第26回橋梁等の耐震設計シンポジウム
講演論文集（2023年7月）

# 大切畑大橋の詳細損傷分析

幸左　賢二[1]・渡邊　学歩[2]・後藤　僚一[3]・金山　亨[4]

[1]正会員　Ph.D　九州工業大学名誉教授（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1）
[2]正会員　博士(工)　山口大学大学院創成科学研究科（〒725-8611 宇部市常盤台 2-16-1)
[3]正会員　パシフィックコンサルタンツ株式会社（〒101-8462 東京都千代田区神田錦町 3-22）
[4]正会員　（株）構造計画研究所（〒164-0011東京都中野区中央4-5-3）

## 1. はじめに

熊本地震においては多数の橋梁に被害が発生している．特に大切畑大橋においては橋脚ばかりでなく支承の破断などの特徴的損傷が見られた．ここでは過去に実施された種々の調査結果と基に，構造物の損傷状況,構造物の変形状況を取りまとめることにより，詳細動的解析を実施するための解析モデル，解析条件を明らかにする．

## 2. 地震動の特徴

**図-1**に大切畑大橋と西原村小森観測点の関係を示す．両地点は断層沿いにあり，直線距離としては2.4 kmであることから大切畑大橋で発生した断層近傍の地震動の特徴を有していると考えられる．

**図-2**には西原村小森の地震応答スペクトルを示す．また**図-3**には兵庫県南部地震のJR鷹取駅の地震応答スペクトルを示す．川島ら[1]は以下のように西原村小森と鷹取波形の特徴について説明を加えている．

**図-2**に示すように，西原村小森では周期0.8秒で加速度応答スペクトル$S_A$は 3 G，速度応答スペクトル$S_V$は3.5 m/sに達している．加速度応答スペクトルや速度応答スペクトルが大きくなる周期幅も広く，後述のJR鷹取駅記録と並んで構造物に強烈な影響を与える地震動である．また最大速度が 2.56 m/s という非常に大きな観測値を記録している．**図-3**に示すように兵庫県南部地震でのJR鷹取駅記録は 1.2 秒の加速度応答スペクトルが 2.0 G，1.2 秒および 2.0 秒の速度応答スペクトルは4.0 m/sに達している．以上のように鷹取駅記録と同様に西原村小森の記録は過去の観測地震波のうち，もっとも構造物に大きな損傷を発生させる地震波であり，ほぼ同程度の強烈な

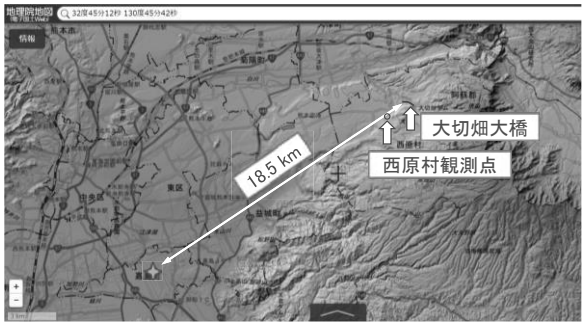



**図-1** 大切畑大橋と西原村小森観測点の関係

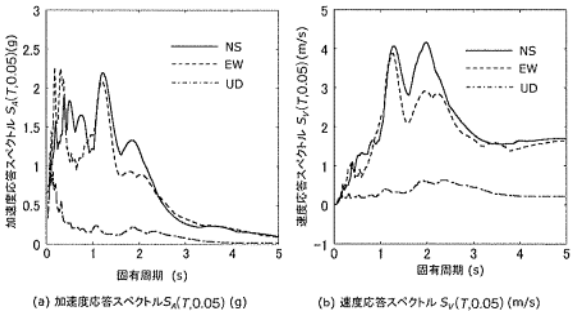



**図-2** 西原村小森の地震応答スペクトル

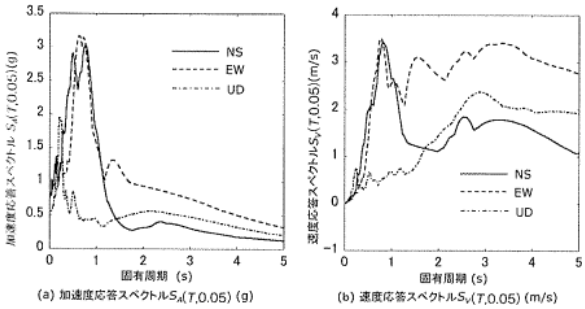



**図-3** JR 鷹取駅の地震応答スペクトル

波形と考えられる[2].

## 3. 大切畑大橋の概要

**図-4**に大切畑大橋一般図を示す．本橋はA1橋台

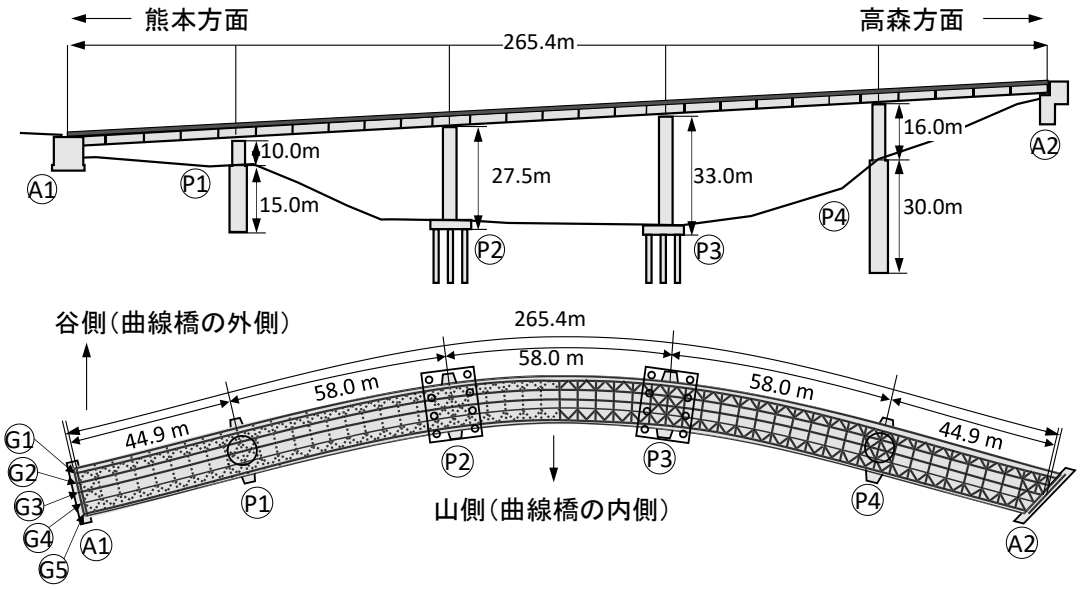



**図-4**　橋梁一般図

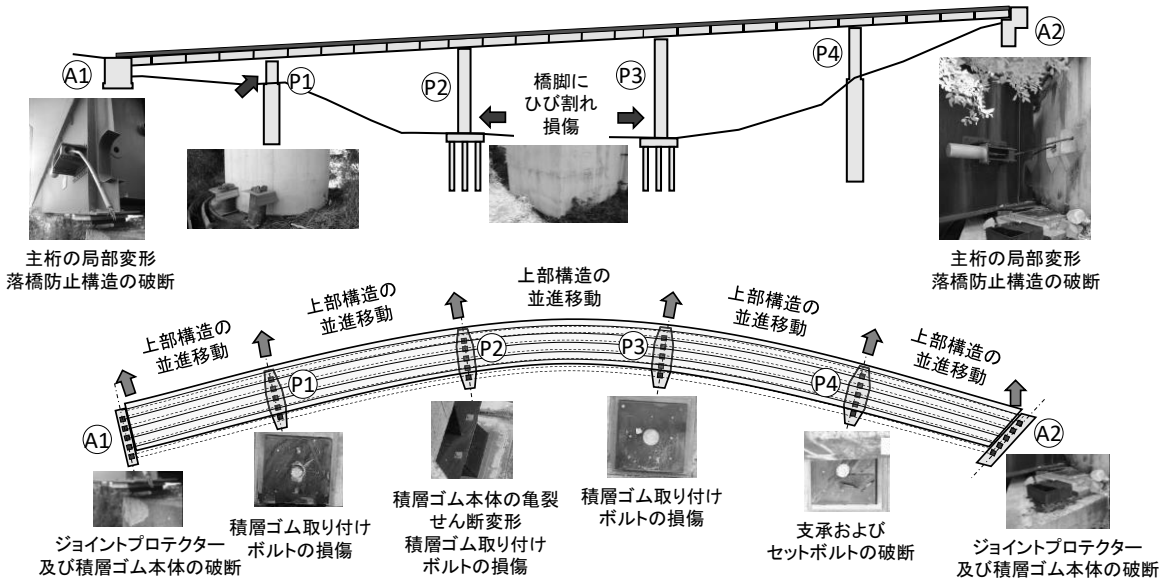



**図-5**　橋梁の損傷状況

の法線方向が東西方向に対応した橋長 265.4 mの5径間連続非合成鋼桁橋(44.9 m，58.0 m，58.0 m，58.0 m, 44.9 m)である[3),4),5)]．橋脚高さは P1(中実断面)：10.0 m，P2(中空　断面)：27.5 m，P3(中空断面)：33.0 m，P4(中空断面)：16.0 mと不等の橋脚高さとなっている．

参考文献によると平成2年の道路橋示方書に基づいて当初設計がなされた後，平成8年の道路橋示方書に基づいて修正設計がなされ2001年に竣工している．設計上の地盤種別はⅡ種である．

**図-5**には橋梁の損傷状況を示す．A1橋台側の落橋防止ケーブルは桁が橋軸直角方向へ1m移動するのに伴って10本のケーブルはすべて破断している．

これに対してA2橋台側のPCケーブルは被覆材に接触の痕跡が認められるものの破断には至っていない．A1とA2両橋台の支承はゴム本体で破断しており，P1，P3，P4橋脚の支承はゴムと上支承あるいは下支承の取付ボルトが破断して，主桁は橋軸直角方向に1m移動して逸脱している．一方，P2橋脚のみゴム支承は破断していないものの北側に残留変位が生じている．P2，P3橋脚の基部付近には水平ひび割れが多数確認され，その最大ひび割れ幅は 3 mm 程度あった．

**写真-1**には橋梁の地盤変位を示す．**写真-2**には参考文献6に示す崩壊地全景を示す．**写真-1, 2**に示すように本橋の南側斜面では斜面崩壊が発生しており，本橋周辺でも地すべりの変状が認められた．参考文献7によると特にA1橋台北側では橋台とその周辺地

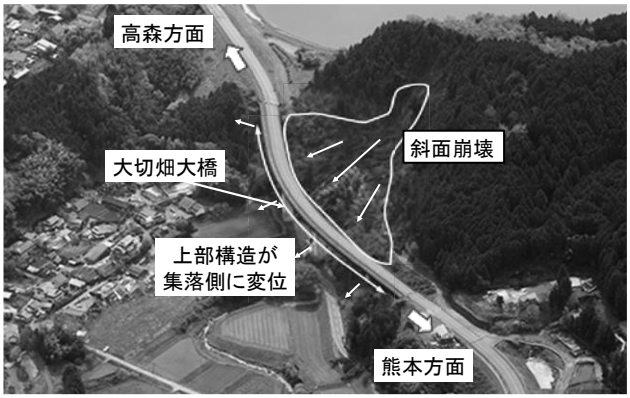



**写真-1**　橋梁周辺の地盤変位




**写真-2**　崩壊地全景（国際航業，パスコ撮影）

**表-1**　下部工移動量

| 下部構造 | 損傷状況 |
|---|---|
| A1 | ジョイントプロテクターの損傷，<br>積層ゴム本体の破断 |
| P1 | 積層ゴム取付けボルトの損傷 |
| P2 | 積層ゴム本体の亀裂，せん断変形 |
| P3 | 積層ゴム取付けボルトの損傷 |
| P4 | 積層ゴム取付けボルトの損傷 |
| A2 | ジョイントプロテクターの損傷，<br>積層ゴム本体の破断 |



**写真-3**　A1 橋台 G5 支承

盤が地震前に比べて 0.5 m 移動した痕跡が確認されている．

参考文献6によると当該地すべり地形は大峰山の火山岩風化層を主体に，大切畑橋梁に向かって長さ 150 m，幅 250 m，傾斜角 38 ° の北向き斜面が崩壊性地すべりを起こしたとみられる．崩壊前の地形図では当該崩壊斜面は主尾根から左右に派生する小尾根に挟まれた斜面に相当する．このような地形箇所は地質が脆弱である場合が多く，地すべりや崩壊の発生事例が多い．

## 4. 支承の損傷状況

支承の損傷状況については参考文献2，3，4，8，9で詳しく分析されており，本節ではこれらの結果を取りまとめる．支承形式は地震時水平力分散構造として積層ゴム支承が採用されており，水平方向の支持条件は橋軸，橋軸直角方向とも弾性支持となっている． A1橋台，A2橋台の支承にはレベル1地震時にジョイントを保護するためのジョイントプロテクターとしてサイドブロックが設置されている．

**表-1**には，支点位置ごとに積層ゴム支承の損傷状況を示す．A1，A2橋台部の支承はジョイントプロテクターが損傷し，積層ゴム本体が完全に破断している．**写真-3**は，A1橋台G5支承の損傷状況である．

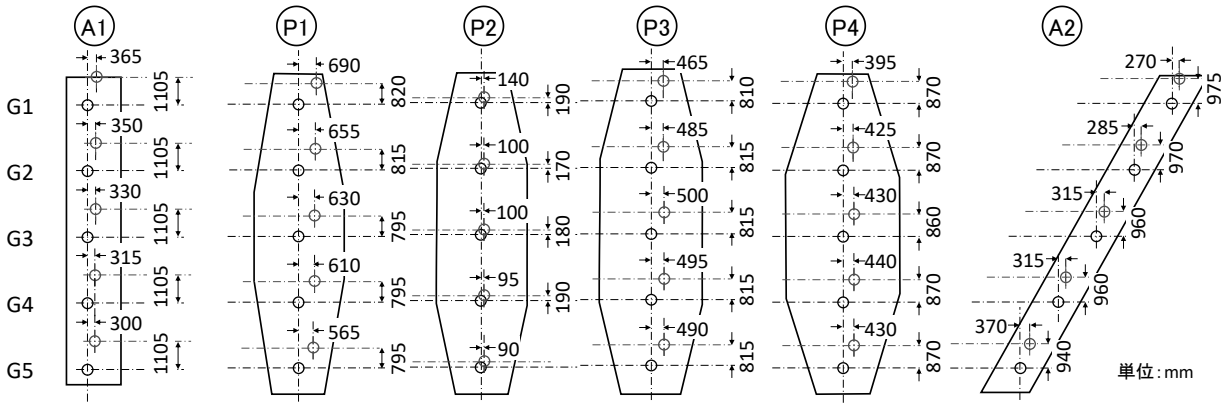
一方，中間橋脚であるP1，P3，P4橋脚でセットボルトまたは積層ゴム取付ボルトが損傷し，主桁が支点位置より谷川に変位した位置で止まっていた．本橋梁において水平力支持機構を完全には失わなっかったのがP2橋脚の支承である．積層ゴムは大きく谷側にせん断変形した状態で止まっていたが，中には亀裂の発生しているものもあった．

**図-6**には沓座位置と上部工の離れを示す．G1桁ではA1（365 mm，1105 mm），P1（600 mm，820 mm），P2（120 mm， 190 mm），P3（465 mm，810 mm），P4（395 mm，870 mm）， A2（279 mm，975 mm）と，それぞれ移動しており，P2を除きほぼ橋軸直角方向北側に1 m 近く移動している．同様の挙動がG5桁でも認められることからほぼ同一方向に移動していることが分かる．

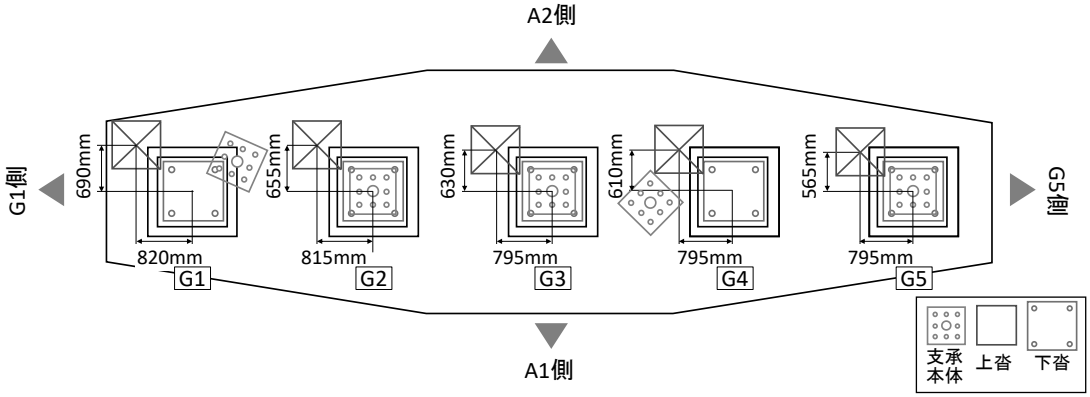
**図-7**には，例としてP1橋脚の地震後の支承，上沓，下沓のそれぞれの位置を示すが，G1，G4では上沓，支承本体，下沓が分離していることから，上沓取付けボルトおよび下沓取付けボルトが損傷していることが分かる．これに対してG2，G3，G5桁では支承本体は分離していないことから上沓取付けボルトの破断が主たる損傷と考えられる．

## 5. 橋脚の損傷度

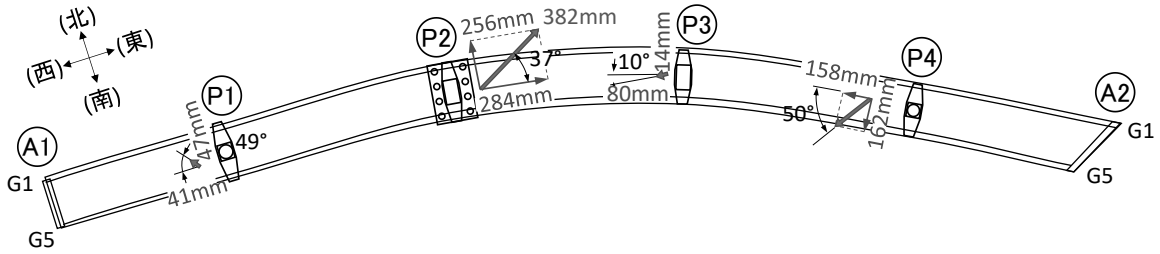
前述の**図-5**に示すようにP2，P3橋脚には数多く




**図−6**　沓座と上部工の離れ




**図−7**　地震後の支承，上沓，下沓の位置




**図−8**　橋脚の残留変位

の水平ひび割れが発生している．これに対してA1，P1橋脚，P4橋脚，A2橋台の損傷は軽微であることが報告されている．これはP2，P3橋脚は橋脚高さ27.5 m，33.0 mと高橋脚で曲げ変形が発生しやすかったとも考えられる．これに対してP1，P4橋脚は深礎基礎であるから，深礎面でひび割れが発生している可能性が指摘できる．ここではまずP2橋脚の損傷状況について考察を加える[10]．

**図−8**には橋脚の残留変位を示す．高橋らは参考文献10において，P2橋脚の橋軸・橋軸直角方向の合力としての残留変形 382 mmから数値解析により地震時の最大橋脚変位量を 531 mmと推定している．また，同参考文献から数値を読み取ると基部の降伏変位は 70 mmと推定されることから $7\delta_y$ 相当の変形が発生するとともに，基部には圧壊による縦ひび割れが発生していることからコンクリートは終局状態に達していたと推定している．

**図−9**には，P2橋脚のひび割れ発生状況を示すが，橋脚全体に天端付近までひび割れが分布していることが分かる．基部付近の2D(7.0 m)区間に着目すると基部から 0 m ～ 3.5 m 区間では 2.0 ～ 4.0 mm 幅の4本のひび割れが発生，3.5 ～ 7 m 区間では 2.0 ～ 4.0 mm 幅の4本のひび割れが発生している．

これを回転角に換算して残留変位を算定すると式(1)のようになる．

$$\frac{14 \cdot 22970}{3500 \cdot 0.8} + \frac{14 \cdot 19470}{3500 \cdot 0.8} = 212.2 \text{ mm} \qquad (1)$$

以上の値は計測された**図−8**に示す橋軸方向の残留変位 284 mm に対応した値となっている．

ついで，P3橋脚の損傷状況について考察を加える．**図−10**には，P3橋脚のひび割れ状況を示すが，橋脚

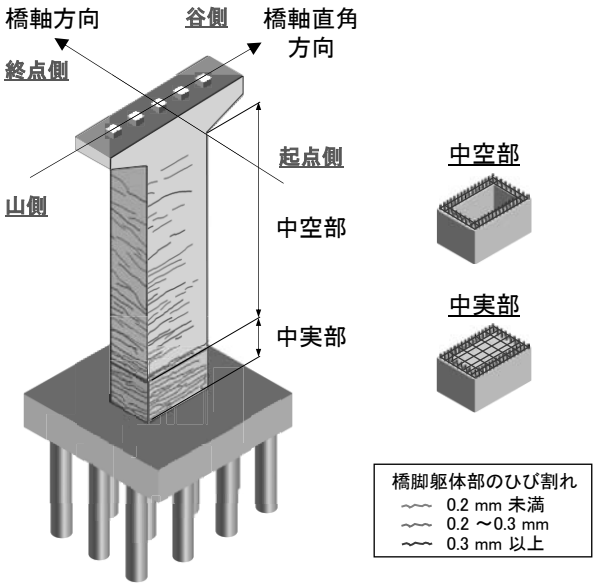



図-9 P2 橋脚の損傷状況

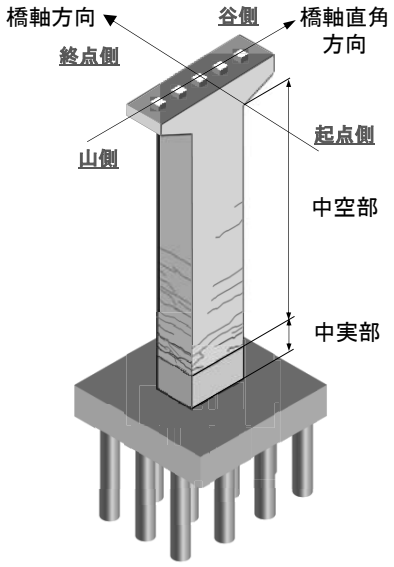



図-10 P3 橋脚の損傷状況

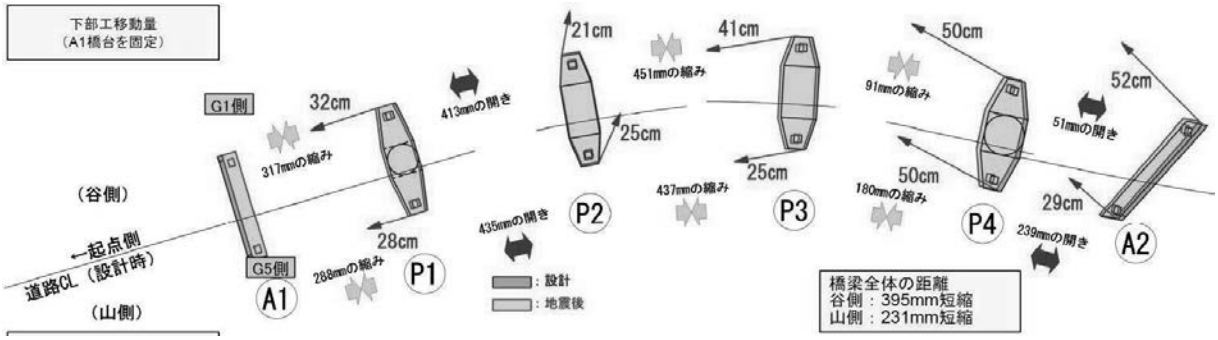



図-11 G1,G5 側の下部工間の相対的移動量

高さの1/3の範囲でひび割れが分布していることが分かる．基部付近の2D（7.0m）区間に着目すると0.2～0.6mmのひび割れが6本程度発生している．

これを回転角に換算して残留変位を算定すると式(2)のようになる．

$$\frac{1.2 \cdot 28540}{3500 \cdot 0.8} + \frac{1.2 \cdot 25040}{3500 \cdot 0.8} = 22.96 \text{ mm} \qquad (2)$$

以上の値は計測された橋軸方向の残留変位 80 mm に比べると非常に小さい値となっている．

P2橋脚と同様にP3橋脚に対して高橋らは参考文献10に示すようにP3橋脚の橋軸・橋軸直角方向の合力としての残留変形 81 mm から数値解析により地震時最大橋脚変位量を 276 mmと推定している．文献から読み取ると基部の降伏変位は 70 mmと推定されることから，$3\delta_y$相当の変形が発生したと考えられる．

以上の結果をまとめると，P2橋脚は主鉄筋の座屈は確認されなかったものの，ひび割れ状況からは終局変位近傍の損傷状況であったと考えられる．一方P3橋脚はひび割れ状況からP2橋脚に比べて軽微であるもの，基部付近では$3\delta_y$程度の損傷が発生していると考えられる．

## 6. 下部工の移動量

地震時における下部構造の変位量の検討を行う．図-11にはG１, G5桁間の測量結果から求めた橋座・梁部の移動量を示す．A1橋台 - P1橋脚間ではG1桁部で 317 mm の縮みG5桁部で 286 mm の縮みが発生している．P1-P2橋脚間では 413 mm の開きと 435 mm の開きが発生している．P2-P3橋脚間では 451 mm の縮みと 437 mm の縮みが発生している． P3-P4橋脚間では 91 mm の縮みと 180 mm の縮みが発生している．P4-A2間では 51 mm の開きと 239 mm の開きが発生している．

またCAD座標から求めたP1の橋脚の移動量を求めるとG1で 320 mm, G5で 280 mm 移動している．基礎の移動量は図-11の橋座・梁部の移動量から前述の図-8に示す橋脚の残留変位を控除した値であることから表-2に示すように橋脚の移動量を求める．

図-12には代表例としてP1橋脚の算出例を示す．

表-2　下部工移動量

| 下部構造 | 基礎移動量 | |
|---|---|---|
| | 橋軸方向 X (m) | 直角方向 Y (m) |
| A1 | 0.000 | 0.000 |
| P1 | -0.240 | -0.108 |
| P2 | -0.192 | -0.078 |
| P3 | -0.248 | -0.056 |
| P4 | -0.238 | 0.365 |
| A2 | -0.294 | 0.279 |

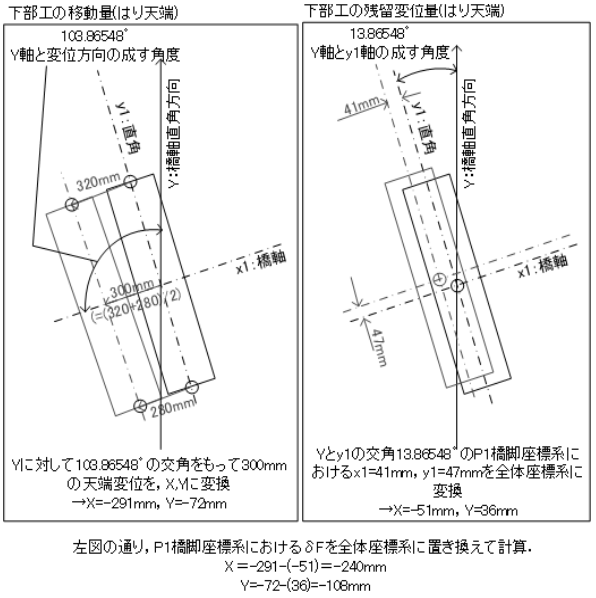



図-12　下部工の移動量の算出方法

橋脚の梁天端の平均移動量は 300 mm となる．橋軸方向および直角方向への全体座標系での移動量を求めると 291 mm，-72 mm となる．これに対して橋脚の傾きによる移動量 41 mm，47 mm を全体座標系の移動量に変換すると-51 mm，36 mm となる．よって橋脚基部での移動量を求めると -240 mm，-108 mm となる．A1点の移動量をゼロと仮定すると，A1橋-P1橋脚間は橋軸方向には -0.240 m，橋軸直角方向には -0.108 m 移動している．同様にしてP1-P2橋脚間の相対的な移動量(橋軸方向 0.048 m，橋軸軸直角方向 0.030 m)，P2-P3橋脚間(-0056 m，0.022 m)，P3-P4橋脚間(0.010 m，0.421 m)，P4-A2橋脚間(-0.056 m，-0.086m)となる．

以上をまとめると各橋脚間の相対的移動量は橋軸方向，橋軸直角方向とも高々 0.4 m 程度であることが分かる．

## 7. まとめ

既往の文献を基にした大切畑大橋の損傷分析結果を以下に取りまとめる．

1) 大切畑大橋近傍で観測された西原村小森の地震波形は，過去の観測地震波の中では鷹取駅記録波に匹敵する極めて強烈な波形であったと考えられる．
2) A1，A2橋台部の支承はジョイントプロテクターが損傷し，積層ゴム本体が完全に破断していた．一方，中間橋脚ではP1，P3，P4橋脚でセットボルトまたは積層ゴム取付けボルトが損傷し，主桁が支点位置より谷川に変位した位置で止まっていた．
3) P2橋脚は主鉄筋の座屈は確認されなかったが，ひび割れ状況からは終局変位近傍の損傷状況であったと考えられる．
4) 橋脚の移動量の測定によると橋脚間の相対的な移動量は橋軸方向，橋軸直角方向ともせいぜい 0.4 m 程度であると推測される．

### 参考文献


1) 川島一彦：耐震工学，pp.16-22，鹿島出版会，2019.
2) 土木学会 地震工学委員会：2016 年熊本地震被害調査報告書，2019.
3) (一般社団法人)九州橋梁・構造工学研究会：2016 年熊本地震被害調査・分析報告書，2019.
4) 国土交通省 国土技術政策総合研究所：平成 28年度熊本地震土木施設被害調査報告，国総研資料第 967 号，pp. 278-285, 2017.
5) 土木学会 地震工学委員会：性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会活動報告書，2018.
6) 藤倉修一，川島一彦：2015 年熊本地震による道路橋の被害概要，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講演論文集，pp.161-168，2016.
7) 檜垣大助，綱木亮介，寺田秀樹，坂口哲夫，上野雄一：平成28 年熊本地震災害合同調査団報告，(一社)斜面防災対策技術協力会
8) 大住道生，横山明弘，江口康平：ゴム支承の耐久性に係る品質確保のための評価手法に関する研究，土木研究所 橋梁構造研究 G.
9) 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に関するシンポジウム講演論文集，pp.121-128，2017.
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，Vol. 74，No. 4，I_179-I_187，2018.