

熊本地震の断層近傍における地震動と橋梁被害の再現解析

Numerical simulation of ground motions and damage of bridge
in near field of the 2016 Kumamoto earthquake fault

本橋英樹[†], 野中哲也^{*}, 馬越一也^{**}, 中村真貴^{***}, 原田隆典^{****}

Hideki Motohashi, Tetsuya Nonaka, Kazuya Magoshi, Masaki Nakamura, Takanori Harada

[†]博(工), 株式会社地震工学研究開発センター(〒880-0902 宮崎県宮崎市大淀3-5-13)

^{*}博(工), 名古屋工業大学大学院教授, 社会工学専攻(〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

^{**}博(工), 株式会社耐震解析研究所(〒466-0059 名古屋市昭和区福江2-9-33)

^{***}博(工), 株式会社地震工学研究開発センター(〒880-0902 宮崎県宮崎市大淀3-5-13)

^{****}工博, 宮崎大学教授, 工学部社会環境システム工学科(〒889-2192 宮崎市学園木花台西1-1)

This paper investigates the consequences of so called fling-step characteristics of near-field ground motions, which is originated by the permanent ground deformations due to a fault, on the damage of bridge caused by the 2016 Kumamoto earthquake ($M_{JMA}7.3$). To simulate ground motions including permanent displacements, the stiffness matrix method is used and the fibre element method is adopted to compute the 3D nonlinear responses of a bridge. It is found from the study that recorded ground motions and the bridge damages can be finely simulated.

Key Words: Kumamoto Earthquake, Near-field ground motions,

Fault displacement, 3D nonlinear responses analysis,

キーワード: 熊本地震, 断層近傍地震動, 断層変位, 3次元非線形応答解析

1. はじめに

2016年4月16日, 熊本地方を震央とする $M_{JMA}7.3$ の地震が発生し, 橋梁も大きな被害を受けた. この地震は布田川断層帯の活動による内陸直下型地震である. 筆者ら^{1)~3)}は, 内陸直下型地震において, 震源断層破壊・地盤応答・構造物応答という一連の物理現象を一貫して捉えた理論的方法により, 構造物の地震時挙動の解明を重要な研究テーマとしてきた.

本論文は, この研究成果を活用して, 熊本地震で被害を受けた断層近傍の橋梁が, どのような地震力を受けて損傷したかを解析的に検討したもの(被害再現解析)である.

被害再現解析には橋梁に作用させる地震動が必要であるが, 対象橋梁地点の地震動記録が存在しないので, 理論的方法¹⁾により地震動を作成することにした. 地震動作成には, まず断層パラメータを決めなければならない. 本研究では, 地震発生後, 公開されている断層パラメータ

を基に, 対象橋梁に近い観測地点で観測された波形が再現できるように断層パラメータを調整して決定した. 本論文の理論的方法(剛性行列法)¹⁾では, 断層変位による地盤の永久変位を伴う地震動が作成できる.

断層近傍の橋梁は, 地震動加速度による慣性力だけでなく断層変位により損傷すると考えられている. そこで, 本橋梁の橋台と橋脚の位置で算出された断層変位を含む地震動を用いて, 対象橋梁の地震応答解析を実施して, 被害再現解析を試みた. 解析方法としては, 異なる地震動を橋台と橋脚下端から作用させる絶対座標系上の多点入力の地震応答解析であり, この解析結果から対象橋梁の損傷メカニズムについて考察した.

2. 検討対象の橋梁の被害状況

検討対象の俵山大橋(図-1)は, 橋長が140mの鋼三径間連続非合成鉸桁橋である. 本橋梁の被害状況を写真-1~5に示す. A1橋台とP1橋脚間の主桁下フランジ断面変化位置での座屈, および複数本の下横構の座屈が確認された(写真-1). 下フランジが座屈した位置にお

[†] 連絡著者 / Corresponding author

E-mail: motohashi@eerc.co.jp

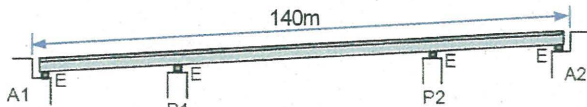


図-1 検討対象の俵山大橋



写真-1 主桁下フランジおよび下横構の座屈



写真-2 主桁下フランジ座屈位置での床版の変形

る床版が、橋軸方向に対して凸状にわずかに変形（写真-2）した。

基礎周辺については、写真-3のようにA1橋台前面で表層斜面くずれが発生している。これは、2008年の岩手宮城内陸地震で起きた大規模地滑りとは明らかに違い、表層斜面のみの小規模な斜面くずれであり、これによりA1橋台に大きな力を作用させたようには見えない。

A2橋台上のゴム支承の損傷については、写真-4に示すように設計で想定した挙動と異なる破壊形態である。積層ゴム自体には損傷はなく、ゴムと上沓版の取り付けボルトが破断（ベースプレートの取り付けボルトの方は4本中3本が破断）して、せん断キーが抜け出している。また、P2橋脚上のゴム支承も同様に損傷して、ゴム支承が林道上に落下していた。

桁端部の被害については、主桁端部が橋台A1、A2に衝突した痕跡が確認できた。A2側ではゴム支承が破壊し、さらにパラペット下端が破断して、パラペットが大きく移動（橋軸方向に約60cm、橋軸直角方向に約35cm水平移動）していた（写真-5）。A2側の主桁端部の橋軸直角方向移動量は、約1mもあった。



写真-3 A1橋台前面の表層斜面くずれ

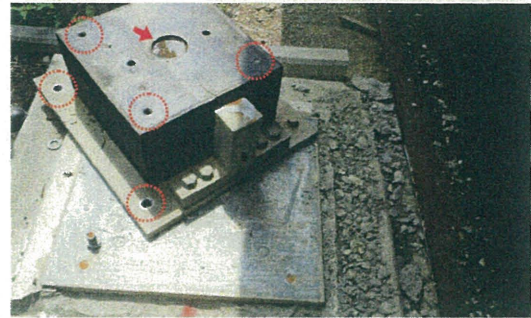


写真-4 A2橋台上のゴム支承の破壊（ボルトの破断とせん断キーの抜け出し）



写真-5 A2橋台のパラペット下端破断と移動

3. 地震動の再現解析

3.1 震源断層モデルの推定

今回の熊本地震では、前震と本震の震源となる布田川と日奈久の2つの断層帯と周辺に分岐断層が同時に活動し、また、複数の地震が同時に発生した可能性があるため、震源断層の正確な位置の推定はかなり難しい。一方、産業技術総合研究所⁹⁾（以下は産総研と呼ぶ）が日奈久断層帯と布田川断層帯に沿って広域的に地表地震断層の出現状況を調査し、また、国土地理院がInSARとGNSSで観測された地殻変動や航空写真による地表面亀裂の分布などを公開している。防災科学技術研究所¹⁰⁾（以下は防災研と呼ぶ）と東大地震研¹¹⁾は、近地強震動記録を用いた震源逆解析により、断層破壊過程を検討している。

本章では、これらの情報を参考に、断層位置と断層パラメータを決定し、原田ら¹²⁾が開発した断層の永久変

位を含む強震動の理論的評価法を用いて、防災研の強震観測網 KiK-net、K-NET と気象庁強震観測計の加速度記録の再現を試みた。また、断層線に近い県道 28 号線の橋梁被害状況も分析し、観測波形の再現性を確認するとともに、断層の位置と断層パラメータのケーススタディから断層モデルの調整を行った。この調整では、山下ら⁷⁾が 2016 年 4 月 16 日～4 月 21 日間の余震観測データから推定した余震の震度分布（暫定版）と国土地理院の震源断層モデル（暫定版）⁸⁾を参考にした。

図-2 と表-1 は、本研究で採用した震源断層モデルを示す。断層帯本体から分岐した分岐断層の影響も考慮し、大小 5 つの断層を連動させ、布田川と日奈久の 2 つの断層帯が同時に動いたモデルとした。黄色の枠で囲む領域は、想定断層の地表面への投影位置を示し、赤色の部分は、確認された地表面亀裂の分布を示す。ピンク色の線は、既に確認された活断層線の位置を示す。

この断層モデルと山下ら⁸⁾の余震の震源位置（2016 年 4 月 14 日～4 月 21 日間）を重ねると図-3 のように、断層の地表面への投影位置は余震分布と重なるようになっていく。図-3 の白枠の分布は、代表 A8 ライン附近の余震の震源の鉛直方向の分布をプロットしたものである。また、県道 28 号線の被害橋梁の位置（赤◎）と本研究の断層モデルを重ねて示すと、図-4 のように被害橋梁のほとんどは断層線の近傍に位置していることがわかる。

本計算に使用する地下構造モデルは、一次元の水平成層地盤とし、防災研が公開した J-SHIS⁹⁾の三次元地下構造モデルの情報を用いて計算地点ごとに補間してモデル化した。

3.2 観測波形の確認

紙面の都合により、ここでは、断層近傍の観測点（図-4 の黄色◎）を着目し、最大震度 7 を観測した KiK-net 益城（KMMH16）地表（NS2,EW2,UD2）地点と K-NET 大津（KMM005）地点の加速度記録の確認結果を示す。なお、KiK-net と K-NET の加速度記録には、強震計の遅延時間 15 秒の効果を含んでいるため、記録開始から 15 秒間（トリガー区間）引いて真のスタート時刻とした。また、加速度記録に対し、時間領域の線形加速度法による直接積分を行い、速度と変位波形を求めた。しかし、基線のずれた加速度波形をそのまま積分すると、トレンド成分が生じ、正確な速度と変位波形の推定が困難である。特に断層近傍の永久変位を含む加速度記録では、長周期のノイズも多く含まれるため、二重積分した変位波形は、放物線的になり、右上がり、右下がり状の波形になってしまう。そこで、積分による速度及び変位波形の発散を抑制するため、Boore ら¹⁰⁾の提案した二次関数によるフィッティング方法を採用した。また、永久変位を正確に算定するため、断層の主要破壊が終了する 15 秒以降の範囲において、一定値に収束するように逐次近似

表-1 想定震源断層の断層パラメータ

断層種類	右横ずれ断層				
	SMGA1	SMGA2	SMGA3	SMGA4	SMGA5
断層番号	56	223	234	254	197
平均走向角 θ (°)	57	60	70	65	80
平均傾斜角 δ (°)	355	200	210	45	176
断層長さ L (km)	8	7	23	11	6
断層幅 Wa (km)	15	12	13	10	8
断層面積 S (km ²)	113	75	288	110	49
すべり量 (m)	1.0	0.8	2.2	1.8	1.5
立ち上がり時間 (s)	1.2	0.9	1.3	1.6	1.1
断層破壊速度 (km/s)	2.45				
総面積 S (km ²)	633				
地震モーメント Mo (N・m)	2.23E+19				
気象庁マグニチュード Mj	7.4				
モーメントマグニチュード Mw	6.8				

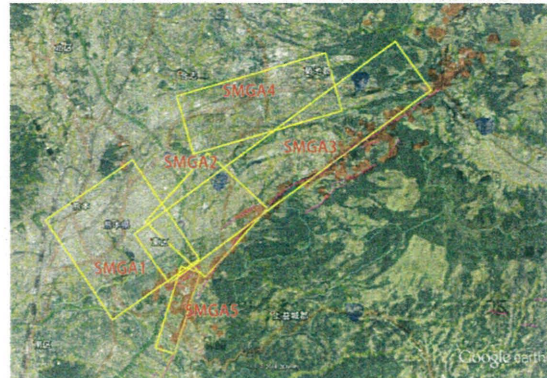


図-2 推定した震源断層の位置

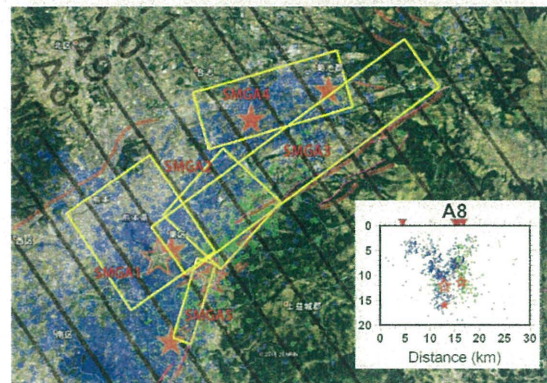


図-3 震源断層の位置と余震の震源分布
(青点、緑点：余震の震源分布⁸⁾)



図-4 推定した震源断層と被害橋梁の位置

による基線補正を加えた。図-5 と図-6 に、KiK-net 益城（KMMH16）地点と K-NET 大津（KMM005）地点の加速度記録から計算した速度と変位波形を示す。基線

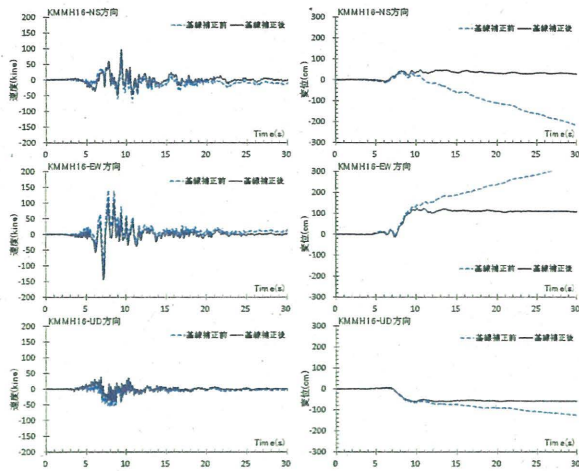


図-5 KiK-net 益城 (KMMH16) の速度・変位波形 (左側:速度波形 右側:変位波形)

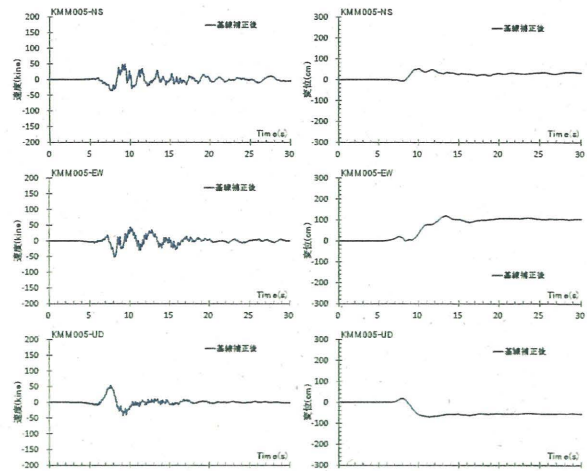


図-6 K-NET 大津 (KMM005) の速度・変位波形 (左側:速度波形 右側:変位波形)

補正の効果を確認するため、補正前の波形(点線)と基線補正した波形(実線)と重ねると図-5 のようになる。

また、この基線補正を実施した変位波形の妥当性を確認するため、図-7 に示す国土地理院が公開した SAR 衛星(だいち2号)の解析から得られた地盤変動量(永久変位に相当)の情報を利用した。図-5 と図-6 に示す基線補正した観測波形の変位波形の永久変位と、図-7 の地盤変位を比較すると、右横ずれ・正断層の地盤変動の特性が一致し、その値も近い変動量を示していることが確認できた。

3.3 地震動の計算と観測波形の再現

断層近傍の強震動波形は、運動学的断層モデルと水平成層地盤モデルを組み合わせた理論的評価法により計算する。計算のメッシュサイズは、対象検討橋梁の桁間距離なども考慮し、30mの細かい格子モデルとして評価した。全体の計算領域は断層を含む周辺160km四方の領域として、波形の継続時間は160秒間と設定した。

本計算は約1600万のメッシュモデルで構成され、膨大な計算量で高性能PCクラスターでも1ケース数週間の計算時間を要する。本研究では、断層の位置と断層パラメータのケーススタディの検討を行うため、数十ケースの計算が必要となる。そこで、理化学研究所のスーパーコンピュータ「京」を利用し、強震動計算プログラム SeanSGM(「京」用に開発したもの)による1024計算ノード(8192コア)の高並列計算を実施した。

図-8～図-10は、KiK-net 益城(KMMH16)とK-NET 大津(KMM005)地点および気象庁強震観測計の西原村小森93048地点(図-4の黄色◎の位置)で観測された加速度記録と減衰定数5%の加速度応答スペクトル並びに、地震動再現計算から得られた加速度波形をプロットしたものである。図-11～図-13は、上記の加速度記録を積分してから求めた観測速度及び変位波形と再現波形を比較したものである。

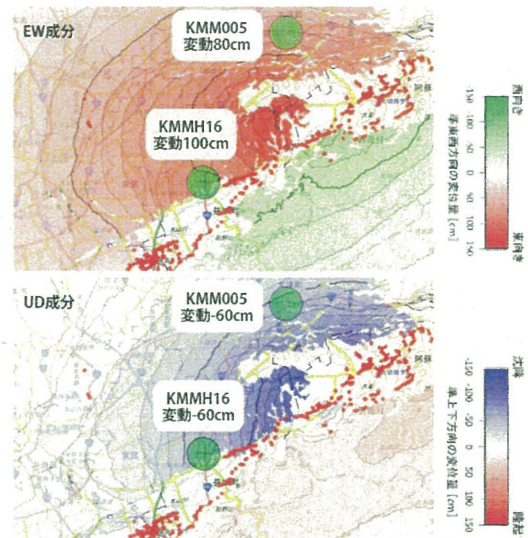


図-7 SAR 解析による実際の地盤変動量分布⁸⁾

図-8～図-10に示す加速度記録の再現波形と観測波形の比較から、断層線に近いKiK-net 益城(KMMH16)(図-8)及び西原村小森地点(図-10)の再現性が高く、振幅の大きい主要動付近で、観測波形に近い波形特性を示していることが確認できる。一方、K-NET 大津(KMM005)地点(図-9)では、観測波形の高周波成分の再現性は低めである。その原因としては、震源断層破壊の不均質性や観測点の表層地盤による影響と考えられる。また、使用するJ-SHISの地盤データは主に深層地盤構造を対象としたため、波形の短周期成分の再現精度が低く今後の課題としたい。

図-11～図-13の3地点の速度と変位波形の比較では、再現波形と観測波形は概ね一致しており、特に、断層運動による永久変位もよい精度で再現されていることがわかる。本研究で採用した震源断層モデルの妥当性、および強震動の計算方法の実記録への適用性が確認できたものと思われる。

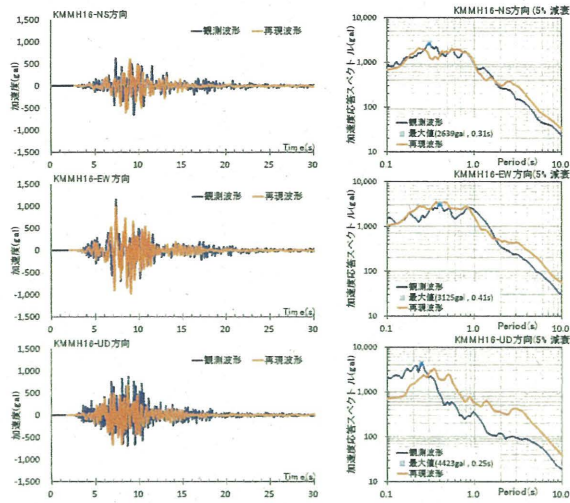


図-8 KMMH16 地点の再現波形と観測波形の比較
(加速度波形と加速度応答スペクトル)

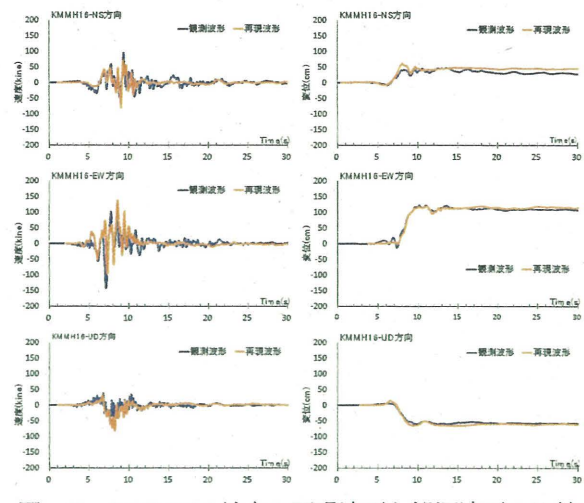


図-11 KMMH16 地点の再現波形と観測波形の比較
(左側:速度波形 右側:変位波形)

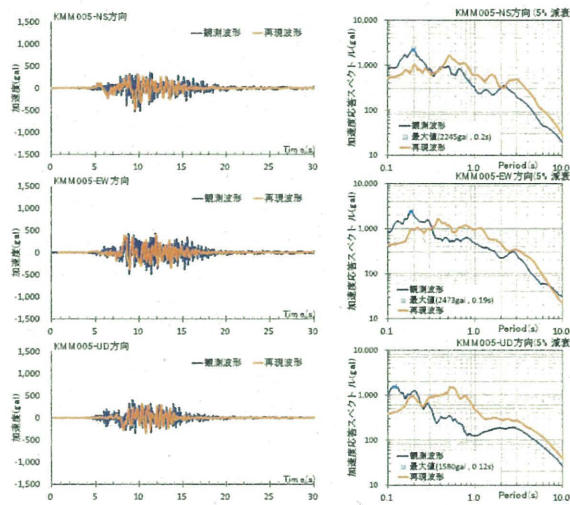


図-9 KMM005 地点の再現波形と観測波形の比較
(加速度波形と加速度応答スペクトル)

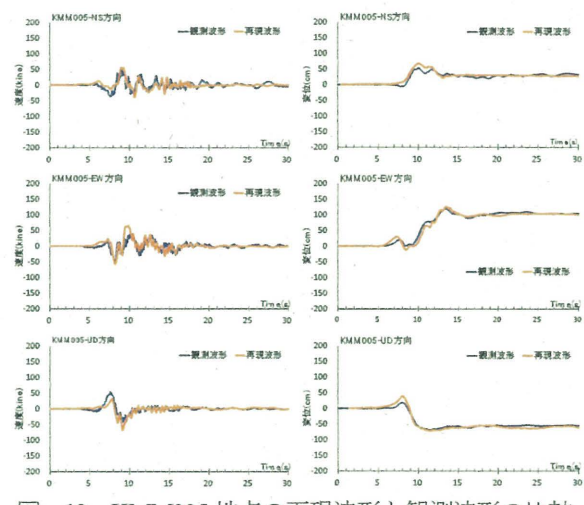


図-12 KMM005 地点の再現波形と観測波形の比較
(左側:速度波形 右側:変位波形)

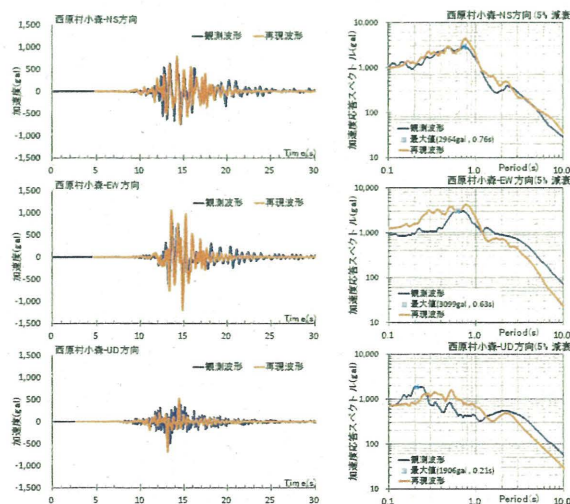


図-10 気象庁西原村小森 93048 地点の
再現波形と観測波形の比較
(加速度波形と加速度応答スペクトル)

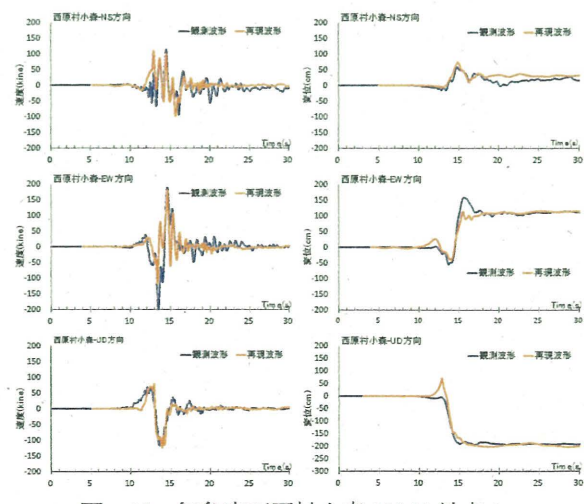


図-13 気象庁西原村小森 93048 地点の
再現波形と観測波形の比較
(左側:速度波形 右側:変位波形)



図-14 俵山大橋と推定した震源断層の位置

3.4 被害橋梁付近の地震動波形

今回の地震で、熊本市と南阿蘇を結ぶ県道 28 号熊本高森線で橋梁 6 カ所のうち、俵山大橋、すすきの原橋、扇の坂橋、桑鶴大橋、大切畑大橋の 5 カ所が甚大な被害を受けた。これらの橋梁近傍の地震動観測記録がないため、どのような地震力が作用して損傷したのかが未だ解明されていない。そこで、本論文では、被害の大きい橋梁に対し、橋台と橋脚付近の地震動の推定を行った。計算した波形は、地下 20m 前後の S 波速度 500m/s 以上の工学的基盤波に相当する。

(1) 俵山大橋付近の地震動波形

俵山大橋と断層に位置関係については、各研究機関や調査委員会等で提案されている。例えば、文献 11) では、俵山大橋の中央を断層線が通るような位置関係を提案している。これに対して、本研究では既に文献 12) で公開したように、A2 橋台付近に断層線があるとして地震動を作成した。その後、多くの断層パラメータ等の条件を変更して観測波形による検証作業を行い、その結果、本論文では、図-14 に示すように A2 橋台付近を断層線が通り、橋軸の S34° W の方向に断層線が走向していると決定した。

図-15 と図-16 に計算した A1 と A2 橋台付近の入力地震動の加速度波形と減衰定数 5% の加速度応答スペクトルを示す。

図-17 には、両橋台の変位波形と減衰定数 5% の加速度応答スペクトルの比較を示す。なお、図中の記号 BX, BY, BZ はそれぞれ、橋梁の橋軸、橋軸直角、鉛直成分を示す。これらの図から、後述する対象橋梁の固有周期において、水平方向で約 1000gal、鉛直方向で約 800gal にもなっていることがわかる。

図-17 に示す橋台の変位波形から、A1 橋台付近で最大 108cm 沈下し、橋軸方向に 140cm 超の変動が見られる。また、橋軸方向では、A1 と A2 間で 1m 近くの相対変位 (縮む量=A1 永久変位-A2 永久変位) が生じており、橋台と桁間の遊間 50cm を考慮すると、実際の橋梁被害調査結果とほぼ整合している (2 章参照)。また、A1 と A2 橋台の橋軸方向の加速度波形 (図-15 と図-16) と変位波形 (図-17) に注目すると、140m しか離れていない両地点に対し、加速度波形の振幅と位相特性

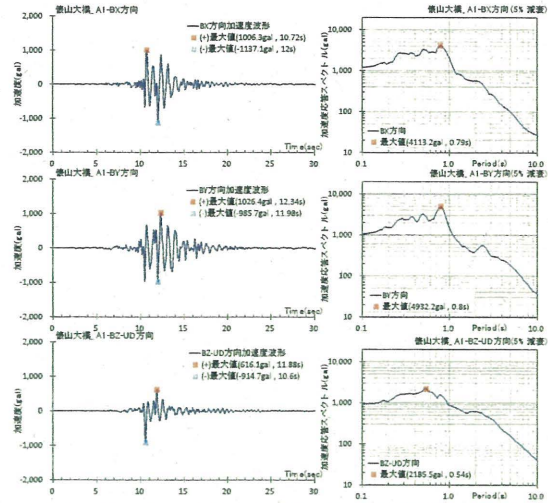


図-15 俵山大橋 A1 橋台付近の地震動波形 (加速度波形と加速度応答スペクトル)

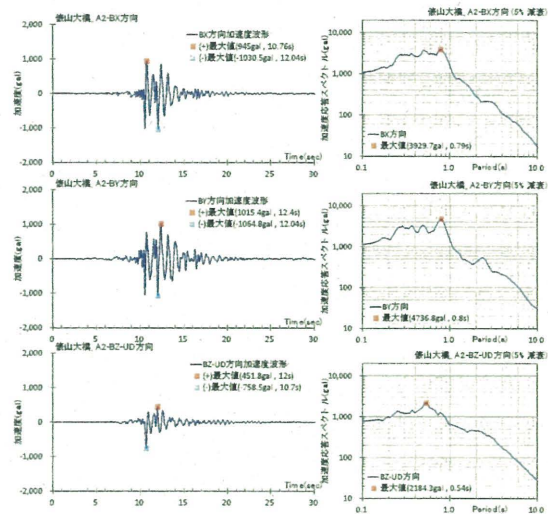


図-16 俵山大橋 A2 橋台付近の地震動波形 (加速度波形と加速度応答スペクトル)

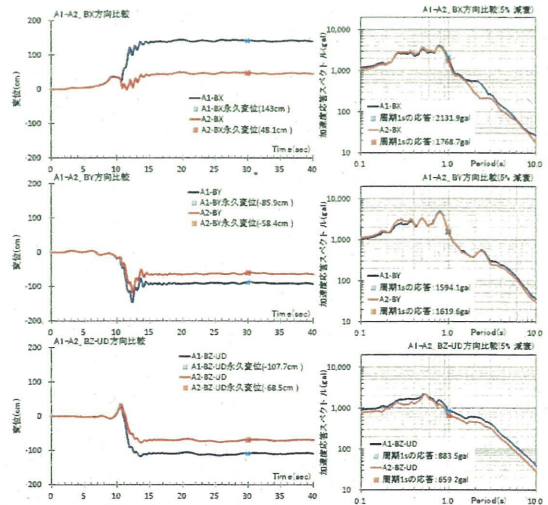


図-17 俵山大橋 A1 と A2 橋台付近の波形比較 (変位波形と加速度応答スペクトル)

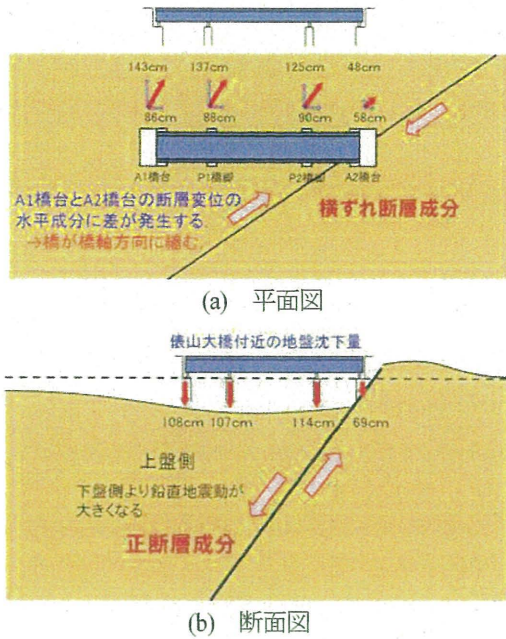


図-18 俵山大橋付近の地盤変動イメージ図

には大きい違いが見られないものの、変位波形では約1m近くの相対変位が生じ、断層近傍の地殻変動の複雑性を示唆している。

以上のような地盤の永久変位を含む大きな地震動加速度波形により、断層近傍の構造物は大きな慣性力とともに、断層変位の影響を大きく受けることになる。図-18に俵山大橋の各橋脚位置における地盤変動のイメージを示す。同図(a)内の矢印は、橋脚毎の橋軸方向と橋軸直角方向の永久変位を合成した地盤変動を示している。

(2) 他の4橋梁付近の地震動波形

ここで、大きな被害を受けたすすきの原橋、扇の坂橋、桑鶴大橋および大切畑大橋の4橋に対しても、同様に各橋梁の橋脚毎の地震動を作成した。紙面の都合により、各橋梁のA1橋台のみの加速度波形と減衰定数5%の加速度応答スペクトルを図-19～図-22に示す。これらの地震動から、最大加速度振幅が1000gal近くに達し、周期1秒付近の加速度応答スペクトルが1500galを超えている。さらに、すすきの原橋、扇の坂橋、桑鶴大橋および大切畑大橋の4橋のNS成分の永久変位はそれぞれ80cm, 72cm, -30cm, 101cm, またEW成分永久変位は、それぞれ138cm, 123cm, -16cm, 131cmとなり、桑鶴大橋以外で、1m以上の大きな断層永久変位が発生することも確認している。このように断層近傍では、橋梁の位置関係によって、永久変位量はいろいろ変わり、また、最大加速度や応答スペクトルの特徴はかなり違っていることがわかる。今後は、これらの橋梁の被害メカニズムを解明するため、本論文で求めた波形を用いて、被害再現解析を実施する予定である。

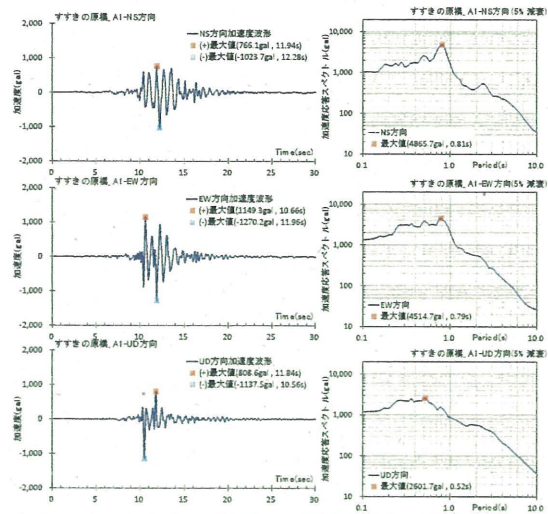


図-19 すすきの原橋 A1 橋台付近の地震動波形 (加速度波形と加速度応答スペクトル)

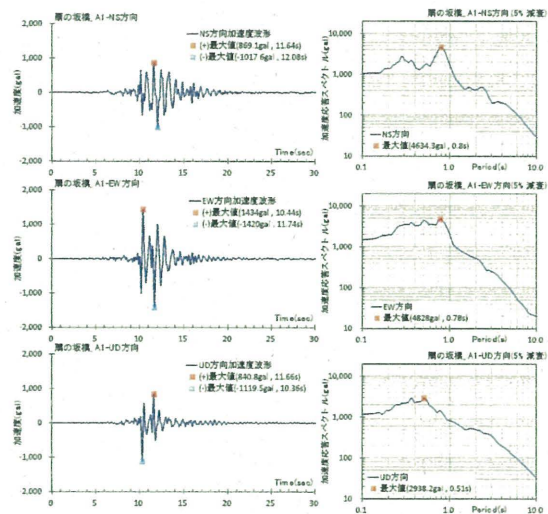


図-20 扇の坂橋 A1 橋台付近の地震動波形 (加速度波形と加速度応答スペクトル)

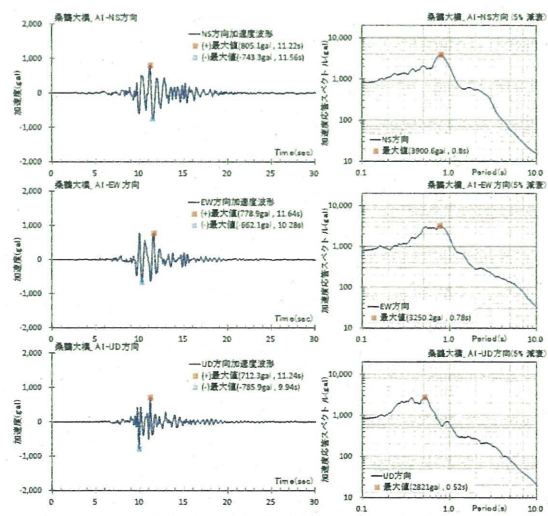


図-21 桑鶴大橋 A1 橋台付近の地震動波形 (加速度波形と加速度応答スペクトル)

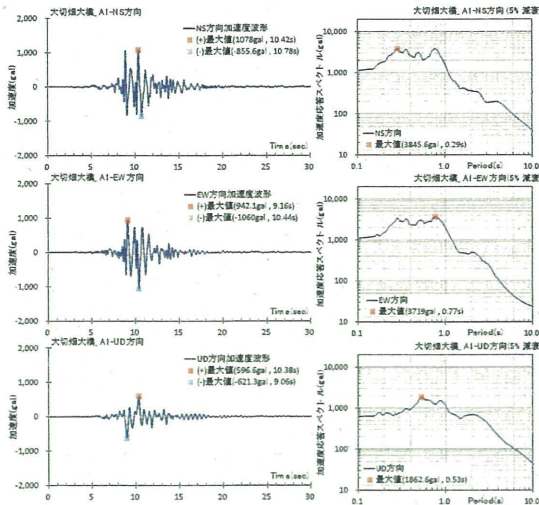


図-22 大切畑大橋 A1 橋台付近の地震動波形 (加速度波形と加速度応答スペクトル)

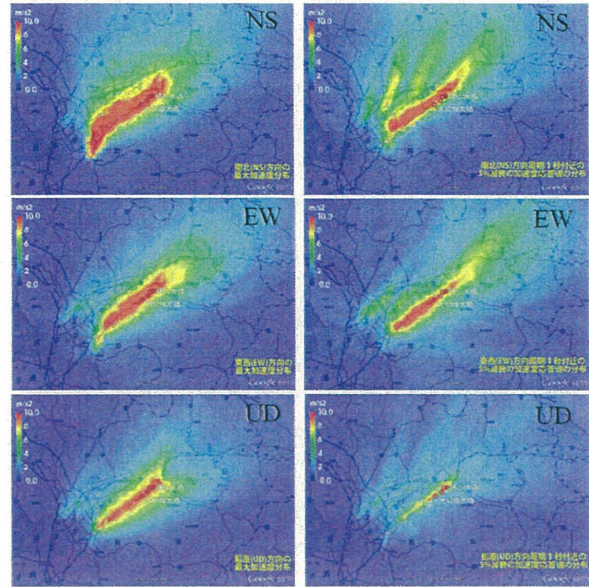
3.5 断層近傍における地震動の分布特性

3.3 と 3.4 では、観測点での観測波形の再現と被害橋梁付近の地震動の推定を試みた。ここでは、同じ震源断層モデルを使って、断層周辺の地震動3成分の最大加速度とキラーパルスと呼ばれる周期1秒付近の減衰定数5%の加速度応答値の分布特性(図-23)を調べる。なお、空間分布の出力メッシュサイズは500mとした。図-23の左側は、最大加速度の分布を示し、右側は加速度応答スペクトル値の分布を示す。図の上中下のグラフは、それぞれ、南北方向(NS成分)、東西方向(EW成分)、と鉛直方向(UD成分)の値を示す。この図から、1000gal以上最大加速度は断層線を挟む周辺の2~3km範囲に集中し、特に南北(NS)方向では、断層走行の直交方向に、広範囲に広がっているのが確認できる。また、周期1秒付近の加速度応答スペクトル値の分布から、1000gal以上の応答値は、3成分ともに断層線上の局所域に集中し、甚大な被害をもたらす原因と考えられる。

4. 対象橋梁の被害再現解析

4.1 対象橋梁およびモデル化方針

図-1に示した俵山大橋に対して、前述した本橋梁地点での地震動を用いて、地震応答解析を実施する。本橋梁の被害を再現させるためのモデル化として、いくつかの方法が考えられるが、本研究では前述した写真-1, 2, 4, 5の被害ができるだけ定量的に評価できるように、主に非線形シェル要素による三次元FEMモデルとした。さらに、各部位の破壊が考慮できる非線形ばねモデルも用いた。図-24にそのモデルの全体図を示す。本研究で作成した橋台および橋脚位置での地震動を、同図内に示すように各橋台および橋脚の地盤ばねの拘束点から、それぞれの地震動(橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向の3成分)W1~W4を作用させる。本解析で使用した解析



最大加速度 加速度応答スペクトル

図-23 断層近傍の地震動最大加速度と周期1秒の減衰定数5%の加速度応答スペクトル値の分布

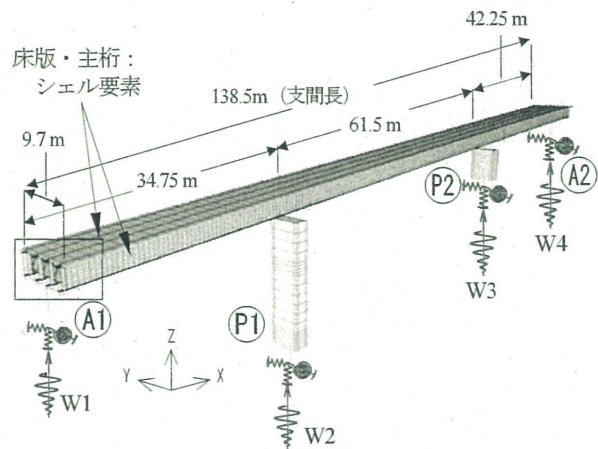


図-24 橋梁全体の解析モデル

ソフトは、全体座標系で多点地震動入力可能なSeanFEM¹³⁾であり、連鎖的な部材破壊も考慮できる¹⁴⁾。

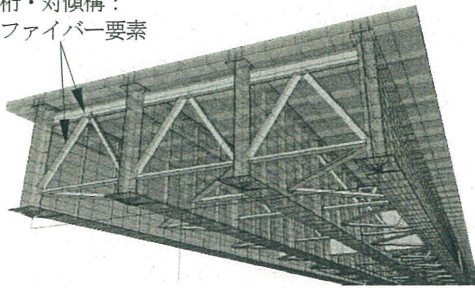
なお、本研究の俵山大橋の解析モデルは、一般社団法人日本橋梁建設協会ウェブサイト¹⁵⁾で公開されている俵山大橋の一般図を基に作成したものであるため、実際の俵山大橋の詳細な部分においては多少異なっていると思われる。ただし、不明な詳細な寸法等については一般的な値を用いたため、橋梁全体の振動特性等はほぼ同じであると考えている。

4.2 解析モデル

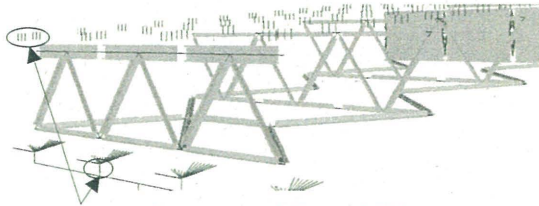
(1) 桁のモデル化

主桁下フランジに局部座屈が発生したため、図-25に示すように主桁を非線形シェル要素でモデル化した。このシェル要素は、応力-ひずみ関係としてひずみ硬化係

横桁・対傾構：
ファイバー要素



(a) 全体図



スラブアンカー・支承：バネ要素

(b) 展開図

図-25 桁の解析モデル

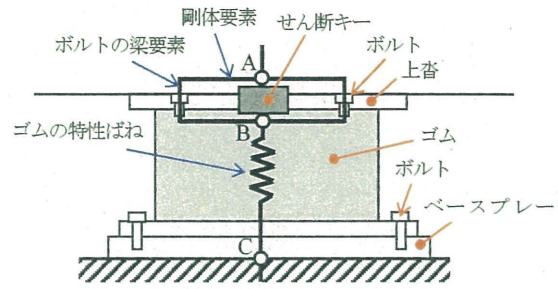
数 $E/100$ のバイリニアモデル、硬化則として移動硬化則、降伏条件として Mises 降伏条件、塑性流れ則として関連流れ則を採用した有限変位・有限ひずみの非線形シェル要素である。下横構には部材座屈が発生したので、それが表現できるようにひとつの部材を複数要素のファイバー要素でモデル化した(図-25)。このファイバー要素の材料構成則としては、ひずみ硬化係数 $E/100$ のバイリニアモデルの移動硬化則とした。床版については、大きな損傷をしていないため、ある程度のコンクリートのひび割れや降伏が考慮できるような RC 床版用の積層タイプシェル要素¹³⁾を使用した。この要素の材料構成則としては、コンクリートの引張強度を低く抑えられる拡張 Drucker Prager を採用している。主桁と床版を接続するスラブアンカーについては、ばね要素でモデル化する。また、主桁と橋脚を接続するゴム支承は、後述するような複数のバネ要素による解析モデルとする。

(2) ゴム支承の想定破壊メカニズムとモデル化

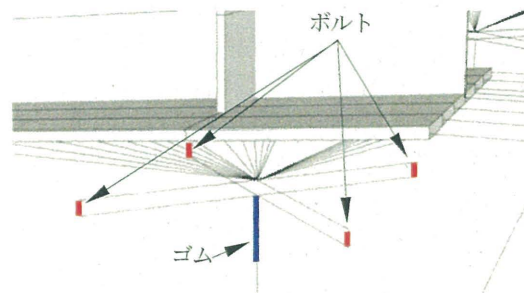
前述したゴム支承の破壊(写真-4)から、次のような破壊メカニズムを仮定した。まず、鉛直地震動等により、上沓セットボルトが破断した。破断後は、サイドブロックが破壊していないため、主桁が鉛直方向に浮き上がった。上沓セットボルトが全て破断すれば、力の伝達がなくなり、それ以上のゴム支承の損傷は発生しないが、ゴム支承ベースプレートのセットボルトまで破断している。この現象から、上沓セットボルト破断後、主桁がゴム支承本体に接触して、ベースプレートのボルトが破断したと仮定した。最終的には、このような破壊メカニズムを経て主桁がゴム支承ベースプレートの隣まで移動した(写真-5)。以上から、対象のゴム支承の破壊については、上沓セットボルトの破断挙動が重要と考えて、その

表-2 仮定したゴム支承の諸元

項目	寸法(mm)等
ゴム支承サイズ(平面) $a \times b$	500×500
ゴム支承サイズ(高さ) Σt_e	200
ゴムの材質 (N/mm^2)	G10
上沓セットボルト	M16
ベースプレートセットボルト	M24
せん断キーのサイズ	$\phi 100$

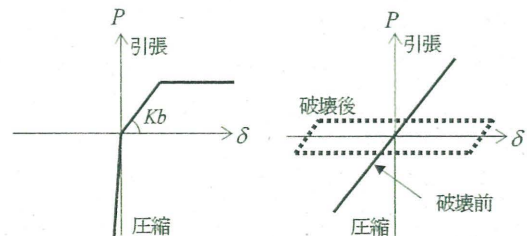


(a) ゴム支承モデル(イメージ)



(b) ゴム支承付近の構造図

図-26 ゴム支承の解析モデル



(a) ボルト(軸方向) (b) ゴム支承(せん断方向)

図-27 ゴム支承のモデル

破断が表現できるようなモデル化を行った。

図-26 にそのモデル化の概要と実際にモデル化した構造図の一部を示している。ゴムの特性としては、水平方向の等価線形ばね(鉛直方向は線形ばね)と回転剛性(線形ばね)で表現する。さらに、ゴムと上沓版の取り付けボルトの破断も考慮するモデルとする。ボルト破断のモデル化については、近似的に引張側だけが完全弾塑性の非対称バイリニアモデル(図-27(a))とした。なお、圧縮側は、ボルトの圧縮剛性ではなく、ゴム支承の鉛直

方向の剛性である。このボルト4本全てが破断した場合には、その位置のゴム支承が機能しないと判断して、ゴムの特性を等価線形ばねから、擬似的に支承破壊挙動が表現できる摩擦を考慮したバイリニアモデル（図-27(b)）へ切り替えるようにした。すなわち、解析中、ボルトの引張軸力（図-26(a)同図内のA点とB点間のせん断力は、せん断キーが負担するため、ボルトは引張軸力のみ）をモニタリングして、ボルト4本全てが破断荷重に達した時点で、ゴムのばね特性を変更するという構造系変更の地震応答解析¹⁰⁾を実施する。また、同時にゴムの水平方向のせん断ひずみが破断ひずみ（350%と仮定）に達していないかどうかを確認する。

なお、本モデルのゴム支承のサイズ等については、現場のおおよその計測結果から、表-2のように仮定したため、実際のサイズと異なっている可能性がある。

(3) 橋台・桁端部のモデル化

本橋梁の桁が橋台のパラペットに衝突するため、衝突位置に図-28(a)に示すようなばねモデルを設定した。桁と橋台の衝突ばねの特性を同図(b)に示す。衝突ばねの遊間は250 mm、そのばね定数は桁の軸方向剛性と仮定した。また、本橋梁の被害ではA2側のパラペットが大きく移動した（写真-5）。それを表現するため、同図(a)に示すようにパラペット、躯体部の橋台背面全面に背面土による水平抵抗が評価できる離散型の背面ばね（三角形分布）を設定した。A2側の背面ばねの特性を同図(c)示す。A1側については、パラペットの移動等の被害がA2側よりかなり小さいため、同図(d)に示す簡易的なパラペット背面ばね（線形ばね）を設定した。なお、この背面ばね定数については、パラペットの移動量等から試験的に衝突ばね定数の1/20と仮定した。

桁端部の橋軸直角方向への移動については、落橋防止装置(PCケーブル)が作動して橋台端部で止まったため、それ以上移動しないように、解析モデル上は橋台端部にストッパー（柔らかい衝突ばね）を設けた。

(4) RC橋脚

大きく損傷していないため、RC橋脚をファイバー要素でモデル化し、コンクリートと鉄筋の構成則については、道示¹⁷⁾で規定されているものを採用した。

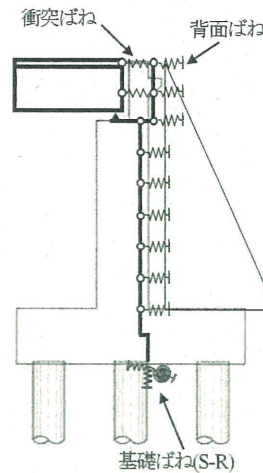
4.3 対象橋梁の周期特性

前述したようにモデル化した対象橋梁の固有振動解析した結果の振動数および振動モードを表-3、図-29に示す。これらの結果から、対象橋梁の基本固有周期は、橋軸直角方向で1.24秒、橋軸方向で1.13秒であることがわかる。

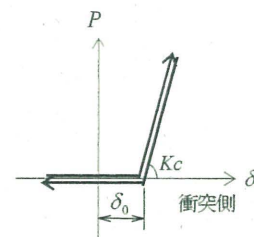
4.4 解析結果および考察

(1) 桁

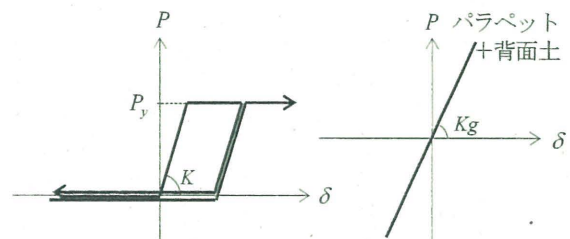
対象橋梁の桁の解析結果を以下に示す。図-30(a)~(c)は、対象橋梁の最大応答変位時（12.78秒）の変形図であ



(a) 橋台～桁端部モデル



(b) 衝突ばねモデル



(c) 背面ばねモデル (A2側)

(d) 背面ばねモデル (A1側)

図-28 橋台・桁端部のモデル化

表-3 固有値解析結果

次数	固有周期 (s)	刺激係数			備考
		X方向	Y方向	Z方向	
1	1.24	1.3.E-02	4.2.E+01	-9.8.E-03	直角
2	1.13	4.4.E+01	-1.3.E-02	-1.3.E-01	橋軸
3	0.93	8.4.E-03	1.9.E+00	-5.9.E-04	直角
4	0.53	-3.9.E-03	-5.5.E+00	-1.6.E-02	直角
5	0.49	1.4.E+01	-8.2.E-03	6.4.E+00	橋軸
6	0.47	-7.5.E+00	-8.8.E-03	1.2.E+01	鉛直

り、同図(d)地震終了後の変形図（表示倍率：1倍）である。まず、同図(a)から、桁全体が圧縮状態になり、A1橋台とP1橋脚の間（A1橋台寄り）で主桁が座屈しているのがわかる。これは、作用させた入力地震動に断層変位が含まれ、この断層変位により橋台A1とA2間が橋軸方向に狭まったからである（図-18参照）。また、この

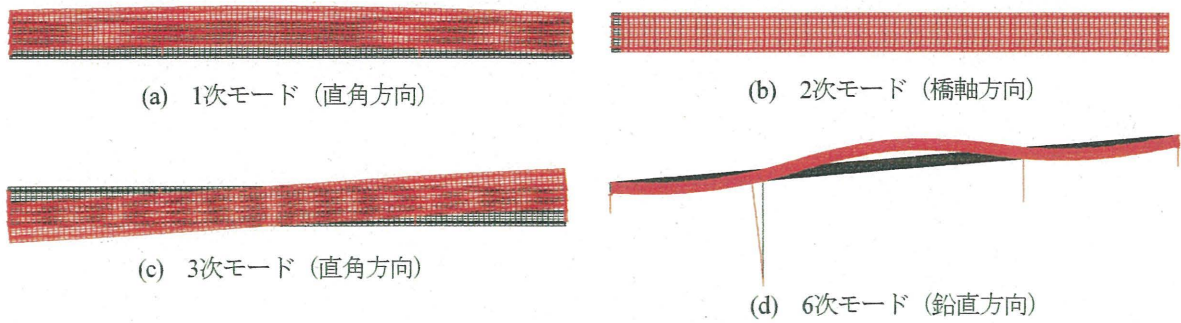


図-29 対象橋梁の基本モード図

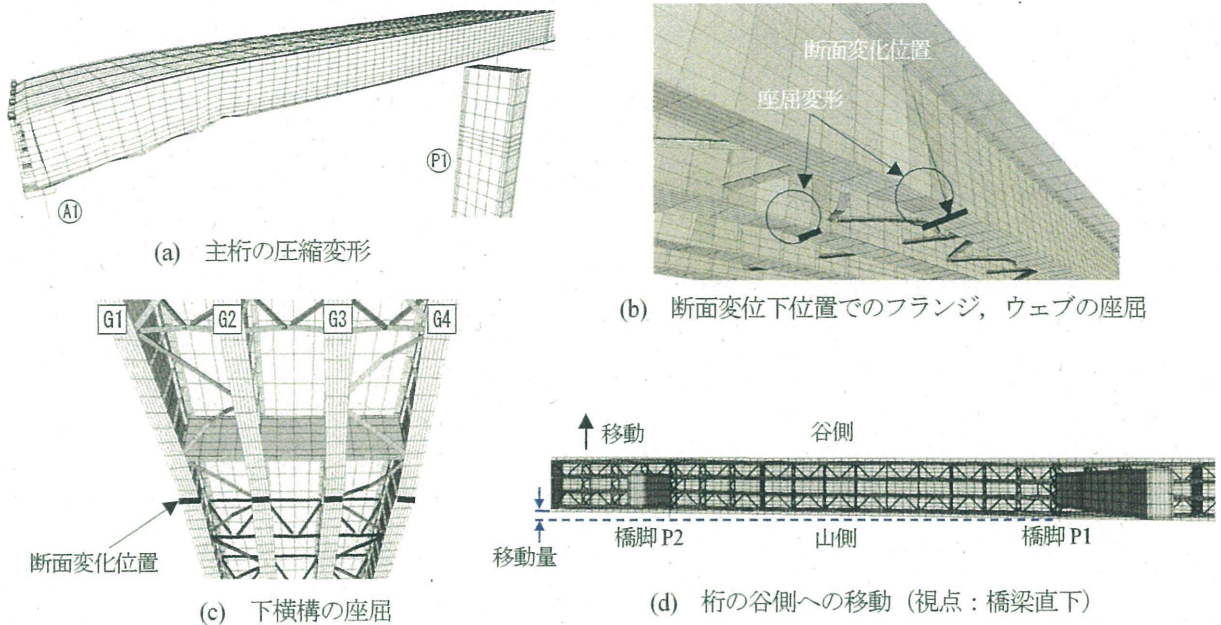


図-30 解析結果の変形図 (変形表示倍率: 1倍)

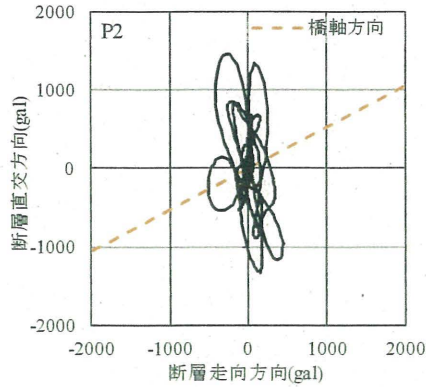
座屈により、主桁と床版が橋軸方向に対して凸状に変形した状態になり、実際の被災状態(写真-2)と傾向が似ている。

しかし、実際に座屈した位置は、A1 橋台と P1 橋脚の間のほぼ中央の下フランジ断面変化位置であり、解析結果の座屈箇所が橋台 A1 寄りであることから、多少異なっている。その断面変化位置を拡大したものが、同図(b)であり、この図から多少ではあるが、解析結果もこの断面変化位置で下フランジおよびウェブが座屈しているのが確認できる。このように大きく座屈している箇所が実際と異なるため、主桁の損傷を正確に再現できていないといえない。再現性が悪い理由として、対象橋梁を詳細な図面通りモデル化していないこと、作用させた地震動と実際の地震動で差があることなどが考えられる。その他の部材損傷状態としては、同図(c)から A1 橋台と P1 橋脚の間の下横構の部材座屈が挙げられ、これは概ね実際の損傷状態(写真-1)を再現できていたといえる。

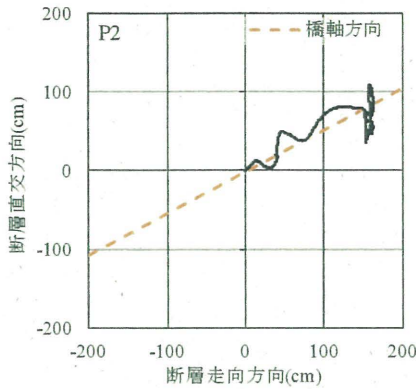
次に、同図(d)からわかるように、桁が橋軸直角方向に谷側へ移動した原因について考察する。P2 橋脚位置に作

用させた入力地震動の中で水平2方向波形の加速度と変位の履歴を平面上に描くと図-31 のようになる。横軸が断層線方向、縦軸が断層線に対して垂直方向の値である。同図内に対象橋梁の橋軸方向も示している。この図から、変位(同図(b))の方向は概ね断層平行方向であるが、最大加速度(同図(a))の方向は断層直交方向であることが確認できる。桁の移動は、橋台と異なり加速度の影響を受け易いので、桁が橋軸直角方向に大きく移動した理由として、このように加速度の方向が橋軸直角方向に近い(断層変位方向と異なる)ことが原因と思われる。

また、前述した入力地震動の加速度波形(図-16)と変位波形(図-17)から、最大加速度の発生時刻が最大変位の発生前になっていることが確認できる。これは、最大加速度が大きな断層変位を生じる前に本橋梁に作用していることになる。このことから、桁の地震時の挙動をまとめると、まず作用させた地震動の加速度により橋軸直角方向に近い方向に桁の振動が始まり、その後、断層変位が徐々に大きくなって、桁全体を橋軸方向に圧縮させるように挙動したと予想できる。



(a) 加速度



(b) 変位

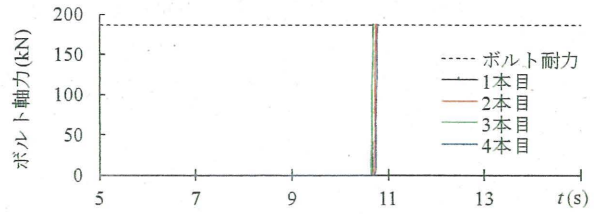
図-31 入力地震動水平2方向波形の加速度と変位の履歴

(2) ゴム支承

橋台 A2 上におけるゴム支承 (G4 桁) のボルト発生軸力およびゴムのひずみの時刻歴グラフを、図-32 に示す。この図から、10.78 秒でボルト 4 本が短時間の内に連続的に破断して、最大加速度作用 (12.0 秒) 前 (ゴムが大きく変形すると予想される前) に全てのボルトが破断していることがわかる。なお、ボルトが破断した時点では、ゴムのせん断ひずみは 140%程度 (仮定した破断ひずみ 350%以下) であるため、ゴムは破断しないといえる。このことから、写真-4 のようにゴムが健全でボルトが破断したことが再現できているといえる。

また、解析上の挙動確認として、ゴム支承の橋軸直角方向変位 (図-26(a)内の B 点と C 点間の水平方向の相対変位) と水平荷重の関係を図-33 に示す。この図から、ボルトが破断する前までは等価線形ばねとして挙動し、ボルト破断後は摩擦だけで抵抗する挙動になっている (モデル化通りになっている) のが確認できる。

ここで、このようにボルトが破断した理由について考察する。まず、前述した図-16 からわかるように鉛直方向の加速度が非常に大きいため、この鉛直方向の加速度が最も大きな原因と考えられる。断層変位の影響も考えられるが、ボルトが破断した時刻から判断して、断層変位の影響は小さいと思われる。また、ここでは省略した



(a) 軸力



(b) ひずみ

図-32 ボルト軸力とゴム支承ひずみの時刻歴

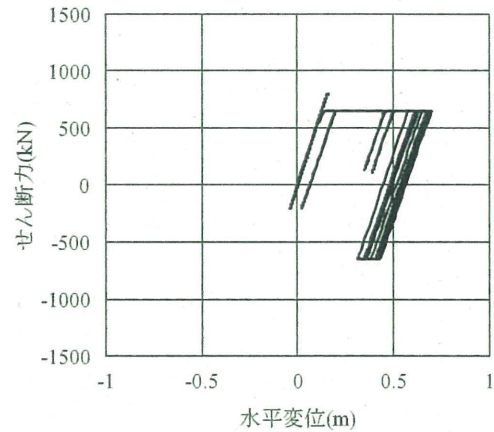


図-33 ゴム支承の荷重変位 (直角方向)

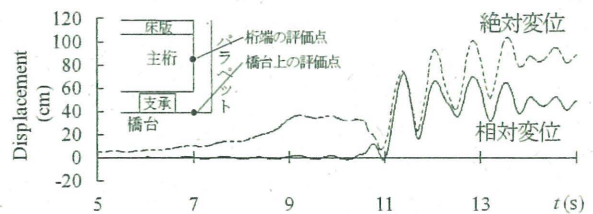


図-34 桁端変位(A2)

が支承位置および支間中央で桁の鉛直変位がほとんど同じであったことから、桁の振動による桁のたわみでボルトが引張破断した可能性は小さいと思われる。

(3) 橋台

A2 橋台側の損傷状態 (写真-5) の再現解析の結果について考察する。図-34 に、A2 橋台上の桁端の変位履歴を示している。同図(a)は桁端の橋軸方向の変位履歴で、絶対変位と相対変位で示している。ここで、絶対変位とは、本解析が絶対座標系で計算しているの、解析結果そのままの値である。相対変位は、桁端と橋台上の桁端位置の差であり、橋台上でどれだけ桁が移動したかを表す変位量である。同図(a)から、橋軸方向に桁端の最大応

答変位が絶対変位で104cm, 相対変位で72cmであった。橋台と桁端の遊間を25cmと設定したため、解析結果上パラペットの移動量は47cmとなる。実際の被害ではパラペットが橋軸方向に約60cmも移動していたので、解析結果の値が小さく、再現性が多少悪い結果となった。この理由としては、前述したように対象橋梁を正確にモデル化していないことも考えられる。

5. まとめ

本研究によって得られた結論を以下に示す。

- (1) 本研究で採用した震源断層モデルを用いて、KiK-net 益城 (KMMH16), K-NET 大津 (KMM005), 気象庁 西原村小森 93048 の地表の観測加速度記録の再現を試みた。その結果、再現波形と観測波形の主要動付近では近い波形特性を示し、特に、観測加速度波形の積分から求めた速度波形と変位波形では、断層運動による永久変位も含めよい精度で再現できた。このことより、震源断層モデル設定の妥当性、及び強震動の計算手法の実記録への適用性が確認できたものと考えられる。
- (2) 対象橋梁付近の地震動計算結果から、橋梁の固有周期において最大加速度応答スペクトルが水平方向で約1000gal, 鉛直方向で約800galになり、特に鉛直方向も大きいことがわかった。さらに、断層変位より、A1とA2橋台間で約1m縮み、橋梁全体が約1m沈下する結果となった。
- (3) 検討対象の橋梁に対して、その地点の地震動を用いて被害再現解析を実施したところ、主桁と床版が橋軸方向に対して凸状に変形、桁が谷側へ移動、ゴム支承の上査セットボルトの破断、および橋台のパラペットの移動など、ある程度の被害再現解析ができたと考えられる。ただし、再現性が多少悪い部位もあるため、対象橋梁の解析モデルの精緻化や作成した地震動の更なる検証が必要である。
- (4) 被害再現解析の結果から、本橋梁の被害に対して、地震動加速度による慣性力（特に鉛直方向の地震動）および断層変位が大きく影響していることが確認できた。

謝辞

本論文の結果は、理化学研究所のスーパーコンピュータ「京」を利用して得られたものです（課題番号: hp150102）。また、京コンピュータ用の強震動計算プログラムを高速化するにあたり、一般財団法人 高度情報科学技術研究機構の小久保達信氏、井上義昭氏、小山田氏に色々ご指導をいただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 原田隆典, 王宏沢: 剛性マトリックスによる水平成層地盤の波動解析, 地震, 第57巻, 日本地震学会, pp.387-392, 2005.
- 2) 王宏沢: 理論的方法による震源断層近傍の地震動特性と長大構造物の応答挙動に関する研究, 宮崎大学工学研究科博士後期課程博士論文, 宮崎大学学術情報リポジトリ (<http://hdl.handle.net/10458/674>), 2006.
- 3) 原田隆典, 野中哲也, 王宏沢, 岩村真樹, 宇佐美勉: 震源断層近傍における上路式鋼トラス橋の応答特性, 構造工学論文集, Vol.55A, PP.573-582, 2009.
- 4) 産業技術総合研究所地質調査総合センター: 2016年熊本地震に伴って出現した地表地震断層, 「第四報」緊急現地調査報告 [2016年5月13日], <https://www.gsj.jp/hazards/earthquake/kumamoto2016/kumamoto20160513-1.html>, (2016年9月23日閲覧)
- 5) 防災科学技術研究所: 近地強震記録を用いた平成28年(2016年)熊本地震(4月16日1時25分, M7.3)の震源インバージョン解析, http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/topics/Kumamoto_20160416/inversion/, (2016年9月23日閲覧)
- 6) 額田一起, 小林広明, 三宅弘恵: 2016年4月14・16日熊本地震の震源過程, 東京大学地震研究所・情報学環, <http://taro.eri.u-tokyo.ac.jp/saigai/2016kumamoto/index.html#C>, (2016年9月23日閲覧)
- 7) 山下裕亮, 松本聡, 中元真美, 松島健, 宮崎真大, 清水洋, 飯塚能久 (2016熊本地震合同地震観測グループ): 緊急合同余震観測データを用いた高精度震源決定結果から推定される2016年熊本地震震源域の断層構造(序報), 日本地球惑星科学連合2016年大会, 2016.
- 8) 国土地理院: 平成28年熊本地震の震源断層モデル(暫定), <http://www.gsi.go.jp/common/000140781.pdf>, (2016年9月23日閲覧)
- 9) 防災科学技術研究所: J-SHIS 地震ハザードステーション, <http://www.j-shis.bosai.go.jp/map/>, (2016年9月23日閲覧)
- 10) Boore, D. M., C. D. Stephens and W. B. Joyner: Comments on Baseline Correction of Digital Strong Motion Data: Examples from the 1999 Hector Mine, California, Earthquake, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 92, pp.1543-1560, 2002.
- 11) 松田泰治: 熊本県内の地震被害全般と熊本大学の取り組み, 平成28年度土木学会全国大会特別セッション熊本地震報告会資料, 2016.9.
- 12) 本橋英樹, 野中哲也, 馬越一也, 原田隆典: 熊本地震の断層近傍の橋梁に対する地震力と崩壊メカニズムの一考察, 第19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, pp.191-198, 2016.7.
- 13) 株式会社耐震解析研究所: SeanFEM User's Manual, 2009.
- 14) 野中哲也, 宇佐美勉, 岩村真樹, 廣住敦士, 吉野廣

- 一:連鎖的な部材破壊を考慮した鋼橋のリダンダンシ
一解析法の提案, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.779-791,
2010.
- 15)橋梁年間データベース:一般財団法人日本橋梁建設
協会, <http://www.jasbc.or.jp/kyoryodb/detail.cgi?id=17322>,
(2016年9月23日閲覧).
- 16)野中哲也, 岩村真樹, 宇佐美勉:進行性破壊を考慮
したトラス橋の地震応答解析, 構造工学論文集,
Vol.54A, pp.293-304, 2008.
- 17)(社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計
編, 丸善, 2012.

(2016年9月26日受付)

(2017年2月1日受理)