

道路橋における強震観測の 耐震設計基準への貢献と今後の展望

石井 洋輔¹・片岡 正次郎²

¹正会員 国土技術政策総合研究所 道路地震防災研究室（〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地）

²正会員 博（工） 国土技術政策総合研究所 道路地震防災研究室（〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地）

1. はじめに

国土交通省（旧建設省）による土木構造物の強震観測は、昭和33年に近畿地方建設局（当時）がダムの観測をしたことに始まる¹⁾。建設省土木研究所（以下、土研）は強震観測網の整備拡充のため、昭和35年に「構造物と地盤に対する強震計配置計画」を立案し²⁾、昭和36年に道路橋で初めて安治川大橋の周辺地盤と橋脚に強震計が設置された³⁾。その後、昭和39年新潟地震が発生し、地震被害の解明に強震記録が大きく貢献したことが契機となり、土研を中心として建設省で強震計の配置計画を策定²⁾し、土研が強震記録を蓄積する体制を構築した。そして、土研の強震計設置に対する技術指導の下、地方建設局のほか北海道開発局、建設省関係公団及び地方自治体で土木構造物の強震観測網の拡充が行われた²⁾。

以降、国総研では耐震設計基準の合理化・高度化及び地震時挙動の解明を目的として、現在まで継続して強震観測を実施している。強震記録の蓄積は、震度法から地震時保有水平耐力法への転換に重要であった³⁾とされるなど、耐震設計で考慮すべき地震動とその影響等をいかに科学的に設定するかという観点で、道路橋の耐震技術の発展と密接に関係している。また国総研では、取得した強震記録を用いて地盤特性、地域特性に応じた地震動特性の推定法、土木構造物の地震時挙動と性能照査に関する研究を行い、研究成果を道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編をはじめ道路・河川・ライフライン施設等の土木構造物の耐震基準に反映している。

本稿は、旧建設省時代を含め、国土交通省が取得した強震記録がどのように道路橋の耐震設計基準の高度化に貢献してきたかを、道路橋示方書の改定を

踏まえて述べる。そして、今後さらに取得していくべき観測データ等、強震観測に求められる役割を考察する。

2. 道路橋示方書における強震記録の活用

強震記録が統計解析を行えるまで増加したのは1970年代後半である³⁾とされている。1970年代以前の道路橋の耐震基準は、昭和47年の道路橋耐震設計指針・同解説⁴⁾などが存在するが、本報告では強震記録が集まりだした1970年代後半以降に規定された道路橋の耐震設計基準に着目して述べる。

(1) 昭和55年道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編

a) 修正震度法における設計水平震度の規定

昭和55年道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編⁵⁾（以下、S55年道示）では、修正震度法の考え方をもとに、応答を考慮した修正震度法における設計水平震度が規定されている。設計水平震度は、昭和47年の道路橋耐震設計指針・同解説⁴⁾で、わが国で観測された44成分の地震波形記録より、各地盤種別ごとの平均応答加速度倍率のスペクトル曲線を算出したものから引き続き規定されている。なお、227成分の地震波形記録を用いて設計水平震度の再検討を行い、ほぼ同様の結果になったことがS55年道示の解説に記載されている。

b) 液状化判定手法 F_L 法の規定

S55年道示では、土層の液状化（当時は流動化と記載）の判定手法が規定されている。 F_L を算出する際に用いる標準設計水平震度 k_{s0} が0.15として規定されているが、これは新潟地震で観測された最大加速

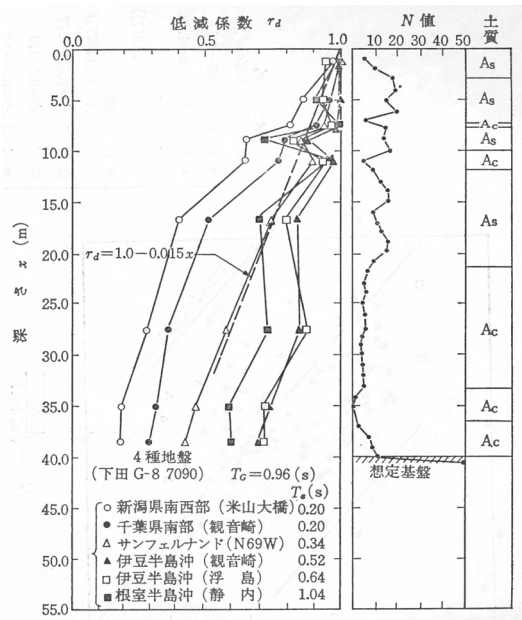


図-1 低減係数 r_d の計算例⁵⁾

度約170galが考慮されている。また、地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数 r_d の算出にも強震記録が活用されている。 r_d の算出式を式(1)に示す。

$$r_d = 1.0 - 0.015x \quad (1)$$

x : 地表面からの深さ(m)

式(1)は各地盤種別の地盤モデルに対し、卓越周期の異なる強震記録を用い、応答解析から r_d の深度分布を求めて(図-1)、それぞれの深度分布の近似式より算定⁶⁾されている。地中の地震動の加速度分布特性が異なるため、液状化判定の際には地中の非一様性を r_d を用いて考慮している。

液状化判定手法は、甚大な液状化被害をもたらした新潟地震の地震観測結果と被害状況を考慮して決められており、S55年道示以降、液状化の被害を大幅に抑えることに貢献してきている。

(2) 平成2年道路橋示方書・同解説V耐震設計編

a) 標準設計水平震度の改定

平成2年道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁷⁾(以下、H2年道示)では、震度法と修正震度法が統合され、標準設計水平震度の地盤種別区分が改定されている。改定された標準設計水平震度は、水平成分394の地震波形記録から、加速度応答スペクトル曲線の統計解析をもとに算出されており、この統計解析結果より2種地盤と3種地盤が統合され、S55年道示では4区分であった地盤種別が3区分に変更されている。これは、従前より多くの強震記録を用いたことで、より現実的な地震動強度の推定ができたためだと考えられる。

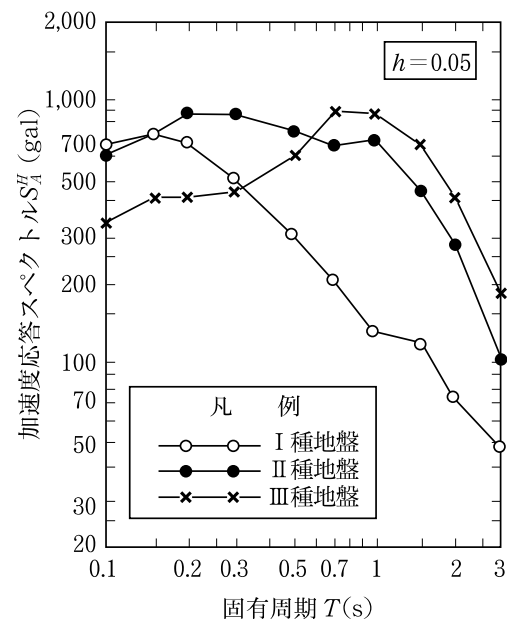


図-2 推定された加速度応答スペクトル (M8, 50km)⁷⁾

b) 地震時保有水平耐力法の設計水平震度の規定

H2年道示では、地震時保有水平耐力法の考え方が新たに導入されており、地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度(後のレベル2地震動)が規定されている。大正12年の関東地震級の地震動の強度を想定して算出されているが、関東地震が発生した当時は強震観測が十分に行われておらず、川島ら⁸⁾が水平成分394の地震波形記録をもとに作成した距離減衰式(式(2))等によって地震動強度を推定して規定されている。式(2)よりマグニチュード8、震央距離50kmで推定された地震動強度を図-2に示す。

$$S_A^H(T_k, M, \Delta, GC_i) = a(T_k, GC_i) \times 10^{b(T_k, GC_i)M} \times (\Delta + 30)^{c(T_k, GC_i)} \quad (2)$$

$S_A^H(T_k, M, \Delta, GC_i)$: 水平2成分の合成を考慮した減衰定数0.05の絶対加速度応答スペクトル

M : 地震のマグニチュード

Δ : 震央距離(km)

GC_i : 地盤種別($i=I, II, III$)

T_k : 固有周期(s)

地震時保有水平耐力法の照査に用いる設計水平震度の解説には、橋に生じる加速度は一般に地盤の2～3倍程度になると記載されており、推定した加速度が0.3G～0.4Gであるのに対し、2～3倍すると1G程度となることから、設計水平震度の基準値を1.0としている。これは、土研の観測施設である、開北橋と伊達橋の地盤と橋脚天端で得られた地震応答の記録を用いて解析を行った研究^{9)～11)}などが反映されていると考えられる。文献11)には、観測された橋脚天端の応答 a_p と周辺地盤の加速度 a_g の関係式(3)、(4)が示されている。

$$a_p = \begin{cases} 2.41 \times a_{G^{1.10}} & (\text{橋軸方向}) \\ 2.03 \times a_{G^{0.91}} & (\text{橋軸直角方向}) \end{cases} \quad (3)$$

$$a_p = \begin{cases} 1.04 \times a_{G^{0.91}} & (\text{橋軸方向}) \\ 3.68 \times a_{G^{0.76}} & (\text{橋軸直角方向}) \end{cases} \quad (4)$$

c) 減衰定数別補正係数の規定

H2年道示では、応答スペクトル法の導入にあたり、減衰定数別補正係数 c_D が規定されている。 c_D の算出式を式(5)に示す。

$$c_D = 1.5/(40h + 1) + 0.5 \quad (5)$$

h : 減衰定数

式(5)は、川島ら¹²⁾が提案した加速度応答スペクトルの補正法であり、水平成分206の地震波形記録をもとに統計解析を行い算出されている。従来より、加速度応答スペクトルの減衰定数は0.05とされていたが、耐震性能の照査を行う場合には、任意の減衰定数 h に対する加速度応答スペクトルを求めることもあるため、 c_D で補正を行う。

d) 動的解析による照査時に使用する加速度波形

H2年道示では、動的解析による照査に使用する加速度波形として、表-1に示す3つの加速度波形が記載されている。これらの加速度波形は、実際に得られた強震記録を、加速度応答スペクトルに合うように振幅調整されている。なおH2年道示の参考資料には、振幅調整された加速度時刻歴データのデジタル数値が記載されている。

動的解析の際に実際に得られた強震記録が用いられているのは、強震記録は観測時の地震の規模や震央距離および地形・地盤条件、またその際の周辺の被害状況等の情報を有しており⁷⁾、耐震設計を行う際にそれらの情報を考慮できることが期待されるためである。

(3) 平成8年道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編

平成8年道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編¹³⁾(以下、H8年道示)では、平成7年兵庫県南部地震の際に実際に得られた強震記録が多く活用されている。強震記録が得られていなければ、地震動強度や地震被害の適切な評価は不可能であり、復旧仕様等の暫定基準を早期に発出するのは困難であったと考えられる。

a) 標準設計水平震度の規定

H8年道示では、地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度に対して、プレート境界型の大規模な地震による地震動をタイプⅠの地震動、兵庫県南

表-1 代表的な動的解析用の強震記録⁷⁾

地盤種別	地震名	マグニチュード M	震央距離 Δ [km]	記録場所
Ⅰ種地盤	1978年宮城県沖地震	7.4	80	開北橋周辺地盤上
Ⅱ種地盤	1968年日向灘沖地震	7.5	100	板島橋周辺地盤上
Ⅲ種地盤	1983年日本海中部地震	7.7	110	津軽大橋周辺地盤上

部地震のような内陸直下型地震による地震動をタイプⅡの地震動としており、呼び名が新しく規定されている。なお、タイプⅠ、タイプⅡの呼び名は設計水平震度だけでなく、動的解析に用いる加速度応答スペクトルにも同様に規定されている。

タイプⅡは、兵庫県南部地震の際に地盤上で実際に得られた強震記録に基づき規定されており、実記録を用いることで、兵庫県南部地震で破壊的な影響を与えた地震動を考慮している。代表的な加速度波形として、神戸海洋気象台(Ⅰ種地盤)、JR西日本鷹取駅(Ⅱ種地盤)、神戸大橋周辺地盤上(Ⅲ種地盤)の強震記録が使用されており、これらの加速度応答スペクトルを計算し、特別に大きなピークは平滑化して標準設計水平震度を求めている。

b) 地盤面における設計水平震度の規定

H8年道示では、レベル2地震動に対して新たに地盤面における設計水平震度が規定されている。Ⅰ種、Ⅱ種、Ⅲ種地盤に対し、タイプⅠでは0.30、0.35、0.40、タイプⅡでは0.80、0.70、0.60と定められている。この値は、設計水平震度のピーク値を約2.5で除す関係となっており、前述のとおり、地盤の加速度に対し橋脚に生じる加速度は2～3倍程度となること¹¹⁾を用いて規定されている。

c) 動的解析による照査時に使用する加速度波形

H8年道示では、動的解析に用いられる加速度波形のデジタル値での記載や、近年の道示で見られる加速度波形図の記載は行われていない。その代わり、解説に動的解析に使用する強震記録の選定等の記述が存在し、1. 既往の強震記録を加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振動数領域で振幅調整した加速度波形を用いること、2. 架橋地点とよく似た地形や地盤条件の地点で観測された強震記録や目標とする加速度応答スペクトルと近似した特性を持つ強震記録を選定することが記載されている。

なお、レベル2地震動タイプⅡの地震波形は、神戸海洋気象台(Ⅰ種地盤)、JR西日本鷹取駅(Ⅱ種地盤)、東神戸大橋周辺地盤上(Ⅲ種地盤)の強震記録を選定することが好ましいとされている。

d) 地震動特性による補正係数の規定

H8年道示では、液状化に対する抵抗を表す「動的せん断強度比 R 」が規定されている。動的せん断強度比 R は式(6)で与えられており、地震動特性による

補正係数 c_W より、タイプⅠとタイプⅡに応じて地震動の繰返し特性を考慮している。

$$R = c_W R_L \quad (6)$$

R_L : 繰返し三軸強度比

c_W : 地震動特性による補正係数

液状化に対する地盤の強度は、地震動の繰返し特性により変化し、 c_W で違いを補正している。 c_W の算出には、130成分の地震波形記録が用いられている¹⁴⁾ (図-3)。実際に得られた強震記録を用いることにより、現実的な繰返し特性の違いを考慮している。

e) 橋脚の残留変位に対する照査の規定

H8年道示では、橋脚の耐震設計時に残留変位に対する照査を行うことが規定されている。残留変位は、過度のじん性に頼った設計とならないよう定められており、式(7)により求める。

$$\delta_R = c_R (\mu_R - 1)(1 - \gamma) \delta_y \quad (7)$$

式(7)は、建設省等で得られた66成分の地震波形記録により算出されており、地震記録が得られた地震のマグニチュードや震央距離、地盤条件によって著しい変化が生じないことが検証されている¹⁶⁾。

f) 桁かかり長の算出式

H8年道示では、桁かかり長の算出式(8)が規定されている。桁かかり長はS55年道示より規定されており、支承縁端と下部工縁端間の距離として道路橋下部構造設計指針橋台・橋脚の設計編¹⁷⁾に規定されていた式(9)に当時の被害例を考慮して規定されたものである。H8年道示では、桁かかり長を求める際に上部構造と下部構造天端間の相対変位 u_R を算出することで、地震による移動量を見込んでいる。

桁かかり長を求める際の相対変位 u_R の基本的な特性を検討するため、相対変位応答スペクトル比が提案されている¹⁸⁾。相対変位応答スペクトル比は、水平成分63の地震波形記録を統計解析することにより算出されており、相対変位応答スペクトル比から、式(9)の妥当性も検証されている¹⁸⁾。

$$S_E = u_R + u_G \geq S_{EM} \quad (8)$$

$$S_{EM} = 0.7 + 0.005l \quad (9)$$

(4) 平成14年道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編

a) 動的解析による照査時に使用する加速度波形

平成14年道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編¹⁹⁾では、レベル1地震動、レベル2地震動タイプⅠ、タイプⅡの加速度波形が動的解析に使用する代表例が参考資料に記載されている。記載されている加速度波形は、それぞれの加速度応答スペクトルに合うよう

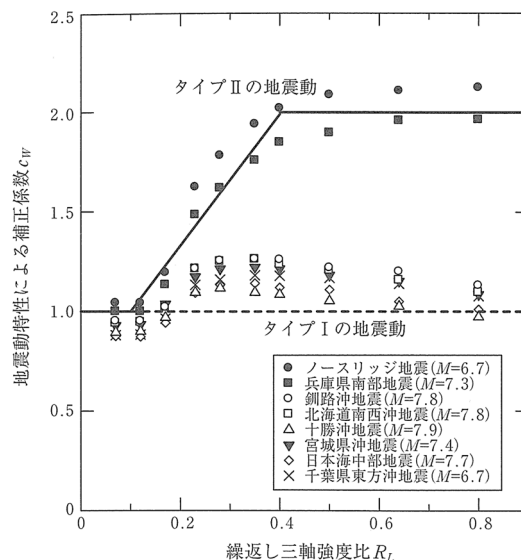


図-3 地震動特性による補正係数 c_W ¹⁵⁾

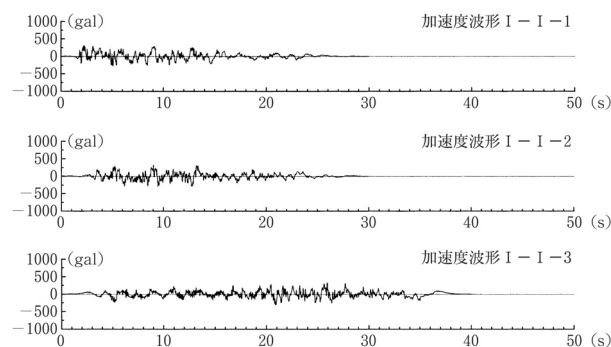


図-4 動的解析に用いるレベル2地震動タイプⅠ（Ⅰ種地盤）の加速度波形¹⁹⁾

に振幅調整されている。従前の道示と比較すると、記載されている加速度波形数が拡充されている。特にレベル2地震動は、タイプⅠ、タイプⅡともに地盤種別ごと、3波形ずつ代表的な強震記録が記載されている (図-4)。

(5) 平成24年道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編

平成24年道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編²⁰⁾ (以下、H24年道示) では、兵庫県南部地震以降に防災科学技術研究所のK-NET、KiK-net²¹⁾や気象庁²²⁾、国土交通省の地震計NW²³⁾など強震観測網が大幅に拡大されたことで多くの強震記録が得られ、一層科学的、合理的な距離減衰式が算出できたことが耐震設計基準の合理化・高度化に貢献している。また、平成23年東北地方太平洋沖地震で得られた従前の強震記録より継続時間が大幅に長い特性が考慮されている。

a) 標準加速度応答スペクトルの改定

H24年道示では、レベル2地震動タイプⅠが改定さ

れている。改定された標準加速度応答スペクトルは、距離減衰式^{24),25)} (式(10), 式(11)) より推定した地震動強度に基づき、工学的な判断を加えて算出されている。

$$\log_{10} S_A(T, 0.05) = a_1(T)M_w + a_2(T)D - b(T)R + c_0(T) - \log_{10}(R + d(T) \cdot 10^{0.5M_w}) + c_j(T) \quad (10)$$

$$\log_{10} S_A(T, 0.05) = a_1(T)M_w - b(T)X + c_0(T) - d(T)\log_{10}(X + p(T) \cdot 10^{qM_w}) + c_j(T) \quad (11)$$

R : 断層面最短距離 (km) D : 震源深さ (km)
 $a_1, a_2, b, c_0, c_j, d, p, q$: 回帰係数 X : 断層中心投影線最短距離 (km)

式(10)は周期0.1～5.0(s)の短周期に適用される距離減衰式であり、水平成分11,042の地震波形記録より算出されている。式(11)は周期2.0～20(s)の長周期に適用される距離減衰式であり、水平成分8,508の地震波形記録より算出されている。

従前のレベル2地震動タイプIの標準加速度応答スペクトルと比較すると、全体的にスペクトルのピークが従前と比較して大きくなっていることに加え、地盤種別ごとの大小関係が逆転している。これは、レベル2地震動タイプIの標準加速度応答スペクトルの設定の際に、振幅が大きい強震記録のみを用いて地盤種別ごとの補正係数を算出する検討を行っており、実際に得られた強震記録を用いることで、I種、II種、III種地盤の順に全体的に小さくなった結果(図-5)が用いられている²⁶⁾。これは、やわらかい地盤では表層地盤の非線形性が強くなることで、地震動の強さが小さくなることが考えられる。

b) 地域別補正係数の規定

H24年道示では、レベル2地震動タイプIに対して適用する地域別補正係数が新たに設定されている。地域別補正係数は、地震の各地域における影響の度合いと、プレート境界型地震の連動や関東地震を踏まえて規定されている²⁶⁾。

H24年道示の地域別補正係数の規定の際には、東北地方太平洋沖地震で得られた強震記録と(式(10), 式(11))の距離減衰式による地震動強度の推定結果を用いた検討が行われている。観測された地震動強度と距離減衰式による推定値との残差二乗和が最小となる M_w を算出した際²⁶⁾、短周期の地震動強度が $M_w 8.1 \sim 8.3$ と同程度であることが明らかになったことより、短周期の地震動強度を算出する際には東北地方太平洋沖地震で観測された $M_w 9.0$ でなく、 $M_w 8.3$ を上限としている。また、やや長周期の地震動強度に関しては、最小が $M_w 8.7 \sim 8.9$ となり、 $M_w 9.0$ で推定した結果を上限に設定している。

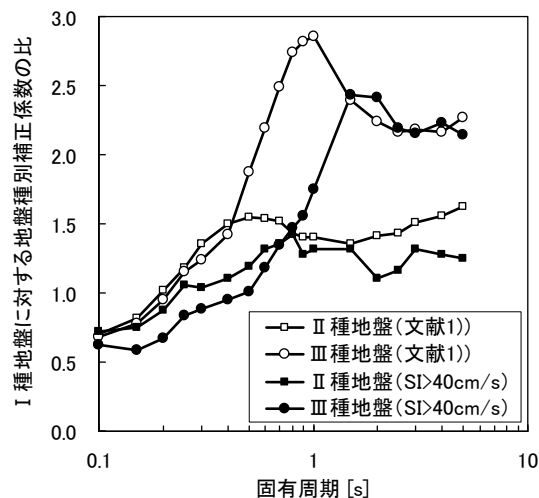


図-5 I種地盤に対するII種地盤、III種地盤の揺れやすさの地震動強度による違い²⁶⁾

c) 動的解析による照査時に使用する加速度波形

H24年道示では、レベル2地震動タイプIの加速度波形が改定された。東北地方太平洋沖地震では、2003年十勝沖地震の継続時間を大幅に上回る強震記録が得られた²⁶⁾。その記録を基に、規定されている加速度応答スペクトルに合うように振幅調整を行い作成されている。

また、それぞれの加速度波形に呼び名が定義されたほか、記載箇所も変更されており、H14年道示までは参考資料に記載されていたのに対し、H24年道示は解説に加速度波形が記載されている。

d) 液状化判定手法 F_L 法の妥当性検討

H24年道示では、東北地方太平洋沖地震後の国土交通省液状化対策技術検討会議により、液状化の判定を行う F_L 法の再検討が行われている。 F_L 法による液状化の判定は、地震せん断応力比を地表面の最大加速度から計算するため、東北地方太平洋沖地震で観測された2,193成分の地震波形記録から推計した最大加速度分布を用いて検討されている²⁷⁾。関東地方の112箇所(液状化発生箇所とその周辺の非液状化箇所)で判定に必要なデータが得られる箇所を選定を対象に、推計した加速度を基に F_L の計算を行っているが、 $F_L > 1$ になる地域は液状化が発生しておらず、 F_L 法の妥当性が検証された。この検証結果より、H24年道示でも従前の F_L 法が採用されている。

e) 地震動特性による補正係数の検討

H24年道示では、東北地方太平洋沖地震後の国土交通省液状化対策技術検討会議により、地震動特性による補正係数 c_w の再検討が行われている。東北地方太平洋沖地震の際に16地点で得られた32成分の地震波形記録を用いて、文献14)と同じ方法で補正係数 c_w を算出されている(図-6)。その結果、地震動

特性による補正係数 c_w の値が1付近で近似していることを確認し、従前の補正係数が妥当であると判断された²⁷⁾。補正係数 c_w の検討結果は、道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編に関する参考資料¹⁵⁾に記載されている。

f) 橋脚の許容塑性率の算出

H24年道示では、橋脚の許容塑性率の算出に用いる安全係数 α が1.2に規定されている。従前の道示では、鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を表-2の安全係数を用いて計算していたが、H24年道示では安全係数に塑性応答変形の繰返し回数によるばらつきを考慮せず、すべての場合において1.2に規定されている。これは強震記録を用いた非線形応答解析が多く行われ、安全側に考慮しても最大応答変形が生じるまでに経験する繰返し回数に、従前考えられていたほどの差がないことが明らかになったことから規定されている。解析結果によると、タイプⅠは2～3回程度、タイプⅡは1回に相当する。

また、実際に得られた77成分の地震波形記録を用いた非線形応答解析により、繰返し載荷試験を行う際の実験の載荷パターンが決められており²⁸⁾、強震記録を用いることによって載荷実験のガイドライン(案)²⁸⁾が定められている。

3. 道路橋の地震応答の観測

道路橋の地震応答を観測した例として、文献9)、10)は旧建設省の土木構造物における強震観測により、地震で被災した道路橋付近の地盤と、橋脚天端の地震応答の観測記録が得られ、地盤と橋脚天端に作用する地震動強度の関係が算出されている。また、橋脚上、橋桁および周辺地盤上に設置した強震計で得られた強震記録を入力波に用いて、耐震設計で実用化されている地震応答解析を行い、道路橋の地震応答の再現解析を行った研究がある²⁹⁾。この結果より、初期の載荷における水平力が、2回目以降の載荷における水平力より大きい特性を有することもあることが、実地震記録を用いた解析より得られ、積層ゴム支承のMullins効果が実地震でも確認された。H24年道示の解説にこの知見が反映されている。

道路橋の地震応答観測は、国土交通省以外でも実施されており、首都高速道路には地震応答計測システムを有している橋梁がある³⁰⁾。計測システムは、橋梁の様々な箇所に等間隔に加速度計と変位計を配置しており、耐震設計法の検証を目的として設置されている。東北地方太平洋沖地震では、地震応答の

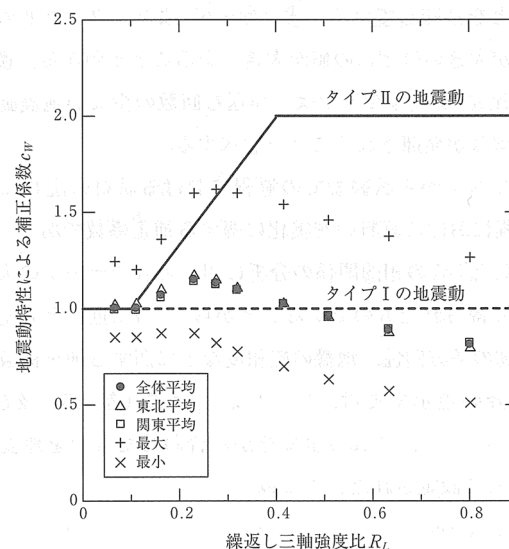


図-6 平成23年東北地方太平洋沖地震における強震記録から算出した地震動特性による補正係数 c_w ¹⁵⁾

表-2 橋脚の許容塑性率の算出に用いる安全係数 α ¹³⁾

橋の種別	タイプⅠの地震動に対する 許容塑性率の算出に用いる 安全係数 α	タイプⅡの地震動に対する 許容塑性率の算出に用いる 安全係数 α
B種の橋	3.0	1.5
A種の橋	2.4	1.2

観測記録が複数の観測位置で得られており^{31)~33)}、記録を用いて耐震設計の実務で活用されている地震応答解析を行い、橋梁の地震応答の再現解析を行った研究がある^{32),33)}。文献32)、33)によると、解析結果は地震時の応答をおおむね再現できているとされ、橋梁の地震時挙動をある程度把握することが可能になっている。

また、耐震設計に用いる動的解析モデルでも地震時応答を実用上十分な精度で再現できる場合があることが、実橋梁の挙動から確認されている³³⁾。

道路橋の地震応答を観測することは、道路橋の耐震性に関する理解を深めることに貢献している。またこれらの研究成果は、設計時の道路橋の耐震性能の照査に用いる動的解析プログラムの信頼性向上にも寄与していると考えられる。

4. 土木構造物における強震観測の現在の課題

(1) 観測方法について

既存観測施設である水平力分散構造を有する道路橋の強震計設置位置を図-7に示す。既往研究²⁹⁾にて、東北地方太平洋沖地震で得られた強震記録を用いて応答解析による照査が行われている(図-8)。観測値と解析値を比較すると、橋梁の地震時の挙動が十分に再現できたとは言えない部分もあった。

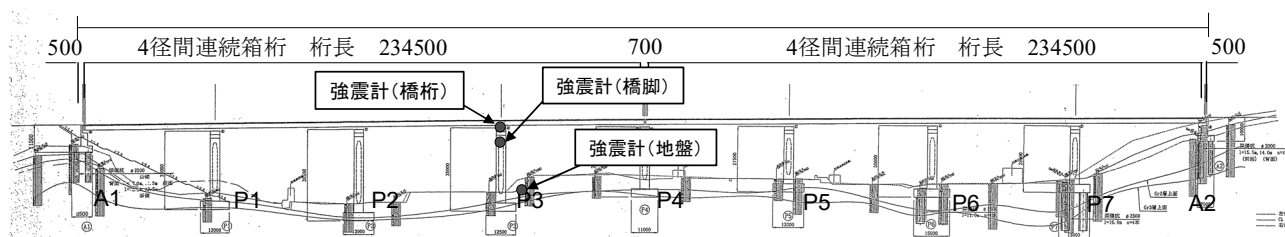


図-7 水平力分散構造を有する橋梁の強震計設置位置図²⁹⁾

この理由の一つに、図-7の4径間連続箱桁で高い橋脚を有している道路橋では、一つの橋脚に着目した観測では地震時の挙動を正確に把握することが困難な可能性がある。観測値と解析値の再現性をより高めるためには、道路橋の地震時挙動を明らかにする必要があり、対象道路橋の地震時の挙動を適切に観測できるような強震計の設置位置や個数を検討する必要がある。

(2) 既存観測施設について

土木構造物における強震観測に使用している観測施設には、設置から10年以上経過しているものも多く、今後の強震観測に支障が生じる可能性がある。観測施設によっては、20年以上前の強震計を使用していることもあり、管理している強震計の特性が多様になっている。また、古い強震計を使用しているため、記録を回収するためのパソコンも設置当時の型番のものしか対応しておらず、記録の回収が困難になってきている。加えて、現状の土木構造物における強震観測は、構造物に対する基盤面や液状化層での観測は十分とはいえない。

新規設置や更新を検討すると、強震計は一台当たりのコストが高く、設置の際にボーリング調査等も実施するため、初期費用が膨大になる。

(3) 維持管理について

強震計の維持管理には、定期的な点検が必要である。土木構造物における強震観測はネットワーク化されていないものもあり、国総研は全国の強震観測施設に対し、現地点検を実施している。維持管理コストの一層の削減に取り組んでいく必要がある。

また、ネットワーク化をしていないため、被害地震が発生した直後でも、強震記録の回収を実施するには現地へ赴く必要がある。平成28年熊本地震は余震活動が長く続いたことから、4月～8月の間に九州地方に設置してある強震観測施設に対し、強震記録の回収を3回行った。なお、ログーにはバイナリデータで保存しており、取得後テキストデータに変換しなければ解析等に使用できないことも課題である。

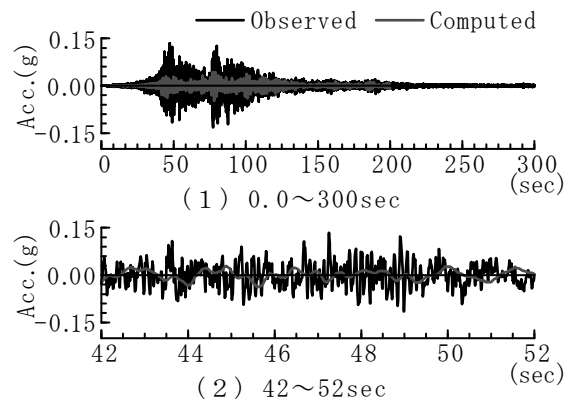


図-8 橋桁上の地震応答解析結果と観測値の比較²⁹⁾

5. 今後の強震観測の展望

強震記録には地震の様々な特性が含まれており、被害地震の特性を有した強震記録を耐震設計基準に反映することで、わが国の耐震基準が高度化されてきたことが考えられる。しかし、耐震設計基準に反映している強震記録のほとんどは地盤面で得られた記録であり、土木構造物の地震時の挙動を再現できる強震記録は十分に得られているとはいえず、応答を記録できる観測態勢を構築する必要がある。

平成28年熊本地震の際に、地震応答の記録が得られた道路橋は、筆者らの知る限り3橋のみであった。一構造物あたりの強震計の設置箇所を増加させるとともに、観測する構造物も併せて増加させる必要もあると考えられる。

従来の強震観測は、構造物あたり3箇所程度で実施していたが、今後はセンサ技術のさらなる高度化が見込まれ³⁴⁾、MEMS加速度計などの安価な観測機器の開発が著しい。この加速度計を用いることにより、現状と同程度のコストで対象の構造物に複数設置して強震観測を行うことが可能になっている。また、クラウド等の保存容量の拡大化により、複数の加速度計から取得する強震記録をすべて収録することが可能であるため、構造物の多点観測が比較的容易に実現可能になっている。今後は、一構造物あたりに設置する加速度計を増加し、さらに、現状の課題である基盤面や液状化層での強震観測を同時に行

い、地盤と構造物一体で地震時の挙動を確認できる強震観測の試行を行いたいと考えている。

構造物や地盤内に対する強震計の設置は、設置方法の確立が困難であり、現状は、設置対象の土木構造物の被災メカニズムや地震後の解析を考慮して設置位置の検討を行うことに尽きる。また、液状化層へ強震計を設置する場合、ボーリング調査を行った後に設置位置の再検討を行うことから、当初の設置計画を変更する場合が多く、設置コストの予想が難しい面もある。

今後の観測施設の更新を行うために、今までの実績や多点観測の試行で得られた知見を踏まえた適切な設置位置を規定する必要があると考える。

謝辞：土木構造物の強震観測は、全国の地方整備局等の施設担当者各位に支えられている。また、東北大学の運上茂樹教授、(株)長大の矢部正明博士のご意見により、本報告は大幅に改善された。記して御礼申し上げる。

参考文献

- 1) 川島一彦：地震との戦い なぜ橋は地震に弱かったのか、鹿島出版会，2014。
- 2) 荒川直士，川島一彦，相沢興，高橋和之：土木構造物に対する強震観測，土木研究所資料，第1734号，1982，6。
- 3) 川島一彦：地震時保有体力法の開発経緯，第10回地震時保有体力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2007，12。
- 4) (社)日本道路協会：道路橋耐震設計指針・同解説，1972。
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，1980。
- 6) 岩崎敏男，常田賢一，木全俊雄：地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計への運用に関する研究，土木研究所資料，第1729号，1981，9。
- 7) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，1990。
- 8) 川島一彦，相沢興，高橋和之：最大地震動及び加速度応答スペクトルの距離減衰式，土木研究所報告，第166号，1985，9。
- 9) 岩崎敏男，川島一彦，相沢興，高橋和之：伊達橋強震記録の解析（第1報），土木研究所資料，第1695号，1981，7。
- 10) 岩崎敏男，川島一彦，高木義和，相沢興：開北橋における地盤とケーソン橋脚の動的相互作用の解析，土木学会論文報告集，第322号，1982，6。
- 11) 川島一彦：橋梁基礎の耐震設計のための地震工学研究の現状，土木研究所資料，第2385号，1986，7。
- 12) 川島一彦，相沢興：減衰定数に対する地震応答スペクトルの補正法，土木学会論文集，第344号，1984。
- 13) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，1996。
- 14) 東拓生，田村敬一：地震動波形の繰り返し特性を考慮した液状化評価法，土木技術資料 39(9)，50-55，1997。
- 15) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編に関する参考資料，2015。
- 16) 川島一彦，Gregory A. MACRAE，星隈順一，長屋和宏：残留変位応答スペクトルの提案とその適用，土木学会論文集，No.501/I-29，pp.183-192，1994，10。
- 17) (社)日本道路協会：道路橋下部構造設計指針，橋台橋脚の設計編，1968。
- 18) 川島一彦，佐藤貴志：相対変位応答スペクトルの提案とその適用，構造工学論文集，土木学会，Vol. 42A，pp. 645-652，1996。
- 19) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2002。
- 20) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2012。
- 21) (国研)防災科学技術研究所ウェブサイト：強震観測網（K-NET，KiK-net）について，（2017.6.9閲覧）。
http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/docs/kyoshin_index.html
- 22) 気象庁ウェブサイト：気象庁の強震観測の概要，
<http://www.data.jma.go.jp/svd/eqcv/data/kyoshin/kaisetsu/>
（2017.6.9閲覧）。
- 23) Hiroaki UEHARA and Takaaki KUSAKABE：Observation of strong earthquake motion by National Institute for Land and Infrastructure Management, Journal of Japan Association for Earthquake Engineering, Vol.4, No.3, 2004.
- 24) 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。
- 25) 片岡正次郎，松本俊輔，日下部毅明：やや長周期地震動の距離減衰式と全国の地点補正倍率，土木学会論文集A，Vol. 64，No. 4，pp. 721-738，2008。
- 26) 片岡正次郎：設計地震動，基礎工，Vol.40，No.9，pp.51-54，2012。
- 27) 運上茂樹，金子正洋，片岡正次郎，長屋和宏：2011年東日本大震災に対する国土技術政策総合研究所の取り組み，3.2.3 地盤の液状化，国土技術政策総合研究所研究報告，第52号，2013，2。
- 28) 運上茂樹，星隈順一，西田秀明：橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン（案），土木研究所資料，第4023号，2016，8。
- 29) 片岡正次郎，長屋和宏，矢部正明，松岡一成，金子正洋：東北地方太平洋沖地震の強震記録による地震時水平力分散構造を有する高架橋の地震応答解析，土木学会論文集A1，Vol. 68，No. 4，pp. I444-I457，2012。
- 30) 山本泰幹，藤野陽三，矢部正明：地震観測された長大吊橋構造系橋梁の動的特性と動的解析モデルによる再現性，土木学会論文集A，Vol. 65，No. 3，pp. 738-757，2009。
- 31) 藤野陽三，シリングリンゴディオンシウス，並川健司，矢部正明：2011年東北地方太平洋沖地震における横浜ベイブリッジの応答，土木学会論文集A1，Vol. 69，No. 2，pp. 372-391，2013。
- 32) 溝口孝夫，大西孝典，矢部正明，鍋島信幸：東北地方太平洋沖地震の強震記録による免震支承を有するPC箱桁橋の地震応答解析，橋梁と基礎 47(10)，pp.30-36，2013。
- 33) 溝口孝夫，大西孝典，佐藤崇，塚本英子：首都高速道路南太田高架橋における強震記録による地震応答解析，橋梁と基礎 47(8)，pp.68-70，2013。
- 34) 内閣府：科学技術イノベーション総合戦略 2017
<http://www8.cao.go.jp/cstp/sogosenryaku/2017/honbun2017.pdf>，
2017，6。（2017.6.5閲覧）