

⑮-1 性能規定化に対応した新形式道路構造の評価技術に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 23～平 26

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：石田雅博，七澤利明，篠原聖二，
河野哲也，飯島翔一

【要旨】

本研究は、コスト削減等の観点から提案が増えてきている連続カルバート等の橋梁構造と土工構造の境界的な構造や、橋梁構造等と土工構造の境界部等に人工材料を用いた構造体を有する構造など、要求性能に基づき設計・照査する手法が確立されていない新しい形式の道路構造の性能検証法の提案を目的として行うものである。平成 26 年度は、アーチカルバート構造を用いた新形式構造に関する検討として、2 種類のヒンジ式プレキャストアーチカルバートによる正負交番載荷実験を行い、その損傷過程や終局状態を明らかにした。

キーワード：アーチカルバート，変形能，損傷過程，終局状態

1. はじめに

道路構造物に関する技術基準の性能規定化に伴い、コスト削減等の観点から連続カルバート等の橋梁構造と土工構造の境界的な構造や、橋梁構造等と土工構造の境界部等に人工材料を用いた構造体を有するものなど新しい形式の道路構造が多く提案されてきており、今後も増加することが想定される。しかし、このような道路構造物に対して、要求性能に基づき設計・照査する手法は確立されていないことから、これまで独自の解釈による方法で性能を満足していることを検証しているのが実状である。このため、本来必要とされる十分な検証がないまま採用され供用開始後に不具合を生じる可能性や、適切な安全性が確保されていない構造物が設計されている可能性などが懸念される。結果として、道路管理者は安全性に対する確証や説明責任を果たせないおそれ等から新技術の導入を避け、開発者は技術提案をしても採用されないことから開発の意欲がそがれることとなる。これは、安全性やコスト削減等の観点でより合理的な新形式の構造があってもそれが採用されないという社会全体としての不利益につながりかねないことから、より優れた構造が採用されやすい環境整備が必要である。

本研究は、安全性やコストの観点等から社会資本の機能を増進するとともに、要求性能に応じた合理的な新形式道路構造物に関する技術開発や採用がしやすい環境を整えるために、従来の道路構造物と同様の観点から担保

される安全性や供用性等の統一的な評価を可能にするための性能検証法の提案を目標としている。

平成 26 年度は、写真-1 に示す連続アーチカルバート構造のような新形式道路構造物に使用されているヒンジ式プレキャストアーチカルバートを対象に、アーチカルバート単体の地震時限界性能を明らかにするための正負交番載荷実験を行った。また、図-1 に示すフーチングを有しない一柱一基礎構造を対象とし、まず、細長比パラメータの大きい供試体も含む電縫鋼管の正負交番載荷実験を行い、その耐震性能について検討を行った。次に、突出長および地盤種別の違いが構造の水平挙動や地盤の水平抵抗特性に与える影響を明らかにするため、遠心載荷装置を用いた構造—地盤系の正負交番水平載荷試験を行った。

2. 課題の整理

2.1 アーチカルバートの地震時限界性能に関する検討

過年度より取り組んできたアーチカルバート単体構造が有する耐荷性能や耐震性能の数値解析による検証¹⁾²⁾・³⁾の結果では、ヒンジを設けた構造形式のアーチカルバートは、支持地盤の不同沈下や偏土圧そして地震時外力といった一般的な常時状態と異なる外力を受けた場合、ヒンジを設けない剛性の高いアーチカルバートに比べて部材の変形が生じやすく、損傷を受けやすいことが明らかになっている。特に、地震時外力に対しては、レベル

2地震動のような大きな外力を受ける時は、塑性化する



写真-1 連続アーチカルバート構造の事例⁴⁾

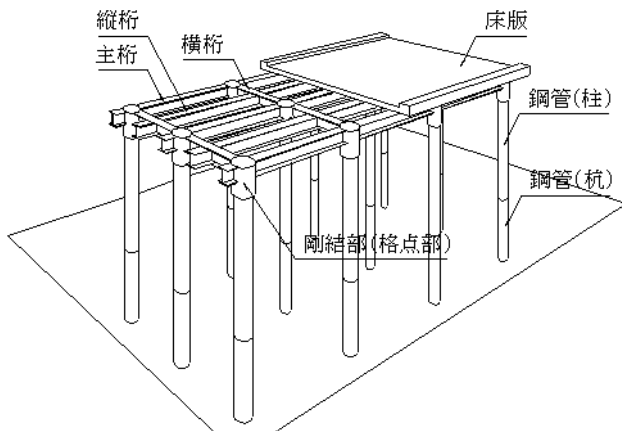


図-1 フーチングを有しない多柱式ラーメン構造のイメージ
部位や塑性化の度合いが異なるという結果が得られてお

り、ヒンジを有するアーチカルバートは外力に対して感度が高い傾向にあることが明らかとなっている。

また、写真-1のような連続アーチカルバート構造を対象として、端部に位置する橋台とアーチカルバートの離隔の差異が地震時に相互に与える影響に関する数値解析による検討⁵⁾では、離隔が小さい場合にアーチカルバートと橋台間の地盤の変形が拘束されることで、アーチカルバート部材や橋台および基礎杭の発生断面力が概ね小さくなる傾向が得られており、この解析の条件範囲内では、隣接設置されたアーチカルバートおよび橋台は、それぞれ単独で設計を実施しても安全側の設計となることが示された。

昨年度までに、アーチカルバートの性能評価手法の確立の一環として、場所打ちコンクリートによるアーチカルバート単体の正負交番繰返し載荷実験を行い、地震時の損傷過程および終局状態の確認を行なった。その結果、場所打ちコンクリートによるアーチカルバートは載荷に

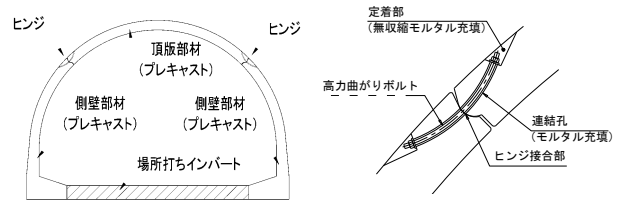


図-2 2 ヒンジアーチ構造

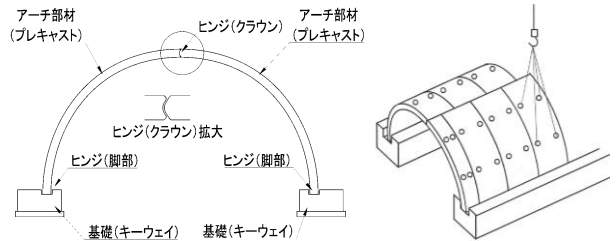


図-3 3 ヒンジアーチ構造

従い側壁基部の塑性化が進行し、アーチ肩部の断面力が増大したため、アーチ肩部でのせん断破壊に至ったこと、および終局状態における変形が中空を押し上げる形となったため、終局に達した後も上載荷重が保持され続けることを確認した。本年度は、正負交番繰返し載荷実験を2種類のヒンジ式プレキャストアーチカルバートを対象とし、場所打ちコンクリートによるアーチカルバートと同様に損傷過程や終局状態といった地震時における限界性能を明らかにした。

2.2 フーチングを有しない一柱一基礎構造の耐震性能に関する検討

フーチングを有しない多柱式ラーメン構造は、図-1に示すように、一柱一基礎構造で構成されるラーメン形式構造である。本構造は、港湾施設の直杭式横棧橋に類似する構造であり、海外ではペDESTリアンデッキ等の下部構造として採用実績がある。また、日本国内の道路橋としては新形式であり、道路橋に関する現行基準のひとつである道路橋示方書⁶⁾(以下、道示と称す)が想定する構造とは、①使用する鋼管は主に電縫鋼管であるほか、細長比パラメータが一般の橋脚より大きいこと、②山岳傾斜地に建設されることが多く、橋軸直角方向に突出長の異なる柱一杭一体部材を配置することになる、主に砂質土および粘性土の崖錐層に杭を根入れする等の相違がある。このような構造に対する柱および杭(以下、柱一杭と称す)の弾塑性挙動や地盤抵抗特性等をはじめとする耐震性能評価手法は、十分に明らかになっていないのが現状である。さらに、それらの課題の他にも、疲労や劣化に対する耐久性能や主桁と柱の剛結部の性能評価手法等、本構造の設計手法確立のために解決すべき課題はまだある。

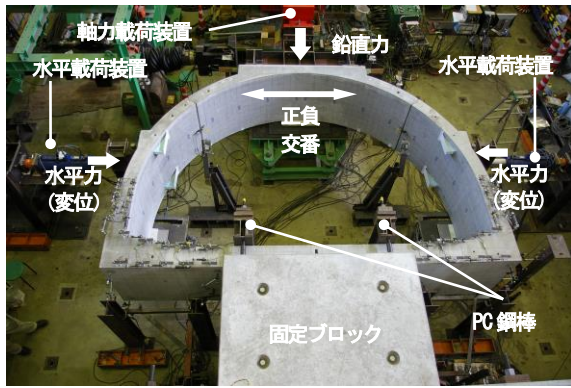


写真-2 供試体設置概要写真 (2 ヒンジアーチ)

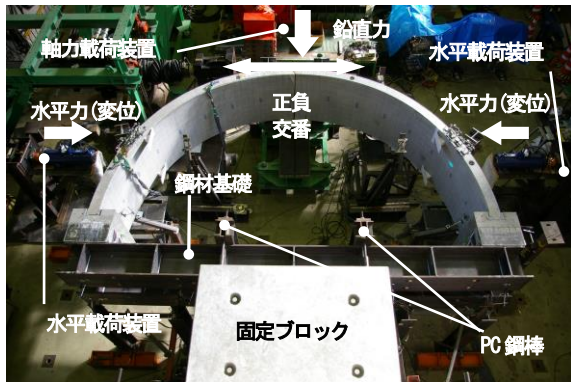


写真-3 供試体設置概要写真 (3 ヒンジアーチ)

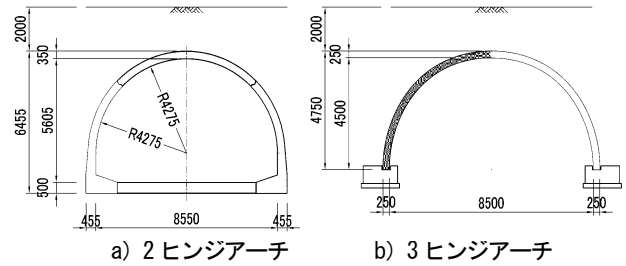


図-4 設計断面図(単位 mm)

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	

ート構造物の安全性を適切に評価するためには、構造物の損傷過程や終局状態を明らかにすることが重要である。

ヒンジ式プレキャストアーチカルバートの代表例には、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。本研究ではこの2つのアーチカルバートを実験対象とした。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^{7) 8)}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種類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载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。

3.1 実験条件

3.1.1 2ヒンジアーチの構造特性

2ヒンジアーチは図-2に示の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。ヒンジには図-2に示すように

以上の課題を解決するため、本研究では第一段階として、本構造の耐震性能評価手法を確立することを主目的とする。目的達成のための技術的課題を以下に記す。

①細長比パラメータが大きい電線鋼管の弾塑性挙動の評価

道示の細長比パラメータの適用範囲を超える範囲における電線鋼管の耐荷性能を明らかにし、耐震性能評価手法開発のための検討を行わなければならない。

②フーチングを有しない構造の挙動および地盤抵抗特性の評価

突出長の異なる各部材について、砂質土および粘性土に対する地盤抵抗特性を明らかにする。

3. 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の検討

頂版部がアーチ形状をしたアーチカルバートは、土圧を軸力として利用することで曲げに抵抗しており、条件によっては矩形のボックスカルバートに比べ合理的な断面を作ることが出来る抗土圧構造である。その一方で、地震時外力のような偏荷重を受ける場合においては周辺の地盤条件の影響を受けやすい構造であり、この傾向は特に部材間をヒンジ接合としたヒンジ式アーチカルバートで顕著である¹⁾。また、地震時における鉄筋コンクリ

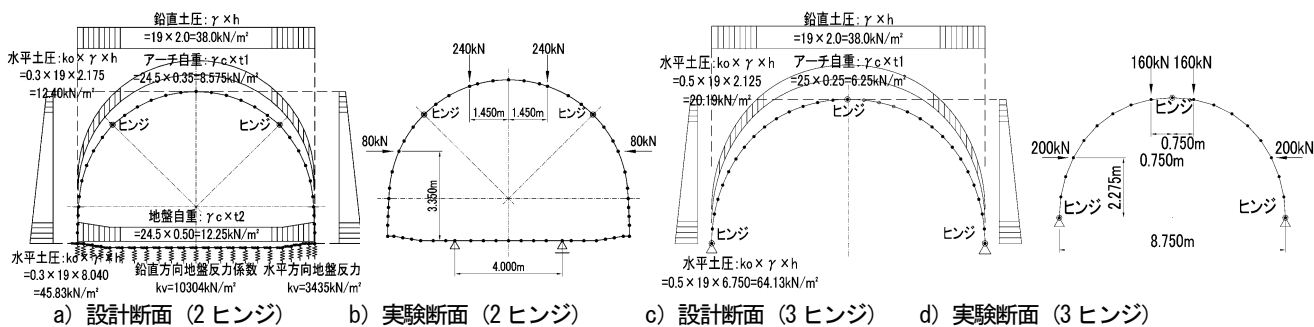


図5 解析モデル図

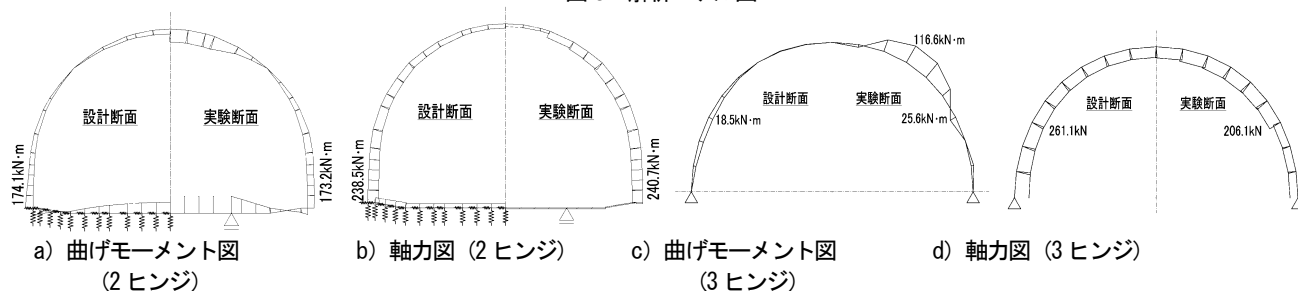


図6 断面力比較図

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。

3.1.2 3ヒンジアーチの構造特性

3ヒンジアーチは図-3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。

3.2 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。

3.2.1 実験供試体の設計および載荷方法

本研究で対象としたアーチカルバートの内空幅は、道路土工カルバート工指針⁹⁾における場所打ちコンクリー

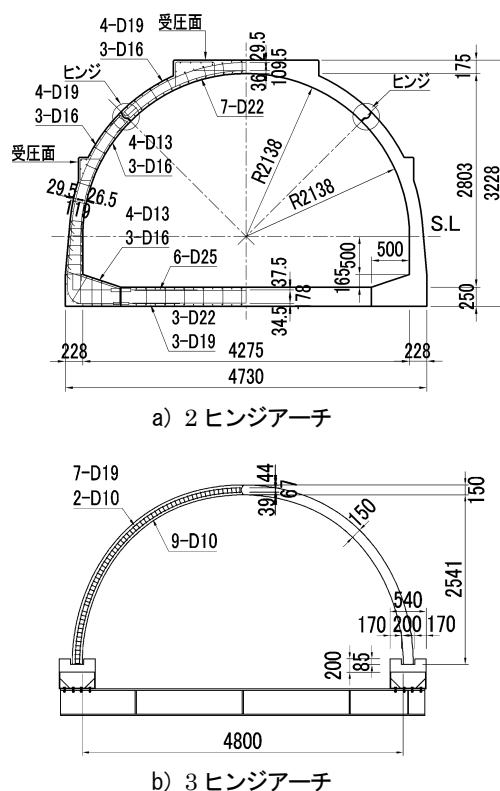


図-7 実験供試体の構造配筋図 (単位:mm, 鉄筋本数は奥行方向1mあたり)

トによる従来型アーチカルバートの適用範囲 8.0m を超える 8.5m 程度とした。また土かぶり条件は図-4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。設計で使用した材料物性値を表-1に示す。コンクリートの

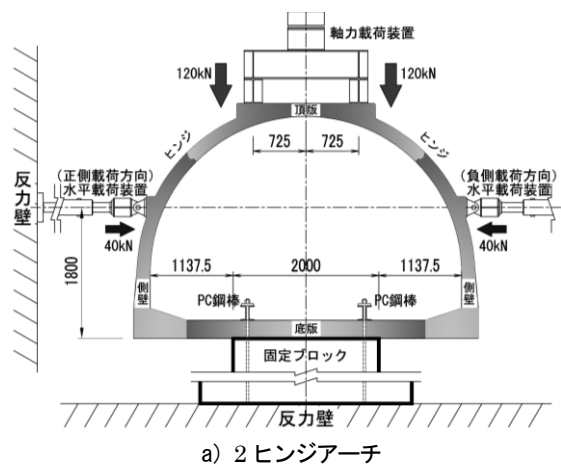
設計基準強度は 40N/mm^2 、鉄筋の許容引張応力度は 180N/mm^2 とした。

次に図-5 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、荷重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。

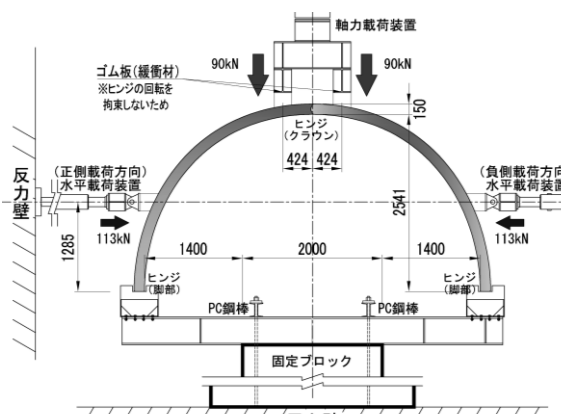
実験断面への鉛直方向の軸力載荷装置からの集中荷重と荷重位置、および水平方向の油圧ジャッキからの集中荷重と荷重位置は、その荷重により発生する曲げモーメントの分布形状や曲げモーメントおよび軸力の値を、再現性が高くなるように常時荷重による分布や値にできるだけ近づけることで決定した。図-6 に常時荷重による設計断面の発生断面力、集中荷重による実験断面の発生断面力を示す。ここで、両アーチともジャッキの集中荷重によって実際の土圧の様な分布荷重による断面力分布および断面力値を完全に一致させることは困難であった。

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-6 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%¹⁰⁾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。

実験の荷重と荷重位置は、2ヒンジアーチの場合は図-5 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-5 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-6 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 $174.1\text{kN}\cdot\text{m}$ に対し実験断面では $173.2\text{kN}\cdot\text{m}$ 、軸力が設計断面 238.5kN に対し実験断面 240.7kN であり、図-6 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 $18.5\text{kN}\cdot\text{m}$ に対し実験断面では $25.6\text{kN}\cdot\text{m}$ 、軸力が設計断面 259.9kN に対し実験断面では 206.1kN となった。

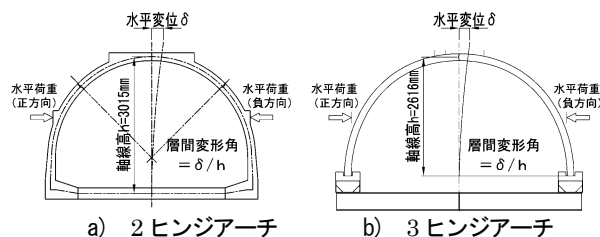


a) 2ヒンジアーチ



b) 3ヒンジアーチ

図-8 実験セットアップ図 (単位:mm)



a) 2ヒンジアーチ

b) 3ヒンジアーチ

図-9 層間変形角の定義

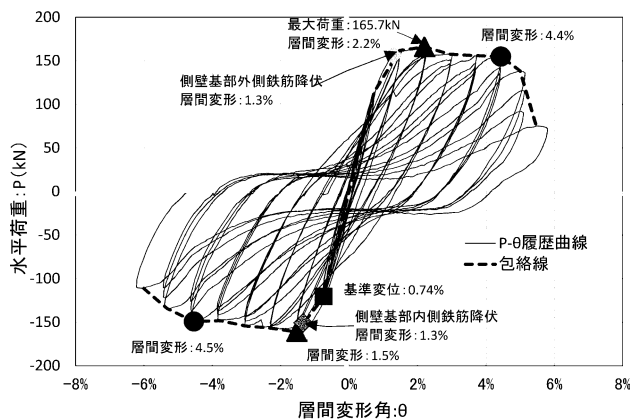


図-10 水平荷重-層間変形角の関係 (2ヒンジアーチ)

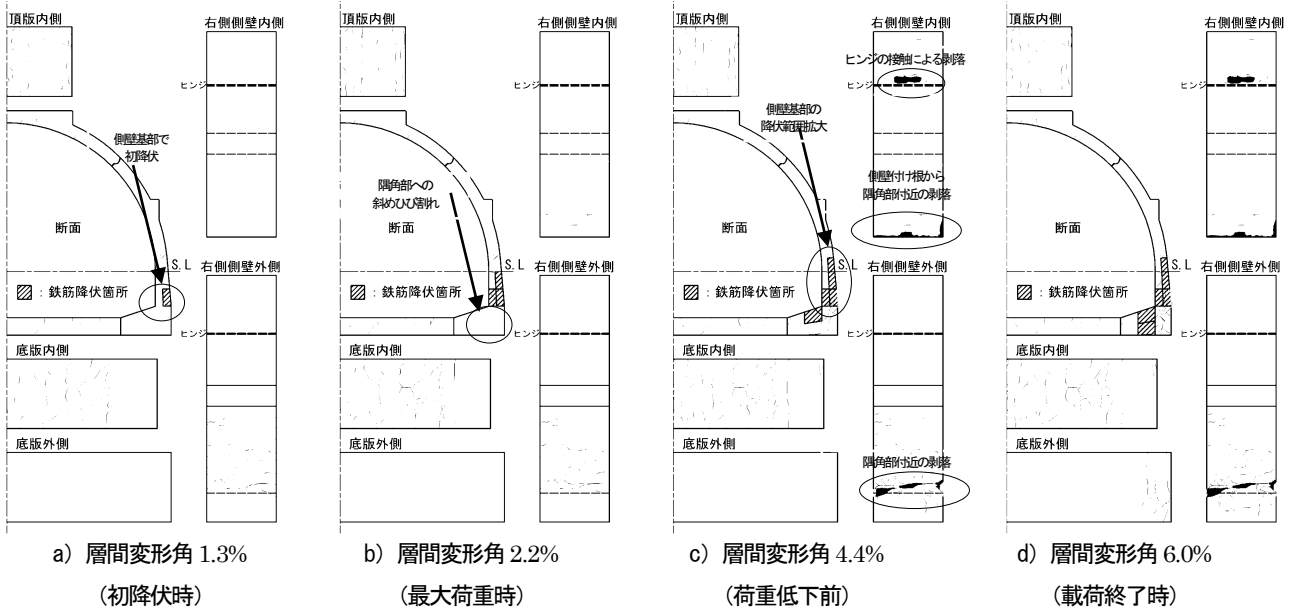


図-11 供試体損傷過程図 (2 ヒンジアーチ)

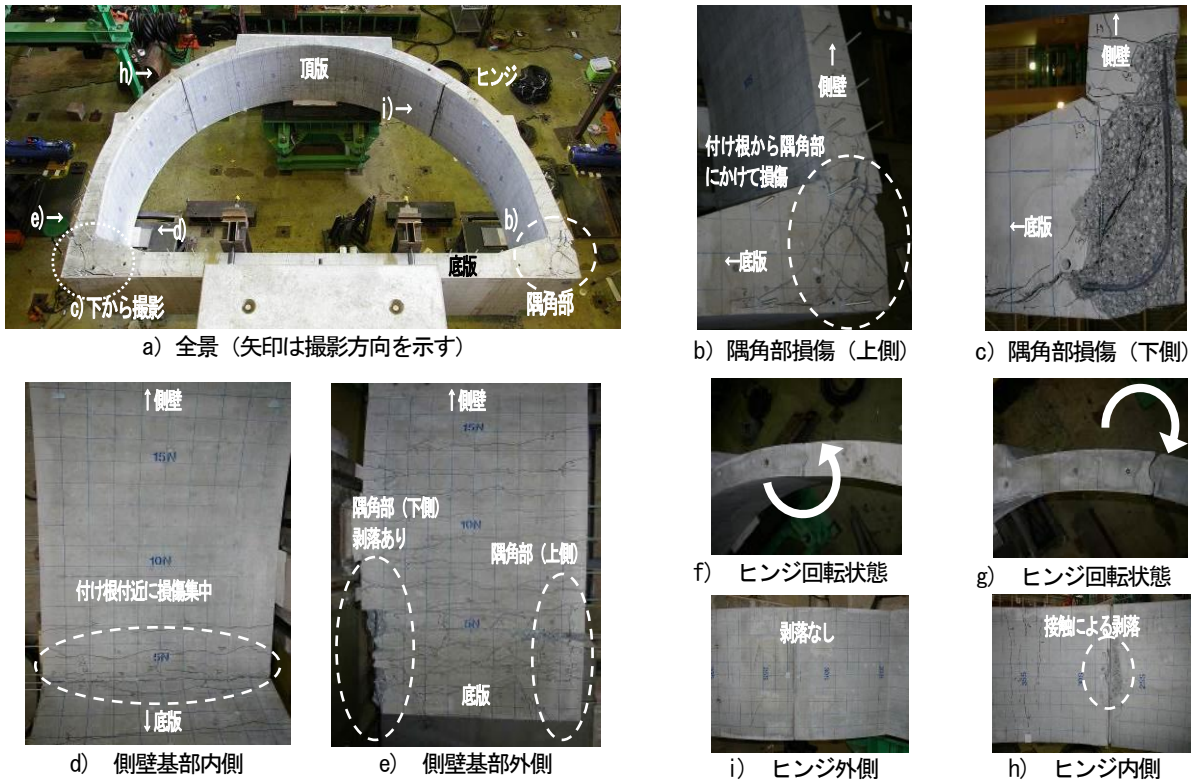


写真-4 終局状況写真 (2 ヒンジアーチ)

図-7 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-8 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 1725μ (供試体に使用した鉄筋 SD345 の降伏強度の

規格値をヤング係数 $2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ で除した値) を超えた時点でのアーチクラウンに発生した水平変位を基準変位として定めた。予備荷重の結果、基準変位は2 ヒンジアーチ $\delta_0 = 22 \text{mm}$ 、3 ヒンジアーチ $\delta_0 = 7 \text{mm}$ となった。層間変形角は図-9 に示すように頂部での変位を底版軸線位置から頂版軸線位置までの高さで除して算出する。荷重手順は、図-8 での右へ押す方を正方向とし、まず正方向荷重として、鉛直荷重を保持した状態で、右側のジャッキを初期荷重 (2 ヒンジは 40kN 、3 ヒンジは 113kN) を保持するように制御し、左側のジャッキを所定の変位まで押し込み荷重を行った。次に負方向荷重として左側のジャッキ荷重を低減し、左側のジャッキが初期荷重となったところで、左右のジャッキの制御方法を荷重から変位に入れ替え、同様の手順にて荷重を行った。この正負の水平荷重を1 サイクルとし、基準変位の整数倍を各ステップ3 サイクルずつ繰り返す漸増荷重を行った。荷重は水平荷重装置の荷重が最大の80%を下回る時点まで行うこととした。

3.2.2 計測項目および確認事項

計測項目および確認項目は、損傷過程を確認するため、鉄筋降伏などの損傷イベントが発生した時の荷重値と層間変形角との関係、終局状態の確認のため、終局時の荷重と変形との関係、荷重中のヒンジの回転挙動とした。また、カルバート指針では、ヒンジにより部分的な破壊がカルバート全体の崩壊につながる可能性が懸念事項と記載されているため、終局時におけるヒンジの脱落の有無などの確認も行った。

3.3 実験結果

3.3.1 2 ヒンジアーチの損傷過程および終局状態

正負交番荷重における水平荷重と層間変形角との関係を図-10 に示す。水平荷重は左右のジャッキ荷重の合計値で、初期荷重時からの増減分を示している。

損傷過程は左右側壁基部の外側鉄筋が基準変位の層間変形角1.3%で降伏し、続いて内側鉄筋の降伏が層間変形角2.2%で発生した。その時の損傷状態をそれぞれ図-11 a) b) に示す。同時に層間変形角2.2%時に隅角部へ斜め方向のクラックの発生が見られる。最大荷重は正側 165.7kN 、層間変形角+2.2%で達し、それ以降は最大の約95%以内の荷重が層間変形角4.4%まで保たれた。層間変形角3%で隅角部に斜め方向ひび割れが目立ち始め、正負とも層間変形角が約4.4%を過ぎたあたりから、荷重が低下し終局に至った。荷重低下が起り始めた時点での損傷状態を図-11 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。荷重

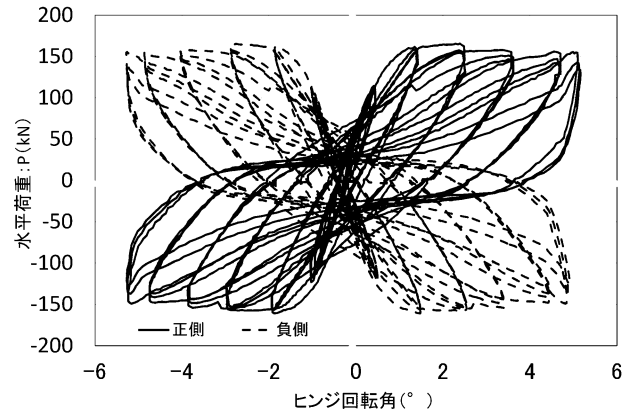


図-12 水平荷重-ヒンジ回転角の関係 (2 ヒンジアーチ)

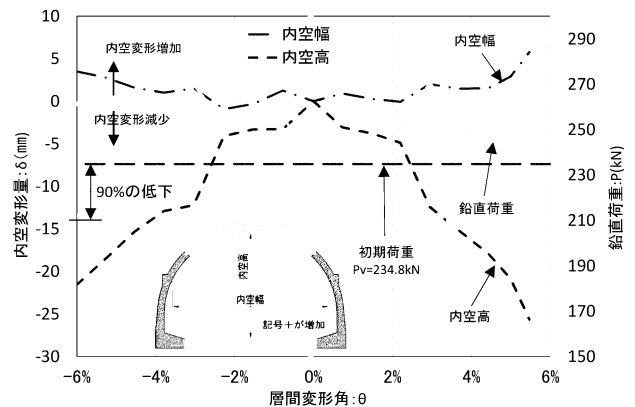


図-13 2 ヒンジアーチ内空変形量と鉛直荷重の推移

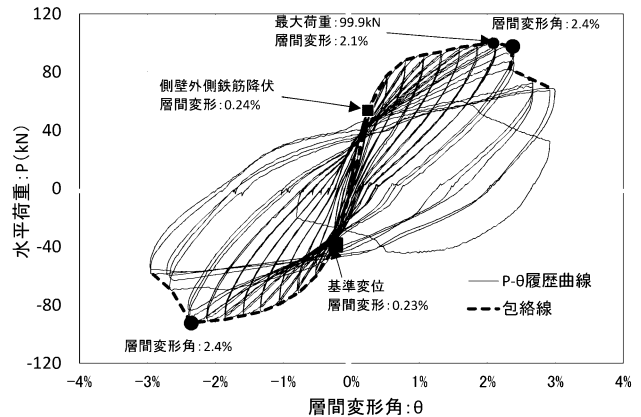


図-14 水平荷重-層間変形角の関係 (3 ヒンジアーチ)

終了の終局状態における供試体を図-11 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。

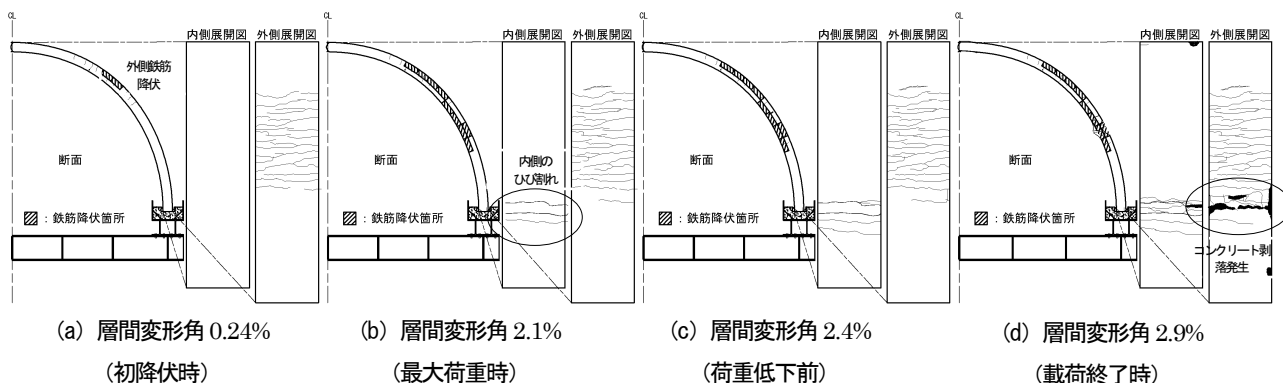
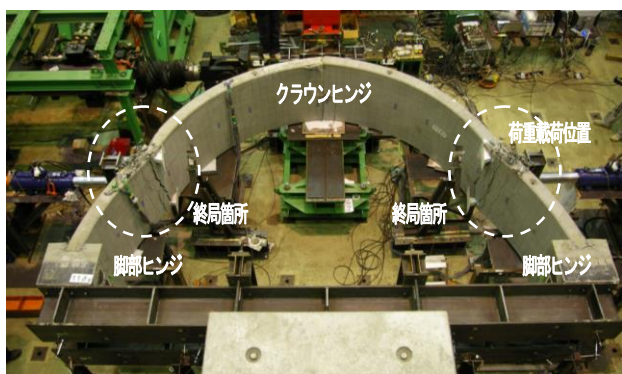


図-15 供試体損傷過程図 (3 ヒンジャーチ)



a) 全景

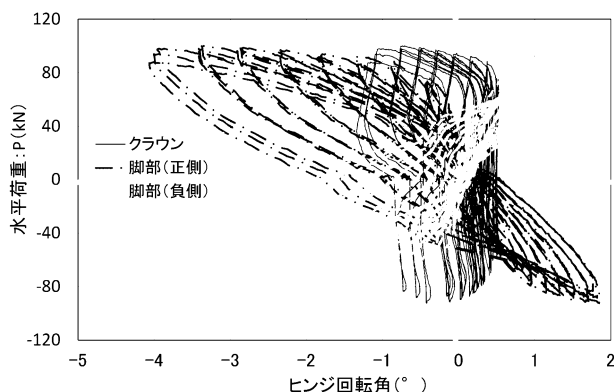
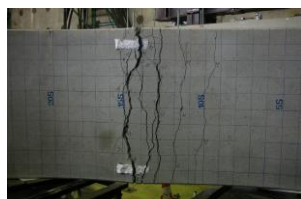


図-16 水平荷重-ヒンジ回転角の関係 (3 ヒンジャーチ)



b) アーチ内側終局状況



c) 載荷位置終局状況



d) クラウンヒンジ



e) 脚部ヒンジ

写真-5 終局状況写真 (3 ヒンジャーチ)

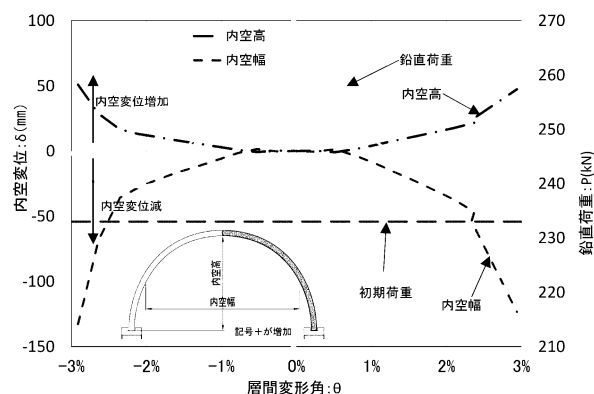


図-17 3 ヒンジャーチ内空変形量と鉛直荷重の推移

図-12 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-6 a) に示すように再現解析では頂版内側および底板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荷重の段階で

この箇所に曲げクラックを観測した。しかしながら、その後の正負交番荷重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-13 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 ヒンジャーチは荷重に従い、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 ヒンジアーチは荷重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った。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¹¹⁾。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¹²⁾。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%¹³⁾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)¹⁴⁾を目安として評価する。

図-10 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地盤でのせん断ひずみは1%弱¹⁵⁾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。

3.3.2 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-14 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荷重において、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-15 a) に示すように層間変形角0.24%でアーチ部材の荷重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-15 b) の層間変形角2.1%において最大荷重99.9kNに達した後、図-15 c) の層間変形角2.4%において、アーチ部材の荷重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-15 d) におよび写真-5 に示す。写真-5 a) より、終局状態では荷重点位置のアーチ部材がヒンジ化していることがわかる。荷重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-16 に示す。なお、ヒンジの回転角を計測するための変位計が荷重途中で外れたため、図-16 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±1°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。

荷重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、荷重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-17 に示す。3 ヒンジアーチは荷重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-14 より3 ヒンジアーチは層間変形角が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. 細長比パラメータが大きい供試体も含む電縫鋼管に対する正負交番荷重試験

4.1 実験概要

4.1.1 荷重装置

正負交番荷重実験の状況を図-18 に示す。軸力ジャッキにはスライド装置を設置した。細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が大きい供試体2-1 および2-2 は、実験施設の制約により横置きとし、そのほかの $\bar{\lambda}$ が小さい供試体1-1 も同様に行った。重力の影響を受けないように供試体と受け台の間には摩擦を防ぐためボールベアリングを設置し、基部はアンカーボルトにより反力壁に固定した。

4.1.2 供試体

実験供試体は表-2 に示す3体とし、鋼管はJIS規格のSKK490とした。なお、 $t=6\text{mm}$ の供試体は同一鋼板の鋼管より製作した。鋼管軸方向から採取した試験片による

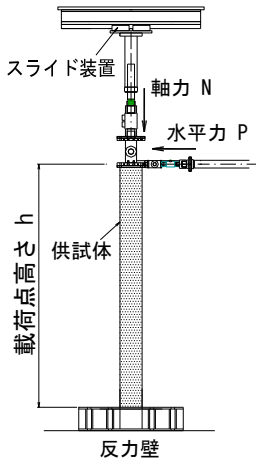


図-18 正負交番荷重実験の状況

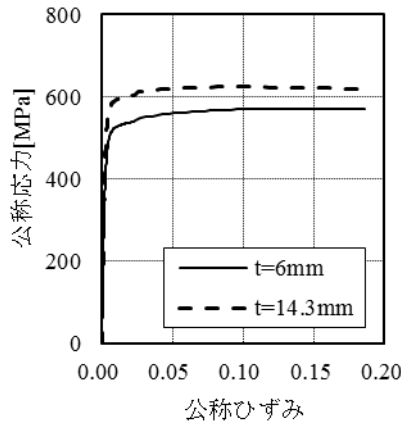
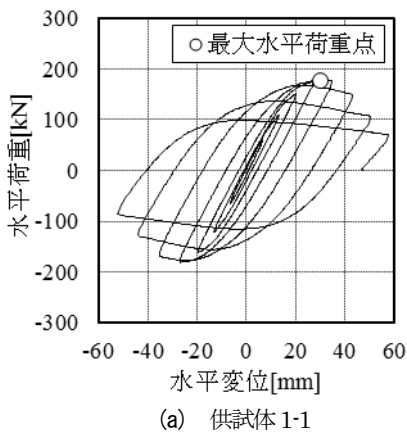


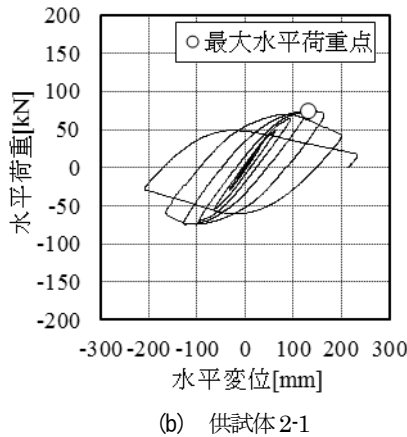
図-19 引張試験結果

表-2 供試体緒元

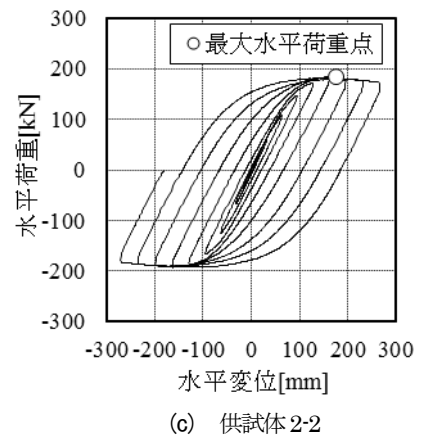
供試体	1-1	2-1	2-2
直径 D (mm)	318.5	318.5	318.5
板厚 t (mm)	6.0	6.0	14.3
鋼種	SKK490	SKK490	SKK490
降伏応力 σ_{yM} (MPa)	487	487	553
引張応力 σ_{uM} (MPa)	570	570	623
荷重点高さ h (cm)	157.0	348.0	348.0
径厚比 β パラメータ R_{tN}	0.068	0.068	0.028
R_{tM}	0.105	0.105	0.049
細長比 β パラメータ $\bar{\lambda}_N$	0.357	0.792	0.814
$\bar{\lambda}_M$	0.444	0.985	1.079
軸力比 N/N_{yN}	0.20	0.15	0.15



(a) 供試体 1-1



(b) 供試体 2-1



(c) 供試体 2-2

図-20 水平荷重—水平変位関係

引張試験の結果は図-19 に示す通りで、いずれも降伏比は大きく、板厚が厚いほど顕著であった。

供試体 1-1 の寸法諸元は、実験の指標として道示Vで規定される円形断面のコンクリートを充填しない鋼製橋脚の M/ϕ 関係の適用条件を満足するように設定した。供試体 1-1 に対して、供試体 2-1 は適用条件外で $\bar{\lambda}$ を大きく、供試体 2-2 はさらに Rt を小さくなるように設定した。

4.1.3 荷重方法

荷重方法は、既往の研究と同様に一定軸力を保持した状態で水平力は正負交番繰り返し荷重とした。一定軸力は設計で想定する最大値とし、供試体 1-1 は公称降伏軸力の20%、供試体 2-1 および 2-2 では15%に相当する荷重とした。水平力は変位制御で与えることとし、その大きさは基準とする水平変位 δ の整数倍を片振幅として、 $\pm 1 \delta$ 、 $\pm 2 \delta \dots$ の要領で漸増させることにより与えた。

4.2 実験結果

水平荷重—水平変位関係の実験結果を図-20(a)～(c)に示す。最大水平荷重点付近の供試体の基部近傍には面

外変形を確認した。その後、局部座屈の進展に伴って水平荷重が低下した。座屈モードとしては、写真-6に示す鋼管の全周方向にわたり外側にはらみ出す提灯座屈であり、水平荷重方向に配置した電気抵抗溶接部も一般部と同様の座屈変形であった。この挙動は、供試体3体全てに共通して認められた。

水平荷重—水平変位関係の正側荷重の結果を降伏水平力 P_{yM} 、降伏水平変位 δ_{yM} で除して無次元化した包絡線を図-21に示す。なお、 P_{yM} および δ_{yM} は、材料降伏応力度 σ_{yM} を用いて算定した。供試体 2-2 の包絡線は、最大水平荷重点を確認後、軸力ジャッキのスライド装置の可動限界の都合により、局部座屈が進展し耐荷力が大きく劣化するループまでは荷重していない。図-21より、 $\bar{\lambda}$ の大きい供試体 2-1 および 2-2 は、供試体 1-1 と比較して特に P_{max}/P_y の値が小さくなっている。

最大水平荷重 P_{max} および最大水平荷重時変位 δ_m について、SM490を対象とした以下の式¹⁶⁾(1)および(2)による予測曲線と実験結果を比較したものを、それぞれ図-22および図-23に示す。



写真-6 実験終了時の座屈状況 (供試体 2-1)

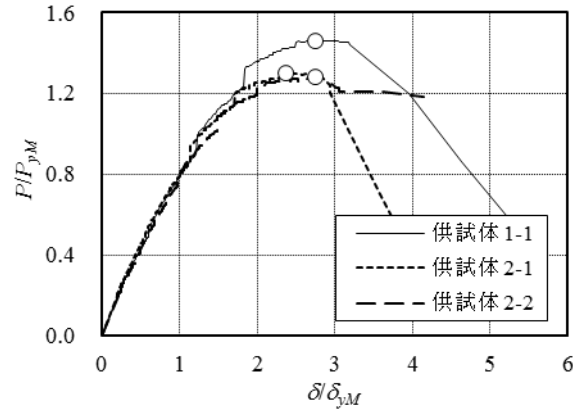


図-21 包絡線の比較 (正側載荷)

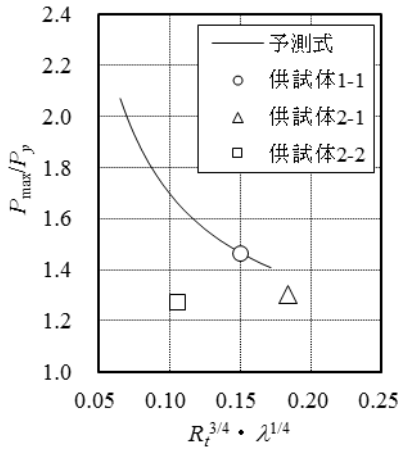


図-22 P_{max}/P_y の比較

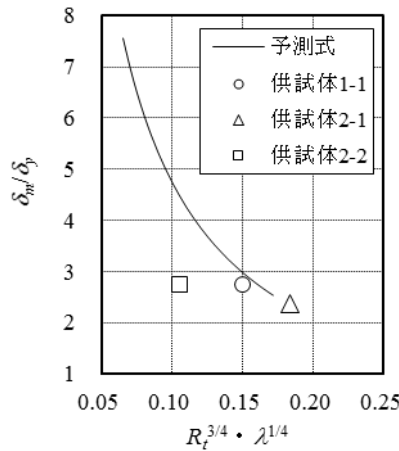


図-23 δ_m/δ_y の比較

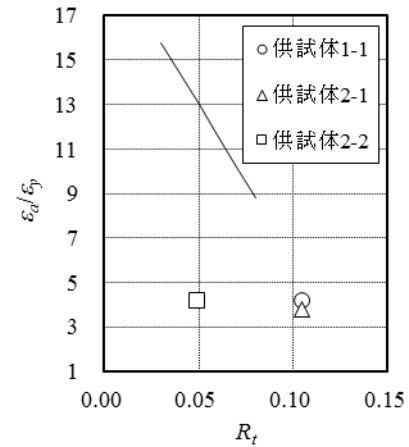


図-24 ϵ_a の試算結果

$$P_{max}/P_y = 0.07 \times \frac{1}{R_t^{3/4} \lambda^{1/4}} + 1.00 \quad (1)$$

$$\delta_m/\delta_y = 0.53 \times \frac{1}{R_t^{3/4} \lambda^{1/4}} + 0.55 \quad (2)$$

ここに、 $0.04 \leq R_t \leq 0.12$ 、 $0.285 \leq \bar{\lambda} \leq 0.503$ および $0.10 \leq N/N_y \leq 0.30$ である。

予測式の適用条件を満足する供試体 1-1 の耐荷力および変形性能は、予測曲線と良い一致が見られる。予測式の $\bar{\lambda}$ の適用条件外である供試体 2-1 は、供試体 1-1 と比較して、 $\bar{\lambda}$ の影響により耐荷力および変形性能は低下している。また R_t が小さい供試体 2-2 は、供試体 2-1 と比較して耐荷力および変形性能は同程度である。

一般に SM490 の鋼板を用いたベンディングロール鋼管の場合は、径厚比を小さくすると耐荷力および変形性能が向上するが、当該供試体は図-19 に示す通り降伏比が高いことが実験結果に影響していると考えられる。

4.3 許容変位時に対応するひずみの試算

鋼製橋脚の正負交番載荷実験結果に基づき、 $M\phi$ モデ

ル設定手法¹⁷⁾により許容変位 δ_a 時に対応するひずみ ϵ_a を試算した。 ϵ_a を降伏ひずみ ϵ_y で除した値と径厚比パラメータ R_t との関係は図-24 に示す通りである。図中には道示Vで規定される算定式も併記しており、供試体 1-1 はその延長線上付近にプロットされる。供試体 2-1 は、供試体 1-1 と比べると $\bar{\lambda}$ の影響により僅かに低下している。供試体 2-2 の ϵ_a は、耐荷力および変形性能の結果と同様に、降伏比の影響により供試体 2-1 の試算値と同程度であり、板厚を厚くして R_t を小さくした効果が現れなかった。

5. フーチングを有しない一柱一基礎構造における水平方向地盤抵抗特性

5.1 遠心場における実験概要

5.1.1 遠心載荷装置

一柱一基礎構造の水平方向地盤抵抗特性を調査するため、遠心載荷模型実験を実施した。本実験は、国立研究法人土木研究所の中型遠心力載荷実験装置を利用し、遠心加速度 25G 下で実施した。

5.1.2 検討ケース

類似構造物における実績より、外径 500mm×板厚

9mmの鋼管で杭長8mの実物を想定した。対象は、表-3に示す3ケースであり、柱高の違いによる影響と支持層上部の土質の違いがそれぞれ地盤抵抗特性に与える影響を調べた。いずれも杭と地盤との相互作用に着眼するため、単純な1本柱モデルを対象とした。

5.1.3 供試体

遠心载荷装置に搭載した供試体の一例 (Case 1-1) を図-25に示す。土槽には、内寸：幅 800mm×高さ 605mm×奥行 500mm の鋼製剛土槽を用いた。杭先端は十分強固な支持層に根入れしているものと想定し、土槽底部に打設した石膏に2D (ここに、Dは杭径) 差し込んで固化させた。したがって、本実験における杭先端の支持条件は、固定端となっている。柱頭部は十分に剛な鋼製治具 (以下、固定治具と称す) に2D程度差し込んだ状態で石膏により強固に拘束した。ジャッキと固定治具は、鉛直および回転方向を自由とし、水平変位のみを追従する機構を持たせた連結治具により接続した。ただし、柱高が高いCase 1-2においては、ジャッキと治具の取り合いから回転方向のみ自由とした。

5.1.4 模型地盤および柱-杭の模型

模型地盤は、1層あたりの仕上がり厚と地盤試料投入量により地盤密度を管理できる突き固め法で作成した。砂質土層および粘性土層の地盤試料には、東北桂砂7号およびDLクレートとカオリンクレートの混合土 (混合比3:2) をそれぞれ使用した。Case 1-1 および 1-2 では、相対密度 $D_r=80\%$ の比較的密な地盤を石膏層上に作成した。また Case 2 では、締固め度 $D_c=90\%$ を目標とし、Case 1 と同じ層厚で模型地盤を作成した。なお、各地盤試料に対する室内試験結果は表-4に示す通りである。

柱-杭は、模型の曲げ剛性と実物のそれを等価にすること¹⁸⁾を目的とし、外径20mm×板厚1.2mmのアルミ管を使用した。アルミ管の主要諸元ならびに実構造想定値を表-5にそれぞれ示す。

5.1.5 载荷および計測方法

供試体を遠心载荷装置に搭載し、遠心加速度を25Gで保持後、図-26に示す载荷パターンによる正負交番3サイクル繰り返し水平载荷試験を行った。载荷は、変位制御により、0.05Dからジャッキ最大ストロークに相当する1.25Dまで、繰り返し载荷を0.05D刻みで漸増させた。

計測項目は、载荷点における水平荷重Pおよび変位 δ_{top} 、地表面+1Dの位置における水平変位 δ_s 、固定治具上面2箇所鉛直変位である。またアルミ管内部の各深度に設置した1対のひずみゲージにより軸ひずみの深度分布も併せて計測した。なお、地表面には予め標点を配置し、

表-3 遠心場における载荷実験ケース

項目	Case 1-1	Case 1-2	Case 2
柱長	5m	10m	5m
杭長	8m		
土質	砂質土		粘性土

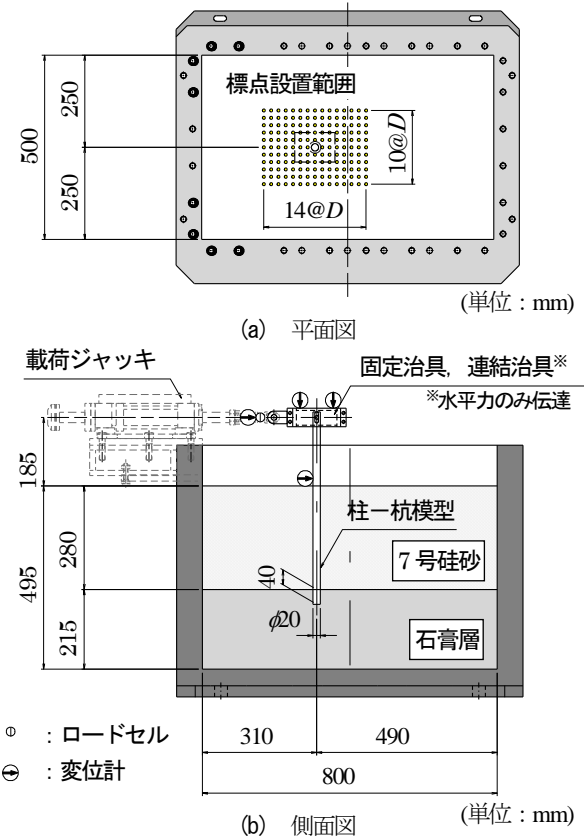


図-25 遠心模型実験に用いた供試体 (Case 1-1)

表-4 各地盤試料の室内試験結果

項目	記号	単位	7号桂砂	混合土
圧密応力	σ_c	kN/m ²	30, 60, 90	30, 60, 90
相対密度	D_r	%	78.5 ~ 80.6	-
締固め度	D_c	%	-	90.2 ~ 90.4
せん断抵抗角	ϕ_d	度	45.1	31.1
粘着力	c_d	kN/m ²	6.3	12.3
変形係数	E_{50}	MN/m ²	11.0 ~ 31.3	10.6 ~ 26.0

表-5 柱-杭の主要諸元

項目	記号	単位	供試体	実構造 (ターゲット)
杭径	D	mm	20	500
板厚	t	mm	1.2	9.0
材質	-	-	アルミ	鋼
弾性係数	E	MN/m ²	6.88×10 ⁴	2.00×10 ⁵
降伏応力度	σ_y	MN/m ²	255.4	235
降伏ひずみ	ϵ_y	μ	3.71×10 ³	1.18×10 ³
断面積	A	m ²	90.2	1.77×10 ⁴
断面二次モーメント	I	m ⁴	3.14×10 ⁻⁹	4.18×10 ⁻⁴
伸び剛性	EA	MN	6.21×10 ⁶	3.54×10 ⁹
曲げ剛性	EI	MNm ²	2.16×10 ⁻⁴	83.7

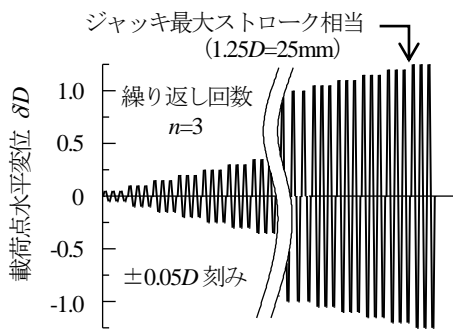


図-26 正負交番荷重パターン

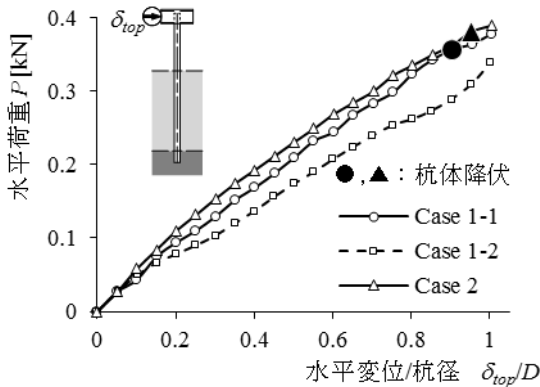


図-28 各検討ケースにおける荷重-変位関係の包絡線

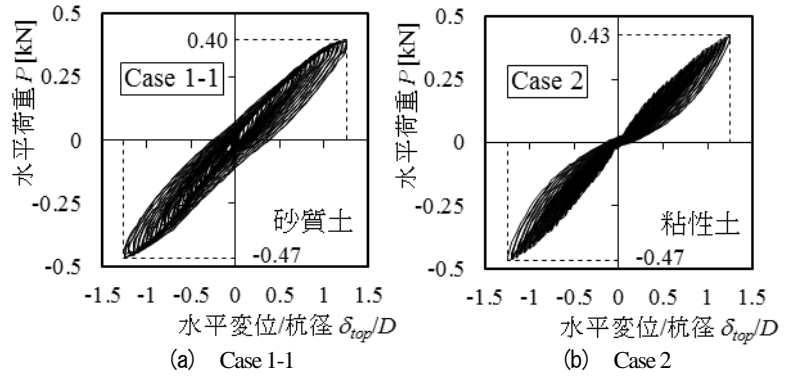


図-27 正負交番水平荷重試験による荷重-変位履歴曲線の例

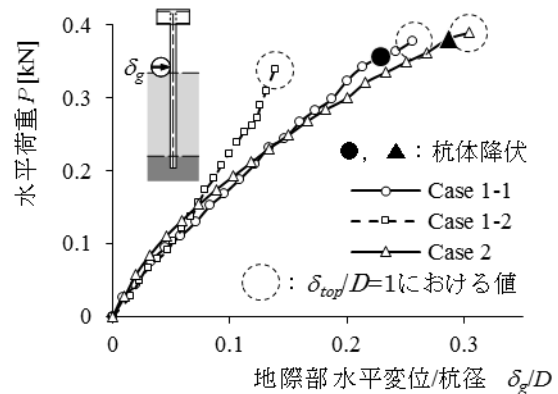


図-29 地際部変位 δ_g に着目した荷重-変位関係の包絡線

実験前後における地表面の相対変位もそれぞれ計測した。

5.2 遠心場における荷重試験結果

5.2.1 荷重-変位関係に基づく考察

図-27に P - δ_{top} の応答履歴曲線を示す。図(a)および(b)は Case 1-1 および 2 に対する結果をそれぞれ代表として示しており、横軸の変位は杭径 D で無次元化している。いずれのケースにおいても、試験により確認できた最大水平力は 0.4kN 程度であり、大きな違いはない。その一方で、履歴曲線の形状は砂質土の Case 1-1 と粘性土の Case 2 で異なっている。すなわち、Case 1-1 の P - δ_{top} 曲線は除荷後に有意な残留変位が生じ、再荷重勾配は過去の最大点を指向するのに対し、Case 2 では除荷後の残留変位が小さく、原点を指向する傾向があることが分かる。このような違いが生じた要因については、残留変位の増加傾向や地盤の塑性化の進展状況、杭の変形等を分析するとともに、突出長が短い場合の結果との比較なども踏まえた上で確認する必要があるが、その一因としては、図-31 で示す地盤の破壊性状の違いが考えられる。

図-28 は、各ケースにおける P - δ_{top} 曲線の包絡線を示している。いずれの結果においても、 $\delta_{top}/D \leq 1$ の範囲では水平荷重の急激な低下は見られず、ジャッキ最大ストローク時においてもなお耐荷力を有していることがわかる。

図中●と▲印は、ひずみ計測により得られた杭体初降伏時を示しており、そのときの δ_{top}/D は Case 1-1 および Case 2 とともに約 0.9 であった。また柱高の高い Case 1-2 では、 $\delta_{top}/D \leq 1$ の範囲において杭体の降伏は認められなかった。ただし、その勾配は3ケースの中で最も小さい。

一方図-29 は、地際部で計測された δ_g に着目して P - δ_g 関係を得た結果である。図示したのは、図-28 で示した $\delta_{top}/D \leq 1$ における結果である。図中破線の円でマーキングした $\delta_{top}/D=1$ のときの δ_g は、Case 1-2 が最も小さく、次いで Case 1-1、Case 2 の順に大きい。

以上の結果から、図-28 において Case 1-2 における P - δ_{top} 関係の勾配が小さくなったのは、柱の曲げ変形に起因するものと推察される。このことから、本研究で対象とする一柱一基礎構造では、柱高(突出長)の違いにより全体の变形モードが異なり、その結果、水平方向地盤抵抗特性にも違いが生じることが明らかになった。

5.2.2 柱-杭のひずみ計測結果に基づく考察

図-30 は、 $\delta_{top}/D=0.5$ および 1 のときの柱-杭の軸方向ひずみの深度分布を破線と実線でそれぞれ示したものである。いずれもアルミ管内面のジャッキ側の値を抽出して表示しており、正が引張で負が圧縮を示す。地中部における最大ひずみは、いずれのケースにおいても深度 $2D$

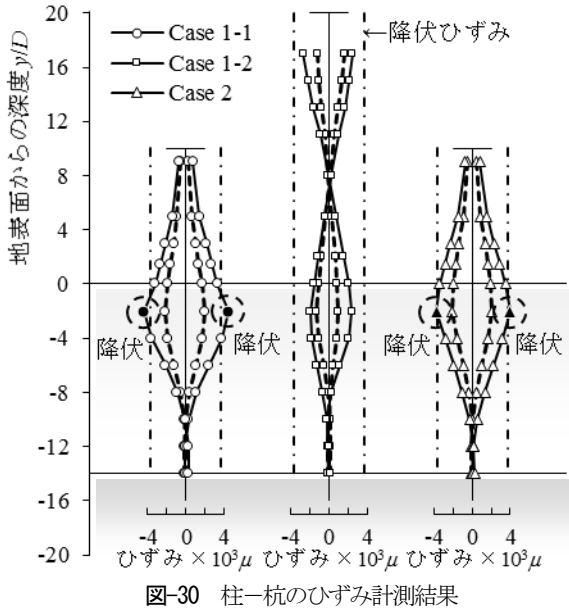


図-30 柱・杭のひずみ計測結果

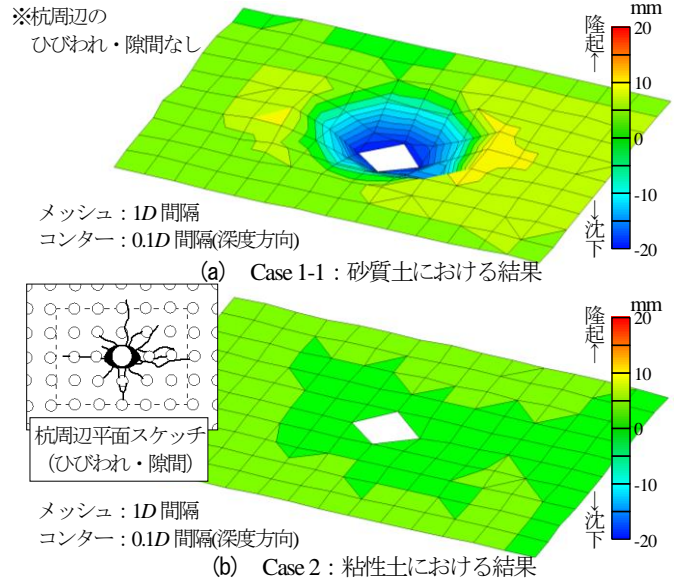


図-31 載荷試験前後における地表面相対変位の分布

付近で生じている。 $\delta_{op}/D=1$ のときの最大ひずみは、Case1-1 と 2 において図中一点鎖線で示す降伏ひずみの 3700μ を超えており、杭体は降伏している。一方、Case 1-2 では弾性域にとどまっている様子がみてとれる。

5.2.3 地表面の相対変位

図-31 は、載荷試験終了直後に測定した杭周辺地盤における地表面相対変位である。図-31 (a)に示す Case 1-1 では杭周辺の地盤が沈下しているのに対し、図-31 (b)に示す Case 2 では Case 1-1 で見られたような杭周辺の地盤の沈下は確認できなかった一方で、杭周辺に隙間やひびわれが生じていることが確認された。Case 2 の地盤の粘着力は高く自立性が高い。そのため、既往の研究¹⁹⁾と同様に杭との間に生じた隙間が埋まらず、除荷・再載荷時には隙間が生じた領域の地盤抵抗が發揮されなかったことが考えられ、このような地盤の抵抗特性の違いが図-27 の荷重-変位履歴曲線の違いとして現れた可能性がある。

6 本年度の研究のまとめ

本年度は、アーチカルバートの性能評価手法の確立の一環として、ヒンジ式プレキャストアーチカルバートの模型供試体を用いた正負交番繰返し載荷実験を行った。また、フーチングを有しない一柱一基礎構造を対象とし、まず、細長比パラメータの大きい供試体も含む電縫鋼管の正負交番載荷実験を行い、その耐震性能について検討を行った。次に、遠心載荷装置を用いた正負交番水平載荷試験を行い、フーチングを有しない杭の水平方向地盤抵抗特性について調べた。本年度の研究で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状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¹³⁾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状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¹³⁾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。
- 3) **細長比パラメータの大きい電縫鋼管について**
 - ・電縫鋼管を用いた鋼製橋脚では、 $\bar{\lambda}$ が大きくなると、特に P_{max}/P_y が低下する。
 - ・実験で使用した降伏比が高い電縫鋼管は、 R_f を小さくしても一般のベンディングロールと同様の効果は見られない。
- 4) **フーチングを有しない杭の水平方向地盤抵抗特性について**
 - ・遠心実験により確認した検討ケースにおいて、杭体降伏前の $P-\delta_{op}$ 関係はほぼ線形であり、荷重の急激な低下等は確認できなかった。
 - ・ $P-\delta_{op}$ 履歴特性は、砂質土と粘性土で最大点指向型と原点指向型であった。これは、両者の地表面付近の地盤抵抗特性の違いが一因と考えられる。
 - ・突出長の違いが $P-\delta_{op}$ 関係に与える影響は大きく、突出が大きい場合、勾配が緩やかになることがわかった。

参考文献

- 1) 谷口, 八ツ元, 星隈, 七澤: アーチカルバートにおける構造形式の違いが地盤変状時の挙動に及ぼす影響, 第66回年次学術講演会, 2011
- 2) 八ツ元, 谷口, 星隈, 七澤: アーチカルバートにおける構造形式の違いが耐震性能に及ぼす影響, 第66回年次学術講演会, 2011
- 3) 谷口, 八ツ元, 星隈, 七澤: 地震波の違いがアーチカルバートの地震時応答に及ぼす影響, 第47回地盤工学研究発表会論文, 2012.7.
- 4) 国土交通省九州地方整備局延岡国道事務所: 国道10号延岡道路工事進捗状況 HP, <http://www.qsr.mlit.go.jp/nobeoka/douro/nobeokadouro/kouji201201.html>, 2013.5.17 参照
- 5) 藤原, 篠原, 西田, 石田: アーチカルバートと橋台の地震時相互影響に関する検討, 第48回地盤工学研究発表会論文, 2013.7.
- 6) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 2012.3.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) (社)日本道路協会: 道路土工 カルバート工指針, 2010.
- 10) 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
- 11) 土木学会: トンネル標準示方書 開削工法・同解説, 2006.
- 12) 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
- 13) 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.
- 14) 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
- 15) 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.
- 16) 後藤芳顕, 江坤生, 小畑誠: 2方向繰り返し荷重を受ける薄肉円形断面鋼製橋脚柱の履歴特性, 土木学会論文集, No.780/I-70, pp.181-198, 2005.1.
- 17) 小野潔, 西村宣男, 西川和廣, 高橋実, 中洲啓太: 円形断面鋼製橋脚の正負交番荷重実験結果に基づく $M-\phi$ モデル設定手法に関する検討, 鋼構造論文集, 第8巻第31号, pp.97-105, 2001.9.
- 18) 岡村未対, 竹村次朗, 上野勝利: 講座 遠心模型実験ー実験技術と実務への適用ー2. 遠心模型の相似則・実験技術ー利点と限界, 土と基礎, Vol.52, No.10, pp.37-44, 2004.10.
- 19) 谷本俊輔, 河野哲也, 七澤利明, 中谷 昌一: 接円式固化改良地盤に支持される杭基礎の水平抵抗特性に関する研究, 地盤工学ジャーナル, Vol.8, No.4, pp.543-566

Research on the performance verification methods for new type road structures

Budget : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2011-2015

Research Team : Bridge and Structural Technology
Research Group

Author : ISHIDA Masahiro

NANAZAWA Toshiaki

SHINOHARA Masatsugu

KOHNO Tetsuya

IJIMA Shoichi

Abstract : The goal of this research is to propose the performance verification methods for new type road structures such as the continuous arch culvert , structures with the characteristic of both earth structure and bridge, and structures composed of artificial materials which was located at the approach area of bridge .

In FY2014, the cyclic lateral loading tests of the hinged precast arch culverts were performed for the purpose of confirming the damage process and ultimate state.

Key words: arch culvert, ductility, ultimate state, damage process