

強震動及び地表断層変位の複合作用を考慮した 橋の地震応答解析に モデル化の差異が与える影響

河原井 耕介¹・山本 翔吾²・大住 道生³・庄司 学⁴

¹正会員 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

E-mail: kawarai-k574cl@pwri.go.jp

²学生会員 筑波大学 理工情報生命学術院 システム情報工学研究群

(〒305-8573 茨城県つくば市天王台 1-1-1)

E-mail: yamamoto.shogo.su@alumni.tsukuba.ac.jp

³正会員 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

E-mail: m-oosumi@pwri.go.jp

⁴正会員 筑波大学教授 システム情報系 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台 1-1-1)

E-mail: gshoji@kz.tsukuba.ac.jp

これまでの被災経験を踏まえ、現在の道路橋示方書では、地震の影響に対する設計として設計地震動に対する耐荷性能の照査をするだけでなく、津波、斜面崩壊等及び断層変位といった地震の影響で生じる外乱を踏まえ計画段階からの配慮が重要であることが示されている。2018年熊本地震では、震源由来の長周期パルスや地表断層変位が確認され、これらの複合作用が橋梁被害に影響した可能性も指摘されている。一方で、これらの影響を定量的に評価し、設計に反映させる手法は確立されていない。本研究では、震源由来の長周期パルスや地表断層変位に対する橋の応答評価手法に関する基礎的な検討として、2018年熊本地震により被災した大切畑大橋を対象に複数のモデル化を行い、応答解析結果について比較考察を行った。

Key Words: long-period pulse, surface fault displacement, dynamic response analysis, 3D FE model, 3D frame model

1. はじめに

現在の道路橋の設計では、耐荷性能の照査の1つとして設計地震動に対する設計を行うとともに、地震の影響が有する不確実性の大きさに配慮し、津波、斜面崩壊等、断層変位への対応も考慮した構造計画及び耐震設計をすることとされている¹⁾。これは、2016年熊本地震において地震動だけでなく断層変位や斜面崩壊等の影響により橋の通行機能を確保できなかった事例が生じたこと等が背景となっている¹⁾。2016年熊本地震では、布田川断層に近接する熊本県道28号の複数の橋梁で地震による被害が生じた。布田川断層近傍では、西原村小森において約2mの地表変位が推定されるなど²⁾大きな地表断層変位が生じた。また、西原村小森を含む複数の強震記録より、

地表変位のフリングステップと同期的な周期1秒以上の長周期パルスが確認され^{3),4)}、断層周辺では震源由来の長周期パルスが作用したと考えられる。被災橋梁の一つである大切畑大橋では、地表断層変位の影響が確認され⁵⁾、また長周期構造物であることから(固有周期1.2秒⁶⁾長周期パルスの影響を受けたと考えられ、これらの複合作用により損傷が生じた可能性も指摘されている⁷⁾⁻⁹⁾。

一方、橋の設計において、これらの影響を具体的に考慮する方法は未だ確立されておらず、これまで大切畑大橋を対象に2018年熊本地震による地震動や地表断層変位に対する応答解析やそれらの影響評価を行う研究が実施されてきている⁷⁾⁻¹³⁾。

花房ら¹⁰⁾は、地震動と地盤変状の影響が橋脚及び支承損傷に与えた影響を検討することを目的に、大

切畑大橋の橋脚単体を対象にファイバー要素を用いてモデル化し、正負交番載荷解析を行っている。柱基部を固定した境界条件での解析により橋脚の実測残留変位と発生ひび割れの分布をよく再現できる一方、基礎の回転を考慮すると橋脚の損傷状態が過小に評価されることから、橋脚の損傷は地震動によるもので、基礎の回転は橋脚の損傷後に地盤変状等の影響で生じたと推察している。

益田ら¹¹⁾は、2016年熊本地震の前震及び本震の地震動が大切畑大橋に与えた影響を確認することを目的に、西原村小森の強震記録を用いた非線形時刻歴応答解析を行っている。床版をシェル要素、上部構造鋼部材並びに下部構造をファイバー要素、支承と基礎をばね要素でそれぞれモデル化した上で、本震の強震記録に対する非線形応答解析によりP2橋脚及びP2支承について実際の損傷状態と比較的整合した結果が得られたことが報告されている。

益田ら¹¹⁾の検討では入力地震動は地表断層変位を含む記録ではあるものの橋全体に一樣入力を行っている。実際の地表断層変位は一樣分布ではなく、下部構造間に相対変位が生じると考えられる。筆者らは、このような地表断層変位の分布や、下部構造間の相対変位を考慮した解析的検討を実施してきた。

文献7)–9)では、震源断層モデルから有限差分法により大切畑大橋架橋位置のサイト波を推定したうえで、橋梁–地盤系の3次元FEモデルを用いて地表断層変位を含む震源由来の長周期パルスに対する応答解析を行い、橋の応答性状について考察している。

文献12), 13)では、設計手法の提案を念頭に、一般的な骨組みモデルを用い、大切畑大橋架橋位置の地表断層変位を含む地震動に対する応答解析を行った。この結果、地表断層変位を強制変位として入力するなどの単純な仮定では、部材によっては地表断層変位の影響を危険側に評価したり、過度に安全側に評価したりする課題が明らかとなっている。

以上の様に、断層近傍の橋梁は、強震動や地盤変状、地表断層変位等の複合作用を受ける可能性があるものの、着目する橋の応答性状に対して解析モデルの相違によりどのような影響が顕在化するのか必ずしも明らかになっていない。文献7)–9)の解析と文献12), 13)の解析は、共に大切畑大橋を対象に地表断層変位を含む地震動に対する応答解析を実施したものである。これら異なるモデル化による応答解析結果の比較を通して、モデル化の差異が地表断層変位を含む地震動に対する応答解析に与える影響を考察することで、適切なモデル化方法の提案に向けた知見を得ることができると考えられる。

そこで、震源由来の長周期パルス及び地表断層変

位を含む地震動の影響を、橋の設計において適切に評価する手法に資する知見を得ることを大局的な目標として、本研究では、2016年熊本地震で被災した大切畑大橋を対象に、異なるモデル化による応答解析結果の比較を通じて、モデル化の相違が橋全体の応答性状評価にどのような影響を与えるかについて考察を行った。

2. 対象橋梁概要及び被災概要

大切畑大橋の一般図を図-1に、橋梁諸元を表-1にそれぞれ示す。本橋は、平成8年道路橋示方書¹⁴⁾に基づき設計された鋼5径間連続非合成鋼桁橋(橋長L=265.4m)であり、下部構造は矩形又は円形断面のRC橋脚(橋脚高10m~30m)及び逆T式橋台、基礎は場所打ち杭又は深礎杭となっている。

ここで、2016年熊本地震による大切畑大橋の損傷状況について概観する^{5), 12), 15), 16)}。部材ごとの主な損傷を表-2及び図-2、写真-1に示す。

本橋は、P2橋脚を除くすべての支点において支承が損傷し、上部構造と下部構造が分離した。地震後、上部構造は下部構造天端に対して北側に1m程度移動した状態で主桁が橋座に落下した状態となっていた^{12), 16)}(写真-1(a))。P2を除く支承では、ゴム支承本体の取付けボルトの破断、又はゴム支承本体の破断が生じていた。破断が生じなかったP2支承では、写真-1(b)に示すように残留変形が生じていた¹²⁾。

また、本橋の支承条件は橋軸方向及び橋軸直角方向ともに弾性支持の水平力分散構造で、端支点部にはサイドブロック構造のジョイントプロテクターが設置されていたが、ジョイントプロテクターは、A1, A2ともセットボルトが破断し、サイドブロックはベースプレートから分離していた¹²⁾。

表-1 大切畑大橋の橋梁諸元

橋長	265.4m
上部構造	鋼5径間連続非合成曲線鋼桁橋
下部構造	A1, A2: 逆T式橋台 P1: 張出し式橋脚(円形充実断面, 柱高10.0m) P2: 張出し式橋脚(矩形中空断面, 柱高24.5m) P3: 張出し式橋脚(矩形中空断面, 柱高30.0m) P4: 張出し式橋脚(円形中空断面, 柱高16.0m)
基礎形式	A1: 場所打ち杭(φ1.2m, 8本) P1: 柱状体深礎基礎(φ4.5m) P2: 場所打ち杭(φ1.5m, 10本) P3: 場所打ち杭(φ1.5m, 12本) P4: 柱状体深礎基礎(φ6.0m) A2: 組杭深礎基礎(φ2.0m, 2本)
支承形式	地震時水平力分散型ゴム支承
適用基準	平成8年道路橋示方書

伸縮装置は大きく破損し、路面に 30cm 程度の段差が生じていた^{12),16)}。また、橋台パラペットには主桁による衝突痕が確認され、地震時に上部構造に生じた大変位により伸縮装置の損傷、上部構造のパラペットへの衝突が生じたと考えられる。

上部構造では、主桁の変形が、桁端部、支承部、P1-P2 径間、P3-P4 径間において生じていた^{12),15)}。

桁端部には、パラペットと主桁を繋ぐケーブル形式の落橋防止構造が設置されていたが、A1 橋台では全てのケーブルが破断した¹²⁾。A2 橋台では破断はしていないがケーブルに損傷が見られ、また上部構造の残留変位に伴い変形した状態となっていた¹²⁾。

下部構造は、橋脚にひび割れが確認された^{12),15)}。P1, P3, P4 橋脚では 0.2mm~1.0mm のひび割れであり、軸方向鉄筋が降伏する程度以下の応答が生じたと推測される。一方、P2 橋脚では図-2 のように最大 4.0mm のひび割れが密な間隔で生じ、かぶりコンクリートのうきも生じており^{12),15)}、橋脚の限界状態 2 には至らないものの柱の降伏を超える損傷状態であると評価できる。橋台では前述のパラペットの損傷の他、A1 橋台ウイングのひび割れ等が生じている。

基礎では、P2, P3 橋脚及び A2 橋台において杭体にひび割れが確認された¹⁵⁾。P4 橋脚、A2 橋台では 1.0mm 以下のひび割れであったが、P2 橋脚では最大 10mm のひび割れが生じており、せん断破壊が生じた可能性が指摘されている¹⁵⁾。

表-2 大切畑大橋の主な損傷

構造・部材	主な損傷
上部構造	下フランジ、ウェブ、補剛材等の局所変形
伸縮装置	段差の発生 (320mm, 250mm)
支承	P2以外: 破断, 上部構造が支承から脱落 P2: せん断変形の残留
ジョイントプロテクター	ジョイントプロテクターの脱落 (取付ボルトの破断)
落橋防止ケーブル	A1: ケーブルの破断 A2: ケーブルの損傷及び変形
下部構造	橋台: 胸壁の主桁の衝突痕, ひび割れ 等 橋脚: ひび割れ (最大4.0mm, P2), うき
基礎	P2: 杭体の損傷 (最大幅10mmのひび割れ) P4: 柱状体深礎杭のひび割れ (1.0mm) A2: 深礎杭のひび割れ (0.3mm)

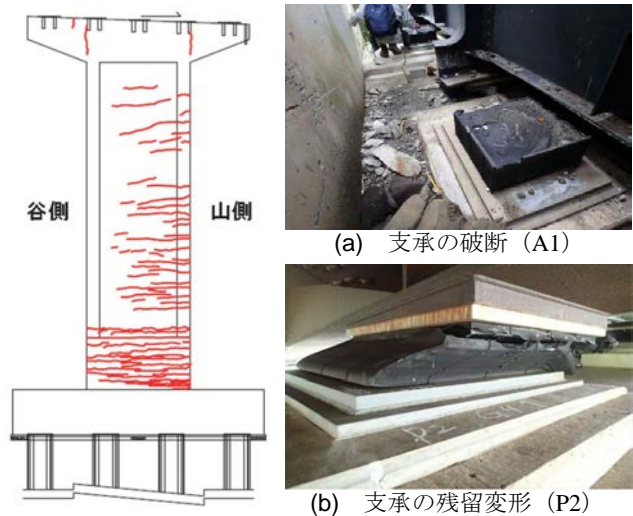


図-2 P2 橋脚ひび割れ¹⁵⁾

写真-1 支承部の損傷状況

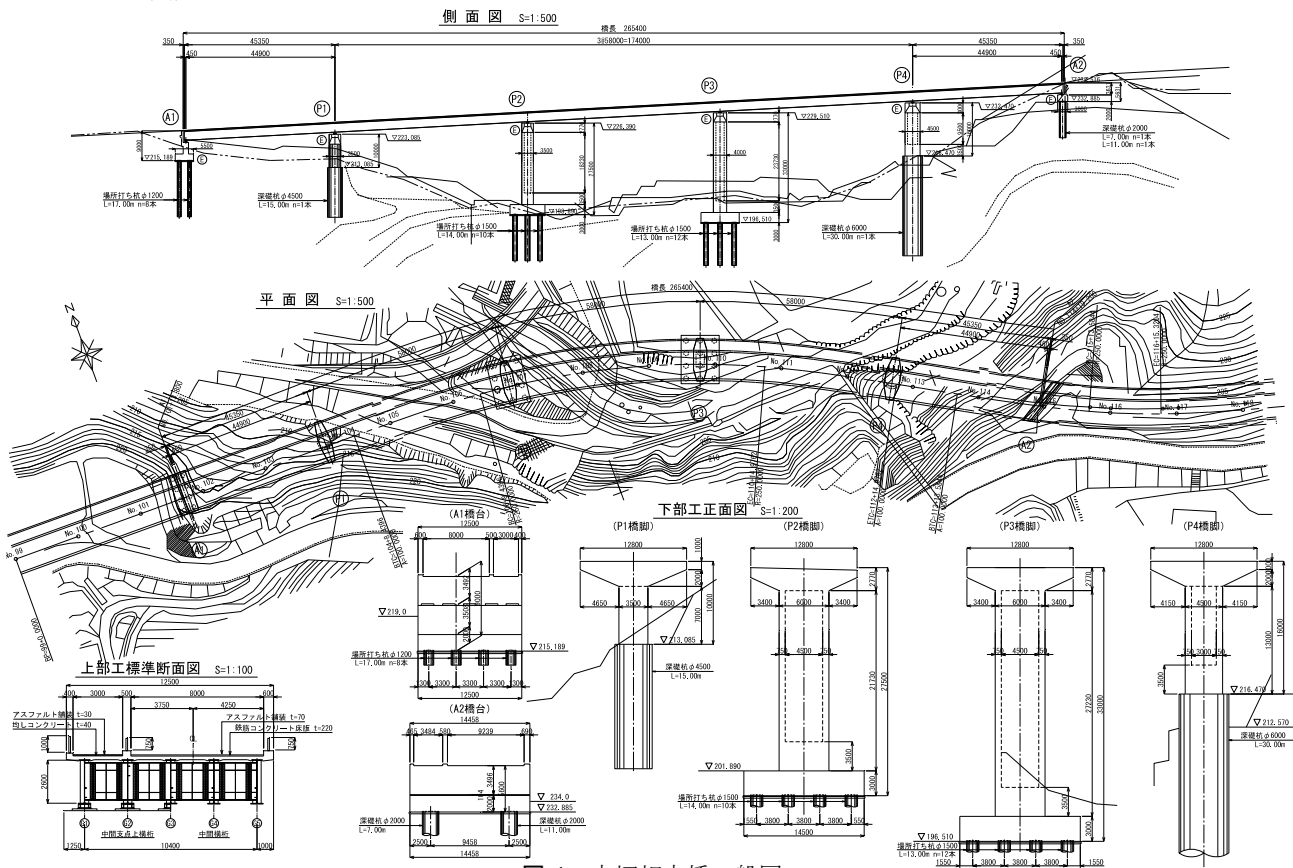


図-1 大切畑大橋一般図

また、下部構造には地震による移動及び傾斜が確認され、下部構造間に相対変位が残留していた^{5),12)}。併せて A1 橋台ウイングと地盤の間のずれ、P1 基礎天端と地面の間のずれが確認されている¹²⁾。

3. 検討ケース及び解析条件

(1) 検討ケース

本研究における検討ケースを表-3 に示す。基本となる解析モデルは、橋梁-地盤系の3次元FEモデル（以下、「橋梁-地盤系モデル」と呼ぶ）及び橋梁の3次元骨組みモデル（以下、「骨組みモデル」と呼ぶ）の2種類で、Caseごとに橋の部材のモデル化条件及び入力条件を変えている。入力条件としての地表断層変位は、それぞれのモデルに応じて異なる方法で推定を行っている（橋梁-地盤系モデル：Okada式を用いた推定地表断層変位、骨組みモデル：現地測量による推定地表断層変位）。また、入力する地震動については、有限差分法により推定したサイト波と、サイト特性置換法により推定したサイト波の2種類を用いた。

(2) 解析モデル

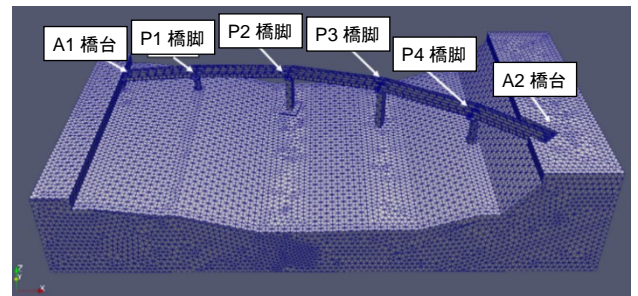
a) 橋梁-地盤系の3次元FEモデル

橋梁-地盤系モデルを図-3 に示す。下部構造（基礎本体を含む）及び周辺地盤は4面体1次ソリッド

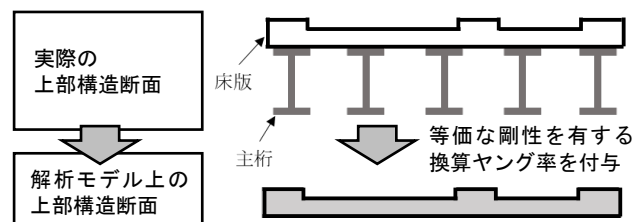
要素（メッシュサイズ1.5m）でモデル化した。基礎本体と地盤との間は、節点をリンクさせて接続し、両者の間の摩擦やすべりはモデル化していない。

支承は実際の形状通りにゴム層及び内部鋼板を6面体1次ソリッド要素でモデル化した。

上部構造は、Case1-1, 1-2では主桁、横桁、対傾構、横構、添架管をシェル要素でモデル化した。床版はモデル化していない。Case1-3, 1-4では上部構造を図-3(b)に示すように床版と同一の断面形状を有する部材として1次元4面体ソリッド要素でモデル化した、



(a) 橋梁-地盤系モデル全体図 (Case1-1, 1-2)



(b) Case2-3, 2-4における上部構造のモデル化概要

図-3 橋梁-地盤系モデル

表-3 解析ケース一覧

Case	解析モデル	モデル化要素 []の記載:材料特性の設定					解析種別	入力地震動 ※変位/地震動計算方法は欄外に補足	地震動 入力方法
		地盤	基礎	橋脚・橋台	上部構造	添架管			
1-1	橋梁-地盤系 モデル (3次元FEモデル)	ソリッド	ソリッド	ソリッド	シェル (床版は 含まない)	シェル	線型 静的解析	強制変位①	地盤モデル底面に 変位分布を入力 モデル全体に加速 度入力
1-2		ソリッド	ソリッド	ソリッド	ソリッド	—	線型 動的解析	推定地震動① (ピーク含む2.5秒)	
1-3		ソリッド	ソリッド	ソリッド	ソリッド	—	線型 動的解析	推定地震動① (ピーク含む18秒)	
1-4		ソリッド	ソリッド	ソリッド	ソリッド	—	線型 動的解析	推定地震動② (ピーク含む10秒)	
2-1	骨組みモデル (3次元骨組み モデル)	—	集約バネ	はり[推定実 特性値]	はり[推定実 特性値]	—	非線形 静的解析	強制変位②	多点入力(全下部構 造で異なる変位) 多点入力(A1-P2と P3-A2に分けて2種類 の地震動を入力)
2-2		—	集約バネ	はり[設計値]	はり[設計値]	—	非線形 動的解析	推定地震動② (40秒)	
2-3		—	集約バネ	はり[推定実 特性値]	はり[推定実 特性値]	—	非線形 動的解析	強制変位②を付与 後に推定地震動② (40秒)を入力	
2-4		—	集約バネ	はり[推定実 特性値]	はり[推定実 特性値]	—	非線形 動的解析	推定地震動②(40 秒)と強制変位② を同時に入力	
2-5		—	集約バネ(P2 塑性化考慮)	はり[推定実 特性値]	はり[推定実 特性値]	—	非線形 動的解析	推定地震動②(40 秒)と強制変位② を同時に入力	
2-6		—	集約バネ	はり[推定実 特性値]	はり[推定実 特性値]	—	非線形 動的解析	推定地震動②(40 秒)と強制変位② を同時に入力	

※ 強制変位① : 国土地理院震源断層モデル¹⁸⁾を用いて Okada 式¹⁹⁾により推定した地表変位の空間分布。(3.(3) a) 参照)

強制変位② : 地震後に測量にて計測した各下部構造天端位置(橋脚梁及び橋台橋座部)の残留変位。(3.(3) b) 参照)

推定地震動① : 震源由来の長周期パルス。Asano and Iwata²¹⁾による震源モデルを用いた有限差分法²⁰⁾により推定した工学的基盤面における地震動のピーク時波形。(3.(3) c)参照)

推定地震動② : サイト特性置換法により推定した A1 橋台付近及び A2 橋台付近の地表面地震動波形¹²⁾。(3.(3) d)参照)

これに主桁と床版からなる合成断面と等価な剛性となるようヤング率を設定した。

Case1-1, 1-2 のモデルは 1,697,202 節点, 2,975,316 要素, Case1-3, 1-4 のモデルは 441,196 節点, 2,437,126 要素の大規模な FE モデルとなっている。

各部材の材料特性を表-4 に示す。本モデルでは全て線形弾性体としてモデル化した。なお, Case1-3, 1-4 のモデルは, 文献 8), 9) における解析モデルと同一のものである。

b) 3次元骨組みモデル

骨組みモデルの概要を図-4 に, 各部材の構成則を図-5 にそれぞれ示す。

上部構造は, 主桁及び横桁を線形はり要素で, 床版はファイバー要素でそれぞれモデル化し, 主桁重心位置に配置した主桁はり要素と床版重心位置に配置した床版ファイバー要素との間には剛性を十分大きくとった剛なダミー要素で接続した。

橋脚は, 非線形はり要素でモデル化した。大切畑大橋では地震により全ての橋脚にひび割れが生じたため, ひび割れの発生を評価できるよう構成則はトリリニア型の $M-\phi$ 関係¹⁷⁾ を適用し, 履歴特性は Takeda モデルとした。橋台は, 線形はり要素でモデル化した。

基礎は, 基礎と地盤の抵抗特性を表す鉛直, 水平, 回転方向の線形ばねとして橋軸方向, 橋軸直角方向それぞれについてモデル化した。ただし, Case2-5 に

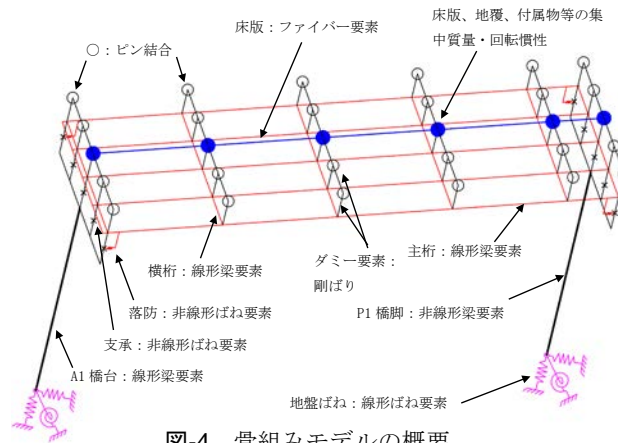
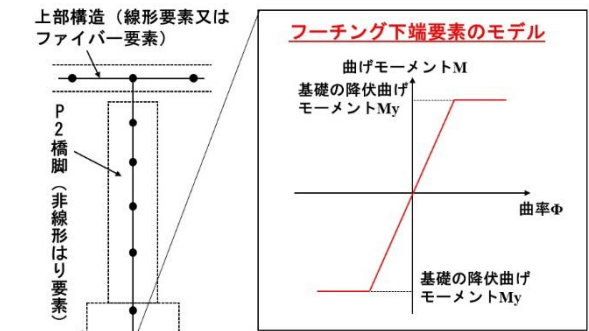
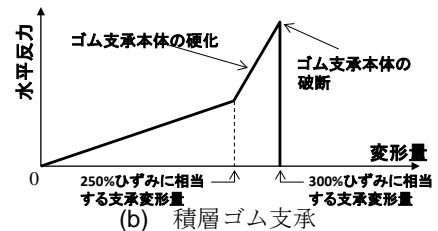


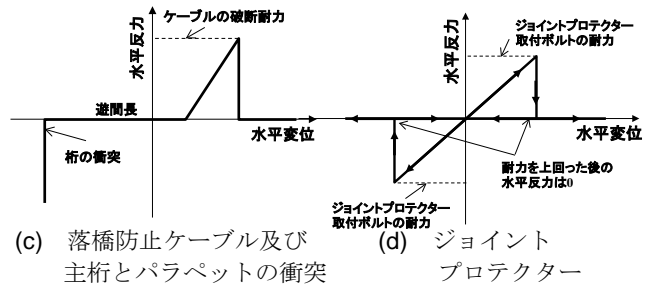
図-4 骨組みモデルの概要



(a) 基礎の塑性化のモデル化概要



(b) 積層ゴム支保



(c) 落橋防止ケーブル及び主桁とパラペットの衝突 (d) ジョイントプロテクター

表-4 橋梁-地盤系モデルの材料特性

構造・部材		密度 (kg/m ³)	ヤング率 (N/m ²)	ポアソン比
上部構造	Case1-1	7850	2.0×10 ¹¹	0.32
	Case1-2			
	Case1-3			
	Case1-4			
下部構造	基礎本体(杭体)	2400	2.4×10 ¹⁰	0.20
支保	天然ゴム	910	2.92×10 ⁶	0.49
	鋼鉄	7850	2.05×10 ¹¹	0.30

[注] Case1-3,1-4の上部構造は床版と主桁を合わせた剛性断面に等価な換算値。

表-5 骨組みモデルの材料特性

構造・部材		密度 (kg/m ³)	圧縮/降伏強度 (N/mm ²)	ヤング率 (N/m ²)	ポアソン比	
上部構造	鋼部材	Case2-3以外(推定実値)	-	-	2.0×10 ¹¹	0.3
		Case2-3(設計値)	-	-	2.0×10 ¹¹	0.3
	床版	コンクリート	Case2-3以外(推定実値)	29.8	2.78×10 ¹⁰	0.167
			Case2-3(設計値)	24	2.50×10 ¹⁰	0.167
		鉄筋	Case2-3以外(推定実値)	359.9	2.0×10 ¹¹	0.3
			Case2-3(設計値)	295	2.0×10 ¹¹	0.3
舗装		2300	-	-	-	
下部構造	Case2-3以外(推定実値)	2497 (24.5 kN/m ³)	27.3	2.67×10 ¹⁰	0.167	
	Case2-3(設計値)	2497 (24.5 kN/m ³)	21	2.35×10 ¹⁰	0.167	

については、損傷が確認された P2 基礎について塑性化を考慮したモデル化を行った (図-5(a))。

支承はひずみ硬化と破断を図-5(b) の様にモデル化した。破断は、せん断ひずみ 300% で耐力が消失するものとしてモデル化している。

その他、落橋防止ケーブル及び端支点部に設置したジョイントプロテクターについて、破壊挙動も含めて図-5(c), (d) の様にモデル化した。なお、落橋防止システムをモデル化したばね要素には、桁とパラペットの衝突もモデル化している。

骨組みモデルに適用した材料特性を表-5 に示す。Case2-1, 2-2, 2-4~2-6 では既往の統計データを基に実際の特徴値を推定して用いた。Case2-3 では、材料特性値の不確実性の影響を検討する目的で公称値及び設計基準強度などの設計値を用いた。

なお、Case2-1~2-3, 2-6 のモデルは文献 12) の Case1~Case4 に、Case2-4, 2-5 のモデルは文献 13) の Model B, C にそれぞれ対応する。

(3) 地表断層変位

地表断層変位は、対象の解析モデルに応じて以下の 2 種類とした。

橋梁-地盤系モデルに入力する地表断層変位は、国土地理院による震源断層モデル¹⁸⁾ を用いて Okada 式¹⁹⁾ により推定した地盤の変位分布とした。南北方向、東西方向、鉛直方向の 3 成分の変位を算出している。

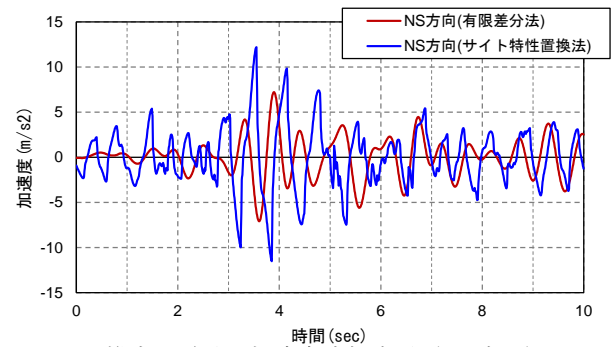
骨組みモデルに入力する地表断層変位は、文献 12), 13) に基づき、地震後の現地測量による下部構造の残留変位から算定した下部構造間の延伸方向の相対変位を、地震による地表断層変位とみなした。

(4) 入力地震動

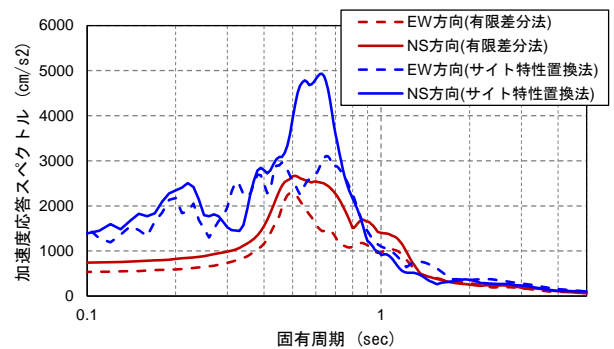
時刻歴応答解析に用いる地震動波形は、文献 7) - 9) による推定サイト波、及び文献 12), 13) による推定サイト波の 2 種類を用いた。

文献 7) - 9) によるサイト波は、有限差分法²⁰⁾ を用いて、Asano and Iwata²¹⁾ による震源断層モデルを適用して工学的基盤面に入射したサイト波を算出したものとなっている。

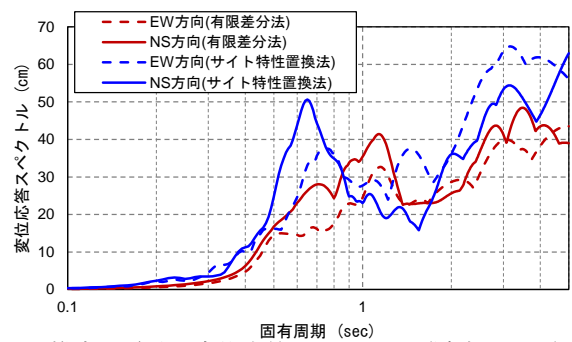
有限差分法によるサイト波の例として最大加速度の大きい NS 方向の加速度波形、及び NS, EW 方向の推定地震動に対する加速度応答スペクトル、変位応答スペクトル (減衰比 0.05) を図-6 に示す。同図には、次項に示すサイト特性置換法により推定した地震動についても併せて示している。EW 方向と NS 方向で 2.0m/s^2 以上の加速度パルスが 10 秒程度継続していることが分かる。



(a) 推定地震動の加速度時刻波形 (NS 方向)



(b) 推定地震動の加速度応答スペクトル (減衰比 0.05)



(c) 推定地震動の変位応答スペクトル (減衰比 0.05)

図-6 推定地震動

文献 12), 13) によるサイト波は、大切畑大橋において地震後に実施された余震観測で得られた記録を基に評価された架橋位置のサイト増幅特性を用い、サイト特性置換手法により耐震設計上の地盤面における地震波を推定したものとなっている¹²⁾。

地震波は、A1 橋台付近と A2 橋台付近の 2 箇所推定しており、Case2-2~2-6 では A1 橋台付近で推定した地震動を A1~P2 の基部に、A2 橋台付近で推定した地震動を P3~A2 の基部に、それぞれ入力して時刻歴応答解析を行った。

一方、Case1-4 では橋脚基部がモデルの境界とはなっておらず、Case2-2~2-6 の様な入力ができないため、A1 橋台付近で推定した地震動をモデル全体に入力している。また、Case1-4 は一様加速度入力であるが、Case2-2~2-6 では測量結果から推定した地表断層変位を強制変位として入力するため、地震動についても算出した加速度波形を 2 回積分した変位波形を用いた。

(5) 計算条件

a) Case1-1

Case1-1 では Okada 式による推定地表断層変位を入力作用として、橋梁-地盤系モデルに対する静的解析（線形解析）を行った。

解析プログラムは FrontISTR²²⁾ を用いた。大規模解析であり、連立方程式の解法は共役勾配法（CG 法）を適用し、前処理は代数的マルチグリッド法（AMG 法）を用いた。収束判定の閾値は 1.0×10^{-8} とした。

境界条件は、地盤側面は法線方向変位を拘束、それ以外の方向は自由とし、地盤底面に推定地表断層変位を強制変位として漸増入力した。

b) Case2-1

Case2-1 では、現地測量結果から推定した地表断層変位を入力作用として、骨組みモデルに対する静的解析（非線形解析）を行った。

解析プログラムは TDAPIII²³⁾ を用いた。なお、連立方程式の解法は Skyline 法である。

境界条件は、各下部構造下端に接続した基礎ばね端点を拘束とし、各下部構造下端に推定地表断層変位を強制変位として入力した。

c) Case1-2~1-4

Case1-1~1-4 では、橋梁-地盤系モデルに対する時刻歴応答解析（線形解析）を行った。時間積分法は Newmark β 法 ($\beta=0.25$) を用いた。減衰は Rayleigh 型減衰とし、文献 6) による大切畑大橋の 1 次及び 10 次の固有周期に対する減衰定数をそれぞれ 5%、10% と仮定して係数を設定した。

解析プログラムは FrontISTR を用い、連立方程式の解法は CG 法、前処理は Case1-2 では AMG 法を、比較的節点数の少ない Case2-2、2-3 では SSOR 法をそれぞれ適用し、収束判定の閾値は 1.0×10^{-6} とした。

境界条件は、地盤側面及び底面を完全固定とし、推定地震動の加速度に対応する慣性力をモデルの全節点に一様入力して時刻歴応答解析を行った。入力地震動は加速度ピークを含む 2.5 秒 (Case1-2)、18 秒 (Case1-3)、又は 10 秒 (Case1-4) である。

d) Case2-2~2-6

Case2-2~2-6 では、骨組みモデルに対する時刻歴応答解析（非線形解析）を行った。時間積分法は Newmark β 法 ($\beta=0.25$) を用いた。減衰は Rayleigh 型減衰とし、骨組みモデルにおける支承変形と橋脚曲げ変形が卓越する固有モードに対して係数を設定した。モード減衰定数は道路橋示方書による構造要素別の減衰定数の標準値²⁴⁾を用いて算出した。

解析プログラムは TDAPIII を用い、連立方程式の解法は Skyline 法である。

境界条件は、各下部構造下端に接続した基礎ばね

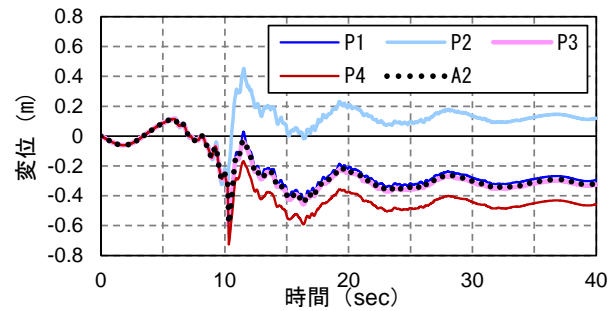


図-7 地表断層変位を合成した推定地震動波形
(Case2-6, 橋軸 (A1→A2 方向) 成分)

端点を拘束とし、各下部構造下端に推定地震動及び推定地表断層変位を強制変位として入力した。

Case2-2 の入力は推定地震動のみとした。Case2-3~2-5 では推定地表断層変位を入力した状態を初期状態として推定地震動に対する時刻歴応答解析を実施した。Case2-6 では推定地震動に推定地表断層変位を合成したものを入力した。この時、推定地表断層変位は地震動変位ピークのタイミングに、1 秒間で等速度で入力されるように合成した。地表断層変位と地震動波形合成結果を、橋軸方向成分を例に図-7 に示す。入力地震動は推定した 40 秒間とした。

4. 解析結果及び比較考察

(1) 応答解析結果の概要と比較方針

本章では、モデル化の違いが応答解析結果に与える影響を考察するため、橋梁-地盤系モデル及び骨組みモデルによる解析結果で共通して比較できる指標として、式 (1) に示す橋脚のドリフト γ に着目して考察を行った。

$$\gamma = \frac{u}{L} \quad (1)$$

ここに、 u : 橋脚の基部に対する天端の相対変位 (m)

L : 橋脚柱高さ (m)

応答解析結果の例として、Case1-3 の橋脚天端における時刻歴応答変位波形（各橋脚柱基部に対する相対変位）を図-8 に示す。ピーク応答を含む 10 秒間を示した。最大 0.549m (P4 橋脚, $\gamma = 3.43\%$) が生じている。

各 Case の比較にあたっては、次の 4 項目の観点で考察を行った。

比較①断層変位に対する静的応答解析結果の比較
(比較 Case : Case1-1, 2-1)

比較②同一推定地震動に対する時刻歴応答解析結果の比較 (比較 Case : Case1-4, 2-2)

比較③断層変位の影響を考慮した地震動応答解析結

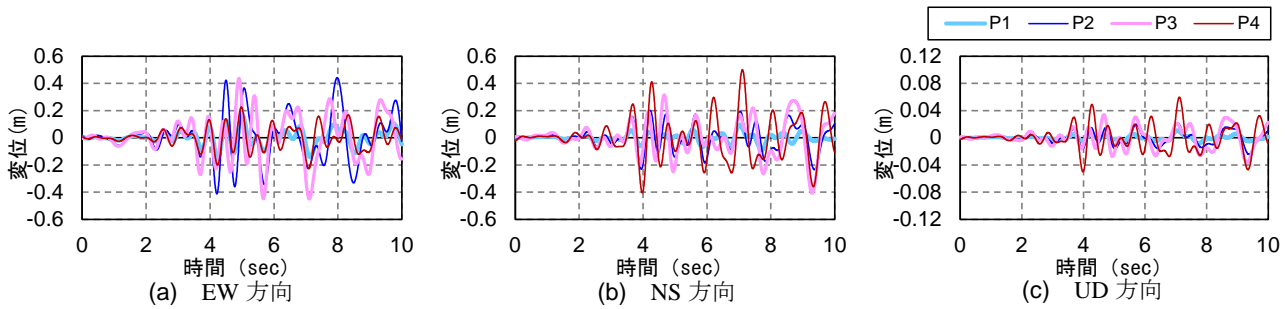


図-8 橋脚天端の応答変位波形の例 (Case1-3)

果の比較 (比較 Case : Case1-2, 1-3, 2-3, 2-4, 2-5. 参考として Case1-4, 2-2 とも比較)

比較④ 支承応答に着目した結果の比較
(比較 Case : Case1-4, 2-2)

(2) 地表断層変位に対する静的解析結果の比較

Case1-1 と Case2-1 の解析による橋脚のドリフトを 図-9 に示す. 同図には, 柱基部降伏時及び橋脚の限界状態 2 に相当する変位時のドリフト及び実損傷の程度も併記している. 併せて, Case1-1 の各下部構造位置での地盤の水平変位 (A1 橋台に対する相対変位) 及び Case2-1 の各橋脚基部への入力断層変位を 図-9 に示す.

図-9 より, Case1-1 は P1, P4 橋脚で限界状態 2 相当のドリフトの 2 倍程度の応答が生じ, P2 橋脚は基部降伏程度のドリフト, P3 橋脚は基部降伏の 40% 程度のドリフトとなっている. Case2-1 は P2 橋脚の応答が最も大きく基部降伏程度のドリフトが生じているが, P1, P3, P4 は P2 橋脚と比較して 3.2%~18% 程度と小さいドリフトとなっている.

Case1-1 と Case2-1 を比較すると, Case1-1 のドリフトが Case2-1 の 1.3 倍~59 倍と応答が大きい傾向が見られる. また, 橋脚ごとのドリフトの大小関係は, P1, P4 橋脚が大きくその間の橋脚が小さい Case1-1 と, P2 橋脚が大きく他が小さい Case2-1 とで傾向が逆になっている.

橋脚基部位置での地表断層変位 (図-10) を比較すると, 向きについて EW 方向は概ね一致しているが, NS 方向には逆の傾向が見られた. ただし, P2 橋脚のみ傾向が異なり, EW 方向に逆向きで, NS 方向の向きは一致している. 全体的な傾向として西向きに変位している傾向は一致していると言える. なお, Case2-1 の入力断層変位は測量に基づく橋梁の支間方向の伸張量から算出した A1 橋台に対する各下部構造の相対変位である.

断層変位と橋脚のドリフトの対応関係に着目すると, 地表断層変位は Case1-1 の方が Case2-1 より小さい傾向が見られる一方で, ドリフトは Case1-1 の方が大きい傾向にある. Case1-1 では, Case2-1 で考慮

していない鉛直方向の変位も入力していることから, これが影響している可能性も考えられる. Case1-1 で考慮している鉛直変位は, 10mm~138mm である (A1 橋台を基準にして上方向に P1: 10.6mm, P2: 23.0mm, P3: 59.7mm, P4: 79.9mm, A2: 138mm). また, Case2-1 で P2 橋脚のドリフトが卓越する原因として, P2 橋脚の入力断層変位方向が他の橋脚と異なることが影響していると考えられる.

次に実際の橋脚の損傷状態と比較する. 橋脚の損傷状態は, 2 章に示したように, P2 橋脚が最も顕著で最大 4.0mm 幅のひび割れが柱基部に密な間隔で生じ, 柱基部の降伏を超え限界状態 2 に至らない程度の範囲の状態と想定される. 一方, P1, P3, P4 橋脚はひび割れ幅 0.2mm~1.0mm であり, 相対的に軽微な損傷となっている. P2 橋脚の損傷が, 橋梁の中で相対的に大きい傾向は Case2-1 の結果に一致するものの, Case2-1 は全体的に降伏に至らない小さな応答となっており, 過小に応答が評価されていると言える. 一方, Case1-1 は限界状態 2 を超えるような応答が算出されており, 過大な応答となっていると言える.

以上より, 静的に断層変位を考慮した解析では, 実際の損傷状態に整合した結果は得られず, また, 断層変位の推定値や橋梁のモデル化方法によって結果が大きく異なることが確認された. 断層変位については, 鉛直方向変位も橋脚の応答に一定の影響を及ぼしている可能性が考えられる.

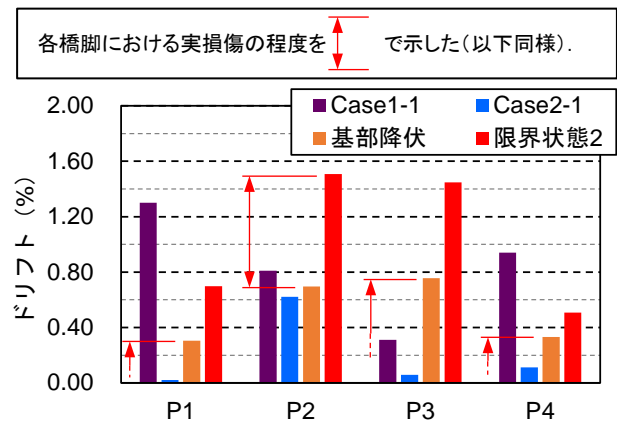


図-9 Case1-1, Case2-1 による橋脚のドリフト

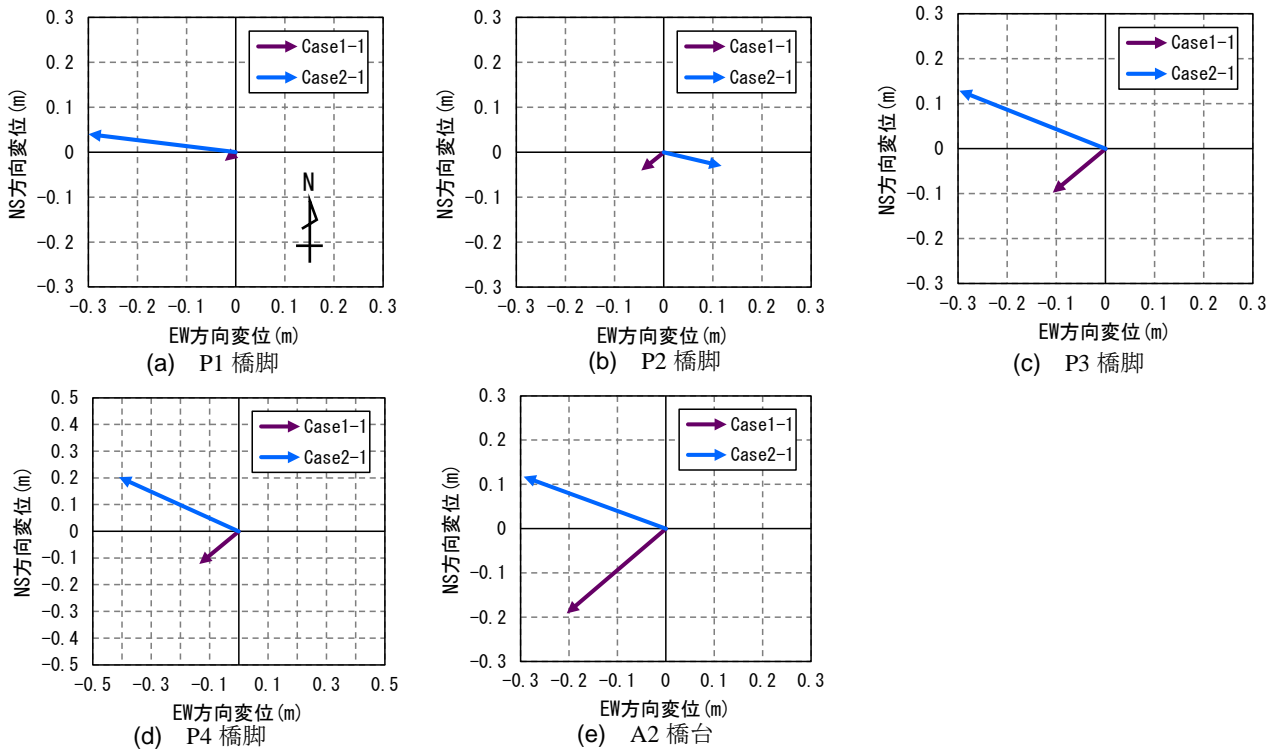


図-10 静的解析における橋脚基部位置での地表断層変位の比較

(3) 同一推定地震動に対する動的解析結果の比較

Case1-4 と Case2-2 の解析による橋脚のドリフトを図-11 に示す。図-9 と同様に柱基部降伏時、及び橋脚の限脚の限界状態 2 に相当する変位時のドリフト等も併記している。図-11 より Case1-4 は全ての橋脚で限界状態 2 相当のドリフトの 2 倍程度以上の応答が生じている (P1 : 5.3 倍, P2 : 1.8 倍, P3 : 1.7 倍, P4 : 7.1 倍)。Case2-2 は全ての橋脚で基部降伏程度のドリフトが生じている。

Case1-1 と Case2-1 を比較すると、Case1-1 のドリフトが Case2-1 の 3.2 倍~11 倍と応答が大きい傾向が見られる。また、橋脚ごとのドリフトの大小関係を見ると、(2) に示した静的解析の結果に類似しており、P1, P4 橋脚が大きくその間の橋脚が小さい Case1-4 と、P2 橋脚が最も大きい Case2-2 とで傾向が逆になっている。

実際の損傷状態と比較すると、Case2-2 の応答が P1,

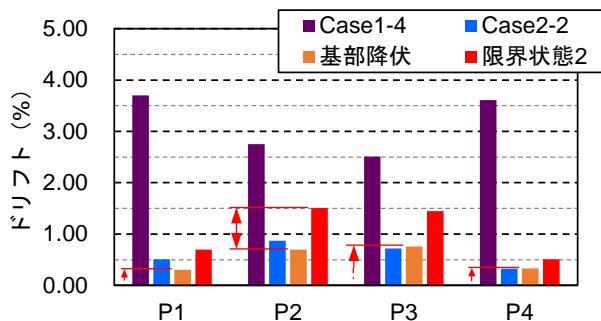


図-11 Case1-4, Case2-2 による橋脚のドリフトの比較

P2 橋脚が降伏を超過, P3, P4 橋脚が基部降伏程度であり概ね損傷状態と整合する結果となっている。Case1-4 の応答が大きい傾向は、前項の静的解析と同様であった。Case1-4 では地盤までモデル化しており、地盤による地震動応答の増幅も影響していると考えられる。そこで、Case1-4 における、入力地震動加速度波形とフーチング下面位置での加速度波形の応答スペクトルを図-12 に示す。図-12 より、地盤による地震動の増幅が確認され、これが Case2-2 に比較して Case1-4 の応答が大きくなった要因の一つと考えられる。

以上より、同一方法で推定した地震動を用いた時刻歴応答解析では、地盤のモデル化の有無に応じて地盤による増幅の影響が応答評価に影響を及ぼすことが確認された。橋脚の応答の傾向が、橋梁のモデル化方法によって大きく異なる点は前項の静的解析の結果と同様であった。実際の損傷との比較では、橋脚のドリフトのみに着目すると Case2-2 が比較的損傷状態と整合していたが、文献 12), 13) で報告されている様に支承等その他の応答は実際の損傷状態と整合していない部分も多い点に留意が必要である。

(4) 断層変位の影響を考慮した地震動応答解析結果の比較

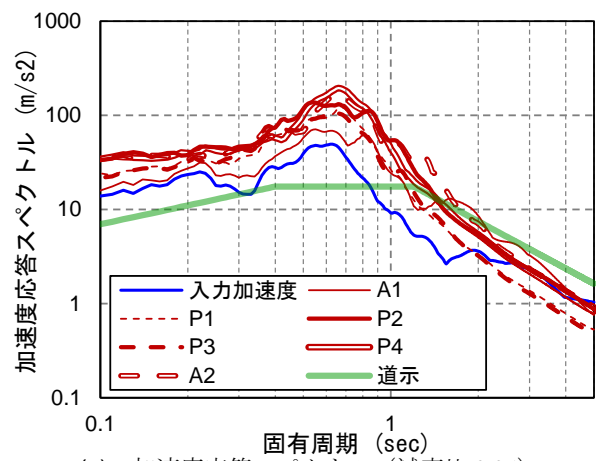
時刻歴応答解析を行った各 Case の橋脚のドリフトを図-13 に示す。

各 Case 間の比較をすると、Case2 シリーズと比較

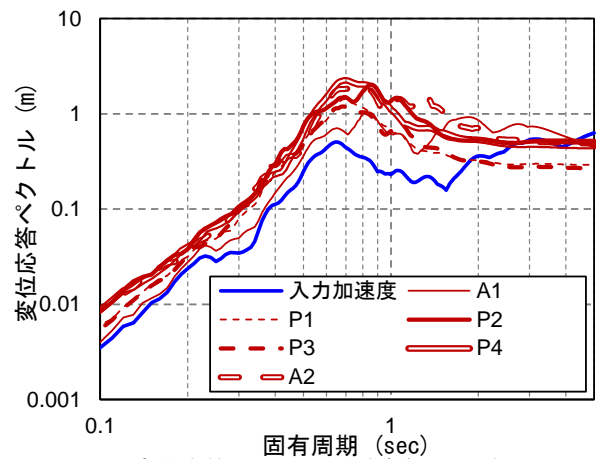
して Case1 シリーズの応答が大きい傾向が見られる。これは前項までの比較と同様の傾向である。ただし、Case2 シリーズのうち Case2-6 のみ傾向が異なり、Case1 シリーズと同等かそれ以上の応答が生じている。また、限界状態 2 に相当するドリフトと比較して 1.4 倍～7.9 倍の応答となっており、応答評価としては過大な評価となっていると考えられる。Case2-6 は、サイト特性置換法により推定した地震動に断層変位を地震動のピークに合わせて重ねて入力するケースであり、Case2 シリーズで最も厳しい入力条件を想定したものである。以上の結果は、この想定に整合する結果と言える。Case1 シリーズの応答が大きい傾向には、図-12 に示したような地盤による地震動の増幅も影響していると推測される。

Case1 シリーズでは、有限差分法による地震動を入力とした Case1-2, 1-3 と比較してサイト特性置換法による Case1-4 が大きい応答となっている。入力地震動の位相特性等の違いが影響していることも考えられる。また、Case1-4 の入力地震動はサイト特性置換法により推定した設計上の地盤面における地震動であり、地盤による地震動の増幅の影響が含まれるものであるが、図-12 に示したようにモデル化した地盤によりさらに増幅されていると考えられ、その影響で応答が大きくなっていることも考えられる。

Case2 シリーズでは、サイト特性置換法による地震動のみを入力した Case2-2 と比較して Case2-3, 2-4 は、P2, P4 橋脚の応答がやや大きく P1, P3 橋脚の応答は同等程度である。Case2-3, 2-4 は Case2-2 に Case2-1 の断層変位を初期条件として強制変位として与えたものであり、Case2-1 (図-9) で断層変位の影響が比較的大きい P2, P4 橋脚で応答が大きくなり、断層変位の影響が比較的小さい P1, P3 橋脚では大きな影響がなかったと考えることができる。なお、Case2-3 と Case2-4 の相違点である材料特性値の影響は顕著ではないが、推定の実値(公称値より大きい)を用いた Case2-4 の応答がやや小さい傾向が見られる。一方、Case2-5 については、P2 橋脚以外は Case2-3, 2-4 と同様の傾向であるが、P2 橋脚のみ傾向が異なり応答が大きく低減している。これは、Case2-5 の



(a) 加速度応答スペクトル (減衰比 0.05)



(b) 変位応答スペクトル (減衰比 0.05)

図-12 Case1-4 のフーチング下面位置での振動と Case2-2 の入力地震動の応答スペクトルの比較

み P2 橋脚基礎の塑性化を考慮したことが要因と考えられる。

実際の損傷状態と比較すると、Case2-6 は前述の通り、過大な傾向が見られる。また、Case1 シリーズの全ての橋脚、及び Case2-3, 2-4 の P2 橋脚、P4 橋脚は限界状態 2 を超える応答となっており、これも損傷状態と比較すると過大である。一方、Case2-3～2-5 の P1 橋脚、P3 橋脚は基部降伏程度の応答であり橋脚の損傷状態とは整合が見られるが、前述のように支承の応答などその他の部材の再現性には課題がある。(2), (3)で考察したような断層変位の推定方法(鉛

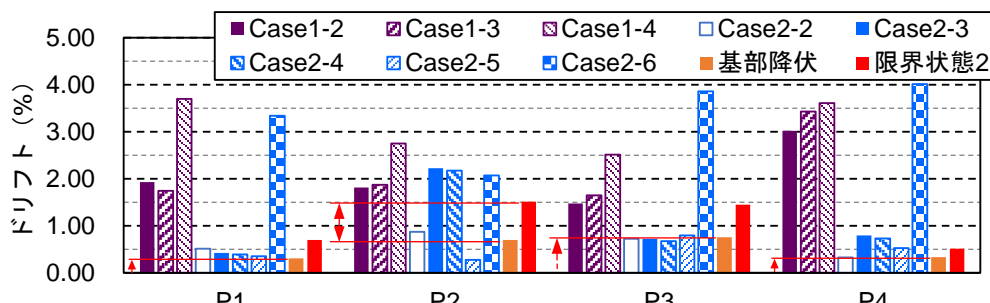


図-13 Case1 シリーズ, Case2 シリーズの時刻歴応答解析による橋脚のドリフトの比較

直方向の有無も含む)の影響や、モデル化した地盤による地震動の増幅の影響の他、地震動の推定方法や断層変位の考慮の仕方の違いによる影響も大きく、応答評価結果は大きくばらつくことが確認された。

(5) 支承応答に着目した地震動応答解析結果の比較

ここまでは橋脚のドリフトを指標に各 Case の比較考察を行ってきた。本項では、対象橋梁の顕著な損傷の 1 つである支承部の損傷に着目し、支承の動的応答変位を指標に比較考察を行う。

時刻歴応答解析による支承の最大応答変位を図-14 に示す。同図には、支承の損傷状況との比較の参考としてせん断ひずみ 250% 時及び 300% 時の変位も併記している。ここで、支承の応答変位は橋軸方向と橋軸直角方向の変位を合成したものである。

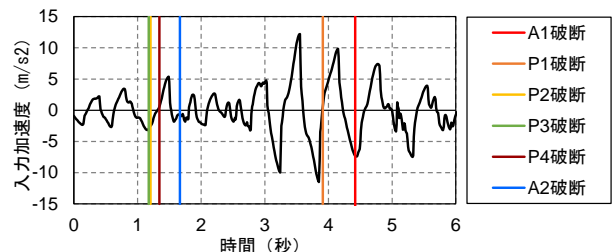
各 Case を比較すると、図-13 と同様に Case1 シリーズの応答が Case2 シリーズと比較して大きい。ただし、Case2-6 のみ傾向が異なっている。ただし、Case2-6 で応答が大きいのは P1 橋脚、P2 橋脚のみで P3 橋脚、P4 橋脚の応答は他の Case2 シリーズと同程度である。Case2 シリーズは支承の破断をモデル化しており、Case2-6 では P1 橋脚、P2 橋脚で支承が破断したことから応答変位が大きくなっている。P3 橋脚、P4 橋脚の支承は解析上破断していない。Case1 シリーズは支承の破断はモデル化しおらず、支承は弾性部材としてモデル化されているが、応答変位は Case2 シリーズより大きい結果となっている。これは図-13 で考察した様に、地盤による地震動の増幅等が影響していると考えられる。なお、Case1-2 の応答が小さいが、これは Case1-2 のみ床版がモデル化されておらず、その影響による慣性力の相違が、支承応答に顕著に表れたものと考えられる。

実際の損傷状態は、P2 橋脚以外で支承が破壊している。この結果を再現できた解析 Case は無かった。図-13 での考察のように、各種要因による応答評価のばらつきが大きいと考えられる。ここでは、損傷状態との比較も念頭に支承の最大応答変位に着目して比較を行った。次に変位挙動(時刻ごとの変位方向)に着目して比較を行う。比較は、同じ方法で推定し

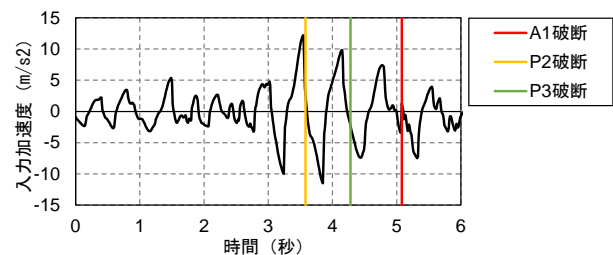
た地震動入力に対する時刻歴応答解析である Case1-4 と Case2-2 を対象に行った。

まず、支承破断の順序を図-15 に示す。同図は、入力地震動波形に重ねて支承が破断するタイミングを縦線で示している。解析時間は Case1-4 が 10 秒、Case2-2 が 40 秒であるが、解析上支承の破断が生じると判定される 6 秒間のみを表示した。以降、時間 t は図-15 の横軸上のものとする ($t = 1.0 \sim 6.0$ 秒)。支承の破断の判定は、解析モデルに応じて、Case1-4 では支承応答変位がせん断ひずみ 250% に達した時刻を、Case2-2 では破断をモデル化しているため支承要素が破断に至った時刻をそれぞれ示している。図-15 より、Case1-4 の方が Case2-2 と比較して早いタイミングで支承の破断に至っていることが分かる。両方で破断している支点部の数も異なるものの、P2、P3 支承が先に破断し、A1 支承が最後に破断している点は一致している。Case1-4 では支承の破断をモデル化していないため、破断後の支承の応答は評価できない。そこで、A2 支承が破断する 1.7 秒までの間の支承応答について、Case1-4 と Case2-2 を比較する。

支承水平変位のリサージュ曲線 ($t = 0.0 \sim 1.7$ 秒) を図-16 に示す。同図では、Case1-4 の応答が相対的



(a) Case1-4 (許容せん断ひずみ 250% に達する時刻)



(b) Case2-2 (支承が破断する時刻)

図-15 Case1-4, Case2-2 の支承破断時刻

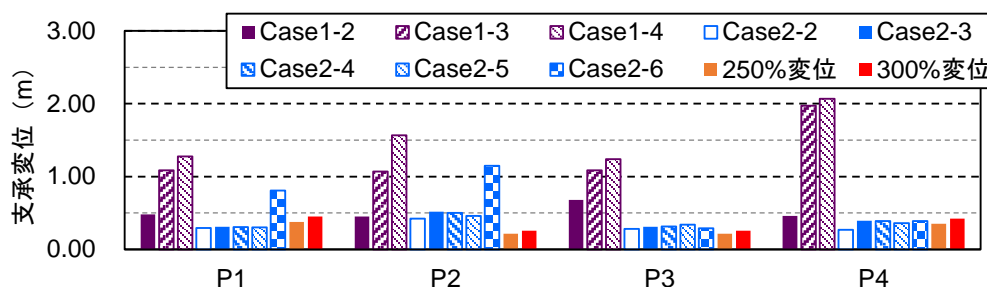


図-14 Case1 シリーズ, Case2 シリーズの時刻歴応答解析による支承応答変位の比較

に大きいことが分かる。変位方向の推移を比較するため、0.2秒ごと表示時間を延ばして描画したグラフを図-17に示す。ここでは、最も支承応答変位が大きいP4支承を代表として示した。

図-17に示したように、Case1-4とCase2-2を比較すると、部分的に変位方向に類似性が見られる時刻もあるものの、両者に明確な相関は見られなかった。P4支承以外についても同様の傾向が確認された。

5. 結論

本研究では、震源由来の長周期パルス及び地表断層変位を含む地震動の影響を設計において適切に評価するためのモデル化方法に資する知見を得ることを大局的な目的として、橋梁-地盤系モデルと骨組みモデルによる解析結果の比較を行い、モデル化の差異が応答評価に与える影響について考察した。得られた知見を以下に述べる。

1) 静的に断層変位を考慮した解析 (Case1-1, 2-1) の比較より、地表断層変位の推定値や橋のモデル化方法によって結果が大きく異なることが確認された。また、地表断層変位として鉛直方向の変位成分も一定の影響を及ぼしている可能性が考えられ

た。鉛直方向の地表断層変位も含め、地表断層変位の不確実性が応答解析結果に与える影響は大きいと考えられる。地表断層変位を推定して応答解析を行う場合であっても、解析結果は大きな不確実性を有することに留意が必要である。

- 2) 同一方法で推定した地震動を用いた時刻歴応答解析 (Case1-4, 2-6) の比較より、地盤のモデル化の有無に応じて地盤による増幅の影響が応答評価に影響を及ぼすことが確認された。地震動の推定及び対象構造系のモデル化においては、地盤による地震動の増幅をどこで考慮するのかを明確にする重要性が再確認されたと言える。
- 3) 時刻歴応答解析結果 (Case1-2~1-4, Case2-2~2-6) の比較では、地震動の推定方法や断層変位の考慮の仕方の違いによる影響も大きく、応答評価結果は大きくばらつくことが確認された。現時点では、長周期パルスや地表断層変位の影響を、一定の信頼性をもって評価することは困難と言える。橋梁の設計において、長周期パルスや地表断層変位の影響の解析的な評価を試みる場合においても、解析結果の有する大きな不確実性に留意し、不測の事態への対応を考えることが必要と考えられる。
- 4) 同一方法で推定した地震動を用いた時刻歴応答解析 (Case1-4, 2-2) について、支承の応答評価を比

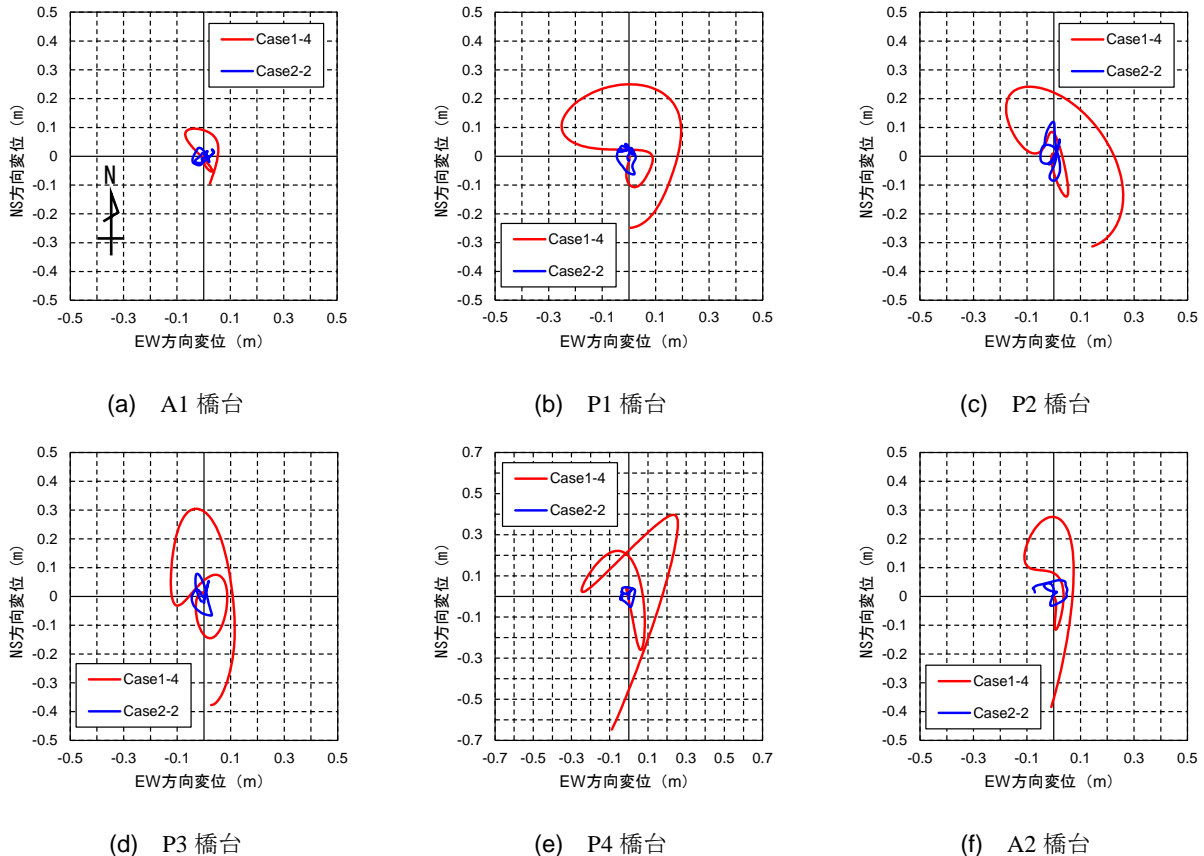


図-16 支承応答水平変位のリサージュ図 (時刻 $t=0$ 秒~1.7 秒)

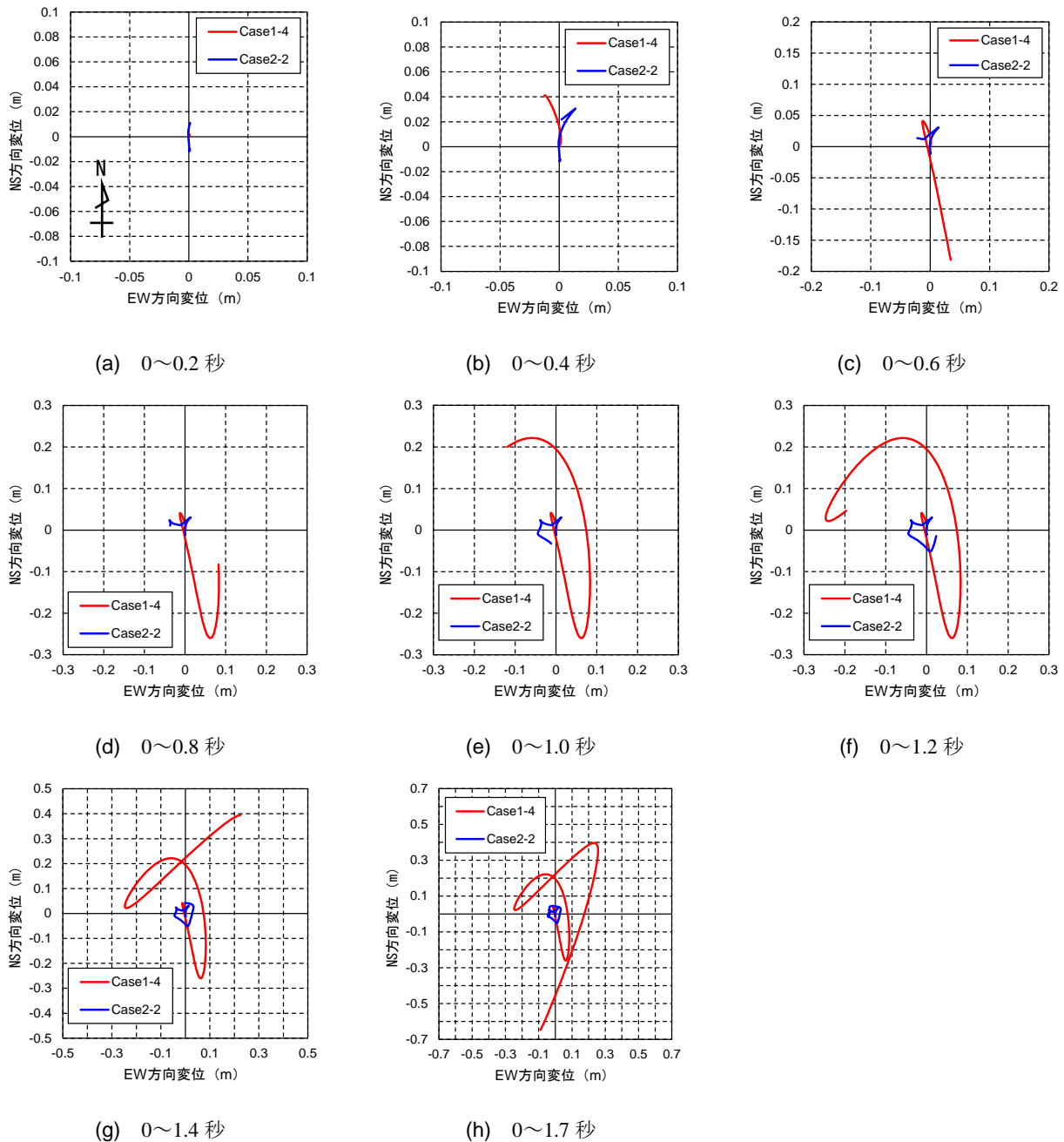


図-17 P4 支承水平変位リサージュ図の時間変化

較すると、支承損傷のタイミングは異なるが、損傷順序について P2, P3 橋脚が先に破断し、A1 橋台が最後に破断している点は一致していた。ただし、タイミングのばらつきは前述 3) の様に地震動及び地表断層変位の推定方法や解析条件の相違による影響が大きいと考えられ、3) 同様、評価結果には大きな不確実性が含まれることに留意が必要である。

5) 同一方法で推定した地震動を用いた時刻歴応答解析 (Case1-4, 2-2) の比較では、変位方向に部分的な類似性は確認されるものの、全体として両 Case に明確な相関は確認されなかった。これについて

も、前述 3) の通り、地震動及び地表断層変位の推定方法、解析条件等の違いの影響が大きいと考えられる。

以上のように、長周期パルス及び地表断層変位を含む地震動に対する応答解析を行う場合、モデル化方法の差異が結果に与える影響は、損傷評価結果を大きく変える程度に大きいことが確認された。断層近傍に計画される橋梁の設計等において震源由来の長周期パルスや地表断層変位の影響を不測の事態として解析的に考慮しようとする場合、モデル化による不確実性の大きさに十分留意する必要がある。特

に、これらの影響についての解析的評価結果を確定的にとらえることは、危険側の判断となる可能性が無視できず、解析結果を超える又は解析結果と異なる応答が生じる可能性を常に念頭に置く必要があると考えられる。このような想定に対する対応として、例えば、橋の損傷形態や損傷が進展するシナリオを考え、多角的・多重的なリスク対応を検討することも有効であると考えられる。

謝辞：本研究では、熊本県より大切畑大橋の設計諸元及び強震記録、国土交通省九州地方整備局熊本河川国道事務所より大切畑大橋の損傷状況記録を提供頂きました。また、本研究の一部は、科学研究費・挑戦的研究（萌芽）（課題番号：19K21983）の助成を得て実施されたものです。その際、地震応答解析の一部は、皆川大雅氏（研究当時、筑波大学理工情報生命学術院システム情報工学研究群所属）により実施されたものです。ここに、関係各位に厚く御礼申し上げます。

REFERENCES

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp. 4-5, 2017. [Japan Road Association: *Dorokyo-shihosyo & Doukaisetsu*, V Taishinsekkei-hen, pp. 4-5, 2017.]
- 2) 岩田知孝：益城町宮園・西原村小森本震記録の解析，2016.4. URL : <https://sms.dpri.kyoto-u.ac.jp/topics/masiki-nishihara0428ver2.pdf>, 閲覧日 2022.8.24. [Iwata, T.: Analysis of main shock records measured in Mashiki-Machi Miyazono and Nishiharamura Komori, 2016.4. URL: <https://sms.dpri.kyoto-u.ac.jp/topics/masiki-nishihara0428ver2.pdf>, browse on 2022.8.24]
- 3) 土木学会地震工学委員会 耐震設計基準小委員会 断層変位WG:耐震設計基準小委員会WG 研究成果報告書，pp. 54-61，土木学会，2021. [Working Group on Fault Displacement, Subcommittee on Seismic Design Standard, The Earthquake Engineering Committee, Japan Society of Civil Engineers: *Research Report of Working Group on Fault Displacement, Subcommittee on Seismic Design Standard*, pp. 54-61, Japan Society of Civil Engineers, 2021.]
- 4) 佐藤智美:既往の予測式との比較に基づく2016年熊本地震の長周期パルスと永久変位に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第83巻，第750号，pp. 1117-1127，2018. [Sato, T.: Study on Long-Period Pulse and Permanent Displacement of the 2016 Kumamoto Earthquake Based on Comparison with Previous Prediction Equations, *Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ)*, Vol. 83, No. 750, pp. 1117-1127, 2018.]
- 5) 大住道生，星隈順一：熊本地震により被害を受けた道路橋の損傷痕に基づく要因分析，第20回性能に基づく橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集，pp. 121-128，2017. [Ohsumi, M. and Hoshikuma, J.: Factor Analysis Based on Damage Scars of Road Bridges Damaged by the Kumamoto Earthquake, *Proceedings of the 20th Symposium on Bridge Earthquake Engineering*, pp. 121-128, 2017.]
- 6) 葛西昭，吉塚卓史，牛塚悠太：2016年熊本地震における大切畑大橋の被害分析とFEモデルの構築，第20回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 449-456，2017. [Kasai, A., Yoshizuka, T. and Ushizuka, Y.: Damage Analysis and FE Modeling of the Ohkirihata Bridge Damaged by the 2016 Kumamoto Earthquake, *Proceedings of the 20th Symposium on Performance-based Seismic Design Method for Bridges*, pp. 449-456, 2017.]
- 7) 山本翔吾，皆川大雅，北島佑，庄司学，大住道生：2016年熊本地震で被災した大切畑大橋の下部構造一周辺地盤系の地震応答特性，第41回地震工学研究発表会講演論文集，B15-2313，2021. [Yamamoto, S., Minakawa, T., Kitajima, Y., Shoji, G. and Ohsumi, M.: Seismic response characteristics of substructure-peripheral ground system of the Okirihata Bridge damaged by the 2016 Kumamoto Earthquake, *Proceedings of the 41st JSCE Earthquake Engineering Symposium*, B15-2313, 2021.]
- 8) Yamamoto, S., Shoji, G., and Ohsumi, M.: Clarification of the Damage Mechanism of the Long-Period Bridge System Damaged by the 2016 Kumamoto Earthquake, *15th World Congress on Computational Mechanics (WCCM-XV) & 8th Asian Pacific Congress on Computational Mechanics (APCOM-VIII)*, Paper No. 3403, 2022.
- 9) 山本翔吾，庄司学，大住道生：熊本地震における長周期パルスの作用を受けた大切畑大橋・上部構造の3次元動的挙動，土木学会第77回年次講演会講演概要集，CS10-99，2022. [Yamamoto, S., Shoji, G. and Ohsumi, M.: Clarification of the 3D Dynamic Behaviors of the Ohkirihata Bridge Subjected to Long-Period Pulsive Ground Motions by the 2016 Kumamoto Earthquake, *Japan Society of Civil Engineers 2022 Annual Meeting*, CS10-99, 2022.]
- 10) 花房海斗，高橋良和：2016年熊本地震による大切畑大橋の現地測定に基づく被害メカニズムの推定，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol. 74, No. 4,（地震工学論文集第37巻），pp. I_179-I_187，2018. [Hanafusa, K. and Takahashi, Y.: Estimation of Failure Mechanism of RC Hollow Bridge Column with Rubber Bearing Damaged by the 2016 Kumamoto Earthquake, *Journal of Japan Society of Civil Engineers*, Ser. A1 (Structural Engineering & Earthquake Engineering), Vol. 74, No. 4 (*JSCE Journal of*

- Earthquake Engineering*, Vol. 37), pp. I_179-I_187, 2018.]
- 11) 益田諒大, 渡辺学歩, 葛西昭, 野中哲也, 馬越一也, 松永昭吾: 非線形動的応答解析に基づく大切畑大橋の2016年熊本地震における被害メカニズムの推定, 第37回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 1232_1-7, 2017. [Masuda, R., Watanabe, G., Kasai, A., Nonaka, T., Magoshi, K. and Matsunaga, S.: Estimation of Failure Mechanism of the Ookirihata Bridge Caused by the 2016 Kumamoto Earthquake Based on Nonlinear Numerical Dynamic Analysis, *Proceedings of the 37th JSCE Earthquake Engineering Symposium*, pp. 1232_1-7, 2017.]
 - 12) 大住道生, 中尾尚史, 石井洋輔, 二宮智大: 橋全体系の地震時応答解析における地盤変位の入力方法に関する実証研究, 第23回橋梁等の耐震設計シンポジウム, pp. 191-198, 2021. [Ohsumi, M., Nakao, H., Ishii, Y. and Ninomiya, T.: Empirical Study on Input Method for Ground Displacement in Seismic Response Analysis of a Bridge system, *Proceedings of the 23rd Symposium on Bridge Earthquake Engineering*, pp. 191-198, 2021.]
 - 13) 横澤直人, 中尾尚史, 大住道生: 材料強度及び基礎の塑性の設定方法が地盤変位を考慮した地震時応答解析に与える影響に関する研究, 第24回橋梁等の耐震設計シンポジウム, pp. 157-162, 2021. [Yokozawa, N., Nakao, H. and Ohsumi, M.: Study on the Influence of Material Strength and Modeling Method of Foundation Plasticity on Seismic Response Analysis Considering Ground Displacement, *Proceedings of the 24th Symposium on Bridge Earthquake Engineering*, pp. 157-162, 2021.]
 - 14) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編~V 耐震設計編, 1996. [Japan Road Association: *Dorokyo-shihosyo & Doukaisetsu*, I Kyoutsu-hen - V Taishinsekkei-hen, 1996.]
 - 15) 宮原史, 今村隆浩, 西田秀明, 星隈順一: 熊本地震で被災した鋼板桁連続橋に対する耐荷性能の挽回方策の考案と設計上の配慮, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 77, No.2, pp. 304-318, 2021. [Miyahara, F., Imamura, T., Nishida, H. and Hoshikuma, J.: Recovery of Load-Bearing Performance for a Continuous Steel Plate Girder Bridge Damaged by the 2016 Kumamoto Earthquake and Consideration for its Design, *Journal of Japan Society of Civil Engineers*, Ser. A1 (Structural Engineering & Earthquake Engineering), Vol. 77, No.2, pp. 304-318, 2021.]
 - 16) Nakao, H., Eguchi, K., Yono, T. and Ohsumi, M.: Damage Mechanism of Ohkirihata Bridge due to Kumamoto Earthquake, The 17th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 2d-0071, 2020.
 - 17) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp. 136-137, 2017. [Japan Road Association: *Dorokyo-shihosyo & Doukaisetsu*, V Taishinsekkei-hen, pp. 136-137, 2017.]
 - 18) Kobayashi, T., Yurai, H., Kawamoto, S., Morishita, Y., Fujiwara, S., and Hiyama, Y.: Crustal deformation and fault models of the 2016 Kumamoto earthquake sequence: foreshocks and main shocks, In: *International Association of Geodesy Symposia*, Vol. 149, Springer, Berlin, Heidelberg, 2018.
 - 19) Okada, Y.: Surface deformation due to shear and tensile faults in a half-space, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.75, No.4, pp.1135-1154, 1985.
 - 20) Aoi, S., and Fujiwara, H.: 3-D Finite Difference Method Using Discontinuous Grids, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.89, pp.918-930, 1999.
 - 21) Asano, K., and Iwata, T.: Source Rupture Processes of the Foreshock and Mainshock in the 2016 Kumamoto Earthquake Sequence Estimated from the Kinematic Waveform Inversion of Strong Motion Data, *Earth, Planets and Space*, 68:147, 2016.
 - 22) FrontISTR Commons: FrontISTR 理論マニュアル, 2022. URL: <https://www.frontistr.com/>, 閲覧日 2022.8.25. [FrontISTR Commons: *FrontISTR Theoretical Manual*, 2022. URL: <https://www.frontistr.com/>, browse on 2022.8.25.]
 - 23) アーク情報システム: TDAPIII 理論説明書 バージョン 3.12, 2020. [ARK Information Systems: *TDAPIII Theoretical Instructions*, Ver. 3.12, 2020.]
 - 24) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, p. 131, 2017. [Japan Road Association: *Dorokyo-shihosyo & Doukaisetsu*, V Taishinsekkei-hen, p. 131, 2017.]

EFFECTS OF DIFFERENCE IN MODELING METHODS ON SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF A BRIDGE SUBJECTED TO LONG-PERIOD PULSIVE GROUND MOTIONS AND/OR SURFACE FAULT DISPLACEMENT

Kosuke KAWARAI, Shogo YAMAMOTO, Michio OHSUMI and Gaku SHOJI

Based on the past experiences of the earthquake, the current Specifications for Highway Bridges

(Dorokyo-shihosyo) indicate the importance of not only verifying the load-bearing capacity against the design earthquake ground motion in the design phase but also taking into account the possible disturbances caused by the earthquake, such as large-scale tsunami, slope failure, and fault displacement in planning and design phases. Source-derived long-period pulse and surface fault displacement was identified in the 2018 Kumamoto earthquake, and some previous studies supposed that multiple action of long-period pulses and fault displacement might be affect damage of the bridges. However, no general measures have been established to quantitatively evaluate effects by long-period pulses or surface fault displacement and reflect them in current design process. In this study, as a basic investigation of evaluation methods for the effects of source-derived long-period pulsive ground motions and surface fault displacement on bridges, several modeling approaches were applied to the Ohkiriata Bridge, which was damaged by the 2018 Kumamoto Earthquake, and the results of response analysis by these methods were compared and discussed.