

長周期地震動に対する超高層鋼構造建物の応答
に及ぼす $P\Delta$ 効果の影響に関する解析的研究

2010 年

金 紋廷

目次

第1章 序論

1.1 研究の背景	1
1.2 既往の研究	3
1.2.1 超高層鋼構造建物の歴史的変遷	3
1.2.2 PA 効果による一方向への変形累積	5
1.2.3 想定長周期地震動に対する超高層鋼構造建物の応答	6
1.3 研究の目的と本論文の構成	8
参考文献	

第2章 中期（1981-1995）に建設された超高層鋼構造建物を想定した耐震性評価

2.1 序	15
2.2 検討対象モデル	16
2.3 静的解析と固有値解析	19
2.4 時刻歴応答解析	25
2.4.1 解析の目的と計画	25
2.4.2 標準的既往波に対する動的増分解析	26
(a) El Centro NS 波	
(b) Taft EW 波	
(c) Hachinohe NS 波	
(d) まとめ	
2.4.3 想定長周期地震動に対する解析	42
(a) 最大変形角と残留変形角	
(b) 塑性ヒンジの分布	
(c) 応答の時刻歴	
2.4.4 塑性化後層剛性の影響	51
2.5 結論	57
注	
参考文献	

第3章	後期（1996-現在）に建設された超高層鋼構造建物を想定した耐震性評価	
3.1	序	61
3.2	検討対象モデルの設計条件	62
3.2.1	設計条件と解析モデル	62
3.2.2	モデルの基本的力学特性	68
3.3	時刻歴応答解析	73
3.3.1	解析の目的と計画	73
3.3.2	設計用模擬地震動に対する動的増分解析	74
	(a) BCJ L2 波	
	(b) ART-HACHI 波	
	(c) ART-TOMA 波	
	(d) まとめ	
3.3.3	想定長周期地震動 C-SAN EW 波に対する動的増分解析	93
	(a) 層レベルの最大応答と残留応答	
	(b) 部材レベルの最大応答と累積応答	
	(c) 変形の時刻歴と復元力特性	
	(d) 純ラーメン骨組との比較	
3.4	結論	115
3.4.1	設計用模擬地震動に対する検討結果	115
3.4.2	想定長周期地震動に対する検討結果	115
	注	
	参考文献	

第4章	純ラーメン骨組モデルにおける高層化の影響の検討	
4.1	序	119
4.2	検討対象モデルの設計条件	120
4.3	静的増分解析	120
4.4	標準的既往波に対する動的増分解析	130
4.4.1	解析の目的と計画	130
4.4.2	標準的既往波に対する動的増分解析	132
	(a) El Centro NS 波	
	(b) Taft EW 波	

(c) Hachinohe NS 波	
(d) まとめ	
4.5 想定長周期地震動に対する解析	160
(a) 最大応答と残留応答	
(b) 塑性ヒンジの分布	
(c) 応答の時刻歴	
(d) 20 層の純ラーメン骨組との比較	
4.6 塑性化後層剛性の影響	175
4.7 結論	185
参考文献	

第 5 章 高強度鋼の利用による一方向への変形累積の抑止手法

5.1 序	187
5.2 抑止手法の概要	187
5.3 簡易設計法	188
5.3.1 簡易設計法の概要	188
5.3.2 補強間柱の必要断面	188
5.3.3 必要塑性断面係数	189
5.4 設計例	191
5.4.1 主体骨組と高強度間柱の設計	191
5.4.2 静的増分解析	191
5.4.3 時刻歴応答解析	194
(a) 層レベルの最大応答と残留応答	
(b) 部材レベルの最大応答と累積応答	
(c) 変形の時刻歴と復元力特性	
5.5 結論	206
参考文献	

第 6 章 結語

6.1 本論文の結論	209
6.1.1 中期（1981-1995）の超高層建物	209
6.1.2 後期（1996-現在）の超高層建物	210

(a) 設計用模擬波に対する応答	
(b) 想定長周期地震動 C-SAN EW 波に対する応答	
6.1.3 高強度鋼を用いた補強	211
6.2 今後の課題	212

Appendix A 検討用地震動の詳細

Appendix B 梁のモーメントー回転角関係のモデル化と塑性率の定義

Appendix C 設計用模擬地震動に対する純ラーメンモデルの動的増分解析

Appendix D 標準的既往波に対する制震ブレース付モデルの動的増分解析

Appendix E 兵庫県南部地震鷹取波に対する検討

Appendix F 代表モデルに関する CLAP の入力データ

発表論文一覧

謝辞

第 1 章 序論

1.1 研究の背景

1960 年代の日本の超高層建物の黎明期においては、耐震設計に必要な強震記録は米国カリフォルニア州で発生した 1940 年インペリアルバレー地震の El Centro 波など極めて少数しか得られておらず、特に超高層建物の応答に大きな影響を及ぼす長周期の地震動成分については不明確な点が多かった[1-5].

その後、1968 年十勝沖地震(M7.9)において八戸港湾で 2.5 秒程度と比較的長周期の卓越周期を持つ強震記録が得られた[6]. また 1985 年メキシコ地震(M7.9)では、震源から 400km 離れた盆地構造の軟弱地盤の上にあるメキシコシティにおいて、鋼構造や RC 造の超高層建物が倒壊する被害が発生した[7]. 1985 年メキシコ地震の後、盆地構造の軟弱地盤では長周期の地震動が増幅され、超高層建物の応答に大きな被害を及ぼす危険性の認識が広まった. これら長周期の卓越成分を持つ強震記録の蓄積や、地震動に関する研究の進展に伴い、長周期成分が卓越し継続時間が長い、いわゆる「長周期地震動」に対する超高層建物の耐震性を検討する必要性が指摘されるようになった[5,8,9].

しかし、日本において長周期地震動に対する超高層建物の耐震性に関する研究が活発に行われるようになったのは、2003 年十勝沖地震(M8.0)以降と比較的近年のことである[5,8-11]. 2003 年 9 月 26 日に発生した 2003 年十勝沖地震では 1985 年メキシコ地震と同様に、盆地構造の軟弱地盤を持つ札幌や苫小牧において長周期成分が卓越する地震動が発生し、札幌の超高層建物が長時間揺れ、苫小牧の石油タンクにおいてスロッシングが発生し、浮き屋根の破損や石油が炎上する被害が生じた. この地震以降、長周期地震動の脅威が一般にも広く知られるようになった[12,13].

2003 年十勝沖地震の後、土木学会や日本建築学会などを中心に、長周期地震動の予測手法と長周期地震動に対する超高層建物、免震建物、石油タンクなどの長周期構造物の耐震性に関する研究が活発に行われた [10,11]. その成果として、東海地震、東南海・南海地震などの M8 クラスの海溝型巨大地震が発生した場合に、東京、名古屋、大阪などの盆地構造を持つ大都市圏において発生が予測される想定長周期地震動が公表されている[14-16]. また、これらの想定長周期地震動に対する長周期構造物の耐震性や室内安全性に関する研究成果も徐々に蓄積されつつある[11,17-27].

これらの研究の進展に伴い、海溝型巨大地震の発生に伴う長周期地震動に対する長周期建物の耐震性の確保が、重要な社会的要請として認識されるようになりつつある。とりわけ超高層建物では、大きな被害を受けた場合の修復に要するコストや社会に対する影響が甚大なため、倒壊に至るような究極的危険性はもちろん、地震時の室内安全性や地震後の継続使用性に対する配慮が極めて重要となる。

長周期地震動の下では、超高層建物が大きな繰返し塑性変形を多数回経験することも十分に想定されることが報告されている[11,17,20-23,26]。そのため超高層建物が長周期地震動を被ると、 PA 効果や局部座屈などの劣化要因が絡み合い、構造物全体の挙動に看過できない影響を及ぼす危険性がある。

上谷と田川[28-31]は、建築基準法で想定する大地震のレベルを大きく超える地震動を受ける鋼構造超高層建物を対象に、 PA 効果を考慮した時刻歴応答解析を行った。その結果として、極めて大きなレベルの強震動の下で超高層建物が大きな繰返し塑性変形を経験すると、多くの梁端に塑性ヒンジが生じて見かけ上の柱の座屈長さが長くなり、建物の下層部において複数層にわたって弓なりにたわむ変形モードが下層部に発生し、振動サイクル毎にこの変形モードが一方向に累積する危険性を指摘している。またその後、同様の危険性が日本のみならず米国でも報告されている[11(4.4.1 節),32-37]。

しかし、超高層建物の強震時応答における一方向への変形累積を扱ったこれら一連の研究[11,28-37]では、近年公表された想定長周期地震動に対する応答はほとんど検討されていない。また日本では多くの場合、設計用ベースシア係数などの割増により超高層建物の耐震性を通常建物より高めているが[11,38-43]、このような状況が上記の研究では十分に想定されていない。なお、山崎と見波[11(4.4.1 節)]は比較的現実的な鋼構造超高層建物を想定し、想定長周期地震動に対する超高層鋼構造建物の応答における一方向への変形累積に関する解析的検討を行っている。しかし、対象とした解析モデルは一つのせん断モデルに限定されているため、構造特性が長周期地震動の応答に及ぼす影響については未解明な点が多く残されている。

このような状況において、これまでに日本において建設された超高層鋼構造建物の設計の実情と構造解析技術の現状を適切に踏まえた上で、想定長周期地震動に対する超高層鋼構造建物の応答に及ぼす PA 効果の影響、特に一方向への変形累積が生じるか否か、生じるとすればどのような場合に発生するかを系統的に検討しておくことは、建築構造学、耐震工学、鋼構造学の分野において喫緊の研究課題である[10,11]。また一方向への変形累積が発生する危険性がある場合には、なるべく簡便かつ経済的な手法により変形累積を抑止する手法について検討しておくことも重要な研究課題である。

1.2 既往の研究

本節では、本論文に関連の深い既往の研究を、(1)超高層鋼構造建物の歴史的変遷、(2) PI 効果による一方向への変形累積、(3)長周期地震動に対する超高層鋼構造建物の応答の三項目に分類して整理する。

1.2.1 超高層鋼構造建物の歴史的変遷

ここでは文献[5,11(4.2 節),38-46]を参考に、日本における超高層鋼構造建物の歴史的変遷について調査された結果の中から、本論文の内容に関連の深いものについて、特に構造特性と入力地震動の面を中心に記述する。また、現在の超高層建物の構造設計における PI 効果の扱いについて述べる。

1963 年の建築基準法の一部改定によって絶対高さ制限が撤廃され、これを契機に超高層建物の建設は開始された。既存超高層建物は建設された年代に応じて、大きく初期（1963-1980）、中期（1981-1995）、後期（1995-現在）のものに大きく分類できる。

初期の超高層建物は鋼構造がほとんどであり、RC 造スリット耐震壁や PC 鋼棒ブレースなどの耐震要素を使用したものが多い。超高層建物の設計では早い時期から、入力地震動について二つのレベルを想定し、建物の耐用年数中に遭遇することが想定されるレベル 1 地震動に対しては損傷を防止し、確率は低いが大規模なレベル 2 地震動に対しては一部の損傷は許容するものの倒壊などの重大な損傷を防ぐことを目的として設計が行われた。この期間の前半は最大地動加速度（Peak Ground Acceleration, PGA）を指標としており、東京ではレベル 1 で 250cm/s^2 、レベル 2 で 500cm/s^2 の PGA の値が用いられた。地震動としては、1940 年 El Centro 波と 1952 年 Taft 波がほとんどの建物で使用された。この時期は強震記録が非常に限定されており、地震動の長周期成分については不明確な点が多かったため、弾性設計時の層せん断係数を割り増すことや、層せん断力係数の下限値として 0.05 の値を設ける対応がとられた。またこの期間の後半になると、応答のばらつきが比較的少ない最大地動速度（Peak Ground Velocity, PGV）が入力地震動の指標となった。東海地方より東ではレベル 1 で 25cm/s 、レベル 2 で 50cm/s の PGV の値が、関西地方より西ではレベル 1 で 20cm/s 、レベル 2 で 40cm/s の PGV の値が用いられるようになった。また、1940 年 El Centro 波と 1952 年 Taft 波に加えて、これらの地震動よりも長周期の卓越成分を持つ 1968 年 Hachinohe 波が使われるようになった。

中期の超高層建物は、1981 年の建築基準法の改定に伴い耐震壁やブレースなどの耐震要素を用いると構造特性係数 D_s の値が大きくなり経済的に不利になったこと、バブル期における計画の自由度を高めることへの要請などが原因で、純ラーメンが主流とな

った。またアトリウムや吹抜けを設けて建物の付加価値を高める傾向が現れた。この時期は、依然、鋼構造が主流であるが、後半からは SRC 造や RC 造、特に RC 造の超高層建物の建設数に占める割合が急増した。またこの時期の終盤には模擬地震動が用いられ始めるようになり、建築センターにおいてセンター波が作成され、開放工学的基盤面における応答スペクトルの形で示された[47,48]。模擬地震動の導入により、長周期領域における設計用地震動のレベルが大幅に引き上げられる結果となった。

後期の超高層建物では 1994 年兵庫県南部地震の経験を踏まえ、より高い耐震性能へのニーズが高まり、各種ダンパーを備えた制震構造が広く普及するようになった。また超高層免震建物も建設されるようになった。構造種別としては純粋な鋼構造は半分以下となり、CFT 造と RC 造の超高層建物の建設数が超高層建物の建設数に占める割合が急増している。入力地震動については 2000 年の建築基準法改定に伴い、開放工学的基盤面における応答スペクトルの形で示されるようになった。従来のレベル 2 地震動に対応する告示波の「極めて稀に起こる地震動」のレベルは、応答速度スペクトル S_v の長周期成分の平滑部の値が 80cm/s となるように設定された。これはセンター波のレベル 2 地震動の 80%に相当する。一方、従来のレベル 1 地震動に対応する「稀に起こる地震動」のレベルは、上記の「極めて稀に起こる地震動」の 1/5 に設定された。

現在では、(1)1940 年 El Centro 波、1952 年 Taft 波、1968 年 Hachinohe 波などの標準的既往波、(2)建設地近辺の記録波か、もしくは建設地における地盤特性を考慮して設定された模擬地震動であるサイト波、(3)告示スペクトルを満足するように設定された模擬地震動である告示模擬波に対する検討が行われることが多い。なお、これら三種類の波の内、標準的既往波と告示模擬波に対しては、必ず検討に用いることが義務付けられている[43,49]。

また 2000 年の建築基準法改定後は、 PA 効果の影響を必要に応じて適切に考慮することが求められている[49]。 PA 効果に対する具体的な検討項目は文献[43]に示されている。そこでは、(1) PA 効果の影響を考慮した応答解析を行い、極めて稀に発生する地震動に対して架構の応答層間変形角が安定変形角以内であることを確認することと、(2) PA 効果によるせん断力と曲げモーメントの増加を考慮して柱の安全性を確認することの二項目の検討例が示されている。ここで安定変形角とは PA 効果を考慮して求めた各層の復元力が正勾配から負勾配に転じる限界の層間変形角として定義される。しかし、 PA 効果の影響の検討は法規で義務付けられていない。また後述のように、研究レベルでも PA 効果の影響を検討している事例は限られている。そのため、 PA 効果に対する検討が行われずに超高層建物が設計されている事例は、現在でも多数存在すると推察される。

1.2.2 PA 効果による一方向への変形累積

強震動を受ける建物の応答において、 PA 効果による剛性低下を考慮した復元力特性の接線剛性の符号が初めて正から負になる変形角として定義される安定変形角を越えて変形が進行すると、変形が一方向に累積することは古くから知られている。Jennings and Husid [50]と Sun and Berg [51]は、一自由度系を対象として、 PA 効果による一方向への変形の累積現象の発生の有無を、復元力特性の塑性化後剛性の符号を用いて記述できることを指摘した。また多自由度系の場合は、いずれかの層の塑性化後剛性、もしくはこれと等価な条件として系全体の接線剛性行列の最小固有値を用いて記述できることが、それぞれ、秋山 [52]と Bernal [53]により指摘されている。 PA 効果による変形累積や倒壊に関するその他の研究については、Villaverde[56]のレビュー論文を参照されたい。

上谷と田川[28-31,54,55]は多層多スパン超高層鋼構造純ラーメン骨組を対象として、設計の想定を大きく超えるレベルの地震動を被った場合、 PA 効果の影響が大きい下層部に集中して変形が一方向に累積し、最終的には倒壊に至る危険性があることを指摘し、そのメカニズムを初めて明らかにした。Gupta and Krawinkler [32,33]は、米国での設計されている建物を想定して PA 効果を考慮した部材レベルの時刻歴応答解析を行い、同様の危険性があることを指摘している。山崎と遠藤[34]は、地震動の入力エネルギーと、初期剛性と PA 効果による剛性低下の比である安定係数を用いて、 PA 効果による一方向への変形累積を予測できることを指摘し、この手法が超高層建物の下層部での変形累積の予測にも適用できることを報告した。鴨志田と松島[35]は、レベル 2 のセンター波を増幅した地震動を受ける 20 層、30 層、40 層の超高層鋼構造純ラーメン骨組を対象として、 PA 効果を考慮した部材レベルの時刻歴応答解析と等価 1 質点系の時刻歴応答解析を行い、部材レベルの解析では下層部に集中して変形が生じるために、等価 1 質点系と比較して崩壊が生じる地震動のレベルが低くなることを指摘した。しかし、これらの研究で扱われたモデルは純ラーメン骨組に限定されている。また、近年公表された想定長周期地震動に対する検討は行われていない。さらに、前節で述べた日本の超高層建物の設計の実情が十分に反映されていない場合が多い。

Uetani and Tagawa [29]は上記の下層部における一方向への変形累積を抑制するのに、接線剛性行列の最小固有値を正に保つことが有効であることを指摘した。またその後、同様の条件が、ベースシアの塑性化後剛性を用いて記述できることが Gupta and Krawinkler [33]により、接線剛性行列を用いて定義される動的な安定係数を用いて記述できることが田川ら[36,37]により指摘されている。これらの研究成果から、部材のモーメント一回転角関係の塑性化後剛性が十分に大きく、 PA 効果による剛性低下を考慮し

た層せん断力一層間変形関係の塑性化後剛性が正の値を持つ場合には、下層部における一方向への変形累積を抑止できると考えられる。しかし、近年公表された想定長周期地震動に対して、上記の変形累積抑止条件が成立するか否かが検討された研究事例は、著者の知る限り存在しない。

1.2.3 長周期地震動に対する超高層鋼構造建物の応答

長周期地震動に対する超高層鋼構造建物の応答に関する研究としては、まず、1985年メキシコ地震で倒壊した建物の時刻歴応答解析[57,58]が挙げられる。また、2003年十勝沖地震以降に行われた、想定長周期地震動に対する超高層鋼構造建物の応答に関する研究は、累積塑性変形倍率に関するもの[11,17,20-23,25,26]と、室内安全性に関するもの[18,19,24,27]に大別できる。以下ではメキシコ地震に関する研究と、想定長周期地震動に対する応答における累積塑性変形倍率に関する研究成果について整理する。

1985年メキシコ地震で倒壊及び大破した超高層鋼構造建物の Pino Suarez 複合ビルを対象として、Osteraas and Krawinkler [57]は地震後の調査結果と平面骨組としてモデル化した解析結果を、Ger et al. [58]は立体骨組としてモデル化した解析結果を報告した。これらどちらの研究でも PA 効果の影響を考慮して解析を行っており、ブレースの曲げ座屈や柱の局部座屈などの要因も適宜取り入れて解析を行っている。その結果、低層部のある層において柱が降伏し、その層において降伏メカニズムが形成されると、その層の変形が大きくなり倒壊に至った可能性が高いことが指摘されている。Osteraas and Krawinkler [57]では特に言及されていないが、解析結果からは PA 効果が原因と考えられる一方向への変形累積が観察される。Ger et al. [58]は、 PA 効果を考慮した場合としない場合の解析結果を比較し、 PA 効果を考慮しない場合は倒壊が生じないことを指摘している。また、これらの論文では倒壊を防止するための条件として、柱を十分に強くし塑性化や局部座屈を発生させないようにすること、梁柱接合部やブレース接合部の強度を十分に確保すること、梁に十分な塑性変形能力を持たせること、ねじれ変形が生じにくい平面計画とすることなどが重要であると指摘している。

想定長周期地震動に対する超高層鋼構造建物の累積塑性変形に関する研究として、北村ら[11(4.3 節),59,60]は想定長周期地震動に対する超高層鋼構造建物の応答について部材レベルの時刻歴応答解析を行い、一般の設計で用いる地震動に対する応答と比較して、最大層間変形角は大きく変わらないが、累積塑性変形倍率が非常に大きくなることを初めて指摘した。またその後、累積塑性変形量に着目した設計法の提示[22]や、長周期地震動を含む複数の地震動に対する検討結果の報告[26]を行っている。吹田ら[17]は、1960

年代後半から 1970 年代頃の初期の超高層鋼構造建物を想定した 21 層及び 31 層のブレース付骨組を対象として、想定長周期地震動に対する部材レベルの時刻歴応答解析を行い、従来の地震動を受ける場合と比較して、数倍から 10 倍に近い累積塑性変形倍率が要求されることを指摘している。その後、上記の解析結果を基に多数回の繰返し塑性変形を受けた場合の初期超高層鋼構造建物の柱梁接合部の保有性能を実験的に検証し[20]、適切な補強方法の提案とその効果の検証[23]を行っている。熊谷ら[21]は、想定南海・東南海地震の予測地震動を用いて、5～50 階建て建物を想定した 1 質点弾塑性モデルの時刻歴応答解析を行い、建物の構造特性や地震動の特性が、大阪平野で想定される長周期地震動に対する建物の応答に及ぼす影響について検討している。長江ら[25]は、E ディフェンス振動台を用いた実大規模の部分架構の実験を行い、長周期地震動で加振される場合は設計用地震動で加振される場合と比較して、層としての累積塑性変形倍率が 4 倍に達したことを報告している。しかし、これらの研究では前節で述べた PA 効果による一方向への変形累積に関する記述は見当たらない。例外として、山崎と見波[11(4.4.1 節)]は比較的現実的な鋼構造超高層建物を想定し、想定長周期地震動に対する超高層鋼構造建物の応答における一方向への変形累積に関する解析的検討を行っているが、対象とした解析モデルはせん断モデルのみであり、骨組の耐力、初期剛性、塑性化後剛性、柱梁耐力比などの構造特性が応答に及ぼす影響については未解明な点が多く残されている。

1.3 研究の目的と本論文の構成

以上の研究の背景と既往の研究を踏まえ、本論文では以下の二点を主たる目的として研究を行う。

1. 日本の超高層建物の歴史的変遷を適切に踏まえた上で、近年公表された想定長周期地震動に対する超高層鋼構造建物の動的挙動に及ぼす PA 効果の影響、特に下層部での一方向への変形累積が生じるか否か、生じるとすればどのような場合に発生するかを、部材レベルのフレームモデルを用いた時刻歴応答解析により検討する。
2. 下層部における一方向への変形累積を回避するための具体的手法を提案し、部材レベルのフレームモデルを用いた時刻歴応答解析を通じて、その実現性を検討する。

本論文の構成は以下の通りである。

第1章は序論であり、本研究の背景、既往の研究、研究の目的、そして本論文の構成について述べている。なお、本論文で検討に用いる全ての地震動の詳細は Appendix A にまとめられている。

第2章では、中期（1981-1995）に建設された超高層鋼構造建物を想定し、既存超高層建物の平均的な軒高を持つ20層純ラーメン骨組に対する検討を行う。検討には、当時の設計用地震動である標準的既往波と、想定長周期地震動である C-SAN-EW 波[14]と KK-WOS-EW 波[15]を用いる。標準的既往波についてはレベル2地震動を基準地震動とし、これを係数倍した地震動に対する解析を行う。このように基準地震動に係数倍した地震動を用いて、地震動のレベルの増加に伴う応答の変化を調べる手法は動的増分解析[61,62]と呼ばれる。想定長周期地震動に関しては、増幅することなく原波について解析を行う。一次設計における標準層せん断力係数 C_0 をパラメトリックに変更して複数の骨組を設計し、初期剛性、耐力、塑性化後剛性などが応答に及ぼす影響について検討を行う。応答としては、最大層間変形角のみならず残留層間変形角にも着目して検討を行う。

第3章では、後期（1995-現在）に建設された超高層鋼構造建物を想定し、20層制振ブレース付骨組を対象とした検討を行う。ここでは告示模擬地震波と想定長周期地震動に対する検討を行う。どちらの地震動に対しても動的増分解析を行い、制振ブレースを付加した建物において、どの程度のレベルの地震動で一方向への変形累積が発生するかを明らかにし、純ラーメン骨組の場合との比較検討を行う。

第4章では、第2章と同様に中期（1981-1995）に建設された超高層鋼構造建物を想定し、30層と40層の純ラーメン骨組を対象として第2章と同様の検討を行うことで、建物の高層化が応答に及ぼす影響について検討を行う。高層化の影響を明確にするため、標準的既往波と想定長周期地震動に加えて、長周期領域でほぼ一定の応答速度成分を持

ち、現在の建築基準法で定めた基準を満たす告示模擬地震波に対する検討を行う。

第5章では、長周期地震動を受ける超高層鋼構造建物の下層部における一方向への変形累積や、これに伴う過大な残留変形を回避するための効率的な補強方法として、大変形時にも弾性を保つ高強度鋼間柱を連層で付設する耐震補強法を提案し、部材レベルの時刻歴応答解析によりその実現性を検討する。検討を行う対象としては、前章までの検討で、長周期地震動の下で一方向への変形累積が観察された骨組を対象とする。

第6章は結論であり、本論文で得られた成果と今後の課題をまとめている。

参考文献

- [1] 武藤清：超高層建築へのアプローチ：霞ヶ関ビル，鹿島研究所出版会，1966
- [2] 久田俊彦，武藤清：超高層建築，構造編，鹿島研究所出版会，1971
- [3] 日本建築学会：高層建築技術指針，増補改訂版，丸善 1973
- [4] 建築構造設計シリーズ編集委員会：超高層建築，丸善，1973
- [5] 太田外気晴，座間 信作：巨大地震と大規模構造物—長周期地震動による被害と対策，共立出版，2005
- [6] 日本建築学会：1968 年十勝沖地震災害調査報告，日本建築学会，1968
- [7] 日本建築学会：1985 年メキシコ地震災害調査報告，日本建築学会，1987
- [8] 日本建築構造技術者協会：耐震構造設計ハンドブック，オーム社，2008
- [9] 山中 浩明，武村 雅之，岩田 知孝，香川 敬生，佐藤 俊明：地震の揺れを科学する—みえてきた強震動の姿，東京大学出版会，2006
- [10] 土木学会，日本建築学会：海溝型巨大地震による長周期地震動と土木・建築構造物の耐震性向上に関する共同提言，<http://www.aij.or.jp/scripts/request/document/061120-1.pdf>，2006
- [11] 日本建築学会：長周期地震動と建物の耐震性，丸善，2007
- [12] 初観測「長周期地震動」の危険性，固有周期 5 秒前後の超高層建物が共振する恐れ，日経アーキテクチュア，10/04 号，pp. 86-88，2004
- [13] 特集 超高層の不安，日経アーキテクチュア，12/12 号，pp. 70-91，2005
- [14] 国土交通省中部地方整備局ほかコンソーシアム：名古屋市三の丸地区における地域特性を考慮した耐震改修のための基盤地震動の作成（概要版），2004
- [15] 日本建築学会：各種波形予測手法に基づいた海溝型巨大地震の予測強震動波形収集資料，日本建築学会，2007
- [16] 地震調査研究推進本部 地震調査委員会：長周期地震動予測地図 2009 年試作版 http://www.jishin.go.jp/main/chousa/09_choshuki/index.htm
- [17] 吹田啓一郎，北村有希子，五藤友規，岩田知孝，釜江克宏：高度成長期に建設された超高層建物の長周期地震動に対する応答特性—想定南海トラフ地震の関西地域における予測波を用いた検討—，日本建築学会構造系論文集，第 611 号，pp. 55-61，2007
- [18] 福和伸夫，佐武直紀，原徹夫，太田賢治，飯沼博幸，鶴田庸介，飛田潤：長周期構造物の応答を再現するロングストローク簡易振動台の開発，日本建築学会技術報告集，第 25 号，pp. 55-58，2007

- [19] 正月 俊行, 翠川 三郎, 大堀 道広, 三浦 弘之: 超高層建物におけるオフィス内の家具群の地震時挙動シミュレーション, 日本建築学会構造系論文集, 第 620 号, pp. 43-49, 2007
- [20] 山田 祥平, 北村 有希子, 吹田 啓一郎, 中島 正愛: 初期超高層ビル柱梁接合部の実大実験による耐震性能の検証, 日本建築学会構造系論文集, 第 623 号, pp. 119-126, 2008
- [21] 熊谷由章, 林康裕, 森井雄史, 大西良広: 長周期地震動に対する大阪府域に立地する建物の累積損傷, 日本建築学会構造系論文集, 第 627 号, pp. 733-740, 2008
- [22] 北村春幸, 馬谷原伴恵, 川崎恵: 時刻歴応答解析結果をもとにエネルギーの釣合に基づく耐震設計法を適用した建築物の耐震性評価法の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第 632 号, pp. 1755- 1763, 2008
- [23] 吹田啓一郎, 北村有希子, 橋田勇生: 初期超高層超建物柱梁接合部が保有する変形性能と接合部改良効果の検証, 日本建築学会構造系論文集, 第 636 号, pp. 367-374, 2009
- [24] 榎田竜太, 長江拓也, 梶原浩一, 紀暁東, 中島正愛: 大振幅応答を実現する震動台実験手法の構築と超高層建物の室内安全性, 日本建築学会構造系論文集, 第 637 号, pp. 467-476, 2009
- [25] 長江拓也, 鍾育霖, 島田侑, 福山國夫, 梶原浩一, 井上貴仁, 中島正愛, 斉藤大樹, 北村春幸, 福和伸夫, 日高桃子: 超高層建物の耐震性能を検証する実架構実験システムの構築—E-ディフェンス振動台実験—, 日本建築学会構造系論文集 第 640 号, pp. 1163-1171, 2009
- [26] 北村春幸, 野村綾, 川崎恵, 壇一男, 佐藤俊明: 長寿命鋼構造建物が遭遇する複数の強震動を想定した累積損傷評価法の提案—名古屋三の丸地区で想定される強震動を対象として—, 日本建築学会構造系論文集 第 642 号, pp. 1443-1452, 2009
- [27] X. Ji, K. Kajiwara, T.Nagae, R. Enokida, M. Nakashima: A substructure shaking table test for reproduction of earthquake responses of high-rise buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 38, pp. 1381-1399, 2009
- [28] 上谷宏二, 田川浩: 梁降伏型平面骨組の動的崩壊過程における変形集中現象, 日本建築学会構造系論文集, 第 483 号, pp. 51-60, 1996.5
- [29] K. Uetani and H. Tagawa: Criteria for suppression of deformation concentration of building frames under severe earthquakes, *Engineering Structures*, Vol. 20, Nos. 4-6, pp. 372-383, 1998

- [30] 田川浩，上谷宏二：大規模地震動を受ける梁降伏型骨組の崩壊防止に関する研究，日本建築学会東海支部研究報告集，第 40 号，pp. 361-364，2002
- [31] Hiroshi Tagawa: Static and Dynamic Collapse Behaviors of Weak-beam Building Frames Involving Deformation Concentration Phenomena, Doctoral Thesis, Kyoto University, 2001
- [32] A. Gupta and H. Krawinkler: Behavior of ductile SMRFs at various seismic hazard levels, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 1, pp. 98-107, 2000
- [33] A. Gupta and H. Krawinkler: Dynamic P-delta effect for flexible inelastic steel structures, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 1, pp. 145-154, 2000
- [34] 山崎真司，遠藤和明：弾塑性地震応答における $P-\Delta$ 効果と安定比，日本建築学会構造系論文集，第 527 号，pp. 71-78，2000
- [35] 鴨志田貴義，松島豊： $P\Delta$ 効果を考慮した高層建物の耐震安全性，日本建築学会関東支部研究報告集，pp. 169-172，2001
- [36] Hiroyuki Tagawa: Towards an understanding of seismic performance of 3D structures—stability and reliability—, Ph.D. Thesis, University of Washington, Seattle, 2005
- [37] 田川浩之，G. Macrae, L. Lowes: 動的安定係数を用いた多層建物における地震応答の評価，動的安定性の観点からみた心棒効果 その 1，日本建築学会構造系論文集，第 618 号，pp. 57-64，2007
- [38] 市村将太，福島東陽，寺本隆幸：鋼構造超高層建物の設計用パラメータに関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp. 305-306，1999
- [39] 福島東陽，市村将太，寺本隆幸：超高層建物の基本的特性の時系列的変化，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp. 307-308，1999
- [40] 市村将太，福島東陽，寺本隆幸：超高層鋼構造建物の弾性設計用パラメータに関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp. 867-870，2000
- [41] 木村麗，市村将太，福島東陽，寺本隆幸：超高層建物の力学的特性の調査，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp. 865-866，2000
- [42] 木村麗，寺本隆幸：超高層建物の「主体構造」に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp. 471-472，2001
- [43] 日本建築センター：評定・評価をふまえた高層建物の構造設計実務，2002
- [44] 山崎靖典，福和伸夫，飛田潤：高層建物の固有周期と減衰定数の設計値と実測値に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，pp. 947-948，2003
- [45] 日本建築学会：地震荷重—性能設計への展望，丸善，2008

- [46] 石山祐二：耐震規定と構造動力学，三和書籍，2008
- [47] 松島豊：高層建築物の動的解析用地震動に関する研究，(財)日本建築センター平成6年度研究助成報告書 No.9404，日本建築センター，1994
- [48] 建設省建築研究所，日本建築センター：設計用入力地震動作成手法技術指針（案），1992
- [49] 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007年版建築物の構造関係技術基準解説書，第2版，全国官報販売協同組合，2008
- [50] P. C. Jennings, R. Husid: Collapse of yielding structures during earthquakes, *Journal of Engineering Mechanics Division ASCE*, Vol. 94 (EM5), pp. 1045-1065, 1968
- [51] C. K. Sun, G. V. Berg, and R. D. Hanson: Gravity effect on single-degree inelastic system, *Journal of Engineering Mechanics Division ASCE*, Vol. 99 (EM1), 183-200, 1973
- [52] 秋山宏：建築物の耐震極限設計，東京大学出版会，1980
- [53] D. Bernal: Instability of buildings during seismic response, *Engineering Structures*, Vol. 20, pp. 496-502, 1998
- [54] 上谷宏二，田川浩：梁降伏型多層多スパン平面骨組の動的崩壊：その1 地震応答解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造1，pp. 1313-1314，1994
- [55] 田川浩，上谷宏二：梁降伏型多層多スパン平面骨組の動的崩壊：その2 動的崩壊メカニズムの考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造1，pp. 1315-1316，1994
- [56] R. Villaverde: Methods to assess the seismic collapse of building structures: state of the art, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 33, pp. 57-66, 2007
- [57] J. Osteraas, H. Krawinkler: The Mexico earthquake of September 19, 1985—Behavior of steel buildings, *Earthquake Spectra*, Vol. 5, pp. 51-88, 1989
- [58] J. F. Ger, F. Y. Cheng, L. W. Lu: Collapse behavior of Pino Suarez building during 1985 Mexico City earthquake, *ASCE Journal of Structural Engineering*, pp. 852-870, 1993
- [59] 薩川恵一，宮内洋二，財津和廉，太田弘俊，北村春幸：長周期地震動に対する長周期構造物の応答性状，その1 検討地震波概要と免震構造の応答性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，B2，pp. 989-990，2004
- [60] 財津和廉，薩川恵一，宮内洋二，北村春幸，太田弘俊：長周期地震動に対する長周期構造物の応答性状，その2 超高層建物の応答性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，B2，pp. 991-992，2004
- [61] V. Bertero, Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments, *Structural engineering and structural mechanics*, A Volume Honoring Edgar P. Popov, K.

Pister, ed., Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, 188–237.

- [62] D. Vamvatsikos, C. A. Cornell: Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 491–514, 2002

第 2 章 中期（1981-1995）に建設された超高層鋼構造建物を想定した耐震性評価

2.1 序

第 2 章では，中期（1981-1995）に建設された超高層鋼構造建物を想定した検討を行う．図 2.1 の既存鋼構造超高層建物の軒高の分布の時系列変化[1]より，特に 1980 年代後半に軒高 60～100m の建物が多数建設されたことがわかる．また文献[2]では 1980 年代に純ラーメン骨組が主流となったことが指摘されている．この年代の超高層建物は PGV が 50cm/s に一致するように増幅された標準的既往波に対する耐震性が設計時に検討されているが，本研究で対象とするレベルの想定長周期地震動に対する耐震性は検討されていない．そこで本論文では，長周期地震動に対する耐震性評価が重要な課題となっている既存超高層建物の代表例として，平均に近い軒高[1-3]を持つ 20 層純ラーメン建物を取り上げ，部材レベルのフレームモデルの非線形時刻歴応答解析により，長周期地震動を受ける超高層建物の動的応答に PD 効果がどのような影響を及ぼすかを検討する．

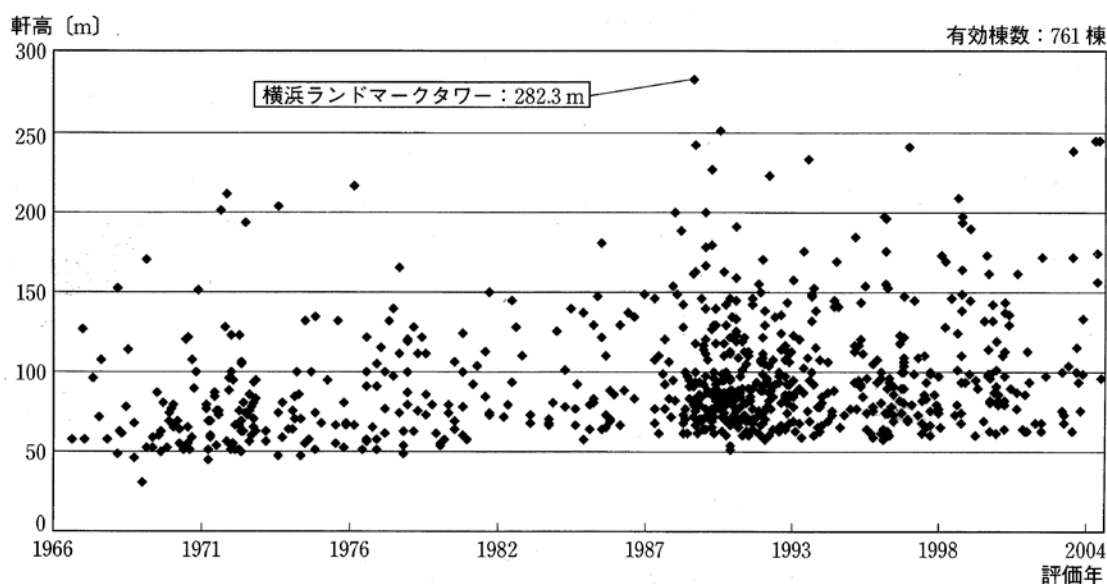


図 2.1 既存超高層鋼構造建物の軒高の時系列変化[1]

2.2 検討対象モデル

超高層建物の設計では、耐震性能の簡便な指標として軒高に対する固有周期や設計用ベースシア係数が用いられることが多い。その理由は、これらの値が間接的に骨組の弾性剛性や耐力を表すためである。そこで本章は北村[2]の検討例を参考に、標準層せん断力係数 C_0 をパラメータとして3種類の解析モデルを設計する。モデルは MRF20-0.20, MRF20-0.30, MRF20-0.40 と呼ぶ。MRF は純ラーメン骨組 (Moment Resisting Frame) であることを、20 は20層骨組であることを示す。また、-の後の数字は1次設計時の層の標準せん断係数 C_0 の値を示す。

図 2.2 の■は本研究のモデルの固有周期, 軒高, 設計用ベースシア係数の関係を示す。×, +, △, □は既往の研究[4-7]の値を示す。また灰色の丸印は既存鋼構造超高層建物の分布[9]を示す。図 2.2(a)より、本論文で扱うモデルはいずれも既存超高層の分布の範囲内であり、MRF20-0.20($T=3.01s$)は分布中最も固有周期が長い建物、MRF20-0.40($T=2.14s$)は分布の平均の建物、MRF20-0.30($T=2.52s$)はこれらの中間の建物に対応する。

既往の研究[4-7]では、柱降伏が生じると下層部における一方向への変形累積が極めて顕著になることが指摘されている。しかし、我国の超高層建物では柱降伏が生じないように柱梁耐力比を定めることが多い。そこで本論文では、柱が弾性の場合にも変形累積が見られるか否かを検討するため、レベル2地震動の下で梁降伏型の崩壊モードとなるように設計された建物を対象とする。なお梁降伏型骨組として設計されていても、極大地震動の下では柱降伏や転倒モーメントによる柱軸力変動のため崩壊モードが大きく変化する可能性がある。そのため本研究では、静的及び動的解析ともに層レベルのせん断モデルではなく、部材レベルのフレームモデルを用いる。

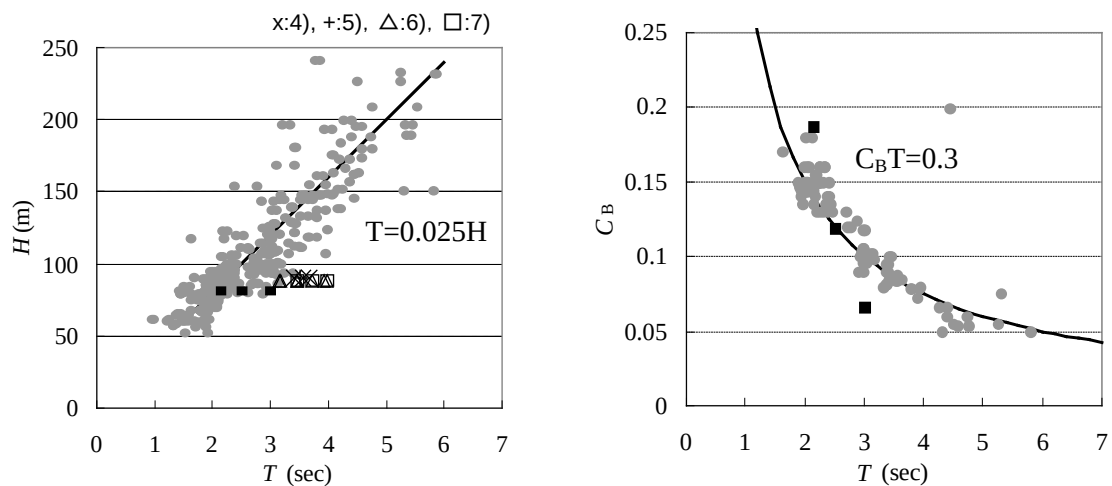


図 2.2 (a)軒高と固有周期の関係, (b)ベースシアと固有周期の関係

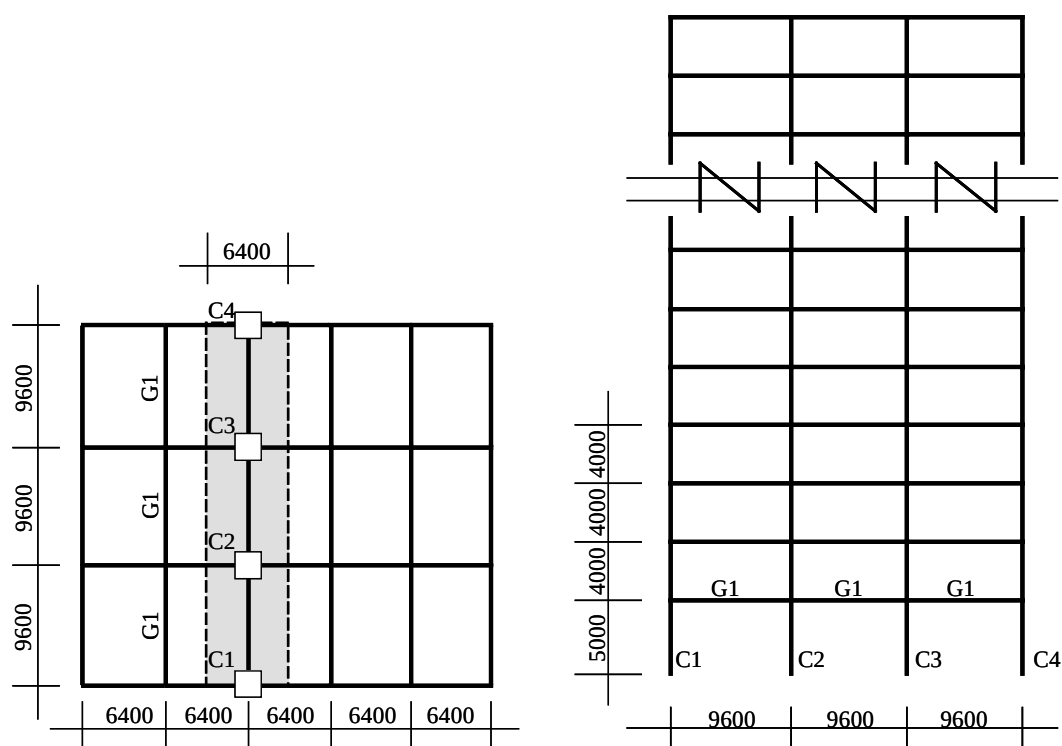


図 2.3 純ラーメンモデルの(a)平面図と(b)立面図

検討対象モデルとその設計条件の概要を以下にまとめる．

- 1) 図 2.3 に示す 20 層 3 スパン平面骨組を解析対象とする．構面内のスパン長は均等で 9.6m，構面直行方向のスパン長は 6.4m とする．第 1 階の高さを 5m，その他の階の高さを 4m，軒高 H を 81m とする．単位面積当り床荷重を 7.84kN/m^2 とする．
- 2) 一次設計では，層間変形角の制限値を $1/200$ として近似 A_i 分布[10,11]に基づく弾性設計を行う．第 2 種地盤を仮定し，地震力の設定に略算固有周期 $T^*(=0.03H=2.43\text{s})$ を用い，標準層せん断力係数 C_0 をそれぞれ 0.2(建築法の最低基準)，0.3(実際の建物設計の平均値)，0.4 とする．
- 3) 二次設計では PGV が 50cm/s に一致するよう増幅した El Centro NS，Taft EW，Hachinohe NS の標準既往波の下で，(1)層間変形角が 0.011 を超えないこと，(2)部材の塑性率が 4 を越えないこと，(3)梁端と第一層柱脚以外で塑性ヒンジが発生しないことを確認する．
- 4) 一次，二次ともに設計時は PI 効果を考慮しない．
- 5) 内柱では柱梁耐力比がほぼ 1.5～1.7 の範囲になるように設計する．外柱では柱梁耐力比は内柱の約 2 倍とする．
- 6) 第二分枝勾配比（弾性剛性と塑性化後剛性の比）が 0.01 のバイリニアのモーメン

ト一回転角で部材をモデル化することで、ひずみ硬化の影響を考慮する[12].

- 7) 全部材で曲げ変形に加えて軸方向変形とせん断変形を考慮する. 部材の横座屈, 局部座屈, 破断は考慮しない. 梁とスラブの合成効果は, 通常の設計で用いられる仮定[13,14]に従い, 梁の弾性曲げ剛性を2倍とするが, 曲げ耐力の増加は考慮しない.
- 8) 柱を箱形断面, 梁をH形断面とする. 全部材で 490N/mm^2 級鋼材を用いる. ヤング係数は $205 \times 10^3 \text{N/mm}^2$, せん断弾性係数は $75 \times 10^3 \text{N/mm}^2$, 降伏応力は $325 \times 1.1 = 357.5 \text{N/mm}^2$ とする.
- 9) 解析には CLAP[15]を使用する. CLAP では幾何非線形効果は軸力による幾何剛性行列と移動座標系の併用により考慮される. 材料非線形効果は軸力と曲げの降伏条件の相関を考慮する一般化塑性ヒンジを全部材両端に配置することで考慮される.
- 10) 解析モデルの柱の断面リストを表 2.1 に, 梁の断面リストを表 2.2 に示す.

表 2.1 柱断面リスト(mm)

GR	FL	外柱			内柱		
		MRF20-0.2	MRF20-0.3	MRF20-0.4	MRF20-0.2	MRF20-0.3	MRF20-0.4
7	19-20	500x22	550x25	600x28	500x22	550x25	600x28
6	16-18	500x28	550x28	600x28	500x28	550x28	600x28
5	13-15	550x22	550x32	600x36	550x22	550x36	600x36
4	10-12	550x28	550x36	600x40	550x28	550x36	600x40
3	7-9	550x28	600x32	600x45	550x32	600x36	600x45
2	4-6	550x32	600x32	600x45	550x36	600x36	600x45
1	1-3	550x32	600x32	600x45	550x36	600x40	600x50

表 2.2 梁断面リスト(mm)

GR	FL	MRF20-0.20	MRF20-0.30	MRF20-0.40
7	19-20	550x250x12x28	650x300x16x25	850x300x16x25
6	16-18	550x250x12x28	700x300x16x28	850x300x16x25
5	13-15	650x300x16x22	750x300x16x25	900x300x19x25
4	10-12	650x300x16x28	850x300x16x25	950x300x19x28
3	7-9	700x300x14x25	850x300x16x28	1000x300x19x28
2	4-6	750x300x14x25	850x300x16x28	1000x300x19x28
1	1-3	750x300x14x25	850x300x16x28	1000x300x19x28

2.3 静的解析と固有値解析

静的解析と固有値解析より得られた各モデルの弾性剛性と耐力の指標を表 2.3 に示す。表 2.3 で T は PA 効果を見ない場合の固有周期の精算値、 C_B は一次設計用ベースシア係数、 C_U は終局耐力時のベースシア係数である。なお C_U は PA 効果を見ない弾塑性解析結果から、最大層間変形角が 1/75 となる時のベースシア係数値として求めた[注 1]。

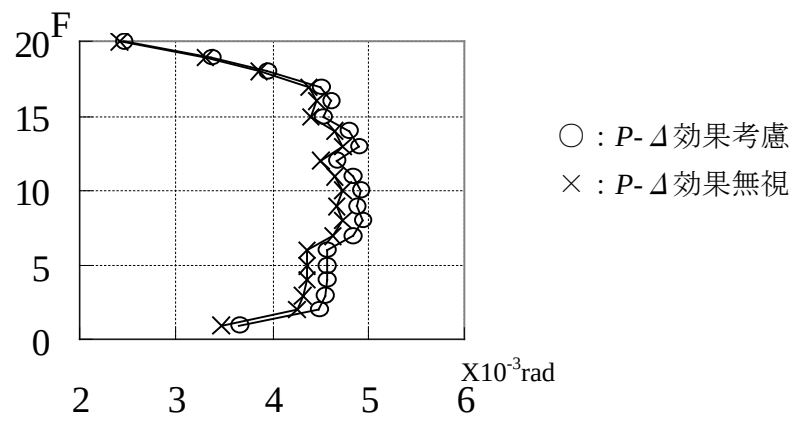
図 2.4 に一次設計の弾性解析結果を示す。図 2.5 は弾塑性解析より得られた層の復元力特性を示す。静的弾塑性解析では変位制御により屋根水平変位が 120cm に至るまで 500 ステップの増分解析を行った。図 2.4 と図 2.5 において、 D_i は第 i 層の層間変形、 H_i は階高、 Q_i は層せん断力、 W は全重量を表す。図 2.5 では上から順に第 1 層から第 20 層までの層間変形角と層せん断力の関係を各実線が表す。

解析結果からの観察事項は以下の通りである。

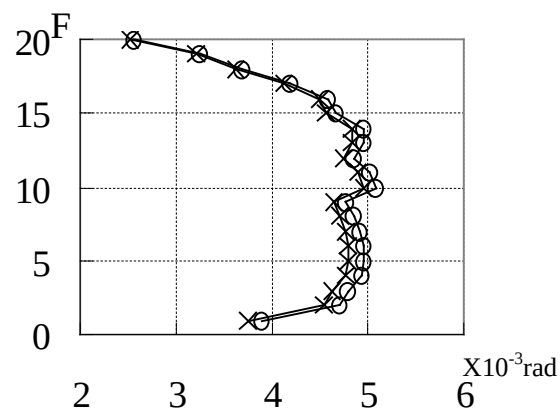
- 1) 本論文では C_0 の値から見て MRF20-0.30 が平均的な弾性剛性を持つよう設計した。しかし表 2.3 の T を見ると、MRF20-0.40 が建物高さ $H=81\text{m}$ に対して最も平均的な T の値を持つ建物となり、MRF20-0.20 が T の分布の上限値に対応する建物となった。
- 2) 表 2.3 より本論文の設計モデルでは、終局ベースシア係数 C_U と設計用ベースシア係数 C_B の比 C_U/C_B の値は標準的な値[2]である 1.5～2 の間に分布しており、図 2.5 に示すように C_B の増加に伴い C_U も増加した。
- 3) 図 2.4 より弾性解析で PA 効果の影響による応答の差は一般に下層ほど大きくなる。
- 4) 図 2.5 より本論文のモデルでは、 $P-A$ 効果を考慮するか否かにかかわらず、どの解析モデルでも静的荷重の下では変形が下層部に集中した。
- 5) 第 1 層の弾性剛性と終局耐力時の接線剛性の比は、 PA 効果を考慮しない場合はどのモデルでも約 1.7%であり、 PA 効果を考慮する場合は MRF20-0.20 で－1.5%、MRF20-0.30 で－0.6%、MRF20-0.40 で 0.1%である。
- 6) PA 効果の影響により C_U の値は MRF20-0.20 で 9.8%、MRF20-0.30 で 6.9%、MRF20-0.40 で 5.4%低下した。

表 2.3 各モデルの剛性と耐力の指標

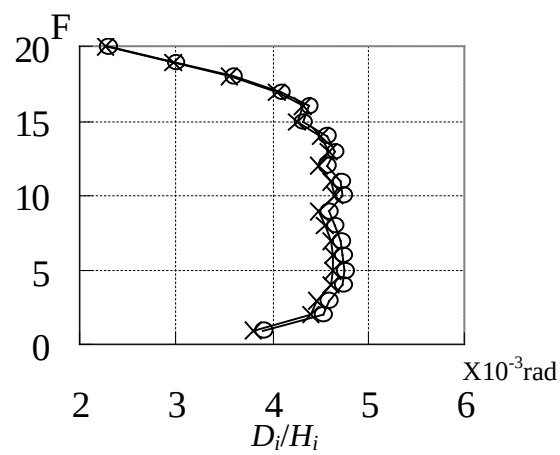
	C_0	$T(\text{s})$	$T(\text{s})/H(\text{m})$	C_B	C_U	C_U / C_B
MRF20-0.20	0.20	3.06	0.038	0.08	0.15	1.92
MRF20-0.30	0.30	2.56	0.032	0.12	0.20	1.68
MRF20-0.40	0.40	2.18	0.027	0.16	0.27	1.66



(a) MRF20-0.20



(b) MRF20-0.30



(c) MRF20-0.40

図 2.4 一次設計時の層間変形角

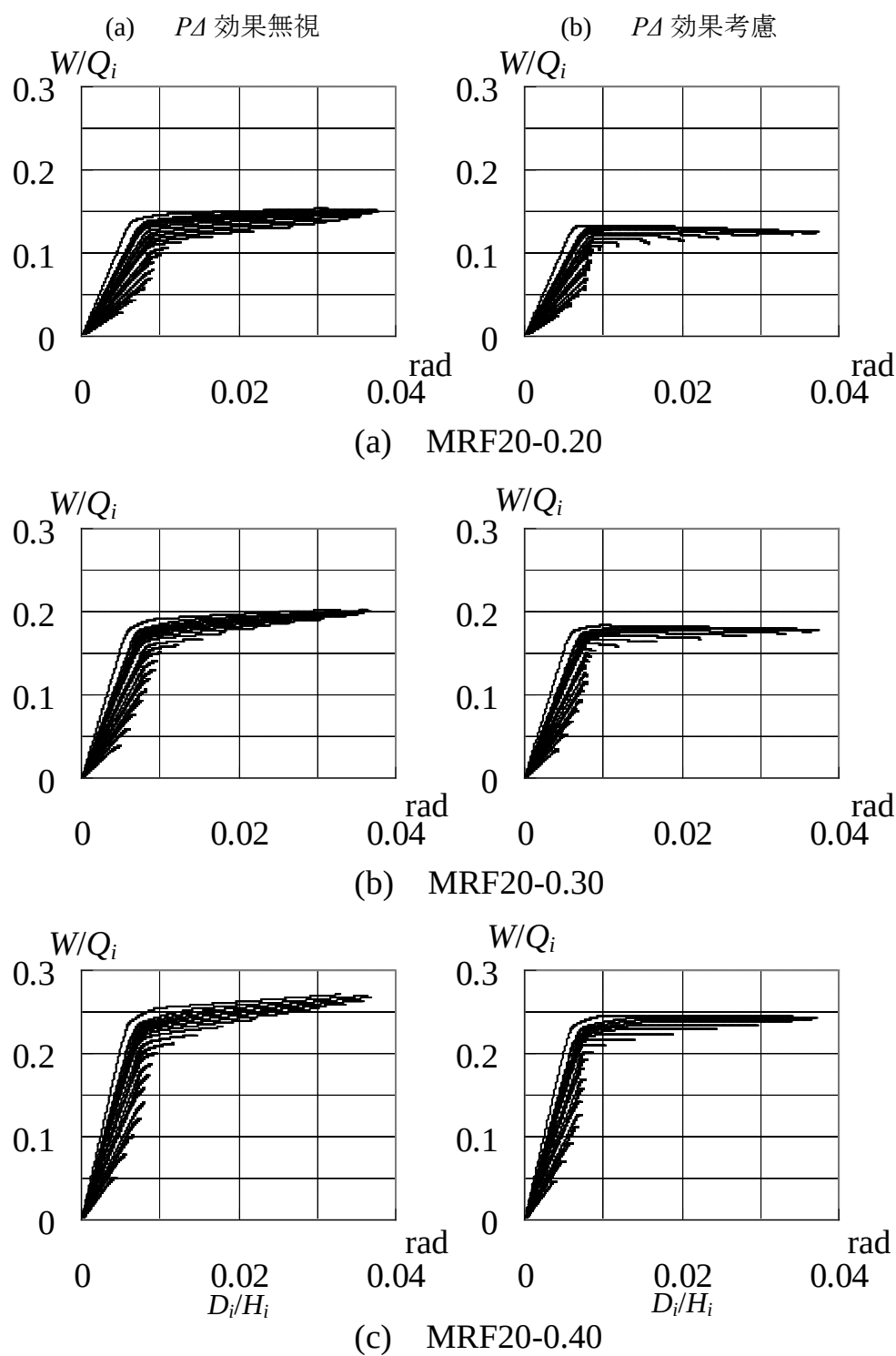


図 2.5 各モデルの静的増分解析結果の比較

表 2.4 第一層の安定係数 $q(\%)$ と層せん断力の第二分枝勾配比 $h(\%)$

	q	$h_{(1)}$	$h_{(2)}$
MRF20-0.20	4.48	1.65	-1.49
MRF20-0.30	3.24	1.77	-0.60
MRF20-0.40	2.46	1.87	0.08

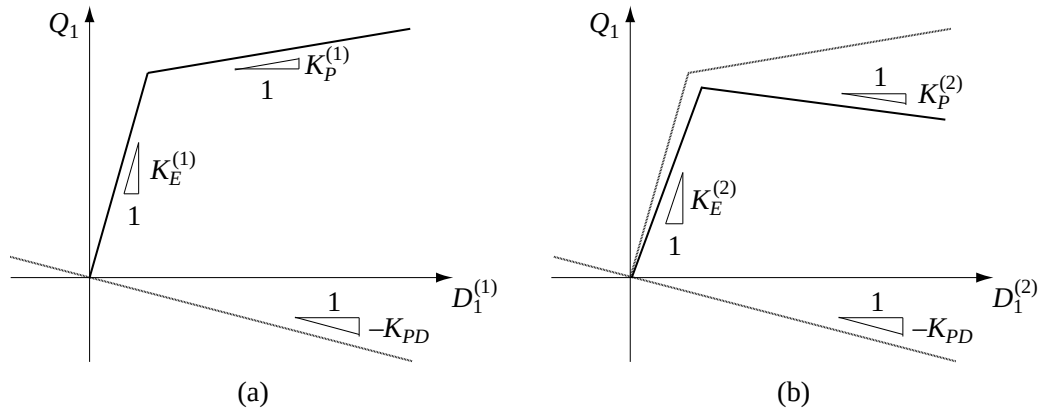


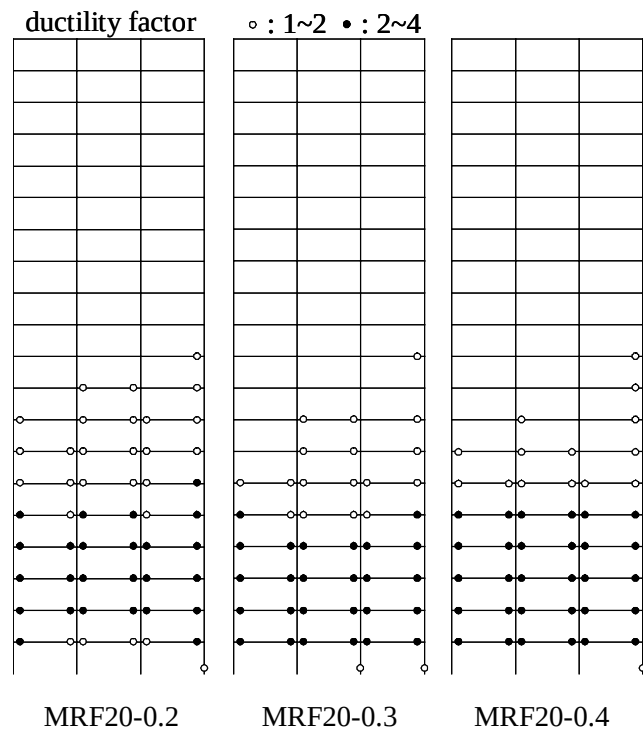
図 2.6 第 1 層の復元力特性：(a) PA 効果無視，(b) PA 効果考慮

PA 効果の大きさを表す指標として，以下の式(2.1)と(2.2)で定義される第 1 層の安定係数 q [2,10,11]と第二分枝勾配比 h を計算した結果を表 2.4 に示す．また，これらの変数の定義を図 2.6 に示す．ここで K_E は弾性の層剛性， K_P は塑性化後の層剛性， K_{PD} は PA 効果による負勾配（剛性低下量）を表す．なお本章では，下添字もしくは上添字の(1)と(2)は，それぞれ PA 効果を実を無視した場合と考慮した場合の計算結果から得られる値を示す．

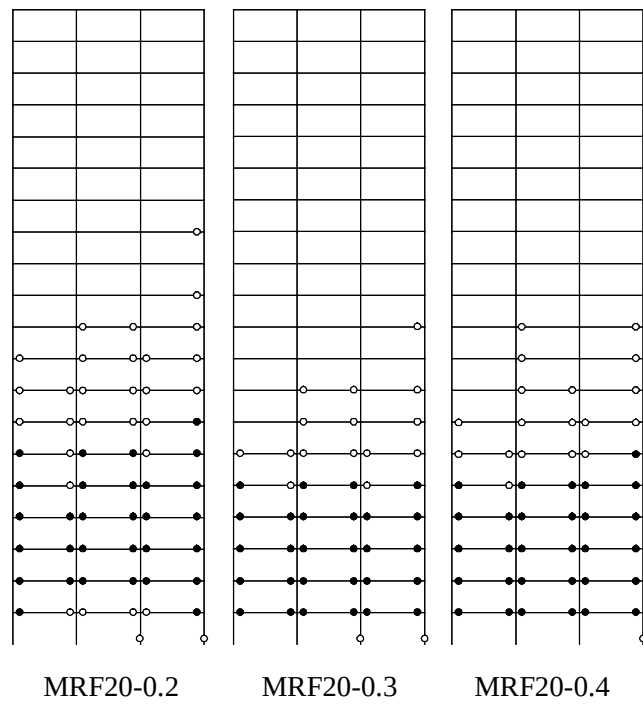
$$q = \frac{K_{PD}}{K_E^{(1)}} = \frac{W}{H_1} / \frac{C_B W}{D_1^{(1)}} = \frac{1}{C_B} \frac{D_1^{(1)}}{H_1} \quad (2.1)$$

$$h_{(1)} = \frac{K_P^{(1)}}{K_E^{(1)}}, \quad h_{(2)} = \frac{K_P^{(2)}}{K_E^{(2)}} \quad (2.2)$$

図 2.7 はいずれかの層最大変形角が $1/75$ に到達した時における塑性ヒンジと最大塑性率（ductility factor）の分布を示す．ここで○は部材の塑性率が $1 \sim 2$ ，●は $2 \sim 4$ の範囲にあることを示す．梁の塑性率とモーメント一回転角の関係は Appendix B に詳述している．図 2.7 において， PA 効果の考慮の有無による塑性ヒンジと塑性率の分布を比較すると， PA 効果の考慮の有無による大きな違いは見られない．



(a) $P\Delta$ 効果考慮



(b) $P\Delta$ 効果無視

図 2.7 保有耐力到達時の塑性ヒンジ分布と最大塑性率

参考として、 PA 効果を無視した場合における、各モデルの鉛直荷重による柱軸力比を表 2.5 に示す.

表 2.5 各モデルの柱軸力比

FL	MRF20-0.20		MRF20-0.30		MRF20-0.40	
	外柱	内柱	外柱	内柱	外柱	内柱
20	0.02	0.03	0.02	0.03	0.01	0.02
19	0.03	0.07	0.03	0.05	0.02	0.04
18	0.04	0.08	0.03	0.08	0.03	0.06
17	0.05	0.11	0.05	0.10	0.04	0.08
16	0.06	0.14	0.06	0.13	0.05	0.11
15	0.09	0.19	0.06	0.12	0.05	0.10
14	0.10	0.22	0.07	0.14	0.06	0.12
13	0.12	0.25	0.08	0.16	0.07	0.13
12	0.10	0.23	0.08	0.18	0.07	0.14
11	0.12	0.25	0.09	0.20	0.08	0.15
10	0.13	0.28	0.10	0.22	0.08	0.17
9	0.14	0.26	0.11	0.22	0.08	0.18
8	0.15	0.28	0.12	0.24	0.09	0.19
7	0.16	0.32	0.13	0.25	0.09	0.20
6	0.15	0.30	0.14	0.27	0.10	0.22
5	0.16	0.32	0.15	0.29	0.11	0.23
4	0.17	0.34	0.16	0.31	0.11	0.25
3	0.18	0.36	0.17	0.29	0.12	0.24
2	0.19	0.38	0.18	0.31	0.13	0.25
1	0.20	0.40	0.19	0.33	0.14	0.27

2.4 時刻歴応答解析

2.4.1 解析の目的と計画

本章では PI 効果を考慮する場合と考慮しない場合の時刻歴応答解析結果の比較を通じて、(1)下層部における一方向への変形累積がどのような場合に発生するかを明らかにすることと、(2) 塑性化後剛性を常に正とすることで下層部での変形累積を抑止できるとする Uetani and Tagawa[5]の指摘の妥当性を検討することの二点を、本節の主たる目的とする。

2.4.2 節では、性質が良く知られている標準既往波を基準地震動としてとりあげ、これらに倍率をかけた地震動に対して検討を行う。このような手法は動的増分解析[16]と呼ばれる。2.4.3 節では、想定長周期地震動のC-SAN EW波[2,17]を取り上げ、波形を増幅することなく原波を用いて解析を行う。2.4.4 節では下層部において PI 効果の考慮の有無による顕著な応答の差異が見られた代表例としてC-SAN EW波に対するMRF20-0.20の応答を取り上げ、層間変形角の時刻歴や層の復元力特性などの観点から分析を行う。最後に2.4.5 節では2.4.4 節で検討したケースを再び取り上げ、塑性化後剛性が応答に及ぼす影響について検討する。

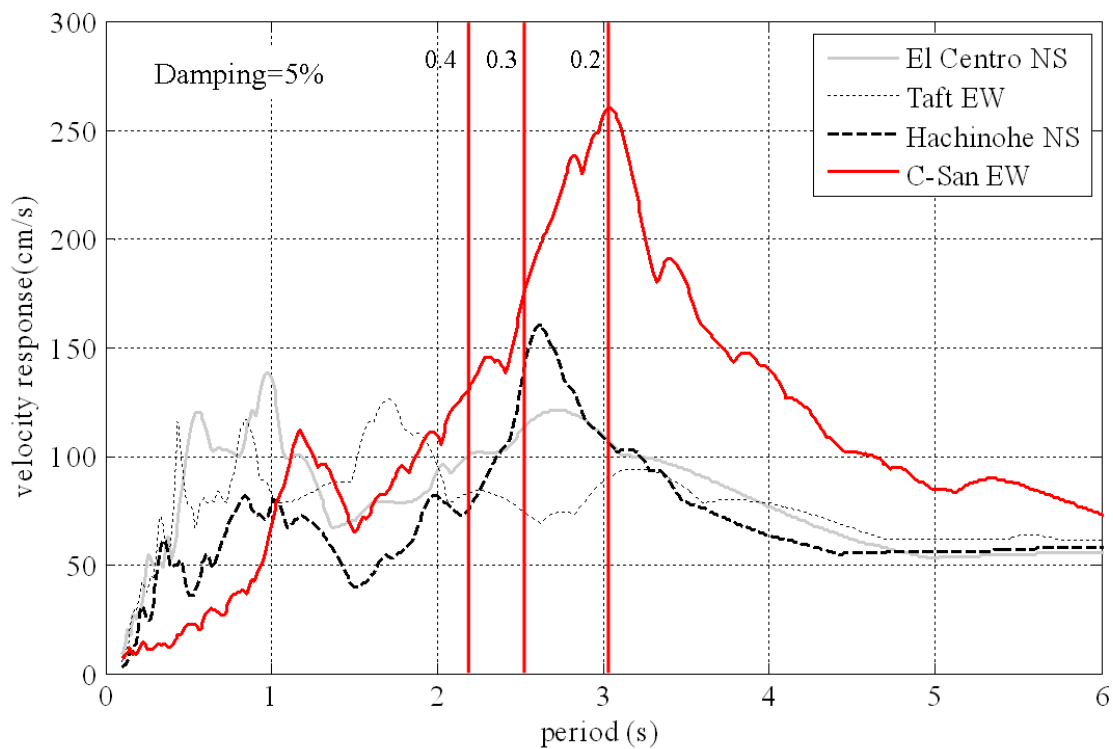


図 2.8 20 層純ラーメンモデルの固有周期と地震動の応答速度スペクトル

図 2.8 に対象とする地震動の速度応答スペクトルを示す。図 2.8 では、標準波は PGV が 50cm/s に一致するように増幅しているが、C-SAN EW 波は増幅していない。対象とするモデルの固有周期の範囲では、Taft EW 波の応答速度は 80cm/s 程度、他の標準的既往波の応答速度は 100~140cm/s になっている。また MRF20-0.20 の固有周期において、C-SAN EW 波の応答速度が最大に近い値をとっている。なお、検討に用いた波の時刻歴などの詳細は Appendix A に記載している。

時刻歴応答解析では、減衰は初期剛性比例型の内部粘性減衰とし、1 次固有モードの臨界減衰に対して 2% とする。減衰行列を作成する際の 1 次固有周期として精算値 T を用いる。解析の時間刻みは 0.005sec とする。解析で対象とする時間は El Centro NS, Taft EW, Hachinohe NS に対しては 120 秒、C-SAN EW に対しては 420 秒とし、地震動の継続時間終了後は自由振動についての解析を行った。

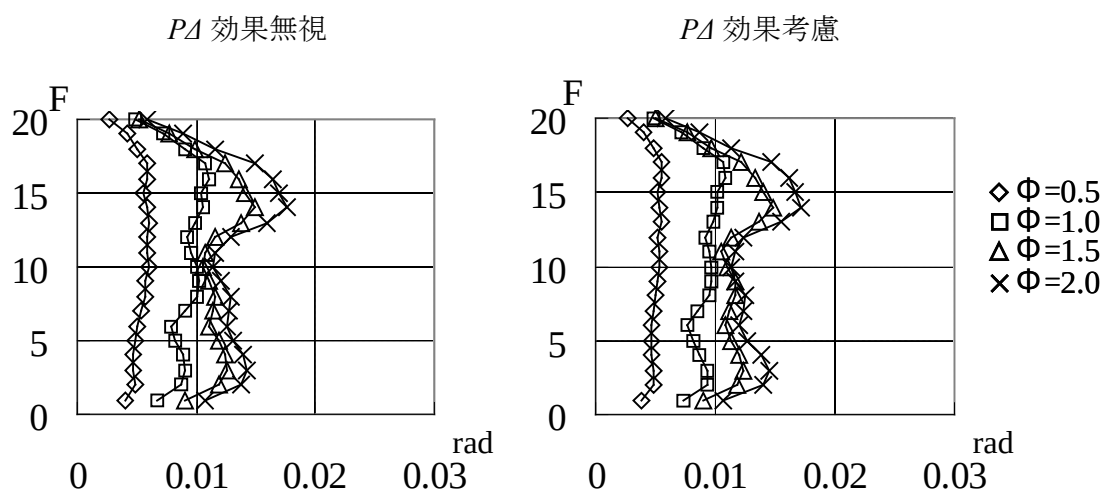
2.4.2 標準的既往波に対する動的増分解析

動的増分解析では係数倍した基準地震動に対して時刻歴応答解析を行い、係数を増加させた時の応答の変化を調べ、建物の余裕度を評価する。本節では、El Centro NS, Taft EW, Hachinohe NS のそれぞれの PGV が 50cm/s に一致するように増幅した地震動を基準地震動とする。倍率 Φ の値として、0.5~2 まで 0.5 刻みの値を採用する。応答の指標として、最大層間変形角のみでなく、残留変形角（解析終了時の層間変形角）についても検討を行う。

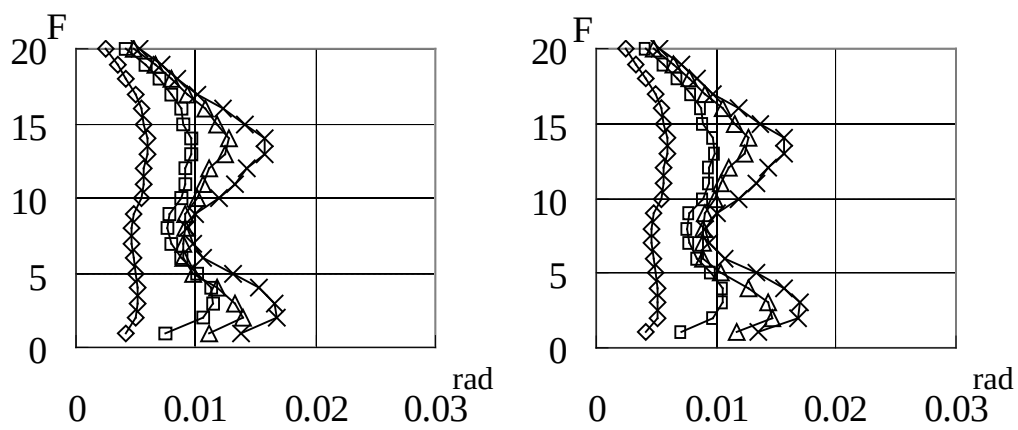
(a) El Centro NS 波

El Centro NS 波に対する 20 層モデルの解析結果を図 2.9 と図 2.10 に示す。図 2.9 と図 2.10 は地震動のレベルの変化に対する最大層間変形角の変化を示す。図 2.9 は PA 効果を見捨てた場合と PA 効果を考慮した場合の比較である。これらの図において、横軸の D_{mi}/H_i は第 i 層の最大層間変形角を、縦軸は層数 i を示す。図 2.10 の横軸の $(D_{mi}/H_i)_{max}$ は最大層間変形角 D_{mi}/H_i の層番号 i に関する最大値を表し、縦軸の Φ は地震動のレベルを表す。

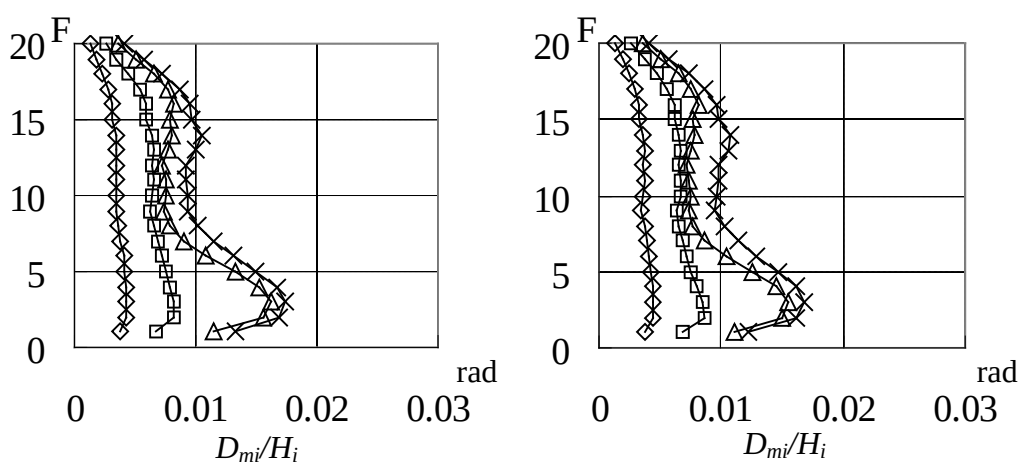
図 2.11 と図 2.12 は地震動のレベルの変化に対する残留層間変形角の変化を示す。図 2.11 は PA 効果を見捨てた場合と PA 効果を考慮した場合の比較である。これらの図において、横軸の D_{ri}/H_i は第 i 層の残留層間変形角を、縦軸は層数 i を示す。図 2.12 の横軸の $(D_{ri}/H_i)_{max}$ は最大残留層間変形角 D_{ri}/H_i の層番号 i に関する最大値を表し、縦軸の Φ は地震動のレベルを表す。



(a) MRF20-0.20

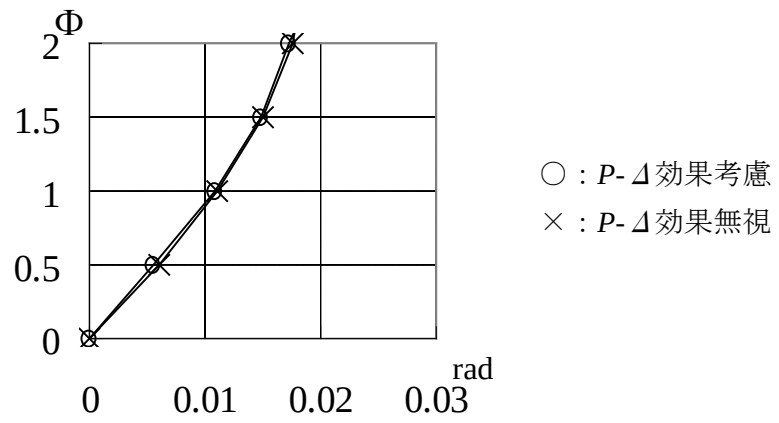


(b) MRF20-0.30

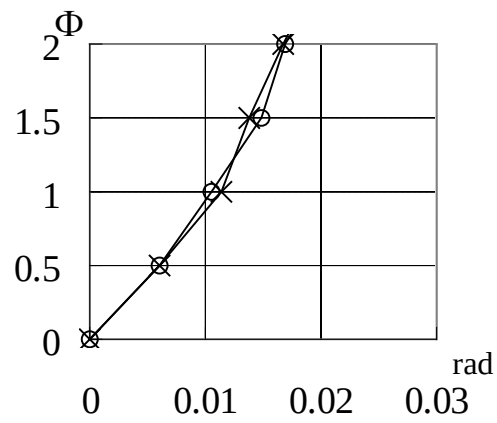


(c) MRF20-0.40

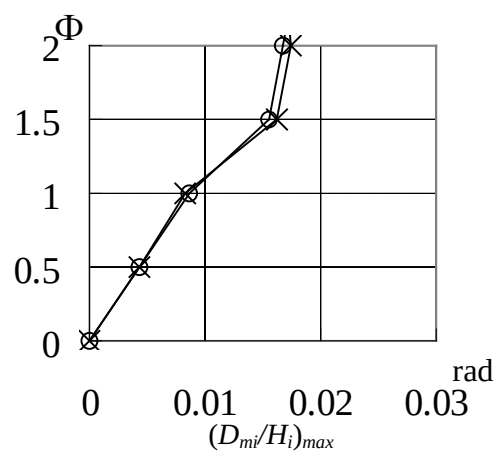
図 2.9 El Centro NS 波に対する最大層間変形の比較



(a) MRF20-0.20

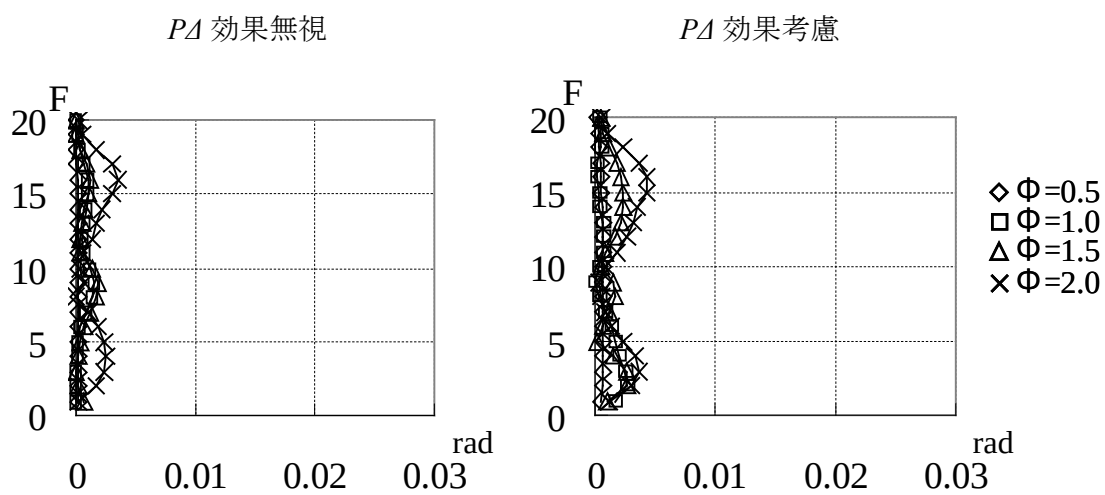


(b) MRF20-0.30

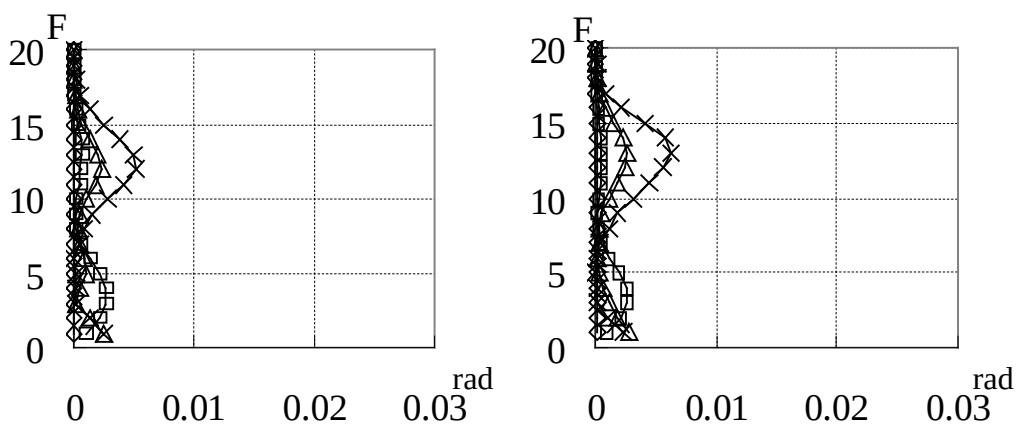


(c) MRF20-0.40

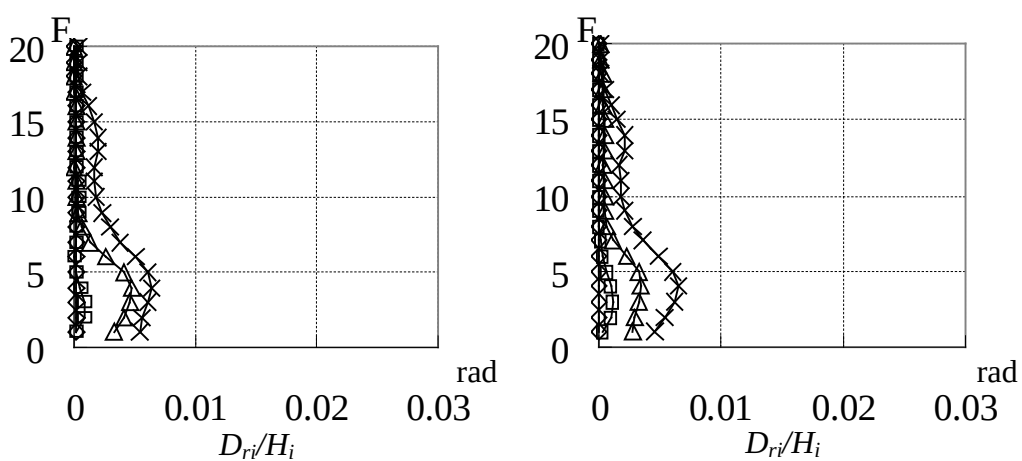
図 2.10 El Centro NS 波に対する最大層間変形の最大値の変化



(a) MRF20-0.20

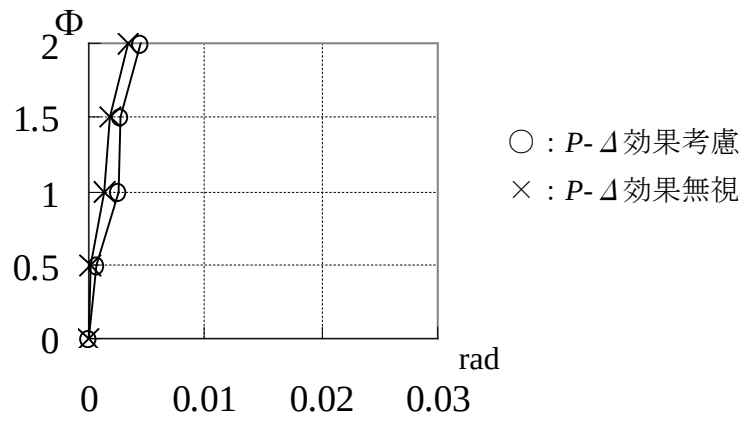


(b) MRF20-0.30

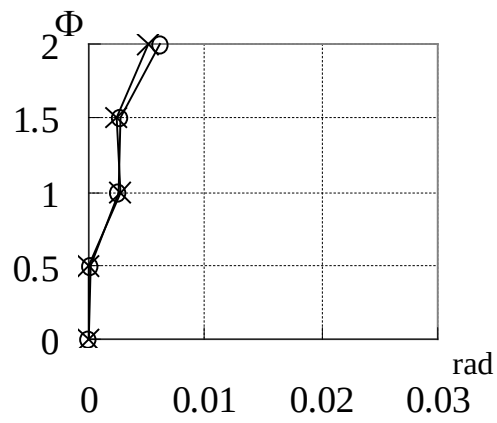


(c) MRF20-0.40

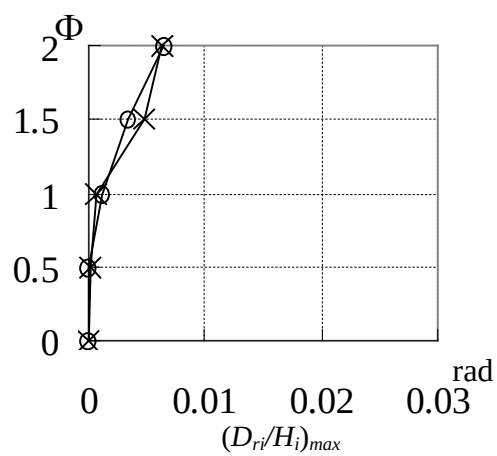
図 2.11 El Centro NS 波に対する残留層間変形の比較



(a) MRF20-0.20



(b) MRF20-0.30



(c) MRF20-0.40

図 2.12 El Centro NS 波に対する残留層間変形角の最大値の変化

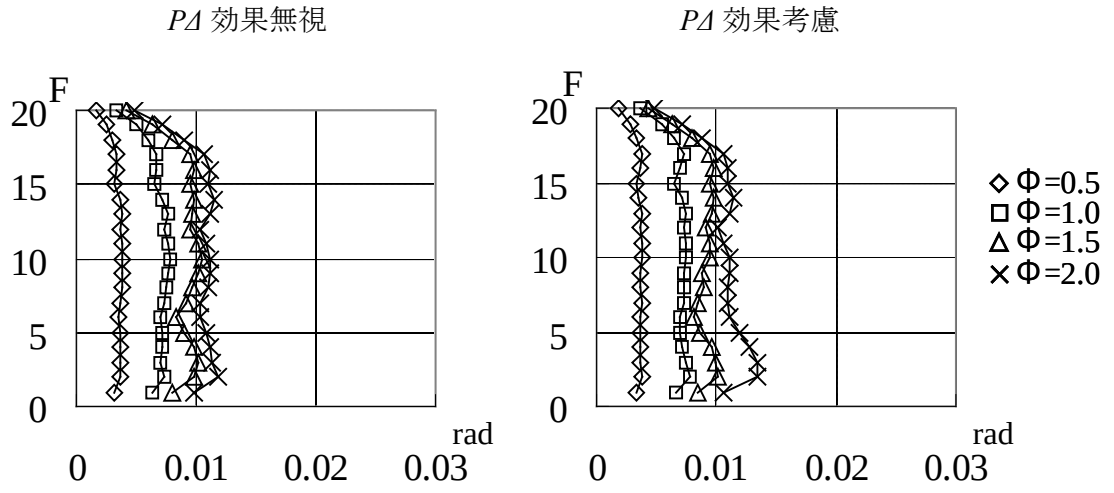
解析結果からの観察事項は以下の通りである。

- 1) 柱の塑性ヒンジ分布：全解析パターンにおいて柱脚を除いた全ての柱端が弾性であり，常に梁降伏型の崩壊形となっていた。
- 2) 設計クライテリアとの対応：図 2.9 より， PA 効果を見捨て時刻歴応答解析を行った場合の最大層間変形角が，レベル 1 地震動($PGV=25\text{cm/sec}$)の下ではほぼ 0.005rad 以下に、レベル 2 地震動($PGV=50\text{cm/sec}$)の下では 0.011rad 以下になっており，当時の設計クライテリアを満足している。
- 3) 地震動のレベルと応答の関係：最大層間変形角の最大値はレベルの増幅と共にほぼ線形に増加している。一方，残留層間変形角の最大値は $\Phi \geq 0.5$ の範囲においてはほぼ線形に増加している。
- 4) PA 効果による応答の差異：全 Model の最大層間変形角と残留層間変形角において， PGV を 100cm/s まで増幅させても PA 効果による顕著な応答の差異は観察されない。
- 5) 同じレベルの地震動に対する各 Model の応答の比較：最大層間変形角については，同じレベルに増幅した波に対してはほぼ同じ最大応答値が生じている。一方，残留層間変形角については，剛性や耐力が高い Model において残留変形が若干増える傾向が観察される。

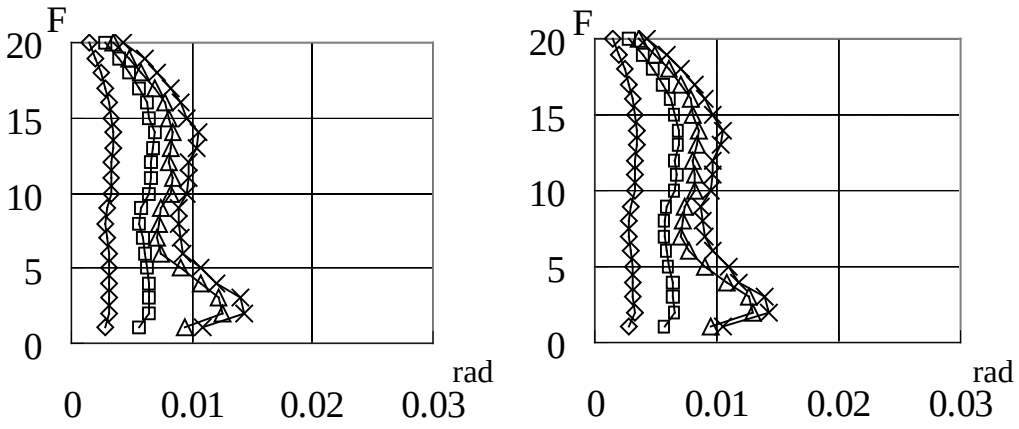
(b) Taft EW 波

Taft EW 波に対する応答を図 2.13～図 2.16 に示す。Taft EW 波に対する観察事項は以下の通りである。

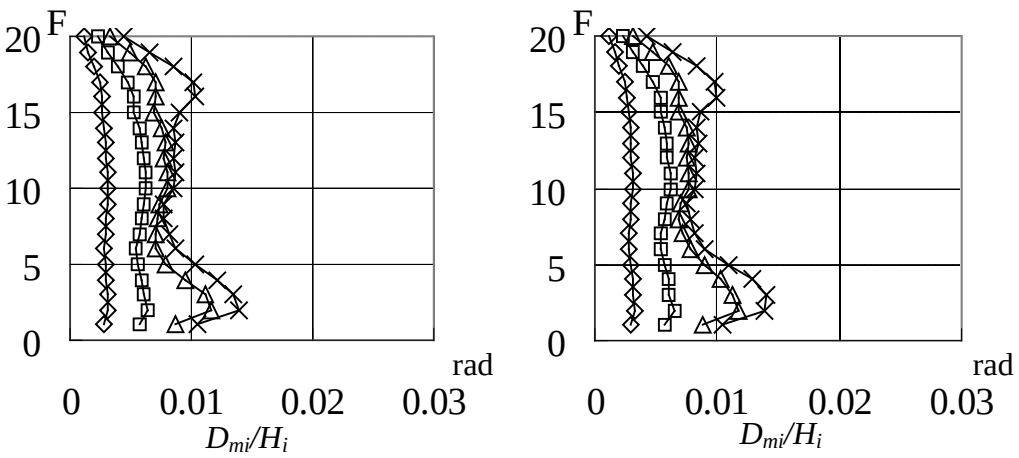
- 1) 柱の塑性ヒンジ分布：Taft EW 波の場合も全解析パターンにおいて柱脚を除いた全ての柱端が弾性であった。
- 2) 設計クライテリアとの対応： PA 効果を見捨て時刻歴応答解析を行った場合の最大層間変形角が，レベル 1 とレベル 2 のいずれの場合にも，当時の設計クライテリアを満足している。El Centro NS 波の場合と比較して余裕のある結果となっている。
- 3) 地震動のレベルと応答の関係：最大層間変形角はレベルの増幅と共にほぼ線形に増加した。一方，残留層間変形角は $\Phi \geq 1$ の範囲においてはほぼ線形に増加している。
- 4) PA 効果による応答の差異：全 Model の最大層間変形角と残留層間変形角において， PGV を 100cm/s まで増幅させても PA 効果による顕著な差異が現れなかった。
- 5) 同じレベルの地震動に対する各 Model の応答の比較：最大層間変形角と残留層間変形角のどちらにおいても，同じレベルに増幅した波に対してはほぼ同じ最大応答値が生じている。



(a) MRF20-0.20

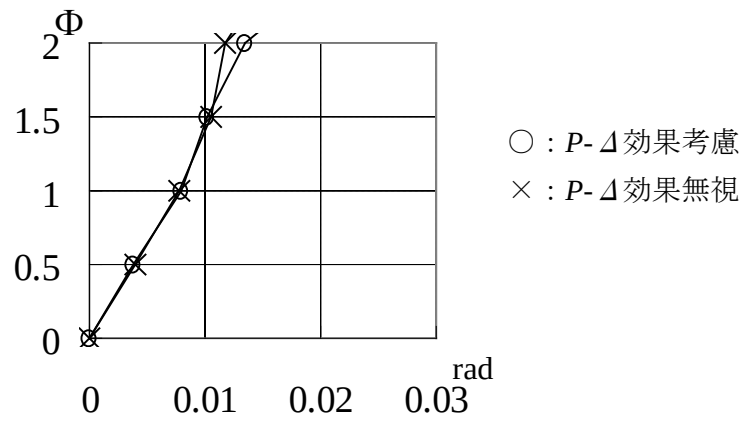


(b) MRF20-0.30

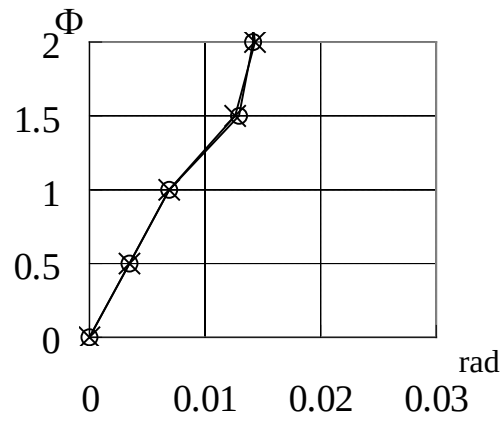


(c) MRF20-0.40

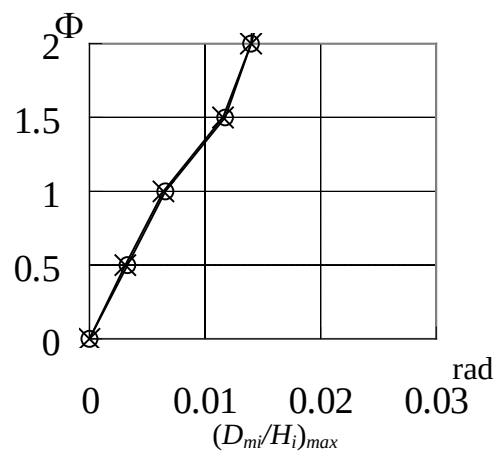
図 2.13 Taft EW 波に対する最大層間変形の比較



(a) MRF20-0.20

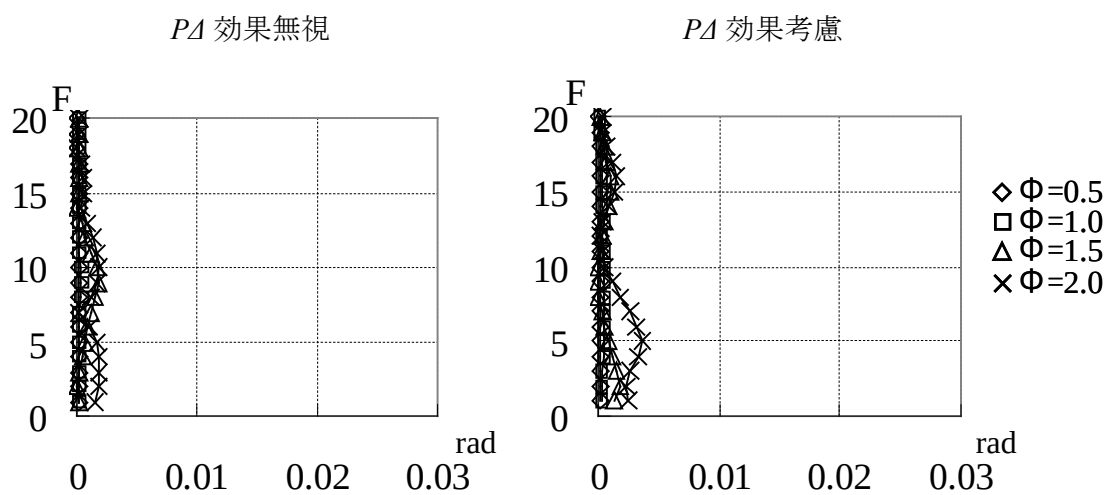


(b) MRF20-0.30

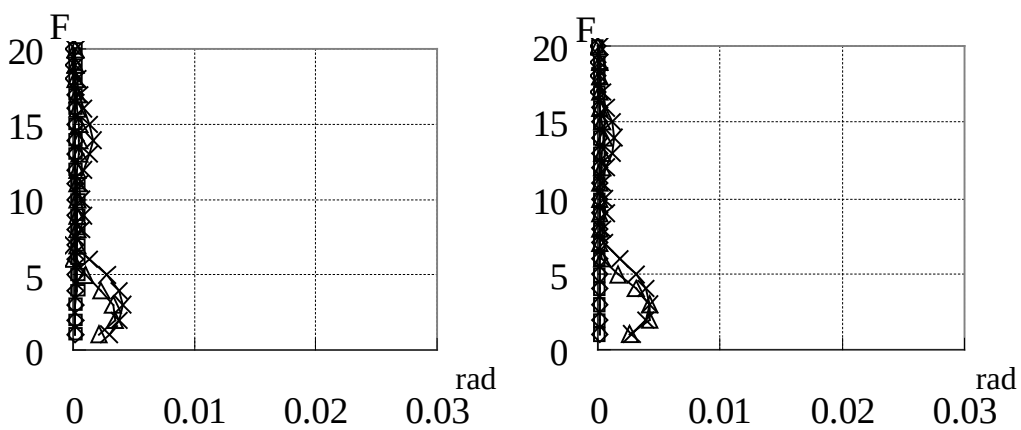


(c) MRF20-0.40

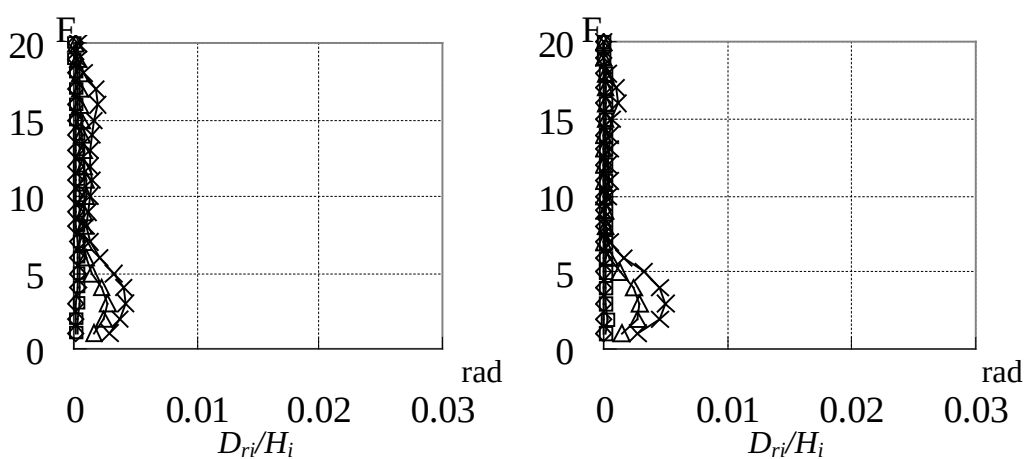
図 2.14 Taft EW 波に対する最大層間変形の最大値の変化



(a) MRF20-0.20

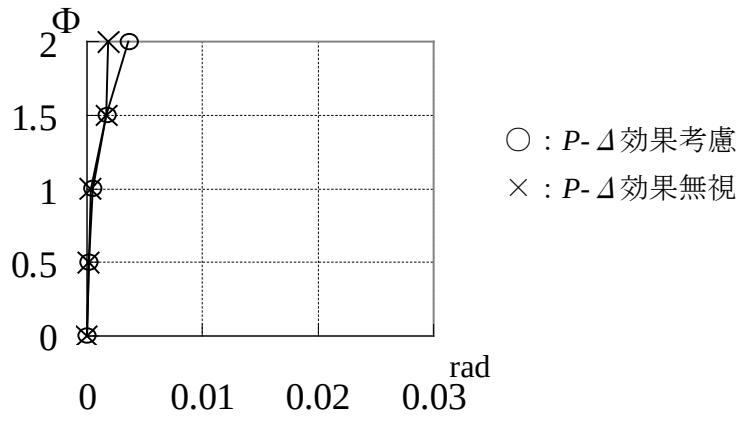


(b) MRF20-0.30

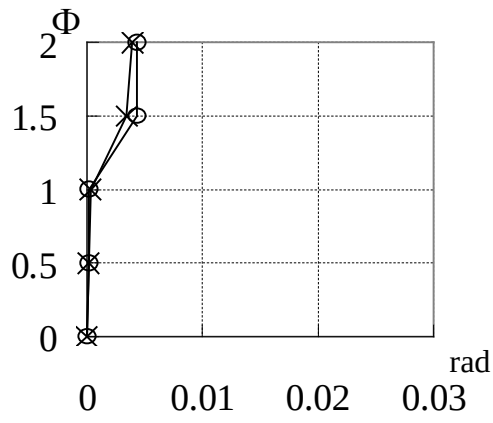


(c) MRF20-0.40

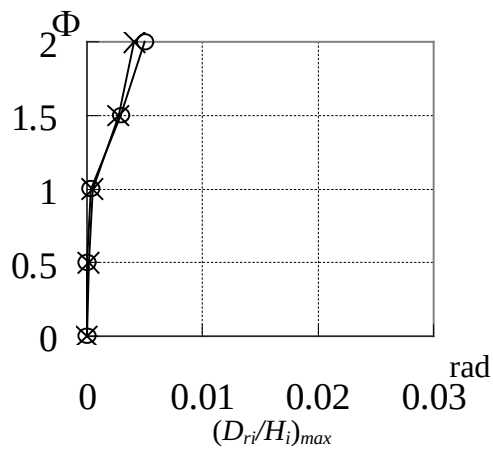
図 2.15 Taft EW 波に対する残留層間変形の比較



(a) MRF20-0.20



(b) MRF20-0.30



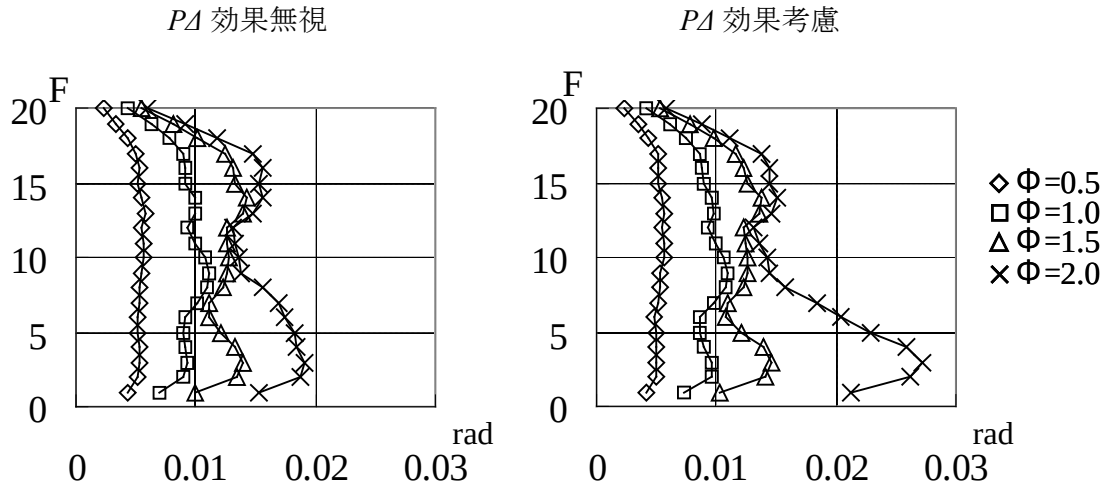
(c) MRF20-0.40

図 2.16 Taft EW 波に対する残留層間変形角の最大値の変化

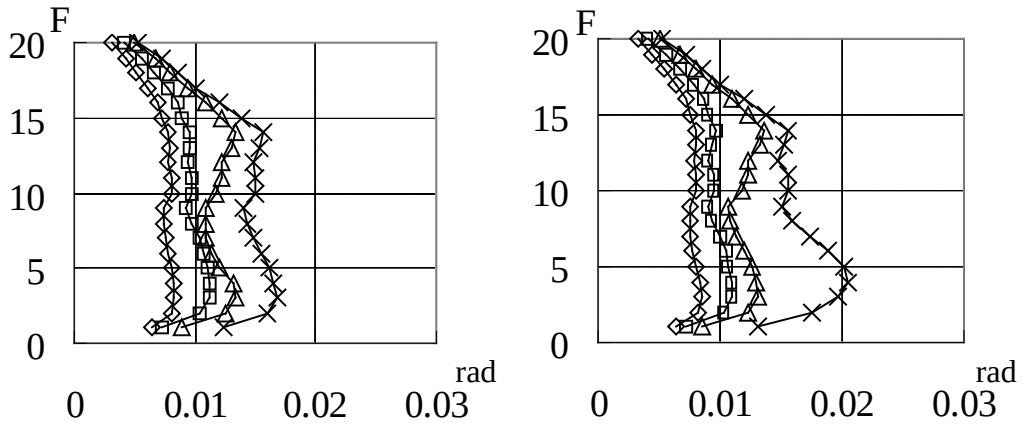
(c) Hachinohe NS 波

Hachinohe NS 波に対する応答を図 2.17~20 に示す。Hachinohe NS 波に対する観察事項は以下の通りである。

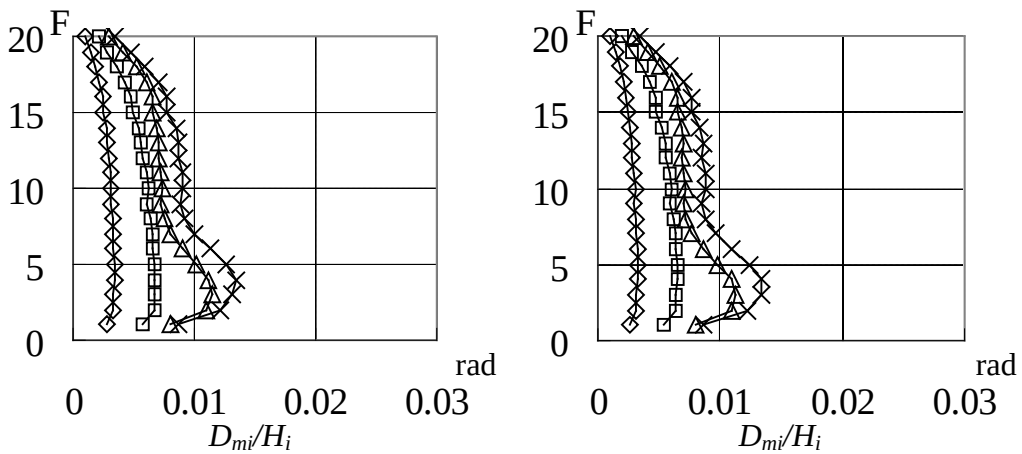
- 1) 柱の塑性ヒンジ分布：柱の塑性ヒンジ分布については，Hachinohe NS 波の場合も全解析パターンにおいて柱脚を除いた全ての柱端が弾性であった。
- 2) 設計クライテリアとの対応： PA 効果を見捨てて時刻歴応答解析を行った場合の最大層間変形角が，レベル 2 の場合は当時の設計クライテリアを満足しているが，MRF20-0.30 のレベル 1 の場合のみ大きめの変形となった。これは，MRF20-0.30 の弾性固有周期が Hachinohe NS 波の卓越周期に近い値を持つことが原因であると考えられる。
- 3) 地震動のレベルと応答の関係：最大層間変形角はレベルの増幅と共にほぼ線形に増加した。一方，残留層間変形角は $\Phi \geq 1$ の範囲においてほぼ線形に増加した。
- 4) PA 効果による応答の差異：最大層間変形角については，PGV を 100cm/s まで増幅させた時に MRF20-0.20 と MRF20-0.30 において PA 効果による顕著な応答の差異が現れた。一方，残留層間変形角については，PGV を 100cm/s まで増幅させても PA 効果による顕著な応答の差異は現れなかった。
- 5) 同じレベルの地震動に対する各 Model の応答の比較：最大層間変形角については，同じレベルに増幅した波にたいして MRF20-0.20 > MRF20-0.30 > MRF20-0.40 となる傾向が観察される。一方，残留層間変形角については，同じレベルに増幅した波に対してはほぼ同じ最大応答値が生じている。



(a) MRF20-0.20

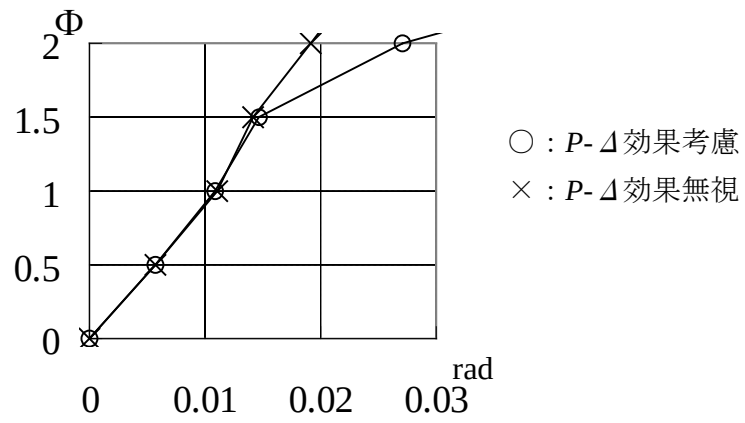


(b) MRF20-0.30

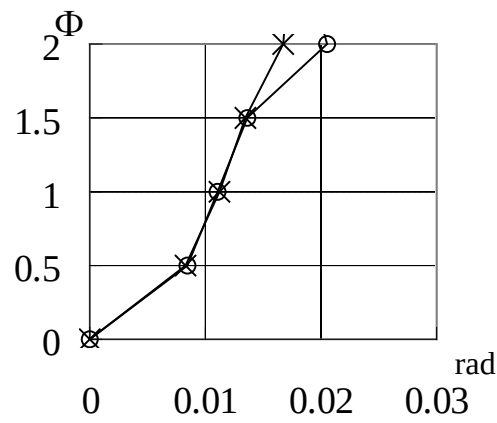


(c) MRF20-0.40

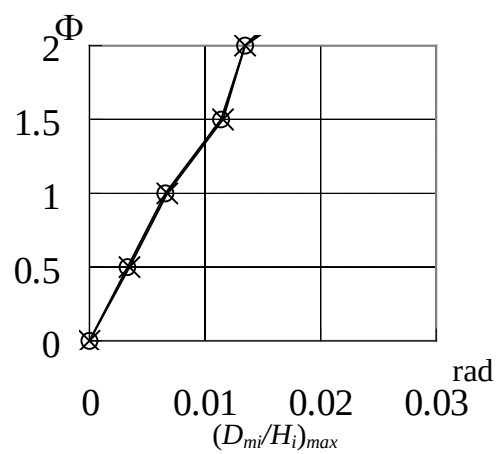
図 2.17 Hachinohe NS 波に対する最大層間変形の比較



(a) MRF20-0.20

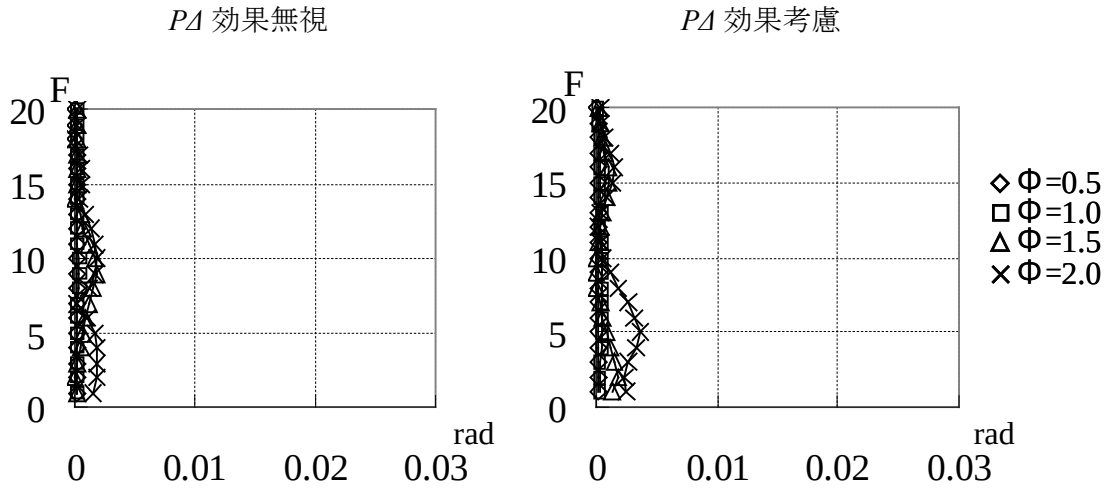


(b) MRF20-0.30

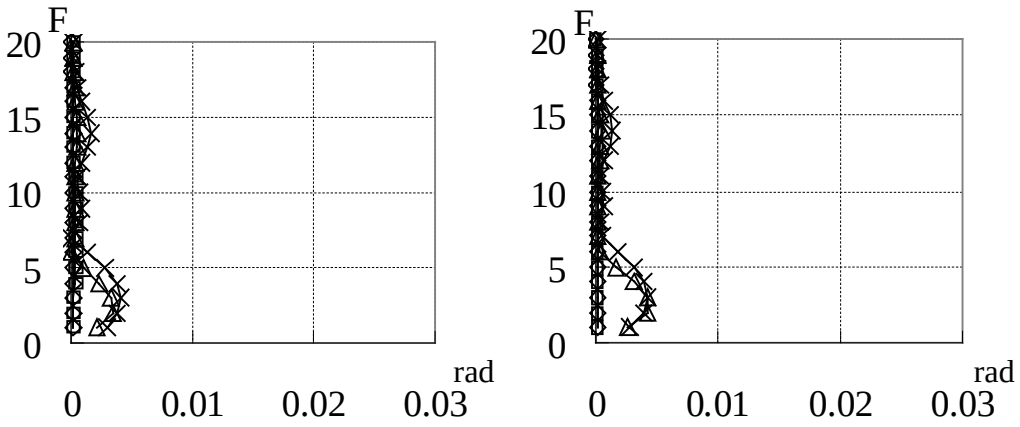


(c) MRF20-0.40

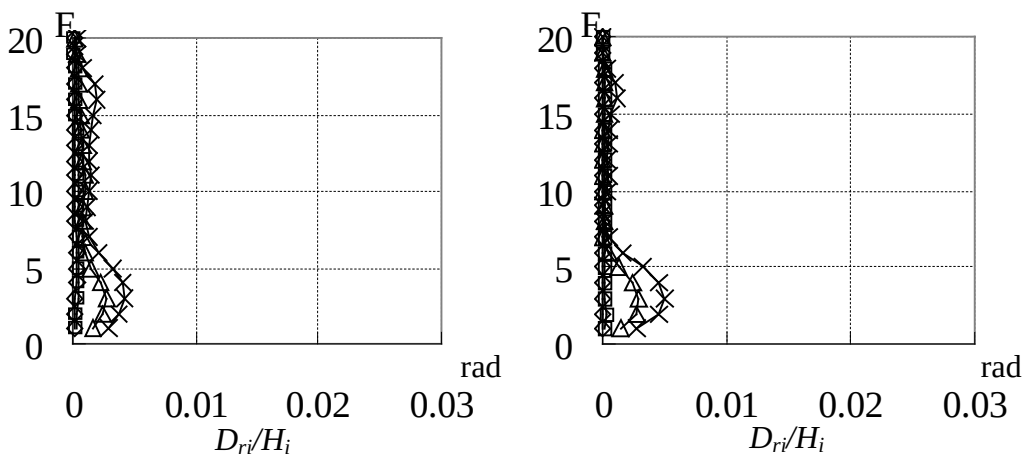
図 2.18 Hachinohe NS 波に対する最大層間変形の最大値の変化



(a) MRF20-0.20

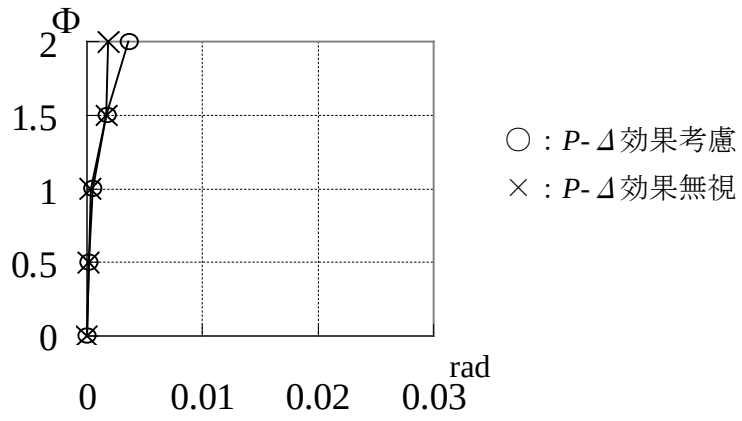


(b) MRF20-0.30

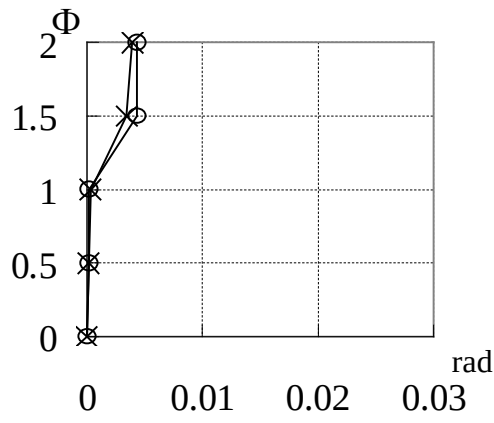


(c) MRF20-0.40

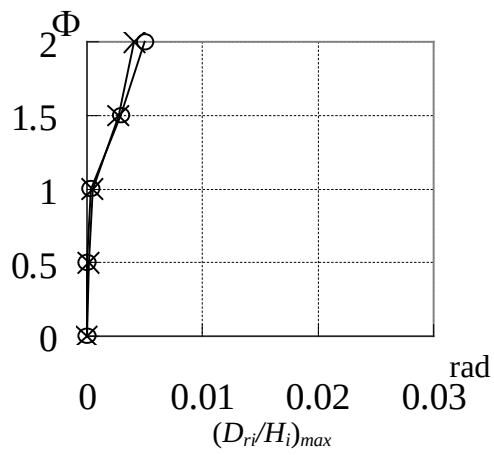
図 2.19 Hachinohe NS 波に対する残留層間変形の比較



(a) MRF20-0.20



(b) MRF20-0.30



(c) MRF20-0.40

図 2.20 Hachinohe NS 波に対する残留層間変形角の最大値の変化

(d) まとめ

本章の標準的既往波に対する動的増分解析結果からの主な観察事項は、以下のようにまとめられる。

- 1) PA 効果の考慮の有無による応答の差異 : PA 効果の考慮の有無により応答に顕著な差が見られたのは、MRF20-0.20 と MRF20-0.30 の Hachinohe NS の $\Phi=2$ (PGV=100cm/s)に対する最大層間変形角の場合のみであった。この場合、応答の差異は特に下層部で大きかった。
- 2) 柱の塑性化 : 上記の PA 効果による顕著な応答の差異が下層部で見られた場合でも、第一層柱脚以外の柱は全て弾性であった。つまり、柱が弾性でもこのような現象は発生し得る。
- 3) 層の塑性化後剛性 : PA 効果の考慮による応答の差異は MRF20-0.20 と MRF20-0.30 で見られた。この傾向は PA 効果を考慮した場合の層の塑性化後の接線剛性の値 (MRF20-0.20 : -1.5% , MRF20-0.30 : -0.6% , MRF20-0.40 : 0.1%) が負となる度合いと良く対応している。これらの Model に対して Uetani and Tagawa の指摘[5]は妥当である。
- 4) 最大層間変形角 : 応答の差異が明瞭に見られた MRF20-0.20 の Hachinohe の $\Phi=2.0$ の場合でも、PA 効果を見ない場合 (図 2.18(c)の×) の最大層間変形角は 0.015rad 程度であり、応答の差異が見られなかった他の場合と比較して大きな差は無い。そのため PA 効果の考慮による応答の差異が生じるか否かを、PA 効果を見ない場合の層間変形角の大きさのみから論ずることは難しい。
- 5) 残留変形角 : 残留変形角については、PA 効果の影響やモデルによる差異がほとんど見られなかった。

2.4.3 想定長周期地震動に対する解析

本節では、文献[2]において想定長周期地震動に対する超高層鋼構造建物の応答の検討に用いられた、C-SAN EW 波[17]に対する時刻歴応答解析を行う。C-SAN EW 波は東海・東南海地震時の名古屋三の丸地区における想定波である。

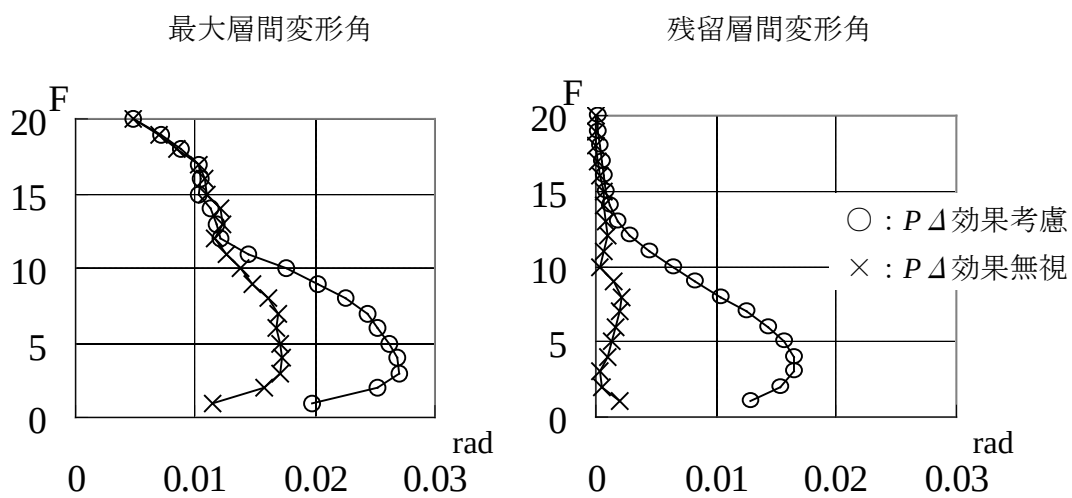
表 2.6 長周期地震動の概要

地震動	継続時間(s)	主要動(s)	PGA(cm/s ²)	PGV(cm/s)	卓越周期(s)
C-SAN EW	327	120	185.9	50.5	3

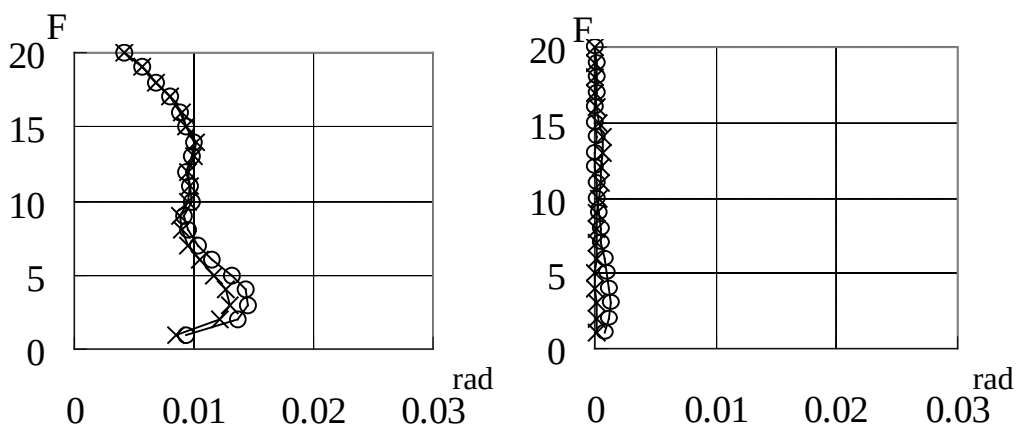
(a) 最大応答と残留応答

PA 効果を考慮する場合としない場合の結果の比較を図 2.20 に示す。図 2.20 は C-SAN EW 波に対する応答である。これらの図からの主な観察事項は以下の通りである。

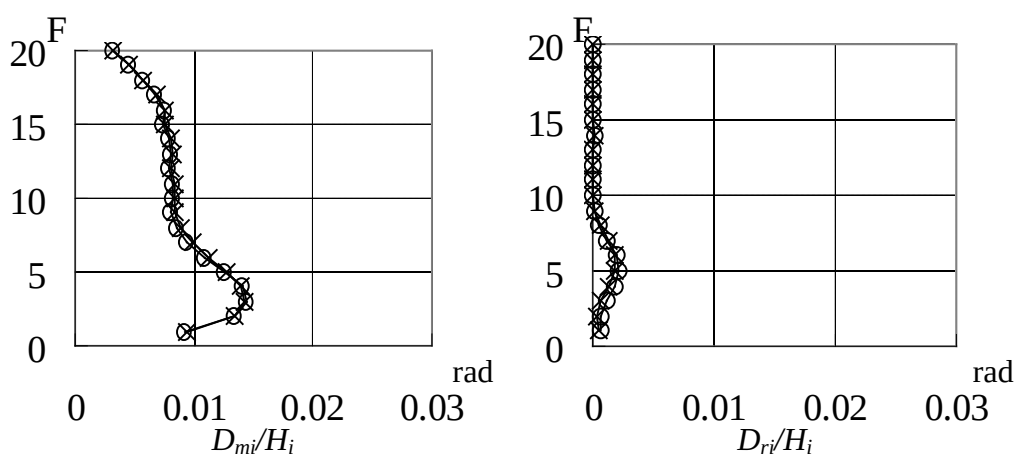
- 1) PA 効果の考慮の有無による応答の差異： PA 効果の考慮の有無により応答に顕著な差が見られる MRF20-0.20 の C-SAN EW 波に対する応答の場合、応答の差異は特に下層部で大きい。
- 2) 柱の塑性化： PA 効果による顕著な応答の差異が下層部で見られた MRF20-0.20 の C-SAN EW 波に対する応答の場合でも、第一層柱脚以外の柱は全て弾性であった。
- 3) 最大層間変形角：C-SAN EW 波に対する応答では特に低層部において 0.01rad を大きく超える最大層間変形角が観察される。
- 4) 残留層間変形角：残留層間変形角については、C-SAN EW 波の場合は MRF20-0.20 で PA 効果を考慮した場合のみ、下層部において 0.01rad を超える残留層間変形角が観察される。



(a) MRF20-0.20



(b) MRF20-0.30

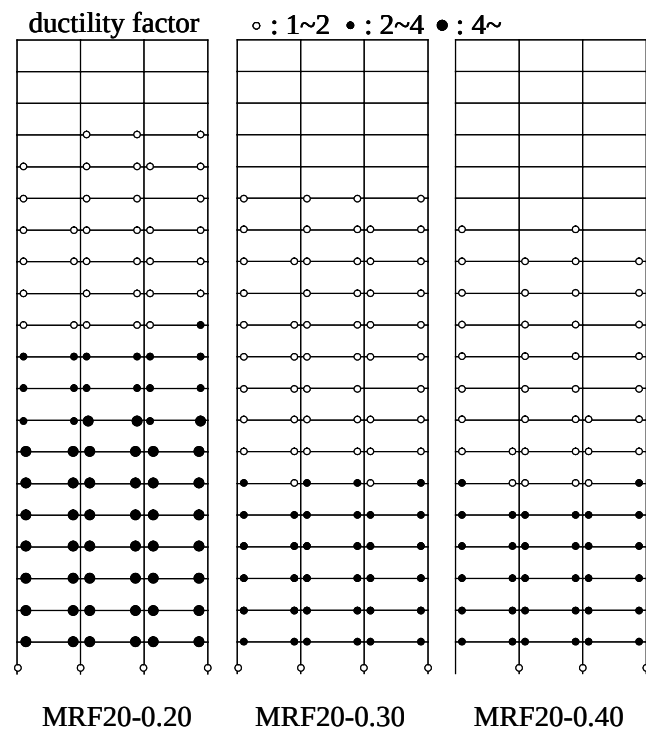


(c) MRF20-0.40

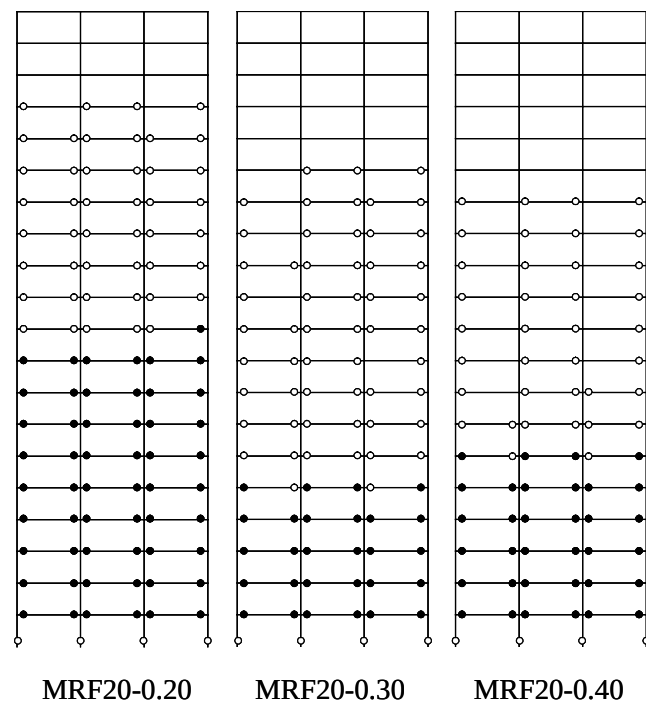
図 2.21 C-SAN EW 波に対する応答

(b) 塑性ヒンジの分布

C-SAN EW 波に対する応答における塑性ヒンジの分布について検討を行い、図 2.22 に各塑性ヒンジにおける最大塑性率の分布を示す。なお、軸力と曲げモーメントの相間を考慮した一般化塑性ヒンジにおける塑性率の定義は明確でないため、図 2.22 では柱の塑性ヒンジは生成の有無のみを表記している。図 2.23 は各塑性ヒンジが吸収したエネルギー量の分布を示す。各モデルの下の数値は総エネルギー吸収量である。

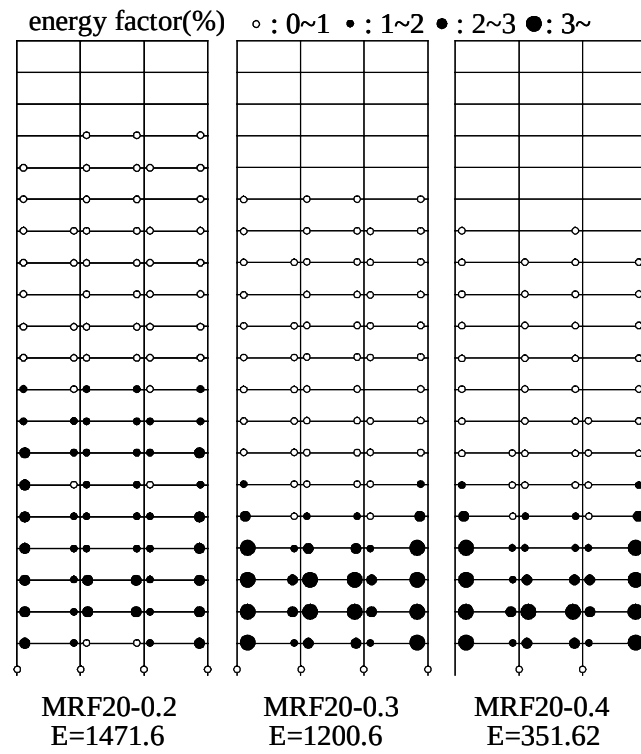


(a) $P\Delta$ 効果考慮

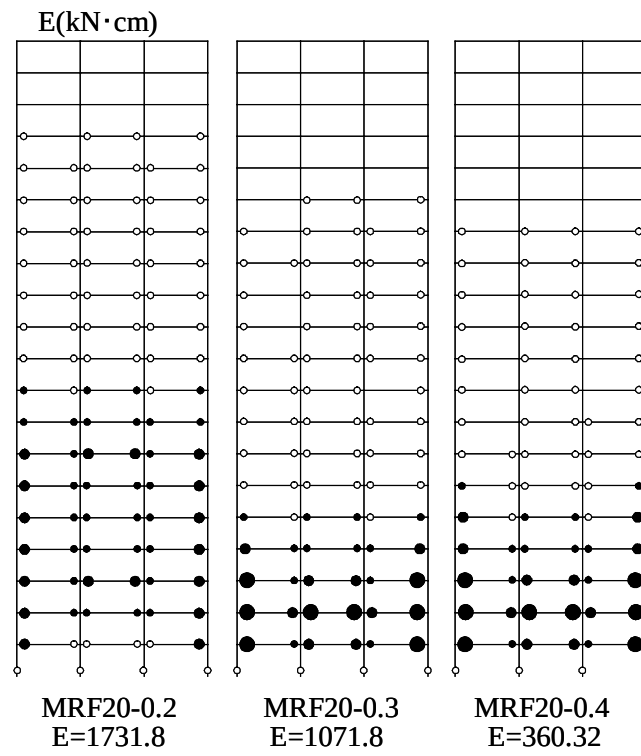


(b) $P\Delta$ 効果無視

図 2.22 C-SAN EW 波の下での最大塑性率の分布



(a) $P\Delta$ 効果考慮



(b) $P\Delta$ 効果無視

図 2.23 C-SAN EW 波の下でのエネルギー吸収量の分布

(c) 応答の時刻歴

以下では最大層間変形角に大きな差異が見られた C-SAN EW に対する MRF20-0.20 の応答について、変形の時刻歴と復元力特性から分析を行う。図 2.24 は屋根水平変位の時刻歴を示す。図 2.26 は、第 5, 10, 15 層の層間変形角の時刻歴を示す。これらの図での、灰色の線は PA 効果を見捨てして解析を行った場合の結果を、黒色の線は PA 効果を考慮して解析を行った場合の結果を示す。図 2.25 は各層の変位を 10 秒間隔でプロットした図である。図の中の灰色の太い線は解析が終了した時の水平変位を示す。図 2.27 は図 2.26 と対応する層の層せん断力と層間変形角の関係を示す。

MRF20-0.20 の C-SAN EW 波に対する応答の時刻歴に関する観察事項は以下のようにまとめられる。

- 1) 一方向への変形累積：図 2.24 より、 PA 効果を見捨てした場合、常に振動中心が原点近傍であり、一方向への変形累積はみられなかった。一方、 PA 効果を考慮した場合、50 秒から 100 秒の間に変形が正の方向に徐々に累積した。また図 2.25 と図 2.26 より、 PA 効果を考慮した場合は特に下層部で顕著な変形累積が見られる。一方、上層部では応答の差異や一方向への変形累積は見られない。
- 2) 過大残留変形：図 2.24 と図 2.25 より、 PA 効果を見捨てした場合は残留変形がほとんど発生しないのに対し、 PA 効果を考慮した場合は特に下層部で層間変形角 0.01rad を超える過大な残留変形が見られる。
- 3) 復元力特性：図 2.27 より、 PA 効果を見捨てした場合、復元力特性が常に正勾配を持ち原点を中心とする紡錘形になる。一方 PA 効果を考慮した場合、下層部の第 5 層では塑性化後の接線剛性が負勾配となり、履歴中心の一方向への変形累積が生じたことが観察される。

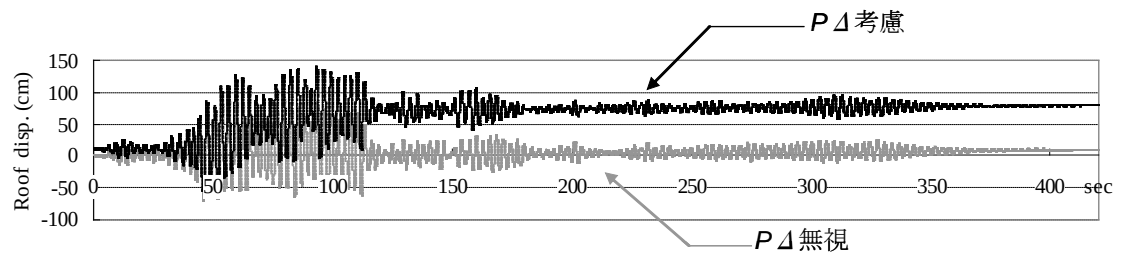
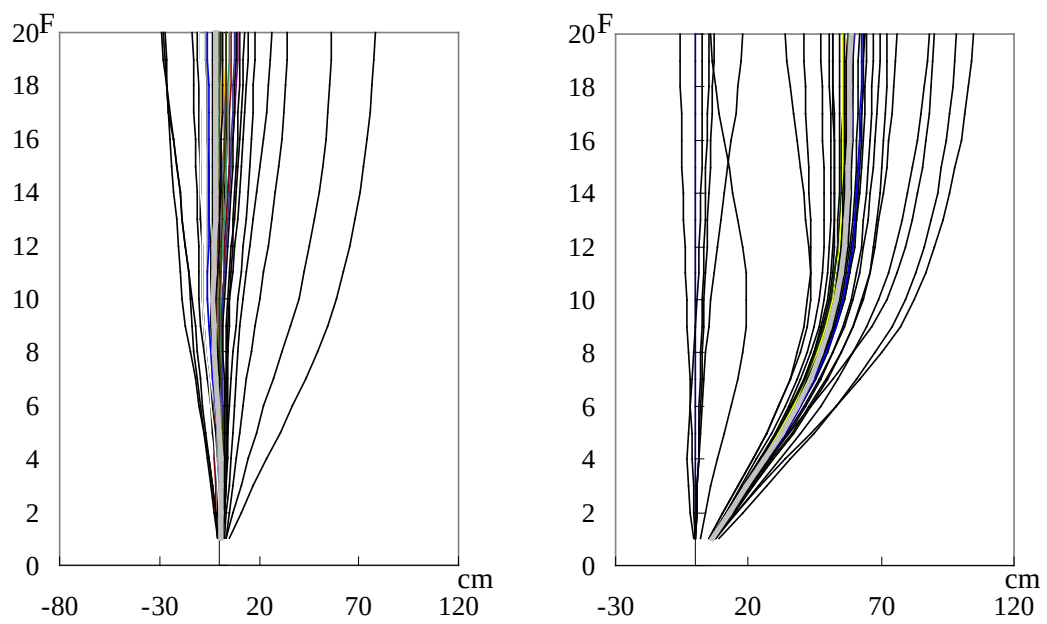


図 2.24 C-SAN EW に対する MRF20-0.20 の屋根水平変位の時刻歴



(a) $P\Delta$ 効果無視

(b) $P\Delta$ 効果考慮

図 2.25 C-SAN EW に対する MRF20-0.20 の変位 (10 秒間隔)

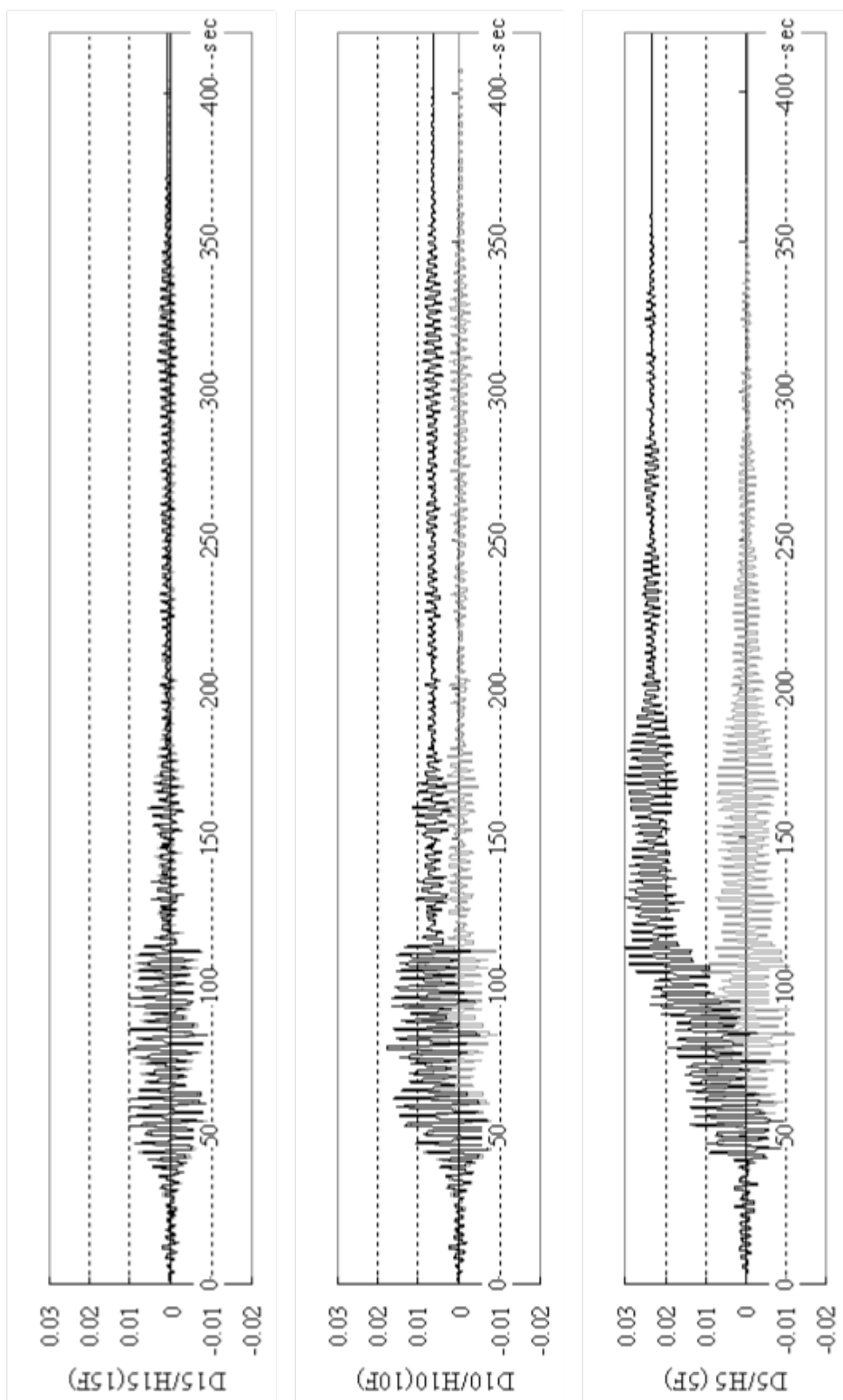


図 2.26 C-SAN EW に対する MRF20-0.20 の層間変形角の時刻歴

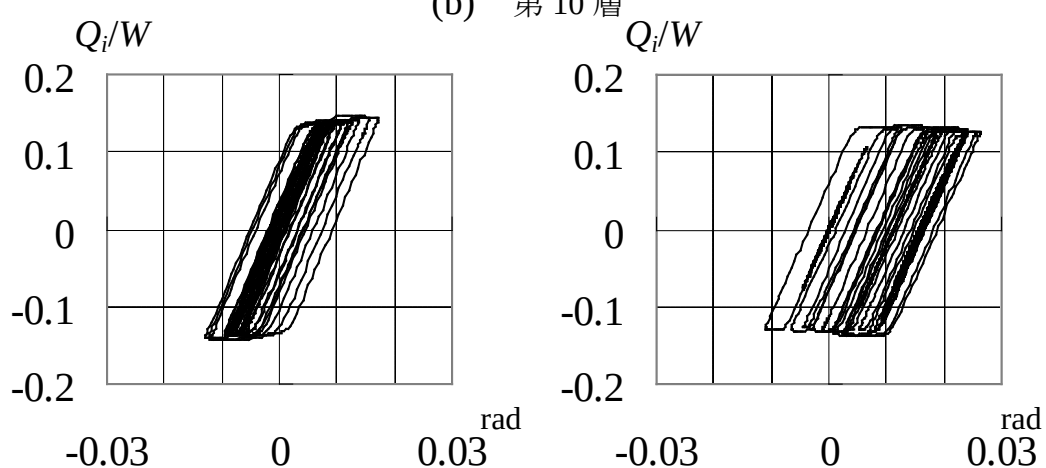
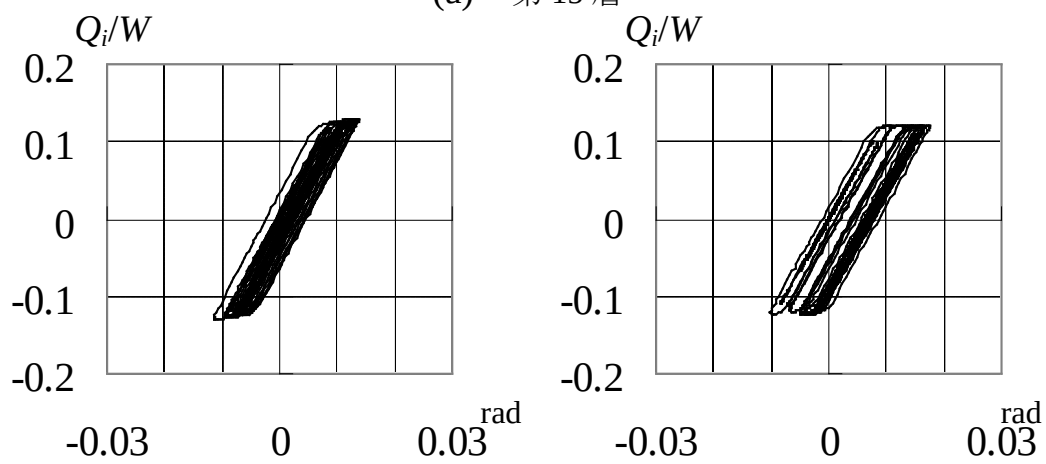
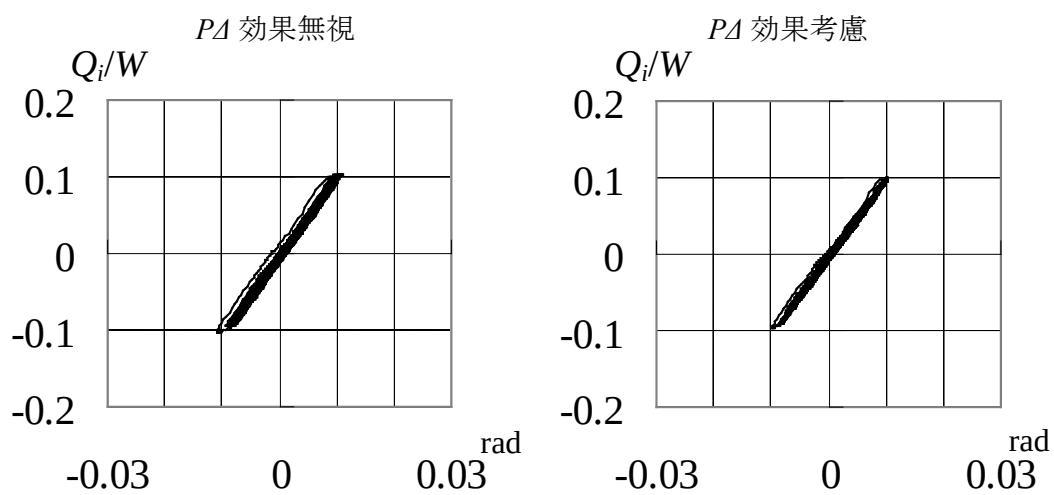


図 2.27 C-SAN EW に対する MRF20-0.20 の復元力特性

2.4.4 塑性化後剛性の影響

前節までは部材のモーメント一回転角関係の第二分枝勾配比の値として、超高層建物の設計における推奨値[12]0.01を採用して検討を行った。しかし床スラブとの合成効果などのため、第二分枝勾配比の値を精度よく定めることは難しい（注 2）。またこれとは別に上谷と田川[5]は塑性化後剛性を正とすることで下層部での変形累積を抑止できることを指摘している。そこで本節では、モーメント一回転角関係の第二分枝勾配比 a の値のみをパラメトリックに変更した解析を行い、塑性化後剛性の影響を検討するとともに、想定長周期地震動への応答に対する上谷と田川の指摘[5]の妥当性を検討する。

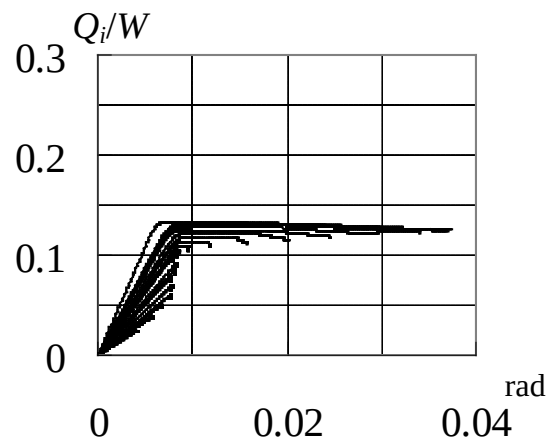
前節までの $a=0.01$ の場合に加え、本節では 0.02 と 0.03 の場合についても解析を行う。静的増分解析及び時刻歴応答解析では、 a の値以外は MRF20-0.20 と同一のモデルを対象とし、地震動は C-SAN EW 波を用いて全ての解析で PA 効果を考慮した解析を行う。

解析結果を表 2.7 と図 2.28～図 2.33 に示す。第 1 層の弾性剛性と終局耐力時の接線剛性の比を表 2.7 に示す。静的増分解析の結果を図 2.28 に示す。図 2.29 は a の値による最大層間変形角と残留層間変形角の結果を示す。図 2.29 には参考のため $a=0.01$ で PA 効果を見捨てた解析結果も掲載している。図 2.30 は $a=0.01$ と $a=0.03$ の場合の MRF20-0.20 の C-SAN EW 波の下での屋根水平変位の時刻歴を示す。図 2.31 は $a=0.01$ と $a=0.03$ の場合の各層の水平変位を 10 秒間隔でプロットした図である。図 2.32 は $a=0.01$ と $a=0.03$ の場合の場合の第 5 層、10 層、15 層の層間変形角の時刻歴を示す。図 2.30 と図 2.32 の灰色の線は $a=0.01$ の結果を、黒色の線は $a=0.03$ の結果を表す。図 2.33 は $a=0.01$ と $a=0.03$ の場合の層の復元力特性を示す。

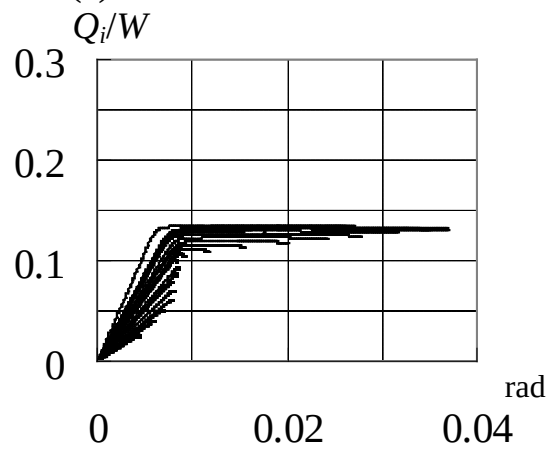
これらの結果から、耐力や初期剛性は同じでも、塑性化後剛性の値により下層部での変形累積や残留変形などの応答は大きく変化することがわかる。また、モーメント一回転角関係の第二分枝勾配比 a を 0.01 から 0.01 ずつ増加させた解析を行った結果、 a を 0.03 まで増加させると層の塑性化後剛性が正の値になり、下層部における一方向への変形累積が抑制された。よって上谷と田川の指摘⁷⁾は、想定長周期地震動に対しても妥当であったといえる。

表 2.7 MRF20-0.20 の第一層の安定係数 $q(\%)$ と層せん断力の第二分枝勾配比 $h(\%)$

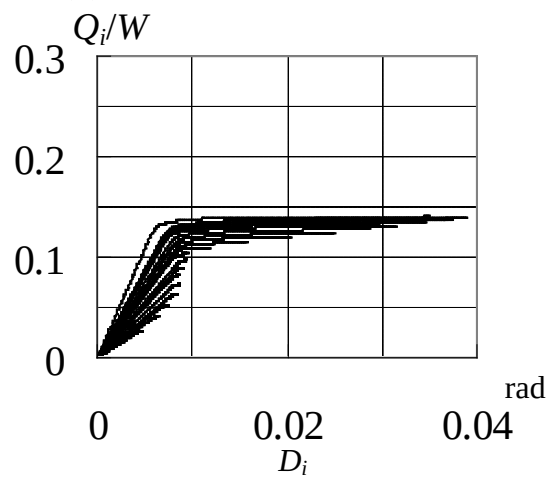
a	q	$h_{(1)}$, PA 効果無視	$h_{(2)}$, PA 効果考慮
0.01	4.48	1.65	-1.49
0.02	4.48	2.87	-0.57
0.03	4.48	3.87	0.42



(a) ひずみ硬化係数=0.01

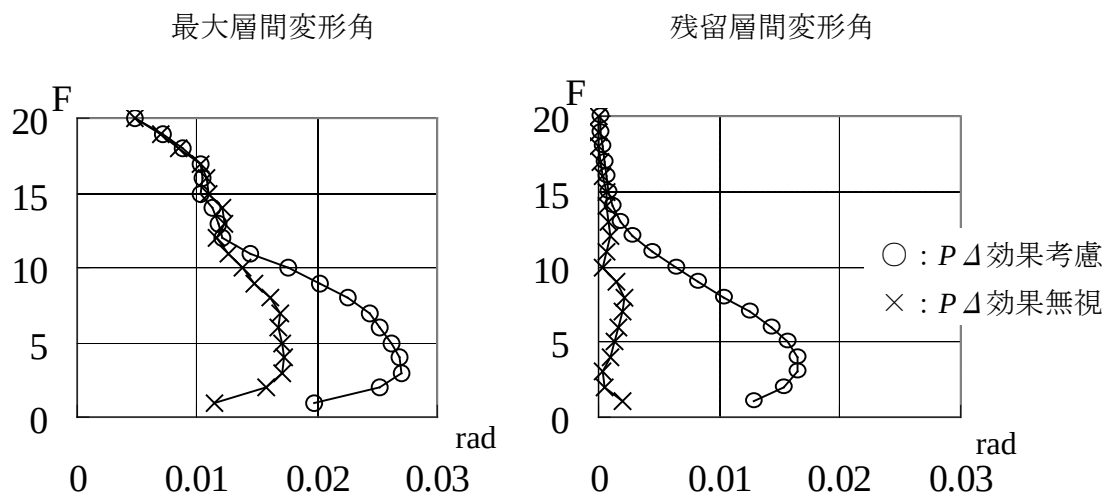


(b) ひずみ硬化係数=0.02

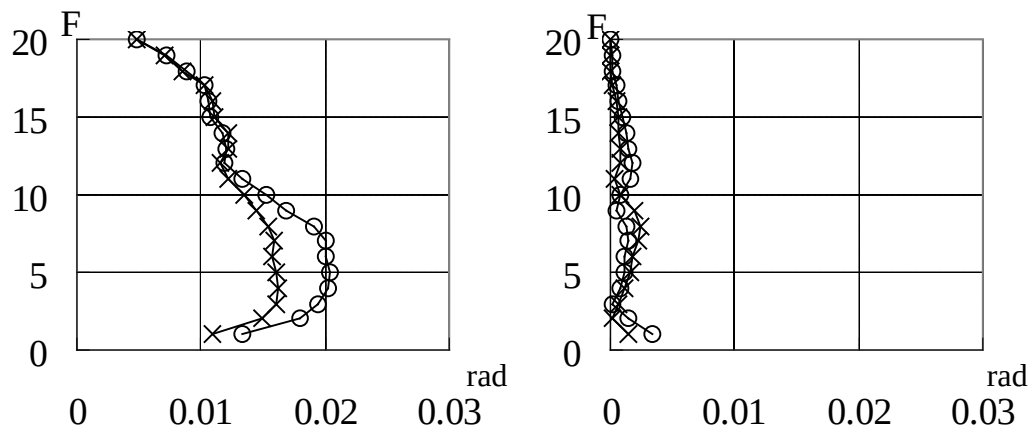


(c) ひずみ硬化係数=0.03

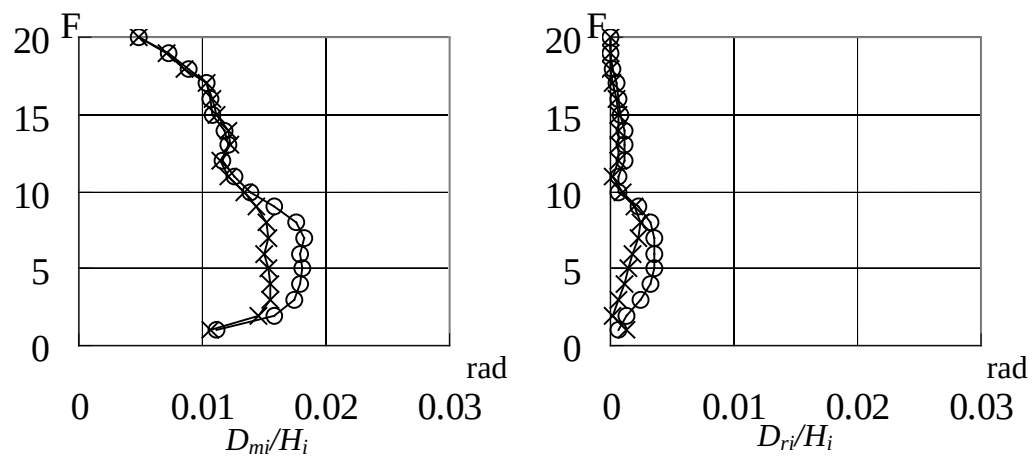
図 2.28 第二分枝勾配比の各値に対する静的増分解析結果 (PA 効果考慮)



(a) ひずみ硬化係数=0.01



(b) ひずみ硬化係数=0.02



(c) ひずみ硬化係数=0.03

図 2.29 第二分枝勾配比の各値に対する最大層間変形角と残留層間変形角の比較

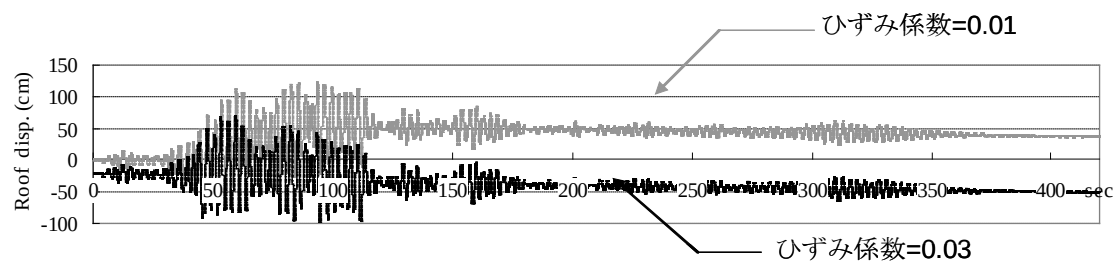


図 2.30 $a=0.01$ と $a=0.03$ の場合の屋根の水平変位時刻歴の比較 (PI 効果考慮)

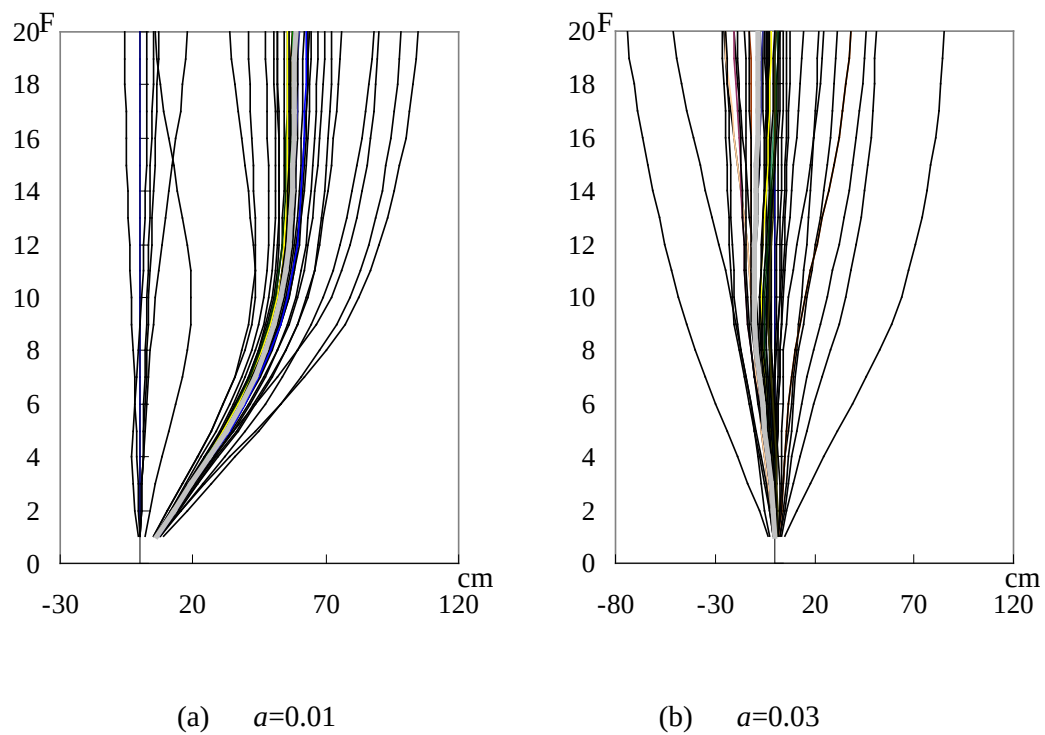


図 2.31 $a=0.01$ と $a=0.03$ の場合の各層の変位の比較 (10 秒間隔, PI 効果考慮)

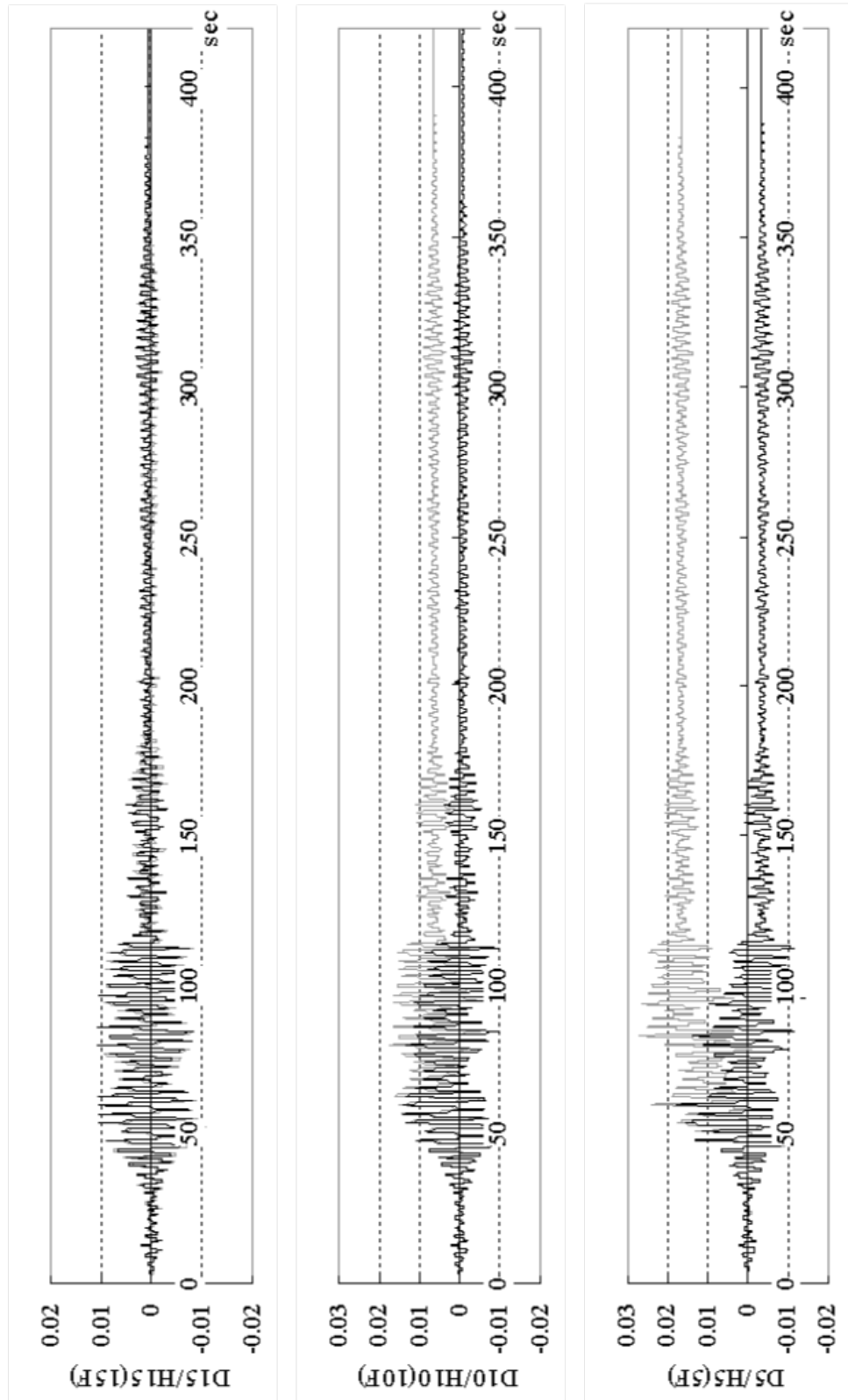


図 2.32 $a=0.01$ と $a=0.03$ の場合の層間変形角の時刻歴の比較 ($P\Delta$ 効果考慮)

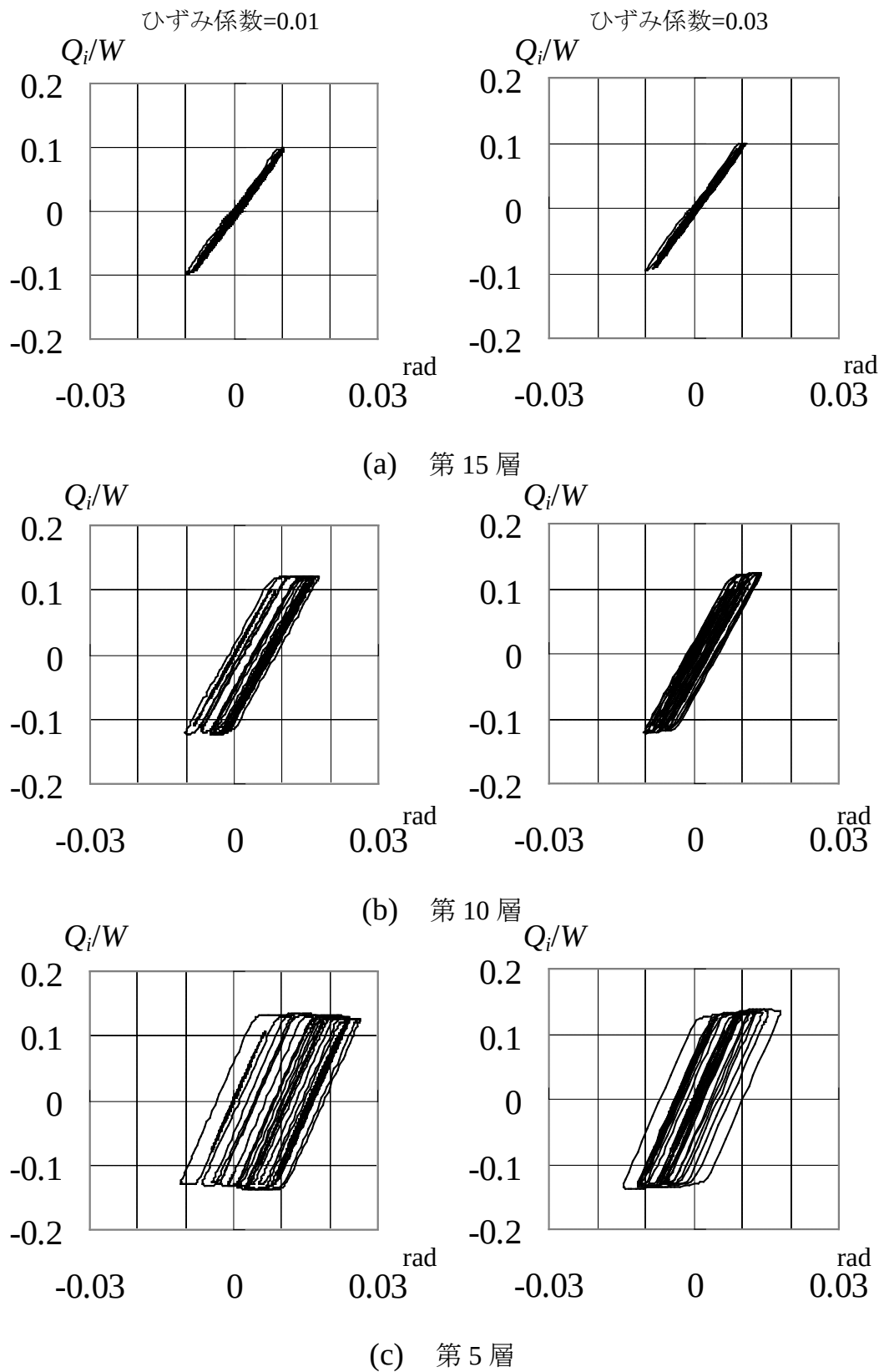


図 2.33 $a=0.01$ と $a=0.03$ の場合の復元力特性の比較 (PA 効果考慮)

2.5 結論

本章では中期（1981-1995）に建設された既存超高層建物の代表例として鋼構造純ラーメン 20 層 3 スパン平面骨組を取り上げ、部材レベルのフレームモデルの非線形時刻歴応答解析を行い、想定長周期地震動に対する動的応答に及ぼす PA 効果の影響について、特に下層部での変形累積に焦点を当て検討を行った。本論文で得られた主な知見は以下の通りである。

- 1) 一次設計で用いる標準せん断力係数 C_0 が既存超高層建物の平均値 ($C_0=0.3$) より低めで建築基準法の下限值 ($C_0=0.2$) に近い値で設計された場合、想定長周期地震動の下では下層部において変形が一方向へ累積し、過大な残留変形が発生して継続使用が難しくなる危険性がある。
- 2) 上記の下層部における変形の一方向への累積は、 PA 効果を無視した解析ではとらえきれない。そのため、想定長周期地震動に対する超高層建物の耐震性を評価する際には、 PA 効果を考慮した時刻歴応答解析を行うことが望ましい。
- 3) 下層部での変形累積が生じるか否かは、塑性化後剛性の値に敏感であった。また、塑性化後剛性を常に正とすることで下層部での変形累積を抑止できるとする Uetani and Tagawa[5]の指摘は、本章の全ての解析結果に対して妥当であった。
- 4) 第 1 層柱脚以外の柱が常に弾性の場合でも、下層部で顕著な変形累積と過大な残留変形が発生した。このような場合、柱梁耐力比の向上により応答を改善することはできない。なお、柱梁耐力比が低く柱の塑性化が大きく進行する場合には、変形累積が生じる危険性がさらに高くなることに注意を要する。
- 5) 想定長周期地震動の下では、建物の固有周期が地震動の卓越周期と近い場合に、下層部で変形が顕著に累積する事例がみられたが、このような場合でも PA 効果を無視した場合の最大層間変形角は 0.015rad 程度と比較的小さく、変形累積が見られなかった他の場合との差はわずかであった。そのため、 PA 効果を無視した場合の層間変形角の大きさから、下層部での変形累積の発生の有無を予測するのは難しく、これらに加えて他の指標、例えば塑性化後剛性や地震動の継続時間などを用いた評価が必要である。

なお、既存超高層建物では幅厚比が十分に確保できていない場合が少なからず存在する[1]。このような場合、梁端で局部座屈が発生し、下層部での変形累積はさらに発生しやすくなる[5]。このような場合に対する検討は、今後の重要な課題である。

注

- 1) ひずみ硬化を考慮し PI 効果を考慮しない場合、変形の進行に伴い層せん断力は増加し続けるため、保有水平耐力を明確に定義することができない。また、ひずみ硬化を考慮しない場合でも、通常の設計で考慮する変形の範囲では負担せん断力が増加していることが多い。そのため、実務設計では最大層間変形角がある一定値（例えば $1/75$ ）に達した時点の耐力を保有水平耐力とすることがよく行われる。本論文ではこれらの状況をふまえ、何れの層の最大変形角が $1/75$ に到達した時のベースシア係数を終局ベースシア係数として定義した。
- 2) 第二分枝勾配比の値をどのように決めるかは、特に床スラブとの合成効果を含めて考えると極めて難しい問題である。本論文では、 PI 効果の考慮の有無による応答の差異に焦点を絞るため、通常の超高層の設計で用いられることが多い値[12]である 0.01 を第二分枝勾配比の基準値とし、必要に応じてパラメトリックに変更させることとした。なお、梁の塑性化後はコンクリートのひび割れなどにより合成効果が大きく低下する危険性がある。鋼材のみで塑性化後の梁剛性を負担すると仮定すると、 $\alpha=0.01, 0.02, 0.03$ の場合は、それぞれ、鋼材のみの梁剛性に対して $0.02, 0.04, 0.06$ の第二分枝勾配比を設定したことになる点に注意を要する。

参考文献

- [1] 日本構造技術者協会：耐震構造設計ハンドブック，オーム社，2008
- [2] 日本建築学会：長周期地震動と建物の耐震性，丸善，2007
- [3] 福島東陽，市村将太，寺本隆幸：超高層建物の基本的特性の時系列的変化，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp. 307-308，1999
- [4] 上谷宏二，田川浩：梁降伏型平面骨組の動的崩壊過程における変形集中現象，日本建築学会構造系論文集，第 483 号，pp. 51-60，1996.5
- [5] K Uetani, H Tagawa: Criteria for suppression of deformation concentration of building frames under severe earthquakes, *Engineering Structures*, Vol. 20, Nos. 4-6, pp. 372-383, 1998
- [6] A Gupta, H Krawinkler: Behavior of ductile SMRFs at various seismic hazard levels, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 1, pp. 98-107, 2000
- [7] A Gupta, H Krawinkler: Dynamic P-delta effect for flexible inelastic steel structures, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 1, pp. 145-154, 2000
- [8] A Gupta, H Krawinkler: Estimation of seismic drift demands for frame structures, *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 29, pp. 1287-1305, 2000
- [9] 市村将太，福島東陽，寺本隆幸：鋼構造超高層建物の設計用パラメータに関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp. 305-306，1999
- [10] 日本建築学会：地震荷重－性能設計への展望，丸善，2008
- [11] 石山祐二：耐震規定と構造動力学，三和書籍，2008
- [12] 日本建築センター：評定・評価をふまえた高層建物の構造設計実務，2002
- [13] 日本免震構造協会：パッシブ制振構造設計・施工マニュアル，2005
- [14] 日本鋼構造協会：阪神淡路大震災以降の制振・免震構造，JSSC テクニカルレポート No. 67，2005
- [15] 小川厚治，多田元英：柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発，第 17 回情報・システム・利用・技術シンポジウム論文集，pp. 79-84，1994
- [16] D Vamvatsikos, CA Cornell: Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 491-514, 2002
- [17] 国土交通省中部地方整備局ほかコンソーシアム：名古屋市三の丸地区における地域特性を考慮した耐震改修のための基盤地震動の作成（概要版），2004
- [18] 日本建築学会：各種波形予測手法に基づいた海溝型巨大地震の予測強震動波形収集

資料, 2007

第 3 章 後期（1996–現在）に建設された超高層鋼構造建物を想定した耐震性評価

3.1 序

第 3 章では、後期（1996–現在）に建設された超高層鋼構造建物を想定した検討を行う。第 1 章でも述べたように、この時期に建設された超高層建物においては、1995 年兵庫県南部地震の経験を踏まえ、より高い耐震性能へのニーズが高まり、各種ダンパーを備えた制震構造が広く普及するようになった[1-4]。また、入力地震動については 2000 年の建築基準法改定に伴い、告示模擬波に対する検討が義務付けられるようになり、長周期領域における設計用地震動のレベルが大きく引き上げられた[1,5-7]。

このような背景の下で、一般に、後期に建設された超高層鋼構造建物はそれ以前のものと比較して、より高い耐震性を備えていると考えられる。しかし、ダンパーの利用による応答低減を前提として梁や柱などの主体骨組の部材断面寸法を小さくする設計や、ダンパーのエネルギー吸収効率を高めるために主体骨組の初期剛性を意図的に低下させる設計が行われている[2-4]ことを考えると、後期に建設された超高層鋼構造建物の耐震性、特に設計の想定を超える地震動に対する耐震性が、それ以前のものより高いと断定することはできない。

2000 年の建築基準法改定後は PA 効果の影響を必要に応じて適切に考慮することが求められるようになったが、 PA 効果の影響の検討は義務付けられていない[5,6]。そのため PA 効果に対する検討が行われずに超高層建物が設計されている事例は、現在でも多数存在すると考えられる。また、現行建築基準法の耐震基準を満たすダンパー付骨組を対象として、 PA 効果の影響や下層部における一方向への変形累積を検討した研究事例は見当たらない。

このような状況を踏まえ、本章では後期（1996–現在）に建設された超高層鋼構造建物の代表例として、20 層制振ブレース付骨組を対象とした検討を行う。本章では設計用模擬地震動と想定長周期地震動に対して動的増分解析を行い、制振ブレースを付加した建物において、どの程度のレベルの地震動で一方向への変形累積が発生するかを明らかにする。また、ほぼ同一の弾性剛性や耐力を持つ純ラーメン骨組との比較検討を行う。

3.2 検討対象モデル

3.2.1 設計条件と解析モデル

後期（1996－現在）に建設された超高層鋼構造建物の代表例として、20 層制振ブレース付骨組を対象に検討を行う。文献[2-4]を参考に、制振ブレースのエネルギー吸収効率を高めるために、純ラーメン骨組の場合と比較し主体骨組の弾性剛性を意図的に低減した設計を行う。具体的には、前章の純ラーメン骨組の設計では設計用せん断力係数を算定する場合に近似固有周期 $T^*=0.03H$ （ H は軒高）用いていたが、本章では固有値解析により得られる精算固有周期 T を用いることで設計用せん断力係数を低減するとともに、主体骨組の弾性剛性を低減する。

主体骨組の弾性設計時の標準せん断力係数 C_0 をパラメータとして 3 種類の解析モデルを設計する。主体骨組の剛性を意図的に低下させるため、 $C_0=0.20, 0.25, 0.30$ として設計する。なお、 C_0 を 0.30 以上とした場合、制振ブレースを付加しなくても所定の耐震性能を満たすことができるため、このようば場合は扱わない。それぞれの解析モデルを、BF20-0.20, BF20-0.25, BF20-0.30 と呼ぶ。ここで BF20-0.20 の BF はブレース付骨組（Braced Frame）であることを、20 は 20 層骨組であることを、0.20 は $C_0=0.20$ として主体骨組を設計したことを示す。

骨組の設計と解析の条件の概要を以下にまとめる。

- 1) 図 3.1 に示す 20 層 3x5 スパン骨組の Y 軸方向の挙動を解析対象とする。Y 軸方向のスパン長は均等で 9.6m, X 軸方向のスパン長も均等で 6.4m とする。第 1 階の高さを 5m, その他の階の高さを 4m とする。単位面積当り床荷重を 7.84kN/m^2 とする。図 3.1 の平面図で示す位置に、第 1 層から第 17 層まで制振ブレースを配置する。
- 2) 制振ブレース付骨組の設計では、まず、主体骨組、つまり、柱と梁の断面寸法を静的弾性設計により決定する。次に、動的設計により制振ブレースの断面寸法を決定する。なお、制振ブレースの付加のみで設計クライテリアを満足させるのが難しい場合は、主体骨組の断面を変更した上で再び動的設計を行う。
- 3) 主体骨組の静的弾性設計では、層間変形角の制限値を 0.005rad として近似 A_i 分布[7]を用いる。地盤は第 2 種地盤を仮定する。
- 4) 制振ブレース付骨組の 1 次設計では、「稀に起こる地震動」に相当する設計用模擬地震動 3 波の下で、(1)最大層間変形角が 0.005rad 以下になることと、(2)制振ブレースを除いた全部材が弾性状態であることの二点を確認する。

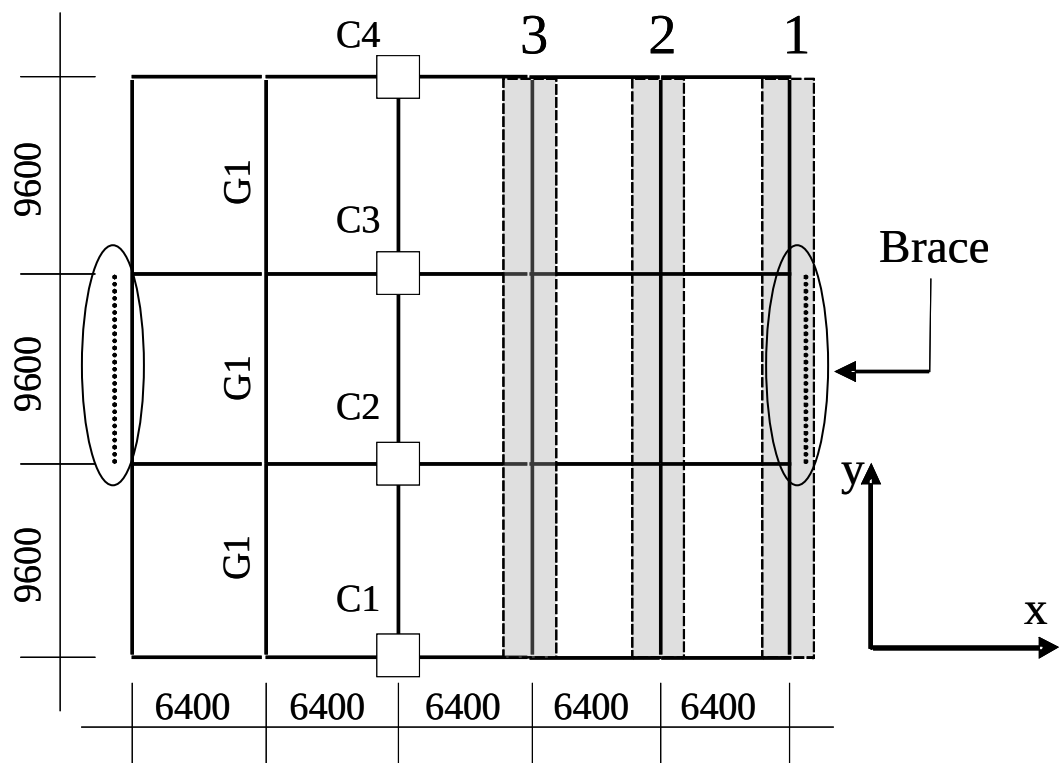


図 3.1(a) 制振ブレース付きモデルの平面図

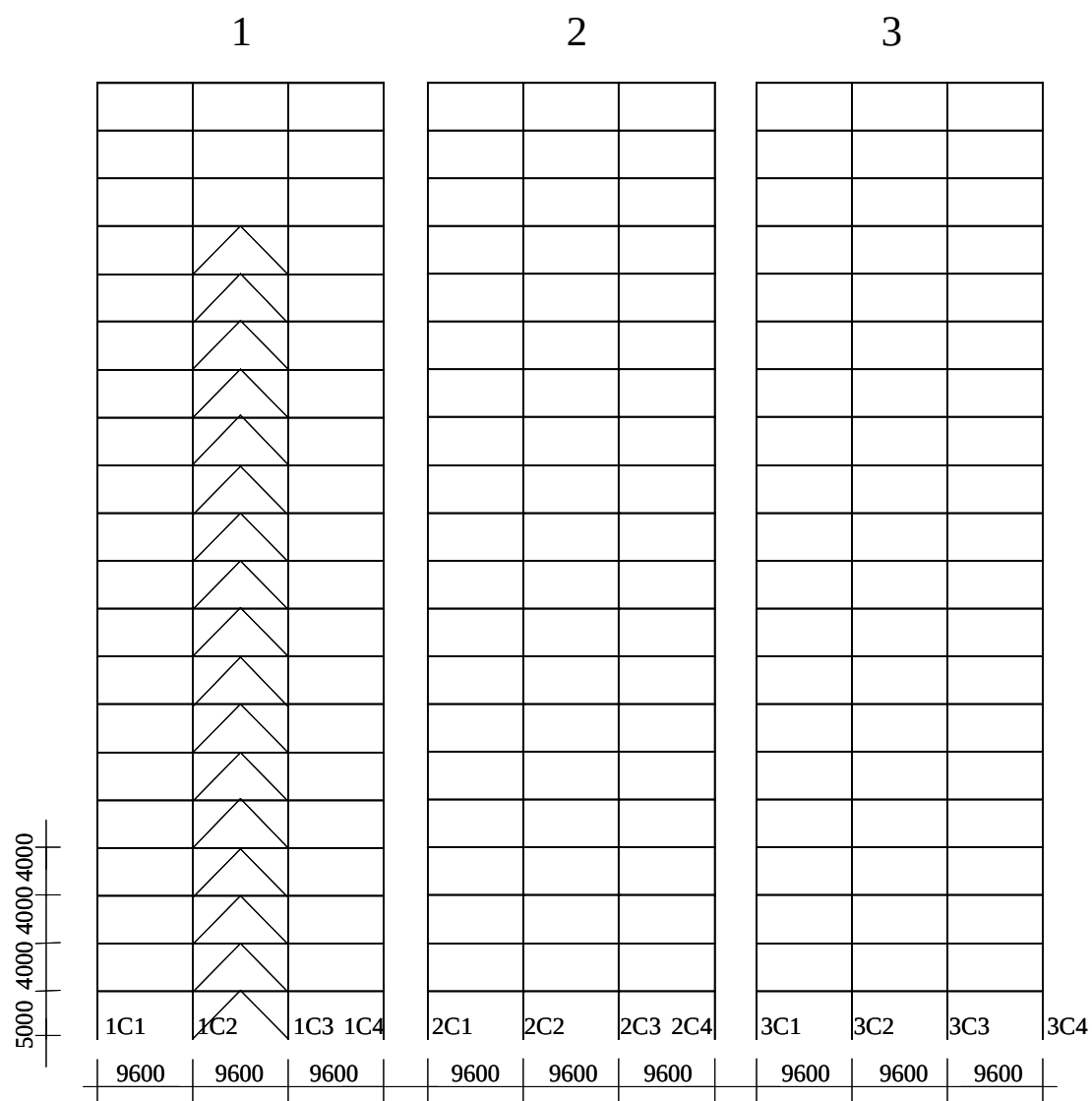


図 3.1(b) 制振ブレース付きモデルの立面図

- 5) 制振ブレース付骨組の 2 次設計では、「極めて稀に起こる地震動」に相当する設計用模擬地震動 3 波の下で、(1)最大層間変形角が $R_2=(1/100) \times 1.1=0.011\text{rad}$ を超えないこと、(2)梁端と第一層柱脚以外で塑性ヒンジが発生しないこと、(3)制振ブレースの最大塑性率が 7 以下になることの三点を確認する。
- 6) 制振ブレース付骨組の動的設計で用いる、告示スペクトルを満足する設計用模擬地震動として、レベル 2 のセンター波の原波 (BCJ L2) [8,9]、1968 年十勝沖地震の時に八戸港湾で記録された Hachinehe EW 波の位相を用いて作成した ART-HACHI 波と、2003 年十勝沖地震の時に苫小牧記録 NS 成分の位相を用いて作成した ART-TOMA 波を用いる[1,10]。BCJ L2 波、ART-HACHI 波、ART-TOMA 波の速度応答スペクトル S_v はバイリニアの形状を持ち、長周期領域ではほぼ一定の値 $S_v=100\text{cm/s}$ を持つように作成されている。これらの波の詳細は Appendix A に記載している。
- 7) 一次、二次ともに設計時は PI 効果を考慮しない。
- 8) 主体骨組の設計において、内柱では柱梁耐力比がほぼ 1.5～1.7 の範囲になるように設計する。外柱では柱梁耐力比は内柱の約 2 倍とする。
- 9) 全部材で曲げ変形に加えて軸方向変形とせん断変形を考慮する。部材の横座屈、局部座屈、破断は考慮しない。梁とスラブの合成効果は、通常の設計で用いられる仮定[3,4]に従い、梁の弾性曲げ剛性を 2 倍とするが、曲げ耐力の増加は考慮しない。
- 10) 柱を箱形断面、梁を H 形断面とする。柱と梁は全部材で 490N/mm^2 級鋼材を用いる。柱と梁の降伏応力は $325 \times 1.1=357.5\text{N/mm}^2$ とする。制振ブレースには低降伏点鋼を用い、その降伏応力は 225N/mm^2 とする。制振ブレースの塑性長さの設定の詳細は注 1 に示す。全ての鋼材のヤング係数は $205 \times 10^3\text{N/mm}^2$ 、せん断弾性係数は $75 \times 10^3\text{N/mm}^2$ とする。
- 11) 梁と柱は第二分枝勾配比が 0.01 のバイリニアのモーメントー回転角関係でモデル化する[5]。制振ブレースは第二分枝勾配比が 0.01 のバイリニアの軸力ー伸びひずみ関係を用いる。
- 12) 解析には CLAP[10]を使用する。CLAP では幾何非線形効果は軸力による幾何剛性行列と移動座標系の併用により考慮される。材料非線形効果は軸力と曲げの降伏条件の相関を考慮する一般化塑性ヒンジを全部材両端に配置することで考慮される。
- 13) 平面計画の対称性を利用して、図 3.1(b)に示す 3 構面を対象とする疑似立体解析を行う。疑似立体解析では、剛床仮定に基づき、この 3 構面の同一層に属する全ての節点の水平変位が等しいという変位拘束条件を与える。
- 14) 対象骨組の部材断面寸法は以下の表 3.1 から表 3.5 の通りである。

表 3.1 構面 1（外側構面）の柱断面寸法(mm)

GR	FL	外柱 (1C1,1C4)			内柱 (1C2,1C3)		
		BF20-0.20	BF20-0.25	BF20-0.30	BF20-0.20	BF20-0.25	BF20-0.30
7	19-20	400x25	450x22	500x22	400x25	450x22	500x22
6	16-18	400x25	450x25	500x25	400x25	450x25	500x25
5	13-15	450x22	500x22	550x22	450x22	500x22	550x22
4	10-12	450x25	500x25	550x25	450x25	500x25	550x28
3	7-9	450x28	500x28	550x28	450x28	500x28	550x28
2	4-6	450x32	500x28	550x28	450x32	500x32	550x32
1	1-3	450x32	500x28	550x28	450x36	500x36	550x36

表 3.2 構面 2, 3（内側構面）の柱断面寸法(mm)

GR	FL	外柱 (2C1,2C4,3C1,3C4)			内柱 (2C2,2C3,3C2,3C3)		
		BF20-0.20	BF20-0.25	BF20-0.30	BF20-0.20	BF20-0.25	BF20-0.30
7	19-20	400x25	450x22	500x22	400x25	450x22	500x22
6	16-18	400x25	450x25	500x28	400x25	450x25	500x28
5	13-15	450x25	500x22	550x22	450x25	500x25	550x22
4	10-12	450x25	500x25	550x28	450x28	500x28	550x28
3	7-9	450x28	500x28	550x28	450x32	500x32	550x32
2	4-6	450x32	500x32	550x32	450x36	500x36	550x36
1	1-3	450x36	500x32	550x32	450x40	500x36	550x36

表 3.3 構面 1（外側構面, 1G1）の梁断面寸法(mm)

GR	FL	BF20-0.20	BF20-0.25	BF20-0.30
7	19-20	500x200x12x25	550x250x12x22	550x250x12x28
6	16-18	500x200x12x25	550x250x12x25	550x250x12x28
5	13-15	600x200x12x22	600x250x12x25	650x300x16x22
4	10-12	600x200x12x28	600x250x12x28	650x300x16x28
3	7-9	600x250x12x25	600x300x12x28	700x300x14x25
2	4-6	600x250x12x28	600x300x16x28	750x300x14x25
1	1-3	600x250x12x28	600x300x16x28	750x300x14x25

表 3.4 構面 2, 3 (内側構面, 2G1, 3G1) の梁断面寸法(mm)

GR	FL	BF20-0.20	BF20-0.25	BF20-0.30
7	19-20	500x200x12x25	550x250x12x22	550x250x12x28
6	16-18	500x200x12x25	550x250x12x25	550x250x12x28
5	13-15	600x200x12x22	600x250x12x25	650x300x16x22
4	10-12	600x200x12x28	600x250x12x28	650x300x16x28
3	7-9	600x250x12x25	600x300x12x28	700x300x14x25
2	4-6	600x250x12x28	600x300x16x28	750x300x14x25
1	1-3	600x250x12x28	600x300x16x28	750x300x14x25

表 3.5 制振ブレース (平鋼) の断面寸法(mm)

	BF20-0.20	BF20-0.25	BF20-0.30
17	100x22	50x22	50x22
16	100x22	50x22	50x22
15	100x22	50x22	50x22
14	125x25	100x22	50x22
13	125x25	100x22	50x22
12	125x25	100x22	50x22
11	125x25	125x25	75x22
10	125x25	125x25	75x22
9	125x25	125x25	75x22
8	125x25	125x25	75x22
7	125x25	125x25	75x22
6	125x25	100x22	75x22
5	125x25	100x22	100x22
4	125x25	100x22	100x22
3	125x25	100x22	100x25
2	125x25	100x22	100x25
1	50x22	100x22	50x22

3.2.2 モデルの基本的力学特性

本節では、対象モデルの基本的な力学特性をまとめる．具体的には、制振ブレース付骨組の静的増分解析と固有値解析の結果をまとめる．なお、本章の制振ブレース付骨組の設計では、前章の純ラーメン骨組の設計と異なり、1次設計においては静的弾性解析を行わず「極めて稀に起こる地震動」での時刻歴応答解析を行っているが、これは静的弾性解析の範囲でもブレースが塑性化するためである．そのため本節は静的弾性解析の結果を含んでいないが、次節で1次設計における時刻歴応答解析の結果を示す．

図 3.2 は各モデルの静的増分解析より得られた層せん断力－層間変形角関係を示す．図 3.2 において、 D_i は第 i 層の層間変形、 H_i は階高、 Q_i は層せん断力、 W は全重量を表す．図 3.2 では上から順に第 1 層から第 20 層までの層間変形角と層せん断力の関係を各実線が表す．図 3.3 は保有水平耐力到達時の塑性ヒンジ分布と最大塑性率を示す．図 3.5、図 3.10、図 3.15 は 1 次設計における稀に起こる地震動に対する最大層間変形角を示す． D_{mi}/H_i は第 i 層の最大層間変形角である．

各モデルの剛性と耐力の指標を表 3.6 に示す．表 3.6 で T は PA 効果を見無視した場合のブレース付骨組の固有周期の精算値、 C_B は一次設計用ベースシア係数、 C_U は終局耐力時のベースシア係数である． PA 効果の大きさを表す指標として、第 1 層の安定係数 $q[1,7]$ と第二分枝勾配比 h を計算した結果を表 3.7 に示す．

表 3.6 各モデルの剛性と耐力の指標

	C_0	$T(s)$	$T(s)/H(m)$	C_B	C_U	C_U / C_B
BF20-0.20	0.20	3.06	0.038	0.06	0.13	2.17
BF20-0.25	0.25	2.85	0.035	0.08	0.16	2.00
BF20-0.30	0.30	2.57	0.032	0.11	0.19	1.73

表 3.7 第一層の安定係数 $q(\%)$ と層せん断力の第二分枝勾配比 $h(\%)$

	q	$h_{(1)}$	$h_{(2)}$
BF20-0.20	6.16	1.8	-1.8
BF20-0.25	5.10	1.7	-1.4
BF20-0.30	3.65	1.6	-0.9

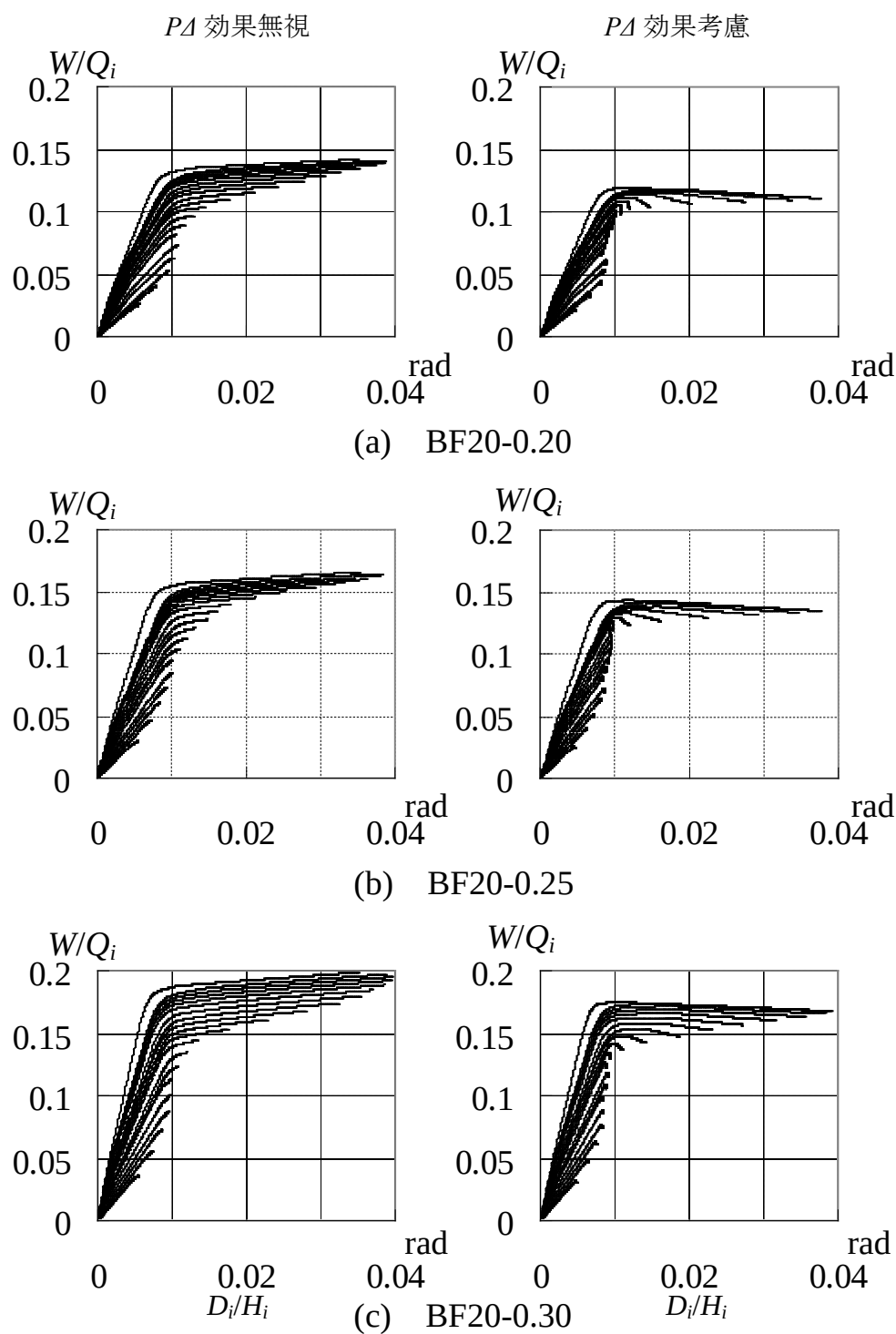
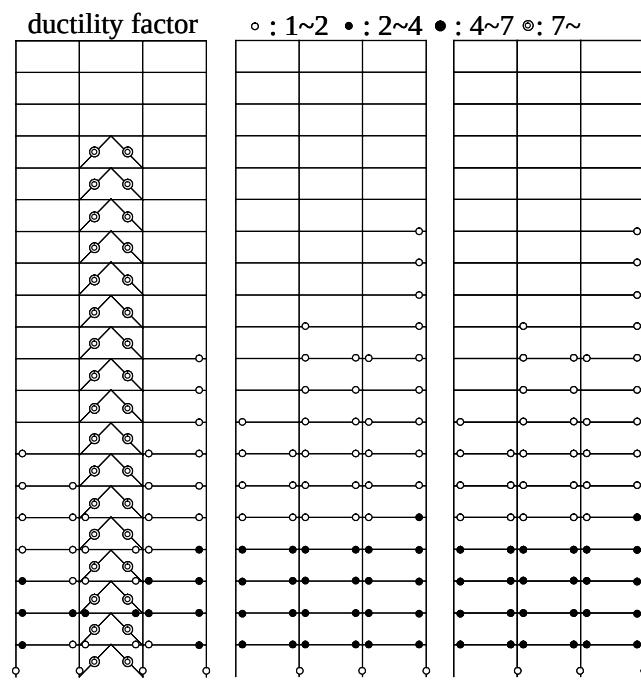
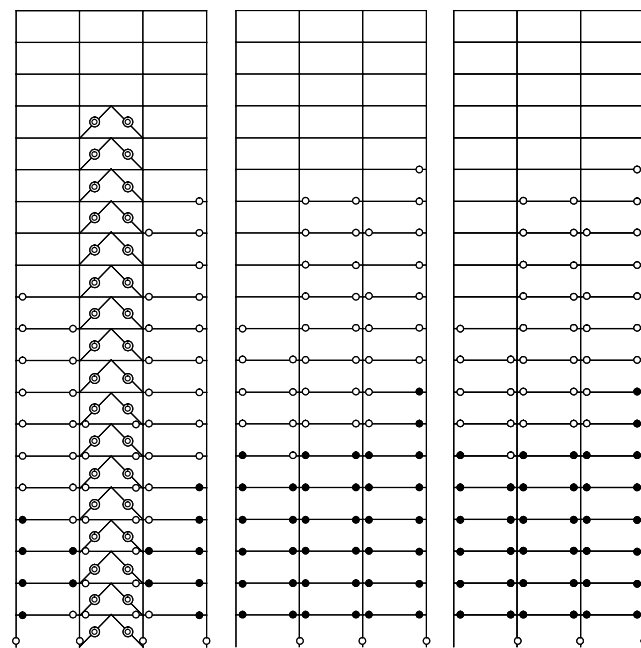


図 3.2 20 層制振ブレース付きラーメンシリーズの復元力

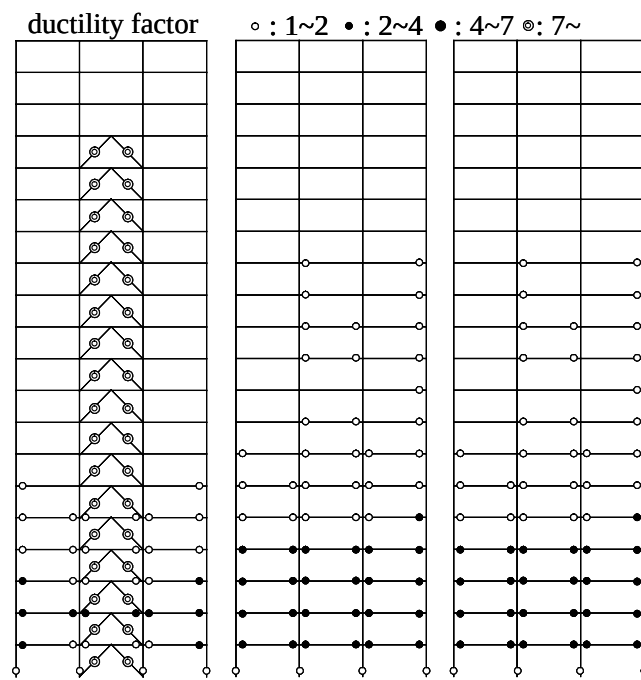


(a) $P\Delta$ 効果考慮

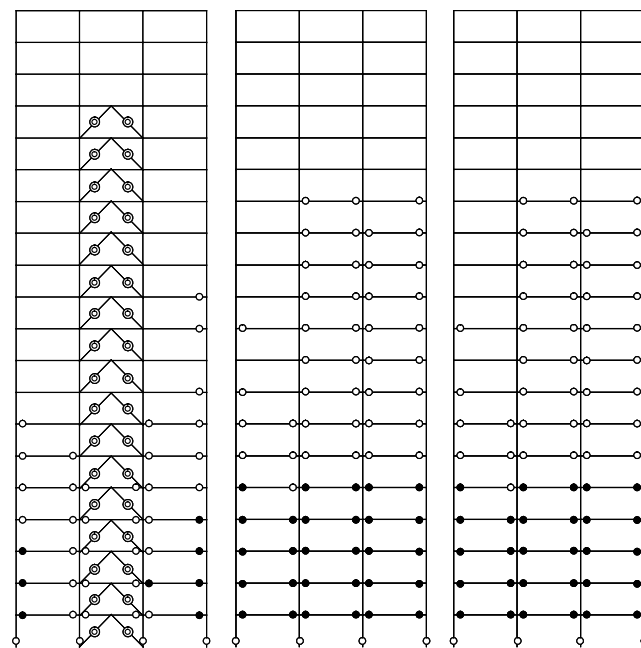


(b) $P\Delta$ 効果無視

図 3.3(a) BF20-0.20 の保有耐力到達時の塑性ヒンジ分布と最大塑性率

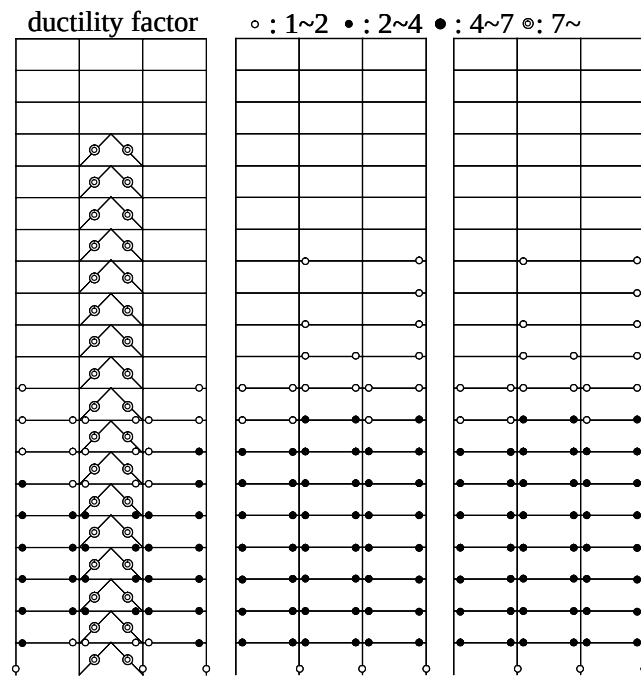


(a) $P \Delta$ 効果考慮

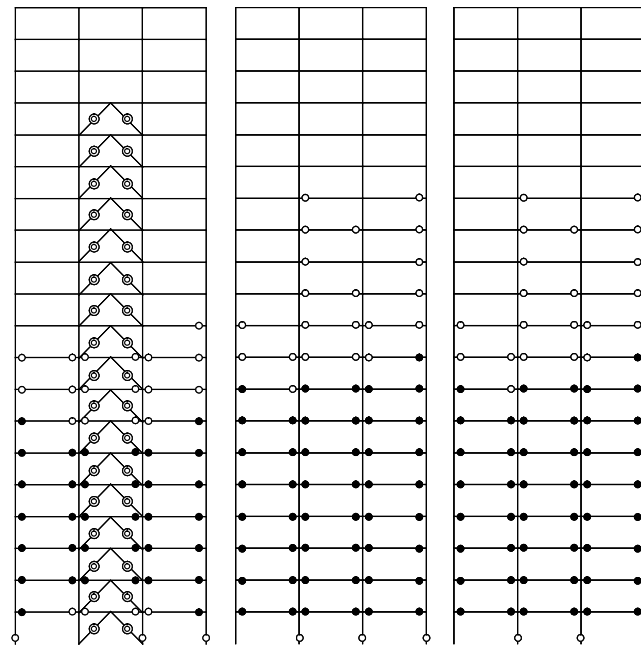


(b) $P \Delta$ 効果無視

図 3.3(b) BF20-0.25 の保有耐力到達時の塑性ヒンジ分布と最大塑性率



(a) $P\Delta$ 効果考慮



(b) $P\Delta$ 効果無視

図 3.3(c) BF20-0.30 の保有耐力到達時の塑性ヒンジ分布と最大塑性率

3.3 時刻歴応答解析

3.3.1 解析の目的と計画

以下の三点を目的として、 PI 効果を考慮する場合と考慮しない場合の時刻歴応答解析結果の比較を行う。

1. 下層部における一方向への変形累積がどのような場合に発生するかを検討する。
2. 主体骨組の弾性剛性の低減が応答に及ぼす影響を検討する。
3. 塑性化後剛性を常に正とすることで変形累積を抑止できるとする Uetani and Tagawa [5]の指摘の妥当性を検討する。

3.3.2 節では、告示スペクトルを満足する設計用模擬地震動であるBCJ L2 波，ART-HACHI波，ART-TOMA波を基準地震動として，それぞれの地震波に対して動的増分解析を行う。設計用模擬地震動の応答速度スペクトルはバイリニア形状であり，長周期領域では，ほぼ $S_v=100\text{cm/s}$ の一定値を持つ。3.3.3 節では，まず，想定長周期地震動のC-SAN EW波[1,12]に対する動的増分解析を行い，どのレベルで一方向への変形累積が発生するかを検討する。次にこの結果をふまえ，下層部において PI 効果の考慮の有無による顕著な応答の差異が見られたケースを取り上げ，層間変形角の時刻歴や層の復元力特性などの観点から分析を行う。また純ラーメン骨組との比較検討を行う。最後に3.4.4 節では 3.4.3 節で詳細に検討を行ったケースを再び取り上げ，塑性化後剛性が応答に及ぼす影響について検討する。

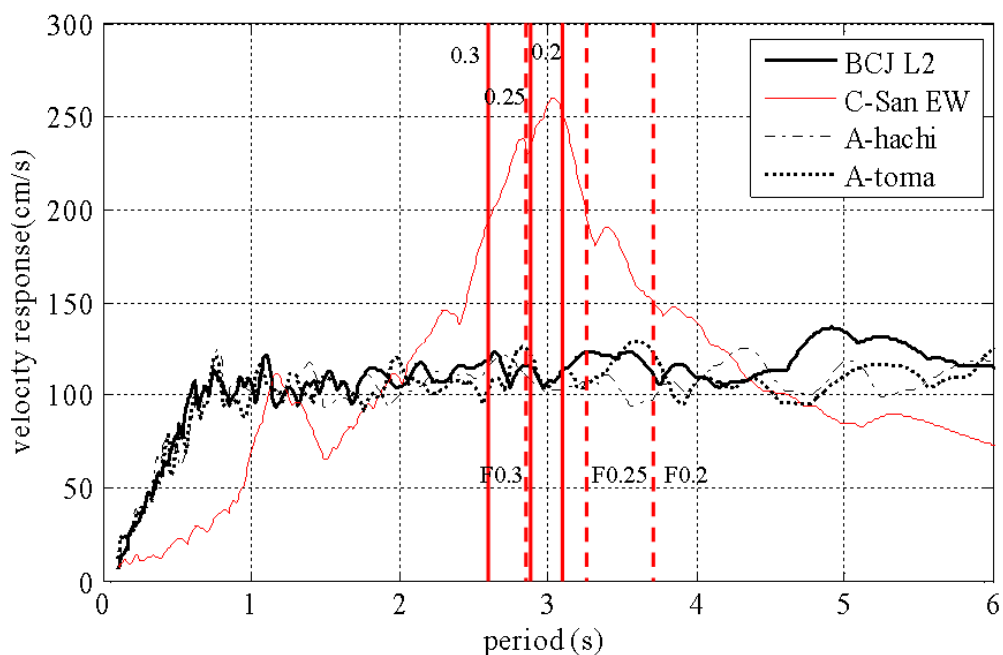


図 3.4 20 層の制振ブレース付きモデルの固有周期と地震動の応答速度スペクトル

図 3.4 に対象とする地震動の速度応答スペクトルを示す。図中の太実線は各制振ブレース付骨組の弾性固有周期を示す。参考に、各モデルの主体骨組のみの場合（制振ブレースを無視した場合の）弾性固有周期を太点線で示している。解析で対象とする時間は BCJ L2 波に対しては 180 秒，ART-HACHI 波に対しては 240 秒，ART-TOMA 波に対しては 420 秒とし，地震動の継続時間終了後は自由振動についての解析を行った。時刻歴応答解析に関するその他の条件は第 2 章と同一である。

3.3.2 設計用模擬地震動に対する動的増分解析

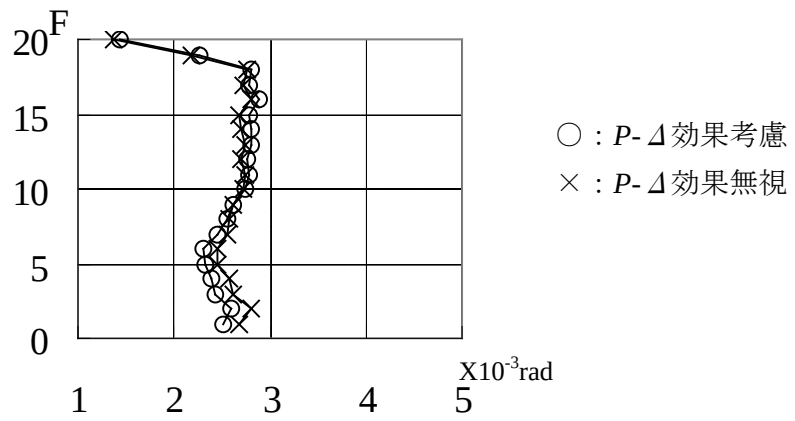
(a) BCJ L2 波

BCJ L2 波に対する解析結果を図 3.5～図 3.9 に示す。図 3.5 は「稀に起こる地震動」に相当するレベルに低減した BCJ L2 波に対する最大層間変形角の比較を示す。図 3.6 と図 3.7 は地震動の増幅レベルの変化に対する最大層間変形角の変化を示す。図 3.6 は PA 効果は無視した場合と PA 効果を考慮した場合の比較である。これらの図において、横軸の D_{mi}/H_i は第 i 層の最大層間変形角を、縦軸は層数 i を示す。図 3.7 の横軸の $(D_{mi}/H_i)_{max}$ は最大層間変形角 D_{mi}/H_i の層番号 i に関する最大値を表し、縦軸の Φ は地震動の増幅レベルを表す。

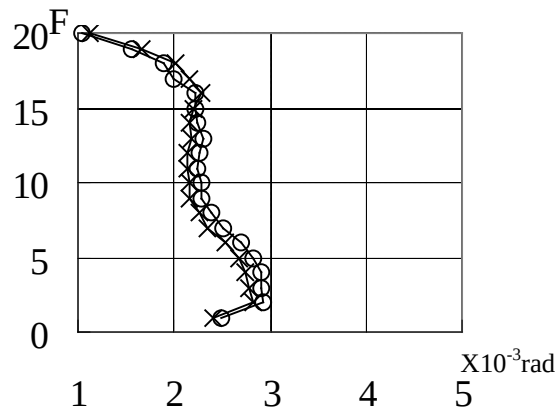
図 3.8 と図 3.9 は地震動の増幅レベルの変化に対する残留層間変形角の変化を示す。図 3.8 は PA 効果は無視した場合と PA 効果を考慮した場合の比較である。これらの図において、横軸の D_{ri}/H_i は第 i 層の残留層間変形角を、縦軸は層数 i を示す。図 3.9 の横軸の $(D_{ri}/H_i)_{max}$ は残留層間変形角 D_{ri}/H_i の層番号 i に関する最大値を表す。

解析結果からの観察事項は以下の通りである。

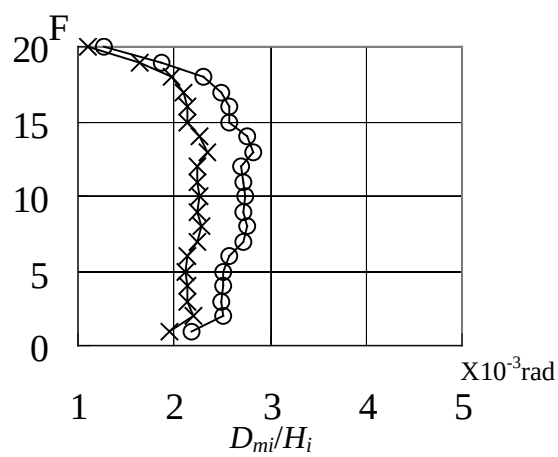
- 1) 設計クライテリアとの対応：図 3.5 と図 3.6 の基準地震動($\Phi=1$)の結果より， PA 効果は無視して時刻歴応答解析を行った場合の最大層間変形角が，それぞれ 0.005rad 以下と 0.011rad 以下になっており，設計クライテリアを満足している。
- 2) PA 効果による応答の差異：最大層間変形角と残留層間変形角の両方で，1.5 倍以上に増幅した場合に， PA 効果の考慮の有無による応答の差異が顕著になっている。
- 3) 地震動のレベルと応答の関係： PA 効果は無視した場合，最大層間変形角の最大値はレベルの増幅と共にほぼ線形に増加している。残留層間変形角の最大値は $\Phi \geq 1$ の範囲においてほぼ線形に増加している。一方， PA 効果を考慮した場合は， $\Phi \geq 1.5$ の範囲で最大層間変形角と残留層間変形角が急激に増加している。特に，モデル BF20-0.20 は 1.5 倍の増幅を超えた BCJ L2 と Art-Hachi の下で過度な変形累積によ



(a) BF20-0.20

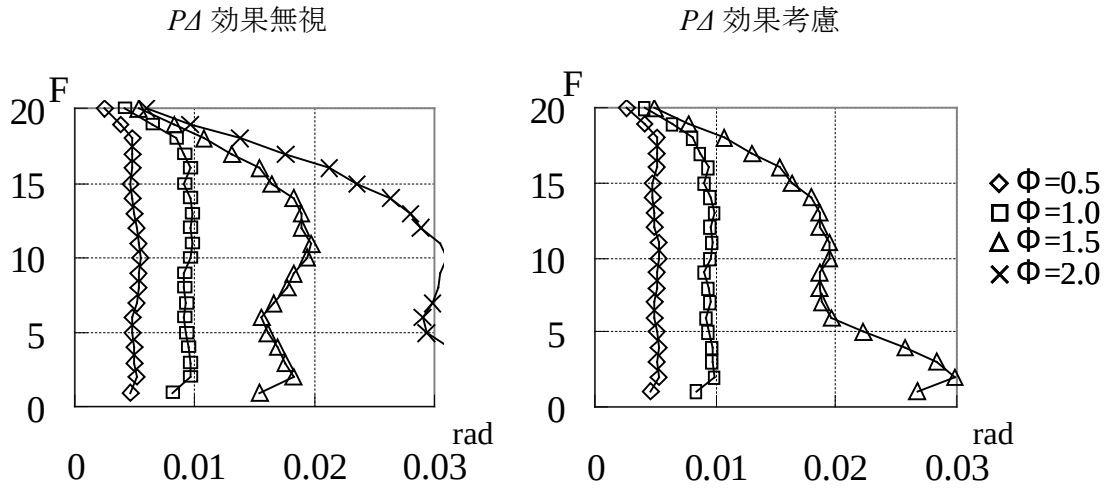


(b) BF20-0.25

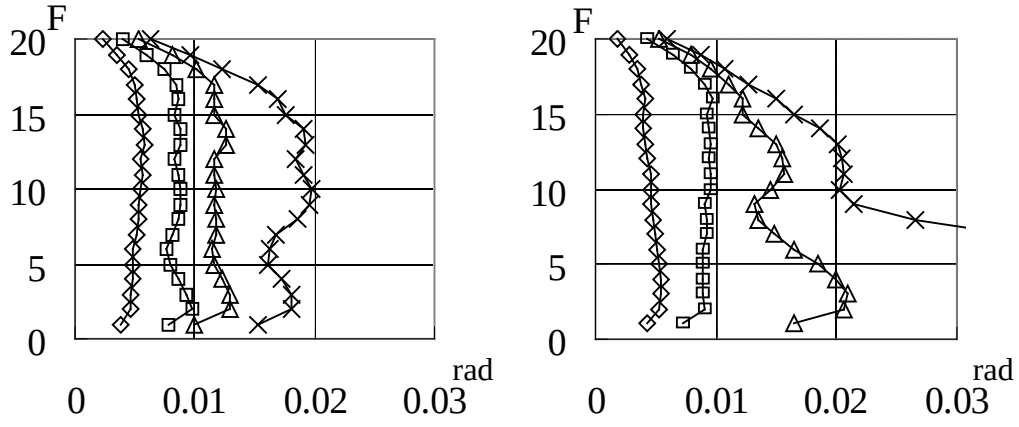


(c) BF20-0.30

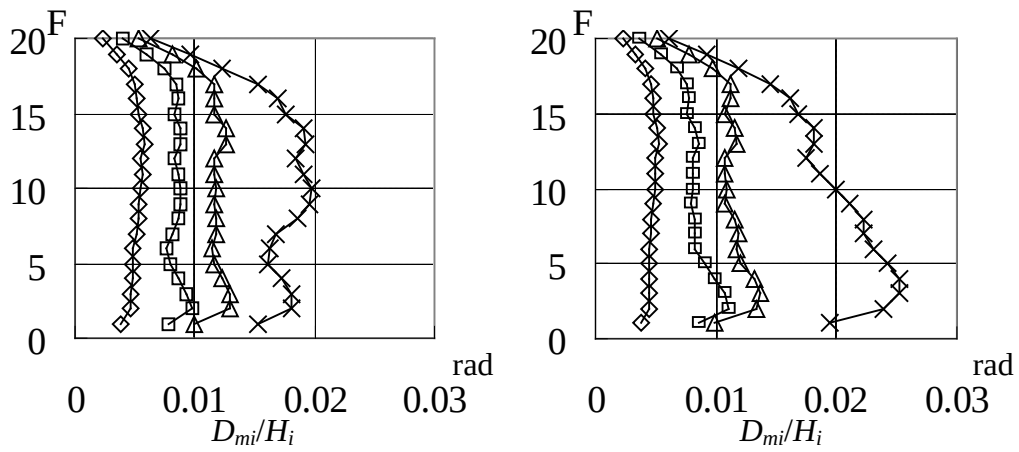
図 3.5 「稀に起こる地震動」に相当するレベルに低減した BCJ L2 波に対する
 最大層間変形角の比較



(a) BF20-0.20

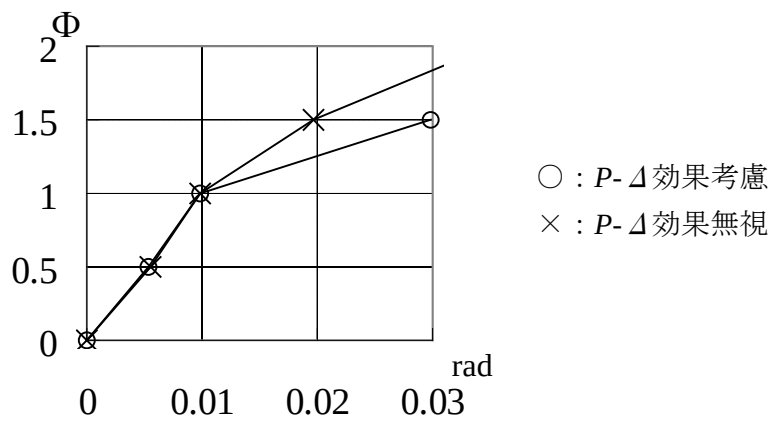


(b) BF20-0.25

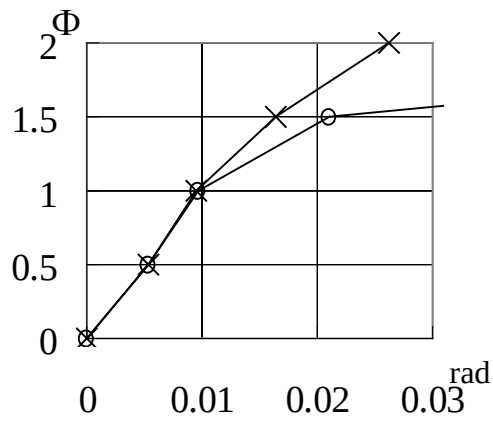


(c) BF20-0.30

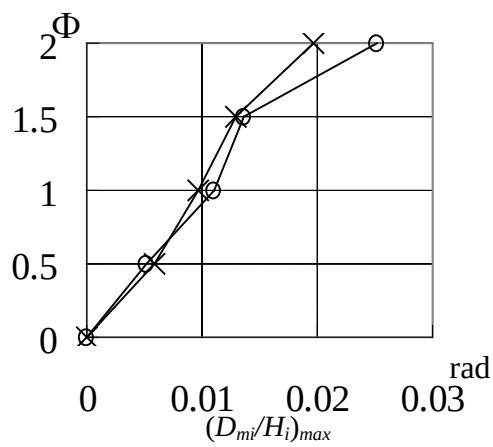
図 3.6 BCJ L2 波に対する最大層間変形の比較



(a) BF20-0.20

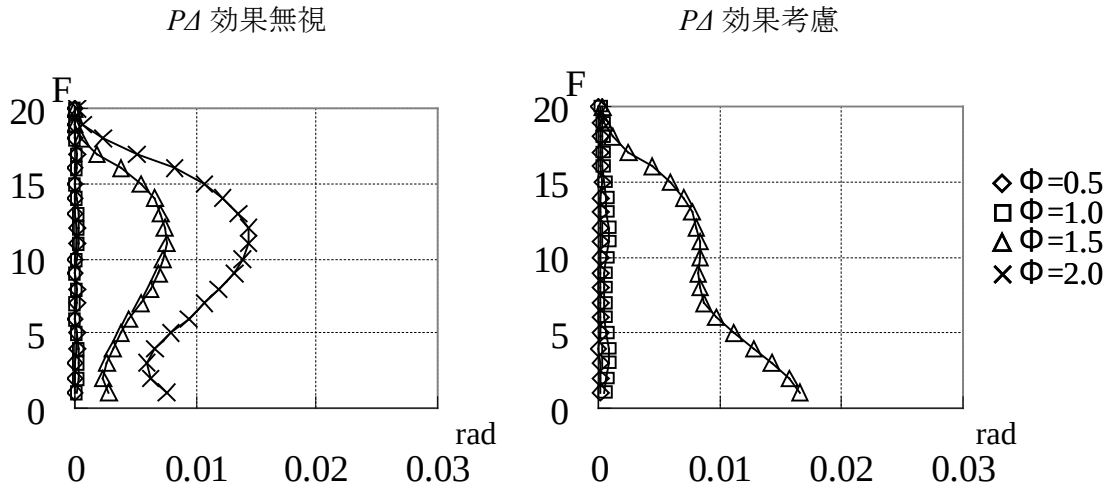


(b) BF20-0.25

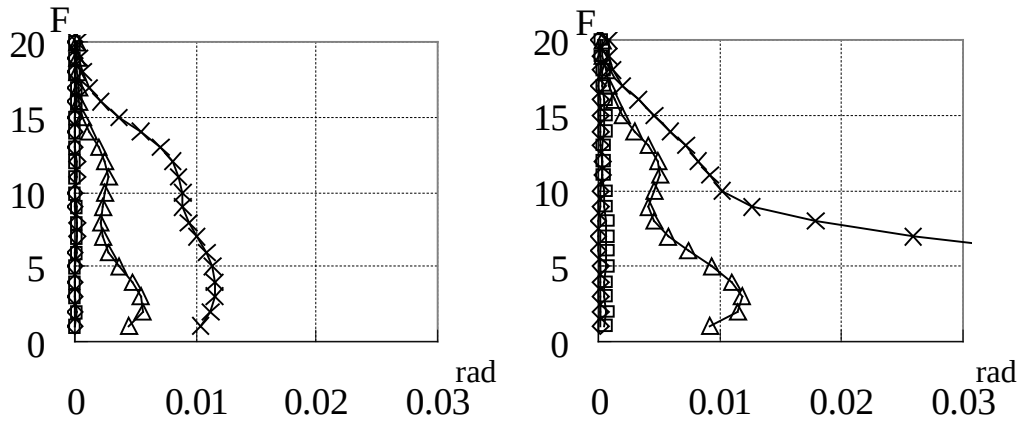


(c) BF20-0.30

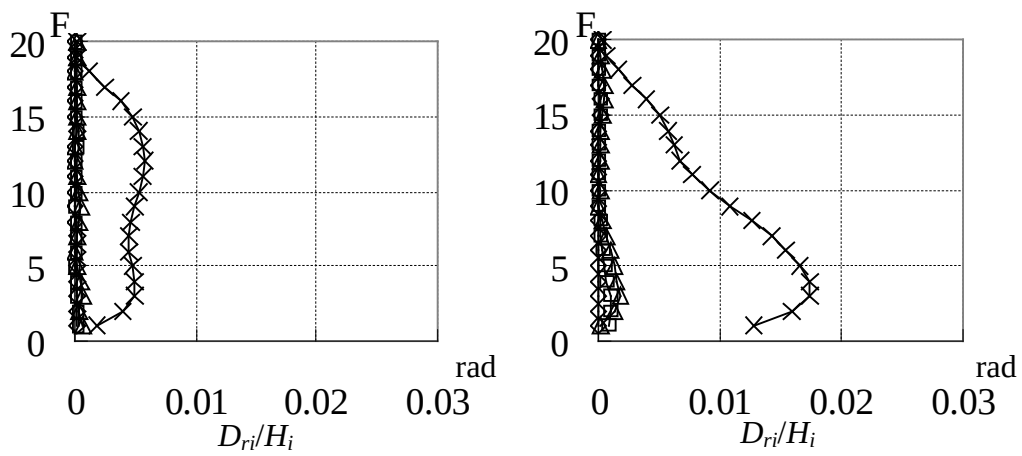
図 3.7 BCJ L2 波に対する最大層間変形の最大値の変化



(a) BF20-0.20

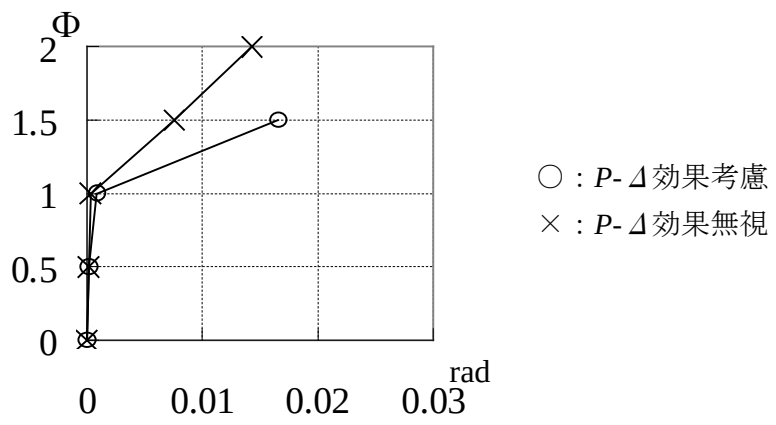


(b) BF20-0.25

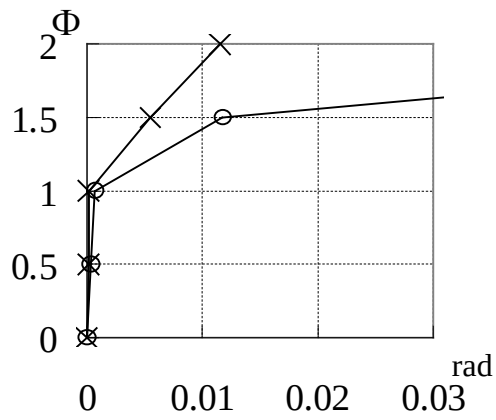


(c) BF20-0.30

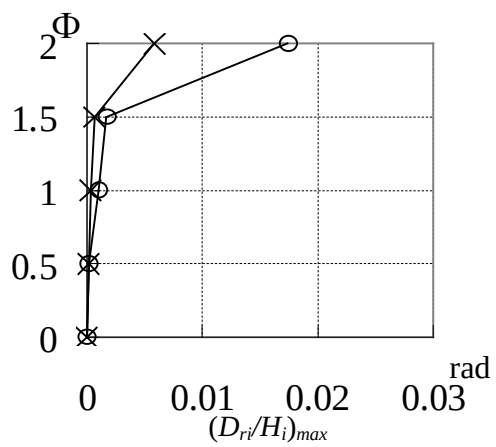
図 3.8 BCJ L2 波に対する残留層間変形の比較



(a) BF20-0.20



(b) BF20-0.25



(c) BF20-0.30

図 3.9 BCI L2 波に対する残留層間変形の最大値の変化

り途中で解析が中断されることが観察される。

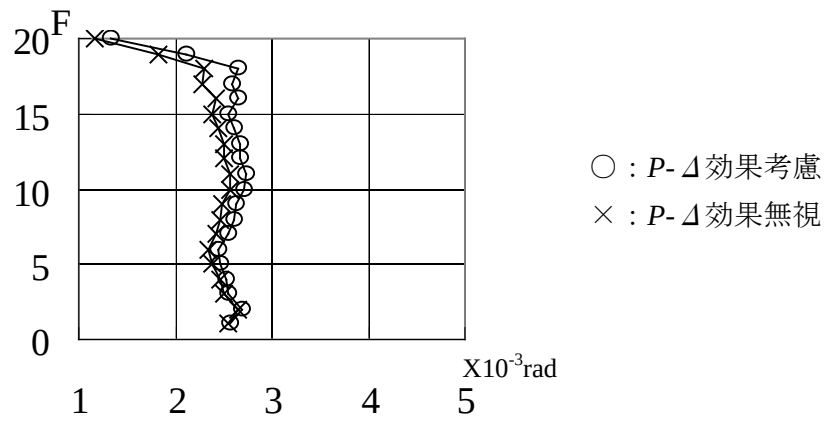
- 4) 同じ増幅レベルの地震動に対する各モデルの応答の比較： PA 効果を見視した場合、同じ増幅レベルの地震動に対する応答を比較すると、最大層間変形角と残留層間変形角の両方で、剛性や耐力が低いモデルにおいて応答が大きくなる傾向が観察される。 PA 効果を考慮するとこの傾向はさらに顕著になっている。
- 5) 柱の塑性ヒンジ分布： $\Phi \leq 1$ の場合は第 1 層柱脚を除いた全ての柱端が弾性であったが、 $\Phi \geq 1.5$ の場合は第 1 層柱脚以外の場所でも柱に若干の塑性ヒンジが形成される例があった。
- 6) 最大塑性率： $\Phi \geq 1.5$ の場合に、梁に関しては塑性率が 4 以上に、制振ブレースに関しては塑性率が 7 以上になる例があった。

(B) ART-HACHI 波

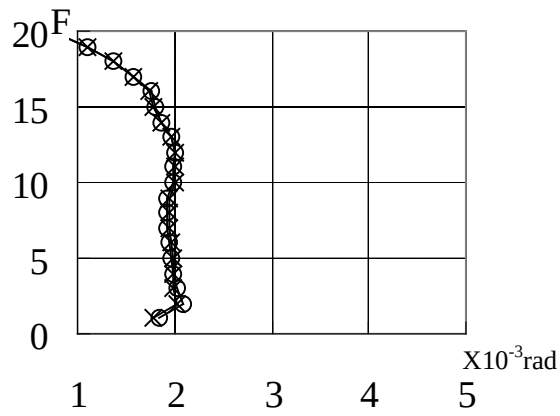
ART-HACHI 波に対する解析結果を図 3.10～図 3.14 に示す。図 3.10 は「稀に起こる地震動」に相当するレベルに低減した ART-HACHI 波に対する最大層間変形角の比較を示す。図 3.11 は PA 効果を見視した場合と PA 効果を考慮した場合の各層の最大層間変形角の比較である。図 3.12 は地震動の増幅レベルの変化に対する最大層間変形角の最大値の変化を示す。図 3.13 は PA 効果を見視した場合と PA 効果を考慮した場合の各層の残留層間変形角の比較である。図 3.14 は地震動の増幅レベルの変化に対する残留層間変形角の最大値の変化を示す。

解析結果からの観察事項は以下の通りである。

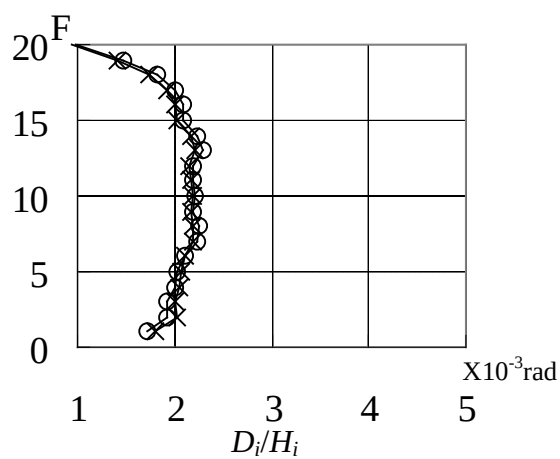
- 1) 設計クライテリアとの対応：図 3.10 と、図 3.11 と図 3.12 の $\Phi=1$ の結果より、 PA 効果を見視して時刻歴応答解析を行った場合の最大層間変形角が、それぞれ 0.005rad 以下と 0.011rad 以下になっており、設計クライテリアを満足している。
- 2) PA 効果による応答の差異：BF20-0.20 と BF20-0.25 のモデルでは、最大層間変形角と残留層間変形角の両方で $\Phi \geq 1.5$ の場合に PA 効果の考慮の有無による応答の差異が顕著になっている。一方、BF20-0.30 のモデルでは、最大層間変形角と残留層間変形角の両方で、 Φ を 2 まで増加させても差異は比較的わずかであった。
- 3) 地震動のレベルと応答の関係： PA 効果を見視した場合、BF20-0.20 と BF20-0.25 のモデルでは、 $\Phi \geq 1.5$ の範囲で最大層間変形角と残留層間変形角が急激に増加している。 PA 効果を考慮した場合、この傾向はさらに顕著になる。一方、BF20-0.30 のモデルでは、 PA 効果の考慮の有無にかかわらず、最大層間変形角は常にほぼ線形に増加し、残留層間変形角は $\Phi \geq 0.5$ の範囲で線形に増加している。



(a) BF20-0.20

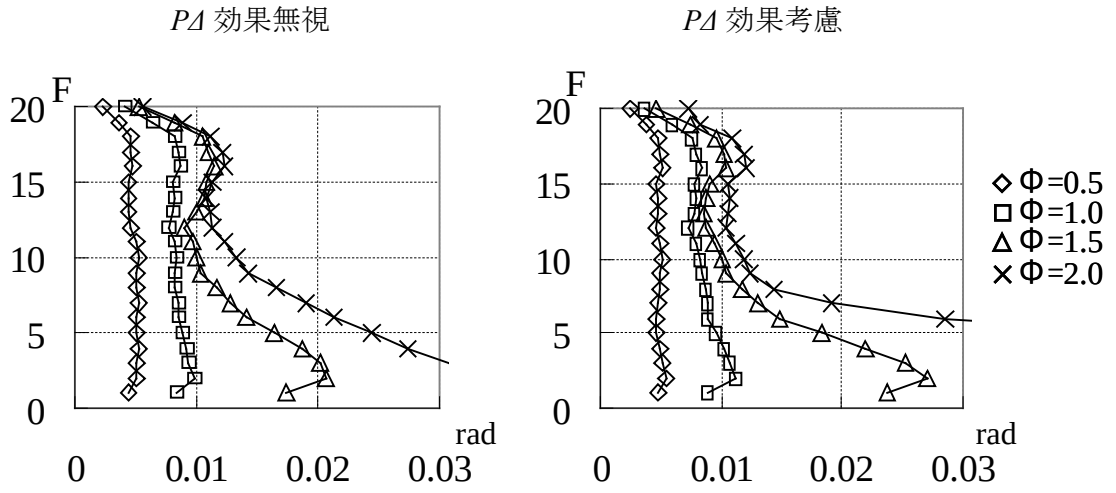


(b) BF20-0.25

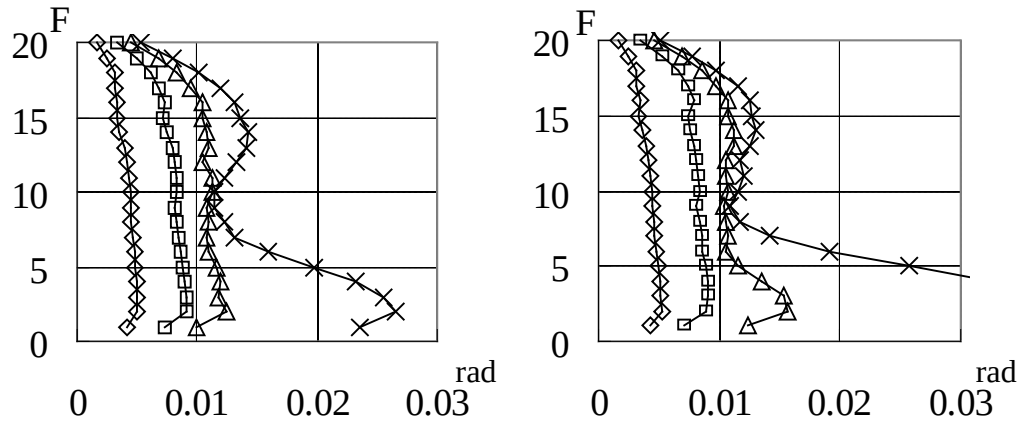


(c) BF20-0.30

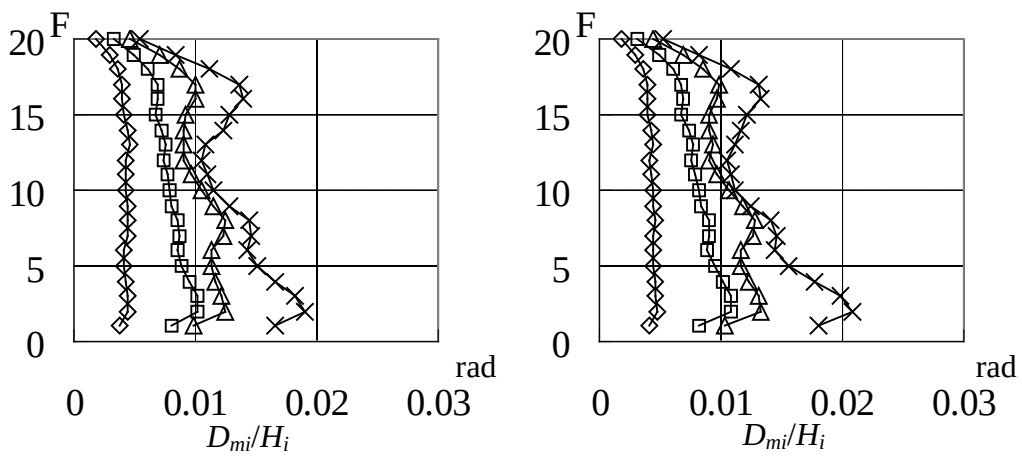
図 3.10 「稀に起こる地震動」に相当するレベルに低減した ART-HACHI 波に対する
最大層間変形角の比較



(a) BF20-0.20

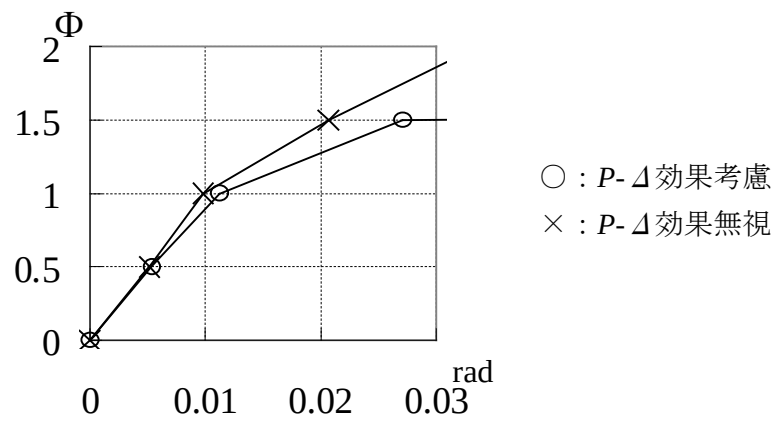


(b) BF20-0.25

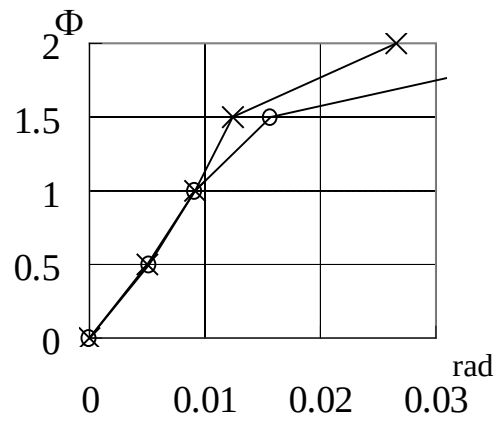


(c) BF20-0.30

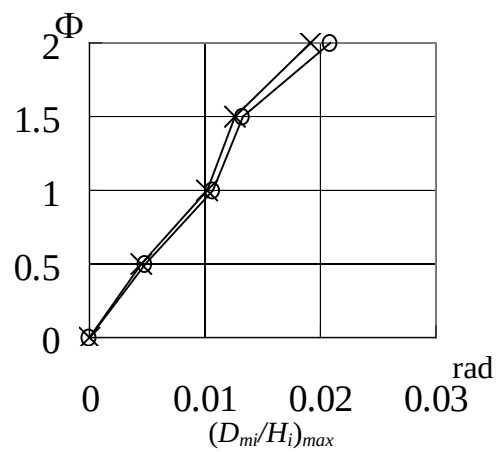
図 3.11 ART-HACHI 波に対する最大層間変形角の比較



(a) BF20-0.20

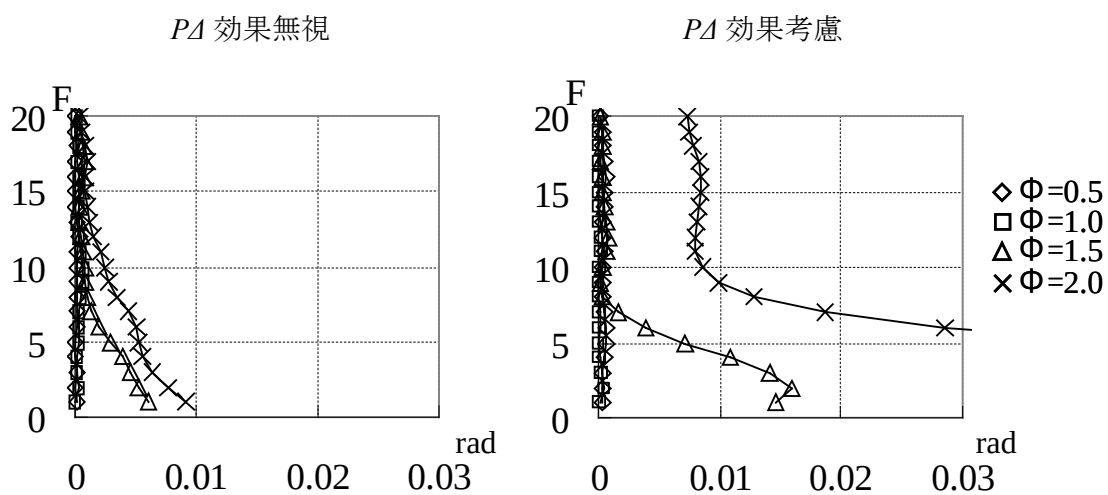


(b) BF20-0.25

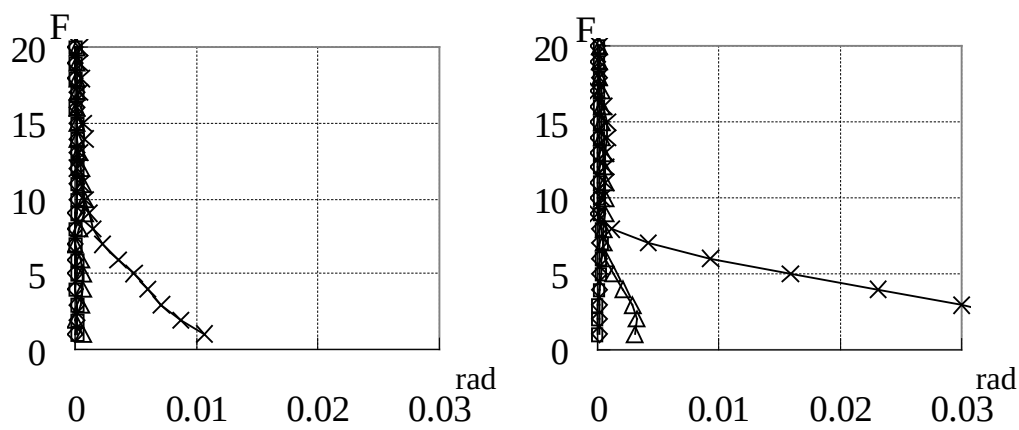


(c) BF20-0.30

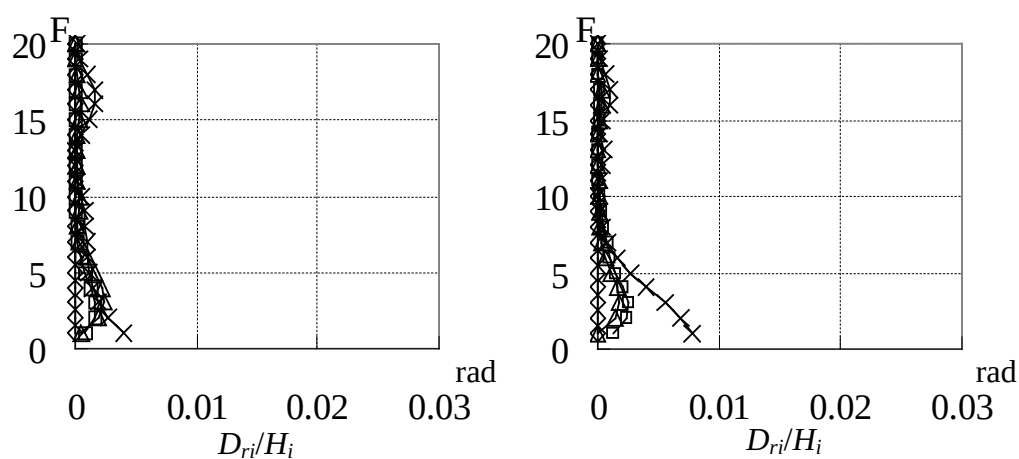
図 3.12 ART-HACHI 波に対する最大層間変形角の最大値の変化



(a) BF20-0.20

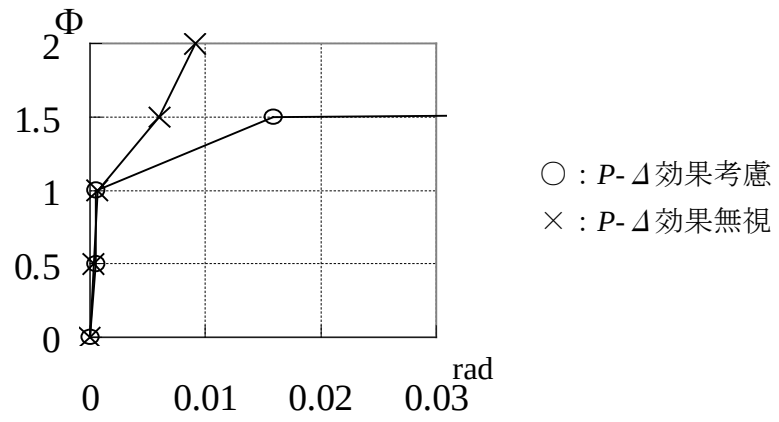


(b) BF20-0.25

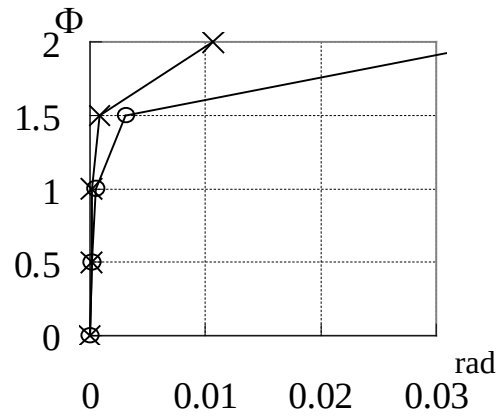


(c) BF20-0.30

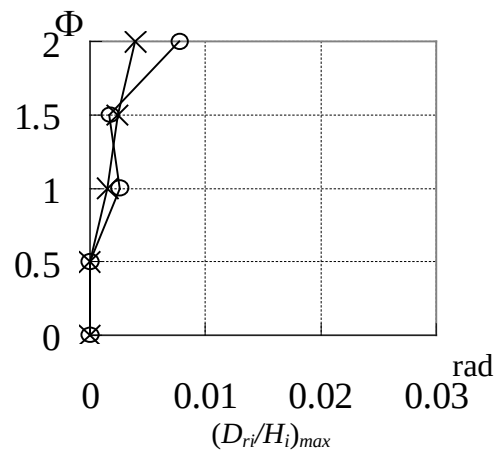
図 3.13 ART-HACHI 波に対する残留層間変形角の比較



(a) BF20-0.20



(b) BF20-0.25



(c) BF20-0.30

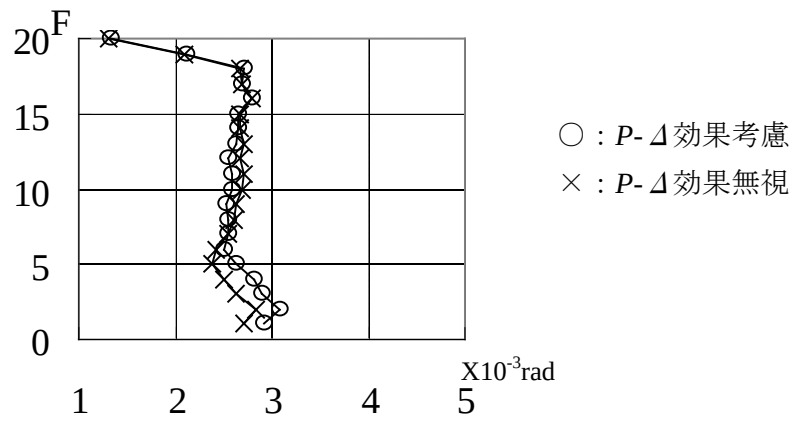
図 3.14 ART-HACHI 波に対する残留層間変形角の最大値の変化

- 4) 同じ増幅レベルの地震動に対する各モデルの応答の比較 : PA 効果を見視した場合、同じ増幅レベルの地震動に対する応答を比較すると、最大層間変形角と残留層間変形角の両方で、剛性や耐力が低いモデルにおいて応答が大きくなる傾向が観察される。 PA 効果を考慮するとこの傾向はさらに顕著になっている。
- 5) 柱の塑性ヒンジ分布 : $\Phi \leq 1$ の場合は第 1 層柱脚を除いた全ての柱端が弾性であったが、 $\Phi \geq 1.5$ の場合は第 1 層柱脚以外の場所でも柱に若干の塑性ヒンジが形成される例があった。
- 6) 最大塑性率 : 梁に関しては塑性率が 4 以上に、制震ブレースに関しては、 $\Phi \geq 1.5$ の場合に塑性率が 7 以上になる例があった。

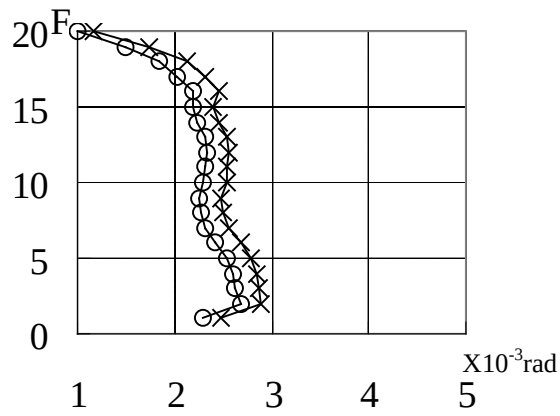
(C) ART-TOMA 波

ART-TOMA 波に対する結果を図 3.15～図 3.19 に示す。これらの図の内容は、BCJ L2 波と ART-HACHI 波の場合と同様である。主な観察事項は以下の通りである。

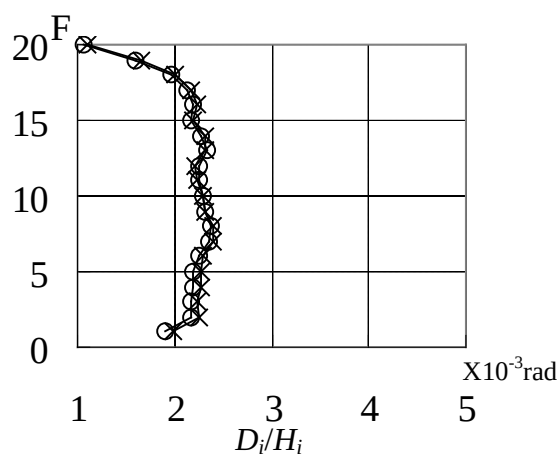
- 1) 設計クライテリアとの対応 : 図 3.15 と、図 3.16 と図 3.17 の $\Phi=1$ の結果より、 PA 効果を見視して時刻歴応答解析を行った場合の最大層間変形角が、それぞれ 0.005rad 以下と 0.011rad 以下になっており、設計クライテリアを満足している。
- 2) PA 効果の考慮の有無による応答の差異 : BF20-0.20 と BF20-0.25 のモデルでは、最大層間変形角と残留層間変形角の両方で $\Phi \geq 1.5$ の場合に、 PA 効果の考慮の有無による応答の差異が顕著になっている。一方、BF20-0.30 のモデルでは、最大層間変形角と残留層間変形角の両方で、 $\Phi=2$ の場合に明確な差異が観察される。
- 3) 地震動のレベルと応答の関係 : BF20-0.20 と BF20-0.25 のモデルでは、 PA 効果を見視した場合、 $\Phi \leq 1.5$ の範囲では最大層間変形角が線形に増加しており、 $\Phi=2$ に到達すると最大層間変形角の大幅な増加がみられる。これらのモデルで PA 効果を考慮した場合、この傾向はさらに顕著になる。一方、BF20-0.30 のモデルでは、 PA 効果を見視した場合は、最大層間変形角は常にほぼ線形に増加しているが、 PA 効果を考慮した場合は $\Phi=2$ に到達すると最大層間変形角の大幅な増加がみられる。残留層間変形角に関しては、 $\Phi \geq 1$ の範囲において最大層間変形角と同様の傾向が観察される。
- 4) 同じ増幅レベルの地震動に対する各モデルの応答の比較 : PA 効果を見視した場合、同じ増幅レベルの地震動に対する応答を比較すると、最大層間変形角と残留層間変形角の両方で、剛性や耐力が低いモデルにおいて応答が大きくなる傾向が観察される。 PA 効果を考慮するとこの傾向はさらに顕著になっている。



(a) BF20-0.20

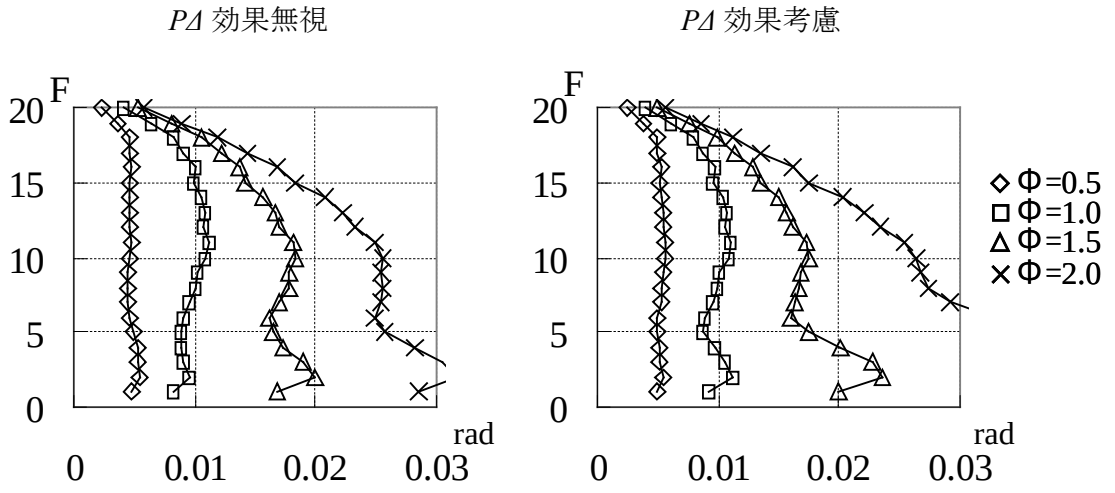


(b) BF20-0.25

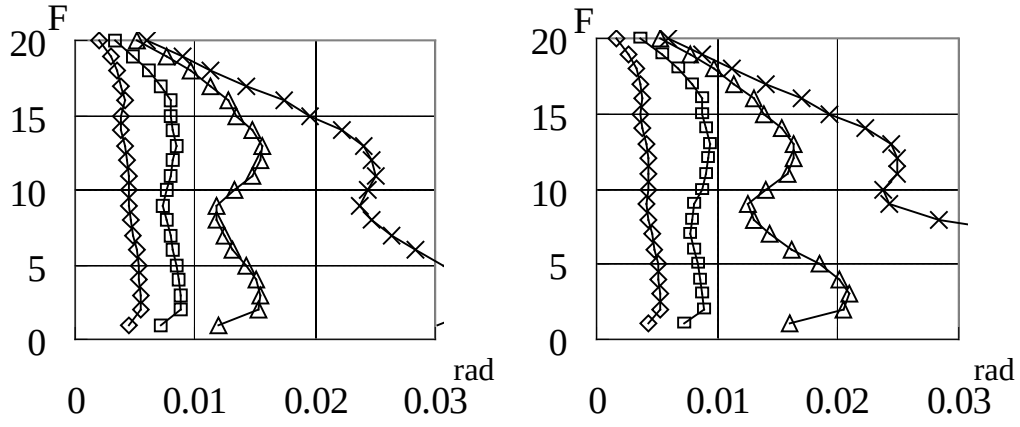


(c) BF20-0.30

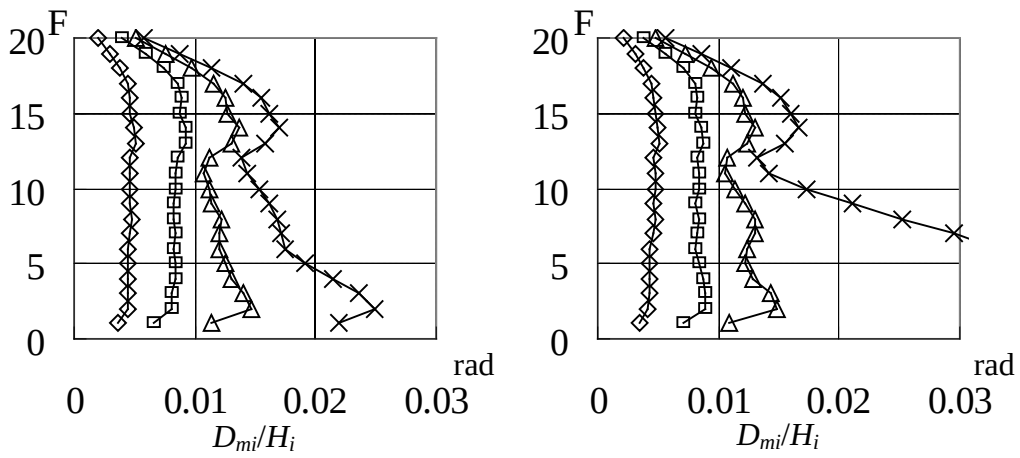
図 3.15 「稀に起こる地震動」に相当するレベルに低減した ART-TOMA 波に対する
 最大層間変形角の比較



(a) BF20-0.20

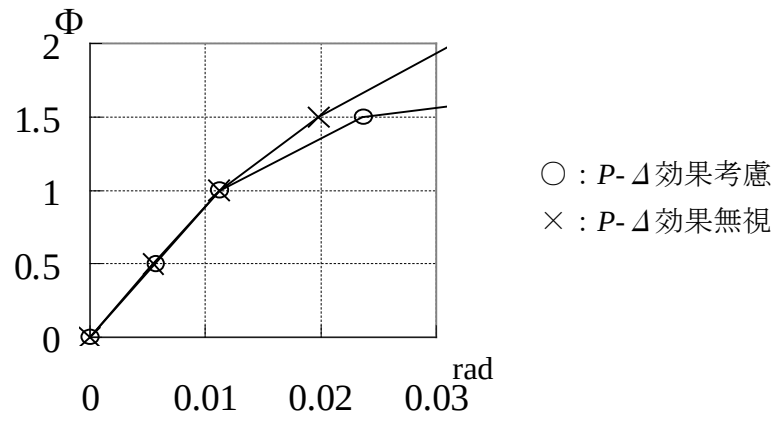


(b) BF20-0.25

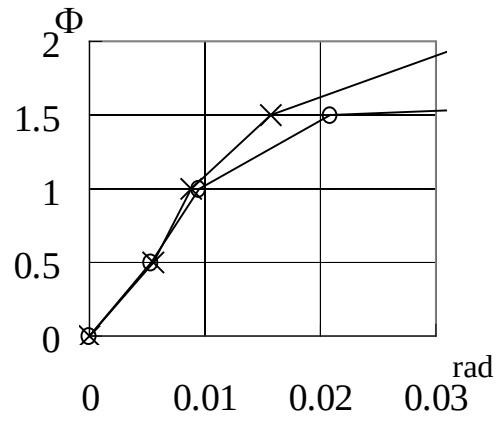


(c) BF20-0.30

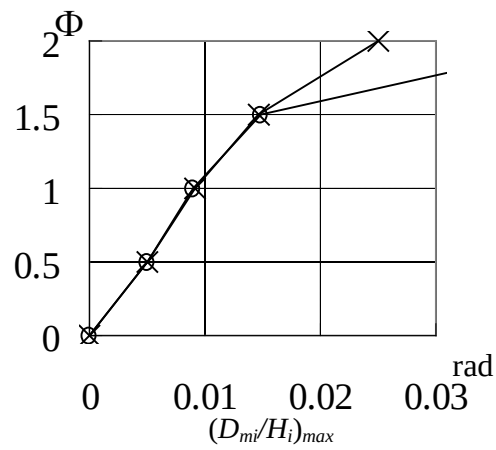
図 3.16 ART-TOMA 波に対する最大層間変形角の比較



(a) BF20-0.20

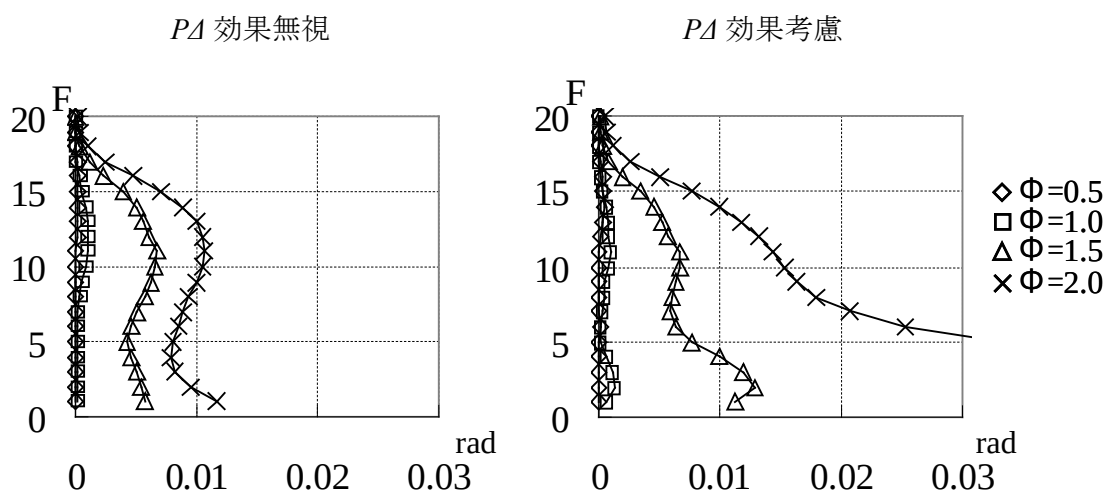


(b) BF20-0.25

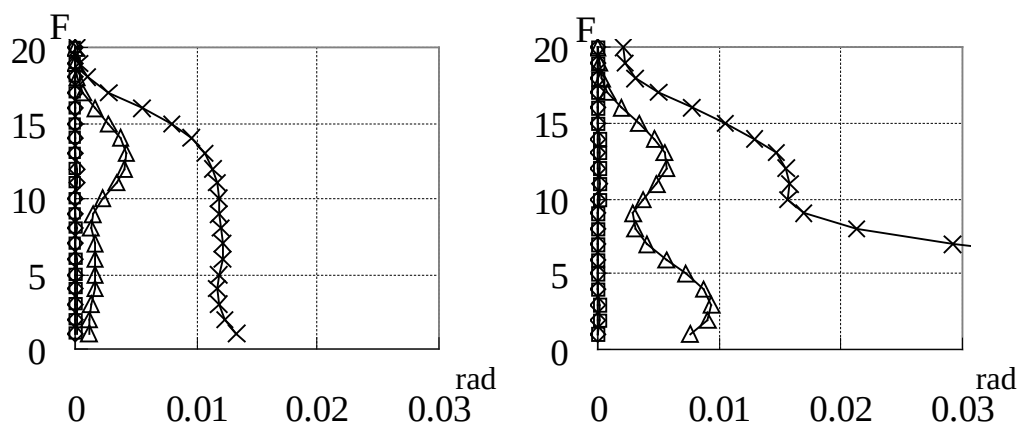


(c) BF20-0.30

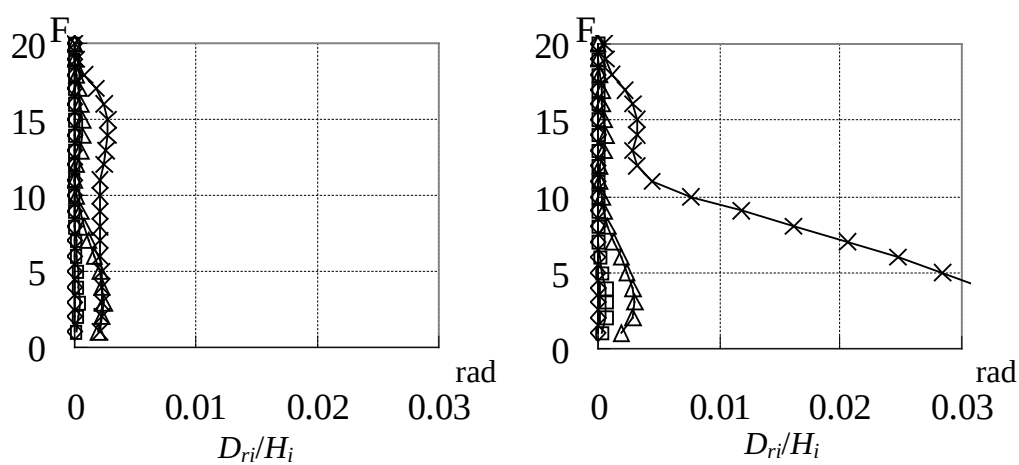
図 3.17 ART-TOMA 波に対する最大層間変形角の最大値の変化



(a) BF20-0.20

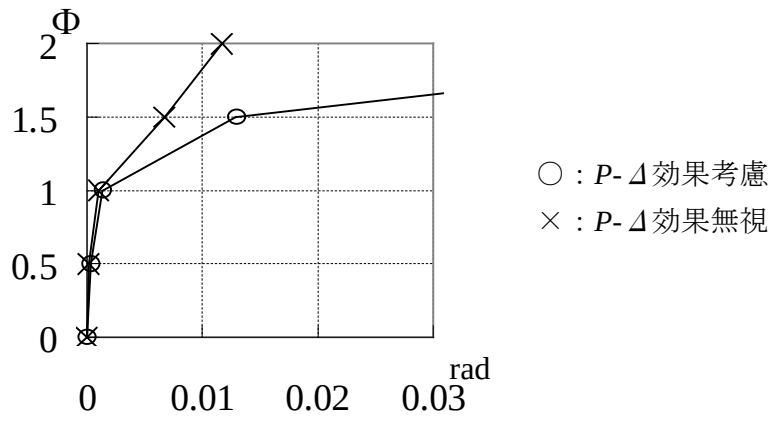


(b) BF20-0.25

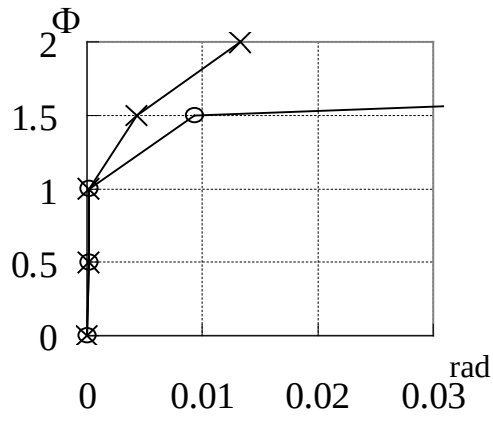


(c) BF20-0.30

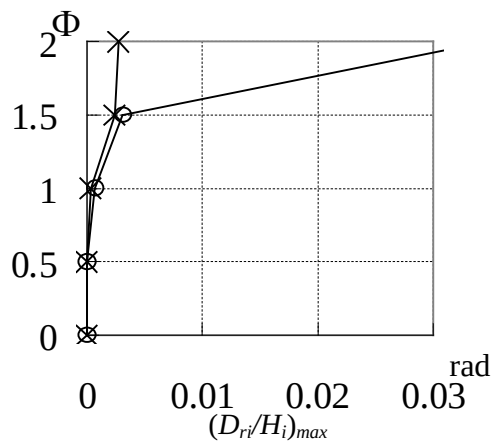
図 3.18 ART-TOMA 波に対する残留層間変形角の比較



(a) BF20-0.20



(b) BF20-0.25



(c) BF20-0.30

図 3.19 ART-TOMA 波に対する残留層間変形角の最大値の変化

- 5) 柱の塑性ヒンジ分布： $\Phi \leq 1$ の場合は第 1 層柱脚を除いた全ての柱端が弾性であったが、 $\Phi \geq 1.5$ の場合は第 1 層柱脚以外の場所でも柱に若干の塑性ヒンジが形成される例があった。
- 6) 最大塑性率：梁に関しては塑性率が 4 以上に、制震ブレースに関しては、 $\Phi \geq 1.5$ の場合に塑性率が 7 以上になる例があった。

(d) まとめ

3.3.2 節の動的増分解析からの主な観察事項は以下のようにまとめられる。

- 1) PA 効果の考慮の有無による応答の差異：最大層間変形角と残留層間変形角の両方で、模擬地震動を 1.5 倍以上に増幅した場合に、 PA 効果の考慮の有無による応答の差異が顕著になる場合が多い。
- 2) 地震動のレベルと応答の関係：大まかな傾向として、 PA 効果を見捨てた場合、最大層間変形角の最大値はレベルの増幅と共にほぼ線形に増加している。残留層間変形角の最大値は $\Phi \geq 1$ の範囲においてほぼ線形に増加している。一方、 PA 効果を考慮した場合は、 $\Phi \geq 1.5$ の範囲で最大層間変形角と残留層間変形角が急激に増加している。
- 3) 同じ増幅レベルの地震動に対する各モデルの応答の比較： PA 効果を見捨てた場合、同じ増幅レベルの地震動に対する応答を比較すると、 $\Phi \leq 1$ の範囲では最大層間変形角と残留層間変形角の両方の応答は、どのモデルでもほとんど同じであった。一方 $\Phi \geq 1.5$ の範囲では、剛性や耐力が低いモデルにおいてこれらの応答が大きくなる傾向が観察された。 PA 効果を考慮するとこの傾向はさらに顕著になった。
- 4) 柱の塑性化： $\Phi \leq 1$ の場合は第 1 層柱脚を除いた全ての柱端が弾性であったが、 $\Phi \geq 1.5$ の場合は第 1 層柱脚以外の場所でも柱に若干の塑性ヒンジが形成される例があった。

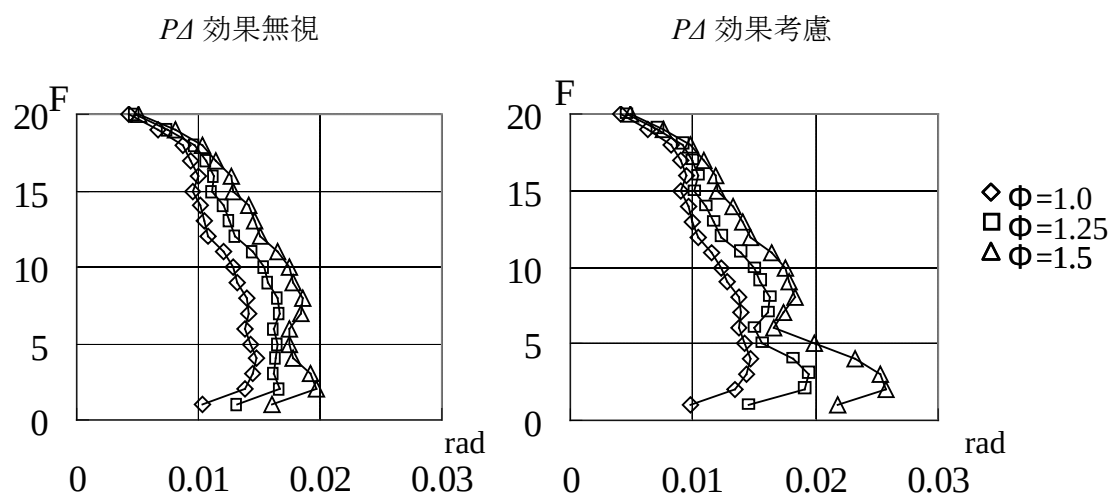
3.3.3 想定長周期地震動 C-SAN EW 波に対する動的増分解析

(a) 層レベルの最大応答と残留応答

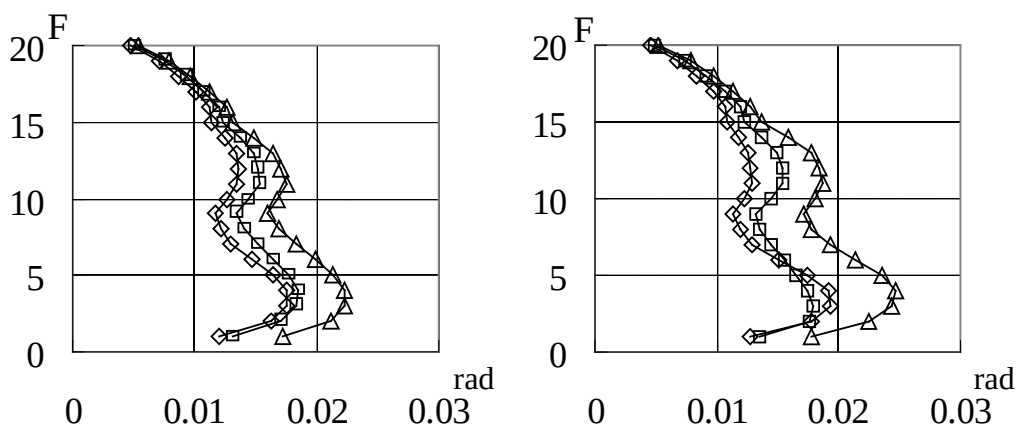
C-SAN EW 波に対する層レベルの最大応答と残留応答の解析結果を図 3.20～図 3.23 に示す。図 3.20 は PA 効果を見放した場合と PA 効果を考慮した場合の各層の最大層間変形角の比較である。図 3.21 は地震動の増幅レベルの変化に対する最大層間変形角の最大値の変化を示す。図 3.22 は PA 効果を見放した場合と PA 効果を考慮した場合の各層の残留層間変形角の比較である。図 3.23 は地震動の増幅レベルの変化に対する残留層間変形角の最大値の変化を示す。

これらの図からの主な観察事項は以下の通りである。

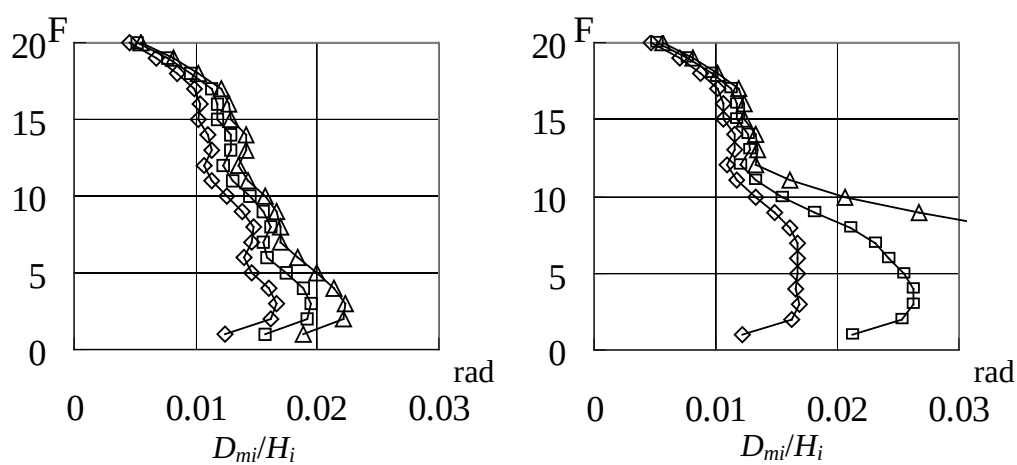
- 1) 最大層間変形角 : BF20-0.20 では $\Phi=1.5$ の場合に、BF20-0.30 の場合は $\Phi \geq 1.25$ の場合に PA 効果の考慮の有無による応答の差異が顕著になった。
- 2) 残留層間変形角 : BF20-0.20 と BF20-0.25 では $\Phi=1.5$ の場合に、BF20-0.30 の場合は $\Phi \geq 1.25$ の場合に PA 効果の考慮の有無による応答の差異が顕著になった。
BF20-0.25 の $\Phi=1.5$ の応答では、最大層間変形角にはほとんど差がないにもかかわらず、残留層間変形角では顕著な差が生じている。
- 3) 純ラーメン骨組との比較 : PA 効果を見放した場合の C-SAN EW 波の原波に対する応答を純ラーメン骨組と比較すると、最大層間変形角はどちらの骨組でもほぼ同様であり、残留変形角は制振ブレース付骨組の方が若干大きい。



(a) BF20-0.20

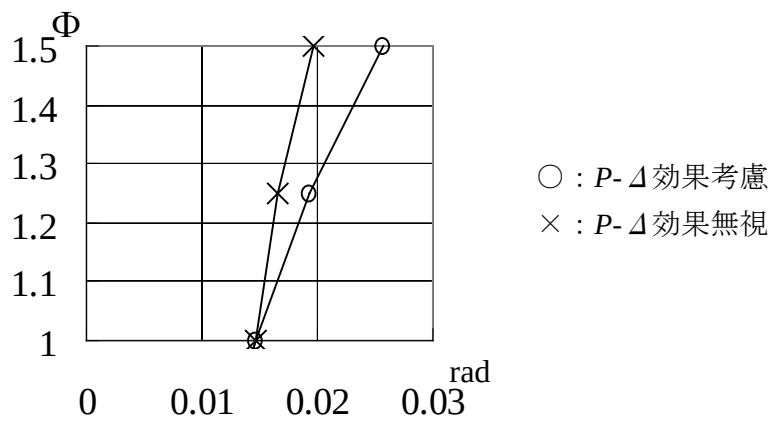


(b) BF20-0.25

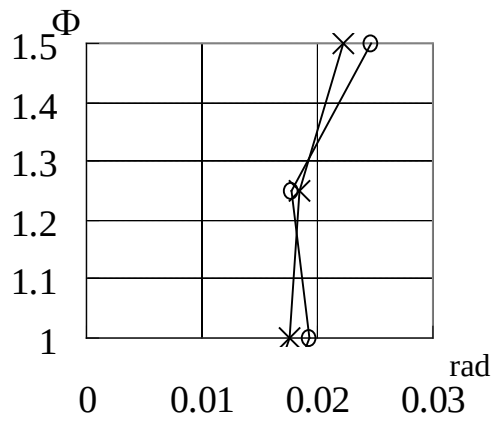


(c) BF20-0.30

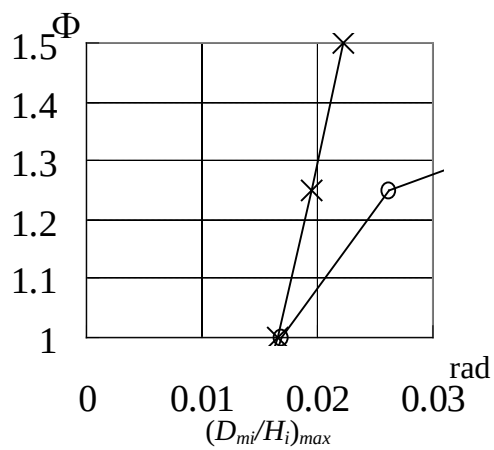
図 3.20 C-SAN EW 波に対する最大層間変形角の比較



(a) BF20-0.20

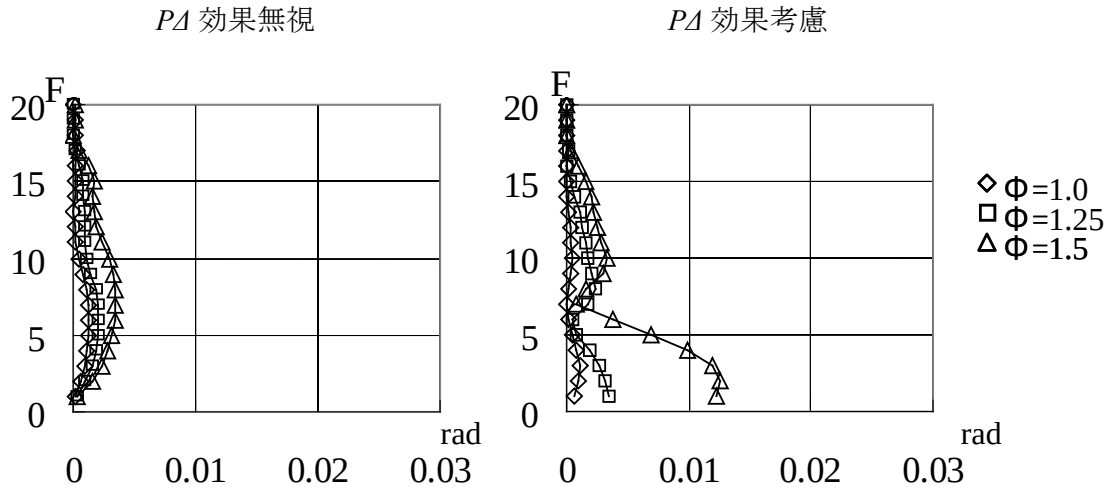


(b) BF20-0.25

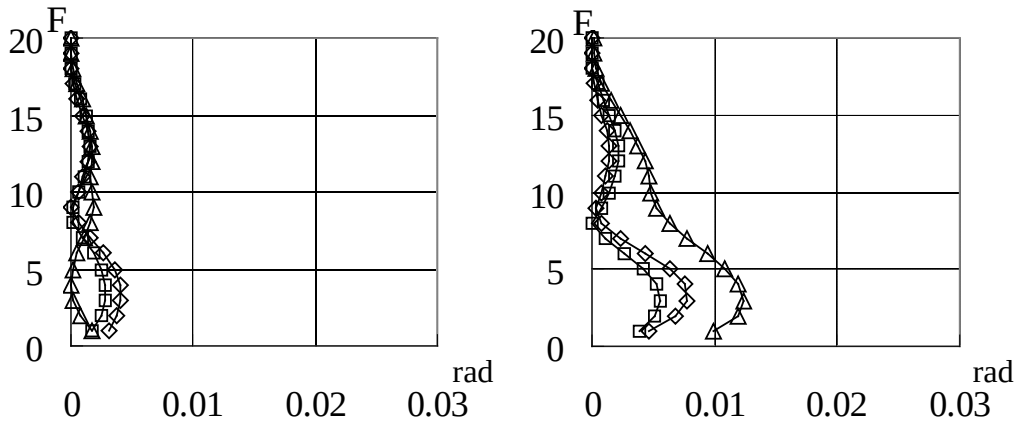


(c) BF20-0.30

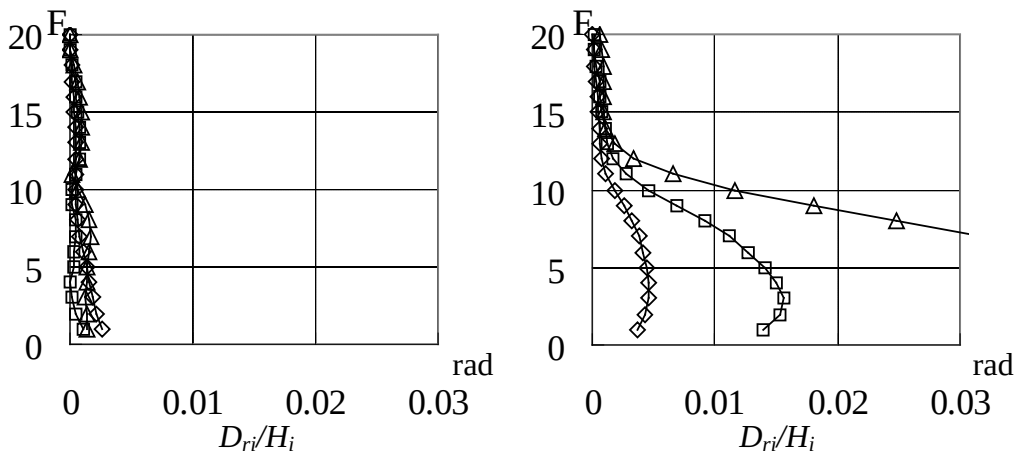
図 3.21 C-SAN EW 波に対する最大層間変形角の最大値の変化



(a) BF20-0.20

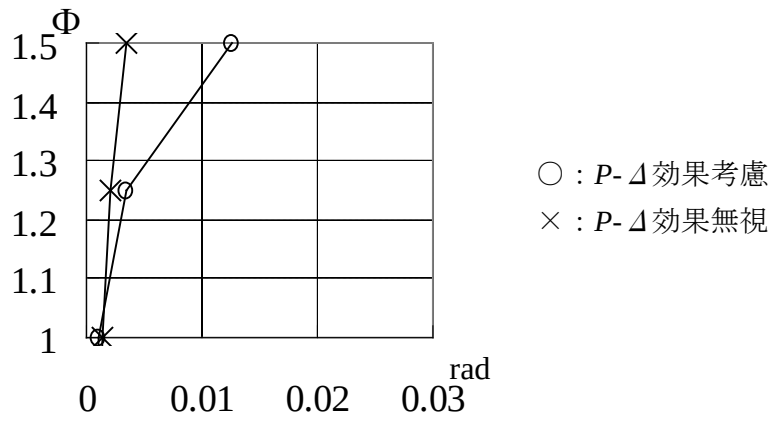


(b) BF20-0.25

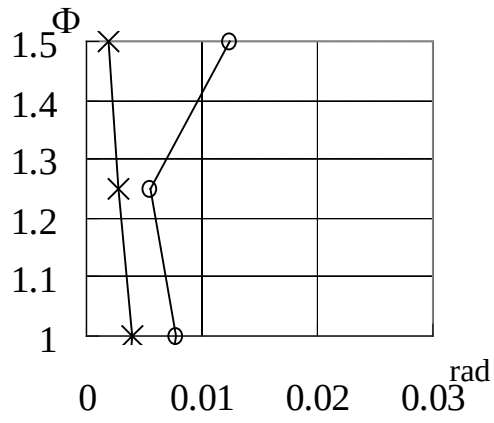


(c) BF20-0.30

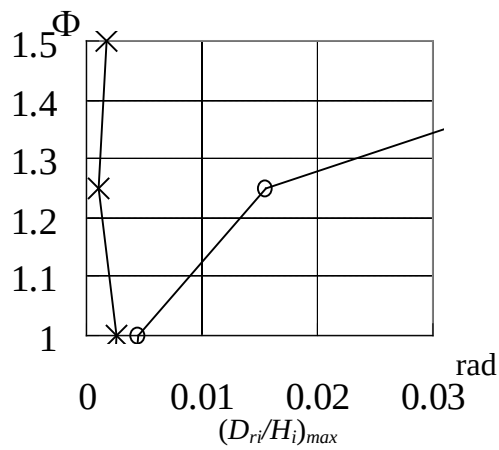
図 3.22 C-SAN EW 波に対する残留層間変形角の比較



(a) BF20-0.20



(b) BF20-0.25



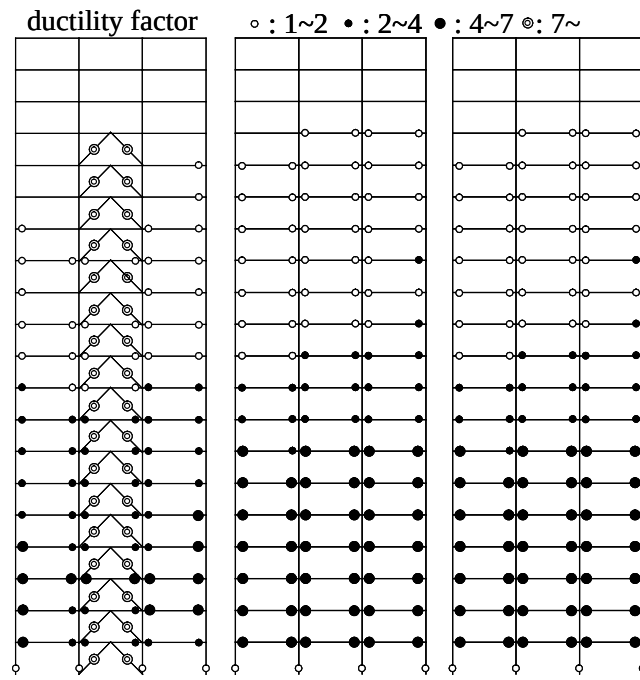
(c) BF20-0.30

図 3.23 C-SAN EW 波に対する残留層間変形角の最大値の変化

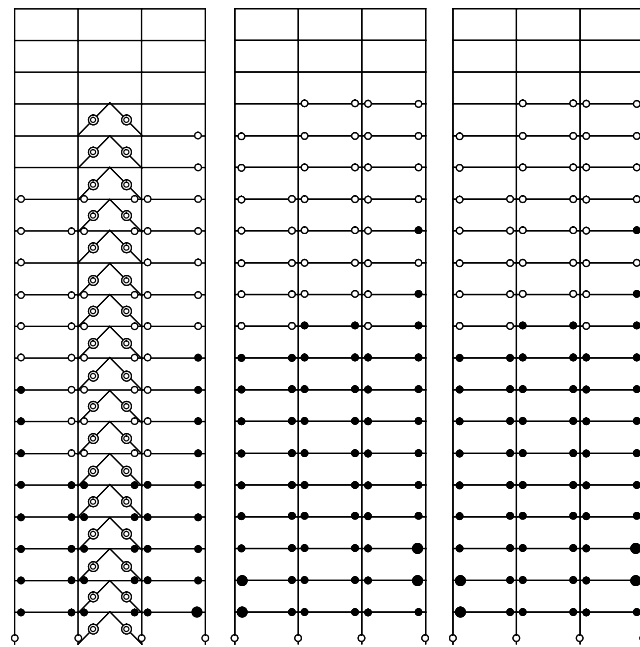
(b) 部材レベルの最大応答と累積応答

図 3.24 と図 3.25 は、最大層間変形角と残留層間変形角に大きな差異が見られた、C-SAN EW 波を 1.25 倍増幅した波の下での、BF20-0.30 の各塑性ヒンジにおける最大塑性率と吸収エネルギーの分布を示す。これらの図からの観察事項は以下の通りである。

- 1) 梁の塑性化 : PA 効果を考慮した場合は、下層部の塑性ヒンジの最大塑性率が増加しており、最大塑性率が 4 を超えているケースが多く見られる。
- 2) 柱の塑性化 : 第 1 層柱脚を除いて、柱の塑性化は全く生じていない。
- 3) 制振ブレースの塑性化 : 原波以上の C-SAN EW 地震動の下で、全モデルの制震ブレースの最大塑性率が 7 を超えることが確認される。
- 4) エネルギー吸収量 : PA 効果を考慮した場合は、これを考慮しない場合と比較して、総エネルギー吸収量が若干低くなっている。

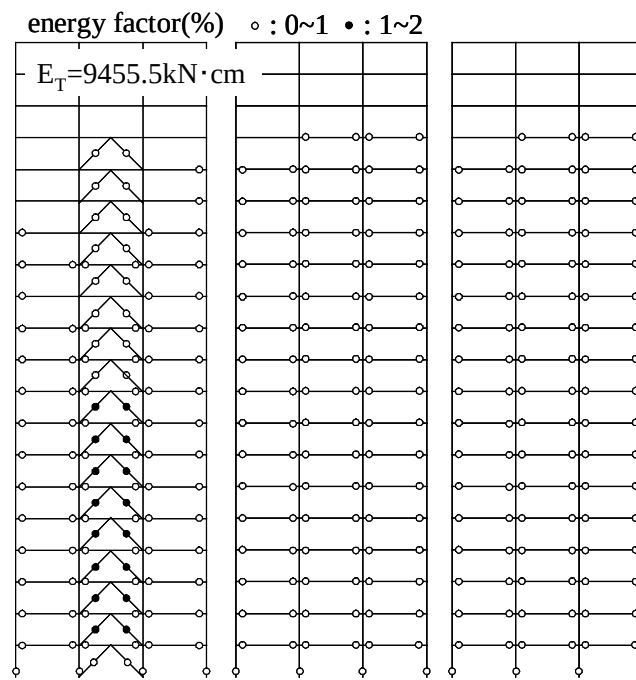


(a) $P\Delta$ 効果考慮

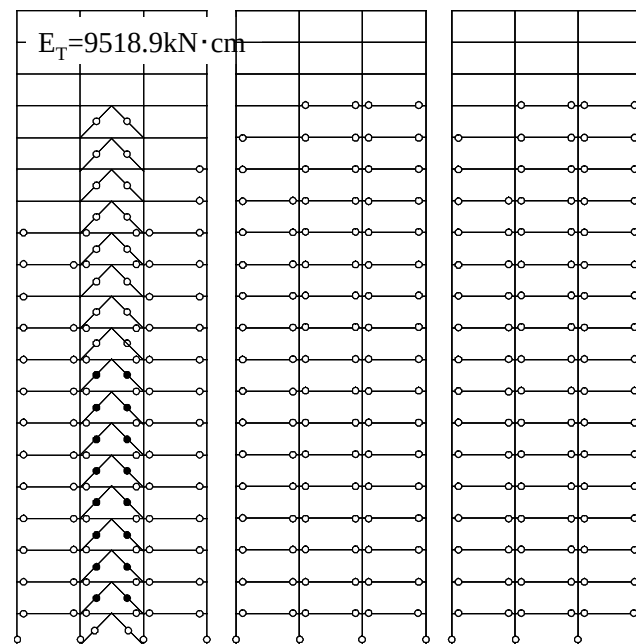


(b) $P\Delta$ 効果無視

図 3.24 1.25 倍に増幅した C-SAN EW 波に対する BF20-0.30 の最大塑性率の分布



(a) $P\Delta$ 効果考慮



(b) $P\Delta$ 効果無視

図 3.25 1.25 倍に増幅した C-SAN EW 波に対する BF20-0.30 のエネルギー吸収量の分布

(c) 変形の時刻歴と復元力特性

ここでは変形の時刻歴と復元力特性の観点から、1.25 倍に増幅した C-SAN EW 波に対する BF30-0.30 の応答を分析する。図 3.26 は屋根水平変位の時刻歴を示す。図 3.27 は各層の水平変位を 10 秒間隔でプロットした図である。図 3.28 は、第 5, 10, 15 層の層間変形角の時刻歴を示す。図 3.29 は図 3.28 と対応する層の層せん断力と層間変形角の関係を示す。これらの図からの主な観察事項は以下のようにまとめられる。

- 1) 一方向への変形累積：図 3.26 より、 PA 効果を見ない場合、常に振動中心が原点近傍であり、一方向への変形累積は見られなかった。一方、 PA 効果を考慮した場合、50 秒から 100 秒の間に変形が正の方向に徐々に累積した。また図 3.27 と図 3.28 より、 PA 効果を考慮した場合は特に下層部で顕著な変形累積が見られる。一方、上層部では応答の差異や一方向への変形累積は見られない。
- 2) 過大残留変形：図 3.26～図 3.28 より、 PA 効果を見ない場合は残留変形がほとんど発生しないのに対し、 PA 効果を考慮した場合は特に下層部で 0.01rad を大きく超える過大な残留変形が見られる。
- 3) 復元力特性：図 3.29 より、 PA 効果を見ない場合、復元力特性が常に正勾配を持ち原点を中心とする紡錘形になる。一方 PA 効果を考慮した場合、下層部の第 5 層では塑性化後の接線剛性が負勾配となり、履歴中心の一方向への変形累積が生じたことが観察される。

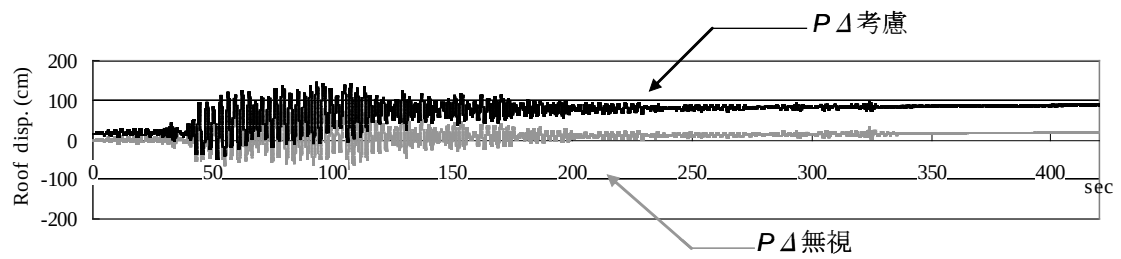


図 3.26 1.25 倍に増幅した C-SAN EW 波に対する BF20-0.30 の屋根水平変位の時刻歴

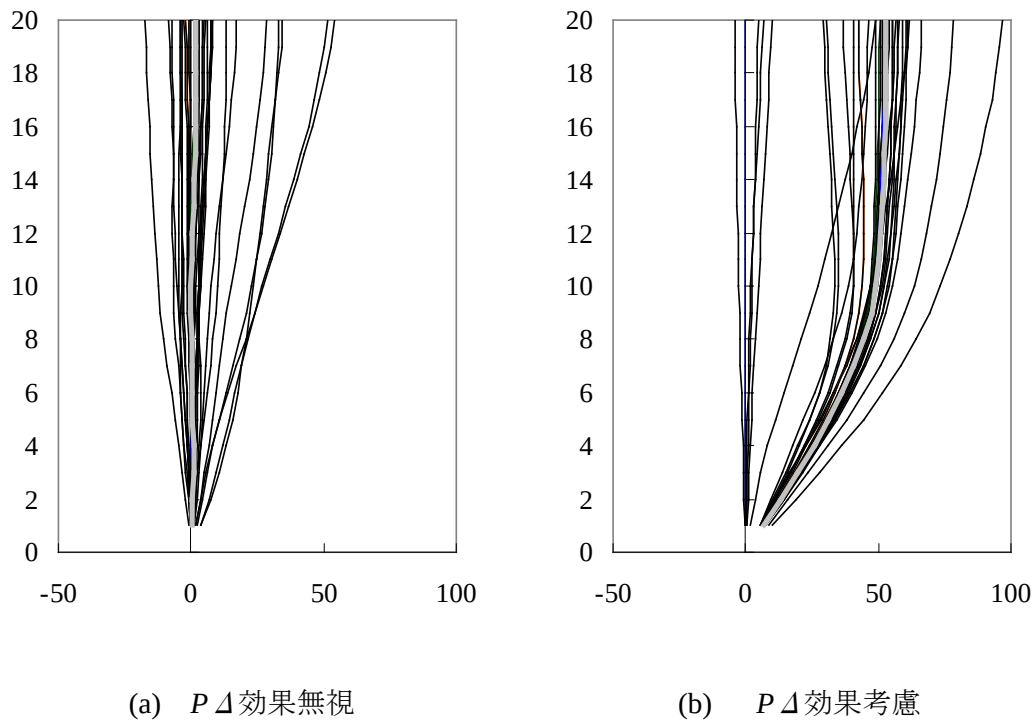


図 3.27 1.25 倍に増幅した C-SAN EW 波に対する BF20-0.30 の各層の変位 (10 秒間隔)

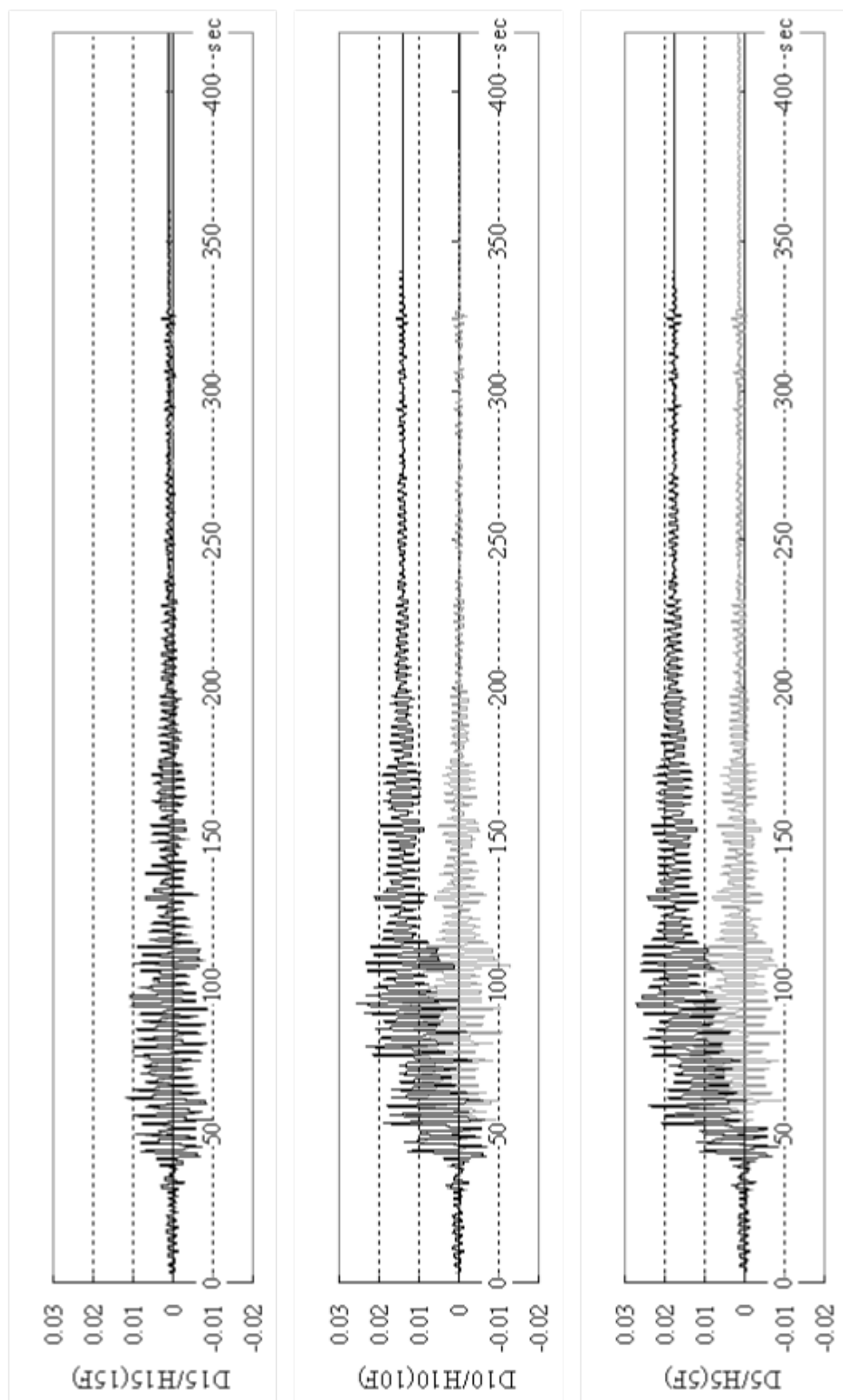


図 3.28 1.25 倍に増幅した C-SAN EW 波に対する BF20-0.30 の層間変形角の時刻歴

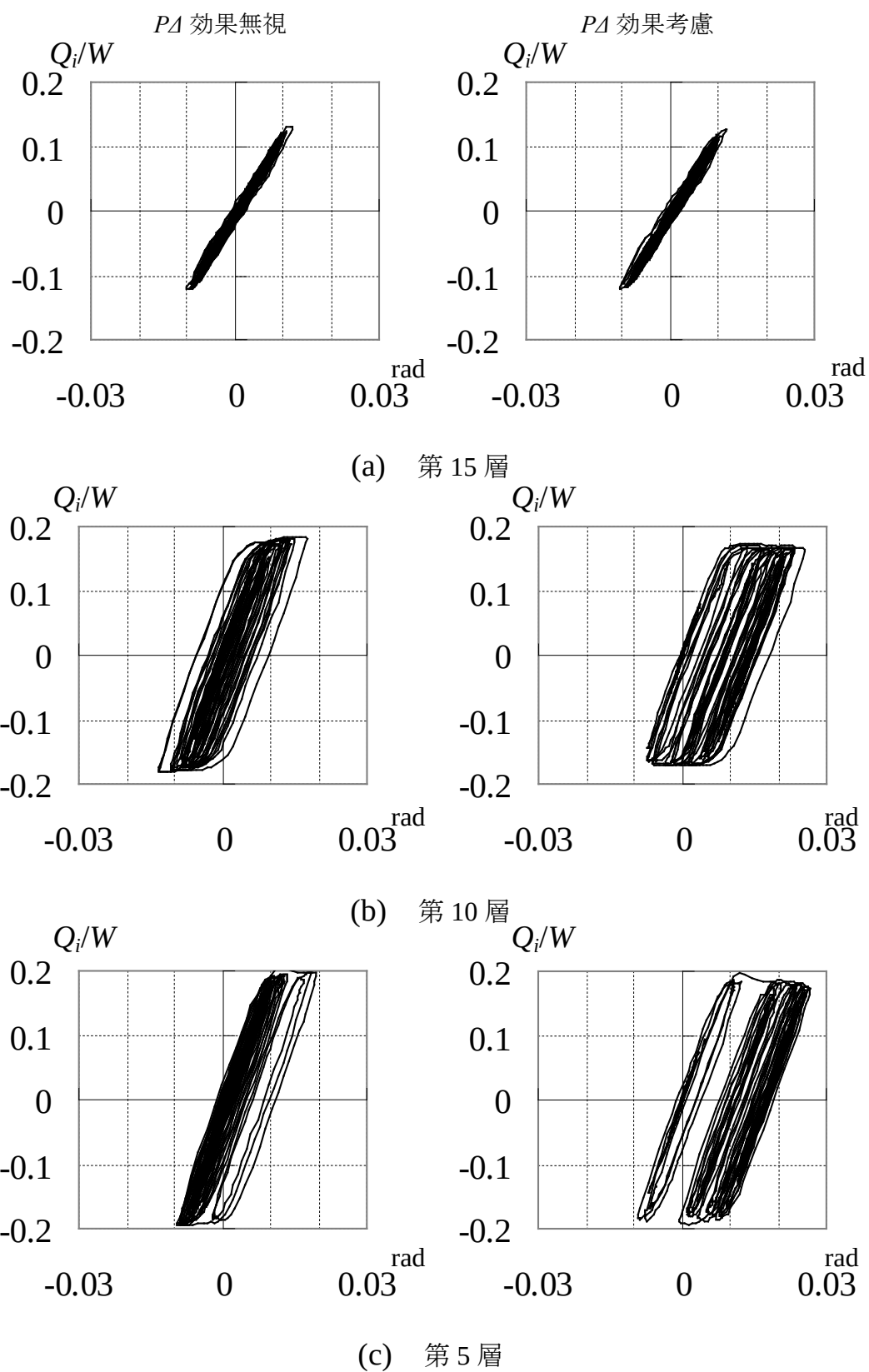


図 3.29 1.25 倍に増幅した C-SAN EW 波に対する BF20-0.30 の復元力特性

(d) 純ラーメン骨組との比較

ここでは、本章の C-SAN EW 波に対する制振ブレース付骨組の解析結果を、第 2 章の純ラーメン骨組の解析結果と比較する。比較の結果は以下の通りである。

1. PA 効果を見捨てして解析を行った場合、純ラーメン骨組と制振ブレース付骨組の最大層間変形角は、共に下層部で 0.015rad 程度であり、ほぼ同じ結果になった。
2. 一方向への変形累積が発生した地震動のレベルは、制振ブレース付骨組の方が純ラーメン骨組よりも高い。
3. 一方向への変形累積が発生したモデルを比較すると、純ラーメン骨組の場合は、C-SAN EW 波の応答速度スペクトルのピーク近傍の 3.1 秒の弾性固有周期を持つモデルで、制振ブレース付骨組の場合はこれよりも短い 2.6 秒の弾性固有周期を持つモデルで一方向への変形累積が顕著になった。

制振ブレース付骨組と純ラーメン骨組の間で、 PA 効果を見捨てした場合の応答はあまり大きな差がないにもかかわらず、 PA 効果を考慮した場合の応答が大きく異なる原因を、層の安定変形角の面から考察する。安定変形角とは層の復元力特性において、勾配（接線剛性）が初めて正から負に変化する時の角度である。下層部に集中して変形が一方向に累積するには、変形が集中する下層部において安定変形角を越える変形が多数回繰り返して生じることが必要である。

図 3.30 は、同一の弾性剛性と終局耐力を持つ、純ラーメン骨組と制振ブレース付骨組の復元力特性の比較を模式的に示した図である。図 3.30 において、 Q は層せん断力、 θ は層間変形角をあらわす。 θ_{MRF} は純ラーメン骨組の安定変形角であり、 θ_{BF} は制振ブレース付骨組の安定変形角である。この図から、弾性剛性と終局耐力の値がほぼ同じであれば、 $\theta_{\text{MRF}} < \theta_{\text{BF}}$ の関係が成立することがわかる。また $\theta_{\text{BF}} - \theta_{\text{MRF}}$ の値は、ブレースの投入量が多いほど大きくなることがわかる。

図 3.31 に、第 2 章と第 3 章の骨組の第 1 層の復元力特性の比較を示す。これらの図において、実線は純ラーメン骨組の、点線は制振ブレース付骨組の復元力を示す。これらの図より、MRF20-0.20 と BF20-0.20 の安定変形角はそれぞれ 0.009rad と 0.012rad であり約 25% の差があること、及び、MRF20-0.30 と BF20-0.30 の安定変形角は 0.010rad と 0.011rad であり、約 10% の差があることが観察される。

以上をまとめると、ほぼ同様の弾性剛性と終局耐力を持つ場合、制振ブレース付骨組の安定変形角が純ラーメン骨組の安定変形角よりも大きくなることから、純ラーメン骨組よりも制振ブレース付骨組において一方向への変形累積が生じる地震動のレベルが高くなる原因であると考えられる。

また制振ブレース付骨組では、固有周期が C-SAN EW 波のピークと一致する骨組ではなく、かなり小さい固有周期の骨組の方に变形累積が発生しやすかった。この原因は明確ではないが、制振ブレース付骨組の方が見かけ上の（割線）固有周期が長くなることが一因ではないかと考えられる。

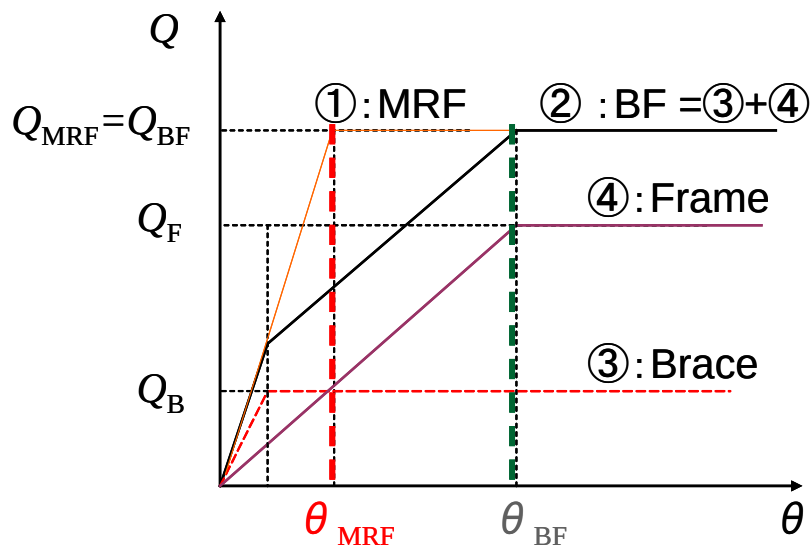


図 3.30 同一の弾性剛性と終局耐力を持つ純ラーメン骨組と制振ブレース付骨組の復元力特性の比較

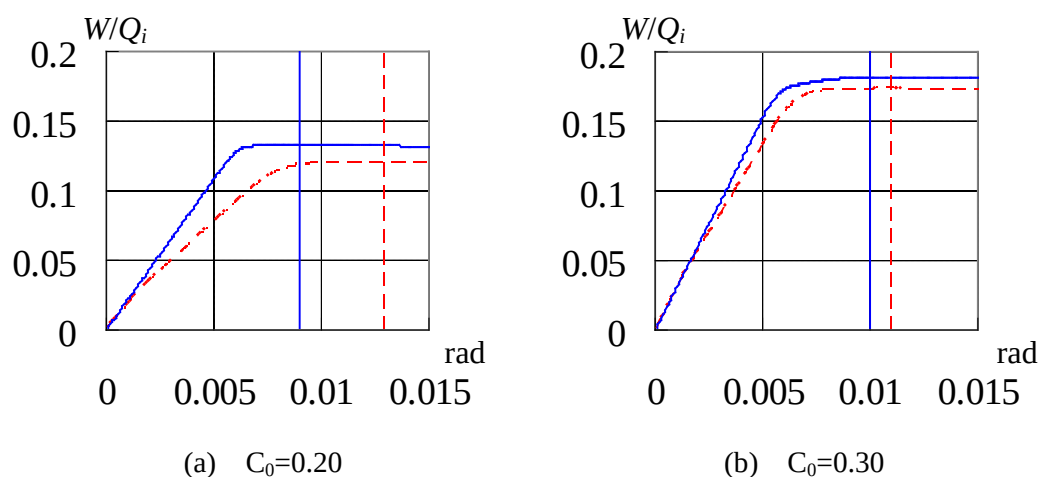


図 3.31 ほぼ同一の弾性剛性を持つ純ラーメン骨組と制振ブレース付骨組の静的増分解析結果の比較（実線：純ラーメン，点線：ブレース付き，第 1 階）

(e) 部材の第二分枝勾配比の影響

本節では、モーメントー回転角関係の第二分枝勾配比 a の値のみをパラメトリックに変更した解析を行い、変形累積を抑止するためにはどの程度の第二分枝勾配比の値が必要かについて定量的な検討を行う。

予備解析の結果を踏まえ、本節では $a=0.01, 0.02, 0.03$ の各場合について解析を行う。静的増分解析及び時刻歴応答解析では、 a の値以外は BF20-0.30 と同一のモデルを対象とする。地震動は 1.25 倍に増幅した C-SAN EW 波を用いる。全ての解析で $P-\Delta$ 効果を考慮した解析を行う。

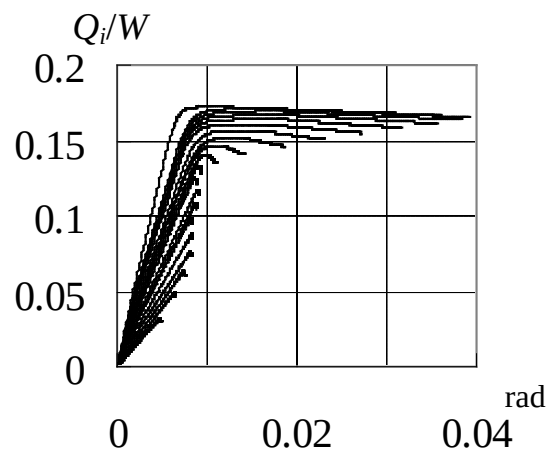
解析結果を表 3.8 と図 3.32～図 3.39 に示す。第 1 層の弾性剛性と終局耐力時の接線剛性の比を表 3.7 に示す。図 3.32 は $a=0.01, 0.02, 0.03$ の各場合の静的増分解析結果を示す。図 3.33 は $a=0.01, 0.02, 0.03$ の各場合の最大層間変形角と残留層間変形角の結果である。図 3.33 には参考のため $P-\Delta$ 効果を見捨てた解析結果も掲載している。図 3.34 は $a=0.01$ と $a=0.03$ の場合の部材の最大塑性率の分布を、図 3.35 は各塑性ヒンジのエネルギー吸収量の分布を示す。図 3.36 は $a=0.01$ と $a=0.03$ の場合の屋根水平変位の時刻歴を示す。図 3.37 は $a=0.01$ と $a=0.03$ の場合の各層の水平変位を 10 秒間隔でプロットした図である。図 3.38 は $a=0.01$ と $a=0.03$ の場合の場合の第 5 層、10 層、15 層の層間変形角の時刻歴を示す。図 3.39 は $a=0.01$ と $a=0.03$ の場合の層の復元力特性を示す。

これらの結果から、耐力や初期剛性は同じでも、塑性化後剛性の値により下層部での変形累積や残留変形などの応答は大きく変化することがわかる。また、モーメントー回転角関係の第二分枝勾配比 a を 0.01 から増加させた解析を行った結果、 a を 0.03 まで増加させると層の塑性化後剛性が正の値になり、下層部における一方向への変形累積が抑制された。

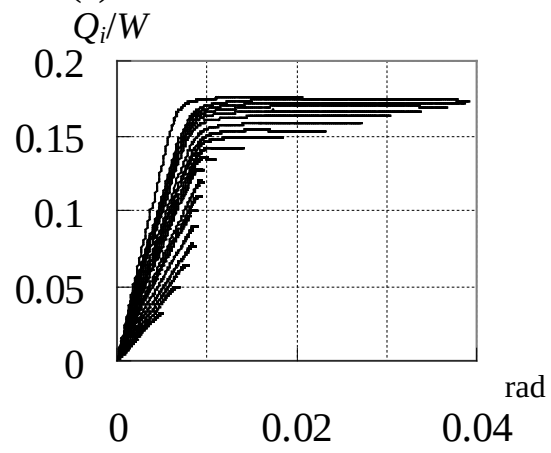
前章の純ラーメン骨組の解析でも述べたように、塑性化後は床スラブとの合成効果が期待できないと仮定すると、変形累積を抑止するのに必要な梁のみの第二分枝勾配は 0.06 であり、かなり大きい値であるといえる。

表 3.8 BF20-0.30 の第一層の安定係数 $q(\%)$ と層せん断力の第二分枝勾配比 $h(\%)$

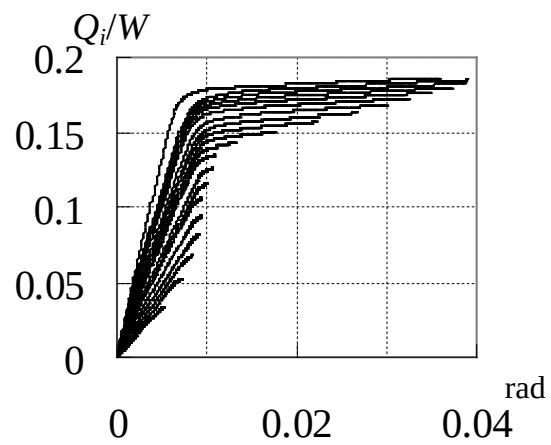
a	q	$h_{(1)}, P-\Delta$ 効果無視	$h_{(2)}, P-\Delta$ 効果考慮
0.01	3.65	1.55	-0.87
0.02	3.65	2.62	-0.03
0.03	3.65	3.70	0.93



(a) ひずみ硬化係数=0.01

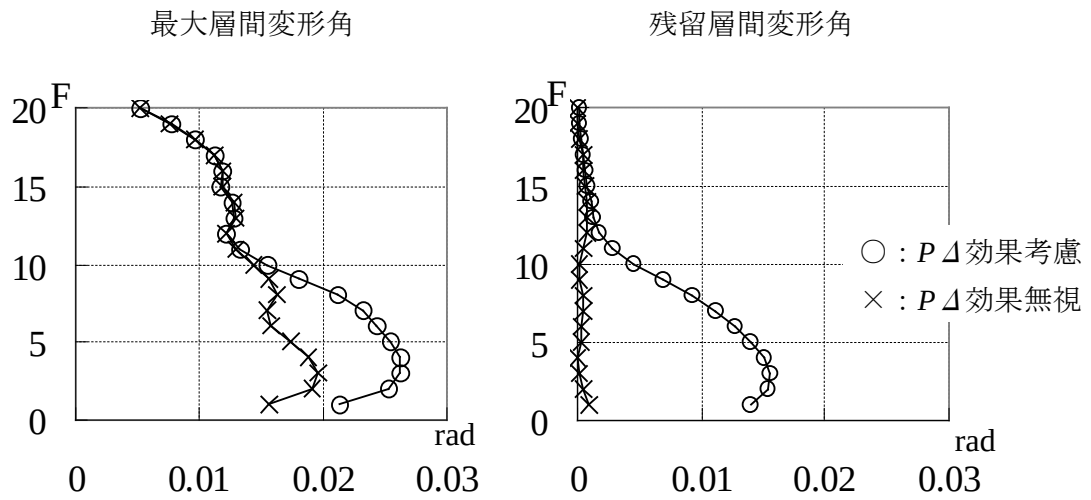


(b) ひずみ硬化係数=0.02

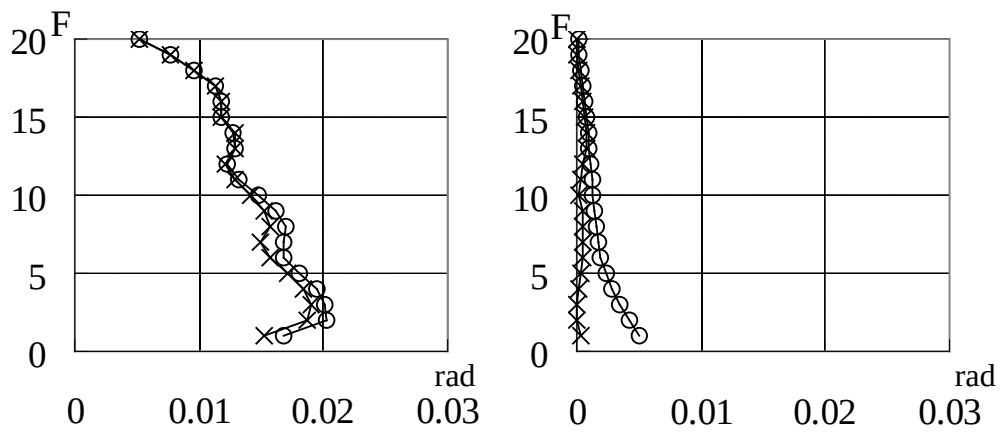


(c) ひずみ硬化係数=0.03

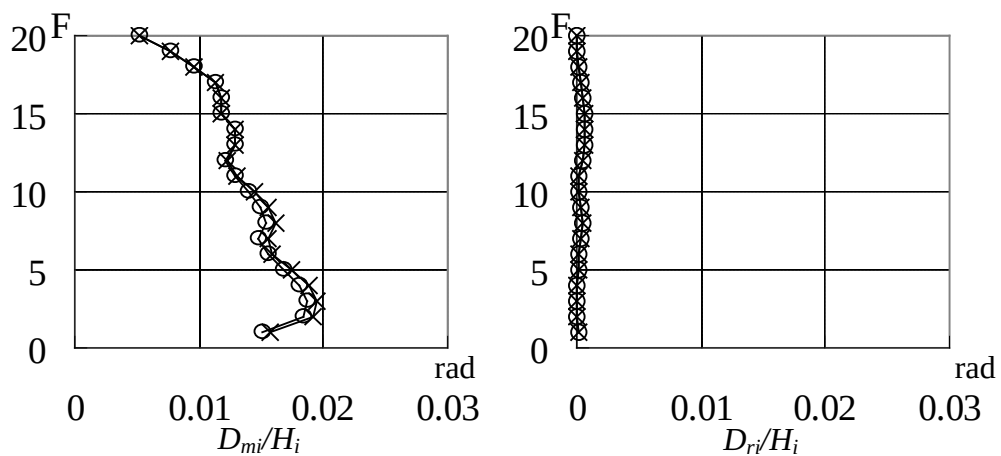
図 3.32 第二分枝勾配比の各値に対する静的増分解析結果 (PA 効果考慮)



(a) $a=0.01$

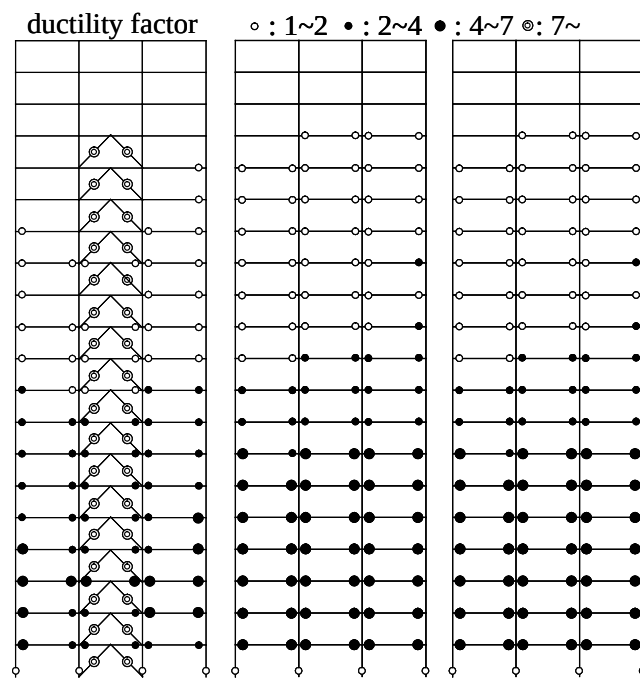


(b) $a=0.01$

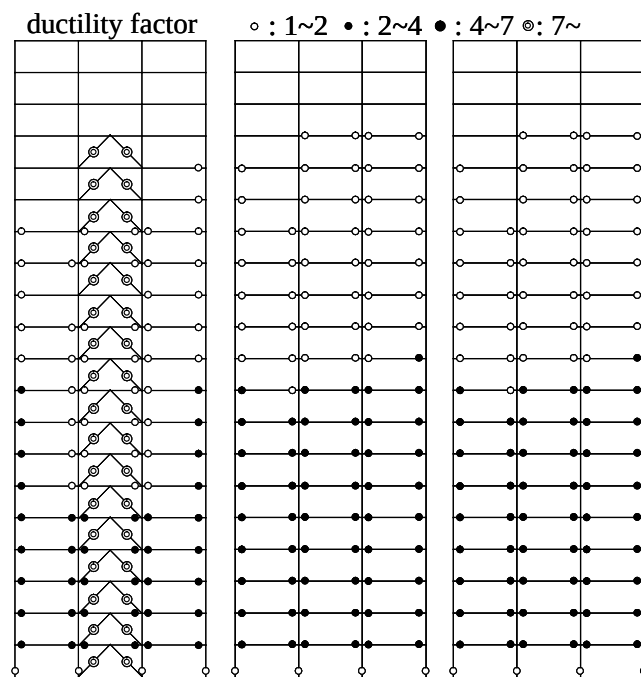


(c) $a=0.01$

図 3.33 第二分枝勾配比の各値に対する最大層間変形角と残留層間変形角の比較
(1.25 倍増幅, C-SAN EW 地震動)

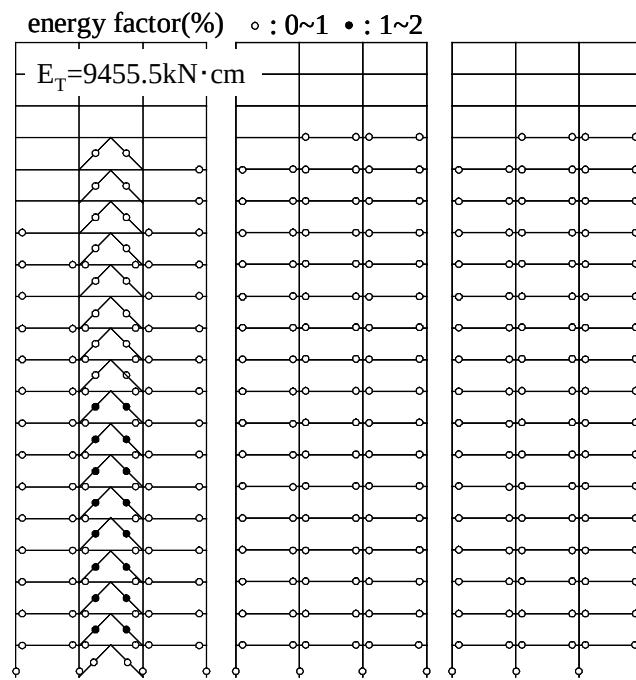


(a) ひずみ係数=0.01

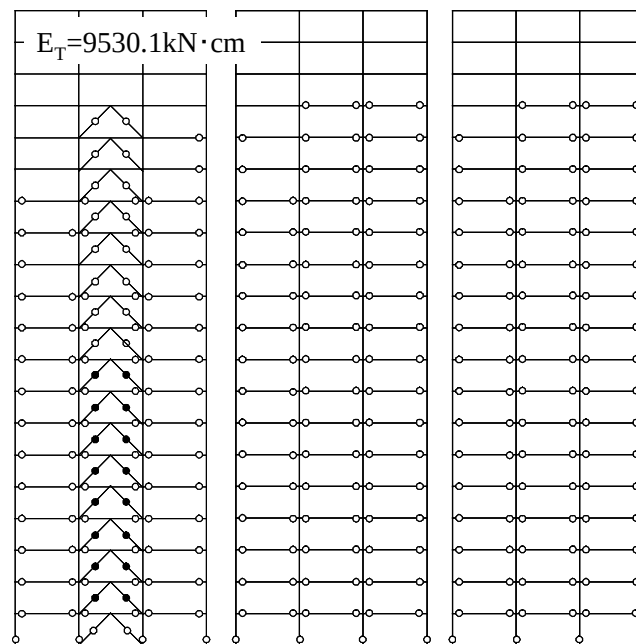


(b) ひずみ係数=0.03

図 3.34 $a=0.01$ と $a=0.03$ の場合の最大塑性率の比較 (PA 効果考慮)



(a) ひずみ係数=0.01



(b) ひずみ係数=0.03

図 3.35 $a=0.01$ と $a=0.03$ の場合のエネルギー吸収量の分布の比較 ($P1$ 効果考慮)

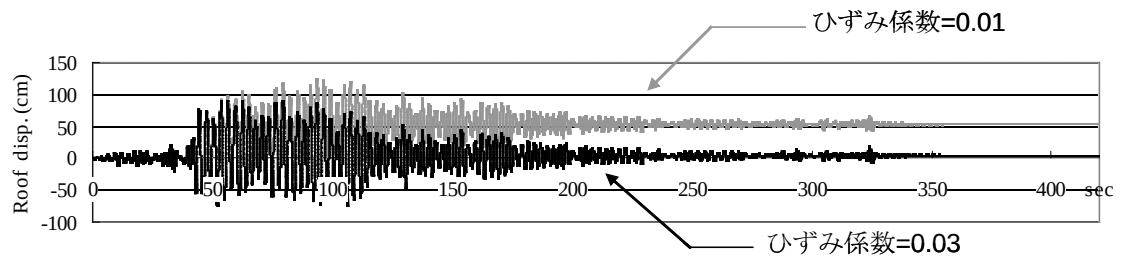


図 3.36 $a=0.01$ と $a=0.03$ の場合の屋根の水平変位時刻歴の比較 (PI 効果考慮)

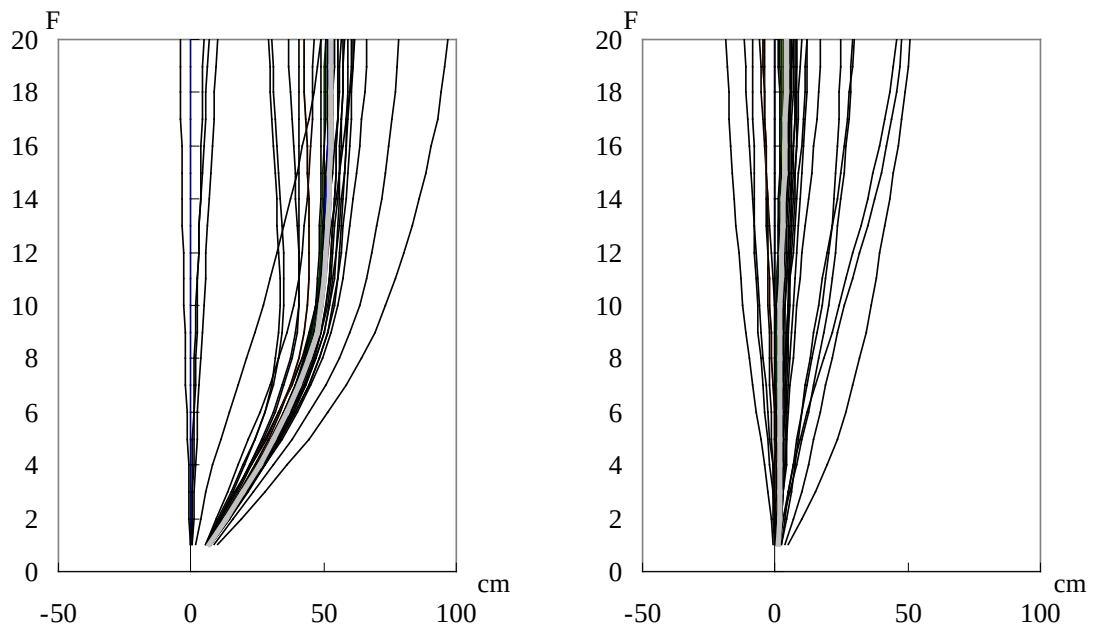


図 3.37 $a=0.01$ と $a=0.03$ の場合の各層の変位の比較 (10 秒間隔, PI 効果考慮)

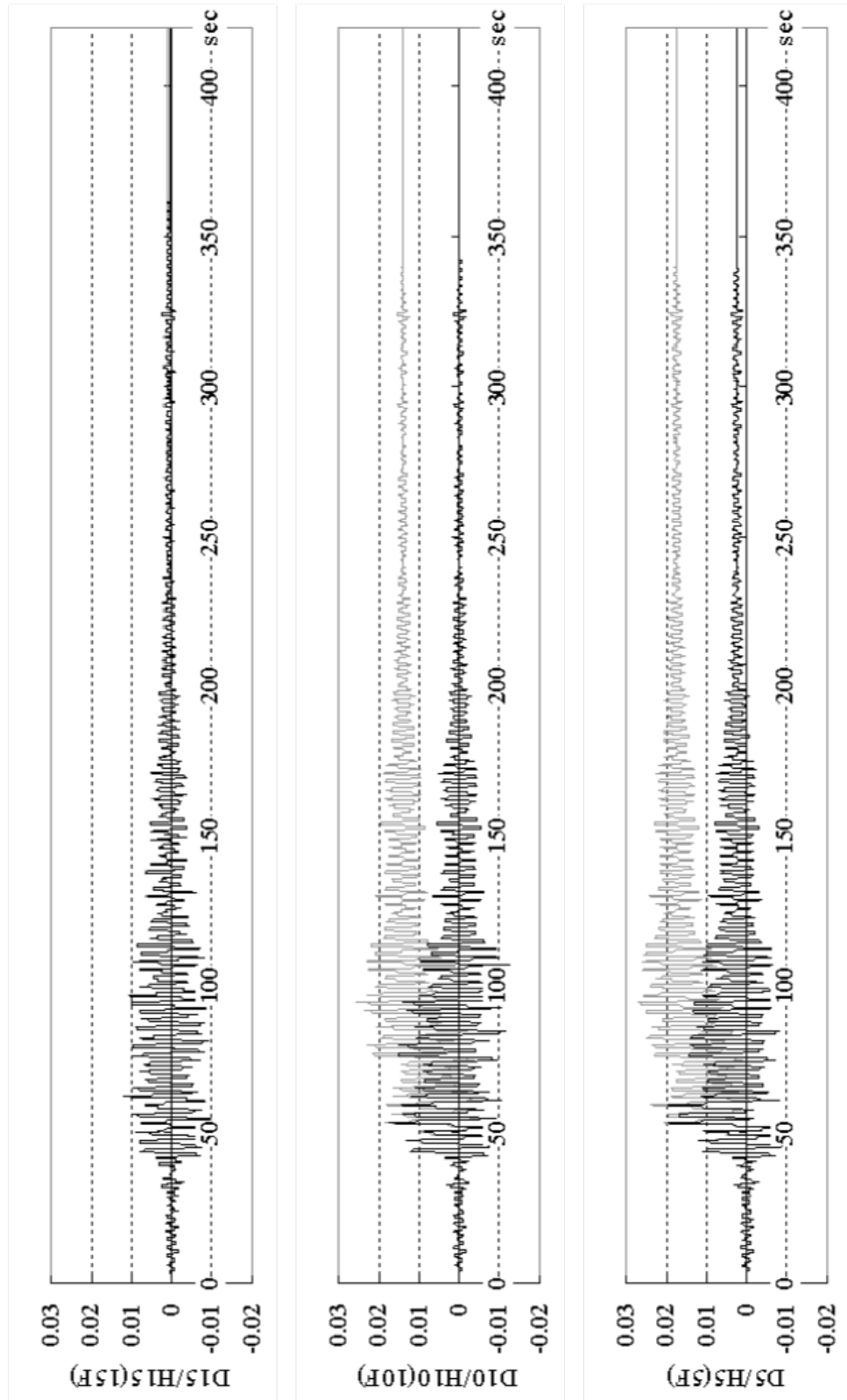


図 3.38 $a=0.01$ と $a=0.03$ の場合の層間変形角の時刻歴の比較 (PA 効果考慮)

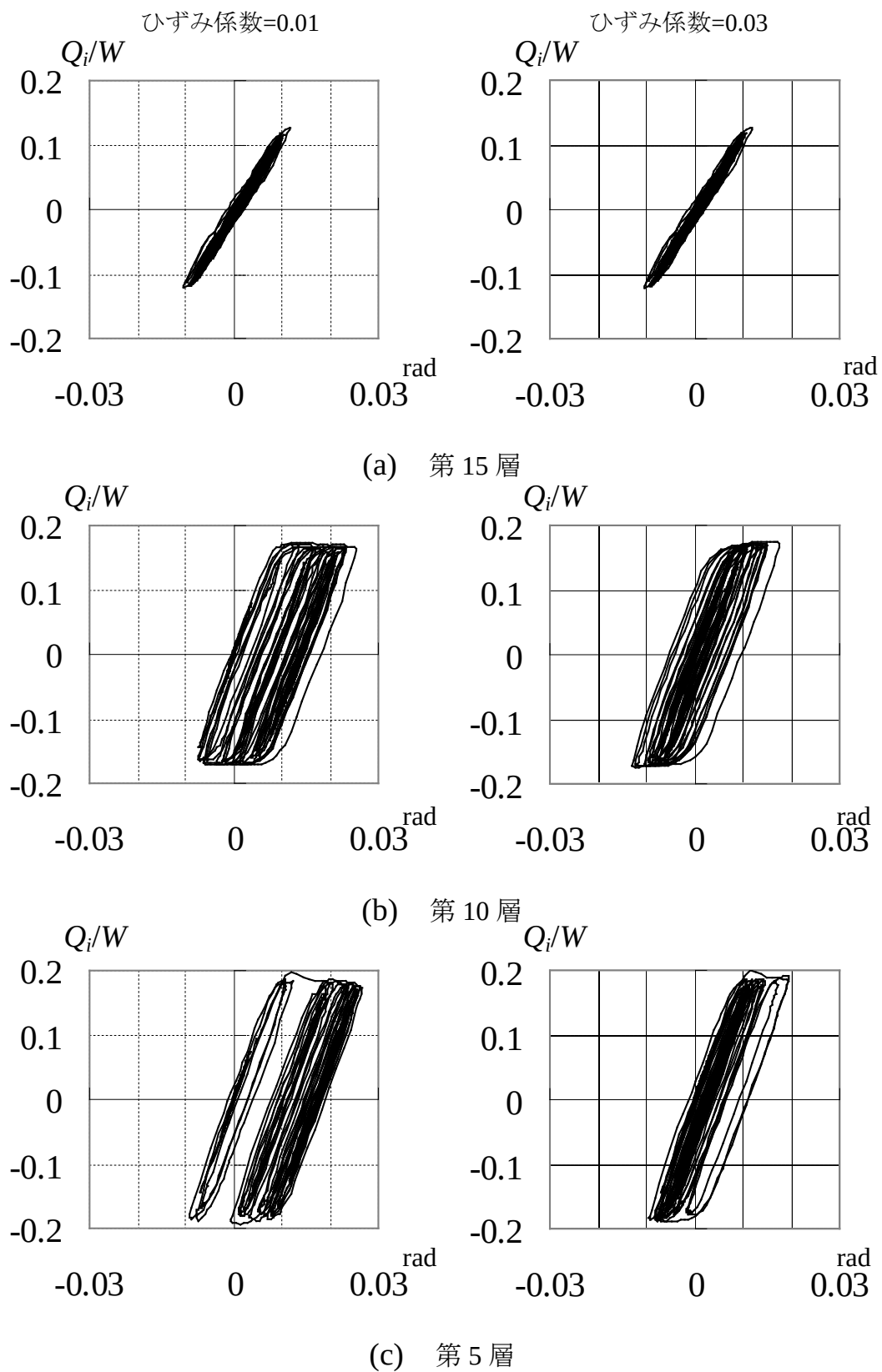


図 3.39 $a=0.01$ と $a=0.03$ の場合の復元力特性の比較 (PA 効果考慮)

3.4 結論

第3章では後期（1996-現在）に建設された既存超高層建物の代表例として、20層の制振ブレース付骨組を取り上げ、設計用模擬地震動を増幅した地震動及び想定長周期地震動に対する動的応答に及ぼす *PI* 効果の影響について、特に下層部における一方向への変形累積に焦点を当て検討を行った。本章で得られた主な知見は以下の通りである。

3.4.1 設計用模擬地震動に対する検討結果

- 1) 変形累積が発生した地震動のレベル：長周期で一定の応答速度スペクトル値を持つ3種類の設計用模擬地震動に対する解析結果において、地震動のレベルを1.5倍以上（一定部分の応答速度スペクトル値を150cm/s以上）に増幅すると、ほとんどの場合で変形累積が発生した。
- 2) 主体骨組の弾性剛性低減の影響：主体骨組の弾性剛性が小さくなるにつれて、変形累積が発生する地震動のレベルは低くなり、残留変形は大きくなる傾向があった。そのため、レベル2の設計用模擬地震動に対する応答がほぼ同等であっても、ダンパーのエネルギー吸収効率を高めるために主体構造の弾性剛性を意図的に低下させると、レベル2の1.5倍程度のレベルの地震動を被った場合に変形累積が発生し残留変形が過大となる危険性がある。

3.4.2 想定長周期地震動に対する検討結果

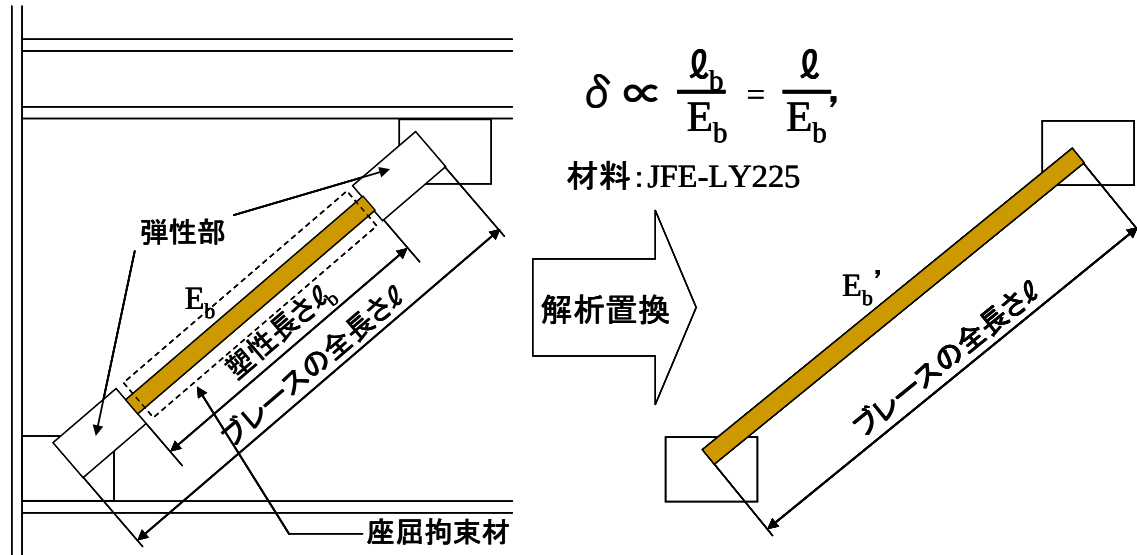
- 1) 変形累積が発生したモデルと地震動のレベル：想定長周期地震動 C-SAN EW 波を1.25倍以上増幅すると、主体骨組の弾性剛性が最も高い骨組（固有周期 2.57 秒）において変形累積が発生した。一方、主体骨組の弾性剛性が低い2つの骨組（固有周期 2.85 秒と 3.06 秒）では、C-SAN EW 波を1.5倍まで増幅させないと変形累積は発生しなかった。主体骨組の弾性剛性が最も高い骨組において、変形累積が発生する地震動のレベルが最も低くなった理由は必ずしも明確ではないが、C-SAN EW 波の応答速度スペクトルの卓越周期は約3秒であるので、塑性化による固有周期の伸びの影響があったと考えられる。このことで、建物の弾性固有周期と地震動の応答スペクトルの関係のみから、下層部での変形累積の発生の有無を予測するのは難しい。
- 2) 純ラーメン骨組との比較：第2章で検討を行った純ラーメン骨組の結果と比較すると、*PI* 効果を無視した場合の最大層間変形角の値はほぼ同様であるにもかかわらず、変形累積が生じる地震動のレベルは制振ブレース付骨組の方が高かった。この

理由として、以下の二点が考えられる。(1)塑性化後剛性の符号が正から負に転じる限界である安定変形角を大きく超える変形が多数回発生することにより変形累積が発生する。(2)ほぼ同様の初期剛性と終局耐力を持つ純ラーメン骨組と制振ブレース付骨組を比較すると、塑性化後剛性の符号が正から負に転じる限界である安定変形角の値が大きい。

- 3) 柱の塑性化：第1層柱脚以外の柱が常に弾性の場合でも、顕著な変形累積と過大な残留変形が発生した。このような場合、柱梁耐力比の向上により応答を改善することはできない。
- 4) 変形累積の抑止に必要な梁の塑性化後剛性：梁の塑性化後は床スラブとの合成効果が期待できないと仮定すると、変形累積を抑止するために必要な梁の第二分枝勾配比は 0.06 とかなり大きな値であった。そのため、鋼材のひずみ硬化により変形累積を抑止するのは難しいと考えられる。

注

- 1) 本章で用いたブレースでは塑性長さ l_b が決められたため、解析プログラムの入力データとしては次の図のような計算を通じて弾性係数を換算した。



E_b = ブレースの弾性係数
 E_b' = ブレースの置換弾性係数
 δ = ブレースの伸び長さ

参考文献

- [1] 日本建築学会：長周期地震動と建物の耐震性，丸善，2007
- [2] 建築研究所，日本鉄鋼連盟：履歴型ダンパー付鋼構造骨組の設計法，2002
- [3] 日本免震構造協会：パッシブ制振構造設計・施工マニュアル，2005
- [4] 日本鋼構造協会：阪神淡路大震災以降の制振・免震構造，JSSC テクニカルレポート No. 67，2005
- [5] 日本建築センター：評定・評価をふまえた高層建物の構造設計実務，2002
- [6] 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書，第 2 版，全国官報販売協同組合，2008
- [7] 日本建築学会：地震荷重－性能設計への展望，丸善，2008
- [8] 松島豊：高層建築物の動的解析用地震動に関する研究，(財)日本建築センター平成 6 年度研究助成報告書 No.9404，日本建築センター，1994
- [9] 建設省建築研究所，日本建築センター：設計用入力地震動作成手法技術指針（案），1992
- [10] 北村春幸；馬谷原伴恵；川崎恵：時刻歴応答解析結果をもとにエネルギーの釣合に基づく耐震設計法を適用した建築物の耐震性評価法の提案，日本建築学会構造系論文集，第 632 号，pp. 1755- 1763，2008.10
- [11] 小川厚治，多田元英：柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発，第 17 回情報・システム・利用・技術シンポジウム論文集，pp. 79-84，1994
- [12] 国土交通省中部地方整備局ほかコンソーシアム：名古屋市三の丸地区における地域特性を考慮した耐震改修のための基盤地震動の作成（概要版），2004

第4章 純ラーメン骨組モデルにおける高層化の影響の検討

4.1 序

前章までは、中期（1981-1995）に建設された超高層建物を想定した純ラーメン骨組と、後期（1995-現在）に建設された超高層建物を想定した制振ブレース付骨組のどちらの場合でも、20層骨組を対象に検討を行った。20層程度の超高層建物は建設数が多いためその耐震性の評価は極めて重要である。しかし、さらに高層の超高層建物も少なからず存在するため、前章までに得られた結論に建物の高層化がどのような影響を及ぼすかを検討しておくことは重要な研究課題である。

そこで本章では、中期（1981-1995）に建設された超高層建物を想定して、30層と40層の純ラーメン骨組を設計し、想定長周期地震動として C-SAN EW 波（速度応答スペクトルのピーク=3s）に加えて KK-WOS EW 波（速度応答スペクトルのピーク=5s）を取り上げ、部材レベルの時刻歴応答解析による検討を行う。

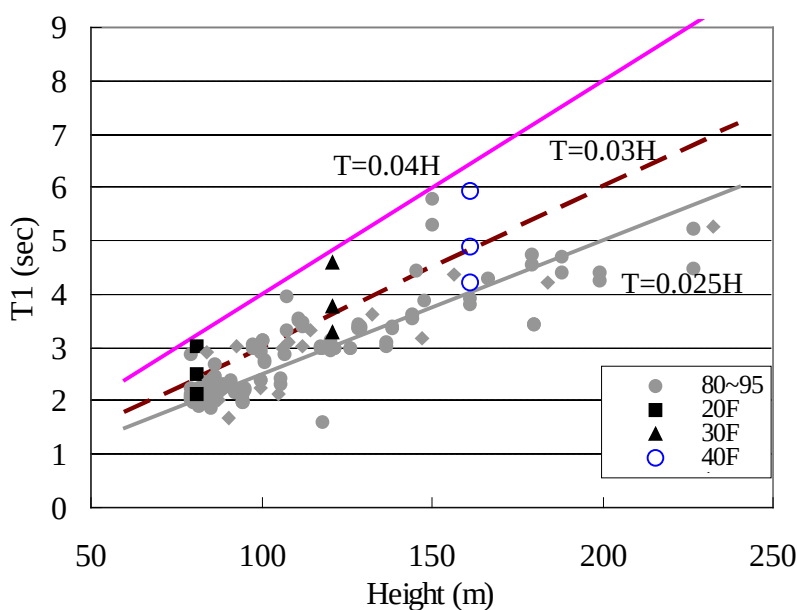


図 4.1 軒高と固有周期の関係

4.2 検討対象モデルの設計条件

30 層と 40 層の超高層純ラーメンモデルの部材断面を表 4.1~4.4 に示す. 30・40 層のモデルも標準せん断力係数 C_0 をパラメータとして 3 種類の解析モデルを設計する. モデルは 30 層の純ラーメンモデルは MRF30-0.20, MRF30-0.30, MRF30-0.40, 40 層の純ラーメンモデルは MRF40-0.20, MRF40-0.30, MRF40-0.40 と呼ぶ. モデルの部材配置は 2 章の図 2.3 と同様である. 図 4.1 には 2 章のモデルと 4 章で検討を行う 30・40 層の純ラーメンモデルと 1980 年~1995 年の間に建設された既存の建物の固有周期と軒高の関係を示す. 図 4.1 によると, 検討を行う超高層純ラーメン骨組モデルは既存の建物のデータの範囲内であることと, C_0 を 0.40 として設計を行ったモデルが既存の超高層建物の平均に近いことが観察される.

4.3 静的増分解析

静的解析と固有値解析より得られた各モデルの弾性剛性と耐力の指標を表 4.5 に示す. 表 4.5 で T は PI 効果を無視した場合の固有周期の精算値, C_B は一次設計用ベースシア係数, C_U は終局耐力時のベースシア係数である. 図 4.2 と図 4.3 に一次設計の弾性解析結果を示す. 図 4.4 と図 4.5 は弾塑性解析より得られた層の復元力特性を示す. 図 4.4 と図 4.5 において, D_i は第 i 層の層間変形, H_i は階高, Q_i は層せん断力, W は全重量を表す.

解析結果からの観察事項は以下の通りである.

- 1) 本論文では $C_0=0.30$ が平均的な弾性剛性を持つよう設計した. しかし図 4.1 を見ると, 30・40 層のモデルでは $C_0=0.40$ が建物高さに対して最も平均的な T の値を持つ建物となり, $C_0=0.20$ が T の分布の上限値に対応する建物となった.
- 2) 表 4.5 より本論文の設計モデルでは, 終局ベースシア係数 C_U と設計用ベースシア係数 C_B の比 C_U/C_B の値は標準的な値[2]である 1.5~2 の間に分布しており, 図 4.4~4.5 に示すように C_B の増加に伴い C_U も増加した.
- 3) 図 4.2~4.3 により弾性解析で PI 効果の影響による応答の差はほとんど現れない. また, 本論文の超高層モデルでは, どの解析モデルでも静的荷重の下では変形が中層部に集中した.
- 4) 第 1 層の弾性剛性と終局耐力時の接線剛性の比は, PI 効果を考慮しない場合はどのモデルでも約 1.4%であり, PI 効果を考慮する場合は(1)30 層モデルの場合, $C_0=0.20$ で約-2.7%, $C_0=0.30$ で約-1.4%, $C_0=0.40$ で約-0.7%で, (2)40 層モデルの場合, $C_0=0.20$ で約-2.9%, $C_0=0.30$ で約-0.8%, $C_0=0.40$ で約-0.7%である.

表 4.1 30 層純ラーメンモデルの柱断面リスト(mm)

GR	FL	外柱			内柱		
		MRF30-0.2	MRF30-0.3	MRF30-0.4	MRF30-0.2	MRF30-0.3	MRF30-0.4
10	28-30	550x28	600x28	600x28	550x28	600x28	600x28
9	25-27	550x28	600x28	600x32	550x28	600x28	600x32
8	22-24	600x25	600x32	600x36	600x25	600x32	600x40
7	19-21	600x25	600x32	600x45	600x25	600x36	650x40
6	16-18	600x28	600x32	600x45	600x28	600x40	650x45
5	13-15	600x28	600x36	650x45	600x32	650x32	650x50
4	10-12	600x28	600x40	650x45	600x32	650x36	650x50
3	7-9	600x28	600x40	650x45	600x36	650x36	650x50
2	4-6	600x28	600x40	650x45	600x36	650x36	650x50
1	1-3	600x32	600x40	650x45	600x36	650x40	650x50

表 4.2 30 層純ラーメンモデルの梁断面リスト(mm)

GR	FL	MRF30-0.20	MRF30-0.30	MRF30-0.40
10	28-30	650x250x16x28	700x250x14x28	700x250x14x28
9	25-27	650x250x16x28	700x250x14x28	800x300x16x32
8	22-24	700x250x14x28	750x300x14x25	800x350x16x28
7	19-21	700x250x14x28	800x300x16x32	800x400x16x36
6	16-18	700x250x14x28	800x300x16x32	800x400x16x36
5	13-15	700x300x14x25	800x350x16x28	800x400x19x36
4	10-12	700x300x14x25	800x350x16x28	800x400x19x36
3	7-9	700x300x14x25	800x350x16x28	800x400x19x36
2	4-6	700x300x14x25	800x350x16x28	800x400x19x36
1	1-3	700x300x14x25	800x350x16x28	800x400x19x36

表 4.3 40 層純ラーメンモデルの柱断面リスト(mm)

GR	FL	外柱			内柱		
		MRF40-0.2	MRF40-0.3	MRF40-0.4	MRF40-0.2	MRF40-0.3	MRF40-0.4
13	37-40	550x28	600x28	600x40	550x28	600x28	600x40
12	34-36	550x28	600x28	600x40	550x28	600x32	650x36
11	31-33	550x32	600x40	650x45	550x32	600x40	650x45
10	28-30	550x32	650x36	700x40	600x28	650x36	700x45
9	25-27	550x32	650x36	700x45	600x32	650x40	700x45
8	22-24	600x28	650x36	700x45	600x32	650x45	700x50
7	19-21	600x28	650x40	700x45	600x36	650x45	700x50
6	16-18	600x28	650x40	700x45	600x40	650x45	700x50
5	13-15	600x32	650x40	700x50	600x40	650x45	700x50
4	10-12	600x32	650x40	700x50	600x40	650x45	700x50
3	7-9	600x32	650x40	700x50	600x45	650x50	700x50
2	4-6	600x32	650x40	700x50	600x45	700x45	700x55
1	1-3	600x36	650x40	700x50	600x50	700x45	700x55

表 4.4 40 層純ラーメンモデルの梁断面リスト(mm)

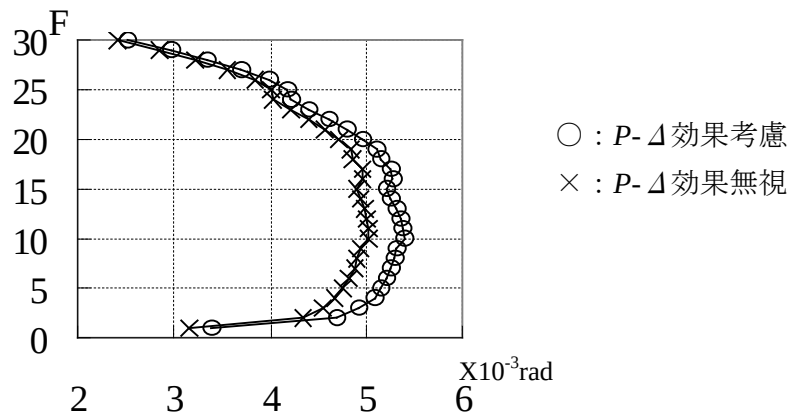
GR	FL	MRF40-0.20	MRF40-0.30	MRF40-0.40
13	37-40	650x250x16x28	750x300x14x25	800x350x16x32
12	34-36	650x250x16x28	800x300x16x28	800x350x16x36
11	31-33	700x250x14x28	800x350x16x32	800x400x19x40
10	28-30	750x300x16x25	800x350x16x36	900x400x19x36
9	25-27	750x300x16x25	800x400x19x32	900x400x19x36
1-8	1-24	800x250x16x28	800x400x19x32	900x400x19x36

表 4.5 各モデルの剛性と耐力の指標

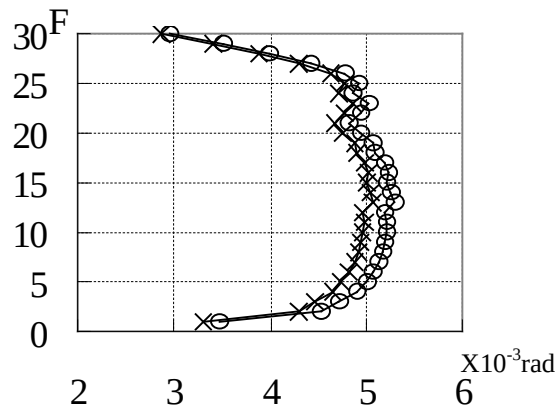
	C_0	$T(s)$	$T(s)/H(m)$	C_B	C_U	C_U / C_B
MRF30-0.20	0.20	4.59	0.038	0.04	0.09	2.25
MRF30-0.30	0.30	3.78	0.031	0.08	0.13	1.63
MRF30-0.40	0.40	3.29	0.027	0.12	0.18	1.50
MRF40-0.20	0.20	5.95	0.037	0.03	0.08	2.67
MRF40-0.30	0.30	4.90	0.030	0.06	0.11	1.83
MRF40-0.40	0.40	4.23	0.026	0.09	0.15	1.67

表 4.6 第一層の安定係数 $q(\%)$ と層せん断力の第二分枝勾配比 $h(\%)$

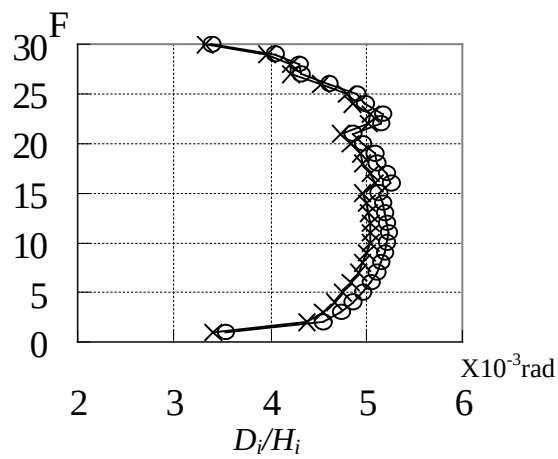
	q	$h_{(1)}$	$h_{(2)}$
MRF30-0.20	7.90	1.3	-2.5
MRF30-0.30	4.15	1.4	-1.4
MRF30-0.40	2.83	1.4	-0.7
MRF40-0.20	8.53	1.3	-2.9
MRF40-0.30	4.33	1.6	-0.8
MRF40-0.40	2.91	1.4	-0.7



(a) MRF30-0.20

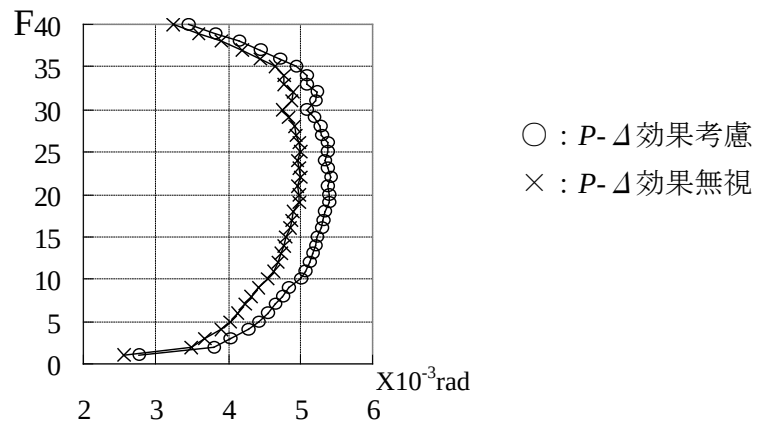


(b) MRF30-0.30

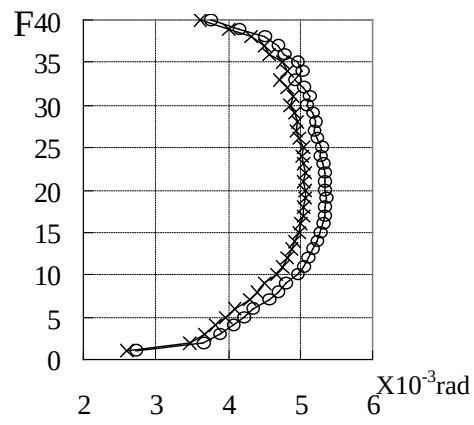


(c) MRF30-0.40

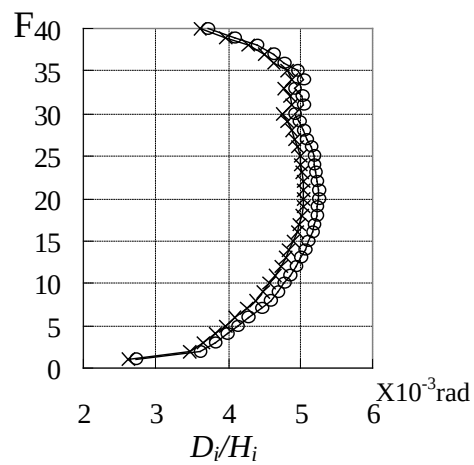
図 4.2 一次設計時の層間変形角(30 層モデル)



(a) MRF40-0.20



(b) MRF40-0.30



(c) MRF40-0.40

図 4.3 一次設計時の層間変形角(40 層モデル)

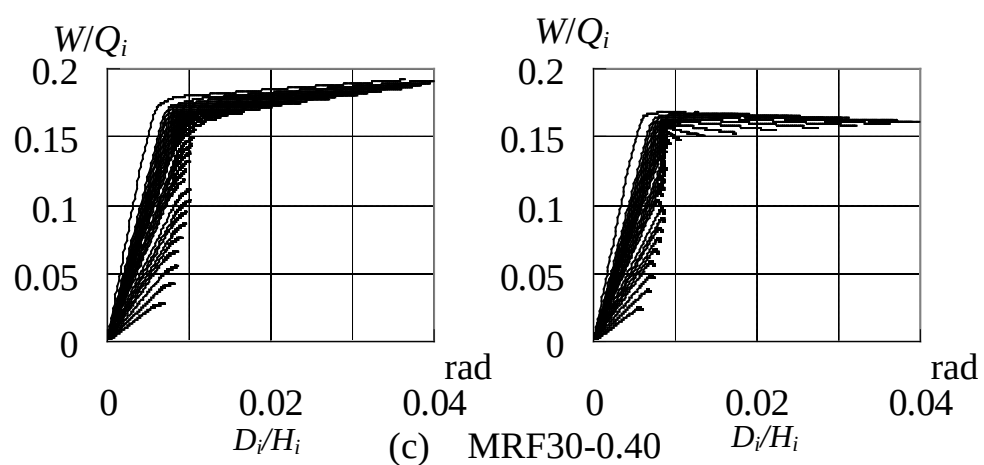
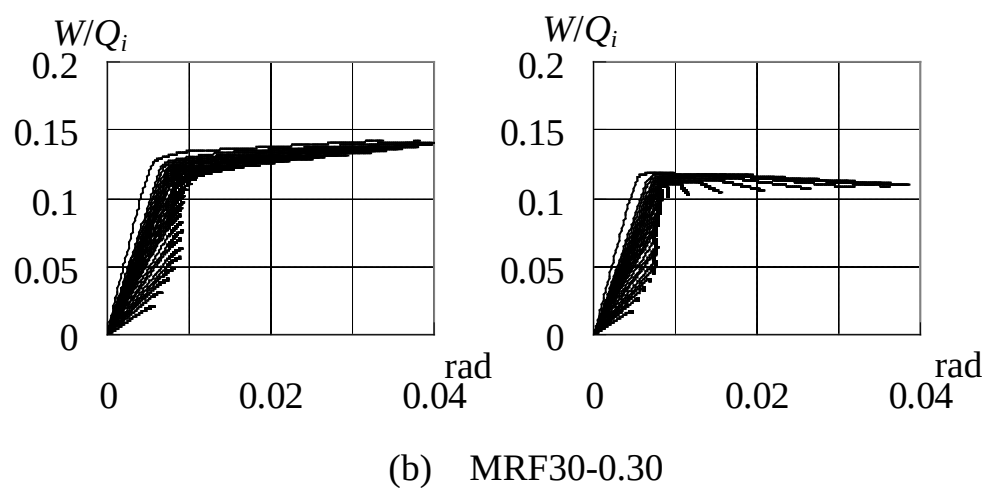
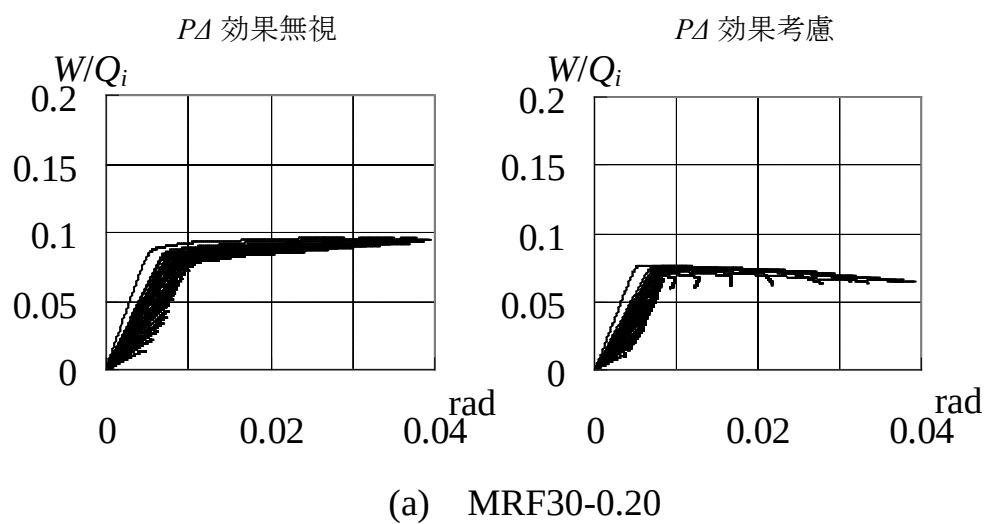


図 4.4 各モデルの静的増分解析結果の比較(30 層モデル)

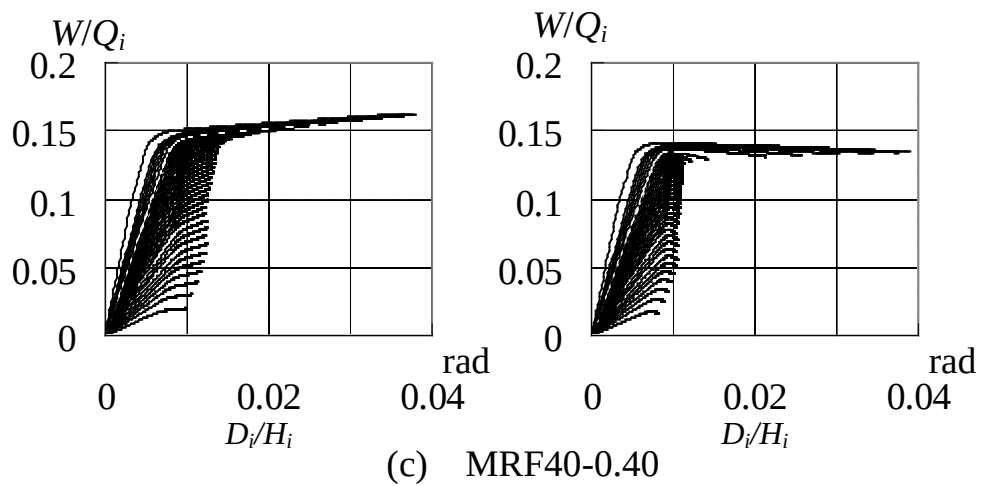
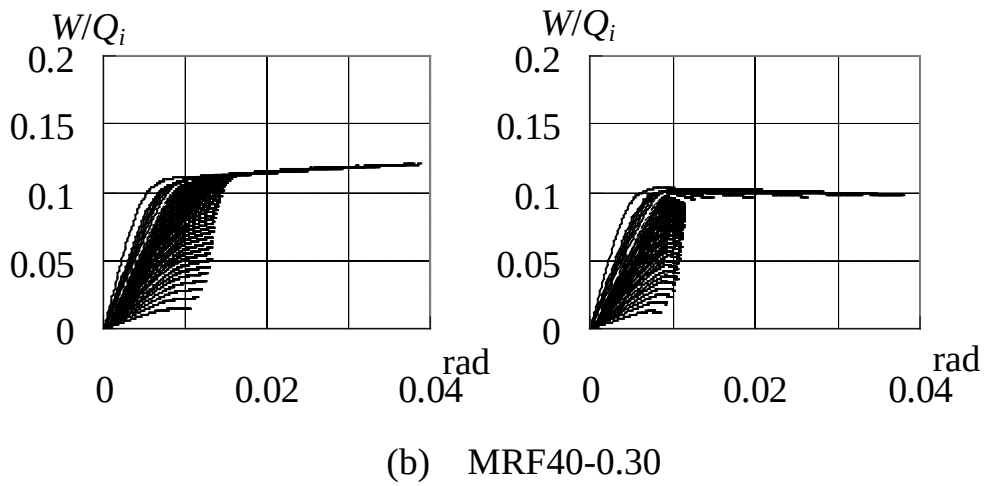
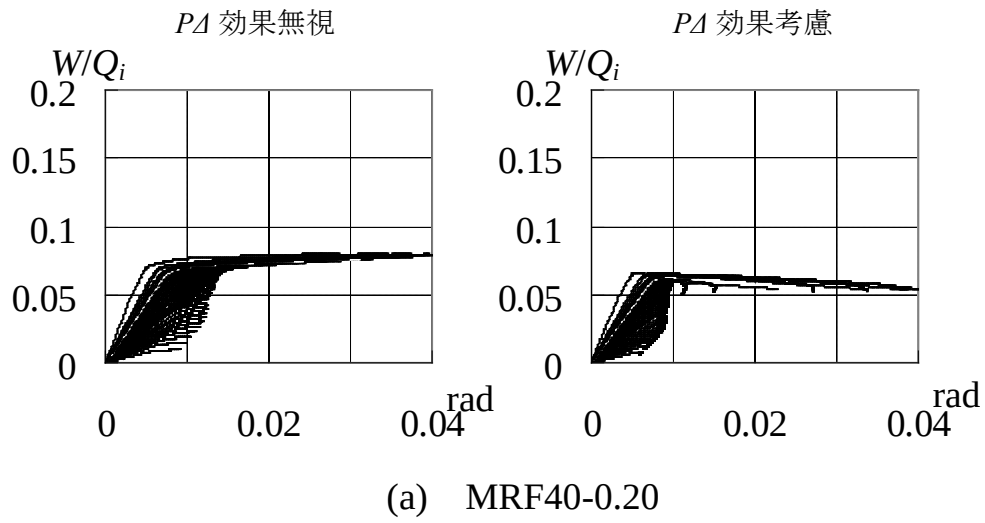


図 4.5 各モデルの静的増分解析結果の比較(40 層モデル)

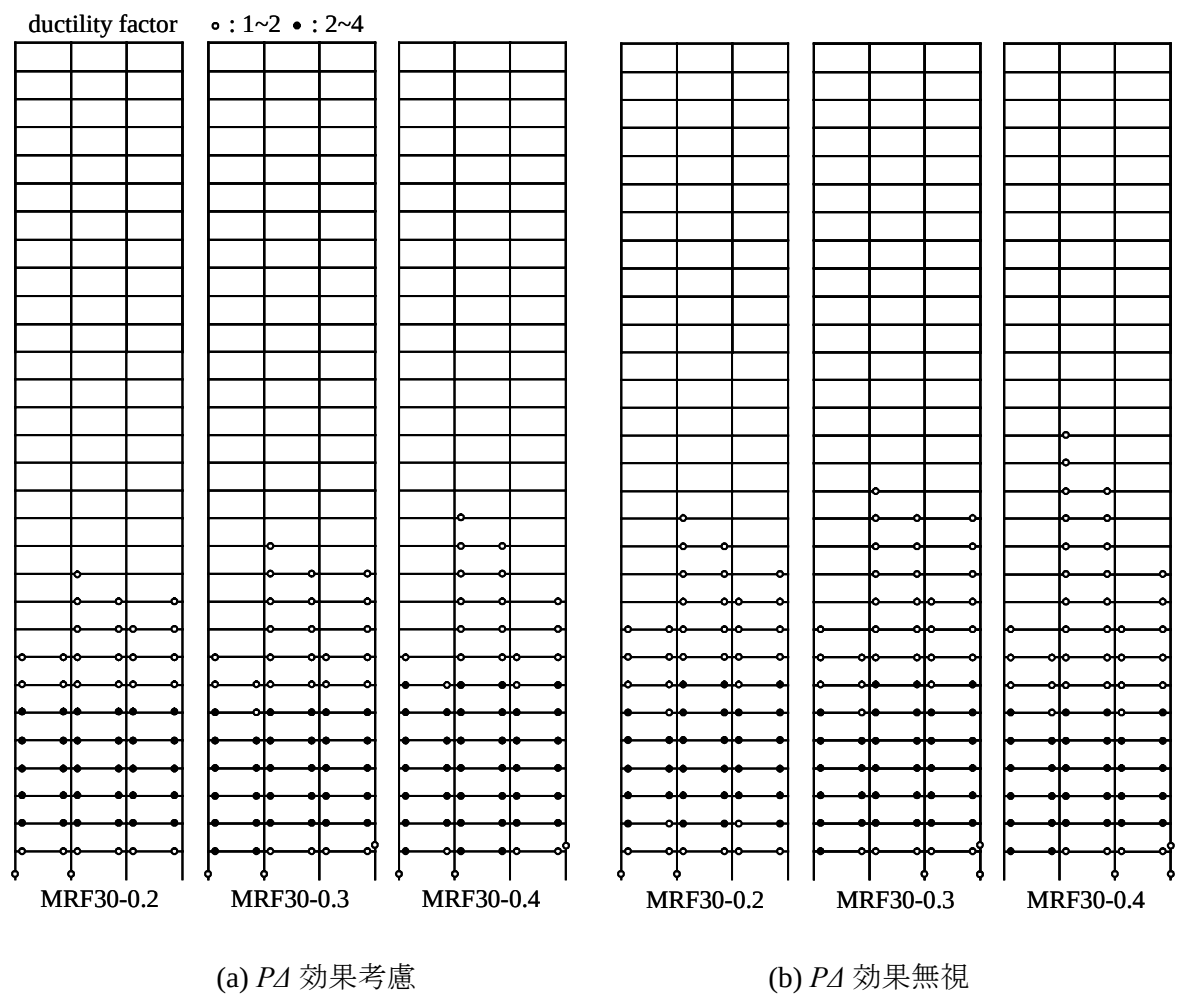
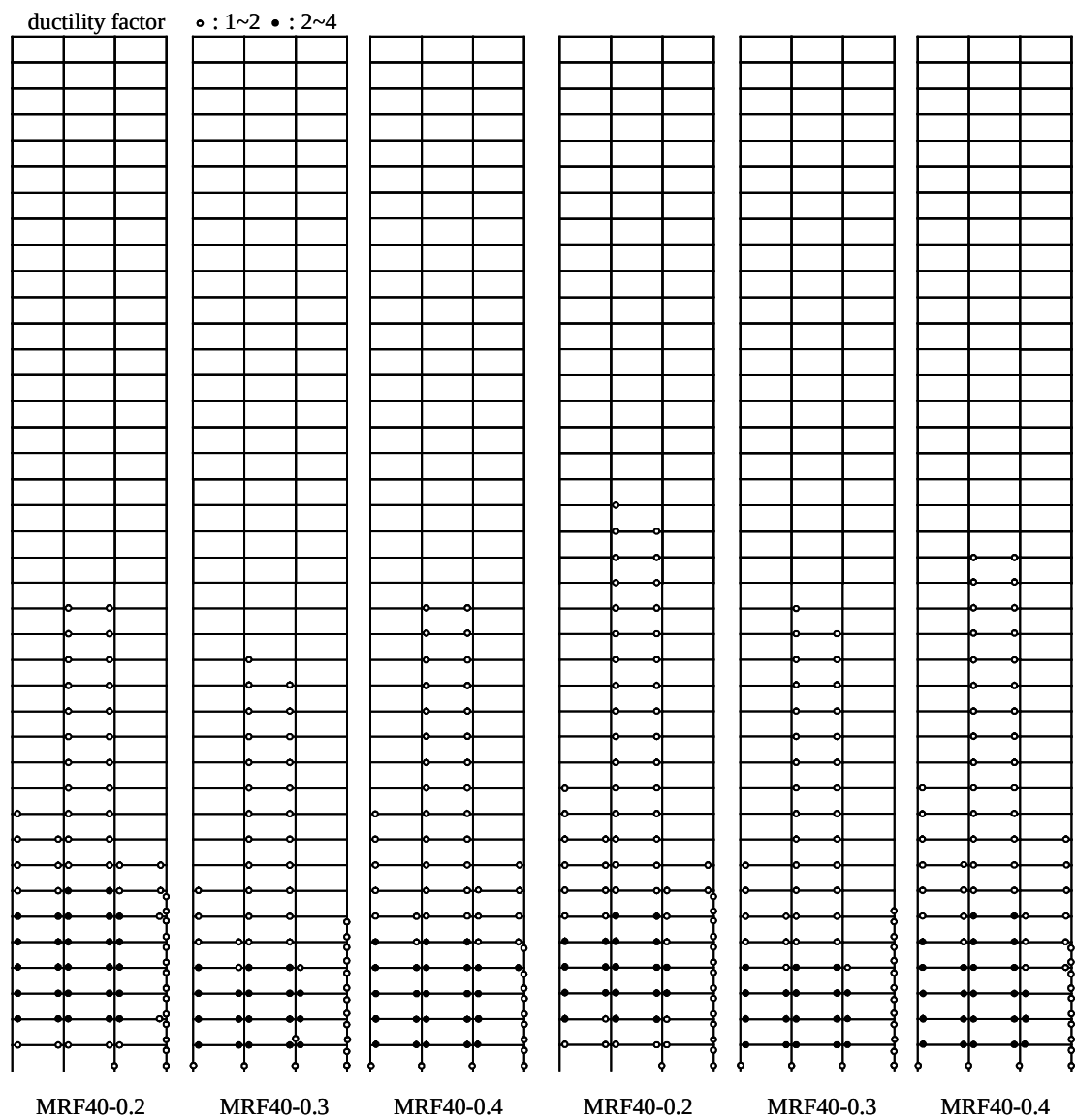


図 4.6 保有耐力到達時の塑性ヒンジ分布と最大塑性率(30 層モデル)



(a) $P\Delta$ 効果考慮

(b) $P\Delta$ 効果無視

図 4.7 保有耐力到達時の塑性ヒンジ分布と最大塑性率(40 層モデル)

図 4.6 と図 4.7 は何れかの層の層間変形角の最大値が 1/75 に到達した時における塑性ヒンジと最大塑性率 (ductility factor) の分布を示す。ここで○は部材の塑性率が 1~2, ●は 2~4 の範囲にあることを示す。図 4.6 と図 4.7 の塑性率の分布と 2 章の 20 層モデルの結果を比較すると、高層化による転倒モーメントの増加で、柱に塑性ヒンジが多く生成されることが観察される。

4.4 標準的既往波に対する動的増分解析

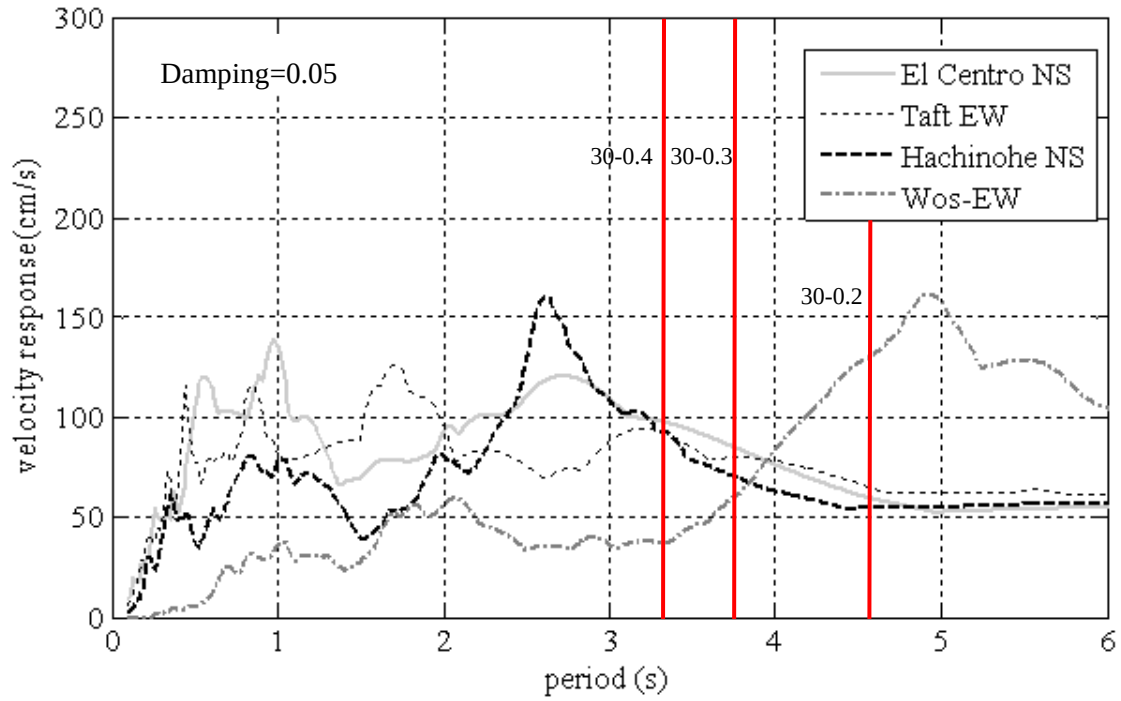
4.4.1 解析の目的と計画

本節では $P\Delta$ 効果を考慮する場合と考慮しない場合の時刻歴応答解析結果の比較を通じて、(1)下層部における一方向への変形累積がどのような場合に発生するかを 2 章の 20 層のモデルと比べ、高層化による影響を明らかにすることと、(2) 塑性化後剛性を常に正とすることで下層部での変形累積を抑止できるとする Uetani and Tagawa[5]の指摘の妥当性を検討することの二点を、主たる目的とする。

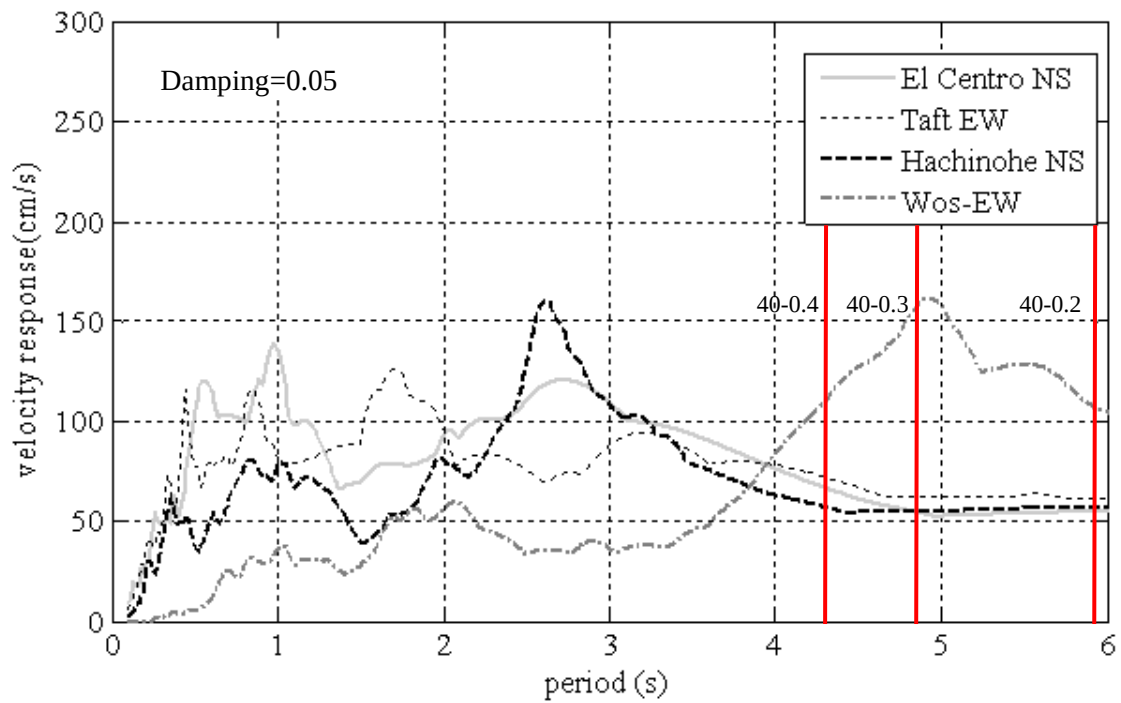
4.4.2 節では、性質が良く知られている標準既往波を基準地震動としてとりあげ、これらに倍率をかけた地震動に対して検討を行う。4.4.3 節では、想定長周期地震動の KK-WOS EW波を取り上げ、波形を増幅することなく原波を用いて解析を行う。4.4.4 節では下層部において $P\Delta$ 効果の考慮の有無による顕著な応答の差異が見られた代表例として、KK-WOS EW波に対する MRF30-0.20 と MRF40-0.30 の応答を取り上げ、層間変形角の時刻歴や層の復元力特性などの観点から分析を行う。最後に4.4.5 節では 4.4.4 節で検討したケースを再び取り上げ、塑性化後剛性が応答に及ぼす影響について検討する。

図 4.8 に対象とする地震動の速度応答スペクトルを示す。図 4.8 では、標準波は PGV が 50cm/s に一致するように増幅しているが、その他の波は増幅していない。対象とするモデルの固有周期の範囲では、標準既往波の応答速度は 100m/s 未満になっている。また、MRF40-0.30 の固有周期と KK-WOS EW 波の卓越周期がほぼ一致する。なお、検討に用いた波の時刻歴などの詳細は Appendix A に記載する。

時刻歴応答解析では、減衰は初期剛性比例型の内部粘性減衰とし、1 次固有モードの臨界減衰に対して 2%とする。減衰行列を作成する際の 1 次固有周期として精算値 T を用いる。解析の時間刻みは 0.005s とする。解析で対象とする時間は El Centro NS, Taft EW, Hachinohe NS に対しては 120 秒、KK-WOS EW に対しては 420 秒とし、地震動の継続時間終了後は自由振動についての解析を行った。



(a) 30 層の純ラーメンモデル



(b) 40 層の純ラーメンモデル

図 4.8 超高層モデルの固有周期と地震動の応答速度スペクトル

4.4.2 標準的既往波に対する動的増分解析

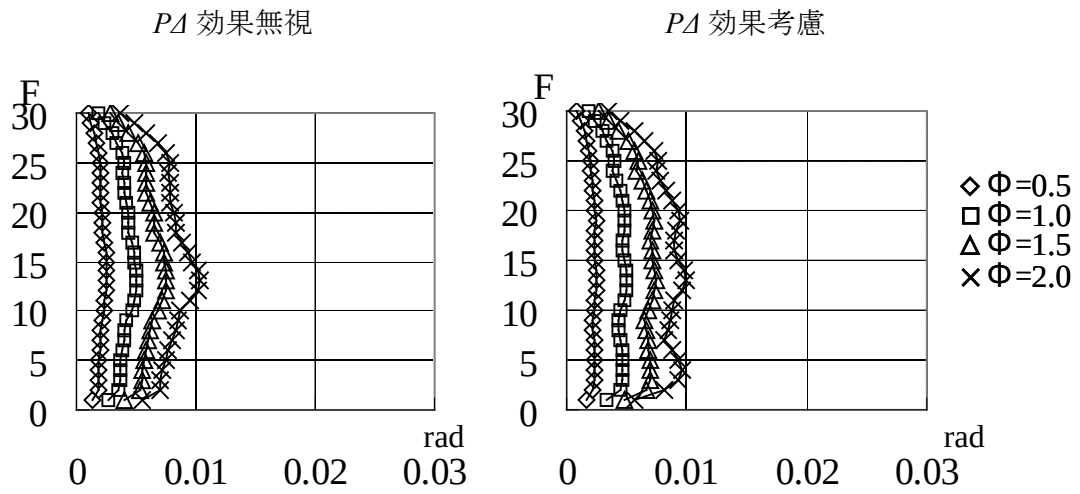
(a) El Centro NS 波

El Centro NS 波に対する超高層モデルの解析結果を図 4.9~図 4.16 に示す。図 4.9 と図 4.11 は地震動のレベルの変化に対する最大層間変形角の変化を示す。これらの図において、横軸の D_{mi}/H_i は第 i 層の最大層間変形角を、縦軸は層数 i を示す。図 4.10 と図 4.12 は PA 効果を見放した場合と PA 効果を考慮した場合の比較である。横軸の $(D_{mi}/H_i)_{max}$ は最大層間変形角 D_{mi}/H_i の層番号 i に関する最大値を表し、縦軸の Φ は地震動のレベルを表す。

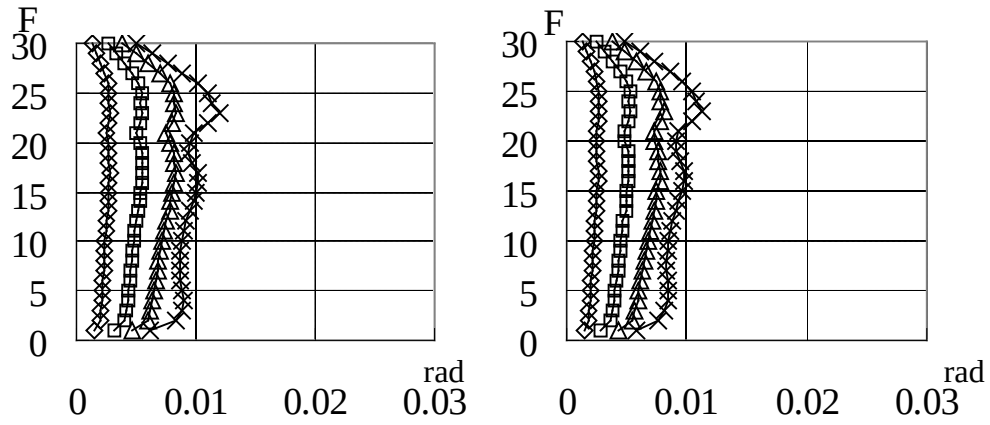
図 4.13 と図 4.15 は地震動のレベルの変化に対する残留層間変形角の変化を示す。これらの図において、横軸の D_{ri}/H_i は第 i 層の残留層間変形角を、縦軸は層数 i を示す。図 4.14 と図 4.16 は PA 効果を見放した場合と PA 効果を考慮した場合の比較である。横軸の $(D_{ri}/H_i)_{max}$ は最大層間変形角 D_{ri}/H_i の層番号 i に関する最大値を表し、縦軸の Φ は地震動のレベルを表す。

解析結果からの観察事項は以下の通りである。

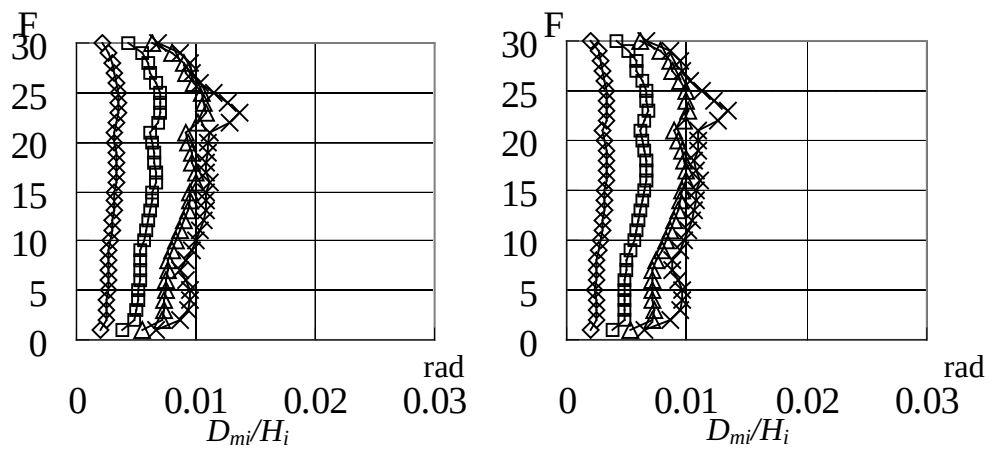
- 1) 柱の塑性ヒンジ分布：MRF30-0.20 では PGV を 100cm/sec に増幅した場合に第 2 層の外柱に柱脚に、MRF40-0.20 では PGV を 75cm/sec 以上に増幅させると第 8 層以下の外柱両端に塑性ヒンジが生成された。
- 2) 設計クライテリアとの対応：超高層純ラーメンモデルでは PA 効果の考慮有無に関係せずに、当時の設計クライテリアを十分な余裕を持って満足している。
- 3) 地震動のレベルと応答の関係：最大層間変形角の最大値はレベルの増幅と共にほぼ線形に増加している。一方、残留層間変形角の最大値は PGV を 100cm/s まで増幅させてもほぼ 0 である。
- 4) PA 効果による応答の差異：全 Model の最大層間変形角と残留層間変形角において、PGV を 100cm/s まで増幅させても PA 効果による顕著な応答の差異は観察されない。
- 5) 同じレベルの地震動に対する各 Model の応答の比較：最大層間変形角については、同じレベルに増幅した波に対して 30 層のモデルでは C_0 の値が下がるほど、40 層のモデルでは C_0 の値が上がるほど PGV に対する残留変形の最大値が低減する傾向が現れた。一方、残留層間変形角については、全モデルにおいてほとんど残留変形が残らないことが観察される。



(a) MRF30-0.20

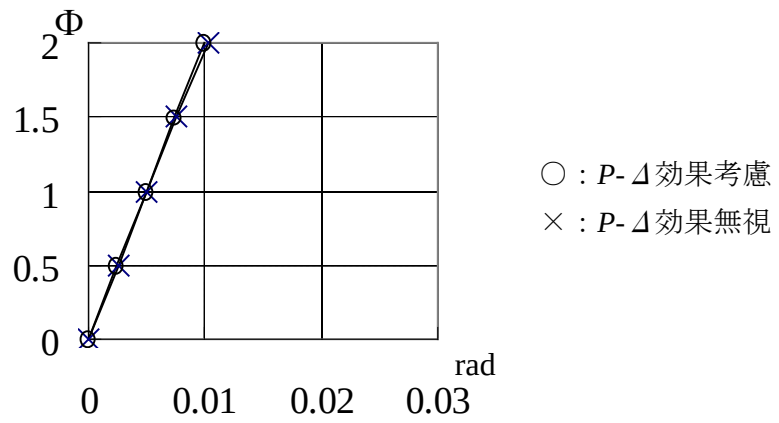


(b) MRF30-0.30

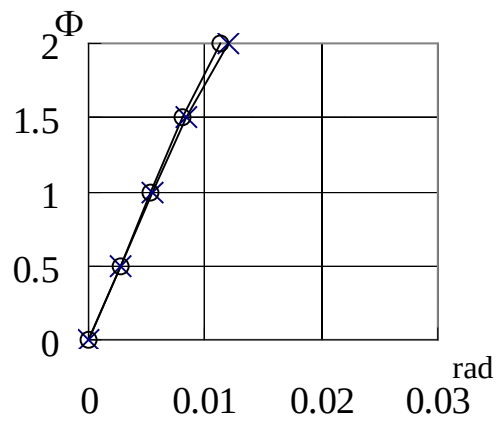


(c) MRF30-0.40

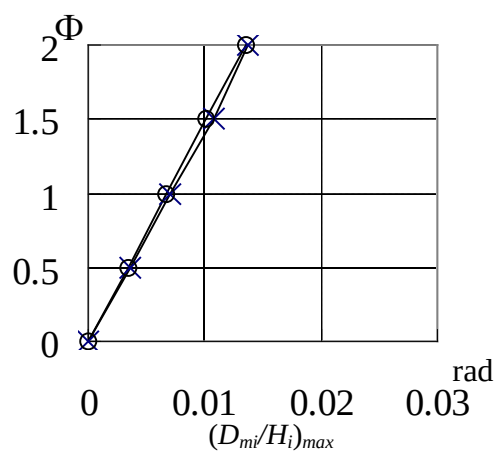
図 4.9 El Centro NS 波に対する最大層間変形の比較(30 層)



(a) MRF30-0.20

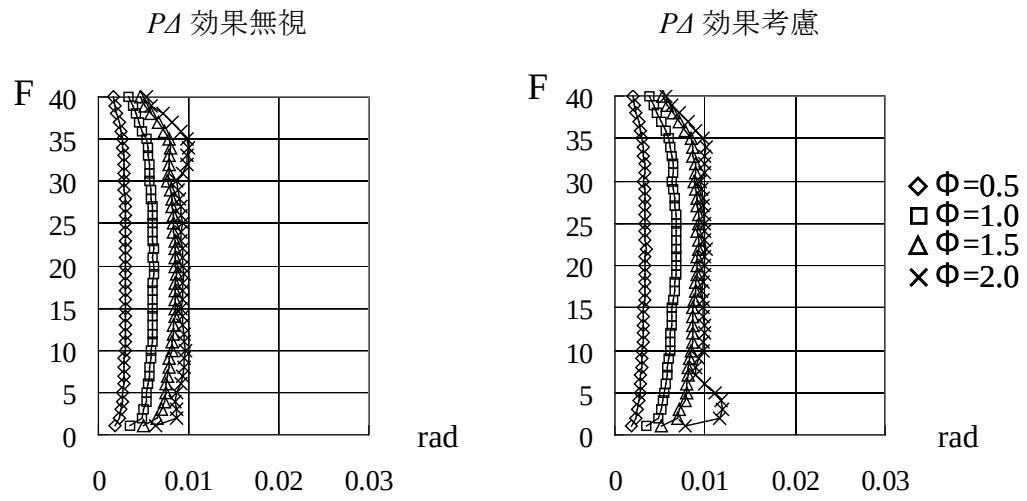


(b) MRF30-0.30

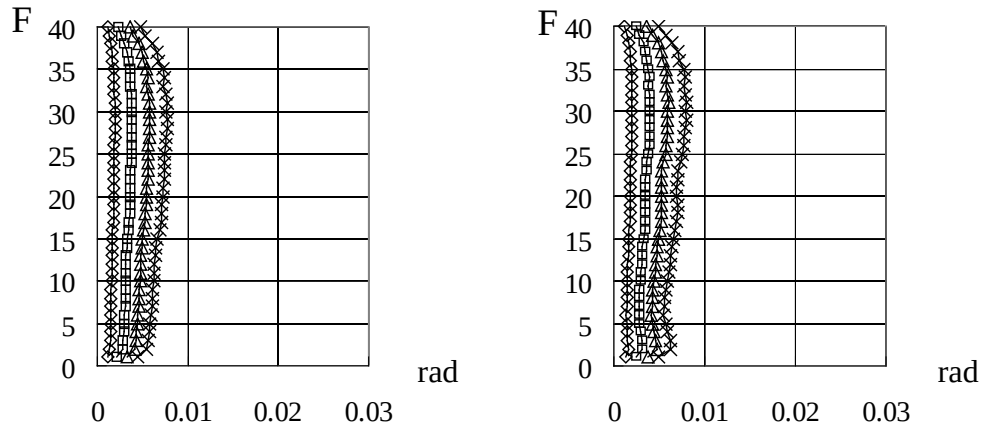


(c) MRF30-0.40

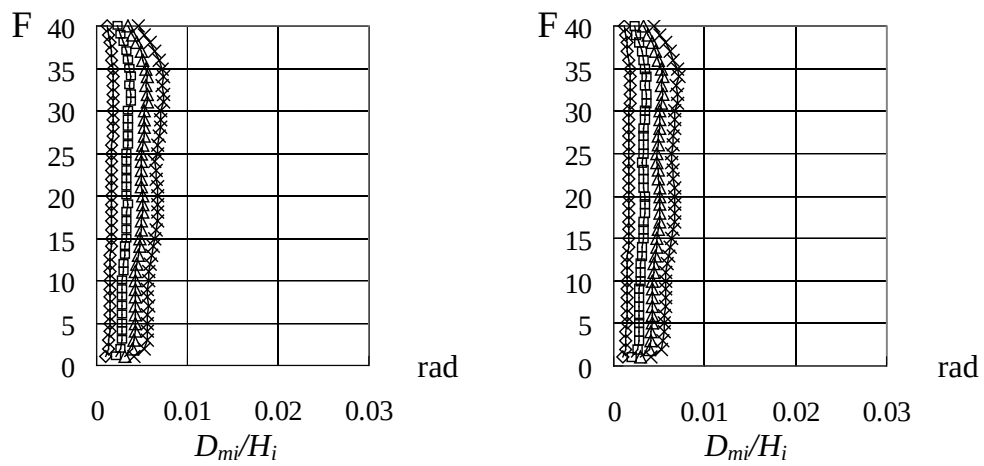
図 4.10 El Centro NS 波に対する最大層間変形の最大値の変化(30 層)



(a) MRF40-0.20

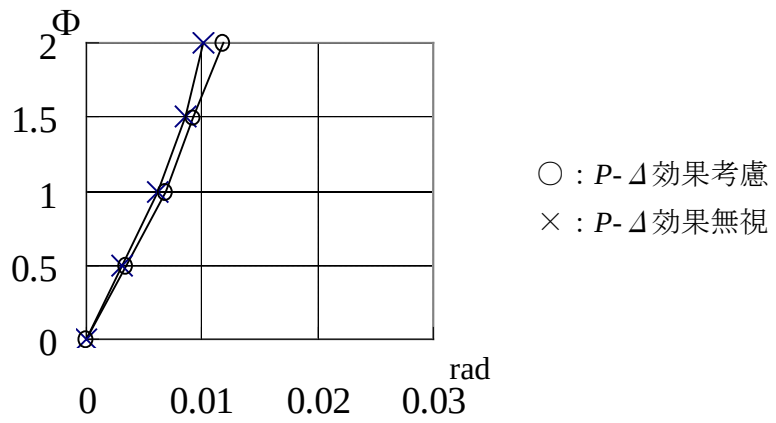


(b) MRF40-0.30

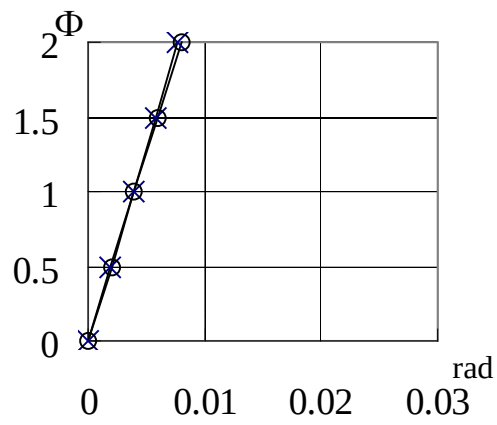


(c) MRF30-0.40

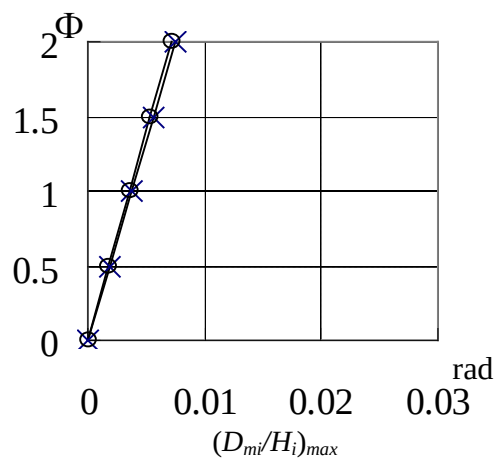
図 4.11 El Centro NS 波に対する最大層間変形の比較(40 層)



(a) MRF40-0.20

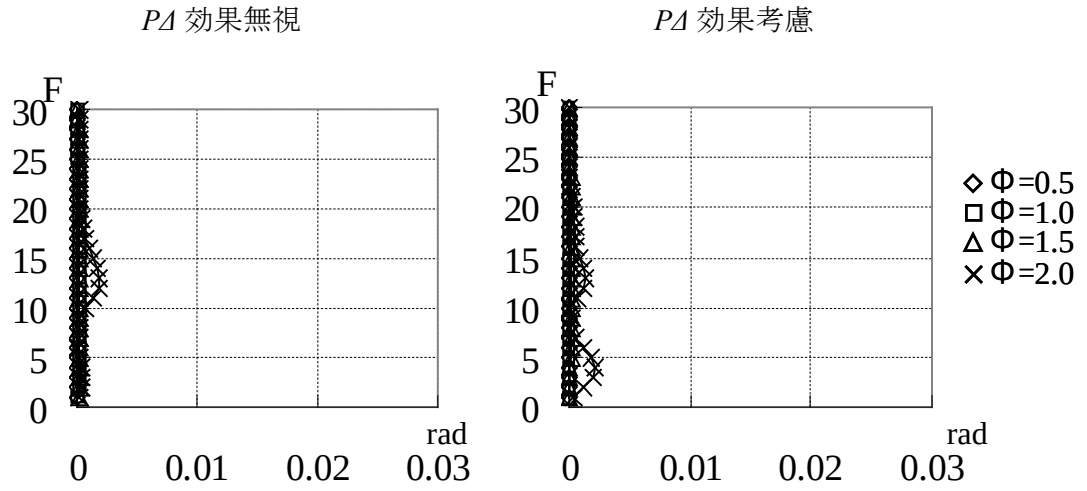


(b) MRF40-0.30

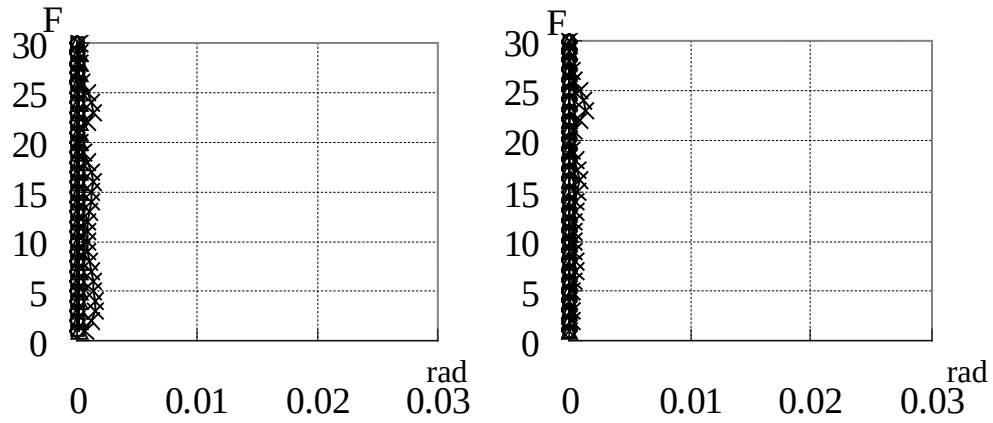


(c) MRF40-0.40

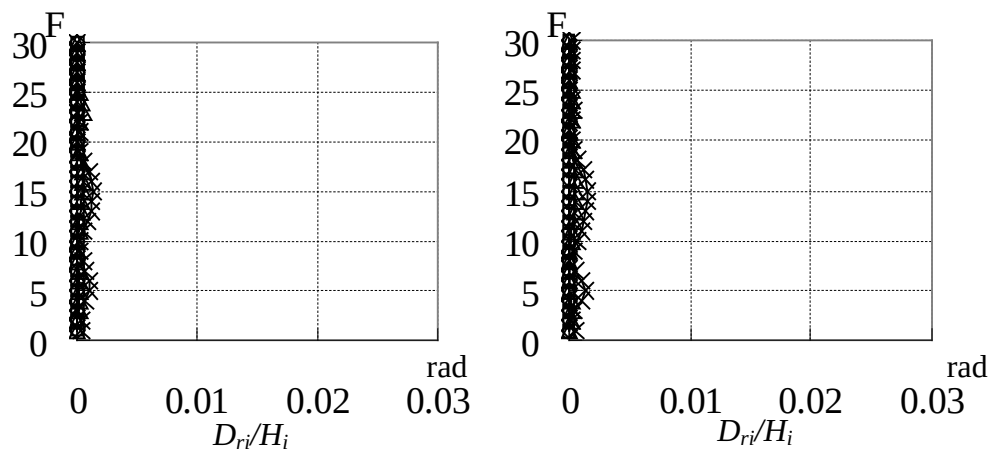
図 4.12 El Centro NS 波に対する最大層間変形の最大値の変化(40 層)



(a) MRF30-0.20

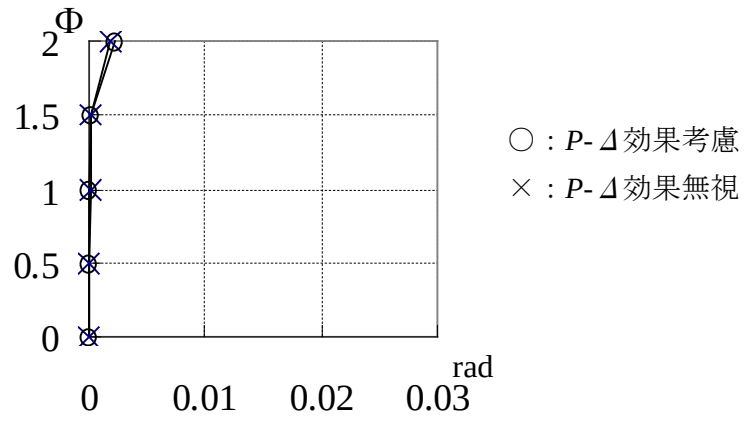


(b) MRF30-0.30

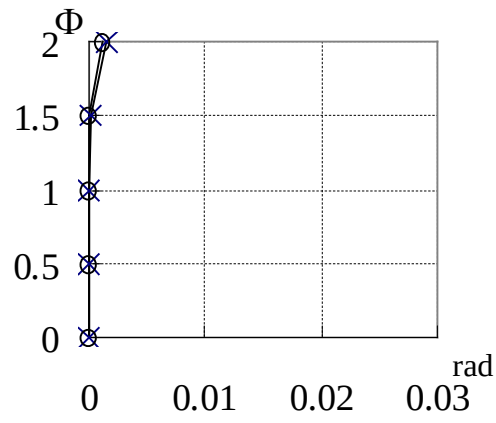


(c) MRF30-0.40

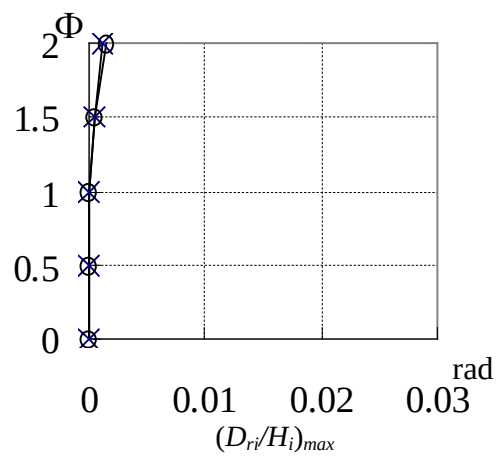
図 4.13 El Centro NS 波に対する残留層間変形の比較(30 層)



(a) MRF30-0.20

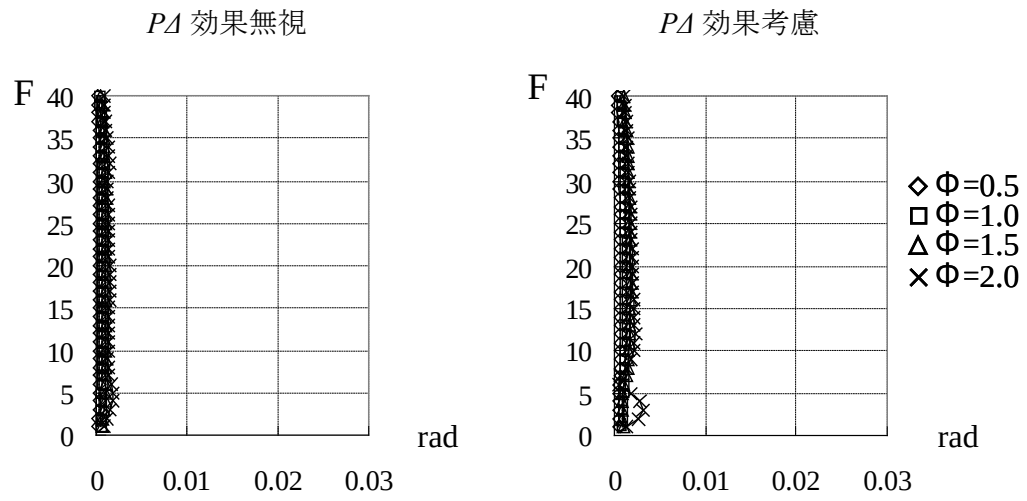


(b) MRF30-0.30

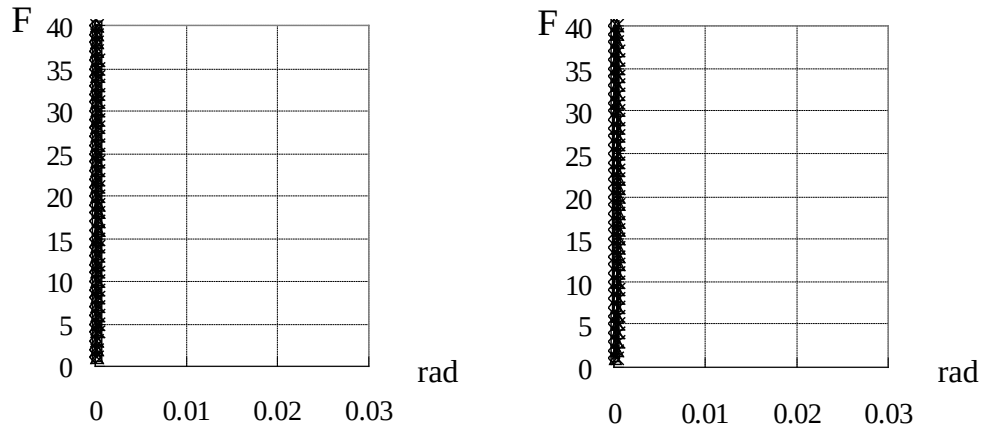


(c) MRF30-0.40

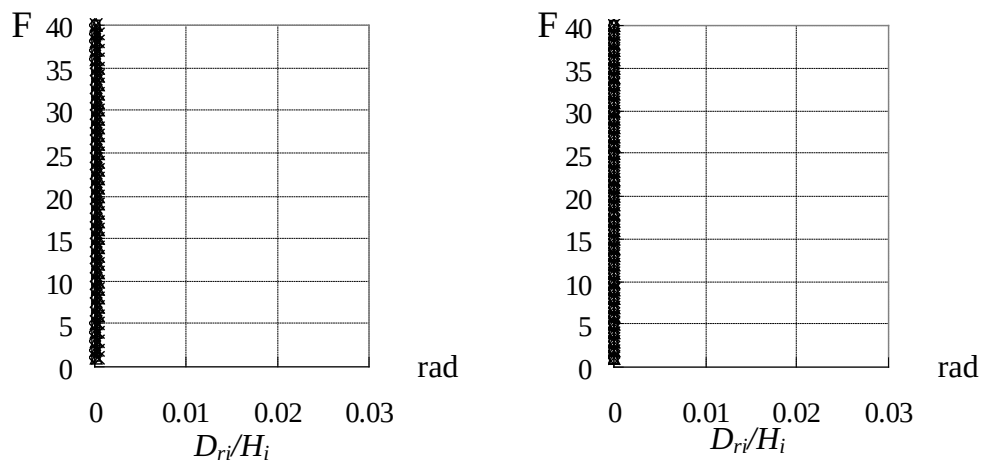
図 4.14 Centro NS 波に対する残留層間変形角の最大値の変化(30 層)



(a) MRF40-0.20

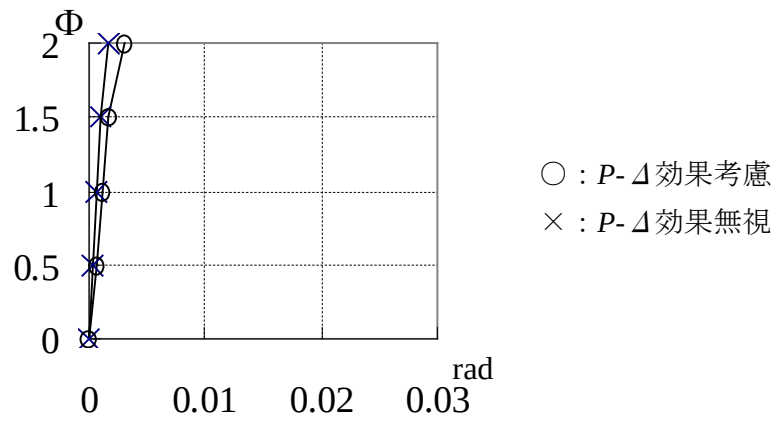


(b) MRF40-0.30

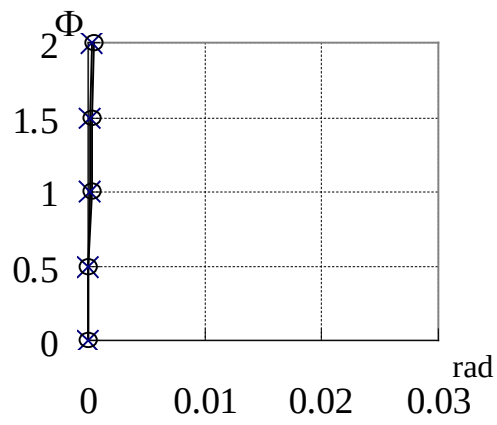


(c) MRF30-0.40

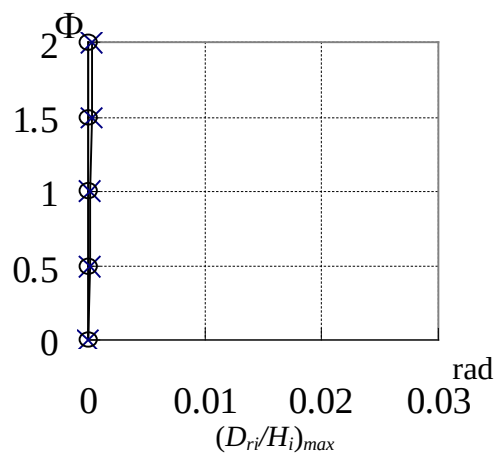
図 4.15 El Centro NS 波に対する残留層間変形の比較(40 層)



(a) MRF40-0.20



(b) MRF40-0.30



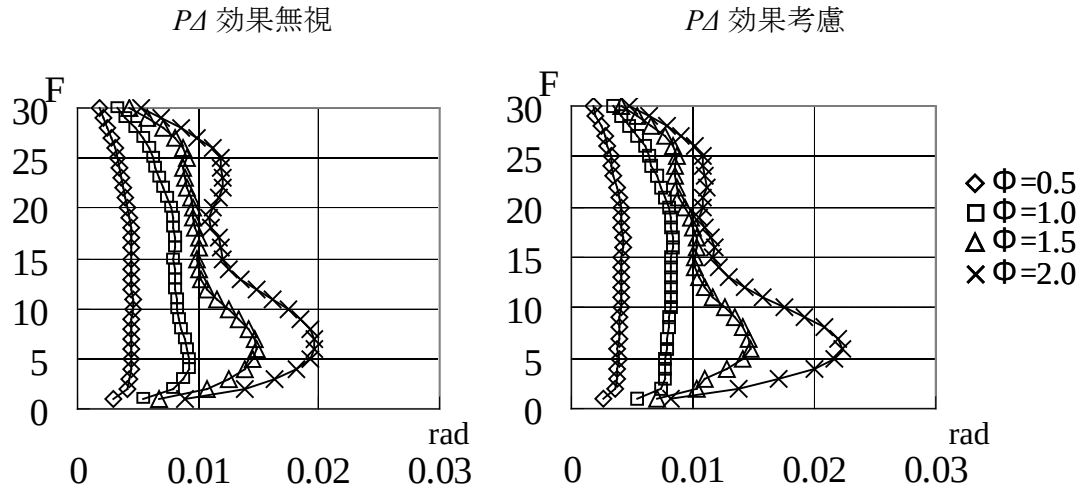
(c) MRF40-0.40

図 4.16 El Centro NS 波に対する残留層間変形の最大値の変化(40 層)

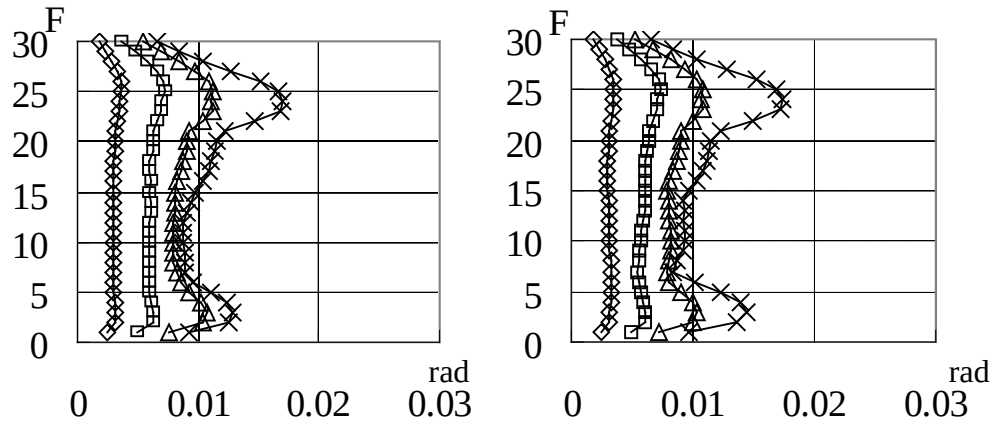
(b) Taft EW 波

Taft EW 波に対する応答を図 4.17～図 4.24 に示す。Taft EW 波に対する観察事項は以下の通りである。

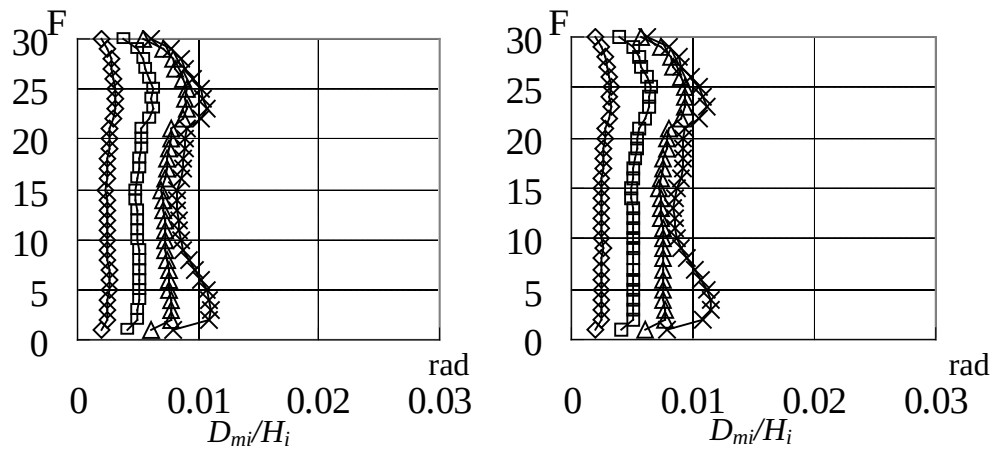
- 1) 柱の塑性ヒンジ分布：PGV を 75cm/sec 以上に増幅させると MRF30-0.20 と MRF30-0.40 の第 2 層と 4 層の外柱の柱脚に、40 層の純ラーメンモデルには全モデルにおいて第 9 層の柱両端に塑性ヒンジが生成された。
- 2) 設計クライテリアとの対応： PA 効果を見捨てて時刻歴応答解析を行った場合の最大層間変形角が、レベル 1 とレベル 2 のいずれの場合にも、当時の設計クライテリアを満足している。
- 3) 地震動のレベルと応答の関係：最大層間変形角はレベルの増幅と共にほぼ線形に増加した。一方、残留層間変形角は $\Phi \geq 1.5$ の範囲においてほぼ線形に増加している。
- 4) PA 効果による応答の差異：全 Model の最大層間変形角において、PGV を 100cm/s まで増幅させても PA 効果による顕著な差異が現れなかった。また、残留層間変形角においては PGV を 100cm/s まで増幅させた地震動の下で $C_0=0.20$ として設計したモデルに PA 効果による差異が現れた。
- 5) 同じレベルの地震動に対する各 Model の応答の比較：最大層間変形角と残留層間変形角において、 PA 効果を見捨てて時刻歴応答解析を行った場合、同じレベルに増幅した波に対しては C_0 の値が上がるほど PGV に対する残留変形の最大値が低減する傾向が現れた。



(a) MRF30-0.20

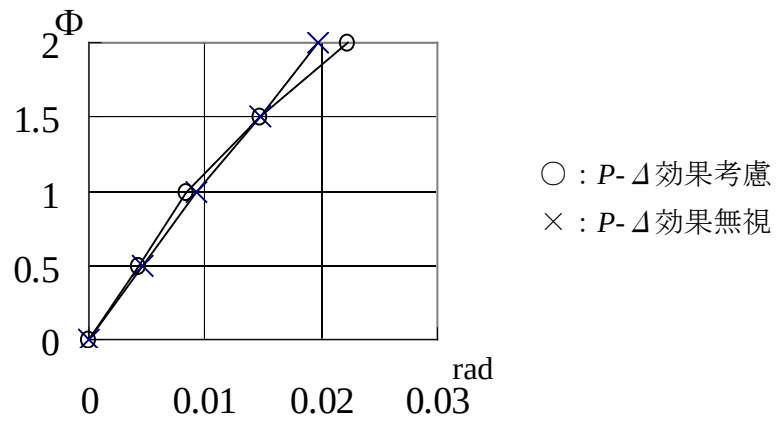


(b) MRF30-0.30

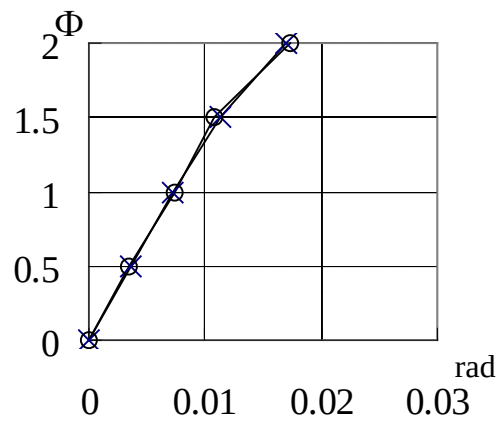


(c) MRF30-0.40

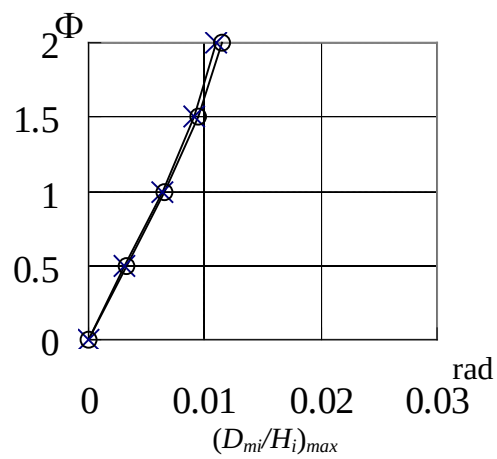
図 4.17 Taft EW 波に対する最大層間変形の比較(30 層)



(a) MRF30-0.20

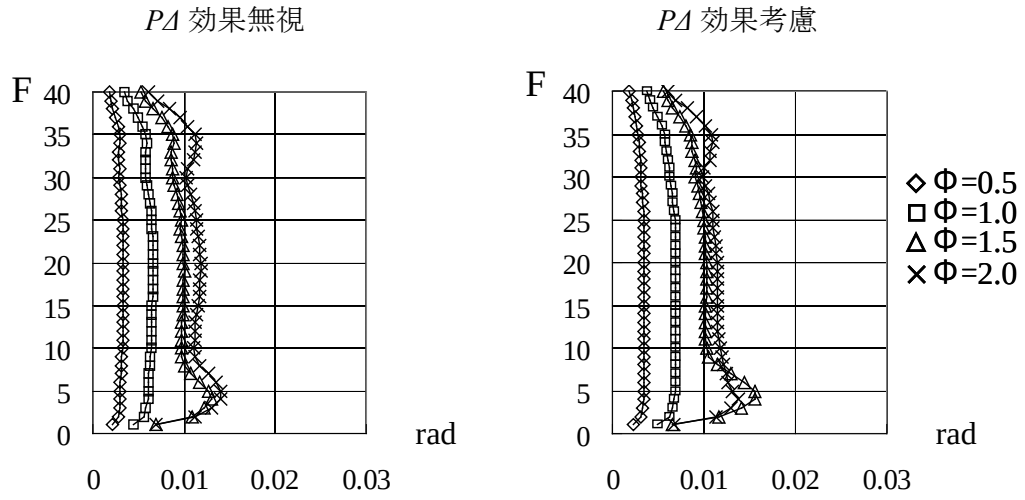


(b) MRF30-0.30

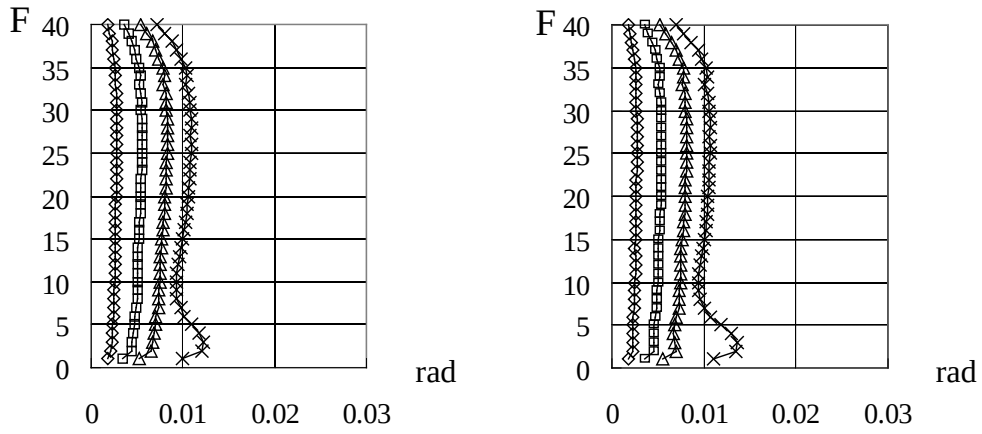


(c) MRF30-0.40

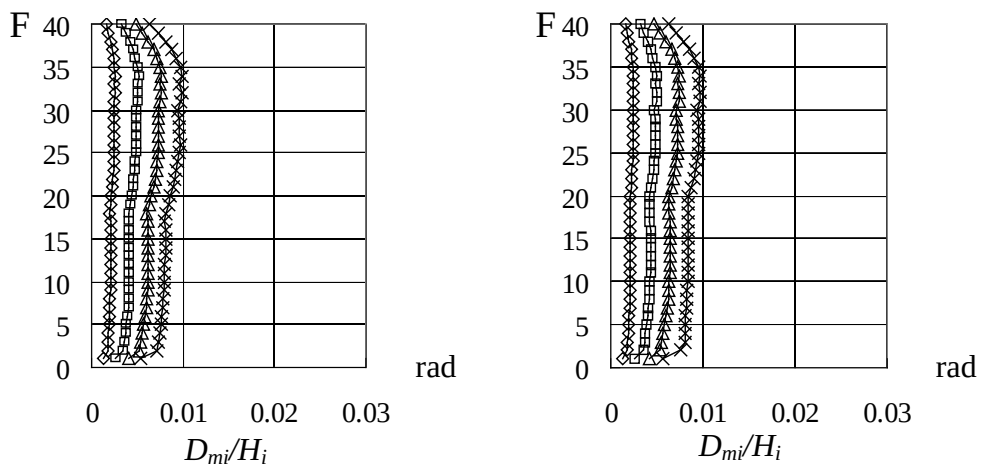
図 4.18 Taft EW 波に対する最大層間変形の最大値の変化(30 層)



(a) MRF40-0.20

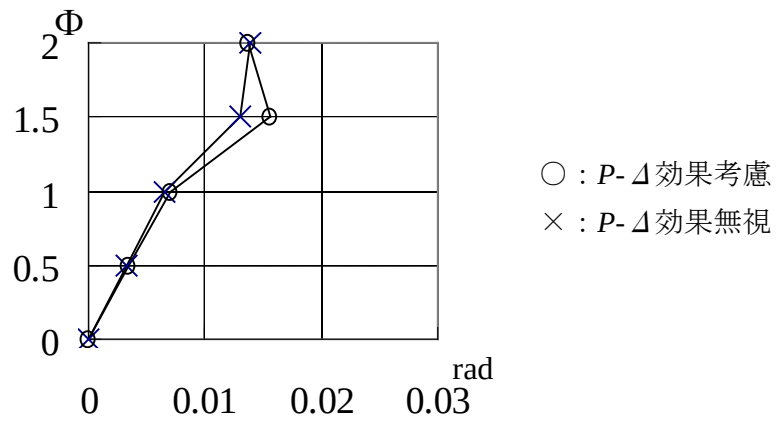


(b) MRF40-0.30

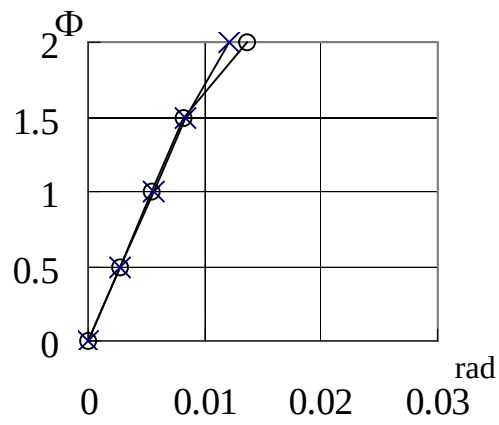


(c) MRF30-0.40

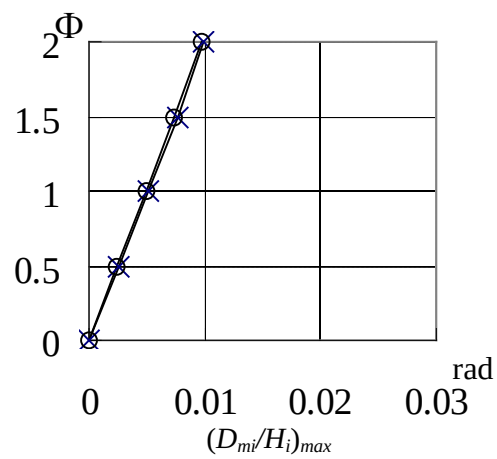
図 4.19 Taft EW 波に対する最大層間変形の比較(40 層)



(a) MRF40-0.20

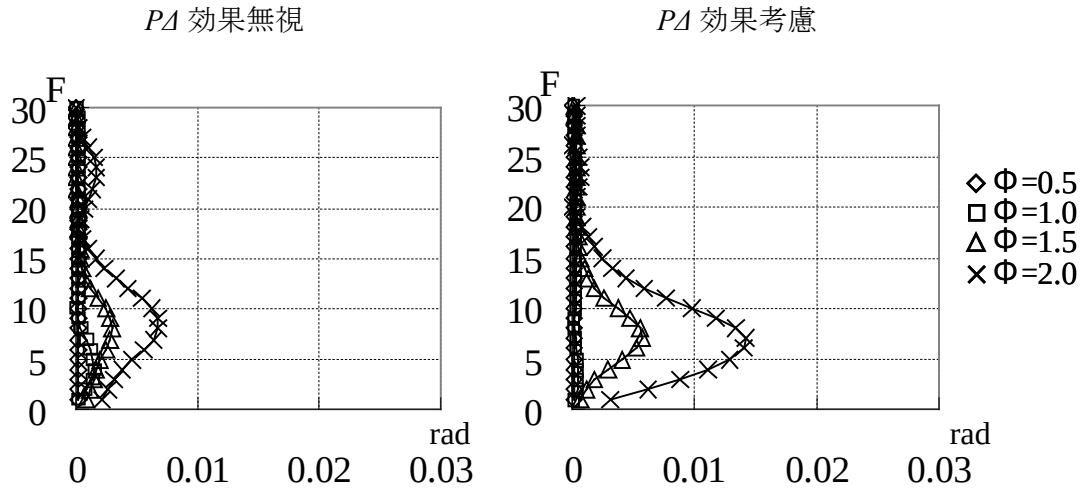


(b) MRF40-0.30

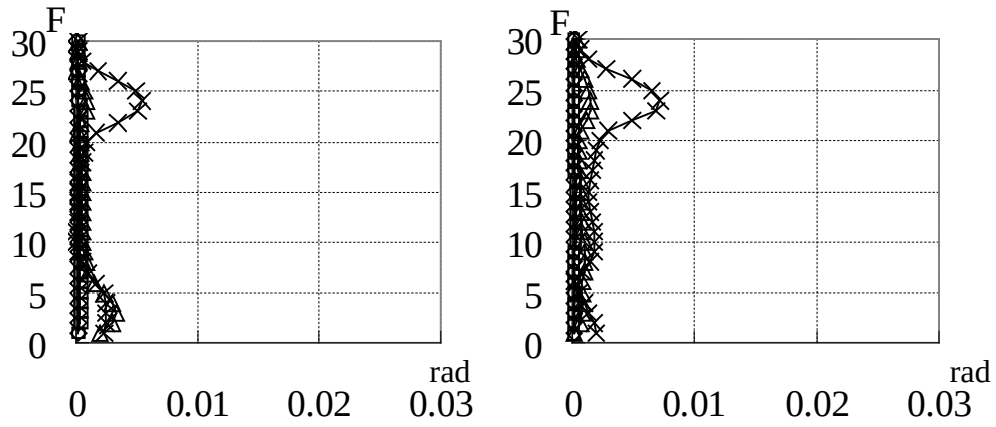


(c) MRF40-0.40

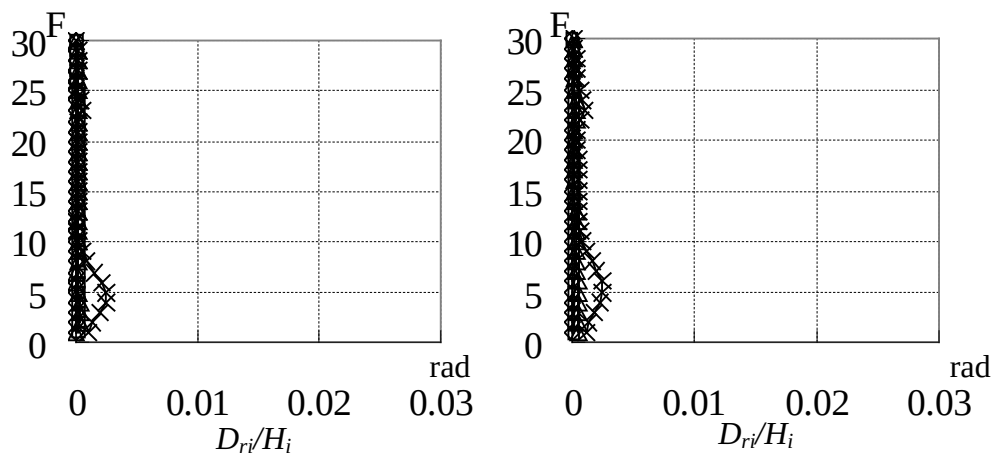
図 4.20 Taft EW 波に対する最大層間変形の最大値の変化(40 層)



(a) MRF30-0.20

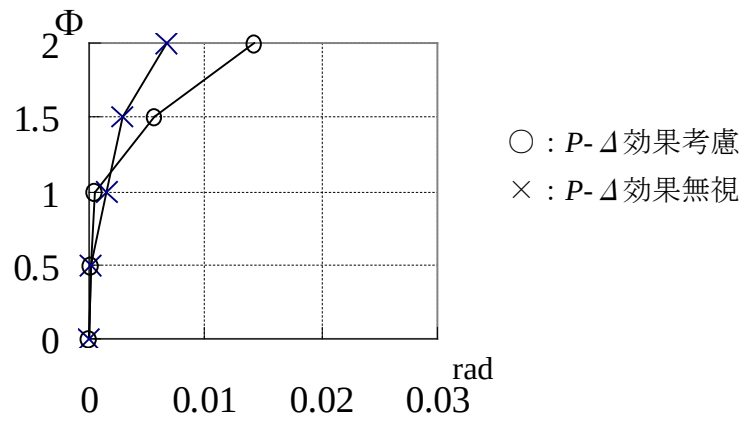


(b) MRF30-0.30

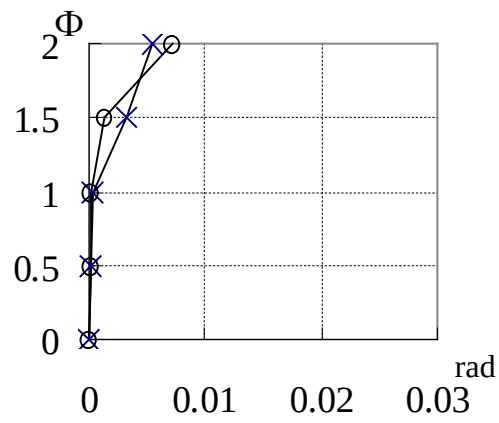


(c) MRF30-0.40

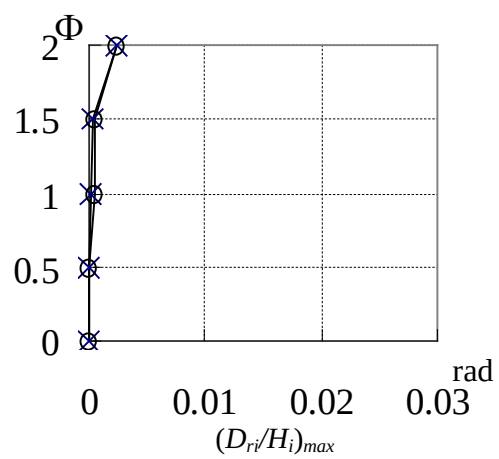
図 4.21 Taft EW 波に対する残留層間変形の比較(30 層)



(a) MRF30-0.20

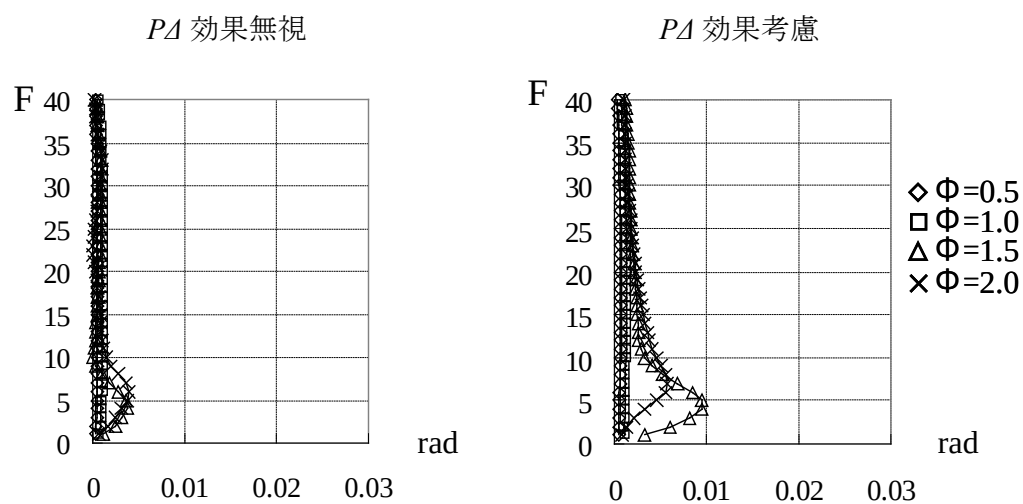


(b) MRF30-0.30

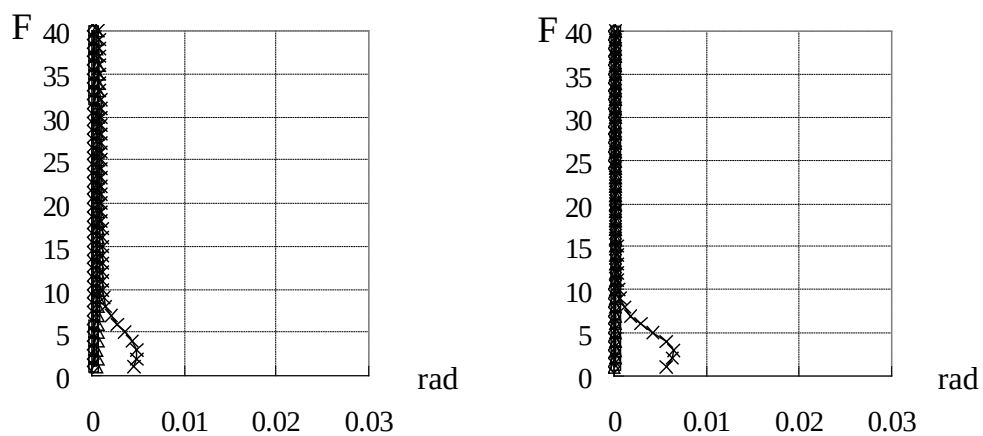


(c) MRF30-0.40

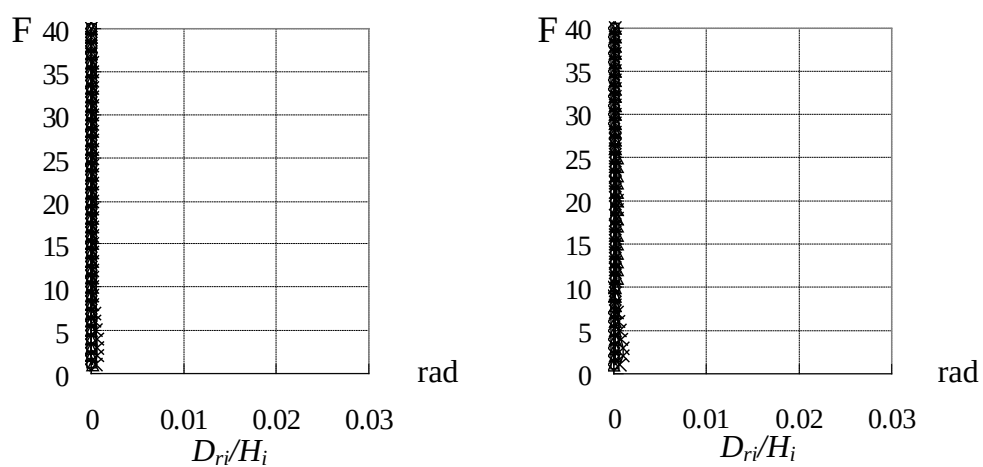
図 4.22 Taft EW 波に対する残留層間変形角の最大値の変化(30 層)



(a) MRF40-0.20

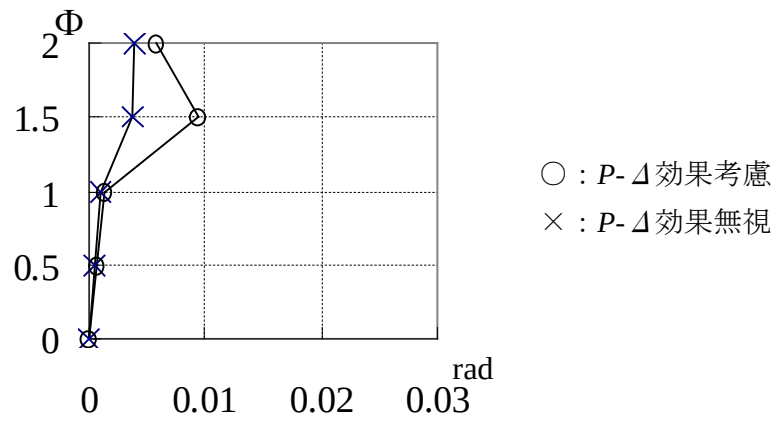


(b) MRF40-0.30

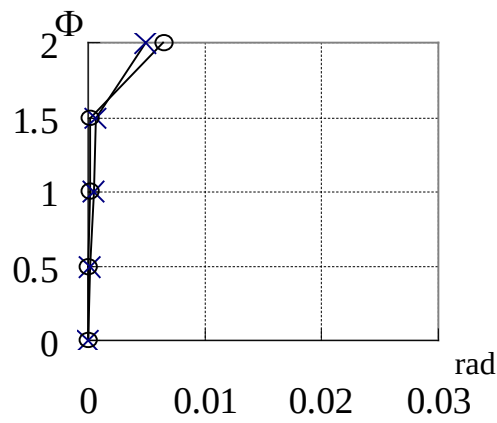


(c) MRF40-0.40

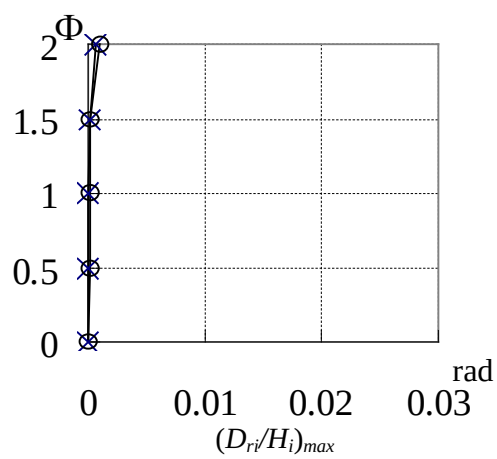
図 4.23 Taft EW 波に対する残留層間変形の比較(40 層)



(a) MRF40-0.20



(b) MRF40-0.30



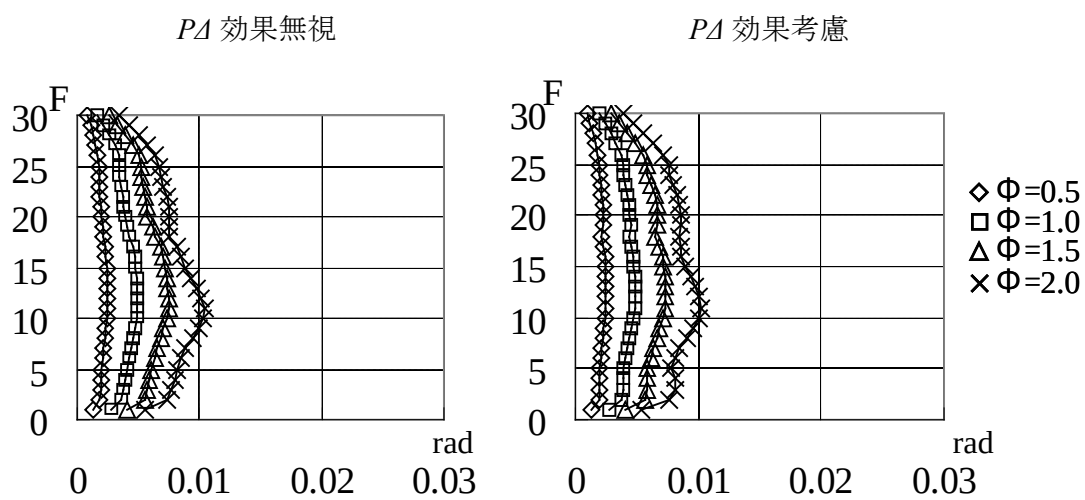
(c) MRF40-0.40

図 4.24 Taft EW 波に対する残留層間変形の最大値の変化(40 層)

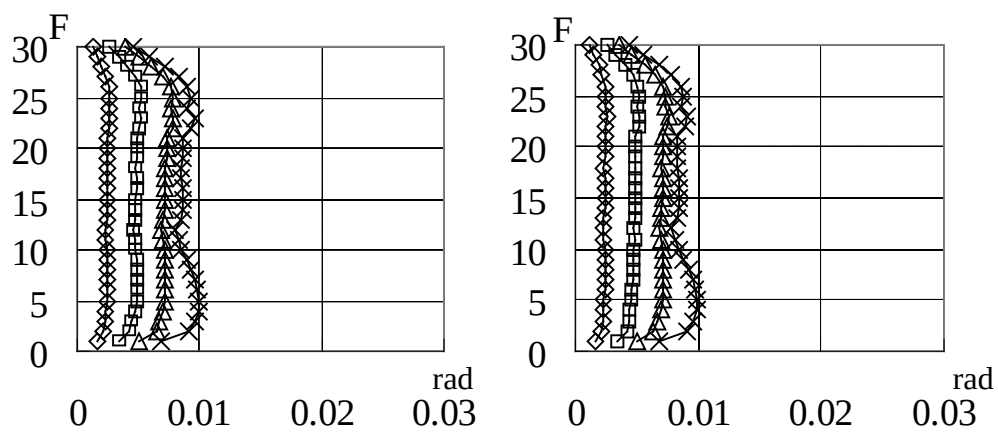
(c) Hachinohe NS 波

Hachinohe NS 波に対する応答を図 4.25~32 に示す。 Hachinohe NS 波に対する観察事項は以下の通りである。

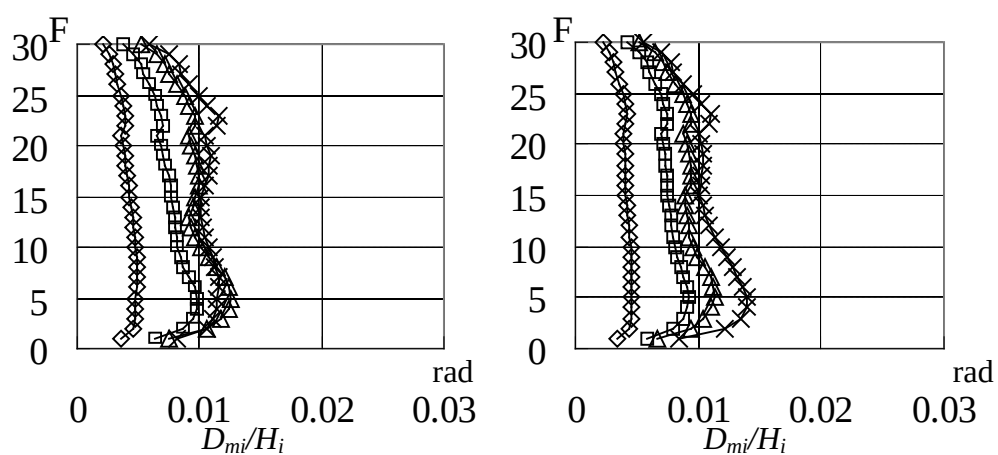
- 1) 柱の塑性ヒンジ分布 : PGV を 75cm/sec 以上に増幅させると, MRF30-0.40 の第 2 層の外柱の柱脚に塑性ヒンジが形成された。
- 2) 設計クライテリアとの対応 : PA 効果を見捨てて時刻歴応答解析を行った場合の最大層間変形角が, レベル 1 とレベル 2 のいずれの場合にも, 当時の設計クライテリアを満足している。
- 3) 地震動のレベルと応答の関係 : 最大層間変形角はレベルの増幅と共にほぼ線形に増加した。一方, 残留層間変形角は MRF40-0.20 と MRF40-0.30 以外にはほぼ生じなかった。MRF40-0.20 と MRF40-0.30 については, 残留層間変形角は $PGV=75\text{cm/sec}$ 以上の範囲においてほぼ線形に増加している。
- 4) PA 効果による応答の差異 : 最大層間変形角と残留層間変形角について, PGV を 100cm/s まで増幅させても PA 効果による顕著な応答の差異が現れなかった。
- 5) 同じレベルの地震動に対する各 Model の応答の比較 : 最大層間変形角において, PA 効果を見捨てて時刻歴応答解析を行った場合, 同じレベルに増幅した波に対して 30 層のモデルについては C_0 の値が下がるほど, 40 層のモデルについては C_0 の値が上がるほど PGV に対する残留変形の最大値が低減する傾向が現れた。残留層間変形角についてはほぼ生じないが, MRF40-0.20 には $PGV=75\text{cm/sec}$ 以上の範囲において生じ始める。



(a) MRF30-0.20

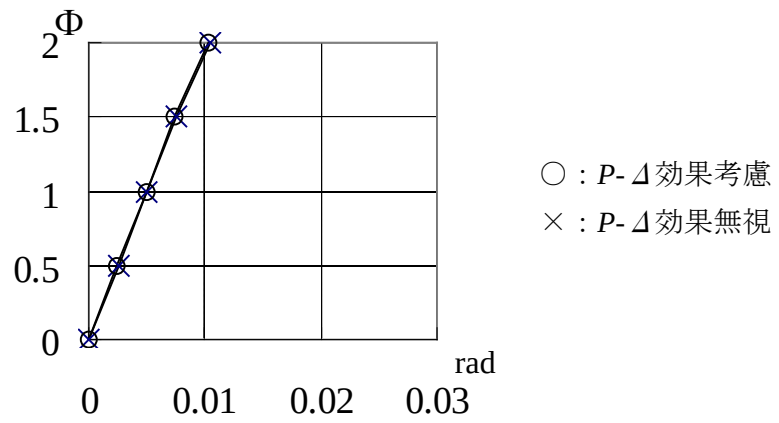


(b) MRF30-0.30

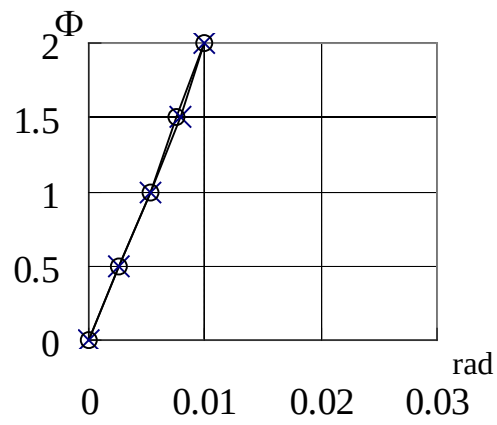


(c) MRF30-0.40

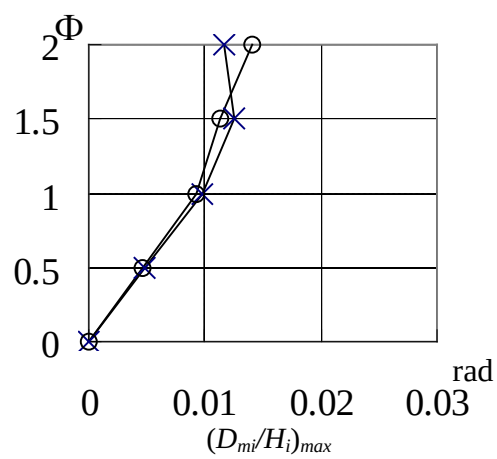
図 4.25 Hachinohe NS 波に対する最大層間変形の比較(30 層)



(a) MRF30-0.20

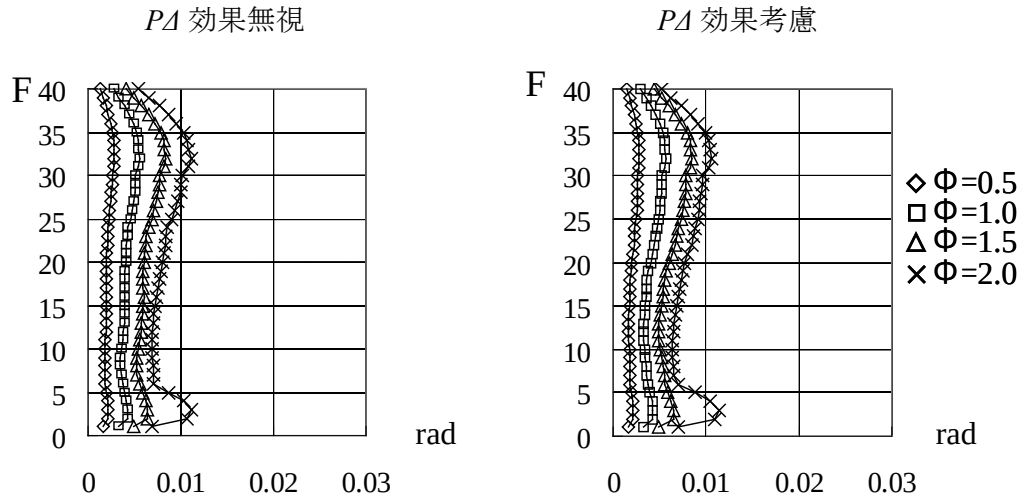


(b) MRF30-0.30

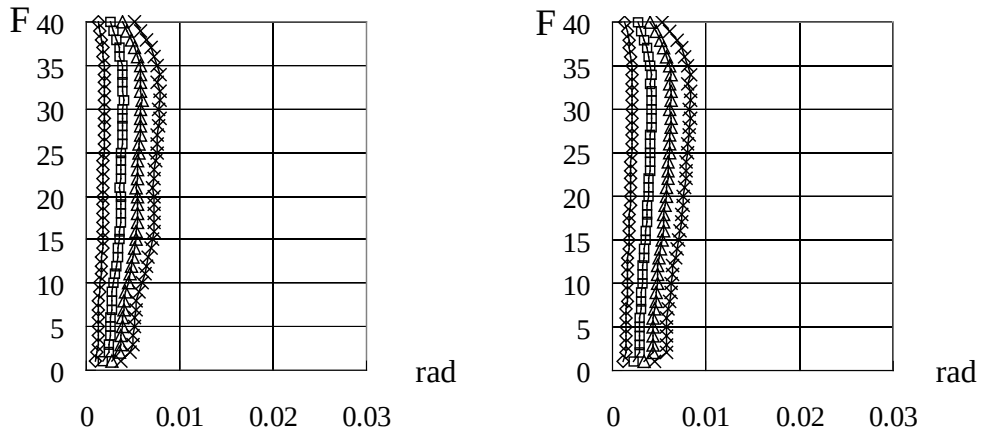


(c) MRF30-0.40

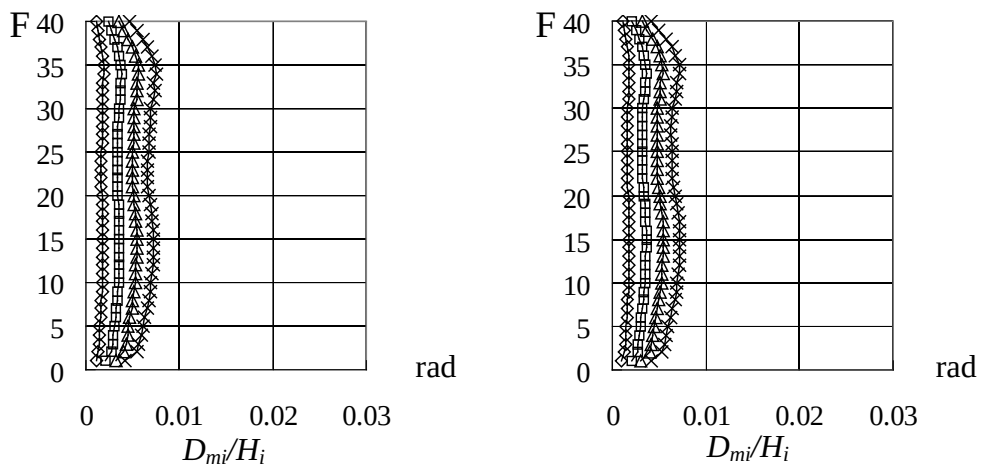
図 4.26 Hachinohe NS 波に対する最大層間変形の最大値の変化(30 層)



(a) MRF40-0.20

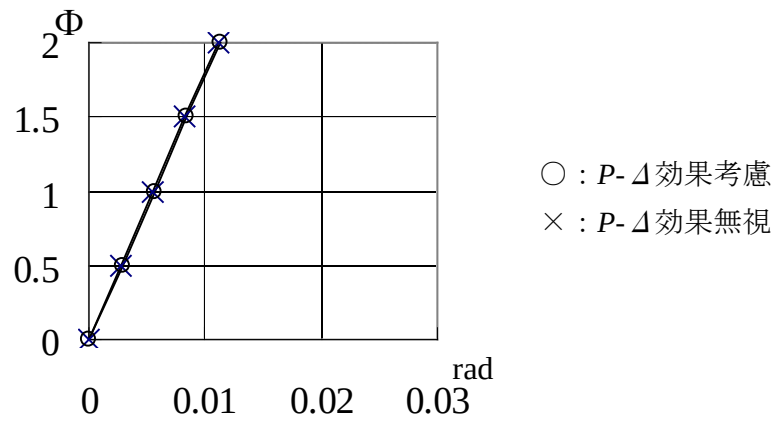


(b) MRF40-0.30

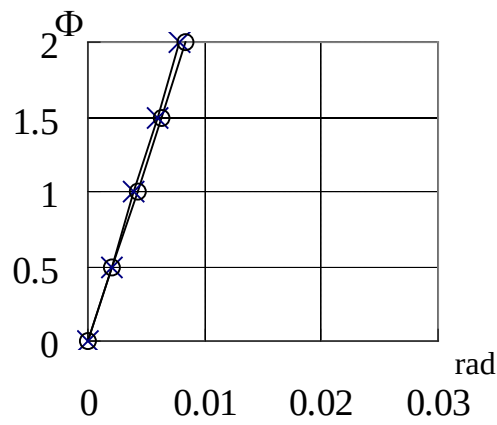


(c) MRF30-0.40

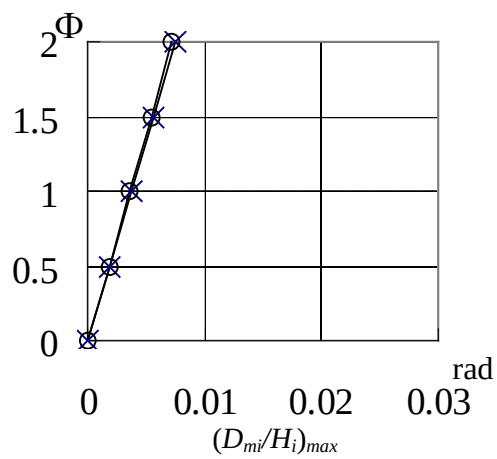
図 4.27 Hachinohe NS 波に対する最大層間変形の比較(40 層)



(a) MRF40-0.20

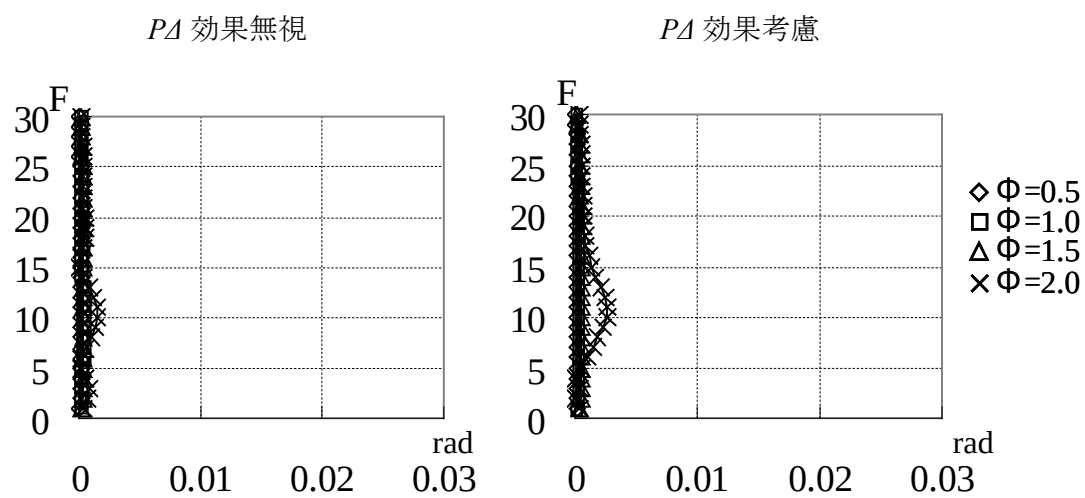


(b) MRF40-0.30

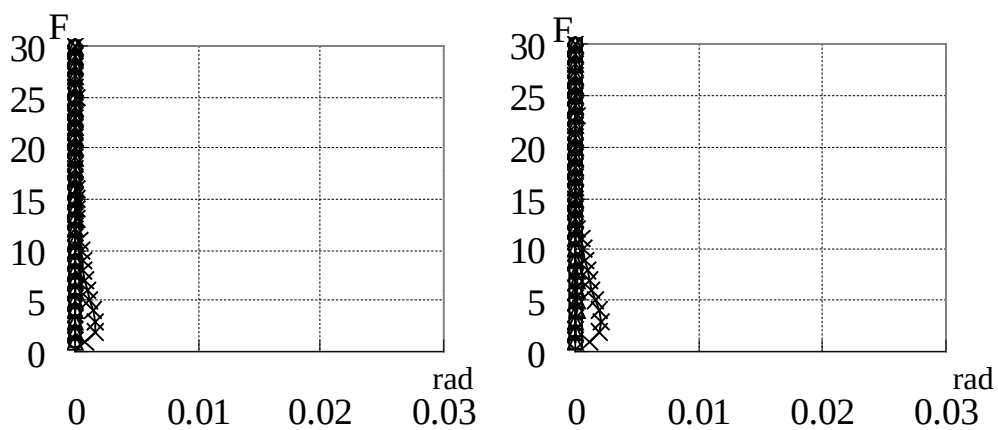


(c) MRF40-0.40

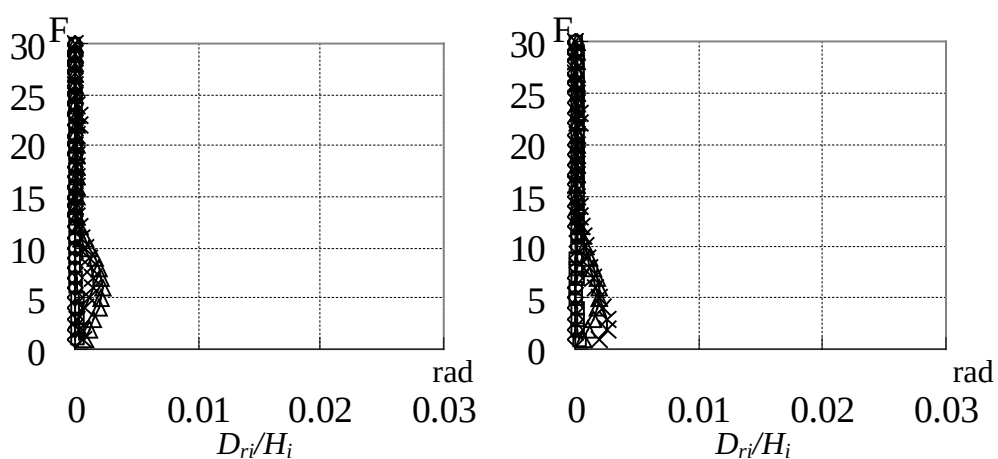
図 4.28 Hachinohe NS 波に対する最大層間変形の最大値の変化(40 層)



(a) MRF30-0.20

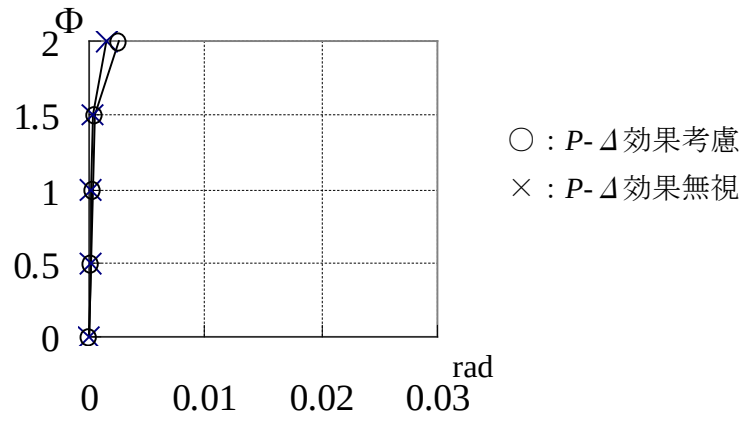


(b) MRF30-0.30

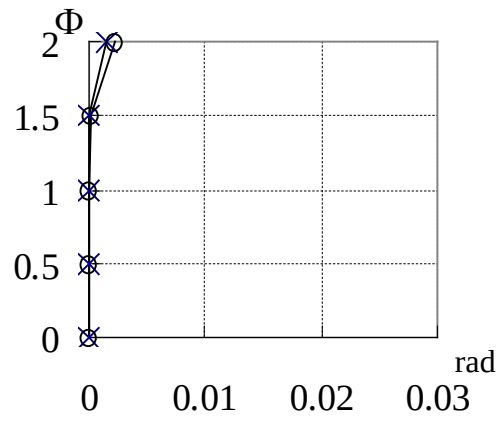


(c) MRF30-0.40

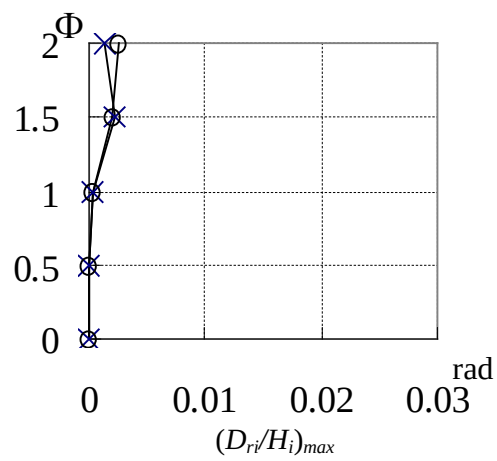
図 4.29 Hachinohe NS 波に対する残留層間変形の比較(30 層)



(a) MRF30-0.20

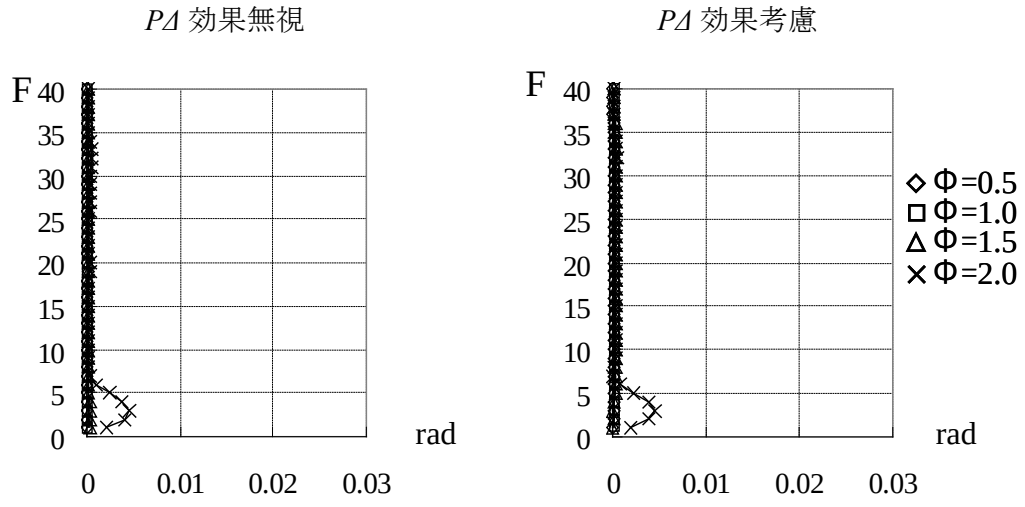


(b) MRF30-0.30

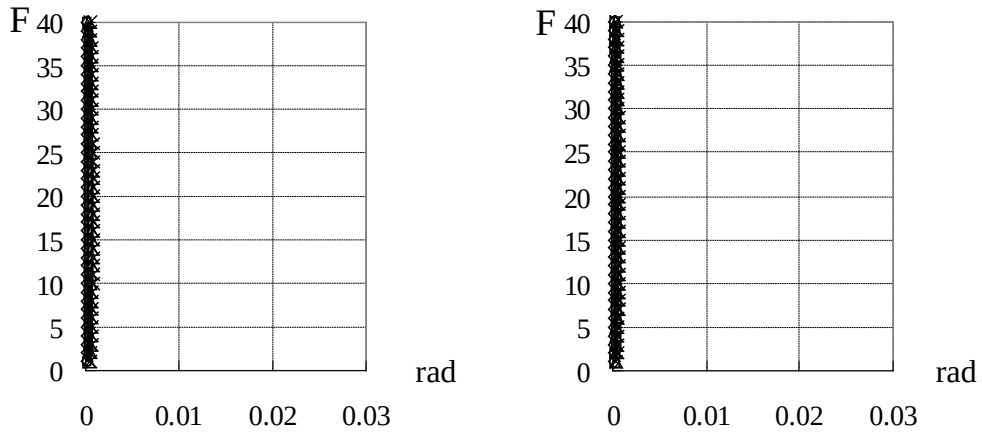


(c) MRF30-0.40

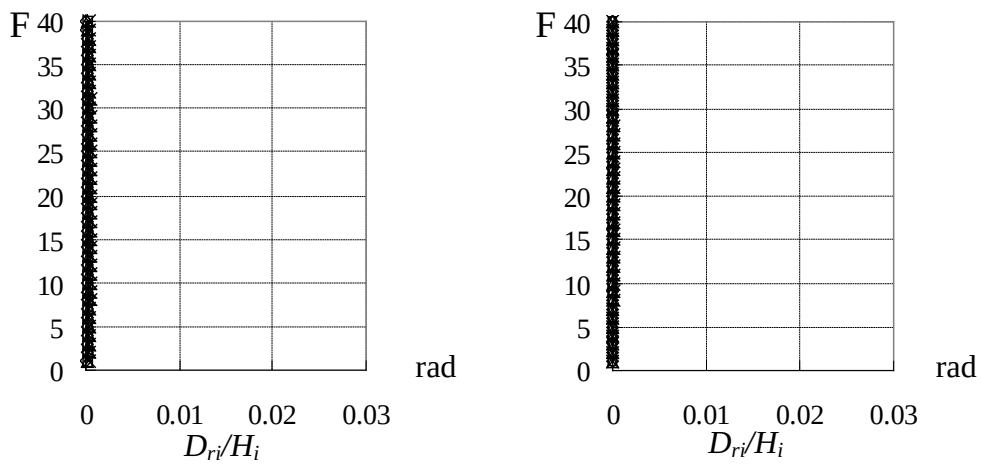
図 4.30 Hachinohe NS 波に対する残留層間変形角の最大値の変化(30 層)



(a) MRF40-0.20

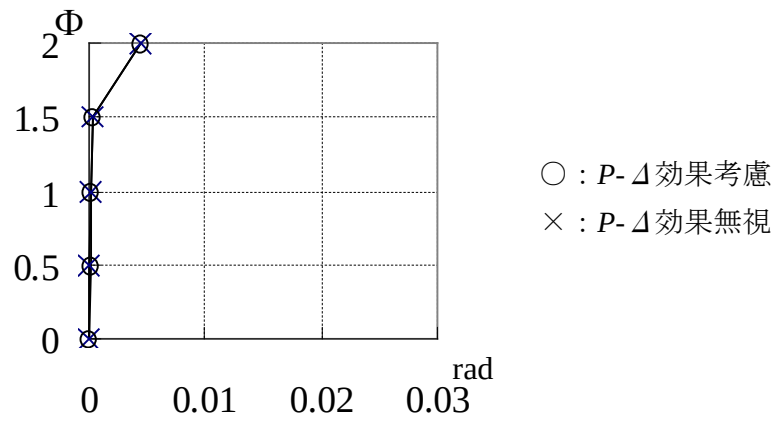


(b) MRF40-0.30

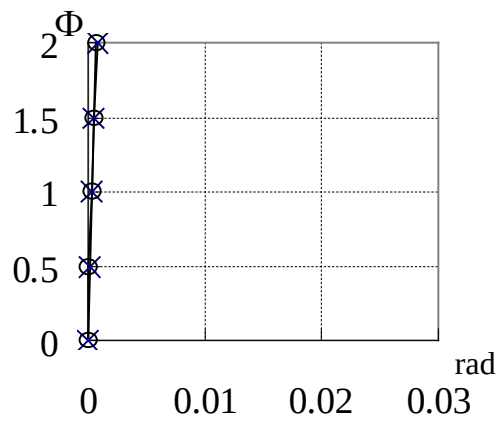


(c) MRF30-0.40

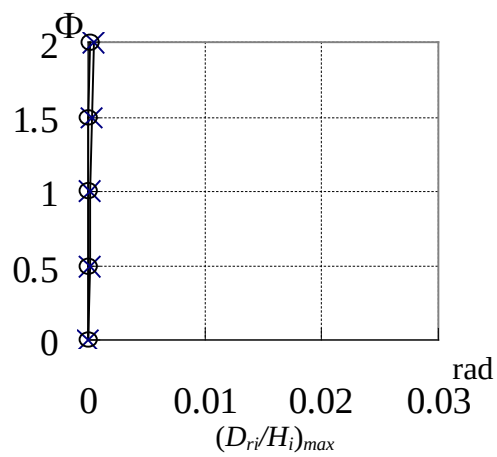
図 4.31 Hachinohe NS 波に対する残留層間変形の比較(40 層)



(a) MRF40-0.20



(b) MRF40-0.30



(c) MRF40-0.40

図 4.32 Hachinhe NS 波に対する残留層間変形の最大値の変化(40 層)

(d) まとめ

本節の標準的既往波に対する動的増分解析結果からの主な観察事項は、以下のようにまとめられる。

- 1) PA 効果の考慮の有無による応答の差異：ほとんどの場合で、層間変形角に PA 効果の考慮の有無による顕著な差は観察されなかった。だが、Taft EW 波の PGV を 75cm/s 以上に増幅した場合は MRF30-0.20 と MRF40-0.20 において PA 効果の考慮の有無による差異が多少現れた。
- 2) 柱の塑性化：ほとんどの場合で、レベル 2 の標準的既往波の下で第一層柱脚以外に塑性ヒンジは形成されなかった。
- 3) 最大層間変形角：標準既往波を PGV=100cm/sec まで増幅させた場合でも、超高層純ラーメンの最大層間変形角は PA 効果の考慮有無に関係せずに最大 0.015rad 程度であった。これは、30 層や 40 層の超高層建物の固有周期では入力がいいためであると考えられる。
- 4) 残留変形角：残留変形角については、 PA 効果の影響やモデルによる差異がほとんど見られなかった。Taft EW 波以外にはほとんど残留変形角が生じなかった。

4.5 想定長周期地震動に対する解析

本節では、文献[2]において想定長周期地震動に対する超高層鋼構造建物の応答の検討に用いられた長周期地震動の中で、本章と同様の超高層モデルで大きな応答が観察された KK-WOS EW 波[17]に対する時刻歴応答解析を行う。

表 4.7 長周期地震動の概要

地震動	継続時間(s)	主要動(s)	PGA(cm/s ²)	PGV(cm/s)	卓越周期(s)
KK-WOS EW	297	179	69.3	24.8	4.7

(a) 最大応答と残留応答

PA 効果を考慮する場合としない場合の KK-WOS EW 波に対する応答結果の比較を図 4.33~図 4.34 に示す。これらの図からの主な観察事項は以下の通りである。

- 1) PA 効果の考慮の有無による応答の差異： PA 効果の考慮の有無により応答に顕著な差が見られた MRF30-0.20 と MRF40-0.30 の KK-WOS EW 波に対する応答の場合、応答の差異は特に下層部で大きい。
- 2) 柱の塑性化： PA 効果による顕著な応答の差異が下層部で見られた MRF30-0.20 と MRF40-0.30 の KK-WOS EW 波に対する応答の場合では、第一層柱脚以外の柱にも塑性ヒンジが発生した。
- 3) 最大層間変形角：KK-WOS EW 波に対する応答では特に低層部において 0.03rad を大きく超える最大層間変形角が観察される。特に MRF30-0.20 では、変形により極めて大きな県警が生じ解析が途中で停止した。
- 4) 残留層間変形角：残留層間変形角については、KK-WOS EW 波の場合は MRF30-0.20 と MRF40-0.30 で PA 効果を考慮した場合のみ、下層部において 0.03rad を超える残留層間変形角が観察される。

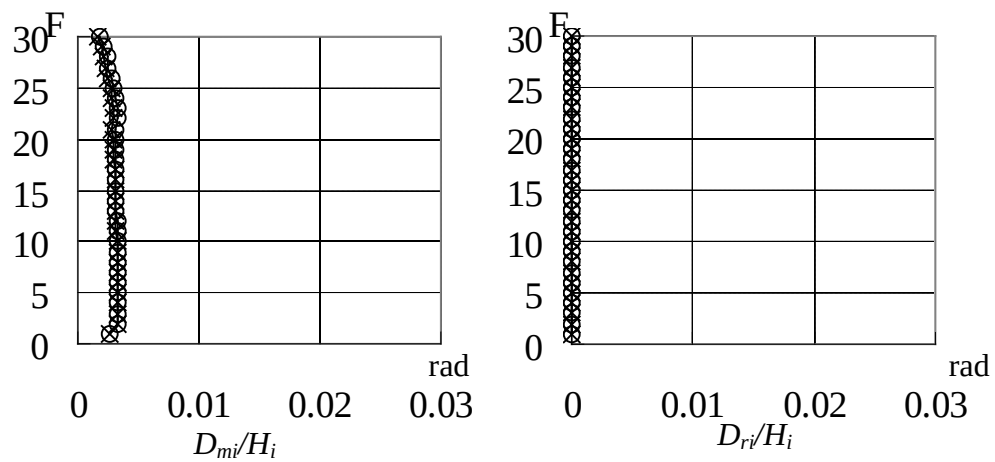
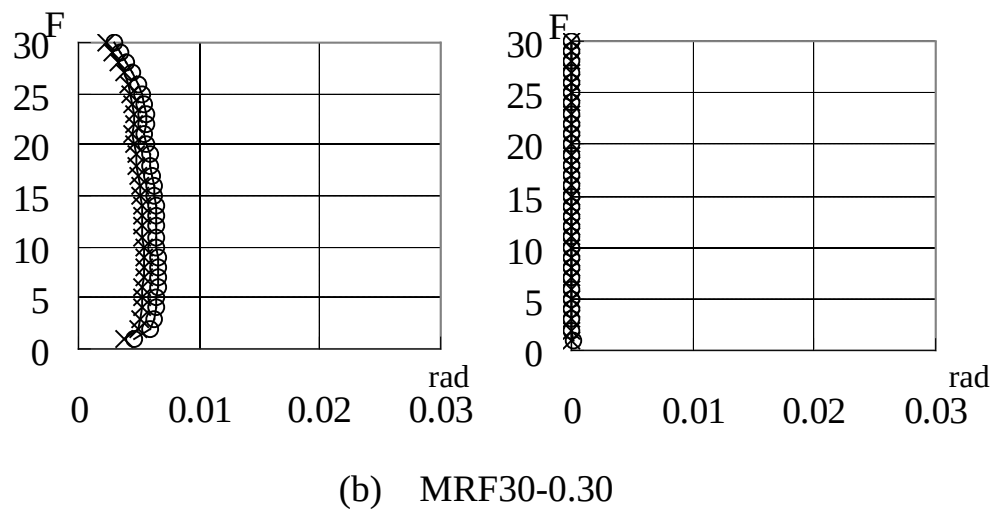
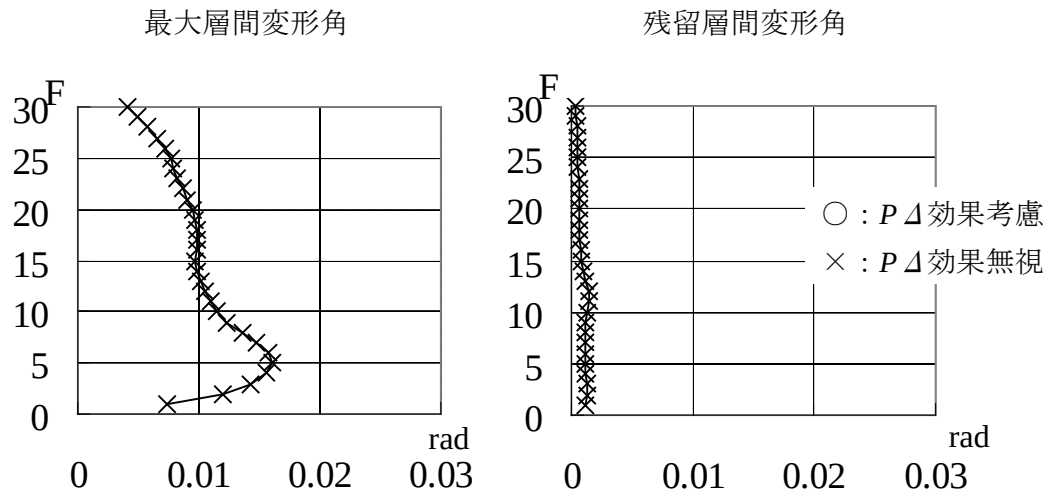
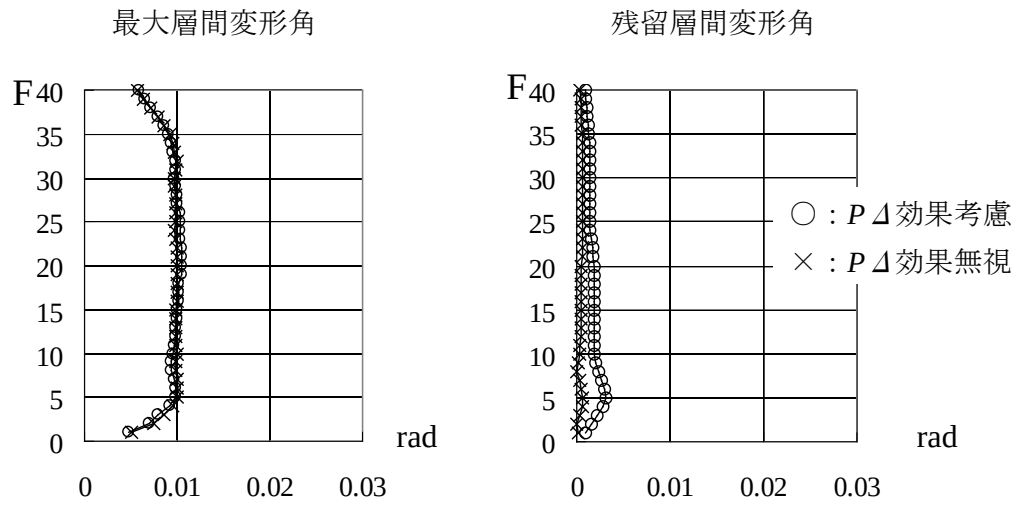
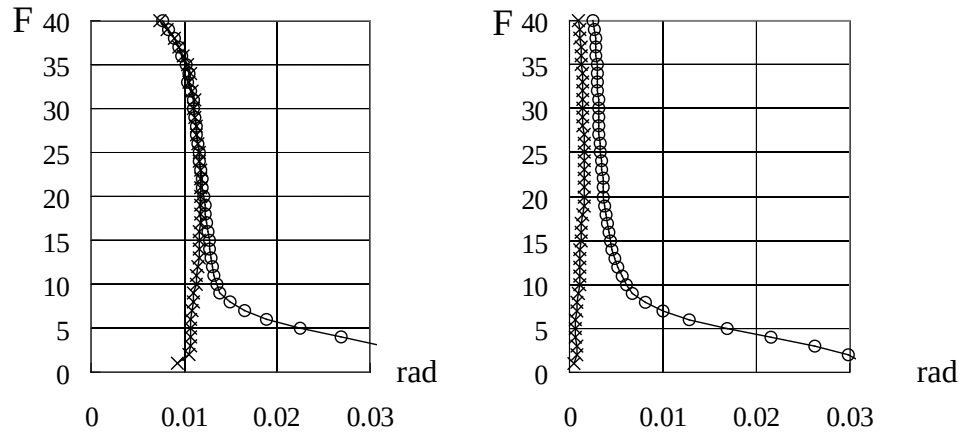


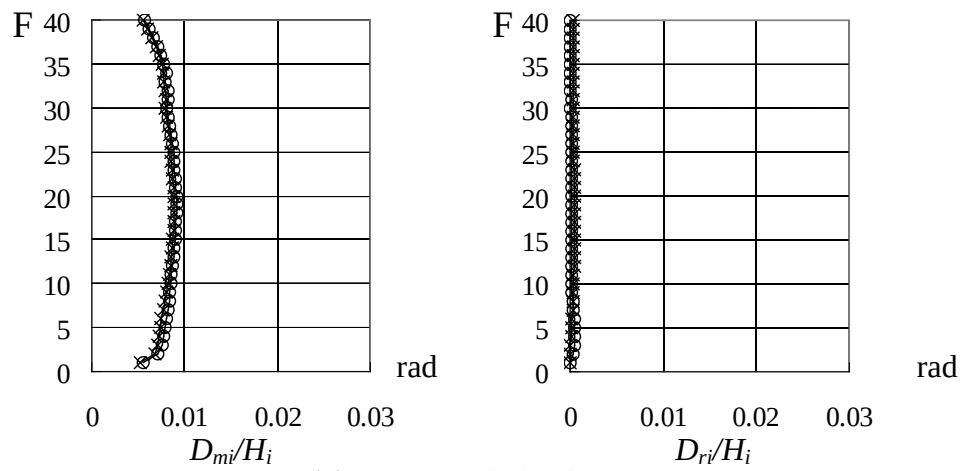
図 4.33 KK-WOS EW 波に対する応答(30 層)



(a) MRF40-0.20



(b) MRF40-0.30

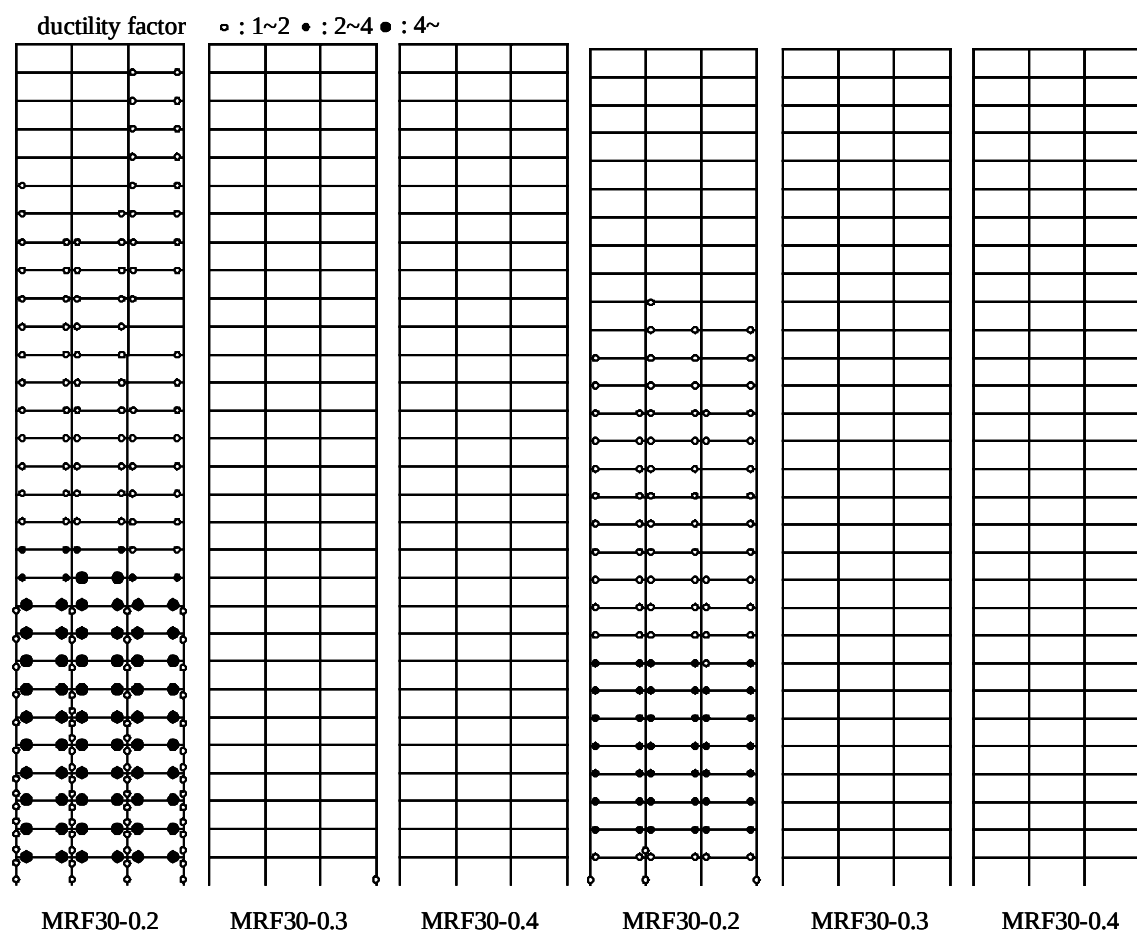


(c) MRF40-0.40

図 4.34 KK-WOS EW 波に対する応答(40 層)

(b) 塑性ヒンジの分布

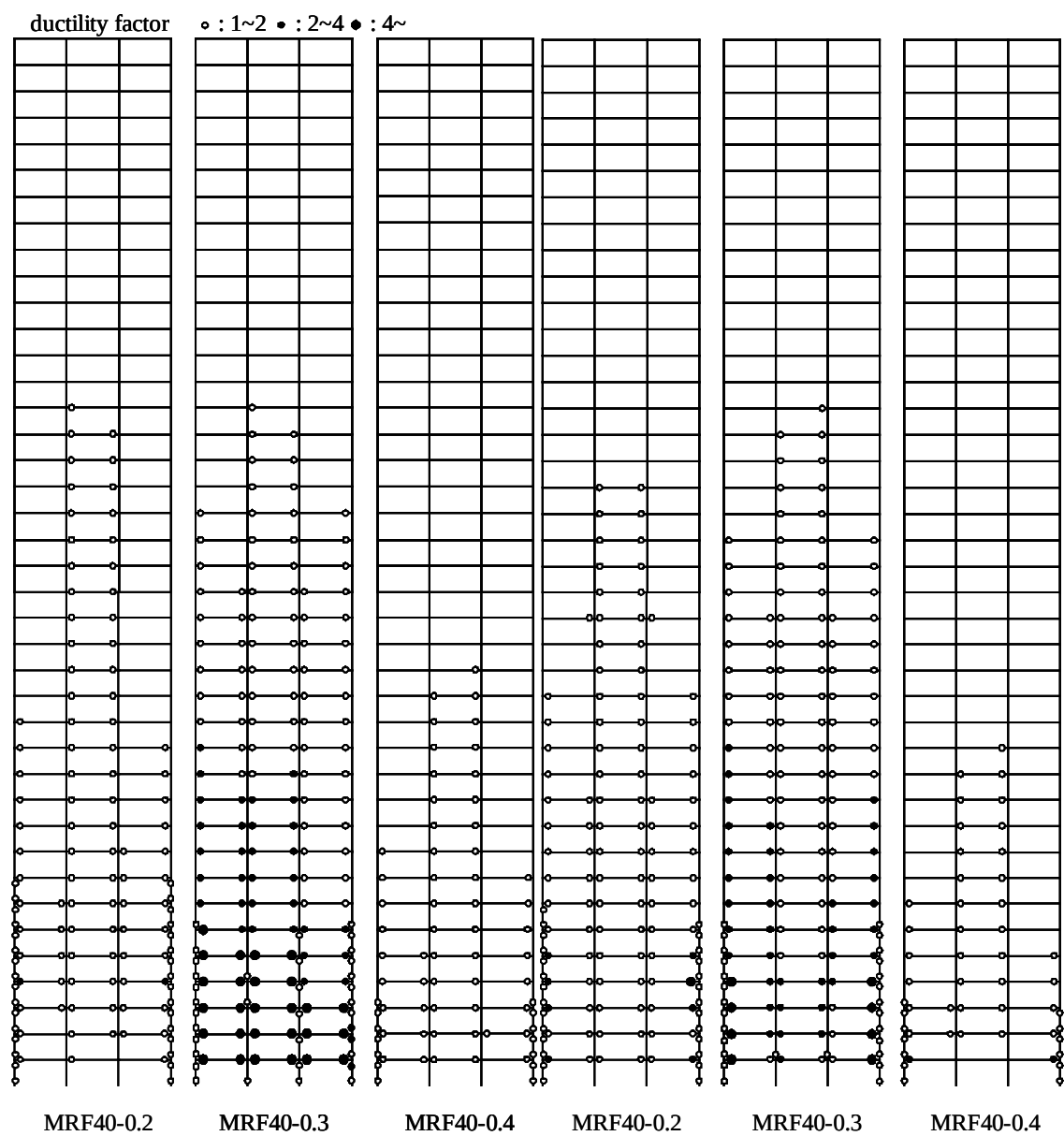
KK-WOS EW 波に対する応答における塑性ヒンジの分布について検討を行い、図 4.35~36 に各塑性ヒンジにおける最大塑性率の分布を示す。図 4.37~38 は各塑性ヒンジが吸収したエネルギー量の分布を示す。各モデルの下の数値は総エネルギー吸収量である。解析結果によると $P\Delta$ 効果の影響で下層部の梁の塑性ヒンジの塑性率が 4 以上に上がることで、高層化により柱脚以外の柱にも塑性ヒンジが生成することが観察される。



(a) $P\Delta$ 効果考慮

(b) $P\Delta$ 効果無視

図 4.35 KK-WOS EW 波の下での最大塑性率の分布(30 層)



(a) PA 効果考慮

(b) PA 効果無視

図 4.36 KK-WOS EW 波の下での最大塑性率の分布(40 層)

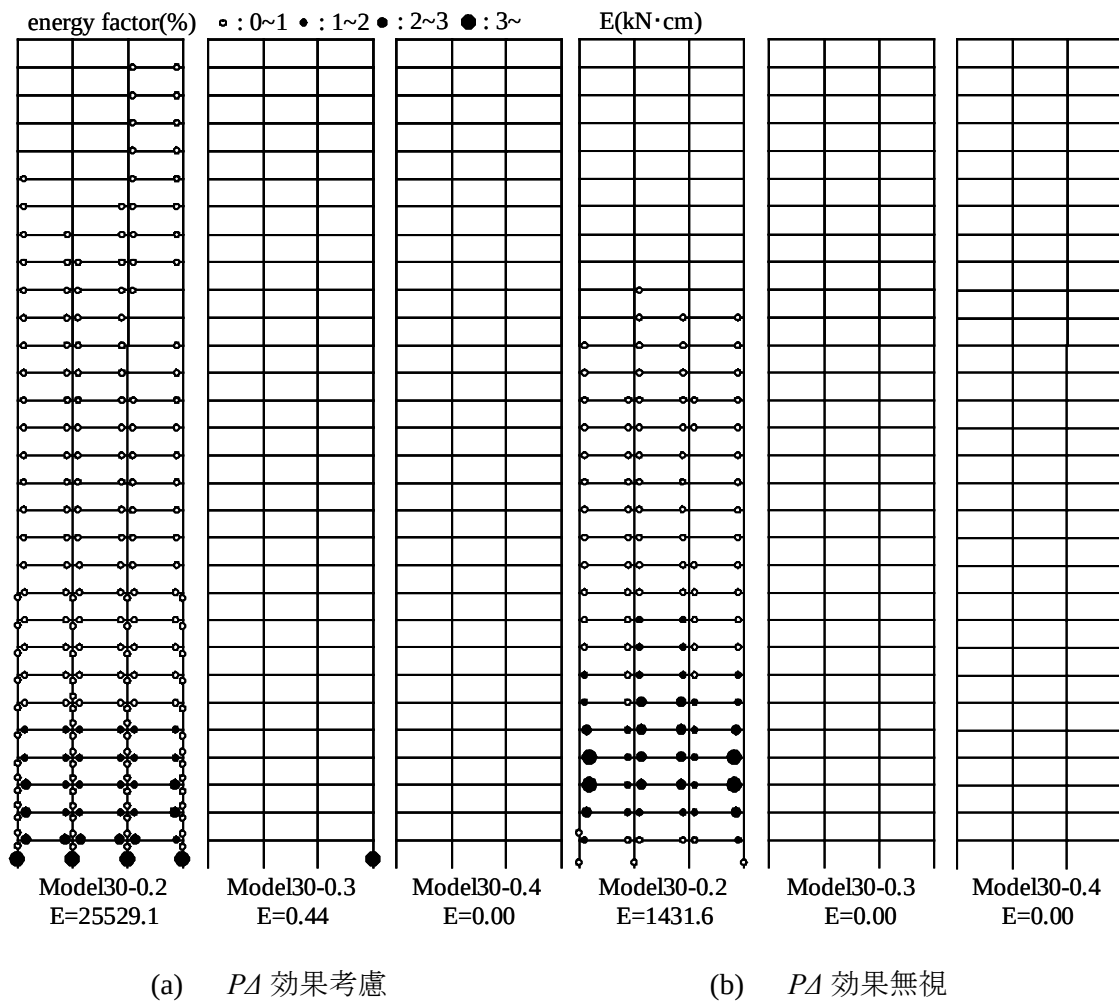
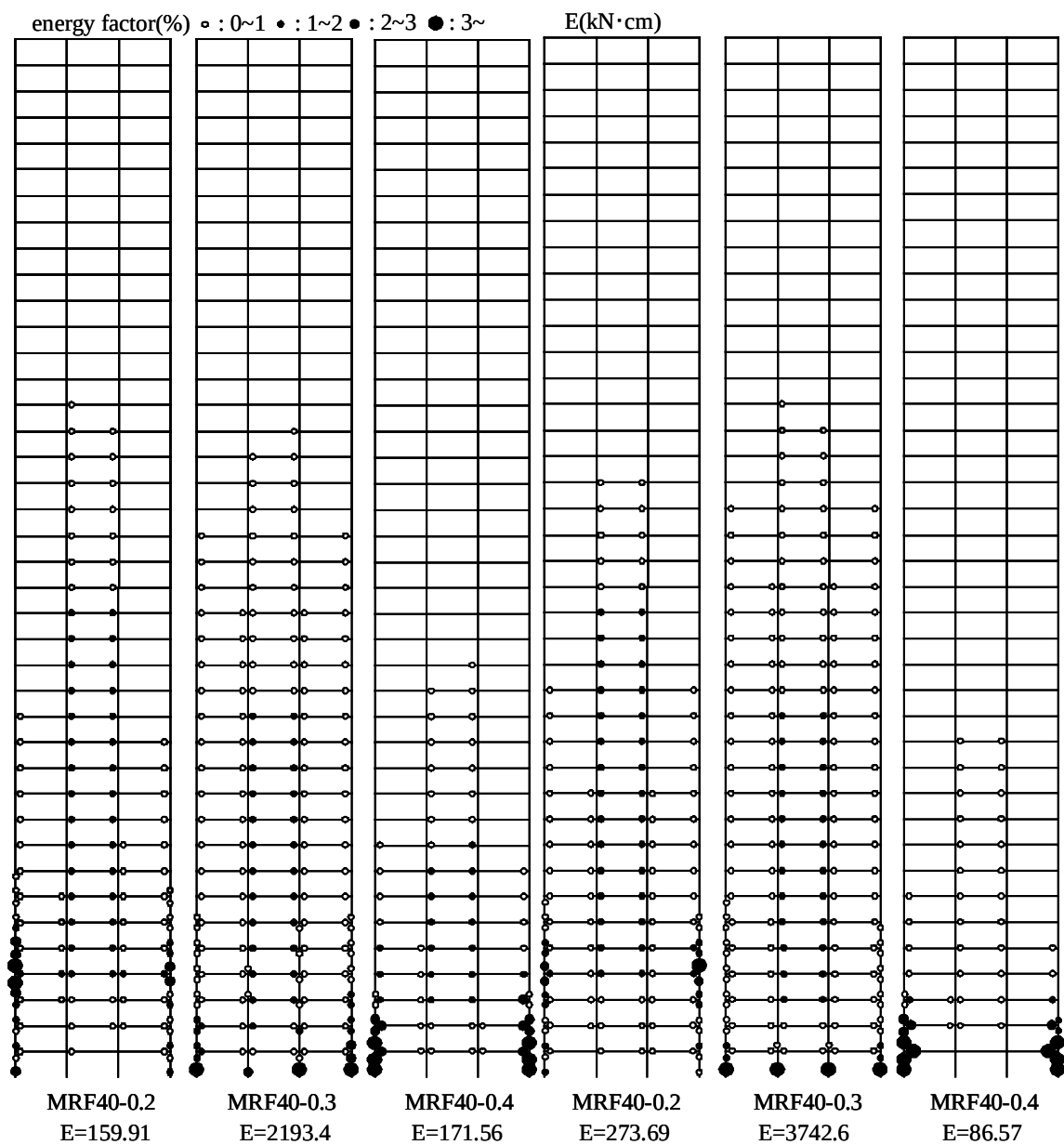


図 4.37 KK-WOS EW 波の下でのエネルギー吸収量の分布(30 層)



(a) $P\Delta$ 効果考慮

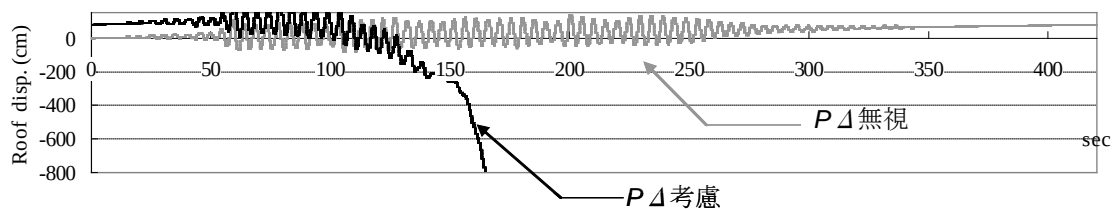
(b) $P\Delta$ 効果無視

図 4.38 KK-WOS EW 波の下でのエネルギー吸収量の分布(40 層)

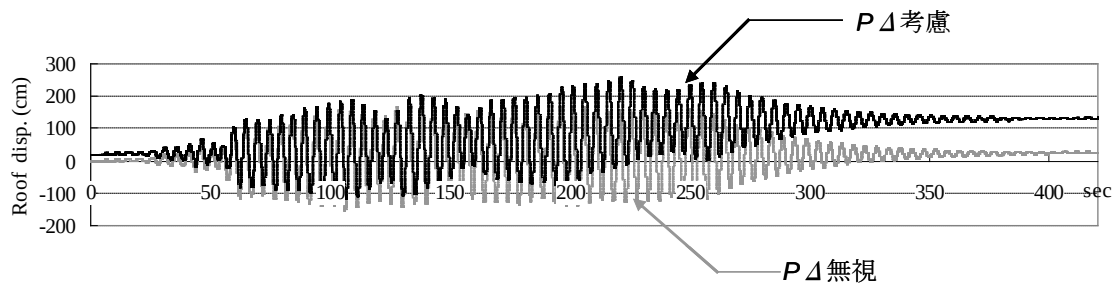
(c) 応答の時刻歴

以下では最大層間変形角に大きな差異が見られた KK-WOS EW に対する MRF30-0.20 と MRF40-0.30 の応答について、変形の時刻歴と復元力特性の面から分析を行う。図 4.39 は屋根水平変位の時刻歴を示す。図 4.40 と図 4.41 は各層の水平変位を 10 秒間隔でプロットした図である。図 4.42 と図 4.43 は、第 5, 10, 15 層の層間変形角の時刻歴を示す。図 4.44 と図 4.45 は対応する層の層せん断力と層間変形角の関係を示す。これらの図では、灰色の線は $P\Delta$ 効果を無視して解析を行った場合の結果を、黒色の線は $P\Delta$ 効果を考慮して解析を行った場合の結果を示す。

KK-WOS EW 波に対するモデル MRF30-0.20 と MRF40-0.30 応答の時刻歴に関する観察事項は以下のようにまとめられる。

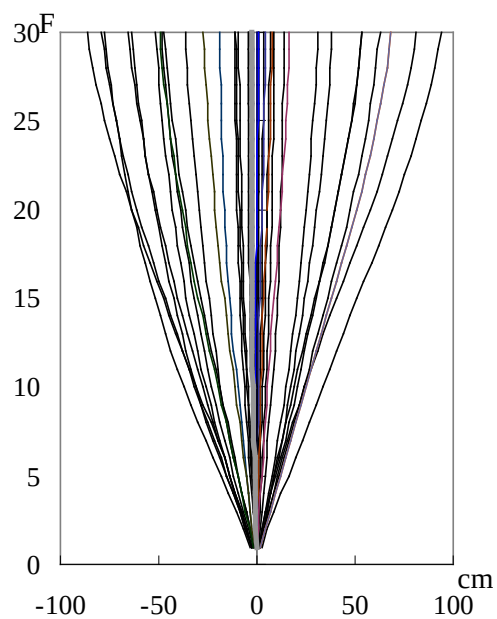


(a) MRF30-0.20

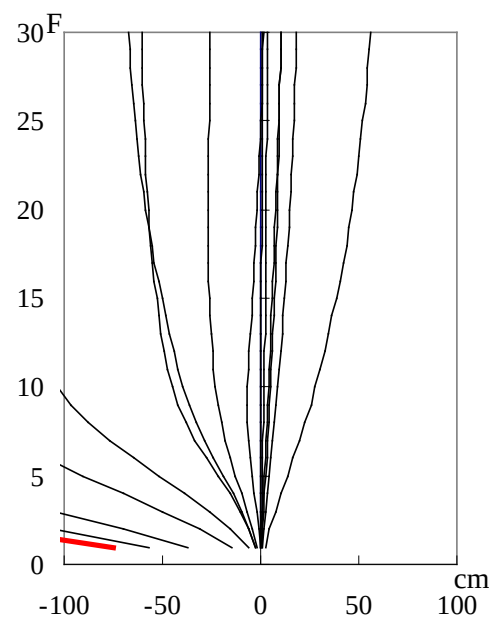


(b) MRF40-0.30

図 4.39 KK-WOS EW に対する屋根水平変位の時刻歴

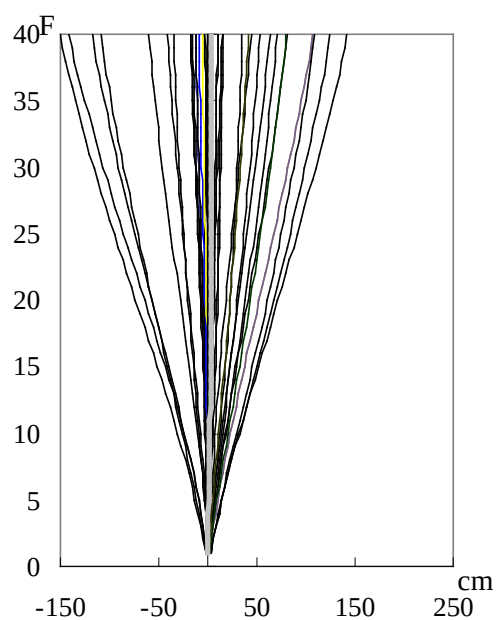


(a) PA 効果無視

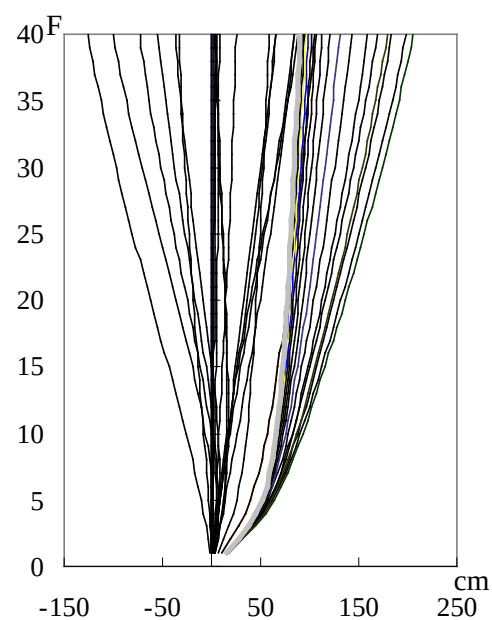


(b) PA 効果考慮

図 4.40 KK-WOS EW に対する MRF30-0.20 の変位 (10 秒間隔)



(a) PA 効果無視



(b) PA 効果考慮

図 4.41 KK-WOS EW に対する MRF40-0.30 の変位 (10 秒間隔)

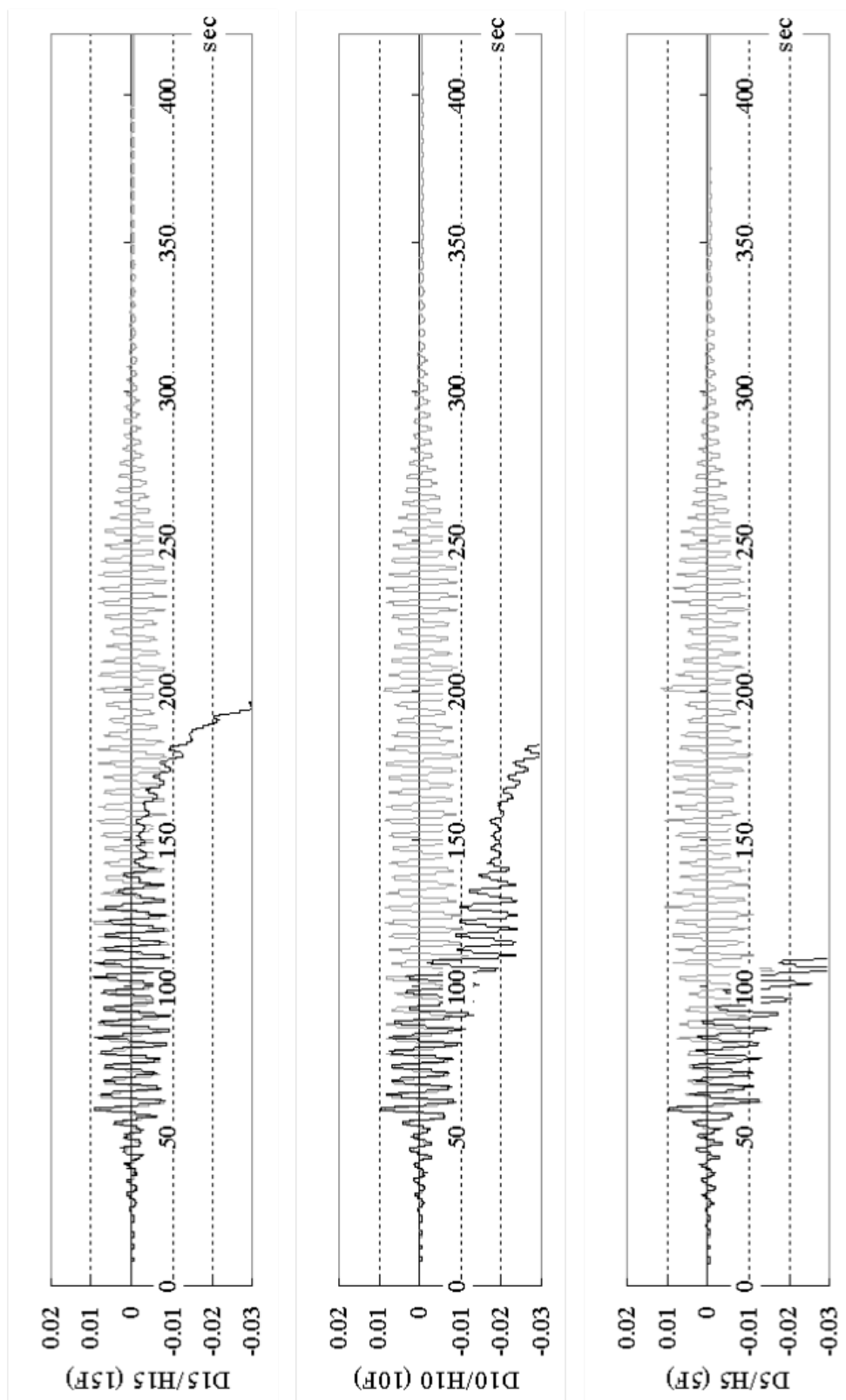


図 4.42 KK-WOS EW に対する MRF30-0.20 の層間変形角の時刻歴

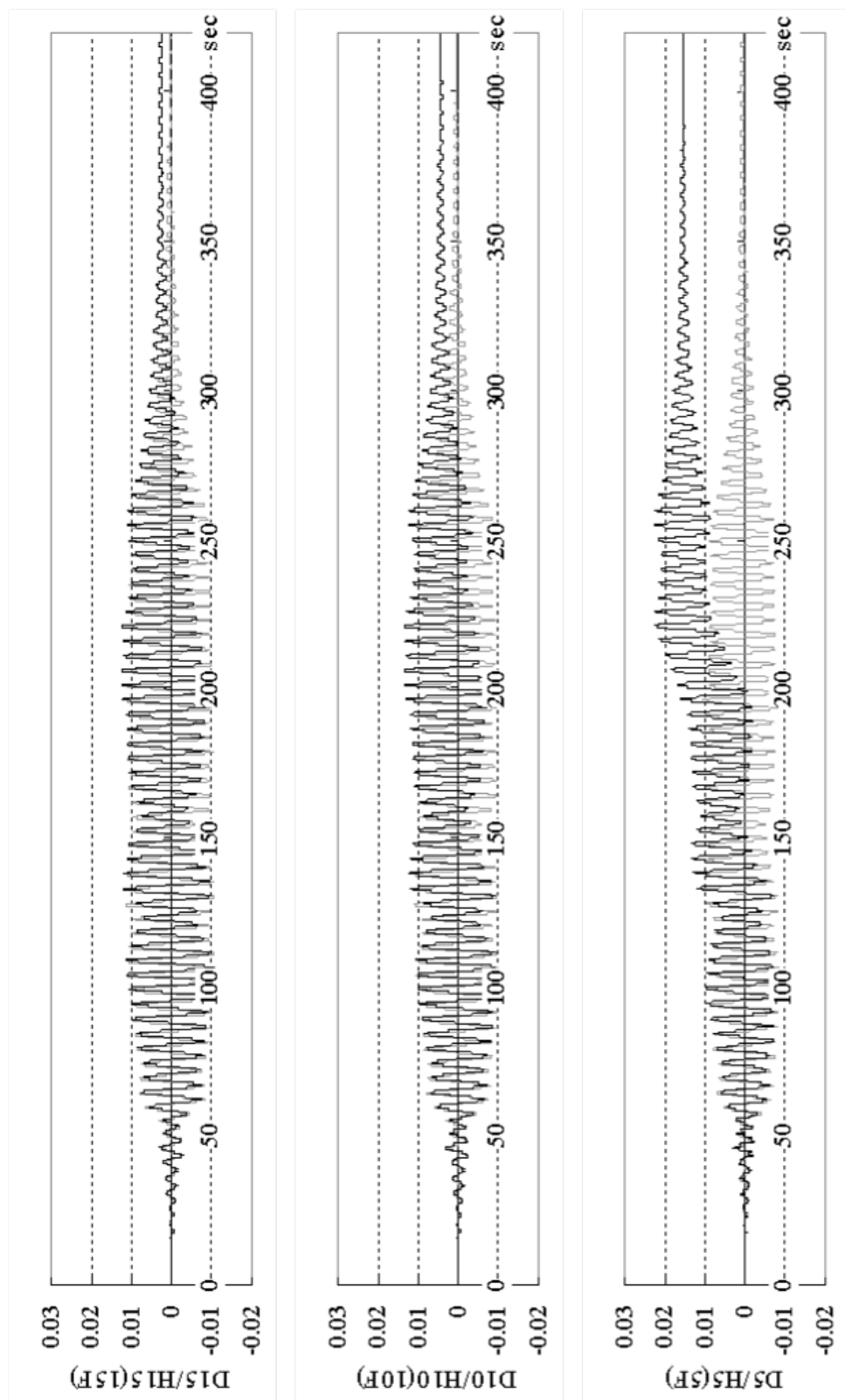


図 4.43 KK-WOS EW に対する MRF40-0.30 の層間変形角の時刻歴

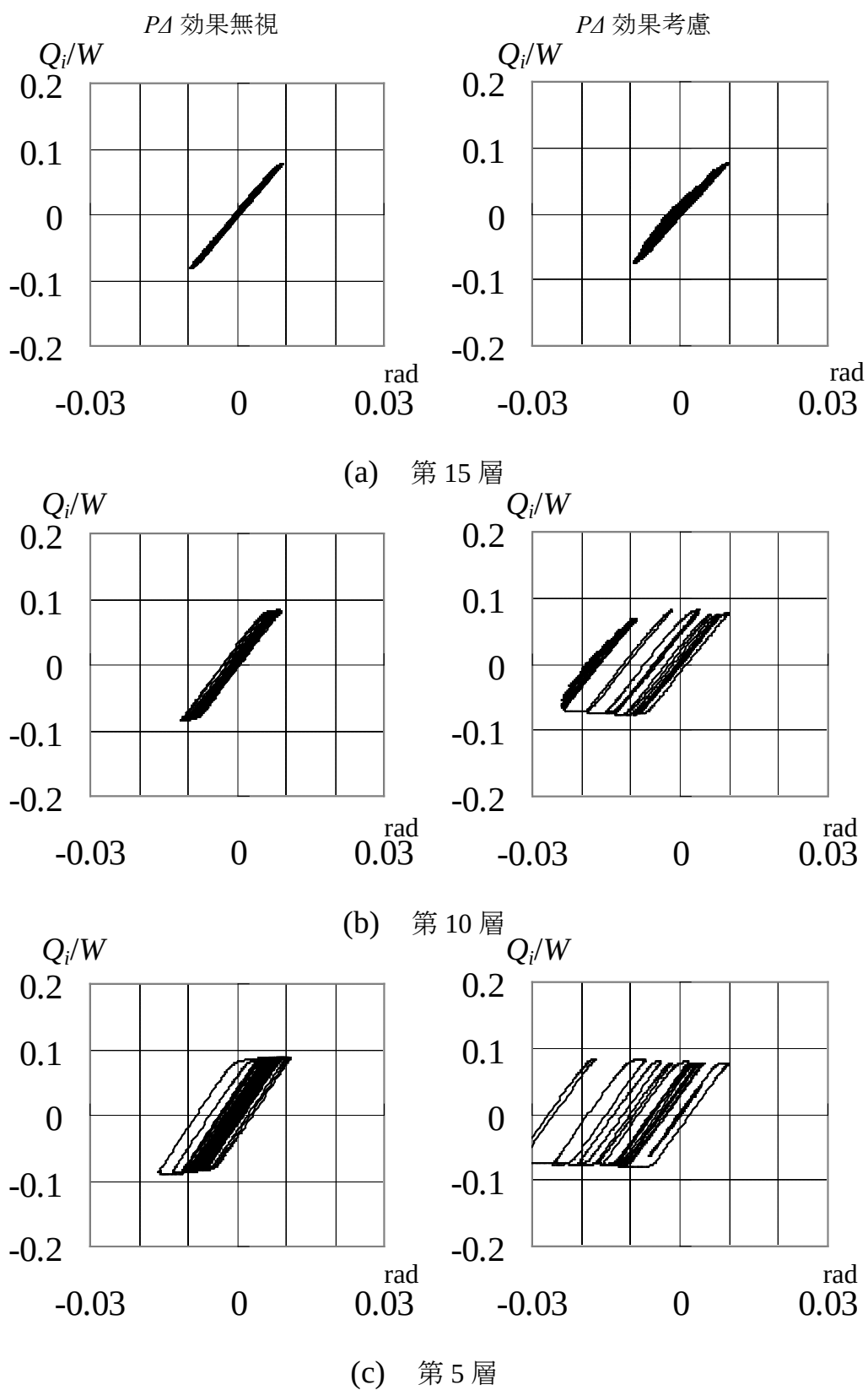


図 4.44 KK-WOS EW に対する MRF30-0.20 の復元力特性

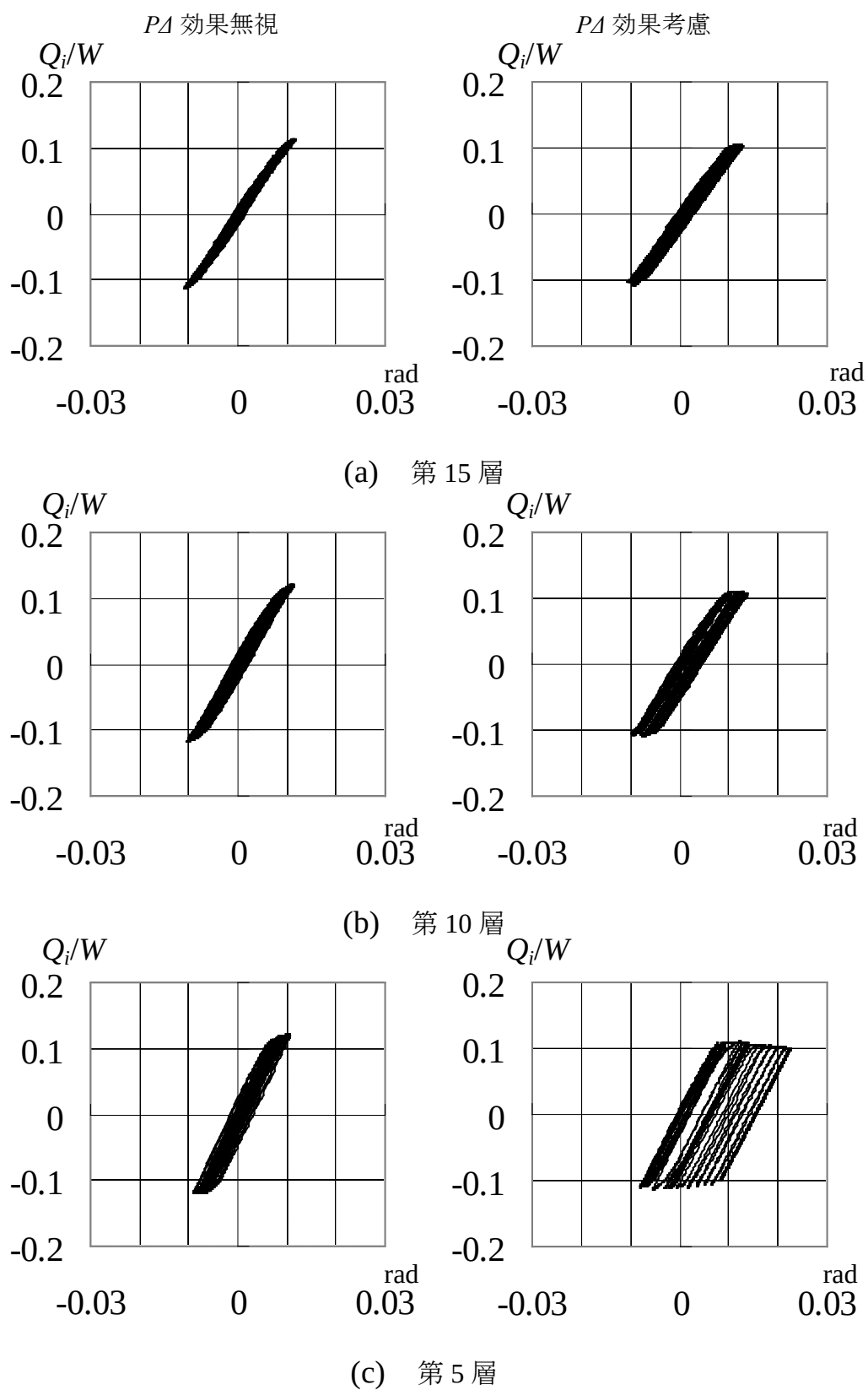


図 4.45 KK-WOS EW に対する MRF40-0.30 の復元力特性

- 1) 一方向への変形累積：図 4.39 より， PA 効果を見ない場合，常に振動中心が原点近傍であり，一方向への変形累積は見られなかった．一方， PA 効果を考慮した場合，MRF30-0.20 は 50 秒から 100 秒の間に，MRF40-0.30 は 100 秒以後から変形が一方向に徐々に累積した．また図 4.40~4.43 より， PA 効果を考慮した場合は特に下層部で顕著な変形累積が見られる．一方，上層部では応答の差異や一方向への変形累積は見られない．
- 2) 過大残留変形：図 4.42 と図 4.43 より， PA 効果を見ない場合は残留変形がほとんど発生しないのに対し， PA 効果を考慮した場合は特に下層部で 0.01rad を超える過大な残留変形が見られる．特に MRF30-0.20 の場合には倒壊と言えるほどの大きな残留変形累積が現れることが観察される．
- 3) 復元力特性：図 4.44 と図 4.45 より， PA 効果を見ない場合，復元力特性が常に正勾配を持ち原点を中心とする紡錘形になる．一方 PA 効果を考慮した場合，下層部の第 5 層では塑性化後の接線剛性が負勾配となり，履歴中心が一方向へ移動し，変形累積が生じたことが観察される．

(d) 20 層の純ラーメン骨組との比較

ここでは，KK-WOS EW 波に対する 30・40 層の超高層純ラーメン骨組の解析結果を，第 2 章の純ラーメン骨組の解析結果と比較する．比較の結果は以下の通りである．

1. PA 効果の考慮有無による差異が現れるモデルについて，20 層のモデルでは柱脚を除いた柱に塑性ヒンジが現れないが，30 層や 40 層の純ラーメンモデルには高層化の影響により PA 効果の考慮有無による差異が現れない場合でも柱脚以外の柱に塑性ヒンジが生成された．
2. 設計基本地震動である， $PGV=50\text{cm/sec}$ に増幅した標準既往波の下で，超高層純ラーメン骨組の最大層間変形角は設計条件の半分くらいの約 0.005rad であった．これは 3 秒を超える周期では標準既往波の応答速度のスペクトル値が $50\sim 80\text{cm/sec}$ 程度と低いことが原因である．
3. 40 層純ラーメンモデルでは，標準せん断力係数 C_0 の値が一番小さい MRF40-0.20 ではなく，KK-WOS EW 波の卓越周期と固有周期が一致する MRF40-0.30 で一方向への変形累積が発生した．

4.6 塑性化後層剛性の影響

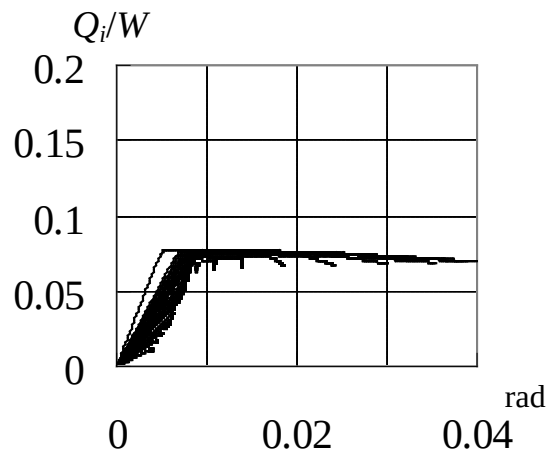
本節では、モーメントー回転角関係の第二分枝勾配比 a の値のみをパラメトリックに変更した解析を行い、塑性化後剛性の影響を検討する。

前節までの $a=0.01$ の場合を参考として、本節では 0.02 から 0.04 の場合についても解析を行う。静的増分解析及び時刻歴応答解析では、 a の値以外は同一のモデルを対象とし、地震動は KK-WOS EW 波を用いて全ての解析で PA 効果を考慮した解析を行う。

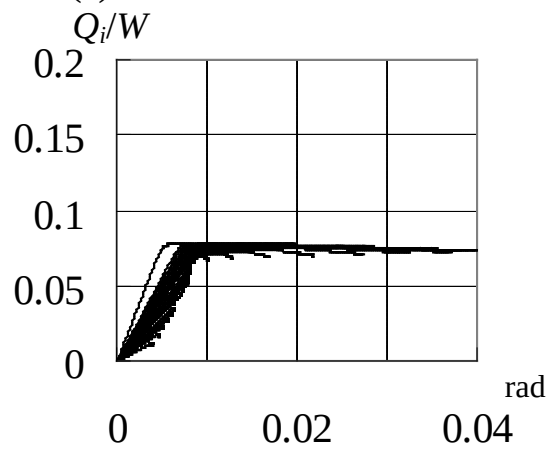
解析結果を表 4.8 と図 4.46~図 4.55 に示す。第 1 層の弾性剛性と終局耐力時の接線剛性の比を表 4.8 に示す。静的増分解析の結果を図 4.46 と図 4.47 に示す。最大層間変形角と残留層間変形角の結果を図 4.48 と図 4.49 に示す。図 4.50 は $a=0.01$ と $a=0.04$ の場合の MRF30-0.20 と MRF40-0.30 の KK-WOS EW 波の下での屋根水平変位の時刻歴を表す。図 4.51 は $a=0.01$ と $a=0.04$ の場合の各層の水平変位を 10 秒間隔でプロットした図である。図 4.52~53 は $a=0.01$ と $a=0.04$ の場合の場合の第 5 層, 10 層, 15 層の層間変形角の時刻歴を示す。図 4.52~53 の灰色の線は $a=0.01$ の結果を、黒色の線は $a=0.04$ の結果を表す。図 4.54~4.55 は $a=0.01$ と $a=0.04$ の場合の層の復元力特性を示す。

これらの結果から、耐力や初期剛性がほぼ同じでも、塑性化後剛性の値により下層部での変形累積や残留変形などの応答は大きく変化することがわかる。また、モーメントー回転角関係の第二分枝勾配比 a を 0.01 から増加させた解析を行った結果、 a を 0.04 まで増加させると層の塑性化後剛性が正の値になり、下層部における一方向への変形累積が抑制された。

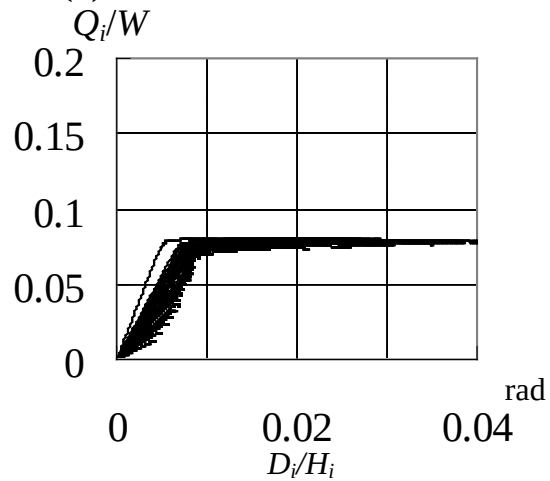
前章の純ラーメン骨組の解析でも述べたように、塑性化後は床スラブとの合成効果が期待できないと仮定すると、変形累積を抑止するのに必要な梁のみの第二分枝勾配は 0.08 であり、かなり大きい値であるといえる。



(a) ひずみ硬化係数=0.02

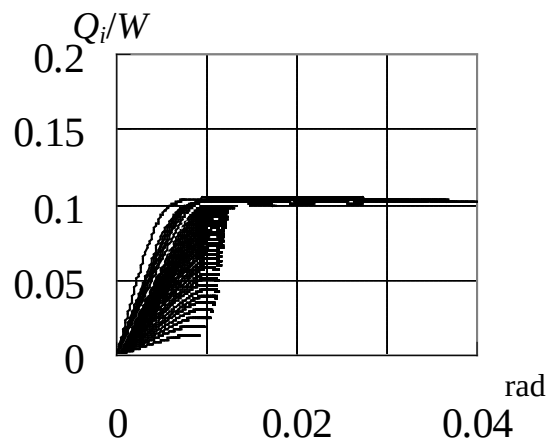


(b) ひずみ硬化係数=0.03

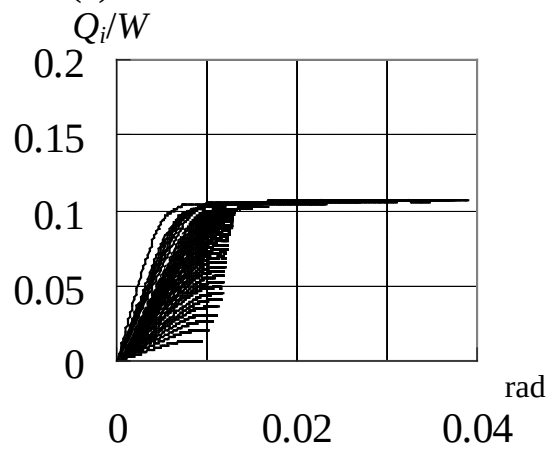


(c) ひずみ硬化係数=0.04

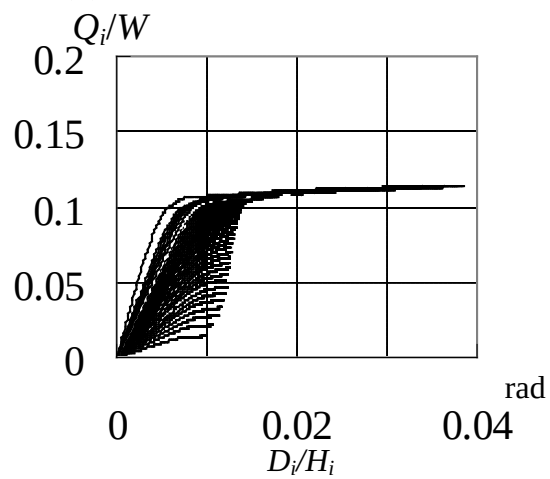
図 4.46 第二分枝勾配比の各値に対する静的増分解析結果 (PA 効果考慮, MRF30-0.20)



(a) ひずみ硬化係数=0.02

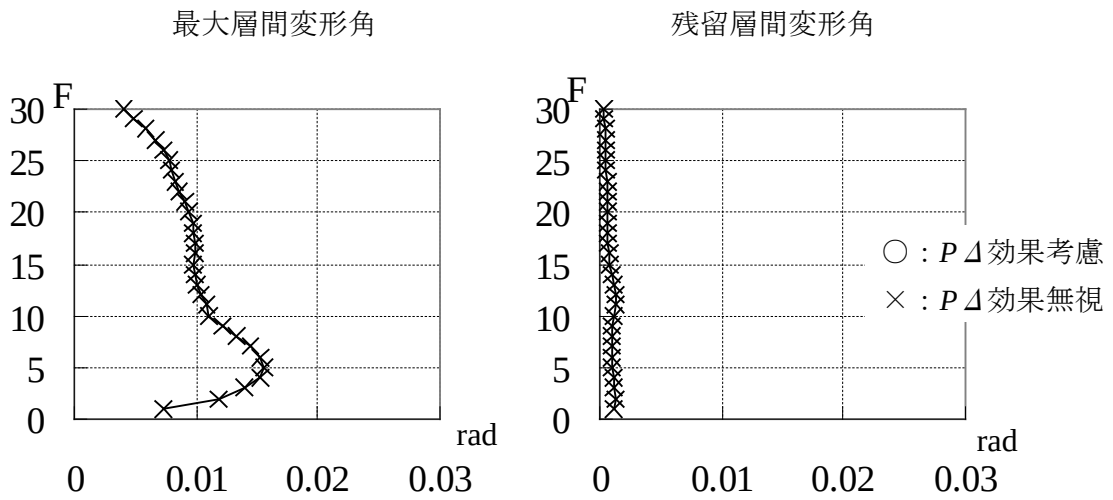


(b) ひずみ硬化係数=0.03

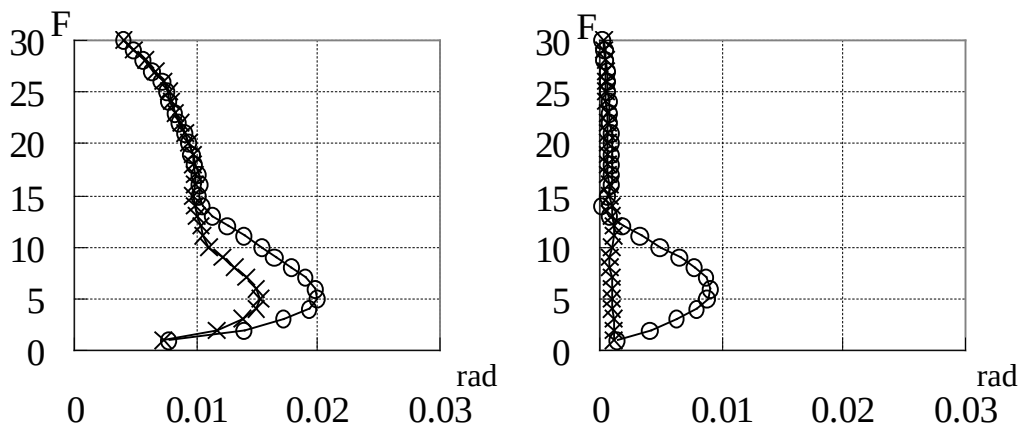


(c) ひずみ硬化係数=0.04

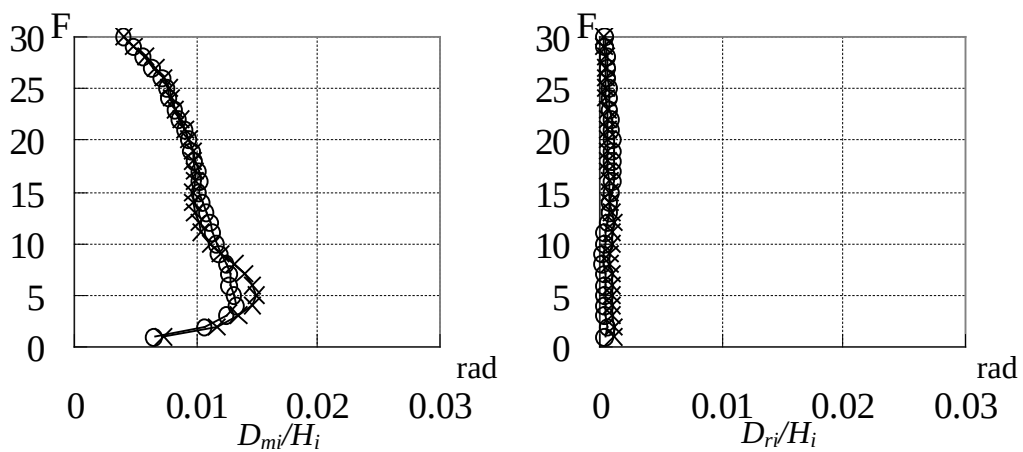
図 4.47 第二分枝勾配比の各値に対する静的増分解析結果 (PA 効果考慮, MRF40-0.30)



(a) ひずみ硬化係数=0.02

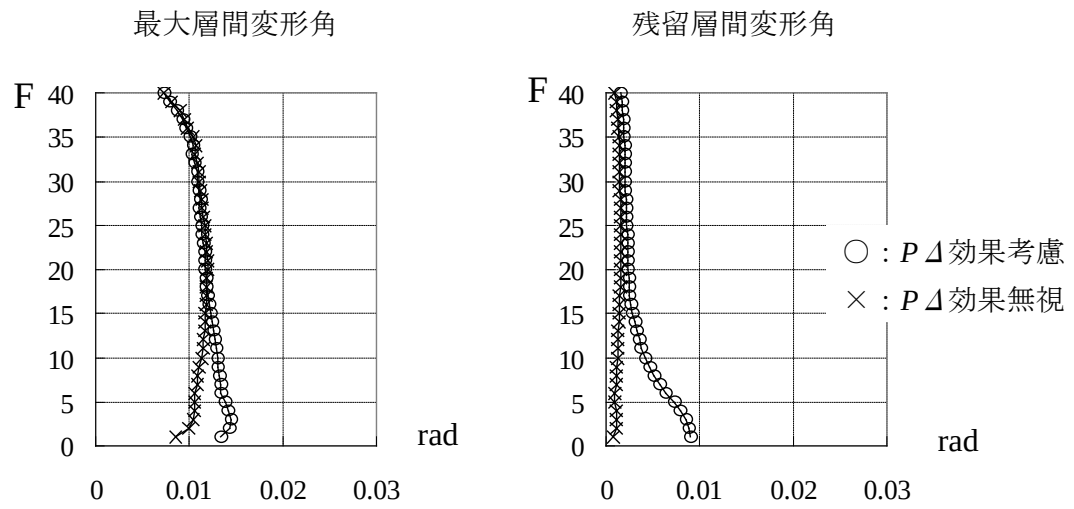


(b) ひずみ硬化係数=0.03

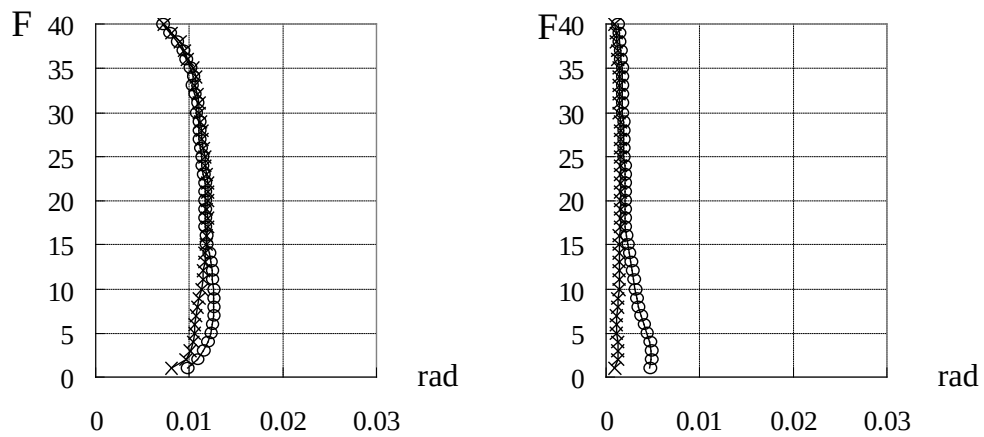


(c) ひずみ硬化係数=0.04

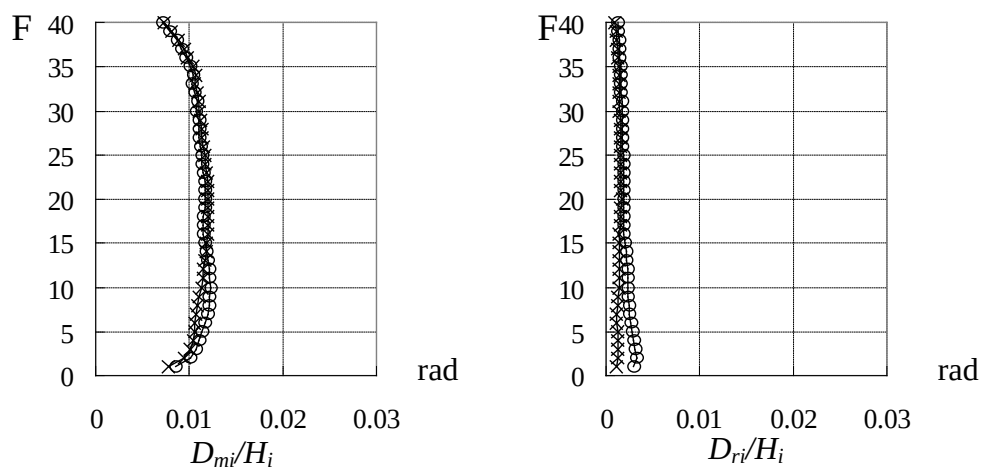
図 4.48 第二分枝勾配比の各値に対する最大層間変形角と残留層間変形角の比較
($P\Delta$ 効果考慮, MRF30-0.20)



(a) ひずみ硬化係数=0.02

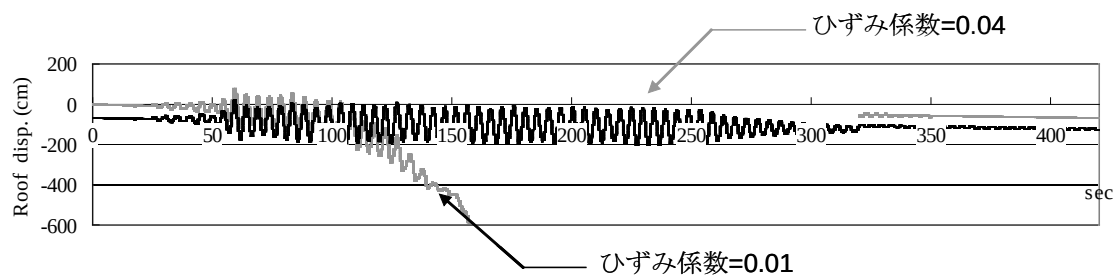


(b) ひずみ硬化係数=0.03

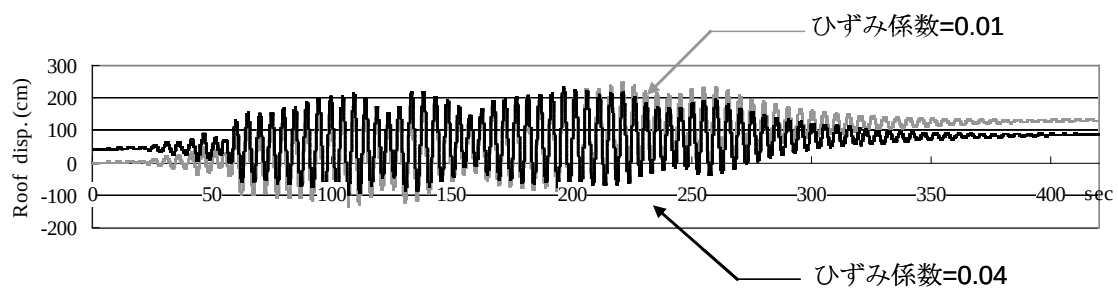


(c) ひずみ硬化係数=0.04

図 4.49 第二分枝勾配比の各値に対する最大層間変形角と残留層間変形角の比較
($P\Delta$ 効果考慮, MRF40-0.30)

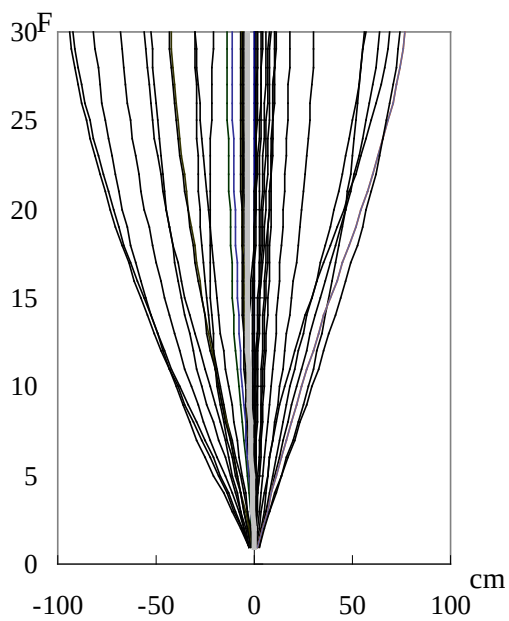


(a)MRF30-0.20

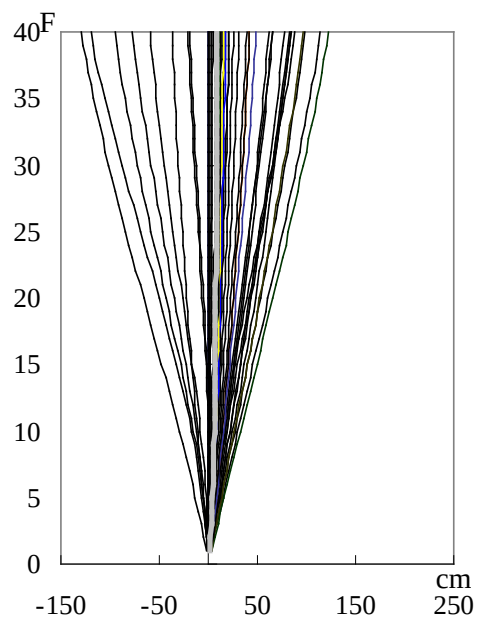


(a)MRF40-0.30

図 4.50 $a=0.01$ と $a=0.04$ の場合の屋根の水平変位時刻歴の比較 (PI 効果考慮)



(a) MRF30-0.20



(b) MRF40-0.30

図 4.51 $a=0.04$ の場合の各層の変位の比較 (10 秒間隔, PI 効果考慮)

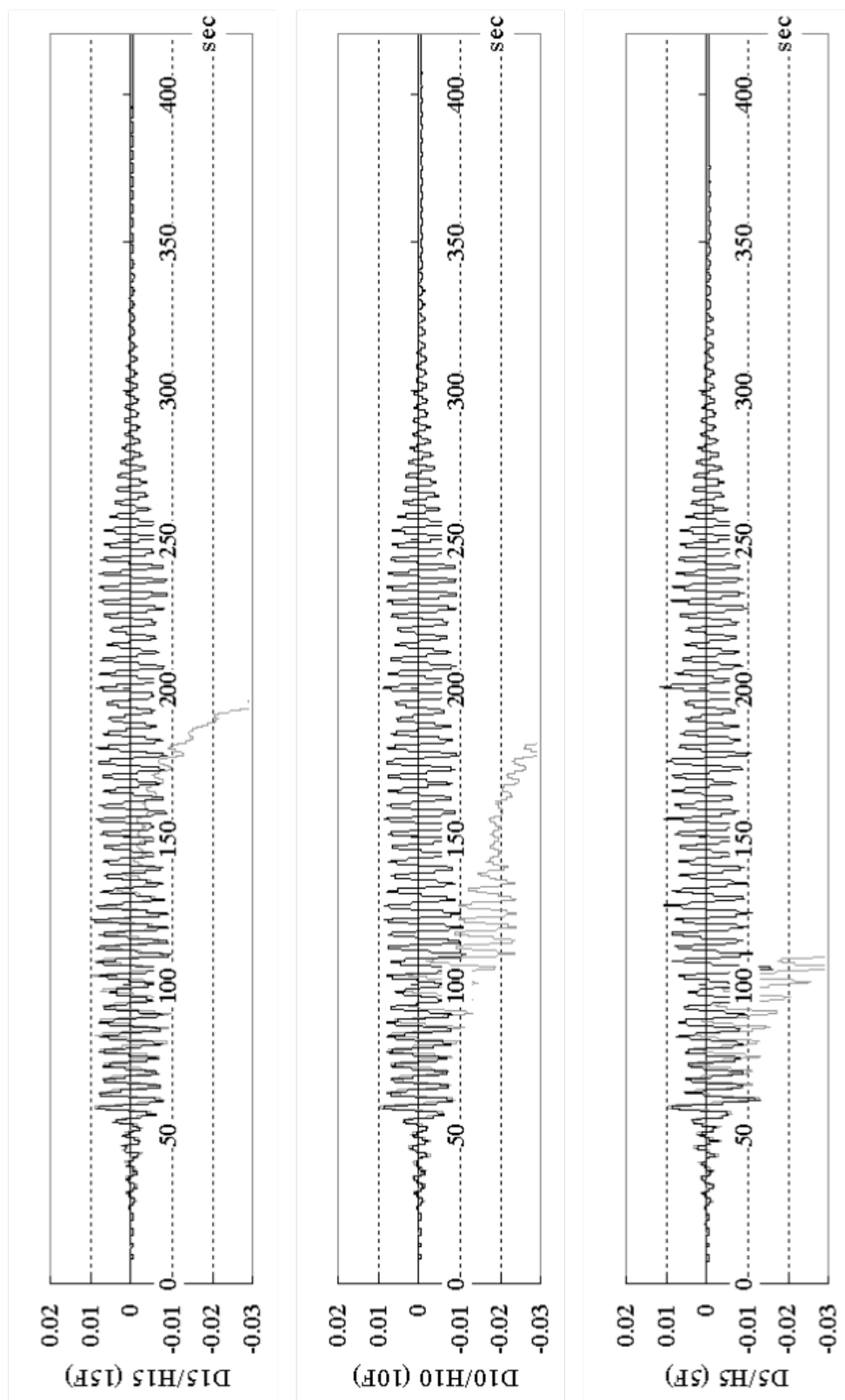


図 4.52 $a=0.01$ と $a=0.04$ の場合の層間変形角の時刻歴の比較 (PA 効果考慮、 $MRF30-0.20$)

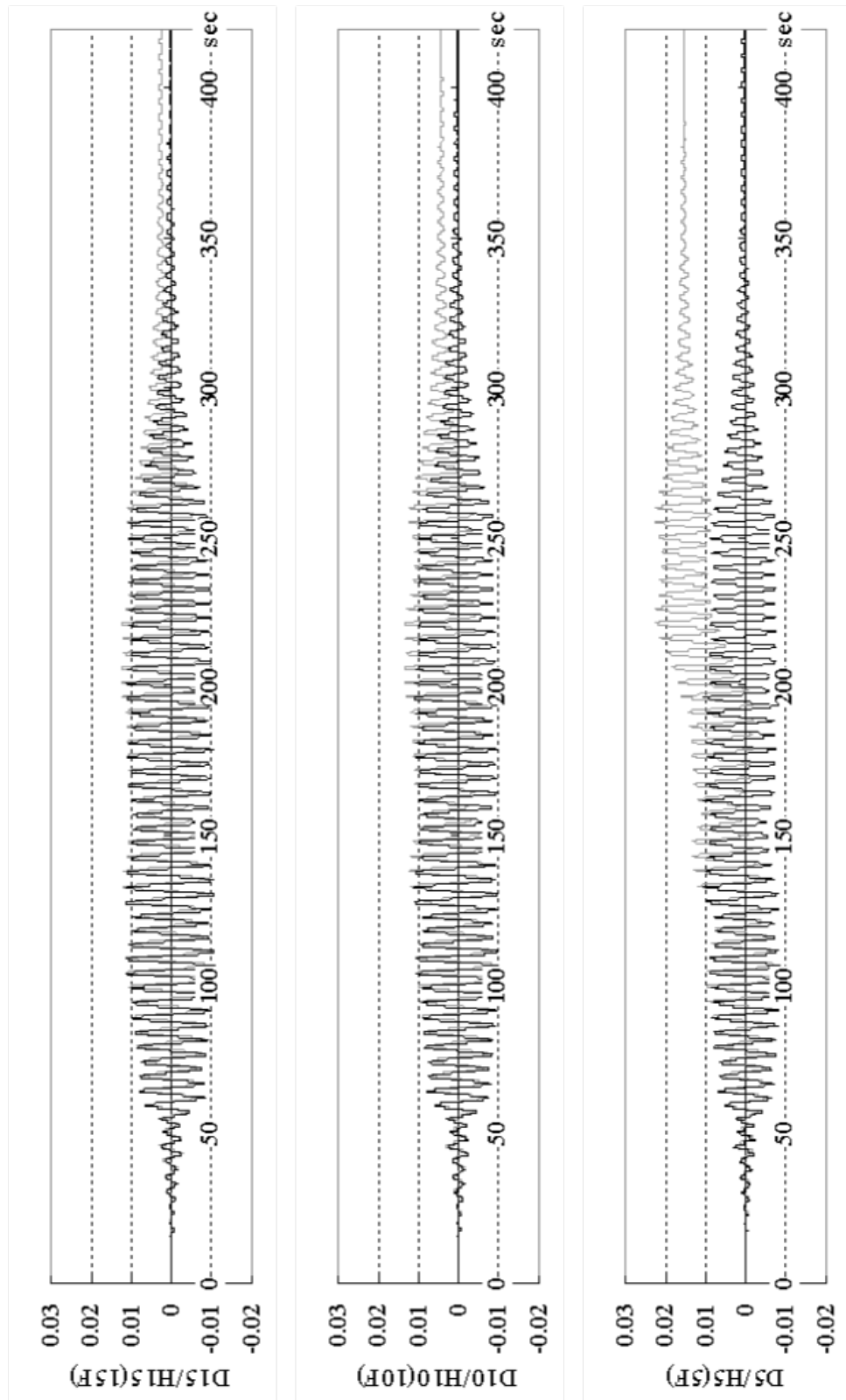


図 4.53 $a=0.01$ と $a=0.04$ の場合の層間変形角の時刻歴の比較 (PI 効果考慮、MRF40-0.30)

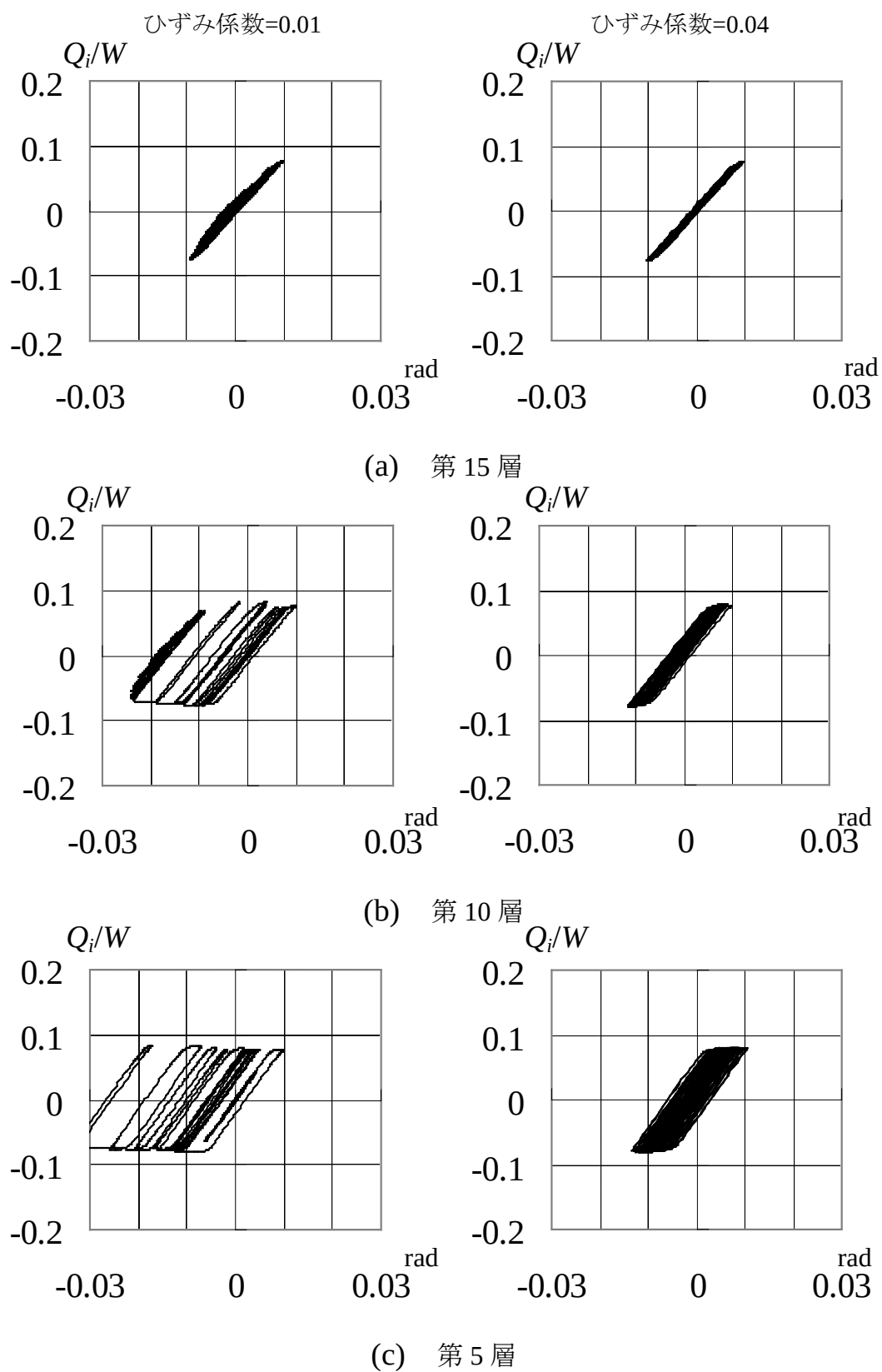


図 4.54 $a=0.01$ と $a=0.04$ の場合の復元力特性の比較 (PI 効果考慮, MRF30-0.20)

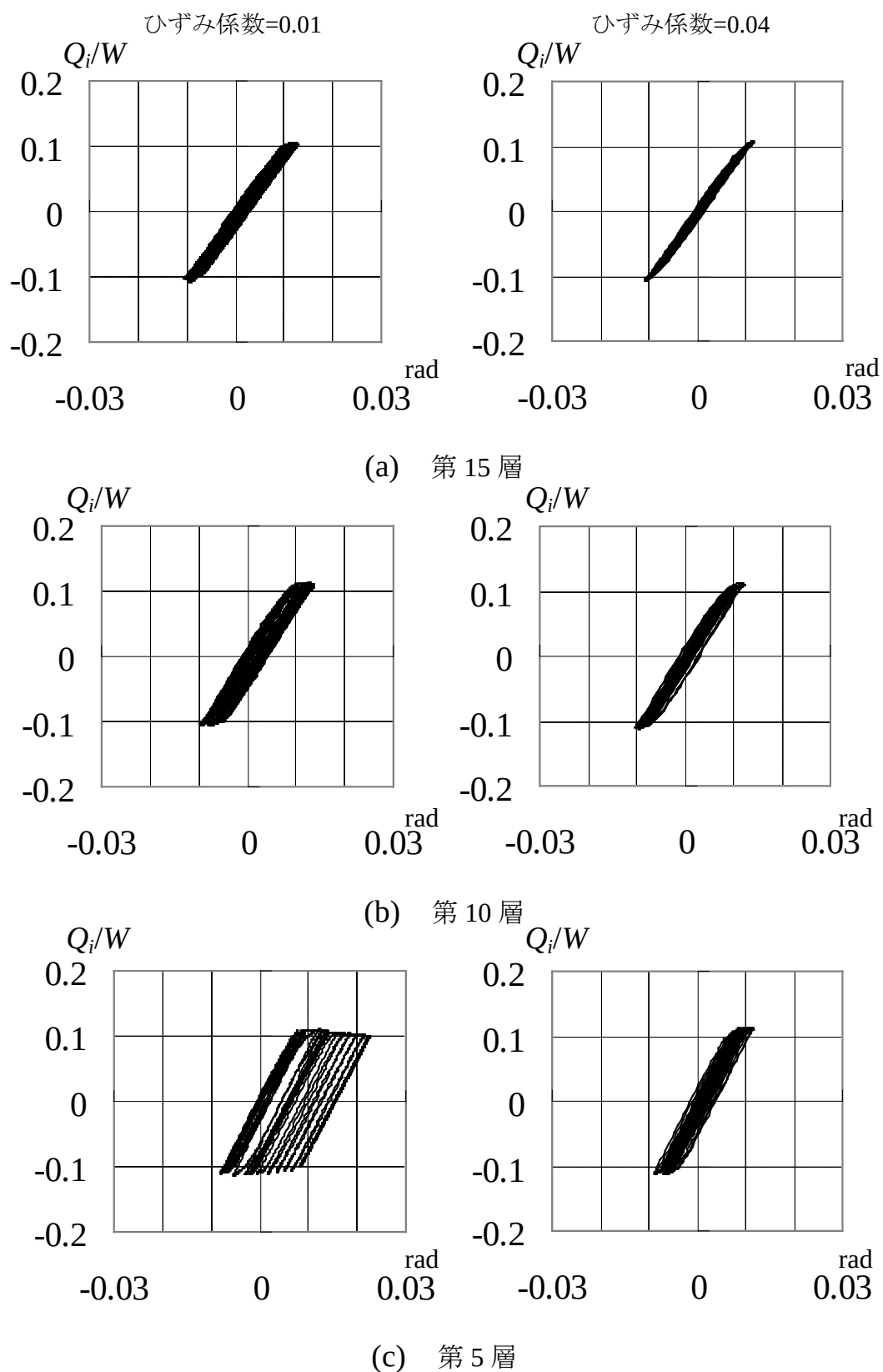


図 4.55 $a=0.01$ と $a=0.04$ の場合の復元力特性の比較 (PI 効果考慮, MRF40-0.30)

表 4.8 超高層モデルの第一層の安定係数 $q(\%)$ と層せん断力の第二分枝勾配比 $h(\%)$

モデル	a	q	$h_{(1)}, P\text{-}\Delta$ 効果無視	$h_{(2)}, P\text{-}\Delta$ 効果考慮
MRF30-0.20	0.01	7.90	1.26	-2.55
	0.02	7.90	2.30	-1.93
	0.03	7.90	3.38	-1.27
	0.04	7.90	4.48	-0.52
MRF40-0.30	0.01	4.33	1.58	-0.82
	0.02	4.33	2.51	-0.35
	0.03	4.33	3.51	0.33
	0.04	4.33	4.47	1.09

4.7 結論

中期（1981-1995）に建設された超高層建物を想定して、30 層と 40 層の純ラーメン骨組を設計し、標準既往波に対する動的増分解析と、想定長周期地震動 KK-WOS EW 波に対する検討を行なった。得られた結論は以下の通りである。

1. 30 層や 40 層の純ラーメン骨組の設計では、標準既往波に対して余裕のある設計となっており、PGV を 100cm/s まで増幅させても 0.01rad をわずかに超える程度の層間変形角しか生じなかった。
2. KK-WOS EW 波（速度応答スペクトルのピーク=5s）の下では、標準せん断力係数 $C_0=0.2$ で設計した 30 層骨組（ $T=4.6s$ ）と、 $C_0=0.3$ で設計した 40 層骨組（ $T=4.9s$ ）において、下層部での変形累積が発生した。特に $C_0=0.2$ で設計した 30 層骨組では、倒壊と言えるような極めて大きな変形が発生した。
3. 高層化に伴い骨組のアスペクト比が大きくなると、レベル 2 地震動の下では梁降伏型の崩壊形となっていた骨組でも、想定長周期地震動の下では第 1 層柱脚以外の下層部での柱の塑性化が顕著になった。この場合、変形累積や最悪の場合倒壊に至る危険性が高くなる。
4. 変形累積を抑止するのに必要な（スラブとの合成効果を見捨てた）梁の第二分枝勾配比は 0.08 であった。そのため、鋼材のひずみ硬化のみで変形累積を回避するのは難しいと考えられる。

参考文献

- [1] 日本構造技術者協会，耐震構造設計ハンドブック，オーム社，2008
- [2] 日本建築学会：長周期地震動と建物の耐震性，丸善，2007
- [3] 福島東陽，市村将太，寺本隆幸：超高層建物の基本的特性の時系列的変化，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp. 307-308，1999
- [4] 鴨志田貴義，松島豊：PΔ 効果を考慮した高層建物の耐震安全性，日本建築学会関東支部研究報告集，pp. 169-172，2001
- [5] 上谷宏二，田川浩：梁降伏型平面骨組の動的崩壊過程における変形集中現象，日本建築学会構造系論文集，第 483 号，pp. 51-60，1996.5
- [6] K Uetani, H Tagawa: Criteria for suppression of deformation concentration of building frames under severe earthquakes, *Engineering Structures*, Vol. 20, Nos. 4-6, pp. 372-383, 1998
- [7] A Gupta, H Krawinkler: Behavior of ductile SMRFs at various seismic hazard levels, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 1, pp. 98-107, 2000
- [8] A Gupta, H Krawinkler: Dynamic P-delta effect for flexible inelastic steel structures, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 1, pp. 145-154, 2000
- [9] 市村将太，福島東陽，寺本隆幸：鋼構造超高層建物の設計用パラメータに関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp. 305-306，1999
- [10] 日本建築学会：地震荷重－性能設計への展望，丸善，2008
- [11] 石山祐二：耐震規定と構造動力学，三和書籍，2008
- [12] 日本建築センター：評定・評価をふまえた高層建物の構造設計実務，2002
- [13] 日本免震構造協会：パッシブ制振構造設計・施工マニュアル，2005
- [14] 日本鋼構造協会：阪神淡路大震災以降の制振・免震構造，JSSC テクニカルレポート No. 67，2005
- [15] 小川厚治，多田元英：柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発，第 17 回情報・システム・利用・技術シンポジウム論文集，pp. 79-84，1994
- [16] D Vamvatsikos, CA Cornell: Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 491-514, 2002
- [17] 日本建築学会：各種波形予測手法に基づいた海溝型巨大地震の予測強震動波形収集資料，2007

第5章 高強度鋼の利用による一方向への変形 累積の抑止手法

5.1 序

前章までの解析結果によると、下層部での一方向への変形累積を防ぐために必要な梁の第二分枝勾配比は $0.06 \sim 0.08$ 以上と大きく、鋼材のひずみ硬化のみに期待した設計は危険である。特に既存超高層建物では、梁の幅圧比が大きい場合も少なからず存在するため、局部座屈により梁の第二分枝勾配比が大きく低下する危険性がある。そのため、変形累積を確実に防止することができる、簡便かつ経済的な補強法の開発は、重要かつ緊急を要する研究課題である。

本章では、近年、研究開発が活発化している $800 \sim 1000\text{MPa}$ 級の高強度鋼を有効に利用した補強法を提案する。具体的には、大変形時にも弾性を保つ高強度鋼間柱を連層で付設する耐震補強法を提案し、簡便な仮定断面設計法から詳細な時刻歴応答解析に至るまでの、総合的な補強設計法を提案する。また、部材レベルの非線形時刻歴応答解析により、提案手法の実現性を検討する。

5.2 抑止手法の概要

提案補強法では PI 効果を考慮した塑性化後層剛性を正とするのに必要な高強度鋼間柱を連層で付設する。大変形時にも補強間柱が弾性を保つように、近年開発が進められている $800 \sim 1000\text{MPa}$ 級高強度鋼[13,14]の利用を想定する。補強間柱が弾性限に達する時の層間変形角を設計でどの程度に設定するかについては幅のある選択が可能だが、既往の研究における解析結果を参考に、補強間柱の弾性限層間変形角を $0.02\text{rad}(=1/50)$ 程度に設定する。

提案補強法の特長は以下の通りである。まず、層の塑性化後層剛性を正とするのに必要な分量のみの補強であるので、通常のブレースなどを付設して層の耐力を向上させる手法と比較して補強量が少なく、既存骨組の負担力の増加も非常に少ない。補強で必要とされる間柱はスレンダーなため、建物内の空間の遮断もわずかであり、建物の計画上有利である。さらに、地震時における応力的な余裕度が高い梁中央部に補強間柱を接合することで、既存梁の有効活用が図れる。

5.3 簡易設計法

5.3.1 簡易設計法の概要

本章では補強間柱に対する梁の剛比が十分に大きいと仮定し、梁を剛とみなした場合の補強間柱の簡易設計法を提案する。梁を剛とみなすことの妥当性は、静的増分解析により検証する。

提案補強設計の基本方針は以下の通りである。

- 1) PA 効果による負剛性を打消すために必要な断面 2 次モーメント I^* を求める。
- 2) 指定層間変形角 θ^* に至るまで間柱が弾性を保つために必要な塑性断面係数 Z^* を求める。
- 3) 必要断面 2 次モーメントと必要塑性断面係数を満足するように断面諸量を選択する。

補強間柱で用いる鋼材のヤング係数を E 、降伏応力を σ_y とし、バイリニアのモーメントー回転角関係を仮定する。以下では下添え字の i は変数が第 i 層に属する量であることを示す。例えば D_i と H_i はそれぞれ第 i 層の層間変形と階高を表す。

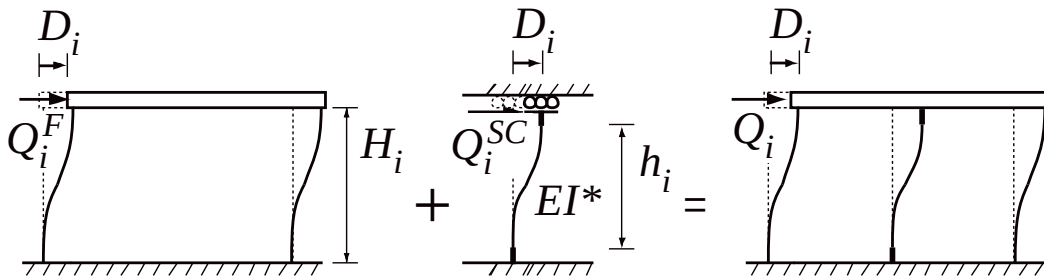


図 5.1 骨組のモデル化

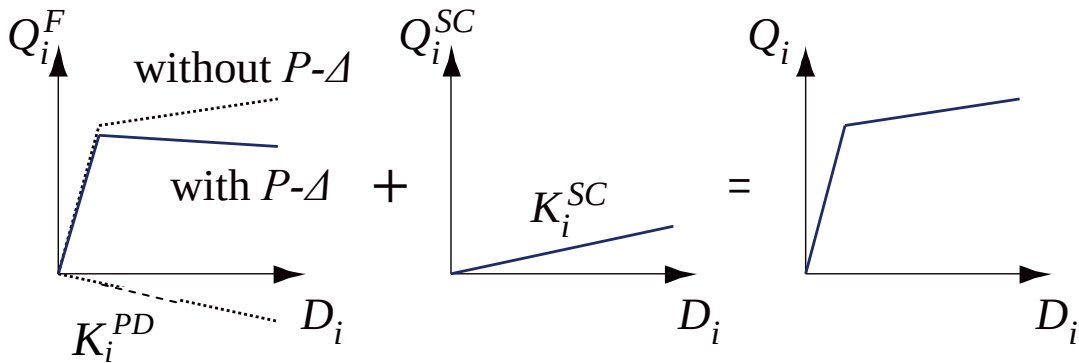


図 5.2 復元力特性のモデル化

5.3.2 補強間柱の必要断面

骨組の概要を図 5.1 に、復元力特性を図 5.2 に示す。 Q_i^F と Q_i^{SC} は既存骨組と補強間柱が負担する層せん断力、 Q_i は補強骨組全体の層せん断力、 K_i^{PD} は PA 効果による負剛性、

W_i を第 i 層より上部の重量を表す． K_i^{PD} は以下のように表せる．

$$K_i^{PD} = -\frac{W_i}{H_i} \quad (1)$$

補強間柱の部材長を h_i ，断面 2 次モーメントを I_i とする．補強間柱の部材長 h_i は階高 H_i から梁せいを引いた値と一致する．補強間柱による層の水平剛性 K_i^{SC} は以下のように表せる．

$$K_i^{SC} = \frac{12EI_i}{h_i^3} \quad (2)$$

$K_i^{SC} \geq K_i^{PD}$ のために必要な I_i^* は次式で表せる．

$$I_i^* = \frac{W_i h_i^3}{12EH_i} \quad (3)$$

5.3.3 必要塑性断面係数

補強間柱の塑性断面係数を Z_i^p とし，層間変形角を $\theta_i (=D_i / H_i)$ とする．補強間柱の弾性限層間変形角 θ_i^y は次式で表せる．

$$\theta_i^y = \frac{Z_i^p \sigma_y h_i^2}{6EI_i H_i} \quad (4)$$

ここで式(2)と補強間柱の塑性ヒンジ形成時の補強間柱の負担せん断力が $2Z_i^p \sigma_y / h_y$ であることを用いた． $\theta_i^y \bar{\theta}$ を上回るようにするために必要最低限の Z_i^{p*} は以下のように表せる．

$$Z_i^{p*} = \frac{6EI_i^* H_i \bar{\theta}}{\sigma_y h_i^2} = \frac{W_i \bar{\theta}}{2\sigma_y} \quad (5)$$

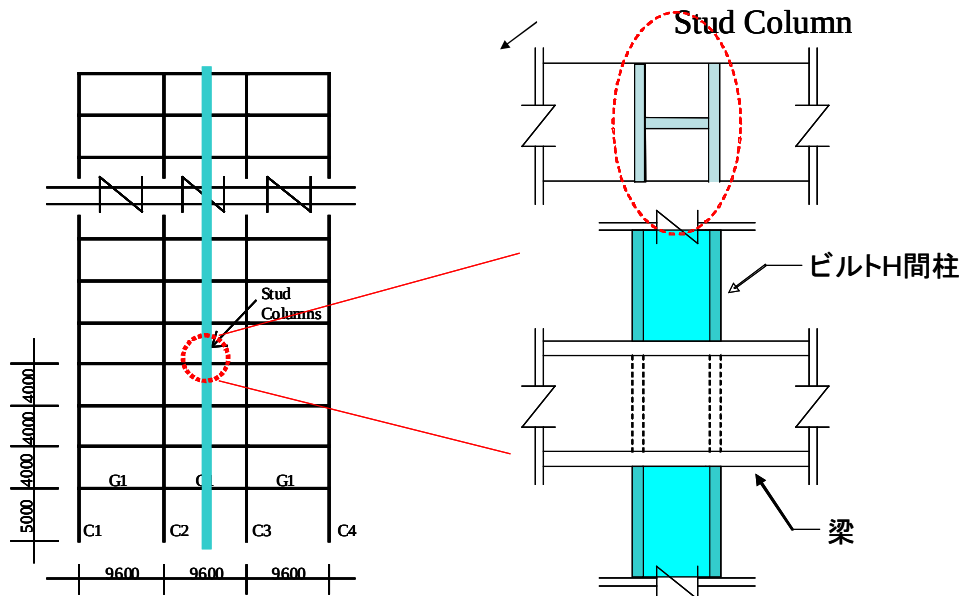


図 5.3 純ラーメンの間柱補強と間柱の配置断面

表 5.1 間柱（ビルト H）の断面寸法(mm)

MRF20-0.20		MRF40-0.30			
F	Stud Column	F	Stud Column	F	Stud Column
20	125x125x6x9	20	200x300x9x22	40	125x125x6x9
19	150x150x9x12	19	200x300x9x22	39	150x150x9x12
18	150x150x9x12	18	200x350x9x22	38	150x150x9x12
17	175x175x9x12	17	200x350x9x22	37	175x175x9x12
16	175x175x9x12	16	200x350x9x22	36	175x175x9x12
15	200x200x9x12	15	200x350x9x22	35	175x175x9x12
14	200x200x9x12	14	200x350x9x25	34	200x200x9x12
13	200x200x9x12	13	200x350x9x25	33	200x200x9x12
12	200x200x9x16	12	200x400x9x25	32	200x200x9x12
11	200x200x9x16	11	200x400x9x25	31	200x200x9x16
10	200x250x9x16	10	200x400x9x25	30	200x200x9x16
9	200x250x9x16	9	200x400x9x25	29	200x200x9x16
8	200x250x9x16	8	200x400x9x28	28	200x250x9x16
7	200x250x9x19	7	200x400x9x28	27	200x250x9x16
6	200x250x9x19	6	200x400x9x28	26	200x250x9x19
5	200x250x9x19	5	200x400x9x30	25	200x250x9x19
4	200x300x9x19	4	200x400x9x32	24	200x300x9x19
3	200x300x9x19	3	200x400x9x32	23	200x300x9x19
2	200x300x9x19	2	200x400x9x35	22	200x300x9x19
1	300x300x9x19	1	300x400x9x32	21	200x300x9x19

5.4 設計例

5.4.1 主体骨組と高強度間柱の設計

高強度部材による補強を行うモデルは長周期地震動 C-SAN EW と KK-WOS EW 波の下で $P\Delta$ 効果による顕著な応答の差異が現れた MRF20-0.20 と MRF40-0.30 を選ぶ。表 5.1 には各モデルに挿入する間柱のサイズを示す。また、図 5.3 には間柱が配置される骨組の立面図を示す。

5.4.2 静的増分解析

静的解析と固有値解析より得られた各モデルの弾性剛性と耐力の指標を表 5.2 に示す。表 5.2 で T は $P\Delta$ 効果を見放した際の固有周期の計算値、 C_U は終局耐力時のベースシア係数である。なお C_U は $P\Delta$ 効果を見放した弾塑性解析結果から、第 1 層の層間変形角が 1/75 となる時のベースシア係数値として求めた。 $P\Delta$ 効果の大きさを表す指標として、第 1 層の安定係数 q と第二分枝勾配比 h を計算した結果を表 5.3 に示す。

図 5.4 に弾塑性解析より得られた層の復元力特性を示す。図 5.4 において、 D_i は第 i 層の層間変形、 H_i は階高、 Q_i は層せん断力、 W は全重量を表す。

解析結果からの観察事項は以下の通りである。

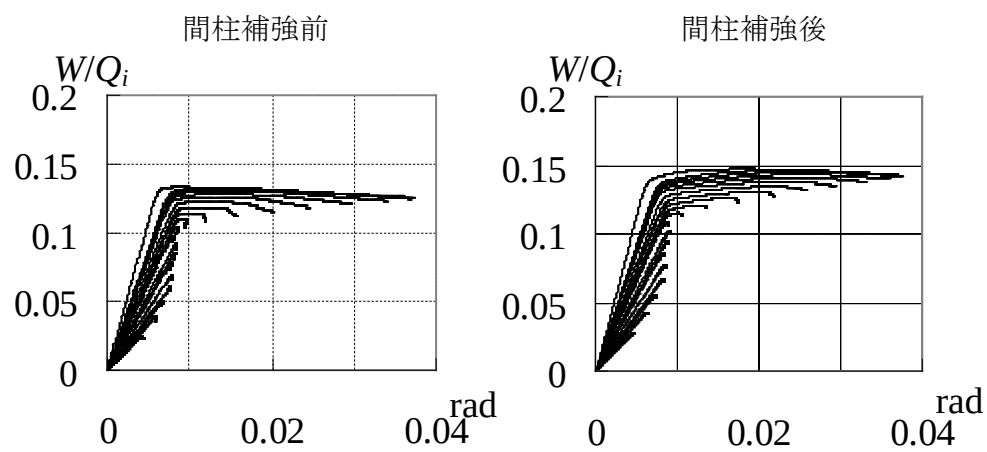
- 1) 間柱補強により、固有周期が多少短くなることが観察されるが、ほぼ同じ弾性剛性を持つ範囲と考えられる。また、終局ベースシア係数 C_U も補強前後にほぼ同じ値を持つことが観察される。
- 2) 第 1 層の弾性剛性と終局耐力時の接線剛性の比は、間柱補強により増加して $P\Delta$ 効果を考慮する場合、MRF20-0.20 で -1.4% から -0.8% 、MRF40-0.30 で -0.8% から 0.7% に増加することが観察される。

表 5.2 各モデルの剛性と耐力の指標

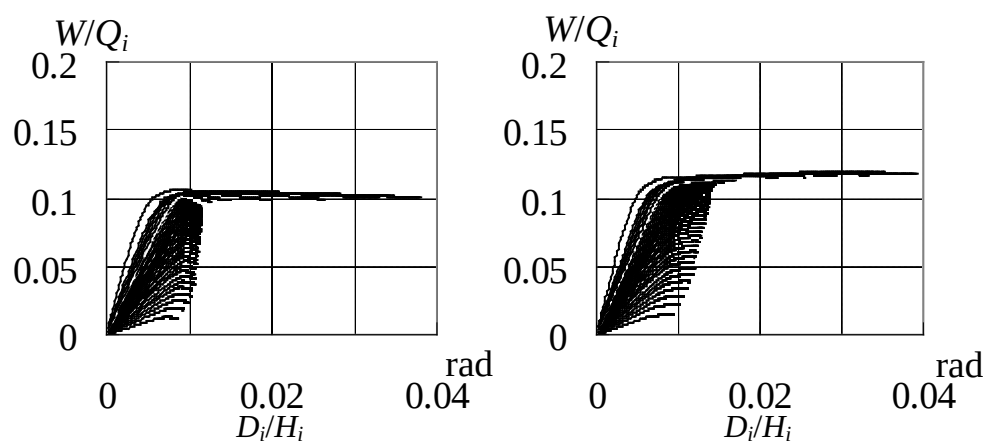
	C_U (補強前)	C_U (補強後)	$T(s)$ (補強前)	$T(s)$ (補強後)	$T(s)/H(m)$
MRF20-0.20	0.15	0.15	3.01	2.93	0.036
MRF40-0.30	0.11	0.12	4.90	4.73	0.029

表 5.3 補強前後の第一層の安定係数 $q(\%)$ と層せん断力の第二分枝勾配比 $h(\%)$

	q	補強 q	$h_{(2)}$	補強 $h_{(2)}$
MRF20-0.20	4.48	4.15	-1.41	-0.77
MRF40-0.30	4.33	4.10	-0.82	0.72



(a) MRF20-0.20



(b) MRF40-0.30

図 5.4 間柱補強前後の純ラーメンモデルの復元力

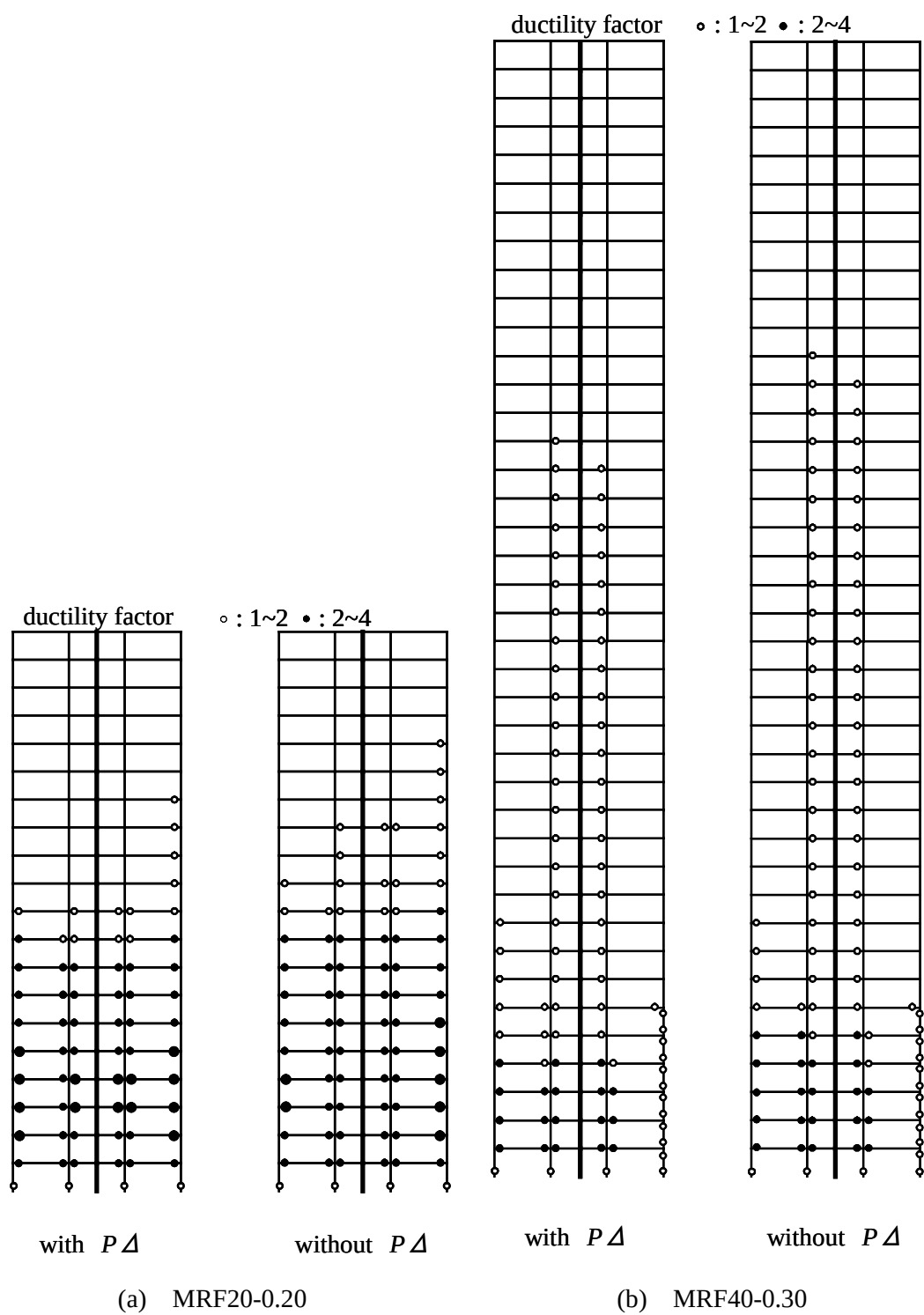


図 5.5 保有耐力到達時の塑性ヒンジ分布と最大塑性率

5.4.3 時刻歴応答解析

以下の三点を目的として、 PI 効果を考慮した場合の、高強度間柱による補強前と補強後の時刻歴応答解析結果の比較を行う。

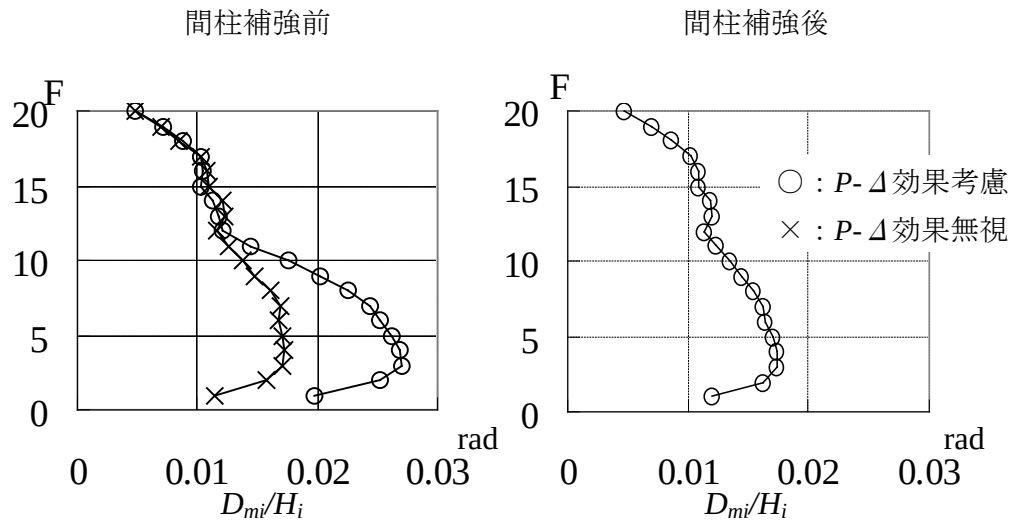
本節では、長周期地震動である C-SAN EW 波[16]と KK-WOS EW 波を用いた時刻歴応答解析で検討を行う。解析時間は 420 秒とし、地震動の継続時間終了後は自由振動についての解析を行った。

(a) 層レベルの最大応答と残留応答

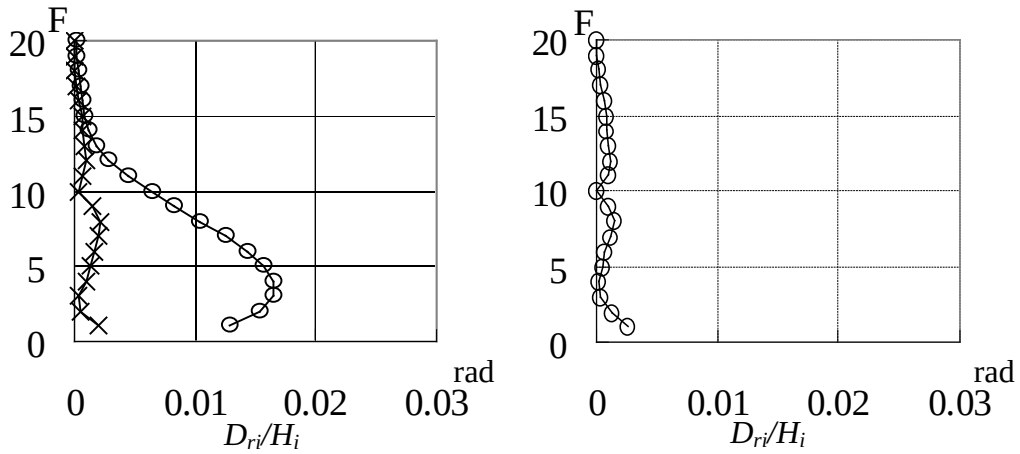
C-SAN EW 波と KK-WOS EW 波に対する層レベルの最大応答と残留応答の解析結果を図 5.6 と図 5.7 に示す。図 5.6 は MRF20-0.20 の PI 効果を考慮した場合の間柱補強前後の各層の最大層間変形角と残留層間変形角の比較を表す。図 5.7 は MRF40-0.30 の PI 効果を考慮した場合の間柱補強前後の各層の最大層間変形角と残留層間変形角の比較である。比較のため、間柱補強を行う前の結果には PI 効果を考慮しない場合の結果を一緒に示す。

これらの図からの主な観察事項は以下の通りである。

- 1) 最大層間変形角：長周期地震動の下で下層部で一方向への変形累積が見られた純ラーメンモデルにおいて、高強度間柱補強により下層部の応答を大きく低減できた。
- 2) 残留層間変形角：最大層間変形角と同じく、高強度間柱補強により下層部の残留層間変形角も大きく低減できた。



(a) 最大層間変形角



(b) 残留層間変形角

図 5.6 C-SAN EW 波に対する MRF20-0.20 の最大層間変形角

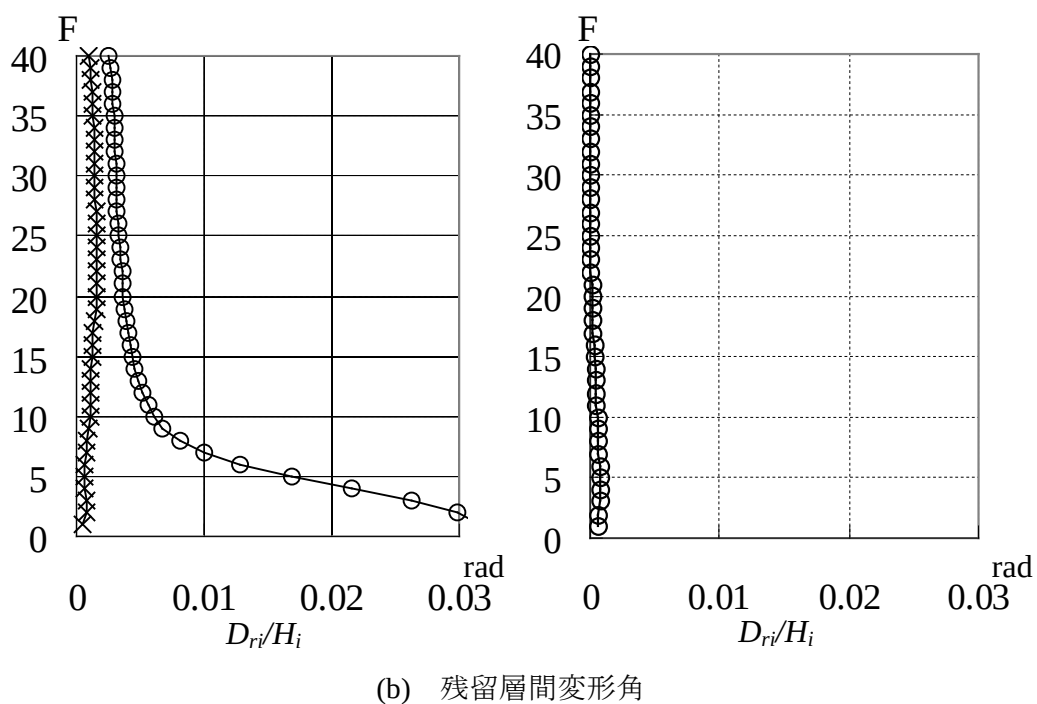
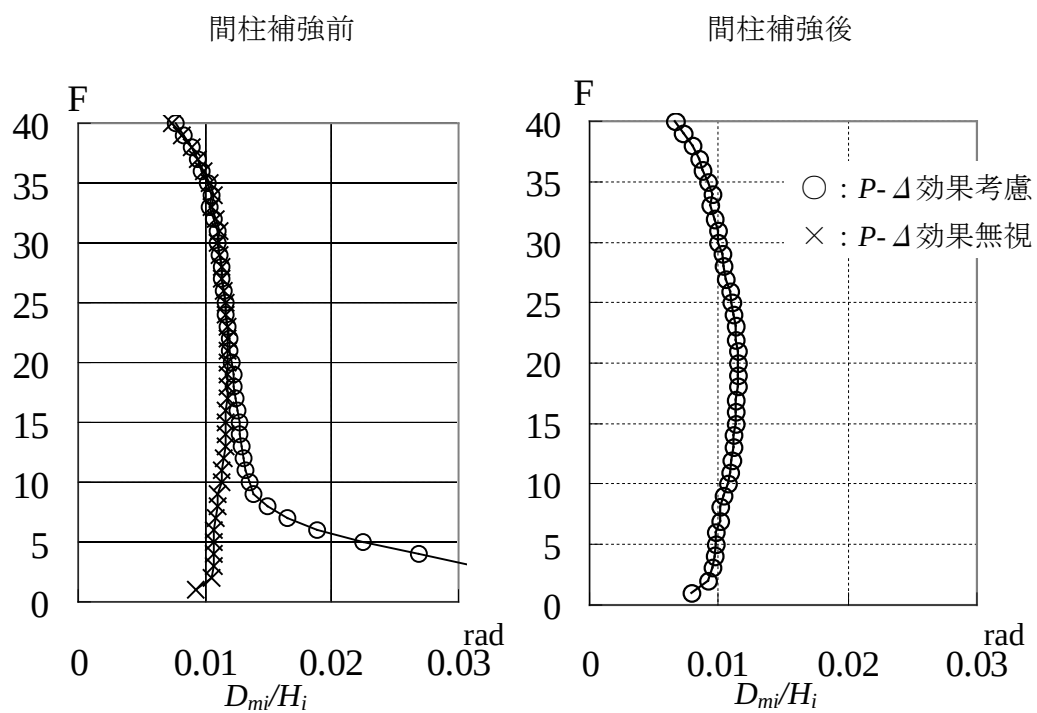
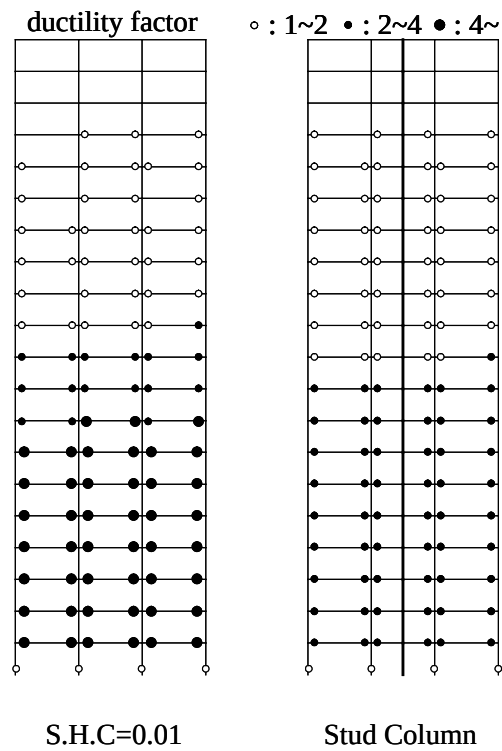


図 5.7 KK-WOS EW 波に対する MRF40-0.30 の最大層間変形角

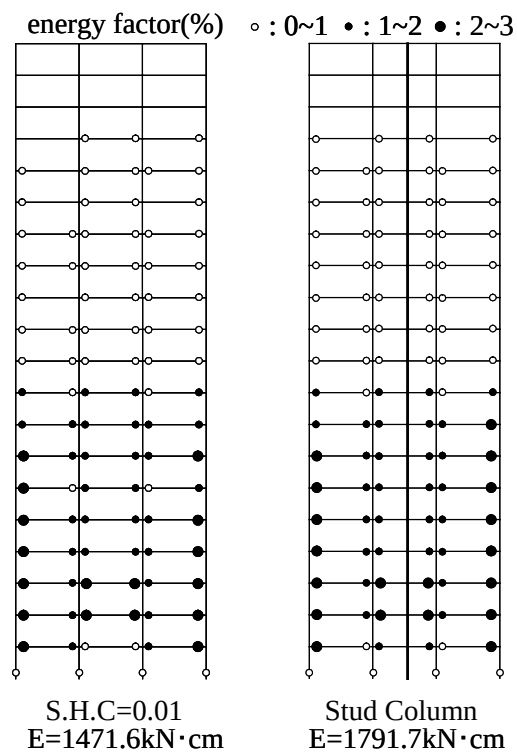
(b) 部材レベルの最大応答と累積応答

図 5.8 と図 5.9 は、高強度間柱による補強を行った MRF20-0.20 と MRF40-0.30 の長周期地震動の下での各塑性ヒンジにおける最大塑性率と吸収エネルギーの分布を示す。これらの図からの観察事項は以下の通りである。

- 1) 梁の塑性化：下層部の塑性ヒンジの最大塑性率が 4 を超えている場合でも、間柱補強により大幅に塑性率を低減することができる。
- 2) 柱の塑性化：MRF20-0.20 は第 1 層柱脚を除いて、柱の塑性化は全く生じていないが、MRF40-0.30 は間柱補強を行った後にも、数は減るが下層部の柱に塑性ヒンジが多く生成される。それにも関わらず、補強後の応答は安定している。
- 3) 間柱の塑性化：C-SAN EW 波や KK-WOS EW 波の下で、間柱は弾性状態であった。
- 4) エネルギー吸収量： PA 効果を考慮した場合に、間柱補強を行ったケースのほうが補強を行っていない場合と比較して、総エネルギー吸収量が大きくなっている。

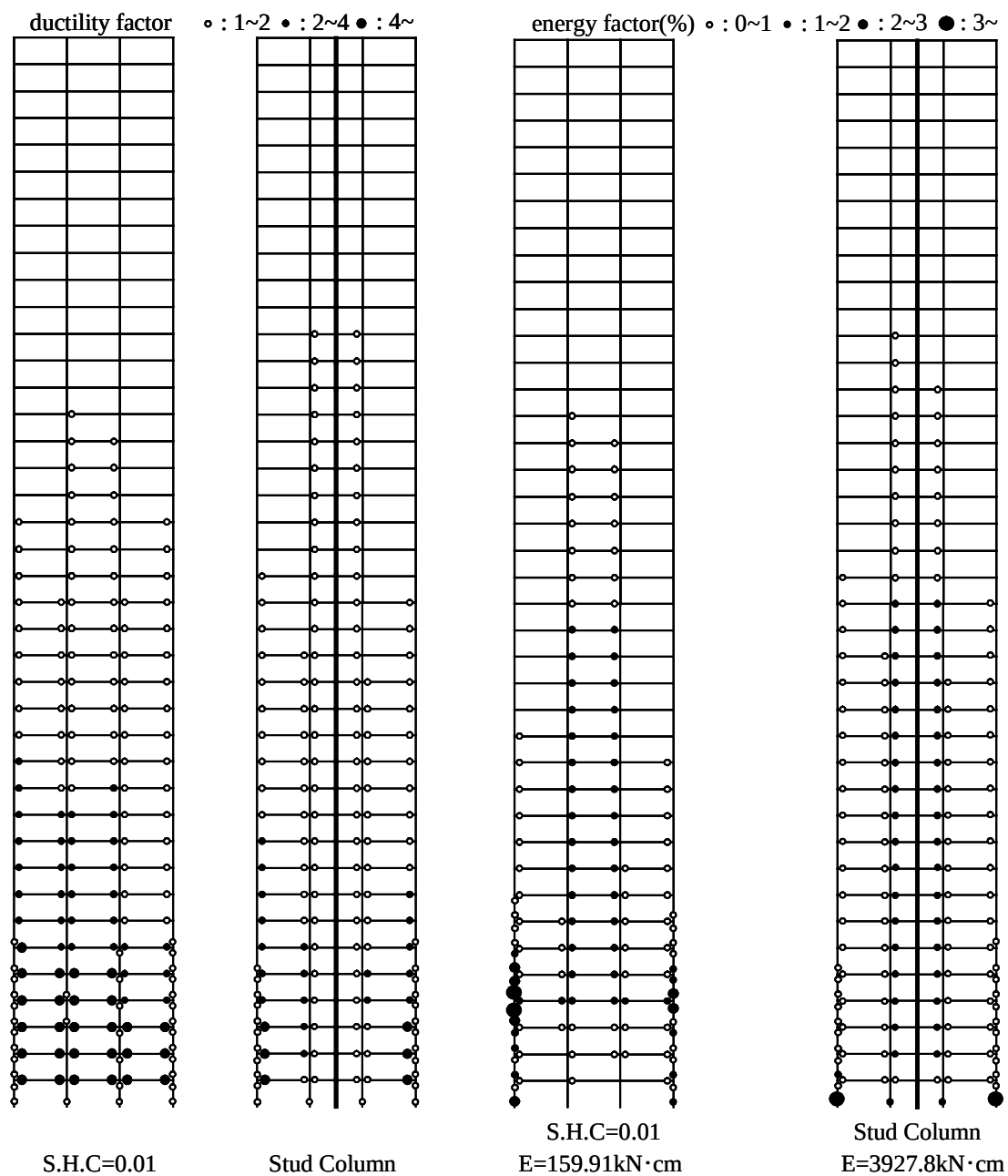


(a) 塑性ヒンジ状態



(b) 塑性エネルギー吸収状態

図 5.8 MRF20-0.20 の C-SAN EW 波の下での挙動 ($P\Delta$ 考慮)



(a) 塑性ヒンジ状態

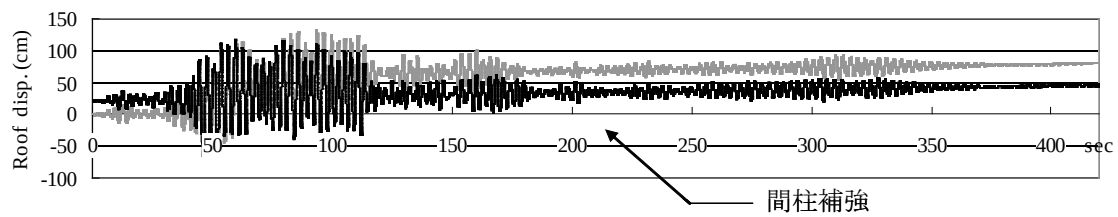
(b) 塑性エネルギー吸収状態

図 5.9 MRF40-0.30 の C-SAN EW 波の下での挙動 ($P \Delta$ 考慮)

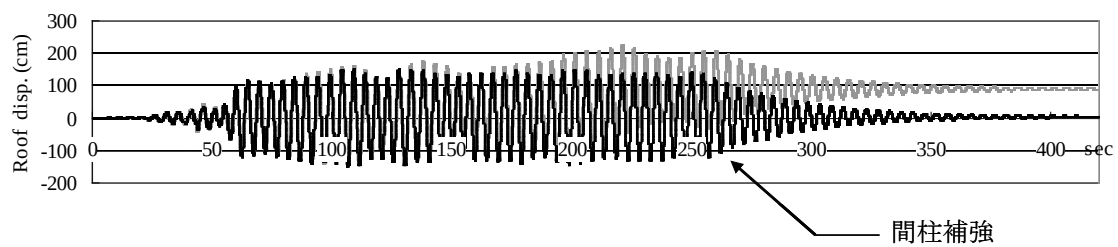
(c) 変形の時刻歴と復元力特性

ここでは変形の時刻歴と復元力特性の観点から、C-SAN EW 波と KK-WOS EW 波に対する MRF20-0.20 と MRF40-0.30 の応答を分析する。図 5.10 に屋根水平変位の時刻歴を示す。図での灰色の線は間柱補強を行う前、黒色の線は間柱補強を行った後の解析結果を示す。図 5.11 は各層の水平変位を 10 秒間隔でプロットした図である。図 5.12~13 には、第 5, 10, 15 層の層間変形角の時刻歴を示す。図 5.14~15 は図 5.12~13 に対応する層の層せん断力と層間変形角の関係を示す。これらの図からの主な観察事項は以下のようによまとめられる。

- 1) 一方向への変形累積：図 5.10 より、 PA 効果を考慮した場合に現れた一方向への変形累積が間柱補強により抑止されたことが観察される。また、図 5.11 より、下層部で発生する顕著な変形累積が見られなくなることが観察される。
- 2) 過大残留変形：図 5.12 と図 5.13 より、下層部での残留変形が間柱補強により抑止されることが見られる。
- 3) 復元力特性：図 5.14 と図 5.15 より、 PA 効果を考慮した場合にも間柱補強により、下層部の塑性化後の接線剛性が正勾配となり、履歴中心の一方向への変形累積が抑制されたことが観察される。

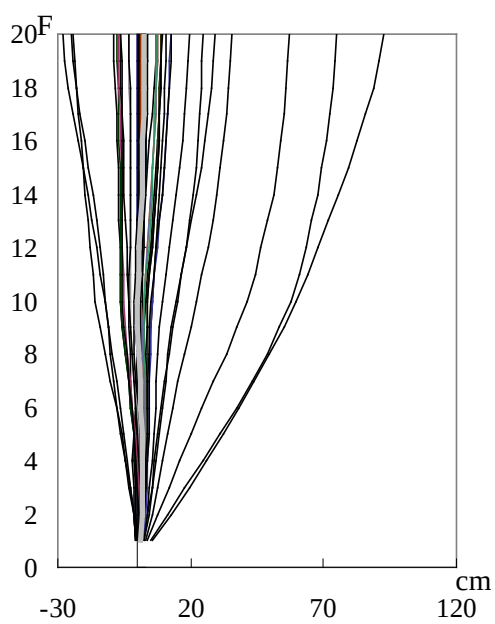


(a) MRF20-0.20 (C-SAN EW)

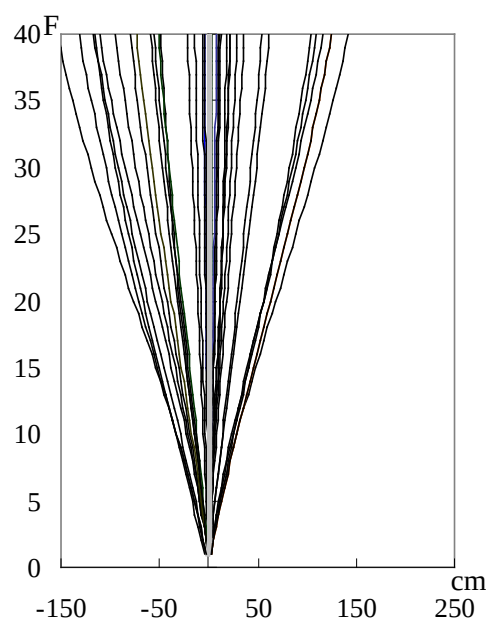


(b) MRF40-0.30 (KK-WOS EW)

図 5.10 長周期地震動に対するモデルの屋根水平変位の時刻歴 ($P\Delta$ 効果考慮)



(a) MRF20-0.20



(b) MRF40-0.30

図 5.11 間柱補強後のモデルの各層の変位 (10 秒間隔, $P\Delta$ 効果考慮)

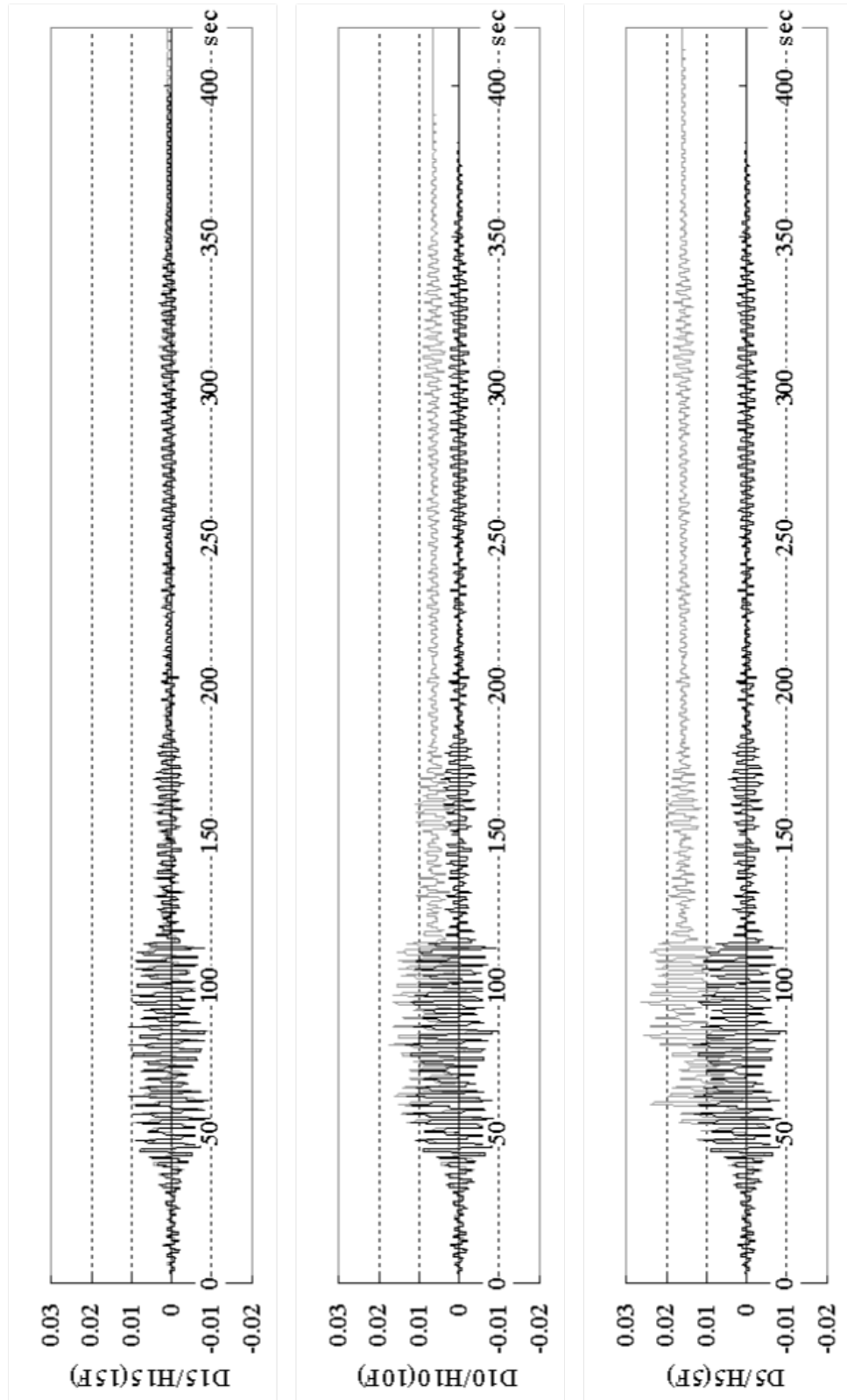


図 5.12 C-SAN EW 波に対する MRF20-0.20 の層間変形角の時刻歴

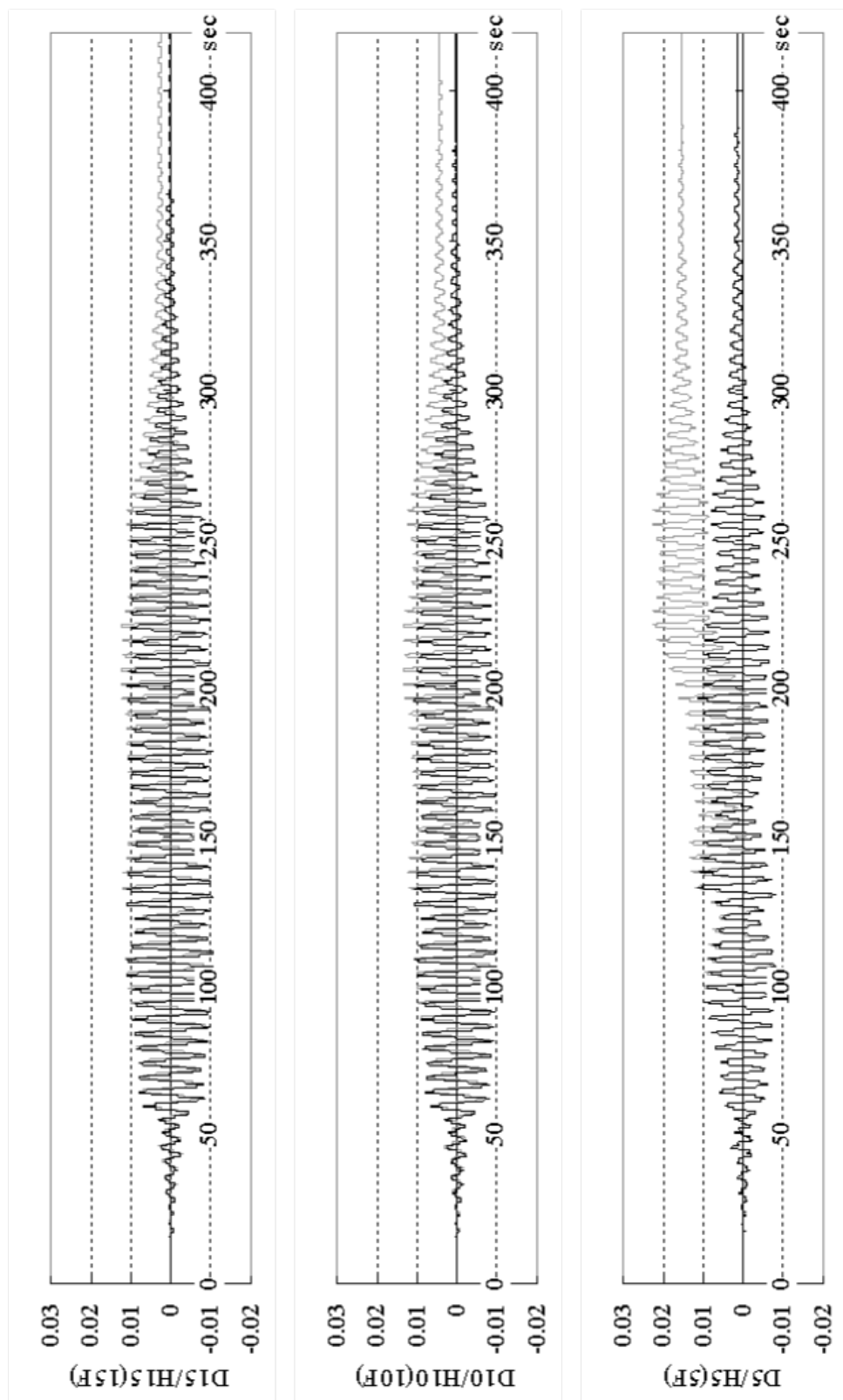


図 5.13 KK-WOS EW 波に対する MRF40-0.30 の層間変形角の時刻歴

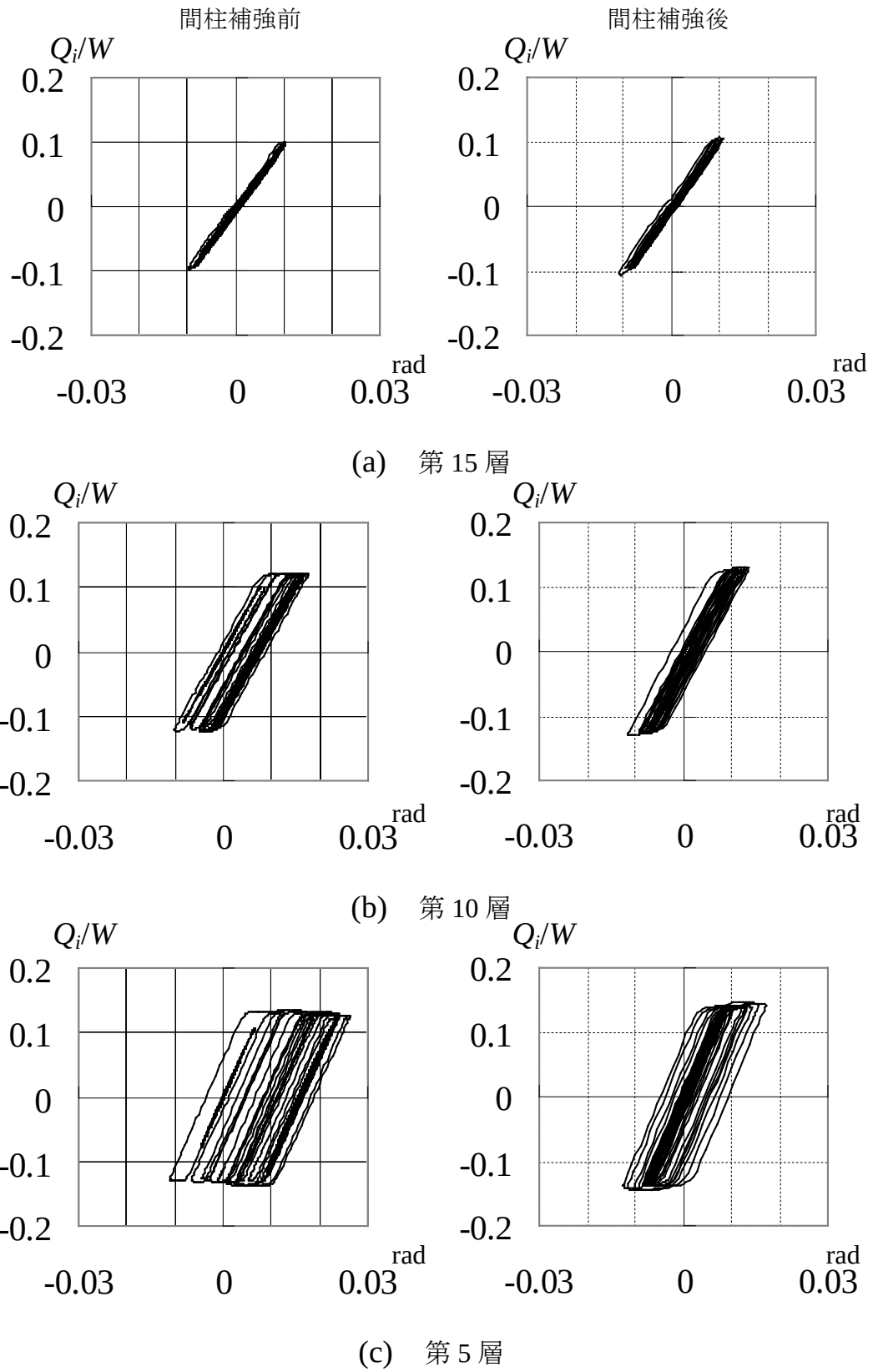
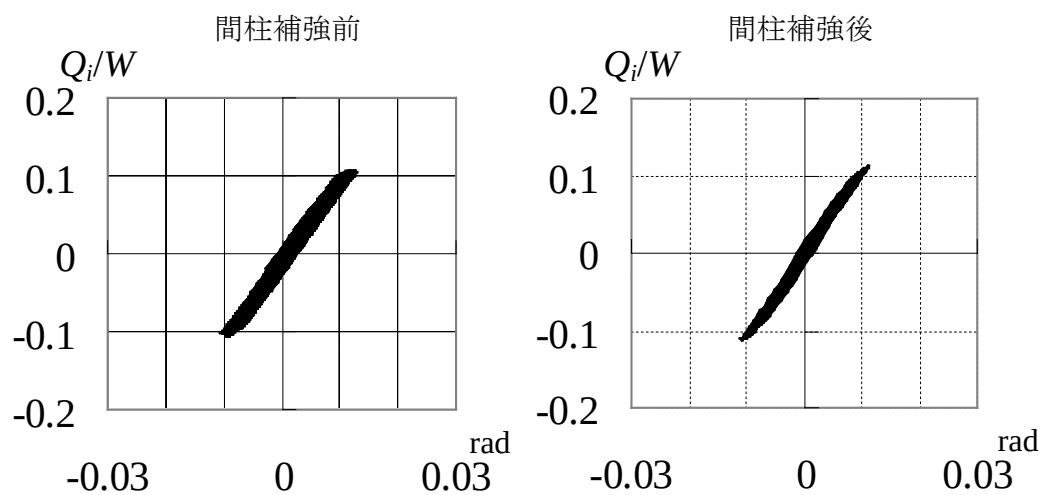
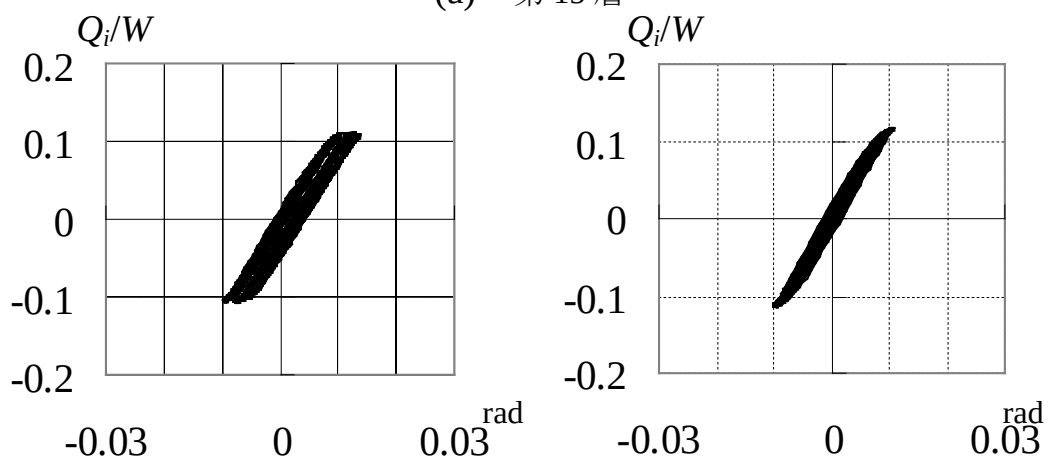


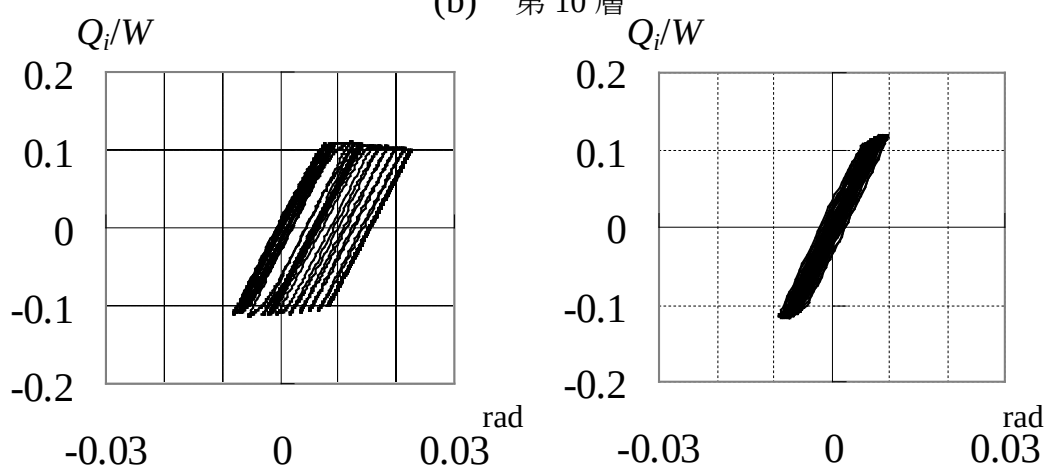
図 5.14 C-SAN EW 波に対する MRF20-0.20 の復元力特性



(a) 第15層



(b) 第10層



(c) 第5層

図 5.15 KK-WOS EW 波に対する MRF40-0.30 の復元力特性

5.5 結論

本章の結論は以下の通りである。

1. 既存超高層建物が長周期地震動を受けた場合に变形累積を回避する手法として、大变形時にも弾性を保つ高強度鋼間柱を連層で付設する耐震補強法を提案した。提案補強法では PI 効果を考慮した塑性化後層剛性を正とするのに必要な分量の高強度鋼間柱を付設するだけでよいので、補強鋼材量が制振ブレースなどで耐力を上げる補強と比較して少ない点に特徴がある
2. 補強間柱に対する既存梁の剛比が大きい事に着目し、梁を剛とした場合の補強間柱の仮定断面決定法を定式化した。また、この仮定断面決定法に加えて、 PI 効果を考慮した静的増分解析と時刻歴応答解析により検証を行う、総合的な補強設計法を提示した
3. 20 層 3 スパンと 40 層 3 スパンの純ラーメン骨組の補強設計例を通じて、 PI 効果を考慮した静的増分解析と時刻歴応答解析を行い、以下の事項を例証した
 - (a) 現在開発が進められている 800~1000MPa 級鋼材を間柱として用いることで、0.02rad 程度の大きな層間変形角まで弾性を保つ補強間柱を、現実的な寸法で設計することができる。
 - (b) 無補強時に C-SAN EW 波や KK-WOS 波に対して下層部での変形累積が発生した骨組でも、提案仮定断面決定法を用いて補強設計を行うことで変形累積を回避できる。

参考文献

- [1] 日本建築学会：長周期地震動と建物の耐震性，丸善，2007
- [2] 金紋廷，荒木慶一，山川誠，田川浩，五十子幸樹：極大地震動に対する超高層純ラーメン鋼構造建物の動的応答に及ぼす $P-\Delta$ 効果の影響，日本建築学会構造系論文集，第 644 号，pp. 1861-1868，2009.10
- [3] 上谷宏二，田川浩：梁降伏型平面骨組の動的崩壊過程における変形集中現象，日本建築学会構造系論文集，第 483 号，pp. 51-60，1996.5
- [4] K Uetani, H Tagawa: Criteria for suppression of deformation concentration of building frames under severe earthquakes, *Engineering Structures*, Vol. 20, Nos. 4-6, pp. 372-383, 1998
- [5] A Gupta, H Krawinkler: Behavior of ductile SMRFs at various seismic hazard levels, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 1, pp. 98-107, 2000
- [6] A Gupta, H Krawinkler: Dynamic P-delta effect for flexible inelastic steel structures, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 1, pp. 145-154, 2000
- [7] 山崎真司，遠藤和明：弾塑性地震応答における $P-\Delta$ 効果と安定比，日本建築学会構造系論文集，第 527 号，pp. 71-78，2000
- [8] 田川浩之，G Macrae, L Lowes: 動的安定係数を用いた多層建物における地震応答の評価，動的安定性の観点からみた心棒効果 その 1，日本建築学会構造系論文集，第 618 号，pp. 57-64，2007.8
- [9] JM Ricles: Posttensioned Seismic-resistant connections for steel frame, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 127, No. 2, pp. 113 -121, 2001
- [10] 池永昌容，長江拓也，中島正愛，吹田啓一郎：残留変形低減を目指したセルフセンタリング柱脚の開発と載荷実験，日本建築学会構造系論文集，第 612 号，pp. 223-230，2007.2
- [11] 濱田征彦，木村寛之，金紋廷，荒木慶一，上谷宏二：高強度鋼間柱を用いた鋼構造高層骨組の変形集中現象抑止策，日本建築学会大会学術講演梗概集，B1，pp. 305-306，2008
- [12] 濱田征彦，荒木慶一，金紋廷，木村寛之：高強度鋼間柱を用いた鋼構造高層骨組の変形集中現象抑止策（その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，C1，pp. 703-704，2009
- [13] 川畑友弥，有持和茂，橋田知幸，沼田俊之，甲津功夫，多田元英，桑原進，多賀謙蔵：1000N 級鋼(950N/mm² 鋼)の建築構造物への適用性について その 1 鋼材特性の把握，日本建築学会大会学術講演梗概集，A1，pp. 97-98，2005
- [14] 佐藤篤司，木村慧，吹田啓一郎，井上一朗：建築構造用高強度鋼材 H-SA700A を用いた柱梁材を弾性に留める乾式接合法の開発，日本建築学会構造系論文集，第 646 号，pp. 2355-2364，2009.12

- [15] 小川厚治, 多田元英: 柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発, 第 17 回情報・システム・利用・技術シンポジウム論文集, pp. 79-84, 1994
- [16] 国土交通省中部地方整備局: 名古屋市三の丸地区における地域特性を考慮した耐震改修のための基盤地震動の作成 (概要版), 2004

第 6 章 結語

6.1 本論文の結論

本論文では、長周期地震動に対する超高層鋼構建造物の応答に及ぼす PA 効果の影響について、特に下層部における一方向への変形累積に焦点を当て、部材レベルの時刻歴応答解析による検討を行った。これらの検討より得られた結論は、以下のようにまとめられる。

6.1.1 中期（1981-1995）の超高層建物

中期に建設された超高層建物の代表例として、20, 30, 40 層（いずれも 3 スパン）の純ラーメン平面骨組を取り上げ、層数に加えて設計用荷重をパラメータとして合計 9 通りの骨組を設計し、部材レベルの平面フレームモデルを用いた時刻歴応答解析を行った。ここでは、まず、3 つの標準的既往波を用いて、地震動の増幅レベルを増加した場合の応答の変化を調べる動的増分解析を行った。次に、想定長周期地震動の C-SAN EW 波や KK-WOS EW 波を用いて、波形を増幅させることなく解析を行った。これらの解析より得られた主な知見は以下の通りである。

1. 標準的既往波の場合、PGV が 100cm/s に一致するように波形を増幅した場合でも、ごく一部の例外を除いて一方向への変形累積は観察されなかった。
2. C-SAN EW 波や KK-WOS EW 波の卓越周期と近い固有周期を持つ骨組では、これらの地震動の波形を増幅しなくても、下層部において安定変形角を超える変形が多数回生じて変形が一方向へ累積し、過大な残留変形が発生し、地震後の継続使用が極めて難しくなる危険性がある。
3. 層数が 20, 30, 40 層、標準せん断力係数 C_0 が 0.2, 0.3, 0.4 の合計 9 通りの組み合わせについて設計と解析を行った。その結果、20 層と 30 層の骨組では建築基準法の下限である $C_0=0.2$ の場合に、それぞれ、C-SAN EW 波と KK-WOS EW 波の下で一方向への変形累積が発生した。特に 30 層骨組では倒壊といえるような大きな変形が発生した。また 40 層の骨組では、既存超高層建物で用いられる値の平均である $C_0=0.3$ の場合に、KK-WOS EW 波の下で一方向への変形累積が発生した。

4. 20 層骨組では、第 1 層柱脚以外の柱で塑性化が生じなかった場合でも、下層部において、一方向への変形累積とこれに伴う過大な残留変形が発生した。そのため、柱梁耐力比を上げて柱の塑性化を回避する設計だけでは、一方向への変形累積を防ぐことはできない。なお、以下で述べるように柱の塑性化は倒壊に至る危険性を高めるので、十分な柱梁耐力比を確保することが重要であることに変わりはない。
5. 高層化により建物のアスペクト比が大きくなると、転倒モーメントによる柱軸力変動のために柱の塑性化が生じやすくなる。そのため、レベル 2 地震動の下では梁降伏型の崩壊メカニズムとなっていた骨組でも、長周期地震動の下では柱が塑性化し柱降伏型の崩壊メカニズムに移行する危険性が高くなる。柱が塑性化すると、最悪の場合、倒壊に至る危険性が高くなるため注意を要する。
6. 変形累積を抑止するのに必要な（スラブとの合成効果を無視した）梁の第二分枝勾配比は 20 層骨組で 0.06、30 層と 40 層骨組では 0.08 であった。そのため、鋼材のひずみ硬化のみで変形累積を回避するのは難しいと考えられる。

6.1.2 後期（1996-現在）の超高層建物

後期に建設された超高層建物の代表例として、20 層、3x5 スパンの制振ブレース付骨組を取り上げ、設計用荷重をパラメータとして 3 通りの骨組を設計し、部材レベルの疑似立体フレームモデルを用いて時刻歴応答解析を行った。ここでは、現行の告示スペクトルを満足する 3 波の設計用模擬地震動と、想定長周期地震動の C-SAN EW 波を対象として、地震動の増幅レベルを増加した場合の応答の変化を調べる動的増分解析を行った。これらの解析から得られた主な知見は以下のようにまとめられる。

(a) 設計用模擬波に対する応答

1. 現行の設計基準を満足する制振ブレース付骨組でも、設計用模擬地震動を 1.5 倍以上に増幅すると、ほとんどの場合で下層部における一方向への変形累積と、これに伴う過大な残留変形が発生した。一般に、制振ブレース付骨組などの制振骨組では、純ラーメン骨組などの耐震骨組と比較して残留変形が小さいことが指摘されており、レベル 2 地震動に対する応答で主体骨組がわずかしか塑性化しない場合、この指摘は妥当である。しかし、レベル 2 より大きい地震動に対する応答で主体骨組が大きく塑性化した場合、この指摘は必ずしも成立しない。
2. 制振ブレースのエネルギー吸収効率を高めるために、主体骨組の弾性剛性を意図的に低減させる設計が行われることが多い。適切に設計された骨組では、主体骨組の弾性剛性を低減しても、設計用模擬地震動に対する応答はほとんど変化がない。し

かし、1.5 倍以上に増幅した設計用模擬地震動に対しては、主体骨組の弾性剛性を低減するにつれて、変形累積が発生する危険性が高くなる。

(b) 想定長周期地震動 C-SAN EW 波に対する応答

1. 制振ブレース付骨組では、C-SAN EW 波を 1.25 倍に増幅しないと下層部における一方向への変形累積は発生しなかった。純ラーメン骨組と比較して制振ブレース付骨組で変形累積が発生しにくいのは、制振ブレース付骨組の安定変形角（接線剛性の符号が正から負に転じる層間変形角）の方が、純ラーメン骨組の安定変形角よりも大きいためと考えられる。
2. 20 層純ラーメン骨組の場合と同様に、一方向への変形累積が発生した場合でも、第 1 層柱脚を除いて柱は全て弾性であった。このことから、制振ブレース付骨組においても、柱を弾性に保つだけでは変形累積を防止することはできないといえる。
3. 変形累積防止に必要な梁の第二分枝勾配比は 0.06 であった。そのため、制振ブレース骨組においても、鋼材のひずみ硬化のみで変形累積を防止するのは難しいと考えられる。

6.1.3 高強度鋼を用いた補強

1. 既存超高層建物が長周期地震動を被った際の、下層部における一方向への変形累積を防ぐための手法として、大変形時（層間変形角＝0.02rad 程度）にも弾性を保つ、高強度鋼を用いた間柱を連層で付設する耐震補強法を提案した。提案手法の力学的な特徴は、安定変形角の値を長周期地震動時に想定される層間変形角（＝0.015rad 程度）よりも大きくすることで、変形の一方向への累積を回避する点にある。
2. 提案補強法では、 PI 効果を考慮した塑性化後層剛性を正とするのに必要な分量の高強度鋼間柱を付設するのみでよいので、ブレースの付加により耐力を向上させる手法などと比較して、補強鋼材量や既存骨組が負担する地震力の増加が少ない点に特徴がある。
3. 補強間柱に対する既存梁の剛比が大きい事に着目し、梁を剛とした場合の補強間柱の仮定断面決定法を定式化した。この仮定断面決定法と、 PI 効果を考慮した静的増分解析と時刻歴応答解析を用いた、総合的な補強設計法を提示した。
4. 無補強時に C-SAN EW 波や KK-WOS EW 波に対して変形累積が発生した 20 層と 40 層の純ラーメン骨組の補強設計例を通じて、現実的な寸法で間柱の設計が可能であることと、提案補強法を用いることで下層部での一方向への変形累積を回避できることを例証した。

6.2 今後の課題

1. **局部座屈などの局所的な劣化要因の影響の検討**：既存超高層建物の梁では、現在の超高層建物の梁よりも幅圧比が大きい場合が多い。また、アスペクト比が高い超高層建物の柱に局部座屈が発生すると、建物全体の応答に及ぼす影響が大きいと考えられる。そのため、これらの影響を的確に評価する必要がある。また必要に応じて、高強度間柱の補強量を増やすなど、対策面の検討も重要である。
2. **梁と床スラブの合成効果のモデル化の精度向上**：梁と床スラブの合成効果については、特にモーメントー回転角関係の塑性化後剛性をどのように設定するかについて、現在でも明確な方針は定まっていない。また、本論文では論旨を明確にするため、 PA 効果以外は通常の構造設計で用いられることが多いモデル化を参考に、弾性剛性のみを増幅することで合成効果をモデル化した。そのため、合成効果のモデル化の精度向上と、これが応答に及ぼす影響についての検討が望まれる。
3. **制振ブレース付骨組における高層化の影響の検討**：本論文では、純ラーメン骨組に関しては、20 層、30 層、40 層の骨組について検討を行った。しかし、制振ブレース付骨組に関しては、20 層の骨組のみについての検討に留まっている。そのため、今後、30 層や 40 層、もしくはそれ以上の高層の骨組の検討が必要である。
4. **下層部での一方向への変形累積の力学的メカニズムの解明**：下層部での一方向への変形累積の力学的メカニズムについては、まだ未解明な点が多い。そのため、時刻歴応答解析時の接線剛性行列の固有値などを用いた検討を行う必要がある。
5. **高強度鋼間柱の接合法の検討**：本論文では、近年開発中の高強度鋼を用いた間柱を適用することで、現実的な寸法の断面の部材の範囲の設計により、下層部における一方向への変形累積を抑止できることを例示した。しかし、提案手法を実構造物に適用するためには、接合法の検討が重要である。今後、耐震補強と新規建築の両方の場合に対して、どのように接合すれば必要とされる剛性、耐力、施工性を確保できるかを実験により明確にしなければならない。
6. **RC 造、CFT 造などを対象とした検討**：本論文では S 造のみを扱ったが、第 1 章でも述べたように、近年、RC 造や CFT 造の超高層建物が急増している。特に超高強度 RC 部材は、多数回の塑性変形を受けた場合の挙動に関して明確でない点も多い。そのため、これらの構造形式の超高層建物の長周期地震動に対する耐震性評価は喫緊の課題である。
7. **諸外国の超高層建物の長周期地震動に対する耐震性の検討**：超高層建物の耐震性が日本より低い国や地域が多い。そのため、これらの国や地域における超高層建物の

長周期地震動に対する耐震性確保は重要な課題である．

8. **断層近傍の長周期パルス波に対する応答の検討**：本論文では，論点を明確にするため，海溝型地震による継続時間が長い長周期地震動を対象とした検討を行った．しかし，補足的に行った兵庫県南部地震の JR 鷹取波に対する検討では， $P\Delta$ 効果を見逃した場合でも，低層部だけでなく高層部にも大きな残留変形が発生する結果となった．このような断層近傍の長周期パルス波に対する応答の検討は，今後の重要な課題である．

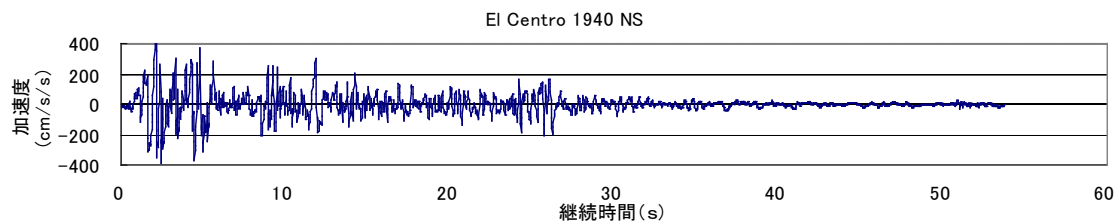
APPENDIX A 検討用地震動の詳細

1. 標準的既往波(1994 年基準)

地震動	継続時間(s)	PGA(cm/s ²)	PGV(cm/s)	卓越周期(s)
El Centro NS	53.74	341.7	33.4	1
Taft EW	54.38	175.9	17.71	0.5
Hachinohe NS	50.98	229.65	34.44	2.5

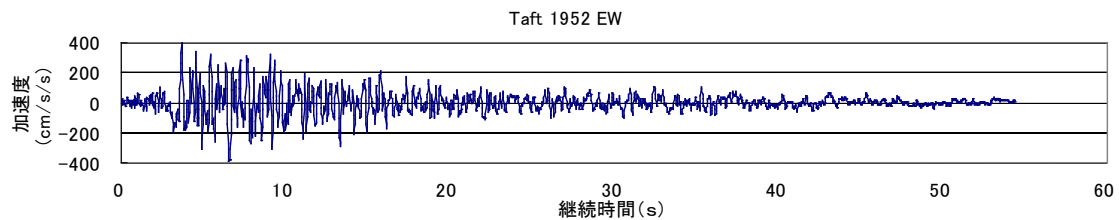
(a) El Centro NS

- (1) 発生時間：1940 年 5 月 18 日 20 時 37 分
- (2) マグニチュード：6.4
- (3) 位置：32.7N、115.5W (Imperial Valley 地震)
- (4) 地震計：USGS スタンダード型
- (5) 時刻歴



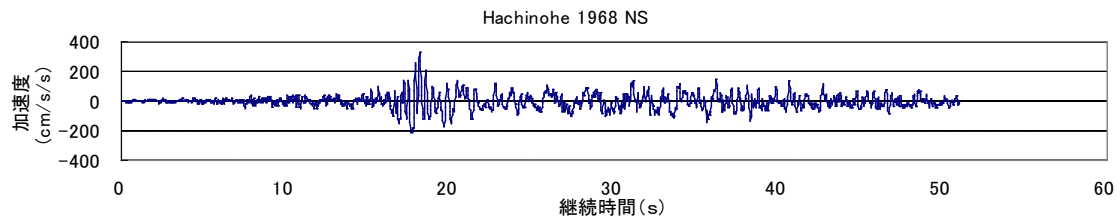
(b) Taft EW

- (1) 発生時間：1952 年 7 月 21 日 4 時 52 分
- (2) マグニチュード：7.7
- (3) 位置：35.0N、119.0W (Kern County 地震)
- (4) 地震計：USGS スタンダード型
- (5) 時刻歴



(c) Hachinohe NS

- (1) 発生時間：1968 年 5 月 16 日 9 時 47 分 55 秒頃
- (2) マグニチュード：7.8
- (3) 位置：N40°42'、E143°42'（十勝沖地震）
- (4) 地震計：SMAC - B2 型
- (5) 時刻歴

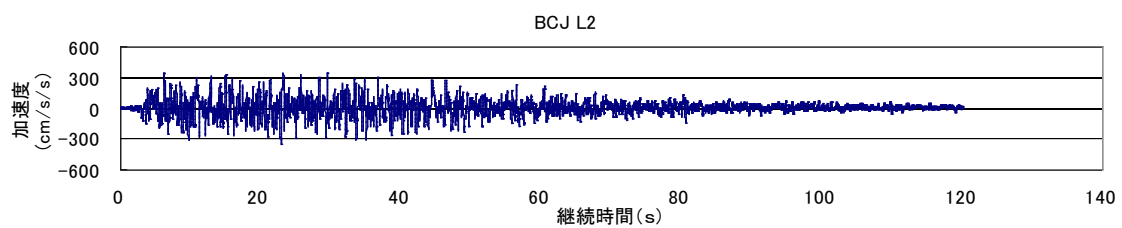


2. 設計用模擬地震動

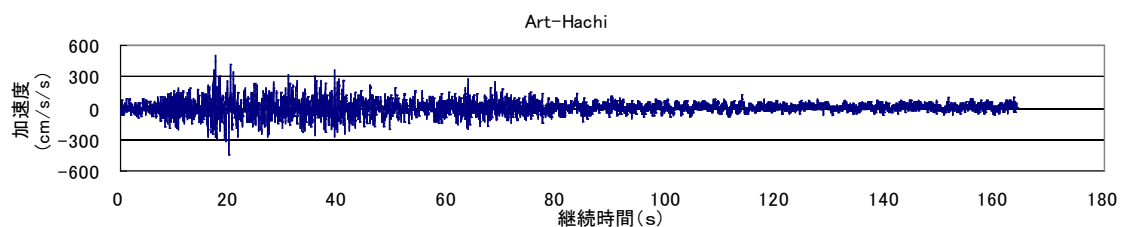
地震動	継続時間(s)	PGA(cm/s ²)	PGV(cm/s)	卓越周期(s)
BCJ L2	119.99	355.7	57.4	
ART-HACHI	163.9	466.7	64.0	
ART-TOMA	427.7	459.1	71.7	

(a) 時刻歴

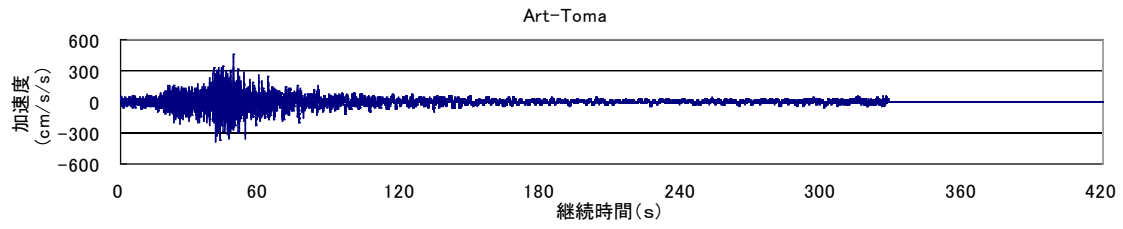
(1) BCJ L2



(2) ART-HACHI



(3) ART-TOMA



Appendix B 梁のモーメントー回転角関係のモデル化と塑性率の定義

本論文での梁塑性率の計算では, 図 B.1 のように軸力を受けない状態の純曲げ変形による弾性領域での回転角を最大値($=\theta_{\max}$)として部材の最大回転角との割りを塑性率とする. 塑性率の定義式は次になる.

$$\mu = \frac{\theta}{\theta_{\max}}$$

μ : 塑性率

$\theta_{\max}$: 純曲げモーメントを受ける場合の部材の弾性領域での最大回転角

θ : 解析結果での部材の最大回転角

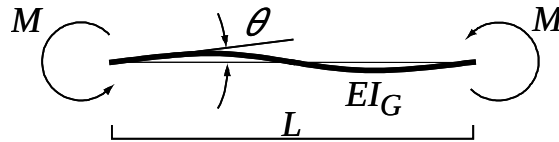
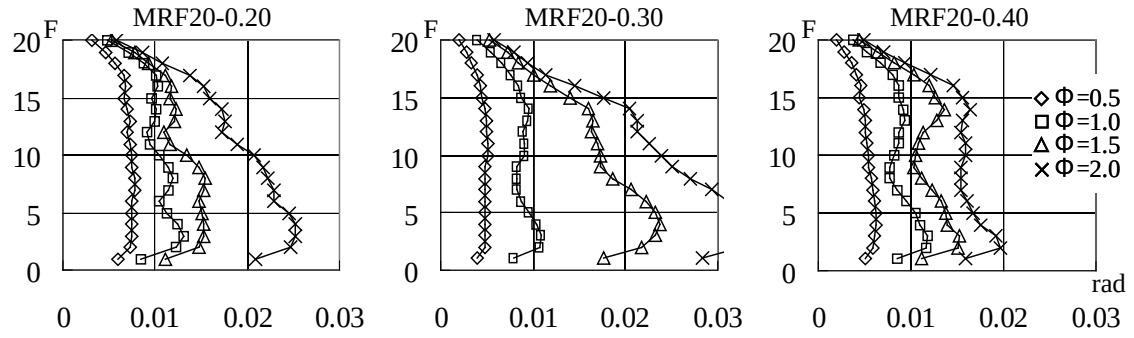


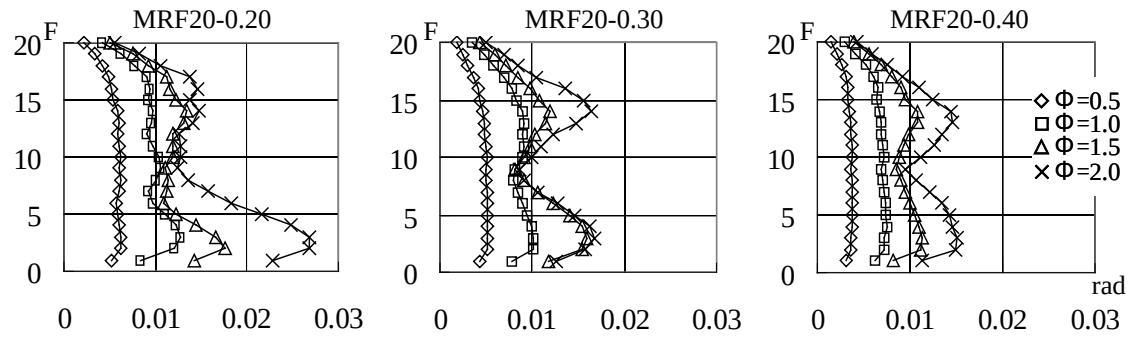
図 B.1 純曲げモーメントを受ける場合の部材の回転角

Appendix C 設計用模擬地震動に対する純ラーメンモデルの動的増分解析

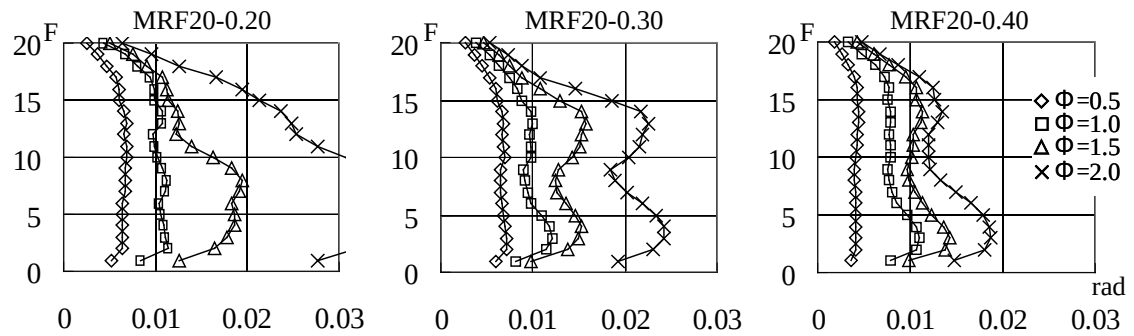
(1) 20 層純ラーメン



(a) BCJ L2

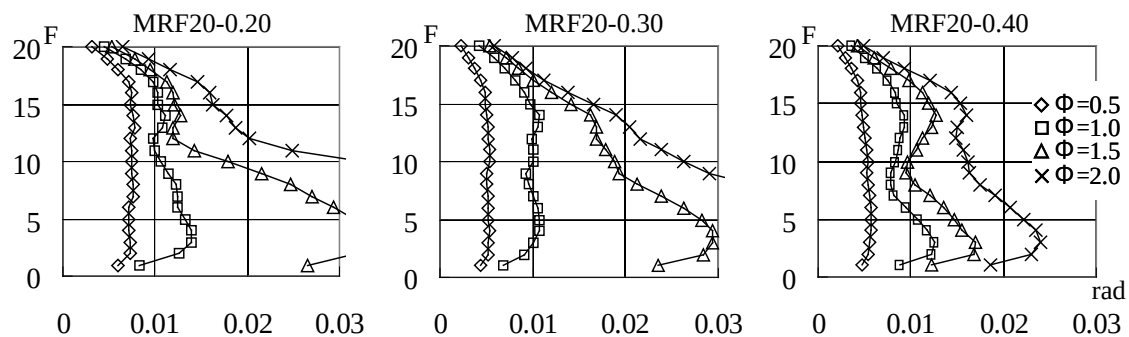


(b) ART-HACHI

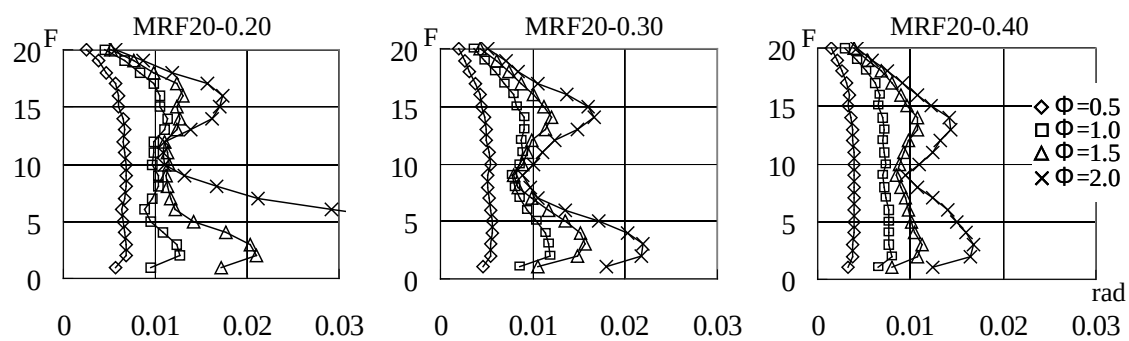


(c) ART-TOMA

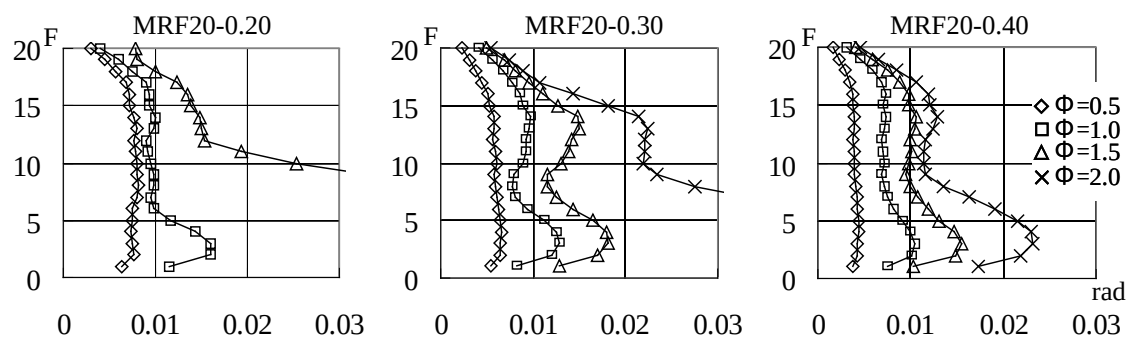
図 C.1(a) 模擬地震動に対する最大層間変形の比較 ($P \Delta$ 効果無視)



(a) BCJ L2

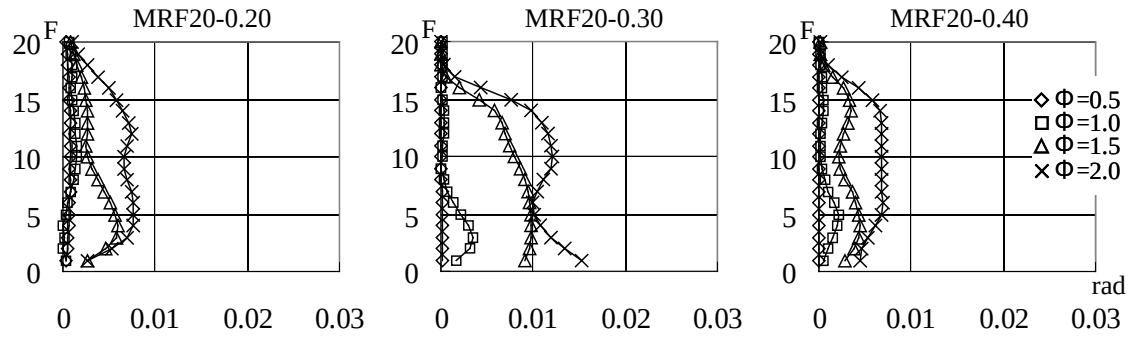


(b) ART-HACHI

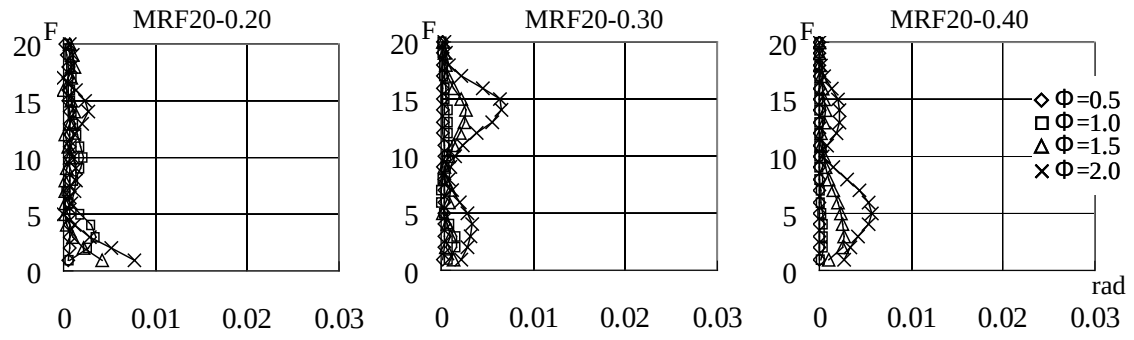


(c) ART-TOMA

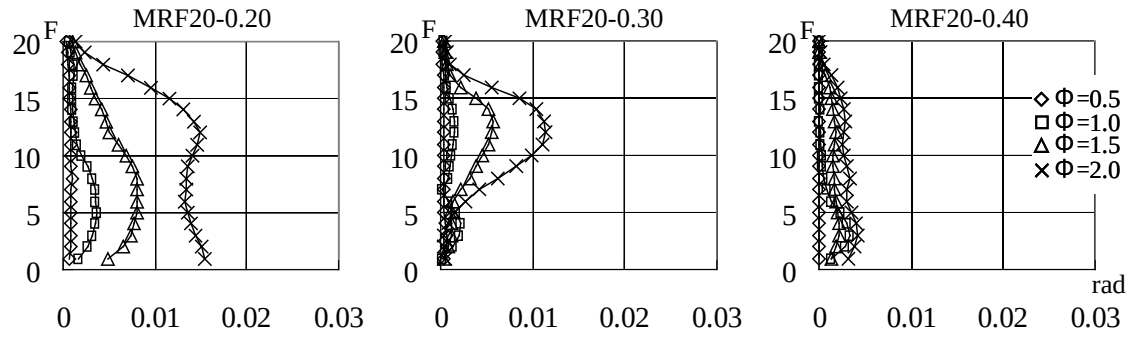
図 C.1(b) 模擬地震動に対する最大層間変形の比較 ($P \Delta$ 効果考慮)



(a) BCJ L2

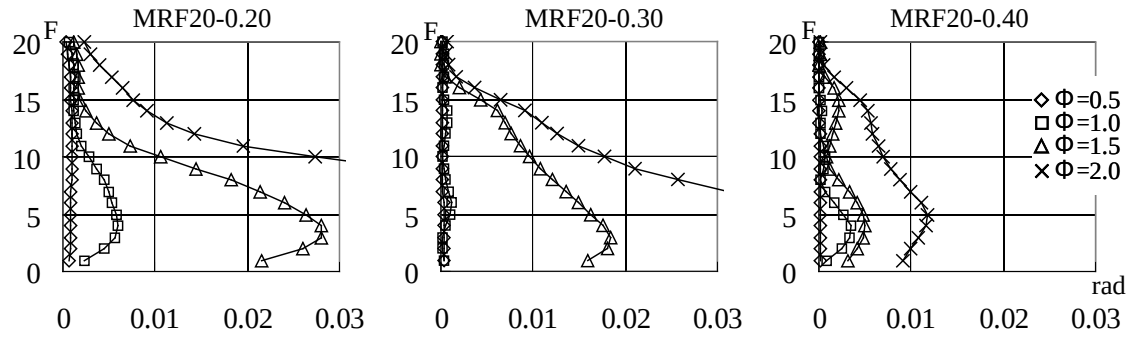


(b) ART-HACHI

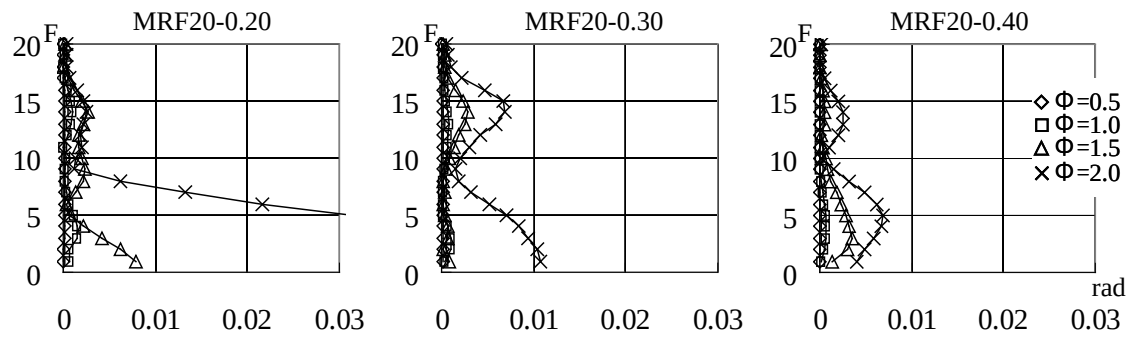


(c) ART-TOMA

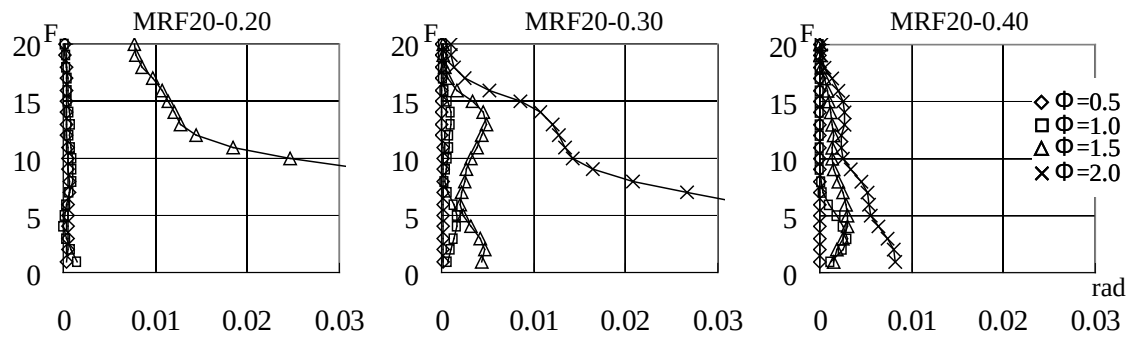
図 C.2(a) 模擬地震動に対する残留層間変形の比較 ($P \Delta$ 効果無視)



(a) BCJ L2



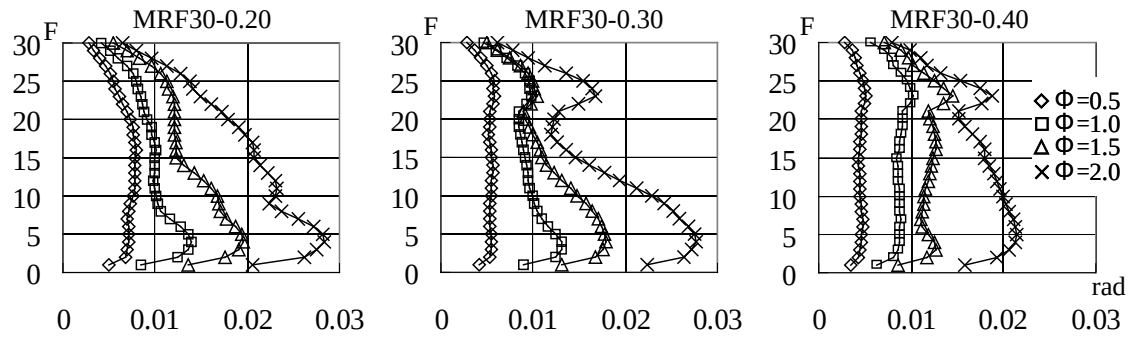
(b) ART-HACHI



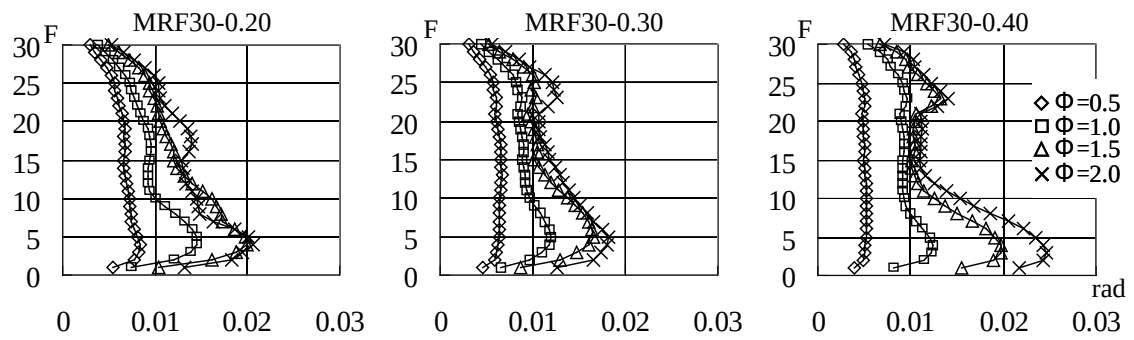
(c) ART-TOMA

図 C.2(b) 模擬地震動に対する残留層間変形の比較 ($P \Delta$ 効果考慮)

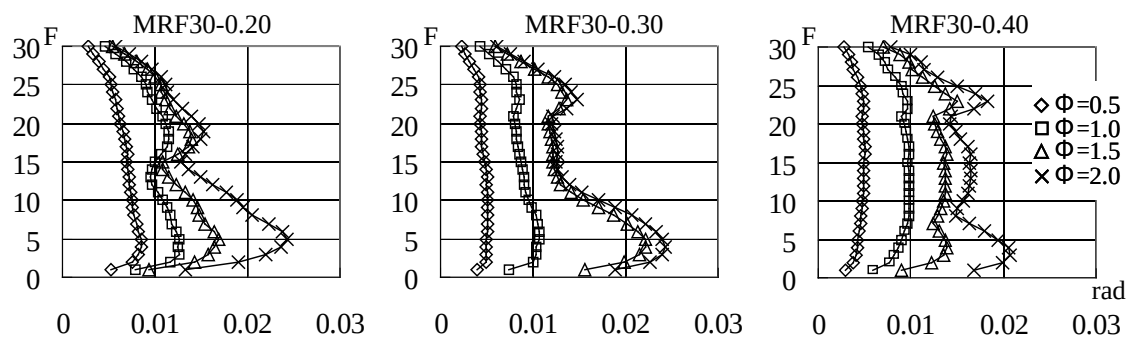
(2) 30 層純ラーメン



(a) BCJ L2

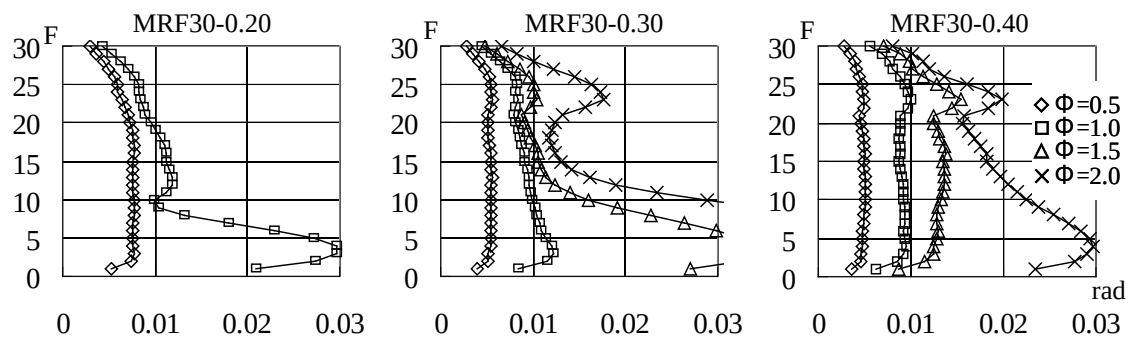


(b) ART-HACHI

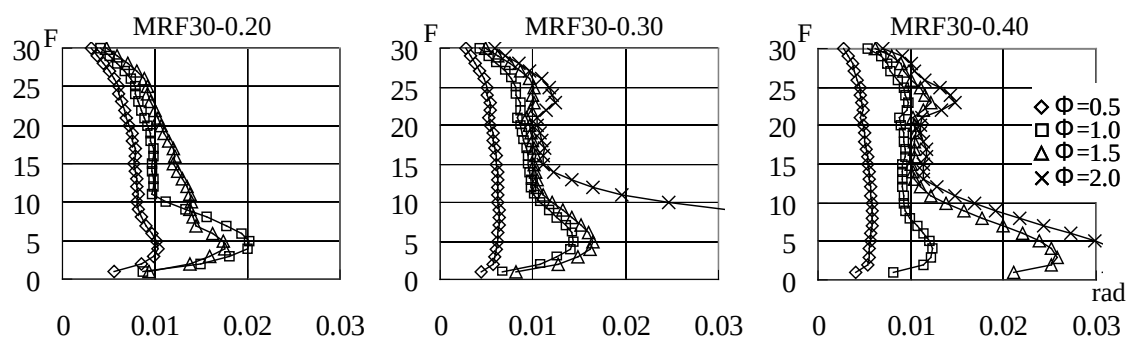


(c) ART-TOMA

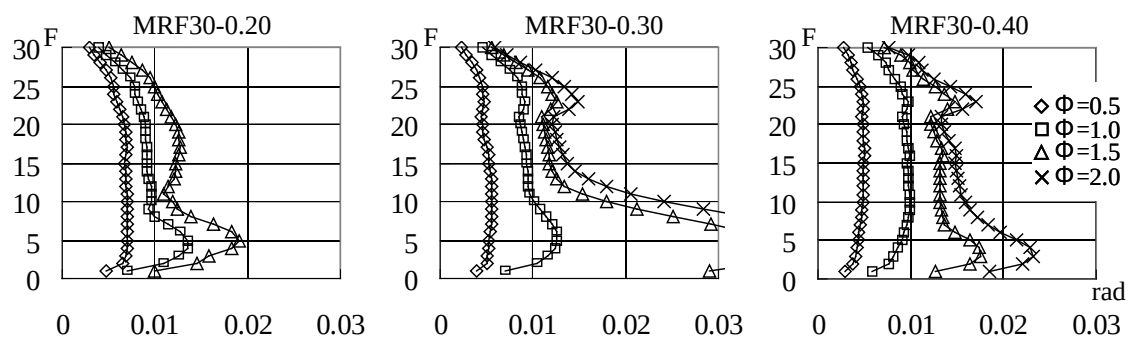
図 C.3(a) 模擬地震動に対する最大層間変形の比較 ($P \Delta$ 効果無視)



(a) BCJ L2

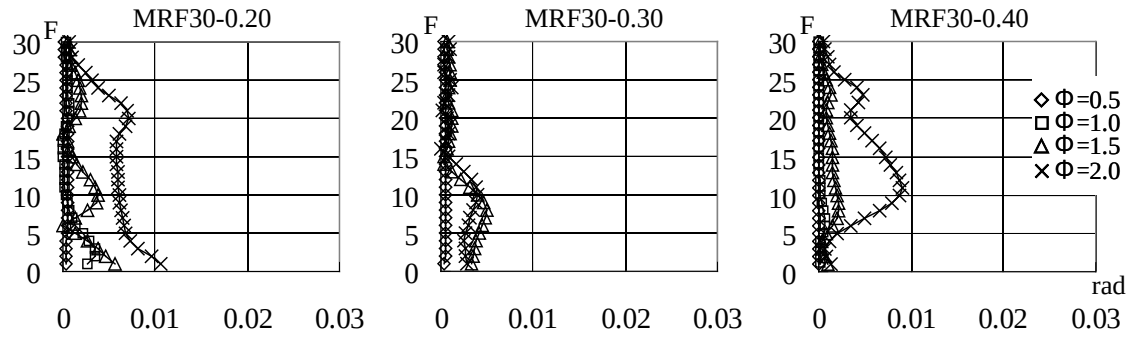


(b) ART-HACHI

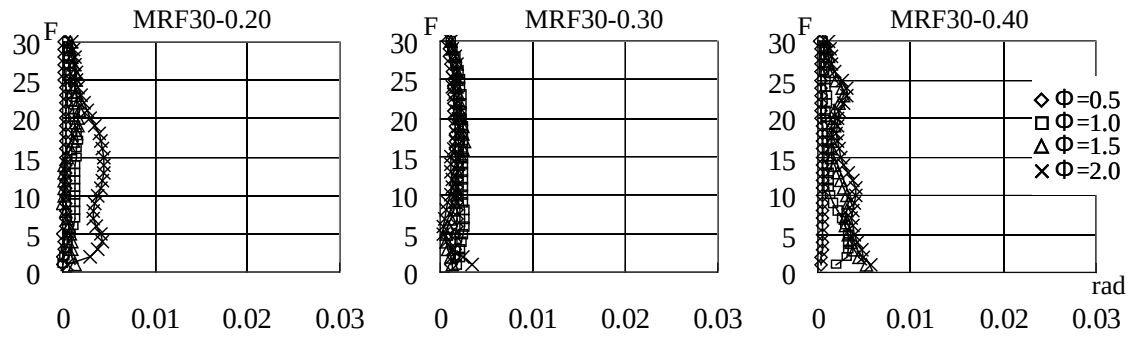


(c) ART-TOMA

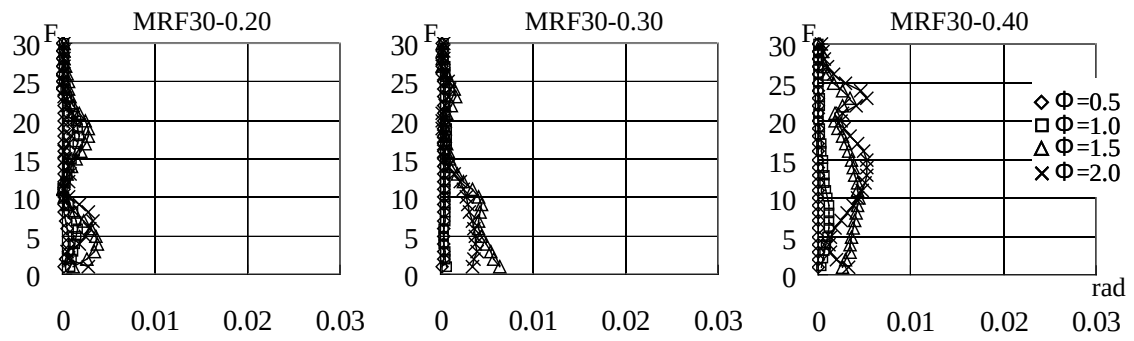
図 C.3(b) 模擬地震動に対する最大層間変形の比較 ($P \Delta$ 効果考慮)



(a) BCJ L2

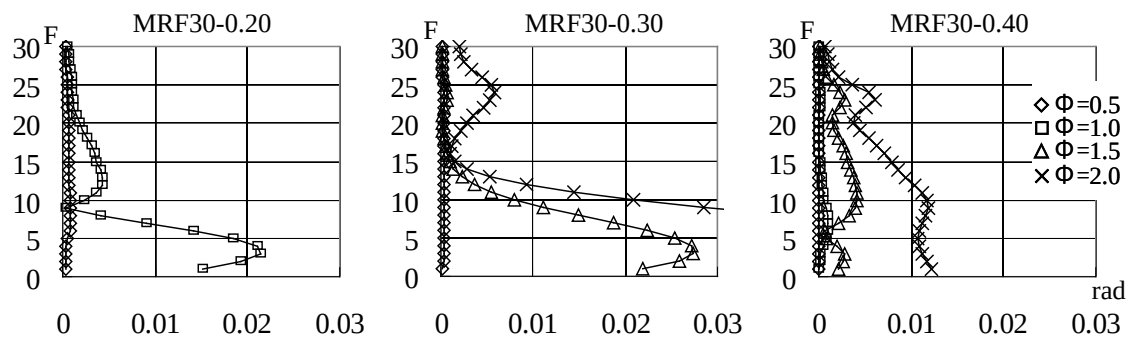


(b) ART-HACHI

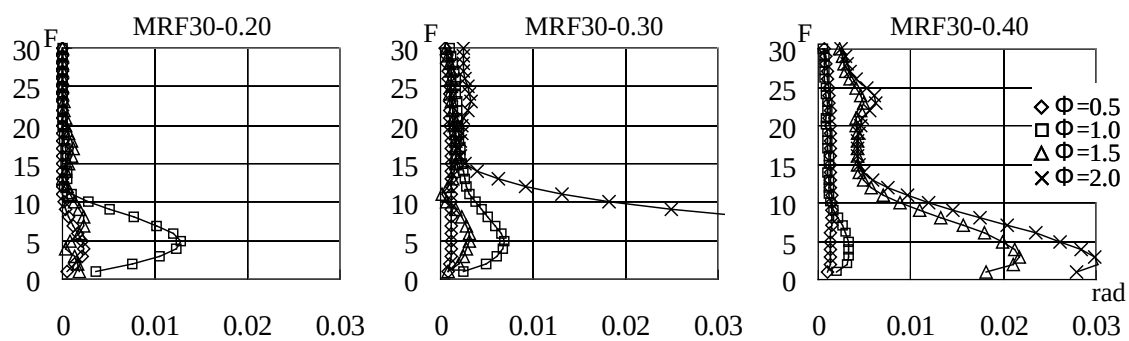


(c) ART-TOMA

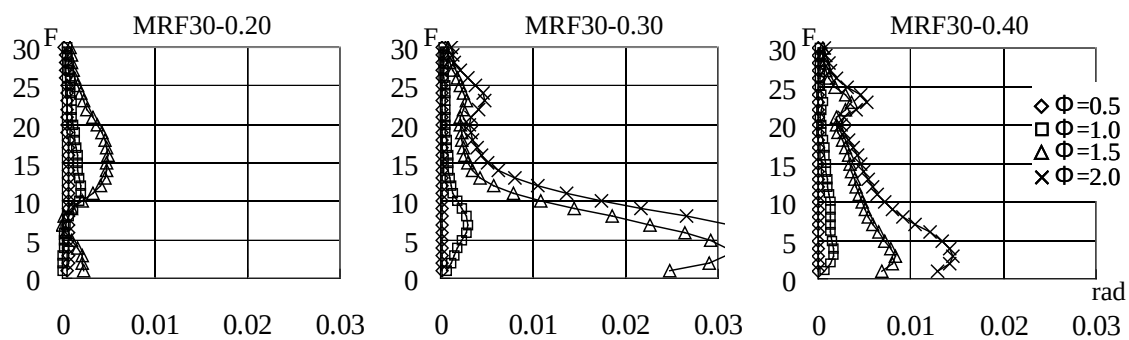
図 C.4(a) 模擬地震動に対する残留層間変形の比較 ($P \Delta$ 効果無視)



(a) BCJ L2



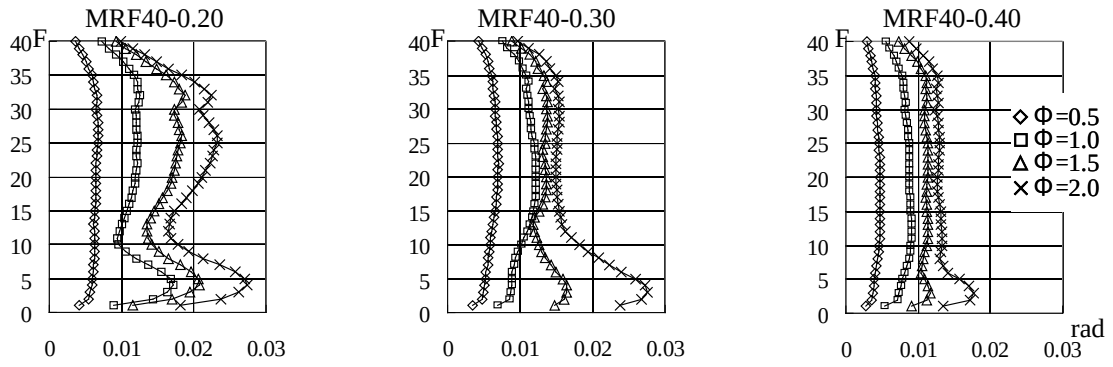
(b) ART-HACHI



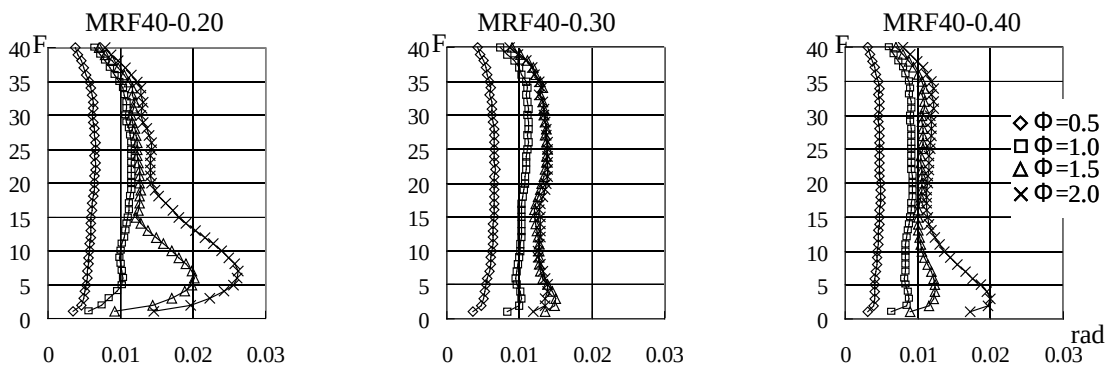
(c) ART-TOMA

図 C.4(b) 模擬地震動に対する残留層間変形の比較 ($P \Delta$ 効果考慮)

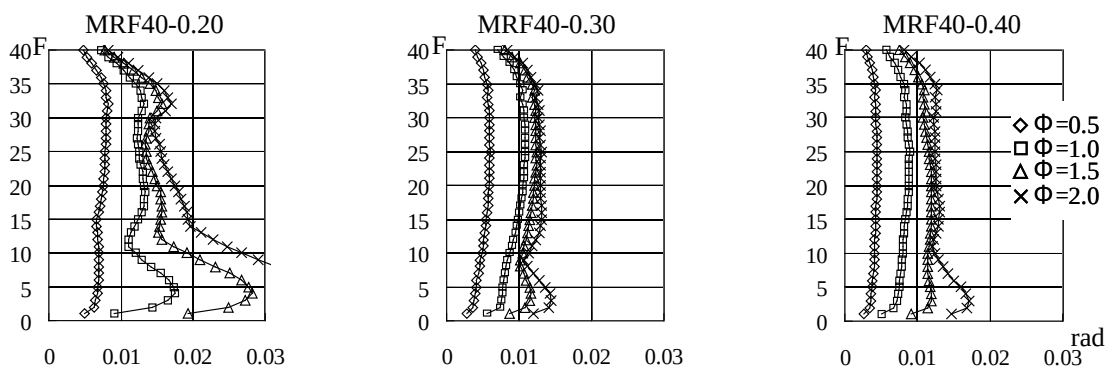
(3) 40 層純ラーメン



(a) BCJ L2

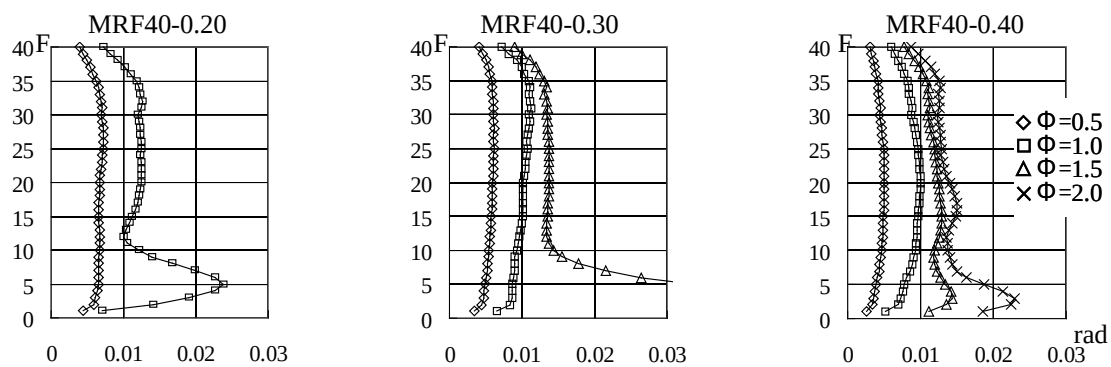


(b) ART-HACHI

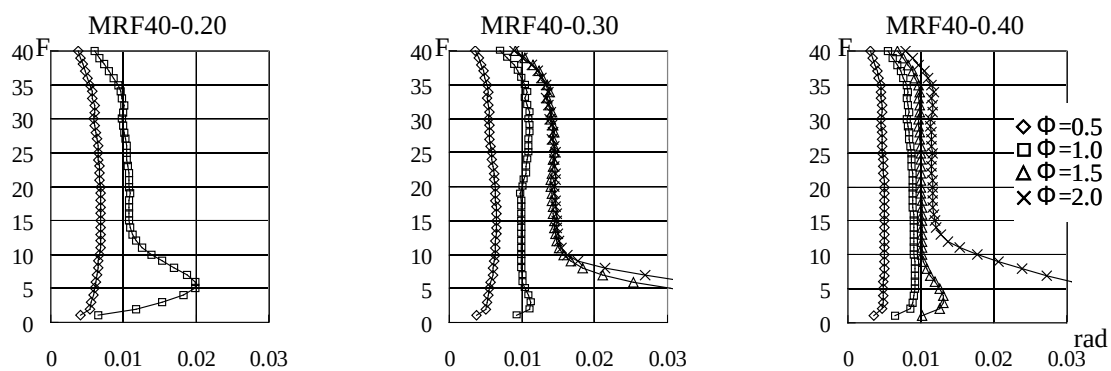


(c) ART-TOMA

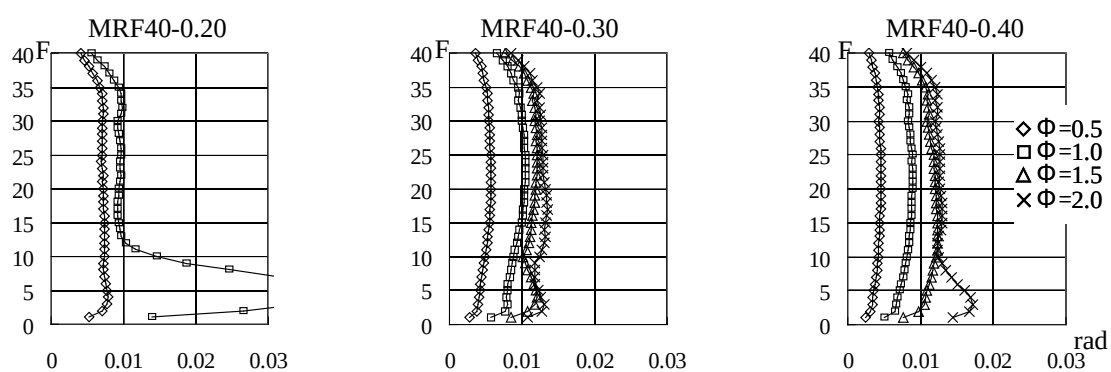
図 C.5(a) 模擬地震動に対する最大層間変形の比較 ($P \Delta$ 効果無視)



(a) BCJ L2

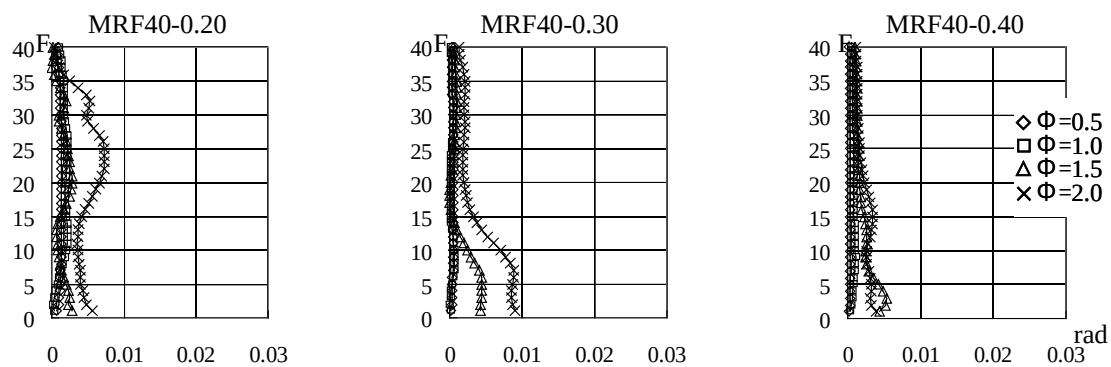


(b) ART-HACHI

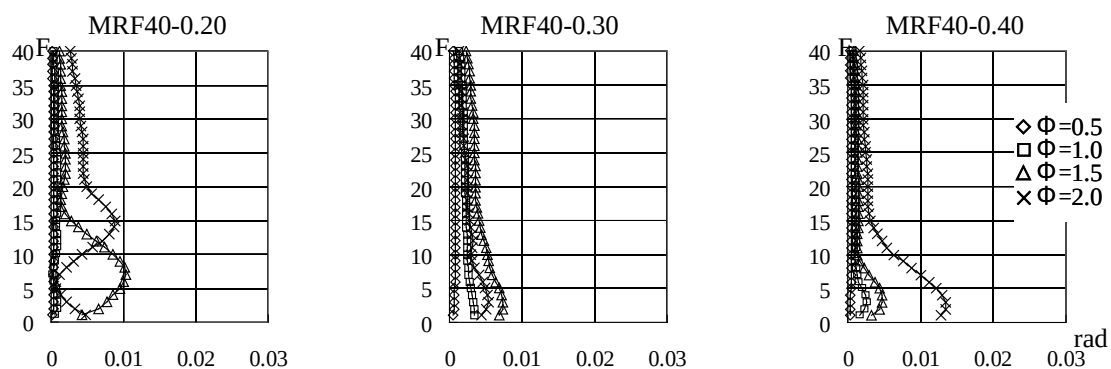


(c) ART-TOMA

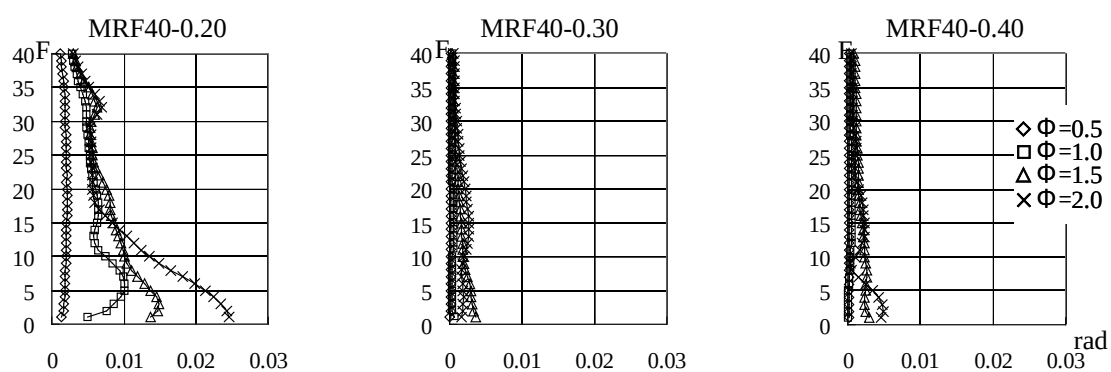
図 C.5(b) 模擬地震動に対する最大層間変形の比較 ($P \Delta$ 効果考慮)



(a) BCJ L2

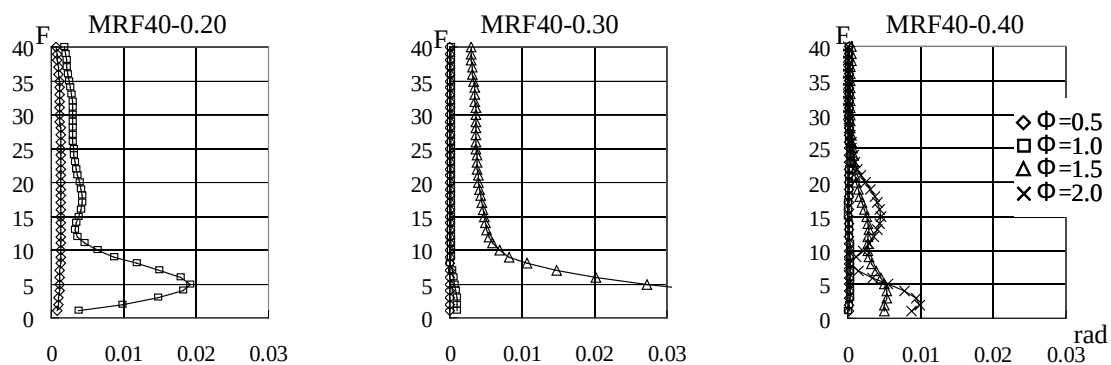


(b) ART-HACHI

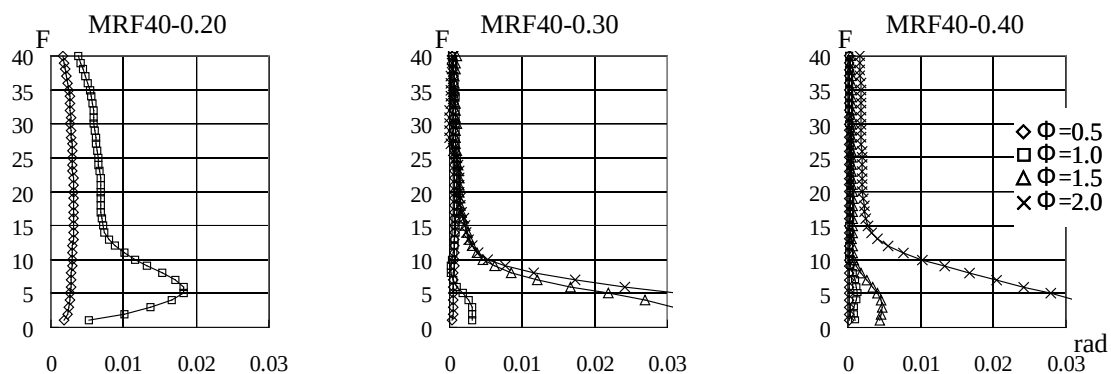


(c) ART-TOMA

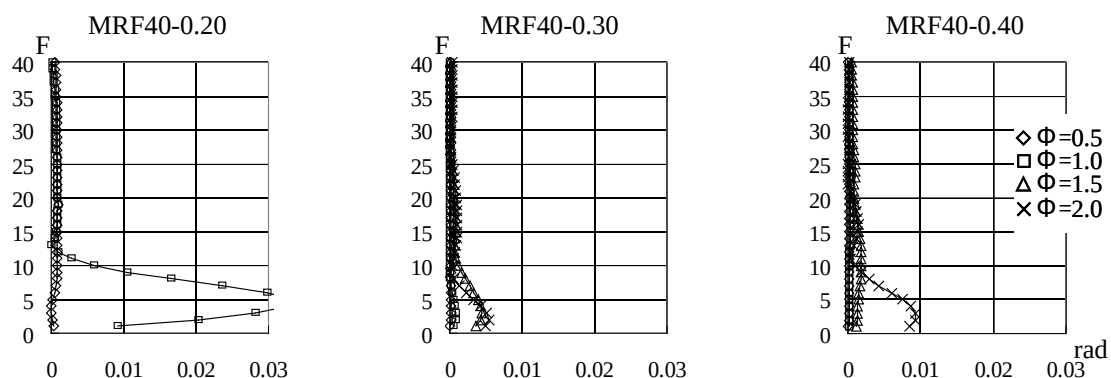
図 C.6(a) 模擬地震動に対する残留層間変形の比較 ($P \Delta$ 効果無視)



(a) BCJ L2



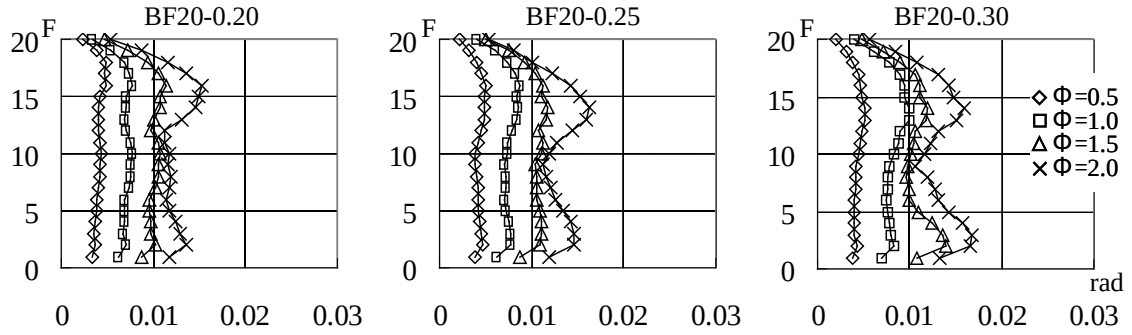
(b) ART-HACHI



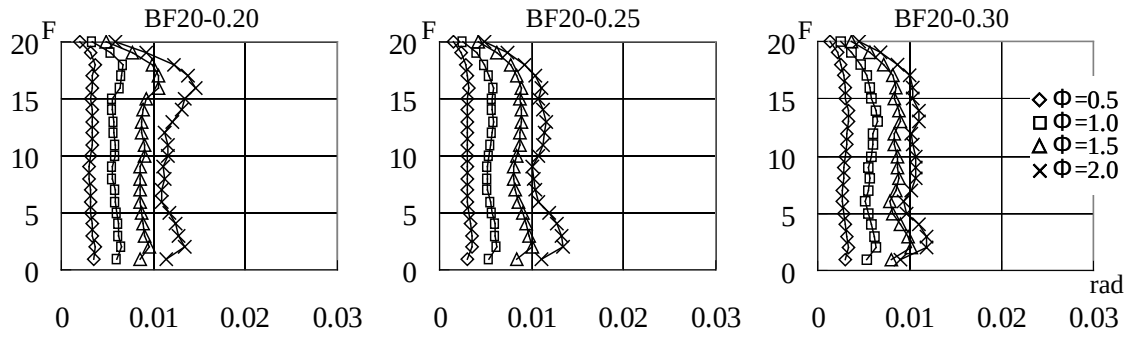
(c) ART-TOMA

図 C.6(b) 模擬地震動に対する残留層間変形の比較 ($P \Delta$ 効果考慮)

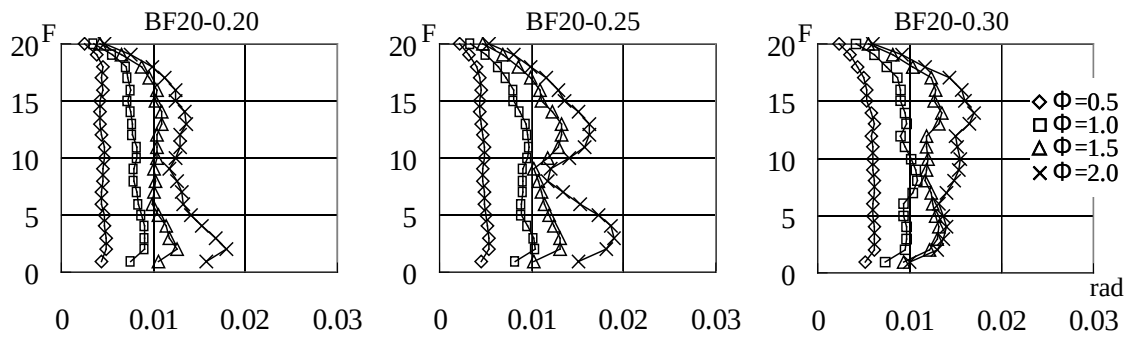
Appendix D 標準的既往波に対する制震ブレース付モデルの動的増分解析



(a) El Centro NS

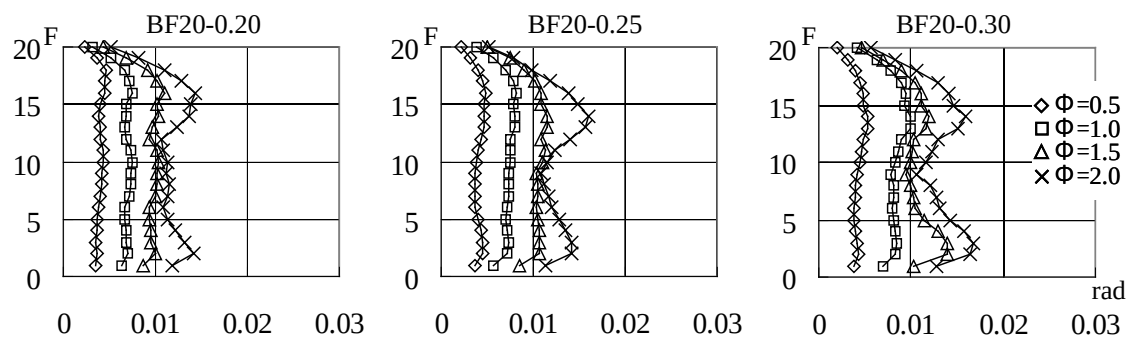


(b) Taft EW

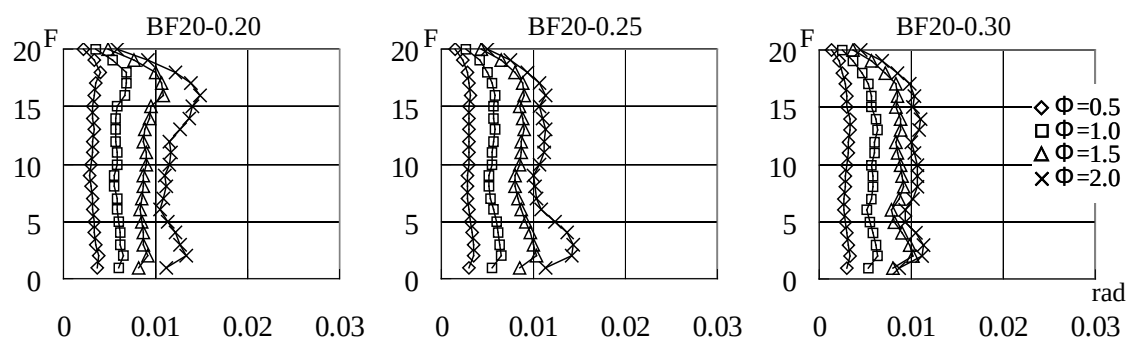


(c) Hachinohe NS

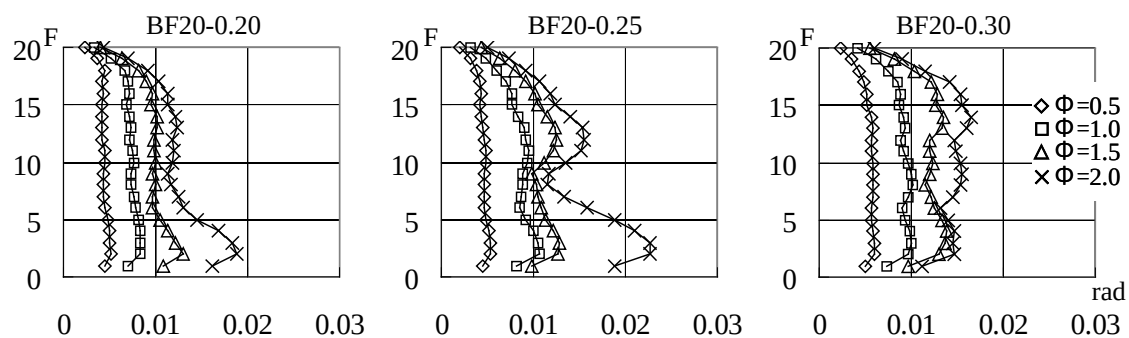
図 D.1(a) 標準的既往波に対する最大層間変形の比較 ($P \Delta$ 効果無視)



(a) El Centro NS

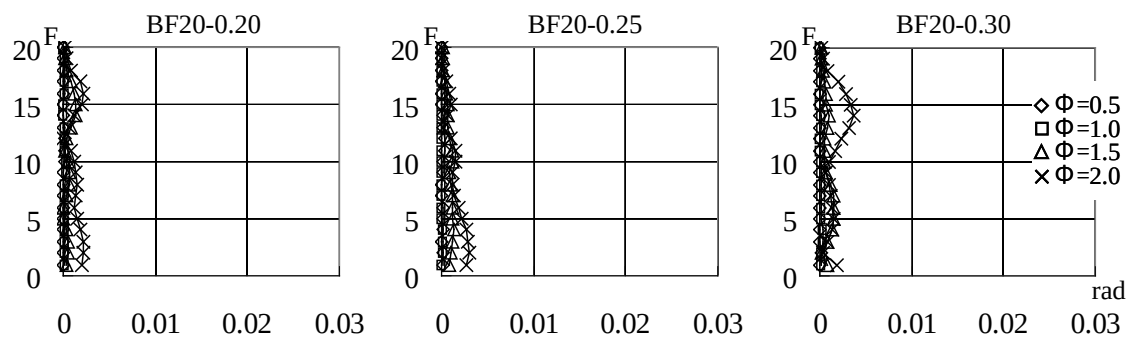


(b) Taft EW

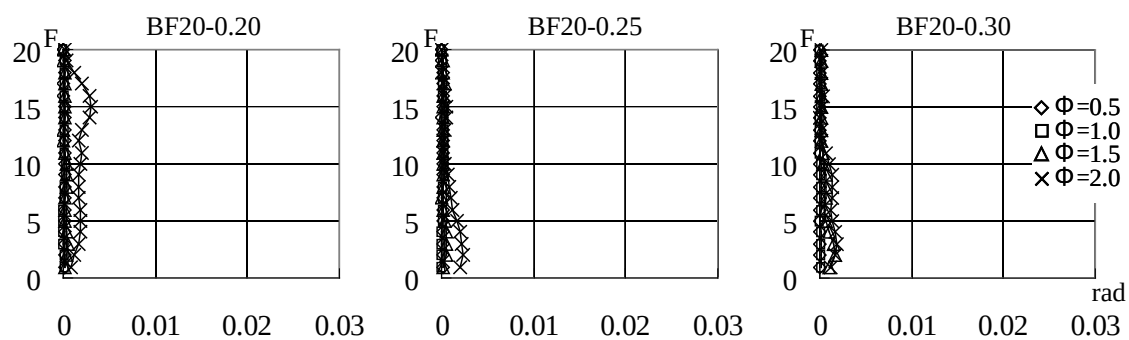


(c) Hachinohe NS

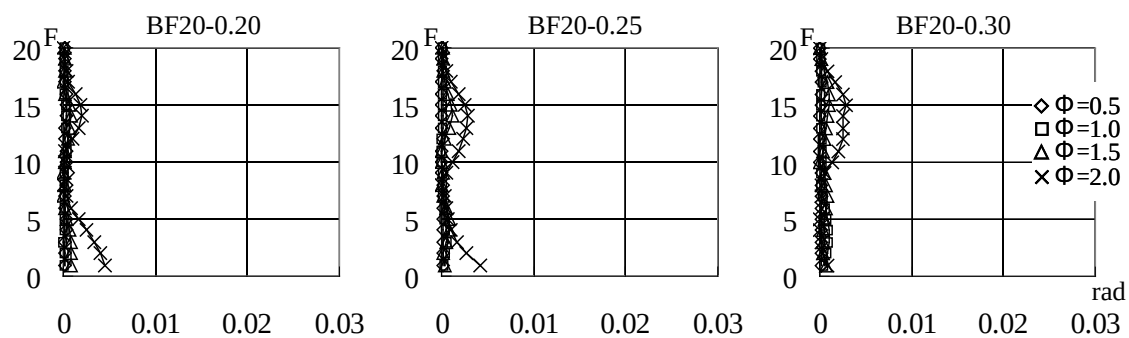
図 D.1(b) 標準的既往波に対する最大層間変形の比較 ($P \Delta$ 効果考慮)



(a) El Centro NS

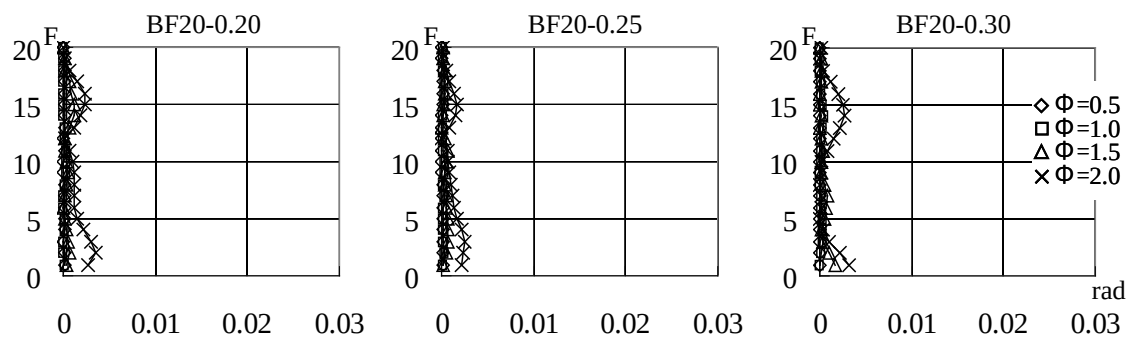


(b) Taft EW

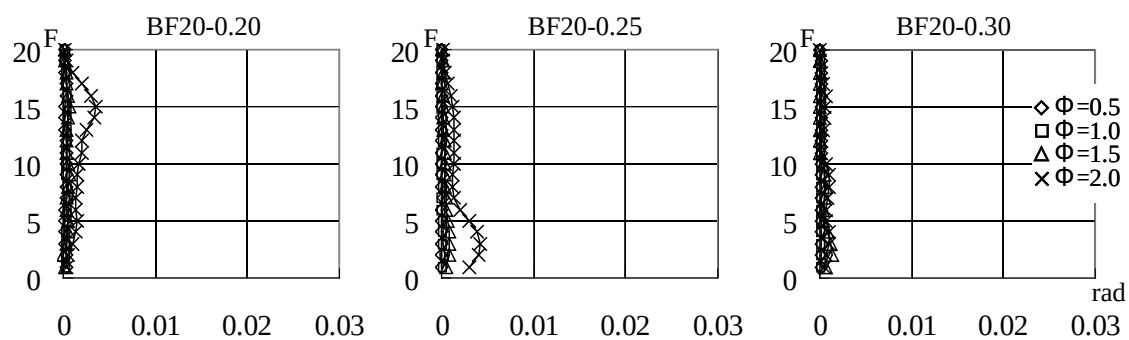


(c) Hachinohe NS

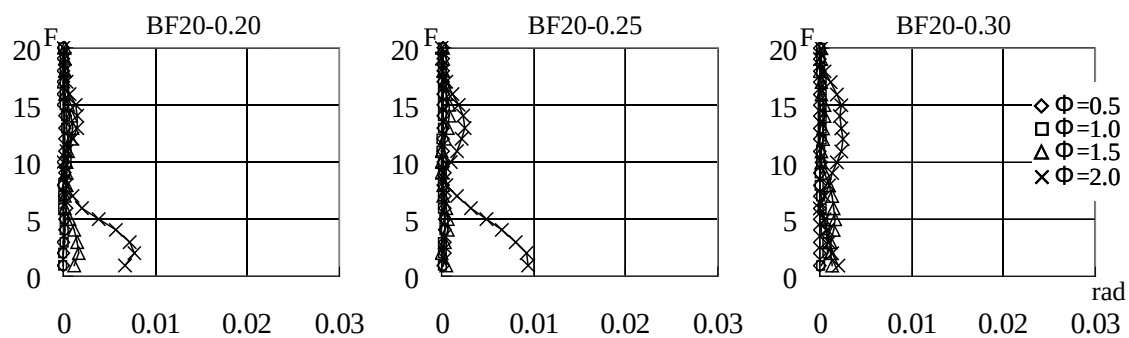
図 D.2(a) 標準的既往波に対する残留層間変形の比較 ($P \Delta$ 効果無視)



(a) El Centro NS



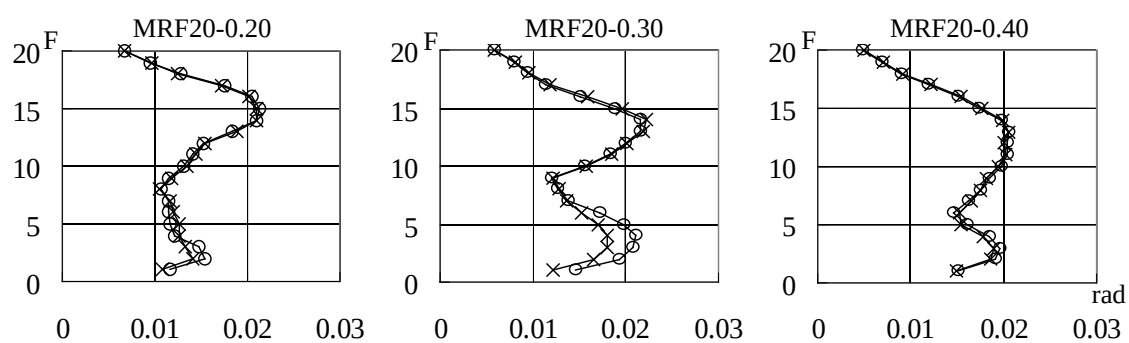
(b) Taft EW



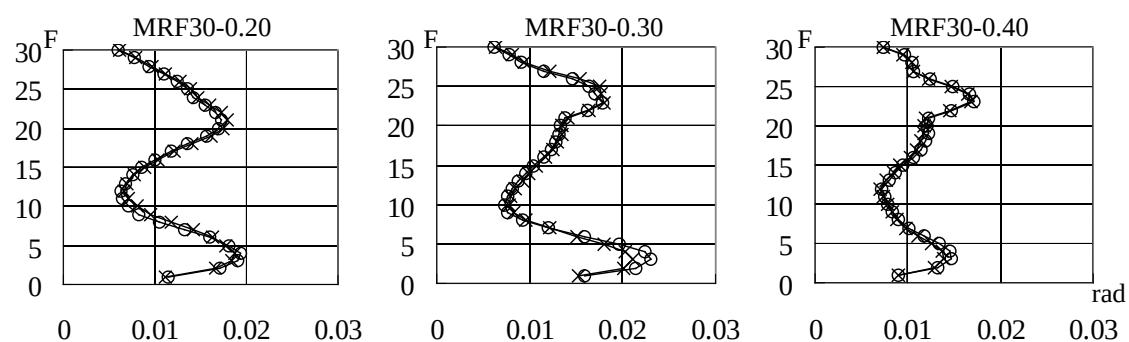
(c) Hachinohe NS

図 D.2(b) 標準的既往波に対する残留層間変形の比較 ($P \Delta$ 効果考慮)

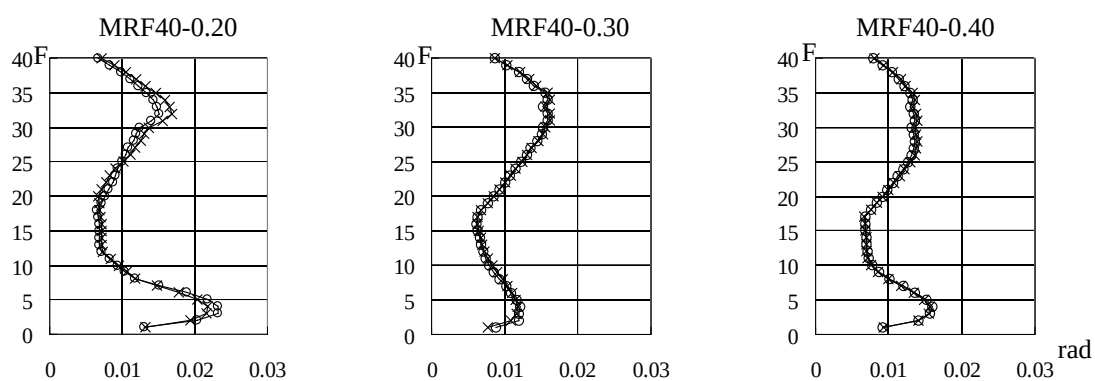
Appendix E 兵庫県南部地震鷹取波に対する検討



(a) 20 層純ラーメン

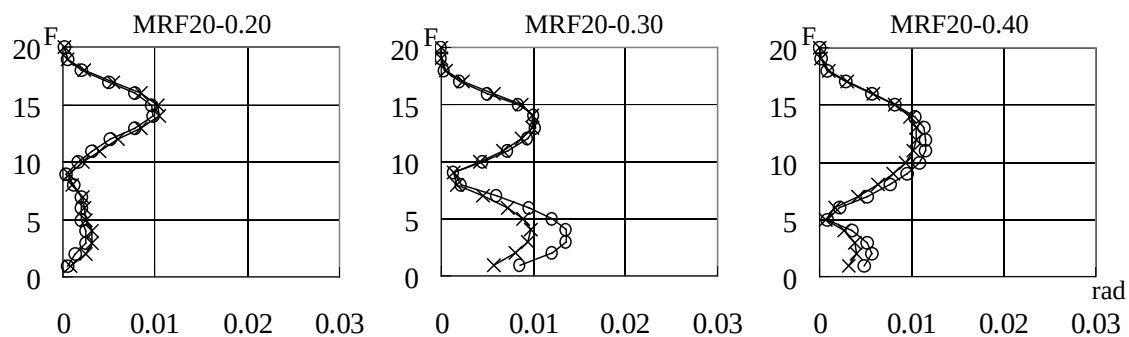


(b) 30 層純ラーメン

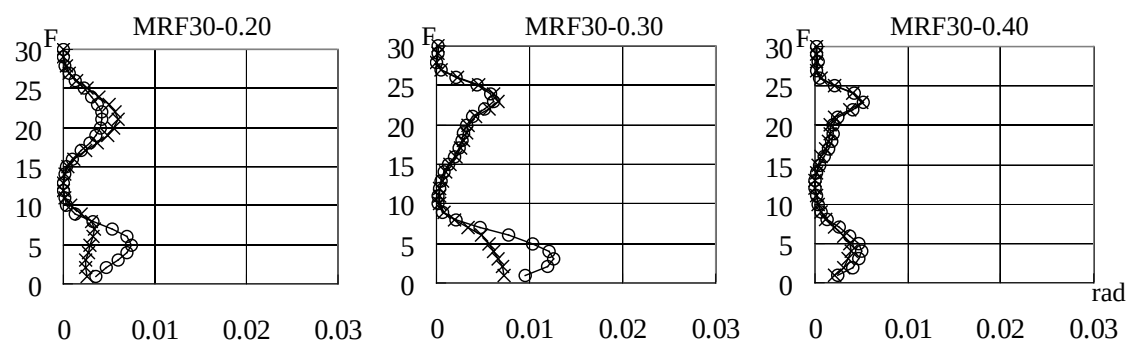


(c) 40 層純ラーメン

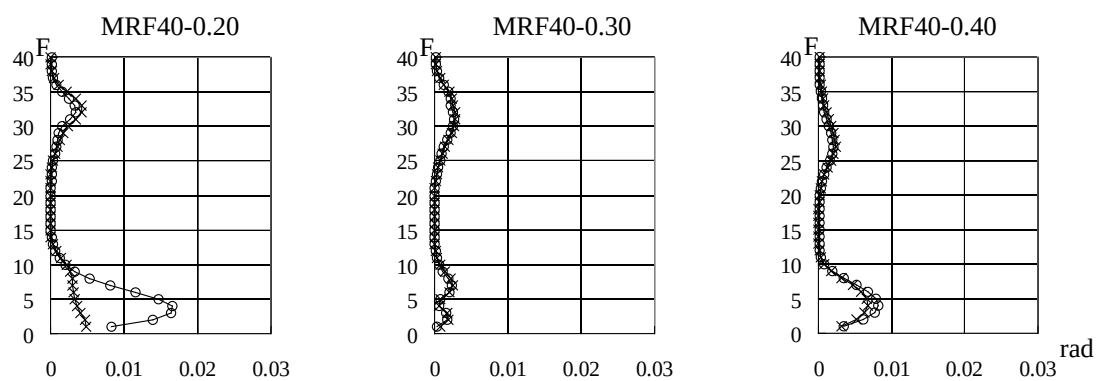
図 E.1 最大層間変形角（純ラーメン）



(a) 20 層純ラーメン



(b) 30 層純ラーメン



(c) 40 層純ラーメン

図 E.2 残留層間変形角（純ラーメン）

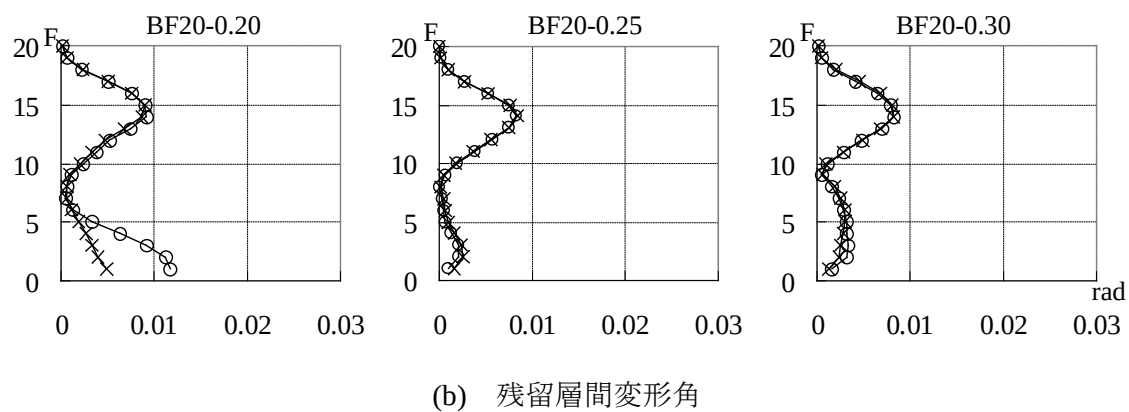
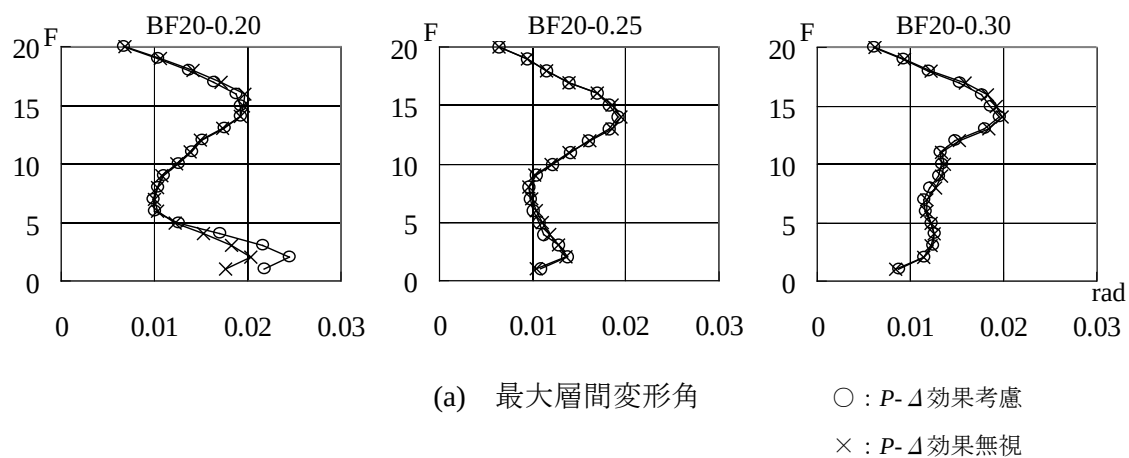


図 E.3 20 層制振ブレース付きモデル

Appendix F 代表モデルに関する CLAP の入力データ

20 層純ラーメン (MRF20-0.20)

解析地震動 : C-SAN EW (波ファイル名 Shin-EW, 解析時間 420 秒, 自由震動 : 380 秒から)

$P-\Delta$ 効果考慮

梁の合成効果考慮

剛床仮定

Model A (3span(20))							44		2880	4100	24.576	24.576
1 -999 -999 -999		0	0				41	1	1			
2 -999 -999 -999		960	0				45		0	4500	24.576	24.576
3 -999 -999 -999		1920	0				46		960	4500	49.152	49.152
4 -999 -999 -999		2880	0				45	1	1			
5		0	500	24.576	24.576		47		1920	4500	49.152	49.152
6		960	500	49.152	49.152		45	1	1			
5	1	1					48		2880	4500	24.576	24.576
7		1920	500	49.152	49.152		45	1	1			
5	1	1					49		0	4900	24.576	24.576
8		2880	500	24.576	24.576		50		960	4900	49.152	49.152
5	1	1					49	1	1			
9		0	900	24.576	24.576		51		1920	4900	49.152	49.152
10		960	900	49.152	49.152		49	1	1			
9	1	1					52		2880	4900	24.576	24.576
11		1920	900	49.152	49.152		49	1	1			
9	1	1					53		0	5300	24.576	24.576
12		2880	900	24.576	24.576		54		960	5300	49.152	49.152
9	1	1					53	1	1			
13		0	1300	24.576	24.576		55		1920	5300	49.152	49.152
14		960	1300	49.152	49.152		53	1	1			
13	1	1					56		2880	5300	24.576	24.576
15		1920	1300	49.152	49.152		53	1	1			
13	1	1					57		0	5700	24.576	24.576
16		2880	1300	24.576	24.576		58		960	5700	49.152	49.152
13	1	1					57	1	1			
17		0	1700	24.576	24.576		59		1920	5700	49.152	49.152
18		960	1700	49.152	49.152		57	1	1			
17	1	1					60		2880	5700	24.576	24.576
19		1920	1700	49.152	49.152		57	1	1			
17	1	1					61		0	6100	24.576	24.576
20		2880	1700	24.576	24.576		62		960	6100	49.152	49.152
17	1	1					61	1	1			
21		0	2100	24.576	24.576		63		1920	6100	49.152	49.152
22		960	2100	49.152	49.152		61	1	1			
21	1	1					64		2880	6100	24.576	24.576
23		1920	2100	49.152	49.152		61	1	1			
21	1	1					65		0	6500	24.576	24.576
24		2880	2100	24.576	24.576		66		960	6500	49.152	49.152
21	1	1					65	1	1			
25		0	2500	24.576	24.576		67		1920	6500	49.152	49.152
26		960	2500	49.152	49.152		65	1	1			
25	1	1					68		2880	6500	24.576	24.576
27		1920	2500	49.152	49.152		65	1	1			
25	1	1					69		0	6900	24.576	24.576
28		2880	2500	24.576	24.576		70		960	6900	49.152	49.152
25	1	1					69	1	1			
29		0	2900	24.576	24.576		71		1920	6900	49.152	49.152
30		960	2900	49.152	49.152		69	1	1			
29	1	1					72		2880	6900	24.576	24.576
31		1920	2900	49.152	49.152		69	1	1			
29	1	1					73		0	7300	24.576	24.576
32		2880	2900	24.576	24.576		74		960	7300	49.152	49.152
29	1	1					73	1	1			
33		0	3300	24.576	24.576		75		1920	7300	49.152	49.152
34		960	3300	49.152	49.152		73	1	1			
33	1	1					76		2880	7300	24.576	24.576
35		1920	3300	49.152	49.152		73	1	1			
33	1	1					77		0	7700	24.576	24.576
36		2880	3300	24.576	24.576		78		960	7700	49.152	49.152
33	1	1					77	1	1			
37		0	3700	24.576	24.576		79		1920	7700	49.152	49.152
38		960	3700	49.152	49.152		77	1	1			
37	1	1					80		2880	7700	24.576	24.576
39		1920	3700	49.152	49.152		77	1	1			
37	1	1					81		0	8100	24.576	24.576
40		2880	3700	24.576	24.576		82		960	8100	49.152	49.152
37	1	1					81	1	1			
41		0	4100	24.576	24.576		83		1920	8100	49.152	49.152
42		960	4100	49.152	49.152		81	1	1			
41	1	1				*	84		2880	8100	24.576	24.576
43		1920	4100	49.152	49.152		81	1	1			
41	1	1					1	1	5	1		

2	2	6	2	75	45	46	15				
3	3	7	2	76	46	47	16				
4	4	8	1	77	47	48	15				
5	5	6	3	78	45	49	13				
6	6	7	4	79	46	50	14				
7	7	8	3	80	47	51	14				
8	5	9	1	81	48	52	13				
9	6	10	2	82	49	50	15				
10	7	11	2	83	50	51	16				
11	8	12	1	84	51	52	15				
12	9	10	3	85	49	53	17				
13	10	11	4	86	50	54	18				
14	11	12	3	87	51	55	18				
15	9	13	1	88	52	56	17				
16	10	14	2	89	53	54	19				
17	11	15	2	90	54	55	20				
18	12	16	1	91	55	56	19				
19	13	14	3	92	53	57	17				
20	14	15	4	93	54	58	18				
21	15	16	3	94	55	59	18				
22	13	17	5	95	56	60	17				
23	14	18	6	96	57	58	19				
24	15	19	6	97	58	59	20				
25	16	20	5	98	59	60	19				
26	17	18	7	99	57	61	17				
27	18	19	8	100	58	62	18				
28	19	20	7	101	59	63	18				
29	17	21	5	102	60	64	17				
30	18	22	6	103	61	62	19				
31	19	23	6	104	62	63	20				
32	20	24	5	105	63	64	19				
33	21	22	7	106	61	65	21				
34	22	23	8	107	62	66	22				
35	23	24	7	108	63	67	22				
36	21	25	5	109	64	68	21				
37	22	26	6	110	65	66	23				
38	23	27	6	111	66	67	24				
39	24	28	5	112	67	68	23				
40	25	26	7	113	65	69	21				
41	26	27	8	114	66	70	22				
42	27	28	7	115	67	71	22				
43	25	29	9	116	68	72	21				
44	26	30	10	117	69	70	23				
45	27	31	10	118	70	71	24				
46	28	32	9	119	71	72	23				
47	29	30	11	120	69	73	21				
48	30	31	12	121	70	74	22				
49	31	32	11	122	71	75	22				
50	29	33	9	123	72	76	21				
51	30	34	10	124	73	74	23				
52	31	35	10	125	74	75	24				
53	32	36	9	126	75	76	23				
54	33	34	11	127	73	77	25				
55	34	35	12	128	74	78	26				
56	35	36	11	129	75	79	26				
57	33	37	9	130	76	80	25				
58	34	38	10	131	77	78	27				
59	35	39	10	132	78	79	28				
60	36	40	9	133	79	80	27				
61	37	38	11	134	77	81	25				
62	38	39	12	135	78	82	26				
63	39	40	11	136	79	83	26				
64	37	41	13	137	80	84	25				
65	38	42	14	138	81	82	27				
66	39	43	14	139	82	83	28				
67	40	44	13	* 140	83	84	27				
68	41	42	15	1	1	1	55	3.2			
69	42	43	16				3.6454	2100	0.01	810	
70	43	44	15	2	1	1	55	3.6			
71	41	45	13				3.6454	2100	0.01	810	
72	42	46	14	3	1	3	1	75	30	1.4	2.5
73	43	47	14	0			3.6454	4200	0.01	1615.4	1.8
74	44	48	13	4	1	3	1	75	30	1.4	2.5

XXV

77	-24.576	DYNAMIC						
78	-49.152	420	0.005	3.007	1.068	0.02	0	0
79	-49.152	T-FREE						
80	-24.576	380						
81	-24.576	Shin-EW		185.9				
82	-49.152	PRINT						
83	-49.152	1111111111111111						
* 84	-24.576	**EOF						

発表論文一覧

審査付論文

- [1] 金紋廷, 荒木慶一, 田川 浩, 上谷宏二: 柱軸力変動を考慮した鋼構造高層骨組における変形集中現象の検討, 日本鋼構造協会鋼構造年次論文報告集, Vol. 15, pp.47~54, 2007
- [2] 金紋廷, 荒木慶一, 山川 誠, 田川 浩, 五十子幸樹: 極大地震動に対する超高層純ラーメン鋼構造建物の動的応答に及ぼす $P-\Delta$ 効果の影響, 日本建築学会構造系論文集, No. 644, pp.1861~1868, 2009
- [3] 荒木慶一, 金紋廷, 濱田征彦, 木村寛之: 高強度鋼間柱を用いた塑性化後層剛性制御による過大残留変形の抑制, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 採用決定

国際会議論文

- [4] Moonjeong KIM, Yoshikazu ARAKI, Hiroshi TAGAWA and Koji UETANI : Examination of Deformation Concentration Phenomena in a Steel Tall Frame Taking $P-\Delta$ Effect into Account, The Proceedings of 4th International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics, (CD-ROM), 2008

研究発表

- [5] 金紋廷, 荒木慶一, 田川浩, 上谷宏二: $P-\Delta$ 効果による鋼構造高層骨組の変形集中現象の検討, 日本地震工学会大会, (CD-ROM), 2007
- [6] 金紋廷, 荒木慶一, 田川浩, 上谷宏二: 幾何非線形効果による鋼構造高層骨組の下層部変形集中現象に及ぼす地震動の影響, 日本建築学会大会学術講演概要集(広島), pp. 385, 2008
- [7] 濱田征彦, 木村寛之, 金紋廷, 荒木慶一, 上谷宏二: 高強度鋼間柱を用いた鋼構造高層骨組の変形集中現象抑止策, 日本建築学会大会学術講演概要集(広島), pp. 305, 2008
- [8] 金紋廷, 荒木慶一: 極大地震動に対する超高層純ラーメン鋼構造建物の耐震余裕度の検討, 日本建築学会大会学術講演概要集(東北), pp. 249, 2009
- [9] 濱田征彦, 荒木慶一, 金紋廷, 木村寛之: 高強度鋼間柱を用いた鋼構造高層骨組の変形集中現象抑止策(その2), 日本建築学会大会学術講演概要集(東北), pp. 703, 2009

謝辞

本論文は修士課程を含め5年間研究を続けた「長周期地震動の下で生じる超高層建物の変形集中現象とドリフト現象」に関する数値解析の結果をまとめたものです。韓国で学部生を過ごし、耐震構造や制振構造に関する背景知識を十分に学ぶことができなかった私にとって、多くの方々の支えがなかったら、この博士論文をまとめることはできませんでした。

京都大学教授 上谷宏二先生は、私が研究生の時から常に私のことを暖かく見守って下さいました。先生のお部屋をいきなり訪ねて、研究のことや将来のことを相談することがあっても、先生は嫌な顔一つせずに懇切丁寧な相談に乗って下さり、いつも最後には的確な方向を示して下さいました。私が修士の時から研究テーマに取り上げた変形集中現象の基礎となる理論は、上谷先生が独自に展開されたものです。上谷先生から丁寧にその理論を解説して頂き、上谷先生の色々な論文を読み進めていく中で、理論の本質の理解を深めることができました。上谷先生が展開された理論は私の博士論文の根幹をなすものであり、この理論を先生の下で直接学ばせて頂いたことについて、真に深い感謝の意を表します。

京都大学教授 林康裕先生と京都大学教授 吹田啓一郎先生には、本論文をまとめるに当たり審査を担当して頂きました。先生方からは予備検討の過程を通じて、多くの貴重な助言を頂きました。この場を借りて感謝申し上げます。

京都大学准教授 荒木慶一先生には、修士の時から直接御指導を受けました。博士論文の研究テーマも私が修士課程在籍中に提案して頂いたものです。この5年間で発表した論文に関して、私の未熟な日本語を添削して頂いた他、理論について理解が不十分な点を分りやすく指導して頂きました。研究の進め方に関して色々な御提案を頂いた他、いつも新しいテーマや研究の方向性を提案して下さいました。日本にきて、まだ日本の習慣や言葉に慣れていなかった私を暖かく理解して下さいましたことについて、厚く御礼申し上げます。

名古屋大学准教授 田川浩先生からは、私が修士課程の学生の中から研究に関して貴重な助言を頂きました。田川先生は京都大学の博士課程時代に上谷先生と共に変形集中理論を展開された方であり、同じテーマを研究した先輩として、研究内容のみならず発表論文の記述に関しても丁寧な助言を頂きました。メールを通じて教えを求める後輩のために、お時間を割いて貴重な助言を頂いたことについて、深謝の意を表します。

東北大学准教授 五十子幸樹先生からは、構造設計実務に関して大変参考になる助言を多数頂きました。特に本研究では、日本の超高層建物の構造設計実務の実情や、その歴史的な変遷の理解が極めて重要でした。そのため五十子先生からのサポートは、この研究を進める上で欠かすことのできないものでした。本当に有難うございます。

京都大学講師 李有震先生には、特に研究発表の方法に関して多くの有益な助言を頂きました。また、同じ韓国からの留学生としての経験に基づき、私の経験が不足している部分や、自分では認識できない課題について、多くの指摘を頂きました。この場を借りて御礼申し上げます。

京都大学助教 山川誠先生には、研究生の時からお世話になりました。特に、日本に来て間もなくのころ、難しかった研究室での生活やプログラムの活用など、多方面にわたって御指導や御助言を頂きました。研究に関しても、他の学生の指導でお忙しいにもかかわらず、いつも親切に対応して頂きました。本当に御礼申し上げます。

京都大学助教 多幾山法子先生と京都大学秘書 松山智子さんとは、私が修士課程の時から一緒に同じ研究室で過ごしました。私が日本語に苦勞していたころから、二人ともいつも私のことを心配してくれ、大学院生活の多方面で暖かい助言を頂きました。他にも研究室の多くの先輩方に助言を頂いたおかげで、無事に大学院生活を終えることが出来ました。また、同じテーマを一緒に研究した木村寛之さん（現大林組）、修士2回生の濱田征彦さん、修士1回生の岡山真之介さんからは、データの整理、モデルの設計、理論の展開などの面で多大な協力を得ました。特に高強度鋼を用いた実験は、一緒に研究してくれた後輩がいなければ実施することはできませんでした。深く感謝を申し上げます。

最後に、留学生活を送る上で、研究のみに打ち込むことができるように全面的に私を支えてくれた両親と弟、留学生活の孤独をいつも慰めてくれた韓国と日本の友人、様々な道の中で留学の道を開いてくれた神様に感謝いたします。