

本州四国連絡架橋調査
試 験 調 査
耐震調査資料 No2
昭和40年6月(再版)

土木研究所資料

(第58号)

地震荷重に関する調査

吊橋の地震荷重(其の二)

(地盤の震度が0.2の場合)

昭和39年10月

建設省土木研究所

目 次

はじめに	頁
1. 日本で観測された地震加速度の記録による	
応答スペクトル	1
(1) 応答解析の対象とした地震加速度の記録	1
(2) 動的係数	1
(3) 応答速度スペクトルの係数	5
2. 地盤震度および応答加速度スペクトル	8
3. 吊橋の基本応答震度(または加速度)	11
(1) 補剛桁・ケーブルの上下方向の基本応答震度	11
Ⅰ 上下方向の地動に対する基本応答震度	11
Ⅱ 水平方向の地動に対する基本応答震度	15
(2) 補剛桁・ケーブルの橋軸に直角水平方向の 基本応答震度	16
(3) 主塔の橋軸方向の基本応答震度	16
(4) 主塔の橋軸直角方向の基本応答震度	19
(5) 主塔 橋脚およびアンカーブロックの基本応答震度	19
4. 吊橋の設計震度	21
(1) 上部構造に対する設計震度	22
(2) 下部構造に対する設計震度	31
む す び	33
参 考 文 献	34

は　じ　め　に

長径間吊橋の耐震設計では、つぎの三つの大きな問題があると考えられる。

第一に、地震荷重と他の諸荷重または作用との釣り合いの問題、第二に、構造物自身における各部の耐震性の釣り合いの問題、第三に地震の作用の絶対量の問題である。

本報告では上記の問題の第三点に関連して、地震応答の平均的スペクトルが既出の耐震調査・報告書¹で行なつたところの“包絡線の平均”と云う考え方では異常に大きな特異点を代表する値になってしまう点を考慮して、同報告書中で懸案としてあつたところの“平均値の包絡線”を求めることによって、より全体を代表するところの平均応答スペクトルを求めた。この応答スペクトルを用いて、地盤の水平震度が重力の20%である場合の吊橋各部の設計震度を吊橋のモデルを想定し、あるいは既に固有振動数が求められている各国の吊橋の例を用いて、その概略の値を求めた。

1 日本で観測された地震加速度の記録による応答スペクトル

(1) 応答解析の対象とした地震加速度の記録

1959年から1964年の間に日本国内およびその周辺で生じた6つの地震、28成分の記録を対象とした。その内訳はつぎのとおりである。

水平成分 20成分 (Group III)

上下成分 8成分 (Group IV)

さらに水平成分はつぎのように分類される。

最大加速度 50 gal 以下の成分 9成分 (Group I)

" " 以上 " 11成分 (Group II)

これらの記録に関する諸元は Table - 1 に示してある。

(2) 動的係数

地震時に一自由度の質点系に生ずる最大の絶対加速度と地動の最大加速度との比は加速度の増巾率いわゆる“動的係数” β 、と云われているものである。 β は、系の固有周期と減衰常数をパラメーターとしてつぎのように表わすことができる。

$$\beta = \frac{S_A}{\ddot{z}_{\max}} = \frac{1}{\ddot{z}_{\max}} \frac{2\pi}{T} \left[\int_0^t \ddot{z}(\tau) \cdot e^{-n(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau \right]_{\max}^{1)}$$

$$= \frac{P}{\ddot{z}_{\max}} \left[\int_0^t \ddot{z}(\tau) \cdot e^{-n(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau \right]_{\max} \quad (1)$$

ここで

S_A : 応答加速度スペクトル	,	gal
$\omega = \sqrt{p^2 - n^2}$: 円振動数	,	Rad/sec
$p = \sqrt{k/m}$: 非減衰円振動数	,	Rad/sec
$n = c/2m$: 減衰係数	,	Rad/sec
k : 一自由度質点系のバネ係数	,	kg/cm
m : " 質量	,	kg/gal
c : " 粘性減衰係数	,	kg/kine
n/p : 減衰常数	,	
T : 固有周期	,	sec
t : S_A が生ずる時刻	,	sec

Table - 1

観測 番号	資料 番号	地震発生 年月日	観測地点	最大加速度 gal	成分方向	機種・型式	揺 動	グループ
1	1	61. 8. 19	豊 橋 (吉田大橋)	1900	Trans.	電 磁 式	北 美 濃 地 震	I II
2	2	"	"	1576	Long.	加 速 度 計	"	I II
3	3	63. 3. 27	大 阪 (安治川橋)	2138	Long. (NW 28°)	S M A C B - 2	越前沖地震	I II
4	6	63. 8. 4	千 葉 (土 研)	7675	N - S	S M A C	"	II II
5	7	"	"	3463	U - D	B - 2	"	IV
6	8	"	"	7462	E - W	"	"	II II
7	9	63. 3. 27	尼ヶ崎 (高 架 橋)	2795	Long.	S M A C	越前沖地震	I II
8	10	"	"	1350	U - D	B - 2	"	IV
9	11	"	"	3758	Trans.	"	"	I II
10	12	"	塩 谷	2688	N - S	S M A C	"	I II
11	13	"	"	833	U - D	B - 2	"	IV
12	14	"	"	2425	E - W	"	"	I II
13	15	"	岩 谷	2238	N - S	S M A C	"	I II
14	16	"	"	1150	U - D	B - 2	"	IV
15	17	"	明 石	7988	N - S	S M A C	"	II II
16	18	"	"	2766	U - D	B - 2	"	IV
17	19	"	"	3993	E - W	"	"	I II
18	21	62. 4. 23	銅 路	24388	N - S	S M A C	"	II II
19	22	"	"	22075	U - D	"	"	IV
20	23	"	"	37275	E - W	"	"	II II
21	24	56. 2. 14	東 京 (東 大)	7025	N - S	S M A C	"	II II
22	25	"	"	3013	U - D	"	"	IV
23	26	"	"	5600	E - W	"	"	II II
24	27	"	"	6663	N - S	D C	"	II II
25	28	"	"	5013	E - W	"	"	II II
26	29	64. 6. 16	新 潟 (泉宮アパート)	13713	N - S	S M A C	地 下 一 階	II II
27	30	"	"	4238	U - D	"	"	IV
28	31	"	"	15688	E - W	"	"	II II
29	20	40. 3. 18	El Centro	31306	N - S	米 国 製 強 震 計		
註)								
グループ I : 最大加速度 50 gal 以下の水平成分 (9 成分)					最大加速度の平均値			
" II : 最大加速度 50 gal 以上の水平成分 (11 成分)					グループ I 262 gal			
" III : すべての水平成分 (20 成分)					" II 125.8 "			
" IV : すべての上下成分 (8 成分)					" III 81.0 "			
					" IV 48.6 "			

$\ddot{z}(\tau)$: 地動の加速度 , gal
 $\ddot{z}_{max}$: 地動の加速度の最大値 , gal
 τ : 積分変数 , sec

(I)式の計算には無論電子計算機が用いられた。基本資料はつぎのような形で与えられた。

$\ddot{z}(\tau)$: 地動の継続時間中、加速度の読み取り値を 0.1 秒～1 秒間隔で与えた。(計算機内部では更にこれを 1/100 秒又は 1/200 秒刻みに補間した)

n/p : 0%, 2%, 5%, 10%, 20%, 40%

T : 0.1 秒から 10 秒の間で n/p に応じて 83 コから 33 コを指定した。

動的係数 (β) の最大値およびそれが生ずる周期、またそれらの各グループごとの平均値を Table 2, 3, 4, 5 に示してある。平均値からみれば各グループ間には大差がないことがわかる。

Table 2

Group I

n/p Data f_a	0		0.02		0.05		0.10		0.20		0.40		最大加速度 (gal)
	β_{max}	$T_m(sec)$	β_{max}	$T_m(sec)$	β_{max}	$T_m(sec)$	β_{max}	$T_m(sec)$	β_{max}	$T_m(sec)$	β_{max}	$T_m(sec)$	
19	1120	050	612	055	415	050	270	050	170	050	119	050	3993
11	933	046	411	046	258	050	221	050	171	050	124	035	3758
9	1522	030	584	048	414	048	265	050	174	030	118	030	2795
12	758	055	412	090	300	050	238	050	183	050	129	045	2668
14	1007	029	452	028	311	028	232	030	177	030	122	025	2425
15	1205	050	710	050	467	050	312	050	214	040	143	043	2238
3	2322	055	678	040	430	060	305	050	200	060	123	050	2188
1	700	046	450	034	330	034	240	035	180	040	107	030	1900
2	1433	030	716	030	422	030	286	035	187	035	124	015	1576
平均	1222	043	558	047	372	044	263	044	184	043	123	036	

Table 3

Group I

Data No.	0		002		005		010		020		040		最大加速度 (g ₀)
	β_{max}	$T_m(sec)$	β_{max}	$T_m(sec)$	β_{max}	$T_m(sec)$	β_{max}	$T_m(sec)$	β_{max}	$T_m(sec)$	β_{max}	$T_m(sec)$	
23	1617	036	829	034	521	034	309	053	185	035	119	010	37275
21	2145	028	458	028	315	028	207	025	143	025	100	000	24388
31	725	028	355	044	254	046	190	045	125	045	105	025	15688
29	763	016	350	048	243	048	176	050	132	045	105	030	13725
17	791	055	413	050	310	050	222	050	157	050	110	045	7988
6	1195	017	544	018	412	018	294	015	199	015	130	015	7675
8	584	019	294	018	197	018	168	050	144	050	117	045	7462
24	592	023	362	020	288	020	217	020	153	020	114	020	7025
27	622	023	347	022	266	022	185	025	147	020	115	015	6663
26	534	075	285	022	235	080	192	020	147	020	105	020	5600
28	570	025	336	026	276	070	206	080	154	080	111	020	5013
平均	913	031	416	030	302	040	215	039	153	037	121	022	

Table 4

Group II

Data No.	0		002		005		01		02		04		最大加速度 (g ₀)
	β_{max}	$T_m(sec)$	β_{max}	$T_m(sec)$	β_{max}	$T_m(sec)$	β_{max}	$T_m(sec)$	β_{max}	$T_m(sec)$	β_{max}	$T_m(sec)$	
23	1617	036	829	034	521	034	309	053	185	035	119	010	37275
21	2145	028	458	028	315	028	207	025	143	025	100	000	24388
31	725	028	355	044	264	046	190	045	125	045	105	025	15688
29	763	016	350	048	243	048	176	050	132	045	105	030	13725
17	791	055	413	050	310	050	222	050	157	050	110	045	7988
6	1105	017	544	018	412	018	294	015	199	015	130	015	7675
8	584	019	294	018	197	018	168	050	144	050	117	045	7462
24	592	023	362	020	288	020	217	020	153	020	114	020	7025
27	622	023	347	022	266	022	185	025	147	020	115	015	6663
26	534	075	285	022	235	080	192	020	147	020	105	020	5600
28	570	025	336	026	276	070	206	080	154	080	111	020	5013
19	1120	050	612	055	415	050	270	050	170	050	119	050	3993
11	933	046	411	046	258	050	221	050	171	050	124	035	3758
9	1522	030	584	048	414	048	265	050	174	030	118	030	2795
12	758	055	412	090	306	050	238	050	183	050	129	045	2688
14	1007	029	452	028	311	028	232	030	177	030	122	025	2425
15	1205	050	710	050	467	050	312	050	214	040	143	040	2238
3	2322	055	678	040	430	060	305	050	200	060	123	050	2138
1	700	046	450	034	330	034	240	035	180	040	107	030	1900
2	1433	030	716	030	422	030	286	035	187	035	124	015	1576
平均	1051	0368	480	037	334	042	237	041	167	040	117	028	

Table 5

Group IV

Dist /ft	0		0.02		0.05		0.1		0.2		0.4		最大加速度 (gal)
	β_{max}	$T_m(sec)$	β_{max}	$T_m(sec)$	β_{max}	$T_m(sec)$	β_{max}	$T_m(sec)$	β_{max}	$T_m(sec)$	β_{max}	$T_m(sec)$	
22	21.70	0.17	5.68	0.18	3.40	0.18	2.25	0.30	1.57	0.15	1.21	0.15	22075
30	9.77	0.36	4.43	0.36	3.46	0.36	2.68	0.35	1.85	0.30	1.24	0.20	4238
7	6.62	0.16	3.30	0.14	2.41	0.14	1.56	0.15	1.42	0.10	1.18	0.10	3463
25	8.09	0.21	6.05	0.20	4.69	0.20	3.38	0.20	2.16	0.20	1.31	0.15	3013
13	8.86	0.48	4.73	0.50	3.22	0.50	2.16	0.60	1.44	0.60	1.11	0.25	2766
10	16.20	0.46	6.43	0.46	3.39	0.40	2.49	0.40	1.71	0.25	1.20	0.15	1350
16	6.08	0.55	3.87	0.28	3.14	0.46	2.35	0.45	1.52	0.45	1.13	0.20	1150
13	9.12	0.65	4.63	0.60	3.42	0.70	2.40	0.60	1.54	0.45	1.08	0.15	833
平均	10.81	0.380	4.89	0.34	3.39	0.37	2.41	0.38	1.65	0.31	1.18	0.17	

これらの点から Group III, すなわち水平成分の記録 20 成分の平均的特性は他のものをも代表するものと見做しうると考えられる。Group III の平均の動的係数スペクトルの包絡線を Fig-1 に示してある。図中の実線は相加平均, 点線は相乗平均の結果を示すものである。

(3) 応答速度スペクトルの係数

応答速度スペクトル (S_v) は応答加速度スペクトル (S_A) を用いてつぎのように表わされる。

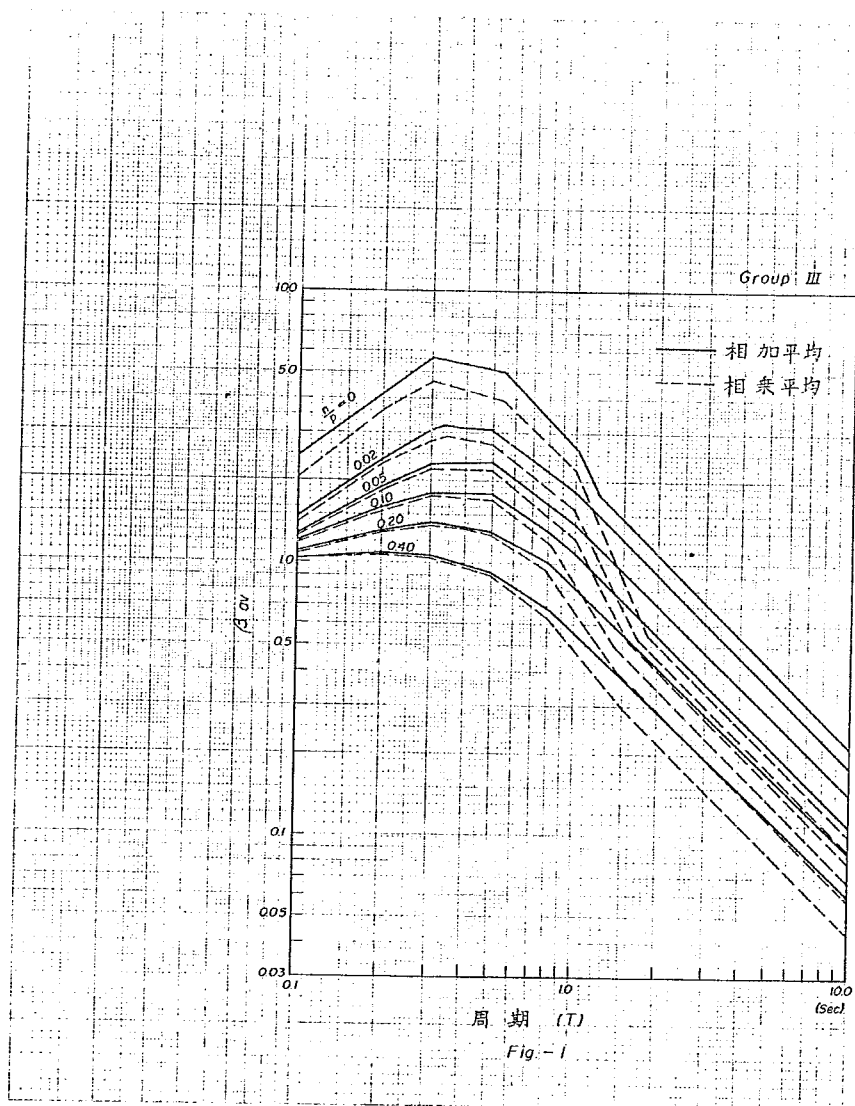
$$S_v = \frac{T}{2\pi} S_A = \frac{1}{p} S_A, \quad \text{kine} \quad (2)$$

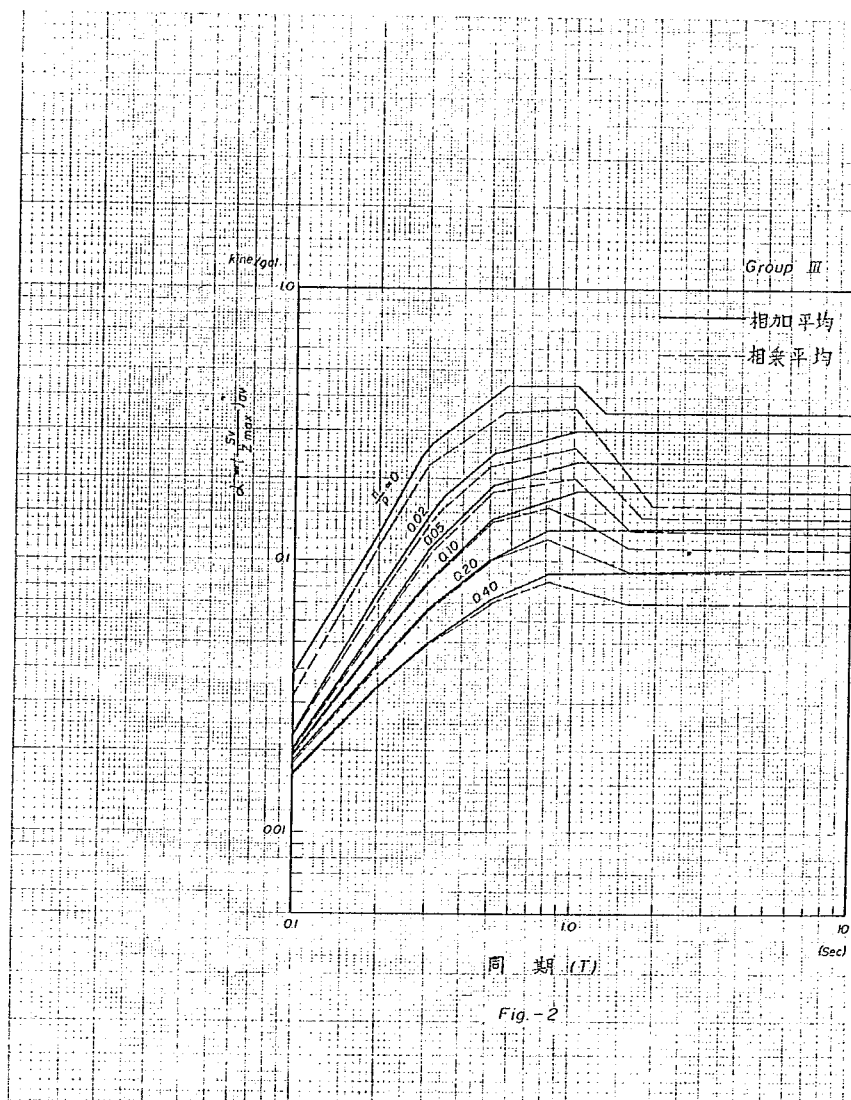
S_v をその地動加速度の最大値で除したものを応答速度スペクトルの係数, α , とすれば α は β を用いてつぎのように表わされる。

$$\alpha = \frac{S_v}{\ddot{z}_{max}} = \frac{\beta}{p} \quad \text{or} \quad \frac{T}{2\pi} \cdot \beta, \quad \text{kine/gal} \quad (3)$$

すなわち α は地動の最大加速度の単位加速度当りの応答速度である。したがって地動の最大加速度を α スペクトルに乗ずれば, 地震動に対する応答速度スペクトルが得られる。

前述の動的係数スペクトルに対応する Group III の平均応答速度スペクトルの係数 α の包絡線は Fig-2 に示すとうりのものである。





2 地盤震度および応答加速度スペクトル

以上述べてきた地震動の応答スペクトルの性質の外に地盤に生ずる地震動の最大加速度の期待値が得られて、はじめて設計震度あるいは応答速度スペクトルが求められる。

今、瀬戸内海地方を対象とすれば、河角広の研究による同地方の100年間の震度期待値は100 gal（西部・北部）から200 gal（東部・南部）となっている。また土木学会の調査委員会の調査資料によると震度階Vの地震が、100年間に同地方で出現する期待値は0.7～6回となっている。²⁾

これらの資料に基づけば、地盤の地震時の水平加速度の最大値を200 gal に採って長大吊橋の設計の基本資料としても決して小さすぎることはない。今一応水平の地動加速度の最大値を200 gal とした。

上下動と水平動成分の最大値の間にはTable-1の直交3成分が同時に測定されている7地点の記録から、Fig-3の関係が得られ、それから水平動の最大値が200 gal の場合には上下動の最大値はその半の値、100 gal が妥当な値であることが推定できる。

したがって水平動に対しては200 gal，上下動に対しては100 gal をそれぞれFig-1, 2の応答スペクトル曲線に乗ずれば、Fig-4, 5に示す応答加速度スペクトル・応答速度スペクトルが得られる。今回は β , α スペクトルとしては相加平均つまりFig-1, 2に示す実線の値を用いることにした。

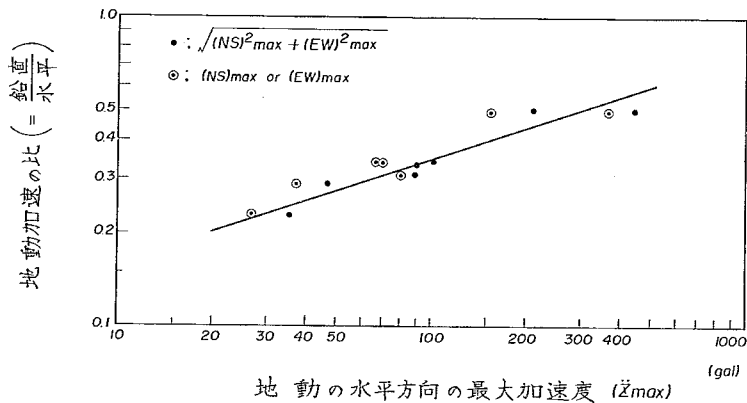
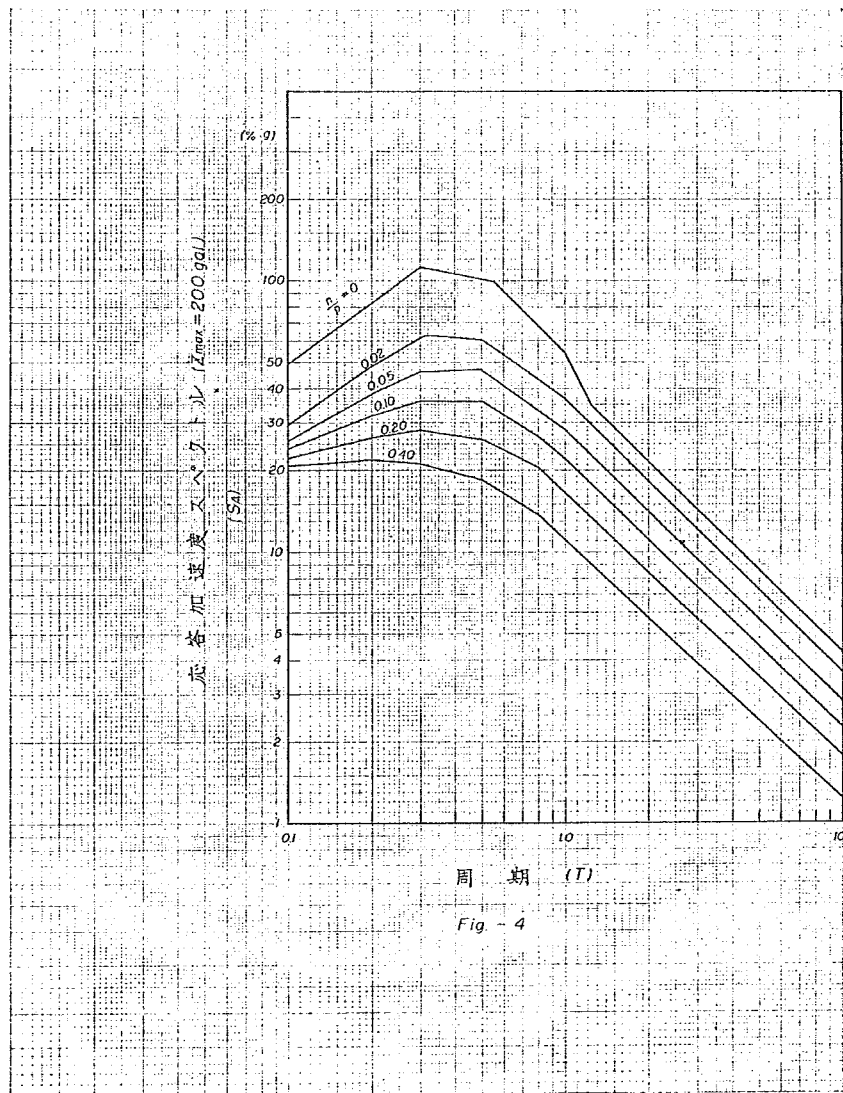


Fig. - 3



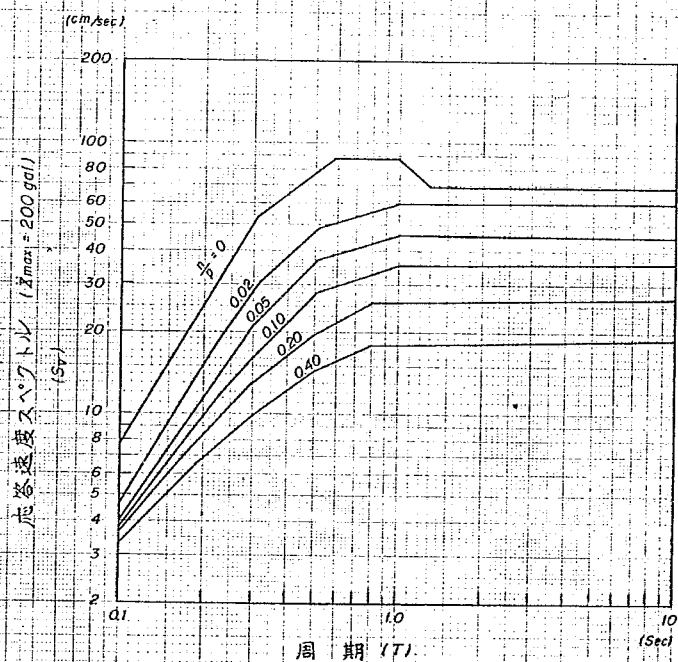


Fig. - 5

3 吊橋の基本応答震度（または加速度）

吊橋の金属部の減衰常数としては、Goldenblat および Sisow 1.2 %，Bay の 1.5 %，国内の小吊橋の実験例の 0.4 ~ 1.2 % の値を参考にして、やや大きな値ではあるが 2 % を用いることにした。また基礎のケーソン部では国内の一般橋梁の実験例では減衰常数は 1 % から 10 % の間にあるとみられるが、一応、本例では 5 % とした。以下吊橋各部の基本応答震度を、既出の例ならびに予想される対象について求めてみよう。

基本応答震度とは、応答が最も卓越するモードの周期に対応する震度に対して仮に名付けた名称である。したがって各部分に対する設計震度には、つぎのような補正が必要になる。

$$K_D = k_1 \cdot k_2 \cdot (\mu k_3) \cdot K_R \quad (4)$$

ここで

K_D : 設計震度

K_R : 基本応答震度

k_1 : 高次モードの影響に対する補正係数 ($k_1 > 1$)

k_2 : 等分布震度に換算するための補正係数

k_3 : 地動の方向と応答の方向が直交する場合のエネルギーの入射の仕方に対する補正係数 ($k_3 < 1$)

μ : 地動の方向と応答の方向が直交する部材の応答が卓越する周期は、一般にそれが平行な部材の応答が卓越する周期とは一致しないから、そのために直交する部材の応答は小さくなる。このていどを経験的に定めた係数である。

補正係数 k_2 は、応答解析から得られる震度分布が Table 10 のモードの欄に示してあるモードと更に他の次数のモードに比例する震度の絶対値の和になるのであるが（本四・耐震調査報告書第 1 の (60-1) 式と (60-2) 式参照），これの分布による最大曲げモーメントと等しい等分布震度による最大曲げモーメントを得るための係数である。

(1) 補剛桁・ケーブルの上下方向の基本応答震度

1 上下方向の地動に対する基本応答震度

Table 6-1 に示す吊橋の例では、Table 6-2 または Fig 6 に示すように 3 径間吊橋とした場合には一径間吊橋とした場合に比べて大なる応答震度が得られている。つまり 3 径間吊橋の上下方向の地動（最大加速度 0.1g）による上下動応答は、ケーブル張力の変化の影響を受け、1 径間吊橋に比べて大きな値になっている。またスパン長に逆

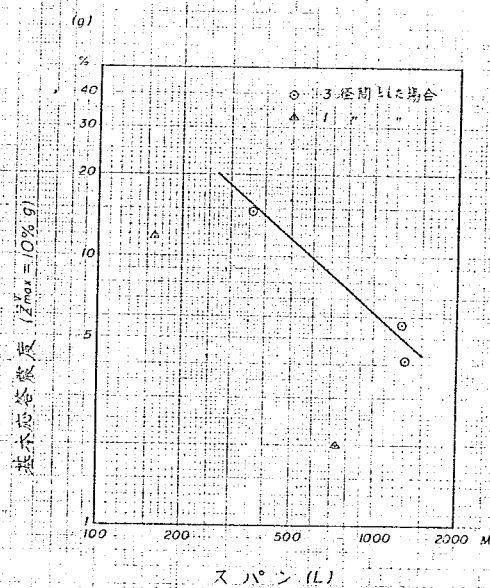


Fig. - 6 補剛桁ケアルの上下方向基本応答震度
(その一、上下方向地動)

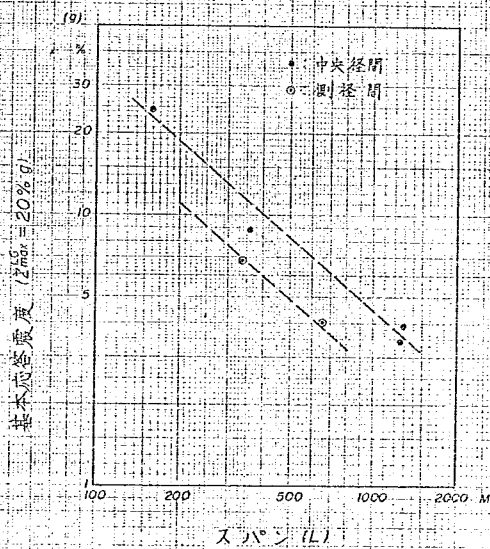


Fig. - 7 補剛桁・ケーブルの上下方向基本応答震度
(その二、水平方向地震、最も不利な場合)

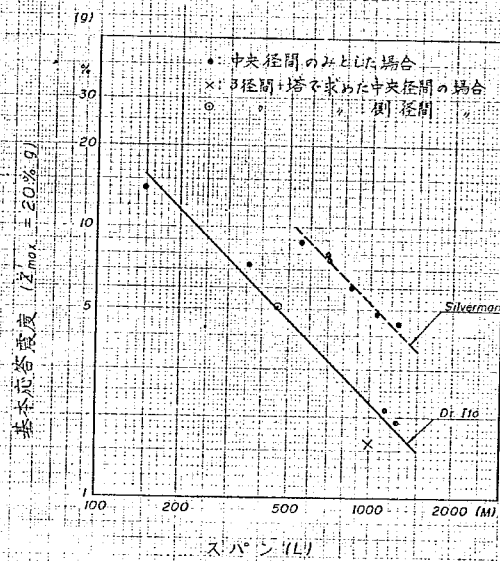


Fig-8 補剛桁ケーブルの橋軸直角方向の基本応答加速度
 (水平方向地動)

比例して応答震度は大きくなっている。

ii 水平方向の地動に対する基本応答震度

Table 6-1に示す吊橋の例では、最も不利なエネルギーの入射の仕方を仮定すれば、Table 6-2またはFig-7に示すようになる。Fig-7からみれば中央径間と側径間では若干の差がみられる。

Table 6-1 応答が卓越する補剛桁とケーブルの上下方向振動周期

No.	吊 橋	中央径間長 側径間 長	h/L	b/h	w (t/m)	計算の仮定	応答が卓越するモードの 周期				文 献
							上下動加振に対して		水平動加振に対して		
							中央径間	側径 間	中央径間	側径間	
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫
1	小西山田の例	1300.00 650.00	1/86.6	2.00	6.00	3 径 間	3rd SYM 4.45 sec	左に同じ	1st ASYM 9.21 sec	2nd ASYM 8.88 sec	5)
2	Golden Gate Br.	1280.16 343.02	1/168	3.60	3.125	3 径 間	4th SYM 3.22 sec	左に同じ	1st ASYM 10.5 sec	2nd ASYM 5.3 sec	3)
3	Ray Br.	704.03 352.57	1/77	2.20	2.73	(実験による) 中央径 間	1st SYM 9.0 sec	—	—	—	4)
4	若 戸 橋	361.20 85.00	1/78	4.33	1.52	3 径 間	3rd SYM 1.26 sec	左に同じ	1st ASYM 4.01 sec	—	9)
5	川 俣 大 橋	159.00 0	1/57.8	2.04	3.7	1 径 間	1st SYM 1.55 sec	な し	1st ASYM 1.50 sec	な し	10)

Table 6-2 補剛桁とケーブルの上下方向の基本応答震度

No.	応答が卓越するモードの基本応答震度			
	上下動加振に対して ※		水平動加振に対して ※※	
	中央径間	側径間	中央径間	側径間
①	②	③	④	⑤
1	4.1 % g	4.1 % g	(3.9 %) g	(4.0 %) g
2	5.6 %	5.6 %	(3.4 %)	(6.8 %)
3	2.0 %	—	—	—
4	1.4 6 %	1.4 6 %	(8.8 %)	—
5	1.1 8 %	0	(2.4 4 %)	0

※ 上下方向の地震の最大加速度 0.1 g

※※ 水平方向の地震の最大加速度 0.2 g

()内は最も不利な場合を想定している。

(2) 補剛桁・ケーブルの橋軸に直角水平方向の基本応答震度

Table 7に示す吊橋の例では同表中の⑩, ⑪欄およびFig-8に示すような基本応答震度が得られた。文献 6) (Silverman) の例による震度は、周期を求める際の基本式がすでに耐性が大きくなるような誤りを冒しているため、文献 8) (伊藤学) の例の方が信頼度が高い。

Table 7 応答が卓越する補剛桁とケーブルの橋軸直角方向の振動周期及び基本応答震度

No.	吊 橋	中央径間長 側径間長 _M	b/L	b/h	w (1/m)	計算の仮定	応答が卓越するモードの周 期		文献	応答が卓越するモードの基本応答震度	
							中央径間	側径間		中央径間	側径間
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫
1	Golden Gate Br	128016 34302	1/467	360	313	1 径間	1 st 190 sec		8)	1.9%	
1	"	"	"	"	"	"	1 st 832 sec		6)	4.4%	
2	Mackinac	115824 54864	1/559	179	151	"	1 st 170 sec		8)	21%	
3	George Washing- ton(single deck)	106680 18593, 19812	1/330	365	470	"	1 st 74 sec		6)	4.8%	
4	Tagus	1010 470	1/482	197	157	3径間+塔	1 st 22.6 sec	3rd 704 sec	7)	1.6%	5.1%
5	Tacoma Narrows (1940)	85344	1/467	182	1291	1 径間	1 st 606 sec		6)	60%	
6	Bay Br.	70409 35357	1/850	220	278	"	1 st 4.72 sec		6)	76%	
7	Bronx- Whitestone	70104 22403	1/311	673	164	"	1 st 4.58 sec		6)	79%	
8	Detroit (1929)	560 0	1/275	304	185	"	1 st 4.13 sec		6)	88%	
9	若 戸 大 橋	36120 8500	1/485	433	(158c) 152s	"	1 st 50 sec		8)	72%	
10	大 ど ま り 橋	15000 0	1/238	175	4.0	"	1 st 26 sec		8)	14.0%	

(3) 主塔の橋軸方向の基本応答震度

主塔の橋軸方向の振動に対する力学モデルをFig-9の左上隅に示してあるような塔頂は鉸固定、塔基部は完全固定として大差がないことが従来の研究から知られているので、ここではそのような仮定を用いることにした。今細長比 L/r (=塔長/断面の回転半径) を 400 ~ 10 の間で 12 コ与え、主塔を構成する鋼材の単位体積当りの重量 r を解析の都合上、副部材が主部材の 25 % とみて、純断面当たり 10 t/m^3 とし、最も応答が卓越する一次の固有周期とその周期に対応する基本応答震度を求めてみた。Fig-9でこれらと塔高との関係を示

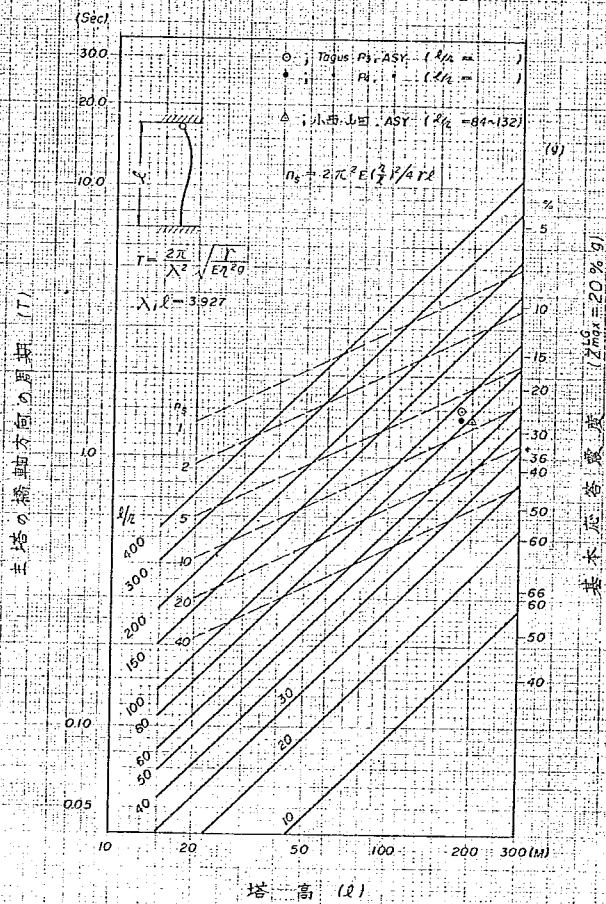


Fig-9 主塔の揚軸方向の振動応答が卓越する周期および基本応答震度

してある。同時に Table—8 の例を同図中に示してある。同図中で、小西・山田の例では ℓ/r の値が 84 ~ 132 の間にあるが、同図中でも約 80 の附近になり、このような震度の求め方が妥当であることを示している。土木研究所の調査では、既設の長大吊橋の多くは ℓ/r が約 60 またはそれ以下になっているが、このような塔の地震応答は設計上の通念を上まわる大きさになることが予想される。

Table—8 応答が卓越する塔の橋軸方向の振動周期および基本応答震度

No.	吊 橋	中央径間長 側径間長	主 塔 の高さ	主塔基部の条件	応答が卓越する モードの 周 期		文 献	応答が卓越するモードの 基本応答震度	
					SYM	ASYM		SYM	ASYM
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
1	小西・山田の例	1300 ^M 650	200 ^M	固 定	sec 1.35	sec 1.37	5)	(137%) ^g	270% ^g
2	Tagus P ₃	1010 470	183	ケーソン 巾 高さ 238×40.7×87M	1.3	1.5	7)	(142%)	244%
3	Tagus P ₄	1010 470	183	ケーソン 巾 高さ 228×40.7×83.4M	1.3	1.4	7)	(142%)	264%

また同図中に塔高と ℓ/r に対応する Euler の挫屈荷重と塔に載荷されると考えられる荷重の比 n_s を示してある。この場合、挫屈荷重は塔頂が鉸固定であるとして求め、塔に載荷される荷重は、土木研究所の試算設計の結果から、塔の自重の 4 倍であるとして n_s を求めた。すなわち、

$$n_s = \frac{P_{er}}{P} = \frac{2\pi^2 E r^2 A}{\ell^2} \bigg/ 4r A \ell = \frac{\pi^2 E}{2 \ell} \left(\frac{r}{\ell}\right)^2 \quad (5)$$

ここで、

P_{er} : Euler の挫屈荷重

$P = 4r A \ell$: 塔軸方向に載荷されている死荷重

E : 鋼のヤング率 $21 \times 10^7 \text{ t/m}^2$

A : 塔の断面積

ここで取り上げた塔高 200M 前後の例では ℓ/r が 80 で n_s が 7.5 ~ 10 の間にあるとみられる。 ℓ/r が 60 になれば n_s は更に大きな値になる。一方横荷重によって塔基部に降伏応力が生ずる場合を予想すれば、 n_s は少くとも、2 以上でなければならないが、安全を考えて n_s を 5 に採れば、200M の塔では ℓ/r が 100 程度であつてもよいことになる。

ℓ/r が 100 の場合、基本応答震度は 20%(g) になる。

(4) 主塔の橋軸直角方向の基本応答震度

橋軸に直角方向の力学モデルは Fig-10 の右下隅に示してあるような片持梁と仮定した。塔長 (ℓ) と、吊橋としての塔の応答が卓越する周期 (T) およびそれに対応する基本応答震度は、細長比 (ℓ/r) をパラメーターとして Fig-10 のように表わすことができる。同図中に Tagus 橋の 3 径間吊橋としての基本応答震度と周期を載せてある。Tagus 橋の回転半径 r をシャフト間隔の $\frac{1}{2}$ と仮定して ℓ/r を求めてみると 175 となり、期せずして、前記の仮定の ℓ/r を満足している。

Tagus 橋の例では基本応答震度が 30%(g) を上まわる大きさを示していることは注目に値する。

(5) 主塔橋脚およびアンカー・ブロックの基本応答震度

今、架設地点における支持層の位置が水面下 100M 又は 150M になる地形を想定すれば、ケーソンの平面寸法は 100M 前後の規模になることが予想される。その場合にケーソンの側面の土および水の影響を省略してケーソンのロッキングの周期および基本応答震度と支持地盤のヤング率の関係を求めてみると Fig-11 のようになる。

コア・ボーリングによって得られた岩の試料のコア・試験による支持層のヤング率 1.0×10^{10} kg/cm^2 を、試みに用いてみれば、支持層の深さが 100M と 150M の場合のケーソンのロッキング周期はそれぞれ 1.25 sec , 1.75 sec になる。したがって減衰常数を 5% とすれば、ケーソンの基本応答震度は、それぞれつぎのようになる。

水面下 100M に支持面がある場合	$\frac{20.0}{2.25} \%$ (g)
" 150 M " "	$\frac{11.7}{1.44} \%$ (g)

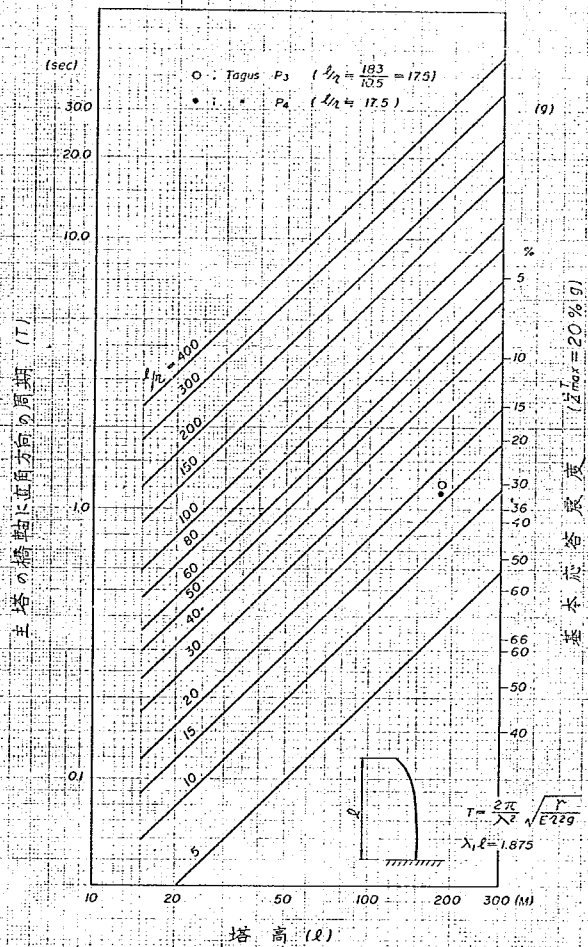
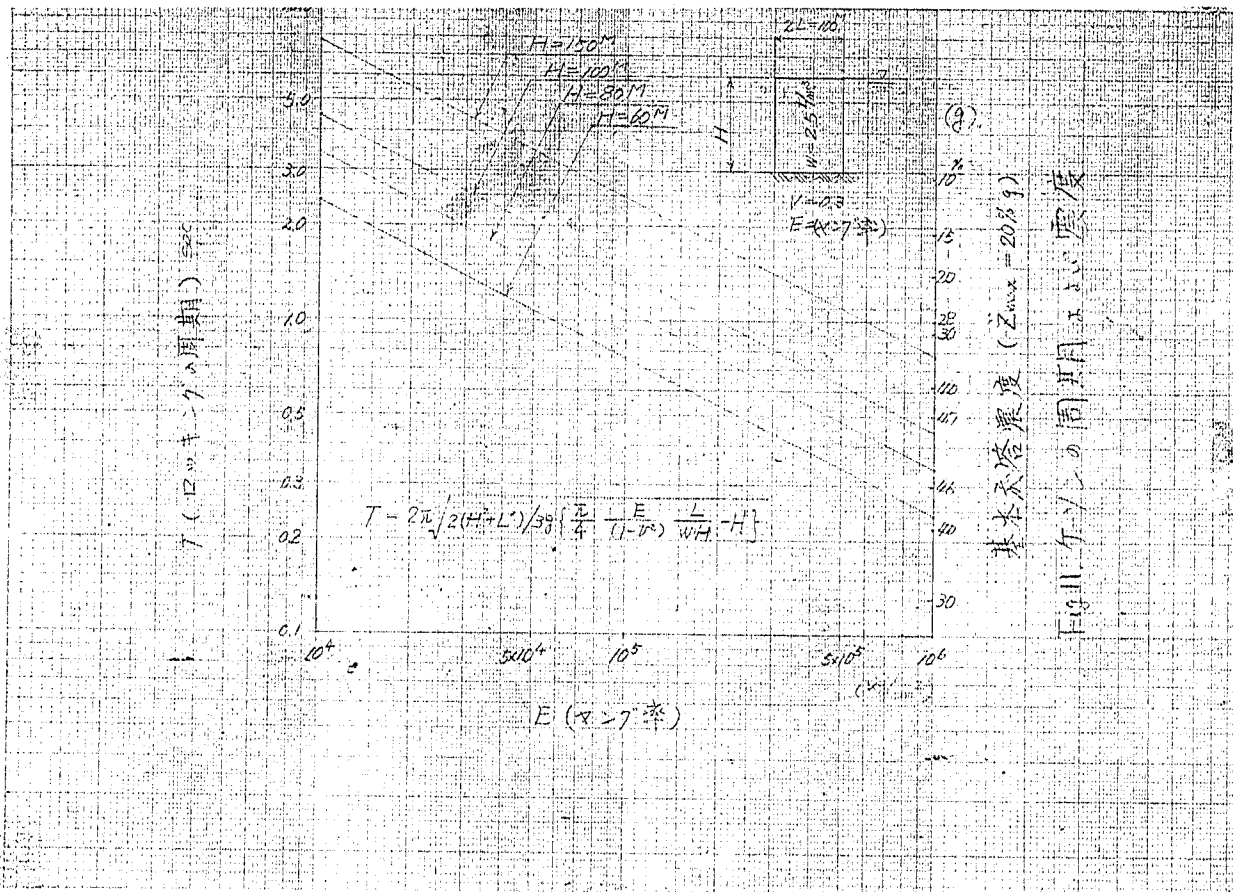


Fig. -10 主塔の橋軸に直角方向の振動応答が卓越する周期および基本応答震度



4 吊橋の設計震度

すでに(4)式で定義した設計震度 K_D すなわち、

$$K_D = k_1 \cdot k_2 \cdot (\mu k_3) \cdot K_R$$

を求めるためには、さきに求めた吊橋各部の基本応答震度 K_R に乗ずる4つの係数を定めなければならない。

k_1 すなわち高次モードの影響に対する補正係数は、Clough¹¹⁾の研究を基にして1.1とした。(Table -10 参照)。 k_2 (等分布震度に換算するための補正係数)はTable -10に示すような値になる。

k_3 は地動の方向と吊橋の応答の方向が直交する場合にはエネルギーの入射の仕方が不明であるから、てい減しても、尚かつ最も不利な場合を想定して、この影響を顕著に受けると思われるところの塔に地震エネルギーが入射して、これが補剛桁およびケーブルの振動を誘発させる場合についてつみ求めてみた。すなわち、本四、耐震調査報告書第1の(54-1)および(54-2)式を参照すれば、補剛桁およびケーブルに対する応答震度($K_I(x)$)はつぎのように表わされる。

$$K_I(x) = \alpha_I \cdot D_I \cdot \phi_I(x) \quad (6)$$

ここで

$$\alpha_I = \frac{S_A}{g}$$

$$D_I = \frac{\int \phi_I(y) dm(y)}{\int \{\phi_I^2(y) dm(y) + \phi_I^2(x) dm(x)\}}$$

S_A : 加速度応答スペクトル

g : 重力の加速度

$\phi_I(y)$: 塔の一次のモード(この場合には応答の卓越するモード)

$\phi_I(x)$: 補剛桁およびケーブルの一次のモード(この場合には応答の卓越するモード)

$m(y)$: 塔の単位長さ当りの質量

$m(x)$: 補剛桁およびケーブルの単位長さ当りの質量

今塔の全質量を M_T , 補剛桁のを M_F , ケーブルのを M_C とすれば、(6)式で補剛桁に最も地震動が伝達されやすい状態は D_I が最大になる場合であるなら、つぎの関係が成り立つ。

$$D_1 < \frac{M_T}{M_T + M_F + M_C}, \quad (\phi_1(y) \leq 1, \phi_1(x) \leq 1) \quad (7)$$

したがって

$$K_1(x) < \frac{M_T}{M_T + M_F + M_C} \alpha_1, \quad (\phi_1(x) \leq 1) \quad (8)$$

すなわち

$$k_3 < \frac{M_T}{M_T + M_F + M_C} \quad (9)$$

Table-9 に示す土木研究所の試算設計例によれば、 k_3 の値は中央径間長 500m では 0.18, 1000m では 0.19, 1500m では 0.25 になる。これを Table-10 に $k_3 = 0.18 \sim 0.25$ として示してある。

Table-9 3 径間吊橋の試算例の荷重

中央径間長	塔	床 組	主 構	ケーブル	合 計	備 考
500 M	4,080 t	12,519 t	2,356 t	3,674 t	22,629 t	側径間長 = $\frac{1}{2}$ (中央径間長)
1,000	10,930	24,680	6,140	16,514	58,264	
1,500	27,800	37,370	10,530	36,470	112,170	

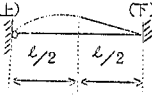
k_3 に乗ずる μ は、 k_3 が解析的に得られる最大値を与えるものであるから、これを経験的にてい減する方が合理的であるから設けた係数である。Table-10 には、一応 $\mu = 1$ の場合と $\mu = 0.5$ の場合を示してある。

一方主塔に対しては、 k_3 としてこの値を用いることは危険側になるので、 $k_3 = M_T / M_T = 1$ とした。

(1) 上部構造に対する設計震度

補剛桁およびケーブルの橋軸に対して直角 2 方向に対する設計震度ならびに主塔に対して橋軸方向および同直角方向の設計震度をそれぞれ Fig. 12, 13, 14, 15, 16 に示してある。ただし、この場合の地盤の水平震度は 0.2 鉛直震度は 0.1 である。若し地盤の震度をこれらの値以外に採りたいときには、その震度と前記の震度との比を图中的設計震度に乗ずることが必要である。

Table — 10 3径間吊橋に対する補正係数 (k_1 , k_2 , (μk_3))

地動の成分方向 応答の "		上 下 方 向		橋 軸 方 向 (水 平)			橋軸に直角方向 (水 平)			補 正 係 数	
		上 下 方 向		橋 軸 方 向 (水 平)			橋軸に直角方向 (水 平)				
構造部分 補正係数		ケーソン 主 塔	補 剛 桁 ケーブル	ケーソン	主 上 半 分	塔 下 半 分	補 剛 桁 ケーブル	ケーソン	主 塔	補 剛 桁 ケーブル	
k_1		1.0	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	
k_2		1	中 1.03 側 1.25	1.33	1.25	1.15	1.25	1.33	1.33※	1.25	※地震荷重分 布は逆三角形 分布とした。
μk_3	$\mu=1$ とした場合	1	1	1	1	1	0.18~0.25	1	1	1	
	$\mu=0.5$ とした場合	—	—	—	—	—	0.09~0.13	—	—	—	
$k_1 \cdot k_2 \cdot (\mu k_3)$	$\mu=1$ とした場合	1.0	中 1.13 側 1.33	1.46	1.33	1.28	0.25~0.35	1.46	1.46	1.33	
	$\mu=0.5$ とした場合	—	—	—	—	—	0.13~0.17	—	—	—	
$\eta - \tau$		—	中央径間  側 径 間 	(上)  (下)	(上)  (下)	中央径間  側 径 間 	(上)  (下)	(上)  (下)	中央径間  側 径 間 		

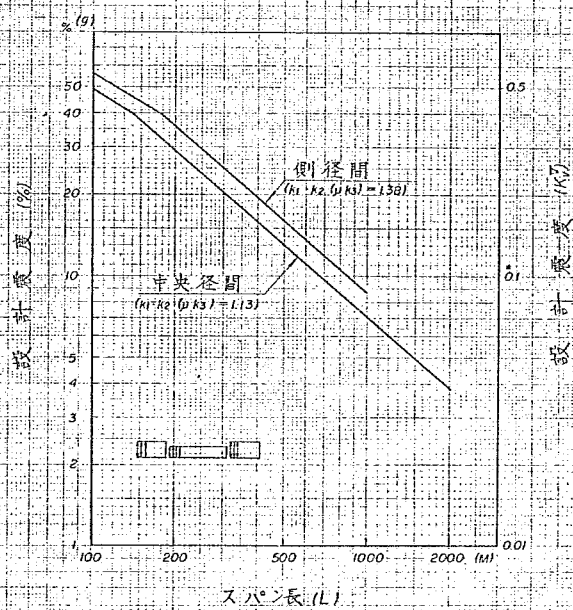


Fig-12 補剛桁ケーブルの橋軸に直角上下方向の設計震度(其の一)

$$(\ddot{x}_{max} = 0.1 \cdot g)$$

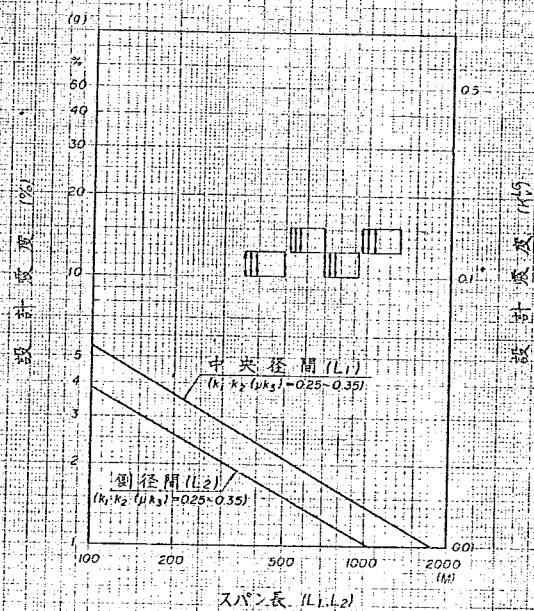
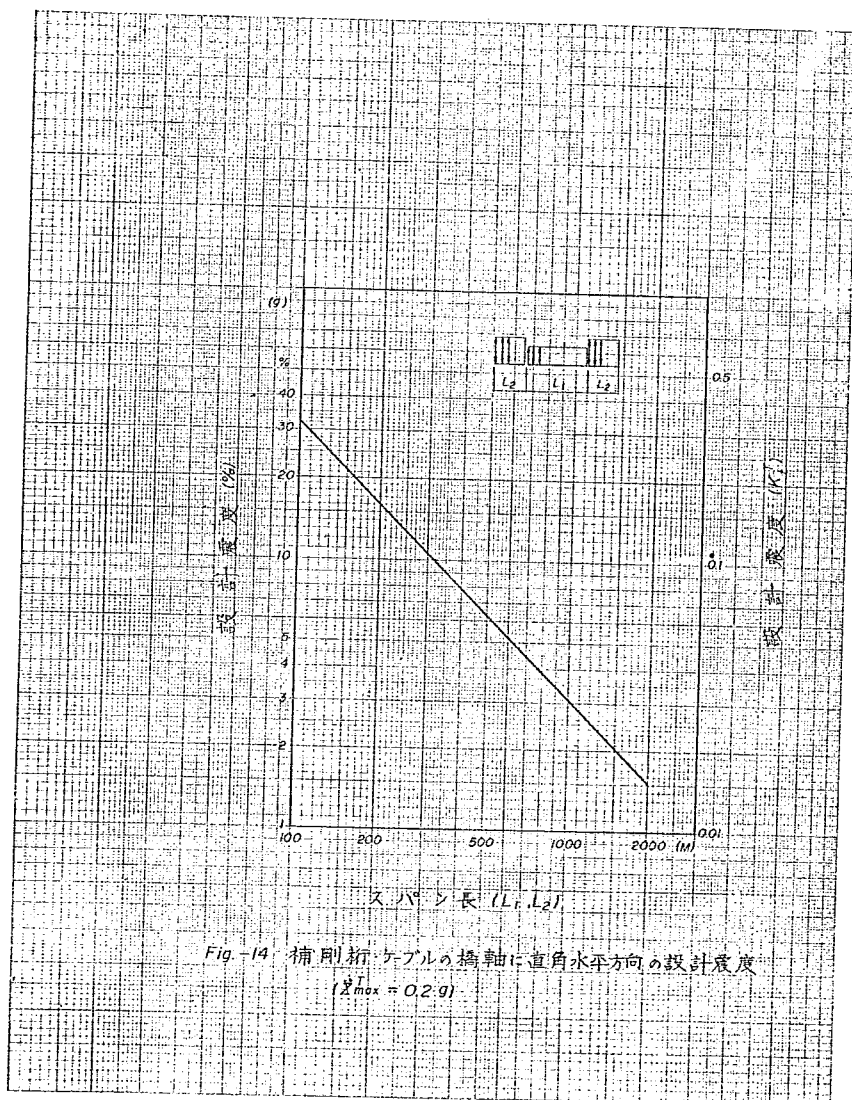


Fig-13 補剛桁・ケーブルの橋軸に直角上下方向の設計震度 (其の二)

($Z_{max}^{1.0} = 0.9$)



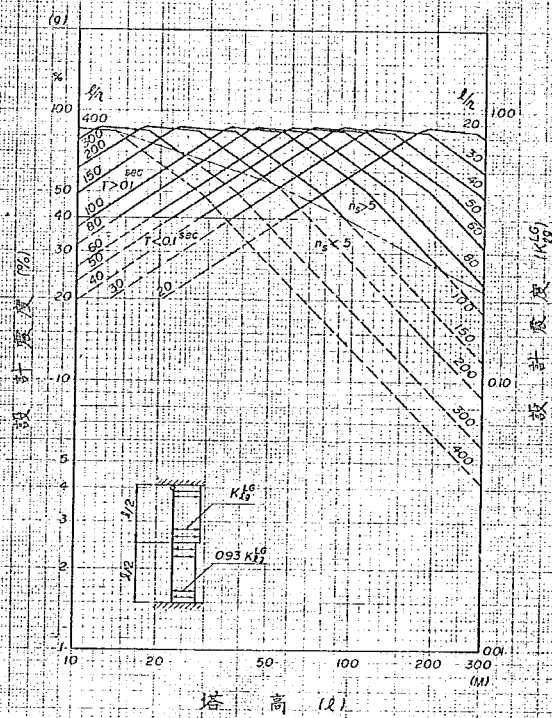
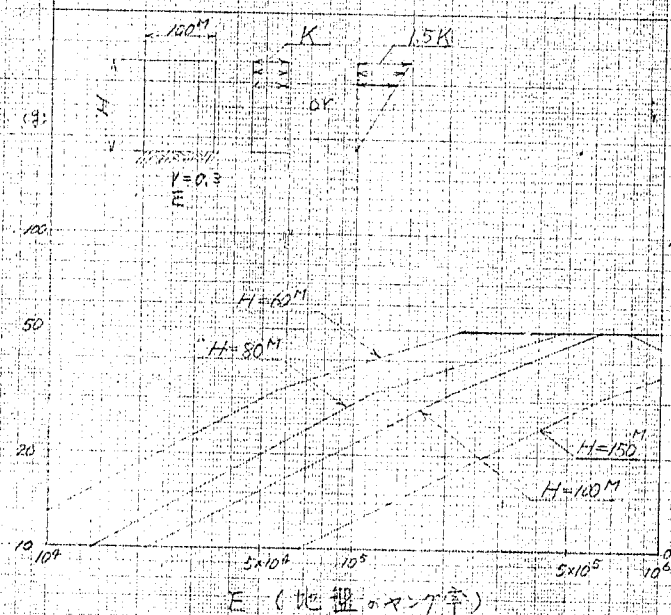


Fig-15 主塔の橋軸水平方向の設計震度
 $\ddot{x}_{max}^{LG} = 0.2g$

設計震度 (%)



設計震度 (1/5 K/E)

Fig-17 ケーソンの水平方向の設計震度 $\frac{K}{P} = 0.05$ の場合
($\tilde{Z}^{LG} = 0.2g$, $\tilde{Z}^T = 0.2g$)

各地動成分に対応する設計震度から求められた部材応力および変位の合成はつぎの手順に従って、それらの内から最大の値を採ることとする。すなわち、

K_v^V : 地動の上下動成分 (V) による上下方向 (v) の設計震度

K_v^{IG} : 地動の橋軸水平成分 (LG) による上下方向 (v) の設計震度

K_{lg}^{IG} : 地動の橋軸水平成分 (LG) による橋軸方向 (lg) の設計震度

K_t^T : 地動の橋軸に直角水平成分 (T) による同直角水平方向 (t) の設計震度

とすると、

(第一) : (K_v^V による値) + (K_v^{IG} による値) + (K_{lg}^{IG} による値)

(第二) : (K_v^V による値) + (K_t^T による値)

(第三) : (K_v^V による値) + 0.7{(K_v^{IG} による値) + (K_{lg}^{IG} による値) + (K_t^T による値)}

これらの3ケースから最大値を採るのである。

さらに、主塔に対しては、つぎのような配慮を行わなければならない。すなわち、主塔と補剛桁およびケーブルの取りつけ部では、主塔に対して補剛桁およびケーブルをパネとして置き換えるか、あるいは、あらかじめ補剛桁およびケーブルの塔との結合点におけるそれらの剪断力を(第一)または(第二)ケースから求めておいて、それを塔にとって最も不利な方向に負荷してやらねばならない。

最後に中央径間が1500 M, 1000 M, 750 M, 500 M, 銅径間がそれらの1/2の場合の補剛桁およびケーブルの設計震度、ならびにそれらに対応するところの塔高が220 M, 170 M, 145 M, 120 Mの主塔の設計震度を Table-11に示しておく。

(2) 下部構造に対する設計震度

主塔橋脚およびアンカブロックに対する水平方向の設計震度は前述の構造系と規模を予想すれば Fig-17に示すような値になる。支持地盤のヤング率を前と同様に 1.5×10^{10} t/m² とすれば、同図から設計震度はつぎようになる。

水面下100 Mに支持面がある場合	22 330 % g
" 150 "	13 213 % g

この設計震度を用いた場合にはケーソン底面のモーメントは正しい値になるが、剪断力は正しい値に対して33%過剰な値になる。両者を共に正しい値にするためには、 $\frac{2}{3}$ H 点での設計震度になるような逆三角形分布(すなわち底面では震度0, 頂面では1.5倍になる分布)

にすればよい。

ケーソンの鉛直震度は地盤の震度と等しい10% (g) でよいであろう。

ケーソンに対しては更に上部構造から伝えられる地震荷重を負荷させなければならない。

更にケーソン自身の質量力ではないが、動水圧、および土圧を同時に考慮しなければならない。

Table-11 上部構造の設計震度 ($\ddot{z}_{max}^{LG} = \ddot{z}_{max}^T = 0.2g, \ddot{z}_{max}^V = 0.1g$ の場合)

中央径間長 (M)			L ₁ =500	750	1000	1500	載荷方法
補剛楯・ケーブル	中央径間 (L ₁)	K _v ^V	129%	90%	70%	50%	Fig-12 参照
		K _v ^{LG}	2.1	1.7	1.4	1.1	" 13 "
		K _t ^T	6.3	4.2	3.1	2.1	" 14 "
	側径間 (L ₂ =L ₁ /2)	K _v ^V	29.2	20.4	17.1	11.0	" 12 "
		K _v ^{LG}	2.3	1.8	1.5	1.2	" 13 "
		K _t ^T	12.7	8.2	6.3	4.2	" 14 "
塔 高 (M)			120	145	170	220	載荷方法
主 塔	K _{lg} ^{LG} (橋軸水平)	L/r=60	70%	62%	55%	44%	Fig-15 参照
		80	57	49	42	32	" " "
		100	47	39	33	[25]	" " "
		150	(31)	(26)	(22)	(16.5)	" " "
	K _t ^T (橋軸直角水平)	L/r=10	89	81	72	60	" 16 "
		15	70	61	54	42	" " "
		20	57	48	41	31	" " "
		30	38	32	27	21	" " "

注: () は $n_s=5$ の場合, () は $n_s<5$ の場合

む す び

従来の多くの研究結果を参考にして、吊橋各部の応答が卓越する振動周期を求めた。また参考資料が不足する場合には、吊橋を比較的単純な系に分解して、応答が卓越する周期を求め、その妥当性を検証した。それらの周期と、我国での地震記録から得られた平均応答スペクトルを用い

て、地盤の水平震度が重力の 20%である場合の吊橋各部の設計震度を求めた。その結果つぎのことが明らかになった。

- a 補剛桁・ケーブルの橋軸に直角な二方向の設計震度はまづ問題になるような大きさにはならない。
- b 主塔の塔軸に直角な二方向の設計震度は可成り大きな値になる。試算によれば、橋軸方向では L/r が 60 程度では、実在する構造材料では弾性設計が不可能になることが予想される。また橋軸に直角方向でも L/r が 20 程度では同様のことが云えそうである。しかし、この方向では、塔頂の許容変位の範囲で二本のシャフトの結合度を弱めることによって L/r を大きくすることが可能であり、それによって設計震度を合理的に小さくすることができる。一方、前述の橋軸方向の設計震度を合理的に低める第一段階としては、 L/r を 100 程度に採れば設計震度は 200M の塔では L/r が 60 の場合の約 6 割に低下する。また塔の設計の方針を目標とする L/r に対して塔の断面積をできるだけ小さくする方向と同時にそれとは全く相反するところの塔をできるだけ軽くする方向とにおき、その両者から最適な断面が求められる。

主塔に対しては両方向共に苛酷な設計震度が弾性設計では要求されることになると考えられる。その場合には設計震度でい減の第二段階として、予期された吊橋の局部（例えば、補剛桁の塔側の端部、塔の基部、シャフトの繋材など）に塑性変形を許すことを前提として設計震度をてい減し、その設計震度で弾性設計を行なうことも考えられる。

これらの点に鑑み、補剛桁・ケーブルの橋軸方向の振動を調べるための吊橋の振動応答の解析を実施中である。

主塔橋脚およびアンカerbロックのケーソンでは減衰常数を 5%とした場合には可成り大きな設計震度になった。それで現在、振動エネルギーの地下逸散による等価減衰を求めている。ケーソンは更に、地震時動水圧、動土圧、仮想質量による附加質力などの作用を受けるので、結局、動的解析を行なう場合には局部的な地盤の降伏を容認しなければならないであろう。

主塔およびケーソンに見られる非常に大きな設計震度の設計への取り入れ方が今後の問題として残るわけである。

以 上

構造橋梁部長 工博	高 田 孝 信
構造研究室長	大 久 保 忠 良
担 当 研 究 員	栗 林 栄 一

参 考 文 献

- 1) G.W. Housner "Behavior of Structure During Earthquakes"
Journal of E.M. Div Proc of ASCE Oct 1959
- 2) 本州四国連絡架橋技術調査委員会 耐震小委員会
幹事会資料 NO 1019 昭和38年度
- 3) George S. Vincent "Golden Gate Bridge Vibration Studies"
Journal of Div Proc. of ASCE O 1958
- 4) N.C. Raab H.C. Wood "Earthquake Stresses in the San Francisco-Oakland
Bay Bridge "Paper no 2123 Trans ASCE 1941
- 5) I. Konishi Y. Yamada "Earthquake Response of a Long Span Suspension
Bridge" 2nd WCEE Proc. 1960 Tokyo
- 6) K. Silverman The Lateral Rigidity of Suspension Bridges
Journal of E.M. Div proc ASCE July 1957
- 7) TUDOR Engineering Co. "Seismic Analysis of the Main Piers for the
Tagus River Bridge" June 1961
- 8) M. Ito "The Lateral Motion of Suspension Bridge" (英文)
土木学会論文集 第81号 May 1962
- 9) 若戸橋応力試験報告書 (動的載荷試験) 昭和38年3月
建設省土木研究所
- 10) 川俣大橋振動試験報告書 昭和39年3月
建設省土木研究所
- 11) R.W. Clough ; "On the Importance of Higher Modes of Vibration in the Earthquake Response of a
Tall Buildings "Bull. S.S.A. Oct 1955 Vol 45 No 4