論說報告
土木學會誌　第四卷第三號　大正七年六月

擁壁ノ圖式設計法

工學士　宮本武之輔

構造物ノ圖式設計ハ到底計算ヲ用ヒシ設計法ノ如キ正確ナル結果ヲ得ル能ハサルハ勿論ナレトサシテ重要ナラサル構造物ニアリテハ圖表ヲ用ヒテ計算ノ手數ヲ省キ得ルノミナラス精密ナル圖表ヲ作製シ置ク時ハ此ニヨリテ可ナリ正確ナル結果ヲ得可シ

本篇ハ記者カ實際ノ設計ニアタリテ大體ノ標準ヲ定メ且ツ計算ノ誤謬ヲ校査センカタメニ作製セル圖表ヲ說明スルモノニシテ何等特異ナル考案ヲ示セルモノニアラス理論ノ不備曲解ニ對シ大方ノ叱正ヲ蒙ルコトアラハ記者カ望外ノ幸トス

第一章　鐵筋混凝土桁ノ圖式設計法

第一節　桁ノ應裁力

本章ニ於テ取扱フ鐵筋混凝土桁ト稱スルハ床版擁壁等ノ如キ築造物ヲ單位ノ長サノ幅ヲ有スル桁ニ分割シ其個々ノモノヲ各獨立セル桁ト看做シ此ニ對スル外力及其應力ヲ研究スルモノトス固ヨリ鐵筋混凝土桁ノ設計ヲ論スルハ本篇ノ主旨ニアラサルカ故ニ茲ニハ單ニ擁壁ノ設計ニ必要ナル圖表ヲ作製スルニ止ム

偖凡テノ桁ハ裁力及彎曲率ニ依リテ設計セラル今桁ノ應裁力ヲ論スルニアタリ次ノ記號ヲ用フ

ルモノトス

f=鐵筋ノ許容抗張强度(封度/平方吋)　　c=混凝土ノ許容抗壓强度(封度/平方吋)

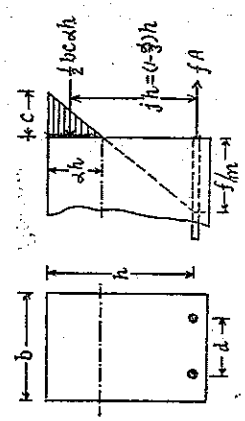
s=混凝土ノ許容抗裁强度(封度/平方吋)　　m=鐵筋及混凝土ノ彈性率ノ比

b=桁ノ幅(吋)　　h=桁ノ有効深(吋)

A=鐵筋面積(平方吋)　　p=鐵筋比$=\dfrac{A}{bh}$

D=鐵筋ノ徑(吋)　　d=鐵筋ノ中心間隔(吋)

鐵筋ヲ二列ニ用ヒタル時ハhハ鐵筋列ノ重心線ヨリ混凝土ノ抗壓邊緣ニ至ル距離ニシテ此時ノdハ二列ニ用ヒタル鐵筋中心間隔ノ二分一ヲ取ルベキコト明カナリ又此計算ニ於テハ次ノ假定ニ從フ



第一圖

一　應力ト應力變形トハ直線的變化ヲナス

一　抗壓鐵筋ハ之ヲ用ヒス

一　中軸線以下ノ混凝土ハ全ク應力ヲ受ケス

桁ノ應裁力Sハ次式ニ依リテ與ヘラル(第一圖)

$$S=sb\left(h-\frac{ah}{3}\right)=sbh\left(1-\frac{a}{3}\right)\qquad a=\frac{mc}{f+mc}$$

今　$m=15$, $f=15{,}000$, $c=500$, $s=50$

トセバ　$a=\dfrac{1}{3}$　　$b=12$

ト取リテ　$S=50\times12\times\left(1-\dfrac{1}{9}\right)h=\dfrac{1{,}600}{3}h$

故ニ桁ノ有効深hニ對スル應裁力Sノ變化ハ直線ヲナス

第二節　桁ノ抵抗力率

桁ノ斷面ニ於ケル應張力ト應壓力トハ其大キサ相等シカル可キカ故ニ前節ノ記號ヲ用フル時ハ

第一圖ヨリ

$$fA=\frac{1}{2}bca\,h$$

或ハ

$$fp=\frac{1}{2}c\,a=\frac{1}{2}c\,\frac{mc}{f+mc}$$

故ニ桁ノ抵抗力率$\mathfrak{M}$ハ

$$\mathfrak{M}=\frac{1}{2}bca\,hjh=\frac{1}{2}bca\left(1-\frac{a}{3}\right)h^2$$

又

$$\mathfrak{M}=fAjh=fA\left(1-\frac{a}{3}\right)h$$

此レニ前節ト同一ノ數値ヲ代入スル時ハ

$$\mathfrak{M}=\frac{1}{2}\times12\times500\times\frac{1}{3}\times\frac{8}{9}h^2=\frac{8,000}{9}h^2=15,000\times\frac{8}{9}Ah=\frac{40,000}{3}Ah$$

一般ニ

$$fp=\frac{1}{2}\,a=\frac{1}{2}\,\frac{mc^2}{f+mc}$$

$$p=\frac{mc^2}{2f(f+mc)}$$

此鐵筋比ヲ用フル時ハ鐵筋及混凝土カ共ニ全强度ニテ働クカ故ニ最モ有効ニシテ此時ノpヲ平衡鐵筋比ト稱ス今m　cニ前記ノ値ヲ代入セハ

$$p=\frac{1}{2}\times\frac{500}{15,000}\times\frac{1}{3}=\frac{1}{180}=0{\cdot}00555\doteqdot0{\cdot}56\%$$

故ニ鐵筋ノ斷面積Aハ外力ヨリ生スル彎曲率ヲMトシテMト$\mathfrak{M}$トヲ等シト置キhカ

$$M=\mathfrak{M}=\frac{8,000}{9}h^2$$

從テ

$$h=\sqrt{\frac{9M}{8,000}}=\frac{3}{10}\sqrt{\frac{M}{80}}$$

ヨリ定メラルヽ時ハ

$$A=pbh=12\times\frac{1}{180}h=\frac{1}{15}h$$

ヨリ決定セラル即チhニ對スル$\mathfrak{M}$ハ拋物線的變化ヲナシAハ直線的變化ヲナス

然ルニhノ値ハ

$$h=\frac{3}{10}\sqrt{\frac{M}{80}}$$

ニテ決定セラルヽノミナラス

$$h=\frac{3S}{1,600}$$

ヨリモ決定セラルヽカ故ニ此等二式ニヨリ算出セル値ノ中何レカ大ナル方ヲ用ヒサルヘカラス又混凝土ノ厚サカ$h=\frac{3}{10}\sqrt{\frac{M}{80}}$ニヨリテ與ヘラルヽモノヨリモ大ナル範圍ニ於テ其斷面ノMニ關係ナク定メラルヽコトアリ例ヘハ單桁ノ支端ニ近キ部分ニアリテハMノ値極メテ小ナルニモ係ラス徑間ノ中央ニ於テ最大彎曲率ニ依リテ定メラレタルhヲ　徑間ニ用フルカ如シ斯ノ如キ場合及ヒhカ裁力ヨリ定メラルヽカ如キ場合ニハ最早ヤ平衡鐵筋比$p=0{\cdot}56\%$ヲ用ヒ難シ此ノ場合ニハ

$$A=\frac{1}{15}h$$

ニヨリテ與クラルノモノヨリモ少ナル鐵筋量ニテ足ル

今　h_0=彎曲率ヨリ算出セル桁ノ有効深　　h=實際ニ用ヒントスル桁ノ有効深

A_0=平衡鐵筋量$=\frac{1}{15}h_0$　　A=實際ニ用フヘキ鐵筋量

トセバ

$$M=f\left(1-\frac{a}{3}\right)h_0 A_0=f\left(1-\frac{a}{3}\right)hA$$

$$\therefore\ \frac{h_0}{h}=\frac{A}{A_0}\quad,\quad A=\frac{h_0}{h}A_0$$

既ニAノ値ヲ決定セラルノ時ハ

$$A=\frac{\pi}{4}D^2\times\frac{12}{d}$$

ヨリ鐵筋ノ徑D及其中心間隔ヲ撰フベシD及dノ種々ノ値ニ對スルAノ値次ノ如シ

第　一　表

D	$d=12$	11	10	9	8	7
$\frac{1}{4}$	·049	·053	·059	·065	·074	·084
$\frac{3}{8}$	·110	·120	·132	·147	·165	·189
$\frac{1}{2}$	·196	·214	·235	·261	·294	·336
$\frac{5}{8}$	·307	·335	·368	·409	·461	·526
$\frac{3}{4}$	·442	·482	·530	·589	·663	·758
$\frac{7}{8}$	·601	·656	·721	·801	·902	1·030
1	·785	·856	·942	1·046	1·178	1·345

D	$d=12$	11	10	9	8	7
$1\frac{1}{8}$	1·003	1·094	1·204	1·337	1·505	1·719
$1\frac{1}{4}$	1·227	1·339	1·472	1·636	1·841	2·103
$1\frac{3}{8}$	1·485	1·620	1·782	1·980	2·228	2·545
$1\frac{1}{2}$	1·767	1·928	2·120	2·355	2·651	3·029

D	$d=6$	5	4	3	2
$\frac{1}{4}$	·098	·118	·147	·196	·294
$\frac{3}{8}$	·220	·264	·330	·440	·660
$\frac{1}{2}$	·392	·470	·588	·784	1·176
$\frac{5}{8}$	·614	·737	·921	1·228	1·842
$\frac{3}{4}$	·884	1·061	1·326	1·768	2·652
$\frac{7}{8}$	1·202	1·442	1·803	2·404	3·606
1	1·570	1·884	2·355	3·140	4·710
$1\frac{1}{8}$	2·006	2·407	3·009	4·012	6·018
$1\frac{1}{4}$	2·454	2·945	3·681	4·908	7·362
$1\frac{3}{8}$	2·970	3·564	4·455	5·940	8·610
$1\frac{1}{2}$	3·534	4·240	5·301	7·068	10·602

又 h ノ變化ニ伴フ $\mathfrak{M}AS$ ノ變化ハ次ノ如シ

第二表

h (吋)	$\mathfrak{M}$ (吋封度)	S (封度)	A (平方吋)	h (吋)	$\mathfrak{M}$ (吋封度)	S (封度)	A (方平吋)
3	8,000	1,600	0·2	27	648,000	14,400	1·8
6	32,000	3,200	0·4	30	800,000	16,000	2·0
9	72,000	4,800	0·6	33	968,000	17,600	2·2
12	128,000	6,400	0·8	36	1,152,000	19,200	2·4
15	200,000	8,000	1·0	39	1,352,000	20,800	2·6
18	288,000	9,600	1·2	42	1,565,000	22,400	2·8
21	392,000	11,200	1·4	45	1,800,000	24,000	3·0
24	512,000	12,800	1·6	48	2,048,000	25,600	3·2

第一表及第二表ニ依リテ第一圖表ヲ作ルコトヲ得此レ即チ鐵筋混凝土桁設計圖表ナリ

第三節　桁ノ設計

外力ヨリ生スル彎曲率M裁力Sカ與ヘラルヽ時ハ前記ノ諸公式從テ第一圖表ヨリ桁ノ有効深h及ヒ鐵筋量A算出セラル

今桁カ等布荷重ヲ受クル場合ノ

$$h_1=\frac{3}{10}\sqrt{\frac{M}{80}}$$

$$h_2=\frac{3S}{1,600}$$

ノ値ヲ比較セントス

(1) 單桁ノ場合

$$M=\frac{1}{8}ql^2\times 12=\frac{3}{2}ql^2 \text{(吋封度)}$$

$$S=\frac{1}{2}ql\ (\text{封度})$$

$$h_1=\frac{3}{10}\sqrt{\frac{3ql^2}{160}}=\frac{3}{40}\sqrt{\frac{3q}{10}}\times l$$

$$h_2=\frac{3ql}{3{,}200}$$

$h_1=h_2$ ト置ケバ

$$\frac{3}{10}q=\frac{q^2}{6{,}400}$$

$$\therefore\quad q=1{,}920\ (\text{封度/呎})$$

故ニ $q=1{,}920$ ヨリ大ナル時ハ裁力ヨリ與クラルノ h ヲ彎曲率ヨリ與クラルノモノヨリモ大ナリ

(2) 進桁ノ場合

$$M=\frac{1}{12}ql^2\times 12=ql^2$$

$$S=\frac{1}{2}ql$$

前ト同樣ニシテ h_1 ト h_2 ヲ等シト置ケバ

$$q=1{,}280\ (\text{封度/呎})$$

ヲ得即チ $q=1{,}280$ ヨリ大ナル時ハ桁ノ h ハ裁力ニヨリ設計セラレサル可ラス

(3) 実桁ノ場合

$$M=\frac{1}{2}ql^2\times 12=6ql^2$$

$$S=ql$$

$h_1=h_2$ トシテ

$$\sqrt{\frac{6q}{80}}=\frac{q}{160}$$

$$\therefore\ q=1{,}920\ (\text{封度/呎})$$

即チ此場合ニハ(1)ノ單桁ノ場合ト同一ノ結果ヲ得一般ニ

$$h_1=C_1l$$

$$h_2=C_2l$$

$$C_1=\frac{3}{40}\sqrt{0{\cdot}3q}\doteqdot 0{\cdot}041\sqrt{q}\qquad (1)\text{ノ場合}$$

$$=\frac{3}{40}\sqrt{0{\cdot}2q}\doteqdot 0{\cdot}034\sqrt{q}\qquad (2)\text{ノ場合}$$

$$=\frac{3}{20}\sqrt{0{\cdot}3q}\doteqdot 0{\cdot}082\sqrt{q}\qquad (3)\text{ノ場合}$$

$$C_2=\frac{3}{3{,}200}q\doteqdot 0{\cdot}00094\,q\qquad (1)\text{及}(2)\text{ノ場合}$$

$$=\frac{3}{1{,}600}q\doteqdot 0{\cdot}00188\,q\qquad (3)\text{ノ場合}$$

故ニ q ヲ毎呎ニツキ封度 l ヲ呎 h ヲ吋ニテ表ハセハ係數 C_1 C_2 ノ値ハ次ノ如シ

第三表

q	C_1 (1)	C_1 (2)	C_1 (3)	C_2 (1)	C_2 (2)	C_2 (3)
200	0·5797	0·4808	1·1595	0·188	0·188	0·376
400	0·8200	0·6800	1·6400	0·376	0·376	0·752

q	C_1 (1)	C_1 (2)	C_1 (3)	C_2 (1)	C_2 (2)	C_2 (3)
600	1·0011	0·8327	2·0082	0·564	0·564	1·128
800	1·1595	0·9615	2·3190	0·752	0·752	1·504
1,000	1·2964	1·0751	2·5928	0·940	0·940	1·880
1,200	1·4202	1·1778	2·8405	1·128	1·128	2·256
1,400	1·5342	1·2723	3·0684	1·316	1·316	2·632
1,600	1·6400	1·3600	3·2800	1·504	1·504	3·008
1,800	1·7396	1·4426	3·4793	1·692	1·692	3·384
2,000	1·8335	1·5205	3·6670	1·880	1·880	3·760
2,200	1·9229	1·5946	3·8458	2·068	2·068	4·136
2,400	2·0082	1·6654	4·0164	2·256	2·256	4·512
2,600	2·0906	1·7337	4·1812	2·444	2·444	4·888
2,800	2·1697	1·7993	4·3394	2·632	2·632	5·264
3,000	2·2500	1·8622	4·5000	2·820	2·820	5·640

(設計例)　單桁徑間二〇呎活荷重每呎ニツキ一〇〇〇封度桁ノ厚サ及ヒ鐵筋量ヲ求ム

第三表ニ依リhハ彎曲率ヨリ設計スベキコトヲ知ル$q=1{,}000$ニ對スル

$$C_1=1{\cdot}2964$$

$$\therefore\ h=1{\cdot}2964\times 20\doteqdot 26$$

或ハ

$$M_0=\frac{1}{8}\times 1{,}000\times 400\times 12=600{,}000$$

ナルカ故ニ第一圖表ヨリ$\mathfrak{M}$軸600,000ヲ垂直ニ上リ$\mathfrak{M}=\frac{C}{2}a\left(1-\frac{a}{3}\right)bh^2$曲線トノ交點ヨリ水平ニ進ミ$h$軸ヨリ$h=26$ヲ得(之レヲ27吋ト取ル)又同交點ヨリ水平ニ進ミ$p=0{\cdot}56\%$直線トノ交點ヨリ垂直ニ下リ$A$軸ヨリ$A=1{\cdot}8$ヲ得此レハ圖表ヨリ$\frac{3''}{4}\phi\,3''$ cts.又ハ$\frac{7''}{8}\phi\,4''$ cts.ナルコトヲ知ル

M小ナル部分ノAハ$A=\frac{h_0}{27}A_0$ヨリ計算シ又ハ圖表ヨリ次ノ如ク幾何學的ニモ求メラル(第二圖)

M_0=最大彎曲率

M=任意ノ斷面ノ彎曲率

$h=M_0$ニ對シテ必要ナル桁ノ有効深

$h_0=M$ニ對シテ必要ナル桁ノ有効深

$A_0=M$ニ對シテ必要ナル鐵筋量(h_0ヲ用フル場合)

h_0ノ代リニhヲ用フルモノトセハMノ起ル場所ノA如何

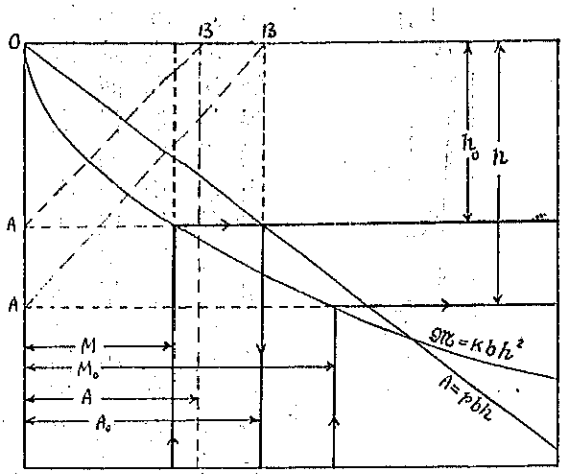
圖ノ如ク圖表上ニテABヲ結ヒ付ケABニ平行ニ$A'B'$ヲ引ク時ハOB'カ所要鐵筋量Aヲ與フ

何トナレハ

$$\frac{OA'}{OA}=\frac{OB'}{OB}$$

$$OA'=h_0 \qquad OA=h \qquad OB=A_0$$

$$\therefore\ OB'=OB\frac{OA'}{OA}=A_0\frac{h_0}{h}=A$$



第二圖

桁カ自重ヲモ支フル場合ニハ絶縁ノ厚サヲ3吋トシテモ

桁ノ自重$=150\times\frac{30}{12}\times325$(封度/呎)

ヲ活荷重ニ加算シテ設計ヲ新ニシ順次此法ヲ繰リ返ヘス

第二章 鐵筋混凝土擁壁

第一節 鐵筋混凝土擁壁(甲)

擁壁ハ之ヲ次ノ三種ニ區別スルコトヲ得ヘシ

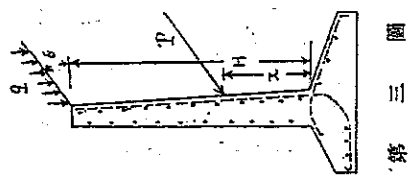
(1) 鐵筋混凝土擁壁(甲)(重力ニ依リテ安定ヲ保チ壁ヲ突桁トシテ働クモノ)

(2) 鐵筋混凝土擁壁(乙)(扶壁ヲ有シ壁ヲ逆桁トシテ働クモノ)

(3) 石工擁壁(石煉瓦混凝土ニテ作リ各部カ夫々力學上安定ノ條件ヲ滿足スルモノ)

今鐵筋混凝土擁壁(甲)ヲ論スルニアタリ次ノ記號ヲ用フ(第三圖)

w=土ノ單位重量(封度/立方呎)　　q=表面荷重(封度/平方呎)



第三圖

φ=土ノ息角

θ=土ノ表面ノ水平角≦φ

H=擁壁ノ高サ(或ハ地表ヨリノ深サ)(呎)

h=Hノ深サニ於ケル擁壁ノ幅(吋)

A=同上所要鐵筋量(平方吋)

p=單位土壓力(封度/平方呎)　　P=總代土壓力(封度)

土壓力ノ理論ニ就テハ便宜上ちんぷん式ヲ採用スルトキハ

$$p=(wH\cos\theta+q)\frac{\cos\theta-\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}{\cos\theta+\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}$$

$$P=\left(\frac{wH^2}{2}\cos\theta+qH\right)\frac{\cos\theta-\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}{\cos\theta+\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}$$

彎曲率ハ

$$M=P\cos\theta\, x=\left(\frac{wH^2}{2}\cos\theta+qH\right)\frac{\cos\theta-\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}{\cos\theta+\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}\cos\theta\frac{H}{3}\cdot\frac{wH\cos\theta+3q}{wH\cos\theta+2q}$$

$$=(wH\cos\theta+3q)\frac{H^2}{6}\cdot\frac{\cos\theta-\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}{\cos\theta+\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}\cos\theta$$

今特別ノ場合トシテ $q=0$ トセハ

$$M=\frac{wH^3}{6}C(\text{呎封度})=2\,wH^3C(\text{吋封度})$$

$$C=\cos^2\theta\frac{\cos\theta-\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}{\cos\theta+\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}$$

又剪力ハ

$$S=P\cos\theta=\left(\frac{wH^2}{2}\cos\theta+qH\right)\cos\theta\frac{\cos\theta-\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}{\cos\theta+\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}$$

$q=0$ トセハ

$$S=\frac{wH^2}{2}C=\frac{M}{4H}$$

w H C ノ値ニ對シテ M 及 S カ分レハ鐵筋混凝土桁設計圖表ヨリ h 及 A ヲ求メ得

計算ヲ用フル時ハ

$$\mathfrak{M}=Kbh^2=\kappa hA$$

$$K=\frac{c}{2}\left(1-\frac{\alpha}{3}\right)\alpha \qquad \kappa=f\left(1-\frac{\alpha}{3}\right)$$

$$\alpha=\frac{mc}{f+mc}$$

$M=\mathfrak{M}$ ト置キテ

$$2wH^3C=12Kh^2 \qquad \therefore\ h_1=\sqrt{\frac{wC}{6K}}H^3$$

$$A=\frac{12Kh}{\kappa}=\frac{2}{\kappa}\sqrt{6wCKH^3}$$

又裁力ハ

$$S=\frac{wH^2C}{2}=12s\left(1-\frac{\alpha}{3}\right)h$$

$$\therefore\ h_2=\frac{wH^2C}{24s\left(1-\frac{\alpha}{3}\right)}$$

今彎曲率ト裁力カ與フル h ヲ比較センニ $h_1=h_2$ ト置キ兩邊ヲ平方シテ

$$\frac{1}{K}=\frac{wHC}{96s^2\left(1-\frac{\alpha}{3}\right)^2}$$

$f=15{,}000$ $c=500$ $s=50$ $m=15$ トセバ $\alpha=\frac{1}{3}$ $K=\frac{2{,}000}{27}$ トナルカ故ニ

$$\frac{27}{2{,}000}=\frac{81}{96\times160{,}000}wCH$$

或ハ　$2{,}560 = wCH$

故ニ　$wCH \geqq 2{,}560$　ニ從ツテ　$h_1 \leqq h_2$

$w=120$ ヲ最大トセバ $wC=120$ カ最大ナルヲ以テ $H \leqq 20$ ニ對シテハ h_1 ハ常ニ h_2 ヨリ大ニシテ h ハ M ニ依リテ定メラル $H \geqq 22$ ニ對シテハ h_1 カ h_2 ヨリ大ナルタメニハ wC ノ値ニ制限アリ即チ

$H=$	22	24	26	28	30
$wC \leqq$	116	107	98	91	85

故ニ普通ノ場合ニ於テハ彎曲率ノミニヨリテ h ヲ計算シ裁力ヲ考慮セサルモ差閊ナシ M ハ w H θ 及 φ ノ函數ニシテ第二圖表ハ彎曲率 M ノ値ヲ求ムル圖表ナリ此ノ中 θ ト φ トノ變化ニ伴フ C ノ變化ハ次ノ如シ

第　四　表

θ	$\varphi=0°$	5°	10°	15°	20°	25°
0°	1·0000	·8400	·7036	·5886	·4903	·4045
2°30′	—	·8588	—	—	—	—
5°	—	·9924	·7325	·6023	·4976	·4103
7°30′	—	—	·7793	—	—	—
10°	—	—	·9698	·6134	·5234	·4244
12°30′	—	—	—	·7077	—	—
15°	—	—	—	·9330	·5820	·4570
17°30′	—	—	—	—	·6443	—
20°	—	—	—	—	·8830	·5140

θ	$\varphi=0°$	5°	10°	15°	20°	25°
22°30′	—	—	—	—	—	·5766
25°	—	—	—	—	—	·8214

θ	$\varphi=30°$	35°	40°	45°	50°	55°	60°
0°	·3333	·2714	·2173	·1716	·1325	·0995	·0718
2°30′	—	—	—	—	—	—	—
5°	·3359	·2726	·2183	·1721	·1328	·0996	·0719
7°30′	—	—	—	—	—	—	—
10°	·3442	·2777	·2212	·1739	·1338	·1001	·0722
12°30′	—	—	—	—	—	—	—
15°	·3601	·2866	·2266	·1769	·1355	·1010	·0726
17°30′	—	—	—	—	—	—	—
20°	·3893	·3023	·2360	·1817	·1382	·1024	·0733
22°30′	—	—	—	—	—	—	—
25°	·4472	·3292	·2490	·1893	·1422	·1045	·0743
27°30′	·5069	—	—	—	—	—	—
30°	·7500	·3825	·2729	·2009	·1482	·1076	·0758
32°30′	—	·4380	—	—	—	—	—
35°	—	·6711	·3198	·2208	·1575	·1120	·0778
37°30′	—	—	·3694	—	—	—	—
40°	—	—	·5868	·2608	·1728	·1196	·0810
42°30′	—	—	—	·3037	—	—	—
45°	—	—	—	·5000	2058	·1309	·0858

47°30′	—	—	·2417	—	—	—
50°	—	—	—	·4132	·1565	·0942
52°30′	—	—	—	—	·1845	—
55°	—	—	—	—	·3290	·1126
57°30′	—	—	—	—	—	·1340
60°	—	—	—	—	—	·2500

(設計例) 擁壁ノ高サ二〇呎土ノ重量毎立方呎ニッキ一〇〇封度土ノ息角三〇度土ノ表面角二〇度トシテ擁壁ノ底部及深サ一〇呎ノ場所ノ壁厚及鐵筋量ヲ求ム

$\theta=20$ ヨリ水平ニ進ミ $\varphi=30$ ノ曲線トノ交點ヨリ垂直ニ下リ C 軸ニテ $C=0{\cdot}39$ ヲ得此ノ値ヲ垂直ニ上リ $w=100$ ノ線トノ交點ヨリ水平ニ進ミ wC 軸ヨリ $wC=39$ ヲ得此ノ値ヲ水平ニ進ミ $H=20$ ノ線トノ交點ヨリ垂直ニ下リ M 軸ヨリ $M=616{,}000$ ヲ得(第四圖)

同様ニシテ $H=10$ ノ場合ニハ $M=78{,}000$ ヲ得ベシ

然ルトキハ第一圖表ヲ用ヒ

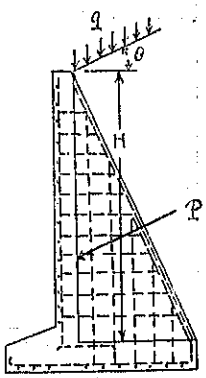
$H=20$ $h=10$(吋) $A=06{\cdot}7$(平方吋) $\frac{3''}{4}\phi$ $8''$ cts.

$H=20$ $h=27$(吋) $A=1{\cdot}80$(平方吋) $\frac{7''}{8}\phi$ $4''$ cts.

第四圖

第二節 鐵筋混凝土擁壁(乙)

記號ハ凡テ第一節ト同様ニシテ此外ニ



第五圖

l=扶壁ノ中心間隔(呎)

トス(第五圖)

地表ヨリHノ深サニ於ケル單位土壓力pハ前揭ノ如クニシテ其水平分力p'ハ

$$p'=p\cos\theta=(wH\cos\theta+q)\frac{\cos\theta-\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}{\cos\theta+\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}\cos\theta$$

擁壁ヲ單徑間ノ連桁ト考フル時ハ

最大彎曲率

$$M_0=\frac{1}{12}p'l^2 \quad (\text{呎封度})$$

最大裁力

$$S_0=\frac{1}{2}p'l \quad (\text{封度})$$

$q=0$ ト置ケハ

$$M_0=wCHl^2 \quad (\text{吋封度})$$

$$S_0=\frac{wCHl}{2} \quad (\text{封度})$$

$$C=\cos^2\theta\frac{\cos\theta-\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}{\cos\theta+\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}$$

此M_0 S_0ハ桁ノ固定端ニ起ルモノニシテ此レニ依リテ壁ノ有效深hヲ定ムルコトヲ得可シ精密ニ論スレハS_0ノ算出ニ用ヒシlハM_0ノ算出ニ用フルl即チ扶壁ノ中心間隔ヨリ扶壁ノ厚サヲ控除シタルモノナルヘキモ普通S_0ノ與フルhハM_0ノ與フルモノヨリモ小ナルカ故ニ同一ノlヲ用ヒテ計算スルモ實用上差閊ナシト信ス

連桁ノ場合ニハ彎曲率ハ兩定端ニ於テ $-\frac{1}{12}p'l^2$ 徑間ノ中央ニ於テ $+\frac{1}{24}p'l^2$ トナリ定端ヨリ徑間ノ0·211即チ約$\frac{1}{5}$ノ點ニ於テ彎曲率零トナル

桁ノ徑間lハ略壁ノ全高Hノ$\frac{1}{3}$ト見テ大差ナキカ故ニ一〇呎ヲ超過スルコト稀ナリ此短徑間ニ對シテ鐵筋ヲ彎曲率ノ變化ニ從テ加減スルトキハ徒ラニ繁雜ヲ招キ利スル所少キカ故ニ普通ニハ $M_0=\frac{1}{12}p'l^2$ ヨリ計算セル鐵筋ヲ壁ノ前面ニ近ク配置シ負彎曲率ニ對シテハ同量ノ鐵筋ヲ壁ノ背面ニ近ク扶壁ヨリ徑間ノ$\frac{1}{4}$又ハ$\frac{1}{5}$ノ點迄配列スルヲ常トス從テ壁ノ設計ニハ單ニM_0及S_0ノ値ヨリh及Aヲ計算スレハ足ル

M_0及S_0ハ$w\theta\varphi H$及lノ函數也此等ノ變數ノ種々ノ値ニ對スルM_0及S_0ノ値ハ第三圖表ヨリ求ムルコトヲ得ヘシ

$$\mathfrak{M}=Kbh^2=\kappa hA$$

$$S=s\left(1-\frac{\alpha}{3}\right)bh$$

ナルカ故ニ

$$h_1=l\sqrt{\frac{wCH}{Kb}}=l\sqrt{\frac{wCH}{12K}}$$

$$A=\frac{l}{\kappa}\sqrt{12Kw\,CH}$$

$$h_2=\frac{wCHl}{24s\left(1-\frac{\alpha}{3}\right)}$$

h_1トh_2トヲ比較スルニ$h_1=h_2$ト置キ

$$\frac{1}{K}=\frac{wCH}{48s^2\left(1-\frac{a}{3}\right)^2}$$

前ト同樣ノ値ヲ代入セハ

$$\frac{27}{2,000}=\frac{81}{48\times160,000}wCH$$

$$\therefore\ 1,280=wCH$$

故ニ $wCH\geqq1,280$ ニ從テ $h_1\leqq h_2$

wC ノ最大値ヲ一二〇ト制限シタルカ故ニ $H\leqq10$ ニ對シテハ常ニ $h_2<h_1$ 即チ h ハ彎曲率ヨリ設計セラル $H>10$ ノ場合ニハ $h_2>h_2$ ナルカタメニ wC ノ値ニ制限アリ即チ

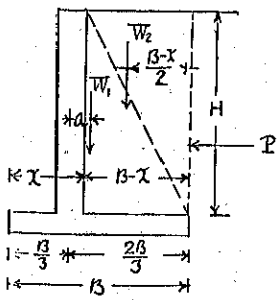
$H=$	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
$wC\leqq$	107	91	80	71	64	58	53	49	46	43

次ニ扶壁間隔 l ヲ壁ノ全高 H ノ函數トシテ表ハサンカタメニ阿部氏「鐵筋混凝土工學」(二〇六頁以下)ノ如ク推論スルトキハ次ノ如シ

(1) 經濟的底床幅(鐵筋混凝土擁壁甲及乙)

土ノ表面水平ニシテ表面荷重ナキモノト假定ス(第六圖)

擁壁カ安定ナルカタメニハ P W_1 W_2 三力ノ總代力ハ底床幅 B ノ中央三分一區間ヲ通過セサル可ラス局限ノ場合トシテ外方三分一分點ヲ通過スルモノトシ此ノ點ニ外力ノ力率ヲ取レハ總代力ノ力率ハ零トナルカ故ニ底床ノ厚サヲ度外セハ



第六圖

$$W_1a+W_2\left(\frac{2}{3}B-\frac{B-x}{2}\right)-P\frac{H}{3}=0$$

a ノ値ハ普通小ナルカ故ニ $W_1a \doteqdot 0$

$$\therefore\quad W_2\left(\frac{2}{3}B-\frac{B-x}{2}\right)\doteqdot P\frac{H}{3}$$

$$W_2=wH(B-x)\qquad x=KB$$

トセハ

$$B=\sqrt{\frac{2P}{w(1+2K-3K^2)}}$$

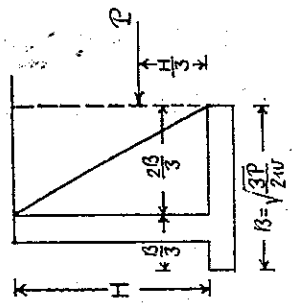
B ヲ最小ナラシムルカタメニ $\frac{dB}{dK}=0$ トセハ

$$3K=1\qquad K=\frac{1}{3}\qquad x=\frac{B}{3}$$

而シテ

$$B=\sqrt{\frac{3P}{2w}}$$

(2) 經濟的扶壁間隔(鐵筋混凝土擁壁乙)



第七圖

彎曲率ヨリ決定セラルヽ壁ノ厚サ(有効深)ハ前掲ノ如ク

$$h=l\sqrt{\frac{wCH}{12K}}\ (\text{呎})$$

(但シ $b=1$ ト置ク)(第七圖)

故ニ擁壁長1呎ニ對スル壁ノ容積ハ

$$V_1=\int_0^H h\,dH=\sqrt{\frac{wC}{12K}}\cdot l\int_0^H H^{\frac{1}{2}}dH=\frac{2l}{3}\sqrt{\frac{wCH^3}{12K}}=\frac{2l}{3}\sqrt{\frac{PH}{6K}}$$

次ニ底床幅ハ $B=\sqrt{\frac{3P}{2w}}$ ト定ムルトキハ最モ經濟的ナリ今底床ハ此上ノ土ノ重量ノミヲ支フルモノトシ自重ト土ノ反壓力トヲ度外スルトキハ底床單位幅ニ於ケル最大彎曲率ハ

$$M_0=\frac{wHl^2}{12}\ (\text{呎封度})$$

從テ底床有效深ハ

$$h=\sqrt{\frac{wH}{12K}}\cdot l$$

此ノ h ヲ全幅ニ用フルモノトセハ擁壁長一呎ニ對スル底床ノ容積ハ

$$V_2=hB=\sqrt{\frac{3P}{2w}\cdot\frac{wH}{12K}}\cdot l=\frac{l}{2}\sqrt{\frac{PH}{2K}}$$

又扶壁ノ厚サヲ一・五呎ト假定セハ擁壁長一呎當リノ扶壁容積ハ

$$V_3=\frac{1}{l}\cdot\frac{H}{2}\cdot\frac{2}{3}B+1\cdot5=\frac{H}{2l}\sqrt{\frac{3P}{2w}}$$

故ニ擁壁長一呎當リ全容積ハ

$$V=\Sigma V_1=\left\{\frac{2}{3}\sqrt{\frac{PH}{6K}}+\frac{1}{2}\sqrt{\frac{PH}{2K}}\right\}l+\frac{H}{2l}\sqrt{\frac{3P}{2w}}$$

V ヲ最小ナラシムルカタメニ $\frac{dV}{dl}=0$ トセハ

$$\frac{2}{3}\sqrt{\frac{PH}{6K}}+\frac{1}{2}\sqrt{\frac{PH}{2K}}-\frac{H}{2l^2}\sqrt{\frac{3P}{2w}}=0$$

$$l=\sqrt{\frac{\frac{H}{2}\sqrt{\frac{3P}{2w}}}{\frac{2}{3}\sqrt{\frac{PH}{6K}}+\frac{1}{2}\sqrt{\frac{PH}{2K}}}}=0\cdot989\sqrt[4]{\frac{KH}{w}}$$

例ヘバ　$f=15{,}000$　$c=500$　$m=15$　$w=100$　$H=24$

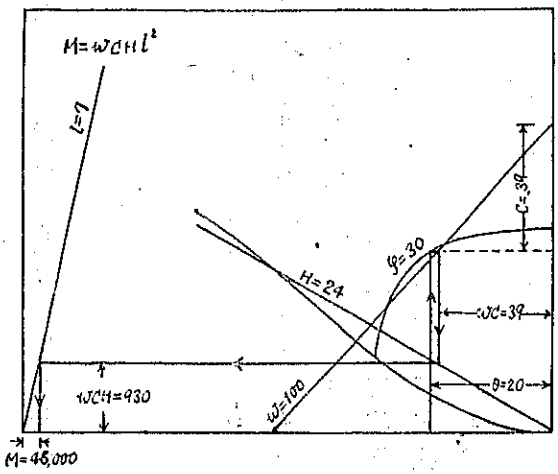
トセバ

$$K=\frac{2{,}000}{27}\,\#/\square''=\frac{32{,}000}{3}\,\#/\square'$$

$$l=0{\cdot}989\times71{\cdot}13\doteqdot7{\cdot}035\doteqdot7{\cdot}0\ (\text{呎})$$

此ノ計算ハ幾多ノ假定ヲ含ムカ故ニ凡テノ場合ニ適用シテ經濟的ナルlノ値ヲ得難シ又實際上lハ$0{\cdot}989\sqrt{\frac{KH}{w}}$ニ從ヒ難キコトアリ即チ此値ハ大體ノ標準ヲ與フルニ止マル

本節ニ於テ表面荷重$q=0$トシタレトモqカ零ナラヌ時ハ$H'=\frac{q}{w}\sec\theta$ヲ前掲ノ公式ニ於ケルHニ加算スルトキハ表面荷重アル場合ニモ同様ニ此等ノ公式ヲ用ヒ得ベシ本論ハ主トシテ擁壁ノ高サト壁厚トノ關係ヲ求ムルニアルヲ以テ底床及扶壁ノ設計ハ此ヲ詳論セス



第八圖

(設計例)　擁壁ノ高サ二四呎土ノ重量一〇〇封度(立方呎)息角三〇度土ノ表面角二〇度扶壁間隔七呎トシテ地表ヨリ一〇呎及二四呎ノ深サニ於ケル壁厚及鐵筋量ヲ求ム

θ軸20ヲ垂直ニ上リ$\varphi=30$ノ曲線トノ交點ヨリ水平ニ進ミC軸ヨリ$C=0{\cdot}39$ヲ得此値ヲ水平ニ進ミ$w=100$ノ線トノ交點ヨリ垂直ニ下リwC軸ヨリ$wC=39{\cdot}0$ヲ得此値ヲ垂直ニ進ミ$H=24$トノ交點ヨリ水平ニwCH軸ヨリ$wCH=930$ヲ得$wCH<1{,}280$ナルヲ以テ

$h_1>h_2$　故ニ$wCH=930$ト$M=wCHl^2$ノ側ノ$l=7$ノ線トノ交點ヨリ垂直ニ下リ$M=46{,}000$(吋封度)ヲ得(第八圖)同様ニ

$H=10$ ノ時ハ $M=19{,}000$ 然ル時ハ第一圖表ヲ用ヒ

$H=10$　$h=5$ (吋)　$A=0{\cdot}33$ (平方吋)　$\frac{1}{2}''\phi$　$6''$ cts

$H=24$　$h=7{\cdot}5$(吋)　$A=0{\cdot}50$ (平方吋)　$\frac{1}{2}''\phi$　$4''$ cts

第一圖表ハ　$f=15{,}000$　$c=500$　$s=50$　$m=15$　トシテ作製セシモノナレト若シ此等ノ强度カ變スル時ハ勿論 $\mathfrak{M}SA$ ノ曲線ハ各々變化スヘシ第一圖表ハ單ニ一例トシテ此等曲線ヲ前記ノ强度ニ依リ算出セルモノナリ

第三章　石工擁壁

第一節　石工擁壁ノ二樣式

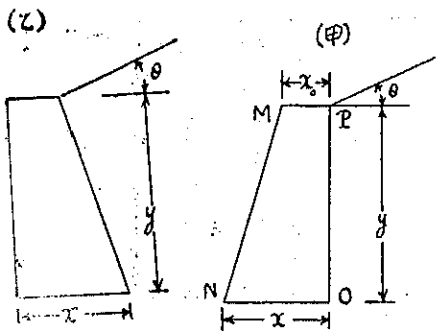
記號ハ前章ト同一ナリ

g=擁壁ノ自重(封度/立方呎)

x=深サ y(呎) ニ於ケル壁厚(呎)

W_0=深サ y 迄ノ重量(封度)

x_0=天端幅(呎)



第九圖

凡ソ擁壁ノ如キ構造物ノ安定ヲ論スルニアタリテハ

(1) 構造物カ顚覆セサルコト

(2) 構造物カ辷動セサルコト

(3) 應力カ許容强度ヲ超過セサルコト

ノ三要件ヲ滿足セサルヘカラス前章ニ述ヘタル兩種ノ鐵筋混凝土擁壁ハ底床ノ底部ニ就テ前記安定ノ三要件ヲ考慮スレハ足ルト雖モ石

煉瓦混凝土即チ普通ノ石工擁壁ハ此レト異ナリ擁壁ノ各水平斷面カ各自力學上安定ノ條件ヲ具備セサルヘカラス從テ高サニ對スル壁厚ノ關係ヲ論スルニアタリテモ鐵筋混凝土擁壁ニ於ケル堅壁カ夫々突桁又ハ連桁トシテノ充分ノ强度ヲ有スレハ足ルトハ些カ趣ヲ異ニス

偖擁壁ハ第九圖(甲)(乙)二樣ニ作リ得レトモ實地上ニ採用セラルヽハ主ニ(乙)ニシテ(甲)ノ如ク作ラル例稀ナリ今(甲)(乙)ノ安定ヲ比較センニ $q=0,\quad \theta=0,\quad x_0=0$ ノ場合ヲ取レハ土ノ壓力ハらんさん式ニヨリ

$$p=wy\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}$$

$$P=\frac{1}{2}wy^2\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}$$

第十圖ニ於テ W ハ擁壁背面上ノ土ノ重量(封度)トシ R ハ P W_0(及ヒ W)ノ總代力(封度)トセハ

$$P=\frac{1}{2}wy^2\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}\qquad W_0=\frac{1}{2}gxy\qquad W=\frac{1}{2}wxy$$

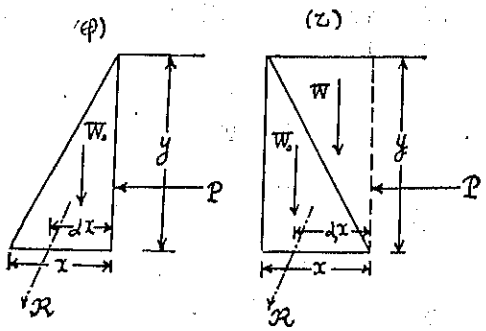
而シテ

$$\frac{P\frac{y}{3}+W_0\frac{x}{3}}{W_0}=ax$$

$$\frac{P\frac{y}{3}+W_0\frac{2x}{3}+W\frac{x}{3}}{W_0+W}=a_1x$$

$$\therefore\quad \frac{Py}{3}+\frac{W_0x}{3}=W_0ax$$

$$\frac{Py}{3}+\frac{2W_0x}{3}+\frac{Wx}{3}=(W_0+W)a_1x$$



第十圖

減法ニヨリ

$$\frac{x}{3}(W_0+W)=(W_0+W)\alpha_1 x-W_0 a x$$

$$\frac{1}{3}+\frac{W_0}{W_0+W}a=\alpha_1$$

或ハ

$$\alpha_1=\frac{g}{g+w}a+\frac{1}{3}$$

$g=CW$ トセバ

$$\alpha_1=\frac{C}{1+C}a+\frac{1}{3}$$

普通 $\frac{1}{3}\leqq a$ 及 $\alpha_1\leqq\frac{2}{3}$ $C=1\cdot2\sim1\cdot5$

故ニ $a=\frac{1+C}{3}$ ノトキハ $a=\alpha_1$ ニシテ(甲)(乙)ハ同一ノ安定狀態ニ在リ而シテ

$$\frac{1+C}{3}=0\cdot733\sim0\cdot833$$

然ルニ $a\leqq\frac{2}{3}$ ナルカ故ニ

$$a<\frac{1+C}{3}$$

最大値ヲ取リテ $a=\frac{2}{3}$ トセバ

$$\alpha_1=(0\cdot545\sim0\cdot600)\times\frac{2}{3}+\frac{1}{3}=\frac{1}{3}(2\cdot09\sim2\cdot20)>\frac{2}{3}\text{(即チ }a\text{)}$$

故ニ $\frac{1}{3}\leqq a\leqq\frac{2}{3}$ ノ範圍内ニ於テハ $a<\alpha_1$

斯ノ如ク擁壁(乙)ハ同(甲)ヨリモ不安定ニシテ同一ノ安定度ヲ有セシメンカタメニハ餘分ノ材料ヲ要スルモノナレト實地上ニテハ(甲)ノ如キ樣式ニ作ルコトヲ許サヽル場合多シ然レトモ樣式(乙)ヲ

取リテ擁壁ノ高サyト其處ノ壁厚xトノ關係ヲ求メ延イテ鐵筋混凝土擁壁ト比較シ其經濟的得失ヲ論スルハ極メテ複雜ナル式ニ依ラサル可ラサル不便アルカ故ニ本章論スル所ノ石工擁壁ハ凡テ第九圖(甲)ノ如キ樣式ヲ有スルモノト假定ス

第二節　石工擁壁ノ幅

第九圖(甲)ニ於テ　$OP=y$　$ON=x$　yヲ變數xヲyノ函數トシyノ變化ニ伴フxノ變化即チMNノ方程式ヲ見出サムトス

$$x=f(y)$$

$$P=\left(\frac{wy^2}{2}\cos\theta+qy\right)\frac{\cos\theta-\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}{\cos\theta+\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}$$

土壓力ノ水平分力ハ　$P\cos\theta$ニシテ同垂直分力ハ$P\sin\theta$ナリ又　$W_0=g\int_0^y x\,dy$

Oノ周リノW_0ノ力率ハ　$g\int_0^y\frac{x^2}{2}dy=\frac{g}{2}\int_0^y x^2dy$

Oノ周リノPノ力率ハ前章第一節ニ論セシ如ク

$$(wy\cos\theta+3q)\frac{y^2}{6}\cdot\frac{\cos\theta-\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}{\cos\theta+\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}\cos\theta$$

PトW_0トノ總代力Rノ垂直分力ハ

$$W_0+P\sin\theta=g\int_0^y x\,dy+\left(\frac{wy^2}{2}\cos\theta+qy\right)\frac{\cos\theta-\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}{\cos\theta+\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}\sin\theta$$

ナルカ故ニRカONヲ切ル點ノOヨリノ距離ヲmトセハ前ノ如ク

$$\frac{\cos^2\theta\frac{\cos\theta-\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}{\cos\theta+\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}}{\cos^2\theta}=C$$

ト置キ次ノ方程式ヲ得

$$\alpha x=\frac{\frac{g}{2}\int_0^y x^2dy+(wy\cos\theta+3q)\frac{y^2}{6}C\sec\theta}{g\int_0^y x\,dy+(wy\cos\theta+2q)\frac{y}{2}C\tan\theta\sec\theta}$$

或ハ

$$3g\int_0^y x^2dy+(wy\cos\theta+3q)y^2C\sec\theta=6\alpha gx\int_0^y x\,dy+3(wy\cos\theta+2q)yC\tan\theta\sec\theta\alpha x$$

此ヲ y ニ就キテ二度微分シ簡略ニスルトキハ

$$\frac{d^2x}{dy^2}\Big[(1-2\alpha)gx^2+wC\{y^2-2\alpha\tan\theta xy\}+2qC\sec\theta\{y-\alpha\tan\theta x\}\Big]$$
$$+2\left(\frac{dx}{dy}\right)^2\Big[g(3\alpha-1)x+2wC\alpha\tan\theta y+2qC\sec\theta\tan\theta\alpha\Big]+2\frac{dx}{dy}\Big[wC\{\alpha\tan\theta x-y\}-qC\sec\theta\Big]=0$$

此レ y ニ就テノ x ノ二次微分方程式 (Second order, first degree) ナリ此ノ微分方程式ヲ吟味スルコトハ他日ニ讓リ逆ニ

$$x=f(y)=A_0+A_1y+A_2y^2+A_3y^3+\cdots\cdots$$

ノ如クていらあノ定理ニヨリテ分解シ得ルモノト假定セン實地上ニ於テハ MN ハ略直線ヲナスカ故ニ y^2 y^3 等ノ項ヲ消去シ且ツ理論上 $x_0=0$ ニテ可ナルモノナレハ $A_0=0$ ト置ケハ $x=A_1y$ トナル A_1 ノ代リニ K ヲ置ケハ　$x=Ky$

從テ　$\frac{dx}{dy}=K$　　$\frac{d^2x}{dy^2}=0$

猶特別ノ場合トシテ $q=0$ トセハ上ノ微分方程式ハ

$$K\{g(3\alpha-1)K+2wC\alpha\tan\theta\}+wC(\alpha\tan\theta K-1)=0$$

$$\therefore \quad g(3a-1)K^2+3wC\tan\theta K-wC=0$$

此レKニ就イテノ二次方程式ナリ普通用フル値ハ $\frac{1}{3}\leqq a\leqq\frac{2}{3}$ ナルカ故ニ最大値ヲ取リテ $a=\frac{2}{3}$ トセハ

$$gK^2+2wC\tan\theta K-wC=0$$

又ハ

$$K^2+2\frac{wC}{g}\tan\theta\, K-\frac{wC}{g}=0$$

此ヲ解キテ

$$K=\sqrt{\left(\frac{wC}{g}\tan\theta\right)^2+\frac{wC}{g}}-\frac{wC}{g}\tan\theta$$

此ノKヲ用フル時ハ特別ナル場合ヲ除クノ外常ニ前記安定ノ三要件ヲ滿足スルモノナレト而モ此ノ値ヲ用フル時ハ壁ノ厚サカ大ニ過クル嫌アルカ故ニ實地上ニアリテハ應力分布ノ理論ニ關セス $a=\frac{3}{4}$ 迄ヲ許スコトアリ此時ハ

$$5K_1^2+9\frac{wC}{g}\tan\theta K_1-4\frac{wC}{g}=0$$

$$K_1=\frac{1}{10}\left\{\sqrt{\left(\frac{9wC}{g}\tan\theta\right)^2+80\frac{wC}{g}}-\frac{9wC}{g}\tan\theta\right\}$$

特別ニ $\theta=0$ ノ時ハ

$$K=\sqrt{\frac{w}{g}\cdot\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}}$$

$$K_1=0{\cdot}894\sqrt{\frac{W}{g}\cdot\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}}=0{\cdot}894K$$

偖Kハw g C(Cハθ及φノ函數)及$\tan\theta$ノ函數ナレトモ此等ノ變數ノ種々ノ値ニ對スルKノ變化ヲ求ムルコトハ圖表作製上不便ナルカ故ニ逆ニK及$\tan\theta$ヲ與フル時ハ

$$K^2+\frac{wC}{g}(2\tan\theta\, K-1)=0$$

$$\therefore\quad \frac{wC}{g}=\frac{K^2}{1-2\tan\theta K}\qquad 1-2\tan\theta K>0$$

$1-2\tan\theta K=0$ ノ時ハ K ノ曲線カ $\theta=\tan^{-1}\frac{1}{2K}$ ノ直線ニ漸近ス例ヘハ $\theta=45^\circ$ ノ直線カ $K=0{\cdot}5$ ノ曲線ノ漸近線ナルカ如シ

又 K ト $\frac{wC}{g}$ トヲ與フル時ハ

$$2wCK\tan\theta=wC-gK^2$$

$$\therefore\quad \tan\theta=\frac{1}{2K}-\frac{K}{2\left(\frac{wC}{g}\right)}$$

K ノ曲線ハ此等ノ二式ヨリ K ト θ (或ハ $\frac{wC}{g}$) ヲ與ヘテ $\frac{wC}{g}$ (或ハ θ) ヲ計算スルコトニヨリテ容易ニ作製スルコトヲ得第四圖表ハ w g θ φ ノ種々ノ値ニ對スル K ノ値ヲ求ムルモノニシテ前記ノ方法ニ依リテ算出セシモノナリ

(設計例)　煉瓦擁壁ノ高サ一二呎煉瓦積ノ單位重量一二〇封度(毎立方呎)裏込ニ用フル土ノ重量一〇〇封度(毎立方呎)其息角三〇度土ノ表面角二〇度トシテ擁壁ヲ設計セヨ但シ

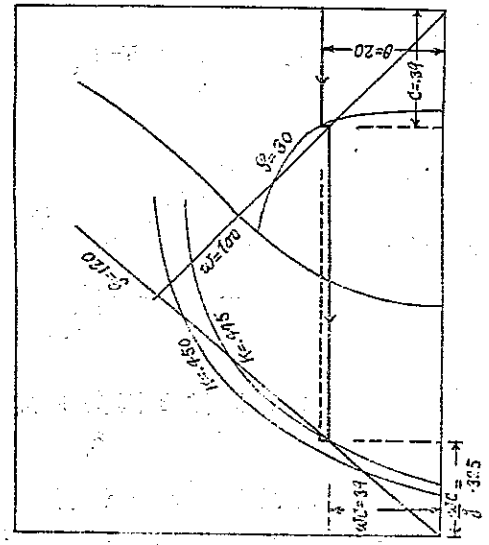
煉瓦積ノ許容抗壓强度＝300封度(毎平方吋)

土ノ許容支持力　＝4,000封度(毎平方呎)

土ト煉瓦トノ摩擦係數＝0·5

前例及前々例ノ場合ト同シク $\varphi=30$ $\theta=20$ ヨリ $C=0{\cdot}39$ $wC=39{\cdot}0$ ヲ得 $wC=39{\cdot}0$ ノ水平線ト $g=120$ ノ線トノ交點ヨリ $\frac{wC}{g}=0{\cdot}325$ ヲ得 $\frac{wC}{g}=0{\cdot}325$ ノ垂直線ト $\theta=20$ ノ水平線トノ交點ヨリ $K=0{\cdot}450$ ト $K=0{\cdot}475$ トノ間ニいんたぽれえとシテ $K=0{\cdot}465$ ヲ得故ニ底ノ厚サハ $12{\cdot}0\times0{\cdot}465=5{\cdot}58$(呎)ナリ(第十一圖)

圖表ニ依ル設計ハ右ノ如シト雖モ之ヲ第十二圖(甲)ノ如ク築造スルモノトセハ



第十一圖

$$H=12{\cdot}1$$

$$P=\frac{wCH^2}{2}\sec\theta=\frac{39}{2}\times12{\cdot}1^2\sec\theta=2{,}855\sec 20^\circ$$

$$P\cos 20^\circ\doteqdot 2{,}860^{\#}$$

$$P\sin 20^\circ=2{,}855\tan 20^\circ\doteqdot 1{,}040^{\#}$$

$$W_0=120\times43{\cdot}65=5{,}238^{\#}$$

O ニ對スル P ノ力率 $\doteqdot 2{,}860\times\frac{12{\cdot}1}{3}=11{,}540'^{\#}$

同 W_0 ノ力率 $=11{,}320'^{\#}$

∴ 力率ノ總和 $\doteqdot 22{,}860'^{\#}$

總垂直力 $=6{,}280^{\#}$

$$ax=\frac{22{,}860}{6{,}280}=3{\cdot}64$$

$$a=\frac{3\cdot64}{5\cdot81}=0\cdot627<\frac{2}{3}$$

(1) 顚覆ニ對スル安定ハ一ナル限リ擁壁ハ顚覆セス

(2) 辷動ニ對スル安定

$$\text{摩擦力}=6{,}280\times0\cdot5=3{,}140^{\#}>2{,}860$$

故ニ擁壁ハ辷動セス

(3) 抗壓安定

$$\frac{5\cdot81}{2}=2\cdot9 \qquad 3\cdot64-2\cdot9=0\cdot74$$

$$P_0=\frac{6{,}280}{5\cdot81}\left(1\pm\frac{6\times0\cdot74}{5\cdot81}\right)=1{,}080(1\pm0\cdot765)$$

$$\doteqdot1{,}910,\ \text{或ハ}\ 250^{\#}/\square$$

故ニ應壓力ハ煉瓦ニ對シテハ勿論土ノ支持力ニ對シテモ安全ニシテ擁壁ハ完全ニ安定ノ三要件ヲ滿足ス

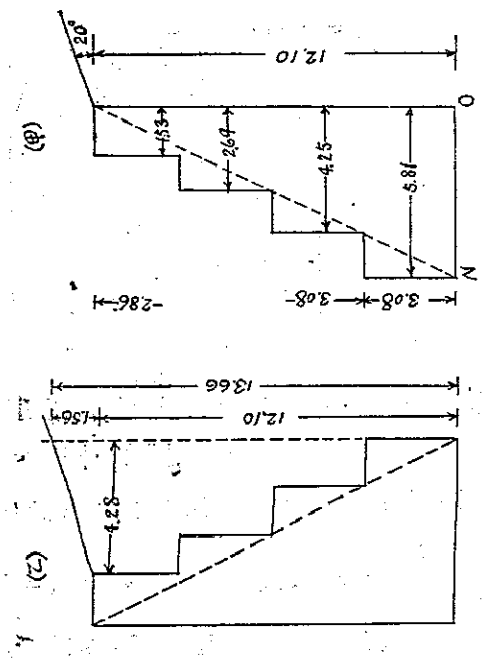
今擁壁ヲ第十二圖(乙)ノ如ク作ルモノトセハ

$$H=13\cdot66$$

$$P=\frac{39}{2}\times13\cdot66^2\sec20^\circ\doteqdot3{,}640\sec20^\circ$$

$$P\cos20^\circ\doteqdot3{,}640^{\#}$$

$$P\sin20^\circ\doteqdot1{,}320^{\#}$$



第十二圖

$$W_0 = 5{,}238^{\#}$$

$$W = 100 \times 30 = 3{,}000^{\#}$$

O ニ關スル P ノ力率 $= 3{,}640 \times \dfrac{13{\cdot}66}{3} = 16{,}560'^{\#}$

同 W_0 ノ力率 $= 5{\cdot}81\,W_0 - 11{,}320 = 0{\cdot}30430 - 11{,}320 = 19{,}110'^{\#}$

同 W ノ力率 $= 100 \times 49{\cdot}70 = 4{,}970'^{\#}$

∴ 力率ノ總和 $= 40{,}650'^{\#}$

總垂直力 $= 9{,}560^{\#}$

$$\alpha_1 x = \frac{40{,}650}{9{,}560} = 4{\cdot}25$$

$$\alpha_1 = \frac{4{\cdot}25}{5{\cdot}81} = 0{\cdot}731$$

$$\therefore \quad \frac{3}{4} > \alpha_1 > \frac{2}{3}$$

(1) 顚覆ニ對スル安定　(甲)ノ場合ト同樣ニシテ顚覆セス但シ安全率ハ減小ス

(2) 辷動ニ對スル安定

$$\text{摩擦力} = 9{,}560 \times 0{\cdot}5 = 4{,}780^{\#} > 3{,}640$$

故ニ前方ニ辷動スルコトナシ

(3) 抗壓安定

$$4{\cdot}25 - 2{\cdot}90 = 1{\cdot}35$$

$$P_0 = \frac{9{,}560}{5{\cdot}81}\left(1 \pm \frac{6 \times 1{\cdot}35}{5{\cdot}81}\right) = 1{,}645(1 \pm 1{\cdot}395)$$

$=3{,}940\,\#/\square'$ (壓力)

$=650\,\#/\square'$ (張力)

即チK_1ヲ用ヒテ(甲)ノ如ク築造シ或ハKヲ用ヒテ(乙)ノ如ク築造スル場合ニハ壁ノ內面ニ應張力ヲ生シ其他ノ安定度モ遙カニ減小スルナリ

第三節 係數Kノ研究

$$K=\sqrt{\left(\frac{wC}{g}\tan\theta\right)^2+\frac{wC}{g}-\frac{wC}{g}\tan\theta}$$

ニ於テ見ル如ク深サyニ對スル壁厚wヲ定ムル係數Kハw y θ及φノ函數ナリ今此等ノ變數ノ變化ニ伴フKノ變化ヲ研究セムトス

先ツCヲφニ就テ微分スレハ其結果ハ

$$\frac{dC}{d\varphi}=\frac{2\cos^2\theta\cos\varphi\sin\varphi}{\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}\left(\cos\theta+\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}\right)^2}\geqq 0$$

故ニCハφト共ニ增減ス次ニ

$$gK^2+2wC\tan\theta K-wC=0$$

ヲ取リテ考フルニ此レヲgニ就テ微分セハ

$$K^2+2Kg\frac{dK}{dg}+2wC\tan\theta\frac{dK}{dg}=0$$

$$2\frac{dK}{dg}(Kg+wC\tan\theta)=-K^2$$

然ルニ

$$K=\frac{1}{g}\left\{\sqrt{(wC\tan\theta)^2+wCg}-wC\tan\theta\right\}$$

$$\therefore\quad Kg+wC\tan\theta=\sqrt{(wC\tan\theta)^2+wCg}>0$$

$$\therefore\quad \frac{dK}{dg}=-\frac{K^2}{2\sqrt{(wC\tan\theta)^2+wCg}}<0$$

故ニKハgト反對ニ增減ス次ニ

$$2gK\frac{dK}{dw}+2C\tan\theta\left(K+w\frac{dK}{dw}\right)C=0$$

$$2(gK+wC\tan\theta)\frac{dK}{dw}+2C\tan\theta K-C=0$$

$$\frac{dK}{dw}=\frac{C(1-2\tan\theta K)}{2\sqrt{(wC\tan\theta)^2+wCg}}=\frac{gK^2}{2w\sqrt{wC\tan\theta)^2+wCg}}>0$$

故ニKハwト共ニ增減ス同樣ニシテKハCト共ニ增減ス從テKハφト反對ニ增減ス

最後ニθハC中ニ含マレ又$\tan\theta$トシテモK中ニ含マル今Cヲθニ就テ微分シ少シク簡略ニスレハ

$$\frac{dC}{d\theta}=\frac{2\sin\theta\cos\theta\cos^4\varphi}{\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}(\cos\theta+\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi})^3}$$

Kヲθニ就テ微分スレハ

$$2gK\frac{dK}{d\theta}+2w\left\{\frac{dC}{d\theta}\tan\theta K+CK\sec^2\theta+C\tan\theta\frac{dK}{d\theta}\right\}-w\frac{dC}{d\theta}=0$$

$$2(gK+wC\tan\theta)\frac{dK}{d\theta}=w\frac{dC}{d\theta}-2wK\left(\tan\theta\frac{dC}{d\theta}+C\sec^2\theta\right)$$

此レヲ簡單ニシ$\frac{dC}{d\theta}$ニ前記ノ値ヲ代入セハ

$$\sqrt{(wC\tan\theta)^2+wCg}\,\frac{dK}{d\theta}=\frac{w\sin\theta\cos\theta\cos^4\varphi}{\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}\,(\cos\theta+\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi})^3}\left[1-\left\{\sqrt{\left(\frac{wC^2}{g}\tan\theta\right)^2}+\frac{wC}{g}-\frac{wC}{g}\tan\theta\right\}\left\{2\tan\theta+\frac{\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi}}{\sin\theta\cos\theta(\cos\theta-\sqrt{\cos^2\theta-\cos^2\varphi})}\right\}\right]$$

$$\therefore\quad \frac{dK}{d\theta}\gtreqless 0$$

一般ニ $K=f(w,\ g,\ \theta,\ \varphi)$ ト置ケバ

(1) K ハ w ト共ニ增減ス

(2) K ハ g ト反對ニ增減ス

(3) K ハ φ ト反對ニ增減ス

(4) K ハ θ ト共ニ增減シ或ハ反對ニ增減シ其中間ニ K ノ極小値アリ

數字的ニ之ヲ研究セムニ圖表ヲ用ヒ

(1) $g=120$ $\varphi=30$ $\theta=0$

w	$=80$	90	100
$\frac{wC}{g}$	$=0{\cdot}2225$	0·2500	0·2775
K	$=0{\cdot}475$	0·500	0·525

(2) $\varphi=30$ $\theta=0$ $w=100$

g	$=120$	150	180
$\frac{wC}{g}$	$=0{\cdot}2775$	0·2225	0·1850
K	$=0{\cdot}525$	0·475	0·430

(3) $\theta=0$ $w=100$ $g=120$

φ	$=25$	30	35
$\frac{wC}{g}$	$=0{\cdot}3370$	0·2775	0·2260

$K=0.580$　　0.525　　0.475

(4) $w=100$　　$\varphi=30$

$g=120$ (煉瓦)トセハ

$\theta=0$　　$\tan^{-1}\frac{1}{3}$　　$\tan^{-1}\frac{1}{2}$

$K=0.525(0.470)$　　$0.466(0.416)$　　$0.463(0.413)$

$g=150$ (混凝土)トセハ

$\theta=0$　　$\tan^{-1}\frac{1}{3}$

$K=0.470(0.420)$　　$0.426(0.380)$　　$0.428(0.382)$

即チ $g=120$ ノ時ハ K ハ θ ト反對ニ增減スレトモ $g=150$ ノ時ハ $\tan\theta=\frac{1}{3}$ ノ時ノ K カ $\theta=0$ 及 $\tan\theta=\frac{1}{2}$ ノ時ノ K ヨリモ小ナリ(括弧ノ中ハ別ニ計算セル K_1 ノ値ナリ)

第四章　結論

石工及鐵筋混凝土擁壁ノ高サ H ニ對スル壁厚 h ノ關係ハ前章論スルトコロノ如シ更ニ進ンテ同シ H ノ値ニ對スル兩種擁壁ノ經濟的得失ヲ論セントス

θ カ零ナラヌ時ハ極メテ複雜ナル算式ヲ要シ殆ト實用ニ適セサルカ故ニ $\theta=0$ 及ヒ $g=0$ ト假定ス此ノ時ハ

$$C=\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}$$

(1) 鐵筋混凝土擁壁(甲)

高サ H ニ對スル壁ノ厚サハ

$$h=\sqrt{\frac{wC}{6K}}H^{\frac{3}{2}}\ (\text{呎})$$

但シKハ毎平方呎ニツキ封度ニテ表ハス故ニ擁壁長一呎當リノ壁容積ハ

$$V_1=\sqrt{\frac{wC}{6K}}\int_0^H H^{\frac{3}{2}}=dH\frac{2}{5}\sqrt{\frac{wC}{6K}}H^{\frac{5}{2}}\ (\text{立方呎})$$

次ニ底床幅ハ

$$B=\sqrt{\frac{3P}{2w}}=\sqrt{\frac{3wH^2C}{4w}}=\frac{H}{2}\sqrt{3C}$$

底床ハ夫々$\frac{2}{3}B$, $\frac{1}{3}B$ノ徑間ヲ有スル突桁トシテ其上ノ土ノ重量ヲ支フルモノトセハ最大彎曲率ハ

$$M_0=\frac{1}{2}wH\left(\frac{2}{3}B\right)^2=\frac{1}{6}wCH^3\ (\text{呎封度})$$

$$\therefore\ h=\sqrt{\frac{M}{K}}=\sqrt{\frac{wC}{6K}}H^{\frac{3}{2}}\ (\text{呎})$$

此ノ値ヲ全幅ニ用フルモノト假定セハ擁壁長一呎當リノ底床ノ容積ハ

$$V_2=\sqrt{\frac{wC}{6K}}H^{\frac{3}{2}}\frac{H}{2}\sqrt{3C}=\sqrt{\frac{wC}{6K}}\frac{\sqrt{3C}}{2}H^{\frac{5}{2}}\ (\text{立方呎})$$

絶縁ノタメニ用フル混凝土ノ容積ハHノ函數ナレト此レヲ略20%ト假定セハ擁壁長一呎當リ混凝土ノ容積ハ

$$V_c=1{\cdot}2(V_1+V_2)=0{\cdot}12\sqrt{\frac{wC}{6K}}\left(4+5\sqrt{3C}\right)H^{\frac{5}{2}}$$

鐵筋比ヲ次ノ如ク假定ス

$p=0.56\%$　　主鐵筋

$=0.4$　　溫度ノ變化ニ備フル鐵筋

$=0.2$　　配置用鐵筋

$=0.05$　　繼目ニ費ヤサルヽモノ

$\Sigma p \doteqdot 1.2\%$

所要鐵筋量ハ

$$V_s=0.0012\sqrt{\frac{wC}{6K}}(4+5\sqrt{3C})H^{\frac{3}{2}}$$

(2) 鐵筋混凝土擁壁(乙)

扶壁間隔ハ　$l=0.989\sqrt[4]{\frac{KH}{w}} \doteqdot \sqrt[4]{\frac{KH}{w}}$ ヲ採用スルモノトス高サHニ對スル壁厚ハ

$$h=\sqrt{\frac{wCH}{12K}}\,l \quad (\text{呎})$$

擁壁長一呎當リ竪壁ノ容積ハ

$$V_1=l\int_0^H\sqrt{\frac{wCH}{12K}}\,dH=\frac{2}{3}\sqrt{\frac{C}{12}}\sqrt[4]{\frac{w}{K}}\,H^{\frac{7}{4}} \quad (\text{立方呎})$$

又擁壁長一呎當リ底床容積ハ前ニ求メタルカ如ク

$$V_2=\sqrt{\frac{wH}{12K}}\cdot\frac{H}{2}\sqrt{3C}\cdot\sqrt[4]{\frac{KH}{w}}=\frac{\sqrt{C}}{4}\sqrt[4]{\frac{w}{K}}\,H^{\frac{7}{4}} \quad (\text{立方呎})$$

次ニ擁壁長一呎當リ扶壁容積ハ同樣ニシテ

693

$$V_3=\frac{1}{\sqrt[4]{\frac{KH}{w}}}\cdot\frac{H}{2}\cdot\frac{H}{2}\sqrt{3C}=\frac{\sqrt{3C}}{4}\sqrt[4]{\frac{w}{K}}\,H^{\frac{7}{4}}\ (\text{立方呎})$$

此時ノ混凝土總容積ハ

$$V_c=1{\cdot}2(V_1+V_2+V_3)=1{\cdot}2\sqrt{C}\sqrt[4]{\frac{w}{K}}\left(\frac{\sqrt{3}}{9}+\frac{1}{4}+\frac{\sqrt{3}}{4}\right)H^{\frac{7}{4}}$$

鐵筋ノ總量ハ

$$V_s=0{\cdot}012\sqrt{C}\sqrt[4]{\frac{w}{K}}\left(\frac{\sqrt{3}}{9}+\frac{1}{4}+\frac{\sqrt{3}}{4}\right)H^{\frac{7}{4}}$$

(3) 石工擁壁

擁壁長一呎當リノ材料總量ハ背面ヲ階段狀ニ作ルカタメノ餘分ノ材料ヲ略ニ制トセバ

$$V=1{\cdot}2\times\frac{1}{2}KH^2=0{\cdot}6\,KH^2$$

$$K=\sqrt{\frac{w}{g}\cdot\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}}$$

一立方呎≒0·00463 立坪

鋼一立方呎ノ重量=490 封度≒0·2188 噸

ナルカ故ニ

混凝土一立坪ノ單價(材料費勞力費型板費)=a円

鐵筋一噸ノ單價(材料費曲方配置費)=b円

石工一立坪ノ單價(材料費勞力費造形費)=c_1円 (煉瓦)

=c_2円 (石)

トセバ

鐵筋混凝土擁壁(甲)一呎當建設費(圓)

$$E_1=(0.0005556a+0.00026256b)\sqrt{\frac{wC}{6K}}(4+5\sqrt{3C})H^{\frac{5}{2}}$$

鐵筋混凝土擁壁(乙)一呎當建設費(圓)

$$E_2=(0.005556a+0.0026256b)\sqrt{C}\ \sqrt[4]{\frac{w}{K}}\left(\frac{\sqrt{3}}{9}+\frac{1}{4}+\frac{\sqrt{3}}{4}\right)H^{\frac{7}{4}}$$

石工擁壁一呎當建設費(圓)

$$E_3=0.002778\sqrt{\frac{wC}{g}}\cdot H^2c_1\ (\text{煉瓦}),\ a\ (\text{混凝土})\text{或ハ}\ c_2(\text{石})$$

今 $w=100$ $\varphi=30$ $K=\frac{32,000}{3}$ #/□′ トセバ $C=\frac{1}{3}$ 又 $g=120$ (煉瓦), 150(混凝土), 或ハ 180(花崗石)ニ取ルトキハ

$$E_1=(0.0005556a+0.00026256b)\times 0.2054\ H^{\frac{5}{2}}$$

$$E_2=(0.0005556a+0.00026256b)\times 1.5728\ H^{\frac{7}{4}}$$

$$E_3=0.00146\,c_1H^2\ (\text{煉瓦})$$

$$=0.00131\,aH^2\ (\text{混凝土})$$

$$=0.00120\,c_2H^2\ (\text{石})$$

最後ニ鐵筋混凝土擁壁(甲)(乙)ヲ比較セバ E_1 ト E_2 トヲ等シト置キ

$$0.2054\,H^{\frac{5}{2}}=1.5728\,H^{\frac{7}{4}}$$

$$H^3 = 7.65725$$

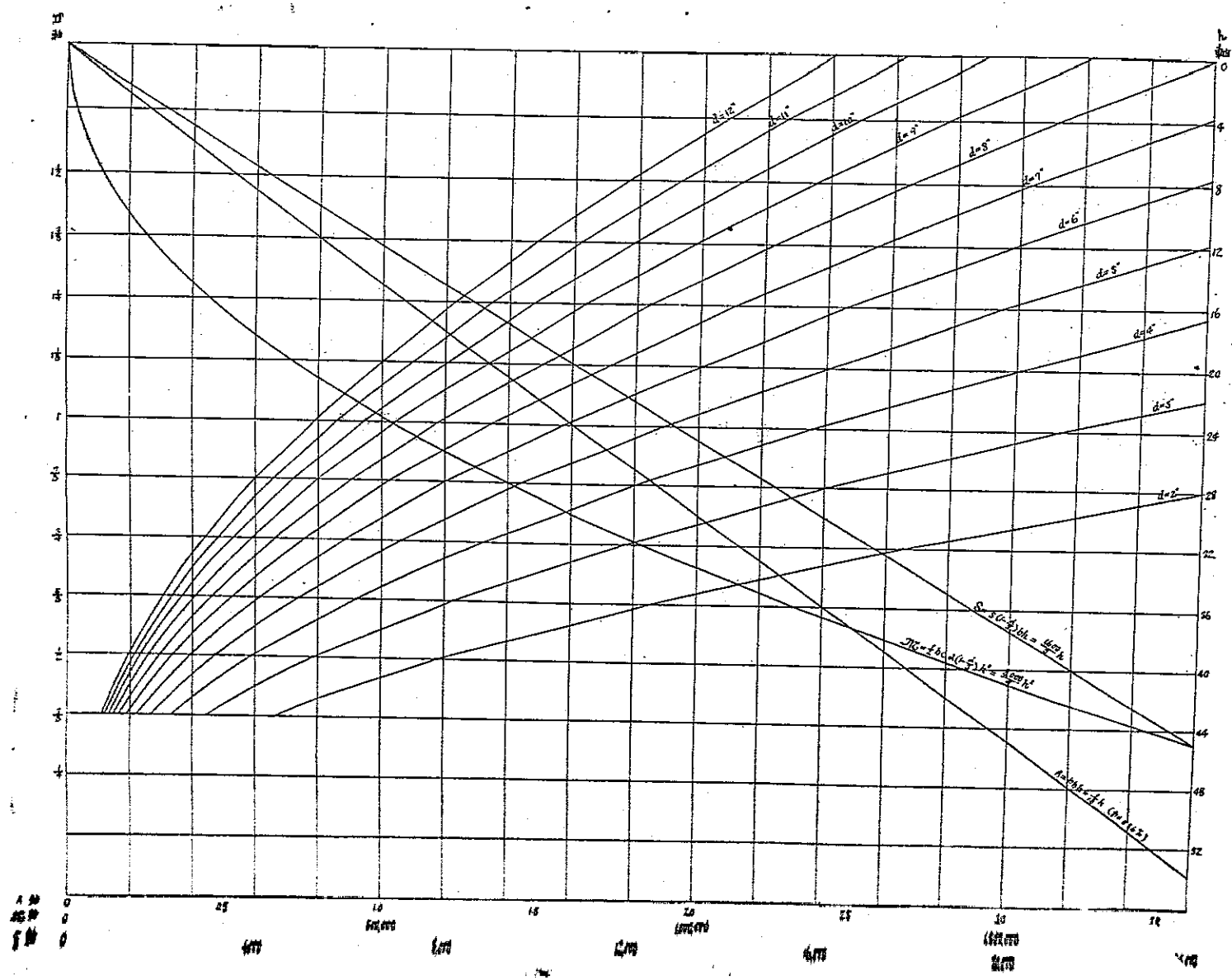
即チ

$$H = \sqrt[3]{7.65725}$$

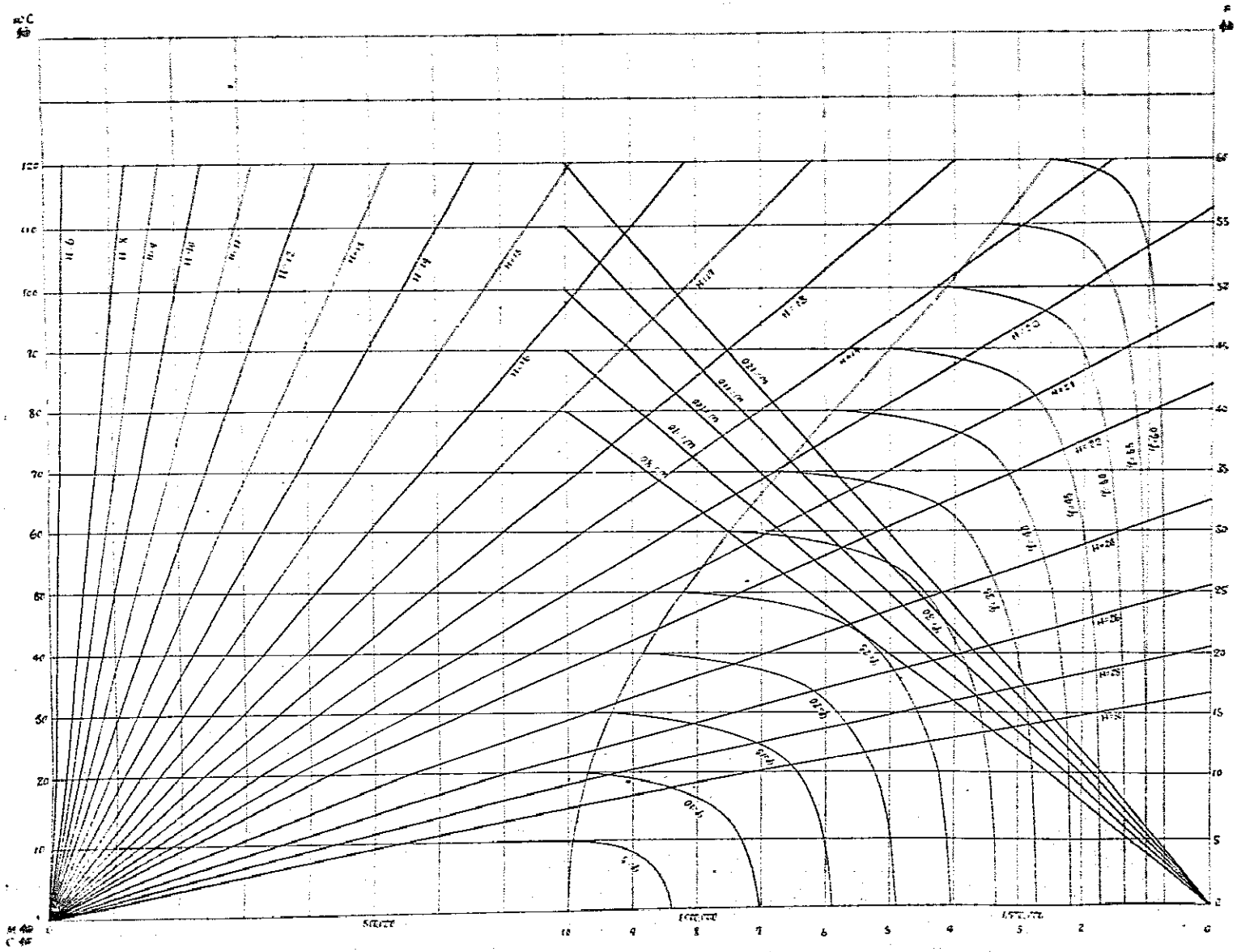
$$\fallingdotseq 15.0$$

即チ高サ一五呎以下ハ(甲)カ經濟的ニシテ一五呎以上ノ時ハ(乙)カ經濟的ナリ但シ此ノ値ハ前記種々ノ假定ノ下ニ算出セル結果ニシテ實地上ニハ高サ二〇呎位マテ(甲)ノ如キ型式ニ作ラルヽモノトス(完)

第一圖

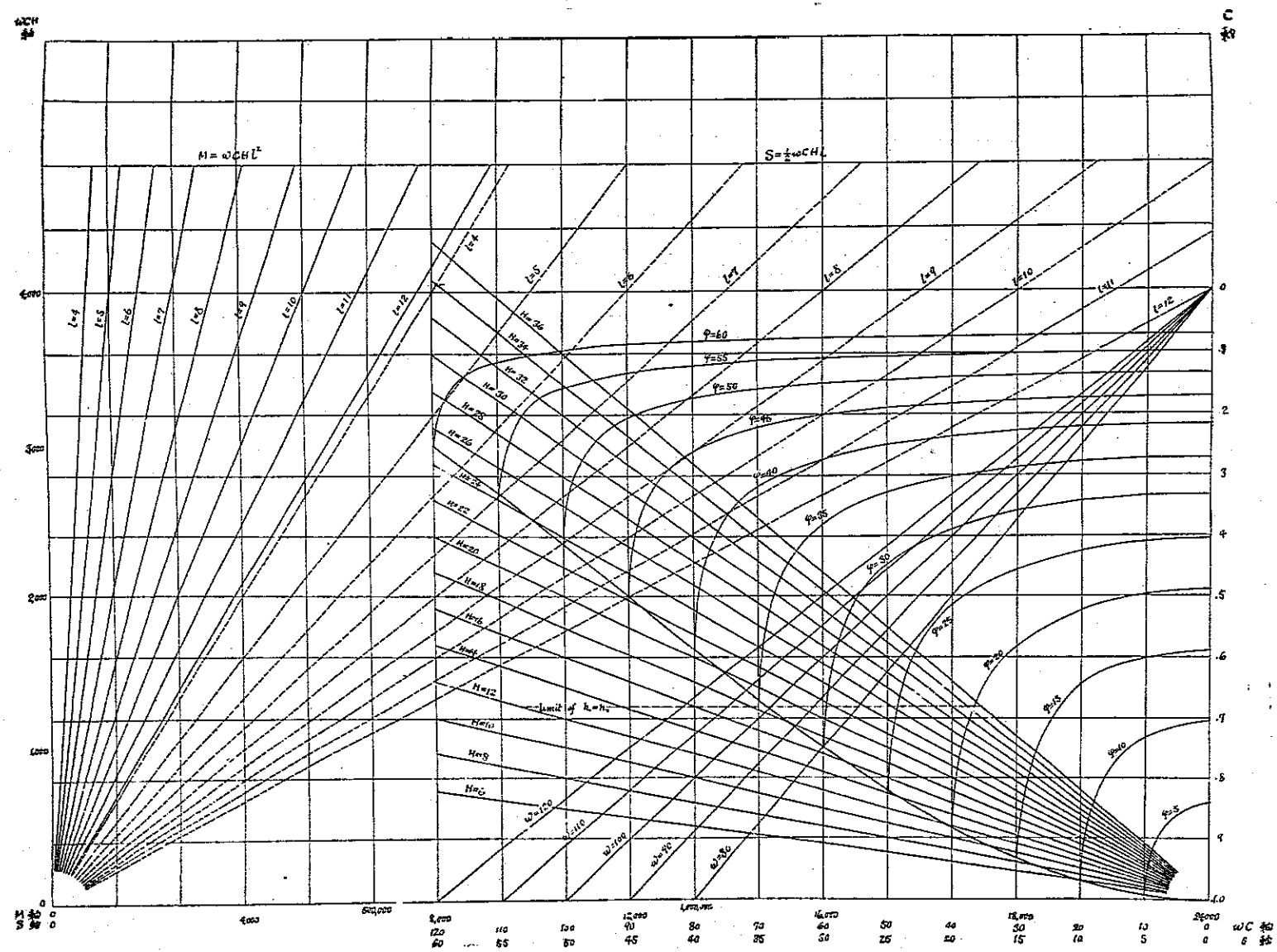


土木學會誌第四卷第三號附圖



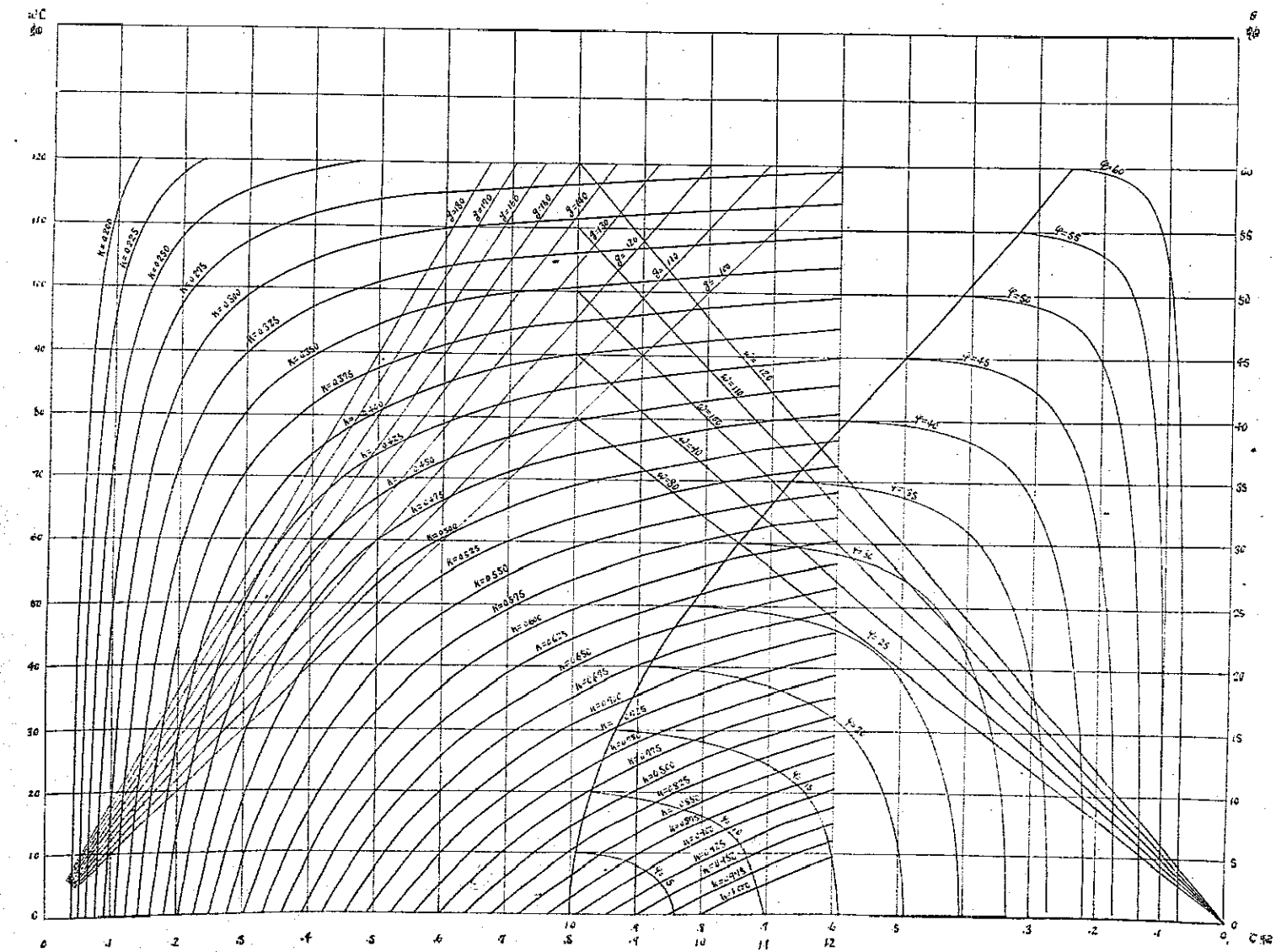
第二圖

第三圖



ωCH 軸
C 軸
M = ωCHL²
S = ½ωCHL
l=4
l=5
l=6
l=7
l=8
l=9
l=10
l=11
l=12
H=36
H=34
H=32
H=30
H=28
H=26
H=24
H=22
H=20
H=18
H=16
H=14
H=12
H=10
H=8
H=6
φ=60
φ=55
φ=50
φ=45
φ=40
φ=35
φ=30
φ=25
φ=20
φ=15
φ=10
φ=5
ω=120
ω=110
ω=100
ω=90
ω=80
limit of h=h₀
M 軸
S 軸
ωC 軸
S 軸

第四圖



土木學會誌第四卷第三號附圖