

第七章 橋脚及橋臺の耐震

[27] 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、地震の際强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、又は縦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 138 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

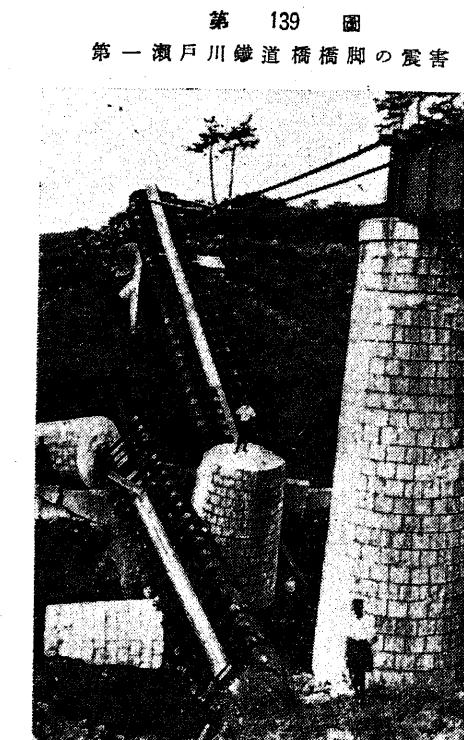
第 138 圖
池 下 橋 の 震 害



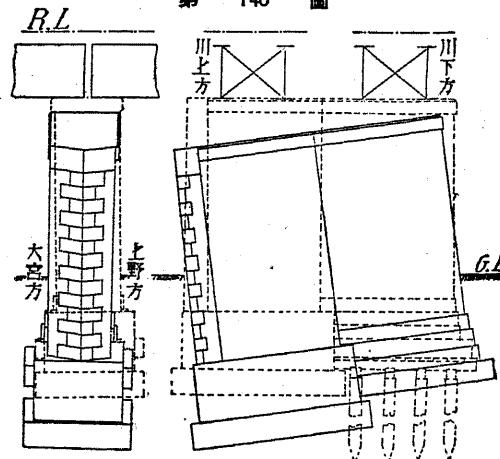
にして、各橋柱を連結せる斜材は多く切斷され橋柱の多くは根本に於て挫折して居る。

次に煉瓦積、無筋混凝土等の橋脚は断面積著しく大にして抗圧力極て強大なるも、目筋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139圖は北條線第一瀬戸川單線鐵道橋々脚が上部構造墜落の衝撃に依り脆くも三段に折れたる状況、第140圖は東北本線荒川橋梁橋脚第36號の沈下傾斜せる状況である。

從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、脚自體は筋混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軽減



第 139 圖



第 140 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、軟地盤に筋混混凝土柱を樹て徑間36尺の筋混混凝土桁橋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141圖の如き慘状を呈するに至つた。

(2) 橋臺の耐震性

橋臺は一般に橋脚に比して高さ小にて高さ小にて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

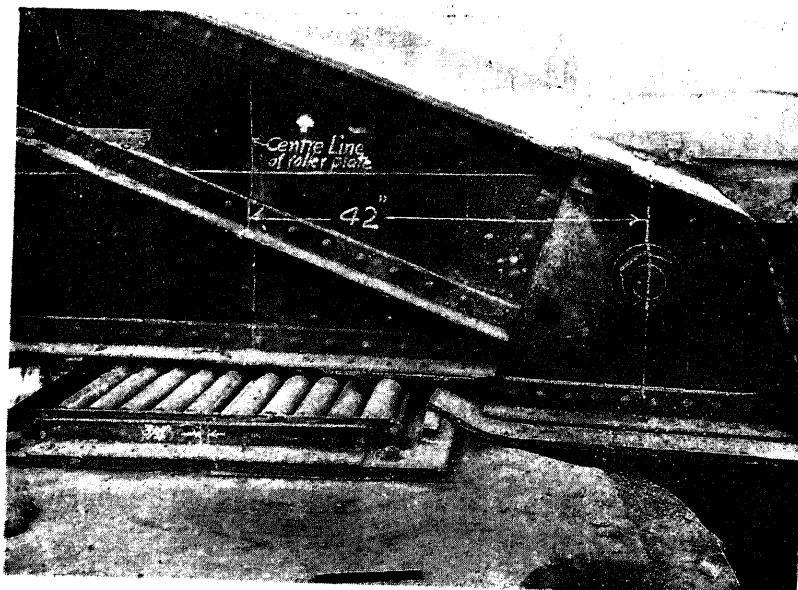
第 141 圖
舊酒匂川國道橋の震害

地震力が加増する時は甚しき傾斜推出を爲し易い。第142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、端に於ける鎮鉤が剪断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るべきであるが、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 142 圖

萬國橋北岸橋臺の推出



[28] 橋脚の耐震計算

 k_h 水平震度 k_v 上向鉛直震度 W'_o } 上部構造の常時重量
 W''_o } 上部構造の常時重量 M } 橋脚に対する上部構造の重量に依
N } る地震力の作用點 W_1 橋脚の常時重量 G_1 橋脚の重心 V_1 橋脚自體に作用する地震力の鉛直
分力 $= (1-k_v)W_1$ H_1 同上 水平分力 $= k_h W_1$

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

 $x'_o \quad \} \quad M$ の A よりの水平距離
 $x''_o \quad \} \quad N$ の A よりの水平距離

 $y'_o \quad \} \quad \text{同上 鉛直距離}$
 $y''_o \quad \} \quad \text{同上 鉛直距離}$
 x_1 G_1 の A よりの水平距離 y_1 同上 鉛直距離
 $V'_o \quad \} \quad \text{橋脚に作用する上部構造の重量に依}$
 $V''_o \quad \} \quad \text{る地震力の鉛直分力}$
 $H'_o \quad \} \quad \text{同上 水平分力}$
 $H''_o \quad \} \quad \text{同上 水平分力}$
 b 橋脚底幅 b_1 ... A より合力の作用點 C 迄の距離

(第 143 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 144 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

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

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

$$H_A + H_B = H \text{ にして } H_A = H_B = \frac{1}{2}H = \frac{1}{2}k_h W'_o \dots (62)$$

$$\left. \begin{array}{l} V_A \\ V_B \end{array} \right\} = \frac{1}{2}V \pm \frac{h}{l}H = \frac{1}{2}(1-k_v)W'_o \pm \frac{h}{l}k_h W'_o \dots \dots \dots (63)$$

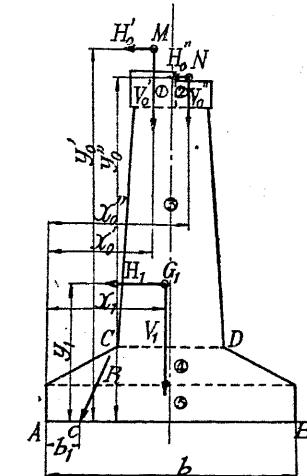
而して橋脚に對しては鉸に於て、是等の反力と方向反対にして相等しき力 H'_o, V'_o 等が作用するものと考へなければならぬ。

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。

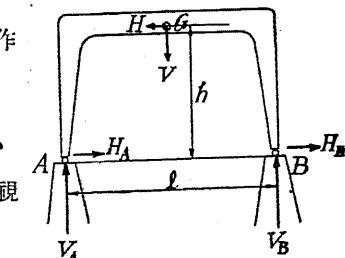
又、上部構造より橋脚に力率を傳ふる如き構造に於ては、上部構造に作用する地震力は、其の重心に作用するものとして計算する。

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輥子 (Roller) 又は搖子 (Rocker) を用ふる時

第 143 圖



第 144 圖



は全水平地震力を固定端に負担せしめても差支ない。

今、 B を輻子端とすれば

$$H_B = 0, \quad H_A = H = k_B W'_o \dots \dots \dots \quad (64)$$

(2) 轉倒に対する安定

先づ底面に於ける合力の作用點 C の A よりの距離 b_1 は（第 143 圖参照）

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

今簡単の爲め V'_o , V''_o の合力及び V_i の作用點が橋脚の中心線上に在りとすれば、

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

$$= \frac{b}{2} - \frac{H_o y'_o + H'_o y''_o + H_1 y_1}{V'_o + V''_o + V_1}$$

基礎地盤が充分堅硬なる場合は $b_1 > 0$ 即 $\frac{b}{2} > \frac{H_1 y'_0 + H_2 y''_0 + H_3 y_1}{V'_0 + V''_0 + V_1}$
 ならば、轉倒の危険なきも、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 点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 位混擬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) 沈下並に滑動に対する安定

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圧力を計算する。杭打基礎の場合は外周の杭の最大圧力が、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。

滑動に對しては 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、杭頭を混擬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、その抵抗土圧に依て轉倒、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、有效幅員 7.5 m 鐵筋混凝土床版

左側 支間 50 m 下路構桁

右侧 支間 20m 上路板橋

$$\text{正震度 } k_h = 0.3 \quad \text{鉛直震度 } k_v = 0$$

(a) 橋脚の當時重量及重心

橋脚の形狀稍々複雜なるを以て 第145圖に示す如く ①～⑥に區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_i 、 y_i とし、橋脚全體の重心の位置 x_1, y_1 を求む、但し橋脚は鐵筋混擬土造にして常時重量を $2.4t/m^3$ とす。

區分	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	$y_1 = 3.50$

(b) 梁自重及其の作用點

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、震動計算の場合は之を無視して差支ない。故に W , W'' は次の如くにとる

$$W_s = 400t \text{ (構桁に對し)}$$

$$W''_c = 140t \text{ (鉄桁に對し)}$$

構桁は本橋脚上に、固定端 (M) を有し、鉄桁は可動端 (N) を有す。而して M の鉄、 N の床鉄中心は 第 145 圖の如き位置に在るものとすれば

$$x'_o = 3.5 - 0.4 = 3.1 \text{ m}$$

$$x''_o = 3.5 + 0.5 = 4.0 \text{ m}$$

$$y'_o = 9.5 + 0.6 = 10.1 \text{ m}$$

$$y''_o = 9.5 - 0.25 + 0.05 = 9.3 \text{ m}$$

(c) 地震時に於ける鉛直力

上向鉛直震度 $k_v = 0.1$ なる故に

(63) 式の第2項を無視すれば

$$V'_o = \frac{1}{2}(1-k_v)W'_o$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.9 \times 400 = 180 \text{ t}$$

$$V''_o = \frac{1}{2}(1-k_v)W''_o$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.9 \times 140 = 63 \text{ t}$$

$$\text{又 } V_i = (1-k_v)W_i = 0.9 \times 856.5 = 771 \text{ t}$$

(d) 地震時に於ける水平力

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

$$H'_o = k_h W'_o = 0.3 \times 400 = 120 \text{ t}$$

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

$$\text{又 } H_i = k_h W_i = 0.3 \times 856.5 = 257 \text{ t}$$

(e) 地震時に於ける安定

$$V_i x_i = 771 \times 3.42 = 2637 \text{ t.m.}$$

$$H_i y_i = 257 \times 3.5 = 900 \text{ t.m.}$$

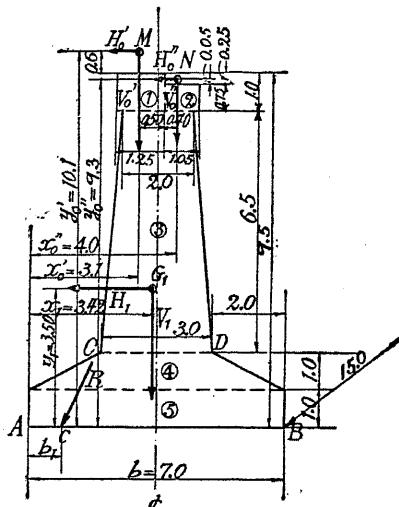
$$V'_o x'_o = 180 \times 3.1 = 558 \text{ "}$$

$$H'_o y'_o = 120 \times 10.1 = 1212 \text{ "}$$

$$V''_o x''_o = 63 \times 4.0 = \frac{252}{3447} \text{ "}$$

$$H''_o y''_o = 21 \times 9.3 = \frac{195}{2307} \text{ "}$$

第 145 図



$$\Sigma V = V'_o + V''_o + V_i = 180 + 63 + 771 = 1014 \text{ t}$$

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

故に A 端に於ける最大圧度 p_{max} は

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

故に硬質の砂層に達する杭打基礎を設けされば、充分の耐震を期し難い。

次に CD 面に於て、コンクリート及び鉄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'_v 、作用點の偏心距離を e' とすれば、彎曲力率は $M' = e' R'_v$ なるを以て R'_v なる軸壓力と M' なる彎曲力率とを受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を對し、肱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

$$\text{コンクリート彎曲壓應力 } \sigma_{28}/2$$

$$\text{鐵筋應力 } 1,800 \text{ kg/cm}^2$$

[29] 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、鉄筋支間 20m、其常時重量 140 ton、底面長 10m、幅 6.2m 橋臺の断面は第 146 圖に示す如き鉄筋コンクリート造とする。

(a) 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 1m 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。

$$\sin \alpha = 0.301$$

第63圖の曲線より直ちに

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

故に $(V_P) = \frac{1}{2} \times 1.6 \times 10.5^2 \times 0.51 \times 0.301 = 13.58 t$

$$(H_P) = \frac{1}{2} + 1.6 \times 10.5^2 \times 0.486 = 42.87 t$$

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

(d) 橋臺の安定

(1) の場合の計算

$$V_1 x_1 = 27.77 \times 2.76 = 76.65 t \cdot m \quad H_1 y_1 = 9.26 \times 3.09 = 28.61 t \cdot m$$

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

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

$$V_P x_P = 25.39 \times 5.28 = \frac{134.06}{321.07} " \quad H_P y_P = 40.29 \times 3.50 = \frac{141.02}{221.18} "$$

$$\Sigma V = 27.77 + 23.83 + 6.3 + 25.39 = 83.29 t$$

$$\therefore b_1 = \frac{321.07 - 221.18}{83.29} = 1.20 m$$

故に A 端に於ける最大圧度 p_{max} は

$$p_{max} = \frac{2 \times 83.29}{3 \times 1.20} = 46.3 t/m^2$$

(2) の場合の計算

$$V_1 x_1 = 27.77 \times 2.76 = 76.65 t \cdot m \quad H_1 y_1 = 9.26 \times 3.09 = 28.61 t \cdot m$$

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

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

$$(V_P)(x_P) = 13.58 \times 6.2 = \frac{84.20}{380.91} " \quad (H_P)(y_P) = 42.87 \times 3.5 = \frac{150.05}{278.70} "$$

$$\Sigma V = 27.77 + 44.61 + 6.3 + 13.58 = 92.26 t$$

[30] 井筒基礎の耐震計算

151

$$\therefore b_1 = \frac{380.91 - 278.70}{92.26} = 1.11 m$$

$$\therefore p_{max} = \frac{2 \times 92.26}{3 \times 1.11} = 55.4 t/m^2$$

尙上記の諸力に依り、基礎版、直立壁等の鉄筋コンクリート工を設計する。

次に注意すべきは、軟地盤の沈下量

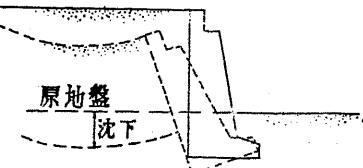
第 148 圖

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

築堤が高數米以上に及べば、其面積大



なる爲め、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画の 1.5 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。

[30] 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に於ては其の周面の摩擦（水平土壓 × 摩擦係数）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 $k = k_o = K$ 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149圖参照）。

	重量	水平 地震力	作用點	地面より作 用點迄の高 さ	O 点の周 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	$kW_2 = kW_2$	G_2	h_2	$kW_2 h_2$

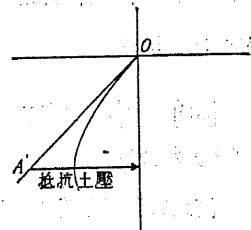
是等の左向水平力は井筒地中部に於ける右向水平反力を平衡を保たねばならぬ。而して任意の深さに於て井筒の単位長に作用する反力は、其の深さに相當する土の地震時抵抗土圧力より大ならば、橋脚の傾斜は益々大となる危険がある。反力の分布は正確には定め難きもO點に於ては零にして漸次下方に増大し、OBの中間に於て最大 p_1 となりBに於て零となり、夫れ以下は左向きの反力となりD點に於て負の最大 p_2 迄急増する。

p_1 及 p_2 が夫々の深さに相當する井筒単位長當りの抵抗土圧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、抵抗土圧線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150圖参照)。

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

第150圖



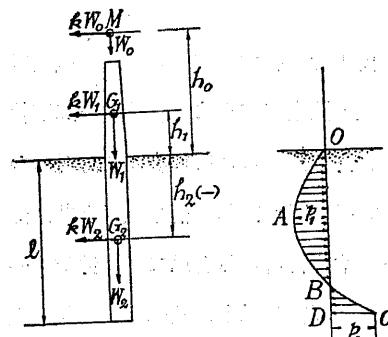
第151圖

有する第151圖の如き拠物線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。

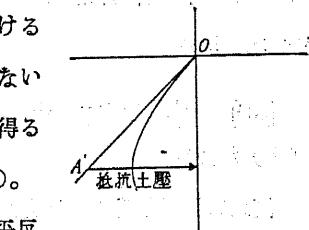
今、任意の點yに於て井筒の単位長に對する水平反力を p とすれば、

$$\begin{array}{lll} y = 0 & y_1 & 2y_1 \quad l \\ p = 0 & p_1 & 0 \quad p_2(-) \end{array}$$

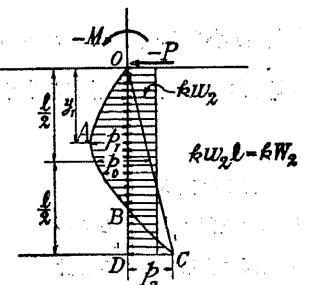
第 149 圖



第150圖



第151圖



依て原點を地面Oにとつて、拠物線の方程式を求むれば、

$$p = \frac{p_1}{y_1^2} y(2y_1 - y) \quad \dots \dots \dots (65)$$

$$\text{故に } p_2 = \frac{p_1 l}{y_1^2} (2y_1 - l) \quad \dots \dots \dots (66)$$

次に、拠物線OABの最大横距 p_1 とOABCの最大横距 p_0 とを比較すれば拠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圧 q_1 を超ゆること能はず(17)参照)而して井筒の短径を D とすれば、

$$p_1 = q_1 = w y_1 D \frac{1 + \sin(\varphi - \theta)}{1 - \sin(\varphi - \theta)} = c w y_1 \quad \dots \dots \dots (67)$$

$$\text{茲に } c = D \frac{1 + \sin(\varphi - \theta)}{1 - \sin(\varphi - \theta)} = D C'$$

$$\text{即ち } p_1 = c w y_1, \quad p_2 = \frac{w c^2}{y_1} l (2y_1 - l)$$

故に 水平力の總和 = 0 の條件より

$$P + k w_2 l = \frac{2}{3} p_0 l + \frac{1}{2} p_2 l = \frac{1}{6} \frac{c w}{y_1} l^3 + \frac{1}{2} \frac{c w}{y_1} l^2 (2y_1 - l)$$

$$\therefore y_1 = \frac{-c w l^3}{3(P + k w_2 l - c w l^2)} \quad \dots \dots \dots (68)$$

又 Oの周りの力率の總和 = 0 の條件より(時計の方向+)

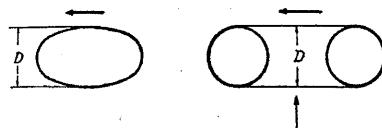
$$\begin{aligned} -M + \frac{1}{2} k w_2 l^2 &= \frac{1}{2} \times \frac{2}{3} p_0 l^2 + \frac{2}{3} \times \frac{1}{2} p_2 l^2 \\ &= \frac{1}{12} \frac{c w}{y_1} l^4 + \frac{1}{3} \frac{c w}{y_1} l^3 (2y_1 - l) \end{aligned}$$

$$\therefore y_1 = \frac{-c w l^4}{4(-M + \frac{1}{2} k w_2 l^2 - \frac{2}{3} c w l^3)} \quad \dots \dots \dots (69)$$

(68) = (69) とおいて整理すれば

茲に P 及び M は l に無関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 152 圖
一本に對して計算すれば宜しい。

尙、井筒に作用する抵抗土圧は其の投



射面 D に作用するものと外兩側面に作

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対方向に押除けんとするとして、下端 C に於ける抵抗土壓 q_2 は常時より却て大となり。

$$q_2 = wD \frac{1 + \sin(\varphi + \theta)}{1 - \sin(\varphi + \theta)} \quad \dots \dots \dots \quad (71)$$

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圧 q_1 を計算し、 $q_1 \leq p_1$ 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。

$$\text{水平力の総和} = 0 \quad \text{より}$$

$$-P - kw_2l + \frac{1}{2}p_2l + \frac{2}{3}p_0l = 0$$

O の周りの力率の總和 = 0 より

$$-M - \frac{2}{3} p_0 l \times \frac{1}{2} l - \frac{1}{2} p_2 l \times \frac{2}{3} l + k w_2 l \times \frac{1}{2} l = 0$$

[307]

井筒基礎の耐震計算

155

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

e は井筒に作用する水平力（反力を除く）の合力

の作用點の、地表面よりの距離(下方正)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

は次の通りである。

$$Mz = -M - Pz - \frac{1}{2} k w_z z^2 + \frac{p_1}{y_1^2} \int_0^z y (2y_1 - y)(z-y) dy \\ = -M - Pz - \frac{1}{2} k w_z z^2 + \frac{p_1}{y_1^2} \left(\frac{1}{3} y_1 z^3 - \frac{1}{12} z^4 \right) \dots \dots \dots (76)$$

最大彎曲力率を生すべき點の z_0 は $S_z = 0$ 即

$$z^3 - 3y_1 z^2 + \frac{3y_1^2}{p_1} k w_2 z + \frac{3y_1^3}{p_1} P = 0 \dots \dots \dots (77)$$

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。

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

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

	水平地震力	O点の周りの力率
桁端荷重に因るもの	$kW_0 = 500 \times 0.3 = 159 t$	$kW_0 h_0 = 150 \times 6 = 900 t.m$
橋脚地上部に作用するもの	$kW_1 = 0.3 \times 2.4 \times 2 \times 12 \times 6$	$kW_1 h_1 = 103.7 \times 3 = 311.1 t.m$
	$= 103.7 t$	
合 計	$P = 253.7 t$	$M = 1211.1 t.m$

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

土の単位重量 $w = 1.7 t/m^3$ $\varphi = 30^\circ$ とす。

$$\theta = \tan^{-1} k = \tan^{-1} 0.3 = 16^\circ 42' \quad D = 4.5 \text{ m}$$

$$\sin(\varphi - \theta) = \sin(13^\circ 18') = 0.23$$

$$\therefore cw = 1.7 \times 4.5 \times \frac{1+0.23}{1-0.23} = 12.2 t/m$$

故而 (70) 与 h

$$12.2 l^3 - 3 \times 30.5 l^2 - 9 \times 253.7 l - 12 \times 1211.1 = 0$$

この三次方程式を解いて

$$l = 19.94 \text{ m} \doteq 20 \text{ m}$$

即根入を 20m とすれば充分である。

次に $l = 20\text{m}$ として p_1 , y_1 を計算す。

$$e = \frac{\frac{1}{2} \times 30.5 \times 20 \times 20 - 1211.1}{253.7 + 30.5 \times 20} = +5.66 \text{ m}$$

$$y_1 = \frac{\frac{3}{4} \times 20 - 5.66}{2 \times 20 - 3 \times 5.66} = 0.406 \times 20 = 8.12 \text{ m} \quad y_1/l = 0.406$$

$$p_1 = \frac{253.7 + 30.5 \times 20}{8.12 - \frac{1}{3} \times 20} \times 0.406^2 = 98.3 \text{ t/m}$$

$$q_1 = 12.2 \times 8.12 = 99.1 \text{ t/m} \quad \text{即} \quad q_1 > p$$

次に最大彎曲力率の生ずべき點の深さ z_0 を求む。

$$z^2 - (3 \times 8.12 - 20)z + \frac{3 \times 8.12^2}{98.3} \times 30.5 - 20(3 \times 3.12 - 20) = 0$$

$$\therefore z^2 - 4.36z - 25.90 =$$

$$\therefore z_0 = 7.71 \text{ m}$$

次に各點に於ける剪力、彎曲力率を計算したる結果は第 154 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）の地電力に對しては水平荷重ある一種の框として計算する（〔33〕参照）。

萬 154 國

