

# 論文 橋脚掛け違い部の諸元が地震時応答に与える影響

木全 伯光\*1・轟 俊太郎\*2・田所 敏弥\*3

**要旨:** 掛け違いと橋脚く体の相互作用が、掛け違いの応答に与える影響を明らかにするため、掛け違いを有する橋脚の諸元を調査し、掛け違い部と橋脚く体の固有周期をパラメータとした動的解析を実施することで、掛け違い部と橋脚く体の固有周期比と掛け違い部と橋脚く体の動的相互作用を考慮した掛け違い天端の応答加速度の関係を示した。橋脚掛け違い部の振動特性は1次モードが卓越しており、掛け違い部の応答加速度は掛け違い部と橋脚の固有周期比により評価することができる。掛け違い部の応答の増幅は掛け違い部と橋脚く体の固有周期が近づくことによる共振の影響によるものと考えられる。

**キーワード:** 橋脚掛け違い部, 耐震設計, 動的解析, 固有周期, 共振

## 1. はじめに

隣接する桁高さの違いにより橋脚天端で掛け違い部を有するような構造がある。橋脚掛け違い部は、一般的に降伏耐力以内に抑える設計がなされる。しかし、近年発生した地震により、橋脚の掛け違い部に軸方向鉄筋の降伏や座屈が生じるほどの損傷が生じた事例が確認されている。図-1<sup>1)</sup>に、地震により、掛け違い部に損傷が発生した事例を示す。

著者らはこれまでに、掛け違い部に損傷が発生した事例を対象に、掛け違い部の損傷原因を把握するために研究を実施し<sup>2)</sup>、掛け違い部と橋脚く体の固有周期が異なることにより、地震動の卓越周期が橋脚く体ではなく掛け違い部と一致した場合に掛け違い部の損傷が卓越する可能性を指摘しているが、掛け違い部の損傷原因は未だ明らかになっていない。

掛け違い部と橋脚く体という2つの振動特性を有する場合においては、掛け違い部と橋脚く体を一体化したモデルで動的解析を実施し、両者の動的相互作用を考慮するのが望ましい。しかしながら、現行設計法は、一般的に橋脚く体基部の降伏震度に対して、掛け違い部の設計を別途実施し、降伏以内に抑えることで、掛け違い部を線形部材として、静的解析を実施しており、掛け違い部と橋脚く体の動的相互作用を考慮できていない。

そこで、掛け違い部と橋脚く体の相互作用が、掛け違い部の応答に与える影響を明らかにするため、掛け違い部を有する橋脚の諸元を調査し、掛け違い部と橋脚く体の固有周期をパラメータとした動的解析を実施することで、掛け違い部と橋脚く体の固有周期比と掛け違い天端の応答加速度の関係について検討を行った。また、外形寸法から、掛け違い部の応答加速度を推定できるかを検証した。



図-1 掛け違い部の損傷<sup>1)</sup>

## 2. 掛け違いを有する橋脚の諸元調査

### (1) 断面形状およびく体高さ

ある同一路線における掛け違いを有する鉄道橋脚に対して、構造形式、断面形状、掛け違い部および橋脚く体高さの調査を実施した。調査した掛け違いを有する橋脚は、計75基である。掛け違いを有する橋脚の構造形式には、壁式橋脚、柱式橋脚およびラーメン橋脚であった。図-2に、掛け違いを有する橋脚の概要図を示す。図-3～図-4に、調査した橋脚の断面二次モーメント、掛け違い部および橋脚く体高さの分布を示す。

橋脚く体の断面二次モーメントは、平均  $2.245\text{m}^4$  であった。橋脚く体の断面二次モーメントは  $5.0\text{m}^4$  以下が9割以上であり、最小  $0.115\text{m}^4$ 、最大  $18.68\text{m}^4$  であった。掛け違い部の断面二次モーメントは、平均  $0.274\text{m}^4$  であった。掛け違い部の断面二次モーメントは  $0.5\text{m}^4$  以下が9割以上であり、最小  $0.043\text{m}^4$ 、最大  $1.331\text{m}^4$  であった。なお、断面二次モーメントは橋軸方向の算出結果である。

橋脚く体高さは、平均  $7.99\text{m}$  であった。橋脚く体高さが  $8.0\text{m}$  以下のものが8割以上であり、最小  $4.08\text{m}$ 、最大  $21.0\text{m}$  であった。掛け違い部の高さは平均  $0.81\text{m}$  であっ

\*1 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造技術研究部コンクリート構造 研究員 修士 (工学) (正会員)

\*2 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造技術研究部コンクリート構造 副主任研究員 修士 (工学) (正会員)

\*3 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造技術研究部コンクリート構造 上席研究員 GL 博士 (工学) (正会員)

た。掛け違い部の高さは 1.5m 以下のものが 9 割以上であり、最小 0.06m、最大 2.03m であった。

(2) 桁重量

図-5 に、桁重量による壁式橋脚く体および掛け違い部の軸圧縮応力と壁式橋脚く体高さおよび掛け違い部の高さの関係を示す。なお、桁重量は、断面図から同一路線内における単位長さあたりの固定死荷重と付加死荷重を算出し、桁長を乗じて推定したものである。

桁重量に伴うコンクリートの軸圧縮応力と掛け違い部および橋脚く体の高さは相関がなかった。桁重量は、掛け違い部では軸圧縮応力で 0.15~0.30N/mm<sup>2</sup> 程度、橋脚く体に対しては壁式橋脚で軸圧縮応力 0.20~0.45N/mm<sup>2</sup> 程度であった。表-1 に、桁重量による壁式橋脚、柱式橋脚、ラーメン橋脚の軸圧縮応力度を示す。

(3) 掛け違い部および橋脚く体の固有周期の推定値

(2) で述べた手法により、桁重量を算出した上で、調査を実施した 75 基の橋脚に対して、掛け違い部と橋脚く体の固有周期を推定した。なお、固有周期の算出は基本固有振動数の算定式片持ち梁式 (1) および式 (2) に従って算出した。

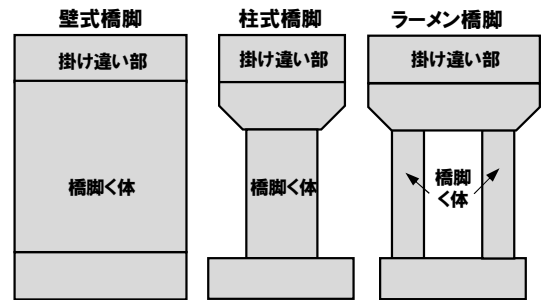
$$n = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{1}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{3EI \cdot g}{\rho A(\mu + 0.23)}} \quad (1)$$

$$T = \frac{1}{n} \quad (2)$$

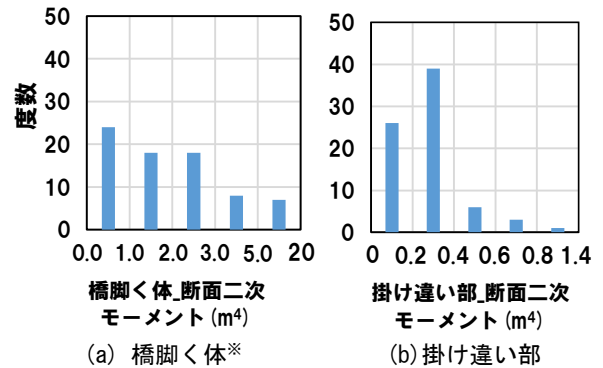
- ここに、 $n$  : 基本固有振動数(Hz)
- $T$  : 構造物の固有周期(s)
- $L$  : 固有振動数算定用スパン(m)
- $E$  : 部材のヤング係数(kN/m<sup>2</sup>)
- $I$  : ひび割れ発生前の全断面を有効とした断面二次モーメント(m<sup>4</sup>)
- $g$  : 重力加速度(m/s<sup>2</sup>)
- $\rho$  : 部材の単位重量(kN/m<sup>3</sup>)
- $A$  : 断面積(m<sup>2</sup>)
- $\mu = m / \rho AL$
- $m$  : 集中重量 (kN)

図-6~図-7 に、掛け違い部および橋脚く体における固有周期の推定値および固有周期の比の分布を示す。掛け違い部および橋脚く体の固有周期は桁重量も関係する。そのため、表-1 に示す、軸圧縮応力度の上下限值に対する桁重量を算出し、両者の固有周期を算定している。

掛け違い部の固有周期の推定値は平均 0.014s であり、最小 0.0002s、最大 0.062s であった。橋脚く体の固有周期の推定値は、最小 0.067s、最大 1.018s であった。掛け違い部と橋脚く体の固有周期比の推定値は、最小 0.001、最大 0.43 であった。



(a) 壁式橋脚 (b) 柱式橋脚 (c) ラーメン橋脚  
図-2 構造形式の概要



※ラーメン橋脚は柱 2 本分の断面二次モーメントである

図-3 断面二次モーメント

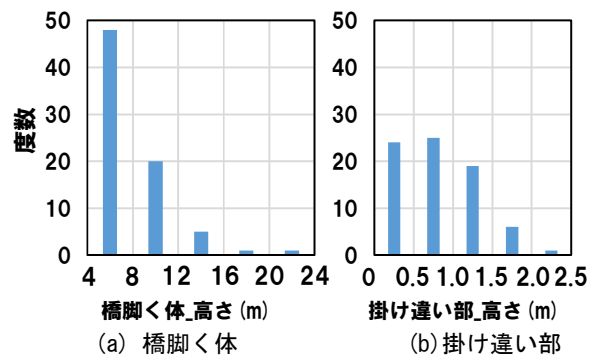


図-4 く体高さ

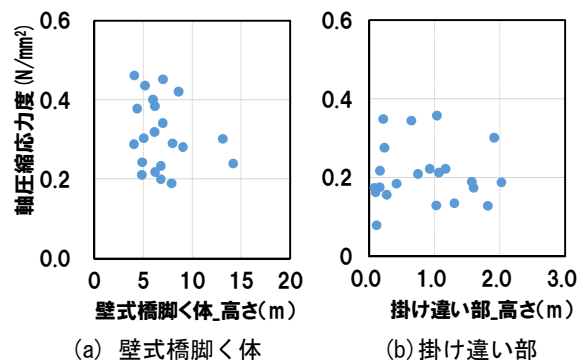


図-5 軸圧縮応力度

表-1 桁重量による軸圧縮応力度

	掛け違い部	橋脚く体
壁式橋脚	0.15~0.30N/mm <sup>2</sup> 程度	0.20~0.45N/mm <sup>2</sup> 程度
柱式橋脚		0.60~1.20N/mm <sup>2</sup> 程度
ラーメン橋脚		1.50~3.00N/mm <sup>2</sup> 程度

### 3. 解析の概要

#### 3.1 構造解析モデルおよび入力地震動

本検討における解析ツールは Dars ver 2.1.1.1 を用いた。表-2 に解析ケースを示し、図-8 に解析モデルの概要を示す。断面二次モーメント、橋脚く体高さ、掛け違い部の高さ、桁重量をパラメータとして動的解析を実施した。表の解析ケースの設定については後述する。コンクリートのヤング係数は掛け違い部および橋脚く体ともに  $25\text{kN/mm}^2$  とした。減衰については、橋脚く体および掛け違い部に  $\eta=5\%$  の減衰定数を与え、部材別剛性比例減衰として、応答値を算出している。数値積分には、Newmark の  $\beta$  法を用い、積分時間刻みは  $0.005\text{sec}$  とした。

図-9 に、解析に用いた加速度波形を示す。地震動波形は、耐震設計標準<sup>3)</sup>に記載されている L2 地震動スペクトル II 適合波 (G2 地盤) である。

動的解析で設定する質量は軸圧縮応力度から算出した桁重量を掛け違い部天端および橋脚く体天端に集中質量として与えた。掛け違い部天端および橋脚く体天端の支承条件は、掛け違い部天端の支承条件を固定とし、橋脚く体天端の支承条件を可動にした。そのため、掛け違い部天端の質量は、桁重量を全て負担することになるため、軸圧縮応力度から算出した桁重量を2倍した質量を与えている。この支承条件は、掛け違い部の応答が大きくなるように設定した。なお、掛け違い部に損傷が発生

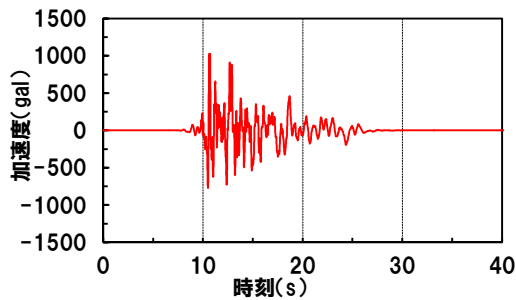


図-9 加速度 L2 地震動スペクトル II (G2)

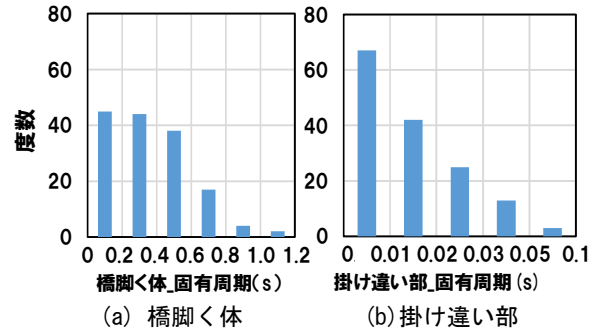


図-6 固有周期

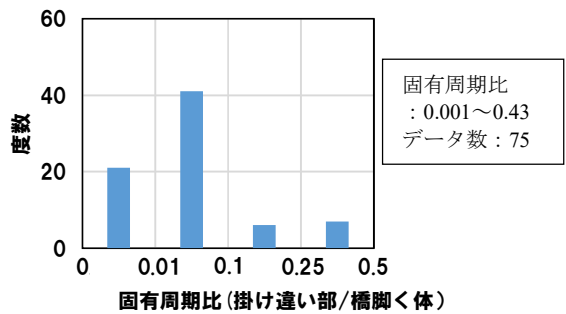


図-7 固有周期比の分布

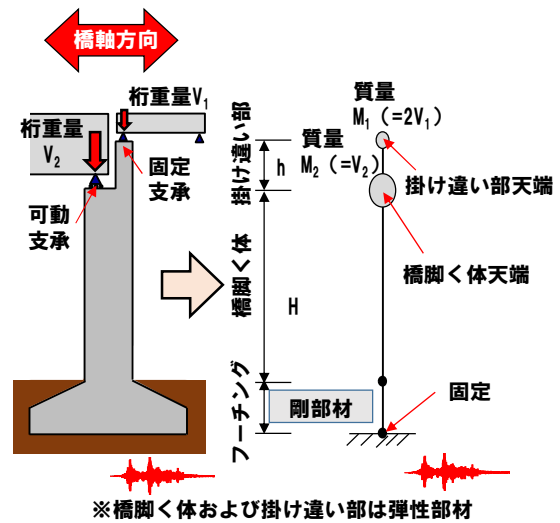


図-8 解析モデルの概要

表-2 解析ケース

Case	橋脚く体 $A(\text{m}^2)$	橋脚く体 $I(\text{m}^4)$	掛け違い部 $A(\text{m}^2)$	掛け違い部 $I(\text{m}^4)$	桁重量 掛け違い部 $V_1$ (kN)	桁重量 橋脚く体 $V_2$ (kN)	橋脚く体 高さ(m)	掛け違い部 高さ(m)	構造 形式
1~9	8.50	0.708	4.25	0.089	637.5	1063	4, 8, 12	0.5, 1.5, 2.5	
10~18					1275	2550	4, 8, 12	0.5, 1.5, 2.5	
19~25					637.5	1063	4	3.0, 3.5, 4.5, 4.8, 6.6, 8.2, 12.5	
26~28					637.5	1063	8	9.6, 13.3, 15.9	
29~30	4.50	0.844	6.38	0.299	956.3	1743.8	12	0.5	
31~32					1913.0	3487.5		2.5	
33~34	7.00	2.333	8.50	0.708	1275.0	2925.0	8	2.5	
					2550.0	5850.0			
35~36	2.88	0.346	4.80	0.144	720.0	1440.0	12	0.5	
					1440.0	2880.0		2.5	
35~36	4.80	1.020	6.40	0.341	960.0	2640.0	8	2.5	
					1920.0	5280.0			

した事例（図-1）と同様の支承条件である。

本検討においては、掛け違い部および橋脚く体を全てひび割れが生じていない線形部材とした。線形解析としたのは、橋脚く体が降伏した場合は、それ以上の加速度を掛け違い部に伝えられなくなることや橋脚く体の固有周期が長周期化することで、橋脚く体の固有周期が掛け違い部の固有周期とはなれ、共振しにくくなり、掛け違い天端の加速度が小さくなるためである。

### 3.2 固有値解析

表-3に、掛け違い-橋脚く体の連成系、橋脚く体単体、掛け違い単体における1次モードの固有周期および固有周期比（掛け違い部単体/橋脚く体単体）を示す。本検討においては、諸元調査を踏まえ、掛け違い部と橋脚く体の固有周期および固有周期比が掛け違い部の応答に影響を与えることを想定し、掛け違い部と橋脚く体の固有周期比が0.01~12.30と幅広く設定できるように、断面二次モーメント、く体高さ、桁重量をパラメータとして、

表-3 1次モードの固有周期および固有周期比

Case	固有周期 (s)			固有周期比 (掛違/く体)	参考 高さ(m)	
	連成モデル	橋脚く体	掛け違い部		橋脚	掛違
1	0.120	0.111	0.010	0.09	4	0.5
2	0.153		0.052	0.47		1.5
3	0.203		0.112	1.01		2.5
4	0.319	0.308	0.010	0.03	8	0.5
5	0.355		0.052	0.17		1.5
6	0.401		0.112	0.37		2.5
7	0.574	0.561	0.010	0.02	12	0.5
8	0.616		0.052	0.09		1.5
9	0.664		0.112	0.20		2.5
10	0.176	0.164	0.014	0.08	4	0.5
11	0.220		0.073	0.44		1.5
12	0.289		0.157	0.96		2.5
13	0.469	0.454	0.014	0.03	8	0.5
14	0.518		0.073	0.16		1.5
15	0.580		0.157	0.35		2.5
16	0.845	0.827	0.014	0.02	12	0.5
17	0.902		0.073	0.09		1.5
18	0.967		0.157	0.19		2.5
19	0.200	0.111	0.148	1.33	4	3.0
20	0.270		0.188	1.69		3.5
21	0.440		0.276	2.49		4.5
22	0.379		0.305	2.75		4.8
23	0.558		0.500	4.50		6.6
24	0.742		0.701	6.32		8.2
25	1.326		1.365	12.30		12.5
26	1.068	0.308	0.898	2.92	8	9.6
27	1.593		1.507	4.89		13.3
28	2.012		2.008	6.52		15.9
29	0.658	0.659	0.010	0.02	12	0.5
30	1.064	0.915	0.100	0.11		2.5
31	0.325	0.261	0.090	0.34	8	2.5
32	0.459	0.364	0.120	0.33		2.5
33	0.910	0.908	0.008	0.01	12	0.5
34	1.463	1.264	0.131	0.10		2.5
35	0.436	0.358	0.070	0.20	8	2.5
36	0.617	0.5	0.098	0.20		2.5

表-2に示す解析ケースを設定した。

表-4~表-7に、Case1、Case2、Case3 および Case25 の掛け違い部-橋脚く体連成系の固有値解析の結果を示し、図10に、Case2の掛け違い部-橋脚く体連成系の主要な振動モードである1次モードと2次モードとCase25の変形図を示す。1次モードでは掛け違い部と橋脚く体が同位相で、2次モードでは、逆位相で振動している。

固有周期比が小さい場合は有効質量比および刺激係数より1次モードの振動が支配的であることが確認できる。固有周期比が大きくなるにしたがって、2次モードの有効質量比および刺激係数が増加しているが、本検討においては、2次モードの有効質量比および刺激係数が1次モードを上回るケースはない。また、本検討において、有効質量比および刺激係数が最大となるCase25の最大変位時の変形図より、2次モードの振動はないと考えられる。

表-4 固有値解析(Case1：固有周期比 0.09)

モード 次数	固有周期 (s)	有効質量比 (水平)	刺激係数 (水平)
1	0.120	99.20%	15.379
2	0.009	0.80%	1.382

表-5 固有値解析(Case2：固有周期比 0.47)

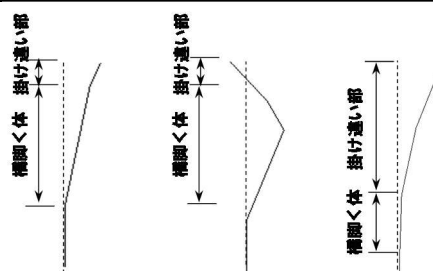
モード 次数	固有周期 (s)	有効質量比 (水平)	刺激係数 (水平)
1	0.153	92.69%	14.866
2	0.028	7.31%	4.175

表-6 固有値解析(Case3：固有周期比 1.01)

モード 次数	固有周期 (s)	有効質量比 (水平)	刺激係数 (水平)
1	0.203	82.05%	13.987
2	0.043	17.95%	6.542

表-7 固有値解析(Case25：固有周期比 12.30)

モード 次数	固有周期 (s)	有効質量比 (水平)	刺激係数 (水平)
1	1.326	56.37%	11.593
2	0.069	43.63%	10.199



(a) 1次モード (b) 2次モード (c) Case25の変形図  
図-10 連成モデルの振動モード図およびCase25の変形図

#### 4. 掛け違い部-橋脚く体連成系の地震応答特性

##### (1) 掛け違い部の応答加速度と固有周期比の関係

図-11 に、掛け違い部天端および橋脚く体天端の応答加速度と L2 地震動スペクトルII適合波 (G2) の弾性応答加速度スペクトルの関係を示す。掛け違い部天端の応答加速度は、掛け違い部天端から橋脚く体天端の応答加速度を差し引いた相対加速度である。図より、掛け違い部天端と橋脚く体天端の応答加速度は、弾性加速度応答スペクトルに応じた応答加速度であった。図-12 に、掛け違い部天端の応答加速度と固有周期比の関係を示す。図より、固有周期比が 0.1 付近から 1.0 の範囲においては、固有周期比の増加に伴い、掛け違い部の応答加速度が増加している。図-13 に、掛け違い部と橋脚く体の固有周期比が 0.03~0.44 となる Case4,8,11,15 の、掛け違い部天端および橋脚く体天端の応答加速度と L2 地震動スペクトルII適合波 (G2) の弾性応答加速度スペクトルの関係を示す。掛け違い部と橋脚く体の固有周期が近づくことにより掛け違い部の応答加速度が増加している。図より、掛け違い部の応答加速度の増加は掛け違い部と橋脚く体の固有周期が近づくことによる共振の影響であると考えられる。表-3 の、固有値解析より掛け違い部の高さが高く、橋脚く体の高さが低い場合において、掛け違い部と橋脚く体の固有周期が一致しやすく、掛け違い部と橋脚く体の共振が懸念される。

図-12 に、実際に掛け違い部に損傷が発生した事例(図-1)の掛け違い部と橋脚く体の固有周期比をプロットした結果、掛け違い部の応答加速度は、この橋脚が設計された当時の技術基準である設計水平震度  $k_h=0.2$  を大きく上回る。そのため、橋脚く体が降伏しなかった場合、掛け違い部と橋脚く体による共振の影響により、掛け違い部の応答加速度が増大したことで掛け違い部の損傷が発生したと推定できる。

掛け違い部と橋脚く体の固有周期比が 1.0 を上回る場合においては、掛け違い部の応答加速度が図-12 に示すケース 1 のように増大する場合とケース 2 のように低下する場合の 2 つのケースがあった。

図-14 に、ケース 1 およびケース 2 の掛け違い部天端および橋脚く体天端の応答加速度と L2 地震動スペクトルII適合波 (G2) の弾性応答加速度スペクトルの関係を示す。ケース 1 のように、応答加速度が増大するケースは Case22~24 であり、図の応答加速度スペクトルと照らし合わせた際に、橋脚の固有周期が地震動の卓越周期と一致せず、掛け違い部の固有周期が地震動の卓越周期と一致した場合である。一方で、ケース 2 のように、応答加速度が低下するケースは、Case26~28 であり、掛け違い部の固有周期が地震動の卓越周期と一致しない場合である。

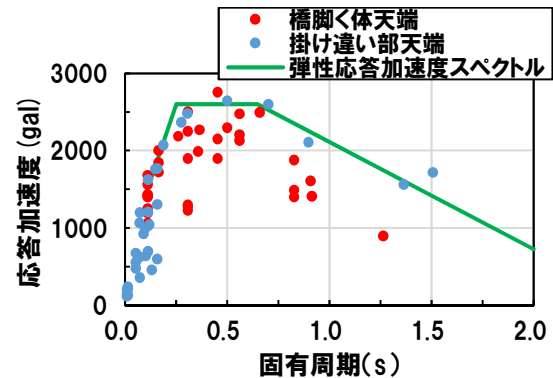


図-11 掛け違い部および橋脚く体天端の応答加速度

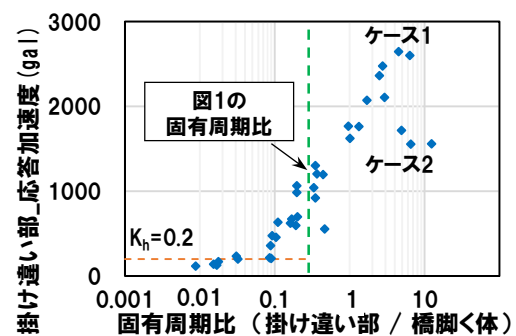


図-12 掛け違い部の応答加速度と固有周期比の関係

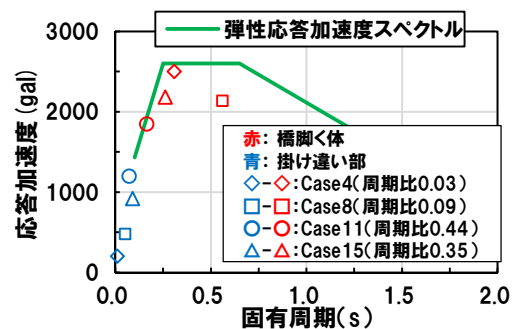


図-13 掛け違い部および橋脚く体天端の応答加速度 (Case4, 8, 11, 15)

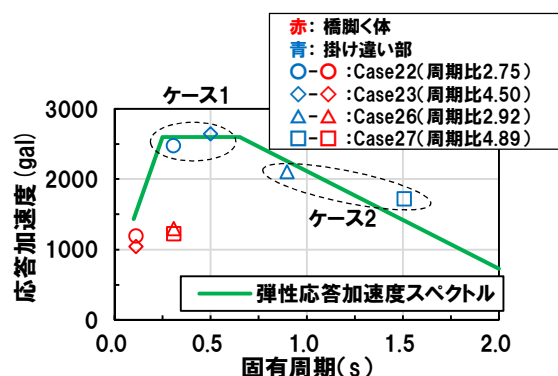


図-14 掛け違い部および橋脚く体天端の応答加速度 (Case22, 23, 26, 27)

ただし、掛け違いを有する橋脚の諸元調査により、掛け違い部と橋脚く体の固有周期比は2.(3)で述べた通り、0.43以下であることが明らかとなっている。そのため、本検討においては、掛け違い部と橋脚く体の固有周期比が1.0を上回る場合は考慮しないこととする。一方で、掛け違い部と橋脚く体の固有周期比が0.1~0.43の場合においては、掛け違い部と橋脚く体の共振の影響により、掛け違い部の応答が増幅されるため、掛け違い部の損傷が懸念される。

#### (2) 外形寸法と掛け違い部の応答加速度の関係

4.(1)で述べた通り、掛け違い部の応答加速度は掛け違い部と橋脚く体の固有周期比から定まるため、固有周期比を算出することで、掛け違い部の応答加速度を推定することができる。掛け違い部および橋脚く体の固有周期を算出するには、曲げ剛性と質量を算定する必要があるが、質量を正確に算定するには、固定死荷重だけでなく付加死荷重（バラスト重量、付帯設備等）も算出する必要があるため、作業が煩雑になる場合が想定される。掛け違い部および橋脚く体の外形寸法は、掛け違いを有する橋脚の桁重量に応じた寸法が設定されると想定されるため、掛け違い部および橋脚く体の外形寸法を基にした指標から掛け違い部の応答加速度を簡易に推定できると想定した。

そこで、基本固有振動数の算定式片持ち梁式 式 (1) から、質量の項を除き、掛け違い部と橋脚く体の高さ、ヤング係数および断面二次モーメントから定まる指標を  $T_{EI}$  と定義し、固有周期比との相関を確認した。式 (3) に  $T_{EI}$  の算出方法を示す。なお、掛け違い部と橋脚く体の比を  $T_{EI}$  比として評価することから、定数も除した。

$$T_{EI} = \frac{H^2}{\sqrt{EI}} \quad (3)$$

ここに、  $H$  : 掛け違い部および橋脚く体の高さ(m)

$E$  : 部材のヤング係数(kN/m<sup>2</sup>)

$I$  : 掛け違い部および橋脚く体の断面二次モーメント(m<sup>4</sup>)

図-15 に、固有周期比と  $T_{EI}$  比の関係を示す。図より、固有周期比と剛性比は相関が確認できる。そのため、外形寸法を基にした指標である、 $T_{EI}$  比をもって掛け違い部の応答加速度を推定できると考えられる。図-16 に、掛け違い部の応答加速度と掛け違い部および橋脚く体の外形寸法を基に算出した  $T_{EI}$  比の関係を示す。図より、掛け違い部および橋脚く体の外形寸法を基に算出した  $T_{EI}$  比でも、地震時における掛け違い部の応答加速度を推定することができる。

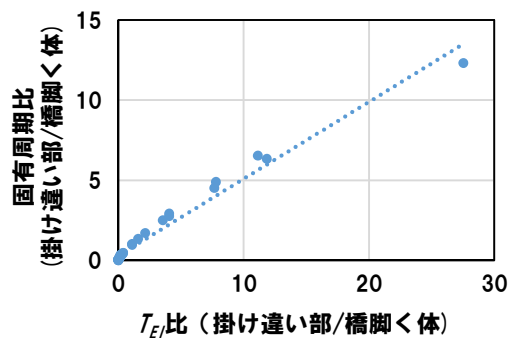


図-15 固有周期比と剛性比

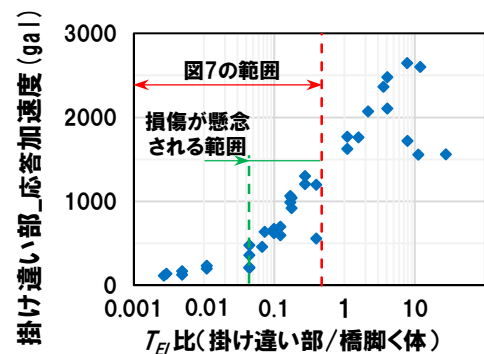


図-16 掛け違い部の応答加速度と  $T_{EI}$  比の関係

#### 5. まとめ

- (1) 掛け違いを有する橋脚および掛け違い部の振動モードは、1次モードが支配的である。
- (2) 掛け違い部における応答加速度の増加は、掛け違い部と橋脚く体の固有周期が近づくことによる、共振の影響であると考えられる。
- (3) 掛け違い部と橋脚く体の固有周期比を求めることで、掛け違い部天端の応答加速度を推定することができる。
- (4) 掛け違い部および橋脚く体の外形寸法を基にした指標から、掛け違い部の応答加速度を推定できる。

#### 参考文献

- 1) 国土交通省 東北運輸局ホームページ 走り出せ！東北の鉄道 東日本大震災から2年間の歩み 参照：<http://www.twb.mlit.go.jp/tohoku/td/pamphlet.pdf> (閲覧日：2019年1月11日)
- 2) 木全伯光, 轟俊太朗, 仁平達也, 田所敏弥: 非線形動的解析による地震で被害を受けた橋脚掛け違い部の損傷原因の推定, 土木学会第73回年次学術講演会, V-563, 2018.9.
- 3) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計) 2012.9