

東京大学生産技術研究所 正員 片山 恒雄

1 まえがき

構造物の設計において、外力・応答・強度などのすべてを不確定な量としてとらえ、それらの確率的分布を取り入れた設計法を確立しようとするのが、今日の設計思想の大きな流れであると思われる。地震動のようにきわめて不規則な外力に対して安全な設計を行なおうとする場合には、このような考え方が特に重要な意味を持つことは明らかであり、従来のように平均という概念のみにもとづく考えを一步進めて、種々の量の平均のまわりでのバラツキを論じる必要がある。

本報告は、日本で得られた強震記録から経験的に求めた加速度応答倍率スペクトルの確率分布を、ある地点における将来地震の地動最大加速度の分布と組合せることによって、その地点に関して超過確率をパラメータとした加速度応答スペクトルを求めることを試みたものである。報告の主眼は考え方の展開と、いくつかの計算例が示唆する問題点を探ることとあり、日本における強震記録が今後蓄積されてゆく過程で、それらをどのように整理・解釈するかに関して、何らかの参考にできれば幸いである。

2 考え方

ある地点を将来の一定期間内に襲う地震の最大地動加速度 α 、および 1 自由度弾性系のあたえられた固有周期と減衰に対応する加速度応答倍率 β は 2 つの独立な確率変数であると仮定する。このとき、周期と減衰を仮定した構造物の応答加速度の最大値 α_R は

$$\alpha_R = \alpha \cdot \beta \quad (1)$$

で求められる。いま、ある地点の将来一定期間に対して α の確率密度関数が $p(\alpha)$ であり、仮定した周期と減衰に対する β の確率密度関数が $q(\beta)$ であるとすれば、最大応答加速度が一定値 α_R をこえる確率は

$$P(\alpha_R) = \int \int_{\alpha\beta > \alpha_R} p(\alpha)q(\beta) d\alpha d\beta \quad (2)$$

で求められる。2次元確率密度関数 $p(\alpha)q(\beta)$ は、 $\alpha - \beta$ 面上のゆがんだ釣鐘型をしており、確率 $P(\alpha_R)$ はこの釣鐘の $\alpha\beta > \alpha_R$ の部分の体積である。

3 確率密度関数 $p(\alpha)$ および $q(\beta)$

後藤・亀田¹⁾ は地震発生の不規則性および地震動そのものの不規則性の両者を取り入れた確率モデルを

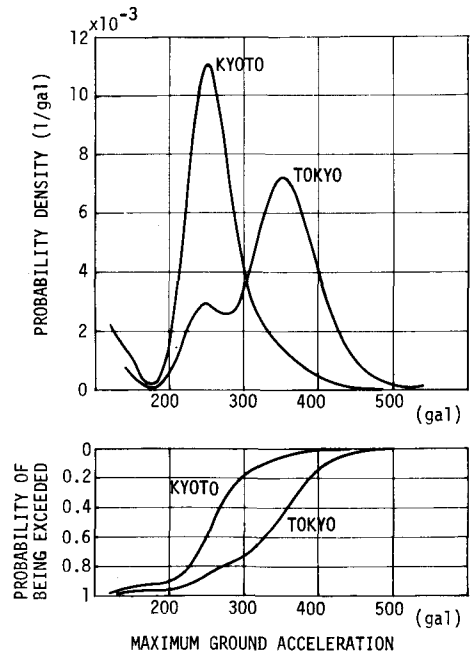


図-1 東京・京都の将来75年間最大地震加速度確率分布と確率密度分布

用いて、日本各地で将来75年間に生ずる最大地震動加速度の確率分布を求めている。得られている分布は、震度階Ⅳ以下の地震の影響を無視していることや、過去の資料の個数が十分でないことなどの理由で、必ずしも滑らかな形状を示していないが、ここではこれらの分布を数値的に微分することによって、確率密度関数 $p(\alpha)$ を算出した。図-1に、後藤・亀田による東京および京都での最大地震動加速度の確率分布と、それらから数値微分によって求められた確率密度関数を示す。資料の不足などの原因で、東京に対する確率密度関数には2つのピークが存在している。最大地震動加速度の期待値は東京で332 gal、京都で258 galである。¹⁾ 数値微分で得られた確率密度関数を積分した値は、東京の場合には140 galから540 galの区間で0.98、京都の場合には120 galから500 galの区間で0.99となっている。

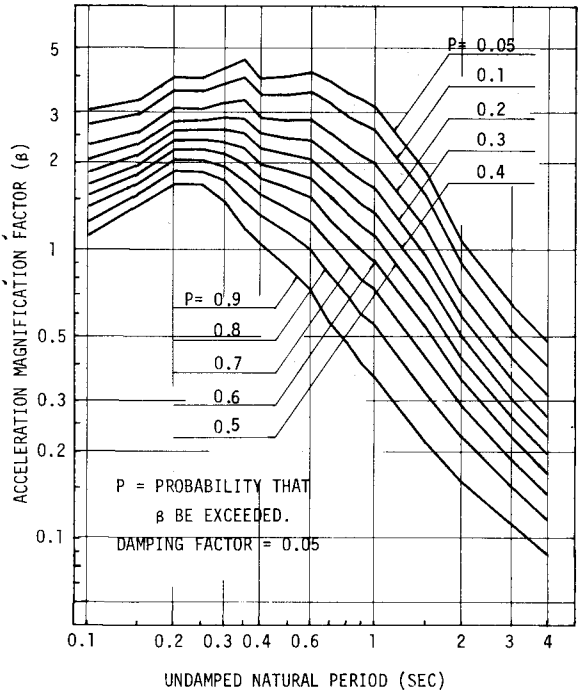


図-2 超過確率つき加速度応答倍率スペクトル

一方、加速度応答倍率 β の分布には図-2に示されているものを用いた。²⁾ 図-2は、日本の平均的沖積地盤上で得られた強震記録の水平動42成分の加速度応答倍率に、解析された記録の長さに対する経験的補正を加えて得られたものであり、継続時間25~30秒程度の記録を対象としたスペクトルである。解析に用いた強震記録には、岩盤上やきわめて軟弱な地盤上の記録は含まれていない。図-2を作成する基礎となった確率密度関数 $q(\beta)$ は17個の固有周期において計算されたが、その数例を図-3に示した。どの分布もかなり非対称性の強い形状であることが注目される。

4. 超過確率つき加速度応答スペクトル

前節で述べた確率密度関数 $p(\alpha)$ 、 $q(\beta)$ を用い、式(2)により各周期において、あたえられた超過確率 P に対応する1質点弾性系の最大応答加速度値を計算した。東京と京都の場合の結果を図-4と図-5に示す。

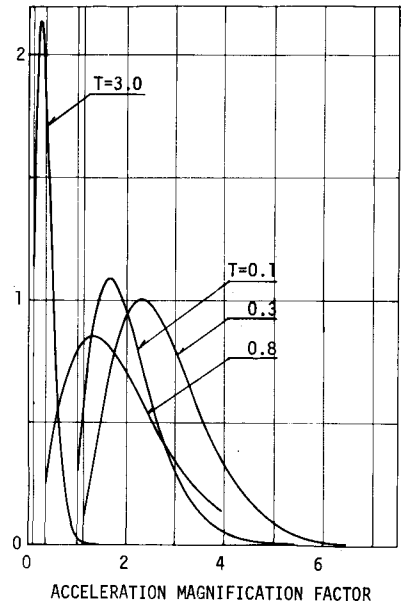


図-3 加速度応答倍率の確率密度関数 $q(\beta)$ の例

これらの図に示されたスペクトルは、図-2に示した超過確率つき加速度応答スペクトルに、おのおのの地点での最大地動加速度の期待値 $\bar{\alpha}$ を乗じたスペクトルで近似的に表わすことができる。すなわち、超過確率 P に対応する最大応答加速度の値を $(\alpha_R)_P$ とし、あたえられた周期と減衰に対して超過確率 P に対応する加速度応答倍率を β_P とすれば、

$$(\alpha_R)_P \doteq \bar{\alpha} \cdot \beta_P \quad (3)$$

が近似的に成立している。式(2)にもとづいて得られたスペクトルと式(3)によって得られたスペクトルとの比較を東京の場合について図-6に示す。

5. 考 察

予想されたことではあるが、図-4や図-5において、小さな超過確率に対応する最大応答加速度の値は非常に大きくなっている。例えば、東京の場合についてみると、構造物の固有周期が0.5秒程度のとき、75年間に最大応答加速度が0.2gをこえる確率は約94%、0.5gをこえる確率は約64%であり、超過確率を10%にする最大応答加速度値は約1.2gとなっている。

もちろん、完全に弾性的と仮定された構造物に生じるこのような瞬間的な加速度の最大値を直接に破壊と関係づけることはできない。例えば、設計震度0.15で許容応力度設計された橋梁が、少くともその3倍程度の最大地動加速度の地震に際して、橋梁本体には重大な被害を受けなかったという報告がある。³⁾ また、5階建鉄筋コンクリートアパートの実大破壊試験においても、静的漸増荷重による最下層の水平せん断力が設計値の約4倍になってはじめて最終耐力に達したと報告されている。⁴⁾

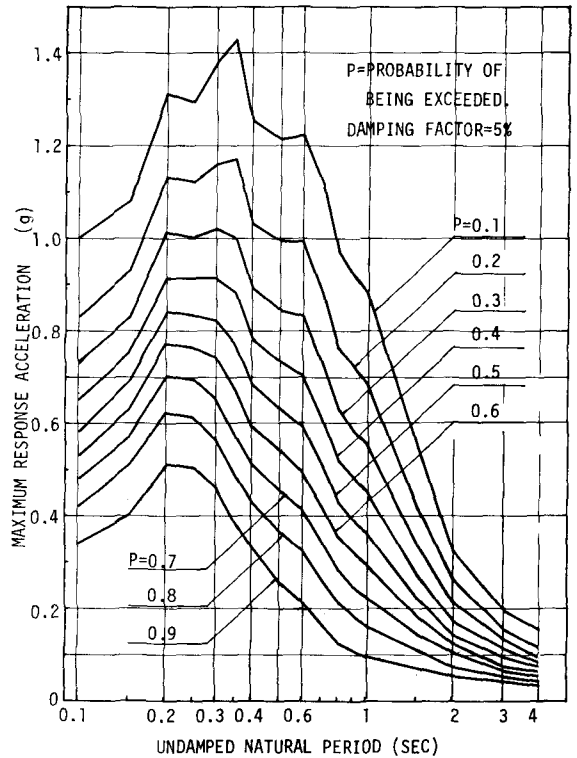


図-4 将来75年間の東京における最大応答加速度

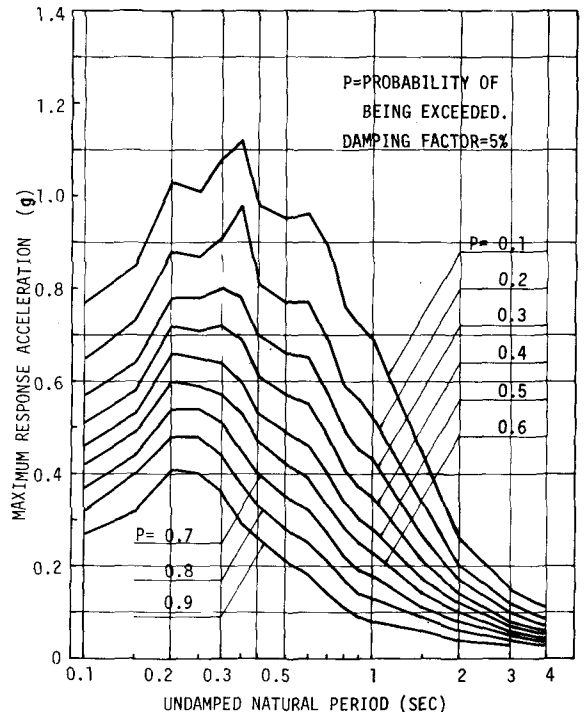


図-5 将来75年間の京都における最大応答加速度

水平荷重を受ける構造物の破壊時の挙動に関する情報はまだまだ不十分ではあるが、耐震の配慮のもとに設計された構造物は、設計震度の3倍程度の加速度に対応する水平力では崩壊しないものと考えられるようである。また他方、図-4や図-5に示されている応答加速度は、振動系が完全に弾性的であると仮定して得られたものであり、強震時に構造物が示す非弾性的な挙動を考慮すれば、実際にはもつと小さな値であると考えられる。しかしながら、かりに75年間に最大応答の超過確率が10%程度となるような設計方針を考えると、実際の構造物が破壊に対して有しているものと、従来かなりあいまいに考えられてきた余裕が、もはや必ずしも十分なものではなくなることがうかがわれる。

また、図-2に示した超過確率つき加速度応答倍率スペクトルだけを見ても、構造物の重要度に応じて異なった超過確率を指定するような設計法を考えなければならないことがわかる。応答値のバラツキがきわめて大きいものであるということは、構造物を振動モデルに置き換えて、少数個の実地震記録を用いた応答解析を行なう場合に、計算結果として得られる最大応答値をいかに解釈すべきかという重要な問題とも強く結びついてくるものである。

6. 謝 辞

図-1のもととなった地震動最大加速度の分布に関する計算結果を快く貸与された京都大学 亀田弘行助教授に深甚なる謝意を表す。

参考文献

- (1) 後藤尚男・亀田弘行、土木学会論文報告集、第159号、1968。
- (2) 片山恒雄、第12回地震工学研究発表会、1972。
- (3) 土木学会、本州四国連絡橋耐震に関する調査研究報告書、1972。
- (4) Y. Ohsaki ほか、Bull. New Zealand Soc. For Earthquake Engineering, Vol. 4, No. 3, 1971。

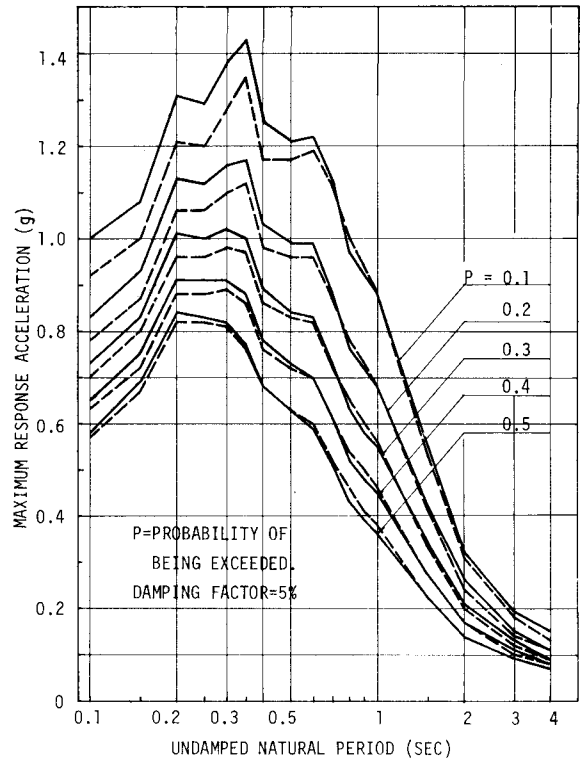


図-6 地動最大加速度の期待値のみを用いた場合 (東京、75年)——実線は図-4と同じ、点線は式(3)による。