

RC 橋脚の地震リスク解析と NEL/PML 評価

吉川弘道*, 遠藤透**, 中村孝明**, 矢部正明***

Seismic Risk Curves and NEL/PML Indices for Reinforced Concrete Piers

by

Hiromichi YOSHIKAWA*, Toru ENDO**, Takaaki NAKAMURA** and Masaaki YABE***

The present paper describes analytical procedure for the seismic risk representation and scalar risk indices such as PML and NEL. Here, there are two key points such that the multi-event model well developed in Japan is introduced and that six different reinforced concrete piers are designed based on the Japan's road specification.

Then, several risk calculations are presented for designed reinforced concrete piers being assumed to be located in central Tokyo. Through simulated seismic risk analyses by means of seismic risk curves and PML analysis, the authors would like to make an emphasis that risk quantification is quite essential to the decision-making process in the catastrophe risk management.

Key words: Seismic risk curve, Multi-event model, PML/NEL, Reinforced concrete pier

1 まえがき

信頼性理論を援用した地震リスク解析では、地震イベントリスク曲線および地震リスク曲線により、対象構造物のリスクの全容を表すことができ、さらに、NEL (損失期待値) と PML (予想最大損失) は、主要なリスク指標として定着している^{1),2)}。

本論では、一連の地震リスク解析手法を構築し、道路橋に多く用いられる T 型鉄筋コンクリート橋脚を対象としたパラメトリック解析を実行する。これらは、著者らの既往研究をベースに展開するが、イベントリスク曲線からリスク曲線の変換、PML 評価手法が論点となる。さらに、地震リスク指標(NEL475, PML475)を現行道路橋示方書による照査結果と比較/考察する。

2 地震リスク曲線：定式化

2.1 リスク曲線の定義

地震リスク(seismic risk)は、地震ハザード情報と対象構造物の脆弱性(耐震性能)の両者によって表される。ここで、前者に対しては、地震ハザード曲線 $P_A(\alpha)$ 、後者に対しては、地震損失 c の確率密度関数 $f_C(c|\alpha)$ を用いる(ここでは地震規模として、最大加速度 α とする)。そうすると、両者の合積として、地震リスク曲線 $G_C(c)$ を定式することができる^{1),2)}。

$$G_C(c) = \int_0^{\infty} -\frac{dP_A(\alpha)}{d\alpha} \left[\int_c^{c_{max}} f_C(\zeta|\alpha) d\zeta \right] d\alpha$$

$$= \int_0^{\infty} p_A(\alpha) \left[\int_c^{c_{max}} f_C(\zeta|\alpha) d\zeta \right] d\alpha \quad (1)$$

ここでは、地震規模を表す(基盤/地表)最大加速度 α が消去されており、地震損失 c の超過確率(地震損失 c に対して、右下がり)となっていることが特徴である。

また、地震損失 c は、物的損失(直接被害)または営業損失(間接損失)などの金銭的損失、および機能停止日数(不通期間)が多く用いられる。

2.2 複数震源モデルに基づく地震イベントリスク曲線の設定

近年、複数震源モデル/Multi-Event Model と地震ロス関数により、地震イベントリスク曲線として表示することが主流となっており³⁾、その一例を Fig.1 に示した。これは、対象建設サイト周辺(例えば、半径 300km 範囲)の全地震動をサーチして、個々の震源に対して、発生確率と地震特性(震源種別、マグニチュード、震源深さ etc.) を算定/リストアップする(対象とする地震をシナリオ地震と呼ぶ)。そして、伝播特性(距離減衰)と地盤増幅により、到達地点(対象施設の建設サイト)における地震規模(最大加速度、最大速度 etc.) を算定し、この超過関数として作画するものである。

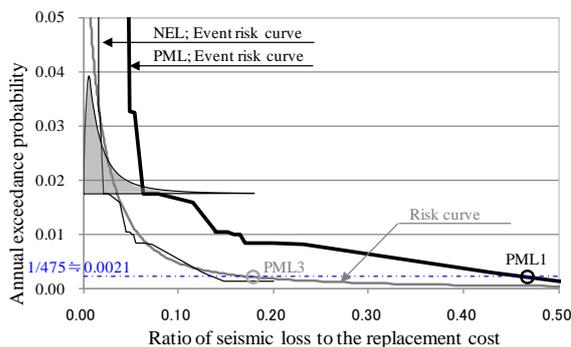


Fig.1 Seismic event risk curves and integrated risk curves

+ 原稿受理 2011年4月30日 Received

* 東京都市大学 〒158-0082 東京都世田谷区等々力8-15-1

** (株) 篠塚研究所 〒160-0023 東京都新宿区西新宿4-5-1

*** (株) 長大 〒305-0812 茨城県つくば市東平塚730

Tokyo City University, 8-15-1, Todoroki, Setagaya-ku, Tokyo

Shinozuka Research Institute, 4-5-1, Nishishinjuku, Shinjuku-ku, Tokyo

Chodai Co.Ltd., 730, Higashi-Hiratuka Tukuba-city, Ibaragi

・ NEL/PML 評価

ここで、シナリオ地震 j の発生を条件とした損失密度関数を、 $f_C(c|j)$ のように再表記し、2 つの重要な地震リスク指標（地震損失の期待値 NEL， 予想最大損失 PML）を下式のように示す。

$$\text{地震損失の期待値 NEL: } NEL_j = \int_0^{c_{\max}} c \cdot f_C(c|j) dc \quad (2)$$

$$\text{予想最大損失 PML: } 0.9 = \int_0^{PML_j} f_C(c|j) dc \quad (3)$$

次に、各シナリオ地震 j ($j = 1 \sim m$) に対する発生確率を q_j とし、下式のような累積処理により、超過確率 Q_j を算定する。

$$j=1: Q_j = q_j$$

$$j>1: Q_j = 1 - \prod_{j=1}^m (1 - q_j) \quad (4)$$

そして、シナリオ地震 j ($j = 1 \sim m$) 毎に、発生確率 q_j を縦軸、 NEL_j または PML_j を横軸としてプロットすることにより、その地震イベントリスク曲線となる (Fig. 1 に例示)。当然のことながら、予想最大損失 PML_j の方が、右側 (損失が大きい)、または上方側 (発生確率が大きい) に位置し、2 つのリスク指標がかなり異なることが分かる (なお、図中の PML1, PML3 は、日本建築学会⁵⁾ の PML 分類に従っている)。

2.2 積分型地震リスク曲線: 地震イベントリスク曲線からの変換

地震イベントリスク曲線から、これを積分型地震リスク曲線に変換することを示したい。想定する m 個のシナリオ地震の単年度発生確率を P_j ($j = 1 \sim m$) とし、シナリオ地震 j による損失密度関数を $f_C(c_j) = P_j \cdot f_C(c|j)$ と記述すると、積分型地震リスク曲線として次式に至る。

$$G_C(c) = 1 - \prod_{j=1}^m \left\{ 1 - P_j \int_c^{c_{\max}} f_C(\zeta|j) d\zeta \right\} \quad (5)$$

上式がシナリオ地震による積分型地震リスク曲線であり、上式による演算によって、平滑化された曲線に変換される。Fig.1 には、2 つの地震イベントリスク曲線を比較したもので、図中の点線 (超過確率 1/475 を示す) と併せて確認されたい。

3 対象構造物: T 型 RC 橋脚

3.1 概要と構造諸元

次に、解析対象である RC 単柱式橋脚の概要と構造諸元を示す。本構造物は、道路橋の単純橋/連続橋の下部工として多く用いられる T 型の単柱式橋脚であり、基本形状/構造寸法を Fig.2 に示す。

本論では、道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編)⁷⁾ に基づき、Fig.2 のような基本形状のもと、断面高さ (Fig.2 の紙面直交方向) と鉄筋量 (主鉄筋) の異なる 6 断面を設計した (断面幅は同一寸法 7m)。

また、地盤条件に関しては第 I 種地盤と第 II 種地盤の

2 つの場合について設計した。このため、基礎構造については、第 I 種地盤を想定した場合、直接基礎、第 II 種地盤では杭基礎とした (従って、後者の方が建設費は高価となる)。

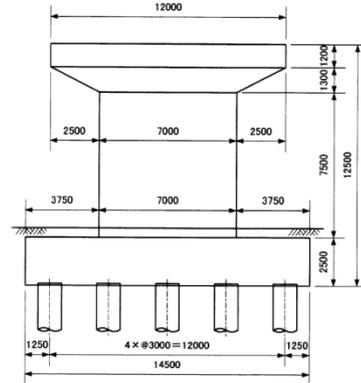


Fig.2 Outline of T-shaped reinforced concrete pier

耐震設計に際しては、橋軸方向 (紙面直交方向) のみを検討し、断面性能の低いものから、P019, P043, P072, P097, P141, P184 のように命名する (例えば、P072 は、設計降伏震度が 0.72 を意味する)。ここで、P097 の耐震性能について主要なものを略記する。

- ・ 等価重量: 9.828 MN, ・ 初期剛性: 286.4 MN/m
- ・ 等価固有周期: 0.92 sec, ・ 設計降伏震度: 0.97
- ・ 降伏変位/終局変位: 橋脚単独系: 29mm /355mm, 支承 - 橋脚系: 186 mm/533mm

3.2 フラジリティ特性

このように設計された橋脚に対して、道路示方書に基づき P- δ 曲線 (荷重変形曲線) を算定し、さらに、被災時の被害形式を設定した。これは、無被害/no damage, 小破/minor damage, 中破/major damage, 大破/near collapse のように分類し、これらは応答変位 δ_{\max} により決定される (Table1 に、その範囲を示し、一覧化した)。

この分類は、降伏変位 δ_{y0} (道路橋示方書に準拠した初期降伏変位) を基準として、これ以降の終局変位 δ_u までの塑性変位分 ($\delta_u - \delta_{y0}$) を、2/3 倍, 4/3 倍, 6/3 倍として、各種被害形態の限界点 (境界点) を設定するもので、これまでの実験結果を一般化したものである。

Table1 Damage classification by displacement

damage classification	damage index
no damage	$0 \leq \delta_{\max} \leq \delta_{y0}$
minor damage	$\delta_{y0} < \delta_{\max} \leq 3\delta_{y0} = \delta_{y0} + \frac{2}{3}(\delta_u - \delta_{y0})$
major damage	$\delta_{y0} + \frac{2}{3}(\delta_u - \delta_{y0}) < \delta_{\max} \leq 5\delta_{y0} = \delta_{y0} + \frac{4}{3}(\delta_u - \delta_{y0})$
near collapse	$\delta_{y0} + \frac{4}{3}(\delta_u - \delta_{y0}) < \delta_{\max} \leq \delta_{y0} + \frac{6}{3}(\delta_u - \delta_{y0})$

さらに、対数正規分布を採用し、下式のようなフラジリティ曲線 (被害形態毎の発生確率) を定式化すること

ができる(例えば, 8). これは, 応答変位に換算した限界中央値 δ_{resp} が与えられた時の条件付限界状態発生確率 $F_K(\delta_{resp})$ として表わすものである.

$$F_K(\delta_{resp}) = \int_0^{\delta_{resp}} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta_X z} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln z - \ln \delta_k}{\zeta_X}\right)^2\right] dz \quad (6a)$$

すなわち, 地震動の規模に応じた δ_{resp} により, 限界状態 δ_k に対応した被害形態毎の発生確率となる. 式(6a)は, 標準正規分布関数 $\Phi(*)$ を用いて, 次式のように略記されることが多い.

$$F_k(\delta_{resp}) = \Phi\left[\frac{\ln(\delta_{resp}/\delta_k)}{\zeta_X}\right] \quad (6b)$$

ここで, 2つのパラメータ(限界値の中央値と対数標準偏差) δ_k, ζ_X を fragility parameter と呼ぶ. SFC を設定することは, つまるところ, この2つのパラメータを求めることに帰着する.

これら一連の作業を Fig.3 に順次示した(同図は, P097 の場合を例示し, 図中の点線は各種被害形態の境界点, および中央値を示している).

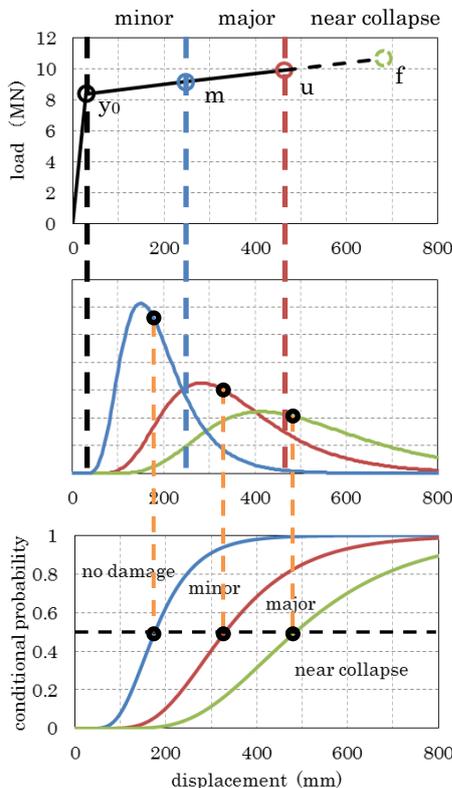


Fig.3 (form upper figures) P- δ relation, density function, and fragility curves of P078

3.3 損失額の算定

最後に各被害形態について, 損失額(直接被害としての復旧コスト)の積算が必要となるが, 本文では以下のように設定した.

★ P097(I種地盤): 初期建設費: 21,846千円
 損失額/損失率 小被害: 2,520千円 / 0.12
 中被害: 8,347千円 / 0.38
 大被害: 29,862千円 / 1.37

★ P097(II種地盤): 初期建設費: 39,125千円
 損失額/損失率 小被害: 2,520千円 / 0.06
 中被害: 8,347千円 / 0.21
 大被害: 31,980千円 / 0.82

これらは, 大被害は橋脚躯体とフーチング部の再構築, 中被害は損傷した RC 橋脚躯体の橋脚部に鋼板の巻き立て工法, 小被害は RC 橋脚躯体の橋脚部の生じたひびわれに樹脂を注入して復旧するものとしている(大被害の場合において, 杭基礎は再利用するものとした). これらの工法と復旧費用は一般的なものとして算出したものであり, 実際の場合には, 地域性, 構造物の特性, などの条件に従った見積が必要である.

4 解析手法と解析フロー

4.1 解析フロー

さて, 具体的な解析フローを Fig.4 を示し, 実際の解析手順を示したい. この解析フローは, 右上ブロック(構造物の脆弱性評価)と左上ブロック(地震危険度評価)の2ブロックに大別される. 前者の脆弱性評価から fragility 特性が得られ, これを元に, 後者によるシナリオ地震に対する応答スペクトル(構造物の固有周期に対する最大応答加速度)により, 地震リスク評価が実行される.

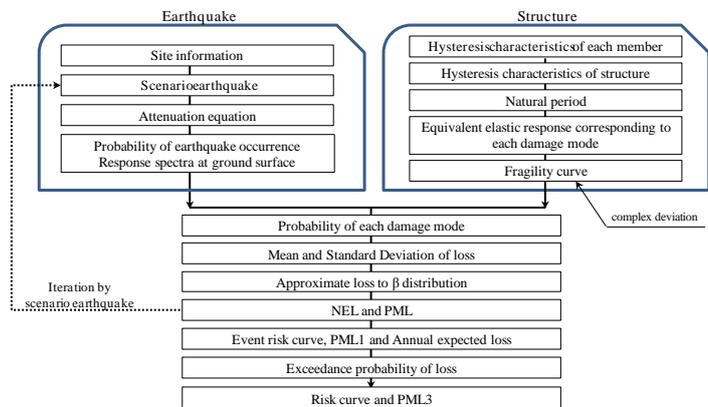


Fig.4 Flow Diagram of Seismic Risk Assessment

なお, 解析フローに記した PML1 と PML3 は, 日本建築学会ガイドラインに準拠した予想最大損失値であり, 以下のように定義されている⁵⁾.

- PML1: 50年間で超過確率 10%の損失を生じる地震による 90%非超過損失
- PML3: 50年間で超過確率 10%の損失

4.2 導入した要素技術

Fig.4 のうち, 主要な要素技術として, 以下のものを採用している.

- 地震源情報: J-SHIS/地震ハザードステーション(防災科学技術研究所)による分類に準拠した地震情報.
- 距離減衰: 片岡らによる距離減衰式⁶⁾.
- 地盤増幅: 地質・地形によって類型化した広域地盤

増幅率。

このように、地震リスク解析には、地震工学/耐震工学における多くの要素技術によって構成され、本論での解析フローには多くの最新知見を含むものである。

5 解析結果：地震イベントリスク曲線

5.1 加速度応答スペクトル（位置：東京都庁）

まず、解析フロー（Fig.4）のうち、左上ブロック/地震危険度評価）の解析結果を示したい。本論では、建設サイトとして、東京（都庁位置）を設定し、その解析結果を、Fig.5a と Fig.5b に示した。

Fig.5a は、検出されたシナリオ地震のうち、工学的基盤面の最大加速度について、上位 20 個をリストアップし、主要断層を下図に示している（同図中にて、○はサイト位置を示し、主要断層の震源位置を示すとともに、震源番号を付記している）。

さらには、片岡式から求められた地表面加速度応答スペクトルを算定し、上位 50 のシナリオ地震について黒実線にて示し、および統計処理した応答スペクトル（50 年間での超過確率 10%）を赤線にて区別している。

Hypocenter Name	Magnitude	Peak Engineering Baseroack Acc. (cm/sec ²)	Annual Occurrence Probability
1 1703,1923 Kanto	M8.0	370.6	0.00133
2 1855 Edo	M7.0	281.1	0.01532
3 (139.60, 35.70)	M7.0	237.8	0.00002
4 (139.70, 35.60)	M7.0	237.8	0.00002
5 (139.60, 35.60)	M7.0	237.8	0.00002
6 (139.70, 35.70)	M7.0	237.8	0.00002
7 (139.80, 35.70)	M7.0	225.7	0.00002
8 (139.50, 35.70)	M7.0	225.7	0.00002
9 (139.80, 35.60)	M7.0	225.7	0.00002
10 (139.50, 35.60)	M7.0	225.7	0.00002
11 (139.60, 35.80)	M7.0	220.3	0.00002
12 (139.70, 35.50)	M7.0	220.3	0.00002
13 (139.70, 35.80)	M7.0	220.3	0.00002
14 (139.60, 35.50)	M7.0	220.3	0.00002
15 Kanto (M7.0)	M7.0	218.0	0.01532
16 (139.50, 35.80)	M7.0	210.9	0.00002
17 (139.80, 35.80)	M7.0	210.9	0.00002
18 (139.50, 35.50)	M7.0	210.8	0.00002
19 (139.80, 35.50)	M7.0	210.8	0.00002
20 Kanto-heiya-hokuseien fault zone	M8.0	199.6	0.00000

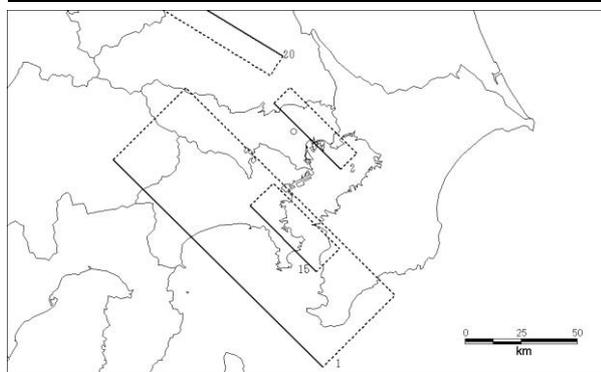


Fig.5a Scenario earthquake for Tokyo; (Top 20 are listed)

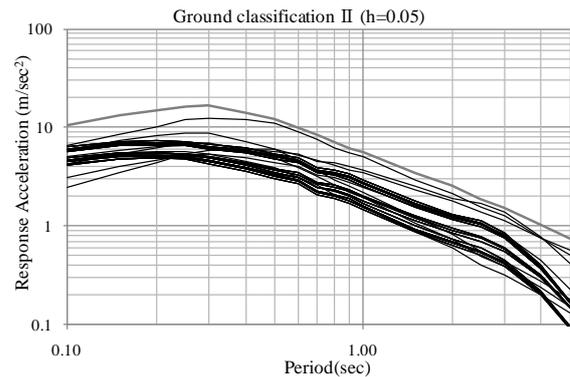
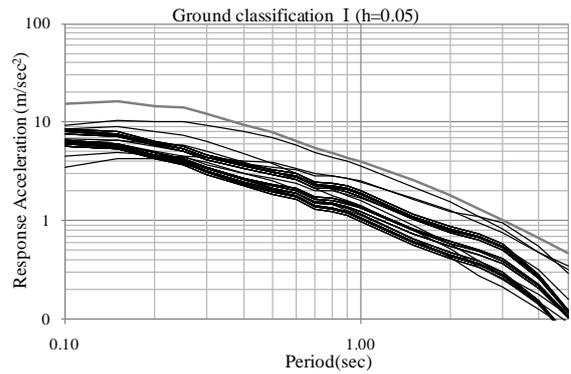


Fig.5b Response spectra for two ground conditions: (Top 10 & median are depicted)

なお、地震動評価のバラツキの程度は、通例、常用対数にて 0.13-0.23、自然対数にて 0.41~0.53 である⁸⁾ことを勘案し、地盤種別と周期帯に関わらず、一律 0.42（自然対数）と設定するものとする。

5.2 地震リスク解析

上記の地震情報をもとに地震リスク解析を実行し、Fig.6 には、3つの橋脚（P019, P072, P141）に対する解析結果を示した。ここでは、損失の期待値 NEL_j 、および予想最大損失 PML_j に対する地震イベントリスク曲線を示し、前者に対して積分型地震リスク曲線を併記した。図中には、さらに、両者に対する、50 年間に 10 年非超過値（これは、1/475 の発生確率に相当する）を読み取り、図中に併記した（ NEL_{475} のように表記する）。

Fig.6 から分かるように、耐震性能の向上（降伏震度の増大）に従って、イベントリスク曲線は、 NEL_j 、 PML_j とともに右側にシフトし、地震リスクの低下を認知することができる。さらに、発生確率 1/475（再現期間 475 年に相当する）に対する予想損失の最大値 PML は、以下の値となる。

- ★ P019: 降伏震度=0.19,
PML1=0.465, PML3=0.177
- ★ P072: 降伏震度=0.72
PML1=0.034, PML3=0.010
- ★ P141: 降伏震度=1.41
PML1=0.003, PML3=0.000

このように、耐震性向上が、そのままリスク値の減少

として定量的に判断することができる。これら 2 つの PML は、 $PML1 > PML3$ となるのが、どちらを採用すべきか、本来の PML 評価の意義/目的などを含めて、さらに検討が必要である。

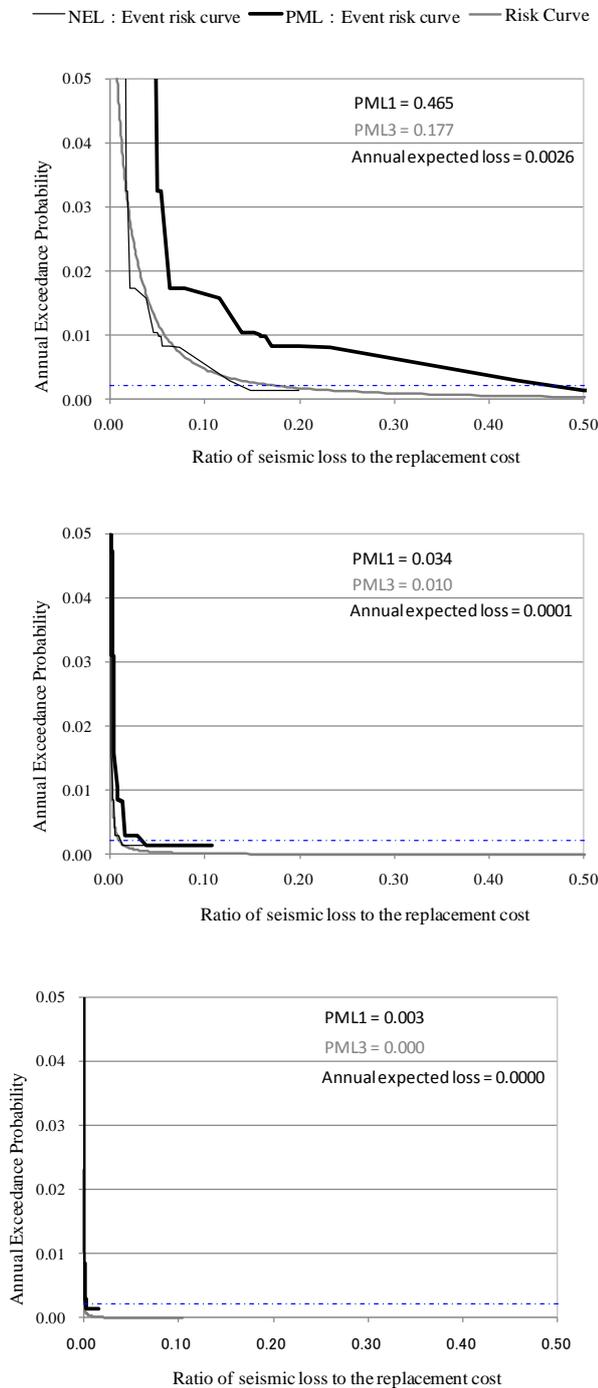


Fig.6 Seismic event risk curves and integrated risk curves
Top: P019, middle: P072, bottom: P141

5.3 パラメトリック解析

最後に、6 橋脚の地震リスク解析の解析により、PML による耐震性能（構造物の脆弱性）とリスク評価値との

関連について考えたい。

Fig.7 は、先述の Fig.6 に検討した 1/475 相当の PML1 に関して、まとめたものである（地盤 I 種（直接基礎）と地盤 II 種（杭基礎）についても比較している）。ここでは、さらに、地震損失について復旧コスト（千円単位）にて提示したものを上図に、再調達価格にて正規化したものを下図に示している。

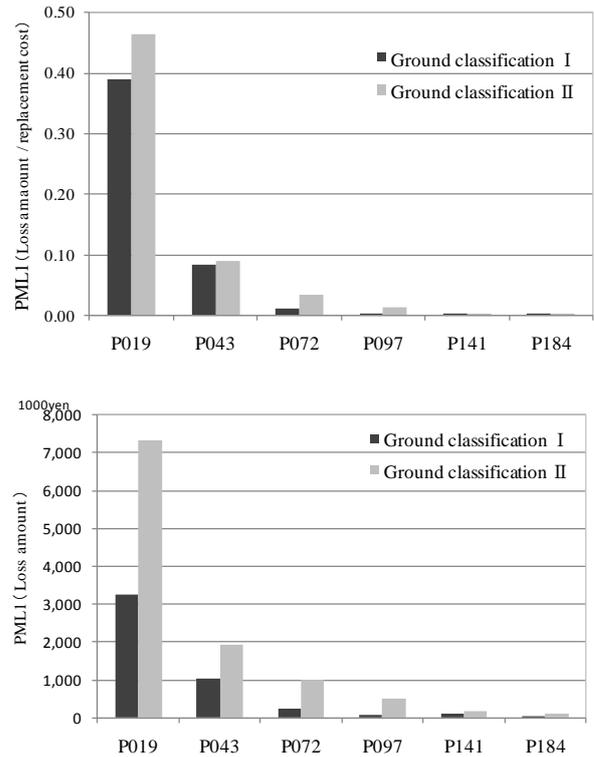


Fig.7 Comparison of PML475 between six different RC piers under two soil conditions: upper/loss ratio, lower/amount loss

いずれの場合も、P019 の PML 値が最も大きな値となり、地震リスクが突出して大きいこと示し、P097 以上は損失率が、PML1 は、ほぼ 1% 以下となっている。これは、過度の耐震性能の向上に対して、地震リスク値が頭打ちになることを示唆するものである。ただし、どの程度から頭打ちになるかは、建設サイトの地震危険度に直接関係するもので、事例ごとのリスク解析が必要である。

直接基礎（地盤 I 種）に比べて杭基礎（地盤 II 種）の方が再調達価格は増大するが、どちらの損失率（絶対金額か損失率）にて考えるか、さらに検討が必要である。

今度は、道路橋示方書において算定される、耐震性能 2 に対する地震時保有水平耐力 P_u 、および地震 $k_{hc} \cdot W$ を算定して、地震リスク値 PML1 との比較を行い、Fig.8 に示した。

ここでは、保有水平耐力 P_u を Capacity、地震荷重 $k_{hc} \cdot W$ を Demand と呼び、両者の比を Capacity-Demand ratio

として、考察するものである。Capacity-Demand ratio として、Fig.8 上図の場合 Demand/Capacity, 下図では、その逆数 Capacity /Demand として示したもので、例えば、上図の場合、

$$\frac{Capacity}{Demand} > 1: OK \quad \frac{Capacity}{Demand} < 1: NG \quad (7)$$

ここでも同様に、6 橋脚のうち低耐力の 2 橋脚 (P019, P043) のリスク値が多くなっていることが判断できる。また、地盤条件 (地盤 I 種と地盤 II 種の比較) に関しては、Fig.8 の場合、横軸 Capacity-Demand ratio が保有水平耐力を含むが、一方、Fig.7 の場合の単純比較とは、異なる結果となっている。

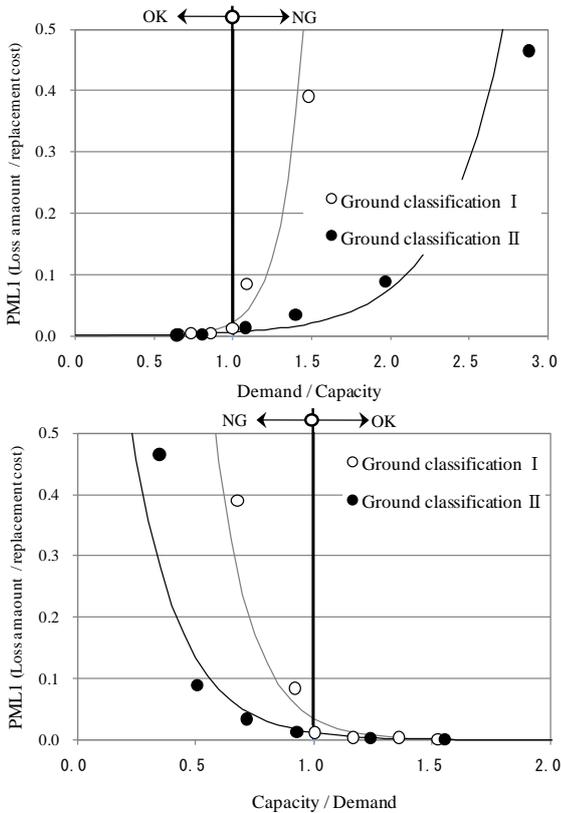


Fig.8 Relationship between PML475 and seismic capacity-demand index for six RC Piers

6 結 語

本文は、地震リスク解析の要素技術を整理し、解析手法を構築し、T 型 RC 橋脚 (道路橋下部工) を対象に、耐震性能の異なる 6 断面と 2 つの基礎形式にて、パラメトリック解析を実施した。

1. 地震イベントリスク曲線と NEL/PML は、既に、建築構造物にて多く試行されているが、本論では、こ

れを土木構造物への適用するために、解析フローを再構築し、各種の要素技術を導入したものである。

2. 地震リスク曲線は、いわば、対象構造物の当該地点におけるリスクの全容を詳らかにするものであり、イベントリスク曲線、積分型リスク曲線の併用により、リスクファイナンス、財務インパクトの評価など多くの分野にて活用される。
3. 一連の解析フローの過程では、改善すべき諸点があるが、今後、事例解析を通じて、その検討を進めたい。特に、日本建築学会ガイドラインにある、PML1, PML2, PML3 の適用方法⁵⁾、想定再現期間 (発生確率)、などが挙げられる。
4. 最後に、PML 値を、現行道路示方書での設計照査手法と対比させ、両者の相関性を確認することができた。例えば、Capacity-Demand ratio を Demand/Capacity のように定義すると、Capacity-Demand ratio の増大とともに、PML 値は増加する。現行示方書は、設計照査により OK と NG によって、‘耐震性が 2 分される’が、PML 値によって、リスクの大小を客観的に定量評価することができる。
5. 解析対象について、部材高さ軸方向鉄筋、および地盤種別により 12 種の構造物を設計したが、さらに帯鉄筋、断面幅、部材高さ、建設サイトなども解析パラメータ要因と考えており、次報の課題である。

参考文献

- 1) 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-、最新建設技術シリーズ第2巻、山海堂、2005.3、
- 2) 吉川弘道：鉄筋コンクリートの耐震設計と地震リスク解析、丸善、2008.2
- 3) 中村孝明・宇賀田健：地震リスクマネジメント、技報堂出版、2009.1
- 4) 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リング・レポート作成に係るガイドライン
- 5) 日本建築学会：地震リスク評価とリスクコミュニケーション、2009年日本建築学会大会 (東北) パネルディスカッション資料
- 6) 片岡正次郎、佐藤智美、松本俊輔、日下部毅明：短周期レベルをパラメータとした地震動強さの距離減衰式、土木学会論文集A, Vol.62, No.4, pp.740-757, 2006.10
- 7) 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、平成14年3月
- 8) 中村孝明、長沼敏彦、静間俊郎、篠塚正宣：統計解析による道路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論文集、pp3165-3174, 1998.