

岩尾内沢橋の設計について

正員 猪狩坂夫*

正員 津田賢次**

正員 高谷弘***

正員 ○鈴木欣治****

§1 ま え が き

本稿は岩尾内沢ダム内に架設される橋梁であり図-1に示す如く橋脚の高さが52mと非常に高く、また水深もきわめて深く特殊な橋梁である。本報文は橋脚の動的解析と関連について述べたものである。

§2 構造基本系及び設計上の仮定

- (1) 橋脚上端における橋桁と橋脚との接合はピン構造とし、橋脚下端は岩盤内にあり固定と考える(注1)。
- (2) 上部工の橋軸方向に於ける軸線は水平及び鉛直方向共に変形を起さないものとする。すなわち上部工の主桁の死荷重及び活荷重に依るたわみは無視する。
- (3) 上部工の軸方向力(圧縮及び引張)に依る弾性変形は無視する(注2)。
- (4) 温度変化に依る上部工の伸縮は考慮する。
- (5) 橋台のバネ定数を考慮する。但し橋台自体の設計に関しては変形は考慮しない(注3)。
- (6) たわみの計算はすべて変断面として計算を行なう。
- (7) 地震々度は次の通りとする。

(i) 橋軸方向

$KH=0.15$ $KV=0.10$ (高さに無関係に一定とする)

(ii) 橋軸直角方向

$KH=0.15 \{1+0.01(H-15.0)\}$ $KV=0.01$ (水平震度は地上から15m迄は $KH=0.15$ としそれ以上は5m増すごとに5%震度の割増しを考慮する)

(8) 地震時動水圧については種々の実験式もしくは理論式が発表されているが、本橋脚の如く変断面では厳密解は期待出来ないので、剛体に作用する地震時水圧に関するWestergardの修正式を用いる(注4)。

(注1)

この場合には地震時外力に対して橋脚は図-2に示す如く片持梁形式から一端固定他端ヒンジの不静定構造になり仮りに地震時水平力が等分に作用するものとすれば、橋脚下端に於ける曲げモーメントの比は25%に減少するものである。この結果橋脚の高さが25mを越える場合には明らかにピン構造が有利となる。

(注2)

橋脚を設計する場合には一般に上部工の軸力を無視してもさしつかえないものである。ただし上部工の設計にはこれによる応力度の増減を考慮するべきである。

GENERAL SIDE VIEW

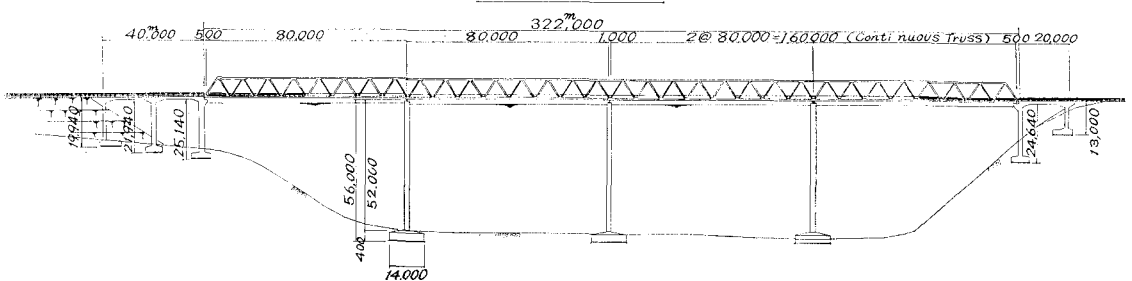


図-1

* 旭川開発建設部

** 北海道開発コンサルタント株式会社 社長

*** 北海道開発コンサルタント株式会社 主任技師

**** 北海道開発コンサルタント株式会社 技師

(注3)

橋台のパネ定数としては次の様に考えた。

平時における橋台の変位 δ_{01} 、地震時における橋台の変位 δ_{02} 、(但し δ_{01} 、 δ_{02} は共に上部工の水平力を考えない値、すなわち土圧の変化及び躯体自重の水平力による変位) 橋台杓座位置における単位の水平力による変位 δ_{12} 、とすれば上部工の水平力 H_0 が作用した時の変位は

$$\delta = \delta_{12} \cdot H_0 + \delta_{02} - \delta_{01}$$

(注4)

Westergard の修正式

$$P_y = K_0 \cdot W \cdot C \cdot A \left(1 - \frac{d}{4H}\right) \sqrt[3]{\frac{y}{H}}$$

ここに

P_y : 任意の深さ (y) における動水圧強度

K_0 : KH (水平震動)

W : 水の単位体積重量

A : 橋脚躯体の断面積

H : 水深

y : 考えている断面の深さ

d : 振動方向に直角方向の幅

C : $\frac{d}{b}$ (b は振動方向の奥行)

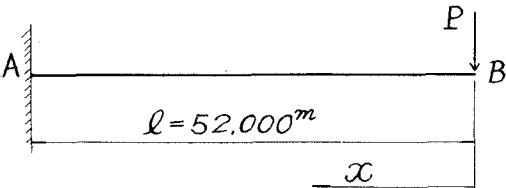


図-2

§3 数値計算

(1) 橋軸方向について

(i) 断面諸定数

面積 $A_x = 8(1 + \alpha x)$ (m²)

断面2次モーメント $I_x = \frac{8}{3}(1 + \alpha x)$ (m⁴)

$$\text{但し } \alpha = \frac{1}{2 \times 52} = \frac{1}{104}$$

(ii) 先端荷重に依るたわみ曲線

$$\delta_{0p} = \frac{3P}{8E\alpha^3} \left[(1 + \alpha x) \log \frac{1.5}{1 + \alpha x} - 0.375 + 0.5\alpha x + 0.5\alpha^2 x^2 \right] \text{ (cm)}$$

$$x = 0 \text{ 点に於いて } \delta_{0p} = 0.006119P \text{ (m)}$$

(iii) 荷重強度

(a) 躯体自重水平力

$$qx = 3(1 + \alpha x) \text{ (t/m)}$$

(b) ストラット水平力

$$P_1 = 4.188 \text{ t} \quad P_2 = 4.766 \text{ t} \quad P_3 = 5.649 \text{ t} \quad P_4 = 6.570 \text{ t}$$

(c) 動水圧

$$p_x = 2.4(1 + \alpha x)^3 \left\{ 1 - \frac{(1 + \alpha x)}{l} \right\} \sqrt[3]{\frac{x}{l}} \text{ (t/m)}$$

(iv) 橋脚を片持梁とした時の橋脚先端のたわみ

(a) 軀自重およびストラットによるたわみ

$$0.44968 \text{ (m)}$$

(b) 動水圧によるたわみ

$$0.21960 \text{ (m)}$$

(c) 上部工温度変化によるたわみ

$$0.0672 \text{ (m)}$$

(d) 橋台のたわみによる変位

$$0.0180 \text{ (m)}$$

(v) 曲げモーメントの合計

曲げモーメントについては、次の各ケースについて考えた。

Case 1 橋脚自重+動水圧+橋台のたわみ+温度上昇時

Case 2 橋脚自重+動水圧+橋台のたわみ+温度下降時

Case 3 橋脚自重+動水圧+橋台のたわみ+温度下降時

以上の値は図-3に示す通りである。

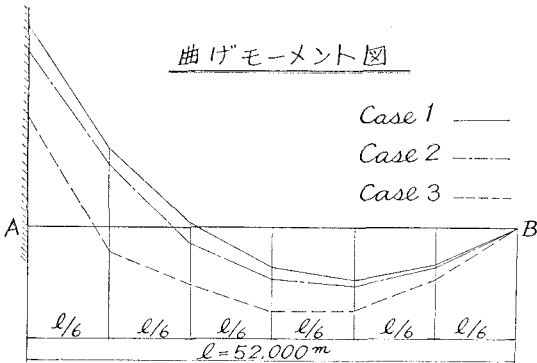


図-3

曲げモーメントの値							
	0	l/4	2l/6	3l/6	4l/6	5l/6	l
Case 1	-3200	-1300	-20	+640	+840	+610	0
Case 2	-2860	-1040	+280	+800	+940	+670	0
Case 3	-1720	-80	+940	+1380	+1320	+850	0

(2) 橋軸直角方向

(i) 構造形式は変断面多層門型固定ラーメンとして解く

(ii) 荷重

上部工荷重は橋桁を2経間連続梁とした時の支点反力に地震係数を乗じたものとし、動水圧および躯体自重の水平力は§1の仮定に従って求めた。この際高さによる震度の割増しを考慮した。荷重は次に示す通りとする。

(iii) 曲げモーメントの合計

曲げモーメントの合計は次に示す通りである。

ラーメン方向荷重図

§4 動的解析

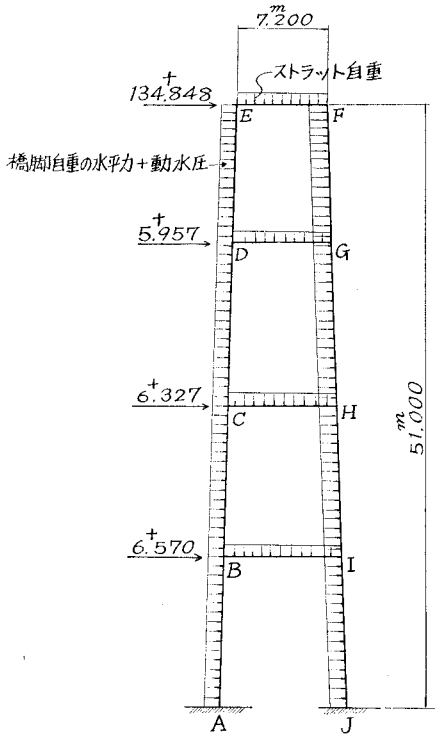
(1) 動的解析上の仮定

(i) 橋軸方向の解析では上部工の橋軸方向の伸縮を無視して上端ヒンジ下端固定の変断面柱として取扱い、上端に上部工による集中荷重を受ける単独構造物として取扱う。この際5質点系の振動問題として取扱う。

(ii) 同様に橋軸直角方向の動的解析では、上端自由下端固定の4層ラーメンとし4質点系の振動問題として解析する。

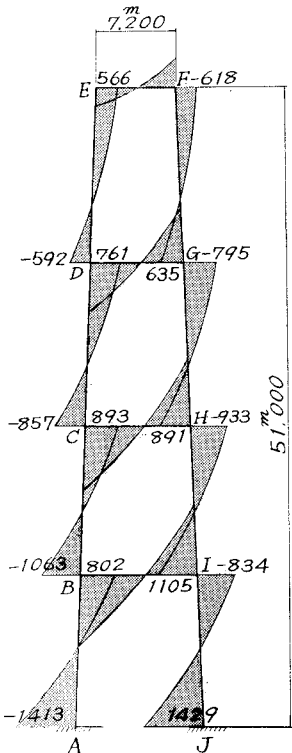
(iii) 水の影響については地震時水圧に関するWestergardの修正式より求めた動水圧を仮想質量に換算しこれが構造物と共に振動する(注5)。

(iv) 地震応答スペクトルとしては建設省木研究所で我国の代表的強震記録から作成された地震応答スペクトルを使用する(注6)。

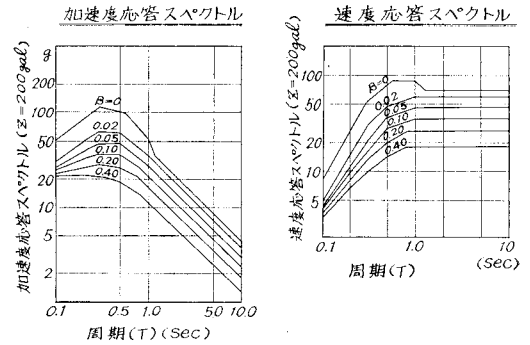


図—4

合計曲げモーメント図



図—5



図—6

コンクリートの構造物であり、減衰係数は $\beta=0.02$ とする。

(2) 動的解析の結果

動的解析結果は次の様である。

(i) 固有振動周期

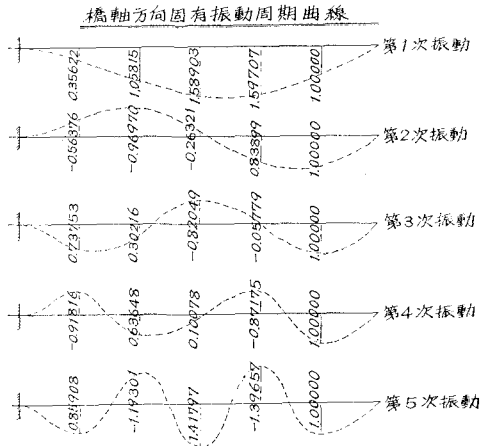
橋 軸 方 向		橋 軸 直 角 方 向	
第 1 次	0.87733 sec	第 1 次	0.7457 sec
第 2 次	0.27657	第 2 次	0.2465
第 3 次	0.13508	第 3 次	0.1321
第 4 次	0.08272	第 4 次	0.0840
第 5 次	0.06203		

(ii) 固有振動曲線

(a) 橋 軸 方 向

(b) 橋軸直角方向

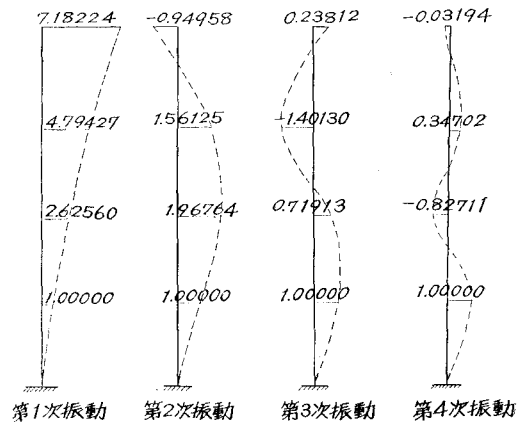
(iii) 各点の曲げモーメントの値



図—7

(a) 橋 軸 方 向

橋軸直角方向固有振動周期曲線



図—8

	M1	M2	M3	M4	M5	M6
普通震度法 (KH=0.15)	779	1188	1139	551	-642	-2521
各質点とも最大震度	1711	2714	2549	996	-643	-4928
m1のみ最大震度	1496	2289	1903	685	-1284	-3815
m2のみ最大震度	1427	2355	2115	487	-1567	-3282
m3のみ最大震度	1021	2054	2189	940	-1440	-3930
m4のみ最大震度	1397	2146	2048	918	-1299	-4162
m5のみ最大震度	1397	2146	2048	918	-1299	-4162
採 用 値	1496	2355	2189	940	-1567	-4162

(b) 橋軸直角方向

	M ₁₁	M _{11'}	M ₁₂	M _{11'}	M ₂₁	M ₂₃	M _{22'}	M ₃₂	M ₃₄	M _{33'}	M ₄₃	M _{44'}
普通震度法	-1425	-934	-987	1921	-955	-806	1761	-822	-571	1394	-650	650
層せん断最大応答値	-2097	-1332	-1662	2994	-1538	-1514	3052	-1488	-1199	2688	-1338	1338
m4のみ最大震度の場合	-1159	-700	-1098	1797	-947	-1213	2159	-1111	-1221	2331	-1316	1316
m3のみ最大震度の場合	-2029	-1301	-1546	2847	-1479	-1209	2688	-1254	-769	2023	-891	891
m2, m1が最大震度の場合	-2198	-1418	-1631	3047	-1563	-1303	2866	-1342	-863	2205	-993	993
以上の中の最大値	-2198	-1418	-1631	3049	-1563	-1363	2866	-1342	-1221	2331	-1316	1316
全質点最大震度の場合	-2558	-1642	-1941	3583	-1837	-1632	3469	-1645	-1190	2836	-1346	1346

この場合層剪断力最大応答値法によるものを採用する。

(注5)

水中橋脚の振動問題を取り扱う場合、水の影響が非常に大きい。等断面弾性柱体の場合には理論解もあるが本橋脚の如く変断面橋脚に対しては厳密解は現在の所なく本方式に従う事が一般に行なわれている。

(注6)

地震応答スペクトルを用いる場合架設地点に於ける実際の地震から得られたものを用いるのが一番良い方法であるが資料不足から現在の所ではエルセントロの応答スペクトル

ル、若しくは建設省土木研究所で求められた我国の代表的強震記録から地動 200 gal に対する平均応答スペクトルに相当する曲線等を利用している。この場合速度応答スペクトルと加速度応答スペクトルとがあるがどちらを用いても同様の解析結果を与える。

§5 動的解析結果と普通震度法との比較

動的解析結果と普通震度法の結果を比較すれば次表の通りである。またこの際各点における破壊モーメントを算出しこれとの比較も行なった。

(a) 橋 軸 方 向

		m 1	m 2	m 3	m 4	m 5	m 6
①	普通震度法	779	1188	1139	551	-642	-2521
②	動的解析	1496	2355	2189	940	-1567	-4162
③	破壊モーメント (A)	1294	1403	1513	1623	3278	3468
④	破壊モーメント (B)	1474	1671	1871	2069	3809	4104
②/①	比	1.92	1.98	1.92	1.71	2.44	1.65
②/③	比	1.16	1.68	1.45	0.58	0.48	1.19
③/④	比	0.88	0.84	0.81	0.78	0.86	0.85

破壊モーメント A: 軸力を考慮しない場合

" B: 軸力を考慮した場合

(b) 橋軸直角方向

		m 1	m 2	m 3	m 4	m 4	m 6	m 7	m 8	m 9
①	普通震度法	1629	1105	933	795	618	1939	8215	1439	618
②	動的解析	2097	1662	1514	1488	1338	2994	3052	2688	1338
③	破壊モーメント (A)	2160	1300	1185	1055	920	2510	2362	1720	845
④	破壊モーメント (B)	3122	1996	1648	1313	1050	—	—	—	—
②/①	比	1.29	1.50	1.62	1.87	2.17	1.54	1.67	1.88	2.17
②/③	比	0.97	1.28	1.28	1.41	1.45	1.19	1.29	1.56	1.58
③/④	比	0.69	0.65	0.72	0.80	0.88	—	—	—	—

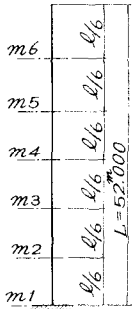


図-9

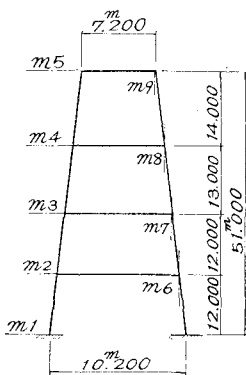


図-10

§6 考 察

以上の結果からわかる如く従来の震度法によるものと動的解析結果とを比較すれば約2倍の応力が作用する事になる。しかしながら本橋架設地点に於ける地質状態は大雪山の内の地震基盤の露出している所であり実際の震度として基本震度を0.15としたのは非常に安全側であると思われることと、破壊曲げモーメントとの比較からも地震に対する安全度は工学的な範囲に於いて満足されているものと思われる。ただし今後フレキシブルな構造物を設計する場合には設計上次の様な事がらに配慮をする必要があると思われる。

なるべく動的解析を行なっておおよそその応力状態の定

量的な範囲を把握し安全率とのかねあいにおいて断面の算定を行なうのが望ましい。

しかし厳密な意味では塑性理論の範囲に入り構造物の種類によってはその計算が非常に困難な場合もある。

またやむおえず動的解析を行なえない場合には、震度法によって求めた応力によって断面を算定しその断面の曲げ破壊モーメントに対する安全率を約2倍になる様に断面を決定するのも一方法であると思われる。そのほか高さにより震度の割増しを大きくとるのも一方法である。

動的解析の方法として構造物を弾性理論の範囲で振動を取扱っているのであるが、実際は塑性問題として取扱う方が望ましい。

いずれにせよ構造物の安全率ともからみ合せて適切な工学的設計法の確立が望まれる。

最後に本橋の動的解析を行なうについて北海道大学工学部酒井忠明教授、芳村仁助教授に全面的御指導をえたものであり、又旭川開発建設部岩内ダム事務所の方々に設計施工上の問題について多大な援助を載き合せて感謝致します。

参 考 文 献

- 1) 土木技術者のための振動便覧. 土木学会.
- 2) 高橋脚橋梁の研究. 財団法人 高速道路調査会, 高橋脚分科会.
- 3) 土木構造物耐震設計指針 (案). 土木学会.