

極軟鋼せん断パネルダンパーの耐震性能に関する研究

Research on the seismic performance of the low-yield-strength steel shear panel damper

山下友樹†, 張 超鋒†, 青木徹彦††

Tomoki YAMASHITA, Chaofeng ZHANG, Tetsuhiko AOKI

Abstract A low-yield-strength steel shear panel damper (LYSPD) with 70% shear strain is developed and verified by static incremental cyclic tests in previous research. The mechanical properties and fatigue performance of the LYSPD deteriorate with the high temperature caused by high strain speed and internal friction in constant cyclic dynamic tests. To compare with the earthquake response wave, the deterioration mentioned above may be overestimated. Thus, this study is also seeking to develop a scientific understanding of the effects of heat and loading history on the LYSPD mechanical properties and fatigue performance. Several waves, the most prone to damage at each soil condition according to the DYMO simulation, are selected as dynamic test loading waves. The test results suggest that the heat and loading history have no influence on the LYSPD strength while they should be taken into consideration of the fatigue evaluation.

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震では、高速道路、鉄道の高架橋など多数の重要公共構造物が甚大な被害を受けた。都市と都市を結ぶ高速道路や高架橋などの重要構造物の崩壊により都市機能の麻痺、救急車両の通行、救援物資の運搬、復旧作業に大きな支障となった。その後、日本の主な新設橋梁には免震ゴム支承が設けられるのが一般となり、耐震性が格段に向上した。しかし、近年の公共投資削減に伴い、コスト削減の要求は強く、より経済的な免震、制震デバイスが求められている¹⁾²⁾。

現在、広く用いられている免震ゴム支承は設置費用が上部工の10%~15%を占めており、非常に高コストであり、また免震ゴム支承を用いていない従来の橋梁と比べ、桁遊間が大きくなり、大変形伸縮装置が必要となる¹⁾²⁾³⁾。さらに、重量トラック等の交通振動により、照明柱や標識柱の基部における疲労破壊が発生するなどの、さまざまな問題が報告されている。

そこで、それに代わり、経済的で、エネルギー吸収量が大きい極軟鋼せん断パネルダンパーの利用が考えられる。著者らは、これまで、パネル隅角部に溶接交点を設

けないことなどの改善を行い、静的漸増繰り返し実験において最大平均せん断ひずみ(最大水平変位とパネル部有効高さの比)が70%に達する極軟鋼せん断パネルダンパーを開発した⁴⁾。

極軟鋼せん断パネルダンパー(以下ダンパー)を橋梁の耐震設計を行う場合、地震時にダンパーが変形し、累積損傷による荷重低下、すなわちエネルギー吸収量の低下を考慮する必要がある。

また、ダンパーに対しての静的漸増繰り返し実験は多く行われているが、一定振幅および実地震波を入力した動的載荷はほとんど行われておらず、ひずみ速度や温度上昇に関しての研究は極めて少ない。

そこで本研究では、高変形能力を有するダンパーを用いて、低サイクル疲労寿命に着目し、静的および動的な一定振幅実験を行う。また、動的解析ソフトDYMO⁵⁾を利用し、ダンパーを設置した橋脚の安全性について検討を行う。動的解析の結果のうち最も破壊しやすい3種類の地震応答を用い、地震時の支承部に対する挙動を求め、ダンパーに地震応答履歴を用いた実験を行う。低サイクル疲労実験と地震応答履歴載荷実験の結果から大変形、高ひずみ速度で載荷されたダンパーの疲労特性を実験的に明らかにする。

† 愛知工業大学大学院 建設システム工学専攻

†† 愛知工業大学 都市環境学科土木工学専攻(豊田市)

2. 実験計画

2・1 実験供試体

図-1 に示すように供試体のせん断パネルおよびリブの材質は、極軟鋼の LYP100 で、厚さ $t=24\text{mm}$ のパネル中央を谷型に削り ($t=12\text{mm}$)、左右に長方形リブを溶接した。パネル下端は M24 のボルトで固定されている。上部は下端と平行移動できるリンクを設置することによってパネル上端を面内で水平移動をさせている。

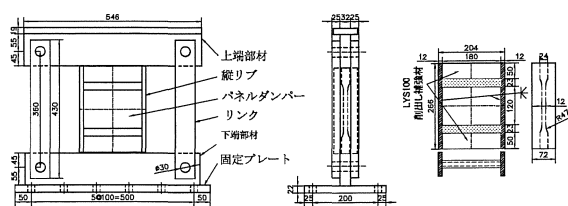


図-1 供試体寸法

2・2 実験装置

実験で用いる実験载荷装置を図-2 に示す。実験供試体の下端部を実験装置に固定し、供試体上部は、载荷板との間に隙間を空けた。隙間を大きくすると制御が困難になるため隙間の広さを調節できるような構造とした。水平力は 1000 kN 動的アクチュエータにより与えた。また、供試体上部と下部にレーザー変位計を設置し、その差をダンパーの水平変位とした。

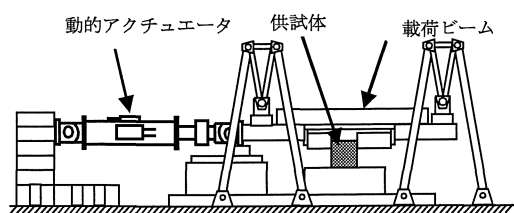


図-2 実験装置

3. 低サイクル疲労実験

ダンパーについては低サイクル疲労に関する実験データが非常に少ない。そこで、本研究では前述で選んだ供試体に対し、静的および動的な一定振幅実験を行い、低サイクル疲労寿命を明らかにする。

3・1 载荷パターン

静的実験では平均せん断ひずみ速度 γ_v を $0.4\%/sec$ とし、正負に 20%, 30%, 40%, および 50% のせん断ひずみ振幅を与える。これらの供試体名は ST とし、そのあとに振幅の数字を付ける。動的实验では、静的実験と同じ、20%~50% の 4 種類のひずみ振幅を与え、それぞれ

に载荷振動数 0.5Hz(周期 2 秒)および 1.0Hz(周期 1 秒)の 2 種類の動的载荷を行う。これらの供試体を D05 と D10 とし、そのあとに振幅の数字を付ける。静的および動的实验の供試体を合計 12 体用意する。実験計画を表-1 に示す。

3・2 荷重-平均せん断ひずみ履歴曲線

静的および動的实验から得られた結果から得られた、荷重-平均せん断ひずみ曲線のうち、せん断ひずみ 30% および 40% の例を図-3 に示す。静的実験では、いずれも始めの半サイクルで、荷重が徐々に増加し、その後のサイクルにおいてもほぼ一定の荷重値を保っている。動的载荷では、各サイクルごとに荷重が低下した。静的実験は動的实验に比べ、荷重の除下および再载荷の過程で直線に傾きがみられ、若干菱形となっているが、動的实验はほぼ矩形を成している。

表-1 低サイクル疲労実験 実験計画

	試験体	周波数 (Hz)	振幅 (%)	平均速度 (%/sec)
静的 (ST)	ST-20	—	20	0.4
	ST-30		30	
	ST-40		40	
	ST-50		50	
動的 (D05)	D05-20	0.5	20	40
	D05-30		30	60
	D05-40		40	80
	D05-50		50	100
	D05-50		50	100
動的 (D10)	D10-20	1	20	80
	D10-30		30	120
	D10-40		40	160
	D10-40		40	160
	D10-50		50	200

3・3 ピーク荷重履歴曲線

静的および動的实验の各サイクルでの最大荷重をピーク荷重とする。ピーク荷重の変化の様子を図-4 に示す。同図から静的载荷 (ST-20~ST-50) では、繰り返し回数が増加しても荷重は一定を保っているのに対し、動的载荷では最大荷重まで荷重が増加した後は、急速に低下している。この原因はパネルが摩擦により発熱し、剛性が低下したためと思われる。パネル表面温度は高いもので 600 度程度まで上昇した。また、荷重の最大値は動的载荷の方が約 20% 大きかった。図-4 の動的载荷の荷重の低下の傾き、すなわち荷重低下速度 F_v (kN/sec) と平均せん断ひずみ速度 γ_v との関係を求め、図示すると図-5 のようになる。同図から動的载荷における荷重の低下率 F_v は、平均せん断ひずみ速度 γ_v が $50\%/sec$ 以上で直線的な関係にあることがわかった。

3・4 低サイクル疲労特性

静的および動的一定振幅実験において、本研究では最大荷重の 70% まで荷重低下した時を破壊と見なし、その時点の繰り返し回数 N_{70} を疲労破壊の回数と定義する。

各実験で得られた繰り返し回数 N_{70} をプロットしたものを図-6 に示す. 同図に示すように各実験点に対して Manson-Coffin 則による近似式を最小自乗法により求めた. これを式(1)~(3)に示す. 近似式と各実験点はよく一致している. 同一せん断ひずみ振幅を与えた場合, 載荷速度が大きいものほど, 疲労サイクル数は低下している.

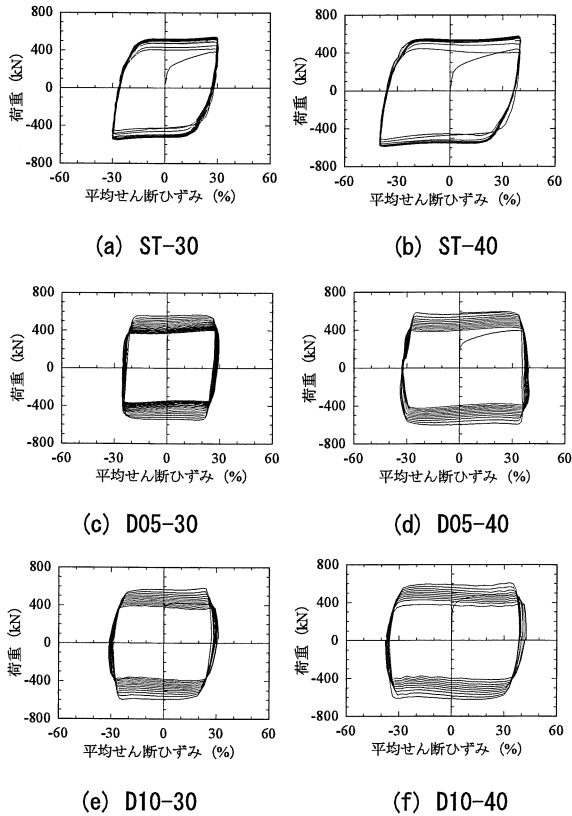


図-3 履歴曲線 (平均せん断ひずみ 30%, 40% の例)

- 静的実験 (ST) $\gamma_a = 239N_{70}^{-0.66}$ (1)
- 0.5Hz 動的実験 (D05) $\gamma_a = 294N_{70}^{-0.78}$ (2)
- 1.0Hz 動的実験 (D10) $\gamma_a = 275N_{70}^{-0.81}$ (3)

γ_a : せん断ひずみ振幅 N_{70} : 繰り返し回数

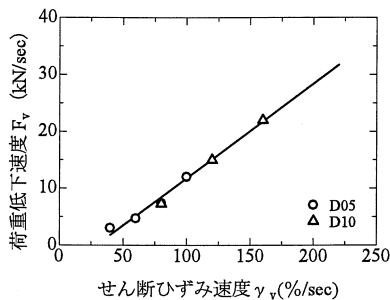


図-5 平均せん断ひずみ速度と荷重低下速度の関係

3・5 累積塑性ひずみ

一般的に履歴型ダンパーは, 弾性域では損傷は小さく無視でき, 塑性域において劣化する. よって各供試体の荷重-平均せん断ひずみ履歴曲線から, 破壊までの累積塑性せん断ひずみを求めた. 平均せん断ひずみ振幅との関係を調べると図-7 のようになる. 同図から静的実験は指数関数的に, 動的実験は直線の関係が得られた. また, 同図において D10 の実験で, 累積塑性ひずみはほぼ一定値を示している. よって本ダンパーの疲労損傷度の限界値はこれらの平均値として約 1800% と見なすことにする.

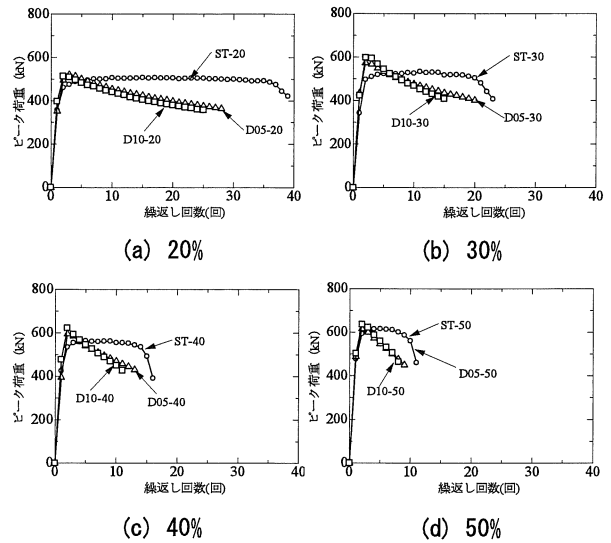


図-4 ピーク荷重履歴

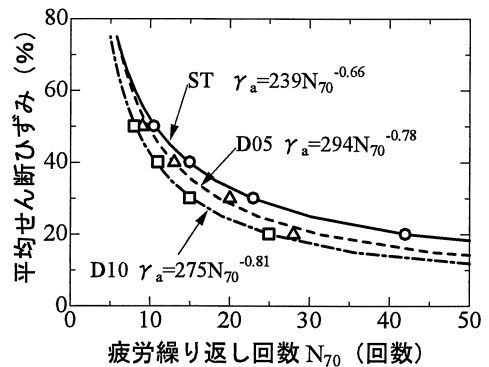


図-6 疲労曲線

3・6 累積エネルギー吸収量

載荷実験によって得られた荷重-平均せん断ひずみ履歴曲線から累積エネルギー吸収量 ΣE を求め, せん断ひずみ振幅 γ_a との関係を図示すると図-8 のようになった. 本せん断パネルに対して, 累積エネルギー吸収能力は, 載荷加振周波数 $f=1.0\text{Hz}$ の平均値を累積エネルギー吸収量の代表値と考え, $890\text{kN}\cdot\text{m}$ と見なす. この値は, $f=1.0\text{Hz}$ 付近では, せん断ひずみ振幅, せん断ひずみ速度に関係なく, ほぼ一定値である.

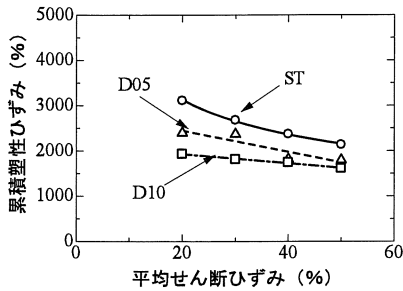


図-7 累積塑性ひずみ

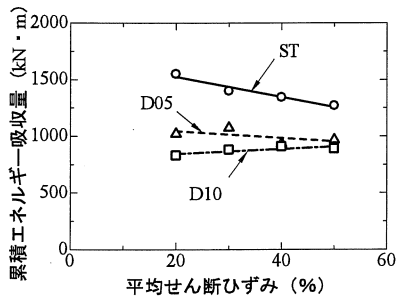
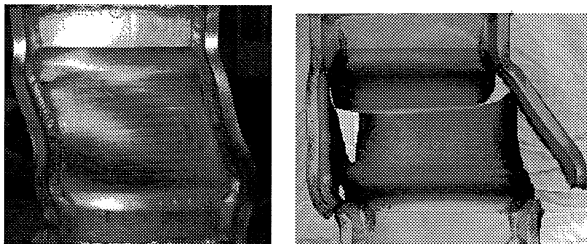


図-8 累積エネルギー吸収量

3・7 破壊モード

荷重実験の破壊時付近の供試体の例を写真-1 に示す。静的実験では、繰り返し増加とともに座屈変形量が大きくなり、パネル隅角部の一つから亀裂を生じ、リブの溶接部に亀裂が広がり、荷重が低下した。動的実験では、パネルに局部座屈は生ぜず、繰り返しの増加とともにパネル面全体から発熱し、パネルの横方向に赤熱した帯が現れ、その位置で横方向に破断した。以上のように破壊モードは静的と動的実験で異なった



(a) ST-30(22 サイクル) (b) D10-30(終局)

写真-1 破壊モード

4. 橋梁への実用性についての解析

動的解析ソフト「DYMO」⁵⁾を用いて、橋梁の支承部にダンパーを設置する場合を想定し、レベルⅡ地震動に対して解析を行う。動的解析によって得られたデータから、橋梁への実用性を検討する。レベルⅡ地震動は千年に1度レベルの直下型大地震を想定している。

4・1 対象橋梁とそのモデル化

本解析で対象となる橋梁は、橋の動的耐震設計法マニュアル⁵⁾の例題である鉄筋コンクリート橋脚を有する5径間連続鋼I げた橋とする。この橋脚は我国で最も一般的に用いられているものである。対象橋梁の橋軸方向からの概略図とそのモデルを図-9 に示す。橋脚柱部では弾塑性モデルを、その他は弾性モデルを用いた1 質点モデルとした。

4・2 極軟鋼せん断パネルダンパーのモデル化

支承部に設置するダンパーの解析モデルは、過去に行われた静的漸増繰り返し実験から得られた履歴曲線から図-10 に示すような完全弾塑性モデル化したものとする。パネル1 枚のせん断抵抗力は600kN, 最大変位84mm(最大平均せん断ひずみは70%である。)

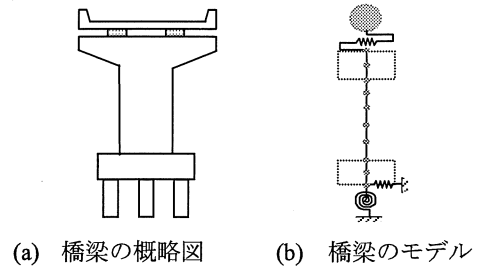


図-9 橋梁の概略図およびモデル

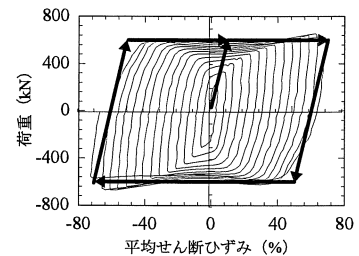


図-10 パネルダンパーのモデル化

4・3 解析結果およびダンパーの設計

解析を行う際、ダンパーの厚さや高さ、パネルの枚数を変更することによって様々な抵抗力を再現した。動的解析を行うことによってダンパーの抵抗力の適用範囲を決定し設計を行う。解析結果から、道路橋示方書⁶⁾で記された以下の項目について、本ダンパーを設置した場合の橋脚およびダンパーへの安全性の評価を行う。

(a) 橋梁の照査項目

1. 橋脚の最大応答変位(塑性率)
2. 橋脚の残留変位(無次元化した残留変位)
3. 橋脚のせん断力

(b) パネルダンパーの照査項目

1. ダンパーの限界平均せん断ひずみ
2. ダンパーの限界累積塑性ひずみ

安全性の照査結果の一例として、II種地盤に対して道路橋示方書で与えられた3つの地震波について、橋脚の塑性率を図-11に、橋脚の残留変位を図-12に示す。図中に示された破線および数値は道路橋示方書⁹⁾によって定められた算定式による許容値となっており、ここでは1つの地盤種に対して3波のうち1つでも許容値を超えた時点で橋梁が危険であると判定する。橋梁のせん断力についても同様の照査を行った。

また図-13はII種地盤において、各抵抗力の解析によって得られた支承部の応答変位の最大値をプロットしたものである。図中に示された破線は、パネル1枚のサイズを相似的に拡大することによって得られる抵抗力と最大変位であり、実線はダンパーの高さを1.3倍にして、最大変位を調節したものである。

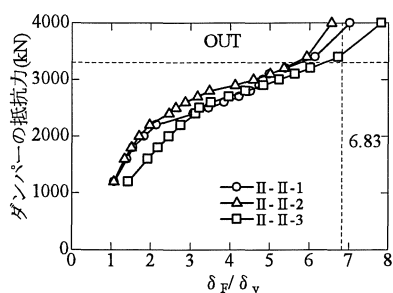


図-11 橋脚の塑性率の照査 (II種地盤)

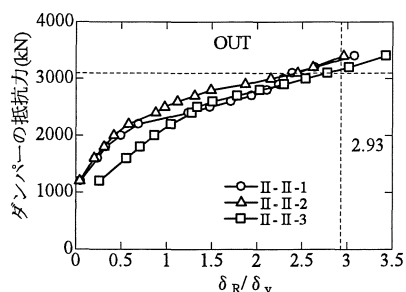


図-12 橋脚の残留変位の照査 (II種地盤)

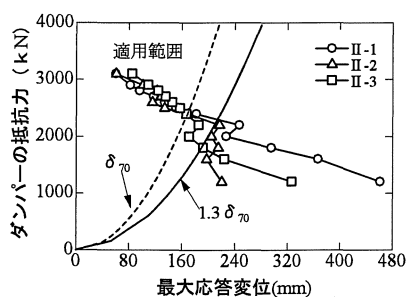


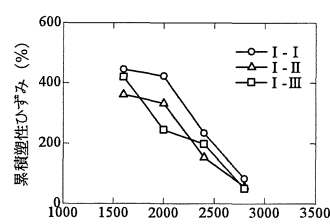
図-13 パネルダンパーの平均せん断ひずみの照査 (II種地盤)

ダンパーの抵抗力を小さくした場合、支承部の最大応答変位がダンパーの最大変位を超えてしまうとダンパーは破壊されてしまう。よってこれをダンパーの抵抗力適応範囲の最小値とする。以上4つの項目から安全性の照

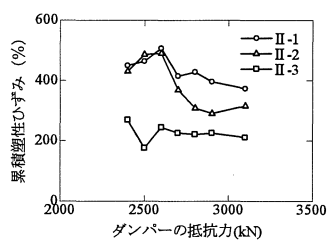
査を行った結果、本研究のダンパーは、I種地盤では抵抗力(F)が $1600 \text{ kN} \leq F \leq 2900 \text{ kN}$ 、II種地盤では $2300 \text{ kN} \leq F \leq 3100 \text{ kN}$ 、III種地盤では $2600 \text{ kN} \leq F \leq 3100 \text{ kN}$ が適用範囲となった。

最後に解析結果から得られた応答履歴からダンパーのサイズを変更することで最大平均せん断ひずみを調節する。一例として、対象とするダンパーは最大せん断ひずみを50%と仮定して求めた累積塑性ひずみとダンパーの抵抗力の関係を図-14に示す。一定振幅実験の結果から本ダンパーの限界累積塑性ひずみの損傷度の限界値は約1800%であった。応答解析の結果、最大でも累積塑性ひずみは500%程度と小さく、数回の地震動に耐えられるため、安全性は十分に確保されていると考えられる。図-14から、地盤種によってグラフの傾向に大きな差が表れた。

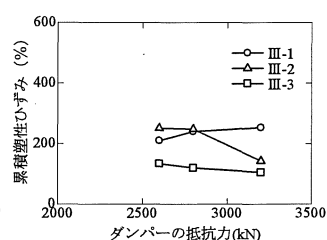
I種地盤では累積塑性ひずみはダンパーの抵抗力の増加とともに直線的に低下している。II種地盤では共振により累積塑性ひずみにバラツキが見られた。III種地盤では全体的に累積塑性ひずみが低く、一定値を保った。これはIII種地盤では地盤が軟らかく、地盤自体がダンパーと同じ働きをしているためと考えられる。



(a) I種地盤



(b) II種地盤



(c) III種地盤

図-14 パネルダンパーの累積塑性ひずみ

5. 地震動応答変位履歴実験

ダンパーのモデル化の妥当性やパネルに内部摩擦による温度の影響などがあるかを実験的に確かめる。また一定振幅実験で得られた疲労式の妥当性を破壊度によって検討する。

5・1 載荷パターン

図-14 の各地盤種の累積塑性ひずみから, 最も条件の厳しいパターンを選び, 解析を行い, 得られた応答変位履歴を載荷パターンとした. I 種地盤ではダンパーの抵抗力が 1600kN と I-1, II 種地盤では抵抗力が 2600kN と II-1, III 種地盤では抵抗力が 2600kN と III-2 の組み合わせを採用した. また載荷終了後に残留変位を 0mm に戻し, 冷却してから実験を繰り返す. 荷重が最大荷重の 70% 低下した時点で実験を終了とし, 繰り返し載荷回数を求める.

5・2 実験のグループ分け

グループを 2 つに分け, それぞれに対して実験を行い, 結果を考察する. これらのグループを表-2 に示す.

(1) グループ 1 (地盤種の違いによる影響)

5.1 節で述べた各地盤種ごとの違いによる影響を調べる. 解析において累積塑性ひずみが最も高かったものを選んだ. また, 地盤種ごとの最大せん断ひずみが同一振幅 70% になるように入力地震波を調節し実験を行う.

(2) グループ 2 (最大振幅の違いによる影響)

グループ 1 の中で最も高い累積塑性ひずみ 507% をもつ地盤種 (II-1) を選び, 最大振幅の最大せん断ひずみが 50%, 70%, 80% になるように入力地震波の振幅を調節して実験を行う.

表-2 実験計画 (グループ分け)

グループ	名前	地震波	せん断力 (kN)	最大振幅 γ (%)	累積塑性ひずみ $\sum \gamma_p$ (%)
1	W01-70	I-1	1600	70	445
	W02-70	II-1	2600		507
	W03-70	III-2	2600		251
2	W02-50	II-1	2600	50	362
	W02-70	II-1	2600	70	507
	W02-80	II-1	2600	80	580

5・3 履歴曲線

グループ 1 およびグループ 2 の実験結果から得られた履歴曲線のうち 1 回目, および 2 回目をそれぞれ図-15 および図-16 に示す. また W02-70 の供試体はどちらのグループにも属するため図-15 においては省略する. 1 回目の載荷では解析値と実験値の荷重に多少の差が生じていたが, 2 回目の載荷以降は解析値と実験値でほぼ一致した. よって静的漸増繰り返し実験の結果からモデル化は妥当であると思われる.

5・4 ピーク荷重履歴曲線と温度履歴曲線

(1) ピーク荷重履歴曲線

1 回の実験ごとの最大荷重をここではピーク荷重と呼ぶ. ピーク荷重曲線は地震応答の回数に対するピーク荷重の変化である. グループ 1 のピーク荷重を図-17 に, グループ 2 を図-18 に示す.

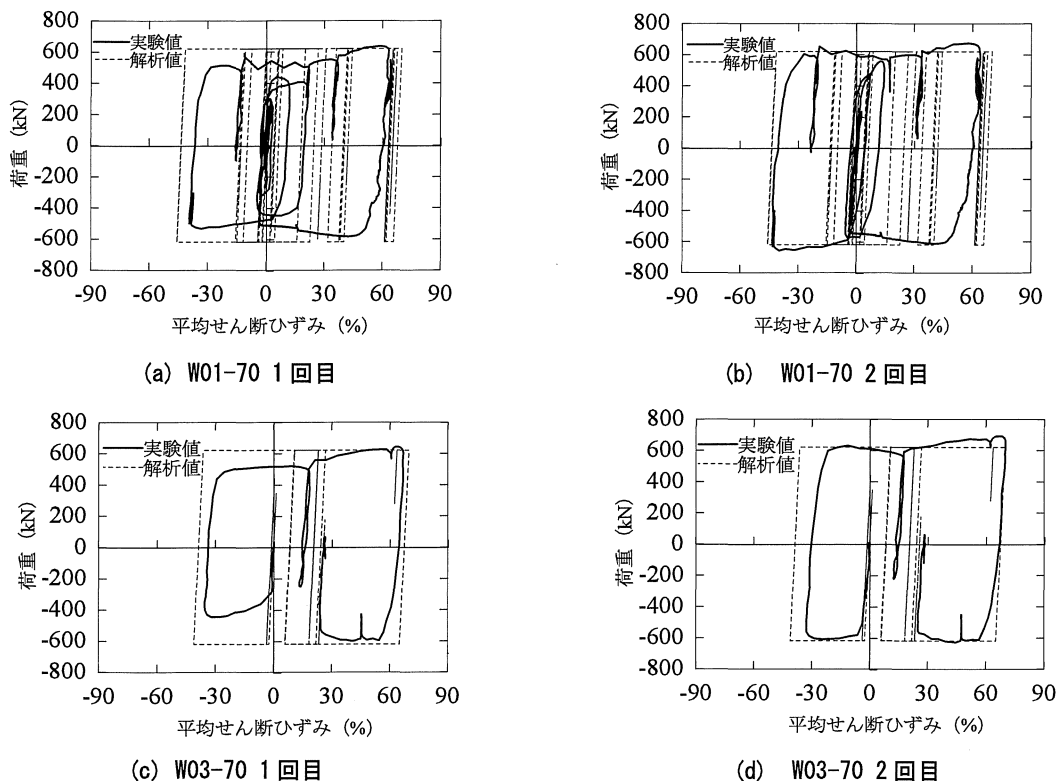


図-15 グループ 1 の履歴曲線

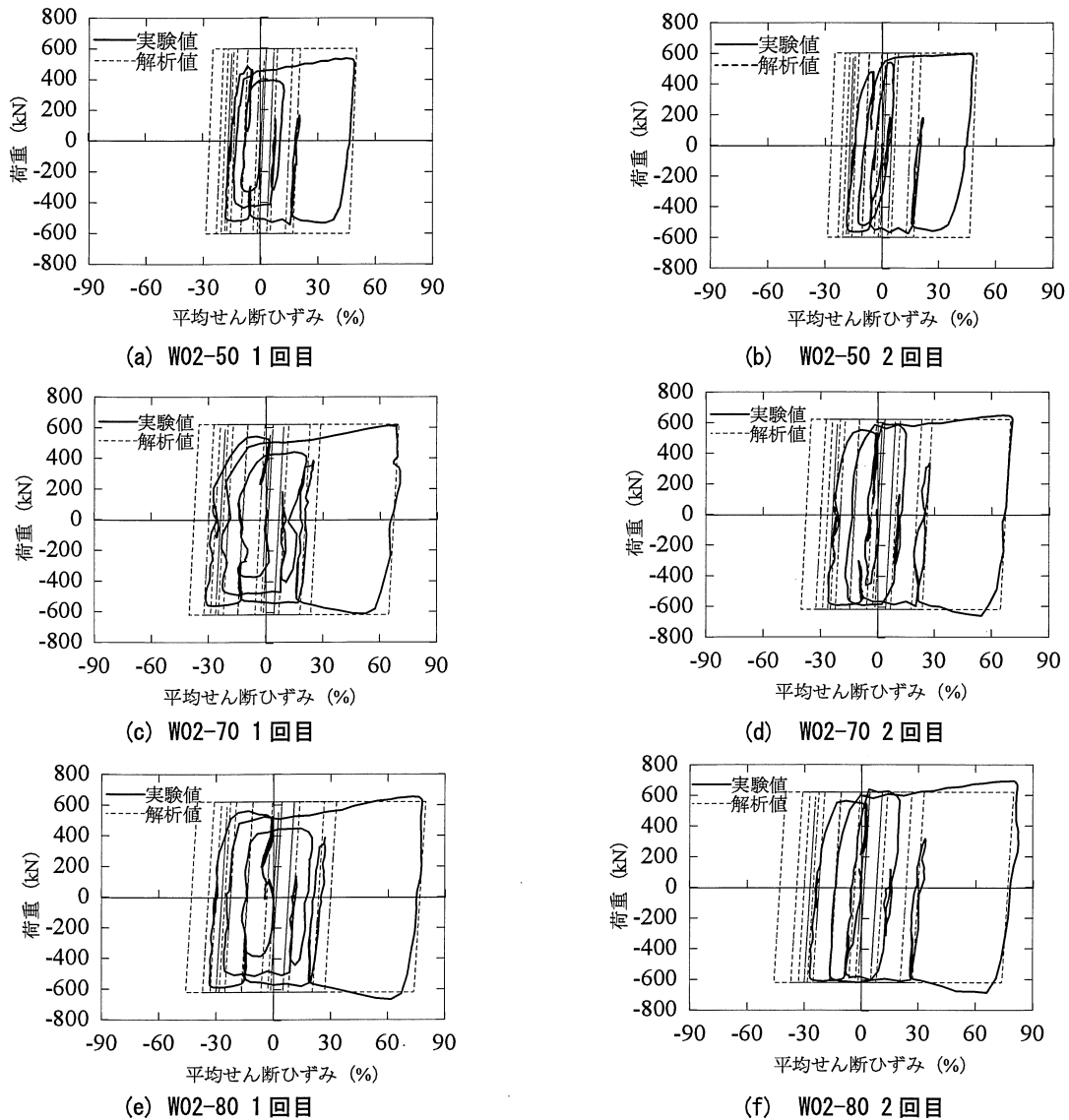


図-16 グループ2の履歴曲線

グループ1,2いずれも荷重をかけ始めた1回目の地震応答で、荷重が徐々に増加している。しかし、その後の地震応答ではほぼ一定の荷重値を保っている。これは一定振幅実験の静的載荷のピーク荷重履歴と同じ傾向である。しかし、一定振幅実験ではパネル表面温度は600℃程度上昇したが、地震動応答変位履歴実験ではパネル表面温度は最大でも120℃程度しか上昇せず、ピーク荷重の結果から、パネルの摩擦による材質の軟化は起きず、荷重低下の影響は大きくなかった。

5・5 累積塑性ひずみ

各試験体の荷重-せん断ひずみ履歴曲線から得られた累積塑性ひずみを図-19に示す。

グループ1では地盤種によって累積塑性ひずみに差が生じた。これは各供試体では正側に相当する最大変位を70

%に調整してあるが、負側に相当する最大変位にはバラツキおよび、地盤種ごとに波の繰返し回数に差があるためと考えられる。

グループ2では最大振幅が大きくなるにつれて、累積塑性ひずみも大きくなった。これは最大振幅が大きくなることによる劣化が起きたためである。W02-50の累積塑性ひずみは1848%であり、一定振幅実験で得られた累積塑性ひずみは、本ダンパーの限界値である1800%にほぼ一致した。

5・6 累積エネルギー吸収量

各供試体の荷重-平均せん断ひずみ履歴曲線から得られた累積エネルギー吸収量を図-20に示す。

グループ1, グループ2共に累積塑性ひずみと同じ傾向が見られた。

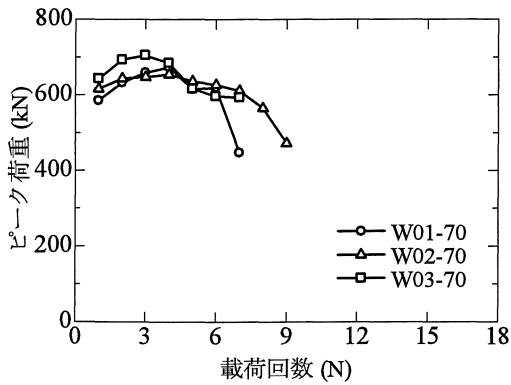


図-17 グループ1のピーク荷重

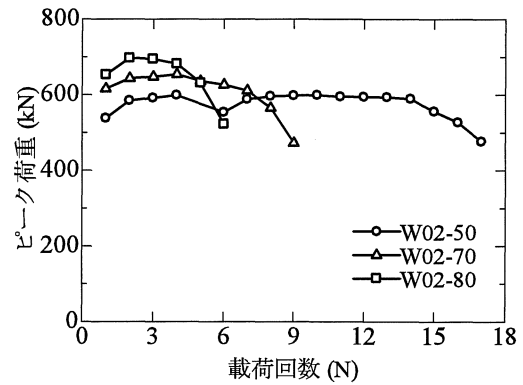


図-18 グループ2のピーク荷重

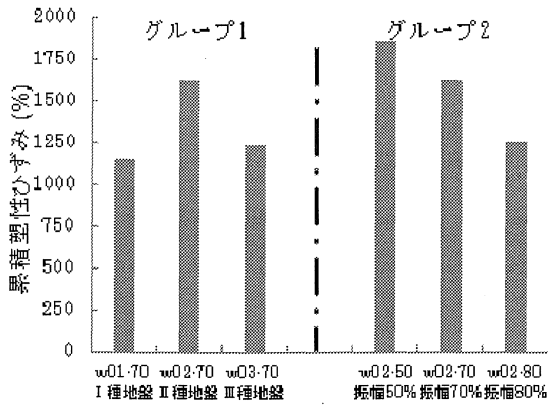


図-19 累積塑性ひずみ

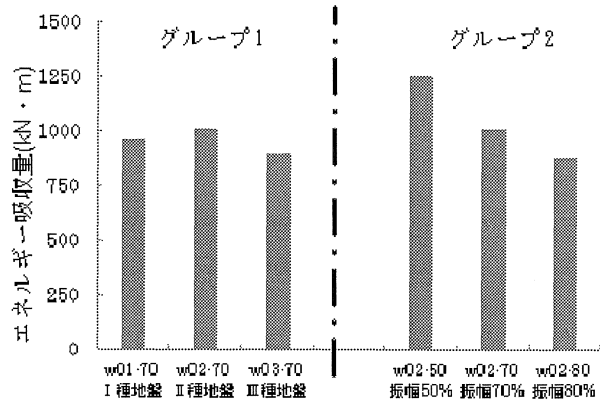


図-20 累積エネルギー吸収量

5・7 載荷回数

各供試体の載荷回数を表-3に示す。全ての供試体で5回以上の載荷に耐えることができた。グループ1では累積塑性ひずみの結果と同様、負側に相当する最大変位にはバラツキおよび、地盤種ごとに波の繰返し回数に差があるためと考えられる。グループ2では最大振幅が大きくなるにつれて載荷回数が低下した。これは、ダンパーへ与える正負最大振幅の大きさに大きく影響し、損傷を受けると考えられる。

表-3 載荷回数

グループ	地震波	載荷回数	1回の地震の破壊度 D=1/N
1	W01-70	6	0.17
	W02-70	8	0.13
	W03-70	7	0.14
2	W02-50	16	0.06
	W02-70	8	0.13
	W02-80	5	0.20

5・8 Miner 則による破壊度の検討

地震波などのランダム波に対しての疲労寿命の評価として Miner 則を用い、次式(1)、(2)から1回の地震波に対して破壊度を算出し、照査を行う。破壊度 D が1に達した時、ダンパーは破壊すると考える。

$$D_i = n_i / N_i \dots (1)$$

$$D = \sum D_i \dots (2)$$

D_i =破壊度 n_i =振幅 γ_i の回数 N_i =疲労サイクル数である。

一定振幅実験から得られた3つの疲労式から破壊度の計算をした。ダンパーの破壊となる $D=1.0$ を地震動応答履歴実験から得られた載荷回数で割ることによって1回の地震動に対する破壊度を算出した。これを実験値(表-2参照)とし、疲労式による結果と比較したものを図-21に示す。実験値と疲労式から得られた理論値を比較した結果、疲労式から得られた破壊度は実験値とどれもほぼ一致する結果が得られたが、W02-50, W02-70では、疲労式で推定した破壊度よりも実構造物で生じるであろう実験値で得た破壊度が下回り、安全側に評価することができ

た。しかし、W01-70, W03-70 および、W02-80 では、疲労式による破壊度の推定値は実験値よりも下回っており、危険側に評価してしまう可能性がある。よって Miner 則を用いた破壊度の検討を行う場合には ST(静的実験)で評価することはできず、D05(動の実験)から得られた疲労式で評価する必要がある。

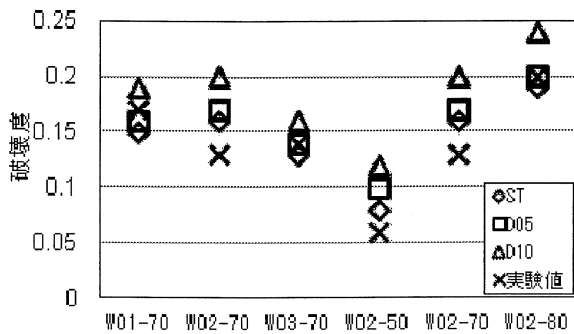


図-21 破壊度の検討

6. 結論

本研究は高変形性能を有する極軟鋼せん断パネルダンパーを用いて、静的および動的一定振幅実験と、橋梁の適応性に着目し、耐震性能を調べたものである。解析および実験によって得られた結論は以下のようにまとめられる。

- 1) 一定振幅実験において、荷重-せん断ひずみ履歴曲線の各サイクルのピーク荷重は、静的荷重では一定値を保ったのに対し、動的荷重では繰り返しとともに直線的に低下した。これはパネルが摩擦により発熱し、剛性が徐々に低下したためと思われる。また、初めの2, 3サイクルで達する最大荷重は動的荷重の方が20%程度大きくなった。
- 2) 静的および動的一定振幅実験において、本パネルダンパーの疲労損傷度の限界累積塑性ひずみで約1800%となった。
- 3) 静的および動的一定振幅実験において、せん断ひずみ振幅と繰り返し回数との間に Manson-Coffin 則の関係から3つの疲労式を導くことができた。
- 4) 想定地震動を入力した解析結果では、固定支承で安

全性を満足することができなかった橋梁に対して極軟鋼せん断パネルダンパーを設置したことによって安全性を確保することができた。

- 5) 地震動応答履歴実験では、最も厳しい条件として与えた最大振幅せん断ひずみ 80%に調整したレベル II 地震動に対して、載荷回数は5回まで耐えることができた。
- 6) 疲労性能の照査では、累積塑性ひずみで評価した場合、限界累積塑性ひずみだけでは判断できず、平均ひずみ振幅の影響が大きい。
- 7) 疲労式を用いた Miner 則で評価した場合、ST(静的実験)から得られた疲労式で評価を行うと、破壊度を危険に評価してしまう場合がある。よって D05(動の実験)から得られた疲労式で破壊度を評価する必要がある。

参考文献

- 1) 川島一彦：兵庫県南部地震と今後の耐震設計，特集最新の耐震設計と施工例，土木技術，52巻2号，1997年2月
- 2) 山本亮明，青木徹彦，鈴木森晶：基部に極軟鋼を用いた鋼製橋脚の耐震性能に関する研究，愛知工業大学“研究報告”No. 40(2005)
- 3) 日本免震構造協会：免震積層ゴム入門，平成9年9月1日 第1版第一刷発行
- 4) 張超鋒，青木徹彦：高変形性能を有する極軟鋼せん断パネルダンパーの開発，鋼構造論文集，第18巻第72号，2011年12月
- 5) 橋の動的耐震設計マニュアルー動的解析および耐震設計の基礎と応用 - 財団法人 土木研究センター，平成18年5月
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，2003年3月