

2 ヒンジャーチカルバートの横断方向の 地震時挙動に関する研究

A Study on Behavior at Earthquake of 2 Hinge Arch Culvert Cross Direction

雪野大¹・西井良介²・小泉淳³

Hajime Yukino, Ryosuke Nishii, Atsushi Koizumi

¹非会員 早稲田大学 理工学部 社会環境工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

²正会員 工修 株式会社 大林組 (〒540-0031 大阪府大阪市中央区北浜東4番33号)

³正会員 工博 早稲田大学教授 理工学部 社会環境工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

The method of arch culvert, by using the pre-cast reinforced concrete arch, has been adopted at a two-level crossing in embankment of a road. That is for shortening of a period and improvement of construction. The statically determinate 2 hinge arch structure has a good stability toward earth pressure and an ability to reduce the bending moment. But investigation of seismic is required on introducing into Japan, happened earthquake frequently.

We carried out the model vibration experiment and FEM analysis. This study describes dynamic characteristic and proposes practical analysis model of the structure cross direction.

Key Words : 2 hinge arch culvert, seismic design, model experiment, earthquake-resistant reinforcement

1. はじめに

近年の開削工法によるトンネル工事は土木作業員の減少や高齢化に伴い省力化が急務となっている。そのような状況の中、プレキャスト化に伴う工数の低減や工期の短縮、品質向上および安定を目的に、新しいトンネルの構築方法として、横断・縦断方向共に継手を有さない3 ヒンジャーチカルバート、および横断・縦断方向に継手を有する2 ヒンジャーチカルバートが開発された。3 ヒンジャーチカルバートがフランスで開発されたことから、これらの工法は、海外での施工実績が多いが、我が国での施工実績も急速に増えつつある。しかし、地震を想定していないフランスで開発されたため、耐震性に関する検討は現時点で十分であるとは言えない。

本研究は実物の2 ヒンジャーチカルバートに相似則を適用した模型を用いて振動実験を行い、その結果に対して2 次元動的FEM およびはり-ばねモデルを用いた応答変位法による解析を行う。その結果より、振動実験の結果を説明できるかを検討し、アーチカルバートの定量的評価を与える方法を検討するものである。なお、本論文では2 ヒンジャーチカルバートの横断方向について検討を

行っている。また、縦断方向についての検討は別稿¹⁾に示す。

2. 模型振動実験

(1) 想定した地盤とアーチカルバート

本研究ではアーチカルバートと地盤が一体となった構造物の模型を作製し振動実験を行った。

実験の対象とするアーチカルバートを図-1に示す。これは「PC - ATM 先端技術・技術審査証明報告書」²⁾等を参考にしており、道路用のアーチカルバートを想定している。

詳細については、別稿¹⁾を参照されたい。

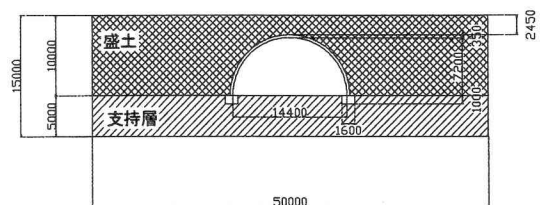


図-1 アーチカルバート断面形状

(3) 実験模型の詳細

実験模型は、別稿¹⁾と同様の模型を用いた。詳細は別稿¹⁾を参照されたい。

(4) 振動実験の概要

本研究では地盤やアーチカルバートの基本的な

動的特性を把握する事を目的に、別稿¹⁾と同様、正弦波による振動実験と実地震波による振動実験を行った。その内容は、以下a)～d)のとおりである。詳細は別稿¹⁾を参照されたい。

- a) 線形性の確認の実験
- b) 共振曲線を求める実験
- c) 共振時の実験
- d) 地震波を入力する実験

計測した値は地表面の加速度と、変位、およびアーチカルバートに発生するひずみである。図-2に加速度と変位の計測位置を示す。ひずみゲージは解析のモデル化、アーチカルバートのフーチング部およびクラウン部の挙動を確認する事を考慮し、左右のアーチ部材に非対称に貼り付けた。計測は三つの断面について行い、図-3にひずみゲージの計測位置および計測位置の名称を示す。なお、本研究で用いた各計器、ひずみゲージの仕様は参考文献³⁾を参照されたい。

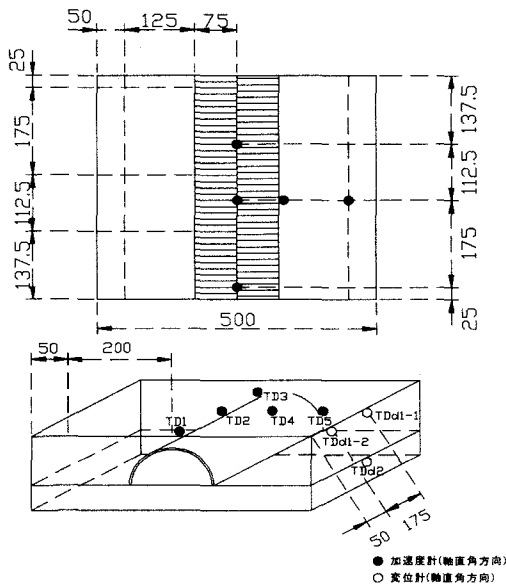


図-2 加速度と変位の計測位置と名称

3. 線形性の確認の実験

本研究では別稿¹⁾で用いた実験模型と同様の実験模型を用いている。別稿¹⁾に示したとおり、この実験模型は線形弾性体であると判断できる。

4. 解析方法

本研究においては「2次元FEMによる動的な解析法」および「はり-ばねモデルを用いた応答変位法」についての検討を行うこととした。

2次元FEMによる動的な解析法（以下、2次元動的FEMと略称する）はトンネル長手方向に一樣な断面が連続する構造物については直接評価をすることができ、非常に有用である。

「はり-ばねモデルを用いた応答変位法」は地震時の地盤の変形挙動を適切に把握し、それを構造モデルのばね先変位として与えることにより、地震時のトンネルの挙動を明らかにするものである。応答変位法による解析に与える地盤変位を求めるため、アーチカルバートおよびトンネル内空の存在を無視した地盤のみのモデルを対象として複素応答法に基づく2次元FEMによる動的解析を行う。

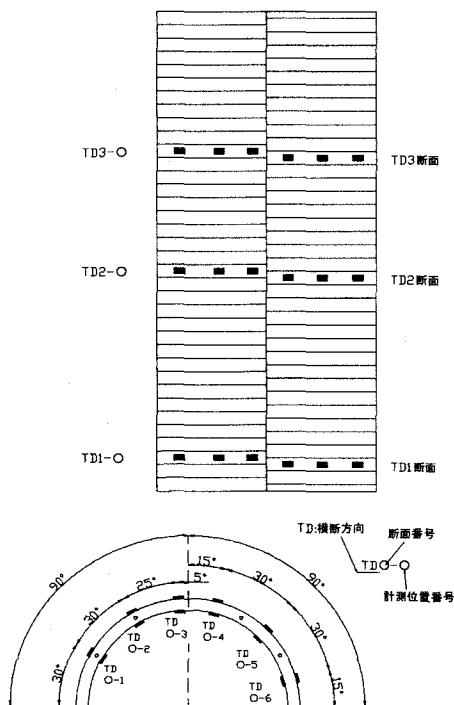


図-3 ひずみの計測位置

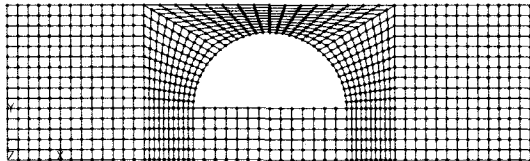
(1) 2次元FEMによる動的な解析

a) 材料の諸元

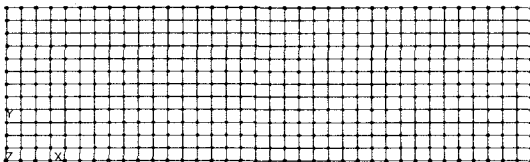
解析に用いる諸元は材料の力学的特性試験から得られたものをもとにしているが、地盤模型の水平加振時における1次共振時の挙動を再現するよう、地盤材料であるシリコンゴムのせん断弾性係数と減衰定数を調整した。これは、弾性係数に関しては、力学的特性試験が静的実験であり、必ずしも動的なそれとは一致しないこと、供試体の形状によっても値が変わること、減衰定数に関しては実験から得られる値が実験模型全体のものであり、材料のそれではないこと、などが挙げられる。解析に用いた諸元は別稿¹⁾に示す。

b) 解析モデルの概要

解析モデルは、地盤を平面ひずみ要素、アーチ部材を36分割したはり要素の骨組みモデルとした。基礎は基礎の位置の平面ひずみ要素の物性値を基礎の物性値とし、インバート部はピン結合とし、継手のあるクラウン部分は軸ばね、せん断ばねおよび回転ばねによって評価した。底面境界は地盤材料であるシリコンゴムと比較して実験模型の底板として用いた鋼板が十分な剛性を有しており、剛体としてモデル化しても差し支えないものと判断し剛体基盤とした。また、側方境界は自由境界であり、材料はすべて線形弾性体とした。図-4に解析モデルを示す。



(a) アーチカルバート埋設



(b) 地盤のみ

図-4 解析モデル

c) クラウン部における継手を評価するばね定数

クラウン部分における継手を評価する各ばねのばね定数は、継手を評価した低密度ポリエチレンのピンに軸力が作用した場合の荷重と変形との関係から下式により求めることとした。

・軸ばねのばね定数 K_u

$$K_u = \frac{E_g A_g}{l_g} \quad (7)$$

ここで、 E_g はピンの弾性係数を、 A_g はピンの断面積
 l_g はピンの長さ

・せん断ばねのばね定数 K_s

$$K_s = \frac{E_g A_g}{2(1+\nu_g) l_g} \quad (8)$$

ここで、 ν_g はピンのポアソン比

・回転ばねのばね定数 K_θ

$$K_\theta = \frac{E_g I_g}{l_g} \quad (9)$$

ここで、 I_g はピンの断面二次モーメント

模型では1ピースにつき2本のピンで結合したため、上記の式から得た各ばね定数を2倍した値を用いた。クラウン部分における継手を評価したピンの諸元、および解析に用いた各種ばね定数を表-1に示す。

d) 解析条件

実験条件を考慮して、伝達関数の振動数間隔が0.25Hz程度になるように入力波の時間間隔とデータ点数を決定した。また、解析する振動数の上限は実験時の条件を考慮した上で決定した。

実地震波を対象とした解析での入力波は、実験で計測した振動台の加速度を使用し、時間間隔およびデータ数を決定した。表-2に解析条件を示す。

表-1 継手部の各種ばね定数

断面積 A_g (m ²)	7.85×10^{-7}
断面二次モーメント I_g (m ⁴)	3.07×10^{-15}
ピンの長さ l_g (m)	6.0×10^{-3}
弾性係数 E_g (kN/m ²)	2.93×10^5
ポアソン比 ν_g	0.400
軸ばね定数 K_u (kN/m)	76.630
せん断ばね定数 K_s (kN/m)	27.368
回転ばね定数 K_θ (kN・m/rad)	4.7893×10^{-7}

表-2 解析条件

	入力波動				解析振動数間隔 Hz	解析する 振動数の上限
	時間間隔 sec	データ数	継続時間 sec	最高振動数 Hz		
	Δt	N	$T = \Delta t N$	$f_{\max} = \frac{1}{2\Delta t}$	$\Delta f = \frac{1}{2T}$	$F_{\max}$
正弦波	9.766×10^{-4}	2048	2.000	512	0.24999	50
実地震波	2.000×10^{-4}	2048	4.096	250	0.12207	— — —

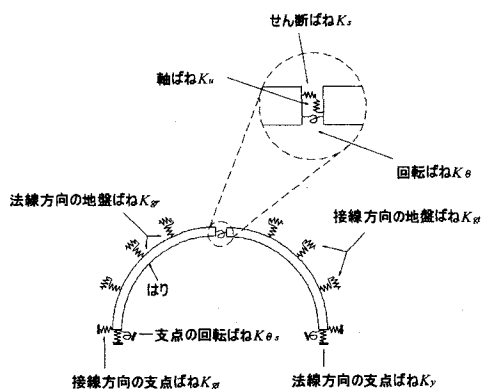


図-5 はりばねモデルによるアーチカルバーとの解析モデル

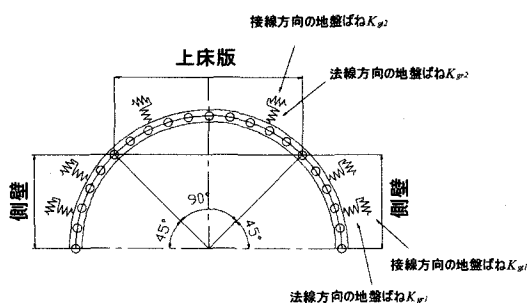


図-6 地盤ばねモデル

(2) はりばねモデルを用いた応答変位法による解析

a) 解析モデル

[i] 材料諸元

はりばねモデルを用いた応答変位法による解析で用いた諸元の詳細は別稿¹⁾を参照されたい。

[ii] 解析モデルの概要

図-5 は応答変位法に用いた静的な解析モデルである。本論文では、クラウン部分における継手を軸ばね K_a 、せん断ばね K_s 、回転ばね K_θ で、フーチング部分のピン構造を支点ばね K_x 、 K_y 、 K_{θ_s} で評価した。アーチカルバーと地盤との動的な相互作用をアーチ部材法線方向の地盤ばね K_{gr} および接線方向の地盤ばね K_{gt} で評価した。なお、予備的な実験における目視の結果、トンネル模型の挙動は地盤に追従していた。このため、本実験の範囲では地盤ばねは線形と見なしてよいと判断した。アーチ部材についても非線形性は考慮していない。

[iii] 地盤ばねのばね定数

本研究では「PC-ATM 設計・施行マニュアル」⁴⁾により図-6 に示すように地盤ばねを側壁と上床版に分けて導いた。

表-3 地盤ばねのばね定数 (MN/m³)

	法線方向	接線方向
側壁に作用する地盤反力係数 (MN/m ³)	$K_{gr1}=4.970$	$K_{gt1}=1.657$
上床版に作用する地盤反力係数 (MN/m ³)	$K_{gr2}=2.955$	$K_{gt2}=0.985$

・地盤反力係数

$$K_{gr} = K_h \cdot \left(\frac{B_h}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}} \quad (10)$$

$$K_h = \frac{1}{0.3} \cdot E$$

ここで、 K_{gr} : 法線方向の地盤反力係数 (MN/m³)

B_h : 荷重作用方向に直行する換算荷幅 (m)

E : 地盤の変形係数

$$K_{gt} = \frac{1}{3} \cdot K_{gr} \quad (11)$$

ここで、 K_{gt} : 接線方向の地盤反力係数 (MN/m³)

以上により求めた地盤ばねのばね定数を表-3 に示す。

[iv] 各種ばね定数

・クラウン部分における継手を評価するばね

FEM 動的解析と同じ値を用いた。

・インバート部分における支点ばね

支点ばねの入力は X 方向、Y 方向、回転方向の 3 方向に対して行った。X 方向に関しては、支持層の弾性係数を用いて式 (9) より求めた結果、X 方向の支点ばねのばね定数 K_x は 29.73 MN/m³ となり、これを用いた。Y 方向は実験における目視により地盤の沈下が生じていないことが確認できたため、Y 方向の変位が生じないように剛結とした。回転方向に関してはインバート部分はピンであるために回転ばねのばね定数 K_θ は 0 N・m/rad とした。

b) 地震力の検討³⁾

地中構造物の地震時の挙動をはりばねモデルを用いた応答変位法で評価する場合、アーチカルバーの内空部分を自由境界とした 2 次元 FEM モデルを用いて地盤変位を求める方法 (穴あき地盤の方法と称する。) と、トンネル覆工の存在を無視した 2 次元 FEM モデルを用いて地盤変位を求める方法 (自由地盤の方法と称する。) とであるが、本論文は耐震設計を行う上での定量的な評価方法についての検討を行うものであるため、実務を考慮して簡便で合理的と思われる後者の方法を採用し、この方法により求まる地震力を作用させた。

作用させる地震力には以下の 3 つが挙げられる。

- ① トンネル図心線の位置に生ずる地盤変位
- ② トンネル図心線の位置に生ずる地盤のせん断力
- ③ トンネル図心線の位置に生ずる慣性力

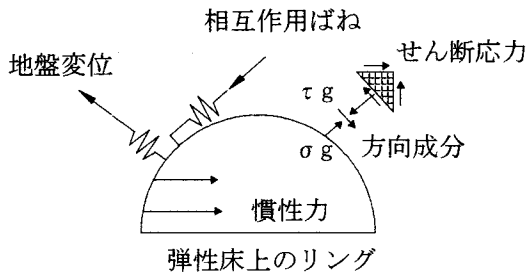


図-7 はりばねモデルによる解析

①は自由地盤の応答解析から求め、クラウンとインバートとの相対変位が最大となる時刻に着目したものである。この地盤変位を地盤ばねを介して作用させた。また、①の変位が空洞部分の応力解放のない状況における変位であるので、②の力はこの影響を補正する周面せん断力である。周面せん断力は自由地盤の応答解析より求まるアーチ部材埋設位置でのせん断応力より算出した。③の慣性力については、地中構造物において卓越することが考えにくいと、アーチ部に与える影響は小さいと考え、作用させる地震力として考慮に入れなかった。本節で用いている耐震計算法の概要図を図-7に示す。

アーチ部材に作用させるせん断応力の法線方向・接線方向成分は次の式から求めた。

$$\tau_g(\phi) = q(z) \cos 2\phi \quad (12)$$

$$\sigma_g(\phi) = -q(z) \sin 2\phi \quad (13)$$

ここで、 $q(z)$: 地盤の応答解析から求めたせん断応力分布

ここで解析ケースとして、

- 【a】『地盤変位』のみを外力として作用させる
- 【b】『周面せん断力』のみを外力として作用させる
- 【c】『地盤変位』と『周面せん断力』の2つを外力として作用させる。

3ケースを想定した。なお、簡便のため【a】の方法を「地盤変位のみ」、【b】の方法を「周面せん断力のみ」、および【c】の方法を「変位・周面せん断力考慮」と呼ぶこととした。

5. 実験結果と解析結果との比較

(1) 正弦波を入力した場合

a) 共振曲線について

図-8、図-9に実験模型を正弦波で加振した場合の加速度と変位の共振曲線の実験結果と解析結果を、図-10に共振時における変位の実験値と解析値を示す。凡例の計測位置については図-3を参照さ

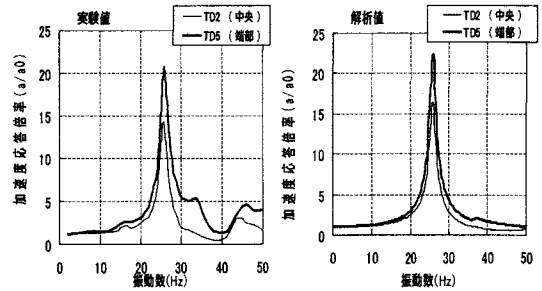


図-8 加速度応答倍率の共振曲線

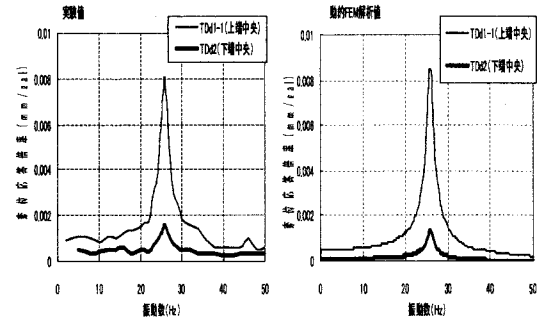


図-9 変位応答倍率の共振曲線

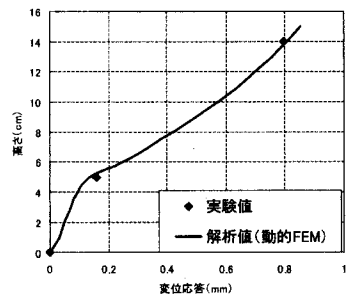


図-10 共振時 (25.8Hz, 100gal) における変位

りたい。実験及び解析の結果より、模型の共振振動数は25.8Hzとなった。

図-8、図-10から、2次元動的FEMによる解析法は、加速度応答および変位応答について二次モードが生じるような振動数領域においては実験結果と解析結果とに差が見られるが、それらがアーチカルバートの応答の結果に与える影響は小さく、アーチカルバートの応答が卓越した一次モードの実験結果を十分に説明できるため、共振曲線を求める実験の結果を全体としては十分に説明できることがわかる。

b) アーチカルバートに発生する断面力

図-11に共振時におけるアーチカルバートの挙動を明らかにするために各計測位置における共振時の時刻歴位相図を示す。なお計測位置については図-3を参照されたい。

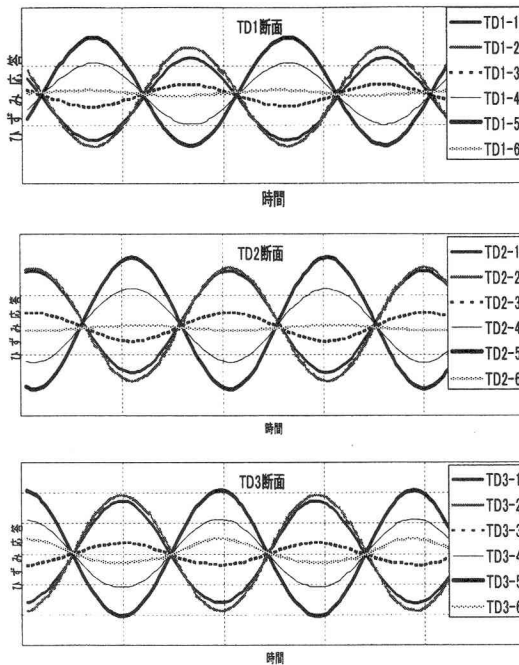


図-11 各断面における時刻歴位相図

図-11よりすべての断面において計測位置1, 2, 3と計測位置4, 5, 6が逆位相になっている。したがって計測位置1, 2, 3に正曲げの方向に曲げモーメントが発生しているときは計測位置4, 5, 6には負曲げの曲げモーメントが発生しているといえる。

[i] 2次元FEMによる動的な解析

図-12に一次共振時にアーチカルバートに発生した曲げモーメントの実験結果と動的FEMによる解析結果を示す。図-12より、アーチカルバートに発生する断面力は2次元FEMによる動的な解析によって精度よく説明できるといえる。

部分的に見た場合、アーチカルバートに発生する曲げモーメントは、全断面においてインバート付近（計測地点6）で若干、解析結果が実験結果と比較して大きくなっている。解析モデルでは基礎部の溝を考慮しておらず、計測地点の盛土の地盤変位による荷重が作用している。盛土は支持層に比べて柔らかく、その変位は支持層の変位に比べて大きい。これがインバート付近において解析結果の方が実験結果よりも大きくなる原因であると考えられる。

またTD2断面の計測地点5においても解析結果と実験結果との間に大きな差が見られる。しかし、後に述べる実地震波を入力した場合にはこのような傾向は見られない。そのため、これは実験誤差によるものであると考えられる。

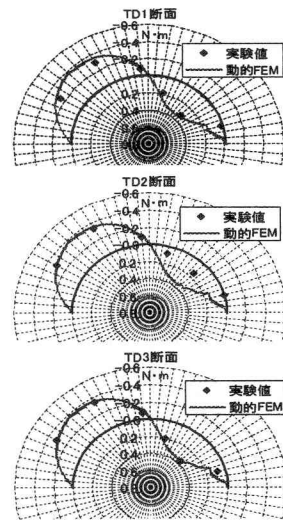


図-12 実験値と動的FEMとの比較

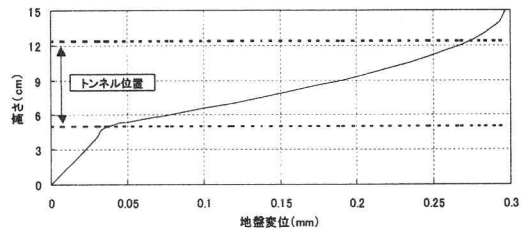


図-13 地盤変位の分布

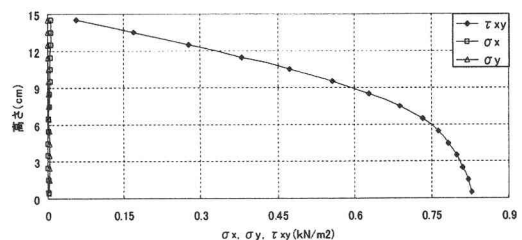


図-14 地盤応力の分布

[ii] はりばねモデルを用いた応答変位法による解析

a) 地震力の検討

図-12から図-15, は解析モデルに作用させる地震力を検討する際に用いた、地盤変位と地盤の応力を示したものである。図-13は一次共振時の地盤変位を示したものである。本研究では2層地盤を対象としており、正弦波近似が困難であることから、作用させる地盤変位として、地盤のみの2次元FEMモデルによる動的解析を行い、アーチカルバート埋設位置における地盤変位が最大となる時刻と同時刻の地盤変位を用いた。周面せん断力については、図-14に示される地盤の応答解析から求まった

地盤応力に解析モデルの節点間の面積を乗じる方法を用いた。

3つの解析ケースの地震力を作用させ、それぞれから得られる解析結果を図-15に示す。

図-16より、地盤変位のみでは、空洞部分の応力解放の影響を考慮していないこと、また周面せん断力のみでは、この応力解放の影響だけを考慮しているため、アーチカルバートの応力状態を再現するには不十分であると考えられる。

よって、本研究におけるアーチカルバートを対象とした場合、変位・せん断力考慮の方法を用いるのが合理的であるといえる。

b) 実験結果と解析結果との比較

アーチカルバートに発生する断面力の算出方法は、「アーチカルバート埋設」に用いた物性値を入力した地盤のみの地震応答解析により地盤が一次共振をする際の地震力を求め、それを用いてアーチカルバートに発生する断面力を求めた。

図-17に1次共振時にアーチカルバートに発生した曲げモーメントの実験結果とはりばねモデルを用いた応答変位法による解析結果を示す。アーチカルバートに発生する断面力は、はりばねモデルを用いた応答変位法による解析によって精度よく説明できるといえる。インバート付近およびTD2断面の計測地点5に見られる実験結果と解析結果との間に生じる差の原因は動的FEMによる解析を行ったときと同様である。

(2) 実地震波を入力した場合

実験結果および解析結果は、結果として得られる4.096秒の中からその地震波の特徴が最も出ている時刻を抜粋した。

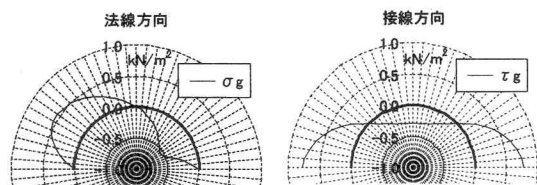


図-15 アーチカルバートに作用する地盤応力

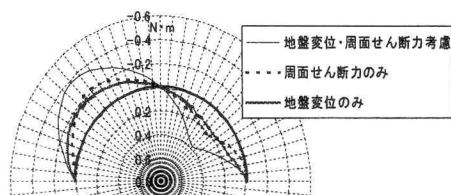


図-16 地盤変位と周面せん断力の与え方の検討

a) 加速度応答、変位応答について

図-18、図-19に実地震波を入力した場合の加速度応答および変位応答の実験結果と2次元動的FEMによる解析結果を示す。加速度応答および変位応答の位相、応答値ともによく一致していることから、実地震波を入力した場合の地盤の応答は2次元FEMによる動的な解析によって説明できるといえる。

b) アーチカルバートに発生する断面力

[i] 2次元FEMによる動的な解析

図-20に実地震波を入力した時にアーチカルバートに発生した曲げモーメントの実験結果と解析結果を示す。図-20のように、他の計測地点においてもインバート付近である計測地点6を除くアーチカルバートの全断面にわたって位相、応答値ともによく一致していた。このことから、アーチカルバートに発生する断面力は2次元FEMによる動的な解析によって説明できるといえる。計測地点6において実験結果と解析結果との間に生じる差の原因は、正弦波を入力した場合と同様である。

[ii] はりばねモデルを用いた応答変位法による解析・地震力の検討

正弦波を入力した場合の検討より、作用させる地震力として、地盤変位と周面せん断力を作用させる方法を用いることにした。

図-21から図-23は解析モデルに作用させる地震力を検討する際に用いた地盤変位と地盤応力示したものである。正弦波を入力した場合と同様、2次元FEM動的解析から得られたアーチカルバート埋設位置における地盤変位が最大となる時刻と同時刻の地盤変位を用いた。図-21は、地盤のみの2次元FEMモデルの実地震波による動的解析から得られたアーチカルバート埋設位置における地盤変

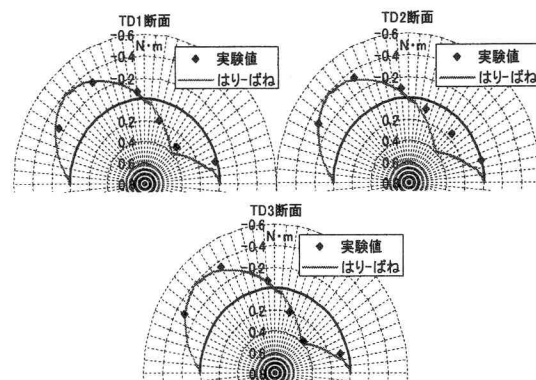
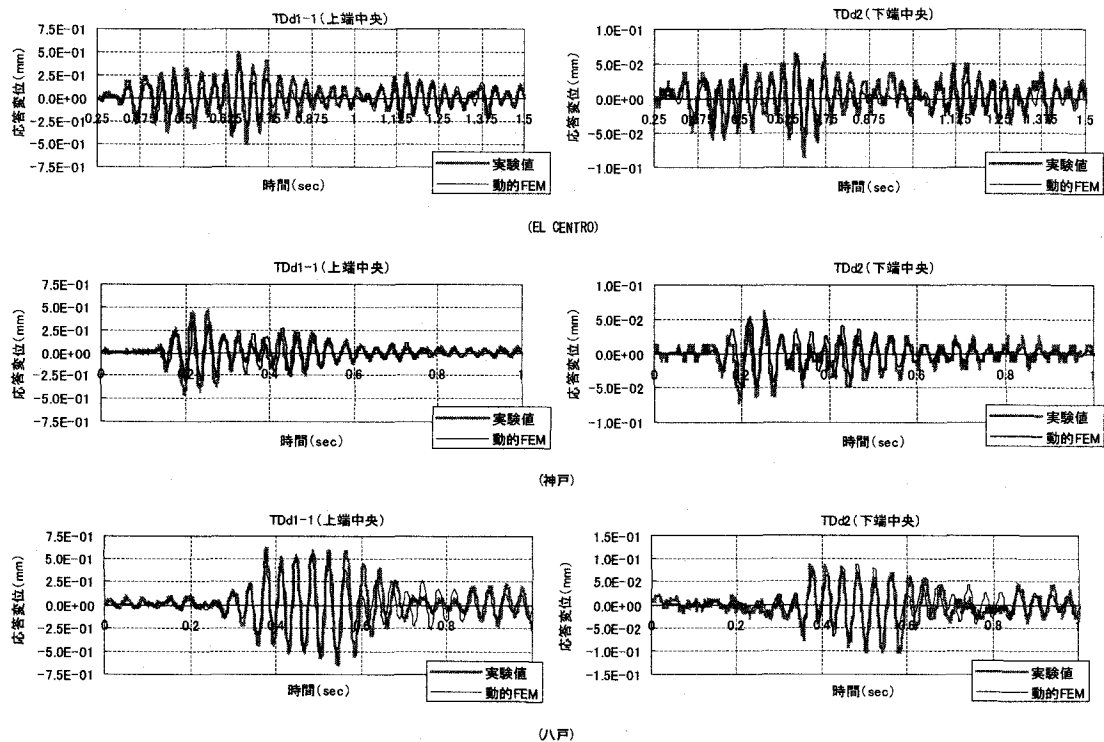
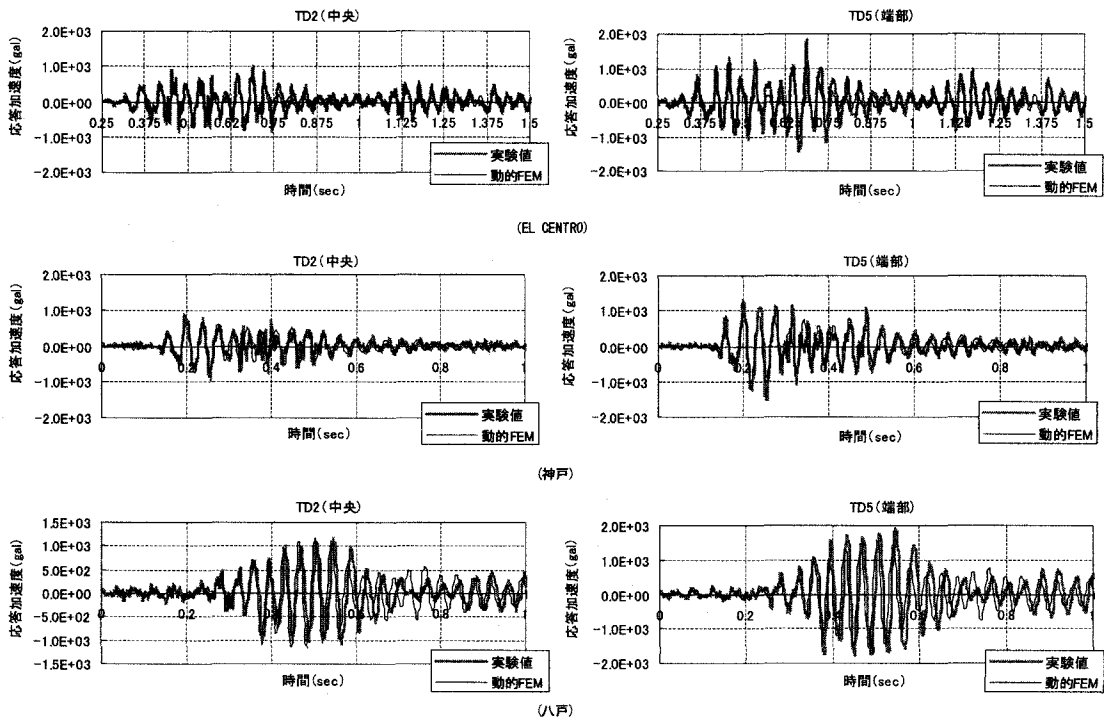


図-17 実験値とはりばねモデルを用いた応答変位法との比較



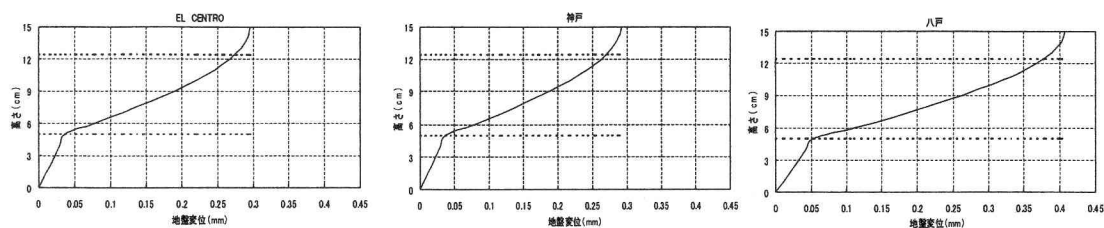


図-21 実地震波を入力した場合の地盤変位の分布

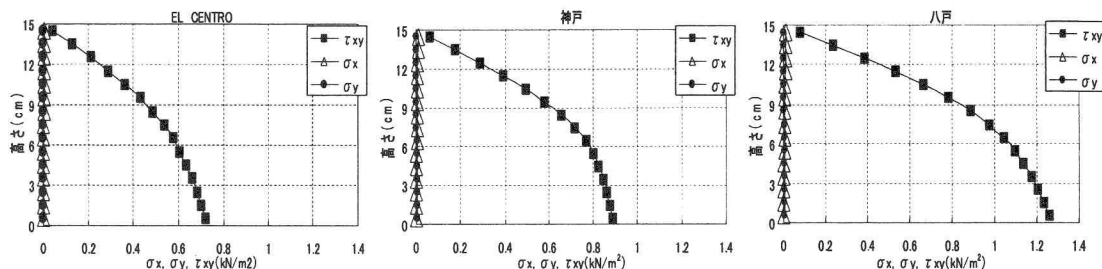


図-22 実地震波を入力した場合の地盤応力の分布

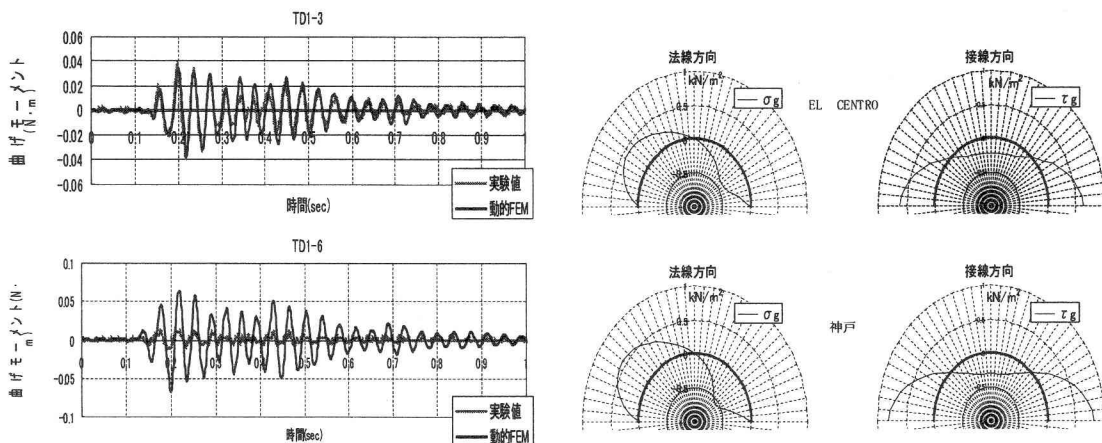


図-23 実験値と動的FEMとの比較

位が最大となる時刻と同時刻の地盤変位分布を示したものである。

また、周面せん断力においても、地盤変位と同様に近似的な方法では適切な地盤応力を把握することが難しく、図-22に示される地盤応力に節点間の面積を乗じる方法を用いた。なお、図-23に示される地盤の応答解析から求める地盤応力は先に述べた地盤変位分布と同時刻の値を用いた。

・実験結果と解析結果との比較

図-24に実地震波を入力して加振した時にアーチカルバートに発生した曲げモーメントの実験結果の最大値とはりばねモデルを用いた応答変位法による解析結果を示す。図-24より実験結果と

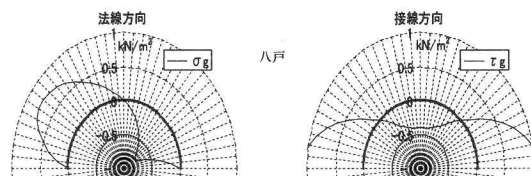


図-23 アーチカルバートに入力する地盤応力

解析結果とが全地震波、インバート付近である計測地点6を除くアーチカルバートの全断面にわたってよく一致していることがわかる。このことから、アーチカルバートに発生する断面力は、はりばねモデルを用いた応答変位法による解析によって精度よく説明できるといえる。計測地点6において実験結果と解析結果との間に生じる差の原因は、正弦波を入力した場合と同様である。

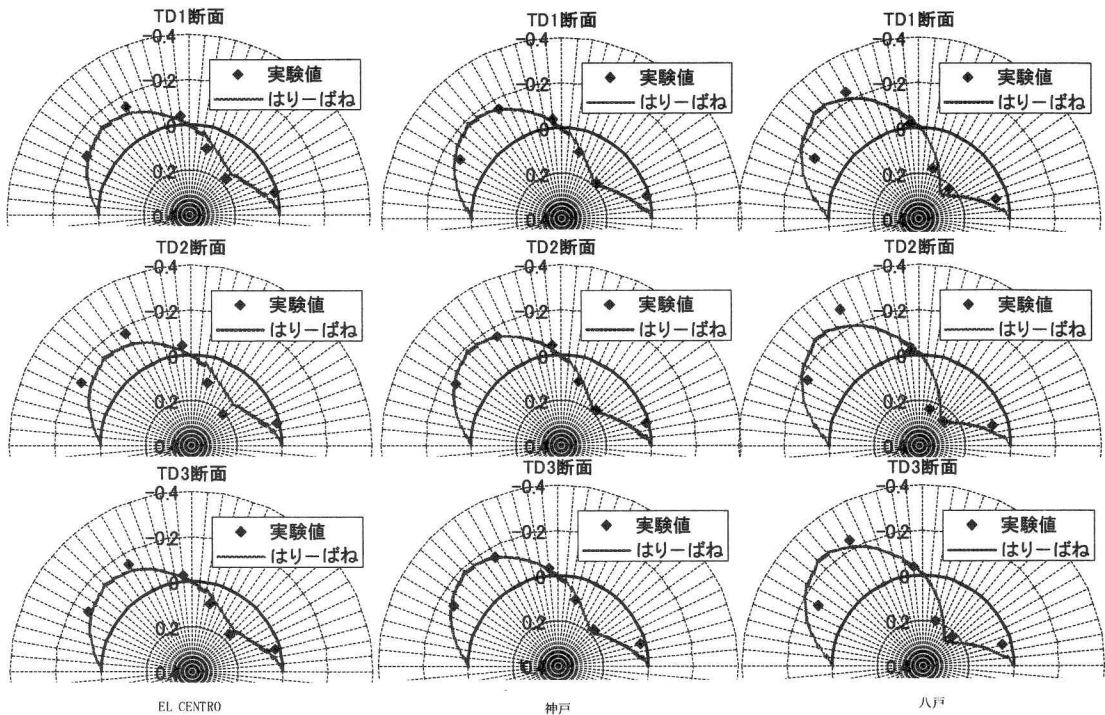


図-24 実験値とはりばねモデルを用いた応答変位法との比較

6 結論

2 ヒンジアーチカルバートの地震時挙動に関する模型振動実験とその応答解析から、以下の知見を得ることができた。

- ①実験模型を正弦波で加振した場合、加速度と変位の共振曲線は応答倍率が卓越した一次共振振動数付近では、実験結果と2次元動的FEMの解析結果でよく一致をしている。また、地盤に二次モードが生じるような振動数領域においては実験結果と2次元動的FEMによる解析結果に差が見られるが、影響が小さいため全体としては十分に説明できる。
- ②実地震波で加振した場合の地盤の応答は、2次元動的FEMによる解析によって説明できる。
- ③各計測位置における共振時の位相は、全ての断面においてアーチカルバートの左部分と右部分とで逆になっている。
- ④一次共振時にアーチカルバートに発生する曲げモーメントは、2次元FEMによる動的な解析によって説明できる。
- ⑤一次共振時にアーチカルバートに発生する曲げモーメントは、はりばねモデルを用いた応答変位法による解析によって説明できる。その際、解析モデルに作用させる地震力の与え方は、地盤変位のみと周面せん断力のみを考慮した方法では不十分であり、地盤変位・せん断力の両方を考慮した方法が合理

的である。

- ⑥模型はアーチカルバートのインバート部が基礎部に設けられた溝に差し込まれており、加振時にはその影響を受け、発生する曲げモーメントは、インバート付近で解析結果の方が実験結果よりも大きくなる。

謝辞：本論文をまとめるにあたって、当時修士課程に在学する瀧豪祐氏（現竹中工務店）ほか、本研究に関係された各位に感謝する次第である。また、本実験には東洋大学工学部環境建設学科の多目的大型振動装置（DLS-3000-15）を用いているが、その使用に際して同大学工学部、新延泰生教授にいろいろと便宜を図っていただいた。記して、深く感謝する次第である。

参考文献

- 1) 齋藤啓文, 西井良介, 小泉淳: 2ヒンジアーチカルバートの縦断方向の地震時挙動に関する研究, 投稿中 第15回トンネル工学研究発表会
- 2) 財団法人 先端建設技術センター: PC-ATM 先端技術・技術審査証明 報告書, 2002
- 3) 水野光一郎, 小泉淳: シールドトンネル横断方向の耐震設計に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No. 687/ III - 56, pp. 107 ~ 123, 2001
- 4) 川島建材工業株式会社: PC-ATM設計・施工マニュアル, 2001