

復旧期間を考慮した橋梁と盛土の地震時安全性の整合化に関する研究

東北大学 大学院工学研究科 土木工学専攻 助教 松崎 裕

概要：

道路は、橋梁区間、盛土区間、トンネル区間等の異種構造物の組み合わせから成る線状構造を有している。そのため、ある道路区間の地震時復旧性を確保するためには、異種構造物間において地震時応急復旧期間を整合させることが重要である。そこで、本研究では、橋梁区間と一般の盛土区間の地震時応急復旧期間の期待値を整合させるため、盛土の残留沈下量に関する部分係数書式的设计規準式を提案した。その結果、限界残留沈下量 0.20m に対して、部分係数を 1.3 としてレベル 2 地震動に対する盛土の残留沈下量の照査を行い、必要な締固め度を確保することで、RC 橋脚と同程度の地震時応急復旧期間の期待値となることを示した。さらに、橋台背面盛土の締固め度と地震時残留沈下量の関係について縮小模型を用いた 1G 場における振動台実験に基づく基礎的検討を行った。その結果、橋台背面盛土の締固め度を十分に確保することで、余震を含めて、橋台の残留水平変位および橋台背面盛土の残留沈下量を抑制できることが示唆された。

キーワード：橋梁、RC 橋脚、橋台、盛土、締固め度、レベル 2 地震動、応急復旧期間、整合化

1. はじめに

災害時の避難、救命・救急活動、復旧活動に必要となる緊急輸送路をはじめとする道路は、日常はもとより、災害時こそ、その役割を果たす必要があり、災害後の早期復旧が求められる。道路は、橋梁区間、盛土区間、トンネル区間等の異種構造物の組み合わせから成る線状構造を有している。従って、ある道路区間の地震時復旧性を考えた場合には、最も長い復旧期間を要する構造物が当該区間における道路機能の停止期間を決定することになる。一方で、構造種別によって設計基準や復旧対応の考え方が異なることもあり、結果として、道路区間としての地震時復旧性を支配する異なる構造種別間の地震時復旧性が不明確となっているのは大きな課題である。地震後の早期復旧を図る構造計画や構造設計を実現するためには、異種構造物間において、ある構造物だけ著しく復旧期間が長期化することのないようにしなければならない。そのためには、国民生活や企業の経済活動への影響を含めた路線の重要度や各種構造物の復旧性の違いを考慮した上で、復旧期間を念頭においた限界状態の設定および照査体系の構築をしておくことが重要である。

道路橋示方書¹⁾において、重要度の高い B 種の橋は地震による損傷が限定的なものに留まり、橋梁としての機能の回復が速やかに行い得る耐震性能 2 を確保するように耐震設計がなされている。一方、盛土についてはレベル 2 地震動に対する定量的な耐震性評価・設計法が明確化されていないために、効果的かつ経済的な対策に結び

付いていないのが現状である²⁾。ここで、盛土工指針³⁾においては、極めて重大な二次被害のおそれのある盛土を除いて、レベル 1 地震動に対する照査を行えば、レベル 2 地震動に対する照査は省略してよいとされている。その上で、盛土高 20m 程度以下の場合について、内部摩擦角としては締め固めた砂の場合に 30 度や 35 度が設計時に用いる土質定数の仮定値として示されている。松崎ら⁴⁾は、これらの内部摩擦角 30 度および 35 度を有する盛土高 3m~10m、法面勾配 1:1.8 の盛土の滑り崩壊を対象として、既往の地震被害等に基づいて応答と応急復旧期間の関係を表-1 および表-2 に示すように定めた上で、ニューマーク法に基づいて算定された地震時応急復旧

表-1 単柱式 RC 橋脚の最大応答変位と応急復旧期間

最大応答変位 δ_{max}	応急復旧期間
$\delta_{max} \leq \delta_y$	0 日
$\delta_y < \delta_{max} \leq \delta_{s2}$	1 日
$\delta_{s2} < \delta_{max}$	5 日

δ_y : 降伏変位, δ_{s2} : 耐震性能 2 に相当する水平変位

表-2 盛土の残留沈下量と応急復旧期間

残留沈下量 δ_r (m)	応急復旧期間
$\delta_r \leq 0.02$	0 日
$0.02 < \delta_r \leq 0.20$	1 日
$0.20 < \delta_r$	5 日

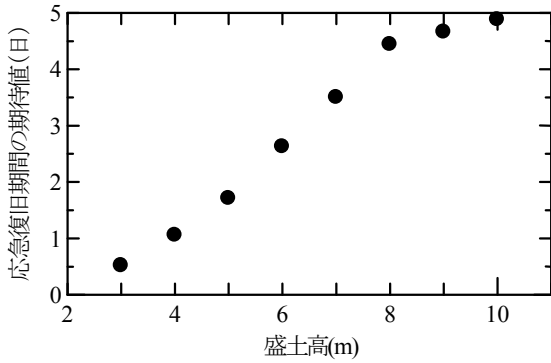


図1 内部摩擦角30度の場合の盛土高とレベル2地震動(II-II-1地震動)に対する地震時応急復旧期間の期待値の関係

期間の期待値について RC 橋脚の同期期待値と比較した。その結果、特に内部摩擦角 30 度の場合には、レベル 1 地震動に対する安定性は問題ないものの、図-1 にレベル 2 地震動の II-II-1 地震動¹⁾を一方向に入力した場合を例示するように、レベル 2 地震動に対する地震時応急復旧期間の期待値は盛土高に大きく依存し、同期期待値が 1 日程度の RC 橋脚と必ずしも整合していないことを明らかにしている。道路ネットワークの観点からは、盛土高によって地震時応急復旧期間に差異が生じないように設計されるべきであり、それを具現化できる盛土の耐震設計法を構築する必要がある。

ところで、橋梁は、上部構造の建設費が支配的であることから、必要な性能を確保した上で、橋台をできるだけ前面に出し、橋長を短くして経済性を確保することは一般的に行われていることである。一方で、橋台背面盛土に関する地震時の残留沈下、それに伴う段差被害は、古くから課題となっており、既往の地震被害に関する被害分析もなされている⁵⁾。特に、東北地方太平洋沖地震の際には、速やかに供用再開されるべき緊急輸送路上の橋梁でありながら、高盛土の背面盛土を有する橋台において、45cm もの沈下が生じた他、背面盛土が沈下した際に要となる踏掛版も損傷して、復旧に時間を要した⁶⁾。一般の橋台はレベル 1 地震動に対して設計しておけば、レベル 2 地震動に対しても大きな被害は生じないとの考えから、原則として液状化の影響を受ける橋台を除いてレベル 2 地震動に対する耐震設計はなされていない⁷⁾。地震直後でも供用すべき道路については、経済性追求の前提条件として、安全性はもとより、復旧性にきちんと配慮した構造計画・構造設計が重要であることを東北地方太平洋沖地震の際の被害事例⁸⁾は示している。さらには、踏掛版がある場合でも、路面から見て踏掛版の背面に生じている背面盛土の沈下は発見が難しく、点検方法を含めて課題がある。従って、過度に踏掛版の効果に期待するのではなく、背面盛土の沈下をできるだけ抑制することを前提条件とした上で、さらなる補完策として、踏掛版を活用する視点が重要であると考えられる。

そこで、本研究では、大きく分けて以下の 2 項目について検討する。1) レベル 2 地震動に対する耐震性能が明確に規定されている耐震性能 2 を確保した RC 橋脚と同程度の地震時応急復旧期間の期待値となる盛土を設計

するための設計規準式と部分係数の組み合わせについて提案し、合わせて盛土高に応じて必要となる締固め度について検討する。さらには、2) 橋台の背面盛土に必要な締固め度に関する基礎的検討を行うため、橋台の背面盛土の地震時残留沈下量および橋台の地震時挙動に関して、縮小模型を用いた 1G 場における振動台実験を行う。これらにより、異種構造物間および異種構造物の境界領域において、必要な地震時応急復旧期間を確保できる構造計画・構造設計に資する基礎資料を得ることを目的とする。

2. レベル 2 地震動に対する盛土の耐震設計

(1) 設計規準式と部分係数

道路橋示方書¹⁾では、B 種の橋における RC 橋脚の耐震設計を行う際に、3 波平均の最大応答変位 $\delta_{\max,c}$ を用いて式(1)に対応する照査を行っている。

$$\gamma_1 \frac{\delta_{\max,c}}{\delta_{ls2}} \leq 1 \quad (1)$$

ここに、 γ_1 :耐震性能 2 の照査に用いる許容塑性率を算出する場合の部分係数 1.2¹⁾、 δ_{ls2} :耐震性能 2 の限界状態に相当する水平変位¹⁾であり、 δ_{ls2} を超過すると応急復旧期間は 1 日から 5 日へと延びる限界変位^{7,8)}である。

崩壊モードとして滑り崩壊する盛土について、RC 橋脚の場合における式(1)と同形式の設計規準式として、応急復旧期間が 1 日から 5 日へと延びる残留沈下量²⁾である 0.20m を設計上の限界残留沈下量 δ_{e2} とした。また、設計においては、地盤物性のばらつきは考えず、平均的な単位体積重量、粘着力、内部摩擦角を確定値として用いた上で 3 波平均の残留沈下量 $\delta_{r,e}$ を算定する。これらの諸量を用いて、レベル 2 地震動に対する盛土の照査を式(2)により行うこととする。

$$\gamma_2 \frac{\delta_{r,e}}{\delta_{e2}} \leq 1 \quad (2)$$

ここに、 γ_2 :レベル 2 地震動に対する盛土の照査に用いる許容残留沈下量を算出する場合の部分係数である。

(2) RC 橋脚の地震時応急復旧期間の期待値

松崎ら⁴⁾は、盛土と地震時応急復旧期間を比較するため、II 種地盤上の 1 基の RC 橋脚について、レベル 2 地震動に対する RC 橋脚の地震時応急復旧期間の期待値を算定している。RC 橋脚はレベル 2 地震動に対しては、確実に塑性化し、式(1)のように、部分係数を介した上で、3 波平均の最大応答変位が許容変位 δ_{ls} 以下となるように設計されている。そのため、材料特性⁹⁾や限界変位¹⁰⁾の算定における不確定性を考慮した場合であっても、レベル 2 地震動に対する RC 橋脚の地震時応急復旧期間の期待値は 1.0 日～1.4 日であることが示されている⁴⁾。その後、他の複数の諸元の RC 橋脚でも検討を行ったが、地震時応急復旧期間の期待値は耐震性能 2 に反映された設計思想通り、1.0 日～1.6 日程度と、松崎ら⁴⁾の検討結

果とほとんど変わらない結果を得ている。

(3) レベル 2 地震動に対して RC 橋脚と同程度の地震時
 応急復旧期間の期待値となる盛土の耐震設計

盛土について、RC 橋脚と同程度のレベル 2 地震動に対する地震時応急復旧期間の期待値とするための式(2)の部分係数 γ_2 の探索手順を図-2に示す。まず、部分係数 γ_2 の初期値の候補を選定するため、内部摩擦角 30 度の場合に関する図-1に示される結果を参考にする。地震時応急復旧期間の期待値は、盛土高 4m の場合は 1.1 日、盛土高 5m の場合は 1.7 日であり、前節で述べた RC 橋脚の地震時応急復旧期間の期待値と概ね整合している。そこで、式(2)と同様に、これらの盛土について、設計用モデルとして、盛土内において内部摩擦角 30 度で一定として設計残留沈下量を算定すると、盛土高 4m の場合は 0.07m、盛土高 5m の場合は 0.15m となった。

これらの設計残留沈下量に対する限界残留沈下量 0.20m の比率を参考にして部分係数 γ_2 の初期値を定め、盛土高 4m、6m、8m、10m、法面勾配 1:1.8 の盛土について、RC 橋脚と同程度の地震時応急復旧期間となる部分係数 γ_2 を探索した。さらには、所定の地震時応急復旧期間の期待値を確保するために必要となる締固め度の指

標としての内部摩擦角について検討した。ここでは、レベル 2 地震動の中でも、より地震時応急復旧期間の期待値が大きくなる⁴⁾タイプ II を対象とした。なお、盛土の単位体積重量は、松崎ら⁴⁾と同様に、内部摩擦角 30 度、35 度の際にそれぞれ 16.0kN/m³、17.0kN/m³とし、その他の内部摩擦角については単位体積重量との間に線形関係を仮定した。

その結果、式(2)において、 $\gamma_2=1.3$ として盛土の耐震設計を行うと、表-3に示すように、地震動に依らず、概ね RC 橋脚と同程度の地震時応急復旧期間の期待値となることが示された。なお、盛土高が大きい程、式(2)を満足した結果として、RC 橋脚と同程度の地震時応急復旧期間の期待値となるために必要となる締固め度に対応した内部摩擦角は大きくなっていることに注意されたい。

3. 橋台背面盛土の締固め度とその地震時残留沈下量および橋台の地震時挙動の関係

(1) 振動台実験の対象とした橋台模型

堅固な基盤に支持された直接基礎の橋台を対象とし、背面盛土の締固め度および橋台高を変化させた 1G 場における振動台実験を行った。上部構造としては、橋台と隣り合う橋脚までの支間が 70m、幅員が 12m のものを想定した。その上で、実構造物としてフーチング下面から橋台上端までの高さがそれぞれ 12m と 8m の橋台を対象とし、図-3に示すそれらの 1/25 縮尺の縮小模型を製作した。縮小模型については、重量の相似を合わせるために、アルミニウムを材料として用いた。橋台の縮小模型および背面盛土は、2.5mm~5mm の碎石を十分に締め固めた基盤の上に設置・構築した。なお、橋台は地震時に橋軸方向の応答が卓越し、橋軸直角方向の影響は無視できると考えたため、橋台幅は実寸の 4m 分として、橋軸方向のみに地震動を入力して、振動台実験を行った。

背面盛土としては、飯豊硅砂 6 号を乾燥状態で使用した。飯豊硅砂 6 号の最大密度は 1.71ton/m³であり、最大間隙比は 0.85、最小間隙比は 0.54 である。締固めの程度の指標として、既往の多くの振動台実験では相対密度が用いられており、また盛土工指針³⁾において、構造物の取付け部における締固め度として、0.90 以上や 0.95 以上が採用されていることを参考にして、相対密度を 40%および 80%とした。表-4に示すように、飯豊硅砂 6 号を用

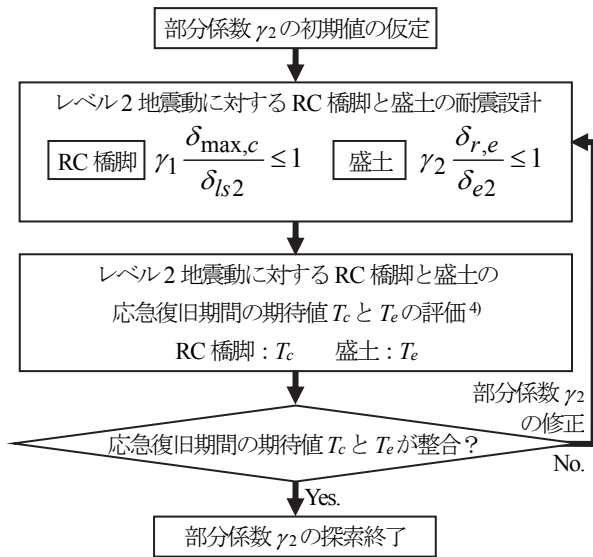
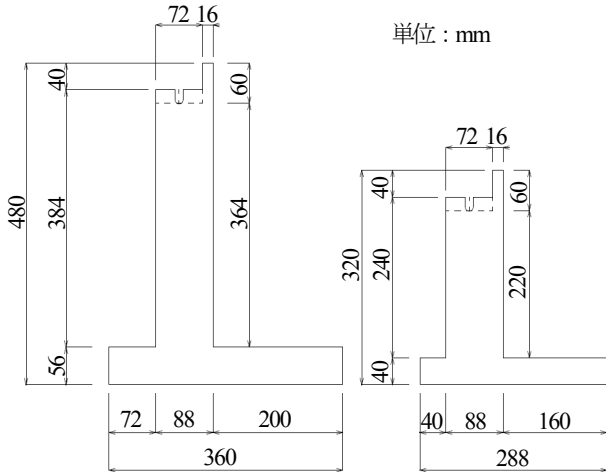


図-2 盛土の耐震設計に用いる部分係数 γ_2 の探索手順

表-3 盛土高毎の設計残留沈下量と地震時応急復旧期間の期待値

地震動	盛土高 4m(29 度)		盛土高 6m(31 度)		盛土高 8m(32 度)		盛土高 10m(33 度)	
	設計残留沈下量(m)	復旧期間の期待値(日)	設計残留沈下量(m)	復旧期間の期待値(日)	設計残留沈下量(m)	復旧期間の期待値(日)	設計残留沈下量(m)	復旧期間の期待値(日)
II-II-1	0.13	1.4	0.14	1.4	0.15	1.5	0.11	1.2
	0.18	1.7	0.20	1.8	0.21	1.9	0.16	1.4
II-II-2	0.12	1.2	0.13	1.3	0.14	1.3	0.11	1.1
	0.11	1.1	0.12	1.1	0.12	1.2	0.10	1.0
II-II-3	0.16	1.5	0.17	1.6	0.18	1.6	0.16	1.3
	0.09	1.0	0.10	1.0	0.11	1.1	0.08	0.9
平均値	0.13	1.3	0.14	1.4	0.15	1.4	0.12	1.1

* 盛土高の後の括弧内の数値は、設計に用いる内部摩擦角の値である。



(a) 12m 橋台模型 (b) 8m 橋台模型
図-3 1/25 縮小橋台模型

表-4 飯豊珪砂 6 号における相対密度と締固め度の関係

	相対密度 40%	相対密度 80%
間隙比	0.73	0.61
乾燥密度(ton/m ³)	1.53	1.65
締固め度	0.89	0.96

いた場合の相対密度 40%および 80%は、締固め度に換算すると 0.89 および 0.96 に相当する。締固め法によって、これら所定の締固め度となるように背面盛土を管理した。

(2) 入力地震動

直接基礎の橋台を設置できるような堅固な基盤で観測され、橋台および背面盛土の挙動に影響を与える 5Hz 程度で卓越した地震動として、2008 年岩手・宮城内陸地震における KiK-net 一関西の地中で観測された EW 成分を対象として選定し、使用する振動台で調整した地震動を入力地震動とした。なお、余震を想定し、同一の地震動を 2 回入力し、背面盛土の締固め度が背面盛土の残留沈下量や橋台の挙動に及ぼす影響を検討した。入力地震動の主要動部の加速度時刻歴を図-4 に示す。合わせて減衰定数を 5%とした場合の弾性加速度応答スペクトルを図-5 に示すが、基盤における入力地震動として 5Hz で 2G 程度の弾性応答加速度が生じる地震動であることが確認される。なお、使用した振動台における加振性能の制約のため、10Hz 程度の短周期成分はオリジナル地震動に比べて小さくなっている。

(3) 橋台背面盛土の地震時残留沈下量と橋台の地震時挙動

表-5 および表-6 に橋台背面盛土の残留沈下量、橋台上端の残留水平変位を示す。これらから確認されるように、1) 背面盛土の締固め度が同等であれば、橋台高・背面盛土高が大きい程、2) 橋台高・背面盛土高が同等であれば、背面盛土の締固め度が小さい程、背面盛土の残留沈下量、橋台上端の残留水平変位はそれぞれ大きくなっている。興味深い点は、余震を想定して本震と同等の地震動を入力しているにも関わらず、相対密度 40%では、さらに背

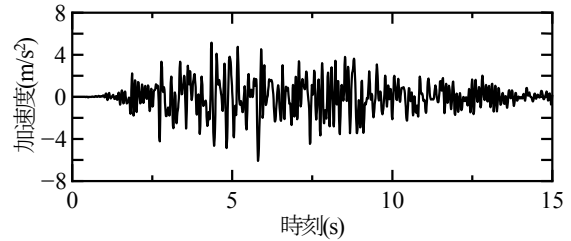


図-4 入力地震動

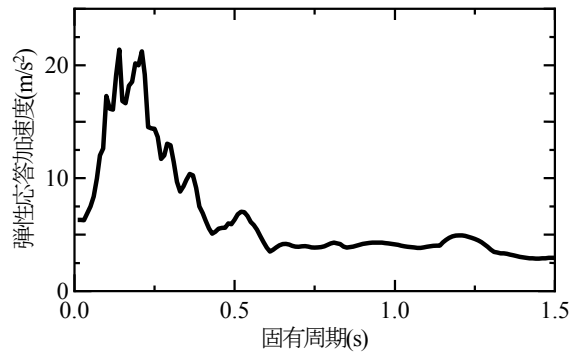


図-5 入力地震動の弾性加速度応答スペクトル(減衰定数 5%)

表-5 橋台背面盛土の残留沈下量

	12m 橋台模型		8m 橋台模型	
	相対密度 40%	80%	40%	80%
加振 1 回目	10mm	8mm	6mm	6mm
加振 2 回目	12mm	8mm	9mm	7mm

表-6 橋台上端の残留水平変位

	12m 橋台模型		8m 橋台模型	
	相対密度 40%	80%	40%	80%
加振 1 回目	5mm	1mm	3mm	0mm
加振 2 回目	7mm	1mm	5mm	0mm

面盛土の残留沈下量や橋台上端の残留水平変位が増加している一方で、相対密度 80%と十分に締め固めた場合には、余震が生じて、背面盛土の残留沈下量および橋台上端の残留水平変位について、さらには増加していない点である。

このように、余震が生じても損傷が進展していない 12m 橋台模型における相対密度 80%の背面盛土の場合を例に、加振 1 回目と加振 2 回目における橋台上端の応答水平変位の時刻歴について主要動部を図-6 に示す。背面盛土は十分に締め固められているために、橋台は前方には大きく振動しているが、背面盛土側である後方にはほとんど振動していない。また、加振 1 回目では、時刻 4s までと 5s 以降とは水平変位の変動の基線が 1mm 程度ずれており、橋台が前方に大きな変位を生じた際に、背面盛土が沈下して橋台背面との隙間を埋めるため、橋台が背面盛土側にはほとんど振動できない状態で地震後に残留していることが確認される。加振 1 回目において橋台背面に落ち込んだ橋台背面近傍の表層付近の盛土は、背面からの土圧や橋台の背面盛土側への振動によって十分に締め固められていると推察され、加振 2 回目

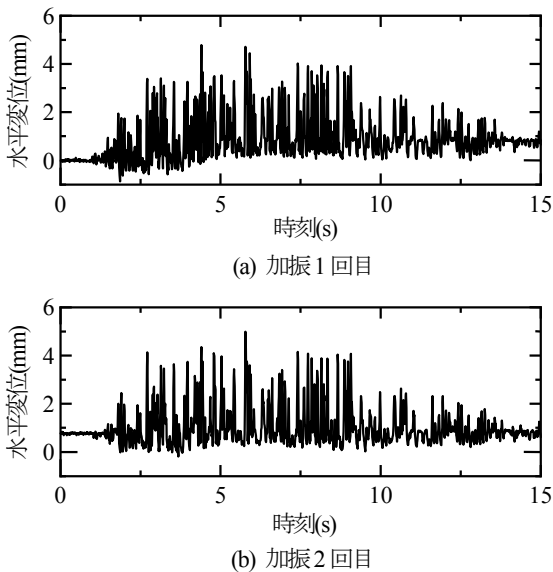


図-6 橋台上端の応答変位

は、橋台の水平変位の基線はさらに前方や後方には動いていない。本実験は、一つの強震記録を用いた地震動加振に過ぎないが、橋台背面盛土について締固め度 0.95 を超える程度まで十分に締め固めていけば、余震による被害の拡大も抑制されることが示唆される。

4. まとめ

本研究では、異種構造物間における地震時応急復旧期間の整合化に向けた基礎的研究として、RC 橋脚と一般部の盛土、橋台とその背面盛土を対象とした検討を行った。具体的には、盛土高 10m までの範囲を対象として、レベル 2 地震動に対する耐震性能が明確に規定されている耐震性能 2 を確保した RC 橋脚と同程度の地震時応急復旧期間の期待値とすべく、盛土の残留沈下量の照査に用いる設計規準式と部分係数を提案した。また、締固め度 0.89 と 0.96 に対応する相対密度 40% および 80% の飯豊砂 6 号を背面盛土とし、1/25 縮尺の橋台模型に関する 1G 場における振動台実験を行い、背面盛土の締固め度が橋台および背面盛土の地震時挙動に及ぼす影響に関する基礎的検討を行った。本研究における解析条件および実験条件は限られたものであり、今後もより広範な諸元・条件に基づく検討が必要であるが、本研究で得られた知見は以下のようにまとめられる。

- 1) 地震時応急復旧期間が 1 日から 5 日へと延びる限界残留沈下量 0.20m に対して、3 波平均の設計残留沈下量について、部分係数 1.3 を用いて照査を行うことで、耐震性能 2 を確保した RC 橋脚と同程度の地震時応急復旧期間の期待値となる盛土の耐震設計がなされる。
- 2) 1) の照査を満足するためには、盛土高が大きい程、所要の残留沈下量に抑えるためによく締め固めることが要求される。盛土高に関わらず、同一の限界残留沈下量および部分係数を用いて設計される結果、地震時応急復旧期間の期待値が整合するように盛土の耐震

設計がなされる。

- 3) 橋台高が大きい程、また背面盛土の締固め度が小さい程、橋台の残留水平変位や背面盛土の残留沈下量は大きい。ただし、背面盛土について、相対密度 80% と十分に締め固め、締固め度が 0.96 と十分に大きい場合には、橋台高 12m の縮小模型の場合であっても、余震により、橋台の残留水平変位や背面盛土の残留沈下量のさらなる増加は認められなかった。

なお、本研究で盛土の応答評価に用いたニューマーク法は、簡便かつ実用的な方法ではあるが、相応に算定時のばらつきもある手法である。より精緻な解析手法を採用すれば、式(2)に用いる部分係数の低減など、より設計を合理化することができるかと期待される。また、本研究では、盛土の地震時挙動の評価に降雨の影響を考慮していないが、降雨と地震動のようにマルチハザードを考慮していくことも、より実態に即した安全性・復旧性の評価をしていく上で重要であると考えられる。

謝辞：防災科学技術研究所 KiK-net により観測された地震動を使用しました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・解説 V 耐震設計編，丸善出版，2012。
- 2) 常田賢一，小田和広：道路盛土の耐震性能評価の方向性に関する考察，土木学会論文集C，Vol. 65，No. 4，pp. 857-873，2009。
- 3) 日本道路協会：道路土工一盛土工指針(平成22年度版)，2010。
- 4) 松崎裕，笠原康平，鈴木基行：RC橋脚と盛土の地震時復旧期間の整合化に関する基礎的研究，構造物の安全性および信頼性，Vol. 8，pp. 378-384，2015。
- 5) 岡田勝也，福島弘文：地震時における橋台裏盛土の沈下量評価手法の提案，土木学会論文集，第418号/III-13，pp. 249-255，1990。
- 6) 星隈順一：耐震性能を踏まえた道路橋の構造計画と研究ニーズ，第16回性能に基づく橋梁等の耐震設計法に関するシンポジウム，特別講演，2013。
http://committees.jsce.or.jp/eec204/system/files/speciallecture_HP_Ver_hoshikuma.pdf
- 7) 日本道路協会：道路震災対策便覧(震災復旧編)平成18年度改訂版，丸善，2007。
- 8) 土木研究所：道路橋の耐震設計における部分係数設計法に関する研究，平成19年度重点プロジェクト研究報告書，<https://www.pwri.go.jp/jpn/results/report/report-project/2007/pdf/2007-9-4.pdf>
- 9) 足立幸郎，運上茂樹：材料特性等のばらつきが鉄筋コンクリート橋脚の地震応答特性評価に及ぼす影響，第25回地震工学研究発表会講演論文集，pp. 961-964，1999。
- 10) 星隈順一，堺淳一，小森暢行，坂柳皓文：鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究，土木研究所資料，第4262号，2013。