

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震以降、津波荷重の評価や津波対策などの様々な研究がなされており、国土交通省より式(1)で示される静水圧式を用いた検討方法<sup>1)</sup>が示されている。一方で、免震建物においては津波荷重の評価法や津波荷重に対する安全性については未だ不明確である。そこで本論では、免震建物における静水圧式の適用性の検証および津波荷重に対する構造安全性評価法と既存免震建物の被害予測手法を提案し、その適用性の検証を目的とする。

$$Q_r = \rho g B \int_{z_1}^{z_2} (a\eta - z) dz \quad (1)$$

ここで、 $\rho$ ：流体の単位体積質量( $t/m^3$ )、 $g$ ：重力加速度( $m/s^2$ )、 $B$ ：受圧面の幅(m)、 $z_2$ ：津波受圧面上端高さ(m)、 $z_1$ ：津波受圧面下端高さ(m)、 $a$ ：水深係数、 $\eta$ ：設計用浸水深(m)

2. 免震建物における津波荷重の評価法

本章では、図1に示す津波荷重の時刻歴モデルに対する応答解析により、免震建物における静水圧式の適用性を検証する。津波は一般に先端部と非先端部に分けられる。FEMA P646では、先端部の荷重を非先端部の荷重の1.5倍としている<sup>2)</sup>。そこで、本検討では式(2)および式(3)を満たすように図1を作成した。

$$T_2 = 2T_1 \quad (2) \quad F_2 = 1.5F_1 \quad (3)$$

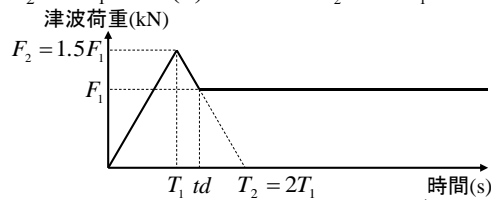


図1 津波荷重の時刻歴モデル

2.1 津波荷重に対する変位応答の弾性理論解

図1の時刻歴モデルに対する変位応答の弾性理論解（以下、弾性理論解）により分析する。

図2に応答増幅率と先端部の荷重作用時間  $td$ （以下、先端部時間）の関係を示す。なお、最大応答変位を津波荷重の最大値による静的変位で除した値を応答増幅率とする。図2より、応答増幅率は、建物の固有周期  $T_n$  と先端部時間  $td$  により変化し、免震建物に限らず応答増幅が

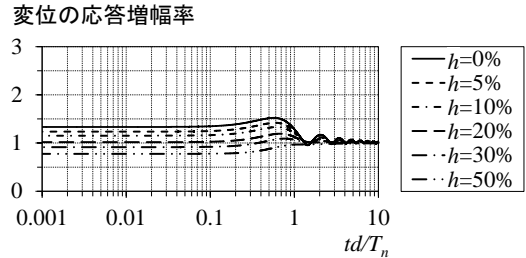


図2 応答増幅率と先端部時間の関係

生じることを確認した。また、その最大値は減衰定数  $h=0\%$ 、 $td/T_n=0.57$  で1.52倍となった。

2.2 免震層の非線形特性による影響

解析モデルは、積層ゴムのハードニング特性と鋼材ダンパーの履歴則を有する1質点系モデルとする。ハードニング特性は、せん断ひずみ250%から一次剛性の3倍、350%から一次剛性の7倍の剛性とする。表1に解析モデルの諸元を示す。なお、本節では  $T_f=4.0(s)$  の結果を示す。

表1 解析モデルの諸元

質量 $m$ (ton)	10000		
免震周期 $T_f$ (s)	2.5	4.0	6.0
鋼材ダンパー	降伏せん断力係数 $\alpha_s$	0.04	
	降伏変位 (mm)	30	

表2 津波荷重のケース

荷重ケース	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6	
免震層変位 (cm)	3	25	50	60	70	75	
先端部の最大荷重 $F_2$ (kN)	$T_f=2.5$	5818	19714	35505	54455	73405	95513
	$T_f=4.0$	4663	10091	16260	23662	31064	39700
	$T_f=6.0$	4252	6664	9406	12696	15986	19824
津波先端部の荷重作用時間 $td$ (s)	0.1, 0.3, 0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0, 7.0, 10.0, 20.0						

図3に、弾性理論解と時刻歴応答解析の対応を示す。なお、横軸は、先端部時間  $td$  を最大の応答増幅率となる  $td$ （以下、 $tdp$ ）で除した。図3より、時刻歴応答解析による応答増幅率は、せん断力においては弾性理論解の値を上回るが、変位においてはCase1を除き弾性理論解の値を下回っている。したがって、せん断力はハ

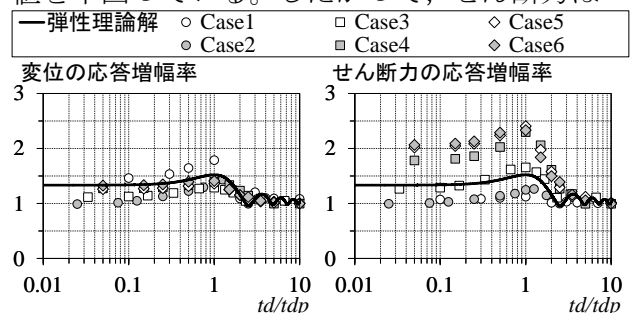


図3 弾性理論解と時刻歴応答解析の対応

ードニング特性により変位に応じた応答増幅率とはならないが、変位の応答増幅率については弾性理論解により評価できると考えられる。

文献3)より波圧の作用時間は0.05~0.09(s)程度とされており、本論の先端部時間  $td$  に置換すると0.033~0.06(s)程度となる。建物の固有周期  $T_n$  を非免震建物で0.1(s)以上、免震建物で2.5(s)以上とすると、 $td/T_n$ は非免震建物で0.6以下、免震建物で0.024以下程度となり、図2より免震建物の応答増幅率は非免震建物以下となる。静水圧式に非免震建物の応答増幅率が見込まれている場合には、免震建物にも静水圧式が安全側で適用できるといえる。ただし、先端部時間  $td$  については留意する必要がある。

### 3. 津波荷重に対する構造安全性評価基準

本論で提案する津波荷重に対する免震建物の構造安全性評価基準（以下、評価基準）を図4に示す。本手法は、免震層の復元力特性と津波荷重の関係から、積層ゴムのハードニング特性に合わせて3段階で構造安全性を判定する。この評価基準の適用性を津波荷重に対する免震建物の構造挙動を分析することで検証する。

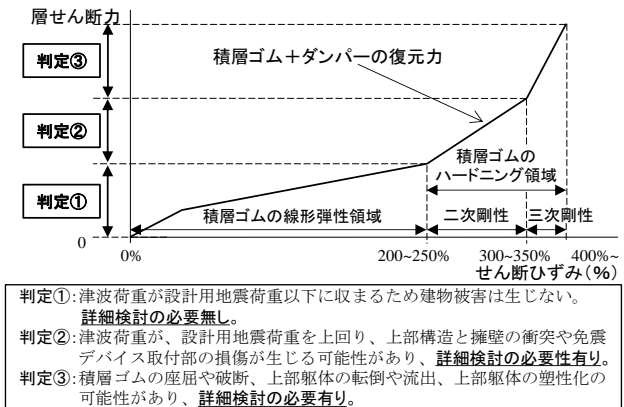


図4 津波荷重に対する構造安全性評価基準

#### 3.1 解析モデルおよび解析概要

解析モデルは、板状共同住宅を想定した基礎免震建物モデル（以下、共同住宅モデル）および事務所ビルを想定した基礎免震建物モデルとする。ここでは、共同住宅モデルの結果を示す。なお、積層ゴムには2章と同様のハードニング特性を考慮する。図5に基準階伏図、図6にX1通り軸組図、図7に免震部材配置図、表3に免震部材諸元を示す。

本検討では、津波荷重と設計用地震荷重を用いて荷重増分解析を行う。津波荷重は式(1)の静水圧式( $a=2$ )と、式(4)の松井の評価式<sup>4)</sup>（以下、松井式）を用い、設計用地震荷重は  $A_i$  分布と

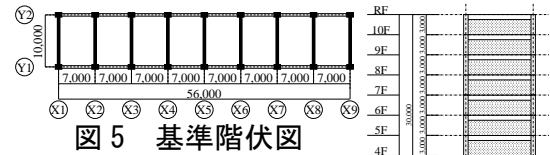


図5 基準階伏図

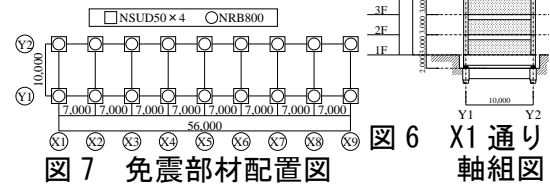


図6 X1通り軸組図

表3 免震部材諸元

免震部材の種類		NRB800	ダンパーの種類		NSUD50×4
基数		18	基数		18
寸法・基準値	有効ゴム径	800	基準値	鋼材	SN490B
	せん断弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	0.34		ダンパーの本数	4
	ゴムの総厚(mm)	198		限界変形量(mm)	750
	基準面圧(N/mm <sup>2</sup> )	10.0		降伏荷重(kN)	232
	水平剛性(kN/m)	870		一次剛性(kN/m)	8320
	限界ひずみ(%)	375		二次剛性(kN/m)	144
			降伏変位(mm)	27.9	

し、免震層のせん断力係数  $C_B$  を0.13とした。

$$F_x = \frac{1}{2} \rho C_d B M_d \quad (4)$$

なお、 $C_d$ : 抗力係数(=2),  $M_d$ : 運動量流束(m<sup>3</sup>/s<sup>2</sup>)

本検討では、遮蔽物が有り、 $\eta=7$ (m)以下を対象とすると運動量流束  $M_d$ は式(5)となる。

$$M_d = 2g\eta^2 \quad (5)$$

津波荷重は、図8のように免震層の復元力特性より、図4の評価基準の各判定となる  $\eta=3$ (m), 4(m), 5(m)とした。各荷重は、短辺方向(Y方向)に作用させ、津波荷重は、図9のように、高さ方向と受圧幅方向を等間隔に負担受圧面積で分担し、集中荷重として作用させる。

さらに、浮力の有無を考慮し、免震層が冠水、1階床下の空気溜りや室内への水の流入がない場合を想定する。浮力は式(6)より算定する。

$$Q_c = \rho g V \quad (6)$$

ここで、 $V$ : 浸水部分の建築物の体積(m<sup>3</sup>)

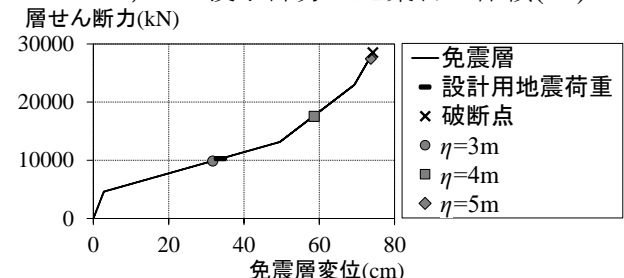


図8 免震層の復元力特性と津波荷重の対応

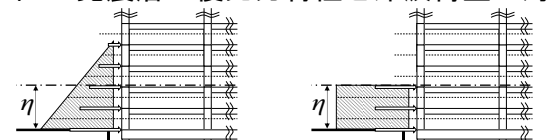


図9 津波荷重作用概念図

### 3.2 津波荷重に対する免震建物の構造挙動

図 10 に各荷重作用時の各種解析値を示す。図 10(a)より、各荷重作用時の免震層の層せん断力は図 8 に示す対応関係となるが、1 層の層せん断力は、 $\eta=4(m)$ ,  $5(m)$  のケースで津波荷重による値が設計用地震荷重に比べ大きな値を示している。また、荷重分布の違いから、式(1)は式(4)に比べ、大きな層せん断力を示す層が確認できる。一方で、図 10(b)より、転倒モーメントは判定③となる  $\eta=5(m)$  のケースにおいても津波荷重作用時の値が設計用地震荷重作用時を下回っている。また、式(4)に比べ、式(1)は荷重の重心位置が高いため大きな値を示している。また、図 11 に式(1)による津波荷重および地震荷重作用時の面圧-せん断ひずみの関係を示す。ここでは、特に変動面圧が大きな値となった積層ゴム(X1-Y1 および X5-Y2 の NRB800)の結果を示す。 $\eta=5(m)$  のケースで座屈するが、その他のケースでは、座屈や引抜きは確認されなかった。以上より、積層ゴムのせん断ひずみの増加が、転倒モーメントや浮力による面圧の変化の比率を大きく上回ることが確認された。

以上より、津波荷重に対する免震建物の構造挙動は、せん断力による免震層の過大変形が支配的となる。したがって、免震層の水平挙動に着目し、免震建物の構造安全性を評価する図 4 の評価基準の適用性が確認された。

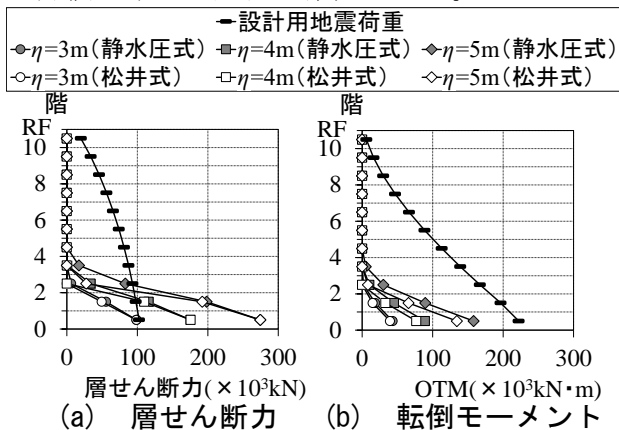


図 10 各種解析値

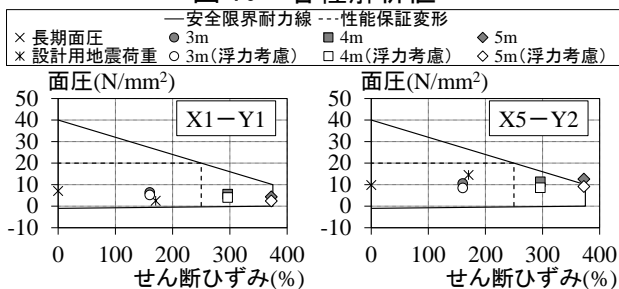


図 11 面圧-せん断ひずみ関係

一方で、津波荷重が作用する層には、地震時を上回るせん断力が作用する場合があるため、免震層だけでなく上部構造についても、詳細な検討が必要となることが確認された。

### 4. 津波荷重に対する免震建物の被害予測式

現在では、既存免震建物は 4000 棟近く存在し、海岸線付近にも免震建物が確認されている。そこで本章では、津波荷重に対する詳細な検証の前に簡易に安全性を検証する方法として被害予測手法を提案する。図 12 に示す理想化した簡易建物モデルに対して、免震層の水平変形および積層ゴムの引抜きに着目することで、被害予測手法を示し、その適用性を検証する。

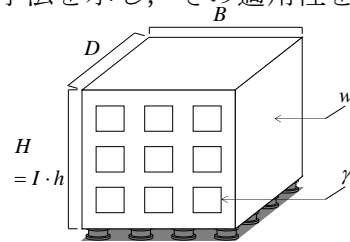


図 12 簡易建物モデル

ここで、 $w$ : 単位面積当たりの建物重量、 $B$ : 建物の津波荷重受圧幅、 $D$ : 建物奥行き、 $H$ : 建物高さ、 $h$ : 階高、 $I$ : 建物階数、 $\gamma$ : 壁面開口率。建物重量  $W$ 、免震周期  $T_f$  は次のようになる。

$$W = \frac{w \cdot B \cdot D \cdot H}{h} \quad (7) \quad T_f = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W}{g \cdot K_f}} \quad (8)$$

ここで、 $K_f$ : 積層ゴム群のみの水平剛性。津波荷重は式(1)とすると、 $Q_T \leq \alpha_s \cdot W + K_f \cdot \delta'$  を整理することで、免震層の水平変形に関する条件式として式(9)が得られる。

$$\frac{\eta}{H} \leq \frac{2}{\rho \cdot a^2} \cdot \left( \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot \delta'}{g \cdot T_f^2} + \alpha_s \right) \cdot \frac{w}{(1 - \gamma) \cdot h \cdot g} \cdot \frac{D}{\eta} \quad (9)$$

ここで、 $\alpha_s$ : ダンパーの降伏せん断力係数。ただし、 $\delta'$  については以下に示す通りである。なお、 $\delta'_1$ : 判定①、 $\delta'_2$ : 判定②、 $\delta'_3$ : 判定③

$$\delta'_1 = \delta_1 \quad (10) \quad \delta'_2 = \frac{K_2}{K_1} \delta_2 - \left( \frac{K_2}{K_1} - 1 \right) \delta_1 \quad (11)$$

$$\delta'_3 = \frac{K_3}{K_1} \delta_3 - \left( \frac{K_3}{K_1} - \frac{K_2}{K_1} \right) \delta_2 - \left( \frac{K_2}{K_1} - 1 \right) \delta_1 \quad (12)$$

次に、積層ゴムの引抜きは、積層ゴムの平均面圧  $\sigma_{ave}$  と転倒モーメントによる変動面圧  $\sigma_v$  および浮力による変動面圧  $\sigma_F$  の関係により評価

する。ここで、積層ゴムは等間隔スパンに配置しており、免震層の上梁を剛体と仮定すると、式(1)による転倒モーメント  $M_T$  は式(13)となる。

$$M_T = Q_T \cdot \left( \frac{1}{3} \cdot a \cdot \eta + \frac{h_s}{2} \right) \quad (13)$$

ここで、 $h_s$  : 免震層高さ

また、免震層の建物奥行き方向のスパン数を  $n$ 、建物の津波荷重受圧面のスパン数を  $m$ 、転倒モーメントによる最大変動軸力  $V$  すると、免震層の転倒モーメントは式(14)となり、転倒モーメントによる変動面圧は式(15)となる。

$$M_T = \frac{(n+1) \cdot (n+2)}{6 \cdot n} \cdot V \cdot D \cdot (m+1) \quad (14)$$

$$\sigma_v = \frac{\rho \cdot g \cdot (a \cdot \eta)^2 \left( a \cdot \eta + \frac{h_s}{2} \right) \cdot (1-\gamma) \cdot B \cdot n}{D \cdot (n+1) \cdot (n+2) \cdot (m+1)} \cdot \frac{4}{\pi \cdot \phi^2} \quad (15)$$

浮力は式(6)とすると、 $\sigma_{ave} \geq \sigma_v + \sigma_F$  を整理することで、積層ゴムの引抜きに関する条件式として式(16)が得られる。

$$\frac{H}{\eta} \geq \frac{\rho \cdot g \cdot a^2 \cdot \left( a + \frac{3h_s}{2\eta} \right) \cdot (1-\gamma) \cdot n \cdot h}{w \cdot (n+2)} \cdot \left( \frac{\eta}{D} \right)^2 + \frac{\rho \cdot g \cdot h}{w} \quad (16)$$

以降、式(9)および式(16)を被害予測式とする。

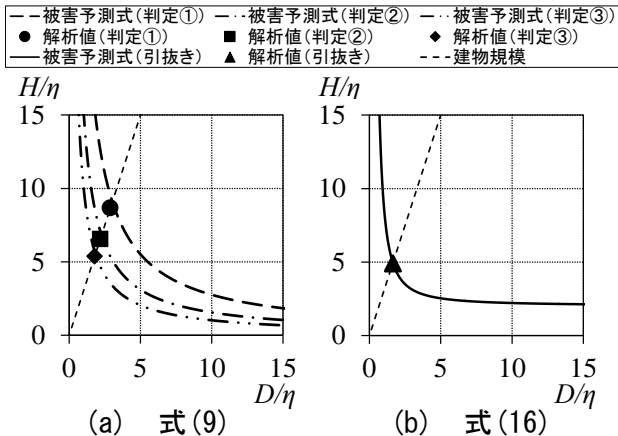


図13 被害予測式と荷重増分解析の対応

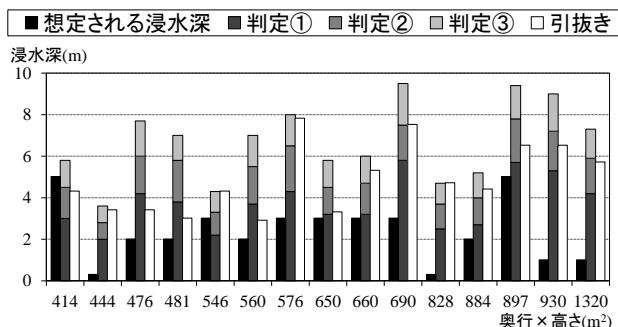


図14 既存免震建物の被害予測結果

被害予測式を3章で用いた解析モデルに適用し、荷重増分解析との対応を確認する。ここでは共同住宅モデルの結果を図13に示す。

図13より、式(9)は導出過程に、履歴系ダンパーを完全弾塑性型としていることから、やや安全側の評価となっているものの、評価基準の判定を評価することは可能であると考えられる。式(16)は導出過程において、免震層の上梁が剛体であると仮定しているため、多スパンになるにつれて、安全側に評価するものの、概括的にその被害を予測できると考えられる。

また、浸水が予想される既存免震建物の内、高減衰積層ゴムを用いておらず、十分に建物情報が得られる基礎免震建物を事例調査し、被害予測式を適用した。図14に既存免震建物の被害予測結果を示す。なお、被害予測式による浸水深が10(m)を超える建物は除外している。

図14より、被害が予想される建物が2棟確認された。この2棟は、想定される津波の浸水深が高いことや、海岸河川からの距離が近く、津波荷重を低減できるほどの遮蔽物がないため、被害が生じる結果となったと考えられる。

## 5. まとめ

本論では、津波荷重の時間変動を考慮した応答解析を行い、静水圧式に非免震建物の応答増幅率が見込まれている場合には、免震建物に静水圧式を適用できることを示した。ただし、先端部時間  $td$  については留意する必要がある。

また、評価基準を提案し、津波荷重に対する免震建物の構造挙動を分析することで、せん断力による免震層の過大変形が支配的となることから、本手法の適用性を示した。

さらに、既存免震建物の被害予測手法を提案した。浸水が予想される既存免震建物に被害予測式を適用し、その適用性を示すとともに、被害が予想される建物の存在を確認した。

## 参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所：津波避難ビル等の構造上の要件の解説, <http://www.nilim.go.jp/lab/bcg/siryou/tnn/tnn0673.htm>, 2012.3(参照日:2018.2.6)
- 2) FEMA P646: Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2008.6
- 3) 林泰造ら：破砕の波圧について, 海岸工学講演会講演集, Vol.10, pp.98-103, 1963
- 4) 松井徹哉：運動量流束とフルード数の有界性に着目した津波設計外力の評価法, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), pp.43-44, 2014.9