

大型ボックスカルバートの耐震性照査手法の開発

谷 俊秀・岡崎貴斎・栗原勇太・七澤利明

1. はじめに

道路土工構造物技術基準については、要求性能と照査方法の具体化の観点から、現在、改定の検討を進めている。その一環として国土技術政策総合研究所では、現行指針等で照査手法が明確に示されていない大型ボックスカルバートについて、その耐震性照査手法を検討してきたところである。

本稿では、現行指針適用範囲外の大型ボックスカルバートの耐震性の照査に用いる解析モデルについて、既往の実験結果及び地震の影響を受けた実カルバートの再現解析により分析を行った。併せて、この解析モデルを用いて各種条件で耐震性の照査を実施し、提案した耐震性照査手法導入の影響について評価した結果を示す。なお、本検討は国立研究開発法人土木研究所（以下「土研」という。）と連携して実施したものである。

2. 実験結果との比較解析

2.1 検討ケース

静的な解析方法の一つである応答変位法を用いて求めた解析値と、過去に行われたカルバート遠心模型実験¹⁾での実験値とを比較し、解析モデルの検討を行った。

具体的には、表-1に示すとおり土被りの異なる2条件を解析対象とした。また、精度のよい解析モデルとする上で躯体の周面せん断力の上限値の設定が重要になることから、2条件とも周面せん断力を3ケース変化させて、躯体に発生する断面力・変位等を整理し、実験値と比較することで検討を行った（表-2）。

表-1 遠心模型実験の条件

条件	盛土材	内空断面幅(m)	連数	土被り厚(m)	検討ケース数
1	細粒土	14m	1連	0.5m	3ケース
2	細粒土	14m	1連	10m	3ケース

表-2 検討ケース

検討ケース	周面せん断力の上限值 (頂版・側壁)	周面せん断力の上限值 (底板)	備考
1	$c + \sigma \tan \phi$	$c + \sigma \tan \phi$	※1: H24構工指針により設定 ※2: H24通示(ケーン基礎の最大周面摩擦力)
2	$\sigma \tan(2/3\phi)$ 【※1】	$\sigma \tan(2/3\phi)$ 【※1】	
3	$0.5(c + \sigma \tan \phi)$ 【※2】	$\sigma \tan(2/3\phi)$ 【※1】	

2.2 解析モデル

応答変位法における解析モデルは、図-1に示すように、カルバートの躯体を線形の梁要素とし、周辺地盤との間のすべり、剥離現象が適切に再現できるように躯体と地盤ばね要素の間にジョイント要素を付加したモデル²⁾を採用した。

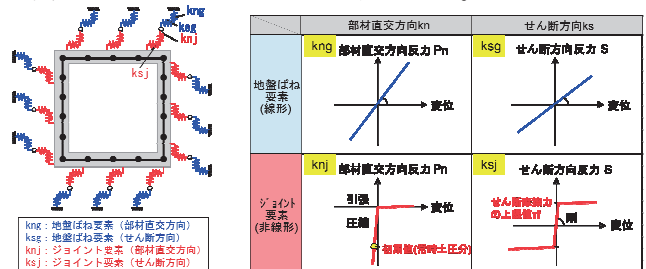
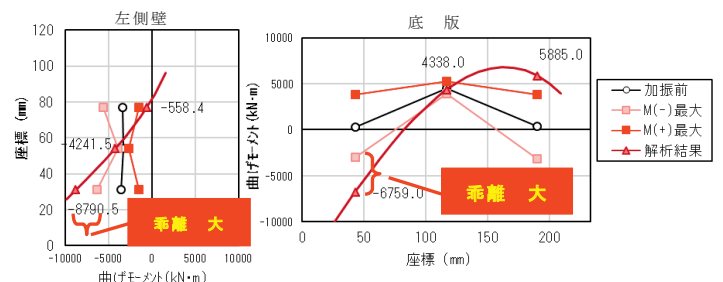


図-1 躯体及び地盤のモデル化の要素

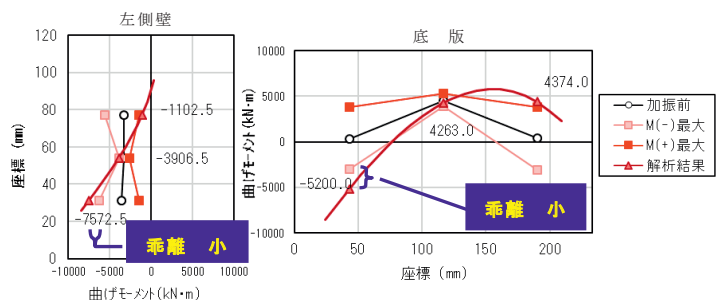
2.3 検討結果

解析結果として図-2, 3にカルバートの各部材の実験と条件2における解析結果の最大曲げモーメントを比較した図を示す。



※ 正が内側引張方向の曲げ、負が外側引張方向の曲げを示す。

図-2 曲げモーメント図(側壁、底板)(条件2: ケース1)



※ 正が内側引張方向の曲げ、負が外側引張方向の曲げを示す。

図-3 曲げモーメント図(側壁、底板)(条件2: ケース2)

図-2は周面せん断力の上限值設定を従来手法と同様に低減しないケース1の結果、図-3は頂版・側壁部及び底版部の設定を低減したケース3の結果である。カルバートの周面摩擦力と同じくコンクリートと地盤間の抵抗であるケーソン基礎の周面摩擦力の上限值に準じて設定したケース3では、ケース1と比較して実験で得られた躯体の最大曲げモーメントと概ね合う結果となった。また、土被りが小さい条件1でも同様の結果であった。

3. 地震の影響を受けた実カルバートとの比較解析

3.1 検討方法

2.で検討した解析モデルを用いて、地震の影響を受けた実カルバートを対象として、解析を実施し実被害との比較を行うことで、提案した解析モデルの妥当性を検証した。なお、カルバート躯体は塑性化の影響を考慮するため、2.と異なり非線形の梁要素 ($M\sim\phi$ 特性)としてモデル化した。

被害が生じた事例として、兵庫県南部地震(1995年)における「大開駅」、被害がなかった事例として、熊本地震(2016年)における「九州道の横断カルバート」とした。大開駅の被災状況については図-4に示すとおり、中柱の損傷が特徴的で、最も損傷が激しい区間は、ほとんどの中柱が崩壊し、上床版が崩壊した³⁾。一方、九州道の横断カルバートは継手の開き以外躯体に目立った損傷は確認されていない⁴⁾。

各対象箇所近傍で観測された地震動及びボーリング結果に基づき、一次元の地盤モデルを構築し、等価線形解析により地盤変位を求めた。一次元等価線形解析における入力地震動は、大開駅では神戸大学観測波形³⁾、九州道はKMMH16益城⁵⁾を使用した。また、躯体周辺部のせん断摩擦力の上限值は以下に示すように表-2 ケース3のとおり設定した。

[頂版・側壁]

$$\tau_r = 0.5 (c + \sigma \tan \phi) \quad \text{-----} \quad (1)$$

[底版]

$$\tau_r = \sigma \tan (2/3 \phi) \quad \text{-----} \quad (2)$$

一次元等価線形解析の結果、カルバート頂版と底版位置における地盤の最大変位は、大開駅は約2cm、九州道は約3cmとなった。

3.2 検討結果

(1) 被害が生じた事例 (大開駅)

試算結果(図-5)では、中柱を中心にせん断照査がOUTとなり、概ね実被害状況を再現した結果となった。

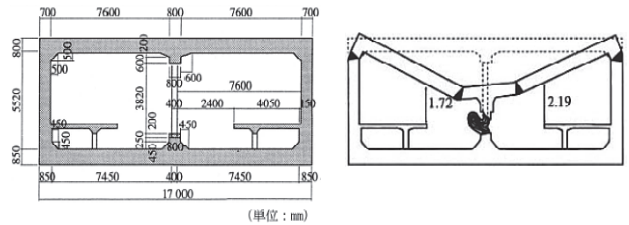


図-4 大開駅断面図 (被災前後)

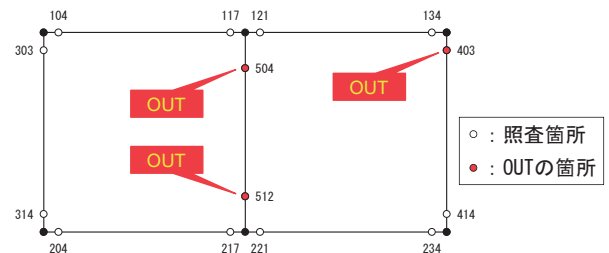


図-5 大開駅解析結果 (せん断耐力照査)

(2) 被害がなかった事例 (九州道の横断カルバート)

試算結果では、全ての照査項目を満足し、実被害無しを再現した結果となった。表-3、図-6は照査項目のうち、せん断耐力照査の結果を示したものである。

表-3 九州道カルバート解析結果 (せん断耐力照査)

	節点番号	せん断力 S (kN)	せん断耐力 Ps (kN)	S/Ps	判定
頂版	1	69.9	340.7	0.21	OK
	2	178.7	367.7	0.49	OK
底版	3	295.1	389.3	0.76	OK
	4	126.6	361.2	0.35	OK
左側壁	5	38.7	244.7	0.16	OK
	6	284.9	304.6	0.94	OK
右側壁	7	167.7	293.0	0.57	OK
	8	50.5	244.7	0.21	OK

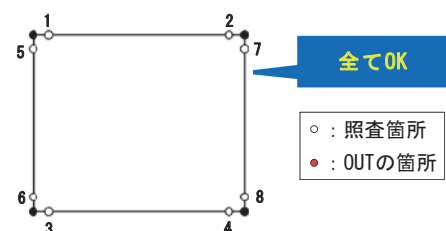


図-6 九州道カルバート解析結果 (せん断耐力照査)

4. 大型カルバートの耐震性評価

4.1 検討方法

常時の荷重により断面設計を行った様々な条件の大型カルバートに対して、前述の2.3.で検討した解析モデルを用いて耐震性の評価を行い、照査手法導入による影響を評価した。対象とする大型カルバートの断面は図-7のとおり、直轄国道における現場打ち大型カルバートの施工実績を参考に内空高、内空幅を決定することとした。その結果、単連のカルバートで実績が比較的多い内空幅 $W=14.0m$ 、内空高 $H=6.0m$ までを対象として検討を実施した。

検討ケースは表-4のとおりである。また、地盤条件を変化させた時に適用する各種条件を次のとおり設定した。

せん断剛性の低減係数は土研で検討した結果⁶⁾を踏まえて、砂質土では $C_v=0.2$ 、粘性土では $C_v=0.4$ とした。

盛土のせん断弾性波速度は実盛土の調査結果⁷⁾を踏まえて $V_s=250m/s$ とした。

表-4 検討ケース

内空幅	内空高	土被り厚	部材厚	地盤条件	備考
6.5m	5.0m	0.5m	薄い	I種地盤~III種地盤	従来型カルバート
			厚い	II種地盤	
		1.5m	薄い	II種地盤	
			厚い	II種地盤	
6.5m	6.0m	0.5m	薄い	I種地盤~III種地盤	従来型カルバートの適用範囲を超えるカルバート
			厚い	II種地盤	
		1.5m	薄い	II種地盤	
			厚い	II種地盤	
8.0m	6.0m	0.5m	薄い	I種地盤~III種地盤	
			厚い	II種地盤	
14.0m	6.0m	0.5m	薄い	I種地盤~III種地盤	

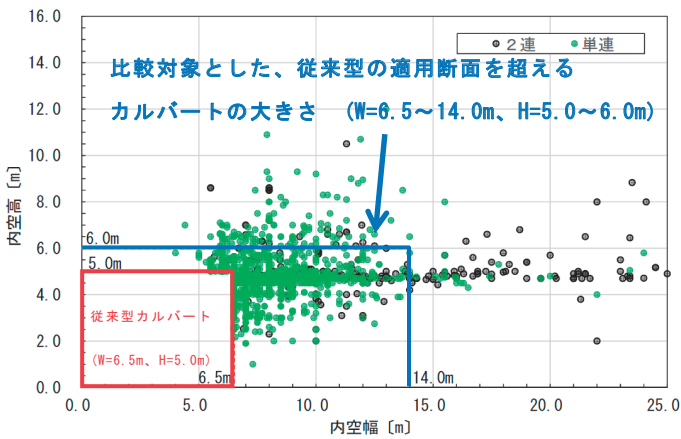


図-7 直轄国道における現場打ちカルバート施工実績

4.2 検討結果

検討については表-5にレベル2地震動（タイプII）の結果を示す。

曲げ照査についてはどのケースも発生曲率が降伏曲率に至らず、全て満足する結果となった。ま

表-5 検討結果（例：レベル2地震動（タイプII））

通しNo.	内空幅 (m)	内空高 (m)	土被り (m)	部材厚			地盤条件	Cv	曲率照査				層間変形角照査		せん断照査 ※P/Ps<1.0:OK										
									※ $\phi d / \phi y < 1.0 : OK$				※ $\theta_s < 1/100 : OK$		せん断力 P (kN)	コンクリート負担分Scのみ			組立筋考慮						
									発生曲率 ϕd (1/m)	降伏曲率 ϕy (1/m)	$\phi d / \phi y$	判定	層間変形角 θ_s	判定		Cc=1.0 ($\phi d < \phi y$)			Cc=1.0 ($\phi d < \phi y$)						
																P/Ps	判定	せん断耐力 Ps (kN)	P/Ps	判定					
1	6.5	5.0	0.5	0.5	0.6	0.6	I種 単層	0.4	0.00241	0.00535	0.45	OK	1/739	OK	179.4	263.2	0.68	OK	334.7	0.54	OK				
2							II種 多層		0.00219	0.00535	0.41	OK	1/881	OK	182.3	263.2	0.69	OK	334.7	0.54	OK				
3							III種 単層		0.00157	0.00535	0.29	OK	1/1540	OK	164.2	263.2	0.62	OK	334.7	0.49	OK				
4			0.6	0.7	0.7	II種 単層	0.4	0.00166	0.00412	0.40	OK	1/1123	OK	199.9	262.3	0.76	OK	349.0	0.57	OK					
5			0.6	0.7	0.7	II種 単層	0.4	0.00205	0.00431	0.47	OK	1/729	OK	258.6	286.0	0.90	OK	372.7	0.69	OK					
6			0.7	0.8	0.8	II種 単層	0.4	0.00131	0.00357	0.37	OK	1/1411	OK	280.0	302.0	0.93	OK	403.9	0.69	OK					
7		6.0	0.5	0.5	0.6	0.6	I種 単層	0.2	0.00235	0.00535	0.44	OK	1/796	OK	166.5	263.2	0.63	OK	334.7	0.50	OK				
8							II種 単層		0.00158	0.00535	0.30	OK	1/1489	OK	162.1	263.2	0.62	OK	334.7	0.48	OK				
9							III種 単層		0.00334	0.00401	0.83	OK	1/725	OK	229.8	241.5	0.95	OK	328.1	0.70	OK				
10			0.6	0.8	0.7	II種 多層	0.4	0.00276	0.00401	0.69	OK	1/1016	OK	226.2	241.5	0.94	OK	328.1	0.69	OK					
11			0.6	0.8	0.7	III種 単層	0.4	0.00192	0.00401	0.48	OK	1/1708	OK	200.2	241.5	0.83	OK	328.1	0.61	OK					
12			0.7	0.9	0.8	II種 単層	0.4	0.00190	0.00326	0.58	OK	1/1803	OK	241.4	243.2	0.99	OK	360.3	0.67	OK					
13	8.0	6.0	0.5	0.6	0.8	0.7	II種 単層	0.4	0.00293	0.00419	0.70	OK	1/789	OK	248.9	279.4	0.99	OK	381.3	0.72	OK				
14							0.7		0.9	0.8	II種 単層	0.4	0.00263	0.00339	0.78	OK	1/867	OK	288.8	274.8	1.14	NG	364.4	0.79	OK
15							0.8		1.0	0.9	I種 単層	0.4	0.00177	0.00288	0.62	OK	1/1219	OK	265.8	280.0	0.95	OK	412.3	0.70	OK
16		0.8	1.0	0.9	II種 単層	0.4	0.00185	0.00288	0.64	OK	1/1116	OK	276.8	280.0	0.99	OK	392.9	0.70	OK						
17		0.8	1.0	0.9	III種 単層	0.4	0.00117	0.00288	0.41	OK	1/2258	OK	276.6	280.0	0.99	OK	412.3	0.67	OK						
18		0.9	1.1	1.0	II種 単層	0.4	0.00148	0.00252	0.59	OK	1/1380	OK	324.2	282.9	1.15	NG	430.4	0.75	OK						
19	14.0	6.0	0.5	1.6	1.8	1.2	I種 単層	0.4	0.00202	0.00215	0.94	OK	1/894	OK	447.8	424.7	1.30	NG	526.3	0.85	OK				
20							II種 単層		0.00168	0.00215	0.78	OK	1/1301	OK	431.7	424.7	1.31	NG	526.3	0.82	OK				
21							III種 単層		0.00099	0.00215	0.46	OK	1/2490	OK	545.7	424.7	1.28	NG	678.6	0.80	OK				
22							I種 単層		0.00173	0.00288	0.60	OK	1/1383	OK	280.3	280.0	1.00	NG	412.3	0.68	OK				
23	8.0	6.0	0.5	0.8	1.0	0.9	II種 単層	0.2	0.00102	0.00288	0.35	OK	1/2498	OK	270.2	280.0	0.97	OK	412.3	0.66	OK				

た、ボックスカルバートの載荷試験結果を踏まえて提案された層間変形角⁸⁾の許容値も満足する結果となった。

一方、せん断照査については、曲げ照査において鉄筋が塑性化（降伏）していないことから、荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数 $C_c=1.0$ として照査した場合、コンクリート負担分のみでせん断耐力を照査すると、従来型カルバートの適用範囲の規模であれば全て満足することとなった。しかし、それを超える規模のカルバートになると、せん断耐力が不足する結果となったが、その不足はわずかで、組立筋程度のせん断補強筋を見込むことにより、どのケースでも満足する結果が確認できた。この結果から、組立筋に対してせん断補強筋として機能できるようフック等の構造細目を満足させる必要があることがいえる。

また、レベル2地震動（タイプⅠ）に対する照査結果では、Ⅲ種地盤においてせん断力が若干大きくなる傾向にはなるものの、タイプⅡで照査した結果と同様、どのケースでも常時で設計した構造での照査を満足することが確認できた。

5. まとめ

本検討では大型ボックスカルバートの耐震設計照査について、遠心模型実験結果および実事例に対する再現解析を実施し、解析モデルを構築した。周面せん断力の上限值の設定を頂版・側壁部および底版部において低減することで、実現象と整合する解析モデルを提案することができた。

また、この提案したモデルを用いて、内空断面等の条件を変化させ照査を行った結果、従来型の適用断面を超える大きさのカルバートにおいても各照査項目を全て満足し、構造諸元に変更が生じないことが確認できた。

今後は今回得られた結果を踏まえて、大型カルバートの耐震性照査手法の道路土工構造物基準類への反映方法について検討していく予定である。

参考文献

- 1) 山木正彦、谷本俊輔、佐々木哲也：大地震時におけるボックスカルバートの動的挙動に関する遠心模型実験、第56回地盤工学シンポジウム、2011.11
- 2) 谷本俊輔、佐々木哲也：地盤ばねを用いた地中構造物の非線形応答変位法に関する理論的考察、第76回土木学会年次学術講演会 2021.9
- 3) 矢的照夫、梅原俊夫、青木一二三、中村晋、江寄順一、末富岩雄：兵庫県南部地震による神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析、土木学会論文集 No.537/1-35、pp.303~320、1996
- 4) 眞野基大、竹本将、日下寛彦、中澤正典、村上豊和、佐伯宗大：熊本地震におけるボックスカルバート箇所の被害分析、第54回地盤工学研究発表会講演集 2019.6
- 5) 国立研究開発法人防災科学技術研究所
<https://www.kyoshin.bosai.go.jp/>
- 6) 谷本俊輔、佐々木哲也：近年の強震動を捉えた鉛直アレー記録に見られる表層地盤の非線形性、第56回地盤工学研究発表会 2021.7
- 7) 加藤喜則、長尾和之、北村佳則、藤岡一頼、三島信雄、黛廣志、山辺晋：原位置試験から推定される高速道路盛土の力学性能 ～N 値とVs～、第39回地盤工学研究発表会、2004.7
- 8) 八ツ元仁、藤原慎八、星隈順一、谷口哲憲、北村岳伸、玉越隆史：1連道路ボックスカルバートの地震時限界状態の評価に関する研究、土木学会論文集A1（構造・地震工学）VoL.71、2015

谷 俊秀



国土交通省国土技術政策
総合研究所道路構造物研
究部構造・基礎研究室
主任研究官
TANI Toshihide

岡崎貴斎



国土交通省国土技術政策
総合研究所道路構造物研
究部構造・基礎研究室
交流研究員
OKAZAKI Takayoshi

栗原勇太



国土交通省国土技術政策
総合研究所道路構造物研
究部構造・基礎研究室
交流研究員
KURIHARA Yuta

七澤利明



国土交通省国土技術政策
総合研究所道路構造物研
究部構造・基礎研究室
長、博士（工学）
Dr.NANAZAWA Toshiaki