

論文 3 ヒンジ式プレキャストアーチカルバートの損傷メカニズムと補強方法に関する検討

山崎 旬也*1・野田 翼*2・石田 雅博*3・中村 洋丈*4

要旨：2011年の東北地方太平洋沖地震により3ヒンジ式プレキャストアーチカルバートに損傷が生じた。このようなアーチカルバートは耐震補強を行う必要があるが、どのような耐震補強が有効なのか、具体的な対策がないのが現状である。そこで、本研究では動的遠心模型実験により3ヒンジ式プレキャストアーチカルバートの損傷メカニズムの解明と補強方法の検討を行った。その結果、損傷はカルバートに作用する縦断方向の荷重によるものであることが分かった。補強方法は、縦断方向に連結することが効果的であり、脚部と頂部を補強することにより、脚部のみの補強に比べ、補強量を低減できることが分かった。

キーワード：3ヒンジ式プレキャストアーチカルバート、動的遠心模型実験、損傷メカニズム、補強方法

1. はじめに

近年、建設現場では人手不足を背景に現場作業の省力化や効率化を目的として、コンクリート構造物のプレキャスト化が行われている。カルバート等の地中構造物についても、場所打ちに替えて大型のプレキャスト部材を用いた工法の採用実績が増えている。また、プレキャスト工法は、国土交通省の取り組む、建設現場の生産性向上を目的とした方策「i-Construction」においても、課題解決の手段として挙げられている。

地中構造物であるカルバートは、一般的に図-1に示すような、横断方向（函軸直角方向）の耐荷力によって上載荷重を支えており、縦断方向（函軸方向）に上載荷重の支持機能は無いとされている¹⁾。道路土工カルバート工指針²⁾では、実績を考慮し、カルバートの延長は短く、また、縦断方向に適切な間隔で継手を設けるため、地震動の照査は横断方向についてのみ行えばよいとしている。鉄道構造物の開削トンネルの設計³⁾では、縦断方向の検討は、地層構成などが縦断方向で大きく変わるような場合を除き、構造細目を守ることで、検討を省略することが可能とされている。このような背景から、地中構造物の耐震性能に関する研究においては、横断方向の研究が優先されてきた。

同様に、プレキャストアーチカルバートにおける耐震性評価について、これまで多くの研究⁴⁾⁵⁾⁶⁾が行われてきたが、これらは横断方向のみの耐震性能評価を行っているもので、縦断方向に関する研究は少ない。縦断方向の研究に関しては、澤村ら⁷⁾が1/50モデルの模型を使用し動的遠心実験を実施しており、プレキャストアーチカルバート同士を縦断方向に連結しない場合は、縦断方向の

目地部の目開きによって、盛土がカルバート内部に流入する可能性を指摘しているが、縦断方向の地震時要求性能の明確化には至っていない。このように、プレキャストアーチカルバートは縦断方向の耐震性能が十分に解明されていない。

そのような中、2011年東北地方太平洋沖地震において、3ヒンジ式プレキャストアーチカルバート（以下、3ヒンジアーチと称す。）に写真-1~3に示すような接合部のコンクリート片の剥落が高速道路で生じた⁸⁾。3ヒンジアーチは、写真-4に示すように脚部に2箇所と頂部に1箇所、計3箇所のヒンジ接合部を持つ、鉄筋コンクリートの構造物である。藤原ら⁹⁾は、この損傷が、カルバート縦断方向の強い地震動により、部材同士が強く接触し合い発生したものと推測している。このような損傷はカルバートの内空断面が確保できなくなるような損傷では無いが、コンクリート片の落下による第三者被害が想定されるため、耐震補強を行う必要があると考えられる。しかしながら、どのような耐震補強が有効なのか、具体的な対策がないのが現状である。

そこで、本研究では、動的遠心模型実験により、3ヒンジアーチの縦断方向の損傷メカニズムの解明および補強方法について検討を行うものである。

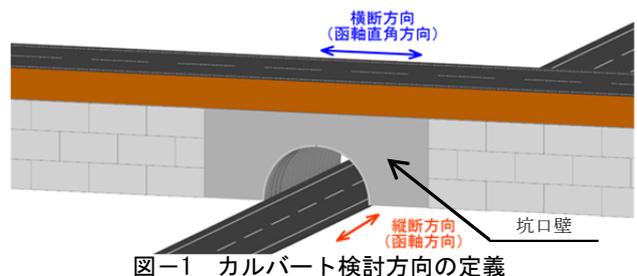


図-1 カルバート検討方向の定義

*1 (国研) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 交流研究員 (正会員)

*2 (国研) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 研究員 工修 (正会員)

*3 (国研) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員 工修

*4 中日本高速道路(株) 東京支社 秦野工事事務所 工事長 工博



写真-1 ヒンジ部の損傷(その1)



写真-2 ヒンジ部の損傷(その2)



写真-3 落下したコンクリート片



(a) 供用時



(b) 施工時

写真-4 3ヒンジアーチの全景



写真-5 遠心実験機

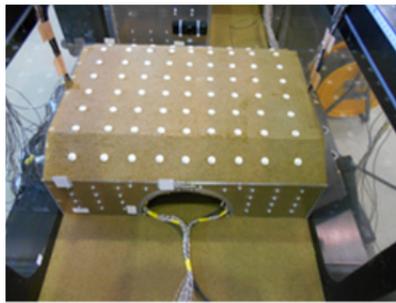


写真-6 模型設置状況

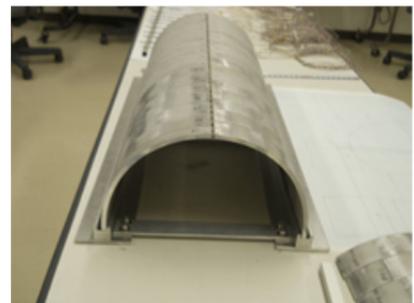


写真-7 3ヒンジアーチ模型



写真-8 帯状補強材の設置状況

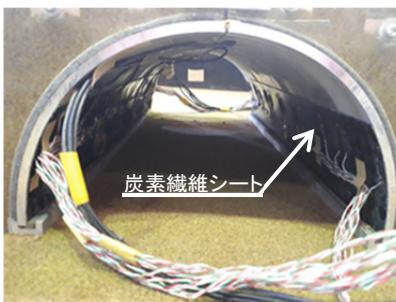


写真-9 補強材の設置状況
(CASE-2)

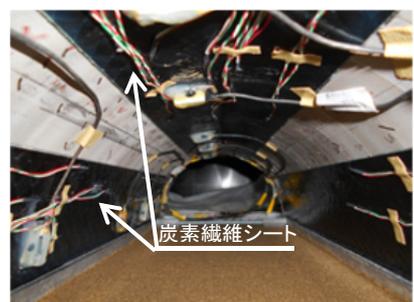


写真-10 補強材の設置状況
(CASE-3)

2. 実験概要

2.1 実験ケース

実験ケースは、損傷メカニズムを確認するために補強を行っていないものを CASE-1 とし、脚部のみ補強を行ったものを CASE-2、脚部と頂部の補強を行ったものを CASE-3 とした。本実験は遠心力 50G 場で行うため、相似則を考慮し模型寸法は実物大寸法の 1/50 とした。使用した遠心実験機と模型設置状況をそれぞれ写真-5、6 に示す。

2.2 3 ヒンジアーチ模型

実験で想定した 3 ヒンジアーチの断面形状は、2 車線道路を想定し、内空幅 9.0m とした。部材厚は規格内の最小厚さである 250mm とし、内空高さはこれらの条件から逆算して 4.7m とした。3 ヒンジアーチは実物では鉄筋コンクリート構造であるが、相似則を考慮した 1/50 サイズでの同構造の模型作製が困難であるため、アルミ合金で作製した。その場合、構造物の違いを考慮し、曲げ剛性が相似則をできる限り満足するよう、模型の部材厚を 4mm に決定した。図-2 に 3 ヒンジアーチの断面図、

写真-7に3ヒンジアーチの模型を示す。

頂部ヒンジは、図-3に示すように左右のアーチ部材に対称の半円状の切欠きを設け、そこに直径2mmの真鍮製円柱棒を設置することでモデル化した。また、脚部ヒンジはアルミ合金構造で製作した基礎部材に切欠きを設け、そこにアーチ部材を差し込むことでモデル化した。

2.3 基礎地盤および裏込め地盤

3ヒンジアーチの基礎地盤は良質な地盤を選定すること¹⁰⁾とされているため、3号珪砂を用いて相対密度85%以上となるよう締固め管理を行い作製した。裏込め地盤は、3ヒンジアーチの設計施工マニュアル¹⁰⁾において締固め度90%以上で締固め管理することが規定されているため、湿潤江戸崎砂を用いて締固め管理を行い作製した。実験に使用した盛土材料の物理試験結果を表-1に示す。

2.4 坑口壁

坑口壁は、帯状補強材を使用した補強土壁を模擬した構造とした。坑口壁は、厚さ5mmの亚克力板でモデル化した。帯状補強材は、りん青銅板の表面に乾燥状態の7号珪砂を附着させることでモデル化した。帯状補強材の配置状況を写真-8に示す。

2.5 補強工法

本研究は既設カルバートを対象としているため、内空側から施工が可能な補強工法を選定した。さらに、補強後に建築限界を侵さない工法として、炭素繊維シートによる補強を選定した。炭素繊維シートは一方方向の繊維材料であることや、本実験では引張強度および引張剛性だけでなく、接着剤の付着強度や付着面積も影響することが考えられることから、別の材料でモデル化するのではなく、目付量ができるだけ小さい100g/m²×1層を実構造物と同様の面積に設置した。その場合、相似則を考慮して実構造物に換算すると目付量600g/m²×8層程度のシート厚さとなっている。炭素繊維シートは3ヒンジアーチの目地に対して斜め45°方向に貼付けることが効果的であることが、3次元FEM解析の結果¹¹⁾から分かっているため、本実験においても、炭素繊維シートを目地に対して斜め45°方向に貼り付けた。また、貼付け位置を図-2に、炭素繊維シートによる補強を行った模型の状況を写真-9、10に示す。

2.6 入力波形

本実験では、遠心力50G場に達した時点 STEP0とした。STEP1では入力加速度100galを縦断方向に加振し、その後、1ステップごとに入力加速度を50galずつ漸増させ、実験装置の最大加速度600galまで11ステップの加振を行った。本実験はステップ加振法により地震動を載荷しているため、前ステップの残留変形や応力がある状態での地震動の載荷となっている。入力波は図-4に示すように周波数を1Hzとした正弦波で主要波を20波とし前後

に5波ずつのテーパーを付けた計30波を入力した。

なお、以降に述べる実験結果は特に記載の無い限り、1G場に換算した値を示す。

3. 実験結果

3.1 加振後の状況

CASE-1ではSTEP5にて写真-11(a)に示すように、

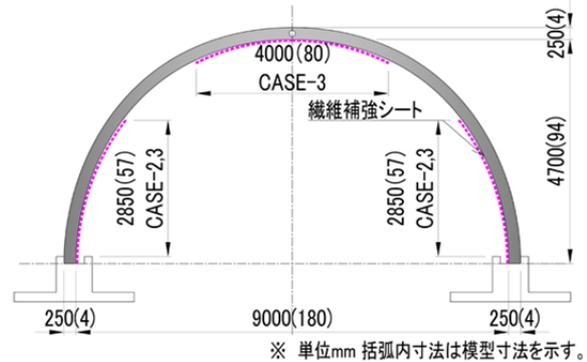


図-2 3ヒンジアーチの断面形状と炭素繊維シートの補強範囲

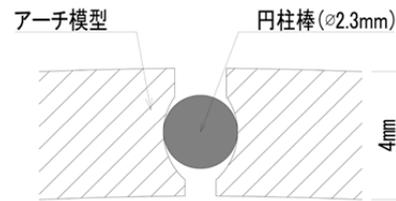


図-3 模型の頂部ヒンジ接合部

表-1 盛土材料の物理試験結果一覧表

項目	盛土材料		備考
	盛土 江戸崎砂	基礎地盤 3号珪砂	
物理 粒度	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.701	2.653
	礫分含有率 (%)	0.000	0.000
	砂分含有率 (%)	86.100	100.000
	シルト含有率 (%)	7.500	0.000
	粘土含有率 (%)	6.400	0.000
	均等係数 U_c	9.120	2.010
	平均粒径 D_{50} (mm)	0.200	0.958
密度	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	—	1.531 (1.631)※
	最小乾燥密度 ρ_{dmin} (g/cm ³)	—	1.237
安定化 締固め	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.652	—
	最適含水比 ω_{opt} (%)	15.900	—

※ 別途モードを用いて締固めて調べた3号珪砂の最大乾燥密度

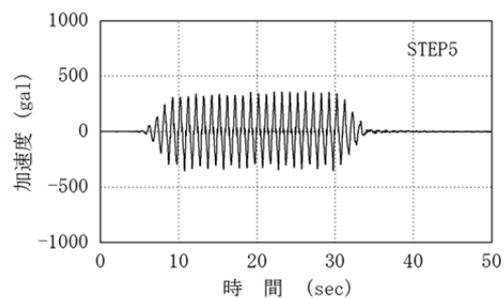


図-4 入力波形 (STEP5)

アーチの縦断方向の目開きが大きくなり、盛土がアーチ内部に流入し崩壊に至り、実験を終了した。写真-11 (b) に加振後のアーチ内部の状況を示す。3ヒンジアーチが縦断方向に変形し、部材同士の衝突が生じていることが分かる。写真-11 (c) に加振後に盛土を取り除いた状況を示す。坑口から3〜5リング目で目開きが生じていることが分かる。写真-11に示すように実現現場での状況と同様の部材同士の衝突が確認できたため、損傷は縦断方向荷重によるものであることが分かった。

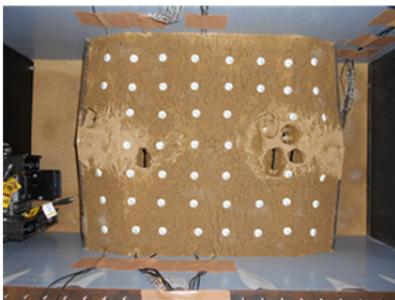
CASE-2, 3 では実験中、明確な3ヒンジアーチの崩壊を確認できなかったことから、実験装置の最大加速度であるSTEP11まで加振を行った。加振後の模型全体の状況を写真-12 (a), 13 (a) に、アーチ内部の状況を写真-12 (b), 13 (b) に示す。盛土や面壁は崩壊しているものの、CASE-1で確認されたような目開きによる土砂の流入や部材同士の衝突は確認できなかった。また、写真-12 (c), 13 (c) にそれぞれCASE-2, 3の加振後に盛土を取り除いた状況を示す。CASE-1で確認された目開きは生じておらず、健全な状態であった。

3.2 応答加速度

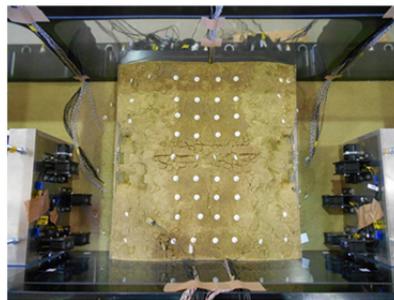
応答加速度は図-5に示すように、アーチ天端に設置した加速度計と高さ方向に同位置の土中に設置した加速度計および土槽底面に設置した加速度計により計測した。図-6にCASE-1の応答加速度の最大値を示す。STEP3において坑口付近 (AC) の応答加速度が大きくなっており、同位置の土中に設置された坑口付近 (土) の応答加速度との差が大きいことから、アーチが土の挙動に支配されず、独立して挙動していると考えられる。図-7, 8に示すようにCASE-2, 3は、CASE-1のようにアーチのみが大きな値を示すようなことはなかったため、アーチが土と同じ挙動をしていたと考えられる。

3.2 補強材のひずみ

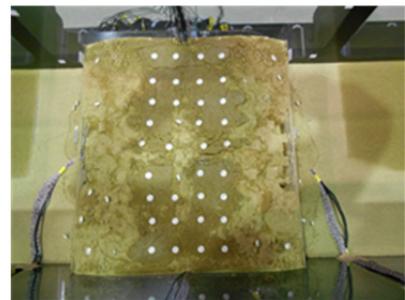
炭素繊維シートに設置したひずみゲージ位置 (GH1〜8, GF1〜8) を図-9に示す。ひずみゲージはアーチ部材の目地と同位置に設置しており、炭素繊維シートの貼付け方向である斜め45°方向に設置している。図-10にCASE-2の脚部の応答ひずみ (STEP5〜10) を示す。また、図-11, 12にそれぞれCASE-3の脚部と頂部の応答ひずみ (STEP5〜10) を示す。CASE-2は最大で2000 μ



(a) 盛土の状況



(a) 盛土の状況



(a) 盛土の状況



(b) カルバート内部の状況



(b) カルバート内部の状況



(b) カルバート内部の状況



(c) 盛土除去後の状況



(c) 盛土除去後の状況



(c) 盛土除去後の状況

写真-11 CASE-1 加振後の状況

写真-12 CASE-2 加振後の状況

写真-13 CASE-3 加振後の状況

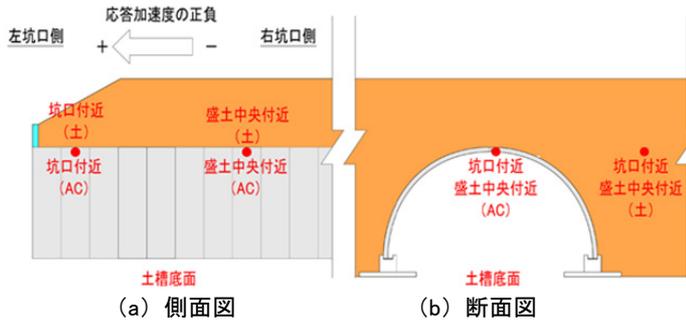


図-5 加速度計設置位置図

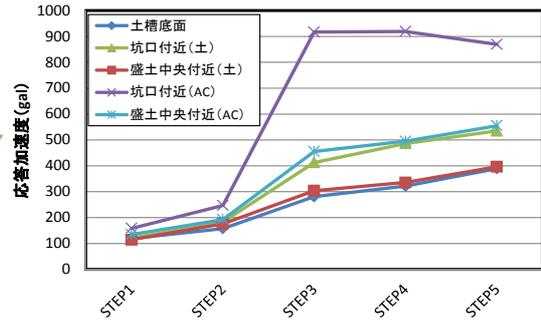


図-6 CASE-1の応答加速度

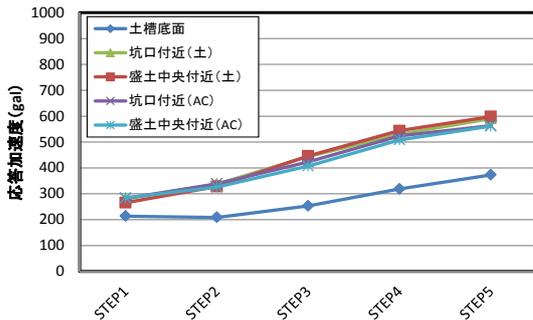


図-7 CASE-2の応答加速度

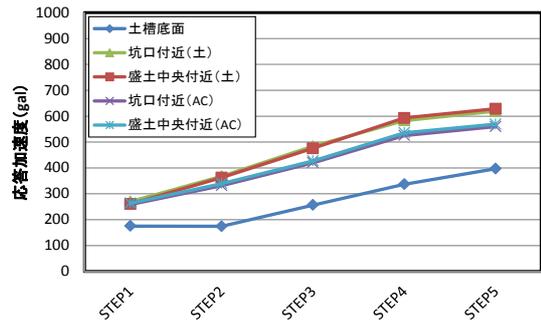


図-8 CASE-3の応答加速度

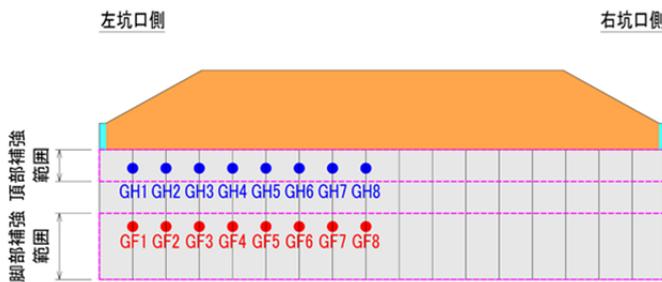


図-9 ひずみゲージ設置位置図 (側面図)

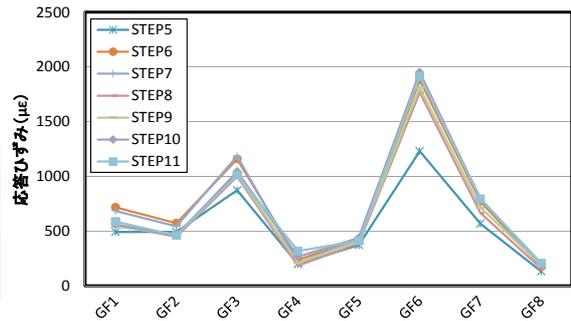


図-10 CASE-2の脚部の応答ひずみ

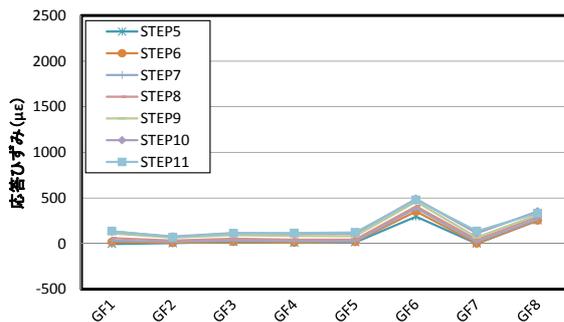


図-11 CASE-3の脚部の応答ひずみ

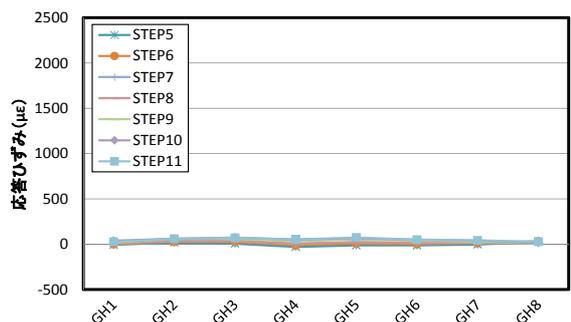


図-12 CASE-3の頂部の応答ひずみ

程度の応答ひずみが発生している。脚部と頂部に補強をした CASE-3 の脚部では、最大でも 500 μ 程度と約 1/4 になっている。CASE-3 の頂部の応答ひずみについては、最大で 100 μ 程度とほとんど発生していなかった。図-13 に左坑口側から 2リング目と 3リング目の目地位置の炭素繊維シートに設置したひずみゲージ位置を、図-14 にその応答ひずみの最大値を示す。なお、図-14 の縦軸は 3 ヒンジアーチ下端からの距離である。脚部の

み補強した CASE-2 では、脚部の炭素繊維シートの上部和下部で計測された最大応答ひずみに約 300 μ の差が生じており、下部より上部の方が大きい値を示した。一方、脚部と頂部に補強した CASE-3 では、最大応答ひずみに約 30 μ の差しか生じておらず、大きな差は確認できなかった。これらのことから、CASE-2 では図-15 (a) に示すように、アーチ部材が回転するような変形モードであったと考えられる。また、CASE-3 では図-15

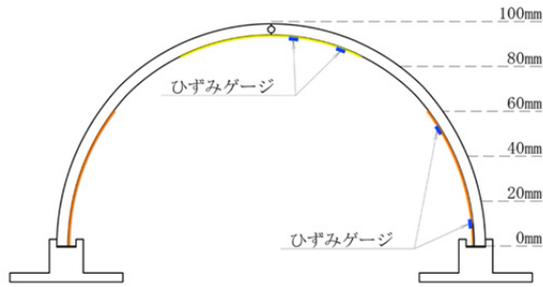


図-13 2, 3 リング目の目地部の
ひずみゲージ位置図

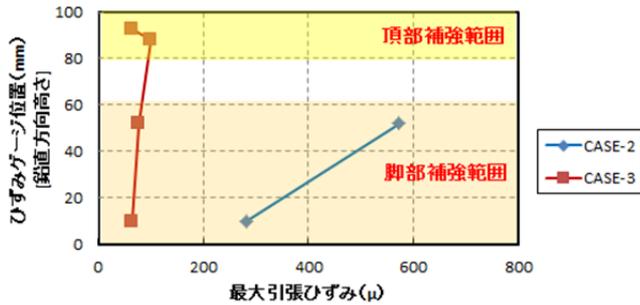
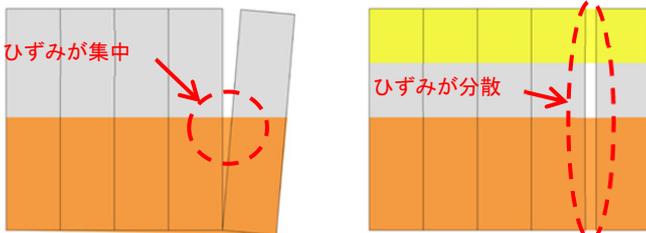


図-14 2, 3 リング目の目地部の最大応答ひずみ



(a) 脚部のみ補強した場合 (b) 脚部・頂部を補強した場合
図-15 補強位置の違いによる変形モードの
イメージ図 (側面図)

(b) に示すように、頂部も補強することにより、変形モードが並進に近くなることで、CASE-2 のように炭素繊維シートの一部にひずみが集中することなく、分散したものと考えられる。なお、加振後の炭素繊維シートの状況を目視、指触により確認したが、浮きや剝離は認められなかった。

実験の結果、脚部・頂部を補強した場合の補強面積は約 1.7 倍に増加するが、応答ひずみは約 1/4 に低下するため、脚部のみの補強に比べ、補強量を低減できる。

4. まとめ

3 ヒンジアーチの損傷メカニズムと補強方法を検討するため、1/50 模型を使用した動的遠心模型実験を実施した。以下に、得られた知見を示す。

- (1) 3 ヒンジアーチの損傷は縦断方向の荷重によって、3 ヒンジアーチが坑口側に向かって変形することでアーチ部材同士がぶつかり合い、頂部の接合部に損傷が生じている。
- (2) 3 ヒンジアーチは縦断方向に連結することで、縦断

方向荷重による変形を抑えることができる。

- (3) 3 ヒンジアーチの炭素繊維シートによる補強については、脚部および頂部を補強することにより、脚部のみの補強に比べ、補強量を低減できることが分かった。

謝辞

本研究は土木研究所、京都大学、(株)高速道路総合技術研究所との共同研究である「プレキャスト部材を用いた既設カルバートの耐震性能評価と補強方法に関する共同研究」の成果の一部である。

参考文献

- 1) 土木学会：続・実務に役立つ耐震設計入門 (実践編)，2014.10
- 2) (社)日本道路協会：道路土工カルバート工指針，P. 61，平成 22 年 3 月
- 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，P. 187，平成 24 年 9 月
- 4) 久保田伸一，篠原聖二，藤原慎八，大谷義則，石田雅博：ヒンジ式プレキャストアーチカルバートの正負交番載荷実験による耐震性能評価，構造工学論文集 Vol.62A，2016.3
- 5) 松下麗菜，澤村康生，岸田潔，木村亮：2 ヒンジプレキャストアーチカルバートの強地震時における損傷形態に関する振動実験，土木学会第 70 回年次学術講演会，2015.9
- 6) 澤村康生，石原央之，岸田潔，木村亮：強地震時における 3 ヒンジプレキャストアーチカルバートの損傷形態に関する実験的検討，第 50 回地盤工学研究発表会，2015.9
- 7) 澤村康生，荒居旅人，岸田潔，木村亮：壁面工を有する盛土内に設置されたアーチカルバートにおける縦断方向の地震時挙動に関する遠心模型実験，地盤工学ジャーナル Vol.9, No.1, 41-57, 2014.3
- 8) 安部哲生，中村雅範：高速道路における大型プレキャスト部材を用いたカルバートの活用と適用上の留意点，基礎工，Vol.42, No.4，2014.4
- 9) 藤原優，藤岡一頼，佐伯宗大：3 ヒンジプレキャストアーチカルバートの上載盛土の影響に関する分析，土木学会第 71 回年次学術講演会，2016.9
- 10) (財)先端建設技術センター，テクスパン工法設計施工マニュアル検討委員会：テクスパン工法設計施工マニュアル (案)，1998.12
- 11) 眞野ら：既設プレキャストアーチカルバートの縦断方向挙動に対する対策工の検討，土木学会第 73 回年次学術講演会，2018.9