

ヒンジ式プレキャストアーチカルバートの 地震時限界性能に関する実験的研究

久保田伸一¹・篠原聖二²・三岡善平³・藤原慎八⁴
大谷義則⁵・畠山慎二⁶・石田雅博⁷

¹正会員 国立研究開発法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 交流研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

²正会員 博（工） 阪神高速道路株式会社 技術部（〒541-0056中央区久太郎町4-1-3）
(前 独立行政法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員)

³非会員 日本ヒューム株式会社 技術部（〒105-0004 港区新橋5-33-11）

⁴正会員 ジオスター株式会社 技術部（〒112-0002文京区小石川1-28-1フロンティア小石川ビル）

⁵正会員 ヒロセ株式会社 補強土事業本部 技術部（〒135-0016 江東区東陽4-1-13東陽セントラルビル）

⁶正会員 JFE商事テールワン株式会社 東部技術部（〒112-0002千代田区大手町2-7-1JFE商事ビル4階）

⁷正会員 修（工） 国立研究開発法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員

1. はじめに

アーチカルバート工法は、曲線形のフォルムによる景観性の向上や、アーチ効果により経済的な部材が構成できることなどの利点があり、写真-1のような道路盛土区間でのアンダーパスなどに使用されている。近年、交差道路の広拡幅化への対応から、工程短縮、施工効率化が図られ、組立式のプレキャストアーチカルバート工法の使用が多くなってきている。組立式プレキャストアーチカルバートは、断面や構造形式が道路土工カルバート工指針¹⁾（以降、カルバート指針と称す）における従来型カルバートの適用範囲外の構造である。従来型カルバートの場合の設計は慣用設計法が適用できるとされており、カルバートが常時の性能を満たすのであれば、所要の耐震性能も同時に満たされるとみなしている。一方で組立式のプレキャストカルバート工法の様な適用範囲外の場合は、そのカルバート自体の地震時挙動を把握した上で、耐震性能を評価する必要があるものと考えられる。

組立式プレキャストアーチカルバート工法の代表例には、部材の接合部にヒンジを有する2ヒンジ式アーチカルバート工法²⁾と3ヒンジ式アーチカルバート工法³⁾（以降、2ヒンジアーチ、3ヒンジアーチと称す）の2工法が存在する。これらの耐震性能に関する研究は、これまで様々な振動実験や解析^{例え}
ば⁴⁾⁵⁾が行われており、一定の耐震性能を有するこ

とを確認している。しかしながら、これらの研究では、構造物の地震時の安全性を評価するために重要な、終局に至るまでの損傷過程や終局状態そのものを明らかにしたものではないため、地震時の性能評価手法を確立するには至っていない。

そこで本研究では2工法のヒンジ式アーチカルバートの性能評価手法確立を目的として、模型供試体実験を実施した。実験では地震による繰り返し載荷を模した正負交番荷重を構造物が終局に至るまで作用させ、損傷過程や終局状態を確認することで、安全性に関する地震時限界性能の評価を行った。

2. 実験条件

(1) 2ヒンジアーチの構造特性

2ヒンジアーチは図-1に示ようにプレキャストコンクリート製の頂版部材と左右の側壁部材、場所打ちコンクリートによる底版部材の計4部材で構成される構造である。部材間の接続は、頂版と側壁との継手はナックル形状のヒンジ接合、インバートと側壁とは鉄筋機械継手による剛接合となっている。ヒ



写真-1 アーチカルバート

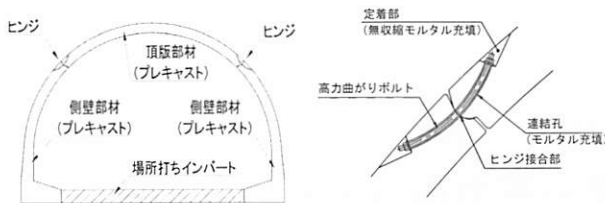


図-1 2 ヒンジアーチ構造

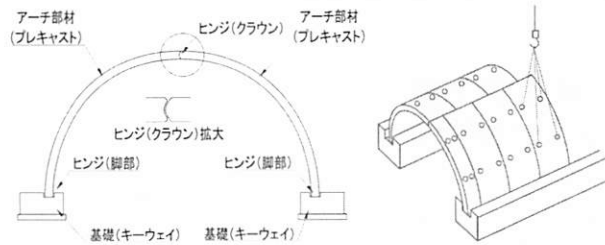


図-2 3 ヒンジアーチ構造

ンジには図-1 に示すように頂版の脱落防止対策としての曲がりボルト (M24 (10.9)) を挿入しており、ボルト周りは腐食防止のためのモルタルを充填している。

(2) 3 ヒンジアーチの構造特性

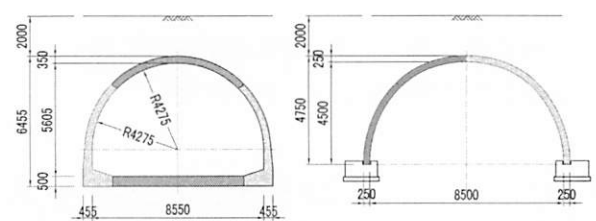
3 ヒンジアーチは図-2 に示すように2つのプレキャストアーチ部材を左右千鳥状に組み立て、その周辺に盛土を施工し、クラウンと基礎にヒンジを有する3 ヒンジ構造のアーチカルバートを構築する工法である。ヒンジはクラウンがナックル形状、脚部はキーウェイと呼ばれる場所打ちの基礎にアーチ部材を挿入し、アーチ部材とキーウェイとの間にモルタルを充填する構造となっている。

(3) 実験概要

本研究では終局までの荷重を想定しており、供試体の崩壊による危険を回避するため、写真-2 および写真-3 に示すように、実験供試体は函体軸が鉛直方向になるように横倒しで設置した。供試体は固定ブロックを介して反力壁にPC 鋼棒によって固定した。鉛直方向については供試体の水平変位挙動に追従できる軸力載荷装置を用い、周辺地盤からの土かぶり圧を模擬した荷重を、水平方向については左右2 台の油圧ジャッキを用いて水平土圧を模擬した荷重を載荷した。また3 ヒンジアーチの基礎は不等沈下が生じにくい良質地盤が設置の前提条件であるため、供試体では鋼材 (H-400×400) 2 本を用いた剛性の高い構造とした。

(4) 実験供試体の設計

本研究で対象としたアーチカルバートの内空幅は、場所打ちコンクリートによる従来型アーチカルバートの適用範囲である 8.0m を超える 8.5m 程度とした。



a) 2 ヒンジアーチ

b) 3 ヒンジアーチ

図-3 設計断面図(単位 mm)

表-1 材料物性値

構造		鉄筋コンクリート構造	
材料	コンクリート	設計基準強度	40 N/mm ²
		弾性係数	31 kN/mm ²
	鉄筋	降伏強度	345 N/mm ²
		弾性係数	200 kN/mm ²
許容応力度	コンクリート	14 N/mm ²	
	せん断	0.55 N/mm ²	
	鉄筋	180 N/mm ²	

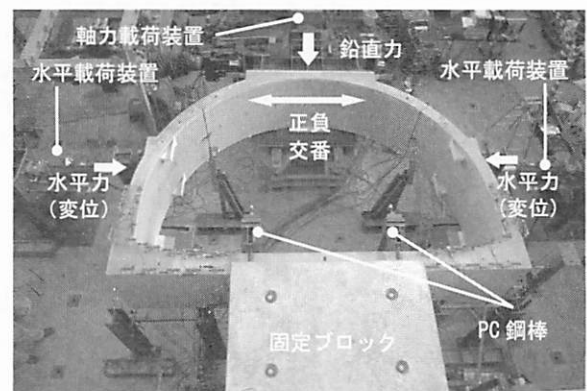


写真-2 供試体設置概要写真 (2 ヒンジアーチ)



写真-3 供試体設置概要写真 (3 ヒンジアーチ)

また土かぶり条件は図-3 に示すように 2.0m とし、常時の荷重条件にて場所打ちアーチカルバートの慣用設計法を採用し断面諸元を決定した。設計で使用了材料物性値を表-1 に示す。コンクリートの設計基準強度は 40N/mm²、鉄筋の許容引張応力度は 180N/mm² とした。

次に図-4 a) c) に示すような常時荷重により生じる断面力を実験供試体に再現させるため、載荷ジャッキによる荷重値および支持条件を事前解析により決定した。なお2 ヒンジアーチでは、底版の支点位置は固定ブロック幅とした。隅角部は地盤上に設

置された条件での挙動を再現するため、固定ブロックは底版幅より小さくし、隅角部がいずれの方向にも拘束されないモデルとした。

実験断面への鉛直方向の軸力載荷装置からの集中荷重と載荷位置、および水平方向の油圧ジャッキからの集中荷重と載荷位置は、その荷重により発生する曲げモーメントの分布形状や曲げモーメントおよび軸力の値を、再現性が高くなるように常時荷重による分布や値にできるだけ近づけることで決定した。図-5 に常時荷重による設計断面の発生断面力、集中荷重による実験断面の発生断面力を示す。ここで、両アーチともジャッキの集中荷重によって実際の土圧の様な分布荷重による断面力分布および断面力値を完全に一致させることは困難であった。そのため、2 ヒンジアーチでは正負交番荷重により、はじめに損傷を受けると考えられる側壁基部に着目し、その断面力を合わせることで集中荷重の作用位置および大きさを設定した。3 ヒンジアーチでは、図-5 c) に示すように実験断面のアーチ外側に設計断面では発生しない大きな曲げが発生するため、実験断面外側の鉄筋量を構造細目における最大である有効断面積の2%⁶⁾を上限とした鉄筋補強を行った。それにより、アーチ外側が内側よりも先に終局に達することがなく、常時荷重による断面力に実験断面の断面力ができるだけ近くなるように、荷重値および作用位置を決定した。

実験の荷重と載荷位置は、2 ヒンジアーチの場合は図-4 b) に示すように鉛直方向には240kNの荷重を頂版アーチ中央から1450mmの位置2点に、水平方向には80kNの荷重を底版下面より3600mmの位置へ載荷、3 ヒンジアーチの場合は図-4 d) に示すよ

うに鉛直方向には160kNの荷重を頂版アーチ中央から750mmの位置2点に、水平方向には200kNの荷重を底版下面より2275mmの位置へ載荷することとした。図-5 a), b) に示すように、2 ヒンジアーチの側壁基部は、モーメントが設計断面174.1kN・mに対し実験断面では173.2kN・m、軸力が設計断面238.5kNに対し実験断面240.7kNであり、図-5 c) d) に示す3 ヒンジアーチの内側は、モーメントが設計断面18.5kN・mに対し実験断面では25.6kN・m、軸力が設計断面259.9kNに対し実験断面では206.1kNとなった。

(5) 載荷方法

図-6 の a) b) に実験供試体の寸法および配筋要領を示す。実験供試体の縮尺については、2 ヒンジアーチは1/2、3 ヒンジアーチは約1/2（内空幅の比4800/8500=0.5647）とし、供試体の配筋は実大の解析モデルで決定した鉄筋量に対し断面積比を合わせて決定した。2 ヒンジアーチ供試体のヒンジ部に使用する曲がりボルトについても、実大サイズでの規格M24の断面積の1/2に近いM16とした。図-7 に実験セットアップ図を示す。初期荷重の載荷位置や大きさについてもそれぞれの縮尺を乗じたものとし、2 ヒンジアーチは鉛直荷重120kNを頂版アーチ中央部から725mmの位置に2点載荷、水平荷重40kNを底版下面より1800mmの位置に載荷、3 ヒンジアーチは鉛直荷重90kNを頂版アーチ中央部から424mmの位置に2点載荷、水平荷重は113kNを下面より1285mmの位置に載荷した。

正負交番載荷実験に先立ち予備載荷を行い、鉄筋ひずみが1725 μ （供試体に使用した鉄筋SD345の

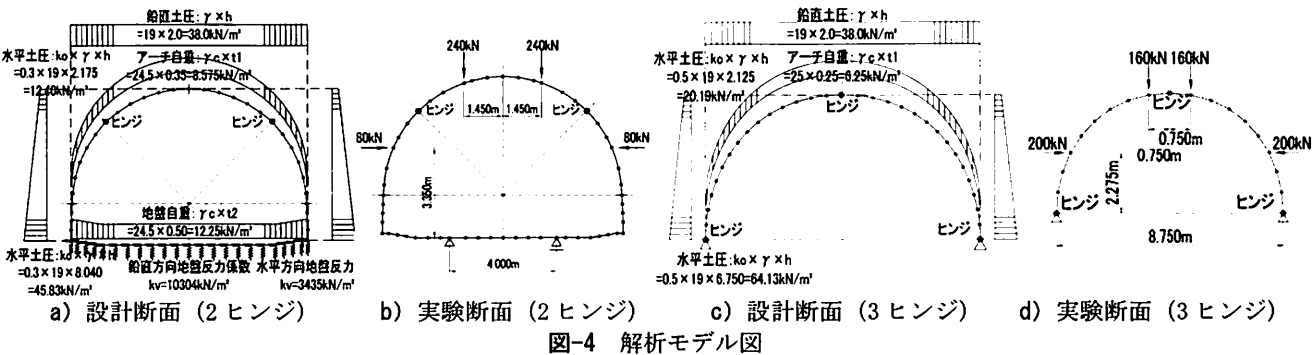


図-4 解析モデル図

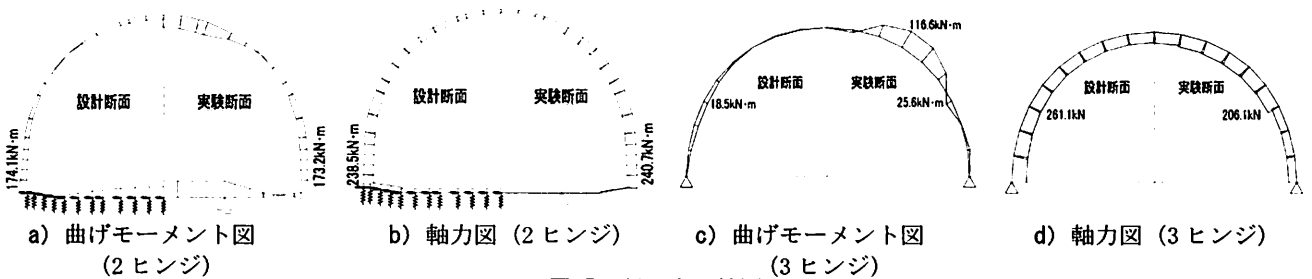


図-5 断面力比較図

終局に至った。荷重低下が起こり始めた時点での損傷状態を図-10 c) に示す。側壁付け根のかぶりコンクリートの剥落はこの時点から確認され始めている。載荷終了の終局状態における供試体を図-10 d) および写真-4 に示す。大きな損傷は写真-4 b) c) に示すよう、側壁付け根から隅角部にかけて、大きなひび割れやかぶりコンクリートの剥落などが見られた。このことから、終局時に荷重低下を引き起こした要因は、早くから鉄筋が降伏しているが、かぶりコンクリートの剥落のない側壁基部ではなく、隅角部での損傷であると考えられる。隅角部は設計では一般に剛域と見なしている部位であり、終局時においても、高い耐力を有しているべきであると考えられる。

図-11 に水平荷重とヒンジの回転角との関係を示す。ヒンジの挙動は回転角を計測する変位計が途中でストローク不足を起こしたため、層間変形角 3.8% までの計測であるが、ヒンジは荷重に従った安定した回転挙動を示した。終局時においても、ヒンジの閉合による接触のためにコンクリートの部分的

な剥落が見られたが、頂版の崩落の原因となるようなヒンジの破壊や脱落などの現象は見られなかった。

図-5 a) に示すように再現解析では頂版内側および底版内面において実験断面の曲げモーメントが設計断面に比べ大きく出ており、実際に実験では予備載荷の段階でこの箇所に曲げクラックを観測した。しかしながら、その後の正負交番載荷によってこの部位への鉄筋降伏や大きな変形などは発生しておらず、この部位の初期の損傷はその後の損傷過程や終局状態に大きな影響を与えるものではないものと考えられた。

層間変形角の増加による内空変形量と鉛直荷重の推移を図-12 に示す。内空変形量がプラスになった場合は内空寸法の増加を、マイナスになった場合は減少を示す。2 ヒンジアーチは載荷に従い、内空高さが減少、内空幅が増加しており、扁平な形状になったことが伺える。ここで鉛直土かぶり圧を模した初期の鉛直荷重との関係を見ると、2 ヒンジアーチは載荷に従い扁平形状と化し、頂版が内空側へ変形したため、終局時の鉛直荷重が初期鉛直荷重値以

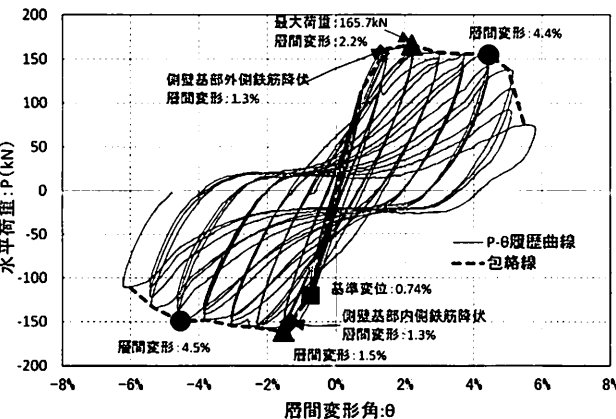


図-9 水平荷重-層間変形角の関係 (2 ヒンジアーチ)

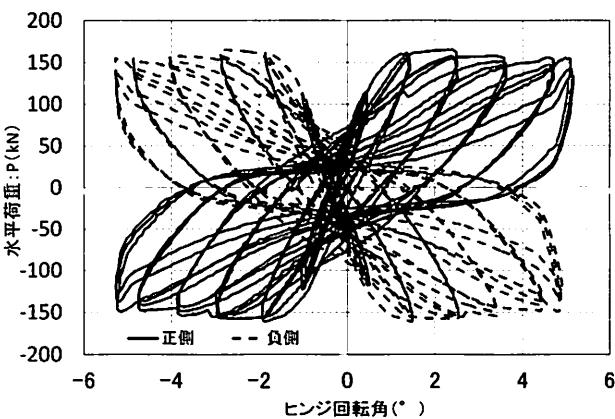


図-11 水平荷重-ヒンジ回転角の関係 (2 ヒンジアーチ)

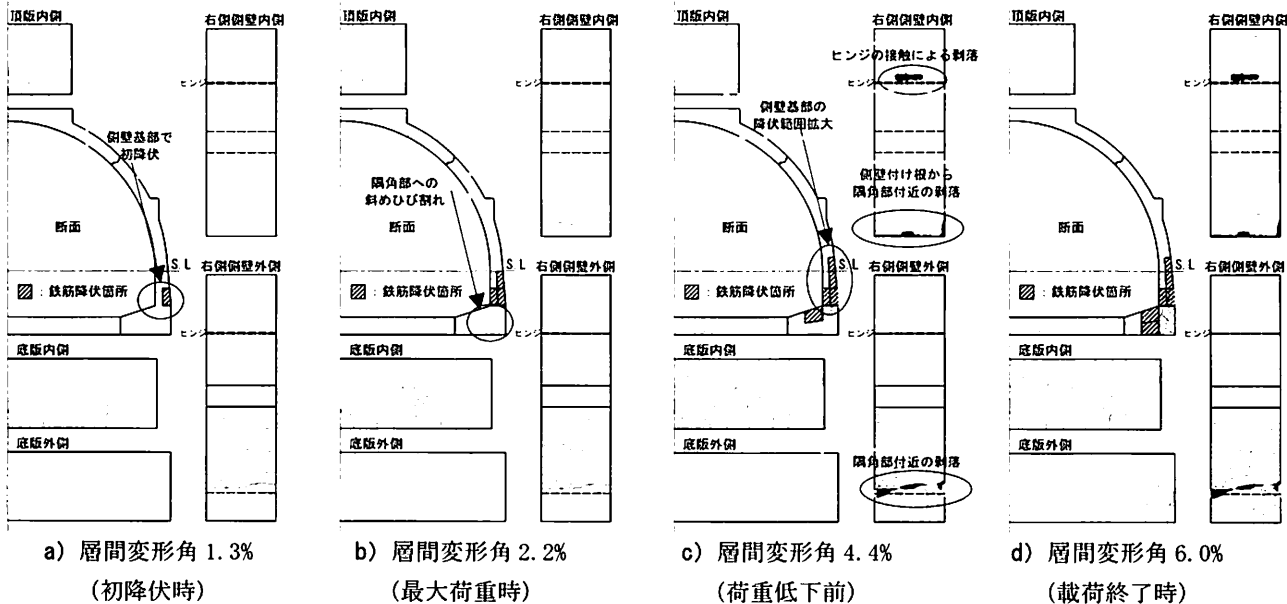


図-10 供試体損傷過程図 (2 ヒンジアーチ)



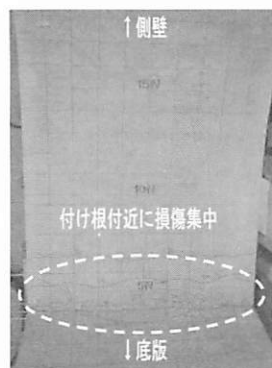
a) 全景 (矢印は撮影方向を示す)



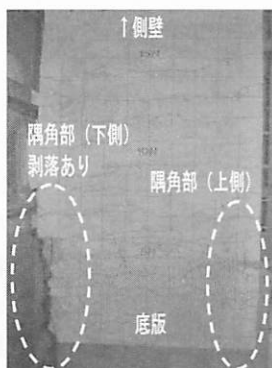
b) 隅角部損傷 (上側)



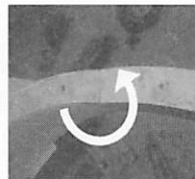
c) 隅角部損傷 (下側)



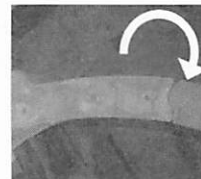
d) 側壁基部内側



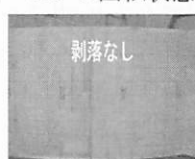
e) 側壁基部外側



f) ヒンジ回転状態



g) ヒンジ回転状態



i) ヒンジ外側



h) ヒンジ内側

写真-4 終局状況写真 (2 ヒンジアーチ)

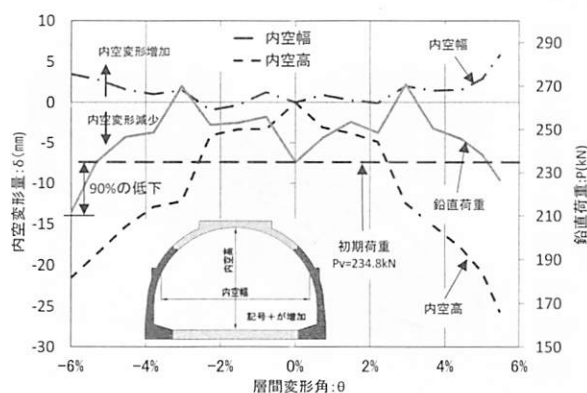


図-12 2 ヒンジアーチ内空変形量と鉛直荷重の推移

下となったと考えられる。しかしながら、約 90% の鉛直荷重は保持されており、また実際に終局を迎えた供試体もアーチ形状は維持されていた。このことより、2 ヒンジアーチは終局後であっても土かぶり荷重によって断面が潰されるような崩壊には至らず、内空断面が維持されるものと考えられる。

次に、変形能による評価を行う。一般に高次不静定構造である地中構造物は、一部の部材が損傷しても構造物全体の崩壊には直結しないとされている⁷⁾。そのため限界状態の評価には個別の部位の耐力ではなく、構造物全体の変形能の指標である層間変形角に着目する考え方がある⁸⁾。その場合、カルバートの崩壊が所定の層間変形以内では起きないことを確認することが重要となる。具体的な変形能として、例えば 1%⁹⁾ などが存在するが、ここではカルバートの設計指針の中では大きな数値である 2% (=1/50)¹⁰⁾ を目安として評価する。

図-9 から、荷重は層間変形角 1.5% でピークを迎えたが、好ましくない隅角部の損傷の発生は 2% 以降であり、最終的には 4% 以上の変形能を示した。地中構造物の変形は地盤のせん断変形に支配されており、兵庫県南部地震における非液化化地盤でのせん断ひずみは 1% 弱¹¹⁾ であったことを考慮すると、目安とした 2% は安全側であると言える。

(2) 3 ヒンジアーチの損傷過程および終局状態

荷重と層間変形角の関係を図-13 に示す。供試体の損傷過程については、まず基準変位に至る前の予備載荷において、アーチ部材の外側に多数の曲げひび割れが分散して発生した。次に、図-14 a) に示すように層間変形角 0.24% でアーチ部材の載荷点位置の鉄筋が降伏した後、荷重が徐々に増加するとともに、アーチ部材の内側に曲げひび割れが発生した。図-14 b) の層間変形角 2.1% において最大荷重 99.9 kN に達した後、図-14 c) の層間変形角 2.4% において、アーチ部材の載荷点位置の曲げ損傷により急激に荷重が低下し終局を迎えた。終局時の損傷状況を図-14 d) におよび写真-5 に示す。写真-5 a) より、終局状態では載荷点位置のアーチ部材がヒンジ化していることがわかる。載荷点位置の内側には写真-5 b) c) に示すような曲げ損傷が発生していた。写真-5 d) e) に示すクラウン部のヒンジと脚部のヒンジについては、アーチ部材の曲げ損傷により供試体が終局状態に至るまで、ヒンジが外れるよ

うな脆性的な破壊は生じることはなくヒンジ機能は保持されていた。ただし、写真-5 e) に示すように、基礎コンクリートにはせん断力によるひび割れが発生しており、荷重条件や構造条件によっては、基礎コンクリートにせん断破壊が発生し、アーチ部材の脚部の支持機能が失われる可能性がある。

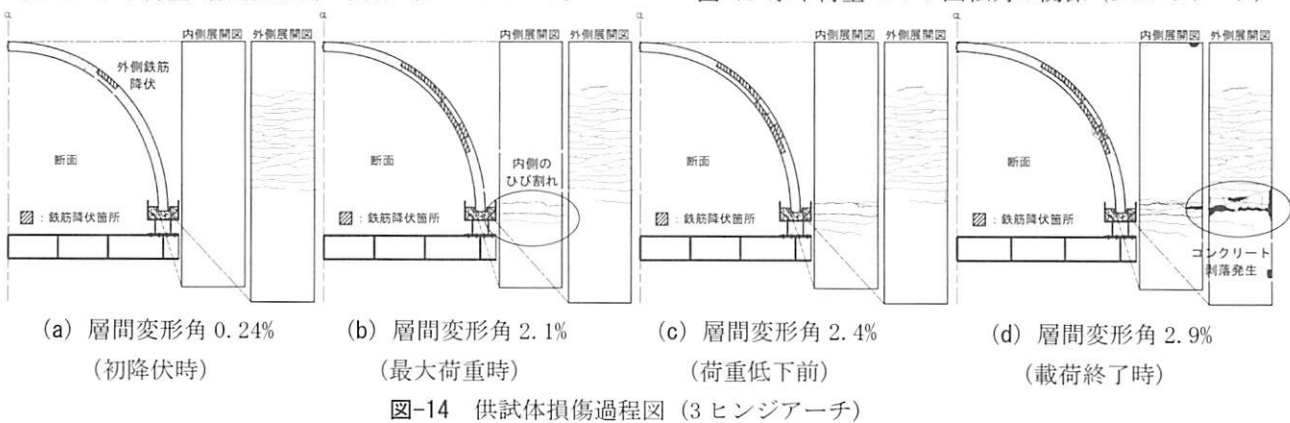
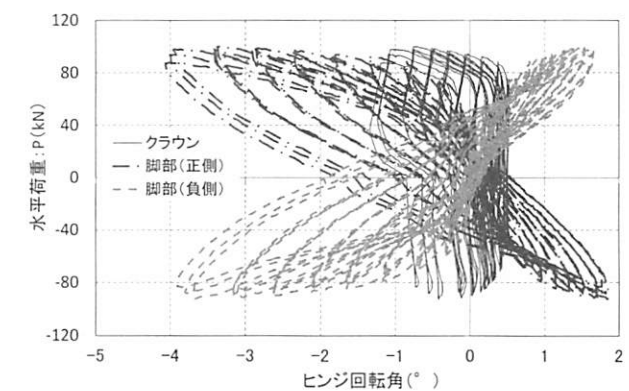
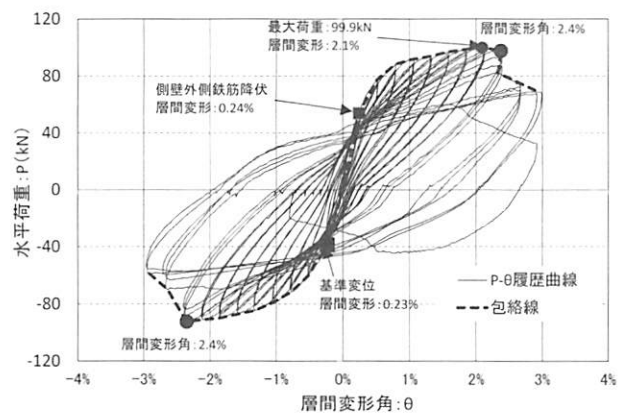
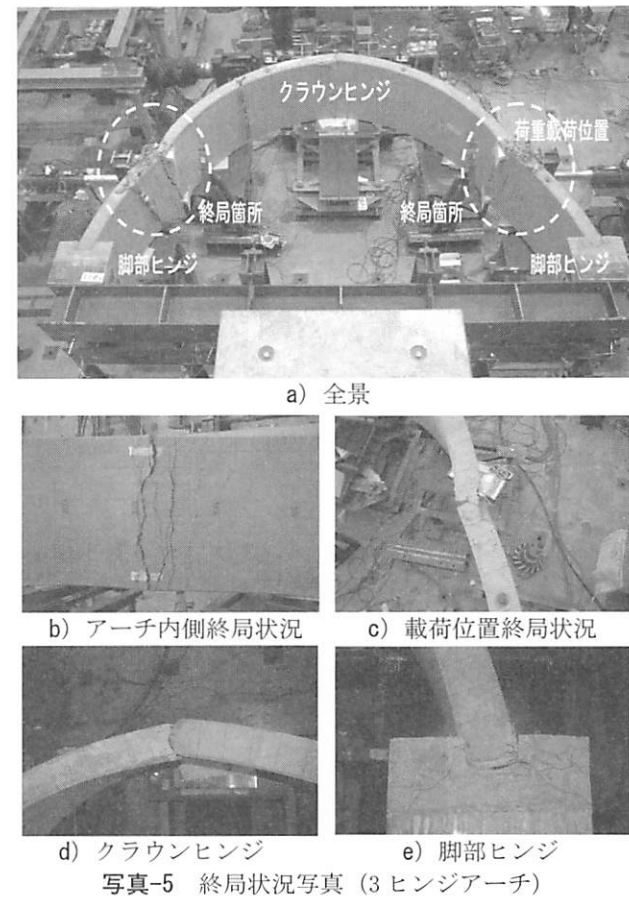
水平荷重とヒンジ回転角の関係を図-15 に示す。なお、ヒンジの回転角を計測するための変位計が載荷途中で外れたため、図-15 では層間変形角 2.4%までの計測値を示している。クラウン部のヒンジは $\pm 1^\circ$ の範囲で、脚部のヒンジは -4° から 2° の範囲で安定して挙動しており、脱落による終局ではないことが確認できる。

載荷装置が集中荷重のため、設計断面力を実験供試体には完全に再現できず、載荷初期にアーチ外側に鉄筋降伏が発生したが、その後の終局状態はアーチスパン中央付近の内側での曲げ圧縮破壊にて至っており、アーチ外側の損傷が終局の要因となる割合は小さいと考える。

3 ヒンジアーチの層間変形角の増加による内空変形量と鉛直荷重の変化を図-16 に示す。3 ヒンジアーチは載荷に従い内空高さは増加、内空幅は減少しており、凸型の尖頭形状になっている。初期の鉛直荷重との関係を見ると、3 ヒンジアーチは終局後に断面が尖頭形状となり、クラウンが上へ押し上げられたため、初期鉛直荷重以上の荷重が作用している。

よって、地震力により終局に至った断面においても、鉛直荷重を保持できており、終局後も断面が潰されるような崩壊は起こらないと考えられる。

変形能は図-13 より 3 ヒンジアーチは層間変形角



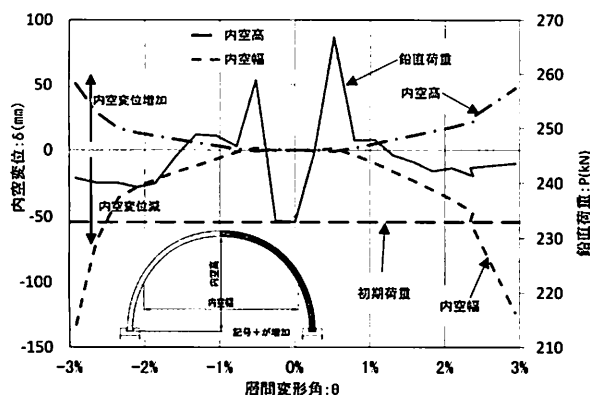


図-16 3 ヒンジアーチ内空変形量と鉛直荷重の推移

が2%を過ぎるまで荷重はゆるやかな上昇を続けていることより、少なくとも2%以上を有していることが確認できた。

4. まとめ

本研究では、2工法のヒンジ式プレキャストアーチカルバートの性能評価手法の確立の一環として、模型供試体を用いた正負交番載荷実験を行った。実験により得られた知見を以下に示す。

(1) 2ヒンジアーチについて

- ・ 損傷過程は側壁基部の主鉄筋が降伏した後、隅角部の損傷が進み終局に至るものであった。また、ヒンジの回転性能は終局に至るまで損なわれることはなかった。
- ・ 今回の実験では隅角部の損傷が見られた。構造モデルでは隅角部を剛域として設計することから、当該部位に損傷が集中することは望ましくはなく、高い耐力を有するべきと考えられる。
- ・ 終局状態ではヒンジが脱落するような脆性的な破壊や、カルバートが土かぶり荷重により押し潰されるような崩壊の発生は確認されなかった。
- ・ 変形能は兵庫県南部地震の非液化化地盤で確認された1%弱のせん断ひずみに対し安全で、かつ設計指針¹⁰⁾から安全の目安とした層間変形角2%以上であることを確認できた。

(2) 3ヒンジアーチについて

- ・ 損傷過程は、初めにアーチ外側の鉄筋が降伏したが、最終的には曲げモーメントによる部材内部の圧縮破壊にて終局に至るものであった。また、ヒンジの回転性能は終局に至るまで損なわれることはなかった。
- ・ 脚部ヒンジの基礎コンクリートへのせん断ひび割れが発生しており、アーチの支持機能が損な

われる可能性もあるため、必要な対処が望まれる。

- ・ 終局状態ではヒンジが脱落するような脆性的な破壊や、カルバートが土かぶり荷重により押し潰されるような崩壊の発生は確認されなかった。
- ・ 変形能は兵庫県南部地震の非液化化地盤で確認された1%弱のせん断ひずみに対し安全で、かつ設計指針¹⁰⁾から安全の目安とした層間変形角2%以上であることを確認できた。

本研究は平成26年度から実施している国立研究開発法人土木研究所とモジュラーチ工法協会、および国立研究開発法人土木研究所と日本テクスパン協会による「プレキャストアーチカルバートの限界状態の評価に関する共同研究」の成果の一部である。

参考文献

- (社) 日本道路協会：道路土工 カルバート工指針，2010.
- (財) 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，2008.7.
- (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.
- 川村淳一，清原勝司，岩崎喬夫，中野雅弘，松原勝巳，山浦一郎，植村靖美：分割式アーチトンネルの耐震性向上に関する検討（その2），第10回日本地震工学シンポジウム論文集，E4-8，pp1963-1968，1998.
- 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.
- 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編，2012.3
- 土木学会：トンネル標準示方書 開削工法・同解説，2006.
- 松尾豊史，金津努，大友敬三，福本彦吉：コンクリート製地中構造物の合理的な耐震性能評価指標に関する検討，土木学会地震工学論文集，2003.6
- 土木学会原子力土木委員会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針，2005.
- 阪神高速道路（株）：開削トンネル耐震設計指針-横断方向の耐震設計-，2008.10
- 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記述講演会論文集，pp.69-80，1996.