

(12) 3径間連続PC斜材付き箱桁の耐震設計

東日本旅客鉄道株式会社 建設工事業部 ○小林 薫
 東日本旅客鉄道株式会社 東北工事業務所 正会員 津吉 毅
 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事業部 大庭 光商
 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事業部 正会員 石橋 忠良

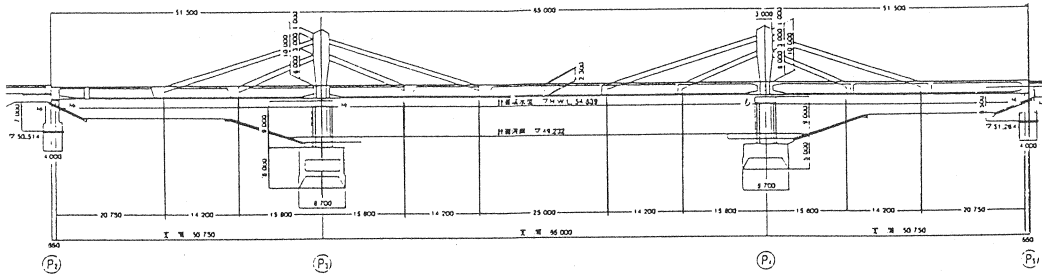
1. はじめに

田沢湖線鶯野・角館間に位置する第一玉川橋梁は、秋田県の河川改修事業及び秋田新幹線計画と相成って、現在、改築工事が進められている。

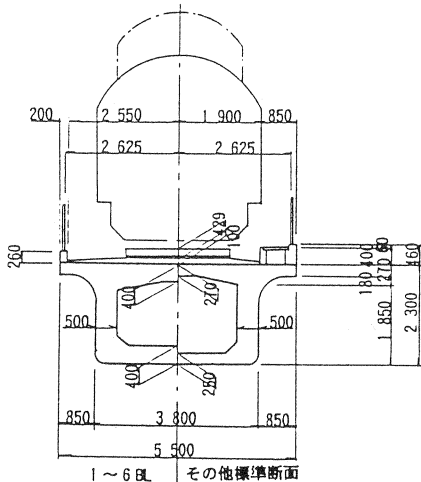
河川部における本橋の主橋部には、桁高制限、施工条件、景観等から3径間連続PC斜材付き箱桁の構造形式が採用された。本橋の構造的特徴は、斜材をPC部材とすることによって、斜材PC鋼材の耐疲労性及耐風安定性に対して優位性を発揮できる。さらに、比較的長大橋となる鉄道橋においては、斜材のPC部材化によって面内剛性が確保され、列車走行安全性に対しても有利な構造形式である。図-1に、第一玉川橋梁一般図を、表-1に、設計一般条件をそれぞれ示す。

本橋の耐震設計は、静的解析を基本に行われている。本橋のような構造形式では、主塔、斜材、桁の地震時の挙動は複雑になると思われ、静的解析の結果だけでは耐震安全性を十分に評価しているとは言いがたい。そこで、地震時の動的挙動と橋梁の耐震安全性評価を目的に二段階の入力地震動による地震応答解析を実施した。

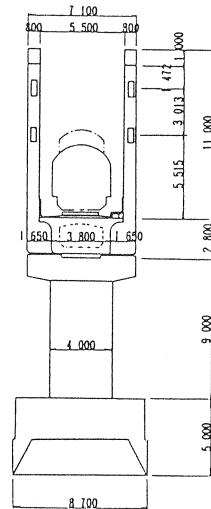
本文は、3径間連続PC斜材付き箱桁の耐震設計の概要について述べる。



(a) 全体側面図



(b) 主桁断面



(c) P4橋脚部断面

図-1 橋梁一般図

2. 地震応答解析の概要

(1) 地震応答解析に用いた地震動レベルと解析用波形

本橋の地震応答解析を行うに際しては、照査内容に応じて地震動の入力レベルを以下のように設定した。

- ① レベル1 (以下、「L1」という) : 構造物の設計耐用期間内に生じる可能性の高い中規模地震。
- ② レベル2 (以下、「L2」という) : L1より発生する可能性の低い大規模地震。

これらの入力地震動に対して、L1では地震時の列車走行安全性および基礎工の安定性の検討を、L2に対しては部材の耐震性の検討を行った。

解析用地震波形については、建設地点で観測された強震記録を用いるのが望ましいが、当該地域に適切な記録波形がないことから、地盤種別に応じた標準的な波形を用いることとした。表-2に、解析用地震波形の種別を、図-2に、入力加速度波形を示す。

表-1 設計一般条件

線路規格	ミニ新幹線
橋梁形式	3径間連続斜材補剛桁
橋長	L = 188.0 m
支間	50.75 + 85.00 + 50.75 m
平面線形	直線
設計速度	130 km/h
軌道構造	スラブ軌道
環境条件	寒冷地 (腐食性環境)
列車荷重	E A - 17
衝撃係数	i = 0.33 (側径間部)
	i = 0.47 (中央径間部)
支承形式	ゴム支承
ストッパ	ゴムストッパ (P3、P4)
	鋼角ストッパ (P2、P5)

表-2 解析用地震波形の種別

L1	道路橋示方書V耐震設計編 II種地盤用解析波形 (修正板島橋記録) ¹⁾
L2	道路橋免震設計法マニュアル (案) 地震時保有水平耐力法の照査に用いる時刻歴応答解析用標準加速度波形 (II種地盤用) ²⁾

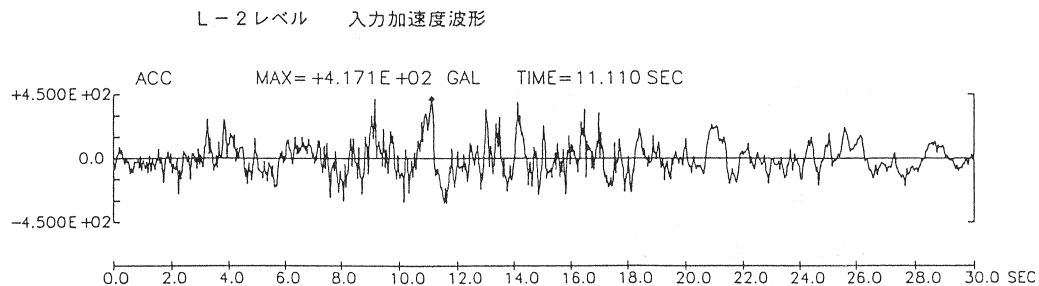
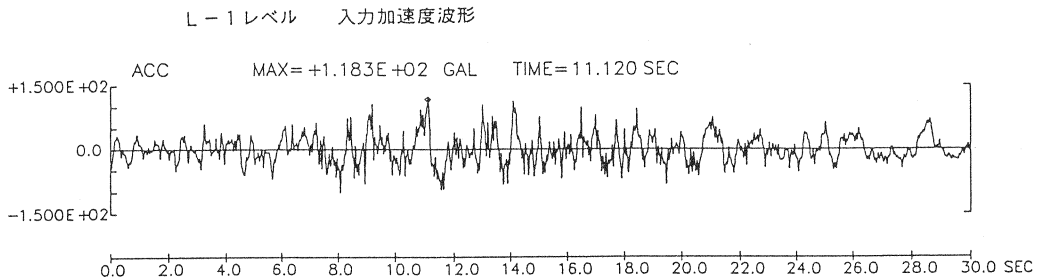


図-2 入力加速度波形

(2) 解析モデル

図-3に、解析に用いた振動モデルを示す。解析モデルでは、基礎工を含む橋梁全体系でモデル化を行った。基礎工は、剛体基礎としての変形状を等価に評価できる水平、回転、連成の各地盤バネ

を考慮してモデル化した。

橋軸方向の解析では、P3支承部でダンパーストッパーの粘性抵抗を、常時固定側のP4支承部ではダンパーストッパーの粘性抵抗と板バネを考慮してモデル化を行った。また、面外方向の解析となる橋軸直角方向では、ゴムシューの鉛直バネと間隔から定まる回転バネを考慮した。

比較的柔構造となるPC斜材部のモデル化では、部材に導入されているプレストレスの影響を質点間に設けたせん断バネで考慮した。このせん断バネは、部材に導入されているプレストレス力(T)を部材分割長(l)で除して求めた。

各部材の減衰定数³⁾については、PC部材3%、下部工5%、基礎工15%(L2レベルの解析では、主塔、橋脚く体を10%としている)とした。

なお、L2レベルの解析では、L1レベルでの解析結果から、主塔、橋脚く体は非線形領域となることが想定されたため、降伏剛性^{4) 5) 6)}を用いて解析を行った。

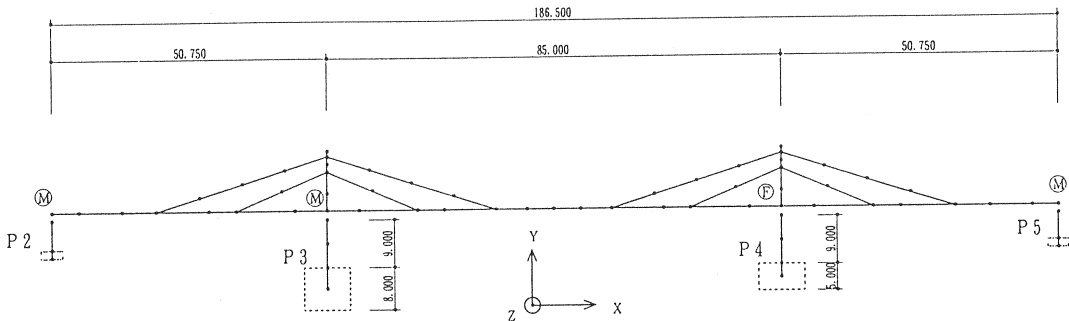


図-3 振動モデル

3. 解析結果

(1) 固有値解析結果

表-3に、L1レベルの解析モデルによる橋軸方向の固有値解析結果を、図-4に、6次モードまでの固有モード図をそれぞれ示す。1次、2次のモードでは、桁の1次、2次の曲げ振動のモードが卓越して現れており、3次モードにおいても同様な傾向は見られるもの、この場合は上部工全体がスウェイするような振動性状となり、橋脚の断面力に影響を及ぼす実質的な最低次モードは、3次モードであると言える。表-4に、L1レベルの解析モデルによる橋軸直角方向の固有値解析結果を、図-5に、9次モードまでの固有モード図をそれぞれ示す。

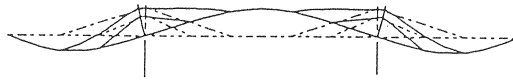
表-3 橋軸方向の固有値解析結果

次数	周期 秒	振動数 Hz	刺激係数	減衰定数
1	1.097	0.912	-0.002	0.030
2	0.607	1.647	-0.251	0.031
3	0.534	1.873	1.123	0.116
4	0.396	2.525	0.009	0.032
5	0.331	3.022	-0.010	0.031
6	0.311	3.219	0.008	0.030
7	0.308	3.244	-0.280	0.030
8	0.305	3.278	0.004	0.030
9	0.279	3.588	-0.055	0.032
10	0.196	5.091	-0.001	0.031
11	0.164	6.089	-0.004	0.032
12	0.159	6.303	-0.012	0.034
13	0.152	6.560	-0.019	0.040
14	0.127	7.893	-0.002	0.033
15	0.123	8.121	0.005	0.030

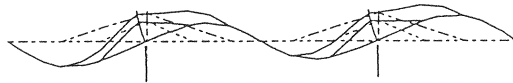
表-4 橋軸直角方向の固有値解析結果

次数	周期 秒	振動数 Hz	刺激係数	減衰定数
1	0.916	1.091	1.252	0.045
2	0.638	1.568	0.264	0.044
3	0.632	1.584	3.064	0.039
4	0.555	1.801	-0.005	0.030
5	0.541	1.849	-0.766	0.030
6	0.446	2.241	-3.818	0.057
7	0.442	2.263	-2.341	0.054
8	0.396	2.524	-0.000	0.032
9	0.381	2.622	-1.807	0.035
10	0.324	3.087	0.013	0.054
11	0.241	4.145	-0.144	0.030
12	0.241	4.150	-0.053	0.030
13	0.232	4.307	0.638	0.034
14	0.228	4.386	-0.057	0.030
15	0.228	4.389	-0.333	0.030

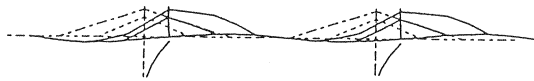
Mode 1 $F(\text{Hz}) = 0.91$
 $T(\text{sec}) = 1.0967$
 $P.F. = -0.0015$



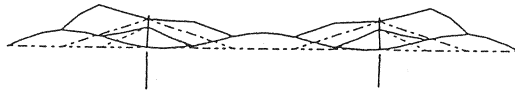
Mode 2 $F(\text{Hz}) = 1.65$
 $T(\text{sec}) = 0.6071$
 $P.F. = -0.2513$



Mode 3 $F(\text{Hz}) = 1.87$
 $T(\text{sec}) = 0.5339$
 $P.F. = 1.1234$



Mode 4 $F(\text{Hz}) = 2.52$
 $T(\text{sec}) = 0.3961$
 $P.F. = 0.0085$



Mode 5 $F(\text{Hz}) = 3.02$
 $T(\text{sec}) = 0.3309$
 $P.F. = -0.0095$



Mode 6 $F(\text{Hz}) = 3.22$
 $T(\text{sec}) = 0.3107$
 $P.F. = 0.0076$



図-4 橋軸方向の固有モード図

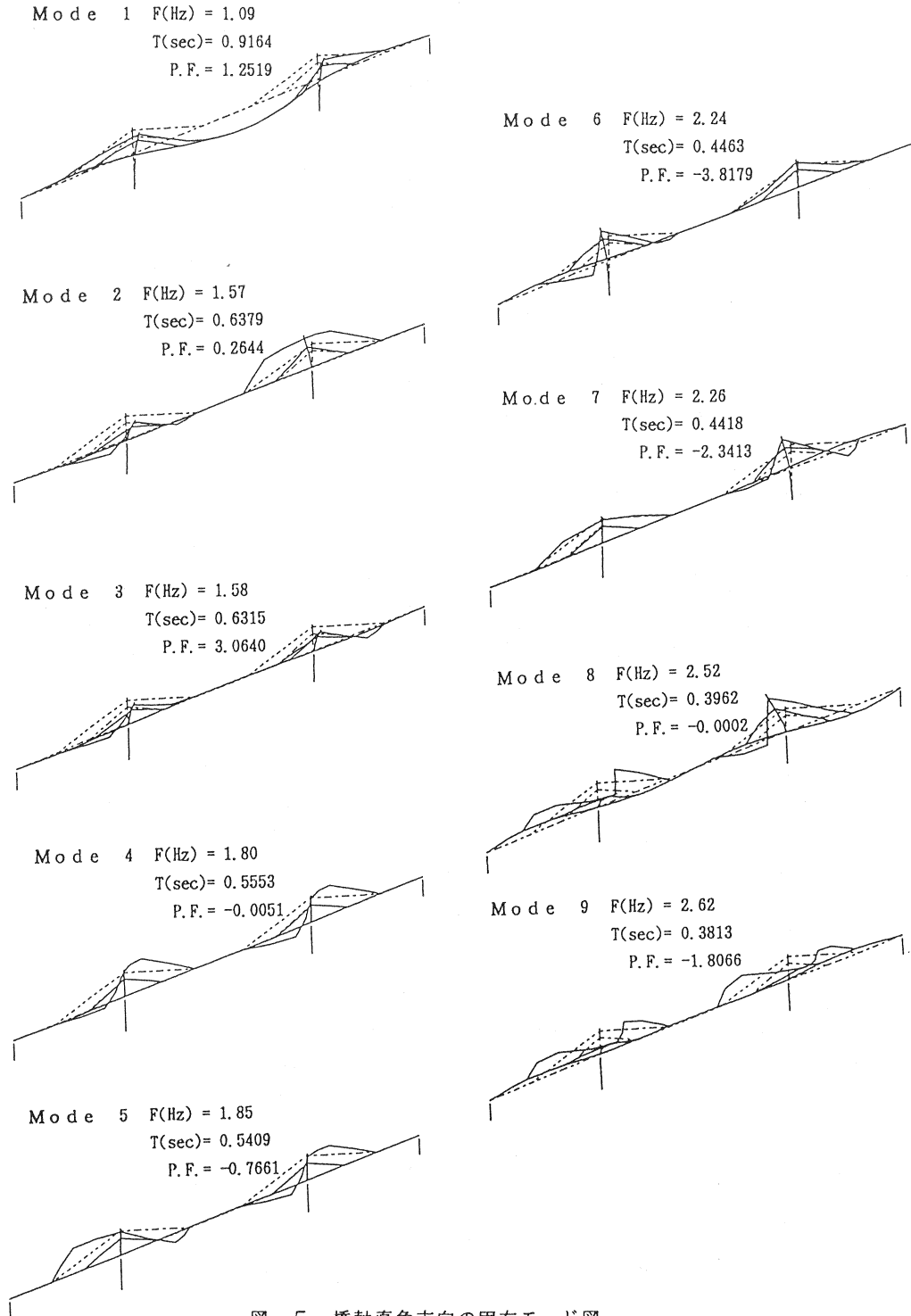


図-5 橋軸直角方向の固有モード図

橋軸直角方向の一次固有周期は、0.916秒であり一般的な鉄道橋より周期が長い。橋軸直角方向の振動に与える影響が大きい固有モードは、1次、3次、6次、7次、9次の各モードであると考えられる。これらのモードによる影響が大きい部材が主塔、橋脚であり、特に主塔の振動は、多くの固有モードの連成により複雑な振動性状を示すと思われる。

(2) L1レベルによる地震応答解析結果

表-5に、桁端における水平変位量と折れ込み量に対する解析結果とその制限値を示す。解析結果は、制限値を満足し、L1レベルの地震時列車走行安全性については問題がないと言える。

また、基礎工の安定性については、静的解析とほぼ同様な結果となり問題は無い。

(3) L2レベルによる地震応答解析結果

表-6に、橋軸直角方向の主塔下端および橋脚く体下端の解析結果を示す。地震応答解析によると、P4主塔下端の曲げモーメントが、静的解析から定まった断面の曲げ降伏耐力の1.46倍、同様にP3橋脚く体下端では1.19倍となった。この断面力に対して耐震安全性を確保するためには、主塔基部で3.62以上、橋脚基部で1.74以上の部材靱性率が必要となる。橋脚の靱性率は4程度以上確保できるが、主塔は軸方向の引張鋼材がPC鋼棒のみであり、過去の実験結果⁷⁾等によると保有靱性率が3程度とするのが妥当であると思われることから、解析結果に対しては耐力が不足することになる。このため、主塔基部においては耐力を静的解析から定まる必要耐力より大きくすることとし(曲げ降伏耐力で15%増)、PC鋼棒を追加し、補強を行った。

4. おわりに

3径間斜材付き箱桁橋の構造形式を採用した第一玉川橋梁の耐震設計の概要について述べた。

本橋は、平成8年7月の竣工目指し、工事が進められている。

本橋では、橋梁完成後に保守管理上の面から常時微動による橋梁振動測定が行われる予定になっている。機会があれば、実橋の振動特性等についても報告したいと考えている。最後に、本報告が同種橋梁の設計の一助となれば幸いである。

【参考文献】

- 1) 道路橋示方書V耐震設計編 日本道路協会 平成2年2月
- 2) 道路橋の免震設計法マニュアル(案) 日本建設センター 平成4年12月
- 3) 耐震設計指針(案)解説 日本国有鉄道編 昭和58年8月 鉄道施設協会
- 4) 本岡ら：プレストレストコンクリート梁の弾塑性変形性状に関する実験的研究、プレストレストコンクリート、Vol.25 No4, Jul.1983
- 5) 本岡ら：プレストレストコンクリート曲げ部材の復元力特性モデル化に関する実験的研究、プレストレストコンクリート、Vol.30 No3, May.1988
- 6) 本岡ら：プレストレストコンクリート梁の平均プレストレスがその靱性に及ぼす影響、プレストレストコンクリート、Vol.27 No2, May.1985
- 7) 石橋・吉野・浦野：PC鋼棒を用いた部材の変形性能について、プレストレストコンクリート、Vol.28 No4, May.1986

表-5 列車走行安全性の検討結果

	地震応答解析結果	制限値
水平変位	1.13 mm	10 mm
折れ込み	0.98/1000	9.5/1000

表-6 L2レベルでの解析結果

検討位置		静的解析結果	地震応答解析結果
主塔 下端	P3主塔	M=178.3 (tf・m)	M=579.5 (tf・m)
		H=31.7 (tf)	H=89.3 (tf)
	P4主塔	M=178.3 (tf・m)	M=589.0 (tf・m)
		H=31.7 (tf)	H=90.8 (tf)
部材耐力		降伏曲げ耐力 $M_{y,d}=402.5$ (tf・m) 終局曲げ耐力 $M_{u,d}=417.0$ (tf・m)	
橋脚 下端	P3橋脚	M=8507.3 (tf・m)	M=11340 (tf・m)
		H=791.2 (tf)	H=1196 (tf)
	P4橋脚	M=8507.3 (tf・m)	M=10450 (tf・m)
		H=791.2 (tf)	H=1175 (tf)
部材耐力		降伏曲げ耐力 $M_{y,d}=9531.7$ (tf・m) 終局曲げ耐力 $M_{u,d}=10996.0$ (tf・m)	