

戦-59 道路橋の合理化構造の設計法に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 21～平 23

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：星隈順一、七澤利明、八ツ元仁

【要旨】

近年、カルバート構造を大型化・連続化することで橋梁構造の代わりに使用する例が増えてきている。そのようなカルバートで、最も実績が多いものがプレキャストヒンジ式アーチカルバート構造（ヒンジ式アーチ）である。このような新形式のアーチカルバートについても、道路構造物としての性能が求められるべきであるが、現時点ではその性能の評価手法について統一されていない。そこで本研究では、新形式のアーチカルバート構造を対象として、その性能評価手法について研究するものである。H22 年度では、2 箇所にヒンジを有するヒンジ式アーチを研究対象とし、カルバート工指針により設計された場合との構造性能の差を把握するため、数値解析により検討を行った。検討の結果、2 ヒンジ式アーチは①ヒンジを有している、②地盤の拘束効果を見込んで部材を薄くしているため、地盤変状時や地震時での部材が抵抗する性能が、カルバート工指針設計法で設計された構造よりも低いことがわかった。

キーワード：アーチカルバート、大型化・連続化、地盤変状、抵抗性能、耐震性能

1. はじめに

近年、道路構造物に対するコスト縮減の観点から、土を構成材料として扱うため経済的な施工となる土工構造を橋梁構造の代わりに採用する事業が増えてきている。橋梁構造の代替えとしての土工構造の使用例としては、カルバート構造の大型化を行い、さらに連続的に一定間隔で配置し、その上部に盛土を埋め戻すことで盛土道路として使用する例や、従来だと盛土を設置することが難しいような軟弱地盤上に、人工材料でできた軽量の盛土を用いることで盛土道路として使用する例がある。

このような代替え構造の設計についてみると、カルバートのように構成部材が RC コンクリートであったり、軽量盛土のような人工材料を用いているのにも関わらず、土を構成材料とすることを前提とした土工構造の設計法を用いているものがほとんどである。

土工構造の設計法と橋梁構造の設計法については、様々な違いが存在するが、特に耐震設計に関する考え方は全く異なっている。土工構造では、地震による損傷は道路面沈下や法面崩壊といったものが多く応急復旧についても早急な対応が可能となるため、数値計算を用いて地震時応答変位を求めるような、定量的な損傷状況予測に基づいた設計は行わない。それに対して橋梁の設計法では、橋脚の損傷部を特定することの難しさや、損傷度が大きい場合の応急復旧の難しさから、数値解析を用い

て橋梁を構成する各部材の損傷状況予測を行い、定量的な評価を行う。このように、設計法の違いによって性能を評価する手法が異なるため、設計結果には有意な差異が生じることとなる。

上述したような大型・連続化カルバートや軽量材料を用いた盛土構造については、構成材料の観点から判断すると橋梁構造との相違点が少ないことから、土工構造として扱うには課題がある。したがって、このような構造物は、従来の構造形式に捉らわれることなく、橋梁構造と土工構造のそれぞれの性質を併せ持った新しい構造形式である中間構造として扱うのが妥当と考えられる。

しかし、このような中間構造に分類されるような構造物の設計法については未だ確立されておらず、評価法も画一したものが存在しない。このような状況下での中間構造の使用普及は、道路構造物を路線として捉えた場合、本来は統一的な観点の基に判断された、同等の構造性能を有すべき路線構造物に対して不整合を与えることになるため、この不整合を是正する必要がある。

このため、本研究では、上述した土工と橋梁の中間構造に対して、構造性能に関する不整合点を明確化し、それに対して統一的な観点より評価を行ったうえで見直しを図ることとした。本研究では、統一的な観点による橋梁構造と土工構造の性質を併せ持った合理的な設計法の確立を目指すものである。

2. 課題の整理

平成22年度においては、前述した橋梁構造と土工構造の中間構造の中でも、カルバート工に焦点をあて研究を実施した。

橋梁の代替構造として使用されている大型化・連続化カルバートの実績を調査した結果、ボックスカルバート構造の他にプレキャストヒンジ式アーチカルバート構造（以降、ヒンジ式アーチ）が多い。この構造は天井部がアーチ形状をしているため、連続的に配置するとアーチ橋のような美しい曲線が盛土内に生まれることで景観性が良くなる点や、盛土内に創出された内空空間を横断道路として利用することで盛土道路による空間の分断を避けられる有利点などが利用実績を伸ばしている要因と考えられる。また、構造部材をプレキャスト化し、ヒンジ継手などを用いた組立て施工を行うため、工期・工費を共に削減できるという利点を持つ工法でもある。

このヒンジ式アーチ工法の設計法についてしてみると、一般的なカルバートの設計法として用いられているカルバート工指針（以降、指針）に示す設計法を用いず、ヒンジ式アーチの部材を製造しているメーカーが開発した独自の技術マニュアルにより設計が行われており、指針設計法との乖離点も数多く存在する。

また、設計法の中でも耐震設計法について着目すると、指針設計法、ヒンジ式アーチ設計法、ともに適用範囲内では耐震設計を省略できるとされている。指針設計法では、過去の大地震によるカルバート工の大きな損傷がなかったことから、指針で規定する適用範囲内の断面寸法については、耐震設計の省略が可能とされている。ヒンジ式アーチ設計法についても、設計マニュアルの中で示す適用範囲内については耐震設計の省略が可能とされているが、この適用範囲は指針設計法で規定する断面寸法の3～4倍近い大断面となっている。また、耐震設計を省略できる根拠については、不明確な点も存在しており、このような点についても指針設計法との差が存在している。

本年度の研究においては、このような様々な相違点を有する指針設計法とヒンジ式アーチ設計法について着目し、具体的な設計計算を行うことで相違点について各構造が有する構造性能について明確化し、さらにはその性能検証および性能評価までを行うことを目的とした。

3. 大型化されたアーチカルバートが有する構造性能

ヒンジ式アーチはヒンジの箇所や位置により様々な種類があり、いずれもカルバート工指針適用範囲の内空幅3m以上、内空高3.2m以上となる大型化されたアーチ

カルバートである。具体的な設計計算を行うにあたり、ヒンジ式アーチの中でも最も使用実績が多く、断面に2箇所のヒンジを有する構造（以下、2ヒンジアーチ）を参考とし内空断面を決定する。2ヒンジアーチの技術マニュアルでは、内空幅5～16m、内空高4～10mまで規格化されており、その中から施工実績の多い内空幅10.8m、内空高6.73mを設計条件として設定した。また、土かぶりについては、技術マニュアルの中では0.6～20mまで規定されているが、施工実績では図1に示すように0～4mの土かぶりでの実績が半数以上となる。アーチカルバートは本来、高土かぶり状況下において部材に生じる曲げ応力が小さく軸力が卓越するといった特徴をもつ構造であるが、図1からは大型化された2ヒンジアーチが比較的低土かぶりで使用されていることが分かる。したがって本研究では、土かぶりは2mと設定した。

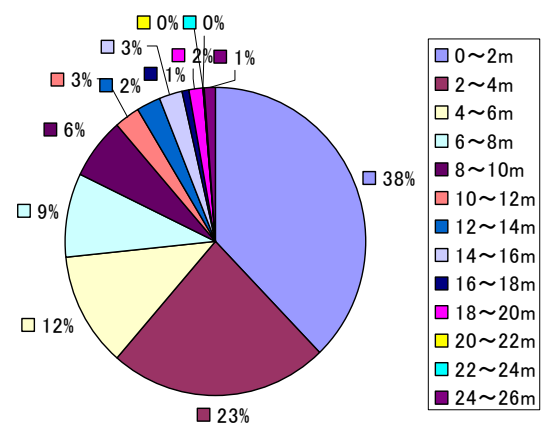


図1 2ヒンジアーチ施工実績における土かぶり分布

検討する構造形状については、図2に示すように、一般的によく用いられる底版部と側壁部を閉じたインバートタイプと、2ヒンジアーチでは施工実績がある側壁下部にフーチングを設けたフーチングタイプの2種類について検討を実施した。なお、指針の中でも、側壁下部にフーチングを設ける門型カルバートについて記述されていることから、設計法としての比較対象として選定したものである。

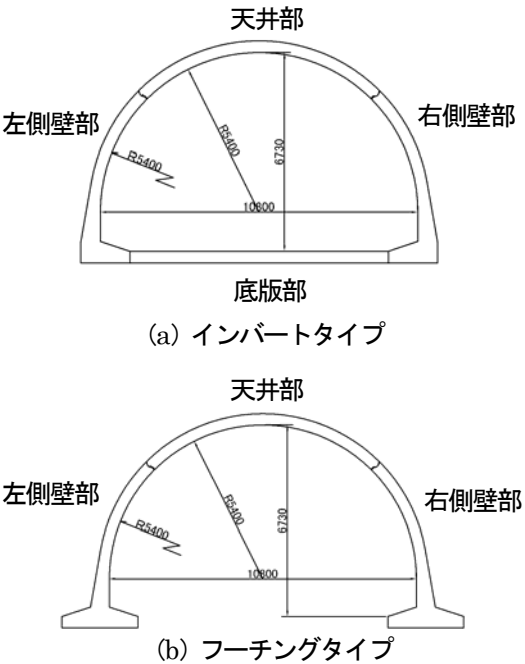


図2 構造寸法と構造タイプ

3.1 指針設計法

指針設計法は指針の中で記された設計法であり、構造物を剛性として評価する設計法である。

常時の作用は、死荷重、活荷重、土圧、地盤反力を考慮し、設計上、最も不利となる荷重組み合わせを考慮することで断面力を算出し、許容応力度法により部材の諸元を決定している。

指針設計法の適用範囲は、プレキャスト部材の場合、内空幅 3m、内空高 3.2m であるため、これより大きい断面のアーチカルバートが有する構造性能については検証を要する。なお、本報告書では指針設計法により設計されたアーチカルバートを指針アーチと呼ぶこととする。

3.1.1 試設計

(1) 解析モデル

解析については、図3に示すように2次元骨組構造によりモデル化を行い、側壁と底版の隅角部に剛域を設定した。底版地盤反力は、鉛直方向の底版地盤バネとせん断バネをつけることで考慮し、底版地盤バネは引張力が作用しないように設定した。

(2) 設計条件

材料、地盤、荷重等の設計条件を表1に示す。2ヒンジアーチと設計法の相違による影響を検証するため、指針アーチの材料はプレキャスト部材に合わせて試設計を行う。指針設計法では水平土圧係数 $K_h=0.3$ としている。通常の設計において基礎地盤の支持力が小さい場合、構

造タイプをフーチングタイプでなくインバートタイプとすることで所定の支持力を確保することがある。このため、フーチングタイプの基礎地盤の変形係数をインバートタイプより大きいものとした。地盤反力係数については指針に従い、道路橋示方書IV編 9.5.2 を用いて算出した。活荷重については、指針に従い、図4に示す2ケースを考慮し、部材に発生する断面力が最も大きくなる載荷ケースを用いて、部材の諸元を決定する。

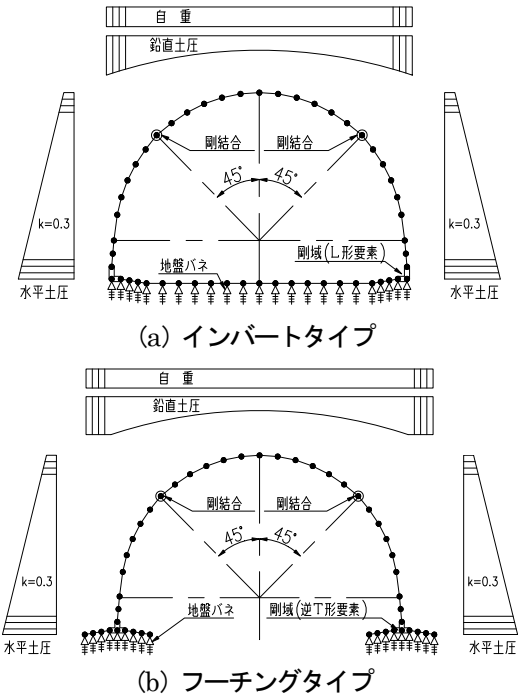


図3 解析モデル

表1 設計条件

		インバートタイプ	フーチングタイプ
設計法		カルバート工指針	
構造		鉄筋コンクリート構造	
形状		アーチカルバート内空幅：10.8m、内空高：6.73m	
		ヒンジ無	
材料	コンクリート	設計基準強度：40N/mm ² 許容曲げ圧縮応力度：14N/mm ² 許容せん断応力度：0.55 N/mm ² ヤング係数：31kN/mm ²	
		SD345	
	鉄筋	許容引張応力度：180N/mm ² 鉄筋の最小かぶり：25mm	
		埋戻土：αE ₀ =28MPa	
地盤	変形係数	基礎地盤：αE ₀ =42MPa 地盤反力係数 kv=8,680kN/m ³ せん断地盤反力係数 ks=kv/3 =2,893 kN/m ³	基礎地盤：αE ₀ =84MPa 地盤反力係数 kv=55,190kN/m ³ せん断地盤反力係数 ks=kv/3 =18,397 kN/m ³
		躯体自重：24.5kN/m ³ 埋戻土：19.0kN/m ³ （土被り2.0m）	
荷重	鉛直方向	活荷重：T-25、q=10kN/m ² の2ケース	
	水平方向	水平土圧係数：Kh=0.3	

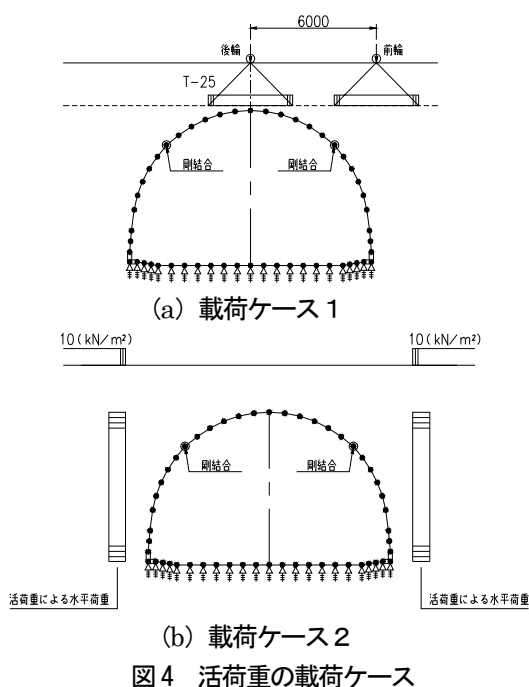


図4 活荷重の載荷ケース

(3) 試設計

試設計結果を図5、図6に示す。フーチングタイプは、底板地盤反力によるアーチ部の断面力への影響が少なく、天井部・側壁部の部材厚は350mmとインバートタイプの部材厚450mmに比べて22%薄くなっている。インバートタイプは引張鉄筋比1.8%、圧縮鉄筋比0.6%程度となり、フーチングタイプでは引張鉄筋比1.5%、圧縮鉄筋比0.8%程度となり、両タイプともほぼ同じとなる。また、横拘束筋の体積比は、両タイプとも0.69%とした。

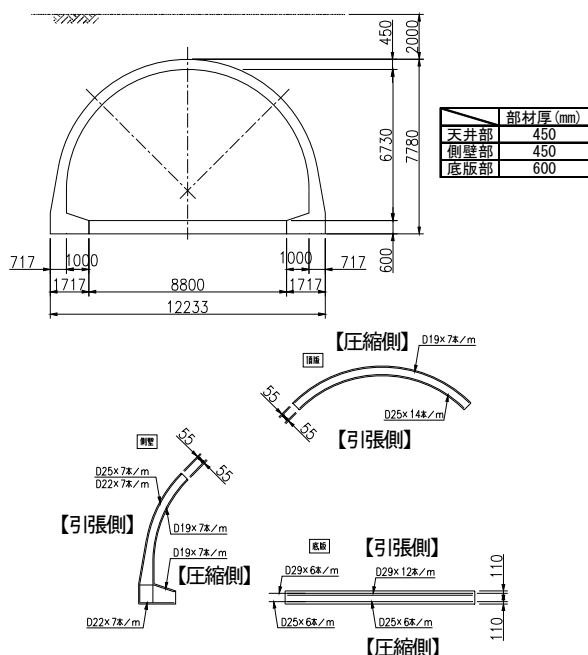


図5 インバートタイプの部材諸元 (単位: mm)

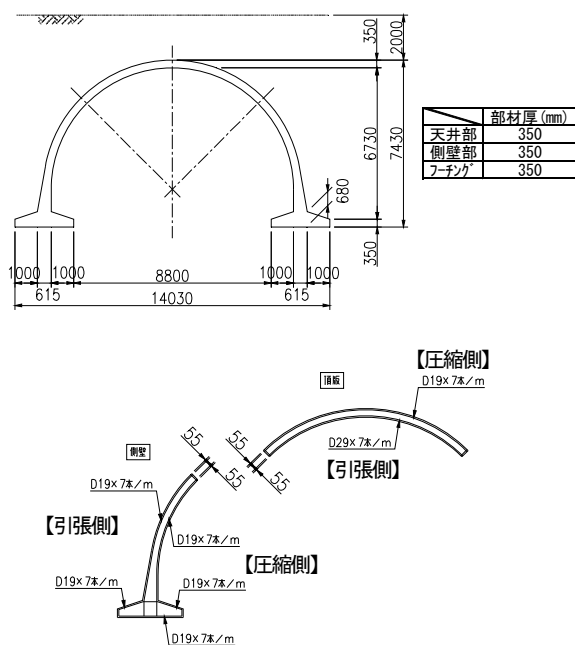


図6 フーチングタイプの部材諸元 (単位: mm)

3.1.2 周辺の地盤変状に対する抵抗性能

常時における地盤内のアーチ部材は、曲げ応力が小さく軸力が卓越しているが、水平力と鉛直力のバランスが崩れると軸力が抜け曲げ応力が大きくなる。そのため、地盤変状が生じるとアーチカルバートのバランスが崩れ、構造物にとって厳しい状態になる可能性が高い。このため、指針ではこのような状況を避けるため、支持地盤の傾斜による不同沈下やアーチカルバートを囲む埋め戻し地盤材料の不均一性や施工精度の不均一性に対して、十分に留意することを示している。

本検討では、地盤変状として構築時における基礎地盤の不同沈下、供用時における盛土の側方移動を取りあげ、**図7**に示す想定条件に対するアーチカルバートの抵抗性能を検証した。なお、ここで示す抵抗性能とは、許容応力度設計法での許容値に対する安全余裕を指すものとする。

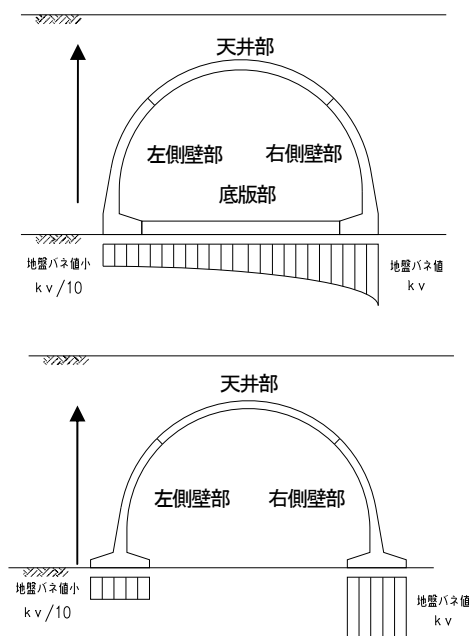
(1) 解析モデル

解析モデル及び部材の諸元は3.1.1で求めたものとし、構造部材に非線形特性を考慮した。非線形特性は、道路橋示方書Ⅲ編に基づきトリリニア型のM～φモデルを使用し、軸力変動の影響を考慮した。

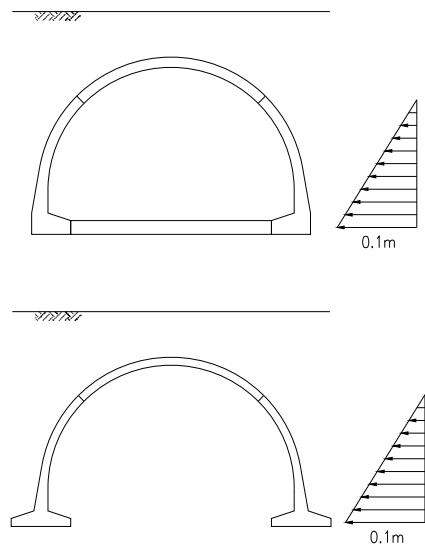
(2) 解析条件

図7に示すように基礎地盤の不同沈下については、アーチカルバート直下の地盤が左側に向かって支持力不足となることを想定して、左側底板地盤バネ値を右側の地盤バネ値の10分の1とし、その間の地盤バネ値は2次

関数曲線補間を行い常時荷重を作用させた。盛土の側方移動については、盛土により右側壁部が内空側に押し出されることを想定して、常時荷重を作用させた後、さらに三角形分布荷重（盛土が右側壁部の上端で0m、下端で0.1m変位する荷重）を与えた。



(a) 構築時における基礎地盤の不同沈下



(b) 供用時における盛土の側方移動

図7 地盤変位の想定条件

(3) 解析結果

図8にインバートタイプの、図9にフーチングタイプの許容応力度による抵抗モーメント M_r と軸力 N の相関曲線（以降、 M_r-N 相関曲線）と①死荷重時、②基礎地盤の不同沈下時、③盛土の側方移動時、の最大曲げモーメント M と軸力 N （図中の●：死荷重時、▲基礎地盤

の不同沈下時、■：盛土の側方移動時）を示す。

基礎地盤の不同沈下時に、インバートタイプの天井部で死荷重時の1.3倍の負曲げモーメント、0.64倍の軸力が発生するのに対し、フーチングタイプの天井部では死荷重時の0.97倍の負曲げモーメント、1.3倍の軸力が発生し、曲げモーメントと軸力の増減が異なる。この増減は側壁部に関しても同様で、インバートタイプの左右側壁部は死荷重時の1.4倍の正曲げモーメント、0.97倍の軸力が発生するのに対し、フーチングタイプは左側壁部で死荷重時の0.90倍の正曲げモーメント、1.3倍の軸力が発生し、右側壁部で死荷重時の1.1倍の正曲げモーメント、1.4倍の軸力が発生する。このように基礎地盤の不同沈下時において、フーチングタイプはインバートタイプに比べ、曲げモーメントはほとんど変化せず、軸力の増加が大きい。これは、インバートタイプの断面が閉合され、なおかつ部材剛性も大きいため、不同沈下による構造物の変形により曲げモーメントが増加するのに対して、フーチングタイプは断面が閉合されていないため構造物が不同沈下に追従して変形することで、アーチ部には曲げがほとんど発生せず軸力が変化するためと考える。なお、想定した基礎地盤の不同沈下に対して発生する断面力は、両タイプ全ての部材において M_r-N 相関曲線範囲内となる。

一方、盛土の側方移動時では、インバートタイプの天井部で死荷重時の3.7倍の正曲げモーメント、1.4倍の軸力が発生し、フーチングタイプの天井部も2.8倍の正曲げモーメント、1.3倍の軸力が発生し、同じ増加傾向が見られる。しかし、左側壁部において、インバートタイプでは死荷重時の0.63倍の正曲げモーメントが発生するのに対して、フーチングタイプでは死荷重時の1.1倍の正曲げモーメントが発生し、さらに負曲げモーメントも発生している（軸力は両タイプとも死荷重時とほぼ同じ）。これは、インバートタイプが右側壁部に盛土の側方移動の変状を受けても断面が閉合され全ての部材で抵抗するため、天井部の正曲げモーメントが増加、底板部の負曲げモーメントが発生するかわりに左側壁部の正曲げモーメントが減少しており、フーチングタイプは天井部と側壁部で抵抗するため、左側壁部の正曲げモーメントが減少することなく、負曲げモーメントまで発生していると考えられる。右側壁部においては、インバートタイプ、フーチングタイプともに死荷重時とは逆の負曲げモーメントが発生し、部材の薄いフーチングタイプでは M_r-N 相関曲線範囲外の断面力が発生する。

以上の解析結果より、指針アーチは、基礎地盤の不同

沈下時にインバートタイプよりフーチングタイプで抵抗性能が高く、盛土の側方移動時にはフーチングタイプよりインバートタイプで抵抗性能が高いことが確認された。

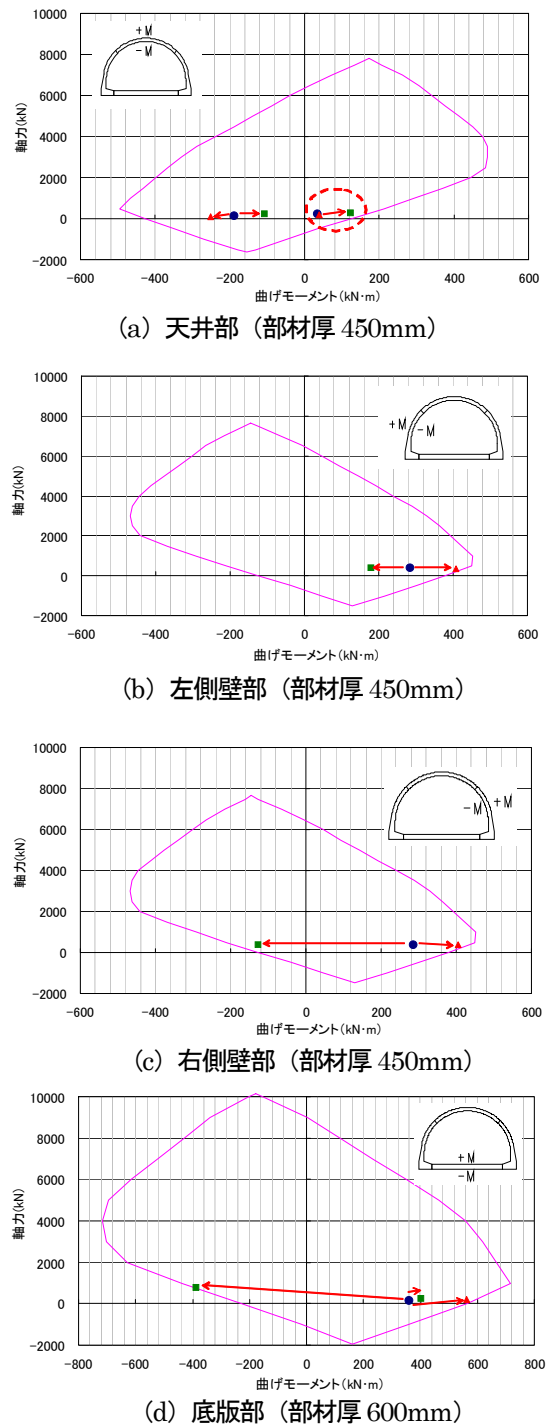


図8 インバートタイプ各部材の
Mr-N 相関曲線と最大 M、N 図

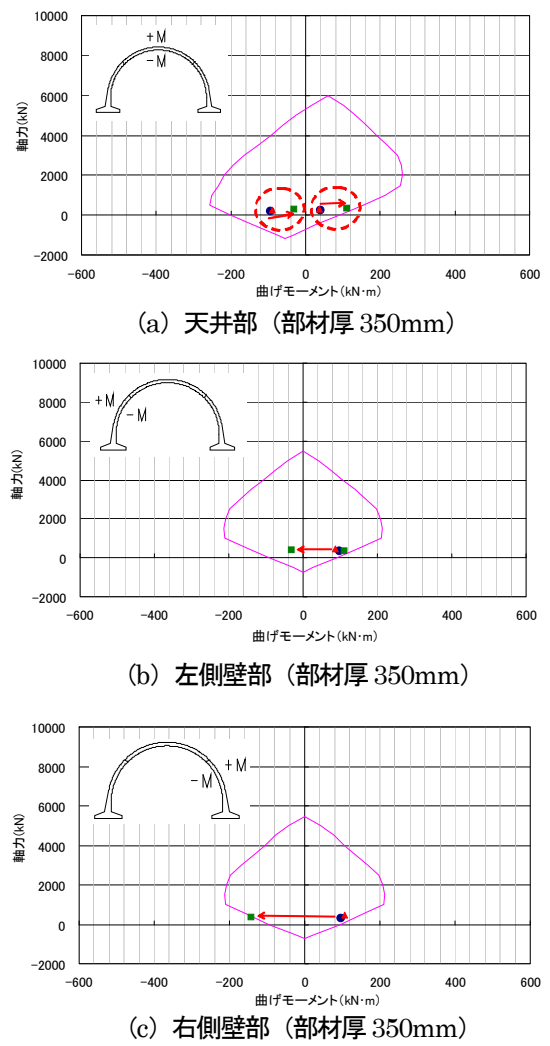


図9 フーチングタイプ各部材の
Mr-N 相関曲線と最大 M、N 図

3.1.3 耐震性能の検証

図 10 に、本検討における耐震性能の検討フローを示す。

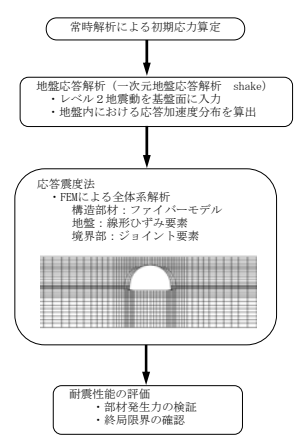


図10 解析検討フロー

大型化されたアーチカルバートは、地震時における地盤と構造物の相互作用が明確化されていないため、地盤

ばね評価や周面せん断力評価により地中内での実構造物の挙動と大きく異なる可能性がある。アーチ形状とした天井部と地盤部における周面せん断力の評価については未解明な部分も多いため、本研究における解析手法は応答震度法を用いることとした。

(1) 解析モデル

図11に示すように、カルバート周辺地盤を線形平面ひずみ要素、カルバート構造部を非線形はり要素および地盤と構造の接触部をジョイント要素によりモデル化を行い、地盤とカルバートを全体系 FEM モデルとしてモデル化を行った。地盤部のモデル化の範囲は、境界部からの影響も加味し幅 93.0m、深さにおいては地震波の入力地点である 19.4m の深さまでとした。また、境界条件として、側方境界はローラー支持、底部境界を固定とした。

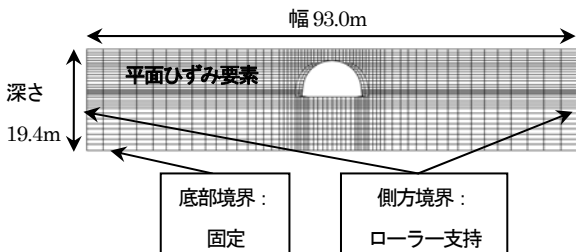


図11 地盤-構造物の連成モデル

ボックスカルバートや開削トンネルといった地中構造物の耐震検討においては、部材に発生する軸力の変動が小さいという判断のもと、軸力変動の影響を見込まないことが多いが、本研究ではアーチカルバートの形状による効果も考えて、軸力変動による耐力への影響を評価できるモデルを用いることを考え、ファイバーモデルを用いることとした。なお、RC コンクリート部の構成則については、道路橋示方書V編に準拠しコンクリート部では横拘束効果を見込んだモデル、鉄筋部ではバイリニアモデルを用いることとした。

(2) 解析条件

1) 地盤応答解析

表2に地盤応答解析の条件を示す。本研究では、一次元地盤応答解析 (shake) を用いることで、レベル2地震時での地盤応答を算出した。なお、入力基盤面の初期減衰定数 $h_0=0.025$ とした。

表2 地盤条件 (インバートモデル)

地層名称	標高 (T.P.m)	層厚 (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	N値	せん断弾性波速度 V_s (m/s)	せん断弾性波速度 G_0 (kN/m ²)	ポアソン比 ν
盛土	7.7	9.2	19.0	10	172	57,593	0.450
基礎地盤	-1.5	10.2	20.0	30	249	126,102	
基盤面	-11.7	-	19.0	50	300	174,490	

地盤応答解析を行うにあたっての地盤の条件として、図12に示すように、N値30相当の基礎地盤 10.2mを想定しその上を盛土層 N値10相当の盛土地盤 9.2mとして、アーチカルバート底面はこの2層の境界面上に設置した。基礎地盤 10.2mについては、開削トンネル耐震設計指針¹⁾の耐震設計上基盤面の設定に準拠するとともに、基礎地盤厚をパラメータとした感度解析により決定している。感度解析では基礎地盤厚を10m、20m、30mと変化させて解析を行った結果、10mのケースがアーチカルバート底面からの相対変位と応答加速度がともに最大値を示したため、検討ケースとして選定した。

基礎地盤の底面を入力基盤面とし、図13に示す道示I種地盤のタイプII地震波を入力波として与えた。

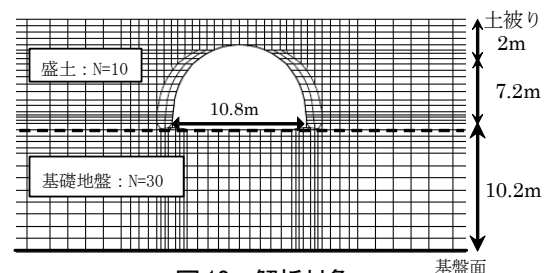


図12 解析対象

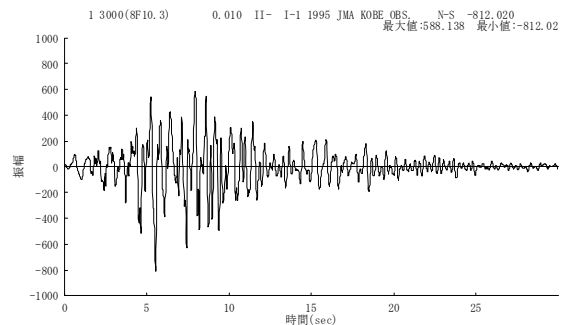


図13 加速度波形 II-I-1

2) 応答震度法

地盤応答解析により算出した地盤の加速度応答分布を用いることで、レベル2地震時にかかる慣性力を算出し、図14に示すようにFEMモデルの節点荷重としてステップ毎(1000ステップに分割)に静的に与えた。これにより、L2地震時における地盤とアーチカルバートの挙動を確認するとともに、相互影響についても検証を行った。



図14 慣性力载荷イメージ

なお、構造部材の終局限界状態については、道路橋示方書V編に示す評価法で判定を行った。

(3) 解析結果

図15にインバートタイプおよび図16にフーチングタイプのレベル2地震時における地盤と構造物の変形図を示す。また、天井中央部の変位 $\delta 1$ 、天井と左側壁の剛接合部の変位 $\delta 2$ 、天井と右側壁の剛接合部の変位 $\delta 3$ に着目し、x方向及びy方向の値を示す。

構造物の変形については、フーチングタイプの $\delta x2$ と $\delta y2$ の合成値はインバートタイプに比べて約1.5倍大きい。インバートタイプは $\delta x1$ と $\delta x2$ が同じで $\delta y1$ と $\delta y2$ 間の相対変位は2cmと僅かなのに対し、フーチングタイプでは $\delta x1$ と $\delta x2$ 間の相対変位は1cmとなり、 $\delta y1$ と $\delta y2$ 間の相対変位は4cmに達する。これはインバートタイプが底版部により構造体が閉合しており、部材剛性も高いため、天井部と側壁部が一体となって変形しているのに対し、フーチングタイプでは天井部と側壁部の境界部で大きくたわむ変形が生じるためと考えられる。このため、アーチカルバート周辺盛土の変形状況を見ると、フーチングタイプにおいては、アーチカルバート直上部の地表面において沈下と隆起が連続して発生しており、部材剛性の低いフーチングタイプは、周辺盛土への

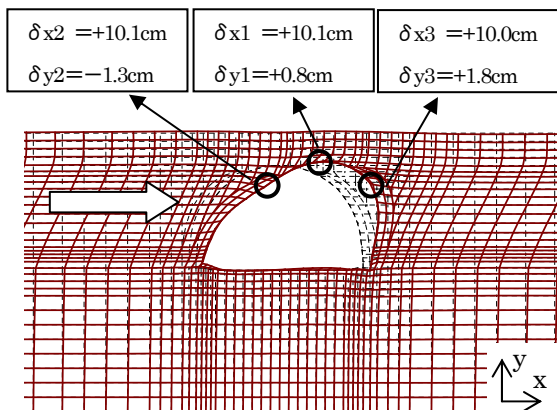


図15 地盤と構造物の変形図（インバートタイプ）

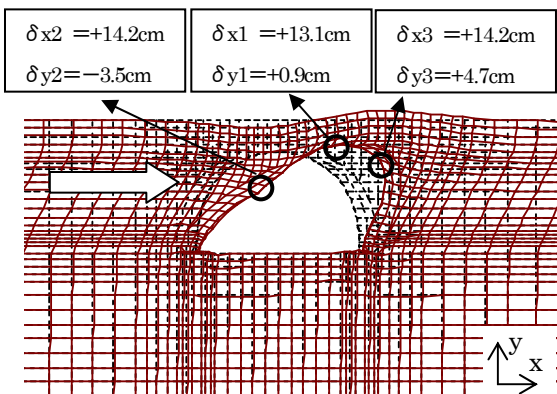


図16 地盤と構造物の変形図（フーチングタイプ）

影響度が大きいことがわかる。

図17に、地震時外力を受けた時のアーチカルバートの降伏する箇所および順序を、図18に終局限界に至る箇所および順序を示す。図17に示すように、剛性の高いインバートタイプは左側壁と天井の接合部と底版端部で降伏するのに対し、フーチングタイプは両側の側壁基部と側壁と天井の接合部周辺において広範囲において降伏する。

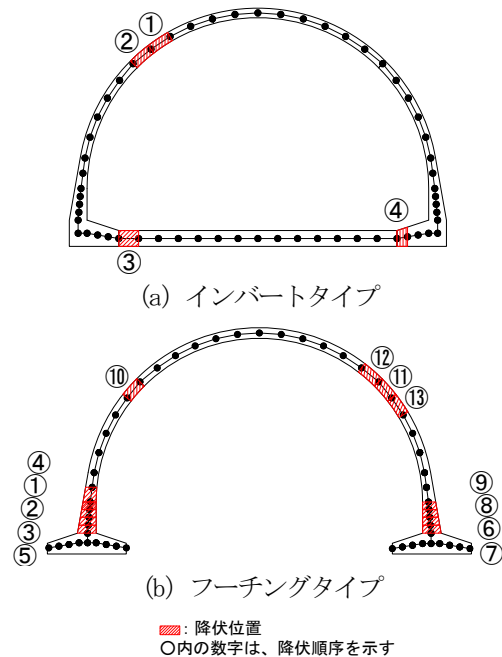


図17 部材の降伏箇所と降伏順序

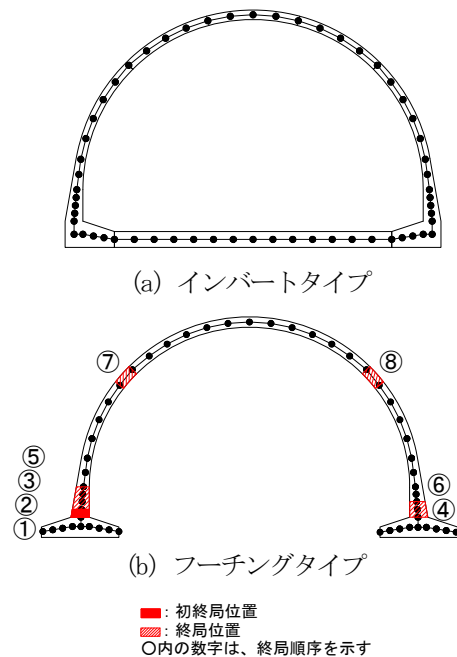


図18 部材の終局箇所と終局順序

終局限界状態については、図18に示すようにインバー

トタイプについては1箇所も終局限界に至らないのに対し、フーチングタイプにおいては降伏の場合と同様に、側壁基部と側壁と天井の接合部周辺において広範囲に終局限界に至る。フーチングタイプのアーチ部には、レベル2地震時相当の慣性力が作用する前に4箇所(図18(b)①④⑦⑧)終局限界に至るため、構造系として損傷が大きく進んでいる。

このようにフーチングタイプにおいては、剛性が低いため変形量が大きく、部材の塑性化が大きく進むことがわかる。塑性化が大きく進むことでアーチカルバートを取り囲む地盤への作用力も大きくなり、周辺盛土に与える影響も大きくなると考えられる。

破壊モードの判定については、構造部材のせん断耐力を道路橋示方書V編より求め、開削トンネル耐震設計指針¹⁾に示す式(1)より判定を行った。

$$M_R/M_U > S_R/P_S \cdots (1)$$

ここに、

M_R : 発生曲げモーメント

M_U : 終局曲げモーメント

S_R : 発生せん断力

P_S : せん断耐力

両ケースとも全部材で発生せん断力はせん断耐力以下となり、終局曲げモーメントに対する発生曲げモーメントの割合がせん断耐力に対する発生せん断力の割合より大きく、曲げ破壊型となる。

3.2 2ヒンジアーチ設計法

2ヒンジアーチ設計法とは、2ヒンジアーチをたわみ性として評価する設計法である²⁾。ここで言うたわみ性とは指針にも示すとおり、鉛直土圧により構造物が水平方向へのたわみ変形量が大きくなり、その変形により土砂が圧縮され、さらにはその反力として生じる水平地盤反力を考慮することを指す。

常時の作用は、設計上、最も不利となる荷重組み合わせを考慮することで断面力を算出し、許容応力度法により部材の諸元を決定している。

2ヒンジアーチ設計法の適用範囲は、内空幅16m、内空高10mであり、指針設計法と同様、適用範囲内の断面寸法の場合は、地震時に対する検討が省略されている。

3.2.1 試設計

(1) 解析モデル

解析については、図19に示すように2次元骨組構造によりモデル化を行い、側壁と底版の隅角部に独自の三角形要素によるモデル化を行い、剛域を設定している。底版地盤反力は、鉛直方向の底版地盤バネとせん断バネ

をつけることで考慮し、たわみ変形量による水平地盤反力は、水平方向の側壁地盤バネをつけることで考慮した。底版地盤バネと側壁地盤バネは引張力が作用しないように設定した。

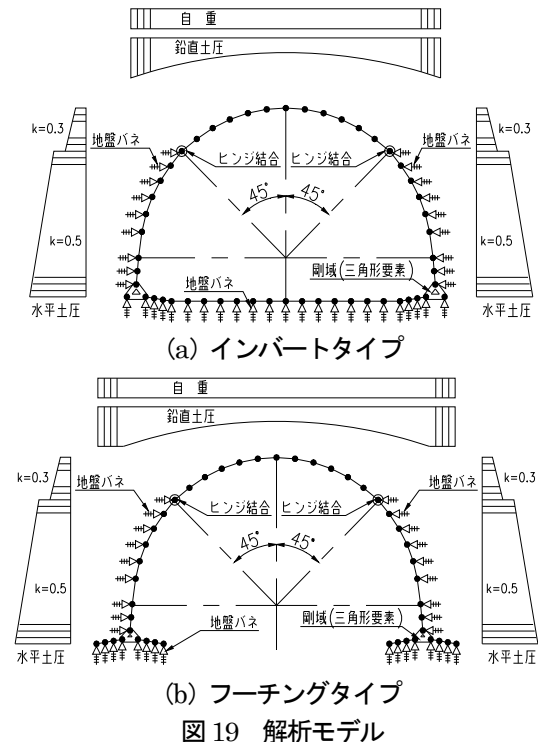


図19 解析モデル

(2) 設計条件

材料、地盤、荷重等の設計条件を表3に示す。2ヒンジアーチ技術マニュアル²⁾では天井部の水平土圧係数は $K_h=0.3$ 、側壁部の水平土圧係数は $K_h=0.5$ としている。地盤反力係数については道路橋示方書IV編9.5.2を用い

表3 設計条件

		インバートタイプ	フーチングタイプ
設計法		2ヒンジ技術マニュアル	
構造		鉄筋コンクリート構造	
形状		アーチカルバート内空幅: 10.8m, 内空高: 6.73m	
		ヒンジ有	
		剛域 (三角形要素)	
材料	コンクリート	設計基準強度: 40N/mm ² 許容曲(圧縮)応力度: 14N/mm ² 許容せん断応力度: 0.55 N/mm ²	
		死荷重時のヤング係数: 15kN/mm ² 活荷重時のヤング係数: 31kN/mm ²	
	鉄筋	SD345 許容引張応力度: 180N/mm ² 鉄筋の最小かぶり: 25mm	
地盤	変形係数	埋戻土: $\alpha E_0=28\text{MPa}$ 地盤反力係数 $k_0=8,320\text{kN/m}^2$	埋戻土: $\alpha E_0=28\text{MPa}$ 地盤反力係数 $k_0=8,450\text{kN/m}^2$
		基礎地盤: $\alpha E_0=42\text{MPa}$ 地盤反力係数 $k_v=14,870\text{kN/m}^2$	基礎地盤: $\alpha E_0=84\text{MPa}$ 地盤反力係数 $k_v=56,010\text{kN/m}^2$
		せん断地盤反力係数 $k_s=k_v/3$ $=4,957 \text{ kN/m}^2$	せん断地盤反力係数 $k_s=k_v/3$ $=18,670 \text{ kN/m}^2$
荷重	鉛直方向	躯体自重: 24.5kN/m ² 埋戻土: 19.0kN/m ² (土被り2.0m)	
		活荷重: T-25, $q=10\text{kN/m}^2$ の9ケース	
	水平方向	天井部の水平土圧係数: $K_h=0.3$ 側壁部の水平土圧係数: $K_h=0.5$	

て算出しているが、インバートタイプの基礎地盤の地盤反力係数 k_v は独自の考えを用いており、表 1 のインバートタイプの 1.7 倍の値となっている。荷重の組み合わせは指針では考慮していない建設時の 7 ケースに加え、供用時の活荷重については図 4 に示す 2 ケースを含めた 9 ケースを考慮し、部材に発生する断面力が最も大きくなる荷重ケースを用いて、部材の諸元を決定している。

(3) 試設計

試設計結果を図 20、図 21 に示す。インバートタイプとフーチングタイプの天井部・側壁部の部材厚は共に

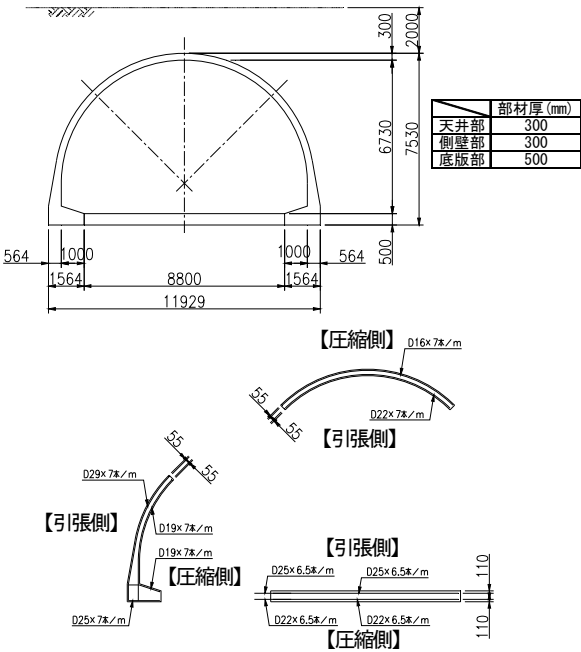


図 20 インバートタイプの部材諸元 (単位 : mm)

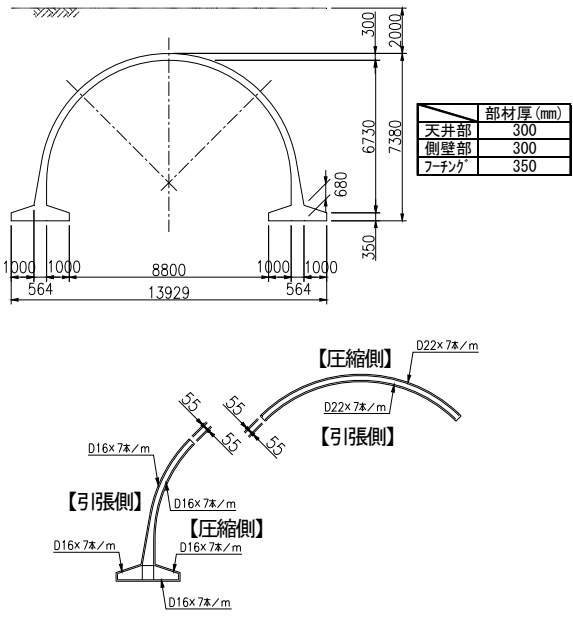


図 21 フーチングタイプの部材諸元 (単位 : mm)

300mm となり、指針アーチとは異なる傾向にある。これは、2 ヒンジアーチ設計法のインバートタイプにおいて、底版地盤反力を大きく評価することにより、底版部の曲げ変形が小さくなり、それに伴い側壁部の曲げ変形も小さくなるためと考えられる。

インバートタイプは引張鉄筋比 1.8%、圧縮鉄筋比 1.0%程度となり、フーチングタイプでは引張鉄筋比 1.1%、圧縮鉄筋比 0.6%程度となる。また、横拘束筋は 2 ヒンジアーチの一般的な配筋図から、横拘束筋の断面積 $A_h=1.267\text{cm}^2$ 、横拘束筋の間隔 $s=25\text{cm}$ 、横拘束筋の有効長 $d=29.25\text{cm}$ とし、横拘束筋の体積比 0.69%を求めた。

3.2.2 周辺の地盤変状に対する抵抗性能

本検討では、3.1.2 と同様に地盤変状の状態として、構築時における基礎地盤の不同沈下、供用時における盛土の側方移動を取りあげ、2 ヒンジアーチが有する抵抗性能を検証する。

(1) 解析モデル

解析モデル及び部材の諸元は 3.2.1 で求めたものとし、構造部材に 3.1.2 と同様の非線形特性を考慮した。ヒンジ接合の構造は図 22 のように部材厚の中央部のみで接しており、部材厚の端部には遊間が存在する。ヒンジの回転により遊間が閉じて部材厚端部が接するまでの角度を可動回転角と設定し、今回の解析モデルでは実際のヒンジ構造に近似させ、 ± 8 度以上回転しない $M-\theta$ モデルとした (図 23)。

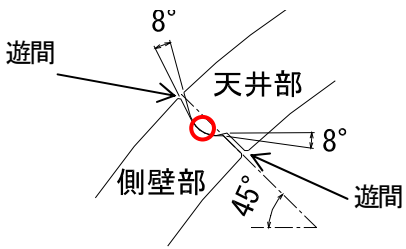


図 22 ヒンジ接合の構造図

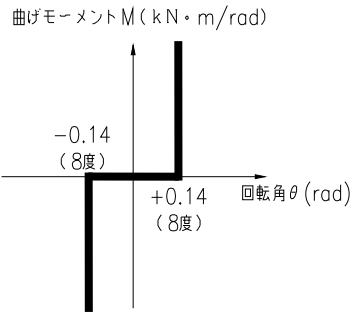
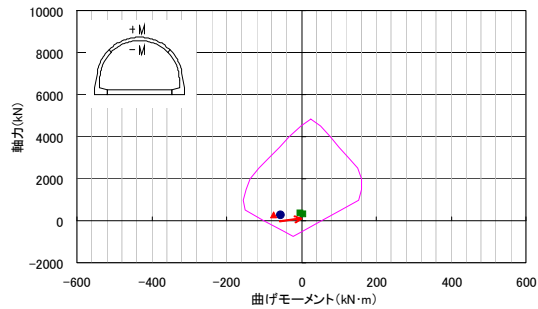


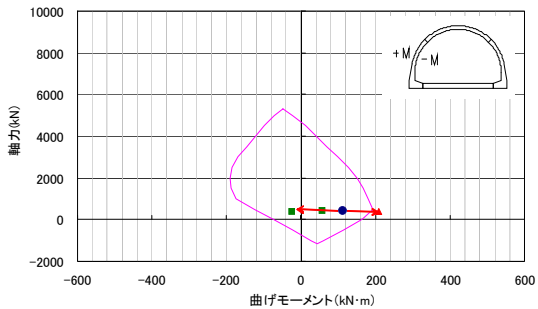
図 23 M-θモデル

(2) 解析結果

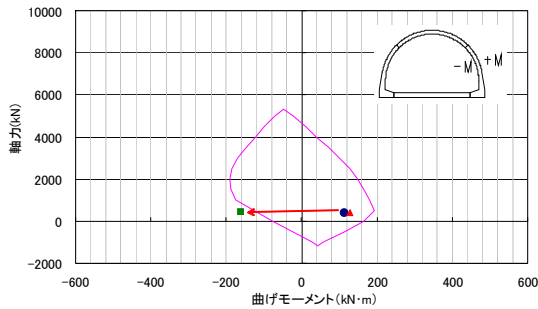
3.1.2 と同様に図 24 にインバートタイプの、図 25 にフーチングタイプの M_r-N 相関曲線と①死荷重時、②基礎地盤の不同沈下時、③盛土の側方移動時、の最大曲げモーメント M と軸力 N (図中の●: 死荷重時、▲基礎地盤の不同沈下時、■: 地盤の側方移動時) を示す。



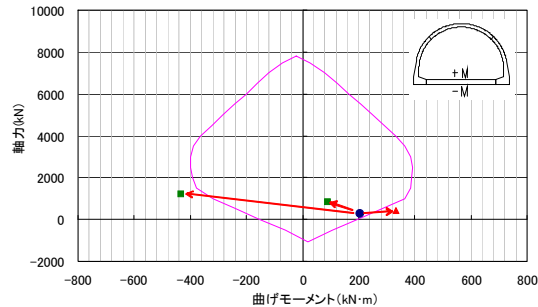
(a) 天井部 (部材厚 300mm)



(b) 左側壁部 (部材厚 300mm)

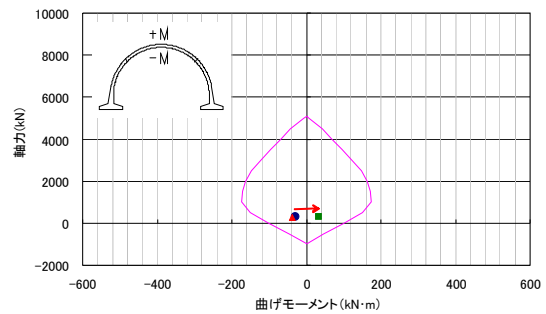


(c) 右側壁部 (部材厚 300mm)

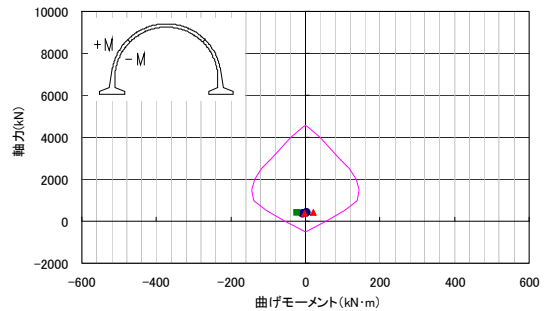


(d) 底版部 (部材厚 500mm)

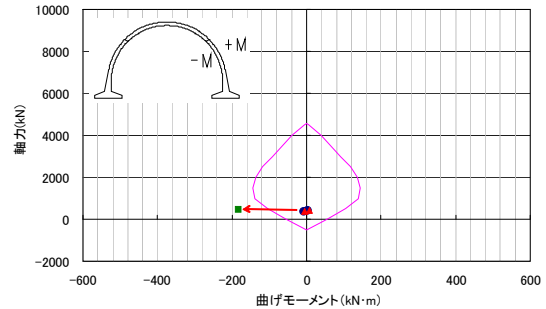
図 24 インバートタイプ各部材の M_r-N 相関曲線と最大 M 、 N 図



(a) 天井部 (部材厚 300mm)



(b) 左側壁部 (部材厚 300mm)



(c) 右側壁部 (部材厚 300mm)

図 25 フーチングタイプ各部材の M_r-N 相関曲線と最大 M 、 N 図

基礎地盤の不同沈下時、インバートタイプの天井部は死荷重時の 1.3 倍の負曲げモーメント、0.93 倍の軸力、右側壁部は死荷重時の 1.1 倍の正曲げモーメント、0.99 倍の軸力が発生し M_r-N 相関曲線範囲内となる一方、左側壁部では死荷重時の 1.9 倍の正曲げモーメント、0.95 倍の軸力、底版部では死荷重時の 1.6 倍の正曲げモーメント、1.5 倍の軸力が発生し M_r-N 相関曲線の範囲外となる。この原因として、左側壁部については不同沈下により盛土側にたわまず水平地盤反力の作用が小さくなったためと考えられる。底版部については閉合されていることで部材剛性による曲げ変形が大きくなったためと考えられる。一方、フーチングタイプの天井部は死荷重時の 1.3 倍の負曲げモーメント、左側壁部は死荷重時の 5.7 倍の正曲げモーメント、右側壁部は死荷重時の 2.4 倍の正曲げモーメントが発生する (軸力はいずれの部材でも死荷重時と同じ) が、死荷重時での曲げモーメントがほ

とんど発生しておらず、全ての部材において M_r-N 相関曲線範囲内となる。

盛土の側方移動時では、右側壁部に水平地盤反力の効果が小さくなる方向に荷重が作用するため、インバートタイプ、フーチングタイプともに大きな負曲げモーメントが発生し、 M_r-N 相関曲線範囲外となる。

以上の解析結果より、2ヒンジアーチは、基礎地盤の不同沈下時にインバートタイプよりフーチングタイプで抵抗性能が高い。また、盛土の側方移動時にはインバートタイプ、フーチングタイプともに抵抗性能が低いことが確認された。

3.2.3 耐震性能の検証

2ヒンジアーチのヒンジ部の破壊は全体構造系の崩壊に繋がる可能性があるため、ヒンジ部の耐震性能にも着目し、3.1.3 と同様に解析検討による耐震性能の検証を実施した。

(1) 解析モデル

カルバート周辺地盤、カルバート構造部、地盤と構造の接触部のモデル化は 3.1.3 と同様とし、ヒンジ接合部のモデル化は 3.2.2 と同様とした。

(2) 解析条件

解析条件については、3.1.3 で示す条件と同じ条件で解析を実施した。

(3) 解析結果

図 26 にインバートタイプおよび図 27 にフーチングタイプのレベル 2 地震時における地盤と構造物の変形図を示す。また、天井中央部の変位 $\delta 1$ 、天井と左側壁のヒンジ接合部の変位 $\delta 2$ 、天井と右側壁のヒンジ接合部の変位 $\delta 3$ に着目し、 x 方向及び y 方向の値を示す。

構造物の変形については、フーチングタイプの $\delta x2$ と $\delta y2$ の合成値はインバートタイプに比べて約 1.1 倍とほとんど変わらない。インバートタイプ、フーチングタイプともに $\delta x1$ と $\delta x2$ 間の相対変位は約 3cm、 $\delta y1$ と $\delta y2$ 間の相対変位は約 6~7cm に達し、ヒンジ接合部で大きくたわむ変形が発生している。

アーチカルバート周辺盛土部の変形については、3.1.3 と異なり、インバートタイプの直上においても波形の変形モードを示しており、盛土部の変形形状については構造タイプで大きな差が生まれない結果となっている。これは、天井部、側壁部の接合点に位置するヒンジにより構造体の剛性が下がったため、構造タイプ間での剛性の差が縮まったものと考えられる。

なお、地震時のヒンジ部の回転角はインバートタイプ、フーチングタイプともに約 3 度となっており、今回の解

析条件においては、可動回転角 8 度には達していない。

図 28 に、地震時外力を受けた時のアーチカルバートの降伏する箇所および順序を、図 29 に終局限界に至る箇所および順序を示す。図 28 に示すように、降伏する箇所および順序に関しては構造タイプ間の差がほとんど存在せず、側壁基部に集中して降伏する。

終局限界状態については、図 29 に示すように降伏状態と同様、側壁基部で終局限界に至る。終局限界に至る範囲については、フーチングタイプの方がインバートタイプに比べて若干狭い。天井部は両タイプとも塑性化が起こっていないことから、ヒンジ部による変形追従性の高さから部材に損傷が起こらなかったと考えられる。

図 26、図 27 の変形図および図 29 の部材の終局状態から考えると、地震時における 2ヒンジアーチは、部材への損傷は小さくなるが、その一方で周辺盛土部への作用は大きくなることがわかった。地震時の作用力に対して、盛土部と構造部が協同して抵抗していると考えられる。

なお、破壊モードの判定については、3.1.3 と同様に、両ケースとも全部材でせん断耐力以下となっており、曲げ破壊型となる。

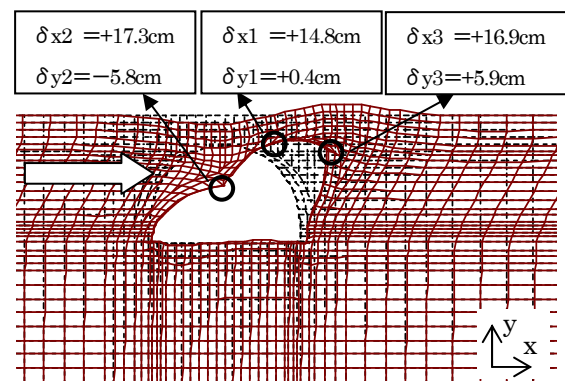


図 26 地盤と構造物の変形図（インバートタイプ）

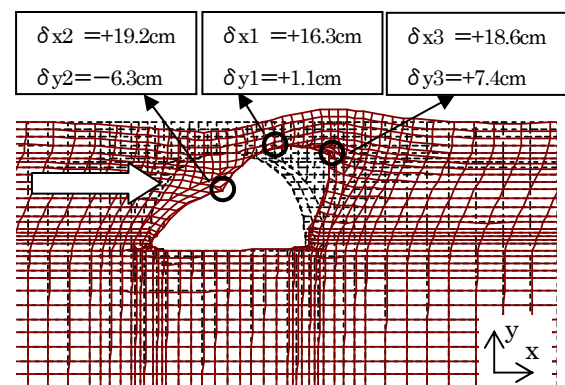


図 27 地盤と構造物の変形図（フーチングタイプ）

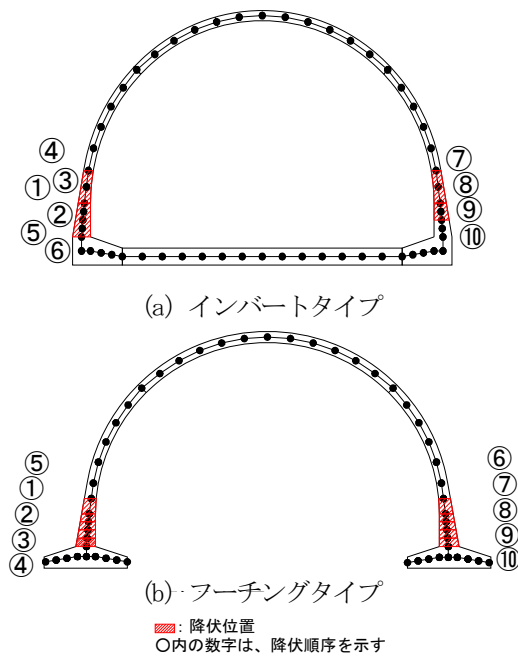


図 28 部材の降伏箇所と降伏順序

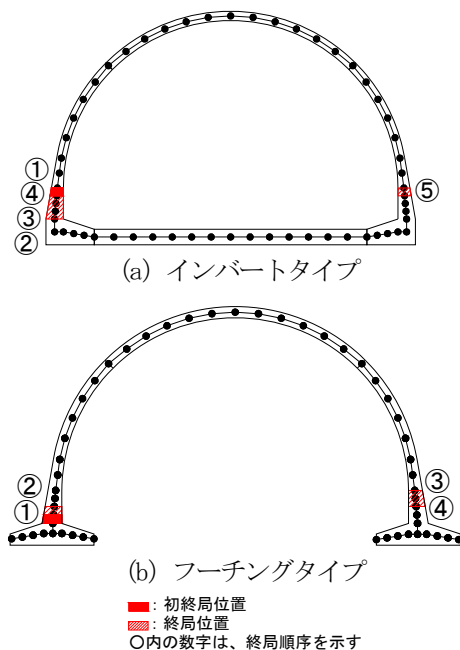


図 29 部材の終局箇所と終局順序

3.3 設計法の相違が性能に及ぼす影響に関する考察

大型化されたアーチカルバートの設計において、同じ内空断面と土かぶりであっても前提条件となる設計法が違えば、解析モデル・地盤・荷重等の評価が異なることとなり、その結果決定される部材の諸元も大きく変わることが分かった。ここでは、設計法の違いが地盤変状に対する抵抗性能と耐震性能に及ぼす影響について考察を行う。

3.3.1 周辺の地盤変状に対する抵抗性能の差

設計法の違いによる抵抗性能への影響について、構造タイプ毎に比較整理を行った。

インバートタイプについては、図 8、図 24 に示すような部材毎の安全余裕度を図示した M_r-N 相関図から比較検証を行った。図 8 に示すように指針アーチは、地盤変状が生じて天井部、側壁部、底版部の全ての部材において M_r-N 相関曲線範囲内となり、許容応力度範囲内となる。一方、図 24 に示すように 2 ヒンジアーチは、地盤変状が生じた場合、天井部を除くいずれかの部材において M_r-N 相関曲線範囲を超えることとなり、許容応力度を超過する。このように、2 ヒンジアーチのみで許容応力度が超過する要因としては、①ヒンジによる構造の静定化、②常時設計より決まる部材厚の差、によるものと考えられる。1 点目については、天井と側壁の接合部がヒンジ化することで、外力に対する抵抗は側壁と底版の接合部のような部材同士が剛結された部分で受け持つこととなり、その結果、天井部以外の部材での曲げが大きくなる。2 点目については、図 5、図 20 のインバートタイプ試設計結果からわかるように、2 ヒンジアーチが指針アーチより部材厚が 2~4 割薄くなっており、発生断面力に対する余裕度が無いため地盤変状に起因する新たな外力が加わると許容応力度を超える。

フーチングタイプについては、図 9、図 25 より比較検証を行った。指針アーチ、2 ヒンジアーチともに、盛土の側方移動による地盤変状に対しては、右側壁（側方移動力を直接受ける側壁）で M_r-N 相関曲線範囲を超え許容応力度を超過するが、その他の部材においては地盤変状による発生断面力の変動小さく、許容応力度範囲内となる。このようにフーチングタイプでは、地盤変状による影響については、設計法による差がほとんどなかった。この要因としては、図 6、図 21 のフーチングタイプ試設計結果に示すように、両設計法による部材厚の差が 50mm で部材の剛性差が小さいことや、インバートに比べて構造体全体でのリダンダンシーが低いいため、外力に対して抵抗する部材がヒンジの有無に関係なく同じとなるため、発生断面力の分布に大きな変化が起こらなかったためと考えられる。

このように、インバートタイプにおいては、2 ヒンジアーチより指針アーチが基礎地盤の不同沈下、盛土の側方移動といった地盤変状に対して抵抗性能が高いが、その一方でフーチングタイプにおいては、盛土の側方移動による地盤変状に対して 2 ヒンジアーチと指針アーチによる抵抗性能の差はほとんど無く、ともに抵抗性能を確

保することが難しいことがわかった。

3.3.2 耐震性能の差

設計法の違いによる耐震性能への影響について、同様に構造タイプ毎の比較整理を行った。なお、比較については、アーチカルバート構造部と周辺盛土部に着目点を分けて整理を行った。

(1) アーチカルバート構造部

インバートタイプの部材損傷については、図 17(a)、図 18(a)に示すように、指針アーチの部材の降伏は、天井と側壁の接合部から 3D の範囲で先行して降伏が起り、その次に底版部のハンチ区間端部を始点に 1D の範囲で降伏する。終局限界については、全部材において終局限界に至らない。一方、2 ヒンジアーチは、左側壁基部 7D、右側壁基部 5D の範囲で降伏し（図 28(a)）、左側壁基部 4D、右側壁基部 2D の範囲で終局限界に至る（図 29(a)）。

これは 3.3.1 での整理と同様、2 ヒンジアーチは、ヒンジによる構造の静定化により側壁基部に部材の損傷箇所が集中し、部材が薄肉化されていることにより指針アーチに比べて広範囲にわたり降伏が発生し、さらには終局限界に至ったと考えられる。

フーチングタイプの部材損傷については、図 17(b)、図 18(b)に示すように、指針アーチの部材の降伏は、側壁基部から 4D の範囲で先行して降伏が起り、その次に側壁と天井の接合部の 2 箇所において降伏する。終局限界は降伏と同様、側壁基部および側壁と天井の接合部で発生している。2 ヒンジアーチは、図 28(b)、図 29(b)に示すように、側壁基部の 5D の範囲でのみ降伏が起り、終局限界にまで至っている。

フーチングタイプにおいては、3.3.1 で整理したように 2 ヒンジアーチと指針アーチの部材厚の差がほとんど無いため、設計法の違いによる影響はヒンジによる構造の静定化のみとなり、降伏や終局限界が発生する箇所に差が生じた。

(2) アーチカルバート周辺盛土部

インバートタイプの周辺盛土の変形については、図 15に示すように指針アーチはアーチ部の鉛直方向の変形は小さく、アーチカルバート直上の盛土部で大きな沈下や隆起は発生していない。一方、2 ヒンジアーチは図 26に示すように、アーチ部の鉛直方向の変形量が大きくヒンジ部で屈曲するような変形を起こしている。また、アーチカルバート直上の盛土部では沈下と隆起が発生している。これは、指針アーチは部材厚が厚く断面が閉合されることで構造体としての剛性が高いため、周辺盛土に

与える影響が少ないのに対して、2 ヒンジアーチは部材厚が薄く、天井と側壁がヒンジ接合されているため、変形性能が高いが構造物としての全体剛性が低くなり周辺盛土への作用力が大きくなる。地震による水平外力に対しては、盛土とアーチカルバートと一緒に抵抗するかたちとなり、周辺盛土への作用力は大きくなる。

フーチングタイプの変形については、図 16、図 27に示すように、設計法の違いによる影響はほとんど見られず、地震時での周辺盛土へ与える影響は大きい。アーチカルバート直上部での変形形状は、図 26 のものとはほぼ同じで、地表面で隆起と沈下を起こしている。フーチングタイプのアーチカルバートについては、2 ヒンジアーチのインバートタイプと同様に、地震力に対しては、構造物だけで抵抗するのではなく周辺盛土と一体となって抵抗することがわかった。

4. まとめ

本年度の研究では、解析による検討により以下の点について確認することができた。

- ・2 ヒンジアーチは、指針アーチに比べ、設計上地盤バネ（地盤拘束力）を大きく評価することで部材厚を薄くしているため、地盤変状に対する抵抗性能が低い。
- ・2 ヒンジアーチは、ヒンジを有することで地盤変状時においても変形に追随することで天井部への影響を小さくすることができるが、その他の部材での発生断面力の変動が大きくなり抵抗性能は低い。
- ・2 ヒンジアーチはヒンジを有するため、レベル 2 地震時における変形モードが指針アーチと全く異なるものとなり、その結果、側壁基部が塑性化する。
- ・アーチカルバートは、構造物全体系の剛性が低い場合は設計法の差に関係なく、周辺盛土に与える影響が大きくなる。

今後の課題として、アーチカルバート構造の耐震性能を正確に評価するために、アーチカルバートを構成する部材レベルでの限界状態の把握が必要である。また、2 ヒンジアーチにおいては、設計法の中で前提条件となる、①ヒンジの挙動、②地盤拘束力（地盤ばね）の評価が、地中内での実構造物の挙動と乖離がないことを確認する必要があると考えている。

参考文献

- 1) 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—、平成 20 年 10 月。

- 2) (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、平成20年7月.
- 3) (社)日本道路協会:道路土工カルバート工指針、平成22年3
月.
- 4) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋
編、平成14年3月.
- 5) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編、平
成14年3月.
- 6) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編、平
成14年3月.

Research on the seismic design of hybrid geotechnical-bridge structure

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2009-2011

Research Team : Bridge and Structural Technology
Research Group

Author : HOSHIKUMA Jun-ichi

NANAZAWA Toshiaki

YATSUMOTO Hitoshi

Abstract : In recent years, culverts which increase in size and are laid continuity are often used for bridges. In such culverts, the typical culvert is hinged pre-cast arch culvert (HPAC) . The new type structure such as HPAC should have structural performance as same as other highway structures. But the HPAC's performance has not evaluated in the design because the method for evaluation is not established at this moment. Therefore, in this research we try to develop the method for evaluating the performance of such new structures of big culverts.

In FY2010, we conducted the numerical analysis of 2 hinged pre-cast arch culvert (2HPAC) in order to make clear the difference between culverts designed according to JRA's design guidelines for culverts (JRA culvert) and 2HPAC's one. The result of this study is summarized below. Because 2HPAC has two hinges with thin structural members, the resistant performance against the pressure which is occurred by the ground deformation or the earthquake is lower than JRA-culvert.

Key words: arch culvert, ground deformation, resistant performance, seismic performance