



ドリフト硬化型柱を用いたRC造ピロティ形式建築物 の地震応答特性

袁, 士宇

(Degree)

博士 (工学)

(Date of Degree)

2023-09-25

(Date of Publication)

2024-09-01

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

甲第8737号

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/0100485921>

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。



博 士 論 文

ドリフト硬化型柱を用いた
RC 造ピロティ形式建築物の地震応答特性

2 0 2 3 年 7 月

神戸大学大学院工学研究科

袁 士宇

目 次

第 1 章 序論

1.1 研究背景	1
1.1.1 ピロティ形式建築物の特徴と地震被害	1
(1) 概要	1
(2) 地震被害	2
(3) ピロティ形式建築物の設計基準の変遷	12
(4) ピロティ形式建築物の耐震性能に関する既往研究	13
1.1.2 ドリフト硬化型 RC 柱	15
1.2 研究目的と論文の構成	17
参考文献	19

第 2 章 ドリフト硬化型 RC 柱部材のモデル化手法

2.1 序	23
2.2 柱部材のモデル化	24
2.2.1 Force-Based Beam-Column 要素の概要	24
2.2.2 塑性ヒンジ域における断面の曲げモーメント-曲率関係の決め方	25
2.3 部材モデルの精度検証	34
2.3.1 検討対象柱に関する実験の概要	34
2.3.2 解析と実験結果比較	35
2.4 まとめ	38
参考文献	39

第 3 章 ドリフト硬化型 RC 柱で支える単スパンピロティ建築物の地震応答特性

3.1 序	41
3.2 解析概要	42
3.2.1 対象建築物の概要	42
3.2.2 骨組みモデル	43
3.2.3 入力地震波	45
3.3 応答解析の結果および考察	47
3.3.1 最大応答層間変形角と残留変形角の高さ方向分布	47
3.3.2 最大層せん断力分布	49
3.3.3 ピロティ層の時刻歴応答	50

3.3.4	ピロティ層の最大ならびに残留変形角の傾向	52
3.3.5	柱の軸力変動	54
3.4	まとめ	56
	参考文献	57
 第 4 章 ドリフト硬化型 RC 柱で支える 3 スパンのピロティ建築物の地震応答		
4.1	序	58
4.2	解析概要	59
4.2.1	対象建築物	59
4.2.2	骨組みモデル	59
4.2.3	入力地震波	62
4.3	解析結果および考察	63
4.3.1	最大応答層間変形角と残留変形角の高さ方向分布	63
4.3.2	ピロティ層最大応答時の骨組みの変形	65
4.3.3	ピロティ層の最大ならびに残留変形角の傾向	67
4.3.4	柱の軸力変動	69
4.4	まとめ	71
	参考文献	72
 第 5 章 パルス性地震動を受けるドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ建築物の応答特性		
5.1	序	73
5.2	解析概要	74
5.2.1	対象建築物と骨組みモデル	74
5.2.2	入力地震波	74
5.3	応答解析の結果及び考察	76
5.3.1	ピロティ層の応答時刻歴	76
(1)	UMTD6 波入力時	76
(2)	IKMF3 波入力時	78
(3)	UMTA3 波入力時	80
5.3.2	入力地震動の強さと周期特性の影響	81
5.4	まとめ	84
	参考文献	85
 第 6 章 エネルギーの釣り合いに基づく再考察		
6.1	序	86
6.2	エネルギー量の定義	87

6.3 入力地震波の波形.....	89
6.4 応答特性に対する再考察.....	90
6.4.1 エネルギー入力と消費量の時刻歴	90
(1) 全入力期間.....	90
(2) 最大応答層間変形角が生じる時刻付近	92
6.4.2 地震総エネルギー入力とエネルギー消費量.....	97
6.5 まとめ.....	101
参考文献.....	102
第7章 結論と今後の課題	
7.1 結論	103
7.2 今後の課題	107
発表文献リスト.....	108
謝辞.....	109

第 1 章

序論

1.1 研究背景

1.1.1 ピロティ形式建築物の特徴と地震被害

(1) 概要

ピロティとは、建築物の1階部分に柱のみを配置し、外部に開かれた空間（階）のこと、或いはそういう特徴を持つ建築形式のことである。ピロティの概念は建築家ル・コルビュジエにより提唱された近代建築の五原則である「ピロティ・屋上庭園・自由な平面・自由な立面・連続水平窓」[1-1]に取り上げられ、1931年竣工のサヴォア邸（図-1.1）などの作品で実現されてから現在まで広く活用されている建築形式の一つである。

ピロティ形式の主な利点を以下にまとめる。

① デザインの自由度と意匠性

ピロティ形式にすることによって、壁は従来の構造体の一部としての役割から単なる空間を分割する要素になり、デザインの自由度の向上に繋がる。また、建築物を浮かせているようなイメージを与えられるため、意匠的にも軽快なデザインとして設計に取り入れられる。



図-1.1 サヴォア邸（撮影: Omar Bárcena）



図－1.2 ピロティ形式の住宅建築の例（@Google Street View 2023）

② 敷地の有効活用

建物の1階をピロティにすることで、壁のない広い建築空間が作られ、密集市街地における狭い敷地内でも駐車場や商業施設などの広い建築空間を確保できるのに加え、敷地周辺へのアクセスをよくすることができる。

③ 環境条件への高い適応性

上層階の居住空間と地面との間の独立性が高く、傾斜のある敷地では整地せずに建築物が建てられる。また、ピロティ空間の風通しが良く、湿気の高い敷地でも快適な室内環境を保持できる。さらに、ピロティ空間が抜け道となり、水害や津波被害などを低減させることも期待できる。

以上に挙げた利点は、図－1.2に示すようなピロティ形式の集合住宅が敷地の狭い日本の市街地で多く普及する理由であると考えられる。

なお、ピロティ建築物には様々な構造種別があるが、本論の研究対象は鉄筋コンクリート（RC）造ピロティ形式の中低層集合住宅建築物に限る。

（2）地震被害

RC造ピロティ形式建築物は日常使用性にはメリットが多い反面、ピロティ階はほかの階と比べて壁が少ない或いは完全にないため、当該層の水平剛性と耐力が上層階壁のそれらよりも著しく低く、ピロティ層に変形と損傷が集中しやすいデメリットがある。過去の地震被害調査から、RC造ピロティ形式の建築物は強震時に深刻な被害ないし崩壊などが生じるリスクの高い建築物として広く認識されている[1-2]。

RC造ピロティ形式建築物の地震被害に関する調査は数多く行われている（例えば、[1-3]など）。ここで、日本で発生した1995年兵庫県南部地震と2016年熊本地震、海外の典型的事例として1971年サンフェルナンド地震と2008年汶川地震におけるピロティ形式建築物の被害事例を概観する。

1995年兵庫県南部地震

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震（気象庁マグニチュード Mj7.3，モーメントマグニチュード Mw6.9）は，気象庁震度階級に震度7が導入されてから初めて最大震度7が記録された地震である[1-3]。調査報告[1-3]では，神戸市灘区・東灘区の震度階7の区域におけるRC系建物計3911棟に対して，構造形式別の被害率が示されている（図-1.3）。

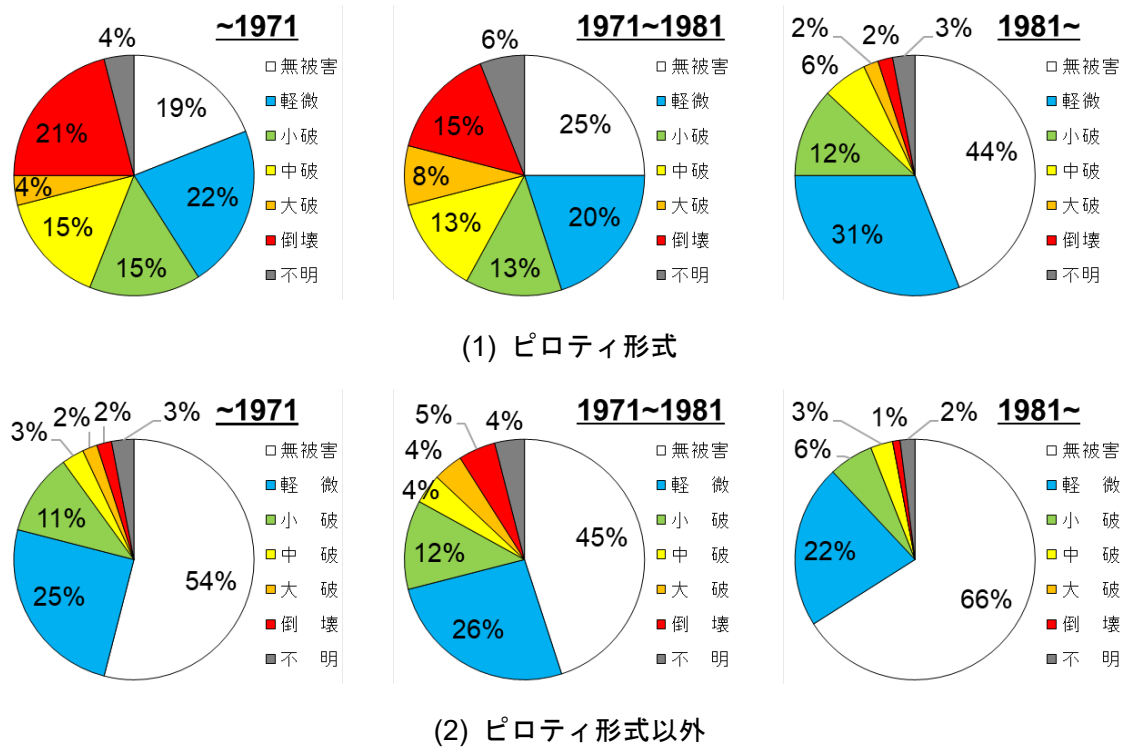


図-1.3 RC造建築物の建築年代と構造形式別の被害率（データ：文献[1-3]）



図-1.4 ピロティ形式集合住宅が1階で層崩壊を起こした事例[1-3]

建設年代が新しいほど被害率が低くなっている傾向が見られるが、同じ年代においてはピロティ形式の RC 造建物の被害率がそれ以外のものより高いことが分かる。ピロティ形式建築物の主な被害形式は図－1.4 に示すようなピロティ層の層崩壊であった。この地震をきっかけに、ピロティ形式建築物の耐震性能が問題視され始めた。

2016 年熊本地震

2016 年 4 月 14 日 21 時 26 分に、熊本県熊本地方を震央とする Mj 6.5 (Mw6.2) の地震が発生し、熊本県益城町で震度 7 の地震動が観測された。2 日後、4 月 16 日 1 時 25 分には、同じく熊本地方を震央とするマグニチュード Mj7.3 (Mw7.0) の地震が発生し、最大震度 7 の地震動が再び観測された。RC 造建物には、ピロティ形式の建物、壁が偏在している建物などの耐震性能上の問題があるとされる建物には甚大な被害が見られた[1-4]。また、1981 年の耐震基準法改正後（いわゆる「新耐震」）の建物で、大きな被害を生じている事例にはピロティ形式の共同住宅と学校の渡り廊下が多いことが[1-4]報告されている。

ここで、熊本地震で観察されたピロティ建築の被害事例の一部を示す。

事例①は（図－1.5）、1 階が層崩壊した RC 造ピロティ形式建築物[1-4]である。当該建築物は 1977 年に竣工したもので、被災前の様子（図－1.6）よりわかるように、1 階は商業施設用でピロティ層となっており、2 階から 5 階は共同住宅であった。調査報告[1-4]によると、1 階柱は辺長 700mm の角形断面（仕上げ含む）で、主筋には異形鉄筋 D29 と D25 が使用され、帯筋には丸鋼φ9 が約 100mm（端部）150mm（中央）間隔で配筋されていた。柱の修復が困難で、建物は地震後撤去された。



図－1.5 事例① 層崩壊した 1977 年築のピロティ形式集合住宅[1-4]



図-1.6 事例① 被災前の様子 (@Google Street View 2023)



a) 全景
b) 柱の付着割裂
図-1.7 事例② 大破した1985年築のピロティ形式集合住宅[1-4]

事例②（図-1.7）は、1985年に竣工した（新耐震）4階建てのRC造ピロティ形式の集合住宅の被害事例[1-4]である。ピロティ柱の一部で付着割裂被害（図-1.7b）と柱頭の曲げ破壊が見られ、大破と判定されたものの、大地震時の倒壊防止という視点から基準法で定められた耐震性能を満足している。図-1.8に示すよう、事例②の建築物は撤去された後、同じ場所であらたなピロティ形式の集合住宅が建てられている。



図－1.8 事例②の敷地に新たに建設されたピロティ形式の集合住宅
(@Google Street View 2023)



図－1.9 事例③ 大破した 1998 年築のピロティ形式の集合住宅[1-4]

事例③（図－1.9）は、大破と判定された 1998 年築のピロティ形式建築物[1-4]である。事例②と同じく、ピロティ層の柱の多くは柱頭・柱脚で曲げひび割れ、かぶりコンクリートの剥落が生じて曲げ降伏しており、隅柱等の一部では曲げ圧縮破壊に伴うかぶりコンクリートの剥落・圧壊、および主筋の座屈が見られた。さらに、付着割裂ひび割れが生じている柱（図－1.10）もあった。住民は地震被害によって一時的退去していたが、建物は耐震補強工事により、再び使用できるようになっている（図－1.11 参照）。



図－1.10 事例③ 付着割裂ひび割れが生じた柱[1-4]



図－1.11 事例③ 耐震補強後（@Google Street View 2023）

事例④（図－1.12）は、同じく大破と判定された新耐震のピロティ形式の建築物である。建物は1992年に竣工した10階建ての集合住宅で、1階は駐車場である。ピロティ層における柱のアスペクト比が3.0未満（せん断スパン比1.5未満）であるため、柱は「曲げせん断柱」に分類された。図－1.13では、1階柱のせん断破壊・柱梁接合部の破壊・柱脚のコンクリートの剥落・梁の主筋の座屈などの被害が見られた。現在、被災した建物は撤去された。



図－1.12 事例④ 大破した 1992 年築のピロティ形式集合住宅
(@Google Street View 2023)



図－1.13 事例④ ピロティ層の構造部材の損傷（一部）[1-4]

1971 年サンフェルナンド地震

1971 年 2 月 9 日、アメリカ合衆国カリフォルニア州ロサンゼルス北部に位置するサンフェルナンド・バレー地区で Mw6.6 の地震が発生した[1-5]。震源が浅く、地面まで断層が現れたため、建築物、高速道路、およびインフラなど多様な被害が見られた[1-5] [1-6]。この地震をきっかけにカリフォルニア州では「活断層法」(Alquist-Priolo State Special Studies Zone Act) [1-7]が制定された。

図-1.14 は 1971 年サンフェルナンド地震により大きな被害を受けた旧 Olive View 病院の被災状況を示す。建物は 5 階建ての RC 造、2 階から 5 階までは耐震壁があるが、1 階ではピロティ層（一部は地下駐車場があるため地下階もピロティ層）となっており、使用開始から 6 週間後で当該地震が発生し、ピロティ層に大きな残留変形（図-1.15 を参照）が残り、建物は大破・一部倒壊した。地震後に建物は完全撤去され、現地で再建されている[1-6]。

被害報告[1-6]では、建築物が大きく損傷・一部倒壊した主な理由は、建築材料の品質や施工不良ではなく、縦方向の剛性と耐力が不連続であるピロティ形式であることと、一部の部材における不適切な配筋が施されたためだと指摘されている。

図-1.16 に示すように、1 階の柱に用いたスパイラル形式の横補強筋は柱梁接合部の手前で止まっており、そこでせん断破壊が発生した。また、図-1.15~1.17 に示すように、柱頭柱脚の曲げ破壊・主筋の座屈・コンクリートが原形にとどまらないなどの被害が見られた。落階に至らなかったが、ピロティ階に大きな層間変形角を残したことは、適切で強固な横補強筋の重要性を示唆している。



図-1.14 旧 Olive View 病院の被災した様子[1-6]



図-1.15 1階ピロティ層と2階の層間変形の違い[1-6]

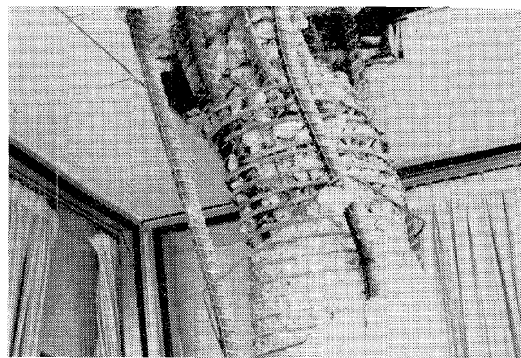


FIG. 3.14 SHEAR FAILURE AT TOP OF FIRST STORY COLUMN Z-18 DUE TO TERMINATION OF SPIRALS OUTSIDE OF BEAM COLUMN JOINT

図-1.16 スパイラル筋の不適切な配置による1階柱頭のせん断破壊[1-6]



FIG. 3.10 DAMAGE TO FIRST STORY COLUMN BB-3 ILLUSTRATING SEVERITY OF FIRST STORY DRIFTS AND SUBSIDENCE OF NORTHERN TERRACE CANOPY DUE TO FAILURE OF COLUMNS IN CRAWL SPACE

図-1.17 1階柱の大きな損傷 [1-6]

2008年四川大地震（汶川地震）

2008年5月12日、中国四川省成都市の北西に位置する汶川県を震央とする表面波マグニチュードMs8.0（Mw7.9）の大地震が発生し、規模が大きい内陸型地震として甚大な被害をもたらした[1-8]。被害が最も大きい地域は中小都市や農村部に集中し、中低層の住宅・学校・公共建築の被害が顕著であった。とりわけ、1階が店舗になるピロティ形式の住宅の被害が多く見られた[1-9]。

当地で広く使われている「RC造ピロティ層＋上部層枠組み組積造」構造の被害例をいくつか示す。事例①（図－1.18）と事例②（図－1.19）[1-9]はいずれも3階建てのピロティ形



図－1.18 事例① 3階建てピロティ形式の建築物[1-9]



図－1.19 事例② 3階建て1階は店舗のピロティ形式建築物[1-9]



図－1.20 事例③ 2階が大破したピロティ形式建築物[1-9]

式建築物であり，1階はRC造のピロティ層で，2階以上は枠組み組積造壁である。二つの事例ともピロティ層の柱の柱頭・柱脚に塑性ヒンジを形成し，層崩壊機構となり，柱は目視で確認できるほど片方向へ傾斜していた。

事例③（図－1.20）も事例①②と同じく，1階はRC造のピロティ層，2階以上は枠組み組積造のピロティ形式建築物である。被災調査報告[1-9]によれば，2階の組積造壁量が不十分であったため，剛性は逆に1階より弱く，損傷が2階に集中していた。これはピロティ形式建築物の弱点である縦方向剛性の不連続による損傷集中が違う形で現れた特殊な例である。

以上に示した様々な事例より明らかなように，ピロティ形式の建築物はそれ以外の建築物よりも被害が多く生じる。一方，蜷川[1-10]は「ピロティ形式建築物が作られるのはそれが日常的な利便性が高いからであり，建築構造技術者にはこれを耐震性という非日常の性能と整合させる努力が求められる」と構造技術者に新たな耐震的なピロティ層の創出と設計手法の構築に期待を寄せている。

また，倒壊を免れたものの，ピロティ層に大きな損傷および残留変形が残り，一時使用不能や修復不可能で撤去を余儀なくされる事例も多く見られたため，持続使用性が重視されつつあるなか，地震後の残留変形を小さく抑え，少量の補修工事で継続的に使用できるようなピロティ形式建築物が望まれることはいうまでもない。

（3）ピロティ形式建築物の設計基準の変遷

1995年兵庫県南部地震をきっかけに，「平成7年建設省告示第1997号」で剛性率による形状係数 F_s の上限値が1.5で頭打ちする規定が撤廃された[1-11]。剛性がほかの階に比較して相対的に小さいピロティ階を有する建築物の設計はピロティ層の柱の変形性能を十分に確保すれば，入力エネルギーをすべてピロティ階で吸収することで可能ではあるが，当時の

保有水平耐力計算等の構造計算ではカバーしきれない[1-2]とされていた。そのため、1997年にはピロティ階での層崩壊を許容しない方針[1-2]が示され、ピロティ構造物への規制がさらに強化された。

しかしながら、この設計方針に従った場合は、ピロティ形式建築物が設計上困難な場合が見られ、需要の高いピロティ形式建築物が実現されにくい場合も生じてきた。こうした背景を踏まえ、2007年には、ピロティ階での層崩壊を許容する方針[1-2]が示された。この設計方針ではピロティ層の靱性性能により建築の耐震性能を担保する考えに基づき、全体崩壊形になる構造が吸収するエネルギー量をピロティ層のみで吸収する際の影響を考慮し、建築物の階数に関係づけられた水平耐力の割り増し係数 α_p が提示された。

以上のように、ピロティ形式建築物の構造設計法は構造部材のエネルギー吸収する性能により倒壊を免れ、人命を保護するという観点から、ピロティ形式建築物の柱に靱性と耐力を確保するように修正されてきた。しかしながら、前節で示した2016年熊本地震における建物被害事例のように、倒壊を逃れたものの、部材の損傷、残留変形の発生などで、建築の持続使用性を失い、修復費用が膨大になることにより撤去を迫られる可能性もあり、地震後の持続使用性や修復性における課題が残されている。

(4) ピロティ形式建築物の耐震性能に関する既往研究

1995年兵庫県南部地震以来、ピロティ形式建築物の耐震性能に関する先行研究は多数行われている。

芳村ら[1-12]は、兵庫県南部地震により崩壊したピロティ層を有する単スパン7階建ての鉄筋コンクリート造建物について、柱梁部材を線材でモデル化し、材端に回転バネを配置し、耐力劣化を回転バネの曲げ性状で考慮した非線形地震応答解析等を行い、実際の層崩壊の様子をほぼ再現できることを示した。解析結果より、軸力の変動で一部の柱は最大で0.5程度の圧縮軸力比となる高い軸力を受けることから、高軸力によるコンクリートないし柱の圧壊が生じたと推測された。また、非構造壁はスリットを効果的に設けなければ、耐震壁として働き、1層の層崩壊を生じさせてしまうことを指摘した。

小室ら[1-13]は、1階がピロティ柱で2階以上が連層耐力壁の5階・7階・10階建てのRC造ピロティ形式建物に対して、1階の降伏層せん断力を変数とした応答解析を行った。ピロティ建物は応答変形の大部分が1階に集中し、等価1質点系モデルの応答とほぼ一致することを明らかにすると同時に、特定の地震波に対して等価1質点系の応答解析からピロティの応答変形を所定範囲に留めるために必要な降伏耐力を定める方法を提案した。

顧ら[1-14]は、6階・10階・14階建てのピロティ形式建築物を対象に解析検討を行った。部材モデルは軸力-曲げモーメントの相関関係が評価できるMulti-Springモデルを用いて行われた解析の結果に基づいて、変動軸力下における柱の引張降伏を簡易的に評価する手法を提案すると同時に、引張側柱が引張降伏する際の層剛性と上部耐震壁の初期剛性の平均値に対する比を等価剛性比と定義したうえで、6階建ての建築物について等価剛性比が高

いほど、ピロティ層の最大応答が小さくなる知見を得た。

中塚ら[1-15]は6階建てのRC造ピロティ建築物を対象としたサブストラクチャーの擬似動的実験を行い、最大応答時各層の外力分布はほぼ等分布であることや、柱の曲げ降伏を伴う1層の層崩壊などのメカニズムを確認した。さらに、顧ら[1-14]の解析手法を利用した予備解析の結果は、相対水平変位、層せん断力、および柱の軸力変動などと良好な対応を示し、当該解析手法の信頼性の高さを示した。

松本ら[1-16]は、顧ら[1-14]の研究に続き、等価剛性比がピロティ建築物の最大地震応答変形に及ぼす影響をさらに詳細に検討した。その結果、等価剛性比が15%以上の場合、最大地震応答変形が上部の耐震壁層で決定されるなどの知見を得た。

真田ら[1-17~1-20]は、1階に壁と柱の組み合わせで構成された耐震壁を有する6階建てのRC造ピロティ建物に対して、実験的・解析的・評価理論的なアプローチから一連の研究を行った。建物がピロティ層の壁と柱脚部が曲げ降伏して全体降伏機構を形成した後も、壁の損傷進行によりピロティ層のせん断剛性と耐力が劣化するため、ピロティ階に変形が集中し、やがて層降伏に至るメカニズムを示すとともに、ピロティ階耐震壁の入力せん断応力度と限界せん断応力度を評価する手法を導いた。また、該当手法を研究対象建物に適用し、詳細なフレーム解析結果と比較することにより、その妥当性を確認した。

春田ら[1-21, 1-22]は12層鉄筋コンクリート造ピロティ建築物を対象としたサブストラクチャー擬似動的実験を行い、また、中塚ら[1-15]の6層建て建築物を対象とした擬似動的実験の結果と比較し、鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の地震応答性状に及ぼす建築物高さの影響を検討した。高層ピロティ建築物の場合、ピロティ層頂部の回転変形により、ピロティ層における水平変形の集中が緩和される傾向にあることを示した。また、最大変形時における外力分布や曲げ降伏後軸力の増加による耐力低下などについての知見も示された。

また、上述したRC造ピロティ建築物全体の動的挙動や崩壊メカニズムについて調べた研究のほか、泉ら[1-23]は、層崩壊機構を許容しない場合に対するピロティ階直上の耐震壁の耐力評価法を提案している。宇野ら[1-24~1-27]は、ピロティ層の柱と梁との接合部の強度評価に関する研究を行ったほか、塩屋ら[1-28, 1-29]は既存RC造ピロティ形式の建築物に圧縮ブレースを用いた耐震補強によってピロティ層の剛性・耐力を向上させ、架構を層崩壊形から全体曲げ降伏形に変更させる手法を提案し、性能評価法も提示した。

これらの先行研究はピロティ層が層崩壊機構になるメカニズムを調べたうえ、層崩壊を防止するためにピロティ層に必要な耐力と剛性を確保するための要件に関する研究、或いは、ピロティ層に十分な耐力と剛性を確保したことによって派生した問題（2階の壁や柱梁接合部などの耐力計算など）についての研究であった。

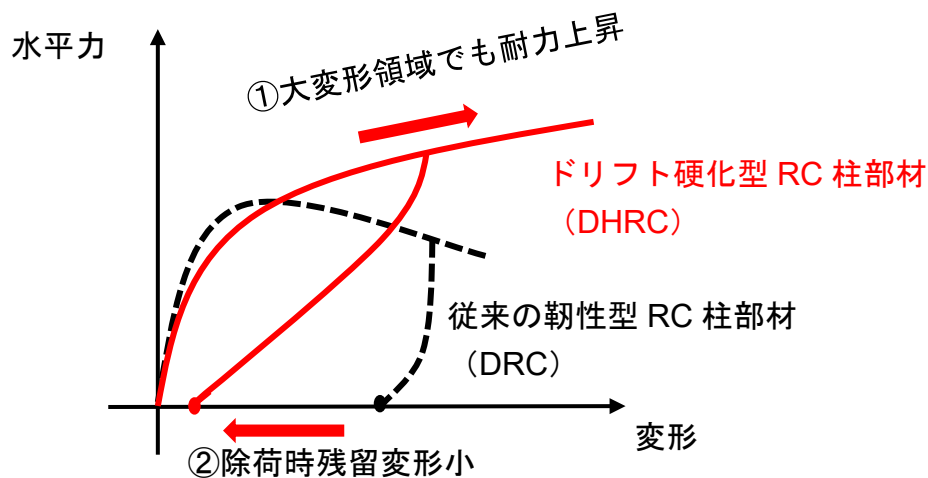
一方、剛性の低いピロティ層（ソフトストーリー）に変形が集中することを利用し、ダンパー[例えば、1-30~1-32]や靱性の高い部材[例えば、1-33~1-37]で積極的にエネルギー吸収を行う考えに基づく、ピロティ層の耐震性を向上させるための工法に関する研究も行われている。織裳ら[1-30]はピロティ層での層崩壊形の既存RC造ピロティ建物に対する制振補強

の設計フローを提案し、本間ら[1-31]は層崩壊形のピロティ形式建築物に対して、オイルダンパーと変形制御機構を併設した制振デバイスをピロティ層に適用する場合の設計手法を提案している。さらに、菅野ら[1-32]は、鋼材ダンパーを設置した6層RC造ピロティ建物を対象とし、1階の側柱2本とダンパー1体の試験体に同時載荷を行うサブストラクチャ擬似動的実験を行い、ダンパーの制振効果を確認したうえで、各部材のエネルギー吸収負担割合は応答レベルによらないとの知見を示した。岩渕、福山ら[1-33~1-35]は、軸力を負担できる高い靱性を有する付加柱（高靱性繊維補強セメント系複合材料 HPFRCC で作られた柱型制震デバイス）で既存ピロティ建築物を補強する手法を提案した。

直接的にピロティ層の柱部材の靱性やエネルギー吸収性能などを向上させる研究もいくつか挙げられる。犬飼ら[1-36]は、芯鉄骨入りピロティ柱の耐震性能を実験的に検討し、柱部材の軸力維持と靱性向上に有効であることを示した。中村ら[1-37]は、岩渕、福山ら[1-33~1-35]が耐震補強用に用いた HPFRCC 柱部材を直接ピロティ建物のピロティ柱に適用し、同耐力程度の普通 RC 柱部材より損傷低減効果が優れることを実験・静的 Pushover 解析を通じて検証した。

1.1.2 ドリフト硬化型 RC 柱

前節で述べたように、現行の耐震設計においては、極めて稀な大地震に対しては人命の保護を最優先しており、建物は倒壊に至らない程度の損傷は許容する設計方法をとっている。しかし、構造部材の損傷と残留変形は建物の持続使用性及び修復性に支障をきたし、地域社会の早期復旧と復興を妨げるという問題を浮き彫りにしている。このような背景を踏まえ、RC 造建築物の地震時の安全性に加え、地震後の継続使用性や、簡便な補修によって迅速に使用可能な状態に回復できる修復性を併せ持つ、レジリエントな RC 柱部材の開発が進められてきた。



図ー1.21 ドリフト硬化型 RC 柱の履歴特性

著者が所属している神戸大学孫研究室では、表面にスパイラル溝を有し、付着強度が低く、規格降伏強度が 1275N/mm^2 の超高強度鉄筋（以下、SBPDN 鉄筋）を主筋に用いた RC 部材の開発研究[1-38~1-44]が系統的に行われている。

谷と仲井ら[1-38, 1-39]は、SBPDN 鉄筋を主筋に用いた片持ち型 RC 柱部材に対して一定軸力下における繰り返し載荷実験を行った結果、軸力比が 0.33 の軸力下においても、部材角が 4.0%前後となる大変形時まで耐力が上昇し続けると同時に、大変形を経験した後の残留部材角を小さく抑制できるというドリフト硬化型履歴性状（図-1.21 を参照）を有することを明らかにした。以後、本論ではドリフト硬化性を示す RC 柱を DHRC 柱と称す。

孫と大仲ら[1-40, 1-41]は、逆対称曲げモーメントを受ける RC 柱について繰り返し載荷実験を行った。その結果、柱部材の反曲点近傍で主筋のすべり止めおよびコンクリートの割裂ひび割れを防ぐ対策を講じれば、片持ち柱部材と同様に安定したドリフト硬化型履歴挙動を発揮できることを実証した。

船戸ら[1-42]は、SBPDN 鉄筋の付着－すべり関係を実験で調べたうえ、付着応力とすべり関係をモデル化し、当該モデルを北島ら[1-43]の主筋の付着－すべりを考慮できる部材解析法に組み込むことによって、SBPDN 鉄筋を用いた RC 柱の繰り返し履歴挙動を精度良く評価できる解析手法を提案した。

DHRC 柱部材のドリフト硬化性に関する実験的・解析的研究のほか、中野ら[1-44]は DHRC 柱をラーメン構造に適応した場合の骨組み構造の応答特性を解析的に調べた。具体的には、SBPDN 筋を主筋に用いた DHRC 柱ヒンジ領域の曲げモーメント－曲率関係を船戸ら[1-42]が提案した部材解析手法で求め、求められた曲げモーメント－曲率関係をトリリニア型履歴モデル化し、集中ヒンジモデルのヒンジ領域に与えることで DHRC 柱部材を含んだ骨組みの応答解析の手順を提案し、DHRC 柱を有するラーメン構造に対して地震応答解析を行った。その結果、DHRC 柱を一階だけに用いることで、大地震を受ける場合においても骨組みの残留変形は小さく抑えられることを明らかにした。

1.2 研究目的と論文の構成

前節で述べたピロティ形式建築物の耐震性能に関する先行研究は、いずれも靱性型 RC 柱からなるピロティ層の応答特性の検討、層崩壊メカニズムの解明、および靱性型ピロティ層の耐震性能およびエネルギー吸収能の向上方法の開発に関するものである。ピロティ層がよりレジリエントな RC 柱から構成されるピロティ構造形式建築物の耐震性能や応答特性に関する研究はほとんどないのが現状である。

本論では、DHRC 柱の優れたドリフト硬化性と復元性に着目して、DHRC 柱をピロティ層の柱に用いることによって、ピロティ形式建築物の耐震性能向上、具体的には、ピロティ層の残留変形を抑制し、地震後の継続使用性や簡便な補修によって迅速に使用可能な状態に回復できる修復性の向上に繋がることを着想し、剛性の高い耐震壁の最下層に剛性率の低いピロティ層を設置し、DHRC 柱の復元性を発揮させるピロティ構造形式を提案する。加えて、このようなピロティ建築物に対して、非線形動的解析を行うことによって、提案ピロティ構造が様々な地震動を受ける際の地震応答特性を解明することと、一般的な靱性型 RC (DRC) 柱を用いたピロティ構造の地震応答特性と比較することによって、DHRC 柱を用いたピロティ構造のレジリエンス性能を検証しつつ、実用面での問題点を明らかにすることを目的とする。

本論文は7章からなっている。

第1章では、RC 造ピロティ建築物の現状、主な地震被害状況、および DRC 柱からなるピロティ構造に関する設計基準の変遷や耐震性能に関する既往研究をレビューし、DHRC 柱の耐震性能に関する既往の研究成果を概観してから、本研究のモチベーションにつながる研究背景、研究目的および本論文の構成を述べている。

第2章では、骨組み解析のプラットフォームである OpenSees を用いて、ピロティ形式の建築物の応答解析を行うことを踏まえ、解析に必要不可欠な DHRC 柱の構成則のモデル化手法を提示し、1/3 スケールの RC 柱の繰り返し載荷実験の実験結果との比較を通して、構築したモデルの精度検証を行う。

第3章では、非線形動的解析の対象として、典型的な6階建て単スパンの低層ピロティ構造物を二種類設計した。二つの対象構造物は上層部耐震壁とピロティ層の柱の寸法、コンクリート強度、および主筋・せん断補強筋の配筋量は同じとし、ピロティ層の柱に用いる主筋の種類のみが異なる。保有耐力算定法に基づいて、DRC 柱の主筋 (SD390) の量を算定してから、DHRC 柱に同量の SBPDN 筋を配置している。3つの代表的な地震波を用いて、漸増動的解析 (IDA) によって、DHRC 柱を用いたピロティ構造 (DHCP) と DRC 柱を用いたピロティ構造 (DCP) のピロティ層における最大層間変形応答および残留変形角応答を比較検討することによって、DHRC 柱を用いたピロティ構造のレジリエンス性を検証する。

第4章では、第3章で検討した6階建て単スパンピロティ構造物を2m スパンの中廊下で

繋いでできる3スパンのピロティ構造を対象に、連結梁の剛性や耐力等が3スパンDHRCピロティ構造物の地震応答特性に及ぼす影響を調べている。

第5章では、第3章で得られた知見を踏まえ、そこで検討した二つの標準モデルに対して、卓越周期が異なる3つのパルス性地震動を入力地震動として地震応答解析を行い、パルス性の強い地震動時のDHRCピロティ構造の地震応答特性を解析的に検討している。

第6章では、慣性力によるエネルギー入力量、構造部材の抵抗力および減衰力によるエネルギー吸収量を略算する方法を提案したうえで、本論で設定した二つの標準モデルに対して、DHRC柱の履歴特性によるエネルギー吸収特性が非線形動的応答特性に及ぼす影響をエネルギーの釣り合いの観点から考察している。

最後に、第7章では、各章の研究成果を総括し、本研究の結論としてまとめると同時に、解析対象ピロティ形式建築物の階数や剛性率などを変数とする検討や、変動軸力下の軸・曲げ方向の力学性状を統合的に表現できるドリフト硬化型RC柱モデルの構築、壁の損傷を表現できるモデルの適用による応答特性への影響、また、海溝型巨大地震による持続時間の長い長周期地震動を入力する際に、ドリフト硬化型RC柱を有するピロティ形式建築物の応答特性の解明など、今後の研究課題を示している。

参考文献

- [1-1] W. Oechslin : Les Cinq Points d'une Architecture Nouvelle. Assemblage, No. 4, pp.83-93, Oct. 1987
- [1-2] 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2020 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合，2020.10
- [1-3] 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会，日本建築学会：阪神淡路大震災調査報告－建築編－1－鉄筋コンクリート造建築物，1998.3
- [1-4] 日本建築学会：2016 年熊本地震災害調査報告，2018.7
- [1-5] 土木学会耐震工学委員会：サンフェルナンド地震（1971 年 2 月）の震害について，土木学会論文報告集，第 195 号，pp.117-148，1971.11
- [1-6] S.A. Mahin, V.V. Bertero, A.K. Chopra, R.G. Collins : Response of the Olive View Hospital main building during the San Fernando earthquake, Report No.EERC-76/22, UNIVERSITY OF CALIFORNIA, Berkeley, California, Oct. 1976
- [1-7] 中田高：カリフォルニア州の活断層法「アルキスト-プリオロ特別調査地帯法(Aliquist-Priolo special studies zones act)」と地震対策，地学雑誌，Vol.99(3)，pp.289-298，1990
- [1-8] 中国地震局監測予報司：汶川 8.0 級地震科学研究報告，地震出版社（北京・中国），2009.4（中国語）
- [1-9] 王鳳来：汶川地震建築震害分析与受損建築加固通用図集，中国建築工業出版社（北京・中国），2009.5（中国語）
- [1-10] 蜷川利彦：繰り返されるピロティ形式の建築物の被害（RC 構造,<特集>熊本地震から見えてきたもの），建築雑誌，Vol.132, No.1697, pp.14-15, 2017.4
- [1-11] 小谷俊介：建築構造の耐震基準の変遷，コンクリート工学，Vol.41, No.5, pp.11-16, 2003.5
- [1-12] 芳村学，岩渕一徳：1995 年兵庫県南部地震により崩壊したピロティを有する鉄筋コンクリート建物の非線形解析，日本建築学会構造系論文集，第 486 号，pp.75-84, 1996.8
- [1-13] 小室努，川端一三，小谷俊介：2 階以上に連層耐力壁を有するピロティ建物の地震応答特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18, No.2, pp.756-760, 1996.7
- [1-14] 顧建華，倉本洋，松本和行，福田俊文：鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の地震応答性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.22, No.3, pp.25-30, 2000.7
- [1-15] 中塚善博，倉本洋，顧建華，壁谷澤寿海：6 層鉄筋コンクリート造ピロティ建築物のサブストラクチャー仮動的実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.22, No.3, pp.31-36, 2000.7

- [1-16] 松本和行, 倉本洋, 顧建華: 鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の地震応答変形の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.43-48, 2001.7
- [1-17] 真田靖士, 壁谷澤寿海, 倉本洋: ピロティ構造における柱と壁のせん断力負担に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.19-24, 2000.7
- [1-18] 真田靖士, 壁谷澤寿海, 倉本洋, 福田俊文, 松本和行, 奈良岡誠也, 平田昌宏, 加藤敦, 小川信行: 耐震壁を有する鉄筋コンクリート造ピロティ建物の動の実験, 構造工学論文集, Vol.47B, pp.511-520, 2001.3
- [1-19] 真田靖士, 壁谷澤寿海, 倉本洋: 耐震壁を有する RC 造ピロティ建物の動の実験に関する解析的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.37-42, 2001.7
- [1-20] 真田靖士, 壁谷澤寿海, 倉本洋, 中埜良昭: 耐震壁を有する RC 造ピロティ建物の入力と終局限界性能の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.31-36, 2002.7
- [1-21] 春田孝浩, 倉本洋, 松本和行, 楠浩一: 12 層鉄筋コンクリート造ピロティ建築物のサブストラクチャー仮動の実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.1087-1092, 2002.7
- [1-22] 春田孝浩, 倉本洋, 松本和行: 鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の地震応答性状に及ぼす建築物の高さの影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.1303-1308, 2003.7
- [1-23] 泉徳秀, 高橋之, 市之瀬敏勝, 勅使川原正臣, 神谷隆, 福山洋: ピロティ階直上の耐震壁のせん断耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, 第 691 号, pp.1585-1592, 2013.9
- [1-24] 宇野芳奈美, 鈴木貴也, 三宅真理子, 高橋之, 市之瀬敏勝, 星龍典, 八木茂治: 1 階柱を屋内側に拡張した RC ピロティ柱梁接合部の解析モデル—接合部が開く方向に関する検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 巻, 第 721 号, pp.607-617, 2016.3
- [1-25] 宇野芳奈美, 鈴木貴也, 高橋之, 市之瀬敏勝: 1 階柱を屋内側に拡張した RC ピロティ柱梁接合部の解析モデル—接合部が閉じる方向に関する検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 巻, 第 728 号, pp.1703-1712, 2016.10
- [1-26] 宇野芳奈美, 鈴木貴也, 三宅真理子, 市之瀬敏勝, 星龍典, 八木茂治: 1 階柱を屋外側に拡張した RC ピロティ柱梁接合部の解析モデル—接合部が開く方向に関する検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 82 巻, 第 734 号, pp.567-577, 2017.4
- [1-27] 三宅真理子, 鈴木貴也, 宇野芳奈美, 森長和也, 星龍典, 楠原文雄, 市之瀬敏勝: 1 階柱を屋外側に拡張した RC ピロティ柱梁接合部の終局耐力評価—接合部が開く方向に関する検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 83 巻, 第 754 号, pp.1845-1853, 2018.12

- [1-28] 塩屋晋一，大川光雄，幸加木宏亮：圧縮ブレースを用いる既存 RC 造ピロティ架構の耐震補強に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 72 巻，第 621 号，pp.127-134，2007.11
- [1-29] 塩屋晋一，大川光雄，岡元夕弥：圧縮ブレースを用いて耐震補強する既存 RC 造ピロティ架構の耐震性能の評価，日本建築学会構造系論文集，第 73 巻，第 632 号，pp.1823-1832，2008.10
- [1-30] 織裳慎一郎，向井智久，衣笠秀行，野村設郎：RC 造ピロティ建物の制振補強手法に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol.48B，pp.569-580，2002.3
- [1-31] 本間誠，堀則男，井上範夫：ソフトストーリーを活用して地震時損傷を制御する RC 建物の設計手法，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.1087-1092，2008.7
- [1-32] 菅野秀人，寺本尚志，西田哲也，小林淳：鋼材ダンパーを設置した 6 層鉄筋コンクリート造ピロティ架構のサブストラクチャ擬似動の実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.763-768，2012.7
- [1-33] 岩渕一徳，福山洋，諏訪田晴彦：高靱性セメント複合材料を用いた付加柱によるピロティ建築物の応答制御，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.1327-1332，2003.7
- [1-34] 岩渕一徳，福山洋，諏訪田晴彦：応答制御用付加柱を用いたピロティ架構の部分仮働の実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.1087-1092，2004.7
- [1-35] 福山洋，岩渕一徳：空間の確保と損傷の防止を目的とした既存ピロティ建築物の地震応答制御，日本建築学会構造系論文集，No.580，pp.105-112，2004.6
- [1-36] 犬飼瑞郎，野口和也：芯鉄骨入りピロティ柱の構造性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.1399-1404，2004.7
- [1-37] 中村匠，迫田丈志，前田匡樹，三橋博三：HFRCC 柱による損傷低減型ピロティ構造に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，pp.1297-1302，2009.7
- [1-38] 谷昌典，孫玉平，藤永隆，折田考：高復元性を有する高強度 RC 柱部材に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，pp.565-570，2009.7
- [1-39] 仲井士門，橘高将義，谷昌典，孫玉平：主筋比及び軸力比が超高強度鉄筋を主筋に用いた RC 柱の耐震性能に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，pp.157-162，2011.7
- [1-40] 孫玉平，竹内崇，奥田隼也，大畑雄俊：レジリエントなコンクリート柱の耐震性能に関する基礎研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.35. No.2，pp.1501-1506，2013.7
- [1-41] 大仲菜保子，竹内崇，藤永隆，孫玉平：二方向載荷を受ける付着強度の低い超高強度鉄筋を用いた RC 柱の耐震挙動に関する研究，コンクリート工学年次論文集，vol.39，No.2，pp.103-108，2017.7

- [1-42] 船戸佑樹, 孫玉平, 竹内崇, 蔡高創: スパイラル溝を有する超高強度鉄筋の付着特性のモデル化と柱部材の履歴解析への応用, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.157-162, 2012.7
- [1-43] 北島英樹, 竹内崇, 福原武史, 孫玉平: 高強度鉄筋を用いた高強度 RC 部材および骨組みの耐震性能評価法の提案: その 1 高強度主筋の付着問題を考慮した部材解析法, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), C-2, 構造 IV, 鉄筋コンクリート構造, プレストレストコンクリート構造, 壁構造・組積構造, pp.193-194, 2005.9
- [1-44] 中野魁人, 竹内崇, 孫玉平: 付着強度の低い超高強度鉄筋を主筋に用いた RC 柱部材を有するラーメン構造の耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.241-246, 2018.7

第 2 章

ドリフト硬化型 RC 柱部材のモデル化手法

2.1 序

DHRC 柱は SBPDN 筋の低い付着強度を利用し、鉄筋とコンクリートの間に適度なすべりを誘発させることによって、柱の塑性ヒンジ領域におけるひずみ集中を緩和させ、大変形領域まで主筋を弾性域に留められるので、除荷後の残留変形を小さく抑えられる特性を持っている[2-1]。しかし、主筋のひずみはすべりの発生により、平面保持仮定のもとでは正確に求められないため、鉄筋もコンクリートも平面保持を基本仮定とするファイバー法などのモデル手法では SBPDN 筋を主筋に用いた DHRC 柱の履歴性状を精度良く評価できない。

船戸ら[2-2]は SBPDN 筋の付着特性をモデル化し、北島らが提案した主筋のすべりの影響を考慮できる手法[2-3]に応用した結果、DHRC 柱の履歴挙動、残留変形、エネルギー吸収性能を精度良く評価できることを明らかにした。しかし、この主筋のすべり性状を考慮できる部材解析手法を直接的に骨組み解析プラットフォームである OpenSees[2-4]に移植するのは煩雑である。そのため、中野ら[2-5]は、船戸らが提案した解析方法[2-2]を用いて、一定軸力下における静的繰り返し変位制御解析で塑性ヒンジ領域における柱断面の曲げモーメントー曲率関係を求めた上で、それをトリリニアにモデル化し、OpenSees の柱梁系線材モデルに適用することによって、DHRC 柱を有する骨組みの性能解析手法を提案した。

本章では、中野ら[2-5]のモデル化手法を参考にし、以後各章で述べる OpenSees を用いたピロティ形式建築物の非線形応答解析時に必要不可欠な DHRC 柱部材のモデル化手法を示し、DHRC 柱部材の静的繰り返し載荷実験の結果を用いて、構築した部材モデルの妥当性を検証する。

2.2 柱部材のモデル化

2.2.1 Force-Based Beam-Column 要素の概要

本研究の解析プラットフォームは OpenSees[2-4]である。柱部材モデルは軸方向と曲げ方向の力学性状を表現できる線材要素である Force-Based Beam-Column (FBBC) 要素を用いる。FBBC 要素は力の反復計算に基づいて収束計算を行うものである。部材変形の計算は Scott ら[2-6]が提案した数値積分法 Endpoint Hinge Integration によって行う。図-2.1 に示すように、部材は端部に長さ L_p の塑性ヒンジ領域と長さ L_{int} の中間部の弾性領域に分割され、塑性ヒンジ領域の端部には積分点 IP_1 と IP_4 、中間弾性領域には積分点 IP_2 と IP_3 がある。各積分点の材長方向における座標 IP_i および積分ウェイト ξ_i は図-2.1 に示す通りである。塑性ヒンジ領域長さ L_p を指定すれば積分点座標および各積分点の積分ウェイトは自動的に決まる。各積分点における断面性能は軸方向と曲げ方向の構成則で表現され、せん断変形は無視されている。

本論における柱部材モデルでは、全積分点における軸方向の力学性状は弾性とし、剛性は柱の初期軸剛性で表す。弾性領域積分点の曲げ性状は弾性とし、初期曲げ剛性は EI_c で表す。鉄筋の影響を考慮した RC 部材の断面二次モーメント I_c は RC 規準[2-7]に従って計算する。

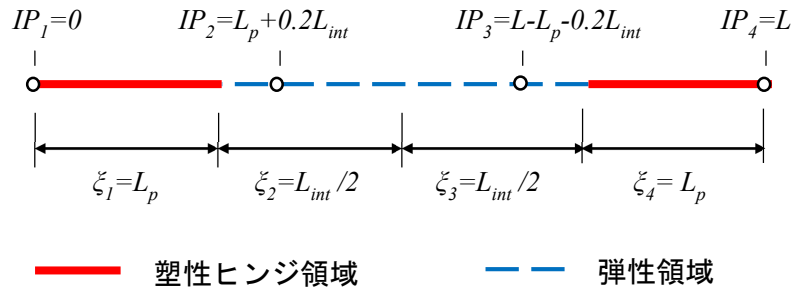


図-2.1 Endpoint Hinge Integration 計算法の概要[2-6]

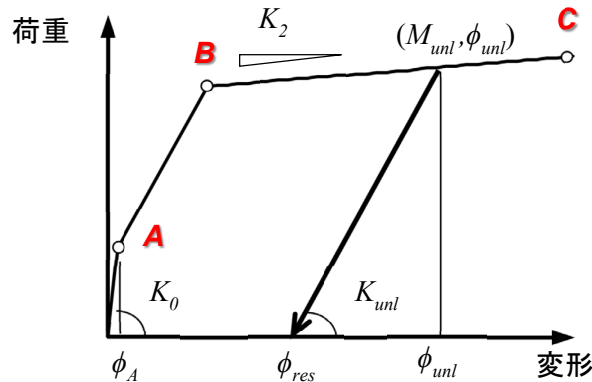


図-2.2 構成則 Hysteretic Material の概要

塑性ヒンジ領域における断面の曲げモーメントー曲率関係は部材の非線形挙動を表現するために、RC 造柱梁部材でよく使われる剛性劣化型の履歴性状を有するトリリニア形構成則 Hysteretic Material[2-4]を用いる。

図-2.2 に Hysteretic Material 構成則の概要を示す。骨格曲線はトリリニア形で、折れ点 A, B と C の座標が分かればモデル全体が決まる。除荷および再負荷曲線は直線形で、除荷剛性 K_{unl} は、初期剛性 K_0 、式 (2-1) で計算した除荷時の最大変形と A 点における変形との比 μ 、および除荷剛性係数 β を式 (2-2) に代入して計算できる。除荷途中の再負荷パスは除荷勾配に従って骨格曲線に向かって逆戻りとなり、再負荷パスの途中で再除荷する場合は同じ除荷勾配に従う。完全除荷後、反対側に向かって負荷するパスは、反対側に経験した最大変形が A 点の変形より小さかった場合は A を目指す、A 点より大きい場合は骨格曲線上の最大経験変形点を目指す直線に従う。その途中の除荷は式 (2-1) と式 (2-2) で計算した除荷剛性に従う。除荷途中で再負荷する場合は同じ除荷勾配に従って負荷パスに向かって逆戻りとなる。

$$\mu = \phi_{unl} / \phi_A \quad (2-1)$$

$$K_{unl} = \mu^\beta \cdot K_0 \quad (2-2)$$

2.2.2 塑性ヒンジ領域における断面の曲げモーメント-曲率関係の決め方

塑性ヒンジ領域における断面の曲げモーメントー曲率 (M- ϕ) 関係モデル Hysteretic Material の形を決めるパラメーターは、以下の計算過程で求められる。

- ①分割法でヒンジ領域における柱断面の M- ϕ 関係を求める。
- ②M- ϕ 関係の包絡線をトリリニア化する。
- ③除荷剛性係数 β を決める。

上記の各計算過程を以下で詳しく説明する。

①ー (1) 分割法による DHRC 柱断面の M- ϕ 解析

DHRC 柱の断面解析のモデルは図-2.3 に示すような片持ち柱の集中ヒンジモデルであり、解析にあたって設けた基本仮定は以下に示す。

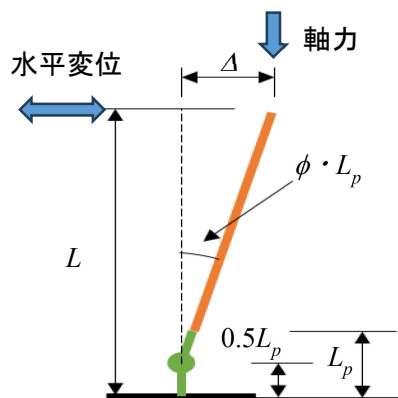


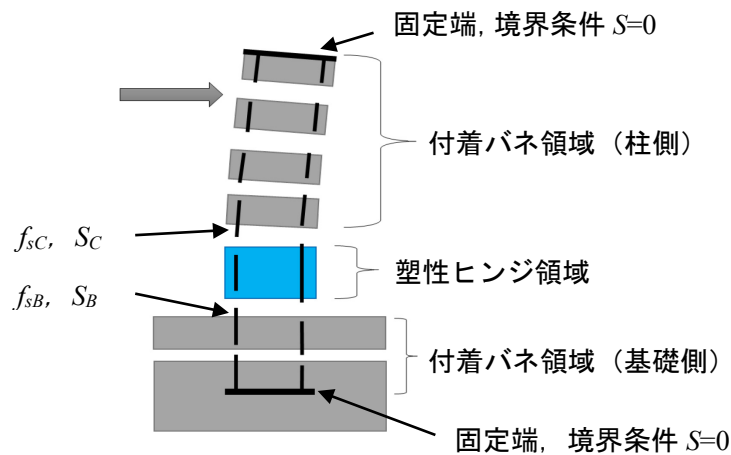
図-2.3 集中ヒンジモデルの概要

基本仮定：

- ①ヒンジ領域長さ L_p は柱の断面せい D とする。
- ②ヒンジ領域内では部材の曲率，主筋とコンクリートの応力・ひずみは一定である。
- ③部材の変形はヒンジ領域に集中し，部材角 $R (= \Delta/L)$ と曲率 ϕ の関係は式 (2-3) で表す。
- ④せん断変形は無視する。
- ⑤断面のコンクリート部分は平面保持の仮定が成立する。

$$R = \phi L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L}\right) \quad (2-3)$$

SBPDN 筋の付着すべりの影響を考慮するために，北島らが提案した有限付着バネの手法 [2-3] を準用し，その概要を図-2.4 に示す。塑性ヒンジ領域以外の柱側と基礎側の主筋が存在する領域を有限個の付着バネ領域に分割する。各付着領域における鉄筋とコンクリートの間では付着力-すべり量関係を表現するバネでつなぐ。バネ領域端部における鉄筋の抜け出し量 S を仮定し，鉄筋端部における境界条件，塑性ヒンジ領域における応力つり合い条件と変形適合条件により鉄筋の応力を求める収束計算を行う。



ここに， f_{sC} ， S_C ：柱側付着バネ領域の端部における鉄筋の応力と抜け出し量

f_{sB} ， S_B ：基礎側付着バネ領域の端部における鉄筋の応力と抜け出し量

図-2.4 付着バネ法の概要

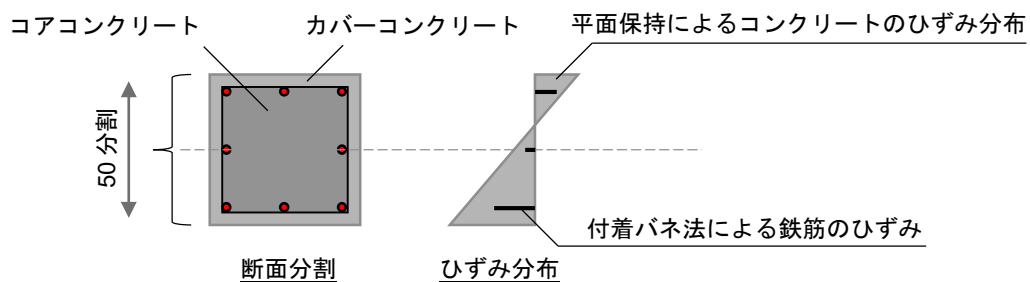


図-2.5 塑性ヒンジ領域における断面の分割とひずみ分布

塑性ヒンジ領域では、図-2.5 に示すように、コンクリートは断面せいに沿って 50 の要素に分割する。横補強筋の中心線で囲まれた部分はコアコンクリートとして、カバーコンクリートと別々に離散化する。コンクリート部分は平面保持が仮定されるので、曲率 ϕ と断面中心のひずみ ϵ_{c0} を与えれば、各コンクリート要素のひずみが決定される。

一方、付着すべりの影響を考慮した主筋ひずみ ϵ_s は前述の収束計算によって求められる。コンクリート要素と主筋要素のひずみを求めてから、材料の応力-ひずみ関係より各要素の応力が求められ、断面の軸力と曲げモーメントが求められる。解析のフローチャートを図-2.6 に示す。

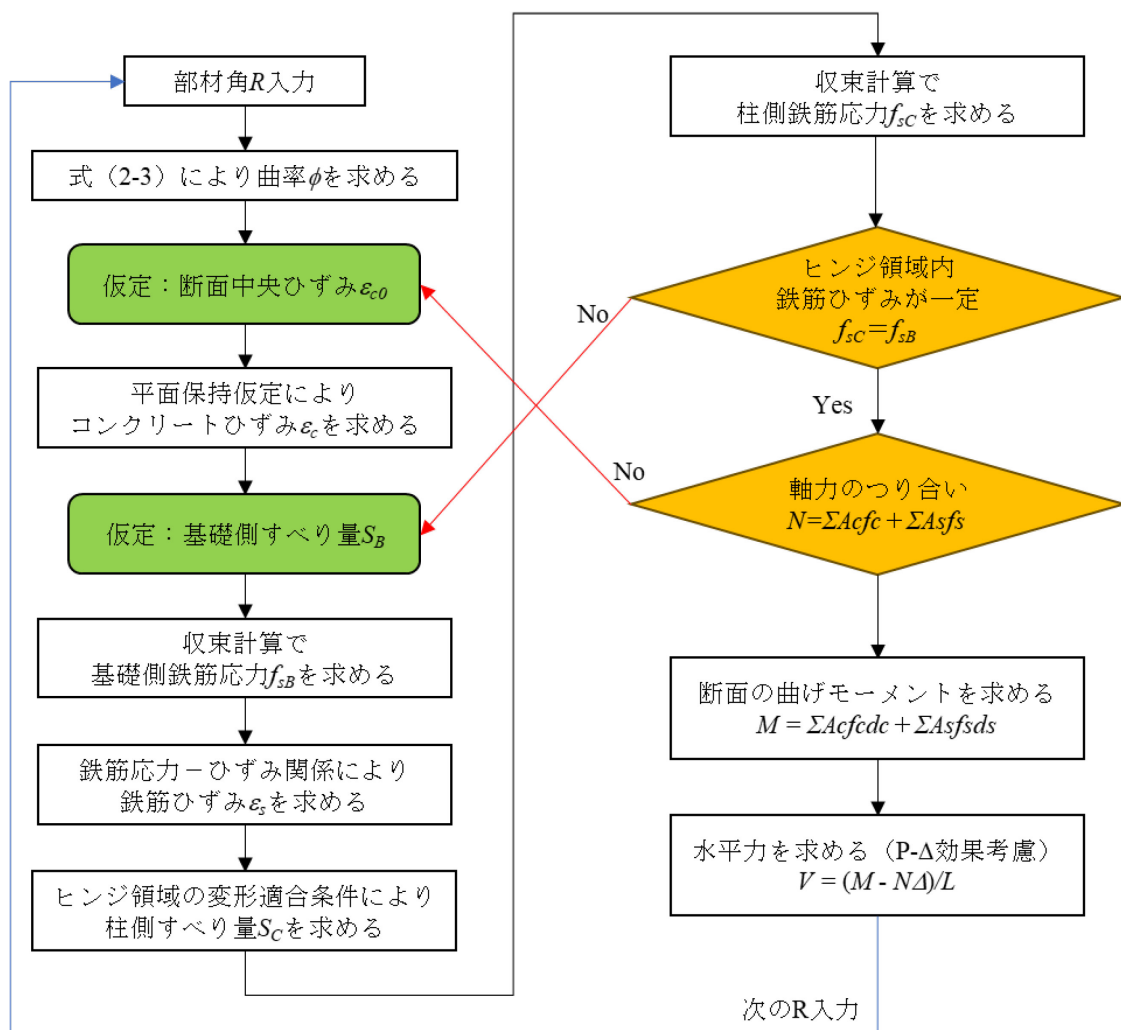


図-2.6 主筋すべりを考慮した柱部材解析のフローチャート

①ー (2) 普通強度異形鉄筋を主筋に用いた柱(DRC 柱)部材の断面解析

DHRC 柱の比較対象として、普通強度の異形鉄筋を主筋に用いた靱性型 RC 柱 (DRC 柱) も同様に部材の断面解析によって $M-\phi$ 関係を求めてから、柱のモデル化を行う。主筋は

付着すべりの影響が小さい異形鉄筋であるため、付着すべりを考慮せず、断面を平面保持の仮定に基づくファイバー法でモデル化し、 $M-\phi$ 関係を求める。DRC 柱断面の分割は DHRC 柱の断面解析と同様にコンクリートは断面せいに沿って 50 の要素に分割する。鉄筋要素のひずみ ϵ_s はコンクリートと同じく平面保持仮定に基づき、仮定した断面中央ひずみ ϵ_{co} と曲率 ϕ を用いて直接に求める。解析のフローチャートを図-2.7 に示す。

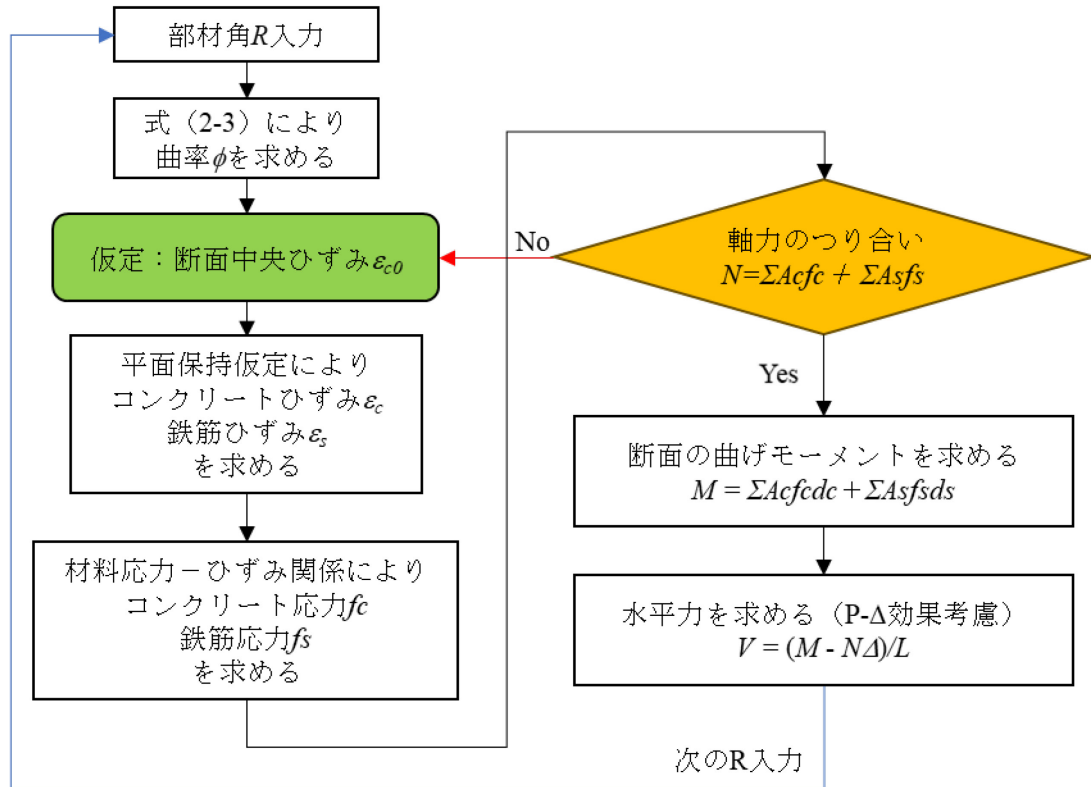


図-2.7 異形鉄筋を主筋に用いた柱部材解析のフローチャート

①- (3) 材料の構成則

コンクリートの応力-ひずみ関係の骨格曲線は式(2-4)に示す崎野・孫モデル[2-8]である。横補強筋の拘束によるコアコンクリートの強度上昇係数 K は横補強筋配筋の配置詳細から求められる。かぶりコンクリートは $K=1.0$ とする。また、骨格曲線のピーク点後の下り勾配形状を表す D の計算式は、柱断面のひずみ勾配の影響による補正を行ったもの[2-9]である。

コンクリートの応力-ひずみ関係における繰り返し則は、図-2.8に示す北島らのモデル[2-10]を用いる。点 A から除荷する場合は、弾性係数 E_c で下ろした点 B を頂点とする二次曲線に従う。再負荷する場合は、点 B から除荷時点 A の応力を 0.9 倍した除荷曲線上の点 C を直線で通過した後、骨格曲線へ戻る。

$$Y = \frac{AX + (D - 1)X^2}{1 + (A - 2)X + DX^2} \quad (2-4)$$

$$Y = f_c / f'_{cc} \quad , \quad X = \varepsilon_c / \varepsilon_{c0}$$

$$A = E_c \varepsilon_{c0} / f'_{cc} \quad , \quad E_c = (0.69 + 0.33\sqrt{f'_c}) \times 10^4$$

$$D = 2.25 - 0.017f'_c + 1.6\sqrt{\frac{(K-1)f'_c}{23}} \geq 0.5$$

$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1 + 11.5 \cdot \frac{\rho_h f_{yh}}{f'_c} \left(\frac{d'}{C} \right) \left(1 - \frac{s}{2D_c} \right)$$

$$\varepsilon_0 = 0.94(f'_c)^{0.25} \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{c0} = \varepsilon_0 \times \begin{cases} [1 + 4.7(K - 1)] & K \leq 1.5 \\ [3.35 + 20(K - 1.5)] & K > 1.5 \end{cases}$$

ここに、 f'_c ：無拘束コンクリート圧縮強度(MPa)

f'_{cc} ：拘束コンクリート圧縮強度(MPa)

ε_0 ：無拘束コンクリート圧縮強度時ひずみ(mm/mm)

E_c ：コンクリートのヤング係数(MPa)

K ：コンクリート強度上昇係数

d' ：横補強筋公称直径(mm)

C ：2方向に拘束されている主筋の中心間距離(mm)

D_c ：拘束コンクリートの寸法（外周の拘束筋の中心間距離）(mm)

s ：横補強筋の配筋間隔(mm)

ρ_h ：拘束コンクリート体積に対する横補強筋の体積比

f_{yh} ：横補強筋降伏強度(MPa, ≤ 700 MPa)

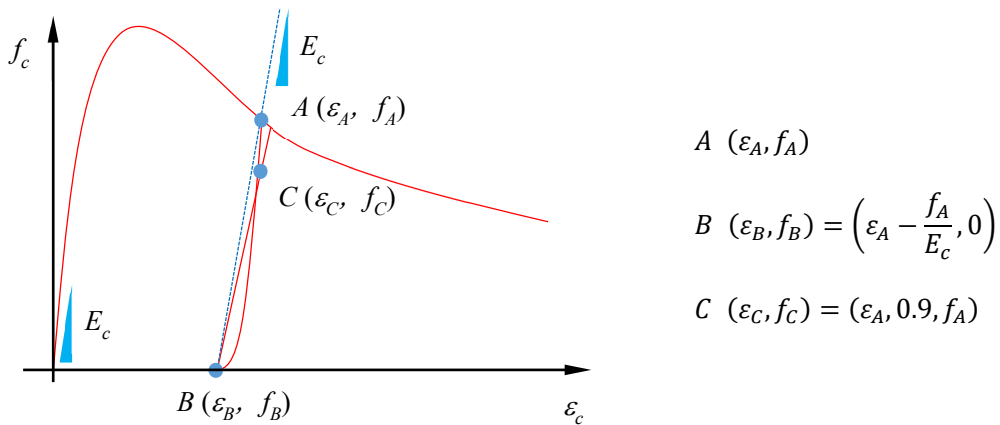


図-2.8 コンクリート応力-ひずみ関係における繰り返し則

SBPDN 鉄筋の応力 f_s - ひずみ ε_s 関係の骨格曲線は図-2.9 に示される Menegotto-Pinto 型モデル[2-11]を用いる。骨格曲線は式 (2-5) で表される。SBPDN 鉄筋の引張試験の結果に基づき、引張強度時ひずみ ε_{su} は 4% とし、湾曲係数 N の値は 5 とする。

$$f_s = E_s \varepsilon_s \left\{ Q + \frac{1 - Q}{[1 + (\varepsilon_s / \varepsilon_{ch})^N]^{1/N}} \right\} \quad (2-5)$$

$$Q = 0.1(\varepsilon_{su})^{-2.5}, \quad \varepsilon_{ch} = \frac{f_{su} - Q E_s \varepsilon_{su}}{E_s(1 - Q)}, \quad N = 5$$

ここに、 f_s : 鉄筋引張応力(MPa), ε_s : 鉄筋ひずみ(mm/mm), ε_{su} : 引張強度時ひずみ(%),

f_{su} : 終局応力(MPa), ε_{ch} : 特性ひずみ(mm/mm), f_{ch} : 特性応力(MPa),

E_s : 初期剛性(MPa), E_t : 接線剛性(MPa), Q : 接線剛性比, N : 湾曲係数

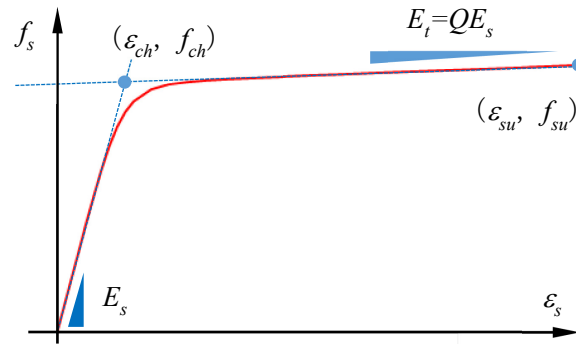


図-2.9 SBPDN 筋の応力-ひずみ関係の骨格曲線[2-11]

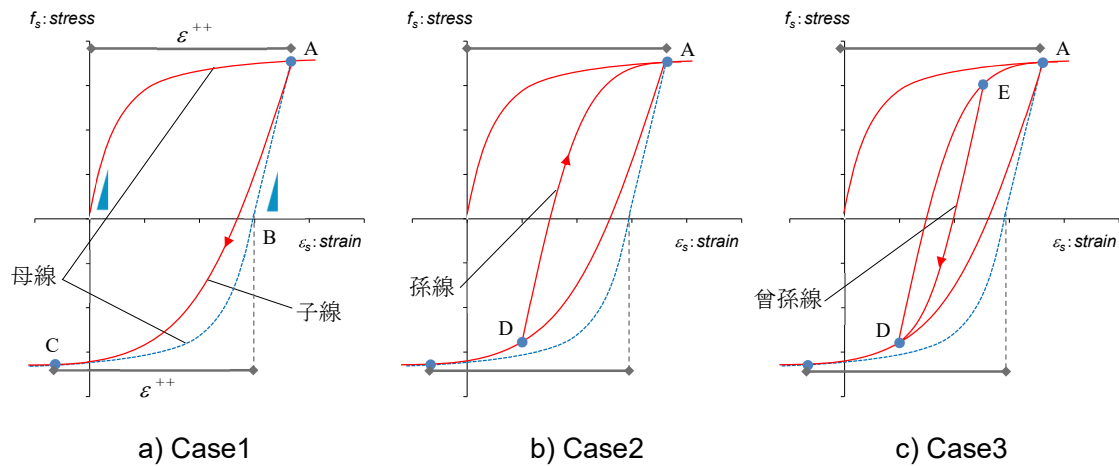


図-2.10 SBPDN 鉄筋の応力-ひずみ関係における繰返し則

SBPDN 鉄筋の応力-ひずみ関係における繰返し則は図-2.10 に示す北島らのモデル[2-10]を用いる。以下に示す手順により除荷・再負荷曲線の終点を求め、骨格曲線と同様に除荷・再負荷曲線もそれらの終点をピーク点とする Menegotto-pinto 関数により定式化を行う。

Case1: 母線上の点 A から除荷する場合

点 A から初期弾性係数 E_s で下した点 B をとり、点 B を始点とし経験したひずみ ε^{++} の点 C を終点とする母線を引く。終点 C で母線と接線剛性が一致する Q の値を求め、Menegotto-Pinto 型モデルに従い点 A から点 C に子線を引き母線へと戻る。

Case2: 子線上の点 D から再負荷する場合

点 D から終点が点 A となる孫線を引き、母線へ戻る。なお、点 A における母線と孫線の接線剛性は一致する。

Case3: 孫線上の点 E から除荷する場合

点 E から終点が点 D となる曾孫線を引き、子線へと戻る。なお、点 D における子線と曾孫線の接線剛性は一致する。

なお、普通強度の異形鉄筋はひずみ硬化を無視する完全弾塑性の骨格曲線を用いる。降伏以降の繰り返し則は SBPDN 筋と同じものとする。

SBPDN 鉄筋とコンクリートの間に生じる付着応力 τ とすべり量 S の関係は船戸らが提案したモデル[2-2]を用いる。図-2.11 に単調載荷時の τ - S 関係 τ -mono(S) およびピーク点経験後の繰り返し載荷時の τ - S 関係の包絡線 τ -cyclic(S)を示す。 τ -mono(S)の点 C ならびに τ -cyclic(S)の点 D 以降の下り勾配は $\tau_{max}/1000S_{max}$ とし、下り線の終点の τ 座標 (残留付着強度) を $\tau = 0.13\tau_{max}$ とする。その後 τ -mono(S)ないし τ -cyclic(S)は勾配が 0 の直線となる。なお、A, B, C, D の座標および最大付着応力 τ_{max} ・最大すべり量 S_{max} の値を図-2.11 の横に記す。

図-2.12 に除荷・再負荷の繰り返し則を示す。ピーク点以前は、図-2.12(a)に示す通り、包絡線 AB 上の任意の点 E から除荷する場合、点 F ($\tau = -0.13\tau_{max}$) まで初期剛性で降下し、その後水平移動し (F→G)、反対側の包絡線に復帰する (経路例: E→F→G→A')。除荷経路中に再負荷の場合は、初期剛性に沿って包絡線に復帰する (経路例: E→F→H→I→B)。

ピーク点以後は、図-2.12(b)に示す通り、除荷は点 J から初期剛性の勾配に従い、点 K ($\tau = -0.13\tau_{max}$) まで降下する。反対側に載荷歴がない場合は S 軸に平行に移動 (K→L) した後、繰り返し載荷の包絡線 (L→D'→M) に移動する (経路例: J→K→L→D'→M)。反対側に載荷歴がある場合 (例えば、M→N→O→P) は、再負荷は点 Q を通過する直線 OP を経て繰り返し載荷の包絡線に復帰する。点 Q は直線 JK と OP の交点であり、Q 点の τ 座標 τ_Q は経験した最大すべり量 S_f 時に対する繰り返し載荷の包絡線上の付着力 τ -cyclic(S_f)の 0.8 倍とする (経路例: M→N→O→Q→P)。除荷中に再負荷を行う場合は、初期剛性と同じ勾配の R→S 経路で直線 OP にたどり着く (経路例: J→K→R→S→Q→P)。

付着応力が $\tau = \pm 0.13\tau_{max}$ に到達したあと、繰り返し載荷包絡線 τ -cyclic(S)は横ばいになり (例えば図-2.12(c)に示す U→V, W→T)、これは直線 OP が負勾配になる状態を回避するためである。直線 TU と VW は初期剛性と同じ勾配を有するものである (経路例: T→U→V→W→X→Y)。

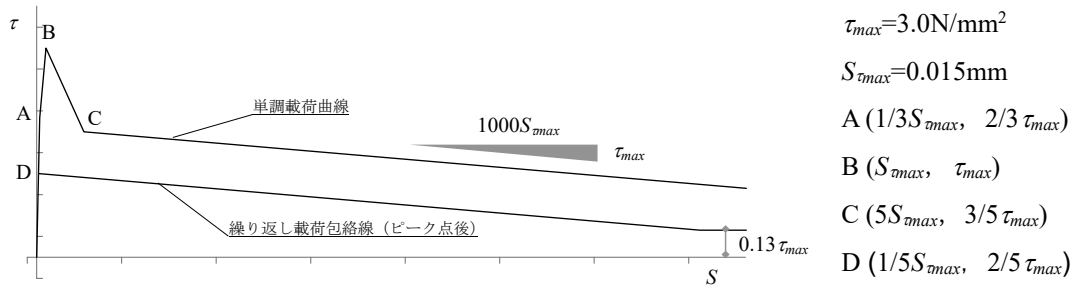


図-2.11 τ - S 関係の包絡線

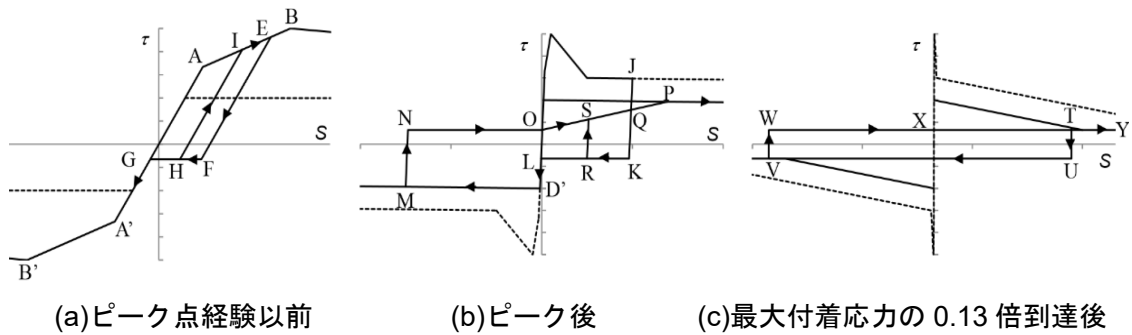


図-2.12 τ - S 関係モデルの除荷・再負荷経路

② 曲げモーメント-曲率関係のトリリニアーク化

塑性ヒンジ領域の曲げ性状に用いる Hysteretic Material の包絡線を定めるのに、前述の部材解析で得られたヒンジ領域における柱断面の曲げモーメント-曲率 (M - ϕ) 関係の包絡線 (各載荷サイクルにおける正負側のピークの平均値) を抽出し、図-2.13 に示すようにトリ

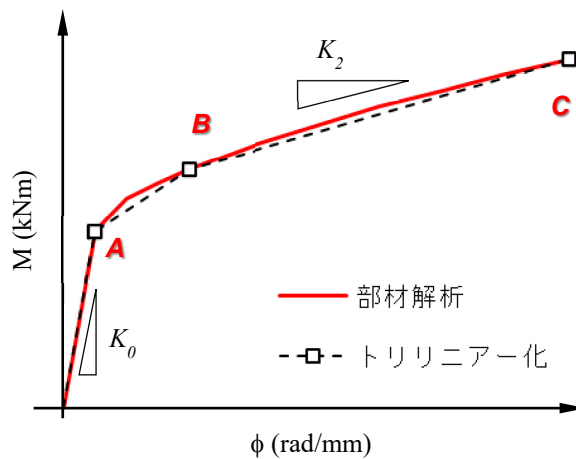


図-2.13 曲げモーメント-曲率関係のトリリニアーク化

リニアに近似する。折れ点 A と B はそれぞれ式(2-3)で計算される部材角 R が 0.25% と 1% となる時の曲率に対応する包絡線上の点である。第三勾配は、B 点と部材角 R が 4% になる時の曲率に対応する C 点を結ぶ直線の勾配とする。

③ 除荷剛性係数の決め方

繰り返し M- ϕ 関係における除荷剛性係数 β については、DRC 柱は普通強度の異形鉄筋を主筋に用いた通常の RC 柱用の推奨値[2-4]の 0.4 にした。DHRC 柱は β の値が 0.4 から 0.7 までの範囲内で、SBPDN 鉄筋の付着すべりを考慮した断面解析で部材角 $R \geq 1\%$ 範囲の各载荷サイクルピークにおける残留曲率 $_{A-slip}\phi_{res}$ (正負側絶対値の平均値) とトリリニア化した M- ϕ 関係の包絡線と仮定した除荷勾配 K_{unl} (式 (2-2)) で求めた、同じ载荷サイクルピークにおける残留曲率 $_{HM}\phi_{res}$ 、両者の残差平方和 $RSS(_{A-slip}\phi_{res} - _{HM}\phi_{res})$ が最小となるように決めた。

β の最適値は柱に作用する軸力比、せん断スパン比、およびコンクリート強度など多くの構造因子の影響を受ける。図-2.14 に、 β の値が 0.5 で RSS が最小となる一例を示す。

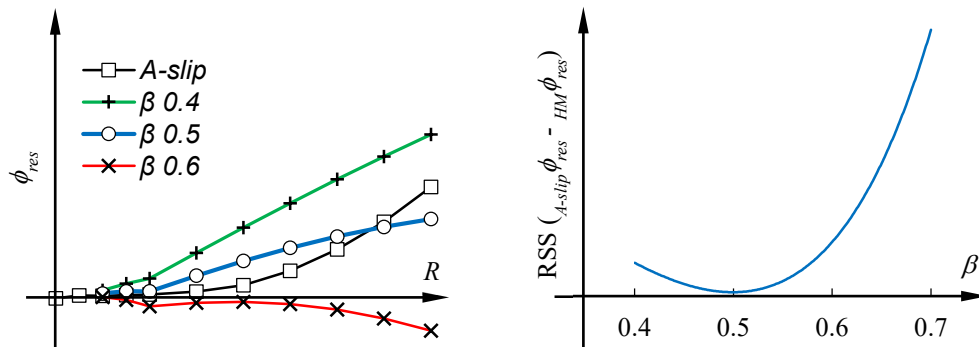


図-2.14 除荷剛性係数の決め方一例 (0.5 が最適値となる例)

2.3 部材モデルの精度検証

2.3.1 検討対象柱に関する実験の概要

文献[2-9, 2-10, 2-11]で実施された、一定軸力下における正負交番繰返し载荷を受ける3体の DHRC 柱を精度検証の対象にした。試験体の配筋詳細を図-2.15に示す。表-2.1に試験体の一覧を、表-2.2に鋼材の力学特性を示す。柱断面のM- ϕ 関係を求める断面解析における材料の力学特性値にはこれらの試験値を用いる。

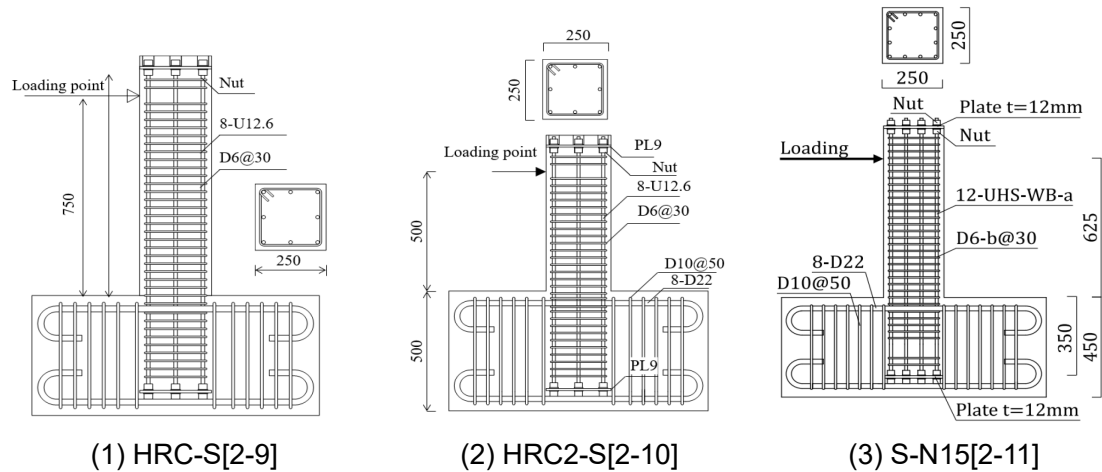


図-2.15 対象試験体の配筋詳細

表-2.1 試験体一覧

試験体	文献	n	a/D	f'_c (N/mm ²)	主筋	帯筋
HRC-S	[2-9]	0.2	3	42.9	8-U12.6	D6@30
HRC2-S	[2-10]	0.2	2	46.2	8-U12.6	D6@30
S-N15	[2-11]	0.15	2.5	42.1	12-U12.6	D6@30

ここに、 n ：軸力比， a/D ：せん断スパン比， f'_c ：試験時のコンクリート強度

表-2.2 鋼材の力学特性

試験体	鉄筋呼び名（規格）	f_y (N/mm ²)	ε_y (%)	f_u (N/mm ²)	E_s (10 ³ N/mm ²)
HRC-S	U12.6 (SBPDN1275/1420)	1362*	0.84*	1469	211
	D6 (SD295A)	377	0.20	513	193
HRC2-S	U12.6 (SBPDN1275/1420)	1375*	0.84*	1445	215
	D6 (SD295A)	375	0.22	517	180
S-N15	U12.6 (SBPDN1275/1420)	1447*	0.88*	1512	213
	D6 (SD295A)	438	0.22	553	196

ここに、 f_y ：降伏点応力， ε_y ： f_y 時のひずみ， f_u ：引張強さ， E_s ：弾性係数，

*付きの値は 0.2% offset 法で求めた値である。

2.3.2 解析と実験結果の比較

図-2.16～図-2.18 に検討対象試験体の水平力-変位角関係の実験結果と計算結果との比較を示す。図-2.16 には繰り返し載荷履歴の包絡線の比較を示す。図中の黒い実線は実験結果 (test と記す), 赤い破線は主筋の付着すべりの影響を考慮した計算結果 (A-slip と記す), 青い一点鎖線は OpenSees においてドリフト硬化型モデル化した $M-\phi$ 関係を用いた FBBC 要素モデルによる再現解析結果 (FBBC と記す) をそれぞれ表している。図-2.16 よりわかるように, 主筋の付着すべりの影響を考慮した A-slip の部材解析結果は 3 つの検討ケースのいずれにおいても実験結果を精度よく評価できている。また, FBBC 要素モデルの解析結果は変位角が 0.5% を超える領域について実験結果を 10% から 20% 程度小さめに評価している。

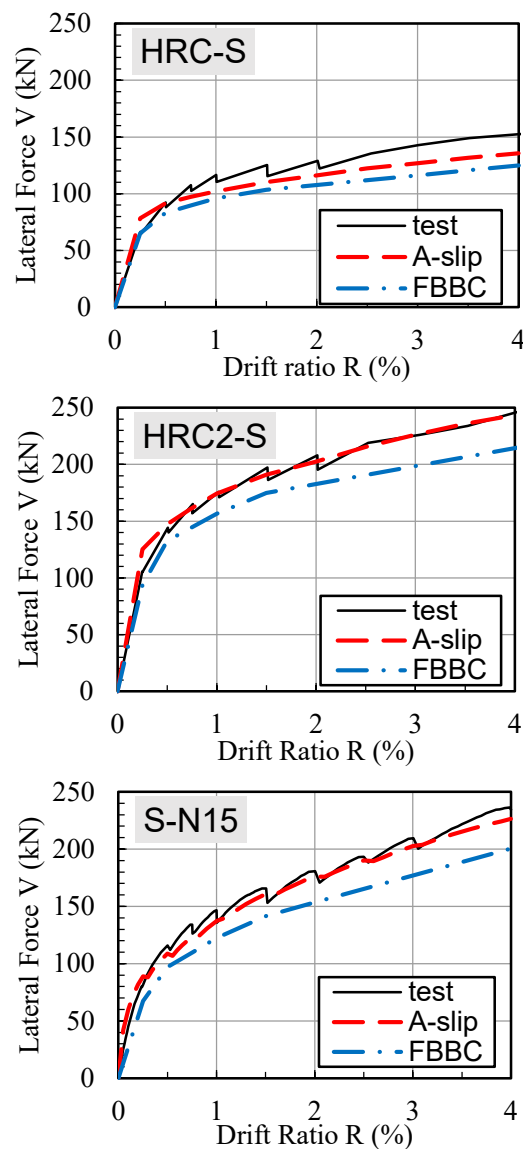


図-2.16 V-R 関係包絡線の比較

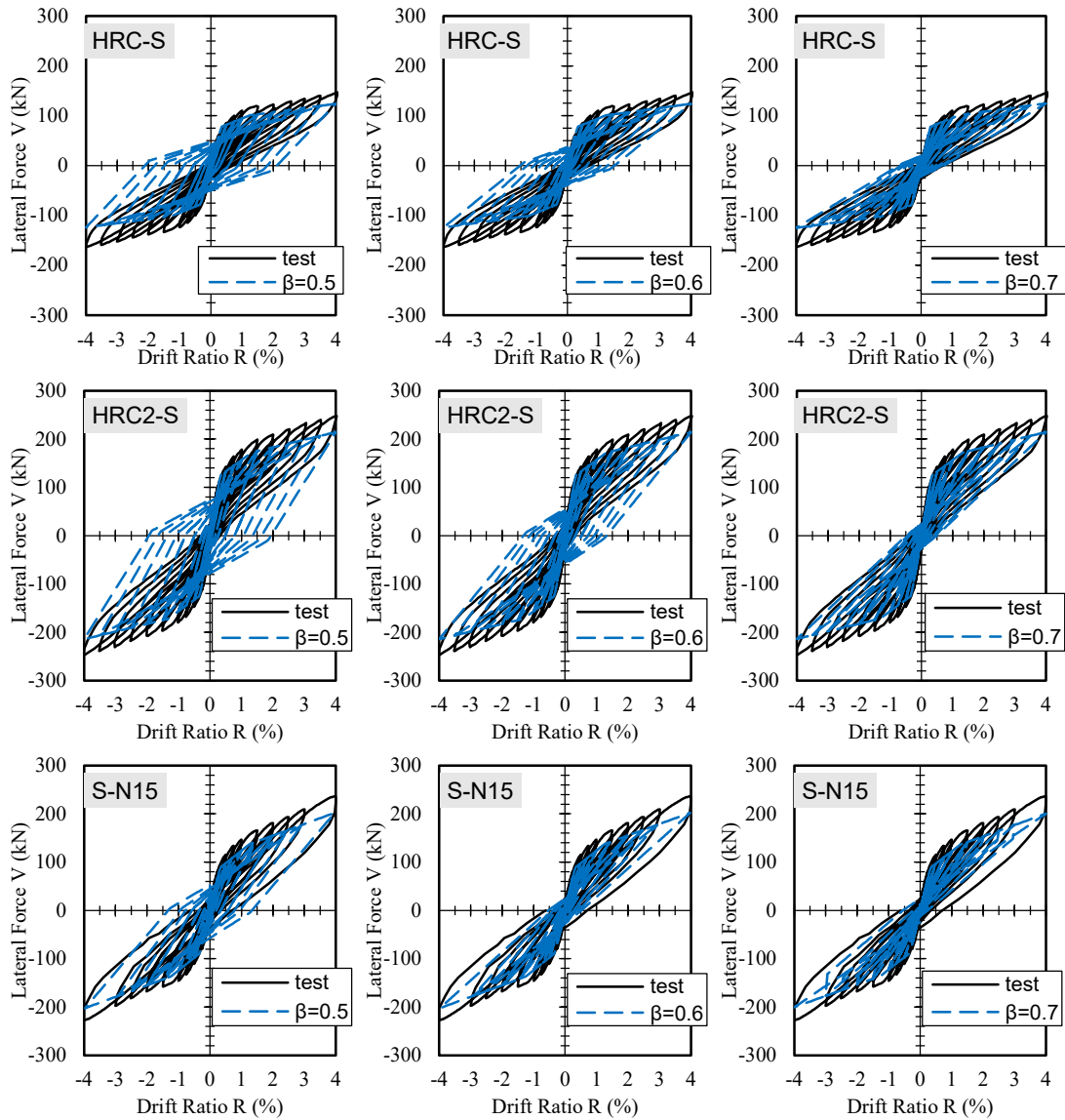


図-2.17 V-R 関係における除荷剛性係数の影響

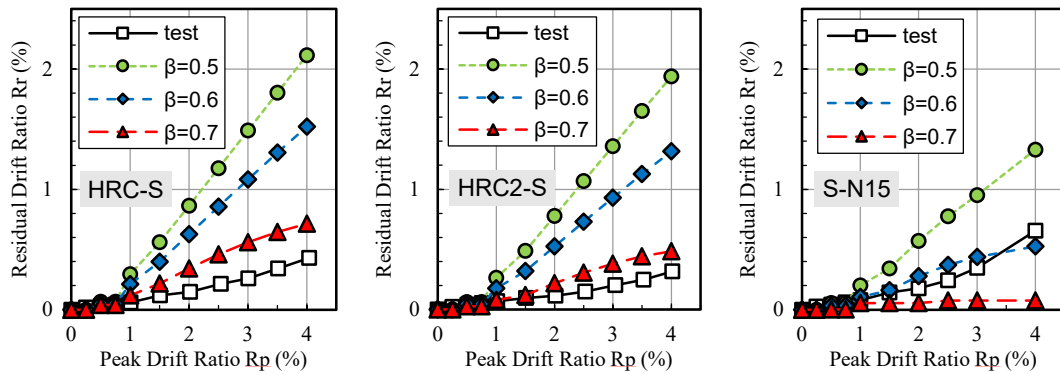


図-2.18 残留部材角

除荷剛性係数 β の値が FBBC 要素モデルの履歴性状に及ぼす影響を調べるために、 β の値を 0.5, 0.6, 0.7 とした場合の FBBC 要素モデルの再現解析と V-R 関係の実験結果との比較を図-2.17 に示す。図-2.17 より明らかなように、 β の値が大きいほど、各載荷サイクルにおける残留変形が小さくなり、V-R 関係が実験結果で見られるような原点指向型に近づく傾向が見られる。

β の最適値は試験体によって異なる。試験体 HRC-S と HRC2-S の場合は 0.7, 試験体 S-N15 の場合は 0.62 となっている。図-2.18 には、 β の値が 0.5, 0.6, 0.7 とした場合の FBBC 要素モデルの再現解析と実験結果における各載荷サイクルの残留部材角 R_r （正負側絶対値の平均）を示す。試験体 HRC-S と HRC2-S においては、 β の値が 0.7 の場合においても、部材角が 2%を超えると、残留部材角の値が実験結果よりやや大きくなっている。試験体 S-N15 においては、 β の値が 0.6 の場合、残留部材角の値は実験結果を比較的精度よく評価している。

また、図-2.17 と図-2.18 よりわかるように、残留部材角を精度よく再現できる除荷剛性係数 β の最適値はモデルにおける第 3 次勾配が高いほど小さい値を取る傾向があると考えられる。実験結果において、柱に作用する軸力が高いほど、せん断スパン比が大きいほど、大変形域における P- Δ 効果の影響が顕著となるため、第 3 次勾配は小さくなることが分かる。つまり、軸力が高く、せん断スパン比が大きい柱の β はより高い値を取るようになる。

2.4 まとめ

本章では、ドリフト硬化型 RC 柱部材のモデル化手法を示し、静的繰り返し載荷実験の結果に対して再現解析により構築した手法の精度を検証した。得られた知見を以下に記す。

- (1) 提案した OpenSees に組み込む FBBC 要素モデルは、部材角 4.0%までの範囲でドリフト硬化型 RC 柱部材の繰り返し履歴性状を比較的精度よく、安全側（10%～20%）に追跡することができる。
- (2) FBBC 要素のヒンジ領域における柱断面の曲げ性状を模擬する Hysteretic Material に用いる除荷剛性係数 β の値を 0.4～0.7 の間に仮定し、SBPDN 鉄筋の付着すべり性状を考慮した断面解析結果の各載荷サイクルにおける残留曲率と FBBC 要素モデルの再現解析結果における残留曲率との RSS が最小となるように β の値を決めれば、FBBC 要素モデルは DHRC 柱の残留部材角を比較的精度よく表現できる。
- (3) DHRC 柱モデル用の除荷剛性係数 β の最適値には V-R 関係における第 3 次勾配と相関が見られ、第 3 次勾配が高いほど小さい値を取る傾向にある。柱に作用する軸力が高いほど、せん断スパン比が大きいほど、大変形域における P- Δ 効果の影響が顕著となるので、第 3 次勾配は小さくなる。つまり、軸力が高く、せん断スパン比が大きい柱の β はより高い値を取ることが分かる。

参考文献

- [2-1] 谷昌典, 孫玉平, 藤永隆, 折田考: 高復元性を有する高強度 RC 柱部材に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.565-570, 2009.7
- [2-2] 船戸佑樹, 孫玉平, 竹内崇, 蔡高創: スパイラル溝を有する超高強度鉄筋の付着特性のモデル化と柱部材の履歴解析への応用, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.157-162, 2012.7
- [2-3] 北島英樹, 竹内崇, 福原武史, 孫玉平: 高強度鉄筋を用いた高強度 RC 部材および骨組みの耐震性能評価法の提案: その 1 高強度主筋の付着問題を考慮した部材解析法, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), C-2, 構造 IV, 鉄筋コンクリート構造, プレストレストコンクリート構造, 壁構造・組積構造, pp.193-194, 2005.9
- [2-4] OpenSees Development Team: OpenSees: Open system for earthquake engineering simulation, Pacific Earth-quake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, U.S.A., <http://OpenSees.berkeley.edu/>. Accessed May.1 2023
- [2-5] 中野魁人, 竹内崇, 孫玉平: 付着強度の低い超高強度鉄筋を主筋に用いた RC 柱部材を有するラーメン構造の耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, 2018.7
- [2-6] M.H. Scott, and G.L. Fenves: Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements. Journal of Structural Engineering, Vol.132(2), pp.244-252, Feb.2006
- [2-7] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (2018), 2018.12
- [2-8] 孫玉平, 崎野健治, 吉岡智和: Flexural Behavior of High-Strength RC Columns Confined by Rectilinear Reinforcement, 日本建築学会構造系論文集, 第 486 号, pp.95-106, 1996.8 (in English)
- [2-9] 田福勝, 崎野健治, 孫玉平: 拘束 RC 柱の曲げ圧縮性状に及ぼす断面ひずみ勾配の影響, 構造工学論文集, Vol.43B, pp.191-198, 1997.3
- [2-10] 北島英樹, 福原武史, 陳静, 孫玉平: 高強度 RC 柱部材の耐震性能評価法の提案 (その 1 材料の繰り返し応力-歪関係のモデル化), 日本建築学会九州支部研究報告, 第 44 号, pp.349-352, 2005.3
- [2-11] 孫玉平, 崎野健治, 北島英樹, 福原武史: 明瞭な降伏棚を持たない高強度鉄筋の応力-ひずみ関係の定式化と応用, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.769-774, 2004.7
- [2-12] T. Takeuchi, Y. Sun, and P.B. Shing: Seismic Behavior of Concrete Column Reinforced with Ultra-High Strength Rebars under Dynamic Loading. 17th World Conference on Earthquake Engineering, Sendai, Japan, Sep. 2020
- [2-13] 竹内崇, 溝口颯人, 袁士宇, 孫玉平: 動的な水平力を受ける付着強度の低い超高強度鉄筋を主筋に用いた RC 柱の耐震性能の検証. コンクリート工学年次論文集, Vol.44,

No.2, pp.385-390, 2022.7

- [2-14] T. Takeuchi, Y. Sun, M. Tani, and P.B. Shing: Seismic Performance of Concrete Columns Reinforced with Weakly Bonded Ultrahigh-Strength Longitudinal Bars, Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 147(1), 04020290, Jan. 2021

第 3 章

ドリフト硬化型 RC 柱で支える 単スパンピロティ建築物の地震応答特性

3.1 序

第 3 章では、ドリフト硬化型 RC 柱で支える中低層単スパン純ピロティ建築物の地震応答特性を調べるために、典型的な 6 階建て単スパンの低層ピロティ構造物を二棟設計した。二つの対象構造物は同じ平立面を有し、鉛直荷重、上層部耐震壁とピロティ層柱の寸法、コンクリート強度、主筋・せん断補強筋の配筋量は同じとしているが、ピロティ層柱に用いる主筋の種類のみが異なる。保有耐力計算法に基づいて、DRC 柱の主筋 (SD390) の量を算定してから、DHRC 柱に同量の SBPDN 筋を配置している。

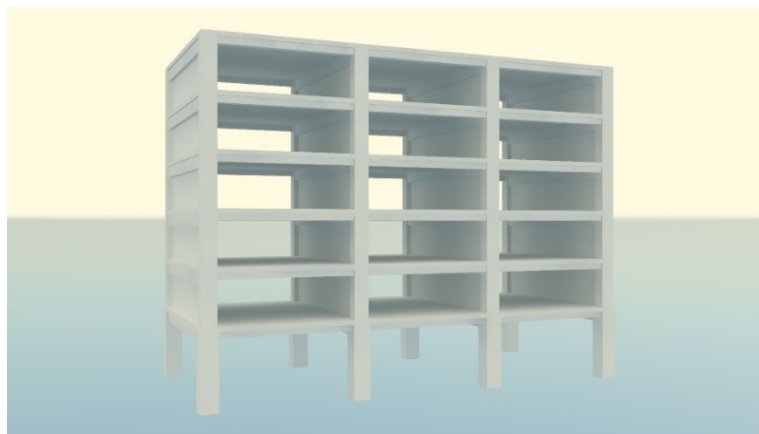
第 2 章で述べた柱部材モデルを骨組みモデルに取り入れ、DHRC 柱を用いたピロティ構造 (DHCP) モデルと DRC 柱を用いたピロティ構造 (DCP) モデルを作成した。非線形地震応答解析に用いる 3 つの代表的な地震波は El Centro, JMA Kobe, および Taft の NS 成分である。動的応答解析により、DCP ピロティモデルと DHCP ピロティモデルの最大層間変形応答、残留変形角応答、層せん断力分布の応答結果などを比較することによって、ドリフト硬化型 RC 柱を用いたピロティ構造の応答特性とレジリエンス性を検証する。

3.2 柱部材のモデル化

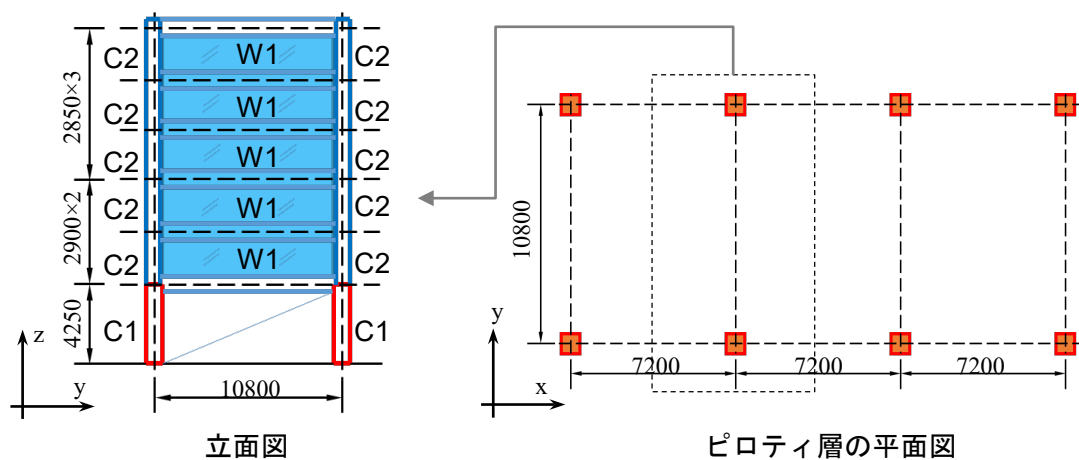
3.2.1 対象建築物の概要

検討対象建築物（図－3.1 を参照）は顧ら[3-1]が検討した 6 階建て 1 スパンの RC 造ピロティ建築物と同じ建築計画を有するものである。構造躯体の立面図とピロティ層の平面図を図－3.2 に示す。モデル建築物の軒高は 18.6m，桁行方向スパンは 7.2m，梁間方向スパンは 10.8m である。床単位面積当たりの長期荷重は 12.8kN/m²（2～6 階床）と 13.2kN/m²（屋根）としている。ピロティ層柱の長期荷重による軸力比は 0.14 である。構造設計は 1995 年基準改定前の保有水平耐力計算[3-2]に従い，剛性率による形状係数 F_s は 1.5 とする。

表－3.1 に対象建築物のピロティ層柱材および上層耐震壁の寸法と配筋詳細を示す。SD345（D25）を主筋に用いた靱性型 RC 柱は DRC 柱と称し，それを有するピロティ建物モデルは DCP モデルと称す。一方，SBPDN 筋（U25）を主筋に用いたドリフト硬化型 RC 柱は DHRC 柱と称し，それを有するピロティ建物は DHCP モデルと称す。



図－3.1 対象建築物の構造躯体



図－3.2 立面図とピロティ層の平面図

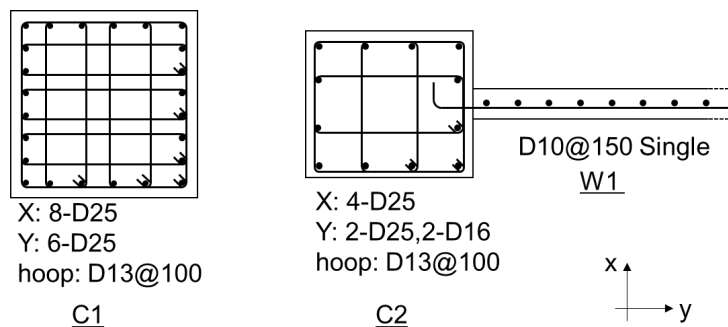
表－3.1 部材の断面寸法と配筋

モデル	1F のピロティ柱 C1			
	断面(mm)	主筋種別	主筋配筋	帯筋配筋
DCP	950×950	SD345	X 軸: 8-D25, Y 軸: 6-D25	D13@100 (SD295)
DHCP		SBPDN1275/1420	X 軸: 8-U25, Y 軸: 6-U25	

注：2～6 階は側柱付き耐力壁，壁厚は 150mm，壁配筋：D10@150 Single (SD295)

側柱断面(mm)：800×700，主筋配筋：X 軸：4-D25，Y 軸：2-D25+2-D16

全部材コンクリート強度 $F_c=24\text{N/mm}^2$



図－3.3 部材の断面配筋

3.2.2 骨組みモデル

検討用の骨組みモデルは梁間方向の 1 構面を対象にした平面骨組みモデルである。図－3.4 に解析対象となる骨組みモデルの詳細を示す。柱部材は第 2 章で示した手法で FBBC 要素モデル化している。モデル化した柱部材要素の $M-\phi$ 関係のコントロールポイント A・B・C 三点の座標，第 3 剛性係数 α および除荷剛性係数 β を表－3.2 にまとめて記す。本論では，第 3 剛性係数 α はトリリニア化した $M-\phi$ 関係における第 3 剛性（線 BC の勾配）と初期剛性（線 AB の勾配）の比と定義する。第 2 章の図－2.14 に示している除荷剛性係数 β の最適値を決める例は本章の DHRC 柱モデルに用いる β を決める際の実際の計算結果である。 β の値は 0.4 から 0.7 の間に 0.5 となる際に RSS が最小となっていることが分かる。ピロティ層の柱部材の下端は固定端とし，剛強な梁の影響を配慮し，上端に 0.45m の剛域を設けている。ピロティ階直上の梁は剛体と仮定する。

DRC 柱と DHRC 柱の履歴性状を比較するために，FBBC 要素にモデル化した柱部材を用いて一定軸力下における静的繰り返し載荷解析を行った。解析モデルは，柱の内法高さ 3800mm の半分を取り出した片持ちモデルである。軸力は骨組みモデルの柱軸力と同様に設定した。載荷プログラムはピーク部材角 R が 0.25%，0.5%，0.75%，1%，1.5%，2%，2.5%，3%，3.5%，4% に正負交番で 1 サイクルずつとする。モデルの水平力－部材角（V-R）関係の比較結果を図－3.5 に示す。図－3.5 より，部材角 0.75% までは DHRC 柱と DRC 柱の水

平抵抗力はほぼ同じであるが，部材角 1.0%に達した時点から，DHRC 柱の水平抵抗力が変形に伴い上昇し続け，DHRC 柱は DRC 柱より高い第 3 剛性を有することが分かる。また，残留部材角（正負側絶対値の平均）の比較を図-3.6 に示す。DHRC 柱は DRC 柱より残留部材角を小さく抑えており，解析上限の部材角 $R=4\%$ から除荷した後の残留部材角は 0.8% に抑制されている。

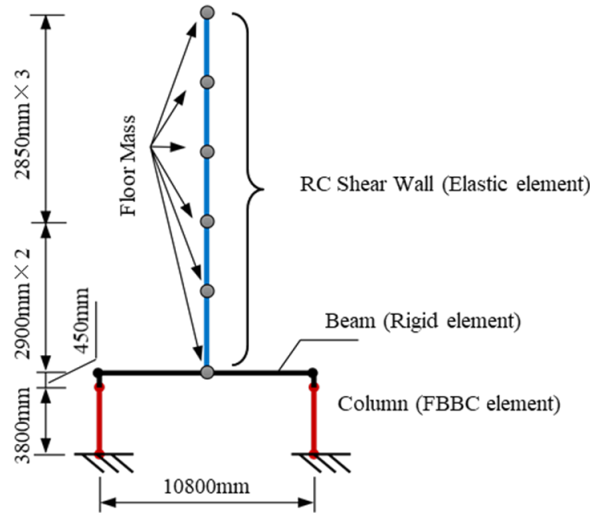


図-3.4 骨組みモデル

表-3.2 柱部材 M- ϕ 関係モデルのパラメーター

モデル	M_A	ϕ_A	M_B	ϕ_B	M_C	ϕ_C	α	β
DCP	2400	3.5E-6	2730	1.4E-5	2720	5.6E-5	-0.0002	0.4
DHCP	1970		3690		6410		0.1155	0.5

ここで， M_i ：M- ϕ 関係モデルの i 点の曲げモーメント (kNm)，

ϕ ：M- ϕ 関係モデルの i 点の曲率 (rad/mm)，

α ：第 3 剛性係数， β ：除荷剛性係数

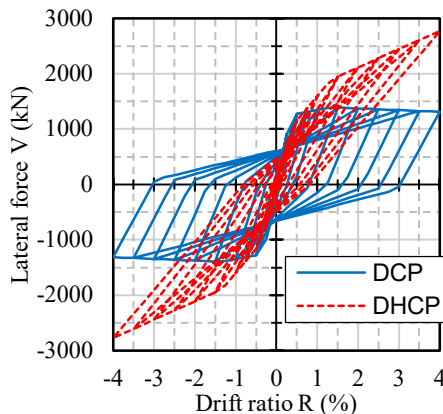


図-3.5 水平力-部材角関係の比較

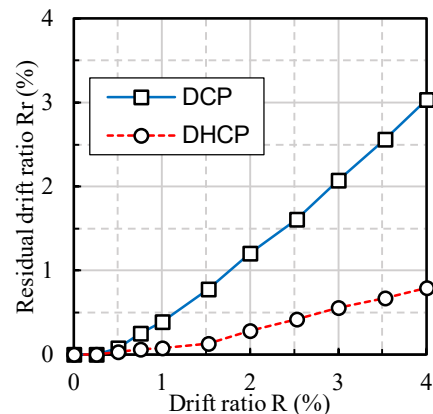


図-3.6 残留部材角の比較

上層 2~6 階の側柱付き耐震壁は弾性 Timoshenko Beam 要素[3-3]でモデル化する。耐震壁の曲げおよびせん断剛性の算定には文献[3-4]の 7.5.2 節に示されている壁部材の剛性評価式を用いる。剛性評価に用いるパラメーターの値を表-3.3 に示す。なお、壁及び接合部に降伏は生じないと仮定する。各層の質量は図-3.4 に灰色の丸印で示す各階高位置における質点に集約させ、長期荷重は質点位置に作用する集中荷重(Floor mass)とする。DCP モデルの固有周期 T_1 は 0.377sec で、DHCP モデル T_1 は 0.411sec である。

表-3.3 壁部材モデルの剛性に関連する係数

E_c (N/mm ²)	A (m ²)	I_{rc} (mm ⁴)	G_c (N/mm ²)	κ_e	η
24683	2.62	4.8E13	10578	1.64	1.51

ここで、 E_c ：コンクリートのヤング係数（RC 規準式[3-5]で算定），

A ：柱付き耐力壁の全断面積，

I_{rc} ：鉄筋の影響を考慮した断面二次モーメント（RC 規準式[3-5]で算定），

G_c ：せん断弾性係数，

κ_e ：形状係数，

η ：柱付き耐力壁の全面積 A と壁厚 $t_w \times$ 壁全長 l_{aw} で表される面積の比。

3.2.3 入力地震波

入力地震動の諸元は表-3.4 に示す通りである。観測地震波である El Centro[3-6]，JMA Kobe[3-7]，Taft[3-6]の三波を採用した。動的増分解析(Incremental Dynamic Analysis)を行うにあたって、それぞれの地震動の強さ（最大地動加速度 PGA）を最大地動速度 PGV によって基準化した。PGV が 12.5kine から 100kine となるまで、12.5kine 刻みで漸増させ、地震動強さを計 8 段階に基準化している。PGV=50kine で基準化した地震波の諸元は表-3.5 に、加速度および速度波形は図-3.7 に示す。

表-3.4 入力地震波の諸元

記録名（成分）	PGA (cm/sec/sec)	PGV (cm/sec)	$S_a(T_1)$ (cm/sec/sec)		${}_pS_v(T_1)$ (cm/sec)	
			DCP	DHCP	DCP	DHCP
El Centro (NS)	341.7	33.5	665.0	577.3	39.9	37.8
JMA Kobe (NS)	818.0	90.7	2406.9	2128.1	144.4	139.2
Taft (NS, N=21E)	152.7	15.7	1344.4	1126.2	80.5	73.6

ここで、 PGA ：最大地動加速度， PGV ：最大地動速度，

$S_a(T_1)$ ：モデル固有周期 T_1 における加速度応答スペクトル値(h=5%)，

${}_pS_v(T_1)$ ：モデル固有周期 T_1 における擬似速度応答スペクトル値(h=5%)

表-3.5 入力地震波の諸元 (PGV=50kine に標準化後)

記録名 (成分)	PGA (gal)	$S_a(T_1)$ (cm/sec/sec)		$pS_v(T_1)$ (cm/sec)	
		DCP	DHCP	DCP	DHCP
El Centro (NS)	509.6	991.9	861.0	59.5	56.3
JMA Kobe (NS)	450.9	1326.9	1173.1	76.6	76.8
Taft (NS, N=21E)	485.9	422.4	353.9	25.3	23.1

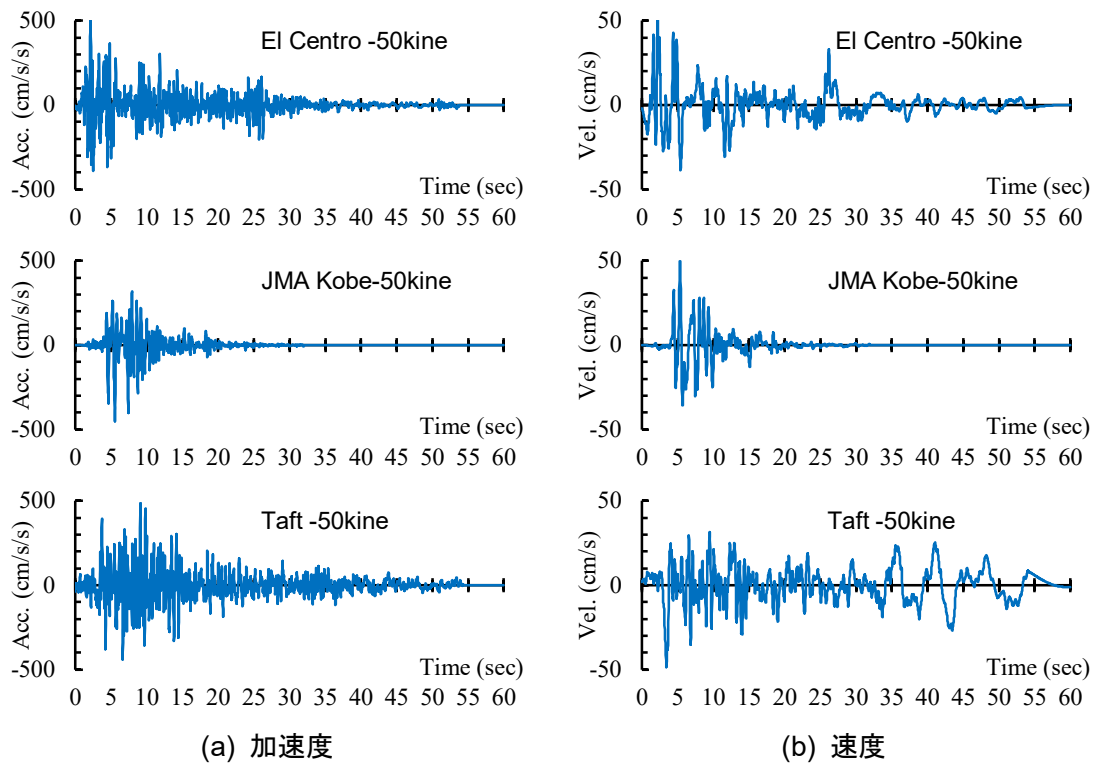


図-3.7 50kine に標準化した入力波の加速度と速度波形

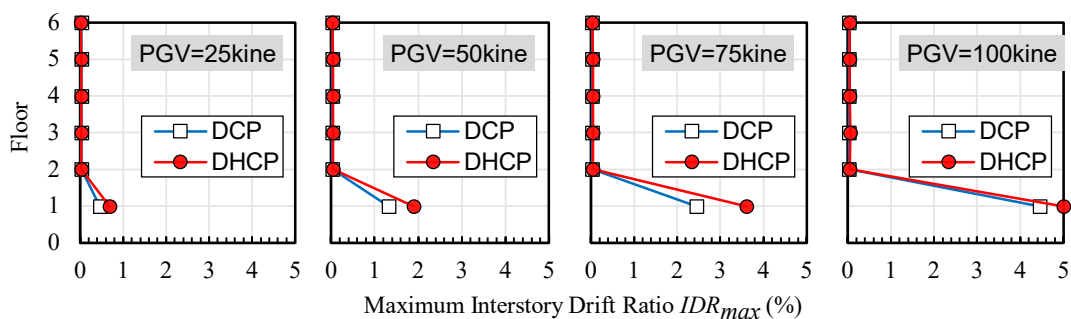
3.3 応答解析の結果および考察

3.3.1 最大応答層間変形角と残留変形角の高さ方向分布

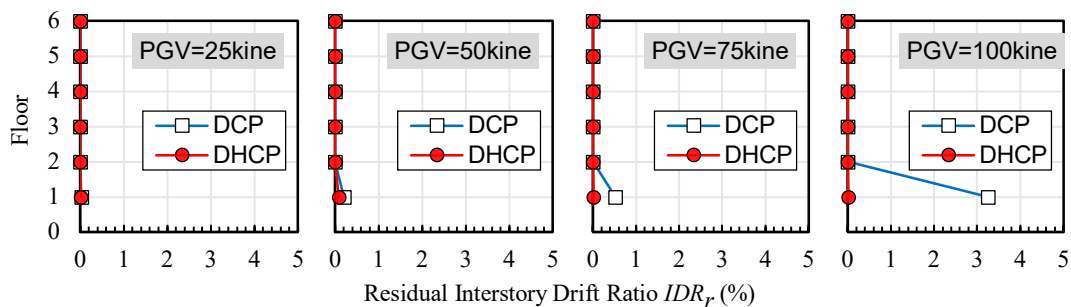
設定した二つのピロティ構造物の非線形動的応答解析は Newmark- β 法 ($\beta=1/4$) を用いて行う。減衰はレーリー型とし、減衰定数は 1 次, 2 次モードに対して 3% とする。

図-3.8～図-3.10 に、3 つの入力波の PGV を 25kine, 50kine, 75kine, 100kine に基準化したケースにおける最大応答層間変形角および残留変形角の結果を示す。すべての入力ケースに対して、DHCP モデルも DCP モデルも最大応答変形がピロティ層に集中しており、DCP モデルは入力波の強さに応じて残留変形が残る一方、DHCP モデルはいずれの強さの地震動においても残留層間変形角がほぼ 0 に抑えられている。

El Centro 入力ケース (図-3.8) では、DHCP モデルの 1 階における最大応答が DCP モデルよりやや大きい。これは、PGV=25kine の入力ケースでは両モデルの初期剛性の差異によるもので、PGV=50kine 以上では、柱履歴性状のエネルギー吸収性能の差によるものと推測できる。JMA Kobe 入力ケース (図-3.9) では、入力強さ PGV=50kine 以上の入力ケースでは、El Centro 入力ケースの場合と逆に、DHCP モデルの 1 階 (ピロティ層) における最大応答層間変形角が DCP モデルのそれらよりも小さい。Taft 入力ケース (図-3.9) では、El Centro 入力ケースの場合と同じく、DHCP モデルの最大応答層間変形角は DCP モデルのそれらより大きい結果となっている。

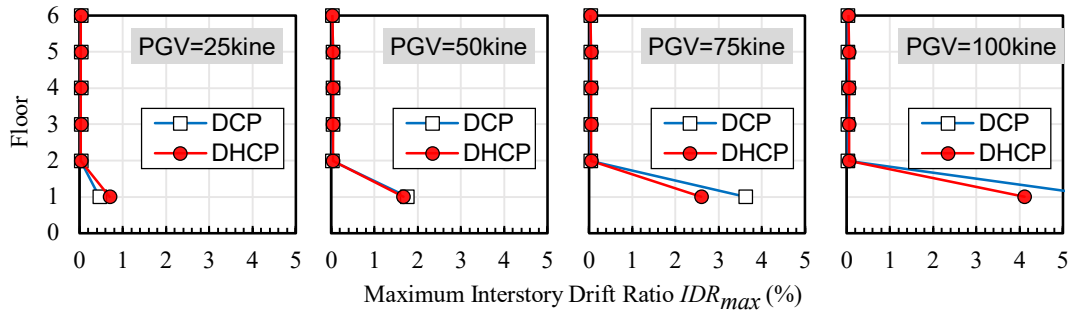


(a) 最大層間変形角

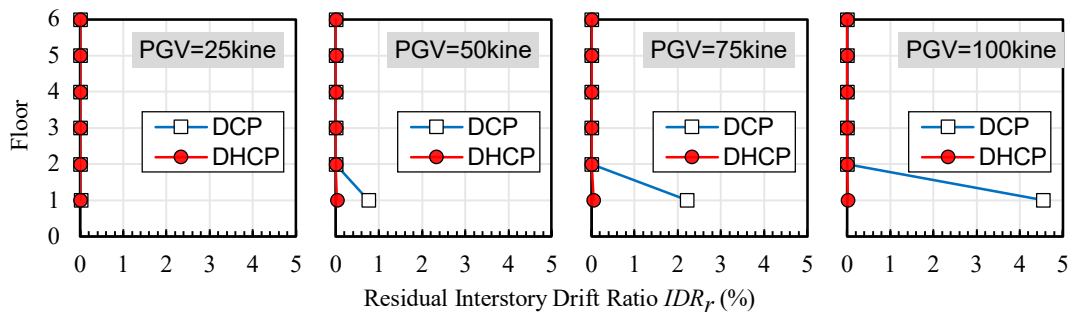


(b) 残留層間変形角

図-3.8 最大層間変形角と残留層間変形角 (El Centro)

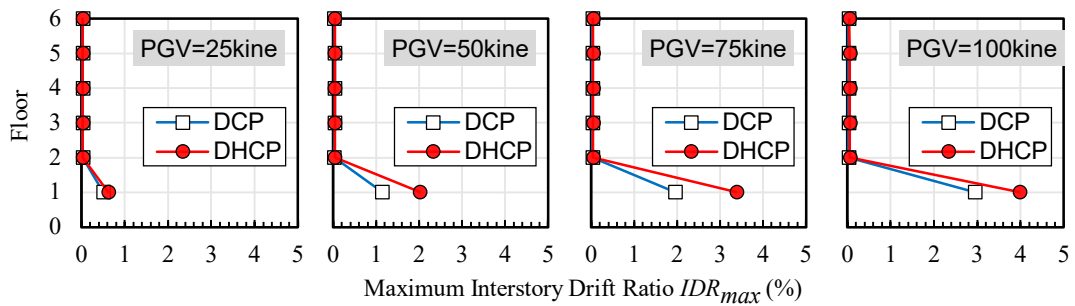


(a) 最大層間変形角

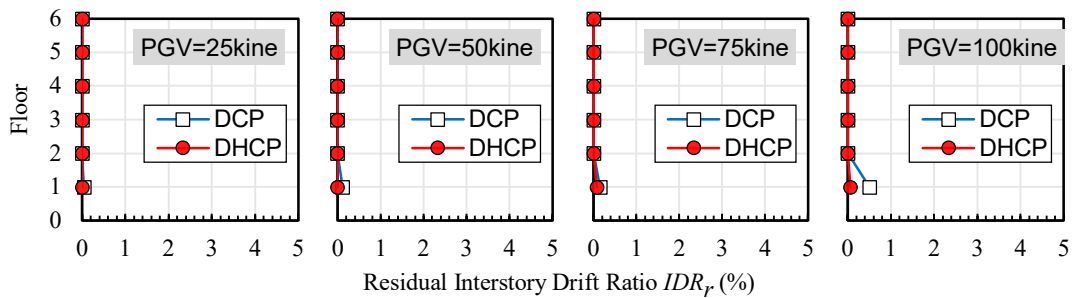


(b) 残留層間変形角

図-3.9 最大層間変形角と残留層間変形角 (JMA Kobe)



(a) 最大層間変形角

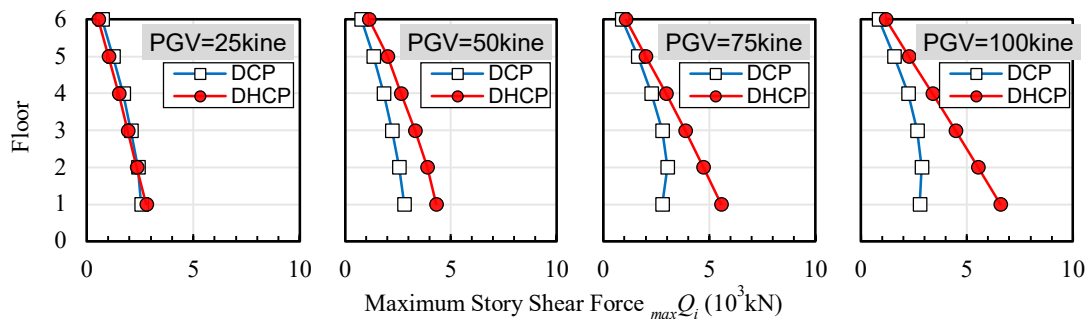


(b) 残留層間変形角

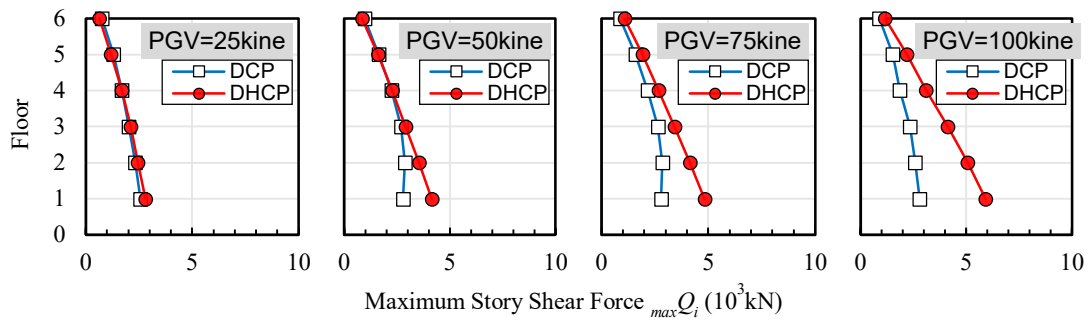
図-3.10 最大層間変形角と残留層間変形角 (Taft)

3.3.2 最大層せん断力分布

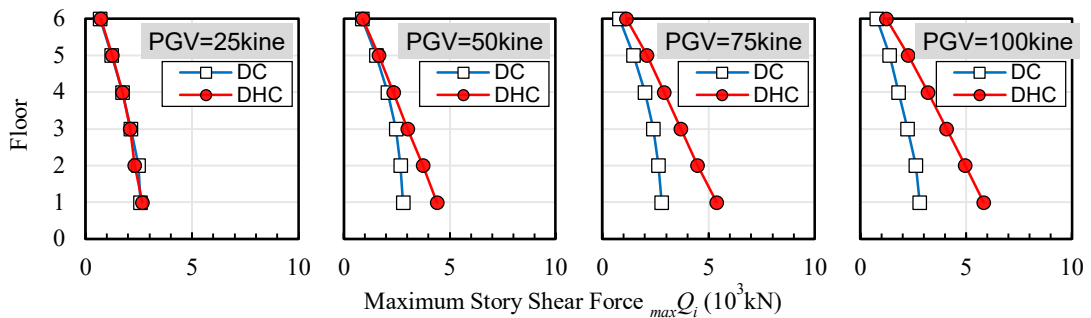
図-3.11 に、3つの入力波の PGV を 25kine, 50kine, 75kine, 100kine で基準化したケースにおける最大層せん断力分布を示す。いずれの地震波においても、PGV=25kine 入力時、DHCP モデルと DCP モデルはほぼ同様な層せん断力分布になっている。入力地震波の最大地動速度が上がると、DHCP モデルは DCP モデルより最大層せん断力が大きくなる傾向が見られる。両モデルの層せん断力の差が顕著である。この結果は、DHRC 柱をピロティ層に用いる場合は、大変形領域までピロティ層のレジリエンス性を保つために、上層部の連層耐力壁にはより大きな保有耐力が求められることを意味する一方、強い地震動を受ける際に、上層部の保有耐力が不十分であった場合、ピロティ層は弱層とならず、保有耐力が不十分な上層部の耐力壁の変形が支配的となる可能性を示唆している。



(a) El Centro



(b) JMA Kobe



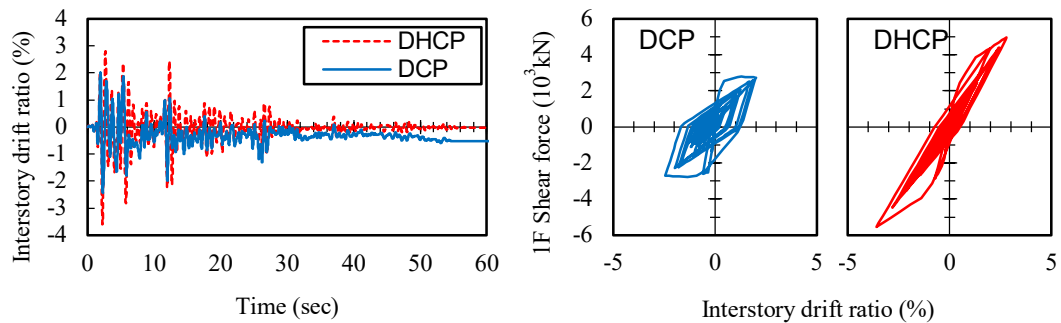
(c) Taft

図-3.11 最大層せん断力分布

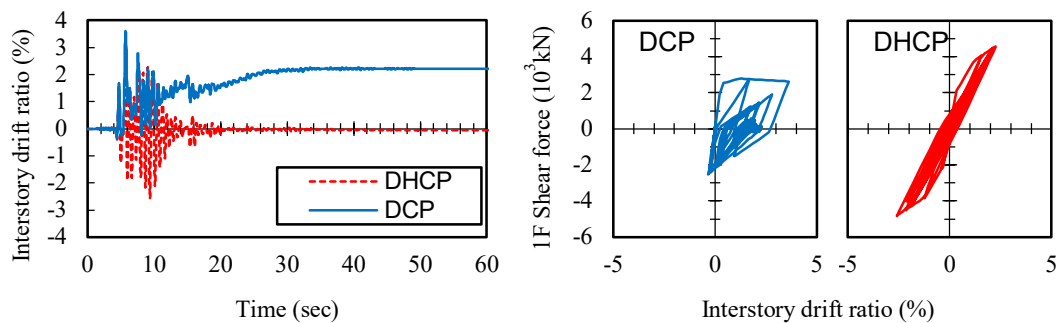
3.3.3 ピロティ層の時刻歴応答

大地震時における応答の例として、PGV=75kine で基準化した 3 波を受ける際に、DCP モデルと DHCP モデルのピロティ層の時刻歴応答における違いを考察する。図-3.12 にピロティ階の層間変形角 IDR およびピロティ階の層せん断力と層間変形角の応答履歴を示す。

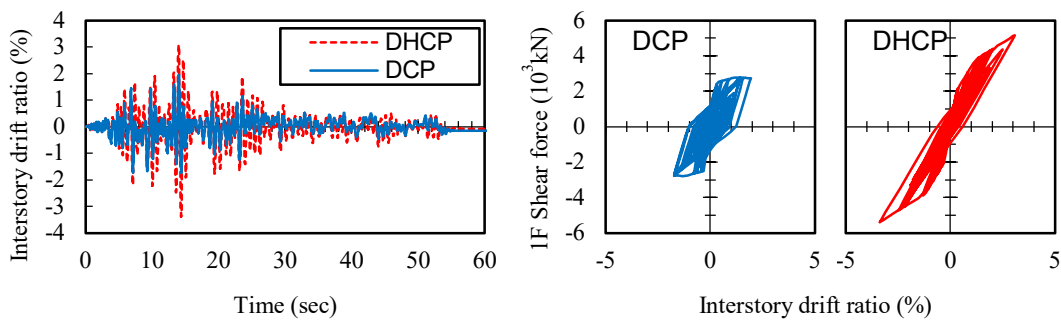
El Centro 地震波と Taft 地震波の場合、DHCP モデルのピロティ階の最大応答層間変形角は DCP モデルのそれより大きい。JMA Kobe 地震波の場合は逆に、DHCP モデルは DCP モデルより最大応答層間変形角が小さい。また、全時間に渡って、DHCP モデルの変形振幅が DCP モデルのそれより大きくなる傾向にあった。層せん断力と層間変形角の履歴を見ると、El Centro 75kine と Taft 75kine 入力時、DHCP モデルは柱の M- ϕ 関係モデルにおける第三勾配が高く、原点指向に近い繰り返し挙動を示し、履歴で消耗するエネルギー量が小さかった



(a) El Centro



(b) JMA Kobe



(c) Taft

図-3.12 ピロティ層の応答時刻歴 (PGV=75kine)

ためと考えられる。それに対して、DCP モデルは紡錘型に近い履歴挙動を示した。この柱の履歴挙動によるエネルギー吸収量の差により、最大応答変位に差が生じたものと考えられる。DHCP モデルの履歴は正負側にほぼ等しい振幅をもち、減衰によって徐々に収まるような挙動を示し、残留変形はほぼ 0 になった。それに対して DCP モデルは 0.5% 程度の残留変形角を残した。

JMA Kobe 75kine 入力時 (図-3.12(b)), DHCP モデルのピロティ階の応答性状は, El Centro 75kine と Taft 75kine 入力時と同様に、正負側にほぼ等しい振幅を持ち、減衰によって徐々に振動が止まるような挙動を示し、残留変形もほぼ 0 になった。それに対して、DCP モデルは、ピロティ階の層間変形角が+方向に大きな塑性変形 (3.6%) を経験してから、片振りの応答性状を示した。約 15 秒以後の変位応答の振幅が小さいにもかかわらず、変形は累積するような挙動を示し、解析終了時の残留変形角は 2.8% となった。層せん断力と層間変形角関係の履歴を見ると、DHCP モデルは、ほかの 2 波の時と同様に原点指向型に近い挙動が確認できるが、DCP モデルは、片方向に発生した大きな塑性変形により、最大層間変形は DHCP モデルのそれよりも大きい値となった。DHCP モデルでは柱のドリフト硬化型履歴性状によって大きな塑性変形を回避できたと考えられる。

DCP モデルの層間変形が約 15 秒以後において小振幅の繰り返し変形により残留変形が累積する挙動を考察するために、同入力ケース (JMA Kobe, PGV=75kine) 時、P- Δ 効果を無視

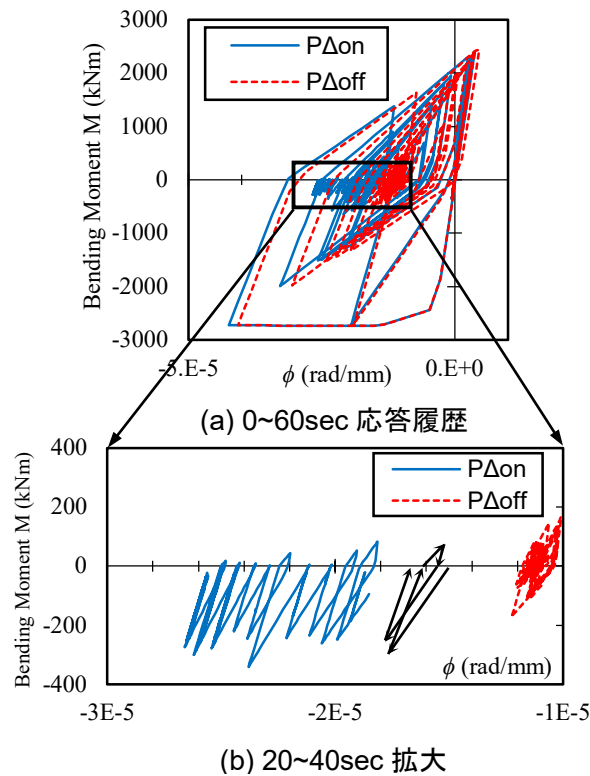


図-3.13 DCP モデルの C1 柱脚断面の M - ϕ 関係の応答履歴
(JMA Kobe, PGV=75kine)

した追加解析を行った。C1 柱脚の $M-\phi$ 関係の応答履歴を図-3.13 に示す。P- Δ 効果を見捨てた場合（図中 P Δ off）、最大応答がやや小さくなるが、P- Δ 効果を考慮した場合（図中 P Δ on）と同じく応答変形が片側に寄る傾向は見られる。

図-3.13(b)に示す 20～40 秒の範囲での履歴挙動を拡大して見ると、P- Δ 効果を見捨てた場合は、荷重履歴の偏りがなく、微小振幅で変形が累積するような挙動も見られないが、P- Δ 効果を考慮した場合は変形が累積していく傾向が見られる。このような挙動が生じた原因の一つは構成則の履歴特性による影響であると考えられる。ピロティ層は片方向に大きな塑性変形を経験したため、その方向の再負荷時の剛性が低く、除荷剛性との差が大きくなり、再負荷と除荷のパスで小さい残留変形を残してしまう。さらに、P- Δ 効果を考慮する場合、図-3.13(b)の青い実線で示すように、荷重振幅が P- Δ モーメントにより片側に偏るため、黒い矢印のような繰り返し挙動を示し、再負荷と除荷のパスの差で残る残留変形が片方向にどんどん累積するようになる。P- Δ 効果を見捨てると、図-3.13(b)の赤い点線で示すように、荷重の偏りがほぼなく、正負側ほぼ同じ荷重振幅で振動するため、再負荷と除荷のパスの差は片方向に累積せず、繰り返し応答履歴によって収束する。出水ら[3-8]の P- Δ 効果を考慮した剛性劣化型の復元力特性を持つ一質点系を用いた時刻歴応答解析の結果にも同様な挙動が見られることが報告されている。

3.3.4 ピロティ層の最大ならびに残留変形角の傾向

図-3.14 に入力地震波の基準化最大地動速度とピロティ階の最大層間変形角 IDR_{max} ならびに残留層間変形角 IDR_r との関係を示す。第2章で述べたように、OpenSees に組み入れた DHRC 柱部材モデルの適用範囲については、部材角 R が 4%となるまで検証されているが、剛域が存在するため部材角と層間変形角の計算長さが異なり、部材角 R が 4%となる際に、層間変形角 IDR が 3.6%となるので、本解析の信頼できる上限は $IDR=3.6\%$ である。DHCP ピロティモデルの最大層間変形角は、El Centro と Taft の両波では PGV が 75kine 前後、JMA Kobe 波では PGV が 100kine 前後で、この制限に到達する。

El Centro と Taft の入力ケースでは、 $PGV \geq 25kine$ から、同じ入力波に対して DHCP モデルのピロティ階の最大応答層間変形角は DCP モデルのそれより大きい。JMA Kobe の $PGV < 50kine$ の各ケースでは、ほかの2波と同様に、DHCP モデルの最大応答層間変形角は DCP モデルのそれより大きく、これは DHRC 柱の履歴によるエネルギー吸収性能が DRC 柱より乏しいからであると推測できる。

一方、JMA Kobe の $PGV=50kine$ 以上の入力では、DCP ピロティモデルの最大応答層間変形角は DHCP ピロティモデルのそれよりも大きくなる。これは、DCP ピロティモデルの最大応答層間変形角は、片方向に発生した大きな塑性変形によって変位のオフセットを生じるのに対して、DHCP ピロティモデルに用いた DHRC 柱の柱モデルにおいては、高い第三勾配による復元性により、そのような動きを抑制できたためと考えられる。

DCP ピロティモデルの残留層間変形角は、最大地動速度基準値が大きくなるにつれて基

本的に増大する傾向にあるが, DHCP ピロティモデルの残留変形角はすべての入力ケースにおいてほぼ 0 に抑えられていることが確認できる。これは DHRC 柱の静的履歴性状で残留変形が小さく抑えられている事実に加えて, 動的応答時の Shake-down 効果[3-9]も一因であると考えられる。Shake-down 効果とは, 図-3.15 に示すように, 動的応答終了時における残留変形は静的履歴性状によるだけでなく, 最大変形を経験したあとの振動履歴にも影響され, 静的履歴性状における残留変形角 dr,max よりも小さい値 dr になる現象である。

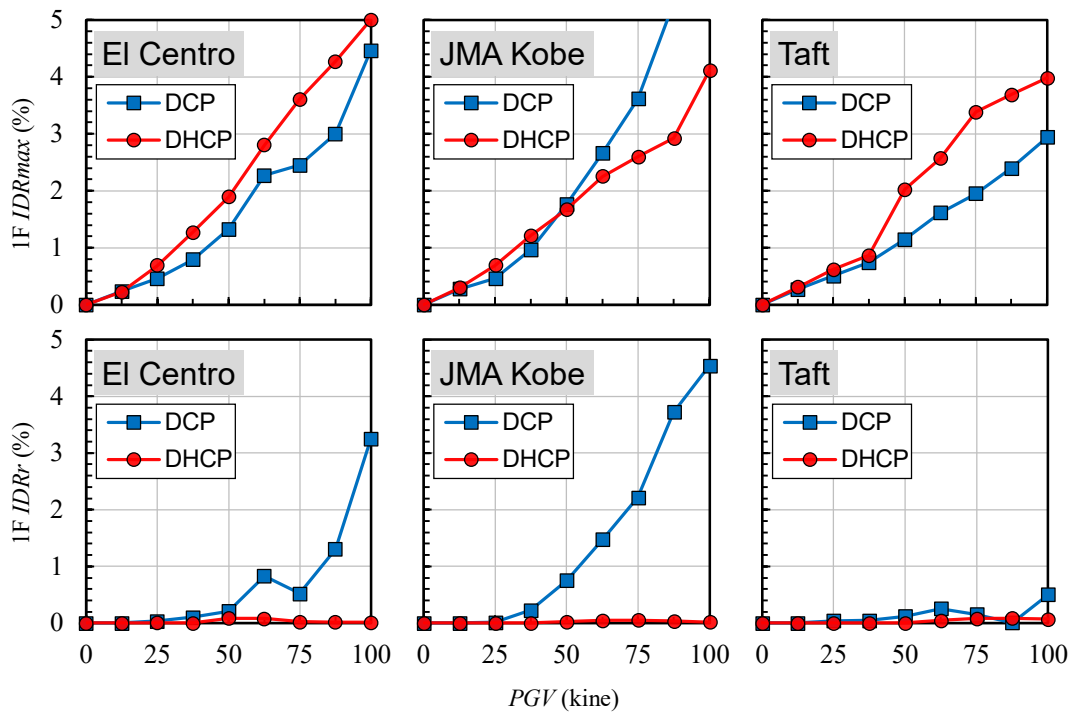


図-3.14 地震波の基準化 PGV とピロティ階の応答最大・残留層間変形角の関係

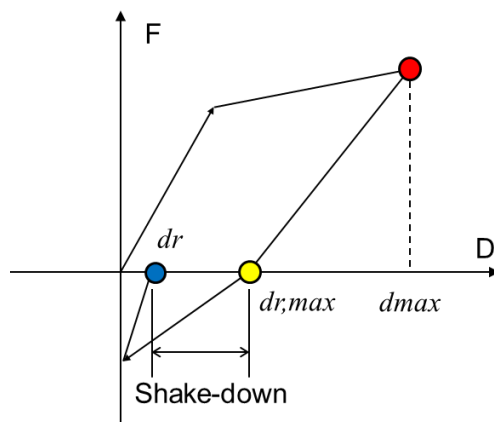


図-3.15 Shake-down 効果

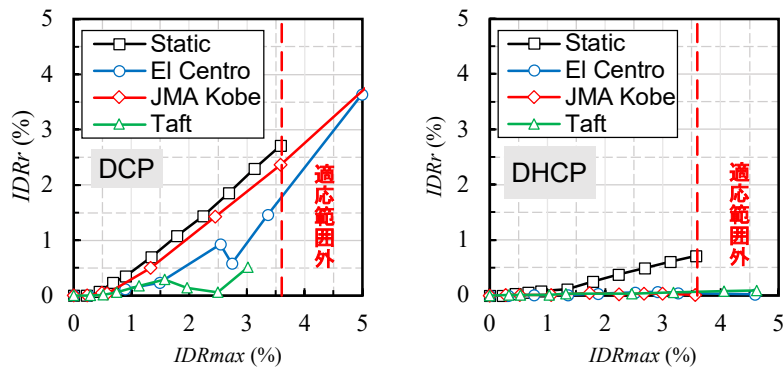


図-3.16 Shake-down 効果による残留変形角への影響

Shake-down 効果の影響をさらに検討するため、図-3.16 では、解析対象ピロティ層に用いた柱の静的繰り返し解析で求めた最大部材角－残留部材角関係を、地震応答解析で求めた最大層間変形角－残留変形角関係と比較している。図中の静的解析の部材角(Static)は、柱頭の剛域長さを考慮して層間変形角に変換している。両ピロティモデルのいずれにおいても、動的解析で得られた残留変形は静的解析による残留変形よりも小さく、shake-down 効果による残留変形の低減現象が見られる。DCP ピロティモデルでは shake-down 効果による残留変形の低減度合いは入力地震波の違いによってばらつく。これは、DCP モデルに用いた靱性型 DRC 柱からなるピロティ層の剛性が降伏後に負の値となったため、水平変形が 1 方向に偏りやすく、地震波の違いが残留変形の低減度合いに影響を及ぼしたものと考えられる。一方、DHCP ピロティモデルでは、地震波の違いに関係なく、顕著な shake-down 効果による残留変形の低減現象が見られ、残留変形角が全ての入力ケースで 0.1% 以下になっていた。これは、既往研究[3-4]で示されている、一質点系構造の降伏点以後の勾配が負であれば片振りしやすく、大きな残留変形が生じやすいが、高い正勾配であれば振動中心は初期位置から片方向に振れることなく、小さな残留変形で済むという結論と一致している。

3.3.5 柱の軸力変動

図-3.17 にピロティモデルの左側に位置するピロティ柱の軸力比変動を示す。解析に用

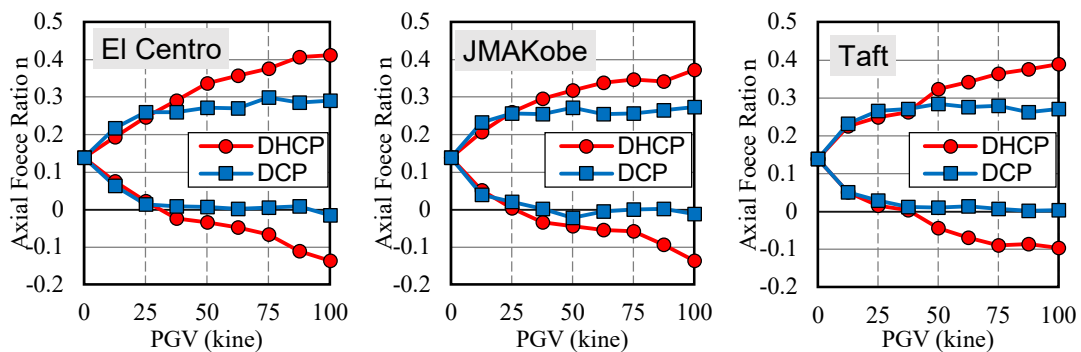


図-3.17 地震応答時の軸力変動範囲

いられた 3 波とも $PGV=37.5\text{km}$ 程度の入力レベルから、DHCP ピロティモデルと DCP ピロティモデルの柱の軸力変動に差が見られる。DCP モデルは、圧縮時最大軸力比が初期の 0.14 から 0.3 程度に、引張時最大軸力比が 0 程度に変動していたのに対して、DHCP モデルは、圧縮時最大軸力比は 0.4 程度に、引張時最大軸力比は -0.1 程度になっている。

前節の図-3.14 に示す最大層間変形角の傾向も同様に、 $PGV=37.5\text{km}$ 程度から、両ピロティモデルの最大層間変形角が 1% より大きくなり、ピロティ層の柱は履歴モデルの第三勾配領域に到達している。DHCP モデルにおいては、DHRC 柱の水平抵抗力が応答変形の増大とともに上昇し、DCP モデルよりも大きいベースシアが発生するため、ピロティ層の柱に大きな軸力変動が生じたと推測できる。

3.4 まとめ

6階建て単スパンの層崩壊型純ピロティ形式建築物を対象に、ドリフト硬化型 RC 柱を用いた場合と同じ部材寸法及び配筋量を有する普通異形鉄筋を主筋に用いた靱性型 RC 柱をピロティ柱に用いた場合の二つのピロティモデルに対して非線形の動的漸増解析を行い、両者の応答解析結果の比較を通して、ドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ形式の建築物の動的応答特性を調べた。得られた知見は下記の通りである：

- (1)ドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ形式建築物は強い地震入力を受けても残留変形を非常に小さく抑えることができ、従来の靱性型 RC 柱を有するピロティ形式建築物より大地震時の復元性が高い。
- (2)ドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ層の高い復元性は、ピロティ層を構成するドリフト硬化型 RC 柱自身の静的履歴性状で見られた残留変形が小さい特性だけでなく、動的 shake-down 効果による残留変形の低減効果も一因である。
- (3)一般に、ドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ層は柱の繰り返し履歴によるエネルギー吸収性能が低いことから、同等の配筋率を有する靱性型 RC 柱を有するピロティ層より最大応答層間変形角が大きい。しかしながら、パルス性の強い JMA Kobe 波を受ける場合は、 $PGV \geq 50\text{kin}$ 入力時には、DHCP ピロティモデルの最大層間変形角応答は DCP ピロティモデルのそれより小さく抑制できる。
- (4)DHCP モデルでは、DCP モデルと比較して、上層部のピロティ層に近い層における層せん断力応答が大きく生じることから、ドリフト硬化型 RC 柱をピロティ層に用いる際に、大変形領域までピロティ層のレジリエンス性を保つためには、上層部の連層耐力壁にはより大きな保有耐力が求められる。
- (5)上層部の耐力壁は十分な保有耐力を有しない場合、ドリフト硬化型 RC 柱からなるピロティ層は構造上の弱点層とならず、低層ピロティ形式建築物の利用促進に寄与できると思われる。ただし、解析モデルにおいて、壁は弾性モデル、接合部は剛域と仮定していることはこういった挙動を限定的にしか評価しておらず、またピロティ層柱の軸力の変動幅も大きくなる傾向にあるので、本知見の妥当性検証は軸力変動の影響の十分な究明が必要とされることから、今後の課題としたい。

参考文献

- [3-1] 顧建華, 倉本洋, 松本和行, 福田俊文: 鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の地震応答性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.25-30, 2000.7
- [3-2] 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会: 2020 年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 全国官報販売協同組合, 2020.10
- [3-3] OpenSees Development Team: OpenSees: Open system for earthquake engineering simulation, Pacific Earth-quake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, U.S.A., <http://opensees.berkeley.edu/>. Accessed May.1 2023
- [3-4] 向井智久, 田尻清太郎, 谷昌典, 福山洋, 田才晃, 楠浩一, 石川裕次, 磯雅人, 楠原文雄, 坂下雅信, 渡邊秀和, 西村康志郎, 中村孝也: 実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証 (2020 年版), 国立研究開発法人建築研究所建築研究資料, No.197 号, 2020.3
- [3-5] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説 (2018), 2018.12
- [3-6] 松島豊 (研究代表者): 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, 1995.3
- [3-7] 気象庁: 強震波形 (平成 7 年 (1995 年) 兵庫県南部地震), https://www.data.jma.go.jp/eqev/data/kyoshin/jishin/hyogo_nanbu/index.html (Accessed: 2023.6.1)
- [3-8] 出水俊彦, 北村春幸, 増田和暉: P- δ 効果を考慮した超高層 RC 造建築物の残留変形の評価, 日本建築学会構造系論文集, Vol.81, No.722, pp.703-712, 2016.4
- [3-9] G.A. MacRae and K. Kawashima: Post-earthquake residual displacements of bilinear oscillators, Earthquake Engineering and Structures Dynamics, Vol.26, Issue.7, pp.701-716, 1997.7

第 4 章

ドリフト硬化型 RC 柱で支える

3 スパンのピロティ建築物の地震応答

4.1 序

前章では、ドリフト硬化型 RC 柱を用いた 6 階建て単スパンのピロティ建築物の地震応答特性を調べたが、多スパンピロティ形式建築物の実用化を図るためには、そのようなピロティ建築物の非線形応答特性を明らかにする必要がある。

そこで、本章では、第 3 章の検討対象である単スパンピロティ建築物の上層耐力壁を、中廊下を模擬する連結梁でつないだ 6 階建て 3 スパンのピロティ形式建築物を計画し、ピロティ層柱の種類（DHRC 柱・DRC 柱）の異なる二つのピロティモデルを設定したうえ、設定した二つのモデルに対して、連結梁の剛性と終局耐力を解析変数に取り、第 3 章で用いられた 3 つの地震波を受ける際の非線形地震応答特性を漸増動的解析（IDA）で調べ、連結梁の剛性と終局耐力が多スパンピロティ形式建築物におけるピロティ層の応答最大層間変形角と残留変形角に及ぼす影響を明らかにする。

4.2 解析概要

4.2.1 対象建築物

対象建築物は第3章の検討で用いた単スパンピロティ建築物を2mスパンの中廊下で繋いだ3スパンのピロティ建築物である。対象建築物の構造躯体の立面図を図-4.1に示す。両側の2スパンにおけるピロティ層の柱、上層部耐力壁、および壁の枠梁の断面寸法、配筋詳細、鉄筋とコンクリートの材料強度は第3章の単スパンピロティ建築物のそれらと同じである。

表-4.1に示す通り、解析変数はピロティ層柱のタイプ（DHRC柱・DRC柱）のほか、上層部の2枚の連層耐力壁を繋ぐ連結梁の断面寸法と配筋詳細の違いである。表-4.1から分かるように、DRC柱を用いたDCPピロティモデルとDHRC柱を用いたDHCPピロティモデルに、断面剛性と耐力が低い連結梁（LB梁）および断面剛性と耐力が高い連結梁（HB梁）の2種類の連結梁で繋いだもの、計4つのピロティモデルを設定している。LB梁とHB梁の断面有効せいはそれぞれ300mmと730mmである。なお、いずれの梁においてもせん断破壊は生じないと仮定し、横補強筋の詳細については設定しない。

4.2.2 骨組みモデル

解析骨組みモデルの概要を図-4.2に示す。第3章の骨組みモデルと同様に、ピロティ層柱と耐力壁間の梁は剛体梁として、3階から屋上階までに、同じスパン10.8mの剛体要素（図-4.2に黒色で示す）を配置する。連結梁（図-4.2に緑色で示す）は線材モデル Displacement-based Beam Column Element[4-1]とし、梁の変形計算は Gauss-Legendre 積分法に従う。材長に沿って6つのガウス積分点を等間隔で設け、ある積分点の積分重みは、隣接積分点との中間点間の長さとする。積分点における軸方向と曲げの力学性状はファイバーモデルで表す。

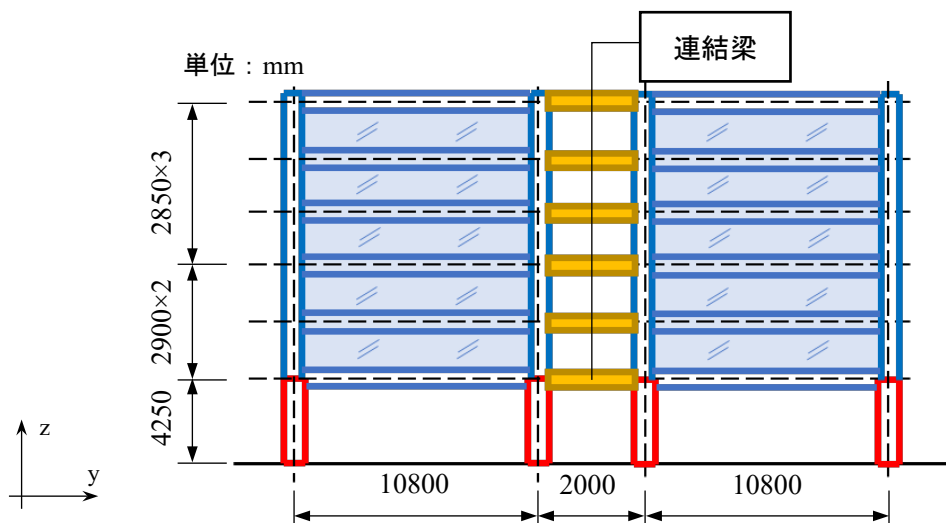


図-4.1 構造躯体の立面図

表-4.1 解析対象モデルの変数

解析モデル	ピロティ柱	連結梁の断面寸法	連結梁の主筋	固有周期 T (sec)
DCP-3S-LB	DRC 柱	$D=350, B=200$	4-D13	0.394
DCP-3S-HB	DRC 柱	$D=800, B=500$	12-D25	0.391
DHCP-3S-LB	DHRC 柱	$D=350, B=200$	4-D13	0.430
DHCP-3S-HB	DHRC 柱	$D=800, B=500$	12-D25	0.427

ここで、 D ：梁せい(mm)、 B ：梁幅(mm)、

連結梁主筋 D-13&D-25 の材料規格：SD345、

梁のコンクリート強度は構造躯体と同じ、 $F_c=24\text{N/mm}^2$ とする。

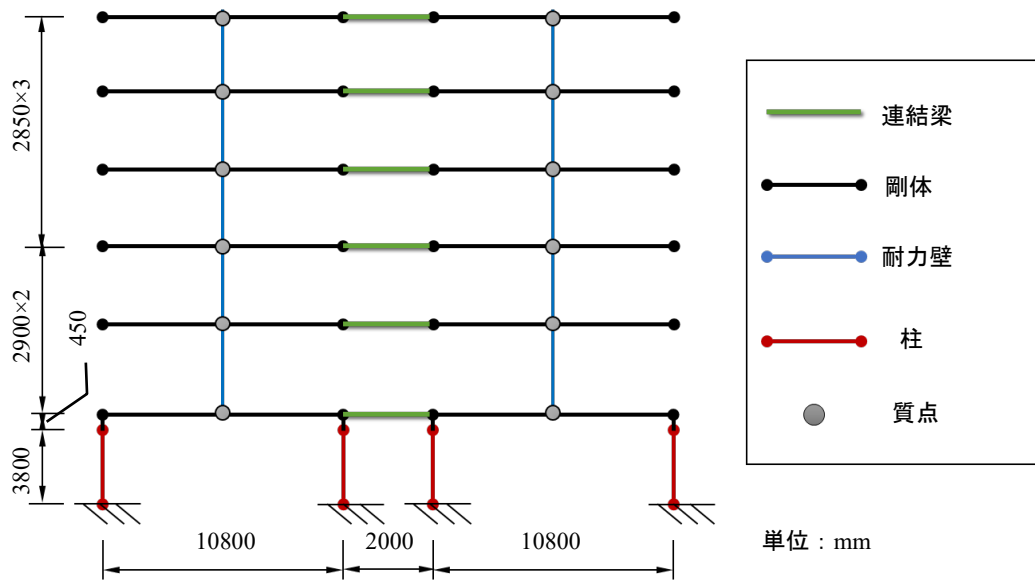
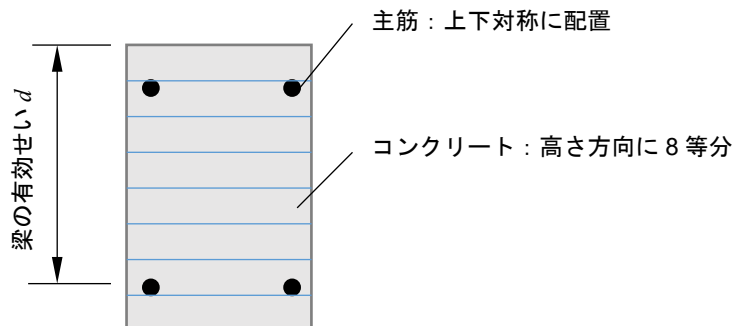


図-4.2 骨組みモデル



ここで、LB 梁：上下端各2本の D13、梁の有効せい $d=300\text{mm}$ 、

HB 梁：上下端各6本の D25、梁の有効せい $d=730\text{mm}$ 。

図-4.3 梁断面ファイバーの分割方法

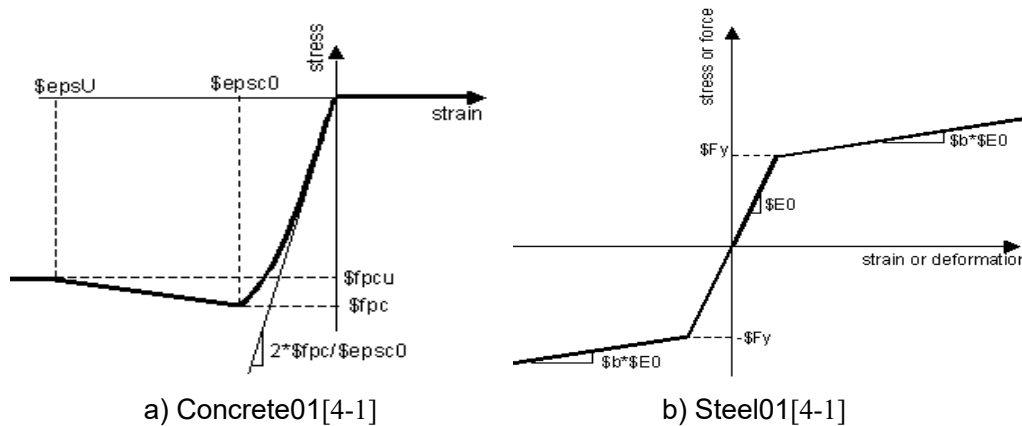


図-4.4 梁の断面ファイバーに用いる応力ひずみ関係モデル

梁断面ファイバーの分割法を図-4.3 に示す。図-4.4 に連結梁の断面ファイバーに用いたコンクリートと主筋の応力ひずみ関係を示す。コンクリートには、Kent-Scott-Park モデル[4-2]に基づく Concrete01[4-1]関数、主筋には完全弾塑性モデルである Steel01[4-1]関数を用いる。材料の応力ひずみ関係モデルを決定する諸パラメータの値を表-4.2 に示す。それ以外のピロティ層柱部材および上層耐力壁のモデル化手法については、第3章で紹介した DHCP モデルと DCP モデルのそれらと同じであるので、詳細については第3章を参考されたい。

長期荷重は、各階高さに位置する水平の剛体および連結梁要素に分布荷重として作用させる。長期荷重の大きさは第3章の対象建築物と同じく、一般階では 12.8kN/m^2 、最上階では 13.2kN/m^2 とする。骨組みモデルから計算された柱の軸力比 n は、内側柱 ($n=0.16$) と外側柱 ($n=0.14$) では少し異なる値になっているが、簡略化のためすべての柱においては軸力比 $n=0.14$ 相当の軸力を用いて柱の断面解析で $M-\phi$ 関係を求め、トリリニアモデル化している。質量は各階の壁要素と剛体梁要素の交点に位置する質点（図-4.2 に灰色の○）に集約させる。なお、中廊下の空間である中央のスパン分の質量は2等分し、同じ階高に位置する左右2つの質点に半分ずつ算入している。

表-4.2 梁断面ファイバーに用いる材料の構成則のパラメータ

Concrete01				Steel01		
f_{pc} (N/mm^2)	ϵ_{psc0} (%)	f_{pcu} (N/mm^2)	ϵ_{psu} (%)	F_y (N/mm^2)	E_0 (N/mm^2)	b
24	0.2	5	1	345	205000	0.001

ここで、 f_{pc} ：コンクリートの最大応力度、 ϵ_{psc0} ：最大応力時のひずみ、

f_{pcu} ：コンクリートの残存強度、 ϵ_{psu} ：残存強度到達時のひずみ、

F_y ：鉄筋の降伏強度、 E_0 ：鉄筋のヤング係数、 b ：二次剛性と初期剛性の比。

4.2.3 入力地震波

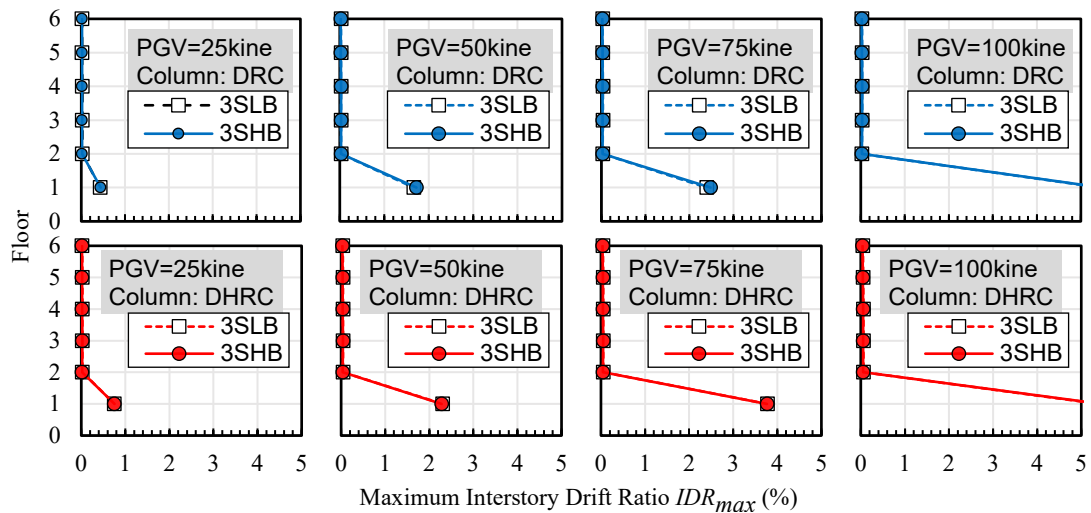
入力地震波は第3章と同じく、観測地震動 El Centro 波, JMA Kobe 波, と Taft 波の NS 成分をベースに, IDA の入力用に, それぞれの入力強さを最大地動速度 PGV が 12.5kine から 100kine となるまで, 12.5kine 刻みで漸増させ, 8 段階の強さに基準化している。なお, 地震波の詳細については, 第3章を参照されたい。

4.3 解析結果及び考察

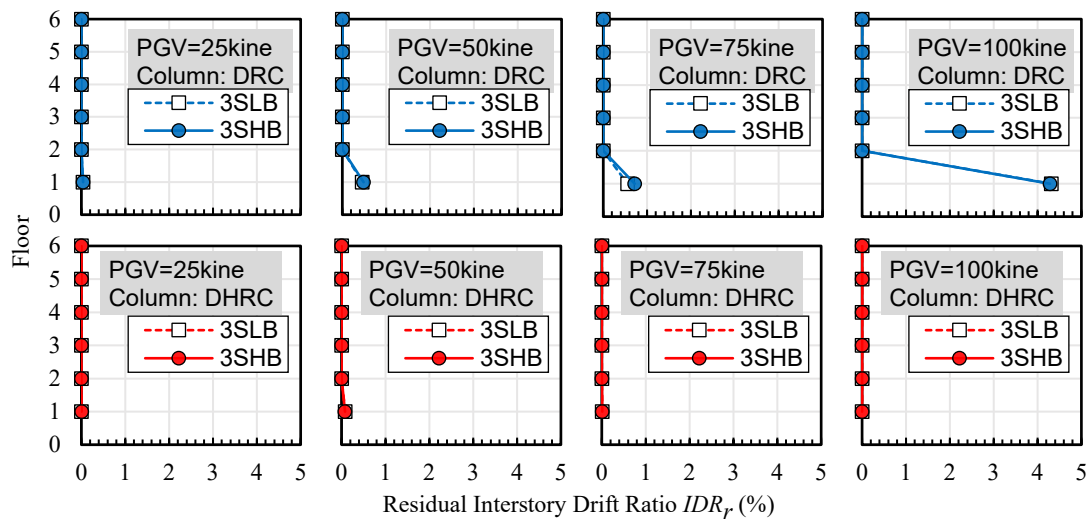
4.3.1 最大応答層間変形角と残留変形角の高さ方向分布

図-4.5 に El Centro 波の PGV を 25kine, 50kine, 75kine, 100kine に基準化した入力ケースの最大層間変形角と残留層間変形角の高さ方向分布を示す。青線で DRC 柱を用いるピロティモデル (DCP-3SLB/HB) の結果を、赤線で DHRC 柱を用いるピロティモデル (DHCP-3SLB/HB) の結果を示している。床の水平変位はその層に位置する 2 つの質点の水平変位の平均値とする。層間変形角は層の上下にある床の水平変位差を階高で除した値としている。

図-4.5(a)に示すように、いずれの解析モデルと入力ケースにおいても、応答変形はピロティ層に集中していることが明らかである。ピロティ層柱に DRC 柱と DHRC 柱を用いた解析モデルでは、それぞれの最大応答層間変形角 IDR_{max} には梁断面の違い (LB 或いは HB)



(a) 最大層間変形角

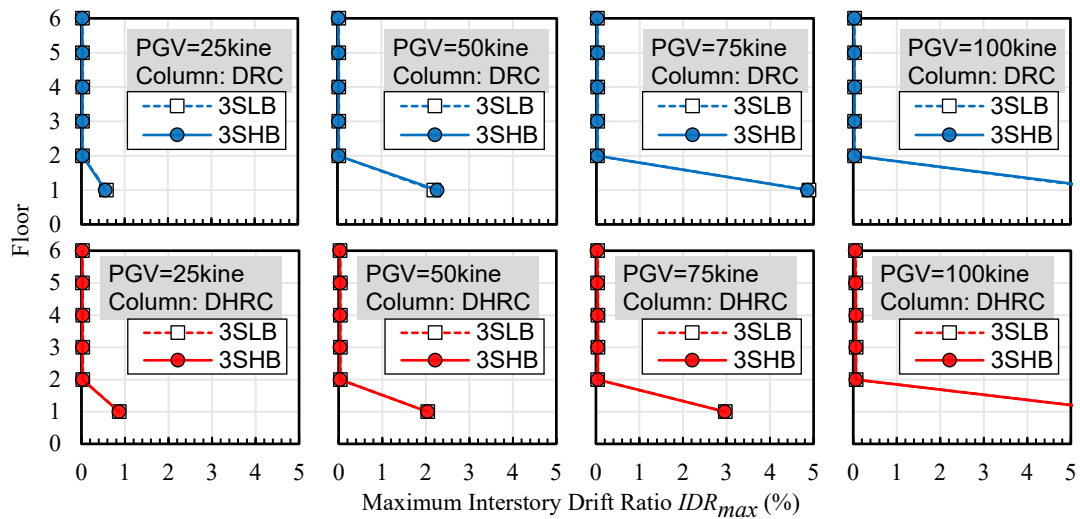


(b) 残留層間変形角

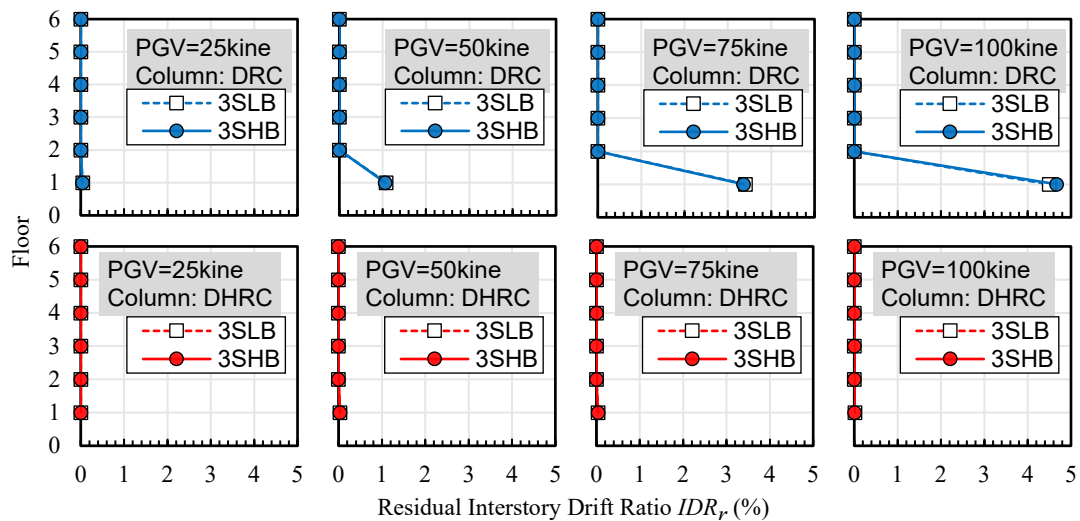
図-4.5 最大層間変形角と残留層間変形角の高さ方向分布 (El Centro)

による影響が非常に小さい。DHRC 柱を用いた二つのピロティモデルの最大応答層間変形角はいずれの PGV レベルにおいても、DRC 柱を用いたピロティモデルのそれらより大きい。図-4.5(b)に示すように、残留層間変形角については、単スパン骨組みの DCP ピロティモデルと DHCP ピロティモデルと同様に、DCP-3SLB/HB モデルは入力波の PGV の上昇に従い、残留変形が大きくなる一方、DHCP-3SLB/HB モデルはいずれの強さの地震動においても残留層間変形角がほぼゼロに抑えられており、連結梁の剛性と耐力が残留層間変形角に及ぼす影響は無視できるほど小さかった。

図-4.6 と図-4.7 には、それぞれ JMA Kobe 波と Taft 波の PGV を 25kine, 50kine, 75kine, 100kine に基準化した入力を受ける3スパンピロティモデルの最大・残留層間変形角の比較を示す。図-4.6 に示すように、JMA Kobe 波の PGV=50kine のレベル辺りからそれ以上となる場合、DCP-3SLB/HB ピロティモデルのピロティ層の最大層間変形角は DHCP-3SLB/HB モ

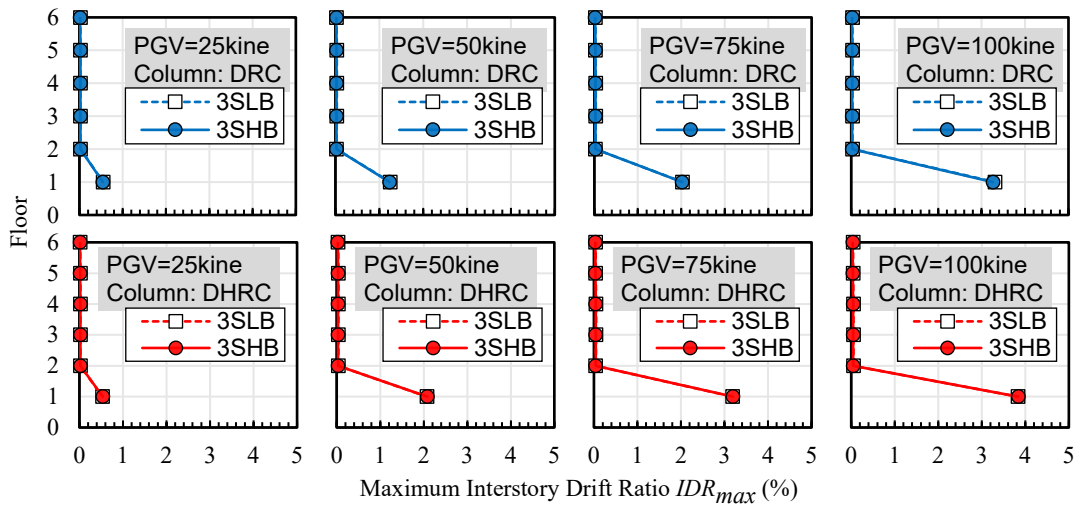


(a) 最大層間変形角

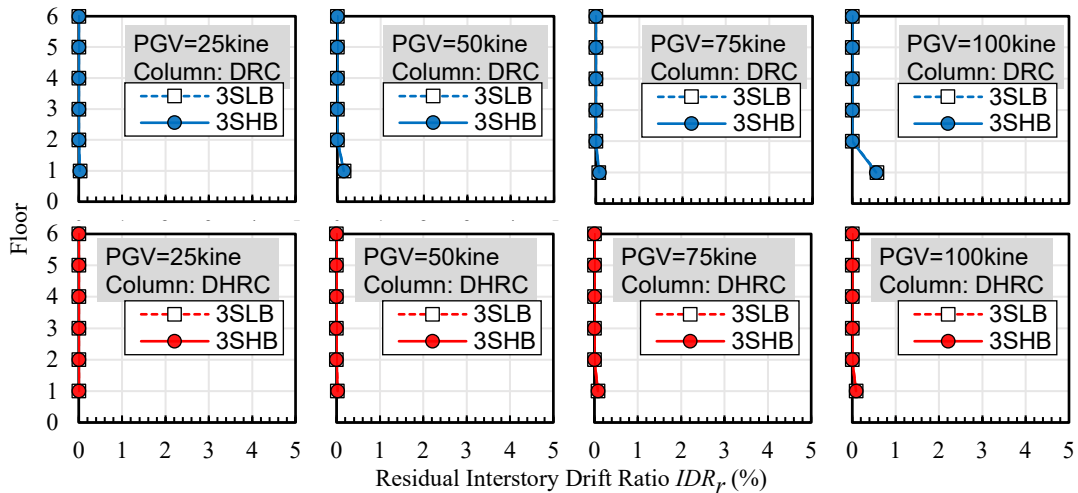


(b) 残留層間変形角

図-4.6 最大層間変形角と残留層間変形角の高さ方向分布 (JMA Kobe)



(a) 最大層間変形角



(b) 残留層間変形角

図-4.7 最大層間変形角と残留層間変形角の高さ方向分布 (Taft)

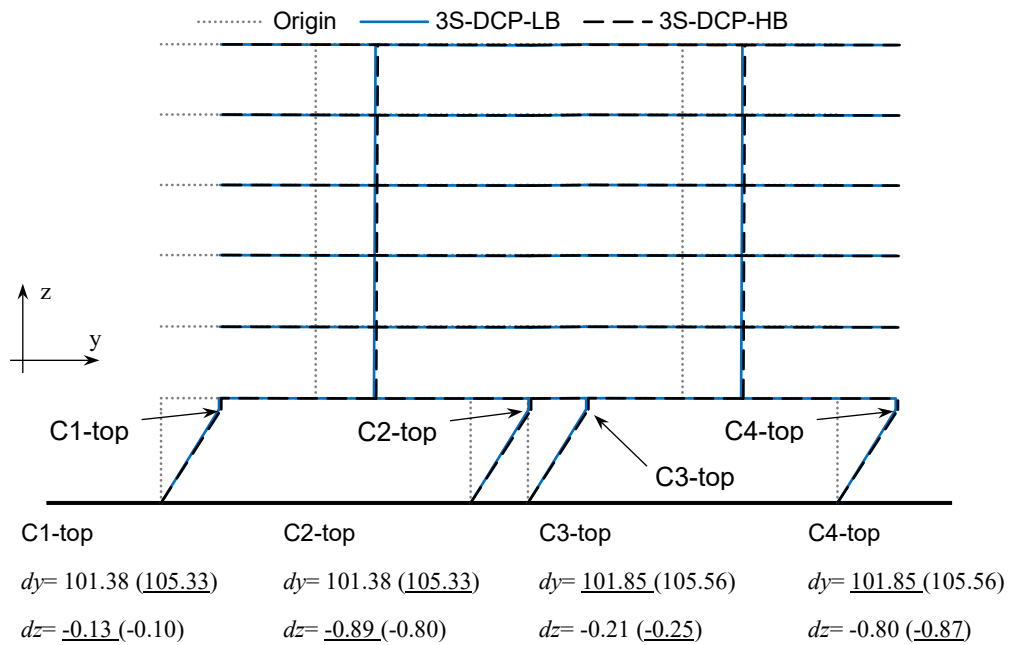
デルのそれよりも大きくなっていく傾向が見られる。この傾向は、第3章に検討した単スパンのピロティモデルに JMA Kobe 波を入力したケースの最大応答でも見られた。

図-4.7 より分かるように、Taft 波入力時の最大層間変形角および残留層間変形角の高さ方向分布の傾向は、El Centro 波入力時の解析結果の傾向と類似している。また、El Centro 波入力の場合と同様に、JMA Kobe 波と Taft 波入力時のピロティ層の最大および残留層間変形角の応答結果においても連結梁の剛性と耐力の違いによる影響は僅かであった。

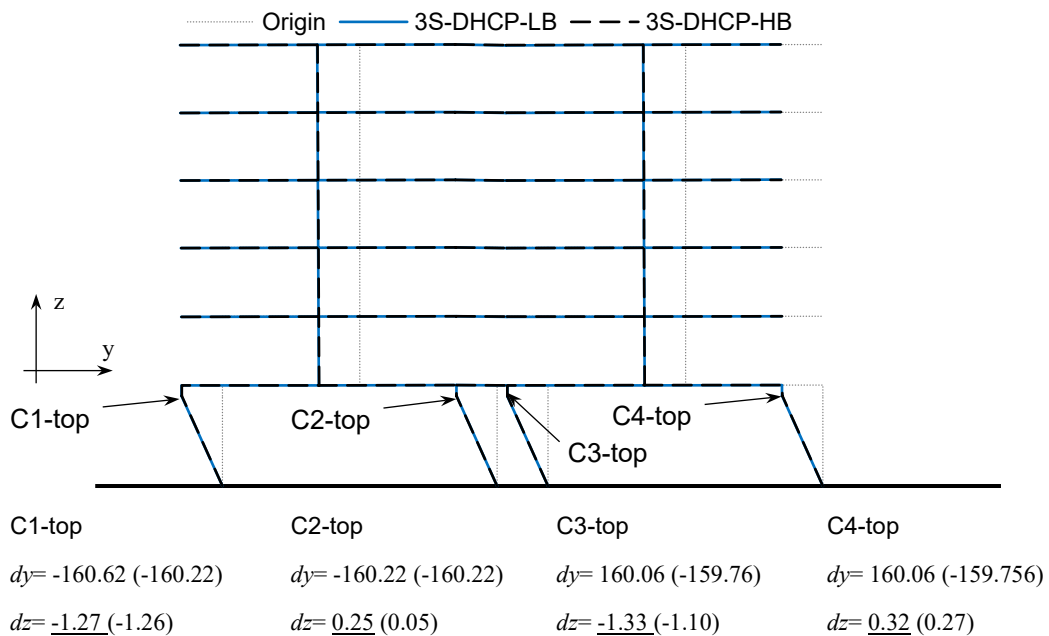
4.3.2 ピロティ層最大応答時の骨組みの変形

前述のとおり、上層耐力壁をつなぐ連結梁の剛性および終局耐力に大きな違いを設定したにもかかわらず、それらの違いは解析対象ピロティモデルの地震応答変形の結果に及ぼ

す影響はほとんど見られなかった。その理由を探るため、PGV=75kine で基準化された El Centro 波入力を受ける際の、DCP ピロティモデルと DHCP ピロティモデルにおけるピロティ層が最大層間変形角応答に達する時刻の骨組み変形を検討する。変形図を図-4.8 に示す。



(a) DRC 柱を用いた 2 モデル (括弧内は 3S-HB)



(b) DHRC 柱を用いた 2 モデル (括弧内は 3S-HB)

図-4.8 最大層間変形角時の骨組み変形図

(入力 : El Centro PGV=75kine, 変位量の単位 : mm, 10 倍拡大)

図-4.8 において実線と破線はそれぞれ剛性と耐力が低い LB 連結梁と剛性と耐力が高い HB 連結梁を有するモデルの変形を表している。また、図中にはピロティ層柱の柱頭における y と z 方向の変位量 dy と dz を併記している。なお、 y 方向変位は右向きを正とし、 z 方向変位は上向きを正としている。

図-4.8 より分かるように、いずれのピロティモデルにおいても、水平変位はピロティ層に集中しており、2 枚の上層耐力壁はほぼ並行するような変位分布を示す。並行に変位をする耐力壁間の連結梁に導入される軸方向変形と曲げ変形は非常に小さい。また、ピロティ層柱の柱頭における y 方向変位は最大で -1.3mm 程度で（階高の 4250mm の 0.03% 程度）、無視できるほど小さかった。このことは連結梁の剛性と耐力の違いによるピロティモデル全体およびピロティ層の変形応答結果に及ぼす影響が小さかった所以である。

4.3.3 ピロティ層の最大ならびに残留変形角の傾向

連結梁の剛性と耐力がピロティモデルにおけるピロティ層の最大層間変形角と残留層間変形角に及ぼす影響をより詳細に調べるために、連結梁の種類（LB または HB）をパラメータにとり、3 つの地震波入力時の最大層間変形角と基準地速度 PGV の関係および残留層間変形角と基準地速度 PGV の関係を図-4.9 と図-4.10 にそれぞれ示す。上側のグラフは DRC 柱を用いたピロティモデルの比較結果を、下側は DHRC 柱を用いたピロティモデルの比較結果を示している。また、図中の 1S は第3章における単スパンピロティモデルの解析結果である。

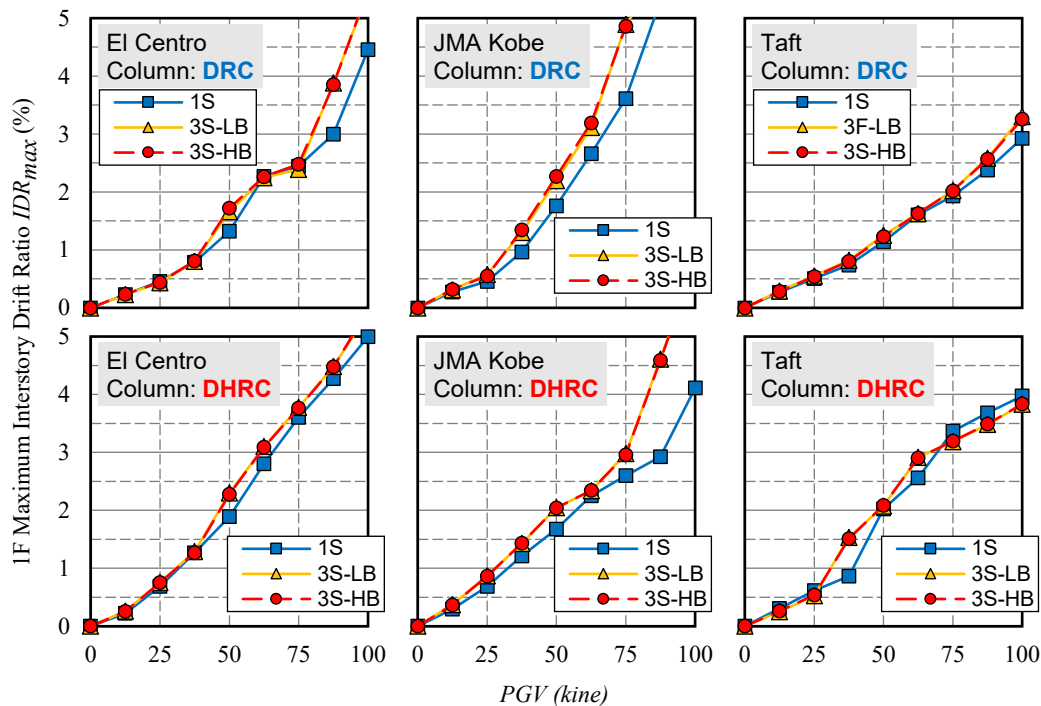


図-4.9 PGV とピロティ層の最大層間変形角応答の関係

図-4.9 に示すように、PGV=25kine までは、3 スパンピロティモデルの最大層間変形角の応答結果は単スパンピロティモデルのそれとほぼ同じである。それ以上の強い入力波では 3 スパンピロティモデルの最大層間変形角は単スパンのそれより大きくなる傾向にある。しかし、その違いは PGV が 75kine となるまで顕著ではなかった。3 スパンピロティモデルの最大層間変形角応答が単スパンモデルのそれよりやや大きくなったのは、スパン 2.0m の中廊下に作用する長期荷重（質量）の付加に伴い、モデルの固有周期が変化したためと思われる。また、3 スパンピロティモデルにおける連結梁の剛性と耐力の違いが最大層間変形角応答に及ぼす影響は無視できるほど小さかった。

残留層間変形角（図-4.10 を参照）に関しては、DRC 柱を用いたピロティモデルの応答値は PGV が 25kine までのケースでは地震波形に関係なくほぼゼロであった。PGV が 25kine を超えるケースでは、El Centro 波と JMA Kobe 波入力の場合は、残留層間変形角が PGV の増加に従い非線形的に増大していくが、Taft 波入力の場合は、PGV が 100kine になっても残留層間変形角が 0.5%程度と小さかった。特に、JMA Kobe 波入力の場合、PGV が 50kine になってから、残留層間変形角の応答値は、大規模の補修・補強を要する制限値である 1.0% [4-3]を超え、さらに PGV の増加に伴って急激に増加してしまう。このような残留層間変形角が急増する原因については、本論第 5 章で詳しく検討する。

一方、DHRC 柱を用いたピロティモデルは、地震波形や地震入力レベルの違いに関係なく、ピロティ層の残留層間変形角はほぼゼロ近傍に抑制されている。この残留変形の傾向は第 3 章で考察した動的 Shake-down 効果によるものだと考えられる。この結果は DHRC 柱を用いた多スパンピロティ形式建築物の耐震優位性と優れた復元性を示唆している。なお、連結梁の剛性と耐力による残留変形の影響はほとんど見られなかった。

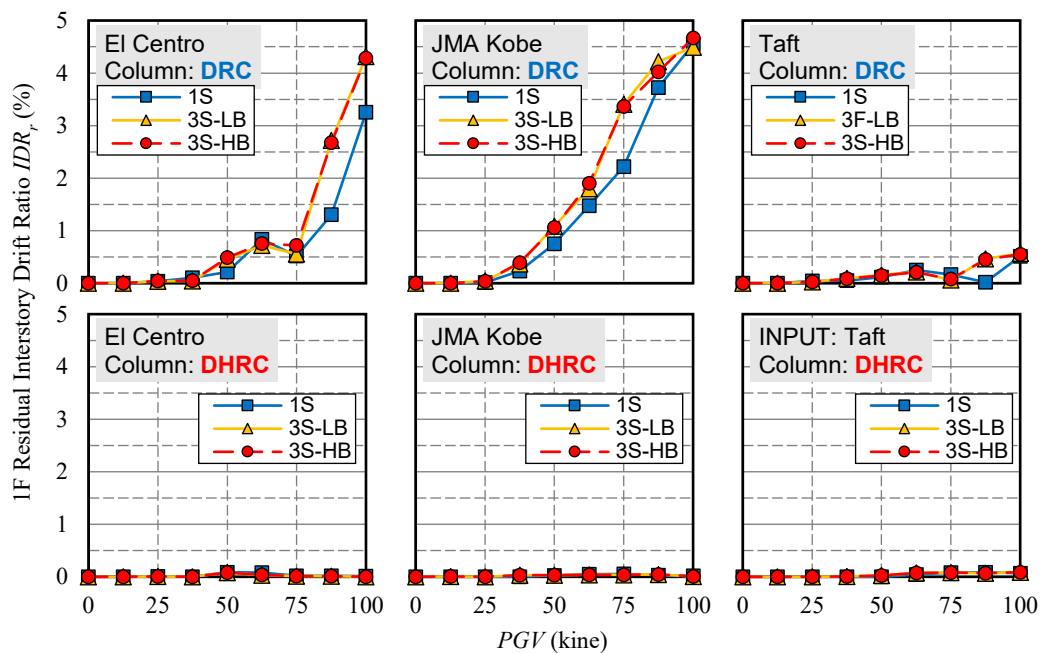


図-4.10 PGV とピロティ層の残留層間変形角の関係

4.3.4 柱の軸力変動

図-4.11 と図-4.12 はそれぞれ 3 スパンピロティモデルのピロティ層における側柱 C1 と中柱 C2 の軸力比の変動状況を示す。それに合わせて、単スパンピロティモデルの C1 と C2 (両方とも側柱になるが) の変動状況も青色の■でプロットしている。

図-4.11 より分かるように、DCP-3SLB/HB ピロティモデルの側柱 C1 に作用する軸力は、3 つの地震波入力 of のいずれに対しても PGV が 25kine になるまで大きく変動し、軸力比は初期の 0.14 から圧縮時 0.25 前後に増加し、引張時-0.03 前後に減少するが、PGV が 25kine 以上となる入力レベルでは、軸力比は圧縮時 0.25~0.30 の範囲に、引張時 0.0~0.03 の範囲に変動し、入力強さの異なるケースにおける変動幅が小さい。それは、PGV=25kine レベル以上の入力地震動では、靱性型 RC 柱はすでに曲げ降伏耐力に達したので、上層耐力壁の層せん断力はこれ以上増えなくなり、ピロティ層側柱の軸力の変動幅の拡大を制限できているものと推測できる。

一方、DHCP-3SLB/HB ピロティモデルのピロティ層の側柱 C1 の軸力の変動幅は PGV の増大に伴って大きくなる傾向にある。軸力比は初期の 0.14 から圧縮時最大で 0.4 程度に増加し、引張時最大で-0.15 程度までに減少する。これは、ピロティ層の DHRC 柱の水平抵抗力は層間変形角の増大に伴い上昇し続け、それに釣り合うための上層耐力壁の層せん断力が大きくなって、ピロティ層側柱の軸力の変動を増加させたものと思われる。なお、側柱 C1 に作用する軸力の変動幅に連結梁の剛性と耐力が及ぼす影響は小さかった。

中柱 C2 の軸力の変動状況に関しては、図-4.12 の上側のグラフに示すように、DCP-3SLB/HB ピロティモデルの PGV の増加に伴う中柱 C2 の軸力変動傾向は側柱 C1 のそれと同じ傾向を示しているが、連結梁の剛性・耐力の違いによる影響は側柱より顕著に見られた。連結梁の剛性と耐力が小さいほど、中柱 C2 の軸力の変動幅が大きくなることが伺える。連結梁の剛性などが低い場合は、軸力比の圧縮側での変動幅が単スパンのそれより大きい、引張側での変動幅が単スパンのそれより小さい。一方、連結梁の剛性が高い場合は、軸力比は圧縮側と引張側ともに単スパンのそれより小さくなっている。これは剛性の高い連結梁による連結で 2 枚の上層耐力壁の一体性が強まり、中柱の軸力変動幅を小さく抑えたためと思われる。

DHCP-3SLB/HB ピロティモデルの中柱 C2 に作用する軸力は、側柱 C1 のそれと同様に入力波 PGV の増大に伴って緩やかに上昇し、軸力比は初期の 0.16 から圧縮時最大で 0.47 程度に増加し、引張時最大で-0.1 程度までに到達する。中柱 C2 の軸力比が側柱 C1 のそれよりやや大きくなったのは、連結梁における長期荷重によるものである。図-4.12 の下段に示すように、DHCP-3SLB/HB ピロティモデルの中柱 C2 の軸力変動に連結梁の剛性と耐力の違いが及ぼす影響は DCP-3SLB/HB モデルのそれよりも大きかった。連結梁の剛性と耐力が小さいほど、軸力の変動幅が大きくなっている。連結梁の剛性などが低い場合は、軸力比の圧縮側で変動幅が単スパンのそれより大きい、引張側での変動幅が単スパンのそれと同程度である。それに対して、連結梁の剛性が高い場合は、軸力比の変動幅は圧縮側・引張

側ともに単スパンのそれより小さくなっている。特に引張側の軸力比は-0.05 以上に抑制されており、側柱の軸力比(-0.15)より小さい。これらの現象は剛性の高い連結梁による上層耐力壁の一体性が強化されたためと思われる。

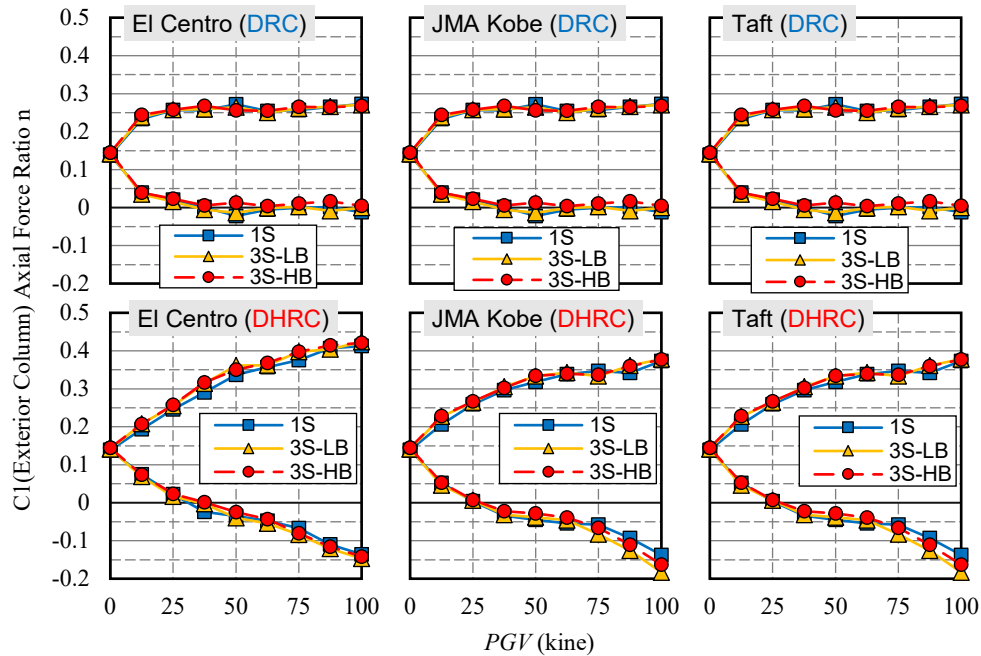


図-4.11 側柱 C1 の軸力比の変動状況

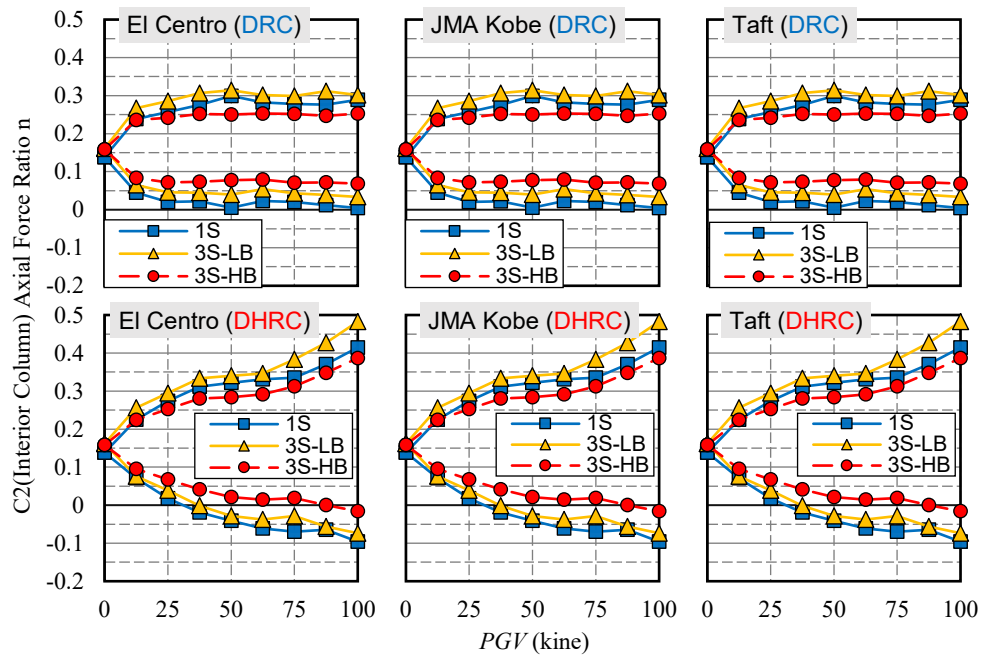


図-4.12 中柱 C2 の軸力比の変動状況

4.4 まとめ

第3章で検討対象とした単スパンのピロティ形式建築物を連結梁で繋ぐことによって、6階建て 3 スパンの中廊下を設けたピロティ建築物を計画し、連結梁の剛性と耐力が多スパンピロティ形式建築物の地震応答特性に及ぼす影響を非線形動的漸増解析によって調べた。得られた知見は下記の通りである：

- (1) 3 スパンピロティモデルの変形応答は単スパンモピロティモデルのそれと同様に、建築物の水平変位はピロティ層に集中している。
- (2) ピロティ層の変形応答は、地震波形によって異なり、El Centro 波と Taft 波のケースでは、ドリフト硬化型 RC 柱を用いた DHCP-3S-LB/HB モデルのピロティ層の最大層間変形角は、靱性型 RC 柱を用いた DCP-3S-LB/HB モデルのそれより大きい。パルス性の強い JMA Kobe 波のケースでは、PGV が 50kine 以上に大きくなると、DHCP-3S-LB/HB モデルのピロティ層の最大層間変形角は、DCP DCP-3S-LB/HB モデルのそれより逆に小さくなっている。一方、連結梁の剛性などがピロティ層の最大層間変形角応答に及ぼす影響は非常に小さい。
- (3) ピロティ層の残留変形応答について、ドリフト硬化型 RC 柱を用いたピロティモデルは、地震波形の違いや連結梁の剛性などの違いの影響を受けることなく、PGV が 100kine までの極めて強い地震動を受けても、ピロティ層の残留層間変形角はゼロ近傍に抑制されており、ピロティモデルは非常に高い復元性を示している。
- (4) El Centro 波の PGV=75kine 入力に対する最大応答時における骨組みモデルの変形形状は上層部耐力壁の水平方向への並行振動の形式を示し、連結梁の剛性・耐力による影響が小さい。本解析用のピロティモデルにおけるピロティ層の水平剛性が上層耐力壁のその 1 割ほどしかないので、2 枚の上層耐力壁の変形応答がそもそも小さく、連結梁による上層部耐力壁の一体性を確保しても、ピロティ層の挙動に与える影響は小さいと考えられる。
- (5) ピロティ層における柱の軸力変動に関しては、外側柱の軸力変動は中間スパンの連結梁の剛性の影響をあまり受けないが、境界梁の剛性が大きくなると、上層部の 2 枚の耐力壁の一体性が強化され、もともと 2 枚の独立した上層壁の剛体回転に対して左右が 1 体となって回転に抵抗することになることから、中柱の軸力変動幅を低減させる傾向が見られる。知見 2) と合わせてみると、ピロティ層柱群は軸力変動による耐震性能の低下度合いが小さければ、上層耐力壁をつなぐ連結梁の断面サイズと配筋は構造規定さえ満足すれば十分であると考えられる。

参考文献

- [4-1] OpenSees Development Team: OpenSees: Open system for earthquake engineering simulation, Pacific Earth-quake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, U.S.A., <http://opensees.berkeley.edu/>. Accessed May.1 2023
- [4-2] B. D. Scott, R. Park, and M. J. N. Priestley: Stress–strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. Journal of the American Concrete Institute (ACI Journal Proceedings), Vol.79, No.1, pp13–27, Jan.1982
- [4-3] FEMA: Seismic performance assessment of buildings, Vol. 1 Methodology, second edition, FEMA P-58-1, Dec. 2018

第 5 章

パルス性地震動を受ける

ドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ建築物の応答特性

5.1 序

本論第 3 章では、ドリフト硬化型 RC 柱を有する DHCP ピロティモデルと靱性型 RC 柱を有する DCP ピロティモデルに対して、建築物の非線形地震応答解析に広く用いられている代表的な観測波の El Centro 波、Taft 波、および JMA Kobe 波を用いて動的増分解析を行い、2 つのピロティモデルの地震応答特性を比較検討した。その結果、いずれの地震波入力ケースにおいても、地動加速度 PGV が 100kine となる非常に強い地震動を受けても、DHCP ピロティモデルはピロティ層の残留層間変形角がゼロ近傍に抑制され、優れた復元性を示すことが明らかになった。また、El Centro 波と Taft 波入力を受ける場合には、DHCP ピロティモデルは、ピロティ層を構成する DHRC 柱の履歴エネルギー吸収能が DRC 柱のそれに劣るので、ピロティ層の最大層間変形角の応答は DCP ピロティモデルのそれより大きくなるのに対して、PGV が 50kine 以上の強さを有する JMA Kobe 波入力を受ける場合は、ピロティ層の最大層間変形角は逆に DCP ピロティモデルのそれよりも小さくなった。その理由は JMA Kobe 波のパルス性にあると第 3 章で推測した。

このようなパルス性地震動の振幅や周期特性が通常の RC 構造物の応答にどう影響するかに関する検討は既往研究（例えば、[5-1]～[5-3]など）でなされている一方、特殊な復元力特性を持つドリフト硬化型 RC 柱を用いたピロティ建築物の非線形応答に、パルス波の強さと周期特性がどう影響するかは明らかではない。

本章では、上述の DHCP ピロティモデルのピロティ層の最大層間変形角が DCP ピロティモデルのそれより小さくなるというような応答性状がパルス性地震動を受ける場合に共通して生じるものであるか、あるいは JMA Kobe 波入力を受ける場合のみに生じる特別なものであるかを究明することと、パルス周期が異なるパルス性地震動を受ける場合、DHCP ピロティモデルと DCP ピロティモデルの地震応答特性の違いがどう変化するかを明らかにすることを目的とする。

その目的を達成するために、本章では、第 3 章の解析的検討に用いた DCP ピロティモデルと DHCP ピロティモデルを対象に、速度応答スペクトルの卓越周期が異なる 3 つのパルス性地震動を用いた動的増分解析を行い、ピロティ層の最大層間変形角、残留層間変形、および時刻歴応答がどのように変化するかを考察する。

5.2 解析概要

5.2.1 対象建築物と骨組みモデル

解析対象建築物は第3章の検討対象と同じく、6階建て単スパンの層崩壊機構を有するピロティ形式建築物で、2つのピロティモデル（DHCPモデルとDCPモデル）はピロティ層の柱の種別（DHRC柱とDRC柱）のみが異なる。なお、両ピロティモデルの初期剛性に微差があり、固有値解析によるDCPモデルの固有周期は0.377secで、DHCPモデルの固有周期は0.411secとなっている。また、ピロティ層柱や上層耐力壁などの構造詳細に関しては、第3章を参照されたい。

5.2.2 入力地震波

“大震研”大阪府指針[5-4]で提示されたパルスタイプの設計用地震動からUMTD6_B2NS1(略称：UMTD6)、IKMF3_B2NS3(略称：IKMF3)、UMTA3_B2NS2(略称：UMTA3)の3波を選出した。入力の高さの増大に伴う応答結果の変化を調べるために動的増分解析を行った。3つの入力地震動それぞれに対して最大地動速度PGVを12.5kineから200kineまで、12.5kine刻みで漸増させるように基準化した。

図-5.1に50kineに基準化した三つの地震動の加速度波形と速度波形を示す。図-5.2と図-5.3にそれぞれ減衰定数 $h=5\%$ 時の加速度応答スペクトル S_a および疑似速度応答スペクトル pS_v を示している。パルス性地震動の周期特性に関する指標であるパルス周期 T_p は、文献[5-2]の定義を参考し、疑似速度応答スペクトル値 pS_v が最大となる周期とする。図-5.3に逆三角形印でプロットしているように、選択した三つの地震波UMTD6、IMKF3とUMTA3のパルス周期 T_p はそれぞれ0.74sec、1.57sec、と4.09secとなっている。

表-5.1にPGV=50kineで基準化された時の地震波の諸元を記している。表-5.1と図-5.2より分かるように、最大地動加速度PGA、固有周期 T_1 における加速度応答スペクトル値 $S_a(T_1)$ および疑似速度応答スペクトル値 $pS_v(T_1)$ のいずれの値も入力波UMTD6が最も大きい値を示している。また、前述したように、検討対象とする2つのピロティモデルの固有周期が若干異なっており、地震波UMTD6の場合の $S_a(T_1)$ と $pS_v(T_1)$ はDHCPピロティモデルの方がDCPピロティモデルのそれより約3割大きくなっている。第3章と同様に、非線形動的応答解析はNewmark- β ($\beta=1/4$)法を用いる。

表-5.1 50kineに基準化した地震波の諸元

地震動	PGA (gal)	Sa(T1) (cm/s/s)		pSv(T1) (cm/s)	
		DCP	DHCP	DCP	DHCP
UMTD6	436.6	572.1	745.0	34.4	48.7
IMKF3	249.3	370.3	362.3	22.2	23.7
UMTA3	234.4	427.1	491.7	25.7	32.2

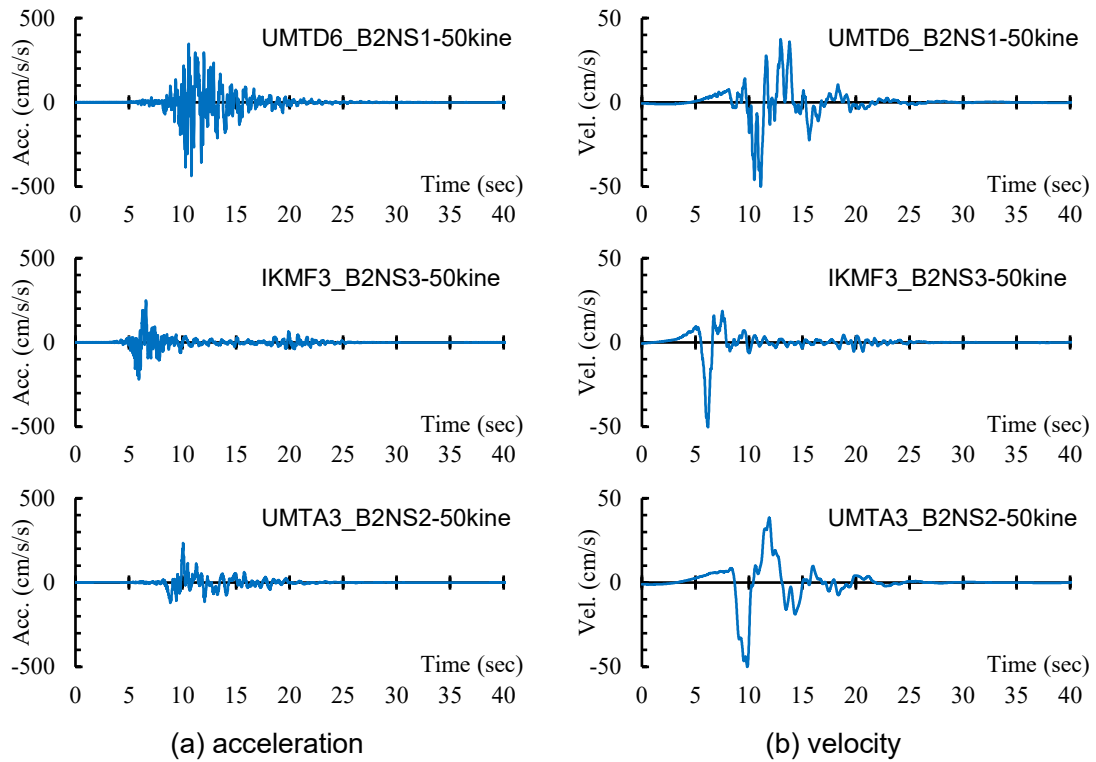


図-5.1 50kine に基準化した入力波の加速度と速度波形

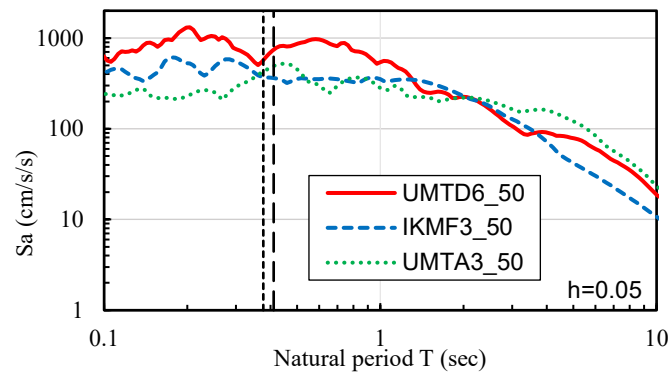


図-5.2 地震波の加速度応答スペクトル

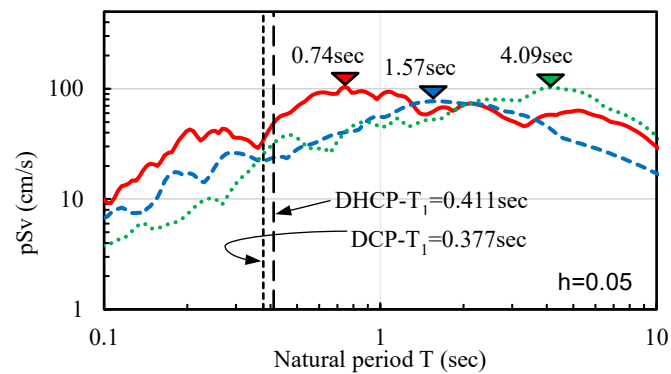


図-5.3 地震波の擬似速度応答スペクトル

5.3 応答解析の結果及び考察

5.3.1 ピロティ層の応答時刻歴

(1) UMTD6 波入力時

図-5.4 に UMTD6 波を $PGV=50kine$, $75kine$, $100kine$ で基準化した入力ケースにおける DCP ピロティモデルと DHCP ピロティモデルのピロティ層の層間変形角の時刻歴応答を示す。また、それに合わせて図-5.5 に両ピロティモデルのピロティ層の層せん断力と層間変形角の関係を示す。

$PGV=50kine$ 時, 図-5.4(a)に示すように, DHCP モデルの層間変形角の応答履歴にはほぼ左右対称の最大層間変形角 (両方向とも $IDR_{max}=1.05\%$) が見られるのに対して, DCP モデルの層間変形角の応答履歴はプラス (右) 方向にやや大きい層間変形角 (プラス方向 $IDR_{max}=0.72\%$, マイナス方向 $IDR_{max}=0.44\%$) が生じた。また, 図-5.5(a1)と(a2)に示すように, 両モデルともピロティ層柱の柱モデルにおける第二勾配領域までの応答変形しか発生しておらず, 残留変形が小さかった。ピロティ層の層せん断力も最大応答変形と同様に, DHCP ピロティモデルの方が DCP ピロティモデルのそれより大きい。これは DHCP モデルの柱の二次勾配が DCP モデルのそれより少し大きいためと考えられる。

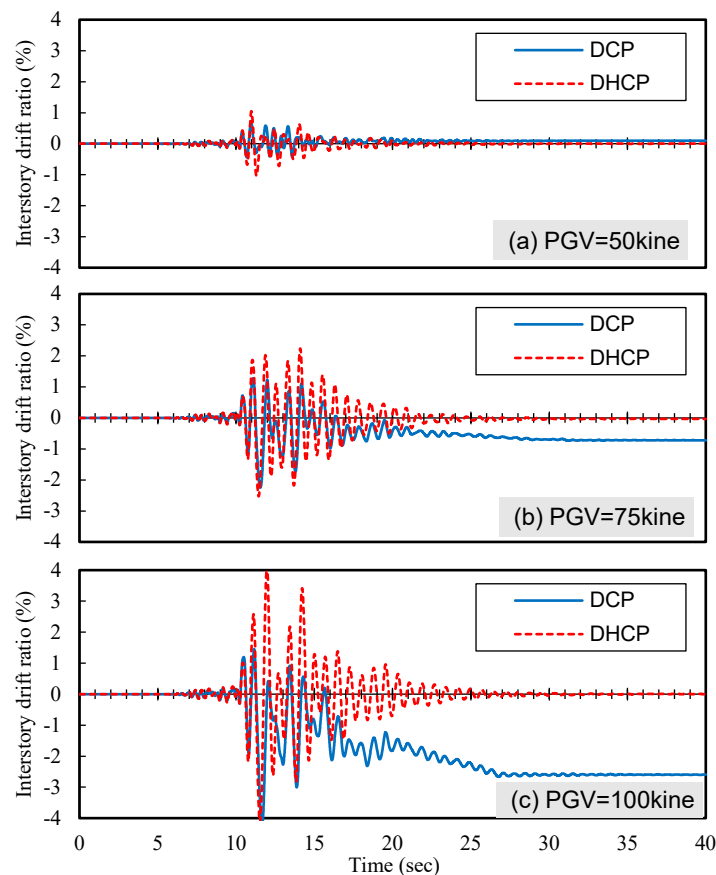
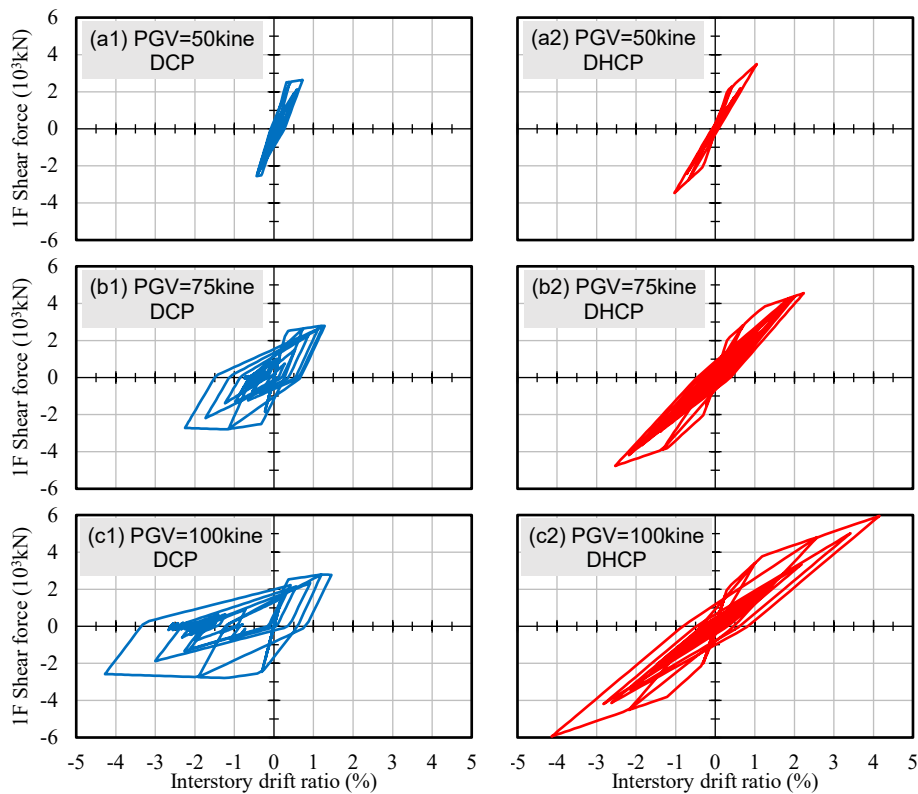


図-5.4 1F 層間変形角の時刻歴 (UMTD6)



図－5.5 1F 層せん断力-層間変形角関係 (UMTD6)

PGV=75kine 入力時、両モデルのピロティ層とも最大層間変形角は 2%以上に到達した。図－5.4(b)に示すように、DHCP モデルのピロティ層はほぼ左右対称の最大層間変形角を経験する傾向があり、最大層間変形角応答（プラス方向 $IDR_{max}=2.24\%$ 、マイナス方向 $IDR_{max}=2.53\%$ ）を経験したのち、減衰によって徐々に振動が止まるような挙動を示し、残留層間変形角もほぼゼロ近傍に収束した。一方、DCP モデルの最大応答はプラス方向 $IDR_{max}=1.28\%$ 、マイナス方向に $IDR_{max}=2.25\%$ とややマイナス側に偏った応答を示し、残留変形角は 0.72%になった。

PGV=100kine 入力時、図－5.4(c)に示すように、DHCP モデルのピロティ階の層間変形角の応答性状は、PGV=75kine 入力時と同様に、正負側にほぼ等しい振幅を持ち、最大層間変形角（プラス方向 $IDR_{max}=4.15\%$ 、マイナス方向 $IDR_{max}=4.14\%$ ）を経験したのち、減衰によって徐々に振動が止まるような挙動を示し、残留変形もほぼ 0 に近づいた。それに対して、DCP モデルにおけるピロティ層の層間変形角は、10.82 秒の時点でマイナス方向に一回 1.92%を経験し、その後 11.65 秒の時点でマイナス方向に最大応答変形 4.27%を生じてから、片振りの応答性状を示した（プラス方向 $IDR_{max}=1.45\%$ 、マイナス方向 $IDR_{max}=4.27\%$ ）。UMTD6 波に対して、DHCP モデルの $Sa(T1)$ が DCP モデルのそれより 3 割に大きいも関わらず、DHCP モデルのピロティ層の層間変形角の最大応答が逆に DCP モデルのそれよりもやや小さい結果となった。同じピロティモデルに対する既往研究[5-5]では、100kine で基準化した JMA Kobe NS 波を受ける場合においても同じ現象が見られ、その検討詳細について

は第3章を参照されたい。

図-5.5(c1)に示すように、DCP ピロティモデルに用いた DRC 柱モデルにおける第三勾配が負になっていることによって、半波のパルス入力を受ける際に片方向に大きな塑性流動が生じた。それに対して、図-5.5(c2)に示すように、DHCP ピロティモデルに用いた DHRC 柱の履歴モデルにおける第三勾配が高く、片方向への塑性流動が抑えられたことによって、最大応答層間変形も DCP モデルのそれより小さく抑えられた。

また、DHCP ピロティ層柱は原点指向型に近い除荷勾配を有し、除荷する際に残留変形を小さく抑えるが、エネルギー吸収量は小さい。そのため、除荷点から反対側に向けて応答し始める際の運動エネルギーが DCP ピロティ層柱のそれよりも大きく、応答の偏りを抑制したと考えられる。また、図-5.1(b)に示す UMTD6 波の速度波形において、11.65 秒以降に最大応答の逆方向に PGV の 6 割程度を有する波形が存在することも、DHCP ピロティ層が反対側にも最大応答層間変形角とほぼ同程度に大きな変位応答を発生した一因であると言える。

また、15 秒以後、DCP ピロティ層の変位応答が層間変形角 2%程度から小さい振幅を描きながら、徐々に片方向に累積するような挙動を示した。27 秒前後で変形が安定し、40 秒の解析終了時における残留層間変形角は 2.6%となった。この現象は第3章で述べたように、DRC 柱は第三勾配の低い剛性低減型の履歴特性を持っていることと P- Δ 効果の影響を受けたためと考えられる。

(2) IKMF3 波入力時

図-5.6(a)に示すように、PGV=100kine 入力に対する両ピロティモデルの最大層間変形角の応答値は UMTD6 の PGV=50kine 入力時のそれよりも少し小さい。これは IKMF3 波における $S_a(T_1)$ が UMTD6 のそれより小さいためと考えられる。また、両モデルの最大応答変形

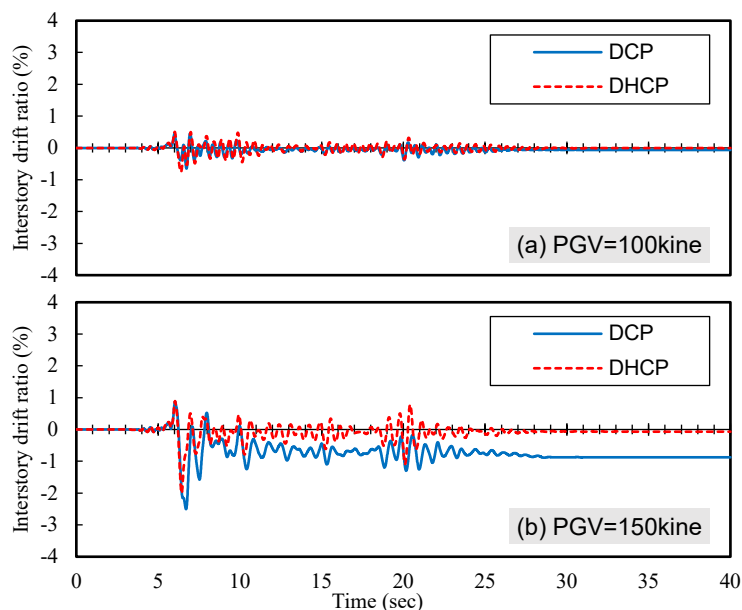


図-5.6 1F 層間変形角の時刻歴 (IKMF3)

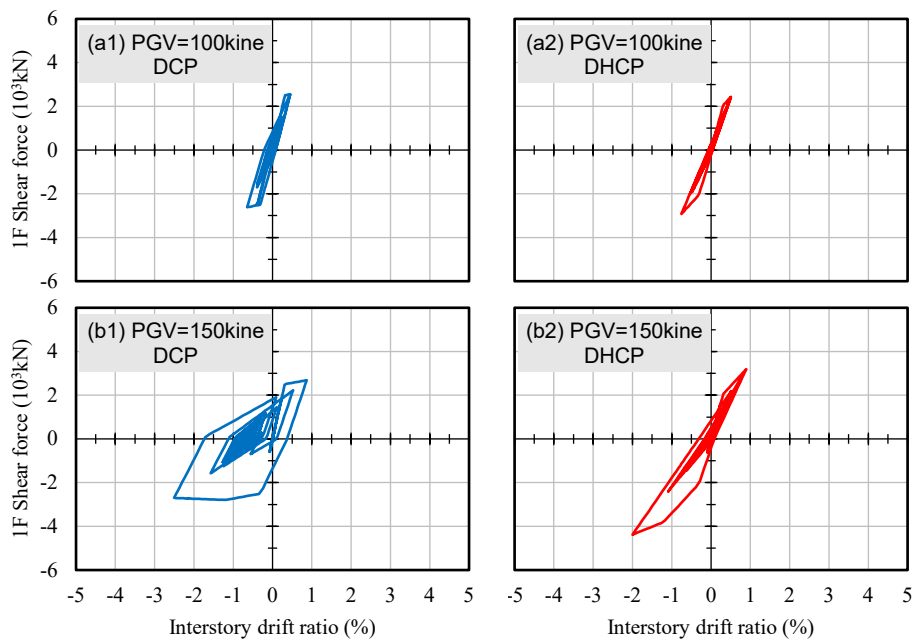


図-5.7 1F 層せん断力-層間変形角関係 (IKMF3)

は $IDR_{max}=1\%$ 範囲内にあり、ほぼ同じ値となっている。これは IKMF3 入力における両モデルの $Sa(T_1)$ がほぼ同じであるためと考えられる。

IKMF3 波の入力レベルを $PGV=150kine$ に増大させると、両ピロティモデルの層間変形角応答は図-5.7(b1)と(b2)に示すように、いずれも骨格曲線に沿って片方向に一度大きな変形を生じてから、最大変形に到達する形になっている。DHCP ピロティ層の最大層間変形角 ($IDR_{max}=2.00\%$) は DCP ピロティ層のそれ ($IDR_{max}=2.50\%$) より小さかった。これは、UMTD6 入力時の応答特性について考察したように、ピロティ層柱の第三勾配を高くすることで強いパルス波による塑性流動が抑えられることを示唆している。

また、変位応答における偏りに関しては、UMTD6 ($PGV=100kine$) 入力時と異なり、DHCP ピロティ層の層間変形角応答も同じマイナス方向に偏っていた (プラス方向 $IDR_{max}=0.89\%$, マイナス方向 $IDR_{max}=2.00\%$)。これは図-5.1 に示すように、IKMF3 入力波の速度波形は典型的な指向性パルスで、速度が 6.15 秒の時点でピーク後に達してから、反対側に PGV の約 3 割程度の残波しかなく、マイナス方向で発生した最大 2% ほどの応答を反対側に戻せなかったためと思われる。ピロティ層の残留変形については、DHCP ピロティ層の残留層間変形角はほぼ 0 となっている。DCP ピロティモデルのそれは 0.88% となっている。

DCP ピロティ層の残留部材角が UMTD6 の $PGV=100kine$ 入力時に見られた小さい振幅でも徐々に片方向に累積するような挙動を示さなかったのは、最大層間変形角応答が UMTD6 の $PGV=100kine$ 入力時のそれよりも小さく、再負荷剛性の低減の程度が低いことと、24 秒辺りからの小振幅動開始時の層間変形角 (0.7%程度) は UMTD6 の $PGV=100kine$ 入力時の小振幅動開始時のそれ (2%程度) より小さく、P- Δ 効果の影響をあんまり受けなかったことに起因するものと推測できる。

(3) UMTA3 波入力時

図-5.8(a)に示すように、UMTA3 の PGV=100kine 入力に対する両ピロティモデルの最大層間変形角応答は IKMF3 の PGV=100kine 入力時 (図-5.6(a)) のそれよりもやや大きくなっている。両モデルの最大層間変形角応答は IKMF3 の PGV=150kine 時と類似している。図-5.8(a1)と(a2)に示すように、マイナス方向に骨格曲線に沿って一度大きな変形で最大層間変形角に到達する形になっており、やや偏った応答となっていた。最大変形応答については、DHCP ピロティ層の最大層間変形角 ($IDR_{max}=1.55\%$) は DCP ピロティ層のそれ ($IDR_{max}=1.47\%$) よりやや大きい。DHCP ピロティ層の残留層間変形角はゼロに近かったが、DCP ピロティ層のそれは 0.42% となった。

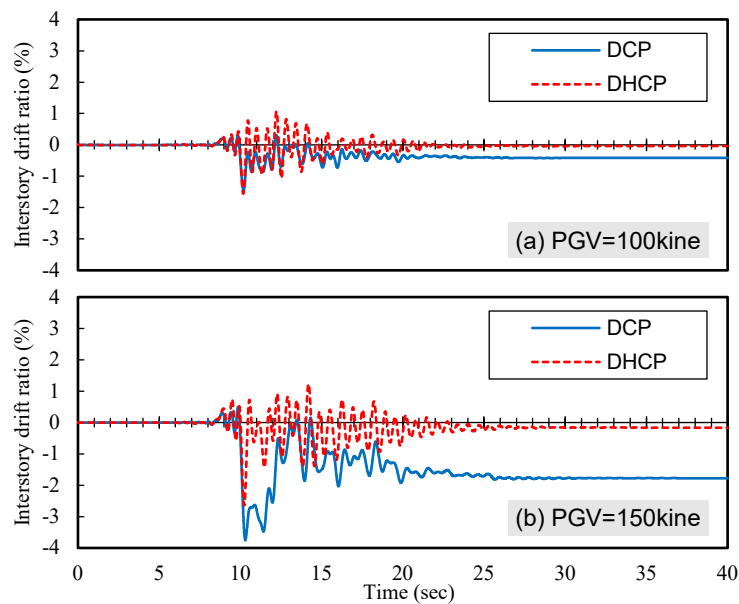


図-5.8 1F 層間変形角の時刻歴 (UMTA3)

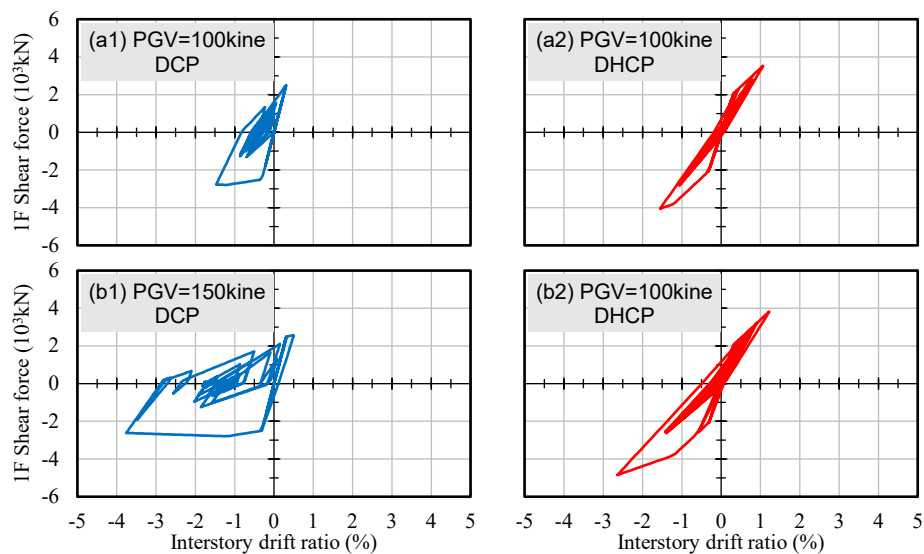


図-5.9 1F 層せん断力-層間変形関係 (UMTA3)

UMTA3 入力を $PGV=150\text{kine}$ に増大させると、両モデルのピロティ層の変形応答は、図-5.8(b)および図-5.9(b1)と(b2)に示すように片方向に一度最大変形に到達してから、両モデルのいずれにおいてもピロティ層の層間変形角応答が片方向に偏るなど、IKMF3 入力の $PGV=150\text{kine}$ 時と類似の特徴を示している。また、DCP モデルのピロティ層の変位応答における小振幅で変形が累積する量は IKMF3 の $PGV=150\text{kine}$ 時のそれよりは大きく、最終的に 1.78%の残留層間変形角が残った。一方、DHCP モデルのピロティ層の残留層間変形角は本章の全入力ケースでは最大となったが、その値は 0.17%程度にとどまり、修復(alignment)を要しないほど[5-6]小さい量であった。

5.3.2 入力地震動の強さと周期特性の影響

全ての入力ケースにおいて、両ピロティモデルの最大および残留層間変形角の地震応答特性の比較に用いた入力波の強さと周期特性による影響を検討するために、図-5.10 には

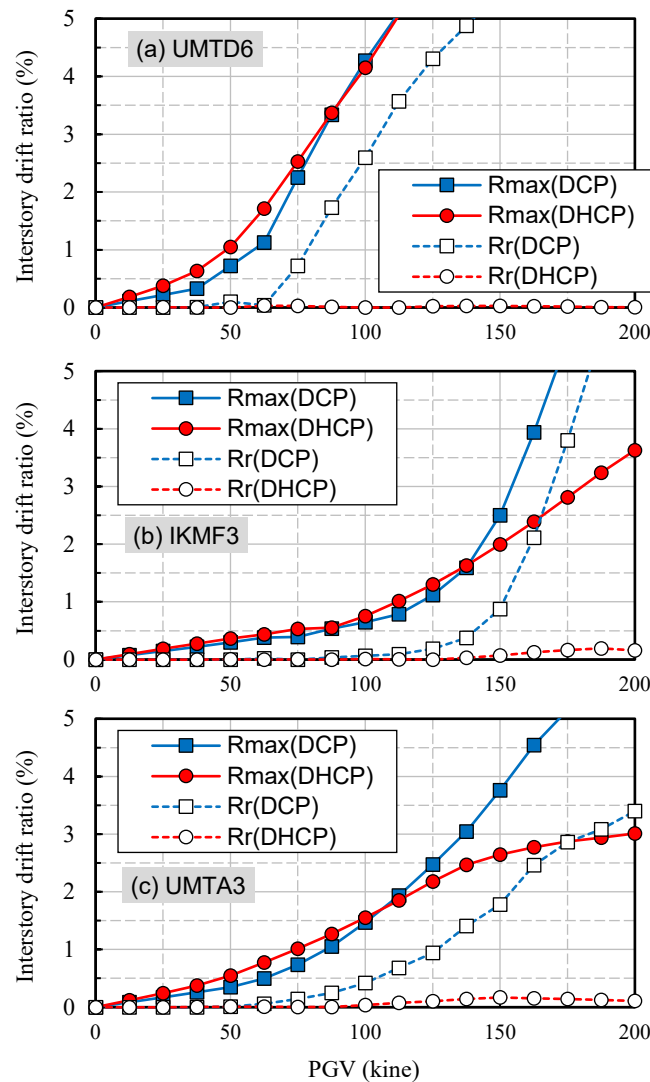


図-5.10 入力波の PGV とピロティ階の最大層間変形角ないし残留変形角の関係

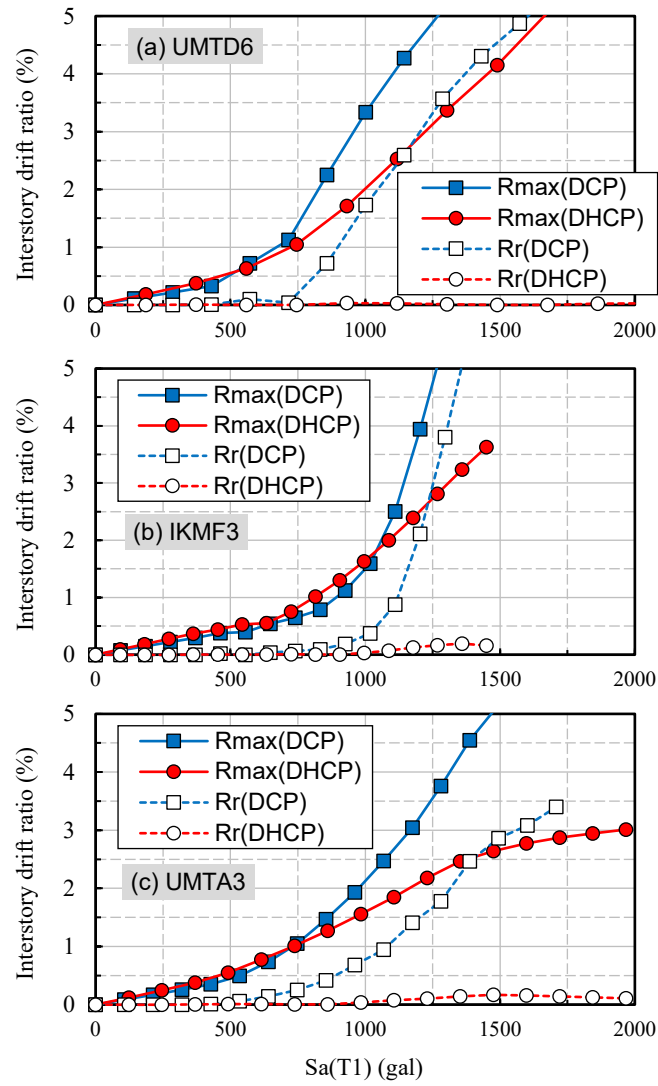
入力波の最大地動速度 PGV とピロティ階の最大層間変形角ないし残留層間変形角との関係を示す。

図-5.10(a)に示すように、UMTD6 波の $PGV < 50 \text{ kine}$ のケースでは、両ピロティモデルともピロティ層の最大応答層間変形角が 1% 以下の変形領域に留まる。この入力強さ範囲では DHCP ピロティ層の最大応答が DCP モデルのそれより大きい。この入力強さ範囲での両モデルにおける最大応答の差はモデルの固有周期による最大加速度応答値 $Sa(T1)$ の差によるものと考えられる。 $PGV \geq 67.5 \text{ kine}$ の入力レベルでは、両モデルとも最大層間変形角が 1% 以上に達している。DCP モデルのピロティ層の最大応答層間変形角の増加量が大きくなり、残留変形もそれに伴い増加している。これは、DCP ピロティモデルが強いパルス性地震動を受ける時、DRC 柱の水平抵抗力特性における第三勾配が負となった状態で、片方向に大きな塑性変形が生じやすいためである。それに対して、DHCP モデルに用いた DHRC 柱の水平抵抗力は大変形まで正の第三勾配を有することにより、ピロティ層が片方向に大きく塑性変形することを有効に抑制でき、地震入力強さの増大に対する最大層間変形角応答の増大を DCP モデルのそれより小さく抑えられると考えられる。 $PGV = 100 \text{ kine}$ 入力レベルでは、DHCP モデルのピロティ層の最大層間変形角応答は DCP モデルのそれよりも逆にやや小さい結果となった。

なお、 PGV が 67.5 kine 以上の地震入力レベルでは、DHCP ピロティ層は DCP ピロティ層より最大層間変形角応答が小さく抑えられる傾向は、他の 2 つの入力地震波 IKMF3 と UMTA3 においても共通であることは図-5.10(b), (c)より確認できる。

DCP ピロティ層の最大変形応答の PGV の増加に伴う急激な増大傾向については、パルス周期との関係性が明瞭に見られなかった。IKMF3 入力ケースにおける $PGV > 150 \text{ kine}$ のケースでは、 PGV 増加に対する最大層間変形角の上昇勾配が最も高い。前節でも考察したように、強いパルス波を受ける際に、靱性型 RC 柱における塑性流動の発生が最大変位応答を支配するので、指向性パルス性が一番強い入力波 IKMF3 が最大層間変形角応答を最も増大させやすい入力波であった。一方、DHCP ピロティ層はパルス周期が一番長い UMTA3 入力に対して、 PGV の増加に対する最大応答層間変形角の上昇勾配を最もよく抑えられることが図-5.10(c)より分かる。

図-5.11 は図-5.10 横軸を両ピロティモデルそれぞれの固有周期 $T1$ における加速度応答スペクトル値 $Sa(T1)$ に変えたものである。 $Sa(T1) < 500 \text{ gal}$ では、入力地震波が異なっても同じ $Sa(T1)$ 程度の入力に対して、両ピロティモデルともほぼ同じ最大応答層間変形角を生じる。 $Sa(T1)$ が 750 gal 以上の範囲になると、両モデルの最大応答層間変形角が 1% 以上の領域に到達している。また、同じ $Sa(T1)$ 入力時の DHCP ピロティ層の最大層間変形角についても $Sa(T1)$ の増大に対する最大応答の増加傾向についてもともに、DCP モデルのそれらよりも小さい。また、 $Sa(T1)$ が 750 gal 以上の範囲において、同じ $Sa(T1)$ 入力に対して、ピロティモデルの固有周期に近いパルス周期 Tp を有する UMTD6 入力波のほうがパルス周期 Tp が一番長い UMTA3 入力波よりも両ピロティモデルともに大きめに最大応答を生じた。



図ー5.11 加速度応答 $S_a(T1)$ とピロティ階最大層間変形角ないし残留変形角の関係

5.4 まとめ

第3章で検討対象とした2つのピロティ形式建築物モデルに対して、卓越周期が異なる3つのパルス性地震動を入力地震動として動的漸増解析を行い、ドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ建築物がパルス性地震動を受けるときの非線形応答特性を考察した。得られた知見は下記の通りである：

- (1) 強いパルス性地震動を受ける場合、ドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ層は、靱性型 RC 柱を有するピロティ層よりも最大層間変形角応答を小さく抑制できるケースがある。これは、ドリフト硬化型 RC 柱の履歴性状における正の第三勾配が、柱ないし層に片方向に大きく塑性変形が蓄積していく現象を生じにくくするためと考えられる。
- (2) 強いパルス性地震動を受けても、ドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ層は高い復元性を発揮し、最大層間変形角応答が多少偏って生じても、最大応答の経験後には片振り振動をせず、残留変形角がほぼゼロに抑制される。
- (3) ドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティモデルはパルス周期 T_p が長いほど、入力強さの増大に伴う応答変形角の増大傾向をより小さく抑制できる。
- (4) 同じ PGV に基準化された3波のパルス性地震波を用いた解析においては、ピロティモデルの固有周期 T_1 における加速度応答スペクトル値 $S_a(T_1)$ の差が大きかったことから、それがピロティモデルの応答結果を大きく変動させた一因になったものと考えられる。

参考文献

- [5-1] 中山佳久，山川誠：断層近傍の地震動に対する中低層建築物の基本的応答性状，日本建築学会構造系論文集，Vol.69，No.586，pp.45-51，2004.12
- [5-2] 鈴木恭平，川辺秀憲，山田真澄，林康裕：断層近傍のパルス性地震動特性を考慮した設計用応答スペクトル，日本建築学会構造系論文集，Vol.75，No.647，pp49-56，2010.1
- [5-3] 森井雄史，杉野未奈，林康裕：断層近傍のパルス性地震動に対する建物応答と建物被害，日本地震工学会論文集，Vol.19，No.6，pp.139-151，2019.8
- [5-4] 大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および設計法に関する研究会：大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および耐震設計指針，2015.2
- [5-5] 袁士宇，竹内崇，孫玉平：ドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ建築物の地震応答特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.44，No.2，pp.91-96，2022.7
- [5-6] FEMA: Seismic performance assessment of buildings, Vol. 1 Methodology, second edition, FEMA P-58-1, Dec. 2018

第 6 章

エネルギーの釣り合いに基づく再考察

6.1 序

地震動が建築物に及ぼす影響を、地震力による建築物への入力エネルギーの視点から検証する研究は古くからなされている。Housner[6-1]は、建築物の最大塑性変形応答と速度応答スペクトルとの相関関係を示し、地震入力エネルギーと構造物のエネルギー消費性能の関係に関する知見を示している。加藤・秋山ら[6-2]は、全地震入力期間におけるエネルギー入力総量は主に建築の 1 次固有周期に依存し、質量・剛性分布・減衰定数への依存性は小さいと導き出している。これらの先駆的な研究がなされて以降、エネルギーの釣り合いの視点に基づく耐震設計に関する研究が数多く行われている。

RC 構造の分野において、堀ら[6-3]は、1 質点系に対して地震の全継続時間における総入力エネルギーと最大応答変形および履歴消費エネルギーによる応答評価を行った。花井ら[6-4]は層降伏型の RC 造ピロティ形式建築物をせん断バネで繋ぐ多質点系にモデル化し、地震総入力エネルギー量は建物の総質量と地震波固有のエネルギー速度で決まるとの知見を示し、ピロティ層の耐力と上層の耐力比で最大応答変位を予測する手法を提案している。また、1 質点系モデルに対して、ある瞬間における単位時間に入力されたエネルギー量と最大応答の関係を評価する研究（例えば、中村・壁谷澤[6-5]、中村・井上・堀[6-6]など）も行われている。RC 造ピロティ形式建築物の地震応答特性について、向井らは、多層のピロティ建築物を一質点系に集約する手法を提案したうえ、エネルギー入力速度[6-7]や地震時の繰り返し挙動を考慮に入れたエネルギー手法[6-8]に基づく層崩壊型 RC 構造物の最大応答変形予測手法を提案している。しかし、これらの知見は従来の靱性型 RC 造建築物を対象とした場合に限定されており、ドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ形式建築物の地震応答特性に対する考察はなされていない。

本論の第 3～5 章では、DHRC 柱の履歴特性がこのような柱を有するピロティ形式建築物の応答性状に大きく影響することを推測してきたことを踏まえ、本章では、第 3 章と第 5 章で検討した単スパンの DHCP ピロティモデルと DCP ピロティモデルの応答結果に対して、復元力による消費するエネルギー量、減衰で消費するエネルギー量と運動エネルギーとピロティ層の応答時刻歴を相互に比較し、ドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ建築物のピロティ層の応答特性についてエネルギーの視点から定性的に再考察し、エネルギーに基づく設計法の構築・提案に必要な知見を蓄積することを目的としている。

6.2 エネルギー量の定義

検討対象モデルは第3章で扱った6階建て単スパンのDHCPピロティモデルとDCPピロティモデルとする。多質点系のエネルギー釣り合い式は文献[6-9]を参考にして、以下のように定義する。

式(6-1)は多質点系の運動方程式である。ある質点 j に作用する地震動による外力 F_{ej} ・慣性力 F_{inj} ・復元力 F_{sj} ・減衰力 F_{hj} の定義は図-6.1に示す。各層の層せん断力 Q_i は、2層から6層では壁要素が受けるせん断力とし、ピロティ層では2本の柱部材要素が受けるせん断力の和とする。式(6-1)両辺に左側から速度ベクトル $\{\dot{y}\}^T$ を乗じ、時間 t に対して時刻 T まで積分すると、式(6-2)に示すエネルギーの釣り合い式が得られる。なお、本論では、壁要素は弾性モデルで表現しているため、壁部材の復元力による消費エネルギーは全応答期間においてすべて弾性ひずみエネルギー E_e となるが、柱要素は履歴則モデルの性質上、弾性ひずみエネルギー E_e と塑性変形消費エネルギー E_p に分けることができないため、鋼構造を研究対象とした文献[6-9]などと異なり、全部材の復元力による消費エネルギーは E_e と E_p を厳密に分けることなく、これらを E_s と見なした時刻歴に基づいて検討する。

$$\{F_{in}\} + \{F_h\} + \{F_s\} = -\{F_e\}$$

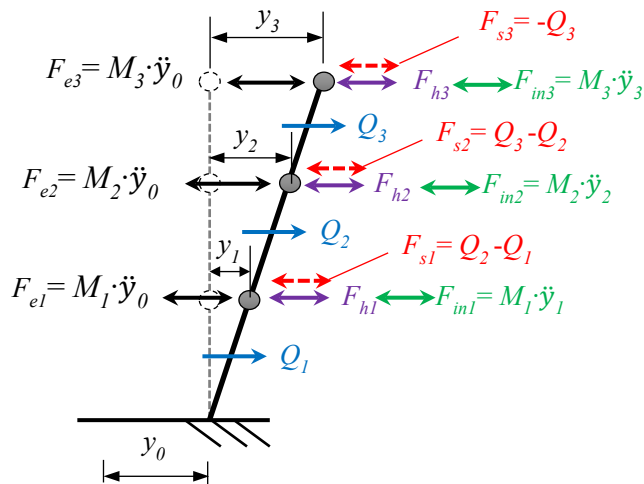
(6-1)

$$\text{或いは, } [M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = -[M]\{1\}\ddot{y}_0$$

ここで、 $[M]$ ：質量マトリックス、 $[C]$ ：減衰マトリックス、 $[K]$ ：剛性マトリックス、

$\{y\}$ ：質点の相対変位ベクトル、 $\{\dot{y}\}$ ：質点の速度ベクトル、 $\{\ddot{y}\}$ ：質点の加速度ベクトル、

$\ddot{y}_0$ ：水平地動加速度



ここで、

M_j ：質点 j の質量

質点 j が受ける力：

F_{inj} ：質点の慣性力

F_{hj} ：質点の減衰力

F_{sj} ：構造部材の復元力

F_{ej} ：地震動による外力

図-6.1 多質点振動系（3質点系を例として）

$$\int_0^T \{\dot{y}\}^T [M] \{\dot{y}\} dt + \int_0^T \{y\}^T [C] \{\dot{y}\} dt + \int_0^T \{\dot{y}\}^T [K] \{y\} dt = - \int_0^T \{\dot{y}\}^T [M] \{\ddot{y}_0\} dt \quad (6-2)$$

$$\text{或いは, } E_k + E_h + E_s = -E_T$$

$$(E_s = E_e + E_p)$$

ここで, E_k : 運動エネルギー,

E_h : 減衰力による消費エネルギー,

E_s : 構造部材の復元力による消費エネルギー,

E_e : 弾性ひずみエネルギー,

E_p : 塑性変形による消費エネルギー

E_T : 地震入力エネルギー

E_k は各質点の時刻 T における質量と速度で算定される。本論では, 非線形動的応答解析に Newmark- β ($\beta=1/4$) の平均加速度法を採用しているため, 単位時間間隔 Δt 内に質点 j に作用するそれぞれの力がなす仕事量は, Δt 期間前後の時刻 t_{i-1} と t_i における力の平均値と Δt 期間中質点 j の変位との積として計算する。時刻 T までのエネルギー量 E_h , E_s , E_T は, 応答開始時刻から時刻 $t_i=T$ まで, M 個の質点全てに対して時間間隔 Δt の N 個の区間における各エネルギー量の和とする。時刻 T におけるエネルギー量 E_k , E_h , E_s , E_T の計算式は, 式 (6-3) に示す通りである。

$$\begin{aligned} E_k &= \sum_{j=1}^M \frac{1}{2} M_j \left(\dot{y}_j(T) \right)^2 \\ E_h &\cong \sum_{j=1}^M \sum_{i=1}^N \frac{\left(F_{hj}(t_i) + F_{hj}(t_{i-1}) \right)}{2} \cdot \left(y_j(t_i) - y_j(t_{i-1}) \right) \\ E_s &= E_e + E_p \cong \sum_{j=1}^M \sum_{i=1}^N \frac{\left(F_{sj}(t_i) + F_{sj}(t_{i-1}) \right)}{2} \cdot \left(y_j(t_i) - y_j(t_{i-1}) \right) \\ E_T &\cong - \sum_{j=1}^M \sum_{i=1}^N M_j \cdot \frac{\left(\ddot{y}_0(t_i) + \ddot{y}_0(t_{i-1}) \right)}{2} \cdot \left(y_j(t_i) - y_j(t_{i-1}) \right) \end{aligned} \quad (6-3)$$

ここで, M_j : 質点 j の質量,

$y_j(t)$: 時刻 t における質点 j の相対変位,

$\dot{y}_j(t)$: 時刻 t における質点 j の速度,

$\ddot{y}_0$: 水平地動加速度

M : 質点の数

N : 時刻 T までの単位時間間隔 Δt の数

6.3 入力地震波の波形

入力地震波は、観測地震波 El Centro, JMA Kobe, Taft とパルス性を有する設計用人工地震波 UMTD6, IKMF3, UMTA3 の計 6 波である。3 つの観測波は PGV=100kine まで、パルス性人工地震波は PGV=200kine まで、12.5kine 刻みで基準化した。PGV=50kine に基準化した加速度および速度波形を図-6.2 に示す。

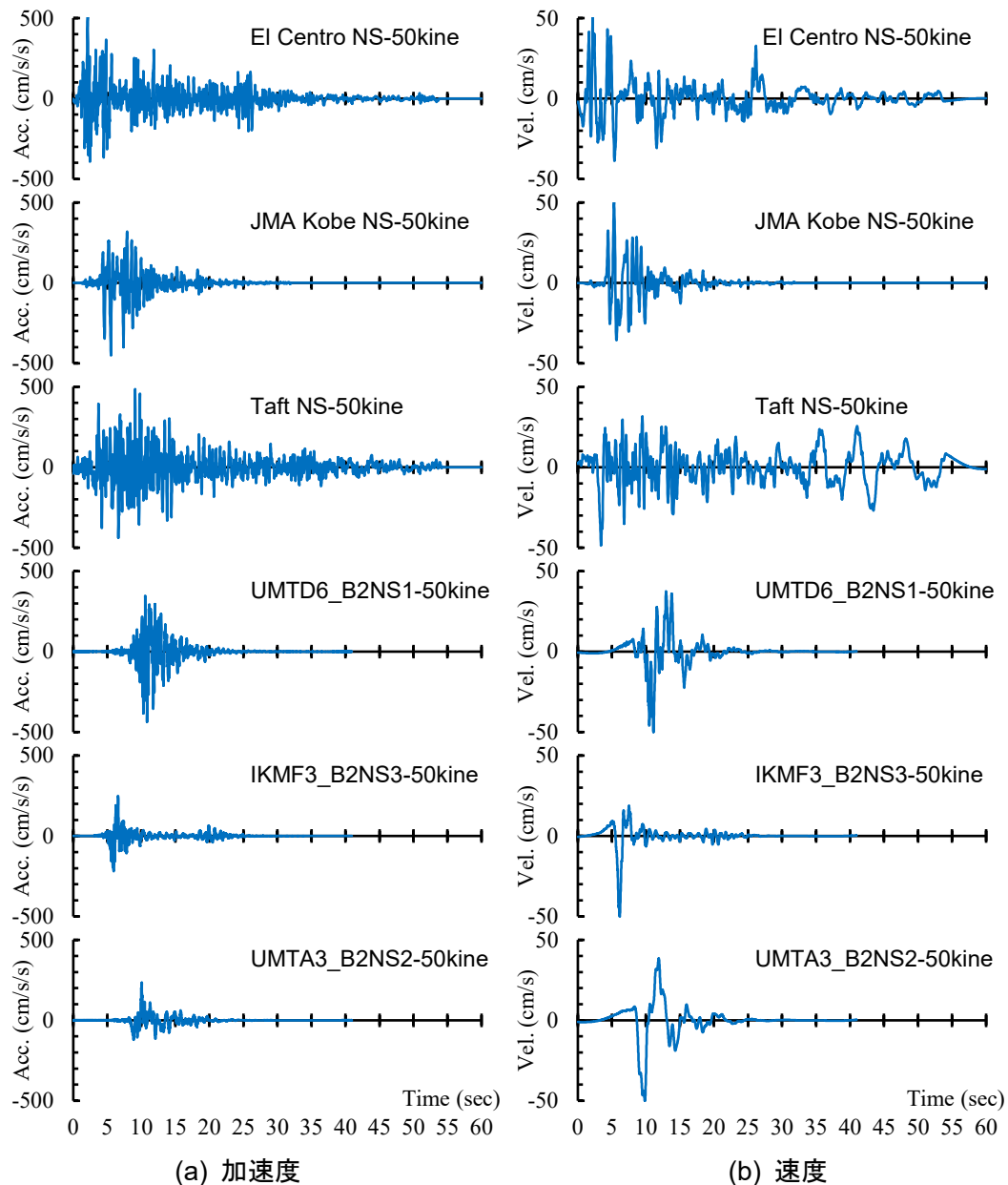


図-6.2 入力地震波の加速度および速度波形 (PGV=50kine)

6.4 応答特性に対する再考察

6.4.1 エネルギー入力と消費量の時刻歴

(1) 全入力期間

DHCP ピロティモデルと DCP ピロティモデルに対して、地震波の強弱によるエネルギー入力と消費の時刻歴における違いを比較するために、例として、El Centro 波の PGV=25kine ケースと 75kine ケース、およびパルス性地震動 IKMF3 波の PGV=25kine ケースと 150kine ケースにおける全入力期間の各エネルギー量 E_T , E_h , E_s , E_k の時刻歴を図-6.3, 6.4 に示す。図中の赤い点線はエネルギー消費量 E_h , E_s , E_k の和を表す。図-6.3, 6.4 に示す 4 ケースにおいて、各エネルギー消費量の和と入力エネルギー量 E_T はほぼ一致しており、上下方向と回転方向の影響を無視し、水平方向のみに対してエネルギーを計算する仮定は、本論に用いた骨組みモデルの地震応答におけるエネルギーの釣り合いをほぼ満足することが確認できる。

El Centro 波入力ケースでは、PGV=25kine 入力時 (図-6.3(a1), (a2)), 入力エネルギー量 E_T については、DHCP モデルは DCP モデルより大きい。部材の復元力によるエネルギー消

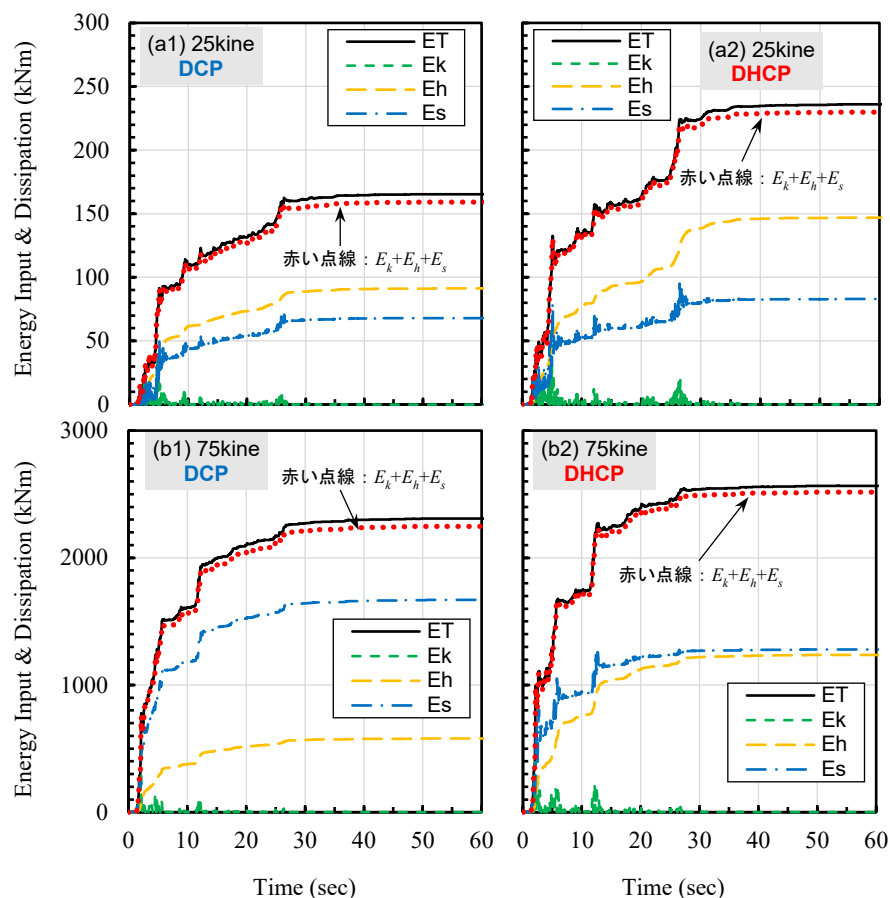


図-6.3 各エネルギー量の時刻歴 (El Centro)

費量 E_s については、DHCP モデルは DCP モデルよりやや大きい。減衰消費量 E_h について、5 秒から DHCP モデルの E_h は大きく増加し、DCP モデルのそれより大きくなっている。また、応答途中の DHCP モデルの運動エネルギー E_k は DCP モデルのそれよりやや大きい。第3章で示した DHCP モデル応答は振動の継続時間が DCP モデルより長く、振幅も DCP モデルより大きいという結果と合致している。

El Centro 波 $PGV=75\text{kine}$ 入力時 (図-6.3(b1), (b2)), DHCP モデルへの入力エネルギー E_T は $PGV=25\text{kine}$ 入力時と同様に DCP モデルのそれよりやや大きい結果となっており、両モデルにおいて、減衰消費エネルギー量 E_h および復元力によるエネルギー消費量 E_s に大きな違いが見られる。DHCP モデルの減衰消費量 E_h は DCP モデルのそれより倍ほど大きく、復元力によるエネルギー消費量 E_s は 8 割程度であった。地震入力強い時、ドリフト硬化型 DHCP モデルは入力エネルギーを構造部材の復元力が成す仕事によって消費する能力が低く、入力されたエネルギーの大部分は運動エネルギーに転換され、その後、減衰力が成す仕事によって消費される傾向は、靱性型の DCP モデルより顕著であることが伺える。

IKMF3 波入力ケースでは、 $PGV=25\text{kine}$ (図-6.4(a1), (a2)) 入力終了時 (40sec) に、両モデルいずれも、減衰消費エネルギー量 E_h が入力エネルギー量 E_T と重なり、復元力による

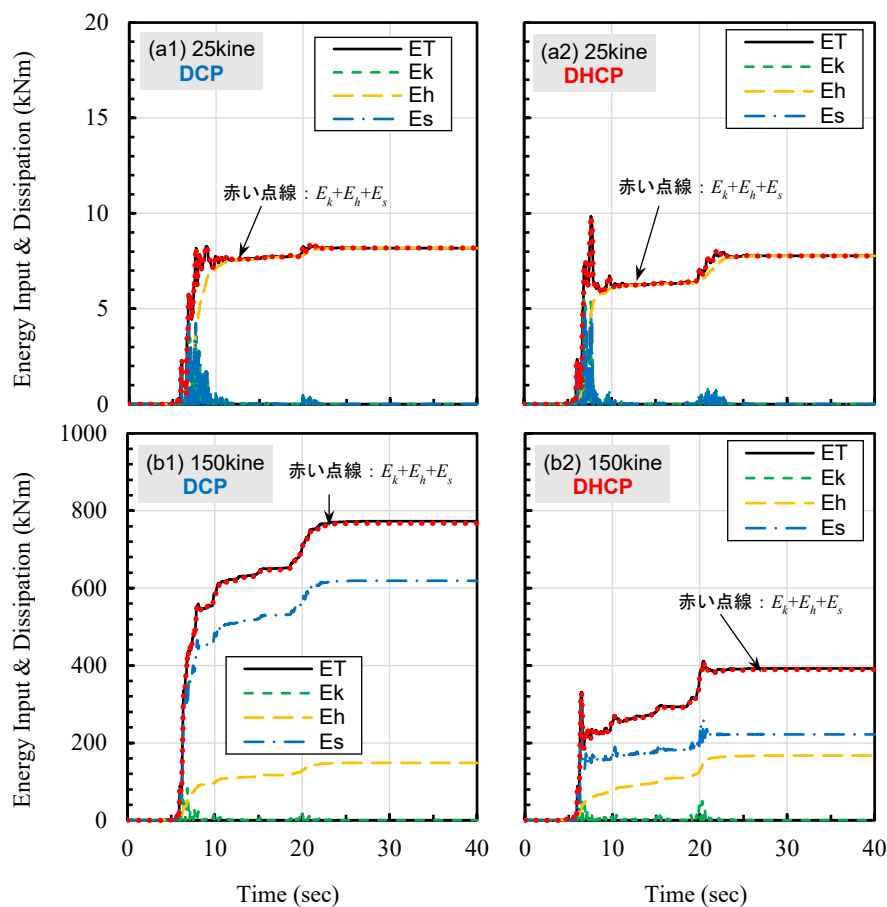


図-6.4 各エネルギー量の時刻歴 (IKMF3)

エネルギー消費量 E_s はゼロとなっており、両モデルとも応答は弾性範囲内であったことを示唆している。DHCP モデルの入力エネルギーの時刻歴に 8 秒近傍でピークが見られるが、DCP モデルには見られない。これは両モデルの固有周期の差による応答の違いであると考えられる。

IKMF3 波 $PGV=150kine$ 入力時 (図-6.4(b1), (b2)), 6 秒辺りから両モデルとも入力エネルギー E_T に急な立ち上がりが見られるが、その後 DHCP モデルの入力エネルギーが DCP モデルのそれより低い水準になり、解析終了時 (40sec) に、DHCP モデルの総入力エネルギーが DCP モデルのその約半分程度であった。両モデルにおける減衰力によるエネルギー消費量 E_h の差は El Centro 波 $PGV=75kine$ 入力ケースほど顕著ではなく、DHCP モデルの方が DCP モデルより若干上回る程度である。一方、両モデルの復元力によるエネルギー消費量 E_s に大きな差が見られ、DHCP モデルの E_s は DCP モデルのその約 1/3 程度にとどまる。これらのことは、強いパルス性地震動を受ける際に、ドリフト硬化型 RC 柱の履歴特性の影響で、復元力によるエネルギー消費量 E_s が低いのであるが、地震入力エネルギー E_T を低減させることに有効であることを示唆している。

(2) 最大応答層間変形角が生じる時刻付近

DHCP ピロティモデルと DCP モデルの最大応答に影響するエネルギー入力と消費の性質をより詳しく考察するために、El Centro 波 $PGV=75kine$ 入力ケースにおける両モデルのピロティ層の最大層間変形角応答が生じる時刻④ (④') 付近 (1~3 秒) のピロティ層の層間変

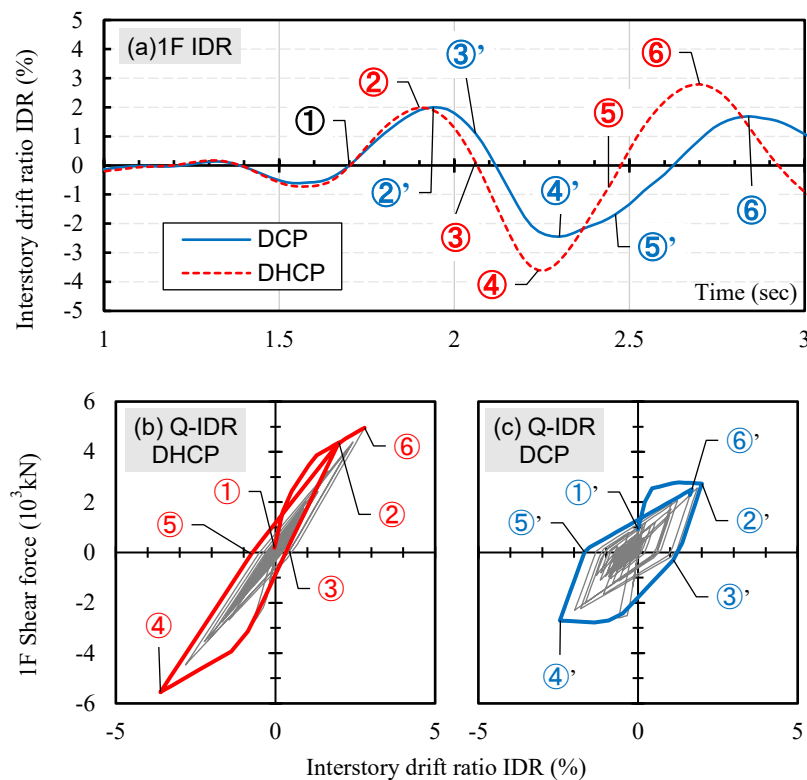


図-6.5 ピロティ層応答時刻歴と履歴ループ (El Centro $PGV=75kine$ 1~3sec 抽出)

形角応答の時刻歴と層せん断力の履歴ループを図-6.5に示し、この時刻歴の抽出区間に対応するエネルギー入力と消費の時刻歴の比較を図-6.6に示す。

図-6.5に示すように、両モデルの応答は点①まで大きな違いが見られないが、点①以降層間変形角が1%を超える履歴領域に入り、点①から点⑤（⑤'）（最大応答生じたあと、層せん断力応答が0となる時刻）までの1サイクルにおいて大きな違いを示している。両モデルは、負側のピーク点④（④'）で最大応答を生じる。

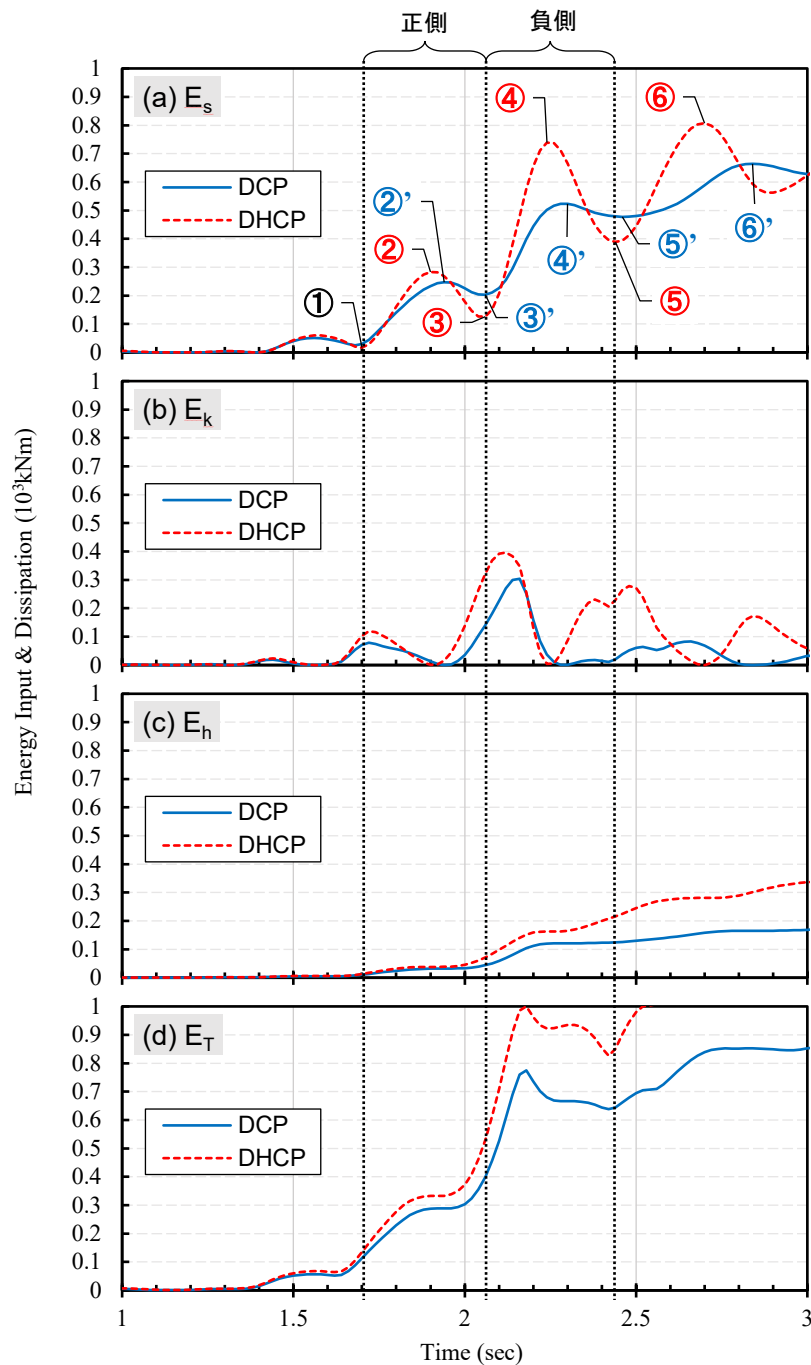


図-6.6 各エネルギー量の時刻歴 (El Centro PGV=75kine 1~3sec 抽出)

El Centro 正側 (①－②－③) :

図－6.6(b)に示すように、点①における DHCP モデルの運動エネルギーは DCP モデルのそれより若干大きくなっている。DHCP モデルはピロティ層のせん断力履歴の第 3 勾配が DCP モデルのそれより高く、変形とともに復元力が上昇し続けるため (図－6.5(b))、正側載荷過程①－②において、復元力によって溜め込むエネルギー量が DCP モデルよりやや大きくなっている (図－6.6(a)) から、入力エネルギー E_T を復元力によるエネルギー E_s に転換するとともに、若干早く正側ピークに到達したと考えられる。

正側除荷過程②－③において、図－6.5(b)に示すように DHCP モデルの除荷勾配が DCP モデルのそれより原点指向型に近いので、DHCP モデルは載荷過程①－②において多めに蓄えられたひずみエネルギー E_k (図－6.6(a)) を DCP モデルのそれより高い効率で解放した。DHCP モデルの運動エネルギー E_k の増加率も DCP モデルのそれより大きくなる (図－6.6(b))。除荷完了点③においては、DHCP モデルは DCP モデルより大きい運動エネルギー E_k (すなわち速度) を有している。

El Centro 負側 (③－④－⑤) :

DHCP モデルは、負側の初期 (点③) における運動エネルギー E_k (すなわち速度) が DCP モデルのそれより高く、負側載荷過程③－④における入力エネルギー E_T も DCP モデルのそれより大きい。また、図－6.5 に示すように、DHCP モデルは載荷開始点④の位置 (正側残留 ID_R=0.1%) は、DCP モデルの載荷開始点④' (正側残留 ID_R=1.1%) より負側に近寄っており、ピーク点最大応答もより負側にシフトする。正側載荷過程と同様に、高い第 3 勾配を有する DHCP モデルは、復元力によってエネルギーを DCP モデルより大きく蓄えられた (図－6.6(a))、DCP モデルより若干早く負側ピークに到達した (図－6.5(a)) とは言え、負側の初期 (点③) における大きめな運動エネルギー E_k と原点寄りの残留変形による影響がより大きく、これらの要因により、負側における DHCP モデルのピロティ層の最大応答層間変形角 (ID_R_{max}=3.6%) が DCP モデルのそれ (ID_R_{max}=2.45%) より大きくなっている。

負側除荷過程④－⑤において、DHCP モデルは図－6.5(b)に示すように、正側と同様に、復元力により蓄えられたエネルギー E_s は再び高い仕事率で放出され (図－6.6(a))、除荷時⑤では正側除荷時③よりさらに高い運動エネルギー E_k を有する状態になる (図－6.6(b))。この高い運動エネルギー E_k がさらに、正側の応答増大をもたらす、その結果正側再負荷ピーク点の最大応答層間変形角は 2.8%となっている。それに比べて、DCP モデルは、除荷過程における復元力で蓄えられたエネルギー E_s の放出は少なく (大部分は塑性変形により消費された)、除荷時⑤' での運動エネルギー E_k は非常に低い状態で正側の再負荷過程⑤'－⑥'に入る。入力エネルギーも初期の運動エネルギーも DHCP モデルのそれより低く、正側再負荷ピーク点の最大応答層間変形角は 1.7%となっている。

また、パルス性の強い入力地震動に対して、ドリフト硬化型 RC 柱を有する DHCP ピロティモデルは PGV の増大に伴い、DCP ピロティモデルより最大応答が小さくなる傾向にあることは第 5 章で示した通りである。このような応答特性をエネルギー収支の視点から考

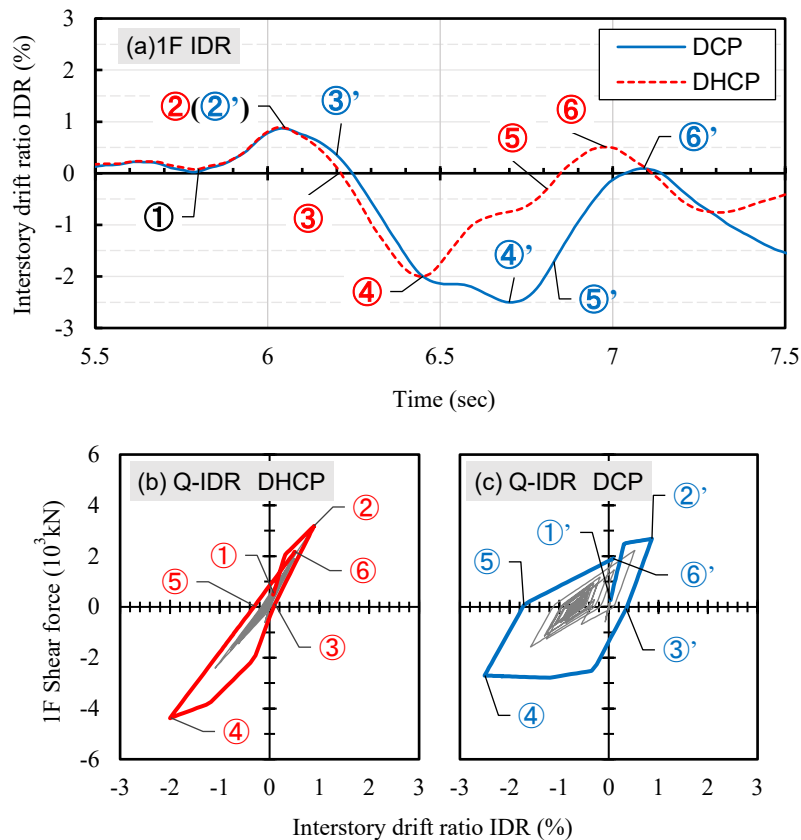


図-6.7 ピロティ層応答時刻歴と履歴ループ（IKMF3 PGV=150kine 5.5~7.5sec 抽出）

察するために、IKMF3 波 PGV=150kine 入力において、両モデルとも最大応答を生じた時刻付近（5.5~7.5sec）の応答時刻歴と層せん断力の履歴ループを図-6.7 に、エネルギー入力と消費の時刻歴の比較を図-6.8 にそれぞれ示す。両モデルの層間変形角は 5.8 秒（点①）以降のサイクルの負側で 1%の層間変形角を超える履歴領域に入っている。

IKMF3 正側（①-②-③）：

両モデルの応答は図-6.7 に示すように、载荷過程①-②においては、履歴性状の初期勾配と第 2 勾配の違いによって若干の差が見られる。両モデルのいずれもピーク点②（②'）におけるピロティ層の最大層間変形角応答は El Centro75kine 入力ケースの正側におけるそれらより小さく、DHCP モデルと DCP モデルではそれぞれ 0.89%と 0.87%で、ほぼ同じ値となっている。各エネルギー量もほぼ同じ値になっている。

除荷過程②-③では、DHCP モデルは原点指向型に近い除荷勾配を有するので、除荷時の残留層間変形角（0.02%）は DCP モデルのそれ（0.35%）より小さい値となっている。また、図-6.8(a)に示ように、DHCP モデルは復元力で蓄えられたエネルギーを DCP モデルのそれより多く放出され、除荷完了点③においては、DCP モデルより若干大きい運動エネルギー E_k （すなわち速度）を保有している（図-6.8(b)）。両モデルの運動エネルギー E_k の差は前述の El Centro 75kine ケースにおけるその 1 割程度しかない。

IKMF3 負側 (③-④-⑤) :

図-6.7 に示すように、両モデルの層間変形角応答は、負側の载荷③-④において初めて1%を超える領域に到達している。また、IKMF3 入力波の波形にもこの半サイクルにおいては、大きなパルス性波形が見られる。

载荷過程③-④においては、DHCP モデルは高い第3 勾配を有するので、復元力による蓄

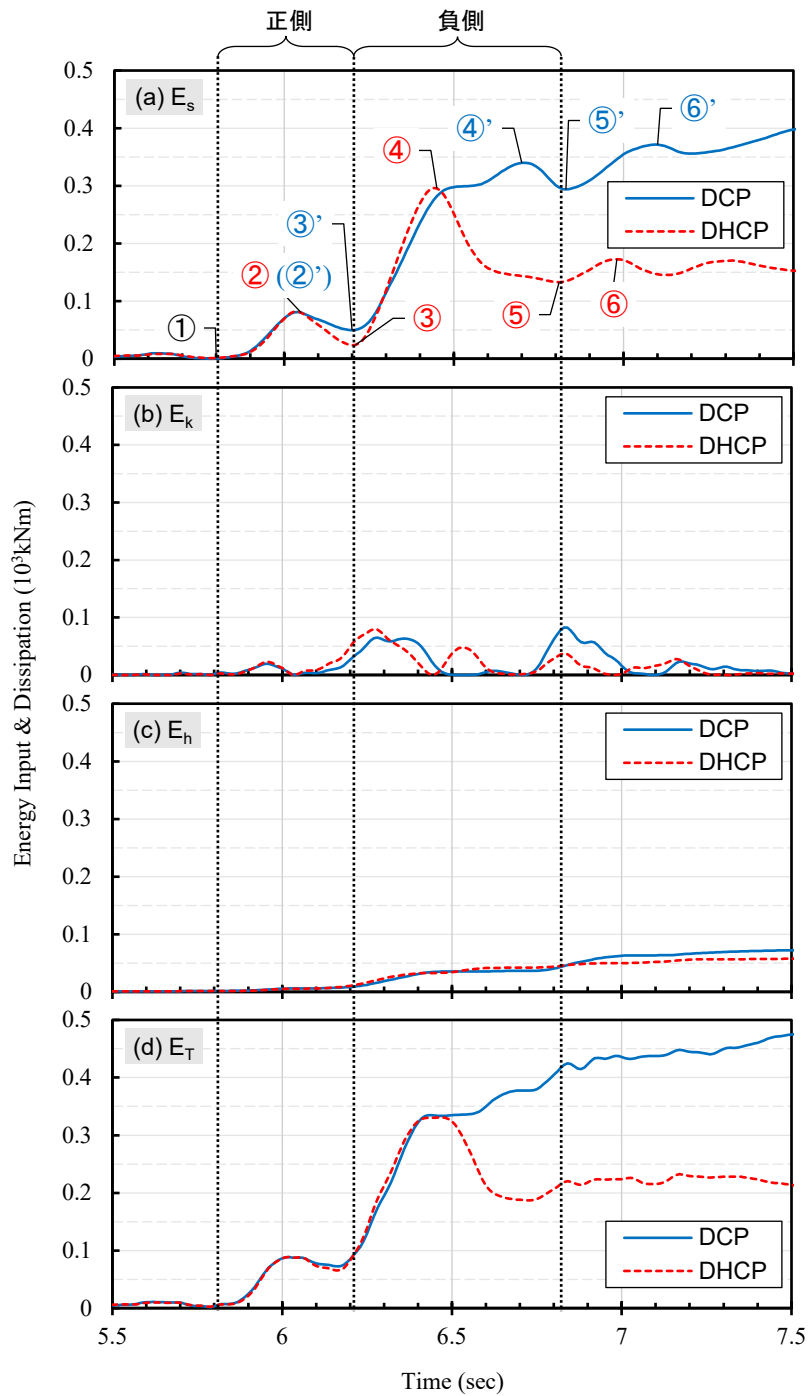


図-6.8 各エネルギー量の時刻歴 (IKMF3 150kine 5.5~7.5sec 抽出)

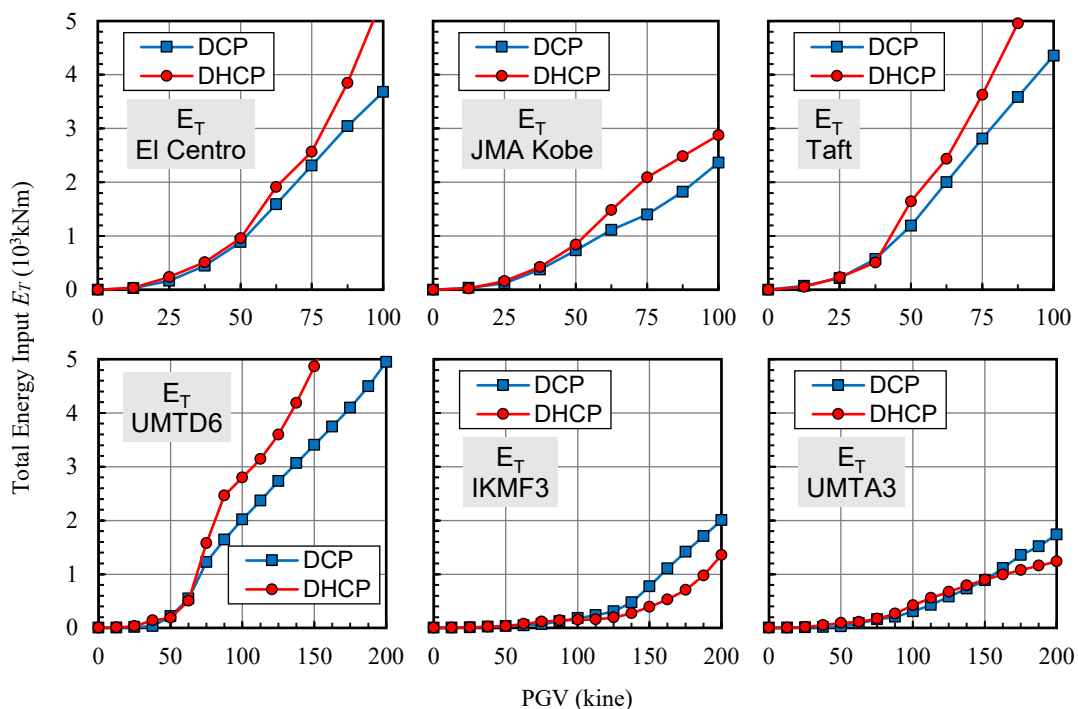
えられるエネルギー量は、時刻③までは DCP モデルより大きく、より早くピークに到達している（図－6.8(a)）。除荷開始点（点④）においては、DHRC 柱からなるピロティ層の復元力が十分大きい（図－6.7(b)）ため、質点の変位方向が地震力の方向と逆となり、図－6.8(d)に示すように、入力エネルギーは逆に低減され始める。除荷による放出される復元力による蓄えられたエネルギー E_s はこの入力エネルギー E_T の減少分とほぼ対応している。

それに比べて、DCP モデルは図－6.8(b)に示すように、6.5 秒あたり（点④の右側）から 6.7 秒（点④'）の間における運動エネルギーがほぼゼロとなっている。これは、図－6.7(c)に示すように、DCP モデルは DHRC 柱からなるピロティ層の復元力が低いかつ負勾配であり、運動エネルギーはほぼ増加しないことから、この間の地動変位分はそのまま質点の地面に対する相対変位になる。そのため、図－6.8d)に示すように、地震力による入力エネルギーは増加を続け、点④'（6.70 秒）で、DHCP モデルよりさらに大きいピーク応答（-2.5%）に到達している。

このように、半波の強いパルス性を有する地震動に対しては、高い第 3 勾配を有する DHCP モデルは大変形領域における高い復元力が効果を発揮し、DCP モデルより早く最大応答に到達し、除荷を始めるとともに、除荷過程で復元力に蓄えられたエネルギー量を速やかに放出し、入力エネルギーを低減させる。このようなドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ構造の応答特性を「ブレーキ効果」と呼ぶものとする。

6.4.2 地震総エネルギー入力とエネルギー消費量

解析に用いた全地震入力ケースのそれぞれについて、応答解析が終了した時点での地震



図－6.9 地震総エネルギー入力量 E_T

総エネルギー入力量 E_T の比較を図-6.9 示す。図-6.9 より分かるように、地震総エネルギー入力量 E_T は建物の固有周期と地震波固有の特性以外に、ピロティモデルにおけるピロティ層の履歴性状にも影響される。同じ地震波入力に対して、IKMF3 波 $PGV \geq 100 \text{ kine}$ のケースおよび UMTA3 波 $PGV \geq 150 \text{ kine}$ のケースでは、パルス性地震動入力を受ける際の顕著な「ブレーキ効果」により、DHCP モデルの入力エネルギー量 E_T は DCP モデルのそれより小さくなっている。それ以外の地震波入力ケースでは、いずれも総入力エネルギー量が 500 kNm 程度以上になると、DHCP モデルへの入力エネルギー量 E_T は DCP モデルより大きくなる傾向が見られる。これは、DHCP モデルでは弾性ひずみエネルギーと運動エネルギーが累積しやすく、減衰によって消費される前に、応答の振幅が DCP モデルより大きくなり、さらに多くのエネルギー入力を誘発したと考えられる。

全入力ケースにおいて、地震入力終了時における復元力によるエネルギー消費量 E_s の比較を図-6.10 に示す。図-6.10 より分かるように、同じ地震波入力に対して、IKMF3 波 $PGV \geq 100 \text{ kine}$ のケースおよび UMTA3 波 $PGV \geq 150 \text{ kine}$ のケースでは、DHCP モデルの E_s は DCP モデルのそれより小さくなっているが、それ以外のケースにおいては、両モデルがほぼ同等あるいは DHCP モデルの方が DCP モデルよりやや大きくなっている。

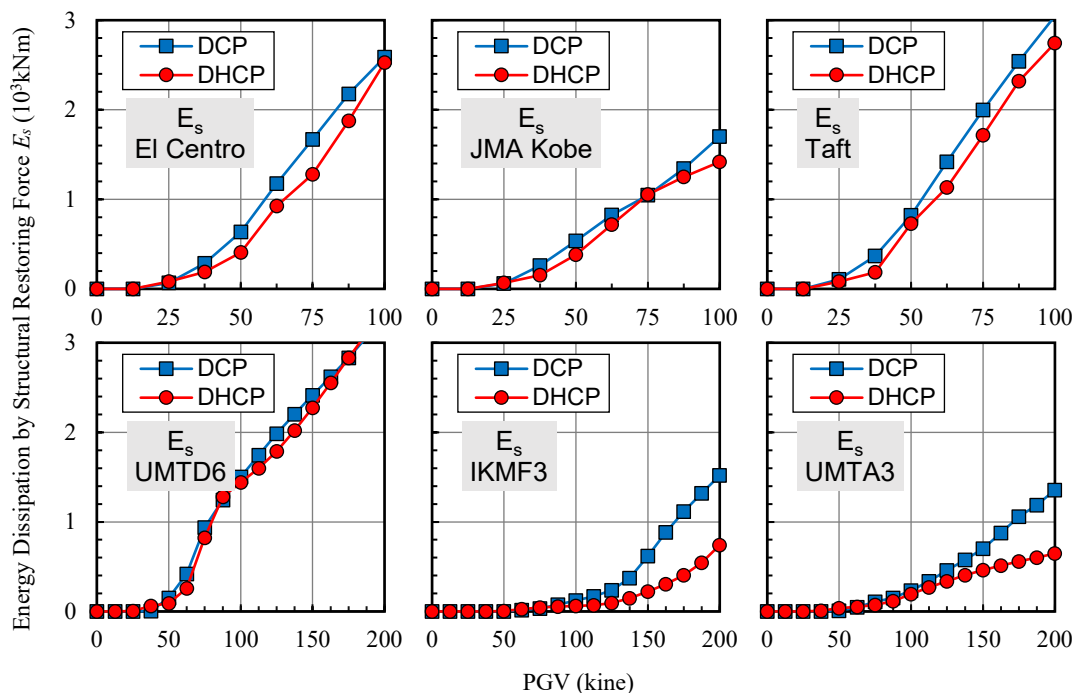


図-6.10 復元力によるエネルギー消費量 E_s

全入力ケースにおける応答最大運動エネルギー $_{\max} E_k$ の比較を図-6.11 に示す。運動エネルギーは質点の運動速度の二乗と線形関係にあるため、指標 $_{\max} E_k$ は応答中の最大速度の状態を間接的に表している。図-6.11 に示すように、IKMF3 波の全ケースおよび UMTA3 波 $PGV \geq 175 \text{ kine}$ のケースでは、DHCP モデル応答の $_{\max} E_k$ が DCP モデル応答の $_{\max} E_k$ よりやや

小さいが、それ以外のケースにおいては、DHCP モデルの方が DCP モデルより大きい結果となっている。長いパルス周期を有するこの2波の入力に対しては、「ブレーキ効果」により最大運動エネルギーの増加が抑えられたものと考えられる。同じパルス性地震波である UMTD6 波入力の場合は、PGV=75kine より大きい入力ものとなると、DHCP モデルの $\max E_k$ の PGV に対する上昇勾配が他のケースと比べて急激な増大傾向を示す。UMTD6 波の波形の性質を見ると、パルス周期が最も短く、図-6.2に見られるように、単純な半波のパルスタイプではなく、高周波数成分も多く含んでいる。これらの要因で「ブレーキ効果」を十分発揮させることができず、El Centro PGV=75kine 入力ケースのようなひずみエネルギーと運動エネルギーが溜まりやすい挙動を生じたと推測できる。ドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ構造の応答特性に影響するパルス性地震動の周期および位相特性による影響をさらに調べる必要がある。

減衰によるエネルギー消費量 E_h は応答中の運動速度と振動の持続時間を総合的に評価するのに有効であると考えられる。全入力ケースについて、応答終了時における減衰力によるエネルギー消費量 E_h の比較を図-6.12 に示す。IKMF3 波および UMTA3 波ケースでは、 E_h の大きさは他の入力波ケースのそれより小さい。DHCP モデルの E_h と DCP モデルのそれとの差も小さい。他のケースでは、50kine 以上のレベルから、DHCP モデルの E_h は DCP モデルのそれより大きくなり、両者の差は地震波の PGV の増大に伴って拡大する傾向が見られる。最大運動エネルギーの PGV に伴う変化の傾向と合わせてみると、DHCP モデルの方が DCP モデルより振幅（層間変形角）が大きくなるとともに、より長く振動する傾向にある。応答中の運動エネルギーを低減させ、間接的に最大応答を抑えるのことを考えた場合には、粘性減衰型ダンパーの導入等が有効であると推測できる。

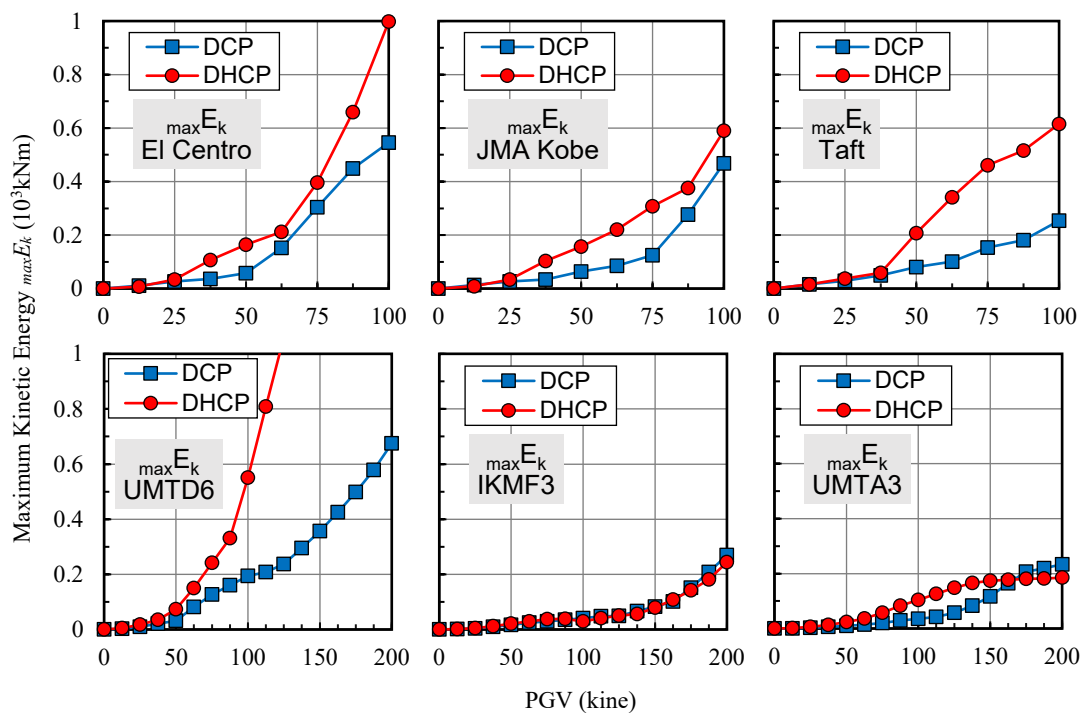


図-6.11 応答最大運動エネルギー $_{max}E_k$

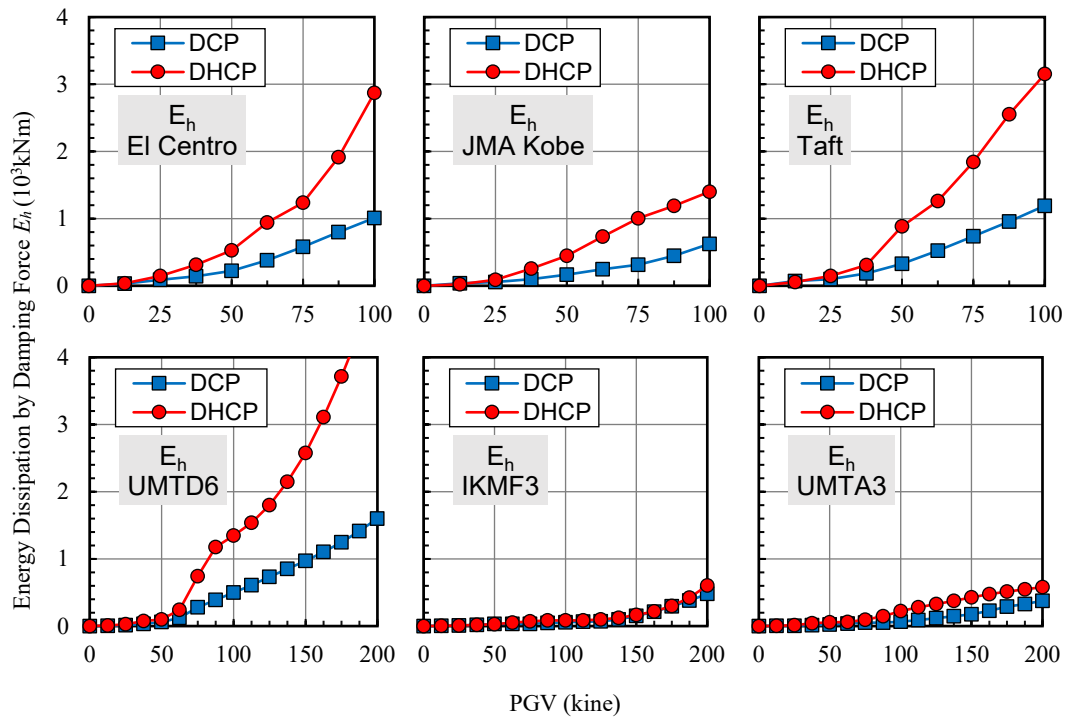


図-6.12 減衰力によるエネルギー消費量 E_h

6.5 まとめ

エネルギーの釣り合いに基づいて、第3章と第5章で述べた応答解析結果について再考察し、ドリフト硬化型 RC 柱と靱性型 RC 柱の履歴性状の違いによる地震エネルギー消費の時刻歴とピロティ層層間変形角の履歴応答との関係性、およびエネルギーの入力と消費量の特性を調べた。得られた知見は下記の通りである：

- (1) 各質点における慣性力、構造部材による反力、減衰力、及び変位、速度、加速度の水平方向成分のみを抽出し、各エネルギー量を算定した結果、検討対象骨組みモデルにおいてエネルギー入力量が消費量とほぼ一致する結果により、応答エネルギー特性を評価するのに水平方向応答のみを考慮すれば十分であるものと考えられる。
- (2) ドリフト硬化型 RC 柱においては、高い第3勾配と原点指向型に近い除荷勾配を有する履歴特性により、層間変形角 1%を超える領域における正負繰り返しの応答においては、復元力による弾性ひずみエネルギーと運動エネルギーを溜め込みやすいため、DHCP モデルのピロティ層における層間変形角応答が正負両側でほぼ均等に生じし、振動の継続時間が長く、最大層間変形角が靱性型 RC 柱を有する DCP モデルのそれより大きくなる傾向がある。
- (3) ドリフト硬化型 RC 柱は、履歴性状モデルにおける第3勾配が高いため、半波の強いパルス波入力においては、靱性型 RC 柱より小さな変形のもとでより早くピークに到達し、エネルギー入力を低減させる「ブレーキ効果」を確認できる。この「ブレーキ効果」は、第5章の解析結果で見られた、パルス波を受けるドリフト硬化型 RC 柱からなるピロティ層は靱性型 RC 柱からなるピロティ層より最大層間変形角応答を小さく抑制できるという現象がエネルギーの釣り合いに基づく解釈である。
- (4) ピロティ層の最大応答層間変形角が 1%を超える応答変形領域では、DHCP モデルの最大運動エネルギーは靱性型 RC 柱を用いた DCP モデルのそれより大きくなるケースが多い。従って、応答最大運動エネルギーを低減させ、ピロティ層の最大層間変形角を抑えるために、粘性減衰型ダンパーを併用することが有効であると推測できる。

参考文献

- [6-1] G.W. Housner: Behavior of Structures during Earthquakes. Journal of the Engineering Mechanics Division (ASCE), Vol.84, Issue4, pp109-190, Oct. 1959
- [6-2] 加藤勉, 秋山宏: 強振による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷, 日本建築学会論文報告集, Vol.235, pp.9-18, 1975.9
- [6-3] 堀則男, 井上範夫, 柴田明德: 鉄筋コンクリート造建物の地震時エネルギー応答性状および最大塑性率とエネルギー消費に基づく所要耐力の検討, 日本建築学会構造系論文集, No.481, pp.17-25, 1996.3
- [6-4] 花井伸明, 市之瀬敏勝, 神林宏之: 層降伏型 RC ピロティ建物の応答変位予測, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.1153-1158, 1999.7
- [6-5] 中村友紀子, 壁谷澤寿海: RC 構造の地震時最大塑性応答変形のエネルギー入力速度による推定, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.251-256, 1996.7
- [6-6] 中村孝也, 堀則男, 井上範夫: 瞬間入力エネルギーによる地震動の破壊特性評価と応答変形の推定, 日本建築学会構造系論文集, No.513, pp.65-72, 1998.11
- [6-7] 向井智久, 衣笠秀行, 野村設郎: エネルギー入力速度概念に基づく RC 造ピロティ建物の設計手法, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.25-30, 2002.7
- [6-8] 向井智久, 菊本衛, 衣笠秀行, 野村設郎: 地震時繰り返し挙動を考慮したエネルギー釣合手法に基づく層崩壊型 RC 構造物の最大応答変形予測, 日本建築学会構造系論文集, No.563, pp153-159, 2003.1
- [6-9] 小川厚治, 井上一郎, 中島正愛: 損傷に寄与する地震入力エネルギーに関する考察, 日本建築学会構造系論文集, No.530, pp.177-184, 2000.4

第 7 章

結論と今後の課題

7.1 結論

本論文では、RC 造ピロティ形式建築物に対して、高いレジリエンスを付与し、安全で安定的な居住空間を提供できる構造形式として活用を推進していくために、ドリフト硬化型柱を RC 造ピロティ形式建築物の 1 階柱として用いる構造計画を提案したうえ、非線形漸増動的解析 (IDA) を行うことによって、提案する構法によるピロティ構造物の地震応答特性を解明するとともに、靱性型 RC (DRC) 柱を用いたピロティ構造の応答特性との比較を行うことによって、DHRC 柱を用いたピロティ構造のレジリエンス性を検証することを目的としている。

本論の第 2 章から第 6 章までの各章で得られた知見を以下に記し、本論の結論とする。

第 2 章では、ドリフト硬化型 RC 柱部材のモデル化手法を示し、静的繰り返し載荷実験の結果に対して再現解析により構築した手法の精度を検証した。得られた知見を下記のとおりである。

- (1) 提案した OpenSees に組み込む FBBC 要素モデルは、部材角 4.0%までの範囲でドリフト硬化型 RC 柱部材の繰り返し履歴性状を比較的精度よく、安全側 (10%~20%) に追跡することができる。
- (2) FBBC 要素のヒンジ領域における柱断面の曲げ性状を模擬する Hysteretic Material に用いる除荷剛性係数 κ の値を 0.4~0.7 の間に仮定し、SBPDN 鉄筋の付着すべり性状を考慮した断面解析結果の各載荷サイクルにおける残留曲率と FBBC 要素モデルの再現解析結果における残留曲率との RSS が最小となるように除荷剛性係数の値を決めれば、FBBC 要素モデルは DHRC 柱の残留部材角を比較的精度よく表現できる。
- (3) DHRC 柱モデル用の除荷剛性係数の最適値には V-R 関係における第 3 次勾配と相関が見られ、第 3 次勾配が高いほど小さい値を取る傾向にある。柱に作用する軸力が高いほど、せん断スパン比が大きいほど、大変形域における P- Δ 効果の影響が顕著となるので、第 3 次勾配は小さくなる。つまり、軸力が高く、せん断スパン比が大きい柱の除荷剛性係数はより高い値を取ることが分かる。

第 3 章では、6 階建て単スパンの層崩壊型純ピロティ形式建築物を対象に、ドリフト硬化型 RC 柱を用いた場合と同じ部材寸法及び配筋量を有する普通異形鉄筋を主筋に用いた靱性型 RC 柱をピロティ柱に用いた場合の二つのピロティモデルに対して非線形の動的漸増

解析を行い、両者の応答解析結果の比較を通して、ドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ形式の建築物の動的応答特性を調べた。得られた知見は下記の通りである。

- (1) ドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ形式建築物は強い地震入力を受けても残留変形を非常に小さく抑えることができ、従来の靱性型 RC 柱を有するピロティ形式建築物より大地震時の復元性が高い。
- (2) ドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ層の高い復元性は、ピロティ層を構成するドリフト硬化型 RC 柱自身の静的履歴性状で見られた残留変形が小さい特性だけでなく、動的 shake-down 効果による残留変形の低減効果も一因である。
- (3) 一般に、ドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ層は柱の繰り返し履歴によるエネルギー吸収性能が低いことから、同等の配筋率を有する靱性型 RC 柱を有するピロティ層より最大応答層間変形角が大きい。しかしながら、パルス性の強い JMA Kobe 波を受ける場合は、PGV $\geq$ 50kine 入力時には、DHCP ピロティモデルの最大層間変形角応答は DCP ピロティモデルのそれより小さく抑制できる。
- (4) DHCP モデルでは、DCP モデルと比較して、上層部のピロティ層に近い層における層せん断力応答が大きく生じることから、ドリフト硬化型 RC 柱をピロティ層に用いる際に、大変形領域までピロティ層のレジリエンス性を保つためには、上層部の連層耐力壁にはより大きな保有耐力が求められる。
- (5) 上層部の耐力壁は十分な保有耐力を有しない場合、ドリフト硬化型 RC 柱からなるピロティ層は構造上の弱点層とならず、低層ピロティ形式建築物の利用促進に寄与できると思われる。ただし、解析モデルにおいて、壁は弾性モデル、接合部は剛域と仮定していることはこういった挙動を限定的にしか評価しておらず、またピロティ層柱の軸力の変動幅も大きくなる傾向にあるので、本知見の妥当性検証は軸力変動の影響の十分な究明が必要とされることから、今後の課題としたい。

第4章では、第3章で検討対象とした単スパンのピロティ形式建築物を連結梁で繋ぐことによって、6階建て3スパンの中廊下を設けたピロティ建築物を計画し、連結梁の剛性と耐力が多スパンピロティ形式建築物の地震応答特性に及ぼす影響を非線形動的漸増解析によって調べた。得られた知見は下記の通りである。

- (1) 3スパンピロティモデルの変形応答は単スパンモピロティモデルのそれと同様に、建築物の水平変位はピロティ層に集中している。
- (2) ピロティ層の変形応答は、地震波形によって異なり、El Centro 波と Taft 波のケースでは、ドリフト硬化型 RC 柱を用いた DHCP-3S-LB/HB モデルのピロティ層の最大層間変形角は、靱性型 RC 柱を用いた DCP-3S-LB/HB モデルのそれより大きい。パルス性の強い JMA Kobe 波のケースでは、PGV が 50kine 以上に大きくなると、DHCP-3S-LB/HB モデルのピロティ層の最大層間変形角は、DCP DCP-3S-LB/HB モデルのそれより逆になくなっていく。一方、連結梁の剛性などがピロティ層の最大層間変形角応答に及ぼす

影響は非常に小さい。

- (3) ピロティ層の残留変形応答について、ドリフト硬化型 RC 柱を用いたピロティモデルは、地震波形の違いや連結梁の剛性などの違いの影響を受けることなく、PGV が 100kine までの極めて強い地震動を受けても、ピロティ層の残留層間変形角はゼロ近傍に抑制されており、ピロティモデルは非常に高い復元性を示している。
- (4) El Centro 波の PGV=75kine 入力に対する最大応答時における骨組みモデルの変形形状は上層部耐力壁の水平方向への並行振動の形式を示し、連結梁の剛性・耐力による影響が小さい。本解析用のピロティモデルにおけるピロティ層の水平剛性が上層耐力壁のその 1 割ほどしかないので、2 枚の上層耐力壁の変形応答がそもそも小さく、連結梁による上層部耐力壁の一体性を確保しても、ピロティ層の挙動に与える影響は小さいと考えられる。
- (5) ピロティ層における柱の軸力変動に関しては、外側柱の軸力変動は中間スパンの連結梁の剛性の影響をあまり受けないが、境界梁の剛性が大きくなると、上層部の 2 枚の耐力壁の一体性が強化され、もともと 2 枚の独立した上層壁の剛体回転に対して左右が 1 体となって回転に抵抗することになることから、中柱の軸力変動幅を低減させる傾向が見られる。知見 2)と合わせてみると、ピロティ層柱群は軸力変動による耐震性能の低下度合いが小さければ、上層耐力壁をつなぐ連結梁の断面サイズと配筋は構造規定さえ満足すれば十分であると考えられる。

第 5 章では、第 3 章で検討対象とした 2 つのピロティ形式建築物モデルに対して、卓越周期が異なる 3 つのパルス性地震動を入力地震動として動的漸増解析を行い、ドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ建築物がパルス性地震動を受けるときの非線形応答特性を考察した。得られた知見は下記の通りである。

- (1) 強いパルス性地震動を受ける場合、ドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ層は、靱性型 RC 柱を有するピロティ層よりも最大層間変形角応答を小さく抑制できるケースがある。これは、ドリフト硬化型 RC 柱の履歴性状における正の第 3 勾配が、柱なし層に片方向に大きく塑性変形が蓄積していく現象を生じにくくするためと考えられる。
- (2) 強いパルス性地震動を受けても、ドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ層は高い復元性を発揮し、最大層間変形角応答が多少偏って生じても、最大応答の経験後には片振り振動をせず、残留変形角がほぼゼロに抑制される。
- (3) ドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティモデルはパルス周期 T_p が長いほど、入力強さの増大に伴う応答変形角の増大傾向をより小さく抑制できる。
- (4) 同じ PGV に基準化された 3 波のパルス性地震波を用いた解析においては、ピロティモデルの固有周期 T_1 における加速度応答スペクトル値 $S_a(T_1)$ の差が大きかったことから、それがピロティモデルの応答結果を大きく変動させた一因になったものと考えられる。

第6章では、エネルギーの釣り合いに基づいて、第3章と第5章で述べた応答解析結果について再考察し、ドリフト硬化型 RC 柱と靱性型 RC 柱の履歴性状の違いによる地震エネルギー消費の時刻歴とピロティ層層間変形角の履歴応答との関係性、およびエネルギーの入力と消費量の特徴を調べた。得られた知見は下記の通りである。

- (1) 各質点における慣性力、構造部材による反力、減衰力、及び変位、速度、加速度の水平方向成分のみを抽出し、各エネルギー量を算定した結果、検討対象骨組みモデルにおいてエネルギー入力量が消費量とほぼ一致する結果により、応答エネルギー特性を評価するのに水平方向応答のみを考慮すれば十分であるものと考えられる。
- (2) ドリフト硬化型 RC 柱においては、高い第3勾配と原点指向型に近い除荷勾配を有する履歴特性により、層間変形角 1%を超える領域における正負繰り返しの応答においては、復元力による弾性ひずみエネルギーと運動エネルギーを溜め込みやすいため、DHCP モデルのピロティ層における層間変形角応答が正負両側でほぼ均等に生じし、振動の継続時間が長く、最大層間変形角が靱性型 RC 柱を有する DCP モデルのそれより大きくなる傾向がある。
- (3) ドリフト硬化型 RC 柱は、履歴性状モデルにおける第3勾配が高いため、半波の強いパルス波入力においては、靱性型 RC 柱より小さな変形のもとでより早くピークに到達し、エネルギー入力を低減させる「ブレーキ効果」を確認できる。この「ブレーキ効果」は、第5章の解析結果で見られた、パルス波を受けるドリフト硬化型 RC 柱からなるピロティ層は靱性型 RC 柱からなるピロティ層より最大層間変形角応答を小さく抑制できるという現象がエネルギーの釣り合いに基づく解釈である。
- (4) ピロティ層の最大応答層間変形角が 1%を超える応答変形領域では、DHCP モデルの最大運動エネルギーは靱性型 RC 柱を用いた DCP モデルのそれより大きくなるケースが多い。従って、応答最大運動エネルギーを低減させ、ピロティ層の最大層間変形角を抑えるために、粘性減衰型ダンパーを併用することが有効であると推測できる。

7.2 今後の課題

本論ではドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ形式建築物の最大応答、残留変形角、エネルギーの釣り合いなどの地震応答指標を調べ、ピロティ形式建築物の非線形応答特性を明らかにした。しかしながら、DHRC 柱で支持するピロティ形式建築物の実用化を図るためには、ドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ形式建築物の地震応答特性に関する更なる知見の蓄積が望ましい。具体的には、下記の4項目の検討を今後の研究課題としたい。

- (1) 本論の検討対象は、層崩壊機構を有する6階建ての低層純ピロティ形式建築物に絞り、ピロティ層の剛性率を0.1程度に限定した。しかしながら、ピロティ形式建築物の地震応答特性に係わる重要な変数である階数や剛性率の影響については検討していない。本論で明らかにした、ドリフト硬化型 RC ピロティ形式建築物の地震応答特性を一般化して説明するために、検討対象のピロティ形式建築物の階数や剛性率などの影響を考慮に入れたパラメトリック検討を行う必要がある。
- (2) 地震応答解析に用いたピロティ層柱部材のモデルに関しては、柱の塑性ヒンジ領域における断面の軸方向と曲げ方向に、それぞれ弾性軸剛性およびトリリニアール化した曲げモーメント-曲率関係を用いて表現した。このような曲げモーメント-曲率関係は一定軸力下の静的繰返し部材解析結果に基づくもので、地震応答時の軸力変動による軸剛性および曲げ耐力への影響を考慮できない。したがって、変動軸力の影響を考慮できる柱モデルの構築が必要であると考えられる。
- (3) 上層耐力壁のモデルは部材断面のせん断と曲げに対する初期剛性を有する弾性モデルを用いている。しかしながら、水平耐力が変形の増大に伴って上昇し続けるドリフト硬化型 RC ピロティ層の履歴特性を考慮すれば、上層耐力壁にはより大きい保有せん断耐力を必要とする。従って、上層耐力壁の保有耐力が不十分な場合には、耐力壁のモデル化においても、塑性変形の影響を考慮し、壁の塑性化に伴うピロティ建築物の全体地震応答の特性を明らかにすることが重要な課題であると考えられる。
- (4) 本論の応答解析に用いた地震波は、El Centro 波、JMA Kobe 波、および Taft 波の三つの記録波とパルス性を持つ設計用人工地震波である。発生確率が高まりつつある南海トラフを震源とする巨大地震による持続時間の長い長周期地震動に対して、ドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ形式建築物の応答性状についても今後さらに解明を進める必要がある。

発表論文リスト

本論は主に以下の論文からなっている。

- ・ 竹内崇, 溝口颯人, 袁士宇, 孫玉平: 動的な水平力を受ける付着強度の低い超高強度鉄筋を主筋に用いた RC 柱の耐震性能の検証, コンクリート工学年次論文集, Vol.44, No.2, pp.385-390, 2022.7
- ・ 袁士宇, 竹内崇, 孫玉平: ドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ建築物の地震応答特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.44, No.2, pp.91-96, 2022.7
- ・ 袁士宇, 中山輝郁, 竹内崇, 孫玉平: パルス性地震動を受けるドリフト硬化型 RC 柱を有するピロティ建築の応答特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.45, No.2, pp.67-72, 2023.7

謝 辞

本論文は、著者が神戸大学大学院工学研究科建築学専攻の博士課程後期課程に在籍中にわたる研究成果をまとめたものであります。長い間に多くの方々より暖かいご指導、ご協力をいただきました。ここに記して謝意を表します。

著者の恩師であられる神戸大学大学院教授孫玉平先生には、指導教官として本研究に取り込む機会を与えていただき、その遂行にあたって終始変わらぬ親切丁寧なご指導、ご鞭撻を下さいました。研究という長い旅におきまして、度々途方に暮れる著者に的確な方向性をご提示いただきながらも、できるだけ著者自身で自由に取り込むように暖かく見守って下さいました。また、本論の執筆にあたり、ご多忙にもかかわらず、お時間を惜しまず丁寧にご添削をいただきました。先生から「物事に対して細かいところだけに拘らず俯瞰的な視点で見てください」など、数々のご教示をいただきました。肝に銘じて、今後の人生を歩んで参ります。ここに謹んで感謝の意を申し上げます。

神戸大学大学院工学研究科教授向井洋一先生には、副査として論文内容や構成に関する貴重なご意見をいただき、論文執筆の細部にわたり丁寧にご指導をいただきました。拙論のご斧正をいただいたおかげで、研究内容に対する理解をより一層深めることもできました。ここに心より感謝の意を申し上げます。

神戸大学都市安全研究センター准教授藤永隆先生には、副査として論文内容や執筆について丁寧にご指導をいただき、今後の研究につながる貴重なご討論、ご助言までいただきました。また、日頃から心強いお言葉で著者を励まして下さいました。ここに心から感謝の意を申し上げます。

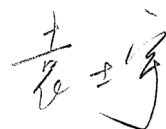
神戸大学大学院准教授竹内崇先生には、共同研究者として、日々の研究生生活において研究の進み方から論文のご添削まで多岐にわたり貴重なご指導、ご助言をいただきました。ここに深く感謝を申し上げます。

大学院をともに過ごした孫・藤永・竹内研究室の卒業生・在学生の皆様のおかげで、刺激を頂きながら楽しい研究生生活を送ることができました。山野一樹氏を始めとする解析組の後輩諸君には、解析プログラムの勉強や研究に対する議論をたくさん付き合ってもらいました。孫研究室の後輩である中山輝郁氏には、本論の第5章における解析の実行に協力をいただきました。ここに謝意を表します。

公益財団法人加藤朝雄国際奨学財団ならびに神戸大学外国人留学生後援会には、経済的なご支援を戴きました。ここに記して感謝を申し上げます。

最後に、著者のわがままを許し、勉学・研究に専念できる環境を与え、暖かく見守ってくれた両親に心より感謝の念に堪えません。本当にありがとうございました。

涙こぼしながら5年半の歳月を振り返ると、たくさんの方のお蔭でかけがえのない経験をさせていただきました。これからたくさん恩返しすると誓い、拙論を閉じさせていただきます。



2023年7月14日

神戸大学博士論文

「ドリフト硬化型柱を用いたRC造ピロティ形式建築物の地震応答特性」全109頁

提出日 2023年7月14日

本博士論文が神戸大学機関リポジトリ**Kernel**にて掲載される場合、掲載登録日（公開日）はリポジトリの該当ページ上に掲載されます。

©袁士宇

本論文の内容の一部あるいは全部を無断で複製・転載・翻訳することを禁じます。