

論 說 報 告

土木學會誌 第十二卷 第二號 大正十五年四月

重層架構建築耐震構造論

會員 工學博士 眞島健三郎

内 容 梗 概

本論は主として、重層架構建築の自己振期及び其中軸曲線形を算出し、之に地震力の影響を加へ、各部材應力算定の方法を説き、例を擧げて其應用を示し、此種架構耐震構造要點につき論述し、理論の實用化に努めた心算である。

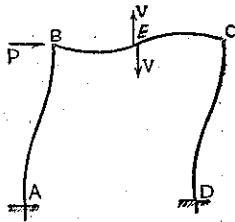
緒 論

本誌第十卷第一號掲載小著「地震動に依る構造體の振動時相論」は、一般的に構造體自己振期と、地震振期及び振幅の關係を知らむとせるものであつて、主として柱底固着の場合より出發せるが、架構體に於ける柱底滑節の場合も亦同一理に歸着し、其振動中心點刻々の水平歪量を算定し、他の點の歪量が判り、随つて其震力を算出する事が出来る筈である、故に架構體柱底の固着と滑節の相違は、中軸曲線形狀の相違で、時相の一般理論には何等變りない、依つて本論は既述時相論の續稿として、重層架構建築につき、柱梁及び柱底節點の剛柔弛緩等の各場合に於ける、自己振期と中軸曲線形狀及び地震の影響に依る震力量と部材應力計算方法を攻究し、實用を主とせるものなるが、結果の概要は本誌第十卷第二號掲載、小著「耐震家屋撰擇論」中記述の剛柔建築得失の論旨と全然一致し、剛架構建築は一度強震に遭遇すれば、結節容易に弛緩し、著しく振期を延長するか、或は小型單體の如く一側で立つも、甚しく原形を損せざる程度の剛建築は、揺動となりて、又振期を延長するにあらざれば、終に對抗し得ない事が、一層明瞭に認められる様に思はれる、常時に於ける彈性的振期は、振幅微少の場合に相當するものであつて、強震に依つて擴大される場合に適應しない理由も、亦剛建築の被害點が多く上位にある理由も、數理の上に現はれる、剛性建築は吾人の想像するが如く剛なるものにあらず、之を益々剛とせんとするは唯に浪費なるのみならず、一層耐震性を微弱ならしむる虞があるものと思はれる、元より問題は大きく輕々に斷すべきものでない、又小著の克く盡す所にあらざるも、今や區劃整理の業も緒につき永久建築も開始されんとする折柄、尙科學的根據を缺きたる臆測で進まんとするは、未曾有の震害を體驗したる吾人にとっては忍びざる所である、此際衆智を盡して此缺を補はざれば終に千秋恨事となるべし、敢て小著を寄せ各位の嚴批を仰ぎ示教を希ふ次第である。

第一章 矩形架構々造概論

今後の重要建築が數連重層矩形架構々造であるべきは、多く異論のない所と思はれる、其横力に對する部材應力計算方法も相當進歩し、已に我國に於ても著書として見受けられるのである、然れども其方法は、畢竟不靜定理論の應用であつて、數連數層の架構建築になると、部材の數は甚だ多く、之を一々正確に算定せんとするは頗る煩雜で、理論の上からは兎も角も、實際問題としては不可能である、故に多少無理と思はれる假定を加へ、單化せんとするが、今日種々な方法となつて現はれて居る、隨つて單純なる横力關係としては、大した不都合もなく實用になるが、震力に對抗する點から考へると、其受くる横力の量は時相論に述ぶる如く、自己振期と中軸曲線形狀に密接なる關係があつて、單に想定横力に對抗せんとする在來算法では、解決し得ない、精粗の程度は兎もあれ、基底に加はる震力が、如何に他の點に現れるかを定め得る方法でなければならぬ、又理論の上から餘り無理のない、且つ簡明なものでなければ、實用的價値が認められぬ、勿論斯様な條件を完全に具ふる方法は容易に得がたい。

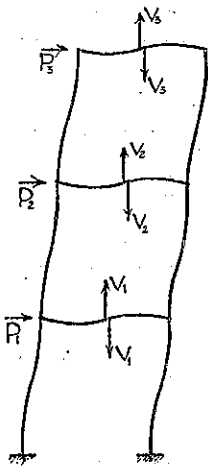
他日有爲の士の深き研究に待つの外ないのであるが、余は茲に當面の急に應ずる解法を述ぶるに當り、先以て矩形架構々造に一、二の制限を加へ、想定横力に對しても將又震力に對しても、架構部材應力を簡明ならしむる構造を擇びたいと思ふ、第一圖の如き矩形架構につい



第一圖

て考ふるに、左右を對稱とし $A D$ 點を不動とすれば、若し $B C$ 梁に沿つて、 P なる水平力が働けば、 A と D 點に於ける彎曲力率は、共に零となるか、或は相等しく、又 B と C 點の彎曲力率は、正負相反すべく、而して $B C$ 梁に於ける反曲點 E は、 $B C$ の中點に位する、則ち同點では彎曲力率零となり、軸力 $P/2$ と剪力 V のみが働く、剪力 V は則ち不靜定應力で未知量である、若し之が判れば全部材の應力は容易に算出される筈である、然るに此場合 E 點垂直

方向の歪量は、近似的に差引零と見てよい點である、故に若し此點に於て梁を切離して考ふれば、結局 $A B E$ 部材の變形に影響ある力は、 $P/2$ と V の 2 力であつて、2 力の E 點垂直歪量に及ぼす影響の和は零である、換言すれば P の影響は同點を下方に引下げ、 V は反對に引上げる、其量は相殺して結局零となる、斯の如き關係から一等式が成立する、之を解けば V 量が出る事は不靜定理論の一步で詳説の要ない所である、又同一理由で第二圖の如き數層の場合も各梁の中點は反曲點である、之に働く V_1, V_2, V_3 を算出すれば、各部材の應力が計算される、斯の如き方法は平行絛 Vierendel Träger の算法に屢應用されるものであつて、一連重層の場合には層數丈の V を算出すれば、餘は靜力的方法で解けるのである、然るに數連重層の場合になると未知數は甚だ多くなり、到底上記の如く簡單に解ける方法はない、之を近



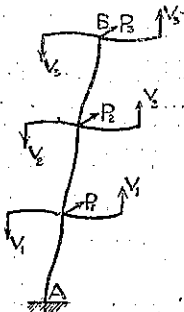
第二圖

似的に解かんとする方法はあるが、何れも單純なる横力に對するもので、已に假定の上に弱點がある、之を延長して全然性質の異なる震力に直に適用せんとするは、到底正鵠を得難い事と思はれる、余は最後に到達する迄なるべく理論的根據を失はず進みたいと思ふ、何となれば途中に加はる任意の條件が最後の結果に如何程の影響あるや、本件の如き新問題に對し照査修正し得べき好方法がないのである、故に假定條件の挿入は此場合甚だ危險と思ふものである、依つて數連重層矩形架構の場合に於ける計算を容易ならしめ且つ成るべく假定條件を避くる爲、架構々造の上に第一下記の制限を加へたいと思ふ。

即普通の場合を取り 柱間距離は凡て同一とし且つ各層架構は左右對稱とする、而て各層外側柱の斷面慣性力率を中間柱の $1/2$ とする事

同層の梁の寸法は皆同じ、斯の如き構造を採れば、中間柱は横力に對し外側柱に比し 2 倍量を負擔し、各部材の歪量は 1 徑間重層のものと同等の相違がない事になる。

假令へば第三圖の如く AB を中間柱とすれば、其各層に加はる P_1, P_2, P_3 を第二圖 1 徑間



第三圖

の場合の柱の負擔の倍量とすれば、 V_1, V_2, V_3 は左右にかゝり柱に對する彎曲力率は、外側柱の倍量となる、故に部材の彎曲力率に依る變形量は内外柱梁共全然同一量となり、同一振期を以て共同運動が出来るのである、斯の如き徑間數を何程増加するも 1 連重層の場合を解けば足りる筈で、問題は次に簡單となる、茲に一言を要するは、各柱の重量負擔割合と横力或は震力負擔割合は常に一致するものでなく、又必ずしも一致せしむるの要なき事である、何となれば、或種の負擔重量に相當する質量に水平運動を與ふべき横力の源泉は、當該柱でなくとも梁や床を通して他の柱の力を借りて差支ないのである、故に重量

の分配がどうであらうが、一層の總質量を動かすべき水平力の分配は上記の如く内外柱に分配されるのである、勿論重力の負擔と横力の負擔も同一割合なるが經濟的構造である、普通中間柱は外側柱の約倍量負荷される、隨つて外側柱の斷面慣性力率を半減するも格別の不都合はないと思はれる、尤も厚き外壁を負擔する場合は壁自身或は副柱に分擔せしめ、之と架構本體との接続を滑節に近き構造とすれば本體の横力歪量計算に格別影響を及ぼさないものが出来る筈である、又横力と平行なる壁體と架構體との共同運動は内藤博士の考ふる如く簡單なものではなく頗る難問題で到底實用的程度の數理的解決は困難と思はれる、何れ其理由は別項で述べるが結局壁體を主とするか、或は架構體を主とし、他を無視するにあらざれば

解決がつかぬ様に考へられる、余は種々な理由から架構體を主とせんとするものであるから、上記構造の趣旨に反するものでなく、又假令ひ平行壁の援助を認むるとするも殘餘の横力は想定之の如く内外柱に分擔さるべきである、故に上述の如く數連重層矩形架構々造に於て斯の如き制限を設くるも何等の不利を伴はない、而も之に依つて得る利便は不安な假定の要もなく、數理の取扱は簡單となる、之を在來の近似的な方法と對照すると下記の相違がある。

1. 柱の反曲點は上下柱共一切推定の要なし。
2. 柱に於ける水平剪力は各層共中間のものは皆相等しく外側のものは皆半量となる、彎曲力率も亦同割合となり層に依つて區別を要せず。
3. 柱に於ける軸應力は中間柱に於て零となり、外側柱のみに起るは近似的にあらすして數理上當然の結果となる。

要するに在來の方法は内外柱断面慣性力率を凡て同一とせる前提より進みたる結果種々な面倒が出たものと思はれる。

然るに從來計算上柱底を固着不動とし、他の架構節點を完全剛節と假定するが常例であるが、元來柱底固定は甚だ不完全なもので、鐵柱の場合の如き床鋼を數本の埋込ボルトで混凝土礎塊上に締付たるに過ぎないものである、之が彎曲力率に對し柱断面同等の慣性力率を有せざる事も、剪力に對する能力の劣る事も明かである。

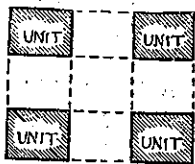
殊に礎底面に加はる重力との合成力が重心より片寄り、假令ひ底幅の $1/3$ 内に納まるとも地盤の弾性或非弾性的變形に無視し得ざる局部的角變位を出すべきは想像に難からざる所である、斯の如き角變位は微少なりとも部材の歪量及び應力に重大なる影響がある、柱底固着の條件は少くも右様の角變位が起らぬ範圍でなくてはならぬ、堅牢なる岩盤でもあれば兎も角普通の場合では假令ひ構造上多少の用意があるとも實現し難い條件である、されば震災の結果を見るも柱底や外壁に接觸する土が壓縮され空隙を出せるは、隨所に見受られたのである、又建物柱の被害が却つて基底に軽く中間層に重きを見受けたのも、柱底固着の條件からは全然説明し得ざる現象であつて、如何に本條件の實現が困難で吾人の期待に反するかを證するものと思はれる、尙別項に於て中間層破潰の主因が柱底或は壁底の固着ならざるにあるを述べるが、要するに今日の構造は柱底を混凝土塊で太くし、土中に埋めたもので、水平運動に對し周圍の土には不動な支點となつて働く程の耐抗力はなく、早く云へば不完全なボール・ジョイントと見るが至當と思はれる、勿論横力の輕微なる場合は固着と見て差支ないが、大地震に對抗しようとするには、寧ろ柱底は滑節として扱ふのが實際に近いものと考へられる。

又架構の節點則ち柱梁の接續に於て柱や梁本來の剛度に近いものを得ようとするは之又可なり面倒な加工と少からぬ經費を要する、而も既設のもので満足なものは今日殆んど見受け

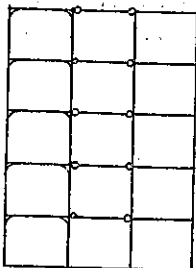
ないのである、然るに在來の剛節架構應力計算法は皆之を前提として居る、徒らに計算の勞多くして結果の豫想と一致せざるは當然である、斯る缺點に對し鐵筋混凝土は理論から見ると理想的であるが、其被覆が脆弱で收縮し易く1ミリ弱の小龜裂は多數存在し、巨大なる架構體で均一なる組織を得ようとするは、實際に暗き空論に過ぎない、其又耐震價値の微弱なりしは充分經驗した所である、更に又今日の剛節架構建築は重力に對し僅かに簡單なものを解き得るのみで、數連重層の矩形架構解法は理論は兎も角事實不可能の状態にある、之に對する算法は從來の定靜法に幾分不定靜理論を加へたもので満足するの状態である、故に若し架構が完全な剛節であれば、大きな相違があらうと思はれる。

斯の如く今日の矩形架構建築は重力に對しても横力に對しても、尙不完全なる計算に基くもので、之より得たる結果を合せて部材の大小を定めようとするのであるから理論上甚だ不徹底なものである、一層剛であつて對抗力が餘る様な場合はそれでもよいが、元來強弱は相對的關係で、加はる力と耐へる力の比較で定まる問題で甲の建築が乙より剛であるから、地震に對し甲が乙より強よといは云へないのである、沉んや剛なれば剛なる程一層大なる震力の加はるべき理由の存する限り不完全なる計算から容易に論斷は出來ない、先以て架構建築を震力に對しても重力に對しても理論的に相當精度に解く要があると思ふ、然るに上記の如く今日の工學程度に於て數連重層の架構を完全に解く見込がない、依つて余は之に應ずる一法として架構法を出來る丈單化し、不定靜理論の應用を容易ならしめ、又經費の増額を要せずして實現可能と思はるゝ下記構造を撰び其理由を説明したいと思ふ。

數連重層矩形架構建築を構成するに、4柱を單位とする方形1連重層矩形架構を適當の



平面



第四圖

間隔に配置し、各單位架構間は兩端滑節或は之に近き簡易の構造を有する梁を以て連續する、其大要は第四圖の如きものである、

斯の如き架構の單位は恰も塔の如きもので、1連重層架構として重力に對しても横力に對しても其解法は非常に樂になる、而も重力に對し格別損する所はない、又横力に對しては各柱皆同一の彎曲力率と剪力を負擔し、連續架構に比し其量は却つて少く有利である、又柱の軸應力は各單位毎に正負相反するを以て外側柱のみの負擔とはならぬ、要するに本法の利點は剛節の數を約半減し經費と計算の勞を省き得る事、基礎は各單位毎に設け中間滑節梁で連結するが故に不同沈下の影響少き事、1連重層架構の自己振期と中軸曲線を求むれば容易に全架構の震力を計算し得る事、又滑節梁部の徑間は相當自由に伸縮するも爲に計算の面倒を増さぬ事である、詰まり塔を點々配置し之を滑節梁で連續し所要の數連重層建築としようと云ふ意であつて、單位を何程増すも如何なる格恰に

配列するも大した差違のないのも又其得点である。

上記2法の得点はず底が固着であらうが滑節で有らうと變はりが無い、要するに根本は1連重層の解法で間に合はそうと云ふ試みであつて計算は合理的になり其勞は大に省略されると思ふ、又事實連續1體の架構は耐震上有利なるが如く見へて全く之に反するものである、以下1連重層架構の解法を試み其特點について述べる。

第二章 一連重層矩形架構對横力解法

第一節 柱底固着基本公式

前章の理由に依り柱底固着の條件は普通實現しがたいものであるが、公式算出の順序上先づ柱底固着の場合を考へる。

第五圖の如く n 層架構の各梁中點を切離し左半を取り梁中點に働く不定靜應力 V を下より數へて $V_1, V_2, V_3, \dots, V_{n-1}, V_n$ を以て表はし架構節點に加はる横力を P_1, P_2, \dots, P_n とし柱の底點 A_0 を固着點と假定す、又柱斷面慣性力率を J_1, J_2, \dots, J_n とし梁の同力率を J'_1, J'_2, \dots, J'_n とし何れも A を基點として上方に數へ各階の柱梁を表はす。

今若し不定靜理論の常例に従ひ軸應力の影響を無視し、溫度關係を除外すれば各梁中點に於ける V 力方向の歪量は下式の如くなる。

$$\delta_r' = \int \frac{M}{EJ} \frac{dM}{dV_r} ds = 0$$

上式中 δ_r' は r 梁中點の歪量 M は各部材の彎曲力率、 dM/dV_r は r 梁中點に加はる V_r の變量 1 に對する M の變量、 ds は部材の微區間、 E 彈性率、 J は部材の斷面慣性力率とす、架構層數を n とすれば上記の等式 n が成立する、此聯立方程式を解けば各 V の値が出るのであるが數層になると可なり煩雜である、故に計算の便を計り A_0 點下に假想の一層を加へて考へる、假想の影響は後で除く事にする、依つて上

式に依り B の最下點 B_0 より順次 B_n 點に至る各點に於ける垂直歪量を對照し下記の關係式が得られる、 l は梁間の $1/2$ 、 h は層高にして各層同一と假定す。

B_0 點に於て

$$\left(\sum_0^n V \frac{Flh}{EJ_0} + V_0 \frac{F}{3EJ_0'} = \sum_1^n P \frac{lk^2}{2EJ_0} + \left(\sum_1^n P + \sum_2^n P + \dots + \sum_{n-1}^n P + P_n \right) \frac{lk^2}{EJ_0} \right.$$

B_1 點に於て

$$\begin{aligned} \sum_0^n V \frac{l^2 h}{EJ_0} + \sum_1^n V \frac{l^2 h}{EJ_1} + V_1 \frac{l^3}{3EJ_1'} &= \sum_0^n P \frac{Uk^2}{2EJ_0} + \left(\sum_1^n P + \sum_2^n P \dots \right. \\ &\quad \left. \dots + \sum_{n-1}^n P + P_n \right) \frac{Uk^2}{EJ_0} + \sum_1^n P \frac{Uk^2}{2EJ_1} \\ &\quad + \left(\sum_2^n P + \sum_3^n P + \dots + \sum_{n-1}^n P + P_n \right) \frac{Uk^2}{EJ_1} \end{aligned}$$

B_{n-1} 點に於て

$$\begin{aligned} (1) \quad &\sum_0^n V \frac{l^2 h}{EJ_0} + \sum_1^n V \frac{Uk^2}{EJ_1} + \dots + \sum_{n-1}^n V \frac{l^2 h}{EJ_{n-1}} + V_{n-1} \frac{l^3}{3EJ_{n-1}'} \\ &= \sum_0^n P \frac{Uk^2}{2EJ_0} + \sum_1^n P \frac{Uk^2}{2EJ_1} + \dots + P_{n-1} \frac{Uk^2}{2EJ_{n-1}} + \left(\sum_1^n P + \sum_2^n P + \dots \right. \\ &\quad \left. \dots + P_n \right) \frac{Uk^2}{EJ_0} + \left(\sum_2^n P + \sum_3^n P + \dots + P_n \right) \frac{Uk^2}{EJ_1} + \dots + P_n \frac{Uk^2}{EJ_{n-1}} \end{aligned}$$

B_n 點に於て

$$\begin{aligned} \sum_0^n V \frac{l^2 h}{EJ_0} + \sum_1^n V \frac{Uk^2}{EJ_1} + \dots + V_n \frac{l^2 h}{EJ_n} + V_n \frac{l^3}{3EJ_n'} \\ &= \sum_0^n P \frac{Uk^2}{2EJ_0} + \sum_1^n P \frac{Uk^2}{2EJ_1} + \dots + P_n \frac{Uk^2}{2EJ_n} \\ &\quad + \left(\sum_1^n P + \sum_2^n P + \dots + P_n \right) \frac{Uk^2}{EJ_0} + \left(\sum_2^n P + \sum_3^n P + \dots \right. \\ &\quad \left. \dots + P_n \right) \frac{Uk^2}{EJ_1} + \dots + P_n \frac{Uk^2}{EJ_{n-1}} \end{aligned}$$

上記 $(n+1)$ 等式の内順位の続く 2 式を取りて高位のものより次位のものを書けば下記の n 等式が得られる。

$$\begin{aligned} (2) \quad &V_n \frac{l^2 h}{EJ_n} + V_n \frac{l^3}{3EJ_n'} - V_{n-1} \frac{l^3}{3EJ_{n-1}'} = P_n \frac{Uk^2}{2EJ_n} \\ &\sum_{n-1}^n V \frac{l^2 h}{EJ_{n-1}} + V_{n-1} \frac{l^3}{3EJ_{n-1}'} - V_{n-2} \frac{l^3}{3EJ_{n-2}'} = \sum_{n-1}^n P \frac{Uk^2}{2EJ_{n-1}} + P_n \frac{Uk^2}{EJ_{n-1}} \end{aligned}$$

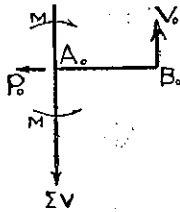
$$\sum_2^n V \frac{l^2 h}{EJ_2} + V_2 \frac{l^3}{3EJ_2'} - V_1 \frac{l^3}{3EJ_1'} = \sum_2^n P \frac{ul^2}{2EJ_2}$$

$$+ \left(\sum_3^n P + \sum_4^n P + \dots + P_n \right) \frac{ul^2}{EJ_2}$$

$$\sum_1^n V \frac{l^2 h}{EJ_1} + V_1 \frac{l^3}{3EJ_1'} - V_0 \frac{l^3}{3EJ_0'} = \sum_1^n P \frac{ul^2}{2EJ_1}$$

$$+ \left(\sum_2^n P + \sum_3^n P + \dots + P_n \right) \frac{ul^2}{EJ_1}$$

上記の第一式には V_n 及び V_{n-1} の未知数 2 を含み、第二式には V_n, V_{n-1}, V_{n-2} の 3 を含み順次 1 つの未知数を増して居る、故に凡ての式は V_n と V_r の未知数 2 と P の既知数で表はす事が出来る、依つて若し或 V_r が既知であれば凡ての V 値が算出される筈である、然るに最後の式の V_0 は假想梁に於ける垂直力であつて前提により A_0 點が固定點であるから、同點の直上と直下に於ける彎曲力率には増減があり得ない、故に $V_0=0$ の場合に相當



第六圖

する、但し A_0 點は固定點である、故に又水平歪量があつてはならぬ随つて同點には適當の反力 P_0 を要するが之は各 V 間の相互關係を規定する上各式には已に消去され何等の影響がない事になつて居る、依つて $V_0=0$ とすれば最後の式から V_n 値が得られ、順次他の V 値が容易に算出される譯である、則ち (2) の關係諸式は V 値算出の基本式として Vierendel Träger の方法に多少の修補を加へたものである、

之が運用は次節に述べるが、尙計算の便を計り下記符號を使用し V を其尾號の順に配列する。

J = 任意の慣性力率 $l = ch$

$J_0 = a_0 J \quad J_0' = b_0 J$

$J_1 = a_1 J \quad J_1' = b_1 J$

$J_2 = a_2 J \quad J_2' = b_2 J$

.....

$J_n = a_n J \quad J_n' = b_n J$

$$V_{n-1} = \left\{ \left(\frac{c}{a_n} + \frac{c^2}{3b_n} \right) V_n - \frac{1}{2a_n} P_n \right\} \div \frac{c^2}{3b_{n-1}}$$

$$V_{n-2} = \left\{ \frac{c}{a_{n-1}} \sum_{n-1}^n V + \frac{c^2}{3b_{n-1}} V_{n-1} - \frac{1}{a_{n-1}} P_n - \frac{1}{2a_{n-1}} \sum_{n-1}^n P \right\} \div \frac{c^2}{3b_{n-2}}$$

$$(3) \left\{ \begin{aligned} V_{n-3} &= \left\{ \frac{c}{a_{n-2}} \sum_{n-2}^n V + \frac{c^2}{3b_{n-2}} V_{n-2} - \frac{1}{a_{n-2}} \left(\sum_{n-1}^n P + P_n \right) - \frac{1}{2a_{n-2}} \sum_{n-2}^n P \right\} \div \frac{c^2}{3b_{n-3}} \\ &\dots\dots\dots \\ V_1 &= \left\{ \frac{c}{a_2} \sum_2^n V + \frac{c^2}{3b_2} V_2 - \frac{1}{a_2} \left(\sum_3^n P + \sum_4^n P + \dots + P_n \right) - \frac{1}{2a_2} \sum_2^n P \right\} \div \frac{c^2}{3b_1} \\ V_0 &= \left\{ \frac{c}{a_1} \sum_1^n V + \frac{c^2}{3b_1} V_1 - \frac{1}{a_1} \left(\sum_2^n P + \sum_3^n P + \dots + P_n \right) - \frac{1}{2a_1} \sum_1^n P \right\} = 0 \end{aligned} \right.$$

上式は各層の P も J も凡て異りたる場合であるが若し各層同一であれば一層簡單となる、所要に應じ容易に修正使用される、尙此機會に於て一言し置きたい事は事務所建築の如きものは各層の荷重に餘り變りがない、随つて荷重の見地から梁の寸法を各層同一に取るのが今日一般に行はるゝ方法の様であるが、横力から云ふと V 力は常に下層に大である、恰も構橋の腹材と同一關係で構橋の中央は建物の頂上に當り兩端は下底に當るものであるから梁の寸法は下層程大きくし其柱梁接續も丈夫にせなければならん筈であるが、現建築物は多く之を無視して居る、随つて下層の梁は腹材の用をなさず震災の結果其被害點が上昇せし一因も茲にありと思はれる、尤も強震に對し少々下層梁を大きくしても無益と思ふから單に之を大きくせよとお奨めするものではない。

架構節點の水平歪量は又不定靜理論に依り一般に下式に依つて算出される

$$\delta_r = \int \frac{M}{EJ} \frac{dM}{dP_r} ds$$

δ_r は求むる節點 r の水平歪量、 dM/dP_r は同點に加はる水平力一變量に對する M の變量とす、故に下記の關係式が得られる。

$$(4) \left\{ \begin{aligned} \delta_1 &= \frac{h^3}{a_1 EJ} \left\{ \frac{1}{3} \sum_1^n P + \frac{1}{2} \left(\sum_2^n P + \sum_3^n P + \dots + P_n \right) - \frac{c}{2} \sum_1^n V \right\} \\ \delta_2 &= \delta_1 + \frac{h^3}{a_2 EJ} \left\{ \frac{1}{3} \sum_2^n P + \frac{1}{2} \left(\sum_3^n P + \sum_4^n P + \dots + P_n \right) - \frac{c}{2} \sum_2^n V \right\} + \frac{c^2 h^3}{3b_1 EJ} V_1 \\ &\dots\dots\dots \\ \delta_{n-1} &= \delta_{n-2} + \frac{h^3}{a_{n-1} EJ} \left\{ \frac{1}{3} \sum_{n-1}^n P + \frac{1}{2} P_n - \frac{c}{2} \sum_{n-1}^n V \right\} + \frac{c^2 h^3}{3b_{n-2} EJ} V_{n-2} \\ \delta_n &= \delta_{n-1} + \frac{h^3}{a_n EJ} \left\{ \frac{1}{3} P_n - \frac{c}{2} V_n \right\} + \frac{c^2 h^3}{3b_{n-1} EJ} V_{n-1} \end{aligned} \right.$$

上式中 $c^2 h^3 V_1 / 3b_1 EJ, \dots, c^2 h^3 V_r / 3b_r EJ$ 等は架構各節點に於ける柱中軸と垂直線間の角變位

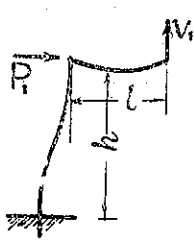
に相當する。

又各部材の彎曲力率及び軸應力は P と V から普通の方法で算出するに過ぎない、茲に省略する。

第二節 不定靜應力 V 算出式

横力に対する剛節架構の關係式は上記の如く可なり簡單となりしも尙 (3) 式中の各 V を順次 V_n で入換へるは數層の場合煩雜な手数を要する、依つて余は (3) 式を逆に最後の式則ち V_0 に対するものより順次 V_1, V_2 等を消去し、容易に V 値を得べき方法に依り一般公式を得たるにつき之が説明を兼ね、先づ一層より數層に至る矩形架構の V 値を (3) 式より算出し公式の基く所を明かにする、 V の値は凡て代數を以て表示しあとは適當の數字を入れ實用に供し得べく理論の一般に通じ得ない人々にも相當役に立つだらうと思はれる、殊に今日の法規で定められた程度の計算は之で充分と思ふ。

1. 1 連 1 層矩形架構、



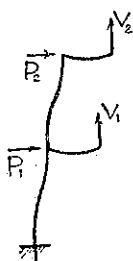
第七圖

第 (3) 式より

$$V_0 = -\frac{1}{2a_1}P_1 + \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c^2}{3b_1}\right)V_1 = 0$$

$$\therefore V_1 = \frac{P_1}{2a_1\left(\frac{c}{a_1} + \frac{c^2}{3b_1}\right)}$$

2. 1 連 2 層矩形架構、



第八圖

第 (3) 式より

$$\begin{cases} V_1 = \left\{ \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} \right) V_2 - \frac{1}{2a_2} P_2 \right\} \frac{3b_1}{c^2} \\ V_0 = \frac{c}{a_1} V_2 + \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c^2}{3b_1} \right) V_1 - \frac{1}{a_1} P_2 - \frac{1}{2a_1} (P_1 + P_2) = 0 \end{cases}$$

上式中 $\frac{1}{a_1} P_2 + \frac{1}{2a_1} (P_1 + P_2) = \alpha_1$

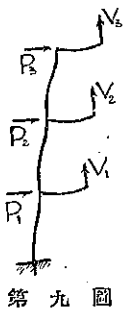
$$\frac{1}{2a_2} P_2 = \alpha_2 \quad \frac{3b_1}{c^2} \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c^2}{3b_1} \right) = \beta_1$$

と置けば上の第二式は下記の如くなる

$$\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 - \frac{c}{a_1} V_2 - \beta_1 \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} \right) V_2 = 0$$

$$\therefore V_2 = \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2}{\frac{c}{a_1} + \beta_1 \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} \right)}, \quad V_1 = \frac{\alpha_1 - \frac{c}{a_1} V_2}{\frac{c}{a_1} + \frac{c^2}{3b_1}}$$

3. 1 連 3 層矩形架構



第(3)式より

$$\left\{ \begin{array}{l} V_2 = \left\{ \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} \right) V_3 - \frac{P_3}{2a_2} \right\} \frac{3b_2}{c^2} \\ V_1 = \left\{ \frac{c}{a_1} V_3 + \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} \right) V_2 - \frac{1}{a_1} P_3 - \frac{1}{2a_1} (P_2 + P_3) \right\} \frac{3b_1}{c^2} \\ 0 = \frac{c}{a_1} V_3 + \frac{c}{a_1} V_2 + \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c^2}{3b_1} \right) V_1 \\ \quad - \frac{1}{a_1} (2P_3 + P_2) - \frac{1}{2a_1} (P_3 + P_2 + P_1) \end{array} \right.$$

上式中 $\frac{1}{2a_2} P_3 = \alpha_3, \quad \left\{ \frac{1}{a_2} P_3 + \frac{1}{2a_2} (P_2 + P_3) \right\} = \alpha_2$

$$\frac{1}{a_1} (2P_3 + P_2) + \frac{1}{2a_1} (P_3 + P_2 + P_1) = \alpha_1, \quad \frac{3b_1}{c^2} \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c^2}{3b_1} \right) = \beta_1$$

と置き最後の式より V_1 を消去すれば,

$$\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 - \frac{c}{a_1} (V_3 + V_2) - \beta_1 \frac{c}{a_2} V_3 - \beta \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} \right) V_2 = 0$$

更に

$$\frac{3b_2}{c^2} \left\{ \frac{c}{a_1} + \beta_1 \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} \right) \right\} = \beta_2$$

と置き V_2 を消去すれば,

$$\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 + \beta_2 \alpha_3 - \left(\frac{c}{a_1} + \beta_1 \frac{c}{a_2} \right) V_3 - \beta_2 \left(\frac{c}{a_3} + \frac{c^2}{3b_3} \right) V_3 = 0$$

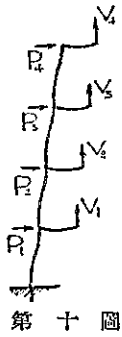
$$\therefore V_3 = \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 + \beta_2 \alpha_3}{\frac{c}{a_1} + \beta_1 \frac{c}{a_2} + \beta_2 \left(\frac{c}{a_3} + \frac{c^2}{3b_3} \right)}$$

$$V_2 = \frac{\alpha_2 + \beta_1 \alpha_3 - \left(\frac{c}{a_1} + \beta_1 \frac{c}{a_2} \right) V_3}{\frac{c}{a_1} + \beta_1 \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} \right)}$$

$$V_1 = \frac{\alpha_1 - \frac{c}{a_1}(V_3 + V_2)}{\frac{c}{a_1} + \frac{c^2}{3b_1}}$$

4. 1 連 4 層矩形架構,

(3) 式より下記の 4 式が出る



$$\left\{ \begin{aligned} V_3 &= \left\{ \left(\frac{c}{a_4} + \frac{c^2}{3b_4} \right) V_4 - \frac{1}{2a_4} P_4 \right\} \frac{3b_3}{c^2} \\ V_2 &= \left\{ \frac{c}{a_3} V_4 + \left(\frac{c}{a_3} + \frac{c^2}{3b_3} \right) V_3 - \frac{1}{a_3} P_4 - \frac{1}{2a_3} (P_4 + P_3) \right\} \frac{3b_2}{c^2} \\ V_1 &= \left\{ \frac{c}{a_2} (V_4 + V_3) + \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} \right) V_2 - \frac{1}{a_2} (P_3 + 2P_4) \right. \\ &\quad \left. - \frac{c}{2a_2} (P_4 + P_3 + P_2) \right\} \frac{3b_1}{c^2} \\ 0 &= \frac{c}{a_1} (V_2 + V_3 + V_4) + \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c^2}{3b_1} \right) V_1 \\ &\quad - \frac{1}{a_1} (P_2 + 2P_3 + 3P_4) - \frac{1}{2a_1} \sum_1^4 P \end{aligned} \right.$$

若し

$$\frac{1}{a_1} (P_2 + 2P_3 + 3P_4) + \frac{1}{2a_1} \sum_1^4 P = \alpha_1$$

$$\frac{1}{a_2} (P_3 + 2P_4) + \frac{1}{2a_2} \sum_1^4 P = \alpha_2$$

$$\frac{1}{a_3} P_4 + \frac{1}{2a_3} (P_4 + P_3) = \alpha_3$$

$$\frac{1}{2a_2} P_4 = \alpha_4, \quad \frac{3b_1}{c^2} \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c^2}{3b_1} \right) = \beta_1$$

と置き最後の式より V_1 を消去すれば次の如くなる。

$$0 = \alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 - \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 \right) (V_4 + V_3) - \left\{ \frac{c}{a_1} + \beta_1 \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} \right) \right\} V_2$$

又上式に、

$$\frac{3b_2}{c^2} \left\{ \frac{c}{a_1} + \beta_1 \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} \right) \right\} = \beta_2$$

と置き V_2 を消去すれば

$$0 = \alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 + \beta_2 \alpha_3 - \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \frac{c}{a_3} \beta_2 \right) V_4 \\ - \left\{ \frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \left(\frac{c}{a_3} + \frac{c}{3b_3} \right) \beta_2 \right\} V_3$$

更に

$$\frac{3b_2}{c^2} \left\{ \frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \left(\frac{c}{a_3} + \frac{c^2}{3b_3} \right) \beta_2 \right\} = \beta_3$$

と置き V_3 を消去すれば

$$0 = \alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 + \beta_2 \alpha_3 + \beta_3 \alpha_4 - \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \frac{c}{a_3} \beta_2 \right) V_4 - \beta_2 \left(\frac{c}{a_4} + \frac{c^2}{3b_4} \right) V_4$$

依つて

$$V_4 = \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 + \beta_2 \alpha_3 + \beta_3 \alpha_4}{\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \frac{c}{a_3} \beta_2 + \left(\frac{c}{a_4} + \frac{c^2}{3b_4} \right) \beta_3}$$

$$V_3 = \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 + \beta_2 \alpha_3 - \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \frac{c}{a_3} \beta_2 \right) V_4}{\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \left(\frac{c}{a_3} + \frac{c^2}{3b_3} \right) \beta_2}$$

$$V_2 = \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 - \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 \right) (V_4 + V_3)}{\frac{c}{a_1} + \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} \right) \beta_1}$$

$$V_1 = \frac{\alpha_1 - \frac{c}{a_1} (V_2 + V_3 + V_4)}{\frac{c}{a_1} + \frac{c^2}{3b_1}}$$

以上の様な操作で10階でも20階でも楽に解ける、結局其一般式は次の如くなる

5. n 層一般公式

$$V_n = \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 + \beta_2 \alpha_3 + \dots + \beta_{n-2} \alpha_{n-1} + \beta_{n-1} \alpha_n}{\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \dots + \frac{c}{a_{n-1}} \beta_{n-2} + \left(\frac{c}{a_n} + \frac{c^2}{3b_n} \right) \beta_{n-1}}$$

$$V_{n-1} = \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 + \dots + \beta_{n-2} \alpha_{n-1} - \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \dots + \frac{c}{a_{n-1}} \beta_{n-2} \right) V_n}{\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \dots + \frac{c}{a_{n-2}} \beta_{n-3} + \left(\frac{c}{a_{n-1}} + \frac{c}{3b_{n-1}} \right) \beta_{n-2}}$$

$$(5) \left\{ \begin{array}{l} \dots\dots\dots \\ V_2 = \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 - \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 \right) (V_n + V_{n-1} + \dots + V_3)}{\frac{c}{a_1} + \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} \right) \beta_1} \\ V_1 = \frac{\alpha_1 - \frac{c}{a_1} (V_n + V_{n-1} + \dots + V_2)}{\frac{c}{a_1} + \frac{c}{3b_1}} \end{array} \right.$$

上式中

$$\alpha_1 = \frac{1}{a_1} \{ P_2 + 2P_3 + \dots + (n-1)P_n \} + \frac{1}{2a_1} \sum_1^n P$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{a_2} \{ P_3 + 2P_4 + \dots + (n-2)P_n \} + \frac{1}{2a_2} \sum_2^n P$$

$$\alpha_{n-2} = \frac{1}{a_{n-2}} (P_{n-1} + 2P_n) + \frac{1}{2a_{n-2}} \sum_{n-2}^n P$$

$$\alpha_{n-1} = \frac{1}{a_{n-1}} P_n + \frac{1}{2a_{n-1}} (P_{n-1} + P_n)$$

$$\alpha_n = \frac{1}{2a_n} P_n$$

$$\beta_1 = \frac{3b_2}{c^2} \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c^2}{3b_1} \right)$$

$$\beta_2 = \frac{3b_2}{c^2} \left\{ \frac{c}{a_1} + \beta_1 \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} \right) \right\}$$

$$\beta_3 = \frac{3b_3}{c^2} \left\{ \frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \left(\frac{c}{a_3} + \frac{c^2}{3b_3} \right) \beta_2 \right\}$$

$$\beta_{n-1} = \frac{3b_{n-1}}{c^2} \left\{ \frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \dots + \frac{c}{a_{n-2}} \beta_{n-3} + \left(\frac{c^2}{a_{n-1}} + \frac{c^2}{3b_{n-1}} \right) \beta_{n-2} \right\}$$

試に本公式を應用して5層6層を解けば次の如し。

6. 1 連 5 層矩形架構

$$V_5 = \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 + \beta_2 \alpha_3 + \beta_3 \alpha_4 + \beta_4 \alpha_5}{\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \frac{c}{a_3} \beta_2 + \frac{c}{a_4} \beta_3 + \left(\frac{c}{a_5} + \frac{c^2}{3b_5} \right) \beta_4} \beta_4$$

$$V_4 = \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 + \beta_2 \alpha_3 + \beta_3 \alpha_4 - \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \frac{c}{a_3} \beta_2 + \frac{c}{a_4} \beta_3 \right) V_5}{\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \frac{c}{a_3} \beta_2 + \left(\frac{c}{a_4} + \frac{c^2}{3b_4} \right) \beta_3} V_5$$

$$V_3 = \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 + \beta_2 \alpha_3 - \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \frac{c}{a_3} \beta_2 \right) (V_4 + V_5)}{\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \left(\frac{c}{a_3} + \frac{c^2}{3b_3} \right) \beta_2}$$

$$V_2 = \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 - \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 \right) (V_3 + V_4 + V_5)}{\frac{c}{a_1} + \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} \right) \beta_1}$$

$$V_1 = \frac{\alpha_1 - \frac{c}{a_1} (V_2 + V_3 + V_4 + V_5)}{\frac{c}{a_1} + \frac{c^2}{3b_1}}$$

上式中

$$\alpha_1 = \frac{1}{a_1} (P_2 + 2P_3 + 3P_4 + 4P_5) + \frac{1}{2a_1} \sum_1^5 P$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{a_2} (P_3 + 2P_4 + 3P_5) + \frac{1}{2a_2} \sum_2^5 P$$

$$\alpha_3 = \frac{1}{a_3} (P_4 + 2P_5) + \frac{1}{2a_3} \sum_3^5 P$$

$$\alpha_4 = \frac{1}{a_4} P_5 + \frac{1}{2a_4} (P_4 + P_5), \quad \alpha_5 = \frac{1}{2a_5} P_5$$

$$\beta_1 = \frac{3b_1}{c^2} \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c^2}{3b_1} \right)$$

$$\beta_2 = \frac{3b_2}{c^2} \left\{ \frac{c}{a_1} + \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} \right) \beta_1 \right\}$$

$$\beta_3 = \frac{3b_3}{c^2} \left\{ \frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \left(\frac{c}{a_3} + \frac{c^2}{3b_3} \right) \beta_2 \right\}$$

$$\beta_4 = \frac{3b_4}{c^2} \left\{ \frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \frac{c}{a_3} \beta_2 + \left(\frac{c}{a_4} + \frac{c^2}{3b_4} \right) \beta_3 \right\}$$

7. 1 連 6 層矩形架樑

$$V_6 = \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 + \beta_2 \alpha_3 + \beta_3 \alpha_4 + \beta_4 \alpha_5 + \beta_5 \alpha_6}{\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \frac{c}{a_3} \beta_2 + \frac{c}{a_4} \beta_3 + \frac{c}{a_5} \beta_4 + \left(\frac{c}{a_6} + \frac{c^2}{3b_6} \right) \beta_5} V_6$$

$$V_5 = \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 + \beta_2 \alpha_3 + \beta_3 \alpha_4 + \beta_4 \alpha_5 - \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \frac{c}{a_3} \beta_2 + \frac{c}{a_4} \beta_3 + \frac{c}{a_5} \beta_4 \right) V_6}{\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \frac{c}{a_3} \beta_2 + \frac{c}{a_4} \beta_3 + \left(\frac{c}{a_5} + \frac{c^2}{3b_5} \right) \beta_4}$$

$$V_4 = \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 + \beta_2 \alpha_3 + \beta_3 \alpha_4 - \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \frac{c}{a_3} \beta_2 + \frac{c}{a_4} \beta_3 \right) (V_5 + V_6)}{\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \frac{c}{a_3} \beta_2 + \left(\frac{c}{a_4} + \frac{c^2}{4b_4} \right) \beta_3}$$

$$V_3 = \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 + \beta_2 \alpha_3 - \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \frac{c}{a_3} \beta_2 \right) (V_4 + V_5 + V_6)}{\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \left(\frac{c}{a_3} + \frac{c^2}{3b_3} \right) \beta_2}$$

$$V_2 = \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 - \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 \right) (V_3 + V_4 + V_5 + V_6)}{\frac{c}{a_1} + \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} \right) \beta_1}$$

$$V_1 = \frac{\alpha_1 + \frac{c}{a_1} \sum_2^6 V}{\frac{c}{a_1} + \frac{c^2}{3b_1}}$$

上式中

$$\alpha_1 = \frac{1}{a_1} (P_2 + 2P_3 + 3P_4 + 4P_5 + 5P_6) + \frac{1}{2a_1} \sum_1^6 P$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{a_2} (P_3 + 2P_4 + 3P_5 + 4P_6) + \frac{1}{2a_2} \sum_2^6 P$$

$$\alpha_3 = \frac{1}{a_3} (P_4 + 2P_5 + 3P_6) + \frac{1}{2a_3} \sum_3^6 P$$

$$\alpha_4 = \frac{1}{a_4} (P_5 + 2P_6) + \frac{1}{2a_4} \sum_4^6 P$$

$$\alpha_5 = \frac{1}{a_5} P_6 + \frac{1}{2a_5} (P_5 + P_6), \quad \alpha_6 = \frac{1}{2a_6} P_6$$

$$\beta_1 = \frac{3b_1}{c^2} \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c^2}{3b_1} \right), \quad \beta_2 = \frac{3b_2}{c^2} \left\{ \frac{c}{a_1} + \beta_1 \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} \right) \right\}$$

$$\beta_3 = \frac{3b_3}{c^2} \left\{ \frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \left(\frac{c}{a_3} + \frac{c^2}{3b_3} \right) \beta_2 \right\}$$

$$\beta_4 = \frac{3b_4}{c^2} \left\{ \frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \frac{c}{a_3} \beta_2 + \left(\frac{c}{a_4} + \frac{c}{3b_4} \right) \beta_3 \right\}$$

$$\beta_5 = \frac{3b_5}{c^2} \left\{ \frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \frac{c}{a_3} \beta_2 + \frac{c}{a_4} \beta_3 + \left(\frac{c}{a_5} + \frac{c^2}{3b_5} \right) \beta_4 \right\}$$

第三節 層高 h の異なる架構

既述の架構は層高 h を各層同一と假定した場合であるが普通地階は種々の用途から他と高さを異にする場合が多い、之が影響は (2) 式に遡つて見るに J_1 を含む項に限つて居る、故に同式中の最後の式を次の如く書換へるの要がある、地階の層高を h_1 とすれば、

$$\sum_1^n V \frac{l h_1}{E J_1} + V_1 \frac{l^3}{3 E J_1'} - V_0 \frac{l^3}{3 E J_0'} = \sum_1^n P \frac{U_1^2}{2 E J_1} + \left(\sum_2^n P + \sum_3^n P + \dots + P_n \right) \frac{U h_1}{E J_1}$$

依つて $h_1 = m h$ と置けば (3) 式の最後の式は

$$V_0 = \frac{m c}{a_1} \sum_1^n V + \frac{c^2}{3 b_1} V_1 - \frac{m}{a_1} \left(\sum_2^n P + \sum_3^n P + \dots + P_n \right) + \frac{m^2}{2 a_1} \sum_1^n P = 0$$

となり他に變りがない、故に (5) の一般公式中の $\frac{1}{a_1}$ を $\frac{m_1}{a_1}$ 、 $\frac{1}{2 a_1}$ を $\frac{m^2}{2 a_1}$ 、 $\frac{c}{a_1}$ を $\frac{m c}{a_1}$ と入換へれば修正される。

若し又 r 階の層高が違ふ場合は、其影響は同階以下に限られ、第 (2) 式中 J_r を含む式は下記の如くなる。

$$\sum_r^n V \frac{m l h}{E J_r} + V_r \frac{l^3}{3 E J_r'} - V_{r-1} \frac{l^3}{3 E J_{r-1}'} = \sum_r^n P \frac{m^2 U^2}{2 E J_r} + \left(\sum_{r+1}^n P + \sum_{r+2}^n P + \dots + P_n \right) \frac{m l h^2}{E J_r}$$

夫以下は下記の如く單に m は $\frac{1}{J_{r-1}}$ 、 $\frac{1}{J_{r-2}}$ 等の係数の中で $\sum_r^n P$ 項のみに現はれる

$$\sum_{r-1}^n V \frac{l h}{E J_{r-1}} + V_{r-1} \frac{l^3}{3 E J_{r-1}'} - V_{r-2} \frac{l^3}{3 E J_{r-2}'} = \sum_{r-1}^n P \frac{U^2}{2 E J_{r-1}} + \left(m \sum_r^n P + \sum_{r+1}^n P + \dots + P_n \right) \frac{U h^2}{E J_{r-1}}$$

$$\begin{aligned} \sum_{r=2}^n V \frac{l^3 h}{EJ_{r-2}} + V_{r-2} \frac{l^3}{3EJ'_{r-2}} - V_{r-3} \frac{l^3}{3EJ'_{r-3}} &= \sum_{r=2}^n P \frac{lk^2}{2EJ_{r-2}} \\ &+ \left(\sum_{r=1}^n P + m \sum_r P + \sum_{r+1}^n P + \dots + P \right) \frac{lk^2}{EJ_{r-2}} \\ \dots\dots\dots \\ \sum_1^n P \frac{lk^2}{EJ_1} + V_1 \frac{l^3}{3EJ'_1} - V_0 \frac{l^3}{3EJ'_0} &= \sum_1^n P \frac{lk^2}{2EJ_1} + \left(\sum_2^n P + \dots \right. \\ &\left. + m \sum_r P + \dots + P_n \right) \frac{lk^2}{EJ_1} \end{aligned}$$

故に (5) の公式中 J_r の係数に當る

$$\frac{c}{a_r} \text{ を } \frac{mc}{a_r}, \quad \frac{1}{2a_r} \text{ を } \frac{m^2}{2a_r}, \quad \frac{1}{a_r} \text{ を } \frac{m}{a_r}$$

J_{r-1} 以下に當る

$$\frac{1}{a_{r-1}}, \quad \frac{1}{a_{r-2}}, \dots, \frac{1}{a_1} \text{ の係数中で } \sum_r^n P \text{ の項丈を } m \sum_r^n P$$

と代入すれば修正される。

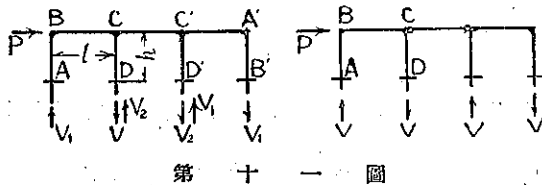
第三節 連続架構々造

上述の如く横力に對する 1 連重層柱底固着剛節架構の不定靜力 V の値は日常吾人の使用する種々の柱梁寸法や梁間層高に對し割合樂に解ける、随つて部材各點の彎曲力率及び軸應力は多少素養ある技術家ならば容易に算出される筈と思ふ、又柱梁節點の水平歪量は V が判れば第(4)式に依つて算定される、之を數連重層架構に應用すべき方法は已に第一章に説く所なるが、若し第一法の如く凡てを剛架構の連続とし内外柱の寸法割合を取れば合理的であるが、在來算法の想定の如く同階の柱の寸法を同一とするは嘗に計算を混雜ならしむるのみならず、横力に對する構造としては事實不利である、何となれば此場合内外柱の受くる彎曲力率には可なり大なる差がある、随つて負擔能力から云へば一に適當なる負擔なれば他には輕過ぎるか或は重過ぎる事になる、梁も亦同一關係にある、故に能力に應じて負擔割合を定めんとするならば、内外柱斷面慣性力率の比を第一法の如く取るが有利である、殊に震力に對する共同運動の場合を合理的に解決するに便利である。

凡そ矩形架構建築に於て 1 連のものも數連のものも柱梁の寸法が同一なれば其横力に對する能力は略連數に正比するものである、故に一定の横力に對しては連數の多い方で對抗するが勿論有利である、然れども震力は又略連數に正比増減する、随つて塔の如きものも數連數層の事務所建築の如きも架構としての耐震能力に格別優劣はない筈である、之を連結したか

らとて純理の上からは利益がない、此點は多くの技術家中にも誤解がある様に思はれる、假令へば内藤博士が大坂高島屋呉服店新築耐震計算書中に一方向の格間5に對し他の方向の格間は7となる故に凡ての外力は7の方向に對するものは5に對するもの、5/7に減少する、随つて7の方向に對する震力計算は要がないと説明されてあるが、此場合震力の總和は方向に依つて變りがない故に7格間の方向ならば5行で受け、5格間の方ならば7行で受ける、結局7格間のものは7の力を5格間のものは5の力を受くる筈で連數に正比して居る、随つて架構部材が方向に依つて強度を異にして居る場合にあらざれば誤解と思はれる、勿論壁體を主とする場合は相違がある、架構建築に於て連設の利益を恰も單桁の depthを増すが如く考ふるは甚だ不當で二三實例について計算すれば容易に諒解される事と思ふ。

若し又内柱の寸法が他の理由で定まり、外柱も同寸法とすべき要ある場合は4柱を單位とする第二法を探るが又應力の點から云ふても利益である、假令へば第十一圖の3連架構に於て左圖を全部剛節とし右圖を1連架2單位中間滑節梁接続とすれば、内藤博士著耐震論所載を引



第十一圖

用比較するに前者の柱底彎曲力率は(同氏の符號に依る)

$$M_{DC} = \frac{-Ph}{2} \frac{2+13\beta+9\beta^2}{4+41\beta+36\beta^2}$$

$$M_{AB} = \frac{-Ph}{2} \frac{2+10\beta+9\beta^2}{4+41\beta+36\beta^2}$$

後者は

$$M'_{AB} = \frac{-Ph}{4} \frac{1+3\beta}{1+6\beta}$$

兩者を對比すれば後者が少量で有利である、梁も亦略同様の關係である、且又前者の總曲能率は

$$Ph = 2M_{DC} + 2M_{AB} + 3lV_1 + l(V_2 - V_1)$$

後者は

$$Ph = 4M'_{AB} + 2lV$$

である、此兩式に於て $2M_{DC} + 2M_{AB} > 4M'_{AB}$ である故に $3lV_1 + l(V_2 - V_1) < 2lV$ となり柱軸應力となつて對抗する分量は却つて後者の方が有利で剛節架構の連續に依つて得る所なきは明瞭と思ふ。

上述の如く數連重層架構に於て同層の柱斷面を同一とするならば、單位構造とするが理論上有利なるのみならず加工が樂で經費も得である、勿論上記の如き構造を推奨するは事情の

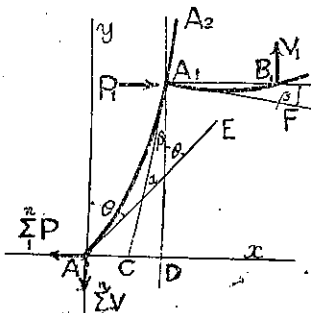
許す範囲であつて、萬一荷重の関係より剛柔架構併用の要ある場合は剛柔架構兩單位の同位に當る柱梁断面慣性力率を常に分比を以て増減すれば理論上差支ない、其理由は後項に譲る。

第四節 柱底滑節重層架構計算式

柱底固着の條件が實現さるゝは極めて稀有な場合であると思ふ、然るに尙今日一般に之を至當の條件として對横力計算に使用されて居る様である、此問題は現物を調査し研究を進むる程無理な點が多く、寧ろ滑節として取扱ふが實際に適合して居る場合が多い様である、殊に震害の實況から見ると耐震價值から考ふるも閉却し得ざる重要問題と思はれる、以下項を逐ふて述べるが先以て横力に對する計算方法を考慮する、算式に使用する符號は凡て固着の場合と同様とす、又各梁の中點が反曲點である、依つて柱底滑節の條件から先づ下式が出る

$$(6) \quad l \sum_1^n V = h \left(\sum_1^n P + \sum_2^n P + \dots + P_n \right)$$

又底點滑節なるが故に同點の横力に對する反力は $\sum_1^n P$ である、而して第十二圖 AA_1A_2



第十二圖

を柱中軸、 A_1B_1 曲線を梁中軸とすれば柱底の切線 AE と y 軸となす角變位 θ は AA_1 間の柱軸角變位 α と A_1 點に於ける梁の切線 A_1F と水平線となす角 β を合はせたものに等し A_1C は A_1 點に於ける柱曲軸の切線なり。

$$\therefore \theta = \alpha + \beta = \frac{h^2}{2EJ_1} \sum_1^n P + \frac{l^2}{3EJ_1'} V_1$$

依つて各梁の中點垂直歪量を零とすれば B_1 點より B_n 點に至る各點に於て次の方式が成立する。

$$(7) \quad \left\{ \begin{aligned} & \frac{c}{a_1} \sum_1^n V + \frac{c^2}{3b_1} V_1 = \frac{1}{2a_1} \sum_1^n P + \frac{1}{a_1} \left(\sum_2^n P + \sum_3^n P + \dots + P_n \right) + \frac{\theta EJ}{h^2} \\ & \frac{c}{a_1} \sum_1^n V + \frac{c}{a_2} \sum_2^n V + \frac{c^2}{3b_2} V_2 = \frac{1}{2a_1} \sum_1^n P + \frac{1}{2a_2} \sum_2^n P + \frac{1}{a_1} \left(\sum_2^n P + \sum_3^n P + \dots + P_n \right) + \frac{1}{a_2} \left(\sum_3^n P + \sum_4^n P + \dots + P_n \right) + \frac{\theta EJ}{h^2} \\ & \dots \dots \dots \end{aligned} \right.$$

$$\left(\begin{aligned} & \frac{c}{a_1} \sum_1^n V + \frac{c}{a_2} \sum_2^n V + \dots + \frac{c}{a_n} V_n + \frac{c^2}{3b_n} V_n = \frac{1}{2a_1} \sum_1^n P + \frac{1}{2a_2} \sum_2^n P \\ & + \dots + \frac{1}{2a_n} P_n + \frac{1}{a_1} \left(\sum_2^n P + \sum_3^n P + \dots + P_n \right) + \frac{1}{a_2} \left(\sum_3^n P \right. \\ & \left. + \sum_4^n P + \dots + P_n \right) + \dots + \frac{1}{a_{n-1}} P_n + \frac{\theta EJ}{l^2} \end{aligned} \right.$$

上式に於て高位のものより次位のことを差引けば次の $(n-1)$ 式が得られる之に (6) を併せて n 式が成立つ

$$(8) \left\{ \begin{aligned} V_{n-1} &= \left(\frac{c^2}{3b_n} V_n + \frac{c}{a_n} V_n - \frac{1}{2a_n} P_n \right) \frac{3b_{n-1}}{c^2} \\ V_{n-2} &= \left(\frac{c^2}{3b_{n-1}} V_{n-1} + \frac{c}{a_{n-1}} \sum_{n-1}^n V - \frac{1}{2a_{n-1}} \sum_{n-1}^n P + \frac{1}{a_{n-1}} P_n \right) \frac{3b_{n-2}}{c^2} \\ V_{n-3} &= \left\{ \frac{c^2}{3b_{n-2}} V_{n-2} + \frac{c}{a_{n-2}} \sum_{n-2}^n V - \frac{1}{2a_{n-2}} \sum_{n-2}^n P \right. \\ & \quad \left. - \frac{1}{a_{n-2}} \left(\sum_{n-1}^n P + P_n \right) \right\} \frac{3b_{n-3}}{c^2} \\ & \dots \dots \dots \\ V_2 &= \left\{ \frac{c^2}{3b_3} V_3 + \frac{c}{a_3} \sum_3^n V - \frac{1}{3a_3} \sum_3^n P - \frac{1}{a_3} \left(\sum_4^n P + \sum_5^n P \right. \right. \\ & \quad \left. \left. + \dots + P_n \right) \right\} \frac{3b_2}{c^2} \\ V_1 &= \left\{ \frac{c^2}{3b_2} V_2 + \frac{c}{a_2} \sum_2^n V - \frac{1}{2a_2} \sum_2^n P - \frac{1}{a_2} \left(\sum_3^n P + \sum_4^n P \right. \right. \\ & \quad \left. \left. + \dots + P_n \right) \right\} \frac{3b_1}{c^2} \\ \sum_1^n V &= \frac{1}{c} \left(\sum_1^n P + \sum_2^n P + \dots + P_n \right) \end{aligned} \right.$$

最後の式より固着の場合と同様順次 V_1, V_2, \dots, V_{n-1} を消去すれば V_n の値が出る、其一般式は下記の通りなり。

$$\left(V_n = \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 + \beta_2 \alpha_3 + \dots + \beta_{n-1} \alpha_n}{1 + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \frac{c}{a_3} \beta_2 + \dots + \frac{c}{a_{n-1}} \beta_{n-2} + \left(\frac{c}{a_n} + \frac{c^2}{3b_n} \right) \beta_{n-1}} \right.$$

$$(9) \left\{ \begin{aligned} V_{n-1} &= \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 + \dots + \beta_{n-2} \alpha_{n-1} - \left(1 + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \dots + \frac{c}{a_{n-1}} \beta_{n-2}\right) V_n}{1 + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \dots + \frac{c}{a_{n-2}} \beta_{n-3} + \left(\frac{c}{a_{n-1}} + \frac{c^2}{3b_{n-1}}\right) \beta_{n-2}} \\ &\dots\dots\dots \\ V_2 &= \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 - \left(1 + \frac{c}{a_2} \beta_1\right) \sum_3^n V}{1 + \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2}\right) \beta_1} \\ V_1 &= \alpha_1 = \sum_2^n V \end{aligned} \right.$$

上式中

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{1}{c} \left(\sum_1^n P + \sum_2^n P + \dots + P_n \right) \\ \alpha_2 &= \frac{1}{2a_2} \sum_2^n P + \frac{1}{a_2} \left(\sum_3^n P + \sum_4^n P + \dots + P_n \right) \\ \alpha_3 &= \frac{1}{2a_3} \sum_3^n P + \frac{1}{a_3} \left(\sum_4^n P + \sum_5^n P + \dots + P_n \right) \\ &\dots\dots\dots \\ \alpha_{n-1} &= \frac{1}{2a_{n-1}} \sum_{n-1}^n P + \frac{1}{a_{n-1}} P_n, \quad \alpha_n = \frac{1}{2a_n} P_n \\ \beta_1 &= \frac{3b_1}{c^2}, \quad \beta_2 = \left\{ 1 + \beta_1 \left(\frac{c^2}{3b_2} + \frac{c}{a_2} \right) \right\} \frac{3b_2}{c^2} \\ \beta_3 &= \left\{ 1 + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \left(\frac{c}{a_3} + \frac{c^2}{3b_3} \right) \beta_2 \right\} \frac{3b_3}{c^2} \\ &\dots\dots\dots \\ \beta_{n-1} &= \left\{ 1 + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \frac{c}{a_3} \beta_2 + \dots + \frac{c}{a_{n-2}} \beta_{n-3} + \left(\frac{c}{a_{n-1}} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + \frac{c^2}{3b_{n-1}} \right) \beta_{n-2} \right\} \frac{3b_{n-1}}{c^2} \end{aligned}$$

上式の形は全然柱底固着の場合の一般式と同一である、唯其 α 及び β の値が違ふのと a_2 が消去されてある。

又柱の A_1, A_2, \dots, A_n 點に於ける水平歪量は最下點 A に於ける中軸の角變位が θ なるが故に次の如くなる。

$$(10) \left\{ \begin{array}{l} \delta_1 = h\theta - \frac{k^3}{6a_1 EJ} \sum_1^n P = \frac{k^3}{3a_1 EJ} \sum_1^n P + \frac{c^2 k^3}{3b_1 EJ} V_1 \\ \delta_2 = \delta_1 + \frac{k^3}{a_2 EJ} \left\{ \frac{1}{3} \sum_2^n P + \frac{1}{2} \left(\sum_3^n P + \sum_4^n P + \dots + P_n \right) - \frac{c}{2} \sum_2^n V \right\} \\ \quad + \frac{c^2 k^3}{3b_1 EJ} V_1 \\ \dots \dots \dots \\ \delta_n = \delta_{n-1} + \frac{k^3}{a_n EJ} \left(\frac{1}{3} P_n - \frac{c}{2} V_n \right) + \frac{c^2 k^3}{3b_{n-1} EJ} V_{n-1} \end{array} \right.$$

上式中

$$\frac{c^2 k^3}{3b_1 EJ} V_1, \frac{c^2 k^3}{3b_2 EJ} V_2, \dots, \frac{c^2 k^3}{3b_{n-1} EJ} V_{n-1}$$

等は $A_1 A_2 \dots A_{n-1}$ 點に於ける柱中軸と垂直線間の角變位なり。

若し地階の高さを他に比し mh とすれば滑節の條件から

$$\sum_1^n V - \frac{1}{c} \left(m \sum_1^n P + \sum_2^n P + \dots + P_n \right) = 0$$

となるの外 (8) 式には関係がない、故に (9) 式には

$$\alpha_1 = \frac{1}{c} \left(m \sum_1^n P + \sum_2^n P + \dots + P_n \right)$$

とすれば修正される、又水平變位の (10) 式中

$$\frac{1}{a_1} \text{ を } \frac{m}{a_1}, \quad \frac{1}{b_1} \text{ を } \frac{m}{b_1}$$

と變更すればよい。

若又 r 層の高さが mh ならば

$$\sum_1^n V = \frac{1}{c} \left(\sum_1^n P + \sum_2^n P + \dots + m \sum_r^n P + \sum_{r+1}^n P + \dots + P_n \right)$$

となり (9) の各式中 $\sum_r^n P$ を $m \sum_r^n P$ と置換へ且つ $\frac{1}{a_r}$ の代りに $\frac{m}{a_r}$ とすればよくなる、又其水平變位量は (10) 式中で

$$\sum_r^n P \text{ を } m \sum_r^n P, \quad \frac{1}{a_r} \text{ を } \frac{m}{a_r}, \quad \frac{1}{b_r} \text{ を } \frac{m}{b_r}$$

と換へれば修正される。

第五節 弛緩せる剛節の影響

柱梁の結節が完全なる剛節たるは又望みがたき所である，殊に大地震に際し此點に集中する彎曲力率は他の點より甚だ大にして本來完全を期しがたき該節點に於て當初の軸線方向に多少の角變位を生ずるは免かれざるべし，又實に之に依つて振期を延長し震力を緩和する傾向がある，取付鐵材の變形綴鉄の弛緩に依り假令ひ致命的程度に至らざるも局部的變形の他の點より甚だ大なるは推定に難くない，之を1連續體として取扱ふは寧ろ不合理の場合が多いのである，然れど尙節點構造が彈性的運動を許すとすれば其強弱は各梁斷面慣性力率の大小に比例するものと見てよからうと思ふ，勿論當初の取付構造が梁の慣性力率に同一比の強度を有する場合である，随つて該點の角變位は彎曲力率 Vl に正比し梁の慣性力率に反比するものと考へられる，斯の如き場合同點に於て梁の單位應力 σ に對し ω なる變形を生ずるものとすれば其中軸角變位 φ は

$$\varphi = \frac{\omega Vl}{\sigma J}$$

となる，随つて梁中點に於ける垂直歪量の影響量は

$$\varphi l = \frac{\omega Vl^2}{\sigma J}$$

之を柱底滑節の (8) 式に入れると

$$(11) \left\{ \begin{array}{l} V_{n-1} = \left\{ \left(\frac{c^2}{3b_n} + \frac{\omega c E}{\sigma b_n h} \right) V_n + \frac{c}{a_n} V_n - \frac{1}{2a_n} P_n \right\} \div \left(\frac{c^2}{3b_{n-1}} + \frac{\omega c E}{\sigma b_{n-1} h} \right) \\ V_{n-2} = \left\{ \left(\frac{c^2}{3b_{n-1}} + \frac{\omega c E}{\sigma b_{n-1} h} \right) V_{n-1} + \frac{c}{a_{n-1}} \sum_{n-1}^n V - \frac{1}{2a_{n-1}} \sum_{n-1}^n P + \frac{1}{a_{n-1}} P_n \right\} \\ \quad \div \left(\frac{c^2}{3b_{n-2}} + \frac{\omega c E}{\sigma b_{n-2} h} \right) \\ \dots \dots \dots \\ V_1 = \left\{ \left(\frac{c^2}{3b_2} + \frac{\omega c E}{\sigma b_2 h} \right) V_2 + \frac{c}{a_2} \sum_2^n V - \frac{1}{2a_2} \sum_2^n P - \frac{1}{a_2} \left(\sum_3^n P + \sum_4^n P + \dots \right. \right. \\ \quad \left. \left. \dots + P_n \right) \right\} \div \left(\frac{c^2}{3b_1} + \frac{\omega c E}{\sigma b_1 h} \right) \end{array} \right.$$

又 (9) 式の α には變化なく β 及び V 値式中の

$$\frac{c^2}{3b_n}, \frac{c^2}{3b_{n-1}}, \dots, \frac{c^2}{3b_1}$$

を順次下記と入換へれば所要の式が得られる。

$$\left(\frac{c^2}{3b_n} + \frac{\omega c E}{\sigma b_n h}\right), \left(\frac{c^2}{3b_{n-1}} + \frac{\omega c E}{\sigma b_{n-1} h}\right), \dots \cdot \left(\frac{c^2}{3b_1} + \frac{\omega c E}{\sigma b_1 h}\right)$$

又其水平歪量は (10) 式の

$$\frac{c^2 h^3}{3b_1 E J}, \frac{c^2 h^3}{3b_2 E J}, \dots \frac{c^2 h^3}{3b_n E J}$$

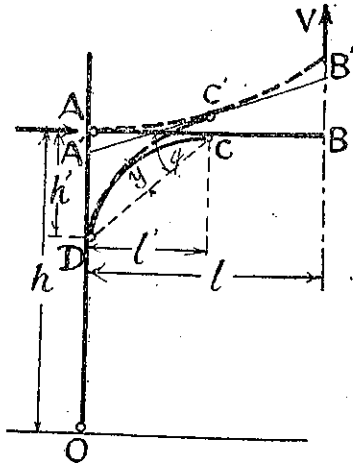
を $\left(\frac{c^2 h^3}{3b_1 E J} + \frac{\omega c h^2}{\sigma b_1 J}\right), \left(\frac{c^2 h^3}{3b_2 E J} + \frac{\omega c h^2}{\sigma b_2 J}\right), \dots \left(\frac{c^2 h^3}{3b_n E J} + \frac{\omega c h^2}{\sigma b_n J}\right)$

と置換へれば修正される。

又或層高の異なる場合は更に柱底滑節の場合と同一の修正を要する。

第六節 柱梁結節に曲形方杖を使用する場合

曲形方杖を使用すれば節點構造を容易ならしむるのみならず、若し彈機鋼の如き優等材を使用すれば柱梁接點に於て大なる角變位に耐へ耐震上有利である、木造建築の如き柱梁接續



第十三圖

に彈性的反撥力を缺き其變形は永久的で復元力の乏しき構造に於て若し斯の如き彈機裝置を加ふれば大に耐震力を増加し得るものと思はれ第十三圖の如く AO 柱と AB 梁が A 點に於て滑節を以て接續し尙曲形方杖 DC を以て支へられたりとすれば、若し V 力が B 點に働けば A CB は AC'B' と變位する、而して C 點に於ける反力は Vl/l' である、其 DC 方向の分力は $Vl/l' \sin \varphi$ となる、故に曲形方杖に於ける彎曲力率は $Vly/l' \sin \varphi$ にして其 DC 方向の變位量は凡そ

$$\int_D^C \frac{Vly^2 ds}{l' \sin \varphi E' J'}$$

となる、 E' は曲材の彈性率、 J' は同慣性力率とす、依つて微少の變形に對する CC' の變位は

$$CC' = \sin \varphi \int_D^C \frac{Vly^2 ds}{l' \sin \varphi E' J'} = \frac{Vl}{l' E' J'} \int_D^C y^2 ds$$

故に C' 點に於ける梁中軸線への切線 A'C' と水平線と下記の角をなす。

$$\frac{AA' + CC'}{l} = \frac{V(l-l')l^3}{3l^2 E J} + \frac{Vl}{l^2 E' J'} \int_D^C y^2 ds$$

$$\therefore BB' = \frac{V(l-l')^3}{3E J} + \frac{V(l-l')l}{3E J} + \frac{Vl^2}{l^2 E' J'} \int_D^C y^2 ds - \frac{V(l-l')l^2}{3E J}$$

$$= \frac{V(l-l')^2}{3EJ} + \frac{VF}{V^2 E' J'} \int_D^c y^2 ds$$

然るに B' 點が當初の水平位置を維持するには、 A 點に於ける柱の中軸は垂直線との間に BB'/l の角變位を要する、故に若し曲材の r 階に於ける慣性力率を $J_r' = b_r' J$, $l' = p h$, $E' = E$ とすれば前記柱底滑節柱梁剛節の (8), (9) 兩式中の

$$\frac{c^2}{3b_r} V_r \quad \text{の代りに} \quad \frac{(c-p)^2}{3b_r} + \frac{c}{p^2 h^3 b_r'} \int_D^c y^2 ds$$

と置換へを要する、又柱に於ける彎曲力率は V 力に依つて A と D 點に Vl/h' の偶力となつて現はれる、故に若し $h' = qh$ とすれば AD 間は零より Vl となり、 D 點以下は變化なく凡て Vl なり、依つて (8), (9) 式中の

$$\frac{c}{a_r} \sum_r^n V \quad \text{は} \quad \frac{c}{a_r} \sum_{r+1}^n V + \left\{ \frac{cq}{2a_r} + \frac{c-cq}{a_r} \right\} V_r = \frac{c}{a_r} \sum_r^n V - \frac{cq}{2a_r} V_r$$

となる、其一般式は原式と大分相違があるから全部掲げることにする。

$$(12) \left\{ \begin{aligned} V_{n-1} &= \frac{\left\{ \frac{(c-p)^2}{3b_n} + \frac{c}{p^2 h^3 b_n'} \int y^2 ds - \frac{cq}{2a_n} \right\} V_n + \frac{c}{a_n} V_n - \frac{1}{2a_n} P}{\frac{(c-p)^2}{3b_{n-1}} + \frac{c}{p^2 h^3 b_{n-1}'}} \\ V_{n-2} &= \frac{\left\{ \frac{(c-p)^2}{3b_{n-1}} + \frac{c}{p^2 h^3 b_{n-1}'} \int y^2 ds - \frac{cq}{2a_{n-1}} \right\} V_{n-1}}{\frac{(c-p)^2}{3b_{n-2}}} \\ &\quad + \frac{c}{a_{n-1}} \sum_{n-1}^n V - \frac{1}{2a_{n-1}} \sum_{n-1}^n P + \frac{1}{a_{n-1}} P_n \\ &\quad + \frac{c}{p^2 h^3 b_{n-2}'} \int y^2 ds \\ &\quad \dots \dots \dots \\ V_2 &= \frac{\left\{ \frac{(c-p)^2}{3b_3} + \frac{c}{p^2 h^3 b_3'} \int y^2 ds - \frac{cq}{2a_3} \right\} V_3}{\frac{(c-p)^2}{3b_2}} \\ &\quad + \frac{c}{a_3} \sum_3^n V - \frac{1}{2a_3} \sum_3^n P - \frac{1}{a_3} \left(\sum_4^n P + \sum_5^n P + \dots + P_n \right) \\ &\quad + \frac{c}{p^2 h^3 b_2'} \int y^2 ds \end{aligned} \right.$$

$$V_1 = \frac{\left\{ \frac{(c-p)^2}{3b_2} + \frac{c}{p^2 h^3 b_2'} \int y^2 ds - \frac{cq}{2a_2} \right\} V_2}{\frac{(c-p)^2}{3b_1}}$$

$$+ \frac{c}{a_2} \sum_2^n V - \frac{1}{2a_2} \sum_2^n P - \frac{1}{a_2} \left(\sum_3^n P + \sum_4^n P + \dots + P_n \right)$$

$$+ \frac{c}{p^2 h^3 b_1'} \int y^2 ds$$

$$\left(\sum_1^n V = \frac{1}{c} \left(\sum_1^n P + \sum_2^n P + \dots + P_n \right) \right)$$

依つて V の値は下式の如くなる。

$$V_n = \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 + \beta_2 \alpha_3 + \dots}{1 + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \frac{c}{a_3} \beta_2 + \dots + \frac{c}{a_{n-1}} \beta_{n-2}}$$

$$+ \frac{\dots + \beta_{n-1} \alpha_n}{\left\{ \frac{(c-p)^2}{3b_n} + \frac{c}{p^2 h^3 b_n'} \int y^2 ds + \frac{c}{a_n} - \frac{cq}{2a_n} \right\} \beta_{n-1}}$$

$$V_{n-1} = \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 + \dots + \beta_{n-2} \alpha_{n-1}}{1 + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \frac{c}{a_3} \beta_2 + \dots + \frac{c}{a_{n-2}} \beta_{n-3}}$$

$$- \left(1 + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \frac{c}{a_3} \beta_2 + \dots + \frac{c}{a_{n-1}} \beta_{n-2} \right) V_n$$

$$+ \frac{\left\{ \frac{(c-p)^2}{3b_{n-1}} + \frac{c}{p^2 h^3 b_{n-1}'} \int y^2 ds + \frac{c}{a_{n-1}} - \frac{cq}{2a_{n-1}} \right\} \beta_{n-2}}{\dots}$$

$$(13) \quad V_{n-2} = \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 + \dots + \beta_{n-3} \alpha_{n-2}}{1 + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \dots + \frac{c}{a_{n-3}} \alpha_{n-4}}$$

$$- \left(1 + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \dots + \frac{c}{a_{n-2}} \beta_{n-3} \right) (V_n + V_{n-1})$$

$$+ \frac{\left\{ \frac{(c-p)^2}{3b_{n-2}} + \frac{c}{p^2 h^3 b_{n-2}'} \int y^2 ds + \frac{c}{a_{n-2}} - \frac{cq}{2a_{n-2}} \right\} \beta_{n-3}}{\dots}$$

$$\dots$$

$$V_2 = \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2 - \left(1 + \frac{c}{a_2} \beta_1 \right) \sum_3^n V}{1 + \left\{ \frac{(c-p)^2}{3b_2} + \frac{c}{p^2 h^3 b_2'} \int y^2 ds + \frac{c}{a_2} - \frac{cq}{2a_2} \right\} \beta_1}$$

$$V_1 = \alpha_1 - \sum_2^n V$$

上式中

$$\alpha_1 = \frac{1}{c} \left(\sum_1^n P + \sum_2^n P + \dots + P_n \right)$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{2a_2} \sum_2^n P + \frac{1}{a_2} \left(\sum_3^n P + \sum_4^n P + \dots + P_n \right)$$

$$\alpha_{n-1} = \frac{1}{2a_{n-1}} \sum_{n-1}^n P + \frac{1}{a_{n-1}} P_n, \quad \alpha_n = \frac{1}{2a_n} P_n$$

$$\beta_1 = \frac{1}{\frac{(c-p)^2}{3b_1} + \frac{c}{p^2 h^3 b_1'} \int y^2 ds}$$

$$\beta_2 = \frac{1 + \left\{ \frac{(c-p)^2}{3b_2} + \frac{c}{p^2 h^3 b_2'} \int y^2 ds + \frac{c}{a_2} - \frac{cq}{2a_2} \right\} \beta_1}{\frac{(c-p)^2}{3b_2} + \frac{c}{p^2 h^3 b_2'} \int y^2 ds}$$

$$\beta_3 = \frac{1 + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \left\{ \frac{(c-p)^2}{3b_3} + \frac{c}{p^2 h^3 b_3'} \int y^2 ds + \frac{c}{a_3} - \frac{cq}{2a_3} \right\} \beta_2}{\frac{(c-p)^2}{3b_3} + \frac{c}{p^2 h^3 b_3'} \int y^2 ds}$$

$$\beta_{n-1} = \frac{1 + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \frac{c}{a_3} \beta_2 + \dots + \frac{c}{a_{n-2}} \beta_{n-3}}{\frac{(c-p)^2}{3b_{n-1}} + \left\{ \frac{(c-p)^2}{3b_{n-1}} + \frac{c}{p^2 h^3 b_{n-1}'} \int y^2 ds + \frac{c}{a_{n-1}} - \frac{cq}{2a_{n-1}} \right\} \beta_{n-2} + \frac{c}{p^2 h^3 b_{n-1}'} \int y^2 ds}$$

又水平歪量は第(10)式の

$$\frac{c^2 h^3}{3b_r EJ} V_r \text{ を } \left\{ \frac{(c-p)^2 h^3}{3b_r EJ} + \frac{c}{p^2 b_r' EJ} \int y^2 ds \right\} V_r$$

と變更を要す、其一般式は次の如くなる。

$$(14) \left\{ \begin{aligned} \delta_1 &= \frac{h^3}{3a_1 EJ} \sum_1^n P - \frac{cq^2 h^3}{3a_1 EJ} + \frac{h^3}{3EJ} \left\{ \frac{(c-p)^2}{b_1} + \frac{3c}{p^2 h^3 b_1'} \int y^2 ds \right\} V_1 \\ \delta_2 &= \delta_1 + \frac{h^3}{3a_2 EJ} \left\{ \sum_2^n P + \frac{3}{2} \left(\sum_3^n P + \sum_4^n P + \dots + P_n \right) \right. \\ &\quad \left. - \frac{3c}{2} \sum_2^n V + \frac{cq^2}{2} V_2 \right\} + \frac{h^3}{3EJ} \left\{ \frac{(c-p)^2}{b_1} + \frac{3c}{p^2 h^3 b_1'} \int y^2 ds \right\} V_1 \\ &\quad \dots \dots \dots \\ \delta_n &= \delta_{n-1} + \frac{h^3}{3a_n EJ} \left(P_n - \frac{3c}{2} V_n + \frac{cq^2}{2} V_n \right) \\ &\quad + \frac{h^3}{3EJ} \left\{ \frac{(c-p)^2}{b_{n-1}} + \frac{3c}{p^2 h^3 b_{n-1}'} \int y^2 ds \right\} V_{n-1} \end{aligned} \right.$$

若し r 階の層高が mh であるならば (12), (13) 式中の $\sum_r^n P$ は $m \sum_r^n P$ となり又下記

$$\frac{c}{a_r} \sum_{r+1}^n V + \left\{ \frac{cq}{2a_r} + \frac{c(1-q)}{a_r} \right\} V_r = \frac{c}{a_r} \sum_r^n V - \frac{cq}{2a_r} V_r$$

なる項のみは

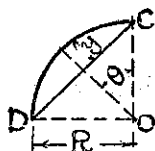
$$\frac{mc}{a_r} \sum_{r+1}^n V + \left\{ \frac{cq}{2a_r} + \frac{c(m-q)}{a_r} \right\} V_r = \frac{mc}{a_r} \sum_r^n V - \frac{cq}{2a_r} V_r$$

と入換へを要す。

又 (14) 式は上記修正の外尙下記の修正を要す

$$\sum_r^n P \text{ を } m \sum_r^n P, \quad \frac{1}{a_r} \text{ を } \frac{m^2}{a_r}, \quad \frac{1}{b_r} \text{ を } \frac{m}{b_r}, \quad \frac{1}{b_r'} \text{ を } \frac{m}{b_r'}$$

尙上各式の $\int y^2 ds$ は DC 曲線の DC 直線に對する慣性力率にして曲形に應じ別途に計算を



第十四圖

要するが、若し曲形が圓弧で、第十四圖の如く R が半径、 2θ が DOC 角ならば

$$\int_D^C y^2 ds = R^3 (\theta - 3 \cos \theta \sin \theta + 2\theta \cos^2 \theta)$$

となる。

第三章 一連重層矩形架構震力計算法

第一節 自己振期と其中軸曲線

時相論に於て算出せし如く地震振動に感應すべき構造體各點の電力量は構造體夫自身の振期と地動振期の比に依つて大なる相違がある，故に先以て構造體の自己振期と其中軸曲線の形狀を算定するの必要がある，之が一般的理論は已に時相論に説明せる所なるを以て此所には一連重層の矩形架構體について算出の方法を詳述する，震力は近似的に各層柱梁節點に集中さるゝものと假定する，依つて或層節點に受くる震力 $P_r=1$ とし他點の P を凡て零とせる場合の V 及び δ に對する影響量を求むれば次の如くなる。

1. 柱底固着柱梁剛節の場合，第二章第二節の(5)式は次の如く變はる。

$$\alpha_{r1} = \frac{1}{a_1}(r-1) + \frac{1}{2a}$$

$$\alpha_{r2} = \frac{1}{a_2}(r-2) + \frac{1}{2a_2}$$

.....

$$\alpha_{r(r-1)} = \frac{1}{a_{r-1}} + \frac{1}{2a_{r-1}}$$

$$\alpha_{rr} = \frac{1}{2a_r}$$

β は原式と同じ

$$\beta_1 = \frac{3b_1}{c^2} \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c^2}{3b_1} \right)$$

$$\beta_2 = \frac{3b_2}{c^2} \left\{ \frac{c}{a_1} + \beta_1 \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} \right) \right\}$$

.....

$$\beta_{n-1} = \frac{3b_{n-1}}{c^2} \left\{ \frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \dots + \frac{c}{a_{n-2}} \beta_{n-3} + \left(\frac{c}{a_{n-1}} + \frac{c^2}{3b_{n-1}} \right) \beta_{n-2} \right\}$$

依つて

$$V_{rn} = \frac{\alpha_{r1} + \beta_1 \alpha_{r2} + \dots + \beta_{r-1} \alpha_{rr}}{\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \dots + \frac{c}{a_{n-1}} \beta_{n-2} + \left(\frac{c}{a_n} + \frac{c^2}{3b_n} \right) \beta_{n-1}}$$

$$\begin{aligned}
 V_{r(n-1)} &= \frac{\alpha_{r1} + \beta_1 \alpha_{r2} + \dots + \beta_{r-1} \alpha_{rr} - \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \dots + \frac{c}{a_{n-1}} \beta_{n-2} \right) V_{rn}}{\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \dots + \frac{c}{a_{n-2}} \beta_{n-3} + \left(\frac{c}{a_{n-1}} + \frac{c^2}{3b_{n-1}} \right) \beta_{n-2}} \\
 &\dots \\
 V_{rr} &= \frac{\alpha_{r1} + \beta_1 \alpha_{r2} + \dots + \beta_{r-1} \alpha_{rr} - \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \dots + \frac{c}{a_r} \beta_{r-1} \right) \sum_{r+1}^n V}{\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \dots + \frac{c}{a_{r-1}} \beta_{r-2} + \left(\frac{c}{a_r} + \frac{c^2}{3b_r} \right) \beta_{r-1}} \\
 V_{r(r-1)} &= \frac{\alpha_{r1} + \beta_1 \alpha_{r2} + \dots + \beta_{r-2} \alpha_{r(r-1)} - \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \dots + \frac{c}{a_{r-1}} \beta_{r-2} \right) \sum_r^n V}{\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \dots + \frac{c}{a_{r-2}} \beta_{r-3} + \left(\frac{c}{a_{r-1}} + \frac{c^2}{3b_{r-1}} \right) \beta_{r-2}} \\
 &\dots \\
 V_{r2} &= \frac{\alpha_{r1} + \beta_1 \alpha_{r2} - \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c}{a_2} \beta_1 \right) \sum_3^n V}{\frac{c}{a_1} + \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} \right) \beta_1} \\
 V_{r1} &= \frac{\alpha_{r1} - \frac{c}{a_1} \sum_r^n V}{\frac{c}{a_1} + \frac{c^2}{3b_1}}
 \end{aligned}
 \tag{15}$$

上式の V 値を (4) 式に入れると

$$\begin{aligned}
 \delta_{r1} &= \frac{h^3}{a_1 E J} \left\{ \frac{1}{3} + \frac{1}{2} (r-1) - \frac{c}{2} \sum_1^n V \right\} \\
 \delta_{r2} &= \delta_{r1} + \frac{h^3}{a_2 E J} \left\{ \frac{1}{3} + \frac{1}{2} (r-2) - \frac{c}{2} \sum_2^n V \right\} + \frac{c^2 h^3}{3b_1 E J} V_{r1} \\
 &\dots \\
 \delta_{rr} &= \delta_{r(r-1)} + \frac{h^3}{a_r E J} \left(\frac{1}{3} - \frac{c}{2} \sum_r^n V \right) + \frac{c^2 h^3}{3b_{r-1} E J} V_{r(r-1)} \\
 \delta_{r(r+1)} &= \delta_{rr} - \frac{h^3}{a_{r+1} E J} \frac{c}{2} \sum_{r+1}^n V + \frac{c^2 h^3}{3b_r E J} V_{rr} \\
 &\dots \\
 \delta_{rn} &= \delta_{r(n-1)} - \frac{h^3}{a_n E J} \frac{c}{2} V_{rn} + \frac{c^2 h^3}{3b_{n-1} E J} V_{r(n-1)}
 \end{aligned}
 \tag{16}$$

2. 柱底滑節の場合, $P_r=1$ の条件を (9) 式に入れると

$$\alpha_{r1} = \frac{r}{c}$$

$$\alpha_{r2} = \frac{1}{2a_2} + \frac{1}{a_2}(r-2)$$

$$\alpha_{r3} = \frac{1}{2a_3} + \frac{1}{a_3}(r-3)$$

.....

$$\alpha_{rr} = \frac{1}{2a_r}$$

β の値は (9) 式に同じ依つて

$$(17) \left\{ \begin{aligned} V_{rn} &= \frac{\alpha_{r1} + \beta_1 \alpha_{r2} + \beta_2 \alpha_{r3} + \dots + \beta_{r-1} \alpha_{rr}}{1 + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \dots + \frac{c}{a_{n-1}} \beta_{n-2} + \left(\frac{c}{a_n} + \frac{c^2}{3b_n} \right) \beta_{n-1}} \\ V_{r(n-1)} &= \frac{\alpha_{r1} + \beta_1 \alpha_{r2} + \dots + \beta_{r-1} \alpha_{rr} - \left(1 + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \dots + \frac{c}{a_{n-1}} \beta_{n-2} \right) V_{rn}}{1 + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \dots + \frac{c}{a_{n-2}} \beta_{n-3} + \left(\frac{c}{a_{n-1}} + \frac{c^2}{3b_{n-1}} \right) \beta_{n-2}} \\ &\dots \\ V_{rr} &= \frac{\alpha_{r1} + \beta_1 \alpha_{r2} + \dots + \beta_{r-1} \alpha_{rr} - \left(1 + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \dots + \frac{c}{a_r} \beta_{r-1} \right) \sum_{r+1}^n V}{1 + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \dots + \frac{c}{a_{r-1}} \beta_{r-2} + \left(\frac{c}{a_r} + \frac{c^2}{3b_r} \right) \beta_{r-1}} \\ V_{r(r-1)} &= \frac{\alpha_{r1} + \beta_1 \alpha_{r2} + \dots + \beta_{r-2} \alpha_{r(r-1)} - \left(1 + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \dots + \frac{c}{a_{r-1}} \beta_{r-2} \right) \sum_r^n V}{1 + \frac{c}{a_2} \beta_1 + \dots + \frac{c}{a_{r-2}} \beta_{r-3} + \left(\frac{c}{a_{r-1}} + \frac{c^2}{3b_{r-1}} \right) \beta_{r-2}} \\ &\dots \\ V_{r2} &= \frac{\alpha_{r1} + \beta_1 \alpha_{r2} - \left(1 + \frac{c}{a_2} \beta_1 \right) \sum_3^n V}{1 + \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} \right) \beta_1}, \quad V_{r1} = \alpha_{r1} - \sum_2^n V \end{aligned} \right.$$

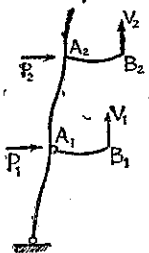
上式の V 値を (10) 式に入れると

$$(18) \left\{ \begin{aligned} \delta_{r1} &= \frac{k^3}{3a_1 EJ} + \frac{c^2 k^3}{3b_1 EJ} V_{r1} \\ \delta_{r2} &= \delta_{r1} + \frac{k^3}{EJ} \left\{ \frac{1}{3a_2} + \frac{1}{2a_2}(r-2) - \frac{c}{2a_2} \sum_2^n V + \frac{c^2}{3b_1} V_{r1} \right\} \\ &\dots\dots\dots \\ \delta_{rr} &= \delta_{r(r-1)} + \frac{k^3}{EJ} \left(\frac{1}{3a_r} - \frac{c}{2a_r} \sum_r^n V + \frac{c^2}{3b_{r-1}} V_{r(r-1)} \right) \\ \delta_{r(r+1)} &= \delta_{rr} - \frac{k^3}{EJ} \left(\frac{c}{2a_{r+1}} \sum_{r+1}^n V - \frac{c^2}{3b_r} V_{rr} \right) \\ &\dots\dots\dots \\ \delta_{rn} &= \delta_{r(n-1)} - \frac{k^3}{EJ} \left(\frac{c}{2a_n} V_{rn} - \frac{c^2}{3b_{n-1}} V_{r(n-1)} \right) \end{aligned} \right.$$

弛緩剛節及び曲形方杖の場合は上式に前章横力の場合と同様の變更をなせば修正される依つて茲に省略する、又層高の異なる場合も夫々多少の變更を要するが、一々掲ぐる要もなからうと思ふ。

3. 柱底及び第一柱梁接續滑節の場合は震力計算に屢々必要がある、其横力に對する計算式は前章に掲ぐべき筈であつたが、書洩らしたるにつき茲に追補する、此場合 $V_1=0$ となり

(7) 式の第一式は不要である、又同式中



第十五圖

$$\theta = \alpha + \beta = \frac{k^2}{2a_1 EJ} \sum_1^n P + \frac{3k^2}{2a_2 EJ} \sum_1^n P - \frac{k^2}{2a_2 EJ} P_1 + \frac{l^2}{3b_2 EJ} V_2$$

$\sum_1^n V = \sum_2^n V$ となる、又第(8)式中の V_1 に對する等式は不用なり、依

つて(9)の一般式中 $\beta_1=0, V_1=0$ とすれば此場合に對する不靜定應力算

定式が得られる、第(10)式中 δ_1 及び δ_2 に對する等式が次の如くなり其他は(10)式のまゝにて變化なし。

$$\delta_1 = k\theta - \frac{k^3}{6a_1 EJ} \sum_1^n P = \frac{k^3}{3a_1 EJ} \sum_1^n P + \frac{3k^3}{2a_2 EJ} \sum_1^n P - \frac{k^3}{2a_2 EJ} P_1 + \frac{c^2 k^3}{3b_2 EJ} V_2$$

$$\delta_2 = \frac{k^3}{3a_1 EJ} \sum_1^n P + \frac{7k^3}{3a_2 EJ} \sum_1^n P - \frac{5k^3}{6a_2 EJ} P_1 + \frac{2c^2 k^3}{3b_2 EJ} V_2$$

$$\text{or } = \delta_1 + \frac{k^3}{a_2 EJ} \left\{ \frac{1}{3} \sum_2^n P + \frac{1}{2} \left(\sum_3^n P + \sum_4^n P + \dots + P_n \right) - \frac{c}{2} \sum_2^n V \right\}$$

$$+h\left(\theta - \frac{h^2}{2a_1 EJ} \sum_1^n P\right)$$

故に $P_r=1$ の影響式は次の如くなる。

(17) 式の α 式には変化なし、但し α_{r2} は β_1 の係数としてのみ現はるゝが故に不用なり、 β も $\beta_1=0$ の外變りなし、依つて V 式中 β_1 の項を削除すれば (17) は其まゝ使用して差支なし、但し $V_{r1}=0$ なり、其水平歪量に對する影響は、 $r \geq 2$ の場合

$$(19) \left\{ \begin{array}{l} \delta_{r1} = \frac{h^3}{3a_1 EJ} + \frac{3h^3}{2a_2 EJ} + \frac{c^2 h^3}{3b_2 EJ} V_{r2} \\ \delta_{r2} = \frac{h^3}{3a_1 EJ} + \frac{7h^3}{3a_2 EJ} + \frac{2c^2 h^3}{3b_2 EJ} V_{r2} \\ \delta_{r3} = \delta_{r2} + \frac{h^3}{EJ} \left\{ \frac{1}{3a_3} + \frac{1}{2a_3} (r-3) - \frac{c}{2a_3} \sum_3^n V + \frac{c^2}{3b_2} V_{r2} \right\} \\ \dots \dots \dots \\ \delta_{rr} = \delta_{r(r-1)} + \frac{h^3}{EJ} \left(\frac{1}{3a_r} - \frac{c}{2a_r} \sum_r^n V + \frac{c^2}{3b_{r-1}} V_{r(r-1)} \right) \\ \delta_{r(r+1)} = \delta_{rr} - \frac{h^3}{EJ} \left(\frac{c}{2a_{r+1}} \sum_{r+1}^n V - \frac{c^2}{3b_r} V_{rr} \right) \\ \dots \dots \dots \\ \delta_{rn} = \delta_{r(n-1)} - \frac{h^3}{EJ} \left(\frac{c}{2a_n} V_{rn} - \frac{c^2}{3b_{n-1}} V_{r(n-1)} \right) \end{array} \right.$$

$r=1$ の場合は少しく形が變はり下記の如くなる。

$$(20) \left\{ \begin{array}{l} \delta_{11} = \frac{h^3}{3a_1 EJ} + \frac{3h^3}{2a_2 EJ} - \frac{h^3}{2a_2 EJ} + \frac{c^2 h^3}{3b_2 EJ} V_{12} \\ \delta_{12} = \frac{h^3}{3a_1 EJ} + \frac{7h^3}{3a_2 EJ} - \frac{5h^3}{6a_2 EJ} + \frac{2c^2 h^3}{3b_2 EJ} V_{12} \\ \delta_{13} = \delta_{12} - \frac{h^3}{EJ} \left(\frac{c}{2a_3} \sum_3^n V - \frac{c^2}{3b_2} V_{12} \right) \\ \dots \dots \dots \\ \delta_{1n} = \delta_{n-1} - \frac{h^3}{EJ} \left(\frac{c}{2a_n} V_n - \frac{c^2}{3b_{n-1}} V_{1(n-1)} \right) \end{array} \right.$$

以上で單一横力 $P_r=1$ の場合に於ける不定靜應力 V 及び水平歪量の所要のものが得られる、依つて未知の震力 P_1, P_2, \dots, P_n が各節點に加はるものとすれば、各點に現はるゝ水平歪

量 δ_r は maxwell law に依り

$$\delta_r = P_1 \delta_{1r} + P_2 \delta_{2r} + \dots + P_n \delta_{nr}$$

となる，他の點も同様に（時相論第一章七節参照）各 1 等式が得られる則ち

$$(21) \begin{cases} \delta_1 = P_1 \delta_{11} + P_2 \delta_{21} + \dots + P_n \delta_{n1} \\ \delta_2 = P_1 \delta_{12} + P_2 \delta_{22} + \dots + P_n \delta_{n2} \\ \dots \\ \delta_n = P_1 \delta_{1n} + P_2 \delta_{2n} + \dots + P_n \delta_{nn} \end{cases}$$

然るに自己振期の $1/2_i$ を T とすれば各 P の割合は

$$P_1 = m_1 \frac{\pi^2}{T^2} \delta_1$$

$$P_2 = m_2 \frac{\pi^2}{T^2} \delta_2$$

.....

$$P_n = m_n \frac{\pi^2}{T^2} \delta_n$$

$m_1 m_2 \dots m_n$ は各當該點の質量とす，依つて (21) 式は下記の如くなる。

$$(22) \begin{cases} \delta_1 = m_1 \frac{\pi^2}{T^2} \delta_{11} \delta_1 + m_2 \frac{\pi^2}{T^2} \delta_{21} \delta_2 + \dots + m_n \frac{\pi^2}{T^2} \delta_{n1} \delta_n \\ \delta_2 = m_1 \frac{\pi^2}{T^2} \delta_{12} \delta_1 + m_2 \frac{\pi^2}{T^2} \delta_{22} \delta_2 + \dots + m_n \frac{\pi^2}{T^2} \delta_{n2} \delta_n \\ \dots \\ \delta_n = m_1 \frac{\pi^2}{T^2} \delta_{1n} \delta_1 + m_2 \frac{\pi^2}{T^2} \delta_{2n} \delta_2 + \dots + m_n \frac{\pi^2}{T^2} \delta_{nn} \delta_n \end{cases}$$

上式中の T^2/π^2 を k と置き且つ等號の一方に集むれば

$$(23) \begin{cases} (m_1 \delta_{11} - k) \delta_1 + m_2 \delta_{21} \delta_2 + \dots + m_n \delta_{n1} \delta_n = 0 \\ m_1 \delta_{12} \delta_1 + (m_2 \delta_{22} - k) \delta_2 + \dots + m_n \delta_{n2} \delta_n = 0 \\ \dots \\ m_1 \delta_{1n} \delta_1 + m_2 \delta_{2n} \delta_2 + \dots + (m_n \delta_{nn} - k) \delta_n = 0 \end{cases}$$

上式から $\delta_1 \delta_2 \dots \delta_n$ の未知數を消去すれば下記の定例式が得られる。

$$(24) \begin{vmatrix} (m_1 \delta_{11} - k) & m_2 \delta_{21} & \dots & m_n \delta_{n1} \\ m_1 \delta_{12} & (m_2 \delta_{22} - k) & \dots & m_n \delta_{n2} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ m_1 \delta_{1n} & m_2 \delta_{2n} & \dots & (m_n \delta_{nn} - k) \end{vmatrix}$$

上式は則ち k の n 次方程式、之を解けば k の値 n 箇が出る、其内正で實なる値が所要に適するものであるが、最大なる値が耐震問題に最も必要である。

若し k の値を得れば振期 $T = \pi k^{\frac{1}{2}}$ となり更らに k 値を (23) 式に入れ且つ $\delta = 1$ とすれば他の δ_r は其相對量として算出される、則ち (23) 式中の一式假令へば終尾のものを除きたる $(n-1)$ 式から定例法に依り直に $\delta_1 \delta_2 \dots \delta_{n-1}$ の未知量算出式が出るは已に小著時相論に大要説明する所である。

$$(25) \left\{ \begin{array}{l} \delta_1 = \frac{\begin{vmatrix} m_n \delta_{n1} & m_2 \delta_{21} \dots m_{n-1} \delta_{(n-1)1} \\ m_n \delta_{n2} & (m_2 \delta_{22} - k) \dots m_{n-1} \delta_{(n-1)2} \\ \dots & \dots \\ m_n \delta_{n(n-1)} & m_2 \delta_{2(n-1)} \dots (m_{n-1} \delta_{(n-1)(n-1)} - k) \end{vmatrix}}{\dots} \\ \delta_2 = \frac{\begin{vmatrix} (m_1 \delta_{11} - k) & m_2 \delta_{21} \dots m_{n-1} \delta_{(n-1)1} \\ m_1 \delta_{12} & (m_2 \delta_{22} - k) \dots m_{n-1} \delta_{(n-1)2} \\ \dots & \dots \\ m_1 \delta_{1(n-1)} & m_2 \delta_{2(n-1)} \dots (m_{n-1} \delta_{(n-1)(n-1)} - k) \\ m_1 \delta_{11} - k & m_n \delta_{n1} \dots m_{n-1} \delta_{(n-1)1} \\ \dots & \dots \\ m_1 \delta_{1(n-1)} & m_n \delta_{n(n-1)} \dots (m_{n-1} \delta_{(n-1)(n-1)} - k) \end{vmatrix}}{\dots} \\ \dots \\ \delta_{n-1} = \frac{\begin{vmatrix} (m_1 \delta_{11} - k) & m_2 \delta_{21} \dots m_{n-1} \delta_{(n-1)1} \\ \dots & \dots \\ m_1 \delta_{1(n-1)} & m_2 \delta_{2(n-1)} \dots (m_{n-1} \delta_{(n-1)(n-1)} - k) \\ \dots & \dots \\ (m_1 \delta_{11} - k) & m_2 \delta_{2(n-1)} \dots m_n \delta_{n1} \\ \dots & \dots \\ m_1 \delta_{1(n-1)} & m_2 \delta_{2(n-1)} \dots m_n \delta_{n(n-1)} \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} (m_1 \delta_{11} - k) & m_2 \delta_{21} \dots m_{n-1} \delta_{(n-1)1} \\ \dots & \dots \\ m_1 \delta_{1(n-1)} & m_2 \delta_{2(n-1)} \dots m_{n-1} \delta_{(n-1)(n-1)} - k \end{vmatrix}} \end{array} \right.$$

依つて震力は

$$P_1 = \frac{1}{k} m_1 \delta_1$$

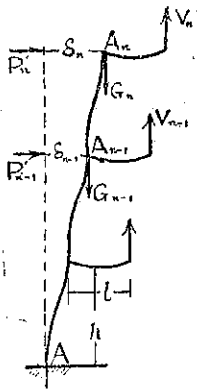
$$P_2 = \frac{1}{k} m_2 \delta_2$$

$$P_n = \frac{1}{k} m_n$$

上記の震力量は相対量で絶対量でない、又 $\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_{n-1}$ を連結すれば中軸曲線の形法が判る筈である、斯の如く歪量の算出式は容易に出るが数層の建築になると之又實用的價値なきは振期と同様である、兩者共適當なる近似算法を要する、之に進むに當り尙下記の関係につき一考し置くべし。

第二節 荷重及び不定靜應力 V の影響

大震時に於ける中軸線の變位量は可なり大きなものであるから、普通の場合省略して差支ない、自荷重及び V 力の斯る變位に依つて一層の影響を生ずべき理である、假令へば第十六圖の如く A_n, A_{n-1}, \dots 點に G_n, G_{n-1}, \dots の如き荷重ありとすれば、其柱彎曲力率に及ぼす影響は略



第十六圖

$$\frac{G_n \delta_n}{nh}, \frac{G_{n-1} \delta_{n-1}}{(n-1)h} \dots$$

なる横力が A_n, A_{n-1}, \dots 點に加はりたると同様と見て大差ない、依つて實際 A_n 點等の振動に要する P_n は其歪量 δ_n に相當する横力 P_n' より $G_n \delta_n / nh$ を引きたるものならざるべからず故に

$$P_n = P_n' - \frac{G_n \delta_n}{nh} \quad \text{となる,}$$

然るに

$$P_n = \frac{1}{k} m_n \delta_n, \quad G_n = m_n' g \quad \text{である}$$

依つて

$$P_n' = \frac{1}{k} m_n \delta_n + \frac{m_n' g}{nh} \delta_n$$

g は重力加速度、 m_n' は G_n に對する質量、 m_n は震力の負擔する質量、である、 m_n と m_n' とは必らずしも同一量でない、先に述る通り 1 架構の負擔する重量に相當する質量は必らずしも當該架構の力で振動するの要はない、重量は負擔するが之を水平に動かす力は他の架構の力

を借りる場合もあり、又貸す場合もある、然れども取扱の上から云へばなるべく $m_n = m_n'$ とし得るが如き方法を取るが便宜である、 P' の値は結局下記^の如くなる。

$$(26) \quad \left\{ \begin{array}{l} P_1' = \left(\frac{m_1}{k} + \frac{m_1'g}{h} \right) \delta_1 \\ P_2' = \left(\frac{m_2}{k} + \frac{m_2'g}{2h} \right) \delta_2 \\ \dots\dots\dots \\ P_n' = \left(\frac{m_n}{k} + \frac{m_n'g}{nh} \right) \delta_n \end{array} \right.$$

之を (21) 式以下に入れて $k, \delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n$ を解けば荷重影響が修正される、其各式も別段式を混雑せしむる程の影響はない、結局振期を延長し震力 P_1, P_2, \dots, P_n を微弱ならしめる、然るに V の影響は G と反対で其 r 点のものは

$$-\frac{V_r \delta_r}{rh}$$

となる、依つて P_r'' を該影響を考慮せる横力とすれば

$$P_r'' = \left(\frac{m_r}{k} + \frac{m_r'g}{rh} - \frac{V_r}{rh} \right) \delta_r$$

となり荷重とは相殺的影響となるが、前章に於て斯の如き V の影響は P_r との相互関係には微弱として省略したものである、故に前章に於ける P に対する V の算出量は實際値より夫だけ大きくなって居るのである、換言すれば V の算出値を實際値と見れば P の假定値は相當低く出て居るのであるから柱の水平歪量に対する V の本影響量は V より逆算せる本章の P 値には已に差引が済んで居る事になる、随つて本章には再び V の影響を考慮に加ふるの要がなくなる、結局重量関係のみを加へて以下取扱つて差支ないのである。

第三節 振期と中軸曲線を算出する近似法

前節の方法は正法であるが數層になると煩雜で之を代數的に扱ひ其結果を掲記するは到底不可能事である、茲に掲ぐる余の近似法は務めて任意の想定を避け合理的根據の上に立ちたいと思ふ所から説明は稍冗長に渡るが結果は實用に供し差支なき程度と思ふ。

前節に依り自己振動の場合に於ける各瞬間の相對的歪量を現はすべき聯立方程式は次の如くなる。

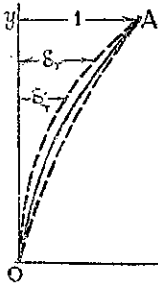
$$\left(\delta_1 = \left(\frac{m_1}{k} + \frac{m_1'g}{h} \right) \delta_{11} \delta_1 + \left(\frac{m_2}{k} + \frac{m_2'g}{2h} \right) \delta_{21} \delta_2 + \dots + \left(\frac{m_n}{k} + \frac{m_n'g}{nh} \right) \delta_{n1} \delta_n \right.$$

$$(27) \left\{ \begin{aligned} &\delta_2 = \left(\frac{m_1}{k} + \frac{m_1'g}{h}\right)\delta_{12}\delta_1 + \left(\frac{m_2}{k} + \frac{m_2'g}{2h}\right)\delta_{22}\delta_2 + \dots + \left(\frac{m_n}{k} + \frac{m_n'g}{nh}\right)\delta_{n2}\delta_n \\ &\dots\dots\dots \\ &\delta_{n-1} = \left(\frac{m_1}{k} + \frac{m_1'g}{h}\right)\delta_{1(n-1)}\delta_1 + \left(\frac{m_2}{k} + \frac{m_2'g}{2h}\right)\delta_{2(n-1)}\delta_2 + \dots + \left(\frac{m_n}{k} + \frac{m_n'g}{nh}\right) \times \\ &\hspace{15em} \delta_{n(n-1)}\delta_n \\ &\delta_n = \left(\frac{m_1}{k} + \frac{m_1'g}{h}\right)\delta_{1n}\delta_1 + \left(\frac{m_2}{k} + \frac{m_2'g}{2h}\right)\delta_{2n}\delta_2 + \dots + \left(\frac{m_n}{k} + \frac{m_n'g}{nh}\right)\delta_{nn}\delta_n \end{aligned} \right.$$

茲に一中軸曲線を假定する、其各層に相當する諸點の水平歪量を

$$\delta_1', \delta_2', \delta_3', \dots, \delta_n'$$

とす、而して $\delta_n = \delta_n'$ と置けば正中軸曲線と假定中軸曲線の關係は第十七圖の如く現はし得べく、實線 OA は正中軸曲線、點線 OA は假定中軸曲線とす、假曲線が正曲線の外方に出るか或は内方に在るに隨ひ $\delta_n' > \delta_n$ or $\delta_n' < \delta_n$ となる、且又一次振動の場合を求むるのであるから兩曲線が O 及び A の2點以外で交はる如きは普通ないものと見て差支ない、勿論次に説く關係は他の點に於て交はつても差支ないが説明の便宜上末端 A 點を選んで置く、斯の如き兩曲線の關係を探るに、第一假曲線が正曲線の外方に出る場合則ち $\delta_n' > \delta_n$ なる時、若し (27) 式の等號右邊各項 $\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n$ の



第十七圖

代りに $\delta_1', \delta_2', \dots, \delta_n'$ の假値を入れるれば、假値は何れも正值より大なるが故に k の値を其まゝとすれば各右邊各項の合計値は左邊の正值より大きくなる、依つて右邊の算出量を左邊の正值に等しからしむるには k の値に修正を要する、其値は各式異なり k_1, k_2, \dots, k_n を以て表はせば次の關係が成立つ

$$\begin{aligned} \frac{1}{k_1} &< \frac{1}{k} \quad \text{or} \quad k_1 > k \\ \frac{1}{k_2} &< \frac{1}{k} \quad \text{,,} \quad k_2 > k \\ &\dots\dots\dots \text{,,} \quad \dots\dots\dots \\ \frac{1}{k_n} &< \frac{1}{k} \quad \text{,,} \quad k_n > k \end{aligned}$$

而して之に相當する (27) 式は下記の如くなる。

$$(28) \left\{ \begin{aligned} &\delta_1 = \left(\frac{m_1}{k_1} + \frac{m_1'g}{h}\right)\delta_{11}\delta_1' + \left(\frac{m_2}{k_1} + \frac{m_2'g}{2h}\right)\delta_{21}\delta_2' + \dots + \left(\frac{m_n}{k_1} + \frac{m_n'g}{nh}\right)\delta_{n1}\delta_n' \\ &\delta_2 = \left(\frac{m_1}{k_2} + \frac{m_1'g}{h}\right)\delta_{12}\delta_1' + \left(\frac{m_2}{k_2} + \frac{m_2'g}{2h}\right)\delta_{22}\delta_2' + \dots + \left(\frac{m_n}{k_2} + \frac{m_n'g}{nh}\right)\delta_{n2}\delta_n' \end{aligned} \right.$$

$$\delta_n = \left(\frac{m_1}{k_n} + \frac{m_1'g}{h} \right) \delta_{1n} \delta_1' + \left(\frac{m_2}{k_n} + \frac{m_2'g}{2h} \right) \delta_{2n} \delta_2' + \dots + \left(\frac{m_n}{k_n} + \frac{m_n'g}{nh} \right) \delta_{nn} \delta_n'$$

(27), (28)兩式中通常

$$\delta_{11} < \delta_{12} < \dots < \delta_{1n}, \quad \delta_1 < \delta_1'$$

$$\delta_{21} < \delta_{22} < \dots < \delta_{2n}, \quad \delta_2 < \delta_2'$$

$$\delta_{n1} < \delta_{n2} < \dots < \delta_{nn}, \quad \delta_n = \delta_n'$$

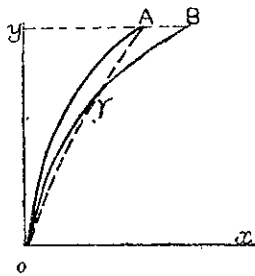
である、故に(27)の各式は下底より順次 $\delta_{11}, \delta_{21}, \dots, \delta_{n1}$ の増加割合に依つて増加する、然るに(28)式は若し $k_1 = k_2 = \dots = k_n$ とすれば各式右邊の量は $\delta_{11}, \delta_{21}, \dots, \delta_{n1}$ の増加割合を更に各々

$$\frac{\delta_1'}{\delta_1}, \frac{\delta_2'}{\delta_2}, \dots, \frac{\delta_n'}{\delta_n}$$

倍したもので増加する、故に増加率が(27)式より大である、之を(27)式同様の率に制限せんとするには k_1, k_2, \dots, k_n の値を順次増大するの外ない、依つて(28)式の k 値は $k_1 < k_2 < k_3 < \dots < k_n$ の關係となる。

若し又(27)の兩邊に假曲線を入れて計算すれば k_1', k_2', \dots, k_n' が出る、之に相當する式は下記の通りとなる。

$$(29) \left\{ \begin{aligned} \delta_1' &= \left(\frac{m_1}{k_1'} + \frac{m_1'g}{h} \right) \delta_{11} \delta_1' + \left(\frac{m_2}{k_1'} + \frac{m_2'g}{2h} \right) \delta_{21} \delta_2' + \dots + \left(\frac{m_n}{k_1'} + \frac{m_n'g}{nh} \right) \delta_{n1} \delta_n' \\ \delta_2' &= \left(\frac{m_1}{k_2'} + \frac{m_1'g}{h} \right) \delta_{12} \delta_1' + \left(\frac{m_2}{k_2'} + \frac{m_2'g}{2h} \right) \delta_{22} \delta_2' + \dots + \left(\frac{m_n}{k_2'} + \frac{m_n'g}{nh} \right) \delta_{n2} \delta_n' \\ &\dots \dots \dots \\ \delta_n' &= \left(\frac{m_1}{k_n'} + \frac{m_1'g}{h} \right) \delta_{1n} \delta_1' + \left(\frac{m_2}{k_n'} + \frac{m_2'g}{2h} \right) \delta_{2n} \delta_2' + \dots + \left(\frac{m_n}{k_n'} + \frac{m_n'g}{nh} \right) \delta_{nn} \delta_n' \end{aligned} \right.$$



第十八圖

or

然るに第十八圖の如く正曲線 AO と相似なる新正曲線 OB を畫き假曲線の或點 r に於て交はらしめば同點に於て次の關係が成立つ、式中

$$\delta_1'', \delta_2'', \dots, \delta_n''$$

は新正曲線を表す。

$$\begin{aligned} \delta_r' &= \left(\frac{m_1}{k} + \frac{m_1'g}{h} \right) \delta_{1r} \delta_1'' + \dots + \left(\frac{m_n}{k} + \frac{m_n'g}{nh} \right) \delta_{nr} \delta_n'' \\ &= \left(\frac{m_1}{k_r'} + \frac{m_1'g}{h} \right) \delta_{1r} \delta_1' + \dots + \left(\frac{m_n}{k_r'} + \frac{m_n'g}{nh} \right) \delta_{nr} \delta_n' \end{aligned}$$

斯の如く新正曲線を上端より順次下位の點に於て會せしめば之に相當する $\delta_1'', \delta_2'', \dots, \delta_n''$ の値は益々増加する, 然るに $\delta_1', \delta_2', \dots, \delta_n'$ の値は一定である, 故に k' の値は下底が最少で上端が最大となる, 則ち

$$k_1' < k_2' < k_3' < \dots < k_n'$$

然るに想定に依り上端は正假兩曲線の會點である故に $k_n = k_n'$ 随つて

$$k_1' < k_2' < \dots < k_n' = k_n < k_{n-1} < \dots < k_1$$

k_n の値は下式より算出される。

$$1 = \left(\frac{m_1}{k_n} + \frac{m_1'g}{h} \right) \delta_{1n} \delta_1' + \left(\frac{m_2}{k_n} + \frac{m_2'g}{2h} \right) \delta_{2n} \delta_2' + \dots + \left(\frac{m_n}{k_n} + \frac{m_n'g}{nh} \right) \delta_{nn}$$

故に (28) 式の右邊各項の k_1, k_2, \dots, k_n の代りに凡て上式より算出せる k_n を入れて計算すれば正假兩曲線と違つた新曲線が出る, 其式は下記の通りとなる。

$$(30) \quad \left\{ \begin{array}{l} \delta_1''' = \left(\frac{m_1}{k_n} + \frac{m_1'g}{h} \right) \delta_{1n} \delta_1' + \left(\frac{m_2}{k_n} + \frac{m_2'g}{2h} \right) \delta_{2n} \delta_2' + \dots + \left(\frac{m_n}{k_n} + \frac{m_n'g}{nh} \right) \delta_{nn} \\ \delta_2''' = \left(\frac{m_1}{k_n} + \frac{m_1'g}{h} \right) \delta_{1n} \delta_1' + \left(\frac{m_2}{k_n} + \frac{m_2'g}{2h} \right) \delta_{2n} \delta_2' + \dots + \left(\frac{m_n}{k_n} + \frac{m_n'g}{nh} \right) \delta_{nn} \\ \dots \dots \dots \\ \delta_{n-1}''' = \left(\frac{m_1}{k_n} + \frac{m_1'g}{h} \right) \delta_{1(n-1)} \delta_1' + \left(\frac{m_2}{k_n} + \frac{m_2'g}{2h} \right) \delta_{2(n-1)} \delta_2' + \dots + \left(\frac{m_n}{k_n} + \frac{m_n'g}{nh} \right) \delta_{n(n-1)} \\ 1 = \left(\frac{m_1}{k_n} + \frac{m_1'g}{h} \right) \delta_{1n} \delta_1' + \left(\frac{m_2}{k_n} + \frac{m_2'g}{2h} \right) \delta_{2n} \delta_2' + \dots + \left(\frac{m_n}{k_n} + \frac{m_n'g}{nh} \right) \delta_{nn} \end{array} \right.$$

上式の $\delta_1''', \delta_2''', \dots, \delta_{n-1}''', \delta_n'''$ は新曲線である, 其 k_n は (29) 式中の何れの k 値よりも大である, 故に次の如き關係となる。

$$\begin{aligned} \delta_1''' &< \delta_1' \\ \delta_2''' &< \delta_2' \\ &\dots \dots \dots \\ \delta_{n-1}''' &< \delta_{n-1}' \\ \delta_n''' &= \delta_1' = 1 \end{aligned}$$

故に新曲線は假曲線より内方にある, 然るに k_n は (28) 式の何れの k 値よりも小である故に次の關係となる。

$$\begin{aligned} \delta_1''' &> \delta_1 \\ \delta_2''' &> \delta_2 \\ &\dots \dots \dots \end{aligned}$$

$$\delta_{n-1}''' > \delta_{n-1}$$

$$\delta_n''' = \delta_n = 1$$

故に新曲線は正曲線の外方に出る、斯の如く新曲線は正假兩曲線間に位する、故に更らに此 δ_1''' , δ_2''' , ..., δ_{n-1}''' , 1 なる新曲線を假曲線として前述の操作をなせば一層正曲線に近かいものが得られる、其精度は δ_1''' , δ_2''' , ..., δ_{n-1}''' と δ_1' , δ_2' , ..., δ_{n-1}' を對比し兩値が略一致するや否やを見て容易に判する事が出来る。

振期と中軸線の形狀は上記の方法で案外樂に出る、若又假曲線が正曲線の内方にある場合は凡て前記の反對の關係となる、則ち

$$k_1' > k_2' > \dots > k_n' = k_n > k_{n-1} > \dots > k_1$$

故に又新曲線は正假兩曲線間にはいる。

最初の假定曲線は物部博士の如く正弦曲線とするも或は任意の曲線を畫いて使用するも大した相違はないと思ふ、余は寧ろ直線を推奨する、實際の操作から得たる經驗より判斷すると直線を假曲線とする場合第一回の操作で得たる新曲線は急速に正曲線に接近し殆んど大差ないものが得られる二三回の操作を重ねれば寧ろ正法より確實なものが出る、何となれば正法は 2, 3 層でも計算が混雜で四捨五入を要する場合多く此等誤差の集積すると照査すべき標準のないため却つて誤謬が多い様である。

本法は別段高級數學の知識を要せず何人も容易に振期と中軸曲線形狀を算出する事が出来様と思ふ、別項實例について其用法を示さん。

第四節 地震に依る感應歪量

上節に述ぶる所は彈性架構體の自己振動時に於ける振期及び中軸曲線の形狀であるが、之が地震に依り如何に強促され、如何なる最大歪量に達すべきかは時相論に揭ぐる方法に依り一々繁雜なる計算を要し甚だ面倒であるが豫め各種振期について計算し感應歪量を出して置けば、何等手数を要する程のものでない、余は自家用として工學士久保田正雄君を煩はし、自己振期と地震振期の比 1/4 より 3 に至る各 1/4 毎に時相曲線を算出し附圖を作製して置いた之に依つて最大歪量が判かり、更に之を集め振期比 6 迄を追加し圖表六を添へてある、從て自己振期と地震振期比が判かれれば構造體振動中心點の最大歪量は直に發見される筈である、本圖表作製に要する計算は可なり精密にされてあるから實用に供して差支ないものと思ふ、尙久保田君の研究に依ると本曲線は下式を以て現はし殆んど誤差がない。

$$y = \frac{0.96x}{x - 0.98}$$

其 Asymptote は $\begin{cases} x = 0.98 \\ y = 0.96 \end{cases}$

然るに實際 $y=1$ となるべきであるから尙計算上多少の誤差が出たものと思はれる随つて

$$y = \frac{x}{x-1}$$

$$\text{Asymptote } \begin{cases} x=1 \\ y=1 \end{cases}$$

が本真らしいと云ふ結論であるが、兩式の曲線は畫いて見ると實用上格別の相違はない、殊に完全なる弾性運動は望みがたきに依り余は時相式より直接算出したる曲線其まゝのものを掲げて置く、本節を掲ぐるに當り深く久保田君の御援助に對し感謝する。

第五節 振動中心點と震力分布

大體の理論は已に時相論に盡してある、故に本節には主として應用の方面を考へる事にする。

既述の方法に依り自己振期と中軸曲線を得れば地震の場合其基底に起る彎曲力率の刻々の量は下式の如くである、但し層高同一の場合

$$M = h \left(\frac{m_1}{k} + \frac{m_1'g}{h} \right) \delta_1 + 2h \left(\frac{m_2}{k} + \frac{m_2'g}{2h} \right) \delta_2 + \dots + nh \left(\frac{m_n}{k} + \frac{m_n'g}{nh} \right) \delta_n$$

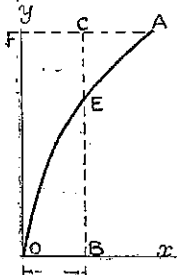
然るに上式中 g の項は直接質量運動に關係ない項であるから之を除いたるものが時相論第一章第九節に所要の項である、故に同節(5)の等式より

$$d(m_1h + 2m_2h + \dots + nm_nh) = m_1h\delta_1 + 2m_2h\delta_2 + \dots + nm_nh\delta_n$$

依つて

$$(31) \quad d = \frac{m_1h\delta_1 + 2m_2h\delta_2 + \dots + nm_nh\delta_n}{m_1h + 2m_2h + \dots + nm_nh}$$

則ち d を基底に加はる加速度とすれば $\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n$ は各當該點の加速度を表はし、 $\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n$



第十九圖

を水平歪量とすれば d は振動中心點の歪量を表する事になる、故に若し OA を中軸線とすれば $OB=d$ に取り BC を OF に平行に畫けば中軸曲線と E に於て交はる E 點は則ち振動中心點である。

普通 $\delta_n = FA = 1$ なる中軸曲線其まゝを使用するが便宜である、 E 點には刻々地震と同一の加速度を感受し同點以上は相對的により大なる加速度を、同點以下はより小なる加速度を感受すべき點である、然るに E 點に於ける最大感應量は圖表第六に依り振期比に依つて定まつて居る、其係数を f とし、地震振幅を a とすれば感應最大歪量は fa となり圖表第六の縦距に相當するものである、之と前記の d の比則ち fa/d は時相論の原理に依つて何れの他の點に於ても同様である、故に次の關係となる、式中 D_1, D_2, \dots, D_n は想定地震の場合に起り得る各點

の最大歪量とす、

$$(32) \quad \left\{ \begin{array}{l} D_1 = \frac{fa}{d} \delta_1 \\ D_2 = \frac{fa}{d} \delta_2 \\ \dots\dots\dots \\ D_n = \frac{fa}{d} \delta_n \end{array} \right.$$

故に其受くる震力は

$$(33) \quad \left\{ \begin{array}{l} P_1 = \frac{m_1}{k} D_1 \\ P_2 = \frac{m_2}{k} D_2 \\ \dots\dots\dots \\ P_n = \frac{m_n}{k} D_n \end{array} \right.$$

となる、之に自重關係を加ふれば

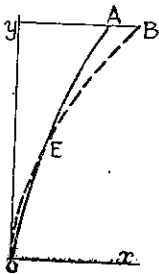
$$(34) \quad \left\{ \begin{array}{l} P_1' = P_1 + \frac{m_1'g}{h} D_1 \\ P_2' = P_2 + \frac{m_2'g}{2h} D_1 \\ \dots\dots\dots \\ P_n' = P_n + \frac{m_n'g}{nh} P_n \end{array} \right.$$

上記の如く各層の感受すべき最大力が判れば之を横力として前章各公式に随ひ已に算定済なる β 値を利用し、新に α 値を算定し V 値を求むればよいのである、斯の如く震力と V が判れば爾後の操作は定靜算法に依り各部材の曲能率及び軸應力剪力を算定するに過ぎない事になる。

第六節 剛柔架構併用の場合

荷重の配置上剛柔架構併用の要ある場合は先に述べし如く、基本架構を柔とすれば、剛架構の各部材断面慣性力率を基本架構相當部材断面慣性力率と對比し、凡て同割合を以て増加

するの要がある、さすれば兩架構の各節點は同一水平歪量に對し常に上記の割合を以て質量を分擔し、其自己振期も兩者同一となるべきは深く説明の要なかるべし、此場合勿論兩架構の負擔重量が上記割合とならざるも事實上差支ない、何となれば其影響は第二節に説く所の自重影響の差であつて自重影響其ものが已に微量で省略してよい場合が多いのである、況んや其差であるから省略して差支ない、此事柄は剛柔架構の負擔や或は不規則に配置さるゝ單位架構間の震力を算定するに便宜である、假令へば單位架構間の距離が一定でない場合の如き其負擔重量は夫々違つて居る、又壁體の位置や荷重の變化に依つて多少の相違は免かれな



第二十圖

いが、震力の計算には一層の總質量を各單位架構に其慣性力率の割合に分配して差支ない、若又斯の如き構造上の比率を有せずとすれば、兩架構中軸曲線の形狀は相違し之を任意の一點に於て一致せしむると、第二十圖の如く他の點は離れんとする、強いて之れを全體一致せしめんとするには、各點に更らに未知の新横力を加へざるべからず之を算定するは容易の業ではない、又其分量も無視し得ざるものがあると思ふ、元來各層の水平歪量は凡ての P 凡ての V の影響で其層毎の増減量も決して一定比でない、故に單に或層の量の比を以て直に剛柔架構の横力分擔割合を決する譯には行かぬ筈である、之を近似値と見るならば近似値なる理由が必要である恐らく之は推定に止るまいかと思はれる、殊に震力の場合歪量も大きく其結果は重大である、勿論單層の場合に格別の影響がないと見て差支ないが、數層になると少くも各層節點に於て剛柔架構の歪量を一致せしめ得る構造にあらざれば容易に兩者の負擔割合を決する事は、出来ないだろうと考へられる、此意味に於て架構と壁體の負擔割合の如きは今日の學問の程度に於て容易に決し得べき問題とは思はれんのである。元來壁體は不等質材で多くの接手もあり裂罅もあり其形も大であつて、之に彈性理論を適用するは一會の困難と思はれる、尤も壁體が甚だ剛で架構の負擔力の如き重を置く要なきものは、斯る方法で決するも或は全然之を無視するも其影響は微弱である、斯の如く剛柔架構併用の場合は中軸曲線の形狀を相似とし得る場合、則ち剛柔兩架構各相當部材の斷面慣性力率を同割合に増減する構造とすれば、凡ての問題が合理的に且つ簡単に解決され、兩架構横力分擔の比は則ち其慣性力率の比に相當し別に算出の勞を要せず都合がよいと思ふ、他に好方法も見當らないので余は主として此方法に依りたいと思ふ。

以上で重層架構建築に對する架構法及び其應力計算方法につき大要余の考ふる處を盡したりと思ふ、以下例を上げて其應用を示し且つ其結果について論評を試みる。

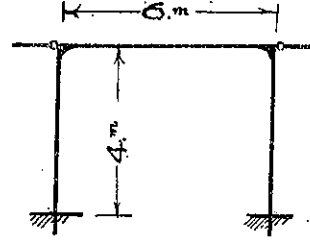
第四章 計算實例及び要部構造批判

第一節 一層矩形架構及び剛柔影響

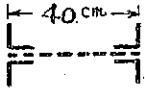
例一 柱底固着柱梁接続剛節なる第二十一圖の如き梁間6米、高4米、中間架構に於て平均1平方米床面の重量500kgとすれば1柱の負擔量は

$$36 \times 500 = 18,000 \text{ kg}$$

計算は凡て米法に依る。



第二十一圖



梁
 $4 \angle_s \quad 7.5 \times 7.5 \times 1$
 14.1 cm
 $J_n = 71 \text{ cm}^4$

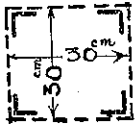
重心距離 = 2.2 cm

故に梁斷面慣性力率

$$J'_1 = (20 - 2.2)^2 \times 14.1 \times 4 + 71 \times 4 = 18,154 \text{ cm}^4$$

柱は $4 \angle_s \quad 7.5 \times 7.5 \times 1$

$$J_1 = (15 - 2.2)^2 \times 14.1 \times 4 + 71 \times 4 = 9,524 \text{ cm}^4$$



符號は凡て前二章の通りとす

$$a_1 = 1$$

$$b_1 = 1.906$$

$$g = 980 \text{ cm.sk}^{-2}$$

$$c = \frac{3}{4}$$

$$E = 2,000,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$m_1 = m'_1 = \frac{18,000}{980} = 18.35$$

依つて (15) 式より

$$V_{11} = \frac{1}{2a_1 \left(\frac{c}{a_1} + \frac{c^2}{3b_1} \right)} = \frac{7,624}{12,936}$$

(16) 式より

$$\delta_{11} = \frac{k^3}{a_1 EJ} \left(\frac{1}{3} + \frac{c}{2} V_{11} \right) = \frac{1,123}{2,976,250}$$

(27) 式より

$$\delta_1 = \left(\frac{m_1}{k} + \frac{m'_1 g}{h} \right) \delta_{11} \delta_1 = 1$$

依て

$$\frac{1}{k} = \frac{\pi^2}{T^2} = \frac{1,123}{2,976,250 \times 18.35} - \frac{980}{400} = 142$$

$$T=0.2636^{\text{秒}} \quad 2T=0.5272^{\text{秒}}$$

今若し想定地震を振期 1 秒全振幅 12 cm とすれば振期比は 0.5272 となり、感應係数は圖表第六により $f=1.2$ 故に振動中心點に於ける最大歪量は

$$fa=1.2 \times \frac{12}{2} = 7.2 \text{ cm}$$

となる依つて (32) 式より

$$D_1 = \frac{7.2}{1} \times 1 = 7.2 \text{ cm}$$

(33) 式より

$$P_1 = \frac{18.35 \times 7.2}{142}$$

(34) 式より

$$P_1' = \frac{18.35 \times 7.2}{142} + \frac{18.35 \times 980 \times 7.2}{400} = 19,079.6 \text{ kg}$$

依つて (5) 式より

$$V_1 = \frac{19,079.6}{1.66} = 11,494 \text{ kg}$$

柱底彎曲率は

$$hP_1' - lV_1 = 4,188,700 \text{ kg cm}$$

柱の縁維應力度は

$$\frac{4,188,700 \times 15}{9,524} = \pm 6,597 \text{ kg/cm}^2$$

柱の軸應力度は

$$\frac{18,000 \pm 11,494}{56.4} = + 522.8 \text{ kg/cm}^2$$

or + 115.2 "

故に柱の總縁維應力度は

$$6,597 + 522.8 = 7,119.8 \text{ kg/cm}^2$$

又柱梁節點の彎曲力率は

$$lV_1 = 3,448,200 \text{ kg cm}$$

梁の維應力度は

$$\frac{3,448,200 \times 20}{18,154} = 3,800 \text{ kg/cm}^2$$

斯の如く荷重に依る彎曲力率を除外するも過大な縁維應力となる、若し固着剛節の條件が完全ならば破壊を免かれんのである、然らば之れを一層剛としては如何であるか、試に前記柱梁寸法を増加し各其慣性力率を倍大すれば

$$\delta_{11} = 1,123 \div (2 \times 2,976,250)$$

$$\frac{1}{k} = \frac{\pi^2}{T^2} = 286.37 \quad T = 0.185 \text{ 秒} \quad 2T = 0.37 \text{ 秒}$$

$$f = 0.7 \quad fa = 0.7 \times 6 = 4.2 \text{ cm}$$

$$P_1' = 22,260 \text{ kg} \quad V_1 = 13,410 \text{ kg}$$

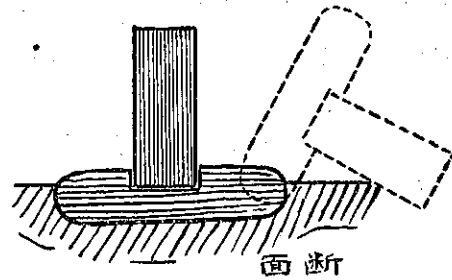
柱底彎曲力率 = 4,881,000 kg/cm

梁 同 = 4,023,000 ,,

柱の總縁維應力度 = 4,400 kg/cm

之又過大である、更らに剛度を増加すれば縁維應力は或は許容範囲に低下し得るやも計られざるも、元來振期比 1/2 以下に於ては感應係數曲線急激に扁平となり柱剛度増加の割合に感應係數値は減少しない、随つて剛度を増加すれば D と V 値は一層急速に増加する、又柱梁彎曲力率も同様に増加する、之を柱底固着の状態に對抗せんとするには膨大なる基礎工事を要し構造の上からも經濟の上からも事實不可能と思はれる、特に自重が大きく斯る彎曲力率に抵抗して餘りある場合と雖尙 V 力を優に凌ぐものにあらざれば到底固着の條件を保ち得ざるは明白の事と思ふ、然るに剛度を増せば V 力は益々増加し容易に自重を突破すべきは明かである、少々の基礎重量が柱底に喰付いて居ても及ばぬ、結局家屋全體は搖動を起すべき理である、斯る搖動は全震力と全重量を一側に集中して片足で擔ふが故に特殊稀少な場合にあらざれば構造上對抗し得ない事柄である、且又搖動は家屋の一侧を上げざる迄も柱底と大地の接觸力が微弱となり構造に依つては容易に移動や廻轉を誘起すべき道理である、吾日本家屋の如き剛強ならざるも亦甚だ輕きが故に往々斯の如き奇行を演ずるものと解せられる、家屋のかゝる移動や廻轉の主因を地震上下動に歸する學者もあるが余は寧ろ前記の如く解するを正當と思ふものである、勿論上下動も副因には相違ないが之に依らざれば説明の立たざる程有力なる理由を發見し得ないのである。要するに單層の構造體は自重も軽く、之を剛強とすれば益々震力が増加し大震に遭へば搖動を起すべき傾向がある、故に剛なれば片足で立つも差支なき程度の剛にあらざれば無益と思ふ、剛性體の震力對抗運動も好く之に似て居る、余の見たる一例を上ぐれば鎌倉大佛前に立てる 1 石標は高 8.24 尺幅 2.37 尺厚 1.83 尺の花崗石柱であつて、之を半ば土中に埋込みたる徑約 6 尺厚 1.8 尺の扁平自然石上に楓立て膠着せしもので、頗る安定なものであつたが、震災の結果臺は固着したまゝ轉倒し、大要第

二十二圖の如くなつて居つたのを見た、重心の位置から考へても之を倒すべき横力は自重より遙かに強いもので、少々の上下動が手傳つても容易に轉倒し得べく見へないものであつた又附近現存の家屋や石垣被害程度は之と對照しては軽いものであつた、余は之を長く不思議として二三學者の説を聞いたが、首肯すべき解答を得なかつたのである、今日之を上述の如く考へると大した不思議でもない事が判る、墓標の如きも同様に臺石と喰付いて居ても安全とは云へない、勿論地震の程度や之を支ふる土地にも依るが石標の如きは掘立が一番安全と考へられる。



第二十二圖。

尚上記算出例を見るに振期比 $1/2$ にて已に柱底彎曲力率 400 餘萬瓦厘に達して居る、然るに之に對抗する自重は V 力を差引けば僅かに 4,600 瓦である、之を如何に礎底に分配するも到底上記彎曲力率に對抗すべき力率の得がたきは明白である、然らば斯の如き程度の建築物が想定の如き地震に遇へば如何なる態度を採るかと思ふに、若し柱底と礎塊の連結が完全であれば礎塊が廻轉し、若又夫れが不完全であれば柱底が傾く、何れにしても柱底近かく角變位を生ずる、又一方柱梁結節を衝き之を弛め茲に又角變位が起る、斯の如く剛は柔となり自己振期は益々延びて震力は緩和され爾後の破壊を免かるゝ事になる、斯る柱底と結節弛緩の影響は甚だ鋭敏で目に見へる負傷は軽くとも震力緩和の効力は可なり大なるものがある(後節参照)、故に往々此の微傷を見逃がし、或建物は全然被害なしと斷するものもあるも現存建物で如上の傷痕を全く存せざるものはなからうと思はれる、若し當初の固着剛節の條件を持續したならば大破を免かれなかつたらうと思はれる。

參謀本部の如き明治二十七年の地震で受けた龜裂を補修したものであつたが、補修は如何に丁寧でも當初の剛に及ばざるは想像に難くない所である、然るに今回の大震に依る被害が却つて輕微であつたのは同一理由に歸着するの外ないと思はれる、又彼丸ノ内ビルディングが未だ工事中大正十一年の震災に遭つて相當被害あり、之に依つて一部計畫を更へ可なり有力な補強工事を施し一層剛強となつたものであつたが今回の大震で補強用の斜材や鐵筋コンクリート壁は第一震で被害甚しく其程度は少くも餘震の場合何等の用をなさなかつたものと思はれる、而も餘震は大正十一年の地震に比して大なるものが度々あつて補強を除外したる當初の丸ビルには大損害を與ふべき程度のものであつた、若し耐震力が剛度に正比するものであるならば其被害は餘震毎に累進し數十回の餘震連發に對し完膚なき迄に破壊された筈と思はれる、然れども事實は之に反し大負傷はしたが丸ビルは残つたのである、之を如何に解すべきか、對主の剛度如何に關せず震力は一定なりと云ふ正當な理由が立たざる限り補強工

事が大に役立つと断する譯には行かぬ、況んや上述の如く對主が強ければ強よい程震力が増加すべき理由があり、之に依つて丸ビル被害の進行を見ると補強工事が無慘に破壊された譯も、補強工事を失ひたる丸ビルが續く數十回の餘震に尙存在し得た理由も大様説明される、隨つて丸ビルの補強工事は有害無益で寧ろ追錢ではなかつたらうかと思はれる、震力は相對的である建築物の震害は勿論地震の大小にも依るが其最も剛度の大なる第一震時が又最も恐るべきで、餘震は假令ひ初震より大であつても威力を加ふべき抵抗が微弱であるから被害は軽いものと見て差支ない、若し今回程度の餘震が初震であつたら其損害は矢張り重大なものであつたらうと思はれる、而も建物剛度の大と震力の大なる初震が常に衝突するのであるから吾人にとつて甚だ都合の悪い事である、斯の如く吾人が剛強と思ふて造る建物も終には剛強の部分を破壊し柔順となつて始めて存在が出来る、剛強一點張りで通り得るものは單體の如く搖動に對抗し得る程度のものでなければ先づ出来ないものと思ふ、吾人の建物も亦完全なる弾性體にあらず若干の部分的弛緩は免かれない、之實に震力の大小に順應すべき過程である、要は此過程を無難に通過せしむるにあつて第一剛度を適度に底下して被害を局限し、被害の増進倒壊を誘起せざる構造を選ぶが肝心である、余が容易に壁體を生命とする建築に賛し得ざる理由も又鐵筋混凝土架構建築に感心出来ぬ譯も皆茲にある、鐵骨架構も大震に遭つては柱底の固着は望みがたい、故に計算上豫め之を滑節とし或は滑節に近いものとして扱ふが多くの場合實際に適合すると思ふ、若し尙剛であれば第一柱梁結節第二結節と順次柔構とすれば振期は益々延び震力は減少する、然るに振期比 $1/2$ より $1\frac{1}{2}$ 間は感應曲線急に上昇し頗る不利な區間である、之を過ぐれば再び扁平となり其値も低く震力は大に減少する、故に振期比 $1\frac{1}{2}$ 以上を目標として研究を進める。

例二 柱底滑節其他剛節の場合、柱梁の寸法及び荷重は前例同様とす。

(17), (18) 式より

$$\delta_{11} = \frac{k^3}{3EJ} \left(\frac{1}{a_1} + \frac{c}{b_1} \right) = \frac{465}{297,625}$$

(27) 式より

$$\frac{\pi^2}{T^2} = \frac{297,625}{465 \times 18.35} - \frac{981}{400} = 32.43$$

$$T = 0.552^{\text{秒}} \quad 2T = 1.104^{\text{秒}}$$

故に想定地震を前例同様とすれば其振期比は 1.104 となり到底抵抗し得る見込がない、更に第二弱點則ち柱梁結節が弛緩するに依つて之を弛緩剛節として扱へば

$$\delta_{11} = \frac{k^3}{3EJ} \left(\frac{1}{a_1} + \frac{c}{b_1} + \frac{3\omega E}{\sigma b_1 h} \right)$$

若し $\sigma = 1,000 \text{ kg/cm}^2$ に付 $\omega = \frac{1}{10} \text{ cm}$ の弛緩を許容すれば

$$\delta_{11} = \frac{2.18}{892.875}, \quad \frac{\pi^2}{T^2} = 15.4$$

$$T = 0.8, \text{ 秒} \quad 2T = 1.6, \text{ 秒} \quad fa = 2.5 \times 6 = 15 \text{ cm}$$

$$P_1' = 6,144 \text{ kg} \quad V_1 = 8,192 \text{ kg}$$

$$\text{柱の彎曲力率} = 2,457,600 \text{ kg/cm}$$

$$\text{同上に依る縁維應力} = 3,871 \text{ kg/cm}^2$$

尙過大である一層の變形を許さざれば斯る震力に對抗し得ない、恐らく $\omega = \frac{1}{5}$ とすれば充分と思ふ、若し柱梁節點構造が一層の變形を危険とする場合は寧ろ曲形方杖を加ふるを有利と思ふ、今若し曲形方杖を $1/4$ 圓弧とし半径 1 米とすれば (12), (13) 式の

$$\int y^2 ds = 100^3 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{3}{2} + \frac{\pi}{4} \right) = 100^3 \left(\frac{\pi}{2} - \frac{3}{2} \right)$$

となる。

$$\delta_{11} = \frac{h^3}{3a_1 EJ} (1-p^2) + \frac{1}{c} \left\{ \frac{(c-p)^2 h^3}{3b_1 EJ} + \frac{ch^3}{v^2 h b_1' EJ} \int y^2 ds \right\}$$

曲方杖を $2 \angle 7.5 \times 7.5 \times 1.2$ とすれば

$$J = 82.5 \times 2 = 165 \quad \therefore b_1' = \frac{1}{57.72}$$

$$\text{又 } v = 100, \quad p = \frac{1}{4}$$

依つて

$$\delta_{11} = \frac{h^3}{3EJ} \left\{ \frac{1}{a_1} - \frac{p^2}{a_1} + \frac{(c-p)^2}{cb_1} + \frac{3 \left(\frac{\pi}{2} - \frac{3}{2} \right)}{4b_1'} \right\} = 0.00468$$

$$\frac{\pi^2}{T^2} = \frac{1}{0.00468 \times 18.35} - \frac{980}{400} = 9.194$$

$$T = 1.045 \text{ 秒} \quad 2T = 2.09 \text{ 秒}$$

$$fa = 1.8 \times 6 = 10.8 \text{ cm}$$

$$P_1' = 2,308 \text{ kg} \quad V_1 = 3,077 \text{ kg}$$

$$\text{柱彎曲力率} = 692,400 \text{ kg/cm}$$

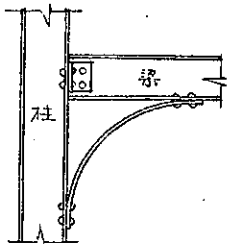
$$\text{柱の總縁維應力} = 1,461 \text{ kg/cm}^2$$

方杖の彎曲力率=378,515 kg/cm^2

同上の縁維應力=11,951 „

柱の應力は適度であるが方杖の應力は尙過大である、依つて之を $30 \times 4 \text{ cm}^2$ の彈機鋼鈹と取代へれば $J=160 \text{ cm}^4$ となり僅少の差である而して其縁維應力は約 $4,500 \text{ kg/cm}^2$ に低下され安全である、斯の如き彈機鋼鈹の形狀寸法組合せに依り隨意の柔度が得られるが大體單層の架構は重層に比し剛で徑間層高の割合に依つては剛になり勝で稍々もすれば搖動に轉ずる傾向があるものと思はれる、要するに假令ひ1秒以下の剛構造も一度大震に搖られると當初不完全ながら固着剛節の状態に有て、振期最も短かきものが礎底や周圍の土砂は壓縮され、部材の縁維や鉄釘は弛緩し、漸次拘束力を失ひ建物の運動は益々自由となり、刻々振期は延長さるゝが故に自己振期なるものは地震の繼續中決して一定不變なものでない、刻々變化するものと見るが至當である、斯の如く考へると建物の測定振期の如きを以て直に大震時を律するは大なる誤解であると思ふ、然れども當初より相當程度の柔性を有するものは剛直なるものより輕傷で振期の延長に順應し得る理である、故に常位に復する能力の喪失も少くないのであるのみならず地震振期が2秒3秒と延びれば震力も微弱となり非彈性的抗力の効率も愈々増加し共鳴の力も失はれるものと思はれる、故に計算上或は實測上1.5秒以上の振期を有する建物には先づ致命的損害は起るまいと思はれる。

柱梁接續の構造の如きも大要第二十三圖の如き輕易の構造とし之に緩衝裝置として彈機鋼鈹曲形方杖を添ふるが經濟的且つ合理的一方法と思はれる、此方法は嘗て米國土木學會誌掲



第二十三圖

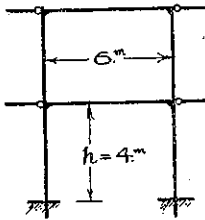
載 Chew 氏の論文高層建築に對する地震衝動の影響討議に於て Stern 氏が推唱せしものと意義は異つて居るが可撓性を付與せんとする目的は同一である、同圖の如き梁腹鈹の接續は可なり柔で歪量の著しく大ならざる限り滑節に近いものと見て差支ない、隨つて架構の變形に對し復元力は微弱であるが之は方杖に依つて補ひ得る、若し又大震時に多少の被害を忍ぶとも平時の剛を要すれば梁の上下を尙 L 字鐵で取付けるがよい、耐震上剛柔架構の得失は2層以上の計算結果にも克く

現はれて居る参照されたい。

剛強論者は今尙剛を主張されて居る様である、弱いから壞はれた剛よくしなければいけないと云ふ常識論から云ふと眞に尤もの様に聞へるが、實相は之に反して居る様に思はれる切に剛強論者の考慮を煩はしたいのである。

第二節 二層矩形架構及び被害點考察

本節に於ける中軸曲線と振期計算は主として正法に依るも往々近似法を使用し兩法算出の結果を對照する。



第二十四圖

例三 柱底滑節其他剛節，柱梁の寸法架構の大き荷重は凡て一例に同じ

(17) 及び (18) 式より

$$\delta_{11} = \frac{h^3}{3EJ} \left(\frac{1}{a_1} + \frac{c^2}{b_1} V_{11} \right)$$

$$\delta_{12} = \delta_{11} - \frac{h^3}{3EJ} \left(\frac{3c}{2a_2} V_{12} - \frac{c^2}{b_1} V_{11} \right)$$

$$\delta_{21} = \frac{h^3}{3EJ} \left(\frac{1}{a_1} + \frac{c^2}{b_1} V_{21} \right),$$

$$\delta_{22} = \delta_{21} + \frac{h^3}{3EJ} \left(\frac{1}{a_2} - \frac{3c}{2a_2} V_{22} + \frac{c^2}{b_1} V_{21} \right)$$

$$V_{12} = \frac{\alpha_{11}}{1 + \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} \right) \beta_1},$$

$$V_{11} = \alpha_{11} - V_{12}$$

$$V_{22} = \frac{\alpha_{21} + \beta_1 \alpha_{22}}{1 + \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_1} \right) \beta_1},$$

$$V_{21} = \alpha_{21} - V_{22}$$

$$\alpha_{11} = \frac{1}{c},$$

$$\beta_1 = \frac{3b_1}{c^2},$$

$$\alpha_{21} = \frac{2}{c},$$

$$\alpha_{22} = \frac{1}{2a_2}$$

$$h = 400,$$

$$l = 300,$$

$$c = \frac{3}{4},$$

$$a = a_2 = 1$$

$$b_1 = b_2 = 1.906,$$

$$m_1 = m_2 = m_1' = m_2' = 18.35$$

$$E = 2,000,000,$$

$$J = 9,524 \quad \text{依つて}$$

$$\alpha_{11} = \frac{4}{3},$$

$$\alpha_{22} = \frac{1}{2},$$

$$\alpha_{21} = \frac{8}{3},$$

$$\beta_1 = 10.1653$$

$$V_{12} = 0.1385$$

$$V_{11} = 1.1948$$

$$V_{22} = 0.8052$$

$$V_{21} = 1.8614$$

$$\delta_{11} = \frac{1.3525}{892.875}$$

$$\delta_{12} = \frac{1.5495}{892.875}$$

$$\delta_{21} = \frac{1.5492}{892.875}$$

$$\delta_{22} = \frac{2.1932}{892.875}$$

$\delta_{12} = \delta_{21}$ となるべきだが少しの誤差がある依つて其平均を採る

$$\delta_{12} = \delta_{21} = 1.5493 \div 892.875$$

然るに (27) 式より次の聯立方程式が出る

$$\delta_1 = \left(\frac{m_1}{k} + \frac{m_1'g}{h} \right) \delta_{11} \delta_1 + \left(\frac{m_2}{k} + \frac{m_2'g}{2h} \right) \delta_{21} \delta_2$$

$$\delta_2 = \left(\frac{m_1}{k} + \frac{m_1'g}{h} \right) \delta_{12} \delta_1 + \left(\frac{m_2}{k} + \frac{m_2'g}{2h} \right) \delta_{22} \delta_2$$

上式から $\delta_1 \delta_2$ を消去すると, $\delta_2 = 1$ とし

$$\begin{vmatrix} \left(\frac{m_1}{k} + \frac{m_1'g}{h} \right) \delta_{11} - 1 & \left(\frac{m_2}{k} + \frac{m_2'g}{2h} \right) \delta_{21} \\ \left(\frac{m_1}{k} + \frac{m_1'g}{h} \right) \delta_{12} & \left(\frac{m_2}{k} + \frac{m_2'g}{2h} \right) \delta_{22} - 1 \end{vmatrix} = 0$$

上式は下記の如き二項式となる

$$A \left(\frac{1}{k} \right)^2 + B \frac{1}{k} + C = 0$$

$$\frac{1}{k} = -\frac{B}{2A} \pm \sqrt{\frac{B^2 - 4AC}{4A^2}}$$

$$A = \frac{0.01149 \times 18.35}{892.875}$$

$$B = -\frac{3.503535 \times 18.35}{892.875}$$

$$C = \frac{42.6922 \times 18.35}{892.875}$$

$$\therefore \frac{1}{k} = \frac{\pi^2}{T^2} = 152.425 \pm 139.70 = 12.725 \text{ or } 292.125$$

$$T = 0.8824^{\text{秒}} \quad 2T = 1.7648^{\text{秒}}$$

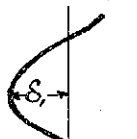
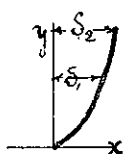
$$\text{又は } T = 0.18379^{\text{秒}} \quad 2T = 0.36758^{\text{秒}}$$

上記の聯立方程式から, $\delta_2 = 1$ とすると

$$\delta_1 = \frac{\left(\frac{m_2}{k} + \frac{m_2'g}{2h} \right) \delta_{21}}{1 - \left(\frac{m_1}{k} + \frac{m_1'g}{h} \right) \delta_{11}} \text{ or } \frac{1 - \left(\frac{m_2}{k} + \frac{m_2'g}{2h} \right) \delta_{22}}{\left(\frac{m_1}{k} + \frac{m_1'g}{h} \right) \delta_{12}}$$

之に $1/k$ の第一値 12.725 を入れると

$$\delta_1 = 0.767$$



第二十五圖

となり一次振動に對するものが出る其形は第二十五圖の如くなる。

若し $1/k$ の第二値 292.125 を入れると $\delta_1 = -1.303$ となり負號となり其量は $\delta_2 = 1$ より大で二次振動に屬する，故に一次振動について震力計算を試みる，(31) 式より

$$d = \frac{m_1 h \delta_1 + 2m_2 h \delta_2}{m_1 h + 2m_2 h} = \frac{\delta_1 + 2\delta_2}{3} = \frac{0.767 + 2}{3} = 0.9223$$

第六圖表から $fa = 2.2 \times 6 = 13.2 \text{ cm}$

想定地震は振期 1 秒振幅 12 cm とす。

$$\therefore D_1 = 10.99 \text{ cm} \quad D_2 = 14.32 \text{ cm}$$

$$P_1 = 2,561 \text{ kg} \quad P_1' = 3,055 \text{ kg}$$

$$P_2 = 3,337 \text{ kg} \quad P_2' = 3,659 \text{ kg}$$

第(9)式より

$$V_2 = \frac{a_1 + \beta_1 \alpha_2}{1 + \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3h_2} \right) \beta_1}, \quad V_1 = a_1 - V_2$$

上式中 $\alpha_1 = 13,831, \quad \alpha_2 = 1,829, \quad \beta_1 = 10.1648$

依つて $V_2 = 3,369 \text{ kg} \quad V_1 = 10,462 \text{ kg}$

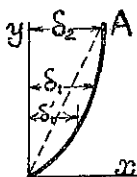
柱の最大彎曲力率 $= 2,685,600 \text{ kg cm}$

同上に依る縁維應力度 $= 4,229.8 \text{ kg/cm}$

一見過大である，斯の如き震力に對しては更らに第一柱梁接點が弛緩し振期が延長され震力が輕減さるゝ機會がなければ到底破壊を免かれんのである，意外に吾人の建築物は柱梁接續が薄弱であるから之が征服され，柔となり怪我の功名で助つて居るのが多いと思はれる，若し吾人の理想通り剛節であつたら助かる餘地はない筈と思はれる，之を尙剛度の不足に歸するは先づ有力なる論據の提示あるにあらざれば解しがたいものと思ふ。

次の例に移る前に茲に上例について余の近似法を適用して見る，假想曲線を直とし其末端の水平歪量を 1 とし正曲線と一致せしめる，第二十六圖 AB 實線を正中軸曲線とし點線を假

想曲線とす。



第二十六圖

依つて $\delta_1' = \frac{1}{2}, \quad \delta_2' = \delta_2 = 1$

を下式に入れて計算すると

$$(I) \dots d_2 = \left(\frac{m_1}{k} + \frac{m_1 g}{h} \right) \delta_{12} \delta_1 + \left(\frac{m_2}{k} + \frac{m_2 g}{2h} \right) \delta_{22} \delta_2$$

$\frac{1}{k} = 14.849$ となる之と前記の $\delta_1' \delta_2'$ 値を下式の右邊に入れて計算すると

$$\delta_1'' = \left(\frac{m_1}{k} + \frac{m_1 g}{h} \right) \delta_{11} \delta_1' + \left(\frac{m_2}{k} + \frac{m_2' g}{2h} \right) \delta_{21} \delta_2'$$

$\delta_1'' = 0.75207$ となる、之を(I)式の δ_1 の代はりに入れ $\delta_2 = 1$ として計算すると

$$\frac{1}{k} = 12.836 \quad \text{となる}$$

更に今一回同一操作をなすと

$$\delta_1''' = 0.768^{\text{cm}} \quad \text{となり} \quad \frac{1}{k} = 12.733$$

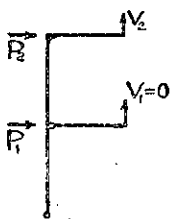
之を正法より得たる値と對照すると次表の如くなる

	正 法 値	第一回近似値	第二回近似値
δ_1	0.767 0.7684	0.75207	0.768
$\frac{1}{k}$	12.725	12.836	12.733

上表の如く第一回の操作で殆んど正法同様の値が得られる、第二に得たる値は正法より得たる値と其差は 1/1,000 内外のものとなる、而も正法より得たる第一値は 0.767 となり、之より少なるべき第二回の近似値が 0.768 となり、不合理的な譯であるから更らに正法に歸へり一層精密に計算すると第二値 0.7684 と出て理論と全然一致する。

例四 柱底及び第一柱梁滑節、第二剛節。

前例と相違する點は第一柱梁を滑節とし一層の柔剛造とせんとするにあり。



第二十七圖

$$V_{11} = 0 \quad V_{12} = \frac{1}{c}$$

(20) 式より $a_1 = a_2$ なる故に

$$\delta_{11} = \frac{h^3}{3EJ} \left(\frac{4}{a_1} + \frac{c}{b_2} \right)$$

$$\delta_{12} = \frac{h^3}{3EJ} \left(\frac{5.5}{a_1} + \frac{2c}{b_2} \right)$$

$$V_{21} = 0, \quad V_{22} = -\frac{2}{c} \quad \therefore (19) \text{ 式より}$$

$$\delta_{21} = \frac{h^3}{3EJ} \left(\frac{5.5}{a_1} + \frac{2c}{b_2} \right) \quad \delta_{22} = \frac{h^3}{3EJ} \left(\frac{8}{a_1} + \frac{4c}{b_2} \right)$$

依つて

$$\delta_{11} = 0.004928 \quad \delta_{12} = 0.007056$$

$$\delta_{21}=0.007056 \quad \delta_{22}=0.010752$$

$$A=0.0010771 \quad B=-0.2838568$$

$$C=0.539525$$

$$\frac{1}{k}=131.768 \pm 129.85 = 1.918 \text{ or } 261.618$$

$$T=2.2684^{\text{秒}} \quad 2T=4.537^{\text{秒}}$$

or $T=0.193^{\text{''}}$ $2T=0.386^{\text{''}}$

$$T \text{ の第一値より } \delta_1=0.6729^{\text{cm}} \quad \delta_2=1^{\text{cm}}$$

$$d = \frac{0.6729 + 2}{3} = 0.891 \quad f\alpha = 7.2^{\text{cm}}$$

$$D_1=5.44^{\text{cm}} \quad D_2=8.08^{\text{cm}}$$

$$P_1=191.4^{\text{kg}} \quad P_1'=313.8^{\text{kg}}$$

$$P_2=284.4^{\text{''}} \quad P_2'=466.2^{\text{''}}$$

柱の最大彎曲力率は上りて第二柱梁節點に起り其量は 488,480 kgcm となる

又 $V_2=1,628^{\text{kg}}$ 柱の縁維應力度は

彎曲力率に依るもの 769.5 kg/cm

軸應力に依るもの 348 "

合計値 1,117.5 "

斯の如く部材の應力は少くなる，勿論第一柱梁節點や柱底の構造を完全なる滑節とするは困難であるから少くも當初は剛で振期も一層短かいものに相違ないが，震力が加はるに従ひ節點の運動が漸次自由になり上記の程度に近くなるも架構に害を及ぼす俱がない。

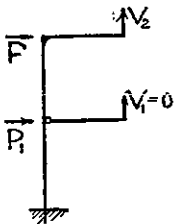
例五 柱底固着第一節滑節，第二節剛節，他の條件は第三例通りとす。

$$\delta_{11} = \frac{h^3}{\alpha_1 EJ} \left(\frac{1}{3} - \frac{c}{2} V_{12} \right) = 0.00072625$$

$$\delta_{12} = \frac{h^3}{\alpha_1 EJ} \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{3} - 2c V_{12} \right) = 0.001225$$

$$\delta_{21} = \frac{h^3}{\alpha_1 EJ} \left(\frac{1}{3} + \frac{1}{2} - \frac{c}{2} V_{22} \right) = 0.001225$$

$$\delta_{22} = \frac{h^3}{\alpha_1 EJ} \left(\frac{8}{3} - 2c V_{22} \right) = 0.00266$$



第二十八圖

$$V_{12} = \frac{\frac{1}{2\alpha_1}}{c \left(\frac{2}{\alpha_1} + \frac{c}{3b_1} \right)} = \frac{1}{3.2}, \quad V_{22} = \frac{\frac{2}{\alpha_1}}{c \left(\frac{2}{\alpha_1} + \frac{c}{3b_1} \right)} = \frac{2}{1.6}$$

$$A_1=0.0001452 \quad B=-0.061715 \quad C=0.9079$$

$$\frac{1}{k}=15.26 \quad \text{or} \quad 409.78$$

$$T=0.80237^{\circ} \quad 2T=1.60474^{\circ}$$

$$\text{or } T=0.15518'' \quad 2T=0.31''$$

$$\delta_1=0.49 \quad \delta_2=1 \quad d=0.828$$

$$fa=2.5 \times 6=15^{\text{cm}}$$

$$D_1=8.78^{\text{cm}} \quad D_2=18.15^{\text{cm}}$$

$$P_1=2,459^{\text{kg}} \quad P_2=5,082^{\text{kg}}$$

$$P_1'=2,854'' \quad P_2'=5,491''$$

$$V_1=0 \quad V_2=5,264''$$

第二節點彎曲力率 = 1,579,200^{kgcm}

柱底 同 = 3,955,200''

柱の最大縁維應力 = 6,961^{kg/cm²}

過大である柱底に於て角變位が起るの外ない。

例六 柱底滑節第一第二節點弛緩。

$$\omega_1=\omega_2=\frac{1}{10} \quad \text{の場合} \quad \sigma=1,000$$

$$\beta_1=\frac{1}{\frac{c^2}{3b_1} + \frac{\omega c E}{\sigma b_1 h}}=0.31146$$

$$V_{12}=\frac{\alpha_{11}}{1 + \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} + \frac{\omega c E}{\sigma b_2 h} \right) \beta_1}=0.30248$$

$$\alpha_{11}=\frac{4}{3} \quad \alpha_{21}=\frac{8}{3} \quad \alpha_{22}=\frac{1}{2}$$

$$V_{11}=\alpha_{11}-V_{12}=1.03085$$

$$V_{22}=\frac{\alpha_{21} + \beta_1 \alpha_{22}}{1 + \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} + \frac{\omega c E}{\sigma b_2 h} \right) \beta_1}=0.969147$$

$$V_{21}=\alpha_{21}-V_{22}=1.69752$$

$$\delta_{11} = \frac{h^3}{3EJ} \left\{ \frac{1}{\alpha_1} + \left(\frac{c^2}{b_1} + \frac{3\omega c E}{\sigma b_1 h} \right) V_{11} \right\} = 0.0021988$$

$$\delta_{12} = \delta_{11} - \frac{h^3}{3EJ} \left\{ \frac{3c}{2a_2} V_{12} - \left(\frac{c^2}{b_1} + \frac{3\omega c E}{\sigma b_1 h} \right) V_{11} \right\} = 0.0028965$$

$$\delta_{21} = \frac{h^3}{3EJ} \left\{ \frac{1}{\alpha_1} + \left(\frac{c^2}{b_1} + \frac{3\omega c E}{\sigma b_1 h} \right) V_{21} \right\} = 0.0028965$$

$$\delta_{22} = \delta_{21} + \frac{h^3}{3EJ} \left\{ \frac{1}{\alpha_2} - \frac{3c}{2a_2} V_{22} + \left(\frac{c^2}{b_1} + \frac{3\omega c E}{\sigma b_1 h} \right) V_{21} \right\} = 0.0045719$$

$$A = 0.00055997 \quad B = -0.122188$$

$$C = 0.7998544 \quad \frac{1}{k} = 6.755 \text{ or } 211.449$$

$$T = 1.20875^{\text{秒}} \quad 2T = 2.4175^{\text{秒}}$$

$$\text{or } T = 0.216046'' \quad 2T = 0.43209''$$

$$\delta_2 = 1 \quad \delta_1 = 0.675 \quad d = 0.892$$

$$fa = 1.6 \times 6 = 9.6^{\text{cm}} \quad D_1 = 7.26729^{\text{cm}} \quad D_2 = 10.7663^{\text{cm}}$$

$$P_1 = 900.812^{\text{kg}} \quad P_2 = 1,334.54^{\text{kg}}$$

$$P_1' = 1,227.841^{\text{kg}} \quad P_2' = 1,576.782^{\text{kg}}$$

$$V_2 = \frac{\alpha_1 + \beta_1 \alpha_2}{1 + \left(\frac{c}{a_2} + \frac{c^2}{3b_2} + \frac{\omega c E}{\sigma b_2 h} \right) \beta_1} = 1,899.533 \quad V_1 = 3,942.34^{\text{kg}}$$

柱の彎曲力率 = 1,122,000^{kg/cm}

梁 同 = 1,182,600''

柱縁維應力度 = 1,767^{kg/cm}

梁 同 = 980''

柱軸應力 = 742''

最大縁維應力 = 2,509'' となる

上記の δ_1 及び $1/k$ 値と對照の爲近似法に依つて計算して見る, 假曲線は直線を用ひる,

$$\delta_2' = 1 \quad \delta_1' = \frac{1}{2}$$

第一回近似値

$$\frac{1}{k_1} = 7.5312 \quad \delta_1'' = 0.6663$$

第二回近似値

$$\frac{1}{k_2} = 6.7916 \quad \delta_1''' = 0.67454$$

之を正法の値と對比すれば殆んど差がない又操作は真に容易である。

例七 柱底滑節第一節弛緩 $\omega=1/5$ 第二節弛緩 $1/10$ とす、前例は尙剛である第一節に一層の弛緩が起るものとして本例を試みる。

$$\begin{aligned} V_{11} &= 0.89541 & V_{12} &= 0.43792 \\ V_{21} &= 1.4744 & V_{22} &= 1.1922 \\ \delta_{11} &= 0.002682 & \delta_{12} &= \delta_{21} 0.003691 \\ \delta_{22} &= 0.00588 \\ A &= 0.00072284 & B &= -0.154454 \\ C &= 0.749165 & \frac{1}{k} &= 4.966 \text{ or } 208.71 \\ T &= 1.40976^{\text{秒}} & 2T &= 2.8195^{\text{秒}} \\ \text{or } T &= 0.217'' & 2T &= 0.435'' \\ \delta_2 &= 1 & \delta_1 &= 0.661 & fa &= 1.477 \times 6 = 8.86^{\text{cm}} \\ d &= 0.887 & D_1 &= 6.6038^{\text{cm}} & D_2 &= 9.9906^{\text{cm}} \\ P_1 &= 600.78^{\text{kg}} & P_2 &= 910^{\text{kg}} \\ P_1' &= 957.9'' & P_2' &= 1,135.2'' \\ V_1 &= 2,531.78'' & V_2 &= 1,772.6'' \end{aligned}$$

柱彎曲力率 = 837,200^{kg/cm}

梁 同 = 759,6000''

柱縁維應力度 = 1,319^{kg/cm}

梁 同 = 627''

柱軸應力度 = 720''

柱最大縁維應力 = 2,039''

之尙過大であるのみならず垂直力に依る彎曲力率が加はるから其縁維應力度は一層上るべく到底耐へられぬ、茲に注意を要すべきは例三例六と本例に於ける V_2 を對照すれば僅少の節點弛緩の増加に依つて著敷其値が低下する、故に節點を剛節としても漸次弛緩が起らざれば耐抗しがたい事が判る、従つて梁の寸法の如きも剛節の效力を過信し垂直力に對應する算法で定むると地震に遭ふて節點が弛緩し彎曲力率の配置が變はり重量にも耐へられぬ事になる、故に下層になる程梁は荷重に對し free end support としても計算して置く必要があると思ふ。

例八 柱底弛緩 $\omega = \frac{1}{10}$ 第一滑節第二剛節の場合

$$V_{12} = \frac{\frac{1}{2a_1} + \frac{\omega E}{\sigma a_1 h}}{c \left(\frac{c}{3b_2} + \frac{2}{a_1} + \frac{\omega E}{\sigma a_1 h} \right)} = 0.50535$$

$$V_{22} = \frac{\frac{2}{a_1} + \frac{2\omega E}{\sigma a_1 h}}{c \left(\frac{c}{3b_2} + \frac{2}{a_1} + \frac{\omega E}{\sigma a_1 h} \right)} = 1.51606$$

$$\delta_{11} = \frac{h^3}{a_1 EJ} \left(\frac{1}{3} + \frac{\omega E}{\sigma h} - \frac{c}{2} V_{12} - \frac{c\omega E}{\sigma h} V_{12} \right) = 0.00152651$$

$$\delta_{12} = \frac{h^3}{a_1 EJ} \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \frac{2\omega E}{\sigma h} - 2c V_{12} \left(1 + \frac{\omega E}{\sigma h} \right) \right] = 0.00233953$$

$$\delta_{21} = \frac{h^3}{a_1 EJ} \left[\frac{1}{3} + \frac{1}{2} + \frac{2\omega E}{\sigma h} - c V_{22} \left(\frac{1}{2} + \frac{\omega E}{\sigma h} \right) \right] = 0.00233953$$

$$\delta_{22} = \frac{h^3}{a_1 EJ} \left[\frac{8}{3} + \frac{4\omega E}{\sigma h} - 2c V_{22} \left(1 + \frac{\omega E}{\sigma h} \right) \right] = 0.00421858$$

$$A = 0.00032541$$

$$B = -0.1042255$$

$$C = 0.837368$$

$$\frac{1}{k} = 8.2477 \text{ or } 312.052$$

$$T = 1.0937^{\text{秒}}$$

$$2T = 2.1878^{\text{秒}}$$

or $T = 0.17785^{\text{秒}}$

$$2T = 0.3557^{\text{秒}}$$

$$\delta_1 = 0.5794$$

$$\delta_1 = 1$$

$$fa = 1.7 \times 6 = 10.2$$

$$d = 0.86$$

$$\therefore D_1 = 6.87 \text{ cm}$$

$$D_2 = 11.8655 \text{ cm}$$

$$P_1 = 1,039.7 \text{ kg}$$

$$P_2 = 1,795.8 \text{ kg}$$

$$P_1' = 1,348.9 \text{ kg}$$

$$P_2' = 2,062.8 \text{ kg}$$

$$V_2 = \frac{\left\{ \left(\frac{2}{a_1} + \frac{2\omega E}{a_1 \sigma h} \right) P_2' + \left(\frac{1}{a_1} + \frac{\omega E}{a_1 \sigma h} \right) P_1' \right\}}{\frac{c}{3b_1} + \frac{2}{a_1} + \frac{2\omega E}{a_1 \sigma h}} = 3,113.22 \text{ kg}$$

$$\text{柱彎曲力率} = 1,255,810 \text{ kgcm}$$

$$\text{梁 同} = 933,970 \text{ ''}$$

$$\text{柱緣維應力度} = 1,980 \text{ kg/cm}^2$$

柱軸應力度 = $\frac{694^{54} \square \text{cm}}{\quad}$

總縁維應力度 = 2,674 ”

若し柱底に $\omega = \frac{1}{5}$ の弛緩が起れば

$V_{12} = 0.63726$

$\delta_{11} = 0.0020711$

$\delta_{21} = 0.003096$

$A = 0.00044953$

$C = 0.7894709$

$T = 1.27703^{\text{秒}}$

or $T = 0.1844$ ”

$\delta_2 = 0.612$

$d = 0.871$

$P_1 = 731.38 \text{ kg}$

$P_1' = 1,027.884$ ”

$V_2 = 1,884.07$ ”

柱彎曲力率 = 994,000 $\text{kg}\square\text{cm}$

同縁維應力度 = 1,565 $\text{kg}\square\text{cm}$

同軸應力度 = 671 ”

同總縁維應力度 = 2,236 ”

$V_{12} = 1.69936$

$\delta_{12} = 0.0030964$

$\delta_{22} = 0.0052737$

$B = -0.1331233$

$\frac{1}{k} = 6.052$ or 290.082

$2T = 2.554^{\text{秒}}$

$2T = 0.368$ ”

$fa = 1.56 \times 6 = 9.36 \text{ cm}$

$D_2 = 10.749 \text{ cm}$

$P_2 = 1,193.25 \text{ kg}$

$P_2' = 1,435.125$ ”

以上の諸計算を総合すると下表の如し

構造	振期 ^秒	P_1' kg	P_2' kg	V_1 kg	V_2 kg	柱縁維應力度 $\text{kg}\square\text{cm}$
I 柱底滑節 —二剛節	1.838	3,055	3,659	10,462	3,369	4,229.8
II 柱底滑節 —二 $\omega = \frac{1}{10}$	2.4175	1,228	1,577	3,942	1,899	2,509
III 柱底滑節 — $\omega = \frac{1}{5}$, 二 $\omega = \frac{1}{10}$	2.819	958	1,135	2,532	1,773	2,039
IV 柱底滑節 —滑二剛節	4.537	313.8	466.2	0	1,628	1,117
V 柱底剛節 —滑二剛節	1.6047	2,854	5,491	0	5,264	6,961
VI 柱底 $\omega = \frac{1}{10}$ —滑二剛節	2.188	1,349	2,062	0	3,113	2,670
VII 柱底 $\omega = \frac{1}{5}$ —滑二剛節	2.554	1,029	1,435	0	1,834	2,236

上表に依ると大體 2 層の架構は剛である、想定のおき地震に遭遇しては IV の外は震力のみを考慮せる本計算に於ても已に過大の應力を發生し一層の弛緩を生ぜざれば對抗し得ない IV の場合は稍柔に過ぐるの感があるが、之に彈機鋼方杖を第一節に加ふれば III と IV の中間のものが得られ適當のものとなると思ふ、更に壁體を以て被覆すれば剛となり、且つ振幅微少なる場合は柱底固着となり計測器を以て量定するが如き常時の振動は架構も壁體も基礎も完全なる共同一致の彈性運動となつて現はるべく其測定振期が 0.5 秒を出るが如きは萬なかるべしと思はる、鐵骨架構に於ける柱底や柱梁節點の弛緩は勿論一部永久變形となつて現はれるが之に依つて振動勢力の消耗を大ならしむるも亦一因となり振期を延長し震力を緩和するが故に部材の腐朽其他甚しき缺點なきものは先づ倒潰の惧なきものと思はれる、永久變形のおきも節點の縁維で尙中軸線に近く完全なる部分あれば相當復元力が残つて居るものと見て差支ない。

此意味から假令ひ縁維接續に重きを置く場合と雖腹板接續を併用するが適切である、尙第一柱梁接續を甚だ剛とするは上表 I の場合となり V_1 と V_2 の差甚しく同一重量を負擔する梁の寸法に又大差を要する筈で甚だ不經濟なものとなる、然るに在來の構造は 8 層でも 10 層でも荷重が同じければ梁の寸法は同一とするが例である、茲に剛節理論と到底一致しない不合理がある、元來重層建築に於て下層梁に於ける V 力は甚しく増加する、全く構橋に於ける兩端に近き腹材應力の増加すると同一理である、重層剛架構建築に於て梁が同一寸法で間に合ふ様な場合は横力が微弱の場合である、故に在來建物は高層になると大體下層になる程薄弱である幸に柱梁接續が一層弱はかつたから茲に弛緩を出し難を免かれた梁が多いと考へられる、斯のおき下層梁節點の弛緩は一面振期を延長し震力を輕減するが又一面梁の負擔を柱に轉嫁する、従つて柱の最大彎曲力率點は 1 層より 2 層、2 層より 3 層と上昇する、之に反し柱の寸法は上るに従ひ微弱となり終に彈性限度を越へて大なる歪みを生ずべき機會の多くなるのは理の當然である、高層建築被害が多く上層に甚しき理由も之で大體の説明が付くと思ふ、全然下層が完全で中間層のみが破潰したものはないのである、東京會館のおきも適例である、丸ビルは 3, 4 階の被害多かりしも 1, 2 階も相當被害あり柱梁節點は皆弛緩して居るのである、彼煙突のおきも下底の固着が微弱であれば滑節に近かい状態となり最大彎曲力率點が上昇し破壊點が上る場合もあると思ふ、若し下底が如何なる振動に對しても固着の條件を維持し得るならば破壊點は多く下底にあるに相違ないが、大振動に對し此條件の甚だ持続しがたきは其基礎構造に於て明かである、従つて搖動に近き運動をも伴ひ、下底の彎曲力率は一部解放され弱點は上昇する、斯の如く解すると故大森博士の見解と接近する、然れども大森博士は何等基礎の状態に論及してない、又吾人は多く柱底固着の數理により判斷して居つたから容易に博士の意見に近づくを得なかつたものである、下底固着の不満足なる剛

壁を有する高層建築も地震の衝動に對し未だ被害なき初期は剛性體の一端に衝動を與へたる
と類似の傾向を出すべき理である、従つて彎曲力率の大なる點も剪力の大なる點も上昇する
筈である、斯の如く基底の可廻性が破潰點を上昇せしむべき最大因となる柔軟なる架構體に
於ても亦剛強なる壁體に於ても同様の傾向が認められる。

第三節 三層矩形架構と連設架構計算法

例九 柱底滑其他剛節

各層の梁間層高及び荷重は前例に同じ梁の寸法も前同様とす、柱は 40 cm 方形、構材
は 100×100×12 mm L字鐵 4 本とす、其 J は増して 27,373 cm⁴ となる依つて

$$a_1 = a_2 = a_3 = 1$$

$$b_1 = b_2 = b_3 = 0.66$$

$$V_{13} = 0.064947$$

$$V_{12} = 0.2364$$

$$V_{11} = 1.031983$$

$$V_{23} = 0.21563$$

$$V_{22} = 0.78486$$

$$V_{21} = 1.66617$$

$$V_{33} = 0.84982$$

$$V_{32} = 1.3334$$

$$V_{31} = 1.81678$$

$$\delta_{11} = \frac{h^3}{EJ} (0.6265)$$

$$\delta_{12} = \frac{h^3}{EJ} (0.8067)$$

$$\delta_{13} = \frac{h^3}{EJ} (0.8495)$$

$$\delta_{21} = \frac{h^3}{EJ} (0.8067)$$

$$\delta_{22} = \frac{h^3}{EJ} (1.2332)$$

$$\delta_{23} = \frac{h^3}{EJ} (1.3803)$$

$$\delta_{31} = \frac{h^3}{EJ} (0.84946)$$

$$\delta_{32} = \frac{h^3}{EJ} (1.3802)$$

$$\delta_{33} = \frac{h^3}{EJ} (1.7737)$$

自己振動式は次の如し

$$(I) \quad \delta_1 = m \left(\frac{1}{k} + \frac{g}{h} \right) \delta_{11} \delta_1 + m \left(\frac{1}{k} + \frac{g}{2h} \right) \delta_{21} \delta_2 + m \left(\frac{1}{k} + \frac{g}{3h} \right) \delta_{31} \delta_3$$

$$(II) \quad \delta_2 = m \left(\frac{1}{k} + \frac{g}{h} \right) \delta_{12} \delta_1 + m \left(\frac{1}{k} + \frac{g}{2h} \right) \delta_{22} \delta_2 + m \left(\frac{1}{k} + \frac{g}{3h} \right) \delta_{32} \delta_3$$

$$(III) \quad \delta_3 = m \left(\frac{1}{k} + \frac{g}{h} \right) \delta_{13} \delta_1 + m \left(\frac{1}{k} + \frac{g}{2h} \right) \delta_{23} \delta_2 + m \left(\frac{1}{k} + \frac{g}{3h} \right) \delta_{33} \delta_3$$

振期と中軸曲線は以下近似法に依る假曲線として直線を使用する

$$\delta_3' = \delta_1 = 1$$

$$\delta_2' = \frac{2}{3}$$

$$\delta_1' = \frac{1}{3}$$

上記振動式の最後のものから

$$\frac{1}{k'} = 14,561$$

之を (I), (II) 式の右邊に入れ、尙右邊の $\delta_1 \delta_2$ の代りに $\delta_1' \delta_2'$ を入れると

$$\delta_1'' = 0.53859$$

$$\delta_2'' = 0.83304$$

此 δ_1'' δ_2'' を (III) 式に入れると

$$\frac{1}{k'} = 12.605$$

之を更に (I), (II) 式に入れると

$$\delta_1''' = 0.553$$

$$\delta_2''' = 0.84384$$

之を又 (III) 式に入れると

$$\frac{1}{k''} = 12.495$$

之を又 (I), (II) 式に入れると

$$\delta_1'''' = 0.55407$$

$$\delta_2'''' = 0.8449$$

更に之を (III) 式に入れると

$$\frac{1}{k'''} = 12.4852$$

斯の如く第二回の近似値と第三回の近似値の差は微少となり、實用上何等の影響がない依つて

$$\frac{1}{k} = 12.485 \quad \delta_1 = 0.554 \quad \delta_2 = 0.845 \quad \delta_3 = 1$$

となる、故に

$$T = 0.88911^{\text{㉞}}$$

$$2T = 1.778^{\text{㉞}}$$

$$d = 0.874$$

$$fa = 2.2 \times 6 = 13.2^{\text{cm}}$$

$$D_1 = 8.368^{\text{cm}}$$

$$D_2 = 12.7606^{\text{cm}}$$

$$D_3 = 15.103^{\text{cm}}$$

$$P_1 = 1,917^{\text{kg}}$$

$$P_2 = 2,923^{\text{kg}}$$

$$P_3 = 3,460^{\text{kg}}$$

$$P_1' = 2,293^{\text{kg}}$$

$$P_2' = 3,210^{\text{kg}}$$

$$P_3' = 3,686^{\text{kg}}$$

$$V_1 = 15,090^{\text{kg}}$$

$$V_2 = 7,444^{\text{kg}}$$

$$V_3 = 3,827^{\text{kg}}$$

$$\text{柱彎曲力率 (第一節)} = 3,675,600^{\text{kgcm}}$$

$$\text{第一梁 同} = 4,527,000 \text{ ''}$$

$$\text{柱最大縁維應力度} = 3,570^{\text{kg/cm}^2}$$

$$\text{第一梁 同} = 4,987 \text{ ''}$$

$$\text{第二梁 同} = 2,460 \text{ ''}$$

例十 柱底及び第一節滑第二第三剛節、柱は方形 100×100×12 mm L 字鐵 4 本、其 J は 27,373 cm⁴ 又第一第二梁は前例同様第三梁は柱と同一と假定する、依つて

$$a_1 = a_2 = a_3 = b_3 = 1$$

$$b_1 = b_2 = 0.66$$

$$V_{13} = 0.31$$

$$V_{12} = 1.0233$$

$$V_{11} = 0$$

$$V_{23} = 0.62$$

$$V_{22} = 2.0466$$

$$V_{21} = 0$$

$$V_{33} = 1.3392$$

$$V_{32} = 2.6608$$

$$V_{31} = 0$$

$$\delta_{13} = \frac{h^3}{EJ} \times 2.59165$$

$$\delta_{12} = \frac{h^3}{EJ} \times 2.4147$$

$$\delta_{11} = \frac{h^3}{EJ} \times 1.624$$

$$\delta_{23} = \frac{h^3}{EJ} \times 4.1784$$

$$\delta_{22} = \frac{h^3}{EJ} \times 3.8295$$

$$\delta_{21} = \frac{h^3}{EJ} \times 2.4147$$

$$\delta_{33} = \frac{h^3}{EJ} \times 4.7654$$

$$\delta_{32} = \frac{h^3}{EJ} \times 4.1784$$

$$\delta_{31} = \frac{h^3}{EJ} \times 2.589$$

假曲線を $\delta_3 = \delta_3' = 1$, $\delta_2' = \frac{2}{3}$, $\delta_1' = \frac{1}{3}$ とし前例 (III) 式に入れて k を算出すると

$$\frac{m}{k'} = 81.102$$

之を (I), (II) 式に入れると

$$\delta_1'' = 0.56567$$

$$\delta_2'' = 0.89728$$

之れを更に (III) 式に入れると $m/k'' = 63.495$ となる, 之れを (I), (II) 式に入れると

$$\delta_1''' = 0.57652$$

$$\delta_2''' = 0.90211$$

之れを (III) 式に入れると $m/k''' = 63.175$ となる故に $\delta_1 = 0.58$, $\delta_2 = 0.91$, $m/k = 63$ と取れば

$$\frac{1}{k} = 3.44275$$

$$T = 1.6932 \text{ 秒}$$

$$2T = 3.3864 \text{ 秒}$$

$$d = 0.9$$

$$fa = 1.4 \times 6 = 8.4 \text{ cm}$$

$$\therefore D_1 = 5.41 \text{ cm}$$

$$D_2 = 8.49 \text{ cm}$$

$$D_3 = 9.33 \text{ cm}$$

$$P_1 = 341 \text{ kg}$$

$$P_2 = 535 \text{ kg}$$

$$P_3 = 588 \text{ kg}$$

$$P_1' = 684 \text{ "}$$

$$P_2' = 725 \text{ "}$$

$$P_3' = 728 \text{ "}$$

$$V_1 = 0$$

$$V_2 = 4,120 \text{ "}$$

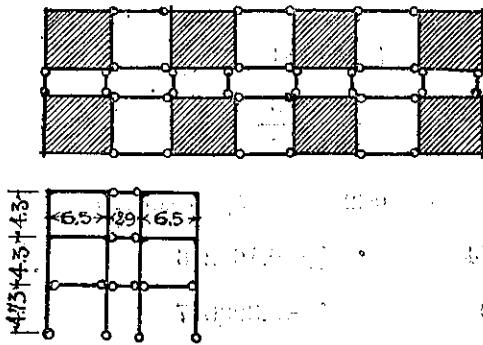
$$V_3 = 1,637 \text{ "}$$

$$\text{柱撓曲力率} = 1,436,000 \text{ kg/cm}$$

$$\text{同縁維應力} = 1,049 + 460 = 1,509 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{梁 同 縁 維 應 力} = 1,362 \text{ kg/cm}^2$$

例十一 柱底及び第一節滑, 第二第三節剛構造とす, 本例には連続構造の應用を併せ説く



第二十九圖

べし、架橋の配列に及び其側面は第二十九圖の如く斜線の部分を單位架橋とする、横振動に對し建物各層の質量は各架橋の平均負擔となる、又重量の負擔も大差なきに依り同割合と假定する、單位架橋は前後にも左右にも同一剛度構造とする、故に何れの方面から振動さるゝも地震の振期と振幅が同一であれば其影響は同一である、連設の場合も同一である。

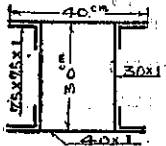
	總重量	架橋1柱の分擔量	同上の質量
屋階	564,480 kg	17,640 kg	18 = m ₁
三階	627,200 "	19,600 "	20 = m ₂
二階	627,200 "	19,600 "	20 = m ₁

$h = 430$ $c = 0.75$ 地階柱 = 1.1 h

架橋の柱梁寸法は下記の如く假定す

一、二階柱

斷面積 208.4 cm²



$$J_x = \begin{cases} 4(15 - 2.2)^2 \times 14.1 + 71 \times 4 = 9,524 \\ 2 \cdot 4 \times 30^3 \div 12 = 5,400 \\ 2 \times 15.5^2 \times 40 + 2 \times 3.3 \cdot \cdot \cdot = 19,226 \end{cases}$$

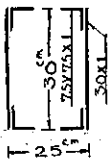
34,150

$$J_y = \begin{cases} 4(20 - 7.5 + 2 \cdot 2)^2 \times 14.1 + 71 \times 4 = 12,187 \cdot 4 \\ 2 \times 40^3 \div 12 = 10,666 \cdot 6 \\ 2 \times 12^2 \times 30 + 2 \times 2 \cdot \cdot \cdot = 10,368 \end{cases}$$

33,222

三階柱

斷面積 116.4 cm²

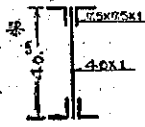


$$J_x = \begin{cases} 4(15 - 2.2)^2 \times 14.1 + 71 \times 4 = 9,524 \\ 2 \times 30^3 \div 12 = 4,500 \end{cases}$$

14,024

$$J_y = \begin{cases} 4(11.5 - 2.2)^2 \times 14.1 + 71 \times 4 = 5,162 \\ 2 \times 30^3 \div 12 = 8,654 \end{cases}$$

13,807



断面積 86.4 cm²

$$J_z = \begin{cases} 4(20 \times 20)^2 \times 14.1 + 71 \times 4 = 18,154 \\ 40^3 \div 12 \end{cases} = \frac{5,333}{23,487}$$

基本 $J=33,000$	$a_1=a_2=1$	$a_3=0.42$	$b_1=b_2=b_3=0$
$V_{11}=0$	$V_{12}=1.29744$	$V_{13}=0.169216$	
$V_{21}=0$	$V_{22}=2.4769$	$V_{23}=0.323077$	
$V_{31}=0$	$V_{32}=3.1435$	$V_{33}=0.9898$	
$\delta_{11} = \frac{h^3}{EJ} \times 2.03589$	$\delta_{12} = \frac{h^3}{EJ} \times 2.93347$	$\delta_{13} = \frac{h^3}{EJ} \times 3.12967$	
$\delta_{21} = \frac{h^3}{EJ} \times 2.9334$	$\delta_{22} = \frac{h^3}{EJ} \times 4.48031$	$\delta_{23} = \frac{h^3}{EJ} \times 4.8555$	
$\delta_{31} = \frac{h^3}{EJ} \times 3.1304$	$\delta_{32} = \frac{h^3}{EJ} \times 4.8562$	$\delta_{33} = \frac{h^3}{EJ} \times 5.6085$	

上記の諸値を入れ近似法に依つて振期と中軸曲線を算出すると次の如し。

	假曲線(値)	第一回 近似値	第二回 同	第三回 同
δ_1	0.3548	0.58787	0.59503	0.59523
δ_2	0.6774	0.89656	0.90276	0.90294
δ_3	1	1	1	1
$1/h$	3.37855	2.60178	2.5828	2.5822
$T=1.955$ 秒		$2T=3.91$ 秒		
$fa=1.3 \times 6=7.8$ cm		$d=0.89164$		
$D_1=5.207$ cm		$D_2=7.8989$ cm	$D_3=8.748$ cm	
$P_1=263.91$ kg		$P_2=407.93$ kg	$P_3=406.66$ kg	
$P_1'=485$ "		$P_2'=580$ "	$P_3'=522$ "	
$V_1=0$		$V_2=3,705$ "	$V_3=786$ "	
柱最大彎曲力率=1,224,510 kg/cm				
梁 同 =1,204,125 "				
柱緣維應力度=964 kg/cm				
梁 同 =1,043 "				

緣維應力は適當であるが、尙荷重に依る彎曲力率が増加するから約 400 瓦位増へる事になる。剛節と想定する節點構造は勿論完全でない、茲に幾分の弛緩は免かれぬ、従つて震力

に對する應力も減じ、荷重に起因する 400 瓦も梁の兩端に於て實現し得ないのみならず、震動勢力を消耗する原因も多いのであるから算定の結果より 2~3 割少ないものと見てよからうと思はれる、加ふるに大地震は稀であつて継続時間も短かいのであるから許容應力の如きも用材に依つては弾性限度に近かく上げてよいと思ふ。

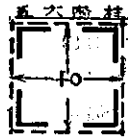
第四節 六層矩形架構及高層建築概説

本章に於ては 1 層より 8 層迄順を追つて各層毎に算出例を掲ぐる豫定であつたが、本務の都合上暫らく中絶するの外なく、茲に 6 層の一例を記述し高層建築の一般を窺ふ事とする。

例十二 柱底及び第一梁端滑節其他剛節とす、試算の結果第一梁端を剛節としては到底對抗の望がない、又應力に對抗上柱は第二梁節點附近を特に強くして置いた、梁は第二梁を最も強く第三梁之に次ぎ其他は同断面とせり、1 柱の各層負擔重量は前數例の如く 18,000 kg 各層の梁間は 6 米層高は 4 米と假定する。

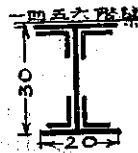
柱梁の寸法は下記の通り假定する。

五、六階柱



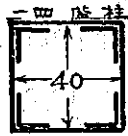
$4 \angle s-10 \times 10 \times 1$
 $J=23,364 \text{ cm}^4$

一、四、五、六階梁



$4 \angle s-7.5 \times 7.5 \times 1$
 2 plts-20×1
 1 plts-30×1
 $J=20,774 \text{ cm}^4$

一、四階柱



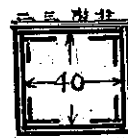
$4 \angle s-10 \times 10 \times 1$
 4 plts-40×1
 $J=66,030 \text{ cm}^4$

三階梁



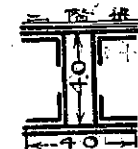
$4 \angle s-7.5 \times 7.5 \times 1$
 4 plts-40×1
 $J=60,820 \text{ cm}^4$

二、三階梁



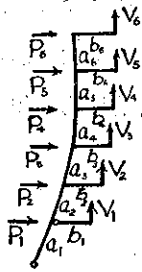
$4 \angle s-10 \times 10 \times 1$
 8 plts-40×1
 $J=108,696 \text{ cm}^4$

二階梁



$4 \angle s-10 \times 10 \times 1$
 6 plts-40×1
 $J=98,030 \text{ cm}^4$

故に基準二次率 $J=10,000 \text{ cm}^4$ とすれば



$a_1 = a_4 = 6.603$ $a_2 = a_3 = 10.87$
 $a_5 = a_6 = 2.34$ $b_2 = 9.8$
 $b_1 = b_4 = b_5 = b_6 = 2.8$ $b_3 = 6.08$
 $g = 980$ $E = 2,000,000$
 $h = 400$ $l = 300$ $c = 3/4$ $m = 18.35$

上記の諸値を入れて単位横力則ち $P_i = 1$ の場合に相當する V の影響量

第三十圖 を求むれば次の如くなる。

$V_{12} = 1.11072$	$V_{22} = 2.22144$	$V_{32} = 2.92962$
$V_{13} = 0.19102$	$V_{23} = 0.38204$	$V_{33} = 0.91425$
$V_{14} = 0.025504$	$V_{24} = 0.051008$	$V_{34} = 0.12688$
$V_{15} = 0.003842$	$V_{25} = 0.007684$	$V_{35} = 0.018455$
$V_{16} = 0.002249$	$V_{26} = 0.004498$	$V_{36} = 0.010803$
$V_{42} = 3.1448$	$V_{52} = 3.21398$	$V_{62} = 3.225$
$V_{43} = 1.52923$	$V_{53} = 1.72687$	$V_{63} = 1.7584$
$V_{44} = 0.53217$	$V_{54} = 0.93585$	$V_{64} = 1.0002$
$V_{45} = 0.08017$	$V_{55} = 0.49827$	$V_{65} = 0.9437$
$V_{46} = 0.04693$	$V_{56} = 0.29163$	$V_{66} = 1.0728$

又水平歪量の影響量は次の如し

$\delta_{11} = 0.00352$	$\delta_{12} = 0.00112$	$\delta_{34} = 0.00143$
$\delta_{13} = 0.00074$	$\delta_{23} = 0.00121$	$\delta_{35} = 0.00145$
$\delta_{15} = 0.00078$	$\delta_{24} = 0.00123$	$\delta_{36} = 0.00145$
$\delta_{14} = 0.00079$	$\delta_{25} = 0.00124$	$\delta_{44} = 0.00162$
$\delta_{15} = 0.0008$	$\delta_{26} = 0.00124$	$\delta_{45} = 0.00171$
$\delta_{16} = 0.0008$	$\delta_{23} = 0.00136$	$\delta_{46} = 0.00171$
$\delta_{35} = 0.00203$	$\delta_{56} = 0.00203$	$\delta_{65} = 0.0022$

上記の影響歪量を次の自己振動式に入れ近似法に依り自己振期及び中軸曲線形を求める。

$$\begin{aligned}
 \delta_1 = & m \left(\frac{1}{k} + \frac{g}{h} \right) \delta_{11} \delta_1 + m \left(\frac{1}{k} + \frac{g}{2h} \right) \delta_{12} \delta_2 + m \left(\frac{1}{k} + \frac{g}{3h} \right) \delta_{13} \delta_3 \\
 & + m \left(\frac{1}{k} + \frac{g}{4h} \right) \delta_{14} \delta_4 + m \left(\frac{1}{k} + \frac{g}{5h} \right) \delta_{15} \delta_5 + m \left(\frac{1}{k} + \frac{g}{6h} \right) \delta_{16} \delta_6 \\
 & \dots \dots \dots \\
 \delta_6 = & m \left(\frac{1}{k} + \frac{g}{h} \right) \delta_{61} \delta_1 + m \left(\frac{1}{k} + \frac{g}{2h} \right) \delta_{62} \delta_2 + m \left(\frac{1}{k} + \frac{g}{3h} \right) \delta_{63} \delta_3 \\
 & + m \left(\frac{1}{k} + \frac{g}{4h} \right) \delta_{64} \delta_4 + m \left(\frac{1}{k} + \frac{g}{5h} \right) \delta_{65} \delta_5 + m \left(\frac{1}{k} + \frac{g}{6h} \right) \delta_{66} \delta_6
 \end{aligned}$$

第一回の假曲線を直線とし 3 回繰返へすと下記の結果が出る。

	假曲線	第一回	第二回	第三回
$1/k$	8.0347	6.1133	5.9768	5.9706
δ_1	1/6	0.4820	0.5092	0.5100
δ_2	1/3	0.6693	0.7026	0.7052
δ_3	1/2	0.7639	0.8000	0.8022
δ_4	2/3	0.8703	0.8916	0.8930
δ_5	5/6	0.9737	0.9810	0.9812
δ_6	1	1	1	1

上表を見ると第一回の操作で已に實用上差支なき程度の値が出る、第二回と第三回の値を比較すると其差は極微であつて、余の近似法が高層の場合にも適確に且つ急速に正值を算出し得べきを證するものと思ふ、第三回の値を取りて計算を進むれば

$$\frac{1}{k} + \frac{\pi^2}{T^2} = 5.9706$$

$$T = 1.286 \text{ 秒} \quad 2T = 2.572 \text{ 秒} \quad \text{となる。}$$

依つて振動中心點の相對的歪量は

$$\delta_c = \frac{\delta_1 + 2\delta_2 + 3\delta_3 + 4\delta_4 + 5\delta_5 + 6\delta_6}{1 + 2 + 3 + 4 + 5 + 6 + 6} = 0.8955$$

今若し地震の強度を 1 秒 12 cm とすれば其感應量は圖表第六より

$$fa = 1.5 \times 6 = 9 \text{ cm}$$

故に各層の最大水平歪量は次の如くなる。

$$D_1 = \frac{9 \times 0.51}{0.8955} = 5.1286 \text{ cm}$$

$$D_4 = \frac{9 \times 0.893}{0.8955} = 8.9749 \text{ cm}$$

$$D_2 = \frac{9 \times 0.7052}{0.8955} = 7.0874 \text{ cm}$$

$$D_3 = \frac{9 \times 0.9812}{0.8955} = 9.8613 \text{ cm}$$

$$D_5 = \frac{9 \times 0.8022}{0.8955} = 8.0633 \text{ cm}$$

$$D_6 = \frac{9 \times 1}{0.8955} = 10.0502 \text{ cm}$$

従つて各柱梁節點の受くる横力は

$$P_1' = \left(\frac{m}{k} + \frac{mg}{h} \right) \delta_1 = 561.57 + 230.43 = 792 \text{ kg}$$

$$P_2' = \left(\frac{m}{k} + \frac{mg}{2h} \right) \delta_2 = 776.5 + 159.36 = 935.86 \text{ kg}$$

$$P_3' = \left(\frac{m}{k} + \frac{mg}{3h} \right) \delta_3 = 883.31 + 120.82 = 1,004.13 \text{ kg}$$

$$P_4' = \left(\frac{m}{k} + \frac{mg}{4h} \right) \delta_4 = 983.3 + 100.87 = 1,084.17 \text{ kg}$$

$$P_5' = \left(\frac{m}{k} + \frac{mg}{5h} \right) \delta_5 = 1,080.4 + 88.67 = 1,169.07 \text{ kg}$$

$$P_6' = \left(\frac{m}{k} + \frac{mg}{6h} \right) \delta_6 = 1,101.1 + 75.305 = 1,176.405 \text{ ”}$$

上記の如く各點の受くる震力が判れば、之を横力とし公式を適用し V 値を算出すればよいのであるが、多少誤差は多かるべしと思はるゝも寧ろ前に算出せる V の影響値を利用し下記の如く計算するが速法である。

$$V_2 = V_{12}P_1' + V_{22}P_2' + V_{32}P_3' + V_{42}P_4' + V_{52}P_5' + V_{62}P_6' = 16,618.0 \text{ kg}$$

$$V_3 = V_{13}P_1' + V_{23}P_2' + V_{33}P_3' + V_{43}P_4' + V_{53}P_5' + V_{63}P_6' = 7,052.28 \text{ kg}$$

$$V_4 = V_{14}P_1' + V_{24}P_2' + V_{34}P_3' + V_{44}P_4' + V_{54}P_5' + V_{64}P_6' = 3,002.163 \text{ kg}$$

$$V_5 = V_{15}P_1' + V_{25}P_2' + V_{35}P_3' + V_{45}P_4' + V_{55}P_5' + V_{65}P_6' = 1,801.888 \text{ kg}$$

$$V_6 = V_{16}P_1' + V_{26}P_2' + V_{36}P_3' + V_{46}P_4' + V_{56}P_5' + V_{66}P_6' = 1,666.743 \text{ kg}$$

P と V 値を算出し得たるにつき定靜法に依り柱の最大彎曲力率は第二柱梁節點にあり其量は

$$G.B.M. = 6,161 \times 800 - 792 \times 400 = 4,612,000 \text{ kgcm}$$

之に依る

$$\text{縁維應力度} = \frac{4,612,000 \times 20}{108,700} = 848.6 \text{ kg/cm}^2$$

自重の影響量と V 力から

$$\frac{20,139 + 18,000 \times 5}{318.8} = 345.5 \text{ ”}$$

計 1,194.1 ”

第二梁端の彎曲力率は

$$= 16,618 \times 300 = 4,985,400 \text{ kgcm}$$

之に依る縁維應力度は

$$= \frac{4,985,400 \times 20}{98,000} = 1,020 \text{ kg/cm}^2$$

第三梁端の彎曲力率 = 2,115,600 kgcm

同上 縁維應力度 = $\frac{2,115,600 \times 20}{60,820} = 696 \text{ kg/cm}^2$

第四梁端の彎曲力率 = 900,600 kgcm

$$\text{同上 纖維應力度} = \frac{900,600 \times 15}{20,774} = 652 \text{ kg/cm}^2$$

上記の如き結果となる尙之に荷重の彎曲力率が加はるも相當餘裕がある。

尙本例の算出結果について特に吾人の注意を惹くものは

第一 上層と下層の受くる震力に大差ない事である、之は自重影響が特に下層に大にして、上層に従ひ減するのの一因であるが、大體可撓架構體の特徴であるのみならず柱底滑節及び第一柱梁滑節たるが一層其特徴を明瞭ならしめたものである、故に斯る架構體に於て各層の受くる震力を上下一様と見ても結果に於ては大差が起らない、但し地震の最大加速度を採つて直に各層の震力を定むるものと同一と速断してはならぬ、震力は上下層間には大差ないが、在來の方法とは量其者に大差がある、假令地震は同一でも建物の剛強程度に依つて大きな差が出るのであるから理論の上からも結果の上からも嚴に區別を要するものとなる。

第二 は不定靜應力 V が上下層に依つて大差を生ずるは既述の通りである、隨つて従來の如く主として荷重の見地から定めた梁寸法は甚だ不合理で到底所要に適せず當該箇所にて大なる變形を生ずべきは一見明瞭である、故に在來の高層建築が震害の結果多少下層の柱梁結節に弛緩を生じ上層に害を及ぼしたるは當然である、又梁が薄弱に過ぐれば假令ひ結節に弛緩を生ぜざるも V の對應力は附近の壁や被覆に集中さるゝ道理で脆弱なる是等の物體は先づ破壊さるゝ筈である、事實は多く之に適合して居る、更らに壁や被覆の存在に依つて剛となり一層其勢を助くるものである、故に高層建築に於て少くも 1,2 層を必要以上に剛強とするは有害無益である、災害を局限せんとする合理的方法は却つて 3,4 層附近の柱梁を剛強とするにあるは本例の示めす通りである。

第三 各層の水平歪量を見るに本例の如き構造に於ては第二柱梁節點以上の相對的水平歪量の變化は 1,2 層間に比するも眞に少ない、隨つて壁體や被覆の變形も少く損傷も輕かるべき理である、勿論之には適當の柱梁構造が必要である、3,4 階の床梁は荷重から見れば甚だ太く又其結節は之に相當するものでなければならぬ、柱も此邊で最強でなければならぬ、壁體の如きも之以上は相當剛とするも差支ない又筋違を加ふるも柱梁連結の一法として 3,4 層以上なれば有利な場合あるべし、併し 1,2 層に於ては務めて柔とし柱の運動を拘束せざるが耐震上最も必要なる條件である、此理由から下層を開放するは耐震上有利である、飾窓や入口で壁體が減するも柱の構造が適當で開口の配置が好ければ却つて利益である、神社佛閣に被害少なき理由も又丸ビルの被害が上位に多く郵船の被害が下位に大なりし譯も皆同一理由に歸着するものと思はれる、要するに高層建築の被害は多く梁の構造宜ろしきを得ざるにあつたらうと思はれる、幸に難を免かれた高層建築には種々な理由もあらうが、其一は柱梁節點の構造が緩く大振動に對し建物全體として彈性振動をなす能力なく、下底は地動と共に動

くも柱や梁自體に無理な變形を起すの力なく、獨り壁が幾分菱形となるも丈高かきが故に單位高の變形量は微弱となり、下層の運動が案外樂であつたのであらうと思はれる、之等は剛でなく實は柔であつたのであるまいか早計に斷ずる譯に行かぬと思ふ、假りに大振動に對し柔とするも常時微小なる振動に於て彈性運動となり其振期が短くなるは既述の通りである本問は尙研究の餘地あるものと思はれる。

結 論

以上で本論を終はるが、之を要約すると凡そ下記の結果となる。

1. 敷連重層矩形架構建築の構成は一連重層矩形架構を所要の間隔を措いて配列し各單獨架構間を滑節梁を以て連綴するが理論の上からも應力の上からも將又經費の上からも有利である。

2. 柱底固着の條件は多くの場合實現困難である、大地震に對し到底弛緩を免かれぬ、寧ろ滑節として扱ふが實狀に近いものと思はれる。

3. 最下層の梁も亦其兩端を剛節としては強大なる應力を發生し對抗困難である、之又滑節とするが多くの場合有利である、節點に於ける所要の角變位は微量であるから滑節は字音通りの構造を要しない、中軸に近く腹板綴綴で充分である恰も高架線架橋接續に見るが如し。

4. 梁の寸法を上層も下層も同様とするは甚しき不合理である、應力の上から大差がある、剛節の場合は下層程丈夫にすべきである。

5. 高層建築が大地震に對抗し得べき方法は少くも下底若しくは下層を相當柔順なる構造とし其運動を拘束せざるにある、今村博士は今回の震災報告書中鐵板の上に家を建てたらよからうと云ふて居るが、永い間には鋪付いたり不同沈下もあり板面の平滑は何時迄も望みがたい理想は兎も角實際の應用は困難である、之を下層の柱梁構造に求めんとするが本論の主張で左まで難事と思はれぬ、換言すれば下層を以て緩衝機の用をなさしめんとするのである。

6. 前項の主旨から少くも下層の用材は可撓能力の大なるものを選ぶべきである、高層建築柱梁用材として今日鐵材以上の適材を見出し得ない、鐵筋混凝土の如きは如何に最良目に見ても適材と云へない。

7. 高層架構建築の主たる被害點は柱梁の寸法や節點構造に因るべきで或は下底に多く或は2,3層に多い場合がある、其位置は數理上算定が出来る、大體下底に多いが若し下層柱が比較的丈夫で柱梁の結節が早く弛緩すれば被害點は上る、或は下層の構造が著しく剛強であれば上層が甚た柔でなければ對抗が出来ない、随つて被害點は又上る事になる。

8. 構造が剛であれば震力は強大となり先づ柱底が弛み續いて第一第二梁柱節點を犯し順次振期を延長し震力を緩和するが、構造宜ろしきを得ざるものは尙も及ばず、終に或點で大破損を生ずるのである。

9. 構造宜ろしきを得たる高層建築は主として下層の弾性限度内の變形で地動に應じ上層の相對的變形は微量である、上下層の變形を共に微小ならしむるが如きは不可能であると考へられる。

10. 架構體に於ける一次振動の振期と中軸曲線形は余の近似法に依つて簡易急速に算出される。

11. 従つて時相論の方法に依つて想定地震に對する共鳴歪量が判り震力が算出される。

12. 地震の振期や振幅を無視し單に最大加速度を基礎とする計算は今日の科學から到底肯定の出來ないものと思ふ。

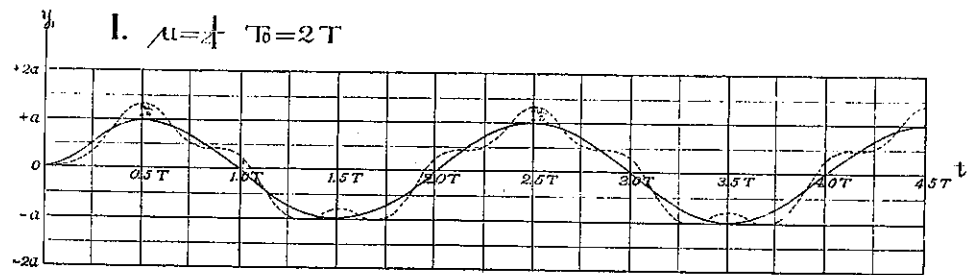
13. 大地震の場合に於ける建物自己振期は一部を破壊するも2秒と3秒と延長せざれば對抗の出來ない場合が多くある、故に豫め架構の振期を充分長かくして置くか或は一部の弛緩が致命的とならぬ様な構造用意が絶対に必要である。

14. 1ミリや2ミリの微震動に對する建物自己振期を以て大震時を律するは當らない、故に常時の測定の如きは大した役に立つものと思はれない。

15. 振期の短かき建物が之より長期の地動に會する場合は假令ひ其共鳴歪量は減ずるも震力は振期の自乗に反比増加し結局其値は急速に増加する、故に若し建物が耐へ得れば揺動となる。

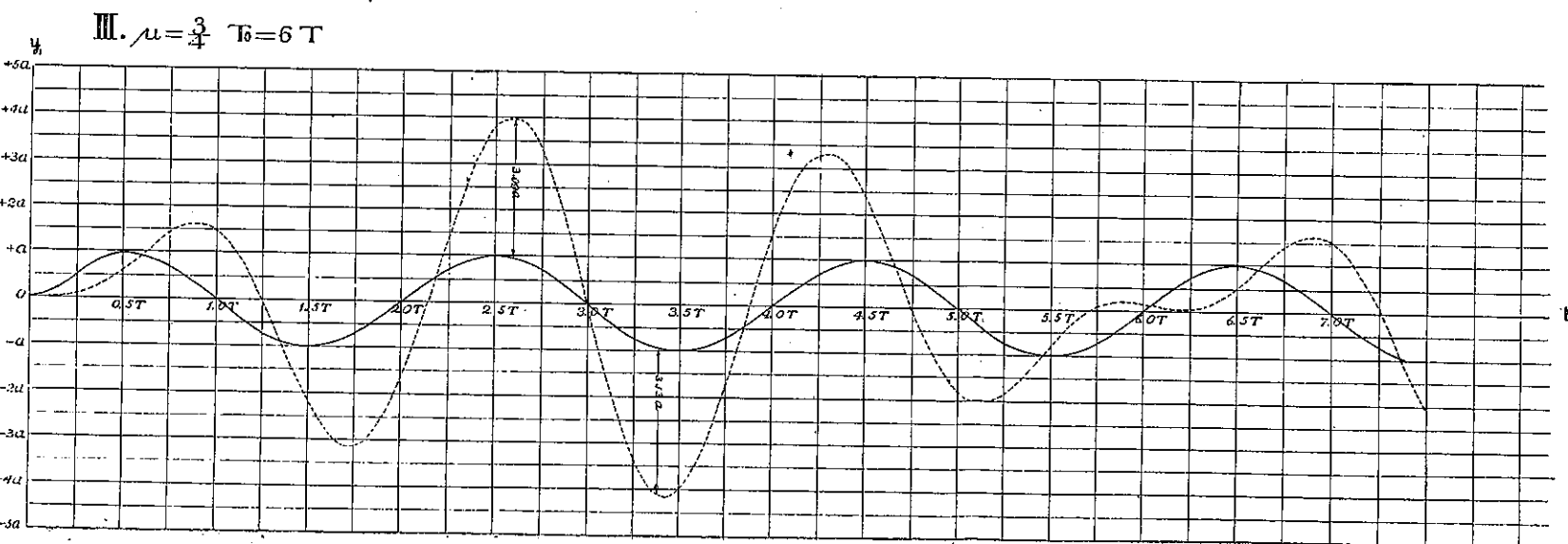
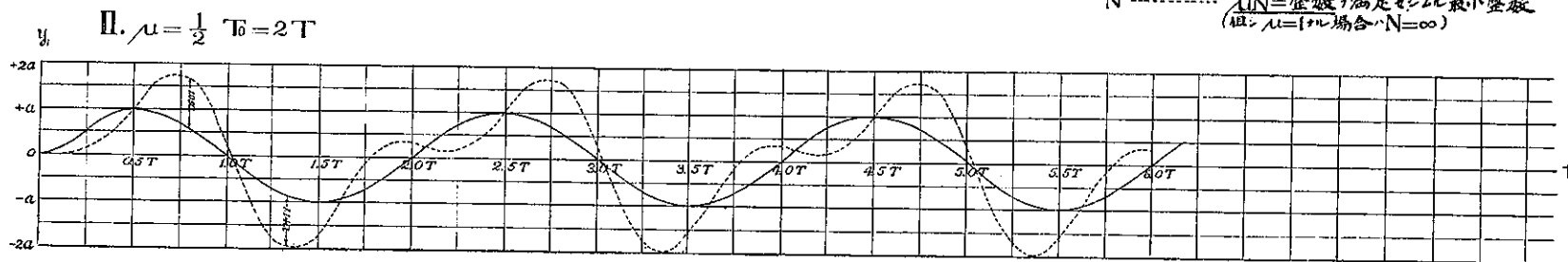
16. 柱體に於ける二次振期は一次振期の約 $1/6$ 又2層架構體に於ける余の算出結果も約 $1/5$ 以下である、之より察するも振期3.4秒のものが1秒以上の二次振期を有する場合あらざるべし、従つて之れと一致する場合はないものと見て差支ない。(完)

附圖表第一
構造體振動中心點時相曲線及地震動時相曲線



備考

- 實線-----地震動時相曲線
- 破線-----振動中心點時相曲線
- 橫距 T -----經過時數(地震半振期)單位 T
- 縱距 y -----地盤及振動中心點原點之震動距(地震半振期)單位 T
- a -----地震全振幅
- T -----地震振期
- T_0 -----自震振期
- T_0 -----構造體振期 $= 2\mu NT$
- μ -----
- N ----- $\mu N =$ 整数, 滿足 μN 之最小整数
(但 $\mu = 1$ 之場合, $N = \infty$)

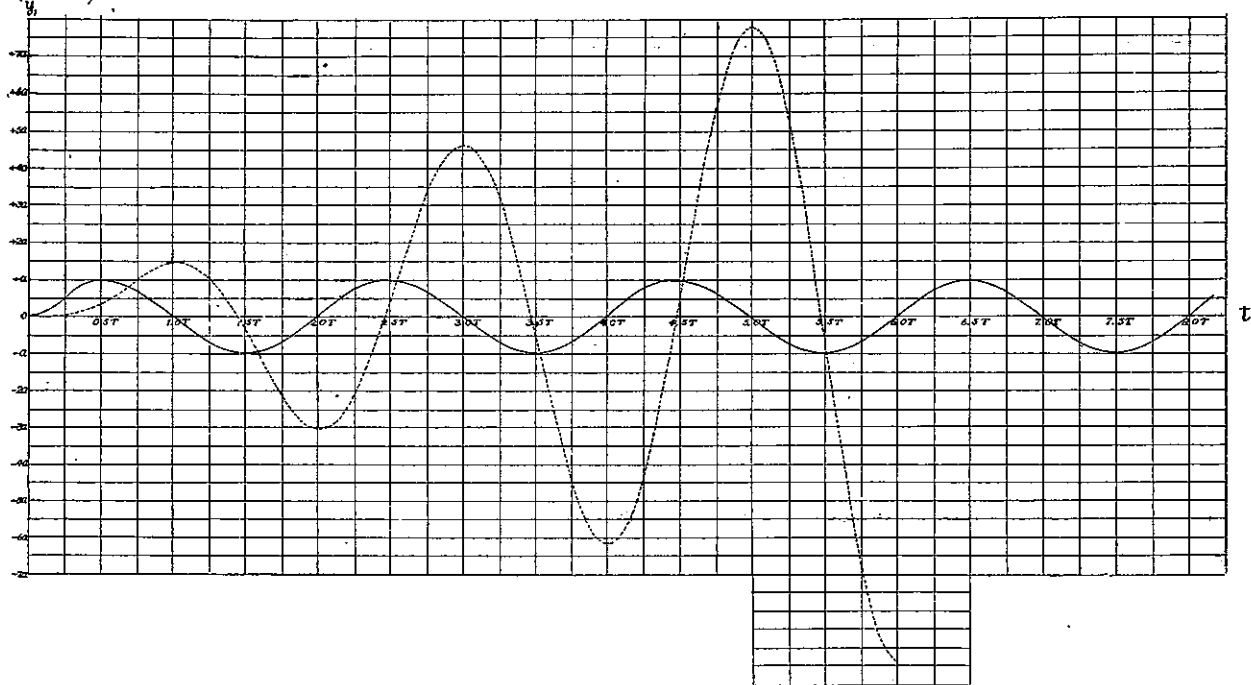


2-11-2

附 圖 表 第 二

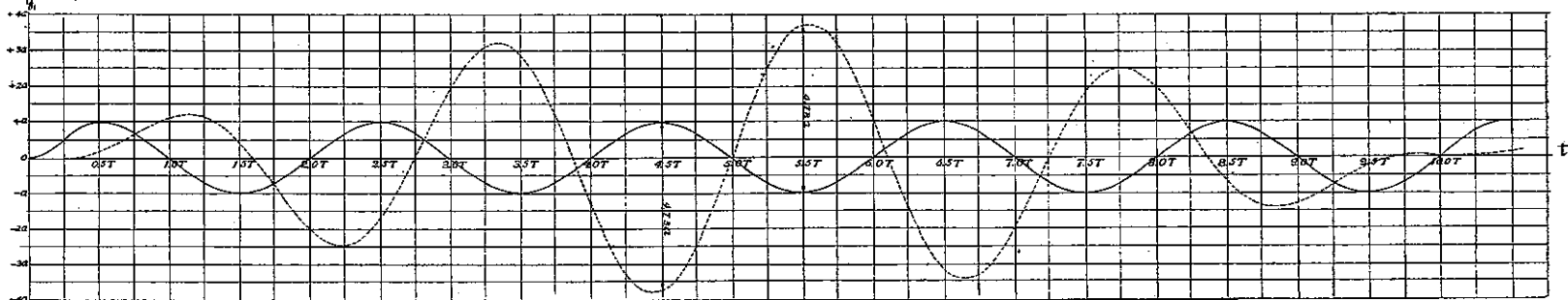
IV

$\mu=1 \quad T_0=\infty$



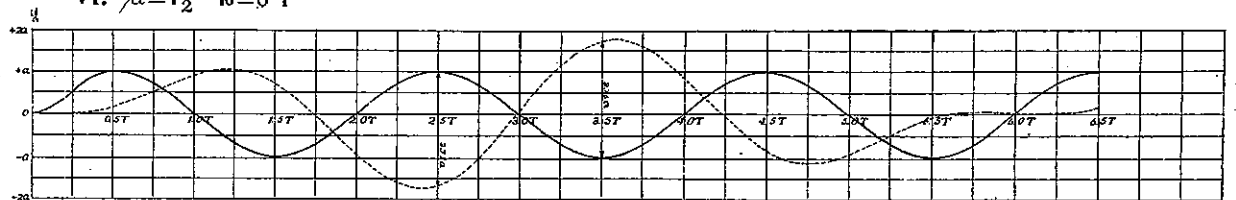
V

$\mu=1 \frac{1}{2} \quad T_0=10T$

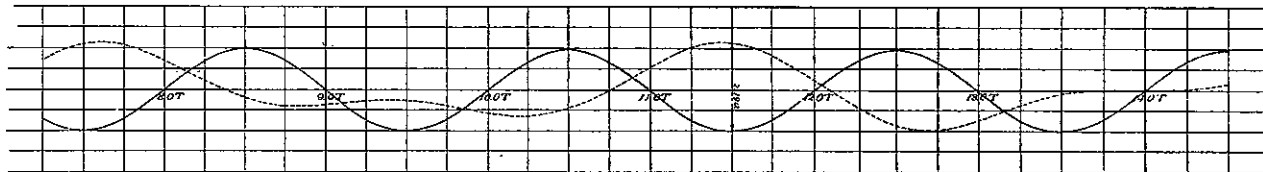
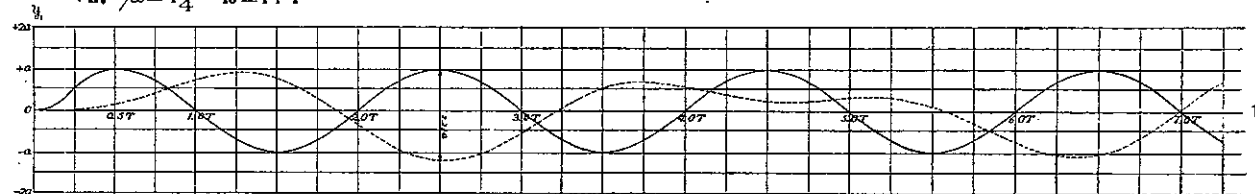


附·圖表第三

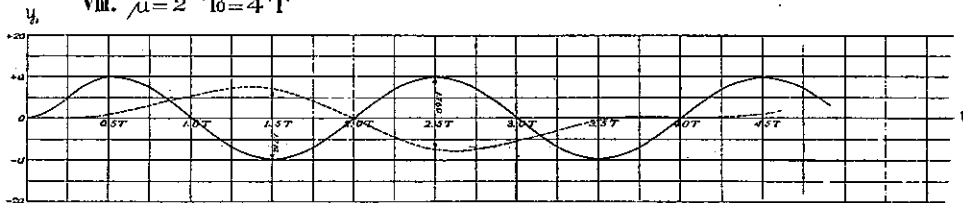
VI. $\mu = 1\frac{1}{2}$ $T_0 = 6T$



VII. $\mu = 1\frac{3}{4}$ $T_0 = 14T$



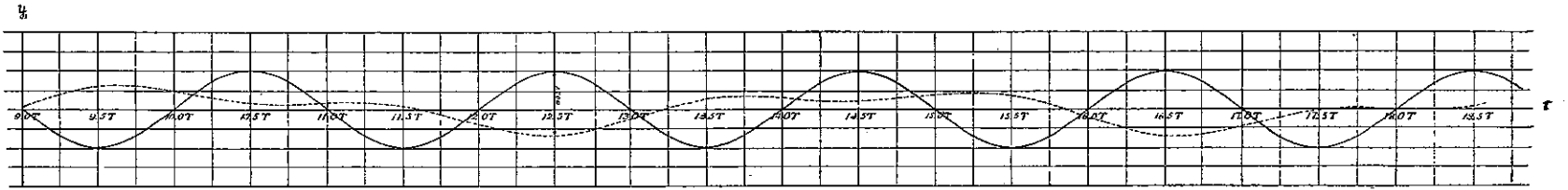
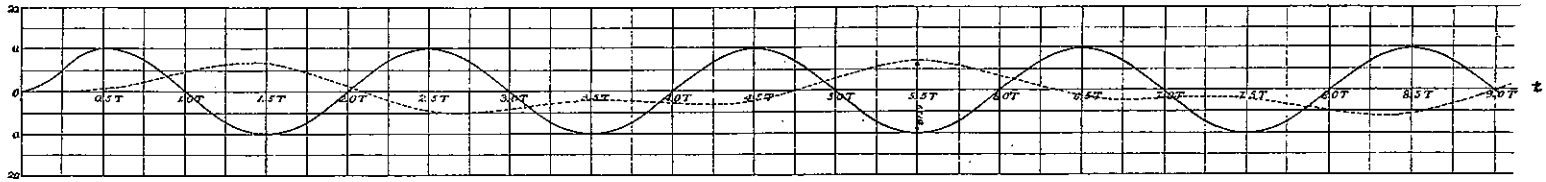
VIII. $\mu = 2$ $T_0 = 4T$



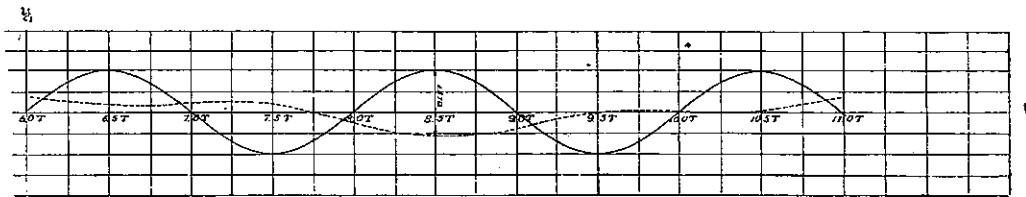
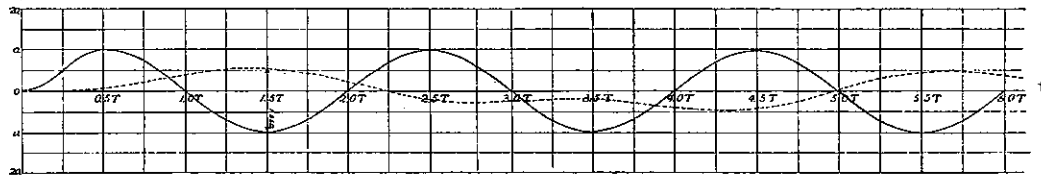
(此圖係根據第十一圖繪成)

附 圖 表 第 四

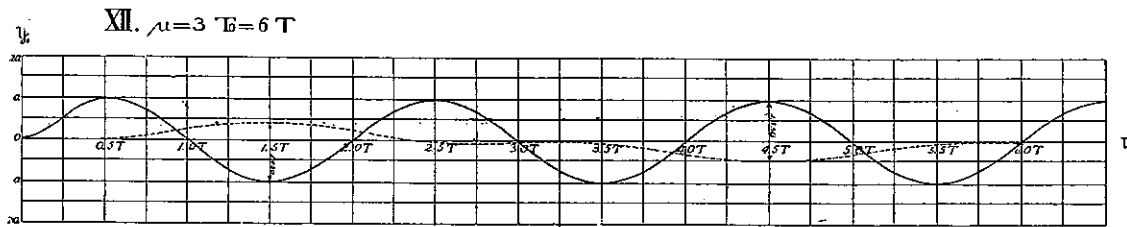
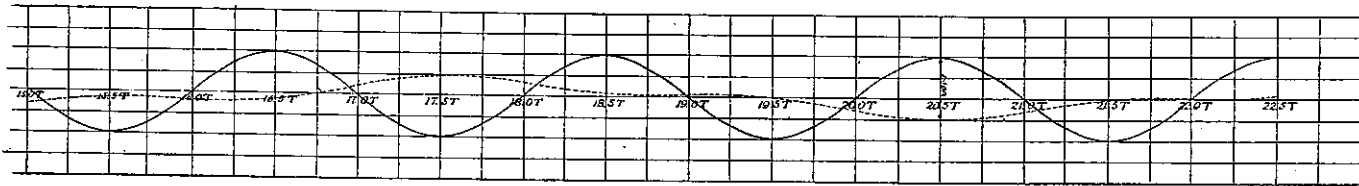
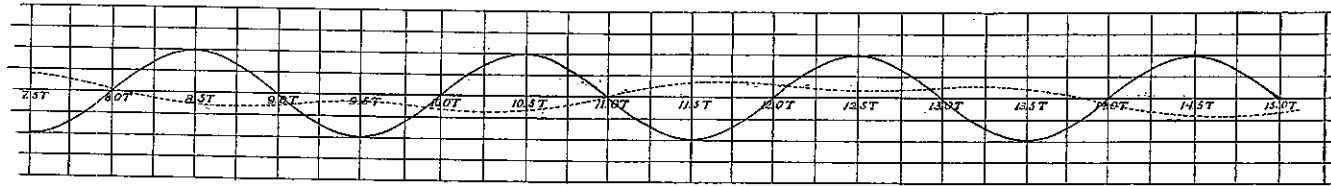
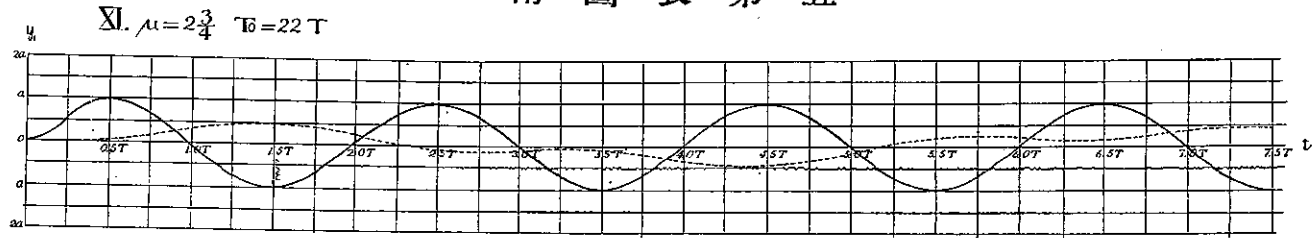
IX. $\mu = 2\frac{1}{4} \quad T_0 = 18T$



X. $\mu = 2\frac{1}{2} \quad T_0 = 10T$



附 圖 表 第 五



7-108

附 圖 表 第 六

