

RC単柱橋脚の 地震損失の算定と地震リスクによる耐震性評価

学生氏名 石井 輝尚
指導教員 吉川 弘道 中村 孝明

本論は、鉄筋コンクリート(以下、RC)単柱橋脚の解析的な方法による地震リスク評価の適用を示し、地震損失の算定と地震リスクによる耐震性評価を行うものである。まず、提案するRC単柱橋脚の4フェーズで構成される地震リスク評価システムの解析手法について詳論した。兵庫県南部地震によって被災した道路橋橋脚の復旧事例に基づいて復旧費用を算定し、RC単柱橋脚に地震リスク評価を適用する。異なる断面諸元を有する100基のRC単柱橋脚を対象として地震リスク評価を適用しパラメトリックシミュレーションを行い、設計強度と地震リスク評価指標、地震損失、地震損失を考慮した総費用の関係について議論した。そのパラメトリックシミュレーションの結果から設計強度と地震リスク評価指標には明瞭な負の相関関係が確認できた。

Key Words : reinforced concrete singel pier, seismic risk assessment, seismic loss, design strength design criteria

1. まえがき

1995年以降10数年にわたり日本では、兵庫県南部地震をはじめとして、新潟中越地震、新潟県中越沖地震等の大災害が多く発生している。また、東海地震は前回発生年と平均発生周期の関係を考えると、その切迫性は年々増している。また、新潟県中越・中越沖地震のようにその切迫性が指摘されていない、未解明な断層帯でも地震が多発しており、日本のどこで大地震が起こってもおかしくない状況にある。

しかし、そのような状況下であっても、すべての構造物に対して高い耐震性を付与することは、その地震の発生確率や経済的な観点から必ずしも得策ではない。そのことから、仕様規定型設計から個々の構造物に対して適した性能を求める性能照査型設計へ、設計法の移行が進められている。性能照査型設計の概念は、施主や納税者である国民に対して明確に構造物の安全性を示すことであり、人命の安全をどの程度保障するのか、構造物の損害の受けやすさや、機能性をどこまで保障するのか等の性能を示すことにある¹⁾。その性能を示す合理的な方法の1つとして、建設地点の地域性が地震危険度情報によって考慮できる地震リスク評価が挙げられる。本論では、兵庫県南部地震でも甚大な被害を受けた道路橋RC単柱橋脚を対象として地震リスク評価の適用を行い、地震損失の算定と地震リスクや地震リスクを考慮した総費用による耐震性評価を行った。耐震性評価は、断面緒元の異なる100基(設計基準を満たさない橋脚も含む)の橋脚を設計計算し、それらの橋脚全てを地震リスク評価し、RC単柱橋脚の設計強度と地震リスクの評価指標および地震損失を考慮した総費用の関係により評価した。

また、地震リスク評価指標の定義は、対象構造物等により異なる場合がある。そこで、本論における地震リスク評価指標について評価フロー²⁾を図-1に示した。このうち、2.にて地震リスク評価方法と弾塑性応答から基盤最大加速度への変換、3.にて脆弱性評価、4.にて地震危険度評価、5.にてイベントリスクカーブによる地震リスク評価、供用期間の地震リスク評価について詳述した。

2. 構造物の地震リスク評価の適用

(1) 構造物の地震リスク評価方法

構造物の地震リスク評価は、構造物の設計計算を行い、その構造物の保有性能を算出し、設計計算された橋脚の地震に対する脆弱性評価を行い、その脆弱性情報と橋脚建設地点における地震危険度情報をもとにイベントリスクカーブを算出し、年間損失期待値、供用期間損失期待値、あるシナリオ地震に対する損失期待値、予想最大損失等により地震リスクを定量的に評価した。

(2) 弾塑性応答から基盤最大加速度への変換方法

脆弱性評価および地震危険度解析を基盤最大加速度にて評価するものとした。まず、荷重変位(以下、P- δ)曲線における弾塑性の扱いについて、本論ではエネルギー一定則³⁾を用いて評価した。縦軸に水平力、横軸に変位を示したP- δ 曲線を図-2に示す。ここで三角形OABは部材に蓄えられる弾性ひずみエネルギーを示し、台形OCDEは完全塑性の応答をする部材に蓄えられるひずみエネルギーである。エネルギー一定則とはこの三角形と台形の面積が等しいとする考え方で、弾塑性応答水平変位に応じた弾性応答水平耐力が決定できる。これが成り立つときの、荷重及び変位の関係を導くと、

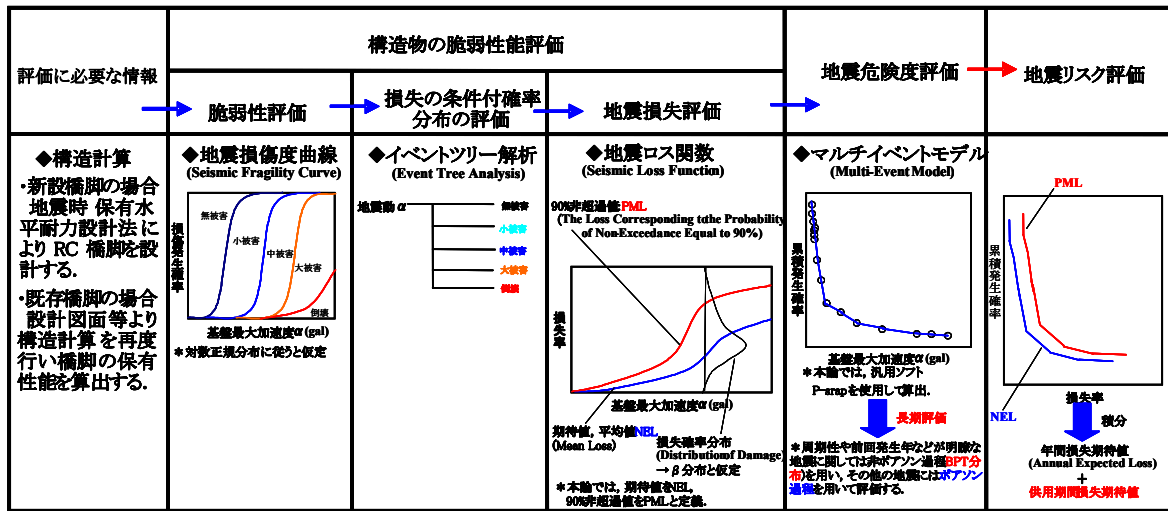


図-1 鉄筋コンクリート単柱橋脚の地震リスク評価フロー²⁾

図-2 に示す三角形 OAB と台形 OCDE の面積が等しいことから、式(1)が成り立つ。

$$P_E = P_y \sqrt{2 \frac{\delta_p}{\delta_y} - 1} \quad (1)$$

式(1)は、塑性変形する部材と等価な弾性変形水平耐力を求めるもので、式中の δ_p/δ_y を塑性率と呼ぶ。本論では地震リスク評価を行うために弾性荷重を基盤最大加速度へ変換する必要がある。そのためまず、弾性荷重を応答加速度に変換し、その応答加速度を基盤最大加速度へ変換する。弾性荷重から応答加速度への変換は式(2)により行った。

$$\alpha_c = \frac{P_E}{(W/g)} \quad (2)$$

ここに、 α_c は弾性応答加速度、 P_E は弾性応答荷重、 W は等価重量、 g は重力加速度である。

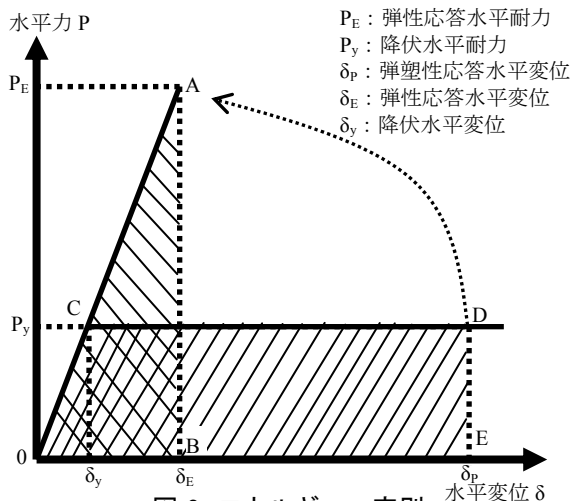


図-2 エネルギー—変位

弾性応答加速度から基盤応答加速度への変換については、神田ら⁴⁾が定式化した基盤最大加速度 α_B と構造物の弾性最大応答加速度 α_c の関係(式(3))を用いた。これは、地震動の地盤増幅効果及び応答による振幅の増大が考慮されたものである。

$$\alpha_c = 19.44 \alpha_B^{0.6523} \quad (3)$$

図-3 に神田らの提案式による基盤最大加速度 α_B と最大応答加速度 α_c の関係を示した。また、図中には基盤最大加速度 α_B の増加に伴い最大応答加速度 α_c が線形増加すると仮定した場合の最大応答加速度を併記した。グラフより $\alpha_B=200\text{gal}$ 付近では 3 倍程度の応答倍率を示すが、基盤最大加速度 α_B の増加に従って α_c の傾きが小さくなり、 $\alpha_B=700\text{gal}$ 付近では 2 倍程度の応答倍率を示すようになる。このように式(3)は、地盤の非線形応答を考慮しているため、基盤最大加速度 α_B に対して応答倍率が伸びず、非線形な増加を示している。

また、限界状態変位から弾性応答荷重、弾性応答荷重から弾性応答加速度 α_c 、弾性応答加速度 α_c から基盤最大加速度 α_B を算出し、地震リスク評価を行う手法⁵⁾を用いる場合は、式(3)を式(4)のように変形する。

$$\alpha_B = \left(\frac{\alpha_c}{19.44} \right)^{\frac{1}{0.6523}} \quad (4)$$

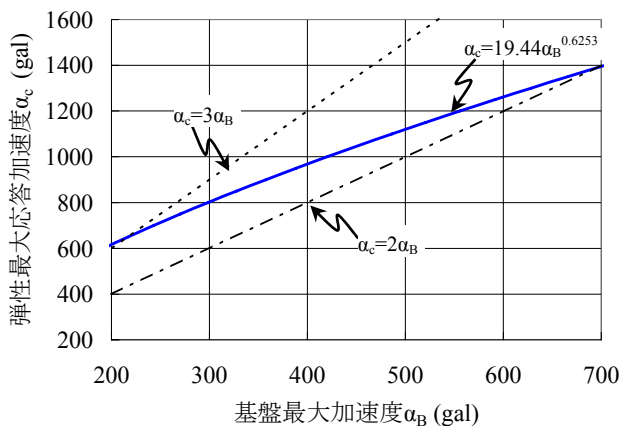


図-3 基盤最大加速度と弾性応答加速度の関係

3. 地震リスク評価その1:脆弱性評価

構造物の安全性の検討では、外力(主に地震)による応答が耐力を上回らないように設計される。そこでは、安全率を付与しており、実際の応答よりかなり余裕のある設計が行われる。しかし、算出された応答や耐力は、本来確定論的に設定できるものではなく、必ず分布をもってばらついている。すなわち、不確定なものとして扱

われなければならない。信頼性理論では、確率・統計的な方法を用いることで、この不確定性を構造物の安全性評価を積極的に取り入れている。図-4 に、応答と耐力を確率論的に扱った場合の概念図を示した。

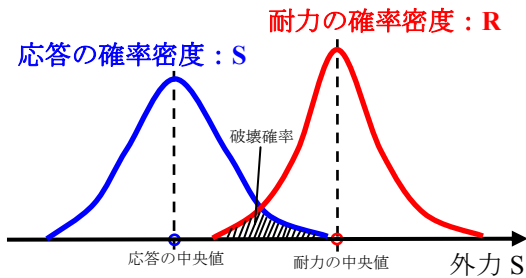


図-4 確率論的な応答と耐力の関係

橋脚の耐震性能評価(脆弱性の評価)は、P-δ 曲線などの情報を基にして、地震損傷度曲線、地震ロス関数、イベントツリー解析の 3 指標を用いて確率論的に評価を行う。ただし、これらの評価は工学的解放基盤面の最大加速度である基盤最大加速度 α_B (Peak Bedrock Acceleration 以下、PBA)にて行うものとする⁶⁾。

(1) 地震損傷度曲線

確率論的に応答と耐力の関係(図-4)を考えた場合、外力に依存を受ける応答は、外力の大小により図中右左へ移動する。右へ移動すれば損傷の発生確率は大きくなり、逆の場合小さくなる。この確率を縦軸にとった曲線を地震損傷度曲線(Seismic Fragility Curve)とよび、ある限界状態の場合の概念図を図-5 に示す。この曲線により、定義した限界状態の任意の外力における損傷発生確率を求めることができる。この曲線が全体的に右側に位置すれば耐震性は高く、左側に位置すれば耐震性は低いといえる。ただし、確率は定義した損傷の発生確率を意味しており、損傷の度合いを表すものではない。

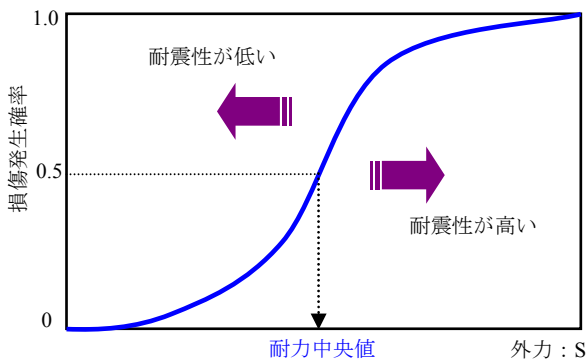


図-5 地震損傷度曲線

地震損傷度曲線を求める方法には、①解析的な方法、②統計的な方法、③経験的な方法、が考えられる⁷⁾。本論では①の解析的な方法を用いる。この解析的な方法では、信頼性理論を適用する。ここで、構造物の耐力を R、地震動の大きさを S とすると、性能関数は式(5)のようになる。

$$Z = \frac{R}{S} \quad (5)$$

もし、R と S が互いに独立で対数正規分布に従うのであれば、Z も対数正規分布となり、作用荷重 S が耐力

R を上回る確率は式(6)で算定できる。

$$P[R < S] = \int_0^1 \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta_Z Z} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln Z - \lambda_Z}{\zeta_Z}\right)^2\right\} dZ \quad (6)$$

ここに、 λ_Z は $\ln Z$ の平均値、 ζ_Z は対数標準偏差である。

$$\lambda_Z = \ln\left(\frac{\mu_R}{\mu_S} \sqrt{\frac{1+v_S^2}{1+v_R^2}}\right) \doteq \ln R - \ln S \quad (7)$$

$$\zeta_Z = \sqrt{\ln\left\{\left(1+v_R^2\right)\left(1+v_S^2\right)\right\}} \quad (8)$$

ここに、 v_R は構造物の耐力の変動係数、 v_S は地震動の大きさの変動係数である。積分関数を $x = r_m \cdot Z$ として式(6)を変数変換すると、損傷確率は式(9)にて算定できる。

$$F_X(s_m) = \int_0^{s_m} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta_Z x} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \ln r_m}{\zeta_Z}\right)^2\right] dx \quad (9)$$

式(9)は地震動の大きさ s_m が与えられた時の条件付限界状態発生確率を表している。 s_m を変数として $0 \sim \infty$ まで変化させると、地震動の大きさに応じた損傷の発生確率がわかる地震損傷度曲線が得られる。

(2) イベントツリー解析

構造物の脆弱性情報を評価することは、被害形態を分析し、発生確率と損失を明確にすることである。その手段の 1 つとして、イベントツリー解析(Event Tree Analysis)が挙げられる。構造物の地震損傷イベントを橋脚基部の曲げ破壊に限定した本論のイベントツリーを図-6 のように設定した。

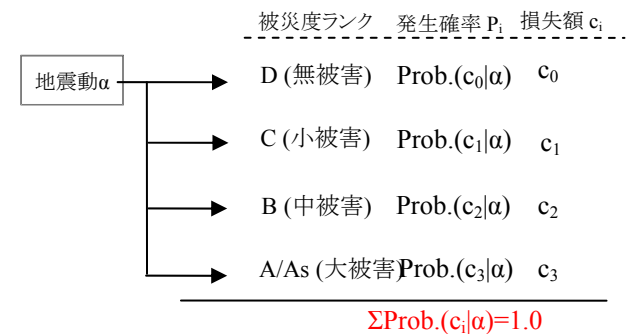


図-6 イベントツリー解析

(3) 地震ロス関数

地震時の各限界状態(損傷)の発生確率は、地震動の大きさに依存する。したがって、地震リスクを示す損失期待値は式(10)にて算出することができる。

$$(C_{NEL}|\alpha) = \sum_{i=1}^n \text{Prob.}(c_i|\alpha) \times c_i \quad (10)$$

ここで、 C_{NEL} は損失期待値(NEL; Normal Expected Loss)、 $\text{Prob.}(c_i|\alpha)$ はある地震動の大きさにおける損失 c_i の発生確率、 c_i はある地震動における損失額である。式(10)は損傷の可能性が高いほど、または損失が高いほど、リスクは大きいと表現され損失を伴う様々な意思決定問題を扱う上で、基本的な損失予測の評価式である。このような地震動の大きさと損失期待値の大きさの関係を表す関数を地震ロス関数(Seismic Loss Function)といい、図-7 の実線で示している。 C_{NEL} は、ばらつきを伴う損失の平均的な姿であり、実際の損失は図-7 に示すよ

うな分布を伴っている。一方、このばらつきを反映した損失情報として、米国で発祥した保険情報の 1 つである予想最大損失(PML; Probable Maximum Loss)がある。PML は「対象施設あるいは対象地域に散在する施設に対し、最大の損失をもたらすような地震が発生し、その場合の予想最大損失額の 90%非超過値に相当する損失額」と定義する。図-7 には破線で地震動の大きさを条件とした C_{PML} も示している。損失のばらつきが大きければ、当然同値も大きな値をとることになる。以下に C_{PML} の具体的な算出法を示す。 C_{PML} を求めるために地震動の条件付損失率の分布を考える。地震動の条件付損失率の分布が上下限値を有する β 分布をとると仮定⁸⁾した時、ある加速度において式(11)にて損失率の確率分布図を得ることができる。

$$f(c) = \frac{1}{\beta(q,r)} c^{q-1} (1-c)^{r-1}, 0 < c < 1 \quad (11)$$

ここで、 q, r は β 分布のパラメータで、 q, r と分散 σ^2 , q, r と平均値(損失期待値) μ との関係式、式(12), (13)から算定する。

$$q = -\frac{\mu(\mu^2 - \mu + \sigma^2)}{\sigma^2} \quad (12)$$

$$r = -\frac{\mu^3 - 2\mu^2 - \mu(\sigma^2 - 1)}{\sigma^2} \quad (13)$$

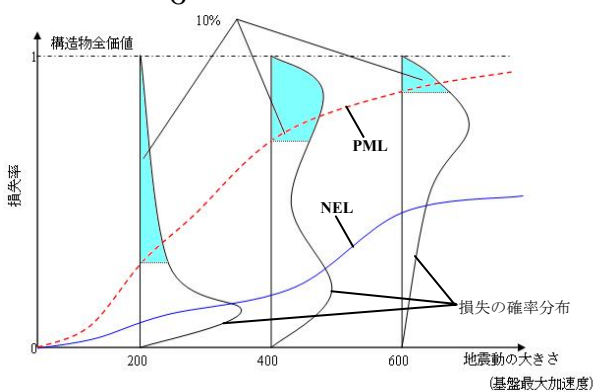


図-7 地震ロス関数

4. 地震危険度評価

対象地点の地震危険度は、構造物を建設するサイトに依存するもので、サイトに影響を及ぼす可能性のある過去の地震データ、活断層資料、地質構造、地球物理学の知見から得られる。一般的には Cornell⁹⁾の地震ハザード評価手法が知られている。一方、広域に散在する施設や有機的に広がるライフラインなどを対象とする場合、地震ハザード曲線ではなく、震源位置とマグニチュードを確定的に与えるシナリオ地震に基づく必要がある。この方法は、マルチイベントモデル(multi-event model)¹⁰⁾と呼ばれ、震源を明示的に特定するため地震リスク評価では特に有用されている。本論においても、マルチイベントモデルによる地震危険度評価を行った。

(1) 単年度の評価

地震危険度の単年度評価は、評価サイトにおいて起こりうる地震の基盤最大加速度の上位 100 位までの地

震を用いて評価を行った。距離減衰式に安中らの式¹¹⁾を用い、工学的開放基盤上での最大加速度(PBA: Peak Base-rock Acceleration)で地震危険度を評価し、横軸に地震動の大きさを取り縦軸に累積発生確率を取るグラフとして表す。また、累積発生確率は式(14)にて算出するが、これは累積発生確率が 1 を超えないためにこの式を用いている。ただし、1 を超えない限り発生確率を単純に足した結果とほぼ一致する値となる。

$$Q_i = 1 - (1 - P(E_i))(1 - Q_{i-1}), i = 2 \sim 100 \quad (14)$$

ただし、 $Q_1 = P_1$ である。ここで、 Q_i は上位 i 番目までの地震の累積発生確率、 $P(E_i)$ は上位 i 番目の地震の発生確率である。考慮されるシナリオ地震¹⁰⁾は、プレート内で生じる地震規模のやや小さなプレート内地震(M5.5~M6.5)、断層が地表面に現れている活断層地震、プレート境界でのプレートの沈み込みに起因するプレート境界地震、震源が特定できないバックグラウンドの内陸地震の 4 種類の地震である。バックグラウンドの内陸地震は緯度経度ともに 0.2°間隔に想定された地震である。

(2) 長期評価

地震危険度を長期にわたって評価する場合、地震情報は単年度情報と一切変わらない。その上で、各地震の発生確率はポアソン過程(Poisson Process)に従う地震と非ポアソン過程に従う地震に分けられるものとする。周期性を有する陸域の活断層地震とプレート境界型地震で前回発生年、平均発生周期が確かな地震に対しては非ポアソン過程を用い、これらに含まれないバックグラウンドの地震、前回発生年や平均発生周期が不明な活断層地震およびプレート境界型地震、比較的小規模でランダム性が伺える地震にはポアソン過程を用いて評価する。非ポアソン過程での評価で必要となる前回発生年、平均発生周期は文部科学省地震調査研究推進本部のデータ^{12,13)}を用いた。

a) ポアソン過程による評価

バックグラウンドの地震、前回発生年や平均発生周期が不明な活断層地震およびプレート境界型地震、比較的小規模でランダム性が伺える地震は時間、空間軸の任意の点でランダムに起こりうる事象を記述するモデルであるポアソン過程によって評価した。ポアソン過程の特徴は、時空間の区間での事象の発生確率を独立としている点である。微小時間の区間 Δt における事象発生確率は、 Δt に比例し $v\Delta t$ と表すことができ、微小区間 Δt の間に 2 回以上の発生確率は無視できるほど小さいと仮定する。事象の発生確率は以下のようなポアソン分布(poisson distribution)で記述できる¹⁴⁾。

$$P(j, t|v) = \frac{(vt)^j}{j!} \exp(-vt) \quad (15)$$

ここで、 j は発生回数、 v は年当たりの発生確率、 t は時間である。橋脚の供用期間を対象にすると、2 回以上の生起確率は無視できなくなる。そこで、地震の発生回数に応じ地震損失の可能性が増加すると考えれば、評価

期間中にイベント m と遭遇する確率は以下のように求められる。

$$P_X^{(t)} = \sum_{j=1}^{\infty} \frac{(vt)^j}{j!} \exp(-vt) \doteq v_m t \quad (16)$$

$$P_X(x_m) = 1 - \exp(-v_m t); v_m(t_n - t_0) < 1.0 \quad (17)$$

$$= 0.632 \quad ; v_m(t_n - t_0) \geq 1.0$$

t を供用期間($t_n - t_0$)を用いて表せば以下のようになる。

$$P_X(x_m) = 1 - \exp\{-v_m(t_n - t_0)\} \quad ; v_m(t_n - t_0) < 1.0 \quad (18)$$

$$= 0.632 \quad ; v_m(t_n - t_0) \geq 1.0$$

b) 非ポアソン過程による評価

非ポアソン過程は、周期性が明確な大規模地震の評価を対象として一度その地震が起こればその地震の余震を除いてその震源が同じ規模で再び活動する可能性は低いと考える¹⁴⁾。つまり、橋脚の供用期間の間に同じイベントは2回以上発生しないと仮定する。イベントの発生は時間を確率変数とする関数で表され、本論では、初期(地震発生直後)の応力状態、一定速度の応力蓄積と擾乱を考慮した時間予測モデルが表現できるという特徴も持つ BPT(Brownian Passage Time)分布を採用した。BPT 分布の一般式を以下に示す。

$$f_X(t) = \sqrt{\frac{\mu_X}{2\pi\delta_X^2 t^3}} \exp\left\{-\frac{1}{2} \frac{(\mu_X - t)^2}{\mu_X \delta_X^2 t}\right\} \quad (19)$$

ここで、 μ_X は平均値、 δ_X はその変動係数である。地震動の平均発生周期を μ_{TR} 、地震動の平均発生周期の変動係数を v_{TR} とすれば、式(20)は以下のように書き換えることができる。

$$f_X(t) = \sqrt{\frac{\mu_{TR}}{2\pi\delta_{TR}^2 t^3}} \exp\left\{-\frac{1}{2} \frac{(\mu_{TR} - t)^2}{\mu_{TR} \delta_{TR}^2 t}\right\} \quad (20)$$

また、供用期間($t_n - t_0$)の間に、イベント m と遭遇する確率は以下の式¹⁵⁾によって求めることができる。

$$P_X^{(t_n - t_0)}(x_m) = \frac{\int_{t_0}^{t_n} f(t|\mu_{TR}, \delta_{TR})}{1 - \int_0^{t_0} f(t|\mu_{TR}, \delta_{TR})} \quad (21)$$

ここで、 $f(t|\mu_{TR}, \delta_{TR})$ は式(20)で示した BPT 分布の密度関数である。式(21)は前回発生年から評価年までであるイベントが発生しなかったという事実を反映した式で、この

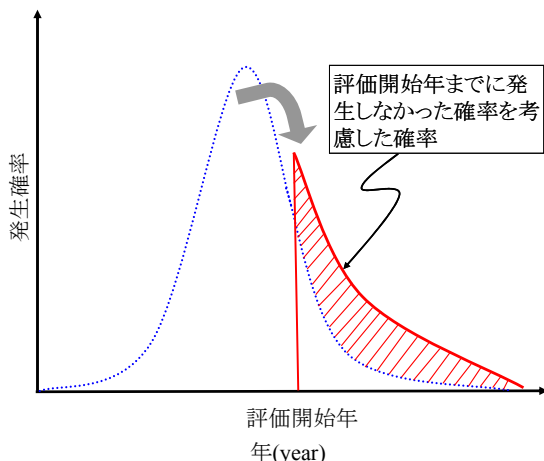


図-8 切迫性を考慮した考え方¹⁶⁾

式を用いることで切迫性を考慮することができる。図-8にその概念図を示す。斜線部は地震の前回発生年から評価開始年までの発生確率の和である。

5. 地震リスク評価その2: イベントリスクカーブ

(1) イベントリスクカーブ

イベントリスクカーブ(Event Risk Curve)とは、構造物の脆弱性情報の評価の1つである地震ロス関数とマルチイベントモデルを組み合わせ、対象構造物の地震リスクを表したものである⁷⁾(図-9)。

(2) 年間損失期待値

年間損失期待値は、一年間当たりの建設地点の地震損失期待値を表している。年間損失期待値は式(22)にて算定できる。

$$C_{AEL} = \sum_i P(E_i) \cdot (C_{NEL}|E_i) \quad (22)$$

ここに、 $P(E_i)$ はシナリオ地震 i の一年当たりの発生確率、 $(C_{NEL}|E_i)$ はシナリオ地震 E_i に対しての損失期待額 C_{NEL} である。式(22)を展開すると C_{AEL} はイベントカーブの面積(図-9)に相当することがわかる。

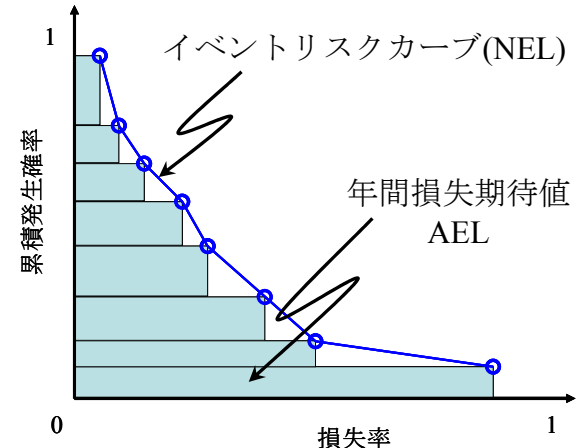


図-9 年間損失期待値 AEL の算出

(3) 供用期間の地震リスク評価

供用期間損失期待値の算出は、(1)および(2)に示した方法と同様、構造物の脆弱性情報である地震ロス関数と長期評価を行った地震危険度情報である供用期間のマルチイベントモデルを組み合わせた供用期間イベントリスクカーブを算定し、供用期間イベントカーブの面積に相当する供用期間損失期待値を式(22)によって算出する。ただし、供用期間損失期待値の場合、式(22)の $P(E_i)$ はシナリオ地震の供用期間発生確率となる。

6. 復旧費用の算定

通常、RC 単柱橋脚を設計する際には、曲げ破壊が先行するよう設計される。そこで本論では破壊モードが曲げ破壊になるように RC 橋脚を設計し、橋脚の被害形態をせん断破壊は考慮せず、橋脚基部の曲げ破壊のみに限定する。また、橋脚の設計照査では橋軸方向と

橋軸直角方向の2方向を照査するが、耐力の低い橋軸直角方向を地震リスク評価の対象とした。

また、地震による損失は、直接被害(復旧費用等の物的損失)、間接被害(経済損失、営業損失)があるが、本論では復旧費用(直接工事費¹⁷⁾のみを損失と設定した。

(1) RC単柱橋脚の被災度ランクの設定

本論で対象とするRC単柱橋脚の被災度ランクは、1995年の兵庫県南部地震により被災した都市高速道路高架橋の復旧事例¹⁸⁾等を参考に設定した。兵庫県南部地震で被災を受けた都市高速道路高架橋の被災度の判定は、道路復旧対策便覧(震後復旧編)¹⁹⁾に示される5段階(As, A, B, C, D)の被災度分類(図-10)に基づき行われた。この5段階評価の基本的な考え方は、AsおよびAは甚大な被災であり再構築による復旧が望まれるもの、BおよびCは残留耐荷力はあるが補修・補強が必要なもの、Dについては無被害か非常に軽微なものであり場合によっては長期展望にたった補修が必要なものとなっている¹⁸⁾。以上にに基づき、本研究におけるRC橋脚の被災度ランクの設定とその定義を表-1に示す。本論においては、被災度AsおよびA(大被害)は、杭やフーチングは橋脚躯体と比べ耐力が高いことからそれらの損傷は無いものと考え、橋脚躯体の柱および梁部の取り壊し、撤去後に同部の再構築を実施、被災度B(中被害)はエポキシ樹脂によるひび割れ注入の補修を実施した後、RC巻立て工法による補強を実施、被災度C(小被害)はエポキシ樹脂によるひび割れ注入の補修を実施、被災度D(無被害)は補修や補強は実施しないものとした。

(2) 復旧費用の算定

復旧費用(損失額)の算定²¹⁻²⁴⁾の条件として、ひび割れへの樹脂注入(エポキシ樹脂)の補修を実施する場合、ひび割れ箇所やひび割れの数を断定することは不可能なため、ひび割れ範囲を柱径(本研究では4m)とし、平

均ひび割れ幅1mm、平均深さ30cm、ひび割れの発生間隔20cm、注入箇所はひび割れ発生箇所の1/4(小被害Cの場合)、1/3(中被害B場合)と仮定した²⁵⁾。RC巻立て工法による補強は、一般的に採用されている、巻立て厚さを250mm、軸方向鉄筋はD32を150mmピッチ、帯鉄筋はD22を100mmピッチで配筋した²⁶⁾。また、再構築を実施する場合はもとの橋脚に戻すのではなく、どの橋脚の場合でも、本研究で設計計算した中で最も耐震性の高い設計強度 $\xi=1.211$ の橋脚を構築するものとした。以上に基づいて復旧費用(直接工事費)を積算した結果、図-11のとおりとなった。図-11にP- δ 曲線と被災度ランクと復旧費用の関係を示した。

表-1 被災度ランクと復旧工法

被災度	被災度の状態	損傷状態	具体策
D(無被害)	降伏以前(耐震性能1)	補修の必要なし	-
C(小被害)	降伏以降	補修のみ	ひび割れ注入
B(中被害)	耐震性能2を超える状態	補修・補強	ひび割れ注入 RC巻立て補強
A・As(大被害)	終局以降	再構築	撤去 再構築

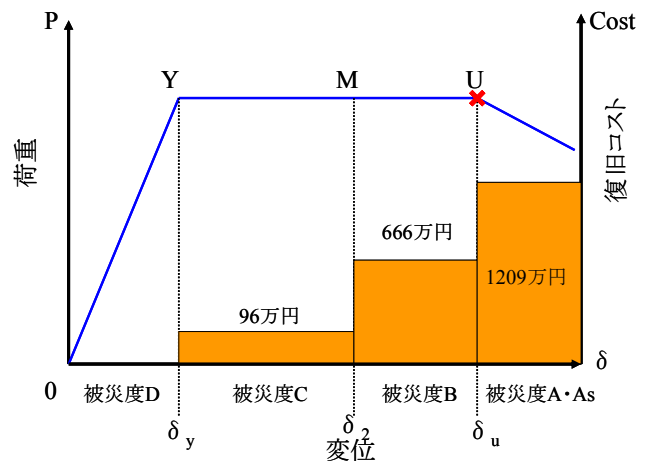


図-11 荷重変位曲線と復旧費用の関係

観測される損傷		① 水平ひびわれのみ	② 斜めひびわれ(貫通せず)	③ 斜めひびわれ貫通	④ かぶりコンクリート剥離	⑤ 鉄筋はらみ出し	⑥ 軸方向鉄筋破断および躯体傾斜
損傷	通常の 場合 $P \geq 0.5P_0$						
	状況 軸方向鉄筋比 小の場合 $P < 0.5P_0$						
被災度		C: 小被害	C: 小被害	C: 小被害	B: 中被害	B: 中被害	A: 大被害
残留強度		$(1.1P_0 \sim 1.3P_0)$	$(1.1P_0 \sim 1. P_0)$	$1.1P_0$	$1.0P_0$	P_0 以下	P_0 以下
残留変形性能 $\frac{\delta_u - \delta_y}{\delta_u} \times 100(\%)$		70%	50%	30%	10%	0%	0%

P_0 : 降伏耐力 P_u : 終局耐力 δ_y : 降伏変位 δ_u : 終局変位 δ : 最大履歴変位

図-10 RC橋脚基部に損傷が生じている場合の被災度判定¹⁹⁾

7. RC単柱橋脚の地震リスク評価

前章までに示した評価方法に従って、実際にRC単柱橋脚に適用し、地震リスク評価を行った。以下にその結果を示した。

(1) 道示Vに基づくRC橋脚の設計計算

本論では、道路橋示方書・同解説V編²⁰⁾(以下、道示V)に準拠し、地震時保有水平耐力法によってRC単柱橋脚の設計計算を行った。設計条件は表-2に示す通りである。この場合、最終的な設計照査式は、以下の式²⁰⁾によって与えられる。

$$K_{hc} \cdot W < P_a \quad (23)$$

ここで、 K_{hc} は設計水平震度、 W は等価重量、 P_a は橋脚の地震時保有耐力である。また、本論では橋脚の耐震性能を示す指標を設計強度 ξ ²⁷⁾と呼び、式(24)の通り定義する。

$$\xi = \frac{P_y}{k_{hc} W} \quad (24)$$

ここで、 P_y は橋脚の降伏耐力であり、地震時保有水平耐力 P_a に相当する。設計強度 ξ は橋脚の保有耐力を地震力で除したものであり、 ξ が1.0以上ならば設計段階でOKと判定され、 ξ が1.0未満ならばNGと判定されることになる。道示Vに基づく設計照査上では、OKまたはNGの2者のみが議論される(non-collapse-based design)。

表-2 設計条件²⁰⁾

橋の重要度の区分	B
地盤種別	II種地盤
地震動タイプ	レベル2タイプII地震動

(2) 対象橋脚

図-12に示すような直径4mの円形断面を有するRC単柱橋脚を地震損失の算定および地震リスク評価の対象とする。地震リスク評価の対象とするRC単柱橋脚は、レベル2タイプII地震動に対して道示Vの地震時保有水平耐力法をぎりぎり満足する橋脚($\xi=1.01$)とする。表-3に対象橋脚の性能諸元、図-13にP- δ 曲線を示した。

(3) 対象橋脚の脆弱性評価

まず、設計計算により求められた橋脚の保有性能から評価対象橋脚の脆弱性評価を行った。その結果を図-14に地震損傷度曲線、図-15にイベントツリー解析結果、図-16に地震ロス関数を示した。なお、地震損傷度曲線を率は低いということが言える。イベントツリー解析の結果、500galの地震動が発生した場合、対象橋脚の損失期待額は126万円となった。図-16の地震ロス関数をみると、グラフの傾きが大きく異なるところがある。これは、図-14の地震損傷度曲線に起因しており、被災度C(小被害)と被害の損傷発生確率は基盤最大加速度が低い時点ですでに立ち上がりを見せ、逆に中被害以降の損傷発生確率は基盤最大加速度が約300galを越えた時点でようやく立ち上がることがわかる。このことから、現行

の規定を満足した橋脚は大地震時でも大きな損傷を受ける確率は低いということが言える。

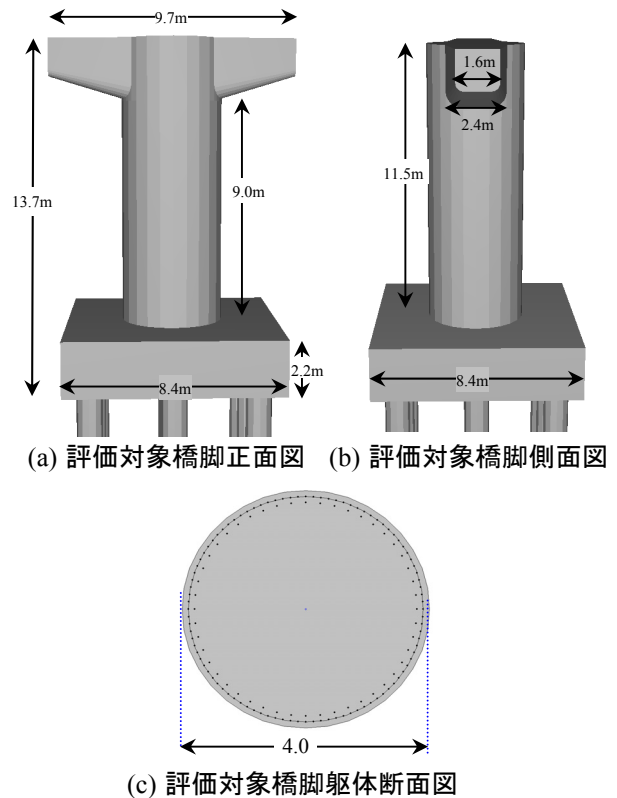


図-12 評価対象橋脚

表-3 性能諸元

設計強度	ξ	1.01
コンクリート圧縮強度	f'_c	21 N/mm ²
主鉄筋量(SD295)	A_s	830 cm ²
主鉄筋配筋方法	-	1.5段配筋
帯鉄筋(SD295)	-	D22@150mm
初期降伏耐力	P_{y0}	2846 kN
地震時保有耐力 (降伏耐力)	P_y	3992 kN
降伏変位	δ_y	0.0403 m
終局変位	δ_u	0.2045 m
設計水平震度の標準値	k_{hc0}	1.75
設計水平震度	k_{hc}	0.69
等価重量	W	5734 kN
慣性力	$k_{hc} \cdot W$	3956 kN

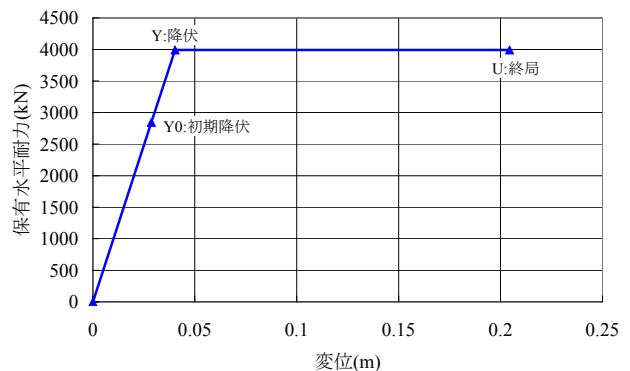


図-13 P- δ 曲線

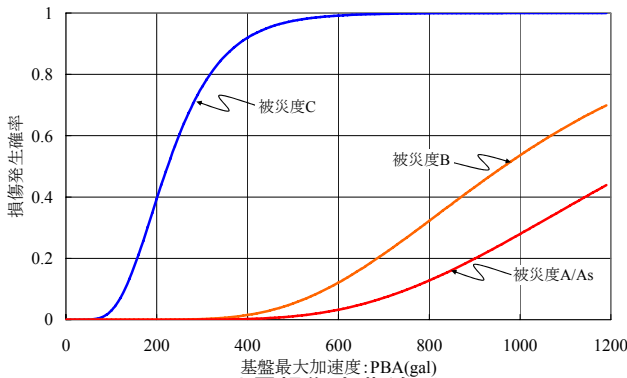


図-14 地震損傷度曲線($\xi=1.01$)

限界状態	発生確率P	損失額 c_i ($\times 1$ 万円)	リスクの要素
被災度D (無被害)	0.029	0	0
被災度C 小被害	0.924	96	88.7
被災度B 中被害	0.038	666	25.3
被災度A/As 大被害	0.010	1209	12.1
$\Sigma P_i=1.0$		$C_{NEL}=126.1$ 万円	

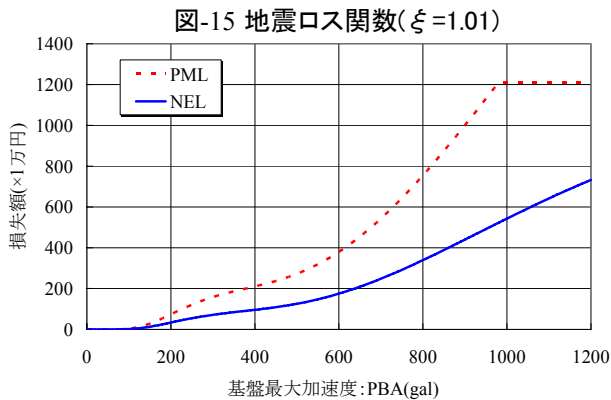


図-16 地震ロス関数($\xi=1.01$)

(4) 地震危険度評価結果

a) 単年度評価結果

建設地点を本論では東京都新宿区とし、単年度の地震危険度評価は、評価期間は2006年1月から1年間とした。その結果を表-4 および図-17 に示す。最大の損失をもたらす地震は、緯度 35.7°経度 139.7°におけるマグニチュード 6.5 の震源が特定できないバックグラウンド地震とよばれる内陸地震である。この地震による工学的解放基盤面での最大加速度は約 314gal であるが、この地震の再現期間は約 3000 年とごく稀な地震といえることができる。また、軽微や小被害の中央値を超える 150gal 前後の中等度の大きさの地震の発生確率が高いことが特徴として挙げられる。

表-4 地震危険度リスト

地震番号	震源番号	震源名称	マグニチュード	発生確率P(%)	累積発生確率Q(%)	PBA (gal)
1	5359	(139.70, 35.70)	M6.5	0.0328	0.0328	313.85
2	260	1703,1923 KANTO	M8.0	0.1914	0.2241	270.05
3	5358	(139.70, 35.70)	M6.0	0.0835	0.3075	252.25
4	5554	(139.90, 35.70)	M6.5	0.0328	0.3401	245.8
5	5158	(139.50, 35.70)	M6.5	0.0328	0.3728	244.75
...
100	4962	(139.30, 36.10)	M6.0	0.0831	12.6218	36.55

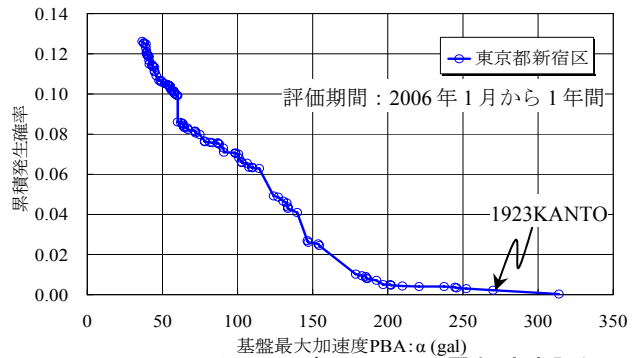


図-17 マルチイベントモデルによる地震危険度評価

b) 長期評価結果

BPT 分布の変動係数に関しては、それぞれの地震動において 0.17 から 0.24¹²⁾まで幅があり、そのうえで繰返し発生回数は少ないことから、本論では変動係数を 0.2 に統一して評価を行った。非ポアソン過程によって評価した中から、ここでは、1923KANTO 地震の長期評価結果をポアソン分布により評価した場合と併せて図-18 に示した。長期評価した結果、BPT 分布とポアソン分布で評価した場合とでは、その発生確率は大きく異なることがわかった。

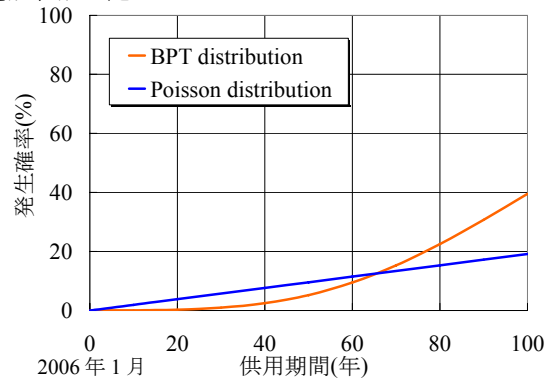


図-18 1923KANTO 地震の長期評価結果

単年度の評価により算出した東京都新宿区における基盤最大加速度上位 100 の地震について、平均発生周期と前回発生年が明確な地震に関して BPT 分布を用いて長期評価し、バックグラウンドの地震、前回発生年や平均発生周期が不明な活断層地震およびプレート境界型地震、比較的小規模でランダム性が伺える地震はポアソン分布により長期評価を行った。評価開始年を 2006 年 1 月とした時の東京都新宿区の地震危険度の長期評価結果である供用期間のマルチイベントモデルを図-19 に示した。

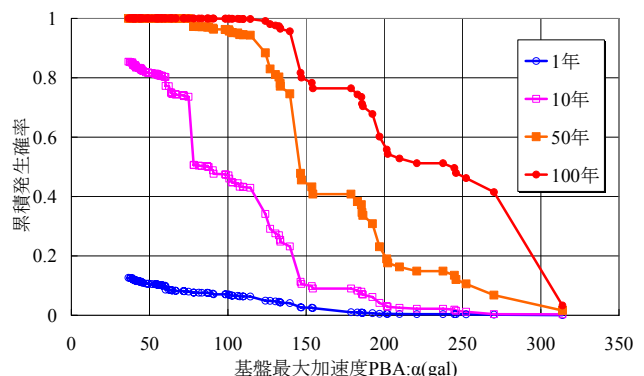


図-19 供用期間マルチイベントモデル

(5) 地震リスク評価結果

脆弱性評価の1つである地震ロス関数とマルチイベントモデルによる地震危険度評価(単年度の評価, 長期評価)を組み合わせ、地震動の大きさの条件付を解除して、イベントリスクカーブを算定し、年間損失期待値AELと供用期間損失期待値を算出した。

a) 単年度評価

設計強度 $\xi=1.01$ のRC単柱橋脚を地震リスク評価した結果、東京都新宿区における基盤最大加速度PBAの上位100地震による年間損失期待値 C_{AEL} は0.9万円、再現期間約475年に相当する1923KANTO地震による損失期待額 C_{NEL} は61.3万円、予想最大損失額 C_{PML} は135.9万円となった(図-20)。

b) 供用期間の地震リスク評価

図-16に示した地震ロス関数と図-19に示したポアソン分布とBPT分布を用いた供用期間マルチイベントモデルから、図-21に示した供用期間イベントリスクカーブを算定した。また、供用期間のイベントリスクカーブの面積に相当する供用期間損失期待値を図-22に示した。

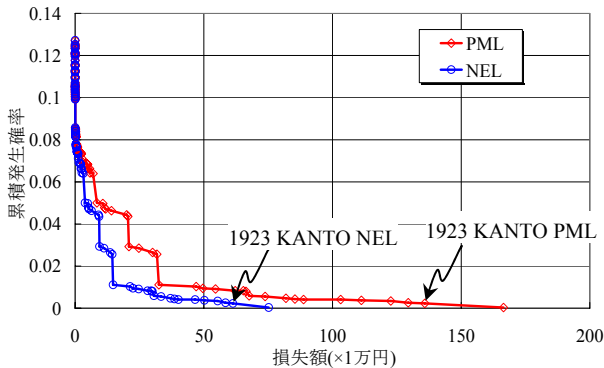


図-20 イベントリスクカーブ($\xi=1.01$)

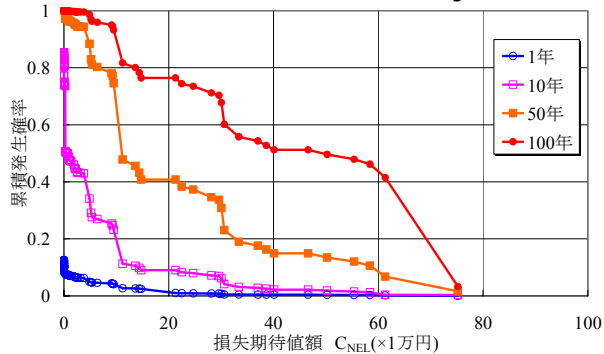


図-21 供用期間イベントリスクカーブ(NEL)

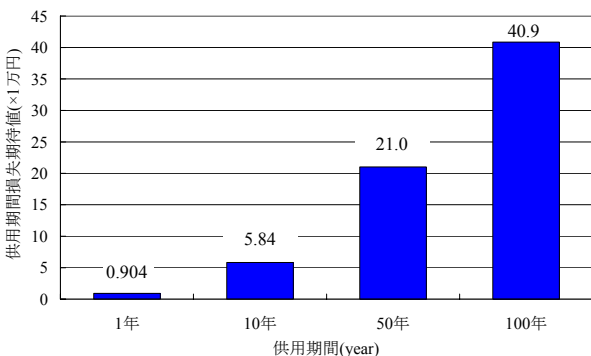


図-22 供用期間損失期待値

8. 設計強度を変数としたパラメトリックシミュレーション

断面性能の異なる100断面のRC単柱橋脚を前章で示した地震リスク評価と同様に評価し、設計強度を変数としたパラメトリックシミュレーションを行った。評価したRC単柱橋脚は、外観を図-12に示した橋脚と全て同じとし、主鉄筋比、鉄筋強度、コンクリート強度を変化させた。地震リスクの評価は、表-5に示したように対象地震を特定地震(本論では、1923KANTO地震)とした地震損失(NEL, PML)とその地震損失(NEL)と初期費用の和をである総費用($C_{T(NEL)}$)による評価(評価A)とマルチイベントモデルによる地震危険度評価で用いた全地震動を用いた年間損失期待値AELによる評価(評価B)の2つ評価手法を用いた。また、主鉄筋比 p と設計強度 ξ の関係、保有靱性率 μ と設計強度 ξ の関係、設計強度 ξ と初期コスト C_i の関係も同時に示し、これらの関係から、設計基準段階では可/不可(OK/NG)に分けられる橋脚100基の耐震性を考察した。

表-5 地震リスクの評価手法

	対象地震	結果
評価A	特定地震(シナリオ地震) 本論では、1923KANTO地震	地震損失(NEL,PML) 総費用($C_{T(NEL)}$)
評価B	マルチイベントモデルによる 地震危険度評価の全地震動	年間損失期待値AEL

(1) 100断面の設計

前項7の対象橋脚を基本モデルとして、さらに耐震性能の異なる100断面を設計した。ここでは、主要断面諸元として、表-6に示すようなパラメータを設定し、設計強度 ξ は、 $\xi=0.791\sim 1.211$ となり、結果的に保有靱性率は $\mu=3.16\sim 14.4$ であった。

表-6 橋脚の設計パラメータ

橋脚の形式	T型単柱橋脚
高さ	11.5m
断面幅	4.0m
主鉄筋	
配筋方法	1段, 1.5段, 2段
降伏強度	SD295,SD345
帯鉄筋	
配筋	D22@150mm
降伏強度	SD295,SD345
コンクリート 圧縮強度 f'_c	21, 24, 27, 30N/mm ²

(2) 主鉄筋比 p と設計強度 ξ の関係

100基の橋脚の躯体主鉄筋比 p と設計強度 ξ の関係を図-23に示す。主鉄筋比 p と設計強度 ξ は正の相関関係にあることが確認できる。ただし、100基のデータ群の中には、同じ主鉄筋比 p でも異なる設計強度 ξ の値になることや、その大小関係が逆転するデータも見受けられる。この要因として考えられるのは、まずコンクリート強度や主鉄筋強度の違いが大きく影響していると考えられる。その他に、同鉄筋比 p でも主鉄筋の配筋方法が異なれば、設計強度も異なるということが推測される。

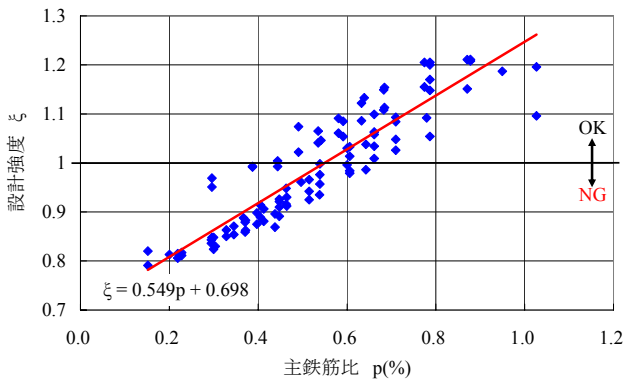


図-23 主鉄筋比 p と設計強度 ξ の関係

(3) 設計強度 ξ と地震リスク評価指標の関係

設計強度 ξ と 1923KANTO 地震による地震損失(損失期待額 C_{NEL} および予想最大損失額 C_{PML}), 東京都新宿区のマルチイベントモデルによる地震危険度評価の全地震を用いた年間損失期待額 C_{AEL} の関係を図-24に示す。

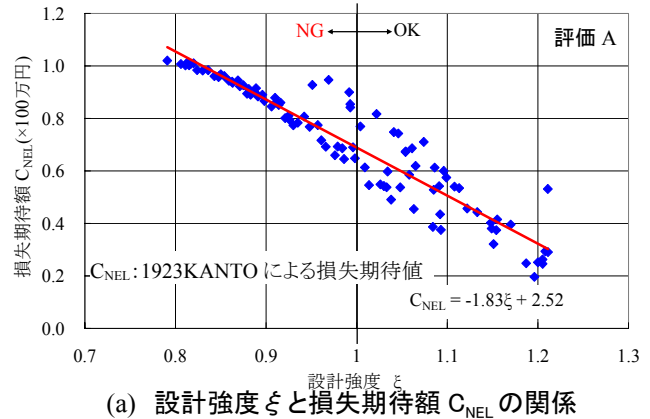
設計強度 ξ と地震リスク評価指標にはばらつきはあるものの明瞭な負の相関関係が確認できる。ただし、100基のデータ群の中には、同じ設計強度 ξ でも異なる損失額になることや、その大小関係が逆転するデータも見受けられる。東京都新宿区の地震危険度評価の結果は、最大の損失をもたらす地震でも約 300gal であることから、地震損失の影響度は被災度ランク C (降伏)が大半を占めている。そのため、東京都新宿区の場合は、同じ設計強度の場合、靱性が高い橋脚よりも地震時保有水平耐力が高い橋脚の方が地震リスクは低くなる。

エネルギー一定則の関係から地震時保有水平耐力が異なる場合でも同じ設計強度となる橋脚は、設計段階では同じ耐震性能を持つと判定されるが、地震リスク指標によって評価をすると、その耐震性は異なることがわかった。

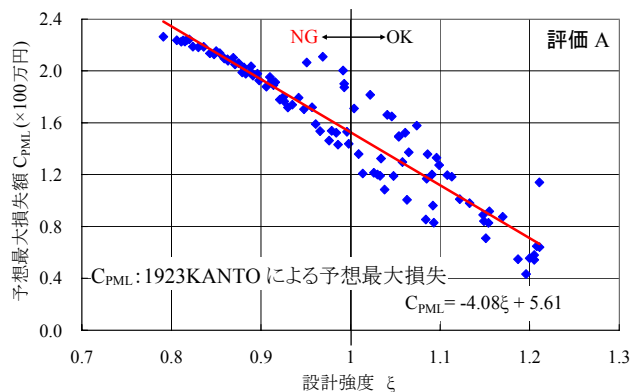
(4) 設計強度 ξ と初期コスト C_1 の関係

100基の橋脚の初期費用を積算^{21~24)}した結果を図-25に示した。初期費用 C_1 と設計強度 ξ の関係(図-25(a))から初期性能が高いほど初期費用 C_1 が高くなるが、中にはその上下関係が逆転するデータも見受けられた。ただし、(a)に示した初期費用を基準化すると、 $\xi=1.00$ の橋脚を基準価格として、設計強度 ξ を約 $\pm 20\%$ の範囲で変

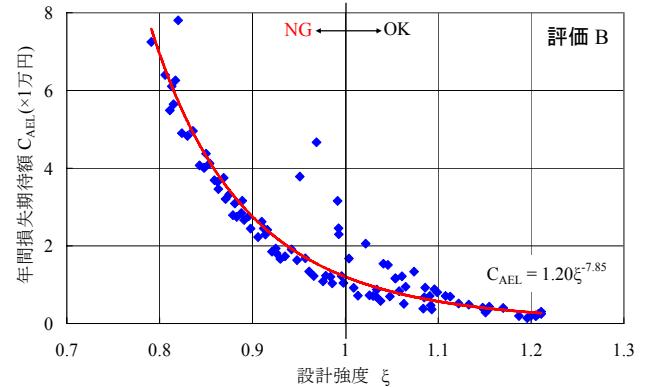
化させても、初期費用 C_1 は約 $\pm 5\%$ の範囲に収まっていることから、フーチングの大きさや杭の本数が変わらない範囲で耐震性をあげても初期費用 C_1 に大差がないことがわかる(図-25(b))。



(a) 設計強度 ξ と損失期待額 C_{NEL} の関係

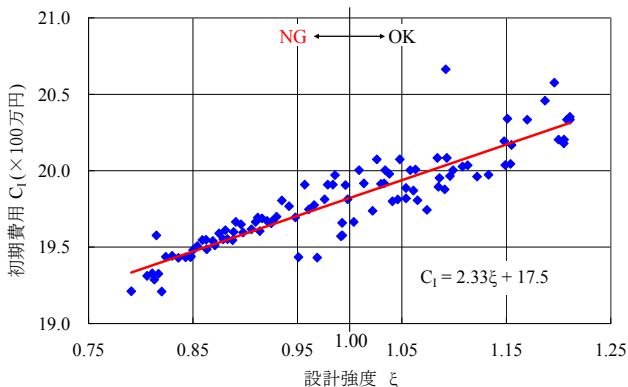


(b) 設計強度 ξ と予想最大損失額 C_{PML} の関係

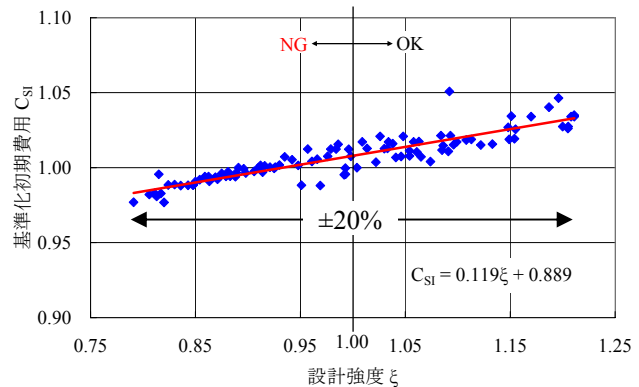


(c) 設計強度 ξ と年間損失期待額 C_{AEL} の関係

図-24 設計強度 ξ と地震リスク評価指標の関係



(a) 設計強度 ξ と初期費用 C_1 の関係



(b) 設計強度 ξ と基準化初期費用 C_{SI} の関係

図-25 設計強度 ξ と初期費用の関係

(5) 設計強度 ξ と総費用の関係

供用期間内に地震危険度評価の上位 100 の地震のうち 1923KANTO 地震のみが 1 回起こることを想定する。100 断面の設計強度 ξ と 1923KANTO 地震による損失期待額 C_{NEL} と初期費用 C_I の和である期待総費用 $C_{T(NEL)}$ の関係を図-26 に示す。式(25)は総費用 $C_{T(NEL)}$ の算出式である。

$$C_{T(NEL)} = C_I + C_{NEL} \quad (25)$$

設計強度 ξ と 1923KANTO 地震による期待損失額 C_{NEL} による総費用 $C_{T(NEL)}$ の関係はどの設計強度 ξ でもあまり大差はなかった。

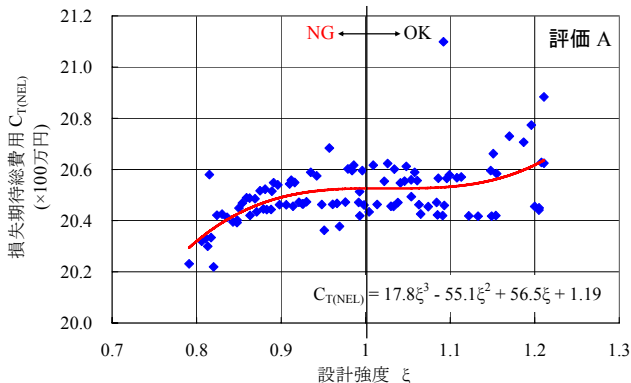


図-26 設計強度 ξ と地震リスクを考慮した総費用の関係

9. 結論

本論ではまず、構造物への地震リスク評価を適用方法と本論における地震リスクの定義を示した。次に、兵庫県南部地震の復旧事例に基づいた被災度ランクの設定と復旧費用の算定、RC 単柱橋脚の地震損失の算定と地震リスク評価を行った。さらに、断面性能の異なる 100 基の橋脚を用いた設計強度を変数としたパラメトリックシミュレーションを行い、RC 単柱橋脚の耐震性について考察した。

[復旧費用の算定]

- 兵庫県南部地震の橋脚の復旧事例を参考に被災度ランクを決定し、被災度ランク毎に復旧費を算定した結果、被災度ランク C は約 96 万円、被災度ランク B は約 666 万円、被災度ランク A/As は約 1209 万円となった。耐震性能 2 を超えない損傷まで被災度ランクは C であることから、復旧費用だけを考えれば、地震時の損傷を耐震性能 2 までに抑えると良い。

[設計強度を変数としたパラメトリックシミュレーション]

- 設計強度 ξ と地震リスク指標(AEL, NEL, PML)との関係には明瞭な負の相関関係を確認することができた。
- 地震リスク評価の場合では、同じ耐震性能を保有していても(同じ設計強度 ξ)、保有靱性率 μ が高い橋脚の方が損失額は高くなり、地震時保有水平耐力が高いほど損失額は低くなるということがある。
- 設計強度 ξ と地震リスク評価指標(AEL, NEL,

PML)の関係から明らかなように、 $\xi \geq 1$ (設計基準を満足する)と $\xi < 1$ (満足しない)は設計照査において可/不可(OK/NG)に分離されるのに対し、地震リスク評価は連続的に変化し、設計基準は関係せず地震時の損失(リスク)を直接的・数値的に算出することができる。

- 断面諸元の異なる 100 基の橋脚について初期費用 C_I の積算を行った結果、設計強度 ξ を約 $\pm 20\%$ の範囲で変化させても、初期費用 C_I は設計強度 $\xi = 1.00$ の価格に対して約 $\pm 5\%$ の変化しかみられなかった。
- 供用期間内に 1923KANTO 地震のみが 1 回起こることを想定する時、設計強度 ξ と初期費用 C_I と 1923KANTO 地震による損失(C_{NEL})を考慮した総費用とした場合、設計強度 ξ と期待総費用 $C_{T(NEL)}$ の関係は、どの設計強度 ξ に対しても期待総費用 $C_{T(NEL)}$ に大差はなかった。

性能照査型設計、異なる複数の構造物の耐震補強戦略、リスクファイナンスの適用に際して、本研究で用いたような地震リスク評価は数値的に明快な地震リスク情報を付与することができるため適している。特に、年間損失期待値 AEL や供用期間損失期待値に関しては建設地点の地震危険度評価(マルチイベントモデル)が直接反映されることも特徴である。

謝辞: 本論を作成するにあたり、吉川弘道教授・栗原哲彦准教授には、終始温かい心でご指導していただきました。また、武蔵工業大学客員教授の中村孝明氏、同客員研究員の青戸拡起氏には、研究の基幹となる資料のご提供とご指導ご鞭撻を賜りました。ここに、厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 星谷勝：都市ライフラインの地震時性能照査技法の開発およびその応用，平成 12 年度～平成 15 年度科学研究費補助金 研究成果報告書，2004. 3
- 2) 社団法人建築・設備維持保全推進協会(BELCA): 不動産投資・取引におけるエンジニアングレポート作成にかかわるガイドライン，第 9 章地震リスク診断，p.81, 2001.6
- 3) 柴田明德: 最新耐震構造解析，pp.133-135，森北出版株式会社，1981.
- 4) 佐藤一郎，平川倫生，神田順: 活断層を考慮した地震危険度解析と最適信頼性への応用，第 10 回地震工学シンポジウム，pp.145-160, 1998.
- 5) 水谷守ら: 構造物の地震損傷度評価手法の検討，独立行政法人防災科学技術研究所研究資料 No.237, 2003.2
- 6) 遠藤昭彦: 鉄筋コンクリート橋脚に対する地震リスク評価手法の適用，武蔵工業大学修士論文，2001. 3
- 7) 中村孝明，星谷勝: 構造物の地震リスクマネジメント，山海堂，2002.
- 8) 吉川弘道ら: 土木/建築施設の地震リスク評価とコンクリート構造物への適用，コンクリート工学/テクニカル

- レポート, 日本コンクリート工学協会, Vol45, No.4, pp.16-22, 2007.4
- 9) Cornell, C.A.: Engineering Seismic Risk Analysis, Bull. Seism. Soc. Am., Vol.58 No.5, pp.1583-1606, 1968
 - 10) 宇賀田健: シナリオ地震による全国の地震危険度評価, 日本建築学会構造系論文集, No.541, 95-104, pp.95-104, 2001.
 - 11) Annaka, T. and Y. Nozawa: A Probabilistic Model for Seismic Hazard Estimation in Kanto District, Proc. 9th World Conf. Earthquake Engineering 2, pp.107-112, 1988.
 - 12) 地震調査研究推進本部: 長期的な地震発生確率の評価手法について, 2001.6
 - 13) 地震調査研究推進本部: 全国を概観した地震動予測地図の更新について, 2006.9
 - 14) 中村孝明: 確率論的資産マネジメント-民間資本から社会資本へ-, 山海堂, 2005
 - 15) 遠藤透, 川上洋介, 中村孝明: 供用期間を考慮した地震リスクカーブによる耐震計画判断その1, 2005
 - 16) 蛭沢勝三ら: 確率論的地震危険度の評価手順と感度解析, 土木学会論文集 No.437/I-17, pp.143-152, 1991.10
 - 17) 建設省(現国土交通省): 土木請負工事工事費積算要領および土木請負工事工事費積算基準の制定について, 昭和 42 年 7 月 20 日付け建設省官技発第 37 号建設事務次官通達, 1967.7
 - 18) 足立幸郎ら: 兵庫県南部地震で被災を受けた都市高速道路橋の復旧費に関する検討, 土木学会第 27 回地震工学研究発表会論文集, pp.1-4, 2003
 - 19) 社団法人日本道路協会: 道路震災復旧便覧(震災復旧編), pp.77, 丸善出版株式会社, 1988
 - 20) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 丸善出版株式会社, 2002.
 - 21) 中山学ら: 土木構造物の耐震性能設計における新しいレベル1の考え方(案), pp.64-73, 土木学会地震工学委員会耐震設計基準小委員会, 2003.11
 - 22) 財団法人建設物価調査会: 土木工事積算基準マニュアル平成 19 年度版, 財団法人建設物価調査会, 2007.7
 - 23) 財団法人経済調査会: 季刊土木施工単価'07-7 夏, 財団法人経済調査会, 2007.7
 - 24) 財団法人建設物価調査会: 土木工事積算標準単価平成 19 年度版, 財団法人建設物価調査会, 2007.7
 - 25) 社団法人土木学会: 地震作用時に対するコンクリート構造物の性能照査型設計-設計と照査の現状と将来展望-, pp.217-252, コンクリート技術シリーズ No.67, 2005.9
 - 26) 福永勤ら: 既設橋梁の耐震補強工法事例集, pp.146-150, 財団法人海洋架橋・橋梁調査会, 2006.4
 - 27) 石井輝尚, 石川雄嗣: 単柱橋脚とラーメン橋脚の地震リスク評価, 武蔵工業大学卒業論文, 2006.3
 - 28) 吉川弘道ら: 地震リスクにおけるフラジリティー曲線と地震損失関数, コンクリート工学/テクニカルレポート, 日本コンクリート工学協会, Vol45, No.10, pp.26-34, 2007.10
 - 29) 中村孝明, 長沼俊彦, 静間俊郎, 篠塚正宣: 統計解析による道路橋橋脚の地震時損傷確率に関する研究, 第 10 回日本地震工学シンポジウム, 1998

LOSS ESTIMATION AND EVALUATION OF REINFORCED CONCRETE SINGLE PIERS BY SEISMIC RISK ANALYSIS

Terunao ISHII

This paper deals with an analytical method of seismic risk assessment for reinforced concrete single piers. First of all, the paper showed an analytical procedure of the proposed seismic risk assessment system for reinforced concrete single piers, which consists of four phase; RC single piers performance evaluation, vulnerability and loss function of reinforced concrete single piers and seismic hazard assessment of multi-event model for a construction site, seismic event risk curve. This proposed method provided with the seismic risk indices such as annual expected loss and loss estimation by a specific earthquake. Then, numerical simulations of a hundred piers with different seismic performance were carried out. The relationship between design the strength and seismic risk indices was discussed with parametric numerical results. It was found that the relationship between the design strength and seismic risk indices had been a negative correlation.