

構造物の非弾性応答を考慮した非定常地震動のシミュレーション

京大工学部 正会員 亀田弘行
住友金属 正会員 〇才村幸生

1. まえがき 構造物の動的耐震設計用入力地震動としては、実地震記録のほか、予想される統計的性質を備えた人工地震波が用いられる。人工地震波の作成に当っては、目標とする線形応答スペクトルを与えるなどの規範が用いられるが、構造物の破壊をも含めた耐震安全性を評価するためには、終局状態における構造物の応答特性を予測できることが必要である。そのために、弾塑性系の応答特性を平均的に再現するような地震動のシミュレーション法を提案した¹⁾。そこでは、定常確率過程と確定包絡線関数の積の形で地震動を表わし、等価な継続時間を定義することにより目標のシミュレーションモデルを得たが、シミュレーション誤差のばらつきがなお長周期系でかなり大きかった。この点を改良し、精度の良い人工地震波を得るため、非定常スペクトルを有するモデルを作成して良好な結果を得たので報告する。

2. シミュレーションモデル 人工地震波 $x(t)$ を次式のような非定常過程で表現する。

$$x(t) = \sum_{k=1}^m \sqrt{2G_x(t, \omega_k)} \Delta\omega \cdot \cos(\omega_k t + \phi_k) \quad (1)$$

ただし、 $G_x(t, \omega)$ は非定常パワースペクトル、 $\omega_k = 2\pi f_k + (k-1)\Delta\omega$ 、 $\Delta\omega = 2\pi(f_u - f_l)/(m-1)$ 、 ϕ_k は一様に分布するランダム位相角である。また、 $f_l = 0.07 \text{ Hz}$ 、 $f_u = 15.07 \text{ Hz}$ 、 $m = 251$ とした。

非定常パワースペクトル $G_x(t, \omega)$ を次式でモデル表示する。

$$\sqrt{G_x(t, \omega)} = \sqrt{G_x(t, 2\pi f)} = \begin{cases} 0; & t \leq t_s \\ \frac{\sigma_m(t-t_s)}{t_p} \exp\left(1 - \frac{t-t_s}{t_p}\right); & t > t_s \end{cases} \quad (2)$$

ただし、 $t_s = t_s(f)$ および $t_p = t_p(f)$ は時間パラメータ、 $\sigma_m = \sigma_m(f)$ は $\sqrt{G_x(t, 2\pi f)}$ の最大値で、いずれも振動数 f の関数である。 $t_s(f)$ および $t_p(f)$ を次のようにして定める。はじめに、実地震記録 $y(t)$ の非定常パワースペクトル $G_y(t, 2\pi f)$ をマルチフィルターを用いて²⁾ 算出する。 $G_y(t, 2\pi f)$ の値が最大値の ε 倍（ここでは $\varepsilon = 0.1$ とする）を初めて超える時刻を $t_s(f)$ とする。さらに、任意定数 β を導入し、次の関係を満足するように $t_p(f)$ と $\sigma_m(f)$ を求める。

$$\int_0^\infty \{G_x(t, 2\pi f)\}^{\frac{1}{2}} dt = A_0 = \int_0^\infty \{G_y(t, 2\pi f)\}^{\frac{1}{2}} dt, \quad \int_0^\infty t \{G_x(t, 2\pi f)\}^{\frac{1}{2}} dt = A_1 = \int_0^\infty t \{G_y(t, 2\pi f)\}^{\frac{1}{2}} dt \quad (3)$$

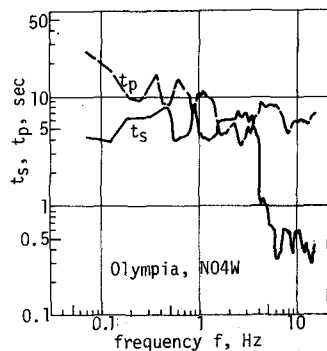


図-1 時間パラメータ t_s, t_p

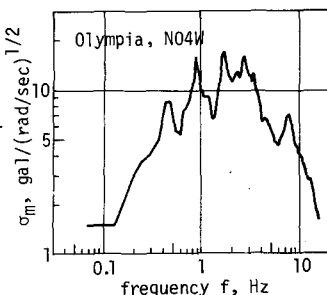


図-2 強度パラメータ σ_m

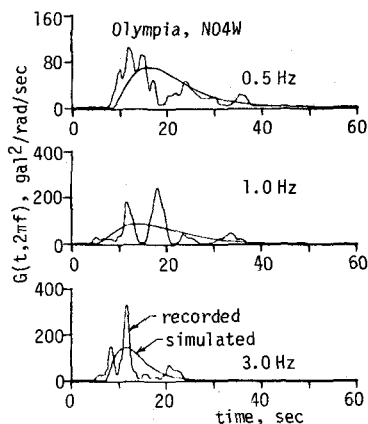


図-3 非定常パワースペクトル

式(3)に式(2)を用いると次の結果が得られる。

$$t_p(f) = n \frac{P(n+1)}{P(n+2)} \left(\frac{A_0}{A_1} - t_s \right), \quad \sigma_m(f) = \frac{n}{e} \left\{ \frac{P(n+2)}{P^2(n+1)} \frac{A_0}{A_1 A_0} - t_s \right\}^{\frac{1}{n}} \quad (4)$$

この段階ではパラメーター n の値は未定であるが、 $x(t)$ と $y(t)$ に対する非弾性応答が平均的に一致するよう n の値を定める。これは、筆者が用いた地震動の継続時間パラメーター³⁾と同様の意味を持つもので、 n の最適値を見い出すことにより、有用なシミュレーションモデルを得ることができる。文献¹⁾では、地震動全体の継続時間決定には $n=1 \sim 2$ が適当であることがわかったので、ここでは $n=1, 2$ の2つの場合について検討した。

3. 計算結果と考察 表-1の加速度記録に対し、各1個ずつ作成した人工地震波について、弾塑性系の応答解析を行い、与えられた靱性率 μ に対する降伏変形スペクトル V と全履歴エネルギー E を求めた。シミュレーションによる誤差を次式で表わす。

$$r_d = \ln(V_s/V_r), \quad r_e = \ln(E_s/E_r) \quad (5)$$

ただし、添字 s, r はそれぞれ人工地震波、実地震記録を表わす。

表-1 解析に用いた地震記録

計算結果の例を図-1～5に示した。
12個の記録に関する r_d, r_e の平均値と標準偏差は、 $n=1, 2$ とも $\mu=1 \sim 6$ で次のような範囲にあった。

No.	Site	Date Comp.	equivalent duration ³⁾ (sec)	max. acc. (gal)			total power ($10^5 \text{gal}^2 \cdot \text{sec}$)		
				recorded	simulated	recorded	simulated	recorded	simulated
1	El Centro	5-08-40	S00E 14.2	342	297	343	1.137x10 ⁵	1.708x10 ⁵	1.125x10 ⁵
2			S90W 19.3	210	237	236	0.806	0.802	0.822
3			N21E 16.8	153	146	157	0.340	0.353	0.347
4	Taft	7-21-52	S69E 15.4	176	156	185	0.369	0.389	0.392
5	Olympia	4-13-49	N04W 16.3	162	167	171	0.470	0.435	0.454
6			N86E 18.9	275	221	230	0.702	0.669	0.698
7	Pacoima	2-09-71	S16E 9.6	1055	889	922	4.818	5.219	5.332
8	Dam		S74W 9.4	1148	864	945	5.258	5.087	5.522
9	Orion	2-09-71	N00W 14.7	250	240	248	0.798	0.805	0.844
10	Blvd.		S90W 19.0	132	154	188	0.421	0.429	0.446
11			N21E 9.6	309	206	234	0.433	0.364	0.423
12	Castaic	2-09-71	N69W 12.1	265	213	255	0.617	0.560	0.631

$$|r_d|, |r_e| = -0.3 \sim 0.3, \quad \sigma_{r_d}, \sigma_{r_e} = 0.1 \sim 0.5$$

これより、上記のシミュレーション法により、原加速度記録から得られる弾塑性応答の性質をよく再現できると考えてよからう。表-1には、作成した人工地震波の最大加速度と全パワーも示したが、これによれば、両者とも $n=2$ の場合の方が原記録とよく対応している。本方法を更に発展させ、 t_s, t_p, σ_m のモデル化と精度の検討、それらと地震パラメーターや地盤条件との関係などを明らかにしていく予定である。

1) Kamesa, Ang, "Simulation of Strong Earthquake Motions for Inelastic Structural Response," 6thCEE, Jan., 1971, 2-149.

2) 鹿田: 地震地震動の非定常スペクトル解析法に関する一考察, 土木学会論文報告集, 235号, 昭.50.3, pp. 55-62.

3) 鹿田: 構造物の非弾性応答からみた地震動の等価継続時間の表現法, 土木学会全国大会, 昭.51.10, I-237.

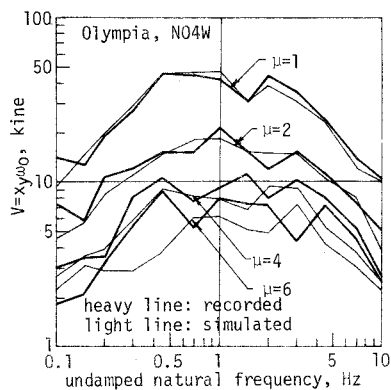


図-4 降伏変形スペクトル

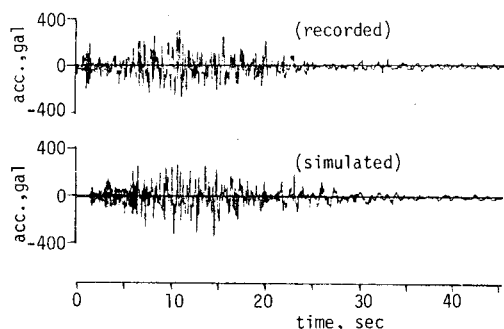


図-5 人工地震波の例 (Olympia, N04W)