

免震ゴム支承と鋼管ねじりダンパーを用いた免震装置に関する研究

A study of seismically isolated device on seismic isolated rubber bearing and torsional steel tube dampers

遠藤輝好<sup>†</sup>、青木徹彦<sup>††</sup>、鈴木森晶<sup>†††</sup>  
Kiyoshi ENDOH, Tetsuhiko AOKI, Moriaki SUZUKI

Seismic resistance Experiment center in Aichi institute of technology introduces the isolated device with bearing rubber and the torsional damper of steel tube. Another objectives of the researched are to analysis the numerically dynamic response of the heavy concrete test bed with these isolation devices. In this study, we performed static cyclic loading experiment of torsional steel tube dampers. From the test, a good seismic resistance performance is obtained. We confirmed that this isolated device is effective.

1. 序論

1995 年に発生した兵庫県南部沖地震以降、免震装置、制震装置等の開発が盛んである。本研究では、鋼管をせん断塑性変形させて地震力によるエネルギーを吸収させるダンパーを提案し、静的繰返し載荷実験を行い、ダンパー性能について検討する。また、構造物耐震実験センターの地震応答解析を行い提案した免震装置の実構造物への適用について検討する。

2. 鋼管ねじりダンパーの原理と設計

2.1 はじめに

鋼管ねじりダンパーは、図 1 に示すように鋼管の一方を固定し、他方に上部工の作用力等をねじり力に変換させることを考え、このねじりモーメントを利用し、地震外力によるエネルギーを吸収させる。

2.2 鋼管ねじりダンパーの設計

図 1 に示す鋼管にねじりモーメント  $M_t$  が作用しねじり角  $\theta$  が生じたとすると弾性域では  $M_t$  と  $\theta$  の間に式 (1) に示す関係がある (せん断剛性  $G$ )。

塑性域での  $M_t$  と  $\phi$  との関係 (せん断剛性  $G'$ ) が図 2 に示すような直線関係になると仮定すると、降伏ねじりモーメント  $M_{ty}$  以上では式 (2) の関係となる<sup>1)</sup>。

$$\text{弾性域 : } M_t = \frac{\pi G D^3 t}{4h} \theta = \frac{\pi D^2 t}{2} \tau \quad (1)$$

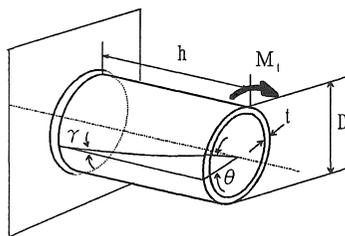


図 1 ねじりを受ける鋼管

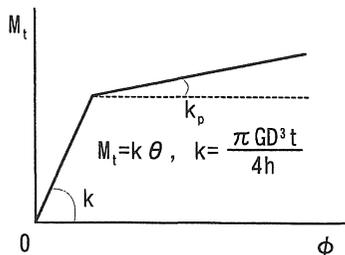


図 2  $M_t - \theta$  関係

<sup>†</sup> 愛知工業大学建設システム工学専攻  
<sup>††</sup> 愛知工業大学 土木工学科(豊田市)  
<sup>†††</sup> 愛知工業大学 土木工学科(豊田市)

$$\text{塑性域: } M_t = \frac{\pi D^3 t}{4h} [G'\theta + (G - G')\theta_y] \quad (2)$$

ここで、D: 鋼管の直径、h: 高さ、t: 板厚、G: せん断弾性係数 [=E/2(1+ν)]、E: ヤング率、ν: ポアソン比、θ: ねじり角

### 2.3 免震装置の概要

図 3 に本研究室が提案する免震装置の概略図を示す。上部荷重伝達装置と下部荷重伝達装置は、上部工の水平運動をねじり力に変換させるため、はめ込み式になっている。また、鋼管はねじりにより、軸方向に縮みが生じ、これを拘束すると軸方向力が生じ耐力が低下するため、鋼管の一方は下部荷重伝達装置に差し込むようにしてある。他端は固定プレートに溶接する。

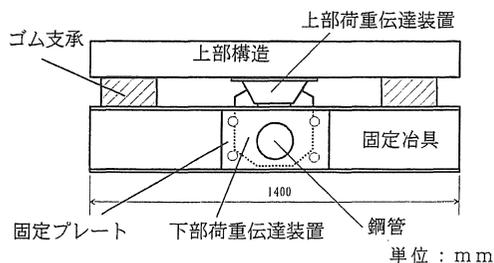


図 3 免震装置概略図

## 3. 鋼管ねじりダンパーの静的繰返し載荷実験

### 3.1 実験計画および実験方法

#### 3.1.1 実験計画

実験は、まず 1 次モデルの実験を行い、改善点を検討して 2 次モデルの実験を行った。

1 次モデルでは、鋼材に電縫鋼管 STK400、極低降伏鋼材 BT-LYP100 を使い、コンクリート充填の有無により 4 体用意した。BT-LYP100 は 2 枚の板を曲げ加工し溶接した。2 次モデルでは、鋼材に BT-LYP100 を用いておこない熱処理の有無、コンクリートの有無により 4 体、また、鋼管端部の荷重伝達ブロックを圧接溶接したもの 1 体を用意した。BT-LYP100 は 1 枚の板を曲げ加工し溶接した。鋼管部についても変更があり次節実験供試体で述べる。

#### 3.1.2 実験供試体

実験に用いる鋼管寸法は、直径 114.3mm、高さ h=90mm、板厚 t=4.5mm (: STK400)、t=6.0mm (: BT-LYP100)、アーム長 150mm とした。降伏応力

度は引張り試験結果より、STK400:  $\sigma_{0.2}=348\text{MPa}$  を用いて、せん断降伏応力  $\tau_y = \sigma_{0.2}/\sqrt{3}=201\text{MPa}$ 、BT-LYP100:  $\sigma_{0.2}=144\text{MPa}$ 、 $\tau_y=83\text{MPa}$  を用いて、式(1)に代入して STK400:  $M_t=20.1\text{kN}\cdot\text{mm}$ 、BT-LYP100:  $8.3\text{kN}\cdot\text{mm}$  となる。ここで、アーム長を考慮した降伏荷重は STK400:  $P_y=123\text{kN}$ 、BT-LYP100:  $P_y=69\text{kN}$  となる。実験の載荷経路  $P_y$  にはこれらの値を用いる。また、鋼管部供試体を図 4 に示す。1 次モデルと 2 次モデルでは、荷重伝達ブロックの形状および寸法を変更した。

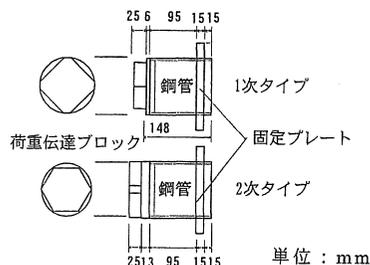


図 4 鋼管部供試体

### 3.2 載荷装置および載荷方法

実験装置概略図を図 5 に示す。アクチュエータにより、上部工を想定した載荷ビームを水平方向に繰返し載荷する。載荷ビームは L 型冶具に水平に取り付けた 4 本のリニアレールで支持されている。

繰返し載荷経路は、①  $\pm P_y/2$ 、②  $\pm P_y$ 、③  $\delta = \pm 20\text{mm}$ 、④  $\delta = \pm 40\text{mm}$ 、⑤  $\delta = \pm 60\text{mm}$ 、⑥  $\delta = \pm 80\text{mm}$  と 20mm 刻みに行い、以降は⑥を繰返し行う。δ は上部荷重伝達装置の変位である。

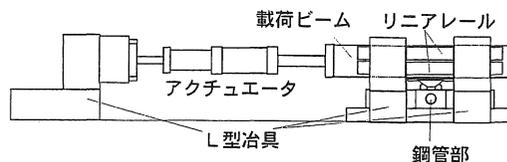


図 5 載荷装置

### 3.3 素材引張り試験

素材引張り試験結果を図 6 に示す。明瞭な降伏点を示さなかったため、0.2% 応力を降伏応力とした。STK400 の伸びが 40% であったに対し、BT-LYP100 は 60% の伸びを示し、エネルギー吸収性能に優れているといえる。

### 3.4 鋼管ねじり繰返し載荷実験

#### 3.4.1 1 次モデルによる実験

1 次モデルの履歴曲線を図 7~10 に示す。図 7

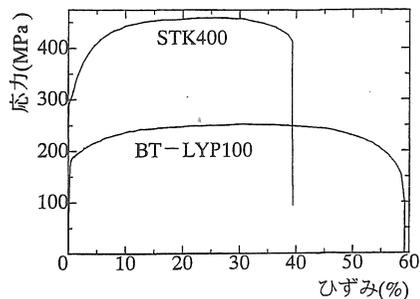


図 6 素材引張り試験結果

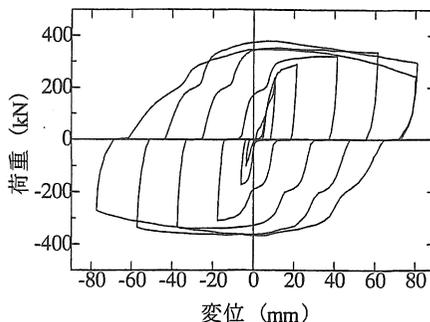


図 7 S-RA1

に STK400 コンクリート無充填供試体 S-RA1 の履歴曲線を示す。同図より完全弾塑性型に近い履歴曲線が得られた。5 サイクルで最大荷重 379kN に達し、7 サイクルで荷重伝達ブロックと鋼管の溶接部で破断した。

STK400 コンクリート充填供試体 S-RC1 の履歴曲線を図 8 に示す。他の供試体と比較して履歴曲線の形状が異なっているのは、この実験のみ下部荷重伝達装置に SM490 を使用したためで、下部荷重伝達装置の切り欠き部分に変形し、遊びが大きくなった。

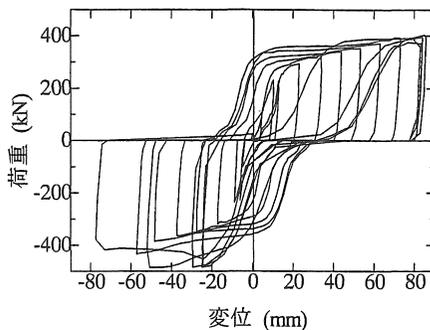


図 8 S-RC1

図 9、図 10 に BT-LYP100 を用いた供試体 L-RA1、L-RC1 の履歴曲線を示す。溶接にブローホールや腹部の溶接の中央 2mm 程度接着していない等の欠陥があり、特にコンクリート充填供試体 L-RC1 は早期に破断した。1 次モデルで BT-LYP100 を用いた供試体では明瞭な屈座変形はみられなかった。

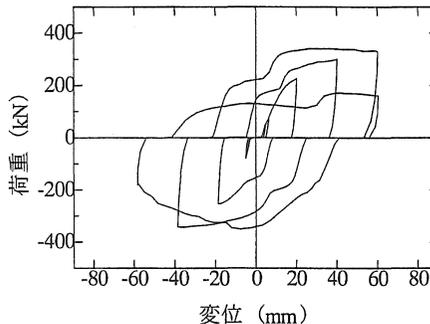


図 9 L-RA1

### 3.4.2 2 次モデルによる実験

2 次モデルの履歴曲線を図 11～15 に示す。各供試体とも 1 次モデルと比べサイクル数で 2 倍程度増加した。また、載荷経路①～⑥にかけて荷重が順次増加し⑥の繰返し載荷で約 340kN 程度に落ち着いた。

コンクリート無充填供試体 L-RA2(図 11)では、10 サイクルに最大荷重 377kN に達した。1 次モデルと比べて、溶接の改善、および鋼管部と固定治具の接触位置を荷重伝達ブロックにしたことにより変形能が増したと考えられる。

コンクリート充填供試体 L-RC2(図 12)では、11 サイクルに最大荷重 395kN に達し、12 サイクルで荷重伝達ブロックと鋼管の溶接部付近の鋼管母材で破断した。

コンクリート無充填熱処理あり供試体 L-NA2(

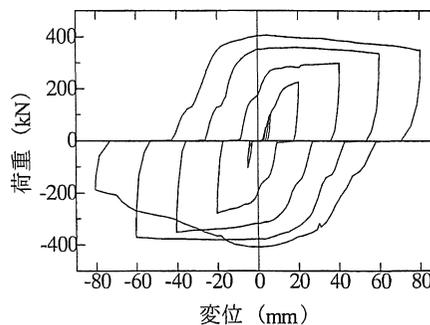


図 10 L-RC1

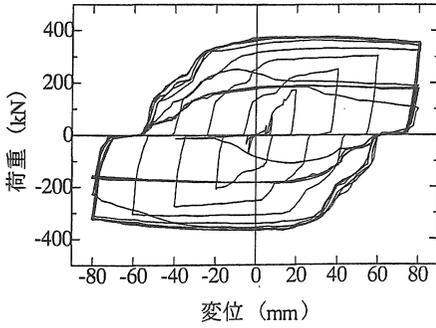


図 11 L-RA2

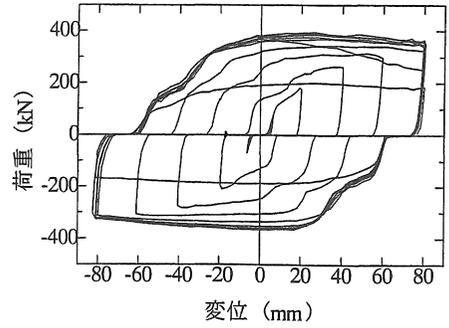


図 12 L-RC2

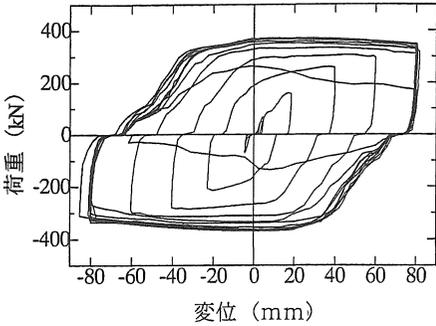


図 13 L-NA2

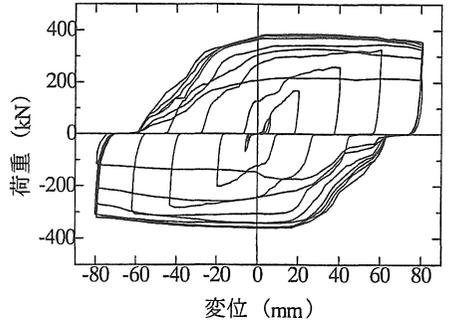


図 14 L-NC2

図 13)では、11 サイクルで最大荷重 371kN に達し、14 サイクルに荷重伝達ブロックと鋼管の溶接部付近の鋼管母材で破断した。全供試体中最大の 13 サイクル記録した。

コンクリート充填熱処理あり供試体 L-NC2(図 14)では 11 サイクルで最大荷重 386kN に達し、12 サイクルで破断した。2 次モデル中最大荷重点が最も大きかった。

コンクリート無充填熱処理あり供試体 L-NA2-II(図 15)では、この供試体のみ鋼管と荷重連結ブロックの溶接に圧接溶接を用いた。10 サイクルで最大荷重 379kN に達し、11 サイクルに破断した。

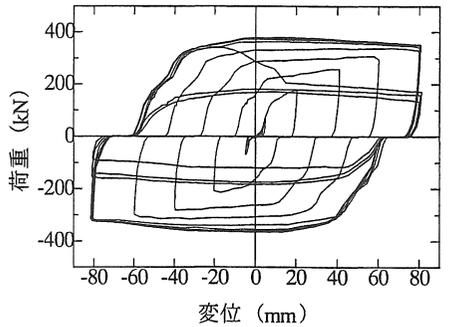


図 15 L-NC2-II

### 3.4.3 エネルギー吸収量

エネルギー吸収量-サイクル数関係を図 16 に示す。2 次モデルは 10 サイクル目まで各供試体とも安定したエネルギー吸収量を示した。最も大きなエネルギー吸収性能を示したのは、サイクル数の多かった L-NA2 であった。

1 次モデルと 2 次モデルの比較として、L-RA1、L-RA2 で比較すると、破断までの累積エネルギー吸収量で 2 次モデルが 1 次モデルの約 3 倍近くになっている。この要因として、溶接の改善、お

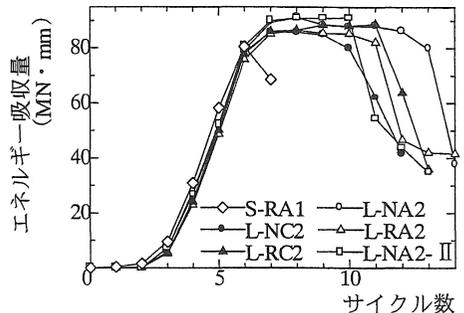


図 16 エネルギー吸収量関係

よび鋼管部と固定冶具の接触位置を荷重伝達ブロックと固定冶具に変更したことで溶接部への負担が軽減し変形能が増したといえる。

熱処理の有無による比較では、破断までの累積エネルギー吸収量で L-RA2 と L-NA2 を比較すると、後者は前者より約 25% 増加しており、熱処理によって変形能が増した結果と考えられる。

圧接溶接した供試体 L-NA-II では、10 サイクルまで最も大きなエネルギー吸収量を示したが、11 サイクルに片側の鋼管の溶接部が破断した。しかし他方の鋼管は 14 サイクルまで機能し、鋼管の固定プレート側で破断していることから、溶接不良であったと考えられる。

### 3.5 まとめ

実験結果は、以下のようにまとめられる。

- 1) 1 次モデルにおいて、早期に破断した原因は、鋼管と荷重連結ブロックの溶接部が固定冶具と接触したために溶接部にせん断力が作用したためである。また、極低降伏鋼材を用いた L-RA1、L-RC1 では、鋼管腹部の溶接が部分溶込みになっており、中央 2mm 程度は接着していないこと、他の溶接部でもブローホールの欠陥があったためである。
- 2) 1 次モデルを改良した 2 次モデルでは大きな変形能とエネルギー吸収量が得られ、2

次モデルは 1 次モデルより、サイクル数で約 2 倍、エネルギー吸収量では約 3.4 倍になった。

- 3) 熱処理の効果として供試体 L-RA2、L-NA2 を比べると熱処理した供試体はサイクル数で 3 サイクル、累積エネルギー吸収量で 1.35 倍程度増加した。
- 4) 2 次モデルで用いた極低降伏鋼材は載荷経路①～⑥にかけて繰返し硬化があらわれ降伏点が上昇し、⑥の繰返して約 340kN に安定した。

## 4. 免震装置の地震応答解析

### 4.1 はじめに

構造物耐震実験センターの実験床は、約 10MN もの大きな質量があり、これを支える基礎構造の経済性と耐震安全設計向上のために免震ゴム支承と鋼管ねじりダンパーからなる免震システムで支えられている。免震システムを導入すると、地震時において過大な応答変位が生じるとされる。そこで、地震動が入力された場合の最大応答変位が 75mm に制限されるように設定した<sup>2)</sup>。免震層には、免震ゴム支承が 64 個、ねじりダンパーが南北方向 16 基、東西方向に 16 基設置されている。実験床の概略図を図 17 に示す。本章では、前章

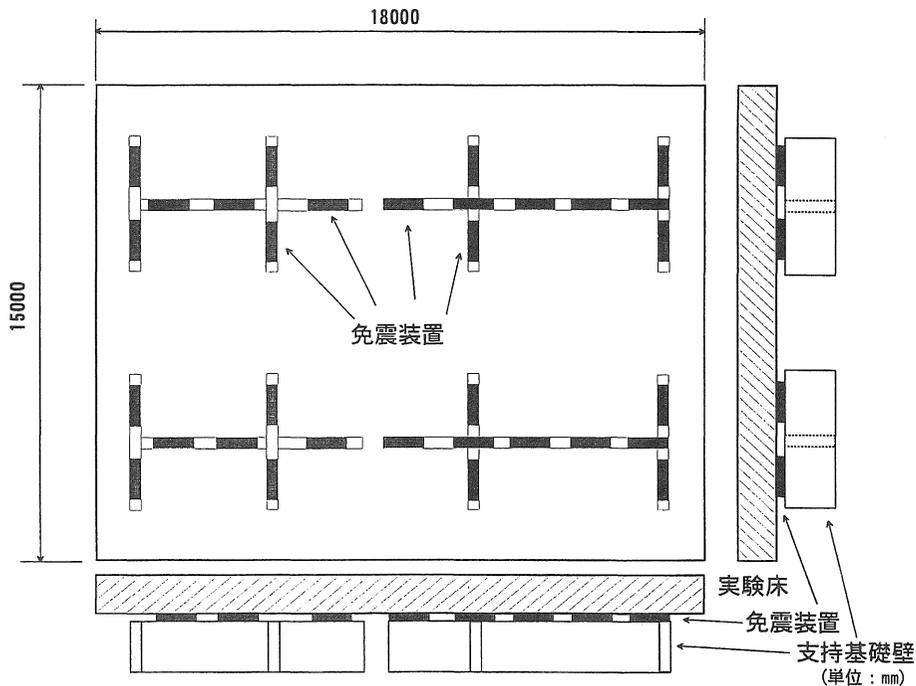


図 17 実験床概略図

の結果をもとに、簡便なモデル化を行い、ニューマーク  $\beta$  法を用いて地震応答解析を行い、免震ゴム支承と鋼管ねじりダンパーを用いた免震装置の実構造物への適用について検討する。

#### 4.2 免震装置概要

免震装置に取り付ける免震ゴムは 250mm×250mm×100mm の積層ゴムを用いる。免震ゴムの側面図を図 18 に示す。ゴムは厚さ 16mm が 3 層、鋼板が板厚 22mm と 2mm の鋼板がそれぞれ 2 枚あり、ゴムと鋼板が交互に重ねてあり、それらを被覆ゴムで挟んだ形式となっている。免震ゴム 1 基あたりのバネ定数は 1tf/cm 程度である。免震ゴム 1 個の面圧は 30kgf/cm<sup>2</sup> 程度である。

鋼管ねじりダンパーは前章で述べたものを使用する。

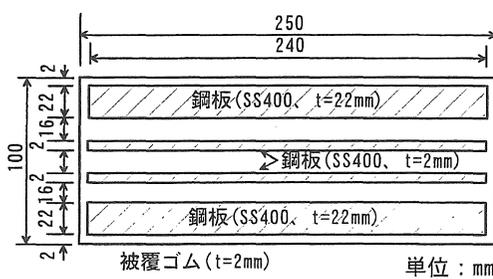


図 18 免震ゴム側面図

#### 4.3 解析方法

##### 4.3.1 復元力モデル

ダンパーの材質が STK400 の場合には、図 7 より完全弾塑性型に近い履歴曲線が得られたため、復元力モデルとして完全弾塑性型のバイリニアモデルを採用する。BT-LYP100 の場合には、繰返し硬化により降伏点の変更される。そこで、図 13 での履歴曲線より、載荷経路④(±40mm)と載荷経路⑥(±80mm)の降伏点で降伏荷重を 2 段階に分ける。降伏点変更の定義として、実験より ±40mm のサイクルが終了するまでの履歴で、累積変位  $\delta_{acm} = 192\text{mm}$  を要していることから過去に受けた応答変位の累積値が  $\delta_{acm}$  を越したか否かにより規定する。これを図 19 に示す。まず初期降伏荷重  $P_a$  で降伏し、履歴を描き、その後  $\delta_{acm}$  を越していれば、除荷域から再負荷域に入る時に 2 次降伏荷重  $P_b$  に変更する。

##### 4.3.2 解析諸元および入力地震動

上部工重量は、実験床本体約 9800kN と実験床上に載せる実験治具等を約 1960kN と想定し、総重量を 11800kN とした。

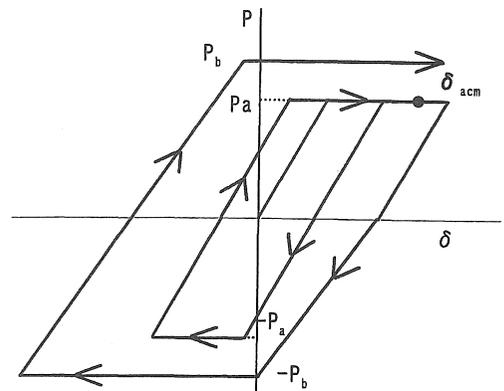


図 19 降伏点変更の定義

降伏荷重はダンパーの降伏荷重の総和とした。ここで、鋼管ねじりダンパーには、遊び変位が存在するため、図 20 に示すように、ダンパーのバネ定数は、ダンパーの降伏荷重の総和  $P_{ya}$  と前章の履歴曲線での載荷域の変位と遊びに要した変位  $\delta_y$  によって、ダンパー全体のバネ定数を決定した。また、免震ゴム支承 1 個あたりのバネ定数は 10kN であり、ダンパーのバネ定数と加え合わせ、免震装置の総バネ定数とした。解析諸元を表 2 に示す。6 種類の降伏荷重レベルとそれに対応した総バネ定数を設けて、それぞれに対して解析をおこなった。また、入力地震波は表 3 に示す道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に示されているスペクトルに適合するよう調整された標準地震波形を用いる。

#### 4.4 解析結果

##### 4.4.1 STK400 を用いた免震装置の場合

図 21(a)~(d)に STK400 を用いた免震装置の応答解析結果を示す。図中縦軸の 75mm の破線は最大設計変位、3490kN の破線は現在の実験床の状態である。

LEVEL2 TYPE1 地震動入力時(図 21(a))では、3430kN 以上で最大応答変位 25mm 以下になり安定している。

LEVEL2 TYPE2 I 種地盤地震動入力時(図 21(b))では、JMA-EW を入力すると 2740kN 時で設計最大変位を越すが、3430kN 以上では設計変位内に減少する。

LEVEL2 TYPE2 II 種地盤地震動入力時(図 21(c))では、JRT-NS を入力すると、3430kN 以下で設計変位を越すが 4120kN 以上では徐々に減少した。FUKIAI を入力すると、4800kN 時で最大応答変位が増加したが 4800kN 以上では減少した。

表 2 解析諸元

上部工重量(kN)	11800						
降伏荷重レベル		(I)	(II)	(III)	(IV)	(V)	(VI)
STK400	降伏開始荷重 (kN)	2740	3430	4120	4800	5490	6170
	総バネ定数 (kN/cm)	1660	1910	2170	2430	2690	2950
BT-LYP100	初期降伏荷重 (kN)	1990	2480	2980	3480	3970	4470
	初期総バネ定数 (kN/cm)	1460	1660	1870	2080	2280	2490
	2次降伏荷重 (kN)	2740	3430	4120	4800	5490	6170
	2次総バネ定数 (kN/cm)	1330	1500	1670	1850	2020	2190

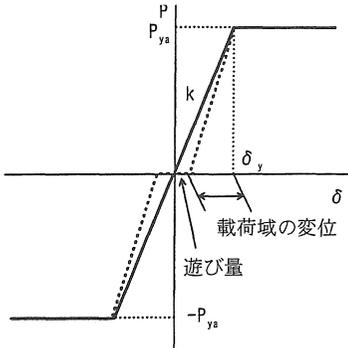
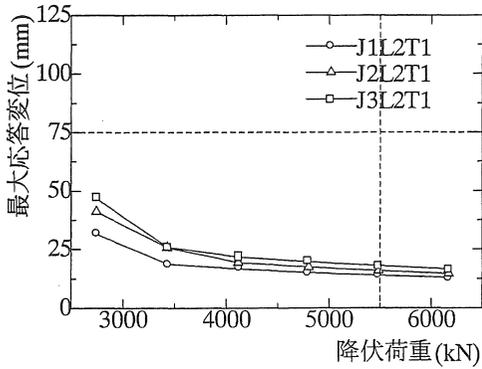


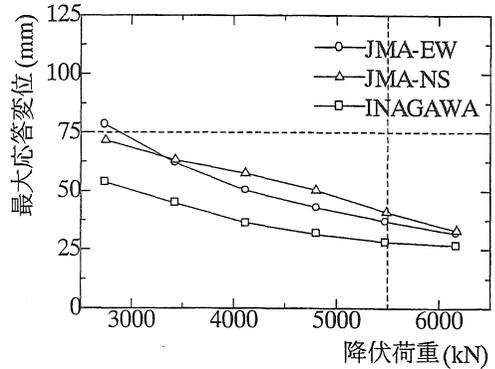
図 20 ダンパーの荷重変位関係

表 3 入力地震動

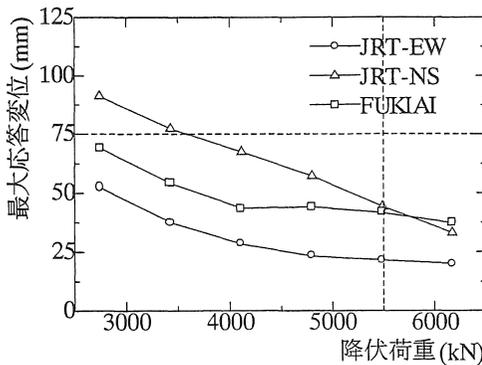
種類	地盤種	略称
LEVEL2 TYPE1	I種	J1L2T1
	II種	J2L2T1
	III種	J3L2T1
LEVEL2 TYPE2	I種	JMA-EW, JMA-NS, INAGAWA
	II種	JRT-EW, JRT-NS, FUKIAI
	III種	PIL-EW, PIL-NS, HKB-NS



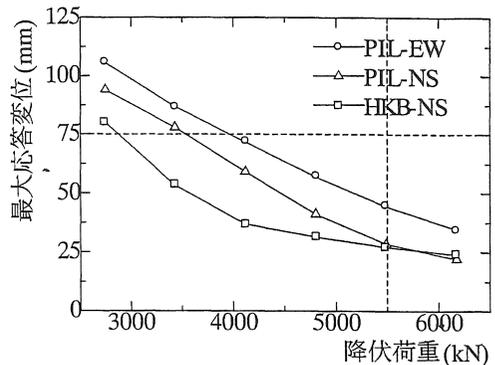
(a) LEVEL2TYPE1 地震動入力時



(b) LEVEL2TYPE2 I 種地盤地震動入力時



(c) LEVEL2TYPE2 II 種地盤地震動入力時



(d) LEVEL2TYPE2 III 種地盤地震動入力時

図 21 鋼管部鋼材 STK400 を用いた場合の最大応答変位-降伏荷重関係

LEVEL2 TYPE2 Ⅲ種地盤地震動入力時(図 21(d))では、PIL-EW、NS を入力すると、3430kN 以下で設計変位を越すが、4120kN 以上では安定して減少している。HKB-NS を入力すると、3430kN 以上で設計変位内になる。

4.4.2 BT-LYP100 を用いた免震装置の場合

図 21(a)~(d)STK400 を用いた免震装置の応答解析結果を示す。

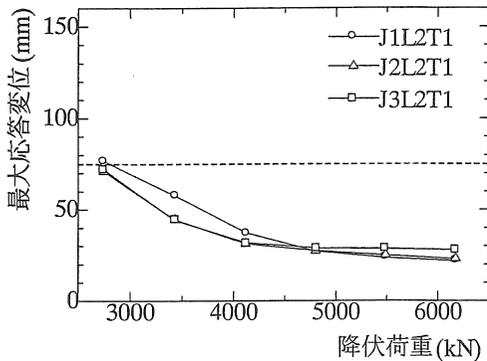
LEVEL2 TYPE1 地震動入力時(図 22(a))では、3波とも 2740kN 時で最大応答変位が約 75mm あるが、降伏荷重を増加させると最大応答変位は減少する。4800kN 以上では、最大応答変位 30mm 以内になり安定している。

LEVEL2 TYPE2 I 地盤地震動入力時(図 22(b))では、JMA-EW、NS を入力すると、6170kN 以下で最大設計変位に収まらない。さらに降伏荷重を増加させると、2波とも 7550kN 以上で設計最大変位内に収まった。INAGAWA を入力すると、降伏荷重を増加させても最大応答変位は増加と減少を繰り返す。INAGAWA 地震動の特徴として、時刻 8~9s

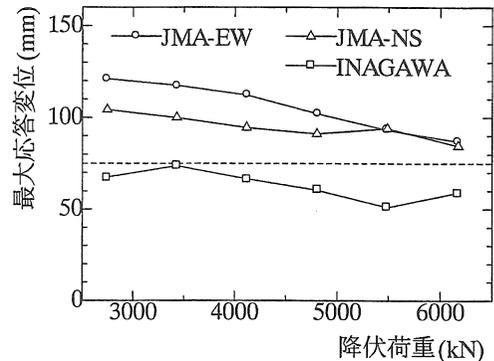
に起きる 780gal の卓越した加速度を持っている。この大きな加速度が入力されるときねじりダンパーの状態(弾性域、塑性域)によって最大応答変位の大小が決定されると考えられる。

LEVEL2 TYPE2 II 地盤地震動入力時(図 22(c))では、JRT-EW を入力すると、4120kN 以上で最大応答変位は減少する。JRT-NS を入力すると、6170kN で最大応答変位が増加するが設計変位内でそれ以上の降伏荷重では減少する。FUKIAI を入力すると、4800kN 以上で設計最大変位内に収まり、その後も最大応答変位は増加と減少を繰り返す。

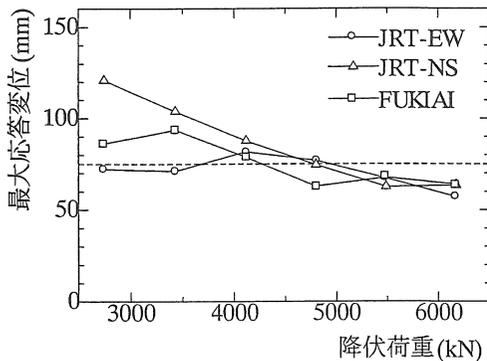
LEVEL2 TYPE2-Ⅲ地盤地震動入力時(図 22(d))では、PIL-EW を入力すると 4120kN 時で最大応答変位が増加するが、降伏荷重を増加させると減少する。PIL-NS を入力すると、6170kN 時に最大応答変位が増加し、設計最大変位を上回る。しかし、さらに降伏荷重を増加させると、最大応答変位は設計最大変位内に減少する。HKB-NS を入力した場合、降伏 4800kN 以上で最大応答変位は安定して減少した。



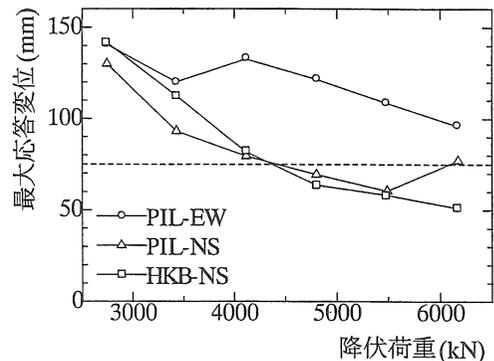
(a) LEVEL2TYPE1 地震動入力時



(b) LEVEL2TYPE2 I 種地盤地震動入力時



(c) LEVEL2TYPE2 II 種地盤地震動入力時



(d) LEVEL2TYPE2 III 種地盤地震動入力時

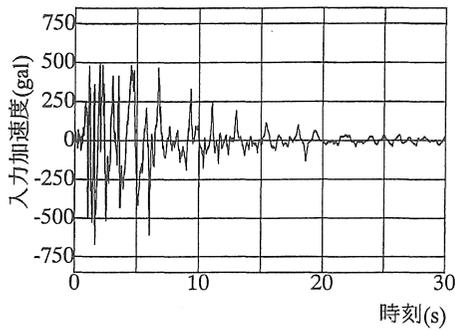
図 22 鋼管部鋼材 BT-LYP100 を用いた場合の最大応答変位-降伏荷重関係

ここで、JRT-EW の入力地震動と時刻歴応答変位曲線、および降伏荷重 4120kN 時における履歴曲線を図 23a)~(c) に示す。BT-LYP100 が十分な塑性履歴を受けない状態で大きな地震動が入力されると、エネルギー吸収効果が得られないといえる。また、PIL-EW の入力時の入力地震動と時刻歴応答変位曲線を図 24a)、(b) に示す。入力地震

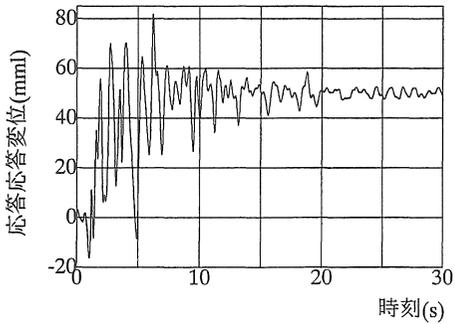
動に卓越した加速度が存在すると応答変位が大きく増加することがわかる。

4.5 まとめ

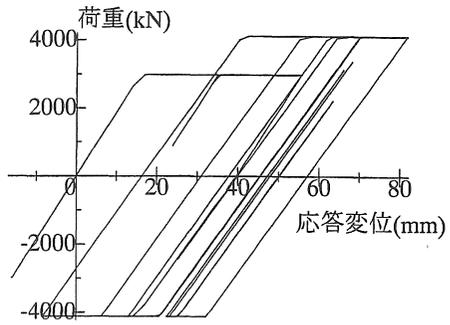
構造物耐震実験センターの実験床モデルの地震応答解析を行った。結果は以下のようにまとめられる。



(a) 入力地震動

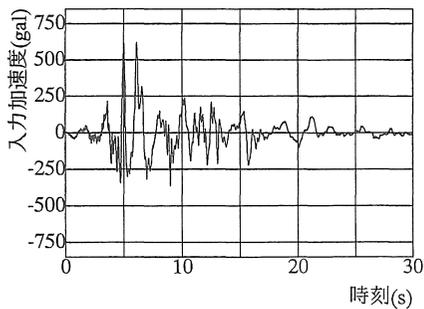


(b) 時刻歴応答変位曲線

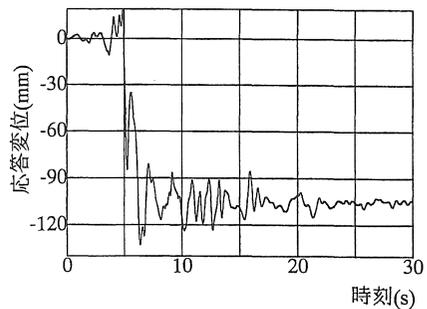


(c) 履歴曲線

図 23 JRT-EW 地震動入力時の降伏荷重 4210kN 関係



(a) 入力地震動



(b) 時刻歴応答変位曲線

図 24 PIL-EW 地震動入力時の降伏荷重 4210kN 関係

STK400 を用いた免震装置の場合では、

- 1) 最大応答変位-降伏荷重関係では、全体の傾向として、ダンパーの降伏荷重を増加させると最大応答変位は減少する。
- 2) LEVEL2 TYPE1 地震動では、ダンパーの降伏荷重 3430kN 以上では最大応答変位が 25mm 以下になる。
- 3) LEVEL2 TYPE2 地震動では、入力地震動によって最大応答変位にバラツキがあるもののダンパーの降伏荷重 4116kN 以上で設計変位 75mm をクリアする。

BT-LYP100 を用いた免震装置の場合では、

- 1) 極低降伏鋼材は塑性履歴が十分になされていない状態では、降伏荷重が低く、大きなエネルギー吸収性能は発揮されにくい。
- 2) FUKIAI、INAGAWA 等の入力地震動で卓越した加速度が存在する地震動では、全体的には降伏荷重を増加させれば最大応答変位は減少していくが、卓越した加速度がダンパーの塑性時に入力されると応答変位は大きく増加する。

## 第 5 章 結論

鋼管ねじり繰返し載荷実験、および地震応答解析により以下のようにまとめられる。

鋼管ねじり繰返し載荷実験において、1 次モデルの改良により変形能、エネルギー吸収量が大幅に増加した。

実構造物への適用について、構造物耐震実験センターの実験床では、鋼管ねじりダンパーに STK400 を用いた場合、現在の降伏荷重 5490kN で問題ないことが示された。しかし変形能が劣るため荷重伝達ブロックを 2 次モデルに変えた方がよい。また、極低降伏鋼材 BT-LYP100 の適用については、初期の数波に大きな地震動が生じた場合に応答変位を抑える工夫が必要になる。

謝辞：本研究は、本学大学院生の野村君、本年度卒業生の伊藤君、大西君、昨年度卒業生の白神君らの協力により行われた。ここに感謝の意を表する。

## 参考文献

- 1) 青木徹彦、鈴木森晶：鋼管を用いた弾塑性ねじりダンパー特性に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol. 44A、1998. 3.
- 2) 鈴木森晶、青木徹彦、遠藤輝好：免震ゴム支承と鋼管ねじりダンパーを有する実験床の最大応答変位設計、構造工学論文集、Vol. 45A、1999. 3.
- 3) R. I. スキナー、W. H. ロビンソン、G. H. マックベリー：免震設計入門；鹿島出版会、1996. 11.
- 4) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編；社団法人日本道路協会、1996. 5.

(受理 平成12年 3月18日)