第26回橋梁等の耐震設計シンポジウム
講演論文集（2023年7月）

RC 充腹式アーチ橋の耐震性能照査に関する一考察

張　寧[1]・審良　郁夫[2]・梅林　福太郎[3]・久木留　貴裕[3]・澤井　公哉[4]
・林　駿佑[3]・樋本　智[5]・浅井　貴幸[6]

[1]正会員　学士（工学）　（株）オリエンタルコンサルタンツ　関東支社特殊構造部
（〒151-0071　東京都渋谷区本町3-12-1）
[2]正会員　修士（工学）　（株）オリエンタルコンサルタンツ　東北支社構造部
（〒980-0811　宮城県仙台市青葉区一番町4-6-1）
[3]正会員　修士（工学）　（株）オリエンタルコンサルタンツ　関東支社特殊構造部
（〒151-0071　東京都渋谷区本町3-12-1）
[4]正会員　学士（工学）　（株）オリエンタルコンサルタンツ　東北支社構造部
（〒980-0811　宮城県仙台市青葉区一番町4-6-1）
[5]正会員　東日本高速道路（株）　東北支社　技術部
（〒983-8477　宮城県仙台市宮城野区榴岡1-1-1）
[6]正会員　修士（工学）　東日本高速道路（株）　東北支社　技術部
（〒983-8477　宮城県仙台市宮城野区榴岡1-1-1）

1. はじめに

RC充腹アーチ橋は，アーチリブの両端に側壁を築き，内部に中詰土を詰めた構造形式のアーチ橋である．本橋梁形式は，伸縮装置，支承，床版がないことから，維持管理が容易であるという利点がある．また，地震時においては，これまでに地震により倒壊した事例はないため，耐震性の高い構造と考えられている．ただし，高次の不静定構造であり，地震時の挙動が複雑なため，地震時の挙動の評価が難しい．その上，中詰土の挙動についても明らかになっていないため，地震時の中詰土の挙動によっては，アーチリブに大きな損傷を招き倒壊に至る可能性が懸念される．しかし，これまでに，中詰土の挙動に関する検討事例は少ない．

検討対象は，耐震補強未実施の既設のRC充腹アーチ橋である．当初設計時は，レベル2地震動は考慮されておらず，レベル1地震動に対して，側壁の剛性を無視し，アーチリブに側壁や中詰土の荷重（主働土圧）を載荷することで設計されていた．同様のモデルを耐震解析に用いた場合，側壁の剛性の寄与が考慮できないことや，中詰土の地震時の挙動の再現が難しいという点が課題として挙げられる．本論は，側壁と中詰土をシェル要素とソリッド要素でモデル化した3次元非線形動的解析を適用した現況耐震性能照査の内容について報告する．

2. 対象橋梁の概要

対象橋梁は，東日本高速道路の磐越自動車道に位置する7径間連続RC充腹アーチ橋である(**図-1**)．橋長は175m，支間長は25mであり，橋脚柱高は5m～15.5m，幅員は20.4mである．基礎形式は，直接基礎と深礎杭基礎から構成され，地盤種別はⅠ種地盤である．中詰土は，橋脚頭部において，FCB（軽量土）を3mの高さまで中詰めしており，これより上部を土砂で中詰めした形式である．側壁には，アーチクラウン部及び橋脚頭部に目地が設置されている．

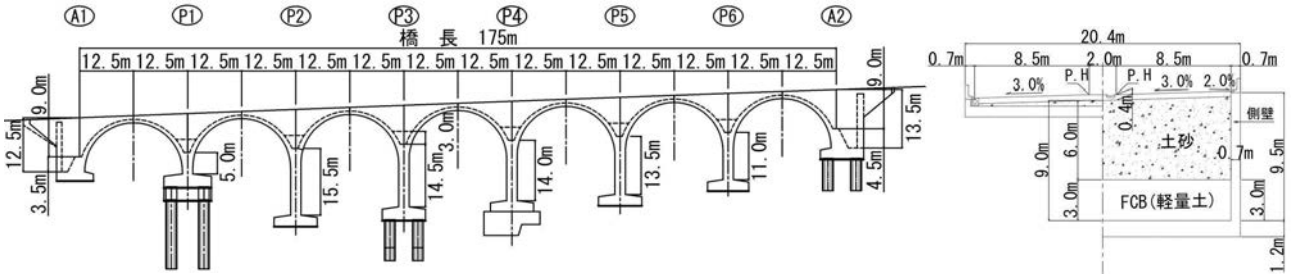
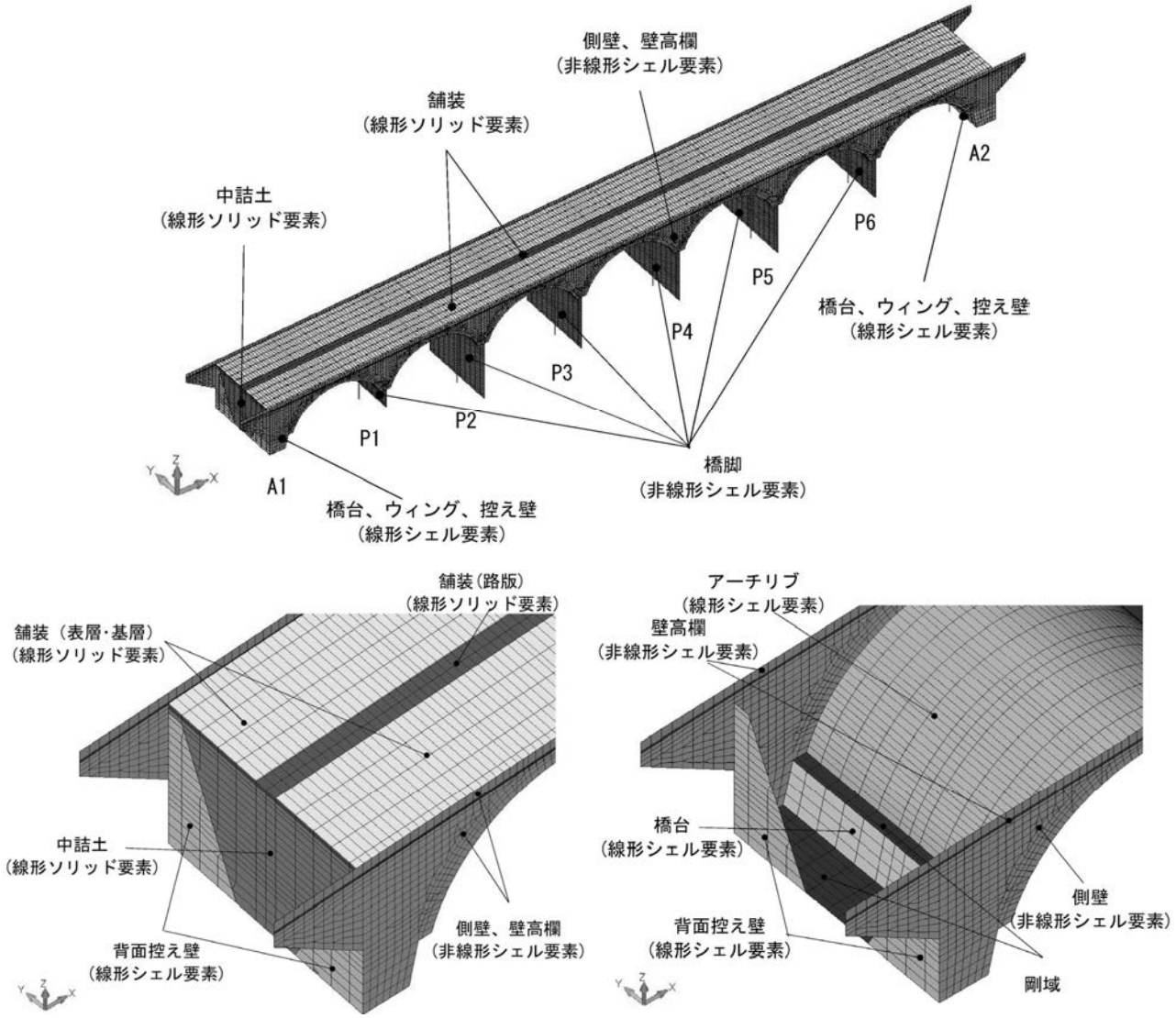


図-1　橋梁一般図



(a)中詰土表示（拡大図）　　(b)中詰土非表示（拡大図）

図-2　解析モデルの鳥瞰図

表-1　解析モデルの概要

部位		モデル化
上部工	アーチリブ	非線形シェル要素
	側壁、壁高欄	非線形シェル要素
	側壁目地	線形バネ要素
下部工	A1、A2橋台	線形FEMシェル要素
	背面控え壁	線形FEMシェル要素
	P1、P2、P3、P4、P5、P6橋脚	非線形シェル要素
基礎	A1、P2、P4、P5、P6直接基礎	線形バネ要素
	P1、P3、A2深礎杭基礎基礎	線形バネ要素
舗装	t=40cm	線形ソリッド要素
中詰土	土砂・FCB	線形ソリッド要素

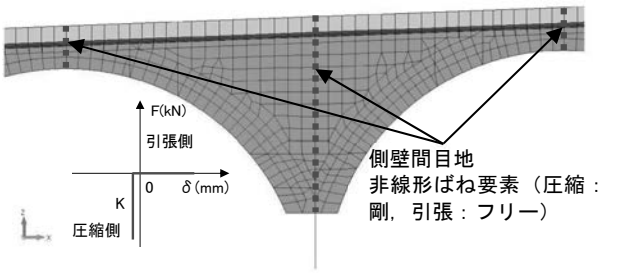


図-3　目地の位置とモデル化概要

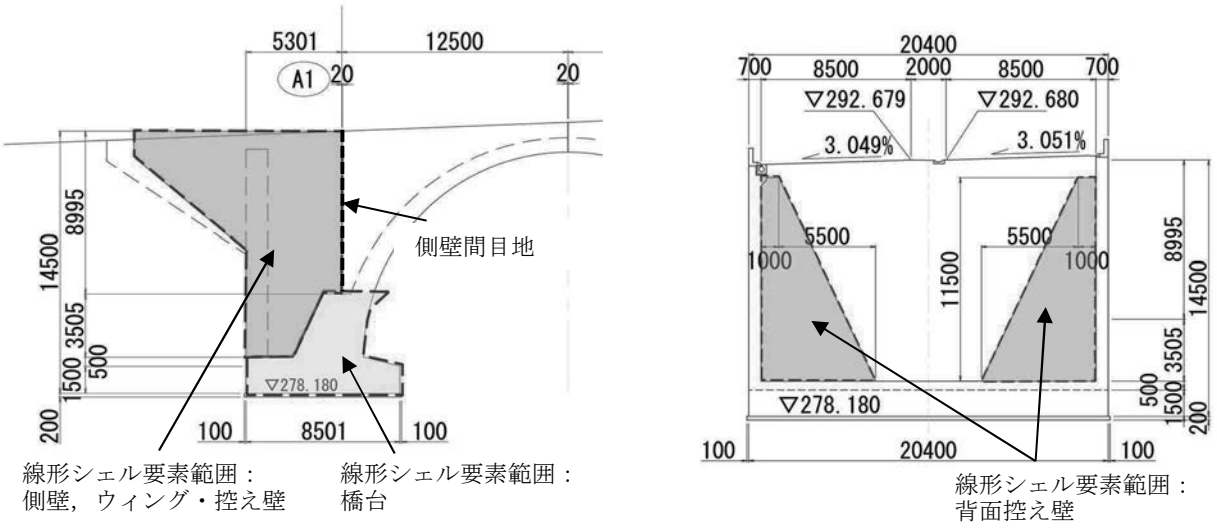
3. モデル化方針

(1) 解析モデル

解析モデルの概要を**表-1**に示す．アーチリブ，側壁，壁高欄及び橋脚は非線形シェル要素，橋台は線形シェル要素，基礎は線形集約ばね要素とした．舗装，中詰土（土砂とFCB）は線形ソリッド要素とした．

(2) 側壁目地のモデル化

側壁については，アーチクラウン部と橋脚位置に目地があるため，これを非線形ばね要素でモデル化した．竣功図から，目地には遊間が20mmあることが確認できたが，目地部は間詰めされているため，モデル化においては遊間を無視した．すなわち，圧縮側は剛とし，引張側はフリーとした（**図-3**）．



(a)**側面図**　　(b)**正面図**

図-4　橋台擁壁一般図

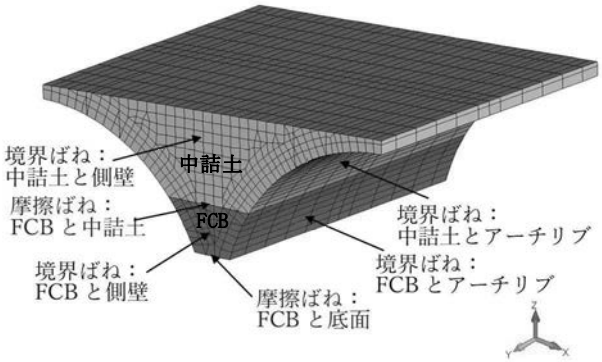


図-5　中詰土のモデル図

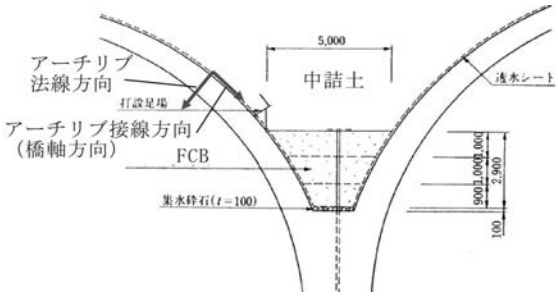


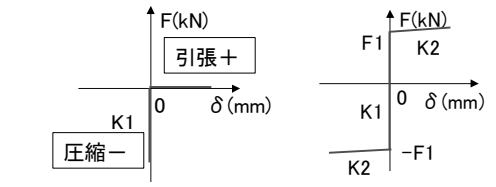
図-6　中詰土工詳細図

表-2　アーチリブとの境界ばねの設定

境界条件	法線方向	接線方向（橋軸直角方向）	接線方向（橋軸方向）	法線周り	接線（橋軸直角）周り	接線（橋軸）周り
中詰土とアーチリブ	バイリニア（非対称）	バイリニア（対称）	バイリニア（対称）	自由	自由	自由
FCB とアーチリブ	バイリニア（非対称）	バイリニア（対称）	バイリニア（対称）	自由	自由	自由

表-3　側壁，底面との境界ばねの設定

境界条件	橋軸方向（X 方向）	橋軸直角方向（Y 方向）	鉛直方向（Z 方向）	橋軸周り	橋軸直角周り	鉛直周り
中詰土と側壁	バイリニア（対称）	バイリニア（非対称）	自由	自由	自由	自由
FCB と側壁	バイリニア（対称）	バイリニア（非対称）	自由	自由	自由	自由
FCB と中詰土（摩擦ばね）	バイリニア（対称）摩擦係数:0.6	バイリニア（対称）摩擦係数:0.6	固定	自由	自由	自由
FCB と底面（摩擦ばね）	バイリニア（対称）摩擦係数:0.5	バイリニア（対称）摩擦係数:0.5	固定	自由	自由	自由



(a)バイリニア（非対称）　(b)バイリニア（対称）

図-7　中詰土と構造物の境界条件の設定

(3) 橋台・ウィング部のモデル化

図-4に示すように橋台については，ウィングと控え壁についてもモデル化した．橋台，ウィング，控え壁は，線形シェル要素を用いた．

(4) 中詰土のモデル化

本検討では，中詰土の挙動を直接的に評価するため，線形ソリッド要素でモデル化を行った．中詰土とFCBはばね要素より結合した．中詰土とFCBとアーチリブや側壁との間についてもばね要素より結合した．アーチリブと中詰土の境界条件を**表-2**に，側壁と中詰土の境界条件を**表-3**に示す．

表-4　解析ケース

解析手法	設計地震動	加振方向	解析ケース数
3次元非線形動的解析 全体モデル	レベル2地震動 TⅠ、TⅡ （6波形）	橋軸方向 1方向	6
		橋軸直角方向 1方向	6

表-5　材料条件

材料	項目	物理定数	単位
コンクリート（上部工） B1-1	設計基準強度σck	24	N／mm²
	引張強度 f_{tk}	1.914	N／mm²
	ヤング係数Ec	2.5×10^4	N／mm²
	単位体積重量γc	24.5	kN／m³
	ポアソン比	0.167	
	粗骨材最大寸法	20	mm
コンクリート（下部工） B1-1	設計基準強度σck	24	N／mm²
	引張強度 f_{tk}	1.914	N／mm²
	ヤング係数Ec	2.5×10^4	N／mm²
	単位体積重量γc	24.5	kN／m³
	ポアソン比	0.167	
	粗骨材最大寸法	20	mm
鉄筋 (SD345)	降伏応力度	345	N／mm²
	ヤング係数Es	2.0×10^5	N／mm²
中詰土	単位体積重量γc	19.6	kN／m³
	N値	15	
中詰土 (FCB)	設計基準強度σck	0.3	N／mm²
	ヤング係数Ec	60	N／mm²
	単位体積重量γc	11.2	kN／m³
	ポアソン比	0.25	
舗装（表層(t=40)、基層(t=60)）	ヤング係数Ec	6300	N／mm²
	単位体積重量γc	22.6	kN／m³
	ポアソン比	0.35	
舗装（路盤(t=300)）	ヤング係数Ec	8000	N／mm²
	単位体積重量γc	22.6	kN／m³
	ポアソン比	0.20	

表-6　照査項目と制限値

加振方向	着目部位	照査項目と制限値	摘要
橋軸方向／橋軸直角方向	ｱｰﾁﾘﾌﾞ 側壁	・曲げ照査(コンクリート) 最大応答ひずみ≦最大応力度時のひずみ ・曲げ照査(鉄筋) 最大応答ひずみ≦降伏ひずみ	・H24道示Ⅴ10.4
		・せん断照査 最大応答せん断力≦せん断耐力	・H24道示Ⅴ10.5
	橋脚	・曲げ照査 最大応答ひずみ≦許容ひずみ	・H24道示Ⅴ10.2
		・せん断照査 最大応答せん断力≦せん断耐力	・H24道示Ⅴ10.5

モード次数	固有振動数(Hz)	ひずみエネルギー比例減衰定数 h	レーリー減衰の係数 α	レーリー減衰の係数 β
1	2.116	0.060	1.436706	0.000849
40	10.867	0.040		

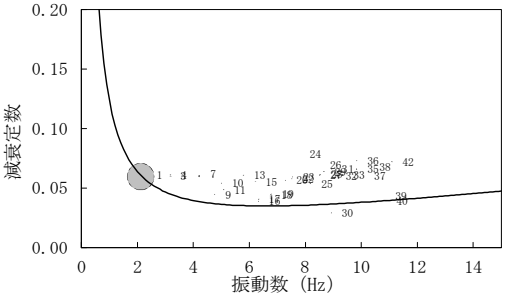


図-8　減衰と振動数の関係（橋軸方向）



図-9　橋軸方向1次モード

モード次数	固有振動数(Hz)	ひずみエネルギー比例減衰定数 h	レーリー減衰の係数 α	レーリー減衰の係数 β
2	2.528	0.059	1.739993	0.000487
30	8.922	0.029		

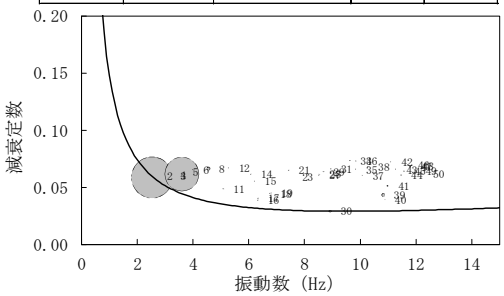


図-10　減衰と振動数の関係（橋軸直角方向）



図-11　橋軸直角方向1次モード

3. 解析条件

(1) 解析ケース

解析ケースを**表-4**に示す．入力地震動はH24道示[1)]に示されるレベル2地震動の計6波とした．加振方向は，橋軸方向と橋軸直角方向の2方向とした．本論では，このうち，レベル2地震動のTI-I-1の1波の結果について，代表して示す．

(2) 材料条件

表-5に材料条件を示す．コンクリートの定数と鉄筋の定数については竣工図書より設定した．中詰土，FCB及び舗装については，竣工図書には記載がなかったため，既往の試験値や一般値[2)~6)]より設定した．

4. 照査項目

橋脚，アーチリブ，側壁の耐震性能照査項目と制限値を**表-6**に示す．照査項目と制限値はH24道示[1)]に基づいて設定した．

5. 動的解析

(1) レーリー減衰の設定

図-8，**図-10**に，レーリー減衰の設定結果を示す．レーリー減衰は，有効質量比の大きい主要モードを

表-7　アーチリブと側壁の損傷状況一覧

橋軸方向加振時	アーチリブ		側壁	
照査項目	曲げ照査 (ε / ε sy)	せん断照査 (S/Ps)	曲げ照査 (ε / ε sy)	せん断照査 (S/Ps)
A1～P1 橋脚	降伏 (3.9)	NG (12.7)	降伏 (9.0)	NG (12.5)
P1～P2 橋脚	降伏 (8.1)	NG (8.4)	降伏 (7.3)	NG (10.1)
P2～P3 橋脚	降伏 (3.6)	NG (6.3)	降伏 (4.6)	NG (6.5)
P3～P4 橋脚	降伏 (3.8)	NG (6.2)	降伏 (4.9)	NG (6.4)
P4～P5 橋脚	降伏 (3.9)	NG (6.3)	降伏 (4.6)	NG (6.5)
P5～P6 橋脚	降伏 (2.6)	NG (6.5)	降伏 (4.6)	NG (7.5)
P6～A2 橋台	降伏 (3.5)	NG (9.9)	降伏 (7.2)	NG (13.9)

表-8　橋脚の損傷状況一覧

橋軸方向加振時	橋脚		
照査項目	曲げ照査		せん断照査 (S/Ps)
	(ε / ε sy)	耐震性能 2 (ε / ε cu)	
P1 橋脚	降伏 (15.2)	OK (0.3)	NG (1.6)
P2 橋脚	降伏 (12.5)	OK (0.3)	NG (1.7)
P3 橋脚	降伏 (8.9)	OK (0.2)	NG (1.7)
P4 橋脚	降伏 (5.6)	OK (0.3)	NG (1.7)
P5 橋脚	降伏 (9.2)	OK (0.2)	NG (1.7)
P6 橋脚	降伏 (12.8)	OK (0.2)	NG (1.8)

表-9　橋軸方向最大変形時のコンクリートの許容ひずみ超過位置

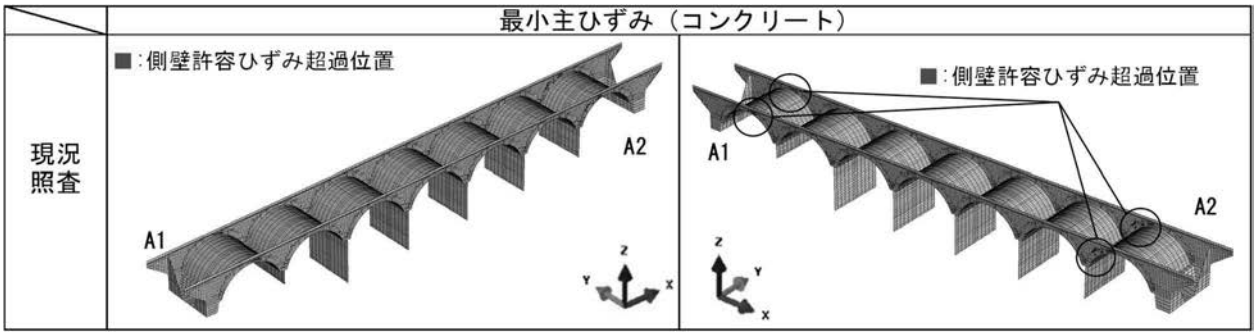


表-10　橋軸方向最大変形時の鉄筋の許容ひずみ超過位置

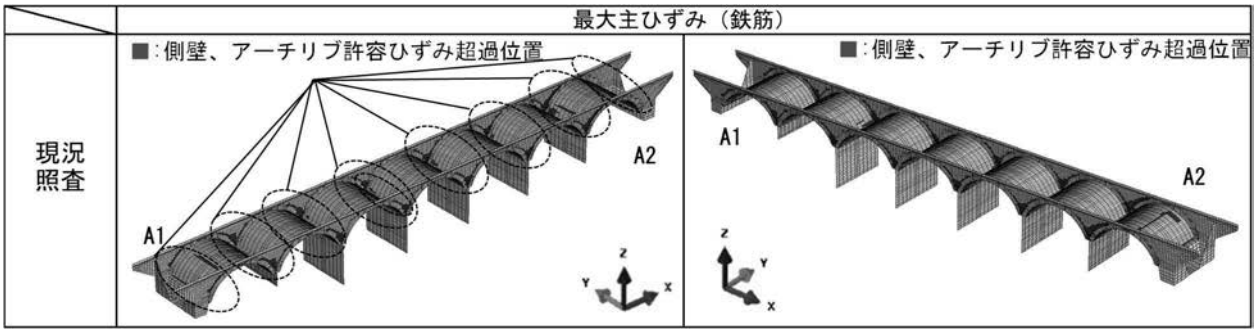
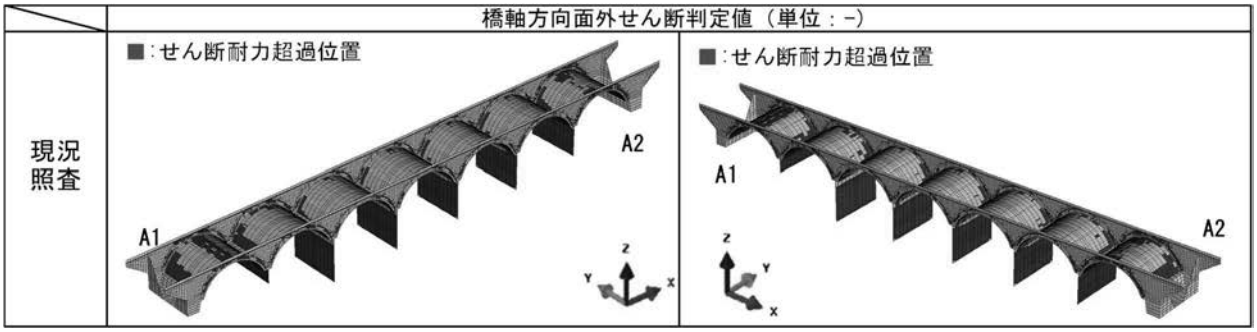


表-11　橋軸方向最大変形時のせん断耐力超過位置



すべて包括するように設定した.

(2) 照査結果一覧

a) 橋軸方向

表-7にアーチリブと側壁の照査結果を示す．アーチリブについては，全ての径間の基部で主鉄筋の発生ひずみが降伏ひずみを超過した（**表-10**）．アーチリブの基部において鉄筋のひずみが大きいのは橋脚との剛性の違い及び目地部付近の側壁の変形が大きいことによる影響と考えられる．また，全ての径間で発生せん断力がせん断耐力を超過した（**表-11**）．

側壁については，A1橋台～P1橋脚，P6橋脚～A2橋台の径間45度付近のコンクリートの発生ひずみが許容ひずみを超過した（**表-9**）．また，全ての径間の側壁下端とアーチリブの45度付近で鉄筋の発生ひずみが降伏ひずみを超過した（**表-10**）．側壁の基部と45度付近に大きなひずみが発生したのは橋脚や

表-12　アーチリブと側壁の損傷状況一覧

橋軸直角方向加振時	アーチリブ		側壁	
照査項目	曲げ照査（ε/εsy）	せん断照査（S/Ps）	曲げ照査（ε/εsy）	せん断照査（S/Ps）
A1～P1 橋脚	降伏（3.2）	NG（3.9）	降伏（1.3）	NG（9.0）
P1～P2 橋脚	降伏（2.6）	NG（3.9）	降伏（1.1）	NG（7.1）
P2～P3 橋脚	降伏（2.9）	NG（3.7）	降伏（1.6）	NG（8.3）
P3～P4 橋脚	降伏（4.4）	NG（3.0）	降伏（1.2）	NG（7.4）
P4～P5 橋脚	降伏（3.7）	NG（3.8）	降伏（1.1）	NG（9.0）
P5～P6 橋脚	降伏（2.6）	NG（3.5）	降伏（1.0）	NG（7.3）
P6～A2 橋台	降伏（2.9）	NG（4.3）	降伏（1.3）	NG（7.1）

表-13　橋脚の損傷状況一覧

橋軸直角方向加振時	橋脚		
	曲げ照査		せん断照査（S/Ps）
照査項目	（ε/εsy）	耐震性能2（ε/cu）	
P1 橋脚	OK（0.6）	OK（0.2）	NG（2.4）
P2 橋脚	降伏（3.6）	OK（0.5）	NG（4.8）
P3 橋脚	降伏（1.8）	OK（0.3）	NG（4.3）
P4 橋脚	OK（1.0）	OK（0.3）	NG（3.7）
P5 橋脚	降伏（3.1）	OK（0.4）	NG（5.5）
P6 橋脚	降伏（1.7）	OK（0.3）	NG（3.5）

表-14　橋軸直角方向最大変形時の鉄筋の許容ひずみ超過位置

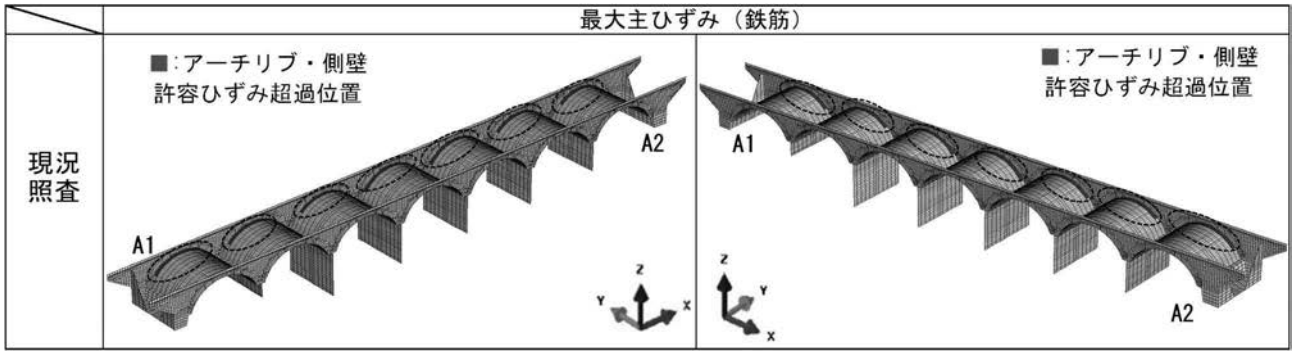
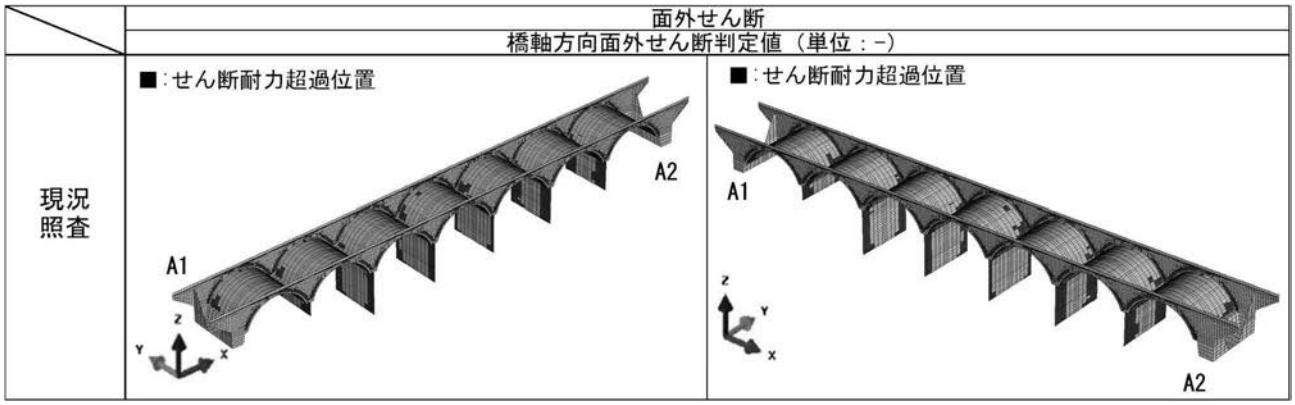


表-15　橋軸直角方向最大変形時のせん断耐力超過位置



橋台との剛性差及び側壁目地の影響と考えられる．

表-8に橋脚の照査結果を示す．橋脚については，全ての橋脚基部の主鉄筋の発生ひずみが降伏ひずみ超過したものの，許容ひずみには至らなかった．ただし，全ての橋脚の発生せん断力がせん断耐力を超過した．

b）橋軸直角方向

表-12にアーチリブと側壁の照査結果を示す．アーチリブについては，全て径間の主鉄筋の発生ひずみが降伏ひずみを超過した（表-14）．アーチリブの橋軸直角方向の両端部付近に大きなひずみが出たのは中詰土の作用により側壁が外側に大きく変形した影響と考えられる．また，全ての径間の発生せん断力がせん断耐力を超過した（表-15）．

側壁については，全ての径間の主鉄筋の発生ひずみが降伏ひずみを超過した（表-14）．側壁の基部に大きなひずみが発生したのは中詰土の作用により，側壁が外側に大きく変形したことと中詰土による土圧がアーチクラウン部に集中的に作用したためと考えられる．また，全ての径間の発生せん断力がせん断耐力を超過した（表-15）．

表-13に橋脚の照査結果を示す．橋脚については，P1橋脚とP4橋脚を除き，全ての橋脚基部の主鉄筋の発生ひずみが降伏ひずみを超過したものの，許容ひずみ以下となった．ただし，全ての橋脚の発生せん断力がせん断耐力を超過した（表-15）．

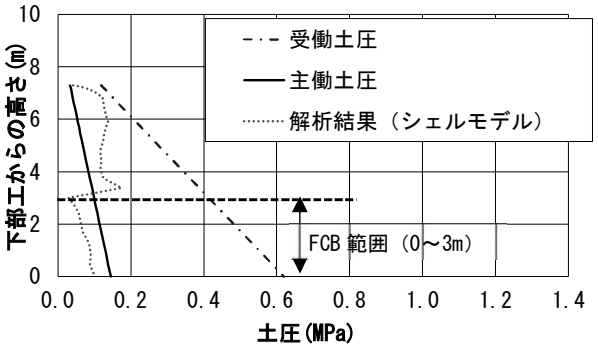


図-12　アーチリブの土圧分布（P3 橋脚左側）

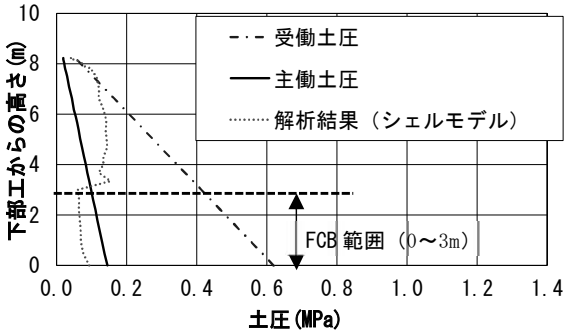


図-13　アーチリブの土圧分布（P3 橋脚右側）

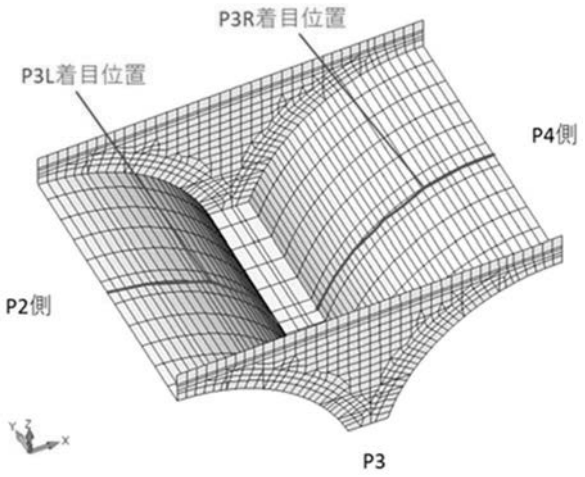


図-14　P3 橋脚アーチリブによる土圧分布抽出位置

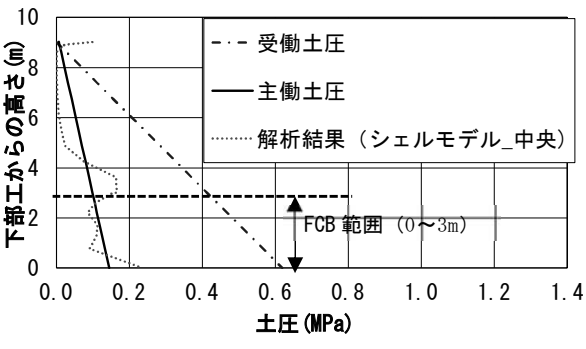


図-15　側壁の土圧分布（P3 橋脚中央）

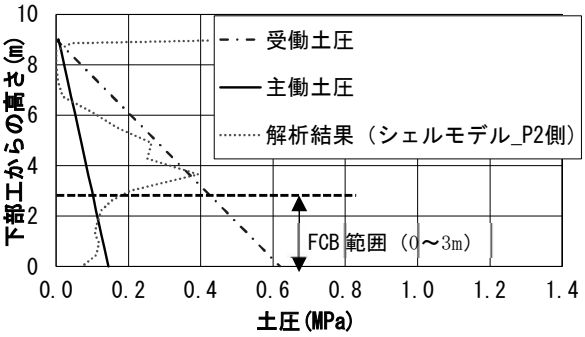


図-16　側壁の土圧分布（P2 橋脚側）

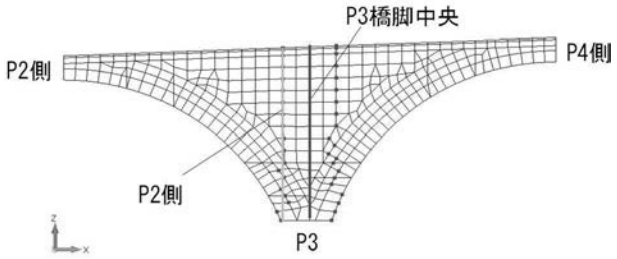


図-17　P3 橋脚側壁による土圧分布抽出位置

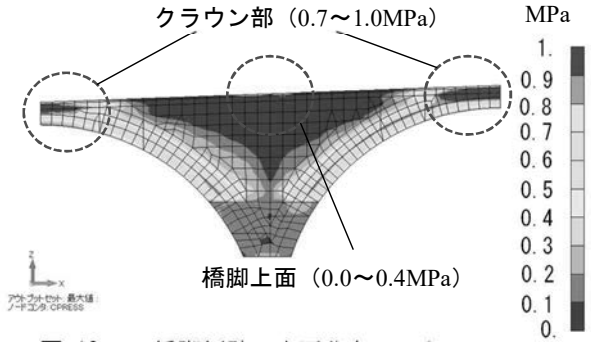


図-18　P3 橋脚側壁の土圧分布コンター

(3) 土圧分布

a) 橋軸方向

図-12, 図-13に橋軸方向加振時の中詰土の作用による最大土圧分布と設計値（主働土圧，受働土圧）との比較を示す．代表位置としてP3橋脚近傍に着目した．上部の中詰土については，解析による土圧は主働土圧を上回り，また，受働土圧に対しては上部を除き，下回る結果となった．FCBについては，主働土圧よりも小さい結果となった．

b) 橋軸直角方向

図-15，図-16に橋軸直角方向加振時の中詰土の作用による最大土圧分布と設計値（主働土圧，受働土圧）の比較を示す．代表位置としてP3橋脚近傍に着目した結果である．

中詰土の上部については，解析による土圧は主働土圧，受働土圧を上回る結果となった．舗装と中詰土の境目には土圧がほとんど発生していない．これ

は，橋脚上面の側壁の変形がアーチクラウン部より大きく，舗装と中詰土による土圧がアーチクラウン部に集中的に作用したため，目地部においては小さくなったものと考えられる（**図-18**）．FCBについては，概ね主働土圧と同等の土圧となった．

6. まとめ

本検討では，側壁と中詰土を非線形シェル要素と線形ソリッド要素により，モデルに考慮した3次元非線形動的解析を用いて既設RC充腹アーチ橋の現況耐震性能照査を行った．本論で明らかとなった事項は以下のとおりである．

現況耐震性能照査の結果，アーチリブ及び側壁は，橋軸方向，橋軸直角方向ともに曲げ補強およびせん断補強が必要となった．橋脚についてはせん断補強が必要となった．

アーチリブは，基部及び橋軸直角方向の両端部で大きな損傷が発生することを確認した．側壁は，基部と45度付近で大きな損傷が発生することを確認した．橋脚は，基部で大きな損傷が発生することを確認した．

橋軸方向加振時の中詰土の作用によるアーチリブの最大土圧分布は，上部の中詰土は，解析による土圧は受動土圧と同程度，上部を除き，受働土圧を下回る結果となった．FCBについては，主働土圧よりも小さいことが分かった．橋軸直角方向加振時の中詰土の作用による側壁の最大土圧分布については，橋脚上面の側壁の変形がアーチクラウン部より大きく，舗装と中詰土による土圧がアーチクラウン部に集中的に作用することで目地部においては土圧が小さくなることを確認した．

謝　辞：本検討の実施にあたって，東北大学大学院の運上茂樹教授，内藤英樹准教授，東北学院大学の中沢正俊教授，千田知弘准教授をはじめとする多くの方々に御助言を賜った．記して謝意を表します．

参考文献

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説I～V，2012.
2) 東日本高速道路，中日本高速道路，西日本高速道路：設計要領（第一集）（土工），2016.
3) 東日本高速道路，中日本高速道路，西日本高速道路：FCB 工法設計・施工要領，2007.
4) 日本道路公団：コンクリート施工管理要領，1989.
5) 日本道路公団：気泡混合軽量土を用いた軽量盛土工法の設計・施工指針，1996.
6) 日本道路協会：舗装設計便覧，2006.