

繫材を用いた新しい支持方式 (SUダンパ方式)による耐震構造

岡 本 舜 三 *

上 前 行 孝 **

§1 ま え が き

わが国における構造物は必ず地震の影響をうける。特に橋梁の下部構造の設計に当つては、殆どこの影響が支配的となる。したがつてその設計の規準・計算の方法は構造物の経済性および安全性を左右するものである。

とくに連続桁においては1基の橋脚に桁の全地震力を載荷させるために、その下部構造の設計には種々の困難をともなうのが通例であるが、筆者等は桁を特殊の方法で支持し在来のものより経済的かつ耐震性にとむ支持方式を考案し、これをSUダンパ方式と名付けた。本文はその基本的考え方ならびに実施例についてのべたものである。

§2 基本的な考え方

在来の連続桁の設計においては、ただ1個の支点を固定支承とし他を全部可動支承としている。これによつて桁ならびに橋脚は温度の影響からは完全に免れるかわりに、地震力は固定支承を通じただ1基の橋脚に負たんされ、固定橋脚の設計を非常に困難ならしめるとともに、他の橋脚を力学的に遊ばせていることになり、耐震上は部分的に余裕のありすぎる設計となつてゐる。

もしすべての橋脚を固定にすれば、地震力は全橋脚にはほぼ均等配分されて耐震設計としては経済的なものが出来るであろうが、桁ならびに橋脚、とくに橋脚に対して大きな温度応力を生ずる欠点がある。

SUダンパ方式では、図-1のように連続桁の支承をすべて可動支承とし、橋脚と橋体との間を所要の断面積および長さを有する高張力鋼材などの繫材を用いてほぼ水平に連結し、桁を各橋脚に弾性固定するものである。この場合には桁の温度変化による変形により橋脚に温度応力を生ずるが、その大きさは繫材の弾性的な伸びによつて緩和されるので、実際には僅少な値

* 東京大学生産技術研究所

** 首都高速道路公団

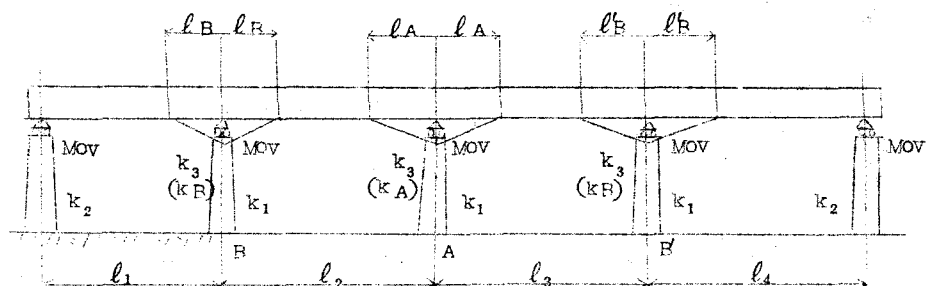


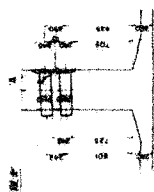
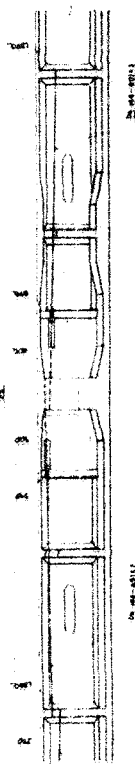
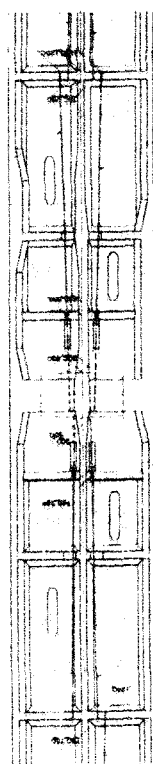
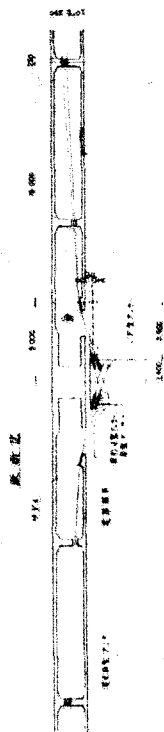
図-1 繫材によつて弾性固定された連続桁

である。また桁に働らく地震力は、弾性固定された大部分の橋脚にはほぼ均等に配分される。なおこの際、桁の可動支承における滑りによる摩擦力が橋梁振動を減衰させる作用も見逃すわけにはいかない。すなわち、桁が地震時に水平方向に滑動することを防ぐために従来はただ一基で固定しており、そのために多径間連続桁では色々の設計上の困難を免れなかつたのを、より多くの橋脚に桁を弾性的に固定したことによつて、橋脚内の温度応力を許容範囲内にとどめつつ、しかも地震力を多くの橋脚にはほぼ均等配分し、常に桁を正常な平衡位置に保つことができる。これによつて従来あつた連続構造の耐震設計上の難点を除去することができるのである。

S U ダンパ方式の特長は繫材にあるが、本方式に用いる繫材は断面積が小なるため圧縮力には抵抗しえないが、自重や温度変化によるたるみがあつてはならない。それ故、その分の応力度に相当するP Sを導入しておく必要がある。また繫材のパネの力は支承の摩擦抵抗力より充分に強力でなければならない。

繫材の取り付けはナットなどを用いる碇着具によれば、その取り付けは少しも簡単である。図-2はS U ダンパ方式の一例を示したもので、この場合は繫材としてP C 鋼線のケーブルが用いられ、B B R V方式で碇着されている。

図-2 117工区PC4全間連続桁における設計例



2-1-1 植物系

[illegible]

§ 3 応力の算定方法

(1) 温度応力

図-1 のような多径間連続桁が一様な温度変化をうける場合を考える。この場合桁はある定点を不動点として橋軸方向に伸縮する。不動点の位置は桁が温度変化により支承の摩擦抵抗、繫材の拘束をうけながら伸縮するので、それらを考慮に入れて判定されるものである。たとえば、等径間連続桁において繫材のパネが中心に対して対称についているならば、この点は桁の中心であるとみなしてよい。

桁の伸縮によつて橋脚に対称に張られている繫材の一つは引張力をうけ、他は圧縮力をうける。しかしその断面積が小さく、長さが比較的長いので、挫屈によつて圧縮力は事実上働かないものと考えることができる。したがつて橋脚には繫材からくる引張力と可動支承からくる摩擦が作用することになる。

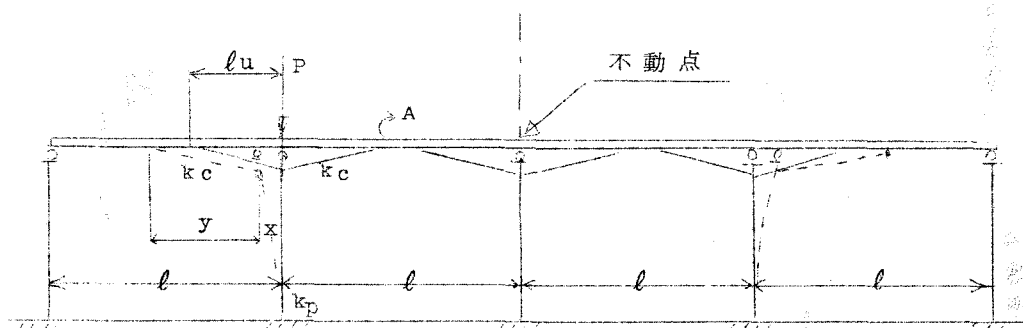


図 - 3

いま図-3 のような4 径間連続桁の例について、これらの大きさを計算すると次のようになる。

記号説明

- ℓ : 支間長
- ℓ_u : 繫材の長さ
- P : 支承がうける垂直反力
- x : 橋脚の水平たわみ
- y : 温度上昇後の繫材の長さ
- f : 支承の摩擦係数

- A : 橋体の断面積
 E : 橋体の弾性係数
 k_c : 繫材のバネ常数
 k_p : 橋脚のバネ常数
 t : 上昇温度
 α : 桁ならびに繫材の線膨脹係数

力の平衡より

$$k_c(y - \alpha t \ell_u - \ell_u) + f_p = k_p x$$

幾何学的条件より

$$y + x - \ell_u = \alpha t(\ell + \ell_u) - \frac{f_p \ell}{EA} - \frac{k_c(y - \alpha t \ell_u - \ell_u)(\ell + \ell_u)}{EA}$$

上二式の連立方程式から x を求めると

$$x = \frac{\alpha t \ell + f_p \left(\frac{1}{k_c} + \frac{\ell_u}{EA} \right)}{1 + k_p \left\{ \frac{1}{k_c} + \frac{(\ell + \ell_u)}{EA} \right\}}$$

しかるに ℓ/EA , ℓ_u/EA は $1/k_c$ に比して微少であり、かつ k_p は k_c に比して大であるから近似的に

$$x = \frac{1}{k_p} (\alpha t \ell k_c + f_p)$$

よつて橋脚頂部に加えられる力は

$$F = k_p x = k_p \cdot \frac{1}{k_p} (\alpha t \ell k_c + f_p) = \alpha t \ell k_c + f_p$$

すなわち、 F については、在来設計より $\alpha t \ell k_c$ だけ増大しているが、繫材の弾性変形が有効に作用しているためにその値は小さく、そのために設計上困難を生ずることがない。

(2) 地震応力

桁に働らく地震力は繫材のみによつてとるものと仮定すれば、個々の繫材に働らく力すなわち橋脚に働らく力はそのバネ常数の既知であるから、弾性論によつて定めることができる

が、その計算は自明であるから省略する。ここに支承の摩擦力を無視できると仮定したのは、温度変化により生ずるとした摩擦力 μp が地震の際には消えてしまい、結局繫材に加わる応力は温度の影響である $\alpha t l$ と地震の水平力の和になると考えたのである。

以上により橋脚に働く力の計算方法をのべたが、繫材に働く応力は温度応力、地震応力および P/S の三応力の和によつて与えられる。

§ 4 設計に当つての考え方

水平力を分担する橋脚が決定され、その分散水平力の算定にあつて、設計上次のような場合が考えられる。

- 1) 地震力を均等配分する。
- 2) 地震と温度変化の影響を均等配分する。
- 3) それぞれの橋脚に応じて最適な水平力に配分する。

以上において 1) の場合が最も簡単である。2) の場合は、地震時温度変化の影響を考慮した橋脚の設計水平力がそれぞれ等しくなるように繫材の断面積および長さを変化させる。后述の計算例はこの場合に相当する。3) の場合は、橋脚のそれぞれの高さや基礎構造の根入などが異なる場合などに経済的設計を行う時に用いられる。いずれの場合でも前述の計算理論がその基本となる。

§ 5 設計計算例

首都高速道路 1 号線の 117 工区の PC 4 径間連続桁 ($4 @ 40 \text{ m} = 160 \text{ m}$ 、巾 16.4 m) に実施した実例は図-2 の如くである。

地震の水平震度は公団震度の決定法¹⁾により、0.2 と定められた。この場合この構造型式によつて固有振動周期が長くなつたためにこの値となつたのであつて、もし剛性大なる橋脚に固定されれば、最高の規定震度 0.3 をとらなければならなかつたはずである。

桁は PC 構造であるからクリープ、乾燥収縮の影響を考慮し温度変化 $\pm 20^\circ \text{C}$ とした。鋼線の許容応力度は地震と温度変化の合成時には $\sigma_a = 0.9 \sigma_{Y.P.}$ とした。繫材は $\phi 5 \text{ mm}$ PC 鋼線を使用し、その温度変化による応力度だけの P/S を導入した。部品は BBRV 方式とした。

繫材の断面は次のように定めた。4 径間連続桁の中間 3 橋脚のそれぞれの設計水平力を等しくするために A、B の繫材 (図-1) のバネを変化させた。まず B の繫材の温度変化 20°C に相当する温度応力度 $\mu \sigma_t$ は、 $l = 40 \text{ m}$, $l_A = l_B = 20 \text{ m}$, $\alpha = 1.2 \times 10^{-5} / ^\circ \text{C}$,

$E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ とすると

$${}_B\bar{\sigma}_t = \alpha l^t E / \ell_B = 0.96 \text{ t/cm}^2$$

またサドル部の彎曲による曲げ応力度の損失は 2.5 t/cm^2 とした。PS は ${}_B\bar{\sigma}_t$ と同量とし、

$\bar{\sigma}_{Y.P.} = 14 \text{ t/cm}^2$ とすると B での地震力に対して配分しうる応力度は

$${}_B\bar{\sigma}_e = 0.9 \times 14 - 0.96 - 2.5 - 2.6 = 8.18 \text{ t/cm}^2$$

A では ${}_A\bar{\sigma}_t = 0$ として

$${}_A\bar{\sigma}_e = 0.9 \times 14 - 2.5 - 0.96 = 9.14 \text{ t/cm}^2$$

となる。

各繫材に作用する設計水平力は互に等しくするという設計方針により、まづ力の平衡から

$${}_A\bar{\sigma}_e A + 2 {}_B\bar{\sigma}_e B = H$$

$${}_A\bar{\sigma}_e A = ({}_B\bar{\sigma}_e + {}_B\bar{\sigma}_t) B$$

ここに A, B はそれぞれの繫材の断面積を示す。次に、幾何学的条件から、地震時の各繫材の変位量 δ_e は互に等しいので温度による繫材の伸びを ${}_B\delta_t$ とすると

$${}_A\bar{\sigma}_e A = \delta_e k_A$$

$$({}_B\bar{\sigma}_e + {}_B\bar{\sigma}_t) B = (\delta_e + {}_B\delta_t) k_B$$

上の四式とさらに $k_A = EA/\ell_A$, $k_B = EB/\ell_B$, $\ell_A = \ell_B$ として解けば

$$\begin{cases} B = H / 3 {}_B\bar{\sigma}_e + {}_B\bar{\sigma}_t \\ A = \frac{{}_B\bar{\sigma}_e + {}_B\bar{\sigma}_t}{{}_B\bar{\sigma}_e} B \end{cases}$$

ただし、ここには橋脚の変形は無視した。桁重量 $4,380 \text{ t}$ に対して働く地震力は、 $H = 4,380 \text{ t} \times 0.2 = 876 \text{ t}$ であるから

$$B = 3.44 \text{ cm}^2 \quad \text{実際には、} 4 @ \phi 5 \text{ mm} \quad 44 \text{ 本} = 3.45 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.84 \text{ cm}^2 \quad 4 @ \phi 5 \text{ mm} \quad 49 \text{ 本} = 3.84 \text{ cm}^2$$

と決定された。

§ 6 振動論的検討

以上においては震度理論にしたがつて地震力を静的外力におきかえてその影響を論じたが、次には S U ダンパ方式を用いた構造の地震動に対する動的挙動を明らかにする。

その場合次の仮定を設ける (図-1)。

1) 地震動は橋軸方向の単
弦運動とし、その成分波
の振巾と振動数の関係は
Elcentro 地震記録
と同一のものとする。

2) 地震動の始動時には構
造物は静止しているもの
とする。

3) 支承はすべて可動支承
とし、摩擦力が作用する。

4) 橋体の変位が橋脚のそ
れよりもはるかに大きく
なるので、計算では下部
構造の質量などを無視す
る。

5) 基礎の減衰作用を無視し、橋脚の底部は固定されているものとする。

厳密に考えると、橋脚の質量や、基礎構造の影響などを考えなければならないのであるが、計算の仮定が複雑となるばかりであり、このような構造型式では一般にいつてそれらがこの振動計算を左右するものでもないと考え、簡単に割り切つたのである。

以上の仮定からすると、図-1の桁の振動系は図-4となりその運動方程式は次のようになる。

$$M\ddot{x}_3 + k_3 (x_3 - x_1) \pm F_1 \pm F_2 = 0$$

$$k_1 (x_0 - x_1) + k_3 (x_3 - x_1) \pm F_1 = 0$$

$$k_2 (x_0 - x_2) \pm F_2 = 0$$

ここに k_1 : 梁材をとりつけた橋脚の橋軸水平方向のバネ常数

k_2 : 梁材をつけない橋脚の橋軸水平方向のバネ常数

k_3 : 梁材のバネ常数

F_1 : 梁材をつけた橋脚の支承の摩擦抵抗力

F_2 : 梁材をつけない橋脚の橋軸水平方向のバネ常数

x_0, x_1, x_2, x_3 : 地盤、梁材をつけた橋脚の頂部、梁材をつけない橋脚の頂部、橋

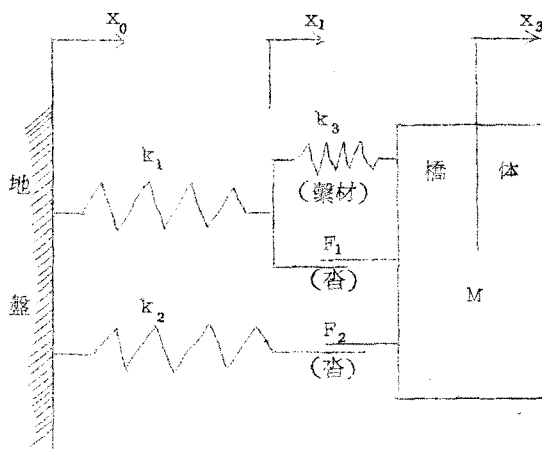


図-4 図-1の連続桁の振動系

体のそれぞれの変位

上式において、 F_1, F_2 は x_1, x_2 の速度の向きによつて符号が変り、矩形分布するが、簡単のため等価粘性減衰係数におきかえる。すなわち

$$C_{e1} = 4F_1 / \pi\omega (x_3 - x_1) \quad , \quad C_{e2} = 4F_2 / \pi\omega (x_3 - x_1)$$

そして地震動を $x_0 = u_0 \sin \omega t$ とし、 u_0 と ω の関係は仮定により Elcentro 地震の記録によつた。その計算は電子計算機によつた。

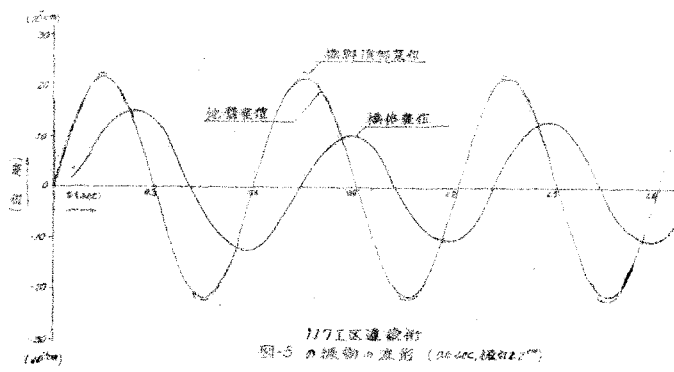
117工区の連続高架橋において、井筒基礎を有する橋脚の高さは5.3 m、断面積は2.80^m × 2.75 mで1基当り重量は100 tである。上部橋体の重量は3,817 tであり、橋脚の重量はその約1/13 でしかないので、この解析でも省略された。

$$k_1 = k_2 = 52.47 \times 10^5 \text{ t/m}$$

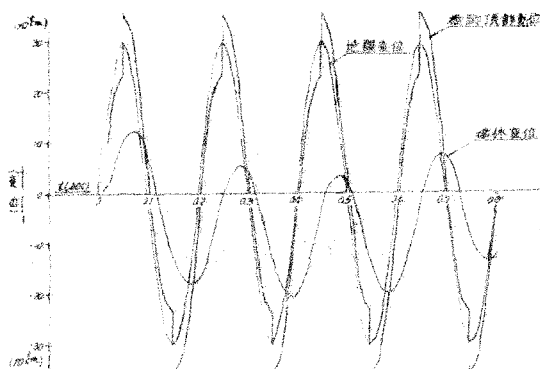
$$k_3 = 1.0742 \times 10^4 \text{ t/m}$$

となり、連続橋の固有振動周期 $T = 2\pi \left\{ \frac{M}{g} \left(\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_3} \right) \right\}^{1/2} = 1.21 \text{ sec}$ となつた。計算

の結果橋脚頂部の地盤に対する相対変位振巾が比較的大きくなるのは、周期0.6 sec、振巾2.2 cmの地動であつたので、この波動について可動支承の摩擦係数を0.05、0.10のそれぞれの場合について計算した。



117工区連続橋
図-5 の振動の波形 (0.6 sec, 振巾2.2 cm)



117工区連続橋
図-6 の振動の波形 (0.2 sec, 振巾0.3 cm)

図-5 は周期0.6 sec 振巾2.2 cmの地動に対する橋体、橋脚の摩擦係数0.1の場合の振動を示し、この場合は他の周期の地動に比して比較的大きな振巾を与えた場合である。図-6 は周期0.2 sec、振巾0.3 cm、摩擦係数

0.1 の場合を示し、前者に比して橋樑橋脚の振巾は小であるが、地盤の振巾に対して橋脚頂部の地盤に対する相対変位が比較的大きくなっている。図-5 の場合、橋脚頂部と橋体との相対の最大変位は振動が起つてから約 1 sec の所に生じ、0.6 sec を大体の周期としてそれに近い変位がくり返えられる。また、橋脚頂部と地盤との相対の最大変位も同様にして、2.7 sec の所に生じ、これに近い変位が 0.6 sec を周期として現われている。

摩擦係数が 0.05 と 0.10 のそれぞれの係数の場合、橋脚、繫材に作用する力および摩擦力は表-1 のようになる。表-1 から知れるように静的計算を行つた場合は支承の摩擦力を考えていないので、その量だけ繫材の耐荷力に余裕がある。

表-1 動的計算における作用力

動摩擦係数	$x_1 - x_0$ cm	橋脚への作用力	$x_2 - x_1$ cm	繫材への作用力	摩 擦 力
0.05	5×10^{-2}	310 t	2.0	210 t	100 t
0.10	9.1×10^{-2}	480 t	2.5	270 t	210 t

実際には支承としてすべり板が用いられたが、表-1 からみるように摩擦係数が小さい程、下部構造に与える地震の影響が小さくなる。静的に水平震度 0.2 として求めた繫材に働らく力は 350 t であり、橋脚へも同等な力が作用することになる。本橋は静的計算によつて設計されている。

§7 結 語

以上により S U ダンパ方式は橋梁の耐震設計に有用なことが明らかとなつたが、これはさらに広く建築構造物にも応用しうる。たとえばコークス炉のように温度変化量が極めて大きく、重量も大きい構造物の設計は、地震の影響を考えると非常に難しく、不経済となる。あるコークス炉は重量が約 1 万 t、温度変化は 100°C 、しかもこの温度の昇降は炉の火入れ時と稀れな修理の際などの炉の休止時位である。そしてこの 1 万 t もす炉を支持する炉台の脚柱は過大な設計水平力をうけ、さらに大きい温度変化の影響も考えなければならない。このような構造物に S U ダンパ方式を用うれば効果的である。すなわち、脚柱はすべて可動とし、火入れ時には繫材をはづし、温度上昇後碇着する。火を落す場合もまづ碇着部をゆるめて、温度の下降に対処する。このようにして多くの脚柱に設計水平力を分担させることができる。

文 献

- 1) 宮崎・大久保：公団構造の耐震の考え方

第5回地震工学研究発表会

- 2) 上前 : ダンパ方式による橋梁の耐震構造の提案

土木道路137年3月

- 3) 上前 : 連続桁などにおける温度変化地震の影響の軽減について

第6回日本道路会議特定課題

