連続アーチカルバート盛土における橋台とアーチカルバートの間隔に関する解析的検討

京都大学大学院　学生会員　○澤村　康生，崔　瑛
京都大学工学研究科　正会員　岸田　潔
京都大学産官学連携センター　正会員　木村　亮

１．はじめに　連続アーチカルバート盛土は，単体のアーチカルバートを複数連続して設置する盛土構造である．橋台背面の盛土を連続アーチカルバート盛土にする場合，橋台とアーチカルバートの相互作用により，橋台の挙動がアーチカルバートと周辺地盤に大きな影響を与えることが予想される．そこで本研究では，3 次元弾性有限要素法を用いて，地震時に橋台に作用する地震力を静荷重に換算して作用させることにより，橋台とアーチカルバートの適切な間隔について検討を行った．

２．解析条件　解析対象を**図 1** に示す．本研究では対象性を考慮して，橋軸直角方向 1/2 のスケールで解析を行った．橋台から 1 つ目のアーチカルバートまでの距離を橋台離隔距離 L と定義し，アーチカルバートの外幅 D=14 m を基準に，盛土のみ，L=0.25D，1.00D，1.50D の計 4 ケースで解析を行った．解析メッシュを**図 2** に示す．連続アーチカルバート盛土は，盛土内に 3 つのアーチカルバートを含んでおり，それぞれの間隔は 5 m で一定とした．**図 3** に示すように，アーチカルバートは部材厚を一定（0.47 m）とし beam 要素を用いてモデル化した．アーチカルバートの材料定数を**表 1** に示す．本研究では，2 ヒンジアーチカルバートを対象としているが，実際の継手部は通常 PC 剛線によって固定されているため，肩部構造は固定されているものと仮定した．基礎地盤は良質な支持層を想定し N 値=30 とした．また，盛土は十分に締固めがなされているとして N 値=15 とした．橋台については直接基礎で支持されている逆 T 式橋台とした．基礎地盤，盛土，橋台の材料定数を**表 2** に示す．

本研究では，実際の施工を模擬するため，施工過程を考慮した自重解析を行った後，震度法の考え方を用いて，最大加速度 1000 gal の強地震時に橋台に作用する荷重を，橋台のみに静的に作用させた（**図 4**）．これにより，地震時における橋台の挙動がアーチカルバートと周辺地盤に及ぼす影響について検討を行った．

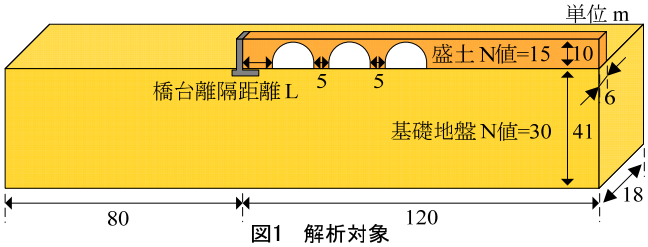

図1　解析対象

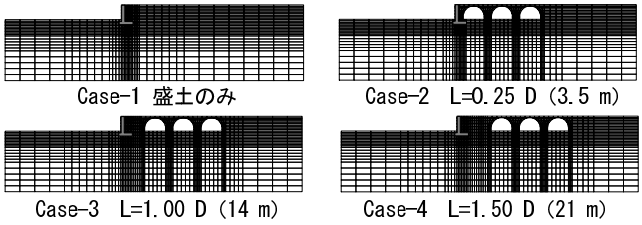

図2　解析メッシュ

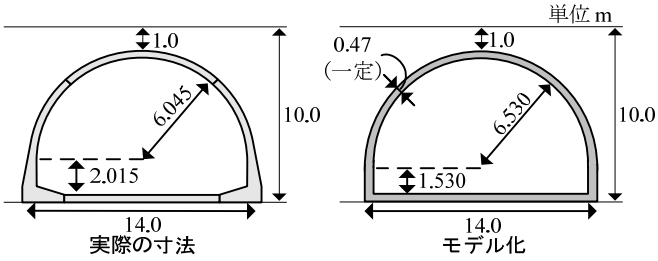

図3　アーチカルバートのモデル化

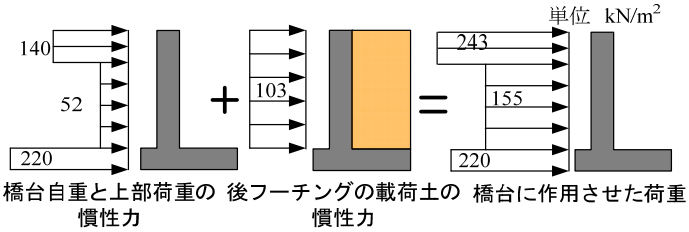

図4　橋台に作用させ荷重

表1　アーチカルバートの材料定数

	アーチカルバート
ヤング率 E(kN/m²)	3.3×10^7
断面積　A(m²)	0.47
単位体積重量　γ (kN/m³)	24.5
ポアソン比　ν	0.20
X軸回りの断面2次モーメント　I_x(m⁴)	0.0390
Y軸回りの断面2次モーメント　I_y(m⁴)	0.0084
ねじり断面2次モーメント　J(m⁴)	0.0357

表2　地盤の材料定数

	基礎地盤	盛土	橋台
ヤング率 E(kN/m²)	8.4×10^4	4.2×10^4	3.1×10^7
単位体積重量　γ (kN/m³)	20.0	19.0	24.5
静止土圧係数　K_o	0.5	0.5	—
ポアソン比　ν	0.30	0.30	0.20

キーワード　連続アーチカルバート，橋台背面盛土，震度法
連絡先　〒606-0015　京都市西京区京都大学桂　京都大学ローム記念館 315　　TEL:075-383-3041

３．解析結果　図 5 に荷重を作用させた時の橋台から 1 つ目のアーチカルバートの曲げモーメント分布を示す．同図には施工完了時の曲げモーメントと，降伏曲げモーメントも併せて載せる．全ケースにおいて，アーチカルバートの橋台側の脚部と肩部に大きな曲げモーメントが発生する．橋台離隔距離 L を大きくするにつれて，施工完了時からの増加率が小さくなり，脚部でみると Case-2 で 380%増であったものが Case-4 では 160%増にまで小さくなっている．また，アーチカルバート全部材において，Case-3，4 では橋台離隔距離 L に応じて程度の差はあるが，ほぼ同様の傾向を示している．しなしながら Case-2 では，アーチカルバートの底部において他のケースとは異なる挙動を示す．これは，Case-2 ではアーチカルバートが逆 T 式橋台の後フーチングの上部に載るような位置まで両者が近接しているために，橋台の変位に伴いアーチカルバートに大きな荷重が作用したためと考えられる．本研究では，いずれのケースにおいても降伏曲げモーメントに至らなかった．本来地震時には，地盤を含めた構造物全体に荷重が作用するのに対し，本研究では簡易的に橋台のみに荷重を作用させたため，アーチカルバートに発生する曲げモーメントについてより正確に把握するには，今後更なる検討が必要である．

図 6 に周辺地盤のせん断応力の分布を示す．Case-3，4 ではほぼ同様の分布が見られたため，Case-3 の結果のみ示す．Case-1 では，橋台の底部地盤，後フーチングの前方にせん断応力が集中していることがわかる．これは，Case-3 でも同様である．しかしながら，Case-2 では，せん断応力の集中箇所が異なる．具体的には，橋台の底部地盤にはあまりせん断応力が発生せず，逆に後フーチングとアーチカルバートの間の地盤に大きなせん断応力が発生している．Case-2 以外では，この付近に発生するせん断応力が約 40 kN/m^2 であるのに対し，Case-2 では，100 kN/m^2 を超えるようなせん断応力が発生する．この付近は，**図 5** で示すアーチカルバートの曲げモーメントが卓越した箇所である．

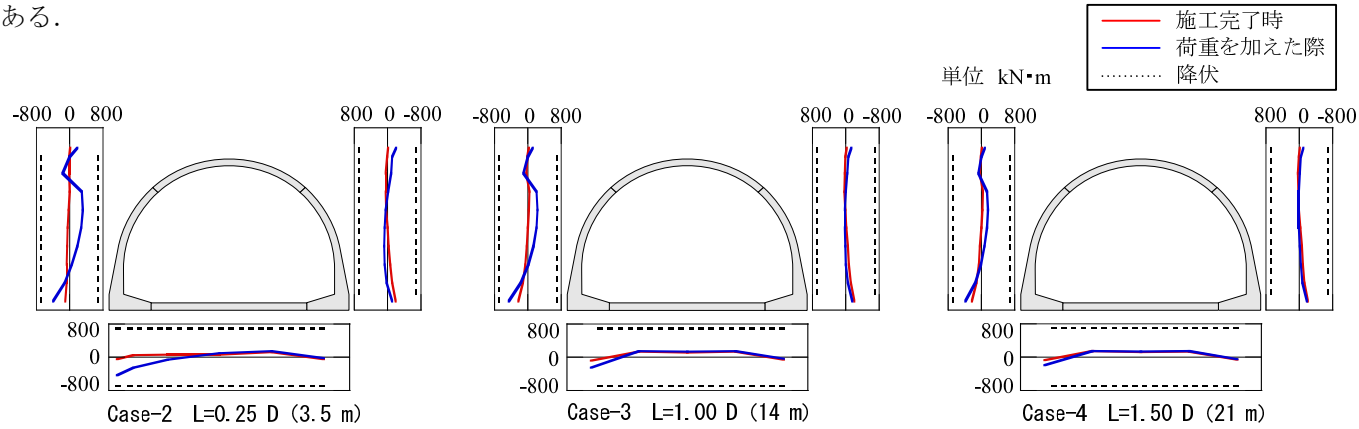

図5　荷重を作用させた時のアーチカルバートの曲げモーメント分布

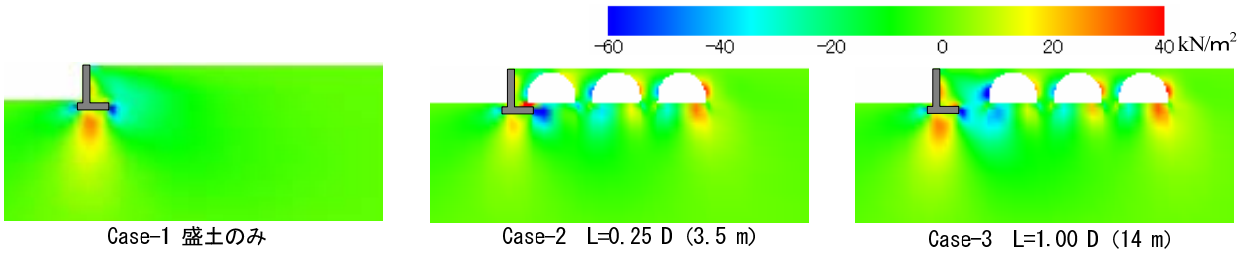

図6　周辺地盤のせん断応力

４．まとめ　本研究では，橋台背面の盛土を連続アーチカルバート盛土にする場合，橋台に作用する地震力に対する橋台とアーチカルバートの適切な間隔について検討を行った．解析結果より，橋台とアーチカルバートの間隔が極めて近い場合には，橋台の変位に伴いアーチカルバートおよび周辺地盤に大きな断面力が発生するが，アーチカルバートの外幅 D に対して 1D 程度の間隔を取れば，アーチカルバートおよび周辺地盤に極端な応力集中は発生しないことが確認された．今後は橋台とアーチカルバートの地震時挙動をより正確に把握するために，動的解析による検討が必要である．

参考文献　1）黄ら：連続プレキャストアーチカルバート盛土構造のユニット間隔と耐震性能，第 42 回地盤工学研究発表会，pp.1495-1496，2007．2）社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編，2002．