

振動特性の異なる構造を連結させることによる 応答改善効果の不規則振動論的評価

京都大学工学研究科 学生員 〇日高 拳
京都大学防災研究所 正会員 高橋 良和
京都大学防災研究所 正会員 澤田 純男

1. はじめに

土木構造物の建設において考慮すべき荷重には地震荷重などが含まれる。地球内部に対する理解度は人工物である構造物よりも低く、地震などの構造物への外乱は、構造物の挙動に比べ大きな不確実性を持っていると考えざるをえない。東日本大震災を教訓として、地震作用の不確実性を認識した上で、その特性が想定と異なっても構造が大きく機能を失うことに至らない構造を目指す、「鈍構造」の考え方が高橋により提案されている¹⁾。そこで本研究の目的は、鈍構造を実現するためのひとつの方法と期待されている、構造特性を取って不均質にすることによる応答改善効果を、不規則振動論に基づき解析することである。

2. 応答改善効果

応答改善効果には「系全体の応答レベルの低下」が一般的に挙げられる。本研究ではこれに加え、「入力地震動の特性が変化しても、応答の特性の変動が小さいこと」を入力の不確実性に対する応答改善効果として新たに提案する。

3. 不規則振動論による応答解析

本研究では入力および応答に、一般性をもたせるために不規則振動論による検討を行う。n 自由度系の運動方程式は、モード解析により n 個の独立な微分方程式に分解できる。さらに不規則振動論により、定常確率過程における変位応答の自乗平均平方根(RMS 応答値)は以下のように求まる。

$$u(t)_{RMS} = \sqrt{E[u_k^2(t)]} = \sqrt{\sum_j \sum_i \phi_{kj} \phi_{ki} \gamma_{xj} \gamma_{xi} \int_{-\infty}^{\infty} H_j(\omega) H_i^*(\omega) S_f(\omega) d\omega} \quad (1)$$

一般に、固有モードの十分な分散や、減衰が小さい場合などでは式(1)の $j=i$ のみの項で近似することができるが、本研究では敢えて複数のモードの励起を促すた

め、モード間の連成の考慮が必要である。従って $j \neq i$ の項を含めた厳密解で検討する。また、入力特性(ω_f)の変化に対する応答の変動を検討するため、入力には以下で表現される、狭帯域入力特性をもつ金井・田治見スペクトルを用いる²⁾。

$$S_f(\omega) = S_0 \cdot \frac{\omega_f^4 + 4h_f^2 \omega_f^2 \omega^2}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4h_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \quad (2)$$

ここで、 h_f は 0.2 とし、 ω_f によらずパワーは一定とする。式(1)の積分は、留数定理を用いて展開した。

4. システムの特性の比較

本研究で使用するモデルを図-1 に示す。構造物の振動特性を変化させるために、各質点に質量を付加する(m_1, m_2, m_3)。このとき、「一次固有円振動数 ω_1 が等しいこと」を振動特性の異なる構造を比較する際の条件とし、 $m_1 = m_2 = m_3$ とした均質モデル(3A-U)と、そうではない不均質モデル(3A-1, 3A-2, 3A-3)を比較する。減衰型には、レイリー減衰を使用し、一次及び二次の減衰定数を 0.01 とする。

表-1 に選択した構造モデルのパラメータを、図-2 には以下で定義する質点座標の平均周波数応答関数を示す。

$$|H_{ave}(\omega)| = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |H_i(\omega)| \quad (3)$$

ここで、 $H_i(\omega)$ は i 点の質点座標における周波数応答関数である。刺激係数に関して、モデル 3A-U では一次のみの励起であるが、不均質モデルでは、高次の励起および一次の低下がみられる。

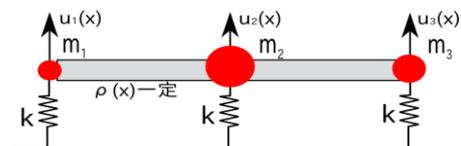


図-1 構造モデル

キーワード 鈍構造, 応答改善効果, 不規則振動論, 変動係数
連絡先 〒611-0011 宇治市五ヶ庄 京都大学防災研究所 TEL 0774-38-4069

表-1 構造モデルのパラメータ

Model		均質	不均質		
		3A-U	3A-1	3A-2	3A-3
付加質量	m_1	6.00	1.56	0.18	1.26
	m_2	6.00	2.26	7.70	6.04
	m_3	6.00	6.82	0.48	6.44
固有円振動数	ω_1	7.07	7.07	7.07	7.07
	ω_2	7.39	9.05	10.55	7.85
	ω_3	8.16	10.63	10.99	9.99
刺激係数	γ_1	2.45	1.68	1.80	2.03
	γ_2	0.00	1.38	0.42	0.75
	γ_3	0.00	0.35	0.99	0.76

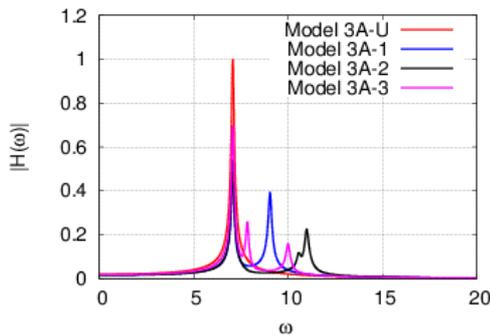


図-2 質点座標の平均周波数応答関数の比較

5. 応答の特性の比較

本構造モデルは線形であり，系全体の応答として，以下に定義する各質点の応答の平均値を用いる。

$$u_{ave}(\omega_f) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \{u_i(\omega_f)\}_{RMS} \quad (4)$$

設計では最大応答値を使用するため，以下， ω_f を正規分布 $f(\omega_f)$ に従う確率変数とみなし， $u_{ave}(\omega_f)$ が最大となる $\omega_f = \omega_{fmax}$ において，以下で定義される最大応答の平均，分散，変動係数を求めることにより，入力の不確定性を考慮した応答改善効果について調べる．ここで入力の標準偏差 σ_f は 1.0 とした。

$$\mu_{u_{max}} = \int_{-\infty}^{\infty} u_{ave}(\omega_f) f(\omega_f) d\omega_f \quad (5)$$

$$\sigma_{u_{max}}^2 = \int_{-\infty}^{\infty} \{u_{ave}(\omega_f) - \mu_{u_{max}}\}^2 f(\omega_f) d\omega_f \quad (6)$$

$$\delta_{u_{max}} = \sigma_{u_{max}} / \mu_{u_{max}} \quad (7)$$

参考文献

- 1) 高橋良和：パラダイムシフトとしての鈍構造の提案と橋梁システムへの応用，第14回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.29-32，2011.
- 2) Kiyoshi Kanai：An empirical formula for the spectrum of strong earthquake motions，Bulletin of Earthquake Research Institute，University of Tokyo，vol.39，1961.

図-3 に各質点の RMS 応答の平均値を，図-4 には， ω_f を確率変数とみなした場合の最大応答値の平均，標準偏差を示す．不均質モデルの方が，均質モデルと比べ応答の平均レベルが低下していることがわかる．変動係数においても，モデル 3A-U は 0.155，モデル 3A-1，3A-2，3A-3 はそれぞれ，0.083，0.132，0.135 となり不均質モデルが小さな値となることわかる．

ここでモデル 3A-2 はモデル 3A-1 よりも平均値は小さいが，変動係数は大きい．これは，モデル 3A-2 では ω_{fmax} の周辺において， ω_f の変動に対して応答の変動が大きいためであると考えられる．このように，系全体の応答レベルでは優位なモデルが，必ずしも入力特性の変動に対し応答特性の変動の小さいモデルとはいえないことに注意が必要である．

6. まとめ

構造物の振動特性を不均質にすることで，応答の平均レベルが小さくなるだけでなく，入力の特性の変化に対し最大応答の変化が小さくなる可能性を不規則振動論により評価することができた．

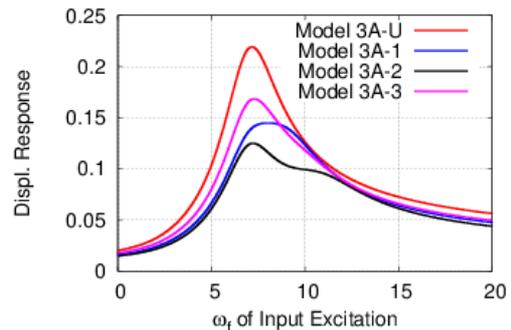


図-3 応答の平均値の比較

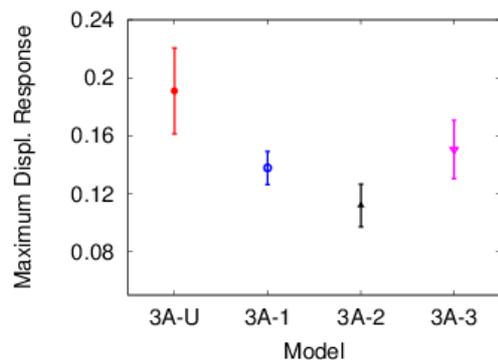


図-4 最大応答値の平均，標準偏差