

橋の安全性・破壊確率について

— 津波防潮堤の安全性にもふれて —

京都大学名誉教授
財団法人 大阪地域計画研究所 理事長

渡邊 英一



2011年3月11日に発生した東北地方大震災はまさに「低頻度大災害」の最たるもので、極めて広域にわたり震害や大津波により社会に深刻な人的・物的被害を与えた。

また、自然災害の圧倒的猛威の前に私たちの社会基盤は果して安全なのかとの不安が国民のみならず世界中の人々の中に広がった。

同時に原子力発電所などに派生した二次的被害の凄まじさにも全世界は息を呑んだ。そして風評被害である。言うまでもなく、構造物の信頼性設計の根幹は安全性の確保である。

広辞苑を紐解くと「安全」とは安らかで危険のないこととなっている。また、安らかとはおだやかで、無事なさまを言い、心配なく心地の良いさまを言う。

さらに、危険とは危害または損失の生じる恐れのあることであり、これより、安全とは身体に危害が及ばず、しかも財産などの損失の恐れのない、おだやかで無事で心地の良いさまを表現しているといえよう。

安全性についての定義を記載している公の国際規格の一つに IEC 62278 があり、その中で安全とは許容できない危害が発生するリスクがないことと定義されており、また、対義語は危険性と記されている (<http://www.tuv-sud.jp/railway/rams.html>)。

それでは安全性を計る指標として、(1) どの程度まで安全性を高めるべきか、(2) 如何にして安全性

を改善できるかの2つが基本となる。どの程度まで安全性を高めればよいのかについて考えると、危険な状態を一切排除し、安全性を際限無く高めると良いように思える半面、そうすると天文学的な高コストとなる。さらには安全の名の下に人々の自由が束縛され、社会活動・財政も阻害される。したがって如何にして人間的な生活を存続しつつも危害を排除できるかが目標となる。人々は新技術の開発される都度、それを安全に使いこなすために長い年月をかけて経験を積み、危険を回避する術を覚えてきた。

このように安全性とは広く深い意味を持っているのでここでは橋のような社会基盤に限定して話を進めてみたい。

いま、橋の群があり、そこでの安全通行を考えよう。この群の中の一橋が交通不能の状態にあるとすれば図-1(a)のように、橋が並行して架かっている場合は安全な橋を選択して通ればよい。このような橋のグループをフェイルセーフ系と呼ぶ。これに対し図-1(b)のように、橋が直列に続いている場合はその中の一つでも交通不能の場合交通は遮断される。このような橋のグループをウィークストリンク系と呼ぶ。

したがって、仮に一つの橋が通行不能でも通れる場合とそうでない場合があることが分かる。なお、この議論は橋だけに限定するだけではなく、構造部材についても言える。

すなわち、図-1 (a)は不静定構造などの冗長性のある構造、図-1 (b)は静定構造の話でもある。さらには一般的には図-1 (a)、図-1 (b)が組み合わさった構造であることが多い¹⁾。

また、図-2 に示されているように、橋の材料の破損劣化特性にしても破損することによって図-2 (a)の単に復元力（強度）が保持されつつ変形が進行するような比較的安全な場合（延性破壊）と図-2 (b)の破損によって急激な強度低下を招く場合やケーブルの切断のように抵抗強度が瞬時にゼロとなるような危険な場合（脆性破壊）がある。

以上の2つの話題からわかるように、一口に破壊といっても局部的にはいざ知らず、全体に与える影響が軽微な場合と深刻な状態に直結する場合があります。後者の場合は例えば落橋のような深刻な状況に繋がるものが予測される。

しかも始末に負えないのは橋や構造体は当初冗長性を持っていたとしても、老齢化すれば益々性能が劣化その他の原因で構造がドミノ的（連鎖反動的）に破壊が進行し、崩壊することもあるので怖い。

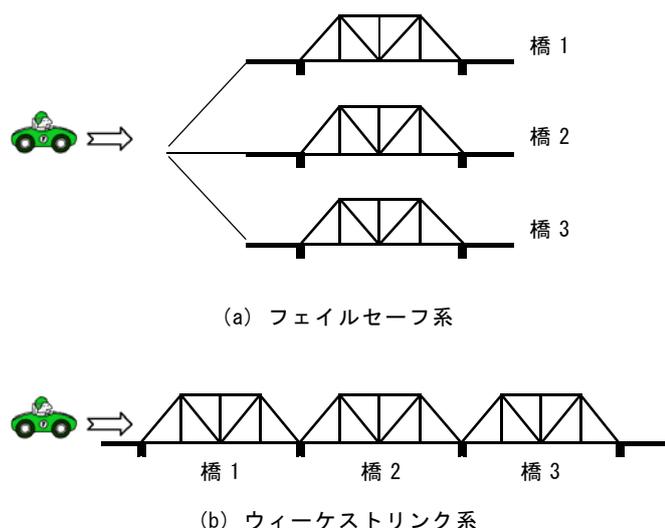
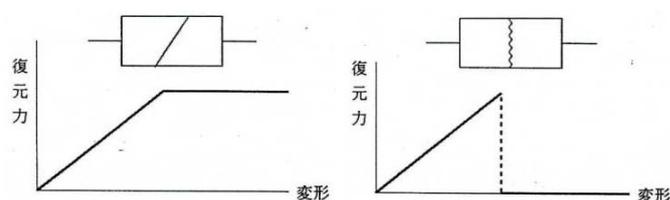


図-1 フェイルセーフ系とウィークストリンク系の橋の群

つぎに橋の安全性に関わる設計法の現状を考えてみよう。

現在の構造設計は設計基準として「性能規定」もしくは「仕様規定」を満足するように設計が行われている。性能規定は構造物の目標性能を確保するための規定であるのに対し、仕様規定は各種構造に対応させて、形式や種別を分類し、それぞれについて仕様を満足させるような設計法である。しかし、後者の仕様だけでは目標とする性能がどのように確保されるのかが必ずしも明確でなく、各種の荷重や外力に対する安全性も不明確である。因みに我が国では道路橋示方書等^{2,3)}は性能照査型のフォーマットに従って改訂されたものの、安全性、使用性の記述については統一性に欠けるきらいがあり、この十年来これらの克服を目指し、早期の改訂に向けて作業が続けられている。



(a) 延性モデル (b) 脆性モデル

図-2 延性モデルと脆性モデル

ここでは特に橋梁の維持・管理のあるべき姿について性能・財産の維持という観点から考察してみたい。

橋の安全性を損なう直接原因としては大きな外力作用によるものと橋の構造や材料の欠損によるものに大別できる。外力作用の例としては平成7年に起こった阪神大震災の直下型大地震や上述のような東日本大震災の際の大地震と大津波がある。

構造・材料の欠損の例としては疲労亀裂、低温脆性による亀裂、腐食・劣化、座屈などによる不安定現象、大変形、塑性流動、クリープ変形、橋脚基礎の洗掘などがある。

図-3 は落橋事故の原因となる現象をまとめたものである。外力作用に関しては大地震、大津波などの例から判るようにこれらの自然現象のもつエネルギーの大きさや発生場所、頻度などの統計データがよく分からないことが少なくないし、造った橋にしてもどの程度の統計的バラツキがあるのかよく分からないことが多いので信頼性の評価は総じて容易ではない。

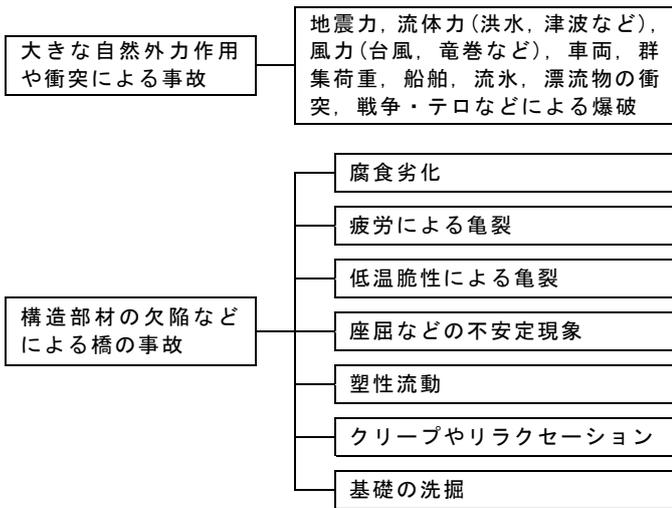


図-3 落橋事故の原因となる現象⁴⁾：外力の作用と構造部材の欠陥に大別

構造物の信頼性設計法を大別すればいわゆるレベルⅠ，レベルⅡおよびレベルⅢの手法に分かれている^{5,6)}。

図-4 に示されたレベルⅠ設計法は後から説明されるレベルⅡあるいはレベルⅢによる信頼性設計法の計算結果を踏まえてキャリブレーションを施した安全係数（荷重係数および抵抗係数：材料強度係数，構造物係数等）を用いて安全性を確保するやり方である。

ここでの重要なのは統計的バラツキを有する荷重 F と構造物の強度 f の2つの概念である。当然ではあるが、荷重 F は強度 f を超えることは許されない。さもなくば損傷を受けたり、破壊し構造物は存在しなくなることだってある。荷重や強度は本質的にバラツキをもって変動するものである。

したがって荷重を強度に比較して十分に小さく見積もっていても思わぬ統計的バラツキによって両者がギリギリに接近したり、あるいは逆転することもあるので怖い。

このため統計的バラツキを考慮して荷重と強度の両者を十分にかき離すことが行われる⁸⁾。

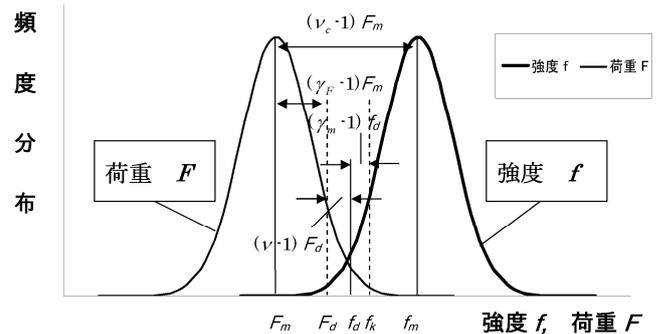


図-4 安全係数（荷重係数，抵抗係数＝材料強度係数，構造物係数等）を用いて安全性を評価する手法。レベルⅠ設計法（安全係数による設計法）

荷重と強度は統計量であり、荷重の統計値は偏に観測によって計測されねばならないし、強度の統計値については実験（できれば実物大）によって把握するしかない。その観測や実験の統計量を分析して期待値（平均値）ならびに標準偏差を決定することになる。そのようにして得られた期待値を F_m および f_m とする。荷重については期待値 F_m をそのまま荷重特性値とし、強度 f_m については例えば定められた材料強度試験法による統計的バラツキを想定した上で、試験値がそれを下回る確率（非超過確率という）がある一定値（例えば5%）以下の強度の値を強度の特性値 f_k と見なすことがよく行われる。

（正規分布を仮定すると 5%非超過確率を想定して： $f_k=f_m(1-k V_f)$ ： $k=1.64$ ）。ここに、材料強度の標準偏差を σ_f ，その変動係数を $V_f(=\sigma_f/f_m)$ とする。

このようにして、 F_m および f_k の値を特性値として設計荷重を $F_d=F_m \gamma_F$ により、また設計材料強度を $f_d=f_k/\gamma_m$ により決定する。そのとき安全性の余裕としての抵抗係数 γ_m および荷重係数 γ_F はそれぞれ1以上の大きな値を与えて設定することが多い。

そして設計荷重 F_d と設計強度 f_d の比である安全率は $v=f_d/F_d$ として設定する. この安全率は中央安全率といわれる値 $v_c=f_m/F_m$ とは全く異なることに注目せねばならない. このような係数の γ_F, γ_m, v を如何に合理的に決定するかは重要である. このうち, 荷重係数 γ_F は荷重の特性値からの望ましくない方向への変動, 荷重の算出方法の不確実性, 荷重特性が限界状態に及ぼす影響, 環境作用の変化等を考慮するための安全係数であり, その値は例えば表-1 のとおりである⁸⁾. また, 材料係数 γ_m は材料強度の特性値からの望ましくない方向への変動, 供試体と構造物中との材料特性の差異, 材料特性が限界状態に及ぼす影響, 材料特性の経時変化を考慮するための安全係数であり, 表-2 にその値の例を示す⁸⁾.

表-1 荷重係数 γ_F ⁸⁾

限界状態	荷重の種類	荷重係数 γ_F
終局限界状態	永久荷重	1.0~1.2 または 1.0~0.8 (小さい方が不利なとき)
	主たる変動荷重	1.1~1.2
	従たる変動荷重	1.0
	偶発荷重	1.0
使用限界状態	すべての荷重	1.0
疲労限界状態	すべての荷重	1.0

表-2 材料係数 γ_m ⁸⁾

材料の種類	限界状態	材料係数 γ_m	
鋼材 ($m=s$)	終局限界状態	γ_s	1.0~1.05
	使用限界状態		1.0
	疲労限界状態		1.0~1.05
コンクリート ($m=c$)	終局限界状態	γ_c	1.3
	使用限界状態		1.0
	疲労限界状態		1.3

図-5 に示すレベル II の設計法は二次モーメント法により荷重や強度の期待値と標準偏差を用いて信頼性指標 β を算出し, 正規確率分布を仮定して比較的簡単に破壊確率を算出しようとするものであり^{1,7)}, 例えば許容信頼性指標以上の指標を確保することを目標とする設計体系となる.

レベル II の設計法のフォーマットに従って設計したときの構造物の破壊確率がどのような値をとるかの目安を得るため計算してみよう. これは図-4 のレベル I, すなわち, 準確率論的手法に従った設計法になるが表-1 の荷重係数 γ_F と表-2 の材料係数 γ_m を参照すれば, 余裕代である積 $\gamma_F \cdot \gamma_m$ の値が 1.0 ~ 1.56 であることを踏まえさらに, 荷重と材料強度の確率分布が正規確率分布に従うと仮定して荷重の標準偏差を σ_F , その変動係数を $V_F (= \sigma_F / F_m)$, ならびに材料強度の標準偏差を σ_f , その変動係数を $V_f (= \sigma_f / f_m)$ とする. 拡張二次モーメント法 (Advanced First-Order Second-Moment Method, AFOSM) によれば荷重と材料強度それぞれが正規分布すると仮定すれば信頼性指標 β ならびに破壊確率 P_f は Φ を標準正規分布関数として以下の式で表せる^{1,7)}.

$$\beta = \frac{f_m - F_m}{\sqrt{\sigma_F^2 + \sigma_f^2}} = \frac{v_c - 1}{\sqrt{V_F^2 + v_c^2 V_f^2}}$$

$$P_f = 1 - \Phi(\beta) \quad \text{ただし} \quad \beta > 0 \quad \dots \text{式 (1)}$$

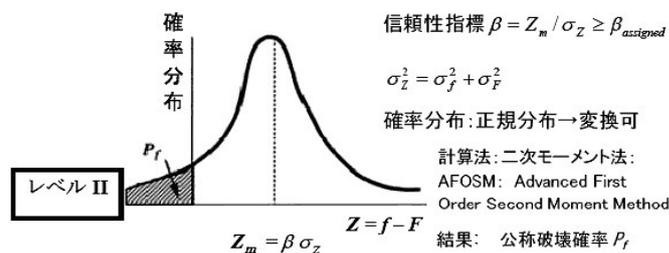


図-5 拡張二次モーメント法 (AFOSM) により荷重や強度の期待値と標準偏差を用いて信頼性指標を算出し, 正規確率分布を仮定して破壊確率を概算する手法. レベル II 設計法

表-3(a), (b)は正規分布を仮定したときの信頼性指標 β と破壊確率 P_f の概算値を式(1)によって計算した結果を示している。当然ながら余裕代 $\gamma_F \cdot \gamma_m$ の値が大きければ大きいほど β の大きさは大きくなり、破壊確率 P_f の値は小さくなる。

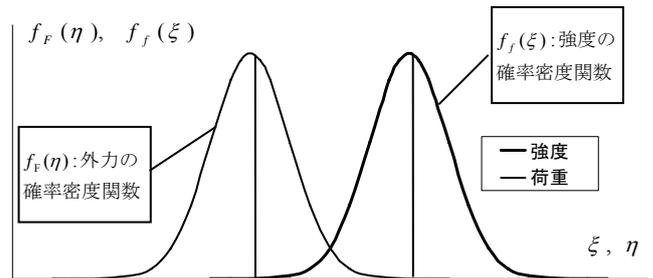
表-3(a) $k=1.64$ (非超過確率 5%)のときの安全率 ν , 中央安全率 ν_c , 信頼性指標 β および破壊確率 P_f の値 (正規分布を仮定: $\gamma_m \cdot \gamma_F=1.0$ のとき)

V_F	V_f	ν	ν_c	β	$\Phi(\beta)$	$P_f=1-\Phi(\beta)$
0.1	0.05	1.0	1.089	0.78	0.78	0.22
		1.1	1.198	1.70	0.955	0.045
		1.2	1.307	2.57	0.9953	0.0047
		1.3	1.416	3.40	0.9997	0.0003
		1.4	1.525	4.18	0.99985	0.000015
		1.5	1.634	4.91	0.9999954	0.00000046
		1.6	1.743	5.60	0.99999989	0.000000107
		1.7	1.852	6.25	0.999999999	0.0000000002
		1.8	1.961	6.86	0.999999999	0.0000000000
0.2	0.1	1.0	1.196	0.84	0.8	0.2
		1.1	1.316	1.32	0.906	0.094
		1.2	1.435	1.77	0.962	0.0385
		1.3	1.555	2.19	0.986	0.0142
		1.4	1.675	2.59	0.9951	0.00485
		1.5	1.794	2.96	0.9984	0.00156
		1.6	1.914	3.30	0.99952	0.000481
		1.7	2.033	3.62	0.99985	0.000145
		1.8	2.153	3.92	0.999956	0.0000436
参考の値	*Dan Frangopol らによればこの値に達すれば事後保全を開始すべきとのことである。	1.0	0.841		0.159	
		2.0	0.9772		0.0228	
		3.0	0.99865		0.00135	
		4.0	0.9999683		0.0000317	
		4.6*	0.99999785		0.00000215	
		5.0	0.99999702		0.000000298	
		6.0	0.99999999		0.000000000	

表-3(b) $k=1.64$ (非超過確率 5%)のときの安全率 ν , 中央安全率 ν_c , 信頼性指標 β および破壊確率 P_f の値 (正規分布を仮定: $\gamma_m \cdot \gamma_F=1.2$ のとき)

V_F	V_f	ν	ν_c	β	$\Phi(\beta)$	$P_f=1-\Phi(\beta)$
0.1	0.05	1.0	1.307	2.57	0.995	0.0051
		1.1	1.438	3.56	0.99981	0.000189
		1.2	1.569	4.47	0.9999616	0.0000384
		1.3	1.699	5.33	0.99999951	0.0000000494
		1.4	1.830	6.12	0.99999999	0.0000000000
		1.5	1.961	6.86	0.999999999	0.0000000000
		1.6	2.092	7.54	0.999999999	0.0000000000
		1.7	2.222	8.18	0.999999999	0.0000000000
		1.8	2.353	8.76	0.999999999	0.0000000000
0.2	0.1	1.0	1.435	1.77	0.962	0.0384
		1.1	1.579	2.27	0.9884	0.01154
		1.2	1.722	2.74	0.996902	0.0030981
		1.3	1.866	3.17	0.99922739	0.000772613
		1.4	2.010	3.56	0.999815123	0.000184877
		1.5	2.153	3.92	0.999956418	0.0000435824
		1.6	2.297	4.26	0.999989666	0.0000103339
		1.7	2.440	4.56	0.999997496	0.00000250385
		1.8	2.584	4.85	0.999999373	0.000000627171

また、図-6 に示すレベルⅢは例えば原子炉等、極めて重要でその破壊の社会に及ぼす影響が甚大とみなされるような構造物の場合、厳密な確率密度関数を用い厳密に多重積分することによって破壊確率を算出するものであり、破壊確率値を許容確率値以下に収めようとする設計となる^{5,6)} (Full-distribution method⁷⁾).



$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_F(\eta) d\eta \int_{-\infty}^{\eta} f_f(\xi) d\xi$$

$$= \int_{-\infty}^{\infty} f_F(\eta) F_f(\eta) d\eta \leq P_{allowable}$$

図-6 厳密な確率密度関数を用い厳密に多重積分することによって破壊確率を算出する手法。レベルⅢ設計法(Full-distribution method)

しかしながらレベルⅢの適用に関しては変数が多い場合多重積分に当たり積分領域が複雑になり、この分野に詳しくない筆者にはどうも実際上実用的とは思えない。

図-7は信頼性指標 β と破壊確率 $P_f = 1 - \Phi(\beta)$ の関係を示している。

更に図-8(a)は破壊確率 P_f の値の安全率 ν による変化を、また、図-8(b)は信頼性指標 β の安全率 ν による変化を示している。

ν の値についてはわが国の橋梁の設計においては伝統的に1.7が用いられてきたが、対応する破壊確率の値からも結構合理的な値であるように思える。

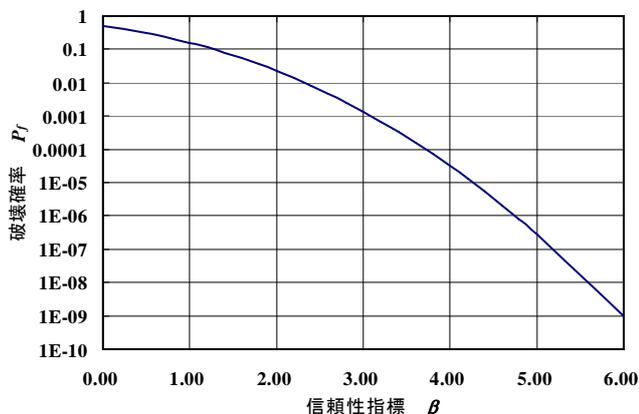
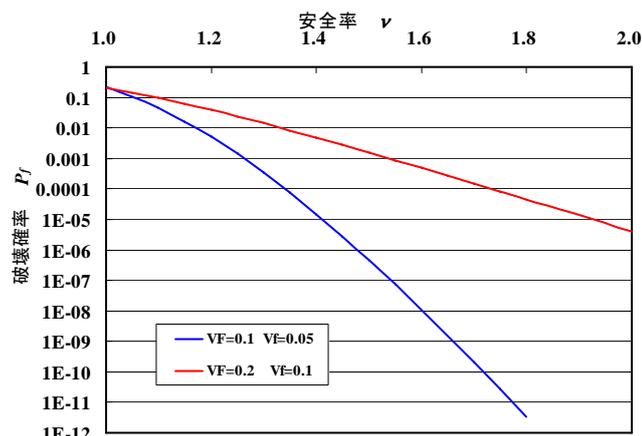
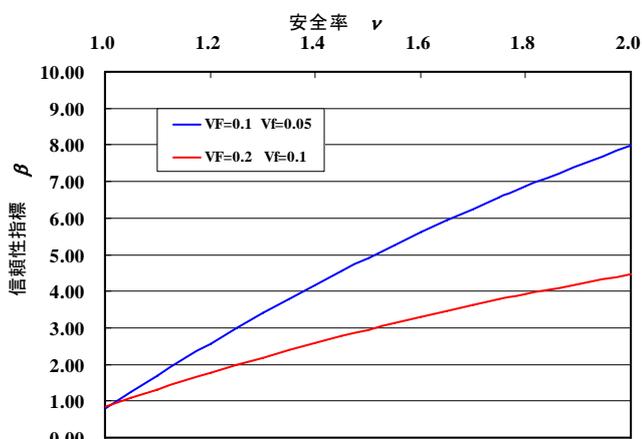


図-7 信頼性指標と破壊確率の関係



(a) 破壊確率 P_f の値



(b) 信頼性指標 β の値

図-8 $k=1.64$ (非超過確率 5%)のときの安全率 ν , 中央安全率 ν_c , 信頼性指標 β および破壊確率 P_f の値 (正規分布を仮定: $\gamma_m \cdot \gamma_r=1.0$ のとき)

以上, 設計における橋梁の性能について述べてきたが, 最近橋梁の経時的劣化状況について興味ある情報が得られている。

D. Frangopol P. や Thoft-Christensen らの, 主として英国のコンクリート橋などに関する調査結果を基にした研究により, 信頼性指標 β が時間の経過とともに低下してゆくありさまが明らかになった. 得られた結果を要約すれば以下のとおりである^{9,10}.

- (1) 信頼性指標 β の橋梁完成時の値 $\beta(0)$ は 5~12 程度の値を持つ.
- (2) 信頼性指標 β が 4.6 を下回ると事後保全型維持管理 (essential maintenance) を行わなくてはならない.
- (3) そこまで落ち込むまでに予防保全型維持管理 (preventive maintenance) を行い体質改善によって劣化の進行を抑制するとよい.

さて, いままで橋の性能照査型設計について述べてきたわけであるが横着にも専門とはおよそかけ離れた津波ハザード解析の真似ごとをしてみたい。

平成 23 年 4 月上旬に東日本大震災の津波被災地現地を調査した土木学会総合構造物班 (調査責任者: 丸山久一・長岡技術科学大教授) によると, 津波で堤防が決壊し河川が氾濫した原因は, 堤防を越えた水がコンクリートやブロックで護岸されていない外側の盛り土を削ったのが響いたとする分析を, 2011 年 8 月 7 日にまとめた。

(<http://mainichi.jp/select/weathernews/20110311/archive/news/2011/05/14/20110514k0000e040058000c.html>)

高知大総合研究センター防災部門の原忠 (ただし) 准教授 (地盤工学) によると, 被害が目立ったのは堤防を乗り越えた波が壁の背後に回り込み, 基礎部分をえぐる洗掘現象であるという. 堤防は洗掘で陸側の土台がえぐられて支えを失ったうえ, 水没したことで浮力が働き不安定になり, さらに津波で

海面が上昇したことで、堤防の上部が海側から押され、容易に転倒したとのこと。内陸へ押し寄せる「押し波」は、やがて海側へ引いていく「引き波」となる。

東京大地震研究所の都司嘉宣（つじ・よしのぶ）准教授（津波工学）は、引き波による被害も大きかったと指摘する。事実押し波には耐えたが、引き波で壊れた防潮堤もあった。防潮堤は底面の滑りと転倒によって最終的に崩壊するとのことであるが、ともかく最初に津波が防潮堤を越波することからそもそもの悲劇が始まることは間違いなさそうである。

津波ハザード曲線は縦座標として年超過確率、横座標として津波高さをとって描かれる曲線である。勿論、周辺海域の地理的情報、地震断層の位置、地震の規模、破壊開始点および破壊、断層の不均一性などがあり、多くの不確定要素が絡まるので厳密な曲線を表示することは極めて難しく実際巨大津波の事例は極めて限られているようである。

そこで、津波が上記のように、地理的条件、地震断層の位置、地震の規模、断層の不均一性などの要因に左右されるが、ここでは素人のあつかましきで乱暴にもごく簡単に考えて、どこに津波が起こるか分からないが兎に角、世界のどこかで起こるとして津波の再現期間(Return Period)と予想される津波の高さを類推してみよう。

そこで、吉田等¹¹⁾のハザード曲線に習い、縦座標 y として常用対数： $y = \log(1/T)$ 、ここに T は再現期間(return period)であるから、 $1/T$ は年発生超過確率を意味する。いま簡単のため $T = T_0$ (最大津波波高の再現期間)で $H = H_0$ とする。そうすれば

$$\frac{H}{H_0} = \frac{\log T}{\log T_0} = \frac{\log(1/T)}{\log(1/T_0)} \quad \dots \text{式 (2)}$$

式 (2) ならびに図-9 は $\log(1/T)$ と H の関係を与えるものでいわゆるハザード曲線を意味する。ハザー

ド曲線によって年超過確率より津波高さを予測することあるいはその逆の予測ができることになる。

このような関係を用いると再現期間の変動係数と最大津波高さの変動係数の関係を用いて津波に対する防潮堤の信頼性を評価することができる。

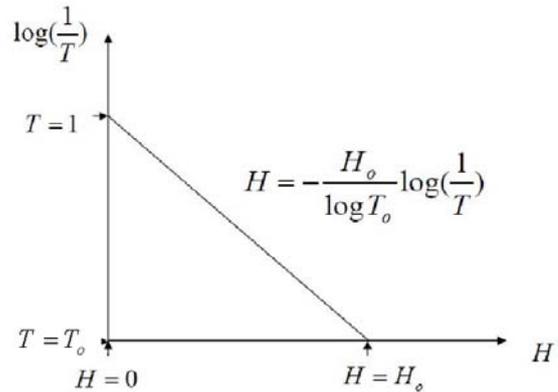


図-9 $\log(1/T)$ と H の関係を示すハザード曲線

さらに、具体的に例えば東日本大震災に類似した貞観地震（西暦 869 年 M8.3）のような 1000 年に一回の大地震の事例を参考にして¹²⁾、例えば $T_0 = 800$ 年、 $H_0 = 30\text{m}$ とすれば、10 年のときは $H = 10.3\text{m}$ 、20 年のとき $H = 13.4\text{m}$ 、30 年のとき $H = 15.3\text{m}$ 、50 年のとき $H = 17.6\text{m}$ 、100 年のとき $H = 20.66\text{m}$ となる。なお、 $1/T$ は年超過確率であるが、再現期間を T_0 年とすればそれまで Q 年間に何時起こるかは分からないが兎に角一度はこの再現期間をもった津波の発生する確率 P_r は

$$P_r = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_0}\right)^Q \quad \dots \text{式 (3)}$$

となる。

因みに先程の例では $T_0 = 800$ 年であるからそれぞれの Q に対し、表-4 のように計算できる。

表-4 Q 年間の間に少なくとも一度は生じると考えられる津波の起こる確率 (例： $T_0 = 800$ 年)

Q (Year)	10	30	100	500	800
P_r	0.012	0.037	0.118	0.465	0.632

図-10 は再現期間 T_0 (1 年~10000 年)ならびに Q の値を変化(1,2,3,10,30,100,500 年)させたとき Q 年間の間に少なくとも 1 度は津波の生じる確率を図示したものである。 Q は耐用あるいは供用期間とでも考えればよい。この図より、供用期間 Q が長ければ長いほど当然ながら、津波発生確率は高くなり、例えば期間 Q が再現期間 T_0 ほどの長さになると 60%以上の確率で世界のどこかで津波が起こる可能性があることがわかる。さらに、再現期間 T_0 の 1/10 程度の期間 Q では凡そ 10%の確率で津波が発生することがわかる。

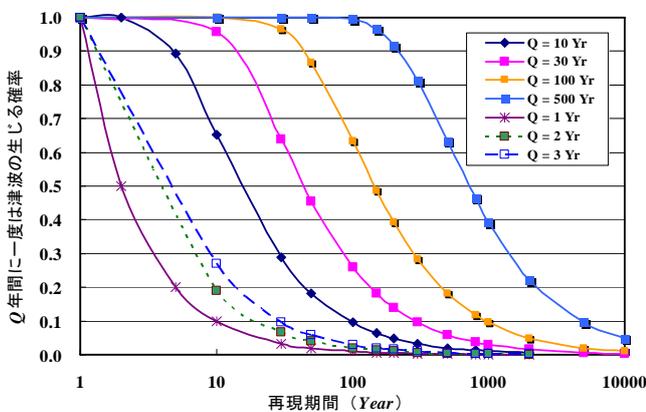


図-10 供用期間の Q 年間に津波の生じる確率。
 $Q=1, 2, 3, 10, 30, 100, 500$ 年。

以上外力としての津波の再現性について述べた。つぎに防潮堤を超える津波の安全性について構造物の安全性を考えた方法を参考にして考えてみよう。防波堤の堤体は所定の安全率(滑動および転倒に対して 1.2 以上)を持つように設計されてきた。

ここではこのような専門家の論文と比べるべきもなく、お粗末なもので恐縮ではあるが、ごく簡単な考察によって極めて初歩的な安全性評価なるものを試みよう。

いま防潮堤の高さを d 、津波の高さを H としたとき安全性のマージン Z の概念は

$$Z = d - H \geq 0 \quad \dots \text{式 (4)}$$

で表せる。

現在この安全率すなわち設計上 d を H の何倍に取るかということについて調べてみたところ、どうも 1.0 のようであり正直驚いている。構造工学を専門としているものにとっては不思議としか言いようが無い。

既に述べたように、AFOSM(Advanced First Order Second Moment Method)によれば安全性のマージン Z 、 d 、 H の期待値をそれぞれ、 μ_Z 、 μ_d 、 μ_H 、標準偏差をそれぞれ、 σ_Z 、 σ_d 、 σ_H 、 H の変動係数を V_H とすると信頼性指標 β として以下の定式化が考えられる。

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_d - \mu_H}{\sigma_Z} = \frac{\mu_d - \mu_H}{\sqrt{\sigma_d^2 + \sigma_H^2}} \\ &= \frac{\mu_d / \mu_H - 1}{\sqrt{\sigma_d^2 / \mu_H^2 + \sigma_H^2 / \mu_H^2}} \\ &= \frac{v_d - 1}{(\sigma_H / \mu_H) \sqrt{\sigma_d^2 / \sigma_H^2 + 1}} \\ &= \frac{(v_d - 1)}{V_H \sqrt{\sigma_d^2 / \sigma_H^2 + 1}} \\ &= \frac{(v_d - 1)}{\sqrt{V_d^2 \cdot v_d^2 + V_H^2}} \quad \dots \text{式 (5)} \end{aligned}$$

ここに、 $v_d = \mu_d / \mu_H$ は防潮堤の安全率である。この式の形は式(1)のそれと基本的には一致する。津波高さ H 、防潮堤高さ d 、 v_d が以前の議論ではそれぞれ外力 F 、構造物の抵抗強度 f 、そして中央安全率 v_c に対応することになる。ここで、津波高さ H の変動係数 V_H を式(2)を使って津波の再現期間 T_0 ならびに津波再現期間の変動係数 V_T により表わせば信頼性指標 β は最終的に以下の式で表せる。

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{(v_d - 1)}{\sqrt{V_d^2 \cdot v_d^2 + V_H^2}} \\ &= \frac{(v_d - 1)}{\sqrt{V_d^2 \cdot v_d^2 + \left(\frac{V_T}{\log T_0}\right)^2}} \quad \dots \text{式 (6)} \end{aligned}$$

実際に数値的に確かめてみよう。 $V_T=0.2$ および $V_T=0.3$ の場合について信頼性指標 β と破壊確率 P_f を計算してみた。

図-11 には津波越波による信頼性指標 β の計算結果を示す。また、図-12 は同じく破壊確率 P_f の計算結果を示す。

防潮堤はその滑動に対して通常安全率 1.2 で設計されているようであるがこの計算例からもこの 1.2 の値はやや低すぎる嫌いがあるようであり、信頼性指標も 1.2 から 1.4 程度で同様に低いようである。

無論現在の有史以来の津波最高位を想定される限界とする津波越波に対する安全率 1.0 は専門外の人間にとっては信じられないほど途方も無く低すぎるように思われる。すなわち信頼性指標は 0 近くの値となり、破壊確率は 0.5 位の高い値となる。つまり、設計津波が襲ってくると 50% の確率で決壊するという恐ろしいことになる。よしんば安全率を 1.2 のように少々上げたとしても破壊確率はほぼ 0.1、すなわち、10% となり恐ろしい。

また、再現期間 T_o の変動係数を 0.2~0.3 に設定しているがもともと正確なものではないし、それ程非常識的な値ではないと考えられるし、防潮堤の変動係数 V_T については 0.1 と考えることについてもやはりそれ程非常識的ではなからうと考える。

さらに、上と同じ条件： $V_T=0.2$ 、 $V_d=0.1$ のもとで再現期間と予想津波高さならびに安全率を変化させたときの破壊確率を計算し、図表化すれば図-13 のようになる。

繰り返すが、津波が防潮堤を越流することに対する安全率は 1.0 であるから、冒頭に述べたように、この越流した津波は防潮堤の背後に回りこみこの堤体の洗掘に発展してしまう。安全率を 1.2 としたとしても破壊確率は 0.1 あるいはそれ以上の大きなものになることがわかる。越流に対する安全率をもっともっと上げるべきであろう。

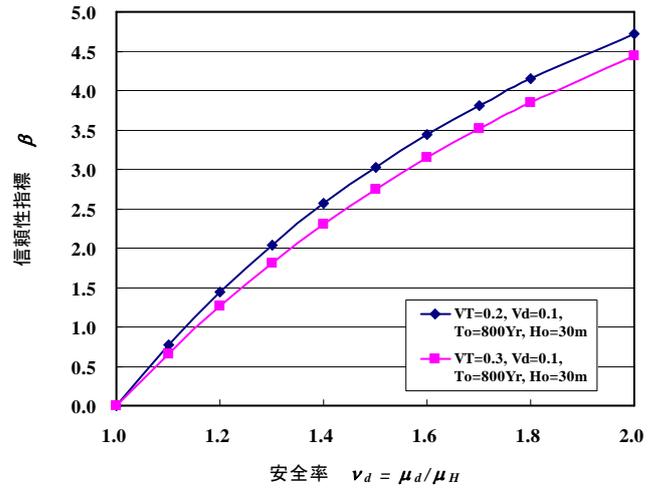


図-11 防潮堤の信頼性指標 β の計算例

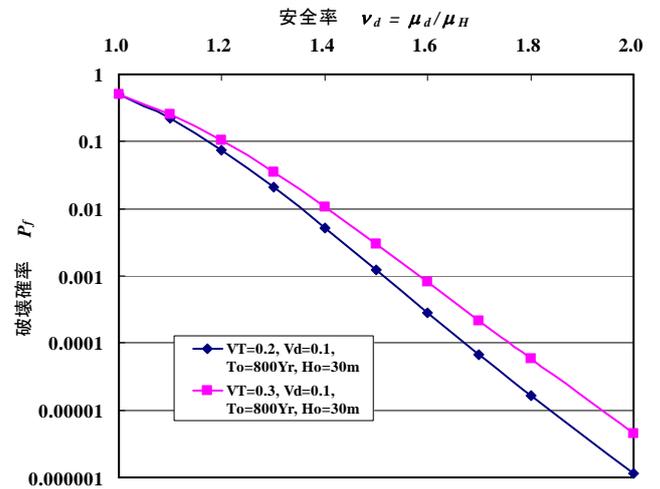


図-12 防潮堤の津波越波による破壊確率 P_f の計算例

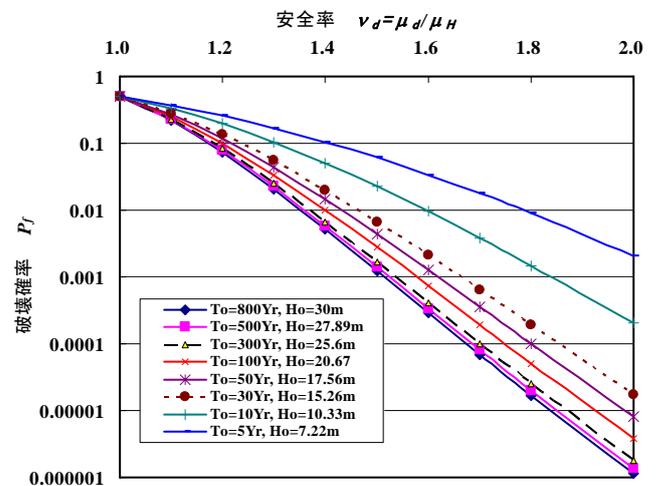


図-13 再現期間 T_o が変化したときの破壊確率 P_f の変化 ($V_T = 0.2$, $V_d = 0.1$)

既に断っているように特定の漁港でどの程度の大津波に備えなければならないのかはこのような幼稚な論法では到底議論できない。何処にどの程度の高さの防潮堤を設けるべきなのかは繰り返し述べているように、地震断層の位置、地震の規模、破壊開始点および破壊、断層の不均質性などを考えた現実的なハザード曲線を考えねばならない。

最近では津波工学の目覚ましい進歩により、そのような現実的な予測が可能となってきたように思える。しかし、これらの情報のバラツキも大きいから傍から見ても、中々正確なものを期待するのは難しいのではなかろうか。また、正確な研究成果が判明しなければ公共団体や政府は研究のための予算を確保することが難しいだろう。さらにこのような低頻度大災害にまともに対応するには例えば想像を絶する巨大な防潮堤を構築するなどの思い切った対応が要求される。その場合他の行政、例えば福祉行政など他の分野の予算を逼迫することになる。また、さらに困るのは果たしてこのような一見途方も無く大きく高い防潮堤だったら十分な安全性が確保できるかとなるとそうとも言い切れないのではないだろうか。つまり、想定外の大津波の可能性も将来に起こりうると思われる。

津波工学の全く門外漢の素人でありながら不遜で厚かましくも議論をしたことを心より反省するしだいである。願わくは許して頂ければ幸甚である。

なお、(株)駒井ハルテックの技報の記念すべき創刊号に論説として原稿を書くようにとご依頼を受けたがこのように身の程知らずの稚拙な草稿となってしまった。著者にとっては身に余る光栄であったが何卒ご勘弁頂きたい。

参考文献

- 1) Thoft-Christensen, P & Murotsu, Y. Application of structural systems reliability theory, Springer-Verlag, Berlin, 1986.
- 2) 道路橋示方書・同解説, 日本道路協会, 2002年3月
- 3) 鋼道路橋の疲労設計指針, 日本道路協会, 2002年3月
- 4) 田中輝彦・渡邊英一他, 図解・橋の科学, 土木学会関西支部編, ブルーバックス B1676, 講談社, 2010年3月
- 5) Stahlbau Handbuch. Für Studium und Praxis, Stahlbau-Verlags-GmbH Köln, 1982.
- 6) Melchers, R. E., Structural reliability analysis and prediction, Ellis Horwood Ltd, 1987.
- 7) 篠塚正宣, Tan, R., 構造物の安全性・信頼性解析について(Stochastic characterization of loads and load combinations), 京都大学特別講演録, 京都大学, 1981年7月
- 8) 鋼・コンクリート共通構造設計基準小委員会, 鋼構造とコンクリート構造の限界状態設計法に関する共通の原則, 土木学会論文集 No. 450/I-20, pp.13-20, 1992年7月
- 9) P. Thoft-Christensen, Estimation of Bridge Reliability Distributions, Current and future trends in bridge design, construction and maintenance, Thomas Telford, 1999, pp. 15-25
- 10) Dan M. Frangopol and Parag C. Das, Management of bridge stocks based on future reliability and maintenance costs, Current and future trends in bridge design, construction and maintenance, Thomas Telford, 1999, pp. 45-58
- 11) 吉田郁政, 武内大記, 大森政則, 藤井直樹, 柳沢賢: 津波漂流物による衝突ハザードの算定方法について, 土木学会地震工学論文集, pp. 912-917, 2007年8月.
- 12) 澤井祐紀ほか, 仙台平野の堆積物に記録された歴史時代の巨大津波—1611年慶長津波と869年貞観津波の浸水域—, 地質ニュース 624号 2006年.