

長大カンチレバートラス橋の地震応答と 耐震設計法について

ON EARTHQUAKE RESPONSE AND EARTHQUAKE RESISTANT
DESIGN OF A LONG SPAN CANTILEVER TRUSS BRIDGE

笹戸松二*・松本忠夫**・江見 晋***・古池正宏****

By Matsuji Sasado, Tadao Matsumoto, Susumu Emi and Masahiro Koike

1. ま え が き

カンチレバートラス橋は現在アーチ橋とともに吊橋に次いで長大な支間を取りえて 549 m のケベック橋 (1917 年, カナダ), 521 m のフォース橋 (1890 年, イギリス) ならびに現在架橋中である 510 m の南港連絡橋 (日本), 500 m のチェスター橋 (アメリカ) などがあげられる。しかし現在までに完成した諸外国の長大カンチレバートラス橋の耐震設計に関する資料はなく, その耐震性についてはなんら知られていない。南港連絡橋は世界でも有数の地震国であるわが国最初の長大カンチレバートラス橋であり, しかも架橋地点は大阪市内の軟弱地盤地域だけにその設計においては地震に対する十分な安全性の確認が必要とされた。

本論文は南港連絡橋の地震応答およびそれに基づいた耐震設計法について述べたものであり, これより長大カンチレバートラス橋の地震応答特性を明らかにし, またこの種の構造物に対する耐震設計の手法を示した。地震応答解析を行なう際の重要な問題点の一つは, できるだけ実橋に忠実な振動モデルを作り出すことにあり, 本橋のような長大トラス構造の場合, 特に構造の立体特性を

考慮したモデル化が望ましい。本論文で用いたモデルは, 多質点系の棒モデルおよび電子計算機の許容範囲での立体骨組モデルとしたが, 実用面から解析の主体は棒モデルとし, その妥当性を立体モデルにより検討した。応答は平均応答スペクトル曲線を用いて算定したが, 実地震記録 (Taft 地震, 十勝沖地震) による応答も比較として求めた。なお地震動の最大加速度は 250 gal とした。

本橋の耐震設計にあたっては, 長大構造物としての動的特性およびトラスの立体構造特性の 2 点を満足する設計法について検討し, その結果動的応答を考慮した修正震度法によるものとした。動的解析による設計は事実上忠実な点で当然一番望ましい設計法であるが, 本橋の立体性を十分満足するモデルでの解析は非常に困難である。また震度法による設計は長周期構造物としての実際の振動性状とは合わず不合理である。これらの欠点を補なう設計法として応答を考慮した修正震度法が考えられる。修正震度法による設計では応答を考慮した設計震度, 震度分布が定まると, これを用いてトラスを静的に立体骨組解析することにより, かなり近似的ではあるが比較的合理的に構造物の立体性は満足される。

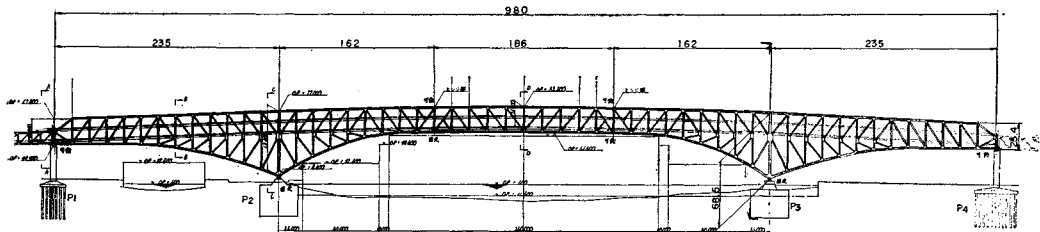


図-1 一般図

- * 正会員 阪神高速道路公団南港連絡橋建設部長
- ** 正会員 阪神高速道路公団南港連絡橋建設部長
- *** 正会員 阪神高速道路公団南港連絡橋建設部
- **** 正会員 工修 阪神高速道路公団南港連絡橋建設部

2. 地震応答

(1) 運動方程式

運動方程式は次のような仮定のもとに作成される。

- 1) 質量は集中質量系とする。
- 2) 構造は骨組部材によって構成される。
- 3) 弾性体とし非線形性は考慮されない。
- 4) 剛性マトリックスは変形法により構造物の幾何学形状、材料物性等により作成される。
- 5) 減衰は速度に比例する粘性減衰とする。
- 6) 入力はいずれの質点に同時に作用し、支点による入力位相差は考慮されない。

応答計算として応答スペクトルによる応答はモーダルアナリシス法を用い、応答最確値として各次最大応答の2乗和の平方根（以下 R.M.S. 値とする）を用いる。また実地震記録による応答は直接積分法による。なお式の詳細については省略する。

(2) 振動モデル

振動モデルとして次の2つのモデルを用いた。

- 1) 質量、剛性が等価となるような全体を1本の棒に置換した多質点系の棒系モデル。
- 2) 電子計算機の許容しうる範囲での立体骨組モデル。

a) 棒系モデル

上下部構造全体を多質点系の棒系モデルに置換した。モデルはトラス断面を上下横構面と腹材で構成され、四隅に上下弦材の集中断面を有する箱桁断面とし（図-2）、各面での換算板厚を F 。Bleich の式¹⁾ によって求めた。橋軸直角方向の振動は箱型断面のせん断中心を軸として運動するものと仮定し、図-3 のようにせん断中心を連

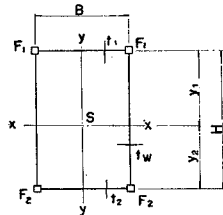


図-2 断面図

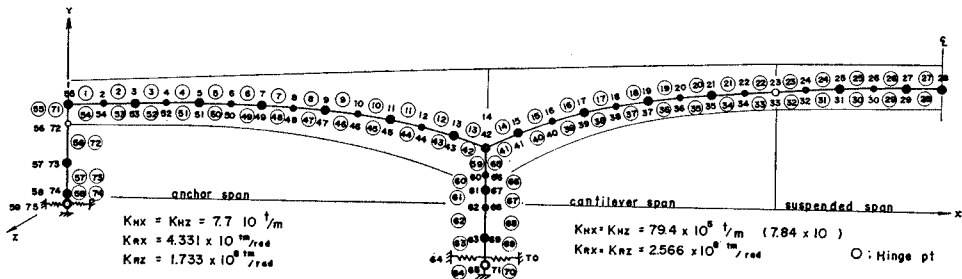


図-3 橋軸直角方向棒系モデル

らねたものをモデルの軸線とした。また橋軸方向の軸線は各パネルの重心を連らねたものとした。慣性量として橋軸直角方向のモデルは質量と同時に回転慣性モーメントを考慮し、橋軸方向のモデルは質量のみを考慮した。剛性値は断面形保持の条件で軸線に関して求めた。表-1, 2 にモデルの慣性量および剛性値を示す。変形自由度は橋軸直角方向モデルは変形法の格子構造にしたがうものとし、橋軸方向モデルは平面骨組構造にしたがうものとした。また下部工モデルとして中間橋脚のケーソン基礎は剛性の大きい部材に置換し、並進と回転の2自由度系の振動モデルとした。端橋脚の杭基礎は杭と地盤を一体として水平と回転のばねに置換した。

b) 立体モデル

モデルは実橋の2あるいは3パネルの骨組を1パネルに減らし、おのおの対応する面での換算板厚が等しいと

表-1 慣性量

Model Pt.	T.D. Model		L.D. Model		
	Mass M_Z (t)	Moment of Inertia M_{RX} ($t \cdot m^2$)	Mass M_X (t)	Mass M_Y (t)	Moment of Inertia M_{RZ} ($t \cdot m^2$)
1, 55	690	46 200	690	690	
7, 49	1 528	176 600	1 528	1 528	
13, 43	1 568	850 200	1 528	1 528	
14, 42	1 565	1 523 300	1 565	1 565	
15, 41	1 523	779 800	1 523	1 523	
23, 33	1 510	122 400	1 510	1 510	
25, 31	1 202	91 000	1 202	1 202	
28	617	44 500	617	617	
63	90 400	20 930 000	90 400		20 930 000
69	82 700	17 570 000	82 700		17 570 000

表-2 剛性値 (m^2, m^4)

Member	Property Pt.	Area	Torsional Rigidity	Inertia Moment	
		A	I_x	I_y	I_z
1	1~2	0.8403	40.7	93.4	114.0
7	7~8	1.5445	73.7	185.2	319.7
13	13~14	2.4029	260.7	284.5	1 716.4
14	14~15	2.4561	236.5	292.2	1 727.5
22	22~23	0.9179	46.0	107.9	93.5
23	23~24	0.8499	44.0	99.6	88.2
28	28~29	0.7745	20.8	93.5	109.9
56	56~57	1.7472	21.6	84.2	8.7
59	14~60	3.1036	400.0	392.9	2 395.0
62	67~63	40.0	11 484.0	5 742.0	5 742.0

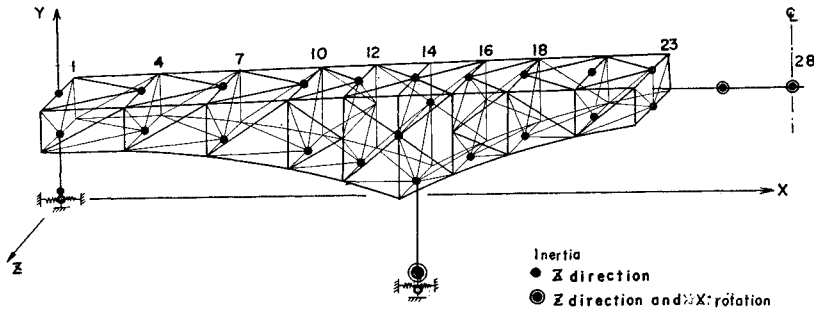


図-4 橋軸直角方向立体モデル

いう条件より擬似モデルの部材断面を設定した。モデルを静荷重により実構造との剛性を比較すると、橋軸方向はほとんど等価であるが、橋軸直角方向にはやや柔構造となっている。吊桁部は単純平行弦トラスとみなし1本の棒に置換した。図-4に橋軸直角方向のモデルを示すが、橋軸方向モデルは慣性量の質量の方向が異なるだけで、骨組については同一である。結合条件は主構部材の上下弦材、腹材はすべて両端剛結合とし、横構、対傾構部材は両端ピン結合とした。また下部工は棒系モデルと同じとした。

(3) 入力地震

入力地震として平均応答スペクトル²⁾(図-5)を使用した。検証の意味から軟弱地盤に適用しようと思われ

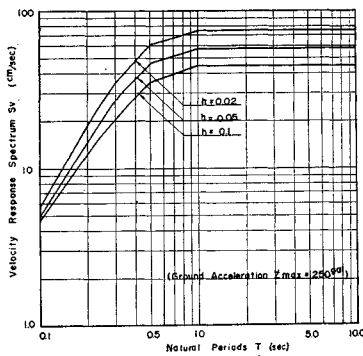


図-5 平均速度応答スペクトル

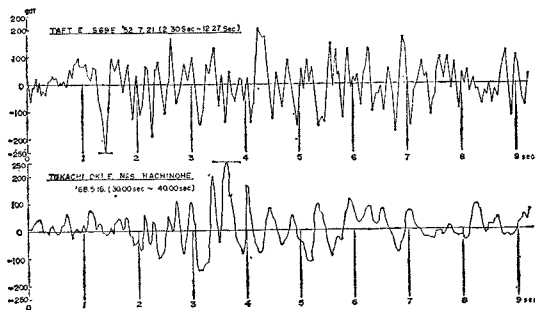


図-6 実地震加速度波形

る地震記録 Taft 地震³⁾と、十勝沖地震⁴⁾(図-6)を用いた。なお2種の地震記録は最大加速度を 250 gal に補正した。

(4) 棒系モデルによる地震応答

a) 橋軸直角方向の地震応答
橋軸直角方向から水平に地震

力が作用する場合の応答である。

① 固有周期と変位モード：表-3に固有周期、図-7に変位モードを示す。この図は上部工と下部工の変位

表-3 棒系モデルの橋軸直角方向固有周期 (sec)

Mode	Periods	Mode	Periods
1	3.732	7	0.805
2	2.967	8	0.772
3	1.594	9	0.745
4	1.558	10	0.676
5	1.038	11	0.578
6	1.003	12	0.519

モードを同一面上に展開して表わしたものである。1次周期は $T=3.7$ 秒とかなりの長周期であり、各次の固有周期は下部工の影響により接

近したものとなっている。1, 2次モードは上部工特に中央径間の振動が主なるものであり、3, 4次モードは定着径間の主なる振動である。また7, 10次モードは吊桁部の振動が著しい。

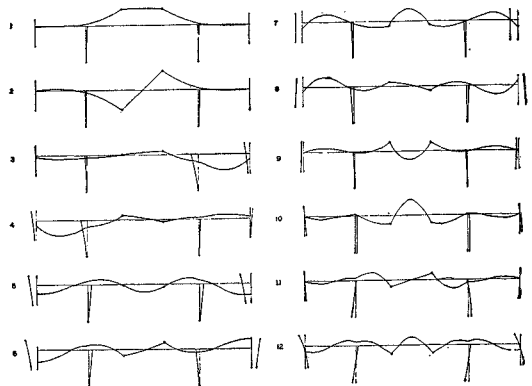


図-7 棒系モデルの橋軸直角方向変位振動モード

② 応答スペクトルによる応答：表-4に代表的格点の各次モードの曲げモーメント応答値を、また図-8に応答に影響の大きい各次モードの曲げモーメントを示す。変位モードから明らかのように、1次モードは中央径間全体の振動であり、張出部根元の曲げモーメントに大きな影響を与える。定着部の応答は3, 4次モードが大きく、これはケーソン基礎のロッキング振動による影響が顕著である。吊桁部のみの応答は高次の7, 10次

表-4 橋軸直角方向の各次曲げモーメント応答値

(t.m)

Member	Mode Pt.	Mode														R.M.S.
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
7	7	29 040	57	38 157	95 201	8 022	462	69 719	740	5 521	21 886	548	8 157	957	4 225	129 936
13	14	55 726	106	33 966	77 246	24 311	2 641	58 015	942	8 790	86 658	261	2 295	592	2 163	147 604
14	14	170 556	335	6 379	15 647	10 951	1 921	1 937	431	2 104	125 710	1 434	17 570	586	895	213 593
22	23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
27	28	28 146	1	15 492	4 917	14 010	138	83 167	49	10 509	147 028	68	58 370	56	2 260	182 508

表-5 橋軸直角方向の各次せん断力応答値

(t)

Member	Mode Pt.	Mode														R.M.S.
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
1	1	280	1	543	1 359	245	23	820	10	88	573	13	732	12	1	1 956
7	7	238	0	170	419	228	25	349	7	66	665	9	767	15	11	1 213
13	14	239	0	958	2 246	201	15	1 352	16	131	740	6	757	40	109	3 007
14	14	1 252	3	344	385	168	8	959	4	14	1 791	54	729	16	51	2 555
22	23	757	1	194	306	242	19	906	6	2	1 078	31	197	13	32	1 669
27	28	64	0	81	30	40	3	181	1	24	467	4	217	3	11	558

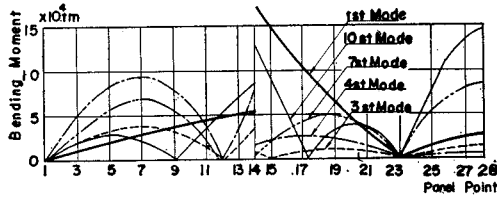


図-8 橋軸直角方向の各次曲げモーメント応答図

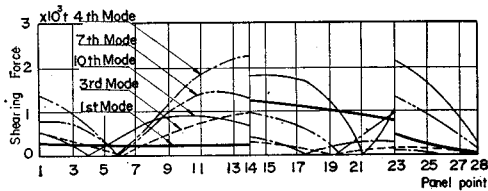


図-9 橋軸直角方向の各次せん断力応答図

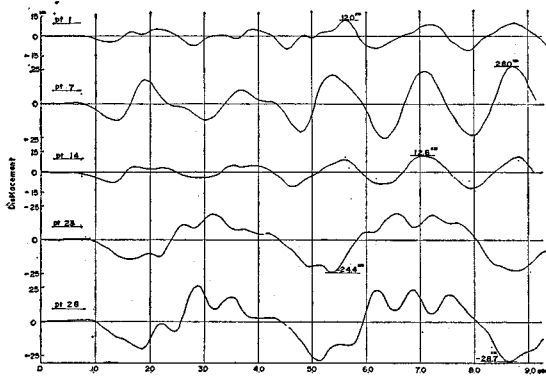


図-10 Taft 地震による橋軸直角方向変位-時間曲線

モードにおいて著しい。またせん断力応答を表-5、図-9に示すが、塔部の応答は4次モードが著しい。

③ 実地震記録による応答：図-10に Taft 地震による代表格点の変位応答時間曲線を示す。この図より明らかにその応答は過渡振動が短く定常振動にはい

る。特に定着部、張出部先端および吊桁部中央においてその傾向が著しい。十勝沖地震については省略するが、同様な傾向を示す。

b) 橋軸方向の地震応答

橋軸方向から水平に地震力が作用する場合の応答であり、応答は入力と同方向および鉛直方向に起こるものとする。

① 固有周期と変位モード：表-6に固有周期、図-11に変位モードを示す。1, 2次モードは上部工の振動でおのおの逆対称および対称の鉛直振動である。3次モードはケーソン基礎のロッキング振動の影響が大きく、上部工全体が橋軸方向に並進運動するとともに中央径間に鉛直振動する。

表-6 樁系モデルの橋軸方向固有周期 (sec)

Mode	Periods	Mode	Periods
1	2.254	6	0.760
2	1.983	7	0.746
3	1.298	8	0.710
4	0.994	9	0.551
5	0.829	10	0.478

② 応答スペクトルによる応答：

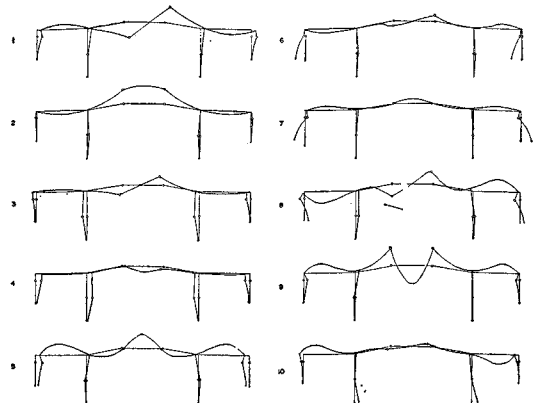


図-11 樁系モデルの橋軸方向変位振動モード

表-7 橋軸方向の各次曲げモーメント応答値 (t・m)

Member	Mode		1	2	3	4	5	6	7	R.M.S.
	Pt.									
7	7		137 310	3 195	61 871	1 489	2 388	14 714	358	151 383
13	14		233 482	4 989	53 908	498	1 601	25 542	246	241 039
14	14		246 430	5 187	51 451	130	2 613	34 763	409	254 199
22	23		0	0	0	0	0	0	0	0
27	28		559	2 397	9 612	5 095	2 234	527	343	11 393

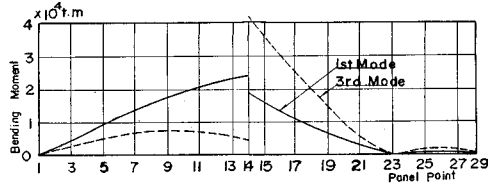


図-12 橋軸方向の各次曲げモーメント応答図

表-7 に曲げモーメント応答値を、図-12 に応答に影響の大きい 1, 3 次モーメントについて示す。1 次モードは定着部の曲げモーメント応答に影響を与え、3 次モードは中央径間特に張出部根元の曲げモーメント応答に大きな影響を与える。

c) 計算結果の考察

以上の結果、カンチレバートラスはその振動性状および応答特性より定着部、張出部、吊桁部、塔部に分類して応答を評価することができる。そしてこれら構造部分の応答が最も卓越するモードを選ぶことができる。また本橋の場合、応答に寄与するモードの数が多く、橋軸直角方向では 14 次モードと非常に高次まで影響する。これはカンチレバートラス形式によること⁵⁾、下部工を弾性支持しており、しかも両方のケーソンに若干の差があり構造系が完全に対称でないことに起因すると思われる。したがってモードの数は多いが対称性の不完全さによる類似したモードも多く、たとえば 3 次モードと 4 次モードなどは性的に同一モードとみなされるものであろう。3, 4 次モードはケーソン基礎の振動が支配的なものであるが、本橋の場合回転ばねが 2.6×10^8 t-m/rad

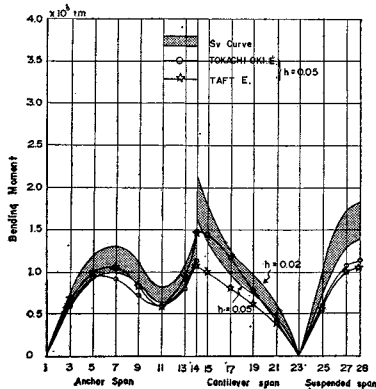


図-13 橋軸直角方向の曲げモーメント応答

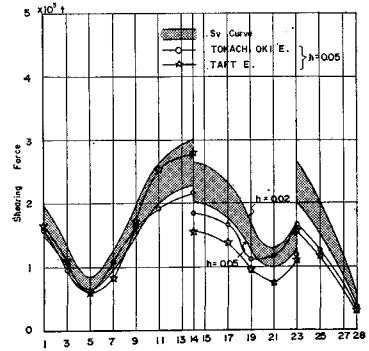


図-14 橋軸直角方向のせん断力応答

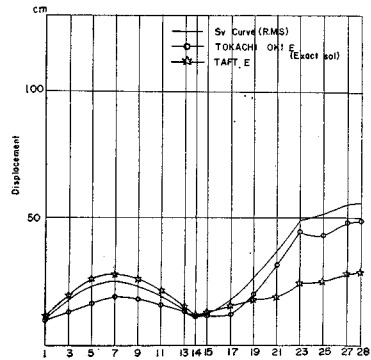


図-15 橋軸直角方向の変位応答

程度の比較的弱いばねでケーソン基礎が支持されており、しかも慣性力が大きいためその影響は顕著である。

図-13, 14 は外力として応答スペクトル ($h=0.02, 0.05$), Taft 地震, 十勝沖地震 ($h=0.05$) を用いた場合の曲げモーメント, せん断力の応答を示す。また変位応答を図-15 に示す。応答スペクトルによる応答値は R.M.S. 値であり、実地震記録による応答は真値であ

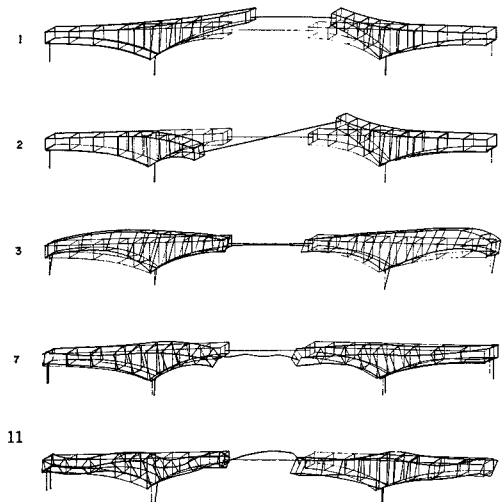


図-16 立体モデルの橋軸直角方向変位振動モード

る。両者の傾向はよく似ているが、一般に前者が後者を上まわっている。

(5) 立体モデルによる地震応答

a) 橋軸直角方向の地震応答

① 固有周期と変位モード：表-8 に固有周期，図-16 に変位モードを示す。変位モードは基本モードおよび応答に主要な影響を与えるモードのみを示す。

② 応答スペクトルによる応答：

表-8 立体モデルの橋軸直角方向固有周期 (sec)

Mode	Periods	Mode	Periods
1	4.722	6	1.250
2	3.814	7	0.945
3	2.143	8	0.930
4	2.110	9	0.917
5	1.290	10	0.877

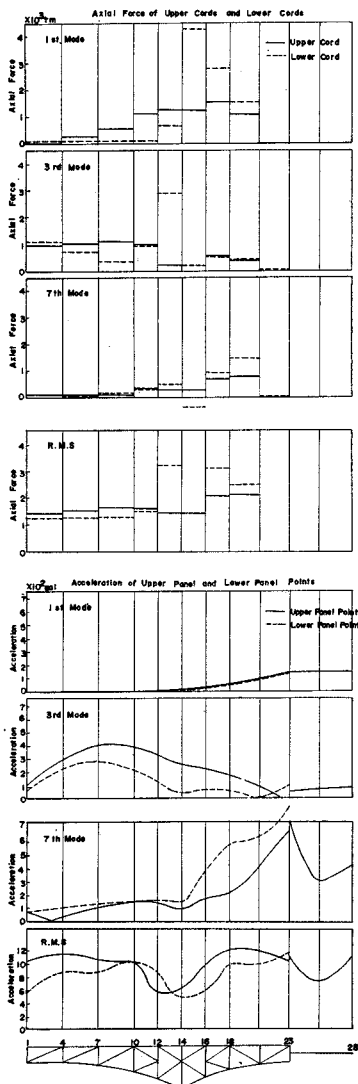


図-17 橋軸直角方向の各次応答と R.M.S. 値

図-17 に各次モードの上下弦材の軸力および加速度応答を示す。加速度応答を見ると明らかのように、1次モードはトラス全体が並進運動しており、上下弦材の加速度応答にほとんど差はないが、3次モードでは上弦材が大きく7次モードでは逆に下弦材が大きくなる。すなわち高次振動になると立体的な振動性状を示す。部材力応答は7次モードを除いて中間支点付近で下弦材へ大きく流れており、R.M.S. 値においても下弦材の値は上弦材のそれをかなり上まわっている。

b) 橋軸方向の地震応答

表-9 に固有周期，図-18 に代表的な変位モードを示す。応答結果は省略するが、振動性状，応答値とも棒系モデルとほとんど差はない。

表-9 立体モデルの橋軸方向固有周期 (sec)

Mode	Periods	Mode	Periods
1	2.252	6	0.935
2	2.046	7	0.759
3	1.332	8	0.758
4	1.034	9	0.713
5	0.996	10	0.598

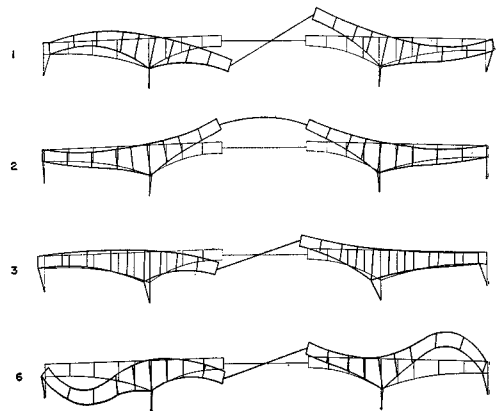


図-18 立体モデルの橋軸方向変位振動モード

c) 計算結果の考察

主として棒系モデルと立体モデルの比較という観点より考察を行なう。両者の振動モードは橋長方向には橋軸直角方向、橋軸方向の振動とも非常によく似ているといえるが、高さ方向については橋軸直角方向の振動に立体構造としての特徴が見られる。すでに(5) a)の結果で述べたように高次振動においてはトラスは立体的な振動性状を示し、高さ方向の震度分布は一様ではなくなる。次に固有周期の比較を見ると橋軸方向ではほぼ完全一致を示しているにもかかわらず、橋軸直角方向では両者にかなりの差が生じている。この原因として次のことが考えられる。立体の力学モデルの簡略化を行なう際に完全に等価な剛性となるような方法が見出せず、換算板厚が等しいという条件でモデルの断面を決定したが、その結果橋軸直角方向にはやや剛性が低く、鉛直方向にほぼ

等価な剛性となっており、その影響が現われたものと考えられる。したがってこの比較では棒系モデルが立体構造特性をもつトラス橋のモデルとして妥当かどうかの結論は得られず、これについては今後模型実験等で検討を行ないたい。次に立体モデルによる橋軸直角方向の加速度、部材力応答を見ると上弦材と下弦材にかなりの差が見られる。このような現象を把握できるのが立体モデルの特徴であり棒系モデルでは不可能なことである。したがってこのような現象を忠実に把握するには立体モデルによる解析が望ましい。

3. 耐震設計法

(1) 応答を考慮した修正震度法による設計^{6),7)}

一般に応答を考慮した修正震度法による設計震度 (K_D) は、卓越周期に対応する基本応答震度 (K_R) に次の補正を行なって決定される。

$$K_D = \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot K_R$$

ここに μ_1 : 地震動の最大加速度による補正係数
 μ_2 : 卓越モード以外のモードの影響、ならびにそのほかの影響による補正係数

卓越周期はカンチレバートラスの場合、その振動性状は複雑であり卓越するモードが各構造部分によって異なること、しかもこれらが高次振動もあること等により簡単な計算では求まらない。したがって本橋の場合、ある仮定のモデルで応答解析を行ない、その結果より設計震度、震度分布を定めるものとした。次にこのように定めた設計震度、震度分布を用いてトラスを静的に立体骨組解析し各断面力を算定した。この設計手法の過程を図19に示す。基本応答震度 K_R は、図5のスペクトル

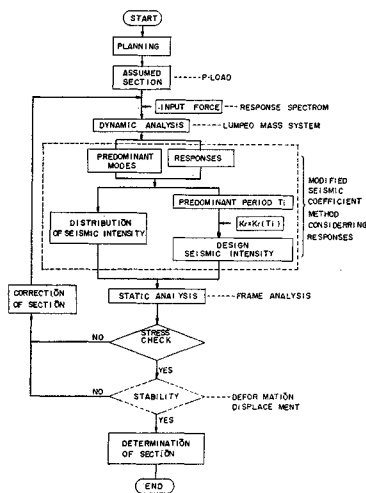


図19 耐震設計の流れ図

を基本とし、文献 6) の理由により最大震度を、0.30 と頭打ちにした図20により決定した。

μ_1 は地震動の最大加速度を 250 gal にしたことより 1.25, μ_2 は ‘R.M.S. 値を卓越モード応答値で除した値’ を基本とし、

そのほかの影響を補正し与えた。減衰定数としては常識的な数値ということで、下部工の影響の大きい場合は $h=0.05$, 上部工の影響の大きい場合は $h=0.02$ とした。設計震度、震度分布は橋軸直角方向、橋軸方向地震に対しそれぞれカンチレバートラスの各構成部分に分けて与えた。

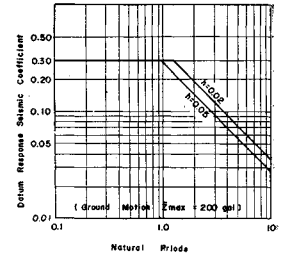


図20 基本応答震度

(2) 橋軸直角方向地震に対する同方向設計震度と分布

前章の考え方より、カンチレバートラスの構成部分を定着部、張出部、吊桁部、塔部に分け、それぞれに対して設計震度を決定した。各構成部分に対する卓越モード(断面力応答に影響の最も大きいモード)として前章の結果より定着部は4次モード、張出部は1次モード、吊桁部は10次モード、そして塔部は4次モードを用いた。以上より各構成部分の設計震度を表10のように決定した。また震度分布は各構造部分の卓越モードより系1~系4を考え(図21)、設計には次のように適用させた。

- 定着部……系 1, 系 2
- 張出部……系 1
- 吊桁部……系 3
- 塔部……系 4

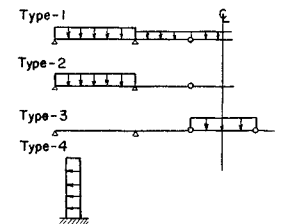


図21 橋軸直角方向地震に対する同方向震度分布

(3) 橋軸方向地震に対する設計震度とその分布

a) 橋軸鉛直方向の設計震度とその分布

前節の手順により設計震度を決定すればよいが、橋軸直角方向の場合ほど複雑ではなく、影響モードとして1次、3次モードを考えれば、また構成部分も定着部と中央径間に大別すればよいとした。前章の結果より定着部の卓越モードは1次モードとし、定着部の卓越モードは3次モードとした。震度分布は図22の2つの系で与えた。

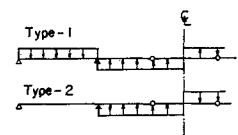


図22 橋軸方向地震に対する鉛直方向震度分布

表-10 上部工の設計震度

Forcing Direction	Transverse Direction				Longitudinal Direction				Vertical D.
	Transverse Direction				Longitudinal D.		Vertical D.		Vertical D.
	Anchor P.	Cantilever P.	Suspended P.	Tower P.	Tower P.	Floor	Anchor P.	Center Span	Full Span
Predominant Mode	4	1	10	4	3		1	3	
Predominant Periods (sec)	1.6	3.7	0.7	1.6	1.3		2.3	1.3	
Basic Response Seismic $C(K_R)$	0.18	0.10	0.30	0.18	0.22		0.16	0.22	
Compensation Coefficient μ_1	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25		1.25	1.25	
	μ_2	1.60	1.30	1.20	1.20	1.30	1.20	1.30	
Design Seismic Coefficient K_D	0.40	0.20	0.45	0.30	0.35	0.25	0.25	0.35	0.125

b) 橋軸方向の設計震度とその分布

前章の結果より卓越モードとしては3次モードを用い、また震度分布は全橋にわたって一様とした。

以上決定された橋軸方向地震に対する設計震度を表-10に示す。

(4) 考察

本設計法で示した修正震度法においては、カンチレバートラスの各構造部分に即した設計震度、震度分布を与えている。本橋の場合、カンチレバートラス形式そのものによる特性のほかに橋長方向に剛性が不均一であること、そして応答解析に下部工の影響を考慮していることにより、卓越モードは各構造部分によって異なっている。したがってこれら構造物の振動特性を正確にとらえ

るには、本例で示したような各構造部分に即した与え方が望ましい。

次に本設計法で示した修正震度法による断面力と動的解析による断面力および静的震度法 ($K_H=0.25$) による断面力の比較を図-23~図-26に示す。各図とも全般に修正震度法による断面力は、動的解析の結果にかなりよく追従しているといえる。ただし橋軸直角方向の吊桁部は動的解析のほうがはるかに大きな値となっている。これは動的解析に用いた応答スペクトル図が図-5に対し修正震度法は図-20を用いており、吊桁部の卓

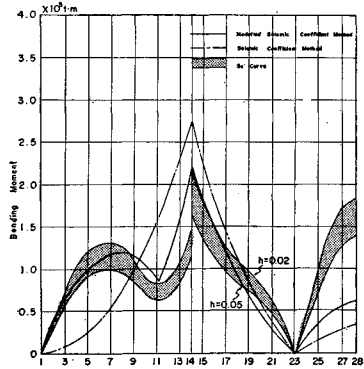


図-23 橋軸直角方向の曲げモーメント比較

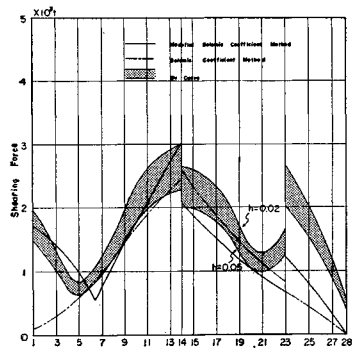


図-24 橋軸直角方向のせん断力比較

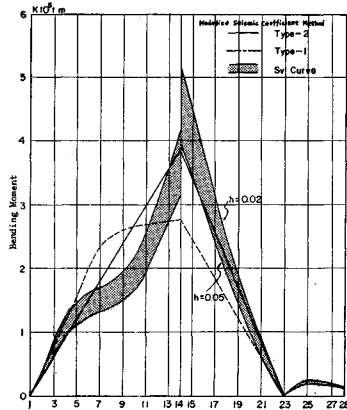


図-25 鉛直方向の曲げモーメント比較

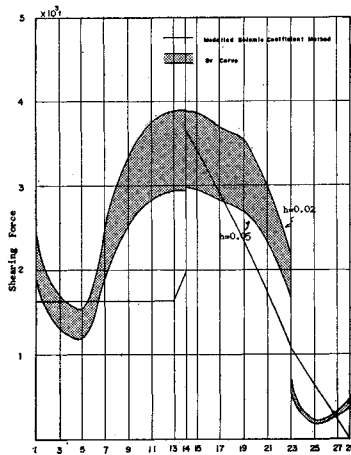


図-26 鉛直方向のせん断力比較

越周期が1秒以下であるため 図-20 の最大震度を頭打ちにした影響が出ているものである。図-26 では、せん断力応答の考慮が曲げ応答ほど十分に払われていないため動的解析の結果にあまり追従していない。また震度法と比較するとその分布はかなり異なっている。

次に、上記で示した設計震度、震度分布を用いて、トラスを静的に立体骨組解析した主構の断面力と立体モデルによる動的解析の断面力の比較を 図-27 に示す。立体モデルも必ずしも実橋に忠実ではなく問題はあるが、これら両者は全般に大体一致した傾向を示しており、このことより本設計法の妥当性は一応検証されるものといえよう。

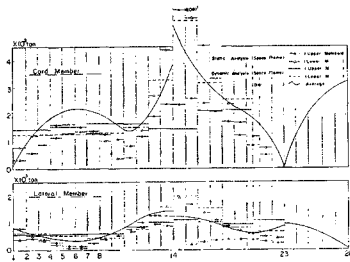


図-27 動的解析と静的解析（修正震度法）との比較

さて本設計法においては振動モデル化を初め多くの問題点がありそれらは互いに関連しながら設計震度に集積される。モデル化についてはすでに触れているので、ここでは特に応答量のパラメーターとしての μ_2 に着目する。この μ_2 は本四指針⁶⁾ の補正係数 ν_2 にただちに対応せず、さらに震度分布形等への補正を含み 表-10 のように1.20~1.60の幅広い値をとる。これら μ_2 は一般的な値でなく、たとえば $\mu_2=1.60$ は特に下部工の影響の大きい本橋の特色を顕著に示すものと考えられ、本橋よりも良い地盤条件での設計ではより小さな値を取りえるものと考えられる。

4. カンチレバートラスの耐震性

本橋の例よりカンチレバートラスの耐震性について考察する。前章で示した耐震設計法で決定された地震荷重によるトラス主構の断面力と主荷重による断面力の比較を 図-28 に示す。ここで地震荷重とは、(死荷重)+(地震時の活荷重)+(地震の影響)であり、地震荷重による許容応力度の割増し率を45%として1.45で除した値である。なお地震時の活荷重は1/2としている。この図より明らかなように地震荷重の方が大きくなる部材は張出部、定着部の一部であり他の大部分は主荷重が大きくなっている。したがって主荷重で設計された主構の断面力は地震荷重に対してはかなりの安全率を有することになる。しかし塔部、橋門構、シュー、ヒンジおよび

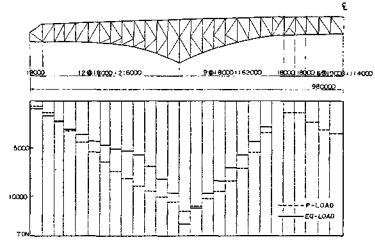


図-28 主荷重と地震荷重による下弦材軸力の比較

横構の多くの部分は地震荷重で決定される。このうち塔部、シュー、ヒンジは耐震上トラス構造の特に重要な部分であり、十分な耐震設計が必要である。逆にこれらの構造さえ十分に耐震設計されていれば、カンチレバートラスは耐震的に問題は少ないといえよう。

本橋の場合、軟弱地盤上にその基礎を置いているため、特に下部工の応答が上部工に与える影響は顕著であり、下部工の応答を支配するばね定数の評価が問題である。図-29 にばね定数の変化による上部工の応答の変化を示す。ばね定数の値として現在設計に用いている値の10倍、10分の1、 ∞ の値を用いたが、ばね定数が小さくなると上部工の応答に与える影響は特に大きくなる。この傾向は入力波形によって異なるとも考えられ、また現在設計に用いている値が妥当かどうかという確証もなく今後の研究に待たねばならないが、この値がトラス構造全体の耐震性を左右する要因だけに問題は大きい。

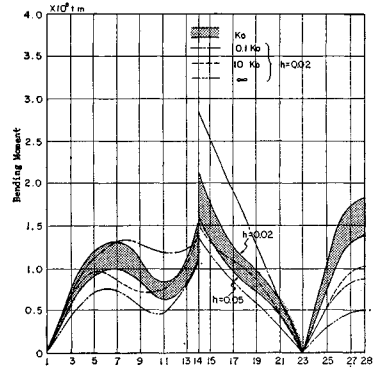


図-29 地盤ばね定数の変化による主構全体の曲げモーメントへの影響

また今回の設計においては、変位について考慮していないが、かなりの変位が出ることが予想され、これがトラス全体の耐震性に影響があるかどうか今後検討されるべき事項である。

5. む す び

以上南港連絡橋を実例として、長大カンチレバートラ

ス橋の地震応答およびその耐震設計法について述べたが、本論文で得られた主な結論をあげると次のようである。

(1) カンチレバートラスの振動性状は、本橋の場合基礎工が若干非対象のためもあり非常に複雑であり、各モードの固有周期は非常に接近する場合もある。また応答に寄与するモードの数も多く、特に橋軸直角方向ではかなりの高次振動まで影響する。

(2) カンチレバートラスはその応答特性より、定着部、張出部、吊桁部、塔部に分類して応答を評価することが可能であり、これら構造部分の応答が最も卓越するモードを選ぶことができる。しかし単一モードのみが大きく卓越しているわけではなく他のモードの影響も無視するわけにいかない。

(3) 橋軸直角方向の地震に対する同方向の振動性状は、特に高次振動においては立体的な振動性状を示し、トラスの上弦材と下弦材では異なった応答を示す。これらの現象を把握するには棒系モデルでは不十分であり、実橋の構造に忠実な立体モデルによる解析が必要とされる。

(4) 本橋の例では、基礎工が比較的弱い地盤に支持されており、しかもその質量が非常に大きいので、下部工の上部工の応答に与える影響は顕著である。下部工の応答を支配する要因は主として地盤のばね定数であり、したがってこの値の適切な評価が重要である。

(5) カンチレバートラスの耐震設計に、本例で示したような動的応答を考慮した修正震度法の適用は合理的であると思われる。本設計法はカンチレバートラスの振動特性に応じた設計震度、震度分布を各構造部分ごとに与え、それをを用いてトラスを静的に立体骨組解析する方法であるが、この方法により構造物の動的特性およびトラスの立体構造特性は満足される。ただし設計の過程で応答解析を必要とする点で実用計算法としては問題があるが、今後実例が増えまた研究が進みカンチレバートラスの一般的な振動特性が十分把握されれば、合理的な実

用計算法の確立も可能であると思われる。

(6) 本橋の例では地震荷重によって主構の断面が決定される部分はごくわずかであり、したがって地震荷重以外の他の荷重で設計された主構の断面は地震荷重に対してはかなりの安全率を有することになる。しかし塔、橋門構、ヒンジ、シューおよび横構の大部分は地震荷重で決定される。このうち特に塔、ヒンジ、シューは耐震上トラス構造の重要な部分であり、十分な耐震設計が必要である。

なお本例で示した解析プログラムはセンチュリリサーチセンターの DYNA を、また計算機は CDC 3600 を使用した。

最後に本研究にあたり、京都大学工学部 小西一郎教授を委員長とする南港連絡橋技術委員会委員の方々、特に京都大学工学部 山田善一教授には懇切なご指導と種々の貴重な助言をいただいた。また新日本技術コンサルタント 辰巳正明氏には多大のご助力をいただいた。ここに付記して厚く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Bleich, F. : The Mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridges, pp. 137~147, 1950
- 2) 高田・大久保・栗林：橋梁の耐震設計に関する研究(Ⅰ)―地震応答スペクトル 1964, 建設省土木研究所報告 128号, 昭和40年10月
- 3) CIT, Earthquake Engineering Laboratory : Strong Motion Earthquake Accelerograms, Digitized and Plotted Data, Vol. 1, Part A, July 1969
- 4) 運輸省港湾技術研究所：港湾技研資料, No. 80, pp. 205~266, June, 1969
- 5) 日本鋼構造協会編：橋梁の動的応答, p. 430
- 6) 土木学会本州四国連絡橋技術調査委員会：本州四国連絡橋技術調査報告書耐震設計指針, 同解説および耐震設計詳説 1967
- 7) 栗林：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, 建設省土木研究所報告, 136号, 昭和44年12月

(1972.5.31・受付)