強震応答実験による3ヒンジプレキャストアーチカルバートの損傷形態の把握

澤村 康生¹・石原 央之²・岸田 潔³・木村 亮⁴

¹正会員 京都大学助教 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂C)

E-mail: sawamura.yasuo.6c@kyoto-u.ac.jp

²正会員 鹿島建設株式会社 土木部 (〒060-0002 札幌市中央区北二条西四丁目)

E-mail: ishihhir@kajima.com

³正会員 京都大学准教授 工学研究科都市社会工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂C)

E-mail: kishida.kiyoshi.3r@kyoto-u.ac.jp

⁴正会員 京都大学教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂C)

E-mail: kimura.makoto.8r@kyoto-u.ac.jp

3ヒンジプレキャストアーチカルバートは本体にヒンジ機能を有する柔な構造であり、従来型のカルバートとは異なる設計思想に基づいている。このため、耐震設計を必要としない慣用設計法を適用することができない。本研究では、盛土施工過程の変形挙動と強地震時における損傷形態の把握を目的に、実構造に対して1/5スケールの3ヒンジプレキャストアーチカルバートを用いて振動台実験を実施した。実験準備の盛土施工過程において、盛土高さが天端以上になるとアーチ部材には静止土圧よりも大きな水平土圧が作用することを確認した。さらに、強地震が作用した場合には、カルバートの内空側の鉄筋から順に損傷が進展するが、地盤のせん断ひずみが数%を超えるような条件でも、ヒンジ部が先行して逸脱することにはなかった。

Key Words : precast arch culvert, damage morphology, critical state, coefficient of earth pressure

1. はじめに

カルバートの設計においては、道路土工カルバート工指針¹⁾に準拠し、従来より多数構築されてきた従来型のカルバートについては、耐震設計を必要としない慣用設計法が適用可能であるとされている。これは、従来型カルバートの適用範囲内であれば、カルバートは地震時に周辺地盤や盛土と一体となって挙動し、地震により躯体本体に作用する力は小さいという前提に基づいている。しかし近年、大断面や大土被り条件で施工される場合、本体断面にヒンジ機能を有する場合など、従来型カルバートの適用範囲を超えるカルバートの施工機会が増加しており、常時における安定性を含めてその耐震性の把握が重要な課題となっている。

従来型カルバートの適用範囲を超える代表的なカルバートであるヒンジ式のプレキャストアーチカルバートは、本体断面を分割し、主要部材をプレキャスト製品とすることで高い品質管理や工期の短縮を可能としたカルバートである。さらに、部材同士の連結位置にヒンジ機能を

持たせることにより、部材のたわみをある程度許容することで地盤反力を積極的に引き出し、力学的に安定な構造となる。

現在用いられているヒンジ式のプレキャストアーチカルバートには、2ヒンジ式²⁾と、3ヒンジ式³⁾がある。2ヒンジ式のアーチカルバートは、ボルトと左右のサイドウォールから構成されており、それぞれの部材の連結位置である両肩部においてヒンジ機能を持たせている。一方、本研究で対象とする3ヒンジ式のアーチカルバート(以下、3ヒンジプレキャストアーチカルバート)では、主要部材は左右のアーチ部材と基礎部で構成されており、頂部および両脚部がヒンジ構造となっている(図-1)。これらのヒンジ式プレキャストアーチカルバートは、1990年の半ばにフランスから導入されて以来、国内で200基以上の施工実績を有している⁴⁾。

現在、道路土工カルバート工指針¹⁾では、ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートのように本体断面にヒンジ機能を有している場合には、カルバートの断面の大きさに関わらず、耐震設計を必要としない慣用設計法の適

図-1 3ヒンジプレキャストアーチカルバートの構造

表-1 強震応答実験装置の仕様

(<http://kyoyo.dpri.kyoto-u.ac.jp/spec.html> を基に作成)

加振方向	水平2軸(X,Y), 垂直(Z), 回転($\theta_x, \theta_y, \theta_z$)
駆動方式	電気・油圧サーボ方式
継手方式	静圧軸受方式
最大搭載質量	定格 15000 kg, 最大 30000 kg
最大変位	水平(X): ± 300 mm 水平(Y): ± 250 mm 鉛直(Z): ± 200 mm
最大速度	水平(X): ± 1.5 m/sec 水平(Y): ± 1.5 m/sec 鉛直(Z): ± 1.5 m/sec
最大加速度 (150kN 載荷時)	水平(X): ± 1 G 水平(Y): ± 1 G 鉛直(Z): ± 1 G
最大回転角	X,Y,Z 軸まわり ($\theta_x, \theta_y, \theta_z$): $\pm 3^\circ$
加振周波数	DC~50 Hz
加振入力波形	正弦波, 不規則波, 任意波形

用範囲外とされ、耐震性の検討が必要であるとしている。
これまで3ヒンジプレキャストアーチカルバートの耐震性に関しては、小土盛り・大土盛り条件下における水平および鉛直方向振動に対する検討⁵⁾や、横断方向および縦断方向の振動特性について検討が行われている⁶⁾。また、実施工では盛土部分に補強土工法を用いることを考慮して、3ヒンジプレキャストアーチカルバートだけ

でなく補強土壁部分についても実物を再現した振動実験も行われている^{7), 8)}。これらの研究により、同構造は一定の耐震性能を有することが確認されている。しかしながら、先の東北地方太平洋沖地震では、高速道路において複数の被害が報告されており⁴⁾、強地震時における地震時挙動、さらには地震時の限界状態について明確にしておく必要がある。
そこで本研究では、実構造に対して1/5スケールの3ヒンジプレキャストアーチカルバートを用いて強震応答実験装置を用いた振動実験を実施し、地震時の損傷形態に関する検討を行った。加えて、模型地盤の作製過程における内空変位や作用土圧を計測し、盛土施工段階における3ヒンジプレキャストアーチカルバート変形挙動についても考察を行った。

2. 実験条件

(1) 実験装置

本実験は、京都大学防災研究所の強震応答実験装置を用いて実施した。振動台は幅5 m、奥行き3 mであり、定格の搭載質量15000 kgにおいて、XYZ方向にそれぞれ ± 1.0 Gの加振が可能である。表-1にその仕様を示す(参照：<http://kyoyo.dpri.kyoto-u.ac.jp/spec.html>)。

図-2 実験対象と計測器の配置

図-3 カルバート模型の配筋図

(2) 実験対象

本研究では、実構造に対して1/5スケールの3ヒンジプレキャストアーチカルバートを用いて振動台実験を実施した。図-2に実験対象と計測器の配置を示す。実験土槽の寸法は、横幅3.5 m、奥行き1.0 m、高さ2.0 mである。側壁は下部がヒンジ構造の可動壁となっており、両壁の上部をPC鋼棒で連結することで土槽全体が単純せん断変形する構造となっている。主な計測項目と正負の定義は以下の通りである。

- カルバートの内空変位(外空側に変形：正)
- ヒンジ部の回転角(外空側に変形：正)
- カルバート内部の鉄筋ひずみ(引張り：正)
- カルバートに作用する垂直土圧(圧縮：正)
- 振動台に対する壁面と盛土地表面の相対水平変位(右向き：正)
- カルバートと周辺地盤の加速度(右向き：正)

1 G場における地盤および地中構造物の振動台実験に対する相似則としては、香川⁹⁾や国生・岩楯¹⁰⁾の相似則が用いられることがある。これらの相似則を適用する場合、縮尺に応じて弾性係数を小さくする必要があるが、損傷形態を把握するという本実験の目的を考えると、カルバート模型をRC以外で作製することは適切でないと

表-2 設計で用いた材料定数と実験模型の物性値

		設計	1/5 模型
寸法	内空高[m]	5.30	1.06
	内空幅[m]	9.00	1.60
	土被り[m]	2.00	0.40
	部材厚[m]	0.25	0.05
コンクリート	圧縮強度 f_c [N/mm ²]	35.0	47.4
	ヤング率 E_c [kN/mm ²]	29.5	32.4
	ポアソン比 ν_c	0.20	0.18
鉄筋	降伏強度 f_y [N/mm ²]	490.0	547.5
	ヤング率 E_s [kN/mm ²]	200.0	190.2

(a) 頂部ヒンジの構造

(b) インバートと防護かご

(c) 脚部ヒンジの構造

図-4 カルバート模型の構造

考えられる。さらに、RC部材の物性をコントロールすることは困難であること、塑性後の挙動については相似則を満足しないことから、本研究では、内空幅9.0 m、内空高5.3 m、土被り2.0 mの条件で設計したRC構造に対して、縮尺のみを1/5とした模型を用いることとした。図-3に実験で用いたカルバート模型の配筋図、表-2に設計で用いた材料定数と実験模型の物性値をそれぞれ示す。実験模型は、鉄筋本数と配筋位置は実構造と同様としているが、鉄筋かぶりを確保するために異形鉄筋ではなく丸鋼を用いた。

(3) カルバート模型

3ヒンジプレキャストアーチカルバートは、左右二枚のプレキャスト性のアーチ部材と基礎部で構成されている(図-1)。左右のアーチ部材を互いに拌みあうように組み立てることで、両脚部と頂部、計3点の継手部をヒンジ構造とした静定構造物である。図-4に本実験で用いたカルバート模型の構造をまとめる。

頂部のヒンジ構造は、従来、左右のアーチ部材の間にクラウンパイプと呼ばれる鋼製のパイプを挿入した後、

表-3 江戸崎砂の物性値

礫分[%]	0.6
砂分[%]	89.8
シルト分[%]	3.7
粘土分[%]	5.9
最大粒径 D_{max} [mm]	4.75
平均粒径 D_{50} [mm]	0.19
土粒子密度 G_s	2.73
最適含水比 w_{opt} [%]	20.8
最大乾燥密度 ρ_{hms} [g/cm ³]	1.64
内部摩擦角 ϕ [deg]	38.3
粘着力 c [kPa]	14.0

グラウトを注入固化することで形成されていたが³⁾, 2012年のマニュアル改訂に伴い, 現在では部材を突合わせることでヒンジを形成する構造に変更されている¹⁾ (図-1 (c)). そこで本実験では, 図-4 (a) に示すように頂部の継手は実構造と同様に凹凸の突合せ構造としてヒンジ機能を表現している. またアーチ部材を組み立てる際には, 実施工と同様, 左右のアーチ部材を交互にずらしで設置する千鳥配置としている.

3ヒンジプレキャストアーチカルバートの基礎構造は, それぞれの脚部に独立した基礎を設けるフーチング形式と両脚部の基礎を一体として構築するインバート形式があり, いずれの基礎形式においても脚部に変位が生じないように強固な基礎が建設される. 本実験では, 土槽容積の関係上, 土槽内で再現できる基礎の大きさに制限があったため, 限られた大きさで脚部の水平変位を抑制できるインバート形式を採用した. インバートの作製に際しては, インバートそのものが変形しないように, 100 mm × 100 mm のH鋼と鋼板 (いずれも鋼製SS400) を用いて十分な強度を有する構造とした. また, 図-4 (b) に示すように, インバートに対するカルバートの相対変位の計測と, 計測器の保護を目的に, インバートには同じくH鋼と鋼板, エキスパンドメタルで作製した防護かごを取り付けた.

実施工における脚部ヒンジの構造は, 図-1 (d) に示したように, 基礎部分に設けられた溝に厚さ数mmのゴム系の脚部目地材を設置した後, 無収縮モルタルを打設して脚部の固定処理が行われている. このゴム系の脚部目地材により脚部のヒンジ機能が担保されるとしているが, 実務における脚部ヒンジの回転性能については未解明な点も存在する. そこで本実験では, 図-4 (c) に示すように, 厚さ2 mmの硬質ゴムの上にアーチ脚部を設置し, 内空側からアングル, 盛土側からは鋼製の抑え板をそれぞれ当て, ボルトを用いて脚部を挟み込むことで, 脚部ヒンジを単純な構造としてモデル化することとした.

(4) 模型地盤の作製

基礎地盤および盛土は, 対象とするカルバートの施工基準を参考にして, 締固め度92%を目標に作製した. 地盤材料は江戸崎砂を用い, 最適含水比 ($w_{opt}=20.8\%$) 付近の $w=20.0\%$ に含水比調整を行った. 表-3に江戸崎砂の物性値を示す. 締固め方法は小型土槽を用いた予備実験により決定した. 含水比を調整した江戸崎砂を用いて様々な方法で締固めを行った結果, 小型転圧機などは狭い空間においては制御が難しく, 締固めエネルギーも大きすぎる事が明らかとなった. そこで本実験では, 施工性も考慮し, 仕上がり厚が50 mm (計39層) となるように人力で踏み固める方法で地盤を作製することにした.

模型地盤の作製手順は以下の通りである.

- 1) 土槽の側壁を垂直に固定する.
- 2) 土槽底部に土圧計を設置した後, 所定の高さに加速度計を設置しながら基礎地盤0.35 m (50 mm × 7層) を作製する.
- 3) 事前にカルバート模型をインバートに組み立てておき, インバートをクレーンで吊り上げ, 基礎地盤上に設置する.
- 4) インバートの厚み分の盛土地盤0.10 m (50 mm × 2層) を作製し, 土槽を振動台に移動させる際にカルバートが動かないようにする.
- 5) 土槽を振動台上に移動させる.
- 6) ひずみゲージと変位計を接続し計測を開始する.
- 7) 所定の高さに土圧計, 加速度計を設置しながら盛土部分1.51 m (50 mm × 29層, 60 mm × 1層) を作製する.
- 8) 各層の地盤を作製した後にカルバートの内空変位や作用土圧を計測する.
- 9) 盛土完成後, 両側壁の上部をPC鋼棒で連結する.

実験では, 地盤材料の含水比調整を行ってから, 盛土の作製・振動実験までおよそ1週間を要した. そこで, 地盤の乾燥を防ぐため, 作業の合間には湿らした不織布とブルーシートを地表面に被せ, 水分の蒸発を防止した. 実験終了後に実施した含水比測定では, 採取した全ての点で地盤の含水比は $20 \pm 1\%$ 以内であり, 適切に含水比管理が行われたことを確認した. また, 実験の前後には, 地表面に置いた角材の側面をハンマーで打撃してせん断波を発生させ, その到達時間を地中の加速度計 (左右4箇所ずつ) で計測することにより地盤のせん断波速度を求めた. 地盤のせん断波速度は深度方向に増加し, カルバート左右における平均値は, 地表面から順に加振前で100, 125, 200 m/s, 実験終了後で83, 125, 167 m/sであった.

(5) 入力波形

本実験では, 計4回地震動を入力した. 表-4に地震動の入力手順, 図-5に入力地震動をそれぞれ示す.

表4 地震波の入力手順

加振 ステップ	地震動	最大加速度 [m/s ²]	せん断ひずみ [%]
第1加振	レベル1地震動 ¹²⁾	1.46	0.05
第2加振	レベル2地震動 ¹²⁾	7.57	2.11
第3加振	1 Hz テーパー付	6.05	2.07
第4加振	正弦波 15 波	9.76	7.64

(a) 第2加振(道路橋示方書 レベル2地震動¹²⁾)

(b) 第4加振(1 Hzテーパー付正弦波15波)

図5 入力地震動(振動台における計測値)

第1加振, 第2加振では, 道路橋示方書¹²⁾の設計入力地震動(Ⅱ種地盤)を使用し, それぞれレベル1地震動(昭和43年日向灘地震 板島橋周辺地盤上 LG成分)とレベル2地震動(平成7年兵庫県南部地震 JR鷹取駅構内地盤上 NS成分)を入力した. ただし, 本研究では実構造に対して縮尺のみを1/5とした模型を用いていることから, それぞれの地震動に対する挙動がそのまま実構造に対する耐震性能を表しているわけではない. その後, 第3加振, 第4加振では, 強地震時におけるカルバートの損傷形態を確認することを目的に, 1 Hzのテーパー付き正弦波を15波入力した. 周波数を1 Hzとしたのは, 地盤の応答加速度・応答変位が共に一定以上の値となり, カルバートに大きな変形を生じさせるためである.

なお, 本研究におけるサンプリング周波数は1000 Hzとし, 第1加振, 第2加振では60秒間, 第3加振, 第4加振では40秒間計測を行った.

3. 盛土施工過程における変形挙動

図-6に, 現在の設計において想定されている施工段階の変形モードを示す³⁾. 現在の設計では, 盛土高さが天端より小さい時は水平土圧が卓越し天端が上方に押し上

(a) 盛土が天端以下の時 (b) 盛土が天端以上の時

図-6 施工段階における変形モード³⁾

図-7 盛土施工段階における内空高と内空幅の推移

げられるように変形するが, 盛土高さが天端よりも大きくなるとアーチ直上の鉛直土圧が卓越し, アーチ全体が扁平に変形すると考えられている. その結果, 盛土高さが天端よりも大きくなると, アーチ部材には静止土圧より大きな水平土圧が作用するものとして設計が行われている. 以下では, この考えを基に実験結果の整理を行う.

図-7には, 盛土施工段階における内空高と内空幅の推移を示す. ここで, 盛土高さが1.61 m(天端付近)において値が大きく変化しているのは, 地盤の圧密による影響だと考えられる. 同位置は, 作業工程の都合上, 日をまたいだ地点であり, この間に地盤が圧密し, カルバートが地盤に追従して変位が蓄積したのだと考えられる. このような現象は, 2ヒンジタイプを対象として行った実験¹³⁾においても確認されている.

図-7において, 盛土高さが天端より小さい時に着目すると, 内空高・内空幅ともにカルバートの変位量はわずかであり, 設計で想定されているような挙動は見られない. これは, 上述したように, 本研究で用いたRC模型は, 模型縮尺に応じで部材の剛性を低下させていないため, 相対的にカルバート模型の剛性が大きくなっていることが原因である. このため, 盛土高さが小さく, カルバートに作用する応力が小さい場合には, 実構造と比較してカルバートの変形が生じにくいと考えられる. 一方, 盛土高さが天端よりも大きくなると, 天端では内空側, 肩部では外空側に変位し, 設計における想定と同様, カルバートが扁平に変形している様子が確認できる.

図-8 盛土施工段階における頂部ヒンジの回転角の推移

図-9 盛土施工段階における土圧係数の推移

図-8には、盛土施工段階における頂部ヒンジの回転角の推移を示す。図-8より、盛土高さが天端以下の時は外空側に、天端以上になると内空側に挙動している。これより、図-7に示した内空変位の推移では、盛土高さが天端以下の場合には顕著な変位は発生しなかったが、ヒンジ部の回転角では、盛土高さによらず図-6に示した設計における変形モードと同様の挙動をすることを確認した。

図-9には、盛土施工過程において右側のアーチ部材に作用する土圧から算出した土圧係数の推移を示す。土圧の計測には、外形100 mm(受圧面92 mm)、容量200 kPa、分解能0.1 kPaの土圧計(KDC-200KPA)を用いた。図-9より、各土圧計の高さまで盛土を施工した直後には、締固めの影響により土圧係数が大きくなるが、盛土高さが大きくなるにつれ次第に一定値に収束することが確認できる。盛土施工終了時において脚部の土圧係数が他の二点と比べて小さくなっているのは、脚部付近は変形量が小さいため、静止土圧に近い土圧が作用しているためだと考えられる。一方、上部の2点では、図-7に示した通り、アーチ部材が扁平に変形することで受働土圧状態となり、静止土圧よりも大きな水平土圧が作用している。

図-10 盛土施工段階における土圧分布

図-10には、各盛土高さにおいて、カルバートに作用している土圧分布を示す。いずれの盛土高さにおいてもカルバートには左右からはほぼ等しい土圧が作用しており、適切に模型地盤が作製されたことがわかる。盛土施工終了時には、肩部付近の土圧が大きくなっており、受働土圧状態になっていることが確認できる。

以上より、実構造に対して1/5スケールの3ヒンジプレキャストアーチカルバートを用いた本実験においては、盛土高さが天端以下の場合にはカルバートに顕著な変形は見られなかったが、盛土高さが天端以上になると、アーチ部材が扁平に変形することで受働土圧状態となり、設計で想定されているのと同じようにアーチ部材には静止土圧よりも大きな水平土圧が作用することを確認した。

4. 地震時における挙動

本研究では、上述したように表-4に示す加振ステップで地震波を入力した。以下では、特に第2加振と第4加振に着目して結果の整理を行う。

(1) 第2加振に対する挙動

第2加振入力時における初期状態は、第1加振による挙動が微小であったことから、盛土施工完了時から大きく変化していないと考えられる。以下では、このような初期条件に第2加振を入力した際の結果を整理する。

図-11に壁面(地表面高さ)と盛土地表面の中央付近における水平変位の時刻歴を示す。両者の値はいずれも振動台に対する相対変位を表しており、右向きを正としている。盛土地表面の水平変位は、一辺100 mmのアルミ製十字板を地盤に貫入してターゲットとし、土槽に取り付けたレーザー変位計により計測した。図-11より、盛土中央付近では壁面と比べて変位量が小さいことが確認できる。右向きの変位が最大となるのは4.473秒であり、壁面では41.35 mm、盛土中央付近では32.35 mmの変位が発生した。それぞれの値を地表面高さ1.96 mで除して求めた地盤のせん断ひずみは、壁面近傍で2.11%、盛土

図-11 壁面と盛土地表面の水平変位時刻歴(第2加振)

図-12 アーチカルバートにおける2種類の変位モード

中央付近で1.65%である。濱田・大町¹⁴⁾は、表層地盤の強震記録を基に、兵庫県南部地震における非液状化地域のせん断ひずみを算定しており、液状化を伴わない場合の地盤のせん断ひずみは最大で1%弱であると報告している。せん断ひずみの算定方法が本研究と異なるため直接比較することはできないが、本実験ではこの目安を超えるひずみが発生したことがわかる。

山木ら¹⁵⁾は、盛土内に設置されたボックスカルバートを対象に動的遠心模型実験を実施し、層間変形角 α 、剛体回転角 β を用いてボックスカルバートおよび盛土の挙動を説明している。そこで本研究においても、上記の指標を用いて3ヒンジプレキャストアーチカルバートの挙動を分析する。ここでは、図-12に示すように、層間変形角 α はカルバートに単純せん断変形が生じる変位成分、剛体回転角 β はカルバートに変形が生じることなく剛体的に回転する変位成分として定義している。層間変形角 α はインバートに対する頂部の水平変位から、剛体回転角 β は振動台に対するインバートの鉛直変位からそれぞれ算出した。

図-13には、第2加振入力時における層間変形角 α と剛体回転角 β の時刻歴を示す。図-13より、 α と β ではほぼ同時にピークを示し相関性があることが確認できるが、 α に比べて β の値は微小であり、3ヒンジプレキャストアーチカルバートにおいては単純せん断変形が卓越することが確認できる。 α が極値をとる時刻に着目すると、図-11に示す壁面および盛土地表面の水平変位と同位相で挙動しており、地盤の振動変位が構造物の変形や

図-13 層間変形角と剛体回転角の時刻歴(第2加振)

図-14 頂部ヒンジの回転角の時刻歴(第2加振)

図-15 4.473秒におけるカルバートと盛土の変形

部材断面力に支配的であることが確認できる。 α が右向き最大のものは周辺地盤と同じく4.473秒あり、この時の値は0.015 rad (0.88 degree)である。

図-14には、頂部ヒンジの回転角の時刻歴を示す。図-13の時刻歴と比較すると、頂部ヒンジの回転角は、右向きのせん断変形(α が正)が発生する際は正の方向(外空側)、左向きのせん断変形(α が負)が発生する際には負の方向(内空側)に挙動することが確認できる。つまり、ヒンジ部の幾何学的な構造により、カルバート全体が左右対称に挙動する際にも、ヒンジ部の局所的な挙動は左右対称とはならない。また、回転角の絶対値は0.005 rad (0.29 degree)程度の範囲で推移しており、ヒンジ部の機能が失われるほどの損傷は発生していないことがわかる。

図-15には、壁面およびカルバートの挙動が最大となった4.473秒について、カルバートと周辺地盤の水平変位を整理する。同図には、壁面と盛土、カルバートの各位置(頂部、両肩部、底版)における水平変位をそれぞれプロットしている。壁面と盛土については、両者は単純せん断変形をしていると仮定して、図-11に示した地表面高さ1.96mにおける水平変位と原点を直線で結んでいる。図-15より、カルバートの底版における水平変位

図-16 4.473 秒における土圧分布

図-17 4.473 秒における鉄筋ひずみ分布

は周辺地盤と同程度であるが、カルバートの肩部と頂部では周辺地盤より変位が小さくなっている。特に、左右の肩部を比較した場合には、左の肩部の方が変位が大きくなっていることから、カルバートは周辺地盤から右向きに力を受けていることが確認できる。そこで図-16、図-17 には、同時刻における土圧分布と鉄筋ひずみ分布をそれぞれ示す。土圧分布については、加振前の初期状態における分布も併せて示している。また、鉄筋ひずみについては、引張りが発生する向きを正と定義している。土圧分布に着目すると、左の肩部付近において初期状態よりも大きな土圧が発生する一方で、右側の部材では初期状態よりも土圧が小さくなっており、特に肩部から頂部にかけては土圧がゼロになっている。したがって、第2 加振で入力したような強地震が発生した際には、肩部付近において地盤とカルバートに剥離が発生する可能性があるといえる。また鉄筋ひずみ分布では、地盤が右向きにせん断変形する際には、カルバートが周辺地盤から右向きの力を受けることで、左側のアーチ部材では内空側の鉄筋、右側のアーチ部材では外空側の鉄筋において大きな引張りひずみが発生する。このことから、カルバート周面に作用する土圧の増減とカルバートの変形は、図-15 に示した通り、カルバートと周辺地盤の相対変位により説明が可能であるといえる。

以上の結果より、実構造に対して1/5 スケールの3 ヒンジプレキャストアーチカルバートを用いた本実験においては、地盤のせん断ひずみが1%を超えるような条件下でもヒンジ部の回転角は微小であり、アーチ部材に著しい損傷が発生していない場合には、ヒンジ部から先行的に破壊が進展する可能性は低いことが明らかとなった。

図-18 壁面と盛土地表面の水平変位時刻歴(第4加振)

図-19 層間変形角と剛体回転角の時刻歴(第4加振)

(2) 第4加振に対する挙動

第2 加振、第3 加振における繰り返しの地震動により、第4 加振入力時に地盤は塑性化が進行した状態である。一方、カルバートについては、いずれの加振においても鉄筋は降伏ひずみに達しておらず、カルバートに大きな損傷は発生していない。以下では、このような初期条件に第4 加振を入力した際の結果を整理する。

図-18 には、第4 加振を入力した際の壁面(地表面高さ)と盛土地表面の中央付近における水平変位の時刻歴を示す。右向きの変位が最大となるのは、10.318 秒であり、壁面では149.69 mm、盛土中央付近では145.65 mm の変位が発生した。それぞれの値から算出した地盤のせん断ひずみは、壁面近傍で7.64 %、盛土中央付近で7.43 %である。すなわち、第4 加振においては7 %を超えるせん断ひずみが発生しており、カルバートを含む盛土全体が大きく変形している。

図-19 には層間変形角 α と剛体回転角 β の時刻歴を示す。図-19 より、第2 加振の時と同様、単純せん断変形が卓越するモードで挙動していることがわかる。層間変形角 α と剛体回転角 β の差は第2 加振と比較して大きくなっており、大きな地震動が作用した場合には、単純せん断変形がより顕著になることがわかる。

図-20 には、壁面およびカルバートの挙動が最大となった10.318 秒について、カルバートと周辺地盤の変位を整理する。第4 加振においても、第2 加振と同様、カルバート肩部の変位量は盛土や壁面の変位量より小さいため、カルバートは周辺地盤から右向きに力を受けていると考えられる。左右の肩部における水平変位量に着目すると、左右でおよそ20 mm の変位差が生じており、左

図-20 10.318秒におけるカルバートと盛土の変形

図-21 10.318秒における土圧分布

図-22 10.318秒における鉄筋ひずみ分布

側のアーチが内空側に大きく変位するモードでカルバート全体が変形していることがわかる。そこで図-21、図-22には、同時刻における土圧分布と鉄筋ひずみ分布をそれぞれ示す。第2加振の結果と比較すると、カルバートおよび周辺地盤の変形量の増加に伴って、カルバートには右向きに大きな力が作用している。その結果、左側のアーチ部材の肩部では、内側の鉄筋に降伏ひずみを超えるひずみが発生している。これは、図-20に示したように、第4加振のような非常に大きな地震動が作用した際には、左側のアーチ部材には周辺地盤から大きな土圧が作用することで内空側に大きく変位するためである。その結果、3 ヒンジプレキャストアーチカルバートでは、外空側と比較して内空側の鉄筋ひずみが大きくなる。

図-23には、最も大きなひずみが発生する肩部(L-4)における鉄筋ひずみの時刻歴を示す。内空側の鉄筋に着目すると、加振開始から次第にひずみが大きくなり、6秒付近で降伏ひずみに達している。その後の加振によって、

図-23 肩部における鉄筋ひずみの時刻歴

図-24 水平荷重と左肩部における水平変位の関係

図-25 頂部ヒンジの回転角の時刻歴(第4加振)

さらに塑性ひずみは蓄積し、最大で降伏ひずみの約2.8倍にあたる8000 μ 以上のひずみが発生する。この結果を踏まえ、図-24には、カルバートに作用する土圧から求めた水平荷重と、左側のアーチ肩部における水平変位の関係を用いて結果を整理する。水平荷重の算出方法は、まず各計測土圧に一定幅の面積を乗じて各計測位置におけるカルバート中心方向に作用する地震時荷重を算出する。その後、求めた地震時荷重の水平成分(右向き正)の和を水平荷重と定義した。図-24より、加振に伴い、履歴曲線の勾配が小さくなることがわかる。これは、鉄筋が塑性化し損傷が進展することで、カルバート全体の剛性が低下していることを意味している。

図-25には、頂部ヒンジの回転角の時刻歴を示す。図-25より、加振開始からアーチ全体が凸状に変形するように回転角が蓄積していることがわかる。加振後の残留値はおよそ0.043 radian (2.45 degree)である。ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートでは、地震時にヒンジ部から先行的に破壊が進行することが懸念されているが、地

図-26 降伏した鉄筋の位置とその降伏順序

図-27 各加振後の内空高と内空幅の推移

図-28 各加振後の頂部ヒンジ回転角の推移

盤に 7 %を超えるせん断ひずみが発生し鉄筋に降伏ひずみの約 2.8 倍のひずみが発生するような場合においても、天端ヒンジが逸脱することはなかった。

図-26 には、加振中に降伏した鉄筋の位置とその降伏順序をまとめる。同図では、鉄筋の各計測位置ではじめて降伏ひずみ (3000 μ) に達した時刻を整理している。図-26 より、カルバートの内空側から先行的に損傷が進行していくことが確認できる。これは、上述した結果からもわかるように、3 ヒンジプレキャストアーチカルバートでは、左右のアーチ部材は地震の影響により内空側への変位が発生しやすいことが原因である。この損傷過程を維持管理の視点から考えると、カルバートのような地中構造物では、橋梁などと比較して地震後の損傷状況が確認しにくいことが課題として挙げられるが、同構造では内空側から損傷が進行することから目視点検が可能であり、維持管理上望ましい損傷過程であると考えられる。

(a) カルバート全体

(b) 内空側の肩部

(c) 頂部ヒンジ

(d) 脚部ヒンジ

図-29 実験終了後のカルバートの様子

以上の結果より、3 ヒンジアーチカルバートの挙動は周辺地盤の挙動に支配されており、加振中にヒンジ部が逸脱しカルバート全体が崩壊に至る可能性は低いことから、同構造の耐震設計を行う際には、従来より地中構造物に適用されてきた応答震度法・応答変位法の適用が可能であることが示唆される。ただし、ヒンジ部については、その特性を適切に解析モデルに取り入れる必要がある。

(3) 全加振を通した内空変位の推移と加振後の状況

図-27、図-28 に、各加振後におけるカルバートの内空高と内空幅の推移、頂部ヒンジの回転角の推移をそれぞれ示す。図-27 より、加振に伴って、内空幅は狭まり、内空高が広がる傾向が確認できる。また図-28 より、頂部ヒンジの回転角についても、加振に伴い盛土側に蓄積していく傾向が確認できる。これらの傾向は、鉄筋が塑性化し、大きな損傷が発生した第 4 加振において特に顕著である。このことから、実務においては、地震後の内空変位を計測することにより、地震時の損傷をある程度推定することが可能であると考えられる。

図-29 には、実験終了後のカルバートの状態を示す。

図-29 より、アーチ部分には、内空側・外空側ともに帯鉄筋の位置に等間隔でひび割れが発生していることが確認できる。それぞれのひび割れ幅は、内空側で最大 0.2 mm、外空側で最大 0.15 mm であり、内空側の損傷がより顕著であった。

ヒンジ部の状態について目視確認を行ったところ、頂部ヒンジではずれやひび割れは発生しておらず、加振後も健全な状態を保っていた。一方、脚部ヒンジについては、下端より 15 mm 付近に大きな亀裂が発生していた。これは、実験条件で述べた通り、本実験ではアーチ部材

に左右から金属板を当て、ボルトで挟み込むことで脚部ヒンジをモデル化したため、設計で考えているよりも大きな回転剛性を発揮したためであると考えられる。しかし、亀裂の発生後は塑性ヒンジとなるため、回転剛性はほとんどゼロであったと推察される。このような状況においても、ヒンジ部が逸脱しカルバート全体が崩壊に至ることはなかった。

5. まとめ

本研究では、盛土施工過程の変形挙動と強地震時における損傷形態の把握を目的に、実構造に対して1/5スケールの3ヒンジプレキャストアーチカルバートを用いて振動台実験を実施した。本研究により得られた知見は以下の通りである。

- 1) 盛土施工段階においては、現行の設計で想定している通り、盛土高さに応じて部材が変位することを確認した。さらに、盛土高さが天端より大きくなると、アーチ部材が扁平に変形することで受働土圧状態となり、盛土施工終了時には静止土圧よりも大きな水平土圧が作用することを確認した。
- 2) 地盤のせん断ひずみが数%を超える強地震が作用した場合においても、カルバート周面に作用する土圧の増減とカルバートの変形は、盛土との相対変位により説明できることを確認した。
- 3) 地盤のせん断ひずみが数%を超える強地震が作用した場合には、アーチ部材は著しく塑性化し、頂部ヒンジは外空側への変位が蓄積する。しかし、部材が終局状態に至る前に先行的に頂部ヒンジが逸脱し、カルバート全体が崩壊する可能性は低い。
- 4) 3ヒンジアーチカルバートの挙動は周辺地盤の挙動に支配されており、加振中にヒンジ部が逸脱しカルバート全体が崩壊に至る可能性は低いことから、同構造の耐震設計を行う際には、従来より地中構造物に適用されてきた応答震度法・応答変位法の適用が可能であることが示唆される。ただし、ヒンジ部については、その特性を適切に解析モデルに取り入れる必要がある。
- 5) 3ヒンジプレキャストアーチカルバートでは、左右のアーチ部材は地震の影響により内空側への変位が発生しやすいため、内空側から先行的に損傷が進行する。このような損傷過程は、地震後の目視確認が可能であることから、維持管理上望ましい損傷過程であると考えられる。
- 6) 本実験では、地震により損傷を受けた3ヒンジアーチカルバートは、内空幅は狭まり、内空高が広がるモードで残留変形が発生した。また、頂部ヒン

ジの回転角は盛土側に蓄積する傾向を示した。このことから、実務においては、地震後の内空変位を計測することにより、地震時の損傷をある程度推定することが可能であると考えられる。

謝辞：本研究は、国土交通省「道路政策の質の向上に資する技術研究開発」により実施した。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 社団法人 日本道路協会：道路土工 カルバート工指針（平成 21 年度版），丸善出版，2010.
- 2) 財団法人 地域地盤環境研究所，モジュラーチ工法協会：Modularch 技術マニュアル，2008.
- 3) 財団法人 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(案)，1998.
- 4) 安部哲生，中村雅範：高速道路における大型の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.
- 5) 入江伸明，伊藤和也，高橋章浩，日下部治：3 ヒンジトンネルの地震時挙動に関する遠心実験，第 37 回地盤工学研究発表会，pp.1779-1780, 2002.
- 6) 例えば，熊田哲規，高橋裕輔，北林孝顕，堀田三成，大井 純，小泉 淳：テクスパン工法を用いたトンネルの模型振動実験について（その 1）ーテクスパン工法および模型振動実験の概要についてー，土木学会第 50 回年次学術講演会，pp.1112-1113, 1995.
- 7) 豊田浩史，高貝 真：テールアルメ盛土中における 3 ヒンジアーチの動的挙動，土木学会論文集，No.624/III-47, pp.255-266, 1999.
- 8) 豊田浩史，伊藤寿晃：テールアルメ盛土と 3 ヒンジアーチの動的挙動に与える加振条件と各種物性値の影響，土木学会論文集，No.666/III-53, pp.279-289, 2000.
- 9) 香川崇章：土構造物の模型振動実験における相似則，土木学会論文報告集，第 275 号，pp.69-77, 1978.
- 10) 国生剛治，岩楯敏広：軟弱地盤の非線形振動特性についての模型振動実験と解析，土木学会論文報告集，第 285 号，pp.57-67, 1979.
- 11) 財団法人 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(案) 改訂（頂冠部構造）報告書，2012.
- 12) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V 耐震設計編），2012.
- 13) 澤村康生，並川卓矢，岸田 潔，木村 亮：強震応答実験装置を用いた 2 ヒンジプレキャストアーチカルバートに対する振動実験，第 49 回地盤工学研究発表会発表論文集，地盤工学会，pp.1057-1058, 2014.
- 14) 濱田政則，大町達夫：直下地震による表層地盤の変位量とひずみ量の検討，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，土木学会，pp.69-80, 1996.
- 15) 山木正彦，谷本俊輔，佐々木哲也：大地震時におけるボックスカルバートの動的挙動に関する遠心力模型実験，第 56 回地盤工学シンポジウム論文集，pp.37-44, 2011.

(2015.9.14 受付)

PREHENSION OF DAMAGE MORPHOLOGY IN THREE-HINGE PRECAST ARCH CULVERT BASED ON SHAKING TABLE TEST THROUGH STRONG EARTHQUAKE RESPONSE SIMULATOR

Yasuo SAWAMURA, Hiroyuki ISHIHARA, Kiyoshi KISHIDA and Makoto KIMURA

Seismic stability has not been considered in the design of traditional culverts in Japan. In recent years, however, the construction of precast arch culverts, which include hinges in the main body and are outside of the range of conventional culverts, has been increasing. In this study, large-scale shaking table tests, using a strong earthquake response simulator, were conducted to clarify the seismic behavior of a three-hinge precast arch culvert. Furthermore, the inner space displacement and the earth pressure of the culvert were measured at each construction stage. From the results, it was found that the modification mode of the component changed according to the banking height and that the culvert behaved as expected in the construction stage. Moreover, it was confirmed that the hinge part did not break prior to the ultimate behavior of the arch element during a large earthquake.