

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

藤本 利昭*

Hysteretic Behavior of Shear Panel Damper using Low Yield Strength Steel

by Toshiaki FUJIMOTO

Abstract

Shear panel dampers using low yield strength steel have been widely used for the passive control of buildings against earthquakes. During the design process, a series of time-history analyses are generally conducted, in order to confirm the earthquake response of the damper and building. An accurate analytical model of the damper is necessary, since it plays an important role in the overall performance of the building. In this study, cyclic loading tests were conducted to verify the hysteretic behavior for the earthquake response of the damper. An analytical model was also proposed. This proposed model could be used to evaluate the hysteretic behavior of the damper in the plastic range.

要 旨

本論は、低降伏点鋼を用いたせん断型パネルダンパーを対象に載荷履歴を変数とした実験を行い、実験より得られた履歴特性に基づきダンパーの地震応答解析用の履歴特性モデルを提案したものである。実験結果から、極低降伏点鋼を用いたせん断型パネルダンパーは非常に安定した履歴挙動を示すことを確認した。また、パネル材に LY100 の極低降伏点鋼を用いたダンパーの履歴特性として、スケルトン・シフトモデルと Menegotto-Pinto モデルを適用したモデルを提案し、提案モデルにより異なる載荷履歴を受けるダンパーの履歴特性を精度良く表現できることを示した。

キーワード：極低降伏点鋼 / パネルダンパー / 履歴特性

1. はじめに

近年、建築物にエネルギー吸収機構（以下、ダンパー）を設け、地震時の応答を制御する構造（所謂、制震構造）の開発が盛んに行われ、実際に建設されている。その中でも（極）低降伏点鋼を用いた履歴ダンパーは、変位依存型のエネルギー吸収部材であり、構造設計において静的な取り扱いが可能なことから数多く採用されている。

低降伏点鋼を用いた履歴ダンパーは、軸降伏型、せん断降伏型等の降伏形式により分類されるが、本論で対象としているせん断型パネルダンパーは間柱タイプのダンパーとして用いられ、意匠上からも開口を設置

できるという利点を有している。

履歴ダンパーを組み込んだ建物の地震時応答性状の検証には、一般に地震応答解析が多く用いられるが、応答性状を精度良く評価するためには、ダンパーの履歴挙動を適切に評価する必要がある。

せん断型パネルダンパーの履歴モデルに関しては、既に多くの提案^{[1]~[6]}がなされているが、その殆どが Bi-Linear 型、または Ramberg-Osgood 型モデル^[7]を基本とし、低降伏点鋼による履歴ダンパーの特徴である材料のひずみ硬化による強度上昇を考慮したモデルである。

これらダンパーの履歴モデルは、ダンパーのエネル

* 技術研究所振動基礎研究室

ギー吸収量を概ね良好に評価しているものの、Bi-Linear型モデル^{[1]-[3]}では、簡略モデルのために履歴特性における瞬間剛性は適切には評価されておらず、またRamberg-Osgood型モデル^{[4]-[6]}においても履歴曲線上の剛性軟化部の瞬間剛性は必ずしも適切に評価されていない。

本論は、低降伏点鋼を用いたせん断型パネルダンパーを対象に載荷履歴を変数とした実験を行い、実験より得られた履歴特性に基づきダンパーの地震応答解析用の履歴特性モデルを提案するものである。

2. 実験計画

2.1 試験体

図1に試験体形状を示す。試験体は、パネル部に板厚 $t_w=3.0\text{mm}$ 、降伏強度 σ_y 100N/mm²級の極低降伏点鋼 (LY100) を用い、パネルの枠材 (フランジ部) に板厚 $t_f=7.0\text{mm}$ の普通鋼 (SS400) を用いたせん断型パネルダンパーの縮小試験体である。本研究では、ダンパーの履歴特性に着目しているため、せん断座屈による耐力低下を生じない程度の幅厚比として、文献[6]、[8]を参考にパネル部の幅 B と板厚 t_w との比 $B/t_w=20$ を選定した。実験に使用した鋼材の素材試験結果の一覧を表1に、得られた応力 - ひずみ (-) 関係を図2に示す。パネルの枠材に用いたSS400材の降伏比 (YR) がYR=71.3%に対してパネルに用いたLY100材の降伏比がYR=37.5%と低く、ひずみ硬化による応力上昇が非常に大きいことがわかる。試験体数は11体であり、形状、材料、共に全試験体同一とした。

2.2 実験方法

図3に試験装置の全体図を示す。試験装置は、PC鋼棒と鋼板により構成された加力フレームに油圧ジャッキを設置したものである。試験体は、PC鋼棒により固定された鋼板とジャッキ先端に取り付けた鋼板との間にピン支持されたL形の載荷治具にボルトを用い

て接続し、ジャッキにより押し引きすることでせん断力を作用させた。測定項目は、ジャッキ荷重および試験体のせん断変形 (水平変位)、軸変形 (鉛直変位) ならびにパネル中央部のひずみとした。

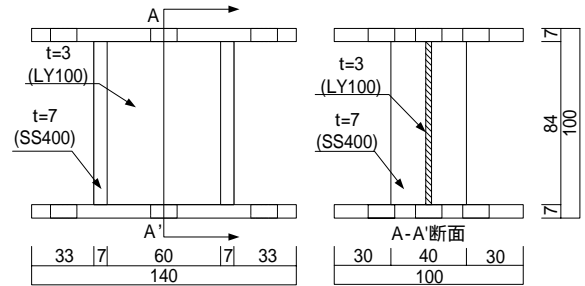


図1 試験体詳細図

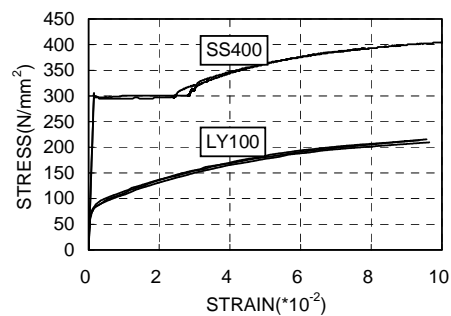


図2 使用鋼材の応力 - ひずみ関係

表1 使用鋼材の素材試験結果

| | 板厚 t (mm) | 降伏強度 σ_y (N/mm ²) | 引張強度 σ_u (N/mm ²) | 伸び ϵ_u (%) | 備考 |
|-------|-------------------|--|--|---------------------------|-------|
| SS400 | 6.6 | 321 | 450 | 25.3 | フランジ部 |
| LY100 | 3.1 | 90.7 | 242 | 32.8 | パネル部 |

表2 基本載荷ルール

| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|-----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| ダンパー変位 (mm) | 1.25 | 2.50 | 3.75 | 5.00 | 7.50 | 10.0 | 15.0 | 20.0 |
| ダンパー変形 角 (%) | 1.5 | 3.0 | 4.5 | 6.0 | 9.0 | 12.0 | 18.0 | 24.0 |

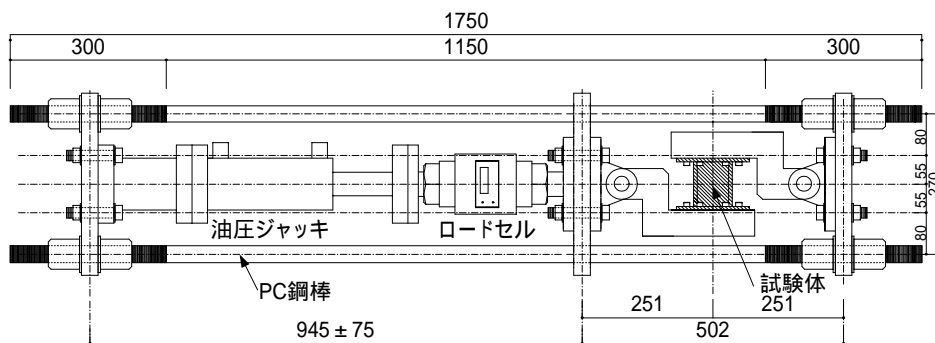


図3 試験装置

2.3 加力計画

基本荷重ルールを表 2 に、繰り返し荷重試験体の荷重ルールを図 4 に示す。

No.1, No.2 は一方向単調荷重とした。

No.3 は標準試験体であり、表 2 の基本荷重ルールに基づく正負漸増繰り返し荷重とした。No.4 は表 2 の載

荷ルールに基づき、各変位振幅で 2 回繰り返した。

No.5 はせん断変形角 $= \pm 6.0, 4.5, 3.0, 1.5\%$ の漸減荷重とした後、 $= -9.0, 12.0, 24.0\%$ の漸増荷重とした。

No.6 ~ No.8 は正方向は表 2 の基本荷重ルールに基づく繰り返し荷重とし、負方向の目標変位を変化させた (図 4 参照)。No.6 は各サイクルの負方向の目標変位

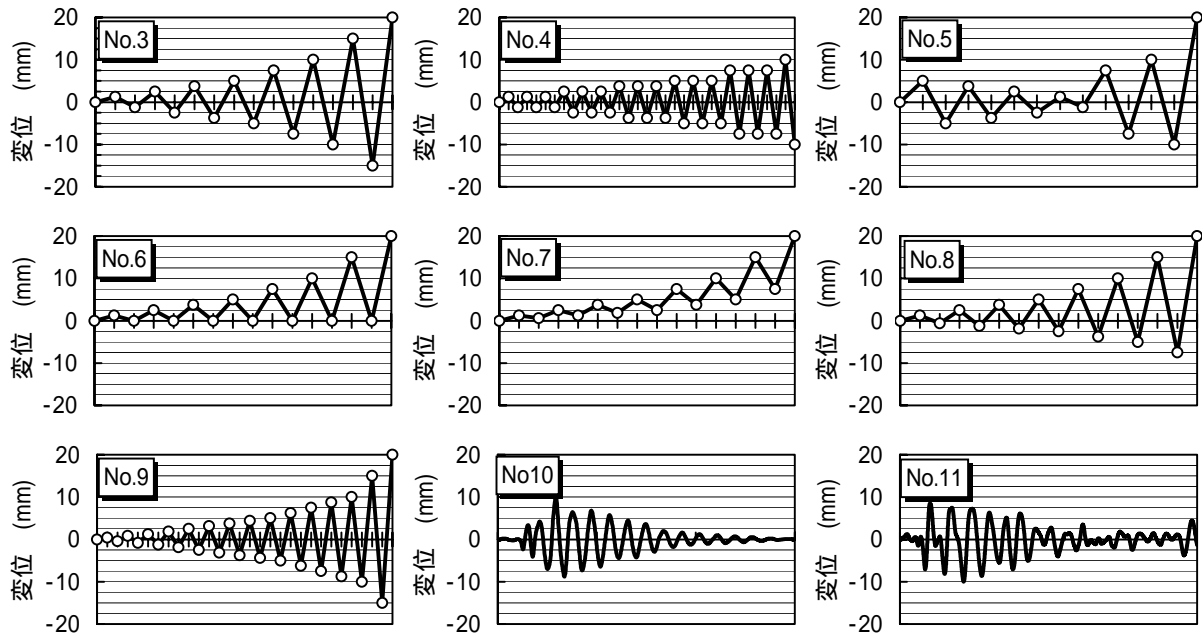


図4 各試験体の荷重ルール

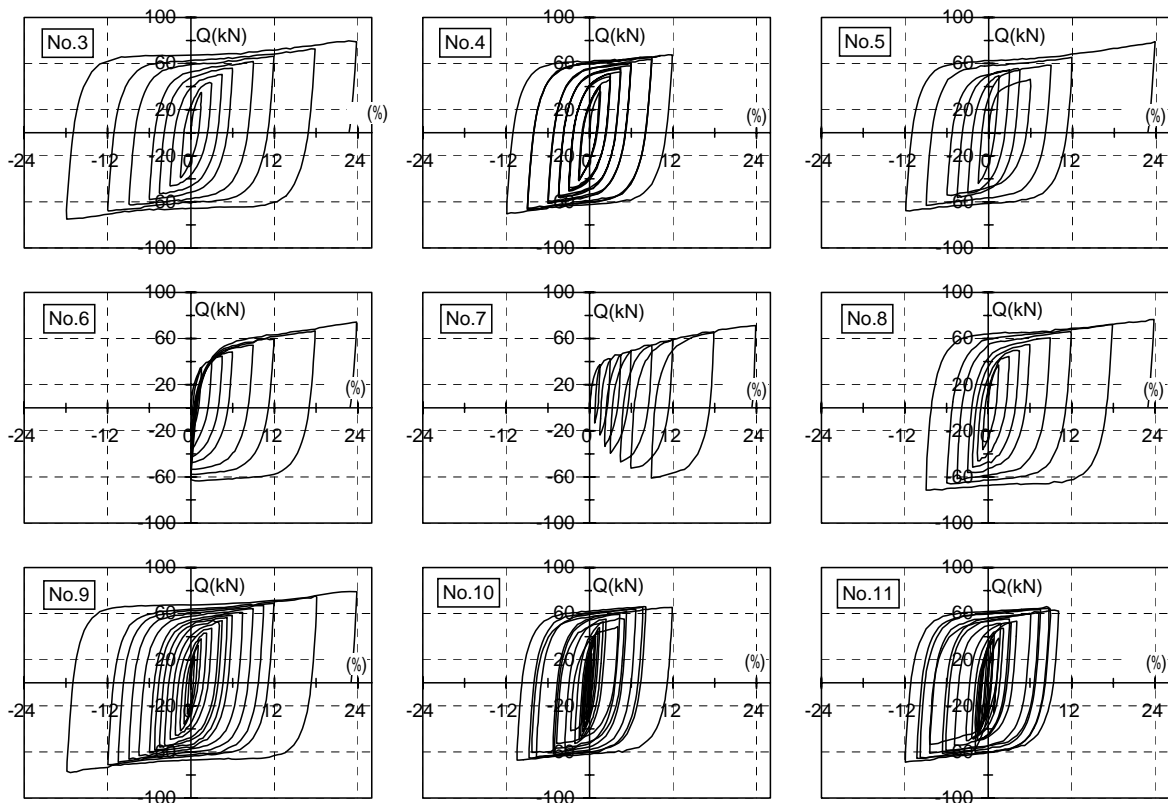


図5 各試験体のせん断力 - せん断変形角関係

を0とした。No.7は各サイクルの負側の目標変位を正側の変位の1/2とした。No.8は各サイクルの負側の目標変位を正側の変位の-1/2とした。

No.9は表2の基本載荷ルールの各サイクル間に繰り返しを加えた正負漸増繰り返し載荷とした。

No.10, No.11はランダム(地震波)載荷とした。No.10はKobe-NS, No.11はHachinohe-EWの地震入力時における固有周期 $T=1.8$ 秒の建物の弾性応答変位を最大変位10mm($\approx 12.0\%$)で規準化した変位波形を用いて載荷した。

なお実験は、全て静的載荷とした。

3. 実験結果概要

図5に繰り返し載荷試験体(No.3~No.11)のせん断力-せん断変形角(Q-)関係を示す。低降伏点鋼の大きな特徴の一つに、繰り返し載荷時における大きなひずみ硬化が挙げられる。各試験体とも変位振幅が増すほどせん断力が顕著に増大していることがわかる。また、せん断変形角 $\approx 24.0\%$ ($\approx 20\text{mm}$)まで、非常に安定した紡錘形の履歴性状を示している。

ランダム載荷としたNo.10, No.11試験体について軸方向(鉛直)ひずみ-せん断変形角(-)関係を図6に示す。

試験体は、繰り返しのせん断変形を受けることにより、徐々に軸方向(鉛直方向)に伸び変形が生じていることがわかる。なお実験終了時の試験体の軸方向ひずみは、No.10が約0.5%, No.11が約0.6%と僅かな値であった。

写真1に正負漸増繰り返し載荷としたNo.3試験体のせん断変形角 $\approx 24.0\%$ におけるパネルの変形状況を例示する。実験終了後の観察では、一部の試験体にパネル部のせん断座屈や、パネル部とフランジ部との隅肉溶接部に亀裂が確認されたが、Q-関係において、耐力低下は認められなかった。

4. 履歴特性の検討

実験より得られた履歴曲線を基に、パネルダンパーの履歴特性の検討を行った。

繰り返し載荷を受ける鋼材の履歴特性は、a)スケルトン部、b)軟化部、c)除荷部に分離することができる^[9]。本研究では、図7に示すように実験により得られた履歴特性をスケルトン部と、除荷部を含む軟化部(パウジンガー部)に分離し、検討を行った。

4.1 スケルトン部

図8に単調載荷試験体(No.1, No.2)の実験結果と図7のルールに基づき作成した繰り返し載荷試験

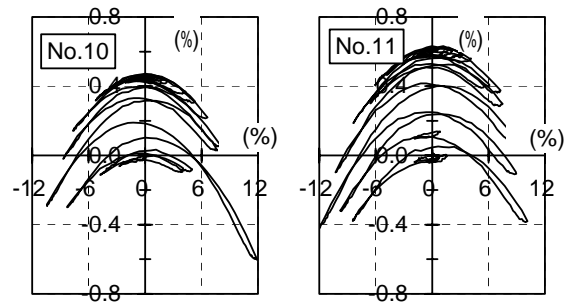


図6 軸方向(鉛直)ひずみ-せん断変形角関係



写真1 パネルの変形状況

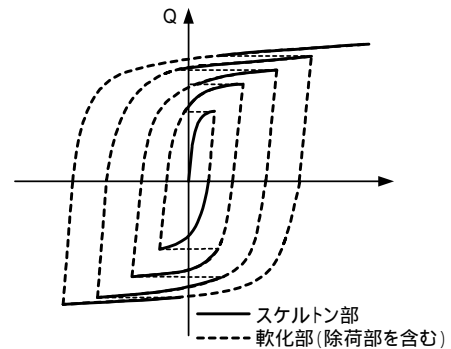


図7 履歴曲線の分離

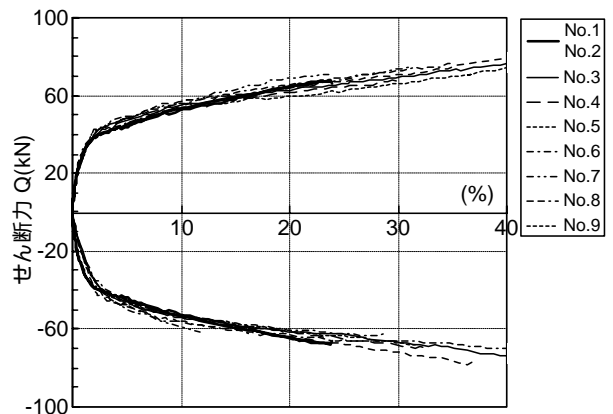


図8 各試験体のスケルトン部の比較

体 (No.3~No.9) のスケルトン曲線を示す。なお, No.6, No.7 のような荷履歴を受ける場合, 負側において軟化部とスケルトン部が明確でないが, ここでは他の試験体と同様に図 7 のルールに基づきスケルトン曲線を作成した。

せん断変形角 $\approx 20\%$ を超えるような大変形領域においては, パネル部の局部座屈の影響により, 若干のばらつきはあるものの, 繰り返し荷試験体のスケルトン曲線は, 単調荷試験体の実験結果とほぼ一致していることから, 繰り返し荷を受けるダンパーのスケルトン曲線は, 1 つのモデルで表現が可能であると考えられる。

4.2 軟化部のモデル化

軟化部については, 実験結果から軟化部の曲線のみを取り出して検討を行った。

軟化部のモデルは, 繰り返し荷におけるひずみ硬化による耐力上昇を考慮し, 図 9 に示す文献[10]のスケルトン・シフトモデルを用いた。

スケルトン・シフトモデルにおいて軟化部の曲線をモデル化するためには, 除荷時の目標点を定める必要がある。目標点を決定するスケルトンのシフト量は, 塑性変形量 p に対する比率を表す S によって表される。

図10に繰り返し荷試験体 (No.3~No.9) の結果から求めた塑性変形量 p とスケルトンのシフト量 S との関係を示す。同図より, S と p との間には相関関係が認められ, $S \approx 0.7$ でほぼ平均的に表されることがわかった。

またスケルトン・シフトモデルでは, 軟化部の曲線を表す関数はRamberg-Osgood関数 (R-Oモデル) で表されている。図11はNo.3試験体のせん断変形角 $\approx +1.2\%$ から $\approx -1.2\%$ へ向かう実験結果の Q - ϵ 関係と R-Oモデルとの比較結果を示したものである。なお図中のR-Oモデルは, 履歴曲線の丸みを表す指数 r を $r=8, 10, 12$ とした3ケースについて示している。図11からわかるように, R-Oモデルを用いた場合, 実験結果における軟化部の曲線を良好に表すことはできなかった。そこで本論では, (1)式に示すMenegotto-Pintoモデル (M-Pモデル) [11]の関数を用いてモデル化を行った。

$$\sigma = \sigma_s + \frac{E(\epsilon - \epsilon_s)}{\left(1 + S|\epsilon - \epsilon_s|^R\right)^{\frac{1}{R}}} \quad (1)$$

ここで, (1)式中の S は各軟化部ごとに次式で計算される定数である。

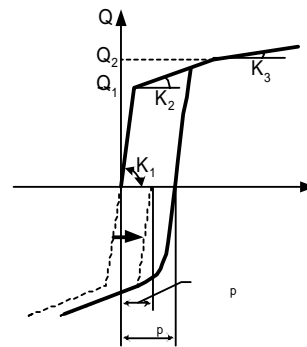


図 9 スケルトン・シフトモデル^[10]

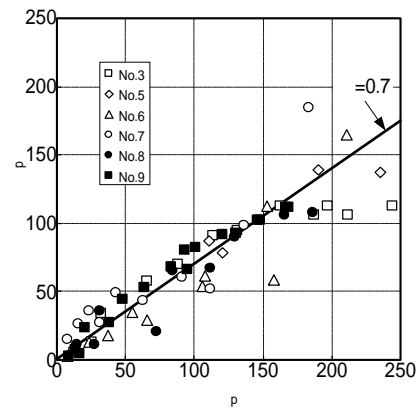


図 10 p と S との関係

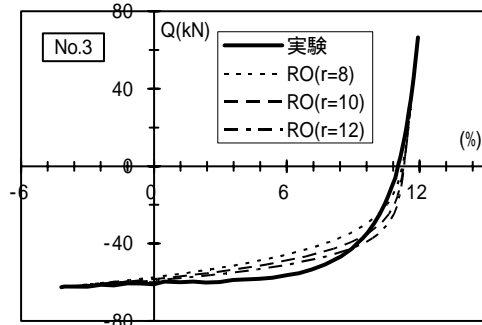


図11 R-Oモデルと実験結果との比較

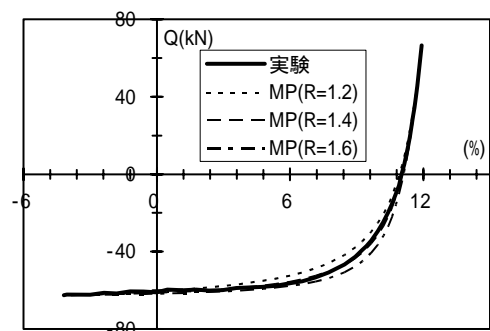


図12 Rを変数としたM-Pモデルと実験結果との比較

$$S = \frac{\{E(\varepsilon_T - \varepsilon_S)/(\sigma_T - \sigma_S)\}^R - 1}{|\varepsilon_T - \varepsilon_S|^R} \quad (2)$$

また、 E は弾性剛性、 ε_s と σ_s は、現在の除荷点における荷重と変形であり、 ε_T と σ_T は、目標点の荷重と変形である。 R は履歴曲線の丸みを決定する数値である。

図 11 と同様に No.3 試験体の $\pm 1.2 \sim -1.2\%$ へ向かう実験結果の Q - δ 関係と M-P モデルとの比較結果を図 12 に示す。図中には、M-P モデルの係数 R を $R=1.2, 1.4, 1.6$ とした 3 ケースについて示しているが、

$R=1.4$ とすることで、軟化部の曲線を良好に表現できることがわかる。

図 13 に No.3, No.5, No.9 試験体の実験結果と軟化部のモデルとの比較結果を例示する。繰り返し載荷試験体について実験結果とモデルとの比較を行った結果、全ての試験体において $R=1.4$ とすることで変位振幅に関わらず軟化部曲線を良好に表せることが確認できた。

4.3 履歴モデルの比較

上述のスケルトン部、軟化部の検討結果を基に、ダンパーの履歴モデルと実験結果との比較を行った。

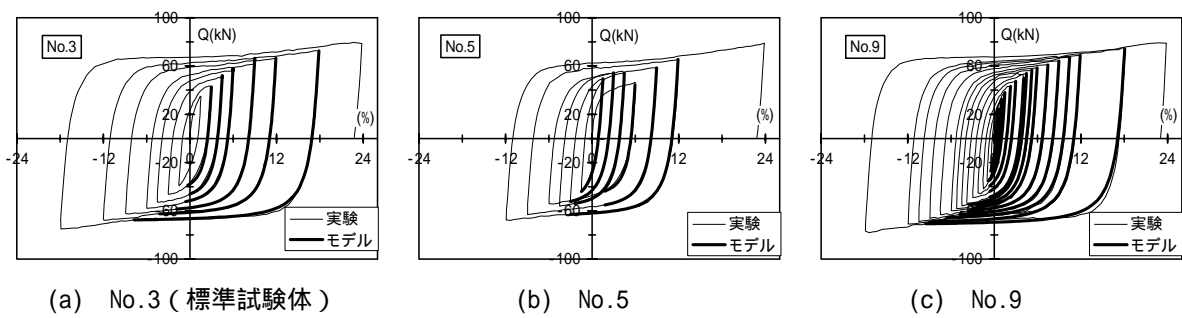


図 13 M-P モデルと実験結果との比較

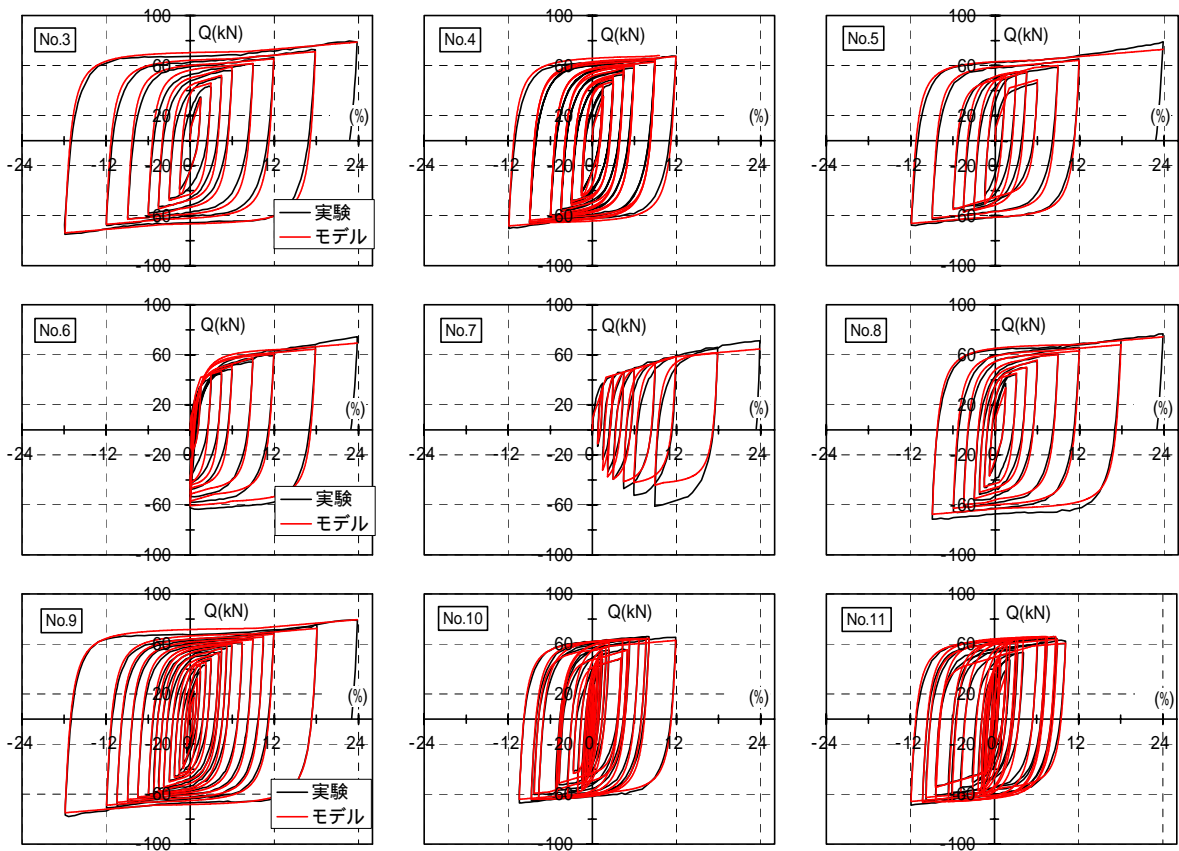


図 14 モデルと実験結果との比較

ダンパーの履歴モデルには、スケルトン・シフトモデルを用い、Tri-Liner 型のスケルトン曲線と M-P モデルの関数によりモデル化した（図 9 参照）。ここで、スケルトン曲線は単調載荷試験の結果を基に、初期剛性 k_1 はダンパーのせん断変形と曲げ変形を考慮した弾性剛性、第二剛性 k_2 は $0.12k_1$ 、第三剛性 k_3 は $0.012k_1$ とし、第一折れ点の耐力は Q_1 はダンパーのパネル中央部のせん断応力度が降伏せん断応力度 σ_y に達するときのせん断力、第二折れ点は $\sigma = 2.0\%$ の点とした。

また、スケルトン・シフト係数 α 、M-P モデルの曲線の丸みを表す係数 R は、4.2 節の検討結果を基に $\alpha = 0.7$ 、 $R = 1.4$ とした。なおここでは、大振幅後の小振幅においては、前回の除荷点を指向するように設定している。

繰り返し載荷試験体（No.3 ~ No.11）の履歴性状の実験結果とモデルとの比較を図 14 に示す。

正負漸増載荷とした No.3, No.4, No.9 試験体の実験結果とモデルとの対応は非常に良い。また、漸減載荷後に漸増載荷とした No.5 試験体のモデルも実験結果を良好に表現している。

一方で、No.6, No.7, No.8 試験体のモデルの負側の耐力が、変位振幅の増加に伴い実験結果に比べ若干低くなっている。特に No.7 のモデルの負側の耐力は、

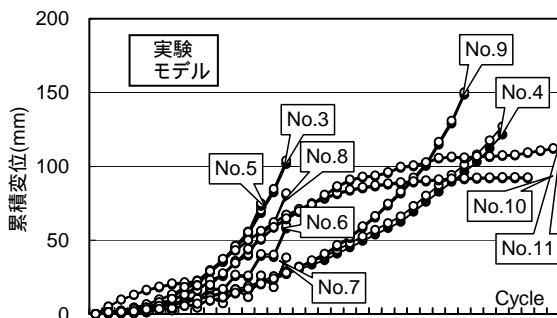


図 15 累積変位の比較

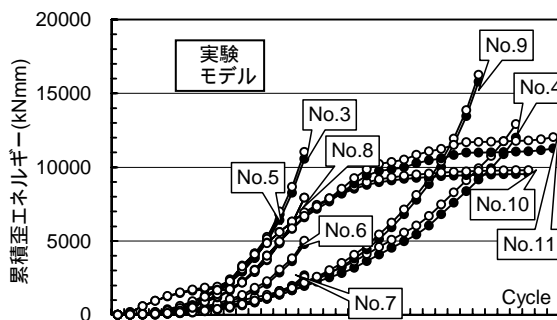


図 16 累積歪エネルギーの比較

変位振幅の増加に伴い実験結果に比べ低くなる傾向が顕著であり、モデルとの対応は良くなかった。

しかしながら地震時のダンパーの応答を考えた場合、建物本体が適正な水平剛性を有している限り No.7 のような変位履歴となることはなく、No.10, No.11 のような変位履歴を示すものと考えられる。よってモデルは、No.10, No.11 試験体の実験結果を良好に追跡できていることから、実用上は問題ないものと考えられる。

実験結果とモデルとの対応を定量的に評価するため、各サイクルでのピーク変位到達時の累積変位と累積吸収歪みエネルギーを実験結果とモデルとを比較して、それぞれ図 15, 図 16 に示す。これらの図からも本履歴モデルは、異なる載荷履歴を受けるダンパーの履歴曲線の形状だけでなく、吸収エネルギーに関して精度良く評価されていることが確認できる。

5. 結論

極低降伏点鋼を用いたせん断型パネルダンパーの履歴特性に着目した実験結果と実験に基づき提案した地震応答解析用の履歴特性モデルについて報告した。

実験結果から、本実験に用いたダンパーは非常に安定した履歴挙動を示すことを確認した。

また、パネル材に LY100 の極低降伏点鋼を用いたダンパーの履歴特性として、スケルトン・シフトモデルと Menegotto-Pinto モデルを適用したモデルを提案し、本提案モデルにより異なる載荷履歴を受けるダンパーの履歴特性を精度良く表現できること示した。

謝辞

本研究は、山口大学工学部感性デザイン工学科稲井研究室との共同研究によるものであり、実験の実施ならびに本報告の取り纏めに当たり、山口大学工学部感性デザイン工学科 稲井栄一助教授を始め、同研究室大学院生 富田将弘氏（現 山口県庁）の多大なるご助力をいただきました。また、本実験に用いた低降伏点鋼は、新日本製鐵(株)よりご提供いただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- [1]高橋泰彦, 品部祐児: せん断降伏型薄鋼板の復元力特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 494 号, pp.107-114, 1997 年 4 月
- [2]山田稔, 辻文三: 鋼材の応力 - 歪関係に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第 270 号, pp.17-22, 1978 年 8 月

- [3]赤沢隆司，中島正愛，坂口理：低降伏点鋼が持つ顕著なひずみ硬化特性を考慮した履歴モデル，日本建築学会大会学術梗概集，pp.773-774，1998年
- [4]川又康博，泉満，成原弘之：極低降伏点鋼を用いたせん断降伏型制振部材の低サイクル疲労実験(その5：低降伏点鋼のせん断応力 - せん断ひずみ関係の数式モデル)，日本建築学会大会学術梗概集，pp.1099-1100，1994年
- [5]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
- [6]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に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 509 号，pp.159-166，1998年7月
- [7]Ramberg W&Osgood, W. R.: Technical Note, 902, NACA, 1943
- [8]松浦恒久，伊藤嘉朗，稲井栄一：低降伏点鋼を用いた制震間柱の構造性能に関する研究 その2 実験結果の検討，日本建築学会大会学術梗概集，pp.611-612，2001年
- [9]加藤勉，秋山宏，山内泰之：鋼材の応力-ひずみ履歴曲線に関する履歴則，日本建築学会大会学術梗概集，pp.937-938，1973年
- [10]孟令樺，大井謙一，高梨晃一：鉄骨骨組地震応答解析のための劣化を伴う簡易モデル，日本建築学会構造系論文報告集，第 437 号，pp.115-124，1992年7月
- [11]Menegotto, M. and Pinto, P. E.: Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending, Proc. of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, pp15-22, 1973.