

# 大規模剛構造物の地震応答と地震動強度との関係

チタク セチキン オズグル  
CITAK SECKIN OZGUR

## 1. 序論

地震が発生すると、その地震動により構造物が被害を受け、そこで生活している人々に被害を及ぼす。都市の地震防災を考える上で、人的被害をいかに低減するかは最重要課題である。そのためには予想された強震動に基づいて建物群が受ける被害をいかに定量的に推定するか重要となってくる。その際、特に重要なことは地震動の強度を表す尺度として何が最も適切かということである。

構造物の耐震性評価に関しては、個別建物を対象とするものと面的あるいは統計的な建物群を対象にするものに大別できる。兵庫県南部地震以降、構造物の究極の耐震性能、いわゆる終局耐力の評価については特に注目され、様々な成果が発表されている。しかしその多くは前者を目的としたもので、後者を目的とした研究は比較的少ない。そうした観点から我々は数値非線形応答解析モデルを用いて、どのような地震動強度指標が最も被害との相関がよいかについて検討した。その検討対象は一般中低層構造物であったが、同様の検討を多少の被害であっても万一発生すれば重大な事象を招く虞のある個別の大規模構造物に対しても実施することは重要と思われる。そこで本研究では、典型的な大規模構造物のモデルに対して、その応答せん断力を予測するためにどのような地震動強度指標を用いるのが適切かについて検討した。

## 2. 研究の概要

本研究では大規模構造物の応答と地震動の強度指標との関係を検討することが目的である。ここで地震動の強度指標としては最大加速度 PGA、最大速度 PGV、計測震度を計算するフィルター合成加速度  $A_n$ 、および最大加速度と最大速度の積  $PGA \cdot PGV$  を対象として取り上げる。また被害に対応する応答レベルを表す尺度としては層のせん断力を用いる。

まず大規模構造物の動的特性（モード、変換関数）を把握した。次、PGA が 300gal 以上（新潟地震の場合 50gal 以上）を示した 500 地点（1500 成分）の地震観測記録からなる非線形時刻歴応答解析の入力データセットを作成した。最後に、地震応答解析の結果となるせん断力を地震動の強度指標との相関性を求めた。

## 3. 解析モデル

本研究では対象とした大規模構造物の 4 つ解析モデルを検討したうちから代表してモデル ABWR 型について述べる。モデル ABWR 型は、図 3-1 に示したような基礎底面からの高さが 57.9m、地面からの高さが 63.4m（18.5m は地下）の建物である。その構造物は、水平方向の入力に対して剛床仮定を置くことにより静的に剛性評価され、図 3-2-1 のような一本棒モデルにモデル化されている（参考文献<sup>①</sup>）。モデル ABWR 型は梁 1 から 8 の外側壁及び梁 10 から 15 の内側コアから構成する。この二つはフロアレベルで剛に接続している。各フロアに対応する集中質量 (M1, M2, … M16) は質量のない梁 (B1, B2, … B15) によって結合されている。また質量 (M9 と M10) は基礎版およびその上の機器等を表している。基礎は周辺地盤よりも深く根入れされており、その底面および側面での地盤との相互作用を表現するため、基礎および低層部分の質点は地盤と水平ばね  $K_h$ 、上下ばね  $K_v$ 、回転ばね  $K_r$ 、および側面ばね  $K_n$  で連結されている。

び側面ばね  $K_n$  で連結されている。

我々は本検討ではこの種の解析によく用いられる静的および動的汎用有限要素コードの一つである SAP2000 を用いて地震応答解析を実施する。SAP2000 では動的解析は基本的に直接積分法を用いている（モーダル解析も可能であるが減衰の与え方に自由度がない）。解析に際してはビーム (B1, B2, … B15) は直線フレーム要素を用いる。表 3-1 にその要素情報をまとめておく。また表 3-1 には集中質量の情報も示した。今回は簡単のため相互作用を表現する地盤ばねとして、周波数依存性のない (=速度比例型) ダンパーと静的剛性の組み合わせを採用したが、それは SAP2000 では NLINK 要素という要素ライブラリ (図 3-2) によって表現される。その定数については表 3-2 を参照されたい。

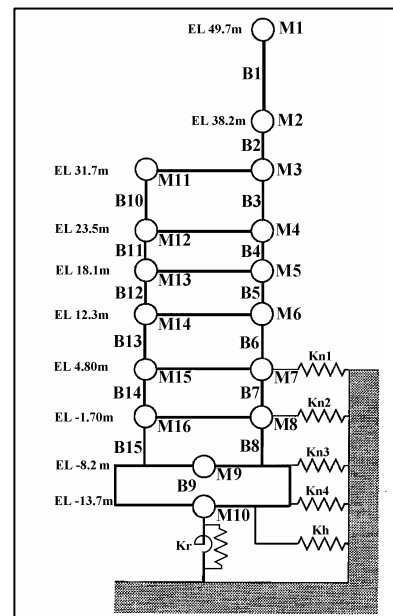


図 3-1 大規模構造物の解析モデル

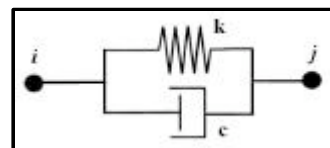


図 3-2 地盤ばね要素

表 3-1 要素と質点情報

階	要素番号 フレーム	断面 2 次 モーメント ( $\text{cm}^4$ )	せん断 断面積 ( $\text{cm}^2$ )	質点 番号	重量 (ton)	質量 ( $\text{tons}^2/\text{cm}$ )	回転慣性 ( $\text{ts}^2\text{cm}$ )
8	B1	1.36E+12	4.10E+5	M1	4650	4.742	8484038.89
7	B2	5.05E+12	8.24E+5	M2	8300	8.464	42930052.6
6	B3	7.14E+12	1.17E+6	M3	8850	9.024	50475952.5
5	B4	7.04E+12	1.18E+6	M4	8450	8.617	29775713.4
4	B5	8.72E+12	1.25E+6	M5	5650	5.761	20802210.7
3	B6	1.03E+13	1.64E+6	M6	8400	8.566	30489514.8
2	B7	1.13E+13	1.81E+6	M7	8000	8.158	30591486.4
1	B8	1.19E+13	1.92E+6	M8	8100	8.260	30489514.8
基層	B9	9.01E+13	3.37E+7	M9	34600	35.282	97280926.7
				M10	22100	22.536	60265228.2
6	B10	7.20E+11	1.14E+6	M11	9600	9.789	3467035.1
5	B11	2.33E+12	9.54E+5	M12	16100	16.417	40074847.2
4	B12	2.35E+12	9.56E+5	M13	10400	10.605	31509231.0
3	B13	2.34E+12	9.70E+5	M14	20300	20.700	41502449.9
2	B14	2.36E+12	9.95E+5	M15	12900	13.154	40992591.8
1	B15	2.95E+12	1.44E+6	M16	13900	14.174	38341329.6

表 3-2 地盤ばね定数

NLINK 要素	地盤剛性 (k)		減衰係数 (c)	
	(t/cm)	(t.cm/rad)	(t.s/cm)	(t.s.cm/rad)
Kn1 (水平方向)	2.778E+4		2.381E+3	
Kn2 (水平方向)	5.557E+4		4.763E+3	
Kn3 (水平方向)	5.129E+4		4.396E+3	
Kn4 (水平方向)	2.351E+4		2.015E+3	
Kh (水平方向)	3.347E+5		6.362E+3	
Kr (回転)		3.086E+12		8.685E+9
Kv (鉛直方向)	∞	∞	∞	∞

#### 4. 入力地震動

全部で 500 の強震加速度波形 (各 2 成分で 1000 波) を収集し入力地震動データベースとした。これらの記録は多くは K-NET<sup>®</sup> と KiK-net<sup>®</sup> の記録であるが兵庫県南部地震の気象庁の記録および Northridge 地震の際の震源域での記録 (PEER<sup>®</sup>) のサイトから入手) も含まれている。波形は最初にベースラインを補正し 20 秒のフィルターで長周期成分を除いた。その後主要動部分からはじまって加速度レベルが十分小さくなる継続時間 30 秒間を切り出して解析用波形とした。用いた波形の主な地震と観測点数を表 4-1 に示す。

表 4-1 用いた地震と観測点数

日時	震源域	Mw	点
2004/10/23 17:56	新潟地震	6.8	119
2004/10/23 18:03	新潟地震 (一番目余震)	6.2	22
2004/10/23 18:12	新潟地震 (二番目余震)	5.9	14
2004/10/23 18:34	新潟地震 (三番目余震)	6.3	59
2004/10/25 06:05	新潟地震 (四番目余震)	5.6	31
2004/10/27 10:40	新潟地震 (五番目余震)	6.0	48
2003/05/26 18:24	宮城県沖地震	7.0	44
2003/09/26 04:50	十勝沖地震	7.8	34
1995/01/17 05:46	(被害関数に使用地震データ)	7.3	33
1994/01/17 12:31	兵庫県淡路島北部, Northridge	6.7	33
1995/01/17 05:46	(被害関数に使用地震データ) (拡大された)	7.3	33
1994/01/17 12:31	兵庫県淡路島北部, Northridge	6.7	33
他の最大加速度 300gal 以上のデータ			63
合計			500

#### 5. 解析方法

##### 5.1. モード解析

最初にモデルの動的特性を把握するためモード解析を実施した。水平 7 個のモードを求めた。得られたモードを表 5-1 にまとめた。また図 5-1 にはモード形及び地盤ばねよりスウェイとロッキングの値を示す。

##### 5.2. 非線形モーダル時刻歴解析

直接積分法による応答解析を実施するに先立ってモーダル時刻歴応答解析を実施した。解析は直接積分法の方が高速であるが、モーダル時刻歴では部材減衰をモードで与えることができるので、直接積分法のレーリー減衰の検証に用いるものである。なおここで非線形と称しているのはビーム部材に非線形性を考慮しているという意味ではなく、履歴ダンパーも扱える非線形要素 NLINK を地盤ばねに用いている関係で解析が非線形となるからである。鳥取県西部地震での日野町での記録 TTRH020010061330 を入力地震動の例として選んだ。モーダル減衰は一律 5% とし、モーダル時刻歴応答解析を実施した。得られた各フロアの応答を FFT でフーリエ変換し、それを入力のフーリエスペクトルで割り込むことにより伝達関数を求めた。得られた各層の応答関数を図 5-2 に示す。図から 3.59 Hz, 9.72 Hz および 16 Hz にピークがあることがわかる。なおこれらの図で 30 Hz 以上の高振動数では解が乱れているが Nyquist 振動数に近いことから、こうした高振

動数域での伝達関数には精度がないものと思われるので考察の対象から除外する。

表 5-1 モード値

Mode	Period	Frequency	Eigenvalue	Modal Part	Modal Part
No	Sec	Cycle/sec	rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>	Unit less	Mass Ratio Sum
Mode 1	0.2859	3.498	483.1	0.55300000	0.5530
Mode 2	0.1199	8.340	2746.0	0.29480000	0.8478
Mode 3	0.0978	10.225	4127.7	0.00190000	0.8497
Mode 4	0.0755	13.239	6919.3	0.03290000	0.8826
Mode 5	0.0703	14.217	7979.1	0.09540000	0.9780
Mode 6	0.0569	17.562	12177.0	0.01810000	0.9961
Mode 7	0.0468	21.374	18035.0	0.00068360	0.9968

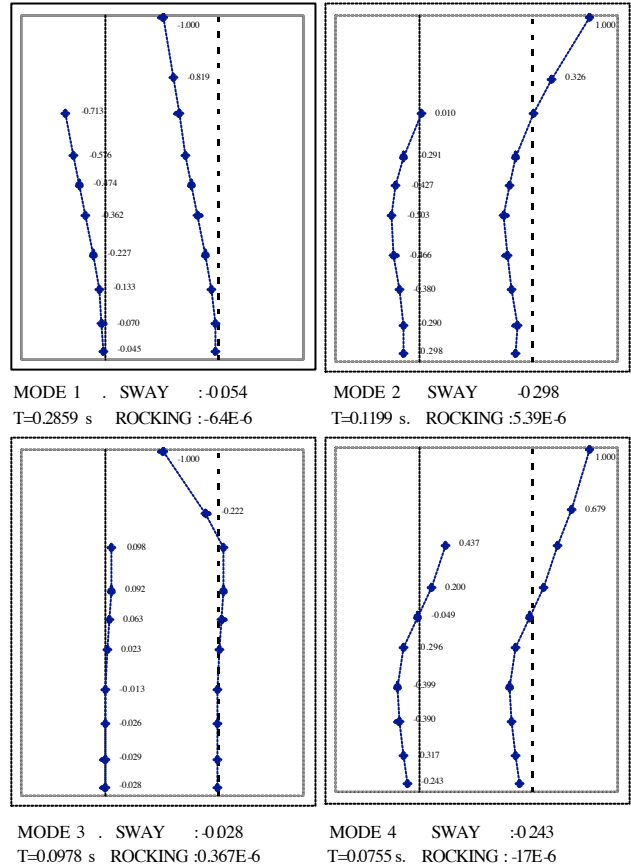


図 5-1 モデルモード形

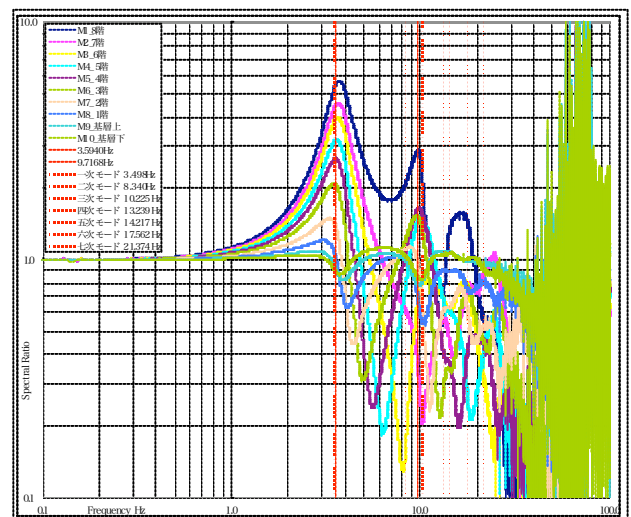


図 5-2 各フロアの応答の伝達関数

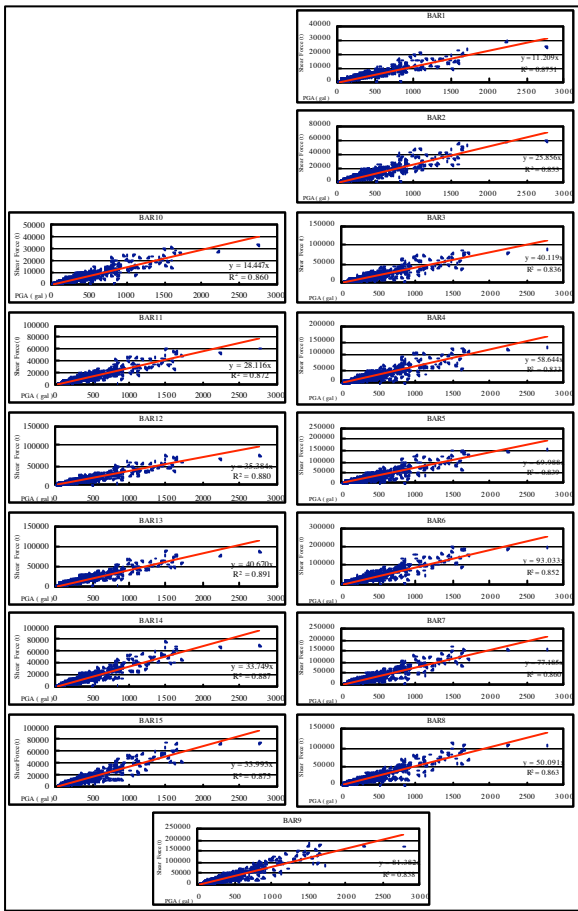


図 6-1 全地震波に対する PGA と応答層せん断力 (N=500)

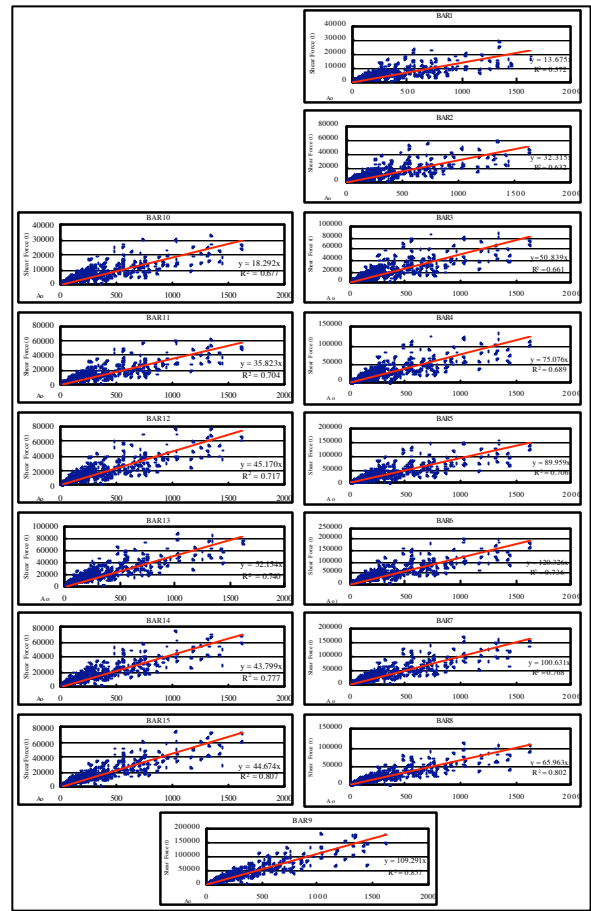


図 6-3 全地震波に対する A₀ と応答層せん断力 (N=500)

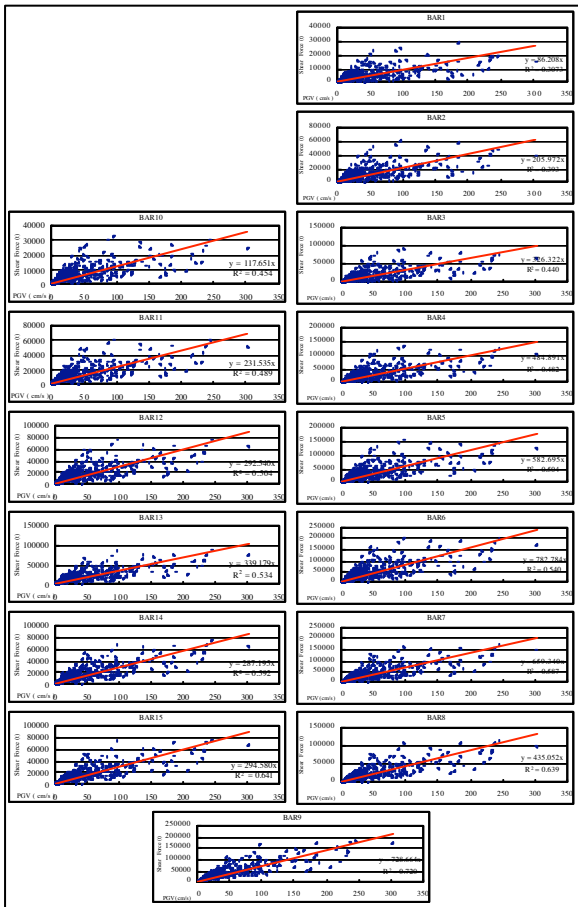


図 6-2 全地震波に対する PGV と応答層せん断力 (N=500)

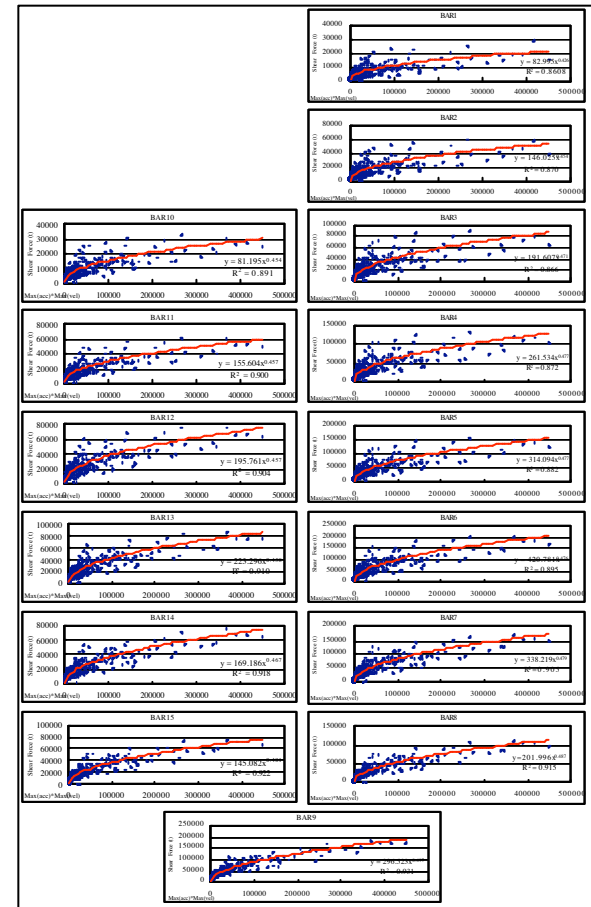


図 6-4 全地震波に対する PGA\*PGV と応答層せん断力 (N=500)

ここで直接積分法での減衰の与え方について検討する。先に述べたように減衰は全周波数域で一律5%を与えることを考える。直接積分法の減衰マトリクスはレーリー減衰で与えられる。すなわち質量比例型と剛性比例型をある係数で足し合わせたものとする。このとき質量比例係数( $a_0$ )と剛性比例係数( $a_1$ )はある2点の振動数を指定することにより決定できるが、ここではそれを上から6階までのピーク振動数の平均、すなわち3.59Hzと9.72Hzにとることとする。係数はレーリー減衰の係数計算式 5-1 によって計算できる (Chopra, 1995) <sup>6)</sup>。

$$a_0 = \zeta \frac{2\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad a_1 = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (5-1)$$

計算の結果、 $\omega_1=22.5815$ ,  $\omega_2=61.0524$  および  $\zeta=0.05$  に対して  $a_0=1.648$ ,  $a_1=0.001196$  と得られた。

検証のため同じ地震波を用いて直接積分法で応答を計算し、ほぼ一致した結果が得られることを確認した。

### 5.3. 非線形直接積分時刻歴応答

非線形時刻歴応答解析は得られたレーリー減衰の係数及び Newmark 方法を用いて直接積分法により 500 地震波について計算された。

## 6. 解析結果：応答解析結果と地震動強度指標

解析は表 4-1 に示した全 500 波について行なっているが、その全貌をここに示すことはできないので、以下では重要な結果について考察する。層のせん断力と地震動指標との関係において、直線回帰してその相関係数に着目して相関の程度を議論するが、その際の回帰直線は原点を通るものとした。ある地震動レベルから被害を予測するという観点からは、弾性限界付近での挙動が直線状となっている指標ほど被害を推定するのに適しているといえる。

図 6-1 から明らかなように、そのせん断力応答は PGA と非常によい相関を示す ( $R^2=0.83-0.89$ )。すなわち全層については PGA によってかなりの精度で予測できるといえる。一方図 6-2 に示したように、PGV は上部のフロアに対してあまりよい相関を示していない。これに対して、下部の質点については PGV もある程度の相関を示している ( $R^2=0.50-0.72$ )。このことは上層部は高振動数域のレベルに対して敏感であり PGA で代表できるのに対し、下層部は比較的低振動数域のレベルに反応し PGV が代表となり得るということの意味している。このことから、 $A_0$  は図 6-3 に示されるように、最上層以外の層ではかなりよい ( $R^2=0.63-0.86$ ) 相関を有しているが、それが PGA と PGV の中間的尺度である (増田・他, 2002) <sup>6)</sup> ことを考えるとこれはよく理解できる。ここで指摘しておくべきことは PGA\*PGV は直線回帰すると相関係数は低く得られるが (CITAK・他, 2004) <sup>7)</sup>、実際にはその関係は非線形形状を示しており (図 6-4)、むしろ弾性限界付近での判定には適した尺度であるということである。特に低層部での相関は高い。表 6-1 にはすべての回帰係数を表にしてまとめておく。

一般的に言って、ある一つの指標ですべてを説明することは困難である。したがってそのフロアのせん断力応答を支配する周波数特性に応じて適切な指標を使い分ける必要がある。

3章で言及したように本研究では4つの大規模剛構造物の解析モデルを検討した。そのモデルの解析結果(平均値)を表 6-2 に示した。全モデルとも PGA によってかなりの精度で

予測できることがわかる。またモデル 2 は ABWR モデルと同様に固有振動数が低めで、相関係数も似た傾向を示す。一方モデル 3 とモデル 4 は上記 2 モデルと比べると振動数が高くなり、PGV と  $A_0$  より PGA の相関係数が高く、PGA によりせん断力の応答レベルを予測できるといえる。

表 6-1 すべての回帰係数

階	要素番号 フレーム	PGA		PGV		$A_0$		PGA*PGV	
		y	R <sup>2</sup>	y	R <sup>2</sup>	y	R <sup>2</sup>	y	R <sup>2</sup>
8	B1	11.209	0.875	86.208	0.307	13.675	0.572	82.995x <sup>0.462</sup>	0.861
7	B2	25.856	0.853	205.972	0.393	32.315	0.632	146.025x <sup>0.454</sup>	0.870
6	B3	40.119	0.836	326.322	0.440	50.839	0.661	191.607x <sup>0.441</sup>	0.866
5	B4	58.644	0.833	484.891	0.482	75.076	0.689	261.534x <sup>0.447</sup>	0.872
4	B5	69.988	0.839	582.695	0.504	89.959	0.706	314.094x <sup>0.447</sup>	0.882
3	B6	93.033	0.852	782.784	0.54	102.324	0.736	420.781x <sup>0.476</sup>	0.895
2	B7	77.185	0.860	659.340	0.587	100.631	0.768	338.219x <sup>0.479</sup>	0.905
1	B8	50.091	0.863	435.052	0.639	65.963	0.802	201.996x <sup>0.487</sup>	0.915
基層	B9	81.382	0.858	728.664	0.720	109.291	0.857	296.523x <sup>0.497</sup>	0.931
6	B10	14.447	0.860	117.651	0.454	18.292	0.677	81.195x <sup>0.454</sup>	0.891
5	B11	28.116	0.872	231.535	0.489	35.823	0.704	155.604x <sup>0.457</sup>	0.900
4	B12	35.384	0.880	292.540	0.504	45.170	0.717	195.761x <sup>0.457</sup>	0.904
3	B13	40.670	0.891	339.179	0.534	52.154	0.740	223.296x <sup>0.458</sup>	0.910
2	B14	33.749	0.887	287.195	0.592	43.799	0.777	196.186x <sup>0.462</sup>	0.918
1	B15	33.993	0.875	294.580	0.641	44.674	0.807	145.082x <sup>0.481</sup>	0.920
平均			<b>0.862</b>		<b>0.522</b>		<b>0.723</b>		<b>0.896</b>

表 6-2 全大規模剛構造物の応答伝達関数ピークと回帰係数

構造名	ピーク 1 (Hz)		ピーク 2 (Hz)		PGA R <sup>2</sup>		PGV R <sup>2</sup>		$A_0$ R <sup>2</sup>		PGA*PGV	
	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW
ABWR	3.59		9.72		0.862	0.522	0.723		0.896			
モデル 2	2.92	2.94	10.49	10.80	0.869	0.870	0.570	0.575	0.751	0.754	0.913	0.913
モデル 3	11.47	15.36	26.93	36.05	0.709	0.804	-0.046	0.065	0.208	0.333	0.652	0.728
モデル 4	8.04	7.71	19.75	19.22	0.687	0.740	-0.281	-0.198	0.055	0.143	0.587	0.619

## 7. 結論

本研究では、大規模構造物の数値解析モデルに多数の加大速度地震記録を入力することによりその層せん断力応答と地震動の強度指標との関係を検討した。その結果、全体的には短周期の入力に敏感であり、PGA が最もよい相関となったが、低層部分では  $A_0$  もかなり相関が高く、最下層の 3 層では PGV もある程度の相関を示した。これらはそれぞれの層の層せん断力を決定づける地震入力の周波数帯域を反映したものと考えられ、物理的には理解しやすい結果であるといえる。また、PGA×PGV は応答層せん断力との関係が直線的ではなく、二次曲線を仮定した回帰では良好な相関係数が得られた。以上のように大規模な構造物の応答を推定するために、1つの強度指標ですべてを説明することは難しいので目的に応じて使い分ける必要があることがわかった。

## 参考文献

- (財)原子力発電技術機構、平成9年度耐震設備高度化調査、原子力発電施設の総合限界特性評価法の調査報告書、平成10年3月
- 独立行政法人防災科学技術研究所、強震ネットワーク K-net; <http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>
- 独立行政法人防災科学技術研究所、基盤強震観測ネットワーク KiK-net; <http://www.kik.bosai.go.jp/kik/>
- PEER Strong Motion Database ; <http://peer.berkeley.edu/smcat/index.html>
- Chopra, A. : Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice-Hall, 1995.
- 増田有周、長戸健一郎、川瀬博: RC 建造物の地震応答解析結果に基づく被害関数構築に関する研究、日本建築学会構造系論文集、2002年2月
- CITAK Seckin Ozgur, KAWASE Hiroshi, FUSHIMI Minoru, IKUTAMA Shinya: RELATIONSHIP OF SEISMIC RESPONSES AND STRENGTH INDEXES OF GROUND MOTIONS FOR A LARGE-SCALE RIGID STRUCTURE, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道)、pp.955-956, 2004年8月