

RC 橋脚の非線形応答特性を反映させた地震動強度指標の提案

東北大学	学生会員	○笠原 康平
東北大学	正会員	松崎 裕
東北大学	フェロー会員	鈴木 基行

1. はじめに

従来、地震による構造物の被災率の評価、構造物の耐震安全性評価や交通機関の運転規制の判断に用いる地震動強度指標としては、地表最大加速度等の地震動の最大振幅、計測震度、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、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かった。弾性加速度応答スペクトルが等しい地震動時刻歴であっても、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おり¹⁾、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適切に反映させられると考えられる。

そこで、本研究では、非線形最大応答変位をより精緻に推定できる地震動強度指標を提案するとともに、既往の強震記録群を用いた動的解析および RC 橋脚模型の振動台実験により、提案した地震動強度指標に基づく RC 橋脚の非線形最大応答変位の推定精度に関する基礎資料を得ることを目的とする。

2. 構造物の非線形応答特性を反映した地震動強度指標

(1) 地震動の振幅特性と位相特性を考慮した地震動強度指標

構造物の非線形応答特性を反映させるため、地震動の振幅特性と位相特性を考慮した式(1)の指標 I_{NL} を提案する。

$$I_{NL}(T_y) = \overline{S_a}(T_y) \cdot \overline{\sigma}_{igr}^\alpha(T_y) \quad (1) \quad \overline{S_a}(T_y) = \frac{1}{T_y} \int_{T_y}^{2T_y} S_a(T) dT \quad (2)$$

$$\overline{\sigma}_{igr}(T_y) = \frac{\sigma_{igr}(T_y)}{T_y} = \frac{1}{T_y} \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{T_y \leq T \leq 2T_y} \{t_{gr}(T) - \mu_{igr}\}^2} \quad (3) \quad \mu_{igr} = \frac{1}{N} \sum_{T_y \leq T \leq 2T_y} t_{gr}(T) \quad (4)$$

ここに、 $\overline{S_a}$ は構造物の降伏時固有周期 T_y から $2T_y$ の範囲の固有周期 T における加速度応答スペクトル $S_a(T)$ の平均値、 $\overline{\sigma}_{igr}$ は同固有周期帯における群遅延時間 t_{gr} の標準偏差を降伏時固有周期 T_y で除した値、 N は同固有周期帯における成分数、 α は定数である。つまり、提案指標は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応答加速度の平均値と、同周期帯に対応する成分波の継続時間を支配する群遅延時間の標準偏差の両者を反映した指標である。

(2) 定数 α の同定方法

位相特性の影響を考慮するための定数 α については、非線形最大応答変位と整合するように同定する。具体的には、防災科学技術研究所の K-NET および KiK-net と気象庁の強震観測網で近年観測された強震記録を収集し、振幅特性や位相特性の異なる合計 102 波形の水平方向地震動を用いて武田モデルに基づく非線形時刻歴応答解析を行い、非線形最大応答変位 D_{max} が式(5)を満たすような定数 A と α の組み合わせを回帰分析に基づいて同定する。

$$D_{max} = A \cdot I_{NL} \quad (5)$$

(3) 既往の地震動強度指標との比較

提案指標 I_{NL} と非線形最大応答変位との関係を確認するため、解析対象として参考文献²⁾に記載の RC 橋脚を用いて、既往の指標との比較を行った。図-1 は、地表最大加速度、計測震度、降伏時固有周期における弾性応答加速度(減衰定数 5%)、SI 値(減衰定数 20%)、提案指標 I_{NL} を横軸に、非線形時刻歴応答解析から求められる最大応答変位を縦軸にとり、各指標と最大応答変位の相関性を示したものである。それぞれの決定係数 R^2 値は、地震動の振幅情報のみが考慮された地表最大加速度および計測震度が指標の場合には 0.4 を下回る非常に低い相関性を示したのに

キーワード：地震動強度指標、位相特性、RC 橋脚、非線形応答、動的解析、振動台実験

連絡先：〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 6-6-06 TEL：022-795-7449 FAX：022-795-7448

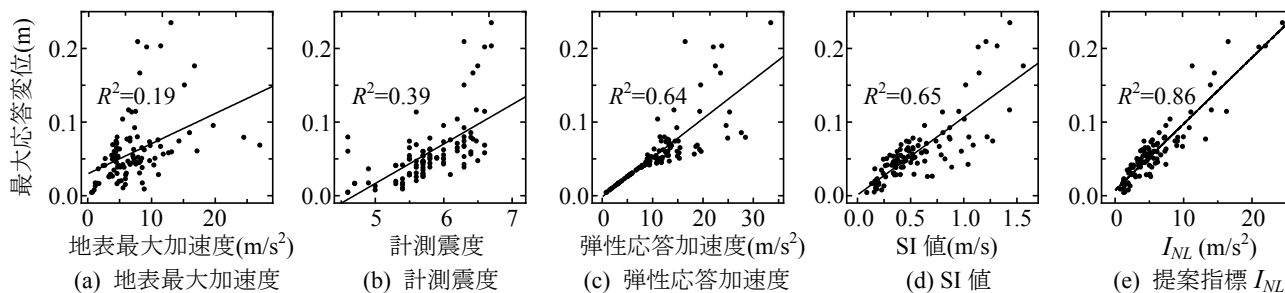


図-1 地震動強度指標と最大応答変位の関係

対し、構造物の弾性応答特性を考慮した弾性応答加速度および SI 値では 0.65 程度を示しており、改善が図られている。構造物の非線形地震応答特性を反映した提案指標 I_{NL} では、決定係数が 0.86 とさらに高い相関性を示しており、構造物の非線形最大応答変位によく対応していることが確認される。

3. 振動台実験による検証

(1) RC 橋脚模型の諸元および加振条件

振動台実験に用いた RC 橋脚模型の断面図を図-2 に示す。断面寸法の異なる 2 種類の橋脚模型を 2 体ずつ、計 4 体作製した。軸方向鉄筋と帯鉄筋ともに D6 を用いている。以降、断面高さ 100mm と 80mm の供試体をそれぞれ H-100、H-80 と呼称する。H-100 は降伏

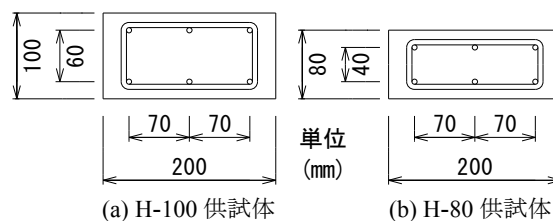


図-2 橋脚模型の断面図

時固有周期 0.13 秒、降伏変位 4.7mm であり、H-80 は降伏時固有周期 0.19 秒、降伏変位 7.0mm である。フーチング上面から地震時慣性力作用位置までの距離は、H-100 が 700mm、H-80 が 765mm である。H-100 および H-80 のそれぞれに対して、1995 年兵庫県南部地震における JMA 神戸海洋気象台記録 NS 成分と JR 鷹取駅記録 EW 成分を入力地震動とした。なお、相似則を考慮して、地震動の時間軸は観測記録に対して 0.25 倍に縮小して入力している。

(2) 提案指標に基づく推定最大応答変位と振動台実験で得られた最大応答変位の比較

振動台実験で得られた最大応答変位(応答塑性率 2~4 程度)と指標 I_{NL} から推定される最大応答変位の関係を表-1 に示す。振動台実験においても、最大応答変位の実験値/推定値は図-1(e)に示したばらつきの範囲内に収まっており、指標 I_{NL} は構造物の非線形最大応答変位によく対応した地震動強度指標であることが確認できる。

表-1 振動台実験による最大応答変位と指標 I_{NL} から推定される最大応答変位の比較

供試体	入力地震動*	振動台実験による 最大応答変位(mm)	指標 I_{NL} から推定される 最大応答変位(mm)	実験値/推定値
H-100	JMA 神戸海洋気象台記録 NS 成分(150%)	21.4	15.8	1.36
	JR 鷹取駅記録 EW 成分(150%)	9.42	9.42	1.00
H-80	JMA 神戸海洋気象台記録 NS 成分(100%)	16.2	13.5	1.19
	JR 鷹取駅記録 EW 成分(100%)	19.7	14.7	1.35

*各入力地震動の括弧内に記載の数値は、入力地震動振幅の原波形に対する増幅率を表す。

4. まとめ

RC 橋脚の非線形地震応答特性を反映させるために、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して加速度応答スペクトルの平均値、位相特性として群遅延時間の標準偏差の両者を考慮した新たな地震動強度指標を提案した。さらには、強震記録群を用いた動的解析および振動台実験による検討結果に基づいて、既往の指標に比較して、提案指標はより精緻に RC 橋脚の非線形最大応答変位を推定できることを示した。

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)および東北大学災害科学国際研究所特定プロジェクト研究(研究代表者：鈴木基行)の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、気象庁により観測された強震記録を使用しました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 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.
- 社団法人 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，丸善出版，1997.