

# 第八章 橋梁の耐震

## [31] 橋脚及橋臺

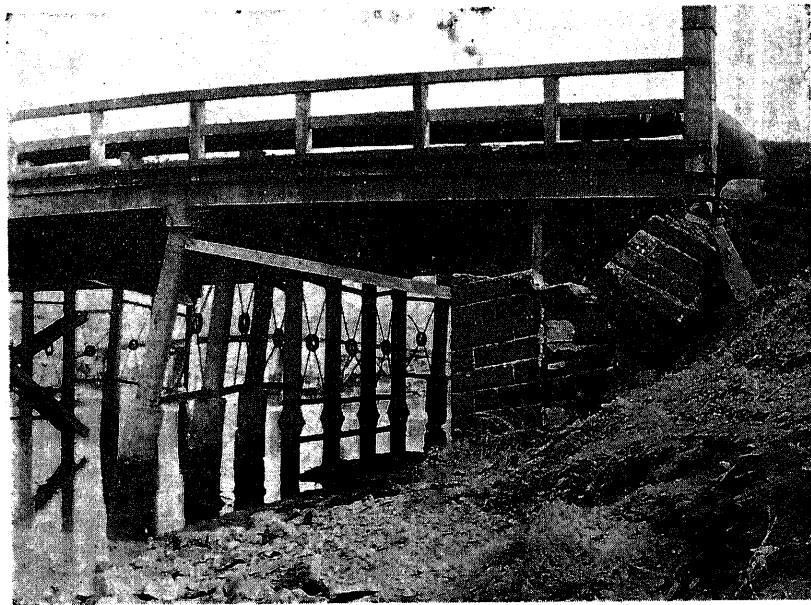
### (1) 橋脚の耐震性

一般に橋脚は高き構造物にして其上端に大なる上部構造の重量を支持するを以て、地震の際強大なる水平力作用し沈下破折等を生じ易い。

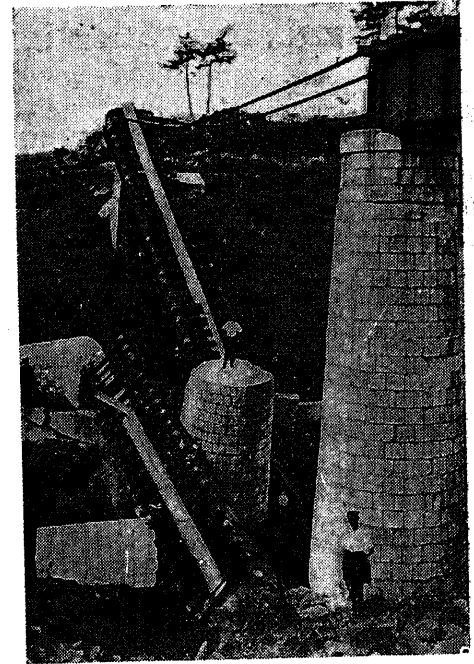
木橋の木杭橋脚に於ては地震力に依りて沈下傾斜等を生じ、又は繼手部に於て挫折し易く、土橋式の橋面重量大なるものに於て特に甚しい。

又明治後期に多く用ひられたる、鐵管を連結せる螺旋杭橋脚も略同様の震害を受ける。第 158 圖は關東大地震に於ける横濱市池下橋の橋臺及第一橋脚の震害

第 158 圖  
池下橋の震害



第 159 圖  
第一瀬戸川鐵道橋橋脚の震害

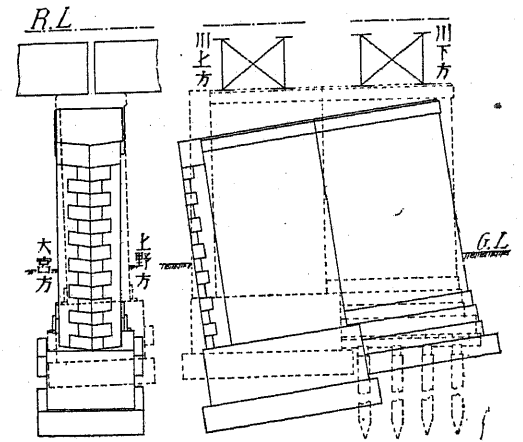


にして、各橋柱を連結せる斜材は多く切斷され橋柱の多くは根本に於て挫折して居る。

次に煉瓦積、無鐵筋混凝土等の橋脚は斷面積著しく大にして抗壓力極て強大なるも、目地に於て抗張力微弱なる爲め橋脚及上部構造の大なる質量に作用する水平地震力に依り挫折するもの多く、基礎地盤堅硬ならざる場合は不等沈下の爲めに傾斜し易い。第 159 圖は北條線第一瀬戸川單線鐵道橋脚が上部構造墜落の衝撃に依り脆くも三段に折れたる狀況、第 160 圖は東北本線荒川橋梁橋脚第 36 號の沈下傾斜せる狀況である。

従て橋脚の耐震には先づ地震時に於ける地盤耐力の激減を考慮して、充分なる基礎工を施すべきは勿論、脚自體は鐵筋混凝土の如き彎曲力に強き構造とし、自體並に上部構造の重量を出來得るだけ輕減

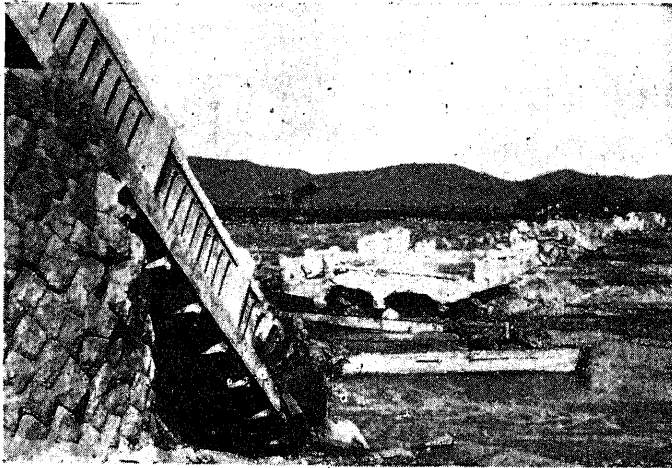
第 160 圖



するを可とす。此の原則に反する適例は舊酒匂川國道橋にして、軟地盤に鐵筋混凝土柱を樹て徑間 36 尺の鐵筋混凝土桁橋 33 連を架せしが、關東大地震に於て全橋脚悉く挫折倒潰し、第 161 圖の如き慘狀を呈するに至つた。

(2) 橋臺の耐震性

橋臺は一般に橋脚に比して高さ小に、支持荷重も亦後者の半に過ぎざるも、背面より強大なる地震土壓を受け、之に上部構造に作用する縦方向の

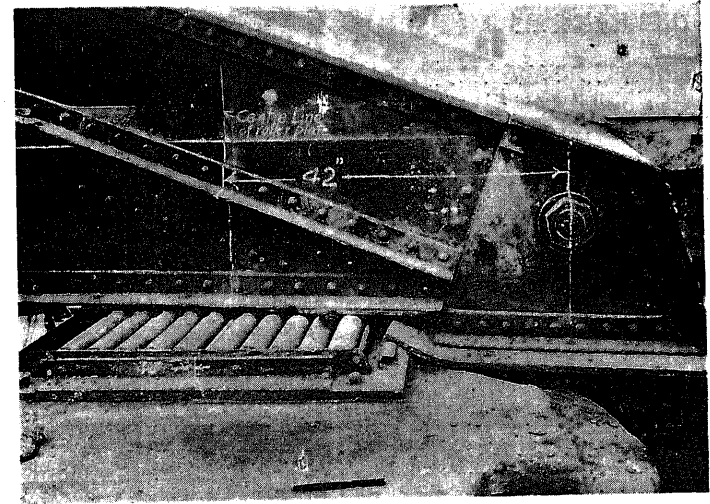


第 161 圖  
舊酒匂川國道橋の震害

地震力が加擔する時は甚しき傾斜推出を爲し易い。第 162 圖は横濱港の埋立地に架せる萬國橋北岸橋臺の大推出に依り、構端に於て 42" の相對移動を爲せるものである。而て橋臺の推出は主桁に大なる壓力を及ぼし、端に於ける鎖釘が剪斷されざる限り構の弦材を彎折せしむる虞れがある。

一般に下部構造の著しき震害は上部構造の致命的損害を惹起するを以て、特に充分なる耐震力を有せしむべきであるが、軟弱なる地盤に於ては必要なる耐震力を與ふる事は困難にして、上部構造の重量を出來得る限り輕減するの外に方法はない。

第 162 圖  
萬國橋北岸橋臺の推出



[32] 橋脚の耐震計算

$k_h$  = 水平震度  
 $k_v$  = 上向鉛直震度

$$K = \frac{k_h}{1 - k_v} = \tan \theta = \text{合震度}$$

$\left. \begin{matrix} W'_0 \\ W''_0 \end{matrix} \right\} = \text{上部構造の常時重量}$

$\left. \begin{matrix} x'_0 \\ x''_0 \end{matrix} \right\} = \frac{M}{N} \text{ の } A \text{ よりの水平距離}$

$\left. \begin{matrix} M \\ N \end{matrix} \right\} = \text{橋脚に對する上部構造の重量に依る地震力の作用點}$

$\left. \begin{matrix} y'_0 \\ y''_0 \end{matrix} \right\} = \text{同上 鉛直距離}$

$W_1$  = 橋脚の常時重量

$x_1$  =  $G_1$  の  $A$  よりの水平距離

$G_1$  = 橋脚の重心

$y_1$  = 同上 鉛直距離

$V_1$  = 橋脚自體に作用する地震力の鉛直分力 =  $(1 - k_v) W_1$

$\left. \begin{matrix} V'_0 \\ V''_0 \end{matrix} \right\} = \text{橋脚に作用する上部構の重量に依る地震力の鉛直分力}$

$H_1$  = 同上 水平分力 =  $k_h W_1$

$\left. \begin{matrix} H'_0 \\ H''_0 \end{matrix} \right\} \text{ 同上 水平分力}$

$b$  = 橋脚底幅

$b_1 = A$  より合力の作用点  $C$  迄の距離

(第 163 圖参照)

(1) 上部構造に作用する地震力

上部構造に作用する地震力は其の重心に作用するのであるが、普通に力率は上部構造より橋脚へ傳へられない構造の場合が多い。第 164 圖は  $A$  及  $B$  に鉸を有する二鉸框を示すものであるが、地震時に於て上部構造の重心 ( $G$ ) に作用する力の水平分力を  $H$ 、鉛直分力を  $V$  とすれば

$$H = k_h W', \quad V = (1 - k_v) W'$$

故に  $A, B$  に於ける水平及鉛直反力を  $H_A, H_B, V_A, V_B$  とすれば

$$H_A + H_B = H, \quad H_A = H_B = \frac{1}{2} H = \frac{1}{2} k_h W' \dots (99)$$

$$\left. \begin{matrix} V_A \\ V_B \end{matrix} \right\} = \frac{1}{2} V \pm \frac{h}{l} H = \frac{1}{2} (1 - k_v) W' \pm \frac{h}{l} k_h W' \dots (100)$$

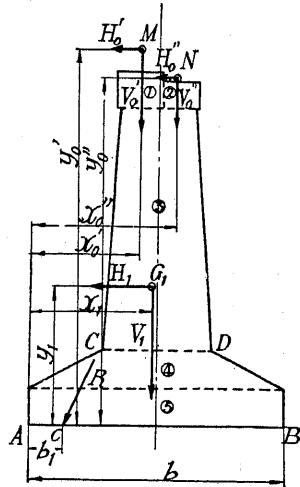
而して橋脚に對しては、鉸に於て是等の反力と方向反對にして相等しき力  $H', V'$  等が作用するものと考へなければならぬ。

普通の單桁に於ては  $h/l$  は小なるを以て、水平地震力が鉛直反力に及ぼす影響は之を無視するも差支ない。

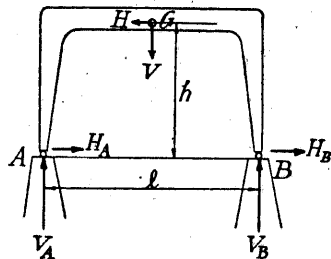
又、上部構造より橋脚に力率を傳ふる如き構造に於ては、上部構造に作用する地震力は其の重心に作用するものとして計算する。

徑間小にして一端固定、他端摺動端なる場合は、兩端の水平反力を同一として大過ないが、徑間大にして可動端に輾子 (Roller) 又は搖子 (Rocker) を用ふる時

第 163 圖



第 164 圖



は全水平地震力を固定端に負擔せしめても差支ない。

今、 $B$  を輾子端とすれば

$$H_B = 0, \quad H_A = H = k_h W' \dots (101)$$

(2) 顛倒に對する安定

先づ底面に於ける合力の作用点  $C$  の  $A$  より距離  $b_1$  は (第 163 圖参照)

$$b_1 = \frac{V'_0 x'_0 + V''_0 x''_0 + V_1 x_1 - H'_0 y'_0 - H''_0 y''_0 - H_1 y_1}{V'_0 + V''_0 + V_1}$$

今簡單の爲め  $V', V''$  の合力及び  $V_1$  の作用点が橋脚の中心線上に在りすれば、

$$b_1 = \frac{\frac{b}{2} (V'_0 + V''_0 + V_1) - H'_0 y'_0 - H''_0 y''_0 - H_1 y_1}{V'_0 + V''_0 + V_1} = \frac{b}{2} - \frac{H'_0 y'_0 + H''_0 y''_0 + H_1 y_1}{V'_0 + V''_0 + V_1}$$

基礎地盤が充分堅硬なる場合は  $b_1 > 0$  即  $\frac{b}{2} > \frac{H'_0 y'_0 + H''_0 y''_0 + H_1 y_1}{V'_0 + V''_0 + V_1}$  ならば、顛倒の危険なきも、 $A$  端に於て壓力は甚しく大となるを以て、普通

$$b_1 > \frac{b}{4} \text{ 乃至 } \frac{b}{6} \text{ 又は } \frac{b_1}{b} > \frac{1}{4} \text{ 乃至 } \frac{1}{6}$$

とし、地盤の弱き程底幅を大にして  $b_1/b$  を大にする。又杭打基礎の場合は  $C$  點を最外側の杭中心の内側に入らしめる。此場合杭頭を 30~50 cm 位混凝土内に入らしめ頂部に脱出を防ぐ装置を爲せば、 $B$  側の杭は抜き出さるゝ迄張力に抵抗するを以て實際の安全率は著しく大となる。

(3) 沈下並に滑動に對する安定

底面に作用する合力  $R$  を鉛直と水平との二分力に分ち、(24) の擁壁と同様にして基礎上の壓力を計算する。杭打基礎の場合は、外周の杭の最大壓力が其杭の安全支持力以下であれば宜しい。地震力を考ふる時は内側の杭の荷重は外側のものに比して著しく小なるを以て、外側に長大なる杭を密に打ち内側は常時の荷重に必要な程度の杭打を爲せば有利である。

滑動に対しては  $R$  の水平分力  $R_h$  が底面の摩擦力以下なれば宜しく、結局底面の摩擦係数  $f$  が略々合震度  $K$  より大なれば足る。而して  $f$  の小なる地盤は支持力も亦不充分にして杭打を施すを以て、杭頭を混凝土中に深く嵌入すれば滑動の虞れは少い。

相当大なる根入を用ふる時は、その抵抗土壓に依て顛倒、沈下並に滑動に對する安定を著しく増進し得る (24) 参照)。

計算例 國道橋、有効幅員 7.5 m 鐵筋混凝土床版

左側 支間 50 m 下路構桁 右側 支間 20 m 上路鈹桁

水平震度  $k_h = 0.3$  鉛直震度  $k_v = 0.1$

(1) 橋脚の常時重量及重心

橋脚の形状稍々複雑なるを以て 第 165 圖 に示す如く ①~⑤ に区分し其の各々の體積、重量及重心の位置を定め、 $A$  點より各重心迄の水平及鉛直距離を  $x, y$  とし、橋脚全體の重心の位置  $x_1, y_1$  を求む、但し橋脚は鐵筋混凝土造にして常時重量を  $2.4 t/m^3$  とす。

区分	①	②	③	④	⑤	合計
體積 ( $m^3$ )	14.52	9.15	163.19	65.00	105.00	356.86
重量 ( $t$ )	34.86	21.96	391.65	156.00	252.00	$W_1 = 856.5$
$x$ (m)	2.975	4.125	3.5	3.5	3.5	$x_1 = 3.42$
$y$ (m)	9.0	8.875	5.034	1.433	0.5	$y_1 = 3.50$

(2) 桁自重及其の作用點

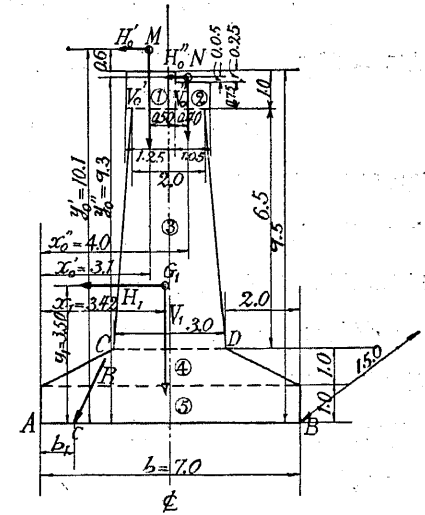
道路橋に於ては常時の活荷重は橋桁自體の重量に比して著しく小なるを以て、耐震計算の場合は之を無視して差支ない。故に  $W'_0, W''_0$  は次の如くにとる

$$W'_0 = 400 t \text{ (構桁に對し)}$$

$$W''_0 = 140 t \text{ (鈹桁に對し)}$$

構桁は本橋脚上に、固定端 ( $M$ ) を有し、鈹桁は可動端 ( $N$ ) を有す。而して  $M$  の鉸、 $N$  の床鈹中心は 第 165 圖の如き位置に在るものとすれば

第 165 圖



(32)

$$x'_0 = 3.5 - 0.4 = 3.1 m$$

$$x''_0 = 3.5 + 0.5 = 4.0 m$$

$$y'_0 = 9.5 + 0.6 = 10.1 m$$

$$y''_0 = 9.5 - 0.25 + 0.05 = 9.3 m$$

(3) 地震時に於ける鉛直力

上向鉛直震度  $k_v = 0.1$  にして

(100) 式の第 2 項を無視すれば

$$V'_0 = \frac{1}{2}(1 - k_v)W'_0 = \frac{1}{2} \times 0.9 \times 400 = 180 t$$

$$V''_0 = \frac{1}{2}(1 - k_v)W''_0 = \frac{1}{2} \times 0.9 \times 140 = 63 t$$

又  $V_1 = (1 - k_v)W_1 = 0.9 \times 856.5 = 771 t$

(4) 地震時に於ける水平力

構桁の固定端は上部構造よりの全水平力を受け、鈹桁の可動端は 1/2 を分擔するものとすれば、

$$H'_0 = k_h W'_0 = 0.3 \times 400 = 120 t$$

$$H''_0 = \frac{1}{2} k_h W''_0 = \frac{1}{2} \times 0.3 \times 140 = 21 t$$

又  $H_1 = k_h W_1 = 0.3 \times 856.5 = 257 t$

(5) 地震時に於ける安定

$$V_1 x_1 = 771 \times 3.42 = 2637 tm \quad H_1 y_1 = 257 \times 3.5 = 900 tm$$

$$V'_0 x'_0 = 180 \times 3.1 = 558 \text{ " } \quad H'_0 y'_0 = 120 \times 10.1 = 1212 \text{ "}$$

$$V''_0 x''_0 = 63 \times 4.0 = 252 \text{ " } \quad H''_0 y''_0 = 21 \times 9.3 = 195 \text{ "}$$

$$\frac{2637}{3447} \text{ " } \quad \frac{900}{2307} \text{ "}$$

$$\sum V = V'_o + V''_o + V_l = 180 + 63 + 771 = 1014 t$$

$$\therefore b_1 = \frac{3447 - 2307}{1014} = 1.12 m$$

故に A 端に於ける最大圧度  $p_{max}$  は

$$p_{max} = \frac{2 \sum V}{3 \times b_1 \times 15} = \frac{2 \times 1014}{3 \times 1.12 \times 15} = 40.2 t/m^2$$

故に硬質の砂層に達する杭打基礎を設けざれば、充分の耐震を期し難い。

次に CD 面に於て、混凝土及び鐵筋の最大應力を計算する必要があるが、此面以上に作用する鉛直力を  $R'_o$ 、作用點の偏心距離を  $e'$  とすれば、彎曲力率は  $M = e'R'_o$  なるを以て  $R'_o$  なる軸壓力と  $M$  なる彎曲力率とを受けけるものとして應力度を計算する。

最後に、底部趾版に於て基礎反力に對し版木桁として彎曲應力を計算することを要する。

一般に、地震時の許容應力度は常時の 1.5 倍迄差支ない。即ち

混凝土彎曲壓應力  $\sigma_{2s}/2$

鐵筋應力  $1,800 kg/cm^2$

### [33] 橋臺の耐震計算

橋臺に於ては壁背に土壓作用し、桁端荷重は一側のみにして、耐震計算は〔24〕の擁壁及前節の橋脚の計算との組合であるから、單に計算例を示す事とする。

**計算例** 前節計算例と同一の國道橋、鉸桁支間 20 m、其常時重量 140 t、底面長 10 m、幅 6.2 m 橋臺の斷面は第 166 圖に示す如き鐵筋混凝土造とする。

#### (1) 橋臺自體の重量及重心

此場合上下流側の突出版なきものとし、橋臺 1 m 幅に對し圖の如くに區分して、重量並に A 點より重心迄の距離を求める。

區分	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	合計
體積(m <sup>3</sup> )	1.400	0.495	0.0375	4.230	0.990	0.125	5.580	
重量(t)	3.36	1.18	0.09	10.15	2.38	0.30	13.39	$W_1 = 30.85$
x (m)	3.20	2.50	2.875	2.50	1.467	3.05	3.10	$x_1 = 2.76$
y (m)	9.10	8.225	7.825	4.425	1.20	1.15	0.45	$y_1 = 3.09$

故に地震時に於ては、

$$V_1 = 30.85 \times 0.9 = 27.77 t$$

$$H_1 = 30.85 \times 0.3 = 9.26 t$$

#### (2) 上部荷重

桁自重は 140 t にして其の底鉸中心の高さを橋臺上 0.05 m とし、本橋臺上に固定端を有するものとすれば、橋臺 1 m 幅に對し、

$$V''_o = \frac{1}{2} \times 0.9 \times \frac{140}{10} = 6.3 t$$

$$x''_o = 2.5 m$$

$$H''_o = \frac{1}{2} \times 0.3 \times \frac{140}{10} = 2.1 t$$

#### (3) 礎版上の土及土壓

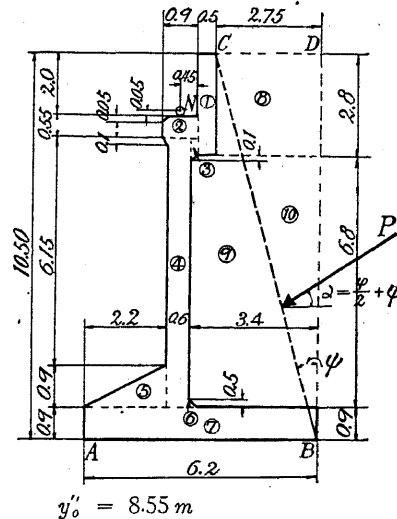
1. 最も合理的に考へれば第 166 圖に於て EC より左側の土は橋臺と一體を爲し、土壓  $P$  は BC 傾斜面に作用する (〔24〕参照)。

今此背土の重量及重心を求めるに ③④ より ⑩ の三角形を減じたものとして計算する。但し土の重量を  $1.6 t/m^3$  とする。

區分	③	④	小計	⑩	合計
重量(t)	12.58	36.99	$(W_2) = 49.57$	-23.10	$W_2 = 26.47$
x (m)	4.825	4.5	$(x_2) = 4.58$	5.283	$x_2 = 3.97$
y (m)	9.10	4.30	$(y_2) = 5.52$	7.00	$y_2 = 4.23$

故に地震時に於ては

第 166 圖



$$V_2 = 26.47 \times 0.9 = 23.83 t \quad H_2 = 26.47 \times 0.3 = 7.94 t$$

$$(V_2) = 49.57 \times 0.9 = 44.61 t \quad (H_2) = 49.57 \times 0.3 = 14.87 t$$

次に息角  $\varphi = 35^\circ$ ,  $K = \frac{1}{3}$ ,  $n = \frac{2.75}{10.5} = 0.26$  として  $P$  を求むれば

(29) 式に依り

$$P = \frac{1}{2} w (1 - k_v) H^2 C$$

第 64 圖の曲線より  $C = 0.70$  而して  $n = \tan \psi$  故に  $\psi = 14^\circ 41'$  従つて  $P$  の水平となす角  $\alpha$  は

$$\alpha = \frac{\varphi}{2} + \psi = 32^\circ 11', \sin \alpha = 0.533, \cos \alpha = 0.846$$

故に  $P$  の鉛直及水平分力  $V_P, H_P$  其の作用點の  $x_P, y_P$  は

$$V_P = \frac{1}{2} w (1 - k_v) H^2 C \sin \alpha = \frac{1}{2} \times 0.9 \times 1.6 \times 10.5^2 \times 0.70 \times 0.533 = 29.62 t$$

$$x_P = 5.28 m$$

$$H_P = \frac{1}{2} w (1 - k_v) H^2 C \cos \alpha = \frac{1}{2} \times 0.9 \times 1.6 \times 10.5^2 \times 0.70 \times 0.846 = 47.01 t$$

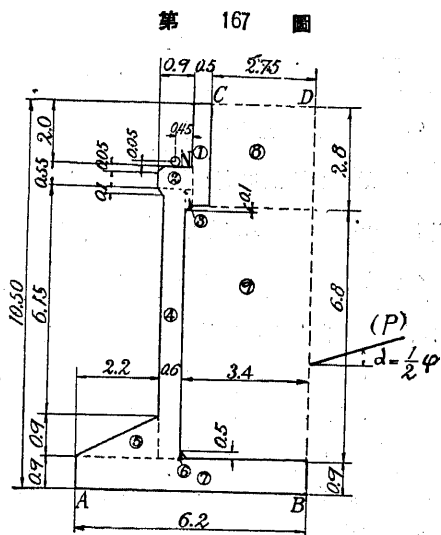
$$y_P = 3.5 m$$

2. 又便宜上 礎版直上の土、即ち

第 167 圖に於て  $BD$  より左側の土が、全部橋臺と一體を爲し、土壓は  $BD$  鉛直面に作用するものと考へても大過ない。此場合の土壓其の分力及其の作用點を夫々  $(P), (V_P), (H_P), (x_P), (y_P)$  とすれば(29)式より

$$(P) = \frac{1}{2} w (1 - k_v) H^2 C$$

$$\text{又 } \alpha = \frac{\varphi}{2} = 17^\circ 30'$$



$$\sin \alpha = 0.301$$

第 63 圖の曲線より直ちに

$$C = 0.510 \quad C \cos \alpha = 0.486$$

$$\text{故に } (V_P) = \frac{1}{2} \times 0.9 \times 1.6 \times 10.5^2 \times 0.51 \times 0.301 = 12.22 t$$

$$(H_P) = \frac{1}{2} \times 0.9 \times 1.6 \times 10.5^2 \times 0.486 = 38.58 t$$

$$(x_P) = 6.2 m \quad (y_P) = 3.5 m$$

(4) 橋臺の安定

1. の場合の計算

$$V_1 x_1 = 27.77 \times 2.76 = 76.65 tm \quad H_1 y_1 = 9.26 \times 3.09 = 28.61 tm$$

$$V_2 x_2 = 23.83 \times 3.97 = 94.61 \quad H_2 y_2 = 7.94 \times 4.23 = 33.59 \quad "$$

$$V'_0 x'_0 = 6.3 \times 2.5 = 15.75 \quad H'_0 y'_0 = 2.10 \times 8.55 = 17.96 \quad "$$

$$V_P x_P = 29.62 \times 5.28 = \frac{156.39}{343.40} \quad H_P y_P = 47.01 \times 3.50 = \frac{164.54}{244.70} \quad "$$

$$\Sigma V = 27.77 + 23.83 + 6.3 + 29.62 = 87.52 t$$

$$\therefore b_1 = \frac{343.40 - 244.70}{87.52} = 1.13 m$$

故に  $A$  端に於ける最大土壓  $p_{max}$  は

$$p_{max} = \frac{2 \times 87.52}{3 \times 1.13} = 51.6 t/m^2$$

2. の場合の計算

$$V_1 x_1 = 27.77 \times 2.76 = 76.65 tm \quad H_1 y_1 = 9.26 \times 3.09 = 28.61 tm$$

$$(V_2)(x_2) = 44.61 \times 4.58 = 204.31 \quad (H_2)(y_2) = 14.87 \times 5.52 = 82.08 \quad "$$

$$V'_0 x'_0 = 6.3 \times 2.5 = 15.75 \quad H'_0 y'_0 = 2.10 \times 8.55 = 17.96 \quad "$$

$$(V_P)(x_P) = 12.22 \times 6.2 = \frac{75.76}{372.47} \quad (H_P)(y_P) = 38.58 \times 3.5 = \frac{135.03}{268.63} \quad "$$

$$\Sigma V = 27.77 + 44.61 + 6.3 + 12.22 = 90.90 t$$

$$\therefore b_1 = \frac{372.47 - 263.68}{90.90} = 1.20 \text{ m}$$

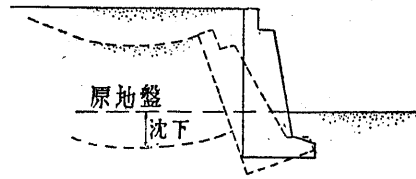
$$\therefore p_{max} = \frac{2 \times 90.90}{3 \times 1.20} = 50.5 \text{ t/m}^2$$

尚上記の諸力に依り、礎版、直立壁等の鐵筋混凝土工を設計する。

次に注意すべきは、軟地盤の沈下量

第 168 圖

は荷重強度のみならず載荷面積の平方根に略比例し、而も歳月と共に沈下を増す性質なるを以て、取付道路の築堤高が數米以上に及べば、其の面積大



なる爲橋臺裏は著しき沈下を爲し、30 cm 以上に達する場合少なからず。其の結果橋臺は沈下傾斜を爲して點線の如き位置となり、上部構造に非常な無理を生ずる。此沈下を防止するには豫め取付部一帯に計畫の 1.5 倍以上の高さの盛土を爲し、なるべく長期間放置して充分地盤を沈下せしめたる後、橋臺を築造し餘分の盛土を取り去る。

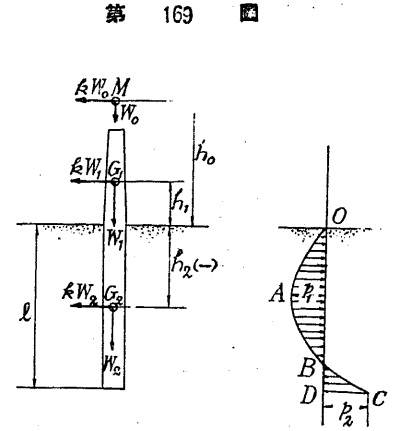
[34] 井筒基礎の耐震計算

(1) 地盤反力

井筒又は潜函基礎の支持力は常時に於ては其の周面の摩擦（水平土壓×摩擦係數）と底面に於ける支壓力とに依て上部荷重及自體重量を支持するものなるが、地震時に於ては強大なる水平力が作用するを以て傾斜し易い。此場合鉛直地震力の影響は小なるを以て  $k = k_h = K$  なる水平震度のみを考慮すれば、橋脚に地震力の方向に作用する水平力は（第 169 圖参照）。

	重量	水平地震力	作用點	地面 O より作用點迄の高	O 點の周りの力率
桁端荷重に因るもの	$W_0$	$kW_0$	$M$	$h_0$	$kW_0 h_0$
橋脚地上部に作用するもの	$W_1$	$kW_1$	$G_1$	$h_1$	$kW_1 h_1$
地上部に作用するもの合計	$P$ (右向+)				$M$ (時計の方向+)
橋脚地中部に作用するもの	$W_2$	$kW_2$	$G_2$	$h_2$	$kW_2 h_2$

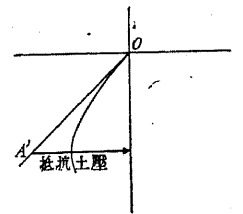
是等の左向水平力は井筒地中部に於ける右向水平反力と平衡を保たねばならぬ、而して任意の深さに於て井筒の單位長に作用する反力は、其の深さに相當する土の地震時抵抗土壓力より大ならば、橋脚の傾斜は益々大となる危険がある。反力の分布は正確には定め難きも O 點に於ては零にして漸次下方に増大し、OB の中間に於て最大  $p_1$ 、B に於て零となる。



第 169 圖

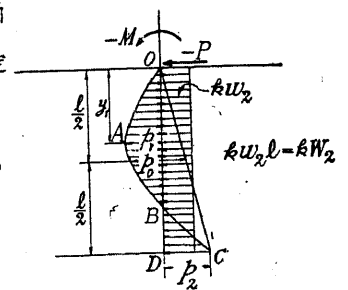
夫れ以下は左向きの反力となり D 點に於て負の最大  $p_2$  迄急増する。 $p_1$  及  $p_2$  が夫々の深さに相當する井筒單位長當りの抵抗土壓力より大ならざれば他の部分に於ては安全である。尤も全く傾斜を許さざる場合は反力の分布曲線 OABC の O 點に於ける切線は、抵抗土壓線 OA' の外に出づる事を得ないが、地震の場合の如く瞬間的にして、續で回復し得る場合であるから大なる危険はない（第 170 圖参照）。

第 170 圖



獨逸の Engels 教授は模型實驗の結果、地中水平反力の分布は、地面より  $y_1$  なる深さに頂點 A を有する第 171 圖の如き拋物線 OABC と井筒軸 OD との間の水平距離に依て表はさるゝと假定すれば、最も良く實驗に合ふ事を確めた。

第 171 圖



今、任意の點  $y$  に於て井筒の單位長に對する水平反力を  $p$  とすれば、

$$y = 0 \quad y_1 \quad 2y_1 \quad l$$

$$p = 0 \quad p_1 \quad 0 \quad p_2(-)$$

依て原点を地面  $O$  にとつて、拋物線の方程式を求めれば、

$$p = \frac{p_1}{y_1^2} y(2y_1 - y) \dots\dots\dots (102)$$

故に 
$$p_2 = \frac{p_1}{y_1^2} l(2y_1 - l) \dots\dots\dots (103)$$

次に、拋物線  $OAB$  の最大横距  $p_1$  と  $OABC$  の最大横距  $p_0$  とを比較すれば拋物線の性質より次の關係を得る。

$$p_0 = \frac{l^2}{4y_1^2} p_1$$

(2) 井筒根入長の決定

次に  $y_1$  なる深さに於ける  $p_1$  は此の點の土の抵抗土壓  $q_1$  を超ゆること能はず ((17) 参照) 而して井筒の短徑を  $D$  とすれば、

$$p_1 = q_1 = cw y_1 \dots\dots\dots (104)$$

茲に 
$$c = D \times C'$$

即ち 
$$p_1 = cw y_1 \quad p_2 = \frac{cw}{y_1} l(2y_1 - l)$$

故に 水平力の總和 = 0 の條件より

$$P + kw_2 l = \frac{2}{3} p_0 l + \frac{1}{2} p_2 l = \frac{1}{6} \frac{cw}{y_1} l^3 + \frac{1}{2} \frac{cw}{y_1} l^2 (2y_1 - l)$$

$$\therefore y_1 = \frac{-cw l^3}{3(P + kw_2 l - cw l^2)} \dots\dots\dots (105)$$

又  $O$  の周りの力率の總和 = 0 の條件より (時計の方向 +)

$$\begin{aligned} -M + \frac{1}{2} kw_2 l^2 &= -\frac{1}{2} \times \frac{2}{3} p_0 l^2 + \frac{2}{3} \times \frac{1}{2} p_2 l^2 \\ &= \frac{1}{12} \frac{cw}{y_1} l^4 + \frac{1}{3} \frac{cw}{y_1} l^3 (2y_1 - l) \end{aligned}$$

$$\therefore y_1 = \frac{-cw l^4}{4(-M + \frac{1}{2} kw_2 l^2 - \frac{2}{3} cw l^3)} \dots\dots\dots (106)$$

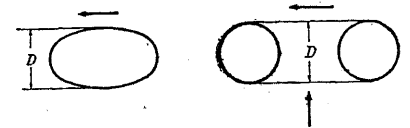
(105) = (106) とおいて整理すれば

$$cwl^3 - 3kw_2 l^2 - 9Pl - 12M = 0 \dots\dots\dots (107)$$

茲に  $P$  及び  $M$  は  $l$  に無關係に計算し得る値なるを以て、この三次方程式を解くことにより、直ちに耐震上必要なる井筒の根入長  $l$  を求め得る。二本の圓筒井より成る場合は橋體荷重の  $\frac{1}{2}$  を取り、

第 172 圖

一本に對して計算すれば宜しい。



尚、井筒に作用する抵抗土壓は其の投射面  $D$  に作用するもの、外兩側面に作用する摩擦力が加はるを以て、上記の如き計算法を用ふれば相當の安全率を有する。

次に、井筒下部に於ては、反力は土を地震力と反對方向に押除けんとするを以て、下端  $C$  に於ける抵抗土壓  $q_2$  は常時より却て大となり。

$$q_2 = wlDC' \dots\dots\dots (108)$$

且つ深さ著しく大なるを以て下端に於ける抵抗土壓は普通計算するに及ばぬ。

(3) 井筒根入長の與へらるゝ場合

井筒根入長の既に與へらるゝ場合に於ては、 $p_1$  及  $y_1$  を求め  $y_1$  に於ける土の抵抗土壓  $q_1$  を計算し、 $q_1 \geq p_1$  なることを要す。而して  $p_1$  及  $y_1$  は次の如くして知ることを得る。

水平力の總和 = 0 より

$$-P - kw_2 l + \frac{1}{2} p_2 l + \frac{2}{3} p_0 l = 0$$

$$\therefore p_1 = \frac{P + kw_2 l}{y_1 - \frac{1}{3} l} \frac{y_1^2}{l^2} \dots\dots\dots (109)$$

$O$  の周りの力率の總和 = 0 より

$$-M - \frac{2}{3} p_0 l \times \frac{1}{2} l - \frac{1}{2} p_2 l \times \frac{2}{3} l + kw_2 l \times \frac{1}{2} l = 0$$



$$\therefore p_1 = \frac{\frac{1}{2}kw_2l^2 - M}{2y_1 - \frac{3}{4}l} \frac{3y_1^2}{l^3} \dots\dots\dots(110)$$

$$\therefore y_1 = \frac{\frac{3}{4}l - e}{2l - 3e} l \dots\dots\dots(111)$$

茲に 
$$e = \frac{\frac{1}{2}kw_2l^2 - M}{P + kw_2l}$$

$e$  は井筒に作用する水平力（反力を除く）の合力の作用点の、地表面  $O$  よりの距離（下方+）を示すものにして其の値は  $-\infty$  と  $-\frac{1}{2}l$  との間にあるべきである。故に  $y_1$  は  $\frac{1}{3}l$  と  $-\frac{1}{2}l$  との間にあることとなる。

(4) 剪力及彎曲力率

$z$  なる深さの點に於ける剪力  $S_z$ 、彎曲力率  $M_z$  は次の通りである。

$$S_z = -P - kw_2z + \frac{p_1}{y_1^2} \int_0^z y(2y_1 - y) dy$$

$$= -P - kw_2z + \frac{p_1}{y_1^2} (y_1z^2 - \frac{1}{3}z^3) \dots\dots\dots(112)$$

$$M_z = -M - Pz - \frac{1}{2}kw_2z^2 + \frac{p_1}{y_1^2} \int_0^z y(2y_1 - y)(z - y) dy$$

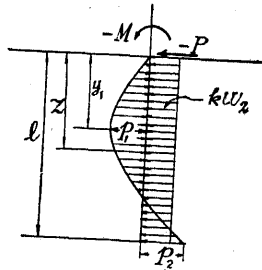
$$= -M - Pz - \frac{1}{2}kw_2z^2 + \frac{p_1}{y_1^2} (\frac{1}{3}y_1z^3 - \frac{1}{12}z^4) \dots\dots\dots(113)$$

最大彎曲力率を生ずべき點の深さ  $z_0$  は  $S_{z_0} = 0$  即

$$z^3 - 3y_1z^2 + \frac{3y_1^2}{p_1}kw_2z + \frac{3y_1^2}{p_1}P = 0 \dots\dots\dots(114)$$

を解いて求むべきであるが、 $z = l$  に於ては  $S_z = 0$  となるべきを以て結局次の二次方程式を解いて適當な値をとればよい。

第 173 圖



$$z^2 - (3y_1 - l)z + \frac{3y_1^2}{p_1}kw_2 - l(3y_1 - l) = 0 \dots\dots\dots(115)$$

普通  $z_0$  は  $l$  の 40~50% 位である。而て井筒全長に對して同一の鐵筋量を用ひる。

(5) 計算例

鐵筋混凝土床版を有する 62m 道路橋に於て、上構死荷重を 500t、其の作用點地面より 6m、鐵筋混凝土造橋脚平均斷面  $2m \times 12m$  高 6m、井筒側壁鐵筋混凝土造、中埋粗混凝土、斷面は長徑 12m 短徑 4.5m の楕圓形とする  $k = 0.3$  の時の井筒根入長を求む。

	水平地震力	$O$ 點の周りの力率
桁端荷重に因るもの	$kW_0 = 500 \times 0.3 = 150t$	$kW_0l_0 = 150 \times 6 = 900tm$
橋脚地上部に作用するもの	$kW_1 = 0.3 \times 2.4 \times 2 \times 12 \times 6 = 103.7t$	$kW_1l_1 = 103.7 \times 3 = 311.1tm$
	$= 103.7t$	
合計	$P = 253.7t$	$M = 1211.1tm$

井筒地中部に作用する水平地震力強度  $= kw_2 = 0.3 \times 2.4 \times \pi \times 2.25 \times 6.0 = 30.5t/m$

土の單位重量  $w = 1.6t/m^3$ 、 $\varphi = 30^\circ$  とす。

第 77 圖により  $C' = 2.39$

故に  $cw = D \times C' \times w = 4.5 \times 2.39 \times 1.6 = 17.2t/m$

故に (107) 式より

$$17.2l^3 - 3 \times 30.5l^2 - 9 \times 253.7l - 12 \times 1211.1 = 0$$

この三次方程式を解いて

$$l = 16.49m$$

即ち根入長を 17m とすれば充分である。

次に  $l = 17m$  として  $p_1, y_1$  を計算す。

$$e = \frac{\frac{1}{2} \times 30.5 \times 17 \times 17 - 1211.1}{253.7 + 30.5 \times 17} = 4.14m$$

$$y_1 = \frac{\frac{3}{-4} \times 17 - 4.14}{2 \times 17 - 3 \times 4.14} \times 17 = 0.399 \times 17 = 6.78 \text{ m} \quad y_1/l = 0.399$$

$$p_1 = \frac{253.7 + 30.5 \times 17}{6.78 - \frac{1}{3} \times 17} \times 0.399^2 = 110.8 \text{ t/m}$$

$$q_1 = 17.2 \times 6.78 = 116.6 \text{ t/m} \quad \text{即} \quad q_1 > p_1$$

次に最大彎曲力率の生ずべき點の深さ  $z_0$  を求む

$$z^2 - (3 \times 6.78 - 17)z + \frac{3 \times 6.78^2}{110.8} \times 30.5 - 17(3 \times 6.78 - 17) = 0$$

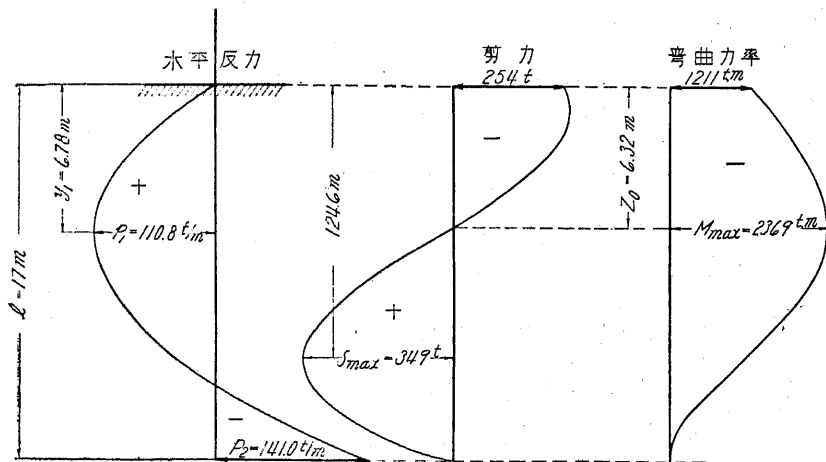
$$\therefore z^2 - 3.34z - 18.80 = 0$$

$$\therefore z_0 = 6.32 \text{ m}$$

次に各點に於ける剪力、彎曲力率を計算したる結果は第 174 圖に示す如き分布となる。

二本の井筒を上部に於て桁を以て連結せる場合桁の方向（即ち橋幅の方向）の地震力に對しては水平荷重ある一種の框として計算する。く

第 174 圖



[35] 橋體の耐震

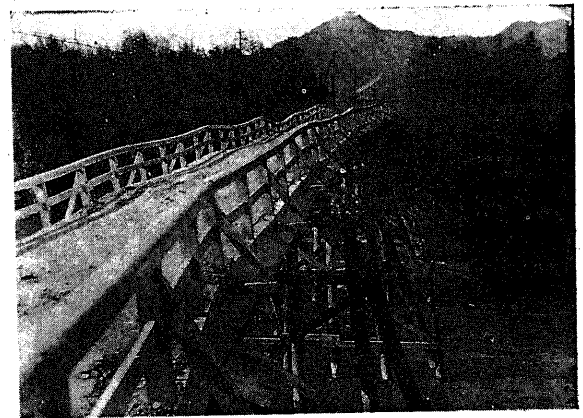
(1) 桁橋

桁橋の震害は主として橋臺、橋脚等下部構造の變位破壊に起因するものにして橋桁自身の缺點に依り著しき震害を受けたるものは極めて稀であるが（〔31〕参照）、連檐地に於て木材を使用せしものは多く火災を被つた。

(a) 木橋

木橋の橋臺は護岸、石垣程度の構造にして、地震時土壓に依て殆んど總て沈下、傾斜、倒壞等を爲し惹いて橋面に傾斜不陸を生じ、橋脚は多く杭打を基礎とし、上に木材を組立てたるものにして漸次腐朽し、地震時上體

第 175 圖  
松原橋の震害



に作用する震力に依て接合部に於て挫折するものあり、特に重量大なる土橋に於ては容易に沈下、傾斜、破折等を起す。

第 175 圖は昭和 5 年伊豆地震に於ける松原橋の震害を示す。

(b) 鐵筋混凝土及鋼桁橋

鐵筋混凝土桁橋は上部の重量大なる爲め、基礎地盤良好にして下部構造が大なる耐震力を有するにあらざれば破壊墜落を免れ難い。此點に於ては自重小なる鋼鈹桁を有利とする。軟地盤又は高き橋脚に於ては沈下傾斜に依り桁端が墜落し橋脚を破折する場合も多い（〔31〕参照）。

尙、鐵道鋼鈹桁は重量に比し剛性極めて大なるを以て河床に墜落するも大破を

生じない。

(c) 構桁橋

構桁橋の震害も主として橋臺橋脚の震害に起因するものにして、兩端支承部に損害を受け易いが上構は比較的輕きを以て割合に有利である。

支承部を耐震的ならしむるに有效なる方法は、端支承面を充分大ならしめ出來得べくんば現今各國の常法の二倍位とする事、端構造は充分大なる水平力に對して安全なる強度を有せしむる事、他端が輻子端なる場合、固定端の構造及下部構造は全橋體の質量に作用する水平地震力に對し充分なる強度及安定を有することである。

(2) 拱 橋

第 176 圖

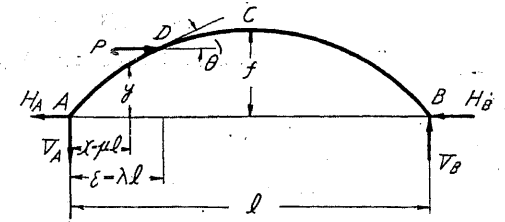
吉 田 橋 の 震 害

拱橋に於ては、橋臺、拱輪共に常時水平力に抵抗し得る性質を有する良好なる地盤を選む等の關係上地震時水平力が增大するも、壓力線の偏倚に依り多少の龜裂を生じ、橋臺に多少の變位を生ずる程度である。且つ上路橋を普通とし橋體重心が比較的下位に存すること、拱輪に強大なる軸壓力が作用し居るを以て縁維張力に依て龜裂を生じ難き等の利點がある。然し耐震上最も恐るべきは下部構造の



第 177 圖

變位なるを以て設計施工共に此點に充分の考慮を爲さねばならぬ。第176圖は横濱の吉田橋の地震の爲めに生ぜし拱輪の龜裂を示す。



(a) 二鉸拱の耐震計算

二鉸拱は鋼拱として多く用ひらるゝが、次に水平地震力に依る反力、彎曲力率等を掲載する(土木學會關東大地震震害調査報告第三卷)。

但し斷面慣性能率の變化は  $I = I_0 \sec \theta$  ( $I_0$  は拱頂の  $I$ )

今、 $\epsilon = \lambda l$  點に  $P$  なる右向水平荷重作用する場合に就て計算する。

$f =$  拱矢,  $\mu = \frac{x}{l}$ ,  $\lambda = \frac{\epsilon}{l}$

(1) 反 力

$$\left. \begin{aligned} H_A &= P \left[ 1 - \frac{\lambda}{2} (5 - 5\lambda - 10\lambda^2 + 20\lambda^3 - 8\lambda^4) \right] \\ H_B &= P \left[ -\frac{\lambda}{2} (5 - 5\lambda - 10\lambda^2 + 20\lambda^3 - 8\lambda^4) \right] \\ V_A &= P \frac{4f\lambda(1-\lambda)}{l} = V_B \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(116)$$

(2) 彎曲力率

$$\left. \begin{aligned} M &= 4Pf \left\{ \left[ 1 - \frac{\lambda}{2} (5 - 5\lambda - 10\lambda^2 + 20\lambda^3 - 8\lambda^4) \right] \mu(1-\mu) \right. \\ &\quad \left. - \lambda(1-\lambda)\mu \right\} \text{ 但し } \mu < \lambda \\ M &= 4Pf \left\{ \lambda(1-\lambda)(1-\mu) - \frac{\lambda}{2} (5 - 5\lambda - 10\lambda^2 \right. \\ &\quad \left. + 20\lambda^3 - 8\lambda^4) \mu(1-\mu) \right\} \text{ 但し } \mu > \lambda \end{aligned} \right\} (117)$$

(3) 軸推力  $N$  及剪力  $S$

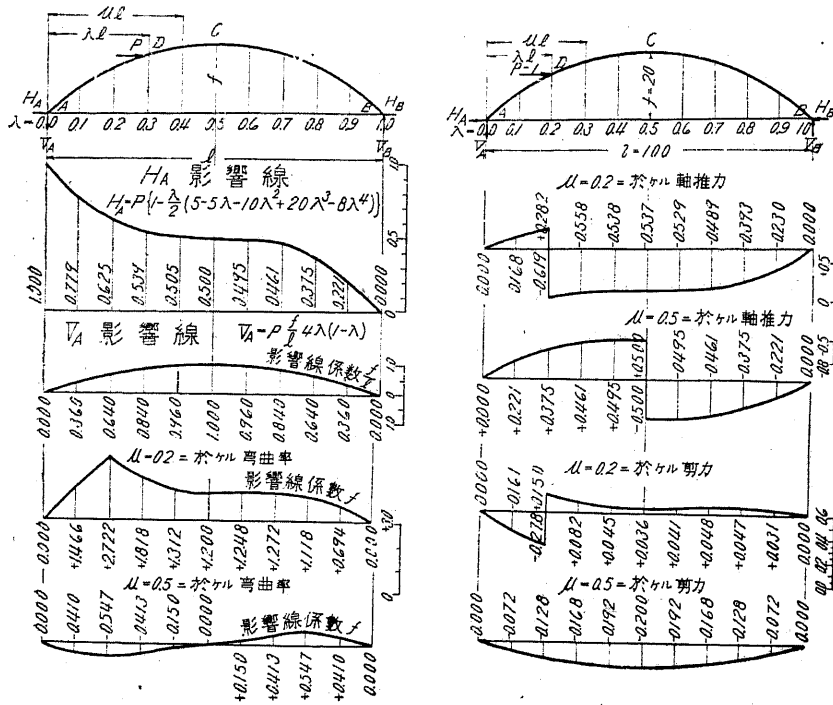
$$\left. \begin{aligned} \mu < \lambda & \dots \dots \dots \mu > \lambda \\ H &= -H_A \cos \theta - V_A \sin \theta \quad \text{又は} \quad -H_A \cos \theta - V_A \sin \theta + P \cos \theta \\ S &= H_A \sin \theta - V_A \cos \theta \quad \text{又は} \quad H_A \sin \theta - V_A \cos \theta - P \sin \theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(118)$$

上記諸量の影響線は第178圖に示す如し。但し  $M, N$  及  $S$  に就ては  $\frac{f}{l} = \frac{1}{5}$  とす

して計算せり。

第 178 圖

二鉸拱の水平荷重による影響線



水平地震力の影響は拱矢比小なるほど割合に小なるは明かなるが、橋床部に作用する地震力が両端及中央の三點に集中するものと假定し  $k_h = 1/3$ 、徑間  $72'$ 、拱矢  $7'$  の二鉸拱に就て地震最大彎曲力率を計算すれば徑間の  $1/4$ 、附近に起り、死荷重彎曲力率の  $1/4$  位に過ぎぬ。

普通二鉸拱は鋼構造に多く用ひられ、断面の慣性能率は中央  $1/4$  の部分は殆んど變化なく、兩端に於て多少小となるを以て  $I = I_0 \sec \theta$  なる假定は不適當なるも、其の差割合に小なるを以て地震應力の計算には差支なき程度である〔(b)の末文参照〕。

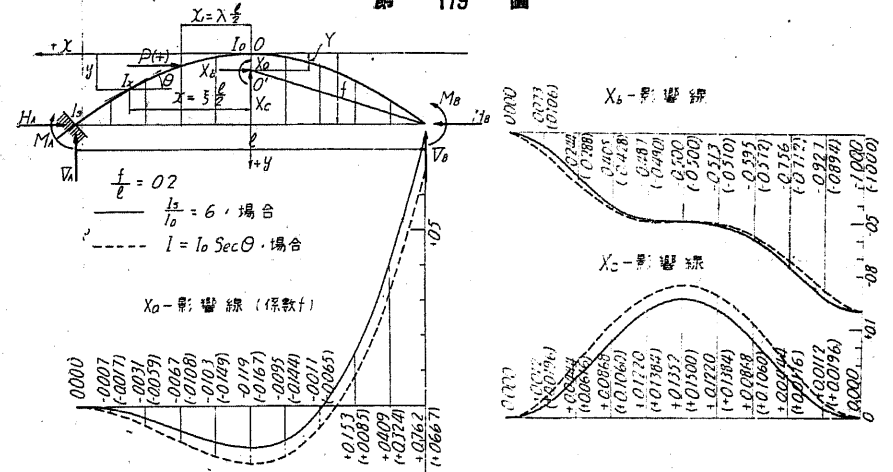
(b) 無鉸拱の耐震計算

無鉸拱に於ては普通  $I$  を兩端に向ふて著しく増大せしむる方有利なるが、 $I = I_0 \sec \theta$  なる假定に據れば拱矢比 0.15 の場合  $I_s : I_0$  ( $I_s$  は端の慣性能率) は僅かに 1.17 に過ぎず、實際の拱に於ては 3.5~8 位にして中間の變化は大體次式を以て表はし得る。第 179 圖の如き座標軸を用ひ、

$$I_s = \frac{I_0 \sec \theta}{1 - \beta \xi^2} \quad \text{茲に } \xi = \frac{2x}{l}$$

拱軸を拋物線とし  $I_s / I_0$  を適當に定むれば  $\beta$  は定まり、從て  $I$  の變化も定まる。

第 179 圖



$l$  = 徑間,  $f$  = 拱矢,  $O'$  = 拱輪彈性重心

$s$  = 原點  $O$  より計りたる拱軸の長,  $E$  = 拱材料の彈性係數

とし、 $x_1 = \lambda \frac{l}{2}$ ,  $OO' = Y = cf$  と置けば、拱軸上の  $x_1, y_1$  なる點に單位水平荷重 (右向きを正とす) を加へたる時、彈性重心に作用する三不靜定力  $X_a$  (力率),  $X_b$  (水平力) 及  $X_c$  (鉛直力) は

$$X_a = -\frac{f}{2} \frac{\frac{1}{3} - \frac{1}{5} \beta - (1 - \frac{1}{3} \beta) \lambda^2 + \frac{2}{3} \lambda^3 - \frac{2}{15} \beta \lambda^5}{1 - \frac{1}{3} \beta}$$

$$\left. \begin{aligned} X_b &= -\frac{1}{2} + \frac{\frac{1}{3}c\lambda^3 - \frac{1}{15}(1+c\beta)\lambda^5 + \frac{1}{35}\beta\lambda^7}{(\frac{1}{5} - \frac{1}{7}\beta) - c^2(1 - \frac{1}{3}\beta)} \dots (119) \\ X_c &= \frac{f}{l} \frac{\frac{1}{4} - \frac{1}{6}\beta - (\frac{1}{2} - \frac{1}{4}\beta)\lambda^2 + \frac{1}{4}\lambda^4 - \frac{1}{12}\beta\lambda^6}{\frac{1}{3} - \frac{1}{5}\beta} \end{aligned} \right\}$$

茲に  $e = (\frac{1}{3} - \frac{1}{5}\beta) / (1 - \frac{1}{3}\beta)$

尙参考の爲め  $x_1, y_1$  に単位鉛直荷重を加へたる場合、弾性重心  $O'$  に作用する三不静定力を示せば

$$\left. \begin{aligned} X_a &= -\frac{l}{4} \frac{(\frac{1}{2} - \frac{1}{4}\beta) - (1 - \frac{1}{3}\beta)\lambda + \frac{1}{2}\lambda^2 - \frac{1}{12}\beta\lambda^4}{1 - \frac{1}{3}\beta} \\ X_b &= -\frac{1}{4} \frac{l}{f} \frac{\frac{1}{4} - \frac{1}{6}\beta - c(\frac{1}{2} - \frac{1}{4}\beta) - \frac{1}{2}c\lambda^2 + \frac{1}{12}(1+c\beta)\lambda^4 - \frac{1}{30}\beta\lambda^6}{(\frac{1}{5} - \frac{1}{7}\beta) - c^2(1 - \frac{1}{3}\beta)} \dots (120) \\ X_c &= +\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \frac{(\frac{1}{2} - \frac{1}{4}\beta)\lambda - \frac{1}{6}\lambda^3 + \frac{1}{20}\beta\lambda^5}{\frac{1}{3} - \frac{1}{5}\beta} \end{aligned} \right\}$$

茲に  $c$  は (119) 式と同一とす。

計算例 1

$\frac{f}{l} = \frac{1}{8}, \frac{I_o}{I_s} = \frac{1}{6}$ , 拱軸曲線  $y = \frac{4f}{l^2}x^2, \frac{dy}{dx} = 8\frac{fx}{l^2}$

端の  $\theta$  を  $\theta_s$  とすれば  $\tan\theta_s = \frac{4f}{l} = 0.5, \sec\theta_s = 1.118$

$\frac{I_o}{I} = \frac{1 - \beta\xi^2}{\sec\theta}$ ; 然るに  $x = 0$  に於て  $I_o/I = 1, x = \frac{l}{2}$  即ち

$\xi = 1$  に於て  $I_o/I_s = \frac{1}{6}$

$\therefore \beta = 0.8137, c = 0.2341$

従て (119) 式は次の如くなる。

$X_a = -f(0.1170 - 0.500\lambda^2 + 0.457\lambda^3 - 0.074\lambda^5)$

$X_b = -0.5 + 1.781\lambda^3 - 1.812\lambda^5 + 0.531\lambda^7$

$X_c = +0.084 - 0.217\lambda^2 + 0.183\lambda^4 - 0.050\lambda^6$

計算例 2

$\frac{f}{l} = \frac{1}{5}, \frac{I_o}{I_s} = \frac{1}{6} \therefore \tan\theta_s = 0.8, \sec\theta_s = 1.231, c = 0.2386$

$X_a = -f(0.119 - 0.500\lambda^2 + 0.452\lambda^3 - 0.071\lambda^5)$

$X_b = -0.500 + 1.744\lambda^3 - 1.737\lambda^5 + 0.493\lambda^7$

$X_c = +0.1352 - 0.3448\lambda^2 + 0.2840\lambda^4 - 0.0744\lambda^6$

此場合端彎曲力率  $M_A, M_B$ , 水平反力  $H_A, H_B$ , 鉛直反力  $V_A, V_B$  は

$M_A = -f(0.162 + 0.362\lambda^2 + 0.876\lambda^3 - 0.710\lambda^4 - 1.251\lambda^5 + 0.186\lambda^6 + 0.375\lambda^7)$

$M_B = +f(0.162 + 0.362\lambda^2 - 0.876\lambda^3 - 0.710\lambda^4 + 1.251\lambda^5 + 0.186\lambda^6 - 0.375\lambda^7)$

$H_A = -(0.5 + 1.744\lambda^3 - 1.737\lambda^5 + 0.493\lambda^7)$

$H_B = +(0.5 - 1.744\lambda^3 + 1.737\lambda^5 - 0.493\lambda^7)$

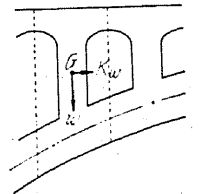
$V_A = -(0.1352 - 0.3448\lambda^2 + 0.2840\lambda^4 - 0.0744\lambda^6)$

而て  $V_B = -V_A$

拱の場合地震荷重は拱輪及其上部の質量に作用するものなるが、先づ拱を等間隔の鉛直線にて多くの部分に分ち、各区分の全重量  $w$  に相當する地震力  $kw$  が区分の中央に於て拱軸に作用するものと假定して、不静定力及各区分中央の彎曲力率、軸推力及剪力を計算し、彎曲力率に對して上記の計算値に其の区分の全重量  $kw$  とその重心の高さとの積を加ふる。

第 180 圖

尙橋の横方向の安定を計算するには拱輪、拱側、路床、橋脚、橋臺、其他總ての質量に  $kw$  なる横方向の水平地震力が作用するものとし、下部構造及基礎地盤の安定を計算する。特に高さ拱に於ては基礎面の壓力度が著しく増大する。



肋拱 (Rib arch) に於ては横方向の水平荷重に依り複雑なる應力が作用するが、普通の場合は各肋の受持つ質量とその重心の高さより近似的に算定する。