

高速道路構造物の地震時の影響評価手法の検討

本村 均¹・濱田 達也¹・岡本 拓¹・石井 晃²

¹正会員 日本道路公団試験研究所 保全研究室 (〒194-8508 東京都町田市忠生 1-4-1)

²正会員 鹿島建設株式会社 土木設計本部 設計技術部 (〒107-8502 東京都港区赤坂 6-5-30)

大規模地震の地震動を推定し、高速道路構造物（橋梁、切土、盛土）への影響度をパーソナルコンピュータで評価する手法を構築した。橋梁は、橋脚形式・上部工荷重・橋脚高さ・適用道路橋示方書別に分類し、代表的な橋脚を抽出して非線形動的解析を行い、橋脚のせん断破壊、曲げ破壊、および支承の変位による損傷を、地震動強さ S I 値で判定する被害評価表を作成した。盛土・切土は、すべり解析の結果に影響を与える要素を分析し、のり高・のり勾配別に分類し、円弧すべりにより安全率が最小となるすべり面が発生する最大加速度を指標とする被害評価表を作成した。さらに盛土は、ニューマーク法により沈下量の推定も行い、被害評価表を作成した。これは、事前対策の対策箇所選定や事後対応に活用可能である。

Key Words: expressway, damage estimation, earthquake ground motion, priority, aseismic reinforcement

1. はじめに

JHは、2001年4月現在で6,951kmの高速道路と824kmの一般有料道路を管理している。1995年兵庫県南部地震以来、耐震性の低い道路構造物については、耐震補強を順次行ってきた。

今後発生する可能性のある大規模地震でどのような被害が想定されるかを推定し、より効率の良い危機管理体制を検討していく必要があることから、事前に地震による被害を推定する手法をJH試験研究所で構築してきた。¹⁾

本検討では、高速道路1路線251km、一般有料道路13路線135kmを対象とし、管理局で運用可能なシステムを構築するため、新たに①実際に発生した地震をシミュレーションし被害推定する手法の検討、②耐震補強後の効果の検討、③実被害と整合した耐力補正手法の検討、④盛土の沈下を考慮した耐震性の検討を行い、高速道路構造物への影響評価手法を構築したので紹介する。

2. 地震動の推定

歴史地震（点震源・面震源）、内陸起震断層（活断層）の想定地震、または実地震の震源情報（気象庁速報等）から地震動分布を推定する。

地震動の推定手法の概要を図-1に示す。

ここで、距離減衰式は、電力共同研究²⁾または大野らの研究成果³⁾を用いた。また、地盤増幅は、6種類の地盤特性値（固有周期）、2種類の地震タイプ（内陸直下地震、プレート境界地震）、7種類の地震動レベルごとに作成した加速度応答スペクトル比（地表面／基盤面）を用いた⁴⁾。

実地震の震源情報から地震動を推定する場合、推定精度を高めるため、高速道路に約20km間隔に1箇所設置している地震計により得られた観測値（計測震度、S I 値、最大加速度）を活用することとした。観測値を用いた地震動推定手順を図-2および以下に示す⁵⁾。

- ①距離減衰式を用いて、震源情報から観測地点と推定地点の基盤面地震動を推定する。
- ②表層地盤の増幅特性を考慮して、地表面観測値から観測地点の基盤面地震動を計算する。
- ③観測地点における①と②の基盤面地震動の比をとり、この比率により推定地点の基盤面地震動を補正する。
- ④表層地盤の増幅特性を考慮して、③で得られた基盤面地震動の補正值から推定地点の地表面地震動を計算する。

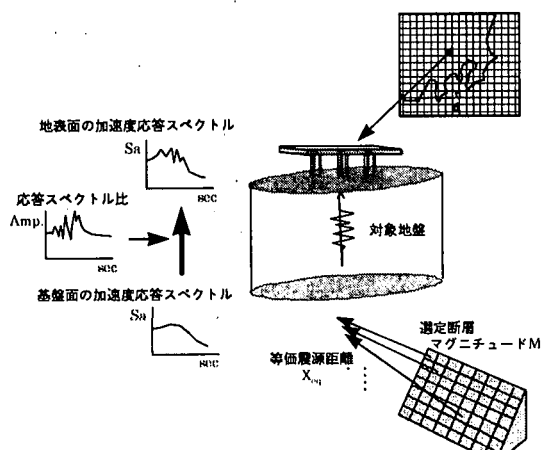


図-1 地震動の推定方法

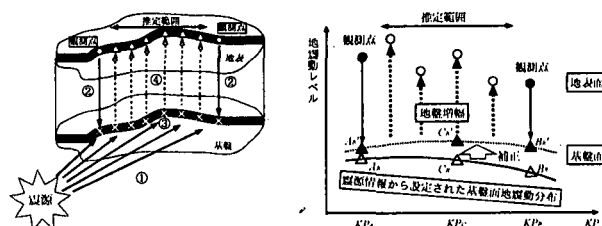


図-2 観測値による地震動推定手順

本手法を用いて2001年4月3日静岡県中部を震源とする地震 ($M_J=5.3$ 、震源深さ30km) で推定した東名高速道路の地震動分布を図-3に示す。

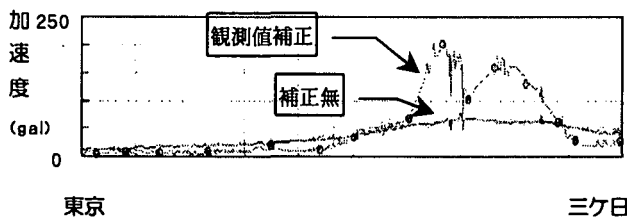


図-3 静岡県中部地震の地震動分布

静岡県中部地震はマグニチュードが小さく、使用している距離減衰式の適用範囲外となるため、震源情報のみで推定した地震動は小さめになるが、観測値で補正することにより地震動分布の整合を図る事ができる。

3. 橋梁の被害評価

JHの保有する橋梁データベースを基に、対象路線の橋脚を分類し、それぞれのグループの代表橋脚の非線形動的応答解析を行い、被害評価テーブルを作成した。

(1) 橋脚の分類

対象路線の橋脚 (3,650橋脚) をJH保有の橋梁データベースより分析し、表-1のように分類した。

表-1 橋脚の分類項目

分類項目	分類内容
下部工形式 (9種類)	RC複柱式橋脚、RC柱式橋脚、RC円柱橋脚、RC中空断面式橋脚、RCラーメン (一層式) 橋脚、RCラーメン (二層式) 橋脚、RC壁式橋脚、橋台、その他のRC橋脚
示方書年度 (4種類)	昭和36年、昭和46年、昭和55年、平成2年
平均橋脚高	5m間隔で分類
上部工重量	300tf間隔で分類
支承条件 (2種類)	固定、可動
地盤種別 (3種類)	I種、II種、III種

(2) 橋脚の評価

分類した橋脚から代表橋脚205橋脚を選定し、非線形動的応答解析を行い、発生する最大の曲げモーメントM、せん断力Sを計算し、被害形態ごとの耐力と比較することにより橋脚の被害評価を行った。動的解析方法を表-2に、橋脚被害の判定基準を表-3に示す。

表-2 非線形動的応答解析方法

入力地震波	1995年兵庫県南部地震の観測加速度波形 (道示の振幅調整波) の最大振幅を倍率0.1、0.3、0.5、0.7、1.0、2.0の6段階で入力 I種地盤：神戸海洋気象台 (N-S) II種地盤：JR鷹取駅 (N-S) III種地盤：東神戸大橋 (N12W)
地震方向	橋軸方向、橋軸直角方向

表-3 橋脚被害の判定基準

被害形態	被害ランク			
	A (大)	B (中)	C (小)	D (無)
曲げ破壊	終局状態 $M \geq M_u$	終局前 $M_u > M \geq M_{10}$	降伏状態 $M_{10} > M \geq M_y$	降伏前 $M_y > M$
せん断破壊	破壊 $S \geq P_s$	破壊前 $P_s > S \geq S_{50}$	せん断クラック $S_{50} > S \geq S_c$	クラック無 $S_c > S$

M_u : 終局曲げ耐力 M_{10} : 残存耐力10%の曲げ耐力

M_y : 降伏曲げ耐力 P_s : 終局せん断耐力

S_{50} : 残存耐力50%のせん断耐力

S_c : コンクリートが負担するせん断力

昭和39年道示の角柱式橋脚の被害ランクとその閾値 (SI値) との関係を橋脚高別に示した例が、図-4、図-5である。

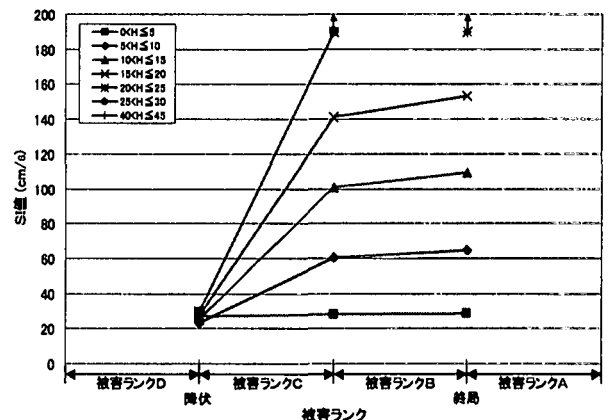


図-4 被害ランク-SI値曲線 (曲げモーメント)

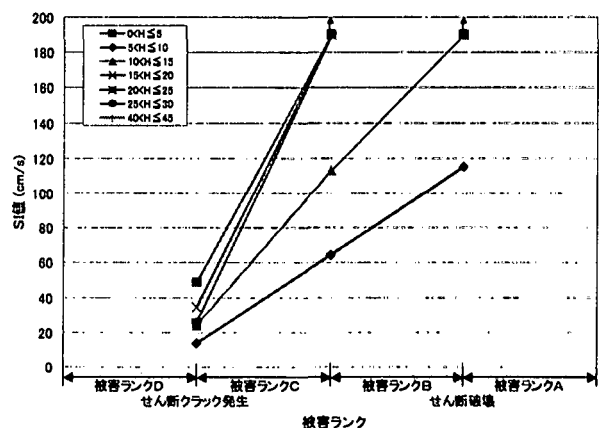


図-5 被害ランク-SI値曲線 (せん断力)

各橋脚別にこのような解析を行い、被害ランクの閾値を定め、分類橋脚別に被害評価テーブルを作成した。

(3) 耐震補強橋脚の評価

実際に耐震補強を行った橋梁を下部工形式、示方書年度、平均橋脚高、上部工重量で分類し、その中から代表橋脚20橋脚を選定し、非線形動的応答解析を行い、耐震補強後の橋脚の補強効果の評価を行った。1例として昭和46年道示の角柱式橋脚、Ⅲ種地盤における耐震補強前後のS I値-曲げモーメント、S I値-せん断力をの関係を示したのが、それぞれ図-6、図-7である。

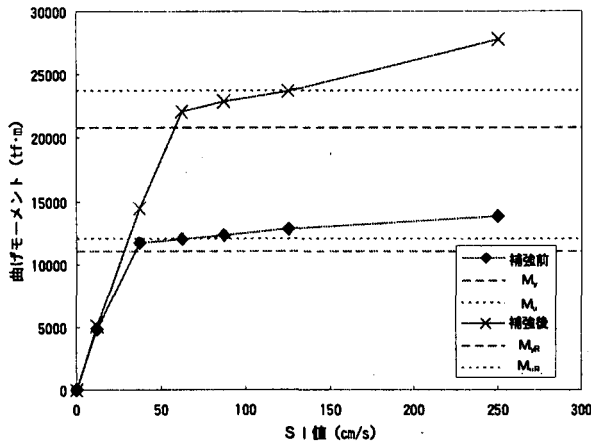


図-6 耐震補強前後のS I値-曲げモーメントの関係

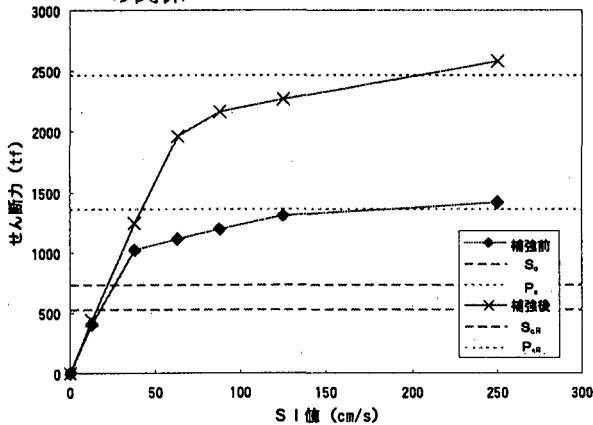


図-7 耐震補強前後のS I値-せん断力の関係

表-4 耐震補強後の耐力補正係数

被害形態		下部工形式	0m<H ≤5m	5m<H ≤10m	10m<H
曲げ耐力	降伏状態	複柱式	3.0	2.3	1.9
		壁式	3.0	2.0	1.7
		その他	2.5	1.6	1.3
	終局状態	複柱式	3.0	3.0	2.3
		壁式	3.0	3.0	2.4
		その他	3.0	2.7	2.1
せん断耐力	クラック発生時	複柱式	1.9	1.5	1.3
		壁式	1.8	1.4	1.2
		その他	1.7	1.3	1.1
	破壊状態	複柱式	3.0	3.0	2.5
		壁式	2.4	2.0	1.7
		その他	3.0	3.0	2.9

注1) H: 橋脚高

注2) 3.0以上の値は3.0とした。

各橋脚別にこのような解析を行い、耐震補強後の補正係数(耐震補強後の耐力)/(耐震補強前の耐力)を求めた。

補正係数を分析した結果、総合的に見て下部工形式と橋脚高が補正係数への影響が大きい傾向が認められたため、表-4のとおり耐震補強後の効果を表す耐力補正係数を定め、耐震補強橋脚の評価テーブルを作成した。

(3) 支承の評価

被害ランクは、橋脚の評価で実施した代表橋脚の非線形動的応答解析の結果から得られた、最大変位応答値 δ とS I値との関係および支承位置における応答加速度 α_s と地表面最大加速度の関係を用いて評価を行った。支承被害の判定基準を表-5に示す。

表-5 支承被害の判定基準

被害形態	被害ランク		
	A (大)	C (小)	D (無)
固定支承の破壊 (橋軸)	落橋 $\delta > \delta_A$	破壊 $k_h \geq k_{hy}$	軽微な損傷 $k_{hy} > k_h$
可動支承の破壊 (橋軸)	落橋 $\delta > \delta_A$	破壊 $\delta_A \geq \delta > \delta_B$	軽微な損傷 $k_{hy} > k_h$
支承の破壊 (橋軸直角)		破壊 $k_h \geq k_{hy}$	軽微な損傷 $k_{hy} > k_h$

δ_A : 落橋に至る移動量(桁かかり長)

δ_B : 可動支承の破壊移動量

k_{hy} : 降伏震度(= $2 \times k_D$)

k_D : 設計震度

k_h : 支承位置における応答震度(= α_s / g)

g : 重力加速度

(4) 損傷ランクの耐力補正

上記被害評価手法は、道示による設計上の耐力・変形性能を基に被害ランクを判定するため、実際の被害に比べて被害が大きく算定される安全側の評価結果を示す傾向にある。したがって、実際の被害にあうよう耐力補正手法を検討した。

実態の材料強度⁶⁾を参考に、設計上の材料強度に対し実構造物相当の材料強度を表-6のとおり想定した。

表-6 実構造物相当の材料強度

	コンクリート強度	鉄筋の降伏強さ
設計	240kgf/cm ²	3,000kgf/cm ²
実態	360kgf/cm ²	3,600kgf/cm ²

さらに、変形性能として終局ひずみを、道示の圧縮応力が最大値の80%にまで低下した段階から、50%まで低下した段階に変更し、兵庫県南部地震における被害結果と解析結果を比較した結果が表-7である。

表-7 兵庫県南部地震の被害結果との比較

No	下部工形式	支持地盤	被害状況(基)			
			A	B	C	D
1	RC複柱式	I種	0	2	14	13
2	橋脚	II種	8	0	0	0
3	RCラーメン橋脚(一層)	I種	0	1	1	0
4	RC壁式橋脚	II種	0	0	2	0

■ 設計値による解析結果 ○ 実構造物相当の解析結果

不確定要素が多く実被害と被害想定結果を全て整合することは困難であるが、RC複柱式橋脚については整合性が向上した。

設計と実態それぞれの材料強度、変形性能を用いていくつかの橋脚について動的解析を行い、解析方向（橋軸・橋軸直角方向）、破壊形態（曲げ・せん断破壊）別の閾値補正係数（実態の耐力）／（設計上の耐力）を表-8のとおり定めた。

表-8 実態の耐力に合わせる閾値補正係数

判定方向	破壊形態	閾値補正係数		
		C_{DC}	C_{CB}	C_{BA}
軸方向	曲げ破壊	1.15	1.20	1.20
	せん断破壊	4.5	4.5	4.5
橋軸直角方向	曲げ破壊	1.20	1.25	1.25
	せん断破壊	2.5	2.0	2.0

C_{DC} ：被害ランクDとCの閾値の補正係数

C_{CB} ：被害ランクCとBの閾値の補正係数

C_{BA} ：被害ランクBとAの閾値の補正係数

橋梁の被害評価は、設計に基づく被害ランクとこの耐力補正を行った被害ランクの2つで評価する。

さらに、盛土については、震度、入力地震波（Ⅰ種地盤、Ⅱ種地盤、Ⅲ種地盤）、のり面形状（のり面直高H、原地盤傾斜角 α 、第1のり面傾斜角 β_1 、第2のり面傾斜角 β_2 ）、地盤物性値別に、ニューマーク法⁷⁾により沈下量Ssを算定した。その結果、沈下量は、震度 k_h 、入力地震波、のり面直高、地盤物性の影響を大きく受けることがわかり、これらのパラメータについて沈下量Ssを集計した。

以上の結果から、盛土および切土の被害評価基準を表-10とし、分類区分ごとに被害評価テーブルを作成した。

表-10 盛土・切土の被害評価基準

	被害形態	被害ランク			
		A (大)	B (中)	C (小)	D (無)
盛土	土塊のすべり	すべり発生			未発生
	天端の沈下	沈下量30cmを超える		沈下量30cm以下	
	車線被害	全車線	片側車線	路肩	無し
切土	土塊のすべり	すべり発生			未発生
	車線被害	全車線 $d > 15$	片側車線 $15 \geq d > 5$	路肩 $5 \geq d$	無し

d：のり肩からの離隔 (m)

4. 土工部の被害評価

代表的なりのり面について円弧すべり計算を実施し、盛土、切土の断面形状が安全率に与える影響を調べ、分類区分を設定した。

地盤物性は、常時ですべり安全率 $F_s = 1.2$ を確保するC- ϕ の関係を逆解析により求め、JH設計要領第1集の提案値を参考とし、表-9のとおり定めた。

表-9 地盤物性値

	ケース	種別	γ_{sat} tf/m ³	ϕ 度	C tf/m ²	備考
盛土	1	盛土材	1.9	35	5	
		原地盤(砂質土)	1.9	35	7	
	2	盛土材	1.9	35	5	
		原地盤(粘性土)	1.9	20	20	
切土	1	ゆるい砂	1.9	30	4	$\beta_3 \leq 45$ $H < 20m$
	2	密な砂	1.9	35	5	$\beta_3 \leq 45$ $H \geq 20m$
	3	軟岩	1.9	25	5	$\beta_3 > 45$

震度、のり面形状（盛土は、のり面直高H・のり面勾配・原地盤傾斜角 α ・切土は、のり面直高・のり面勾配・背後地勾配）、地盤物性値ごとに、すべり安定解析を実施し、安全率 F_s 、のり肩からの影響範囲dを求めた。図-8に解析モデルを示す。

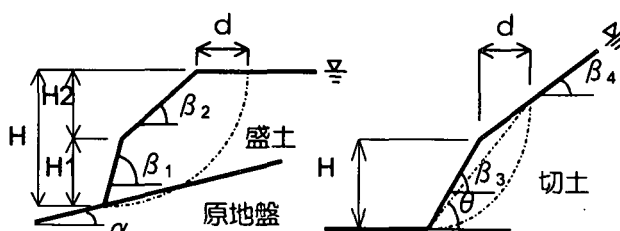


図-8 盛土・切土の解析モデル

5. おわりに

橋梁および土工部の地震被害評価手法を検討し、高速道路の地震時の影響評価システムを構築した。

本システムは、事前対策として耐震補強等の優先箇所を選定や、リアルな防災訓練に活用できるとともに、実際に発生した地震動をシミュレートすることにより、効率的な状況把握点検や概算被害額算定等の事後対応にも活用可能と考えている。

参考文献

- 1) 本村均, 濱田達也, 谷口雅信: 高速道路の地震防災のためのリスクマネジメントシステムについて, 第2回リアルタイム地震防災シンポジウム論文集, pp.79-84, 2000
- 2) 高橋克也, 武村雅之, 千葉脩, 渡辺孝秀, 色魔康弘: 硬質地盤における応答スペクトルの距離減衰式その1水平動, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.363-364, 1994.
- 3) 大野晋, 丹羽正徳, 武村雅之, 高橋克也: 兵庫県南部地震の岩盤における地震動強さの推定, 第23回地震工学研究発表会, pp.201-204, 1995.
- 4) 石井晃, 石田寛, 大保直人, 永田茂, 塩崎信久: 震源情報と地盤の非線形増幅特性を考慮した観測地点間の地震動推定方法, 第25回地震工学研究発表会講演論文集, 第1分冊, pp.85-88, 1999.
- 5) 石井晃, 石田寛, 永田茂, 大保直人: 地表観測地点間の地震動推定における地盤増幅特性の検討, 土木学会第54回年次学術講演会講演概要集, 第1部(B), pp.178-179, 1999.
- 6) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 第1章橋梁, pp.50-57, 1996.
- 7) Newmark, N.M.: Effects of earthquakes on dams and embankments, Geotechnique, Vol.15, No.2, pp.139-159, 1965.