日本建築学会構造系論文集 第76巻 第662号, 745-754, 2011年4月
J. Struct. Constr. Eng., AIJ, Vol. 76 No. 662, 745-754, Apr., 2011

免震構造物における耐震安全性の確率論的評価に関する基礎検討

FUNDAMENTAL STUDY ON PROBABILISTIC EVALUATION OF THE ULTIMATE STATE OF BASE ISOLATED STRUCTURES

中澤俊幸*, 吉敷祥一**, 曲　　哲***, 三好　新****, 和田　章*****
Toshiyuki NAKAZAWA, Shoichi KISHIKI, Zhe QU, Arata MIYOSHI and Akira WADA

Seismic base isolation is a very effective way of controlling the seismic responses of building structures. However, compared with conventional seismic systems, the robustness of the base-isolated buildings is generally considered lower and thus the selection of input ground motions becomes a more crucial issue in assessing the seismic safety of base-isolated buildings. Extensive incremental dynamic analysis (IDA) is carried out to evaluate the ultimate state of base isolated buildings in terms of the fragility curves. The ground motion record set in FEMA P695 is adopted for analysis. The influences of the stiffness of isolation layer, the height of rubber bearings, clearance and hysteretic behavior of the retaining walls as well as the strength of the superstructures are examined. Based on the analysis results, the following can be concluded:(1)increasing the clearance of retaining walls is the most effective manner to enhance the seismic safety of base isolated buildings; (2)the seismic safety margin of base-isolated buildings might be significantly increased with stronger superstructures only if the retaining wall is appropriately proportioned so that the yielding of retaining wall is prior to that of the superstructure.

Keywords : *base isolated structure, collision to retaining wall, incremental dynamic analysis, probabilistic evaluation*
免震構造，擁壁との衝突，漸増動的地震応答解析，確率論的評価

1. 序

耐震設計とは建築構造物に関わる様々な不明確さに対して判断と決断を行い，対象とする建築構造物への要求性能を保証しようとする行為である．建築構造物の性能そのものにも未だ不明確な部分があり，またこれに対峙すべき地震動にも不明確さがある．前者に関しては過去の地震被害，構造実験や数値実験による成果，並びにそれらをまとめた設計基準・指針類が判断と決断の材料となる．後者に関しては，多数の条件下で観測された地震動，サイト波と呼ばれる模擬地震動の作成が判断と決断の材料となっている．

本研究で対象とする免震構造は，上部構造を安定して支持しながら水平方向にやわらかく動き，地震動からの絶縁を図り，弾性歪エネルギーを一時的に蓄えるアイソレータと，エネルギー吸収によって振動の増幅を抑えるダンパーからなる．このように免震構造は地震動に対する抵抗要素とその性能が比較的明確な構造形式である．しかし，それ故に入力地震動の設定が耐震性の評価に大きな影響を及ぼし，特に設計想定外の地震動に対してはロバスト性に欠けるとの指摘[1)など]がある．例えば大型振動台を用いた免震構造の実験[2)]では，積層ゴムがハードニングした後にRC壁体が急激に破損する結果が報告されている．一方，従来の耐震構造は免震構造より早い段階でひび割れや降伏などの損傷を許容しているため，設計想定外の地震動に対しても急激な変化は起こり難い．

建築主に対してこれら建築構造物の耐震性能を明示する方法は重要な課題であるが，PEER[3)] (Pacific Earthquake Engineering Research Center) では地震ハザードに基づく確率論的なアプローチを採用している．終局状態に至るまでの建物の耐震安全性を多数の地震動とIncremental Dynamic Analysis[4)] (以後，IDAと呼ぶ) を用いた確率論的な評価手法が，[Quantification of Building Seismic Performance Factors，FEMA P695][5)] (以後，FEMA P695と呼ぶ) に示されている．この手法は，ある条件で選択された多数の観測地震動を徐々に大きくしながら，終局状態に至る地震動の大きさを確率論的に評価し，耐震安全性を評価する手法である．この評価手法における入力地震動に対する考え方の特徴は，(1) 世界中の地震動からある条件の下で選択した多数の地震動を採用する，(2) それらにある基準化を施す，(3) それぞれについて加速度倍率 (以後，地震動倍率と呼ぶ) を変化させて地震応答解析を行った結果を確率論的に評価する点である．設計想定外の地震動に対する免震構造の耐震安全性に対する影響因子，すなわち終局状態の設

* ㈱東京建築研究所　工修
** 東京工業大学建築物理研究センター　助教・博士(工学)
*** 東京工業大学都市地震工学センター　PD研究員・Ph. D.
**** 東京工業大学大学院
***** 東京工業大学建築物理研究センター　教授・工博
Tokyo-Kenchiku Structural Engineers, M. Eng.
Assistant Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Post-Doctoral Research Fellow, Center for Urban Earthquake Engineering, Tokyo Institute of Technology, Ph. D.
Graduate Student, Tokyo Institute of Technology
Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

定に対する考え方を示すためには，設計用スペクトルに沿った模擬地震動などに依らず，実際に記録された多様なスペクトル特性を持つ多数の実地震動記録を用いた確率論的評価が有用である．

本論文では設計想定外の地震動に対する免震構造の耐震安全性について，FEMA P695 において示されている多数の地震動と IDA を用いた確率論的評価に関する基礎検討を行う．免震構造の崩壊に結び付くような限界状態として，(a) ダンパーの変形（吸収エネルギー）限界，(b) アイソレータの変形限界，(c) クリアランス限界（周辺構造との衝突），(d) 上部構造の塑性化が挙げられる．このうち，(a) については鋼材ダンパーを想定した事前検討の結果，ここで扱う地震動群に対しては吸収エネルギーの限界に達することはなかった．したがって，本論文では（a）のダンパーに十分な変形限界を有する部材を用い，(b) としてアイソレータのハードニングと破断，(c) として擁壁への衝突と擁壁の塑性化を考慮し，(d) の上部構造の損傷を評価対象として免震構造の耐震安全性の確率論的評価を行う．

2. 解析モデルの概要

まず解析モデルについて説明する．解析モデルと復元力特性の概要を図 1 に示す．想定する解析対象は RC 造 5 階建の免震構造である．本論文では研究の第一段階として免震層の限界性能によって決まる耐震安全性について基礎的な検討を進めるため，上部構造は特定層破壊が生じない 1 質点のせん断系により表現できるとし，免震層を含めた 2 質点のせん断系を用いる．免震層には下部地盤との間にダンパーとアイソレータの性能を表すせん断ばねを挿入し，さらに擁壁への衝突を表す軸ばねを外周地盤とクリアランスを設けて設置する．以下，ばねに設定した復元力特性について説明する．

2.1 上部構造

上部構造は RC 造であり，せん断ばねには代表的な復元力特性である武田モデル[6]を用いる．上部構造の特性は，一次剛性 6,709 × 10^3 kN/m，降伏耐力 Q_y = 45,000 kN を基本とする．上部構造の総重量 W_2 は 150,000kN とし，基礎固定とした場合の固有周期は 0.3 秒，降伏層せん断力係数 C_0= 0.3 に相当する．また，ひび割れ耐力を 0.3Q_y (=13,500 kN)，剛性低下率 α_y= 0.3，除荷剛性低下率 β = 0.4 とし，二次剛性，三次剛性をそれぞれ一次剛性の 0.23 倍，0.001 倍とする．上部構造のパラメータは降伏層せん断力係数 C_0 とし，0.15 ～ 0.40 の範囲を 0.05 ずつ増やした 6 種類を用意した．なお，降伏耐力の変化に伴って剛性も同様の比率で変化させた．また，内部粘性減衰については，上部構造のみで考慮し，基礎固定時の 1 次固有周期に対して h=0.02 の瞬間剛性比例型として与えた．

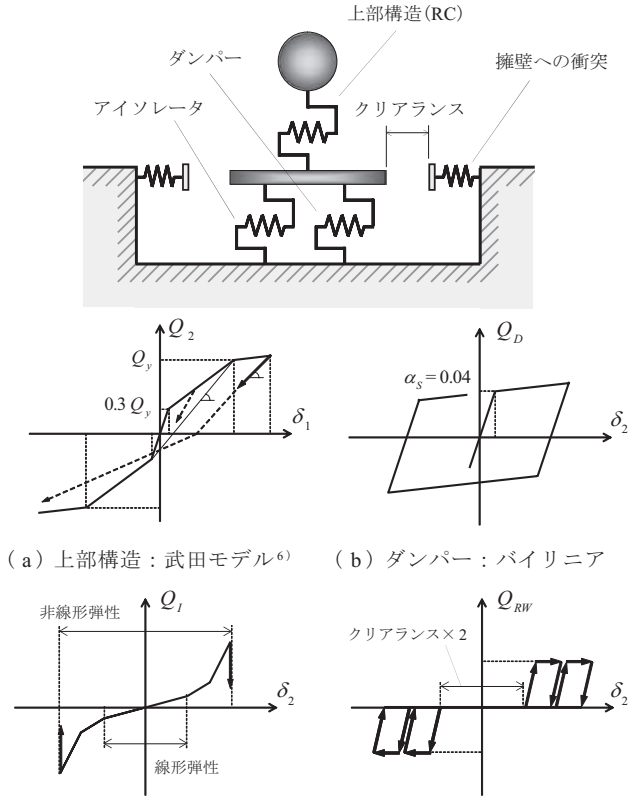
2.2 免震層

【ダンパー】

免震層の重量 W_1 は 40,000kN とする．ダンパーは後述する擁壁とのクリアランスより大きな限界変形量をもつ鋼材ダンパーを選択し，その特性値を用いた[7]．つまり，せん断ばねの復元力特性をバイリニア型とし，降伏耐力を降伏せん断力係数 α_s = 0.04（= 7,600 kN），一次剛性を 240.0 × 10^3 kN/m（降伏変形は 31.7mm），二次剛性を 4.0 × 10^3 kN/m とした．

【アイソレータ】

アイソレータは天然ゴム系積層ゴムアイソレータを想定する（以後，単にアイソレータと呼ぶ）．アイソレータの復元力特性は非線



（a）上部構造：武田モデル[6]　（b）ダンパー：バイリニア

（c） アイソレータ：非線形弾性＋破断　（d）擁壁への衝突：ギャップ＋完全弾塑性スリップ

図 1　解析モデルと復元力特性

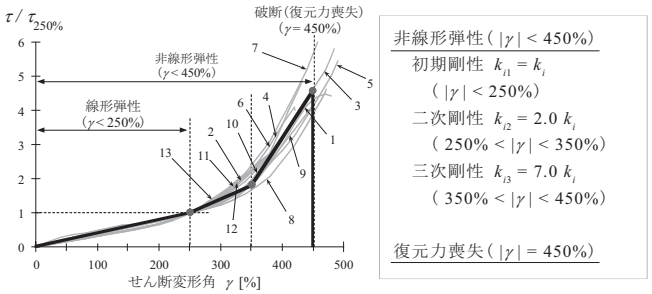


図 2　アイソレータの限界性能[8)～11)]と復元力特性

表 1　既往の天然ゴム系積層ゴムアイソレータ実験一覧

No	試験体	S_1	S_2	面圧 [N/mm^2]	破断変形 [%]	文献
1	500×3.75－26	33	5	20	470	8)
2				29	390	
3	500×7－14	18	5	20	485	
4				29	432	
5	500×3.6－19	31	7	0	490	9)
6				12	420	
7				25	480	
8	800×6－26	32	5	10	470	10)
9				20	450	
10				29	430	
11	500×7－14	18	5	6	380	11)
12	600×6.5－18	23	5	10	370	
13				15	380	

試験体名は（直径 D ×ゴム1層厚 t_R －ゴム層数 n）を表す．
S_1 は 1 次形状係数，S_2 は 2 次形状係数を表す．

形弾性とし，ある限界変形に達すると破断して復元力を完全に喪失するようにモデル化する．復元力特性は表 1 に示す既往の実験結果[8)～11)]から設定した．実験結果と復元力特性モデルの対応を図 2 に示す．縦軸はせん断ひずみ 250% のせん断応力 $\tau_{250\%}$ によって無次元化したせん断応力 $\tau / \tau_{250\%}$ である．せん断ひずみ 250% まではいずれの実験結果も線形性を保持しており，その後にハードニングを生じ，370 ～ 490% 程度で破断に至っている．これらの実験結果を参考に 250% を線形限界，450% を破断限界とし，この間をハードニング区間としてモデル化する．ハードニング区間は 350% で折れ点をもち，二次，三次剛性をそれぞれ一次剛性の 2 倍，7 倍に設定した．なお，実際のハードニング区間では非線形弾性にはならずに若干のエネルギー吸収を示し[12), 13) など]，この区間における復元力特性モデルを提案した研究例もある[14)～16) など]が，実験データが少ないことから本論文ではその影響を無視する．この区間におけるエネルギー吸収が耐震安全性評価に及ぼす影響については今後の課題としたい．

アイソレータのパラメータはゴム総厚 nt_R と一次剛性 k_{i1} とする．ゴム総厚 nt_R は線形限界，破断限界を変化させることを意味し，160，200，240mm の 3 種類を用意した．一次剛性 k_{i1} は，上部構造を剛としてアイソレータのみの水平剛性から求めた固有周期 T_f（以後，免震周期と呼ぶ）が 4，5，6 sec となるよう，47.8，30.6，21.3［$\times 10^3$ kN/m］の 3 種類を用意した．本論文ではアイソレータの限界変形と固有周期を独立した解析パラメータとして扱う．なお，実設計においても積層ゴムアイソレータの数を減らし，水平剛性を持たない転がり支承や低摩擦型のすべり支承を併用することでゴム総厚とは独立に免震周期を調整できる．また，それらの限界変形はアイソレータの限界変形や擁壁とのクリアランスと同程度に設計する事例も多い．

一方，アイソレータの破断後は復元力を喪失するが，実際には 1 階床梁が，免震層床梁，免震架台や何かしらのランディング機構に着座する．またはゴム破断面同士が接触すれば再び同程度のせん断剛性を発揮する可能性も考えられるが，現段階では破断後繰り返し実験のデータは見当たらない．前者のようにコンクリート同士の接触状態では 0.4 以上の静止摩擦係数が期待でき，免震層ではアイソレータ破断時点からの変形は生じ難い．本論文ではこの状況を想定し，アイソレータの破断時点でいったん復元力を喪失させ，次ステップから剛性をアイソレータの 1600 ～ 3600 倍にすることでほぼ剛な状況を再現した．なお，降伏耐力を全重量（W_1+W_2）に摩擦係数 0.4 を乗じた摩擦力とした完全弾塑性で解析した場合にも免震層がすべり始めないことは確認できている．

【擁壁への衝突】

擁壁への衝突については，初期クリアランスによるギャップを有し，衝突後は二次剛性をゼロとしたスリップ挙動を示すようにモデル化する．したがって，擁壁が降伏すると再衝突までのクリアランスは降伏変形が生じた分だけ大きくなる．この擁壁の特性については片持ち梁となる擁壁部だけでなく，裏込め土が大きな影響を及ぼすことが明らかにされている[17) など]．さらに擁壁の剛性と耐力が大きくなるほど，上部構造の応答が大きくなることが示されている．最近では実建物を用いた擁壁への衝突実験[18)]が行われており，擁壁の構造特性の解明や適切なモデル化などに関して今後の研究成果が期待されている．したがって，本論文では擁壁の構造特性はパラメータとせず，文献 17) にある擁壁高さ 7.0m と砂質裏込め土の構造特性

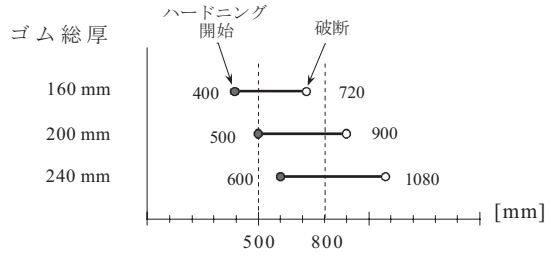


図 3　ゴム総厚とクリアランスの関係

表 2　パラメータ一覧

免震周期 [s]		ゴム総厚 [mm]		クリアランス [mm]		擁壁の降伏		上部構造の耐力 C_0
4.0	×	160	×	500	×	無（弾性）	×	0.15
5.0		200		800				|
6.0		240		∞		有（弾塑性）		0.40
		線形弾性						

を 1m 当たりに換算し，擁壁長さを 50m として，弾性剛性を 575.0 × 10^3 kN/m，降伏耐力を 34,500kN に設定した．ただし，近接建物の影響によっては地盤が降伏しないことも想定されるため，ここでは擁壁が弾性を保つ場合もパラメータとして加えた．擁壁への衝突に関わるパラメータは，これら擁壁の復元力特性に加え，擁壁とのクリアランスを 500mm，800mm，∞（擁壁なし）の 3 種類を用意した．ここでゴム総厚とクリアランスの関係を図 3 にまとめる．クリアランス 500mm では擁壁への衝突がアイソレータの破断に先行し，クリアランス 800mm ではゴム総厚 160mm のアイソレータのみ破断が擁壁への衝突に先行する．パラメータ一覧を表 2 に示す．

3.　入力地震動の設定（選定・基準化・スケーリング）

本論文では，地震動群に対して非線形時刻歴応答解析を行うと共に，その地震動倍率を徐々に大きくする IDA によって構造物の応答を連続的に把握し，崩壊などの設定クライテリアに対する耐震安全性（余裕度）を評価する．この手法は FEMA P695 にまとめられているものであり，文献 4）において先駆的な研究が発表された後，我が国でも幾つかの研究が行われている[19), 20) など]．本論文では地震動群の選定は FEMA P695 に準じることとし，それらの選定方法，複数の地震動を用いる上である尺度で基準化する方法，および設計スペクトルに対応する地震動倍率の調整方法（以後，スケーリングと呼ぶ）について概説する．

3.1 FEMA P695 における地震動群の選定方法

本論文で使用する地震動群は FEMA P695 の選定に基本的には準じる．FEMA P695 では PEER NGA データベースに収録されている 3,550 以上の記録のなかから，(1) マグニチュード 6.5 以上，(2) 右横ずれ断層あるいは逆断層，(3) 観測地点の地盤種別が C あるいは D，(4) 1 つの地震に対して最大 2 点の観測地点を上限とする（ただし，パルスを含むか否かは別の地震動とする），(5) 最大地動加速度（PGA）0.2g 以上かつ最大地動速度（PGV）15 cm/s 以上，(6) 使用機器の最大有効記録周期が 4 秒以上，(7) 観測が自由地表面あるいは低層建物の 1 階であることを条件に選定している．また，これらを震央から観測地点まで距離に Campbell と Joyner-Boore fault distance の平均値を用い，10km 以上離れた地点で観測された地震動群を Far-Field として 2 方向 22 セット，10km 以内で観測された地震動群を Near-Field と分類して提示している．

本論文では Far-Field の地震動群を用いて検討を行う．ただし，最

表 3　入力地震動一覧

No.	ID No. (FEMA)	観測記録					Original Data					2乗和平方根		
		地震発生日時	地震名（国）	観測地点名	震央距離 [km]	マグニチュード	Component	Lowest Usable Freq [Hz]	PGA [cm/s^2]	PGV [cm/s]	Duration [sec]	PGV_θ [cm/s]	θ	NM_θ
1	2	1994/01/17	Northridge (USA)	Canyon Country-WLC	26.5	6.7	LOS000	0.06	402.11	42.98	20.48	56.88	127°	0.85
							LOS270	0.13	472.68	45.37				
2	3	1999/11/12	Duzce (Turkey)	Bolu	41.3	7.1	BOL000	0.06	713.50	56.44	81.92	63.69	73°	0.76
							BOL090	0.06	806.50	62.07				
3	4	1999/10/16	Hector Mine (USA)	Hector	26.5	7.1	HEC000	0.03	260.44	28.56	81.92	44.16	109°	1.09
							HEC090	0.04	330.25	41.72				
4	5	1979/10/15	Imperial Valley (USA)	Delta	33.7	6.5	H-DLT262	0.06	233.16	25.98	163.84	33.76	103°	1.43
							H-DLT352	0.06	344.32	32.99				
5	7	1995/01/16	Kobe (Japan)	Nishi-Akashi	8.7	6.9	NIS000	0.13	499.48	37.27	40.96	38.52	109°	1.25
							NIS090	0.13	493.02	36.65				
6	8	1995/01/16	Kobe (Japan)	Shin-Osaka	46.0	6.9	SHI000	0.13	238.53	37.84	40.96	44.20	31°	1.09
							SHI090	0.10	207.82	27.92				
7	10	1999/08/17	Kocaeli (Turkey)	Arcelik	53.7	7.5	ARC000	0.09	214.60	17.68	40.96	42.70	66°	1.13
							ARC090	0.05	147.00	39.53				
8	11	1992/06/28	Landers (USA)	Yermo Fire Station	86.0	7.3	YER270	0.07	344.53	51.40	81.92	56.47	156°	0.86
							YER360	0.07	240.07	29.69				
9	12	1992/06/28	Landers (USA)	Coolwater	82.1	7.3	CLW-LN	0.13	277.35	25.62	40.96	42.50	84°	1.14
							CLW-TR	0.13	408.82	42.30				
10	14	1989/10/18	Loma Prieta (USA)	Gilroy Array #3	31.4	6.9	G03000	0.13	544.28	35.67	40.96	49.71	45°	0.97
							G03090	0.13	360.25	44.63				
11	15	1990/06/20	Manjil (Iran)	Abbar	40.4	7.4	ABBAR-L	0.13	504.61	43.21	81.92	54.92	129°	0.88
							ABBAR-T	0.13	486.75	54.06				
12	16	1987/11/24	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	35.8	6.5	B-ICC000	0.13	350.93	46.31	40.96	52.42	28°	0.92
							B-ICC090	0.13	253.33	40.83				
13	18	1992/04/25	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	22.7	7.0	RIO270	0.07	377.96	43.78	40.96	51.57	37°	0.94
							RIO360	0.07	538.31	42.04				
14	19	1999/09/20	Chi-Chi (Taiwan)	CHY101	32.0	7.6	CHY101-E	0.04	346.06	70.59	81.92	115.01	89°	0.42
							CHY101-N	0.05	431.59	114.92				
15	20			TCU045	77.5	7.6	TCU045-E	0.03	465.17	36.67	81.92	46.96	124°	1.03
							TCY045-N	0.05	502.11	39.07				
16	22	1976/05/6	Friuli (Italy)	Tolmezzo	20.2	6.6	A-TMZ000	0.13	344.53	22.02	40.96	31.02	82°	1.56
							A-TMZ270	0.13	308.72	30.78				

大有効周期が 6 秒未満の 8 つの地震動については免震構造の評価には不向きであるため，この地震動を含む 6 セットを除いた 16 セットの地震動群を用いる．入力地震動の一覧を表 3 に示す．

3.2　地震動群の基準化方法

先に述べた既往の研究[例えば19)]では，対象構造物の一次固有周期 T_1 における加速度応答スペクトル値 $S_a(T_1)$ が，設計用加速度応答スペクトル値に一致するように地震動群の基準化を行っている．一方，FEMA P695 では最大地動速度 PGV に着目して基準化を行っているため，加速度応答スペクトル値 $S_a(T_1)$ に対してはばらつきを認めており，$S_a(T_1)$ の全地震動中央値が設計用加速度応答スペクトル値と一致するように地震動群をスケーリングしている．まず，以下では FEMA P695 における基準化と本論文における基準化を説明する．

【FEMA P695 における地震動群の基準化方法】

FEMA P695 では前節の地震動に対して，i 番目のセットの 2 方向の最大地動速度（$PGV_{X,i}$，$PGV_{Y,i}$）の相乗平均を $PGV_{PEER,i}$ とし，全地震動の $PGV_{PEER,i}$ が全地震動の中央値と一致するように基準化する．すなわち，i 番目のセットの $PGV_{PEER,i}$ と基準化係数 NM_i（Normalization factor）は次式で表せる．

$$PGV_{PEER,i} = \sqrt{PGV_{X,i} \cdot PGV_{Y,i}} \quad \cdots(1)$$

$$NM_i = \mathrm{median}(PGV_{PEER,i}) \,/\, PGV_{PEER,i} \quad \cdots(2)$$

$PGV_{PEER,i}$ は 2 方向の $PGV_{X,i}$，$PGV_{Y,i}$ の相乗平均として求めるため，1 セットにつき 1 つの NM_i が与えられるが，これを 2 方向それぞれの地震加速度 $GA_{X,i}$，$GA_{Y,i}$ に同じ NM_i を乗じることで地震動群を基準化する．しかしながら，基準化となる相乗平均値は同じ地震動記録であっても観測方向により異なる値を示す．

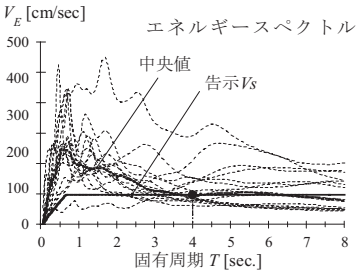


図 4　地震動の設計基準値

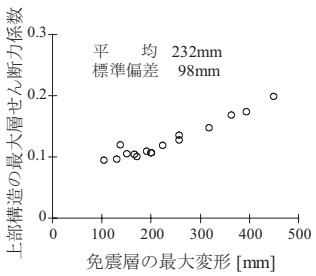


図 5　応答のばらつき

【本論文における基準化方法】

本論文では FEMA P695 において基準とする 2 方向の最大地動速度の相乗平均 $PGV_{PEER,i}$ に対して，1 セット 2 方向の地震動に対して観測方向などに依らず一義的に求まる値に着目した基準化方法を採用する．すなわち，2 方向の地動速度（$GV_{X,i}$，$GV_{Y,i}$）の 2 乗和平方根を求め，その最大値を $PGV_{\theta,i}$ とする．全地震動の $PGV_{\theta,i}$ が全地震動の中央値と一致するように基準化する．さらに地震動についても $PGV_{\theta,i}$ を示す方向 θ_i（表 3 中の各セットの最初の Component に対する角度）の地震動 $GA_{\theta,i}$ を直交 2 方向のベクトル和により作成する．i 番目のセットの $PGV_{\theta,i}$ と基準化係数 $NM_{\theta,i}$ は次式で表せる．

$$PGV_{\theta,i} = \max\left(\sqrt{(GV_{X,i})^2 + (GV_{Y,i})^2}\right) \quad \cdots(3)$$

$$NM_{\theta,i} = \mathrm{median}(PGV_{\theta,i}) \,/\, PGV_{\theta,i} \quad \cdots(4)$$

FEMA P695 の方法と同様に 1 セットにつき 1 つの $NM_{\theta,i}$ が与えられ，これらを θ_i 方向の地震加速度 $GA_{\theta,i}$ に乗じることで地震動群を基準化する．なお，本論文の方法は，免震層の最大応答に着目した際に FEMA P695 の基準化と同程度のばらつきを有することが確認できて

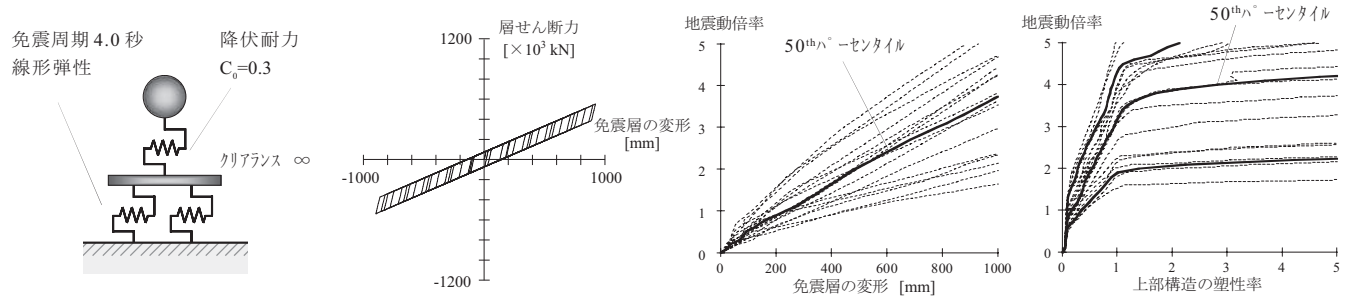
いる（付録）.

3.3 地震動群のスケーリング方法

FEMA P695 では，対象構造物の弾性一次固有周期 T_1 に対する設計用の加速度応答スペクトル値 $S_a(T_1)$ を，耐震安全性評価における設計基準値として地震動群をスケーリングしている．一方，ここで対象とする免震構造では弾性一次固有周期は応答に対して支配的でなく，応答時の変形に基づく等価剛性から評価した等価周期が用いられる．しかし，本論文では塑性域からアイソレータの破断や擁壁への衝突といった終局状態に至るまでの挙動を対象とするため，等価周期を一義的に定めることはできない．したがって，免震構造の性能を表す代表的な指標として先に述べたアイソレータのみの水平剛性から求めた免震周期 T_f に着目する．

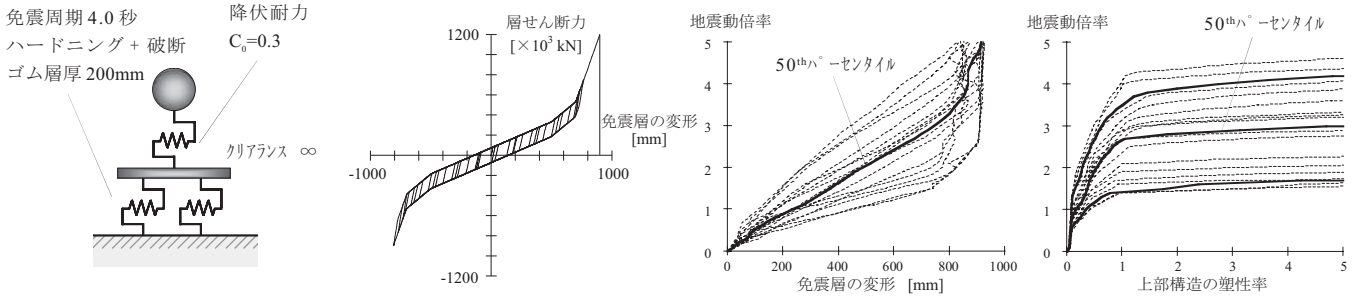
また，免震構造の性能を評価する上では加速度応答スペクトルより入力エネルギーの速度換算値，いわゆるエネルギースペクトル V_E[21] を用いるのが一般的である．したがって，免震周期 T_f に対する工学的基盤におけるエネルギースペクトル値 $V_S(T_f)$[22] を設計要求値として，$V_E(T_f)$ の全地震動中央値がこの $V_S(T_f)$ に一致するようにスケーリングする．つまり，3.2 の方法により基準化した地震動群に対して，対象免震構造の免震周期 T_f に対応するエネルギースペクトル値 $V_E(T_f)$ の全地震動中央値（全 16 の応答値の小さい方から数えて 8 番目と 9 番目の応答値の平均）と設計要求値 $V_S(T_f)$ が一致するように，地震動群に同一の倍率を乗じ，その地震動群を地震動倍率 1.0 とする．なお，基準化した地震動群のエネルギースペクトル $V_E(T_f)$ の中央値に対して，地震動倍率 1.0 の地震動群は免震周期 T_f =4.0 秒で 1.55 倍，T_f =5.0 秒で 1.45 倍，T_f =6.0 秒で 1.49 倍となる．

ここで免震周期 T_f =4.0 秒で基準化した V_E スペクトルを図 4 に例示する．また，基準化した地震動を入力地震動として免震周期 T_f =4.0 秒，上部構造の剛性および積層ゴムの剛性を弾性，クリアランス∞として行った解析結果について，横軸を免震層の最大変形，縦軸を上部構造の最大層せん断力係数として図 5 に示す．免震層の変形は 104 ～ 449mm の範囲にあり，積層ゴムが線形弾性の範囲であっても地震応答はばらつきを有する．



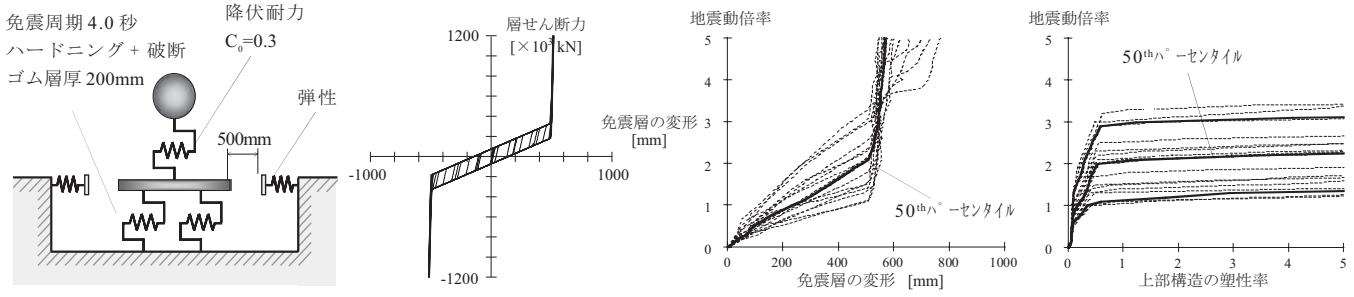
（a）解析モデル　（b）免震層の履歴性状　（c）免震層の最大応答変形　（d）上部構造の塑性率

図 6　上部構造の降伏耐力 C_0=0.3，アイソレータ：線形弾性，クリアランス：∞【条件 A】



（a）解析モデル　（b）免震層の履歴性状　（c）免震層の最大応答変形　（d）上部構造の塑性率

図 7　上部構造の降伏耐力 C_0=0.3，アイソレータ：ハードニング + 破断，クリアランス：∞【条件 B】



（a）解析モデル　（b）免震層の履歴性状　（c）免震層の最大応答変形　（d）上部構造の塑性率

図 8　上部構造の降伏耐力 C_0=0.3，アイソレータ：ハードニング + 破断，クリアランス：500mm （擁壁：弾性）【条件 C】

4. 解析結果と考察

4.1 解析結果の例示と安全余裕度の評価方法

免震周期4.0秒，上部構造の降伏耐力 C_0 =0.3，アイソレータを線形弾性（ハードニング・破断なし），クリアランス∞【条件A】とした解析結果を図6に示す．また，この解析条件からゴム総厚200mm（ハードニング・破断あり）【条件B】とした解析結果を図7に，【条件B】からクリアランスを500mm，擁壁を弾性【条件C】とした解析結果を図8に示す．解析モデルを図（a）に，免震層の履歴性状の一例を図（b）に示し，全ての地震動に対する免震層の最大応答変形，上部構造の塑性率を，地震動倍率との関係として図（c），（d）に示した．図（c），（d）中の細い実線は個々の地震動に対する結果であり，太い実線は50th パーセンタイル曲線を表す．また，図（d）中にはさらに太い実線により16th と84th パーセンタイル曲線を併せて示した．ここで50th パーセンタイル曲線とは，ある地震動倍率に対する16地震動の中央値（変形が小さい順に並べた8番目と9番目の変形の平均）を繋ぎ合わせて作成したものである．

【条件A】から【条件B】にすることで免震層の変形が500mmからハードニングが始まってアイソレータの剛性が2倍になり，700mmからはアイソレータの剛性が7倍になり，さらに900mmに達すると破断に至る．これらの現象は図7（b）に現れている．50th パーセンタイル曲線を見ると，【条件A】に比べて地震動倍率3程度以上からハードニングによる影響により地震動倍率に対する免震層の変形の増加が小さくなり，それと同程度の地震動倍率から上部構造の塑性率が急激に進行している．これはハードニングの影響により上部構造に作用する層せん断力が増えるためである．

さらに【条件C】では免震層の変形が500mmに達した時点で擁壁に衝突するため，図8（b）において擁壁への衝突後の急激な剛性増加が見られる．50th パーセンタイル曲線を見ると，地震動倍率が2程度で免震層の最大変形が500mmに達しており，それと同程度の地震動倍率から上部構造の塑性率も急激に進行している．これは擁壁への衝突後の急激な剛性増加によって上部構造に作用する層せん断力が増えるためである．50th パーセンタイル曲線を比較すると，上部構造の塑性率が急激に進行する地震動倍率は【条件A】では4程度であるのに対して，【条件B】では3程度，【条件C】では2程度と小さく，アイソレータのハードニング・破断，さらに擁壁への衝突を考慮することで設計想定外の地震動に対する耐震安全性は低くなることが分かる．

ここで塑性率4.0を超えた時点を上部構造の崩壊と定義し，崩壊に対するフラジリティ曲線を図9に示す．フラジリティ曲線は，図6～8（d）における縦軸の地震動倍率に対して塑性率4.0をはじめて超えた地震動の数をカウントし，その分布を対数正規分布の累積分布関数として求めたものである．図9中の□印は，塑性率4.0を超えた地震動の累積値を表しており，破線は50%の確率で上部構造が崩壊する地震動倍率であり，【条件A】では3.8倍，【条件B】では2.8倍【条件C】では2.1倍である．さらに地震動倍率1.0は設計基準値と一致するように設定したものであるため，以後，この地震動倍率を安全余裕度SMR（Safty Margin Ratio）と呼び，この値が大きいほど設計想定外の地震動に対する耐震安全性が高いと評価する．また，図9の横軸には図10の地盤種別毎のエネルギースペクトル[18]を併せて示している．免震周期4.0秒の免震構造では，設計基準値は

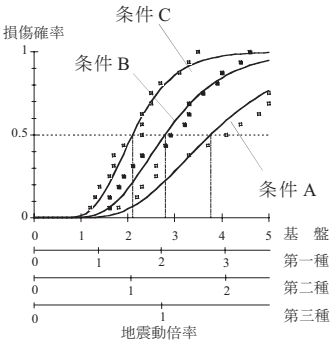


図9 フラジリティ曲線

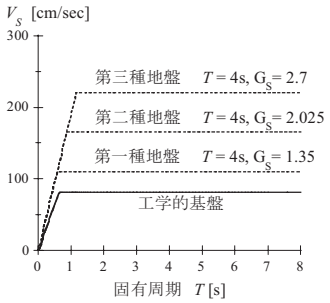
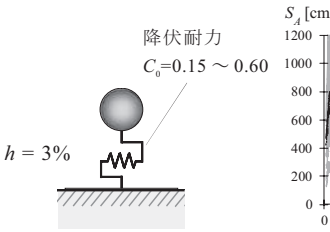
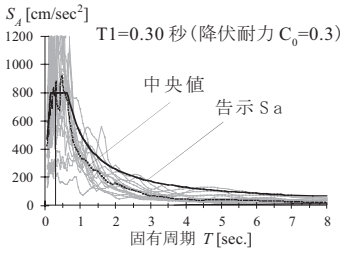


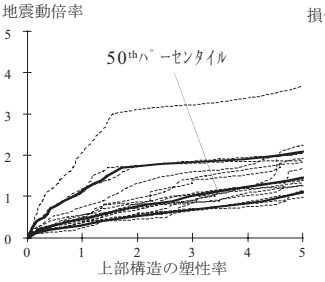
図10 地盤種別毎のエネルギースペクトル



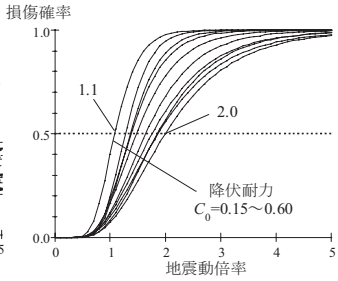
（a）解析モデル



（b） FEMA 基準地震動



（c）上部構造の塑性率



（d）フラジリティ曲線

図11 上部構造のみを対象とした解析

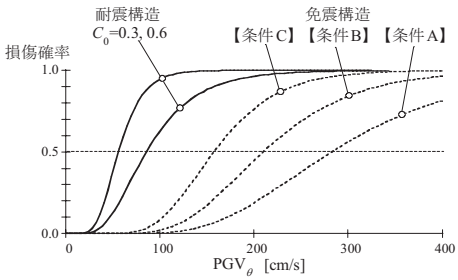
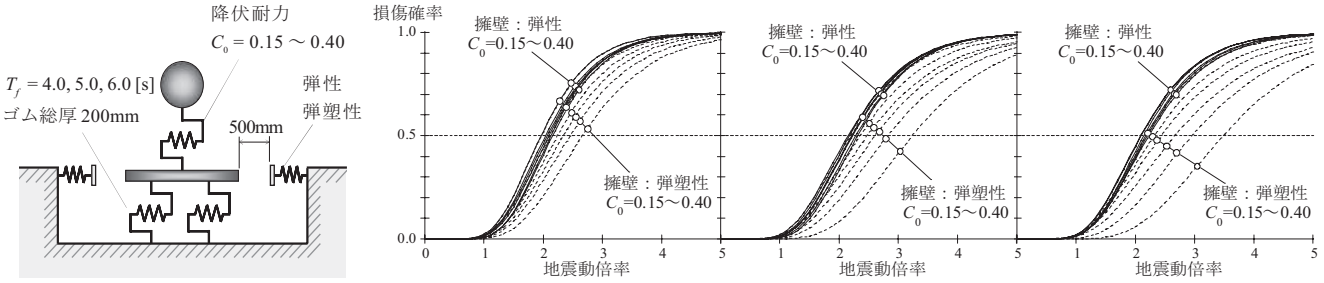


図12 免震構造と耐震構造の比較

工学的基盤に対して第一種地盤では1.35倍，第二種地盤で2.025倍，第三種地盤で2.7倍となる．つまり，仮に【条件C】の免震構造が第二種地盤に建っていたとすれば，SMRは1.04となる．

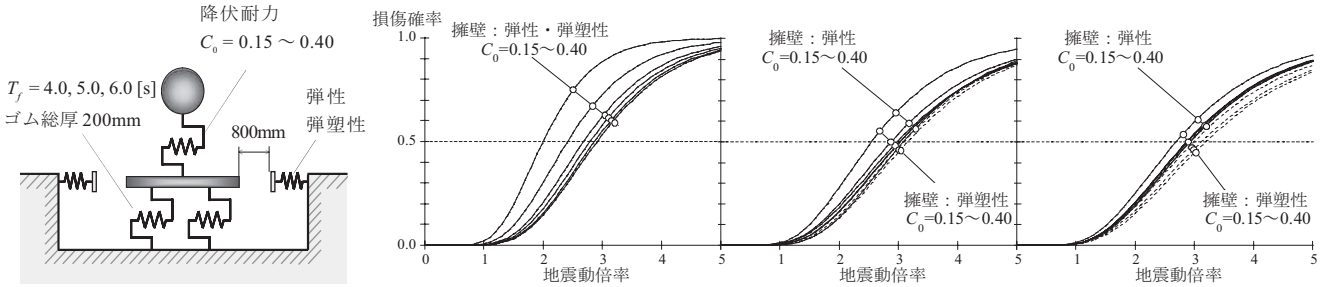
4.2 免震構造と耐震構造の比較

免震構造と耐震構造の比較の一例を示すため，上部構造のみを対象とした1質点系の解析についても同様に行った．解析条件とその結果を図11に示す．弾性一次固有周期 T_1 は，0.21～0.42秒（上部構造の降伏耐力 C_0=0.15～0.60）である．なお，ここでは解析対象が従来の耐震構造であるため，FEMA P695に基づいて弾性一次固有周期 T_1



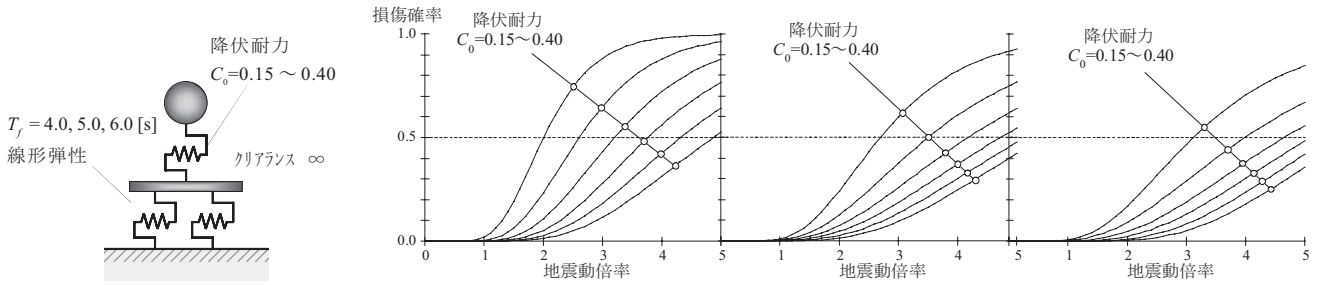
（a）解析モデル　（b） T_f=4.0 秒　（c） T_f=5.0 秒　（d） T_f=6.0 秒

図 13　アイソレータ：ハードニング＋破断，クリアランス：500mm（擁壁：弾性・弾塑性）のフラジリティ曲線



（a）解析モデル　（b） T_f=4.0 秒　（c） T_f=5.0 秒　（d） T_f=6.0 秒

図 14　アイソレータ：ハードニング＋破断，クリアランス：800mm（擁壁：弾性・弾塑性）のフラジリティ曲線



（a）解析モデル　（b） T_f=4.0 秒　（c） T_f=5.0 秒　（d） T_f=6.0 秒

図 15　アイソレータ：線形弾性，クリアランス：∞のフラジリティ曲線

に対する加速度応答スペクトル値 S_a（T_1）の中央値が，工学的基盤における加速度応答スペクトルと一致する地震動倍率を 1.0 とした（図 11（b））．基準化した地震動群に対して，地震動倍率 1.0 の地震動群は 0.79 ～ 0. 95 倍であり，この値は免震周期 4.0 秒の場合に対して 0.51 ～ 0.61 倍に相当する．また前節と同様に求めた塑性率と地震動倍率の関係を図 11（c）に，フラジリティ曲線を図 11（d）に示す．50th パーセンタイル曲線を見ると，免震構造に比べて地震動倍率そのものは小さいが，上部構造の塑性率の進行は地震動倍率にほぼ比例して緩やかに増えている．免震構造（図 6）と耐震構造（図 11）の上部構造の塑性率に対する 50th パーセンタイル曲線を比較すると，免震構造は地震動倍率そのものは耐震構造より大きいが，文献 1）で指摘されているように上部構造が降伏する（塑性率 1.0 以上）と耐震構造より塑性変形の進行が急激に生じている．

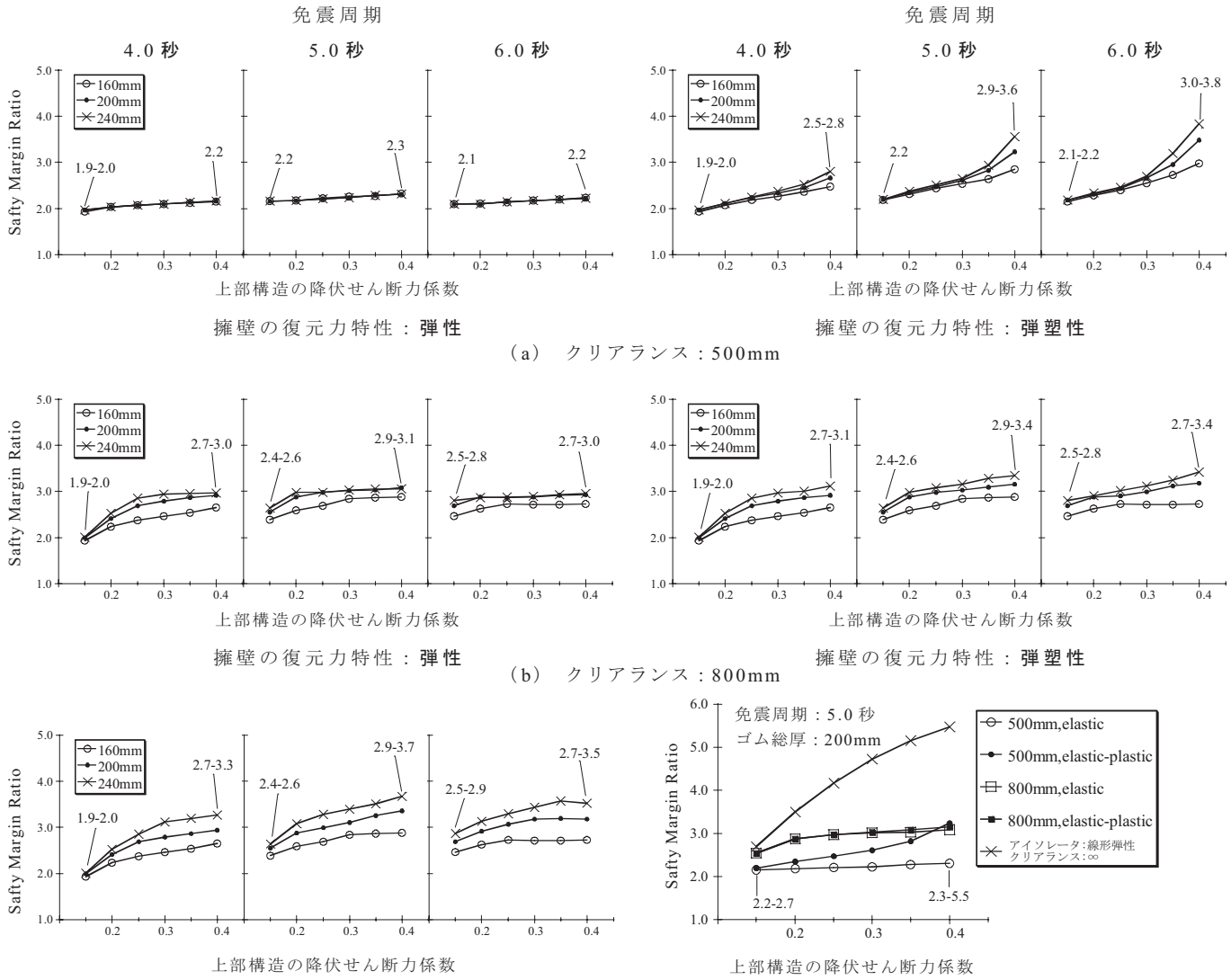
次に免震構造と耐震構造を比較するため，PGV_θ を横軸としたフラジリティ曲線を図 12 に示す．免震構造【条件 A】～【条件 C】は前節で示した結果を用いる．損傷確率 0.5 で比較すると，耐震構造 C_0=0.30 は 56cm/s，免震構造【条件 C】は 158cm/s であり，PGV_θ を地震動の大きさとすれば 2.8 倍程度の大きな地震動まで免震構造が耐えられる結果となる．

4．3　免震構造の設計想定外地震に対する耐震安全性

最後に免震層の終局状態に影響を及ぼすパラメータを比較し，免震構造の設計想定外地震動に対する耐震安全性を考察する．ゴム総厚を 200mm と一定にしてアイソレータのハードニングと破断，ならびに擁壁への衝突を考慮するとともに，擁壁とのクリアランスを 500，800mm とした解析より得られたフラジリティ曲線を図 13，図 14 に示す．また，アイソレータを線形弾性とし，擁壁への衝突を考慮しない理想的な免震構造に対する解析より得られたフラジリティ曲線を図 15 に示す．さらに，ゴム総厚を 160，200，240mm と変化させた解析結果を含め，フラジリティ曲線から評価した 50% 崩壊確率に対する安全余裕度 SMR を図 16 にまとめる．図（a）はクリアランス 500mm として擁壁を弾性・弾塑性とした場合，図（b）はクリアランス 800mm として擁壁を弾性・弾塑性とした場合，図（c）は擁壁への衝突を考慮しない場合であり，安全余裕度 SMR を上部構造の降伏せん断力係数との関係として示している．さらに同図では免震周期ごとに結果を示し，ゴム総厚の違いをプロットで表す．

【クリアランス 500mm の場合】

クリアランス 500mm，擁壁が弾性の場合，免震層の剛性や積層ゴムのゴム総厚（ハードニング）の影響が顕著に現れる以前に擁壁に衝



擁壁の復元力特性：**弾性**　　擁壁の復元力特性：**弾塑性**

（a）　クリアランス：500mm

擁壁の復元力特性：**弾性**　　擁壁の復元力特性：**弾塑性**

（b）　クリアランス：800mm

（c）　クリアランス：∞　　（d）　クリアランスと擁壁復元力特性の影響（まとめ）

図 16　フラジリティ曲線より求めた 50% 崩壊確率に対する安全余裕度（Safty Margin Ratio）

突する．したがって，フラジリティ曲線はほぼ一致しており，安全余裕度 SMR に免震周期や上部構造の耐力の影響はほとんど現れていない．一方，擁壁の降伏を考慮する場合には，上部構造の耐力を確保するほどフラジリティ曲線は右側にシフトし，安全余裕度 SMR が大きくなる．例えば免震周期 6.0 秒では上部構造の耐力が C_0 =0.30 程度以上に確保されると安全余裕度 SMR が急激に大きくなる．この安全余裕度 SMR の急激な上昇が生じる上部構造の耐力の境目は，免震周期が長く免震層の剛性が小さいほど，またゴム総厚が大きくハードニングが起こり難いほど小さい．

【クリアランス 800mm の場合】

クリアランスを 800mm とした場合，ゴム総厚 160mm ではアイソレータの破断が先行して生じ，ゴム総厚 200mm，240mm では擁壁への衝突が先行して生じる．クリアランス 500mm に比べて安全余裕度 SMR は全体的に大きい値を示している．ただし，免震周期 4.0 秒，C_0=0.15 では衝突以前に上部構造の塑性化が進行するためにクリアランスの影響は見られない．擁壁の復元力特性の違いはさほど現れていないが，ゴム総厚が大きいと安全余裕度 SMR がわずかに大きくなる．擁壁に衝突する直前の状態を考えると，ゴム総厚が 160mm では破断，200mm ではハードニングの第 3 勾配，240mm では第 2 勾配となるため，擁壁に衝突する直前におけるアイソレータの負担せん断力の違いによるものである．

表 4　擁壁降伏時の免震層の層せん断力係数

擁壁降伏変形 (mm)	免震周期 (秒)	ゴム総厚 (mm)		
		160	200	240
560	4.0	0.41	0.39	0.37
	5.0	0.35	0.33	0.32
	6.0	0.31	0.30	0.29
860	4.0	**0.52**	0.75	0.52
	5.0	**0.35**	0.56	0.42
	6.0	**0.26**	0.46	0.36

太字　は、破断変形 (720mm) 時の層せん断力係数

【擁壁との衝突を考慮しない場合（クリアランス∞）】

アイソレータを線形弾性とし，擁壁への衝突を考慮しない理想的な免震構造では，上部構造の降伏せん断力係数が大きくなるほど安全余裕度 SMR は大きくなっている．つまり，アイソレータの破断や擁壁への衝突が起こらなければ，上部構造を強くするほど，設計想

定外の地震動に対する免震構造の耐震安全性は高まることを表している．しかし，前述したようにアイソレータのハードニング・破断と擁壁への衝突を考慮することでフラジリティ曲線の様相は変化する．また，擁壁とのクリアランスを無限として衝突を考慮しない場合においても，アイソレータのハードニングと破断によって安全余裕度SMRの上昇が制限されることが分かる．免震構造の設計想定外地震動に対する耐震安全性を評価する上では，アイソレータのハードニング・破断および擁壁への衝突を考慮することが重要であることが確認できる．

【クリアランスと擁壁の復元力特性の影響】

免震周期5.0秒，ゴム総厚200mmの条件において，クリアランスと擁壁の復元力特性を比較して図16(d)に示す．また図中にはアイソレータを線形弾性とし，擁壁への衝突を考慮しない理想的な免震構造の結果も併せて示す．

クリアランスの違いを比較すると，擁壁が弾性の場合にはクリアランスを大きくすることで全体的に安全余裕度SMRが大きくなるが，上部構造の耐力の違いによる影響は小さい．一方，擁壁が弾塑性になると，クリアランス800mmではやはり上部構造の耐力の影響は小さいが，クリアランス500mmではC_0=0.35以上から勾配が急激に大きくなる．ここで擁壁降伏時における免震層の層せん断係数に着目し，表4にまとめる．擁壁降伏時の変形は衝突時点より60mm大きく，免震周期5.0秒，ゴム総厚200mmの条件での免震層の層せん断力係数は，クリアランス500mmでは0.33，クリアランス800mmでは0.56となる．したがって，擁壁が降伏するような場合には，擁壁降伏時における免震層の層せん断力以上に上部構造の耐力を確保することが，設計想定外の地震動に対する耐震安全性を高める上で有効であると言える．

5. 結

免震構造は地震動に対する抵抗要素と，その性能が比較的明確な構造形式である．しかし，それ故に入力地震動の設定が耐震性の評価に大きな影響を及ぼし，特に設計想定外の地震動に対してはロバスト性に欠けると指摘されている．本研究では免震構造の耐震安全性について，FEMA P695において示されている多数の地震動とIncremental Dynamic Analysis(IDA)を用いた確率論的な評価を最終目的とし，ここでは研究の第一段階として免震層の限界性能によって決まる耐震安全性について基礎的な検討を行った．以下に耐震安全性の確率論的評価を安全余裕度(Safty Margin Ratio)で評価し、得られた結果を示す．

(1) 複数の地震動に対するIDAの結果である50thパーセンタイル曲線を用いて免震構造と耐震構造の損傷を比較すると，免震構造の地震動倍率は耐震構造より大きいが，上部構造が降伏すると耐震構造より塑性変形の進行が急激に生じる結果が得られた．

(2) 擁壁とのクリアランスを大きくすることは，免震構造物の想定外地震動に対する耐震安全性を高める上で有効である．ただし，免震構造の上部構造は降伏後に急激に塑性化が進行するので，擁壁との衝突やアイソレータの破断が起きる以前に，降伏しない耐力を付与することが重要である．

(3) 擁壁への衝突がアイソレータの破断に先行して生じ，擁壁が弾性を保てる耐力を有する場合には，上部構造の耐力確保は耐震安全性にほとんど影響を及ぼさない．

(4) 擁壁が降伏する場合には，上部構造の耐力確保は耐震安全性を高めるのに有効であり，特に上部構造の降伏せん断力係数を擁壁降伏時の免震層の層せん断力係数より大きくすることでその効果はより顕著に現れる．

なお，上記の結論は基礎的な検討として行った，上部構造を1質点系モデルとした場合の結果である．現在，上部構造を多質点系モデルとして上記結果との比較検討を行うとともに，アイソレータの鉛直方向限界性能の導入，平面2方向入力に対する検討を進めている．これらの結果は稿を改めて報告する予定である．

参考文献

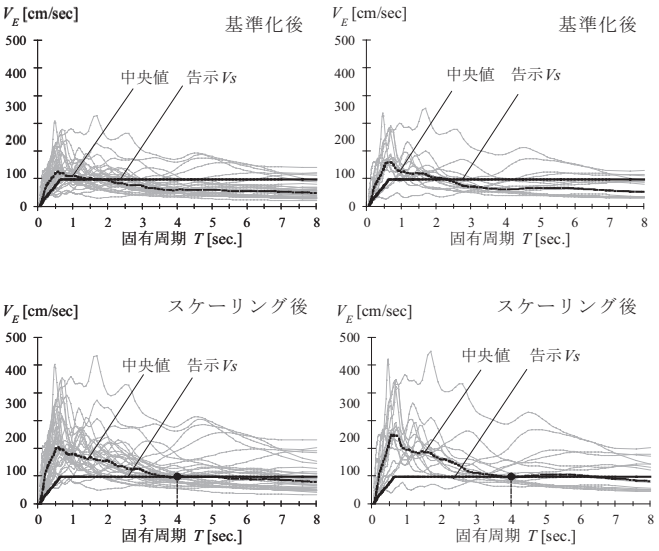
1) 菊池　優，田村和夫，和田　章：免震構造物の安全性評価に関する一考察，日本建築学会構造系論文集，第470号，pp.65-73，1995.4
2) 北村誠司，森下正樹，矢花修一，平田和太ほか：大型震動台を用いたFBR水平免震システムの終局挙動把握試験(その1～6)，日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)B-2分冊，pp.1063-1074，2009.8
3) C.A.Cornell and H.Krawinkler：Progress and Challenge in Seismic Performance Assessment, PEER Newsletter Vol.3, No.2, Spring 2000, http://peer.berkeley.edu/news/2000spring/performance.html, 2010.9.10(参照)
4) D.Vamvatsikos and C.A.Cornell：Incremental Dynamic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.31, Issue 3, pp.491- 514, 2002
5) Federal Emergency management Agency : Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695, 2009.6
6) Toshikazu Takeda, Mate A.Sozen and N.Norby Nielsen：Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes,Journal of the Structural Division, ASCE,Vol.96, No.12,pp.2257-2573,1970.12
7) 日本免震構造協会編：免震部材標準品リスト，2009
8) 高山峯夫：免震構造用天然ゴム系積層ゴムアイソレータの限界性能，日本建築学会技術報告集，第1号，pp.160-165，1995.12
9) 矢花修一，大鳥靖樹，平田和太，安井健治，松田泰治：積層ゴム免震要素の線形限界に関する検討(その1，その2)，日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)B-2分冊，pp.691-694，1996.9
10) 瓜生　満，中山一彦，高山峯夫：高面圧下における積層ゴムアイソレータの実大実験(その5　800φ積層ゴムの限界性能とその評価)，日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)B-2分冊，pp.705-706，1996.9
11) 日本免震構造協会編：免震構造入門　第1版，オーム社，pp.69-71，1995.10
12) 中西龍二，今塚善勝，瓜生満，吉田伸一，山崎敏彦，遠藤学：免震建家の地震時損傷確率評価(その1～2)，日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)B-2分冊，pp.941-944，2007.8
13) 須原淳二，渡辺弘之，加藤朝郎，広谷　勉，田村　正：FBR免震型プラントの構築に関する研究(その14　免震層の動的破断試験(多方向地震入力試験))，日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)B-構造1分冊，pp.1575-1576，1992.8
14) 寺崎　浩，加藤朝郎，高柳武平，小山　実：FBR免震型プラントの構築に関する研究(その16　免震層の動的破断試験(積層ゴムの解析モデルの設定))，日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)B-構造1分冊，pp.1579-1580，1992.8
15) 額賀修一，加藤朝郎，吉川和秀，米田玄次：FBR免震型プラントの構築に関する研究(その17　免震層の動的破断試験(水平1方向入力試験のシミュレーション解析))，日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)B-構造1分冊，pp.1581-1582，1992.8

16）広谷　勉，加藤朝郎，須原淳二，田村　正：FBR 免震プラントの構築に関する研究（その 18　免震層の動的破断試験（水平 2 方向入力試験のシミュレーション解析）），日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）B－構造 1 分冊，pp.1583-1584，1992.8
17）柏　尚稔，中安誠明，中島正愛：過大地震動下における免震建物の応答と損傷特性，構造工学論文集 Vol.51B，pp237-246，2005.3
18）佐野剛志，小巻潤平，三輪田吾郎，佐藤浩太郎，勝俣英雄，多幾山法子，林　康裕：実大免震建物の擁壁への衝突実験（その 1 ～ 5），日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）B-2 分冊，pp.427-436，2010.9
19）長江拓也，林　静雄，ルイス　イバラ，ヘルムット　クラウィンクラー：メカニズムコントロールが鉄筋コンクリート構造の損傷過程と崩壊確率に及ぼす影響，日本建築学会構造系論文集，第 593 号，pp.121-128，2005.7
20）長江拓也，吹田啓一郎，中島正愛：層降伏する鉄筋コンクリート造ピロティ建物の耐震性能，日本建築学会構造系論文集，第 610 号，pp.123-130，2006.12
21）秋山　宏：建築物の耐震極限設計，東京大学出版会，1980
22）日本建築センター他編集：エネルギーの釣合いに基づく耐震設計法の技術基準解説及び計算例とその解説，pp.25-26，2006.10

付録　地震動群の基準化とスケーリングについて

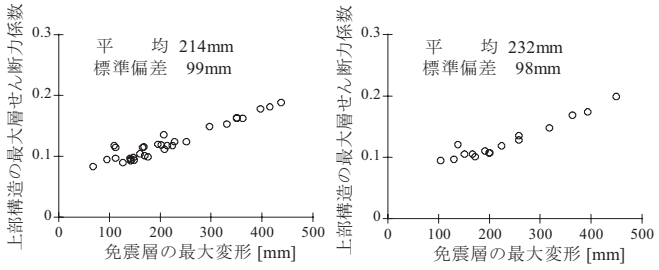
FEMA P695 では 22 セットの地震動群に対して，FEMA P695 では 2 方向の最大地動速度（PGV_X，PGV_Y）の相乗平均から求めた PGV_{PEER} に着目して基準化を行っている．本論文では，この相乗平均は同じ地震動記録であっても観測方向により異なる値を示すことになるため，2 方向の地動速度（GV_X，GV_Y）の 2 乗和平方根を求め，その最大値を PGV_θ として，この値に着目して基準化を行った．さらに地動加速度についても PGV_θ を示す方向 θ に変換した．

ここでは FEMA P695 の基準化と本論文における基準化の違いが，応答結果に与える影響について検討結果を示す．FEMA P695 の方法による基準化後・スケーリング後のエネルギースペクトルを付図 1 に，本論文の方法による基準化後・スケーリング後のエネルギースペクトルを付図 2 に示す．また，それぞれの方法により基準化・スケーリングした地震動群に対して，免震周期 4.0 秒，上部構造とアイソレータを線形弾性，クリアランス∞とした解析の結果として，上部構造の層せん断力係数と免震層の最大応答変形の関係を付図 3，付図 4 に示す．全地震動に対する免震層の最大応答変形の平均値は本論文の方法がやや大きくなるが，標準偏差はほぼ同じ値になり，どちらの基準化であっても応答のばらつきに大きな違いはないと判断できる．したがって，本論文では前述したように 1 セット 2 方向の地震動に対して観測方向などに依らず一義的に求まる最大地動速度である PGV_θ を用いることとした．



付図 1　FEMA の基準化（エネルギースペクトル）

付図 2　本論文の基準化（エネルギースペクトル）



付図 3　最大応答変形（FEMA）

付図 4　最大応答変形（本論文）

（2010年 9 月10日原稿受理，2011年 1 月17日採用決定）