

左右の盛土高さが異なる条件に設置された 3ヒンジ式アーチカルバートの地震時挙動

塩梅 恭平¹・宮崎 祐輔²・澤村 康生³・岸田 潔⁴・木村 亮⁵

¹学生会員 京都大学修士課程 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)
E-mail: ambai.kyohei.85a@st.kyoto-u.ac.jp

²学生会員 京都大学博士後期課程 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)
E-mail: miyazaki.yusuke.73x@st.kyoto-u.ac.jp

³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)
E-mail: sawamura.yasuo.6c@kyoto-u.ac.jp

⁴正会員 京都大学教授 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)
E-mail: kishida.kiyoshi.3r@kyoto-u.ac.jp

⁵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)
E-mail: kimura.makoto.8r@kyoto-u.ac.jp

東日本大震災では、3ヒンジ式アーチカルバートにおいて供用性を損なう被災が発生した。被災したカルバートは、道路本線に対してカルバートが一定の交差角を有して設置されていたことから、坑口部のカルバートに左右不均等な荷重が作用していた可能性が高い。そこで、本研究では、この荷重条件を被災原因の一つと考え、カルバートの左右で盛土高さが異なる条件下において、3ヒンジ式アーチカルバートの地震時挙動を動的遠心模型実験により確認した。その結果、左右不均等な上載荷重が作用し、カルバートの土被りが小さい場合、地震時にカルバートと周辺地盤の一体性が損なわれる可能性があることが分かった。さらに、土被りの大きな側の部材肩部では、内空側への曲げが増大し、軸力が減少することで、曲げ引張破壊に至る可能性が高いことが分かった。

Key Words : Three-hinge precast arch culvert, unsymmetrical overburden, dynamic centrifuge tests

1. はじめに

ヒンジ式プレキャストアーチカルバート^{1), 2)}は1990年代にフランスより、我が国に技術導入されたプレキャスト製のカルバート構造物である(図-1)。地震の多い日本へ適用するにあたり、現場計測³⁾や振動台実験⁴⁾を重ねて、その耐震性が検討されてきた。とくに、地震時におけるヒンジの逸脱が構造全体の崩壊をもたらすため、設計断面(カルバート横断方向)を対象とした地震時挙動が研究されてきた。たとえば、澤村ら^{5), 6)}は、1/5スケールのプレキャストアーチカルバートを対象に強震応答装置を用いて振動台実験を実施した。その結果、周辺地盤のせん断ひずみが6%を越える場合でも、部材の終局に至る前にヒンジ部が逸脱しないことが実験的に確認され、カルバート横断方向に高い耐震性を有することが示された。一方で、プレキャストアーチカルバートの耐震性は、カ

ルバート横断方向に対して二次元の応答変位法により照査される^{1), 2)}。しかし、2011年3月に発生した東日本大震災においては、初めて3ヒンジ式アーチカルバートが、坑口壁の変状(写真-1)やヒンジ部のずれなどの、供用性を損なう被害が発生した⁷⁾。坑口壁の変状(写真-1)やヒンジ部のずれ等の致命的な被害は、カルバートと上部道路とに交差角が生じ、不均等な上載荷重がアーチカルバ

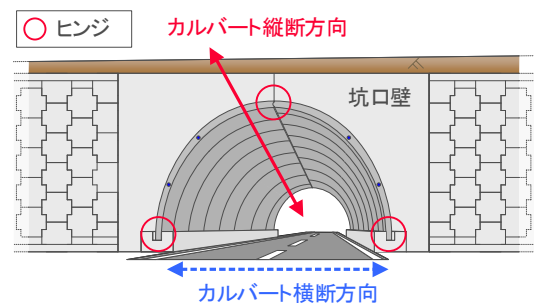
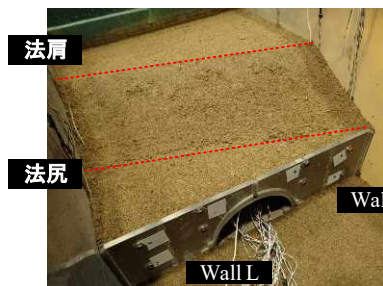


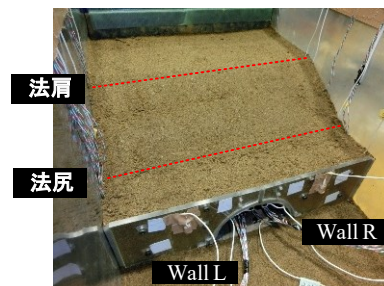
図-1 ヒンジ式プレキャストアーチカルバート



写真-1 参考にした被災事例⁷⁾



(a) Case_Uneven



(b) Case_Even

写真-2 カルバート縦断方向に対する遠心模型実験⁸⁾

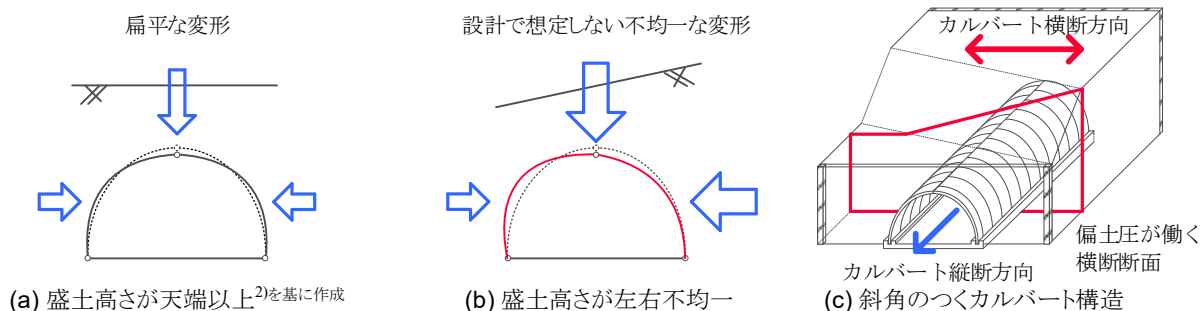


図-2 偏土圧を受ける3ヒンジ式アーチの変形モード

ートに作用するような場合に発生している。これを背景に、宮崎ら^{8),9)}は被災メカニズムの解明を目的に、不均等な上載荷重が作用する構造に着目し、カルバート縦・横断方向に対する遠心模型実験を実施してきた(写真-2)。その結果、カルバートの土被りが左右で不均等な場合、図-2に示すように、偏土圧が作用する断面では、設計マニュアル²⁾において想定しない不均等な変形モードが生じること、そして、カルバートに発生する軸力が土被りの大きい側で初期状態から小さくなり、設計で前提とされる均等な荷重条件²⁾が成立していない可能性が高いことが明らかとなった。このことから、アーチに及ぼす偏土圧の影響は、カルバート横断方向の地震時挙動においてより顕著である可能性が高いと考えられる。したがって、先の検討⁹⁾に加えて、地震時におけるカルバートと周辺地盤の相互作用による断面力の挙動や応答の一体性について議論する必要がある。

そこで、本研究では、不均等な上載荷重がアーチカルバートに作用する条件下における3ヒンジ式アーチカルバートの動的遠心模型実験を実施した。その結果より、設計で前提となる、地震時におけるカルバートと周辺地盤の一体性や、アーチの力学挙動を確認することを目的に、ステップ加振を用いて段階的に地震時挙動を考察した。

2. 動的遠心模型実験

本研究は、京都大学防災研究所所有の遠心力载荷装置

を使用し、遠心力 50 G 場において剛性土槽 (幅 630 mm × 高さ 500 mm × 奥行 150 mm) を用いて振動台実験を実施した。以下に、実験条件を述べる。

(1) 実験概要

図-3、図-4に実験模型の概略図とひずみの計測位置を示す。実験ケースは、被災構造を再現した遠心模型実験⁸⁾をもとに決定した(図-2(c)参照)。Case-1_EvenとCase-2_Evenは、それぞれプロトタイプ寸法で土被り 1.0 mと 4.0 mになるよう均等に盛土したケースである。一方、Case-1_UnevenおよびCase-2_Unevenは盛土全体の総重量が一致するように5:1の傾斜を与えて不均等に盛土したケースである。本実験の計測項目は、アーチ模型の横断方向のひずみ、応答加速度、地盤の応答加速度である。ひずみは、左右に3個ずつ組み合わせて設置した部材の真ん中に位置するアーチ模型に対して計測した。アーチ模型のひずみは、半アーチ部材の表裏に対して、脚部(20°)から頂部(80°)まで15°刻みに計10点計測し、両方のアーチ部材合わせて計20点計測している。アーチ模型の応答加速度は、左右両方のアーチ肩部(50°)の位置に設置した加速度計により計測した。なお、加速度計は、治具を調整することで、水平方向の応答加速度を計測した。応答加速度の正負は、図中右向きを正とする。

(2) 3ヒンジ式アーチカルバートのモデル化

カルバート模型の断面の大きさは、先の検討⁹⁾と同じく、1994年1月以降における3ヒンジ式アーチカルバートの施工事例¹⁰⁾にもとづき、剛土槽の寸法を考慮して決

模型寸法 mm 括弧内はプロトタイプ換算値

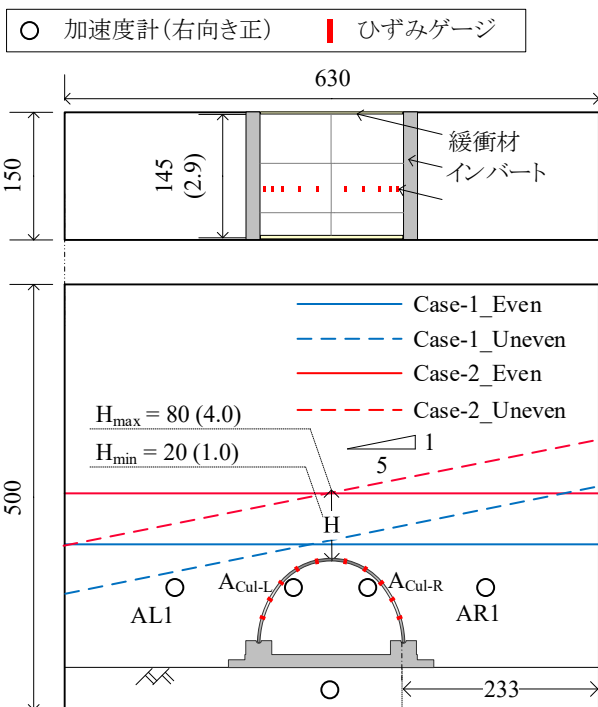


図-3 カルバートを含む盛土模型の概略図

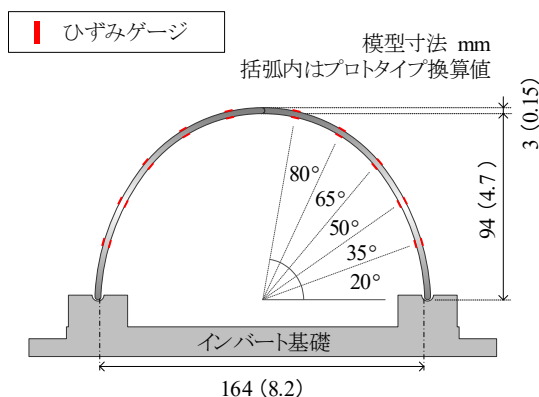
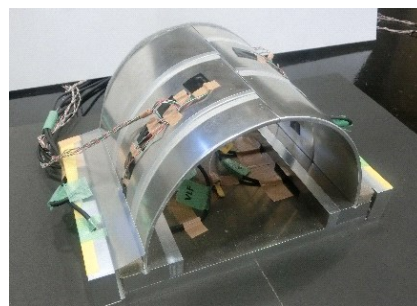


図-4 3ヒンジ式アーチカルバート模型

定し、プロトタイプ寸法で内空幅 8.2 m、内空高 4.7 m の模型を用いた。

写真-3(a)にアーチ模型の設置状態を示す。本実験では、奥行 58 mm (プロトタイプ寸法で 2.9 m) の部材 4 個とその半分の奥行 29 mm (プロトタイプ寸法で 1.45 m) の部材 2 個の計 6 個のアーチ部材を左右に 3 個ずつ組み合わせて設置した。アーチ部材の継ぎ目部分には、透明なポリプロピレンシートを、継ぎ目部分を覆うように貼り付け、砂が内部に侵入しないようにした。ただしポリプロピレンシートはアーチ部材を奥行方向に連結しないように貼り付けた。

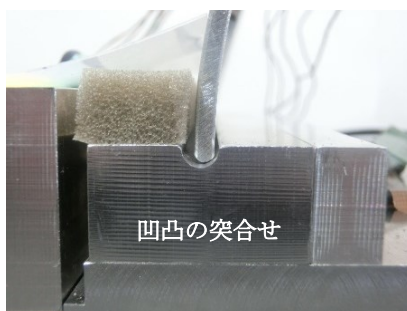
頂部および脚部ヒンジの構造は、写真-3(b), (c)に示すように凹凸の突き合わせ構造とした。本実験においては、実験条件を明確にするため、回転剛性が殆どゼロとなるようモデル化した。脚部ヒンジは、実際には無収縮モル



(a) アーチの架設状態



(b) 頂部ヒンジの処理



(c) 脚部ヒンジの処理
写真-3 アーチ模型

表-1 実物寸法の RC 構造とアルミ合金模型の物性値

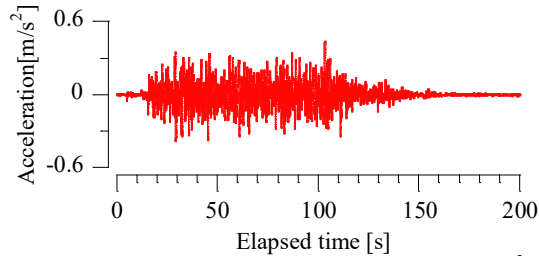
諸元	—	単位	RC 構造	アルミ模型
ヤング率	E	[kN/m ²]	2.9×10^7	7.1×10^7
奥行	a	[mm]	1250	2900
部材厚	t	[mm]	250	150
曲げ剛性	EI	[kN・m ²]	4.8×10^4	5.8×10^4
軸剛性	EA	[kN]	9.2×10^6	3.1×10^7

タルを充填するため、本モデル化は現実より回転剛性の低いモデル化となっている。基礎形式は、インバート基礎を採用した。

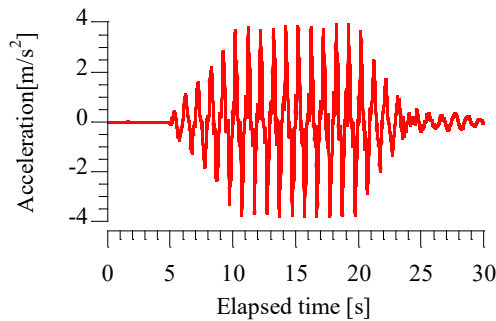
アーチ部材には、アルミ合金を使用した。部材の厚みには、実際の RC 部材と曲げ剛性が可能な限り一致し、かつ上述した凹凸の頂部ヒンジ構造が加工可能な 3 mm (プロトタイプ寸法で 0.15 m) とした。プロトタイプ寸法における RC 構造と各種力学試験により確認したアルミ合金模型の剛性を表-1 に整理する。

表-2 江戸崎砂の諸元

土粒子密度	G_s	[g/cm ³]	2.73
平均粒径	D_{50}	[mm]	0.20
最適含水比	w_{opt}	[%]	17.62
最大乾燥密度	ρ_{dmax}	[g/cm ³]	1.68
締固め度	D_c	[%]	92.0



(a) ホワイトノイズ 最大入力加速度 (0.5 m/s²)



(b) 1 Hz テーパー付き正弦波 20波
最大入力加速度 (4.0 m/s²)

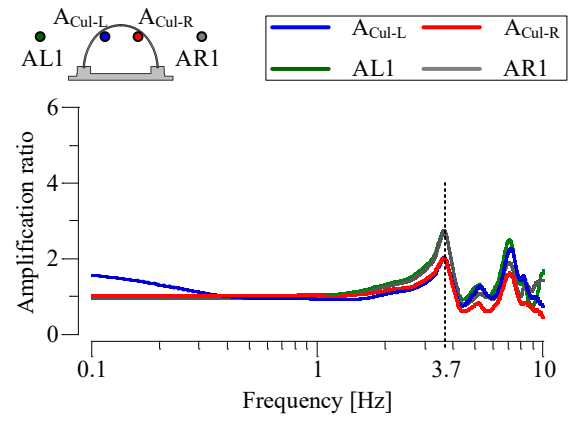
図-5 入力波形

(3) 模型地盤と土槽境界条件

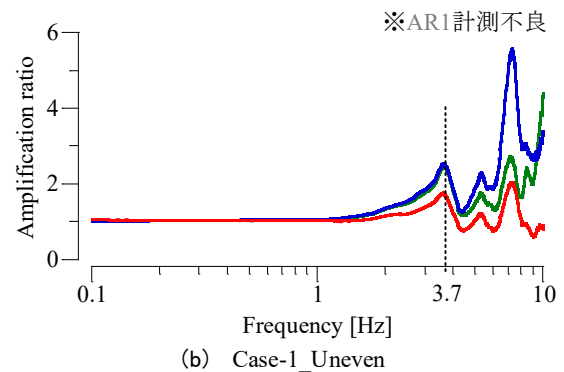
本実験の地盤材料には江戸崎砂を用いた。表-2に、江戸崎砂の土質性状を示す。模型地盤は、最適含水比 17.6 % を目標に調整した江戸崎砂を、締固め度 92.0 %¹²⁾ を満たすよう角材を用いて突き固めて作製した。土槽壁面には、既往の研究¹³⁾を参考に、反射波の影響を緩和させる緩衝材として厚さ 2 mm、10 % 圧縮時の圧縮強度 0.07 N/mm² のゲルシートを貼り付けた。また、奥行方向の土槽壁面とアーチ模型の摩擦を軽減させるために、アーチ模型に薄いスポンジテープを貼付した。

(4) 入力地震動

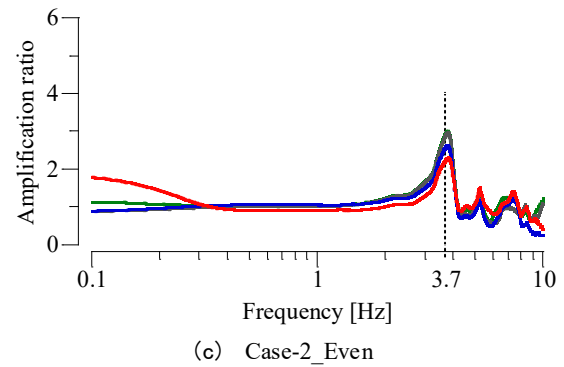
入力波形を図-5に示す。本実験では、まず、実験模型の振動特性を確認するために最大入力加速度 0.5 m/s² に調整したホワイトノイズを入力した。つぎに、強地震を想定した 1 Hz テーパー付き正弦波 20 波を最大入力加速度 0.5 m/s² から 4.0 m/s² まで、0.5 m/s² 刻みに合計 8 回入力した。



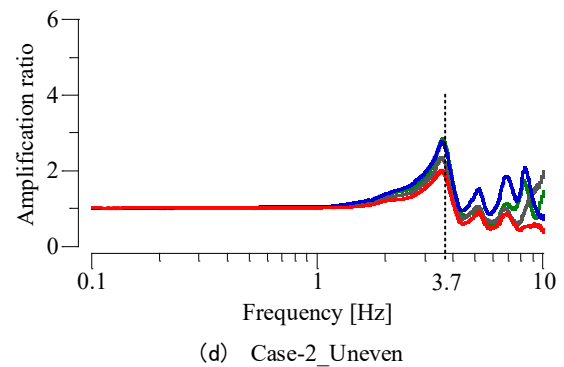
(a) Case-1_Even



(b) Case-1_Uneven



(c) Case-2_Even



(d) Case-2_Uneven

図-6 ホワイトノイズ入力時のフーリエスペクトル増幅率

3. 実験結果

以下に示す実験結果は、とくに断りのない限り、プロ

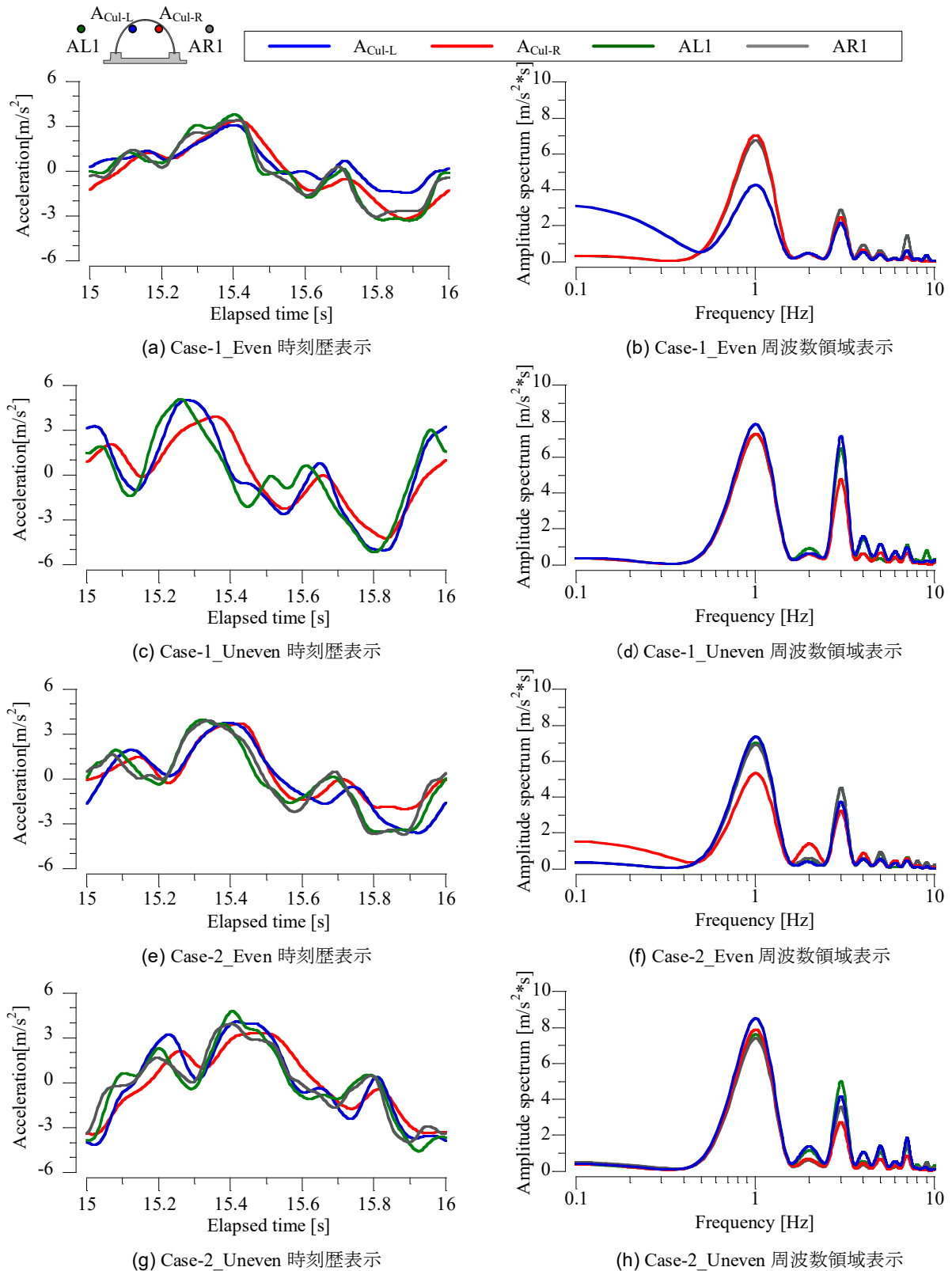


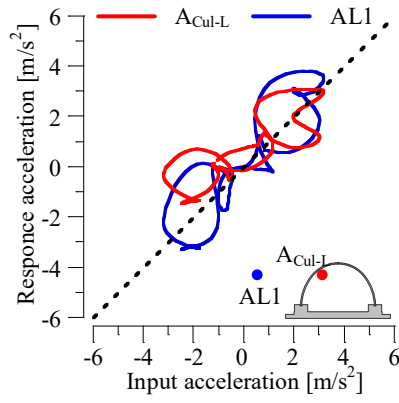
図-7 応答加速度 (STEP8 最大入力加速度 4.0 m/s^2)

トタイプ換算値を用いる。

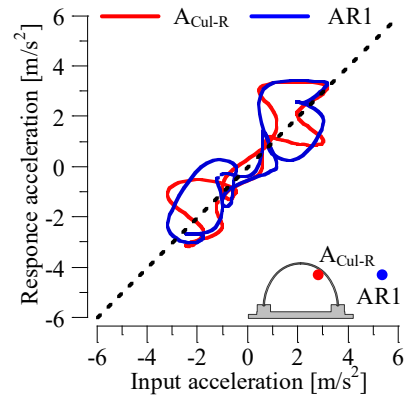
(1) アーチカルバートと周辺地盤の一体性

図-6に、各ケースについて、ホワイトノイズ入力時におけるフーリエスペクトルの増幅率を示す。フーリエス

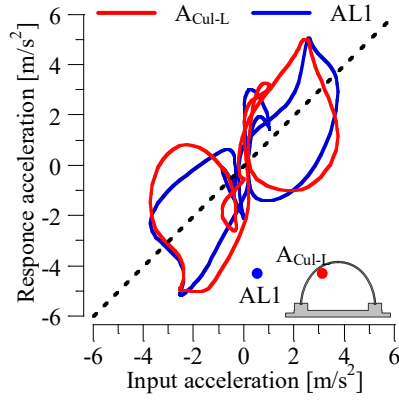
ペクトルの算出には、高速フーリエ変換を用いた。データ数は、65536、サンプリング間隔は 0.005 s である。図より、いずれのケースの加速度も、 3.7 Hz において1次ピークを示した。Case-1_EvenおよびCase-2_Evenにおいては、 3.7 Hz 以降の挙動はアーチ模型・盛土のいずれの



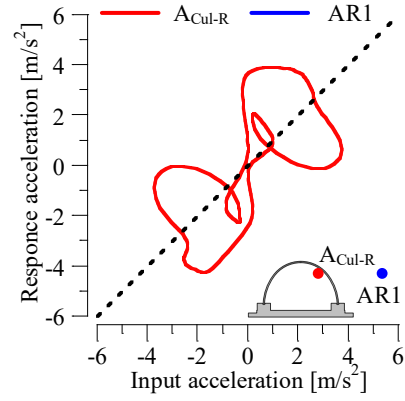
(a) Case-1_Even A_{Cul-L} & AL1



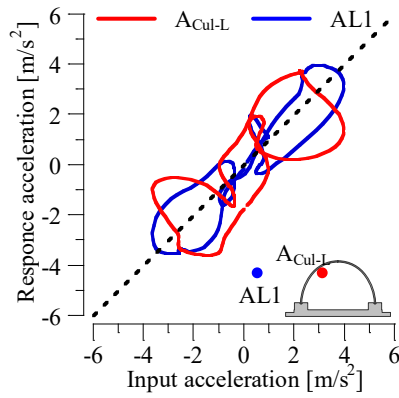
(b) Case-1_Even A_{Cul-R} & AR1



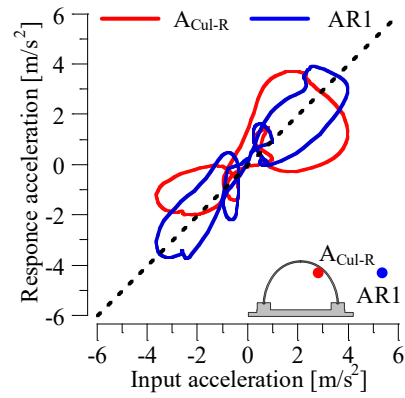
(c) Case-1_Uneven A_{Cul-L} & AL1



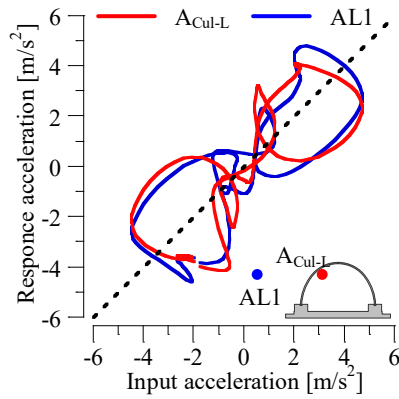
(d) Case-1_Uneven A_{Cul-R} & AR1



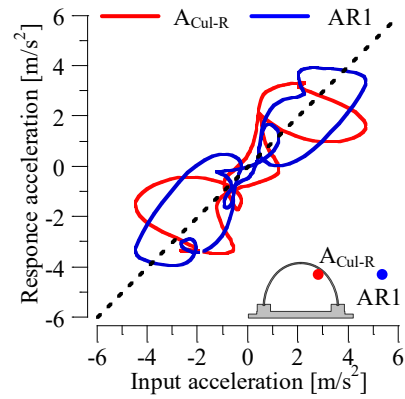
(e) Case-2_Even A_{Cul-L} & AL1



(f) Case-2_Even A_{Cul-R} & AR1



(g) Case-2_Uneven A_{Cul-L} & AL1



(h) Case-2_Uneven A_{Cul-R} & AR1

図-8 応答加速度履歴曲線 $t = 15.0 \text{ s} \sim 16.0 \text{ s}$ (STEP8 最大入力加速度 4.0 m/s^2)

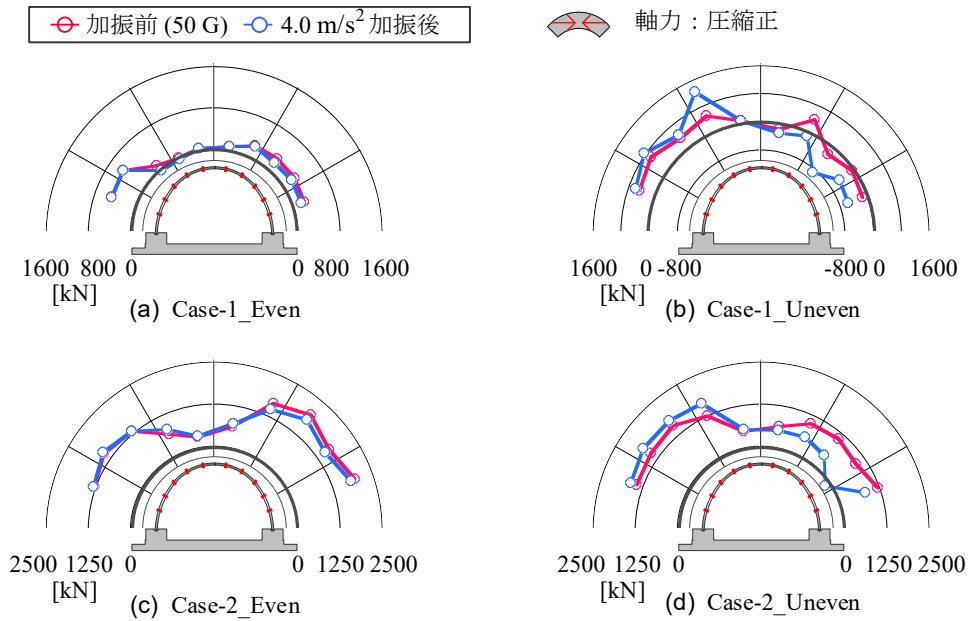


図-9 初期状態と加振後の軸力分布 (STEP8 最大入力加速度 4.0 m/s^2)

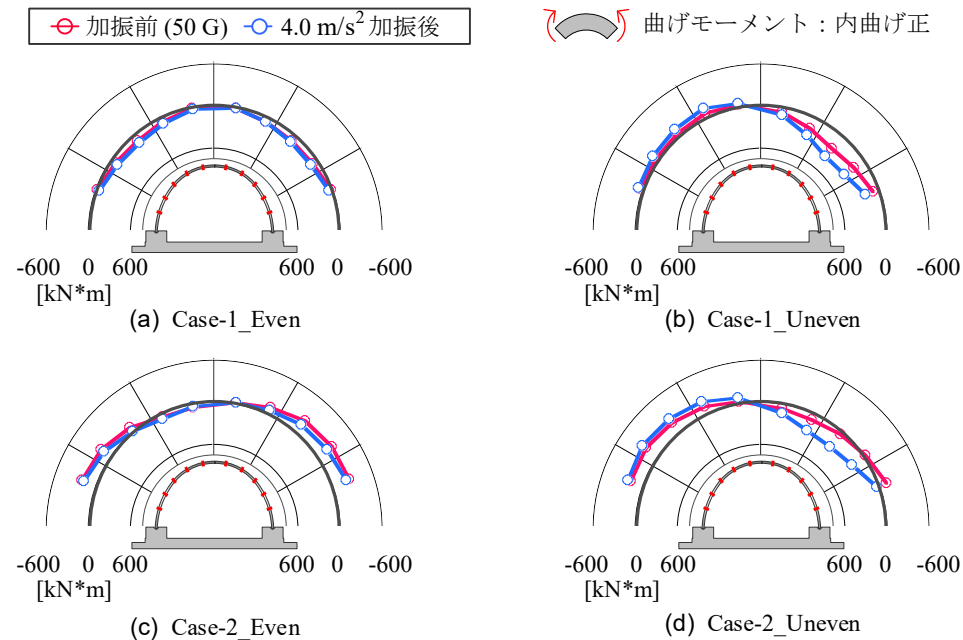


図-10 初期状態と加振後の曲げモーメント分布 (STEP8 最大入力加速度 4.0 m/s^2)

計測位置もおおむね一致した。一方、Case-1_Uneven および Case-2_Uneven においては、 $A_{\text{Cul-L}}$ における増幅比が大きくなった。

図-7 に、最大加速度 4.0 m/s^2 のテーパ付き連続波を入力した時における応答加速度を示す。なお、同図は $t = 15.0 \text{ s} \sim 16.0 \text{ s}$ の 1 秒間について描画した。また、Case-1_Uneven の AR1 は計測不良のため、結果を除いた。図に示すように、時刻歴表示に注目すると、Case-1_Uneven ではカルバートおよび盛土左側 ($A_{\text{Cul-L}}$, AL1) における応答は、カルバート右側 ($A_{\text{Cul-R}}$) の応答と比較して振幅が大きく、さらに、最大値をとる位相に

ズレが生じている。しかし、Case-2_Uneven ではカルバートと盛土の両方で、振幅、位相ともにアーチの左右で応答の差は小さくなった。一方、周波数領域表示に注目すると、Case-1_Uneven および Case-2_Uneven においては、 $A_{\text{Cul-L}}$ における 3 Hz 以降の応答が大きくなる傾向を示した。これらのアーチ左右における応答の差は、不均等な土被り条件に起因すると考えられる。これは、土被りの小さい左側のアーチは、盛土の拘束効果が小さいため、右側のアーチと異なる振動数で振動したためである。

図-8 に、入力加速度に対する応答加速度の履歴 (以下、

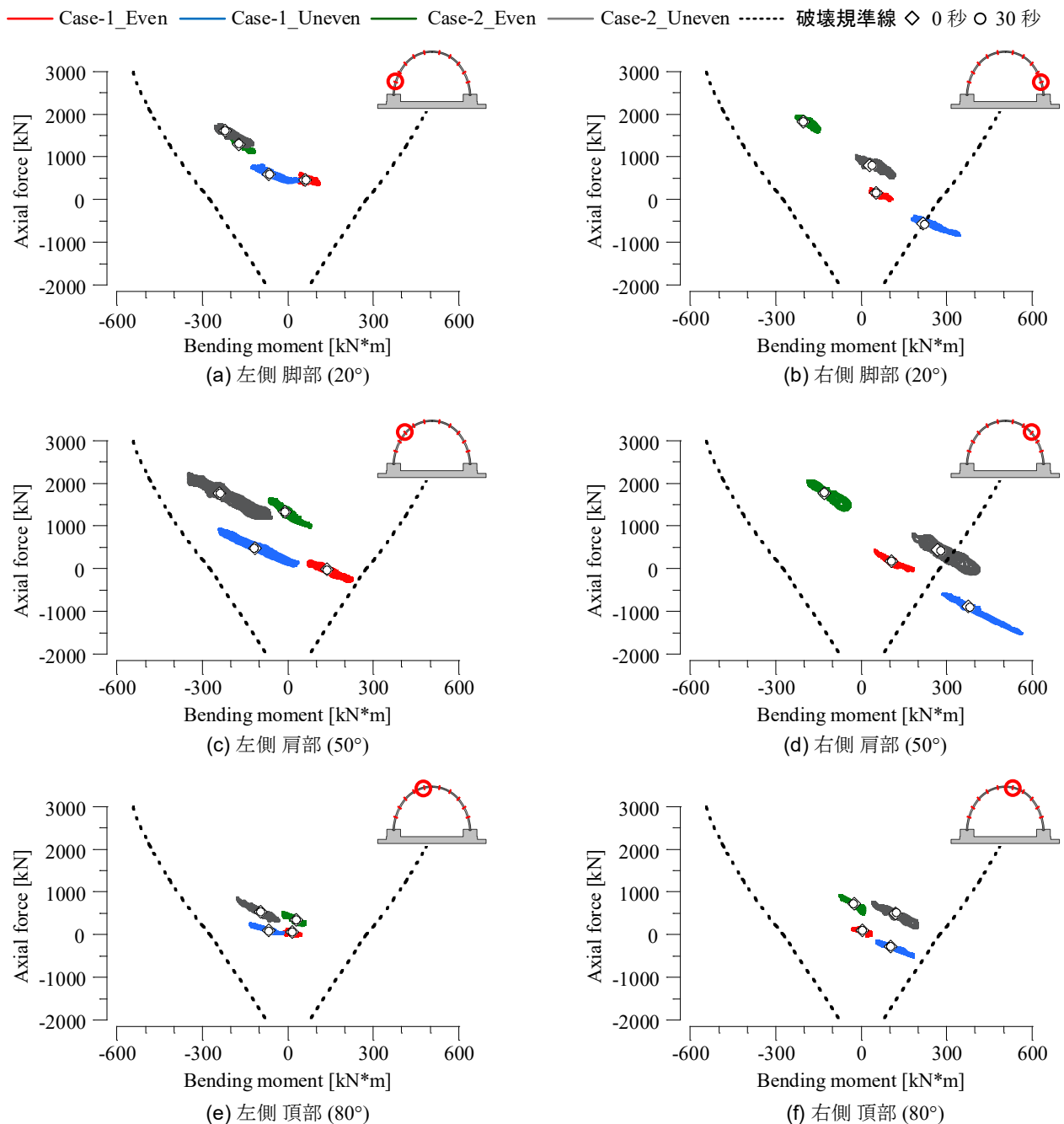


図-11 M-N相互作用図(STEP8 最大入力加速度 4.0 m/s^2)

履歴曲線と呼ぶ)を示す。同図は図-7と同じ加振レベル、時間帯($t=15.0 \text{ s} \sim 16.0 \text{ s}$)を描画している。Case-1_Even および Case-2_Even では、応答加速度の最大値および最小値を示す時刻付近では、履歴曲線は丸みを帯びた形状を示し、応答加速度の変化は穏やかである。しかし、Case-1_Uneven では、とくに応答加速度が最大となる付近でカルバートおよび盛土左側 ($A_{\text{Cul-L}}$, AL1) の履歴曲線は尖った形状を示し、応答加速度は入力加速度に対して急激に変化する。一方、左右の盛土高さは異なるが盛土高さが大きいCase-2_Uneven では、カルバートおよび盛土左側 ($A_{\text{Cul-L}}$, AL1) の履歴曲線は Case-1_Uneven に比べ丸みを帯び、応答加速度の変化は緩やかになる。

以上をまとめると、カルバートの左右で盛土の高さが異なり、とくに土被りの小さい場合、カルバートおよび盛土の左右で応答加速度の振幅の大小、位相のズレが生じる。加えて、カルバートの左右で履歴曲線の形状において差異が明瞭であり、カルバートおよび盛土全体の一体性が損なわれている可能性がある。これは、アーチの左右において土被りが異なることで、アーチに作用する盛土の拘束効果と地震時の慣性力が異なり、土被りの小さいアーチがより揺れやすい条件になったため、と考えられる。

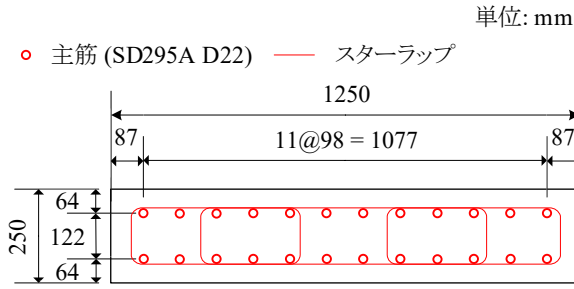


図-12 計算に用いた鉄筋コンクリートアーチ部材配筋図²⁾

(2) 曲げモーメント・軸力関係

図-9, 図-10 に, 遠心力 50 G 到達時と全加振終了後におけるカルバートの軸力と曲げモーメントの分布をそれぞれ示す. Case-1_Uneven および Case-2_Uneven について, 偏土圧を受ける場合は, 土圧が均等な場合と比較して, 土被りの大きい側では軸力が小さく, アーチの内空側に曲げが生じる. 一方, 土被りの小さい側では, 軸力に大きな差はみられないが, アーチ外側に大きな曲げが生じる. 加振後は, 土被りの大きい側で軸力がさらに減少した. 曲げモーメントについては, 土被りの大きい側では内空側に, 小さい側では外側に初期状態からさらに増大した.

図-11 に 4.0 m/s²加振時の M - N 相互作用図を示す. 本実験ではアルミ模型を用いるため, 実構造である RC 部材の終局曲げモーメントによる直接的な健全度の評価はできない. しかし, 断面力の相互作用線 M - N 相互作用図と終局曲げモーメント M_u を比較することで, 地震時における偏土圧を受けるアーチ部材の破壊モードを考察する. M_u の導出は以下の式により算出する.

$$M_u = (0.8a_t\sigma_y D + 0.12\sigma_B b D^2) \frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4\sigma_B b D} \quad (1)$$

($0.4bD\sigma_B \leq N \leq N_{max}$)

$$M_u = 0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{\sigma_B b D}\right) \quad (2)$$

($0 \leq N \leq 0.4bD\sigma_B$)

$$M_u = 0.8a_t\sigma_y D \left(1 - \frac{N}{N_{min}}\right) \quad (3)$$

($N_{min} \leq N \leq 0$)

ここで, a_t : 圧縮鉄筋の総断面積, σ_y : 主筋降伏強度, D : 有効せい, σ_B : 圧縮強度, b : 幅, N_{max} : 純圧縮強度, N : 軸力, N_{min} : 純引張強度を示す. 破壊規準線の算出にあたり, 設計マニュアル²⁾を参考に, 降伏強度 $\sigma_B = 35 \text{ N/mm}^2$ とし, 図-12 に示す配筋位置の RC 部材を想定し考察を行う. 肩部の結果に注目すると, 不均等な盛土条件の場合, 地震時の曲げモーメントの変化量が均等な場

合より大きいことがわかる. さらに, 肩部の力学状態は, 土被りの大きい右側では内空側の曲げが大きく, 引張力が生じる領域にあり, 土被りの小さい側では, 外曲げが大きく圧縮力が増大していることがわかる. とくに Case-1_Uneven の右側脚部は, 右側肩部と同様に, 軸力が小さくなり内空側への曲げモーメントが大きくなる. 破壊規準線を参照すると, Case-1_Uneven 右側脚部から肩部にかけて, および, Case-2_Uneven の右側肩部において, 実 RC 構造のアーチ部材の場合, 曲げ引張破壊が生じる危険性があることがわかる.

盛土が均等な場合においても, Case-1_Even の肩部左側は, 破壊規準線付近に推移していることがわかる. 土被りのより大きな Case-2_Even においては, いずれの位置も概ね破壊規準線から離れた位置に推移しており, 安定的な挙動を示す. 3 ヒンジ式アーチカルバートの安定性には, 均等な盛土条件のみならず, 十分大きな土被り厚を設けることが望ましい, といえる.

4. まとめ

本研究では, カルバートの左右で盛土高さが均等・不均等な条件を設定し, 偏土圧が3ヒンジ式アーチの地震時挙動に及ぼす影響を考察した. 地震動は, 1 Hz, 20波の正弦波を用いて, 最大入力加速度を 0.5 m/s²ずつ段階的に増大させて計8回入力した. 本実験で得られた知見は以下のとおりである.

- 1) カルバートの左右で盛土の高さが異なり, とくにカルバートの土被りが小さい場合, カルバートおよび盛土の左右で応答加速度の振幅の大小, 位相のズレが生じる. すなわち, 地震時におけるカルバートと周辺地盤の一体性が損なわれている可能性がある. これは, アーチの左右において土被りが異なることで, アーチに作用する盛土の拘束効果と地震時の慣性力が異なり, 土被りの小さいアーチがより揺れやすい条件になったため, と考えられる. 不均等な盛土条件の場合, 3 ヒンジ式アーチカルバートは土被りの大きい側で, アーチ内空側の曲げが卓越し, 土被りの小さい側でアーチ外空側の曲げが卓越するモードとなる. このとき, アーチの土被りが小さいと, アーチに生じる軸力が減少するため, より不安定な状態となる.
- 2) アルミ製模型を用いた本実験の範囲では, RC 部材の破壊規準線を参照すると, Case-1_Uneven および Case-2_Uneven において土被りの大きなアーチ部材肩部は曲げ引張破壊に至る可能性が高い, と考えられる.

- 3) 均等な土被り条件においても、土被りがプロトタイプ寸法で 1.0 m の場合、繰り返しの地震動に伴い、軸力が減少し内空側の曲げが増大することで、RC 部材の破壊規準線における曲げ引張破壊の領域に漸近した。土被りのより大きなケースでは同様の傾向はみられず、繰り返しの加振においても安定的な曲げ・軸力関係を示した。これより、3 ヒンジ式アーチカルバートの地震時の安定性には、十分大きな土被り厚を設けることが望ましいと考えられる。

謝辞：本研究の一部は、公益信託NEXCO関係会社高速道路防災対策等に関する支援基金平成29年度高速道路の防災対策への助成を受けたものである。

参考文献

- 1) モジュラー工法協会：Modularch 技術マニュアル，財団法人 地域地盤環境研究所，2017.
- 2) 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検討委員会」：テクスパン工法設計施工マニュアル（案），1998.
- 3) 例えば，相場忠一，堀田三成，太田 均：プレキャストアーチ [テクスパン] 工法の計測施工（その 1），第 22 回日本道路会議論文集，pp.58-59,1997.
- 4) 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実験（その 1）—テクスパン工法および模型振動実験の概要について—，土木学会第 50 回年次学術講演会講演集，III-556，pp.1112-1113,1995.
- 5) 澤村康生，石原央之，岸田 潔，木村 亮：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，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.72，No.2，pp.62-73，2016.
<https://doi.org/10.2208/jscejge.72.62>
- 6) 澤村康生，松下麗菜，岸田 潔，木村 亮：2 ヒンジ式プレキャストアーチカルバートの盛土施工過程における変形挙動と地震時の損傷形態に関する強震応答実験，地盤工学ジャーナル，Vol.12，No.4，pp.385-396，2017. <https://doi.org/10.3208/jgs.12.385>
- 7) 安部哲夫，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，pp.8-11，2014.
- 8) 宮崎祐輔，澤村康生，岸田 潔，木村 亮：盛土形状をパラメータとしたカルバート縦断方向の動的遠心模型実験，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.73，No.4，pp.429-441，2017. <https://doi.org/10.2208/jscejge.73.429>.
- 9) 宮崎祐輔，澤村康生，岸田 潔，木村 亮：偏土圧の影響に着目した 3 ヒンジ式アーチカルバートの横断方向の地震時挙動，第 72 回土木学会年次学術講演会，III-377，pp.753-754，福岡市，2017-9.
- 10) 補強土ネットサービス：テクスパン工法 施工実績 https://www.hokyodo.jp/2_pa/frame.html (2018 年 4 月 1 日，アクセス)
- 11) 瀬戸英俊，大谷義則，酒井茂賀：テクスパン工法の概要と施工事例，基礎工，Vol.42，No.4，pp.52-55，2014.
- 12) 社団法人 日本道路協会：道路土工 盛土工指針（平成 22 年度版），丸善出版，2011.
- 13) 清田三四郎，森野達也，米沢豊司，丸山 修，小島謙一，坂本寛章：パイルスラブ式盛土の模型振動台実験—盛土補強材の効果—，土木学会第 65 回年次学術講演会，pp.729-730,2010.

(2018. 8. 10 受付)

SEISMIC BEHAVIOR OF THREE-HINGE PRECAST ARCH CULVERT WITH DIFFERENT OVERBURDEN OF SIDE EMBANKMENT

Kyohei AMBAI, Yusuke MIYAZAKI, Yasuo SAWAMURA, Kiyoshi KISHIDA
and Makoto KIMURA

Three-hinge precast arch culverts suffered damage in the Great East Japan earthquake with loss of serviceability. The culverts were installed in the embankment obliquely, so that asymmetrical overburden seems to occur on them. We estimate that the uneven load caused the damage therefore we conducted dynamic centrifuge tests on the seismic behavior of the culverts with the uneven overburden. As results, we found that the small, uneven overburden seems to spoil the unity with the culvert and embankment during earthquake and the large, uneven overburden will cause the bending-tensile failure at the shoulder of culvert due to the decrease of the axial force and the increase of the inward bending moment.