

大地震における橋台背面アプローチ部の通行リスクに関する研究

梶田幸秀

九州大学大学院 工学研究院社会基盤部門

(独)防災科学技術研究所が公開している地震ハザードステーションにより、対象地域の地震の発生確率を知ることが出来る。しかし、地震により発生する具体的な被害の発生確率までは言及されていない。そこで、本研究では、河川をまたぐ橋梁など、橋台背面アプローチ部における地震直後の車両通行可能性について明らかにすることを目的とし、福岡市において、固有周期0.6秒の橋梁では、時速40km以下の速度制限を受ける確率が今後30年で4%程度であることを明らかにした。

1 序論

2011年3月11日に東日本大震災が発生したが、東北地方太平洋沖以外でも我が国では今後大規模な地震動に見舞われる確率が高い地域が点在している。地震調査研究推進本部の地震動予測地図によると、例えば静岡市では、2010年1月1日から今後30年間に震度6弱以上の揺れに見舞われる確率が89.8%と記されている。将来起こり得る地震への有用な対策として、構造物の地震リスク評価を適切に行うことの重要性は増してきている。土木構造物の一つである橋梁の果たすべき大きな役割は交通流の確保である。我が国では高速道路を構成する高架橋や河川をまたぐ道路橋、鉄道橋などが数多く存在しており、これらの橋梁の通行止めは、地震直後の緊急車両の通行や地震後の物流の確保という点から震災復旧に大きな打撃となる。つまり、大地震後に人命救助のための緊急車両や復旧のための物流を支える大型車両の通行が確保されるのかどうかを事前に検討することは非常に重要である。

橋梁の地震リスク評価に関する論文としては、例えば、吉川ら¹⁾は地震被災度を定量的に評価する地震リスク解析を新たな耐震設計の枠組みとして使用するための足掛かりとして、段階毎にリスク評価を行っている。まず上部構造物を対象とする地震リスク解析の手順を提示し、これを鉄筋コンクリート構造物へ適用することを目的とし、構造物の脆弱性評価と地震リスク評価に関して考察している。次に、この地震リスク評価を鉄道RCラーメン高架橋に適用している。橋梁における地震リスク評価は、主として橋脚の損傷に関するリスク評価について多く行われているが、一方で桁衝突を考慮した上部構造の損傷とそれに伴う車両通行リスク評価に関する論文は見あたらない。



Photo 1 Damage of the expansion joint

そこで、本研究では地震時の桁衝突に注目し、その際に発生する、Photo.1に見られるような伸縮装置の損傷による車両通行リスクの検討を行った。Fig.1に本研究での車両通行リスクを算出するためフローチャートを示す。Fig.1に示すとおり、(Step 1)地震ハザードステーション(J-SHIS)の公開データから、対象地点の地表面最大速度の地震ハザードカーブを得る。(Step 2)(独)防災科学技術研究所が管理する強震観測網(K-NET)のデータを用い、構造物の固有周期、地盤種別毎に地表面最大速度と構造物の最大応答速度の関係を導く。(Step 3)筆者らが実施している伸縮装置を考慮した桁間衝突の解析結果より桁の衝突速度と伸縮装置の変形による発生段差量の関係を定式化する²⁾。(Step 4)構造物の最大応答速度を桁の衝突速度と見なすことで、地表面最大速度から伸縮装置の損傷による段差量を求め、対象地点の地表面最大速度のハザードカーブと組み合わせることで、桁衝突に関する車両通行リスク評価を行っている。なお、本研究での車両通行リスクとは、あくまでも桁衝突による伸縮装置の損傷のみを考慮しており、支承の損傷による段差や、津波による桁流出に伴う通行不可などは考慮していない。

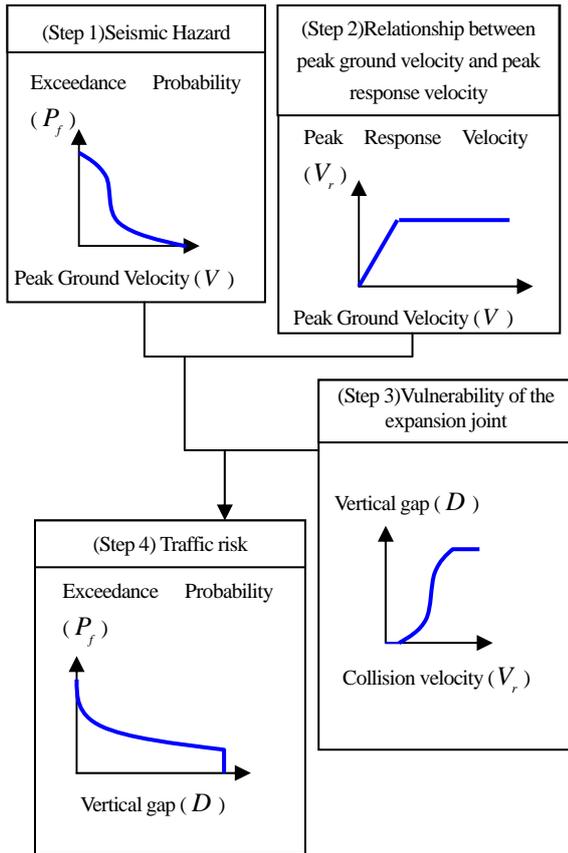


Fig.1 Flowchart of the traffic risk evaluation

2 地表面最大速度と構造物の最大応答速度の関係

2.1 使用した地震動データ

本研究で使用した地震動データは、道路橋示方書（2002年度版）³⁾の設計地震動18波とK-NETから抽出した地震動である。K-NETから抽出した地震動は、1996年6月の運用開始から2011年3月末日までに、水平成分の地表面最大加速度が300gal以上の地震動をすべて対象とした。該当する地震動は310波あったが、そのうち新潟県長岡支所、神奈川県相模湾平塚ST5の観測点では地質データが無く、せん断波速度から道路橋示方書での地盤種別を推定できないため除外した。そのためK-NETから抽出した地震動の総数は306波である。300gal以上の地震動に限定した理由は、道路橋示方書(2002年度)に示されているタイプIの設計標準波の最大加速度の下限値が318.8galのためである。

地表面最大速度については、地震動の地表面最大加速度時刻歴波形を時間積分し、地表面速度時刻歴波形に変換し求めている。時間積分には、動的解析プログラムTDAPIIIを利用し、周波数フィルタリング法を用いて地表面速度時刻歴波

Table I Frequency distribution of peak ground acceleration

| | 300-500 (gal) | 500-700 (gal) | 700-900 (gal) | 900- (gal) | Sum |
|-----------------|---------------|---------------|---------------|------------|---------|
| Ground type I | 87(3) | 20 | 14(3) | 5 | 126(6) |
| Ground Type II | 133(3) | 27(2) | 6(1) | 4 | 170(6) |
| Ground Type III | 9(3) | 0(3) | 1 | 0 | 10(6) |
| Sum | 229(9) | 47(5) | 21(4) | 9 | 306(18) |

Table II Frequency distribution of peak ground velocity

| | 0-20 (cm/s) | 20-50 (cm/s) | 50-100 (cm/s) | 100- (cm/s) | Sum |
|-----------------|-------------|--------------|---------------|-------------|---------|
| Ground type I | 83 | 36 | 7(5) | 0(1) | 126(6) |
| Ground Type II | 80 | 79 | 8(3) | 3(3) | 170(6) |
| Ground Type III | 0 | 4 | 5 | 1(6) | 10(6) |
| Sum | 163 | 119 | 20(8) | 4(10) | 306(18) |

形を求めた。なお、周波数フィルタリング法とは、地表面最大加速度時刻歴波形をフーリエ変換し、 $H(f)/i\omega$ を乗じて逆フーリエ変換する方法である。なお、周波数フィルタ関数 $H(f)$ は式(1)のように表され、式(1)で用いるパラメータは下記のように定義した。

$$H(f) = \frac{1}{1 - (f_0/f)^2 - 2h(f_0/f)i} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + (f_1/f)^2}} \quad (1)$$

$$i = \sqrt{-1}$$

$$f_0 = 1/6, \quad f_1 = 0.1, \quad h = 0.552$$

Table Iに今回使用した地震動データの地表面最大加速度の頻度分布を、Table IIに地表面最大速度の頻度分布を示す。表中の括弧書きは設計地震動を表す。なお、地盤種別については道路橋示方書で適用している地盤種別を用いており、地震動観測点のせん断波速度データより地盤種

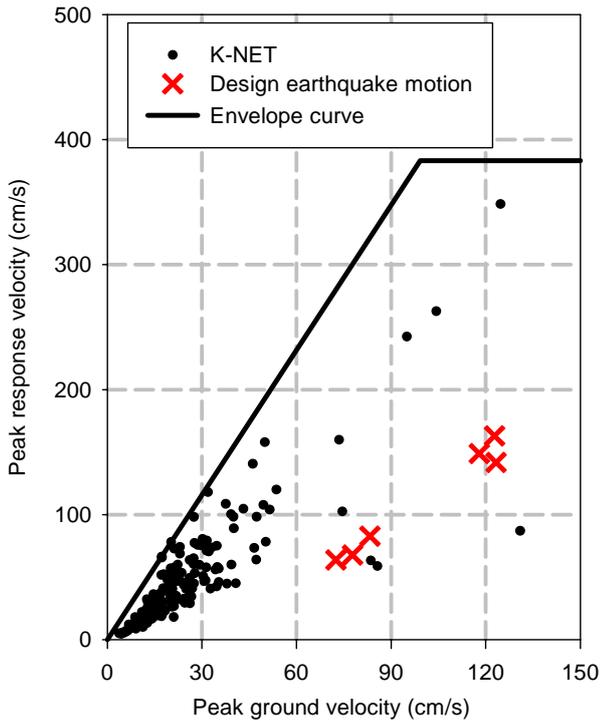


Fig.2 Relation peakground vel. vs peak response vel.

(Ground type II, Natural period; 0.6sec)

別を判断した。III種地盤は比較的軟らかい地盤のため、最大加速度が300gal以上の地震動は少ないが、地表面最大速度が大きくなる傾向があり、逆に、I種地盤では地表面最大加速度が900galを超える地震動が5波あるが、いずれも地表面最大速度が1m/sを越えることは無かった。

2・2 地表面最大速度と構造物の最大応答速度の関係

抽出した地震動を1自由度線形モデルに入力し、固有周期を0.1秒から1.5秒まで変化させ応答解析を行い、構造物の最大応答速度を算出した。なお、減衰定数は0.02としている。結果の一例としてFig.2に固有周期0.6秒・II種地盤の結果を示す。Fig.2中の実線は、地表面最大速度と構造物の最大応答速度の関係式である。ここで、地表面最大速度と構造物の最大応答速度の関係を導く際には、下記の2つのルールを用いることとした。

- (1) 全てのデータを包絡する2直線で表す。
- (2) 設計地震動とK-NET観測地震動による最大応答速度の最大値の110%の値を最大応答速度の上限値とする。

上記の2つのルールをFig.2に適用すると式(2)のような関係式が得られる。

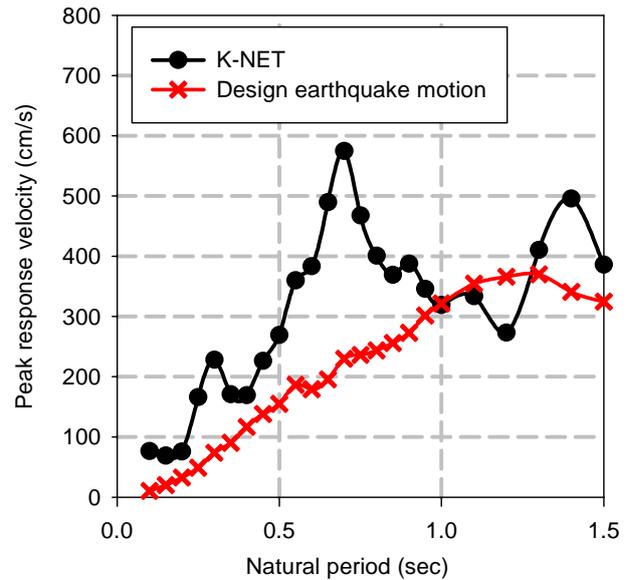


Fig.3 Natural period vs Peak response velocity
(Ground type II)

Table 3 Material properties

| | Mass density | Young's modulus | Poisson's ratio |
|----------|--------------------|-----------------|-----------------|
| Unit | ton/m ³ | MPa | - |
| Concrete | 2.35 | 2.5E+4 | 0.20 |
| Steel | 7.85 | 2.0E+5 | 0.30 |
| Soil | 1.80 | 2.8E+1 | 0.45 |

$$V_r = \begin{cases} 3.86V & (0 \leq V \leq 99.2) \\ 383.1 & (99.2 \leq V) \end{cases} \quad (2)$$

ここで、 V_r は構造物の最大応答速度(単位はcm/s)、 V は地表面最大速度(単位はcm/s)である。

2・3 設計地震動とK-NET観測地震動の応答結果

Fig.3にII種地盤における設計地震動による構造物の最大応答速度(6波の中での最大値)とK-NET観測地震動による構造物の最大応答速度の比較を示す。現在用いられている道路橋示方書は2002年に発行されたものであり、Type2の設計地震動は1995年兵庫県南部地震により観測された地震動がベースとなっている。その後起きた大きな内陸直下型地震である2004年新潟県中越地震や2008年岩手宮城内陸地震による観測地震動の知見は設計地震動には反映されていないため、当然ながらある周期帯

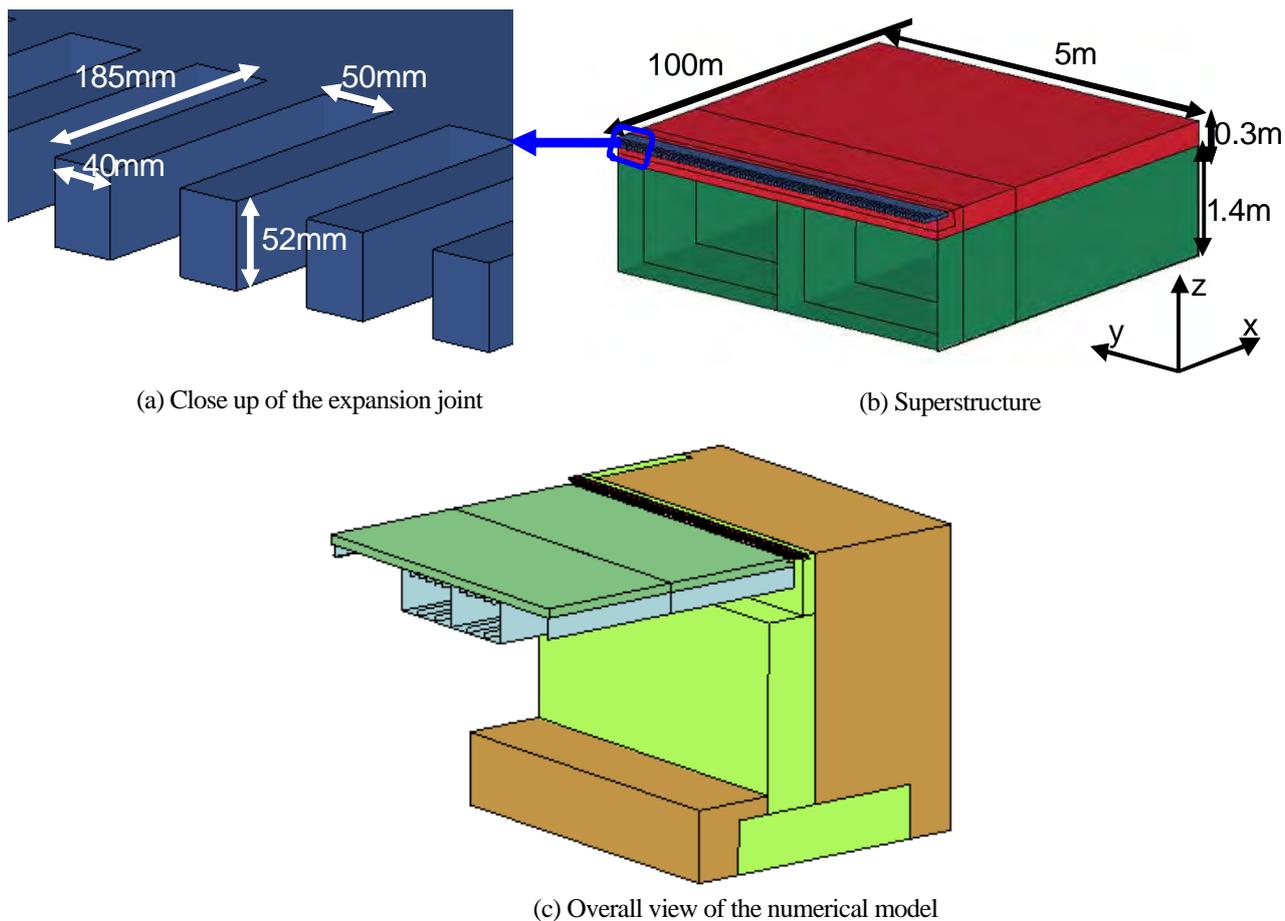


Figure 4 The numerical model of the collision analyses

では、設計地震動による応答速度を上回る応答速度が発生することが分かった。なお、この傾向はⅠ種地盤、Ⅲ種地盤でも同様である。これより、規模の大きな地震動が起きたときには、設計地震動の見直しや、重要構造物の設計を行う際には、設計地震動だけではなく建設地点のサイト特性を考慮した模擬地震動による設計が重要であると考えられる。

3 桁-橋台衝突解析

桁-橋台衝突解析の詳細については、文献 2 をご覧頂きたい。ここでは概要と結果のみを記す。Fig.4 に解析モデルを示す。桁長 100m の鋼箱桁を有する合成桁である。伸縮装置の一部である鋼製フィンガージョイントの長さは 185mm である。本研究で行った衝突解析は、1 つの上部構造に初期速度を与えて、もう一つの上部構造に正面衝突させるものである。衝突速度は 0.25m/s から 0.25m/s 刻みで 3.0m/s まで増加させた。Fig.5 に衝突速度 2.5m/s の際のフィン

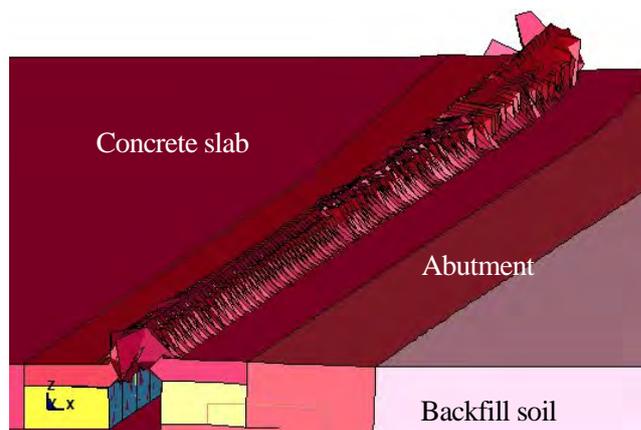


Figure 5 Damage situation of the expansion joint (Collision velocity: 2.0m/s)

ガージョイントの損傷状況を示す。Fig.6 に桁衝突速度と段差量の関係を示す。今回の段差量は伸縮装置の損傷、つまりフィンガージョイントのめくり上がりのみを考えている。衝突解析の結果、衝突速度 2.5m/s 以上では、フィンガージョイントが大きくめくり上がっていたため、衝突速度 2.5m/s 以上で衝突した場合も発生段差量

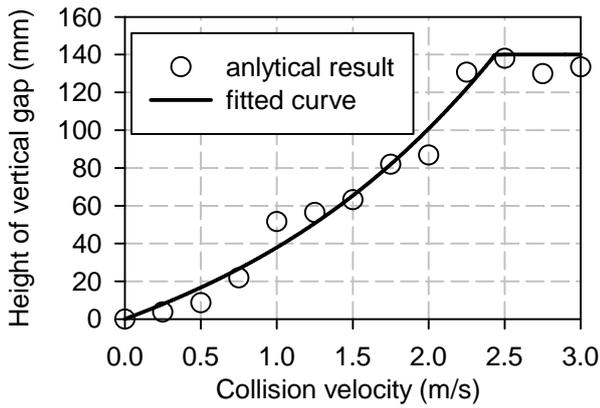


Figure 6 Height of vertical gap

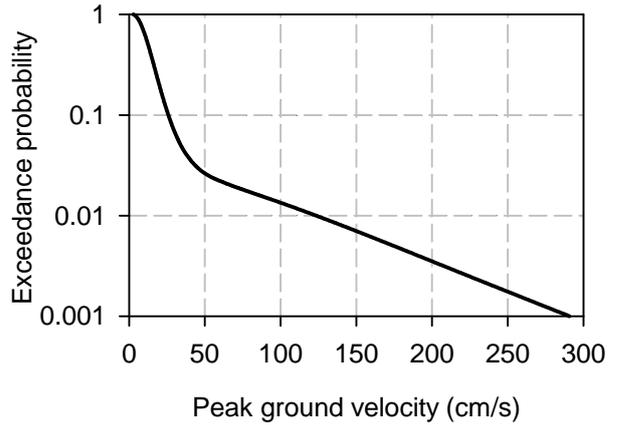


Figure 7 Hazard curve of the peak ground velocity in Fukuoka

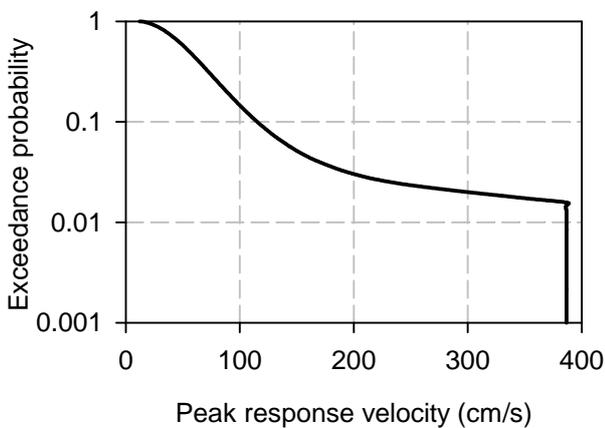


Figure 8 Hazard curve of the peak response velocity in Fukuoka (Natural Period: 0.6 sec)

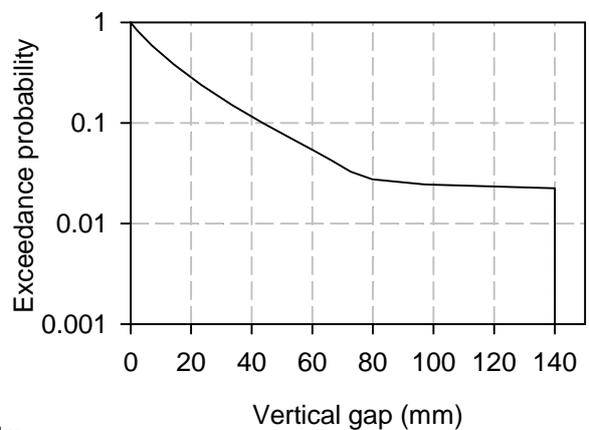


Figure 9 Hazard curve of vertical gap in Fukuoka (Natural Period: 0.6 sec)

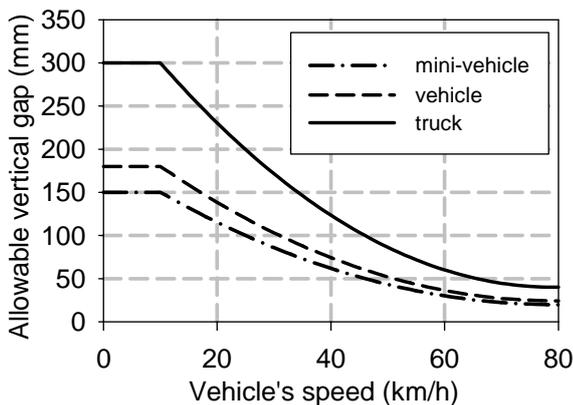


Figure 10 Allowabl vertical gap

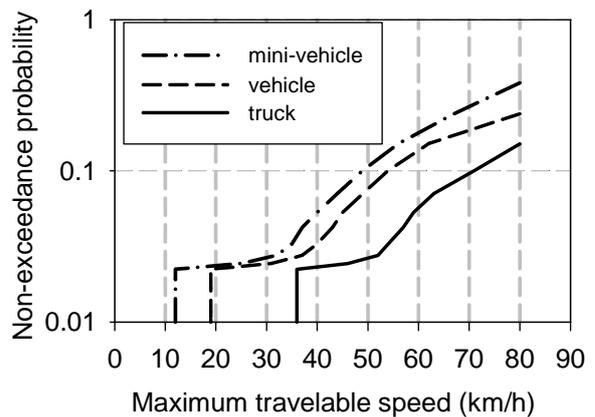


Figure 11 Risk curve of trafficability (in Fukuoka)

は 180mm としている。

4 通行リスク結果

Fig.7 に福岡市民会館（福岡市中央区天神地区）の地表面最大速度に関する地震ハザードカーブを示す。なお、このハザードカーブは今後

30年間の平均ケースでの値である。福岡市民会館は道路橋示方書での地盤種別ではⅡ種地盤であり、対象地点に固有周期 0.6 秒の構造物が建造されたとする。桁間衝突速度は当然、固有周期 0.6 秒の構造物の最大応答速度よりも小さくなるが本研究ではそれを無視し、Fig.3 を用いる

ことにより Fig.7 より Fig.8 に示す構造物の最大応答速度に関する地震ハザードカーブを求めた。本研究では、構造物の最大応答速度が桁の衝突速度に等しいという仮定し、Fig.6 と Fig.8 を組み合わせることで、Fig.9 に示すとおり、段差量に関するリスクカーブを求めることが出来る。続いて、阿部ら⁴⁾の研究結果から Fig.10 に示されるような車両の通行可能速度と段差量の関係を用いることにより、車両の最大通行可能速度のリスクカーブが Fig.11 の用に得られる。

地震調査研究推進本部の全国地震動予測地図によると 2010 年 1 月 1 日から今後 30 年以内に震度 6 弱以上の地震に見舞われる確率は静岡市で 89.8%，福岡市では 3.8% である。今回、固有周期 0.6 秒の高架橋を対象としたため、Fig.3 からわかるように非常に大きな応答速度になることは明らかであるが、時速 80km 以下の速度制限が適用される確率は震度 6 弱以上の地震に見舞われる確率とほぼ同等程度であることが分かった。通行不可能の確率が小さいのは乗用車が通行不可能になる段差量が 180mm であり、今回の伸縮装置では、185mm 以上の段差が生じないためである。今回は、伸縮装置の損傷による段差量のみを考えているため、比較的小さな確率になっているが、支承の損傷による段差の発生まで考慮すると当然、通行不可能となる確率は大きくなるため、地震直後の緊急車両の通行や地震後の物流の確保などの観点からリスクの高い橋梁に対しては、通行を確保するための対策や代替ルートを選定などの対策が必要になると考えられる。

5 結論

本論文では、桁衝突により伸縮装置が損傷し、それに伴う段差量による車両通行リスクについて検討を行った。以下に本研究で得られた知見を記す。

(1) K-NET による観測地震動による応答速度と設計地震動による応答速度を比較することにより、設計地震動が常に最悪ケースではないことが分かった。これにより、設計地震動の見直しは適宜行うべきと考えられ、また、重要構造物に対しては、設計地点のサイト特

性を考慮した模擬地震動での設計の必要性もあると考えられる。

- (2) 伸縮装置による発生段差量だけであっても、車両の通行速度制限の可能性は、震度 6 弱以上の地震に見舞われる確率とほぼ同程度になり、決して低い値ではないということが分かった。
- (3) 福岡市において、固有周期 0.6 秒の橋梁では、時速 40km 以下の速度制限を受ける確率が今後 30 年で 4% 程度であることを明らか
- (4) 今回のモデル橋梁では、伸縮装置のサイズから車両が通行不可能になる可能性は極めて低いが、支承の損傷による段差なども考慮すれば、車両が通行不可能になる可能性について検討の必要があると考えられる。

謝辞

本研究を遂行するにあたり(独)防災科学技術研究所の強震観測網 (K-NET) のデータを使用させて頂きました。ここに記し、謝意を表します。

参考文献

- 1) 吉川弘道, 大滝健, 服部尚道, 野口聡, 奥村幹也: 鉄道 RC ラーメン高架橋の EFM 法による地震損失評価と地震リスク解析, コンクリート工学論文集, 第 20 巻第 1 号, 2009.1
- 2) Kajita, Y., Yoshida, K. and Otsuka, H. 2009. The effect of pounding model between girder and abutment on seismic response of bridge, Proc. of the 5th International Conference on Computational Design in Engineering, Paper No.P-12(CD-ROM)
- 3) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.3, 丸善
- 4) 阿部雅人, 藤野陽三, 吉田純司, 朱平: 高架橋の 3 次元動的解析モデルを用いた桁間連結装置および車両通行性能の評価, 土木学会論文集, No.773/ I -69, pp.47-61, 2004.10