

地震リスクによる道路橋脚の耐震設計とその説明性

遠藤 透¹・矢部 正明²・中村 孝明³・吉川 弘道⁴

¹非会員 工修 株式会社篠塚研究所（〒160-0023 東京都新宿区西新宿4-5-1 幸伸ビル新宿3F）
²正会員 博(工) 株式会社長大（〒305-0812 茨城県つくば市東平塚730）
³正会員 工博 株式会社篠塚研究所（〒160-0023 東京都新宿区西新宿4-5-1 幸伸ビル新宿3F）
⁴正会員 工博 東京都市大学 総合研究所（〒158-0082 東京都世田谷区等々力8-15-1）

1. はじめに

道路橋示方書・同解説¹⁾では、地域区分により日本全土を3つの地域区分と、3つの地盤種別（Ⅰ～Ⅲ種）のカテゴリーに分け、3×3による9つの設計震度を用い耐震設計が実施されている。また、建築の分野でも、条例により地震地域係数を高く設定する地域があるものの、建築基準法に従う設計においては、道路橋示方書と異なる設計震度が用いられているが、同様のカテゴリーにより設定した設計震度により耐震設計が行なわれている。

一方、平成7年7月に地震防災対策特別措置法が制定され、海溝型地震や活断層等に関連する調査研究²⁾が実施されてきている。また、建築の分野では、不動産の証券化や売買を行う際に、非専門家を含む第三者に対して耐震性能を説明する手立てとして地震リスク評価結果を用いることが有効³⁾であることから多く用いられてきており、このことを受け、日本建築学会では各地震リスク評価機関の評価手法や評価結果の定義をまとめ、ガイドライン⁴⁾の作成が行なわれてきている。

道路橋脚においても、道路橋示方書に従うのみの耐震設計やレトロフィットでは、非専門家への説明性は必ずしも十分ではなく、工夫や改善を検討する必要があると考える。そこで本論では、建築資産を対象として実施されている地震リスク評価を道路橋脚を対象に実施し、道路橋示方書による耐震設計との整合性を含め、その結果の説明性について検討する。なお、地震リスク評価結果の指標の一つである予想最大損失を示すPML（Probable Maximum Loss）は、3つの定義が現状用いられている。このことから、本論では各定義のPML値、及びそれらの値の傾

向を示すとともに、道路橋脚の耐震性能を地震リスク評価結果をもって説明する場合の各定義ごとの特徴について考察を加える。

2. 地震PMLの定義と評価手法

(1) PMLの定義

道路橋脚が地震により被る被害（復旧費用）は、入力地震動に対しては震源情報の不確実性をはじめ、対象地点における地震動推定誤差、表層地盤による増幅特性の評価誤差が考えられ、橋脚に対しては施工精度による誤差、設計特性値の誤差、モデル化による誤差等が考えられることから、信頼性理論を基にした確率論が用いられ、評価結果である復旧費用は確率分布として与えられる。

現状、建築の分野における地震リスク評価結果の判断指標として多く用いられる指標は、予想最大損失（PML）である。しかし、PMLには大きく3つの定義⁴⁾が用いられている。以下に、それらの定義を示す。

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

PML2：50年間での超過確率10%の地震動強さによる90%非超過損失

PML3：50年間での超過確率10%の損失

(2) 地震危険度評価とハザード曲線

地震による特定地域における地震動強さの推定には、数多くの経験式（距離減衰式）が提案されており、また、震源近傍の強振動特性や長周期地震動の評価として理論的手法が研究されてきている。ここに、多くのシナリオ地震を対象とする地震リスク評

価を行う場合には、マグニチュードや震源距離、震源深さ等を用いた距離減衰式による地震動推定が一般的である。

特定地域の地震危険度を表現する図の一つに横軸に地震動強さ、縦軸に発生確率を示すシナリオハザードカーブがある。同図は、シナリオ地震の発生確率と推定される地震動強さを求め、地震動強さの大きい順に累積発生確率を算出し描いた図である。また、前述の通り地震動評価には不確実性が含まれていることから、地震動評価の不確実性を考慮した地震ハザード曲線も同様に描くことができる。地震ハザード曲線は、地震動強さの超過確率を示す曲線であり、式(1)により算出される。ここに、 P_i はシナリオ地震 i の発生確率、 m はその総数、 $f_X(x|i)$ はシナリオ地震 i による地震動強さの確率密度関数である。なお、地震危険度を応答スペクトルを用いて表現する場合には等確率スペクトルとして、地震危険度が与えられる。

$$G_X(x) = 1 - \prod_{i=1}^m \left\{ 1 - P_i \int_x^{\infty} f_X(x|i) dx \right\} \quad (1)$$

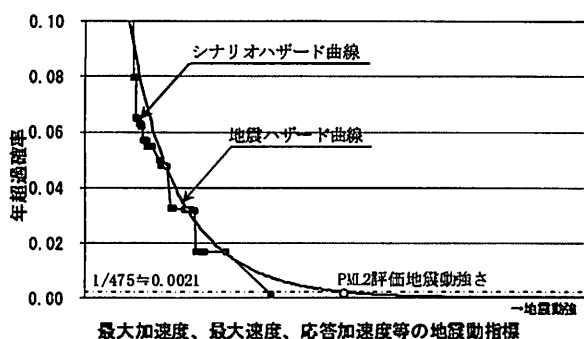


図-1 ハザード曲線

(3) 脆弱性評価と被害確率関数

橋脚固有の振動性状や強度、耐力等を基に、橋脚の各被害モード（軽微、小破、大破等）に対応する地震動強さ（最大加速度、最大速度、応答加速度等）を算出する。それらを各被害モードの耐力中央値と設定し、構造のモデル化や施工精度に起因するバラツキを設定し、被害確率関数を描き、各シナリオ地震に対する被害確率を求める。なお、想定する被害要因が1つである場合には、地震動強さと橋脚の耐力が、ともに対数正規分布に従うとすると式(2)により各被害確率 $P(E_j)$ が算出される。ここに、 S は地震動強さの中央値、 ζ_S は同対数標準偏差、 R_j は各被害形態に対応した地震動強さと同じ指標に換算した耐力中央値、 ζ_R は同対数標準偏差である。ただし、 $P(E_j)$ は j の数値が大きくなるに従い被害（復旧費用）が大きい被害モードとする。

$$\text{無被害: } P(E_1) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln S - \ln R_1}{\zeta}\right) \quad (2a)$$

$$\text{小被害: } P(E_2) = \Phi\left(\frac{\ln S - \ln R_1}{\zeta}\right) - \Phi\left(\frac{\ln S - \ln R_2}{\zeta}\right) \quad (2b)$$

中被害: . . .

$$\zeta = \sqrt{\zeta_S^2 + \zeta_R^2} \quad (3)$$

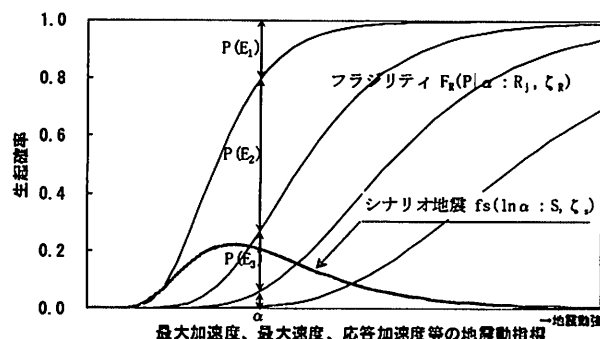


図-2 被害確率関数

(4) 復旧費用 (PML1, PML2) の評価

地震リスクとしての復旧費用は、式(2)にて算出した被害確率に対して、各被害モードとなる際の復旧費用を用いることで確率分布として得られる。次に、任意の超過確率に対応する損失（率）は、各被害モードに対応する復旧費用率（復旧費用/全壊時復旧費用）を c とし、復旧費用の確率関数の平均値 μ_c と標準偏差 σ_c より、式(4)～(6)を用い β 分布により復旧費用（率）を確率密度関数 f_c として近似して算出する。

シナリオ地震の累積発生確率を縦軸、 β 分布より求めた各超過確率に対応する損失（復旧費用）を横軸に描いたグラフがイベントリスク曲線（後掲、図-6）である。同図より50年発生確率10%である年発生確率1/475と、90%非超過損失のイベントリスク曲線の交点を読み取った値がPML1として定義される。また、図-1に示す地震ハザード曲線より年発生確率1/475の地震動強さを読み取り、同地震動強さに対し地震動評価の不確実性を除き式(2), (3)より各被害確率を算出、 β 分布を用い算出された90%非超過損失がPML2として定義される。

$$f_c = c^{q-1} \cdot (1-c)^{r-1} / \beta(q, r) \quad (4)$$

$$r = \left\{ \mu_c (1-\mu_c)^2 - \sigma_c^2 + \mu_c \sigma_c^2 \right\} / \sigma_c^2 \quad (5)$$

$$q = \mu_c \cdot r / (1-\mu_c) \quad (6)$$

(5) 復旧費用の超過確率(PML3)の評価

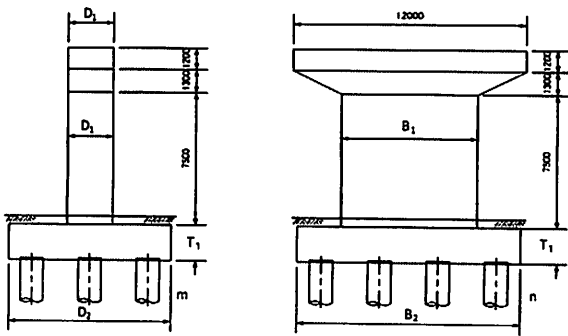
地震被害の想定されるシナリオ地震の発生確率と、復旧費用（率）のβ分布より、式(7)により復旧費用の超過確率が得られる。この復旧費用の超過確率を描いた図がリスク曲線（後掲、図-6）である。同曲線と年超過確率1/475の交点がPML3として定義される。ここに、 P_i はシナリオ地震*i*の年発生確率、 m はその総数、 $f_c(c|i)$ はシナリオ地震*i*による復旧費用率の確率密度関数（β分布）である。

$$G_c(c)=1-\prod_{i=1}^m\left\{1-P_i\int_c^{1.0}f_c(c|i)dc\right\}\tag{7}$$

3. 地震リスク評価対象橋脚

(1) 橋脚の設定

異なる耐力と変形性能を有する道路橋脚モデルを得るために、現行の道路橋示方書に規定される構造細目（鉄筋比、被り等）を満足しながら、その設計地震力を変化させた12橋脚（降伏震度6種×地盤種別2種）を想定した。なお、地盤種別は第Ⅰ種と第Ⅱ種を想定し、第Ⅰ種地盤の橋脚は直接基礎、第Ⅱ種地盤の橋脚は杭基礎とした。



※表-1に示すnとmは、それぞれの方向における杭本数を示し、上図の場合n=4、m=3であり総杭本数はn×m=12本となる。

図-3 橋脚モデル図

想定した道路橋は片側歩道(3m)を有する2車線の非合成RC床版を有する5径間連続鋼I桁橋であり、支間長は40mとした。図-3に橋脚のモデル図、表-1に橋脚の寸法及び耐力や剛性に関わる諸数値を示す。なお、本論では橋軸方向のみを検討対象とすることから、剛性や耐力は同方向の値のみを示した。

想定橋脚は橋脚頂部に積層ゴム支承を配し、橋脚基部に塑性ヒンジが生じるまで、基礎構造としての降伏および積層ゴム支承の設計上の破断が生じないように設定したモデルである。橋脚断面は、設計水平震度を0.2～1.2の6段階に変化させ、鉄筋の許容応力度に降伏強度を用いた許容応力度法により設計した。また、積層ゴム支承は橋脚の降伏水平耐力震度に相当する震度に支承が支持する上部重量を乗じた水平力が作用した際に、せん断ひずみが250%以下に留まるように設定した。ここに、設計水平震度より降伏震度が高くなるのは、降伏震度算出時には全ての軸方向鉄筋を考慮していることによる。図-4にレベル2地震動のタイプⅠ及びタイプⅡ地震動による応答を橋脚の耐力（保有耐力）で除した図を示す。第Ⅰ種地盤ではP072(終局降伏震度0.72)より高い設計用震度で、第Ⅱ種地盤ではP097(終局降伏震度0.97)を若干超える震度で縦軸が1.0を下回り、現行の道路橋示方書を満足する耐震性能となる。

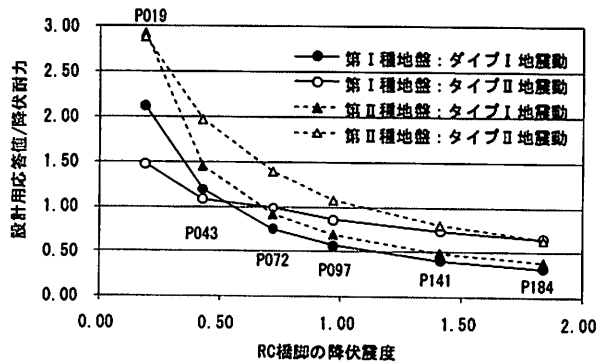


図-4 設計用応答値/降伏耐力

表-1 橋脚諸元

橋脚名		P019		P043		P072		P097		P141		P184	
設計水平震度		0.2		0.4		0.6		0.8		1.0		1.2	
B ₁ (mm)		7,000		7,000		7,000		7,000		7,000		7,000	
D ₁ (mm)		2,000		2,400		2,800		3,500		4,200		5,000	
軸方向鉄筋比(%)		0.26%		0.59%		0.83%		0.76%		0.83%		0.82%	
地盤種		第Ⅰ種	第Ⅱ種	第Ⅰ種	第Ⅱ種	第Ⅰ種	第Ⅱ種	第Ⅰ種	第Ⅱ種	第Ⅰ種	第Ⅱ種	第Ⅰ種	第Ⅱ種
B ₂ (mm)		9,000	9,000	9,000	11,500	12,500	11,500	12,500	14,500	12,500	17,500	13,500	22,000
D ₂ (mm)		4,500	8,000	8,000	8,500	12,500	11,500	12,500	12,000	12,500	14,500	13,500	22,000
t ₁ (mm)		1,500	2,000	2,000	2,000	2,500	2,500	2,500	2,500	2,800	2,800	3,500	4,500
n(本)		—	5	—	4	—	4	—	5	—	6	—	6
m(本)		—	3	—	3	—	4	—	4	—	5	—	6
初降耐力	耐力(kN)	1533		3603		6009		8393		12704		16934	
	変位(m)	0.034		0.042		0.038		0.029		0.025		0.020	
終局耐力 (タイプⅡ)	耐力(kN)	1557		3779		6579		9539		14836		20725	
	降伏震度	0.186		0.431		0.719		0.971		1.412		1.837	
	変位(m)	0.430		0.450		0.371		0.355		0.311		0.285	
等価重量(kN)		8372		8760		9148		9828		10507		11284	
終局塑性率(タイプⅡ)		12.7		10.8		9.6		12.1		12.6		14.0	
降伏剛性(kN/m)		45192		86393		156279		286439		515174		830888	
2次剛性比		0.001		0.005		0.011		0.012		0.014		0.017	

表-2 橋脚の各被害モード耐力と復旧費用

橋脚名	P019		P043		P072		P097		P141		P184	
	第Ⅰ種	第Ⅱ種	第Ⅰ種	第Ⅱ種	第Ⅰ種	第Ⅱ種	第Ⅰ種	第Ⅱ種	第Ⅰ種	第Ⅱ種	第Ⅰ種	第Ⅱ種
1次固有周期(sec)	1.86	1.75	1.31	1.30	1.00	1.01	0.92	0.92	0.83	0.83	0.76	0.76
耐力 (cm/sec ²)	小被害	179.5	402.8		643.7		837.4		1185.5		1469.8	
	中被害	398.5	821.3		1241.2		1588.1		2107.7		2573.6	
	大被害	515.3	1085.9		1651.8		2121.9		2787.6		3420.9	
初期建設費(千円)	8,360	15,741	12,200	21,629	19,515	29,717	21,846	39,125	25,710	61,322	31,278	115,248
復旧費用 (千円)	小被害	2,160	同左	2,256	同左	2,352	同左	2,520	同左	2,688	同左	2,880
	中被害	7,155	同左	7,473	同左	7,791	同左	8,347	同左	8,904	同左	9,540
	大被害	10,992	14,582	16,210	18,185	26,865	24,762	29,862	31,980	34,955	46,500	102,898

(2) 被害モードの設定

表-1に示す橋脚の諸元を基に、橋脚が初降伏耐力に達する変位(δy)、及び道路橋示方書におけるタイプⅡ地震の終局変位(δu)より、既往の研究⁵⁾を参考に、小被害に対応する変位を弾性限変位(δy)、大被害に対応する変位を $\delta y + 4/3 \times (\delta u - \delta y)$ とし、中被害に対応する変位はその中間として設定し、エネルギー一定則⁶⁾を用い各被害形態に対応した弾性応答加速度を算出した。表-2に各モデルの弾性応答加速度に換算した耐力値を示す。

なお、本論では基礎-橋脚-支承系^{7,8)}を用い、橋脚のひび割れによる剛性低下を無視し、初降伏と終局の2点によるバイリニアとして荷重-変位関係をモデル化している。

(3) 復旧費用の設定

表-1に示す橋脚の初期建設費と各被害モードに対応する復旧費用を表-2に示す。なお、第Ⅱ種地盤のモデルに想定した杭は、場所打ちコンクリート杭($\phi=1,200\text{mm}$)とし、杭長は15mとした。また、各被害モード(小被害、中被害、大被害)に対応する復旧費用の算出は、以下のような被害状況を想定して設定した。

小被害：ひびわれに樹脂を注入して復旧するとした。高さ1m当たり5本の水平ひびわれを復旧。
中被害：橋脚基部付近を鋼板巻立て、橋脚躯体上部はひびわれに樹脂を注入して復旧。
大被害：杭基礎の杭体は再利用するとし、直接基礎、杭基礎ともに橋脚躯体とフーチングを再構築するとした。なお、撤去費用も考慮した。

4. 地震リスク評価

本地震リスク評価では、地盤種別を含めた12橋脚の地震リスクの検討を行うとともに、地震危険度(サイト特性)が地震リスク評価結果に与える影響を検討することを目的に、橋脚の建設地として東京と静岡の各県庁所在地を設定した。各地ともに道路橋示方書における地域区分はAである。

(1) 地震危険度評価

地震調査研究推進本部における研究²⁾を参考に設定した震源データに対し、距離減衰式として片岡式⁹⁾の内陸地震を対象とする式(31)、及び海溝性地震を対象とする式(30)を用い地震危険度を評価する。なお、同式の地震動評価のバラツキは常用対数で0.13~0.23であるとあるが、以下を行う地震リスク

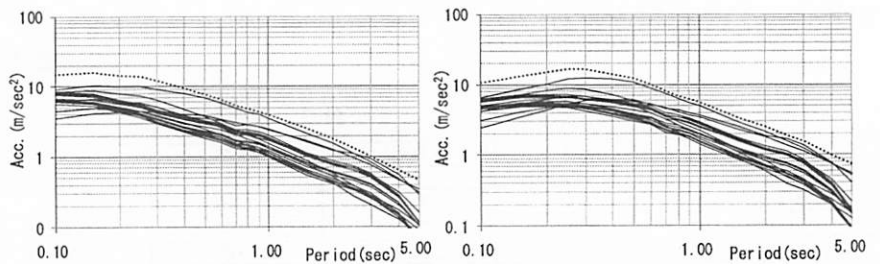
表-3a 東京のシナリオ地震

震源名	地震規模	PBA (cm/sec ²)	年発生 確率
1 1703, 1923 関東	M8.0	371	0.0013
2 1855 江戸	M7.0	281	0.0153
3 (139.60, 35.70)	M7.0	238	0.0000
4 (139.70, 35.60)	M7.0	238	0.0000
5 (139.60, 35.60)	M7.0	238	0.0000
.....			

表-3b 静岡のシナリオ地震

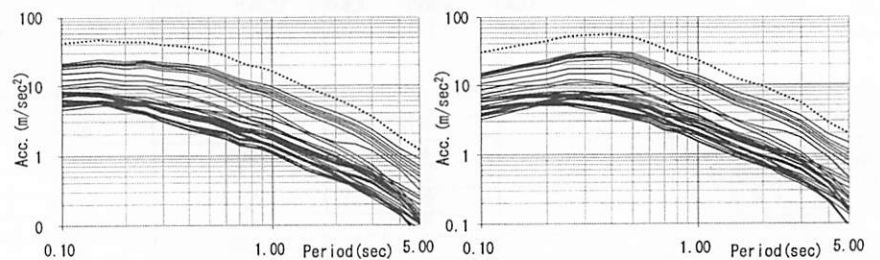
震源名	地震規模	PBA (cm/sec ²)	年発生 確率
1 南海トラフ全域	M8.6	890	0.0015
2 東海・東南海連動	M8.4	849	0.0054
3 南海トラフ全域	M8.3	828	0.0015
4 東海・東南海連動	M8.2	805	0.0054
5 南海トラフ全域	M8.1	781	0.0015
.....			

※ PBA：工学的基盤面最大加速度



(1) 第Ⅰ種地盤 (2) 第Ⅱ種地盤

図-5a 東京の地盤種別加速度応答スペクトル (h=0.05)



(1) 第Ⅰ種地盤 (2) 第Ⅱ種地盤

図-5b 静岡の地盤種別加速度応答スペクトル (h=0.05)

評価では、パラツキを地盤種や周期に関わらず一律とし、標準偏差を自然対数で0.45とした。

距離減衰式により、当該サイトの工学的基盤面における最大加速度が大きい上位5位のシナリオ地震の震源データを表-3に、上位50のシナリオ地震による第Ⅰ種地盤、第Ⅱ種地盤それぞれの地表面での加速度応答スペクトル ($h=0.05$) を図-5に示す。また、同図には50年に10%の発生確率の等確率加速度応答スペクトルを破線で示している。等確率スペクトルは、大きな地震動を生じる海溝地震の発生確率が高いことから、各サイトに想定される最大地震によるスペクトルよりも大きくなっている。

(2) 橋脚の地震リスク評価モデル

橋脚の損傷は、橋脚が連続する系としてではなく、橋脚単体の損傷により評価し、脚軸直角方向の損傷は無視し脚軸方向のみの損傷により評価した。また、橋脚の被害モードは無被害の他に表-2に示す3つ(小被害、中被害、大被害)としてモデル化した。

橋脚への入力地震動強さは1次固有周期における5%減衰の加速度応答値、橋脚の耐力中央値は表-2に示す弾性応答加速度とし、既往の研究¹⁰⁾を参考に、橋脚の耐力のパラツキは対数標準偏差(自然対数)で各橋脚の各被害形態ともに0.3とした。

(3) 地震リスクカーブ

地震リスク評価結果であるリスク曲線を、代表してP072の耐震性能を有する橋脚のみについて図-6に示す。同図には、シナリオ地震に対する期待損失率(NEL)と90%非超過損失(PML)のイベントリス

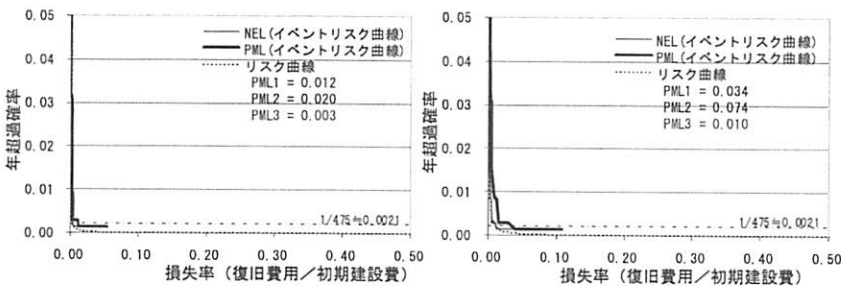
ク曲線、および損失(復旧)費用の超過確率を示すリスク曲線を示している。

道路橋示方書に示される同一の地震地域係数の地域においても、その地震危険度が大きく異なることから、復旧費用は大きく異なることが確認された。また、初期建設費および復旧費用の設定が異なるものの、第Ⅰ種地盤と第Ⅱ種地盤の結果にも大きな差が生じていることより、表層地盤の増幅特性を含めて地震リスク評価を実施する必要性があることが確認された。

(4) NELとPML

図-7に各サイトの地震危険度による各橋脚のPML1と、同地震による期待損失率(NEL₄₇₅)を示す。東京の地震危険度を用いた結果によると、耐震性能を向上させることで、NEL₄₇₅及びPML1ともに低くなり、耐震性能の向上を地震による復旧費用を用いて表現することが可能であることが確認された。ただし、静岡では、第Ⅰ種地盤を想定する場合には概ね同様の結果が確認されるものの、第Ⅱ種地盤では復旧費用率は低下するが復旧費用に換算すると耐震性能を向上をはかることによる初期建設費が高くなることより、耐震性能を向上させてもあまり変わらない結果が得られた。

次に、PMLの定義の違いによる結果の比較を行う。PML1とPML2には図-8(1)に示す関係があり、橋脚の耐震性能や地震危険度により変わるものの、概ね $PML1 \leq 0.5$ の範囲では $PML1 \approx PML2$ であり、それを超える範囲では $PML2 \geq PML1$ といった結果となる。同様に図-8(2)に示すPML1とPML3の関係より、概



(1) 第Ⅰ種地盤 (2) 第Ⅱ種地盤
図-6a P072の地震リスクカーブ：東京

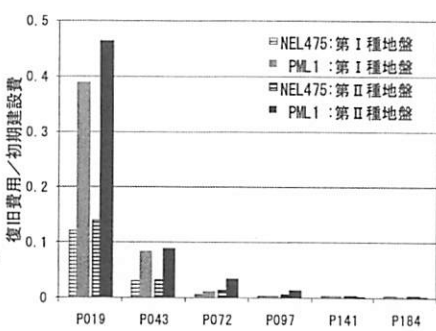
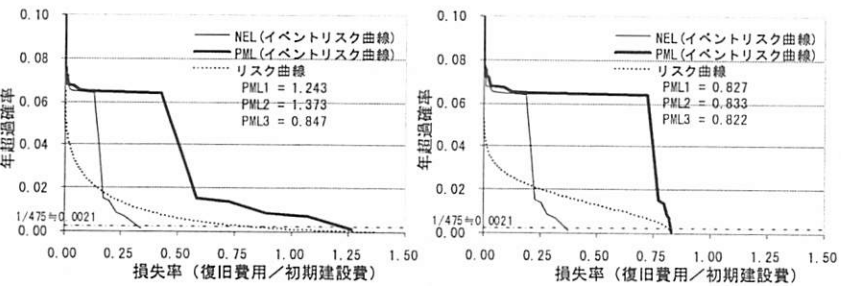


図-7a 各橋脚のNEL₄₇₅とPML1：東京



(1) 第Ⅰ種地盤 (2) 第Ⅱ種地盤
図-6b P072の地震リスクカーブ：静岡

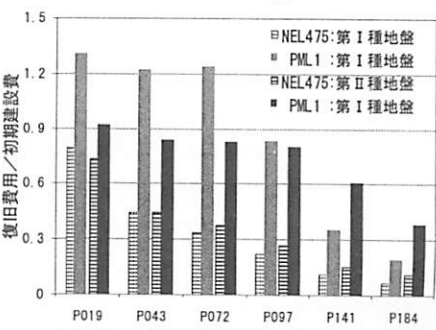
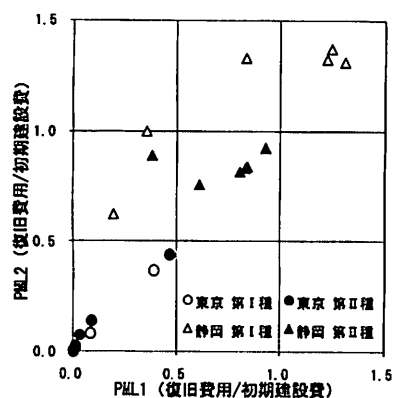
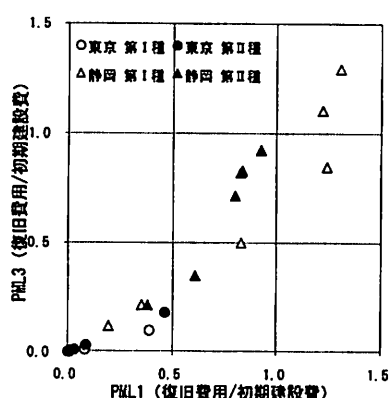


図-7b 各橋脚のNEL₄₇₅とPML1：静岡



(1) PML1とPML2の関係



(2) PML1とPML3の関係

図-8 PML1, PML2, PML3の比較

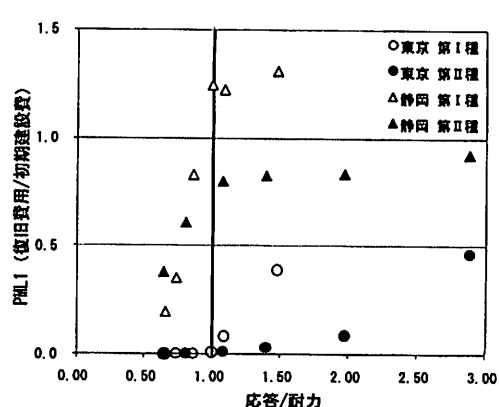


図-9 設計基準とPML1

ねPML1 $\geq$ PML3の関係が得られた。

図-9に、図-4に示す各橋脚のタイプII地震動に対する設計用応答値/降伏耐力を横軸に、縦軸にPML1を示した図を示す。東京の場合には、横軸が1.0を超えるあたりからPML1の値は大きくなり始め、静岡では1.0より小さくなると全損額に近い復旧費用率から、復旧費用が低減される効果が確認された。

以上より、PMLの定義により結果は異なり、PMLを用いて耐震性能を検討する場合には、どの定義によるべきか判断が重要となることが分かる。

ここに、道路橋脚の地震による復旧費用は、橋脚が散在していることを考慮し、ポートフォリオ評価により求める必要があり、地震動強さを先行して評価するPML2の定義では同一シナリオ地震に対する散在施設の評価をすることができないことから、PML1もしくはPML3による定義により評価が実施されることとなる。次に、リスク曲線から求められるPML3の定義は、直接的にシナリオ地震と損失が関係する指標ではないことから、実際の被災状況との整合性の検討や、シナリオ地震を特定した耐震対策の際には、PML1による定義が説明性が高い指標となると判断される。

5. まとめ

・道路橋の耐震性能を、地震リスク評価で用いられる復旧費用を指標として、その説明性の検討を行った。結果、道路橋示方書に示す耐震性能の向上を復旧費用の低減という値で示すことが可能であり、非専門家においても理解しやすい指標の一つとなり得ると判断された。

・本論では橋脚単体の軸方向の耐震性能を用いた検討を行ったが、本来は連続する系として評価する必要があるとともに、散在する施設として評価する必要がある。

・道路橋脚は連続する系として道路としての機能を

確保しており、地震による1つの橋脚の損傷は広い範囲の道路機能へ影響を与えることとなる。このことから、本論に示すような資産価値を守る評価と同時に、機能確保の検討も重要となる。

謝辞：本研究は、東京都市大学重点推進研究の一環として行い、研究の一部は、平成 20-22 年度科学研究費補助金「鉄道施設の地震リスク解析とリスク転嫁策の研究」（基盤研究(C)：代表者 吉川弘道）の助成にて実施したものです。記して、関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 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
- 2) 地震調査研究推進本部地震調査委員会：全国地震動予測地図 2010 年版
- 3) 中村孝明，吉川弘道：リスク規範型設計は始まっている—PML で測る耐震性能—，土木学会誌 CE リポート，PP. 35-37，2008. 12
- 4) 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 2011，p.156
- 5) 星隈順一，邇上茂樹，長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究，土木学会論文集，No.669/V-50，pp.215-232，2001.
- 6) 川島一彦，長谷川金二，小山達彦，吉田武史：大地震に対する RC 橋脚の耐震設計法に関する研究—（その 1）等価エネルギー法による非線形地震応答変位の推定精度に関する検討—，土木研究所資料，第 2266 号，1985.
- 7) 板橋美保，川島一彦，庄司学：橋脚系塑性率と全体系塑性率の違いが設計地震力の算定に及ぼす影響，土木学会論文集，No.619，I-47，pp.131-144，1999.
- 8) 矢部正明，川島一彦：橋脚と杭の降伏耐力比が杭基礎の塑性損傷に及ぼす影響，土木学会論文集，No.626/I-48，pp.51-68，1999.
- 9) 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
- 10) 中村孝明，長沼敏彦，静岡俊郎，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.