

地震動の位相特性の反映による 地震動強度指標の高度化に関する基礎的研究

松崎 裕¹・笠原 康平²・鈴木 基行³

¹正会員 東北大学助教 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉6-6-06)
E-mail:matsuzaki@civil.tohoku.ac.jp

²学生会員 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻 (同上)
E-mail:kasahara@design.civil.tohoku.ac.jp

³フェロー会員 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (同上)
E-mail:suzuki@civil.tohoku.ac.jp

構造物の耐震性評価, 地震時の広域被害把握に用いる地震動強度指標は, 構造物の損傷度あるいは最大応答と高い相関性を有することが必要であるが, 従来, 用いられてきている地震動強度指標では, 損傷度や最大応答との相関は十分ではない. そこで, 本研究では, 地震動強度指標の高度化を図るため, 構造物の非線形応答に影響を及ぼす固有周期帯における平均弾性応答加速度を定量化した上で, さらに群遅延時間の標準偏差の観点で地震動の位相特性が構造物の地震応答に及ぼす影響を整理し, 地震動強度指標へと反映させる検討を行った. その結果, 地震動の位相特性を考慮することで, 地震動強度と構造物の最大応答変位の関係は良好に対応し, 構造物の地震応答評価における不確定性を大きく低減できることを示した.

Key Words : seismic intensity measure, RC columns, peak displacement, group delay time

1. はじめに

作用をいかなる指標に基づいて定量的に評価するのかは, 構造設計やリスク評価において, 極めて重要な課題である. 特に, 地震被害は広域にわたって同時多発的に発生する特徴を有することから, 地震直後における広域被害の迅速かつ適切な把握を図るためには, 構造物の損傷度に影響を与える最大応答変位とよく対応した地震動強度指標が必要である.

従来, 地震による構造物の被災率評価, 構造物の耐震安全性評価や, 交通機関における運転規制の判断に用いる地震動強度指標としては, 地動最大加速度等の地震動の最大振幅, 計測震度, 弾性加速度応答スペクトルやSI値等の弾性応答に基づく指標が用いられてきた. しかしながら, 例えば, Yakut and Yilmaz¹⁾の研究にも示されているように, これらの地震動強度指標には構造物の非線形の地震応答特性が反映されていないため, 構造物の被災率との乖離や大きなばらつきの介在が避けられず, 地震直後の迅速な被害把握に直接的に活用できるものではない. このように, 構造物の地震時最大応答変位を評価する際のばらつきは極めて大きく, 耐震設計や地震損傷リスク評価における主要な不確定要因の一つである. 一

方で, 近年の研究により, 弾性加速度応答スペクトルが等しい加速度時刻歴であっても, 群遅延時間で表される地震動の位相特性の違いにより, 構造物の非線形応答は大きな影響を受けることが指摘されている²⁾. 地震動強度指標に位相特性を考慮することで, 構造物の非線形応答特性をより合理的に評価できると考えられる. 2012年の道路橋示方書³⁾の改定において, 軸方向鉄筋の座屈を考慮した変形性能評価手法が採用され, 終局変位算定に伴うばらつきが従来に比べて優位に低減するなど, RC橋脚の耐力・変形性能等の構造成能評価における不確定性が低減される中で, 構造物の応答評価に係る不確定性についても低減を図り, より合理的な耐震性評価を行う必要がある.

そこで, 本研究では, 地震動の振幅特性だけでなく, 非線形応答に影響を及ぼす位相特性についても考慮した上で, まず地震動の位相特性と非線形最大応答変位の関係を整理する. さらには, 整理した位相特性と非線形最大応答変位の関係に基づいて, より精緻に非線形最大応答変位を推定できる地震動強度指標を提案し, 国内外で観測された既往の強震記録群を用いた動的解析により, RC橋脚の非線形最大応答変位の推定精度向上に向けた基礎資料を得ることを目的とする.

表-1 解析対象とした強震記録群

地震名	観測点	成分数
Northridge地震	Rinaldi, Sylmar	4成分
兵庫県南部地震	JMA神戸海洋気象台, JR鷹取駅	4成分
集集地震	TCU068	2成分
鳥取県西部地震	KiK-net日野	2成分
2003年十勝沖地震	K-NET直別	2成分
新潟県中越地震	K-NET小千谷, K-NET十日町, K-NET長岡支所	6成分
能登半島地震	K-NET穴水	2成分
新潟県中越沖地震	K-NET柏崎	2成分
岩手・宮城内陸地震	KiK-net秋田, KiK-net一関西, KiK-net一関東	6成分
東北地方太平洋沖地震	K-NET白河, K-NET日立, K-NET鉾田	6成分
合計		36成分

表-2 解析対象 RC 橋脚の諸元

上部構造の質量	633 ton
断面寸法	5000 mm×2300 mm
橋脚高さ	10 m
使用鉄筋	SD295-D32, D16
コンクリート圧縮強度	20.6 N/mm ²
軸方向鉄筋比	1.26 %
横拘束筋体積比	0.53 %

2. 解析対象とした強震記録群とRC橋脚

解析対象とした強震記録群を表-1に示す。国内外で観測されたプレート境界型地震や内陸直下型地震による18観測点における水平2成分の合計36成分を対象としており、Northridge地震や兵庫県南部地震のようにパルス状の地震動によって大きな応答が生じるものに特に着目して選定している。

解析対象とした道路橋示方書³⁾に基づいて設計されたI種地盤上のB種の橋を支持するRC橋脚の諸元を表-2に示す。本研究では、RC橋脚の地震応答への地震動特性の影響を検討することを主目的としたため、解析対象は、橋軸方向(降伏変位0.033m)のみとした。RC橋脚の非線形応答は、水平荷重－水平変位関係をバイリニア型の武田モデルでモデル化し、減衰定数 $\eta=0.05$ として評価した。

3. 地震動の振幅特性と位相特性を反映した地震動強度指標の提案

(1) 群遅延時間に基づく地震動の位相特性の抽出

本研究では、地震動の位相特性として、参考文献2)でも検討されている角振動数 ω の関数である群遅延時間 $t_{gr}(\omega)$ を用いる。群遅延時間は、離散フーリエ変換で得

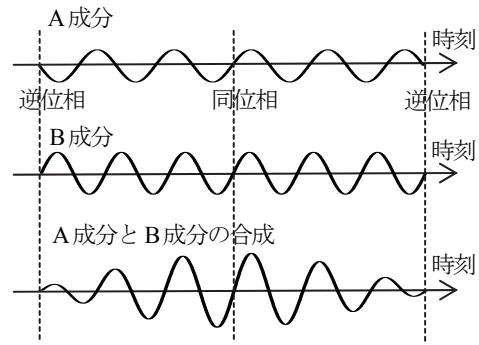
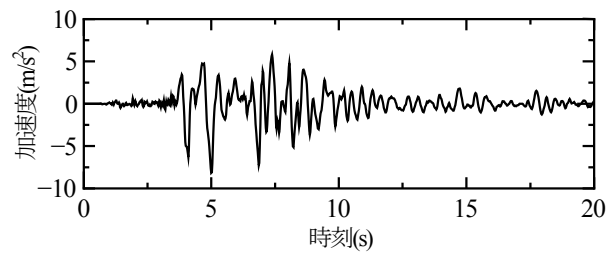
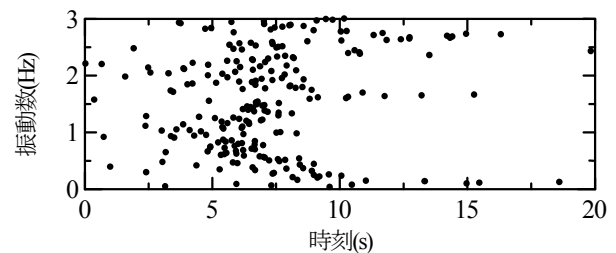


図-1 同位相となる群遅延時間に対応した時刻において地震動の振幅が大きくなるイメージ図



(a) 加速度時刻歴



(b) 群遅延時間分布

図-2 兵庫県南部地震・JMA神戸海洋気象台記録NS成分

られたフーリエ位相 θ の角振動数 ω 軸上の傾きとして、式(1)のように定義される。

$$t_{gr}(\omega_j) = -\frac{\theta_{j+1} - \theta_j}{\Delta\omega} \quad (1)$$

ここで、時刻 t_{gr} において隣合う j 次と $(j+1)$ 次の振動成分波の位相が等しいとした式(2)を変形すると、式(1)が得られることに着目する。

$$\omega_j t_{gr} + \theta_j = \omega_{j+1} t_{gr} + \theta_{j+1} \quad (2)$$

すなわち、式(2)が示すように、群遅延時間は、その物理的な意味合いとして、図-1に示すように、隣合う振動成分波が同一の位相となり、互いの成分波が強め合う時刻を表すと考えることができる。例として、1995年兵庫県南部地震・神戸海洋気象台記録NS成分を対象として、加速度時刻歴とその群遅延時間分布を図-2に示す。地震動の主要動の位置およびその広がり群遅延時間分布とよく対応していることが確認される。

このように、群遅延時間の分布性状は、各振動成分にの加速度振幅が卓越する時間の広がりに対応する。この

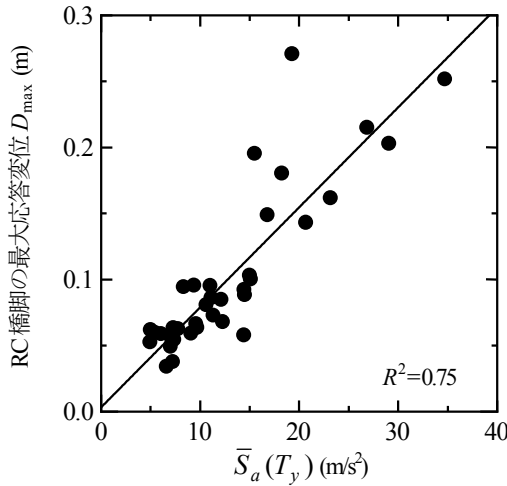


図3 $\bar{S}_a(T_y)$ と RC 橋脚の最大応答変位 $D_{\max}$ の関係

群遅延時間分布がある時刻帯に密に分布しているほど、同時刻帯において各成分の位相が同様の値となり、各成分が互いに強め合い、加速度振幅が大きくなることが式(2)やイメージ図を示した図-1から確認される。

(2) 地震動の振幅特性と位相特性を反映した地震動強度指標の提案

RC橋脚の非線形地震応答を考える場合、地震応答に伴って降伏剛性に対応する降伏時固有周期 T_y から時系列で徐々に長周期化する。本研究では、一般的な靱性率4程度のRC橋脚の降伏から終局に至る地震応答性状を評価することを念頭に、降伏時固有周期 T_y からその2倍の固有周期の範囲における弾性応答加速度($h=0.05$)を平均化することにより、非線形応答への影響を考慮することとした。個々のRC橋脚における変形性能の違いをあえて考慮に入れず、一律、降伏時固有周期の2倍までを対象としたのは、地震時の広域被害把握も念頭に、それぞれの構造物の変形性能の違いまでは考慮せず、降伏時固有周期のみをパラメータとして評価する方針としたためである。

以上を踏まえて、主に地震動の振幅特性を反映させた地震動強度指標の成分として、当該固有周期帯における平均弾性応答加速度 $\bar{S}_a$ を式(3)により求める。

$$\bar{S}_a(T_y) = \frac{1}{T_y} \int_{T_y}^{2T_y} S_a(T) dT \quad (3)$$

式(3)で評価される平均弾性応答加速度と対象RC橋脚の最大応答変位の関係を回帰直線とともに図-3に示す。

続いて、弾性応答加速度だけでは十分に反映できない地震動の位相特性の影響を地震動強度指標へと反映させることを考える。前記したように、ある程度以上、群遅延時間が構造物の応答が大きく生じる時刻に密集して分

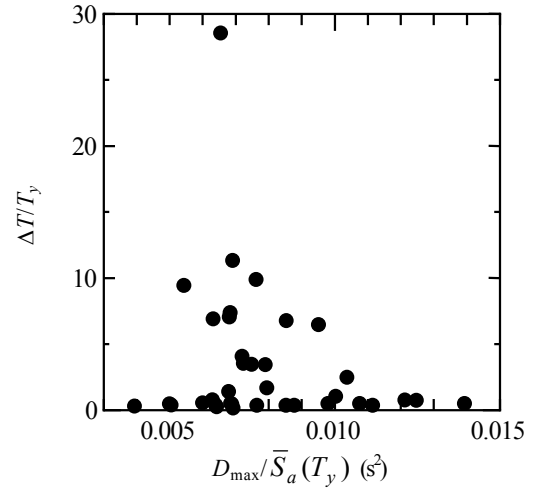


図4 $D_{\max}/\bar{S}_a(T_y)$ と $\Delta T/T_y$ の関係

布していれば、式(3)で表される平均弾性応答加速度だけからは推定できないほど、大きな地震応答が生じると考えられる。一方で、群遅延時間がばらついて分布している場合には、群遅延時間で表される位相特性が構造物の地震応答にはあまり影響を及ぼさないと推察される。

そこで、構造物の地震応答が卓越する時刻帯として、従来、弾性加速度応答スペクトル算定時に活用されていない構造物に最大応答加速度が生じる時刻に着目する。具体的には、固有周期 T_y から $2T_y$ の範囲で最大応答加速度が生じる時刻帯に着目し、その時刻帯内における群遅延時間の標準偏差により、地震応答が卓越する時刻帯における群遅延時間分布のばらつきの程度を定量化する。すなわち、固有周期 T_y から $2T_y$ の範囲で最大応答加速度が生じる時刻の最小値と最大値がそれぞれ $t_{sa,\min}$ 、 $t_{sa,\max}$ である場合に、当該時刻帯内における周期 T_y から $2T_y$ の範囲の群遅延時間の標準偏差 $\sigma_{igr}(T_y)$ を式(4)により算定する。

$$\sigma_{igr}(T_y) = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{T_y \leq T \leq 2T_y} \{t_{gr}(T) - \mu_{igr}\}^2} \quad (4)$$

$$(t_{sa,\min} \leq t_{gr}(T) \leq t_{sa,\max})$$

ここに、 N は、着目した周期帯および時刻帯における振動数成分の成分数であり、 μ_{igr} は同周期帯、時刻帯における群遅延時間 t_{gr} の平均値であり、式(5)により算定される。

$$\mu_{igr} = \frac{1}{N} \sum_{T_y \leq T \leq 2T_y} t_{gr}(T) \quad (5)$$

$$(t_{sa,\min} \leq t_{gr}(T) \leq t_{sa,\max})$$

最終的に用いる群遅延時間の標準偏差に関する情報は、式(6)のように、式(4)で得られる標準偏差を降伏時固有周期 T_y で正規化し、無次元量として評価する。これによ

り，1周期当たりにおける群遅延時間のばらつきの程度を評価できることになる。

$$\bar{\sigma}_{igr}(T_y) = \frac{\sigma_{igr}(T_y)}{T_y} \quad (6)$$

式(3)で評価される平均弾性応答加速度だけでは評価できない最大応答変位と式(6)で表される固有周期 T_y で正規化された群遅延時間の標準偏差の関係を今回の検討で対象とした地震動群に対して算定するに際して，まず，地動最大加速度が生じる時刻と対象橋脚に最大応答変位 $D_{\max}$ が生じる時刻の差 ΔT を降伏時固有周期 T_y で除して正規化した $\Delta T/T_y$ と， $D_{\max}/\bar{S}_a(T_y)$ の関係を図-4に示す。

図-4から分かるように，式(3)で評価される平均弾性応答加速度だけでは評価できない最大応答変位が生じるような横軸の値が大きい場合は， $\Delta T/T_y$ が1以下，すなわち，地動最大加速度が生じる時刻と構造物の非線形応答が最大となる時刻の差が固有周期の1倍以下の時間差で生じていることを示している。その一方で，横軸の値が小さい場合には， $\Delta T/T_y$ の値は， $D_{\max}/\bar{S}_a(T_y)$ だけでは十分に説明できず，大きくばらついている。そこで，以下では， $\Delta T/T_y$ が1以下で， $D_{\max}/\bar{S}_a(T_y)$ および $D_{\max}$ が大きい地震動における群遅延時間の応答への影響と，それ以外の地震動における群遅延時間の応答への影響を区別して扱う。

図-5に示すのは， $\Delta T/T_y$ が1以下で， $D_{\max}/\bar{S}_a(T_y)$ および $D_{\max}$ が大きい地震動に対する群遅延時間の非線形応答への影響である。図から明らかなように，Rinaldi, RRS228成分，JR鷹取駅NS成分など，表-3に示す地震動に対しては，正規化した群遅延時間の標準偏差が構造物の最大応答変位に明確な影響を及ぼしており，その正規化した群遅延時間の標準偏差と最大応答変位／平均弾性応答加速度の関係については線形関係が認められる。

次に，図-5に示した地震動以外について，図-5と同様の関係をまとめたものを図-6に示す。図-5とは対照的に，群遅延時間の標準偏差と，構造物の応答との間に明確な関係は認められず，本研究では，これらの関係は，群遅延時間の分布特性だけでは評価できないものとして，図-6に示した平均値を一定値として用いて評価する。なお，この平均値およびモデル化に関しては，より多くの地震動群を用いた検討が必要であり，その検討は今後の課題である。

以上のように，地震動の位相特性が応答に及ぼす顕著な影響の有無によって区別して，群遅延時間の標準偏差を評価した結果を用いて，最終的に，提案する地震動強度指標 I_{NL} を式(7)のように定量化する。

$$I_{NL}(T_y) = \bar{S}_a(T_y) \cdot \bar{\sigma}_{igr}(T_y) \quad (7)$$

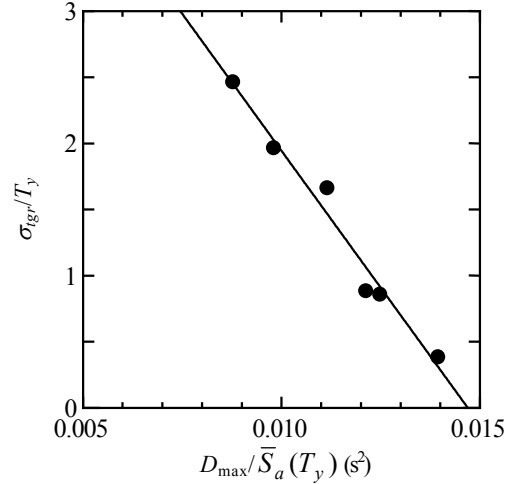


図-5 位相特性が構造物の応答に顕著な影響を与える場合の $D_{\max}/\bar{S}_a(T_y)$ と σ_{igr}/T_y の関係

表-3 位相特性が地震応答に顕著な影響を及ぼす地震動

地震名	観測点	成分	$D_{\max}/\bar{S}_a(T_y)$
Northridge地震	Rinaldi	RRS228	1.40×10^{-2}
兵庫県南部地震	JR 鷹取駅	NS	1.25×10^{-2}
新潟県中越地震	K-NET 十日町	NS	1.21×10^{-2}
東北地方太平洋沖地震	K-NET 日立	NS	1.12×10^{-2}
兵庫県南部地震	JMA 神戸海洋気象台	NS	9.82×10^{-3}
兵庫県南部地震	JMA 神戸海洋気象台	EW	8.80×10^{-3}

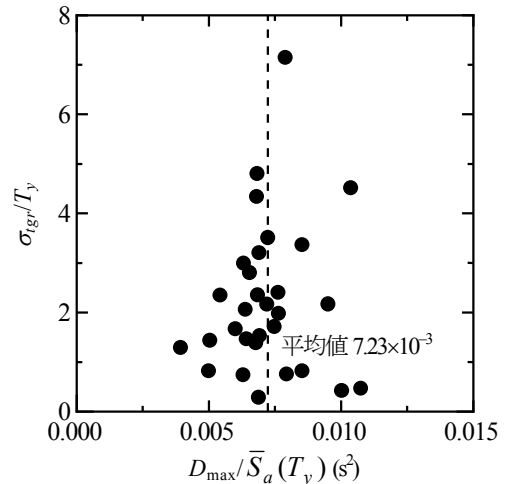


図-6 位相特性と構造物の応答との間に関係が認められない場合の $D_{\max}/\bar{S}_a(T_y)$ と σ_{igr}/T_y の関係

4. 地震動強度指標とRC橋脚の最大応答変位の関係

式(7)で定量化される提案地震動強度指標とRC橋脚の最大応答変位の関係について，既往の地震動強度指標と

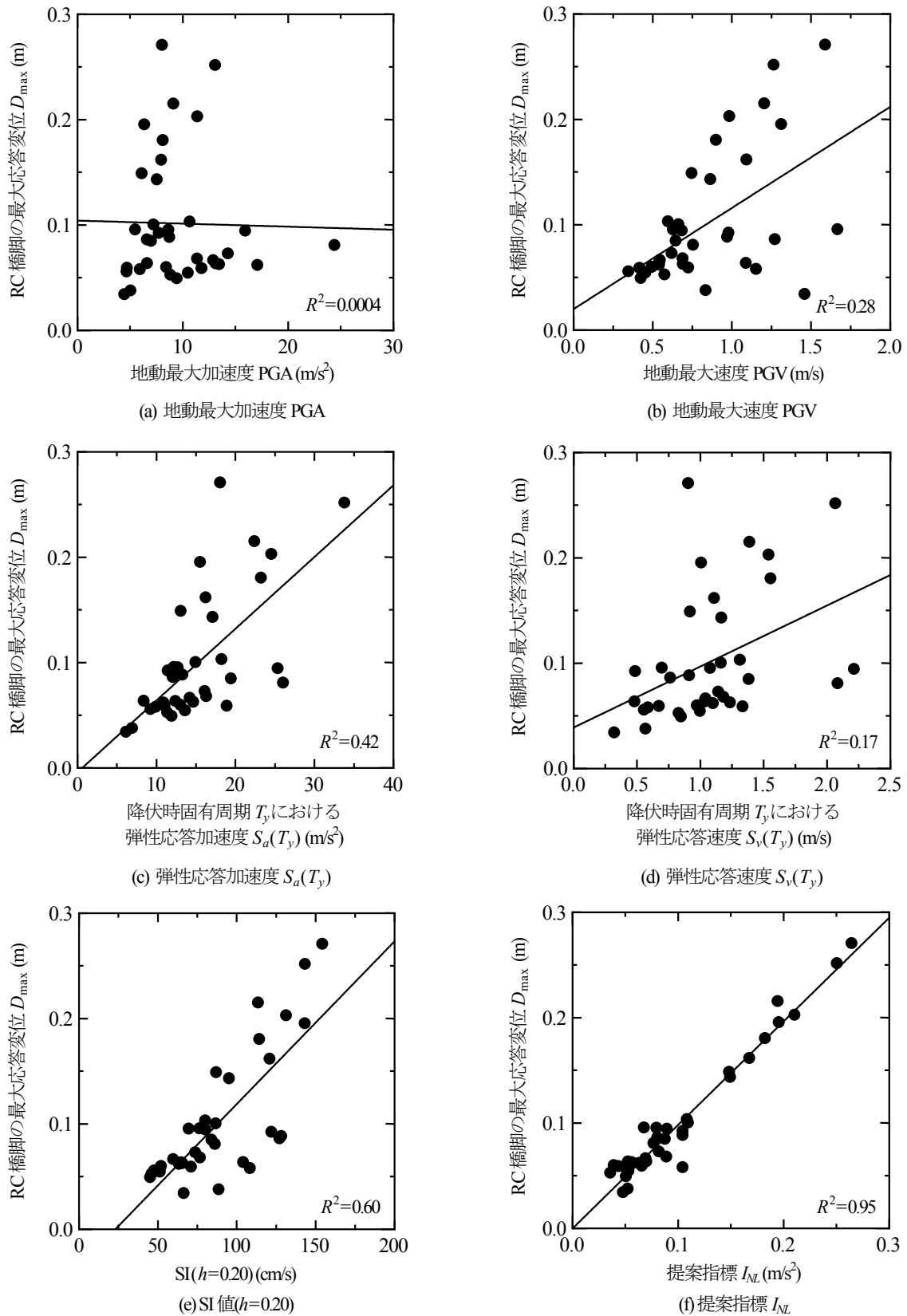


図-7 地震動強度指標とRC橋脚の最大応答変位の関係

して、地動最大加速度PGA、地動最大速度PGV、降伏時固有周期 T_y における弾性応答加速度 $S_a(T_y)$ および弾性応答速度 $S_v(T_y)$ 、SI値($h=0.20$)とともに、回帰直線と合わせ

て図-7に示す。

従来からよく指摘されているように、入力地震動加速度の単なる最大値に過ぎず、構造物の応答特性が反映さ

れていない地動最大加速度PGAを指標とした場合には、構造物の応答変位との相関は極めて低いが、地動最大速度PGVや降伏時固有周期における弾性応答特性を指標とすると、やや相関性が高くなっている。さらに、SI値の場合には、決定係数が0.62と大幅に改善するものの、地震動に対して1つの値として定まる利点はある一方で、特定の固有周期の構造物の応答を評価するには、まだばらつきの介在の影響は避けられない。図-3に既に示した平均弾性応答加速度を指標とした場合には、決定係数が0.75と改善しているが、提案指標では、弾性応答加速度の平均値だけでは十分に説明できない位相特性の非線形応答への影響を反映させることで、応答塑性率が9程度の場合を含めて、決定係数が0.95と、地震動強度と構造物の最大応答変位の関係がほぼ一直線の関係で評価されることが確認できる。

このように、群遅延時間の情報を適切に活用することで、地震動の位相特性が構造物の地震応答に及ぼす影響を明確化した上で、非線形応答の推定精度を大きく改善できる余地がある。今後も、構造物の地震応答がいかなる地震動特性に左右されているのか、今回の検討結果を一つの手掛かりとして、より多様な地震動、より多くの固有周期を変化させた構造物に対して、検討を深めていくことが必要不可欠である。

5. まとめ

構造物の非線形最大応答変位と良好に対応した地震動強度指標の構築に向けた基礎的研究として、本研究では、地震動の振幅特性を弾性応答加速度の平均値として定量化した上で、構造物の非線形応答に大きな影響を及ぼす地震動の位相特性についても、構造物の応答への影響を整理した上で、地震動強度指標へと取り込むことを試みた。本研究で対象とした強震記録群、RC橋脚のモデルは限定的なものであり、今後、更なる検討が必要不可欠であるが、本研究で得られた知見は、以下のようにまとめられる。

- 1) 構造物の非線形地震応答に影響を及ぼす降伏時固有周期からその2倍の範囲の弾性応答加速度を平均化して、地震動の振幅特性と構造物の非線形最大応答変位に関する基本的特性を評価した。さらには、弾

性応答加速度の平均値では評価できない、地震動の位相特性が構造物の非線形応答に及ぼす影響を検討した結果、地震動の位相特性が顕著に非線形応答に影響を及ぼす地震動群に対しては、上記の固有周期帯において弾性応答加速度の最大値が生じる時刻帯内での群遅延時間の標準偏差と最大応答変位／平均弾性応答加速度の関係に良好な線形関係が認められた。なお、最大応答変位／平均弾性応答加速度が相対的に小さい場合には、群遅延時間の標準偏差と最大応答変位／平均弾性応答加速度の関係には明確な関係は認められなかったことから、最大応答変位／平均弾性応答加速度の平均値でモデル化を行った。

- 2) 地震動の位相特性が構造物の非線形応答に及ぼす影響に関する検討結果に基づいて、構造物の非線形応答に影響を及ぼす周期帯における地震動の振幅特性と位相特性を反映した地震動強度指標を提案し、構造物の最大応答変位との関係について、既往の地震動強度指標を用いた場合と比較した。その結果、既往の指標では、最大応答変位との相関性が低いが、提案指標を用いると、最大応答変位と提案地震動強度指標による指標値の関係は決定係数が0.95と極めて良好の対応関係を示すことを確認した。

謝辞：本研究の一部は、科学研究費若手研究(B)(課題番号：24760360、研究代表者：松崎裕)および(公財)前田記念工学振興財団の研究助成により実施されました。また、防災科学技術研究所K-NETおよびKiK-net、気象庁、米国太平洋地震工学センターPEERのNGAデータベースによる強震記録群を使用しました。ここに記して関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) Yakut, A. and Yilmaz, H.: Correlation of Deformation Demands with Ground Motion Intensity, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 134, No. 12, pp. 1818-1828, 2008.
- 2) 坂井公俊、室野剛隆：位相特性の変化が構造物の非線形応答に与える影響把握のための基礎的検討，土木学会論文集 A1, Vol. 68, No. 4, pp. I_67-I_78, 2012.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善出版，2012.

IMPROVEMENT OF SEISMIC INTENSITY MEASURE BASED ON PHASE PROPERTIES OF GROUND MOTIONS

Hiroshi MATSUZAKI, Kohei KASAHARA and Motoyuki SUZUKI

It is necessary for seismic intensity measures to be in good agreement with the peak response of structures. However, there are large uncertainties in estimating the peak response based on existing seismic intensity measures. Phase properties based on group delay time as well as amplitude properties of ground motions were considered to quantify a new seismic intensity measure. As a result, uncertainties in estimating the peak response displacement of structures were greatly reduced by considering phase properties of ground motions.