



土 木 研 究 所 資 料

第 520 号

三径間吊橋地震応答解析 (Ⅱ)

(吊橋主塔・主橋脚系の橋軸方向地震応答)

昭和46年3月1日

建設省土木研究所

吊橋主塔・主橋脚系の橋軸方向地震応答

まえがき

§ 1 解析の基本事項	1
1.1 本四耐震指針(1967)による設計の基本事項	1
1.2 土木研究所報告136号の2による設計の基本事項	1
1.3 地震応答解析の基本事項	2
§ 2 解析の種類および条件	6
2.1 対象とした構造物の諸元	6
2.2 用いた地震応答解析の種類および条件	10
2.3 応答を考慮した修正震度法にもとづく静的解析の種類および条件	12
§ 3 解析結果の要約	13
3.1 地震応答解析結果の要約	13
3.2 静的解析結果の要約	15
§ 4 解析結果の検討および結論	30
4.1 検討の方向	30
4.2 2自由度系力学モデルによる検討	30
4.3 結 論	39
§ 5 付 録	41
5.1 主塔・主橋脚系の地震応答解析	43
5.2 応答を考慮した修正震度法にもとづく吊構造部およびケーブルの静的解析	62
参 考 文 献	68
報 告 概 要	69

まえがき

吊橋の主塔と主橋脚が連成した系での地震時の挙動、とくに固有周期・振動モードの接近による応答の増幅の度合を調べるためモーダル・アナリシスによる方法を用いた地震応答解析を行い、本四耐震指針(1967)と土木研究所報告136号の2にもとづく静的な解析の結果と対比し、主塔の設計に対する下部構造の影響の評価について、数値的な目安を与えた。

上記の目的のために行われた解析の種類はつぎのとおりである。

- (1) 土木研究所報告128号の1に示された平均応答スペクトル曲線・1964および1940・E/Centro地震N-S成分と1962・釧路地震E-W成分のデジタル加速度記録を用いた、主塔・主橋脚系、主塔単体、主橋脚単体のモーダル・アナリシスによる地震応答解析。
- (2) 本四耐震指針(1967)および土木研究所報告136号の2にそれぞれ示された応答を考慮した修正震度法にもとづく主塔の静的解析、ならびに主橋脚単体の静的解析。

また付録として吊構造部およびケーブルの静的解析結果をのせた。主塔・主橋脚系の地震応答解析結果は、要約を本文に、詳細は付録に示した。

解析の対象とした構造物は、昭和41年3月に、建設省本州四国連絡道路調査事務所(昭和44年度に道路公団に移行、昭和45年度に本州四国連絡橋公団に移行)が示した、「三径間補剛吊橋概略設計L-1500」にある補剛桁中央径間長が1500m、主塔の高さが226mの2ヒンジ補剛吊橋である。

なお、本報告の解析に用いられた電算プログラムと機種は、

- (1) 上下部構造全橋の解析では、土木研究所が所持する、三径間吊橋の地震応答を求めるプログラム“SEQR(L)-1および2”で、機種はそれぞれIBM7090およびCDC3600によった。
- (2) 主塔・主橋脚系の地震応答解析については、長大橋設計センターKK所持のプログラム“Earthquake Response of Tower Pier”を用い、機種はCDC3600によった。
- (3) 主塔と吊構造部およびケーブルの静的解析については、長大橋設計センターKK所持のプログラム“Calculation of Suspension Bridge”を用い、機種はCDC3600によった。

昭和46年3月1日

建設省土木研究所振動研究室

研究室長	栗	林	栄	一
研究員	小	山	田	欣
研究員	飯	田		裕

§ 1 解析の基本事項

1.1 本四耐震設計指針(1967)による設計の基本事項

土木学会・本四耐震設計指針(1967)⁴⁾に示された、吊橋主塔の耐震計算法に準拠し、つぎのような基本方針のもとに静的解析(以下指針)を、橋軸方向、橋軸直角方向に行なった。

- (1) 基本応答震度 K_R は、主塔基部の最大加速度が 200 gal として求め、これにつぎの5つの補正係数

κ_1 : 地震の最大加速度が 200 gal でないときの補正係数

κ_2 : 高次モードの影響による補正係数

κ_3 : 等分布震度に換算するための補正係数

κ_4 : 地震の作用方向と構造主系部材の運動方向が直交している場合の補正係数

κ_5 : 経験的事実にもとづく補正係数

を乗じた $\kappa = \kappa_1, \kappa_2, \kappa_3, \kappa_4, \kappa_5$ を、橋軸方向に1.25、橋軸直角方向に1.33とし、主塔の全高にわたり設計震度 K_D を等分布させる。

- (2) 塔頂の支持条件は、橋軸方向には鉸固定または弾性支持とし、橋軸直角方向には塔頂自由とする。

- (3) 下部構造の変位の影響を無視し、塔基部完全固定として連成系での地震応答と対比する。

- (4) 塔頂および補剛桁取付部における吊構造部およびケーブルの影響を無視する。

1.2 土木研究所報告136号の2による設計の基本事項

土木研究所報告136号の2³⁾に示された手法に従い、橋軸方向、橋軸直角方向に静的解析(以下土研)を施した。

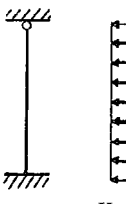
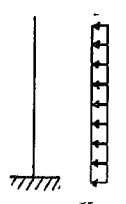
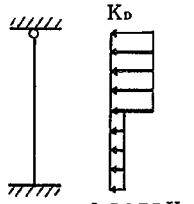
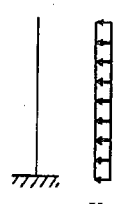
1.1に示した内容と異なる点は、

- (1) 橋軸方向に $\kappa = 1.36$ とし、主塔全高の上から半分に設計震度 $K_D = 1.36 K_R$ を等分布させ、下半分にはこれに対し、 $0.5075 K_D$ を等分布させる。塔頂の支持条件は、鉸固定または弾性支持とする。

- (2) 橋軸直角方向に $\kappa = 0.98$ とし、主塔の全高にわたり設計震度 K_D を等分布させる。塔頂は自由とする。

以上に述べた設計の基本事項をまとめると、Tab. -1.2.1のようになる。

Tab. - 1.2.1 設計の基本事項の総括

分類	指 針 (T) st. - A		土 研 (T) st. - B	
	EQ(LL)	EQ(TT)	EQ(LL)	EQ(TT)
κ	1.25	1.33	1.36	0.98
K_D	1.25 K_R	1.33 K_R	(上半分) 1.36 K_R (下半分) 0.5075 K_D	0.98 K_R
設計 震度 分布				

(注) 橋軸方向には塔頂弾性支持の場合も同様に計算する。

Tab. - 1.2.1 で新たに示した記号の意味は

(T)..... 主塔単独の系

st. 静的解析

EQ(LL) ... 橋軸方向地震動による主塔の同方向振動

EQ(TT) ... 橋軸直角方向地震動による主塔の同方向振動

A 指針による解析

B 土研による解析

1.3. 地震応答解析の基本事項

1.3.1 概 説

主塔・主橋脚系を10個の自由度をもつ、Fig-1.3.1のような線型弾性の力学モデル系に置換して、橋軸方向の解析を行う。その際、

- (1) モーダル・アナリシスの手法により、地震応答スペクトル曲線および時々刻々の地震動加速度記録を入力とし、減衰定数は系全体ならびに各モードを通じて一定とし、主橋脚のパネ定数(k_H , k_B , k_T)を種々変化させて応答を求める。解析の種類を(TP) dy. で表わす。
- (2) 塔頂の支持条件は、鉸固定または弾性支持とし、比較のため塔基部完全固定の地震応答を求める。解析の種類を(T) dy. で表わす。
- (3) さらに、主橋脚の応答を照査するため、主橋脚単独系の指針による静的解析(P) st. - Aおよび2自由度剛体としての地震応答解析(P) dy. を行う。

従って、1.1 ~ 1.3の解析の種類をまとめるとTab. - 1.3.1のようになる。

Tab.-1.3.1 解析の種類

分類	主橋脚	主塔	主塔・主橋脚系
静的	(P) st-A	(T) st-A, (T) st-B	—
動的	(P) dy.	(T) dy.	(TP) dy.

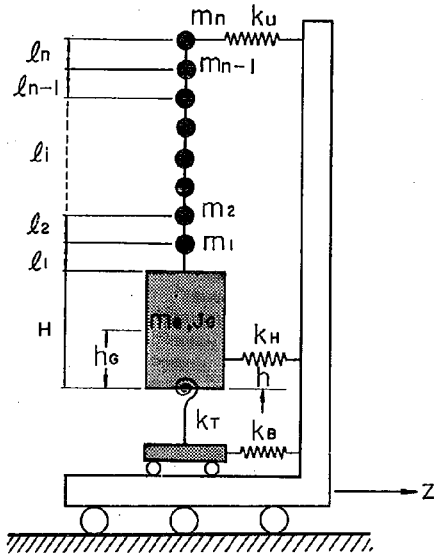


Fig.-1.3.1 力学モデル

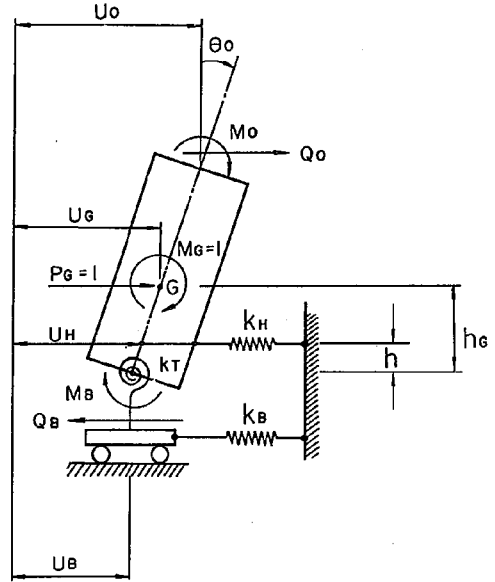


Fig.-1.3.3 剛体の変形

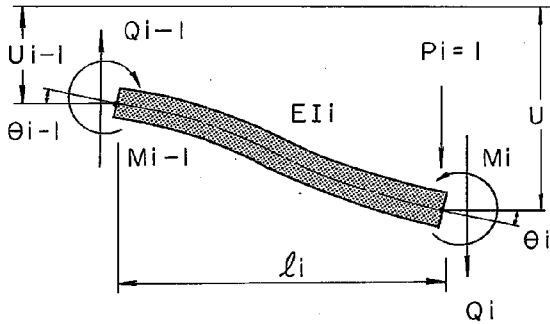


Fig.-1.3.2 弾性体の変形

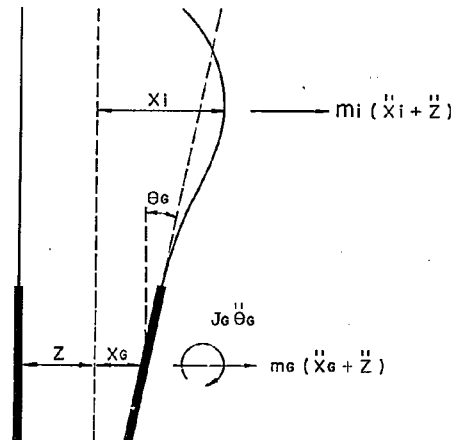


Fig.-1.3.4 系の変形と作用力

1.3.2 運動方程式

主塔部は水平曲げ振動，主橋脚部は剛体としての並進・回転の振動をなすものとし，Fig.—1.3.1の力学モデルにおける力の釣合を考えると，系全体としての運動方程式は eq.(1) で与えられる。主塔・主橋脚系の変形状態 (Fig.—1.3.4) は主塔と主橋脚のそれぞれの変形状態 (Fig.—1.3.2, Fig.—1.3.3) から，適当な座標変換を施して求められる。

$$\begin{bmatrix} J_0 \\ m_0 \\ m_1 \\ \vdots \\ m_n \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{\theta}_G \\ \ddot{x}_G \\ \ddot{x}_1 \\ \vdots \\ \ddot{x}_n \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} M_{00} & M_{0G} & M_{01} & \vdots & M_{0n} \\ K_{G0} & K_{GG} & K_{G1} & \vdots & K_{Gn} \\ K_{10} & K_{1G} & K_{11} & \vdots & K_{1n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ K_{n0} & K_{nG} & K_{n1} & \vdots & K_{nn} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \theta_G \\ x_G \\ x_1 \\ \vdots \\ x_n \end{pmatrix} = -\ddot{z} \begin{pmatrix} 0 \\ m_0 \\ m_1 \\ \vdots \\ m_n \end{pmatrix} \quad \dots\dots\dots \text{eq.(1)}$$

eq.(1)の左辺第2項の剛性マトリックス[K]は，たわみの影響線マトリックスの逆マトリックスとして求められる。たわみの影響線マトリックスは，次式のように，主塔部の隣接する質点間ならびに主橋脚の天端と基部の間の変位・応力の関係を介して得られる。

$$\begin{pmatrix} u \\ \theta \\ M \\ Q \\ 1 \end{pmatrix}_i = [A]_i \begin{pmatrix} u \\ \theta \\ M \\ Q \\ 1 \end{pmatrix}_{i-1} \quad \dots\dots\dots \text{eq.(2)}$$

$$[A]_i = \begin{bmatrix} 1 & \ell & -\ell^2/2EI & -\ell^3/6EI & 0 \\ 0 & 1 & -\ell/EI & -\ell^2/2EI & 0 \\ 0 & 0 & 1 & \ell & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & -P \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}_i \quad \dots\dots\dots \text{eq.(3)}$$

$$\begin{pmatrix} u \\ \theta \\ M \\ Q \\ 1 \end{pmatrix} = [a]_0 \begin{pmatrix} X_u \\ X_\theta \\ 1 \end{pmatrix} \quad \dots\dots\dots \text{eq.(4)}$$

$$[a]_0 = \begin{bmatrix} 1 & H-h_c & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ k_B H + k_H(H-h) & -[k_T + k_B h_c H + k_H(H-h)(h_c-h)] & -(H-h_c)P_G + M_G \\ k_B + k_H & -[k_B h_c + k_H(h_c-h)] & -P_G \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \dots \text{eq (5)}$$

ここに,

m_i : 質点 i の質量 ($t \cdot \text{sec}^2/m$)

m_G : 主橋脚の質量 ($t \cdot \text{sec}^2/m$)

J_G : 主橋脚重心点の回転慣性 ($t \cdot \text{sec}^2/m$)

k_U : 塔頂のバネ定数 (t/m)

k_H : 主橋脚側面のバネ定数 (t/m)

k_B : 主橋脚底面のバネ定数 (t/m)

k_T : 主橋脚の回転バネ定数 (t/m)

x_i, x_G, θ_G : 全体系の変位 (m), 回転角 (rad)。 (Fig.—1.3.4)

$u_i, u_G, \theta_i, \theta_G$: 局部座標の変位 (m), 回転角 (rad)。 (Fig.—1.3.2, Fig.—1.3.3)

z : 地震波の変位 (m)

P_i, P_G : 点 i, G に作用する単位水平力 (t)

M_G : 点 G に作用する単位モーメント (tm)

Q_i, Q_G, Q_B : 点 i, G, B に生ずる剪断力 (t)

M_i, M_G, M_B : 点 i, G, B に生ずるモーメント (tm)

M_{GG} : 点 G の単位回転角による点 G の回転モーメント (tm)

M_{Gi} : 点 i の単位水平変位による点 G の回転モーメント (tm)

K_{ij} : 点 j の単位水平変位による点 i の水平力 (t)

ℓ_i : 点 $i-1 \sim i$ 間の部材長さ (m)

H : 主橋脚の高さ (m)

h_c : 主橋脚の底面からの重心高さ (m)

h : 水平バネ k_H の主橋脚底面からの高さ (m)

EI_i : 点 $i-1 \sim i$ 間の部材の曲げ剛性 (tm^2)

X_u : 主橋脚重心点の水平変位を表わす未知量 (m)

X_θ : 主橋脚重心点の回転変位を表わす未知量 (rad)

運動方程式 eq.(1) の右辺を零とした自由振動の方程式から、固有値、固有ベクトルを求め、つぎに各モードの応答を重ね合わせて最終的応答を求める。モーダル・アナリシスの手法による応答解

析について詳述することは省略するが、その根幹となる r 次モードの応答変位は、Duhamel 積分といわれる次式で表わされる。

$$\begin{aligned}
 x_r(t) &= \frac{-\{\phi\}_r \{m\}}{\{\phi\}_r^T \{m\} \{\phi\}_r p_{dr}} \int_0^t \ddot{z}(\tau) \cdot e^{-h_r p_r(t-\tau)} \sin p_{dr}(t-\tau) d\tau \\
 &= \frac{f_r}{m_r p_r} S_{vr}(t) \\
 &= \frac{D_r}{p_r} \dot{S}_{vr}(t) \quad \dots\dots\dots \text{eq. (6)}
 \end{aligned}$$

ここに

- x_r : r 次モードの時刻 t における変位 (m)
- $\ddot{z}(\tau)$: 時刻 t における地動加速度 (m/sec^2)
- m_r : r 次モードの相当質量 ($t \cdot sec^2/m$)
- h_r : r 次モードの減衰定数
- p_{dr} : r 次モードの減衰固有円振動数 (rad/sec)
- p_r : r 次モードの非減衰固有円振動数 (rad/sec)
- D_r : r 次モードのモード寄与率
- $S_{vr}(t)$: r 次モードの時刻 t における応答速度 (m/sec)
- $\{\phi\}_r$: r 次モードの固有ベクトル

§ 2. 解析の種類および条件

2.1 対象とした構造物の諸元

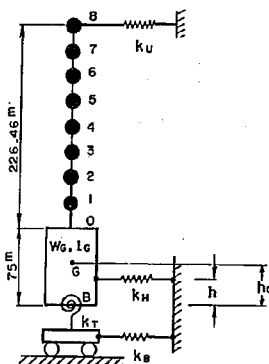
主塔・主橋脚系の力学モデルの諸元を Tab. 2.1.1 に、主塔、吊構造部およびケーブルの一般諸元を Fig. 2.1.1 ~ 2 に示す。

Tab. 2.1.1 力学モデルの諸元

(a)

i	主橋脚基部よりの高さ (m)	質点 i の重 量 (t)	質点 i, i-1 間の断面 2 次モーメント (m^4)
8	301.46	1191.0	2 437
7	273.15	1315.0	29.68
6	244.85	1354.2	35.78
5	216.54	1417.6	42.56
4	188.23	1555.8	54.55
3	159.92	1567.4	67.71
2	131.62	1985.2	77.56
1	103.31	1701.8	88.28

(塔柱 2 本分)



(b)

記 号	内 容	単 位	諸 元
$W_0 = m_0 g$	主 橋 脚 重 量	t	7.993×10^5
$I_0 = J_0 g$	主橋脚回転慣性	tm^2	6.822×10^8
k_v	塔 頂 バネ 定 数	t/m	3.089×10^4
k_r	回 転 バネ 定 数	tm	1.765×10^9
k_h	水 平 バネ 定 数	t/m	0.644×10^6
k_s	剪 断 バネ 定 数	t/m	2.517×10^6
h_0	重 心 の 高 さ	m	35.03
h	水 平 バネ の 高 さ	m	5.0

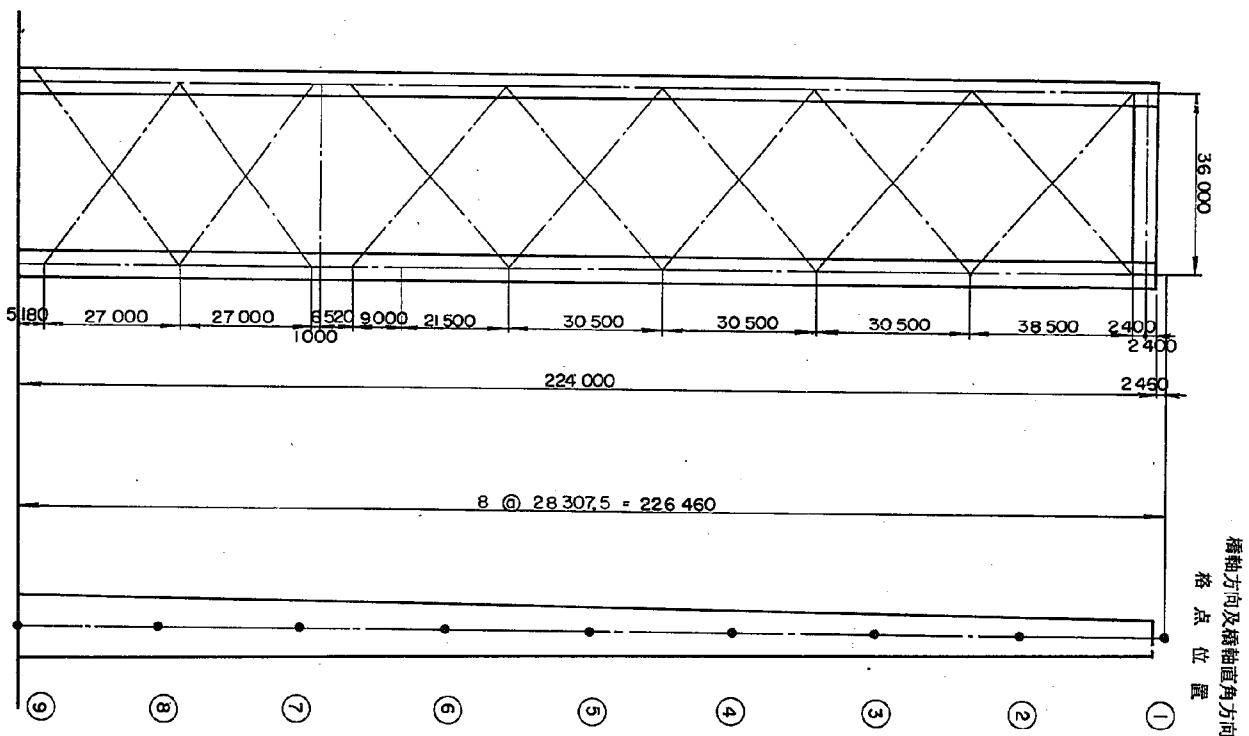
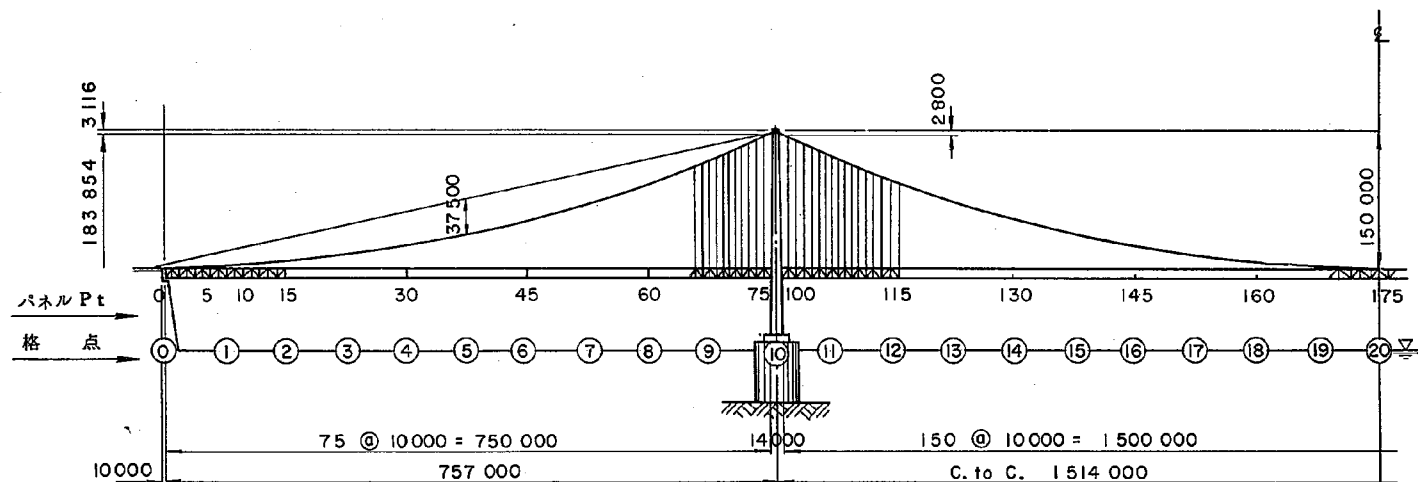


Fig.-2.1.1 主塔の構造寸法



重量及び断面諸元

(1橋当り)

ケーブル弾性係数	$20 \times 10^6 \text{ t/m}^2$	中央径間補剛トラス換算等断面2次モーメント (構造主系面)	6.110 m^4
ケーブル断面積	1.3136 m^2	側径間 " " (")	6.198 "
単位長当りケーブル重量	11.486 t/m	中央径間 " " (橋軸直角方向)	54.99 "
単位長当り重量 (ケーブル+吊構造部)	31.590 "	側径間 " " (")	55.78 "
死荷重によるケーブル張力水平成分	$59,231 \text{ t}$		

Fig.-2.1.2 吊構造部およびケーブルの諸元

2.2 用いた地震応答解析の種類および条件

本報告に示された地震応答解析の種類は、(P)dy, (T)dy, (TP)dy, (BRD)dy の4種類であり (Tab.-1.3.1 参照), そのうち (BRD)dy は既存の解析結果であり, (P)dy, (T)dy, と (TP)dy, と同様な手法で, 電算を用いず行われたものである。ここでは (T)dy, と (TP)dy, の解析条件について個条書に示す。これらの総括は Tab.-2.2.1 に示す。

- (1) 塔頂は鉸固定または弾性支持 (k_u) とする。
- (2) 下部構造のパネ定数の組合わせ (k_r, k_u, k_s) は, 2.1 で示した値を基準として一律に 1, 2, 4 倍した系ならびに, パネ定数を 4 倍し重量および回転慣性を 4 倍した系の 4 つとする。
- (3) 地震外力として, 土木研究所報告 128 号の 1²⁾ に示された平均応答スペクトル・1964 ならびに, 土木研究所資料第 317 号³⁾ に示された地震加速度記録, *El Centro*・N-S (1940) および 釧路・E-W (1962) を用いた。いずれも最大加速度は 200 gal とし, 時々刻々の応答解析については時間の刻みをそれぞれ $1/200$ および $1/100 \text{ sec}$ とした。
- (4) 減衰定数は, (T)dy, (TP)dy, に対しては 2%, (P)dy, に対しては 2%, 5% とした。
- (5) 塔頂のパネ定数 (k_u) は, 橋軸方向振動時におけるケーブルの拘束を表わしたものであり, 拘束の影響度については, 塔頂における単位の水平方力に対するケーブルの伸びの逆数をもって表わし, その際, 上下部構造全橋の振動モードから判断し側径間の影響のみを考慮するものとして次式により求めたものである。

$$k_u = \frac{(E_c A_c)_1}{L_1} \quad \dots \dots \dots \text{eq. (7)}$$

$$L_1 = \int_0^{\ell_1} \sec^3 \phi_1 dx = \ell_1^* \left(1 + 8 n_1^2 + \frac{3}{2} \tan^2 r_0 \right) \quad \dots \dots \dots \text{eq. (8)}$$

$$n_1 = f_1 / \ell_1 \quad \dots \dots \dots \text{eq. (9)}$$

ここに,

$E_c A_c$: ケーブルの伸び剛性(t)

ℓ_1 : 補剛桁径間長(m)

ℓ_1^* : ケーブル支点間距離(m)

f_1 : サグ(m)

2.1 に示された構造諸元を用い, $\ell_1^* = 767 \text{ m}$,

$\ell_1 = 750 \text{ m}$, $f_1 = 37.5 \text{ m}$, $h_1 = 186.97 \text{ m}$,

$E_c = 2.0 \times 10^7 \text{ t/m}^2$, $A_c = 1.3136 \text{ m}^2$ (ケーブル両側あたり) として k_u を求めると, $n_1 = 0.050$,

$\tan r_0 = 0.244$, $L_1 = 850.60 \text{ m}$ であるから,

$$k_u = \frac{2.0 \times 10^7 \times 1.3136}{850.60} = 3.089 \times 10^4 \text{ t/m}$$

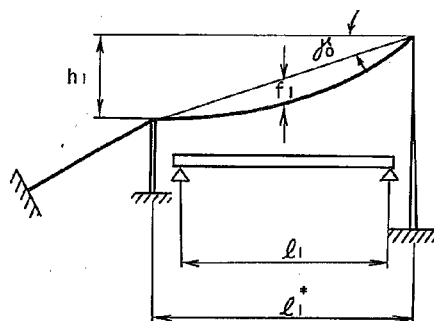
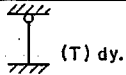
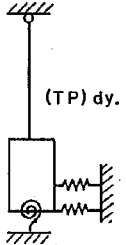
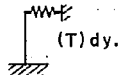
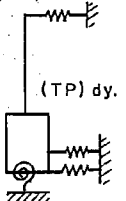
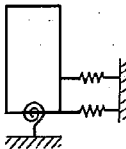


Fig.-2.2.1 側径間概要

Tab.-2.2.1 解析条件総括表

系	塔頂条件	力学モデル	ケース	k_u	k_r	k_H	k_B	W_0	I_0	地震入力	減衰数 h
				t/m	t_m	t/m	t/m	t	tm^2		
主塔系、主塔・主橋脚系	鉸 固 定	 (T) dy.	K (1)	hinged	fixed	fixed	fixed			(S _v)	2 %
		 (TP) dy.	K (2)	"	4	4	4	1	1		
			K (2)	"	4	4	4	1/4	1/4		
			K (3)	"	1	1	1	1	1		
			K (4)	"	2	2	2	1	1		
	弾 性 支 持	 (T) dy.	K (5)	1	fixed	fixed	fixed			(S _v) & $\ddot{z}$	
		 (TP) dy.	K (6)	$\times 10^4$ 3.089	$\times 10^9$ 1.765	$\times 10^6$ 0.644	$\times 10^6$ 2.517	$\times 10^5$ 7.993	$\times 10^8$ 6.822		
			K (6) "	1	1	1	1	1/10	1/10		
			K (6) '	1	4	4	4	1/4	1/4		
		主橋脚系	 (P) dy.	K (7)		4	4	4	1	1	
K (7) '				4	4	4	1/4	1/4			
K (8)				1	1	1	1	1			
K (9)				2	2	2	1	1			

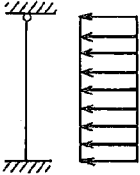
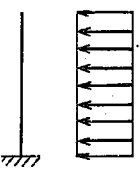
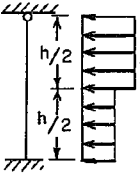
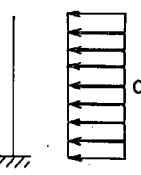
(注)

1. 表中の数字は、ケースK(6)の諸元に対する倍率である。
2. hinged, fixed はそれぞれ、塔頂鉸固定、塔基部完全固定を示す。
3. (S_v) は平均応答スペクトル曲線を示す。
4. $\ddot{z}$ は地震動加速度記録を示す。
5. 下部構造の固有周期の大小関係はK(8)>K(9)>K(7)>K(7)'。

2.3 応答を考慮した修正震度法にもとづく静的解析の種類および条件

指針および土研報告による解析 (T)st.-A, (T)st.-B の解析条件は, Tab.-2.3.1 および 2.3.2 に示す通りである。

Tab.-2.3.1 設計震度

分類	指 針 (T)st.-A		土 研 (T)st.-B	
	EQ(LL)	EQ(TT)	EQ(LL)	EQ(TT)
h	2 2 6.4 6 m	2 2 6.4 6 m	指針 EQ(LL) に同じ	指針 EQ(TT) に同じ
r	3.144 m	18.00 m	"	"
h/r	7 2.0 2	1 2.6 0	"	"
T	1.4 5	1.1 0 sec	"	"
K _R	0.2 0	0.2 6	0.2 5	0.3 4
κ	1.2 5	1.3 3	1.3 6	0.9 8
K _D	0.250	0.3 4 6	0.3 4 0	0.3 3 3
設計震度分布				

(注) 橋軸方向には, 塔頂弾性支持の場合の解析も行う。

Tab.-2.3.2 設計荷重

格点	分類 質点重量	指 針 (T)st.-A				土 研 (T)st.-B			
		EQ(LL)		EQ(TT)		EQ(LL)		EQ(TT)	
		K _D	地震荷重	K _D	地震荷重	K _D	地震荷重	K _D	地震荷重
1	1191.0 t	0.250	297.8 t	0.346	412.1 t	0.340	404.9 t	0.333	395.4 t
2	1315.0	"	328.8	"	455.0	"	447.1	"	436.6
3	1354.2	"	338.6	"	468.6	"	460.4	"	449.6
4	1417.6	"	354.4	"	490.5	"	482.0	"	470.6
5	1555.8	"	389.0	"	538.3	0.340 0.170	340.7	"	516.5
6	1567.4	"	391.9	"	542.3	"	271.8	"	520.4
7	1985.2	"	496.3	"	686.9	"	344.2	"	659.1
8	1701.8	"	425.5	"	588.8	"	295.1	"	565.0
9	748.4	"	187.1	"	259.0	"	129.8	"	248.5

(注) 格点番号は Fig.-2.1.1 による。

§ 3. 解析結果の要約

地震応答解析および静的解析結果を要約し、以下の図表に示す。

(1) 地震応答解析結果の要約図表

Fig.- 3. 1. 1 下部構造のパネの変化に伴う主塔・主橋脚系の周期の変化

Fig.- 3. 1. 2 固有周期 (T_r) とモード寄与率 (D_r) の関係

Fig.- 3. 1. 3 下部構造のパネの変化に伴う周期、モードの変化

Fig.- 3. 1. 4 下部構造のパネの変化に伴う応答変位の変化

Fig.- 3. 1. 5 下部構造のパネの変化に伴う応答曲げモーメントの変化

Fig.- 3. 1. 6 ケース K(6), K(5)における応答の重ね合わせ

Fig.- 3. 1. 7 塔頂の支持条件による周期・モード・応答の差異

Tab.- 3. 1. 1 主塔の地震応答解析結果 (T) dy.

Tab.- 3. 1. 2 主橋脚の地震応答解析結果 (P) dy.

Tab.- 3. 1. 3 主塔・主橋脚系の地震応答解析結果 (TP) dy.

Tab.- 3. 1. 4 全橋系の地震応答解析結果 (BRD) dy.

Tab.- 3. 1. 5 主塔・主橋脚系の応答変位の卓越周期

Tab.- 3. 1. 6 変位、曲げモーメント、剪断力の卓越周期 (主塔・主橋脚系、全橋系)

(2) 静的解析結果の要約図表

Fig.- 3. 2. 1 主塔の静的解析結果 (T) st.

Tab.- 3. 2. 1 主塔の静的解析結果 (T) st.

Tab.- 3. 2. 2 主橋脚の静的解析結果 (P) st.

3.1 地震応答解析結果の要約

(1) 下部構造のパネの変化にともなう主塔・主橋脚系の周期の変化 (Fig.- 3. 1. 1)

塔頂鉸固定の力学モデルの場合の主塔・主橋脚系 (TP) dy. の周期の変化の有様を、両対数紙上で横軸にパネ (ケース K(6) のパネに対する比) をとり、縦軸に固有周期とつて示した。

右下がりの太い実線は主橋脚単独系 (P) dy. の固有周期、横軸に平行な点線は主塔単独系 (T) dy. の固有周期を示し、これらを漸近線とする曲線が連成系 (TP) dy. の固有周期である。この図から次のことがわかる。

(1) 連成系の隣り合う振動モードの周期は、単独系の周期が一致した時に最も接近し、高次に至るまでこのような接近点が無数に表われ得る。

(2) 隣り合うモードの周期が離れた点では、連成系の周期はそれぞれ単独系の周期に近い値を示す。

(2) 固有周期とモード寄与率の関係 (Fig.- 3. 1. 2)

実線は連成系、点線は主塔単独系、一点鎖線は主橋脚単独系のモード寄与率である。

この図で最も大きい値を示すK(4)は、主塔と主橋脚の固有周期が一致するケースであり、Fig. 3.1.1で1, 2次モードの周期が最も接近する点に相当する。

このことから周期の接近は応答を著しく増幅することがわかる。

(3) 下部構造のパネの変化にともなうモードの変化 (Fig. 3.1.3)

塔頂鉸固定の場合の5つのケースについて振動モード、隣り合うモードの周期の比 (T_I/T_{II} , T_{II}/T_{III}) ならびに周期を示した。この図からケースK(4)では、1, 2次モードの固有ベクトル値が接近しており、ケースK(2)'では2, 3次モードの固有ベクトル値が接近していることがわかる。この理由は、前者が $T_I/T_{II} = 1.207$, 後者が $T_{II}/T_{III} = 1.227$ であり、周期の比が最も1に近いケースであることによる。

これから周期の接近はモードの接近につながるといえる。

(4) 下部構造のパネの変化にともなう応答変位の変化 (Fig. 3.1.4)

主塔の頂部から3/8点 (U_{Ts}), 主塔基部 (U_{Tb}) の変位ならびに主塔基部の回転角 (θ_{Tb})、主橋脚基部の水平変位ならびに回転角の応答が卓越する周期 (T_p) を横軸にとり (Tab. 3.1.5 参照), 静的解析結果 (T)_{st.} と比較して示してある。この図から

- (1) 下部構造の応答を代表する主塔基部の水平変位ならびに回転角 (U_{Tb} , θ_{Tb}) については、静的・動的解析の両者にほとんど差を見ず、またモデル系の違いによっても大差ない結果となっており、周期が長くなると変位が大きくなるという当然の結果を示している。
- (2) 塔頂鉸固定の主塔の応答を代表する3/8点の変位 (U_{Ts}) は、周期1.5 sec前後で非常に大きい値を示し、静的解析結果に比し数倍の値となっている。これはケースK(4)に相当し、1, 2次モードの周期の比が1.207という接近の度合を示す場合であり、周期・モードの接近は応答を著しく増幅させることがわかる。

(5) 下部構造のパネの変化に伴う応答曲げモーメントの変化 (Fig. 3.1.5)

変位と同じことが曲げモーメントでも表われているが Fig. 3.1.4 とは多少異なる傾向が示されている。

主塔基部の曲げモーメント (M_{Tb}) と主橋脚基部の回転モーメント (M_{Pb}) と比較してみると、主塔基部の曲げモーメントは変位と同じく1.5 sec前後で著しく増幅されており、主橋脚基部の回転モーメントは0.5 sec付近で大きな値を示していることがわかる。

0.5 sec 付近の値は Fig. 3.1.3 (a) に示された、周期比 $T_{II}/T_{III} = 1.727$ のケースK(2)'に相当し、2, 3次モードの周期の接近が見られる場合である。

これらの事実から推察されることは、

- (1) それぞれのモードで主塔と主橋脚の間の運動エネルギーの分担率が相違し、下部構造の応答が高まる場合がある。
- (2) 1.5 sec 付近では、主塔は主橋脚に対し動制振機の役割を果たしている。

(3) 主橋脚と周囲の地盤または構造物との間にも同様な現象が生じ得る。

図には、ケースK(5)、K(6)のE ℓ Centro地震(N-S成分、1940)ならびにKushiro地震(E-W成分、1962)による時々刻々の応答解析結果を合わせ示した。

また図中、(BRD)dy.の曲線はL--で示した一点鎖線になると思われる。

(6) ケースK(6)、K(5)における応答の重ね合わせ(Fig.-3.1.6)

塔頂弾性支持で1, 2, 3次モードの周期が互にかけ離れているケースK(6)の各種入力による応答の重ね合わせについて、主塔単独系のケースK(5)と合わせ示した。(c)図を見るとわかるように、点線で示した時々刻々の応答値と自乗和の平方根による重ね合わせ結果とが非常によく一致している。

しかし、隣り合う振動モードの周期が接近するような場合には、自乗和の平方根によると真の応答とかけ離れた値を求めることになるという研究が報告されている⁹⁾。

本解析では周期比が1に近い場合の直接応答解析を行っていないのでこの点についての検討は省略し、応答の増幅について検討を加えるものとする。

(7) 塔頂の支持条件による周期・モード、応答の差異(Fig.-3.1.7)

下部構造のパネの条件が同一であるケースK(6)とK(3)ならびに主塔単独系のケースK(5)とK(1)について、塔頂の支持条件による周期・モード、応答の差異を示した。

結論としては、塔頂の変位に多少の差異はあるものの、応答にはほとんど差異が見られないといえる。

(8) 主要な地震応答解析の結果を要約してTab.-3.1.1~6に示してある。その他結果の詳細は巻末の付録に一括して示してある。

3.2 静的解析結果の要約

主塔の静的解析結果をFig.-3.2.1とTab.-3.2.1に、主橋脚の静的解析結果をTab.-3.2.2に示してある。これらの結果は前節の図で地震応答解析結果と比較されている。

主塔の結果を見ると、指針による解析(T)st.-Aと土研による解析(T)st.-Bとはよく一致している。

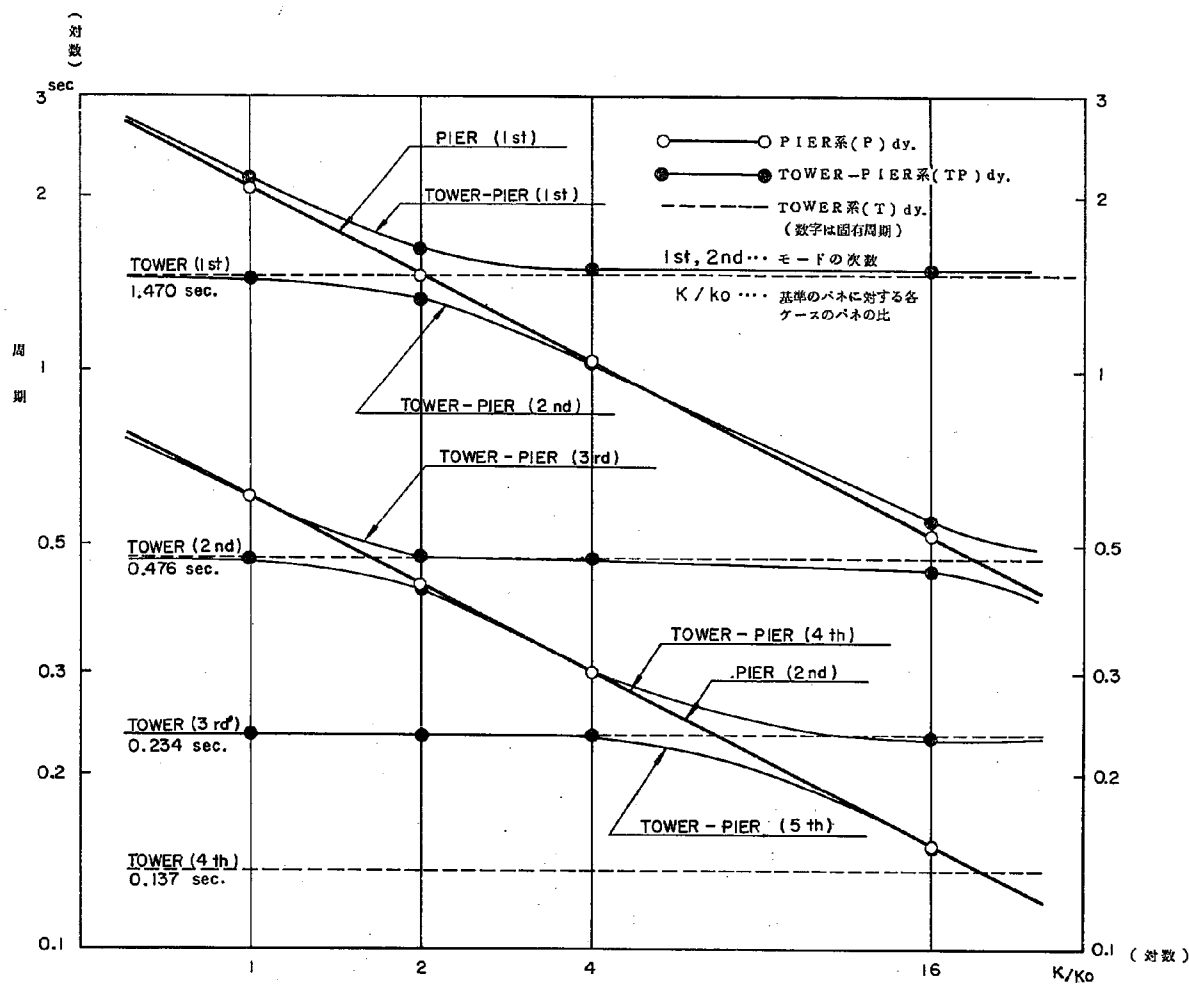


Fig.-3.1.1 下部構造のパネの変化に伴う主塔、主橋脚系の周期の変化

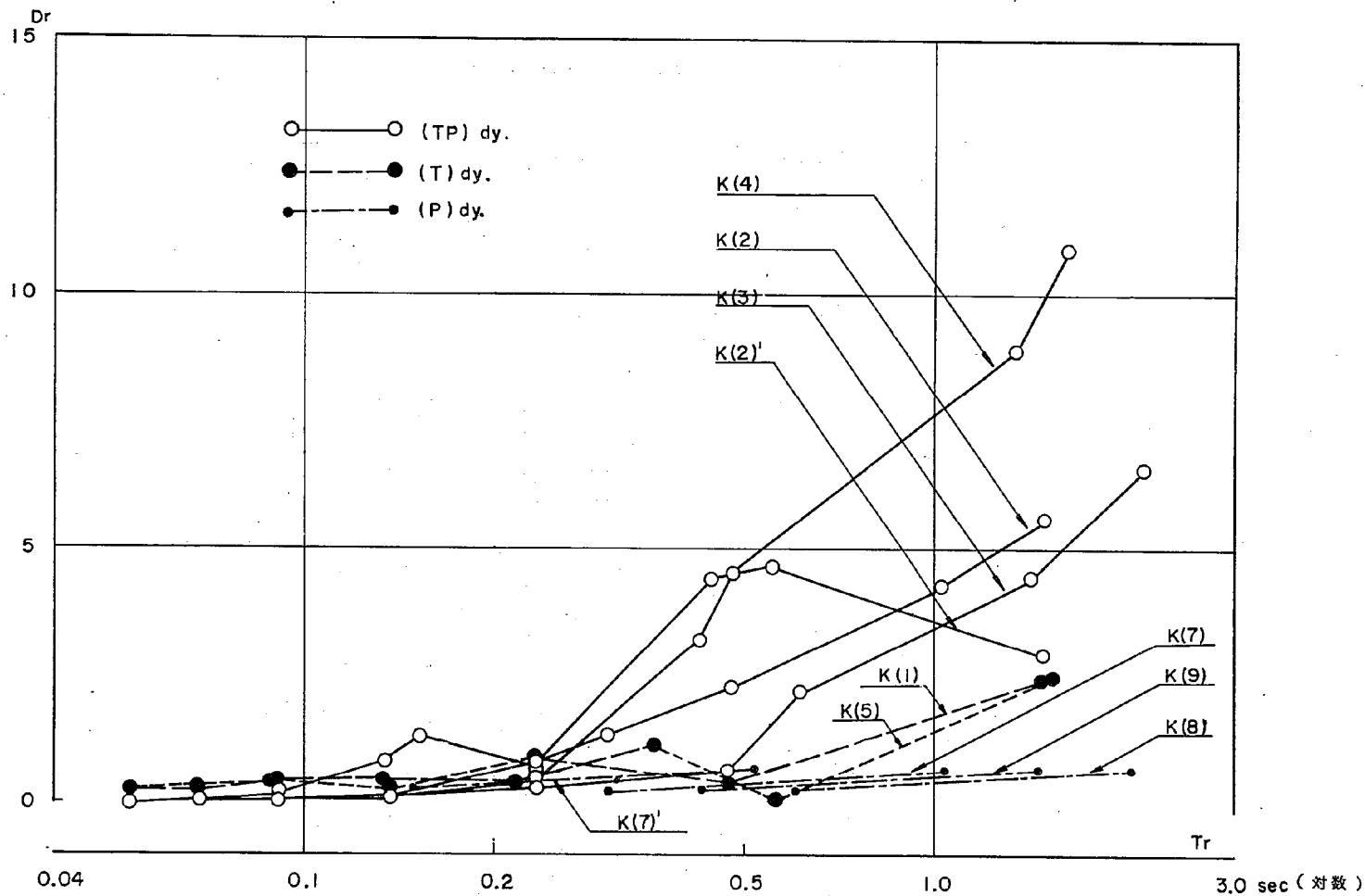


Fig.-3.1.2 固有周期(T_r)とモード寄与率(D_r)の関係

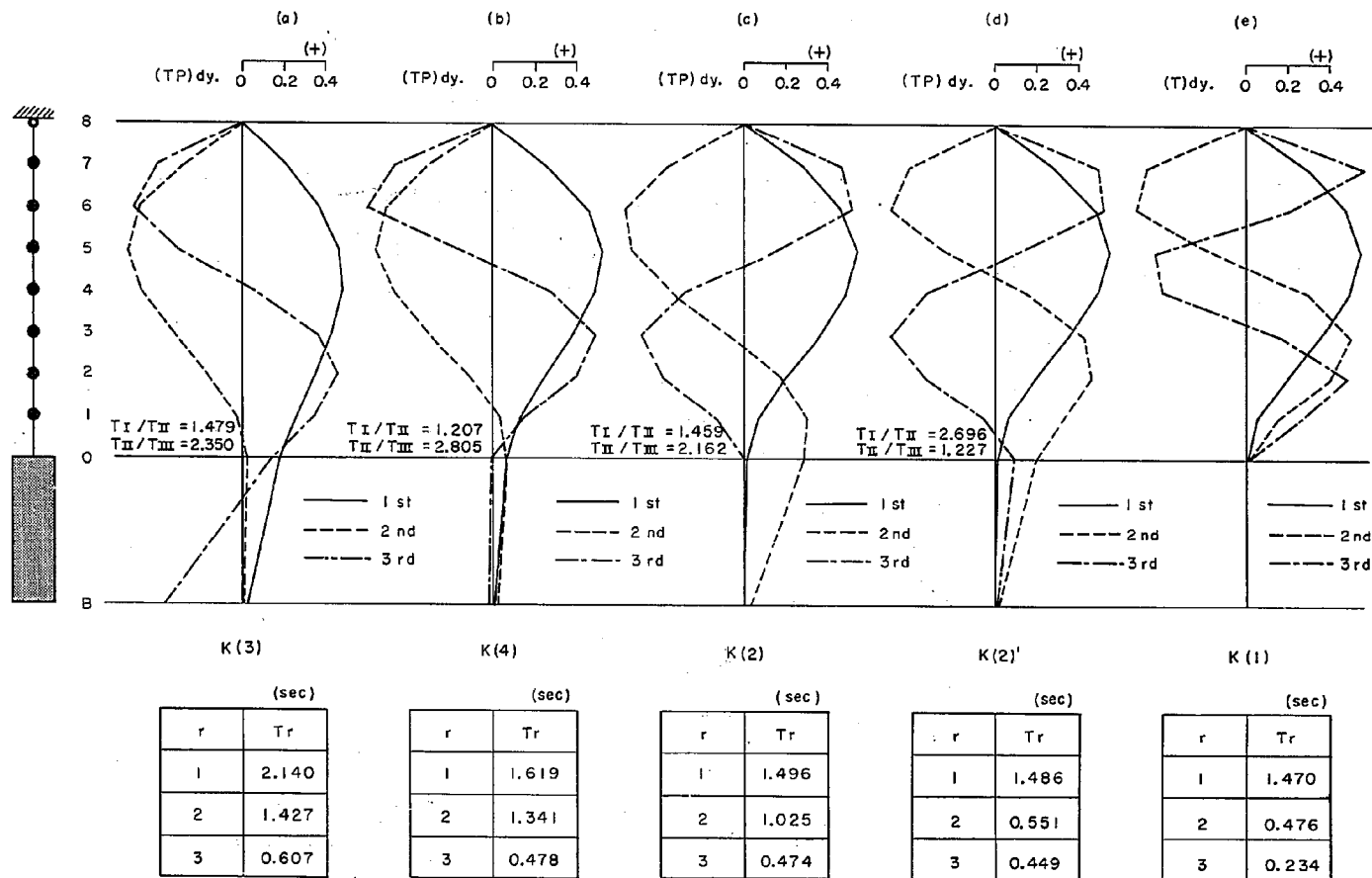


Fig.-3.1.3 下部構造のパネの変化に伴う周期・モードの変化

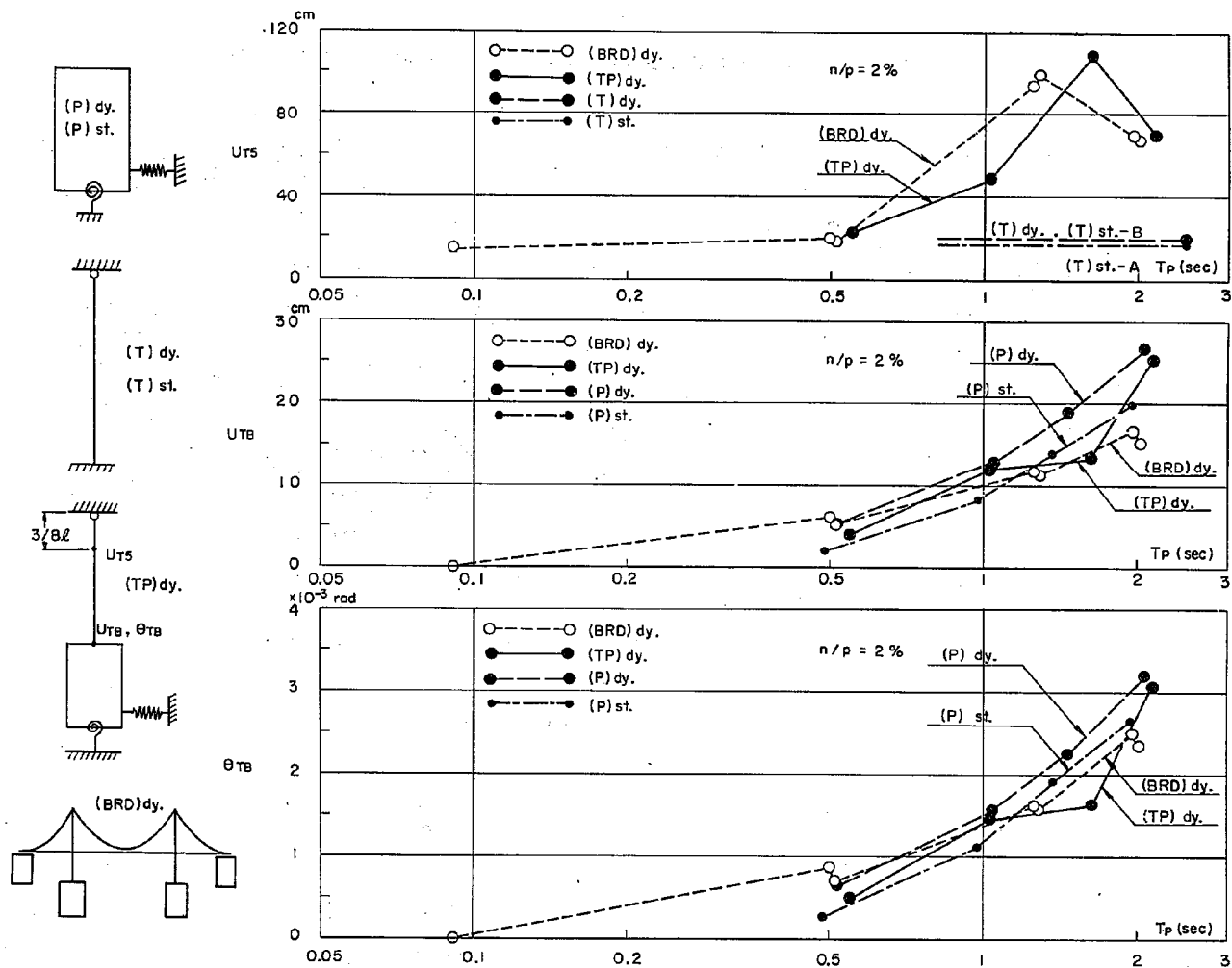


Fig.-3.1.4 下部構造のバネの変化に伴う応答変位の変化

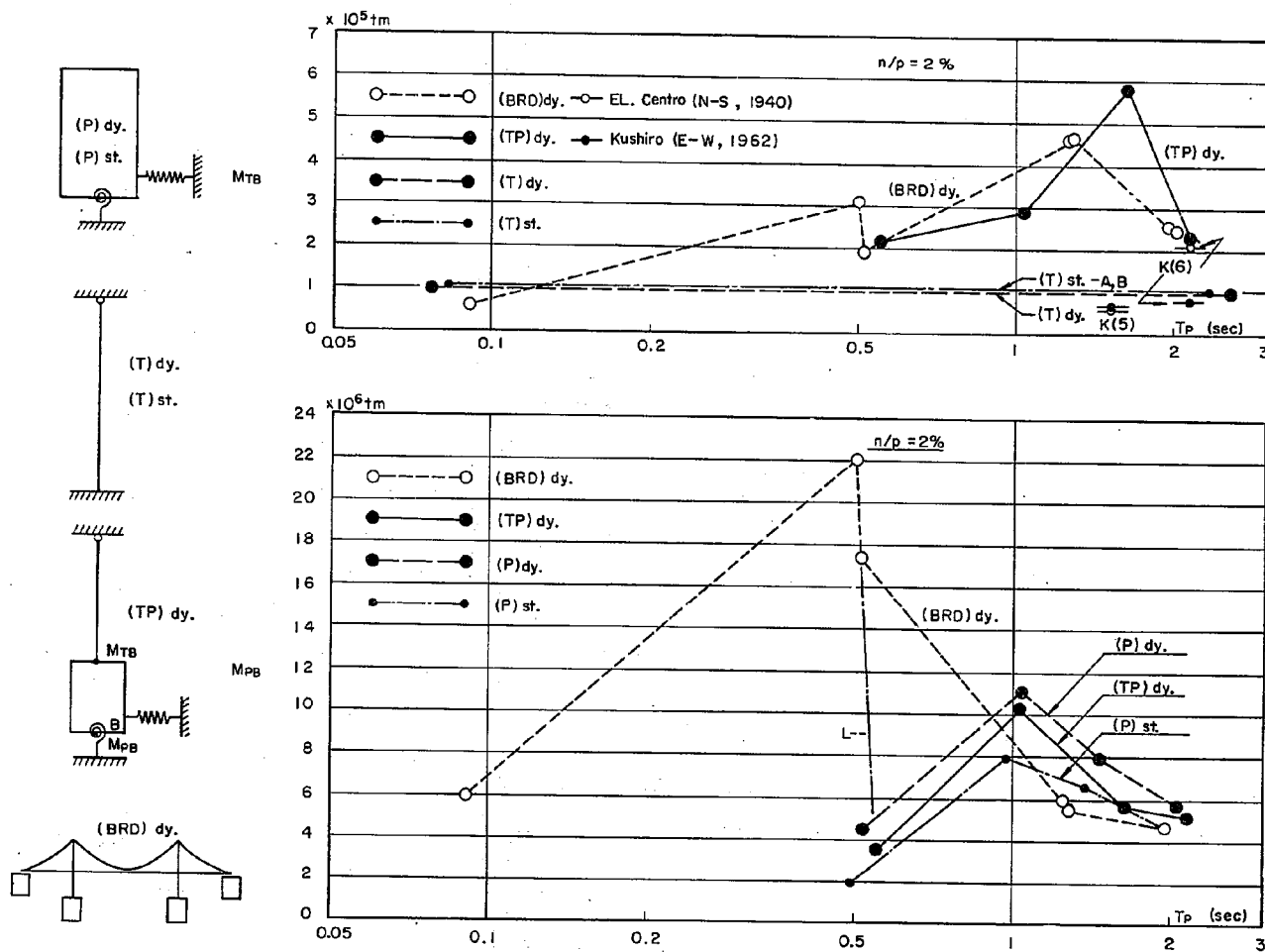


Fig.-3.1.5 下部構造のパネの変化に伴う応答曲げモーメントの変化

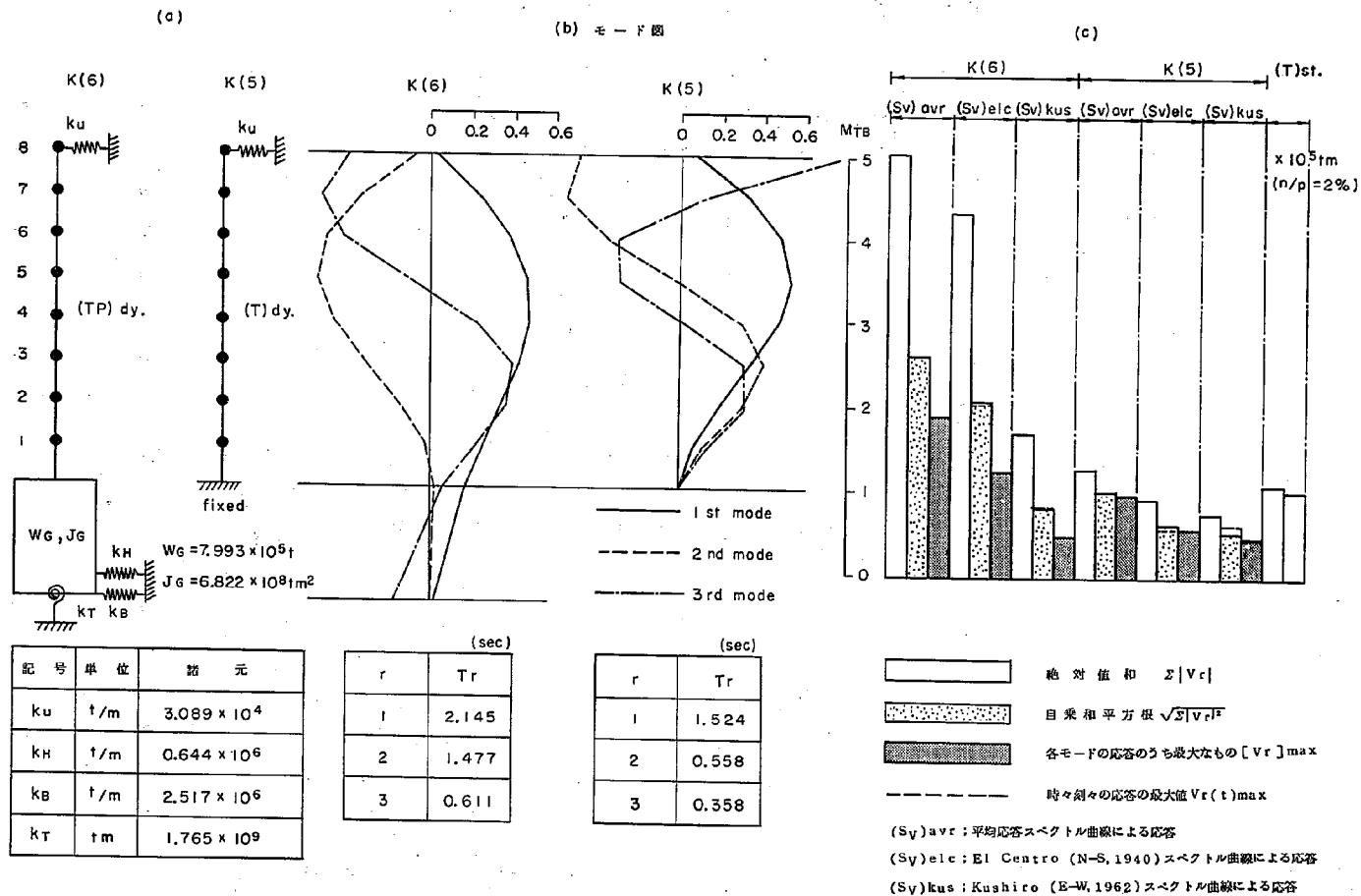


Fig.-3.1.6 K(6), K(5)における応答の重ね合わせ

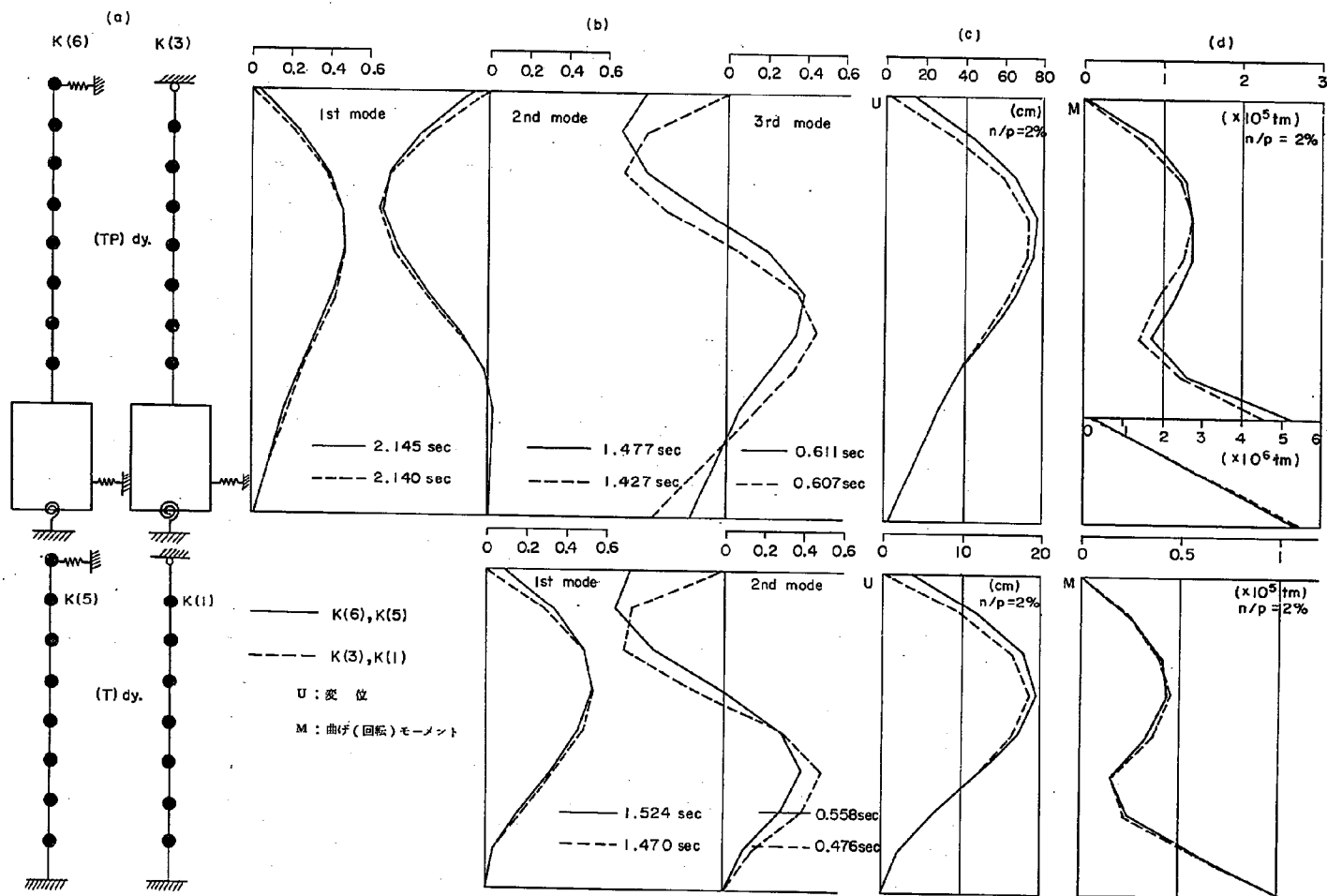


Fig.-3.1.7 塔頂の支持条件による周期・モード・応答の差異

Tab.-3.1.1 主塔の地震応答解析結果 (T)dy.

ケース	地震入力	応答の重ね合わせ	U_{TU}	U_{TS}	M_{TB}	Q_{TU}	Q_{TB}
			m	m	$\times 10^5 \text{ tm}$	$\times 10^3 \text{ t}$	$\times 10^3 \text{ t}$
K (1)	(Sv) avr.	ABS.	0	0.1907	1.287	1.292	2.502
		RMS.	0	0.1850	1.003	0.8747	1.566
		MAX.	0	0.1850	0.9847	0.8226	1.433
K (5)	(Sv) avr.	ABS.	0.0492	0.2020	1.280	1.116	2.476
		RMS.	0.0342	0.1939	1.004	0.8420	1.556
		MAX.	0.0286	0.1937	0.9813	0.8262	1.393
	(Sv) elc.	ABS.	0.0393	0.1240	0.9196	0.8320	2.065
		RMS.	0.0263	0.1151	0.6264	0.5243	1.120
		MAX.	0.0200	0.1149	0.5820	0.4900	0.8266
	(z) elc.	ART.	0.0238	0.1168	0.5927	0.5163	1.060
	(Sv) kus.	ABS.	0.0511	0.0507	0.7544	0.6006	2.254
		RMS.	0.0451	0.0368	0.5238	0.3391	1.585
		MAX.	0.0448	0.0328	0.4941	0.2929	1.550
	(z) kus.	ART.	0.0486	0.0494	0.6255	0.4083	1.753

(注) (Sv)avr. : 平均応答スペクトル
 (Sv)elc. : El Centro地震スペクトル
 (z)elc. : El Centro地震加速度
 (Sv)kus. : 釧路地震スペクトル
 (z)kus. : 釧路地震加速度
 ABS. : 絶対値和
 RMS. : 自乗和平方根
 MAX. : 卓越モードの応答
 ART. : 代数和

U_{TU} : 塔頂変位
 U_{TS} : 3/8点変位
 M_{TB} : 塔基部曲げモーメント
 Q_{TU} : 塔頂剪断力
 Q_{TB} : 塔基部剪断力

Tab.-3.1.2 主橋脚の地震応答解析結果 (P) dy.

減衰定数	ケース	周 期		重 心 点			天 端		底 面	
		1次	2次	変 位	回転角	震 度	変 位	震 度	回 転 モーメント	剪断力
n/p=2%		sec	sec	cm	$\times 10^{-3} \text{ rad}$		cm		$\times 10^6 \text{ tm}$	$\times 10^5 \text{ t}$
	K (8)	2.072	0.606	13.92	3.202	0.210	26.73	0.575	5.652	1.307
	K (9)	1.470	0.430	9.86	2.248	0.255	18.90	0.683	7.886	1.616
	K (7)	1.036	0.303	6.93	1.568	0.320	13.22	0.776	11.071	1.927
n/p=5%	K (7)	0.518	0.151	2.85	0.639	0.444	5.40	0.903	4.513	0.645
	K (8)	2.072	0.606	10.67	2.452	0.158	20.41	0.434	4.329	0.989
	K (9)	1.470	0.430	7.56	1.722	0.200	14.44	0.522	6.041	1.225
	K (7)	1.036	0.303	5.31	1.202	0.244	10.11	0.589	8.485	1.467
	K (7)	0.518	0.151	2.15	0.483	0.331	4.08	0.609	3.403	0.491

Tab.—3.1.3 主塔・主橋脚系の地震応答解析結果 (TP) dy.

ケース	地震入力	重ね 合わせ	U_{TU} m	U_{TS} m	U_{TB} m	U_{PG} m	θ_{PG} $\times 10^{-3} \text{ rad}$	M_{TB} $\times 10^5 \text{ tm}$	M_{PB} $\times 10^5 \text{ tm}$	Q_{TU} $\times 10^3 \text{ t}$	Q_{TB} $\times 10^3 \text{ t}$	Q_{PB} $\times 10^3 \text{ t}$
K(3)	(Sv) avr	ABS	0	0.9991	0.3088	0.1538	3.875	3.616	6.840	4.595	8.068	1.824
		RMS	0	0.7100	0.2537	0.1315	3.055	2.288	5.392	2.498	4.370	1.260
		MAX	0	0.6249	0.2485	0.1304	2.953	1.872	5.212	1.676	2.627	1.059
	(Sv) kus	ABS	0	0.1492	0.0544	0.0240	0.760	0.7736	1.343	1.262	2.245	0.6357
		RMS	0	0.0929	0.0376	0.0169	0.518	0.3969	0.9160	0.6270	1.062	0.5453
		MAX	0	0.0718	0.0305	0.0149	0.391	0.3142	0.6916	0.4813	0.7667	0.5395
K(4)	(Sv) avr	ABS	0	1.552	0.2134	0.1073	2.654	1.043	9.311	1.018	17.98	2.287
		RMS	0	1.087	0.1355	0.0704	1.629	5.814	5.717	5.308	9.327	1.318
		MAX	0	0.8796	0.1056	0.0549	1.269	3.912	4.453	3.389	6.341	1.075
K(2)	(Sv) avr	ABS	0	0.6786	0.1449	0.0738	1.779	4.885	1.256	5.416	7.220	2.717
		RMS	0	0.4883	0.1228	0.0646	1.456	2.905	1.028	2.867	4.042	1.854
		MAX	0	0.4325	0.1216	0.0643	1.434	2.231	1.013	1.872	3.316	1.413
K(2)'	(Sv) avr	ABS	0	0.2952	0.0569	0.0295	0.686	3.865	4.849	5.314	10.21	0.8062
		RMS	0	0.2303	0.0412	0.0216	0.491	2.141	3.471	2.918	5.642	0.4911
		MAX	0	0.2242	0.0391	0.0205	0.466	1.171	3.296	1.973	4.148	0.4176
K(6)	(Sv) avr	ABS	0.2715	1.054	0.3087	0.1538	3.874	5.050	6.838	5.901	11.00	1.824
		RMS	0.1326	0.7567	0.2510	0.1303	3.018	2.637	5.327	2.987	5.411	1.212
		MAX	0.0872	0.6654	0.2461	0.1291	2.926	1.920	5.164	1.766	3.220	1.005
	(Sv) elc	ABS	0.2628	0.8213	0.2736	0.1345	3.479	4.336	6.140	5.340	10.19	1.756
		RMS	0.1328	0.6192	0.2211	0.1143	2.672	2.113	4.715	2.678	5.014	1.193
		MAX	0.0898	0.5831	0.2156	0.1131	2.564	1.248	4.525	1.621	3.089	1.034
	(z) elc	ART	0.1428	0.6692	0.2292	0.1163	2.823	2.112	4.983	2.963	5.280	1.317
		ABS	0.1261	0.1606	0.0517	0.0228	0.723	1.732	1.275	2.018	4.466	0.6033
		RMS	0.0647	0.0984	0.0339	0.0155	0.462	0.8095	0.8151	1.020	2.180	0.4776
		MAX	0.0408	0.0710	0.0271	0.0137	0.336	0.4875	0.5938	0.7368	1.403	0.4701
	(z) kus	ART	0.0611	0.0982	0.0318	0.0154	0.411	0.8117	0.7246	0.9001	2.089	0.5254
		ABS	0.2658	0.2813	0.0576	0.0299	0.694	3.853	4.904	4.510	8.274	0.8149
		RMS	0.1558	0.2328	0.0390	0.0206	0.462	2.034	3.262	2.321	4.185	0.4931
		MAX	0.1209	0.2308	0.0349	0.0185	0.410	1.239	2.901	1.547	3.248	0.4226
K(6)'	(Sv) avr	ABS	0.1761	0.3191	0.0832	0.0430	1.006	2.739	1.776	3.764	6.771	0.3094
		RMS	0.0962	0.2608	0.0545	0.0285	0.651	1.507	1.149	1.837	3.196	0.1666
		MAX	0.0716	0.2571	0.0506	0.0265	0.604	1.205	1.067	1.118	1.893	0.1350

(注) 記号は Tab.—3.1.1 に同じ

Tab.-3.1.4 全橋系の地震応答解析結果

(n/p=2%, RMS.)

振動 方向	ケース	U _{TU}	U _{TS}	U _{TB}	U _{PG}	θ_{PG}	M _{TB}	M _{PB}	Q _{TU}	Q _{TB}	Q _{PB}
		m	m	m	m	$\times 10^3 \text{ rad}$	$\times 10^5 \text{ tm}$	$\times 10^6 \text{ tm}$	$\times 10^8 \text{ tm}$	$\times 10^3 \text{ tm}$	$\times 10^5 \text{ tm}$
LL	1 A	0.1605	0.1402	0.0008	0.0003	0.0086	0.6115	6.030	0.9146	1.738	1.459
	2' A	0.1968	0.2033	0.0776	0.0378	0.8663	3.097	22.07	6.278	13.08	6.672
	2 A	0.1848	0.1867	0.0346	0.0316	0.6874	1.922	17.42	3.921	7.978	4.205
	3' A	0.2309	0.9368	0.1450	0.0724	1.615	4.611	5.904	5.436	9.099	1.854
	3 A	0.2335	0.9855	0.1414	0.0698	1.579	4.655	5.547	5.323	8.962	1.694
	4' A	0.3830	0.7039	0.2098	0.1020	2.495	2.547	4.571	3.378	5.198	1.527
	4 A	0.4180	0.6843	0.1925	0.0928	2.341	2.451	4.121	3.262	4.828	1.467
TT	1 B	0.0975	—	0.0006	0.0002	0.0039	2.788	6.938	0.3917	3.085	0.4895
	2' B	0.1675	—	0.0358	0.0196	0.3361	5.776	16.86	0.4426	4.784	3.455
	2 B	0.1596	—	0.0363	0.0199	0.3399	5.465	16.99	0.4457	7.201	3.491
	3' B	0.6159	—	0.0794	0.0397	0.9825	17.01	6.856	1.307	12.14	1.419
	3 B	0.5199	—	0.0663	0.0332	0.8331	13.20	5.703	1.121	8.617	1.232
	4' B	0.6895	—	0.1193	0.0550	1.510	16.01	5.281	1.087	11.39	0.8726
	4 B	0.8642	—	0.1545	0.0717	1.960	19.65	6.727	1.285	12.88	1.170

(注) LL : 橋軸方向

TT : 橋軸直角方向

RMS : 自乗和の平方根

Tab.— 3.1.5 主塔・主橋脚系の応答変位の卓越周期

(sec)																					
No.	$(T_1/T_0)^2$	(P) dy.			(T) dy.			(TP) dy. (hinged)							(TP) dy. (elastic)						
		ケース	T_I	T_{II}	ケース	T_I	T_{II}	ケース	T_I	T_{II}	T_{III}	T_{IV}	T_{rc}	T_{rs}	ケース	T_I	T_{II}	T_{III}	T_{IV}	T_{rc}	T_{rs}
1	1	K(8)	2.072	0.606	K(1)	1.470	0.476	K(3)	2.140	1.427	0.607	0.471	2.140	2.140	K(6)	2.145	1.477	0.611	0.550	2.145	2.145
					K(5)	1.524	0.558														
2	1/2	K(9)	1.470	0.430	K(1)	1.470	0.476	K(4)	1.619	1.341	0.478	0.426	1.619	1.619	—	—	—	—	—	—	—
					K(5)	1.524	0.558														
3	1/4	K(7)	1.036	0.303	K(1)	1.470	0.476	K(2)	1.496	1.025	0.474	0.303	1.025	1.496	—	—	—	—	—	—	—
					K(5)	1.524	0.558														
4	1/10	—	—	—	K(1)	1.470	0.476	—	—	—	—	—	—	—	K(6)''	1.588	0.709	0.520	0.351	0.709	1.588
					K(5)	1.524	0.558														
5	1/16	K(7)'	0.518	0.151	K(1)	1.470	0.476	K(2)	1.486	0.551	0.449	0.232	0.551	0.551	K(6)'	1.539	0.588	0.498	0.354	0.498	1.539
					K(5)	1.524	0.558														

(注) $(T_I/T_0)^2$: 基準とするケースの周期に対するあるケースの周期の比の2乗

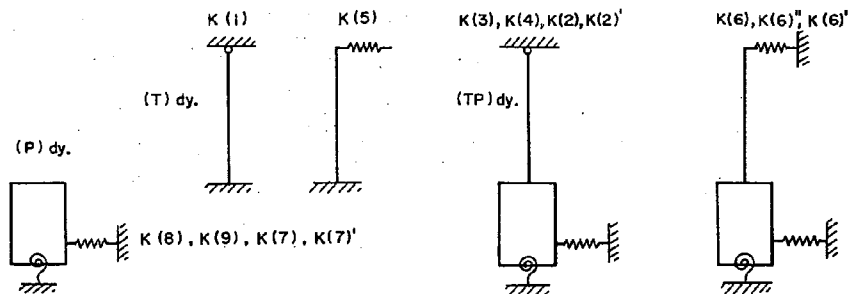
$T_I, \dots, T_{IV}$: 各モードの周期 (I, II, ... IV 次)

T_{rc} : 主橋脚重心点の変位 (U_{rc}, θ_{rc}) が卓越する周期

T_{rs} : 塔頂から 3/8ℓ 点の変位 (U_{rs}) が卓越する周期

hinged : 塔頂鉸固定

elastic : 塔頂弾性支持



Tab.—3.1.6 応答の卓越する周期（主塔・主橋脚系，全橋系）

振動系	振動方向	ケース	変位					曲げモーメント			剪断力			
			U_{TV}	U_{Ts}	U_{TB}	U_{PG}	θ_{PG}	M_{Ts}	M_{TB}	M_{PB}	Q_{TV}	Q_{Ts}	Q_{TB}	Q_{PB}
主塔・主橋脚系 (TP) dy.	橋軸方向 (LL)	K(3)	—	2.140	2.140	2.140	2.140	2.140	1.427	2.140	2.140	2.140	2.140	0.607
		K(4)	—	1.619	1.619	1.619	1.619	1.619	1.341	1.619	1.619	0.478	1.619	0.426
		K(2)	—	1.496	1.025	1.025	1.025	1.496	1.496	1.025	1.496	0.474	1.496	1.025
		K(2)'	—	0.551	0.551	0.551	0.551	1.486	0.449	0.551	0.551	0.449	0.551	0.551
		K(6)	0.611	2.145	2.145	2.145	2.145	2.145	1.477	2.145	2.145	0.611	2.145	0.611
		K(6)'	0.520	1.588	0.709	0.709	0.709	1.588	1.588	0.709	0.709	0.520	0.709	0.709
		K(6)''	0.498	1.539	0.498	0.498	0.498	1.539	0.498	0.498	0.498	0.498	0.589	0.498
全橋系 (BRD) dy.	橋軸方向 (LL)	1 A	12.09	1.418	0.091	0.091	0.091	1.418	1.418	0.091	1.418	0.091	0.431	0.091
		2'A	12.09	1.421	0.501	0.501	0.501	0.501	0.425	0.501	0.425	0.425	0.425	0.501
		2 A	12.09	1.422	0.512	0.512	0.512	0.512	0.426	0.512	0.426	0.426	0.426	0.512
		3'A	2.037	1.512	1.255	1.255	1.255	1.512	1.255	1.255	1.255	0.424	1.512	1.255
		3 A	2.039	1.534	1.283	1.283	1.283	1.534	1.283	1.283	1.283	1.534	1.534	0.493
		4'A	2.099	1.379	1.954	1.954	1.954	1.379	1.379	1.954	1.379	0.686	1.379	0.686
		4 A	2.113	1.383	2.015	2.015	2.015	1.383	1.383	2.015	1.383	0.696	1.383	0.696
	橋軸直角方向 (TT)	1 B	0.928	0.928	0.077	0.077	0.077	0.928	0.928	0.077	2.140	0.928	0.928	0.077
		2'B	0.836	0.836	0.403	0.403	0.403	0.403	0.403	0.403	2.140	0.403	0.176	0.403
		2 B	0.943	0.943	0.408	0.408	0.408	0.408	0.943	0.408	2.140	0.408	0.182	0.408
		3'B	0.768	1.248	1.248	1.248	1.248	0.768	0.768	1.248	1.248	0.768	0.768	0.447
		3 B	0.839	0.839	1.322	1.322	1.322	0.839	0.839	0.454	1.322	0.839	0.839	0.454
		4'B	0.836	2.265	2.265	2.265	2.265	0.836	0.836	2.265	0.836	0.836	0.836	0.615
		4 B	2.322	2.322	2.322	2.322	2.322	0.913	0.913	2.322	0.913	0.913	0.913	0.638

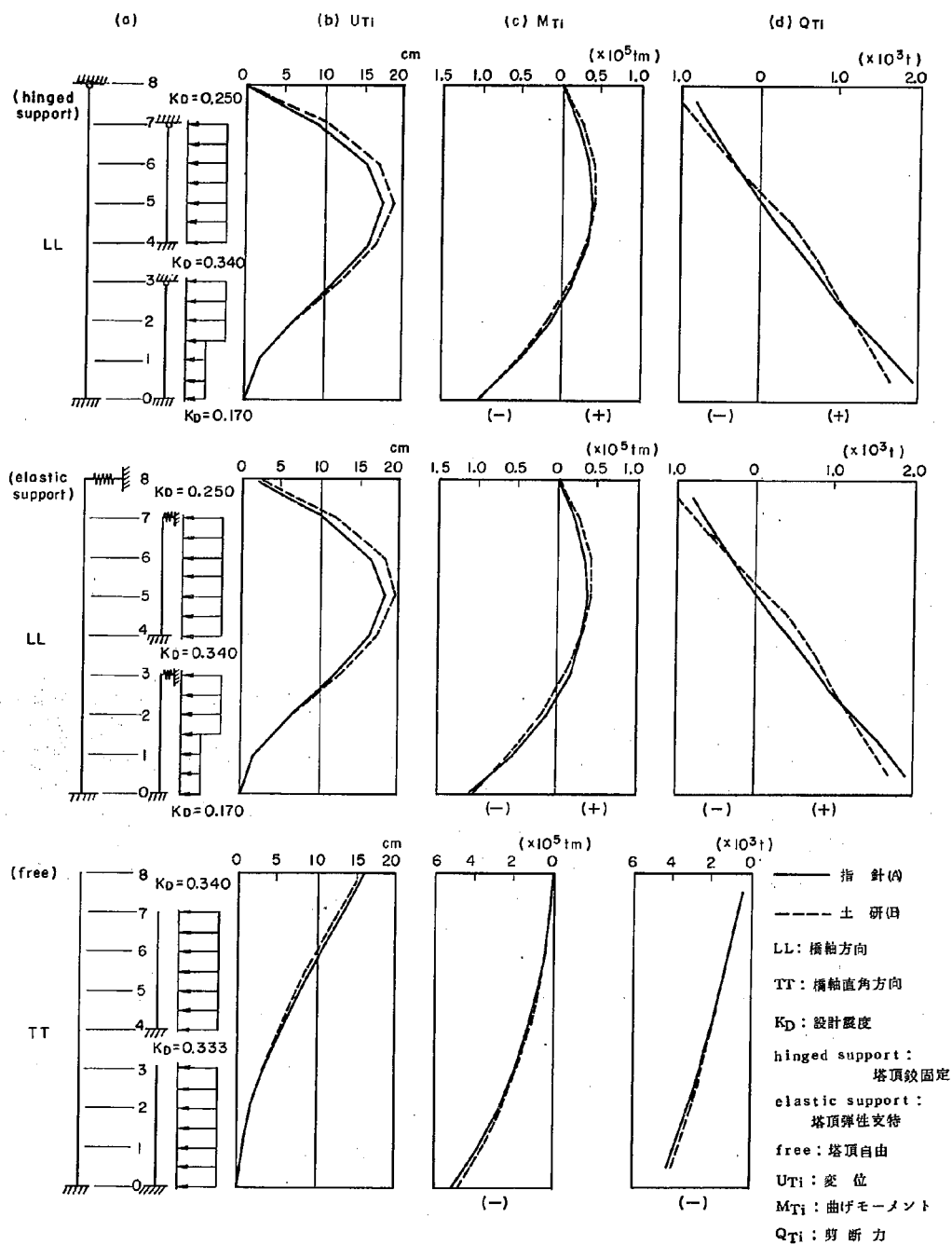
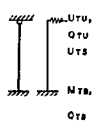


Fig.-3.2.1 主塔の静的解析結果 (T) st.

Tab.-3.2.1 主塔の静的解析結果 (T)st.-A, B (橋軸方向, 橋軸直角方向)

方向	ケース	塔頂支持条件	U _{TU}	U _{TS}	M _{TB}	Q _{TU}	Q _{TS}	備 考
			cm	cm	×10 ⁵ tm	×10 ³ t	×10 ³ t	
LL	(T)st.-A (指針)	鉸 固 定	—	1 7 4 5	1.0 8 4	0.8 0 3	1.9 2 1	
		弾 性 支 持	1.7 7	1 8.1 8	1.0 9 9	0.7 9 6	1.9 2 7	
	(T)st.-B (土研)	鉸 固 定	—	1 8.8 6	1.0 3 3	0.9 7 7	1.6 6 4	
		弾 性 支 持	2.2 2	1 9.7 7	1.0 5 1	0.9 6 9	1.6 7 3	
TT	(T)st.-A	自 由	15.9 3	—	4.9 5 1	—	4.1 8 1	
	(T)st.-B		15.2 9	—	4.7 5 0	—	4.0 1 3	

(注) LL ; 橋軸方向
 TT ; 橋軸直角方向
 U ; 変 位
 M ; 曲げモーメント
 Q ; 剪 断 力

Tab.-3.2.2 主橋脚の静的解析結果 (P)st.

ケース	周 期	重 心 点			天 端		底 面	
		変 位	回 転 角	震 度	変 位	震 度	回 転 モーメント	剪 断 力
	sec	cm	×10 ³ rad		cm		×10 ⁶ tm	×10 ⁵ t
K (8)	1.9 4 8	9.3 3	2.6 6 3	0.1 4 9	1 9.9 8	0.2 1 2	4.7 0 1	1.3 4 2
K (9)	1.3 8 2	6.6 2	1.8 8 9	0.2 1 0	1 4.1 7	0.2 9 9	6.6 2 7	1.8 9 2
K (7)	0.9 7 4	3.9 2	1.1 1 8	0.2 5 0	8.3 9	0.3 5 6	7.8 9 6	2.2 5 4
K (7Y)	0.4 8 7	0.9 8	0.2 8 0	0.2 5 0	2.1 0	0.3 5 6	1.9 7 4	0.5 6 4

§ 4. 解析結果の検討および結論

4.1 検討の方向

前章で、連成系の隣り合うモードの周期が接近することにより、固有ベクトル値の接近が生じ、これらにともなって応答が著しく増幅されるという結果が示された。

本報告での解析の条件は「1.3 地震応答解析の基本事項」に示されているように

- (1) 線型弾性の系の力学モデルを採り、
- (2) モーダル・アナリシスの手法により、
- (3) 減衰定数を系全体ならびに各モードを通じて一定とし、
- (4) 主塔単独系の静的解析結果と比較して応答の大小を論じている点にある。

また本解析では、非線型の力学モデルによる解析、周期・モードの接近するケースでの時々刻々の応答解析、モードごとに減衰が変わる場合の解析、その他統計的手法による解析などを行っていないので、前項の4条件を十分に検討することはできないことから、検討の方向として

- (1) 周期・モードの接近による応答の増幅の傾向を簡単な2自由度系の力学モデルで説明し、
- (2) 主塔・主橋脚系の応答の増幅の傾向を表わす2つのパラメーターについて考察し、
- (3) 周期・モードの接近を避けることが望ましいとの結論づけを行い、定性的な検討として報告をまとめた。

4.2 2自由度系力学モデルによる検討

底面中心のまわりに回転変位のみをなし得る剛体ケーソンと頂部質点の水平変位のみをなし得る梁とが組み合わされた Fig.- 4.2.1 のような2自由度の線型力学モデル系を考える。図中の記号の意味は、

m ; 梁の質量 ($t \cdot \text{sec}^2 / m$)

J ; 剛体ケーソンの底面中心に関する回転慣性モーメント

($t \cdot m \cdot \text{sec}^2$)

k_H ; 梁の弾性抵抗力を示すバネ定数 (t/m)

k_r ; 地盤の弾性を示す回転バネ定数 ($t \cdot m$)

c_H ; 梁の減衰係数 ($t \cdot \text{sec} / m$)

c_r ; 剛体ケーソンの減衰係数 ($t \cdot m \cdot \text{sec}$)

z ; 地震波の変位 (m)

x_1 ; 質量 m の変位 (m)

x_2 ; ケーソン頂部の変位 (m)

θ ; ケーソンの回転変位 (rad)

ℓ ; 梁の高さ (m)

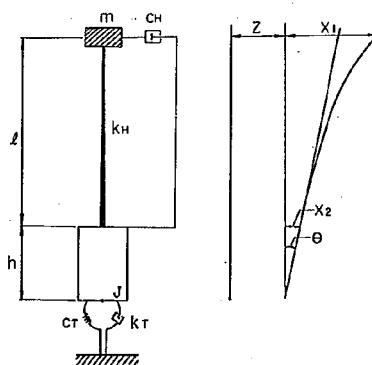


Fig.-4.2.1 2自由度系力学モデル

h : ケーソンの高さ (m)

Fig. - 4. 1. 1 の系の運動エネルギー (T) , ポテンシャル・エネルギー (V) および散逸函数 (F) は, eq. (10) のごとく表わされ, ラグランジュの運動方程式 eq. (12) が導かれる。ただし q_i は一般座標であってこの場合は $q_1 = x_1$, $q_2 = \theta$, Q_i は一般力で $Q_i = 0$ とする。

$$2T = m(\dot{x} + \dot{z})^2 + J\dot{\theta}^2, \quad (a)$$

$$2V = k_H [x - (\ell + h)\theta]^2 + k_T \theta^2, \quad (b) \quad \dots\dots\dots \text{eq. (10)}$$

$$2F = c_H [\dot{x} - (\ell + h)\dot{\theta}]^2 + c_T \dot{\theta}^2. \quad (c)$$

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{q}_i} \right) + \frac{\partial F}{\partial \dot{q}_i} + \frac{\partial V}{\partial q_i} = Q_i, \quad \dots\dots\dots \text{eq. (11)}$$

$$i = 1, 2; q_1 = x_1, q_2 = \theta$$

$$\begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} \\ m_{21} & m_{22} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{\theta} \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} \\ c_{21} & c_{22} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{\theta} \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} x_1 \\ \theta \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} \\ m_{21} & m_{22} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{z} \\ 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} -1 \\ -1 \end{pmatrix} \quad \dots\dots\dots \text{eq. (12)}$$

ただし eq. (12) における記号の内容は

$$m_{11} = m, \quad m_{12} = m_{21} = 0, \quad m_{22} = J$$

$$c_{11} = c_H, \quad c_{12} = c_{21} = -c_H(\ell + h), \quad c_{22} = c_T + c_H(\ell + h)^2$$

$$k_{11} = k_H, \quad k_{12} = k_{21} = -k_H(\ell + h), \quad k_{22} = k_T + k_H(\ell + h)^2$$

いま, eq. (12) の左辺を零として自由振動の状態を考え, 減衰項を無視し, $x_1 = \tilde{x}_1 \sin pt$, $\theta = \tilde{\theta} \sin pt$ なる単弦振動と仮定すると (p は固有円振動数) 次式のごとく表わされる。

$$\begin{bmatrix} -mp^2 + k_H & -k_H(\ell + h) \\ -k_H(\ell + h) & -Jp^2 + k_T + k_H(\ell + h)^2 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \tilde{x}_1 \\ \tilde{\theta} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad \dots\dots\dots \text{eq. (13)}$$

$\tilde{x}_1 = \tilde{\theta} = 0$ でないためには

$$\begin{vmatrix} -mp^2 + k_H & -k_H(\ell + h) \\ -k_H(\ell + h) & -Jp^2 + k_T + k_H(\ell + h)^2 \end{vmatrix} = 0 \quad \dots\dots\dots \text{eq. (14)}$$

いまつぎの簡略化を行う。

$$p_{11}^2 = \frac{k_H}{m} \quad (a)$$

$$p_{22}^2 = \frac{k_T + k_H(\ell + h)^2}{J} \quad (b) \quad \dots\dots\dots \text{eq. (15)}$$

$$p_{12}^4 = \frac{k_H^2(\ell + h)^2}{mJ} \quad (c)$$

$$\beta_m = \frac{m(\ell+h)^2}{J} \quad (d) \quad \dots\dots\dots \text{eq (15)}$$

$$\beta_1 = \frac{k_H(\ell+h)^2}{k_T} \quad (e)$$

eq. (14) から r 次モード ($r = I, II$) の固有値の p_{11}^2 に対する比 p_r^2/p_{11}^2 はつぎのごとく求められる。

$$\frac{p_r^2}{p_{11}^2} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{p_{22}^2}{p_{11}^2} \right) \pm \frac{1}{2} \sqrt{\left(1 - \frac{p_{22}^2}{p_{11}^2} \right)^2 + 4 \frac{p_{12}^4}{p_{11}^4}} \quad \dots\dots\dots \text{eq (16)}$$

ただし,

$$\frac{p_{22}^2}{p_{11}^2} = \beta_m \left(1 + \frac{1}{\beta_K} \right); \quad \frac{p_{12}^4}{p_{11}^4} = \beta_m \quad \dots\dots\dots \text{eq (17)}$$

いま x_1, θ に対する固有ベクトルを $\phi_{1r}, \phi_{\theta r}$ とし、 $\phi_{1r} = 1$ なる関係から、 $\phi_{\theta r}$ および相当質量 m_r , モード寄与率 D_r , 減衰定数 h_r を求めるとつぎのようになる。

$$\phi_{1r} = 1, \quad \phi_{\theta r} = \left(1 - \frac{p_r^2}{p_{11}^2} \right) \frac{1}{\ell+h} = \frac{\phi_{x\theta r}}{\ell+h} \quad (a)$$

$$m_r = m\phi_{1r}^2 + J\phi_{\theta r}^2 = m \left(1 + \frac{\phi_{x\theta r}^2}{\beta_m} \right) \quad (b)$$

$$D_r = \frac{m}{m_r} = \frac{1}{1 + \frac{\phi_{x\theta r}^2}{\beta_m}} \quad (c)$$

$$\frac{h_r}{h_H} = \frac{D_r}{p_r/p_{11}} \left[\left(1 - \phi_{x\theta r} \right)^2 + \sqrt{\frac{p_{22}^2}{p_{11}^2} - \beta_m} \cdot \frac{\phi_{x\theta r}^2}{\beta_m} \cdot \frac{h_T}{h_H} \right] \quad (d) \quad \dots\dots\dots \text{eq (18)}$$

ここに、 h_H, h_T はそれぞれ梁および、ケーソンが単独にあるときの、質量 m の相対水平速度と回転慣性 J の相対角速度に比例する粘性減衰定数を示すもので、 $h_H = c_H/2\sqrt{mk_H}$, $h_T = c_T/2\sqrt{Jk_T}$ で示される量である。

[1] β_m と連成系の固有振動特性との関係 (Fig.-4.2.2~4)

β_m は eq. (15) で与えられるが、物理的な意味は、2 質点系でいえば 2 つの質量の比に相当し、ケーソンの回転慣性モーメント J に対する質量 m のケーソン底面に関する慣性モーメント $m(\ell+h)^2$ の比になっており、梁とケーソンの慣性の相対的な比を示す量である。

また、eq. (16) から 1, 2 次モードの固有値の差をとると次式で表わされる。

$$\frac{p_{II}^2}{p_{11}^2} - \frac{p_I^2}{p_{11}^2} = \sqrt{\left(1 - \frac{p_{22}^2}{p_{11}^2} \right)^2 + 4\beta_m} \quad \dots\dots\dots \text{eq (19)}$$

これは固有値の差が右辺の一定の値になるような双曲線であり、周期が最も接近する条件は

$$\frac{p_{22}^2}{p_{11}^2} = 1, \beta_m \rightarrow +0 \quad \dots\dots\dots \text{eq (20)}$$

であることがわかる (Fig.- 4.2.2)。 $\beta_m = 0$ は $m = 0$ に相当し意味を持たないので、 $\beta_m > 0$ かつ最小の値と考えることにする。

つぎに梁頂部と基部の変位 x_1, x_2 に対する固有ベクトル ϕ_{1r}, ϕ_{2r} は

$$\phi_{1r} = 1 \quad (a)$$

$$\phi_{2r} = \left(1 - \frac{p_r^2}{p_{11}^2}\right) \frac{h}{\ell + h} \quad (b) \quad \dots\dots\dots \text{eq (21)}$$

これを図化したものが Fig.- 4.2.3 であり、eq (20) の条件のときは振動モードも接近し、梁の変位はケーソンの変位に対し著しく比率が大きくなることがわかる。

p_{22}^2/p_{11}^2 , β_m の変化に対する他の量 (D_r, h_r) の変化の様子を Fig.- 4.2.4 に示してある。この図から、 $p_{22}^2/p_{11}^2 = 1$ の時は他と著しく異なる傾向を表わしていることがわかる。とくに減衰定数 h_r/h_H は、 β_m が 0 に近づくとつれ値が接近するとともに、梁とケーソンがそれぞれ単独にあるときの減衰定数 (h_H, h_T) の中間の値に収れんする傾向にある。

たとえば、 $h_H = 2\%$, $h_T = 10\%$ とすると図から、 $\beta_m = 0.01$ で $h_r = 3 \times 2 = 6\%$ となることが読みとれる。これは系全体の減衰が梁の減衰に引きずられていることを示す。 $p_{22}^2/p_{11}^2 \approx 1$ であれば、2次モードの減衰は1次に比べ大きくなりその程度は β_m によって異なっている。

これらの考察から

- (1) 周期・モードの接近にもとづく応答の増幅の度合を推計するパラメーターはこのモデルで p_{22}^2/p_{11}^2 と β_m になっているが、これは主塔・主橋脚系の橋軸直角方向にはすぐ適用でき、また橋軸方向には塔頂の拘束条件を含めて同様な形に表わすことができよう。
- (2) ある次数の隣り合うモードの周期が接近すると、両者の減衰定数は接近し、しかも各構造部材の減衰定数の中間的な値となり、周期がかけ離れた他のモードでは高次モードの減衰は大きくなりその値も周期に対応して接近の度合も小さくなっていくであろうと推察できることから、§ 3 で示した応答の増幅の度合は実際の挙動に比べて大きすぎるものとなっているものと思われる。この点から考えてある程度の周期・モードの接近があるとしても、応答を評価する際に減衰定数に対する考慮を払うことで、実際の挙動と著しく相違した非常に大きな応答を設計に直接持込むことを避けることができるものと思われる。

しかし周期・モードの接近は簡単な力学モデルで大体の傾向を見出し得るのであるから、予め避けるような配慮が必要であろう。

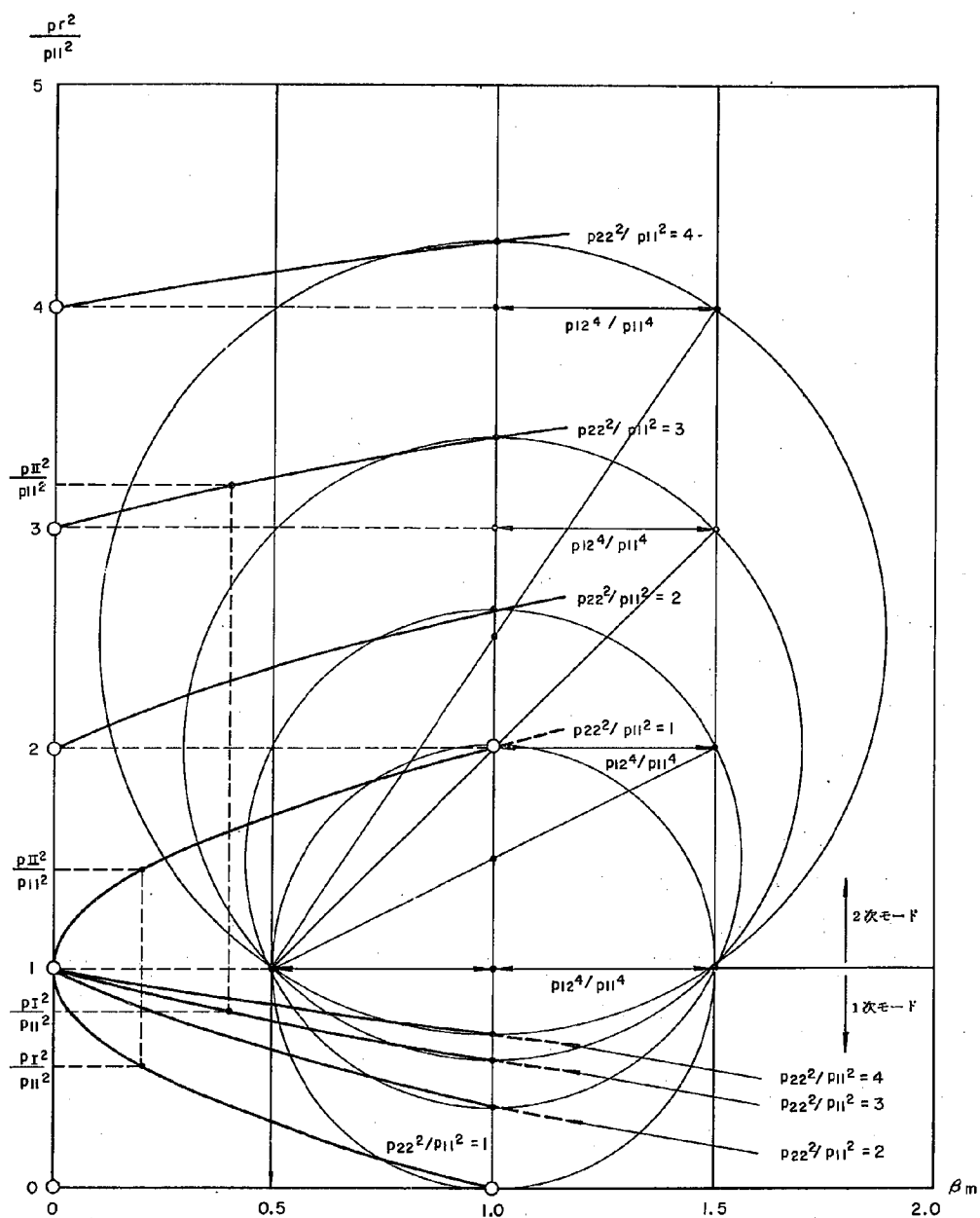


Fig.-4.2.2 β_m と連成系の固有値との関係

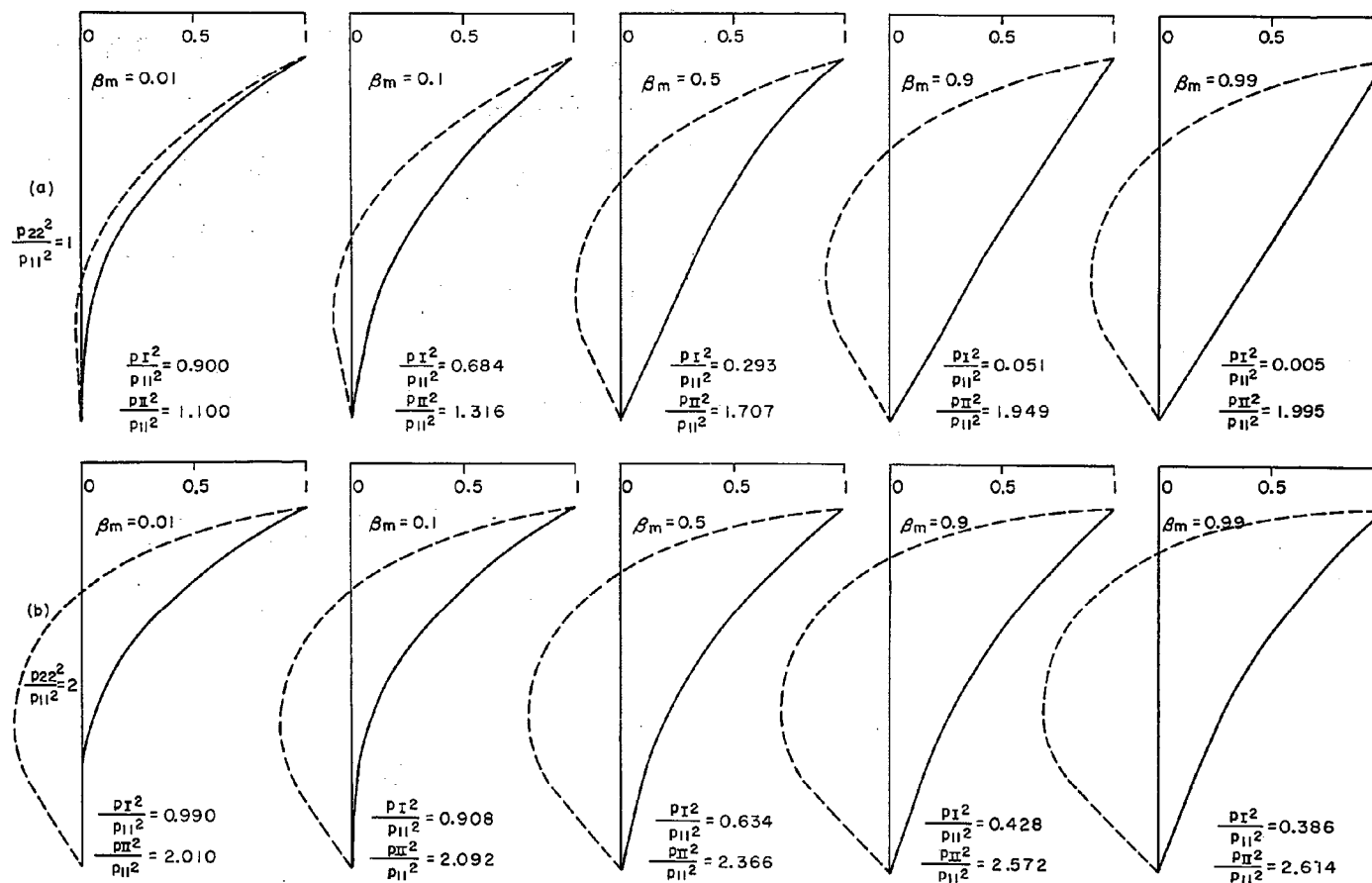


Fig.-4.2.3 β_m と連成系の振動モードとの関係

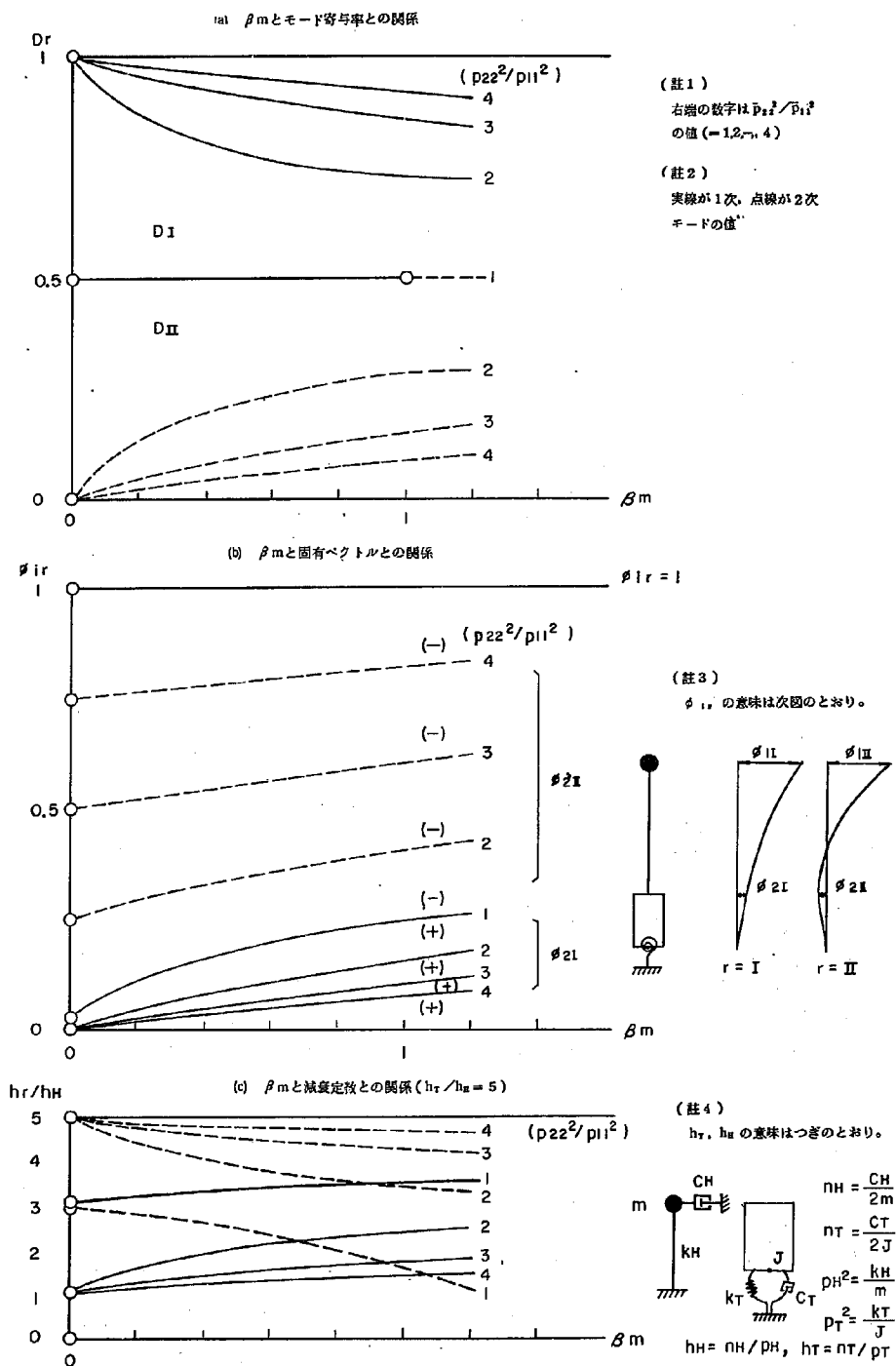


Fig.-4.2.4 連成系におけるモード寄与率, 固有ベクトル, 減衰定数

(2) βm と連成系の応答特性との関係 (Fig. 4.2.5~7, Tab. 4.2.1)

Fig. 4.1.1 の力学モデルで $p_{22}^2/p_{11}^2 = 1$ の場合に βm の変化にともない応答変位、加速度がどのように変化してゆくかを示したものが Fig. 4.2.5~7, Tab. 4.2.1 である。

いま梁の頂部質点の運動に着目し 1 自由度系としての固有周期 $T_{11} = 2\pi/\sqrt{p_{11}^2}$ に対応する加速度スペクトル値を S_{A1} 、連成系の 1, 2 次の固有周期 T_I, T_{II} に対応する加速度スペクトル値を S_{A1}, S_{AII} とすると、1 自由度系の加速度 S_{A11} 、変位 S_{A11}/p_{11}^2 に対する連成系の応答加速度・変位 $\ddot{x}_1 + \ddot{z}$, x_1 の比は次式で表わされる。

$$\frac{\ddot{x}_1 + \ddot{z}}{S_{A11}} = \sqrt{\left(D_I \frac{S_{A1}}{S_{A11}}\right)^2 + \left(D_{II} \frac{S_{AII}}{S_{A11}}\right)^2} \quad (a) \quad \dots\dots\dots \text{eq (22)}$$

$$\frac{x_1}{S_{A11}/p_{11}^2} = \sqrt{\left(\frac{D_I}{p_{11}^2/p_{11}^2} \cdot \frac{S_{A1}}{S_{A11}}\right)^2 + \left(\frac{D_{II}}{p_{11}^2/p_{11}^2} \cdot \frac{S_{AII}}{S_{A11}}\right)^2} \quad (b)$$

Fig. 4.2.5 から $\beta m = 0.9, 0.5, 0.1$ に応じて応答加速度は大きくなっており、周期・モードの接近は応答を増幅させることがわかるが、一方 Fig. 4.2.6 からは βm が小さくなるに従い応答変位は小さくなっている。

これは一つには加速度と変位のスペクトル曲線に起因し、つぎに 1, 2 次モードの周期そのものに起因する。もし Fig. 4.2.7 のような接近の仕方であれば加速度・変位とも大きくなってくる。つまり、1 次の周期に対し 2 次の周期が加速度スペクトルのピークをつかまえるような状態が最も苛酷な応答を与えることになる。

これらの考察から、主塔・主橋脚系における応答に支配的である 1, 2 次モードの周期の接近を避けるためには、加速度スペクトル曲線の特性を配慮しなければならぬ事がわかる。

周期・モードの接近による応答の増幅はこのように一面的ではないことから、接近を避けるように下部構造の剛性を定める必要がある。

Tab. 4.2.1 βm と連成系の応答との関係

応答	ケース	p_{22}^2/p_{11}^2	βm	p_{11}^2 (rad/sec ²)	T_{11} (sec)	T_I (sec)	T_{II} (sec)	S_{A11} (gal)	S_{A1} (gal)	S_{AII} (gal)	R_I/R_s	R_{II}/R_s	R/R_{11}	R
変位	1	1.0	0.9	300	0.363	1.601	0.260	360	236	570	6.387	0.406	6.400	7.68
	2	1.0	0.5	"	"	0.670	0.278	"	510	592	2.418	0.482	2.466	2.96
	3	1.0	0.1	"	"	0.438	0.316	"	616	652	1.251	0.688	1.428	1.71
加速度	1	1.0	0.9	"	"	1.601	0.260	"	236	570	0.328	0.792	0.857	3.08
	2	1.0	0.5	"	"	0.670	0.278	"	510	592	0.708	0.822	1.085	3.91
	3	1.0	0.1	"	"	0.438	0.316	"	616	652	0.856	0.906	1.246	4.49

(注) R ; 応答 (変位・加速度)

R/R_{11} ; 静的な変位・加速度に対する比率

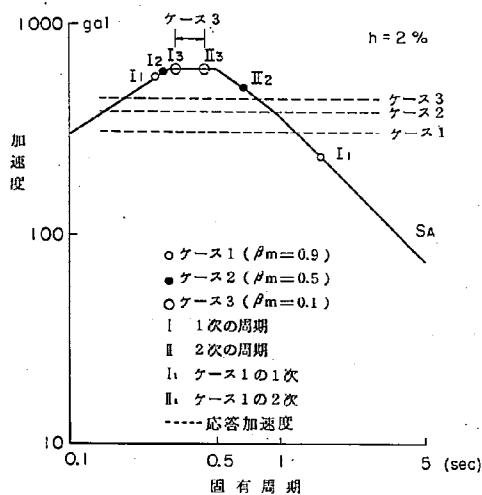


Fig.-4.2.5 βm と連成系の応答加速度

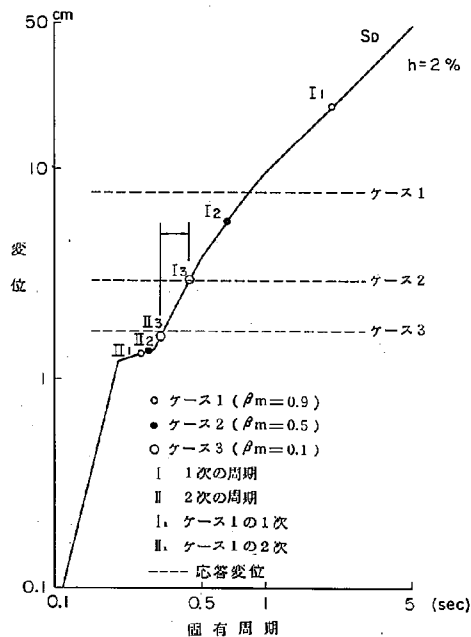


Fig.-4.2.6 βm と連成系の応答変位

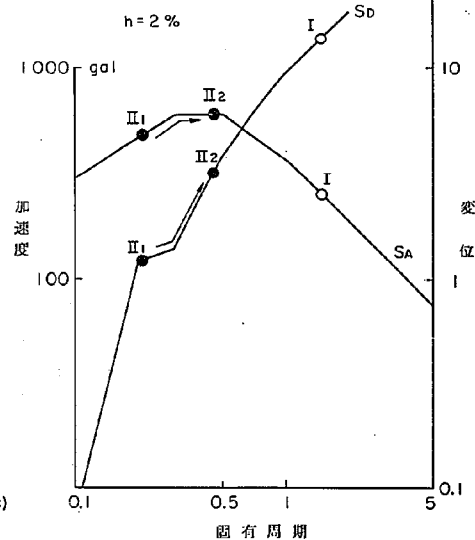


Fig.-4.2.7 周期の接近と連成系の応答

4.3 結 論

10自由度系の線型弾性力学モデルによる地震応答解析結果と種々の検討結果からつぎの結論を得た。

(1) 主塔と主橋脚がそれぞれよく似た周期を有し、したがって連成系の隣り合うモードの周期が接近した値を有することにより、主塔の応答が増幅される傾向をもつことは、動制振機の考え方やBiot¹⁾が建物のペントハウスの破壊について“Whip effect”として説明したように実際にあり得ることである。

しかし、通常のモーダル・アナリシスによる解析ではこの増幅傾向が著しく、山田・竹宮¹²⁾の指摘にもあるとおり実際の挙動とはかけ離れた評価を与えるおそれがあり、解析手法上の制約条件と応答増幅の現象の2点から考えて、周期、モードの接近を避けるよう主橋脚の剛性を定める必要がある。

こういう配慮がなされた構造系では、自乗和の平方根による応答の重ね合わせが適切であることが解析結果にも示されている。

(2) 地震応答解析における塔頂の拘束条件は、ケーブルの伸び剛性から等価的なパネを求めて塔頂を弾性的に支持する考え方による解析結果と鉸固定とした解析結果とは、塔頂付近における変位・剪断力は若干相違はあるにしても、他の位置における応答には数%の差しかないことから、実用上鉸固定として差支えなからう。

(3) 主塔の応答に及ぼす主橋脚の変位・回転角の影響は、連成系の応答解析結果からみて大きな度合を示し、両者の周期が接近した場合にはより影響度が大きい。一方主橋脚の応答が著しく増幅される場合もあることに注意を要する。

(4) 主塔の設計においては、主橋脚天端の変位・回転角を主塔基部に考慮するとともに、主橋脚の設計に対しては上部構造の質量の影響を考慮するものとし、必要な場合には上部構造の弾性変形の影響を見込むのがよい。

(5) 主塔・主橋脚系の減衰特性の追求が必要である。

(6) モーダル・アナリシスによる解析結果の評価を今後追求してゆく必要がある。

§ 5. 付 録

5.1 主塔・主橋脚系の地震応答解析

- Fig.- 5.1.1 地盤のパネ定数—モード寄与率 D_r
Fig.- 5.1.2 地盤のパネ定数—モード寄与率 S_r
Fig.- 5.1.3 固有周期—モード寄与率 S_r
Fig.- 5.1.4 振動モード $(T)dy$.
Fig.- 5.1.5 振動モード $(T)dy$. $(TP)dy$.
Fig.- 5.1.6 振動モード $(TP)dy$.
Fig.- 5.1.7 Sv スペクトルによる応答比較 $(T)dy$. $(TP)dy$.
Fig.- 5.1.8 Sv スペクトルによる応答比較 $(P)dy$. $(TP)dy$.
Fig.- 5.1.9 Sv スペクトルによる応答比較 $(P)dy$.
Fig.- 5.1.10 Sv スペクトルと直接地震波による応答比較 $K(5)$
Fig.- 5.1.11 Sv スペクトルと直接地震波による応答比較 $K(6)$
Fig.- 5.1.12 Sv スペクトルと直接地震波による応答比較 $K(5)$, $K(6)$
Fig.- 5.1.13 Sv スペクトルによる各次モードでの応答成分 $(TP)dy$. ; 曲げモーメント
Fig.- 5.1.14 Sv スペクトルによる各次モードでの応答成分 $(T)dy$. ; 曲げモーメント
Fig.- 5.1.15 Sv スペクトルによる各次モードでの応答成分 $(T)dy$. $(TP)dy$. ; 加速度
Fig.- 5.1.16 直接地震波による各次モードでの応答成分 $K(6)$
Fig.- 5.1.17 主塔基部曲げモーメントの応答成分 (Eℓ Centro, N-S, 1940)
Fig.- 5.1.18 主塔基部曲げモーメントの応答成分 (Kushiro, E-W, 1962)
Tab.- 5.1.1 固有振動特性一覧
Tab.- 5.1.2 曲げモーメントの応答成分
Tab.- 5.1.3 主橋脚の応答

5.2 吊構造部およびケーブルの静的解析

- Fig.- 5.2.1 修正震度法による計算結果 ; 鉛直方向地震動
Fig.- 5.2.2 修正震度法による計算結果 ; 橋軸方向地震動
Fig.- 5.2.3 修正震度法による計算結果 ; 橋軸直角方向地震動
Tab.- 5.2.1 設計震度分布比較
Tab.- 5.2.2 震度比較
Tab.- 5.2.3 設計地震荷重

Tab.-5.1.1 固有振動特性一覧

(a) 主塔系(T)dy.

ケース	次数	T	R	M	D	S	備 考
K (1)	1	1.4 7 0	3 6 2.6 9	1 4 9.5 7	2.4 2 5	0.5 6 7	塔 頂 ビン
	2	0.4 7 6	7 0.0 6	1 5 5.0 2	0.4 5 2	0.0 3 4	
	3	0.2 3 4	1 4 4.0 0	1 5 8.2 6	0.9 1 0	0.0 3 4	
	4	0.1 3 7	3 9.4 1	1 5 3.4 5	0.2 5 7	0.0 0 6	
	5	0.0 9 1	7 1.4 5	1 5 0.5 7	0.4 7 5	0.0 0 7	
	6	0.0 6 8	4 1.9 4	1 5 4.6 9	0.2 7 1	0.0 0 3	
	7	0.0 5 3	5 0.0 0	1 7 3.2 9	0.2 8 9	0.0 0 2	
	8	—	—	—	—	—	
K (5)	1	1.5 2 4	3 6 9.8 8	1 4 8.4 4	2.4 9 2	0.6 0 5	塔 頂 パネ
	2	0.5 5 8	1.6 8	1 4 3.8 1	0.0 1 2	0.0 0 1	
	3	0.3 5 8	1 6 5.5 8	1 3 7.4 5	1.2 0 5	0.0 6 9	
	4	0.2 1 8	7 0.6 3	1 5 2.1 6	0.4 6 4	0.0 1 6	
	5	0.1 3 3	6 8.8 5	1 5 1.1 2	0.4 5 6	0.0 1 0	
	6	0.0 9 0	5 3.5 5	1 4 9.8 5	0.3 5 7	0.0 0 5	
	7	0.0 6 8	4 8.8 3	1 5 4.4 0	0.3 1 6	0.0 0 3	
	8	0.0 5 3	4 8.5 4	1 1 3.2 6	0.2 8 0	0.0 0 2	

Tab.-5.1.1 固有振動特性一覧

(b) 主橋脚系 (P)dy.

ケース	次数	T	R	M	D	S	備 考
K (7)	1	1.0 3 6	81540.72	116509.53	0.7 0 0	0.1 1 5	$\frac{k}{k_0} = 4$
	2	0.3 0 3	-81450.13	270848.26	-0.3 0 1	-0.0 1 4	
K (8)	1	2.0 7 2	81540.72	116509.53	0.7 0 0	0.2 3 1	$\frac{k}{k_0} = 1$
	2	0.6 0 6	-81450.13	270848.26	-0.3 0 1	-0.0 2 9	
K (9)	1	1.4 7 0	81540.73	116507.96	0.7 0 0	0.1 6 4	$\frac{k}{k_0} = 1.987$
	2	0.4 3 0	-81450.12	270856.72	-0.3 0 1	-0.0 2 1	
K (7)	1	0.5 1 8	20385.69	29127.85	0.7 0 0	0.0 5 8	$\frac{k}{k_0} = 4, \frac{W}{W_0} = \frac{1}{4}$
	2	0.1 5 1	-20363.04	67715.16	-0.3 0 1	-0.0 0 7	

T ; 固有周期

R ; 関与係数

M ; 相当質量

D ; モード寄与率 (=R/M)

S ; " (= $\frac{T}{2\pi} D$)

(C) 主塔・主橋脚系 (塔頂鉸固定)

ケース	次数	T	R	M	D	S	備 考
K (2)	1	1.496	868.15	154.71	5.611	1.336	$\frac{k}{k_o} = 4$
	2	1.025	12309.08	2870.58	4.288	0.700	
	3	0.474	359.51	157.20	2.287	0.173	
	4	0.303	-17309.02	12448.38	-1.390	-0.067	
	5	0.233	-141.66	160.08	-0.885	-0.033	
	6	0.137	19.47	153.82	0.127	0.003	
	7	0.091	-18.55	150.74	-0.123	-0.002	
	8	0.068	5.92	154.81	0.038	0.000	
	9	0.053	-2.02	173.44	-0.012	-0.000	
	10	—	—	—	—	—	
K (3)	1	2.140	8215.85	1232.18	6.668	2.271	$\frac{k}{k_o} = 1$
	2	1.427	749.96	167.66	4.473	1.016	
	3	0.607	-11025.33	4974.91	-2.216	-0.214	
	4	0.471	-111.48	160.42	-0.695	-0.052	
	5	0.234	-55.18	159.04	-0.347	-0.013	
	6	0.137	26.79	153.77	0.174	0.004	
	7	0.091	-16.61	150.73	-0.110	-0.002	
	8	0.068	6.76	154.81	0.044	0.000	
	9	0.053	-1.55	173.44	-0.009	-0.000	
	10	—	—	—	—	—	
K (4)	1	1.619	3034.09	277.61	10.929	2.816	$\frac{k}{k_o} = 1.987$
	2	1.341	2784.06	313.56	8.879	1.895	
	3	0.478	-767.01	168.41	-4.554	-0.347	
	4	0.426	-6600.56	2049.06	-3.221	-0.218	
	5	0.233	-70.69	159.19	-0.444	-0.017	
	6	0.138	24.71	153.79	0.161	0.003	
	7	0.091	-17.21	150.74	-0.114	-0.002	
	8	0.068	6.49	154.81	0.042	0.000	
	9	0.053	-1.70	173.44	-0.010	-0.000	
	10	—	—	—	—	—	
K (2)	1	1.486	439.00	150.28	2.921	0.691	$\frac{k}{k_o} = 4$ $\frac{W}{W_o} = \frac{1}{4}$
	2	0.551	2091.03	444.12	4.708	0.413	
	3	0.449	967.74	223.35	4.333	0.310	
	4	0.232	124.15	161.76	0.767	0.028	
	5	0.152	-3870.69	2516.15	-1.538	-0.037	
	6	0.136	-143.08	162.78	-0.879	-0.019	
	7	0.090	-31.28	151.48	-0.206	-0.003	
	8	0.068	1.50	155.24	0.010	0.000	
	9	0.053	-4.26	173.94	-0.024	-0.000	
	10	—	—	—	—	—	

(d) 主塔・主橋脚系 (塔頂バネ)

ケース	次数	T	R	M	D	S	備 考
K (6)	1	2.145	7743.40	1104.48	7.011	2.393	$\frac{k}{k_0} = 1$
	2	1.477	796.58	168.57	4.725	1.111	
	3	0.611	-5480.04	1271.07	-4.311	-0.420	
	4	0.550	-407.22	161.73	-2.518	-0.220	
	5	0.357	-111.48	138.37	-0.806	-0.046	
	6	0.218	9.64	152.78	0.063	0.002	
	7	0.133	-5.44	151.41	-0.036	-0.001	
	8	0.090	0.37	150.01	0.002	0.000	
	9	0.068	-0.48	154.51	-0.003	-0.000	
	10	0.053	-0.13	173.41	-0.001	-0.000	
K (6)'	1	1.588	489.33	151.95	3.220	0.814	$\frac{k}{k_0} = 1$ $\frac{W}{W_0} = \frac{1}{16}$
	2	0.709	1183.04	391.69	3.020	0.341	
	3	0.520	560.49	183.98	3.046	0.252	
	4	0.351	91.25	145.64	0.627	0.035	
	5	0.219	-300.05	173.31	-1.731	-0.060	
	6	0.188	-1512.19	1174.28	-1.288	-0.039	
	7	0.132	-36.89	156.02	-0.236	-0.005	
	8	0.089	-6.38	151.70	-0.042	-0.001	
	9	0.067	-3.27	155.69	-0.021	-0.000	
	10	0.053	-1.68	174.90	-0.010	-0.000	
K (6)''	1	1.539	439.70	149.08	2.949	0.723	$\frac{k}{k_0} = 4$ $\frac{W}{W_0} = \frac{1}{4}$
	2	0.589	875.23	199.90	4.378	0.410	
	3	0.498	2012.53	400.03	5.031	0.399	
	4	0.354	151.60	143.36	1.057	0.060	
	5	0.217	172.12	155.02	1.110	0.038	
	6	0.152	-4478.84	3396.49	-1.319	-0.032	
	7	0.132	-132.41	157.31	-0.842	-0.018	
	8	0.090	-13.70	150.72	-0.091	-0.001	
	9	0.067	-5.65	154.94	-0.036	-0.000	
	10	0.053	-2.85	173.92	-0.016	-0.000	

Tab.-5.1.2(a) 曲げモーメントの応答成分 K(5)

モード k 次		固有周期 T(sec)	EL.CENTRO N-S (1940)			KUSHIRO E-W (1962)			平均速度 応答スペクトル (cm)	備 考
			応答最大時の各 次モード成分 (cm)	各次モード大 応答最大値 (cm)	時 刻 (sec)	応答最大時の各 次モード成分 (cm)	各次モード大 応答最大値 (cm)	時 刻 (sec)		
K (5)	1	1.524	55,678	-58,200	5,250	12,799	15,644	18,590	9,813.1	M(0); 主塔基部の 曲げモーメント
	2	0.558	132	468	5,220	9	-206	15,170	323	
	3	0.358	3,436	2,207.3	2,620	4,941.9	4,941.9	18,790	2,052.9	
	4	0.218	0	-6,345	3,050	-102	3,913	17,220	5,186	
	5	0.133	348	-2,821	2,355	238	-2,788	17,430	2,103	
	6	0.090	-164	-1,022	4,685	67	1,141	17,210	874	
	7	0.068	-116	-607	4,810	80	778	17,200	497	
	8	0.053	-42	-428	9,460	45	554	17,190	335	
合 計		59,271 ($t=6.975\text{sec}$)	91,954 (絶対和) 62,646 (自乗和)		62,555 ($t=18.790\text{sec}$)	75,444 (絶対和) 52,389 (自乗和)		128,078 (絶対和) 100,439 (自乗和)		
K (5)	1	1.524	2,553.1	2,553.1	6,250	-7,229	-7,301	18,590	4,304.8	M(5); 6.5 質点の 曲げモーメント
	2	0.558	-16	-45	5,220	6	20	15,170	31	
	3	0.358	2,294	9,306	2,620	-2,075.8	2,083.6	18,790	8,698	
	4	0.218	20	-2,653	3,050	-1,009	1,636	17,220	2,169	
	5	0.133	233	1,584	2,355	602	1,566	17,430	1,181	
	6	0.090	35	365	4,685	96	-407	17,210	312	
	7	0.068	-61	-501	4,810	-32	643	17,200	410	
	8	0.053	8	140	9,460	18	-181	17,190	110	
合 計		28,044 ($t=6.250\text{sec}$)	40,215 (絶対和) 27,357 (自乗和)		-28,307 ($t=18.610\text{sec}$)	32,590 (絶対和) 22,208 (自乗和)		55,959 (絶対和) 43,990 (自乗和)		

(注) 絶対和: 各モードの応答の絶対値和
自乗和: " 自乗和の平方根

Tab.-5.1.2(b) 曲げモーメントの応答成分 K(6)

モード k 次	固有周期 T(sec)	EL CENTRO N-S (1940)			KUSHIRO E-W (1962)			平均速度 応答スペクトル (cm)	備 考	
		応答最大時の各 次モード成分 (cm)	各次 応答最大値 (cm)	時 刻 (sec)	応答最大時の各 次モード成分 (cm)	各次 応答最大値 (cm)	時 刻 (sec)			
K (G)	1	2.145	110,243	124,887	11,690	8,241	15,222	34,640	142,511	M(0); 主塔基部の 曲げモーメント
	2	1.477	7,615.9	110,431	6,205	-3,409.9	-3,538.5	18,560	192,026	
	3	0.611	30,479	-8,670.6	2,465	-2,018.9	-3,939.9	14,410	84,238	
	4	0.550	-4,244	9,560.2	5,195	-1,873	-4,875.5	16,620	71,406	
	5	0.357	-1,485	14,942	2,615	-3,352.6	3,375.8	18,790	13,934	
	6	0.218	70	879	3,050	336	-537	17,220	708	
	7	0.133	49	-223	2,355	-68	-221	17,430	166	
	8	0.090	0	7	4,685	2	-8	17,210	6	
	9	0.068	0	-6	4,810	-1	8	17,200	5	
	10	0.053	0	-1	9,460	0	1	17,190	1	
合 計		211,270 ($t=7.525\text{sec}$)	433,687 (絶対和) 211,362 (自乗和)		81,178 ($t=18.600\text{sec}$)	173,294 (絶対和) 80,951 (自乗和)		505,001 (絶対和) 253,767 (自乗和)		
K (G)	1	2.145	8,054.1	-9,583.4	11,690	10,561	-11,681	34,640	109,358	M(5); 6.5 質点の 曲げモーメント
	2	1.477	41,297	-4,740.3	6,205	5,054	15,189	18,560	82,428	
	3	0.611	-956	-3,628	2,465	144	-1,648	14,410	3,524	
	4	0.550	-2,339	-1,081.5	5,195	680	5,515	16,220	8,078	
	5	0.357	-937	6,170	2,615	12,306	13,941	18,790	5,754	
	6	0.218	26	368	3,050	-48	-224	17,220	296	
	7	0.133	-14	124	2,355	-12	124	17,430	93	
	8	0.090	0	-3	4,685	-1	3	17,210	2	
	9	0.068	-1	-5	4,810	2	6	17,200	4	
	10	0.053	0	0	9,460	0	0	17,190	0	
合 計		117,617 ($t=8.560\text{sec}$)	164,351 (絶対和) 107,702 (自乗和)		28,687 ($t=20.23\text{sec}$)	48,333 (絶対和) 24,387 (自乗和)		209,537 (絶対和) 137,346 (自乗和)		

Tab.-5.1.3 主橋脚（橋軸方向）の応答

種別	減衰定数	ケース	周期(sec)		天端変位 (m)	基礎重心点 変位 (m)	天端震度	重心点震度	回転角 (rad)	基礎底面 モーメント (t・m)	基礎底面 せん断力 (t)	備考
			1次	2次								
2自由度 (併進回転)	h = 0.05	K(7)	1.0359	0.3028	0.1011	0.0531	0.5889	0.2441	1.2018×10^{-3}	8.4847×10^6	1.4666×10^5	K(7) t・m $k_r = 7.06 \times 10^9$
		K(8)	2.0718	0.6057	0.2041	0.1067	0.4341	0.1593	2.4524×10^{-3}	4.3286×10^6	0.9893×10^5	K(8) $k_r = 1.765 \times 10^9$
		K(9)	1.4696	0.4296	0.1444	0.0756	0.5219	0.1997	1.7221×10^{-3}	6.0410×10^6	1.2247×10^5	K(9) $k_r = 3.508 \times 10^9$
		K(7)'	0.5179	0.1514	0.0408	0.0215	0.6090	0.3310	0.4830×10^{-3}	3.4030×10^6	0.4910×10^5	K(7) $k_r = 7.06 \times 10^9$
	h = 0.02	K(7)	1.0359	0.3028	0.1322	0.0693	0.7762	0.3204	1.568×10^{-3}	11.0709×10^6	1.9266×10^5	
		K(8)	2.0718	0.6057	0.2672	0.1392	0.5746	0.2102	3.202×10^{-3}	5.6522×10^6	1.3065×10^5	
		K(9)	1.4696	0.4296	0.1890	0.0986	0.6828	0.2551	2.248×10^{-3}	7.8859×10^6	1.6161×10^5	
		K(7)'	0.5179	0.1514	0.0541	0.0285	0.9025	0.4439	0.639×10^{-3}	4.5129×10^6	0.6448×10^5	
1自由度 (回転)	指針	K(7)	0.9741		0.0839	0.0392	0.3561	0.250	1.1184×10^{-3}	7.8957×10^6	2.2540×10^5	
		K(8)	1.9480		0.1998	0.0933	0.2120	0.1489	2.6634×10^{-3}	4.7009×10^6	1.3419×10^5	
		K(9)	1.3819		0.1417	0.0662	0.2989	0.2099	1.8892×10^{-3}	6.6273×10^6	1.8918×10^5	
		K(7)'	0.4870		0.0210	0.0098	0.3561	0.250	0.2796×10^{-3}	1.9738×10^6	0.5635×10^5	

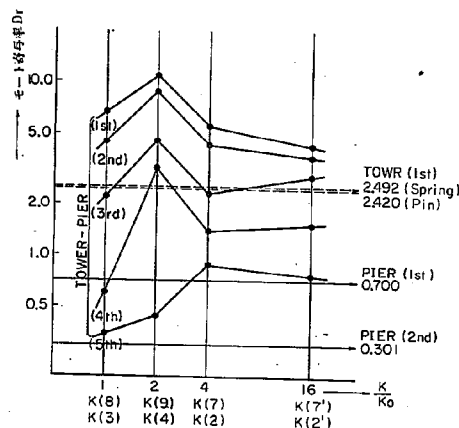


Fig.-5.1.1

地盤のバネ定数——モード寄与率 D_r

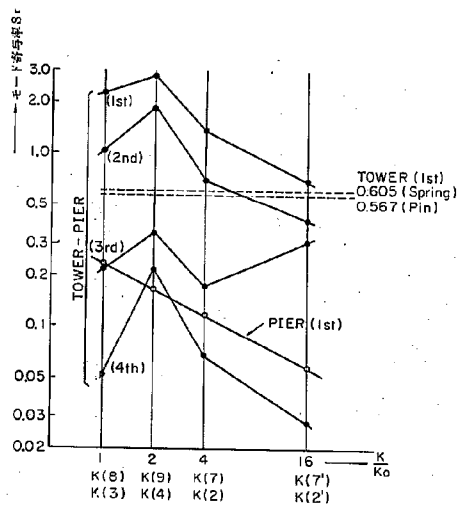


Fig.-5.1.2

地盤のバネ定数——モード寄与率

$$S_r \left(= \frac{T_r}{2\pi} D_r \right)$$

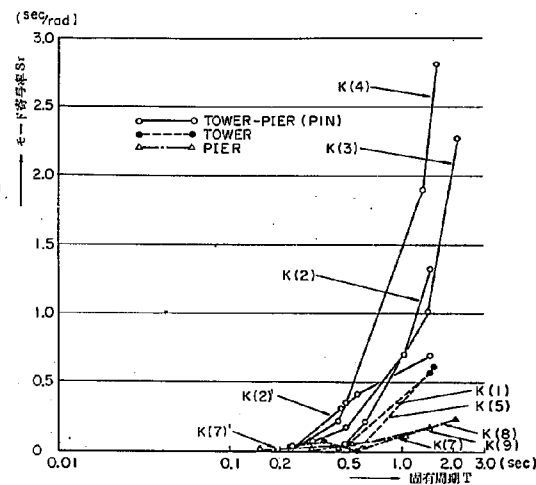


Fig.-5.1.3

固有周期——モード寄与率 S_r

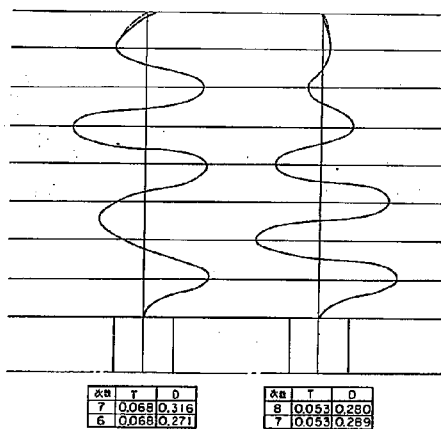
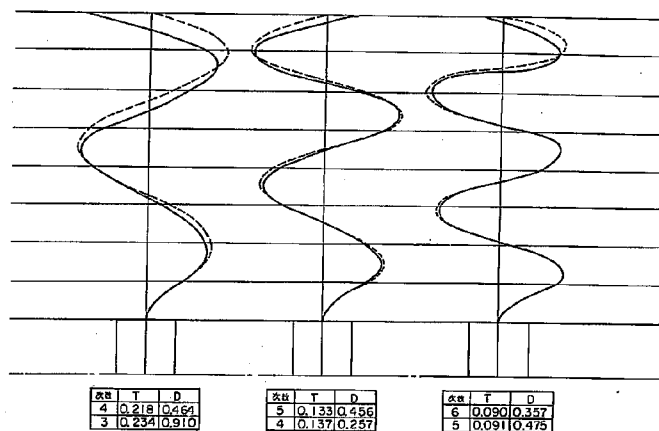
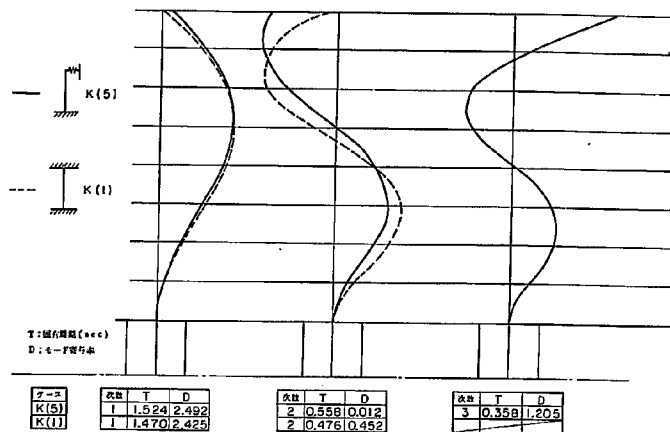


Fig.-5.1.4 振動モード(主塔系)(T) dy.

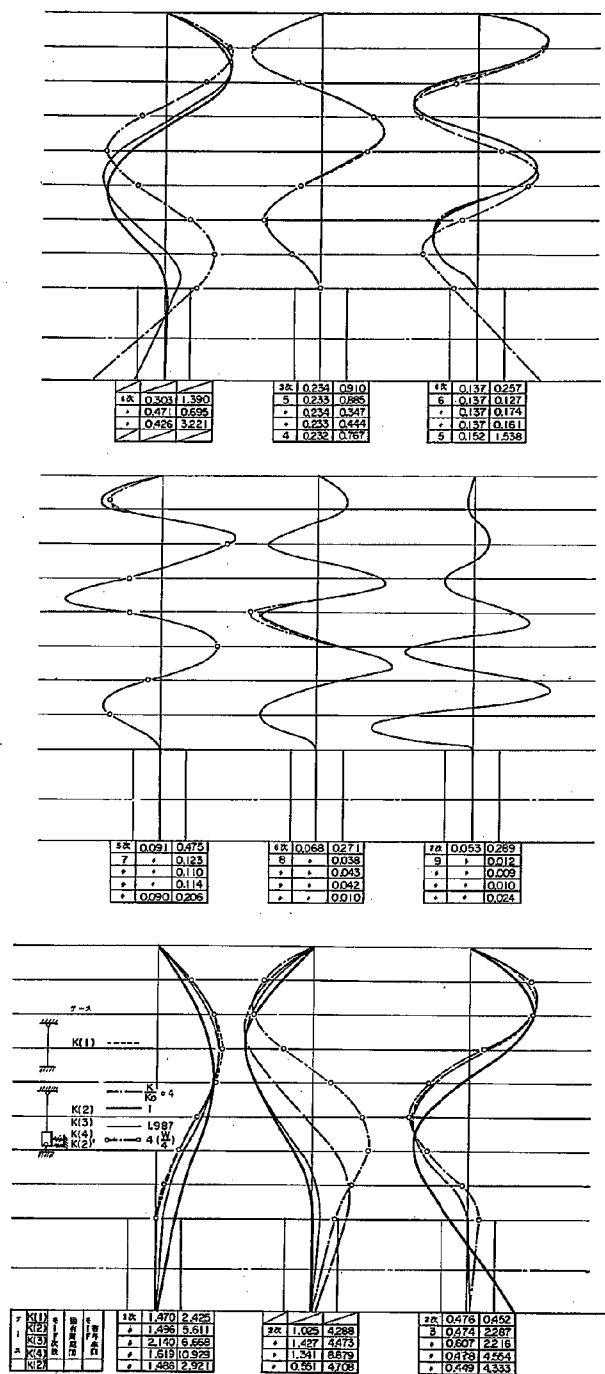


Fig.-5.1.5 振動モード (主塔・主橋脚系) (主塔系) (TP) dy., (T) dy.

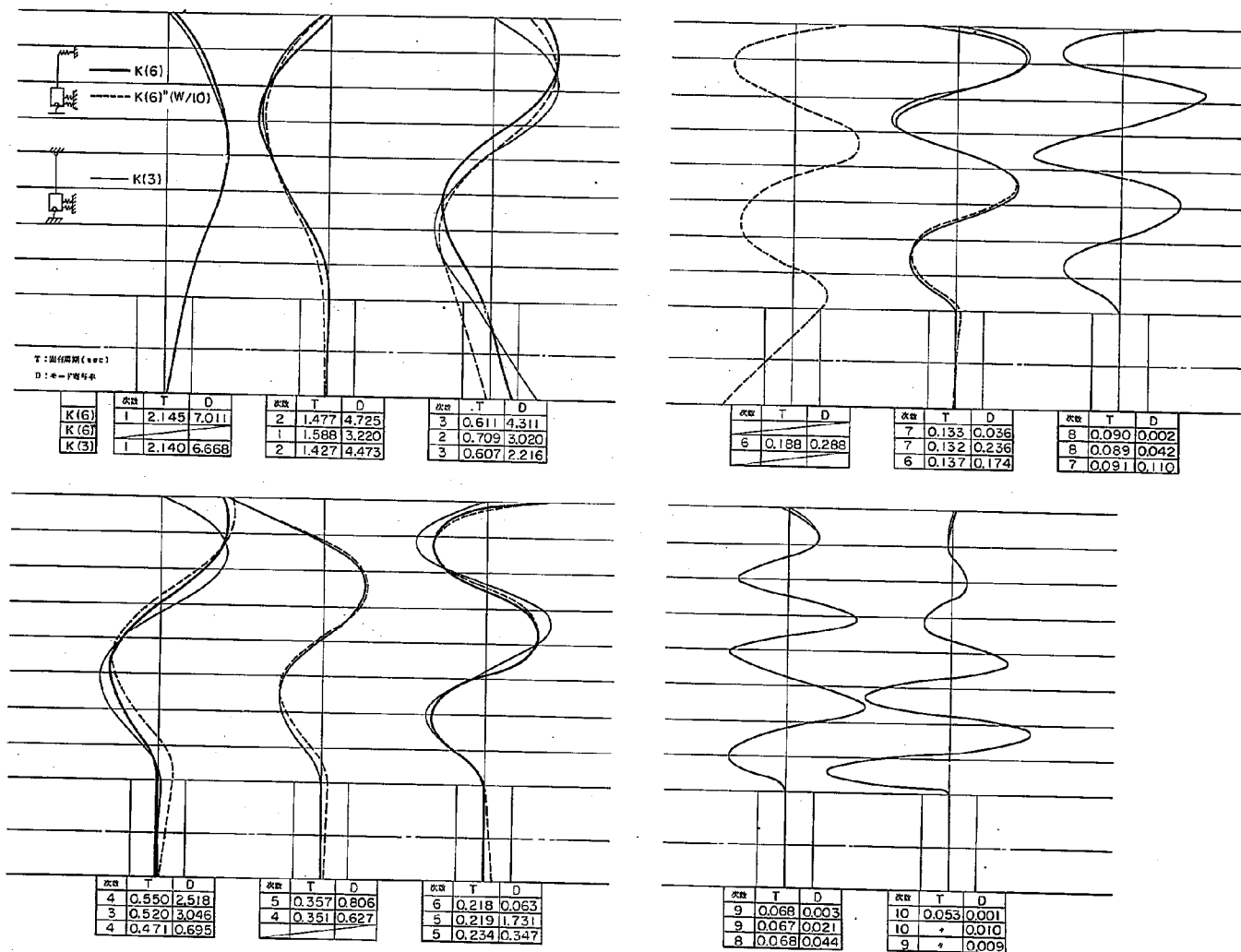


Fig.-5.1.6 振動モード (主塔・主橋脚系) (TP) dy.

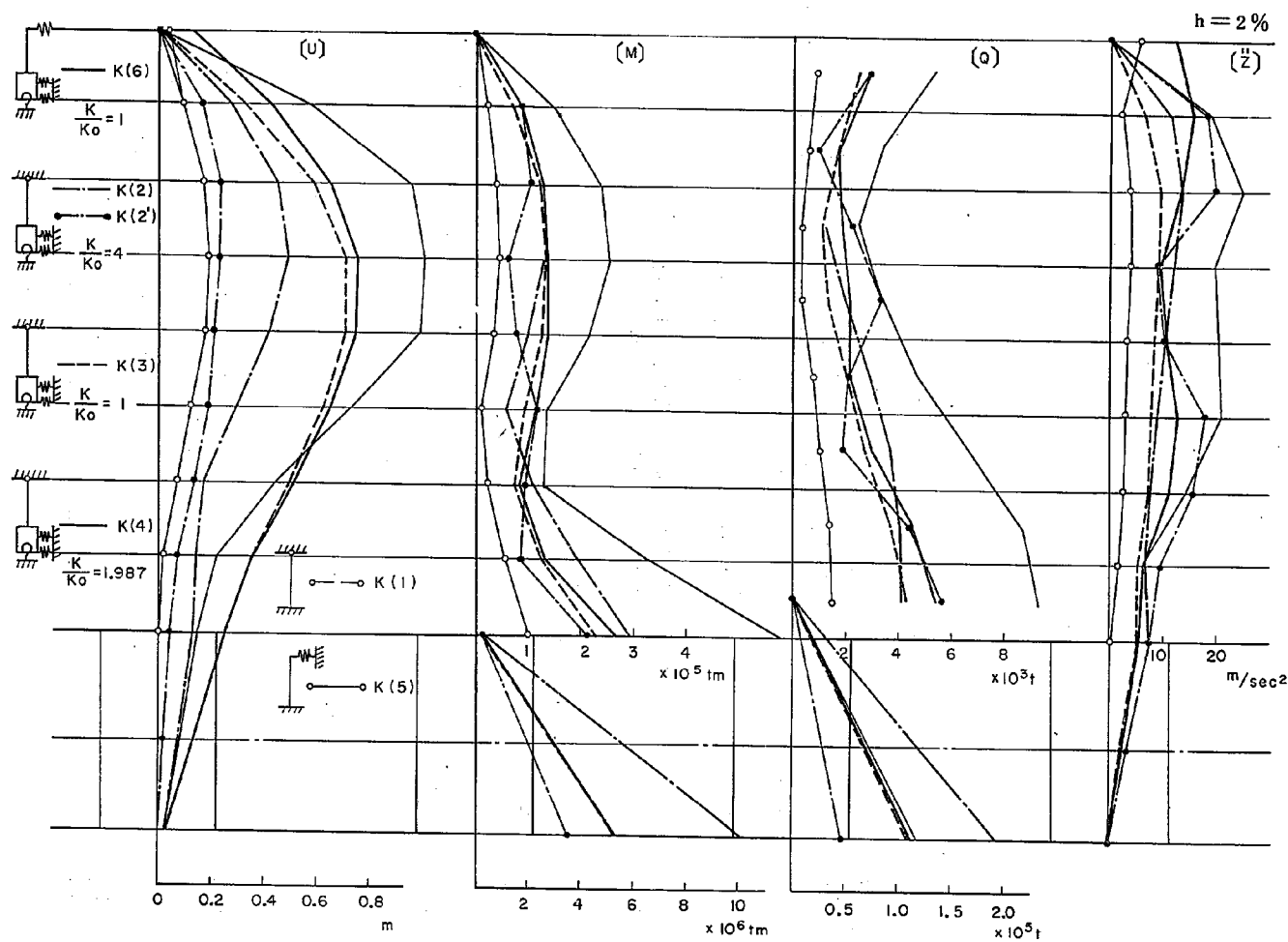


Fig.-5.1.7 Svスペクトルによる応答比較(自乗和の平方根) (T) dy. (TP) dy.

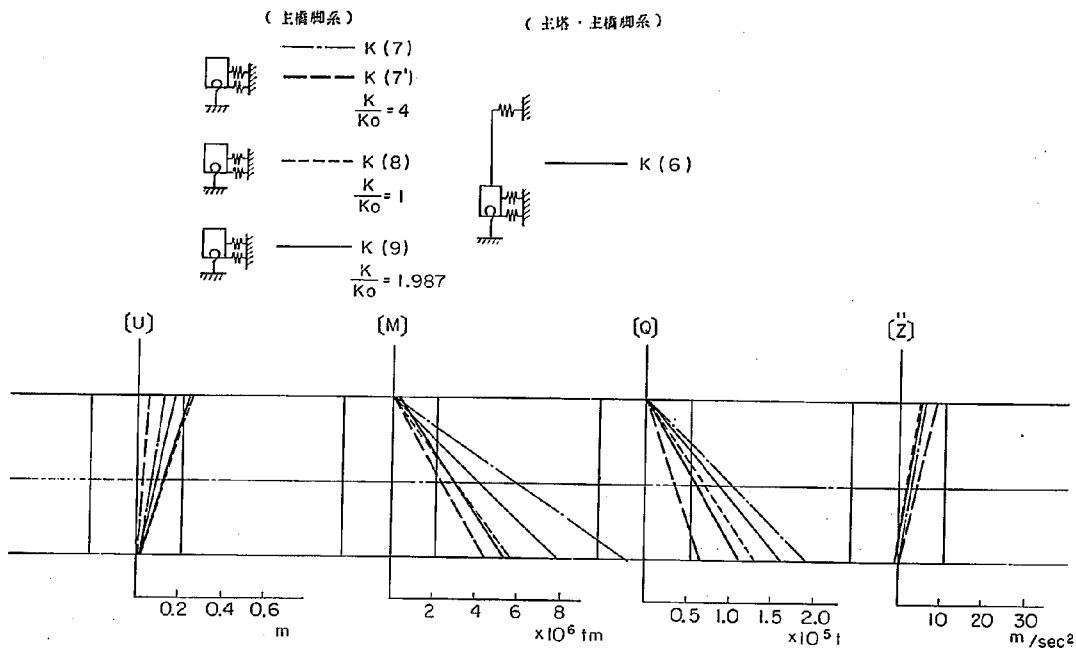


Fig.-5.1.8 Svスペクトルによる応答比較(P) dy.
(TP) dy. その1 $h = 2\%$

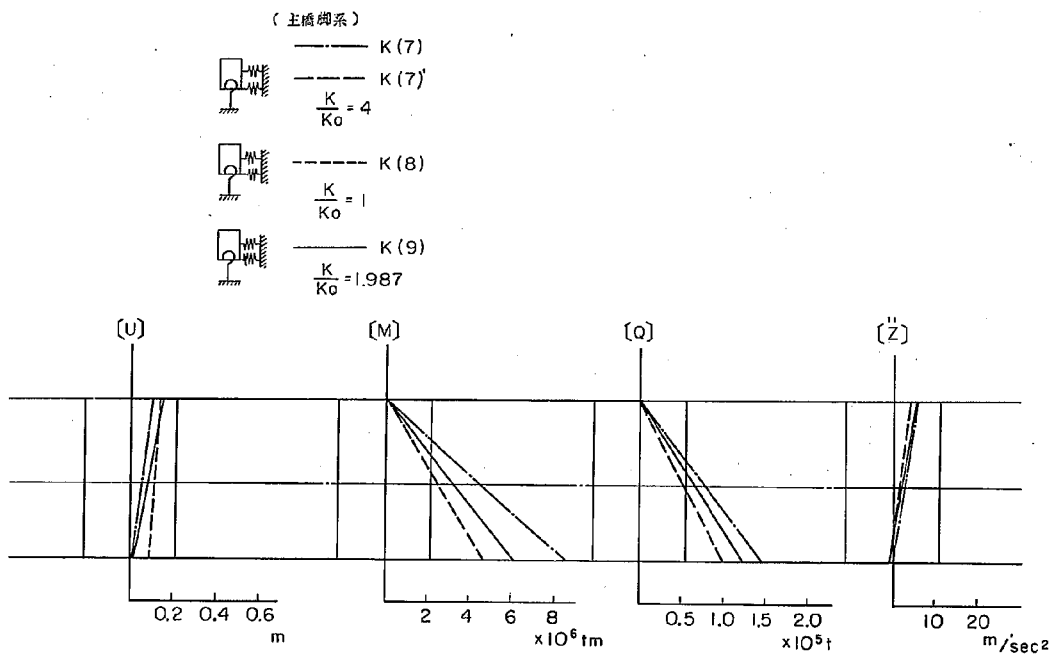


Fig.-5.1.9 Svスペクトルによる応答比較(P) dy.
その2 $h = 5\%$

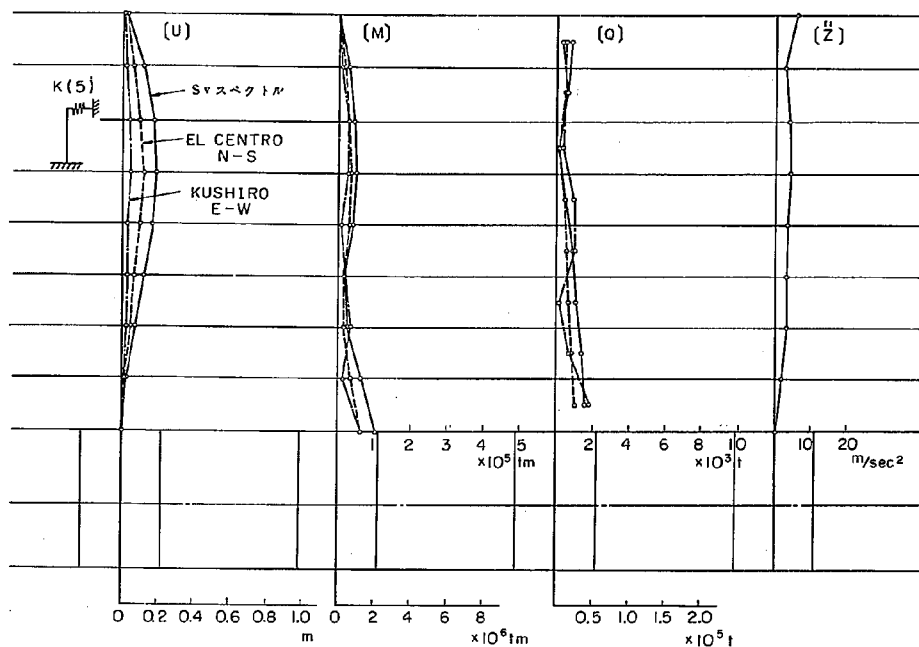


Fig.-5.1.10 Svスペクトルと直接地震波による応答比較
(K(5)モデル)

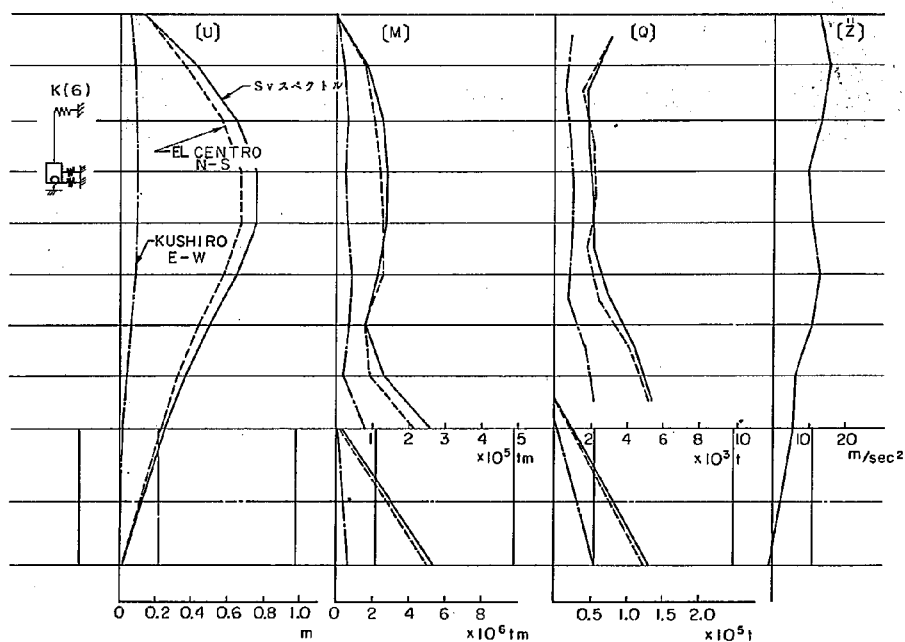


Fig.-5.1.11 Svスペクトルと直接地震波による応答比較
(K(6)モデル)

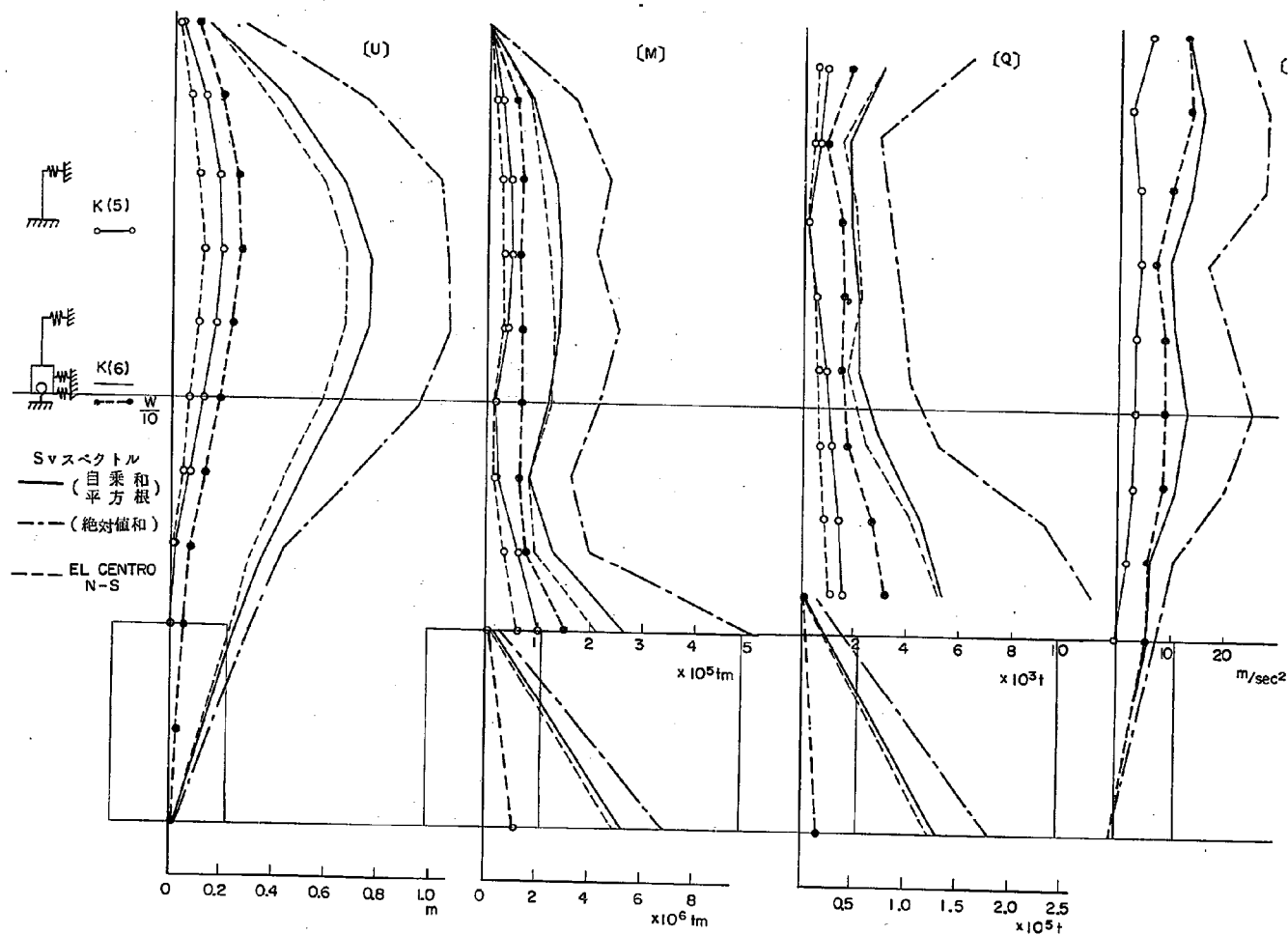


Fig.-5.1.12 Svスペクトルと直接地震波による応答比較 (主塔・主橋脚系)
(主塔系) $h = 2\%$

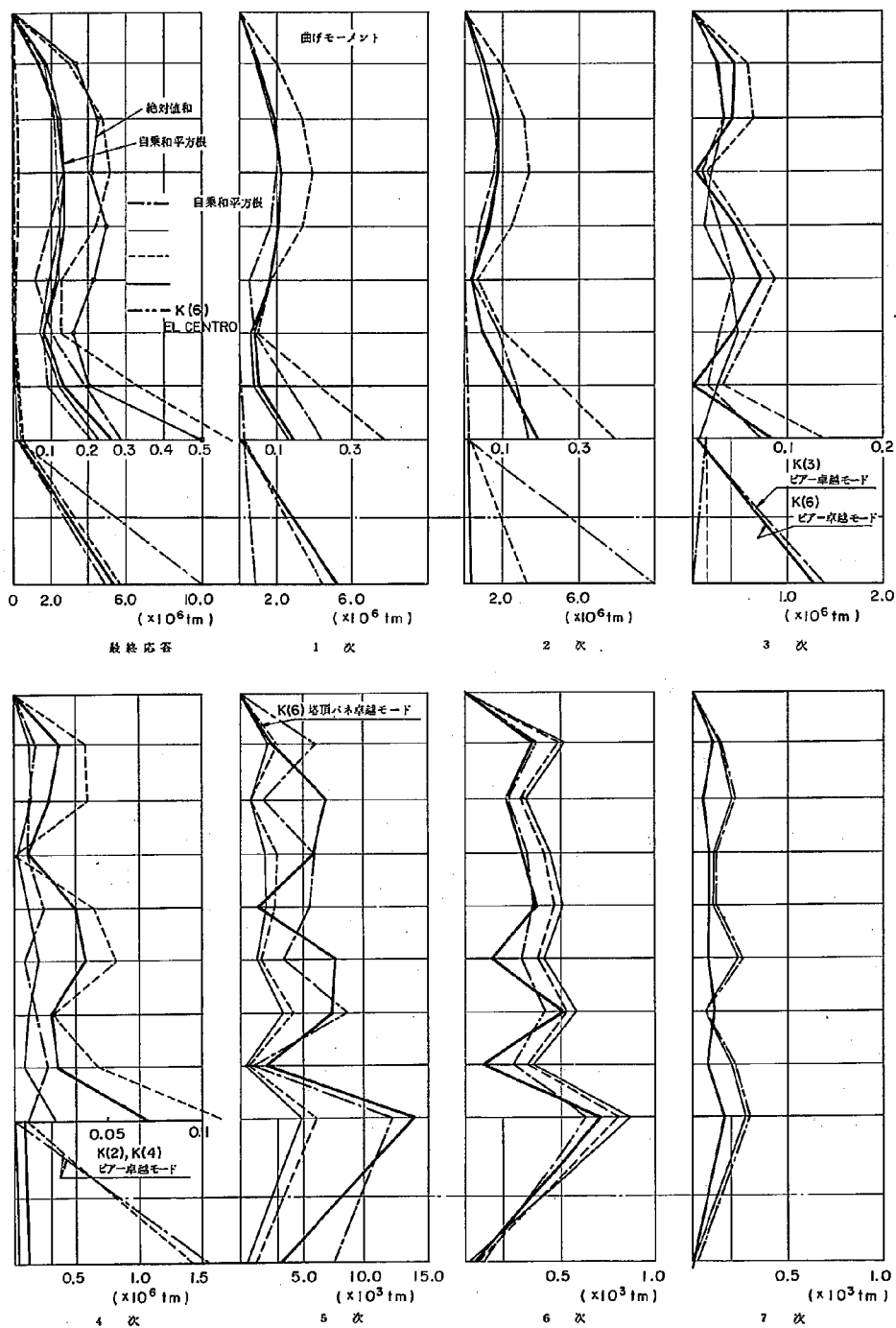


Fig.-5.1.13 Svスペクトルによる各次モードでの応答成分(主塔・主橋脚系)(TP)dy.

----- K(1) 自乗和平方根

———— K(5) 自乗和平方根

----- K(5) EL CENTRO

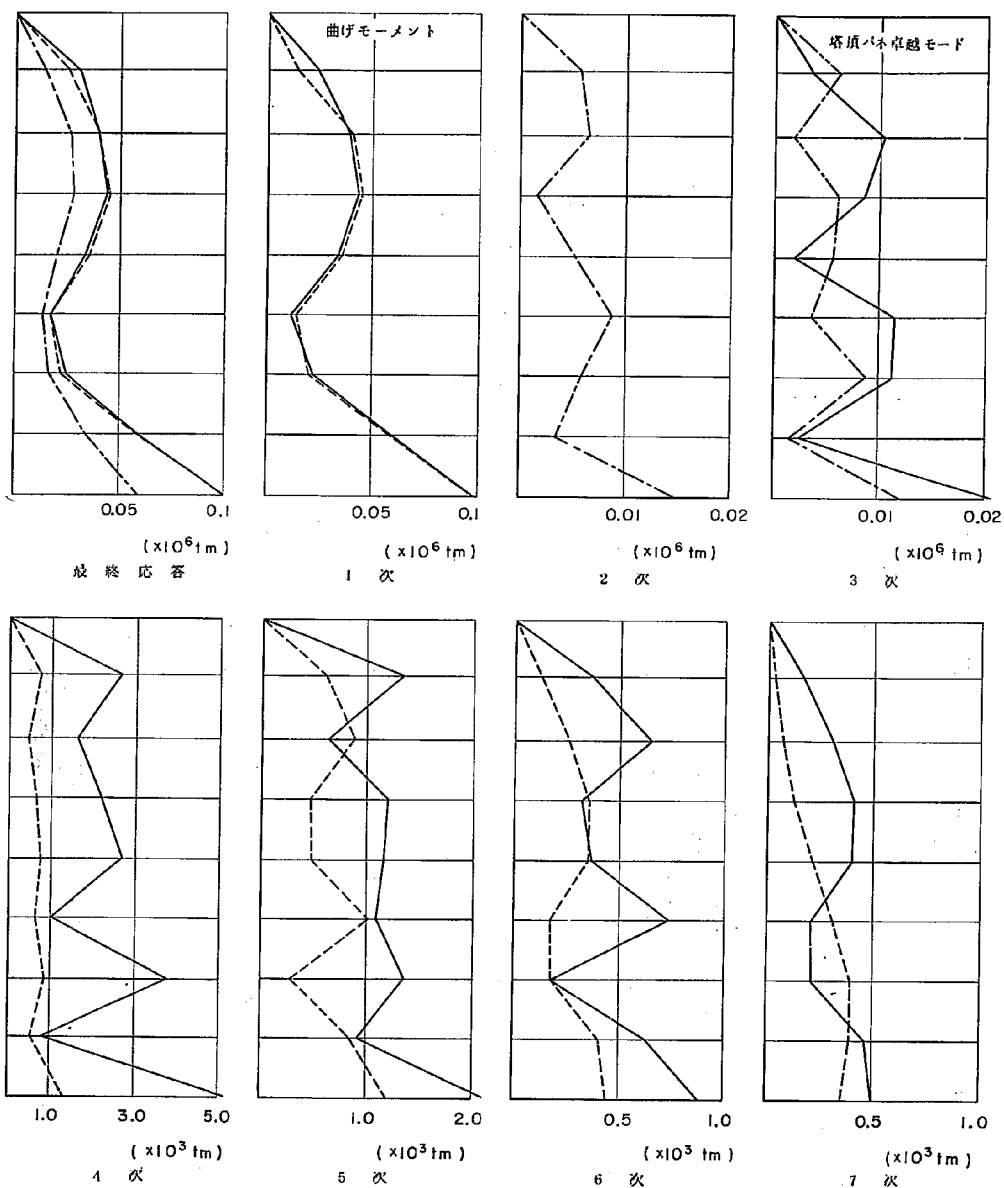


Fig.-5.1.14 Svスペクトルによる各次モードでの応答成分(主塔系)(T)dy.

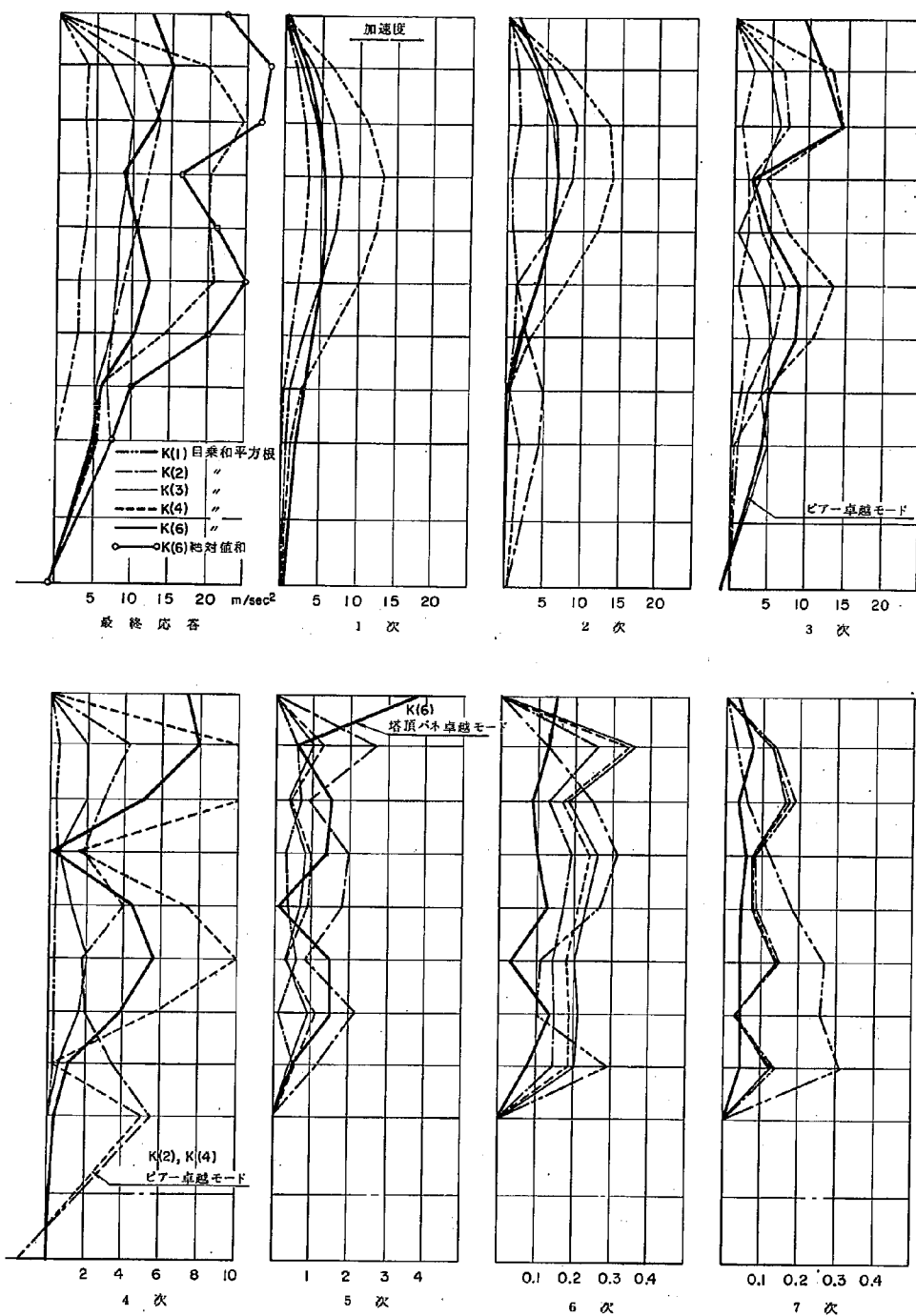


Fig.-5.1.15 Svスペクトルによる各次モードでの応答成分(主塔・主橋脚系)
(主塔系)(TP)dy.(T)dy.

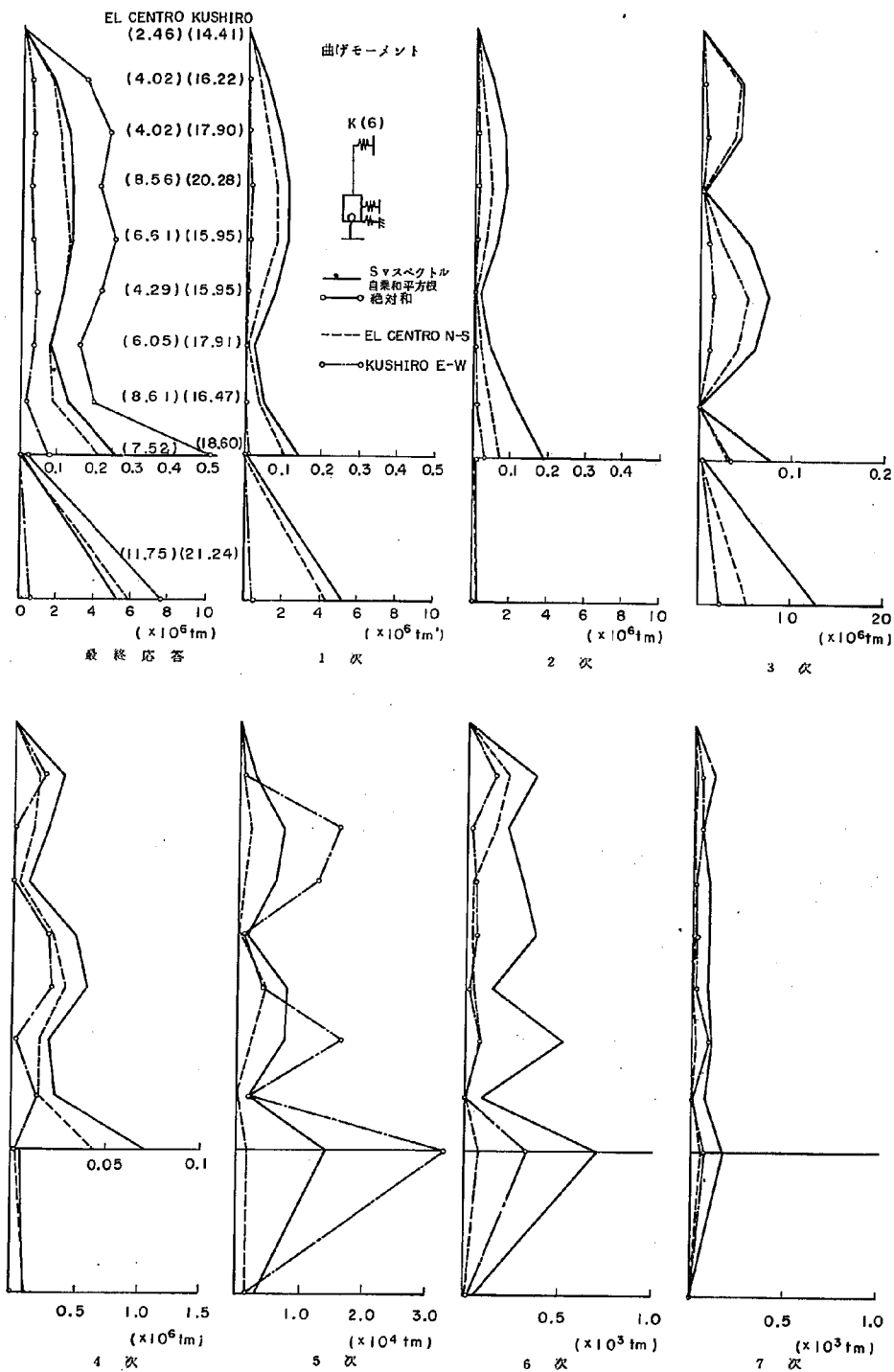


Fig.-5.1.16 直接地震波による各次モードでの応答成分 K (6)

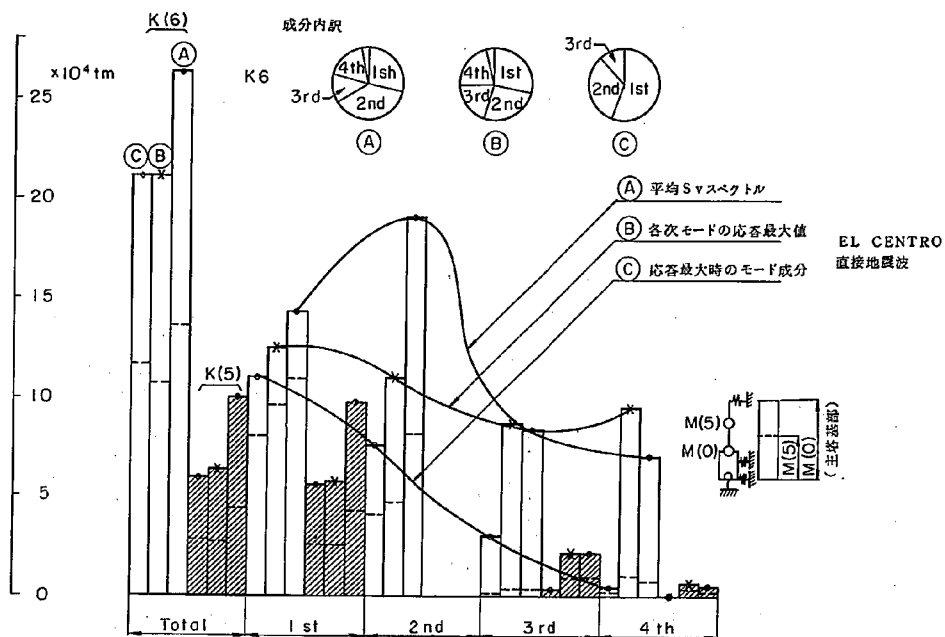


Fig.-5.1.17 主塔基部曲げモーメントの応答成分
(EL CENTRO N-S 1940)

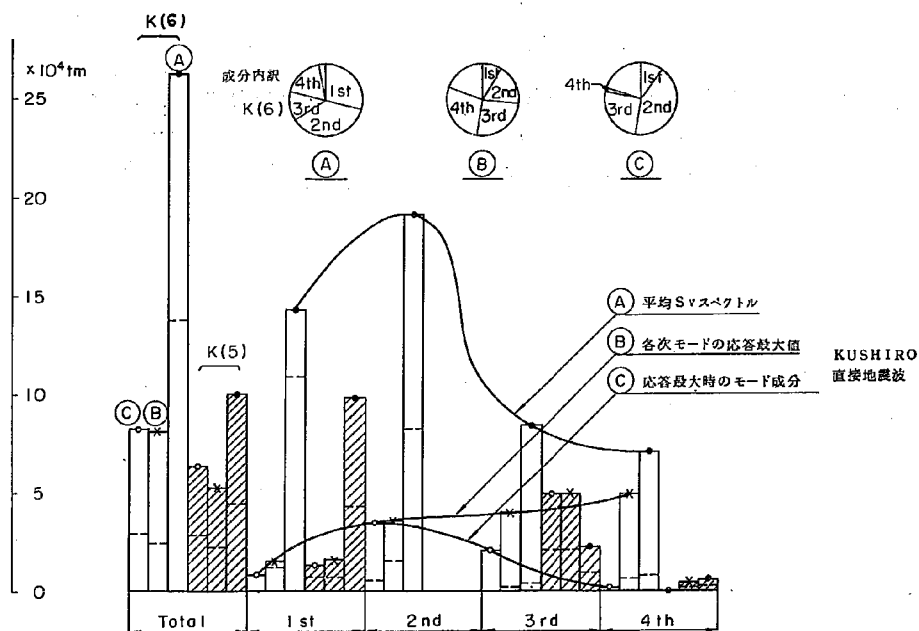
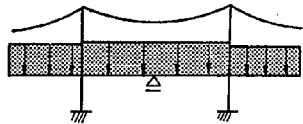
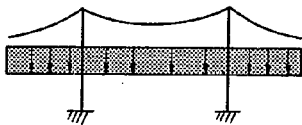
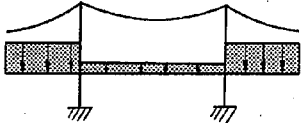
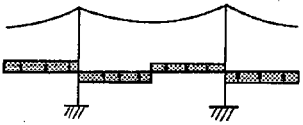
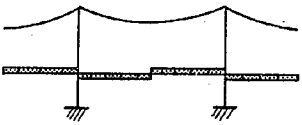
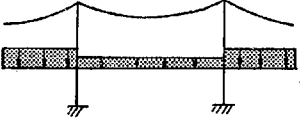
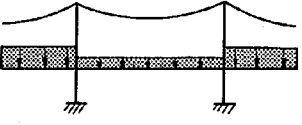


Fig.-5.1.18 主塔基部曲げモーメントの応答成分
(KUSHIRO E-W 1962)

Tab.-5.2.1 設計震度分布比較

地動応答 作用方向	土 研	指 針
EQ (VV)	 0.049 0.050 0.049	 0.042 0.042 0.042
	 0.049 0.013 0.049	
EQ (LV)	 0.019 0.018 0.019	 0.008 0.007 0.008
EQ (TT)	 0.034 0.017 0.034	 0.031 0.016 0.031

Tab.-5.2.2 震 度 比 較

地動応答 成分方向	径 間	種 類	周期 T(sec)	基本応 答震度 K _R	補 正 係 数							設 計 震 度 K _D	備 考
					κ_0	κ_1	κ_2	κ_3	κ_4	κ_5	κ		
E Q (VV)	中央 径間	指針(A)	4.3	0.084	0.5	1.1	1.03	1.0		1.0	0.57	0.048	耐震設計指針page161の表5.2.2による補正をした場合
		"(B)			0.5						0.5	0.042	表5.2.3による補正をした場合
		土研(A)		0.043		1.1	1.06			1.0	1.17	0.050	中央径間に仮想支点を設けた場合
		"(B)		"		1.1	0.27			1.0	0.29	0.013	" 設けない場合
	側 径間	指針(A)	4.3	0.084	0.5	1.1	1.25	1.0		1.0	0.69	0.058	中央径間・指針(A)に同じ
		"(B)			0.5						0.5	0.042	" (B)に同じ
		土 研		0.043		1.1	1.03			1.0	1.13	0.049	以下同様
E Q (LV)	中 央	指針(A)	11.5	0.031	1.0	1.1	1.25			1.0	0.25~ 0.35	0.008~ 0.011	注) 指針(A),(B) とあるのは耐震設計指針により求めたものであり、今回採用した震度は指針(B)の方である。
		"(B)									0.24	0.007	
		土 研		0.031		1.1	1.03	0.5		1.0	0.57	0.018	
	側	指針(A)	10.5	0.034	1.0	1.1				1.0	0.25~ 0.35	0.009~ 0.012	
		"(B)									0.24	0.008	
		土 研		0.034		1.1	1.03	0.5		1.0	0.57	0.019	
E Q (TT)	中 央	指針(A)	23.5	0.015	1.0	1.1	1.25			1.0	1.38	0.021	
		"(B)									1.032	0.016	
		土 研		0.015		1.1	1.03			1.0	1.13	0.017	
	側	指針(A)	12.0	0.030	1.0	1.1	1.25			1.0	1.38	0.041	
		"(B)									1.032	0.031	
		土 研		0.030		1.1	1.03			1.0	1.13	0.034	

(注) $\kappa = \kappa_0 \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \kappa_3 \cdot \kappa_4 \cdot \kappa_5$ κ_0 : 地震入力加速度の補正係数 κ_1 : 高次モードの影響による補正係数 κ_2 : 等分布震度に換算するための補正係数 κ_3 : 地動と応答の方向が直交している場合の補正係数 κ_4 : 並行ベクトルから回転ベクトルの変換の為の補正係数 κ_5 : 経験にもとづく場合あるいは非線型性を考慮した時の補正係数

Tab. 5.2.3 設計地震荷重

			中 央 径 間			側 径 間		
項 目			死 荷 重 (t/m)	設計震度	地震荷重 (t/m)	死 荷 重 (t/m)	設計震度	地震荷重 (t/m)
EQ (VV)								
ケーブル 吊 構造 部	指 針			0.042	0.663		0.042	0.663
	土 研	A	15.795	0.050	0.790	15.795	0.049	0.774
		B		0.013	0.205		"	"
EQ (LV)								
ケーブル 吊 構造 部	指 針			0.007	±0.117		0.008	±0.128
	土 研		15.795	0.018	±0.284	15.795	0.019	±0.300
EQ (TT)								
ケーブル 吊 構造 部	指 針			0.016	0.178		0.031	0.356
	土 研		5.743	0.017	0.195	5.743	0.034	0.391
吊 構造 部	指 針			0.016	0.312		0.031	0.623
	土 研		10.052	0.017	0.342	10.052	0.034	0.684

(注) 但し、EQ (VV)、EQ (LV) については1/2橋分、EQ (TT) については1橋分の値である。

EQ (VV) の土研 (A)、(B) はそれぞれ中央径間に仮想支点を設けた場合と設けない場合である。

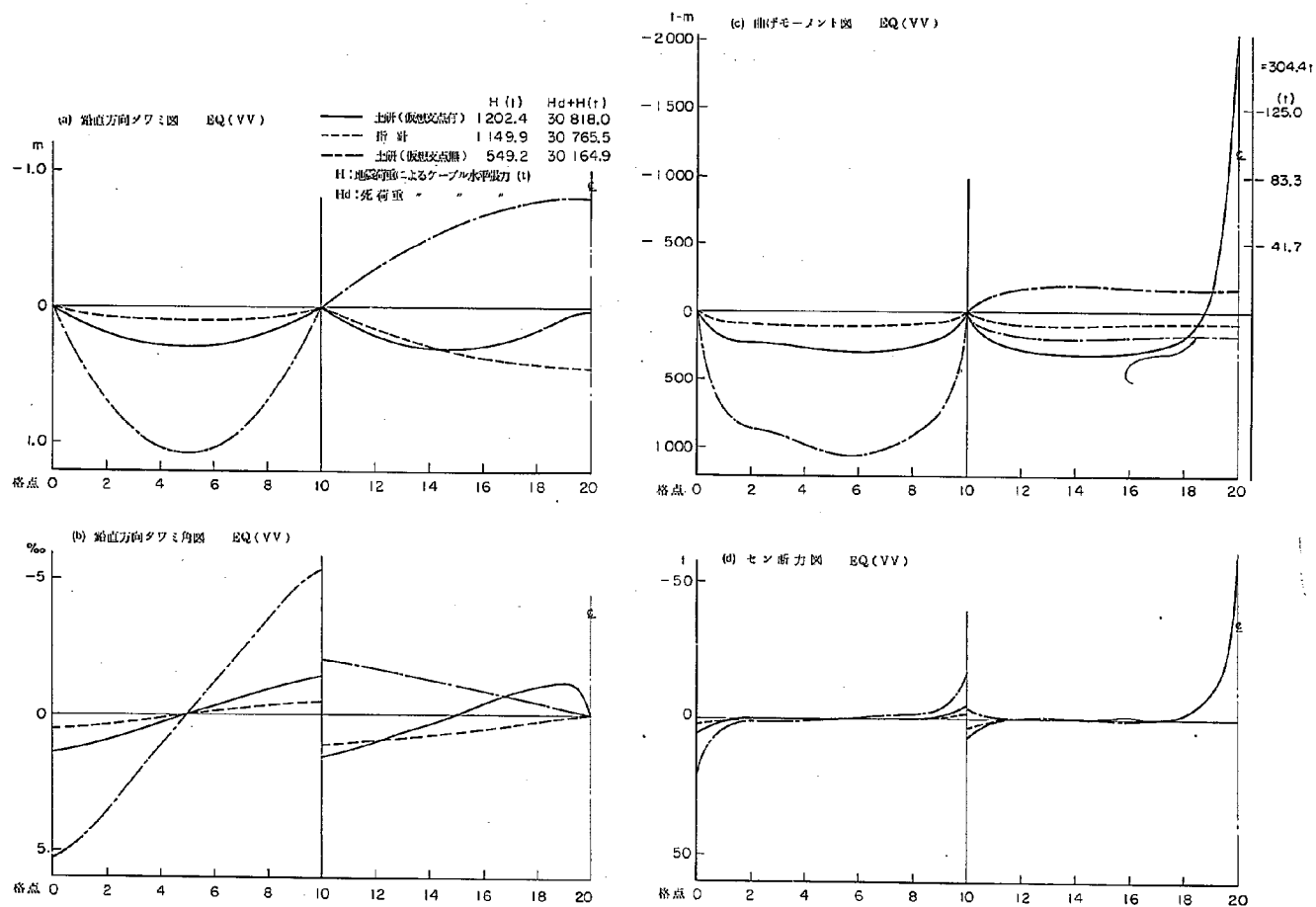


Fig.-5.2.1 修正震度法による計算結果；鉛直方向地震動

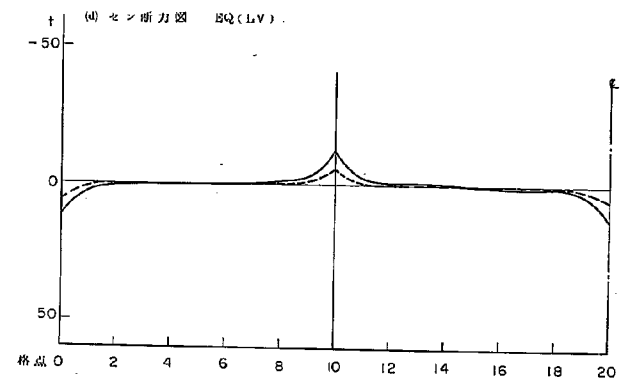
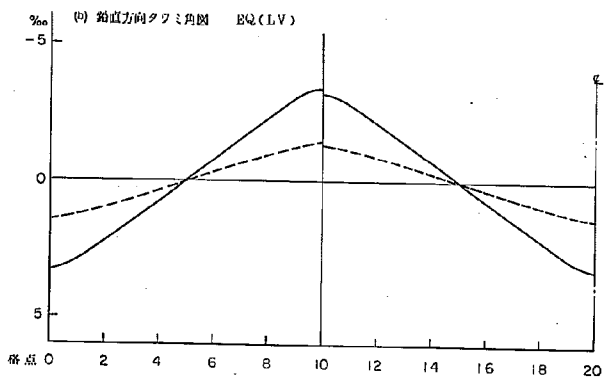
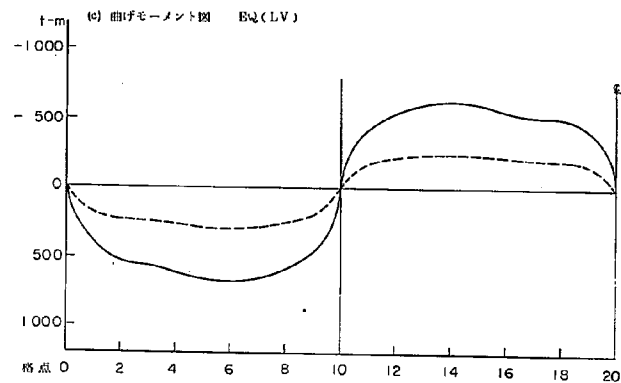
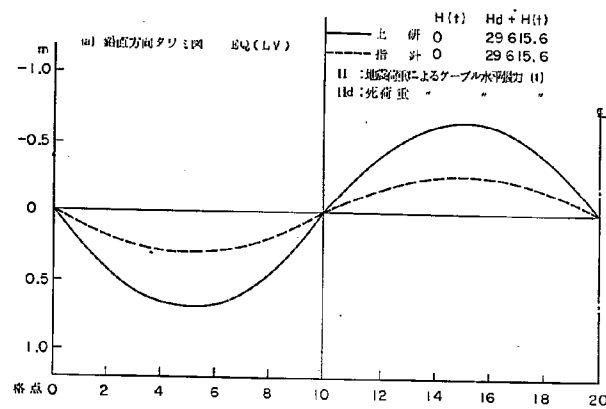


Fig.-5.2.2 修正震動法による計算結果：橋軸方向地震動

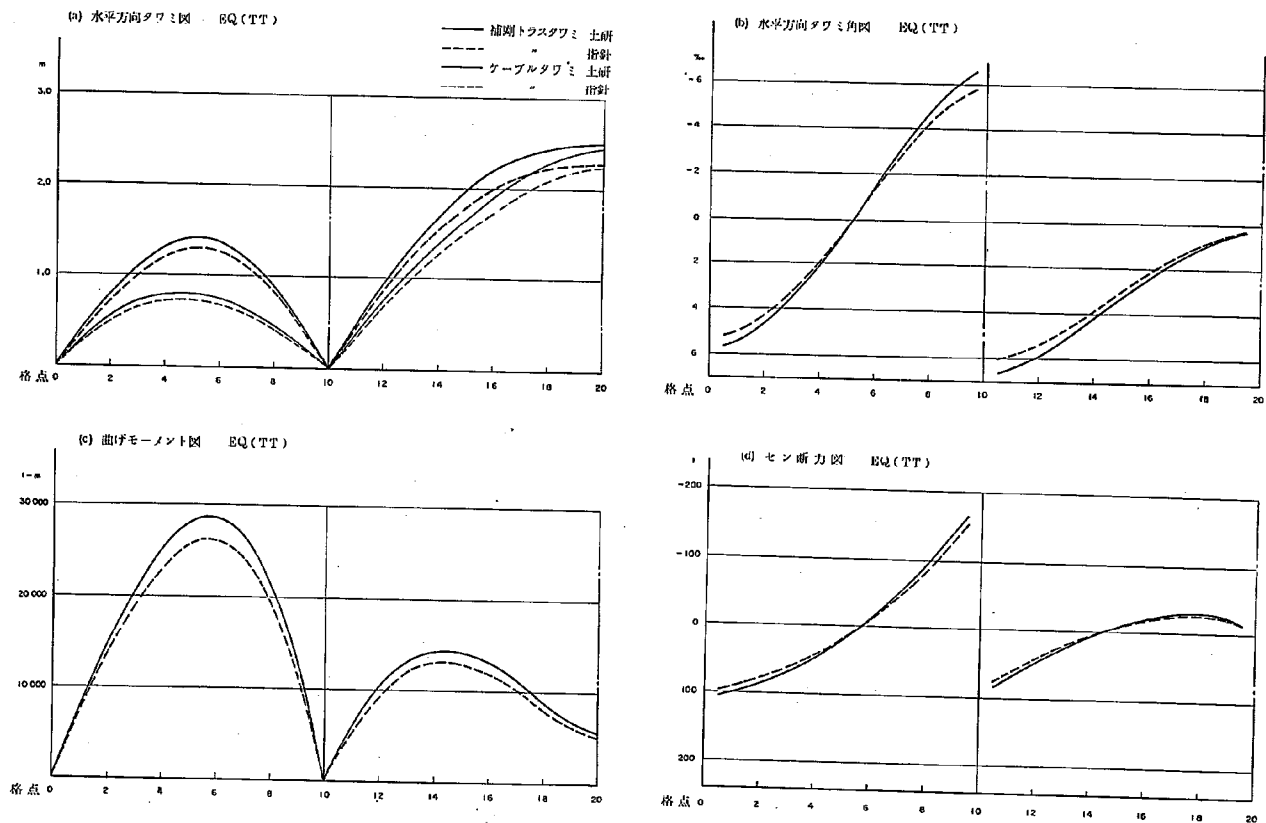


Fig.-5.2.3 修正震度法による計算結果；橋軸直角方向地震動

参考文献

- (1) M. A. Biot; Analytical and Experimental Methods in Engineering Seismology, Trans., ASCE, Paper No. 2183, 1943.
- (2) 高田孝信, 大久保忠良, 栗林栄一; 橋梁の耐震設計に関する研究(I), 地震応答スペクトル・1964, 土木研究所報告128号の1, 昭和40年10月。
- (3) 栗林栄一; 橋梁の耐震設計に関する研究(II), 動的応答を考慮した修正震度の長大吊橋の耐震設計への適用, 土木研究所報告136号の2, 昭和44年7月。
- (4) 土木学会, 本州四国連絡橋技術調査報告書, 付属資料2, 耐震設計指針(1967)・同解説および耐震設計詳説, 昭和42年11月。
- (5) 松平精, 基礎振動学, 共立出版, 昭和25年。
- (6) Yoshikazu Yamada and Hirokazu Takemiya; Earthquake Response Analysis and Earthquake Resistant Design of Multi-Degree-of-Freedom Structures, proc. of 3rd JEES-1970, Nov. 1970.
- (7) 栗林栄一, 小山田欣裕; 三径間吊橋の地震応答, 土木学会第25回年次学術講演会講演集第1部, 昭和45年11月。
- (8) 建設省土木研究所; 三径間吊橋の地震応答に関する研究概要, 土木研究所資料第584号, 昭和45年5月。
- (9) 建設省土木研究所; 地震記録のデジタル数値(I), 土木研究所資料第317号, 昭和43年3月。
- (10) 建設省土木研究所; 三径間吊橋地震応答解析(I), (解析手法) 土木研究所資料第519号, 昭和45年5月1日。
- (11) 建設省土木研究所; 三径間吊橋地震応答解析(II), (吊橋上下部構造全橋の地震応答), 土木研究所資料第521号, 昭和45年5月1日。
- (12) 山田善一, 竹宮宏和; 不規則外力による多自由度系の応答解析とその長大吊橋タワー・ピア系の耐震解析への応用, 土木学会論文報告集第163号, 1969年3月。

報 告 概 要					
資 料 種 別	土木研究所資料第 5 2 0 号			資 料 名	三径間吊橋の地震応答解析(Ⅱ) (吊橋主塔・主橋脚系の地震応答)
研 究 室	振動研究室	担当研究員	小山田欣裕 飯 田 裕	報告年月日	昭和 4 5 年 1 2 月 1 日
<u>概 要</u> 吊橋主塔・主橋脚系を 1 0 の自由度を有する線型・弾性力学モデルに置換して地震応答解析を実施し、 (1) ある隣り合う振動モードの周期が接近した場合の応答の増幅の傾向を把握するとともに、 (2) モーダル・アナリシスによる手法での応答解析結果を適切に評価するための諸要因について調べ、 (3) 今後検討すべき方向を明らかにした。					