

東京大学 大学院	学生員	杉山俊幸
筑波大学 構造工学系	正 員	藤野陽三
東京大学 工学部	正 員	伊藤 学

1. はじめに

構造物に作用する荷重には種々のものがあるが、その中で、強風・地震・津波など、非常に稀にしか発生しない自然現象に基因する荷重は、一般に『偶発荷重』と呼ばれている。この偶発荷重の取扱については、その強度など偶発荷重そのものについて必ずしもよくわかっていないため、経験に頼っているのが現状である。

ここでは、偶発荷重の統計確率的な扱いという立場から、偶発荷重の代表例として、強風と震度V以上の地震の発生時間間隔について考えてみた。なお、年最大風速や震度V以上の地震強度については、極値I型あるいはII型分布によくあてはまることが確かめられている。

2. 偶発荷重の発生時間間隔

一般に、偶発荷重の発生と確率過程として考える場合、その発生は、

(i) Poisson Process (ii) Renewal Process

のいずれかで記述されるとしている。

強風の発生については、強風の下限を 18 (m/s) または 20 (m/s) として、平戸(長崎県)における記録を調べてみると、Fig. 1 からわかるように、Poisson Process の適合性がかなりよいことがわかる。従って、よくいわれているように、強風の発生は、Poisson Process で十分記述できるといえよう。

震度V以上の地震の発生についても、Fig. 2 より、Poisson Process によつて比較的よく近似できるようである。ただし、地震の場合、通常は Poisson Process で記述されるとしているが、時として、Renewal Process で記述した方が適切であることもあろう。なぜなら、地震の発生機構は、地中内で歪が蓄積し、その歪がある量まで達すると、破断面すなわち断層が生じて地震が起きると考えるのが現在の地震学の常識となっており、もし、歪が毎年だいたい決まった量で増えていくとしたら、その地域では地震が周期的に起こる可能性が高いからである。

地震発生間隔に周期性(非定常性)があるとき、それが耐震設計に及ぼす影響を考えてみる。例えば、構造物の供用期間を50年、地震の平均発生時間間隔を100年とすると、構造物の建設時刻が、最新の地震発生後間もない場合には、供用期間中に再び地震の起こる可能性は低く、設計に際しては、地震荷重は小さいと考えてよい。逆に、70~80年の間その地域に地震発生がない場合の建設では、地震の起こる可能性が高いと考えられ、地震荷重を大きくする必要があろう。ゆえに、ここでは Renewal Process を用いて、工学的な見地から、地震発生の周期性が耐震設計の入力地震動の強さに及ぼす影響について、以下に示す数値計算を行なってみた。

ある地点での構造物の供用期間 T_0 における最大荷重分布 $F_N(x)$ は、

$$F_N(x) = \sum_{n=0}^{\infty} \text{Prob.} [\text{all } n \text{ loads} \leq x | N=n] \times \text{Prob.} [N=n] \\ = \sum_{n=0}^{\infty} \{F_n(x)\}^n \times \text{Prob.} [N=n] \quad \text{ただし } F_n(x) : \text{荷重強度の分布}$$

ここでは、①荷重の発生間隔と荷重強度は互いに独立である ②荷重強度は発生ごとに独立である と仮定、

今、 t_c : 最新の荷重発生から構造物建設までの時間 T : 荷重の発生時間間隔

T_n : 構造物建設後から n 回目の荷重が発生する時刻 F_{T_n} : T_n の分布

とすると

$$\text{Prob.} [N=0] = 1 - F_{T_1}(t_c + T_0) \quad \text{Prob.} [N=n \geq 1] = F_{T_n}(t_c + T_0) - F_{T_{n+1}}(t_c + T_0)$$

$$\text{従つて、} F_N(x) = 1 - F_{T_1}(t_c + T_0) + \sum_{n=1}^{\infty} F_n(x) \{F_{T_n}(t_c + T_0) - F_{T_{n+1}}(t_c + T_0)\} = 1 - \{1 - F_n(x)\} \sum_{n=1}^{\infty} F_n(x) \cdot F_{T_n}(t_c + T_0)$$

ただし、 $F_{Tn}(t) = \int_0^t F_{Tn-1}(u) f_T(t-u) du \quad (n \geq 2)$, $f_T(t)$: 荷重発生時間間隔の確率密度関数

$$F_{Tn}(t) = \begin{cases} \{F_T(t+t_c) - F_T(t_c)\} / \{1 - F_T(t_c)\} & (\text{最新の荷重発生時刻についての情報がある場合}) \\ \int_0^t \{1 - F_T(u)\} / \tau du & (\text{最新の荷重発生時刻についての情報がない場合}) \end{cases}$$

τ : 荷重の平均発生時間間隔 , $dF_T(t)/dt = f_T(t)$

地震発生の時間間隔に対して Weibull 分布 すなわち $F_T(t) = 1 - \exp\left(-\frac{Kt^{m+1}}{m+1}\right)$ (K, m は定数)

地震のマグニチュードに対して $F_M(x) = \text{Prob.}(M_0 \leq x \leq M_1) = (10^{-bx} - 10^{-bM_0}) / (10^{-bM_1} - 10^{-bM_0})$

(M_0, M_1, b は定数。ここでは $M_0 = 7.0, M_1 = 8.5, b = 0.9$ とした)

地震のマグニチュード M と、震源距離 Δ (km)、最大加速度 a (gal) の関係を表わす式

$$a = 0.982 - 1.290 \log_e \Delta + 0.466 M \quad (\text{片山の式})$$

を用いて、地震発生時間間隔の平均値と変動係数 (V) を適当に仮定して、構造物の供用期間中の最大地震加速度分布を求めた。そして、非超過確率 90% の地震加速度を設計加速度として、最新の地震発生時刻についての情報がある場合とない場合を比較して Fig. 3 の結果を得た。これによると、設計加速度を一定とした耐震設計では、ある建設時刻以前では安全側となり、それ以後では、逆に危険側になることがわかる。Poisson Process では、このようなことは表われてこない。

従って、過去何年かに地震が発生したか、すなわち構造物の建設時刻によって、設計地震荷重を設定することが、均一な安全性を保つために必要であると結論できよう。

3. 偶発荷重に対する設計

偶発荷重の特徴として i) 稀にしか発生しない ii) 構造物の通常の供用期間において予想される偶発荷重のバラツキは極めて大きい の 2 点が挙げられよう。このような特徴を有する偶発荷重の設計基準値 (nominal design value) の選び方は、常時荷重あるいは変動荷重の場合と同じであってよいのか、言い換えれば、同じ信頼性レベルを目標値として設定してよいのかというのは重要な問題であろう。これは極めて複雑な問題であり、一朝一夕に答えを出せるものではない。前述の確率論のみを用いても答えは出てこない。偶発荷重により生じる構造物の破壊の社会的影響の量的評価と確率論と結びつけた解析が要求されてくる。

Hasofer は、偶発荷重は稀にしか起こらないこと、そして、構造物の価値は、通常、減価償却して、時とともに減ずることに注目して、偶発荷重に対する信頼性レベルは、他の荷重に比して小さくてもよいという結論と導いている。一方、荷重のバラツキと破壊コストを含めた総コストに注目すれば、バラツキの大きい偶発荷重に対する信頼性は、他の荷重に比べて高くすべきという結論が得られよう。

何か一つの事に注目せずに、総合的な見地からこの問題に取り組む必要があろう。詳しくは、問題の定式化 (formulation) を中心に、当日発表する。

(参考文献 略)

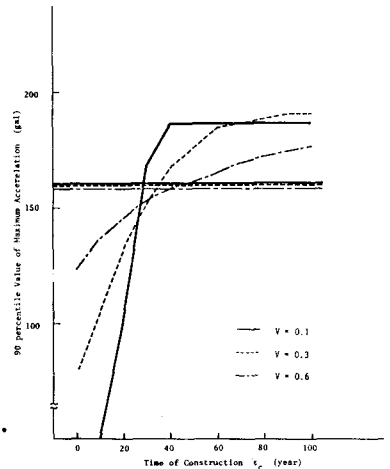
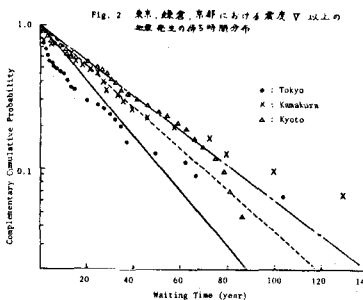
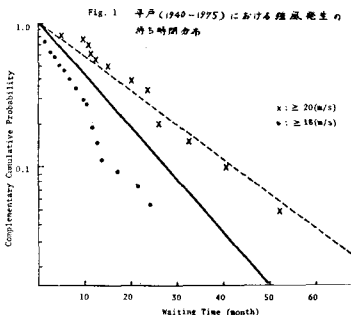


Fig. 3 最大地震加速度の 90% 値 ($\tau = 75$ (年))