

## 2. 従来構造の問題点

### 2.1 はじめに

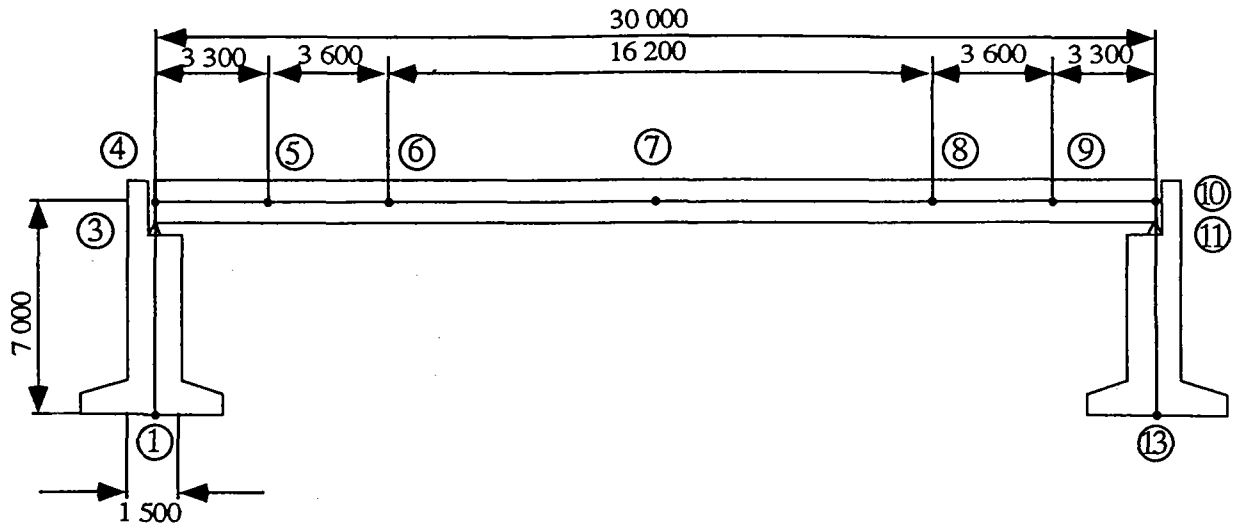
現在、我が国に存在する単純支持のプレートガータは、原則として一端ヒンジ多端スライドの支持型式が採用され、支承及び伸縮装置はこの条件を満足するように設計、製作されている。この支承及び伸縮装置は、メンテナンスフリーを原則とする構造物にあって、機械部品と称してよいほど精巧に作られている。ところが定期的に点検整備されてはじめてその機能を発揮すべきであるが、現実にはほとんどされていないのが実状である。可動支承部において伸縮装置の隙間からの雨水の侵入により可動支承が錆付き可動しなくなっている。そのために支承沓のモルタル破損、アンカーボルトの破断、主桁下フランジの座屈および横構の座屈現象が発生している。そこで可動支承が可動しなくなった場合主桁及び下部工がどのような応力状態となるのか、モデルケースについて検討を加えてみることにする。

### 2.2 単純支持鉄桁の場合

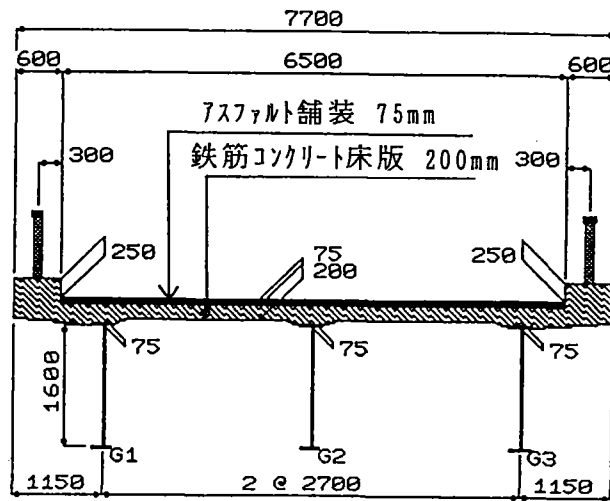
#### 2.2.1 モデル

##### 計算諸条件

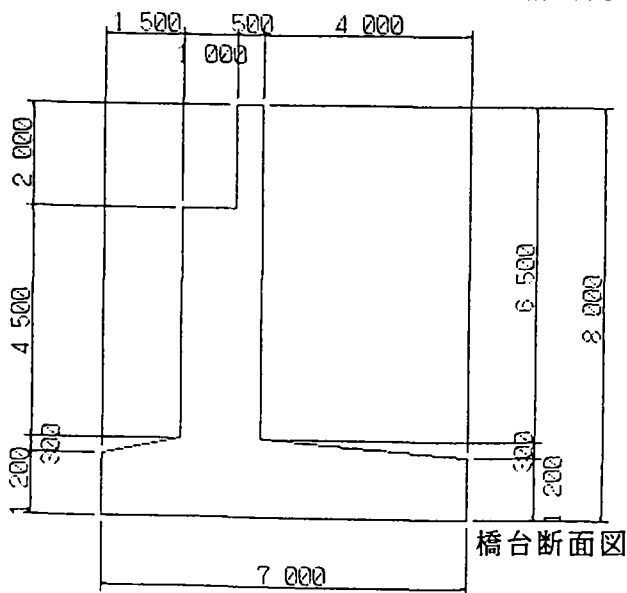
型 式	非合成単純鉄桁
支 間	30m
総 幅 員	7m700
有効 幅員	6m500
橋 格	1等橋 (TL-20)
高欄 荷重	50 kg/m
雪 荷 重	なし
温度 変化	±30 °C
地震 震度	K= 0.2
橋台 型式	逆T式直接基礎



一般図



主桁断面



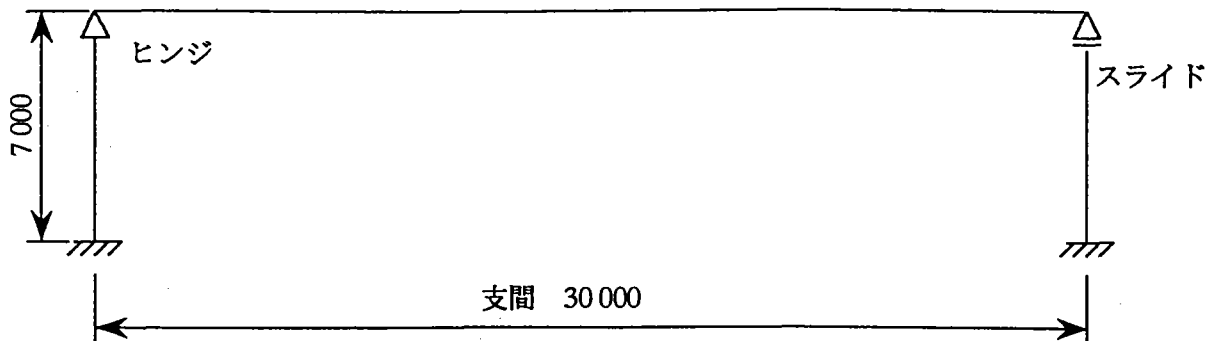
橋台断面図

## 2.2.2 計算方法

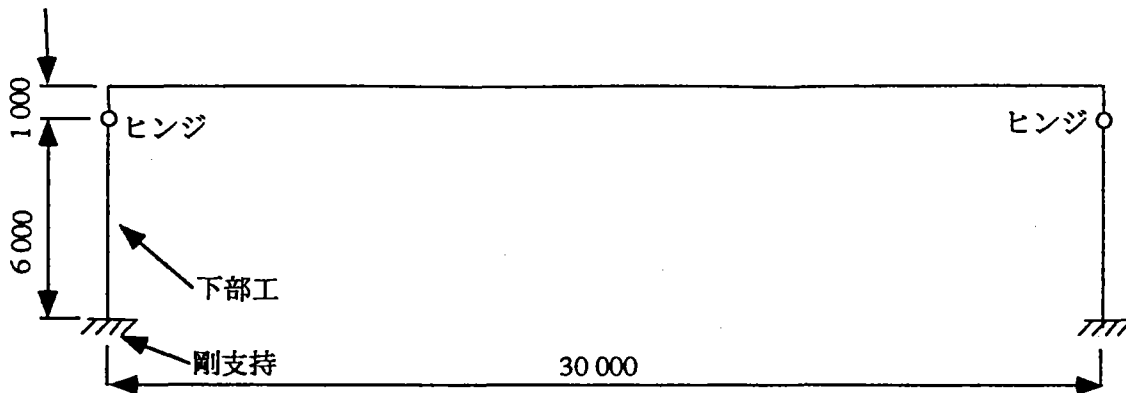
系-1 従来の設計で行われている、一端ヒンジ、多端スライドの支持条件で上部工、下部工の設計を行い断面等の構造寸法を決定する。

系-2 可動支承がスライドしなくなり、両端がヒンジ化した構造として系-1の断面常数を与えて計算する。

ただし、死荷重に関しては系-1の値を使用する。



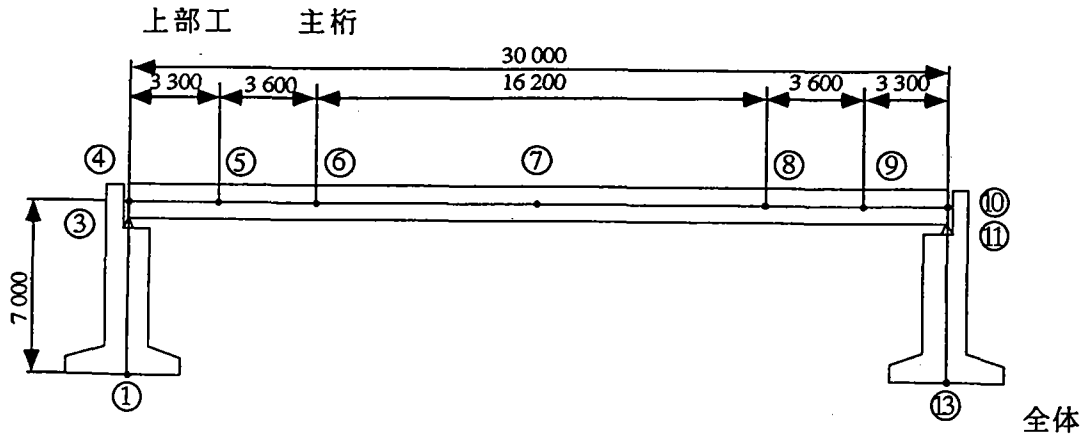
系-1



系-2

## 2.2.3 計算結果

### 1) 系-1



格点		支点④	⑤	⑥	中央⑦
断面力	曲げモーメント M (t・m)	0	771.0	1394.4	1968.3
	軸力 N (t)	0	0	0	0
断面	u flg pl (mm)	310×19	310×19	490×25	530×36
	web pl (mm)	1600×9	1600×9	1600×9	1600×9
	l flg pl (mm)	310×19	310×19	490×25	530×36
応力	$\sigma_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	0	1950	1992	1917
	$\sigma_l$ (kg/cm <sup>2</sup> )	0	1950	1992	1917

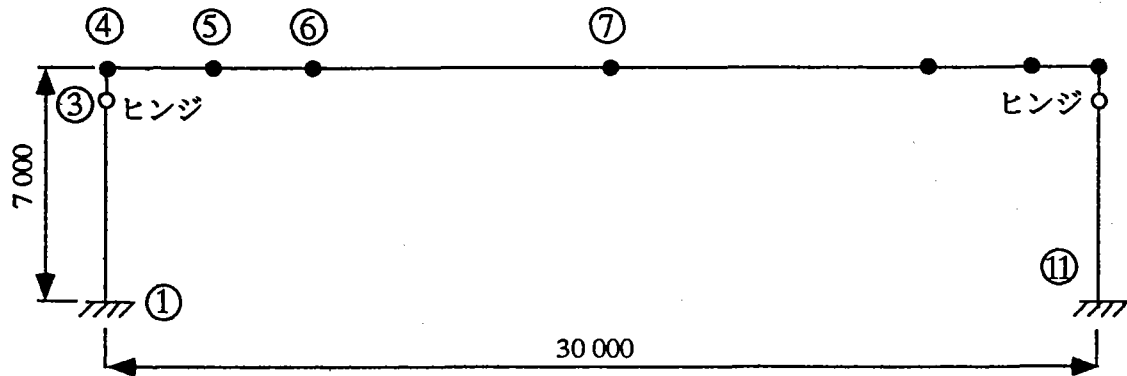
### 下部工

#### 直接基礎底面の作用力①

全体

項目	常時			地震時		
	鉛直力 V(t)	水平力 H(t)	モーメント M(tm)	鉛直力 V(t)	水平力 H(t)	モーメント M(tm)
上部工死荷重反力	118			118	47	-287
上部工活荷重反力	61					
躯体自重	335		281	335	67	130
前フーチング上載土砂	27		-37	27		-37
後フーチング上載土砂	410		1194	410	82	811
裏込め土砂による土圧	67	79	115	54	148	-130
地表載荷荷重	31		89			
地表載荷荷重による土圧	8	10	1			
温度変化 (±30℃)						
合計	1057	89	1643	944	344	487

2) 系-2

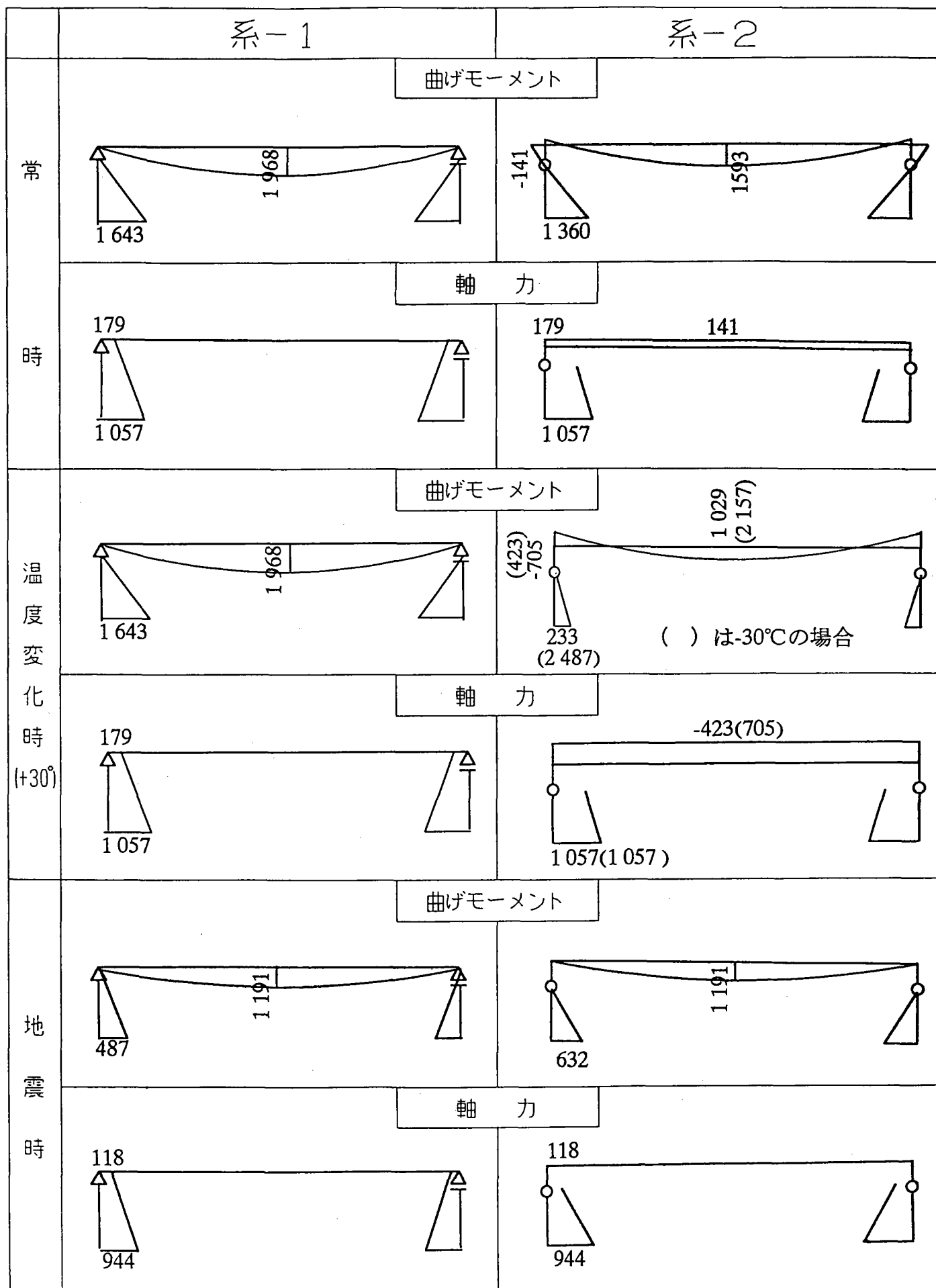


断面力比較表

(単位 t, tm)

		常時 (死+活)			温度変化時 (死+活+温)			地震時 (死+地)		
		鉛直力	水平力	モーメント	鉛直力	水平力	モーメント	鉛直力	水平力	モーメント
		V	H	M	V	H	M	V	H	M
系-1	⑦			1968			1968			1191
	④			0			0			0
	①	1057	89	1643	1057	89	1643	944	344	487
系-2	⑦		141	1593		-423 705	1029 2157			1191
	④		141	-141		-423 705	-705 423			0
	①	1057	136	1360	1057	324 -52	233 2487	944	320	632

断面力は全体  
温度変化時 上段+30℃ 下段-30℃



## 2.2.4 ヒンジ化 (系-2)に伴う各部の照査

従来構造(系-1)で構造及び断面決定したものがヒンジ化した(系-2)場合の各部の照査を行ってみると次のとおりである。

### 1) 主桁応力

#### ⑦ 中央断面

1-FLG	530 × 36	Ag=	525.6 cm <sup>2</sup>
1-Web	1600 × 9	J=	2860990 cm <sup>4</sup>
1-FLG	530 × 36	YU=	83.6 cm
		YL=	83.6 cm

(単位 t, tm, kg/cm<sup>2</sup>)

	系-1		系-2	
	断面力	応力	断面力	応力
常時	M= 1968 <sup>tm</sup> N= 0	σ = 1917	M= 1593 <sup>tm</sup> N= 141 <sup>t</sup>	σ = 1641
温度変化	上記に同じ	上記に同じ	M= 2157 N= 705	σ = 2549

#### ④ 端部断面

1-FLG	310 × 19	Ag=	261.8 m <sup>2</sup>
1-Web	1600 × 9	J=	1079168 m <sup>4</sup>
1-FLG	310 × 19	YU=	81.9m
		YL=	81.9m

(単位 t, tm, kg/cm<sup>2</sup>)

	系-1		系-2	
	断面力	応力	断面力	応力
常時	M= 0 N= 0	σ = 0	M= -141 N= 141	σ <sub>1</sub> = 537
温度変化	上記に同じ	上記に同じ	M= -705 N= -423	σ <sub>1</sub> = -2323

2) 端部下フランジ座屈照査

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}}$$

$$\begin{aligned} b &= 15.5 \text{ cm} & \mu &= 0.3 \\ t &= 1.9 \text{ cm} & k &= 0.43 \\ \sigma_y &= 3600 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{15.5}{1.9} \sqrt{\frac{3600}{2.1 \times 10^6} \cdot \frac{12(1-0.3^2)}{\pi^2 \times 0.43}} \\ &= 0.54 < 0.7 \end{aligned}$$

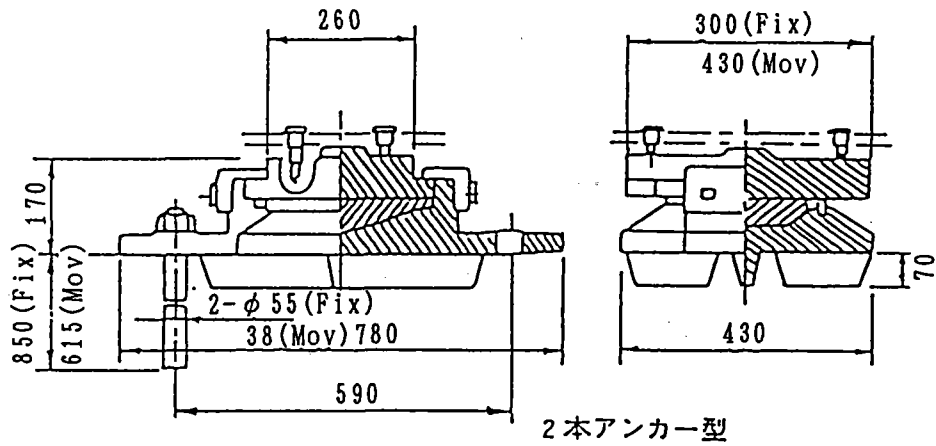
$$\therefore \sigma_{cr} = \sigma_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

したがって座屈はしない結果となった。



3) 支承

最大反力  $R_{d+1} = 87.5 \text{ t}$  → 100t用標準支承



2本アンカー型

アンカーボルトの照査(可動支承)

作用力

系-1	地震時水平力	7.9t
系-2	温度変化水平力	235t

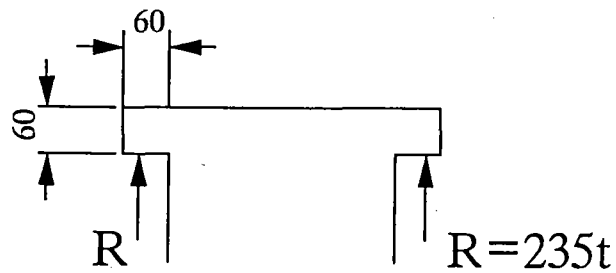
剪断力

断面	38φ × 2本	$A = \pi/4 \times 3.8^2 = 11.3 \text{ cm}^2$
系-1	地震時水平力	7.9t
	$\tau = S/A = 7900 / (11.3 \times 2) = 350 \text{ kg/cm}^2$	
系-2	温度変化水平力	235t
	$\tau = S/A = 235000 / (11.3 \times 2) = 10.398 \text{ kg/cm}^2$	

アンカーボルト耐力

$$\tau_a = 2400 / \sqrt{3} = 1386 \text{ kg/cm}^2$$

サイドブロックの照査



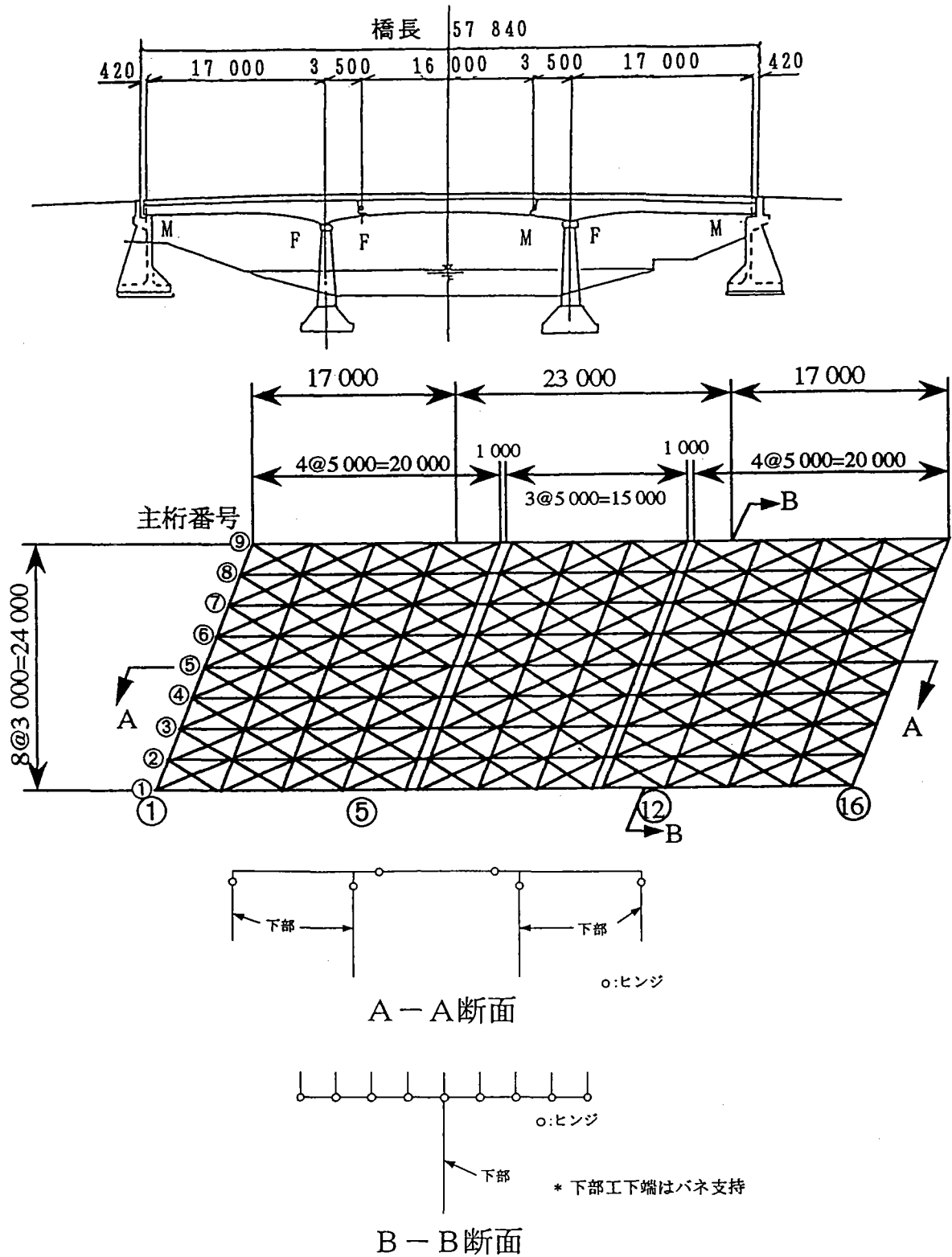
せん断力

断面	6.0 × 3.5 = 21 cm <sup>2</sup>
系-1	温度変化水平力 235t
	$\tau = S/A = 235000 / (21 \times 2) = 5595 \text{ kg/cm}^2$

## 2.3 斜角付3径間ゲルバー鉄桁

可動支承が全てヒンジ支承化した場合について、平面解析及び立体解析を実施した。

### 2.3.1 モデル



### 2.3.2 解析結果

上部工全体に20℃の温度変化を与えた時の主桁①、③、⑤の曲げモーメント図および軸力図を 図2.3.1に示す。この温度変化は年間の温度変化を想定したものである。

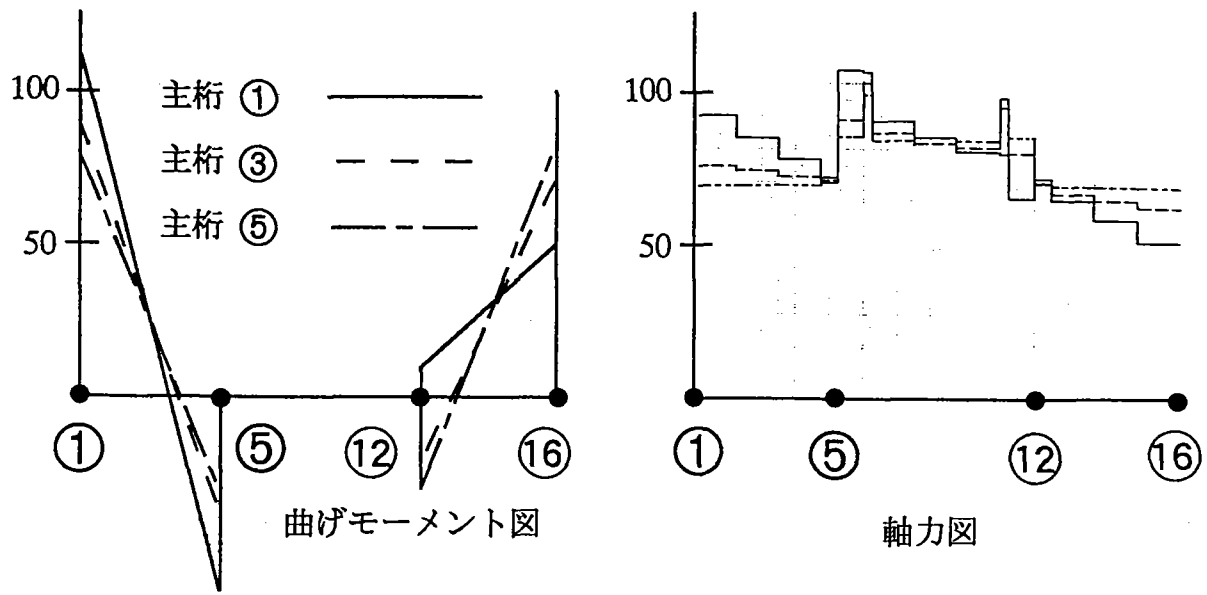


図2.3.1 上部工全体に+20℃を与えた場合

#### (1) 主桁

この結果を平面解析結果と比較すると次表のとおりである。

		外主桁①	
		格点①	格点⑯
曲げ モーメント	平面	-71.9 <sup>t·m</sup>	-71.9 <sup>t·m</sup>
	立体	-109.5	-49.1
軸力	平面	-72.2 <sup>t</sup>	-72.2 <sup>t</sup>
	立体	-90.5	-52.8

アンカーボルトの照査

アンカーボルト径 36φ

断面積  $A=1/4 \times 3.6^2 \times \pi = 10.2 \text{ cm}^2$

軸力 max  $N=90.5 \text{ t}$

せん断応力  $\tau = N/2A = 4436 \text{ kg/cm}^2$

破断強度  $\tau_a = 2400/\sqrt{3} = 1386 \text{ kg/cm}^2$

従ってアンカーボルトは破断する可能性がある。

(2) 横構

横構については斜橋のため図2.3.2に示す様に長い部材と短い部材があり、L75×75×9を2本組み合わせた⊥断面で構成されている。この断面の座屈荷重を表2.3.1に示す。

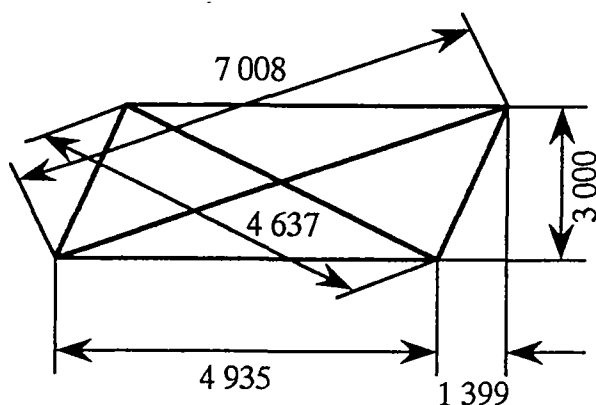


図2.3.2 横構の骨組

2-L 75×75×9  $A_g = 12.67 \times 2 = 25.38 \text{ cm}^2$

$r_x = 2.25 \text{ cm}$

長い部材  $l_1/r_x = 700.8/2 \times 2.25 = 156 (\sigma_{ch} = 386)$

短い部材  $l_2/r_x = 463.7/2 \times 2.25 = 103 (\sigma_{ca} = 693)$

(単位:tf)

	長い部材	短い部材
許容軸方向圧縮力 (×1.4)	9.81(13.7)	17.6(24.6)
偏心荷重を受けた時の 許容軸圧縮力 (×1.4)	6.42(9.00)	10.6(14.8)

表2.3.1 許容座屈荷重

( ) ……安全率1.4を乗じた荷重

偏心荷重を受けた⊥形断面の許容軸圧縮力

$p_a = A \cdot \sigma_{ca} (0.5 + l/r_x / 1000)$  ……鋼示P156

立体解析の結果を端パネル（桁①～②間）を例としてまとめると

		軸力
長い部材	上部工全体に+20℃	-7.7t
短い部材	“	-12.1

この表の結果と表 2.3.1の偏心荷重を受けた時の許容軸圧縮力と比較すれば上部工全体に20℃の節点荷重を受けた場合は許容荷重を長短部材とも超えており、1.4倍の安全率を生じた時には超えていない。

## 2.4 考察

### 2.4.1 単純支持鉄桁の場合

- 1) 従来構造(系-1)で架設されたものが可動支点がヒンジ化(系-2)することにより死荷重は従来構造として作用し、活荷重は両端ヒンジ系として作用する条件で求めてみると常時での主桁中央での最大曲げモーメントは20%程度小さくなっている。そのときの下部下端の曲げモーメントも約20%程度減じている。軸力は若干発生するが支配的な値ではない。
- 2) 主桁端部については常時若干の負曲げが生じるが支配的な値ではない。(応力 $180\text{kg}/\text{cm}^2$ )
- 3) 両端ヒンジ構造系(系-2)となると、温度変化時及び地震時に桁にかなり大きな軸力が発生し、中央で応力超過となり、アンカーボルトも破断の可能性がある。
- 4) 桁に発生する軸力の為に桁端部下フランジが座屈の可能性があるので照査したが、可能性はなかった。もう1断面変化させ最低断面にした場合は座屈の可能性はある。
- 5) 地震時には従来構造系(系-1)では固定橋台で抵抗していたものが、両端ヒンジ構造系(系-2)となると両橋台で分担するため下部工下端曲げモーメントも小さくなっている。
- 6) 温度変化時の両端移動量で比較してみると従来構造系(系-1)では $\Delta=0.000012 \times 30 \times 30000=10.8\text{mm}$ に対し両端ヒンジ系(系-2)では $8.1\text{mm}$ と約25%の減少である。

### 2.4.2 斜角付3径間ゲルバー桁の場合

本橋の場合は実在の構造で、アンカーボルトの破断及び横構の座屈現象が発生していたので、1つのモデルとして採用した。

- 1) 平面解析においては鋭角、鈍角の影響は出ないが立体解析においてはその影響が大きく、鋭角側が鈍角側に比べ倍近い値を示している。
- 2) アンカーボルトを照査した結果、破断強度を超えており破断の可能性があることが判明した。

3)横構の照査結果でも、構造全体の温度20℃の変化により座屈の可能性があることが判明した。

## 2. 5 おわりに

可動支承が可動しなくなった橋梁が全国的に数多くあることが報告されている。それが原因で支承部のアンカーボルトの破断、ソールプレートのツメの破断、沓座モルタルの破損、桁端下フランジの座屈および横構の座屈等が発生している。この現象を確認する為に2つのモデルについて従来の設計法と異なる上、下部を1体化した計算を実施してみると、起り得ることが判明した。

また、上下部を一体化させても支承部を除けば不利となる箇所は見当たらないことも判明した。

従って、最初の設計段階より、メンテナンスが必要な支承、伸縮装置をなくして上部工と下部工を一体結合させた構造物が考えられた。

以下の章でその設計法について詳細に報告するものである。