

Title 曲げ加工された鋼板を用いた免震構造用履歴 パーに関する基礎研究			
Author(s) 畑中, 祐紀			
Citation 大阪大学, 2020, 博士論文			
Version Type	VoR		
URL	https://doi.org/10.18910/76579		
rights			
Note			

# Osaka University Knowledge Archive : OUKA

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

Osaka University

# 博士学位論文

曲げ加工された鋼板を用いた免震構造用 履歴型ダンパーに関する基礎研究

畑中祐紀

2019年12月

大阪大学大学院工学研究科

目次

#### 第1章 序論

1.1	研究背景と目的	1
1.2	ダンパーの要求性能	2
1.3	既往の研究	4
1.4	本論の構成	9

# 第2章 曲げ鋼板ダンパーの繰返し水平加力実験

2.1	序		13
2.2	実験計画		
	2.2.1	試験体および機械的性質	13
	2.2.2	載荷方法および計測計画	15
2.3	実験結果		
	2.3.1	荷重–変形関係	16
	2.3.2	降伏耐力・初期剛性	18
	2.3.3	耐力劣化要因	20
	2.3.4	実験変数が耐力–累積変形量関係に及ぼす影響	22

24

27

41

2.4 結

#### 第3章 曲げ鋼板ダンパーの力学性状に関する解析的検討

2.3.5 繰返し変形性能

3.1	序		29
3.2	実験結果0	D追跡およびボルト孔の影響	
	3.2.1	解析モデル	29
	3.2.2	荷重–変形関係	30
	3.2.3	繰返し変形性能と相当塑性歪との関係	31
3.3	鋼板形状0	D影響	
	3.3.1	解析モデルおよび鋼板形状一覧	33
	3.3.2	荷重–変形関係	34
	3.3.3	降伏耐力・初期剛性	35
	3.3.4	相当塑性歪に関する考察	37
3.4	結		38

## 第4章 曲げ鋼板ダンパーの復元力モデルおよび

#### 鋼板形状がダンパー付き免震建物の地震応答性状に及ぼす影響

- 4.1 序
- 4.2 ダンパーの復元力モデル

	4.2.1	ダンパーの復元力特性	41
	4.2.2	ダンパーの復元力モデル	42
4.3	地震応答解	释析	
	4.3.1	解析概要	44
	4.3.2	復元力特性の影響	45
	4.3.3	鋼板形状が地震応答性状に及ぼす影響	47
	4.3.4	多数回繰返し変形の影響	53
4.4	結		56

5.1	序		59
5.2	水平2方向	句を想定したダンパー復元力モデル	
	5.2.1	ダンパーの復元力モデル	60
	5.2.2	ダンパーの復元力モデルの妥当性	62
	5.2.3	復元カモデルの違いが地震応答性状に及ぼす影響	65
5.3	地震応答解	释析	66
	5.3.1	解析概要	67
	5.3.2	水平2方向入力時の地震応答性状	68
	5.3.3	水平2方向入力時の累積損傷度に関する考察	70
5.4	捩れ変形な	·ダンパーの力学性状に及ぼす影響	
	5.4.1	解析概要	73
	5.4.2	荷重–変形関係	73
	5.4.3	相当塑性歪に関する考察	75
5.5	結		77

# 第6章 曲げ鋼板ダンパーを適用した免震建物の応答予測法と累積損傷度

	6.1	序	79
	6.2	曲げ鋼板ダンパーを適用した免震建物の応答予測法	
		6.2.1 鋼板形状がダンパーの力学性状に及ぼす影響	79
		6.2.2 曲げ鋼板ダンパーを適用した免震建物の応答予測法	81
	6.3	曲げ鋼板ダンパーの累積損傷度に関する考察	82
	6.4	今後の課題	84
	6.5	結合的主要的主要的主要的主要的主要的主要的主要的主要的主要的主要的主要的主要的主要的	85
第7章	結論		87
付録タ	ンパ-	ーの全塑性耐力の算定方法に関する考察	91
本論文に	関連す	する発表論文	95

97

## 第1章 序論

#### **1.1** 研究背景と目的

免震構造は、基礎と上部構造との間に免震層を設けて、地震動から上部構造を絶縁しようとする構造である。免震層には建物重量を支持しつつ復元力を持つアイソレータと地震エネルギーを吸収する 免震構造用ダンパーが設置される。図 1.1.1 のように免震構造用ダンパーは履歴型、流体型、粘弾性型に分類することができる<sup>1.1)</sup>。履歴型としては材料の塑性変形を利用した鋼材ダンパー、鉛ダンパー、 摩擦力を利用した摩擦ダンパーがある。鋼材ダンパーは、その他のダンパーと比べて 1) コンパクト、 2) 速度依存性が少ない、3) 安価、4) 安定した履歴性状という利点を持ち、本研究では鋼材ダンパー に着目する。鋼材ダンパーには、以下のような免震構造用特有の機能<sup>1.1)</sup>が必要であり、そのために 種々の形状のダンパーが検討されている<sup>例えば1.2)~1.4</sup>.

- 水平方向の大変形に追随できること(水平方向の大変形に伴う鉛直方向の伸びに対応できること).
- ・ 地震時の繰返し変形によって疲労破断しないこと.
- ・ 平面内全方向の変形に追随できること.

上記に加え,免震建物に大振幅多数回繰返し振動を有する長周期地震動が加わる可能性がある.この ことから,免震構造用ダンパーには設計外力で想定した以上のエネルギー吸収量が必要とされている <sup>例えば1.5>-1.8)</sup>.また,免震構造用ダンパーには水平2方向の変形に伴い,部材自身に捩れ変形が生じ,繰 返し変形性能が低下することが指摘されている<sup>例えば1.9>-1.13)</sup>.このようなことから,本研究では高い繰 返し変形性能を有し,さらに捩れ変形が生じにくい免震構造用ダンパーを提案する.

図 1.1.2 に提案する曲げ加工された鋼板を用いた免震構造用履歴型ダンパー(以下,曲げ鋼板ダンパー)の組立図を示す.曲げ鋼板ダンパーは 4 枚の曲げ加工された同一形状の鋼板を十字形に重ねて 構成し,さらに図 1.1.2 のように上下端の円形プレートを介して免震層に接続する.これは載荷方向 の影響を小さくするためである.曲げ鋼板ダンパーの主な特徴は以下のようにまとめられる.



図 1.1.1 免震構造用ダンパーの分類



- ・ 鋼板の全幅で塑性変形するため、比較的薄い板でも耐力が大きくなる.
- ・ 比較的薄い板を冷間曲げ加工するため、加工性に優れる.
- ・ 曲げ加工された鋼板は鉛直方向のばね剛性(図 1.1.2 の鉛直方向から力を受けた場合の剛性)が 小さく伸びやすいため、水平方向の大変形に伴う鉛直方向の伸びに対応可能である.
- ・ 鋼板の面方向の剛性が高く,部材自身に捩れ変形を生じにくい.そのため,水平2方向変形に伴う捩れ変形が繰返し変形性能に及ぼす悪影響をうけにくい.
- ・ 過大変形時にダンパーには張力場が形成され,耐力が上昇することから,過大変形を抑制する効 果が期待される.

曲げ鋼板ダンパーを実用に供するためには幅広い検討(例えば実大動的試験,2方向加力試験,限 界変形の把握など)を行う必要がある。本論では先ず基礎検討として,曲げ鋼板ダンパーの鋼板形状 が力学性状・地震応答性状に及ぼす影響を把握する。ついで,水平2方向入力がダンパーの力学性状 に及ぼす影響を明らかにする。

#### 1.2 ダンパーの要求性能

本節ではダンパーに要求される性能として最大変形  $d_{max}$  および累積塑性変形量 $\Sigma d_p$  に着目して、その概算値を算定する.算定には、文献 1.14)、1.15)に基づいてエネルギーの釣合いに基づく応答予測法を用いる.エネルギーの釣合いでは、構造物系の吸収するエネルギーの総和が地震入力エネルギーEと等しいとする.本節では単純化のため、免震層は図 1.2.1 に示される 1)弾性の復元力特性を持つアイソレータと 2)完全弾塑性の復元力特性を持つ鋼材ダンパーのみで構成されるとする.このとき、系の吸収するエネルギーの総和 E は、アイソレータの弾性歪エネルギー $fW_e$ と鋼材ダンパーの履歴減衰エネルギー $sW_d$ の和となり、エネルギーの釣合いは式(1.2.1)となる.ただし、上部構造は免震層と比較して相対的に剛体とみなすことができ、上部構造の吸収するエネルギーは小さいことから無視している.

 ${}_fW_e + {}_sW_d = E \tag{1.2.1}$ 

ここで, *E* は建物質量 *M* で基準化され,式(1.2.2)のようにエネルギーの等価速度 *V*<sub>E</sub> に変換して表示 されることが多い.

 $V_E = \sqrt{\frac{2E}{M}} \tag{1.2.2}$ 

なお、レベル 2 程度の地震動では、 $V_E$ の値は地盤種別ごとに、第1種: $V_E = 120$  cm/s、第2種: $V_E = 150$  cm/s、第3種: $V_E = 200$  cm/s とする<sup>1.14</sup>.

式(1.2.1)の左辺は、図 1.2.1 の復元力特性を対象として灰色部分で示される. アイソレータの剛性



を $k_f$ ,最大負担せん断力を $_fQ_m$ とする.また、鋼材ダンパーの弾性剛性を $k_s$ ,最大負担せん断力(降 伏耐力)を $_sQ_y$ とする.さらに、免震層全体の最大せん断力を $Q_{iso}$ ,最大変形を $d_{max}$ とする.このと き、アイソレータの弾性歪エネルギー $_fW_e$ ,鋼材ダンパーの履歴減衰エネルギー $_sW_d$ は式(1.2.3), (1.2.4)で算定される.

$$fW_e = \frac{1}{2} \cdot fQ_m \cdot d_{\max}$$

$$sW_d = 4 \cdot sn \cdot sQ_y \cdot d_{\max}$$
(1.2.3)
(1.2.4)

 $_{s}W_{d} = 4 \cdot _{s}n \cdot _{s}Q_{y} \cdot d_{\max}$  (1.2.4) ただし、 $_{s}n$  は等価繰返し係数であり、ダンパーが吸収したエネルギーを最大変形 $d_{\max}$ 時の1サイクル に描く履歴ループの何ループ分に相当するかを示す数値である。文献 1.15)によると免震周期  $T_{f}$ が 5 秒以下の時、 $_{s}n = 2$ とすることで $d_{\max}$ を安全側に評価することが可能である。このことから本節では  $_{s}n = 2$ とする。なお、継続時間の長い長周期地震動では $_{s}n = 4$ とすることで適切に評価することも示 されている <sup>1.16</sup>.

免震層全体,アイソレータ,鋼材ダンパーの最大せん断力係数(ベースシア係数) α<sub>1</sub>, α<sub>6</sub>, α<sub>8</sub> は式 (1.2.5) ~ (1.2.7)で算定される.ただし,gは重力加速度である.

$$\alpha_1 = \frac{Q_{\rm iso}}{Mg}$$
(1.2.5)  

$$\alpha_f = \frac{fQ_m}{Mg}$$
(1.2.6)  

$$\alpha_s = \frac{sQ_y}{Mg}$$
(1.2.7)

また,免震周期 T<sub>f</sub>はアイソレータの剛性 k<sub>f</sub>を用いて式(1.2.8)で算定される.

1

$$T_f = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k_f}} \tag{1.2.8}$$

以上,式(1.2.1)に式(1.2.3),(1.2.4)を代入して整理することで,免震層の最大せん断力係数 $\alpha_1$ と最大変形  $d_{\max}$ は, $T_f$ と  $V_E$ を用いて式(1.2.9),(1.2.10)で算定される.

$$\alpha_1 = -4 \cdot {}_s n \cdot \alpha_s + \sqrt{(4 \cdot {}_s n \cdot \alpha_s)^2 + (\frac{2\pi \cdot V_E}{T_f \cdot g})^2} + \alpha_s \tag{1.2.9}$$

$$d_{\max} = -_{s} n \cdot \alpha_{s} \cdot (\frac{T_{f}}{\pi})^{2} \cdot g + \sqrt{(_{s} n \cdot \alpha_{s})^{2} \cdot (\frac{T_{f}}{\pi})^{4} \cdot g^{2} + (\frac{T_{f} \cdot V_{E}}{2\pi})^{2}}$$
(1.2.10)

図 1.2.2 に式(1.2.9), (1.2.10)で算定した $\alpha_1$ ,  $d_{max} \in T_f$ ,  $\alpha_s$  ごとに示す.なお,第2種地盤を想定して  $V_E = 150$ cm/s として算定している.図 1.2.2 より $\alpha_1$ ,  $d_{max}$  は $T_f$ ,  $\alpha_s$  によって変化し, $T_f$  ごとに $\alpha_1$  が最 小となる $\alpha_s$  が存在する.また, $d_{max}$  は $\alpha_s$  が増大すると小さくなる.このことから, $\alpha_1$ ,  $d_{max}$  を考慮し て適切に $T_f$ ,  $\alpha_s$  を設定する必要がある.免震層は $T_f = 4.0$ s,  $\alpha_s = 0.03 \sim 0.06$  として設計されることが 多い.このとき, $d_{max}$  は 230 ~ 400mm となり, $\alpha_1$  も最小値に近くなる.

次に、地震入力エネルギーE が鋼材ダンパーですべて吸収されると考えた時、累積塑性変形量Σdp



3



は式(1.2.11)で算定する 1.1).

$$\Sigma d_p = \frac{V_E^2}{2q\alpha_s}$$

(1.2.11)

図 1.2.3 に式(1.2.11)で算定した $\Sigma d_p$  と  $V_E$  との関係を示す.図 1.2.3 より $\alpha_s$ の増加は、 $\Sigma d_p$ の減少に 大きく関係し、 $\alpha_s$ を 0.04 以上とすることで $\Sigma d_p$ が大幅に減少する. $V_E$  = 150cm/s,  $\alpha_s$  = 0.04 の時、  $\Sigma d_p$  は約 2.87m となる.一方、長周期地震動は、従来の標準波・告示波に比べて継続時間が長く、地 震入力エネルギーE が大きくなる。長周期地震動が作用する場合の応答を、建築年代別の変遷などを 考慮して検討した文献 1.16)によると、 $d_{max}$ は 500~600mm 程度、累積変形量 $\Sigma d$ は 20~30m 程度に なると推定されている。これらの検討を受けて、文献 1.5)~1.8)では  $d_{max}$ を 100、200、400mm の 3 水 準とし、 $\Sigma d$ を 50m となるように繰返し回数を設定している。よって、本論での実験振幅は 100、 200mm(2 倍スケールで 200、400mm)とする。

#### 1.3 既往の研究

免震構造用の履歴型ダンパーとして、図 1.1.1 に示すように鋼材ダンパー、鉛ダンパー、摩擦ダン パーが開発されている. 鋼材ダンパーは、鋼材の塑性変形を利用してエネルギー吸収する部材である. 過去には螺旋状に成形した鋼棒 4本1組からなるループ状鋼棒ダンパー<sup>例えば1.3),1.4)</sup>の使用例が多かった が、現在では U 字形ダンパー<sup>例えば1.2)</sup>が主流である.また、鉛ダンパーは円形状などに加工した鉛の塑 性変形を利用したものである.鋼材に比べて早期に降伏を促すことができ、比較的小変形時から減衰 性能を発揮することが可能である.上記の U 字形ダンパーおよび鉛ダンパーではさまざまな研究が進 んでおり、基本的な力学性状が明らかにされている.

また,免震建物に大振幅多数回繰返し振動を有する長周期地震動が加わる可能性があることから, 近年では免震部材に及ぼす長周期地震動の影響が検討されており,ダンパーにおいて損傷度が大きく なり,破断まで余裕のないケースが確認されている<sup>@ktf1.5,116</sup>.一方で,免震層に過大変形が生じる 可能性もあり,これに対してはダンパー増設や変形抑制用のストッパーを設置することが考えられて いる.文献 1.16)ではダンパー増設によって免震層変形などが効果的に減少するものの,建物の特性 によっては免震効果が低下して建物頂部の加速度応答が増大する可能性を指摘している.また,免震 建物が擁壁に衝突すると,上部構造にはパルス的な加速度が発生する.この対策として過大変形時に 減衰性能を発揮するフェイルセーフ機構が研究されている<sup>@ktf1.17,-1.21</sup>.以下では上記の研究状況から, 曲げ鋼板ダンパーの検討において参考となる研究例を示す. ○ U字形ダンパーに関する研究

図 1.3.1 に U 字形ダンパーの形状を示す. U 字形ダンパーにはさまざまなサイズが供されており, いずれも相似的な形状を有する. このため,サイズの異なる U 字形ダンパーを統一的に評価するため, 水平変形 d を高さ h で除した平均せん断変形角 y によって疲労曲線が導かれている<sup>1.1),1.2)</sup>.式(1.3.1)~ (1.3.3)に載荷方向ごとの U 字形ダンパーの疲労曲線<sup>1.1)</sup>,図 1.3.2 に図示された疲労曲線を示す. 載荷 方向の定義は図 1.3.1 に示す. なお,実大動的載荷実験においても U 字形ダンパーの相似則は概ね成 立することが確認されている<sup>1.22)</sup>.

0°方向:	$\gamma = 2370 N^{-0.66}$	$(20.0\% \le \gamma \le 500.0\%)$	(1.3.1)
45°方向:	$\gamma = 2535 N^{-0.55}$	$(20.0\% \le \gamma \le 253.5\%)$	(1.3.2)
	$\gamma = 664 N^{-0.23}$	$(253.5\% \le \gamma \le 500.0\%)$	(1.3.3)

表 1.3.1 に代表的な U 字形ダンパーの諸量と,水平変形 d = 200, 400mm の時の繰返し回数 N を示 す. また, N が 20 回程度, 5 回程度となる時の d も併せて示す. これらの算定には式(1.3.1)~(1.3.3) の最小値を用いる.なお, N が 5 回程度となる時の d を「限界変形」と称している.

実際の免震層にはランダムな振幅が入力される. U字形ダンパーでは(1.3.4)式の Miner 則によって 累積損傷度を評価する.

 $D = \sum_{i=1}^{n} \frac{1}{N_i}$ 

(1.3.4)

文献 1.7), 1.22)の実験結果に対して累積損傷度を評価したとき,破断時の累積損傷度は 90°方向で 1.82, 0°方向で 1.05~1.29 となり,Miner 則は概ね成立する.なお,多数回繰返し変形によって耐力は徐々に低下する.U字形ダンパーでは,破断直前までにエネルギー吸収量 *E*<sub>i</sub>は第1サイクルのエネルギー吸収量 *E*<sub>1</sub>の 0.7~0.8 倍程度となる<sup>1.5), 1.7).</sup>

文献 1.9), 1.10)では U 字形ダンパーの水平 2 方向特性が検討されている. 文献 1.9)では, U 字形ダンパーに対して水平 2 方向の強制変位を与えており,その載荷履歴として 1)正円履歴,2)楕円履歴, 3)放射状履歴を採用している(図 1.3.3 参照). 正円履歴,楕円履歴では水平 2 方向変形に伴い,部材 自身に捩れ変形が生じ,繰返し変形性能が低下する.式(1.3.5)は捩れ変形の指標として定義されてい



	寸法 (mm) ダンパー		降伏荷重	降伏荷重 一次剛性 二次剛性		繰返し	回数 N	水平変形	$\not d$ (mm)	
t	l	h	本数	(kN)	(kN	[/m)	d = 200mm	d = 400mm	N = 20	N = 5
20	415.5	991	4	112	5,920	100	55	19	222	450
20	415.5	201	8	224	11,800	200	00	10	320	409
40	601 5	225	4	232	8,320	232	0.9	29	550	769
40	001.5	555	8	464	16,600	464	92	52	550	100
55	815	454	4	432	11,600	432	145	51	745	1,041

菾	131	U 字形ダンパーの諸量
1	T.O.T	



る,捩れ影響指標  $J_f$ である. $J_f$ は実験的に導かれた指標であり、図 1.3.4 のように平均せん断変形角の3 乗と回転角の積で表される.

 $J_f = \sum_{i=1}^n (\gamma_i \cdot \gamma_{i+1} \cdot \frac{\gamma_i + \gamma_{i+1}}{2} \cdot |\Delta \varphi_i|) \tag{1.3.5}$ 

このとき,捩れ変形による繰返し変形性能の低下を含めた累積損傷度  $D_2$ は式(1.3.6)~(1.3.8)で示される. 図 1.3.5 には  $D_2$ と  $J_f$ の関係を示す.  $J_f$ が大きい時,  $D_2$ は 0.4 まで低減されることが分かる.

$$D_{2} = 1.0 \qquad (0.0 \le J_{f} < 15.0) \qquad (1.3.6)$$

$$D_{2} = 1.6 - 0.04J_{f} \qquad (15.0 \le J_{f} < 30.0) \qquad (1.3.7)$$

$$D_{2} = 0.4 \qquad (30.0 \le J_{f}) \qquad (1.3.8)$$

文献 1.11)では MSS モデル <sup>1.23)</sup>を用いて U 字形ダンパーの復元力特性を作成しており,水平 2 方向の地震応答解析から累積損傷度 D<sup>2</sup> を検討している。D<sup>2</sup> は式(1.3.9)で算定される。ただし,Dの左下添字 x, y は x, y 方向のダンパー (図 1.3.3 参照),右下添字 0°,90°は損傷度の算定に用いる 0°,90°方向の疲労曲線である。

$$D'_{2} = \operatorname{Max}(_{x}D_{0^{\circ}} +_{x}D_{90^{\circ}},_{y}D_{0^{\circ}} +_{y}D_{90^{\circ}})$$
(1.3.9)

つまり、D<sup>2</sup>は2方向の損傷を足し合わせることで算定する.最終的には、式(1.3.6)~(1.3.8)のように J<sub>f</sub>に応じた損傷度低減を考慮した累積損傷度と比較することで、ダンパーの破断を判定する.以上よ り、U字形ダンパーでは水平2方向では水平1方向と比べて、1) 直交方向の損傷を考慮する必要があ り、2) 捩れ変形による損傷限界が低下する可能性が指摘されている.

○ 鉛ダンパーに関する研究

鉛ダンパー<sup>(例えば 1.24)</sup>は鉛鋳造体の直径が 180mm の U180 型, 260mm (一部 240mm) の U2426 型 があり, U2426 型が使用されることが多い <sup>1.1)</sup>. なお, 両者とも高さは 924mm である. 図 1.3.6 に鉛 ダンパーの形状を示す. ここで, たるみ部分に平行な方向を P 方向, 直交な方向を O 方向としてい



図 1.3.6 鉛ダンパーの形状(U2426型)<sup>1.1)</sup>

表 1.3.2	鉛ダン	パーの諸量
---------	-----	-------

内针	寸法 (mm)	)	降伏荷重	一次剛性 二次剛性		繰返し回数 N		
石竹	鉛鋳造体 直径	高さ	(kN)	(kN/m)		d = 200mm	d = 400mm	
U180	$\phi 180$	0.9.0	90	12,000	0	00	24	
U2426	$\phi 260~(\phi 240)$	926	220	30,000	0	86		



る. 文献 1.25)では、ダンパー種類によらず P 方向に対する鉛ダンパーの破断時までの疲労曲線を式 (1.3.10)で導いている.

 $d = 2269 N^{-0.545}$ 

(1.3.10)

表 1.3.2 に鉛ダンパーの諸量,水平変形 d = 200, 400mm の時の繰返し回数 N を示す. 算定には式 (1.3.10)を用いる. 表 1.3.2 より鉛ダンパーは二次剛性が 0 であり,完全弾塑性型に近い履歴性状を有 する. また,鉛ダンパーも,U字形ダンパーと同様 Miner 則によって疲労特性を評価することが可能 である <sup>1.1)</sup>.

鉛ダンパーは、U字形ダンパーと比べて多数回繰返し変形による耐力低下が顕著である<sup>1.5</sup>. この変 化は、鉛の発熱による特性変化および鉛の形状変化によるものである. 文献 1.26)では時刻歴応答解 析における多数回繰返し変形による耐力低下の影響を考慮した復元力モデルを提案している. 図 1.3.7 に鉛ダンパーの降伏荷重低下率を示す. 図 1.3.7 のように、降伏荷重低下率はエネルギー吸収量 ΣE によって規定される. 文献 1.26)で提案される復元力モデルは、時々刻々耐力低下を考慮している

(以下,詳細法).一方,文献 1.5)では,降伏荷重低下率を簡易的に評価する方法(以下,簡易法,図 1.3.8 参照)が示されている。簡易法は,繰返し依存性を考慮しない地震応答解析を実施した後,その応答結果(最大変形と解析終了時のダンパーのエネルギー吸収量)により初期から一律に降伏荷



重を低減し,再度地震応答解析を実施するものである。簡易法による免震層の最大変形は,詳細法の 結果と比較して-1 ~ +19%の誤差となる。また,簡易法による最大絶対加速度は,詳細法の結果に対 して入力地震動により大小関係が異なるものの,それぞれ近い値となる。簡易法による累積損傷度は, 詳細法の結果より大きくなり,その誤差は18%以内となる。

鉛ダンパーは鋼材ダンパーと異なり振動数依存性が認められ,振動数が高いほどエネルギー吸収量が大きくなる.また,温度依存性は式(1.3.11)で表され,気温 10℃あたり 1 サイクルのエネルギー吸収量は約 3.5%変化する <sup>1.1</sup>.

R = -0.35T + 107

(1.3.11)

ここで, *R*:1サイクルのエネルギー吸収量変化率(20℃基準)(%), *T*:試験時の雰囲気温度(℃)である.

文献 1.12), 1.13)では鉛ダンパーの水平 2 方向特性が検討されている. 文献 1.12), 1.13)では, 鉛ダ ンパーに対して水平 2 方向の強制変位を与えており,その載荷履歴として文献 1.9)を参考に,正円履 歴,楕円履歴を採用している. 文献 1.13)では水平 2 方向時の累積損傷度 *D*₂ が示されており,式 (1.3.12)で算定される.

 $D_2 = \left(\frac{1}{xN_u} + \frac{1}{yN_u}\right) \cdot {}_{0.5}N_u$ 

#### (1.3.12)

ここで、 $_xN_{u,y}N_u$ : x, y方向の破断回数 (式(1.3.10)で求める)、 $_{0.5}N_u$ : 後述する水平2方向の破断回数 である. x, y方向は試験体により異なるが、図 1.3.6 の P 方向または O 方向に該当する <sup>1.13</sup>. 図 1.3.9 に  $_{0.5}N_u$  と長径半径の関係を示す. ただし、点線は水平 1 方向の疲労曲線、実線は文献 1.13)で提案さ れている水平2 方向時の疲労曲線 (3 折れ線) である. 図 1.3.9 に示すように、 $_{0.5}N_u$  は載荷履歴や長 半径によって変化する. 載荷履歴が正円に近く、長半径が大きくなるほど  $_{0.5}N_u$  は低下する. 以上よ り、鉛ダンパーにおいても U 字形ダンパーと同様、水平2 方向時には繰返し変形性能が低下する可能 性がある.

○ フェイルセーフ機構に関する研究

文献 1.18)では、地震動の万一の過大入力に対して免震支承に代わって建物荷重を支持し、かつ摩 擦減衰機構を利用して免震層の変形を抑制するソフトランディング機構を提案している.この装置は、 積層ゴムの沈み込みを利用するものであり、免震層の水平変形が特定の変形 *d*<sub>e</sub>より大きくなると、建 物が装置に接地して、漸次増加する摩擦抵抗力より減衰力を得る.文献 1.19)では、図 1.3.10 のよう な復元力モデルをパラメトリック・スタディにより検討しており、適切な剛性を与えることで応答加 速度や応答変位が低減されることを示している.





図 1.3.10 ソフトランディングの復元力特性 図 1.3.11 フェ

図 1.3.11 フェイルセーフ機構の復元力特性

鋼材を用いたフェイルセーフ機構としては文献 1.20), 1.21)がある. 文献 1.20)におけるフェイルセ ーフ機構は円形鋼管(鉛直材)とH形鋼(水平材)から構成され,免震層が特定の変形において鉛直 材と衝突すると,水平材が塑性変形する. 文献 1.21)におけるフェイルセーフ機構は鋼棒(鉄筋)と 球面ナットから構成される. 鋼棒を鉛直方向に配置し,鉛直クリアランスを有して球面ナットを介し て免震層に接合する. 免震層が特定の変形より大きくなると鉛直クリアランスが消滅し,鋼棒に引張 力が作用する. 上記の機構はいずれも図 1.3.11 のように震層の水平変形が特定の変形 *de* より大きく なると,減衰力が得られる機構である. このような機構は応答変位を減少させるものの,急激な剛性 の変化を伴うため応答加速度の増大を惹起する. そのため,適切な復元力特性を設定する必要がある.

以上のように,既往の免震構造用ダンパーでは,繰返し変形性能から水平2方向特性までさまざま な研究が進んでいる.また,免震層の過大変形を抑制する機構も提案されている.このことから,曲 げ鋼板ダンパーについても繰返し変形性能を定量化し,水平2方向特性を把握する.また,長周期地 震動の影響の検証,張力場形成による変形抑制効果も検討する必要がある.

#### 1.4 本論の構成

本論は7章で構成されている、1章から7章は以下に示す内容となる、

第1章 「序論」

本論の研究背景・目的を示し、曲げ鋼板ダンパーを提案する.また、エネルギーの釣合いによって、免震層の最大変形および累積変形量を推定する.さらに、免震構造用ダンパーを対象とした既往の研究をまとめる.

第2章 「曲げ鋼板ダンパーの繰返し水平加力実験」

初期剛性・降伏耐力・繰返し変形性能などの力学性状に及ぼす曲げ鋼板ダンパーの鋼板形状の 影響を把握するため、繰返し水平加力実験を実施する.実験変数は、鋼板形状・載荷方向・載荷 振幅とする.

第3章 「曲げ鋼板ダンパーの力学性状に関する解析的検討」

2 章の実験結果を再現する FEM 解析モデルを構築する.構築された解析モデルを用いて,曲 げ鋼板ダンパーの端板四隅の仕様を検討する.また,実験で検討できなかった鋼板形状について

も検討を加える.なお、本章での検討は前述2章での鋼板形状(実験変数)の選定にも関係する. 第4章 「曲げ鋼板ダンパーの復元力モデルおよび鋼板形状がダンパー付き免震建物の地震応答性状 に及ぼす影響」

2,3 章で得られた曲げ鋼板ダンパーの復元力特性を適切に模擬する復元力モデルを提案する. また,復元力モデルを用いて,曲げ鋼板ダンパーを適用した免震建物の時刻歴地震応答解析を実 施する.解析変数はダンパーの鋼板形状であり、鋼板形状が免震建物の地震応答性状に及ぼす影響を把握する.

第5章 「水平2方向入力が曲げ鋼板ダンパーの力学性状に及ぼす影響」

免震層は地震時に水平2方向に変形することから,水平2方向入力が曲げ鋼板ダンパーの力学 性状に及ぼす影響を把握する.まず,MMS モデルを用いて曲げ鋼板ダンパーの復元力モデルを 提案し,曲げ鋼板ダンパーを適用した免震建物の水平2方向入力時の地震応答性状を検討する. 次に,FEM 解析を用いて,水平2方向変形に伴う捩れ変形が曲げ鋼板ダンパーに及ぼす影響を 検討する.

第6章 「曲げ鋼板ダンパーを適用した免震建物の応答予測法と累積損傷度」

前章までの知見を整理しつつ,曲げ鋼板ダンパーを適用した免震建物の応答予測法について考察する.また,曲げ鋼板ダンパーの累積損傷度を考察して,累積損傷度の小さくなる鋼板形状に 言及する.曲げ鋼板ダンパーを実用に供するために,今後の課題についても述べる.

#### 第7章 「結論」

本論の結論として、2~6章の知見をまとめる.

#### 参考文献

- 1.1) 日本建築学会: 免震構造設計指針 第4版, 2013.10
- 1.2) 吉敷祥一,大河原勇太,山田哲,和田章:免震構造用U字形鋼材ダンパーの繰り返し変形性能に
   関する研究,日本建築学会構造系論文集,第73巻,第624号,pp.333-340,2008.2
- 1.3) 長谷川久巳, 多田英之, 竹内徹, 早川邦夫: 大容量免震ダンパーの基本性状に関する研究, 日本 建築学会大会学術講演梗概集, pp.673-674, 1990.10
- 1.4) 加藤巨邦, 大塚将, 杉沢充, 早川邦夫, 鈴木一弁, 芝木正史: 免震鋼棒ダンパーの実験的研究その1大変形対応型ダンパーの加力試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.721-722, 1996.7
- 1.5) 国立研究開発法人建築研究所:免震部材の多数回繰り返し特性と免震建築物の地震応答性状への影響に関する研究, 2016.4
- 1.6) 飯場正紀, 高山峯夫, 菊池優, 日比野浩: 長周期地震動に対する免震部材の多数回繰返し実験その1: 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.655-656, 2011.8
- 1.7) 小田衛, 竹中康雄, 高岡英治, 高山峯夫, 菊池優, 飯場正紀: 長周期地震動に対する免震部材の 多数回繰返し実験その 6: 鋼材ダンパー, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.665-666, 2011.8
- 1.8) 西村拓也,中西啓二,高山峯夫,菊池優,飯場正紀:長周期地震動に対する免震部材の多数回繰 返し実験その7: 鉛ダンパー,日本建築学会大会学術講演梗概集,pp.667-668,2011.8
- 1.9) 吉敷祥一,高山大,山田哲,エネディアナ,小西克尚,川村典久,寺嶋正雄:水平2方向載荷下における繰り返し変形性能に関する実験-免震構造用 U 字形鋼材ダンパーの水平2 方向特性その1-,日本建築学会構造系論文集,第77巻,第680号,pp.1579-1588,2012.10
- 1.10) 吉敷祥一,エネディアナ,山田哲,寺嶋正雄,小西克尚,川村典久: ランダムな水平 2 方向変形 に対する繰り返し変形性能-免震構造用 U 字形鋼材ダンパーの水平 2 方向特性その 2-,日本建 築学会構造系論文集,第 79 巻,第 704 号, pp.1457-1467, 2014.10

- 1.11) 山田哲, エネディアナ, 吉敷祥一, 焦瑜, 小西克尚, 帆足勇麿: 免震構造用 U 字形鋼材ダンパーの損傷評価における水平 2 方向入力の影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 巻, 第 724 号, pp.1027-1037, 2016.6
- 1.12) 吉敷祥一,田中恵大,石田孝徳,安永亮,山田哲:免震構造用鉛ダンパーの水平 2 方向特性に関する研究 その 1, 2,日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.397-400, 2016.8
- 1.13) TANAKA Kei, KISHIKI Shoichi, ISHIDA Takanori, YASUNAGA Akira and YAMADA Satoshi: Bi-directional Characteristics of Lead Damper for Base-isolated Structures Part3 Evaluation of low cycle fatigue life under bi-axial loading, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1001-1002, 2017.8
- 1.14) 高山峯夫,北村春幸,多田英之: 基礎絶縁型免震構造の可能性について その 1, 2, 日本建築学会 大会学術講演梗概集, pp.540-543, 1993.9
- 1.15) 東野さやか, 北村春幸: 粘性ダンパーを付与した免震構造のエネルギー釣合に基づく応答評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 588 号, pp.79-86, 2005.2
- 1.16) 日本建築学会:長周期地震動と建築物の耐震性,2007.12
- 1.17) 篠崎洋三,長島一郎, 讃井洋一,北川良和,吉田和夫: 可変構造セミアクティブ免震システムの 開発と適用その1~6,日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.723-734, 2005.9
- 1.18) 中村嶽, 大平満, 檜垣茂雄, 鈴木哲夫, 岡田宏: 核燃料施設への免震工法適用研究その 3 鋼棒タ イプ免震装置及びフェイルセーフ装置の要素実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1025-1026, 1989.10
- 1.19) 中村嶽, 大平満, 檜垣茂雄, 寺村彰: 核燃料施設への免震工法適用研究その 13 ソフトランディング装置を有する免震建物の解析的検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1391-1392, 1991.9
- 1.20) 福田朗子, 松田和樹, 岸田明子, 多賀謙蔵: 極大地震動に対する免震建築物の安全性確保に関する研究その2,3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.237-240, 2019.9
- 1.21) 渡瀬利則, 伊東和宏, 細川慎也, 田畑卓, 境茂樹: 免震層変位抑制フェールセーフ機構の開発と 実用その1~3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.241-246, 2019.9
- 1.22) 大河原勇太, 植草雅浩, 吉敷祥一, 山田哲, 和田章: 免震 U 型ダンパーの実大動的載荷実験その 1, 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1051-1054, 2007.8
- 1.23) 和田章, 広瀬景一: 2 方向地震動を受ける無限均等ラーメン構造の弾塑性応答性状, 日本建築学 会構造系論文報告集, 第 399 号, pp.37-47, 2005.1
- 1.24) 高山峯夫, 森田慶子: 免震構造用 U180 型鉛ダンパーの限界性能, 日本建築学会技術報告集第3
   号, pp.48-52, 1996.12
- 1.25) 高山大, 森田慶子, 高山峯夫, 安永亮, 安藤勝利: 鉛ダンパーの風応答に関する研究 その1~3,
   日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.287-292, 2010.9
- 1.26) 西村拓也,中西啓二,飯場正紀,菊池優:多数回繰返し加力による変動を考慮した免震用鉛ダンパーの復元力モデルに関する研究,日本建築学会構造系論文集,第80巻,第711号,pp.735-743,2015.5

# 第2章 曲げ鋼板ダンパーの繰返し水平加力実験

#### 2.1 序

提案した曲げ鋼板ダンパーには、1)水平方向の大変形に追随できること(水平方向の大変形に伴 う鉛直方向の伸びに対応できること)、2)地震時の繰返し変形によって疲労破断しないこと、3)平 面内全方向の変形に追随できること、といった性能が求められる<sup>2.1)</sup>.また、曲げ鋼板ダンパーの鋼板 形状によって、初期剛性・降伏耐力・繰返し変形性能などの力学性状が変化することが予想される. 以上より、本章ではダンパーの基本的な力学性状を把握するために水平加力実験を実施する.実験の 具体的な目的は以下の通りである.

- 1) ダンパーの大変形追随性能を把握すること.また,疲労破断に関してダンパーの繰返し変形性能 を定量化すること.
- 2) 載荷方向がダンパーの力学性状に及ぼす影響を把握すること.
- 3) ダンパー鋼板形状が力学性状に及ぼす影響を把握すること.

#### 2.2 実験計画

#### 2.2.1 試験体および機械的性質

図 2.2.1 に試験体形状の一例を示す. 試験体は縮小試験体であり実大サイズの  $1/3 \sim 1/2$  を想定している. 試験体に用いられる鋼板は b, h, g, f, t によって形状が決定される. ただし,本章では b を 300mm,上下の円形プレートの半径 R を 125mm,内曲げ半径を板厚 t の 8 倍とする. また,試験体 として,端板四隅に 1) ボルト孔の無い試験体(以下,孔無試験体), 2)  $\phi$ 14 ボルト孔が有る試験体 (以下,孔有試験体), 3)  $\phi$ 14 ボルト孔に M12 高力ボルトを締付ける試験体の 3 種類の仕様を用意する. これは当初の実験計画上 M12 高力ボルトで接合し,端板の拘束度を高めてダンパー耐力を大き くすることを意図したためである.しかし後述の実験結果で述べるとおり,高力ボルトで締め付ける ことによって早期にダンパーにき裂が発生したため,No.36 以外の試験体では高力ボルトによる締付 けを行わない.このことにより,一部の試験体には端板四隅に $\phi$ 14 ボルト孔が存在する.

表 2.2.1 に試験体一覧を示す.実験変数は鋼種・鋼板形状・載荷振幅・載荷方向・端板四隅の仕様 である.鋼種はLY225とSN490Bの2種類とする.鋼板形状は*b*=300mmm,*h*=200mm,*g*=50mm,



図 2.2.1 試験体形状の一例

f = 150mm, t = 9mm を「標準形状」とし,表 2.2.1のように標準形状から(g,f) = (0,250mm), h = 250mm, t = 9mm, g = 75mm と変更した 5 種類の鋼板形状を用意する. なお, 鋼板形状は, 第3章の FEM 解析の解析結果をもとに選定している.端板四隅の仕様は前述の通り、3種類である.また、定 常振幅載荷を実施し、載荷振幅は片振幅 d = ±100, 200mm の 2 種類とする.載荷方向は 0°方向、45° 方向の2種類である.

表 2.2.2 に試験体に用いる鋼材の機械的性質,図 2.2.2 に応力度-歪度関係の一例を示す.ただし,

N	試験体名	四任	h	g	f	t 端板四隅の			載荷振幅	載荷
INO.	※下線は形状変数	퀰性	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	仕様	到叫1/X 开乡1人	(mm)	方向
1								(	100	0°
2	L b200g50t6 N			50	150				100	45°
3	L-11200g50t0-1			50	190				200	0°
4			200						200	45°
5			200						100	0°
6	L-h200g0t6-N			0	250	6	孔無			45°
7				-					200	0°
8		LY225								45°
9									100	00
10	L- <u>h250</u> g50t6-N		250	50	150			250		45
11									200	45°
12									200	40
14	L-h200g50t6-H		200	50	150	6		No.1~4と同様		450
15							孔有			40 0°
16	L-h200g50 <u>t9</u> -H		200 50 150 9			No.25~28と同様	200	45°		
17						6	孔無		100	0°
18			200	50	150				100	45°
19	S-h200g50t6-N								200	0°
20									200	45°
21						6			100	0°
22	S b200g50+6 U								100	45°
23	5-11200g50t0-11								200	0°
24			200						200	45°
25			200					+	100	0°
26	S-h200g50t9-H	SN490		50		9		19	100	45°
27	5 11200g00 <u>00</u> 11	511450				U			200	0°
28					150		孔有	100	-00	45°
29									100	0°
30	) S- <u>h250</u> g50t6-H		250					250		45°
31						C			200	0°
32						6			100	45°
33 94	S h900~75+0 U		900	75				1	100	45
34 35	S-11200 <u>g7∂</u> t6-П		200	19				75	200	450
36	S-h200 <u>g75</u> t6-HTB		200	75	150	6	高力ボルト		200	0°

表 2.2.1 試験体一覧

L - h200g50t6 - N



└ 端板四隅の仕様(N:孔無,H:孔有,HTB:高力ボルト) - 板厚 t(t6, t9)

- 側板高さ*g*(g50, g0, g75) - 側板長さ*h*(h200, h250)

- 鋼種(L:LY225, S:SN490B)

御話	力称	使用	使用	幅	厚さ	降伏応力	引張強さ	破断伸び	降伏比
鋼種 LY225	口你	試験体No.	箇所	(mm)	(mm)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$	(%)	YR
	٨	1.6	平板部	41.0	6.1	211	304	33.2 (54)	0.69
	Л	1.40	曲げ加工部	25.1	6.2	262	325	46.0	0.81
	в	7~19	平板部	40.6	6.1	250	315	32.8 (53)	0.70
IVOOF	Б	1-12	曲げ加工部	25.2	6.1	271	315	44.7	0.81
LY225	C	13, 14	平板部	25.3	6.6	240	326	46.0	0.74
	C		曲げ加工部	25.0	6.7	245	341	36.7	0.72
	D	15, 16	平板部	25.3	9.0	244	310	56.3	0.79
			曲げ加工部	25.1	9.2	229	306	50.7	0.75
	Б	17~20	平板部	40.7	6.0	403	534	21.3	0.75
	Б		曲げ加工部	25.5	6.0	425	559	26.7	0.76
CN400D	Б	21~24	平板部	40.4	6.3	397	523	17.6	0.76
SN490B	г	$29 \sim 36$	曲げ加工部	40.1	6.1	407	552	17.3	0.74
	C	95.99	平板部	40.2	9.0	363	522	24.9	0.70
	G	25~28	曲げ加工部	40.1	9.1	367	534	21.3	0.69

表 2.2.2 鋼材の機械的性質



引張試験片は鋼材の平板部および曲げ加工部から取り出して、それぞれ 3 片ずつ JIS 1A 号, JIS 12 号試験片により試験し、表中にはその平均値を示す.図 2.2.2 より平板部では降伏棚を有するものの、 曲げ加工部では塑性加工を受けているため Round -House 形となる.そのため、表の降伏応力度のは 平板部で下降伏点、曲げ加工部では 0.2%オフセット法から求める.表 2.2.2 より、曲げ加工を受ける とのが大きくなることが分かる.ただし、試験片 D は、平板部ののが曲げ加工部ののを上回り、曲げ 加工部の影響が少ない.また、試験片 A, B は、曲げ加工部の方が平板部より破断伸びにすぐれてい る.これは破断伸びの計測ミスなどが原因だと考えられる.なお、表中 A, B には()でミルシートの破 断伸びを記す.

#### 2.2.2 載荷方法および計測計画

図 2.2.3 に載荷装置を示す. 試験体は鋼板を上下重ねて組み立てられ, 設置台に高力ボルトで固定 される. 水平ジャッキにより載荷梁を水平移動させ, 試験体に準静的に水平変位を与える. また, パ ンタグラフにより載荷梁の剛体回転を拘束し, 鉛直ジャッキのストロークを固定する. 載荷中, 試験 体には若干ながら鉛直変位が生じる. しかしながら, 鉛直変位は載荷振幅 *d* に比べてわずかであり, 本章ではその影響を無視する.

変位の計測は図に示す計測点(●)を載荷装置両面で行い,試験体の水平変位および鉛直変位を算 定する.また,一部の試験体では水平変位計両面の間(設置台の中心)に変位計を設置し,当該変位



図 2.2.3 載荷装置

を制御変数として自動載荷を実施する.なお,計測用の変位計から得られる変位と,自動載荷用の変 位計から得られる変位にはほとんど差がない.

# 2.3 実験結果

#### 2.3.1 荷重-変形関係

図 2.3.1 に L-h200g50t6-N 試験体(標準形状)の荷重-変形関係を示す.ただし,載荷振幅 d,載荷方向に区別して示している.また,左の各図は 2.3.3 節で示す繰返し変形性能評価サイクル nt の nt /2 サイクルまで,右の各図は nt サイクルまでの荷重-変形関係を示している.いずれも 1 サイクル目 に最大耐力を示し,数サイクルの繰返し変形を経験することで,耐力がほぼ一定に収束する.nt/2 サイクルまでは,多数回繰返し変形による耐力低下の影響は小さい.また,載荷方向による荷重-変形





関係の違いはわずかである.写真 2.3.1 には L-h200g50t6-N 試験体(標準形状)のd = 200mm 時の 0°方向,45°方向の変形状態を示す.いずれも最大変形時に向けて鋼板が大きく伸び,端板が離間ま たは接触する.次にd = 200mmの荷重-変形関係を代表として,各鋼板形状の影響を検討する.図 2.3.2 に鋼板形状が荷重-変形関係に及ぼす影響を示す.ただし,黒線は0°方向( $n_t/2$ サイクルまで), 灰線は45°方向(1サイクルのみ)の実験結果である.(a)~(c)はLY225,(d)~(g)はSN490の実験結果 である.図 2.3.2 より,LY225の荷重-変形関係では1サイクル目と2サイクル目以降の荷重が比較 的近く,バイリニア形状に近くなる.一方,SN490の荷重-変形関係では1サイクル目と2サイクル 目以降の荷重に差異が見られる.t = 9mmのS-h200g50<u>t9</u>-Hでは耐力低下が顕著である.鋼種およ び板厚が同じとき,鋼板形状が荷重-変形関係に及ぼす影響はわずかである.また載荷方向が荷重-変形関係に及ぼす影響はわずかであるが,L-h200g0t6-Nのみ45°方向の二次剛性が大きい.



写真 2.3.2 高力ボルト締付け有無が変形状態に及ぼす影響

図 2.3.3 に高力ボルト締付け有無が荷重-変形関係に及ぼす影響を示す.(a)はボルト締付け無し, (b)はボルト締付け有りの実験結果である.図 2.3.3 より 1 サイクル目の耐力はボルト締付け有りの方 が大きくなるが,ボルト締付けにより早期に耐力劣化していることが分かる.写真 2.3.2 にはボルト 締付け有無が変形状態に及ぼす影響を示す.左はボルト締付け無し,右はボルト締付け有りの変形状 態である.ボルト締付け有りの試験体は,端板の変形が拘束され,鋼板が大変形に追随できず早期に き裂が生じていることが分かる.以上のことから,本論ではボルト締付け無しを基本変数とする.な お,No.13~16,No.21~35 試験体にはボルト孔が存在しているが,その影響は第3章の FEM 解析によ る検討で述べる.

2.3.2 降伏耐力・初期剛性

前項で検討した荷重–変形関係に関して、本項では鋼板形状が降伏耐力  $iQ_y$ 、初期剛性  $iK_{ini}$ に及ぼす 影響を述べる.図 2.3.4 に  $iQ_y$  と  $iK_{ini}$ の定義を示す.  $iQ_y$  は荷重–変形関係の接線剛性が  $iK_{ini}$ の 1/5 ま で低下した時点の荷重、 $iK_{ini}$ は  $iQ_y$ の 1/3 割線剛性であり、 $iQ_y$ と  $iK_{ini}$ は収斂計算して求める.

表 2.3.1 に試験体の  $_iQ_{y,i}K_{ini}$ を示す.表中  $_aQ_{y,a}K_{ini}$ は同一鋼板形状の平均値である.また,図 2.3.5 に  $_iQ_{y,i}K_{ini}$ を図示する.ただし,(a)は LY225,(b)は SN490 の実験結果である.また,四角印は 0°方向,菱形印は 45°方向,白色印は d = 100 mm,黒色印は d = 200 mm の実験結果である.図中横破線は  $_aQ_{y,a}K_{ini}$ である.表 2.3.1,図 2.3.5 より,同一鋼板形状では載荷振幅,載荷方向に関わらず  $_iQ_{y,a}$ 



 $iK_{ini}$ ともにほぼ同一である.このことから,載荷振幅,載荷方向が $iQ_{y}$ , $iK_{ini}$ に及ぼす影響はわずかであり,以降ではその平均値である $aQ_{y}$ , $aK_{ini}$ で鋼板形状の影響を検討する.LY225 では,「L-h200g50<u>t9</u>-N>L-h200g50t6-N(標準形状)>L-<u>h250</u>g50t6-N>L-h200<u>g0</u>t6-N」の順に $aQ_{y}$ が大きくなる. $aK_{ini}$ も同様の順で大きくなるが,L-h200<u>g0</u>t6-Nはとくに $aK_{ini}$ が小さくなる.一方,SN490では,「S-h200g50<u>t9</u>-H>S-h200g50t6-H>S-h200<u>g75</u>t6-H>S-<u>h250</u>g50t6-H」の順に $aQ_{y}$ , $aK_{ini}$ が大きくなる.鋼種の影響では,L-h200g50t6-NはS-h200g50t6-Nより $aQ_{y}$ が約0.54倍となる.なお, $aK_{ini}$ は形状にのみ依存する値で,鋼種には依存しない.鋼種により $aK_{ini}$ に若干の相違があるのは,鋼板の実測板厚に違いがあるためである(表 2.2.2 参照).また,第3章において示すが,端板四隅ボルト孔の有無が荷重-変形関係に及ぼす影響はない.端板四隅ボルト孔の有無により $aQ_{y}$ と $aK_{ini}$ に相違があるのは,鋼種と同様,鋼板の実測板厚に違いがあるためである.

以上より、 $_aQ_y$ 、 $_aK_{ini}$ に及ぼす影響は板厚 t が最も大きい.次いで、 $_aQ_y$ に及ぼす影響は鋼種が大きい.また、鋼板形状によって $_aQ_y$ 、 $_aK_{ini}$ は大小するが、板厚 t と鋼種に比べてその差は小さい.

Na	。 試驗休夕 網種		端板四隅の		載荷振幅	載荷	荷 降伏耐力 (k		初期剛性 (kN/mm)		
INO.	武歌伴石	到叫作里	仕様	到四切又用乡中人	(mm)	方向	$_i Q_y$	$_a Q_y$	$_iK_{ m ini}$	$_aK_{ m ini}$	
1					100	0°	43		3.50	3.49	
2	L h200~50+6 N				100	45°	42	49	3.66		
3	L-11200g50to-1				200	0°	41	40	3.40		
4					200	45°	45		3.39		
5					100	0°	37		1.27		
6	L b200g0+6 N		<b>利</b> 無		100	45°	30	22	1.30	1 2 9	
7	L-11200 <u>g0</u> t0-1		10.75	J	200	0°	35	ออ	1.35	1.52	
8		IV995			200	45°	30		1.34		
9		L1220			100	0°	44		2.85		
10	L horowrote N			250	100	$45^{\circ}$	43	49	2.90	0.77	
11	L- <u>h250</u> g50t6-N			,200	200	0°	43	45	2.66	2.11	
12					200	45°	42		2.67		
13	L 1 200 - FOIG H			N.1.4b 日梯	200	0°	51	~ ~	5.35	4.90	
14	L-n200g50t6-H		71 +	N0.1~4と回様	200	45°	58	55	4.37	4.86	
15			九有		200	0°	87	86	10.20	0.00	
16	L-h200g50 <u>t9</u> -H			No.25~28と同様		45°	85		9.51	9.80	
17			孔無	$\frown$	100 200	0°	80	79	3.39	3.32	
18						45°	82		3.19		
19	S-h200g50t6-N					0°	76		3.29		
20						45°	80		3.39		
21					100	0°	73		2.48		
22						45°	78		2.84		
23	S-h200g50t6-H					0°	71	75	3.04	2.66	
24					200	45°	79		2.28		
25				+	100	0°	133		10.79		
26				19	100	45°	137	105	10.31	10 50	
27	S-h200g50 <u>t9</u> -H	SN490			200	0°	127	135	11.38	10.79	
28			孔有	100000	200	45°	143		10.67		
29					100	0°	69		2.62		
30	50 51 51 52 50 50 50 50 50 50 50 50 50 50 50 50 50			250	100	45°	73		2.44		
31				,200		0°	67	71	2.70	2.55	
32					200	45°	75		2.44	1	
33				1	100	45°	71		3.20		
34	S-h200 <u>g75</u> t6-H			¥	200	0°	66	69	3.32	3.26	
35		- <u></u>		75	200	45°	69		3.27	0.20	
36	S-h200 <u>g75</u> t6-HTB		高力ボルト		200	0°	89	89	4.86	4.86	

表 2.3.1 試験体の降伏耐力 Qy,初期剛性 Kini



 $45^{\circ}$ 

 $0^{\circ}$ 

図 2.3.5 試験体の降伏耐力 iQy, 初期剛性 iKini

#### 2.3.3 耐力劣化要因

表 2.3.2 に曲げ鋼板ダンパーの耐力劣化要因一覧を示す.耐力劣化要因は、1) 端板四隅ボルト孔の 有無、2) 鋼種、3) 載荷振幅、4) 載荷方向の違いにより区分される.また、図 2.3.6 に例として標準 形状のき裂状態を示す.(a)は孔無試験体、(b)は孔有試験体の場合である.図中のダンパー図は、い ずれも試験体を上から視たものであり、実線はダンパー上部に生じるき裂、点線はダンパー下部に生 じるき裂、〇印はき裂の発生箇所を示している.ここで、(a)の左上に示すように、荷重に平行方向の 鋼板を「荷重平行鋼板」、直交方向の鋼板を「荷重直交鋼板」と称する.以下、表 2.3.2 および図 2.3.6 の耐力劣化要因の分類 a1~a4, b1~b3 について詳しく説明する.

- ・ a1: 孔無試験体の *d* = 100mm, 0°方向の時の耐力劣化要因であり,荷重平行鋼板の端板上において,円形プレート沿いにき裂が進展する.
- ・ a2: 孔無試験体の 45°方向の時の耐力劣化要因であり、荷重に直交にき裂が進展する. この耐力 劣化要因は載荷振幅 *d* = 100, 200mm に関わらず同様である.

端板四隅の	烟砖	載荷振幅	載荷		耐力劣化要因						
仕様	쾟門但	(mm)	方向	図2.3.6	図2.3.6 内容						
孔無		100	0°	a1	荷重平行鋼板の端板に円形プレート沿いにき裂						
	TVOOF	100	45°	a2	荷重に直交にき裂						
	L1220	200	0°	a3	荷重平行鋼板の斜板にき裂						
		200	45°	a2	荷重に直交にき裂						
	GN400	100	0°	a1	荷重平行鋼板の端板に円形プレート沿いにき裂						
			45°	a2	荷重に直交にき裂						
	SN490	200	0°	a4	荷重平行鋼板の端板と斜板の曲げ加工部にき裂						
			45°	a2	荷重に直交にき裂						
		100	0°	b1	ボルト孔を起点に,荷重平行鋼板の端板に円形プレート沿いにき裂						
	T MOOF	100	45°	b2	ボルト孔を起点に,荷重に直交にき裂						
孔有	LY225 SN490		0°	b1	ボルト孔を起点に、荷重平行鋼板の端板に円形プレート沿いにき裂						
	511450	200		b3	ボルト孔を起点に、荷重直交鋼板にき裂						
			45°	b2	ボルト孔を起点に、荷重に直交にき裂						

表 2.3.2 耐力劣化要因一覧



図 2.3.6 耐力劣化の状況



図 2.3.7 エネルギー吸収量の低下と n<sub>t</sub>の定義

- ・ a3: 孔無試験体の *d* = 200mm, 0°方向の時の耐力劣化要因であり,荷重平行鋼板の斜板上においてき裂が進展する.この耐力劣化要因は,図 2.3.6 のように鋼板各所のき裂も伴う.
- a4:S-h200g50t6-N(*d* = 200mm, 0°方向)においてのみ見られた耐力劣化要因であり、荷重平 行鋼板の端板と斜板の曲げ加工部にき裂が進展する。
- ・ b1: 孔有試験体の *d* = 100mm, 0°方向の時の耐力劣化要因であり, ボルト孔を起点に, 荷重平行 鋼板の端板上において円形プレート沿いにき裂が進展する.
- ・ b2: 孔有試験体の 45°方向の時の耐力劣化要因であり、ボルト孔を起点に、荷重に直交にき裂が 進展する. この耐力劣化要因は載荷振幅 *d* = 100, 200mm に関わらず同様である.
- ・ b3: 孔有試験体の *d* = 200mm, 0°方向の時の耐力劣化要因であり、ボルト孔を起点に、荷重直交 鋼板の端板上においてき裂が進展する. なお、この耐力劣化要因は上記 b1 のき裂を伴う.

次に、ダンパーの繰返し変形性能を定量化する方法を述べる.既往のダンパー<sup>@ネェtf</sup> 2:2)~2:4)では、ダンパー鋼材が破断するときの繰返し回数を評価し、疲労曲線を導いている.本研究では安全側の評価として、第*i*サイクルのエネルギー吸収量 *E*<sub>i</sub>が第1サイクルのエネルギー吸収量 *E*<sub>1</sub>の3割を下回るとき、第*i*サイクルまでの総サイクル数 *n*<sub>i</sub>を繰返し変形性能として評価する(図 2.3.7 参照).後述するとおり鋼板が破断して後に *n*<sub>i</sub> に至るため、本評価方法は十分にダンパーの耐力が喪失した時点までを評価している.

#### 2.3.4 実験変数が耐力-累積変形量関係に及ぼす影響

図 2.3.8~2.3.13 に各鋼板形状の耐力と累積変形量の関係を示す.縦軸に各サイクルの正負別の最大耐力  $iQ_{max}$ ,横軸に累積変形量 $\Sigma d$ を示す.図中の×、◇印は鋼板に破断が生じた時点である.◇印は前述の b3 による破断を示しており、◇印は×印と比較して破断後も耐力劣化は緩やかである.縦線は  $n_i$ 時の累積変形量 $\Sigma d(n_i)$ を示す.また、鋼種・載荷振幅 d・載荷方向ごとに区別して示している.

○ 端板四隅ボルト孔の影響(図 2.3.8)

図中,実線は孔無試験体,破線は孔有試験体の実験結果である. (a), (b)よりLY225の試験体では, 孔無試験体の方が孔有試験体より $\Sigma d(n_i)$ が約 2 ~ 4 倍となり,繰返し変形性能に大きな改善が見られ る. なお,  $iQ_{max}$  に差異があるのは,孔有試験体の板厚が若干大きいためである.一方,(b)~(f)より SN490の試験体では, $iQ_{max}$ , $\Sigma d(n_i)$ ともにほぼ同等となった.ここで,(b)のd = 100mm,45°方向で は,孔有試験体の方が大幅に $\Sigma d(n_i)$ が大きい.以上のことより,端板四隅ボルト孔をなくすことで繰 返し変形性能が向上するのは,鋼種LY225のみである.



○ g, f の影響(図 2.3.9)

図中,実線は(g, f)= (50mm, 150mm),破線は(g, f)= (0mm, 250mm)の試験体の実験結果である.図 よりg = 0mm 試験体の方がg = 50mm 試験体より $\Sigma d(n_i)$ が大幅に大きくなる.とくにd = 200mm よ りd = 100mm のときに,g = 0mm 試験体の $\Sigma d(n_i)$ が顕著に大きい.また,g = 0mm 試験体の方がわ ずかに  $_iQ_{max}$ は小さい.このことから、ダンパー高さ H が同一の時,g を小さくして鋼板形状を「コ 形」に近づけることで、繰返し変形性能が向上する.

○ hの影響(図 2.3.10)

図中,実線はh = 200mm,破線はh = 250mmの試験体の実験結果である。図より、鋼種 LY225, SN490 に関わらず、h = 250mm 試験体の方がh = 200mm 試験体より $\Sigma d(n_l)$ が約 1.1 ~ 2.0 倍ほど大 きくなる。とくにd = 100mm よりd = 200mm のときに、h = 250mm 試験体の $\Sigma d(n_l)$ が顕著に大き い。また、h = 250mm 試験体の方がわずかに  $_iQ_{max}$  は小さい。

○ gの影響(図 2.3.11)

図中,実線はg = 50mm,破線はg = 75mmの試験体の実験結果である。図より、gに関わらず、 $iQ_{\max}, \Sigma d(n_i)$ ともにほぼ同等となり、本章の範囲ではgの影響はわずかである。



○ tの影響(図 2.3.12)

図中,実線はt = 6mm,破線はt = 9mmの試験体の実験結果である。図より、t = 9mm 試験体の方がt = 6mm 試験体より  $_iQ_{max}$  が 2.0 倍ほど大きくなる。しかし、t = 9mm 試験体は  $_iQ_{max}$  の低下が急激であり、また $\Sigma d(n_i)$ も小さく、繰返し変形性能に乏しい。一方で、(a)の LY225, d = 200mm, 0°方向の場合のみ例外的に、t = 6mm 試験体、t = 9mm 試験体ともに $\Sigma d(n_i)$ は同等である。

○ 鋼種の影響(図 2.3.13)

図中,実線は鋼種 LY225,破線は鋼種 SN490の試験体の実験結果である。図より、LY225 試験体 は SN490 試験体より、 $\Sigma d(n_i)$ が小さい範囲では  $iQ_{max}$  が小さくなる。しかし、LY225 試験体の方が  $\Sigma d(n_i)$ は大幅に大きくなり、繰返し変形性能を向上するのには鋼種を LY225 とするのが有効である。

#### 2.3.5 繰返し変形性能

表 2.3.3 に試験体の繰返し変形性能を示す.表にはき裂および破断の発生サイクル,試験体の繰返し変形性能  $n_i$ ,  $n_i$ 時までの総エネルギー吸収量 $\Sigma E(n_i)$ を示す.また,図 2.3.14 に  $n_i$ を図示する.(a)は LY225,(b)は SN490 の実験結果であり,四角印は 0°方向,菱形印は 45°方向,白色印は d = 100mm,黒色印は d = 200mm の実験結果である.図 2.3.14 より,LY225 の場合,d = 200mm では



L-h200g50<u>t9</u>-H 試験体を除き,0°方向の方が 45°方向より  $n_t$ が大きい.d = 100mm では試験体によって0°方向と 45°方向で $n_t$ の大小が異なる.また,基本的には載荷振幅 dが大きいほど $n_t$ は小さくなるが,L-<u>h250g</u>50t6-N のみ例外的にd = 100mm よりd = 200mm の方が $n_t$ は大きい.鋼板形状の影響では,「L-<u>h250g</u>50t6-N,L-h200<u>g</u>0t6-N>L-h200g50t6-N (標準形状)」の順に $n_t$ が大きくなる.L-<u>h250g</u>50t6-N と L-h200<u>g</u>0t6-N は載荷振幅 d によって $n_t$ の大小が異なる.一方,SN490 の場合,S-h200g50<u>t9</u>-H を除き, [d = 100mm, 45°] > [d = 100mm,0°] > [d = 200mm, 45°] の順に $n_t$ は大きい.鋼板形状の影響では,「S-<u>h250g</u>50t6-H>S-h200g50<u>t6</u>-H (標準形状)  $\ge$  S-h200<u>g75</u>t6-H>S-h200g50<u>t9</u>-H」の順に $n_t$ が大きくなる.上記のように載荷振幅dによって $n_t$ が大きくなる載荷方向が異なるのは,耐力劣化要因が載荷振幅と載荷方向との2つに依存するためである.以上まとめると,鋼種をLY225とし,h = 250mm またはgを小さくして鋼板形状を「コ形」に近づけることで,繰返し変形性能は向上する.

次に、ダンパーの水平変形に伴う鉛直方向の伸びの追随性の評価を試みるため、板ばね剛性  $iK_{ps}$ を 用いて  $n_t$ を整理する。 $iK_{ps}$ は鋼板の鉛直方向の伸びやすさを表す指標で、以下にその算定方法を示す。  $iK_{ps}$ は図 2.3.15 のように、両端ピンの境界条件を有する鋼板の剛性と定義する。ここで各寸法は実 験と同様、b、h、g、f、t である。このとき、曲げ変形のみ考慮した仮想仕事の原理の考えから、 $iK_{ps}$ は 式(2.3.1)で算定される。

N	計除分子力	加任	端板四隅の	网络马马马马马马马马马马马马马马马马马马马马马马马马马马马马马马马马马马马马马	載荷振幅	載荷	き裂	破断		$\Sigma E(n_t)$	$_{i}K$						
No.	<b></b> 訊 陳 1 半 名	퀰相	仕様	퀮权形状	(mm)	方向		発生サイクル数	$n_t$	(kN m)	$\overline{K}$						
1				(	100	0°	76	130	134	946							
2	L b200g50t6 N				100	45°	81	-	114	803	1.00						
3	L-11200g5010-1				200	0°	19	88	98	1655	1.00						
4					200	45°	25	-	49	891							
5					100	0°	126	250, 276	277	1538							
6	L-h200g0t6-N		孔無		100	45°	145	-	379	1953	0.75						
7	11 11 11 10 0 <u>20</u> 10 11		10,000		200	0°	44	132, 135	135	2223	0.10						
8		LY225			200	45°	24	-	80	1246							
9					100	0°	71	130	147	910							
10	L-h250g50t6-N			250		45°	40	•	153	1002	0.57						
11	<u></u> gooto				200	0°	33	106	153	2192							
12						45°	16	85	86	1305							
13	L-h200g50t6-H			No.1~4と同様	200	0°	10	b1: 26, 27 b3: 15, 18	27	581	1.00						
14			孔有	THE TELEVIER		45°	12	23, 26	26	594							
15	L-h200g50t9-H			No 25~28と同様	200	0°	10	b1: 16, 17 b3: 18	18	802	3.38						
16						45°	14	28	28	1062							
17				$\bigcirc$	100	0°	40	57	57	550	1.00						
18	S-h200g50t6-N		孔無			45°	28	-	85	745							
19					200	0°	1	7	32	602							
20						45°	9	-	18	483							
21					100 200	0°	18	63, 64	65	512							
22	S-h200g50t6-H					45°	29	-	129	917	1.00						
23	Ū					0°	1	b1: - b3: 25, 27	27	593							
24													45°	1	21	21	494
25				+	100	0°	13	18, 33	34	689							
26	S-h200g50 <u>t9</u> -H	SN490		9		45°	12	-	56	1151	3.38						
27			71 +-		200	00	1	5, 8	9	481							
28			北有			45°	4	13, 14	14	876							
29					100	00	25	84	87	583							
30	30 31 S- <u>h250</u> g50t6-H			250		45°	44	-	198	1219	0.57						
31					200	00	9	b1: - b3: 26, 29	54	830							
32					100	40	16	28	28	213							
33	C LOOM THE IT			1	100	40	24	- 00	94	649	0.00						
34	5-n200 <u>g75</u> t6-H			75	200	450	1	10	10	460	0.98						
30	G 1 000 5510 1155		吉上 パット		200	40	1	18	18	409	0.00						
36	S-h200 <u>g75</u> t6-HTB		尚刀ボルト		200	0°	1	4, 14	14	284	0.98						

#### 表 2.3.3 試験体の繰返し変形性能

$$_{i}K_{ps} = \frac{Q}{\delta} = \frac{E \cdot I}{\frac{2}{3} \cdot \sqrt{g^2 + h^2} \cdot h^2 + f \cdot h^2}$$

(2.3.1)

ここで E: ヤング係数, I: 断面 2 次モーメントであり, I は式(2.3.2)で算定される.

$$I = \frac{b \cdot t^3}{12}$$

(2.3.2)

また,標準形状の板ばね剛性 st $K_{ps}$ は式(2.3.1), (2.3.2)において b = 300, h = 200, g = 50, f = 150, t = 6mm とすることで算定される.本章では標準形状との比較のため, $_iK_{ps} \varepsilon_{st}K_{ps}$ で除した $_iK_{ps}/_{st}K_{ps}$ で評価を行う.

図 2.3.16 に  $n_t \ge iK_{ps}/stK_{ps}$ の関係を示す. (a)は LY225, (b)は SN490 の実験結果であり,凡例は図 2.3.14 と同様である. なお,各試験体の $iK_{ps}/stK_{ps}$ を表 2.3.3 に示す.図 2.3.16 より, (a)の d = 100mm 時を除いて $iK_{ps}/stK_{ps}$ が小さいほど  $n_t$ が大きくなり, $n_t \ge iK_{ps}/stK_{ps}$ には一定の関係が見られる. (a)の d = 100mm 時では L-h200g0t6-N と L-h250g50t6-N とで  $n_t$ が逆転し, $n_t \ge iK_{ps}/stK_{ps}$ に関係が見られ ない.すなわち,d = 100mm では,水平変形に伴う鉛直方向の伸びがわずかであり, $n_t \ge iK_{ps}$  との相 関が小さく,一方 d = 200mm では,水平変形に伴う鉛直方向の伸びが顕著であり, $n_t \ge iK_{ps}$  との相 関が大きいと考えられる.なお,第3章では FEM 解析を用いて,本項で示した繰返し回数  $n_t$ につい



て詳細に検討する.

2.4 結

本章では、曲げ鋼板ダンパーに対して、鋼種・鋼板形状・載荷振幅・載荷方向・端板四隅の仕様の 違いを実験変数とした繰返し水平加力実験を行い、その力学性状を把握した.以下に得られた知見を 示す.

- ・ 載荷方向が曲げ鋼板ダンパーの荷重-変形関係に及ぼす影響はわずかである.
- ・ 曲げ鋼板ダンパーは最大変形時に向けて鋼板が大きく伸びるように変形する.
- ・ 同一鋼板形状では、載荷振幅および載荷方向が降伏耐力、初期剛性に及ぼす影響はわずかである.
- ・ 耐力劣化要因は, 1) 端板四隅の仕様, 2) 鋼種, 3) 載荷振幅, 4) 載荷方向の4種類によって異なる. 0°方向では荷重並行鋼板にき裂が発生し, 45°方向では荷重に直交にき裂が発生する.
- ・ 斜板長さ h が小さいほど,降伏耐力,初期剛性は若干小さくなり,繰返し変形性能は大幅に向上 する.
- ・ 鋼板形状をコ形に近づけるほど(斜板高さgを小さく,上板高さfを大きくするほど),降伏耐力, 初期剛性は若干小さくなり,繰返し変形性能は向上する.
- ・ 鋼板形状の t が大きいほど,降伏耐力,初期剛性が増大するが,繰返し変形性能は顕著に低下する.
- ・ 斜板高さgが降伏耐力,初期剛性,繰返し変形性能に及ぼす影響は少ない.
- ・ 鋼種を SN490B から LY225 にすることで,降伏耐力はわずかに減少する.しかし繰返し変形性 能は大幅に向上する.
- ・ 端板四隅ボルト孔をなくすと、LY225 の試験体では繰返し変形性能は大幅に向上する.しかし、 SN490の試験体では、端板四隅ボルト孔の有無が繰返し変形性能に及ぼす影響は少ない.
- ・ 振幅が比較的大きい d=200mm の時,ダンパーの繰返し変形性能と板ばね剛性には相関があり, 板ばね剛性が小さいほど繰返し変形性能は高くなる.

#### 参考文献

- 2.1) 日本建築学会: 免震構造設計指針 第4版, 2013.10
- 2.2) 吉敷祥一, 大河原勇太, 山田哲, 和田章: 免震構造用 U 字形鋼材ダンパーの繰り返し変形性能に
   関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 巻, 第 624 号, pp.333-340, 2002.8
- 2.3) 加藤巨邦, 大塚将, 杉沢充, 早川邦夫, 鈴木一弁, 茂木正史: 免震構棒ダンパーの実験的研究その1大変形対応型ダンパーの加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp.721-722, 1996.7
- 2.4) 高山大, 森田慶子, 高山峯夫, 安永亮, 安藤勝利: 鉛ダンパーの風応答に関する研究 その1~3,
   日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.287-292, 2010.9

# 第3章 曲げ鋼板ダンパーの力学性状に関する解析的検討

#### 3.1 序

第2章では、曲げ鋼板ダンパーに対して繰返し水平加力実験を実施し、鋼板形状が力学性状および 繰返し変形性能に及ぼす影響を明らかにした.ただし、当初の実験計画では、一部の試験体の端板四 隅にボルト孔が存在した.このことから、別途、端板四隅のボルト孔がダンパーの力学性状に及ぼす 影響を検討する必要がある.また、第2章では実験変数とした鋼板形状が限られており、さらに多く の鋼板形状についても検討する必要がある.

本章では先ず FEM 解析モデルの構築し,実験結果を再現することを目的とする.また,得られた 解析モデルを用いて,端板四隅のボルト孔および鋼板形状がダンパーの力学性状(降伏耐力,初期剛 性,繰返し変形性能の指標としての相当塑性歪)に及ぼす影響を明らかにする.解析プログラムには 汎用非線形構造解析プログラム MSC.Marc2017 を用いる.

#### 3.2 実験結果の追跡およびボルト孔の影響

3.2.1 解析モデル

本節では FEM 解析モデルを構築し,実験結果を再現することを目的とする. さらに,端板四隅の ボルト孔がダンパー力学性状に及ぼす影響を検討する. 図 3.2.1 に鋼板形状およびモデル作成方法を 示す.鋼板形状は b, h, g, f, t および鋼板の内曲げ半径によって決定される. ただし,本章では b = 300mm,鋼板の内曲げ半径を板厚 t の 8 倍とする. 解析モデルは,第 2 章と同様のスケールである (実大スケールの  $1/3 \sim 1/2$ ). 解析モデルの作成においては,図 3.2.1 右図の通り板厚中心に沿って四 辺形四節点シェル要素を用いて作成する. 図 3.2.2 に解析モデルを示す. 解析モデルは上下の鋼板を 重ねて (シェル同士の間隔は板厚 t と同じ)接触を考慮する. また,円形プレート半径を R = 125mm とする. ただし,円形プレートの範囲では変形の生じないとして,剛体リンクで結合する. 鋼板形状



図 3.2.1 鋼板形状およびモデル作成方法





は,第2章の実験において設定したものと同様である.すなわち,図 3.2.2 に示すように,端板四隅のボルト孔が存在するケースについても解析を実施する.境界条件は下端を完全固定,上端を載荷方向以外の変形を拘束する.載荷方向と載荷振幅も第2章の実験と同様,載荷方向では0°,45°方向,載荷振幅*d*では*d* = 100,200mm として1サイクルのみ解析する.

材料特性は図 3.2.3 に示す応力度-歪度関係を真応力度-真塑性歪関係に変換して,解析モデルに入 力する.図 3.2.3 の応力度-歪度関係は第2章の引張試験結果をマルチリニアで表現したものである. ただし,文献 3.1)に示されている方法に従って,破断伸びと破断後の断面積より,一様歪を補完して いる.図 3.2.2 の灰色で示す箇所を曲げ加工部,それ以外を平板部の材料としている.降伏条件はミ ーゼスの降伏条件,硬化則は SN490 で移動硬化則,LY225 で複合硬化則(移動硬化則:等方硬化則 = 7:3)とする.これら硬化則の比は,後述する荷重-変形関係において解析結果と実験結果が対応 するように試行錯誤的に決めたものである.

### 3.2.2 荷重-変形関係

図 3.2.4 に実験および解析から得られる標準形状 (SN490)の荷重-変形関係を示す. それぞれ載荷方向と載荷振幅 *d* で区別して示している. また,灰色線は実験結果,黒線はボルト孔無しの解析結果,黒点線はボルト孔有りの解析結果である.図 3.2.4 より,実験結果と解析結果はよく一致し,またボルト孔の有無が荷重-変形関係に及ぼす影響はわずかである.

図 3.2.5 には降伏耐力  $_iQ_y$ ,初期剛性  $_iK_{ini}$ の実験値と解析値との比較を示す.ここで、 $_iQ_y$ と  $_iK_{ini}$ の 定義は第 2 章と同様であり、第 2 章の実験結果すべてを対象としている.すなわち  $_iQ_y$ は荷重–変形関 係の接線剛性が  $_iK_{ini}$ の 1/5 まで低下した時点の荷重、 $_iK_{ini}$ は  $_iQ_y$ の 1/3 割線剛性であり、 $_iQ_y$ と  $_iK_{ini}$ は





図 3.2.6 標準形状 (SN490, d = 200mm, 0°方向)の変形状態

収斂計算して求める. 図 3.2.5 の横軸は解析値,縦軸は実験値である. 図 3.2.5 より解析値と実験値は よく対応しており、本解析モデルを用いて  $iQ_y$ ,  $iK_{ini}$ を評価することが可能である. また、図 3.2.6 に 標準形状 (SN490, d = 200mm, 0°方向)の実験および解析での変形状態を示す. 変形状態について も実験および解析結果はよく一致している. 以上のことから、本解析モデルは解析結果を十分再現し ている.

3.2.3 繰返し変形性能と相当塑性歪との関係

第2章では、SN490の場合はボルト孔の有無が繰返し回数  $n_t$ に及ぼす影響は少ないこと、LY225 の場合はボルト孔を無くすことで  $n_t$ が大幅に改善することを示した.そこで本項では、ボルト孔を無 くすことで繰返し変形性能に改善の見られた LY225(第2章の No.1 ~ 12)について、さらに考察を すすめる.図 3.2.6のように曲げ鋼板ダンパーは、水平変形に伴う鉛直方向の伸びに追随する必要が ある.そこで、第2章ではダンパーの鉛直方向の剛性である板ばね剛性  $iK_{ps}$ を用いて  $n_t$ を整理した. 第2章によると d = 100mm では  $iK_{ps}$  と  $n_t$  とに相関が見られず、d = 200mm では  $iK_{ps}$  と  $n_t$  とに相関 が見られる.このことから、 $iK_{ps}$  では  $n_t$ を十分に評価することはできず、本項では FEM 解析より得 られる相当塑性歪と  $n_t$  との関係を検討する.

まず FEM 解析による相当塑性歪分布と実験結果との対応を検討するため,図 3.2.7 に相当塑性歪分 布および実験でのき裂位置を示す.ただし,変形状態は等倍で,載荷振幅 d と載荷方向ごとに示して いる.参考のため第 2 章の実験におけるダンパーの最終状態もあわせて示す.d = 100mm,0°方向の 場合,荷重に平行の鋼板に歪が分布し,ダンパー下面の端板上に円形プレートに沿って歪が集中する. これは写真に示すように,実験におけるき裂の進展具合に対応している.d = 200mm,0°方向の場合 は斜板上の歪が大きい.この分布状態は実験における斜板からき裂が進展することと対応する.d = 100mm,45°方向の場合は,荷重に直交に帯状に歪が分布する.この分布状態も実験におけるき裂の 進展状況と対応する.なお,45°方向では載荷振幅 d による耐力劣化要因の違いは見られない.以上


より、FEM 解析による相当塑性歪分布と実験結果は概ね対応する.

図 3.2.8 に  $n_t \ge iK_{ps}/_{st}K_{ps}$ の関係(第2章再掲)を示す. $iK_{ps}/_{st}K_{ps}$ は $iK_{ps} \ge stK_{ps}$ (標準形状の板ばね 剛性)で除した値である.四角印は0°方向,菱形印は45°方向,白色印はd = 100mm,黒色印はd = 200mmの実験結果である.前述の通り,d = 100mmでは $iK_{ps}/_{st}K_{ps} \ge n_t$ とで相関がないものの,d = 200mmでは $iK_{ps}/_{st}K_{ps} \ge n_t$ とで相関が見られ, $iK_{ps}/_{st}K_{ps}$ が小さいほど $n_t$ が大きくなる.

図 3.2.9 に  $n_t$  と相当塑性歪の最大値 $\varepsilon_{max}$ の関係を示す.  $\varepsilon_{max}$ は FEM 解析結果から得られる, 1 サイ クル目の最大変形時の相当塑性歪の最大値である.図 3.2.9 より, d = 100mm では $\varepsilon_{max}$ が小さいほど  $n_t$ が大きくなる.ただし、d = 200mm では $\varepsilon_{max}$  と  $n_t$  とで相関が見られない.以上より、d = 100mm では FEM 解析より得られる $\varepsilon_{max}$ の大小が支配的で、d = 200mm では水平変形に伴う鉛直方向の伸び が顕著であり  $iK_{ps}/stK_{ps}$ の大小が支配的である.

#### **3.3 鋼板形状の影響**

## 3.3.1 解析モデルおよび鋼板形状一覧

本節では第2章で設定した鋼板形状を含む、より幅広い鋼板形状について力学性状に及ぼす影響を 検討する.なお本節での検討は、第2章での鋼板形状の選定に寄与している.

解析モデルは前節と同様である.ただし、端板四隅ボルト孔は「無し」でモデル化する.鋼種は SN490 と LY225 とするが、SN490 を基本変数とする.表 3.3.1 に解析対象となる鋼板形状一覧を示 す.解析変数は h, g, f, t とし、第 2 章と同様 h200g50f150t6 (No.1) を「標準形状」とする.ただ し、いずれも b = 300mm、鋼板の内曲げ半径を板厚 t の 8 倍とする.h200g50f150t6 (No.1)、 h200g0f250t6 (No.2)、h200g125f0t6 (No.3) では、ダンパー高さ Hは 250mm で共通であるが、gと f の寸法が異なり、g/H の影響を検討する.h200g75f150t6 (No.4)、h200g150f150t6 (No.5) で は標準形状と f は 150mm で共通であるが、g の寸法が異なる.一方、h200g50f350t6 (No.6) では

No.	モデル名	H	g	f	h	t	鋼板形状	No.	モデル名	H	g	f	h	t	鋼板形状
1	h200g50f150t6	250	50	150	200	C	200	9	h250g50f150t6 (実験変数)	250	50	150	250	6	250 50 150
T	(実験変数)	230	50	130	200	0	150	10	h300g50f150t6	250	50	150	300	6	
2	h200g0f250t6 (実験変数)	250	0	250	200	6	200	11	h300g0f250t6	250	0	250	300	6	300
3	h200g125f0t6	250	125	0	200	6		12	h300g125f0t6	250	125	0	300	6	
4	h200g75f150t6 (実験変数)	300	75	150	200	6	$\underbrace{\begin{array}{c}200\\\\\hline\\150\end{array}}^{200}$		-	_					
5	h200g150f150t6	450	150	150	200	6	$\begin{array}{c} \underline{200} \\ 150 \\ 150 \end{array}$	13	h300g150f150t6	450	150	150	300	6	$\underbrace{)}_{300}$
6	h200g50f350t6	450	50	350	200	6	200 350	14	h300g50f350t6	450	50	350	300	6	300 350
7	h200g50f150t7.6	250	50	150	200	7.6	$\sum_{150}^{200}$			凡例	) <u>h2(</u>	)0g5(	0f150	0t6	
8	h200g50f150t9 (実験変数)	250	50	150	200	9	$\underbrace{\begin{array}{c}200\\50\\150\end{array}}$								-

表 3.3.1 鋼板形状一覧(単位:mm)

標準形状と g は 50mm で共通であるが, f の寸法が異なる.h200g50f150t7.6 (No.7), h200g50f150t9 (No.8) では標準形状と t のみ異なり, t の影響を検討する.また,右列に示す鋼板形 状は, 左列の鋼板形状のうち h を 200 mm から, 250 mm または 300mm へと変更したものであり, h の影響を検討する.なお,表中モデル名において (実験変数) と表記しているのは,第2章の鋼板 形状として選定したものである.

載荷条件は、載荷方向では 0°、45°方向、載荷振幅 d では d = 100mm として 1 サイクルのみ解析する. ただし、標準形状のみ d = 200mm についても解析を実施する.

3.3.2 荷重-変形関係

図 3.3.1 に標準形状の荷重-変形関係を示す. (a), (b)は SN490 の 0°方向, 45°方向, (c), (d)は LY225 の 0°方向, 45°方向の解析結果である. 実線は *d* = 100mm, 点線は *d* = 200mm の解析結果である. いずれも 1 サイクル目の耐力は 2 サイクル目の耐力より低くなる. ただし, LY225 は SN490 の解析 結果に比べて, 2 サイクル目の耐力が 1 サイクル目の耐力に近く, 荷重-変形関係が完全弾塑性型に 近くなる. また, 45°方向は 0°方向の解析結果に比べて二次勾配が若干大きくなるものの, 載荷方向



が荷重-変形関係に及ぼす影響はわずかである.

図 3.3.2 に鋼板形状による荷重–変形関係の違いを示す.ただし、図 3.3.2 には d = 100 mm, 0°方向の解析結果のみ示している.また、鋼種はいずれも SN490 であり、凡例は各図の右に示すとおりである.図 3.3.2 より h, g, f を大きくする、または g/H を 0 に近づける(鋼板形状をコ形に近づける) ことで耐力および初期剛性が小さくなる.また、t を大きくすることで、大幅に耐力および初期剛性が大きくなる.本章の範囲では、t が最も荷重–変形関係に影響する変数である.

#### 3.3.3 降伏耐力·初期剛性

次に鋼板形状が降伏耐力  $iQ_y$  と初期剛性  $iK_{ini}$ に及ぼす影響を考察する.表 3.3.2 に各鋼板形状の  $iQ_y$ ,  $iK_{ini}$ 一覧を示す.また,図 3.3.3 に載荷方向が  $iQ_y$ , $iK_{ini}$ に及ぼす影響を示す.(a)は  $iQ_y$ ,(b)は  $iK_{ini}$ の 解析結果を示しており,各図とも縦軸が0°方向,横軸が 45°方向の解析結果である.図 3.3.3 より, 載荷方向が  $iQ_y$ , $iK_{ini}$ に及ぼす影響はわずかである.ただし,No.2 および No.11 のみ, $iQ_y$ で載荷方向 ごとの相違が見られ、45°方向の方が  $iQ_y$ は大きい.ただし、その差は高々7.3kN 程度である(表 3.3.2 参照).よって、本章では載荷方向の影響は少ないとして、以下では 0°方向の  $iQ_y$ , $iK_{ini}$ で鋼板形状の 影響を検討する.

図 3.3.4 に  $h \ge g/H$  が  $_iQ_{y_i}$  <sub>i</sub>K<sub>ini</sub> に及ぼす影響を示す. (a)はダンパー高さ H = 250mm, (b)は H = 450mm の時の解析結果である. 横方向は g/H, 奥方向は h を示しており, 縦方向は左図においては

	11		ſ	I.	4		$_iQ_y$	(kN)		$_{i}K$	ini
No.	H (mm)	g (mm)	/ (mm)	(mm)	(mm)	SN	490	LY	225	(kN/	mm)
	(IIIII)	(IIIII)	(IIIII)	(IIIII)	(IIIII)	0°	45°	0°	45°	0°	45°
1				200		80.8	82.8	46.6	49.1	3.78	3.72
9	250	50	150	250	6	76.3	78.5	47.5	48.7	2.87	2.82
10				300		71.1	72.8	44.9	47.3	2.30	2.24
2	950	0	250	200	C	71.9	65.3	42.1	33.1	1.37	1.31
11	250	0	250	300	6	60.8	52.7			0.86	0.80
3	950	195	0	200	C	82.4	85.1			10.83	10.58
12	250	120	0	300	6	76.3	79.2			6.89	6.76
4	300	75	150	200	6	68.0	70.5			3.76	3.63
5	450	150	150	200	0	44.5				2.55	
13	450	150	150	300	6	44.0				2.10	
6	450	50	250	200	C	42.2	42.2			0.63	1.23
14	450	50	390	300	ю	37.5	36.1			0.40	0.38
8	250	50	150	200	9	145.0	141.8			11.81	11.70

表 3.3.2 各鋼板形状の降伏耐力 iQy, 初期剛性 iKini 一覧





 $iQ_y$ ,右図においては  $iK_{ini}$ を示している.図 3.3.4(a)の左図より、g/Hが大きくなると、ほぼ比例的に  $iQ_y$ が大きくなる.g/Hを 0.5 から 0 とすると、 $iQ_y$ は 0.8 ~ 0.87 倍程度低減される.また、hが大き くなると比例的に  $iQ_y$ が小さくなる.hを 200mm から 300mm とすると、 $iQ_y$ は 0.84 ~ 0.92 倍程度低 減される.図 3.3.4(a)の右図より、 $iK_{ini}$ は  $iQ_y$ より鋼板形状の影響が大きい.g/Hが大きくなると $iK_{ini}$ が大幅に大きくなり、hが大きくなると比例的に  $iK_{ini}$ が小さくなる.なお g/H に関わらず、hを 200mm から 300mm とすると、 $iK_{ini}$ は 0.63 倍程度低減される.以上のことは、図 3.3.4(b)の H = 450mm の時についても同様である.

次に *t* および鋼種の影響を検討する. 付録では,端板同士をボルトで締め付けている時のダンパーの全塑性耐力を塑性解析から求めている. 塑性解析では,FEM 解析結果による相当塑性歪分布を参考に,鋼板上に降伏線を仮定している. このとき,降伏線単位長さ当たりの塑性モーメント *m<sub>p</sub>* は式 (3.3.1)で算定される<sup>3.2</sup>.

$$m_p = \frac{t^2 \cdot \sigma_y}{4}$$

(3.3.1)

ここで, t: 板厚,  $\sigma_y$ : 降伏応力度である.式(3.3.1)によると $m_p$ はtの2乗および $\sigma_y$ に比例する.表 3.3.2 より,tの影響ではNo.1 とNo.8 との $_iQ_y$ の比は145/80.8 = 1.8 である.一方でt= 6mm とt= 9mmの $m_p$ の比は9<sup>2</sup>/6<sup>2</sup> = 2.25 であり, $_iQ_y$ の比1.8 とやや乖離している.鋼種の影響ではSN490 と LY225 との $_iQ_y$ の比は0.6 程度である.SN490 ( $\sigma_y$  = 392 N/mm<sup>2</sup>) とLY225 ( $\sigma_y$  = 234 N/mm<sup>2</sup>)の $m_p$ の比は234/392 = 0.6 であり, $_iQ_y$ の比0.6 と良く対応している.以上より,式(3.3.1)から推測する ことで,tおよび鋼種の影響を概ね把握することができる.また, $_iK_{ini}$ に関しては,tを 6mm から 9mm とすることで約 3.1 倍となる.本章の検討範囲では、t は iKini に最も影響する変数である.

本章では鋼板の各寸法が *iQy*, *iK*ini に及ぼす影響を検討した.今後はより幅広い変数に対しても検討 を行うことで,鋼板形状と *iQy*, *iK*ini との関係を定式化する必要がある.

#### 3.3.4 相当塑性歪に関する考察

図 3.3.5に各鋼板形状の相当塑性歪分布(1 サイクルの最大変形時)を示す. ただし,標準形状以外では 0°方向の相当塑性歪分布のみ示す. No.1, 2, 3 の比較により, g/H に関わらず分布形状はほとんど変わらないが, g/H が小さいほど相当塑性歪の大きさが小さくなる. No.1, 10 の比較により, h が小さいほど相当塑性歪の大きさが小さくなる. また No.1, 5, 6 の比較により, H が大きくなると相当塑性歪の大きさが極端に小さくなる.

次に各鋼板形状の相当塑性歪の大きさを考察する.参考のため,表 3.3.2 に各鋼板形状の板ばね剛 性 $_{i}K_{ps}$ と相当塑性歪の最大値 $\epsilon_{max}$ を示す.ここで、 $\epsilon_{max}$ は各モデルの相当塑性歪の最大値であり、1 サ イクルの最大変形時点(d = 100 mm)から取得している.なお、 $\epsilon_{max}$ は載荷方向および鋼板形状に関 わらず円形プレート周辺に生じる.表 3.3.2 より、g/Hまたはhを大きくする、またはtを小さくする ことで、 $_{i}K_{ps}$ が小さくなる.図 3.3.6 に $\epsilon_{max}$ と $_{i}K_{ps}$ との関係を示す.図 3.3.6 より、0°,45°方向と もに同様の傾向であり、hごとに(〇で囲む箇所) $\epsilon_{max}$ と $_{i}K_{ps}$ よ $K_{ps}$ とに相関が見られ、 $_{i}K_{ps}$ + $K_{ps}$ が小 さいほど $\epsilon_{max}$ が小さくなる.また、図 3.3.6 の灰色で示す箇所は、g/H = 0.20の時の解析結果を結ん だものである.これらの解析結果を比較すると、hが大きくなる、またはtが小さくなると( $_{i}K_{ps}$ + $_{s}K_{ps}$ が小さいほど) $\epsilon_{max}$ が小さくなる.以上より $\epsilon_{max}$ は、hまたはg/Hが同一の時、 $_{i}K_{ps}/_{st}K_{ps}$ とに相関が 見られる.

なお、第2章の実験で採用した鋼板形状は、図 3.3.6 に示される Emax の大きさと、表 3.3.2 に示され



図 3.3.5 各鋼板形状の相当塑性歪分布

No	H	g	f	h	t	板ばね剛性	標準形状との比	却是	<i>E</i> <sub>r</sub>	nax
INO.	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	$_{i}K_{ps}$ (kN/mm)	$_iK_{ps}/_{ m st}K_{ps}$	記与	0°方向	45°方向
1				200		14.6	1.00	0	0.086	0.104
9	250	50	150	250	6	8.3	0.57	0	0.071	0.086
10				300		5.2	0.36	0	0.059	0.075
2	250	0	950	200	G	10.9	0.75		0.086	0.104
11	200	0	250	300	0	4.1	0.28		0.027	0.034
3	250	195	0	200	C	19.5	1.34	$\bigtriangleup$	0.122	0.148
12	200	120	0	300	0	6.4	0.44	Δ	0.100	0.094
4	300	75	150	200	6	14.3	0.98	$^{*}$	0.083	0.093
5	450	150	150	200	C	13.3	0.91	$\times$	0.074	
13	400	150	150	300	0	5.0	0.34	×	0.060	
6	450	50	250	200	G	8.6	0.59	+	0.041	0.033
14	400	50	550	300	U	3.4	0.23	+	0.028	0.022
7	250	50	150	200	7.6	29.9	2.05	0	0.112	
8	200	50	190	200	9	49.2	3.38	$\bullet$	0.130	0.142

表 3.3.3 各鋼板形状の板ばね剛性 iKps



る  $iQ_y$ の大きさを考慮した上で選定した. すなわち No.1 を標準形状として,  $\varepsilon_{max}$ が小さくなる No.9 と No.2 を実験採用モデルとして選定している. ダンパー高さ *H*が大きい No.5, 6 または *h* = 300mm の鋼板形状でも $\varepsilon_{max}$  は小さくなるものの  $iQ_y$ が大幅に小さくなるため, 実験採用モデルに含めていな い. また,  $\varepsilon_{max}$ が大きくなるものの,  $iQ_y$ が比較的大きい No.8 についても実験採用モデルとして選定 している.

## 3.4 結

本章では,曲げ鋼板ダンパーに対して鋼板形状を主変数とした FEM 解析を実施して,その力学性 状を把握した.以下に得られた知見を示す.

- 曲げ鋼板ダンパーは四辺形四節点シェル要素を用いて作成することで、実験結果の荷重-変形関 係や変形状態を再現することが可能である。
- ・ 載荷振幅 d = 100mm では, FEM 解析から得られる相当塑性歪の最大値 $\varepsilon_{max}$ と繰返し回数  $n_t$  (実

験結果)に相関が見られ、*E*maxが小さいほど*n*<sub>i</sub>が大きくなる.

- ・曲げ鋼板ダンパーの荷重-変形関係は、鋼板形状に関わらず2サイクル目の耐力は1サイクル目の耐力より低くなる。ただし、LY225はSN490に比べて、2サイクル目の耐力が1サイクル目の耐力に近く、荷重-変形関係が完全弾塑性型に近くなる。また、載荷方向が荷重-変形関係に及ぼす影響はわずかである。
- ・ *h*を大きくするか, *g*/*H*を0に近づけると(鋼板形状をコ形に近づけると),降伏耐力は比例的に小さくなる. また, *h*を大きくすると初期剛性は比例的に増加し, *g*/*H*を0に近づけると初期剛性は大幅に増加する. *t*を大きくすると,降伏耐力・初期剛性とも顕著に増加する.
- ・ 相当塑性歪分布は, g/H に関わらず分布状態はほとんど変わらないが, g/H が小さいほど相当塑 性歪の大きさは小さくなる. また, h またはダンパー高さ H が大きいほど,相当塑性歪は小さく なる.
- ・ hごとに相当塑性歪の最大値 $\epsilon_{max}$ と板ばね剛性とに相関が見られ、板ばね剛性が小さいほど $\epsilon_{max}$ は小さくなる. また、同一の g/H では、h が大きくなる、または t が小さくなるほど(板ばね剛性が小さいほど) $\epsilon_{max}$ は小さくなる.

## 参考文献

- 3.1) 岩田善裕,石原直,向井昭義,西山功,青木博文:鋼材の素材引張試験における一様伸びと破断 伸びの関係,日本建築学会構造系論文集, No.683, pp.223-232, 2013.1
- 3.2) 井上一朗, 吹田啓一郎: 建築鋼構造-その理論と設計-, 鹿島出版会, pp.2-158, 2007.12

## 第4章 曲げ鋼板ダンパーの復元力モデルおよび

# 鋼板形状がダンパー付き免震建物の地震応答性状に及ぼす影響

## 4.1 序

第2章では繰返し水平加力実験を実施し、鋼板形状が曲げ鋼板ダンパーの力学性状に及ぼす影響を 把握した.また、第3章では FEM 解析により、ダンパーの荷重-変形関係を良好に模擬する解析モ デルを構築した.そこで、本章ではダンパーの復元力特性について検討し、復元力特性を再現する地 震応答解析用復元力モデル(以下、単に復元力モデル)を提案する.さらに、得られた復元力モデル を用いて、曲げ鋼板ダンパーを適用した免震建物の地震応答解析を実施し、以下について検討する.

- ・ 曲げ鋼板ダンパーの復元力特性を考慮した、降伏せん断力係数の評価方法について検討する.
- ダンパーの鋼板形状が地震応答性状(免震層の応答変位,応答加速度など)に及ぼす影響を検討する.
- ・ ダンパーの累積損傷度を算出して破断までの余裕度を検証する。また、多数回繰返し変形による
   ダンパーのエネルギー吸収量低下が地震応答性状に及ぼす影響を検討する。

ただし,時刻歴応答解析には弾塑性解析プログラム SNAP Ver.7<sup>4.1</sup>,有限要素解析には汎用非線形構 造解析プログラム MSC.Marc2017<sup>4.2</sup>)を用いる.

## 4.2 ダンパーの復元力モデル

### 4.2.1 ダンパーの復元力特性

第2,3章では、曲げ鋼板ダンパーの定常振幅載荷で検討したが、本章では FEM 解析を用いて曲げ 鋼板ダンパーに漸増・漸減載荷を実施し、その復元力特性を検討する。解析モデルおよび材料特性は 第3章と同様とする(図4.2.1参照).ただし、前章において載荷方向が荷重-変形関係に及ぼす影響 がわずかであることを確認したため、載荷方向は0°方向(図4.2.1のx方向)のみとする。図4.2.2に 漸増・漸減の載荷プログラムを示す。漸増載荷では最大変形 300mm まで1サイクルごとに 50mm ず つ増加させ、漸減載荷では変形 300mm から1サイクルごとに 50mm ずつ減少させる。

図 4.2.3 に漸増・漸減載荷時の荷重–変形関係を示す.ただし、実線は FEM 解析結果、破線は第 2 章の実験結果であり、両者はよく対応していることが確認される.また図 4.2.3 より、曲げ鋼板ダン パーの復元力特性には以下の特徴が見られる.

 ・ 塑性変形経験後に載荷が逆転すると、全塑性耐力より低いほぼ一定の耐力を維持したまま変形が 進む棚状の変形領域(棚状域)が生じる。



図 4.2.1 FEM 解析モデル(標準形状)





- ・ さらに変形を進めると、ダンパーに局所的な張力場が形成され、最大経験変形に向かって耐力上 昇が生じる.
- ・ 大変形域において耐力上昇が生じる.

以上のことから、漸増載荷と漸減載荷で荷重-変形関係が異なる.また、次節で用いる諸量として、 ダンパー全塑性耐力 *Q*<sub>p</sub>、棚状域の耐力 *bf*<sub>p</sub>を以下の通り定義する(図 4.2.4 参照).

- *Q<sub>p</sub>*:荷重-変形関係において接線剛性が初期剛性 *K*<sub>ini</sub> の 1/10 である *K*<sub>ini</sub> / 10 まで低下した時点の 荷重
- ・ bfp: 棚状域の荷重-変形関係において接線剛性が Kini / 10 まで低下した時点の荷重
- ・ *d<sub>t</sub>*: *Q<sub>p</sub>*の 1.1 倍の耐力時点の変形(耐力上昇の起点変形とする)
- ・ *Q*<sub>300</sub>: *d* = 300mm 時点の荷重

4.2.1 ダンパーの復元力モデル

前項の検討で確認された曲げ鋼板ダンパーの特性を表現できる復元力モデルとして,図 4.2.5 に示 すバイリニアモデル,最大点指向型バイリニアスリップモデル(以下,スリップモデル),大変形域 の耐力上昇を表現するスリップモデル(以下,耐力上昇スリップモデル)の3つを組み合わせた並列 モデルを提案する.以下に,モデル作成の具体的な手順を示す(図 4.2.6 参照).

- 1. FEM 解析より,図 4.2.4 に示す初期剛性 *K*<sub>ini</sub>,全塑性耐力 *Q*<sub>p</sub>, *Q*<sub>p</sub>時の変位 *d*<sub>p</sub> および棚状域の 耐力 *b*<sub>f</sub> を定義する.
- 2.  $Q_p$ から  $_{bf_p}$ を引いた値をスリップモデルの最大耐力  $_{sf_p}$ とし、 $d_p$ を用いスリップモデルの初期剛 性  $_{sk_0}$  (=  $_{sf_p}/d_p$ )を定義する.



図 4.2.5 復元力モデル



3.  $K_{\text{ini}}$ から  $_{sk_0}$ を引いた値をバイリニアモデルの初期剛性  $_{bk_0}$  (=  $K_{\text{ini}}$  -  $_{bk_0}$ )とする.

4. *Q*<sub>300</sub>, *d*<sub>t</sub> を算出し,耐力上昇スリップモデルの初期剛性 tko (= (*Q*<sub>300</sub> - *Q*<sub>p</sub>) / 300 - *d*<sub>t</sub>)を求める.

図 4.2.7 に、以上の方法によって作成された復元力モデルと FEM 解析結果との荷重–変形関係の比較を示す.実線は復元力モデル、破線は FEM 解析結果である.図 4.2.7 より、復元力モデルは FEM 解析結果と精度良く対応している.また、図 4.2.8 には復元力モデルと FEM 解析結果とのエネルギー 吸収量 $\Sigma E$ -累積変形量 $\Sigma d$  関係の比較を示す.凡例は図 4.2.7 と同様である.図 4.2.8 より、(a)の漸減載荷を除き、 $\Sigma E$  も復元力モデルと FEM 解析結果でほぼ一致する.また、(b)の漸減載荷でも復元力 モデルの $\Sigma E$  は FEM 解析結果より小さく、エネルギー吸収量は安全側となる.以上より、提案する復元力モデルは FEM 解析結果を良くモデル化し、本章では本モデルを用いて地震応答解析を実施する.

表 4.2.1 に本章で検討するダンパーの諸量を示す. ただし,ダンパーは第 2 章の実験変数のうち, 繰返し変形性能にすぐれる鋼板形状を 3 種類選定している. 鋼板形状名称は第 2 章と同様であり,表 中に鋼板形状の寸法(図 4.2.1 参照)を示している. また, h250g50t6 では変位 300mm までに耐力 が 1.1  $Q_p$  に達しなかったため,耐力上昇スリップモデルは考慮しない.表 4.2.1 より,  $bf_p \ge Q_p \ge O$ 比  $bf_p/Q_p$  は鋼板形状の影響では「h200g0t6>標準形状(h200g50t6) >h250g50t6」の順となる. ま

鋼板形状	h (mm)	g (mm)	f (mm)	鋼種	Qy (kN)	Q <sub>p</sub> (kN)	bfp (kN)	$\frac{bf_p}{Q_p}$	Q <sub>300</sub> (kN)	dy (mm)	$d_p$ (mm)	$d_t$ (mm)	K <sub>ini</sub> (kN/mm)
h200g50t6	200	50	150	SN490	55	86	40	0.47	150	15	45	177	3 77
(標準形状)	200	50	100	LY225	38	51	31	0.62	91	10	31	174	5.11
h250g50t6	250	50	150	SN490	49	77	30	0.39	-	17	43	-	2 62
11230g30t0	200	50	100	LY225	36	49	28	0.57	-	13	34	-	2.02
h200g0t6	200	0	250	LY225	75	87	66	0.76	90	29	63	165	1.30

表 4.2.1 ダンパーの諸量

た、鋼種の影響では LY225 の方が SN490 より  $bf_p / Q_p$  が大きくなる.  $bf_p / Q_p$  が大きいほど、図 4.2.5 のスリップモデルの成分が少なく、漸増載荷と漸減載荷で近い荷重–変形関係となる. このように、 ダンパーの鋼板形状と鋼種によって荷重–変形関係に差異があり、棚上域のエネルギー吸収量が異なる. また、 $d_y$ は h200g0t6 で最も大きく ( $d_y = 29$ mm)、小振幅では減衰量を得にくい.

## 4.3 地震応答解析

#### 4.3.1 解析概要

本節では,提案した復元力モデルを用いて曲げ鋼板ダンパーを適用した免震建物の地震応答解析を 実施する.対象とする免震建物は文献 4.3)を参考にして,図 4.3.1 に示す 1 質点系モデルを用いる. 本モデルの質量 *M* は 4900t (4 層を想定)であり,アイソレータとダンパーから構成される.アイソ レータは弾性とし,ダンパーを無視したときの免震周期が 4.0s となるように,アイソレータの水平剛

質量4900t ダンパー ダンパー アイソレータ K<sub>f</sub> = 12.09kN/mm

図 4.3.1 解析モデル

表 4.3.1 入力地震動

抑電動	收敌	最	大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )		姚结時間(。)
地展到	叫自小小	PGV 50cm/s	PGV 100cm/s	原波	和生形心时间(S)
El Centro NS	EL	511	1022	-	53.74
Taft EW	TF	497	993	_	54.38
Hachinohe NS	HC	337	674	1	50.98
BCJ-L1	L1	1	1	207	60.00
BCJ-L2	L2	-	_	356	120.00

※PGV: 最大速度(cm/s)



性 $K_f$ を12.09 kN/mmとする.

表 4.3.1 に入力地震動, 図 4.3.2 に擬似速度応答スペクトルを示す. El Centro NS, Taft EW, Hachinohe NS は最大速度 PGV を 50cm/s または 100cm/s に基準化して入力し, BCJ-L1, L2 はそれ ぞれ原波を入力する。

#### 4.3.2 復元力特性の影響

○ 解析概要

本章で提案する復元力モデルは、最大経験変形に向けて耐力が上昇するという特性をもつ、そこで、 本項では曲げ鋼板ダンパーの復元力モデルと完全弾塑性型の復元力モデルを比較して、復元力特性の 違いが地震応答性状に及ぼす影響を検討する.解析対象とする曲げ鋼板ダンパーは、標準形状の2倍 とする。なお、寸法を2倍とすると耐力は4倍、変形は2倍される(付録付図5参照)。

表 4.3.2 に解析変数, 図 4.3.3 に解析変数である復元力モデルを示す. 解析変数は鋼種 (SN490, LY225),復元力モデルの違い(曲げ鋼板ダンパー,完全弾塑性型),降伏せん断力係数a,である。 No.3,4は No.1の SN490 曲げ鋼板ダンパーとの比較用, No.5,6は No.2の LY225 曲げ鋼板ダンパー との比較用である.なお、完全弾塑性は図 4.3.3 に示すように初期剛性  $K_{\text{ini}}$ 、降伏耐力  $_{ll}Q_{v}$ 、二次剛性 0を有するモデルである.  $flQ_{y}$ は曲げ鋼板ダンパーの  $Q_{p}$ と等しい場合と、 $bf_{p}$ と等しい場合を考える. なお、本項での曲げ鋼板ダンパーの復元力モデルには耐力上昇スリップモデルが現れない.

曲げ鋼板ダンパーのa。はダンパー個数 n, 建物質量 M, 重力加速度 g を用いて式(4.3.1)で算定する.  $\alpha_s = \frac{n \cdot Q_p}{M \cdot q}$ (4.3.1)

また,完全弾塑性の $\alpha_s$ は式(4.3.1)の分子の $Q_p \varepsilon_{fl}Q_y$ とする.以上より, $\alpha_s$ は表 4.3.2に示すように, 曲げ鋼板ダンパーでは鋼種に関わらず 0.06 となる. 完全弾塑性型では flQy を Qp と等しくする場合と ofp と等しくする場合があるため、0.06, 0.028 (No.3, 4) および 0.06, 0.037 (No.5, 6) となる.入力

No.	復元力モデル	鋼種	K <sub>ini</sub> (kN/mm)	$Q_p$ (kN)	bfp (kN)	$rac{{}_{b}f_{p}}{Q_{p}}$	$_{fl}Q_y$ (kN)	ダンパー 個数 n	降伏せん断力係数 α <sub>s</sub>
1	まで、「生き」	SN490	7.57	344	161	0.47		8.38	0.06
2	曲け銅板タンハー	LY225	7.53	202	125	0.62	_	14.26	0.06
3							344	0.90	0.06
4	合人巡湖桥期		1.67				161	8.38	0.028 (=0.06.0.47)
5	元至理塑性型	_	7 50		_		202	14.90	0.06
6			1.55				125	14.26	0.037 (=0.06.0.62)

表 4.3.2 解析変数 (ダンパー1 個あたり)





○ 解析結果

図 4.3.4 に El Centro NS 地震動における復元力特性の違いがダンパーの荷重-変形関係に及ぼす影響を示す. (a)は SN490 の曲げ鋼板ダンパーに関連する解析結果 (No.1, 3, 4), (b)は LY225 の曲げ鋼板ダンパーに関連する解析結果 (No.2, 5, 6) である. また, 黒線は曲げ鋼板ダンパー, 灰色実線と灰 色破線は完全弾塑性型の解析結果である. 図 4.3.4 より, 正負それぞれの最大変形を経験した後は, ダンパーはバイリニアの履歴を描き, 図 4.2.7 の漸減載荷時の荷重-変形関係に近くなる. これは 4.2.1 節で設定したように, ダンパーは最大経験変位に向かって耐力が上昇する復元力特性をもつた めである. 以上のように, 地震動におけるダンパーの荷重-変形関係は, 図 4.2.7 の漸増・漸減載荷両 者の特性をあわせもつ. また完全弾塑性型では,  $a_s$ が小さい時, 変形が増大していることが確認され る. 図 4.3.5 に El Centro NS 地震動における免震層の応答変位 d の時刻歴を示す. 黒線は曲げ鋼板ダンパー, 灰色実線と灰色破線は完全弾塑性型の解析結果である. 図 4.3.5 より, 応答変位 d はほぼ等 しく, 復元力特性が応答変位 d に及ぼす影響は少ない. ただし,  $a_c$ が小さい完全弾塑性型では応答変 位が若干大きくなる. また, 図 4.3.6 に一例として El Centro NS 地震動における応答加速度 a の時刻 歴を示す. 応答加速度 a に関しても同様に, 復元力特性が応答加速度 a に及ぼす影響は少ない. ただ



					( )									
	$d_{\text{max}}$ (mm)				$a_{r}$	<sub>nax</sub> (cm/	$s^2$ )		$\Sigma d$ (m)		$\Sigma E$ (×103 kN m)			
復〕 モデ	ī ル※	$\mathbf{FL}$	BSPD	$\operatorname{FL}$	$\operatorname{FL}$	BSPD	$\mathbf{FL}$	$\operatorname{FL}$	BSPD	$\operatorname{FL}$	FL	BSPD	FL	
C	$\ell_s$	0.028	0.06	0.06	0.028	0.06	0.06	0.028	0.06	0.06	0.028	0.06	0.06	
	EL	278	239	206	96	118	110	4.51	5.18	5.59	5.25	7.67	5.85	
地	TF	233	212	206	85	111	110	4.68	5.37	6.00	2.91	3.04	3.35	
震	HC	243	261	185	87	123	104	6.09	7.71	6.17	5.25	7.67	5.85	
動	L1	151	112	136	65	87	92	4.50	5.21	6.33	2.42	2.26	2.51	
	L2	388	352	327	123	146	139	12.96	14.57	14.52	10.72	11.82	11.72	

表 4.3.3 解析結果(復元力特性の影響) (a) SN490曲げ鋼板ダンパー

(b) LY225 曲げ鋼板ダンパー

		d	<sub>max</sub> (mn	n)	$a_{\mathrm{r}}$	<sub>nax</sub> (cm/s	$s^2$ )		$\Sigma d$ (m)		$\Sigma E$	$(\times 10^3 \text{ kN})$	Jm)
復〕 モデ	元力 ブル※	$\operatorname{FL}$	BSPD	$\mathbf{FL}$	$\operatorname{FL}$	BSPD	$\mathbf{FL}$	$\operatorname{FL}$	BSPD	$\operatorname{FL}$	$\operatorname{FL}$	BSPD	$\operatorname{FL}$
C	χs	0.037	0.06	0.06	0.037	0.06	0.06	0.037	0.06	0.06	0.037	0.06	0.06
	EL	182	215	214	81	112	112	4.05	4.61	4.66	2.99	3.23	3.48
地	TF	198	166	185	85	100	104	4.38	4.78	5.13	3.51	3.87	4.19
震	HC	206	196	161	87	107	99	5.07	5.65	4.65	5.64	6.56	4.36
動	L1	198	166	185	66	83	84	3.82	4.09	4.24	2.52	2.44	2.32
	L2	369	350	350	128	145	145	11.61	12.18	12.76	11.89	12.32	13.62

※FL: 完全弾塑性型, BSPD: 曲げ鋼板ダンパー

し、α。が大きい完全弾塑性型では応答加速度が若干大きくなる.

表 4.3.3 に各地震動の解析結果(免震層の最大応答変位  $d_{max}$ ,最大応答加速度  $a_{max}$ ,累積変位量 $\Sigma d$ , ダンパーのエネルギー吸収量 $\Sigma E$ )をまとめて示す. (a)は SN490 の曲げ鋼板ダンパーに関連する解析 結果(No.1, 3, 4), (b)は LY225 の曲げ鋼板ダンパーに関連する解析結果(No.2, 5, 6)である. ただ し,表中 FL は完全弾塑性型,BSPD は曲げ鋼板ダンパーの解析結果を表し,灰色で塗るのは 3 つの 解析結果の中で中間となる値である.表 4.3.3 より, $d_{max}$ と $\Sigma d$ では概ね「FL( $\alpha_s$ ,小)>BSPD>FL ( $\alpha_s$ ,大)」の順に大きく、 $a_{max}$ では概ね「FL( $\alpha_s$ ,大)>BSPD>FL( $(\alpha_s$ ,小)」の順に大きくなる.こ のことから、曲げ鋼板ダンパーは、図 4.3.3 の完全弾塑性復元力モデルの中間的な性状を有すること が分かる.また、 $\Sigma E$ は地震動によりばらつきがあるものの、概ね一致する.曲げ鋼板ダンパーは二 次剛性が発生し、免震建物の周期が各復元力モデルで違うものの、その差異はエネルギー吸収量の観 点からはわずかである.以上より、曲げ鋼板ダンパーの $\alpha_s$ を $Q_p$ で規定される $\alpha_s$ と $bf_b$ で規定される $\alpha_s$ の中間的な値で設計することで、適切にその地震応答性状を評価する.

## 4.3.3 鋼板形状が地震応答性状に及ぼす影響

## ○ 解析概要

本項では、曲げ鋼板ダンパーの鋼板形状が地震応答性状に及ぼす影響を把握するため、曲げ鋼板ダンパーを適用した免震建物の地震応答解析を実施する.また前項における検討から、式(4.3.1)による降伏せん断力係数 $\alpha_s$ とは別に、 $Q_p$ と $_bf_b$ との中間値で規定される降伏せん断力係数 $_{ave}\alpha_s$ を式(4.3.2)で定義する.

$$_{ave}\alpha_s = \frac{n \cdot \frac{Q_p + _b f_p}{2}}{M \cdot g} \tag{4.3.2}$$

No	エデルタ	细柜形中	細秳	フケール	考慮	する復元力	モデル要素	降伏せん断力	1	ı
INO.	モノル石	到叫70又月24八	到吗个里	$X = \mathcal{N}$	バイリニア	スリップ	耐力上昇スリップ	係数の定義	0.03	0.06
1	std-SN-2-m	標準形状	SN490	2倍	0	0	-		4.2	8.5
2	std-SN-3-m	h200g50t6	SN490	3倍	0	0	_	$\alpha_s$	1.9	3.8
3	h500-SN-2-m	h250g50t6	SN490	2倍	0	0	_	- 0.05, 0.00	4.7	9.4
4	std-SN-2-a	標準形状	SN490	2倍	0	0	0		5.7	11.4
5	std-LY-2-a	h200g50t6	LY225	2倍	0	0	0	$_{ave} \alpha_s$	8.8	17.6
6	g0-LY-2-a	h200g0t6	LY225	2倍	0	0	0	=0.03, 0.06	9.5	18.9
7	h500-LY-2-a	h250g50t6	LY225	2倍	0	0	耐力上昇なし		9.4	18.7

表 4.3.5 鋼板形状の解析変数



表 4.3.5 に鋼板形状の解析変数を示す. 鋼板形状としては表 4.2.1 に示す形状をスケール 2 倍または 3 倍とする. 鋼種は SN490 と LY225 とする. ただし, No.1~3 と No.4~7 では研究の時系列上, 解析 方針に違いがある. すなわち No.1~3 は第 2 章の孔有試験体を再現するように設定したものであり, 考慮する復元力モデル要素はバイリニアとスリップ (図 4.2.5) のみであり, 式(4.3.1)により  $\alpha_s$  を算定 する. No.4~7 は第 2 章の孔無試験体を再現するように設定したものであり, 考慮する復元力モデル 要素はバイリニア, スリップ, 耐力上昇スリップ (図 4.2.5) であり, 式(4.3.2)により  $ave\alpha_s$  を算定す る. No.1~3 は No.1, No.4~7 は No.5 を基準の変数とする (表中灰色部分). なお,  $\alpha_s$  または  $ave\alpha_s$  を 0.03, 0.06 となるように設計したため, n は小数点を含む数値となっている.

図 4.3.7 に各ダンパーの復元力モデルを示す. 実線は復元力モデル, 破線は FEM 解析結果である. 図 4.3.7 より,いずれのモデルも復元力モデルと FEM 解析結果は良く対応している. 表 4.3.6 に各ダ

No.	モデル名	鋼板形状	鋼種	スケール	d y (kN)	K <sub>ini</sub> (kN/mm)	$Q_p$ (kN)	<sub>b</sub> f <sub>p</sub> (kN)	$rac{{}_{b}{f}_{p}}{Q_{p}}$
1	std-SN-2-m	標準形状	SN490	2倍	29	7.49	340	160	0.47
2	std-SN-3-m	h200g50t6	SN490	3倍	44	11.20	750	360	0.48
3	h500-SN-2-m	h250g50t6	SN490	2倍	34	5.70	307	120	0.39
4	std-SN-2-a	標準形状	SN490	2倍	29	7.57	344	161	0.47
5	std-LY-2-a	h200g50t6	LY225	2倍	20	7.53	202	125	0.62
6	g0-LY-2-a	h200g0t6	LY225	2倍	58	2.60	173	131	0.76
7	h500-LY-2-a	h250g50t6	LY225	2倍	25	5.63	196	111	0.57

表 4.3.6 各ダンパーの諸量

ンパーの諸量を示す. 表 4.3.6 より, 降伏変位 *d<sub>y</sub>* は std-SN-3-m と g0-LY-2-a で大きくなる. また, *bf<sub>p</sub>* / *Q<sub>p</sub>* は SN490 より LY225 の方が大きく, 鋼板形状では「h200g0t6>h200g50t6>h250g50t6」の 順に大きい. 入力地震動は標準 3 波(それぞれ PGV を 50, 100cm/s に基準化して入力する)および BCJ-L1, L2 とする (4.3.1 節参照).

○ 解析結果

図 4.3.8 に El Centro NS 地震動における降伏せん断力係数 0.06 のダンパーの荷重–変形関係を示 す.図 4.3.8 より、復元力モデルの違いにより、荷重–変形関係も異なっていることが確認できる.ま た、耐力上昇スリップモデルは PGV100cm/s を除いて現れず、本検討範囲では耐力上昇スリップモデ ルが地震応答性状に及ぼす影響は少ない.

図 4.3.9 に免震層の最大応答変位変形 *d*<sub>max</sub> を示す. 横軸は地震動で整理しており, それぞれの略称 は表 4.3.1 に示す通りである. また, 実線, 点線は降伏せん断力係数 0.06, 0.03, 黒線, 灰色線は地震 動の最大速度 PGV50cm/s, 100cm/s の解析結果である. 図 4.3.9 より, ダンパーモデルと地震動によ りばらつきがあるものの, 降伏せん断力係数が大きいほど *d*<sub>max</sub> が低減され, 概ね *d*<sub>max</sub> が 100mm 程度





小さくなる.また、PGV100cm/s では PGV50cm/s より  $d_{max}$  が 2 倍程度となる.BCJ-L2 地震動で最 も  $d_{max}$  が大きくなり、降伏せん断力 0.03 のとき  $d_{max}$  = 385~429mm、降伏せん断力 0.06 のとき  $d_{max}$ = 300~368mm となる. 一般的な免震建物のクリアランスが 450~600mm 程度であるため <sup>4.4</sup>、レベ ル 2 の地震動に対してダンパーが応答変位を低減していることが分かる.

次に各ダンパーモデルが  $d_{\text{max}}$  に及ぼす影響を検討するため,図 4.3.10 に免震層の無次元化最大応 答変位を示す.ただし,No.2,3 の結果である(a), (b)は No.1 で無次元化し,No.4, 6,7 の結果である (c), (d), (e)は No.5 で無次元化する.凡例は図 4.3.9 のときと同様である.(a), (b)より,std-SN-3-m と h500-SN-2-m は std-SN-2-m よりわずかに  $d_{\text{max}}$  が大きくなる.これは std-SN-3-m は比較的  $d_y$  が大 きく早期にダンパーが降伏せず,また h500-SN-2-m は std-SN-2-m より  $bf_p / Q_p$ が小さく棚状域での エネルギー吸収量が小さくなるためである.(c), (d), (e)より,std-SN-2-a, g0-LY-2-a, h500-LY-2-a は いずれも std-LY-2-a より  $d_{\text{max}}$  が大きくなる.std-SN-2-a, h500-LY-2-a より  $d_{\text{max}}$  が大 きくなるのは,std-SN-2-a, h500-LY-2-a の  $bf_p / Q_p$  が小さいためである.また,g0-LY-2-は std-LY-2-a より  $bf_p / Q_p$  が大きいが, $d_y$  が比較的大きいため  $d_{\text{max}}$  が増大した.以上より, $d_{\text{max}}$  を低減させる



には *d<sub>y</sub>*を小さくして早期にダンパーが降伏するようにし,かつ *bf<sub>p</sub>* / *Q<sub>p</sub>*を大きくして棚状域でのエネ ルギー吸収量を増大することが有効である.

図 4.3.11 に最大応答加速度  $a_{max}$ を示す. (a)は PGV50cm/s または BCJ-L2, (b)は PGV100cm/s の 解析結果である. また、〇、●印は降伏せん断力係数 0.03, 0.06 の解析結果である. 図 4.3.11 より、 いずれも降伏せん断力係数 0.06 の方が  $a_{max}$  は若干大きくなる. また、(a)よりレベル 2 の地震動では  $a_{max}$ は最大 160cm/s<sup>2</sup>, (b)より PGV100cm/s の地震動では  $a_{max}$  は最大 270cm/s<sup>2</sup> となる. PGV100cm/s の一部の地震動を除いて  $a_{max}$  は什器等の転倒が生じる目安とな

る 250cm/s<sup>2</sup>以下であり,加速度応答が十分に低減されている. 次に Manson-Coffin 則および Miner 則に基づいた累積損傷度 *D* と, Rainflow 法のサイクル計測法を用いることで,不規則な 振幅をもつ応答変位下におけるダンパーの損傷度を評価する <sup>4.5),</sup>
<sup>4.6)</sup>. Miner 則では,式(4.3.3)より累積損傷度 *D* が推定され,*D* が1以上となるときダンパーの疲労曲線を上回る.





(4.3.3)



ここで、 $n_i$ : 片振幅  $d_i$ の繰返し回数、 $N_i$ : 片振幅  $d_i$ の繰返し回数(第2章の $n_i$ に相当)である.図 4.3.12に第2章の実験結果で得られる各ダンパーの疲労曲線を示す。実線と□印は0°方向、破線と◇ 印は 45°方向であり、図中には算定式を付記する。疲労曲線は、第2章の $n_i$ から求めており、疲労曲 線が対数軸上で直線になるという Manson-Coffin 則に基づいている。疲労曲線のプロット(□, ◇印) は繰返し載荷実験における片振幅 100mm および 200mm の結果をそれぞれのスケールに換算したも のであり、プロットの範囲外は疲労曲線を外挿して求めている。ただし、h500-LY-2-a は第2章の実 験において大振幅の繰返し回数が、小振幅の繰返し回数を上回っているため疲労曲線を設定しない。 なお、h500-LY-2-a 以外にも対数軸上で直線近似しているため、小振幅で $N_i$ を過小評価している。こ のことについては今後の課題とする。また、No.1, 2, 4, 5 の 4 つのモデルは同一の鋼板形状であるが、 No.1, 2 は孔有試験体、No.4, 5 は孔無試験体の疲労曲線を用いる。すなわち、前述の通り No.1~3 は 孔有試験体、No.4~7 は孔無試験体を対象としている。また図 4.3.12 より、LY225 の孔無の疲労曲線 (e)、(g)、(f)は、他の疲労曲線より繰返し変形性能にすぐれている。

図 4.3.13 に各ダンパーモデルの累積損傷度 Dを示す.下添字 0 は 0°方向,下添字 45 は 45°方向の 疲労曲線から算定した Dである.凡例は図 4.3.10 の時と同様である.図 4.3.13 より,D は地震動・ ダンパーモデル・載荷方向により大きく異なり,降伏せん断力係数が大きいほど免震層の応答変位が 低減されるため,D も概ね低減する.また(a)~(d)より,SN490 のダンパーモデルでD が大きく, Hachinohe と BCJ-L2 地震動で最大でそれぞれ 0.2,0.37 程度となる.また,PGV100cm/sではDが 最大 0.6 となる.一方 LY225 のダンパーモデルではD が比較的小さくなる.とくに g0-LY-2-a では PGV100cm/s でもDが 0.1 程度となり,損傷度が他のモデルと比べて十分小さいことが分かる.

各ダンパーモデルがDに及ぼす影響を検討するため、図4.3.14に無次元化累積損傷度を示す。ただ





し、No.2,3の結果である(a), (b)は No.1 で無次元化し、No.4, 6の結果である(c), (d)は No.5 で無次元 化する. 凡例は図 4.3.13 のときと同様である. (a)より, std-SN-3-m は std-SN-2-m より Dが大幅に 小さく, ダンパースケールを大きくすることは D を低減するのに有効である. (b)より, h500-SN-2m は std-SN-2-m より Dが大きくなる. h500-SN-2-m は std-SN-2-m より繰返し変形性能にすぐれる が, 復元力モデルの違いから変形量は h500-SN-2-m の方が大きくなる. また, 前述のように h500-SN-2-m の疲労曲線は小振幅で  $N_i$ を過小評価している. このことから, h500-SN-2-m において D が 大きくなる. (c)より, std-SN-2-a は std-LY-2-a より Dが大きくなり, 鋼種を LY225 とすることは Dを低減するのに有効である. (d)より, g0-LY-2-a は std-LY-2-a より Dが大幅に小さい. これは g0-LY-2-a の繰返し変形性能が大きいためである. なお, h500-LY-2-a は上記のように疲労曲線を求めて いないが, std-LY-2-a よりも繰返し変形性能にすぐれる. このことから, h500-LY-2-a の D も g0-LY-3-a 同様に小さくなることが推定される.

以上より, PGV100cm/s を含むいずれの地震動でも *D*が 1.0 を上回らない. また, ダンパースケー ルを大きくすることや, 端板四隅ボルト孔を無くして鋼種 LY225 を用いることで *D* は大幅に小さく なり, 損傷度に余裕をもたせることが可能である. ただし, より継続時間が長い地震動では, *D* が本 項で検討した場合より大きくなることが予想され, 今後の検討が必要である.

#### 4.3.4 多数回繰返し変形の影響

曲げ鋼板ダンパーは多数回繰返し変形によって耐力(エネ ルギー吸収量)が徐々に低下する(図 4.3.15 参照).このよ うな多数回繰返し変形の影響は、U字形ダンパーや鉛ダンパ ーでも見られ、文献 4.7),4.8)では多数回繰返し変形が地震応 答性状に及ぼす影響を検討している.とくに本項では文献 4.7)による方法(降伏荷重低下率を簡易的に評価する方法; 以下,簡易法)を用いて、曲げ鋼板ダンパーの多数回繰返し 変形の影響を検討する.以下に簡易法の解析手順を示す.



図 4.3.15 繰返し変形による耐力低下





表437 各タンパーモテルのエネルギー低下巡(累積変形	形量 40m	Om 時貞)
-----------------------------	--------	--------

					累積	変形量40m	時点のエネ	ルギー吸口	又量低下率1	$E_i/E_3$
No.	モデル名	鋼板形状	鋼種	スケール	片振幅d (mm)	0°	45°	片振幅d (mm)	0°	45°
1	std-SN-2-m	標準形状	SN490	2倍	<i>d</i> =200	0.58	0.59	<i>d</i> =400	0.42	-
2	std-SN-3-m	h200g50t6	SN490	3倍	<i>d</i> =300	0.74	0.82	<i>d</i> =600	0.74	0.61
3	h500-SN-2-m	h250g50t6	SN490	2倍	<i>d</i> =200	0.65	0.83	<i>d</i> =400	0.62	0.49
4	std-SN-2-a	標準形状	SN490	2倍	<i>d</i> =200	0.57	0.56	<i>d</i> =400	0.43	-
5	std-LY-2-a	h200g50t6	LY225	2倍	<i>d</i> =200	0.75	0.74	<i>d</i> =400	0.86	0.73
6	g0-LY-2-a	h200g0t6	LY225	2倍	<i>d</i> =200	0.83	0.93	<i>d</i> =400	0.96	0.79
7	h500-LY-2-a	h250g50t6	LY225	2倍	<i>d</i> =200	0.75	0.79	<i>d</i> =400	0.84	0.82

1. ダンパーの繰返し依存性を無視した地震応答解析 (step1) を実施する. なお, step1 は本章で は 4.3.3 項に相当する.

2. ダンパーの吸収エネルギー $\Sigma E_{step1}$ を評価する.

3. Σ*E*<sub>step1</sub>に応じて繰返し依存性を考慮した地震応答解析(step2)を実施する.

本項では、3.の手順としてダンパー耐力を $\Sigma E_{step1}$ に応じて低減させる。具体的には第2章の実験結果 よりエネルギー吸収量変化率  $E_i/E_3$ 、すなわち第iサイクルの第3サイクルに対するエネルギー吸収量 の比率を求める(図 4.3.16 参照)。なお、本項では第3サイクルを基準とし、それ以前にはダンパー の耐力を低下させない。次に、 $\Sigma E_{step1}$ に対応するエネルギー吸収量低下率  $E_i/E_3(\Sigma E_{step1})$ を算定する。 最後に、図 4.3.17に示すようにダンパー耐力を  $E_i/E_3(\Sigma E_{step1})$ 倍して、再び地震応答解析を実施する。

文献 4.7)では U 字形ダンパー(NSUD45 タイプ)の多数回繰返し変形の影響に関する図が示され ており、片振幅 200mm の定常振幅載荷において累積変形量 40 数 m 時点で 1 サイクル目より 0.7 程 度、片振幅 650mm の定常振幅載荷において累積変形量約 30m 時点で 1 サイクル目より 0.8 程度降伏 荷重が低下する.ただし、文献 4.7)、4.9)では U 字形ダンパーの多数回繰返し変形の影響は少ないと 見なしており、多数回繰返し変形が地震応答性状に及ぼす影響を検討した研究はない.一方で鉛ダン パーは U 字形ダンパーと比べて多数回繰返し変形の影響が大きく、多数回繰返し変形が地震応答性状 に及ぼす影響はさまざまに検討されている<sup>個にば 4.7)、4.8)</sup>.曲げ鋼板ダンパーの指標として、表 4.3.7 に 4.3.3 項の各ダンパーモデルのエネルギー吸収量低下率  $E_i/E_3$ を示す.表には、0°および 45°方向の片 振幅 *d* ごとの  $E_i/E_3$ (累積変形量 40m 時点)を示しており、0.7 以上の結果を灰色としている.表 4.3.7 より、No.5~7のLY225 ではいずれも 0.7 以上となり、既存のダンパーと比較してもエネルギー 低下率  $E_i/E_3$ は小さい.このことから、本項ではエネルギー吸収量低下率  $E_i/E_3$ が大きくなった SN490 の No.1~3 について、多数回繰返し変形が耐力低下に及ぼす影響を検討する.

表 4.3.8	各ダンパー	-モデルのエネルギー吸収量低下率 Ei/E3
	(a)	降伏せん断力係数 0.03

	モデル名	エネルギー吸収量低下率 <i>E</i> <sub>i</sub> / <i>E</i> <sub>3</sub>											
No.		Η	PGV 50cm/	s	原	波	PGV 100cm/s						
		$\mathbf{EL}$	TF	HC	L1	L2	$\mathbf{EL}$	TF	HC				
1	std-SN-2-m	1.00	1.00	0.96	1.00	0.86	0.93	0.86	0.85				
2	std-SN-3-m	0.98	0.99	0.93	1.00	0.88	0.90	0.88	0.88				
3	h500-SN-2-m	1.00	1.00	0.94	1.00	0.88							

(b) 降伏せん断力係数 0.06

	モデル名		エネルギー吸収量低下率 <i>E</i> <sub>i</sub> / <i>E</i> <sub>3</sub>											
No.		Η	PGV 50cm/	's	原	波	PGV 100cm/s							
		$\mathbf{EL}$	TF	HC	L1	L2	$\mathbf{EL}$	TF	HC					
1	std-SN-2-m	1.00	1.00	0.96	1.00	0.86	0.93	0.86	0.85					
2	std-SN-3-m	0.98	0.99	0.93	1.00	0.88	0.90	0.88	0.88					
3	h500-SN-2-m	1.00	1.00	0.94	1.00	0.88								

表 4.3.9 各ダンパーモデルの多数回繰返し変形の影響(降伏せん断力係数 0.03) (a) 最大応答変位 d<sub>max</sub> に及ぼす影響

-									
N.	エゴルタ	$d_{\max}$	Ι	PGV 50cm/	's	原波	Р	GV 100cm	/s
INO.	モナル石	(mm)	EL	TF	HC	L2	EL	TF	HC
		step1	333	232	339	403	636	514	668
1	std-SN-2-m	step2	333	232	338	419	629	546	665
		step2/step1	1.00	1.00	1.00	0.96	1.01	0.94	1.00
		step1	346	233	352	423	640	525	682
2	std-SN-3-m	step2	346	233	350	436	629	547	676
		step2/step1	1.00	1.00	1.01	0.97	1.02	0.96	1.01
		step1	340	234	356	429			
3	h500-SN-2-m	step2	340	234	353	455			
		step2/step1	1.00	1.00	1.01	0.94			
		(b) :	最大応答	和速度	$a_{\max}$ に及	友ぼす影	響		
N.	エゴルタ	$a_{\rm max}$	Ι	PGV 50cm/	's	原波	Р	GV 100cm	/s
INO.	モラル名	$(\text{cm/s}^2)$	$\mathbf{EL}$	TF	HC	L2	EL	TF	HC
		step1	112	87	113	129	186	156	194

87

1.00

87

87

1.00

87

87

1.00

112

1.01

116

114

1.02

117

115

1.02

129

1.00

134

134

1.00

135

138

0.98

183

1.02

187

182

1.03

160

0.98

159

161

0.99

189 1.03

198

193

1.03

1

 $\mathbf{2}$ 

3

std-SN-2-m

std-SN-3-m

h500-SN-2-m

step2

step2/step1

step1

step2 step2/step1

step1

step2 step2/step1 112

1.00

115

114

1.01

113

113

1.00

表 4.3.8 に各 ダンパーモデルのエネルギー吸収量低下率  $E_i/E_3$ を示す. (a) は降伏せん断力係数 0.03, (b) は 0.06 の時の解析結果である.表 4.3.8 より,最大速度 PGV50cm/s の地震動の大部分に対しては,  $E_i/E_3 = 1.00$  であり,耐力低下しない.ただし,BCJ-L2 地震動や PGV100cm/s (とくに Hachinohe 地震動)では, $E_i/E_3$  が小さくなり,0.85 まで低下する可能性がある.また,降伏せん断力係数の比 較では,0.03 の方が 0.06 より  $E_i/E_3$  の低下が大きい.このことから,降伏せん断力係数 0.03 に関し て多数回繰返し変形の影響を検討する.

表 4.3.9 に降伏せん断力係数 0.03 の時の各ダンパーモデルの多数回繰返し変形の影響を示す. (a)は

最大応答変位  $d_{max}$ に及ぼす影響,(b)は最大応答加速度  $a_{max}$ に及ぼす影響である。表中,step1 は繰返 し依存性非考慮(4.3.3 項に相当),step2 は繰返し依存性考慮の解析結果である。表 4.3.9 より, $d_{max}$ では step1 と step2 との比は 0.94~1.01, $a_{max}$  では step1 と step2 との比は 0.98~1.03 の範囲にある。 以上より,本章の地震動では多数回繰返し変形によるダンパーの耐力低下が地震応答性状に及ぼす影響 はわずかである。

#### 4.4 結

本章では,曲げ鋼板ダンパーを適用した免震建物の地震応答性状を検討した.以下に得られた知見 を示す.

- ・ 曲げ鋼板ダンパーの復元力モデルは、バイリニアモデル、最大点指向型バイリニアスリップモデル、大変域の耐力上昇を表現するバイリニアスリップモデルの3つを並列に組み合わせたモデルを用いることで精度良く再現できる。
- ・ 曲げ鋼板ダンパーの降伏せん断力係数を全塑性耐力 *Q<sub>p</sub>*と棚状域の耐力 *bf<sub>b</sub>*の平均値で規定することで,適切にその地震応答性状を評価することができる.
- 免震層の最大応答変位 *d*<sub>max</sub> は SN490 で「std-SN-3-m>h500-SN-2-m>std-SN-2-m」, LY225 で 「g0-LY-2-a>h500-LY-2-a>std-LY-2-a」の順に大きくなる.これは棚状域のエネルギー吸収 量の指標である *bfblQp* と降伏変位 *dy*の大小が影響している.*bfblQp* が大きい,または *dy* が小さい ほど *d*<sub>max</sub> は小さくなる.
- ・ ダンパーモデルに関わらず,最大応答加速度 a<sub>max</sub>は,最大速度 50cm/s では 160 cm/s<sup>2</sup>以下,最 大速度 100cm/s では 270cm/s<sup>2</sup>以下である。
- ダンパーの疲労曲線は Manson-Coffin 則に基づいて算定される。ただし、本論での疲労曲線は、
   対数軸上で直線近似しているため、小振幅の繰返し回数を過小評価している。より適切な疲労曲
   線を求めることは今後の課題である。
- 免震層の累積損傷度 D は SN490 で「h500-SN-2-m>std-SN-2-m>std-SN-3-m」, LY225 で 「std-LY-2-a>g0-LY-2-a」の順に大きくなる. なお, h500-LY-2-a は D を算定していないが, g0-LY-2-aと同様に D が小さくなることが予想される. D は、ダンパースケールを大きくするこ とや、端板四隅ボルト孔を無くして鋼種 LY225 を用いることで大幅に小さくなる.
- ・ 一部の地震動を除き、0°方向の D の方が 45°方向より大きい. これは振幅が比較的小さい範囲に おいて 45°方向の方が 0°方向に比べて繰返し変形性能にすぐれるためである.
- 本章の地震動では多数回繰返し変形によるダンパーの耐力低下が地震応答性状に及ぼす影響はわずかである。また多数回繰返し変形による耐力低下は、鋼種LY225・端板四隅ボルト孔無しのダンパーで影響が少ない。

## 参考文献

- 4.1) 任意形状立体フレームの弾塑性解析 SNAP Ver.7 テクニカルマニュアル
- 4.2) MSC.Marc User's Guide
- 4.3) 日本建築学会: 免震構造設計指針 第3版, pp.88-93, 2001.9
- 4.4) 田中佑治,福知伸夫,飛田潤,護雅史:性能評定・評価資料のデータベース化に基づく国内免震

建物の現状について、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 II, pp.303-304, 2010.7

- 4.5) S.S.Manson, T.J.Donald: Thermal Stress and Low Cycle Fatigue, Journal of Applied Mechanics, Vol.33, Issue4, pp.957, 1961.10
- 4.6) 遠藤達雄, 安在弘幸: 簡明にされたレインフローアルゴリズム「P/V 差法」について, 材料, 第 30 巻, 第 328 号, pp.89-93, 1981.1
- 4.7) 国立研究開発法人建築研究所:免震部材の多数回繰り返し特性と免震建築物の地震応答性状への影響に関する研究, 2016.4
- 4.8) 西村拓也,中西啓二,飯場正紀,菊池優:多数回繰返し加力による変動を考慮した免震用鉛ダンパーの復元力モデルに関する研究,日本建築学会構造系論文集,第80巻,第711号,pp.735-743,2015.5
- 4.9) 日本建築学会: 免震構造設計指針 第4版, 2013.10

## 第5章 水平2方向入力が曲げ鋼板ダンパーの力学性状に及ぼす影響

## 5.1 序

第4章までは,水平1方向の変形を想定した曲げ鋼板ダンパーの力学性状を検討してきた.しかし, 地震時には免震建物は水平2方向に変形することから,免震部材の水平2方向特性を把握することが 必要である.近年,水平2方向変形を想定した免震部材の研究が進められている <sup>5.1)~5.5</sup>.文献 5.1)~5.5)によるとU字形ダンパーや鉛ダンパーは水平2方向の変形下では以下の2つの要因で,早期 にダンパーが破断することが指摘されている.

- ・ 水平1方向の時と異なり、直交方向の入力に対する損傷が影響すること.
- ・水平2方向の円弧運動に伴い,部材自身に捩れ変形が生じることで,累積損傷度Dが1.0以下で ダンパーが破断に至ること.

前者に関して文献 5.3), 5.5)では、直交方向の入力に対する損傷度を累積損傷度 D に単純に足し合わせ ることで考慮している.これは U 字形ダンパーと鉛ダンパーでは、載荷方向と直交方向でほぼ等しい 繰返し変形性能を有しているためである。後者の捩れ変形に関して、U 字形ダンパーに関連する文献 5.1), 5.2)では、捩れ影響指数 J<sub>f</sub>を平均せん断変形角の 3 乗と回転角の積と定義して、J<sub>f</sub>に応じて累積 損傷度 D を低減している.なお、捩れ変形が大きくなる時、累積損傷度 D は最大 D=0.4 まで低減さ れる.また、鉛ダンパーに関連する文献 5.3)では、円弧運動の形状と変形量の 2 つの要素で累積損傷 度 D を低減している.

一方で、曲げ鋼板ダンパーの水平2方向特性は以下のようにまとめられる.

- ・ 図 5.1.1 のように曲げ鋼板ダンパーは、水平 1 方向とその直交方向でき裂が生じる箇所が異なっている。そのため、文献 5.3), 5.5)のように直交方向の入力に対する損傷度を累積損傷度 D に単純に足し合わせるより、損傷度を載荷方向ごとに独立に扱うことが考えられる。なお、このことは本論の検討外であり、今後実験的に明らかにする予定である。
- ・ 鋼板の面方向の剛性が高く,部材自身に捩れ変形を生じにくい.そのため,既往のダンパーと比 較して,捩れ変形が繰返し変形性能に及ぼす悪影響をうけにくいことが予想される.

本章ではまず,水平 2 方向入力時の曲げ鋼板ダンパーの復元力特性を精度良く再現できるモデルを 検討する.次に得られた復元力モデルを用いて,曲げ鋼板ダンパーを適用した免震建物の水平 2 方向 地震応答性状を把握する.とくに現在一般的な設計で行われている水平 1 方向入力の地震応答性状の 解析結果(最大応答変形,最大応答加速度,損傷度など)と比較・検討する.さらに,上記で得られ た免震層の変形軌跡などを参考にして,水平 2 方向の円弧運動を想定した FEM 解析を曲げ鋼板ダン



図 5.1.1 曲げ鋼板ダンパーの水平 2 方向入力時の損傷鋼板

パーに対して実施する. FEM 解析では, 鋼板幅や水平 2 方向の載荷履歴が曲げ鋼板ダンパーの相当 塑性歪に及ぼす影響を把握する.

## 5.2 水平2方向を想定したダンパー復元カモデル

5.2.1 ダンパーの復元力モデル

本節では,弾塑性解析プログラム SNAP Ver.7 <sup>5.6)</sup>を用いて,水平 2 方向応答下での曲げ鋼板ダンパーの復元力モデルを提案する.ダンパーの水平 2 方向特性を表現する力学モデルとして MSS (Multiple Shear Spring) モデル <sup>5.6), 5.7)</sup>を用いる.図 5.2.1 に示すように,MSS モデルは非線形特性が同一な多数のせん断ばねを等角度に配置したモデルである.せん断ばねは x 軸に平行なばねを 1 として,反時計回りに番号が付けられる.ばね *i* の角度*θi* は式(5.2.1)より求まる.

 $\theta = \frac{(i-1)\pi}{n}$  (*i* = 1, 2 … *n*) (5.2.1) ここで *n* は偶数でばねの総数である. また, ばねの初期剛性 *k*<sub>si</sub> は, ダンパーのせん断剛性から得ら

れる. ダンパーのせん断剛性は x, y軸方向により異なる場合があるが,各ばねの剛性は,i=1のばね 剛性を  $k_{so}$ と方向ごとの剛性差 $\Delta k$ を用いて式(5.2.2)で表される.

 $k_{si} = k_{s0} + \Delta k \cdot \sin \theta_i \quad (i = 1, 2 \cdots n)$ 

(5.2.2)

断面の *x* 軸方向において単位変形が発生すると, *x* 軸方向および *y* 軸方向のせん断剛性は式(5.2.3) および式(5.2.4)で表せる.

$\Sigma k_{si} \cdot \cos^2 \theta_i = K_{sx}$	(5.2.3)
$\Sigma k_{si} \cdot \sin^2 \theta_i = K_{sy}$	(5.2.4)

ここで, *K*<sub>sx</sub>, *K*<sub>sy</sub> はダンパーの初期せん断剛性である.式(5.2.1), (5.2.2)を式(5.2.3), (5.2.4)に代入することで,式(5.2.5), (5.2.6)が得られる.

$$k_{s0} \cdot \cos^2 \frac{(i-1)\pi}{n} + \Delta k \cdot \Sigma \sin \frac{(i-1)\pi}{n} \cdot \cos^2 \frac{(i-1)\pi}{n} = K_{sx}$$

$$k_{s0} \cdot \sin^2 \frac{(i-1)\pi}{n} + \Delta k \cdot \Sigma \sin^3 \frac{(i-1)\pi}{n} = K_{sy}$$
(5.2.5)

また、三角関数の公式より、式(5.2.5)、(5.2.6)から式(5.2.7)、(5.2.8)(k<sub>s0</sub>および∆k)が得られる.

$$\Delta k = \frac{K_{sy} - K_{sx}}{\sum \sin^3 \frac{(i-1)\pi}{n} - \sum \sin \frac{(i-1)\pi}{n} \cdot \cos^2 \frac{(i-1)\pi}{n}}$$
(5.2.7)

$$k_{s0} = \frac{K_{sy} - \Delta k \cdot \Sigma \sin^3 \frac{(i-1)\pi}{n}}{\frac{n}{2}}$$
(5.2.8)

ばねの耐力は, x, y 軸方向のダンパーせん断耐力  $Q_{px}$ ,  $Q_{py}$  から求める. ただし,  $Q_{px} \neq Q_{py}$ の場合 は, ばね i の耐力  $Q_{si}$ は, 式(5.2.2)と同様の考え方により式(5.2.9)より得られる.

 $Q_{si} = Q_{s0} + \Delta Q_s \cdot \sin \theta_i \quad (i = 1, 2 \cdots n)$ (5.2.9)



図 5.2.1 MSS モデル(ばね4本の場合)

ここで、 $Q_{s0}$ はx軸方向のせん断耐力 ( $\theta_i = 0^\circ$ )、 $Q_{s0} + \Delta Q_s$ はy軸方向のせん断耐力 ( $\theta_i = 90^\circ$ )で ある.「ダンパーのせん断力がその耐力に到達した場合、すべてのばねもその耐力に到達する」とい う仮定より、 $Q_{s0}$ および $\Delta Q_s$ が求まる.したがって、ばねiのx, y軸方向に寄与するせん断力はそれぞ れ $Q_{si} \times |\cos \theta_i|$ 、 $Q_{si} \times \sin \theta_i$ となり、式(5.2.10)、(5.2.11)で表せる.

 $\Sigma Q_{s0} \cdot |\cos\theta_i| + \Sigma \Delta Q_s \cdot \sin\theta_i \cdot |\cos\theta_i| = Q_{px}$ (5.2.10)

$$\Sigma Q_{s0} \cdot \sin \theta_i + \Sigma \Delta Q_s \cdot \sin^2 \theta_i = Q_{py}$$

また,式(5.2.1),(5.2.10),(5.2.11)および $\Sigma \sin \theta_i = \Sigma |\cos \theta_i|$  (*i* = 1, 2 … *n*)より,式(5.2.12),(5.2.13) が得られる.

(5.2.11)

$$\Delta Q_s = \frac{Q_{px} - Q_{py}}{\frac{n}{2} - \sum \sin \theta_i \cdot |\cos \theta_i|} \tag{5.2.12}$$

$$Q_{s0} = \frac{Q_{py} - \Delta Q_s \cdot \frac{n}{2}}{\sum \sin \theta_i} \tag{5.2.13}$$

ここで、 $Q_{px} = Q_{py}$ の場合、 $\Delta Q_s = 0$ となり、各ばねが同じせん断耐力  $Q_{s0}$ をもつようになる.

第4章では曲げ鋼板ダンパーの復元カモデルとして、バイリニアモデルと最大点指向型バイリニア スリップモデルを足し合わせたモデル(以下Sモデル)を使用した.一方で、本章ではMSSモデル を使用することから、解析ソフトSNAPで設定が容易な復元カモデルとして、図5.2.2に示すバイリ ニアモデルと最大点指向型の修正 Ramberg-Osgood モデルを足し合わせたモデル(以下Rモデル) を使用する.以下にRモデルの設定方法を示す.なお、図5.2.3にモデル化の際に使用する諸量の定 義を示す.諸量の定義は第4章の時と同様である.

- 1. FEM 解析より,図 5.2.3 に示す初期剛性 *K*<sub>ini</sub>,全塑性耐力 *Q*<sub>p</sub>,*Q*<sub>p</sub>時の変位 *d*<sub>p</sub> および棚状域の 耐力 *bf*<sub>p</sub> を定義する.
- 2.  $Q_p$ から  $_{bf_p}$ を引いた値を修正 Rmberg-Osgood モデルの最大耐力  $_{Rf_p}$ とし、 $d_p$ を用い修正 Ramberg-Osgood モデルの初期剛性  $_{Rk_{ini}}$  (=  $_{Rf_p} / d_p$ )を定義する.
- 3.  $K_{\text{ini}}$ から  $Rk_{\text{ini}}$ を引いた値をバイリニアモデルの初期剛性  $_{b}k_{\text{ini}}$  (=  $K_{\text{ini}}$   $Rk_{\text{ini}}$ )とする.



バイリニア 修正 Ramberg-Osgood 図 5.2.2 バイリニアモデルと最大点指向型修正 Ramberg-Osgood



次に、本論で使用する修正 Ramberg-Osgood モデルの詳細な設定を述べる. 修正 Ramberg-Osgood モデルは、図 5.2.4 の実線で示すバイリニア(またはトリリニアでも可)スケルトンカーブを持つモ デルである。除荷と再載荷は、図 5.2.4 の破線で示す以下のルールに従う。つまり、任意の点 (d1, f1) から開始される除荷カーブ上の点 (d, f)は式(5.2.14)の関係を持つ.

 $(f - f_1) \cdot (1 + b \cdot |f - f_1^{\gamma - 1}|) = K_u \cdot (d - d_1)$ (5.2.14)ただし, γは 1.0 以上の値である. また, 点 (d, f)は接線剛性 K は式(5.2.15)となる.

$$K = \frac{\partial f}{\partial d} = \frac{K_u}{1 + b \cdot \gamma \cdot |f - f_1|^{\gamma - 1}} \tag{5.2.15}$$

ここで,  $K_u$ : 点 ( $d_1, f_1$ ) での除荷剛性で  $K_u = Rk_0$  である. パラメータ b は修正 Ramberg-Osgood カー ブが新たな降伏点 (d2, f2) を指向することから,式(5.2.16)で定義される.

$$b = \frac{1}{|f_2 - f_1|^{\gamma - 1}} \cdot \left(\frac{K_u \cdot (d_2 - d_1)}{f_2 - f_1} - 1\right)$$
(5.2.16)

図 5.2.4 のように、新たな降伏点は、塑性変形シフト量 $\phi$ · $d_p$ により決定される. ただし、 $f_2 = f_m, d_2 = f_m$  $d_m - \phi \cdot d_p$ であり、 $\phi$ は0から1.0までの値である。以上のように、修正 Ramberg-Osgood モデルでは パラメータ $\gamma$ および $\phi$ を定める必要がある.ここで、 $\phi = 0$ とすることで最大点指向型を表現できる. また, γは後述するパラメトリック・スタディにより決定する.

## 5.2.2 ダンパーの復元力モデルの妥当性

前項で提案したダンパーの復元力モデルの検証および修正 Ramberg-Osgood モデルのパラメータγ を決定するため、復元力モデルと FEM 解析結果を比較する。ただし、FEM 解析モデルは第3章の標 準形状と同様とする(図 5.2.5 参照). 鋼種は SN490 および LY225 とする.

## $\bigcirc$ パラメータ $\gamma$ の決定

はじめに,水平1方向時の漸増および漸減載荷を考え,復元力モデルと FEM 解析による荷重-変 形関係を比較してγを決定する. なお,水平1方向時の復元力モデルは,第4章で既に提案している (Sモデル) SモデルとRモデルの相違が地震応答性状に及ぼす影響は5.2.3 項で検討する。

図 5.2.6 に漸増および漸減載荷プログラムを示す. 図 5.2.6 のように 50mm から 200mm まで 50mm ずつ漸増または漸減載荷を実施する.また、復元力モデルは修正 Ramberg-Osgood モデルのγを解析 変数とする. γは 1.0 から 3.0 まで 0.5 刻みで検討する.

図 5.2.7 に荷重-変形関係の比較を示す. ここで, (a)は SN490 の漸増載荷, (b)は SN490 の漸減載



図 5.2.4 修正 Ramberg-Osgood モデル



荷, (c)は LY225の漸増載荷の解析結果である.また,黒線は復元力モデル,灰色線は FEM 解析結果 である.図 5.2.7 より, $\gamma$ を大きくするほど Ramberg-Osgood カーブの膨らみが大きくなり,正負変 形反転後の荷重が大きくなる.第2象限および第4象限の正負変形反転後に注目すると, $\gamma$ が大きい ほど FEM 解析結果と一致する.図5.2.8にエネルギー吸収量 $\Sigma E$ と累積塑性変形量 $\Sigma d_p$ の関係を示す. 凡例は図 5.2.7 の時と同様である.図 5.2.8 より, $\gamma$ が大きくなるほど, $\Sigma E$  は大きくなる.また, SN490の場合 $\gamma$ =1.0, LY225の場合 $\gamma$ =2.0のとき,FEM 解析結果と復元力モデルは最もよく対応す る.このとから,鋼種ごとに上記の値を $\gamma$ として決定する.

#### ○ 水平2方向時の復元力特性

次に,水平 2 方向のランダム載荷時を考え,そのときの復元力モデルと FEM 解析による荷重-変 形関係を比較する.ランダム載荷の載荷履歴は,水平 2 方向入力を考慮した地震応答解析から求めら れる免震層の変形軌跡とする.

図 5.2.9 に水平 2 方向時の解析モデルを示す. 解析モデルは、第4章と同様の1 質点系モデルとし、 免震層はアイソレータとダンパーで構成する. アイソレータとダンパーには MSS モデルを用い、ア



イソレータの復元力特性は弾性,ダンパーの復元力特性は上述の R モデルとする. ばね総数はアイソ レータを弾性部材のため 4 本,ダンパーを SNAP で設定できる最大数の 12 本とする. アイソレータ の弾性剛性は免震周期が 4.0s となるように決定し,ダンパーの降伏せん断力係数 as は 0.03 とする. 入力地震動は Hachinohe 地震動とし,NS 波の最大速度が 50cm/s となるように基準化する. また, EW 波は NS 波と同倍率で増幅させる. なお,ダンパースケールは図 5.2.5 の 2 倍とする. 図 5.2.10 に地震応答解析により得られた免震層の変形軌跡を示す. ただし,変形軌跡は応答結果の最初の 30 秒までを取り出している.

次に,図 5.2.10 の変形軌跡を強制変位として採用し,図 5.2.5 の解析モデルを用いて FEM 解析を 実施する.図 5.2.11(a)にせん断力軌跡,(b)に x 方向の荷重-変形関係,(c)に y 方向の荷重-変形関係 を示す.黒線は復元力モデル,灰色線は FEM 解析結果である.図 5.2.10 より,水平 2 方向入力時の 復元力特性は複雑になっているものの,復元力モデルと FEM 解析結果は良好に対応している.図 5.2.12 に各方向のエネルギー吸収量ΣE-累積塑性変形量Σdx, y関係を示す.図 5.2.12 より,復元力モ





デルは FEM 解析結果より $\Sigma E$ が小さくなる. これは復元力モデルにおいてスリップ挙動を再現できて おらず,棚状域の耐力が低くなるためである. 図 5.2.13 に同変形時の復元力モデルと FEM 解析結果 の *x*, *y* 方向のせん断力 *Q* の対応を示す. 図 5.2.13 より復元力モデルと FEM 解析結果は良好に対応 し,相関係数は *x* 方向で $\rho_x$  = 0.988, *y* 方向で $\rho_y$  = 0.983 といずれも高い値となる. 以上より,本章で 提案する水平 2 方向の復元力モデルは,曲げ鋼板ダンパーの地震時挙動を適切に再現している.

## 5.2.3 復元力モデルの違いが地震応答性状に及ぼす影響

前項において本章の復元力モデルは,FEM 解析結果を十分に再現していることを確認した.しかし,第4章と本章の地震応答解析で用いる曲げ鋼板ダンパーの復元力モデルは異なる.そこで,本項では復元力モデルの違いが地震応答性状に及ぼす影響を検討する.なお,本項の応答解析は水平1方向のみ考慮するが、ダンパーの復元力モデルとしてMSSモデルばねにRモデルを適用する.

解析モデルは、前項までと同様とする(図 5.2.9参照). ただし、水平1方向入力のみ考慮し、入力 する地震動およびその方向(NS, EW)は表 5.2.1の通りとする. 標準3波は最大速度を50cm/sに基 準化し、BCJ-L2は原波を入力する. 解析対象のダンパーの鋼種はSN490とし、図 5.2.5の2倍とす る. 解析変数は曲げ鋼板ダンパーの復元力モデルの違い(RモデルとSモデル)とする.

図 5.2.14 に復元力モデルの違いによる荷重-変形関係を示す. (a)は El Centro NS, (b)は Hachinohe NS の応答解析結果であり, 図中左上に R モデルと S モデルを区別している. 図 5.2.14 より, R モデ

表591 入力抽雲動

2011年 7797日起33										
入力地震動	最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	継続時間 (s)								
El Centro NS	511	53.74								
Hachinohe NS	337	50.98								
Taft EW	497	54.38								
BCJ-L2	356	120.00								





表 5.2.2 復元力モデルの違いが応答解析結果に及ぼす影響

地震動	ナディ	$d_{\max}$	$\sum d$	$\sum E$	$a_{\max}$		D	山崎武山	ナゴル	$d_{\max}$	$\sum d$	$\sum E$	$a_{\max}$	Ì	D
	モテル	(mm)	(m)	(kN m)	$(cm/s^2)$	0°	45°	地宸勤	モラル	(mm)	(m)	(kN m)	$(cm/s^2)$	0°	45°
	R	291	5.51	528	111.0	0.09	0.03		R	229	5.70	488	95.6	0.09	0.02
El Centro NS	S	285	5.69	519	109.5	0.10	0.03	Taft EW	S	231	5.79	479	96.2	0.09	0.02
146	R/S	1.02	0.97	1.02	1.01	0.96	1.00		R/S	0.99	0.99	1.02	0.99	0.98	1.00
	R	295	8.45	1090	113.9	0.15	0.08		R	382	16.21	1945	133.4	0.29	0.13
Hachinohe NS	S	301	8.61	1059	113.5	0.16	0.08	BCJ-L2	S	374	16.20	1865	131.7	0.29	0.13
	$\rm R/S$	0.98	0.98	1.03	1.00	0.97	0.96		R/S	1.02	1.00	1.04	1.01	1.00	1.03

ルではスリップ挙動できていないため、第2象限および第4象限で見られる棚上域が生じていない. 一方で、最大点指向の挙動は表現できているため、最大変位経験後の挙動は、RモデルとSモデルで 概ね対応している.図 5.2.15 に復元力モデルの違いによる応答変位の時刻歴を示す.黒線は R モデ ル、灰色線はSモデルの応答解析結果である.図 5.2.15より、RモデルはSモデルより応答変位が小 さくなる傾向にあるが、その差はわずかである.図 5.2.16 にエネルギー吸収量の時刻歴を示す.凡例 は、図 5.2.15 と同様である.図 5.2.16 より、RモデルはSモデルよりエネルギー吸収量が大きくな る傾向にあるが、その差はわずかである.表 5.2.2 に復元力モデルが応答解析結果に及ぼす影響を示 す.表中には、免震層最大変形  $d_{max}$ 、累積変形量 $\Sigma d$ 、エネルギー吸収量 $\Sigma E$ 、最大応答加速度  $a_{max}$ 、 累積損傷度 Dを示している。表 5.2.2 より、解析終了時の $\Sigma d$  はRモデルの方がSモデルより小さく なる傾向にあり、 $\Sigma E$  はRモデルの方が大きくなるが、その差は $\Sigma d$  で 3%、 $\Sigma E$  で 4%とわずかであ る.また、 $d_{max}$ および $a_{max}$ は地震動によりRモデルとSモデルで大小関係が異なるが、その差は最 大2%である.RモデルのDとSモデルのDの差は最大 0.004 とわずかである.以上のことから、本 検討範囲では復元力モデルの違いが地震応答性状に及ぼす影響はわずかである.

#### 5.3 地震応答解析

前節までにおいて, MSS モデルに R モデルのばねを適用することで, 水平 2 方向入力を受ける曲

げ鋼板ダンパーの地震時挙動を良好に再現できること,および第4章で用いたSモデルとRモデルでは,復元力モデルの違いが地震応答性状に及ぼす影響がわずかであることを確認した.本節では,曲げ鋼板ダンパーの復元力特性として MSS モデルばねに R モデルを適用し,曲げ鋼板ダンパーを適用した免震建物の水平2方向地震応答解析を実施する.

#### 5.3.1 解析概要

対象とする免震建物は第4章と同様の,アイソレータとダンパーからなる免震層と上部構造によっ て構成される4階建て建物 <sup>5.8)</sup>を想定する.解析モデルは図 5.2.9 に示すものと同様であり,1 質点系 モデルを用い,アイソレータとダンパーを MSS モデルで模擬する.ダンパーを無視した場合の免震 周期を  $T_f$  = 4.0s とし,ダンパーの降伏せん断力係数 $\alpha$ は 0.03, 0.04, 0.05, 0.06 とする.質点の質量は 4900t,減衰定数は 2% とする.

	ダンパー 鋼種	Q <sub>p</sub> (kN)	Qy (kN)	$d_p$ (mm)	dy (mm)	K <sub>0</sub> (kN/mm)	<sub>b</sub> f <sub>y</sub> (kN)	ダンパー 個数
光牛	SN490	340	218	90	29	7.49	160	1.0
甲仲	LY225	198	141	60	19	7.50	115	1.0
$\alpha_s = 0.03$	SN490	1 4 4 1	920	90	29	31.74	678	4.2
	LY225	1441	1037	60	19	54.57	837	7.3
	SN490	1001	1227	90	29	42.31	904	5.6
$\alpha_s = 0.04$	LY225	1921	1382	60	19	72.76	1116	9.7
	SN490	9401	1534	90	29	52.89	1130	7.1
$\alpha_s = 0.05$	LY225	2401	1728	60	19	90.95	1394	12.1
$\alpha_s = 0.06$	SN490	0001	1841	90	29	63.47	1356	8.5
	LY225	2081	2074	60	19	109.13	1673	14.6

表 5.3.1 ダンパー諸量

	医油目上的		医冲目 1.1+		最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )					
入力地震動	原波最大加速	速度 (cm/s <sup>-</sup> )	原波菆天速	と度 (cm/s)	基準化最大速	速度 <sup>**</sup> 50cm/s	基準化最大速度** 100cm/s			
	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW		
El Centro	341.7	210.1	33.5	36.9	511	314	1022	628		
Hachinohe	229.6	180.2	34.4	37.8	337	264	674	529		
Taft	152.7	175.9	15.7	17.7	431	497	862	993		

表 5.3.2 入力地震動

※ 灰色部分の成分を基準化




解析対象とするダンパーは第2章の標準形状(図5.2.5参照)と同様とし,スケールを2倍とする. ただし,鋼種は SN490 と LY225 の 2 種類とする.表 5.3.1 にダンパー諸量を示す.なお,ダンパー 個数は降伏せん断力係数α。によって決まるため小数点以下の表示となる.

表 5.3.2 に入力地震動の諸元,図 5.3.1 に各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, Hachinohe, Taft の標準 3 波である.各入力地震動は直行する 2 成分で構成されるが,第 4 章で行った応答解析での入力成分(EL Centro NS, Hachinohe NS, Taft EW)を x 方向成分,他方 (EL Centro EW, Hachinohe EW, Taft NS)を y 方向成分とし,x 方向成分の最大速度を 50 cm/s お よび 100 cm/s となるように基準化して入力する.また,y 方向成分は x 方向成分と同じ加速度倍率を 掛けて入力する.そのため,EL Centro EW および Hachinohe EW では最大速度が 50 cm/s, 100 cm/s を超える(表 5.3.2 参照).

5.3.2 水平2方向入力時の地震応答性状

本節では、曲げ鋼板ダンパーを適用した免震建物の水平 2 方向地震応答性状を検討する. 図 5.3.2~ 5.3.7 に各鋼種・各地震動における応答解析結果を示す. ただし、いずれも最大速度 50cm/s,  $\alpha_s = 0.06$  の解析結果のみ示している. (a)は免震層変形軌跡, (b)はダンパー単体のせん断力軌跡, (c)は荷 重-変形関係の x 方向成分, (d)は荷重-変形関係の y 方向成分である. 各図(a)より,免震層変形軌跡 は入力地震動ごとに特徴がある. El Centro では楕円軌道が支配的であり, Hachinohe では正円軌跡 が支配的である. また, Taftでは多方向に複雑な動きを示している. また,各図(b)より,せん断力軌 跡は El Centro を除いて,いずれの鋼種も同程度の正円で囲まれた範囲内にある. 各図(c), (d)より, 各方向成分の荷重-変形関係は丸みを帯びる. この理由については 5.4.2 節で後述する. また, El Centro 入力時の y 方向成分 (El Centro EW)の応答変形が比較的大きくなる. これは図 5.3.1 に示 すように,周期 T = 4.0s 付近で擬似速度応答  $S_V$ が大きいためである.





図 5.3.8 に免震層の最大変形 d<sub>max</sub> を示す.ただし,水平 2 方向時の d<sub>max</sub> は平面上の原点からの最大 距離とする.(a)~(d)は鋼種と地震動の最大速度で区別して示している.また,●印が水平 2 方向入力 を受けるときの解析結果,○印が水平 1 方向入力を受けるときの解析結果である.図 5.3.8 より,El Centro の水平 2 方向時の d<sub>max</sub> は,水平 1 方向と比較して 2 倍程度大きくなる.これは前述した通り, El Centro EW 波に対する応答変位が大きくなるためである.また,El Centro を除いて,水平 2 方向

時の d<sub>max</sub>は,水平1方向と比較して 1.1~1.2 倍程度となる.

図 5.3.9 に最大加速度 *a*max を示す. 凡例は図 5.3.8 と同様である. 図 5.3.9 より, El Centro の水平 2 方向時の *a*max は,水平 1 方向と比較して 1.5 倍程度大きくなる. また, El Centro を除いて,水平 2 方向時の *a*max は,水平 1 方向と比較して 1.1~1.2 倍程度となる.

#### 5.3.3 水平2方向入力時の累積損傷度に関する考察

図 5.3.10 に入力地震動ごとの累積損傷度 *D*を示す. *D*の算出方法は第4章と同様であり、ランダ ムな地震動波形を RainFlow 法のサイクル計数法を用いて分解し、Miner 則より求める. ただし、本 節では SN490 のダンパーのみ *D*を算出し、計算に用いる疲労曲線は第4章の図 4.3.12(a)である. ま た、x 方向と y 方向の *D* はそれぞれ独立に算定している. 四角印は 0°方向、菱形印は 45°方向の疲労





曲線から算出した D であり,黒色印は水平 2 方向時の x 方向成分,灰色印は水平 2 方向時の y 方向成 分,白色印は水平 1 方向時の D である.図 5.3.10 より, x 方向成分の D は,水平 1 方向時と同程度 となる.また, El Centro 入力時の y 方向成分の D は,前述の理由により x 方向成分の D より大きく なっているが, El Centro を除いては,y 方向成分の D は,x 方向成分の D より小さい.

既存のダンパーにおける水平2方向入力時のDは、直交する変形成分による損傷と、部材自身に生じる捩れ変形の影響を考慮して定められている <sup>5.1)~5.5</sup>. 具体的には、既存ダンパーのDは直交する変形成分による損傷を加算して(式(5.3.1)参照)、さらに捩れ変形に応じてDを1.0より低減することで評価する.

$$D = {}_x D + {}_y D \tag{5.3.1}$$

	0°方向	45°方向
水平2方向(x方向成分)		-
水平2方向(y方向成分)		-
水平1方向		�



ここで、 $_xD$ はx方向入力による損傷度、 $_yD$ はy方向入力による損傷度を示している.なお、Dの計算にはx方向とy方向にそれぞれ対応する疲労曲線を用いる.一方で、曲げ鋼板ダンパーはき裂が発生する箇所がxとy方向で異なる(図 5.1.1 参照).このことから、式(5.3.1)のように単純に累積損傷度を加算することは不適切と予想される.ただし、直交する変形成分が累積損傷度に及ぼす影響については本論の検討外であり、今後実験的に明らかにする必要がある.

また,水平2方向の変形に伴って部材自身には捩れ変形が生じる.そのため捩れ変形が曲げ鋼板ダンパーの繰返し変形性能に及ぼす影響を別途考慮する必要がある.捩れ変形の影響を定量的に把握するには,水平2方向の変形を想定した載荷実験を実施する必要があるが,次節では基礎検討として FEM 解析を用いて捩れ変形の影響を定性的に検討する.

# 5.4 捩れ変形がダンパーの力学性状に及ぼす影響

## 5.4.1 解析概要

図 5.4.1 に FEM 解析モデルを示す.解析モデルは図 5.2.5 の時と基本的に同様であるが,本節では 鋼板幅 b を解析変数としている.境界条件は下端を完全固定,上端を載荷方向 (x, y 方向) 以外の変 形および回転変形を拘束する.鋼種は SN490 とする.解析変数は b = 300mm を基本に, b = 150, 60mm とし, b の大きさに関わらず b と円形プレート半径 R の比率を一定とする.図 5.4.2 に載荷履 歴を示す.載荷履歴は長半径 r,短半径  $r_s$ を有する楕円軌跡を 3 サイクル繰返す水平 2 方向載荷,片 振幅 d が±100,200mm の水平 1 方向繰返し載荷とする.表 5.4.1 に具体的な載荷履歴を示す. $r_l$ は 100mm と 200mm の 2 種類とする.また, $r_s$  E n との比を短長半径比 $r_s/n$  E E  $r_s/r_l = 1/1$  (正円 履歴), 1/1.5, 1/2, 1/4, 1/8 とする.水平 2 方向載荷では図 5.4.2 の通り,0°, 45°方向の 2 種類とする が, $r_s/r_l = 1/1$ は正円履歴であるため 0°方向のみとする.

#### 5.4.2 荷重-変形関係

本節では、まずb=300mmの解析結果について検討する。図 5.4.3 に $r_s/r_l$ =1/1の時、載荷振幅 $r_l$ が荷重-変形関係に及ぼす影響を示す。図 5.4.4、5.4,5 に $r_l$ =200mmの時、短長半径比 $r_s/r_l$ が荷重-変形関係に及ぼす影響を示す。図 5.4.4 は 0°方向、図 5.4.5 は 45°方向の解析結果を示している。ま た、図 5.4.3 ~ 5.4.5 はいずれも 1 サイクル終了時点までの解析結果を示し、(a)はせん断力軌跡、(b)、 (c)はx, y方向の荷重-変形関係である。図 5.4.5 ではx, y軸方向のかわりに 45°回転させたx', y'軸方向を用いる。凡例は各図左に示す通りである。図 5.4.3(a)より、 $r_s/r_l$ =1/1の時には、せん断力軌跡は



$r_s / r_l$	1/1	1/1.5	1/2	1/4	1/8	
$r_{l} = 100$ mm	(100, 100)	(100, 66.5)	(100, 50)	(100, 25)	(100, 12.5)	$\approx (r_l, r_s)$
$r_{l} = 200 \text{mm}$	(200, 200)	(200, 133)	(200, 100)	(200, 50)	(200, 25)	単位: mm

円形に近くなる.これは載荷方向によらず降伏耐力がほとんど同一であるためである.図 5.4.4, 5.4.5(a)より, *r<sub>s</sub>*/*n*が小さくなるほど,せん断力軌跡は円形から楕円形に近くなる.図 5.4.3(b), (c)よ り,荷重-変形関係は*n*が大きくなっても丸みを帯びた形状となり,水平1方向で見られたようなピ ンチング挙動は確認されなかった.また,最大変形時に荷重が最大値をとらず,荷重と変形には位相 差が見られる.これは図 5.4.6 のように,荷重が変形軌跡の接線方向に作用し, *x* 方向(または *y* 方





水平1方向		$r_{s}/r_{l} = 1/1$		$r_s/r_l =$	$r_s/r_l = 1/1.5$		$r_{s}/r_{l} = 1/2$		= 1/4	$r_s / r_l = 1/8$	
方向	$E_m$	$E_b$	$\frac{E_b}{E}$	$E_b$	$\frac{E_b}{E}$	$E_b$	$\frac{E_b}{E}$	$E_b$	$\frac{E_b}{E}$	$E_b$	$\frac{E_b}{E}$
	(KIN M)	(KIN M)	$\boldsymbol{E}_{m}$	(KIN M)	$E_m$	(KIN M)	$\boldsymbol{E}_{m}$	(KIN M)	$\boldsymbol{E}_{m}$	(KIN M)	$\boldsymbol{E}_{m}$
x	49.4	64.1	1.30	63.8	1.29	63.2	1.28	54.8	1.11	50.8	1.03
у	-	50.0	—	27.8	-	18.0	_	6.0	_	1.9	_

表 5.4.2 エネルギー吸収量の比較

向)に投影した時に,変形0付近でx方向荷重が最大となり,最大変形付近でx方向荷重が0となる ためである.図 5.4.4(b)より, *r<sub>s</sub>* / *r<sub>i</sub>*が小さくなるにつれ,荷重-変形関係は水平1方向に近づく.一 方,図 5.4.5(c)より,45°方向でも荷重-変形関係において荷重と変形には位相差が見られ,載荷方向 による影響はあまり見られない.

表 5.4.2 にエネルギー吸収量の比較を示す.表中, $E_m$ は水平 1 方向のエネルギー吸収量, $E_b$ は水平 2 方向のエネルギー吸収量である.いずれのエネルギー吸収量も図 5.4.3~5.4.5 の荷重-変形関係が囲む面積を表している.水平 2 方向と水平 1 方向のエネルギー吸収量の比 $E_m$  /  $E_b$ はいずれも 1.0 以上であり, $r_s$  /  $r_l$  = 1/1 で 1.30 となる.これは水平 2 方向載荷では荷重-変形関係にくびれが見られないためである.

## 5.4.3 相当塑性歪に関する考察

まず、鋼板幅 b が相当塑性歪に及ぼす影響を検討する. 図 5.4.7 に b が最大相当塑性歪 $\varepsilon_{max}$  に及ぼ す影響を示す.ただし、 $\varepsilon_{max}$  は回転角 90°ごとに相当塑性歪の最大値を有する節点から抽出する.ま た、凡例は図中に示す通りである. 図 5.4.7 より、b = 150,300mm では $\varepsilon_{max}$ がサイクル数に関わらず ほぼ一定であるが、b = 60mm ではサイクル数に応じて $\varepsilon_{max}$ が増大していく.これは b が小さいほど 捩れ変形が生じやすくなるためである. 図 5.4.8 には b が相当塑性歪分布(3 サイクル終了時)に及 ぼす影響を示す. 図 5.4.8 より、b = 300mm では相当塑性歪が鋼板全体に分布している.一方、b = 60mm では相当塑性歪がダンパー端部に集中していることが確認される.以上より、b がある一定以



上の大きさの場合、曲げ鋼板ダンパーは捩れ変形の悪影響を受けにくくなることが分かる.

次に、b = 300mm の時、載荷履歴が相当塑性歪に及ぼす影響を検討する. 図 5.4.9 に載荷履歴が  $\epsilon_{max}$ に及ぼす影響を示す. (a)は $r_l = 100$ mm, (b)は $r_l = 200$ mm の解析結果である. 凡例は図中右上 に示す通りである. 図 5.4.9 より、 $r_s / r_l$ に関わらず $\epsilon_{max}$ はサイクル数が増えてもほぼ一定である. 図 5.4.10に載荷履歴が相当塑性歪分布(3サイクル終了時)に及ぼす影響を示す. 〇印で囲む箇所は $\epsilon_{max}$ が生じる箇所である. ここで、円形プレート端を「A」、端板上を「B」、斜板上を「C」と表記する. 図 5.4.10 より変形が進むにつれ、相当塑性歪が鋼板全体に分布していることが確認できる. 表 5.4.3 には $\epsilon_{max}$ が生じる箇所を示している. 表 5.4.3 より、 $r_s / r_l$ が大きくなるほど $\epsilon_{max}$ が生じる箇所は円形 プレート端(A)から端板上(B)または斜板上(C)に変化している.

以上のように,曲げ鋼板ダンパーは水平2方向の変形を受けても相当塑性歪が大幅に増大せず,水 平2方向に伴う捩れ変形が相当塑性歪に及ぼす影響は少ない.



図 5.4.10 相当塑性歪分布(載荷履歴の影響)

$r_s / r_l$		1 C	ycle			2 C	ycle		3 Cycle			
1/1	В	Α	В	В	Α	В	В	Α	Α	С	Α	В
1  /  1.5	Α	В	В	В	С	С	Α	В	С	Α	Α	С
1/2	Α	Α	В	Α	С	В	В	С	С	Α	С	С
1/4	В	Α	В	А	В	Α	В	А	С	Α	С	Α
1/8	В	Α	В	Α	В	Α	В	Α	В	С	В	С
水平1方向	А	Α	Α	Α	Α	А	Α	Α	А	А	Α	А

表 5.4.3 最大相当塑性歪が生じる箇所 (r<sub>l</sub> = 200mm)

## 5.5 結

本章では,水平2方向入力が曲げ鋼板ダンパーの力学性状に及ぼす影響を検討するため,時刻歴地 震応答解析および FEM 解析結果を実施した.以下に得られた知見を示す.

- ・ 水平 2 方向入力を受ける曲げ鋼板ダンパーの復元力モデルは, MSS モデルばねに, バイリニアモ デルと修正 Ramberg-Osgood モデルを適用することで概ね再現できる.
- 水平 2 方向入力の各方向成分の荷重-変形関係は、免震層の変形軌道により異なる。円弧状の軌道を描く場合にはやや丸みを帯びたバイリニア形の挙動を示し、直線上の軌道を描く場合は最大変形で最大耐力をむかえるバイリニア形の挙動を示す。
- 本章の範囲では El Centro を除いて、水平2方向入力時の免震層最大変形は、水平1方向入力時の1.03 倍から1.37 倍となる。また、水平2方向入力時の最大応答加速度は、El Centro を除いて水平1方向入力時の0.98 倍から1.24 倍となる。
- ・ ダンパーのエネルギー吸収量は、水平1方向と比べて水平2方向の方が大きくなる. これは水平 2方向の荷重-変形関係はくびれがないためである.
- ・ 鋼板幅 *b* が大きいほど,相当塑性歪の最大値*ɛ*max はサイクル数が増加してもほぼ一定となる.こ れは*b* が大きい時,部材自身に捩れ変形が生じにくくなるためである.
- ・ 水平 2 方向時,相当塑性歪は鋼板全体に分布する.また,相当塑性歪の最大箇所は変形がすすむ につれて,円形プレート端から端板上または斜板上に変化する.

### 参考文献

- 5.1) 吉敷祥一,高山大,山田哲,エネディアナ,小西克尚,川村典久,寺嶋正雄:水平2方向載荷下における繰り返し変形性能に関する実験-免震構造用 U 字形鋼材ダンパーの水平2方向特性その1-,日本建築学会構造系論文集,第77巻,第680号,pp.1579-1588,2012.10
- 5.2) 吉敷祥一, エネディアナ, 山田哲, 寺嶋正雄, 小西克尚, 川村典久: ランダムな水平 2 方向変形 に対する繰り返し変形性能–免震構造用 U 字形鋼材ダンパーの水平 2 方向特性その 2–, 日本建 築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 704 号, pp.1457-1467, 2014.10
- 5.3) 山田哲, エネディアナ, 吉敷祥一, 焦瑜, 小西克尚, 帆足勇麿: 免震構造用 U 字形鋼材ダンパー の損傷評価における水平 2 方向入力の影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 巻, 第 724 号, pp.1027-1037, 2016.6
- 5.4) 吉敷祥一,田中恵大,石田孝徳,安永亮,山田哲:免震構造用鉛ダンパーの水平 2 方向特性に関する研究 その 1, 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.397-400, 2016.8
- 5.5) TANAKA Kei, KISHIKI Shoichi, ISHIDA Takanori, YASUNAGA Akira and YAMADA Satoshi: Bi-directional Characteristics of Lead Damper for Base-isolated Structures Part3 Evaluation of low cycle fatigue life under bi-axial loading, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1001-1002, 2017.8
- 5.6) 任意形状立体フレームの弾塑性解析 SNAP Ver.7: テクニカルマニュアル
- 5.7) 和田章, 広瀬景一: 2 方向地震動を受ける無限均等ラーメン構造の弾塑性応答性状, 日本建築学 会構造系論文報告集, 第 399 号, pp.37-47, 2005.1
- 5.8) 日本建築学会: 免震構造設計指針 第4版, 2013.10

# 第6章 曲げ鋼板ダンパーを適用した免震建物の応答予測法と累積損傷度

## 6.1 序

前章までにおいて,曲げ鋼板ダンパーの鋼板形状が力学性状および地震応答性状に及ぼす影響を把 握した.また,水平2方向の地震応答性状を水平1方向の時と比較して,その影響を把握した.本章 では前章までに得られた知見を総括し,曲げ鋼板ダンパーを適用した免震建物の応答予測法と累積損 傷度について考察する.まず,鋼板形状がダンパーの力学性状に及ぼす影響を整理する.次に,第1 章で示したエネルギーの釣合いの基づく応答予測法により最大応答変位と累積変形量を算出し,第4 章の解析結果と比較する.さらに累積損傷度と地震動の関係を考察し,累積損傷度の小さくなる鋼板 形状について言及する.最後に曲げ鋼板ダンパーを実用に供するため,今後の課題について述べる.

#### 6.2 曲げ鋼板ダンパーを適用した免震建物の応答予測法

6.2.1 鋼板形状がダンパーの力学性状に及ぼす影響

本項では第 2~4 章で検討した中で、繰返し変形性能にすぐれた端板四隅のボルト孔無しの試験体に ついて、実大スケールに換算したダンパーの設計値を示す.表 6.2.1 にダンパーの復元力モデル設計 値および繰返し回数を示す. (a)は第 2 章の実験スケール, (b)は 2, 3 倍スケールの値である.また、 全塑性耐力  $Q_p$ ,棚上域の耐力  $bf_p$ ,降伏変位  $d_y$ の定義は図 6.2.1、鋼板形状は図 6.2.2 に示す通りであ る.鋼板形状は L-h200g50 を標準形状とし、g を 50mm から 0mm とした L-h200g0, h を 200mm から 250mm とした L-h250g50 である.鋼種は LY225 を基本とする. $bf_p/Q_p$  は、棚状域のエネルギー 吸収量を評価する指標であり、1.0 に近いほどダンパーの荷重–変形関係が弾塑性型に近くなる (図 6.2.1 参照).表 6.2.1(a)より  $bf_p/Q_p$  は「L-h200g0>L-h200g50>L-h250g50>S-h200g50」の順に大 きくなる.すなわち鋼種を LY225 とし、g, hを小さくすることで  $bf_p/Q_p$ は 1.0 に近づく.また、 $d_p$ に 関しては、L-h200g0 は他のモデルより大きくなり、小振幅では減衰量を発揮しにくい.表 6.2.1 より、 ダンパーごとの繰返し回数  $n_l$ の大小は、載荷振幅と載荷方向によって異なる.図 6.2.3 には表 6.2.1 の  $n_l$ から Miner 則を用いて算出した疲労曲線を示す.ただし、いずれも 2 倍スケールに換算した結

		7		17			復元力モデル				繰返し回数 n <sub>t</sub>			
No.	モデル名	h (mm)	g (mm)	H (mm)	鋼種	$Q_p$	$_{b}f_{p}$	.f./0	$d_y$	片振幅	100mm	片振幅:	200mm	
		(IIIII)	(IIIII)	(IIIII)		(kN)	(kN)	$b \mathbf{I} p' \mathbf{Q} p$	(mm)	0°	45°	0°	45°	
1	L-h200g50	200	50		LY225	51	31	0.61	10	134	114	98	49	
2	S-h200g50	200	50	070	SN490	86	40	0.47	15	57	85	32	18	
3	L-h200g0	200	0	250	LY225	43	33	0.77	29	277	379	135	80	
4	L-h250g50	250	50		LY225	49	28	0.57	13	147	153	153	86	

表 6.2.1 ダンパーの復元力モデル設定値および繰返し回数 (a) 実験スケール

(b) 2,3倍スケール

			2倍スケール							3倍スケール							
No.	モデル名	h	g	Η	綱種	$Q_p$	$_{b}f_{p}$	$d_y$	h	g	Η	網話	$Q_p$	$_{b}f_{p}$	$d_y$		
(1	(mm)	(mm)	(mm)	到时个里	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	如何们里	(kN)	(kN)	(mm)			
1	L-h200g50	200	200	200	50		LY225	204	124	20	200	50		LY225	459	279	30
2	S-h200g50	200	50	250	SN490	344	160	30	200	50	250	SN490	774	360	45		
3	L-h200g0	200	0	0	0 250	250	LY225	172	132	58	200	0	250	LY225	387	297	87
4	L-h250g50	250	50		LY225	196	112	26	250	50	[	LY225	441	252	39		



果であり,(b),(c)では L-h200g50 の疲労曲線を併せて示している.図 6.2.3 より,L-h200g0 は L-h200g50 と比べて小振幅で n<sub>i</sub>が大きく,L-h250g50 は L-h200g50 と比べて大振幅で n<sub>i</sub>が大きくなる.ただし,疲労曲線は対数軸上で直線近似しているため,小振幅の繰返し回数を過小評価する.

また、ダンパーの繰返し変形性能を増大させる鋼板形状を検討する際に参考とすべき指標について 述べる.図 6.2.4 に第 3 章で示した、 $\varepsilon_{max}$  および  $iK_{ps}$ / $stK_{ps}$  が  $n_t$  に及ぼす影響を示す。 $\varepsilon_{max}$  は FEM 解 析から得られる 1 サイクル目の最大変形時の相当塑性歪の最大値である。 $iK_{ps}$ / $stK_{ps}$  は各鋼板形状の板 ばね剛性  $iK_{ps}$ を標準形状の板ばね剛性  $stK_{ps}$ で除した値である。図 6.2.4 のように、片振幅 d = 100mm では $\varepsilon_{max}$ を小さくすることで繰返し変形性能が向上し、d = 200mm では  $iK_{ps}/stK_{ps}$ を小さくすること で繰返し変形性能が向上することが第 3 章で示されている。以上のように、小振幅と大振幅では繰返 し変形性能が向上する鋼板形状に相違があり、今後の課題としては図 6.2.4 の指標を活用して、より 繰返し変形性能にすぐれる鋼板形状を検討していく。



6.2.2 曲げ鋼板ダンパーを適用した免震建物の応答予測法

第1章で示したエネルギーの釣合いの基づく応答予測法により最大応答変位  $d_{\max}$ と累積塑性変形量  $\Sigma d_p$ を算出し、第4章の解析結果と比較検討する.なお、式(6.2.1)、(6.2.2)には  $d_{\max}$ および $\Sigma d_p$ の算定 式を再掲する.

$$d_{\max} = -_s n \cdot \alpha_s \cdot \left(\frac{T_f}{\pi}\right)^2 \cdot g + \sqrt{(_s n \cdot \alpha_s)^2 \cdot \left(\frac{T_f}{\pi}\right)^4 \cdot g^2 + \left(\frac{T_f \cdot V_E}{2\pi}\right)^2} \tag{6.2.1}$$

$$\Sigma d_p = \frac{V_E^2}{2g\alpha_s} \tag{6.2.2}$$

ここで、sn:等価繰返し係数、 $\alpha_s$ :降伏せん断力係数、 $T_f$ :免震周期、g:重力加速度、 $V_E$ :エネル ギーの等価速度である。

図 6.2.5 に式(6.2.1)による  $d_{max}$  の予測値と第4章の解析結果との関係を示す.縦軸は  $d_{max}$ ,横軸は  $V_E$ である.また各線は予測値,各プロットは地震動ごとの解析結果を示しており,具体的な凡例は図中右上に示す通りである。予測値および解析結果は,降伏せん断力係数 $\alpha_s$ を 0.03 または 0.06 として いる.ただし,式(6.2.1)より $\alpha_s$ =0.06, sn=2.0の予測値は, $\alpha_s$ =0.03, sn=4.0の予測値と等しい。図 6.2.5 より, El Centro NS, Hachinohe NS, BCJ-L1 は sn = 2.0の予測結果に概ね対応し, Taft EW, BCJ-L2 は sn = 4.0 の予測値に概ね対応する。ダンパーモデルの相違では,L-h200g0 は他のダンパー モデルより  $d_{max}$  が大きくなる。これは 6.2.1 項で述べたように L-h200g0 は他のダンパーモデルより  $d_y$ が大きく,小振幅で減衰量を発揮しにくいためである。図 6.2.6 には式(6.2.2)による $\Sigma d_p$ の予測値と



	モデル名	7	g (mm)	H (mm)		実駒	<b>贠スケー</b> ノ	レのΣ $d_p$	2倍スケールの $\Sigma d_p$ (m)				
No. モ		<i>n</i> (mm)			鋼種	₤ 片振幅100mm		片振幅200mm		片振幅100mm		片振幅200mm	
		()				0°	45°	0°	45°	0°	45°	0°	45°
1	L-h200g50	200	50		LY225	46.8	40.3	71.4	62.1	93.6	80.6	142.8	124.2
2	S-h200g50	200	50	250	SN490	16.1	26.4	21.5	12.1	32.2	52.8	43	24.2
3	L-h200g0	200	0		LY225	97.9	133.4	97.2	57.3	195.8	266.8	194.4	114.6
4	L-h250g50	250	50		LY225	50.1	54.2	106.7	60.1	100.2	108.4	213.4	120.2

表 6.2.2 累積塑性変形量Σdp の実験値

第4章の解析結果との関係を示す.縦軸は $\Sigma d_p$ ,横軸は  $V_E$ である.各プロットの凡例は図 6.2.5 のと きと同様であるが,予測値は実線が $\alpha_s = 0.03$ ,実線が $\alpha_s = 0.06$ を表す.図 6.2.6 より予測値と解析結 果は良く対応し,式(6.2.2)により $\Sigma d_p$ を算定することが可能である.表 6.2.2 には第2章による $\Sigma d_p$ の 実験値を示す.ただし,表中の2倍スケールが図 6.2.6 の解析結果と対応する.表 6.2.2 より,載荷振 幅と載荷方向により $\Sigma d_p$ は異なるものの,いずれも20m以上をこえる.また,鋼種 SN490の No.2を 除くと、 $\Sigma d_p$ は80m以上あり,最大で266mとなる.このことから,図 6.2.6 による $\Sigma d_p$ の予測値を 考慮しても、本論で検討した鋼板形状は十分な繰返し変形性能を有することが確認できる.

## 6.3 曲げ鋼板ダンパーの累積損傷度に関する考察

次に、曲げ鋼板ダンパーの累積損傷度 Dと地震動の関係を考察し、Dの小さくなる鋼板形状につい て述べる.図 6.2.7 に累積損傷度 Dと V<sub>E</sub>との関係を示す.ただし、(a)は L-h200g50、(b)は L-h200g0 の解析結果であり、0°と 45°方向に区別して示している.凡例は図 6.2.5 のときと同様である.図 6.2.7 より、D は概ね「L-h200g50,0°>L-h200g50,45°>L-h200g0,0°>L-h200g0,45°」の順に大き くなる.L-h200g50 では最大 0.30 程度、L-h200g0 では最大 0.08 程度であり、いずれも D は 1.0 に 対して余裕がある.図 6.2.8 には各地震動の振幅頻度を示す.ただし、(a)は L-h200g50、(b)は Lh200g0 の解析結果である.各地震動で区別しており、凡例は図中右上に示す通りである.図 6.2.8 よ り、変形は片振幅 d = 100mm 以下に集中している.次いで、図 6.2.9 に各振幅における累積損傷度の 割合 *iD/D* を示す.*iD/D* は図 6.2.8 に示した片振幅 d ごとに累積損傷度 *iD* を算出し、全体の累積損傷 度 D に占める割合を計算したものである.凡例は図 6.2.8 と同様である.図 6.2.9 より L-h200g50 の 0°方向では d = 100mm 以下の*iD/D* が大きくなる.これは図 6.2.8 に示すように d = 100mm 以下の頻 度が多く、かつ L-h200g50 の 0°方向の疲労曲線は、小振幅において繰返し回数を過小評価している ためである.一方、それ以外では、比較的均等に *iD/D* が分散している.これは L-h200g50 の 45°方 向および L-h200g0 の疲労曲線は小振幅においても繰返し回数が大きくなるためである(図 6.2.3 参 照).

以上のことから、本論で検討した地震動では、小振幅において繰返し変形性能にすぐれる鋼板形状 L-h200g0 で累積損傷度Dが小さくなる.ただし、6.2.2節で前述したようにL-h200g0 では最大応答  $d_{\max}$ が若干大きくなるため、 $g \ge 0 \sim 50$ mm において設定することで $d_{\max}$ を抑制し、かつDを小さく することが期待できる.また、より継続時間のある長周期地震動では大振幅における累積損傷度の割 合が大きくなるため、大振幅で繰返し変形性能にすぐれる L-h250g50 においてDが小さくなること が予想される。今後は長周期地震動も含めて検討をすすめることで、最適な鋼板形状を探す必要があ る.

82



#### 6.4 今後の課題

本節では曲げ鋼板ダンパーを実用に供するため、今後の課題について述べる.図 6.3.1 に参考のため、今後の課題についての概要図を示す.以下それぞれ具体的に示す.

#### i) 最適鋼板形状の選定

本論では、繰返し水平加力実験や FEM 解析を用いて鋼板形状がダンパーの力学性状に及ぼす影響 を明らかにした.しかしながら、本論で検討した鋼板形状は一部に限られており、今後さらなる鋼板 形状について検討する必要がある.具体的には、FEM 解析を用いて鋼板形状が荷重-変形関係に及ぼ す影響を把握し、復元力モデルの設計値(*Q<sub>p</sub>*, *K*<sub>ini</sub>, *bf<sub>p</sub>*)を定式化することが望ましい.また得られ た復元力モデルより地震応答解析を行うことで、鋼板形状が地震応答性状に及ぼす影響を幅広く明ら かにする.さらに、第3章で得た知見により、繰返し変形性能について予測を立てる.以上の検討よ り、最適な鋼板形状を選定する必要がある.

#### ii) 各変位の繰返し変形性能

選定した鋼板形状に対して、繰返し変形性能を定量化するには繰返し水平加力実験を行う必要がある. とくに本論で考慮した載荷振幅 d (100mm と 200mm)の他に、d = 100mm 以下および d = 200mm 以上の振幅を載荷振幅とする必要がある. 6.3 節で示したように、免震層はd = 100mm 以下の変形が生じることが多く、累積損傷度の算出では d = 100mm 以下の損傷度の寄与が大きい. また、長周期地震動では大振幅の変形が多数回入力されることが考えられ、d = 200mm 以上の繰返し変形性能を明らかにする必要がある. U字形ダンパーでは繰返し回数が5回程度となるときの振幅 dを「限界変形」と定義しており、曲げ鋼板ダンパーについても限界変形を把握することは重要である.

#### iii) 実大動的実験

曲げ鋼板ダンパーを実用に供するには、実大動的実験を実施して、静的加力実験と動的加力実験の 相違、スケール効果について検討する必要がある.また、曲げ鋼板ダンパーは載荷振幅ごとに変形状 態が異なるため、き裂の発生および進展する箇所も異なる.そのため、別途 Miner 則の適用性を検討



する必要がある.

iv) 水平2方向実験

第5章でも示したように、水平2方向の変形下では以下の2つの要因で、累積損傷度Dが増加する 可能性がある.すなわち、1)水平1方向の時と異なり直交方向の入力に対する損傷が影響し、2)水 平2方向の円弧運動に伴い部材自身に捩れ変形が生じることで累積損傷度Dが1.0以下でダンパーが 破断に至る可能性がある.このため、水平2方向載荷実験を行い、直交方向の損傷度および捩れ変形 の影響を明らかにする必要がある.また、第5章でも一部示したが、水平2方向の地震応答解析につ いてもさらに研究を進めることが望まれる.

## 6.5 結

本章では、曲げ鋼板ダンパーを適用した免震建物の応答予測法を検討した.また、ダンパーの累積 損傷度についても考察した.以下に得られた知見を示す.

- ・ 曲げ鋼板ダンパーはやや複雑な復元力モデルを示すものの,既往のエネルギーの釣合いに基づく 応答評価法により,式(6.2.1)で最大応答変位 d<sub>max</sub> を予測することが可能である.
- ・式(6.2.2)で累積塑性変形量最 $\Sigma d_p$ を予測することが可能である。また、本章で示した鋼種 LY225 のダンパーでは、 $\Sigma d_p$ は 80m 以上あり、最大 266m となる。図 6.2.6 による $\Sigma d_p$ の予測値を考慮し ても、曲げ鋼板ダンパーは十分な繰返し変形性能を有することが確認できる。
- ・ 累積損傷度 D は「L-h200g50, 0°>L-h200g50, 45°>L-h200g0, 0°>L-h200g0, 45°」の順に大き
   くなる. L-h200g50 では最大 0.30 程度, L-h200g0 では最大 0.08 程度であり、いずれも D は 1.0
   に対して余裕がある。
- L-h200g50の0°方向では、累積損傷度Dに占めるd = 100mm以下の損傷度の割合が大きい.これは免震層に生じる振幅の頻度は100mm以下が最多であり、L-h200g50の0°方向の疲労曲線は小振幅において繰返し回数を過小評価しているためである。一方、L-h200g50の45°方向およびL-h200g0では、各変位で比較的均等に損傷度が分散する。これは、これらの疲労曲線が小振幅においても繰返し回数が大きくなるためである。

# 第7章 結論

本論では、曲げ加工された鋼板を用いた免震構造用履歴型ダンパー(曲げ鋼板ダンパー)を提案し 力学性状を明らかにした.また、曲げ鋼板ダンパーを適用した免震建物に対して地震応答解析を実施 して、その有効性を示した.第2章から第6章までに得られた結論を以下に述べる.

第2章では、曲げ鋼板ダンパーに対して水平加力実験を実施した.その目的は、1)ダンパーの大 変形追随性能を検証すること、2)疲労破断に関してダンパーの繰返し変形性能を定量化すること、3) 載荷方向がダンパーの力学性状に及ぼす影響を把握すること、4)ダンパー鋼板形状が力学性状に及 ぼす影響を把握することである.設定した実験変数は、鋼種(LY225,SN490)・鋼板形状・載荷振幅 (片振幅 *d* = 100,200mm)・載荷方向(0°,45°)・端板四隅の仕様とした.以下に得られた知見を示 す.

- 曲げ鋼板ダンパーの荷重-変形関係は、鋼板形状に関わらず2サイクル目の耐力は1サイクル目の耐力より低くなる.ただし、LY225はSN490に比べて、2サイクル目の耐力が1サイクル目の耐力に近くなる.また、載荷方向が荷重-変形関係に及ぼす影響はわずかである.
- 2) 曲げ鋼板ダンパーは最大変形時に向けて鋼板が大きく伸びるように変形する.
- 3) 耐力劣化要因は、1) 端板四隅の仕様、2) 鋼種、3) 載荷振幅、4) 載荷方向の4種類によって異なる.0°方向では荷重に平行な鋼板にき裂が発生し、45°方向では荷重に直交にき裂が発生する.
- 4) 鋼板形状がダンパーの力学性状に及ぼす影響は以下の通り.
  - ・ 斜板長さ h が大きいほど,降伏耐力 Q, 初期剛性 K<sub>ini</sub> は若干小さくなるが,繰返し変形性能 は向上する.
  - 鋼板形状をコ形に近づけるほど(斜板高さgとダンパー高さHとの比g/Hを0に近づけるほど), Q<sub>y</sub>, K<sub>ini</sub>は若干小さくなり, 繰返し変形性能は向上する.
  - ・ 板厚 t が大きいほど、Qy, Kini が増大する. しかし繰返し変形性能は顕著に低下する.
  - ・ 斜板高さgがQy, Kiniおよび繰返し変形性能に及ぼす影響は少ない.
- 5) 鋼種を SN490B から LY225 にすることで, *Q*, はわずかに減少する. しかし, 繰返し変形性能は 大幅に向上する.
- 6) LY225 の試験体では、端板四隅ボルト孔をなくすことで繰返し変形性能は大幅に向上する.しかし、SN490Bの試験体では、端板四隅ボルト孔の有無が繰返し変形性能に及ぼす影響は少ない.
- 7) d = 200mm ではダンパーの繰返し変形性能と板ばね剛性  $K_{ps}$ には相関があり、 $K_{ps}$ が小さいほど 繰返し変形性能は高くなる.

第3章では,FEM解析を用いて鋼板形状がダンパーの力学性状に及ぼす影響を解析的に把握した. 本章では先ず FEM 解析モデルの構築し,実験結果を再現した.得られた解析モデルを用いて,端板 四隅のボルト孔の影響を検討し,第2章よりさらに多くの鋼板形状についてダンパーの力学性状に及 ぼす影響を明らかにした.以下に得られた知見を示す.

8) 曲げ鋼板ダンパーは四辺形四節点シェル要素を用いて作成することで、実験結果の荷重-変形関 係や変形状態を再現することが可能である.

- *d* = 100mm では, FEM 解析から得られる相当塑性歪の最大値*ɛ*max と繰返し変形性能(第2章の 実験結果)に相関があり, *ɛ*max が小さいほど繰返し変形性能が大きくなる.
- hを大きくするか、g/Hを0に近づけるほど(鋼板形状をコ形に近づけるほど)、Qyは比例的に小 さくなる。また、hを大きくするとKiniは比例的に増加し、g/Hを0に近づけるとKiniは大幅に増 加する。tを大きくすると、Qy、Kiniとも顕著に増加する。
- 11) 相当塑性歪分布は, g/H に関わらず分布状態はほとんど変わらないが, g/H が小さいほど相当塑 性歪の大きさは小さくなる.
- 12) h または g/H が同一値の時,  $\varepsilon_{max} \ge K_{ps}$  とに相関があり,  $K_{ps}$  が小さいほど $\varepsilon_{max}$  は小さくなる.

第4章では、ダンパーの復元力特性について検討し、復元力特性を再現する地震応答解析用復元力 モデル(以下、単に復元力モデル)を提案した.さらに、得られた復元力モデルを用いて、曲げ鋼板 ダンパーを適用した免震建物の地震応答解析を実施し、鋼板形状が地震応答性状に及ぼす影響を明ら かにした.以下に得られた知見を示す.

- 13)曲げ鋼板ダンパーの復元力モデルは、バイリニアモデル、最大点指向型バイリニアスリップモデル、大変域の耐力上昇を表現するバイリニアスリップモデルの3つを組み合わせたモデルを用いることで精度良く再現できる。
- 14) 曲げ鋼板ダンパーの降伏せん断力係数を全塑性耐力 Q<sub>p</sub>と棚状域の耐力 <sub>b</sub>f<sub>b</sub>の平均値で規定することで,適切にその地震応答性状を評価することができる.
- 15) 免震層の最大応答変位  $d_{\max}$ は、棚状域のエネルギー吸収量の指標である  $bfb/Q_p$  と降伏変位  $d_y$ による影響が大きい、 $bfb/Q_p$ が大きい、または  $d_y$ が小さいほど  $d_{\max}$ は小さくなる。
- 16) ダンパーモデルに関わらず,最大応答加速度 *a*<sub>max</sub> は,最大速度 50cm/s では 160 cm/s<sup>2</sup> 以下,最大 速度 100cm/s では 270cm/s<sup>2</sup> 以下である.
- 17) 免震層の累積損傷度 D はダンパースケールを大きくすることや,端板四隅ボルト孔を無くして鋼 種 LY225 を用いることで大幅に小さくなる.
- 18)本章の地震動では多数回繰返し変形によるダンパーの耐力低下が地震応答性状に及ぼす影響はわずかである。また多数回繰返し変形による耐力低下は、鋼種LY225の端板四隅ボルト孔無しのダンパーで影響が少ない。

第5章では、曲げ鋼板ダンパーの水平2方向特性を把握することを目的とした。先ず水平2方向入 力時の曲げ鋼板ダンパーの復元力特性を精度良く再現できるモデルを検討し、得られた復元力モデル を用いて曲げ鋼板ダンパーを適用した免震建物の水平2方向地震応答性状を把握した。本章では現在 一般的な設計で行われている水平1方向入力の地震応答性状の解析結果と比較した。さらに、上記で 得られた免震層の変形軌跡を参考にして、水平2方向の円弧運動を想定した FEM 解析を曲げ鋼板ダ ンパーに対して実施した。以下に得られた知見を示す。

- 19) 水平2方向入力を受ける曲げ鋼板ダンパーの復元力モデルは、MSSモデルばねに、バイリニアモ デルと修正 Ramberg-Osgood モデルを適用することで概ね再現できる.
- 20) 水平 2 方向入力の各方向成分の荷重-変形関係は,免震層の変形軌道により異なる.円弧状の軌 道を描く場合にはやや丸みを帯びたバイリニア形の挙動を示し,直線上の軌道を描く場合は最大 変形で最大耐力をむかえるバイリニア形の挙動を示す.

- 21) 本章の範囲では El Centro を除いて,水平 2 方向入力時の免震層最大変形は,水平 1 方向入力時の 1.03 倍から 1.37 倍となる。また,水平 2 方向入力時の最大応答加速度は, El Centro を除いて水平 1 方向入力時の 0.98 倍から 1.24 倍となる。
- 22) ダンパーのエネルギー吸収量は、水平1方向と比べて水平2方向の方が大きくなる.これは水平 2方向の荷重-変形関係は、水平1方向で見られた棚状域が現れないためである.
- 23) 鋼板幅 b が大きいほど, *ɛ*max はサイクル数が増加してもほぼ一定となる. これは b が大きい時, 部材自身に捩れ変形が生じにくくなるためである. また,水平 2 方向時には相当塑性歪は鋼板全 体に分布する. 当塑性歪の最大箇所は変形がすすむにつれて,円形プレート端から端板上または 斜板上に変化する.

第6章では,第2章から第5章までの総括と今後の展望を述べるため,鋼板形状がダンパーの力学 性状に及ぼす影響を整理し,免震層の最大応答変位 *d*<sub>max</sub> と累積変形量Σ*d*<sub>p</sub> に対する予測式の精度と累 積損傷度について考察をすすめた.また,累積損傷度 *D*の小さくなる鋼板形状について言及した.以 下に得られた知見を示す.

- 24) 曲げ鋼板ダンパーはやや複雑な復元力モデルを示すものの,既往のエネルギーの釣合いに基づく 応答評価法により, d<sub>max</sub> を予測することが可能である.また,累積塑性変形量最Σd<sub>p</sub> を予測する ことも可能である.本章で示した鋼種 LY225 のダンパーでは,Σd<sub>p</sub>は 80m 以上あり,最大 266m となる.このことから,曲げ鋼板ダンパーは十分な繰返し変形性能を有することが確認できる.
- 25) *D* は標準形状では最大 0.30 程度, *g*/*H* = 0 とした形状では最大 0.08 程度であり,いずれも *D* は 1.0 に対して余裕がある.また,45°方向の方が 0°方向より *D* は小さい.
- 26) 標準形状の 0°方向では,累積損傷度 D に占める d = 100mm 以下の損傷度の割合が大きい. これ は免震層に生じる振幅の頻度は 100mm 以下が最多であり,標準形状の 0°方向の疲労曲線は小振 幅において繰返し回数を過小評価しているためである.一方,標準形状の 45°方向および g/H = 0 とした形状では,各変位で比較的均等に損傷度が分散する.これは,これらの疲労曲線は小振幅 においても繰返し回数が大きくなるためである.
- 27) 以上の検討から、本論の範囲ではgを0~50mmにおいて設定することでdmaxを抑制し、かつD を小さくすることが期待できる.一方で、より継続時間のある長周期地震動では、h の大きい鋼 板形状でDが小さくなることが予想される.この点は今後の課題である.

以上のように,曲げ鋼板ダンパーは高い繰返し変形性能を有する.また,水平2方向の変形が繰返 し変形性能に及ぼす悪影響が少ないと予想される.このことから曲げ鋼板ダンパーは,近年発生が懸 念される大振幅多数回の振動を有する長周期地震動に対して有効なダンパーとなりうる.

# 付録 ダンパーの全塑性耐力の算定方法に関する考察

 $z_{\rm C} = h \cdot \theta_1$ 

付録では崩壊機構を仮定することで、曲げ鋼板ダンパーの全塑性耐力を算定する. なお、本崩壊機 構は、第2章に示す端板四隅ボルトの締付け有りの状況(以下,締付け有り)を想定している. その ため締付け無しの時とは崩壊機構が異なり、付録で得られる算定値と第2,3章で得られる実験値・解 析値は対応しない. しかし、本付録で得られる算定式を考察することで、全塑性耐力に及ぼす各寸法 の影響を明快に把握できる. また、この各寸法の影響は締付けの有無に関わらず、定性的にはおおよ そ同様であると考えられる. そのため、本付録で得られる知見を一部、締付け無しの時に活用するこ とも可能である. なお、本論で主に検討している締付け無しの曲げ鋼板ダンパーの全塑性耐力算定式 を導出することは今後の課題である.

付図1に仮定する崩壊機構を示す。付図1に示すように降伏線1~5を仮定し、それぞれのヒンジ 回転角を $\theta_{1~5}$ とする。幾何学的関係により、点Cの変位 yc, zc は $\theta_1$ を用いて式(1), (2)により算定される。

$y_{\rm C} = g \cdot \theta_1$		(1)

付図2に斜板上の崩壊機構を示す. 点 D を通る降伏線2の交線を考えるとき, 図2のように寸法*k*, *l*, *m* を定義する. このとき, 点 D の変位 zp は式(3)により算定される.

$$z_{\rm D} = \sqrt{k^2 + l^2} \cdot \theta_2 - z_{\rm C} \tag{3}$$

微小変形の仮定より縦板は伸縮せず、zcとzbとは同値である.よって、θ2は式(4)で算定される.

$$\theta_2 = \frac{2h}{\sqrt{k^2 + l^2}} \cdot \theta_1 \tag{4}$$

また, 点 D の変位 xD, yD は付図 2 による幾何学的関係により m θ2を分解して式(5), (6)で算定される.

$$x_{\rm D} = \frac{k}{\sqrt{k^2 + l^2}} \cdot m \cdot \theta_2 \tag{5}$$

(a) アイソメ図  $\mathcal{Y}_{\mathrm{D}}$  $y_{\rm C}$ dВ C fg $z_{
m D}$  $x_{\rm D}$ f D  $\theta_{\circ}$  $z_{\rm D}$  $z_{
m c}$ †g b  $\gamma \diamond$  $x \diamond$ (b) xz 平面 (c) yz 平面 付図1 崩壊機構

(2)

降伏線1 降伏線2 降伏線3 降伏線4



$$y_{\rm D} = \frac{l}{\sqrt{k^2 + l^2}} \cdot m \cdot \theta_2 - y_{\rm C} \tag{6}$$

よって, θ<sub>3</sub>, θ<sub>4</sub>は式(7), (8)で算定される. ここで, *s*は付図 1(b)に示すように, 点 C を通る降伏線 4 の交線である.

$$\theta_3 = \frac{y_{\rm C} + y_{\rm D} + f \cdot \theta_1}{f} \tag{7}$$
$$\theta_4 = \frac{2 \cdot (y_{\rm C} + y_{\rm D})}{s} \tag{8}$$

ダンパーの水平変位 d は、付図 1(b)による幾何学的関係により式(9)で算定される. また、 $\theta_5$  は d を 用いて式(10)で算定される.

$$d = \frac{z_{\rm C} + z_{\rm D}}{b} \cdot f + x_{\rm D} \tag{9}$$

$$\theta_5 = \frac{1}{f+2g} \tag{10}$$

内力仕事と外力仕事の釣合いは、式(11)の通りである.

 $2m_p(2b \cdot \theta_1 + 2\sqrt{g^2 + h^2 + b^2} \cdot \theta_2 + 2b \cdot \theta_3 + \sqrt{f^2 + b^2} \cdot \theta_4 + 2b \cdot \theta_5) = Q_p \cdot d$  (11) ここで、 $Q_p$ は外力(全塑性耐力)、 $m_p$ は降伏線単位当たりの塑性モーメントである。 $m_p$ は式(12)により算定される。

$$m_p = \frac{t^2 \cdot \sigma_y}{4} \tag{12}$$

ここで、 $\sigma_{p}$ は降伏応力度、tは板厚である。全塑性耐力  $Q_{p}$ は、式(11)を解くことで求められる。

次に,得られた算定式を検証するため,FEM 解析による解析結果と比較する.付図 3 に使用する 解析モデルを示す.解析モデルは第 3 章のモデルと異なり,端板をその他の鋼板厚 t の 2 倍 (2t) と している.これは四隅ボルトの締付け有りの場合を想定しているためである.境界条件は下端を完全



N.	1.	L	1	£	t	କ	$p_p$	計算値														
INO.	0	n	g	Ţ		計算値 (kN)	解析值 (kN)	解析值														
1	600					388	387	1.00														
2	500	400	150			296	308	0.96														
3	700					496	459	1.08														
4		300			200		460	459	1.00													
5		500		300	19	19	347	335	1.04													
6			0	14	452	425	1.06															
7													n				100			405	386	1.05
8	600		200					370	390	0.95												
9		400		200		549	505	1.09														
10			100	400	150	400		303	314	0.96												
11			150		9	218	215	1.02														
12					300	16	690	665	1.04													



2

付図5 全塑性耐力スケール率

0

スケール率

3

付表1 計算値と解析値との比較

固定,上端を載荷方向以外の変形を拘束する.また,解析変数は付表1に示す*b*,*h*,*g*,*f*,*t*の5種類である.付図4に解析モデルに入力する応力-歪度関係を示す.応力度-歪度関係についても第3章と異なり,平板部と曲げ加工部によって応力度-歪度関係を区別していない.

付表1の右図に算定式から得られる計算値と解析値との比較を示す. *Q*<sub>p</sub>の解析値の算定方法は本文 中と同様であり,荷重-変形関係において接線剛性が初期剛性の 1/10 まで低下した時点の荷重とする. 付表1より計算値と解析値との比は 0.96 ~ 1.08 である.よって,上記で求めた全塑性耐力の算定方 法は妥当である.ここで,第2章の実験スケールを1として,実験スケールに対する比率をスケール 率とする.また,あるスケール率の *Q*<sub>p</sub>と実験スケールの *Q*<sub>p</sub>との比率を全塑性耐力スケール率とする. 付図5に全塑性耐力スケール率とスケール率との関係を示す.ただし,付図5は解析変数に関わらず, いずれも図のような関係となる.付図5より,スケール率を2,3,4倍とすると全塑性耐力スケール率 は4,9,16倍される.このことから,本章においてスケール率2では*Q*<sub>p</sub>を実験スケールの4倍,スケ ール率3では *Q*<sub>p</sub>を実験スケールの9倍とする.

# 本論文に関連する発表論文

## 主要発表論文

- Yuki Hatanaka, Susumu Kuwahara, Fumihito Tamamura, Ryouta Tobari and Tomohiro Kinoshita: Mechanical Behavior of Hysteresis Dampers Using Bent Steel Plates for Baseisolated Structures, The 12<sup>th</sup> International Symposium on Architectural Interchanges in Asia, pp.1040-1044, 2018.10
- 2) 畑中祐紀, 桑原進, 玉村典士, 平山達規, 戸張涼太, 吉永光寿, 森岡宙光: 曲げ加工された鋼板を 用いた免震構造用履歴型ダンパーの変形性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 84 巻, 第 759 号, pp.713-723, 2019.5
- 3) 畑中祐紀,玉村典士,桑原進,戸張涼太:曲げ加工された鋼板を用いた免震構造用履歴型ダンパーの復元力モデルおよび地震応答性状,日本鋼構造協会,鋼構造論文集, Vol.26, No.103, pp.45-54, 2019.9
- 4) Hatanaka Yuki, Kuwahara Susumu, Hirayama Tatsunori, Tobari Ryota and Kinoshita Tomohiro: Study on the influence of bi-directional loading on the mechanical behavior of hysteresis damper using bent steel plates for base-isolated structures, 12<sup>th</sup> Pacific Structural Steel Conference, 2019.11

## 日本建築学会大会学術講演会・日本建築学会近畿支部研究報告会

- 畑中祐紀, 桑原進, 玉村典士, 平山達規, 戸張涼太, 吉永光寿, 宮川和明: 曲げ加工された鋼板を用 いた免震構造用履歴型ダンパーの力学性状 その1 載荷方向の影響と全塑性耐力の算定, 日本建築 学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.769-770, 2018.9
- 2) 玉村典士, 桑原進, 畑中祐紀, 平山達規, 戸張涼太, 吉永光寿, 宮川和明: 曲げ加工された鋼板を用いた免震構造用履歴型ダンパーの力学性状 その2形状パラメータが力学性状に与える影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.771-772, 2018.9
- 3) 平山達規, 桑原進, 畑中祐紀, 玉村典士, 戸張涼太, 吉永光寿, 宮川和明: 曲げ加工された鋼板を用いた免震構造用履歴型ダンパーの力学性状 その3水平2方向載荷時の力学性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.773-774, 2018.9
- 4) 畑中祐紀, 桑原進, 玉村典士, 平山達規, 岡本みなみ, 戸張涼太, 吉永光寿, 宮川和明, 森岡宙光, 木下智裕: 曲げ加工された鋼板を用いた免震構造用履歴型ダンパーの変形性能 その1 繰返し変形 性能, 日本建築学会近畿支部研究発表会, 2019.6
- 5) 平山達規, 桑原進, 畑中祐紀, 玉村典士, 岡本みなみ, 戸張涼太, 吉永光寿, 宮川和明, 森岡宙光, 木下智裕: 曲げ加工された鋼板を用いた免震構造用履歴型ダンパーの変形性能 その2 ボルト孔と 鋼板形状が力学性状に及ぼす影響, 日本建築学会近畿支部研究発表会, 2019.6
- 6) 岡本みなみ, 桑原進, 畑中祐紀, 玉村典士, 平山達規, 戸張涼太, 吉永光寿, 宮川和明, 森岡宙光, 木下智裕: 曲げ加工された鋼板を用いた免震構造用履歴型ダンパーの力学性状に及ぼす水平 2 方 向載荷の影響, 日本建築学会近畿支部研究発表会, 2019.6
- 7) 玉村典士, 桑原進, 畑中祐紀, 平山達規, 岡本みなみ, 戸張涼太, 吉永光寿, 宮川和明, 森岡宙光,

木下智裕:曲げ加工された鋼板を用いた履歴型ダンパーを適用した免震建物の地震応答性状,日本建築学会近畿支部研究発表会,2019.6

- 8) 桑原進,畑中祐紀,玉村典士,平山達規,岡本みなみ,戸張涼太,吉永光寿,宮川和明,森岡宙光, 木下智裕:曲げ加工された鋼板を用いた免震構造用履歴型ダンパーの変形性能 その1 繰返し水平 加力実験概要,日本建築学会大会学術講演梗概集,構造 III, pp.1291-1292, 2019.9
- 9) 畑中祐紀, 桑原進, 玉村典士, 平山達規, 岡本みなみ, 戸張涼太, 吉永光寿, 宮川和明, 森岡宙光, 木下智裕: 曲げ加工された鋼板を用いた免震構造用履歴型ダンパーの変形性能 その 2 繰返し水平 加力実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.1293-1294, 2019.9
- 10) 平山達規, 桑原進, 畑中祐紀, 玉村典士, 岡本みなみ, 戸張涼太, 吉永光寿, 宮川和明, 森岡宙光, 木下智裕: 曲げ加工された鋼板を用いた免震構造用履歴型ダンパーの変形性能 その3 ボルト孔と 鋼板形状が力学性状に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.1295-1296, 2019.9
- 11) 岡本みなみ, 桑原進, 畑中祐紀, 玉村典士, 平山達規, 戸張涼太, 吉永光寿, 宮川和明, 森岡宙光, 木下智裕: 曲げ加工された鋼板を用いた免震構造用履歴型ダンパーの力学性状に及ぼす水平 2 方 向載荷の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.1297-1298, 2019.9
- 12) 玉村典士, 桑原進, 畑中祐紀, 平山達規, 岡本みなみ, 戸張涼太, 吉永光寿, 宮川和明, 森岡宙光, 木下智裕: 曲げ加工された鋼板を用いた履歴型ダンパーを適用した免震建物の地震応答性状, 日 本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.1299-1300, 2019.9

## 謝辞

本論は,筆者が平成29年4月に大阪大学大学院工学研究科博士後期課程に入学してより,3年間の 研究成果をまとめたものです。本論文を完成させるにあたり,多くの方々から支援・ご鞭撻をいただ き,感謝申し上げます。

大阪大学大学院准教授 桑原進先生には、私が鉄骨系構造学領域に所属して以来 6 年間卒業論文, 修士論文から本論文にいたるまで、終始的確かつ親身なご指導を賜りました。筆者が菲才を顧みず, 博士後期課程に入学し、研究に邁進することを決心したのも、桑原先生に懇篤なるご指導をいただい たためです.心より感謝申し上げます.

大阪大学大学院教授 多田元英先生には,終始暖かくも的確なご指導を賜りました。多田先生のご 助言は,筆者の研究者としての姿勢にも至るものでした.心より感謝申し上げます.

大阪大学大学院元助教 金眞佑先生には、丁寧なご指導を賜りました.また、公私ともに親身に接 していただきました.心より感謝申し上げます.

JFE シビル 宮川和明氏,吉永光寿氏,戸張涼太氏,JFE スチール 木下智裕氏,森岡宙光氏には, 学部 4 回から本研究に至るまで,さまざまなご指導・ご助言を賜りました.共同研究として,本論文 に参画いただき,心より感謝申し上げます.

大阪大学大学院教授 宮本裕司先生,同教授 真田靖士先生にはお忙しい中,本論のご指導・ご鞭 撻を賜りました.頂いたご指摘により,本論を大きく前進させることができました.また,大阪大学 技術職員松井貴志氏には,実験全般において多大なるご支援を賜りました.ここに感謝申し上げます.

本研究に関連して,修士論文・卒業論文として研究の遂行に尽力頂いた,玉村典士氏(現・竹中工務店),平山達規氏,岡本みなみ氏,勝間渓太氏には,研究全般でご協力いただきました。本論文は,皆様のご協力がなければ完成することはありませんでした。ここに深く感謝申し上げます.

また、貴重な研究成果を引用させていただいた、文献著者に感謝申し上げます.

本研究は,日本学術振興会特別研究員奨励費 JP18J10124 の助成を受けました.記して謝意を示し ます.

最後に、静かにも暖かく見守ってくださった友人そして両親、家族に感謝致します.

令和元年12月

97