

群遅延時間を用いたタイプ2 模擬地震動による RC 橋脚の耐震性能評価

武蔵工業大学工学部 土木工学科 学生会員 遠藤昭彦
 武蔵工業大学工学部 土木工学科 学生会員 岩本 篤
 武蔵工業大学工学部 土木工学科 正会員 吉川弘道

1. はじめに

道路橋示方書（以下、道示）では動的解析に3波形程度を用いること²⁾を推奨しているが、地震動のランダム性を考慮すると十分な数とは言い難い。そこで本研究では、地震動の位相特性を表現する指標の一つである群遅延時間に着目し、実地震動の位相特性を反映した模擬地震動を作成した。さらに作成した複数の模擬地震動により RC 単柱式橋脚に対し動的解析を行い、応答変位のばらつきを考慮した耐震性能評価を定量的に行った。

2. 群遅延時間を用いた模擬地震動の作成

位相角 f を円振動数 ω で微分した群遅延時間 t_{gr} を平滑化することにより求まる平均群遅延時間 m_{gr} 、分散群遅延時間 s_{gr}^2 は、それぞれ成分波群の重心位置と継続時間に対応していることが知られている¹⁾。本解析では、実地震動の m_{gr} 、 s_{gr}^2 を同定することにより、実地震動の位相特性を考慮した模擬地震動を作成した。

・作成手法（図1）

位相特性は、実地震動から抽出するものとし、 t_{gr} から m_{gr} および s_{gr} を算出した。振動数区間別に t_{gr} 方向に正規乱数を発生させ t_{gr} を求め、積分することで位相角 f およびフーリエ位相スペクトル $f(\omega)$ が得られる。

振幅特性は、目標スペクトル S_{At} から設定できる³⁾。非減衰速度応答スペクトル $S_{Vh=0}$ とフーリエスペクトル $F(\omega)$ が近似していることより、 $S_{Vh=0}$ を初期のフーリエスペクトル $F'(\omega)$ と仮定する³⁾。 $F'(\omega)$ と $f(\omega)$ から模擬地震動を合成し、同波の応答スペクトル S_A を算出する。道示の設計用標準加速度応答スペクトル（種地盤，減衰定数5%²⁾）を目標スペクトル S_{At} とし、 S_A と S_{At} との比が許容誤差5%以内³⁾に収束するまで $F(\omega)$ を補正する。以上のように振幅調整した波形を、スペクトル適合波という。

本手法により、 S_A が一定、かつ位相特性のモデル化および t_{gr} の正規乱数発生により、地震動のランダム性と非定常性の双方を同時に表現することができる。

・解析結果

解析例として、JMA KOBE-NS 成分の模擬地震動を作成した。図2よりタイプ2地震動の特徴であるキラー・パルスが再現されており、最大加速度は752Galとなった。また図3より、応答スペクトルが目標スペクトルに近似しているスペクトル適合波であることが確認できる。

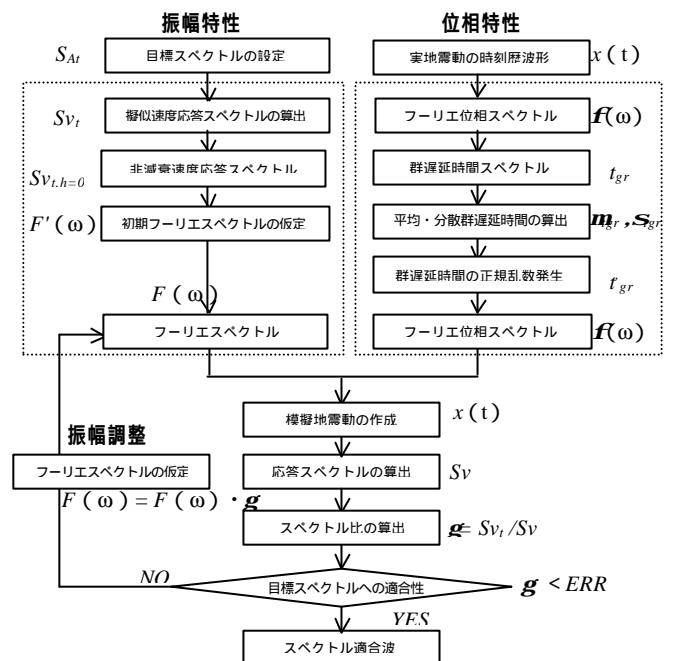


図1 模擬地震動作成フロー

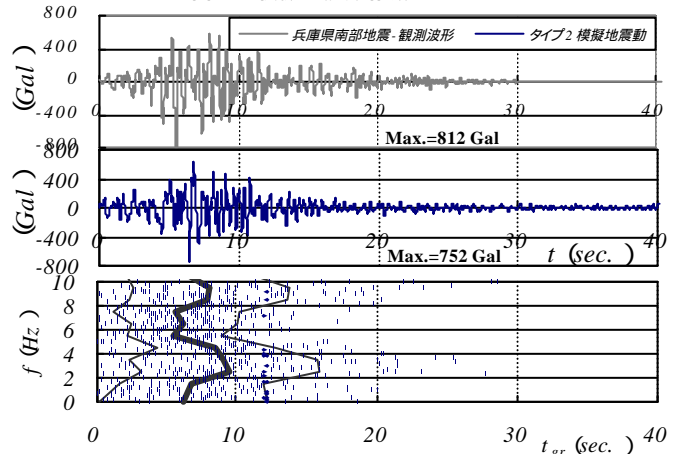


図2 時刻歴波形および群遅延時間

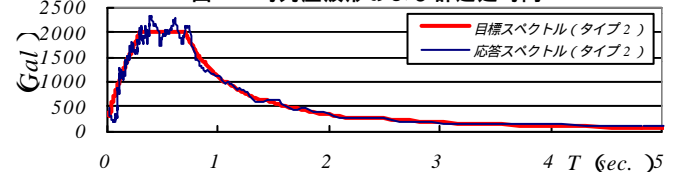


図3 模擬地震動の応答スペクトル

Key words : RC 単柱式橋脚, タイプ2 地震動, 群遅延時間, 非線形動的応答解析, 耐震性能評価

連絡先: 東京都世田谷区玉堤 1 丁目 28 番 1 号 TEL:03-3703-3111 内線(3241) FAX:03-5707-1165

3. 対象 RC 橋脚の耐震性能評価

・入力地震動

道示の動的解析用標準記録波形（種地盤・タイプ2地震動3波）を用い、各地震動に対し30波、合計90波の模擬地震動を作成し、これらを入力地震動とした。

・対象橋脚の諸元

阪神・淡路大震災において被害を受けた丸単柱式橋脚⁴⁾（以下、丸単柱）と、震災後の復旧仕様に準じて設計された角単柱式橋脚⁵⁾（以下、復旧角単柱）を対象橋脚とした。部材解析結果を表1に示す。

・非線形動的応答解析

作成した模擬地震動を橋脚の基部に直接入力し、非線形動的応答解析プログラム *Dyna2e* により動的応答解析を行った。解析結果の最大応答変位 d_{resp} を降伏変位 d_y で除すことにより最大応答塑性率 m_{esp} を算出した。そのヒストグラムを図4に示す。

構造物の非線形挙動は応答値が大きくなるほど地震波の非定常性の影響を受けるとされている⁶⁾。丸単柱が復旧角単柱よりも m_{esp} が大きいとともに、ばらつきも大きくなっていることが確認できる。

・超過確率の算定

複数のスペクトル適合波を入力値とする1質点系のRC単柱式橋脚の m_{esp} は正規分布にしたがうという研究⁶⁾から対象橋脚別に m_{esp} の平均値と標準偏差を算定し、正規分布を導入した(図5)。また、応答値 m_{esp} が橋脚の部材特性 $m_{esp}=1$ 、 m_t 、 m_u を超える正規分布の面積を超過確率 $P(m_{esp}=1)$ 、 $P(m_t)$ 、 $P(m_u)$ とした。

・対象橋脚の耐震性能評価

図6より、丸単柱では終局以上の致命的な損傷を生じる可能性が非常に高くなっている。

一方、復旧角単柱は、主鉄筋の降伏生じるものの韌性率以下の「限定された損傷にとどめる」というレベル2地震動²⁾に対する目標耐震性能基準²⁾を満たす結果が得られた。

4. まとめ

実地震動の位相特性を反映した模擬地震動を作成し、複数の模擬地震動を用いて対象 RC 橋脚に非線形動的解析を実行することにより、部材特性の異なる2橋脚の保有する耐震性能を定量的に評価することができた。

【参考文献】

- 1) 羅休, 室野剛隆, 西村昭彦: 群遅延時間を用いた適合波の作成とその非定常性が弾塑性応答へ及ぼす影響, 第10回日本地震工学シンポジウム, pp.637-642, 1998
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 耐震設計編, 1992
- 3) 大崎順彦: 新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版社, 1995
- 4) JCI近畿支部: 土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会 中間報告書, 1995
- 5) 日本道路協会: 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)
- 6) 岩本篤: 鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能評価に関する解析手法の提案, 武蔵工業大学大学院修士論文, 2000

表1 対象橋脚の部材解析結果

(a) 丸単柱			(b) 復旧角単柱				
降伏水平耐力 P_y (MN)	2.58	許容変位 (タイプ1) δ_a (cm)	6.47	降伏水平耐力 P_y (MN)	6.91	許容変位 (タイプ2) δ_a (cm)	11.53
降伏変位 δ_y (cm)	3.58	許容変位 (タイプ2) δ_a (cm)	9.37	降伏変位 δ_y (cm)	3.08	許容塑性率 (タイプ1) m (-)	2.37
終局水平変位 P_u (MN)	3.75	許容塑性率 (タイプ1) m (-)	1.81	終局水平変位 P_u (MN)	9.26	許容塑性率 (タイプ2) m (-)	3.75
終局変位 δ_u (cm)	12.26	許容塑性率 (タイプ2) m (-)	2.62	終局変位 δ_u (cm)	15.76	等価固有周期 T_{EQ} (sec.)	0.6
質量 m (ton)	89.87	等価固有周期 T_{EQ} (sec.)	0.63	質量 m (ton)	149	等価重量 W (MN)	14.36
橋脚重量 W_p (MN)	5.05	等価重量 W (MN)	8.63	橋脚重量 W_p (MN)	15.19		

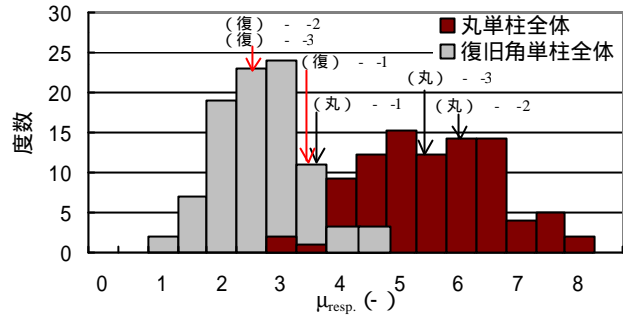


図4 非線形動的応答解析結果

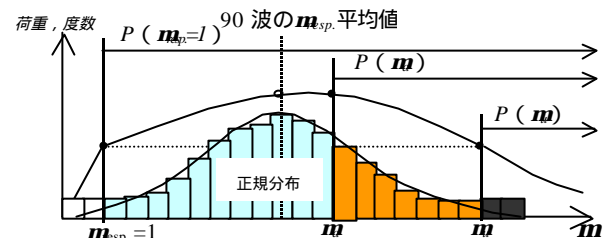
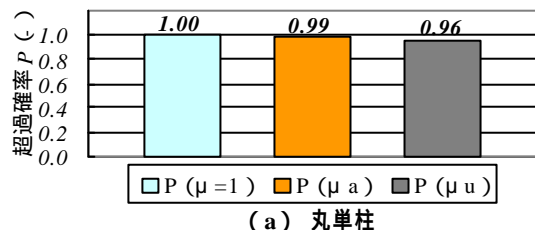
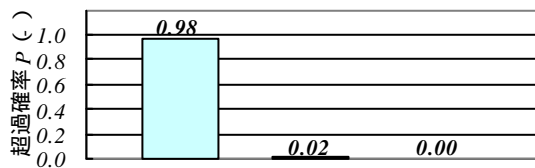


図5 超過確率の考え方



(a) 丸単柱



(b) 復旧角単柱

図6 対象橋脚の耐震性能評価