

土木研究所資料

名古屋港西大橋(2橋並列斜長橋案)の地震応答解析による
耐震性に関する調査報告

昭和53年 3 月

建設省土木研究所
耐震研究室

ま え が き

本報告は伊勢湾岸道路の一環として、建設省中部地方建設局が計画している名古屋港西大橋（2橋並列斜張橋案，中央径間 405 m，両側径間 175 m，全長 755 m，3車線）の耐震性を検討するために実施した上下部構造全体系に対する橋軸方向および橋軸直角方向の地震応答解析の結果をとりまとめたものである。

昭和 53 年 3 月

耐震研究室	室 長	栗 林 栄 一
	研究員	田 崎 忠 行
	研究員	萩 原 良 二
		宮 田 忠 明

目 次

1. 概 要	1
2. 地盤条件の概要	4
3. 耐震応答解析に用いた入力地震動	7
4. 上下部構造全体係の地震応答解析	10
4.1 解 析 モ デ ル	10
(1) 記 号 の 説 明	10
(2) 下部構造のモデル化	10
(3) 上部構造のモデル化	11
4.2 解 析 法	11
4.3 解 析 結 果	15
(1) 固 有 振 動 モ ー ド	15
(2) 地震応答解析による応答値	15
4.4 地震時安全性の照査	33
(1) 下部構造の地震時安全性の照査	33
(2) 上部構造の地震時安全性の照査	34
5. 結 論	42
参 考 文 献	43

1. 概 要

本報告書は伊勢湾岸道路の一環として建設省中部地方建設局において計画された名古屋港横断部の金城埠頭と西二区を結ぶ名古屋港西大橋¹⁾²⁾の上下部構造全体系の地震応答解析の結果をとりまとめたものである。

名古屋港西大橋の建設計画に伴って、昭和50年度に10車線の斜張橋案で概略設計が行われた。しかし昭和51年度に6車線の斜張橋に設計対象が変更され、6車線を一体として架設する一体施工案と3車線ずつ2期に分けて架設する暫定施工案の両方について概略設計が進められた。一体施工案については、昭和51年度に地震応答解析による耐震性の調査³⁾を行っている。その後各案の比較検討が行われ、昭和52年度に3車線ずつの2橋並列暫定施工案の斜張橋を対象に概略設計がなされた。本報告では、この2橋並列暫定施工案の斜張橋(図1-1)の上下部構造全体系の地震応答解析を行い、名港大橋設計基準案⁴⁾に基づいて行われた応答を考慮した修正震度法による耐震設計計算の結果の検証・補足をし、名古屋港西大橋の耐震安全性に関して検討した結果を示している。

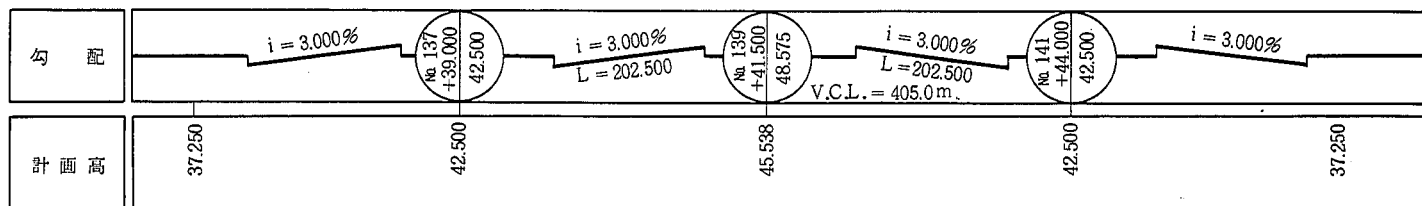
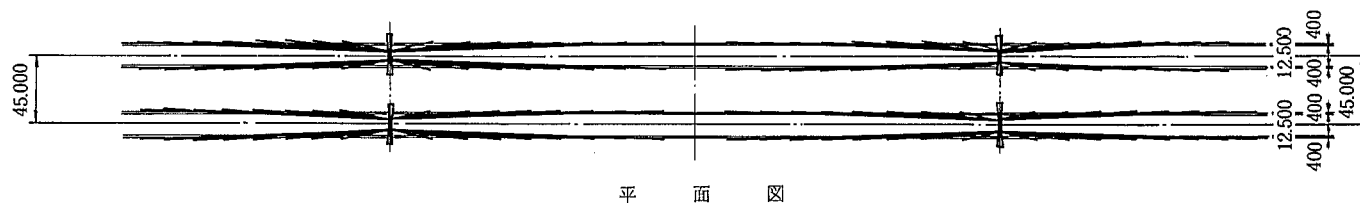
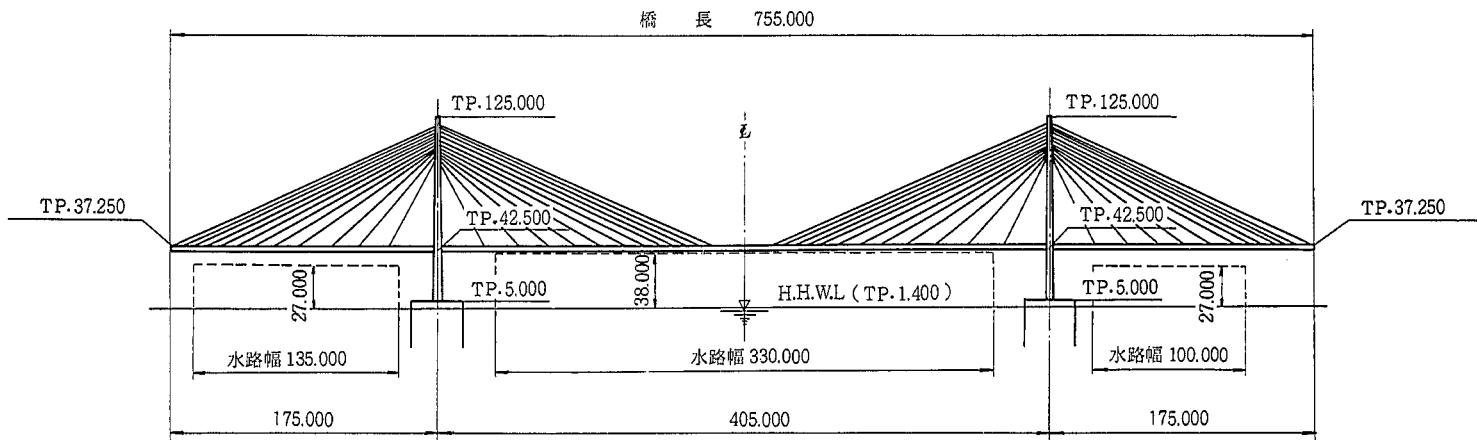
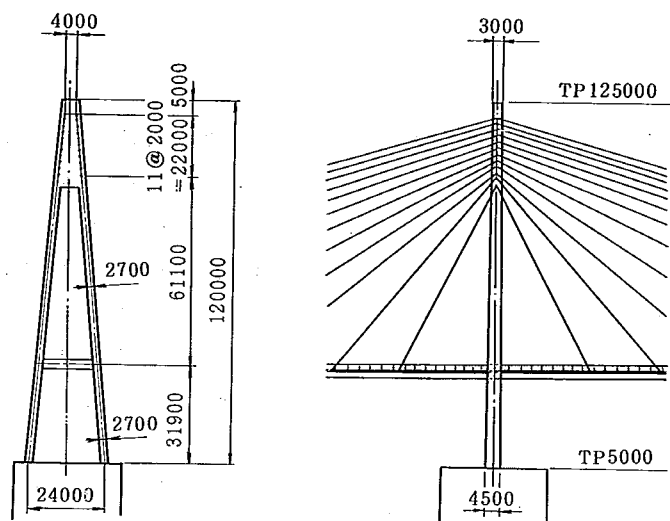
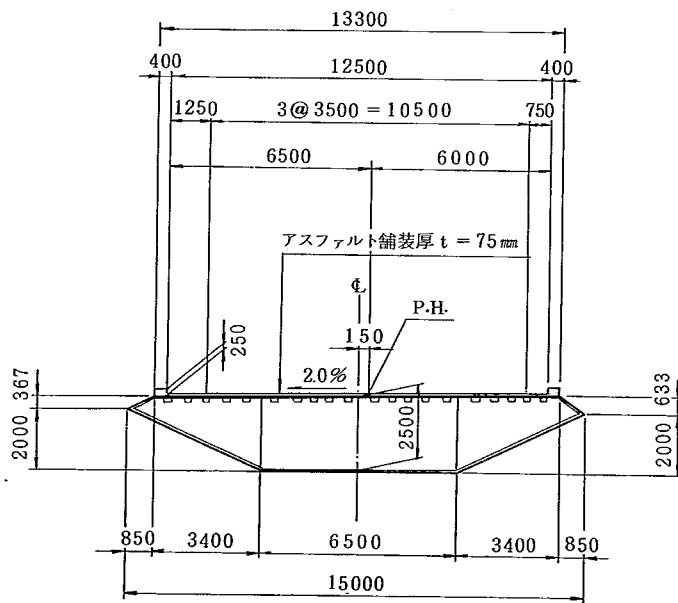


図 1-1 (a) 名古屋港西大橋の諸元



主塔一般図



補剛桁断面図

図1-1(b) 名古屋港西大橋の諸元

2. 地盤条件の概要^{1) 2) 5)}

伊勢湾岸道路計画路線は、農尾平野の南端をおおむね東西方向に横切って、庄内川、木曾川、揖斐川、長良川等の河川の河口付近を横断する形になっている。名古屋港西大橋周辺の地盤・地質の構成は図2-1および表2-1³⁾に示すように第三紀層に属する東海層を基盤とし、この上に第四紀洪積層に属する八事唐山層および熱田層が順に分布し、さらにその上は第四紀沖積層に属する南陽層等が堆積している。これらの地層は全体として東側から西側に向かっておおむね一様に傾斜しており、西にいく程深く堆積する傾向にある。名古屋港西大橋建設計画地点においては、八事唐山層は海面下70m付近に、東海層はさらにその下に存在するとされている。

昭和50年度から金城埠頭に地中地震計を設置し、伊勢湾岸道路上の長大橋の耐震設計に用いるべき入力地震動記録を得るための観測体制の整備を図りつつある。現在までの時点では設計に用いることのできる地震動を観測するには至っていないが、地中地震計の設置に伴って行われた各種の詳細な現場および室内実験により、耐震計算に必要な地盤の諸定数、とりわけ地盤の堅さおよび減衰定数のひずみ依存性に関する資料が収集・蓄積されつつあり、^{6)~9)}後述の地震応答解析においてはこれらの資料をできる限り計算に取り入れ、実際の状態に近い橋の地震応答が計算されるように図っている。

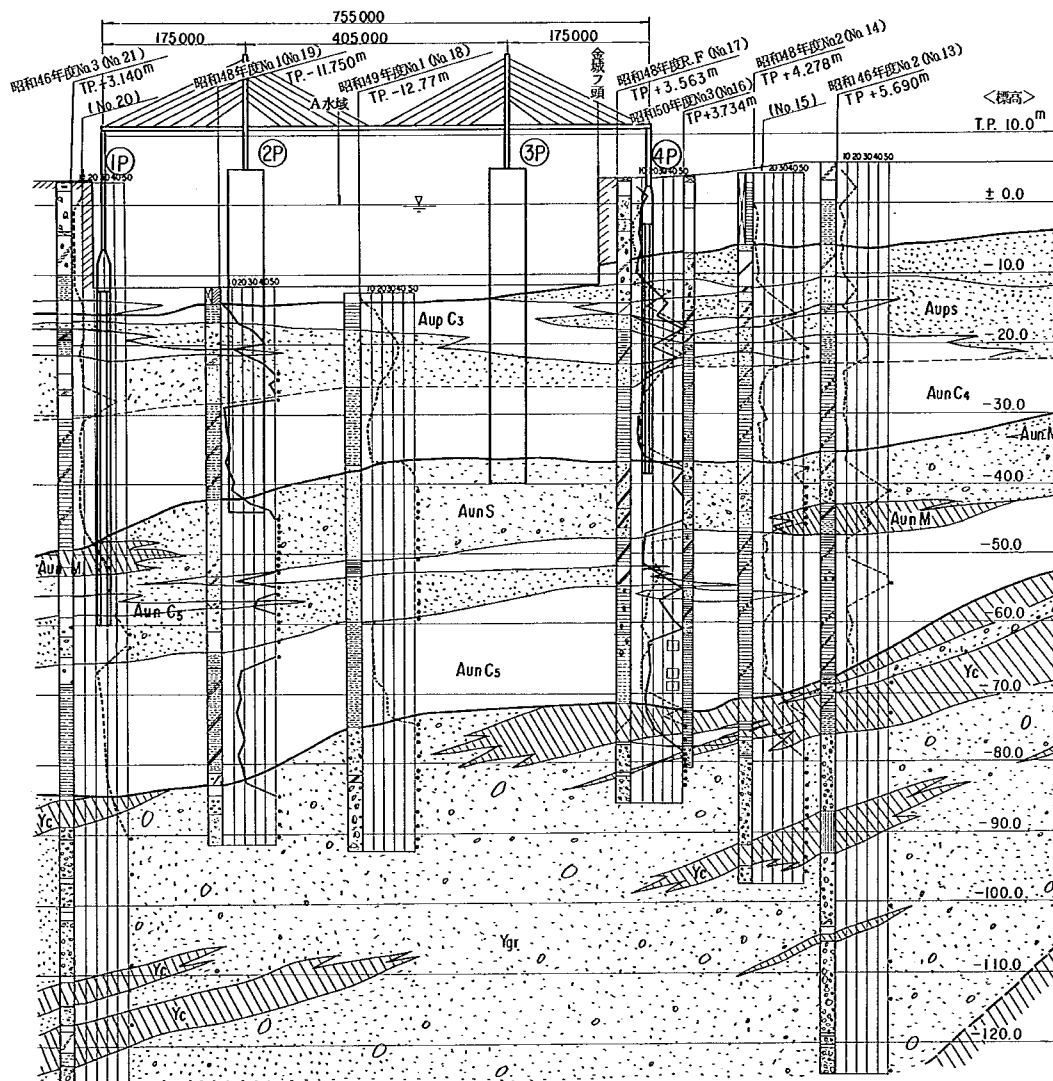


図2-1 名古屋港西大橋建設計画地点付近の地盤構成

表2-1 名古屋港西大橋建設計画地点付近の地盤の性質に関する調査結果

地質時代名			地層名	断面図記号	N 値	記 事
第四紀	沖積世	南陽層 (A1)	埋土、浚渫土	B	0~10	計画路線、中地盤の最上部を構成する地層で、砂・粘性土等非常に不均質である。強度的にみると砂は地表部に近い程締め固められている為N値が高い傾向にあり、粘性土は非常にルーズで軟弱な地層を構成している。いずれも水平方向の連続性に乏しい。
			砂・砂質土	A1s	1~30	主にTP±0m付近に連続してみられ部分的に多くの貝がら片や腐植物を混入している。全体としてみると、シルト分を多く混入しておりシルト質砂状を呈するものが多い。平均的なN値はN=5~10前後と考えられる。他にA1mm中あるいは、沖積基底にも分布しているが連続性については明確でない。
			粘土・粘性土	A1mm	0~8	沖積層の約半分の層厚をもつ軟弱なシルト質粘土~粘土質シルトから成り比較的均質な海成粘土層である。N値に関して埋立前のボーリングデータでは大部分のものがN=0~2を示すのに反し当調査でのデータでは若干上りN=2~6を示すようになり徐々に圧密が進行している事を示している。
	洪積世	熱田層上部 (Aup)	砂・礫混り砂	Aups	10~50以上	調査地を構成する洪積層の最上部を構成する地層で熱田層上部砂層の特徴とされる浮石を各所に混入しているのがみられる。粒度組成は約80%が砂で構成され、粘性土分の混入は比較的少ない。又場所によっては礫を混入、礫混り、砂状を呈する部分もあるが全体として不均質な細中砂である。
			粘性土	AupCs	5~50以上	AupS層中にレンズ状あるいは不規則な薄層で介在する砂質シルト、シルト質粘土、砂混り粘土等で粘性土の部分と砂質土に分類した方がよい部分があるがここでは一括して全体に層厚が薄く砂層に挟まれている為圧密が進み粘性土のN値としては比較的高い値を示している。
		熱田層下部 (Aun)	粘性土	AunC4	8~12	一般に熱田層第4粘土層と呼ばれる海成粘土層でシルト質粘土~粘土質シルトで構成され貝がら片を混入している層厚は8~10m前後と比較的一定しており本層中央部のN値は比較的一定の値を示すが上下部の砂分の多い部分ではやや高くなる傾向にある水平方向の連続性は良好である。
			砂礫砂混り砂	AunS	10~50以上	やや細粒の細砂を主体とする砂層で本層中央部には礫を混入したり、砂礫層となる層がかなり良い連続性で確認される。本層の上面付近には腐植物の混入がみられ本層は陸成層と考えられ、上のAunC4層との間には、時間的にズレがあり不正合面を有するものと考えられる。
			粘性土砂質土	AunM	15~30	主にAunS層中に介在する粘性土、砂質土をAunM層に区分した。N値的にはAunC4とAunCsの中間的な傾向を示している。連続性に乏しく層厚が薄いことから大体的にはAunS層に含めても大きな問題はない。
			粘性土	AunCs	10~20	熱田層中最下部を構成する。シルト質粘土~粘土質シルトで一般に熱田第5粘土層と呼ばれその層厚は3m~20mと西に向って厚くなる傾向にある。本層中に介在する、砂層の挟みやAunS層と入り乱れて堆積している部分のN値は、かなり高い値を示す。他は全体に一定したN値をもつようである。
		八事唐山層 (Y)	砂・砂礫	Ygr	30~50以上	八事唐山層は名古屋市周辺の洪積層中最も古い時代の地層で主に砂礫層 (Dgr) から成りその間に砂質土、粘性土層 (De) をレンズ状あるいは薄層の形で介在しているDgr層はφ10~50m/m前後のチャート円礫を主体としたマトリックスはやや粗粒の砂から成る。De層はシルトを主体とした砂質シルト~粘土質シルトから成り、連続性のよいものは砂質土に近いものが多い。本層をはじめ上位の熱田層、沖積層に至るまで濃尾傾動運動の影響で堆積層の傾斜は西にゆくと従って下り、又古い地層程その傾きは急になっている。
			砂質土、粘性土	Yc	10~50以上	
第三紀	鮮新世	東海層 (T)	砂・砂礫粘性土等	T	40~50以上	調査地最下部にみられる基盤層と考えられる非常に硬い地盤で泥岩・砂岩・砂礫層などから成り全域で頭中央部では一般に天白断層と呼ばれる断層の影響の為か?、その上面は急に深くなり全域で頭中央部以西のボーリングデータではその連続性は確認されていない。

3. 地震応答解析に用いた入力地震動

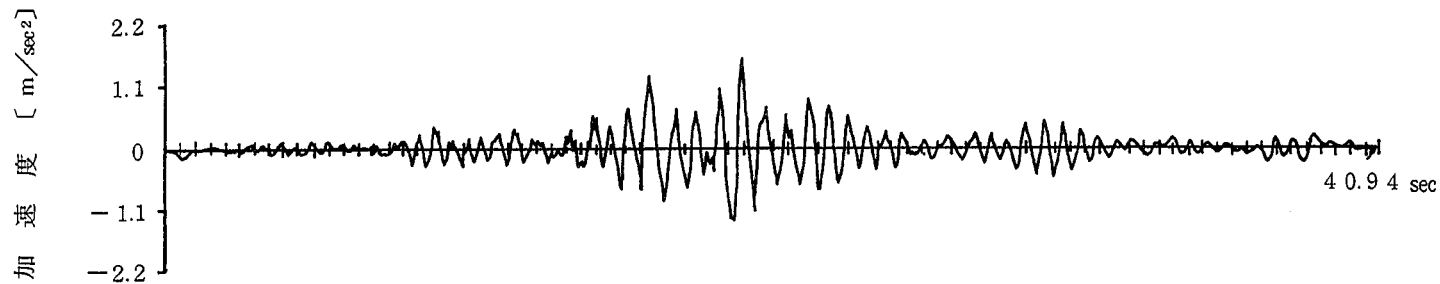
地震応答解析の入力地震動としては、名古屋港西大橋の建設計画地点付近で得られた地震記録、もしくは地盤条件が似通っている地点での地震記録を用いることが望ましい。しかしながら、そのような地震記録はまだ得られていない。そこで、入力地震動としては平均応答スペクトル曲線（建設省土木研究所、洪積、1970年）¹⁰⁾を用い、下部構造の重心位置で地震動加速度の最大値が150ガルになるように入力した。この平均応答スペクトル曲線は日本各地の既往の地震記録から求められたものであり、我が国における地震動の平均的な性質を与えるものとして、道路橋などの土木構造物の地震応答解析に広く用いられている。

この平均応答スペクトルのほかに、1968年4月の日向灘地震による愛媛県宇和島市板島橋付近の地表面で記録された地震動加速度波形¹¹⁾および1973年6月の根室半島沖地震による北海道静内橋付近の地盤の地下40mで記録された地震動加速度波形¹²⁾を入力地震動として選定し、名古屋港西大橋の地震応答特性を調査した。板島橋での記録は比較的軟質な地盤の地表面で記録されたものであり、静内橋での記録は比較的良好な砂レキ層中で記録されたものであるが、ともに名古屋港西大橋建設計画地点の地盤とは同じ条件ではない。そこで、この地盤条件の相異による影響を取り除くために、両記録をそれぞれの地点における耐震計算上の基盤面（そこで入射波動が表層地盤における地震動の影響を受ける度合いの少ない地層上面）における入射波動に変換し、これらの入射波動を名古屋港西大橋建設計画地点における耐震計算上の基盤面に入力して表層地盤の地震応答を算定した。その結果を用いて、金城埠頭側および西二区側のケーソン地中部に対応する地盤の水平方向加速度の鉛直分布の重心位置における地盤の加速度を地震応答解析における入力地震動とした。このようにして求めた入力地震動を図3-1に示す。この場合、入力地震動加速度の最大値は基盤面位置で150ガルとした。その結果として、下部構造の重心位置での地震動加速度の最大値は、板島橋地震動の場合には160ガル、静内橋地震動の場合には200ガルと増幅されている。

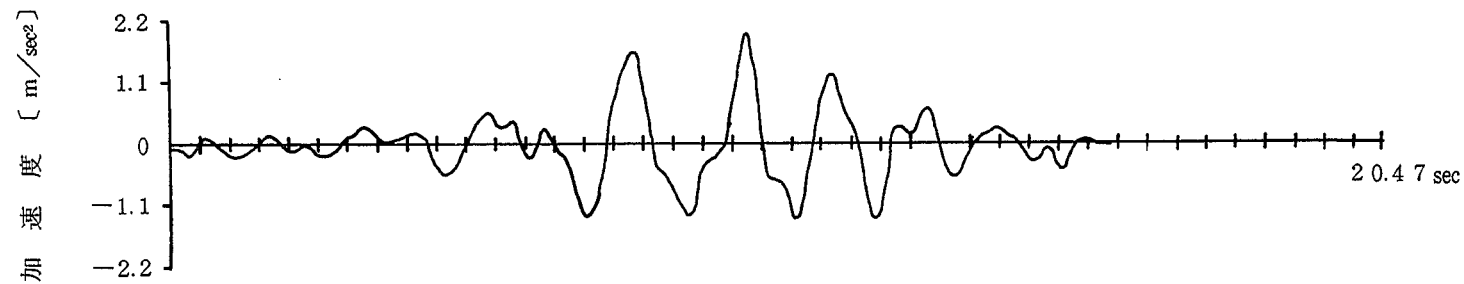
表3-1に以上の3つの入力地震動を示したが、これらの特性を加速度応答スペクトル曲線で比較すると図3-2のようになる。これらの入力地震動がもつ基本的な特性に関しては、参考文献〔13〕に詳しい。

表3-1 地震応答解析に用いた地震動

地震名	発生日月	記録地	M	震央距離 (km)	継続時間 (秒)	記録地点における最大加速度		西大橋建設地点における最大加速度	
						記録位置	基盤面	基盤面	下部構造重心位置
根室半島沖地震	1973年 6月17日	静内橋	7.4	305	12	45 gal (-40m)	45 gal (-40m)	150 gal (八事唐山層上面)	200 gal
日向灘沖地震	1968年 4月1日	板島橋	7.5	104	40	186 gal (地表面)	134 gal (-20m)	150 gal (八事唐山層上面)	160 gal
平均応答スペクトル曲線（建設省土木研究所、1970、洪積）								-	150 gal

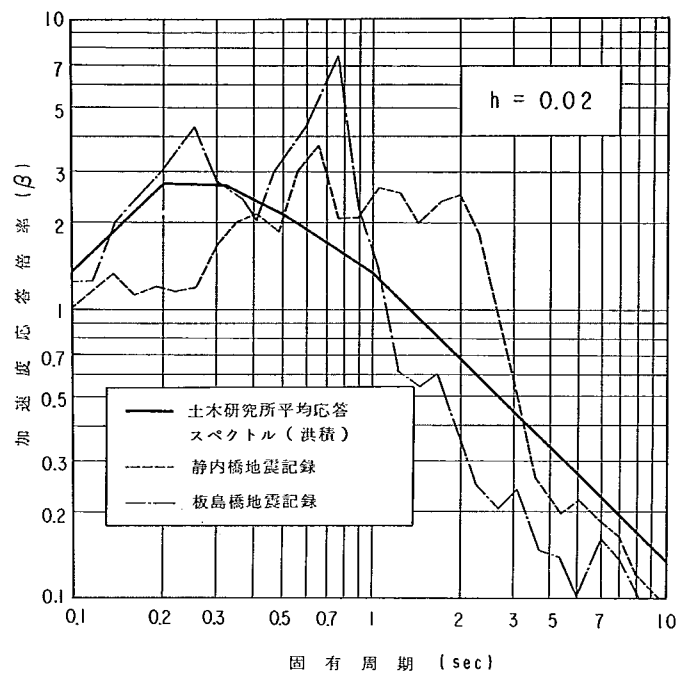


(a) 板島橋地震動記録を使用した場合

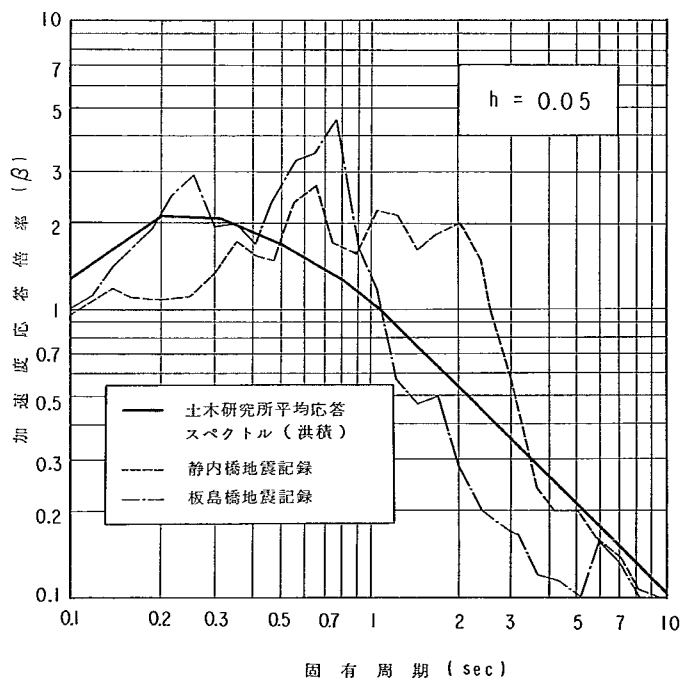


(b) 静内橋地震動記録を使用した場合

図 3-1 地震応答解析に用いた入力地震動



(a) 減衰定数 $h=0.02$ の場合



(b) 減衰定数 $h=0.05$ の場合

図3-2 入力地震動の加速度応答スペクトル曲線

4. 上下部構造全体系の地震応答解析

4.1 解析モデル

斜張橋上下部構造全体系を多質点系に置き換えて、橋軸方向の場合には60自由度、橋軸直角方向の場合には66自由度を有する解析モデルとした。(図4-2、図4-3)

(1) 記号の説明

K_{xx} : x軸方向のバネ係数(t/m)

K_{yy} : y軸方向のバネ係数(t/m)

K_{zz} : z軸方向のバネ係数(t/m)

$K_{\theta x \theta x}$: x軸を回転軸にした回転バネ係数
(t・m/rad)

$K_{\theta z \theta z}$: z軸を回転軸にした回転バネ係数
(t・m/rad)

$K_{x \cdot \theta z}$: z軸を回転軸にして回転した際、
x方向の変位に影響を与えるバネ係数(t/rad)

$K_{\theta z x}$: x方向に変位が生じた際、z軸を回転軸にした回転に影響を与えるバネ係数
(t/rad)

$K_{z \cdot \theta x}$: x軸を回転軸にして回転した際、z方向の変位に影響を与えるバネ係数
(t/rad)

$K_{\theta x \cdot z}$: z方向に変位が生じた際、x軸を回転軸にした回転に影響を与えるバネ係数
(t/rad)

M_x : x軸方向の並進質量(t)

M_z : z軸方向の並進質量(t)

$M_{\theta x}$: x軸を回転軸にした回転質量(t・m²)

$M_{\theta z}$: z軸を回転軸にした回転質量(t・m²)

(2) 下部構造のモデル化

名古屋港西大橋は4基の橋脚を有しており、クイ基礎門型ラーメン橋脚(1P, 4P)とケーソン基礎主塔橋脚(2P, 3P)がある。

門型ラーメン橋脚は桁の橋軸方向の運動には自由で、橋軸直角方向の運動に対してだけ抵抗するように設計されている。したがって、解析モデルにおいても橋軸直角方向の場合にだけこの抵抗効果を考慮し、門型ラーメン橋脚基礎の剛性はクイ基礎と地盤の剛性に基づいて水平および鉛直方向の並進と回転の3自由度を有する力学モデルによって

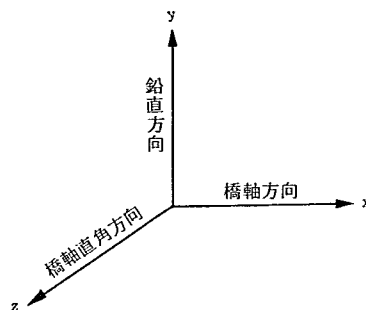


図4-1 全体系座標

モデル化した。一方、主塔橋脚のケーソン基礎については、水平方向の並進と回転の2自由度を有する剛体基礎としてモデル化した。(表4-1)

計算に用いる並進質量、回転質量およびバネ係数は、構造諸元、クイおよび地盤の剛性から表4-1のように定めた。ここで、 $Kx \cdot \theta z$, $Kz \cdot \theta x$, $K\theta x \cdot z$, $K\theta z \cdot x$ は概略的に定めた地震動入力的作用位置(想定バネ中心位置)が、クイの復元力もしくは地盤反力の重心位置と一致していないために生じたものである。すなわち、 $Kx \cdot \theta z$, $Kz \cdot \theta x$ は回転に伴う復元力もしくは反力が並進変位に与える影響を示したバネ係数、 $K\theta z \cdot x$, $K\theta x \cdot z$ は並進変位に伴う復元力もしくは反力が回転に与える影響を示したバネ係数であり、 $Kx \cdot \theta z = K\theta z \cdot x$, $Kz \cdot \theta x = K\theta x \cdot z$ が成り立つ。

(3) 上部構造のモデル化

斜張橋の上部構造は、補剛桁、主塔およびケーブルから構成されており、橋軸方向については図4-2、橋軸直角方向については図4-3のような多質点系モデルに置き換えてモデル化した。なお、ケーブルは補剛桁および主塔に対して計算上ピン結合されていると仮定し、橋軸方向の解析モデルにおいては補剛桁の両側面のケーブル2本をまとめて1本のケーブルに置き換え、一方、橋軸直角方向の解析モデルにおいては橋軸方向について数本のケーブルをまとめて1本のケーブルに置き換えて計算上のケーブル本数を減少させている。

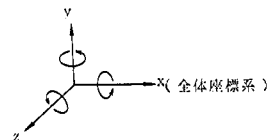
4.2 解 析 法

地震応答解析はモーダルアナリシスの手法により、3章で示した3種類の入力地震動の応答スペクトルを用いて行った。モーダルアナリシスでは、橋軸方向については1次~60次、橋軸直角方向については1次~66次の全次数の振動モードを考慮し、補剛桁、主塔、ケーブルからなる上部構造に対しては2%の減衰定数を、クイ基礎門型ラーメン橋脚、ケーソン基礎主塔橋脚からなる下部構造に対しては5%の減衰定数をそれぞれ見込んだ。

固有値解析の結果、固有円振動数 ω_i および固有振動モード値 $\phi_{i,j}$ ($i=1 \sim nm$, $j=1 \sim np$) が求められると、下部構造に様な地震動が作用した場合のj点の応答値 u_j は、各モードごとの応答値の2乗和の平方根によって表わすものとすれば、

$$u_j = \sqrt{\sum_{i=1}^{nm} u_{i,j}^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^{nm} (\phi_{i,j} \cdot q_i)^2} \quad (4.1)$$

表 4 - 1 下 部 構 造 モ デ ル



下部構造 地震方向	西二区側門型ラーメン橋脚(1P)	西二区側ケーソン基礎(2P)		金城埠頭側ケーソン基礎(3P)		金城埠頭側門型ラーメン橋脚(4P)
	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸直角方向
振動力学モデル (単位m)						
重心量 Gにおける	並進質量	$m_z = 2.18 \times 10^3 \text{ (t)}$	$m_x = 1.018 \times 10^5 \text{ (t)}$	$m_z = 1.018 \times 10^5 \text{ (t)}$	$m_x = 0.923 \times 10^5 \text{ (t)}$	$m_z = 0.923 \times 10^5 \text{ (t)}$
	回転質量	$m_{\theta x} = 4.90 \times 10^4 \text{ (t}\cdot\text{m}^2)$	$m_{\theta z} = 3.308 \times 10^7 \text{ (t}\cdot\text{m}^2)$	$m_{\theta x} = 3.308 \times 10^7 \text{ (t}\cdot\text{m}^2)$	$m_{\theta z} = 2.606 \times 10^7 \text{ (t}\cdot\text{m}^2)$	$m_{\theta x} = 2.606 \times 10^7 \text{ (t}\cdot\text{m}^2)$
	ラーメン橋脚からの質量	$m_z = 6.55 \times 0.4 = 2.62 \text{ (t)}$	—	—	—	$m_z = 2.64 \times 0.4 = 1.056 \text{ (t)}$
等価バネ	バネ中心 (杭天端)	バネ中心 (ケーソン天端より下31m)	バネ中心 (ケーソン天端より下31m)	バネ中心 (ケーソン天端より下31m)	バネ中心 (ケーソン天端より下31m)	バネ中心 (杭天端)
	$K_{zz} = 1.030 \times 10^6 \text{ (t/m)}$ $K_{yy} = 1.008 \times 10^6 \text{ (t/m)}$ $K_{z\theta_x} = K_{\theta_x z}$ $= 2.754 \times 10^5 \text{ (t}\cdot\text{m/rad)}$ $K_{\theta_x \theta_x} = 2.387 \times 10^7 \text{ (t}\cdot\text{m/rad)}$	$K_{xx} = 2.723 \times 10^6 \text{ (t/m)}$ $K_{x\theta_z} = K_{\theta_z x}$ $= 3.044 \times 10^7 \text{ (t}\cdot\text{m/rad)}$ $K_{\theta_z \theta_z} = 5.712 \times 10^4 \text{ (t}\cdot\text{m/rad)}$	$K_{zz} = 2.723 \times 10^6 \text{ (t/m)}$ $K_{x\theta_z} = K_{\theta_z x}$ $= 3.044 \times 10^7 \text{ (t}\cdot\text{m/rad)}$ $K_{\theta_z \theta_z} = 5.712 \times 10^4 \text{ (t}\cdot\text{m/rad)}$	$K_{xx} = 2.466 \times 10^6 \text{ (t/m)}$ $K_{x\theta_z} = K_{\theta_z x}$ $= 2.099 \times 10^7 \text{ (t}\cdot\text{m/rad)}$ $K_{\theta_z \theta_z} = 6.222 \times 10^4 \text{ (t}\cdot\text{m/rad)}$	$K_{zz} = 2.466 \times 10^6 \text{ (t/m)}$ $K_{x\theta_z} = K_{\theta_z x}$ $= 2.099 \times 10^7 \text{ (t}\cdot\text{m/rad)}$ $K_{\theta_z \theta_z} = 6.222 \times 10^4 \text{ (t}\cdot\text{m/rad)}$	$K_{zz} = 0.261 \times 10^6 \text{ (t/m)}$ $K_{yy} = 0.467 \times 10^6 \text{ (t/m)}$ $K_{z\theta_x} = K_{\theta_x z}$ $= 0.84 \times 10^5 \text{ (t}\cdot\text{m/rad)}$ $K_{\theta_x \theta_x} = 1.406 \times 10^7 \text{ (t}\cdot\text{m/rad)}$

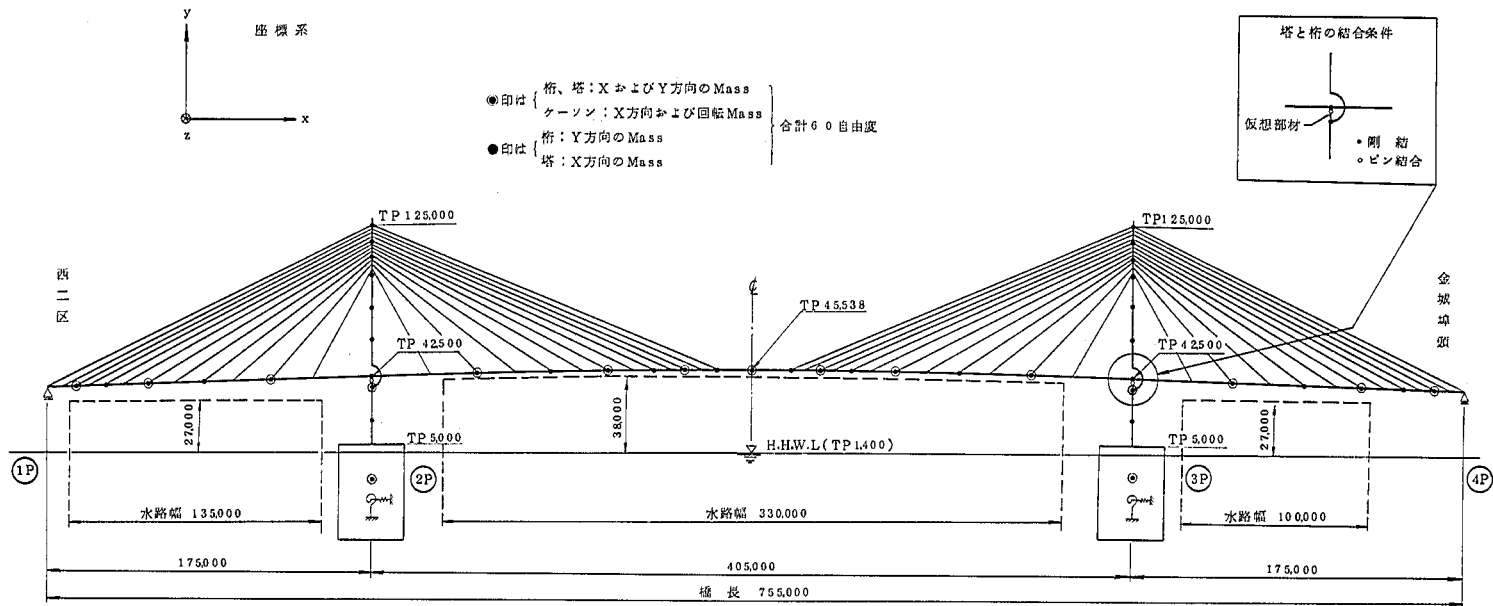


図 4-2 地震応答解析モデル（橋軸方向）

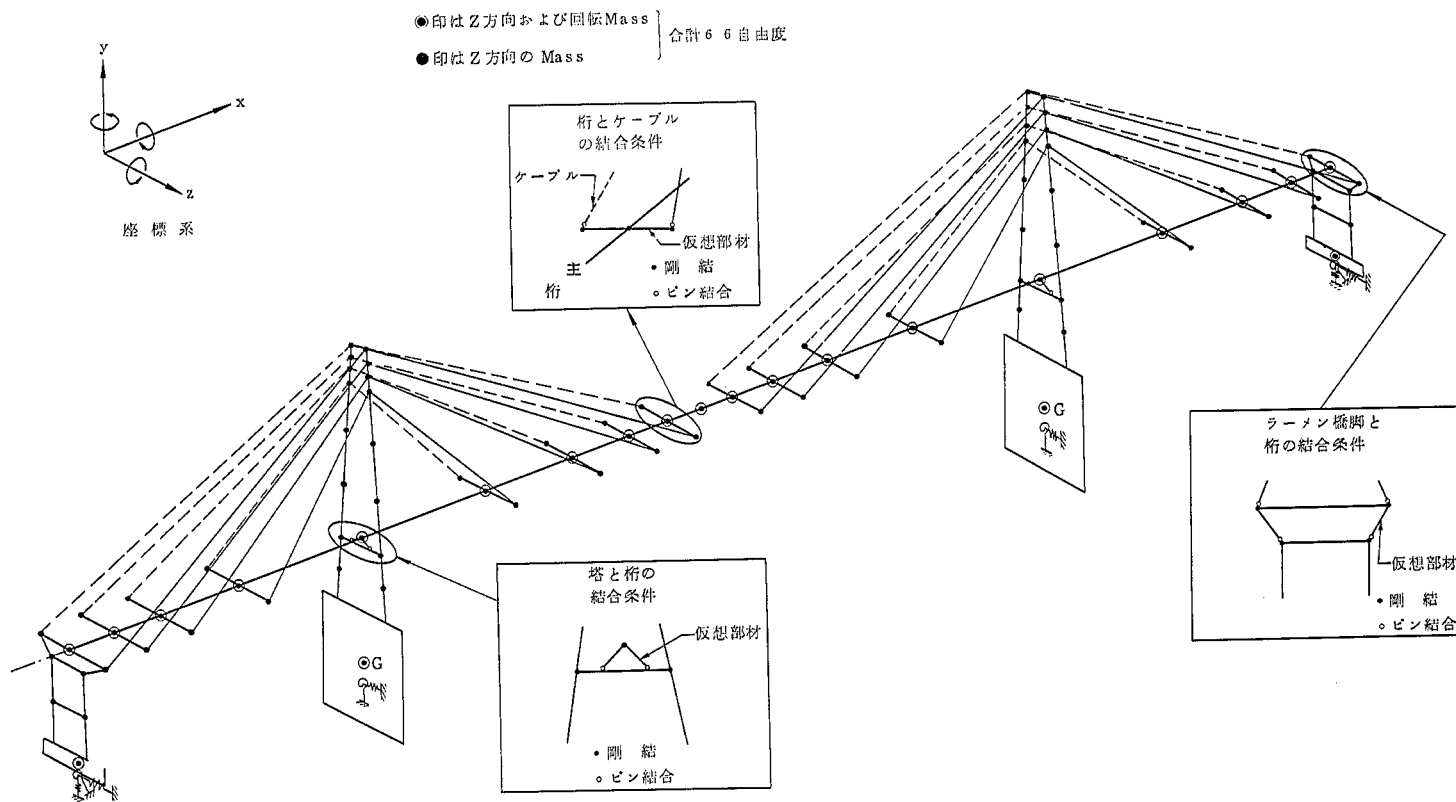


図 4-3 地震応答解析モデル (橋軸直角方向)

ここに、

$$q_i = \frac{F_i}{\omega_{D_i}^2} \cdot S_{Ai} \quad (4.2)$$

$$F_i = \frac{\sum_{j=1}^{np} m_j \phi_{i,j}}{\sum_{j=1}^{np} m_j \phi_{i,j}^2} \quad (4.3)$$

となる。ここで、 ω_{Di} 、 S_{Ai} は i 次の減衰固有円振動数および図 3-2 に示した加速度応答スペクトル値である。

4.3 解析結果

(1) 固有振動モード

橋軸方向の固有振動モード（1次～6次）を図 4-4 に、橋軸直角方向の固有振動モード（1次～6次）を図 4-5 に示す。また、各次の固有周期、モード寄与率、振動エネルギー分配率を表 4-2 に示す。

(2) 地震応答解析による応答値

モーダルアナリシスによる解析結果を以下の図、表に示す。

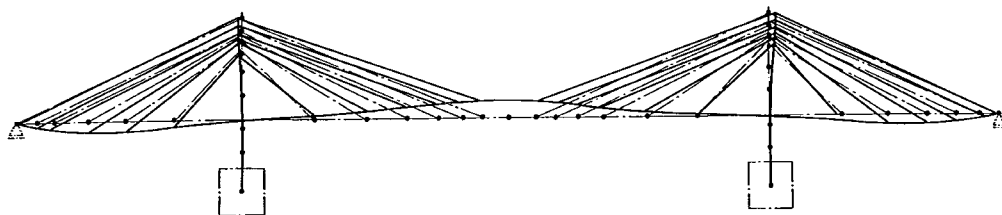
1) 下部構造の応答値

- (i) 反力応答値 表 4-3
- (ii) 重心位置の変位応答値 表 4-4
- (iii) 門型ラーメン橋脚の応答値 表 4-5

2) 上部構造の応答値

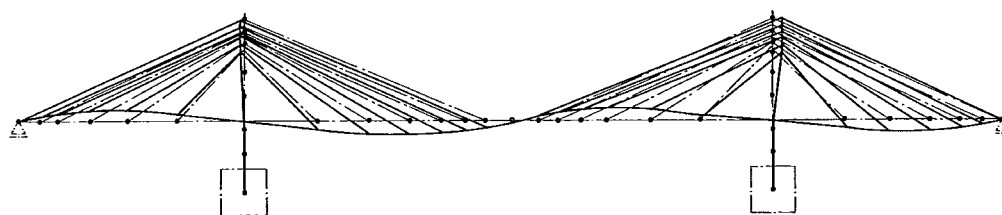
- (i) 補剛桁の応答値 表 4-6、図 4-6
- (ii) 主塔の応答値 表 4-7、図 4-7
- (iii) 主塔基部の曲げモーメント応答値に対する各次応答の寄与の度合い 表 4-8
- (iv) 主塔基部の曲げモーメント応答値に対する寄与の度合いの大きい次数の振動モード 図 4-8
- (v) ケーブル張力の応答値 表 4-9

下部構造の応答は、橋軸方向に加振した場合の水平変位および回転変位が橋軸直角方向に加振した場合に比べて相対的に大きくなっている。補剛桁の橋軸方向に加振した場合の鉛直変位、橋軸直角方向に加振した場合の水平変位は、ともに中央径間部分で大きな応答を示す傾向があるが、曲げモーメントについては、橋軸方向に加振した場合は主



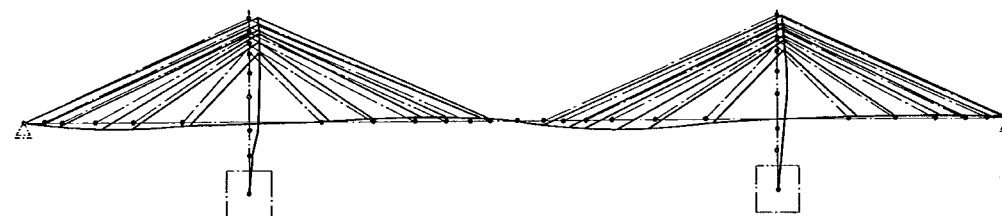
対 称 モ ー ド

(a) 1 次 ($T=3.267$ 秒)



逆 対 称 モ ー ド

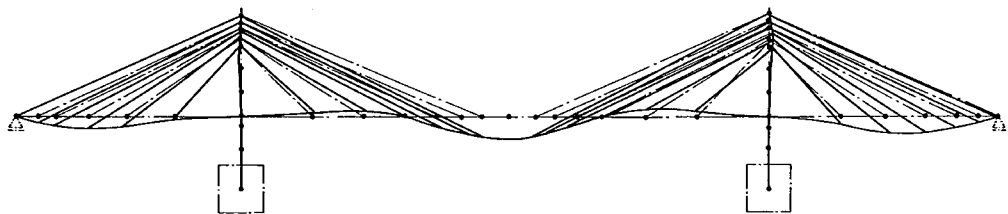
(b) 2 次 ($T=2.699$ 秒)



逆 対 称 モ ー ド

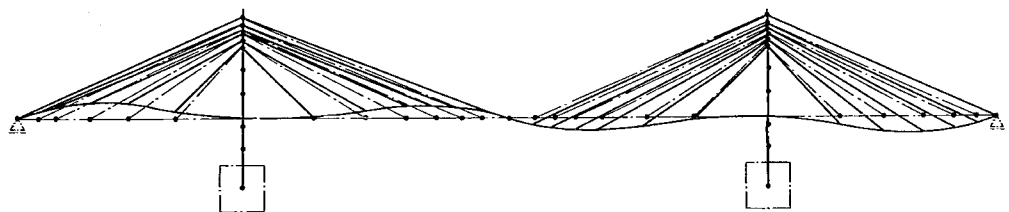
(c) 3 次 ($T=1.781$ 秒)

図 4-4-1 橋軸方向の振動モード (1 次 ~ 3 次)



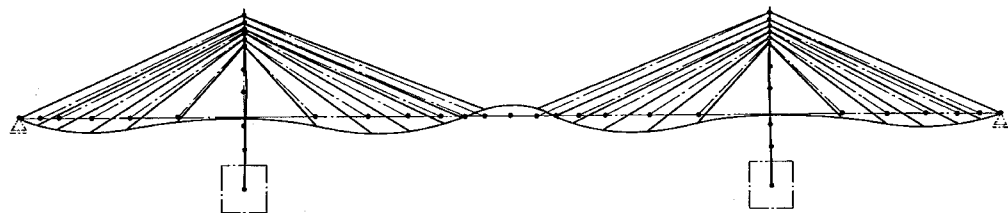
対 称 モ ー ド

(d) 4 次 ($T=1.551$ 秒)



逆 対 称 モ ー ド

(e) 5 次 ($T=1.283$ 秒)



対 称 モ ー ド

(f) 6 次 ($T=1.174$ 秒)

図 4-4-2 橋軸方向の振動モード (4 次 ~ 6 次)

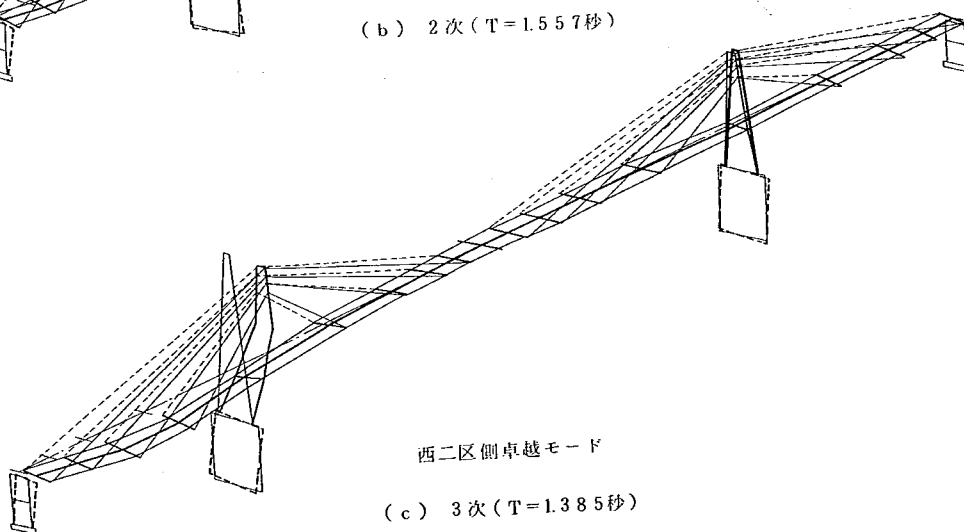
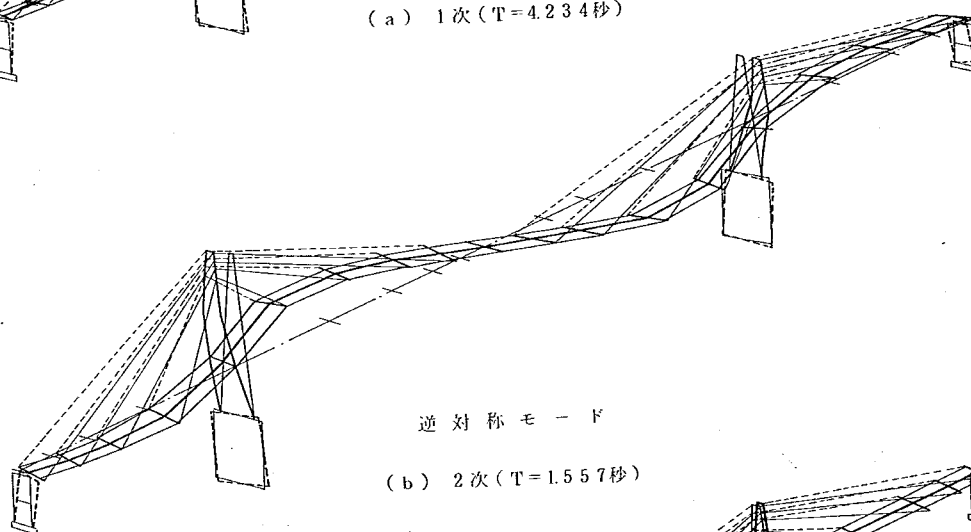
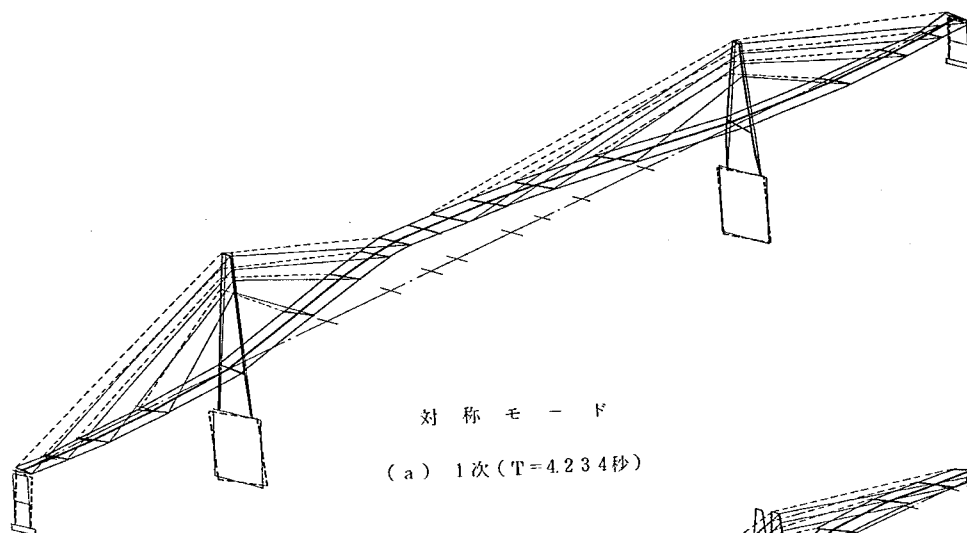


図4-5-1 橋軸直角方向の振動モード(1次~3次)

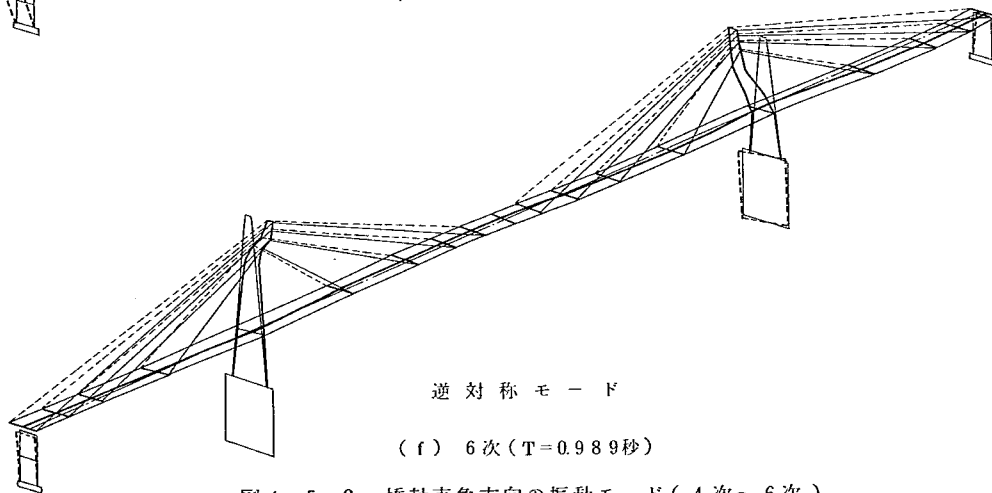
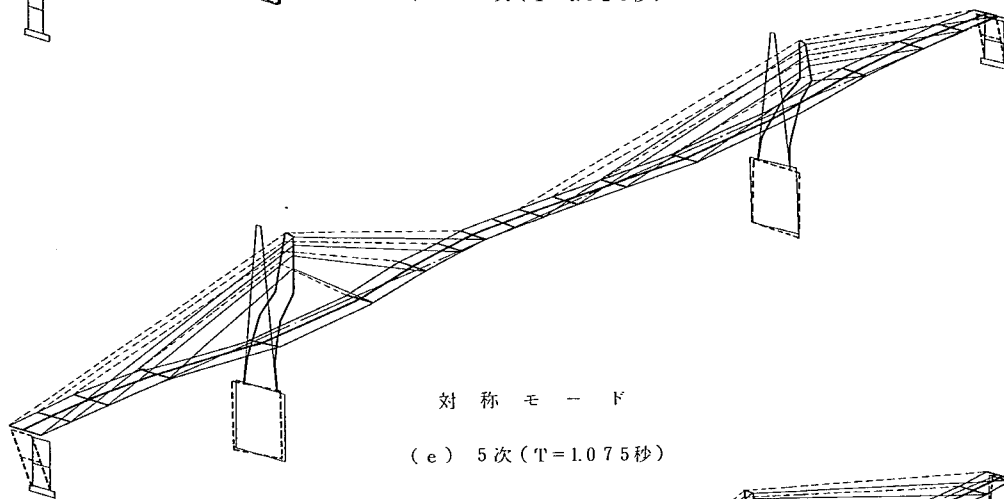
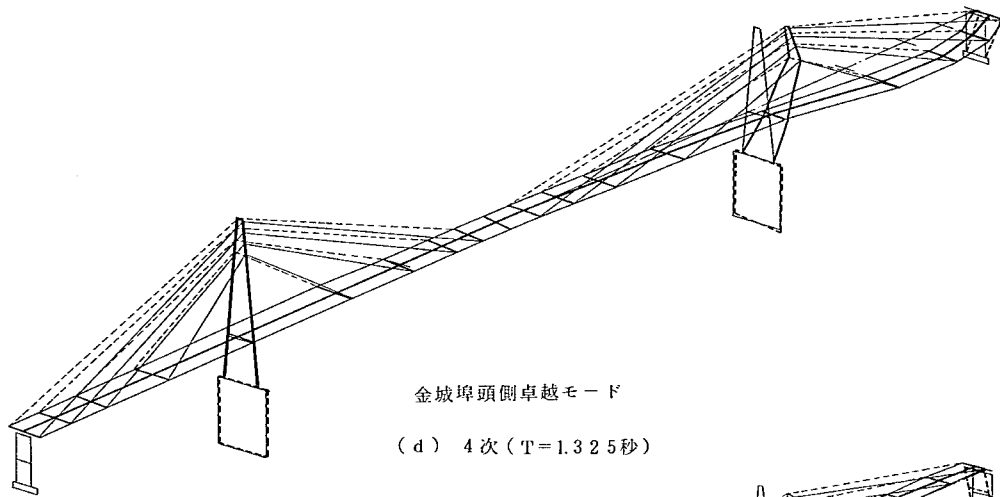


図4-5-2 橋軸直角方向の振動モード(4次~6次)

表 4-2 固有周期、モード寄与率および振動エネルギー分配率

振動 モード	橋 軸 方 向					橋 軸 直 角 方 向				
	固有周期 (秒)	モード寄与率		振動エネルギー分配率		固有周期 (秒)	モード寄与率		振動エネルギー分配率	
		橋軸方向	上下方向	上部工	下部工		橋軸直角方向	上下方向	上部工	下部工
1	3.267262	0.794689	8.215523	1.0	0.0	4.2341	-1.6913559	0.0	1.0	0.0
2	2.698929	1.4397429	-0.053239	0.999	0.001	1.5570	1.584054	0.0	0.995	0.005
3	1.780742	5.1268875	-0.372083	0.944	0.056	1.3845	1.4239624	0.0	0.962	0.038
4	1.550978	0.066272	-1.2386003	0.999	0.001	1.3248	1.9808609	0.0	0.990	0.010
5	1.282887	-6.508781	-0.055374	0.997	0.003	1.0752	-4.690043	0.0	0.950	0.050
6	1.174023	-0.373691	-1.8796631	1.0	0.0	0.9891	-4.439728	0.0	0.979	0.021
7	1.030999	-6.4519684	-0.297121	0.121	0.879	0.7697	-2.256931	0.0	0.930	0.070
8	0.955238	-9.587219	-0.086076	0.940	0.060	0.7407	2.9412918	0.0	0.482	0.518
9	0.814906	-7.061705	0.047356	0.995	0.005	0.7082	1.5452610	0.0	0.761	0.239
10	0.786663	-6.716595	0.040083	0.989	0.011	0.6729	-1.2587090	0.0	0.943	0.057
11	0.747846	-1.4330383	7.054259	0.968	0.032	0.6331	7.454559	0.0	0.880	0.120
12	0.743563	-7.5875977	-1.155759	0.069	0.931	0.5252	-1.612535	0.0	0.878	0.122
13	0.630008	1.756439	-0.000928	1.0	0.0	0.4762	1.7935837	0.0	0.342	0.658
14	0.511226	0.048928	-0.863342	1.0	0.0	0.4555	1.3580504	0.0	0.626	0.374
15	0.482865	0.307052	0.008840	1.0	0.0	0.4521	-0.000338	0.0	1.0	0.0
16	0.482283	0.231637	-4.670703	1.0	0.0	0.4521	0.001193	0.0	1.0	0.0
17	0.466700	0.543681	2.850236	0.999	0.001	0.4087	-3.259052	0.0	0.721	0.279
18	0.391155	-0.364761	0.000006	1.0	0.0	0.3964	-0.827217	0.0	0.662	0.338
19	0.300598	-7.969001	0.001329	0.994	0.006	0.3870	-9.5385071	0.0	0.012	0.988
20	0.290832	0.777466	-0.672092	0.998	0.002	0.3738	-9.1758942	0.0	0.097	0.903
21	0.285703	2.487329	-0.821527	0.989	0.011	0.3653	-1.7010651	0.0	0.958	0.042
22	0.264802	-6.6851028	-0.125469	0.012	0.988	0.3550	1.5545723	0.0	0.933	0.067
23	0.256343	0.019844	-0.101896	1.0	0.0	0.3490	-9.116433	0.0	0.953	0.047
24	0.256300	1.701099	-1.761931	1.0	0.0	0.3172	-9.270473	0.0	0.949	0.051
25	0.245110	-5.5362427	0.045417	0.007	0.993	0.3121	0.997695	0.0	0.950	0.050
26	0.211906	0.490158	-0.000166	1.0	0.0	0.3043	1.5814203	0.0	0.049	0.951
27	0.206216	0.007894	-0.000002	1.0	0.0	0.2847	-0.193658	0.0	1.0	0.0
28	0.199983	-0.032904	0.104618	1.0	0.0	0.2544	0.138913	0.0	0.996	0.004
29	0.199909	0.156572	-0.000232	1.0	0.0	0.2392	-0.281102	0.0	0.992	0.008
30	0.148323	0.004738	0.289221	1.0	0.0	0.2302	-0.143738	0.0	1.0	0.0
31	0.147272	0.027455	1.012951	1.0	0.0	0.2276	-0.353801	0.0	0.996	0.004
32	0.120348	0.093290	0.000231	1.0	0.0	0.1995	-0.233207	0.0	0.999	0.001
33	0.118897	-0.017950	0.434407	0.999	0.001	0.1985	0.077991	0.0	0.998	0.002
34	0.112129	0.217665	-0.004768	0.999	0.001	0.1869	0.031700	0.0	1.0	0.0
35	0.111546	-0.000840	-1.7800583	1.0	0.0	0.1482	0.000922	0.0	1.0	0.0
36	0.111476	-0.064266	-0.011412	1.0	0.0	0.1449	0.004136	0.0	1.0	0.0
37	0.107652	0.000846	-0.847768	1.0	0.0	0.1314	-0.000000	0.0	1.0	0.0
38	0.107535	-0.023474	0.000074	1.0	0.0	0.1314	-0.000005	0.0	1.0	0.0
39	0.097013	0.001075	0.000001	1.0	0.0	0.1253	-0.194347	0.0	1.0	0.0
40	0.093345	0.010586	0.034330	0.999	0.001	0.1253	-0.015051	0.0	1.0	0.0
41	0.088203	-0.068661	-0.000085	1.0	0.0	0.1221	0.034190	0.0	1.0	0.0
42	0.083838	0.000064	0.004881	1.0	0.0	0.1217	0.015860	0.0	1.0	0.0
43	0.080544	0.008694	-0.096333	0.995	0.005	0.1180	0.000255	0.0	1.0	0.0
44	0.080146	-0.218759	0.002413	0.995	0.005	0.0987	0.000001	0.0	1.0	0.0
45	0.077382	0.005260	-0.036999	0.999	0.001	0.0987	-0.000001	0.0	1.0	0.0
46	0.071070	0.051349	0.000277	0.999	0.001	0.0942	0.000309	0.0	1.0	0.0
47	0.070899	-0.004019	0.050191	0.999	0.001	0.0918	0.226591	0.0	0.998	0.002
48	0.057998	0.003782	-0.000001	1.0	0.0	0.0917	-0.006035	0.0	0.998	0.002
49	0.046287	-0.000037	0.001051	1.0	0.0	0.0882	-0.011697	0.0	1.0	0.0
50	0.046287	0.000994	-0.000023	1.0	0.0	0.0849	-0.031164	0.0	0.991	0.009
51	0.040503	0.000015	0.001004	1.0	0.0	0.0826	0.024482	0.0	0.969	0.031
52	0.033572	0.000369	-0.000000	1.0	0.0	0.0753	0.216342	0.0	0.015	0.985
53	0.032972	-0.001321	0.009169	1.0	0.0	0.0748	0.000010	0.0	1.0	0.0
54	0.032970	0.007186	0.002212	1.0	0.0	0.0690	-0.089282	0.0	0.052	0.948
55	0.029295	-0.000010	0.002651	1.0	0.0	0.0659	-0.043709	0.0	0.999	0.001
56	0.029295	0.000246	-0.000034	1.0	0.0	0.0659	-0.014168	0.0	0.998	0.002
57	0.011619	-0.000000	0.000119	1.0	0.0	0.0591	0.000000	0.0	1.0	0.0
58	0.011619	-0.000001	-0.000010	1.0	0.0	0.0591	-0.000000	0.0	1.0	0.0
59	0.002514	-0.000000	-0.000017	1.0	0.0	0.0526	0.000014	0.0	1.0	0.0
60	0.002514	0.000003	-0.007352	1.0	0.0	0.0328	0.002273	0.0	0.999	0.001
61						0.0299	-0.000000	0.0	1.0	0.0
62						0.0298	-0.001129	0.0	0.999	0.001
63						0.0188	0.000000	0.0	1.0	0.0
64						0.0183	0.000000	0.0	1.0	0.0
65						0.0153	0.000008	0.0	1.0	0.0
66						0.0153	0.000035	0.0	1.0	0.0

表 4 - 3 下部構造の反力応答値

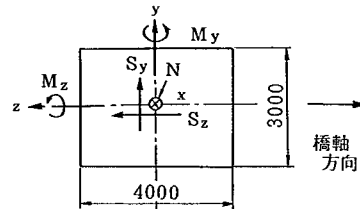
構 造 位 置	応 答	橋 軸 方 向			応 答	橋 軸 直 角 方 向		
		平均応答スペクトル	静内橋地震動	板島橋地震動		平均応答スペクトル	静内橋地震動	板島橋地震動
西 二 区 側 門型ラーメン橋脚	鉛直反力 $R_y(t)$	97	501	191	水平反力 $R_z(t)$	861	954	1,194
					曲げ反力 $M_x(t \cdot m)$	11,662	32,437	40,896
西 二 区 側 主 塔 橋 脚	水平反力 $R_x(t)$	16,175	24,650	14,890	水平反力 $R_z(t)$	26,334	20,810	25,858
	曲げ反力 $M_z(t \cdot m)$	249,250	631,553	274,790	曲げ反力 $M_x(t \cdot m)$	336,459	304,768	403,024
金 城 埠 頭 側 主 塔 橋 脚	水平反力 $R_x(t)$	14,844	22,213	42,955	水平反力 $R_z(t)$	27,171	21,881	26,301
	曲げ反力 $M_z(t \cdot m)$	266,475	584,843	841,810	曲げ反力 $M_x(t \cdot m)$	217,327	230,724	224,074
金 城 埠 頭 側 門型ラーメン橋脚	鉛直反力 $R_y(t)$	90	489	166	水平反力 $R_z(t)$	334	910	540
					曲げ反力 $M_x(t \cdot m)$	7,189	27,770	11,229

表 4 - 4 下部構造の重心位置における変位応答値

構 造 位 置	応 答	橋 軸 方 向			応 答	橋 軸 直 角 方 向		
		平均応答スペクトル	静内橋地震動	板島橋地震動		平均応答スペクトル	静内橋地震動	板島橋地震動
西 二 区 側 門型ラーメン橋脚	水平変位 $\delta_x(cm)$	13.4	99.6	14.0	水平変位 $\delta_z(cm)$	0.83	0.84	1.04
					回転変位 $\theta_x(rad)$	4.78×10^{-4}	1.31×10^{-3}	1.65×10^{-3}
西 二 区 側 主 塔 橋 脚	水平変位 $\delta_x(cm)$	2.0	7.5	3.5	水平変位 $\delta_z(cm)$	0.92	0.82	1.24
	回転変位 $\theta_z(rad)$	9.96×10^{-4}	3.75×10^{-3}	1.69×10^{-3}	回転変位 $\theta_x(rad)$	3.96×10^{-4}	7.87×10^{-4}	1.47×10^{-3}
金 城 埠 頭 側 主 塔 橋 脚	水平変位 $\delta_x(cm)$	1.7	3.8	6.5	水平変位 $\delta_z(cm)$	1.10	0.89	1.06
	回転変位 $\theta_z(rad)$	7.29×10^{-4}	1.68×10^{-3}	2.71×10^{-3}	回転変位 $\theta_x(rad)$	1.82×10^{-4}	3.38×10^{-4}	2.40×10^{-4}
金 城 埠 頭 側 門型ラーメン橋脚	水平変位 $\delta_x(cm)$	13.3	98.3	13.6	水平変位 $\delta_z(cm)$	1.25	3.26	2.00
					回転変位 $\theta_x(rad)$	4.80×10^{-4}	1.81×10^{-3}	7.16×10^{-4}

表 4 - 5 門型ラーメン橋脚の応答値

構造位置	応 答	平均応答 スペクトル	静 内 橋 地 震 動	板 島 橋 地 震 動
西二区側	橋脚天端 橋軸直角変位 (cm)	6	18	22
	モーメント ねじり (t・m)	175	561	515
	M_y (t・m)	2,729	7,653	9,339
	M_z (t・m)	69	220	204
	軸 力 N (t)	728	1,980	2,538
	せん断力 S_z (t)	131	368	447
金 城 埠 頭 側	橋脚天端 橋軸直角変位 (cm)	4	17	7
	モーメント ねじり (t・m)	220	933	255
	M_y (t・m)	1,714	6,594	2,544
	M_z (t・m)	133	565	154
	軸 力 N (t)	416	1,595	650
	せん断力 S_z (t)	99	380	146

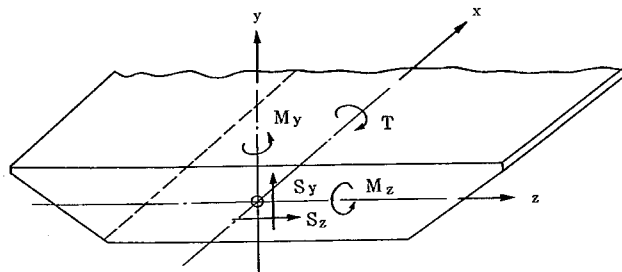


門型ラーメン橋脚基部断面力

表 4 - 6 補剛桁の応答値

加振 方向	応 答	平 均 応 答 ス ペ ク ト ル	静内橋地震動	板島橋地震動
橋 軸 方 向	着目断面	21 格点	21 格点	15 格点
	曲げモーメント M_z (t・m)	1,647	7,970	5,279
	軸 力 N_x (t)	378	947	893
	せん断力 S_y (t)	42	77	161
橋 軸 直 角 方 向	着目断面	39 格点	41 格点	11 格点
	曲げモーメント M_y (t・m)	7,048	27,529	20,952
	ねじりモーメント T (t・m)	627	519	497
	せん断力 S_z (t)	149	626	295

(注) 着目した断面位置は、橋軸方向に加振した場合は図 4 - 6 - 1、橋軸直角方向に加振した場合は図 4 - 6 - 2 を参照。



補剛桁断面力

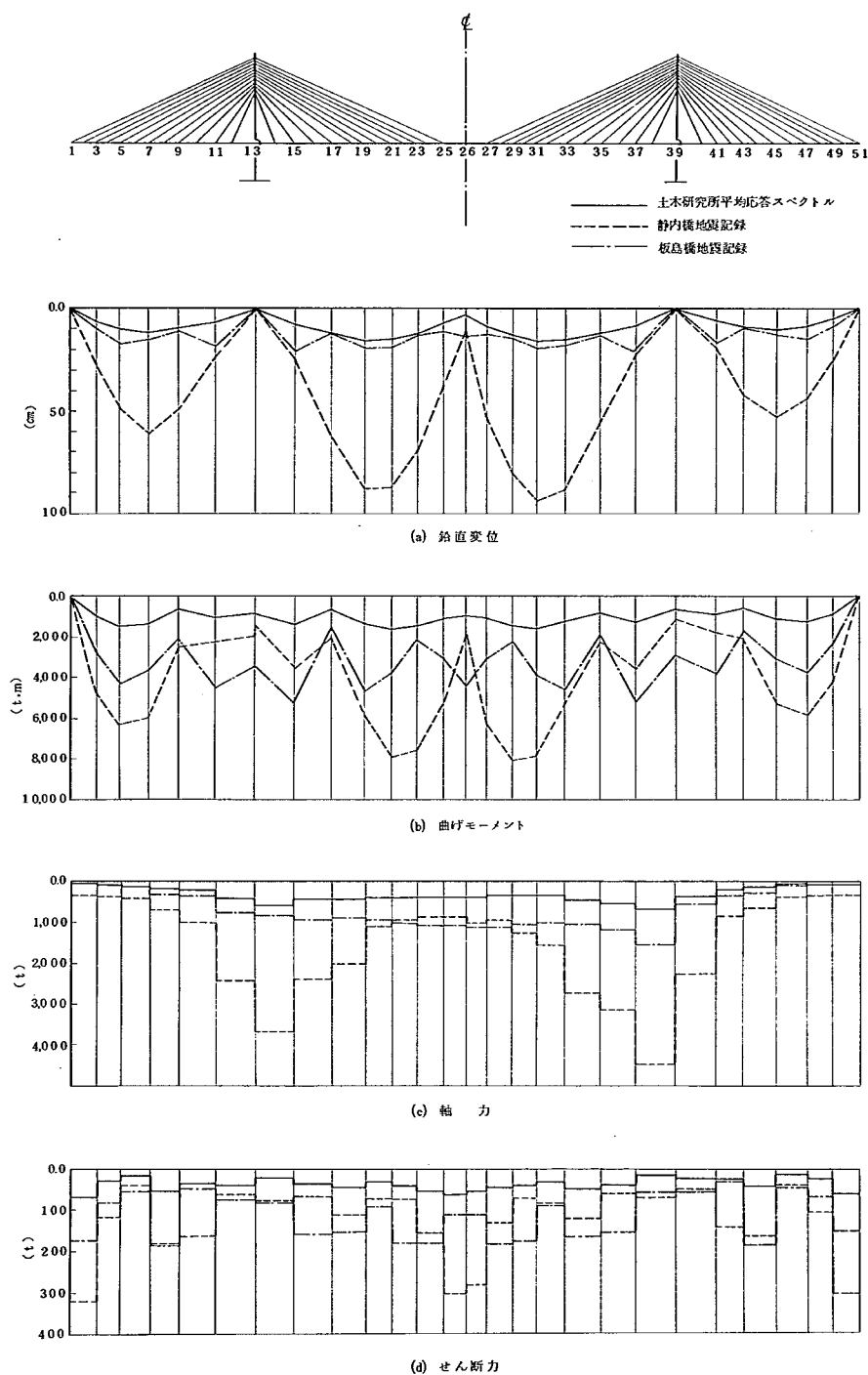


図4-6-1 補剛桁の上下方向応答（橋軸方向に加振した場合）

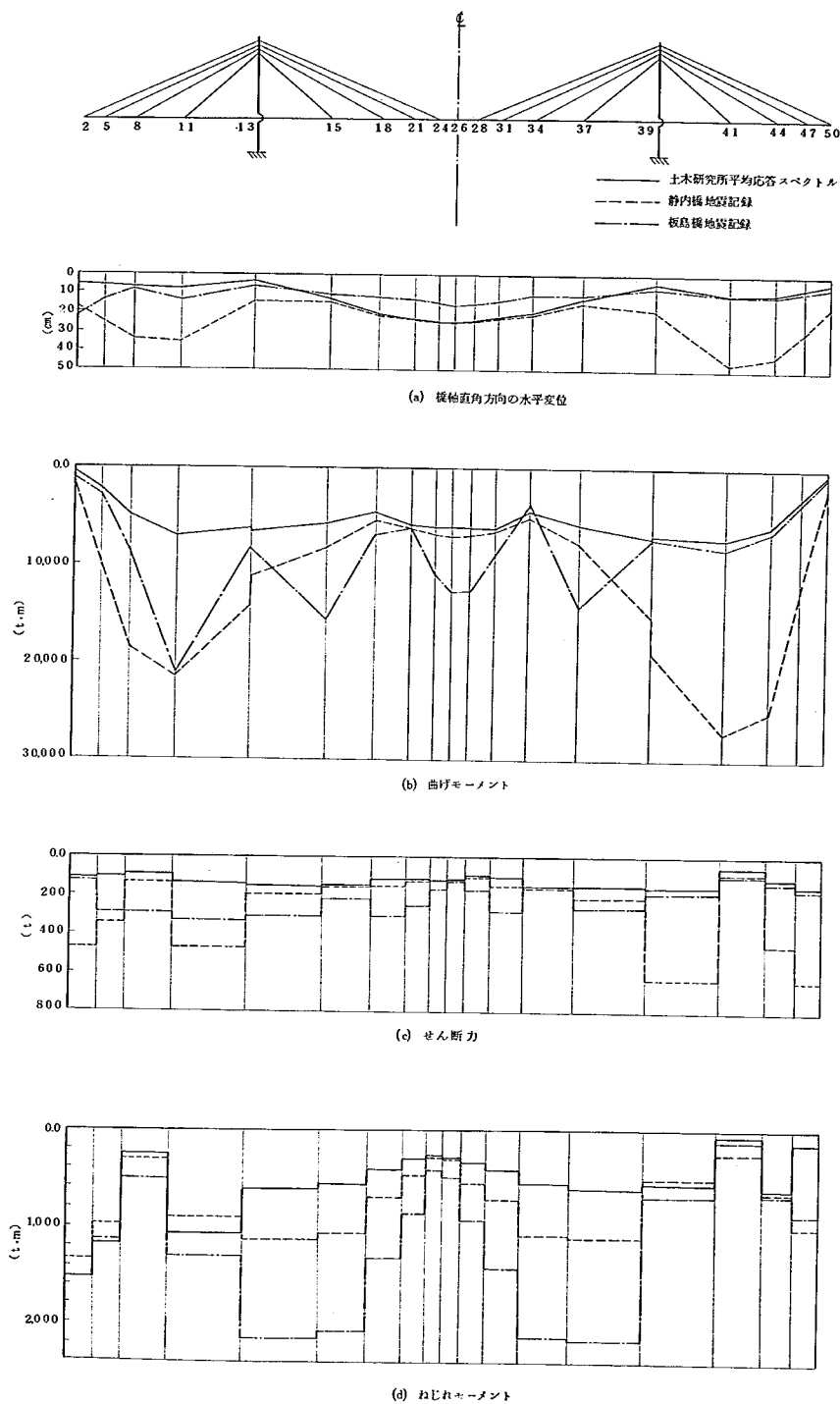


図4-6-2 補剛桁の応答（橋軸直角方向に加振した場合）

表 4-7 主塔の応答値(西二区側、金城埠頭側のうち応答の大きなもの)

(a) 塔 基 部

加振 方向	応 答		平 均 応 答 ス ペ ク ト ル	静内橋地震動	板島橋地震動
橋 軸 方 向	着 目 位 置		金 城 埠 頭 側	金 城 埠 頭 側	金 城 埠 頭 側
	曲 げ モ ー メ ン ト M _z (t・m)		13,215	89,853	24,677
	軸 力 N(t)		127	504	407
	せん断力 S(t)		450	3,135	773
橋 軸 直 角 方 向	着 目 位 置		金 城 埠 頭 側	金 城 埠 頭 側	西 二 区 側
	モー メ ン ト	ねじり(t・m)	138	327	331
		M _y (t・m)	1,270	3,488	2,223
		M _z (t・m)	3,075	11,698	5,749
	軸力	N (t)	560	2,347	1,487
	せん 断 力	S _y (t)	173	647	318
		S _z (t)	55	154	91

(b) 水平材取り付け位置

加振方向	応 答		平 均 応 答 ス ペ ク ト ル	静内橋地震動	板島橋地震動
橋軸方向	着 目 位 置		金城埠頭側	金城埠頭側	金城埠頭側
	曲 げ モ ー メ ン ト M _z (t・m)		3,421	23,531	5,585
	軸 力 N(t)		112	438	335
	せん断力 S(t)		62	300	90
橋軸直 角 方 向	着 目 位 置		金城埠頭側	金城埠頭側	金城埠頭側
	モー メ ン ト	ねじり(t・m)	138	327	241
		M _y (t・m)	514	1,455	620
		M _z (t・m)	2,331	8,521	4,452
	軸力	N(t)	560	2,344	733
	せん断力	S _y (t)	165	616	292
		S _z (t)	55	154	56

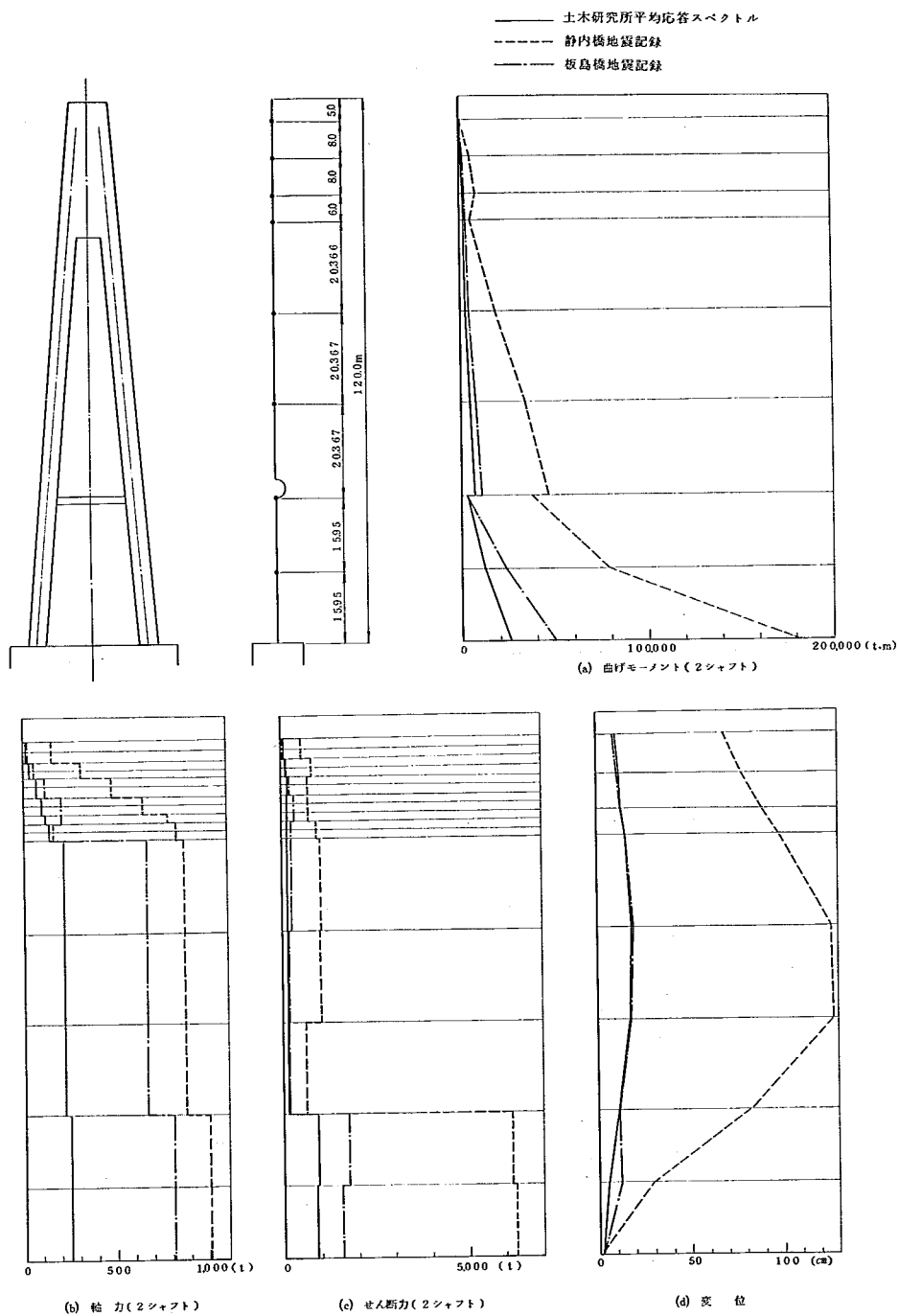


図4-7-1 金城埠頭側の応答 (橋軸方向に加振した場合)

(注) 西二区側主塔の橋軸方向に加振した場合の応答も同様な値を示している。

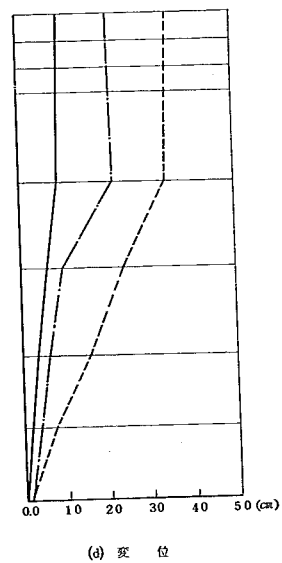
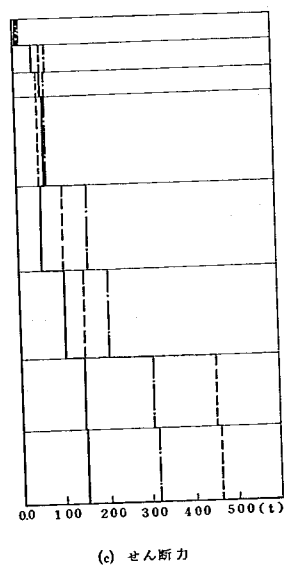
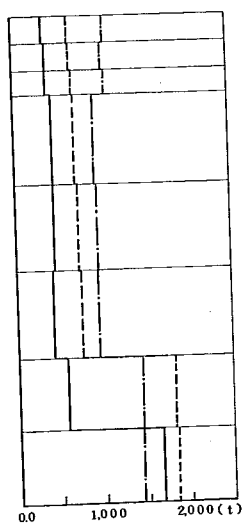
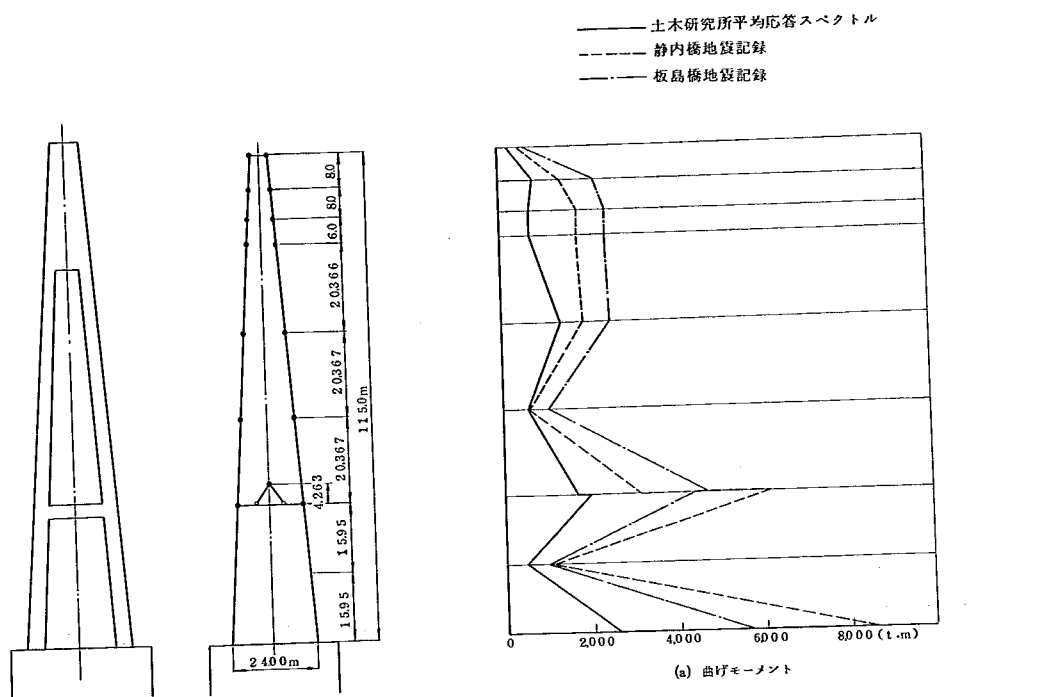


図4-7-2 西二区側主答の応答（橋軸直角方向に加振した場合）

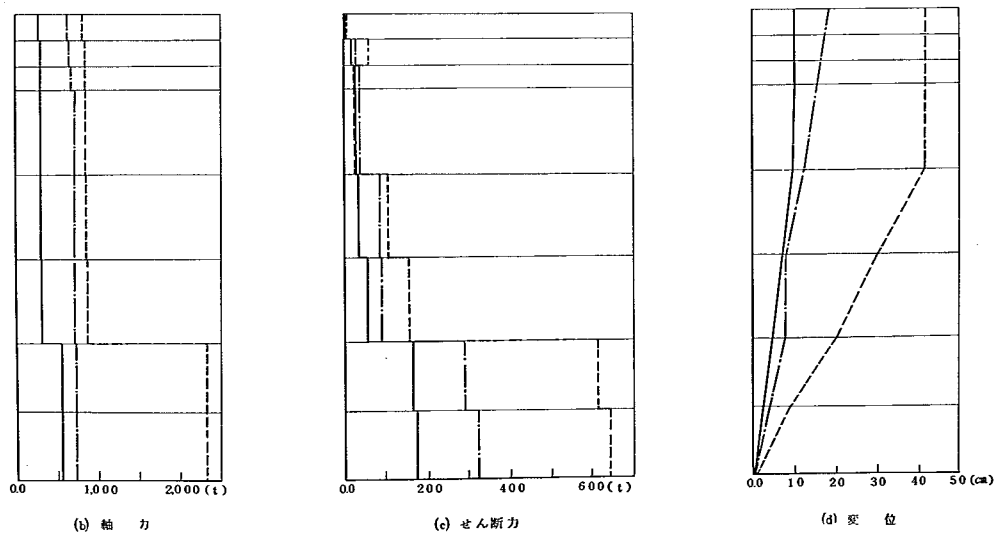
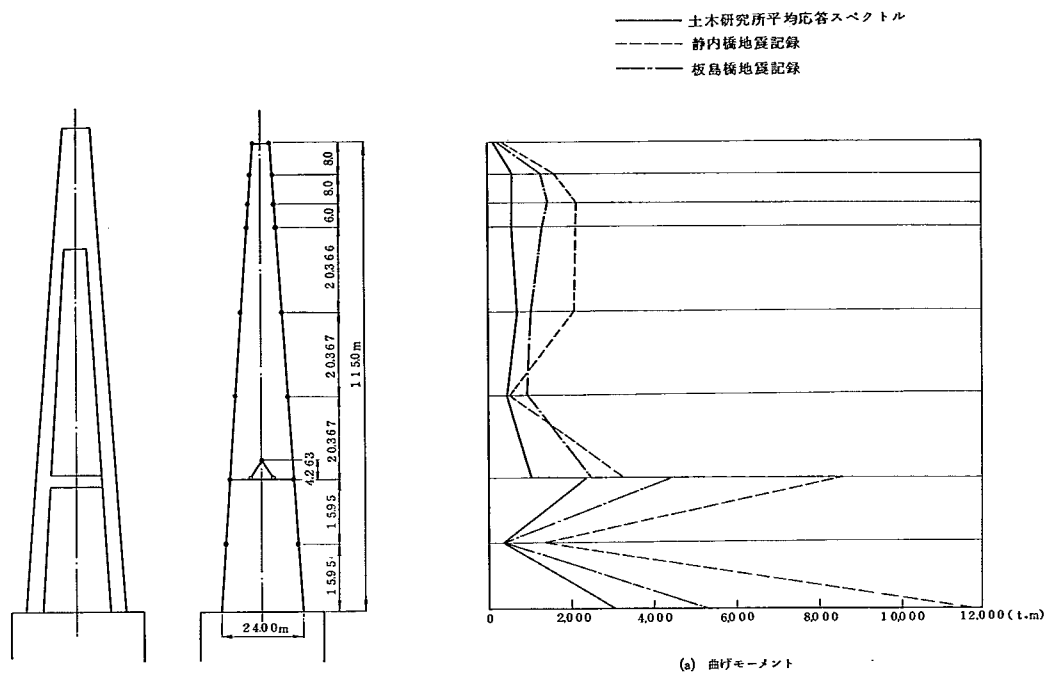


図4-7-3 金城埠頭側主答の応答（橋軸直角方向に加振した場合）

表 4-8 主塔基部の曲げモーメント応答値に対する各次応答の寄与の度合い

(a) 橋軸方向に加振した場合

〔単位 t・m〕

振動 次数	固有周 期(秒)	西 二 区 側 主 塔			金 城 埠 頭 側 主 塔		
		平均応答 スペクトル	静 内 橋 地 震 動	板 島 橋 地 震 動	平均応塔 スペクトル	静 内 橋 地 震 動	板 島 橋 地 震 動
1	3.267	34	56	22	31	52	21
2	2.699	2,488	7,314	1,411	2,665	7,835	1,512
3	1.781	20,810	157,000	20,870	23,630	178,300	23,690
4	1.551	1	7	1	3	22	4
5	1.283	115	502	124	190	834	205
6	1.174	2	7	2	1	3	1
7	1.031	15,610	43,100	28,210	2,773	7,657	5,012
8	0.955	1,184	2,615	2,427	548	1,210	1,123
9	0.815	178	282	702	13	20	50
10	0.787	155	233	745	11	16	51
11	0.748	158	247	763	422	662	2,043
12	0.744	1,980	3,447	7,653	11,100	19,330	42,910
13	0.630	25	50	64	27	54	69
14	0.511	0	1	1	0	1	1
15	0.483	1	1	2	1	1	2
16	0.482	6	5	8	6	5	8
17	0.467	45	38	58	45	39	58
18	0.391	2	2	2	2	2	2
19	0.301	678	358	427	677	357	426
20	0.291	30	16	18	30	16	18
21	0.286	204	109	118	207	110	119
22	0.265	1,651	1,084	915	195	128	108
23	0.256	0	0	0	0	0	0
24	0.256	11	6	5	9	5	4
25	0.245	72	48	40	1,162	769	639
26	0.213	5	3	2	5	3	2
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
60	0.003	0	0	0	0	0	0
2乗和の平方根に よる合成値		26,294	163,074	36,059	26,431	179,706	49,354

表 4-8 主塔基部の曲げモーメント応答値に対する各次応答の寄与の度合い

(b) 橋軸直角方向に加振した場合

[単位 t・m]

振動 次数	固有周 期(秒)	西 二 区 側 主 塔			金 城 埠 頭 側 主 塔		
		平均応答 スペクトル	静 内 橋 地 震 動	板 島 橋 地 震 動	平均応答 スペクトル	静 内 橋 地 震 動	板 島 橋 地 震 動
1	4.234	697	687	381	698	687	381
2	1.577	84	525	92	80	500	88
3	1.385	1,632	8,119	1,746	14	68	15
4	1.325	67	308	72	2,470	11,420	2,652
5	1.075	135	418	225	164	511	275
6	0.989	39	96	76	39	95	75
7	0.770	132	193	705	133	196	713
8	0.741	483	809	2,053	908	1,522	3,861
9	0.708	1,192	2,156	4,566	199	360	761
10	0.673	357	727	1,160	439	894	1,426
11	0.633	198	401	516	533	1,082	1,392
12	0.525	119	153	188	74	95	117
13	0.476	717	672	992	178	167	247
14	0.456	552	476	685	917	792	1,139
15	0.452	0	0	0	0	0	0
16	0.452	0	0	0	0	0	0
17	0.409	42	32	42	16	12	16
18	0.396	5	4	5	12	9	12
19	0.387	172	138	166	662	531	641
20	0.374	1,048	820	988	4	3	4
21	0.365	146	102	136	321	225	299
22	0.355	231	160	212	24	17	22
23	0.349	109	74	98	136	92	122
24	0.317	321	183	226	167	95	118
25	0.312	17	10	12	38	21	26
26	0.304	100	64	68	41	26	27
27	0.285	0	0	0	0	0	0
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
66	0.015	0	0	0	0	0	0
2乗和の平方根 による合成値		2,680	8,628	5,749	3,075	11,698	5,398

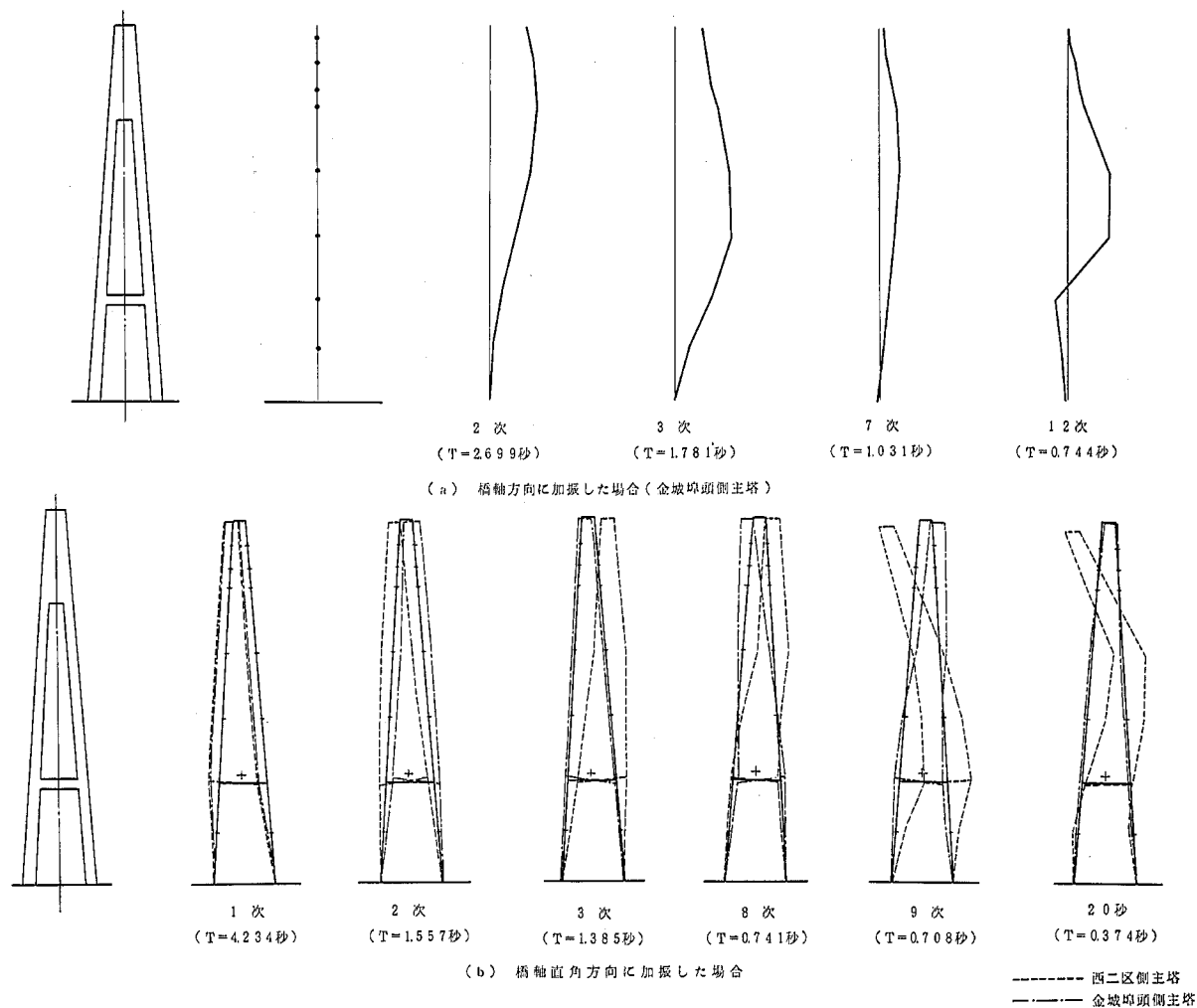


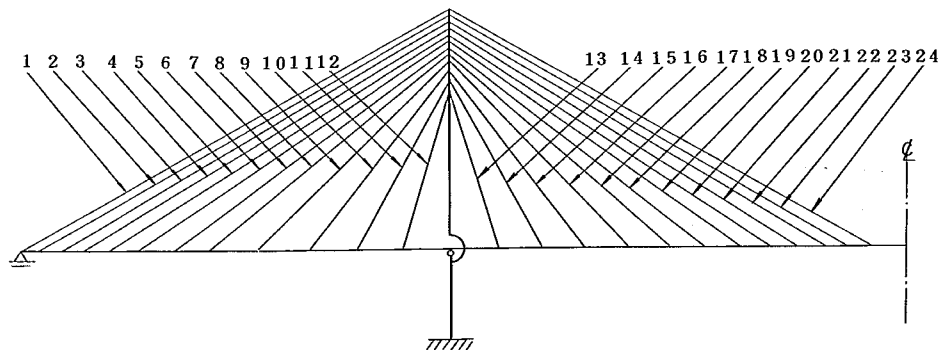
図 4-8 主塔基部の曲げモーメント応答値に対する寄与の度合いの大きい次数の振動モード

表 4 - 9 片側ケーブル張力の応答値（西二区側）

〔単位 t〕

ケーブル 番 号	橋 軸 方 向			橋 軸 直 角 方 向		
	平均 応 答 スペクトル	静 内 橋 地 震 動	板 島 橋 地 震 動	平均 応 答 スペクトル	静 内 橋 地 震 動	板 島 橋 地 震 動
1	37	221	37	12(13)	40(53)	20(20)
2	16	95	16			
3	12	66	20			
4	11	41	28	14(16)	47(62)	28(24)
5	12	31	36			
6	15	49	42			
7	19	77	42	24(18)	41(49)	42(34)
8	21	101	34			
9	24	115	46			
10	29	113	93	69(38)	55(34)	77(55)
11	36	100	143			
12	27	65	104			
13	32	71	113			
14	45	111	152			
15	32	127	83	39(34)	60(58)	111(106)
16	25	147	36			
17	24	148	43			
18	23	134	51	25(23)	42(42)	73(74)
19	20	107	46			
20	15	75	34			
21	10	44	22	25(25)	47(47)	85(86)
22	6	19	13			
23	6	31	10			
24	11	63	16	15(16)	28(28)	51(54)

(注) () 内の数字は金城埠頭側の応答値を示す。
ケーブル番号は下記の図を参照。



ケーブル番号図

塔と中心線の間付近、橋軸直角方向に加振した場合には主塔から側径間部分にかけて相対的に大きな応答を示している。主塔については、曲げモーメントの応答値を見ると水平材取り付け位置から塔基部にかけて応答が大きくなり、特に塔基部において大きな応答を示している。また、ケーブル張力は端ケーブルおよび主塔付近のケーブルにおいて大きな応答を示している。

4.4 地震時安全性の照査

名古屋港西大橋の地震時安全性の照査を、地震応答解析によって求めた応答値を用いて以下のように行った。

(1) 下部構造の地震時安全性の照査

1) 荷重の組み合わせ

地震時の安全性の照査は、地震による影響(EQ)のほかには死荷重(D)および温度変化の影響(T)を考慮すべきであるが、下部構造については便宜的に地震応答解析による応答値についてのみ検討した。

2) 許容応力度、許容支持力の割り増し

許容応力度、許容支持力の割り増しは常時の1.5倍として地震時の安全性を照査した。

3) 照査位置・内容および照査結果

(i) 門型ラーメン橋脚(1P, 4P)の橋脚基部の応力度

(橋軸直角方向のみ) 表4-10

板島橋および静内橋地震動入力に対して、西二区側の門型ラーメン橋脚基部におけるコンクリートの圧縮応力度が許容応力度を超過している。

(ii) 門型ラーメン橋脚基礎(1P, 4P)のクイ頭の鉛直作用力、水平作用力、

応力度(橋軸直角方向のみ) 表4-11

許容鉛直支持力、許容水平支持力は道路橋下部構造設計指針(クイ基礎の設計篇¹⁴⁾)に基づいて定めた。この場合、水平方向については地震時に許容できるクイ頭変位を1.5cmとしている。静内橋および板島橋地震動入力に対して、金城埠頭側のクイ基礎頭部における水平作用力、鉛直作用力および応力度が許容支持力もしくは許容応力度を上回っているが、金城埠頭側のクイの本数が西二区側に比べて半数以下と少ないことからクイ1本当りの負荷が大きくなっており、クイの本数を増すことなどを検討する必要がある。

(iii) 主塔橋脚基礎(2P, 3P)のケーソン前面の地盤反力度……………図4-9

地盤反力度はケーソンの応答変位に地盤反力係数を乗じて求め、地盤の許容水平支持力は道路橋下部構造設計指針(ケーソン基礎の設計篇¹⁵⁾)に基づいて算定した。地盤反力度は橋軸方向に加振した場合に大きくなっており、西二区側のケーソンは静内橋地震動、金城埠頭側のケーソンは板島橋地震動のそれぞれの入力に対して変位応答が大きくなり、ケーソン前面の地盤反力度が上層部において許容支持力を上回っている。

(2) 上部構造の地震時安全性の照査

1) 荷重の組み合わせ

上部構造の安全性の照査に用いた荷重の組み合わせは次式による。

$$\text{死荷重(D)} + \text{地震の影響(EQ)} + \text{温度変化の影響(T)} \quad \dots\dots\dots (4.4)$$

ここで、地震の影響(EQ)としては地震応答解析によって求めた応答値を用い、温度変化の影響(T)としては一様な温度変化($T_1 = \pm 30^\circ\text{C}$)、補剛桁の上縁と下縁の温度差($T_2 = 15^\circ\text{C}$)、および補剛桁の水平方向の温度差($T_3 = \pm 15^\circ\text{C}$)のうち最も不利となるものを考慮した。

2) 許容応力度、許容支持力の割り増し

許容応力度、許容支持力の割り増しは常時の1.5倍として地震時の安全性を照査した。

3) 照査位置・内容および照査結果

(i) 補剛桁下縁端の応力度……………表4-12

補剛桁の応力度は、最も大きな応力が生じると考えられる位置の下縁端で照査した。その結果、橋軸方向に加振した場合に静内橋および板島橋地震動入力に対して応力度が許容応力度を超過している。

(ii) 主塔の塔基部および水平材取り付け位置の応力度……………表4-13

西二区側および金城埠頭側の主塔における応力度はどちらもほぼ同じような値となっているが、特に橋軸方向に加振した場合に塔基部で大きな応力の生じる傾向が見られる。静内橋地震動を入力した時の応力度は塔基部および水平材取り付け位置で許容応力度を上回っており、板島橋地震動入力に対しても塔基部において許容応力度を超える応力が生じている。一方、橋軸直角方向に加振した場合には、静内橋地震動入力に対して水平材取り付け位置における応力度が許容応力度をわずかに上回っている。

(iii) ケーブルの応力度（端ケーブルおよびその他のケーブルのうちで

応力度が最大となるケーブル）……………表4-14

ケーブル張力は橋軸方向に加振した場合に大きくなるが、ケーブルに生じる応力は
いずれの地震動入力に対しても許容応力度以下となっている。

表4-10 門型ラーメン橋脚基部の応力度

構 造 位 置	断 面 力 お よ び 応 力 度		平 均 応 答 ス ペ ク ト ル	静 内 橋 地 震 動	板 島 橋 地 震 動
西 二 区 側 (1P)	軸 力	$N(t)$	728	1,980	2,538
	曲 げ	$M_y(t \cdot m)$	2,729	7,653	9,339
	モーメント	$M_z(t \cdot m)$	69	220	204
	応 力 度	σ_c	-45	-125	-152
	σ_y	$\sigma_{c'}$	-	-	-
	(kg/cm^2)	σ_s	928	2,646	3,140
		$\sigma_{s'}$	-466	-1,299	-1,599
	応 力 度	σ_c	-6	-16	-20
	σ_z	$\sigma_{c'}$	-4	-11	-15
	(kg/cm^2)	σ_s	-66	-175	-235
金 城 埠 頭 側 (4P)		$\sigma_{s'}$	-84	-233	-289
	許 容	$c\sigma_{ca}$ *	120	120	120
	応 力 度	$s\sigma_{ca}=s\sigma_{ta}$ **	3,900	3,900	3,900
	軸 力	$N(t)$	416	1,595	650
	曲 げ	$M_y(t \cdot m)$	1,714	6,594	2,544
	モーメント	$M_z(t \cdot m)$	133	565	154
	応 力 度	σ_c	-28	-107	-41
	σ_y	$\sigma_{c'}$	-	-	-
	(kg/cm^2)	σ_s	613	2,360	886
		$\sigma_{s'}$	288	1,106	431
側 (4P)	応 力 度	σ_c	-5	-18	-6
	σ_z	$\sigma_{c'}$	-1	-4	-2
	(kg/cm^2)	σ_s	-25	-90	-47
		$\sigma_{s'}$	-61	-239	-87
	許 容	$c\sigma_{ca}$ *	120	120	120
	応 力 度	$s\sigma_{ca}=s\sigma_{ta}$ **	3,900	3,900	3,900

(注) 符号○は圧縮応力度を示す。

σ_c : 断面上縁のコンクリートの圧縮応力度

* $c\sigma_{ca} = 80\% \times 1.5$

$\sigma_{c'}$: 断面下縁のコンクリートの圧縮応力度

$= 120\%$

σ_s : 引張鉄筋の引張応力度

** $s\sigma_{ca} = s\sigma_{ta} = 2,600\% \times 1.5$

$\sigma_{s'}$: 圧縮鉄筋の圧縮応力度

$= 3,900\%$

表 4-11-1 門型ラーメン橋脚基礎クイ頭作用力 (1本当たり)

構造位置	作用力	平均応答スペクトル	静地内震橋動	板地島震橋動	許容支持力
西二区側 (1P)	鉛直力 $P_V(t)$	90	248	312	300
	水平力 $P_H(t)$	27	34	42	43
	曲げモーメント $P_M(t \cdot m)$	83	118	147	—
金城埠頭側 (4P)	鉛直力 $P_V(t)$	105	396	157	300
	水平力 $P_H(t)$	23	63	36	24
	曲げモーメント $P_M(t \cdot m)$	82	233	129	—

表 4-11-2 門型ラーメン橋脚基礎クイ頭応力度 (kg/cm^2)

構造位置	応力度	平均応答スペクトル	静地内震橋動	板地島震橋動	許容応力度 [*] σ_{sc}
西二区側 (1P)	軸応力度 σ_N	208	574	722	2100
	曲げ応力度 σ_M	793	1,128	1,405	
	合成応力度 $\sigma_N + \sigma_M$	1,001	1,702	2,127	
金城埠頭側 (4P)	軸応力度 σ_N	243	917	363	2100
	曲げ応力度 σ_M	784	2,227	1,233	
	合成応力度 $\sigma_N + \sigma_M$	1,027	3,144	1,596	

(注) 鋼管グイは次の断面を持つものとする。

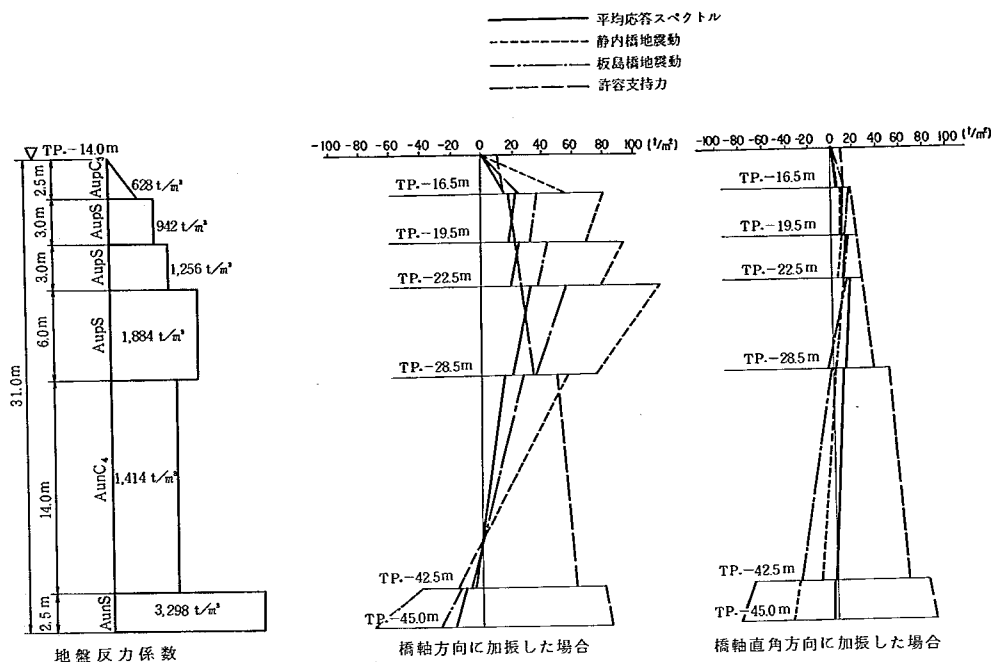
$$A_p = 432cm^2$$

$$I_p = 5.21 \times 10^5 cm^4$$

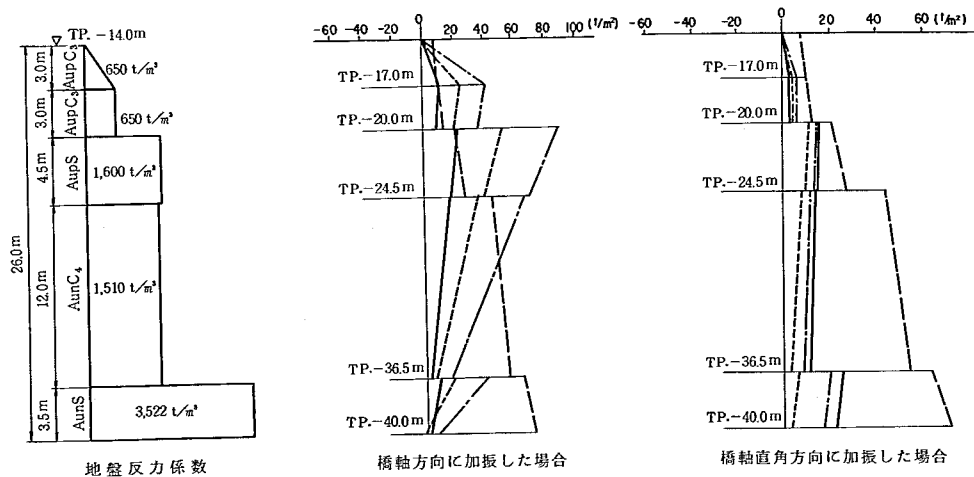
$$y = 49.8cm \text{ (腐食代} 2mm \text{を見込む)}$$

* 鋼管グイ STK41 を用いるとすれば $\sigma_{sc} = 1400 kg/cm^2$ 、

$$\text{地震時 } \sigma_{sc} = 1400 \times 1.5 = 2100 kg/cm^2$$



西 二 区 側 (2 P)



金 城 埠 頭 側 (3 P)

図 4-9 主塔橋脚基礎のケーソン前面の地盤反力

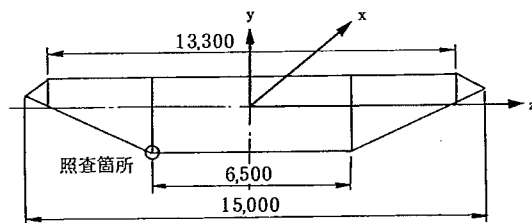
表4-12 補剛桁の応力度

加振 方向	断面力および応力度		平均 応 答 ス ペ ク ト ル	静 内 橋 地 震 動	板 島 橋 地 震 動
			2 1 格 点	2 1 格 点	1 5 格 点
橋 軸 方 向	使 用 断 面		(SS41) A=0.6482m ² W _Y =3.724m ³ W _{ZU} =0.641m ³ W _{ZL} =0.448m ³	(SS41) A=0.6482m ² W _Y =3.724m ³ W _{ZU} =0.641m ³ W _{ZL} =0.448m ³	(SS41) A=0.5815m ² W _Y =3.308m ³ W _{ZU} =0.617m ³ W _{ZL} =0.364m ³
	軸 力 (t)	死 荷 重 D	1,419	1,419	2,909
		地震の影響 EQ	378	947	893
		温度変化の影響 T	—	—	—
	軸応力度 σ_N (％)		277	365	654
	曲 め ン ト (t-m)	死 荷 重 D (M _Z)	2,609	2,609	326
		地震の影響 EQ (M _Z)	1,647	7,970	5,279
		温度変化の影響 T (M _Z)	3,049	3,049	3,049
	曲げ応力度 σ_M (％)		$\sigma_{MZ} = 950$ $\sigma_{MY} = 82$	2,361 82	1,540 92
	合成応力度 $\sigma_N + \sigma_M$ (％)		1,309	2,808	2,286
	許容応力度 (％)***		2,100	2,100	2,100
橋 軸 直 角 方 向	使 用 断 面		(SS41) A=0.6718m ² W _Y =3.764m ³ W _{ZU} =0.655m ³ W _{ZL} =0.495m ³	(SS41) A=0.5815m ² W _Y =3.308m ³ W _{ZU} =0.617m ³ W _{ZL} =0.364m ³	(SS41) A=0.5815m ² W _Y =3.308m ³ W _{ZU} =0.617m ³ W _{ZL} =0.364m ³
	軸 力 (t)	死 荷 重 D	3,123	2,880	2,880
		地震の影響 EQ	—	—	—
		温度変化の影響 T	—	—	—
	軸応力度 σ_N (％)		465	495	495
	曲 め ン ト (t-m)	死 荷 重 D (M _Z)	1,555	1,245	1,245
		地震の影響 EQ (M _Y)	7,048	2,752.9	2,095.2
		温度変化の影響 T (M)	3,049	2,126	2,126
	曲げ応力度 σ_M (％)		$\sigma_{MZ} = 314$ $\sigma_{MY} = 268$	342 896	342 498
	合成応力度 $\sigma_N + \sigma_M$ (％)		1,047	1,733	1,535
	許容応力度 (％)***		2,100	2,100	2,100

(注) * 曲げモーメントによる応力度はM_ZによるものとM_Yによるものがある。

M_Zによるものは上段に、M_Yによるものは下段に記入されている。

*** 応力度の照査は断面力最大格点の下の図の○印の箇所の引張応力度について行っている。

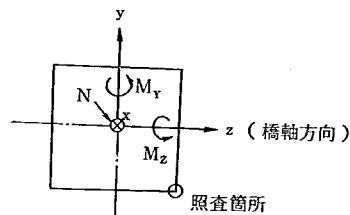


*** 許容応力度は $1,400\% \times 1.5 = 2,100\%$ より求めている。

表4-13-1 主塔の塔基部の応力度*

加振 方向	断面力および応力度		平均応答スペクトル	静内橋地震動	板島橋地震動
			金城埠頭側	金城埠頭側	金城埠頭側
橋 軸 方 向	使 用 断 面		(SM58) $A=0.68m^2$ $I_Y=1.967m^4$ $y=2.294m$		
	軸 力 (t)	死 荷 重 D	2,661	2,661	2,661
		地 震 の 影 響 EQ	127	504	407
		温度変化の影響 T	11	11	11
	軸 応 力 度 σ_N (kg)		412	467	453
	曲 げ モーメント (t・m)	死 荷 重 D	1,896	1,896	1,896
		地 震 の 影 響 EQ	13,215	89,853	24,677
		温度変化の影響 T	5,570	5,570	5,570
	曲げ応力度 σ_M (kg)		2,412	11,350	3,749
	合成応力度 $\sigma_N + \sigma_M$ (kg)		2,824	11,817	4,202
	許容応力度 (kg) **		3,900	3,900	3,900
	使 用 断 面		(SM58) $A=0.68m^2$ $I_Z=0.633m^4$ $y_Z=1.35m$ $I_Y=1.967m^4$ $y_Y=2.294m$		
橋 軸 直 角 方 向	軸 力 (t)	死 荷 重 D	2,661	2,661	2,661
		地 震 の 影 響 EQ	560	2,347	1,487
		温度変化の影響 T	11	11	11
	軸 応 力 度 σ_N (kg)		475	738	612
	曲 げ モーメント (t・m)	死 荷 重 D (M_Z)	141	141	141
		地 震 の 影 響 EQ M_Z	3,075	11,698	5,749
		M_Y	1,270	3,488	2,223
	温度変化の影響 T (M_Z)		169	169	169
	曲げ応力度 (kg)	σ_{M_Z}	722	2,561	1,292
		σ_{M_Y}	148	407	259
	合成応力度 $\sigma_N + \sigma_M$ (kg)		1,345	3,706	2,163
	許容応力度 (kg) **		3,900	3,900	3,900

(注) * 応力度の照査は西二区側主塔および金城埠頭側主塔のうち、応力度の大きくなる塔基部における
 下图の○印の箇所の応力度について行っている。

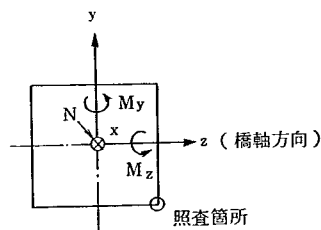


** 許容応力度は $2,600 \text{ kg} \times 1.5 = 3,900 \text{ kg}$ より求めている。

表4-13-2 主塔の水平材取り付け位置の応力度*

加振方向	断面力および応力度		平均応答スペクトル	静内橋地震動	板島橋地震動
			金城埠頭側	金城埠頭側	金城埠頭側
橋軸方向	使用断面		(SM58) $A=0.330\text{m}^2$ $I=0.815\text{m}^4$ $y=2.075\text{m}$		
	軸力 (t)	死荷重 D	2,297	2,297	2,297
		地震の影響 EQ	112	438	335
		温度変化の影響 T	16	16	16
	軸応力度 σ_N (kgf/cm ²)		735	834	802
	曲げモーメント (t・m)	死荷重 D	734	434	434
		地震の影響 EQ	3,421	23,531	5,585
		温度変化の影響 T	987	987	987
	曲げ応力度 σ_M (kgf/cm ²)		1,233	6,353	1,784
	合成応力度 $\sigma_N + \sigma_M$ (kgf/cm ²)		1,968	7,187	2,586
	許容応力度 (kgf/cm ²) **		3,900	3,900	3,900
			金城埠頭側	金城埠頭側	西二区側
橋軸直角方向	使用断面		(SM58) $A=0.378\text{m}^2$ $I_z=0.457\text{m}^4$ $y_z=1.350\text{m}$ $I_y=0.998\text{m}^4$ $y_y=2.075\text{m}$		
	軸力 (t)	死荷重 D	2,499	2,499	2,499
		地震の影響 EQ	560	2,344	1,488
		温度変化の影響 T	24	24	24
	軸応力度 σ_N (kgf/cm ²)		816	1,288	1,061
	曲げモーメント (t・m)	死荷重 D (M_z)	442	442	442
		地震の影響 EQ	M_z 2,331 M_y 514	8,521 1,455	4,308 814
		温度変化の影響 T (M_z)	124	124	124
	曲げ応力度 (kgf/cm ²)	σ_{Mz}	856	2,684	1,438
		σ_{My}	107	303	169
	合成応力度 $\sigma_N + \sigma_M$ (kgf/cm ²)		1,779	4,275	2,668
	許容応力度 (kgf/cm ²) **		3,900	3,900	3,900

(注) * 応力度の照査は西二区側主塔および金城埠頭側主塔のうち応力度の大きくなる塔基部における下図の○印の箇所の応力度について行っている。



** 許容応力度は $2,600\text{kgf/cm}^2 \times 1.5 = 3,900\text{kgf/cm}^2$ より求めている。

表4-14 ケーブルの応力度

加振方向	断面力および応力度		平均応答スペクトル	静地内震橋動	板島凝橋動
* 橋軸 方向	* 端 ケー ブル	死 荷 重 D(t)	211	211	211
		地震の影響 EQ(t)	37	221	37
		温度変化の 影響 T(t)	10	10	10
		断 面 積 (cm ²)	75.8		
		引張り応力度 (%)	3,404	5,831	3,404
	*** 端 ケー ブル 以 外 の ケー ブル	死 荷 重 D(t)	137	151	137
		地震の影響 EQ(t)	45	148	152
		温度変化の 影響 T(t)	3	0	3
		断 面 積 (cm ²)	42.6		
		引張り応力度 (%)	4,343	7,019	6,854
	*** 許容応力度 (%)		8,400	8,400	8,400

(注) * 橋軸直角方向に加振した場合のケーブル張力は、橋軸方向に加振した場合の張力より小さいので、ここでは橋軸方向だけについて照査している。

** 端ケーブル以外のケーブルで応力度が最も大きなケーブルについて照査している。

*** ケーブルの許容引張り応力度は次の値を用いている。

$$\sigma_{ta} = 5,600\% \times 1.5 = 8,400\%$$

ただし、 5,600% : 常時の許容応力度

1.5 : 許容応力度の割り増し係数

5. 結 論

名古屋港西大橋（2橋並列暫定施工案）の概略設計案を対象に上下部構造全体系の地震応答解析を行い、地震時安全性の照査をした結果を要約すると以下のとおりである。

- (1) 標準的な入力地震動である平均スペクトル曲線（建設省土木研究所、洪積、1970年）を用いて地震応答解析を行った場合には、着目断面に生じる応力およびケーソン前面の地盤反力はすべて許容値以下におさまっている。このことから、概略設計における応答を考慮した修正震度法による解析によって検討された本橋梁の耐震安全性が動的解析法によって確認されたといえよう。
- (2) 橋軸方向に加振した場合に着目断面に生じる応力およびケーソン前面の地盤反力は、橋軸直角方向に加振した場合に比べて概して大きな値となっている。
- (3) 遠距離に発生した規模の大きい地震による周期の比較的長い成分を多く含んだ静内橋地震動記録、および中程度の距離に発生した規模の大きい地震による板島橋地震動記録を基盤面での加速度の最大値が150ガルとなるように便宜的に換算して作用させた場合、本シミュレーションでは許容値を上回る応力もしくは地盤反力の生じている箇所がある。本来、このような状態ではシミュレーションの方法を更に精密化する必要があり、今後の解析手法上の検討課題である。しかしながら、これら2種類の入力地震動によって大きな応力度ないし地盤反力の発生した箇所については、今後の詳細設計にあたって留意すべき箇所と考えられる。

参 考 文 献

- 1) 建設省中部地方建設局：昭和49年度大規模特殊事業計画調査報告書（伊勢湾岸道路調査）、昭和50年6月。
- 2) 建設省中部地方建設局：伊勢湾岸道路名古屋港横断部技術調査報告書（第一次）、昭和51年9月。
- 3) 栗林、川島、宮田：名古屋港西大橋（斜張橋案）の地震応答解析による耐震性に関する調査報告、土木研究所資料第1265号、建設省土木研究所、昭和52年3月。
- 4) 建設省中部地方建設局：名港大橋設計基準案。
- 5) 建設省中部地方建設局：昭和51年度伊勢湾岸道路地質調査、地質断面図および土質柱状図No.16～No.21。
- 6) 栗林、岩崎、龍岡、堀内：土の動的変形特性、土木研究所資料第912号、建設省土木研究所、昭和49年。
- 7) 岩崎、龍岡、横田：不攪乱粘性土の変形係数についての室内実験結果、第13回土質工学研究発表会、昭和52年。
- 8) 岩崎、龍岡、高木：砂のセン断変形係数と減衰の歪依存性について、第13回土質工学研究発表会、昭和52年。
- 9) 岩崎、龍岡、佐伯：N値とひずみレベルを考慮したS波速度との関係例、第13回土質工学研究発表会、昭和52年。
- 10) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針、同解説、昭和47年。
- 11) 栗林、岩崎、若月、高木：強震記録のデジタル数値改訂版、土木研究所資料第876号、建設省土木研究所、昭和48年。
- 12) 岩崎、若林、堀内：地中地震動の観測結果（その1）、（その2）、土木研究所資料第1103号、建設省土木研究所、昭和51年。
- 13) 栗林、川島、宮田：地震動入力の設定法に関する研究、土木研究所資料第1192号、建設省土木研究所、昭和52年。
- 14) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針（くい基礎の設計篇）。
- 15) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針（ケーソン基礎の設計篇）。
- 16) 名古屋地盤調査会：名古屋地盤図、コロナ社、昭和44年。
- 17) 栗林、川島、友沢：設計基盤の設定法に関する二、三の考察、第13回土質工学研究発表会、昭和52年。
- 18) 栗林、川島、宮田：平戸大橋の耐震性に関する調査報告、土木研究所資料第1201号、

建設省土木研究所、昭和52年。

19) 建設省関東地方建設局：横浜航路横断橋（斜張橋）構造設計概要書、昭和51年。

20) 建設省土木研究所：関門橋設計施工調査報告書、土木研究所資料第825号、昭和48年。

21) 建設省土木研究所：名古屋港西大橋の地震応答解析報告書、株式会社長大橋設計センタ

ー、昭和53年。