The University of Osaka
Institutional Knowledge Archive

Title	低降伏点円形鋼管を用いた間柱支持せん断履歴型ダンパー付き鋼構造骨組の地震応答性状
Author(s)	金, 眞佑
Citation	大阪大学, 2016, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.18910/59592
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

https://ir.library.osaka-u.ac.jp/

The University of Osaka

博士学位論文

低降伏点円形鋼管を用いた間柱支持せん断履歴型ダンパー付き鋼構造骨組の地震応答性状

金　　眞　佑

2016 年 7 月

大阪大学大学院工学研究科

目次

第１章　序論 1
1.1　本研究の背景と目的 1
1.2　せん断履歴型ダンパーに対する既往の研究 2
1.3　論文の概要 5
参考文献 6

第２章　低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状 9
2.1　序 9
2.2　実験概要 9
2.2.1　試験体と機械的性質 9
2.2.3　測定方法と載荷方法 11
2.3　全塑性せん断耐力と弾性剛性の算定 12
2.3.1　全塑性せん断耐力の算定 12
2.3.2　弾性剛性の算定 14
2.4　実験結果及び考察 14
2.4.1　せん断力と平均せん断変形角の関係 14
2.4.2　耐力上昇率と累積塑性せん断変形角の関係 18
2.4.3　累積塑性変形倍率 22
2.4.4　疲労曲線 23
2.5　FEM 解析 25
2.5.1　解析概要 25
2.5.2　せん断力と平均せん断変形角の関係（ケース 1） 26
2.5.3　アスペクト比と相当塑性歪の関係（ケース 1） 27
2.5.4　径厚比と相当塑性歪の関係（ケース 2） 28
2.6　結 29
参考文献 30

第３章　２方向載荷を想定した低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状 31
3.1　序 31
3.2　実験概要 32
3.2.1　試験体と載荷方法 32
3.3　実験結果及び考察 33
3.3.1　せん断力と平均せん断変形角の関係 33
3.3.2　耐力上昇率と累積塑性せん断変形角の関係 35
3.3.3　累積塑性変形倍率 38
3.4　結 39
参考文献 40

第４章　間柱支持された低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状 41
4.1　序 41
4.2　実験概要 41
4.2.1　試験体と設計方法 41
4.2.2　試験体の機械的性質 44
4.2.3　載荷方法 45
4.3　実験結果及び考察 46
4.3.1　せん断力と平均せん断変形角の関係 46
4.3.2　耐力上昇率と累積塑性せん断変形角の関係 49
4.3.3　累積塑性変形倍率 50
4.3.4　疲労曲線 51
4.4　FEM 解析 52
4.4.1　解析概要 52
4.4.2　接合プレートとエンドプレートの影響（ケース 1 とケース 2） 54
4.4.3　構面外に作用する力の影響（ケース 3） 55
4.5　結 56
参考文献 57

第５章　間柱支持低降伏点円形鋼管ダンパー付き骨組の設計と地震応答性状 59
5.1　序 59
5.2　円形鋼管ダンパーの履歴モデル 59
5.2.1　断面置換 59
5.2.2　IKRO モデルの概要 61
5.2.3　実験結果との比較 64
5.3　地震応答解析概要 67
5.3.1　骨組の選定 67
5.3.2　地震応答解析パラメータと解析条件 77
5.4　地震応答解析結果 78
5.4.1　最大層間変形角 78
5.4.2　塑性吸収エネルギーの分布 80
5.4.3　ダンパー変形性能の検証 82
5.5　結 84
参考文献 85
第６章　結論 87

発表論文 91

謝辞 93

第 1 章　序論

1.1　本研究の背景と目的

日本は世界有数の地震国であり，過去の地震による建物の被害を教訓として耐震設計手法や技術が日増しに進歩し続けている．特に 1995 年兵庫県南部地震の被害 [1.1)]により人命保護という従来の安全目標に加えて，財産価値などを保護する観点から建物の修復性が重要視されるようになってきている．さらに，今後，首都直下型地震や南海トラフ地震の巨大地震の発生が懸念されており，地震後にも建物に限られた箇所のみ補修して利用可能とする機能維持を目標とし，建物に対して耐震性能の把握，要求性能を満足する性能設計が望まれる．平成 17 年 9 月にエネルギーの釣合いに基づく耐震計算法 [1.2)]が施行され，エネルギー吸収部材の性能を陽に評価した建築物の設計に対する法整備が進んでおり，エネルギー吸収部材を用いたパッシブ制振構造の一層の普及が進んでいる．

地震時，建物に投入される地震エネルギーは，建物の固有周期が同じであればエネルギー吸収部材の有無によらずほぼ一定であり，建物にエネルギー吸収部材を適切に配置することにより建物の振動を減衰させることができる．エネルギー吸収部材の一種として，鋼材を用いた履歴型ダンパーがある．図 1.1.1 と図 1.1.2 に履歴型ダンパーの設置例を示す．履歴型ダンパーは軸降伏型，せん断降伏型などの降伏形式により分類される．軸降伏型とせん断降伏型履歴型ダンパーは，鋼材の軸降伏とせん断降伏して塑性変形を繰返すことで地震エネルギーを吸収し，柱・梁などの重要部材に発生する応答変位及び作用力が低減することにより主体骨組の損傷を緩和する．そのため，履歴型ダンパーには普通鋼より先行降伏し，同程度以上の剛性と高変形性能を有する低降伏点鋼が用いられることが多い[例えば 1.3)~1.4)]．軸降伏型は，ブレース材の材軸方向の伸縮によって地震エネルギーを吸収し，座屈防止のため鉄骨ブレースの外側に鋼管及びモルタルなどで拘束することが多い．そのため，部材の構成が複雑であり，地震で損傷を受けた場合に内部の状況を把握できない．一方，せん断降伏型は軸降伏型と比べ構成が単純であり，外観で損傷部位の確認ができることからメンテナンス及

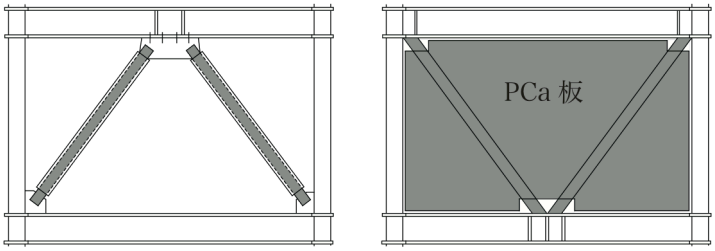


図 1.1.1　軸降伏型履歴ダンパーの設置例

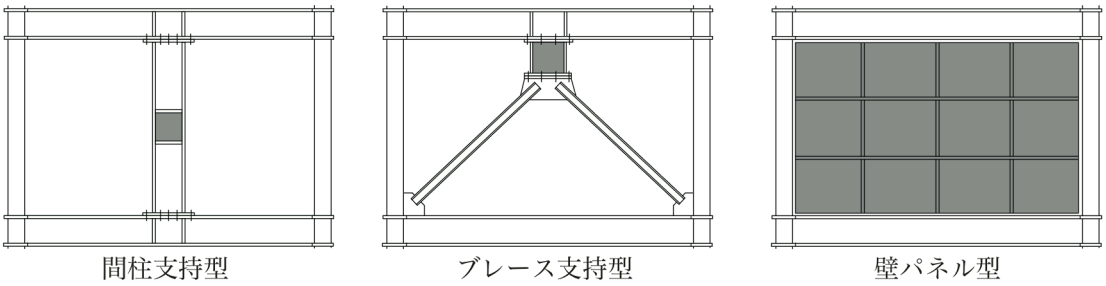


図 1.1.2　せん断降伏型履歴ダンパーの設置例

び交換が比較的に容易である利点がある．せん断降伏型は図 1.1.2 に示すように間柱支持型・ブレース支持型・壁パネル型などがある．ここで間柱支持型に着目すると，柱・梁に間柱を介してダンパー（せん断履歴型ダンパー）が配置され，他の場合より平面計画における自由度を比較的に損なわないなどの利点がある．このようなせん断型履歴ダンパーには H 形断面が一般的に使われている（以下，H 形せん断パネルダンパーと称する）．

H 形せん断パネルダンパーは，ウェブの板要素のせん断変形により安定した紡錘形の履歴性状を得るものである．しかし，せん断変形及び累積塑性せん断変形が過大になるとパネルのせん断座屈，フランジ端部の局部座屈などが発生することより十分なエネルギー吸収能力が得ることができない．また，板厚が薄いパネルにせん断座屈が発生する場合，繰返し載荷によって張力場の方向が逆転することによりせん断変形角 0 の近傍で履歴性状が一時的に不安定となるピンチング現象が起こり，安定した紡錘形の履歴性状を失う場合がある．この不利なことを補完するため，H 形せん断パネルダンパーのパネルにはスチフナやリブを適切な間隔で溶接し補強する．しかし，この補強を行うことにより工数の増大，鋼材量の増加，製作性の悪化などのデメリットが生じる．これを克服するため，製作性及び経済性が高いかつ，高変形性能が発揮できる新たなせん断降伏型履歴型ダンパーの開発が必要となる．

本研究では，せん断履歴形ダンパーとして低降伏点円形鋼管を用いたせん断履歴型ダンパーを使用し，間柱支持形として架構内に設置され構面内の力を受ける場合を対象とする．円形鋼管を用いたせん断履歴型ダンパー（以下，低降伏点円形鋼管ダンパーと称する）を履歴型ダンパーとして骨組内で有効に機能するためには以下の項目を検証することが重要となる．

1）ダンパー単体の力学性状

2）間柱支持されたダンパーの力学性状と隣接する部材との相互関係

3）ダンパー付骨組の地震応答性状

また，以上の一連の項目について全塑性せん断耐力と弾性剛性が等しい H 形せん断パネルダンパーの場合との比較・検討を行うことにより低降伏点円形鋼管ダンパーを履歴型ダンパーとしての有効性を確認し，設計者に幅広い選択肢を提供することで設計の自由度を高め，制振構造の一層の普及を図ることを目的とする．

なお，低降伏点円形鋼管ダンパー単体は，H 形せん断パネルダンパーと比べて，外力に対する方向性がないという特徴がある．そのため，将来的には免震層や橋脚など任意方向への変位が生じるような場所への適用も期待される．このことから，多方向載荷に対する円形鋼管ダンパーの力学性状を把握する必要があり，その実用化に寄与する基礎的な情報を得ることを目的とする．

1.2　せん断履歴型ダンパーに対する既往の研究

図 1.2.1 に間柱支持せん断履歴型ダンパーの変形状態を，図 1.2.2 に H 形せん断パネルダンパーと低降伏点円形鋼管ダンパーを示す．間柱支持せん断履歴型ダンパーは柱・梁に間柱を介して階高のほぼ中央位置に配置され，大梁から間柱を通じてせん断履歴ダンパーにせん断力を伝達する．このせん断履歴型ダンパーには通常，上・下エンドプレートと左・右フランジに囲まれるパネルのせん断変形によって地震エネルギーを吸収する H 形せん断パネルダンパーが用いられる．そのため，パネルには大きな塑性変形能力が要求され，パネルには低降伏点鋼を用いられることが多い（図 1.2.2 左の灰色）．また，H 形せん断パネルダンパーは，パネルにスチフナ補強とし（図 1.2.2 左参

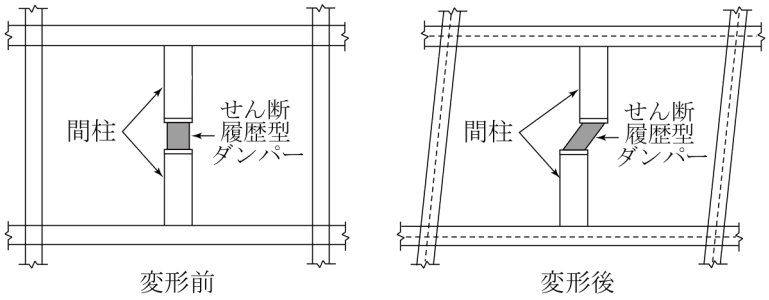


図 1.2.1　間柱支持せん断履歴型ダンパーの変形状態

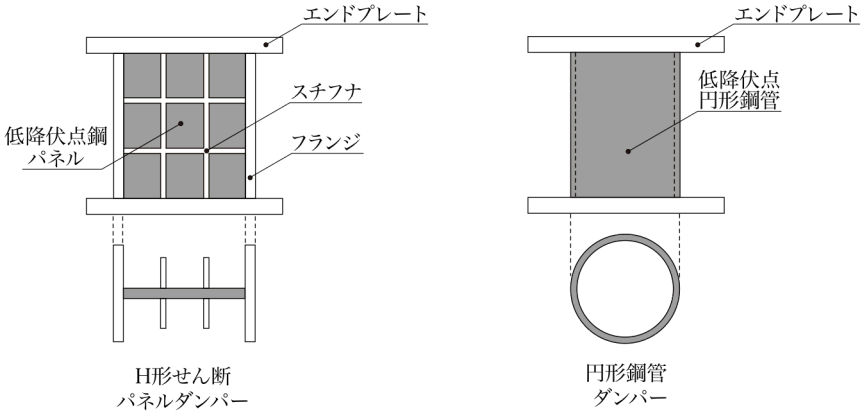


図 1.2.2　H 形せん断パネルダンパーと低降伏点円形鋼管ダンパー

照)，高い塑性変形性能を確保する場合がある．以下に H 形せん断パネルダンパーに関する既往の研究例を示す．

○　無補強 H 形せん断パネルダンパーの力学性状に関する研究

玉井ら [1.5]は，K 型ブレース架構に対してブレースと梁の交差部に挿入される降伏応力度 100N/mm² の低降伏点パネルを対象とし，パネル単体に単調載荷・漸増載荷・定常振幅載荷を行い，それの力学特性を検討した．三山ら [1.6]は，降伏応力度 100N/mm² の H 形せん断パネルダンパーに対して漸増載荷を行い，パネルの幅厚比が変形性能に及ぼす影響について報告した．古賀ら [1.7]は低降伏点鋼パネルが SS400 材の左・右フランジに溶接接合される H 形せん断パネルダンパーに対して，フランジ幅と焼鈍処理の有無が力学性状に及ぼす影響を検討した．嶋脇ら [1.8]は，鉄骨造弱小骨組模型に間柱支持として挿入される H 形せん断パネルダンパーに対して，載荷速度とパネルの鋼種（降伏応力度 100N/mm² の低降伏点鋼と SS400 材）の影響を検討した．佐々木ら [1.9]は，パネルの降伏応力度 100N/mm² の H 形せん断パネルダンパーに対して，定常振幅載荷を行い軸力の影響について検討した．田中ら [1.10]は，パネルの鋼種が異なる（降伏応力度 100N/mm² と 235N/mm² の低降伏点鋼と SS400 材）H 形せん断パネルダンパーについて漸増載荷を行い，パネル鋼種の影響について検討した．佐藤ら [1.11]は，パネル降伏応力度 100N/mm² の H 形せん断パネルダンパーに対して定常振幅載荷を行い載荷速度の影響について検討した．須賀ら [1.12]は，パネル鋼種（降伏応力度 125N/mm² の低降伏点鋼と SS 材）が異なる H 形せん断パネルダンパーに対して単調・漸増載荷を行い，パネルの鋼種と幅厚比の影響について検討した．

○　スチフナ補強された H 形せん断パネルダンパーの力学性状に関する研究

佐分利ら[1.13]は，パネル降伏応力度 125N/mm^2 の H 形せん断パネルダンパーに対して，漸増載荷を行い，スチフナ補強により変形性能が高くなることを確認した．田中ら[1.14]は，間柱及び K 型ブレースを介して配置されるパネル降伏応力度 100N/mm^2 の H 形せん断パネルダンパーを対象とし，漸増載荷を行い，スチフナ補強有無の影響を検討した．また，実験結果に基づき，換算幅厚比を用いてダンパーの最大耐力と累積塑性せん断変形角を予測した．小野ら[1.15]は，パネル降伏応力度 100N/mm^2 の H 形せん断パネルダンパーに対して漸増載荷を行い，スチフナ補強有無とパネル幅厚比の影響を確認した．吉永ら[1.16]は，降伏応力度が 225N/mm^2 のパネルにスチフナ補強した H 形せん断パネルダンパーに対して，定常振幅載荷重を行い，載荷速度の影響を検討した．

○　H 形せん断パネルダンパーの疲労寿命に関する研究

田上ら[1.17]は，パネル降伏応力度 100N/mm^2 の H 形せん断パネルダンパーに対して定常振幅載荷を行い，載荷速度による疲労寿命を予測した．堀江ら[1.18]はパネルの降伏応力度が 100N/mm^2 の H 形せん断パネルダンパーに対して定常振幅・ランダム振幅載荷を行い，幅厚比による疲労寿命を予測した．成原ら[1.19]と玉井ら[1.20]は，パネルが無補強・スチフナ補強の定常振幅載荷した H 形せん断パネルダンパーを対象とし，等価幅厚比及び基準化幅厚比を用いて疲労寿命を予測した．

○　H 形せん断パネルダンパーの履歴モデルに関する研究

奥本ら[1.21]は，スチフナ補強されたパネルの降伏応力度が 130N/mm^2 の H 形せん断パネルダンパーに対して，定常振幅載荷を行い載荷速度の影響を検討し，Bi−Linear モデルを用いて実験結果を追跡した．桑原ら[1.4]はパネル降伏応力度が 225N/mm^2 の H 形せん断パネルダンパーに対して，漸増・漸減載加実験を行いパネルの幅厚比とフランジ厚の影響を検討し，IKRO モデルを用いて実験結果を追跡した．藤本ら[1.22]は，パネルの降伏応力度が 100N/mm^2 の H 形せん断パネルダンパーに対して，単調・漸増・ランダム振幅載荷を行い，載荷形式の影響を検討し，スケルトン・シフトモデルと Menegotto-pinto モデルを用いて実験結果を追跡した．

○　H 形せん断パネルダンパーを組み込んだ架構に対する研究

国末ら[1.23]は，H 形せん断パネルダンパーを K 型ブレースと梁の交差部に挿入した 1 層 1 スパンの架構に対して，漸増載荷を行い架構の中でダンパーが十分なエネルギー吸収能力を発揮することを示した．中野ら[1.24]は，H 形せん断パネルダンパーを X 型ブレースの中央交差部に挿入した架構に対して，漸増載荷を行いブレースの断面性能がダンパーに及ぼす影響について検討した．土屋ら[1.25]は，H 形せん断パネルダンパーが間柱・ブレースに支持された 1 層 1 スパンの架構に対して，漸増・漸減載荷重，定常振幅載荷を行い，ダンパーの変形性能及びエネルギー吸収能力の力学性状を検討した．鈴井ら[1.26]は，パネルの降伏応力度が 235N/mm^2 の H 形せん断パネルダンパーを間柱と K 形ブレースで支持された 1 層 1 スパンの架構に対して，ランダム振幅載荷を行い，支持形式がダンパーに及ぼす影響を検討した．時野谷ら[1.27]は，H 形せん断パネルダンパーをオイルダンパーと並列配置された K 形ブレースの 1 層 1 スパンの加構に対して，漸増載荷を行いパネル鋼種とスチフナ補強形状の影響を検討した．

以上のように H 形せん断パネルダンパーは多くの既往研究が存在し，様々な内容について研究が進んできている．一方，低降伏点円形鋼管ダンパーに対する既往の研究に対しては，H 形せん断パネルダンパーと比較して極めて少ない．無山ら[1.28]は，連結された 2 棟の建物を介して挿入する円形鋼管ダンパーに対して（連結制振構造：RC 造＋S 造），図 1.1.2 の右に示す鋼管部（図中の灰色）

の鋼種が低降伏点鋼と SS400 材，アスペクト比（鋼管高さと鋼管径の比）をパラメータとし，単調載荷，漸増載荷，定常振幅載荷を行い，その影響について検討した．しかしながら，実験パラメータが少なく，円形鋼管ダンパー単体の力学性状が十分に明らかにされていない．

1.3　論文の概要

本論文は 6 章で構成されている．1 章から第 6 章は以下に示す内容となる．

第 1 章　序論

第 2 章　低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状

第 3 章　2 方向載荷を想定した低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状

第 4 章　間柱支持された低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状

第 5 章　間柱支持低降伏点円形鋼管ダンパー付骨組の設計と地震応答性状

第 6 章　結論

以下に各章の概要を述べる．

第 2 章　「低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状」

低降伏点円形鋼管ダンパー単体の弾性剛性・全塑性せん断耐力・破壊性状・変形性能などの力学特性を把握することを目的とし，鋼管径・アスペクト比・径厚比・鋼管種・載荷振幅をパラメータとしせん断加力実験と単調載荷に対する FEM 解析を行い，各々のパラメータの影響について検討する．また，定常振幅載荷した試験体に対して疲労寿命を予測し，H 形せん断パネルダンパーと比較する．

第 3 章「2 方向載荷を想定した低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状」

低降伏点円形鋼管ダンパー単体は，外力に対する方向性がないという特徴があることから将来的には，免震層・連結制振などの任意方向に変位が生じる部位での利用が期待される．そのため，任意方向に対する低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状を把握する必要がある．その一環として，2 方向載荷を想定したせん断加力実験を行い，その結果について考察する．

第 4 章　「間柱支持された低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状」

間柱に支持された低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状とダンパーと支持部材の相互関係を把握することを目的とし，鋼管種と間柱支持部材の剛性をパラメータとし，せん断加力実験と単調載荷重に対する FEM 解析を行い，その結果について考察する．また，弾性剛性と全塑性せん断耐力が同じ H 形せん断パネルダンパーの試験体を用意し，低降伏点円形鋼管ダンパーと比較・検討する．

第 5 章「間柱支持低降伏点円形鋼管ダンパー付骨組の設計と地震応答性状」

間柱支持低降伏点円形鋼管ダンパー付骨組の地震応答性状を検討することを目的とし，地震応答解析を実施する．また，解析結果より得られたダンパーの最大せん断変形角と累積せん断変形角の関係をダンパー単体の疲労曲線と比較し，ダンパーの変形性能を検証する．同時に，全塑性せん断耐力と弾性剛性が円形鋼管ダンパーと同じ H 形せん断パネルダンパー付骨組の地震応答性状について両者を比較検討する．

第 6 章「結論」

第 5 章までに検討した知見を要約する．

参考文献

1.1) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会：1995 年兵庫県南部地震鉄骨造建物被害調査報告書，1995.5

1.2) 平成 17 年国土交通省告示第 631 号：エネルギーの釣合に基づく耐震計算法(エネルギー法)

1.3) 石井匠，貴樹伸之，藤澤一義，清水孝徳，宮川和明，喜多村亘：二重鋼管座屈補剛ブレースの低サイクル疲労性能−その 1～2，日本建築学会大会学術講演概要集 C-1，pp.781-784，2012.9

1.4) 桑原進，諸石智彦，池田耕二，陶山貴宏：降伏応力度が 225N/mm² 級の鋼材を用いたシヤパネル型履歴ダンパーの静的加力実験と履歴モデル−その 1～その 3，日本建築学会大会学術講演概要集 C-1，pp.629-632，2001.7

1.5) 玉井宏章，竹中啓之，中野孝司，小島修，近藤一夫，花井正実：低降伏応力度鋼板を用いた K 型ブレース制振装置に関する研究−その 1～その 2，日本建築学会大会学術講演概要集 C，pp.1447-1450，1991.8

1.6) 三山剛史，田中清，孟令樺，平沢光春：極低降伏点鋼を用いた制振構造に関する研究−その 3，日本建築学会大会学術講演概要集 B，pp.1043-1044，

1.7) 古賀洋行，玉井宏章，近藤一夫，花井正実：低降伏応力度鋼を用いた履歴減衰装置の力学的特性−その 1，日本建築学会中国支部研究報告集，pp.157-160，1995.3

1.8) 嶋脇与助，大井謙一，高梨晃一，近藤日出夫，田中清，佐々木康人：履歴ダンパー付き鉄骨造骨組の振動性状に関する研究−その 1，日本建築学会大会学術講演概要集 C-1，pp.795-796，1996.07

1.9) 佐々木康人，田中清，荒井信行，今枝武晴：極低降伏点鋼制震パネルダンパーの静的履歴特性に及ぼす軸力の影響に関する実験研究，日本建築学会大会学術講演概要集 C-1，pp.793-794，1998.07

1.10) 田中清，佐々木康人，米山真一朗：鋼種が異なるせん断型パネルダンパーの静的履歴特性に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集，No.520，pp.117-124，1999.06

1.11) 佐藤沢，和田章，奥田賢持，栗林博之，稲葉拓，前田良治：極低降伏点鋼せん断パネルの動的加力実験，日本建築学会大会学術講演概要集 B-2，pp.941-942，1999.07

1.12) 須賀亮介，六山恒亮，滝下良一，崔宰赫，福住忠裕，大井謙一：極低降伏点鋼を用いたせん断型パネルダンパーの非弾性挙動に関する実験的研究，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.93-96，2006.5

1.13) 佐分利和宏，中島正愛，岩井哲，岩田衛，許斐信三，赤沢隆士：低降伏点鋼を用いた鋼板パネルの履歴性能，日本建築学会大会学術講演概要集 C，pp.1341-1342，1994.07

1.14) 田中清，佐々木康人：極低降伏点鋼を用いた制震パネルダンパーの静的履歴減衰性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.509，pp.159-166，1998.07

1.15) 小野喜信，金子洋文，中山信雄，上田忠男：極低降伏点鋼を用いた制震パネルの変形限界に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演概要集 C-1，pp.783-784，1999.07

1.16) 吉永剛大，加藤雅樹，吉敷祥一，坂田弘安，篠崎洋三，成原弘之，宮原貴昭：低降伏点鋼を用いたせん断パネルの動的効果に関する研究−その 1～その 2，日本建築学会大会学術講演概要集 C-1，pp.1053-1056，2010.07

1.17) 田上淳，吉田弘，木原碩美，鳥井信吾，小檜山雅之，田原新六，力山聖：極低降伏点鋼を用いた薄肉鋼板せん断パネルの動的加力実験，日本建築学会大会学術講演概要集 C-1，pp.777-778，1998.07
1.18) 堀江竜巳，中込忠男，寺田岳彦，李建，薬師寺圭，原山浩一：低降伏点鋼を用いたせん断パネルの疲労特性に関する実験的研究–その 1～その 2, 日本建築学会大会学術講演概要集 C-1，pp.773-776，1999.07
1.19) 成原弘之，中込忠男：低降伏点鋼製せん断パネル型履歴ダンパーの低サイクル疲労曲線，日本建築学会大会学術講演概要集 C-1，pp.627-628，2001.07
1.20) 玉井宏章：せん断パネルダンパーの累積損傷度について，日本建築学会構造系論文集，No.707，pp.147-155，2015.01
1.21) 奥本英史，福山国夫，前野敏元，原克巳，阿波野昌幸，伊藤敦，金子洋文，宇佐美徹：幅厚比の小さい極低降伏点鋼せん断パネルの力学特性–その 1～その 2，日本建築学会大会学術講演概要集 C-1，pp.743-746，1997.07
1.22) 藤本利昭，稲井栄一，冨田将弘：極低降伏点鋼を用いたせん断型パネルダンパーの履歴挙動に関する研究，鋼構造論文集，No.49，pp.51-58，2006.03
1.23) 国末晃寛，竹中啓之，中野孝司，玉井宏章，近藤一夫，花井正実：低降伏応力度鋼板を用いた K 型ブレース制振装置に関する研究–その 3～その 4，日本建築学会大会学術講演概要集 C-1，pp.1337-1340，1992.08
1.24) 中野孝司，竹中啓之，國末晃寛，玉井宏章，近藤一夫，花井正実：低降伏応力度鋼板を用いた X 型ブレース制振装置付架構の弾塑性性状について，日本建築学会研究報告中国・九州支部，No.9，pp.413-416，1993.03
1.25) 土屋博訓，和田肇允，小林秀雄，高橋泰彦，品部祐児，鈴井康正，中田安洋：低降伏点鋼材を利用した制振間柱架構の構造性能に関する研究–その 1～その 2，日本建築学会大会学術講演概要集 C-1，pp.717-720，1997.07
1.26) 鈴井康正，高橋泰彦：せん断降状型耐震要素が組込まれた架構の構造性能に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演概要集 C-1，pp.823-824，1998.07
1.27) 時野谷浩良，佐野剛志，鈴井康正，勘坂幸弘，高橋泰彦，八木貞樹：せん断降伏型履歴ダンパーと老いるダンパーを並列配置した架構の動的実験，日本建築学会大会学術講演概要集 C-1，pp.873-876，1999.07
1.28) 六山恒亮，張蓬勃，須賀亮介，崔宰赫，福住忠裕，大井謙一：円形鋼管ダンパーを用いた二棟の建築構造物の連結制振に関する研究，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.113-116，2007.5

第２章　低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状

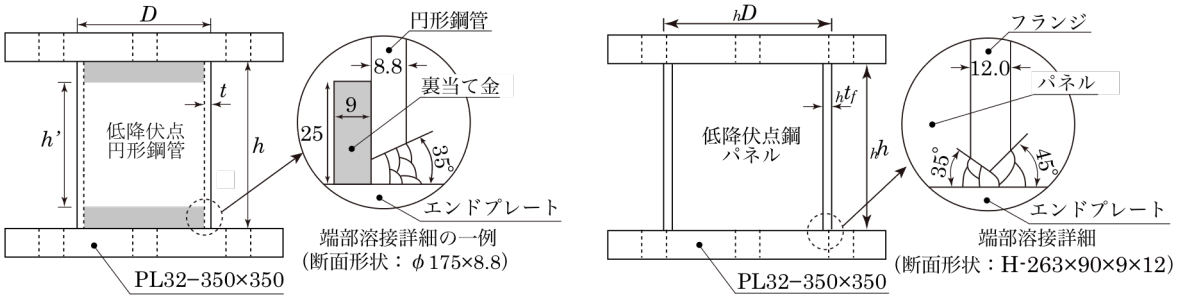
2.1　序

本章では，低降伏点円形鋼管ダンパー（以下，円形鋼管ダンパーと称する）の単体の弾性剛性，全塑性せん断耐力，変形性能などの力学特性を把握することを目的とし，せん断加力実験を行う．実験パラメータは鋼管径・アスペクト比・径厚比・鋼管種・載荷振幅である．また，円形鋼管ダンパーの一部の試験体について全塑性せん断耐力，弾性剛性，重量がほぼ同じ H 形せん断パネルダンパーの試験体を用意し，その力学特性を比較・検討する．また，単調載荷に対する FEM 解析を行い，荷重−変形関係の追跡とともにき裂に関係する局所歪について検討し，各々のパラメータの影響を検討する．

2.2　実験概要

2.2.1　試験体と機械的性質

図 2.2.1 に試験体形状を，表 2.2.1 に試験体の一覧を示す．試験体は，階高(H)4m の架構内に設置することを想定し，実大試験体とする．実験パラメータは，断面形状・鋼管種・鋼管径・アスペクト比（鋼管高さ h と鋼管径 D の比）・径厚比（鋼管径 D と鋼管厚 t の比）・載荷方法である．試験体の断面形状は，円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパーの 2 種類である．円形鋼管ダンパーの試験体に使用する鋼管種は LY100 と LY225 の 2 種類であり，鋼管径は 130mm，175mm，177.8mm の 3 種類とする．アスペクト比は 1.0，1.25，1.50 の 3 種類，径厚比は，14.8，18.7，19.9，20.0，26.9 の 5 種類とする．但し，径厚比 18.7，19.9，20.0 については近傍の値であるため，以下ではまとめて評価する．また，H 形せん断パネルダンパーは，高さ ${}_hh$ を円形鋼管ダンパーNo.15〜No.17 試験体の高さ h と等しくし，アスペクト比 ${}_hh/{}_hD$ を 1.0 とする．断面形状は H-263×90×9×12 とし，材料はウェブに LY225，フランジに SN490B を使用する．H 形せん断パネルダンパー（No.30〜No.32 試験体）は，弾性剛性と全塑性せん断耐力が後述する円形鋼管ダンパー（No.15〜No.17）の場合とほぼ等しくなるように設計している．結果として重量もほぼ同等となる．図 2.2.1 の中に溶接詳細の例を示す．ダンパーの鋼管及びフランジの両端にエンドプレートを YGW−11 を使用し完全溶込み溶接で接合する．円形鋼管ダンパーでは，裏当て金は全て PL9×25（図中，ハッチ部分）を使用し，鋼管厚 8.8mm と 9.5mm の場合，それぞれ 3 層 6 パスと 3 層 5 パスで溶接する．H 形せん断パネルダンパーでは，フランジ両端の外側を 2 層 3 パスで溶接し，反対側をガウジング



(a) 円形鋼管ダンパー　　(b) H 形せん断パネルダンパー

図 2.2.1　試験体図

表 2.2.1　試験体一覧

No.	試験体名	低降伏点円形鋼管ダンパー							
		鋼管種	D (mm)	t (mm)	D/t	h (mm)	h/D	載荷方法	載荷振幅 (rad)
1	C13065-100m	LY225	130.0	6.5	20.0	130.0	1.00	単調	－
2	C13065-100i							漸増	－
3	C13065-100c3							定常＊	0.03
4	C13065-100c7							定常	0.07
5	C13065-125m					162.0	1.25	単調	－
6	C13065-125i							漸増	－
7	C13065-125c3							定常＊	0.03
8	C13065-150m					194.0	1.49	単調	－
9	C13065-150i							漸増	－
10	C13065-150c3							定常＊	0.03
11	C17588-100i		175.0	8.8	19.9	175.0	1.00	漸増	－
12	C17588-100c3							定常＊	0.03
13	C17588-100c5							定常	0.05
14	C17588-100c7							定常	0.07
15	C17588-150i					263.0	1.50	漸増	－
16	C17588-150c3							定常	0.03
17	C17588-150c5							定常	0.05
18	C17565-100c3			6.5	26.9	175.0	1.00	定常	0.03
19	C17565-100c5							定常	0.05
20	C17565-100c7							定常	0.07
21	CL17812-100c3	LY100	177.8	12.0	14.8	175.0	0.98	定常	0.03
22	CL17812-100c5							定常	0.05
23	CL17812-100c7							定常	0.07
24	CL17895-100c3			9.5	18.7	175.0	0.98	定常	0.03
25	CL17895-100c5							定常	0.05
26	CL17895-100c7							定常	0.07
27	CL17895-150i					263.0	1.48	漸増	－
28	CL17895-150c3							定常	0.03
29	CL17895-150c7							定常	0.07

No.	試験体名	H形せん断パネルダンパー									
		パネル鋼種	${}_hD$ (mm)	${}_ht_w$ (mm)	${}_ht_f$ (mm)	$({}_hD\text{-}2\,{}_ht_f)/\,{}_ht_w$	${}_hb$ (mm)	${}_hh$ (mm)	${}_hh/{}_hD$	載荷方法	載荷振幅 (rad)
30	H26390-100i	LY225	263.0	9.0	12.0	26.6	90.0	263.0	1.00	漸増	－
31	H26390-1003									定常	0.03
32	H26390-1007									定常	0.07

CL17588-100c3

- 載荷方法（m：単調載荷，i：漸増載荷
  c3，5，7：定常載荷（平均せん断変形角γ：3%, 5%, 7%））
- アスペクト比 h/D 及び ${}_hh/{}_hD$（100：1.00，125：1.25，150：1.50）
  但し，No.8～10は，150：1.49，No21～26は，100：0.98，
  No27～29は，150：1.48である．
- 円形鋼管：鋼管厚 t（65：6.5，88：8.8，95：9.5，12：12.0）mm
- H形せん断パネル：パネル厚 ${}_ht_w$（90：9.0）mm
- 円形鋼管：鋼管径 D（130：130，175：175，178：177.8）mm
- H形せん断パネル：H形パネルせい ${}_hD$（263：263）mm
- 鋼管種及びパネル鋼種（L：LY100，無し：LY225）
- ダンパーの断面形状（C：円形断面，H：H形断面）

した後，2 層 2 パスで溶接する．また，ウェブとフランジは隅肉溶接で接合する．

表 2.2.2 に円形鋼管・H 形せん断パネルダンパーの引張素材試験結果を示す．引張試験片は，円形鋼管には JIS 12B 号，H 形せん断パネルダンパーには JIS 5 号試験片を用いる．円形鋼管の素材は LY225 と LY100 の 2 種類であり，LY225 の場合は ϕ130×6.5，ϕ175×8.8，ϕ175×6.5 の 3 種類，LY100 の場合は断面形状が ϕ177.8×9.5，ϕ177.8×12 の 2 種類である．また H 形せん断パネルの素材はウェブに LY225，フランジに SN490B を使用する．全ての供試体で試験片は 3 片ずつ

表 2.2.2　試験体の機会的性質

ダンパーの種類	部位	名称		使用試験体	厚さ	σ_y	σ_u	破断伸び
		鋼種	寸法		(mm)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(%)
円形鋼管ダンパー	円形鋼管	LY225	ϕ130×6.5	No.1~10	6.8	213	312	56.7
		LY225	ϕ175×8.8	No.11~17	9.5	217	330	49.2
		LY225	ϕ175×6.5	No.18~20	6.5	225	326	43.7
		LY100	ϕ177.8×12.0	No.21~23	13.0	87	257	69.7
		LY100	ϕ177.8×9.5	No.24~29	10.1	103	246	68.0
H形せん断パネルダンパー	パネル	LY225	PL-9	No.30~32	9.2	243	339	48.0
	フランジ	SN490	PL-12		12.0	382	561	43.4

とし，計 21 片の引張試験を行った．表中の値はそれぞれの平均値を示し，降伏応力度σ_yには 0.2%off-set 耐力を採用する．

2.2.2　測定方法と載荷方法

図 2.2.2 に試験体の変位測定治具を，図 2.2.3 に測定治具による測定変位を示す．図 2.2.2 に示す測定治具を用いて d_1 と d_2 を測定し，鉛直方向に変形したときの平均対角変位量 d'，せん断変形したときの平均対角変位量 d'' を次式で求める．

$$d' = \frac{d_1 + d_2}{2}, \quad d'' = \frac{d_2 - d_1}{2} \qquad (2.2.1),\ (2.2.2)$$

d', d'' により鉛直変位量 v, 水平変位量 u を次式で算定する．

$$v = \frac{d'}{\sin\theta}, \quad u = \frac{d''}{\cos\theta} \qquad (2.2.3),\ (2.2.4)$$

平均せん断変形角γは，次式で得られる．

$$\gamma = \tan^{-1}\left(\frac{u}{h-v}\right) \qquad (2.2.5)$$

但し，h : 円形鋼管及び H 形せん断パネルの高さである．

載荷方法は単調載荷・漸増載荷（γが 1，2，3，4，5，7.5，10%で，各 2 サイクルの漸増載荷，最終 20～30%まで単調載荷）・3%定常振幅載荷・5%定常振幅載荷・7%定常振幅載荷の 5 種類である．但し，CL17895-150i と H26390-100i の試験体（No.27，30）は，γが 1，2，3，4，5，7.5%で各 2 サイクルの漸増載荷した後 10%で定常振幅載荷する．3%定常振幅載荷は，間柱を介してダンパーを架構内に設置する場合，間柱などの弾性変形を考慮して，層間変形角 R が 1/200 程度，7%定常振幅載荷は，R が 1/100 程度になるように設定している．また，定常振幅載荷では全塑性せん

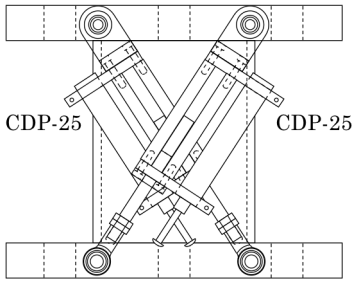


図 2.2.2　変位測定治具

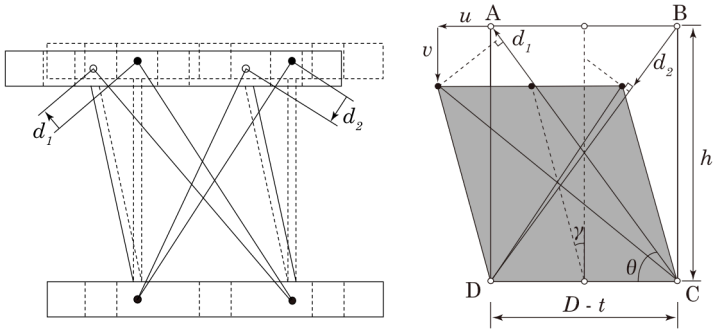


図 2.2.3　変形測定位置

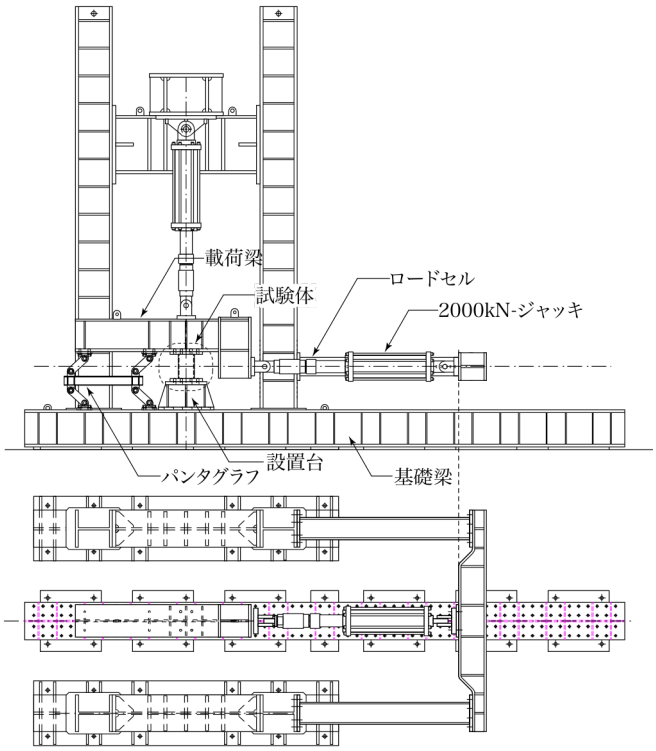


図 2.2.4　載荷装置

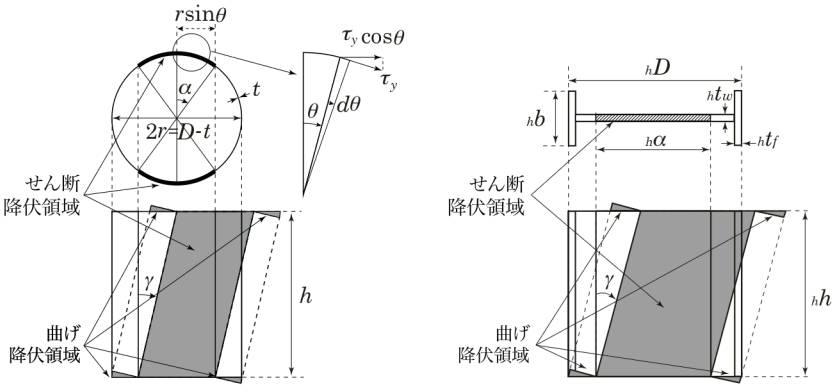
断耐力の計算値 ${}_cQ_p$ 以下または最大耐力の 80%以下に低下するまで繰返し載荷を行う．但し，表 2.2.1 の中で載荷方法欄に*印で表記される試験体は，100 サイクルを上限とし，繰返し載荷する．

図 2.3.4 に載荷装置を示す．試験体を載荷梁に固定し，試験体中央の高さに 2000kN ジャッキで水平力を加力する．高さの異なる試験体ではエンドプレートと載荷梁や設置台の間に鋼板を挿入，高さを調整する．また，パンタグラフにより載荷梁の剛体回転を拘束する．なお，円形鋼管ダンパーに長期軸力が作用させない場合を想定し，載荷梁の重量などによる軸力が試験体に入らないように載荷梁上部に設置したジャッキで制御する．

2.3　全塑性せん断耐力と弾性剛性の算定

2.3.1　全塑性せん断耐力の算定

○　円形鋼管ダンパー



＜円形鋼管ダンパー＞　　＜H 形せん断パネルダンパー＞

図 2.3.1　崩壊機構

図 2.3.1 の左に円形鋼管ダンパーがせん断加力を受ける場合の崩壊機構を示す．鋼管径 D，鋼管厚 t，鋼管高さ h，降伏応力度σ_yの円形鋼管を対象とする．図中のハッチ部分が塑性化部位であり，円形鋼管断面の太線で示す部分は一様なせん断降伏応力τ_yが作用してせん断降伏する領域，その両側が曲げ降伏する領域を示す．せん断降伏領域をα で示す．$\alpha=0$ の場合は曲げのみを考慮した機構であり，$\alpha=\pi/2$ の場合はせん断のみを考慮した機構となる．仮想仕事式より円形鋼管ダンパーの全塑性せん断耐力 ${}_cQ_p$は次式で得られる．

$$ {}_cQ_p = 4\tau_y \cdot t \cdot r\sin\alpha + 8\sigma_y \frac{t \cdot r^2}{h}\left\{\cos\alpha - \left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right)\sin\alpha\right\} \tag{2.3.1} $$

式中のαを変数とし，${}_cQ_p$が最小になる場合が真の円形鋼管ダンパーの全塑性せん断耐力である．つまり，以下の式が成り立つ．

$$ \frac{\partial\, {}_cQ_p}{\partial\alpha} = 0 \tag{2.3.2} $$

(2.3.1)式を(2.3.2)に代入するとせん断降伏領域αが得られる．

$$ \alpha = \frac{\pi}{2} - \frac{h}{\sqrt{3}\cdot d} \tag{2.3.3} $$

但し, d: 鋼管中心間距離（=2r）である．(2.3.3)式よりせん断降伏領域αは，アスペクト比 h/D の影響を受ける．(2.3.3)式を(2.3.1)に代入すると次式となる．

$$ {}_cQ_p = 2\sqrt{3}\cdot\tau_y \cdot t \cdot \frac{d^2}{h}\cdot\sin\left(\frac{h}{\sqrt{3}\cdot d}\right) \tag{2.3.4} $$

上式が円形鋼管ダンパーの全塑性せん断耐力の算定式となる．

○H 形せん断パネルダンパー

図 2.3.1 の右に H 形せん断パネルダンパーの崩壊機構を示す．幅 ${}_hD$，ウェブの板厚 ${}_ht_w$，フランジの幅 ${}_hb$，フランジの板厚 ${}_ht_f$，パネルの高さ ${}_hh$，フランジの降伏応力度 ${}_f\tau_y$，ウェブの降伏応力度 ${}_w\sigma_y$ の H 形せん断パネルダンパーを対象とする．円形鋼管ダンパーと同様にハッチの部分が塑性化部位であり，せん断パネル断面の斜線部分がせん断降伏する領域，その両側が曲げ降伏領域を表す．せん断降伏領域を ${}_h\alpha$ で表す．${}_h\alpha=0$ の場合は曲げのみを考慮した機構，${}_h\alpha={}_hD$ の場合はせん断のみを考慮した機構を表す．

ここで ${}_h\alpha$ がウェブ内にある場合とフランジ内にある場合に分けて考える．仮想仕事式より以下の式が得られる．

・${}_h\alpha$ がウェブ内にある場合（ ${}_h\alpha \leqq {}_hD - 2{}_ht_f$）：

$$ {}_cQ_{p1} = {}_w\tau_y \cdot {}_h\alpha \cdot {}_ht_w + 2\,{}_w\sigma_y \cdot {}_ht_w \cdot \frac{1}{{}_hh}\left(\frac{{}_hD - 2\,{}_ht_f - {}_h\alpha}{2}\right)^2 + 2\,{}_f\sigma_y \cdot {}_hb \cdot {}_ht_f \cdot \frac{1}{{}_hh}\left({}_hD - {}_ht_f - {}_h\alpha\right) \tag{2.3.5} $$

・${}_h\alpha$ がフランジ内にある場合（${}_hD - 2{}_ht_f < {}_h\alpha \leqq {}_hD$）：

$$ {}_cQ_{p2} = {}_w\tau_y \cdot \left({}_hD - 2\,{}_ht_f\right) \cdot {}_ht_w + {}_f\tau_y\left\{{}_h\alpha - \left({}_hD - 2\,{}_ht_f\right)\right\} \cdot {}_hb + 2\,{}_f\sigma_y \cdot {}_hb \cdot \frac{1}{{}_hh}\left(\frac{{}_hD - {}_h\alpha}{2}\right)^2 \tag{2.3.6} $$

(2.3.5)式と(2.3.6)式中の ${}_h\alpha$ を変数とし，それぞれの ${}_cQ_p$が最小となる値を求め，最も小さい値が H

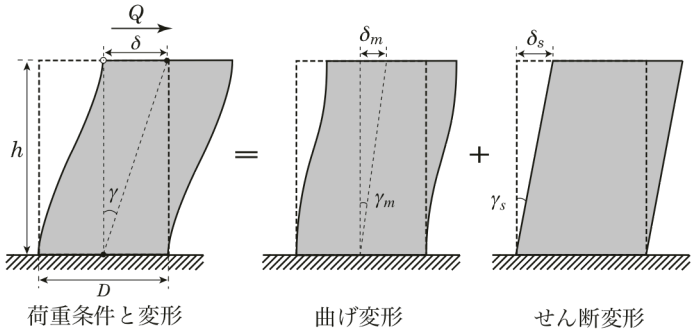


図 2.3.2　荷重条件と変形状態

形せん断パネルダンパーの全塑性せん断耐力となる．つまり，以下の式となる．

$$ {}_cQ_p = \min\left\{ {}_cQ_{p1}, {}_cQ_{p2} \right\} \tag{2.3.7} $$

2.3.2　弾性剛性の算定

せん断力 Q が作用する円形鋼管ダンパー及び H 形せん断パネルダンパーの変形状況を図 2.3.2 に示す．それぞれの平均せん断変形角 γ は曲げ変形角 γ_m とせん断変形角 γ_s の和となり，次式が成り立つ．

$$ \gamma = \gamma_m + \gamma_s \tag{2.3.8} $$

せん断力 Q と曲げ変形角 γ_m とせん断変形角 γ_s の関係を次式で定義される曲げ剛性 K_m とせん断剛性 K_s を用いて示す．

$$ Q = \frac{12E \cdot I}{h^2} \cdot \gamma_m = K_m \cdot \gamma_m, \quad Q = \frac{G \cdot A}{2} \cdot \gamma_s = K_s \cdot \gamma_s \tag{2.3.9), (2.3.10} $$

(2.4.8)式に(2.4.9)と(2.4.10)式を代入して，円形鋼管ダンパー及び H 形せん断パネルダンパーの弾性剛性 ${}_cK$ を定義する以下の式を得る．

$$ Q = {}_cK \cdot \gamma, \quad {}_cK = \left(\frac{h^2}{12E \cdot I} + \frac{2}{G \cdot A} \right)^{-1} \tag{2.3.11), (2.3.12} $$

但し，式中の h は円形鋼管高さ，E はヤング係数，I は円形鋼管の断面 2 次モーメント，G :せん断弾性係数，A: 円形鋼管の断面積であり，H 形せん断パネルダンパーの場合は，式中の h, E, I, G, A に H 形せん断パネルダンパーの高さ ${}_hh$, ヤング係数 E, 断面 2 次モーメント ${}_hI$, せん断弾性係数 G, 断面積 ${}_hA$ を代入する．

2.4　実験結果及び考察

2.4.1　せん断力と平均せん断変形角の関係

表 2.4.1 に実験より得られた全塑性せん断耐力 ${}_eQ_p$ と弾性剛性 ${}_eK$, (2.3.4), (2.3.7) 式及び(2.3.12)式から計算した全塑性せん断耐力 ${}_cQ_p$ と弾性剛性 ${}_cK$ の比較を示す．但し，${}_eQ_p$ はせん断力 Q と平均せん断変形角 γ 関係の 0.35%off-set 耐力値，${}_eK$ は ${}_eQ_p$ の 1/3 の割線剛性である．ここで，0.35%off-set 耐力値を採用する理由は以下の通りである [2.1)]．

相当塑性歪 ε_{eq} は次式で得られる．

表 2.4.1　全塑性せん断耐力と弾性剛性の比較

No.	試験体名	${}_eQ_p$ (kN)	${}_cQ_p$ (kN)	${}_eQ_{max}$ (kN)	${}_eQ_p/{}_cQ_p$	${}_eQ_{max}/{}_eQ_p$	${}_eK$ $\times10^3$ (kN/rad)	${}_cK$ $\times10^3$ (kN/rad)	${}_eK/{}_cK$	η_γ (2.4.3)式	η_E (2.4.4)式	N_f
1	C13065-100m	192	194	－	0.99	－	79.6	91.1	0.87	－	－	-
2	C13065-100i	192		－	0.99	－	104.8		1.15	－	－	-
3	C13065-100c3	198		360	1.02	1.85	91.4		1.00	5142↑	20967↑	200↑
4	C13065-100c7	210		388	1.08	2.00	92.4		1.01	2483	8668	46
5	C13065-125m	184	188	－	0.98	－	71.8	85.4	0.84	－	－	-
6	C13065-125i	193		－	1.03	－	92.1		1.08	－	－	-
7	C13065-125c3	194		308	1.03	1.64	82.7		0.97	4418↑	17362↑	200↑
8	C13065-150m	181	180	－	1.01	－	67.7	79.2	0.85	－	－	-
9	C13065-150i	179		－	1.00	－	75.9		0.96	－	－	-
10	C13065-150c3	194		294	1.08	1.64	90.1		1.14	4466↑	11774↑	200↑
11	C17588-100i	367	371	－	0.99	－	188.2	171.2	1.10	－	－	-
12	C17588-100c3	359		575	0.97	1.55	178.4		1.04	5435↑	16174↑	200↑
13	C17588-100c5	370		635	1.00	1.71	195.1		1.14	4040	13429	94.5
14	C17588-100c7	369		694	0.99	1.87	188.6		1.10	3473	12943	49.5
15	C17588-150i	344	343	－	1.00	－	162.1	148.0	1.10	－	－	-
16	C17588-150c3	330		520	0.96	1.52	165.9		1.12	3945	11665	150.5
17	C17588-150c5	346		574	1.01	1.68	163.8		1.11	2446	8171	58.5
18	C17565-100c3	266	269	409	0.99	1.52	156.6	119.5	1.31	6175	17969	192.5
19	C17565-100c5	267		448	0.99	1.67	136.0		1.14	2951	9042	62.5
20	C17565-100c7	275		474	1.02	1.76	129.0		1.08	1994	6645	32.5
21	CL17812-100c3	216	202	631	1.07	3.12	214.8	232.1	0.93	12117	68418	224.5
22	CL17812-100c5	215		722	1.06	3.57	203.6		0.88	5975	42679	70.5
23	CL17812-100c7	211		781	1.04	3.87	207.8		0.90	4724	34085	36.5
24	CL17895-100c3	178	190	516	0.94	2.72	195.9	184.3	1.06	16067	98181	266.5
25	CL17895-100c5	190		588	1.00	3.09	181.7		0.99	7985	51377	88.5
26	CL17895-100c7	188		632	0.99	3.33	166.7		0.90	5915	43475	50.5
27	CL17895-150i	227	175	－	1.30	－	160.0	159.6	1.00	－	－	14
28	CL17895-150c3	225		480	1.29	2.74	156.7		0.98	8115	38917	202.5
29	CL17895-150c7	217		599	1.24	3.42	162.4		1.02	3925	19447	34.5
30	H26390-100i	327	334	－	0.98	－	178.3	145.8	1.22	－	－	13
31	H26390-1003	315		499	0.94	1.49	155.1		1.06	4120	11595	154.5
32	H26390-1007	328		595	0.98	1.78	153.8		1.05	2446	8660	38.5

$$\varepsilon_{eq} = \sqrt{\frac{2}{3}}\sqrt{\varepsilon_{px}{}^2+\varepsilon_{py}{}^2+\varepsilon_{pz}{}^2+\frac{1}{2}\left(\gamma_{pxy}{}^2+\gamma_{pyz}{}^2+\gamma_{pzx}{}^2\right)} \tag{2.4.1}$$

但し，ε_{pi}：i 方向の軸塑性歪み，γ_{pij}：ij 方向のせん断塑性歪である．xy 方向に対して純せん断応力状態では$\varepsilon_{px}=\varepsilon_{py}=\varepsilon_{pz}=0$，$\gamma_{pyz}=\gamma_{pzx}=0$ となり，(2.4.1)式は次式となる．

$$\varepsilon_{eq} = \sqrt{\frac{2}{3}}\sqrt{\frac{1}{2}\gamma_{pxy}{}^2} = \frac{1}{\sqrt{3}}\gamma_{pxy} \tag{2.4.2}$$

引張素材試験から鋼材の降伏応力度を決定するために 0.2%off-set 法が用いられる．つまり，ε_{eq}= 0.2%に対応する xy 方向のせん断塑性歪 γ_{pxy}= 0.35%となる．

全塑性せん断耐力の実験値と計算値の比 ${}_eQ_p$ / ${}_cQ_p$ は 0.94～1.30 であり，弾性剛性の比 ${}_eK/{}_cK$ は 0.84～1.31 である．

図 2.4.1 に漸増，3%，5%，7%定常振幅で載荷した試験体の実験結果の例を示す．縦軸にせん断力 Q，横軸に平均せん断変形角γを示す．いずれも図のように安定した紡錘形の履歴性状を示す．

漸増載荷した試験体では図 2.4.1（a）に示す C17588-150i，CL17895-150i，H26390-100i 試験体を除き，載荷装置の載荷限界（0.2rad または 0.3rad）に至るまで耐力が劣化しない．但し，CL17895-150i と H26390-100i の試験体は，γが 1，2，3，4，5，7.5 で各 2 サイクルの漸増載荷した後 10%で定常振幅載荷した試験体で，いずれもγが 10%の領域で耐力が劣化した．図 2.4.1（b）～（d）に示す定常振幅載荷の試験体では，いずれも 3 サイクル程度で安定した紡錘形の履歴性状

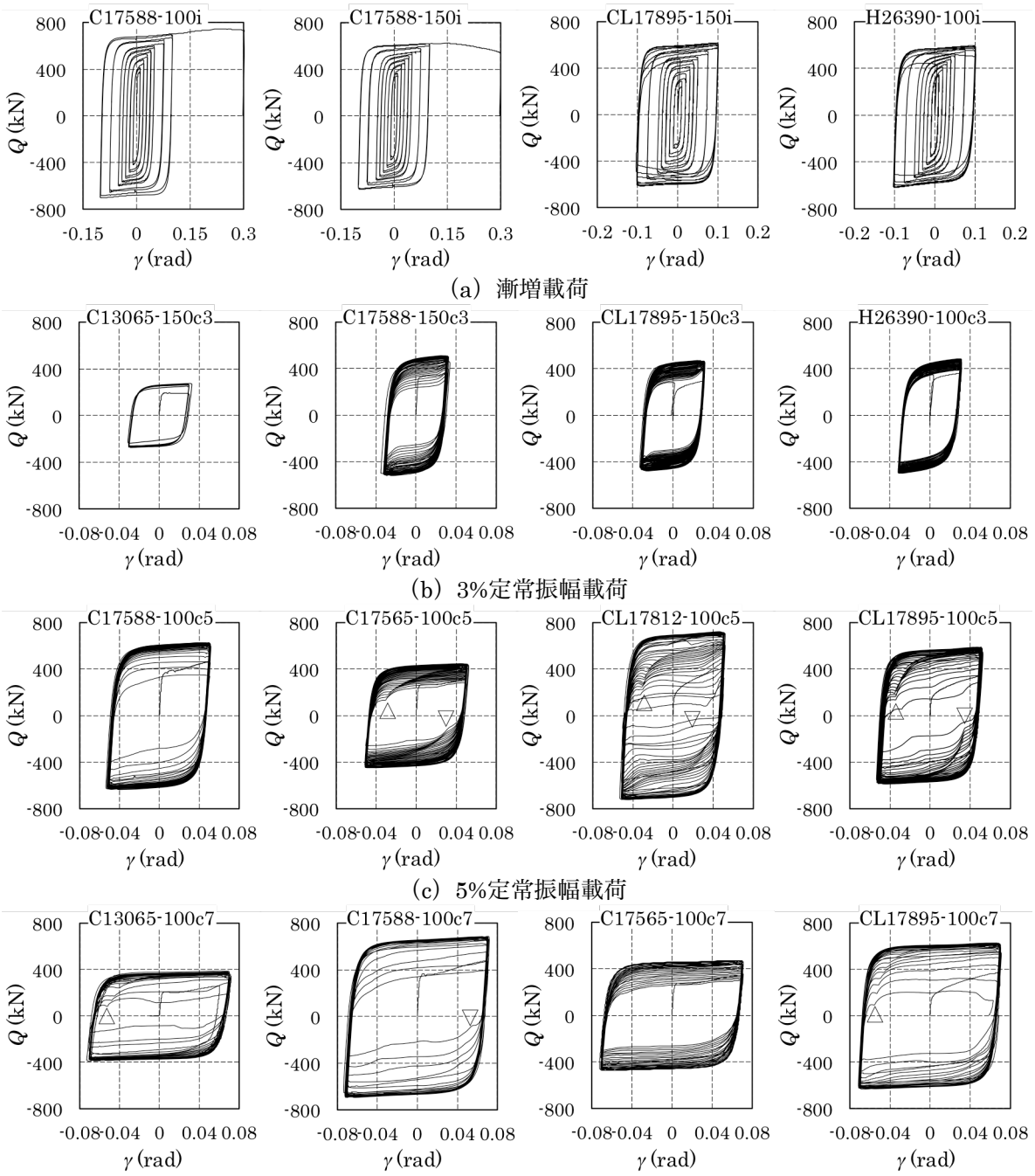


図 2.4.1　せん断力 Q と平均せん断変形角γの関係

となる．表 2.4.2 に破壊形式及び破断の時点を，写真 2.4.1 に試験体の破壊形式の例を示す．但し，それぞれの時点は目視で観察した時点である．破壊形式は以下のように分類される．

円形鋼管ダンパー：

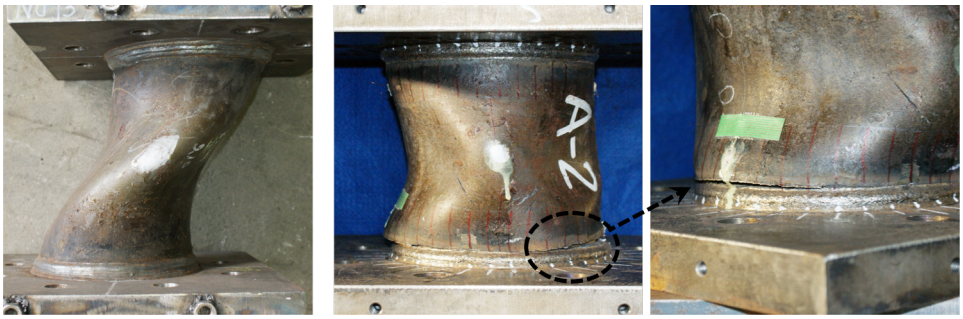
- 鋼管中央部に面外変形が発生し，最終的にせん断座屈による破壊（表 2.4.2 中の S，写真 2.4.1 (a)）
- 鋼管端部溶接止端部にき裂が発生し，き裂進展により板厚方向に貫通（表 2.4.2 中の C，写真 2.4.1（c））
- 以上の２つが両方発生（表 2.4.3 中の S+C，写真 2.4.1（b））

H 形せん断パネルダンパー：

表 2.4.2　破壊形式及び破断の時点

No.	試験体名	破壊形式	P.O	P.C	P.P	P.$Q_{max90\%}$
1	C13065-100m	−	−	−	−	−
2	C13065-100i*	−	−	−	−	−
3	C13065-100c3	−	−	−	−	−
4	C13065-100c7	C	−	5Cycle	15Cycle	23Cycle
5	C13065-125m	−	−	−	−	−
6	C13065-125i	−	−	−	−	−
7	C13065-125c3	−	−	90Cycle	−	−
8	C13065-150m	−	−	−	−	−
9	C13065-150i	−	−	−	−	−
10	C13065-150c3	−	−	40Cycle	−	−
11	C17588-100i*	−	−	−	−	−
12	C17588-100c3	−	−	51Cycle	−	−
13	C17588-100c5	C	−	30Cycle	40Cycle	48Cycle
14	C17588-100c7	C	−	2Cycle	23Cycle	26Cycle
15	C17588-150i*	S	0.15rad	−	−	−
16	C17588-150c3	C	−	20Cycle	69Cycle	76Cycle
17	C17588-150c5	C	−	17Cycle	27Cycle	30Cycle
18	C17565-100c3	S+C	55Cycle	65Cycle	130Cycle	97Cycle
19	C17565-100c5	S+C	18Cycle	12Cycle	31Cycle	32Cycle
20	C17565-100c7	S+C	6Cycle	9Cycle	16Cycle	17Cycle
21	CL17812-100c3	C	−	20Cycle	85Cycle	113Cycle
22	CL17812-100c5	C	−	6Cycle	33Cycle	36Cycle
23	CL17812-100c7	C	−	2Cycle	12Cycle	19Cycle
24	CL17895-100c3	C	−	40Cycle	115Cycle	134Cycle
25	CL17895-100c5	C	−	10Cycle	32Cycle	45Cycle
26	CL17895-100c7	C	−	9Cycle	21Cycle	26Cycle
27	CL17895-150i**	S+C	0.1radの4Cycle	0.1radの2Cycle	0.1radの6Cycle	0.1radの10Cycle
28	CL17895-150c3	C	−	30Cycle	88Cycle	102Cycle
29	CL17895-150c7	S+C	7Cycle	8Cycle	21Cycle	18Cycle
30	H26390-100i**	S+C_W	0.075radの4Cycle	0.1radの7Cycle	0.1radの8Cycle	0.1radの8Cycle
31	H26390-1003	S+C_W	20Cycle	74Cycle	82Cycle	78Cycle
32	H26390-1007	S+C_W	7Cycler	19Cycle	21Cycle	20Cycle

C：円形鋼管の溶接止端部にき裂が発生する場合
S：鋼管中央部にせん断座屈が発生する場合
S+C：鋼管中央部のせん断座屈と溶接止端部にき裂が共に発生する場合
S+C_W：パネル中央にせん断座屈とパネルとフランジ接合部にき裂が共に発生する場合
＊：γが1，2，3，4，5，7.5，10%で，各2サイクルの漸増載荷，最終20～30%まで単調載荷した試験体
**：γが1，2，3，4，5，7.5%で各2サイクルの漸増載荷した後10%で定常振幅載荷した試験体
P.O：鋼管中央部及びパネル中央部に膨らみが発生した時点
P.C：鋼管溶接止端部及びパネルとフランジ接合部にき裂が発生した時点
P.P：P.Cの部位にき裂が進展して，板厚方向にき裂が貫通した時点
P.$Q_{max90\%}$：耐力が最大耐力の90%まで低下した時点



（a）C17588-150i　　（b）C17565-100c5

写真 2.4.1　破壊形式

(c) CL17812-100c5　　(d) H26390-100c7

写真 2.4.1　破壊形式

・　パネル中央部にせん断座屈とフランジとパネル接合部のき裂による破壊(表 2.4.2 中の S+Cw, 写真 2.4.1 (d))

図 2.4.1 中の△及び▽印で表す現象について図 2.4.2 に示す．図 2.4.2 の左に示す $Q-\gamma$ 関係での①～④の状態は，①曲げ変形により溶接止端部にき裂が板厚方向に貫通され（図中，a，b，c，d）試験体が傾き，a と c のき裂が材長方向に開き，b と d のき裂は閉じている状態である．②載荷を行うと試験体の傾きが載荷方向に戻り，a と c のき裂が材長方向に閉じる．同時に b と d のき裂が材長方向に開く．③き裂が材長方向に閉じている a と c が，貫通されたき裂断面に接触され，支圧状態となる．④載荷を続けると接触された a と c での支圧により耐力が上昇する．

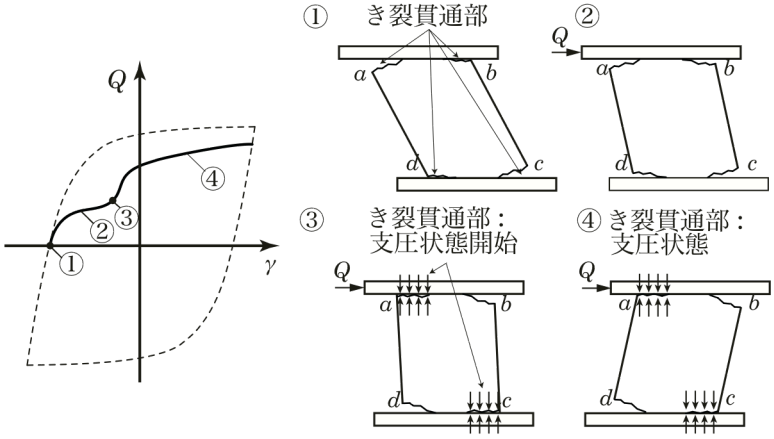


図 2.4.2　Q-γ 関係における耐力上昇の原因

2.4.2　耐力上昇率と累積塑性せん断変形角の関係

定常振幅載荷した試験体の耐力上昇と耐力劣化の状況を図 2.4.3～図 2.4.8 に示す．図の縦軸に各載荷サイクルの最大せん断力 ${}_iQ_{max}$ を全塑性せん断耐力の実験値 ${}_eQ_p$ で除した比（耐力上昇率），横軸に平均せん断変形角 γ より算出した累積塑性せん断変形角 $\Sigma\gamma_p$ の関係を示す．なお，$\Sigma\gamma_p$ は正側と負側のループからそれぞれ算出し，図中の縦軸の正側と負側にそれぞれ示す．図中，×印は，鋼管端部の溶接止端部及びパネルとフランジの接合部にき裂が発生した時点，◇印はそれぞれのき裂が進展して，板厚方向に貫通した時点，△印は鋼管中央部及びパネル中央部に面外方向に膨らみが発生した時点を示す．以上の 3 つの時点は目視より確認された時点である．また，→印は繰返し載荷回数を 100 サイクルに上限とした試験体であり，載荷終了時まで耐力劣化せず，それ以上の変形性能を有することを示す．

○　アスペクト比の影響

図 2.4.3 にアスペクト比 h/D の影響を示す．図 2.4.3（a）の鋼管径 130mm，定常振幅 3%の試験体では，耐力上昇率は 1.52～1.82 程度であり，h/D=1.25（C13065-125c3）と h/D=1.50（C13065-150c3）ではそれぞれ溶接止端部にき裂が発生したが，アスペクト比によらず，いずれも 100 サイクル（$\Sigma\gamma_p$=5.2rad）に至るまで耐力が劣化しない．図 2.4.3（b）の鋼管径 175mm，定常振幅 5%の試験体では，耐力上昇率は 1.68～1.72 程度であり，h/D=1.00 試験体（C17588-100c5）より h/D=1.50 試験体（C17588-150c5）の方が溶接止端部のき裂発生及び耐力劣化が早くなる．これは，アスペクト比が大きくなるほど(2.3.3)式のせん断降伏領域αが小さくなり，曲げ降伏領域が大きくなる．そのため，アスペクト比が大きくなると曲げ降伏領域に生じる変形（図 2.3.1 の三角形部分）が大きくなり，き裂の発生が起こりやすくなるためであると考えられる．

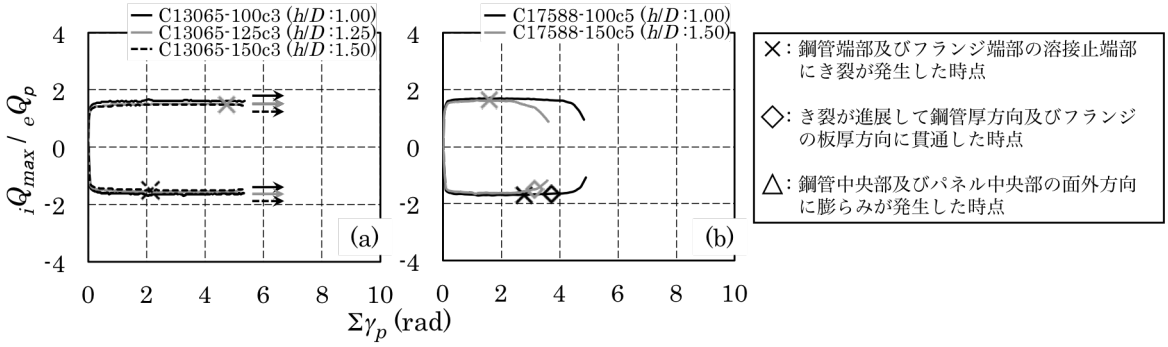


図 2.4.3　アスペクト比 h/D の影響

○　径厚比の影響

図 2.4.4 に径厚比 D/t の影響を示す．図 2.4.4（a）の鋼管種 LY225，定常振幅 7%の試験体では，耐力上昇率は 1.72～1.88 程度である．D/t=19.9 試験体（C17588-100c7）では溶接止端部のき裂により耐力が劣化し，D/t=26.9 試験体（C17565-100c7）では，鋼管中央部に面外方向の膨らみにより耐力が劣化し，その後，溶接止端部にき裂が発生した．定常振幅 3%と 5%の試験体でも，定常振幅 7%の試験体と同様に D/t=26.9 の試験体が D/t=19.9 の試験体より耐力劣化が早くなる．図 2.4.4（b）の鋼管種 LY100，定常振幅 3%の試験体では，耐力上昇率は 2.90 程度であり，鋼管種 LY225 の場合と比較して，耐力上昇率が高くなることが確認できる．D/t=18.7 試験体（CL17895-100c3）と D/t=14.8 試験体（CL17812-100c3）では，いずれも溶接止端部のき裂が発生し，D/t=18.7 試験体（CL17895-100c3）より D/t=14.8 試験体（CL17812-100c3）の方がき裂発生及び耐力劣化が早

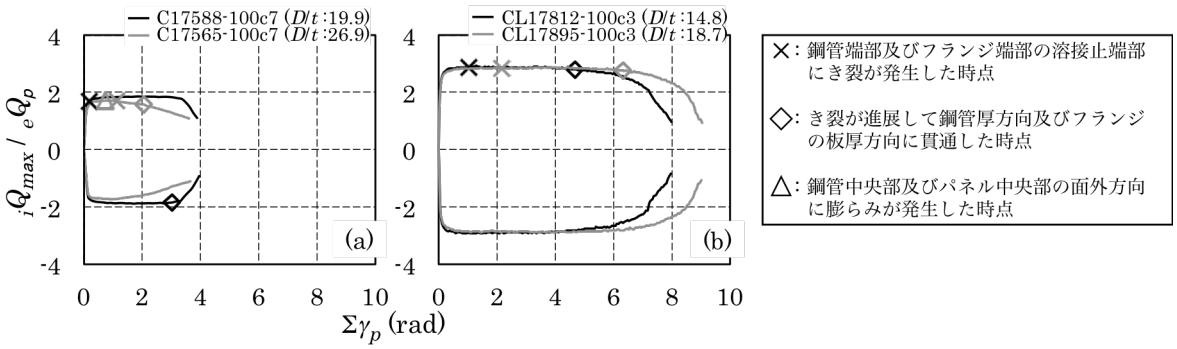


図 2.4.4　径厚比 D/t の影響

くなる．鋼管径が等しい場合，径厚比が小さい試験体でき裂発生が早くなる原因は，曲げ引張側の最外縁で生じる歪が大きくなるためである．平均せん断変形角が等しい場合，曲げ引張側端部の板厚方向に生じる曲率は両者で大きく違わないため，板厚が大きな試験体で最外縁に生じる歪が大きくなる．この内容については，後述する FEM 解析結果で考察する．

以上，D/t=14.8 試験体と D/t=18.7 の試験体では，径厚比が大きくなるほどき裂発生条件によって累積塑性変形角が大きくなる傾向がある．但し，D/t=26.9 の試験体では，せん断座屈によって耐力が劣化するため累積塑性変形角が小さくなる．結果として径厚比 20 程度の試験体が最も高い変形性能を有することになった．

○　載荷振幅の影響

図 2.4.5 に載荷振幅の影響を示す．図 2.4.5（a）の鋼管径 175mm，鋼管厚 6.5mm の試験体（D/t=26.9）では，耐力上昇率は 1.54～1.72 程度であり，載荷振幅が大きくなるほど耐力上昇率が高くなり，耐力劣化が早くなる．図 2.4.5（b）の鋼管径 177.8mm，鋼管厚 12mm の試験体（D/t=14.8）では，耐力上昇率は 2.93～3.70 程度で，載荷振幅が大きくなるほど溶接止端部のき裂発による耐力劣化が早くなる．載荷振幅が大きくなるほど溶接止端部のき裂発生と耐力劣化が早くなり，耐力上昇率が大きくなる．

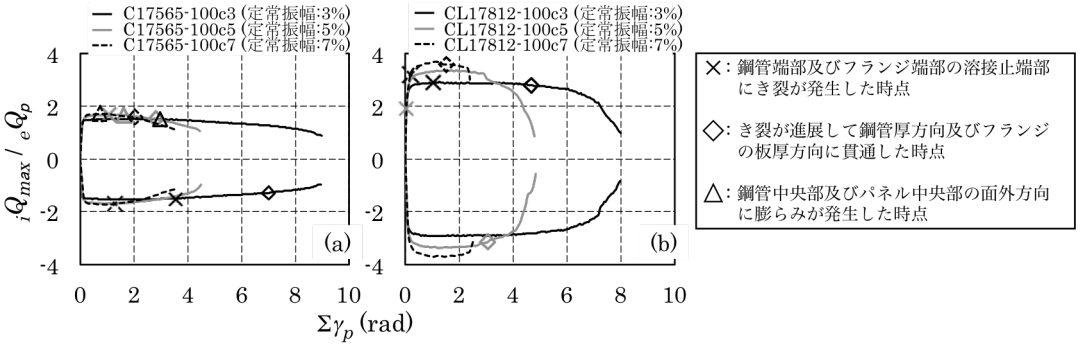


図 2.4.5　載荷振幅の影響

○　鋼管径の影響

図 2.4.6 に鋼管径 D の影響を示す．図 2.4.6 (a) のアスペクト比 1.0，定常振幅 3%の試験体では，耐力上昇率は 1.57～1.64 程度であり，D=175mm（C17588-100c3）では溶接止端部にき裂が発生したが，鋼管径によらず，いずれも 100 サイクル（$\Sigma\gamma_p$=5.3rad）に至るまで耐力が劣化しない．

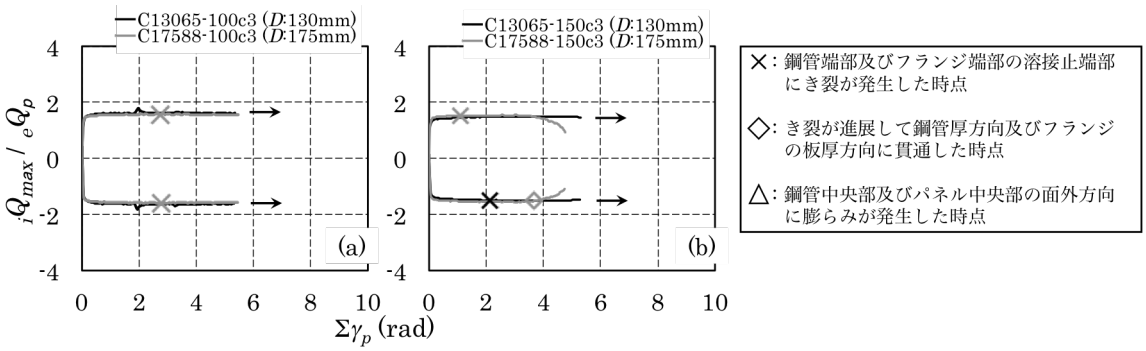


図 2.4.6　鋼管径の影響

図 2.4.6（b）のアスペクト比 1.5，定常振幅 3%の試験体では，耐力上昇率は，1.52～1.58 程度であり，溶接止端部にき裂が生じるものの 100 サイクルに至るまで耐力が劣化しない D=130mm 試験体（C13065-150c3）に比べ，D=175mm 試験体（C17588-150c3）では溶接止端部のき裂発生により耐力劣化が発生した．アスペクト比が同じ鋼管径 130mm と 175mm 試験体は径厚比も同じでほぼ相似形の関係にあるにもかかわらず，その変形性能は鋼管径の小さな 130mm 試験体の方が高い．これは，鋼管端部溶接部の裏当て金の影響であり，後述する FEM 解析結果で考察する．

○　鋼管種の影響

図 2.4.7 に鋼管種の影響を示す．図 2.4.6（a）の径厚比 D/t が 20 程度，定常振幅 5%の試験体では，耐力上昇率は鋼管種 LY225 の試験体（C17588-100c5）は 1.72 であり，LY100 の試験体（CL17895-100c5）は 3.09 である．LY225 と LY100 の試験体ではいずれも溶接止端部のき裂より耐力劣化が発生し，LY100 試験体の方が LY225 試験体に比べ，溶接止端部のき裂が早く発生するが，耐力 Q が最大耐力 Q_{max} の 90%まで低下した時点の$\Sigma\gamma_p$は 4.2 程度でほぼ同じである．図 2.4.6（b）の径厚比 D/t が 20 程度，定常振幅 7%の試験体では，定常振幅 5%の場合とほぼ同様なことにより耐力劣化が発生し，耐力 Q が最大耐力 Q_{max} の 90%まで低下した時点の$\Sigma\gamma_p$は LY100 の試験体（CL17895-100c5）が 3.35，LY225 の試験体（C17588-100c7）が 3.48 程度でほぼ同じである．

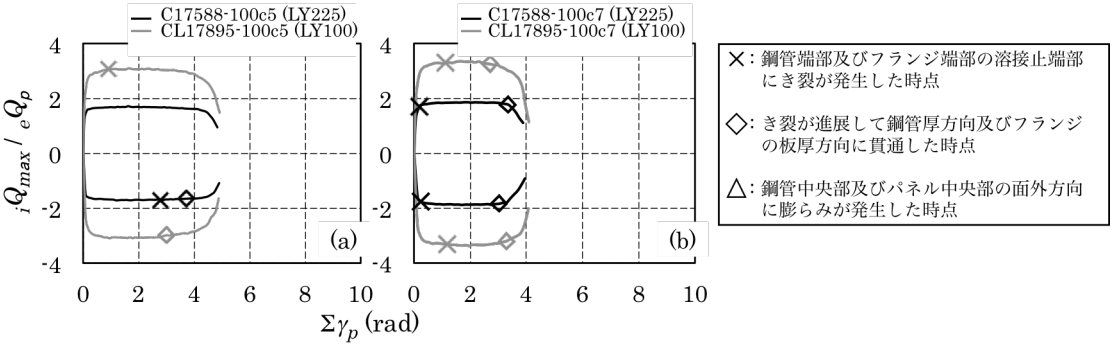


図 2.4.7　鋼管種の影響

○　断面形状の影響

図 2.4.8 に断面形状の影響を示す．全塑性せん断耐力と弾性剛性がほぼ同じである円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパーの耐力上昇率はいずれも 1.55 で同程度である．円形断面の試験体（C17588-150c3）では溶接止端部のき裂により耐力が劣化し，H 形断面の試験体（H26390-100c3）

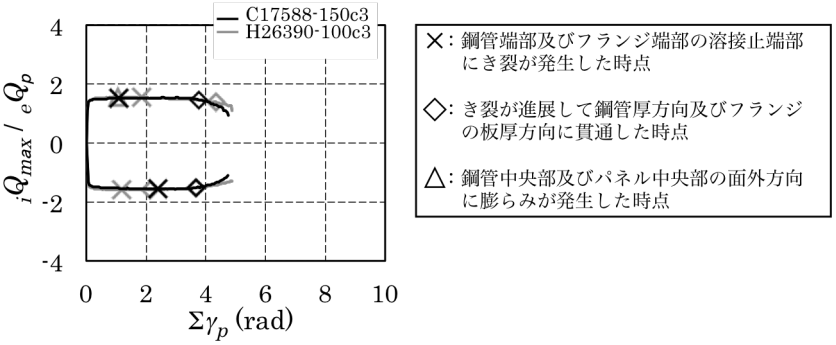


図 2.4.8　断面形状の影響

では，パネル中央部に面外方向の膨らみが発生し，その後，パネルとフランジの接合部にき裂が発生した．円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパーの耐力 Q が最大耐力 Q_{max} の 90%まで低下した時点の$\Sigma\gamma_p$はそれぞれ 4.02，4.06 程度でほぼ同じである．

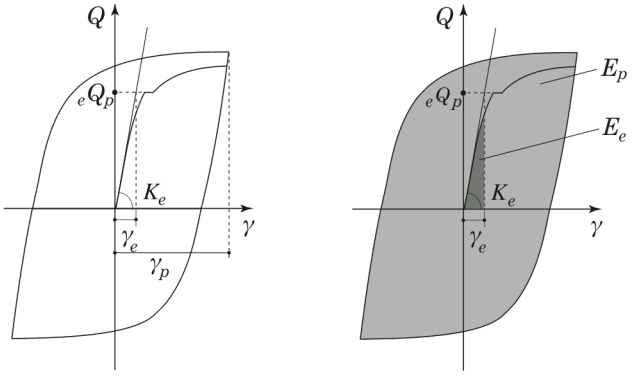
2.4.3　累積塑性変形倍率

累積塑性変形倍率は図 2.4.9 に示す記号を用いて次式で算定する．式(2.4.3)はせん断変形角γを用いて算定する方法であり，式(2.4.4)はエネルギー吸収量を用いて算定する方法である．

$$\eta_\gamma = \frac{\Sigma\gamma_{p90}}{\gamma_e}, \quad \eta_E = \frac{\Sigma E_{p90}}{E_e} \qquad (2.4.3),\ (2.4.4)$$

但し，$\Sigma\gamma_{p90}$ は耐力が最大耐力の 90%まで低下した時点での累積塑性せん断変形角，γ_eは全塑性せん断耐力の実験値 ${}_eQ_p$ を弾性剛性の実験値 K_e で除した弾性平均せん断変形角，ΣE_{p90} は耐力が最大耐力の 90%まで低下した時点でのエネルギー吸収量の累積値，E_e はγ_e時の弾性エネルギー吸収量である．

表 2.4.1 及び図 2.4.10 に定常振幅で載荷した試験体における算定したそれぞれの累積塑性変形倍



＜せん断変形角を用いる方法＞　　＜エネルギー吸収量を用いる方法＞

図 2.4.9　累積塑性変形倍率の算定における記号

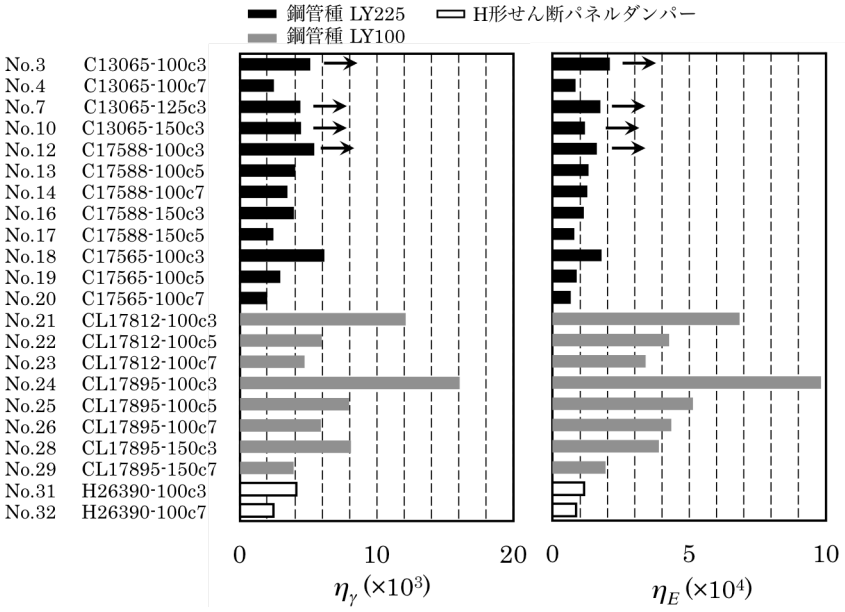


図 2.4.10　累積塑性変形倍率

率を示す．表及び図中の↑及び→印は，載荷終了時まで耐力の低下がない場合の載荷終了時の値を示し，それ以上の変形性能及びエネルギー吸収能力を有することを示す．図中の黒色，灰色，白色はそれぞれ円形鋼管ダンパーの鋼管種 LY225，LY100 の試験体と H 形せん断パネルダンパーの試験体を示す．

円形鋼管ダンパーは鋼管種 LY100 の場合が LY225 の場合よりη_γとη_Eが高くなり，定常振幅 3%・5%・7%の試験体で，η_γは 3944・2446・1994 以上の値を有し，η_Eは，11665・8171・6645 以上の値を有することが確認できる．また，全塑性せん断耐力と弾性剛性がほぼ同じ円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパーのη_γとη_Eは，それぞれ 4000 程度，11600 程度でほぼ同じである．

2.4.4　疲労曲線

鋼構造制振設計指針 [2.2), 2.3)]では，定常振幅載荷されたアスペクト比 1.0 の H 形せん断パネルダンパーを対象とし，Manson−Coffin 則 [2.4), 2.5)]を用いて式(2.4.5)のせん断変形角片振幅 γ_t と耐力が最大耐力の 90%まで低下した時点での半サイクル数 N_fの関係の疲労寿命を予測している．

$$N_f = \frac{1}{2}\cdot\left|\frac{\gamma_t}{C}\right|^{-m} \tag{2.4.5}$$

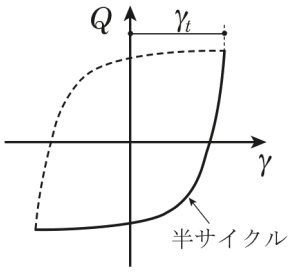


図 2.4.11　せん断変形角片振幅γ_tと半サイクルの定義

但し，C と m：実験定数，γ_t：せん断変形角片振幅，N_f：耐力が最大耐力の 90%まで低下した時点での半サイクル数であり，γ_tと半サイクルの定義を図 2.4.11 に示す．また，式(2.4.5)の疲労寿命にはパネルの幅厚比・アスペクト比・鋼種を考慮した基準化幅厚比が強い相関があり，それぞれの基準化幅厚比に対する疲労曲線を以下のように示している．

$$0.150 \le \frac{{}_h h}{{}_h t_w}\cdot\sqrt{\frac{{}_w\tau_u}{\kappa_s\cdot E}} \le 0.165 \text{ では，} C = 0.482,\ m = 2.40,\ R = -0.980 \tag{2.4.6}$$

$$0.299 \le \frac{{}_h h}{{}_h t_w}\cdot\sqrt{\frac{{}_w\tau_u}{\kappa_s\cdot E}} \le 0.303 \text{ では，} C = 0.410,\ m = 2.27,\ R = -0.986 \tag{2.4.7}$$

$$0.339 \le \frac{{}_h h}{{}_h t_w}\cdot\sqrt{\frac{{}_w\tau_u}{\kappa_s\cdot E}} \le 0.355 \text{ では，} C = 0.365,\ m = 2.17,\ R = -0.998 \tag{2.4.8}$$

$$0.500 \le \frac{{}_h h}{{}_h t_w}\cdot\sqrt{\frac{{}_w\tau_u}{\kappa_s\cdot E}} \le 0.505 \text{ では，} C = 0.252,\ m = 1.94,\ R = -0.978 \tag{2.4.9}$$

$$0.655 \le \frac{{}_h h}{{}_h t_w}\cdot\sqrt{\frac{{}_w\tau_u}{\kappa_s\cdot E}} \le 0.707 \text{ では，} C = 0.273,\ m = 1.52,\ R = -0.977 \tag{2.4.10}$$

但し，${}_h h$：パネルの高さ，${}_h t_w$：ウェブの板厚，${}_w\tau_u = {}_w\sigma_u / \sqrt{3}$，${}_w\sigma_u$：パネルの引張応力度，$\kappa_s$：周辺単純支持板の板座屈係数であり，次式で算定する．

$$\frac{{}_h d}{{}_h h} \ge 1.0 \text{ のとき，} \kappa_s = 5.34 + 4.0 \Big/ \left(\frac{{}_h d}{{}_h h}\right)^2 \tag{2.4.11}$$

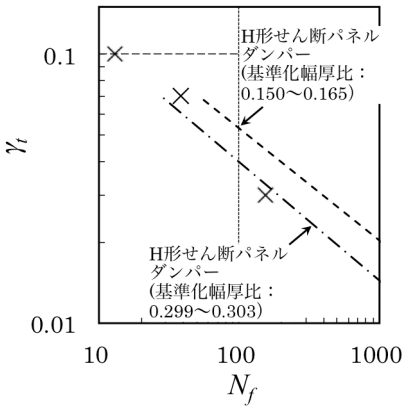
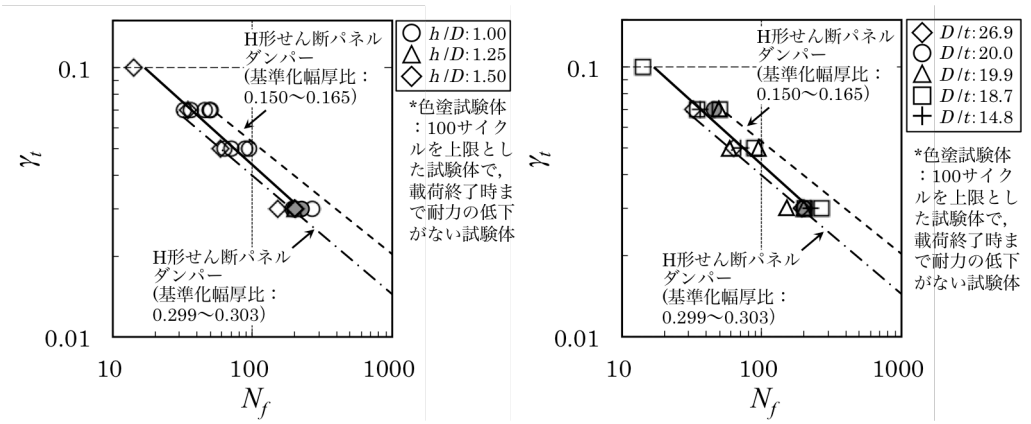


図 2.4.12　H 形せん断パネルダンパーのγ_tと N_fの関係（No.30～No.32）



（a）アスペクト比 h/D の分類　　（b）径厚比 D/t の分類

図 2.4.13　円形鋼管ダンパーのγ_tと N_fの関係

$$\frac{{}_hd}{{}_hh} < 1.0 \text{ のとき，} \kappa_s = 4.0 + 5.34 \Big/ \left(\frac{{}_hd}{{}_hh}\right)^2 \tag{2.4.12}$$

但し，${}_hd$：パネルの幅である．

本節では，定常振幅載荷した試験体におけるせん断変形角片振幅 γ_tと半サイクル数 N_f に対して Manson-Coffin 則を用いて疲労寿命を予測し，鋼構造制振設計指針で示す H 形せん断パネルの疲労寿命と比較検討する．

表 2.4.1 に半サイクル数 N_fを併記し，図 2.4.12 と図 2.4.13 にγ_tと N_fの関係を示す．図中には鋼構造制振設計指針で示す H 形せん断パネルダンパーの疲労曲線の中で，変形性能が最も高い場合である基準化幅厚比が 0.150～0.165 の場合と 0.299～0.303 の場合の回帰式をそれぞれ破線と一点鎖線で示す．図 2.4.12 に本章で使用した H 形せん断パネルダンパーのγ_t-N_f 関係を示す．本章での H 形せん断パネルダンパーは基準化幅厚比が 0.28 であり，鋼構造制振設計指針で示す H 形せん断パネルダンパーの内，変形性能が最も高い場合（基準化幅厚比：0.150～0.165，0.299～0.303）と同程度の疲労寿命を有することが確認できる．図 2.4.13 に円形鋼管ダンパーに対するγ_t- N_f 関係をアスペクト比 h/D と径厚比 D/t に分類して示す．図中，色塗りの試験体は 100 サイクルを上限とした試験体の中で，載荷終了時まで耐力が劣化しない場合であり，それ以上の変形性能を有することを示す． γ_tと N_fは負の相関があり，h/D と径厚比 D/t の影響は小さく，これと同様に鋼管種の影

響も小さい．また，色塗りの試験体を除き，回帰分析すると式(2.4.13)が得られる．

$$\gamma_t = 0.376 \cdot N_f^{-0.468} \tag{2.4.13}$$

但し，相関係数 R は−0.938 ある．(2.4.13)式を図 2.4.13 に実線で示す．定常振幅を受ける円形鋼管ダンパーの平均的な疲労寿命は(2.4.13)式で予測可能であり，設計時には，これに安全率を考慮する．本章での円形鋼管ダンパーの実験範囲（h/D：1.00～1.50，D/t：14.8～26.9）では，h/D 及び D/t によらず，鋼構造制振設計指針で示す H 形せん断パネルダンパーの内，変形性能が最も高い場合（基準化幅厚比：0.150～0.165，0.299～0.303）と同程度の疲労寿命を有し，円形鋼管ダンパーは高い疲労寿命を有することが確認できる．

2.5 FEM 解析

2.5.1 解析概要

本項では，単調載荷実験における荷重−変形関係の追跡とともに，き裂に関係する局所歪を把握するため，FEM 解析を実施する．使用するプログラムは，汎用有限要素プログラム MSC.Marc [2.6)] である．円形鋼管ダンパーは，図 2.2.1 に示すように上・下エンドプレート部，鋼管部，裏当て金，溶接余盛りで構成される．そこで，FEM 解析モデルは，図 2.5.1 に示すように上・下エンドプレートを除いた部分を対象とし，鋼管部と裏当て金と溶接余盛りを考慮してモデル化する．該当部分には 8 節点の Solid 要素を使用し，対称性より 2 分の 1 モデルとする．解析モデルは，鋼管の上・下部の外側と溶接余盛りを一体化とする．また，鋼管の上・下部の内側と裏当て金は，材軸に対して両端部から 10mm までを一体化とし，他の部分には摩擦係数 0.25 として接触させる．境界条件は，下端部を固定端とし，上端部に強制変位を与え単調載荷する．なお，解析に入力する応力度-歪度関

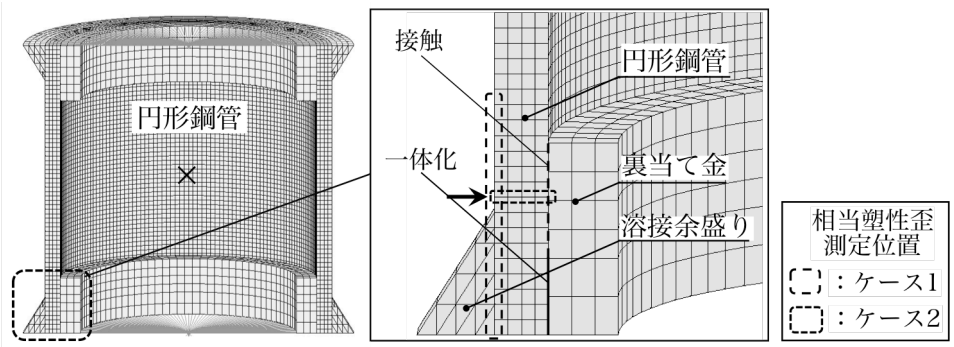


図 2.5.1　解析モデルと相当塑性歪ε_{eq}測定位置

表 2.5.1　解析対象及び解析結果

No	試験体名	D (mm)	t (mm)	D/t	h (mm)	h/D	${}_aQ_p$ (kN)	${}_eQ_p/{}_aQ_p$	${}_aK$ ×10³ (kN/rad)	${}_eK/{}_aK$	備考
1	C13065-100m	130.0	6.5	20.0	130	1.00	198	0.97	112.7	0.71	ケース1
5	C13065-125m				162	1.25	193	0.96	102.5	0.70	
8	C13065-150m				194	1.50	187	0.97	93.0	0.73	
11	C17588-100i	175.0	8.8	19.9	175	1.00	387	0.95	195.4	0.96	
15	C17588-150i				273	1.50	365	0.94	171.8	0.94	
21	CL17812-100c3	177.8	12.0	14.8	175	1.00	-				ケース2
			10.0	17.8							
			8.0	22.2							
			7.0	25.4							

係は，引張素材試験の結果から得られた平均値を真応力–真塑性歪関係に置換して使用する．

表 2.5.1 に解析対象を示す．解析対象は，2 つのケースに分類する．表中，備考欄のケース 1 では鋼管径及びアスペクト比の影響を検討することを目的とし，鋼管径が 130mm の場合，アスペクト比が 1.0，1.25，1.5 の 3 種類，鋼管径が 175mm の場合，アスペクト比が 1.0，1.5 の 2 種類である．但し，鋼管径 175mm の場合は，漸増載荷曲線を骨格曲線に置換したものを比較対象とする．ケース 2 では，径厚比が小さいほどき裂の発生が早くなる原因を検討することを目的とし，No.21（CL17812-100c3）試験体に基づいた単調載荷したもので，鋼管径が 177.8mm，アスペクト比を 1.0 とし，鋼管厚が 12mm，10mm，7mm の 4 種類とする．

2.5.2　せん断力と平均せん断変形角の関係（ケース 1）

ケース 1 の解析結果より得られた全塑性せん断耐力 ${}_aQ_p$，初期剛性 ${}_aK$ を実験結果と比較し，表 2.5.1 に併記する．但し，${}_aQ_p$ はせん断力 Q と平均せん断変形角γ関係の 0.35%off-set 耐力値，${}_aK$ は ${}_aQ_p$ の 1/3 の割線剛性である．全塑性せん断耐力の実験値と解析値の比 ${}_eQ_p/{}_aQ_p$ は，0.94~0.97 であり，解析値は実験値とよく対応している．弾性剛性の比 ${}_eK/{}_aK$ に対しては，鋼管径 130mm の場合，0.70~0.73 であり，鋼管径 175mm の場合では，約 0.95 となる．図 2.5.2 と図 2.5.3 に解析及び実験結果から得られたせん断力 Q と平均せん断変形角γ関係を比較して示す．鋼管径 130mm の場合は，いずれも降伏棚を有する履歴性状を示し，アスペクト比が大きくなるほど，解析結果と実験結果が良く対応する．一方，漸増繰返し載荷曲線を骨格曲線に置換して比較した鋼管径 175mm の場合は，全塑性せん断耐力の近傍では，実験結果と同程度であるが，歪硬化以降の耐力上昇域では，γが約 0.15 までには実験結果が解析結果より耐力上昇が若干大きくなり，以降，ほぼ一致する．

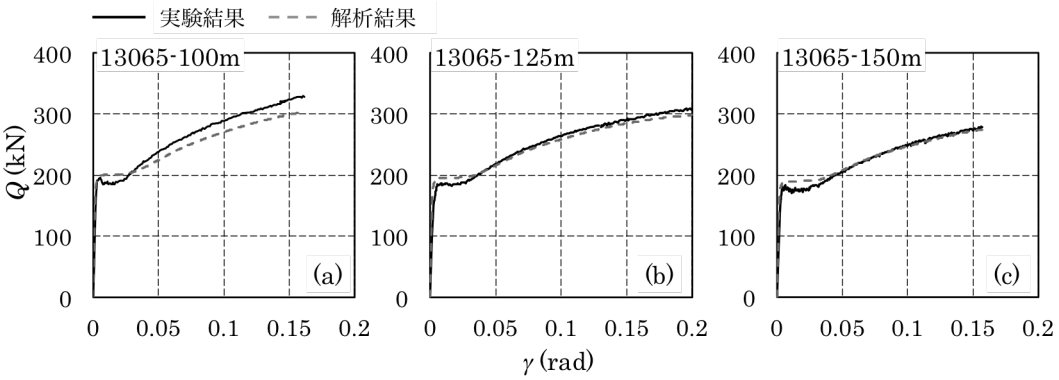


図 2.5.2　せん断力 Q と平均せん断変形角γの関係（鋼管径 130mm）

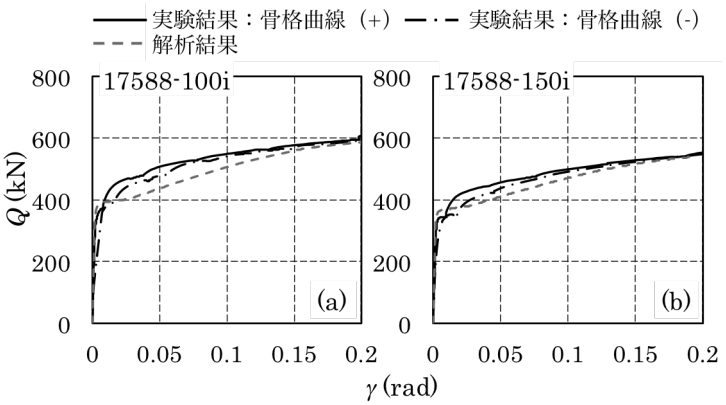
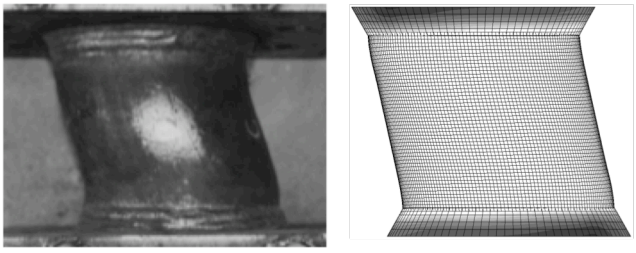


図 2.5.3　せん断力 Q と平均せん断変形角γの関係（鋼管径 175mm）



（a）実験結果　　（b）解析結果

図 2.5.4　変形状態（C13065-100m，γ：0.17rad）

図 2.5.4 に C13065-100m 試験体における実験及び解析終了時の変形状態を示す．裏当て金と溶接余盛りを考慮した FEM 解析モデルは実験結果とほぼ同じ変形をすることが確認できる．

2.5.3　アスペクト比と相当塑性歪の関係（ケース 1）

鋼材の塑性変形能力及び延性き裂発生に及ぼす有効なパラメータとして(2.4.1)式の相当塑性歪 ε_{eq} がある [2.7]．アスペクト比及び鋼管径の影響を調べるため，局部的に発生する相当塑性歪を出力する．出力位置は図 2.5.1 に示すように材端部では 30mm まで 2mm 間隔ごとと図中に×印で表記した鋼管中央部である．相当塑性歪が最大となる位置は溶接止端部であり．写真 2.4.1（a）に示すように繰返し載荷実験結果のき裂発生位置と一致する（図 2.5.1 中，→印の所）．

図 2.5.5 に溶接止端部及び鋼管中央部（図 2.5.1 中の×印）に発生する平均せん断変形角 0.05rad, 0.1rad, 0.15rad 時の相当塑性歪 ε_{eq} とアスペクト比 h/D の相関を示す．図中，△印は鋼管径 130mm の試験体，◆印は鋼管径 175mm の試験体の結果を示す．図 2.5.5（b）より鋼管中央では，アスペクト比が大きくなるほど相当塑性歪が減少し，鋼管径によらず，ほぼ同じ傾きで変化することが分

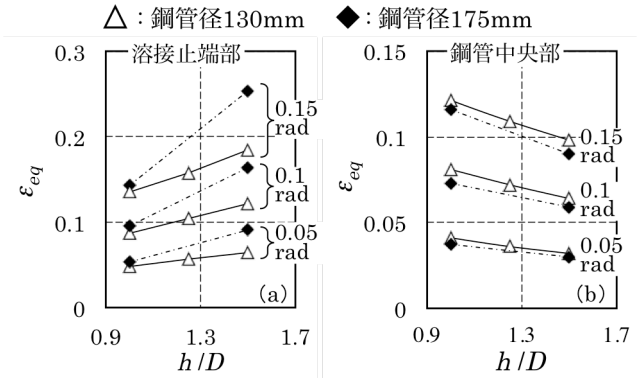


図 2.5.5　相当塑性歪 ε_{eq} とアスペクト比 h/D の関係

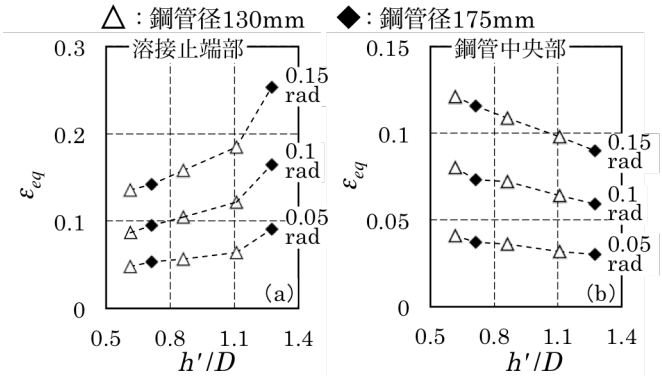


図 2.5.6　相当塑性歪 ε_{eq} と有効アスペクト比 h'/D の関係

かる．図 2.5.5（a）溶接止端部では，アスペクト比が大きくなるほど相当塑性歪が大きくなり，鋼管径 130mm より鋼管径 175mm の方が，傾きが大きく変化する．また，同じ平均せん断変形角時の相当塑性歪を比較すると鋼管径 130mm より鋼管径 175mm の方が高い．従って，鋼管径 175mm のき裂が早期に発生するし，それによる耐力劣化も早くなると考えられる．この結果は，2.4.2 項のアスペクト比と径厚比が同じ鋼管径 130mm と 175mm 試験体はほぼ相似形の関係にあるにもかかわらず，変形性能は鋼管径の小さな 130mm 試験体の方が高い実験結果と対応する．これは，鋼管径によらず高さ 25mm・幅 9mm の裏当て金が使われていることに起因すると考えられ，裏当て金を除いた鋼管高さ h'（図 2.2.1(a)参照）と鋼管径 D の比として定義する有効アスペクト比 h'/D を用いて以下で説明する．

図 2.5.6 に溶接止端部と鋼管中央に発生する平均せん断変形角 0.05rad，0.1rad，0.15rad 時の相当塑性歪と有効アスペクト比の関係を示す．有効アスペクト比の大きさ順に記すと C13065-100m＜C17588-100m＜C13065-125m＜C13065-150m＜C17588-150m となり，有効アスペクト比は鋼管径 175mm の方が大きくなる．図 2.5.6（a）より溶接止端部に発生する相当塑性歪は有効アスペクト比が大きくなるほど高くなる．また，有効アスペクト比 1.11（C13065-150m）から 1.27（C17588-150ci）では急激に上昇する傾向である．一方，図 2.5.6（b）より鋼管中央では，有効アスペクト比が大きくなるほど相当塑性歪が小さくなり，ほぼ線形的に変化する．すなわち，有効アスペクト比が大きいほど溶接止端部の延性き裂が生じやすく変形性能が小さくなると考えられ，この傾向は実験結果と対応する．

本節では，相似形の関係にある試験体は，裏当て金の影響により変形性能が異なる原因を明らかにした．但し，表 2.4.1 に示す全塑性せん断耐力及び弾性剛性の計算結果においては，裏当て金の有無による影響はほとんどない．また，図 2.5.4（a）に示すように裏当て金の部位でも曲げ変形が起こることが確認されており，全塑性せん断耐力・弾性剛性の算定において計算に裏当て金を除いた鋼管高さ h'を考慮すると式が複雑になるため，平均せん断変形角 γとアスペクト比 h/D においては鋼管高さ h で定義することとした．

2.5.4　径厚比と相当塑性歪の関係（ケース 2）

径厚比が小さい試験体のき裂発生が早くなる原因を調べるため，局部的に発生する歪を出力する．出力位置は図 2.5.1 中での→印の所の板厚方向である．図 2.5.7 に曲げ引張側の板厚方向に対する材軸方向歪 εの分布を示す（平均せん断変形角 0.1rad の時）．図の縦軸は材軸方向に発生する

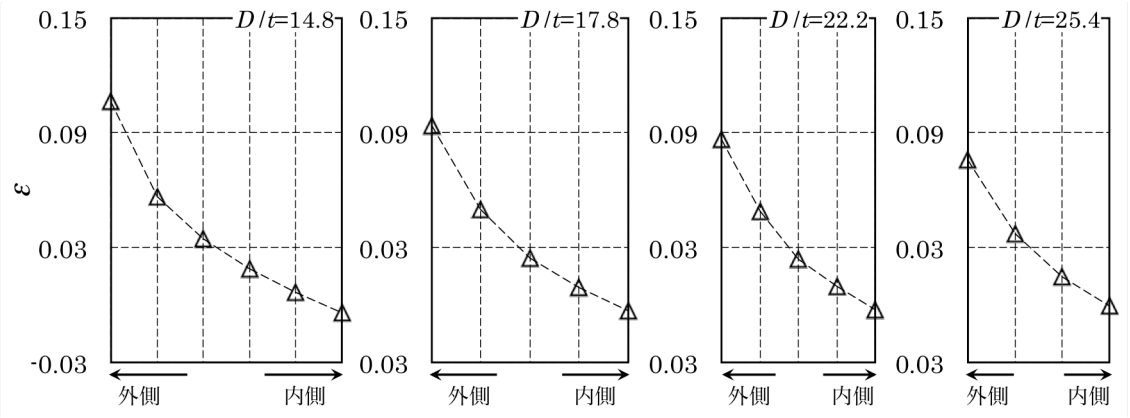


図 2.5.7　曲げ引張側の板厚方向に対する軸方向歪 εの分布

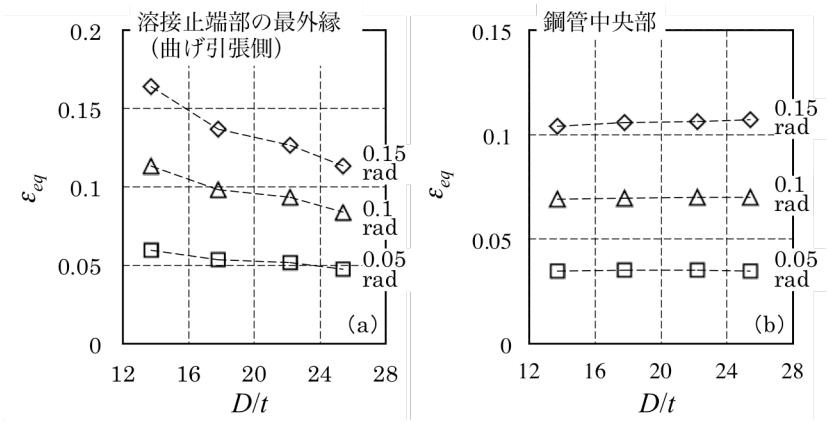


図 2.5.8　相当塑性歪ε_{eq}と径厚比 D/t の関係

歪 ε，横軸は鋼管厚を示し，左側が鋼管の外側，右側が鋼管の内側を示す．図より径厚比が小さくなるほど，最外縁での歪が大きくなることが確認できる．また，歪分布が線形ではないことは，溶接止端部で歪集中が生じるためであると考えられる．図 2.5.8 に溶接止端部の最外縁（曲げ引張側）と鋼管中央に発生する平均せん断変形角 0.05rad，0.1rad，0.15rad 時の相当塑性歪と径厚比の関係を示す．図 2.5.8（a）より径厚比が小さいほど相当塑性歪が大きくなり，径厚比が小さな試験体のき裂発生が早くなる実験結果の傾向と一致することが確認できる．一方，図 2.5.6（b）より鋼管中央では，径厚比によらず相当塑性歪がほぼ一定となる．

2.6　結

本章では，低降伏点円形鋼管ダンパー単体に対しての鋼管径・アスペクト比・径厚比・載荷振幅・鋼管種をパラメータとし，その弾性剛性，全塑性せん断耐力などの履歴性状を把握するため，せん断加力実験及び単調載荷実験に対する FEM 解析を行った．また，低降伏点円形鋼管ダンパーの試験体について全塑性せん断耐力，弾性剛性，重量がほぼ同じ H 形せん断パネルダンパーの試験体を用意し，その力学特性を比較・検討する．これまでの検討結果から以下の知見が得られた．

1)　繰返しせん断加力実験結果より，低降伏点円形鋼管ダンパーは紡錘形の安定した履歴性状を示した．

2)　曲げ降伏領域とせん断降伏領域を想定した崩壊機構による全塑性せん断耐力の評価式を提案した．実験値と計算値の比 ${}_eQ_p/{}_cQ_p$ は 0.96～1.30 であり，評価式が妥当であること示した．また，曲げ変形とせん断変形を考慮して算定した弾性剛性について，実験値と計算値の比 ${}_eK/{}_cK$ は 0.84～1.31 であり，提案した評価式は実験結果と良好な対応を示す．

3)　円形鋼管ダンパーの破壊形式は鋼管中央部に面外変形が発生し，最終的にせん断座屈による破壊，鋼管端部溶接止端部にき裂が発生し，き裂進展により板厚方向に貫通，以上の 2 つが両方発生することの 3 種類である．

4)　アスペクト比が大きくなるほど累積塑性変形角が小さくなる．これは，アスペクト比が大きくなるほど(2.3.3)式のせん断降伏領域αが小さくなり，崩壊機構の曲げ降伏領域が大きくなる．そのため，アスペクト比が大きくなると曲げ降伏領域に生じる変形が大きくなり，き裂の発生が起こりやすくなるためである．

5)　径厚比 14.8 と 18.7 試験体では，両方ともき裂により耐力が劣化し，鋼管径が等しく径厚比が

小さい試験体でき裂発生が早くなった．その原因は，FEM 解析結果により曲げ引張側最外縁で生じる歪が大きくなるためである．但し，径厚比 26.9 の試験体では，せん断座屈によって耐力が劣化するため累積塑性変形角が小さくなる．結果として径厚比 20 程度の試験体が最も高い変形性能を有することになる．

6) 鋼管種以外のパラメータがほぼ同じ LY100 と LY225 試験体を比較すると，耐力が最大耐力の 90%まで低下した時点の累積塑性せん断変形角はほぼ同じである．

7) アスペクト比が同じ鋼管径 130mm と 175mm の試験体は径厚比も同じでほぼ相似形の関係になるにも関わらず, 累積塑性せん断変形角は鋼管径が小さな 130mm 試験体の累積塑性変形せん断変形角が大きい．これは，裏当て金の影響であり，有効アスペクト比（裏当て金を除いた鋼管高さ h'/鋼管径 D）を用いて整理すると，FEM 解析から得られた溶接止端部・鋼管中央部の相当塑性歪と良い相関関係が得られた．

8) 全塑性せん断耐力と弾性剛性がほぼ同じ円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパーは耐力上昇率がほぼ同じであり，耐力が最大耐力の 90%まで低下した時点の累積塑性せん断変形角はほぼ同じである．

9) 定常振幅を受ける試験体の疲労寿命について Manson-Coffin 則を用いて(2.4.13)式の疲労曲線式を提示した．実験パラメータの範囲（h/D：1.00～1.50，D/t：14.8～26.9）では，鋼構造制振設計指針で示す H 形せん断パネルダンパーの内，変形性能が最も高い場合（基準化幅厚比：0.150～0.165，0.299～0.303）と同程度の疲労寿命を有し，円形鋼管ダンパーは高い疲労寿命を有することを確認した．

参考文献

2.1) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2001.11

2.2) 日本建築学会：鋼構造制振設計指針，2014.11

2.3) 玉井宏章：せん断パネルダンパーの累積損傷度について，日本建築学会構造系論文集，No.707，pp.147-155，2015.01

2.4) S.S.Manson，T.J.Dolan：Thermal Stress and Low Cycle Fatigue，Journal of Applied Mechanics，vol.33，issue 4，pp.957，1961.12

2.5) J.F.Tavernell，L.F.Coffin：Experimental Support for Generalized Equation Predicting Low Cycle Fatigue，Journal of Fluids Engineering，pp.533-537，1962.12

2.6) Msc.Marc User's Guide Version 2013.1, Msc Software Corporation LA, 2013.10

2.7) 小野徹郎, 佐藤篤司, 横川貴之, 相川直子: 構造用鋼材の延性き裂発生条件, 日本建築学会構造系論文集, No.565, pp.127-134, 2003.3

第３章　２方向載荷を想定した低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状

3.1　序

2 章では，円形鋼管ダンパーに対して鋼管径・アスペクト比・径厚比・鋼管種・載荷振幅をパラメータで 1 方向のせん断加力実験を行い，その力学性状を把握した．一方，円形鋼管ダンパーは，円形の断面形状から外力に対する方向性がないという特徴がある．

図 3.1.1 に間柱支持された円形鋼管ダンパーが架構内に設置される状況を示す．本研究では，間柱支持された円形鋼管ダンパーが構面内の力を受ける場合を想定している．但し，この場合でも，円形鋼管ダンパーには構面内方向の力と比較すると小さくなるものの，構面外方向の力は作用する．一方，間柱支持された円形鋼管ダンパーが次の条件であれば，円形鋼管ダンパーに構面外方向の力を積極的に受けることとなる．

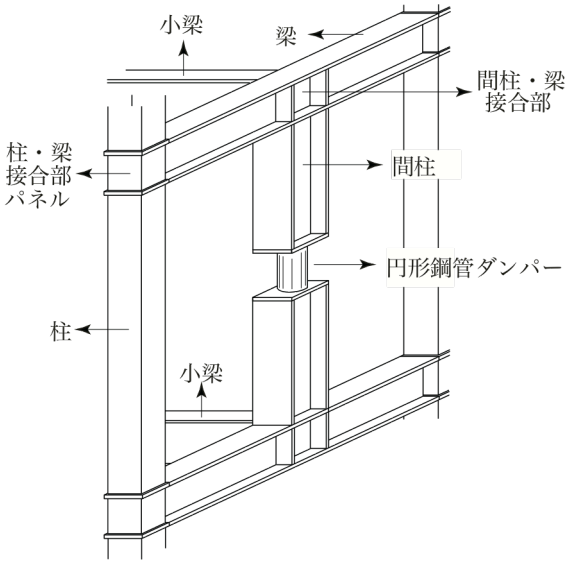
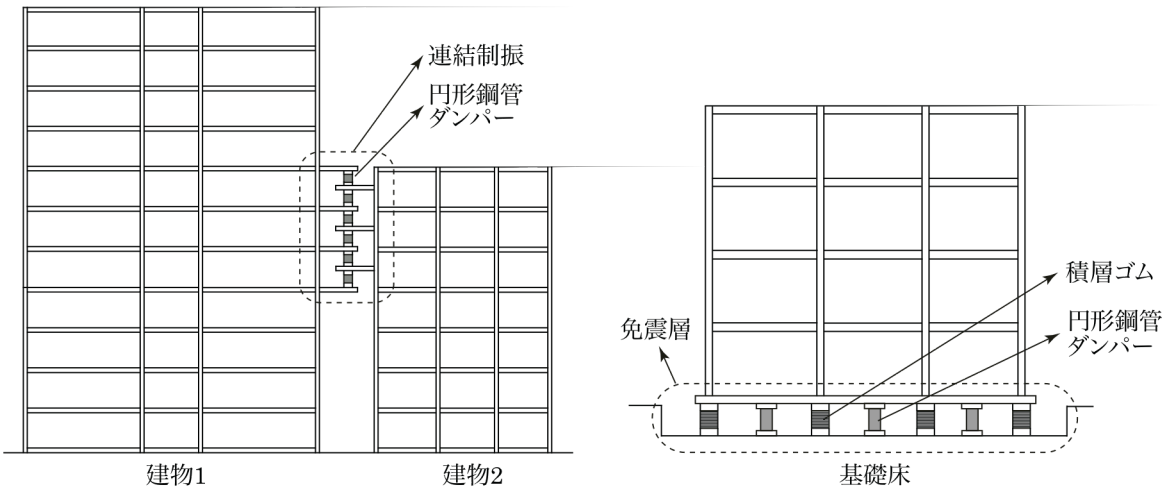


図 3.1.1　間柱支持された円形鋼管ダンパーの設置状況（架構内）



（a）連結制振　　（b）免震層

図 3.1.2　任意方向へ変位が発生する場合の例（架構外）

・　間柱端部に接合される梁に小梁が直交配置で剛接合されること
・　間柱端部と梁が構面外方向に対して剛接合されること
・　構面外方向に対して間柱がダンパー最大耐力時にも弾性状態に留まり，十分な弾性剛性を有すること

また，架構外では，図 3.1.2 に示すように固有周期が異なる建物の間に連結制振[例えば 3.1) 3.2)]として使用する場合と免震層に積層ゴム[例えば 3.3) 3.4)]と併用する場合に円形鋼管ダンパーを使用することにより任意方向に対する地震エネルギーを吸収し，建物の振動を減衰させる機構として使用できる．

以上のように，本研究で対象とする間柱支持された円形鋼管ダンパーが構面内の力を受ける場合でも構面外方向の力を受ける可能性があり，将来的には任意方向へ変位が生じる部位での利用が期待されるため，任意方向に対する円形鋼管ダンパーの力学性状を把握する必要がある．その一環として本章では，円形鋼管ダンパーのアスペクト比・鋼管種をパラメータとし，2 方向載荷に対する基礎的な知見を得るために，定常振幅繰返し載荷（以下，2 方向載荷）を行い，2 章での 1 方向に対する場合と力学性状を比較・検討する．

3.2　実験概要

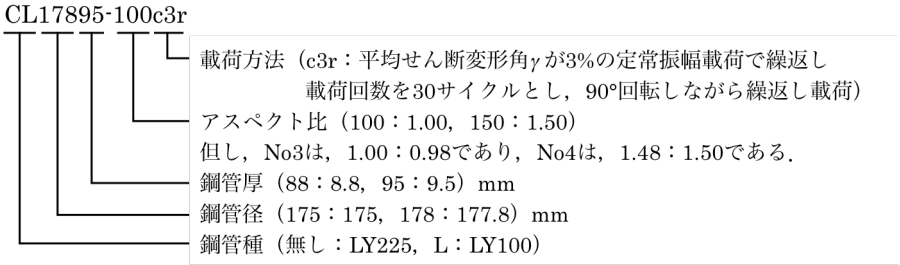
3.2.1　試験体と載荷方法

試験体一覧を表 3.2.1 に示す．但し，試験体形状は図 2.2.1 と同様である．実験パラメータは鋼管種・アスペクト比である．試験体に使用する鋼管種は LY100 と LY225 の 2 種類であり，断面形状は ϕ175×8.8，ϕ177.8×9.5 の 2 種類とする．また，アスペクト比 h/D は 1.0，1.50 の 2 種類，径厚比 D/t は 18.7，19.9 の 2 種類とする．但し，径厚比の 18.7，19.9 は，近傍の値であるため，以下ではまとめて評価する．それぞれの試験体は 2 章の No.12, 16, 24, 28（C17588-100c3, C17588-150c3，CL17895-100c3，CL17895-150c3）が比較対象となる．それぞれの機械的性質は 2 章の表 2.2.2 と同じである．測定方法と載荷装置は，2 章と同様である．

図 3.2.1 に載荷方法を示す．試験体の平均せん断変形角γが 3%の定常振幅載荷 30 サイクルで繰返す．その後，試験体を時計回りに 90°回転し同様に 30 サイクル繰返し載荷する．これを耐力が最大耐力の 90%以下に低下するまで繰返す．

表 3.2.1　試験体一覧

No.	試験体名	鋼管種	D (mm)	t (mm)	D/t	h (mm)	h/D	載荷振幅 (rad)
1	C17588-100c3r	LY225	175.0	8.8	19.9	175.0	1.00	0.03
2	C17588-150c3r					263.0	1.50	
3	CL17895-100c3r	LY100	177.8	9.5	18.7	175.0	0.98	
4	CL17895-150c3r					263.0	1.48	



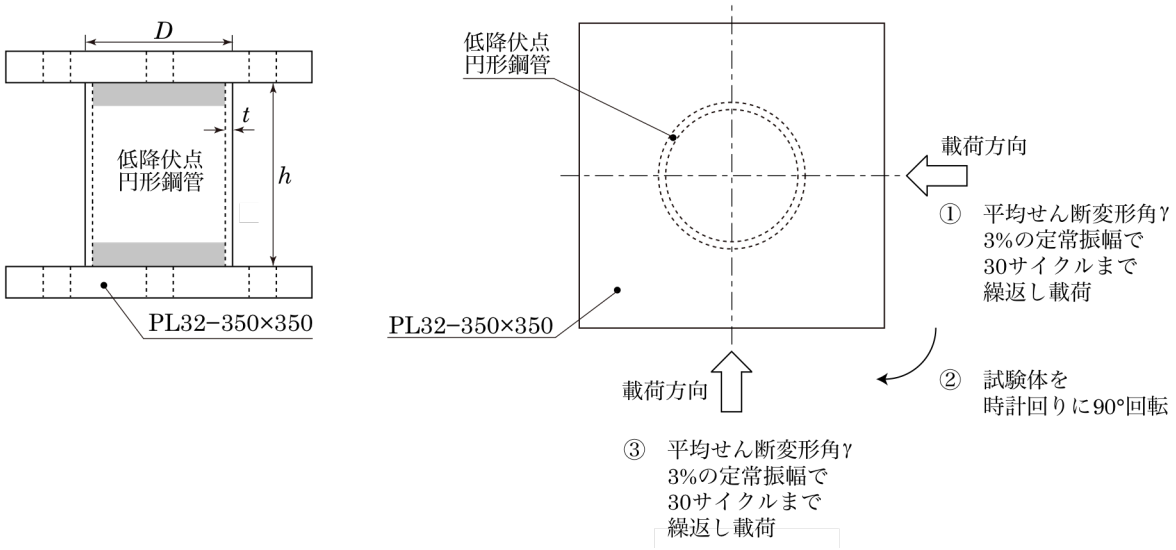


図 3.2.1　載荷方法

3.3　実験結果及び考察

3.3.1　せん断力と平均せん断変形角の関係

表 3.3.1 に全塑性せん断耐力と弾性剛性に対する実験結果と計算結果の比較を示す．全塑性せん断耐力と弾性剛性の算定は 2 章の 2.3 項と同様である．表中の記号は，${}_eQ_p$：実験より得られた全塑性せん断耐力，${}_cQ_p$：(2.3.4)式で計算した全塑性せん断耐力，${}_eK$：実験より得られた弾性剛性，${}_cK$：(2.3.12)式で計算した弾性剛性である．但し，${}_eQ_p$ と ${}_eK$ は各試験体において回転する前の Q–γ 関係から求めた値である．全塑性せん断耐力の実験値と計算値の比 ${}_eQ_p/{}_cQ_p$ は 0.10〜1.37 であり，弾性剛性の比 ${}_eK/{}_cK$ は 0.94〜1.09 である．

図 3.3.2〜図 3.3.3 に試験体の実験結果の例を示す．縦軸にせん断力 Q，横軸に平均せん断変形角 γ を示す．図 3.3.1 に図 3.3.2 と図 3.3.3 の実験結果に対する凡例の例を示す．試験体名の後ろの数

表 3.3.1　全塑性せん断耐力と弾性剛性の比較

No.	試験体名	${}_eQ_p$ (kN)	${}_cQ_p$ (kN)	${}_eQ_p/{}_cQ_p$	${}_eK$ ×10^3 (kN/rad)	${}_cK$ ×10^3 (kN/rad)	${}_eK/{}_cK$
1	17588-100c3r	407	371	1.10	186.6	171.2	1.09
2	17588-150c3r	386	343	1.12	151.1	148.0	1.02
3	L17895-100c3r	259	190	1.37	173.0	184.3	0.94
4	L17895-150c3r	230	175	1.31	160.1	159.6	1.00

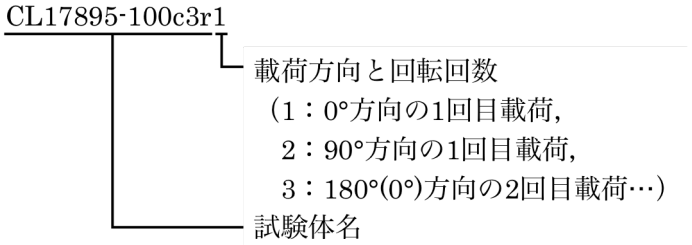


図 3.3.1　実験結果の凡例

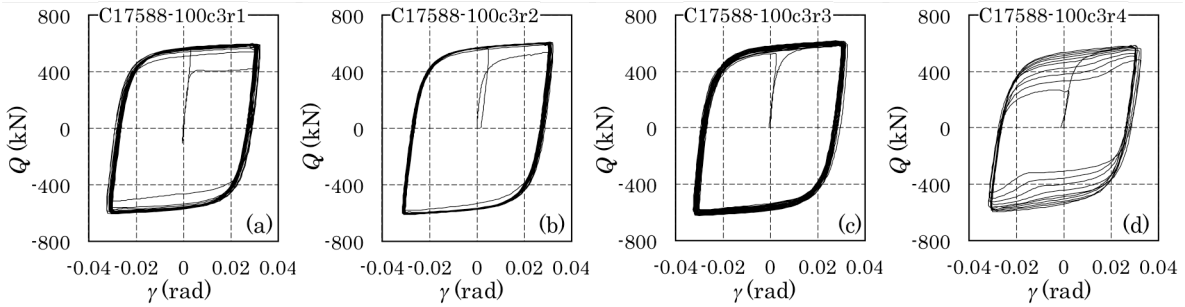


図 3.3.2　せん断力 Q −平均せん断変形角γ関係（No.1：C17588-100c3r 試験体）

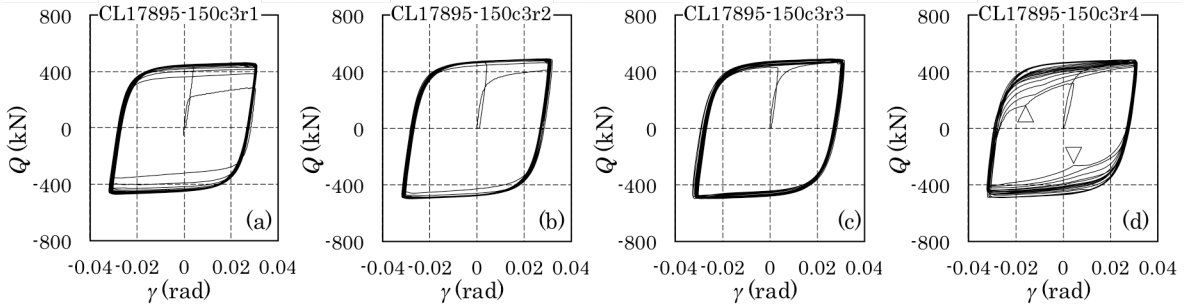


図 3.3.3　せん断力 Q −平均せん断変形角γ関係（No.4：CL17895-150c3r 試験体）

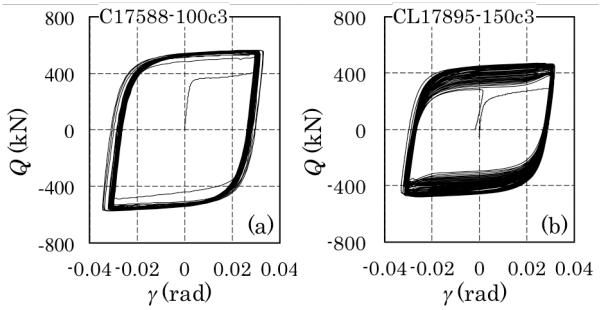


図 3.3.4　せん断力 Q −平均せん断変形角γ関係

（2 章の No.12：C17588-100c3，No.28：CL17895-150c3）

字は，載荷方向と回転回数を示し，以降の結果ではこれと同様に表現する．なお，図 3.3.4 に比較対象とし，2 章の 1 方向に対する試験体の実験結果を示す．2 方向載荷した試験体でも載荷方向と回転順番と関わらず 1 方向載荷した試験体と同様に安定した紡錘形の履歴性状を示し，いずれも 3 サイクル程度で安定した履歴性状となる．

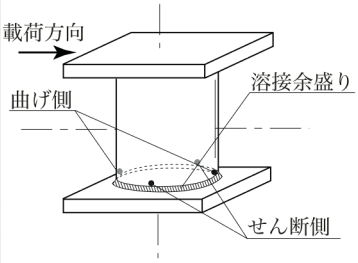
表 3.3.2 に破壊形式及び破断の時点を，写真 3.3.1 に試験体の破壊形式の例を示す．但し，それぞれの時点は目視で観察した時点である．破壊形式は以下のようになり，全ての試験体が同じである．

・　鋼管端部溶接止端部の曲げ側にき裂が発生し，き裂の進展により板厚方向に貫通（表 3.3.2 中の C）．これは，2 章の 1 方向載荷重した試験体の破壊形式と同じである（表 2.4.2 の No.12，16，24，28 試験体）．但し，2 方向載荷した試験体は載荷方向が変化することによりき裂の位置が移動する．表 3.3.2 には曲げ側とせん断側に区別して表記し，曲げ側とせん断側の定義は表の右の参考図のとおりとする．

表 3.3.2　破壊形式及び破断の時点

No.	試験体名	載荷方向と回転回数	破壊形式	P.C 曲げ側	P.C せん断側	P.P 曲げ側	P.P せん断側	P.$Q_{max90\%}$
1	C17588-100c3r	0°1回目	C	25Cycle	−	−	−	−
		90° 1 回目		5Cycle	0Cycle	−	−	−
		0° 2 回目				22cycle	−	−
		90°2回目					0Cycle	7Cycle
2	CL17895-100c3r	0°1回目	C	−	−	−	−	−
		90° 1 回目		16Cycle	−	−	−	−
		0° 2 回目		1Cycle	0Cycle	−	−	−
		90°2回目				−	−	−
		0°3回目				−	−	−
		90°3回目				20Cycle	−	9Cycle
3	C17588-150c3r	0°1回目	C	25Cycle		−	−	−
		90° 1 回目		10Cycle	0Cycle	30Cycle		−
		0° 2 回目				12Cycle	0Cycle	14Cycle
4	CL17895-150c3r	0°1回目	C	−	−	−	−	−
		90° 1 回目		10Cycle	−	−	−	−
		0° 2 回目		1Cycle	0Cycle	25Cycle	−	−
		90°2回目				5Cycle	0Cycle	11Cycle

曲げ側，せん断側：右の参考図を参照
C：円形鋼管の溶接止端部にき裂が発生する場合
P.C：鋼管溶接止端部にき裂が発生した時点
P.P：P.Cの部位にき裂が進展して，板厚方向にき裂が貫通した時点
P.$Q_{max90\%}$：耐力が最大耐力の90%まで低下した時点



＜参考図＞

写真 3.3.1　破壊形式（No.4：CL17895-150c3r）

図 3.3.3 中の△及び▽印で表す現象は 2 章と同様に図 2.4.2 に示すように貫通されたき裂がき裂断面に接触され，支圧状態になることより，耐力が上昇する現象である．

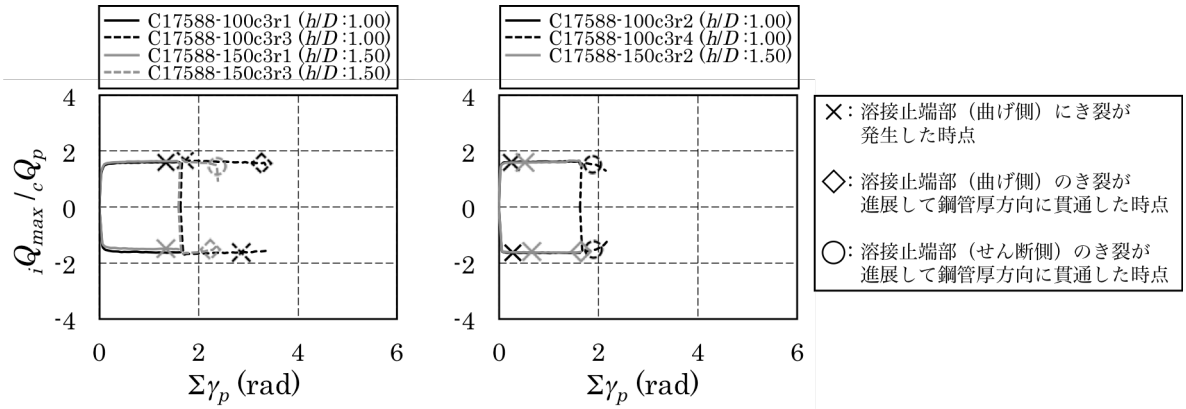
3.3.2　耐力上昇率と累積塑性せん断変形角の関係

図 3.3.5～図 3.3.7 に試験体の耐力上昇並びに耐力劣化の状況の例を示す．図の縦軸に各サイクルの最大せん断力 ${}_iQ_{max}$ を全塑性せん断耐力の実験値 ${}_eQ_p$ で除した比（耐力上昇率），横軸には平均せん断変形角γより算出した累積塑性せん断変形角$\Sigma\gamma_p$の関係を示す．なお，$\Sigma\gamma_p$は正側と負側のループをそれぞれ算出し，図中の縦軸の正側と負側に示す．また，$\Sigma\gamma_p$を 0°方向と 90°方向の載荷方向に区別し，載荷順番に累積して示す．図中，×印は，鋼管端部の溶接止端部（曲げ側）にき裂が発生した時点，◇印は溶接止端部（曲げ側）のき裂が進展して，板厚方向に貫通した時点，○印は溶

接止端部（せん断側）のき裂が進展して，板厚方向に貫通した時点を示し，以上の 3 つは目視より確認された時点である．

○　アスペクト比の影響

図 3.3.5 にアスペクト比 h/D の影響を示す．図 3.3.5（a）が載荷方向 0°（180°）の場合，図 3.3.5（b）が載荷方向 90°の場合である．鋼管種 LY225 の試験体では，耐力上昇率は 1.62～1.64 程度であり，h/D＝1.00 試験体（C17588-100c3r）より h/D＝1.50 試験体（C17588-150c3r）の方が溶接止端部のき裂貫通と耐力劣化が早くなる．これは，2 章と同様にアスペクト比が大きくなると図 2.3.1 の崩壊機構での曲げ降伏領域に生じる変形が大きくなり，き裂の発生が起こりやすくなるためであると考えられる．

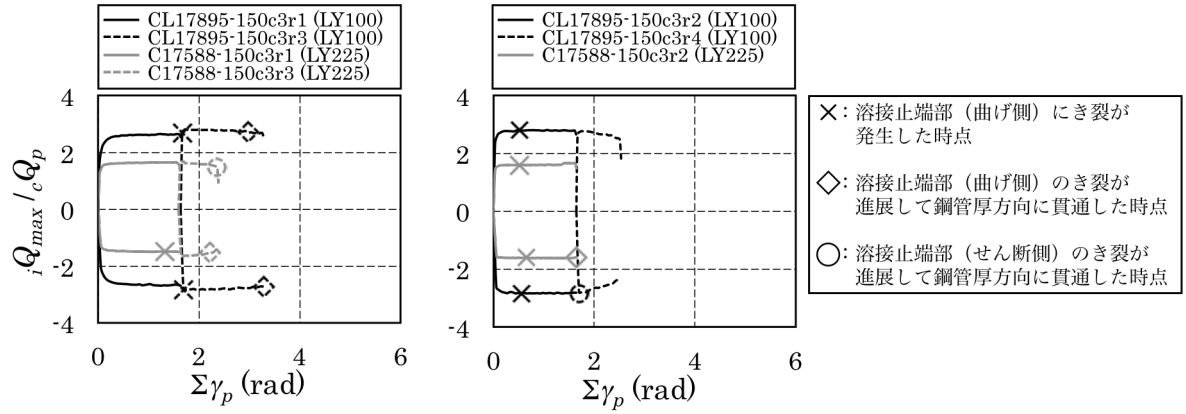


（a）載荷方向 0°　　（b）載荷方向 90°

図 3.3.5　アスペクト比 h/D の影響

○　鋼管種の影響

図 3.3.6 に鋼管種の影響を示す．図 3.3.6 の（a）が載荷方向 0°の場合，図 3.3.6（b）が載荷方向 90°の場合である．耐力上昇率は鋼管種 LY100 の試験体（CL17895-150c3r）では 2.83 程度，鋼管種 LY225 の試験体（C17588-150c3r）では 1.64 程度である．耐力が最大耐力の 90%まで低下した時点での累積塑性変形角$\Sigma\gamma_p$はそれぞれ 1.51，1.82 程度で，鋼管種 LY100 の方が若干大きい．



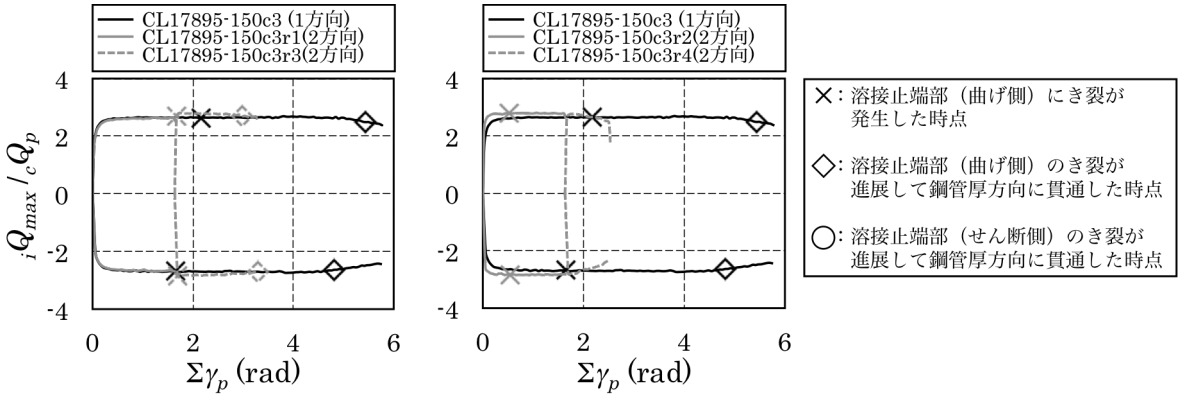
（a）載荷方向 0°　　（b）載荷方向 90°

図 3.3.6　鋼管種の影響

○　1 方向との比較

図3.3.7に2方向載荷した試験体と2章の1方向載荷した試験体の比較を示す．図3.3.7の（a）が載荷方向0°の場合，図3.3.7（b）が載荷方向90°の場合であり，それぞれを一方向載荷した試験体と比較する．2方向載荷した鋼管種LY100，h/D＝1.50の試験体では，耐力上昇率は2.67～2.83程度であり，いずれも溶接止端部のき裂によって耐力が劣化する．耐力が最大耐力の90%まで低下した時点または載荷終了時での累積塑性せん断変形角$\Sigma\gamma_p$は，1方向載荷した試験体では5.58程度，2方向載荷した試験体では0°方向と90°の場合，それぞれ2.67，2.45程度となり，1方向載荷した試験体の半分程度の$\Sigma\gamma_p$を有することが確認できる．

表 3.4.5 に 1 方向と 2 方向載荷した試験体の Q が Q_{max} の 90%まで低下した時点での$\Sigma\gamma_p$を示す．但し，表中の$\Sigma\gamma_{p1}$は 1 方向載荷した試験体の正側と負側のループのうち，いずれかの側で Q が Q_{max} の 90%まで低下した時点での累積値を表す．また，$\Sigma\gamma_{p0°}$と$\Sigma\gamma_{p90°}$は 2 方向載荷した試験体の 0°方向と 90°方向に対して，正側と負側のループのうち，いずれかの側で Q が Q_{max} の 90%まで低下した時点での累積値，または載荷終了時までの累積値である．表中の↑印は繰返し載荷回数を 100 サイクルに上限とした試験体であり，載荷終了時まで耐力劣化せず，それ以上の変形性能を有することを示し，↓はその試験体に対する$\Sigma\gamma_{p2}$と$\Sigma\gamma_{p1}$の比でそれ以下の値になることを示す．2 方向載荷重した試験体の 0°方向，90°方向と 1 方向載荷した試験体の累積塑性せん断変形角の比$\Sigma\gamma_{p0°}$ / $\Sigma\gamma_{p1}$と



（a）載荷方向 0°　　（b）載荷方向 90°

図 3.3.7　1 方向載荷した試験体との比較

表 3.3.3　累積塑性せん断変形角の比較

1方向載荷した試験体（2章）			2方向載荷した試験体				$\Sigma\gamma_{p0°}$/ $\Sigma\gamma_{p1}$	$\Sigma\gamma_{p90°}$/ $\Sigma\gamma_{p1}$
No.	試験体名	$\Sigma\gamma_{p1}$	No.	試験体名	$\Sigma\gamma_{p0°}$	$\Sigma\gamma_{p90°}$		
12	C17588-100c3	10.9↑	1	C17588-100c3r	6.6	3.9	0.62↓	0.36↓
16	C17588-150c3	8.0	2	C17588-150c3r	4.6	3.3	0.57	0.41
24	CL17895-100c3	13.1	3	CL17895-100c3r	9.9	7.7	0.76	0.59
28	CL17895-150c3	11.1	4	CL17895-150c3r	6.5	4.5	0.59	0.40

$\Sigma\gamma_{p1}$：1方向載荷した試験体の正側と負側のループのうち，いずれかの側でQがQ_{max}の90%まで低下した時点での累積塑性せん断変形角

$\Sigma\gamma_{p0°}$：2方向載荷した試験体の載荷方向0°に対して正側と負側のループのうち，いずれかの側でQがQ_{max}の90%まで低下した時点での累積塑性せん断変形角の合計，または載荷終了時までの累積塑性せん断変形角の合計

$\Sigma\gamma_{p90°}$：2方向載荷した試験体の載荷方向90°に対して正側と負側のループのうち，いずれかの側でQがQ_{max}の90%まで低下した時点での累積塑性せん断変形角の合計，または載荷終了時までの累積塑性せん断変形角の合計

$\Sigma\gamma_{p90^\circ}$ / $\Sigma\gamma_{p1}$ はそれぞれ 0.57～0.76,　0.36～0.59 となる．

3.3.3　累積塑性変形倍率

表 3.3.4 と図 3.3.8 に(2.4.3)式と(2.4.4)式を用いて算定した累積塑性変形倍率を示す．但し，η_γ とはη_Eはそれぞれせん断変形角γとエネルギー吸収量を用いて算定する方法である．但し，表と図中の$\eta_{\gamma1}$は 1 方向載荷した試験体の正側と負側のループのうち，いずれかの側に Q が $Q_{\max}$ の 90%まで低下した時点での累積値であり，$\eta_{\gamma0^\circ}$と$\eta_{\gamma90^\circ}$は 2 方向載荷した試験体の 0°方向と 90°方向に対して正側と負側のループのうち，いずれかの側に載荷終了時または Q が $Q_{\max}$ の 90%まで低下した時点での累積値である．また，表中の↑印は繰返し載荷回数を 100 サイクルに上限とした試験体であり，載荷終了時まで耐力劣化せず，それ以上の変形性能を有することを示し，↓はその試験体に対する$\eta_{\gamma0^\circ}$と$\eta_{\gamma90^\circ}$の比でそれ以下の値になることを示す．また，図中の黒色は 1 方向載荷した試験体，灰色と白色はそれぞれ 2 方向載荷した試験体の 0°方向と 90°方向に対する値である．2 方向載荷した試験体は$\eta_{\gamma0^\circ}$が 1788，$\eta_{\gamma90^\circ}$が 1278 以上の値を有し，η_{E0°が 4665，η_{E90°が 3424 以上の値を有することが確認できる．また，2 方向載荷重した試験体の 0°方向，90°方向と 1 方向載荷した試験体の累積塑性変形倍率の比$\eta_{\gamma0^\circ}$ / $\eta_{\gamma1}$ と$\eta_{\gamma90^\circ}$ / $\eta_{\gamma1}$ はそれぞれ 0.41～0.57，0.32～0.37 となり，η_{E0° / η_{E1} とη_{E90° / η_{E1} はそれぞれ 0.28～0.57，0.22～0.33 となる．

表 3.3.4　累積塑性変形倍率

(a) せん断変形角γを用いた累積塑性変形倍率η_γ

1方向載荷した試験体（2章）			2方向載荷した試験体				$\eta_{\gamma0^\circ}$ / $\eta_{\gamma1}$	$\eta_{\gamma90^\circ}$ / $\eta_{\gamma1}$
試験体名		$\eta_{\gamma1}$		試験体名	$\eta_{\gamma0^\circ}$	$\eta_{\gamma90^\circ}$		
12	C17588-100c3	5435↑	1	C17588-100c3r	3074	1803	0.57↓	0.33↓
16	C17588-150c3	3945	2	C17588-150c3r	1788	1278	0.45	0.32
24	CL17895-100c3	16067	3	CL17895-100c3r	6620	5161	0.41	0.32
28	CL17895-150c3	8115	4	CL17895-150c3r	4240	2994	0.52	0.37

$\eta_{\gamma1}$：1方向載荷した試験体のQが$Q_{\max}$の90%まで低下した時点での(2.4.3)式で算定した累積塑性変形倍率

$\eta_{\gamma0^\circ}$：2方向載荷した試験体の載荷方向0°に対する載荷終了時またはQ が$Q_{\max}$の90%まで低下した時点での(2.4.3)式で算定した累積塑性変形倍率

$\eta_{\gamma90^\circ}$：2方向載荷した試験体の載荷方向90°に対する載荷終了時またはQ が$Q_{\max}$の90%まで低下した時点での(2.4.3)式で算定した累積塑性変形倍率

(b) エネルギー吸収量を用いた累積塑性変形倍率η_E

1方向載荷した試験体（2章）			2方向載荷した試験体				η_{E0° / η_{E1}	η_{E90° / η_{E1}
No.	試験体名	η_{E1}	No.	試験体名	η_{E0°	η_{E90°		
12	C17588-100c3	16174↑	1	C17588-100c3r	7688	4441	0.57↓	0.33↓
16	C17588-150c3	11665	2	C17588-150c3r	4665	3424	0.40	0.29
24	CL17895-100c3	98181	3	CL17895-100c3r	27037	21265	0.28	0.22
28	CL17895-150c3	38917	4	CL17895-150c3r	16017	11533	0.41	0.30

η_{E1}：1方向載荷した試験体のQが$Q_{\max}$の90%まで低下した時点での(2.4.4)式で算定した累積塑変形倍率

η_{E0°：2方向載荷した試験体の載荷方向0°に対する載荷終了時またはQ が$Q_{\max}$の90%まで低下した時点での(2.4.4)式で算定した累積塑性変形倍率

η_{E90°：2方向載荷した試験体の載荷方向90°に対する載荷終了時またはQ が$Q_{\max}$の90%まで低した時点での(2.4.4)式で算定した累積塑性変形倍率

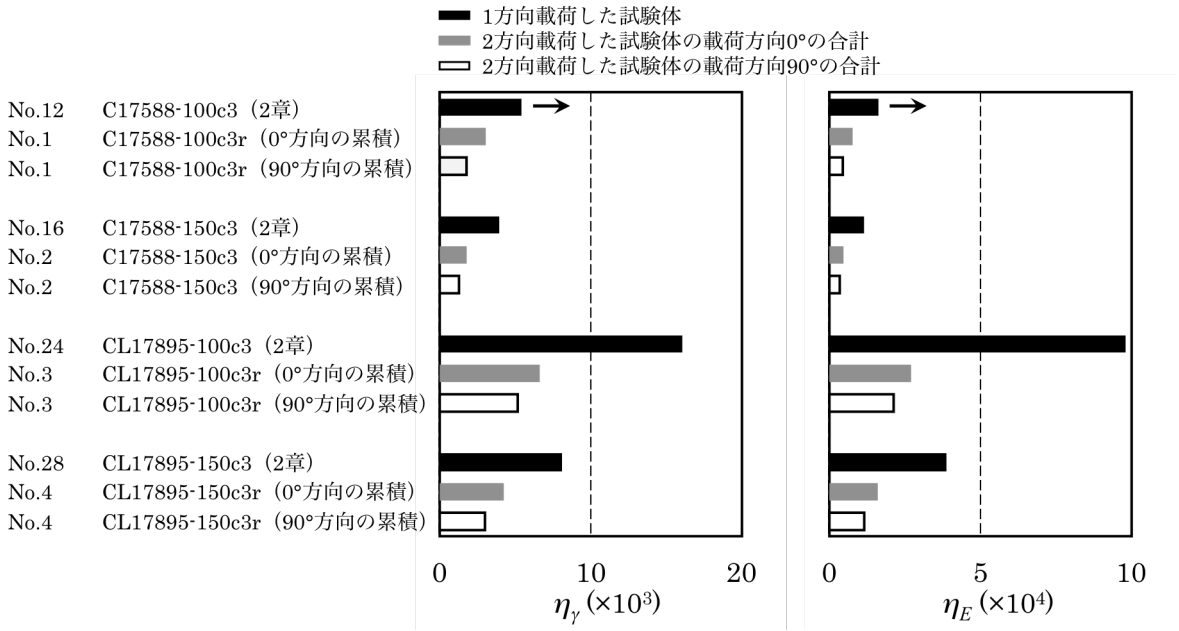


図 3.3.8　累積塑性変形倍率

以上では，円形鋼管ダンパーのアスペクト比・鋼管種をパラメータとし，2方向載荷を想定した繰返し載荷実験を行った．但し，この載荷条件は図2.3.1に示す円形鋼管ダンパーの崩壊機構を考えると多方向に対して厳しい載荷条件であり，変形性能に対して安全側の評価であると考えられる．

3.4　結

本章では，円形鋼管ダンパーは円形の断面形状から外力に対する方向性がないという特徴があり，架構内と構面外で任意方向へ変位が生じる部位の利用が期待される．そのため，任意方向に対する円形鋼管ダンパーの力学性状把握することを目的とし，円形鋼管ダンパーのアスペクト比・鋼管種をパラメータとし，2 方向を想定した定常振幅繰返し載荷を行い，2 章での 1 方向に対する場合と力学性状を比較・検討した．これまでの検討結果から，以下の知見が得られた．

1)　載荷方向 0°，90°のいずれに対しても 1 方向に載荷する場合と同様に安定した紡錘形の履歴性状を示す．

2)　全塑性せん断耐力の実験値と計算値の比 ${}_eQ_p / {}_cQ_p$ は 0.10～1.37 であり，弾性剛性の比 ${}_eK / {}_cK$ は 0.94～1.09 である．

3)　試験体の破壊形式は，鋼管端部溶接止端部の曲げ側にき裂が発生し，き裂の進展により板厚方向に貫通によるものである．

4)　2 方向載荷した試験体の耐力上昇率と累積塑性せん断変形角の関係で累積塑性せん断変形角を載荷方向 0°方向と 90°方向に区別し，載荷順番に累積するとアスペクト比が大きくなるほど累積塑性せん断変形角が小さくなる．これは 1 方向の場合と同様にアスペクト比が大きくなるほど崩壊機構での曲げ降伏領域に生じる変形が大きくなり，き裂の発生が起こりやすくなるためであると考えられる．また，鋼管種 LY225 試験体が LY100 試験体より耐力劣化の時点が早くなる．

5)　2 方向載荷した試験体の 0°方向，90°方向と 1 方向載荷した試験体の累積塑性せん断変形角の比 $\Sigma\gamma_{p0^\circ} / \Sigma\gamma_{p1}$ と $\Sigma\gamma_{p90^\circ} / \Sigma\gamma_{p1}$ はそれぞれ 0.57～0.76，0.36～0.59 となる．

6)　2 方向載荷した試験体はせん断変形角を用いて算定した累積塑性変形場率は 0°と 90°方向ではそれぞれ 1788，1278 以上の値を有する．また，エネルギー吸収量を用いて算定した累積塑性変形倍率は 0°と 90°方向でそれぞれ 4665，3424 以上の値を有する．

参考文献

3.1)　西村勝尚，福本義之，和田 裕介：連結制振構造を適用した超高層 RC 造建物の制振効果，日本建築学会技術報告集，No.28，pp.417-422，2008.10

3.2)　三宅卓也，辻聖晃，竹脇出：既存建物のオイルダンパー偏心連結による制振改修設計法，日本建築学会近畿支部研究報告集，No.53，pp.133-136，2013.5

3.3)　吉田聡, 軸丸久司, 西村京一郎：免震層に大きな変形能力を付与した免震建物の構造設計，日本建築総合試験所機関誌，No.2，pp.4-13，2014.04

3.4)　徳渕正毅，斉藤賢二，栗林博之，鈴木幹夫，的場真樹，松下剛史：積層ゴム支承、弾性滑り支承およびオイルダンパーを用いた免震建物の設計例 ： 免震装置の復元力特性のバラツキによるねじれに対する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，pp.699-700，2001.07

第４章　間柱支持された低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状

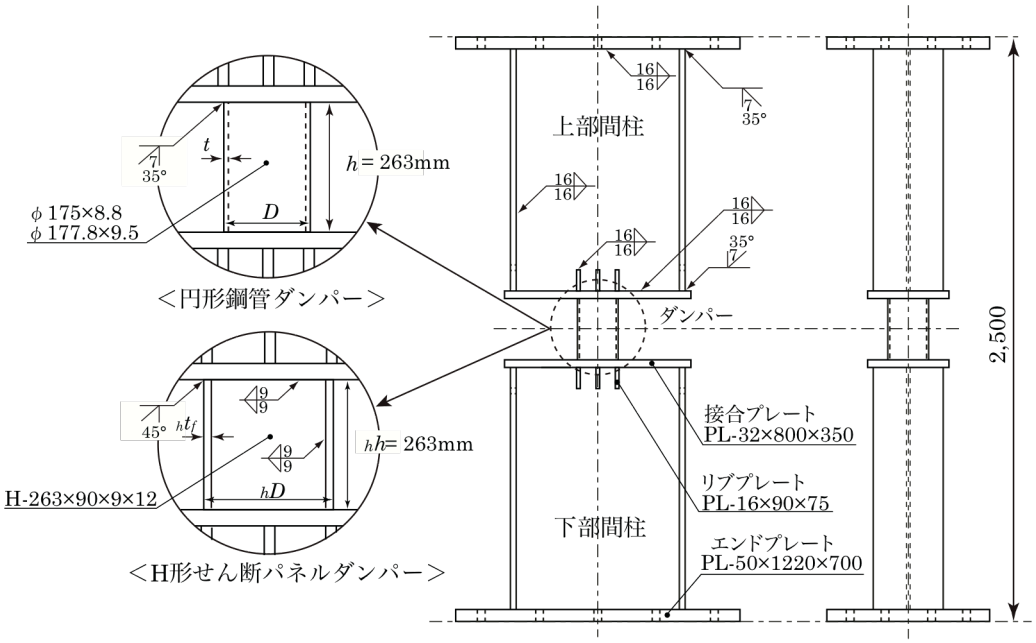
4.1　序

本章では，間柱支持された円形鋼管ダンパーの弾性剛性，全塑性せん断耐力，変形性能などの力学特性と円形鋼管ダンパーとダンパーを支持する間柱の相互関係を把握することを目的とし，せん断加力実験及び FEM 解析を行い，その結果に対して考察する．また，全塑性せん断耐力，弾性剛性，重量が円形鋼管ダンパーとほぼ同じ H 形せん断パネルダンパーの試験体を用意し，その力学特性を比較・検討する．同時に，間柱支持されたダンパーと同じパラメータのダンパー単体の力学特性に対して比較・検討を行う．

4.2　実験概要

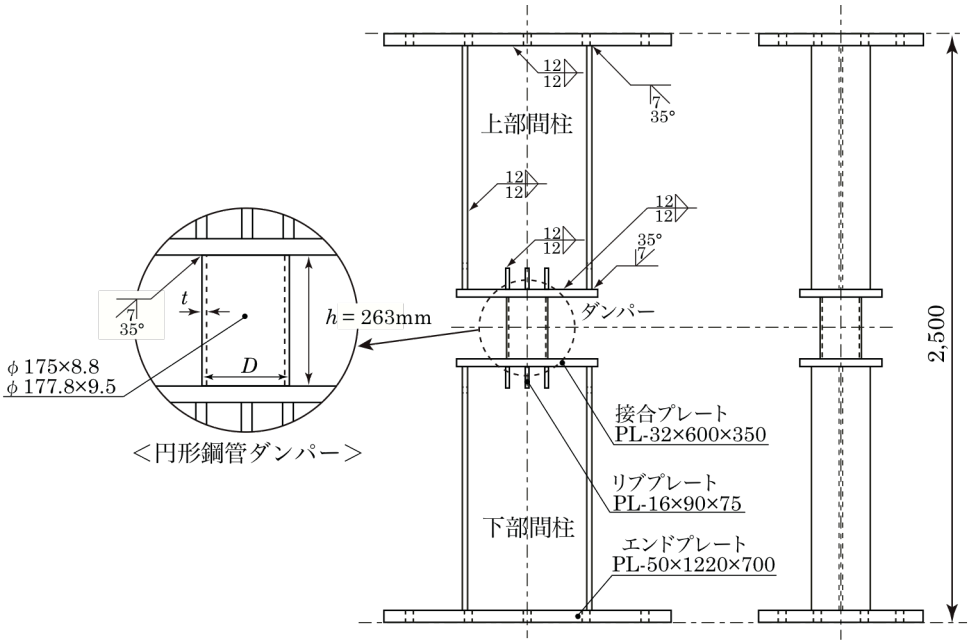
4.2.1　試験体と設計方法

試験体形状を図 4.2.1 に，試験体一覧を表 4.2.1 に示す．ダンパーの断面形状は円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルの 2 種類である．円形鋼管ダンパーの鋼管種は LY225 と LY100 の 2 種類，断面形状はそれぞれ ϕ175×8.8，ϕ177.8×9.5 である．アスペクト比 h/D は 1.5 であり，径厚比 D/t はそれぞれ 19.9，18.7 である．また，H 形せん断パネルダンパーは，弾性剛性・全塑性せん断耐力・重量が鋼管種 LY225，アスペクト比 1.5，径厚比 19.9 の円形鋼管ダンパーの場合とほぼ等しく設計した，断面形状が H-263×90×9×12 のウェブに LY225，フランジに SN490B を使用した試験体である．ダンパーを支持する間柱には SN490B を使用し，断面形状が H-550×250×12×22 と H-750×300×16×25 の 2 種類を使用する．ダンパーと間柱は，接合プレートを介して接合され，試験体の上・下端にはエンドプレートを接合する．この試験体はエンドプレート厚さを含めて全長が 2500mm，ダンパー部の高さが 263mm である．各々の部位に対する溶接接合状態は図 4.2.1 を参



（a）間柱断面形状：H-750×300×16×25 の場合

図 4.2.1　試験体図



（b）間柱断面形状：H-550×250×12×22 の場合

図 4.2.1　試験体図

照する．

間柱は，以下の条件を満たすように設計する．

・円形鋼管ダンパーの鋼管種 LY225 の場合（No.1，2），層間変形角 R が 1/1000，1/500 程度でダンパーが全塑性せん断耐力に達するように間柱の弾性剛性を設定する．鋼管種 LY100 の場合（No.3，4）は，鋼管種 LY225 の場合と同じ間柱断面とする．また，H 形せん断パネルダンパー（No.5）の場合は，No.1 の試験体が比較対象となり，No.1 と同じ間柱断面とする．

表 4.2.1　試験体一覧

No.	試験体名	ダンパーの諸量							間柱の諸量		
		円形鋼管ダンパー									
		鋼管種	D (mm)	t (mm)	D/t	h (mm)	h/D		断面形状	${}_{sc}I_x$	${}_{sc}Z_x$
1	S-C17588-1501ci	LY225	175.0	8.8	19.9	263.0	1.5		H-750×300×16×25	24.6	6.57
2	S-C17588-1502ci								H-550×250×12×22	9.06	3.29
3	S-CL17895-1501ci	LY100	177.8	9.5	18.7				H-750×300×16×25	24.6	6.57
4	S-CL17895-1502ci								H-550×250×12×22	9.06	3.29
No.	試験体名	H形せん断パネルダンパー							間柱支持部の諸量		
		パネル鋼種	${}_hD$ (mm)	${}_ht_w$ (mm)	${}_ht_f$ (mm)	$({}_hD\text{-}2\,{}_ht_f)/\,{}_ht_w$	${}_hb$ (mm)	${}_hh$ (mm)	${}_hh/\,{}_hD$		
5	S-H26390-1001ci	LY225	263.0	9.0	12.0	26.6	90.0	263.0	1.0	H-750×300×16×25	24.6	6.57

${}_{sc}I_x$：間柱支持部の強軸に対する断面2次モーメント ×10⁸(mm⁴),
${}_{sc}Z_x$：間柱支持部の強軸に対する断面係数 ×10⁶(mm³)

S-CL17895-1501ci

- 載荷方法（ci：漸増載荷した後定常振幅繰返し載荷）
- 間柱の断面形状（1：H-750×30×16×25，2：H-550×250×12×22）
- アスペクト比 h/D 及び ${}_hh/\,{}_hD$（100：1.00，150：1.50）
- 円形鋼管ダンパー：鋼管厚 t（88：8.8，95：9.5）mm
- H形せん断パネルダンパー：パネル厚 ${}_ht_w$（90：9.0）mm
- 円形鋼管：鋼管径 D（175：175，178：177.8）mm
- H形せん断パネル：H形パネル幅 ${}_hD$（263：263）mm
- 鋼管種及びパネル鋼種（L：LY100，無し：LY225）
- ダンパーの断面形状（C：円形断面，H：H形断面）
- 間柱の有無（S：間柱支持）

・ダンパーの最大耐力時に間柱が降伏しない．

○　ダンパーの全塑性せん断耐力

円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパーの全塑性せん断耐力 ${}_{c}Q_{p}$ は 2 章の(2.3.4)式と(2.3.7)式を用いて算定する．

○　試験体全体の弾性剛性の算定

図 4.2.2 にせん断力 Q が作用する試験体全体の変形状態を示す．ダンパーの弾性剛性 ${}_{d}K_{c}$ は，2 章の(2.3.12)式を用いる．また，間柱の弾性剛性 ${}_{sc}K_{c}$ は間柱の曲げ変形 ${}_{sc}\delta_{b}$ とせん断変形 ${}_{sc}\delta_{s}$ を考慮して次式となる．

$$Q = {}_{sc}K_{c} \cdot {}_{sc}\gamma \tag{4.2.1}$$

$${}_{sc}K_{c} = \left\{ \frac{1}{{}_{sc}E \cdot {}_{sc}I_{x}} \left(\frac{H^{2}}{3} + \frac{H \cdot h}{4} \right) + \left(\frac{{}_{sc}A_{f} + {}_{sc}A_{w}/4}{{}_{sc}A_{f} + {}_{sc}A_{w}/6} \right) \cdot \frac{1}{{}_{sc}G \cdot {}_{sc}A_{w}} \right\}^{-1} \tag{4.2.2}$$

$${}_{sc}\gamma = \frac{{}_{sc}\delta/2}{H} \tag{4.2.3}$$

但し，式中の ${}_{sc}E$：間柱のヤング係数，${}_{sc}I_{x}$：間柱の強軸に対する断面 2 次モーメント，${}_{sc}G$：間柱のせん断弾性係数，${}_{sc}A_{f}$，${}_{sc}A_{w}$：間柱の全フランジ，ウェブ断面積，H：間柱の長さである．試験体全体の弾性剛性 K_{c} はダンパーと上・下間柱の曲げ変形 δ_{b} とせん断変形 δ_{s}，また，間柱の曲げ変形によって生じる接合プレートの回転 ${}_{sc}\theta_{c}$ による水平変位 ${}_{d}\delta_{\theta}$ を考慮して次式となる．

$$Q = K_{c} \cdot R \tag{4.2.4}$$

$$K_{c} = \left\{ \left(\frac{1}{{}_{d}K_{c}} h + \frac{1}{{}_{sc}K_{c}} 2H + \frac{H^{3} + H \cdot h^{2}}{2\,{}_{sc}E \cdot {}_{sc}I_{x}} \right) \cdot \left(\frac{1}{2H + h} \right) \right\}^{-1} \tag{4.2.5}$$

$$R = \frac{\delta}{2H + h} \tag{4.2.6}$$

但し，H 形せん断パネルダンパーの場合は，式中の h の代わりに H 形せん断パネルダンパーの高さ ${}_{h}h$ を代入して算定する．

図 4.2.3 に円形鋼管ダンパー（鋼管種：LY225，h/D：1.5，D/t：19.9）が全塑性せん断耐力 ${}_{c}Q_{p}$ に達するときの層間変形角 ${}_{d}R_{p}$ と，間柱の弾性剛性 ${}_{sc}K_{c}$ とダンパーの弾性剛性 ${}_{d}K_{c}$ の比の関係を示す．

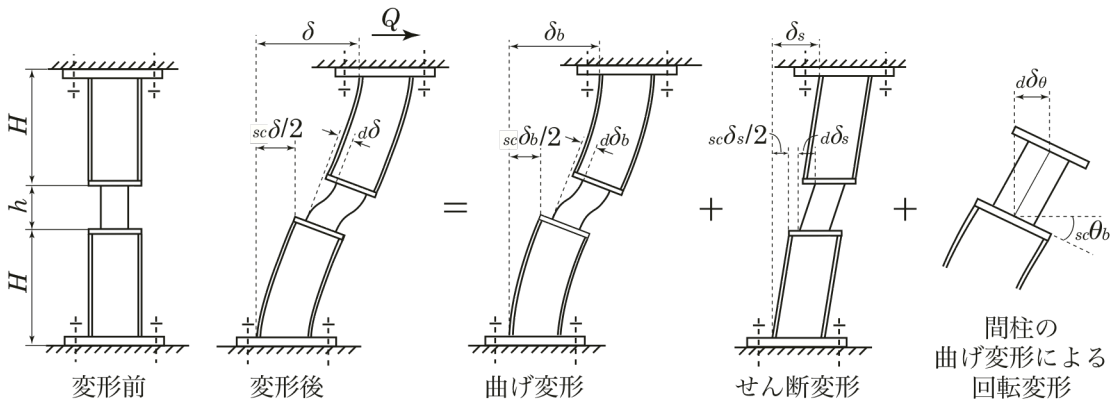


図 4.2.2　荷重条件と変形状態

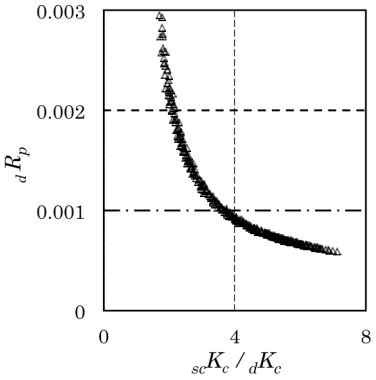


図 4.2.3　ダンパー全塑性せん断耐力 $_cQ_p$ 時の層間変形角 $_dR_p$ と
間柱の弾性剛性 $_{sc}K_c$ とダンパーの弾性剛性 $_dK_c$ の比の関係
（円形鋼管ダンパーの鋼管種：LY225，h/D：1.5，D/t：19.9）

図中のプロットは，間柱に外法一定 H 形鋼を使用した結果である．設計条件より $_dR_p$ が 0.002rad と 0.001rad 近傍の H 形鋼の断面を選定する．結果として選定した間柱の断面は，それぞれ H-550×250×12×22，H-750×300×16×25 である．

円形鋼管ダンパーの最大耐力 $_dQ_{max}$ は，2 章の結果により，H 形せん断パネルダンパーと円形鋼管ダンパーの鋼管種及びパネルの鋼種 LY225 では全塑性せん断耐力の 2 倍程度，円形鋼管ダンパーの鋼管種 LY100 では全塑性せん断耐力の 3 倍程度になることが確認されている．この結果に基づいて，ダンパー最大耐力 $_dQ_{\max}$ が間柱の降伏耐力 $_{sc}Q_y$ を超えないように次式を満足することを確認する．

$$_dQ_{\max} < {}_{sc}Q_y = \frac{{}_{sc}Z_x \cdot {}_{sc}\sigma_y}{H + h/2} \tag{4.2.7}$$

4.2.2　試験体の機械的性質

表 4.2.2 に円形鋼管，H 形せん断パネルと間柱の引張素材試験結果を示す．引張試験片には円形鋼管は JIS 12B 号試験片，H 形せん断パネルと間柱には JIS 5 号試験片を用いる．円形鋼管の素材は LY225（断面形状：ϕ175×8.8）と LY100（断面形状：ϕ177.8×9.5）の 2 種類であり，H 形せん断パネルの素材はウェブに LY225，フランジに SN490B を使用する．また，間柱の素材には SN490B を使用する．全ての供試体で試験片は 3 片ずつとし，計 24 片の引張試験を行う．表中の値はそれぞれの平均値を示し，降伏応力度σ_yは 0.2%off-set 耐力を採用する．

表 4.2.2　試験体の機械的性質

部材	部位	名称		使用試験体	厚さ	σ_y	σ_u	破断伸び
		鋼種	寸法		(mm)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(%)
円形鋼管ダンパー	円形鋼管	LY225	ϕ175×8.8	No.1,2	9.5	217	330	49.2
		LY100	ϕ177.8×9.5	No.3,4	10.1	103	246	68.0
H形せん断パネルダンパー	パネル	LY225	PL-9	No.5	9.2	243	339	48.0
	フランジ	SN490	PL-12	No.5	12.0	382	561	43.4
間柱	ウェブ	SN490	PL-12	No.2,5	12.0	379	561	44.4
		SN490	PL-16	No.1,3,5	15.9	374	548	45.8
	フランジ	SN490	PL-22	No.2,4	22.2	385	537	51.7
		SN490	PL-25	No.1,3,5	25.1	379	554	55.6

4.2.3　載荷方法

図 4.2.4 に測定変位及び測定位置を，図 4.2.5 に載荷装置を示す．試験体と載荷梁の間に PL-50×700×1700 の鋼板を挿入し，試験体を載荷梁と基礎梁に固定する．試験体中央の高さに 2000kN ジャッキで水平力を加力する．また，試験体の左・右に設置された鉛直ジャッキにより載荷梁を水平の状態になるように調節し，載荷梁の重量などによる軸力が試験体に入らないように制御する．

図 4.2.4 に示す試験体全体の層間変形角 R を測定し，載荷の制御変数とする．載荷方法は，いずれも層間変形角 R が 1/1000，1/500，1/250，1/200，1/150，1/100，1/75 で各 2 サイクルの漸増載荷した後, 層せん断力 Q が最大耐力の 80％以下に低下するまで R が 1/50 で定常振幅繰返し載荷する．

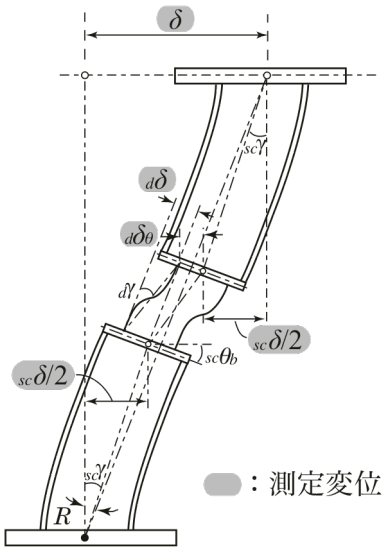


図 4.2.4　測定変位及び測定位置

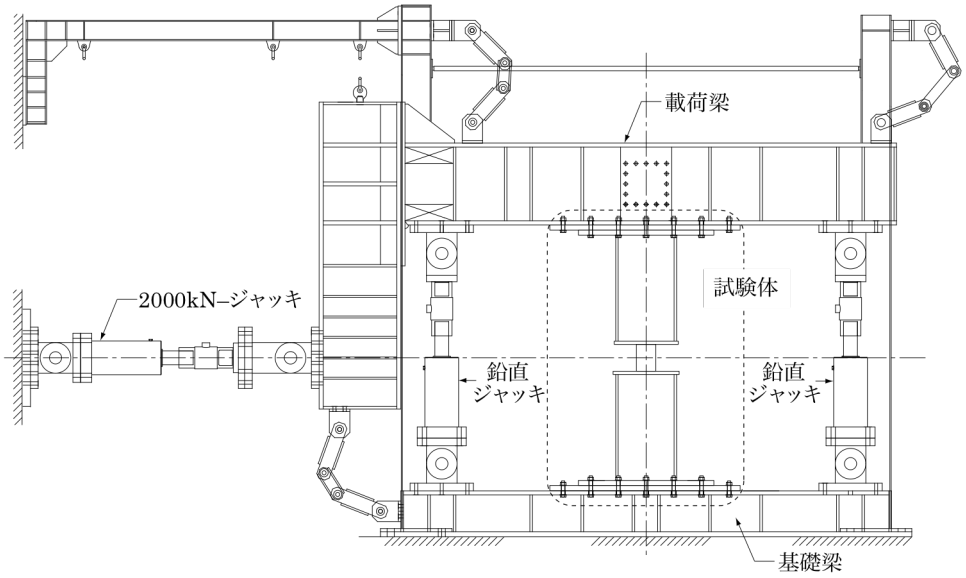


図 4.2.5　載荷装置

4.3　実験結果及び考察

4.3.1　せん断力と平均せん断変形角 の 関係

表 4.3.1 に全塑性せん断耐力と弾性剛性に対する実験結果と計算結果の比較を示す．表中の記号は，${}_eQ_p$：ダンパーの全塑性せん断耐力の実験値，${}_cQ_p$ ：(2.3.4)式と(2.3.7)式で算定したダンパーの全塑性せん断耐力の計算値，${}_dK_e$：ダンパーに対する弾性剛性の実験値，${}_dK_c$：(2.3.12)式で算定したダンパーに対する弾性剛性の計算値，${}_{sc}K_e$：間柱に対する弾性剛性の実験値，${}_{sc}K_c$：(4.2.2)式で算定した間柱に対する弾性剛性の計算値，K_e：試験体全体に対する弾性剛性の実験値，${}_cK$：(4.2.5)式で算定した試験体全体の弾性剛性の計算値である．ここで，${}_eQ_p$は層せん断力 Q とダンパーの平均せん断変形角 ${}_d\gamma$ 関係の 0.35%off-set 耐力値である．但し，鋼管種 LY100 の場合は，1 サイクル目の正方向載荷の範囲内では 0.35%off-set 値が適用できないため，漸増載荷曲線から置換した骨格曲線での 0.35%off-set 耐力値とする．また，それぞれの弾性剛性の実験値は ${}_eQ_p$ の 1/3 割線剛性である．

表 4.3.1　全塑性せん断耐力と弾性剛性の比較

No.	試験体名	${}_eQ_p$	${}_cQ_p$ (2.3.4),(2.3.7)式	${}_eQ_p/{}_cQ_p$	${}_dK_e$	${}_dK_c$ (2.3.7)式	${}_dK_e/{}_dK_c$	${}_{sc}K_e$	${}_{sc}K_c$ (4.2.2)式	${}_{sc}K_e/{}_{sc}K_c$	K_e	K_c (4.2.5)式	K_e/K_c
1	S-C17588-1501ci	357	343	1.04	171	148	1.16	335	458	0.73	317	355	0.89
2	S-C17588-1502ci	373		1.09	166		1.12	144	209	0.69	161	192	0.84
3	S-CL17895-1501ci	232	175	1.33	181	160	1.13	354	458	0.77	318	377	0.84
4	S-CL17895-1502ci	242		1.38	176		1.10	147	209	0.70	156	193	0.81
5	S-H26330-1001ci	327	334	0.98	176	146	1.21	378	458	0.83	344	394	0.87

単位： ${}_eQ_p$，${}_cQ_p$：kN，${}_dK_e$，${}_dK_c$，${}_{sc}K_e$，${}_{sc}K_c$，K_e，K_c：$\times 10^3$ (kN/rad)

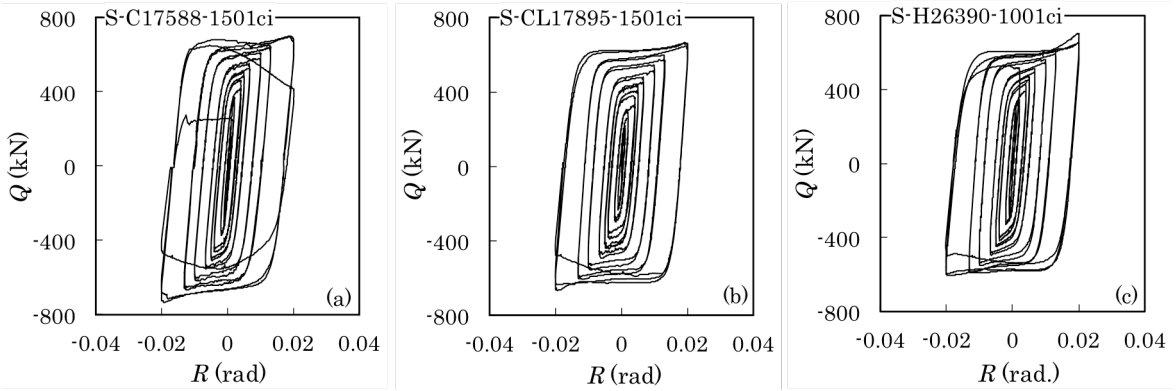


図 4.3.1　せん断力 Q と層間変形角 R の関係（ダンパー付間柱の試験体全体）

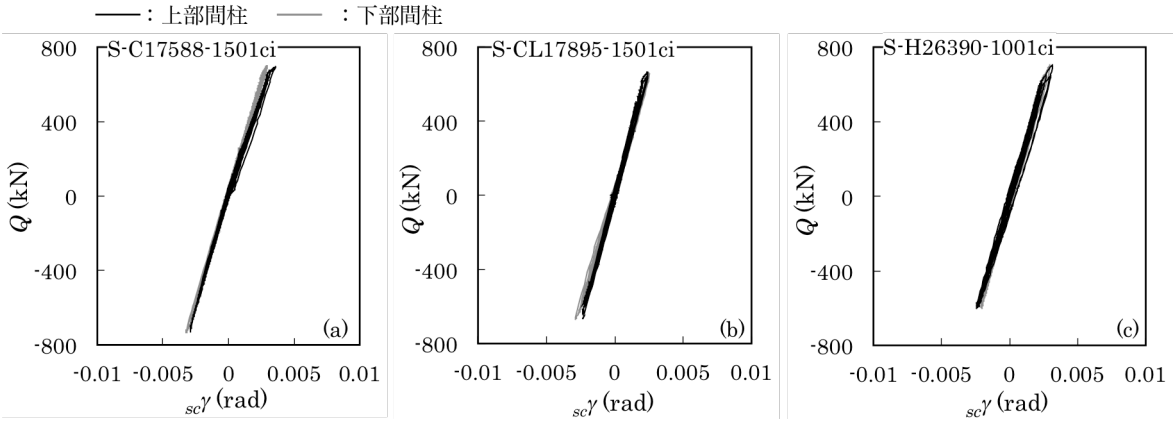


図 4.3.2　せん断力 Q と平均せん断変形角 ${}_{sc}\gamma$ の関係（間柱）

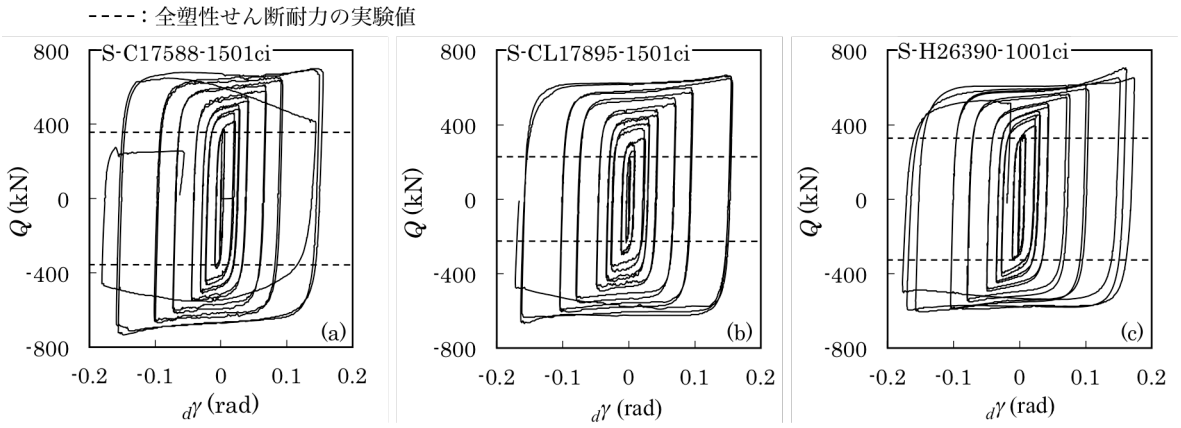


図 4.3.3　せん断力 Q と平均せん断変形角 $_d\gamma$ の関係（ダンパー）

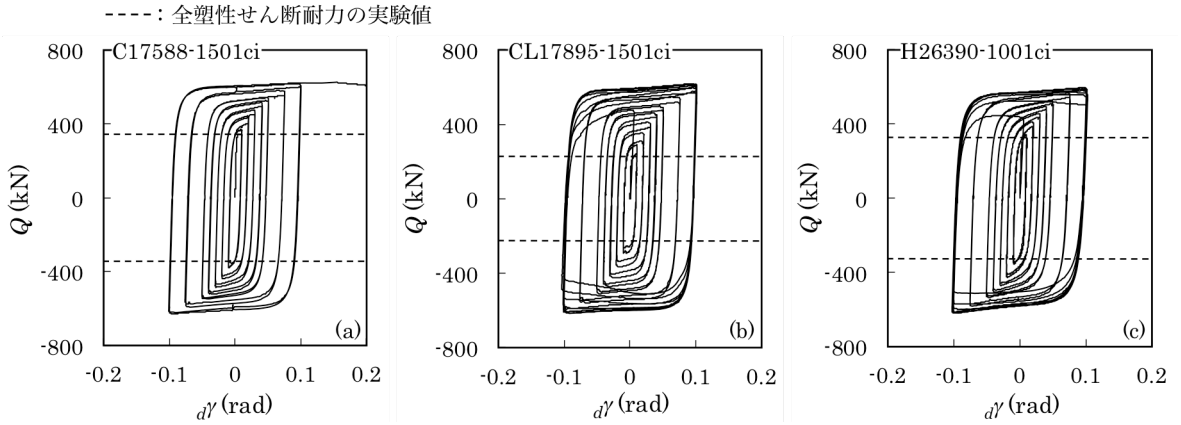


図 4.3.4　せん断力 Q と平均せん断変形角 $_d\gamma$ の関係（ダンパー単体）

全塑性せん断耐力の実験値と計算値の比 $_eQ_p/_cQ_p$ に対しては，鋼種 LY225 では，0.95~1.09 であり，良い対応を示す．一方，鋼管種 LY100 では 1.29～1.38 となる．2 章の結果より鋼管種 LY100 の場合で，全塑性せん断耐力の実験値と計算値の比が 0.98～1.07 の範囲で良好な対応をすることが確認されていることから，この差は，骨格曲線を用いて全塑性せん断耐力を算定したことに起因すると考えられる．

弾性剛性の実験値と計算値の比に対しては，ダンパーのみの $_eK_d/_cK_d$ は 1.06~1.16 となる．一方，間柱の $_{sc}K_e/_{sc}K_c$ が 0.69～0.83，試験体全体の K_e/K_c は 0.81～0.89 となり，実験値が計算値より小さくなる．この間柱と試験体全体に対する弾性剛性の差は，接合プレート及びエンドプレートの局部的な面外変形の影響であり，後述する FEM 解析で考察する．

図 4.3.1～4.3.4 にせん断力と平均変形角の関係の例を示す．図 4.3.1 が試験体全体に対するせん断力 Q と層間変形角 R の関係，図 4.3.2 が間柱に対するせん断力 Q と間柱の平均せん断変形角 $_{sc}\gamma$ の関係，図 4.3.3 がダンパーのみに対するせん断力 Q と平均せん断変形角 $_d\gamma$ の関係である．また，図 4.3.4 に間柱に支持されたダンパーとの比較のため，間柱に支持されたダンパーと断面形状が同様なダンパー単体試験体ダンパー単体に対するせん断力 Q と平均せん断変形角 $_d\gamma$ の関係を示す（2 章の No.15：C17588-150i，No.27：CL17895-150i，No.30：H26390-100i）．

図 4.3.1，図 4.3.3 よりいずれも安定した紡錘形の履歴性状を示す．図 4.3.2 により，間柱ではいずれの試験体でも間柱の降伏耐力 $_{sc}Q_y$ を下回り，載荷終了時まで間柱は塑性化しないことが確認で

表 4.3.2　破壊形式及び破断の時点

No.	試験体名	破壊形式	P.O	P.C	P.P	P. $Q_{max90\%}$
1	S-C17588-1501ci	S+C	R = 1/50の1cycle	R = 1/50の2cycle	R = 1/50の3cycle	R = 1/50の3cycle
2	S-C17588-1502ci	S+C	R = 1/50の2cycle	R = 1/50の1cycle	R = 1/50の3cycle	R = 1/50の5cycle
3	S-CL17895-1501ci	S+C	R = 1/50の1cycle	R = 1/50の1cycle	R = 1/50の3cycle	R = 1/50の3cycle
4	S-CL17895-1502ci	S+C	R = 1/50の2cycle	R = 1/50の3cycle	R = 1/50の5cycle	R = 1/50の5cycle
5	S-H26390-1001ci	S+C_F	R = 1/50の1cycle	R = 1/75の1cycle	R = 1/50の1cycle	R = 1/50の2cycle

S+C：鋼管中央部のせん断座屈と鋼管止端部にき裂が共に発生する場合.
S+C_F:パネル中央部にせん断座屈とフランジ端部にき裂が共に発生する場合
P.O：鋼管中央部及びパネル中央部に膨らみが発生した時点
P.C：鋼管止端部及びパネルとフランジ接合部にき裂が発生した時点,
P.P：P.Cの部位にき裂が進展して，板厚方向にき裂が貫通した時点
P.$Q_{max90\%}$：耐力が最大耐力の90%まで低下した時点
R：層間変形角(rad)

（a）S-C17588-1501ci

（b）S-H26390-1001ci

写真 4.3.1　破壊形式

きる．他の試験体も同様である．また，以上の結果より，間柱に支持されたダンパーはダンパー部で大きい変形及びエネルギーを吸収することが確認できる．表 4.3.2 に破壊形式及び破断の時点を，写真 4.3.1 に試験体の破壊性状の例を示す．但し，それぞれの時点は目視で観察した時点である．破壊形式は次のとおりである．

・　円形鋼管ダンパー付間柱：
　　鋼管中央部の面外変形と溶接止端部にき裂が板厚方向に貫通
　　（表 4.3.2 中の S+C，写真 4.3.1（a））
・　H 形せん断パネルダンパー付間柱：
　　パネル中央部の面外変形とフランジ端部のき裂がウェブまで貫通
　　（表 4.3.2 中の S+C_F，写真 4.3.1（b））

間柱支持された円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパーの破壊形式は単体の破壊形式と同様である．

4.3.2　耐力上昇率と累積塑性せん断変形角の関係

図 4.3.5 に試験体の耐力上昇並びに耐力劣化の状況の例を示す．図はダンパー部のせん断力 Q と平均せん断変形角 ${}_{d}\gamma$の関係から，縦軸に各サイクルの最大せん断力 ${}_{i}Q_{max}$を全塑性せん断耐力の実験値 ${}_{e}Q_{p}$で除した比（耐力上昇率），横軸にはダンパー部の平均せん断変形角 ${}_{d}\gamma$より算出した累積塑性せん断変形角$\Sigma_{d}\gamma_{p}$の関係を示す．なお，$\Sigma_{d}\gamma_{p}$は正側と負側のループをそれぞれ算出し，図中の縦軸の正側と負側に示す．図中，×印は，鋼管端部及びフランジ端部の溶接止端部にき裂が発生した時点，◇印はそのき裂が進展して，鋼管厚方向及びフランジの板厚方向に貫通した時点，△印は鋼管中央部及びパネル中央部の面外方向に膨らみが発生した時点を示し，以上の 3 つの時点は目視より確認された時点である．

○　ダンパーの断面形状の影響

図 4.3.5 にダンパー断面形状の影響を示す．耐力上昇率は S-H26390−1001ci 試験体では最大 2.1 程度，S-C17588-1501ci 試験体では最大 2.0 程度であり，両者は同程度である．耐力が最大耐力の 90%まで低下した時点での累積塑性変形角$\Sigma_{d}\gamma_{p}$（図中，矢印の所）はそれぞれ 1.54，1.51 程度で，ダンパーの断面形状による変形性能の差は見られない．

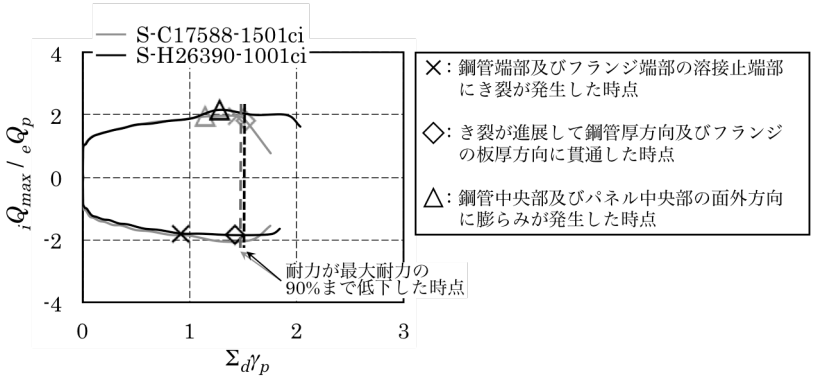


図 4.3.5　ダンパー断面形状の影響

○　鋼管種の影響

図 4.3.6 に鋼管種の影響を示す．耐力上昇率は S-CL17895-1501ci 試験体では最大 2.9 程度，

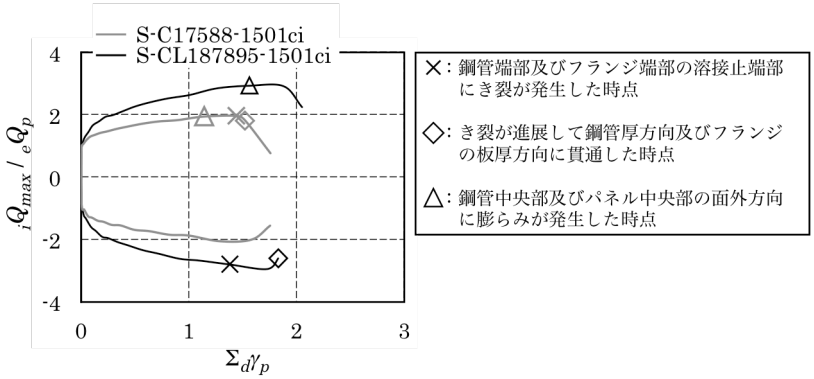


図 4.3.6　ダンパー鋼管種の影響

S-C17588-1501ci 試験体では最大 2.1 程度であり，耐力が最大耐力の 90%まで低下した時点での累積塑性変形角$\Sigma_d\gamma_p$はそれぞれ 1.51，1.82 程度で，鋼管種 LY100 の方が若干大きい．

○　支持部材の影響

図 4.3.7 にダンパーを支持する間柱の形状の影響を示す. 図中には比較対象として 2 章の No.27：CL17895-150ci 試験体を併記して示す．ダンパーの鋼管種 LY100 の場合では，耐力劣化の時点が CL17895-150ci 試験体が最も遅くなり，S-CL17895-1501ci の試験体が最も早くなる．これは，層間変形角 R を制御変数とし, それぞれ間柱の断面形状によって間柱の弾性変形が, S-L17895-1501ci の試験体が最も小さくなり，ダンパーに入力される振幅が大きくなるためである．つまり，ダンパーに入力される振幅によって，その振幅が大きくなるほど耐力劣化の時点が早くなる．また，耐力上昇率は最大 2.7～2.9 程度であり，ダンパーに入力される振幅が大きいほど高くなる．

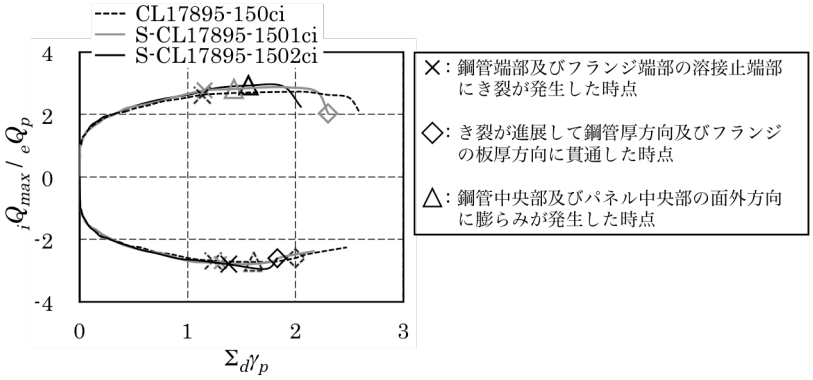


図 4.3.7　支持部材の影響

4.3.3　累積塑性変形倍率

表 4.3.3 と図 4.3.8 に (2.4.3)式と(2.4.4)式を用いて算定したダンパーの累積塑性変形倍率を示す．

表 4.3.3　累積塑性変形倍率

No.	試験体名	η_γ (2.4.3)式	η_E (2.4.4)式
1	S-C17588-1501ci	1521	10632
2	S-C17588-1502ci	1499	10741
3	S-CL17895-1501ci	2404	26216
4	S-CL17895-1502ci	2335	25812
5	S-H26390-1001ci	1866	13625

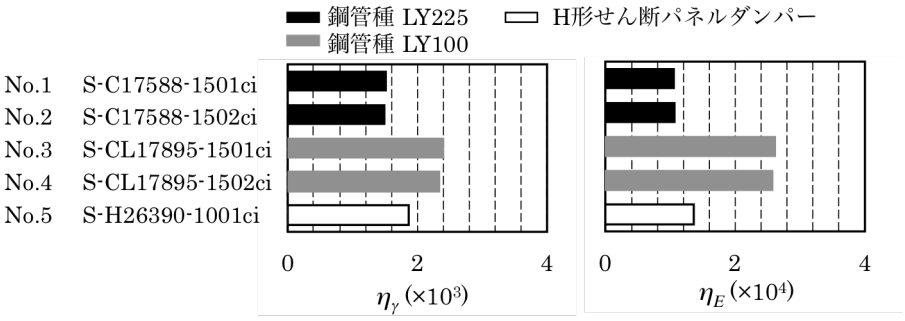


図 4.3.8　累積塑性変形倍率

但し，η_γとはη_Eはそれぞれせん断変形角γとエネルギー吸収量を用いて算定する方法であり，いずれも耐力が最大耐力の 90%まで低下した時点での値である．また，図中の黒色，灰色はそれぞれ円形鋼管ダンパーの鋼管種 LY225 の場合と LY100 の場合であり，白色は H 形せん断パネルダンパーの場合を示す．間柱に支持されたダンパーは η_γが 1499 以上の値を有し，η_Eが 10632 以上の値を有することが確認できる．また，円形鋼管ダンパーの場合，鋼管種 LY100 の場合が LY225 よりη_γと η_E が 2 倍程度の値を有し，全塑性せん断耐力と弾性剛性がほぼ同じ S-C17588-150ci 試験体と S-H26390-100ci の試験体は，S-H26390-100ci の試験体が若干高いη_γとη_Eを有することが確認できる．

4.3.4　疲労曲線

間柱に支持されたダンパーに対してせん断変形角片振幅 γ_tと半サイクル数N_fに対してManson-Coffin 則 [4.1), 4.2)]を用いて疲労寿命を予測し，鋼構造制振設計指針 [4.3), 4.4)]で示す H 形せん断パネルの疲労寿命と比較検討する．但し，γ_tと半サイクル数 N_fの定義は 2 章と同じであり，試験体の定常振幅繰返し載荷した領域（層間変形角 R=1/50）のみを対象とする．この理由は，S-N 関係による疲労寿命の予測は，一定振幅を用いることが一般的であるが，本節では，1）漸増載荷領域を除くことでより安全側で疲労寿命が予測できること，2）円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパーの疲労寿命を直接比較することを考慮するためである．

表 4.3.4 にせん断変形角片振幅γ_tと半サイクル数 N_fの値を示し，図 4.3.9 と図 4.3.10 にγ_tと N_fの関係を示す. 試験体全体は層間変形角 Rを載荷の制御変数とするため, R=1/50 の定常振幅では, ダンパーに作用する振幅の大きさが若干乱れている（図 4.3.3 参照）．そのため，表と図中のγ_tに対しては R=1/50 の時に対するダンパーのせん断変形角片振幅の平均値を用いる．また，図中には鋼構造制振設計指針で示す H 形せん断パネルダンパーの疲労曲線の中で, 変形性能が最も高い場合である基準化幅厚比が 0.150～0.165 の場合と 0.299～0.303 の場合の回帰式をそれぞれ破線と一点鎖線で示す．但し，両者のデータの範囲はγ_tが 0.07 の以下であるが，本節でのパラメータと比較のため，その線をγ_tが 0.16 まで直線で延長した（図中，灰色の破線と一点鎖線）．

図 4.3.9 に円形鋼管ダンパーに対するγ_t- N_f 関係示す．図中，色塗りの試験体は間柱支持円形鋼管ダンパーで□印が鋼管種 LY225 の試験体，△印が鋼管種 LY100 の試験体，○印が 2 章の定常振幅繰返し載荷した単体の試験体である（実験パラメータの範囲は，アスペクト比：1.00～1.50，径厚比：14.8～26.9，鋼管種：LY100 と LY225，定常振幅：3%，5%，7%）．間柱支持された円形鋼管ダンパーと単体試験体に対して回帰分析すると次式が得られる．

$$\gamma_t = 0.369 \cdot N_f^{-0.463} \tag{4.3.1}$$

但し，層間係数 R は−0.970 である．(4.3.1)式を図 4.3.10 に実線で示す．γ_tと N_fはほぼ線形的な

表 4.3.4　せん断変形角片振幅 γ_tと半サイクル数 N_f

No.	試験体名	γ_t (rad)	N_f
1	S-C17588-1501ci	0.152	5.0
2	S-C17588-1502ci	0.151	9.0
3	S-CL17895-1501ci	0.160	6.0
4	S-CL17895-1502ci	0.132	10.0
5	S-H26330-1001ci	0.165	4.0

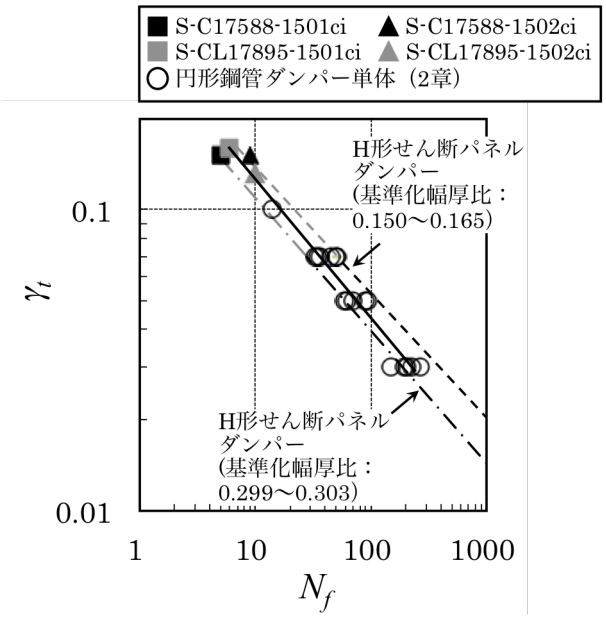


図 4.3.9　円形鋼管ダンパーの
γ_t と N_f の関係

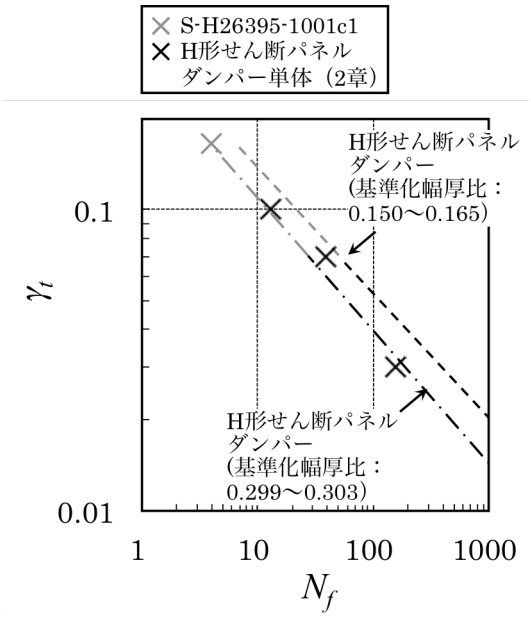


図 4.3.10　H 形せん断パネルダンパーの
γ_t と N_f の関係

負の相関があり，円形鋼管ダンパーの疲労寿命は間柱支持有無によらず，間柱支持されても十分に変形性能を発揮することが分かる．以上，円形鋼管ダンパーは，間柱支持有無によらず，鋼構造制振設計指針で示す H 形せん断パネルダンパーの内，変形性能が最も高い場合（基準化幅厚比：0.150～0.165，0.299～0.303）と同程度の疲労寿命を有し，高い疲労寿命を有することを確認できる．

図 4.3.10 に H 形せん断パネルダンパーのγ_t-N_f 関係を示す．図中の灰色の×印が間柱支持 H 形せん断パネルダンパー，黒色の×印が 2 章の H 形せん断パネルダンパー単体である．本章と 2 章の H 形せん断パネルダンパーの基準化幅厚比が 0.28 であり，鋼構造制振設計指針で示す H 形せん断パネルダンパーの内，変形性能が最も高い場合（基準化幅厚比：0.150～0.165，0.299～0.303）と同程度の疲労寿命を有することが確認できる．

4.4　FEM 解析

4.4.1　解析概要

本項では，前項の弾性剛性の実験値と計算値の相違に対する検討と構面外に作用する力を受ける場合に対して検討するため，FEM 解析を実施する．使用するプログラムは，汎用有限要素プログラム MSC.Marc [4.5)]である．

図 4.4.1~図 4.4.3 に解析モデルの概要を示す．解析対象は表 4.2.1 で示す No.1（S-C17588-1501ci）試験体とし，単調載荷とする．解析モデルの該当部分には後述する部分を除き，Shell 要素を使用する．試験体は，図 4.2.1 に示すように上・下エンドプレート，上・下間柱，円形鋼管ダンパー部，接合プレートで構成される．

以下の 3 つの影響を検討するため，それぞれ FEM 解析モデルを設定する．

① 接合プレートの影響（ケース 1，対象試験体：No.1（S-C17588-1501ci））：
図 4.4.1 に示すように接合プレートの性状を把握するため，接合プレートを剛としたモデル（以降，剛モデルと称する）と接合プレートを Solid 要素としたモデル（以降，再現モデルと称する）の 2 つの場合にモデル化して両者を比較する．境界条件は，下端部を固定端とし，上端

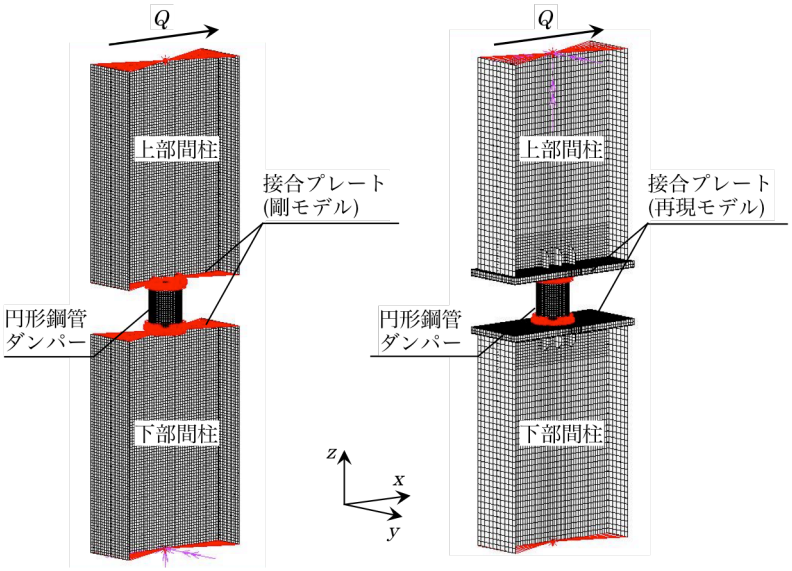


図 4.4.1　解析モデル概要（接合プレートの影響，ケース 1）

部は材軸方向（図中，z 方向）の変位を自由とし，他の変位と回転を拘束し，構面内方向（図中，x 方向）に強制変位を与える．

② エンドプレートの影響（ケース 2，対象試験体：No.1（S-C17588-1501ci））：

図 4.4.2 に示すようにエンドプレートの性状を把握するため，エンドプレートを剛としたモデル（以降，剛モデルと称する）とエンドプレートを Solid 要素としたモデル（以降，再現モデルと称する）の 2 つの場合にモデル化して両者を比較する．但し，ケース 2 に対しては，解析時間の短縮のため 1/2 モデルとする．境界条件は，下端部を固定端，上端部は自由端とし，構面内方向（図中，x 方向）に強制変位を与える．但し，再現モデルは実験の条件に従い，下端エンドプレートと載荷梁と接合するボルト位置のみを拘束する．

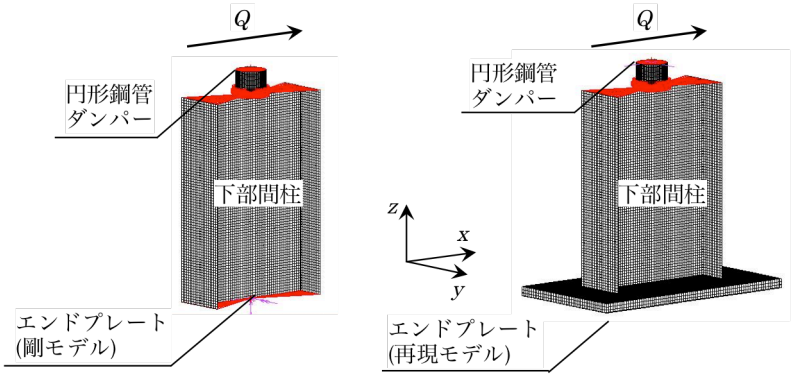


図 4.4.2　解析モデル概要（エンドプレートの影響，ケース 2）

③ 構面外に作用する力の影響（ケース 3，対象試験体：No.1（S-C17588-1501ci））

構面外に作用する力の影響を把握するため，ケース 1 の剛モデルを用いる．境界条件を，下端部を固定端とし，上端部は材軸方向（図中，z 方向）の変位を自由とし，他の変位と回転を拘束し，構面外方向（図中，y 方向）に強制変位を与える．

解析に入力する材料特性は，いずれもヤング係数は 20,5000N/mm^2，ポアソン比は 0.3 とし，それぞれの部位には表 4.2.2 に示す引張素材試験から得られた応力度–歪度の平均値を真応力度–真塑

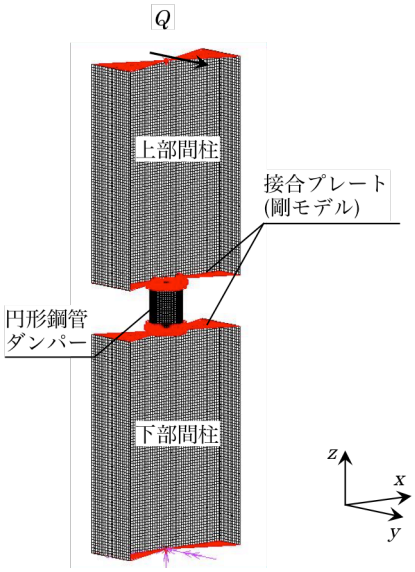


図 4.4.3　解析モデル概要（構面外に作用する力の影響，ケース 3）

性歪度に置換して使用する．

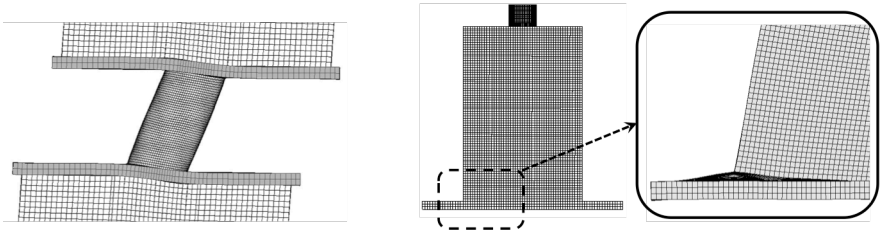
4.4.2　接合プレートとエンドプレートの影響（ケース 1 とケース 2）

表 4.4.1 にケース 1 と 2 の解析から得られた弾性剛性 K_a と(4.2.5)式で算定した弾性剛性 K_c 及び実験結果から得られた弾性剛性 K_e の比較を示す．ケース 1 では，剛モデルに対する弾性剛性の解析値と計算値の比 K_a/K_c が 1.04, 再現モデルに対する弾性剛性の解析値と実験値の比 K_a/K_e が 1.02 となり，弾性剛性に対して剛モデルは計算結果と再現モデルは実験結果と良い対応を示す．ケース 2 でも，同じ傾向を示す．図 4.4.4 にケース 1 と 2 の再現モデルにおける接合プレートとエンドプレートの変形状況を示す．但し，変形状況は，層間変形角 R が 0.0003rad の時の変形状況を 80 倍したものである．図のように，接合プレートとエンドプレートを再現したモデルでは，それらの局部的な面外変形が発生することが確認できる．これによって弾性剛性の計算で考慮しない接合プレートとエンドプレートの局部的な面外変形が実験の際には発生し，弾性剛性の実験値が計算値より低下したと考えられる．従って，間柱を介して架構内に設置されるダンパーを設計する時，接合プ

表 4.4.1　解析結果と計算結果及び実験結果の比較（弾性剛性）

試験体：No.1：S-C17588-1501ci		ケース1				ケース2			
		剛モデル		再現モデル		剛モデル		再現モデル	
K_c	K_e	K_a	K_a/K_c	K_a	K_a/K_e	K_a	K_a/K_c	K_a	K_a/K_e
355	317	368	1.04	323	1.02	389	1.10	323	1.02

単位：K_c，K_e，K_a：$\times 10^3$(kN)



(a) ケース 1：再現モデル　　(b) ケース 2：再現モデル

図 4.4.4　変形状態（R=0.0003rad，80倍）

レートとエンドプレートの局部的な面外変形を考量して設計するか，もしくは，それらの面外変形を無視できる寸法に設計するかのいずれかの考慮が必要となる．

4.4.3　構面外に作用する力の影響（ケース 3）

本研究では，間柱支持された円形鋼管ダンパーが構面内の力を受ける場合を想定している．しかし，この場合でも，円形鋼管ダンパーには構面内方向と比較すると小さくなるものの，構面外方向の力は作用する．本節では，その場合を想定し，図 4.4.3 に示すように間柱支持された円形鋼管ダンパーに構面外の力を層間変形角 R = 1/100 まで単調載荷する．ここで，接合プレートとエンドプレートを剛モデルに設定した理由は，4.4.2 節の結果からダンパーに接合プレートとエンドプレートの影響を抑制することにより，構面外方向の力に対してダンパーにせん断変形をより厳しい条件で与えるためである．

図 4.4.5 に解析結果から得られたせん断力と平均せん断変形角の関係を示す．図 4.4.5（a）が試験体全体に対するせん断力 Q と層間変形角 R の関係，図 4.4.5（b）がせん断力 Q と間柱の平均せん断変形角 ${}_{sc}\gamma$ の関係，図 4.4.5 (c) がせん断力 Q とダンパーの平均せん断変形角 ${}_{d}\gamma$ の関係である．図中，灰色の実線と破線はそれぞれ解析結果から得られた弱軸に対する間柱の降伏耐力 ${}_{sc}Q_y$ ’と(2.3.4)式で算定した円形鋼管ダンパーの全塑性せん断耐力 ${}_{c}Q_p$ を示す．図よりダンパーが全塑性状態になる前に層間変形角 R = 1/190 程度で間柱が先行降伏する．間柱のダンパーと間柱の降伏状況

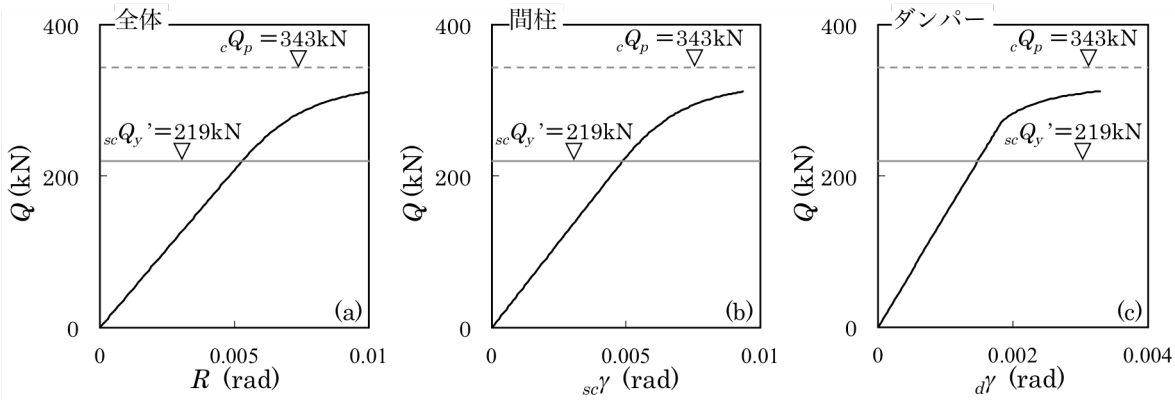
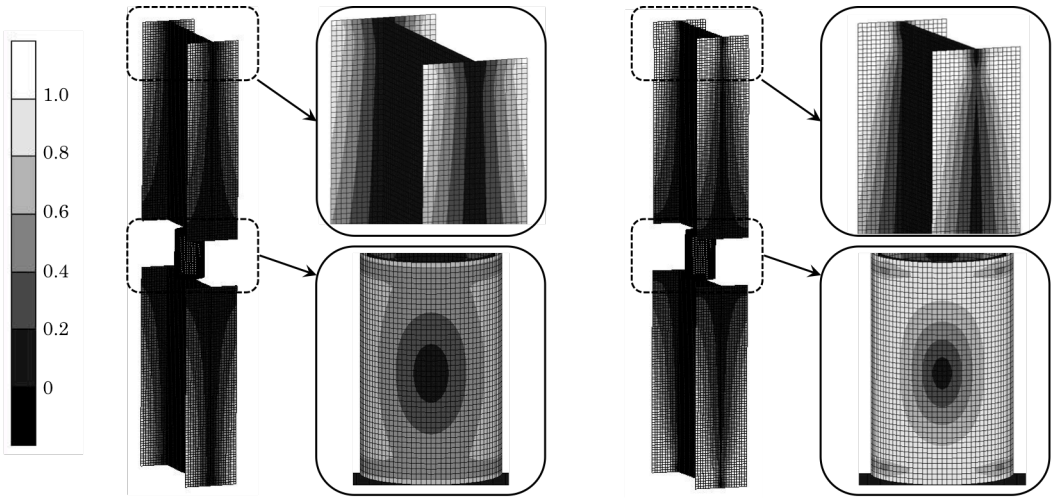


図 4.4.5　せん断力と変形角の関係



（a）間柱降伏時　　（b）層間変形角 R =1/100 時

図 4.4.6　応力分布

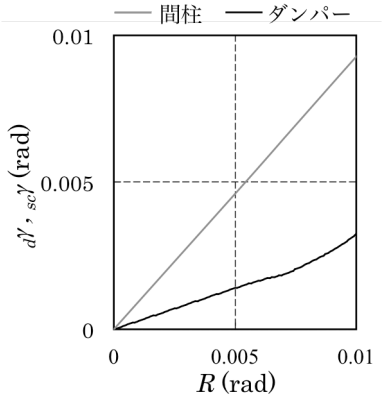


図 4.4.7　ダンパーの平均せん断変形角 $_d\gamma$，間柱の平均せん断変形角 $_{sc}\gamma$と層間変形角 R の関係

を図 4.4.6 に示す．図は間柱降伏時（R =1/190）と層間変形角 R =1/100 時の応力分布の状態を示す．また，図中の凡例は Von-mises の相当応力度を降伏応力度で無次元化したものである．間柱降伏時にはダンパーは弾性状態となり，層間変形角 R = 1/100 時でもダンパーはほぼ弾性状態であることが確認できる．

図 4.4.7 にダンパーの平均せん断変形角 $_d\gamma$, 間柱の平均せん断変形角 $_{sc}\gamma$と層間変形角 R の関係を示す．層間変形角はダンパーより間柱の方で大きい変形が生じることが確認できる．また，層間変形角 R = 1/100 時では，ダンパーに生じる平均せん断変形角 $_d\gamma$ は 0.0033rad（0.8mm）程度で微小量である．ここで，第 3 章で検証した 2 方向載荷に対する円形鋼管ダンパーの変形性能と後述する第 5 章での円形鋼管ダンパー付骨組の地震応答解析結果から，間柱支持されたダンパーが構面外の力を受けて層間変形角 R = 1/100 程度になった後，構面内の力を受けることになっても円形鋼管ダンパーの変形性能には十分な余裕があると考えられる．また，構面外の力が作用しても，間柱の端部が構面外方向に対して降伏するため，ダンパーの方には変形が集中できない状態となり，ほぼ構面内方向に対する挙動になると考えられる．

4.5　結

本章では，間柱に支持された円形鋼管ダンパーの設計法を提案し，弾性剛性，全塑性せん断耐力，変形性能などの力学性状と円形鋼管ダンパーと間柱の相互関係を把握するため，せん断加力実験及び単調載荷実験に対する FEM 解析を行った．これまでの検討結果から，以下の知見が得られた．

1)　間柱に支持された円形鋼管ダンパーの履歴性状は安定した紡錘形の安定した履歴性状を示す．

2)　間柱に支持された円形鋼管ダンパーは間柱部では，最大耐力時でも弾性状態であり，ダンパーで大きい変形及びエネルギーを吸収することが確認できる．

3)　試験体の破壊形式は，円形鋼管ダンパーの場合には，鋼管中央部で面外変形が発生した後，溶接止端部のき裂貫通することで耐力が劣化し，H 形せん断パネルダンパーはウェブ中央部に面外変形が発生した後，フランジ端部でき裂が貫通することで耐力が劣化する．これはダンパー単体と同様な破壊形式となる．

4)　同じパラメータの円形鋼管ダンパーは間柱の断面形状によって変形性能が異なる．これは，間柱の弾性変形の差によって，ダンパーに入力される振幅が異なるためである．

5) 間柱支持された円形鋼管ダンパーの疲労寿命について Manson-Coffin 則を用いて(4.3.1)式の疲労関係式を提示した．円形鋼管ダンパーは，鋼構造制振設計指針で示す H 形せん断パネルダンパーの内，変形性能が最も高い場合（基準化幅厚比：0.150～0.165，0.299～0.303）と同程度の疲労寿命を有し，間柱支持有無によらず，高い疲労寿命を有することを確認した．

6) 弾性剛性に対してせん断変形と曲げ変形及び接合プレートの回転を考慮して算定すると，およそ 15%程度で実験結果を過大評価し，その差は，計算で考量しなかったエンドプレートと接合プレートの局部的な面外変形によるものだと考えられる．そのため，設計時には，接合プレートとエンドプレートの影響を適切に考慮することが要される．

7) 間柱支持されたダンパーが構面外の力を受ける場合を想定した FEM 解析結果により，層間変形角 R = 1/100 時に，間柱が先行降伏することにより間柱の方で大きい変形が生じ，ダンパーに生じる平均せん断変形角 $_d\gamma$ は 0.0033rad 程度で小さい変形となる．

参考文献

4.1) S.S.Manson，T.J.Dolan：Thermal Stress and Low Cycle Fatigue，Journal of Applied Mechanics，vol.33，issue 4，pp.957，1961.12

4.2) J.F.Tavernell，L.F.Coffin：Experimental Support for Generalized Equation Predicting Low Cycle Fatigue，Journal of Fluids Engineering，pp.533-537，1962.12

4.3) 日本建築学会：鋼構造制振設計指針，2014.11

4.4) 玉井宏章：せん断パネルダンパーの累積損傷度について，日本建築学会構造系論文集，No.707，pp.147-155，2015.01

4.5) Msc.Marc User's Guide Version 2013.1, Msc Software Corporation LA, 2013.10

第５章　間柱支持低降伏点円形鋼管ダンパー付き骨組の設計と地震応答性状

5.1　序

本章では，間柱支持低降伏点円形鋼管ダンパー付き骨組の設計方法の提示とその地震応答性状を検討することを目的とする．図5.1.1に示すようにダンパー付き骨組は，主体骨組とダンパー系に分けて考えられ，その骨組の地震応答はダンパー系の耐力と変形能力に左右される [5.1)]．特に，ダンパー系を構成するダンパー単体の解析モデルの精度によって骨組の動的な特性に対する再現性の精度が異なる．そのため，ダンパー単体の履歴モデルは，実験結果の力学特性を適切に再現する必要がある．本章では，2章の円形鋼管ダンパーのせん断加力実験から得られた結果に基づき，円形鋼管ダンパー付き骨組の地震応答解析を行うために必要となる繰返し履歴のモデルを構築する．また，構築した履歴モデルを用いて間柱支持円形鋼管ダンパー付き骨組の地震応答解析を実施する．地震応答解析結果より得られたダンパーの最大せん断変形角と累積せん断変形角の関係をダンパー単体の疲労曲線と比較し，ダンパーの変形性能を検証する．同時に，全塑性せん断耐力と弾性剛性が円形鋼管ダンパーと同じH形せん断パネルダンパー付き骨組の場合と両者を比較・検討する．解析プログラムには，一般化ヒンジモデルによる非線形弾塑性解析プログラムCLAP.f [5.2)]にダンパー用鋼材のモデルを組み込んだ骨組解析プログラムである CLAPD.f を用いる．

5.2　円形鋼管ダンパーの履歴モデル

5.2.1　断面置換

CLAPD.f は平面解析用プログラムであり，円形鋼管ダンパーをせん断要素に置換する必要がある．せん断要素への置換方法としては，以下の手順に従う．

①せん断要素と円形鋼管ダンパーの弾性剛性を等しくする．

②せん断要素と円形鋼管ダンパーの全塑性せん断耐力を等しくする．

但し，円形鋼管ダンパーをせん断要素に置換する際，隣接する部材の寸法などに影響を与えないため，せん断要素の幅 ${}_pD$ と高さ ${}_ph$ は円形鋼管ダンパーの直径 D と高さ h と等しくする．

○弾性剛性

せん断力 Q が作用するせん断要素の変形状況を図 5.2.2 に示す．せん断要素の弾性剛性はせん断変形 ${}_p\delta_s$ を考慮して次式で算定する．

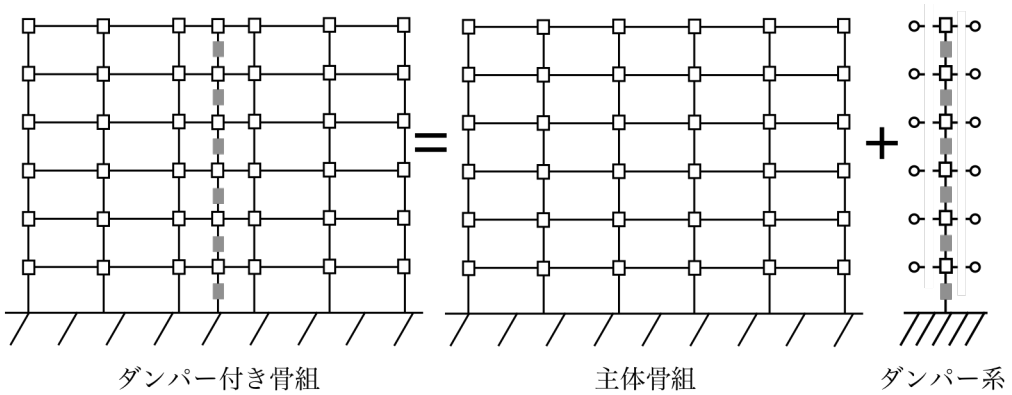
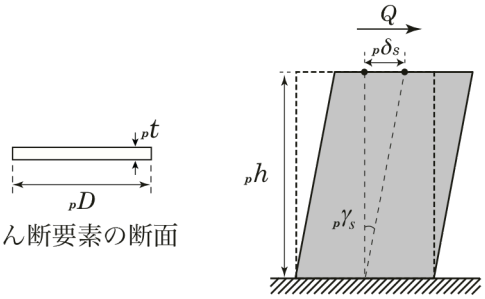


図 5.1.1　ダンパー付き骨組の一例



せん断要素の断面

荷重条件と変形状態
(せん断変形のみ)

図 5.2.1　せん断要素の断面形状と変形状態

$$Q = {}_pK \cdot {}_p\gamma_s, \qquad {}_pK = \left(\frac{1}{{}_pG \cdot {}_pA}\right)^{-1} \tag{5.2.1), (5.2.2}$$

但し，${}_pA$：せん断要素の断面積，${}_pG$：せん断要素のせん断弾性係数である．せん断要素の弾性剛性が（2.3.12）式の円形鋼管ダンパーの弾性剛性 ${}_cK$ と等しくするとせん断要素の断面積 ${}_pA$ は次式で得られる．

$${}_pA = {}_pt \cdot {}_pD = \left(\frac{12E \cdot I \cdot A}{h^2 \cdot G \cdot A + 24E \cdot I}\right) \tag{5.2.3}$$

但し，${}_pt$ はせん要素の厚さ，${}_pD$ はせん断要素の幅，h は円形鋼管高さ，E は円形鋼管ダンパーのヤング係数であり，円形鋼管の断面 2 次モーメント I，円形鋼管の断面積 A，円形鋼管のせん断弾性係数 G（$=_pG$）は次式で与えられる．

$$I = \frac{\pi}{8} \cdot t \cdot d^3 = \frac{1}{8} \cdot A \cdot d^2, \qquad A = \pi \cdot t \cdot d, \qquad G = \frac{E}{2\left(1+\nu\right)} \tag{5.2.4), (5.2.5), (5.2.6}$$

但し，t は円形鋼管厚，d は円形鋼管の板厚中心間距離，ν はポアソン比である．(5.24) ～ (5.26) 式を（5.23）式に代入することで，せん断要素の厚さ ${}_pt$ は次式で得られる．

$${}_pt = \frac{1.5\pi \cdot \left(d / {}_pD\right)}{\frac{1}{2\left(1+\nu\right)} \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^2 + 3} \cdot t \tag{5.2.7}$$

但し，式中のせん断要素の幅 ${}_pD$ は円形鋼管ダンパーの直径 D と同じである．

○全塑性せん断耐力

せん断要素の全塑性せん断耐力 ${}_pQ_p$ はせん断降伏のみを考慮することにより次式で表される．

$${}_pQ_p = {}_pt \cdot {}_pD \cdot {}_p\tau_y \tag{5.2.8}$$

但し，${}_p\tau_y$ はせん断要素のせん断降伏応力度である．せん断要素の全塑性せん断耐力 ${}_pQ_p$ が（2.3.4）式の円形鋼管ダンパーの全塑性せん断耐力 ${}_cQ_p$ と等しくすると ${}_p\tau_y$ は次式で得られる．

$${}_p\tau_y = 2\sqrt{3} \cdot t \cdot \frac{d^2}{h \cdot {}_pD \cdot {}_pt} \cdot \sin\left(\frac{h}{\sqrt{3} \cdot d}\right) \cdot \tau_y \tag{5.2.9}$$

但し，τ_yは円形鋼管ダンパーのせん断降伏応力度である．

5.2.2　IKRO モデルの概要

4章の実験結果より円形鋼管ダンパーは隣接する部材よりも大きな歪振幅を受けるため，繰返し載荷に伴う耐力上昇率（耐力に対する全塑性せん断耐力の比）が大きくなる．このような円形鋼管ダンパーの耐力上昇は隣接する部材の塑性化や接合部の設計に影響を及ぼすため，その履歴挙動を適切に表現する必要がある．

低降伏点鋼を用いたせん断パネルの履歴挙動を適切に表現できるモデルの一つとしてIKROモデルが知られている [5.3]．IKROモデルはRamberg-Osgoodモデルに等方硬化と移動硬化を導入したモデルであり，以下ではIKROモデルについて説明する．

○Ramberg-Osgood モデル

図 5.2.2 に Ramberg-Osgood 型モデル [5.4]（以下，RO モデルと称する）を示す．RO モデルは剛性が次第に低下するような履歴のモデルに用いられる．また，RO モデルは Skeleton curve（以下，骨格曲線と称する）と Hysteresis curve（以下，履歴曲線と称する）群で構成される．骨格曲線は次式で表される．

$$\frac{\varepsilon}{\overline{\varepsilon_0}} = \frac{\sigma}{\overline{\sigma_0}}\left(1+\alpha\left|\frac{\sigma}{\overline{\sigma_0}}\right|^{\eta-1}\right) \tag{5.2.10}$$

但し，σは応力度，εは歪度，$\overline{\sigma_0}$ は降伏応力度，$\overline{\varepsilon_0}$ は降伏歪度である．また，式中のαとηは曲線形状を指定するパラメータである．弾性剛性 Kを与えると $\overline{\sigma_0}$ と $\overline{\varepsilon_0}$ の関係は次式で表される．

$$\overline{\sigma_0} = K \cdot \overline{\varepsilon_0} \tag{5.2.11}$$

骨格曲線は次式で与えられる．

$$\frac{\varepsilon-\varepsilon_0}{2\overline{\varepsilon_0}} = \frac{\sigma-\sigma_0}{2\overline{\sigma_0}}\left(1+\alpha\left|\frac{\sigma-\sigma_0}{2\overline{\sigma_0}}\right|^{\eta-1}\right) \tag{5.2.12}$$

但し，σ_0とε_0は履歴曲線の原点座標を表す．原点は最後に荷重が反転した点であり，図中○で示す．

応力−歪関係は初期荷重時には骨格曲線上を移動し，除荷すると除荷点（図中のA点）を原点とした履歴曲線上を移動する．履歴曲線と骨格曲線が交わる点（図中のB点）を超えてさらに負荷される場合は骨格曲線上を移動する．

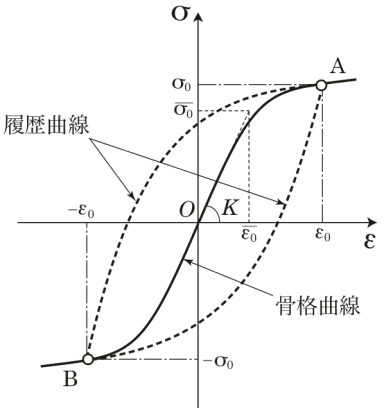


図5.2.2　Ramberg-Osgoodモデル

○IKRO モデル

図 5.2.3 に初期荷重状態を表す．応力−歪関係は図中の骨格曲線上を移動する．この骨格曲線は(5.2.10)式で得られる．初期降伏応力状態を $\overline{\sigma_0}$ で表す．また，$\overline{\sigma_0}$ と $-\overline{\sigma_0}$ の間を初期移動硬化領域として定義する．応力がこの領域内に留まる限り等方硬化は生じない．また，除荷・再載荷する場合も RO モデルで与えられる規則に従う．履歴曲線は(5.2.12)式で与えられる．

応力が移動硬化領域の限界 $\overline{\sigma_0}$ を超え，座標（ε_1，σ_1）の A 点に到達した状態を考える（図 5.2.4 参照）．初期降伏応力度 $\overline{\sigma_0}$ から応力増分$\Delta\sigma_1$は次式で得られる．

$$\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \overline{\sigma_0} \tag{5.2.13}$$

応力増分$\Delta\sigma_1$の内，等方硬化によって生じた応力増分は$\beta\Delta\sigma_1$であると仮定する．これに従い降伏応力度が $\overline{\sigma_0}$ から次式で与えられる $\overline{\sigma_1}$ へ変わる．

$$\overline{\sigma_1} = \overline{\sigma_0} + \beta\left|\Delta\sigma_1\right| \tag{5.2.14}$$

対応する降伏歪度は $\overline{\varepsilon_0}$ から $\overline{\varepsilon_1}$ （$= \overline{\sigma_1}\ /K$）に変わる．したがって A 点から除荷したとこの履歴曲線は次式で得られる．

$$\frac{\varepsilon - \varepsilon_1}{2\overline{\varepsilon_1}} = \frac{\sigma - \sigma_1}{2\overline{\sigma_0}}\left(1 + \alpha\left|\frac{\sigma - \sigma_1}{2\overline{\sigma_1}}\right|^{\eta-1}\right) \tag{5.2.15}$$

RO モデルの規則にしたがうと，履歴曲線が骨格曲線に到達すると経路が変わり，それ以降の載荷では骨格曲線上を移動する．この規則を IKRO モデルに導入するために新しい骨格曲線を定義する．骨格曲線は履歴曲線と同じ形であり，大きさは半分になっていると仮定すると，新しい骨格曲線は以下のような式で表せる．

$$\frac{\varepsilon - O_{\varepsilon 1}}{\overline{\varepsilon_1}} = \frac{\sigma - O_{\sigma 1}}{\overline{\sigma_1}}\left(1 + \alpha\left|\frac{\sigma - O_{\sigma 1}}{\overline{\sigma_1}}\right|^{\eta-1}\right) \tag{5.2.16}$$

ここで（$O\varepsilon_1$，$O\sigma_1$）は新しい骨格曲線の原点の座標を表している．骨格曲線は A 点を通り，降伏応力度が $\beta|\Delta\sigma_1|$ 大きくなっているので次式を得る．

$$O_{\sigma 1} = -\beta \cdot \Delta\sigma_1 \tag{5.2.17}$$

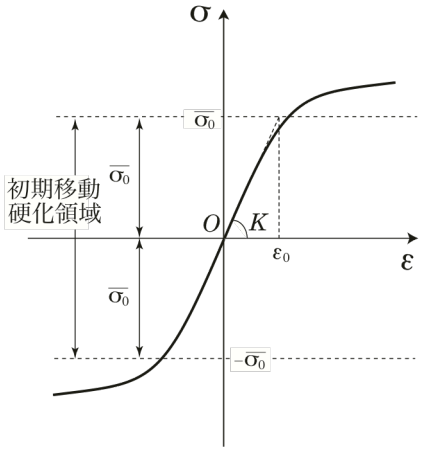


図 5.2.3　IKRO モデルの初期骨格曲線

図 5.2.4 の B 点は負側の履歴曲線と骨格曲線の交点を示す．A，B 点は原点（$O\varepsilon_1$，$O\sigma_1$）に関して対称であるから，B 点の応力度は次式のようになる．

$$\sigma_B = 2O_{\sigma 1} - \sigma_1 \tag{5.2.18}$$

履歴曲線の(5.2.15)式は B 点を通るので，(5.2.15)式のσに(5.2.18)式を代入すると B 点の歪度ε_Bが得られる．

$$\varepsilon_B = \frac{\sigma_B - \sigma_1}{\overline{\sigma_1}}\left(1 + \alpha\left|\frac{\sigma_B - \sigma_1}{2\overline{\sigma_1}}\right|^{\eta-1}\right)\overline{\varepsilon_1} + \varepsilon_1 \tag{5.2.19}$$

骨格曲線の(5.2.16)式は B 点を通るため(5.2.16)式に(5.2.17)～(5.2.19)式を代入して次式を得る．

$$O_{\varepsilon 1} = -\frac{\sigma_B - O_{\sigma 1}}{\overline{\sigma_1}}\left(1 + \alpha\left|\frac{\sigma_B - O_{\sigma 1}}{2\overline{\sigma_1}}\right|^{\eta-1}\right)\overline{\varepsilon_1} + \varepsilon_B \tag{5.2.20}$$

$O\varepsilon_1$ と $O\sigma_1$ が(5.2.20)と(5.2.17)式で定義されると，新しい骨格曲線(5.2.16)式を特定することができる．同時に移動硬化領域は $-\sigma_1$ と σ_1 の間に拡大される（図 5.2.4 のハッチ部）．応力が新しい移動硬化領域に留まる限り，(5.2.16)式の骨格曲線と(5.2.15)式の履歴曲線で構成される RO モデルとして挙動する（図 5.2.5 参照）．応力が移動硬化領域を超えた後に除荷するときは，上記と同様の方法で新しい骨格曲線と履歴曲線を定義する．

以上を要約すると次のようにまとめられる．

- IKRO モデルは次の 5 つのパラメータで特定できる．
  - 初期降伏応力度： $\overline{\sigma_0}$
  - 初期降伏歪度： $\overline{\varepsilon_0}$
  - Ramberg−Osgood モデルを特定するパラメータ：α，η
  - 等方硬化による応力増分の分担率：β
- 初期の骨格曲線・履歴曲線はそれぞれ(5.2.10)と(5.2.12)式で得られる．
- 応力が移動硬化領域を超えない限り RO モデルに対して決められた規則を使うことができる．
- 応力が移動硬化領域を超えた後，除荷するにときだけ履歴曲線・骨格曲線・移動硬化領域を定義し直す必要がある．

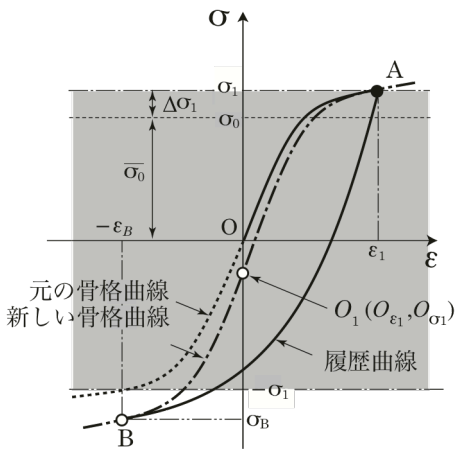


図 5.2.4　IKRO モデルの履歴・骨格曲線

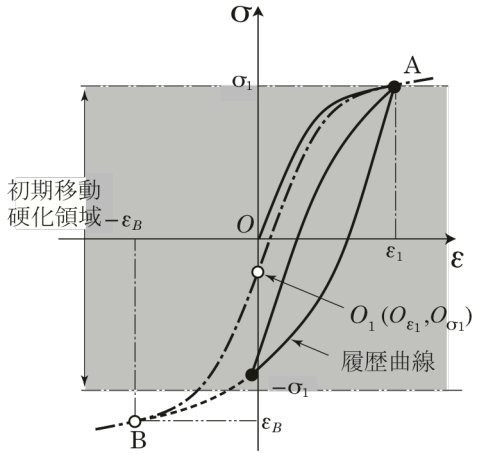


図 5.2.5　応力が移動硬化領域に留まる場合

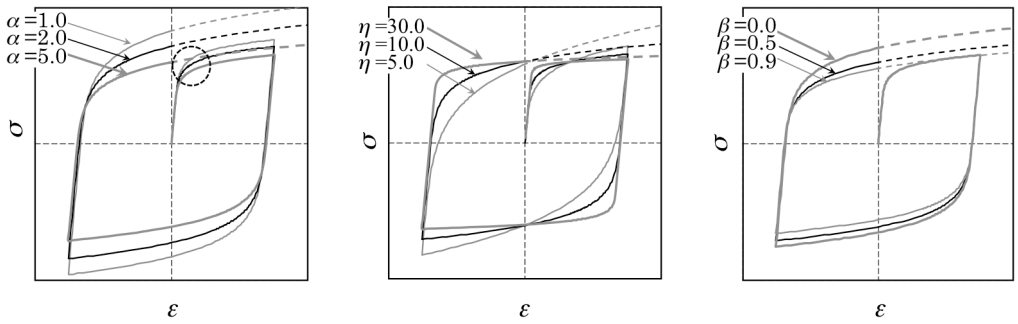
・　新しい骨格曲線・履歴曲線はそれぞれ(5.2.16)と(5.2.15)式で得られる．これらの式に含まれるすべてのパラメータは収斂計算することなく決定できる．

図 5.2.6 に Ramberg−Osgood モデルを特定するパラメータαとη，等方硬化による応力増分の分担率βの影響を示す．図中の実線は1サイクル目までの履歴曲線を示し，破線は 2 サイクル目の履歴曲線を示す．図より各パラメータの影響を以下に示す．

・　αが小さくなるほど，第 1 回目の折り曲がり点が高くなり（図 5.2.6（a）の○の所），耐力上昇が大きくなる．

・　ηが大きくなるほど，完全弾塑性型の履歴挙動に近い挙動となる．

・　βの大きさによらず，1サイクル目の正側の除荷までには同じ履歴挙動を示す．その後，負側に載荷を続けるとβが大きくなるほど耐力上昇が大きくなる．



(a)　αの影響　　(b)　ηの影響　　(c)　βの影響

図 5.2.6　IKRO モデルのパラメータの影響

5.2.3　実験結果との比較

表 5.2.1 に解析対象となる単体試験体の一覧を示す．また，(5.2.7)式と(5.2.9)式で計算したせん

表 5.2.1　解析対象とせん断要素の諸元

No.	試験体名	低降伏点円形鋼管ダンパー							せん断要素					
		鋼管種	D (mm)	t (mm)	D/t	h (mm)	h/D	τ_y (N/mm^2)	$_pD$ (mm)	$_ph$ (mm)	$_ph/_pD$	$_pt$ (mm)	$_pD/_pt$	$_p\tau_y$ (N/mm^2)
2	C13065-100i	LY225	130.0	6.5	20.2	130.0	1.00	129.9	130.0	130.0	1.00	8.5	15.3	177.5
3	C13065-100c3													
4	C13065-100c7													
6	C13065-125i					162.0	1.25			162.0	1.25	7.9	16.5	183.1
7	C13065-125c3													
9	C13065-150i					194.0	1.50			194.0	1.50	7.4	17.6	189.1
10	C13065-150c3													
11	C17588-100i		175.0	8.8	19.9	175.0	1.00		175.0	175.0	1.00	11.5	15.2	177.5
12	C17588-100c3													
13	C17588-100c5													
14	C17588-100c7													
15	C17588-150i					263.0	1.50			263.0	1.50	9.9	17.7	189.3
16	C17588-150c3													
17	C17588-150c5													
18	C17565-100c3			6.5	26.9	175.0	1.00			175.0	1.00	8.6	20.3	177.2
19	C17565-100c5													
20	C17565-100c7													
21	CL17812-100c3	LY100	177.8	12.0	14.8	175.0	0.98	57.7	177.8	175.0	0.98	15.4	11.5	78.9
22	CL17812-100c5													
23	CL17812-100c7													
24	CL17895-100c3			9.5	18.7	175.0	0.98			175.0	0.98	12.4	14.3	78.8
25	CL17895-100c5													
26	CL17895-100c7													
27	CL17895-150i					263.0	1.48			263.0	1.48	10.8	16.5	84.0
28	CL17895-150c3													
29	CL17895-150c7													

断要素の諸元を併記する．解析対象は，2 章の円形鋼管ダンパーの中で単調載荷した試験体試験体を除き，漸増載荷と定常振幅載荷した試験体とする．解析モデルの精度検証には，1）弾性剛性，2）全塑性せん断耐力，3）耐力上昇，4）最大耐力に対して実験結果をよく追跡できるような IKRO モデルの変数を決定する．試行錯誤により以下の IKRO モデルの変数を決定した．

鋼管種LY225：$\alpha = 0.50$，$\eta = 20.0$，$\beta = 0.63$

鋼管種LY100：$\alpha = 0.02$，$\eta = 20.0$，$\beta = 0.58$

表 5.5.2 に解析結果より得られた全塑性せん断耐力 ${}_aQ_p$，最大耐力 ${}_aQ_{\max}$，弾性剛性 ${}_aK$ と実験結果との比較を示す．但し，${}_aQ_p$ はせん断力 Q と平均せん断変形角γ関係の 0.35%off-set 耐力値，${}_aK$ は ${}_aQ_p$ の 1/3 の割線剛性である．全塑性せん断耐力の実験値と解析値の比 ${}_eQ_p / {}_aQ_p$ は，鋼管種 LY225 の場合 0.91～0.99 であり，鋼管種 LY100 の場合では，0.76～1.10 となる．最大耐力の比 ${}_eQ_{\max} / {}_aQ_{\max}$ は，鋼管種 LY225 の場合 1.01～1.18，鋼管種 LY100 の場合では 1.00～1.06 となる．また，弾性剛性の比 ${}_eK / {}_aK$ は，鋼管種 LY225 の場合 0.95～1.31，鋼管種 LY100 の場合では 0.94～1.12 となる．図 5.2.7 と図 5.2.8 に解析及び実験結果から得られたせん断力 Q とせん断変形角γ関係の比較の例を示す．それぞれの図の（a）が漸増載荷した試験体，（b）～（d）が 3%，5%，7%定常振幅で載荷した試験体である．解析結果は実験結果と同様にずれも安定した紡錘形の履歴性状を示す．鋼管種 LY225 の場合は，いずれの載荷でも全塑性せん断耐力の近傍，耐力上昇域，耐力が安定した領域で実験結果とよく対応する．また，鋼管種 LY100 の場合は，全塑性せん断耐力の近傍と耐力上昇域では実験結果と若干の差があるが，以降の耐力が安定した領域では，実験結果と良い対応を示す．但し，全塑性せん断耐力近傍から耐力上昇域は全体の履歴挙動に比べて小さな領域であり，その差による累積エネルギー吸収量は小さいと考えられる．

一方，既往の研究でパネルの鋼種が LY225 の H 形せん断パネルダンパーを対象とし，IKRO モ

表 5.5.2　解析結果

No.	試験体	${}_eQ_p$ (kN)	${}_aQ_p$ (kN)	${}_eQ_p / {}_aQ_p$	${}_eQ_{\max}$ (kN)	${}_aQ_{\max}$ (kN)	${}_eQ_{\max} / {}_aQ_{\max}$	${}_eK$ $\times 10^3$ (kN/rad)	${}_aK$ $\times 10^3$ (kN/rad)	${}_eK / {}_aK$
2	C13065-100i	192	211	0.91	－	－	－	104.8	87.1	1.20
3	C13065-100c3	198		0.94	360	305	1.18	91.4		1.05
4	C13065-100c7	210		0.99	388	357	1.09	92.4		1.06
6	C13065-125i	193	206	0.94	－	－	－	92.1		1.06
7	C13065-125c3	194		0.94	308	305	1.01	82.7		0.95
9	C13065-150i	179	195	0.92	－	－	－	75.9	76.8	0.99
10	C13065-150c3	194		0.99	294	282	1.04	90.1		1.17
11	C17588-100i	367	378	0.97	－	－	－	188.2	160.0	1.18
12	C17588-100c3	359		0.95	575	562	1.02	178.4		1.11
13	C17588-100c5	370		0.98	635	614	1.03	195.1		1.22
14	C17588-100c7	369		0.97	694	654	1.06	188.6		1.18
15	C17588-150i	344	348	0.99	－	－	－	162.1	138.0	1.17
16	C17588-150c3	330		0.95	520	507	1.03	165.9		1.20
17	C17588-150c5	346		0.99	574	555	1.03	163.8		1.19
18	C17565-100c3	266	284	0.93	409	421	0.97	156.6	119.9	1.31
19	C17565-100c5	267		0.94	448	461	0.97	136.0		1.13
20	C17565-100c7	275		0.97	474	490	0.97	129.0		1.08
21	CL17812-100c3	216	279	0.77	631	633	1.00	214.8	217.4	0.99
22	CL17812-100c5	215		0.77	722	710	1.02	203.6		0.94
23	CL17812-100c7	211		0.76	781	771	1.01	207.8		0.96
24	CL17895-100c3	178	225	0.79	516	511	1.01	195.9	175.2	1.12
25	CL17895-100c5	190		0.84	588	574	1.02	181.7		1.04
26	CL17895-100c7	188		0.83	632	621	1.02	166.7		0.95
27	CL17895-150i	227	207	1.10	－	－	－	160.0	152.7	1.05
28	CL17895-150c3	225		1.09	480	465	1.03	156.7		1.03
29	CL17895-150c7	217		1.05	599	567	1.06	162.4		1.06

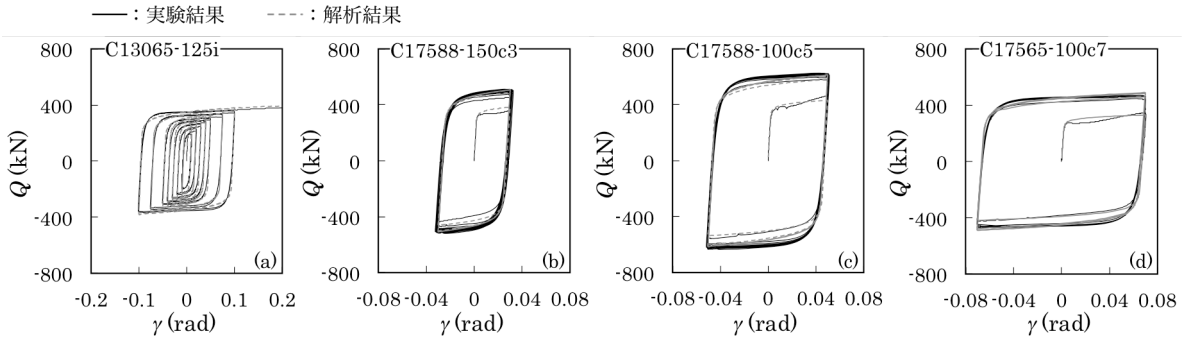


図 5.2.7　せん断力 Q と平均せん断変形角γの関係（鋼管種 LY225）

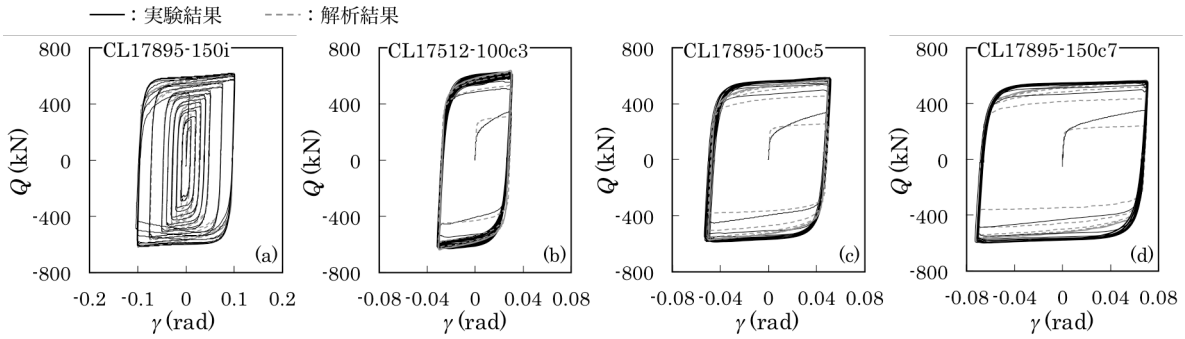


図 5.2.8　せん断力 Q と平均せん断変形角γの関係（鋼管種 LY100）

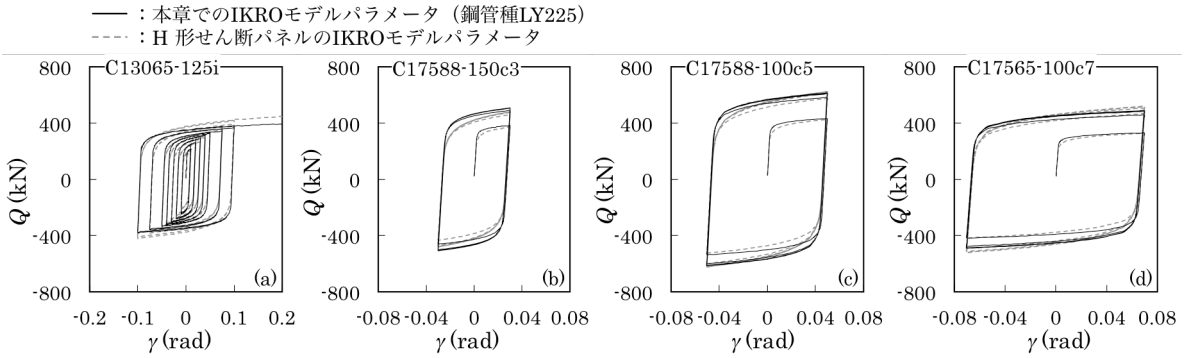


図 5.2.9　せん断力 Q と平均せん断変形角γの関係（IKRO モデルのパラメータの比較）

デルとして，α_h=2.31，η_h=13.0，β_h = 0.7が提案され，実験結果と良い対応を示すことが確認されている [5.5]．ここで，鋼管種 LY225 の円形鋼管から置換したせん断要素の履歴性状について，本章で提案する IKRO モデルのパラメータ（α = 0.50，η = 20.0，β = 0.63）の場合と H 形せん断パネルの IKRO モデルの場合を比較する. 図 5.2.9 にせん断力 Q とせん断変形角γの関係の例を示す. H 形せん断パネルダンパーを対象とした IKRO モデルのパラメータの場合, 本章で提案する IKRO モデルのパラメータの場合より全塑性せん断耐力近傍では耐力が小さくなり，以降耐力が安定する領域まで両者はほぼ同じ履歴性状となるが，漸増載荷と定常振幅載荷では，振幅が大きくなるほど耐力が大きくなることが確認できる．この結果は，鋼管種及びパネルの鋼種が LY225 の全塑性せん断耐力と弾性剛性が等しい円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパーの履歴性状は前述したようになることを表す.

5.3 地震応答解析概要

5.3.1 骨組の選定

ダンパー間柱支持円形鋼管ダンパー付き骨組の設計には文献 5.6）で示す設計方法を用いる．図 5.3.1 に設計の手順を示す．この設計の手順に従い，間柱支持円形鋼管ダンパー付き骨組の設計を行う．但し，⑪と⑫の項目のダンパーの変形性能については，次項の地震応答解析結果で確認する．

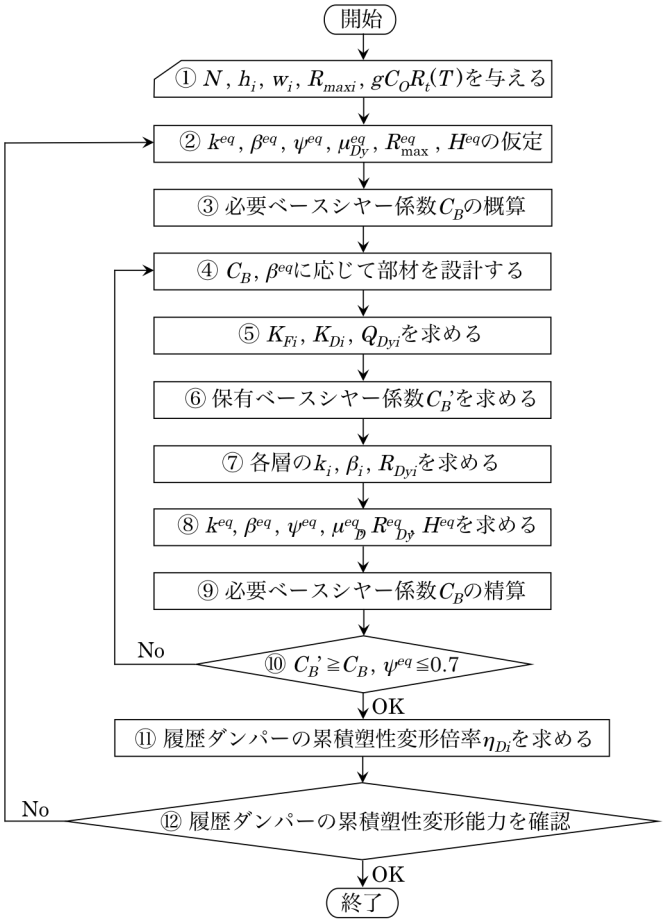


図 5.3.1　ダンパー付き骨組の設計手順

① 建物の層数 N，各層の階高 h_i，各層の重量 w_i，最大層間変形角 $R_{\max i}$，設計用加速度応答スペクトル $gC_0R_t(T)$を与える．

図5.3.2に対象の骨組の例を示す．骨組は桁行き方向が12.0m，6.0m，12.0mの3スパン，梁間方

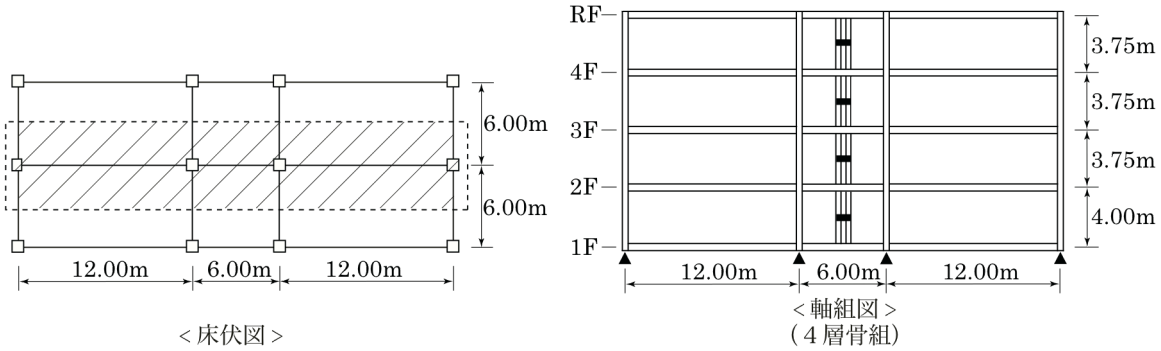


図 5.3.2　対象骨組の例

向が6.0m，6.0mの2スパンの鉄骨造建物の4層と8層骨組の2種類とする．また，梁間方向に対して中央6.0mの構面を対象（図5.3.2の左の斜線）とする．また，該当構面に間柱支持型としてダンパーを配置することで，弾性剛性と耐力が調節できるようにする（図5.3.2右の黒色の所）．各々間柱端部と梁は高力ボルトで接合することとする．

基本となる設計条件は以下とする．

- 地盤種別は第2種地盤とする（T_c= 0.6sec.）
- 固定荷重は 5.1kN/m²，骨組用と地震用積載荷重は 1.76kN/m²，0.78kN/m² とする．
- 階高は，1層では4m，他の層では3.75mとする．
- 柱・梁はFAランクを満たす部材を用いる．
- 柱は角形鋼管，梁はH形断面とし，柱，梁，パネルの鋼種はSN490（降伏応力度σ_y= 325N/mm²）とする．
- 柱は2層1節とする．ゆえに柱断面は2層ずつ一定である．
- 柱脚部分に基礎梁を設ける．基礎梁は第1層の大梁の3倍の剛性を有する弾性体とする．
- 各部材には実断面を割り付ける．
- 円形鋼管ダンパーは鋼管種LY225，アスペクト比1.5，径厚比19.9のものを使用する．
- 2 次設計用標準ベースシヤー係数 C_0= 1.0 の時，等価 1 質点系の最大層間変形角R_{max}^{eq}を 1/100 とする．

以上の条件から算定した骨組の諸元を表 5.3.1 に示す．但し，表中の記号は N：層数，h_i：各層の階高，w_i：各層の重量，W_T：総重量，A_i：層せん断力係数分布係数，α_i：基準化重量，$\overline{Q_i}$ ：i 層の設計用層せん断力の基準値，$\overline{M_i}$ ：i 層の層モーメントの基準値，$\overline{M_{OVT}}$：転倒モーメントの基準値であり，それぞれの算定式を以下に示す．

表 5.3.1　骨組の諸元

（a）4 層骨組

N	h_i (m)	w_i (kN)	Σw_i (kN)	α_i	A_i	$\overline{Q_i}$ (kN)	$\overline{M_i}$ (kN・m)
4	3.75	1058	1058	0.25	1.67	1773	6648
3	3.75	1058	2117	0.50	1.35	2863	10737
2	3.75	1058	3175	0.75	1.16	3671	13765
1	4.00	1058	4234	1.00	1.00	4234	16934

（b）8 層骨組

N	h_i (m)	w_i (kN)	Σw_i (kN)	α_i	A_i	$\overline{Q_i}$ (kN)	$\overline{M_i}$ (kN・m)
8	3.75	1058	1058	0.13	2.32	2454	9201
7	3.75	1058	2117	0.25	1.85	3923	14711
6	3.75	1058	3175	0.38	1.61	5123	19210
5	3.75	1058	4234	0.50	1.45	6121	22953
4	3.75	1058	5292	0.63	1.31	6943	26037
3	3.75	1058	6350	0.75	1.20	7603	28513
2	3.75	1058	7409	0.88	1.09	8110	30412
1	4.00	1058	8467	1.00	1.00	8467	33869

$$W_T = \sum_{i=1}^{N} w_i \tag{5.3.1}$$

$$\overline{Q_i} = A_i \cdot \sum_{j=i}^{N} w_j = A_i \cdot \alpha_i \cdot W_T, \quad \overline{M_i} = \overline{Q_i} \cdot h_i \tag{5.3.2), (5.3.3}$$

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \cdot \frac{2T}{1+3T}, \quad \alpha_i = \frac{\sum_{j=i}^{N} w_j}{W_T} \tag{5.3.4), (5.3.5}$$

$$\overline{M_{OVT}} = \sum_{i=1}^{N} \overline{M_i} \tag{5.3.6}$$

但し，(5.3.4)式中の T は設計用一次固有周期である．

② 等価 1 質点系に対するダンパー系と主体骨組の弾性剛性比 k^{eq}，ダンパー系の耐力分担率 β^{eq}，ダンパー系の最大塑性率 μ_D^{eq}，トリガーレベル係数 ψ^{eq}，ダンパー系の弾性限変形角 R_{Dy}^{eq}，最大変形角 R_{max}^{eq}，高さ H^{eq}を仮定する．

ダンパー付き骨組に対する多質点系を図 5.3.3 に示すように等価 1 質点系に置換する．等価 1 質点系は，図 5.1.1 に示すような主体骨組とダンパー系に構成されたものである．等価 1 質点系への置換にあたって用いる仮定は，以下である．

- 多質点系の最大せん断応答の分布は，(5.3.2)式の設計用層せん断力分布 $\overline{Q_i}$ で近似できる．
- 設計用地震荷重を比例荷重にしたときの多質点系の転倒モーメント M_{OVT} と有効構造回転角 R_{EF}関係を，等価 1 質点系の層モーメント M と層間変形角 R 関係とみなす．
- 等価 1 質点系の重量および固有周期は，多質点系の全重量および基本固有周期と等しい．
- 多質点系の基本固有周期は，設計用地震荷重を比例した時の弾性変形分布に等しい．

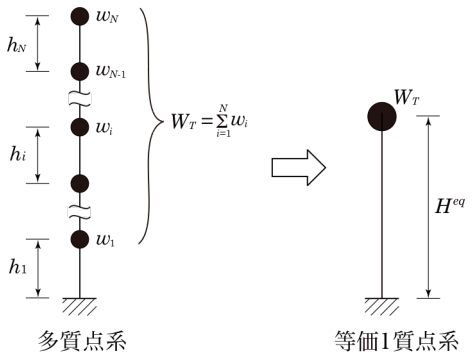


図 5.3.3　等価 1 質点系への置換（ダンパー付き骨組）

図 5.3.4 (a) に 1 質点系に置換される多質点系の i 層の層せん断力 Q_i と層間変形δ_iの関係を示す．図中の C_Bはベースシヤー係数，$C_B\,\overline{Q_i}$ は設計用層せん断力で，次式で求める．

$$C_B \cdot \overline{Q_i} = C_B \cdot A_i \cdot \alpha_i \cdot W_T \tag{5.3.7}$$

同図の R_{Dyi} はダンパー系の弾性限層間変形角，β_i はダンパー系の層せん断力分担率，μ_{di} はダンパー系の最大塑性率，ψ_i はトリガー係数でそれぞれ i 層に関する量であり，ダンパー系と主体骨組の弾性剛性比を k_i とするとそれぞれのパラメータは次の関係となる．

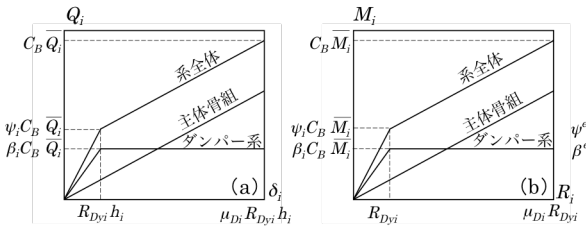


図 5.3.4　多質点系の復元力特性

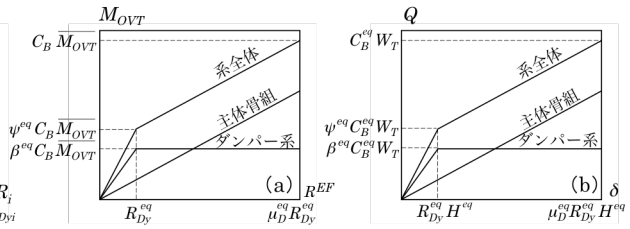


図 5.3.5　等価 1 質点系の復元力特性

$$\beta_i = \frac{k_i}{k_i + \mu_{Di}}, \quad k_i = \frac{\beta_i \cdot \mu_{Di}}{1-\beta_i} \tag{5.3.8), (5.3.9}$$

$$\mu_{Di} = \frac{k_i\left(1-\beta_i\right)}{\beta_i}, \quad \psi_i = \left(1+\frac{1}{k_i}\right)\cdot\beta_i \tag{5.3.10), (5.3.11}$$

図 5.3.4(b)に多質点系の i 層の層モーメント M_i と層間変形角 R_i の関係を示す．この図は図 5.3.4（a）の多質点系の Q_i-δ_i 関係を次式で置き換えたものである．

$$M_i = Q_i \cdot h_i, \quad \overline{M_i} = \overline{Q_i} \cdot h_i \tag{5.3.12), (5.3.13}$$

但し，M_i は i 層のモーメント，Q_i は i 層のメーメントである．この多質点系の M_i-R_i 関係を次式で多質点系の転倒モーメント M_{OVT} と有効構造回転角 R^{EF} 関係に置き換え，これが図 5.3.5（a）等価 1 質点系と等しいとみなす．

$$M_{OVT} = \sum_{i=1}^{N} M_i \cdot dR_i \tag{5.3.14}$$

但し，dR^{EF} は有効構造回転角であり，層モーメント M_i を重み関数とする層間変形角増分 dR_i の平均値である．等価 1 質点系の M_{OVT} と-R^{EF} 関係より図 5.3.5（b）で示す等価 1 質点系のせん断力 Q と δ 関係に置き換える．図中の β^{eq} は等価 1 質点系のダンパー系の耐力分担率，R_{Dy}^{eq} はダンパー系の弾性限層間変形角，μ_D^{eq} は等価 1 質点系のダンパー系の最大塑性率，ψ^{eq} は等価 1 質点系のトリガーレベル係数である．また，1 質点系のダンパー系と主体骨組の弾性剛性比を k^{eq} とする．k^{eq}，β^{eq}，μ_D^{eq}，ψ^{eq}，R_{Dy}^{eq} は，多質点系に対する全層の k_i，β_i，μ_{Di}，ψ_i，R_{Dyi} の重み付き平均値となり，2 つの値を決めれば，他は自動的に決定される．ちなみに以下となる．

$$\beta^{eq} = \frac{k^{eq}}{k^{eq}+\mu_D^{eq}} = \frac{\psi^{eq}\cdot\mu_D^{eq}-1}{\mu_D^{eq}-1}, \quad k^{eq} = \frac{\beta^{eq}\cdot\mu_D^{eq}}{1-\beta^{eq}} = \frac{\psi^{eq}\cdot\mu_D^{eq}-1}{1-\psi^{eq}} \tag{5.3.15), (5.3.16}$$

$$\mu_D^{eq} = \frac{k_{eq}\left(1-\beta_{eq}\right)}{\beta_{eq}} = \frac{R_{\max}^{eq}}{R_{Dy}^{eq}}, \quad \psi^{eq} = \left(1+\frac{1}{k^{eq}}\right)\cdot\beta^{eq} \tag{5.3.17), (5.3.18}$$

$$R_{Dy}^{eq} = \frac{R_{\max}^{eq}}{\mu_D^{eq}} \tag{5.3.19}$$

但し，R_{max}^{eq} は等価 1 質点系の最大層間変形角である．また，等価 1 質点系の高さ H^{eq} は次式で算定する．

$$H^{eq} \fallingdotseq \sqrt{\sum_{i=1}^{N}\left\{\frac{w_i}{W_T}\left(\sum_{j=1}^{i} h_j\right)^2\right\}} \tag{5.3.20}$$

選定した骨組の等価１質点系に対してとりあえずダンパー系と主体骨組の弾性剛性比 k^{eq} を 1.5，ダンパー系の弾性限変形角 R_{Dy}^{eq} を 1/500 と仮定し，(5.3.15)式～(5.3.20)式に代入するとそれぞれのパラメータは以下のパラメータとなる．

・k^{eq} = 1.5　　・β^{eq} = 0.23　　・μ_D^{eq} = 5.0

・ψ^{eq} = 0.383　　・H^{eq} = 10.5m（4 層骨組），19.2m（8 層骨組）

③　必要ベースシヤー係数 C_B の概算

②ステップで k^{eq}，β^{eq}，μ_D^{eq}，ψ^{eq}，R_{Dy}^{eq}，H^{eq} を設定すると必要ベースシヤー係数 C_B は次式で算定できる．

$$C_B = \sqrt{\frac{\mu_D^{eq}}{\psi^{eq} \cdot e_{dm}}} \cdot C_0 \cdot R_t\left(f \cdot T_0\right), \quad f \cdot T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{\mu_D^{eq} \cdot R_{Dy}^{eq} \cdot H^{eq}}{g \cdot C_B}} \qquad (5.3.21),\ (5.3.22)$$

但し，(5.3.21)式の e_{dm} は k^{eq}，β^{eq}，μ_D^{eq}，ψ^{eq} の値によって決まり，μ_D^{eq} が 7/6 程度より大きい現実的な領域では次式で算定できる．

$$e_{dm} = \min\left({}_2e_{dm}, {}_4e_{dm}\right) \qquad (5.3.23)$$

$${}_2e_{dm} = \frac{\mu_D^{eq\,2} + 2k^{eq} \cdot \mu_D^{eq} - 2k^{eq} - 1}{\left(k^{eq} + 1\right) \cdot r_{cycle}}, \quad {}_4e_{dm} = \frac{b_1 + \sqrt{b_1^{\,2} + a_1 c_1}}{a_1} \qquad (5.3.24),\ (5.3.25)$$

但し，

$$a_1 = \left(k^{eq} + 1\right) \cdot r_{cycle} \qquad (5.3.26)$$

$$b_1 = \frac{\left\{\mu_D^{eq\,2} + k^{eq} + 2k^{eq} \cdot n\left(\mu_D^{eq} - 1\right)\right\} \cdot r_{cycle} - k^{eq} - 1}{2} \qquad (5.3.27)$$

$$c_1 = \mu_D^{eq\,2} + k^{eq} \qquad (5.3.28)$$

但し，r_{cycle} は 0.25，n =10 とする．

(5.3.21)，(5.3.22)式の解は，例えば「(5.3.22)式中の C_B を 1.0 と仮定し，(5.3.22)式から $R_t(f\,T_0)$ を求め，その値を(5.3.21)式に代入して C_B を求める．」というような収束計算を行うと単純に求められる．

図 5.3.6 に②ステップでの仮定値 R_{max}^{eq}＝1/100，k^{eq} = 1.5 に対する必要ベースシヤー係数 C_B と等価１質点系の高さ H_{eq} の関係を示す．但し，(5.3.21)式中の C_0 を 1.0 とし，振動特性係数 $R_t(T)$ を以下の式で求めたものである．

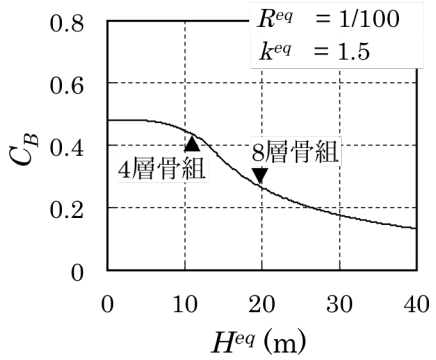


図 5.3.6　C_B と H^{eq} の関係（R_{max}^{eq}＝1/100，k^{eq} = 1.5）

$T < T_c$の場合：　　$R_t(T) = 1$　　(5.3.29)

$T_c \leqq T < 2T_c$の場合：　　$R_t(T) = 1 - 0.2\left(T/T_c - 1\right)^2$　　(5.3.30)

$2T_c \leqq T$の場合：　　$R_t(T) = 1.6T/T_c$　　(5.3.31)

但し，T_c= 0.6sec.（2 種地盤）である．

結果として，H^{eq} =10.5m，19.2m に対する C_Bはそれぞれ 0.443（4 層骨組），0.276（8 層骨組）となる．

④　C_B，β^{eq}に応じて部材を設計する．

以上で得られた C_B，β_{eq}を用いて主体骨組に対する必要ベースシヤー係数 C_Fを次式で算定する．

$$C_F = C_B \cdot \left(1 - \beta^{eq}\right) \quad (5.3.32)$$

上式で算定した 4 層骨組と 8 層骨組の C_Fはそれぞれ 0.341 と 0.213 となる．主体骨組の必要耐力 $C_F\,\overline{Q_i}$に相当する層せん断力に対して主体骨組の塑性設計を行う．図 5.3.7 に 4 層骨組に対する崩壊型を示す．4 層と 8 層の骨組を全体崩壊型と仮定し，各層の柱・梁の断面を選定する．

表 5.3.2 に選定した柱・梁の諸量を示し，図 5.3.7 の崩壊機構に対する崩壊フロアモーメント M_fと必要フロアモーメント M_{Fi}（$C_F\,\overline{Q_i}\ h_i$ ）と併記する．また，各階における柱・梁の取り付く接点での柱耐力の和に対する梁耐力の和の比 COFを併記する．但し，COFは最上階の柱頭側と最下層の柱脚側の値を除いた値である．いずれも M_f/ M_{Fi}が 1.0 を上回っており，上層になるほど過利になっている．また，COFはいずれも 1.5 を上回り，冷間成形角形鋼管を使用する場合の条件を満足することが確認できる[5-7]．ここでは，梁断面は長期許容応力度で決定した断面であるため，後術する精算モデルでは，柱・梁断面を変化せず，上部のダンパー系の耐力を下部より低減したモデルで静的な解析を行う．

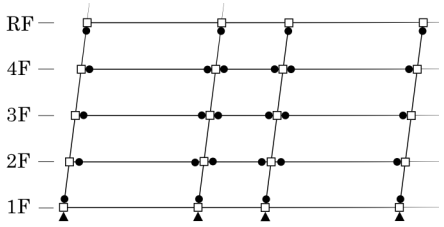


図 5.3.7　主体骨組の崩壊型（4 層骨組）

表 5.3.2　骨組の諸元

（a）4 層骨組

層	柱断面 外柱	柱断面 内柱	σ_y (N/mm^2)	床	梁断面 外梁	梁断面 内梁	σ_y (N/mm^2)	M_f (kN・m)	M_{Fi} (kN・m)	M_f/ M_{Fi}	COF
4	□-400 ×22	□-450 ×22	325	R	H-600×200×12×19	H-600×200×12×19	325	7001	1133	6.2	−
3				4	H-600×200×12×19	H-600×200×12×19		4102	2964	1.4	2.3
2	□-400 ×25	□-450 ×25		3	H-600×200×12×22	H-600×250×16×28		5628	4178	1.3	1.9
1				2	H-600×200×12×22	H-600×300×16×32		6547	5234	1.3	1.8
				1	H-600×300×16×32	H-600×300×16×32		7841	2887	2.7	−

（b）8 層骨組

層	柱断面 外柱	柱断面 内柱	σ_y (N/mm^2)	床	梁断面 外梁	梁断面 内梁	σ_y (N/mm^2)	M_f (kN・m)	M_{Fi} (kN・m)	M_f/ M_{Fi}	COF
8	□-450 ×16	□-500 ×19	325	R	H-600×250×12×22	H-600×300×12×22	325	7228	980	7.4	−
7				8	H-600×250×12×22	H-600×300×12×22		5752	2547	2.3	1.7
6	□-450 ×19	□-500 ×22		7	H-600×250×12×22	H-600×300×12×25		6062	3613	1.7	1.8
5				6	H-600×300×12×22	H-600×300×12×25		6475	4490	1.4	1.7
4	□-450 ×22	□-500 ×25		5	H-600×300×12×22	H-600×300×12×25		6475	5217	1.2	1.9
3				4	H-650×300×12×25	H-650×300×16×28		8062	5810	1.4	1.6
2	□-450 ×25	□-500 ×35		3	H-650×300×12×25	H-650×300×16×28		8062	6275	1.3	1.8
1				2	H-650×300×16×28	H-700×300×16×28		9061	6846	1.3	1.8
				1	H-700×300×16×28	H-700×300×16×28		11800	3607	3.3	−

⑤　主体骨組の弾性剛性 K_{Fi}，ダンパー系の弾性剛性 K_{Di}，ダンパー系の降伏耐力 Q_{Dyi}を求める．

④ステップで設計した主体骨組にダンパーを配置する．図 5.3.8 に間柱支持円形鋼管ダンパー付き骨組の概要を，表 5.3.3 に 4 層と 8 層骨組の選定した間柱断面諸元と配置数 n を示す．骨組の低層には間柱支持円形鋼管ダンパーを並列に配置する．上・下層の間柱配置本数が異なる場合，間柱が軸に対して中心が一致するように配置する．また，間柱を並列に配置する場合，複数の間柱が一体挙動するように間柱のフランジを高力ボルトで接合する（図 5.3.8 の右参照）．各々の間柱断面と並列配置数は後述するダンパー系と主体骨組の剛性比を合わせたものである．

ダンパーにせん断変形を集中させるため，以下のような条件が必要となる．

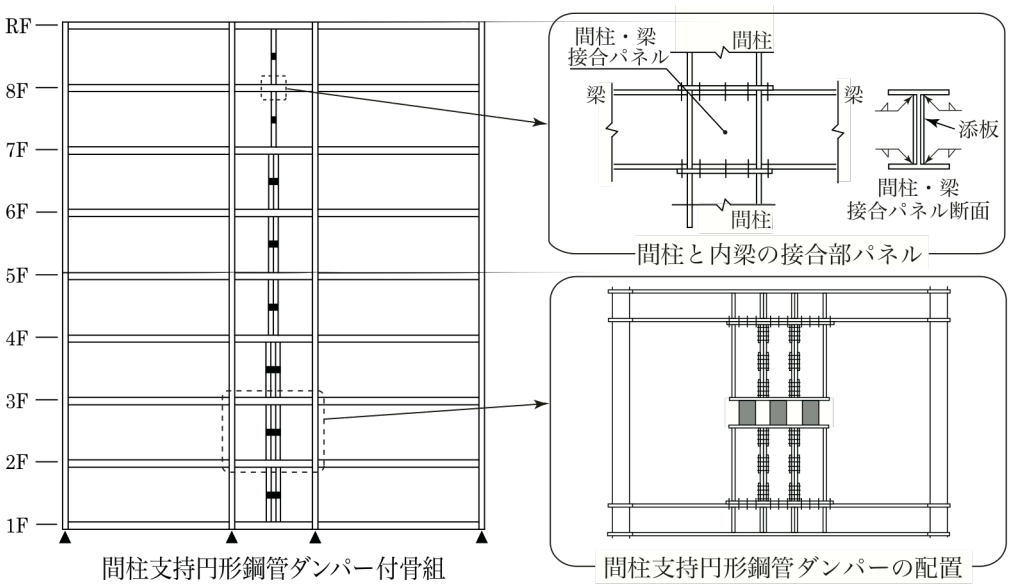


図 5.3.8　間柱支持円形鋼管ダンパー付き骨組（8 層骨組）

表 5.3.3　間柱の断面諸元と降伏条件

（a）4 層骨組

層	間柱断面	${}_{sc}\sigma_y$	n	${}_{sc}I_x$	${}_{sc}Z_x$	${}_{sc}M_y$	${}_{sc}M_{d\max}$ (5.3.32)式	${}_{sc}M_y/{}_{sc}M_{d\max}$	床	内梁断面	${}_{b}I_x$	${}_{b}Z_x$	${}_{b}M_y$	${}_{b}M_{d\max}$ (5.3.33)式	${}_{b}M_y/{}_{b}M_{d\max}$
4	H-650×200×12×28	325	1	1.29	3.98	1294	643	2.0	R	H-600×200×12×19	0.82	2.73	887	351	2.5
3			1	1.29	3.98	1294	643	2.0	4	H-600×200×12×19	0.82	2.73	887	351	2.5
2			2	6.46	9.94	3229	1286	2.5	3	H-600×250×16×28	1.36	4.54	1476	673	2.2
1			2	6.46	9.94	3229	1372	2.4	2	H-600×300×16×32	1.76	5.85	1901	716	2.7

（b）8 層骨組

層	間柱断面	${}_{sc}\sigma_y$	n	${}_{sc}I_x$	${}_{sc}Z_x$	${}_{sc}M_y$	${}_{sc}M_{d\max}$ (5.3.32)式	${}_{sc}M_y/{}_{sc}M_{d\max}$	床	内梁断面	${}_{b}I_x$	${}_{b}Z_x$	${}_{b}M_y$	${}_{b}M_{d\max}$ (5.3.33)式	${}_{b}M_y/{}_{b}M_{d\max}$
8	H-650×300×12×19	325	1	1.36	4.20	1364	643	2.1	R	H-600×300×12×22	1.27	4.25	1381	351	3.9
7			1	1.36	4.20	1364	643	2.1	8	H-600×300×12×22	1.27	4.25	1381	351	3.9
6			2	6.69	10.29	3344	1286	2.6	7	H-600×300×12×25	1.41	4.69	1524	673	2.3
5			2	6.69	10.29	3344	1286	2.6	6	H-600×300×12×25	1.41	4.69	1524	673	2.3
4			2	6.69	10.29	3344	1286	2.6	5	H-600×300×12×25	1.41	4.7	1524	673	2.3
3			3	19.93	20.44	6644	1929	3.4	4	H-650×300×16×28	1.91	5.9	1905	994	1.9
2			3	19.93	20.44	6644	1929	3.4	3	H-650×300×16×28	1.91	5.9	1905	994	1.9
1			3	19.93	20.44	6644	2058	3.2	2	H-700×300×16×28	2.25	6.4	2093	1059	2.0

${}_{sc}\sigma_y$：間柱降伏応力度（N/mm^2），${}_{sc}I_x$：間柱の強軸に対する断面2次モーメント ×10^9（mm^4），${}_{sc}Z_x$：間柱の強軸に対する断面係数 ×10^6（mm^3），${}_{sc}M_y$：間柱の降伏モーメント（kN・m），${}_{b}I_x$：内梁の強軸に対する断面2次モーメント ×10^9（mm^4），${}_{b}Z_x$：内梁の強軸に対する断面係数 ×10^6（mm^3），${}_{b}M_y$：内梁の降伏モーメント（kN・m）

1）間柱と内梁（間柱が接合する梁）の接合部パネルは降伏しない．

2）ダンパーの最大耐力時に間柱が降伏しない．

3）ダンパーの最大耐力時に内梁が降伏しない．

1）に対して，間柱と内梁の接合パネルの表と裏に板厚 12m の W プレートを接合するとことする（図 5.3.8 の右参照）．また，2）と 3）に対しては以下で検討する．

図 5.3.9 にダンパー最大耐力 ${}_dQ_{max}$ 時の間柱のモーメント分布を示す．図中，n は間柱支持ダンパーの配置数である．なお，2 章の結果により，円形鋼管ダンパーの鋼管種 LY225 では全塑性せん断耐力の 2 倍程度，鋼管種 LY100 では全塑性せん断耐力の 3 倍程度になることが確認されている．この結果に基づいて，n 個配置されたダンパーの最大耐力時に対する間柱端部のモーメント ${}_{sc}M_{d\max}$ が間柱の降伏耐力 ${}_{sc}M_y$ を超えない次式を満足することを確認する．

$$ {}_{sc}M_y > {}_{sc}M_{d\max} = \frac{n \cdot {}_dQ_{\max}}{h_i/2} \tag{5.3.33} $$

但し，n は間柱支持ダンパーの配置数，h_i は i 層の階高，${}_{sc}\sigma_y$ は間柱の降伏応力度，${}_{sc}Z_x$ は間柱の断面係数である．また，ダンパー最大耐力時の間柱端部のモーメント（図中 ${}_{sc}M_f$）は間柱と内梁の接合部パネルの節点モーメントより小さいが，安全側の設計のため，その節点モーメントと間柱の降伏モーメントを比較する．表 5.3.3 に(5.3.33)式で算定した値を併記する．いずれも，選定した間柱断面は，(5.3.32)式の条件を満足することが確認できる．

図 5.3.10 にダンパー最大耐力 ${}_dQ_{max}$ 時の内梁のモーメント分布を示す．n 個配置されたダンパーの最大耐力時に対する内梁端部のモーメント ${}_bM_{d\max}$ が内梁の降伏耐力 ${}_bM_y$ を超えない次式を満足することを確認する．

$$ {}_bM_y > {}_bM_{d\max} = \frac{n \cdot {}_dQ_{\max} \cdot h_i}{4} + \frac{P \cdot l}{8} \tag{5.3.34} $$

但し，P は内梁に作用する鉛直荷重，h_i は i 層の階高，l はスパン長さ，${}_bZ_x$ は内梁の断面係数，${}_b\sigma_y$ は内梁の降伏応力度であり，上・下層のダンパー並列配置数 n が異なる場合，大きい方で計算する．また，間柱の場合と同様に接合部パネルの節点モーメントと内梁の降伏モーメントを比較する．表 5.3.3 に(5.3.34)式で算定した値を示す．いずれも，内梁断面は (5.3.34)式を満足することが確認できる．万一，以上の 3 つの条件を満たさない場合，④ステップに戻り，部材を再設計する．

以上，設計したそれぞれの部材を用いて間柱支持ダンパー付き骨組と主体骨組の 2 つの場合を設

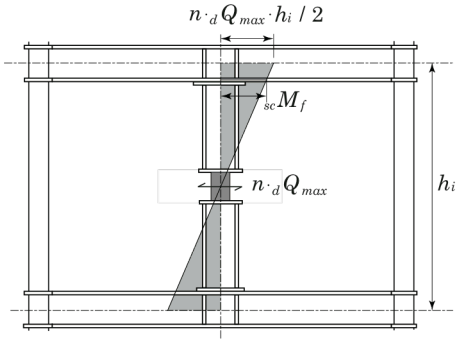


図 5.3.9　間柱のモーメント分布

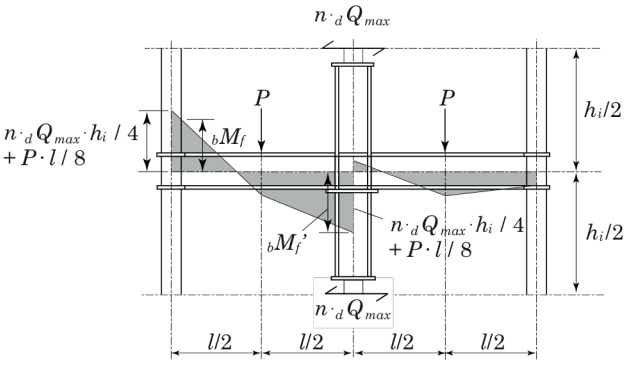
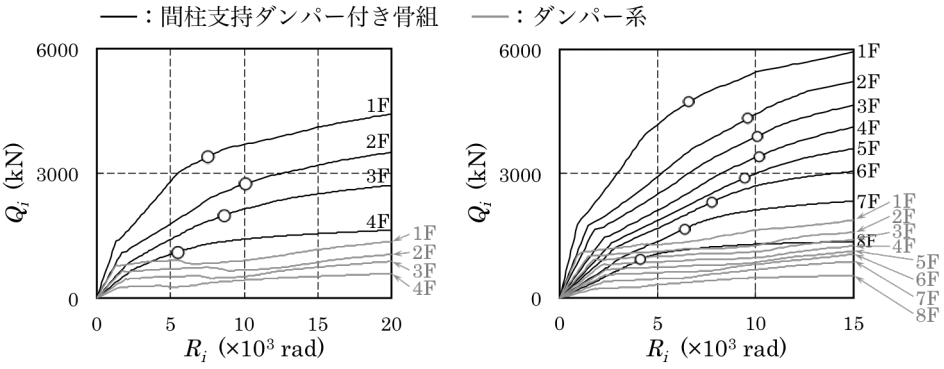


図 5.3.10　内梁のモーメント分布



（a）4 層骨組　　（b）8 層骨組

図 5.3.11　層せん断力 Q_i と層間変形角 R_i の関係（静的解析結果）

けて設計用地震荷重に対する静的弾性解析を行う．解析モデルは，柱・梁・間柱を梁要素にモデル化とし，復元力特性を 2 次剛性比が 0.1%のバイリニア型と作成する．また，それぞれの柱・梁接合パネルと間柱と内梁の接合パネルとダンパー部をパネル要素にモデル化し，復元力特性をせん断弾性剛性 G, 降伏せん断応力度 τ_y を有する完全弾塑性型とする．載荷条件は A_i 分布の比例荷重を与える．

図 5.3.11 に静的解析結果から得られた各層の層せん断力 Q_i と層間変形角 R_i を示す．図中の黒線が間柱支持ダンパー付き骨組，灰色線がダンパー系のものである．但し，ダンパー系の Q_i-R_i 関係は，間柱支持ダンパー付き骨組と主体骨組のみの解析結果の差により求めたものである．表 5.3.4 に解析結果から算定した各層に対する主体骨組の弾性剛性 K_{Fi}，各層に対するダンパー系の弾性剛性 K_{Di}，各層に対するダンパー系のダンパー降伏時の層せん断力 Q_{Dyi} を示す．また，設計条件では等価 1 質点系の最大層間変形角 R_{max}^{eq} を 1/100 と設定している．解析結果によると 4 層骨組と 8 層骨組の間柱支持ダンパー付き骨組ではそれぞれ 2 層と 4 層が最初に層間変形角 1/100 に達している．この時点での各階の層せん断力 $Q_{limit,\,i}$ を図中に○印で表し，表 5.3.4 に併記する．

表 5.3.4　静的解析結果

（a）4 層骨組

層	K_{Fi} (kN/rad)	K_{Di} (kN/rad)	Q_{Dyi} (kN)	$Q_{limit,\,i}$ (kN)	Σw_i (kN)	C_B'	k_i	β_i	ψ_i	R_{Dyi} (rad)
4	142920	166201	235	1103	1058	0.80	1.16	0.16	0.30	1/707
3	175781	233974	467	1990	2117		1.33	0.20	0.35	1/501
2	217603	377653	644	2747	3175		1.74	0.22	0.34	1/586
1	391891	617316	797	3399	4234		1.58	0.23	0.38	1/775

（b）8 層骨組

層	K_{Fi} (kN/rad)	K_{Di} (kN/rad)	Q_{Dyi} (kN)	$Q_{limit,\,i}$ (kN)	Σw_i (kN)	C_B'	k_i	β_i	ψ_i	R_{Dyi} (rad)
8	163516	122108	199	928	1058	0.56	0.75	0.15	0.34	1/614
7	189666	172347	359	1668	2117		0.91	0.16	0.34	1/480
6	206873	240810	533	2312	3175		1.16	0.19	0.35	1/452
5	220447	286261	667	2891	4234		1.30	0.20	0.35	1/429
4	250658	367815	788	3415	5292		1.47	0.20	0.34	1/467
3	286082	534391	898	3895	6350		1.87	0.21	0.32	1/595
2	342914	693258	999	4331	7409		2.02	0.22	0.33	1/694
1	614789	1118599	1018	4731	8467		1.82	0.22	0.33	1/1098

⑥　保有ベースシヤー係数 C_B'を求める．

骨組の保有ベースシヤー係数は，設計用地震荷重を比例載荷する条件の下で，いずれかの層の最大層間変形角が①ステップで設定した最大層間変形角 $R_{\max i}$を 1/100 に達する時のベースシヤー係数として求める．4 層と 8 層のダンパー付き骨組の保有ベースシヤー係数 C_B'は，表 5.3.4 に示す 1 階に対する $Q_{limit,1}$と骨組の総重量 W_Tの比で算定する．その結果，それぞれ 0.80，0.56 となる．

⑦　各層のダンパー系と主体骨組の弾性剛性比 k_i，ダンパー系の耐力分担率b_i，ダンパー系の弾性限層間変形角 R_{Dyi}を求める．

解析結果からダンパー系と主体骨組の弾性剛性比 k_i，ダンパー系の層せん断力分担率β_i，ダンパー系の弾性限層間変形角 R_{Dyi}を次式で算定する．表 5.3.4 にそれぞれの値を併記する．

$$k_i = \frac{K_{Di}}{K_{Fi}},\quad \beta_i = \frac{K_{Di}}{C_B' \cdot \overline{Q_i}},\quad R_{Dyi} = \frac{Q_{Dyi}}{K_{Di}} \qquad (5.3.35),\ (5.3.36),\ (5.3.37)$$

但し，C_B'は⑥ステップで算定した保有ベースシヤー係数，$\overline{Q_i}$ は(5.3.2)式で算定した i 層の設計用層せん断力の基準値である．

⑧　等価 1 質点系に対する主体骨組の弾性剛性比 k^{eq}，ダンパー系の耐力分担率β^{eq}，ダンパー系の最大塑性率μ_D^{eq}，トリガーレベル係数ψ^{eq}，ダンパー系の弾性限変形角R_{Dy}^{eq}，ダンパー系の弾性限変形角R_{max}^{eq}，高さ H^{eq} を求める．

等価 1 質点系の k^{eq}，β^{eq}，R_{Dy}^{eq}，R_{max}^{eq}，H^{eq} は，⑦ステップで算定した k_i，β_i，R_{Dyi}を用いて次式で算定する．

$$k^{eq} = \frac{\sum_{i=1}^{N}\left\{\overline{M_i}\cdot R_{Dyi}\cdot k_i^{\,2}\Big/\beta_i\left(1+k_i\right)\right\}}{\sum_{i=1}^{N}\left\{\overline{M_i}\cdot R_{Dyi}\cdot k_i\Big/\beta_i\left(1+k_i\right)\right\}},\quad \beta^{eq} = \frac{\sum_{i=1}^{N}\overline{M_i}\cdot\beta_i}{\overline{M_{OVT}}} \qquad (5.3.38),\ (5.3.39)$$

$$R_{Dy}^{eq} = \frac{\sum_{i=1}^{N}\overline{M_i}\cdot\beta_i\cdot\sum_{i=1}^{N}\left(\overline{M_i}\cdot R_{Dyi}\cdot k_i\Big/\beta_i\right)\cdot\sum_{i=1}^{N}\left\{\overline{M_i}\cdot R_{Dyi}\cdot k_i\Big/\beta_i\left(1+k_i\right)\right\}}{\overline{M_{OVT}}^{\,2}\cdot\sum_{i=1}^{N}\left\{\overline{M_i}\cdot R_{Dyi}\cdot k_i^{\,2}\Big/\beta_i\left(1+k_i\right)\right\}} \qquad (5.3.40)$$

$$H^{eq} = \frac{\sum_{i=1}^{N}\overline{M_i}\sqrt{\sum_{i=1}^{N}\left\{\frac{w_i}{W_T}\left(\sum_{j=1}^{i}\frac{R_{Dyi}\cdot h_j}{\psi_j}\right)^2\right\}}}{\sum_{i=1}^{N}\frac{R_{Dyi}\cdot\overline{M_i}}{\psi_i}} \qquad (5.3.41)$$

但し，$\overline{M_i}$ は(5.3.3)式で算定した i 層の層モーメントの基準値，$\overline{M_{OVT}}$は(5.3.6)式で算定した転倒モーメントの基準値である．また，μ_D^{eq}，ψ^{eq} は(5.3.17)式と(5.3.18)式で算定する．算定した値は以下となる．

4 層骨組：

k^{eq}=1.50，β^{eq}=0.21，μ_D^{eq}=5.55，ψ^{eq}=0.35，R_{Dy}^{eq}=1/625，R_{max}^{eq}=1/113，H^{eq}=10.34m

8 層骨組：

k^{eq}=1.49，β^{eq}=0.20，μ_D^{eq}=5.93，ψ^{eq}=0.34，R_{Dy}^{eq}=1/582，R_{max}^{eq}=1/98，H^{eq}=27.07m

結果として，両者は k^{eq}，β^{eq}，μ_D^{eq}，ψ^{eq}が同程度になるように設定した骨組である．

⑨　必要ベースシヤー係数 C_Bの精算

⑧ステップで求めた H^{eq}, R_{max}^{eq}, k^{eq}の場合に対して③ステップと同様に(5.3.21)式と(5.3.22)式を用いて必要ベースシヤー係数 C_Bを算定する. 算定結果, 4 層骨組と 8 層骨組の C_Bはそれぞれ 0.47, 0.21 となる.

⑩　$C_B' \geqq C_B$, $\psi^{eq} \leqq 0.7$ の確認

以上の結果より，⑥ステップで得られたダンパー付き骨組に対する保有ベースシヤー係数 C_B'が⑨ステップでの必要ベースシヤー係数 C_Bを上回り，等価 1 質点系のトリガー係数ψ^{eq}も許容値 0.7 を下回ることが確認できる．$C_B' \geqq C_B$の条件が満足しない場合は，②ステップでの仮定が不適切であるのか，④ステップでの断面選定が不適切であるのかを確認し，部材断面を再検討する．前者であれば⑧ステップで算定した k^{eq}, β^{eq}, μ_D^{eq}, ψ^{eq}, R_{Dy}^{eq}, H^{eq}を用いて⑨ステップの C_Bに基づいて，④の断面計算を行う．後者であれば，②ステップでの仮定値が合うように部材断面を変更する．また，ψ^{eq}が大きい場合は，⑤ステップでダンパー系の降伏耐力を小さくする必要がある．

5.3.2　地震応答解析パラメータと解析条件

5.3.1 節で選定した骨組の部材構成を表 5.3.5 にまとめる. この骨組に対して地震応答解析を行う. 解析対象は 4 層と 8 層の骨組である．各々の骨組は円形鋼管ダンパー付き，H 形せん断パネルダンパー付き，間柱支持ダンパーを除外した骨組の 3 種類，計 6 つである．それぞれの骨組を FCD, FHD，F モデルと称する．ダンパー付き骨組は間柱支持型とし，低層部には間柱支持ダンパーを n 個に配置する（表 5.3.5 の n 欄参照）．表 5.3.6 にダンパー付き骨組に挿入するダンパーの諸元を示す. 円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパーは全塑性せん断耐力と弾性剛性が等しくなるよ

表 5.3.5　骨組の諸元

（a）4 層骨組

<table>
<tr><th rowspan="2">床</th><th colspan="2">梁断面</th><th rowspan="2">層</th><th colspan="2">柱断面</th><th colspan="2">FCD,FHDモデル</th></tr>
<tr><th>外梁</th><th>内梁</th><th>外柱</th><th>内柱</th><th>間柱断面</th><th>n</th></tr>
<tr><td>R</td><td>H-600×200×12×19</td><td>H-600×200×12×19</td><td rowspan="2">4</td><td rowspan="2">□-400
×22</td><td rowspan="2">□-450
×22</td><td rowspan="5">H-650×200
×12×28</td><td>1</td></tr>
<tr><td>4</td><td>H-600×200×12×19</td><td>H-600×200×12×19</td><td rowspan="2">3</td><td rowspan="2">1</td></tr>
<tr><td>3</td><td>H-600×200×12×22</td><td>H-600×250×16×28</td><td rowspan="2">2</td><td rowspan="3">□-400
×25</td><td rowspan="3">□-450
×25</td><td rowspan="2">2</td></tr>
<tr><td>2</td><td>H-600×200×12×22</td><td>H-600×300×16×32</td></tr>
<tr><td>1</td><td>H-600×300×16×32</td><td>H-600×300×16×32</td><td>1</td><td>2</td></tr>
</table>

（b）8 層骨組

<table>
<tr><th rowspan="2">床</th><th colspan="2">梁断面</th><th rowspan="2">層</th><th colspan="2">柱断面</th><th colspan="2">FCD,FHDモデル</th></tr>
<tr><th>外梁</th><th>内梁</th><th>外柱</th><th>内柱</th><th>間柱断面</th><th>n</th></tr>
<tr><td>R</td><td>H-600×250×12×22</td><td>H-600×300×12×22</td><td rowspan="2">8</td><td rowspan="3">□-450
×16</td><td rowspan="3">□-500
×19</td><td rowspan="8">H-650×300
×12×19</td><td>1</td></tr>
<tr><td>8</td><td>H-600×250×12×22</td><td>H-600×300×12×22</td><td rowspan="2">7</td><td rowspan="2">1</td></tr>
<tr><td>7</td><td>H-600×250×12×22</td><td>H-600×300×12×25</td><td rowspan="2">6</td><td rowspan="3">□-450
×19</td><td rowspan="3">□-500
×22</td><td rowspan="2">2</td></tr>
<tr><td>6</td><td>H-600×300×12×22</td><td>H-600×300×12×25</td></tr>
<tr><td>5</td><td>H-600×300×12×22</td><td>H-600×300×12×25</td><td rowspan="2">5</td><td>2</td></tr>
<tr><td>4</td><td>H-650×300×12×25</td><td>H-650×300×16×28</td><td rowspan="2">4</td><td rowspan="3">□-450
×22</td><td rowspan="3">□-500
×25</td><td>2</td></tr>
<tr><td>3</td><td>H-650×300×12×25</td><td>H-650×300×16×28</td><td rowspan="2">3</td><td>3</td></tr>
<tr><td>2</td><td>H-650×300×16×28</td><td>H-700×300×16×28</td><td rowspan="2">2</td><td rowspan="3">□-450
×25</td><td rowspan="3">□-500
×35</td><td>3</td></tr>
<tr><td>1</td><td>H-700×300×16×28</td><td>H-700×300×16×28</td><td rowspan="2">1</td><td rowspan="2">3</td></tr>
</table>

表 5.3.6　ダンパーの諸元

モデル	ダンパーの諸量及び IKROモデルの変数
FCD モデル	円形鋼管ダンパー LY225, D:175, h：263, h/D:1.5 α = 0.50，η = 20.0，β = 0.63
FHD モデル	H形せん断パネルダンパー LY225, ${}_hd$:263, ${}_hh$:263, ${}_hh/{}_hd$:1.0, 基準化幅厚比：0.28 α = 2.31，η = 13.0，β = 0.70

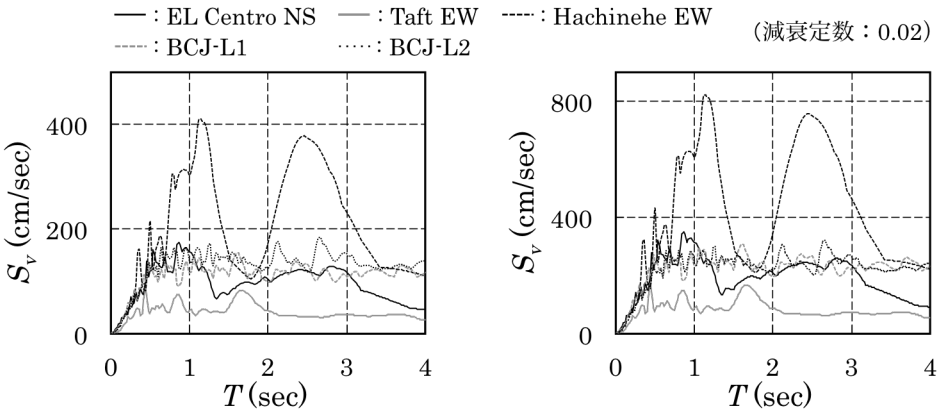
LY225:鋼管種及びパネルの鋼種, D:鋼管径(mm), h:鋼管高さ(mm), ${}_hd$:パネルの幅(mm), ${}_hh$:パネルの高さ(mm), α, η, β :IKROモデルの変数

表 5.3.7　ダンパーの諸元

骨組	モデル	
	F	FCD,FHD
4層	0.74 (s)	0.46 (s)
8層	1.24 (s)	0.78 (s)

表 5.3.8　入力地震動

地震動名	最大加速度		継続時間 (sec)
	50 (cm/s)	100 (cm/s)	
EL Censtro NS	511	1022	30
Taft EW	239	478	30
Hachinohe EW	497	994	30
BCJ-L1	356	712	60
BCJ-L2	356	620	120



（a）最大速度 50cm/sec　　（b）最大速度 100cm/sec

図 5.3.12　入力地震動の擬似速度応答スペクトル

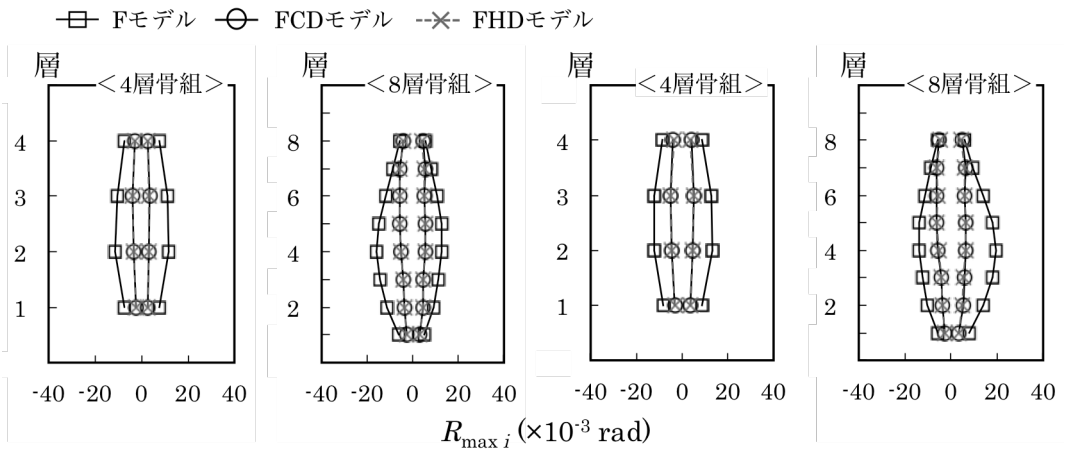
う設定したものである．表 5.3.7 にそれぞれの骨組に対する 1 次固有周期を示す．

ダンパーの復元力特性は，表5.3.6に示すIKROモデルの変数を用いる．また，柱，梁，柱・梁接合部パネル，間柱は降伏応力度が325N/mm²，復元力特性は2次剛性比が1%のBi-Linear型とし，粘性減衰定数は剛性比例型で0.02とする．表5.3.8に入力地震動を，図5.3.12に入力地震動の擬似速度応答スペクトルを示す．入力地震動は，El Centro NS，Taft EW，Hachinohe EW，BCJ-L1 [5.8]，BCJ-L2 [5.8]で，それぞれの地震動の最大速度が50，100cm/sに基準化された計10種類である．

5.4　地震応答解析結果

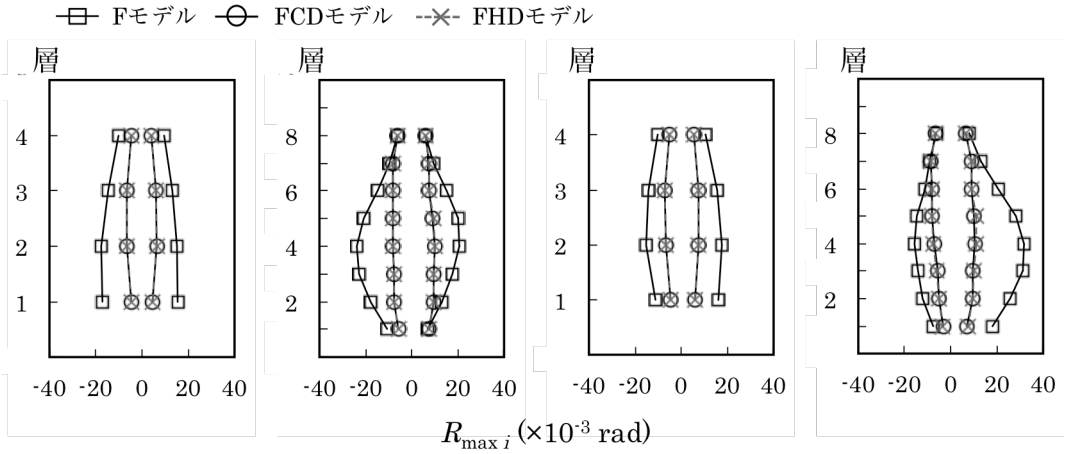
5.4.1　最大層間変形角

図 5.4.1 と図 5.4.2 に各層の最大層間変形角 $R_{\max i}$ の高さ方向分布の例を示す. 図中の□印, ○印, ×印は，それぞれ F モデル，FCD モデル，FHD モデルを示す．地震動 Hachinohe EW の最大速度 50cm/s 場合，4 層と 8 層骨組の $R_{max\,i}$ は，F モデルではそれぞれ 1/83，1/63 程度，FCD・FHD モデルでは，1/250，1/200 程度となる．最大速度 100cm/s の場合，F モデルでは 1/56，1/42 程度，FCD・FHD モデルでは，1/143，1/100 程度である．地震動 BCJ-L2 に対して，最大速度 50cm/s の場合，4 層と 8 層骨組の R_{max} は，F モデルではそれぞれ 1/77，1/50 程度，FCD・FHD モデルで



(a) Hachinohe EW　　(b) BCJ-L2

図 5.4.1　最大層間変形角 $R_{\max i}$ の高さ方向分布（最大速度：50cm/s）



(a) Hachinohe EW　　(b) BCJ-L2

図 5.4.2　最大層間変形角 $R_{\max i}$ の高さ方向分布（最大速度：100cm/s）

表 5.4.1　最大層間変形角　$R_{\max i}$

（a）4 層骨組

地震動	$R_{\max i}$ (rad)					
	最大速度：50cm/s			最大速度：100cm/s		
	Fモデル	FCDモデル	FHDモデル	Fモデル	FCDモデル	FHDモデル
El Centro NS	0.013	0.006	0.006	0.019	0.013	0.013
Taft EW	0.010	0.005	0.006	0.018	0.012	0.012
Hachinohe EW	0.012	0.004	0.004	0.018	0.007	0.006
BCJ-L1	0.012	0.005	0.005	0.019	0.009	0.009
BCJ-L2	0.013	0.005	0.005	0.018	0.008	0.008

（b）8 層骨組

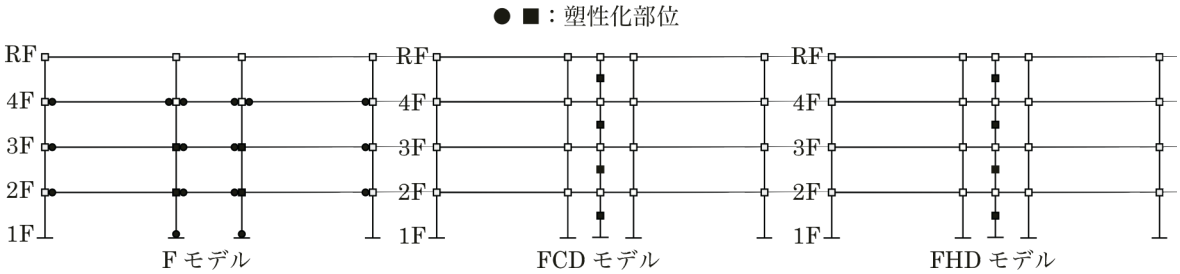
地震動	$R_{\max i}$ (rad)					
	最大速度：50cm/s			最大速度：100cm/s		
	Fモデル	FCDモデル	FHDモデル	Fモデル	FCDモデル	FHDモデル
El Centro NS	0.012	0.007	0.007	0.020	0.012	0.011
Taft EW	0.011	0.007	0.007	0.021	0.014	0.014
Hachinohe EW	0.016	0.005	0.006	0.024	0.010	0.010
BCJ-L1	0.013	0.006	0.005	0.019	0.010	0.010
BCJ-L2	0.020	0.007	0.006	0.032	0.010	0.011

は，1/200，1/143 程度となる．最大速度 100cm/s の場合，F モデルでは 1/56，1/31 程度，FCD・FHD モデルでは，1/125，1/100 程度である．表 5.4.1 にそれぞれの骨組に対する最大層間変形角 $R_{\max i}$をまとめる．いずれの場合にも，FCD と FHD モデルの $R_{\max i}$は同程度となる．また，FCD・FHD モデルは最大速度 100cm/s の地震動 El Centro NS と Taft EW の場合を除き，目標とした R_{max}^{eq}=1/100 より小さくなっていることが確認できる．また，全ての地震動に対して F モデルより FCD と FHD モデルの $R_{\max i}$が半分以上に低減することが確認できる．

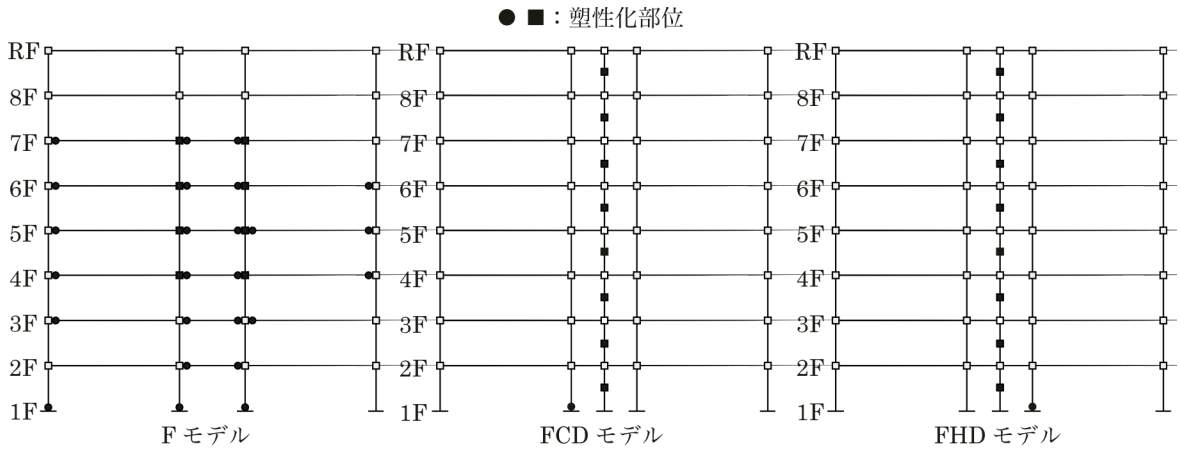
5.4.2　塑性吸収エネルギーの分布

図 5.4.3 と図 5.4.4 に地震終了時の塑性化部位の例を示す．図中の●印は柱・梁の塑性化部位，■印は柱・梁接合部パネル及びダンパーの塑性化部位を示す．地震動 Hachinohe EW の最大速度 50cm/s 場合，F モデルでは最上階を除き柱，梁，柱・梁接合部パネルに塑性化する．また，FCD と FHD モデルでは，1 階の柱脚部に塑性化することもあるが，その以外の柱，梁，柱・梁接合部パネルは塑性化せず，ほぼダンパーのみ塑性化することが確認できる．他の地震動でも同様な傾向である．最大速度 100cm/s 場合，F モデルでは最上階を除き柱，梁，梁接合パネルに塑性化する．特に，1 階の柱脚が全て塑性化する．FCD と FHD モデルは，ダンパー系周辺の部位に塑性化が集中する．これに対しては，ダンパー系が主体骨組より剛性が大きくなるように設定した上で，内梁がダンパー最大耐力時に降伏しない(5.3.34)式を満足する断面を選定したため，ダンパー系周辺の剛性が高くなり，それによってダンパー系周辺に応力が集中したためであると考えられる．他の部位は F モデルより FCD と FHD モデルの塑性化部位が小さくなることが確認できる．

図 5.4.5～図 5.4.8 に F，FCD，FHD モデルに対する各層の塑性吸収エネルギー分布を示す．図の横軸は主体骨組の塑性吸収エネルギー$_fE_p$とダンパー系の塑性吸収エネルギー$_dE_p$を損傷に寄与

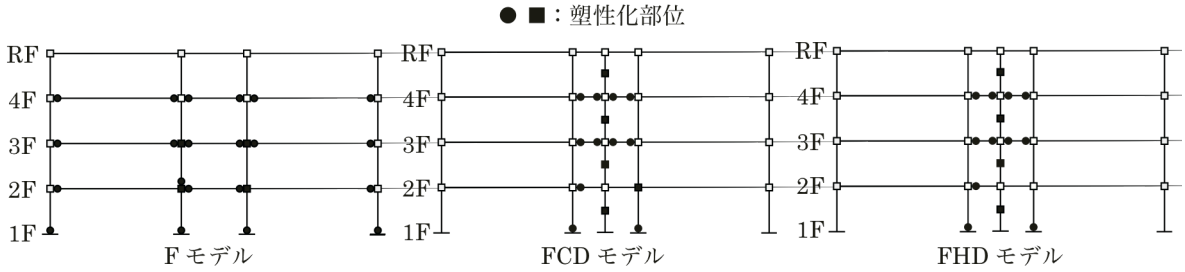


（a）4 層骨組

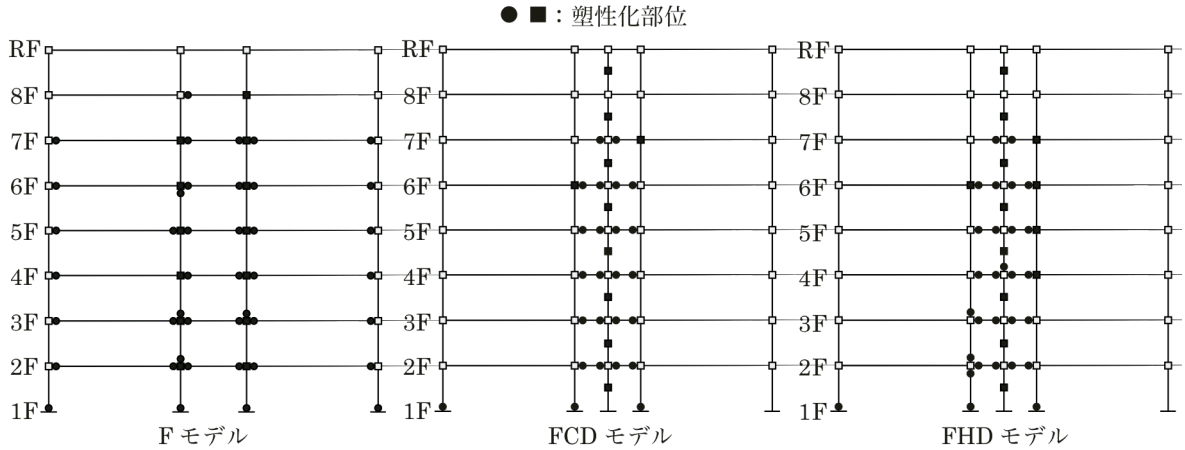


（b）8 層骨組

図 5.4.3　地震終了時の塑性化部位（BCJ-L2：最大速度 50cm/s）

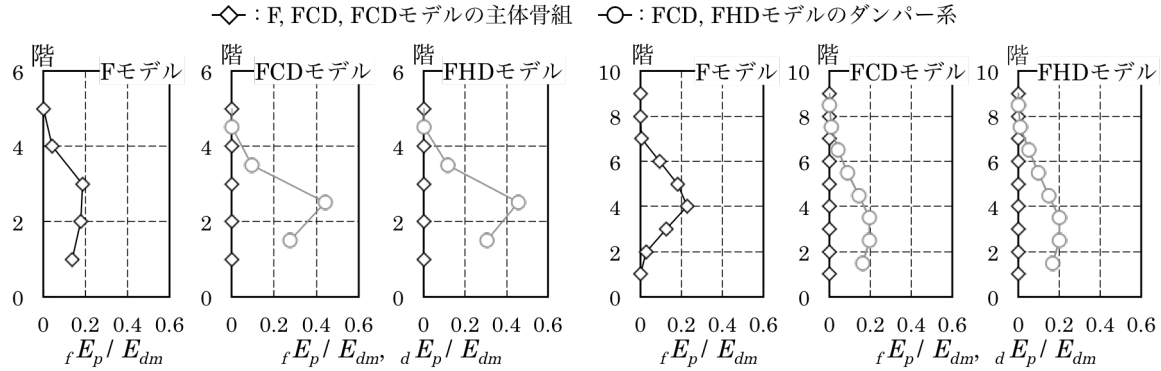


（a）4 層骨組



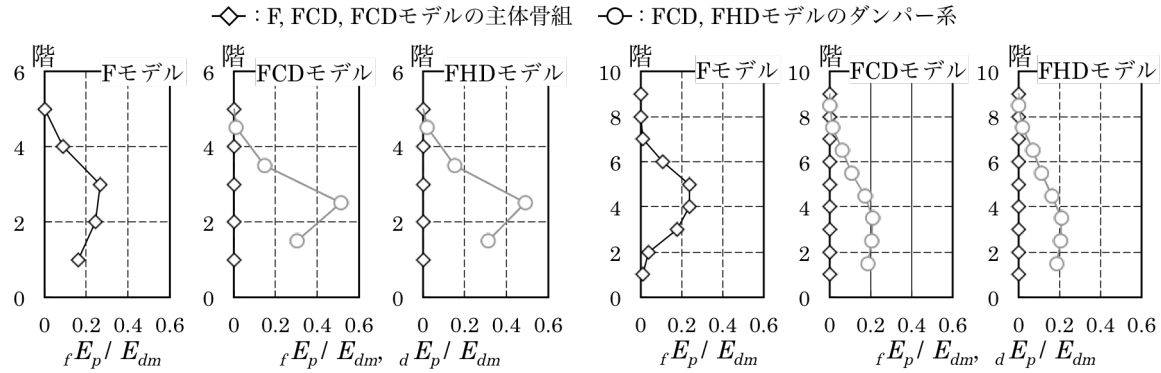
（b）8 層骨組

図 5.4.4　地震終了時の塑性化部位（BCJ-L2：最大速度 100cm/s）



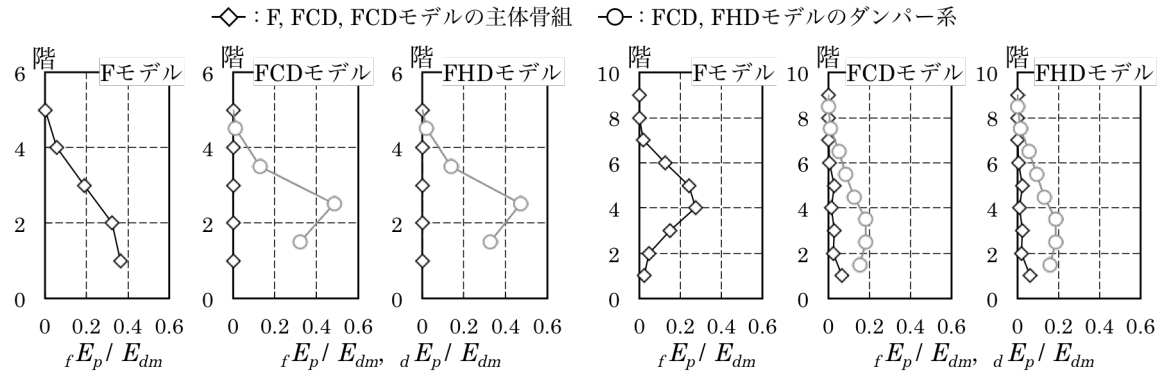
（a）4 層骨組　　（b）8 層骨組

図 5.4.5　塑性吸収エネルギー分布（Hachinohe EW：最大速度 50cm/s）



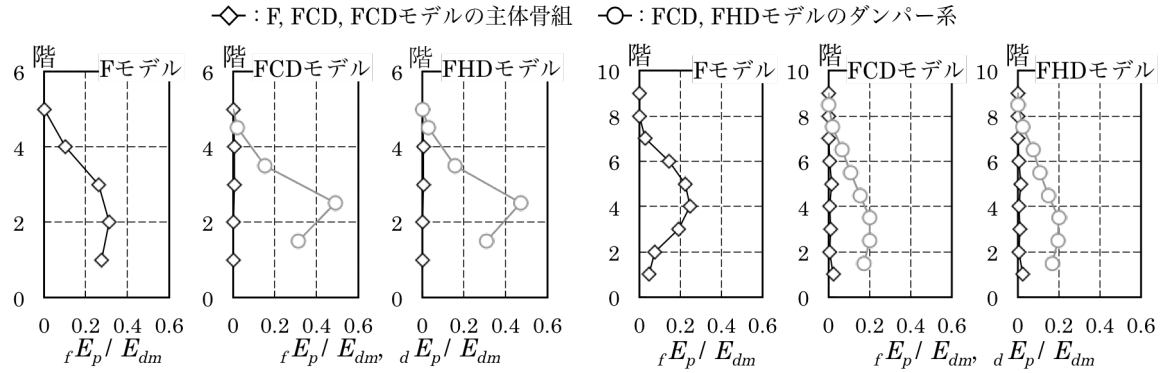
（a）4 層骨組　　（b）8 層骨組

図 5.4.6　塑性吸収エネルギー分布（BCJ-L2：最大速度 50cm/s）



（a）4 層骨組　　（b）8 層骨組

図 5.4.7　塑性吸収エネルギー分布（Hachinohe EW：最大速度 100cm/s）



（a）4 層骨組　　（b）8 層骨組

図 5.4.8　塑性吸収エネルギー分布（BCJ-L2：最大速度 100cm/s）

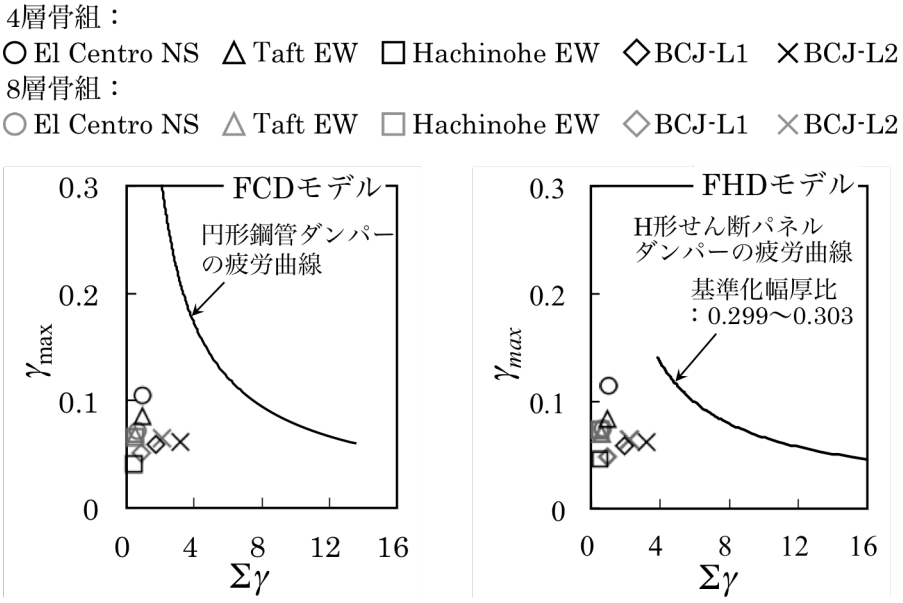
する地震エネルギーE_{dm}に無次元してあり，E_{dm}は次式で算定する．

$$E_{dm} = \left(E_e + E_p - E_g\right)_{\max} \tag{5.4.1}$$

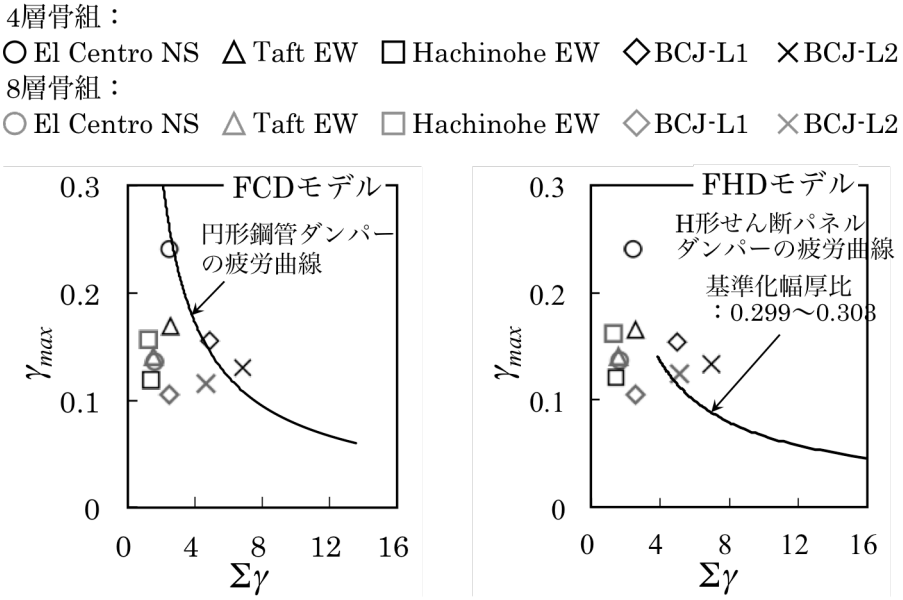
但し，E_eは弾性歪エネルギー，E_pは塑性変形による消費エネルギー，E_gは重力がなす仕事である．また，$_fE_p$は i 階の床に接する梁と柱の端部，梁・柱接合部パネルで吸収した塑性エネルギーの合計であり，$_dE_p$は i 層+0.5 で表したものである．いずれの場合での F モデルは RF 階を除き，他の階で主体骨組が塑性化している．FCD と FHD モデルに対して，最大速度 50cm/s の場合は，主体骨組は塑性化せず，ダンパー系のみで塑性化する．また，最大速度 100cm/s の場合は，主体骨組で若干の塑性化を伴うがダンパー系で大きく塑性化しており，F モデルより主体骨組の塑性化を減少することが確認できる．FHD モデルの性状は FCD モデルとほぼ同程度であり，他の地震動でも同様な傾向である．また，FCD と FHD モデルは，4 層骨組では 2 階のダンパー，8 層骨組では 3 階のダンパーが最も塑性エネルギーを吸収する．次節では，このダンパーに対する変形性能を検証する．

5.4.3　ダンパー変形性能の検証

本節では，FCD と FHD モデルに対して最も塑性変形したダンパーの変形性能を検証する．検証にはダンパーのせん断力 Q と平均せん断変形角γ関係から得られた最大変形角$\gamma_{\max}$と累積せん断変形角$\Sigma\gamma$関係を用いる．図 5.4.9 に各地震動の終了時の$\gamma_{\max}$と$\Sigma\gamma$をプロットする．図の左が FCD モデルでの円形鋼管ダンパー，右が FHD モデルでの H 形せん断パネルダンパーの結果を示す．また，ぞれぞれの図中には，円形鋼管ダンパーの疲労曲線と H 形せん断パネルダンパーの疲労曲線を実線及び破線で示す．但し，円形鋼管ダンパーの疲労曲線は，(4.3.1)式のせん断片振幅γ_tと耐力が最大



（a）最大速度：50cm/s



（b）最大速度：100cm/s

図 5.4.9　最大変形角γ_{max}と累積せん断変形角$\Sigma\gamma$の関係

耐力の 90%まで低下した時点での半サイクル数 N_fの関係をγ_{max}と$\Sigma\gamma$関係に置換したものであり，H 形せん断パネルダンパーの基準化幅厚比：0.299～0.303（(2.4.7)式）の場合に対するγ_tと N_fの関係をγ_{max}と$\Sigma\gamma$関係に置換したものである．最大速度 50cm/s に対して，円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパーでは，いずれの地震動でも疲労曲線を下回り，変形性能に対して余裕がある．また，最大速度 100cm/s では，円形鋼管ダンパーは疲労曲線を上回っているものが僅かであるが，ほとんどの地震動は疲労曲線を下回り，H 形せん断パネルダンパーより疲労曲線を上回るものが少ないことが確認できる．

本章では，2 章と 4 章で得られた疲労曲線からの円形鋼管ダンパーの保有変形性能と 4 層と 8 層の円形鋼管ダンパー付き骨組の地震応答解析から得られた必要変形性能を比較した．その結果，設計で想定したレベルである最大速度 50cm/s の地震動では円形鋼管ダンパーの保有変形性能が必要

変形性能に対して十分な余裕があり，最大速度 100sm/s のいくつかの地震動を除き，円形鋼管ダンパーの必要変形性能は保有変形性能を下回ることが確認できた．

5.5 結

本章では，間柱支持低降伏点円形鋼管ダンパー付き骨組の地震応答性状を検討することを目的とし，円形鋼管ダンパー単体の繰返し履歴のモデルを構築した．また，構築した履歴モデルを用いて間柱支持円形鋼管ダンパー付き骨組の地震応答解析を実施し，解析結果よりダンパーの最大せん断変形角と累積せん断変形角の関係をダンパー単体の疲労曲線と比較し，ダンパーの変形性能を検証する．同時に，全塑性せん断耐力と弾性剛性が円形鋼管ダンパーと同じ H 形せん断パネルダンパー付き骨組の場合と両者を比較・検討した．これまでの検討結果から以下の知見が得られた．

1) 円形鋼管ダンパー単体の繰返し履歴のモデルには Ramberg-Osgood モデルに等方硬化と移動硬化を導入した IKRO モデルを適用した．試行錯誤により IKRO モデルの変数を決定し，結果として鋼管種 LY225 ではα= 0.5，η= 20.0，β= 0.63，鋼管種 LY100 ではα= 0.02，η= 20.0，β= 0.58 であれば，実験結果と良い対応を示すことを確認した．
2) 既往の研究でパネルの鋼種が LY225 の H 形せん断パネルダンパーの IKRO モデルとして，α_h=2.31，η_h=13.0，β_h = 0.7が提案された．これを用いて鋼管種 LY225 の円形鋼管から置換したせん断要素の履歴性状ついて，本章で提案する IKRO モデルのパラメータの場合と H 形せん断パネルの IKRO モデルの場合を比較する．H 形せん断パネルの IKRO モデルの場合，本章で提案する IKRO モデルの場合ほぼ同じ履歴性状となるが，振幅が大きくなるほど耐力が大きくなる．
3) 間柱支持円形鋼管ダンパー付き骨組に対して文献 5.6)で示す設計方法を用いて，2 次設計用標準ベースシヤー係数 C_0=1.0，等価 1 質点系の最大層間変形角 $R^{eq}{}_{max}$=1/100 とし，等価 1 質点系の剛性比 k_{eq}は 1.5 程度，等価 1 質点系の耐力負担率β^{eq}は 0.20 程度，等価 1 質点系のトリガーレベル係数y^{eq}は 0.35 程度になるように 4 層骨組と 8 層骨組を設計した．また，弾性剛性と全塑性せん断耐力が円形鋼管ダンパーと同じ基準化幅厚比 0.28 の H 形せん断パネルダンパー付き骨組と間柱支持ダンパーを除去した骨組について最大速度 50cm/s と 100cm/s の地震動に対する地震応答性状を検討した．その結果から得られた知見を以下に示す．
   - 円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパー付き骨組は，最大速度 50cm/s の地震動に対して，目標としたR^{eq}_{max}=1/100 より小さくなり，ダンパーで地震エネルギーを吸収し，主体骨組の塑性化を緩和した．
   - 全ての地震動に対して間柱支持ダンパー付き骨組が間柱支持ダンパーを除去した骨組と比べて最大層間変形角 $R_{\max i}$が半分以上に低減した．
   - 円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパー付き骨組は最大層間変形角，塑性吸収エネルギー分布などほぼ同じ地震応答性状を示した．
   - 地震応答解析結果より得られた円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパーの最大変形角$\gamma_{\max}$と累積せん断変形角$\Sigma\gamma$関係を用いて，それぞれダンパーの疲労曲線と比較した．円形鋼管ダンパーは，最大速度 50cm/s の地震動に疲労曲線を下回り，変形性能に対して余裕があった．最大速度 100cm/s の地震動で疲労曲線を上回っている場合があるが，僅かでありほとんどの地震動は疲労曲線を下回ることが確認できた．

参考文献

5.1) 履歴型ダンパー付き鋼構造骨組の設計法，建築研究所/日本鉄骨連盟市場センター，2002.2

5.2) 小川厚治，多田元英：柱・梁接合部パネル部の変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発，第 17 回情報システム技術シンポジアム，1994.9

5.3) Masayoshi Nakashima, Takashi Akazawa and Bunzo Tsuji：Strain-Hardening Behavior of Shear Panels Made of Low-Yield Steel. II: Model, Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 12, ASCE, 1995.12

5.4) Ramberg, W., & Osgood, W. R.：Description of stress–strain curves by three parameters, Technical Note No. 902, National Advisory Committee For Aeronautics, 1943

5.5) 桑原 進，諸石 智彦，池田 耕二，陶山 貴宏：降伏応力度が 225N/mm^{2}級の鋼材を用いたシヤパネル型履歴ダンパーの静的加力実験と履歴モデルその 1~3，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，629-634，2001.7

5.6) 日本鋼構造協会：履歴型ダンパー付骨組の地震応答と耐震設計法，1998.9

5.7) 独立行政法人建築研究所：冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル，2008.12

5.8) 日本建築センター：設計用入力地震動作成方法，技術指針（案）本文解説編，1992

第６章　結論

本論では，せん断履歴型ダンパーとして低降伏点円形鋼管を用いたせん断履歴型ダンパー（低降伏点円形鋼管ダンパー）を使用し，間柱支持形として架構内に設置する場合を対象とし，円形鋼管を用いたせん断履歴型ダンパーがせん断履歴型ダンパーとしての有効性を評価することを目的として，種々の検討を行った．第 2 章から第 5 章まで得られた結論を以下にまとめる．

第 2 章では，低降伏点円形鋼管ダンパーがダンパー付き骨組の挙動に及ぼす影響を考慮するためには，低降伏点円形鋼管ダンパー単体の力学性状を把握する必要がある．本論では，低降伏点円形鋼管ダンパー単体について鋼管径・アスペクト比・径厚比・鋼管種・載荷振幅をパラメータとしせん断加力実験と単調載荷に対する FEM 解析を行い，各々のパラメータの影響について検討した．また，定常振幅載荷した試験体に対して疲労寿命を予測し，H 形せん断パネルダンパーと比較した．以下に得られた結果を列記する．

1)　低降伏点円形鋼管ダンパーは紡錘形の安定した履歴性状を示す．

2)　全塑性せん断耐力 ${}_cQ_p$ は曲げ降伏領域とせん断降伏領域を想定した崩壊機構による次式で評価できる．

$$ {}_cQ_p = 2\sqrt{3}\cdot\tau_y\cdot t\cdot\frac{d^2}{h}\cdot\sin\left(\frac{h}{\sqrt{3}\cdot d}\right) $$

但し，τ_y はせん断降伏応力度，t は鋼管厚，d は鋼管中心間距離，h は鋼管高さである．

3)　弾性剛性 ${}_cK$ は曲げ変形とせん断変形を考慮した次式で評価できる．

$$ {}_cK = \left(\frac{h^2}{12E\cdot I}+\frac{2}{G\cdot A}\right)^{-1} $$

但し，E はヤング係数，I は円形鋼管の断面 2 次モーメント，G はせん断弾性係数，A は円形鋼管の断面積である．

4)　それぞれの実験パラメータの影響について，

- アスペクト比が大きくなるほど累積塑性変形角が小さくなる．この原因は，アスペクト比が大きくなるほど崩壊機構で示す曲げ降伏領域が大きくなることにより曲げ降伏領域に生じる変形が大きくなり，き裂発生が起こりやすくなるためである．
- アスペクト比が同じ鋼管径 130mm と 175mm の試験体は径厚比も同じでほぼ相似形の関係になるにも関わらず，累積塑性せん断変形角は鋼管径が小さな 130mm 試験体の累積塑性変形せん断変形角が大きい．これは，裏当て金の影響であり，有効アスペクト比（裏当て金を除いた鋼管高さ h'/鋼管径 D）を用いて整理すると，FEM 解析から得られた溶接止端部・鋼管中央部の相当塑性歪と良い相関関係が得られた．
- 径厚比 14.8 と 18.7 試験体では，両方ともき裂により耐力が劣化し，鋼管径が等しく径厚比が小さい試験体でき裂発生が早くなった．その原因は，FEM 解析結果により曲げ引張側最外縁で生じる歪が大きくなるためである．但し，径厚比 26.9 の試験体では，せん断座屈によって耐力が劣化するため累積塑性変形角が小さくなる．結果として径厚比 20

程度の試験体が最も高い変形性能を有することになった．

・　載荷振幅が大きくなるほど累積塑性せん断変形角が小さくなる．

5)　定常振幅を受ける低降伏点円形鋼管ダンパーの疲労寿命について Manson-Coffin 則を用いて次式の疲労関係式を提示した．

$$\gamma_t = 0.376 \cdot N_f^{-0.468}$$

但し，γ_t はせん断変形角片振幅，N_f は耐力が最大耐力の 90%まで低下した時点での半サイクル数である．この疲労曲線により実験パラメータの範囲（h/D：1.00～1.50，D/t：14.8～26.9）では，鋼構造制振設計指針で示す H 形せん断パネルダンパーの内，変形性能が最も高い場合（基準化幅厚比：0.150～0.165，0.299～0.303）と同程度の疲労寿命を有し，円形鋼管ダンパーは高い疲労寿命を有することを確認した．

6)　全塑性せん断耐力と弾性剛性がほぼ同じ円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパーは耐力上昇率がほぼ同じであり，耐力が最大耐力の 90%まで低下した時点の累積塑性せん断変形角はほぼ同じである．

第 3 章では，低降伏点円形鋼管ダンパー単体は，外力に対する方向性がないという特徴があることから将来的には，免震層・連結制振などの任意方向に変位が生じる部位での利用が期待される．そのため，任意方向に対する低降伏点円形鋼管ダンパーの力学性状を把握する必要がある．その一環として，アスペクト比・鋼管種をパラメータとし 2 方向載荷に対する基礎的な知見を得るために，2 方向載荷を想定した定常振幅繰返しせん断加力実験を行い，その結果について考察した．以下に得られた結果を列記する．

7)　載荷方向 0°，90°のいずれに対しても 1 方向に載荷する場合と同様に安定した紡錘形の履歴性状を示す．

8)　2 方向載荷した試験体の耐力上昇率と累積塑性せん断変形角の関係で累積塑性せん断変形角を 0°方向と 90°方向の載荷方向に区別し，載荷順番に累積するとアスペクト比が大きくなるほど，累積塑性変形角が小さくなり，1 方向の場合と同様に崩壊機構での曲げ降伏領域に生じる変形が大きくなり，き裂の発生が起こりやすくなるためであると考えられる．また，鋼管種 LY225 試験体が LY100 試験体より耐力劣化の時点が早くなる．

9)　2 方向載荷した試験体の 0°方向，90°方向と 1 方向載荷した試験体の累積塑性せん断変形角の比$\Sigma\gamma_{p0^\circ} / \Sigma\gamma_{p1}$ と$\Sigma\gamma_{p90^\circ} / \Sigma\gamma_{p1}$ はそれぞれ 0.57～0.76，0.36～0.59 となる．

10)　2 方向載荷した試験体はせん断変形角を用いて算定した累積塑性変形場率は 0°と 90°方向ではそれぞれ 1788，1278 以上の値を有する．また，エネルギー吸収量を用いて算定した累積塑性変形倍率は 0°と 90°方向でそれぞれ 4665，3424 以上の値を有する．

第 4 章では，間柱に支持された円形鋼管ダンパーの設計法を提案し，弾性剛性，全塑性せん断耐力，変形性能などの力学性状と円形鋼管ダンパーと間柱支持部の相互関係把握するため，せん断加力実験及び単調載荷実験に対する FEM 解析を行い，その結果について考察した．以下の得られた知見を列記する．

11)　間柱に支持された円形鋼管ダンパーの履歴性状は安定した紡錘形の安定した履歴性状を示

す．

12) 間柱に支持された円形鋼管ダンパーは間柱部では，最大耐力時でも弾性状態であり，ダンパー部で大きい変形及びエネルギーを吸収することが確認できる．

13) 同じパラメータの円形鋼管ダンパーは間柱支持部の形状によって変形性能が異なる．これは，間柱支持部の弾性変形の差によって，ダンパーに入力される振幅が異なるためである．

14) 上記 5)の円形鋼管ダンパーの疲労寿命について間柱支持された円形鋼管ダンパーの試験体を追加し疲労曲線式を次式のように修正した．

$$\gamma_t = 0.369 \cdot N_f^{-0.463}$$

但し，γ_t はせん断変形角片振幅，N_f は耐力が最大耐力の 90%まで低下した時点での半サイクル数である．この疲労曲線により円形鋼管ダンパーは，鋼構造制振設計指針で示す H 形せん断パネルダンパーの内，変形性能が最も高い場合（基準化幅厚比：0.150～0.165，0.299～0.303）と同程度の疲労寿命を有し，間柱支持有無によらず，疲労寿命を有することを確認した．

15) 弾性剛性 K_c に対してせん断変形と曲げ変形及び接合プレートの回転を考慮した次式で算定する．

$$K_c = \left\{ \left(\frac{1}{{}_dK_c} \cdot h + \frac{1}{{}_{sc}K_c} \cdot 2H + \frac{H^3 + H \cdot h^2}{2\,{}_{sc}E \cdot {}_{sc}I_x} \right) \cdot \left(\frac{1}{2H + h} \right) \right\}^{-1}$$

但し，h はダンパーの高さ，H は間柱片側の高さ，${}_{sc}E$ は間柱のヤング係数，${}_{sc}I_x$ は間柱の強軸に対する断面 2 次モーメント，${}_dK_c$ と ${}_{sc}K_c$ はそれぞれダンパーと間柱の弾性剛性である．K_c の計算結果はおよそ 15%程度で実験結果を過大評価し，その差は，計算で考量しなかったエンドプレートおよび接合プレートの局部的な面外変形によるものだと考えられる．そのため，設計時には，接合プレートとエンドプレートの影響を適切に考慮することが要される．

16) 間柱支持されたダンパーが構面外の力を受ける場合を想定した FEM 解析結果により，層間変形角 $R = 1/100$ 時に，間柱が先行降伏することにより間柱の方で大きい変形が生じ，ダンパーに生じる平均せん断変形角 ${}_d\gamma$ は 0.0033rad 程度で小さい変形となる．

第 5 章では，間柱支持低降伏点円形鋼管ダンパー付き骨組の地震応答性状を検討することを目的とし，円形鋼管ダンパー単体の繰返し履歴のモデルを構築した．また，構築した履歴モデルを用いて間柱支持円形鋼管ダンパー付き骨組の地震応答解析を実施し，解析結果よりダンパーの最大せん断変形角と累積せん断変形角の関係をダンパー単体の疲労曲線と比較し，ダンパーの変性能を検証した．同時に，全塑性せん断耐力と弾性剛性が円形鋼管ダンパーと同じ H 形せん断パネルダンパー付き骨組の場合と両者を比較・検討した．以下の得られた知見を列記する．

17) 円形鋼管ダンパー単体の繰返し履歴のモデルには Ramberg-Osgood モデルに等方硬化と移動硬化を導入した IKRO モデルを適用した．試行錯誤により IKRO モデルの変数を決定し，結果として鋼管種 LY225 では $\alpha = 0.5$，$\eta = 20.0$，$\beta = 0.63$，鋼管種 LY100 では $\alpha = 0.02$，$\eta = 20.0$，$\beta = 0.58$ であれば，実験結果と良い対応を示すことを確認した．

18) 既往の研究でパネルの鋼種が LY225 の H 形せん断パネルダンパーの IKRO モデルとして，$\alpha_h = 2.31$，$\eta_h = 13.0$，$\beta_h = 0.7$ が提案された．これを用いて鋼管種 LY225 の円形鋼管から置

換したせん断要素の履歴性状ついて，本章で提案する IKRO モデルのパラメータの場合と H 形せん断パネルダンパーの IKRO モデルの場合を比較する．H 形せん断パネルダンパーの IKRO モデルの場合，本章で提案する IKRO モデルの場合ほぼ同じ履歴性状となるが，振幅が大きくなるほど耐力が大きくなる．

19) 間柱支持円形鋼管ダンパー付き骨組に対して文献 5.6)で示す設計方法を用いて，2 次設計用標準ベースシヤー係数 C_0=1.0，等価 1 質点系の最大層間変形角 $R^{eq}{}_{max}$=1/100 とし，等価 1 質点系の剛性比 k_{eq} は 1.5 程度，等価 1 質点系の耐力負担率 b^{eq} は 0.20 程度，等価 1 質点系のトリガーレベル係数 y^{eq} は 0.35 程度になるように 4 層骨組と 8 層骨組を設計した．また，弾性剛性と全塑性せん断耐力が円形鋼管ダンパーと同じ基準化幅厚比 0.28 の H 形せん断パネルダンパー付き骨組と間柱支持ダンパーを除去した骨組について最大速度 50cm/s と 100cm/s の地震動に対する地震応答性状を検討した．その結果から得られた知見を以下に示す．

- 円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパー付き骨組は，最大速度 50cm/s の地震動に対して，目標とした R^{eq}_{max}=1/100 より小さくなり，ダンパーで地震エネルギーを吸収し，主体骨組の塑性化を緩和した．
- 全ての地震動に対して間柱支持ダンパー付き骨組が間柱支持ダンパーを除去した骨組と比べて最大層間変形角 $R_{\max i}$ が半分以上に低減した．
- 円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパー付き骨組は最大層間変形角，塑性吸収エネルギー分布などほぼ同じ地震応答性状を示した．
- 地震応答解析結果より得られた円形鋼管ダンパーと H 形せん断パネルダンパーの最大変形角 $\gamma_{\max}$ と累積せん断変形角 $\Sigma\gamma$ 関係を用いて，それぞれダンパーの疲労曲線と比較した．円形鋼管ダンパーは，最大速度 50cm/s の地震動に疲労曲線を下回り，変形性能に対して余裕があった．最大速度 100cm/s の地震動で疲労曲線を上回っている場合があるが，僅かでありほとんどの地震動は疲労曲線を下回ることが確認できた．

発表論文

1．本論文に関連する発表論文

日本建築学会構造系論文集・その他査読論文

1) 金眞佑，桑原進，畑中祐紀，宮川和明，喜多村亘，木下智裕：間柱支持された低降伏点円形鋼管を用いたせん断型履歴ダンパーの力学性状, 構造工学論文集, Vol.62B, pp.441-448, 2016.03

2) 金眞佑，桑原進，宮川和明，喜多村亘，木下智裕，安井信行：低降伏点円形鋼管を用いたせん断履歴型ダンパーの力学性状，日本建築学会構造系論文集，Vol.81，No.719，pp.101-109，2016.01

3) Jinwoo KIM, Susumu KUWAHARA, Kazuaki MIYAKAWA, Tomohiro KINOSITA, Wataru KITAMURA： Shear-Type damper using a low-yield-strength circular hollow section, IABSE Symposium Report Elegance in Structures, pp. 1-8, 2015

日本建築学会大会学術講演梗概集・日本建築学会近畿支部研究報告集など

4) 金眞佑，桑原進，畑中祐紀，宮川和明，喜多村亘，木下智裕：間柱支持低降伏点円形鋼管せん断履歴型ダンパー付骨組の地震応答性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.863-864, 2016.09

5) Jin-Woo KIM, Susumu KUWAHARA, Kazuaki MIYAGAWA, Tomohiro KINOSHITA, Wataru KITAMURA, Seiji MUKAIDE : Elasto-Plastic Behavior of Shear Type Damper Using Low-Yield-Strength Circular Hollow Section (Effective aspect ratio, diameter and diameter-thickness ratio), The 17th Taiwan-Korea-Japan Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures (SEEBUS2015), pp.171-178, 2015.09

6) 金眞佑，桑原進，石川祐理，畑中祐紀，宮川和明，喜多村亘，木下智裕：低降伏点円形鋼管を用いたせん断履歴型鋼管ダンパーの力学性状（載荷振幅・径厚比・鋼管材料の影響），日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，pp.1165-1166，2015.09

7) 石川祐理，桑原進，金眞佑，畑中祐紀，宮川和明，喜多村亘，木下智裕：間柱支持された低降伏点円形鋼管を用いたせん断型履歴ダンパーの力学性状　その 1.せん断加力実験の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，pp.1169-1170，2015.09

8) 畑中祐紀，桑原進，金眞佑，石川祐理，宮川和明，喜多村亘，木下智裕：間柱支持された低降伏点円形鋼管を用いたせん断型履歴ダンパーの力学性状　その 2.せん断加力実験結果及び FEM 解析，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，pp.1171-1172，2015.09

9) 金眞佑，桑原進，石川祐理，畑中祐紀，宮川和明，喜多村亘，木下智裕：低降伏点円形鋼管を用いたせん断履歴型鋼管ダンパーの力学性状（載荷振幅・径厚比・鋼管材料の影響），日本建築学会近畿支部研究報告集，No.55，pp.533-536，2015.6

10) 畑中祐紀，桑原進，金眞佑，石川祐理，宮川和明，喜多村亘，木下智裕：間柱支持された低降伏点円形鋼管を用いたせん断型履歴ダンパーの力学性状，日本建築学会近畿支部研究報告集，No.55，pp.537-540，2015.6

11) 石川祐理，桑原進，金眞佑，森岡宙光，宮川和明，喜多村亘，木下智裕，安井信行：低降伏点円形鋼管を用いたせん断型履歴ダンパーの力学性状　その 1.せん断加力実験と FEM 解析の概要，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，pp.1121-1122，2014.09
12) 森岡宙光，石川祐理，金眞佑，桑原進，宮川和明，喜多村亘，木下智裕，安井信行：低降伏点円形鋼管を用いたせん断型履歴ダンパーの力学性状　その 2.実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，pp.1123-1124，2014.09
13) 金眞佑，桑原進，石川祐理，森岡宙光，宮川和明，喜多村亘，木下智裕：低降伏点円形鋼管を用いたせん断型履歴ダンパーの力学性状　その 3.単調載荷 FEM 解析による検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，pp.1125-1126，2014.09
14) 石川祐理，桑原進，金眞佑，森岡宙光，宮川和明，喜多村亘，木下智裕，安井信行：低降伏点円形鋼管を用いたせん断型履歴ダンパーの力学性状　その 1.せん断加力実験，日本建築学会近畿支部研究報告集，No.54，pp.445-448，2014.5
15) 金眞佑，桑原進，石川祐理，森岡宙光，宮川和明，喜多村亘，木下智裕：低降伏点円形鋼管を用いたせん断型履歴ダンパーの力学性状　その 2.単調載荷 FEM 解析による検討, 日本建築学会近畿支部研究報告集，No.54，pp.449-452，2014.5

2. その他の発表論文

査読論文

1) D.Y.Abebe，J.W.Kim，J.H.Jang，J.H.Choi : Effect of Slenderness Ratio on Inelastic Buckling and Residual Strength of H-Section Steel Column Member, Applied Mechanics and Materials, Vol.405-408, pp.895-899, 2013.09

会議報告など

2) Jinwoo Kim，Daniel Y.Abebe，Jaehyouk Choi : A Study on Structural Characteristics of Circular Hollow Steel Damper for Aspect Ratio，Proceedings of the 7th International Symposium on Steel Structure,pp.308-309, 2013.11
3) Daniel Y.Abebe, Jinwoo Kim, Charles Clifton, Jaehyouk Choi : Study on Inelastic Buckling Behavior and Residual Strength of H-Section Steel Column，Proceedings of the 7th International Symposium on Steel Structure,pp.214-215, 2013.11
4) DY Abebe，SJ Jeong，JW Kim，JH Choi : Analytical study on large deformation in shear panel hysteresis damper using low yield point steel，Proceedings of 2013 NZSEE Conference，2013.4
5) D.Y.Abebe，J.W.Kim，J.H.Choi : Hysteresis characteristic of circular pipe steel damper using LYP 225，Proceedings of the Steel Innovation Conference 2013，pp.3-10，2013.2

謝辞

本論文は，筆者が 2013 年 10 月に大阪大学工学研究科 地球総合工学専攻 建築工学コース 鉄骨系構造学領域に博士課程として入学した以来，3 年間の研究成果をまとめたものであります．論文を完成させるにあたり，多くの方々から御支援と御助力を頂き，感謝申し上げたいと思います．

まず，大阪大学准教授 桑原進先生には，本研究を行う機会を頂き，終始変わらぬ丁寧な御指導・御鞭撻を賜りましたこと厚く御失礼を申し上げます．

大阪大学教授 多田元英先生には，終始暖かい御指導・御鞭撻を頂きました．厚く感謝の意を表す次第です．

大阪工業大学准教授 向出静司先生（元大阪大学助教授）には，日頃から御鞭撻を頂き，研究を進めるにあたって多くの御指導を頂きました．厚く感謝の意を表す次第です．

大阪大学教授 倉本洋先生，宮本裕司先生には，有益な御指摘・御助言を頂きました．心より感謝致します．また，同大学 建築工学コース 構造系の先生方々には，御支援・御助言を頂きました．ここに深く感謝いたします．

本研究の遂行に至りまして，宮川和明氏（JEF シビル），喜多村亘氏（JFE シビル），木下智裕氏（JFE スチール）には，試験体作成や，研究に関して有益な御助言を頂きました．ここに，感謝申し上げます．

大阪大学技術職員松井貴志氏には，実験の実施に当たり多大なご協力を頂きました．記してここに心からの感謝の意を表します．また，本研究において卒業論文あるいは修士論文のテーマとして研究の遂行に尽力を頂いた当時大阪大学 石川祐理（現大阪府），同森岡宙光（現 JFE スチール），同畑中祐紀（現大阪大学）の諸氏をはじめとする同大学鉄骨系構造学領域の学生の皆様に実験の実施に限らず様々な面で御助力を賜りました．深く御感謝を申し上げます．

研究を進めるあたり，御支援・御助言を頂きた関係各位に改めて感謝の意を表します．また，貴重な研究成果を引用させていただいた文献著者の方々に，感謝申し上げます．

最後に，常に暖かく励まして頂きました両親と妻に心から感謝致します．