

地中ボックスカルバート構造物の非線形動的応答解析および耐震性能評価

学生氏名 君島 康之
指導教員 吉川 弘道

1. はじめに

地中構造物は周辺地盤と連動した挙動を示し、逸散減衰が大きく地上構造物のように振動増幅現象が生じないという特徴を有しているため耐震性が高いと考えられていた。しかし、1995年に発生した兵庫県南部地震では、地中構造物において世界でも稀に見る甚大な被害が生じた。特にボックスカルバート構造の地下鉄駅舎において鉄筋コンクリート柱にせん断破壊が多く発生した。本論では実際に被害が生じた神戸高速鉄道大開駅を対象に地盤・構造物の非線形性を考慮した動的応答解析を実施し、地震時における地中ボックスカルバートの挙動について検証した。

2. 解析概要

解析対象とした構造物は神戸高速鉄道・大開駅で、幅 17.0m × 高さ 7.17m の鉄筋コンクリート造の 1 層 2 径ボックスカルバートである。構造物には奥行き方向に 3.5m 間隔で幅 0.4m × 奥行き 1.0m の断面を有する中柱が配置されている。解析はトンネル横断方向を対象として有限要素法による動的応答解析を行った。地盤・構造物一体型モデルを図 1 に示す。

構造物ははり要素にてモデル化した。ただし、隅角部は剛域を考慮し、剛性ははり要素とした。構造物の物性値を表 1 に示す。ここで構造部材に関する非線形性は対称トリニア型の $M-\Phi$ 曲線(武田モデル)を用いた(図 2)。

地盤は平行多層で平面ひずみ要素にてモデル化し、底面と側方地盤を粘性境界とした。せん断剛性のひずみ依存性を Ramberg-Osgood モデルより考慮した。地盤の物性値を表 2 に示す。また、大開駅付近では地盤深さ 17.2m 以深では N 値が 50 以上で基盤面としての条件を満たしていることからこの面を工学的基盤面とした。

入力地震動は神戸海洋気象台で観測された地震加速度波形(NS成分)を重複反射理論に基づいて工学的基盤面における地震加速度波形を算出し入力した。

3. 解析結果

3.1 構造物の解析結果

図 3 に相対変位を示す。中柱、側壁の最大相対変位は地震の加振後 7.94 秒にそれぞれ 48.3mm、46.9mm を示した。

既往の研究より地震時に許容する最大変形は限界層間変形角の 0.01 で規定されている。中柱の層間変形角は 0.005、側壁は 0.004 を示し、それぞれ限界層間変形角の 0.01 を越えることはなかったため、コンクリートの剥落は生じなかったと考えられる。

図 4(a)に中柱のせん断力を示す。土木学会コンクリート標準示方書に記載のせん断耐力式²⁾を用い、そこで $V_{max}/V_y > 1.0$ を満たすと

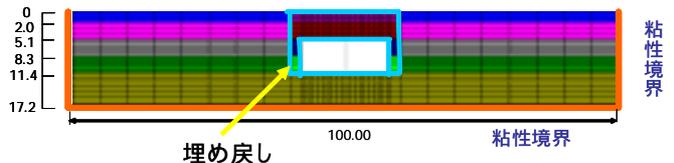


図 1 地盤・構造物一体モデル

表 1 構造物の物性値¹⁾

構造部材	部材厚 (m)	断面積 A (m ²)	せん断断面積 A/12 (m ²)	二次モーメント I (m ⁴)	単位体積重量 (kN/m ³)	弾性係数 E (kN/m ²)	ポアソン比	減衰定数
上床版	0.800	0.800	0.667	0.0352	23.5	3.0 × 10 ⁷	0.2	0.05
下床版	0.850	0.850	0.708	0.0512				
側壁	0.700	0.700	0.583	0.0512				
外側壁	0.850	0.850	0.708	0.0104				
中柱	0.400	0.114	0.095	0.0152		3.10 × 10 ⁷		

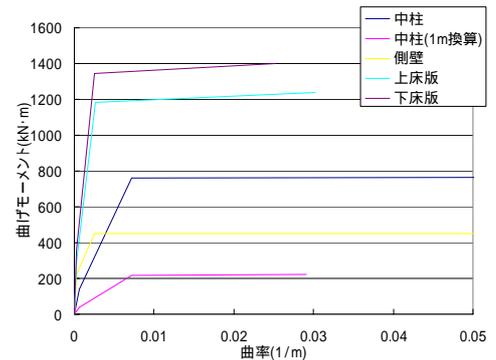


図 2 各部材の骨格曲線

表 2 地盤の物性値¹⁾

地盤高さ	せん断波速度 V _s (m/s)	せん断弾性係数 G _s (kN/m ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比	減衰定数 h	非線形パラメータ			
						α	β		
自然地盤	0 - 2.0m	140	3.80 × 10 ³	19.0	0.333	0.02	500 ⁻¹	5.50	0.93
	2.0 - 5.1m	140	3.80 × 10 ³	19.0	0.488	0.02	1000 ⁻¹	12.20	1.17
	5.1m - 8.3m	170	5.60 × 10 ³	19.0	0.493	0.02	1000 ⁻¹	11.70	1.25
	8.3m - 11.4m	190	7.00 × 10 ³	19.0	0.494	0.02	400 ⁻¹	4.30	0.78
	11.4m - 17.2m	240	1.12 × 10 ⁴	19.0	0.490	0.02	400 ⁻¹	4.30	0.78
	基盤面	330	2.22 × 10 ⁴	20.0	0.487	0.02	-	-	-
埋め戻し	0 - 2.0m	100	1.90 × 10 ³	19.0	0.427	0.02	800 ⁻¹	6.00	1.00
	2.0 - 5.1m	130	3.20 × 10 ³	19.0	0.489	0.02	800 ⁻¹	6.00	1.00
	5.1m - 8.3m	160	4.90 × 10 ³	19.0	0.493	0.02	800 ⁻¹	6.00	1.00
	11.4m - 17.2m	160	4.90 × 10 ³	19.0	0.495	0.02	800 ⁻¹	6.00	1.00

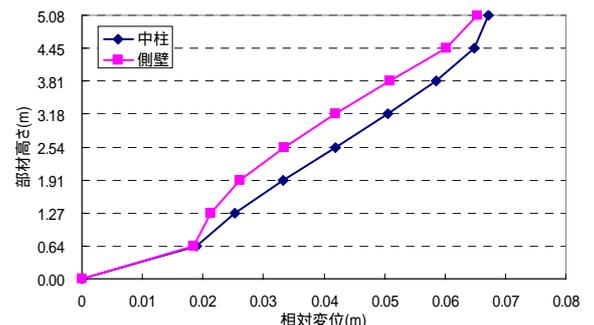
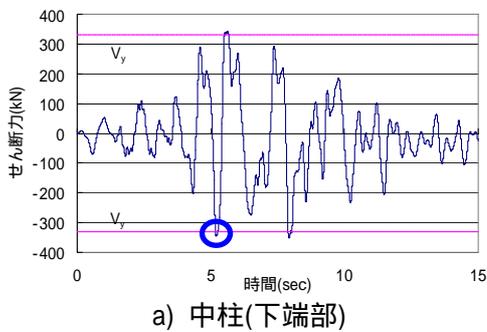
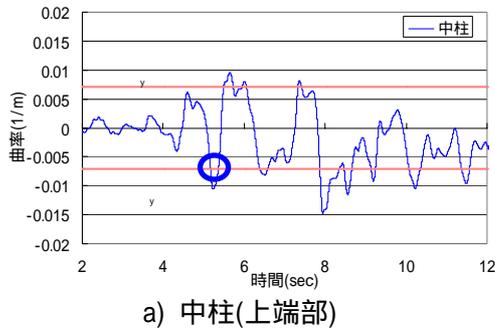


図 3 中柱・側壁の相対変位

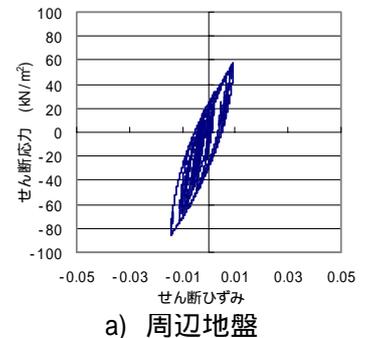
Keywords: 地中ボックスカルバート, 非線形動的応答解析, せん断破壊



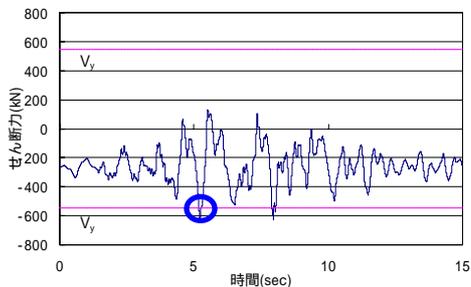
a) 中柱(下端部)



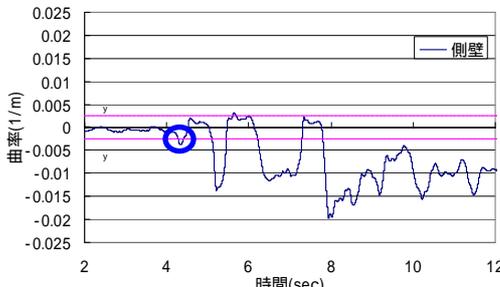
a) 中柱(上端部)



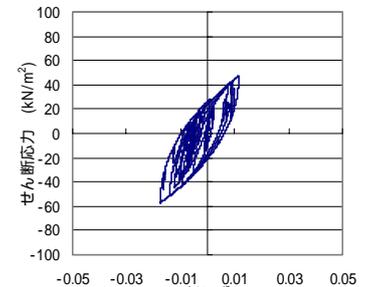
a) 周辺地盤



b) 側壁(上端部)



b) 側壁(上端部)



b) 遠方地盤

図4 せん断照査

図5 曲げ照査

図6 地盤の曲げ照査(深度7.2m)

きせん断破壊が生じると判定する。中柱の上下端部は加振後5.17秒にせん断破壊が生じたと考えられる。

図4(b)に側壁のせん断力を示す。側壁の上端部では加振後5.17秒、下端部では4.51秒のときせん断破壊が生じたと考えられる。

図5(a)に中柱の曲率の時刻歴応答を示す。曲率靱性率 $\phi_{max}/\phi_y > 1.0$ のとき曲げ降伏が生じると判定する。上下端部とも加振後5.17秒のとき曲げ降伏が生じたと考えられる。

図5(b)に側壁の曲率の時刻歴応答を示す。上端部では加振後4.28秒、下端部では4.52秒のとき曲げ降伏が生じたと考えられる。

構造物では中柱は上下端部にせん断破壊が生じ、側壁は上端部に曲げ降伏後のせん断破壊、下端部にせん断破壊が生じたと考えられる。破壊メカニズムは加振後、側壁にせん断破壊が生じ、後に中柱にせん断破壊が生じたと考えられる。これは先に側壁のせん断破壊が生じたことで、上載土荷重に耐えられなくなった上床版が崩壊しそれに引きずられ中柱のせん断破壊が生じたと考えられる。

3.2 地盤の解析結果

図6に地盤の τ - γ 曲線を示す。ここで構造物の中心から10m、40m離れた地盤をそれぞれ周辺地盤、遠方地盤とする。中柱の相対変位が最も卓越した時刻(7.94秒)におけるせん断ひずみは周辺地盤、遠方地盤ともに深度7.2mで最大値0.014、0.017を示し、遠方地盤に比べ周辺地盤は17%減少した。せん断応力は周辺地盤、遠方地盤ともに深度7.2mで最大値85kN/m²、49kN/m²を示し遠方地盤に比べ周辺地盤は42%増加した。遠方地盤に比べ周辺地盤のせん断ひずみが減少したのは、周辺地盤の埋め戻し地盤が遠方地盤の自然地盤に比べ比較的軟弱地盤であったためであると考えられる。また周辺地盤の構造物の存在する地盤層でせん断応力が増加しているのは地震時における構造物と地盤の変位差に応じて動的相互作用力が働いたためであると考えられる。動的相互作用力とは地盤内応力に構造物と地盤の変位の相違による地盤からの反力を加えたものである。これより周辺地盤のせん断応力の増加が構造物の変形挙動に影響したと考えられる。

4 まとめ

本研究では以下の知見が見られた。

- ・中柱のせん断破壊は実際の大開駅の被害と一致した。
- ・側壁は上端部に曲げ降伏後のせん断破壊、下端部にせん断破壊が生じたと考えられる。
- ・周辺地盤の軟弱な埋め戻し地盤がせん断ひずみの伝達を抑制し、地盤と構造物に生じた変位の相違に基づいた動的相互作用力がせん断応力の増加を促進した。

参考文献

- 1) 佐藤工業株式会社: 神戸高速鉄道東西線大開駅災害復旧の記録
- 2) 社団法人 土木学会: コンクリート標準示方書「構造性能照査編」