第五編

計　算　論

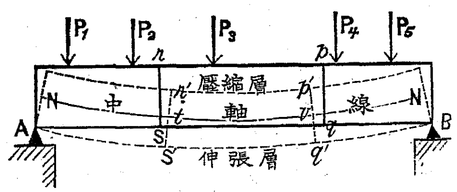
第五編　計算論

第一章　彎曲ヲ受クル桁ノ一般假想定理 (General hypothesis for the beam subjected to bending)

第一節　不變ノ彈性係數ヲ有スル等質桁

今茲ニ錬鐵若クハ柔鋼ノ如キ不變(Constant)若クハ實際上不變ト見做シ得ベキ彈性係數(Modulus of elasticity)ヲ有シ全體等質(Homogeneous)ニシテ對稱的斷面(Symmetrical cross section)ヲ有スル直桁二ツノ支點上ニ休止シ是レト垂直ナル方向ニ働ク或荷重ヲ有スルトキハ其桁ハ彎曲(Bending)ヲ受ケ上層ハ壓縮シ下層ハ伸張シテ第三百五十一圖ノ如キ形狀ヲ取ルベク其量ハ上下各外皮層(Extreme fibre)ニ於テ最大ニシテ漸次斷面ノ中央ニ近クニ從ヒ小トナリ遂ニ所謂中軸層(Neutral axis) NN ニ至リテ其量零ニ達スベシ卽チ中軸層ハ壓縮,伸張共ニ零ナルヲ以テ荷重ヲ受ケザル原態ニ於ケル長サト等シクシテ單ニ曲線ノ形ヲ取ルニ過ギズ而シテ彎曲ヲ受クル前互ニ相平行シ桁ノ軸線ニ直角ナリシ二ツノ斷面 rs 及 pq ハ彎曲ヲ受ケタル後ニアリテモ猶同一ノ平面ヲ維持スベク「ベルノウイ」氏(*Bernoulli*)法則)只最早平行セル狀態ヲ存スルコト能ハズシテ夫々 $r's'$ 及 $p'q'$

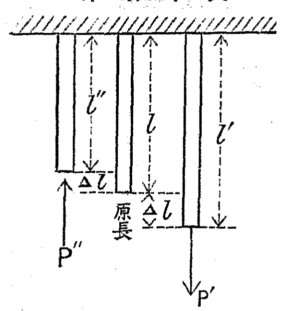
第三百五十一圖



ノ如ク軸線ト或角度ヲナシテ互ニ傾斜スベシ即チ rp ハ $r'p'$ ノ如ク壓縮シ sq ハ $s'q'$ ノ如ク伸張シ中軸線 tv ノミ其長サヲ變セザルベシ.

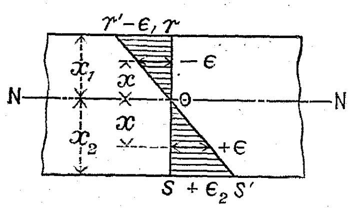
今第三百五十二圖ノ如ク等質材料ヨリ成ル鋲ノ一端緊定セラレ他端ニ P' ナル張力ヲ加フルトキハ原長 l ハ Δl 丈ケ延長セラレ $l'=l+\Delta l$ トナルベシコノ $\frac{\Delta l}{l}$ 即チ伸張ノ總量ヲ原長ニテ除シタルモノヲ名ケテ變形量 (Deformation or Strain) ト云ヒ之ヲ ε ニテ表ハシ $\varepsilon=\frac{\Delta l}{l}$ ニテ示ス次ニ P'' ナル壓力ヲ加ヘタリトセバ同樣ニ $l''=l-\Delta l$ トナルベク其 $\frac{\Delta l}{l}$ 即チ壓縮ノ總量ヲ原長ニテ除シタル變形量ハ之ヲ負號ヲ以テ表ハシ即チ $-\varepsilon=\frac{\Delta l}{l}$ ニテ示スコトヲ得ベシ.

第三百五十二圖



次ニ彎曲ヲ受クル桁ノ支點ヨリ X ナル或距離ニ於ケル一點ヲ通ズル垂直斷面ニ於ケル變形量ヲ圖式的ニ表ハストキハ第三百五十三圖ノ如ク $r'os'$ ノ如ク直線ノ形トナルベシ(「ナヴィエ」氏 (*Navier*) 法則)何トナレバ變形ノ前後トモ其斷面ハ同ジク平面ナラザルベカラザレバナリ故ニ

第三百五十三圖

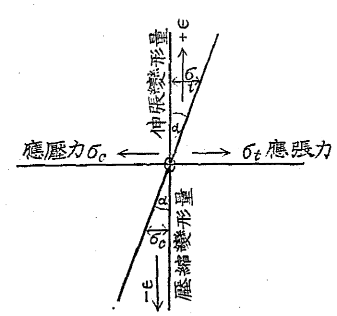


$$\varepsilon:\varepsilon_1=x:x_1$$

$$\varepsilon:\varepsilon_2=x:x_2$$

而シテ「フック」氏 (*Hooke*) 法則ノ所謂應力 (Stress) ハ變形量ニ正比例ヲナスベキヲ以テ第三百五十四圖ノ如ク今互ニ直角ヲ爲スベキ縱

第三百五十四圖



横距ヲ引キ横距ニ應力(σ)ヲ取リ縱距ニ變形量(伸縮量($+\varepsilon$)及壓縮量($-\varepsilon$))ヲ取レバ或應力ニ對スル變形量ノ各終點ヲ連結スル軌跡 (Locus) ハ一直線ヲナスベシ即チ

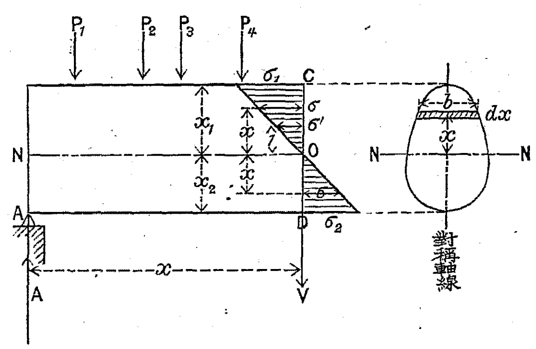
$$\tan\alpha=\frac{\sigma_t}{\varepsilon}=\frac{\sigma_c}{\varepsilon}=\frac{\text{應力}}{\text{變形量}}$$

之ヲ E ニテ表ハシ名ケテ彈性係數 (Modulus of Elasticity) ト云フ換言セバ彈性係數ハ原形ト同一ノ長サニ伸張若クハ壓縮シ得ベキ應力ノ總量ナリトス即チ

$$\sigma=E.\varepsilon \quad\cdots\cdots\cdots\cdots(310)$$

彈性係數ハ煉鐵若クハ柔鋼ノ如キ彈性的物體ニアリテハ略ボ一定ノ値ヲ有スベシ從ツテ變形量ヲ圖式的ニ示シタルト同ジク應力ヲ圖式的ニ表ハストキハ第三百五十五圖ノ如ク亦一直線ニテ示シ得ルモノトナルベシ同時ニ或一層ニ於ケル應力ハ亦其中軸線ヨリノ距離ニ比例シテ變化セザルベカラズ即チ

第三百五十五圖



$$\sigma_1=E.\varepsilon_1;\quad \sigma_2=E.\varepsilon_2$$

$$\sigma_1:\sigma_2:\sigma:\sigma'=x_1:x_2:x:1 \quad \text{ナリ}$$

故ニ斯クノ如キ桁ニ於ケル計算ニハ其內力ノ量幾計ナルカヲ知

ラザルベカラズ. 之ヲ定ムルニハ桁ノ或一點ヲ通過スル斷面ヲ考フルトキハ其斷面ニ於テ桁ガ其平衡狀態 (Static equilibrium) ヲ維持スル爲ニハ次ノ三ツノ條件ヲ具備スルコトヲ要ス.

第一　垂直ナル內外力 (Internal and external forces) ノ代數的和ハ零ナラザルベカラズ

第二　水平ナル內外力ノ代數的和ハ零ナラザル可ラズ

第三　或定點ニ對スル內外力ノ靜力的力率 (Static moment) ノ代數的和ハ零ナラザル可ラズ

今第三百五十五圖ニ於テ第一條件ニ從ツテ CD ナル斷面ニアリテハ

$V = A - \sum_1^4 P$ ニシテ V ハ其斷面ニ於ケル剪力 (Shearing force) ナリ第二條件ニ從ツテ中軸線ヨリ 1 ナル距離ニアル應力(內力)ヲ σ' トセバ $\sigma = \sigma' x$ ナリ此應力ハ中軸線ヨリ x ナル距離ニ於ケル極小面積 $b.dx$ ニ働クヲ以テ其量ハ $\sigma'.x.b.dx$ ナリ而シテ其斷面ノ上部外皮層ヨリ下部外皮層ニ至ル迄ノ總應力ハ $\int_{x_1}^{-x_2} \sigma'.x.b.dx$ ニシテ其總量ハ零ニ等シカラザル可ラズ而シテ σ' ハ定數ナルヲ以テ

$$\int_{x_1}^{-x_2} x.b.dx = 0$$ ナリ

第三條件ニ從ツテ O ヲ其力率ノ起點トシ A, P_1, P_2, P_3, P_4 ナル外力ノ力率ヲ M トセバ內力ノ力率ハ

$$\int_{x_1}^{-x_2} \sigma'.x.b.dx.x = \int_{x_1}^{-x_2} \sigma'.b.x^2.dx$$ ナルヲ以テ

$$M - \int_{x_1}^{-x_2} \sigma'.b.x^2.dx = 0$$

或ハ
$$M = \int_{x_1}^{-x_2} \sigma'.b.x^2.dx = \sigma' \int_{x_1}^{-x_2} b.x^2.dx$$

然ルニ $\int_{x_1}^{-x_2} b.x^2.dx$ ハ NN ナル中軸線ニ對スル物量力率 (Moment of inertia) ヲ示スモノナルヲ以テ之ヲ I ニテ表ハセハ

$$M = \sigma'.I \quad \cdots\cdots(311)$$

而シテ普通桁ノ計算ニアリテハ中軸線ヨリ 1 ノ距離ニ於ケル內力 σ' ヨリモ外皮層ニ於ケル最大應力(最大應壓力若クハ最大應張力) σ_1 若クハ σ_2 ヲ論ズル場合多ク.

$$\sigma_1 : \sigma' = x_1 : 1 \quad ヨリ \quad \sigma' = \frac{\sigma_1}{x_1}$$

$$\sigma_2 : \sigma' = x_2 : 1 \quad ヨリ \quad \sigma' = \frac{\sigma_2}{x_2}.$$

ナルヲ以テ(311)ノ代リニ $M = \frac{\sigma_1}{x_1}.I$ 或ハ $M = \frac{\sigma_2}{x_2}.I$ ヲ使用スルコト多シ. 故ニ

最大應壓力度 $\sigma_1 = \frac{M}{I}.x_1$ ……(312)

最大應張力度 $\sigma_2 = \frac{M}{I}.x_2$ ……(313)

$\frac{I}{x}$ ハ之ヲ斷面係數 (Section modulus) ト稱シ W ヲ以テ之ヲ表ハストキハ $\frac{I}{x_1} = W_c$, $\frac{I}{x_2} = W_t$ トセバ (312) 及 (313) 式ハ更ニ

$$\sigma_1 = \frac{M}{W_c} \quad \cdots\cdots(314)$$

$$\sigma_2 = \frac{M}{W_t} \qquad \cdots\cdots(315)$$

ノ如ク表ハスモ可ナリ若シ斷面ガ中軸線ニ對シテ上下對稱的ナルトキハ

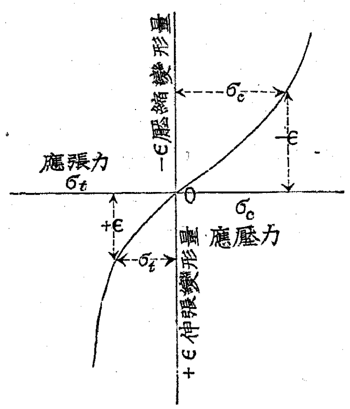
$W_c = W_t = W$　ナリ故ニ

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{M}{W} \qquad \cdots\cdots(316)$$

第二節　不定ノ彈性係數ヲ有スル等質材料及鐵筋混凝土桁

第一節ニ論述セシ「ナヴィエ」氏及「フック」氏法則ハ鍊鐵若クハ柔鋼ノ如キ略ボ彈性的性質ヲ有スル桁ノ彎曲ニ對シテハ其儘之ヲ應用スルモ差支ナシト雖モ嚴密ニ之ヲ云ヘバ混凝土桁ニアリテハ最早其適用ハ不合理タルヲ免レズ然カモ猶實際ニ於テハ混凝土及鐵筋混凝土桁ノ計算ニハ猶一般ニ「ナヴィエ」氏法則ヲ適用シ彎曲ノ前後斷面ノ不變ナルベキコト及變形量ハ應力ニ對シテ直線式ニ變化スルモノナルコヲ想定セリ抑モ混凝土ハ鑄鐵,花崗石,砂石等ト同ジク初メヨリ應力ト變形量トハ或一定ノ比ヲ有セズ應力ノ増加スルニ從ヒ變形量ハ著シク増加スベシ卽チ第三百五十六圖ニ於ケルガ如ク變形線ハ直線ヲナサズシテ一ノ曲線トナルベシ「バッハ」敎授 (Prof. Bach) ハ實驗ノ結果混凝土ニ於ケル應力及變形量ノ關係ハ

第三百五十六圖



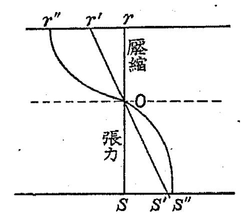
$$\varepsilon = \frac{1}{E}.\sigma^m = \mu.\sigma^m \cdots\cdots(317)$$

ニテ表ハシ得ベク μ ハ m 及 kg 單位ニテ $\frac{1}{356000}\left(\frac{1}{7567200}(''及''ノトキ)\right)$ ヨリ $\frac{1}{457000}\left(\frac{1}{9190500}(''及''ノトキ)\right)$ ノ間ニ變化シ m ナル冪數ハ材料ノ如何ニ依リテ異ナリ平均 1,11 乃至 1,16 ニシテ $m=1$ トナリタルトキハ

$$\varepsilon = \frac{1}{E}.\sigma \cdots\cdots(318)$$

卽チ「フック」氏法則ヲ應用シ得ベキ材料ナルコトヲ論定セリ故ニ混凝土桁ニ於ケル應力及變形量ノ關係ヲ圖式的ニ表ハストキハ第三百五十七圖ノ如ク直線式變形量ニ不定ナル彈性係數 E ヲ乘シタル曲線ノ形式トナルベシ而シテ混凝土ノ應張力ハ應壓力ニ比シテ非常ニ小ニシテ其比ハ略1:10ニ過ギザルヲ以テ彎曲ヲ受クル混凝土桁ニシテ鐵筋ノ補強ヲ有セザルモノニアリテハ極メテ少量ノ荷重ヲ受クルモ相當ノ應壓力ヲ生ズル前既ニ應張側ニ於テ其破壞ヲ見ルベシ故ニ一般ニ混凝土ノミノ桁ヲシテ彎曲ニ應ゼシムルニハ極メテ不適當ノモノナリト云ハザルベカラズ.

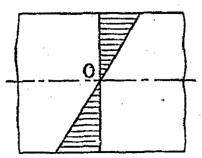
第三百五十七圖



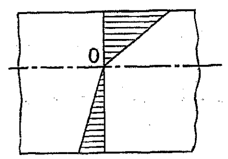
斯クノ如ク混凝土若クハ鐵筋混凝土ノ應力及變形量ノ合成線ハ曲線ヲナスヲ以テ之ヲ實際ノ目的ニ適セシムル樣其算式ヲ作ルトキハ可ナリニ複雜ナル形式トナルベシ故ニ其算法ヲ簡單トナス爲メ其曲線ヲシテ或單純ナル形トシテ考フル方實際的ニシテ且ツ便利ナリトス其考案ニ數種アリ.

「マザス」(*Mazas*), 「レフォール」(*Lefort*), 「レザル」(*Résal*), 「ノイマン」(*Neumann*), 「マンドル」(*Mandl*) ノ諸氏ハ第三百五十八圖ノ如ク混凝

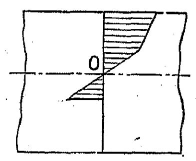
第三百五十八圖



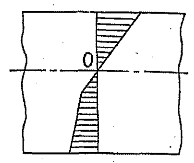
第三百五十九圖

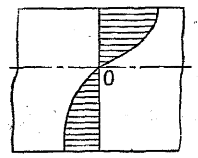


第三百六十圖

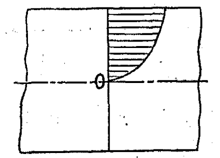


第三百六十一圖

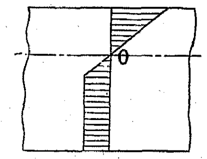




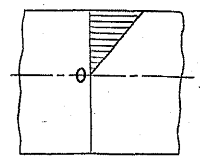
第三百六十二圖



第三百六十三圖



第三百六十四圖



第三百六十五圖

土ノ應張層及應壓層ニ於テ共ニ同一直線形ヲ取ルモノト假定シ「メラン」(*Melan*) 氏ハ第三百五十九圖ノ如ク壓縮及伸張ニ對シ夫々異リタル直線形ヲ取ルモノトシ「トゥールリィ」(*Thullie*) 氏ハ第三百六十圖ノ如ク二ツノ直線ガ應壓層ニ於テ相交ハリ應張層ニアリテハ只中軸線下ノ一部ニ於テノミ其直線ヲ假定シ得ベシトシ「オステンフェルド」(*Ostenfeld*) 氏ハ第三百六十一圖ノ如ク二ツノ直線ガ應張側ニ於テ交叉スルモノトシ「サンダー」(*Sander*) 氏ハ第三百六十二圖ノ如ク「バッハ」(*Bach*) 氏及「シューラー」(*Schüler*) 氏ノ定則卽チ應壓應張兩側ニ於テ何レモ拋物線形ヲナスヲ尤モ至當ナリトシ「リッター」(*Ritter*) 氏「タルボット」(*Talbot*) 氏ハ第三百六十三圖ノ如ク應壓層ニアリテハ拋物線ヲナシ應張側ニアリテハ之ヲ無視スベシトシ「コンシデール」(*Considère*) 氏「アーレル.ド.ラ.ノエ」(*Harel de la Nöe*) 氏「バルクハウゼン」(*Barkhausen*) 氏ハ第三百六十四圖ノ如ク二直線ガ應張側ニ於テ相交叉シ其交叉點ヨリ以下垂直線ニ平行スベシトシ「クリストフ」(*Christophe*) 氏「キューネン」(*Koenen*) 氏「メルシュ」(*Mörsch*) 氏ハ第三百六十五圖ノ如ク應壓側ニ於テハ直線ヲナシ應張側ニ於テハ之ヲ無視スベシトセリ.

今各國ニ於ケル法規若クハ學會ニ於テ發布セシ規定ニ從ヘバ其算式ヲ實際的ナラシムル爲メ第三百六十五圖ノ如ク大抵應壓側ニ於ケル直線ヲ假定シ應張側ニ於テ混凝土ノ應力ヲ無視セルモノ多ク且ツ何レモ彎曲ノ前後同一ノ斷面ヲ維持スベキ法則ヲ是認セザルモノナシ.

次ニ定ムベキ問題ハ混凝土ノ壓縮ニ對スル彈性係數ノ値ニシテ勿論混凝土ノ配合比,硬化後ノ時日,水ノ割合等ニ關シ一定ノ値ヲ示スハ不合理ナルコト既ニ第二編第十一章ニ論述シタルガ如シ然レドモ普通算式ニ於テ取扱フベキ彈性係數ノ値ハ夫々適當ナル安全率ヲ見込メルヲ以テ見掛ケノ彈性限度 (Apparent limit of elasticity) ニ達スル以前ニ於ケル彈性係數ヲ採用セバ可ナルベク其限度以內ニ於テハ應力ノ增加ニ伴フ變形量ハ略ボ彈性的物體ニ近キ結果ヲ得ベキヲ以テ(限度以上ニアリテハ著シク變形量ヲ增加シEノ値ヲ減少スベシ)Eハ普通定數ト假定セルモノ多ク英米國ニテハ平均 2 000 000#/□″ 獨,佛,澳匈國ニテハ平均 140000 kg/cm^2 (1 990 800#/□″)ヲ採用セリ去レド若シ應張側ニ於ケル混凝土ノ應張力ヲモ考慮中ニ加フベキ算式ヲ用キント欲セバ張力ニ對スル彈性係數ノ値ハ獨國規定ニテハ之ヲ壓縮ニ對スルモノト同樣ナリト假定シ澳匈國ニテハ平均 56000 kg/cm^2 (796320#/□″) ト假定セリ卽チ第三百五十九圖ニ示スガ如キ狀態ニアルモノトセル場合ニ適用スベキモノナリ.

鋼材ノ彈性係數ハ英米國ニテハ 30 000 000#/□″, 獨澳國ニテハ 2 100 000 kg/cm^2 (29 862 000#/□″) ト假定セリ.

以上彈性係數ノ値ヲ假定シ得バ單純ナル等質桁ニ於ケル場合ト同ジク外方荷重ト其彎曲力率トヲ知リ鐵筋混凝土ノ如キ不等質材料ヨリ成ル桁ノ內應力ヲ求メントセバ本章第一節ニ論ジタルト同樣ニ斷面ノ水平重心線ト中軸線トハ共ニ一致スベキモノトシテ算式ヲ導クコトヲ得ベシ唯此場合ニ於ケル重心線ヲ見出ス爲メ應壓混凝土,應張混凝土及鋼材ノ三ツノ異リタル彈性係數ヲ有スルモノガ共ニ結合セル不等質桁タルベキ考慮ヲ加ヘザル可ラズ換言セバ三ツノ材料中何レカ二ツヲ他ノ一ツト等質ナルガ如ク換算セル假想斷面ノ重心線ヲ見出スヲ要ス其何レヲ假想斷面ノ基礎トナスモ同一ノ結果ヲ得ベシ然レドモ一般ニハ應壓混凝土ヲ基礎トシ他ノ二ツヲ之ニ傚ヒテ換算スルヲ常トス.

故ニ今

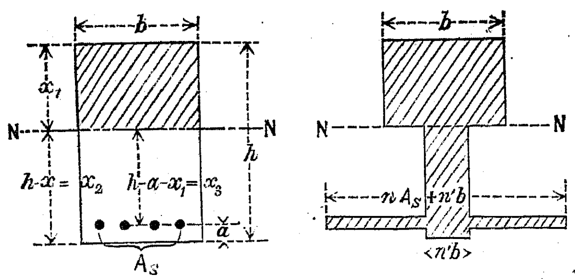
E_c = 壓縮ニ對スル混凝土ノ彈性係數

E_c' = 伸張ニ對スル混凝土ノ彈性係數

E_s = 鋼材ノ彈性係數

トシ　$\frac{E_c'}{E_c}=n'$,　$\frac{E_s}{E_c}=n$　トセバ

第三百六十六圖



應張側ノ混凝土斷面ハ之ヲ n' 倍シ鋼材ハ之ヲ n 倍シタルモノガ應壓側ニ於ケル混凝土斷面ト同一ノ意味ニ換算セラレタルモノトナルベシ但シ此場合ニハ水平重

心線ノ位置ヲ見出スヲ目的トスルヲ以テ桁ノ高サ h ヲ變更セズシテ其幅ニ於テノミ之ヲ換算セザル可ラズ從ッテ第三百六十六圖ノ如キ假想斷面ヲ得ベシ此假想斷面ノ水平重心線ガ求ムル處ノ原體斷面ノ中軸線ヲ示スモノトナルベキノ理ナリ從ッテ(312)及(313)式ノ結果ハ若シ其 I ヲ此假想斷面ノ物量力率トセバ同ジク有効ニ適用シ得ベシ卽チ

混凝土ノ最大應壓力度　$\sigma_c=\frac{M}{I}.x_1$ ……………………(319)

ヲ得ベシ更ニ「ナヴィエ」氏法則ハ此場合ニモ應用シ得ベキモノトシ今

ε_c = 應壓層混凝土ニ於ケル最大變形量

ε_c' = 應張層混凝土ニ於ケル最大變形量

トセバ第三百五十九圖ノ如ク應張側應壓側共ニ直線式ニ應力ノ變化スルモノト假定シタル場合ニハ

$$\varepsilon_c:\varepsilon_c'=x_1:x_2$$

又　$\sigma_c=E_c.\varepsilon_c$,　$\sigma_c'=E_c'.\varepsilon_c'$

故ニ

$$\frac{\sigma_c}{E_c}:\frac{\sigma_c'}{E_c'}=x_1:x_2$$

從ッテ　$\sigma_c'=\frac{E_c'}{E_c}.\sigma_c.\frac{x_2}{x_1}$

σ_c ノ代リニ(319)式ノ値ヲ代入セハ $\frac{E_c'}{E_c}=n'$ ナルヲ以テ

混凝土ノ最大應張力度　$\sigma_c'=n'.\frac{M}{I}.x_2$ ……………(320)

次ニ　ε_s = 鐵筋ノ重心軸ニ於ケル變形量トセバ

$\varepsilon_c : \varepsilon_s = x_1 : x_3$　　ナルヲ以テ

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c};\quad \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

故ニ

$$\sigma_s = \frac{E_s}{E_c}\cdot\sigma_c\cdot\frac{x_3}{x_1}$$

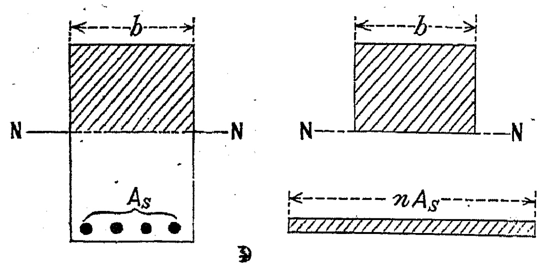
而シテ　$\frac{E_s}{E_c} = n$　ナルヲ以テ(319)式ノσ_cヲ代入セバ

鐵筋ノ最大應張力度 $\sigma_s = n.\frac{M}{I}.x_3$ ……………………(321)

同様ニ中軸線ヨリ或任意ノ距離ニ於ケル應力ヲモ計算スルコトヲ得ベシ.

此混凝土及鐵筋ニ於ケル許容應力度(Allowable stress intensity)ハ各國其規定ニ従ッテ夫々異ナルモノアリ詳細ハ第二編第十一章同第十二章ニ於テ之ヲ詳論セリ.

第三百六十七圖



若シ應張側ニ於ケル混凝土ノ應力ヲ全然無視スルトキハ應張側ニ於ケル鐵筋ヲ應壓側ニ於ケル混凝土ト同様ノ等値的寸法ニ換算セル假想的斷面ハ第三百六十七圖ノ如ク従ッテ第三百六十六圖ニ於ケル中軸線トハ異ナルモノナルコト論ヲ俟タズ然カモ(319)及(321)式ノ形ハ毫モ變化スルコトナカルベシ

第二章　單式矩形桁若クハ床版ノ算法

(Rectangular beams or slabs with single reinforcement)

第一節　總說

本章ニ於テ論ズベキ計算法ハ單純ナル彎曲ノミヲ受クル桁若クハ床版ニシテ其斷面矩形ヲ有シ鐵筋ノ斷面積ハ混凝土ノ總斷面積ニ比シテ非常ニ小ナル場合ニ限ル而シテ本論ハ更ニ

第一　混凝土ノ應張力ヲ全然無視セルモノ

第二　混凝土ノ應張力ヲ考慮中ニ加フルモノ

ノ二ツニ分類スルコトヲ得ベシ.

第一ノ場合ニ於テハ其計算ノ基礎タルベキ條件凡ソ次ノ如シ

1) 桁或ハ床版ノ斷面ハ彎曲ヲ受クル前後共全ク同一ノ平面狀態ヲ保留スルコト

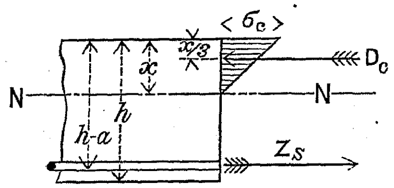
2) 應力(Stress)ト應力變形(Strain)トハ常ニ同一ノ比ヲ有スルコト

3) 應力ハ中軸線ヨリノ距離ニ正比ヲ爲シテ增減スベキコト

4) 混凝土ノ應張力ハ全然之ヲ無視スルコト即チ凡テノ張力ハ鐵筋ニ依リテノミ抵抗ヲ受クベキモノト假定スルコト

以上ノ假定ハ第三百六十八圖ニ示セルガ如キ狀態ニアルモノヲ意味シ歐米各國ノ規程ニ於テ最モ一般ニ採用セラルヽ形式ナ

第三百六十八圖



リ以下本章ニ於テ特ニ是ヲ明記セザルトキハ凡テ(4)ノ條件ヲ假定セル場合ニ限ルモノナリト知ルベシ.

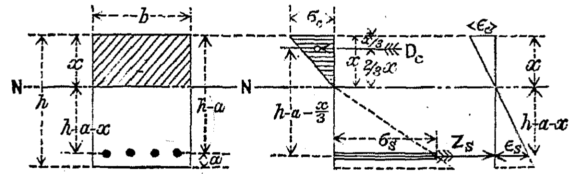
第二ノ場合ニ於テハ(4)ヲ除クノ外假定條件ハ凡テ同一ニシテ中軸線以下ニアリテ鐵筋ガ應張力ヲ有スルト同様ニ混凝土モ亦適度ノ張力ニ堪ユルモノトシテ計算スルノ差アルノミ但シ混凝土ノ有スル彈性係數ニ關シテハ普國規程ニ據レバ張力及壓力ニ對シテ共ニ同一ノ値ヲ有スルモノトセルモ澳國規程ニアリテハ $\frac{E_c'}{E_c}=m=0{,}4$ ト假定スルコト既ニ第一章第二節ニ論ゼシガ如シ.

計算中ニ含有スベキ已知數及未知數ハ彎曲力率 (M), 混凝土ノ應壓力 σ_c, 鐵筋ノ應張力 σ_s, 桁若クハ床版ノ寸法 b 及 h, 鐵筋ノ斷面積 A_s, 及鐵筋ノ被覆厚 a 若クハ a' ニシテ其內何レカ與ヘラレテ他ノ未知數ヲ求ムベキ許多ノ場合ヲ生ズベシ以下順次之ヲ論述セントス但シ何レノ場合ニアリテモ猶一箇ノ未知數即チ中軸線ヨリ上部最遠壓縮層ニ至ル距離 x ヲ求メザルベカラズ此値ハ彈性原理ニ據リテ導カレタル方程式ヨリ容易ニ之ヲ解決スルコトヲ得ベシ.

第二節　彎曲力率ト桁若クハ床版ノ寸法及鐵筋ノ量トヲ知リテ混凝土及鐵筋ノ應力ヲ求ムル法.

鐵筋ノ斷面積 A_s 及桁若クハ床版ノ有効高 $h-a$ 與ヘラレテ其中軸線ノ位置及應力 σ_c 及 σ_s ヲ求ムルモノニシテ假定ニ依リ混凝土ノ應張力ハ是ヲ無視セルヲ以テ混凝土ノ應壓力 D_c ハ鐵筋

第三百六十九圖



ノ應張力 Z_s ト共ニ偶力(Couple)ヲ作リ此偶力ハ彎曲力率 M ト共ニ平衡狀態ヲ構成セザルベカラズ他ノ條件トシテ內力ノ代數的和ハ零ナラザル可ラザルヲ以テ第三百六十九圖ニ於テ

$$D_c = Z_s$$

即チ
$$\sigma_c \cdot \frac{b.x}{2} = \sigma_s . A_s \quad \text{(322)}$$

同様ニ力率ノ代數的和ハ又零ナラザル可ラザルヲ以テ $\Sigma(M)=0$

從ッテ
$$M=\sigma_c \cdot \frac{b.x}{2}\cdot\left(h-a-\frac{x}{3}\right)=\sigma_s . A_s\cdot\left(h-a-\frac{x}{3}\right) \quad \text{(323)}$$

次ニ中軸線ノ位置ヲ見出スニハ彈性原理ニ從ヒ應力變形ハ中軸線ヨリノ距離ニ比例スベキヲ以テ

$$\varepsilon_c : x = \varepsilon_s : (h-a-x) \quad \text{(324)}$$

「フック」氏法則ヲ有効ト假定セバ

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c} \text{ 及ヒ } \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{(325)}$$

ナルヲ以テ(322)式及(324)式ヨリ

$$\varepsilon_s = \frac{2\,\sigma_s . A_s}{b.x.E_c}$$ トナリ.

$$\frac{2.\sigma_s . A_s}{b.x.E_c} : x = \frac{\sigma_s}{E_s} : (h-a-x).$$

或ハ
$$\frac{2.\sigma_s . A_s .(h-a-x)}{b.x.E_c} = \frac{x.\sigma_s}{E_s}$$ ヲ得

此兩側ニ x ヲ乘シ $\frac{E_s}{E_c}=n$ ナル關係ヲ挿入スルトキハ

$$\frac{2.A_s}{b}.(h-a-x)=\frac{x^2}{n}$$

或ハ $$x^2+2\frac{n.A_s}{b}.x-2\frac{n.A_s}{b}.(h-a)=0 \quad\cdots\cdots(326)$$

此二次方程式ヲ解キテ

$$x=\frac{n.A_s}{b}.\left[\sqrt{1+\frac{2b.(h-a)}{nA_s}}-1\right] \quad\cdots\cdots(327)$$

既ニ x ヲ知リ M ヲ (″#) ニテ表ハセバ σ_c 及 σ_s ノ値ハ (323) 式ヨリ

$$\sigma_c=\frac{2M}{b.x.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}\ \#/□'' \quad\cdots\cdots(328)$$

$$\sigma_s=\frac{M}{A_s.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}\ \#/□'' \quad\cdots\cdots(329)$$

例題第十五　有効徑間 (Effective span) 10′ ヲ有スル床版アリ活重1平方呎ニ付 90#, 床版仕上ゲ死重同ジク 15#, 床版厚 6″, 鐵筋ノ量床版ノ幅 1 呎ニ付直徑 ½″ ノモノ 3 條ヲ排列シ被覆混凝土ノ厚サ ¾″ トス混凝土及鐵筋ノ應力ヲ求ム

答　床版ノ死重 $=0,5.\ 1,0\ \ 1,0.\ 150=75\ \#/□'$

故ニ全荷重ハ

$$P=(90+15+75)=180\#/□'$$

床版ハ單ニ兩端支點上ニ休止スルモノト考フレバ中央ニ於ケル最大彎曲力率ハ

$$M=\frac{P.l^2}{8}=\frac{180.10.10}{8}.12=27000''\#$$

$n=15,\qquad A_s=0{,}59\ □''$ (直徑 ½″ ノ鐵筋 3 條ノ斷面積)

$$b=12'',\qquad h-a=\left(6''-\frac{3''}{4}\right)=5'',25$$

ナルヲ以テ中軸線ノ位置ハ (327) 式ニ依リ

$$x=\frac{15.0{,}59}{12}.\left[\sqrt{1+\frac{2.12.5{,}25}{15.0{,}59}}-1\right]$$

$$=2'',14$$

$$\left(h-a-\frac{x}{3}\right)=6-\frac{3}{4}-\frac{2{,}14}{3}=4'',54$$

故ニ (328) 式ニ依リ

$$\sigma_c=\frac{2.27000}{12.2{,}14.4{,}54}=463\#/□''.$$

(329) 式ニ依リ

$$\sigma_s=\frac{27000}{0{,}59.4{,}54}=10080\#/□''.$$

第三節　惰量力率若クハ斷面係數ト鐵筋混凝土各應力トノ關係

今 σ ヲ最大應力度 (Maximum stress intensity), W ヲ斷面係數 (Section modulus), I ヲ斷面ノ惰量力率 (Moment of inertia), x ヲ斷面中軸線ヨリ其最遠纖維層 (Extreme fibre) ニ至ル距離トセバ (316) 式ニ依リ

$$\sigma=\frac{M}{W} \quad\cdots\cdots(330)$$

$$W=\frac{I}{x} \quad\cdots\cdots(331)$$

今此簡單ナル定式ヲ如何ナル形トナシテ鐵筋混凝土ニ應用スベキヤヲ見ルニ荷重ヲ受クル前後ノ斷面ハ不變ナリトノ假定ニ基キ斷面ノ同一個處ニ於ケル鐵筋及混凝土ノ變形量ハ同一ナラザル可ラザルヲ以テ

$$\varepsilon_c = \varepsilon_s$$

或ハ $\dfrac{\sigma_c}{E_c} = \dfrac{\sigma_s}{E_s}$ ニシテ $\dfrac{E_s}{E_c} = n$ ナルヲ以テ

$$\sigma_s = n.\sigma_c \quad \cdots\cdots(332)$$

又或荷重 P ノ働キタル場合ニハ

$$\sigma_s = \frac{P}{A_s} \quad 及 \quad \sigma_c = \frac{P}{A_c}$$

或ハ $\sigma_s.A_s = \sigma_c.A_c$ ナルヲ以テ (332) 式ノ σ_s ノ値ヲ代入セバ

$$n.\sigma_c.A_s = \sigma_c.A_c$$

或ハ $n.A_s = A_c \quad \cdots\cdots(333)$

即チ混凝土ノ斷面ト鐵筋斷面トヲ比較スル場合ニハ後者ハ前者ノ n 倍トシテ之ヲ考フレバ可ナルヲ知ル

今鐵筋混凝土ノ場合ニ於テ其中軸ニ對スル物量力率ハ

$$I_n = I_c + n.I_s \quad \cdots\cdots(334)$$

ニテ示スコトヲ得ベシ I_c ハ壓縮方面ノ混凝土ガ中軸 NN ニ對スル物量力率，I_s ハ同ジク其鐵筋斷面ノ物量力率ヲ示ス而シテ

$$I_c = \frac{1}{3}b.x^3$$

I_s ヲ求ムルニハ重心線外ノ或軸ニ對スル或斷面ノ物量力率ハ其軸ニ平行セル斷面自身ノ自軸ニ對スル物量力率 (I_s') ト其斷面及其二軸間距離ノ自乘トノ相乘 ($A_s.(h-a-x)^2$) トノ和ニ等シト云ヘル力學原理ヲ應用セバ可ナリ然ルニ混凝土ニ比シテ極メテ小ナル斷面ヲ有スル鐵筋ニアリテハ其自軸ニ對スル物量力率 I' ノ値ハ $A_s.(h-a-x)^2$ ニ比シテ極メテ小ナルヲ以テ之ヲ無視シ

$I_s = A_s.(h-a-x)^2$ ト見做シテ差支ナシ

故ニ $I_n = \dfrac{1}{3}b.x^3 + n.A_s.(h-a-x)^2 \quad \cdots\cdots(335)$

故ニ (331) 式ニ依リ壓縮斷面ニ對スル斷面係數ハ

$$W_c = \frac{I_n}{x} \quad \cdots\cdots(336)$$

伸張斷面ニ對スル斷面係數ハ

$$W_t = \frac{I_n}{h-a-x} \quad \cdots\cdots(337)$$

更ニ (326) 式ヨリ求メ得ベキ

$$A_s = \frac{b.x^2}{2.n.(h-a-x)} \quad \cdots\cdots(338)$$

ヲ (335) 式中ニ挿入セバ

$$I_n = \frac{1}{3}b.x^3 + n.\frac{b.x^2.(h-a-x)^2}{2.n.(h-a-x)}$$

$$= \frac{b.x^2}{2}.(h-a) - \frac{b.x^3}{6}$$

$$= \frac{b.x^2}{2}.\left(h-a-\frac{x}{3}\right) \quad \cdots\cdots(339)$$

從ツテ

$$W_c = \frac{b.x}{2}.\left(h-a-\frac{x}{3}\right) \quad \cdots\cdots(340)$$

$$W_t = \frac{b.x^2}{2}.\frac{\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}{(h-a-x)} \quad \cdots\cdots(341)$$

或ハ (338) 式ヨリ得タル A_s ノ値ヲ挿入セバ

$$W_t = n.A_s.\left(h-a-\frac{x}{3}\right) \quad \cdots\cdots(342)$$

故ニ $\sigma_s=\dfrac{M}{W_s}$ 及 $\sigma_t=\dfrac{M}{W_t}$ 中ニ(340)及(342)式ノ値ヲ插入スルトキハ

$$\sigma_c=\frac{2M}{b.x.\left(h-a-\dfrac{x}{3}\right)} \quad\cdots\cdots(343)$$

$$\sigma_t=\frac{M}{n.A_s.\left(h-a-\dfrac{x}{3}\right)} \quad\cdots\cdots(344)$$

ヲ得ベク $\sigma_s=n.\sigma$ ヨリ

$$\sigma_s=\frac{M}{A_s.\left(h-a-\dfrac{x}{3}\right)} \quad\cdots\cdots(345)$$

ヲ得ベシ斯クテ(343)及(345)ノ二式ハ本章第二節ニ於テ得タル(328)及(329)式ト全ク相符合スルヲ見ルベシ.

第四節 荷重若クハ彎曲力率ト材料ノ許容應力度トヲ知リテ桁若クハ床版ノ寸法及所要鐵筋ノ量ヲ求ムル法.

鐵筋混凝土構造ノ設計及計算ニアリテハ普通ハ鋼材及混凝土ノ許容應力度 (Working stress intensity) ヲ知リテ桁若クハ床版ノ寸法及鐵筋ノ量ヲ求ムル場合最モ多シ卽チ σ_c 及 σ_s ヲ知リテ x, $h-a$ 及 A_s ヲ決定スルニアリ此等ノ未知數ヲ定ムルニハ最初ニ「ナヴィエ」氏法則ニ據リ導ケルヱノ他ノ形式ヲ求ムベキナリ卽チ(324)及(325)式ヨリ

$$\frac{\sigma_c}{E_c}:x=\frac{\sigma_s}{E_s}:(h-a-x)$$

ヲ得ベキヲ以テ

$$\sigma_s=\frac{E_s}{E_c}.\sigma_c.\frac{(h-a-x)}{x}=n.\sigma_c.\frac{(h-a-x)}{x} \quad\cdots\cdots(346)$$

故ニ

$$x=\frac{n.\sigma_c.(h-a)}{\sigma_s+n.\sigma_c} \quad\cdots\cdots(347)$$

若シ $\dfrac{n.\sigma_c}{\sigma_s+n.\sigma_c}=k$ ニテ置換フルトキハ

$$x=k.(h-a) \quad\cdots\cdots(348)$$

之ヲ(323)式ニ插入セバ

$$M=\sigma_c.\frac{b}{2}.k.(h-a).\left[h-a-\frac{k.(h-a)}{3}\right]$$

$$=\sigma_c.\frac{b}{2}.k.(h-a)^2.\left[1-\frac{k}{3}\right].$$

是レヨリ $(h-a)^2=\dfrac{2M}{\sigma_c.k.\left(1-\dfrac{k}{3}\right).b}$

故ニ

$$h-a=\sqrt{\frac{2}{\left(1-\dfrac{k}{3}\right).\sigma_c.k}}.\sqrt{\frac{M}{b}} \quad\cdots\cdots(349)$$

此右側ノ値ハ凡テ已知數ナルヲ以テ

$\sqrt{\dfrac{2}{\left(1-\dfrac{k}{3}\right).\sigma_c.k}}=a$ トセバ

$$h-a=a.\sqrt{\frac{M}{b}} \quad\cdots\cdots(350)$$

之ニ依リテ桁若クハ床版ノ有效高 $(h-a)$ ヲ定ムルコトヲ得ベシ

同樣ニ鐵筋ノ斷面ヲ定ムルニハ(323)式ヨリ

$$A_s=\frac{M}{\sigma_s.\left(h-a-\dfrac{x}{3}\right)}=\frac{M}{\sigma_s.\left[(h-a)-k.\left(\dfrac{h-a}{3}\right)\right]}$$

ナルヲ以テ(350)式ノ値ヲ挿入スルトキハ

$$A_s=\frac{M}{\sigma_s.\left(a.\sqrt{\frac{M}{b}}-\frac{k}{3}.a.\sqrt{\frac{M}{b}}\right)}=\frac{\sqrt{M.b}}{a.\left(\sigma_s-\sigma_s.\frac{k}{3}\right)}$$

即チ $$A_s=\frac{\sqrt{M.b}}{a.\sigma_s.\left(1-\frac{k}{3}\right)}\ \cdots\cdots(351)$$

若シ $\frac{1}{a.\sigma_s.\left(1-\frac{k}{3}\right)}=\beta$ トセバ

$$A_s=\beta.\sqrt{M.b}\ \cdots\cdots(352)$$

$h-a$ 及 A_s ノ値ヲ見出スニハ豫メ算出セル a 及 β ノ係數表若クハ圖表ヲ調製シ置クトキハ計算ノ手數ヲ省略スルコトヲ得ベシ

係數表ヲ調製スルニハ普通使用スベキ鋼材及混凝土ノ許容應力度ニ應ジ(350)及(352)式ヨリ a 及 β ノ値ヲ算出スベキナリ假令バ $n=15$, $\sigma_c=400\,{}^{\#}/_{\square}{}''$ 及 $\sigma_s=12000\,{}^{\#}/_{\square}{}''$ ナルトキハ

$$k=\frac{15.400}{12000+15.400}=0{,}33 \quad ナルヲ以テ$$

(349)式ヨリ $$h-a=\sqrt{\frac{2.}{\left(1-\frac{0{,}33}{3}\right).400.0{,}33}}.\sqrt{\frac{M}{b}}=0{,}130\sqrt{\frac{M}{b}},$$

(351)式ヨリ $$A_s=\frac{1}{0{,}130.12000.\left(1-\frac{0{,}33}{3}\right)}.\sqrt{M.b}=0{,}0007211\sqrt{M.b}.$$

ヲ得ルガ如シ第七十七表ハ $n=15$ トシテ σ_c 及 σ_s ノ種々ノ與ヘラレタル値ニ對シ k, a 及 β ナル係數ヲ算出セルモノナリ循壓縮及伸張ノ重心距離即チ內力力率ノ梃率(Leverage)ハ

$$\left(h-a-\frac{x}{3}\right)=h-a-\frac{k.(h-a)}{3}=(h-a).\left(\frac{3-k}{3}\right)=\gamma.(h-a)\cdots(353)$$

即チ $h-a$ ニ或係數ヲ乘ゼル形トナルベク又混凝土ノ有効面積ハ $A_c=b.(h-a)$ ナルヲ以テ鐵筋斷面ノ有效混凝土斷面ニ於ケル比ハ

$$\frac{A_s}{A_c}=\frac{\beta.\sqrt{M.b}}{b.a.\sqrt{\frac{M}{b}}}=\frac{\beta}{a}\ \cdots\cdots(354)$$

ニテ表ハシ得可ク之ニ100ヲ乘ズレバ百分率ニテ示セル形トナル可シ第七十七表中ニハ便宜上此二者ヲ併セテ算出セリ.

圖式的ニ之ヲ表ハサントセバ橫距トシテ混凝土ノ各種許容應力度ノ値ヲ置キ縱距トシテ鋼材ノ各種許容應力度ニ對スル a 及 β ノ値ヲ點置シ其縱橫交叉點ヲ連結セル曲線ヲ畫クトキハ附錄第一版ノ如キ圖式ヲ得ベシ之ニ據リテ σ_c 及 σ_s ノ圖表中ニ掲ゲタル範圍內ニ於ケル中間凡テノ値ニ對スル係數ヲ一目ノ下ニ收ムルコトヲ得ベシ.

例題第十六 有效徑間 $9'$ ヲ有スル床版アリ兩端單ニ支點上ニ休止シ活重一平方呎ニ付 $85^{\#}$ ヲ受ク $\sigma_c=450\,{}^{\#}/_{\square}{}''$, $\sigma_s=14000\,{}^{\#}/_{\square}{}''$ ヲ超過セザル範圍ニ於ケル床版ノ厚サ及鐵筋ノ量ヲ求ム

答 床版ノ厚サ h ヲ $5\frac{1}{2}''$ ト假定シ $a=\frac{3}{4}''$ トス然ル時ハ

床版ノ死重 $=\frac{5{,}5}{12}.\ 1{,}0.\ 1{,}0.\ 150=69\,{}^{\#}/_{\square}{}'$

活重 $=85^{\#}/_{\square}{}'$.

合計 $=154^{\#}/_{\square}{}'$.

故ニ $M=\dfrac{(g+p)}{8}.l^2=\dfrac{154.9^2}{8}.12=18711''^{\#}$.

$n=15$ トセバ第七十七表ニ依リ. $\sigma_c=450^{\#}/_{\square}{}''$, $\sigma_s=14000^{\#}/_{\square}{}''$

ナルトキハ $a=0{,}124$ ナリ而シテ $b=12''$ トセバ

$$h-a=0{,}124.\sqrt{\frac{M}{b}}=0{,}124.\sqrt{\frac{18711}{12}}=4'',9$$

$a=0{,}75''$ ナルヲ以テ

$$h=4{,}9+0{,}75=5'',65$$

更ニ $A_s=\beta.\sqrt{M.b}=0{,}000646.\sqrt{M.b}=0{,}000646.\sqrt{18711.12}=0{,}306_{\square}{}''$.

故ニ床版ノ幅 $1'$ ニ付直徑 $^7/_{16}{}''$ ノ圓鋲 2 條ヲ用ヒ其間隔 $6''$ トセバ可ナルベシ

例題第十七 開放徑間 (Free span) $9'$ ヲ有スル戸楣 (Lintel) ニ鐵筋混凝土桁ヲ使用シ桁幅ハ其上ニ來ル煉瓦壁厚一枚半ト等シク $14''$ トス此楣上ニ來ル壁ノ總重量ハ約 $17000^{\#}$ トシ桁上ニ等布的ニ分配セラルヽモノト假定ス其桁ノ高サ及所要鐵筋ノ量ヲ求ム

答 楣端ハ通常深ク壁內ニ休止セシムベキヲ以テ今其有效徑間ヲ $10{,}5'$ ト見做シ更ニ桁ノ高サヲ $20''$ ト假定ス然ルトキハ

桁ノ自重 $=10{,}5.\dfrac{20}{12}.\dfrac{14}{12}.150=3132^{\#}$.

煉瓦壁ノ重量 $=17000^{\#}$.

合計 $=20132^{\#}$.

故ニ $M=\dfrac{20132.10{,}5}{8}.12=318085''^{\#}$

今 $\sigma_c=500^{\#}/_{\square}{}''$, $\sigma_s=14000^{\#}/_{\square}{}''$ ト假定シ第七十七表ニ依リ

$$h-a=0{,}114.\sqrt{\frac{M}{b}}=0{,}114.\sqrt{\frac{318085}{14}}=17,''2$$

第七十七表

單式矩形桁若クハ床版ノ計算ニ必要ナル係數

$$\frac{E_s}{E_c} = n = 15$$

許容應力度 #/□"		鐵筋ト混凝土トノ應力度比	中軸線ノ位置 (")	有効若クハ床版ノ高サ (")	鐵筋斷面積 (□")	抵抗力率ノ梃率 (")	混凝土ノ有効斷面積ニ對スル鐵筋ノ百分率
σ_s	σ_c	$\vartheta=\frac{\sigma_s}{\sigma_c}$	$x=k(h-a)$	$h-a=\alpha\sqrt{\frac{M}{b}}$	$A_s=\beta\sqrt{M.b}$	$h-a-\frac{x}{3}=\gamma(h-a)$	$\frac{A_s}{b(h-a)}.100=(\%)$
16000	300	53,3	0,220 $(h-a)$	0,181 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,000370 $\sqrt{M.b}$	0,927 $(h-a)$	0,20
〃	350	45,7	0,247 〃	0,159 〃	0,000429 〃	0,918 〃	0,27
〃	400	40,0	0,273 〃	0,142 〃	0,000484 〃	0,909 〃	0,34
〃	450	35,6	0,297 〃	0,129 〃	0,000538 〃	0,901 〃	0,42
〃	500	32,0	0,319 〃	0,118 〃	0,000587 〃	0,894 〃	0,49
〃	550	29,1	0,340 〃	0,110 〃	0,000641 〃	0,887 〃	0,58
〃	600	26,7	0,360 〃	0,103 〃	0,000690 〃	0,880 〃	0,67
〃	650	24,6	0,379 〃	0,096 〃	0,000745 〃	0,874 〃	0,78
14000	300	46,7	0,243 〃	0,173 〃	0,000452 〃	0,919 〃	0,26
〃	350	40,0	0,273 〃	0,152 〃	0,000517 〃	0,909 〃	0,34
〃	400	35,0	0,300 〃	0,136 〃	0,000583 〃	0,900 〃	0,43
〃	450	31,1	0,325 〃	0,124 〃	0,000646 〃	0,892 〃	0,52
〃	500	28,0	0,349 〃	0,114 〃	0,000710 〃	0,884 〃	0,62
〃	550	25,5	0,371 〃	0,106 〃	0,000770 〃	0,876 〃	0,73
〃	600	23,3	0,391 〃	0,099 〃	0,000821 〃	0,870 〃	0,82
〃	650	21,5	0,411 〃	0,093 〃	0,000890 〃	0,863 〃	0,96
12000	300	40,0	0,273 〃	0,164 〃	0,000559 〃	0,909 〃	0,35
〃	350	34,3	0,304 〃	0,145 〃	0,000640 〃	0,899 〃	0,44
〃	400	30,0	0,333 〃	0,130 〃	0,000721 〃	0,889 〃	0,55
〃	450	26,7	0,360 〃	0,118 〃	0,000803 〃	0,880 〃	0,68
〃	500	24,0	0,385 〃	0,109 〃	0,000877 〃	0,872 〃	0,80
〃	550	21,8	0,407 〃	0,102 〃	0,000946 〃	0,864 〃	0,93
〃	600	20,0	0,430 〃	0,095 〃	0,001020 〃	0,857 〃	1,07
〃	650	18,5	0,448 〃	0,090 〃	0,001088 〃	0,851 〃	1,21
10000	300	33,3	0,310 〃	0,155 〃	0,000720 〃	0,897 〃	0,46
〃	350	28,6	0,344 〃	0,137 〃	0,000825 〃	0,885 〃	0,60
〃	400	25,0	0,375 〃	0,123 〃	0,000929 〃	0,875 〃	0,75
〃	450	22,2	0,403 〃	0,113 〃	0,001022 〃	0,866 〃	0,90
〃	500	20,0	0,429 〃	0,104 〃	0,001122 〃	0,857 〃	1,08
〃	550	18,0	0,452 〃	0,097 〃	0,001215 〃	0,849 〃	1,25
〃	600	16,7	0,474 〃	0,091 〃	0,001306 〃	0,842 〃	1,44
〃	650	15,4	0,494 〃	0,086 〃	0,001393 〃	0,835 〃	1,50
9000	300	30,0	0,333 〃	0,150 〃	0,000833 〃	0,889 〃	0,55
〃	350	25,7	0,368 〃	0,133 〃	0,000953 〃	0,877 〃	0,72
〃	400	22,5	0,400 〃	0,120 〃	0,001068 〃	0,867 〃	0,89
〃	450	20,0	0,429 〃	0,110 〃	0,001180 〃	0,857 〃	1,08
〃	500	18,0	0,455 〃	0,102 〃	0,001285 〃	0,848 〃	1,28
〃	550	16,4	0,478 〃	0,095 〃	0,001391 〃	0,841 〃	1,45
〃	600	15,0	0,500 〃	0,090 〃	0,001481 〃	0,833 〃	1,65
〃	650	13,8	0,520 〃	0,085 〃	0,001582 〃	0,827 〃	1,86
8000	300	26,7	0,360 〃	0,145 〃	0,000979 〃	0,880 〃	0,67
〃	350	22,9	0,396 〃	0,129 〃	0,001116 〃	0,868 〃	0,87
〃	400	20,0	0,429 〃	0,117 〃	0,001247 〃	0,857 〃	1,07
〃	450	17,8	0,458 〃	0,107 〃	0,001379 〃	0,847 〃	1,29
〃	500	16,0	0,484 〃	0,099 〃	0,001506 〃	0,839 〃	1,52
〃	550	14,5	0,508 〃	0,093 〃	0,001618 〃	0,831 〃	1,74
〃	600	13,3	0,529 〃	0,088 〃	0,001727 〃	0,824 〃	1,96
〃	650	12,3	0,549 〃	0,083 〃	0,001845 〃	0,817 〃	2,22

然ルニ　h ハ通常 $1{,}1.(h-a)$　ナルヲ以テ(本章第十三節參照).

$h=1{,}1.17{,}2.=18{,}''9$

卽チ假定ノ高サト殆ンド相一致セルヲ以テ茲ニハ $20'',5$ ヲ以テ桁ノ所要高ト確定スベシ.

次ニ第七十七表ヨリ

$$A_s=0{,}000709.\sqrt{M.b}=0{,}000709.\sqrt{318085.14}=1{,}66^{\square''}$$

故ニ直徑$^5/_8{}''$ノ圓鋲ヲ用フルトキハ其數 6 條ヲ要スベク其混凝土下端ニ至ル距離 a ハ $2''$ ヲ採用ス.

第五節　徑間及活重ト材料ノ許容力度トヲ知リテ桁若クハ床版ノ寸法及鐵筋ノ量ヲ求ムル法

第四節ニ說述セル公式ヲ利用シ桁若クハ床版ノ寸法及鐵筋ノ量ヲ定メントセバ先ヅ以テ茲處ニ生ズル彎曲力率ノ量ヲ知ラザル可ラズ然ルニ其死重ヨリ來ル力率ノ量ハ又桁若クハ床版ノ寸法ヲ豫メ假定スルニアラザレバ之ヲ見出スコト能ハズ故ニ正當ナル計算法ハ先ヅ其寸法ヲ假定シテ死重ヲ見出シ更ニ外方ヨリ來ル活重ト合セテ之ニ依リテ生ズル彎曲力率ヲ知リ.

$h-a=a.\sqrt{\dfrac{M}{b}}$ ヨリ算出セル値ガ略ボ假定セル寸法ト一致セバ一回ノ手數ニテ可ナリト雖モ然ラザル場合ニハ其算出セルモノヨリ更ニ第二ノ寸法ヲ假定シ少クトモ再度其計算ヲ繰返サヾル可ラズ此手數ヲ減ズル爲メ「ウッカゥスキー」氏 (*Wuczkowski*) ハ $h-a$ ヲ見出スベキ公式中ニアル M ナル値ヲ所與ノ荷重及徑間ノミノ形ニ書換ヘ直接ニ彎曲力率ヲ使用セザルモ可ナルノ方法ヲ案出シタリ假令バ床版ノ場合ヲ取リテ之ヲ云ヘバ鐵筋混凝土 1 立方呎ノ重量ヲ $150^{\#}$ トシ床版ノ厚サ h ヲ $('')$ ニテ表ハストキハ其死重力度

ハ平均 $g=\frac{150}{12}h=12{,}5h\,{}^{\#}/_{\square}{}'$ トナルベシ然ルニ $h-a$ ハ略 $\frac{h}{1{,}1}$ ト假定シ得ベキヲ以テ(本章第十三節參照) $g=1{,}1.12{,}5.(h-a)=13{,}8.(h-a)$ トナルベシ p ヲ ${}^{\#}/_{\square}{}'$ ニテ表ハセル活重力度トセバ此死重及活重ヨリ來ル彎曲力率ハ

$$M=\frac{(g+p).\frac{b}{12}.l^2}{\zeta}12''^{\#}=\frac{(g+p).b}{\zeta}.l^{2''\#}\ \cdots\cdots\cdots\cdots(355)$$

即チ式中 b ハ $('')$; l ハ $(')$ ニテ之ヲ表ハシタルモノトシテ取扱フコトヲ得ベシ ζ ハ桁ヲ支保セル狀態ニ依リテ夫々異ナルベキ係數ニシテ假令ハ兩端單ニ支點上ニ休止スル場合ニハ 8, 兩點緊定セル場合ニハ 12 ナルガ如シ然ルトキハ (350) 式ヨリ,

$$h-a=a.\sqrt{\frac{M}{b}}=a.l.\sqrt{\frac{13{,}8(h-a)+p}{\zeta}}\ \cdots\cdots\cdots\cdots(356)$$

是ヲ二次方程式ノ形トセバ

$$(h-a)^2-A.(h-a)-B=0\ \cdots\cdots\cdots\cdots(357)$$

トナリ $A=\frac{13{,}8.a^2.l^2}{\zeta}$ 及ビ $B=\frac{p.a^2.l^2}{\zeta}$

故ニ (357) 式ヲ解キテ $(h-a)$ ヲ求ムルコトヲ得.

次ニ所要鐵筋ノ斷面積ハ (351) 式ヨリ

$$A_s=\beta.\sqrt{M.b}=\beta.b.\sqrt{\frac{M}{b}}\quad ニシテ$$

$$\sqrt{\frac{M}{b}}=\frac{h-a}{a}\quad ナルヲ以テ$$

$$A_s=\frac{\beta}{a}.b.(h-a)\ \cdots\cdots\cdots\cdots(358)$$

即チ. (357) (358) 何レノ公式ニアリテモ其內ニ彎曲力率ノ項ヲ含

有セズ直接ニ a 及 β ナル係數ト徑間及荷重ノミヲ知リテ $(h-a)$ 及 A_s ヲ知リ得ルノ便利アリ.

例題第十八 有效徑間13′ヲ有シ二ツノ間仕切壁ノ間ニ架渡セル全體同厚ノ床版ヲ設計セントス其床上ニ來ルベキ活重ヲ $60\,{}^{\#}/_{\square}{}'$, 混凝土ノ許容應壓力度ヲ $450\,{}^{\#}/_{\square}{}''$, 鋼材ノ許容應張力度ヲ $14000\,{}^{\#}/_{\square}{}''$ トシ其床版ノ厚サ及鐵筋ノ量ヲ求ム

答 床版ノ寸法未知ナルヲ以テ其自重ヨリ來ル彎曲力率ヲ知ルコト能ハズ故ニ (350) 式ヲ利用セバ第七十七表ニ依リ.

$\sigma_c=450\,{}^{\#}/_{\square}{}''$, $\sigma_s=14000\,{}^{\#}/_{\square}{}''$ ナルトキハ

$a=0{,}124$ ニシテ $l=13'$, $p=60\,{}^{\#}/_{\square}{}'$,

$\zeta=8$ ナルヲ以テ

$$A=\frac{13{,}8.0{,}124^2.13^2}{8}=4{,}48$$

$$B=\frac{60.0{,}124^2.13^2}{8}=19{,}5$$

故ニ (357) 式ヨリ.

$$(h-a)^2-4{,}48(h-a)-19{,}5=0$$

即チ $h-a=7'',2$ ヲ得.

又第七十七表ニ依リ $\beta=0{,}000646$ ナルヲ以テ (358) 式ヨリ

$$A_s=\frac{0{,}000646}{0{,}124}.12.7{,}2=0{,}45^{\square''}.$$

故ニ直徑 $^7/_{16}''$ ノ圓鉶 3 條ヲ使用セバ可ナリ.

今以上ノ如ク床厚ヲ知リ其死重ニ對スル彎曲力率ヲ算出シ例題第十六ノ如キ解法ヲ施セバ $h-a=7'',2$, $h=1{,}1(h-a)=8''$ ト

假定シ　$g = 13{,}8.7{,}2 = 99{,}4^{\#}/_{\square'}$　トナルベシ故ニ死重及活重ヨリ來ル彎曲力率ハ

$$M = \frac{60+99{,}4}{8}.13^2.12 = 40357''^{\#}$$

故ニ

$$h-a = a.\sqrt{\frac{M}{b}} = 0{,}124.\sqrt{\frac{40357}{12}} = 7''{,}2$$

$$A_s = \beta.\sqrt{\frac{M}{b}} = 0{,}000646.\sqrt{40357.12} = 0{,}450^{\square''}.$$

卽チMヲ使用セザル公式ヨリ算出セルモノト其結果殆ンド相一致セルヲ見ルベシ.

第六節　彎曲力率ト桁若クハ床版ノ寸法トヲ知リテ鐵筋ノ量ヲ求ムル法.

初メヨリ桁若クハ床版ノ高サ制限セラレ外方荷重與ヘラレテ其彎曲力率ニ適應スベキ鐵筋ノ量ヲ求メントスル場合ニハ(323)式ヨリ.

$$M = \frac{b.x}{2}.\sigma_c.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)$$

或ハ

$$x^2-3(h-a).x+\frac{6M}{b.\sigma_c} = 0 \qquad \text{(359)}$$

ニ依リテ中軸線ノ位置xノ値ヲ求ムルコトヲ得.　xヲ知レバ(346)式卽チ

$$\sigma_s = n.\sigma_c.\frac{(h-a-x)}{}$$

ヨリ鐵筋ノ應力度ヲ知リ(338)式卽チ

$$A_s = \frac{b.x^2}{2.n.(h-a-x)}$$

ヨリ鐵筋ノ量ヲ求ムルコトヲ得べシ,

猶簡便ナル方法ハ　$h-a = a.\sqrt{\frac{M}{b}}$　ヨリ

$$a = \frac{h-a}{\sqrt{\frac{M}{b}}} \qquad \text{(360)}$$

ヲ得ベク鋼材ノ許容應力度σ_sハ一般ニ與ヘラルヽヲ以テ其σ_sニ對シテ(360)式ヨリ計算セルaニ最モ近似セル係數ヲ有スル混凝土ノ應力度σ_cヲ第七十七表ヨリ探出スベシ其求メタル値ガ所定許容應力度ヨリ小ナルトキハ鐵筋ハ其許容力度迄應力ヲ受ケ混凝土ハ未ダ充分ナル强度ヲ發揮セザルモノト見做スコトヲ得ベシ斯クテ求メタルaニ適應スルβヲ知リ$A_s = \beta.\sqrt{M.b}$ヨリ所要鐵筋ノ量ヲ見出スコトヲ得ベシ若シ以上ノ方法ニテ見出サレタルσ_cガ其所定許容力度ヨリ大ナル時ハ鐵筋ヲシテ充分ノ强度ヲ發揮セシムルコト能ハザルヲ見ルベク如何ナル低度ノ鋼材應力ヲ受クル時混凝土ガ其許容力度ヲ超過セザルベキカヲ檢定スベシ卽チ第一ノ場合ハ桁若クハ床版ノ與ヘラレタル高サハ鐵筋及混凝土ノ中軸線ヨリ最遠距離ニアル纖維應力ガ共ニ許容力度ニ匹敵スベキ場合ニ算出サルベキ高サニ比シテ大ナリシコトヲ示シ第二ノ場合ハ與ヘラレタル高サガ兩材料ノ許容力度ニテ算出セルモノニ比シテ小ナリシコトノ事實ヲ表ハスモノ卽チ鐵筋ガ充分ナル强度ヲ發揮セザル前混凝土ガ既ニ許容力度範圍ヲ超過スベキヲ示セルモノナリ故ニ斯クノ如キ場合ニアリテハ應壓方面ニ於ケル混凝土ノ强度ヲ助クル爲メ此層ニモ亦鐵筋ヲ挿入スベキ裝置卽チ本編第四章ニ說明スベキ複式構造トシ應張方面ノ鐵

筋ヲシテ許容力度迄其强度ヲ發揮セシムルノ方法ヲ採用スルノ必要アルベキ事實ヲ示スモノナリ.

與ヘラレタル桁若クハ床版ノ高サガ鐵筋及混凝土ノ許容應力度ヲ知リテ計算セルモノヽ必要高サヨリモ大ナルトキハ其所要鐵筋ノ量ハ.

$$A_s=\frac{M}{\sigma_s\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}$$

ヨリ算出セルモノヲ使用スベシ茲ニ $h-a-\frac{x}{3}$ ナル値ハ第七十七表ニ示セルガ如ク大略 $\frac{7}{8}$ 乃至 $\frac{9}{10}(h-a)$ ニシテ σ_s ハ鋼材ノ最高許容力度ヲ使用セバ可ナルベシ.

例題第十九　例題第十六ニ與ヘタル床版ノ有效厚ヲ $4''$ ニ制限サレタリトシ然カモ其總重量ヨリ來ル彎曲力率ハ比較ニ便ナル爲メ該例題ニ於ケルモノト同一ナリト假定ス更ニ $\sigma_c=450^{\#}/_{\square}''$ トシ鐵筋ノ量及其應力度ヲ求ム.

答　(359)式ニ依リ

$$x^2-3.4x+\frac{6.18711}{12.450}=0$$

或ハ　$x^2-12x+20{,}79=0$　ヨリ

$x\fallingdotseq 2''$　ヲ得.

更ニ(346)式ニ依リ

$$\sigma_s=15.450.\frac{4-2}{2}=6750^{\#}/_{\square}''.$$

(338)式ニ依リ

$$A_s=\frac{12.2^2}{2.15.(4-2)}=0{,}8^{\square''}.$$

是ニ依リテ之ヲ見ルニ例題第十六ニ與ヘタルト同一ノ彎曲力率ヲ受クル床版ノ $\sigma_c=450^{\#}/_{\square}''$, $\sigma_s=14000^{\#}/_{\square}''$ ナル許容力度ニ適應スベキ混凝土ノ有效厚 $4'',8$ ニ比シテ之ヲ $4''$ ニ節減シタル場合ニハ其混凝土ノミハ所定ノ强度ヲ發揮セシメ得ルモ鐵筋ハ僅カニ其四割七分ノ强度ヲ呈スルニ止マヅ然カモ其所要量ハ殆ンド二倍七分ニ近キ結果ヲ得ベキヲ知ル.

例題第二十　例題第十九ノ場合ニ床版ノ有效高ヲ $6''$ トシ $\sigma_s=14000^{\#}/_{\square}''$ ト假定シ鐵筋ノ量及混凝土ノ應力ヲ求ム.

答　$$a=\frac{h-a}{\sqrt{\frac{M}{b}}}=\frac{6}{\sqrt{\frac{18711}{12}}}=0{,}152$$

$$\sigma_s=14000^{\#}/_{\square}''\quad トセバ\quad \sigma_c\fallingdotseq 350^{\#}/_{\square}''$$

故ニ第七十七表ニ依リ之ニ適應スル β ノ値ヲ求ムレバ

$$\beta=0{,}000517$$

故ニ

$$A_s=0{,}000517\sqrt{M.b}=0{,}000517\sqrt{18711.12}=0{,}24^{\square''}.$$

卽チ例題第十六ニ比シテ鐵筋ノ量約二割ヲ節約シ得ベシ.

以上ノ例題ニ依リテ之ヲ見ルニ若シ混凝土ノ材料ガ鋼材ニ比シテ割合ニ廉價ナルトキハ桁若クハ床版ノ厚サヲ增加シテ鋼材ヲ節約スベク反對ニ鋼材ハ割合ニ廉價ニ之ヲ購入シ得ルトキハ桁若クハ床版ノ厚サヲ減少シテ混凝土ノ節約ヲ行フベシ要スルニ桁若クハ床版ノ寸法ハ其基礎若クハ支臺ノ强弱,壁厚若クハ柱ノ大小外觀ノ體裁等ニ依リテ酌量ノ餘裕アルベク σ_s ト σ_c トノ採擇ハ必ズシモ一定ノ型ニ定ムベキモノニアラズ之ヲ適宜按排スベキコト設計者ノ宜シク注意スベキ要點ナリトス.

第七節　彎曲力率及鐵筋ノ量ヲ知リテ桁若クハ床版ノ寸法ヲ求ムル法

本節ニ論述スルガ如キ實際ノ例ハ其數必ズシモ多カラズト雖モ例令バ連續桁若クハ連續床版ヲ設計スル場合ノ如キ其徑間ノ中間支點ニ於ケル彎曲力率ハ普通其兩端支點ニ於ケル彎曲力率ニ比シテ小ナリ故ニ桁若クハ床版ノ高サ全部ヲ通ジテ同一ナラシムル時ハ前者ノ應張側ニアリテ要スル鐵筋ハ後者ノ夫レニ比シテ之ヲ減少シ得ベキ理ナリ去レド場合ニ依リテハ其各點共ニ鐵筋ノ量ヲ同一トシ中間支點ニ於ケル桁若クハ床版ノ厚サヲ增大セシムル方便利ナルコトアリ斯クノ如キ場合ニハ中央支點ニ於ケル鐵筋ノ量與ヘラレテ混凝土ノ高サヲ求ムル問題トナルベシ其算法ハ全ク第六節ニ述ベタル方法ヲ逆ニ取扱フニ過ギズ.

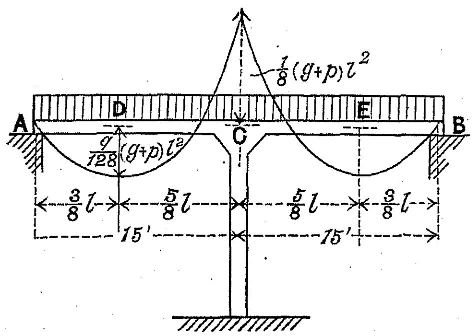
卽チ　　$A_s=\beta.\sqrt{M.b}$　ヨリ

$$\beta=\frac{A_s}{\sqrt{M.b}}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(361)$$

ヲ見出シ許容應力度σ_s與ヘラルベキヲ以テ算出セルβニ對應スル係數αヨリσ_sヲ見出スベシコノσ_sガ許容應力度ヨリ小ナルトキハ混凝土ノ許容應力度σ_cヲ其儘保存セシメ$h-a=a.\sqrt{\frac{M}{b}}$ヨリ桁若クハ床版ノ高サヲ算出スベク若シ見出シタルσ_sガ其許容應力度ヨリ大ナル時ハ鐵材ノ應力ハ既ニ其範圍ヲ超過スベキヲ以テ第七十七表中ヨリ鋼材ノ許容應力度σ_sヲ超過セザル區域ニ於テコレニ對應スベキ混凝土應力ノ係數ヲ求ムベキモノトス

例題第二十一　兩端ハ支點上ニ,中間ハ支柱上ニ休止セル桁アリ其左右徑間各15′ニシテ其受クル活重ハ桁ノ長サ1′ニ付400#,何

第三百七十圖



レモ等布的分配ヲ爲スモノトス　　$\sigma_c=500^{\#}/_{\square}{}''$, $\sigma_s=14000^{\#}/_{\square}{}''$ ノ許容應力度ヲ用キテ徑間ノ中間最大彎曲ヲ受クル D 及 E ニ於ケル混凝土ノ厚サ及鐵筋ノ量ヲ定メ是レト全ク同量ノ鐵筋ヲ支柱上ノ應張側ニ用キントス其支柱上ニ於ケル混凝土ノ厚サヲ求ム.(第三百七十圖)

答　D 及 E 點ニ於ケル桁ノ幅ヲ 9″ 其厚サヲ 14″ ト假定セバ長1′ニツキ

$$自重=\frac{9}{12}.\frac{14}{12}.1.150=131^{\#}.$$

$$活重\qquad=400^{\#}$$

$$合計=531^{\#}.$$

故ニ D 及 E 點ニ於ケル正號彎曲力率ハ(第四編第二章第七節參照).

$$M_{\frac{3}{8}l}=\frac{9}{128}.(g+p).l^2=\frac{9}{128}.531.15.15.12=100807''^{\#}$$

$\sigma_s=14000^{\#}/_{\square}{}''$,　　$\sigma_c=500^{\#}/_{\square}{}''$ ト假定セルヲ以テ.

$$h-a=0{,}114.\sqrt{\frac{M}{b}}=0{,}114.\sqrt{\frac{102407}{9}}=12'',1$$

$a=1{,}8''$ トセバ　$h=14''$

$$A_s=0{,}000709.\sqrt{100807.9}=0{,}68^{\square}{}''.$$

次ニ支柱 C 點上ノ負號彎曲力率ハ

$$M_e = -\frac{(g+p)}{8}.l^2 = -\frac{531}{8}.15.15.12 = -179212''^{\#}.$$

(支點上ノ桁厚トD及E點附近ノ床版厚トハ異ナルモ死重ハ假リニ同一ト見做シテ算用ス) 然ルトキハ(361)式ヨリ

$$\beta = \frac{A_s}{\sqrt{M.b}} = \frac{0,68}{\sqrt{179212.9}} = 0,000535$$

故ニ $\sigma_s = 14000^{\#}/_{\square}''$ トシテ第七十七表ヲ藉リ補間法(Interpolation)ニ依リ

$\sigma_c = 362^{\#}/_{\square}''$ 故ニ

$a = 0,147$ 從ツテ

$$h-a = a.\sqrt{\frac{M}{b}} = 0,147.\sqrt{\frac{179212}{9}} = 20'',7$$

$a = 1'',3$ トセバ $h = 22''$ トナルベシ

若シ普通ノ方法ニテ取扱フトキハ

$$h-a = 0,114.\sqrt{\frac{179212}{9}} = 15'',7$$

$a = 1'',3$ トセバ $h = 17''$.

$$A_s = 0,000709\sqrt{179212.9} = 0,9^{\square}''.$$

即チ中央支點ニ於ケル鐵筋ノ量ヲ桁ニ於ケルモノト等シクセバσ_c及σ_sノ定値ニ對シテ設計セルモノヨリモ鐵筋ニ於テ三割ヲ節約シ得ル代リニ混凝土ノ高サニ於テ三割ヲ増加スルヲ見ルベシ.

第八節 桁若クハ床版ノ寸法及鐵筋ノ量ヲ知リテ許容彎曲力率ヲ求ムル法

前述ノ方法ハ凡テ死重及外方荷重ヨリ來ル彎曲力率ヲ知リテ鋼材及混凝土ノ應力度若クハ桁或ハ床版ノ寸法ヲ見出スベキ場合ニ就キテノミ論述シタリ去レド時トシテハ其構造物ノ寸法及鐵筋ノ量ヲ知リテ幾許ノ許容彎曲力率ニ堪ユベキカ若クハ幾許ノ荷重ヲ受ケタルトキ破壞サルベキヤヲ檢定スルノ必要ナル場合アリ.

許容彎曲力率ヲ知ラントセバ其値ノ外猶σ_c及σ_sノ未知數ヲ有スベキヲ以テ此問題ヲ解決スルニハσ_c及σ_sノ内何レカ一ツノ値ヲ假定シテ(343)及(345)式ノ

$$\sigma_c = \frac{2M}{b.x.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)} \quad \cdots\cdots (343)$$

及

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)} \quad \cdots\cdots (345)$$

中ニ豫メ(327)式ヨリ算出シタルxノ値ヲ挿入シテMヲ見出スベシ假令バ鋼材ノ許容應力度ヲ假定シテ(345)式ヨリMノ値ヲ見出シ之ヲ(343)式中ニ挿入シテσ_cガ如何ナル値トナルベキカヲ檢定スベシ若シ此値ガ混凝土ノ許容應力度ヲ超過セル場合ニハ更ニ(343)式中ノσ_cニ許容應力度ノ値ヲ入レテ算出シタルMガ即チ求ムル所ノ値ニシテ(345)式ヨリ見出シタルモノハ之ヲ採用スルコト能ハズ從ツテ此場合ニハ鋼材ハ充分ナル强度ノ發揮ヲ爲シ得ザルモノト知ルベシ.

次ニ破壞荷重ニ對スル彎曲力率ヲ見出サントセバ鋼材及混凝

土トモ前者ノ許容應力度ノ代リニ各其破壞應力度ヲ代用セバ可ナルベシ而シテ(343)式及(345)ヨリ算出セル値ノ何レカ低位ニアルモノヲ以テ實際上ノ破壞彎曲力率ト見做スベキモノトス.

例題第二十二 兩端單ニ支點上ニ休止セル桁アリ其幅16″高サ24″ニシテ中央點ニ於ケル鐵筋直徑$\frac{3}{4}''$ノモノ5條ヲ配置セリ幾許ノ許容彎曲力率ニ堪ユベキカ.

答 $n=15$, $a=2''5$ ト假定セバ鐵筋5條ノ總斷面積ハ$2{,}2^{\square''}$ナルヲ以テ(327)式ニ依リ

$$x=\frac{15.2{,}2}{16}\cdot\left[\sqrt{1+\frac{2.16.(24''-2{,}5)}{15.2{,}2}}-1\right]=7{,}6''$$

$\sigma_s=14000^{\#}/_{\square''}$ トセバ(345)式ニ依リ

$$14000=\frac{M}{2{,}2\cdot\left(24-2{,}5-\frac{7{,}6}{3}\right)}$$

故ニ $M=585200''^{\#}$ ヲ得之ヲ(343)式中ニ入ルヽトキハ

$$\sigma_c=\frac{2.585200}{16.7{,}6.\left(24-2{,}5-\frac{7{,}6}{3}\right)}=507^{\#}/_{\square''}.$$

故ニ $\sigma_c=500^{\#}/_{\square''}$ ヲ使用混凝土ノ許容應力度トセバ其桁ハ約$580000''^{\#}$ノ安全彎曲力率ニ堪ユルコトヲ知リ得ベシ若シ桁ノ有效徑間ヲ18′トセバ

$$M=585200=\frac{(g+p).l^2}{8}.12=\frac{(g+p).18^2}{8}.12 \quad ヨリ$$

$g+p=1204^{\#}$. 卽チ桁ノ自重ヲ合セテ其桁上長サ1′每ニ$1200^{\#}$ノ等布荷重ヲ負擔シ得ベキコトヲ知ル.

若シ以上計算シタル結果假リニσ_cノ値$600^{\#}/_{\square''}$內外トナリタリトシ設計ニ使用スベキ混凝土ノ許容應力$500^{\#}/_{\square''}$ナルトキハ(328)式中 $\sigma_c=500$ トシ之ニ依リテ算出シタルMヲ以テ許容彎曲力率ト推定セザル可ラズ.

第九節 鐵筋ト混凝土トノ斷面比ヲ知リテ桁若クハ床版ノ中軸線ノ位置及鐵筋應力度ト混凝土應力度トノ比ヲ求ムル法.

鐵筋ノ量A_sガ$b.(h-a)$ナル混凝土ノ有效斷面積ニ於ケル比ヲμトセバ $\mu=\frac{A_s}{b.(h-a)}$ ヨリ $A_s=\mu.b.(h-a)$ ヲ得故ニ此値ヲ(327)式ニ挿入スル時ハ

$$x=\frac{n.A_s}{b}.\left[\sqrt{1+\frac{2b.(h-a)}{n.A_s}}-1\right]$$

$$=n.\mu.(h-a).\left[\sqrt{1+\frac{2}{n.\mu}}-1\right] \quad \cdots\cdots(362)$$

故ニ

$$k=\frac{x}{(h-a)}=n.\mu.\left[\sqrt{1+\frac{2}{n.\mu.}}-1\right] \quad \cdots\cdots(363)$$

(363)式ヨリ第七十八表ノ如クn及μヲ與ヘテ中軸線ノ桁高ニ對スル比ヲ見出スコトヲ得ベシ但シ此表ハ$n=15$ノ場合ニ就キテ計算セルモノナリ.

第七十八表

μノ値ニ對スル中軸線ノ位置($n=15$ノ場合)			
μ	$\frac{x}{h-a}$	μ	$\frac{x}{h-a}$
0,004	0,292	0,013	0,458
0,005	0,319	0,014	0,470
0,006	0,345	0,015	0,482
0,007	0 365	0,016	0,493
0,008	0,384	0,017	0,502
0,009	0,402	0,018	0,513
0,010	0,418	0,019	0,522
0,011	0,433	0,020	0,530
0,012	0,446		

斯クノ如クμノ値定マレバ中軸線ノ高サハ定マルベシ従ツテμ或ハ $\frac{x}{h-a}=k$ ノ或値ニ對シテハ $\frac{\sigma_s}{\sigma_c}$ ハ亦一ノ定値ヲ有スベク場合ニ依リテハ其關係ヲ知ルノ便利ナルコトアリ是ヲ見出スニハ(346)式即チ

$$\sigma_s = n.\sigma_c.\frac{(h-a-x)}{x} \quad ヨリ$$

$$\nu = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} = n.\frac{(h-a-x)}{x} = n.\frac{1-\frac{x}{h-a}}{\frac{x}{h-a}} = n.\frac{1-k}{k} \quad \cdots\cdots\cdots(364)$$

又(348)式ヨリ

$$k = \frac{x}{h-a} = \frac{n.\sigma_c}{\sigma_s+n.\sigma_c} = \frac{n}{\frac{\sigma_s}{\sigma_c}+n} = \frac{n}{\nu+n} \quad \cdots\cdots\cdots(365)$$

μ與ヘラレ従ツテkノ値定マル時ハ次ノ如キ關係式ハ亦便宜

之ヲ使用スルコトヲ得ベシ即チ $A_s=\mu.b.(h-a)$ ナルヲ以テ

$\frac{1}{2}\sigma_c.b.x = \sigma_s.\mu.b.(h-a)$ ヨリ。

$$\nu = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} = \frac{x}{2\mu.(h-a)} = \frac{k}{2\mu} \quad \cdots\cdots\cdots(366)$$

今 $n=15$ トシμノ種々ノ値ニ對スルνノ値ヲ算定セバ第七十九表ヲ得ベシ。

第七十九表

μノ値ニ對スル鐵筋及混凝土應力ノ比(=ν) $n=15$ノ場合			
μ	$\frac{\sigma_s}{\sigma_c}$	μ	$\frac{\sigma_s}{\sigma_c}$
0,004	36,5	0,013	17,6
0,005	31,9	0,014	16,8
0,006	28,6	0,015	16,1
0,007	26,1	0,016	15,1
0,008	24,0	0,017	14,8
0,009	22,3	0,018	14,3
0,010	20,9	0,019	13,7
0,011	19,6	0,020	13,3
0,012	18,6		

例題第二十三　$n=15$ トシ鐵筋ノ量ノ有效混凝土ニ於ケル比0,012ナルトキk及νノ値ヲ求ム。

答　第七十八表ニ依リ $\mu=0{,}012$ ナルトキハ

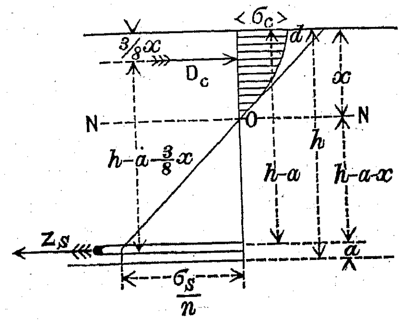
$k = \frac{x}{h-a} = 0{,}446$ ナリ故ニ(366)式ニ依リ

$$\nu = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} = \frac{0{,}446}{2.0{,}012} = 18{,}6.$$

第十節　應壓層ニ於ケル應力分布ガ拋物線ヲ爲スト假定セル場合ノ算法

「リッター」氏 (Ritter) ノ說ハ混凝土ノ應張力ヲ無視スルコト以上各節ニ論ゼルモノト同樣ナリト雖モ其應壓層ニ於ケル混凝土ノ應力分布ハ直線ヲナサズシテ寧ロ拋物線狀ヲ爲スベシト假定セリ此想定ニ從ヘバ混凝土ノ最遠纖維層ニ於ケル應壓力度ハ以上各節ニ於ケルモノニ比シテ比較的小ナル値トナルベシ今第三百七十一圖ニ於テ Od ガ拋物線ナルトキハ.

第三百七十一圖



$$D_c = \frac{2}{3} b.\sigma_c.x \quad \cdots\cdots (367)$$

$$Z_s = A_s.\sigma_s \quad \cdots\cdots (368)$$

而シテ

$D_c = Z_s$ ナルヲ以テ

$$\frac{2}{3} b.\sigma_c.x = A_s.\sigma_s \quad \cdots\cdots (369)$$

又

$$\frac{x}{(h-a-x)} = \frac{2n.\sigma_c}{\sigma_s} \quad \cdots\cdots (370)$$

トナルベキヲ以テ

$$\sigma_s = 2n.\sigma_c.\frac{(h-a-x)}{x} \quad \cdots\cdots (371)$$

此値ヲ (369) 式中ニ挿入スルトキハ

$$\frac{2}{3} b.\sigma_c.x = 2n.\sigma_c.A_s.\frac{(h-a-x)}{x}$$ ヨリ

$$x^2 + \frac{3n.A_s}{b}.x - \frac{3n.A_s}{b}.(h-a) = 0$$

今 $\frac{3n.A_s}{b} = C,\quad \frac{3n.A_s}{b}.(h-a) = D$ トセバ

$$x = -\frac{C}{2} + \sqrt{\frac{C^2+4D}{4}} \quad \cdots\cdots (372)$$

更ニ (367) 式ヨリ

$$\sigma_c = \frac{3D_c}{2b.x} \quad \cdots\cdots (373)$$

(368) 式ヨリ

$$\sigma_s = \frac{Z_s}{A_s} \quad \cdots\cdots (374)$$

而シテ D_c 及 Z_s ノ値ハ內力力率ヲ其梃率 $h-a-\frac{3}{8}x$ ニテ除セルモノナルヲ以テ.

$$D_c = Z_s = \frac{M}{h-a-\frac{3}{8}x} \quad \cdots\cdots (375)$$

例題第二十四　例題第十五ニ揭ゲタル床版ニ付キ「リッター」氏解法ニ依リテ中軸線ノ位置ト混凝土及鐵筋ノ應力度トヲ求ム.

答　(360) 式ニ依リテ

$$C = \frac{3n.A_s}{b} = \frac{3.15.0{,}59}{12} = 2{,}21$$

$$D = \frac{3n.A_s}{b}.(h-a) = \frac{3.15.0{,}59}{12}.5{,}25 = 11{,}6$$

ナルヲ以テ

$$x=-\frac{C}{2}+\sqrt{\frac{C^2+4D}{4}}=-\frac{2{,}21}{2}+\sqrt{\frac{2{,}21^2+4.11{,}6}{4}}=2{,}47''$$

(375) 式ヨリ

$$D_c=Z_s=\frac{M}{\left(h-a-\frac{3}{8}x\right)}=\frac{27000}{\left(5{,}25-\frac{3}{8}.2{,}47\right)}=6250^{\#}.$$

故ニ (373) 式ニ依リ

$$\sigma_c=\frac{3D_c}{2b.x}=\frac{3.6250}{2.12.2{,}47}=316^{\#}/_{\square}''.$$

(374) 式ニ依リ

$$\sigma_s=\frac{Z_s}{A_s}=\frac{6250}{0{,}59}=10600^{\#}/_{\square}''.$$

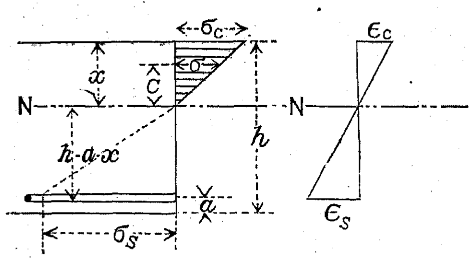
第十一節　羃數法則 (Exponential law) ヲ應用セル算法.

斷面ガ應力ヲ受クル前後同一ノ狀態ニアリト假定セバ (324) 式ヨリ.

$$\varepsilon_c:\varepsilon_s=x:h-a-x$$

或ハ
$$\varepsilon_c=\varepsilon_s.\frac{x}{h-a-x}$$

第三百七十二圖



然ルニ　$\varepsilon_s=\dfrac{\sigma_s}{E_s}$　ナリ.

又「バッハ」氏ノ羃數法則ニ從ツテ(本篇第一章第二節 (317) 式參照)

$\varepsilon_c=\mu.\sigma_c^m$　ナルヲ以テ

$$\mu.\sigma_c^m=\frac{\sigma_s}{E_s}.\frac{x}{h-a-x}$$

即チ

$$\mu.\sigma_c^m.(h-a-x)=\frac{\sigma_s}{E_s}.x,$$

從ツテ

$$x=\frac{\mu.\sigma_c^m.E_s.(h-a)}{\mu.\sigma_c^m.E_s+\sigma_s}\quad\text{..........}(376)$$

今彎曲力率 M ハ單位幅ニ對シテ

$$M=\int_0^{\sigma_c}\sigma.dc.(h-a-x+c)\quad ニシテ$$

$$\sigma^m:\sigma_c^m=c:x$$

或ハ

$$c=\frac{\sigma^m}{\sigma_c^m}.x\qquad ナルヲ以テ$$

$$dc=\frac{m.x}{\sigma_c^m}.\sigma^{m-1}.d\sigma,$$

故ニ

$$M=\int_0^{\sigma_c}\frac{\sigma.m.x}{\sigma_c^m}.\sigma^{m-1}.d\sigma.\left[(h-a-x)+\frac{\sigma^m.x}{\sigma_c^m}\right]$$

$$=\frac{m.(h-a-x).x}{\sigma_c^m}\int_0^{\sigma_c}\sigma^m.d\sigma+\frac{m.x^2}{\sigma_c^{2m}}\int_0^{\sigma_c}\sigma^{2m}.d\sigma$$

$$=\frac{m}{m+1}.\sigma_c.(h-a-x).x+\frac{m}{2m+1}.\sigma_c.x^2$$

上式中ニ先キニ得タル x 及 $h-a-x$ ノ値ヲ挿入スル時ハ

$$M=\frac{m}{m+1}.\frac{\sigma_c^{m+1}.E_s.(h-a)^2}{\left(\sigma_c^m.E_s+\frac{1}{\mu}.\sigma_s\right)^2}.\left(\frac{1}{\mu}.\sigma_s+\frac{(m+1).\sigma_c^m.E_s}{2m+1}\right).$$

トナリ從ツテ

$$(h-a)=\left(\frac{1}{\mu}.\sigma_s+\sigma_c^m.E_s\right).\sqrt{\frac{m+1}{m}.\frac{M}{\sigma_c^{m+1}.E_s.\left(\frac{1}{\mu}.\sigma_s+\frac{(m+1).\sigma_c^m.E_s}{2m+1}\right)}}\quad\cdots(377)$$

ヲ得. 或單位幅ニ對スル鐵筋ノ所要斷面積A_sハ

$$A_s=\frac{1}{\sigma_s}\int_0^{\sigma_c}\sigma.dc$$ ナル條件ヨリ

$$A_s=\frac{1}{\sigma_s}\int_0^{\sigma_c}\frac{m.\sigma.\sigma^{m-1}.x}{\sigma_c^m}.d\sigma$$

$$=\frac{1}{\sigma_s}\frac{m.x}{m+1}.\frac{\sigma_c^{m+1}}{\sigma_c^m}$$

$$=\frac{1}{\sigma_s}.\frac{m}{m+1}.\frac{\mu.(h-a).\sigma_c^{m+1}}{\left(\mu.\sigma_c^m+\frac{\sigma_s}{E_s}\right)}$$

(377) 式ヨリ得タル $h-a$ ノ値ヲ玆ニ挿入セバ

$$A_s=\frac{1}{\sigma_s}.\sqrt{\frac{m}{m+1}.\frac{\sigma_c^{m+1}.E_s.M}{\frac{1}{\mu}.\sigma_s+\frac{m+1}{2m+1}.\sigma_c^m.E_s}}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(378)$$

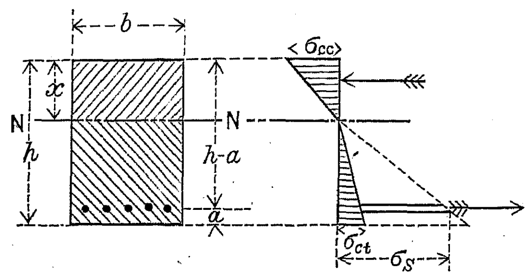
「バッハ」氏ノ實驗ニ從ヘバ 1:2½:5 ノ配合ヲ有スル砂利混凝土ニアリテハ $\mu=\frac{1}{298000}\left(\text{吋及封度ノ單位ニ換算セバ}\frac{1}{5676100}\right)$, $m=1.14$, 同樣ノ配合ヲ有スル碎石混凝土ニアリテハ $\mu=\frac{1}{457000}\left(\text{吋及封度ノ單位ニ換算セバ}\frac{1}{9190500}\right)$, $m=1.16$ ナリトセリ去レド此實驗ノ結果ハ果シテ能ク本邦混凝土ニモ應用シ得ベキヤ疑問ナルノミナラズ實地ノ計算ニ當リ

テハ本節ノ算法ハ其手數非常ニ煩ハシキヲ以テ暫ク理論的公式トシテ玆ニ掲出スルニ止メントス

第十二節　中軸線以下ノ混凝土ガ應張力ヲ有スルモノト假定セル場合ノ算法.

中軸線ニ關スル斷面力率 (Geometrical moment) ノ代數的和ハ零ニ等シカラザル可ラザルヲ以テ

第三百七十三圖



$$S_c=n'.S_c'+n.S_s\quad\cdots\cdots\cdots(379)$$

玆ニS_cハ壓縮ヲ受クル混凝土, S_c'ハ伸張ヲ受クル混凝土, S_sハ伸張ヲ受クル鐵筋ノ各斷面力率ヲ示シn'ハ伸張及壓縮ニ對スル混凝土ノ彈性係數ノ比 $\frac{E_{ct}}{E_{cc}}$ ヲ示ス然ルニ

$$S_c=\frac{1}{2}b.x^2,\quad S_c'=\frac{1}{2}b.(h-x)^2,$$

$S_s=A_s.(h-a-x)$ ナルヲ以テ (379) 式ハ

$$\frac{1}{2}b.x^2=n'.\frac{1}{2}.b.(h-x)^2+n.A_s.(h-a-x)$$

或ハ

$$x^2+2\frac{n'.b.h+n.A_s}{b.(1-n')}.x-\frac{n'.b.h^2+2.n.A_s.(h-a)}{b.(1-n')}=0\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(380)$$

トナルベシ今

$$C=\frac{n'.b.h+n.A_s}{b.(1-n')}$$

$$D=\frac{n'.b.h^2+2.n.A_s.(h-a)}{b.(1-n')}$$

トセバ(380)式ハ

$$x^2+2C.x-D=0$$

ナル二次方程式トナリ是レヨリ.

$$x=-C+\sqrt{C^2+D}\cdots\cdots(381)$$

ヲ得ベシ

次ニ應張層及應壓層ニ於ケル混凝土ノ應力變形ハ中軸線ヨリノ距離ニ比例スベキヲ以テ

$$\frac{\sigma_{c.t}}{E_{c.t}}:\frac{\sigma_c}{E_{c.c}}=(h-x):x$$ トナルベク

$\frac{E_{c.t}}{E_{c.c}}=n'$ ナルヲ以テ張力ヲ受クル方面ノ混凝土ノ最大應張力度ハ

$$\sigma_{ct}=n'.\frac{(h-x)}{x}.\sigma_c\cdots\cdots(382)$$

又鐵筋ノ應張力度ハ(346)式ヨリ.

$$\sigma_s=n.\sigma_c.\frac{(h-a-x)}{x}\cdots\cdots(383)$$

次ニ $\sigma=\frac{M.x}{I}$ ナル一般公式ヲ利用シ此場合ニハ假想的斷面ノ物量力率ハ

$$I=I_{c.c}+n'.I_{c.t}+n.I_s$$ ナリ.

茲ニ $I_{c.c}$ ハ混凝土ノ壓縮斷面, $I_{c.t}$ ハ同ジク伸張斷面, I_s ハ鐵筋斷面ノ各物量力率ヲ表ハスモノトス故ニ

$$I=\frac{1}{3}b.x^3+\frac{1}{3}n'.b.(h-x)^3+n.A_s.(h-a-x)^2\cdots\cdots(384)$$

トナリ從ツテ

$$\sigma_c=\frac{M.x}{\frac{1}{3}b.x^3+\frac{1}{3}n'.b.(h-x)^3+n.A_s.(h-a-x)^2}$$

$$=\frac{3M.x}{b.x^3+n'.b.(h-x)^3+3n.A_s.(h-a-x)^2}\cdots\cdots(385)$$

ヲ得ベシ斯クテ(382)及(383)式ヨリ $\sigma_{c.t}$ 及 σ_s ノ値ヲ算定スルコトヲ得ベシ

澳國ノ規定ニ於テハ $\frac{E_{c.t}}{E_{c.c}}=n'=0{,}4$ ト假定シ普國ノ規定ハ $n'=1$ ヲ採用セリ今後者ニ從ヘバ(379)式ハ

$$\frac{b.x^2}{2}=\frac{1}{2}b.(h-x)^2+n.A_s.(h-a-x)$$

卽チ一次方程式トナリ

$$x=\frac{\frac{1}{2}b.h^2+n.A_s.(h-a)}{b.h+n.A_s}\cdots\cdots(386)$$

同樣ニ(382)(383)及(385)式ヨリ

$$\sigma_{c.t}=n'.\frac{(h-x)}{x}.\sigma_c\cdots\cdots(378)$$

$$\sigma_s=n.\frac{(h-a-x)}{x}.\sigma_c\cdots\cdots(388)$$

$$\sigma_c=\frac{3M.x}{b.x^3+b.(h-x)^3+3n.A_s.(h-a-x)^2}\cdots\cdots(389)$$

例題第二十五 例題第十五ニ與ヘタル床版ヲ取リ混凝土ノ應張力ヲ考ヘタル場合ノ混凝土及鐵筋ノ應力ヲ求ム

答　$n'=0{,}4$ ト假定セバ (381) 式ニ依リ

$$C=\frac{0{,}4.12.6+15.0{,}59}{12.(1-0{,}4)}=5{,}22$$

$$D=\frac{0{,}4.12.6^2+2.15.0{,}59.\left(6-\frac{3}{4}\right)}{12.(1-0{,}4)}=36{,}91$$

故ニ

$$x=-5{,}22+\sqrt{5{,}22^2+36{,}91}=2{,}8''$$

(385) 式ニ依リ

$$\sigma_c=\frac{3.27000.2{,}8}{12.2{,}8^3+0{,}4.12.(6-2{,}8)^3+3.15.0{,}59\left(6-\frac{3}{4}-2{,}8\right)^2}$$

$$=391^{\#}/_{\square}''$$

(382) 式ニ依リ

$$\sigma_{ct}=0{,}4.\frac{(6-2{,}8)}{2{,}8}.391=178^{\#}/_{\square}''$$

(383) 式ニ依リ

$$\sigma_s=15.391.\frac{\left(6-\frac{3}{4}-2{,}8\right)}{2{,}8}=5132^{\#}/_{\square}''.$$

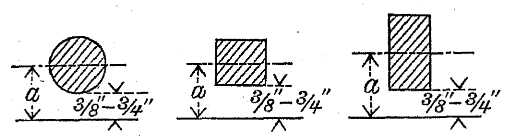
第十三節　鐵筋ノ配置ト其被覆ノ厚サ

前述ノ σ_c 及 σ_s ハ普通共ニ $^{\#}/_{\square}''$ ニテ示スガ故ニ總テ以上ノ公式ニ於ケル尺度ノ單位ハ吋,強度ノ單位ハ封度ニテ示シ彎曲力率ハ b 吋ノ幅(普通 $b=1'=12''$ ヲ採用ス)毎ニ分割セル床版ニ就キテ死重及外方荷重ヨリ來ル値ヲ算出スベシ

今 b 吋ノ幅ニ對シテ必要ナルベキ鐵筋ノ總斷面積 A_s ヲ知レバ是レニ使用スベキ鋼材ノ種類卽チ丸鐵,角鐵,矩形鐵等中其何レヲ採用スベキカヲ定メ其一材ノ斷面積ヲ a_s トセバ b 吋ノ幅ニ對シテ要スル鐵筋ノ總數 $i=\frac{A_s}{a_s}$ トナルベシ i ヲ知レバ鐵筋相互ノ配置,距離等自ラ定マルベシ

鐵筋ト混凝土下端トノ距離 a ハ採用セル鐵筋斷面ノ形チニ依リテ異ナリト雖モ鐵筋下緣ト混凝土下端トノ間ニ少クトモ $3/8''$ 乃至 $3/4''$ ノ間隔ヲ存セシムルヿ必要ナリ此値ハ鐵筋相互ノ最少間隔ニモ亦應用セラルベシ假令バ第三百七十四圖ニ示セルガ如ク直徑 $3/8''$ ノ鐵筋ヲ用フルトキハ a ハ少クトモ $\frac{1}{2}.\frac{3}{8}+\frac{3}{8}=\frac{9''}{16}$ ヲ有スベク $1^1/_4''\times{}^1/_4''$ ノ矩形鐵ヲ用フル時ハ a ハ少クトモ $\frac{1}{2}.\frac{5}{4}+\frac{3}{8}=1''$ タラザルベカラズ一般ニハ經驗上 $a=0{,}1(h-a)$ 卽チ $h=1{,}1(h-a)$ ヲ採用ス

第三百七十四圖



「ノルトン」敎授 (*Prof. Norton*) ハ猛火ニ對シテ鐵筋ヲ保護スルニ必要ナル混凝土ノ被覆ニ就キテ研究セル結果下層ニ於テ $2''$ ヲ以テ其最小厚トナスベシトセリ然レドモ混凝土全體ノ厚サニ對シテ被覆ノ厚サ餘リニ大ナルトキハ却ッテ其ノ外皮層ニ裂罅ヲ生ズルノ恐レアリ何トナレバ混凝土ニ於ケル張力ハ鐵筋下部ニ於ケル深サト共ニ增加スベク然カモ桁ニ對スル强度ノ增加ハ極メテ瑣少ナルベケレバナリ又扁平ナル床版ハ桁若クハ柱ノ如ク突出セル構材ヨリハ火災ニ對スル影響比較的少キヲ以テ必要以外ニ其被覆厚ヲ增加スルハ無盆ナリ之ヲ要スルニ火災ニ對シテ必要ナル厚サハ蓋シ次ノ如ク想定シテ實際ニ不都合ナカルベシトセリ

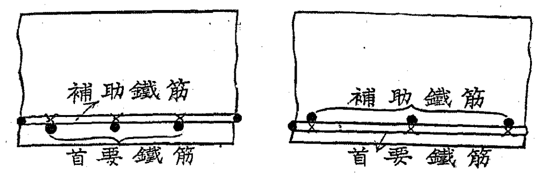
	混凝土上端ヨリ鐵筋ニ至ル距離 $(h-a)$	鐵筋ノ重心線以下混凝土被覆ノ厚 (a)
床版	$3\frac{1}{4}''$ 及其以下	$\frac{3}{4}''$
	$3\frac{1}{4}''$ 及 $4\frac{3}{4}''$ 間	$1''$
	$4\frac{3}{4}''$ 及其以上	$1\frac{1}{4}''$
桁梁	$10''$ 及其以下	$1''$
	$10''$ 及 $20''$ 間	$1\frac{1}{2}''$
	$20''$ 及其以上	$2''$

最下端纖維層ニ於ケル混凝土ノ裂罅ヲ生ズルコトヲ防グ爲メ茲ニ用フル鐵筋ノ寸法大ナル程 a ノ値ヲ大トスベシI形鐵若クハ其他ノ展鐵(Rolled steel)ヲ用フルトキハ其鋼材ノ下方 $\frac{3}{4}''$ 乃至 $1\frac{1}{4}''$ ノ混凝土ヲ添和スベク又混凝土ノ配合優良ニシテ其混捏ノ度緻密ナル程鐵筋被覆ノ厚サハ之ヲ少クスルモ可ナルベシ

前述ノ如ク計算セラレタル應張鐵筋ノ外(特ニ床版ニアリテハ)之レト直角ニ他ノ補助鐵筋(配力鐵筋)ヲ配置スベシ其目的ハ混凝土ニ平等ニ荷重ヲ分配セシメ其他桁若クハ床版ノ應剪力ヲ大ナラシムルガ爲メナリ其補助鐵筋ハ首要鐵筋ヨリモ小ナル断面ヲ用キ通常直徑 $\frac{3}{16}''$ 乃至 $\frac{3}{8}''$ ニシテ其相互排置ノ間隔 $4''$ 乃至 $1\frac{1}{4}'$ ニ至ル而シテ第三百七十五圖ノ如ク首要鐵筋ハ一般ニ最遠纖維層ニ近ク之ヲ置キ補助鐵筋ハ首要鐵筋ノ上部ニ之レト直角ニ交叉セシム斯クテ此二ツノ鐵筋ハ互ニ十字形網狀ヲ爲スベキヲ以テ第十八番乃至二十番ノ鐵線ヲ以テ相互之ヲ編合スベキモノトス

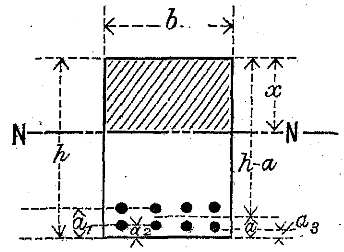
首要鐵筋直徑ノ撰擇ハ特殊ノ場合ニ依リ夫レゾレ異ナリト雖モ一般ニハ断面ノ大ナル鐵筋ヲ用キテ其間隔ヲ遠クスルヨリモ寧ロ断面ノ小ナル鐵筋ヲ近キ間隔ニ配置スルヲ有效且ツ便利ナリトスル場合多シ

第三百七十五圖



桁ノ幅ガ比較的小ニシテ所要鐵筋ヲ一列ニ配置スルコト能ハザルトキハ第三百七十六圖ノ如ク屢々之ヲ二列トナスコトアリ此時ハ通常混凝土縁端ヨリ上段鐵筋ト下段鐵筋トノ中間迄ノ距離ヲ a ト見做シ夫々前述ノ式ヲ應用スルモ大體ニ於テ差支ナカルベシ去レド實際ハ上段鐵筋ノ受クル應力ハ小ニシテ下段鐵筋ノ應力ハ大トナルベシ故ニ場合ニ依リテハ下段鐵筋ノ受クル最大應力ヲ檢定スルノ必要アルコトアリ此場合ニハ(345)式卽チ

第三百七十六圖



$$\sigma_s=\frac{M}{A_s\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}\quad\cdots\cdots(345)$$

ヨリ二列鐵筋ノ平均應力 σ_s ヲ見出シ下段鐵筋ノ平均應力ヲ $\sigma_{s,1}$ トセバ

$$\sigma_{s,1}=\sigma_s\cdot\frac{h-a_2-x}{h-a-x}\quad\cdots\cdots(390)$$

ヲ得ベク更ニ下段鐵筋ノ最下層ニ於ケル絶對最大應力度ハ

$$\sigma_{s,\,max}=\sigma_s\cdot\frac{h-a_3-x}{h-a-x}\quad\cdots\cdots(391)$$

ニ依リテ之ヲ見出スコトヲ得ベシ.

第三章　複式矩形桁若クハ床版ノ算法

(Rectangular beams or slabs with double reinforcement)

第一節　總　說

複式ナル意味ハ桁若クハ床版ノ應張層ノミナラズ應壓層ニモ亦鐵筋ヲ配置セル構法ヲ指スモノニシテ此構法ハ桁若クハ床版ノ同一斷面ニ於テ隨時符號ヲ異ニスベキ彎曲力率ヲ生ズル時假令バ貯水池ノ隔壁ノ如キ,倉庫ニ於ケル連續桁若クハ床版ノ如キ,水ノ虛盈若クハ貨物積載ノ有無ニ依リテ其應力常ニ不定ナル場合ニ應用セラル斯クノ如キ場合ニハ正號彎曲力率ニ對シテハ下端ニ,負號彎曲力率ニ對シテハ上端ニ夫々相當セル鐵筋ヲ配置セザルベカラズ或ハ彎曲力率ハ常ニ同一ノ符號ヲ有スルモ構造上ノ必要ヨリ桁若クハ床版ノ厚サガ恰モ之レニ適應スベキ寸法ヨリ小ナル時ハ亦複式構法ノ必要ヲ感ズベシ斯クノ如ク上部ノ鐵筋ヲシテ混凝土ノ應壓力ヲ補强セシムルハ應張層ノミニ多量ノ鐵筋ヲ挿入シテ混凝土ノ應壓力ヲ過度ニ發揮セシムルヨリモ却ツテ經濟的ナル構造ト爲シ得ベキ場合尠カラズ而シテ複式構法ノ最モ有效ナル限度ハ應張層ニ於ケル鐵筋ノ量百分ノ〇,五乃至〇,六ヲ有スル場合ニシテ其以上ニハ應壓層ノ鐵筋ハ充分ノ應力ニ達セシムルコト能ハズ又計算上必要ナル寸法ヨリ桁若クハ床版ノ厚サガ小ナル程若クハ緣端ニ近ク鐵筋ヲ配置スル程應壓層ニ於ケル鐵筋ハ益々其效用ヲ大ナラシムルコトヲ得ベシ.

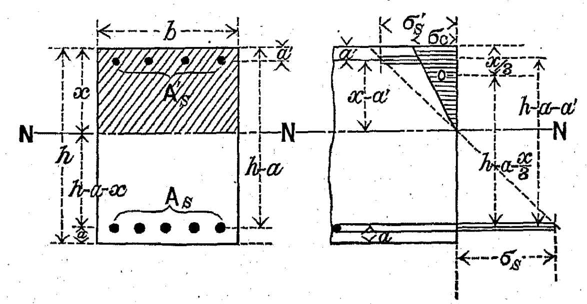
猶連續桁若クハ床版ガ等布荷重ヲ受ケ其厚サ全部ヲ通ジテ同一ナル場合ニアリテハ其各徑間ノ中央點ニ於ケル彎曲力率ハ支點ニ於ケルモノト反對ノ符號ヲ有シ其量ハ後者ハ前者ヨリモ大ナルヲ以テ支點ノ附近ニ於テ複式構法ヲ採用スル時ハ寧ロ經濟的構造ヲ得ル場合尠カラズ.

上部ニ於ケル鐵筋ノ混凝土緣端ヨリノ距離 a' ハ普通桁若クハ床版ノ厚サノ $\frac{1}{20}$ ヲ適宜トシ厚サ $6''$ 以上 $20''$ 邊迄ハ略ボ此法則ニ準據スベク下部鐵筋ノ同距離 a ハ第二章第十三節ニ論ゼルモノト同樣タルベシ.

第二節　桁若クハ床版ノ寸法ト鐵筋ノ量トヲ知リテ混凝土及鐵筋ノ應力ヲ求ムル法

玆ニハ中軸線以下ニ於ケル混凝土ノ應張力度ハ全然之ヲ無視シタル場合ニ就キテ之ヲ論ズベシ今 A_s' 及 A_s ヲ上部及下部鐵筋ノ總斷面積, a' 及 a ヲ其緣端迄ノ距離, σ_s' 及 σ_s ヲ各鐵筋ノ應力トシ其他ハ凡テ第二章ニ於ケルモノト同一ノ記號ヲ用フル時ハ第三百七十七圖ニ於テ中軸線ノ上部ニ於ケル應壓力ハ混凝土ノ分 $D_c = b.\frac{\sigma_c . x}{2}$ ニシテ其働點ハ混凝土上部緣端ヨリ $\frac{x}{3}$ ノ距離ニアルベク鐵筋ノ分 $D_s = A_s'.\sigma_s'$ ニシテ a' ノ距離ニ働クベシ力ノ平衡條件ニ基キ水平力ノ代數的和ハ零ニ等シカラザル可ラザルヲ以テ以上二ツノ和

第三百七十七圖



ハ下部鐵筋ノ應張力 $Z=\sigma_s.A_s$ ニ等シカラザル可ラズ卽チ

$$\Sigma(H)=0 \quad \text{ヨリ}$$

$$b.\frac{\sigma_c.x}{2}+A_s'.\sigma_s'=\sigma_s.A_s \quad \cdots\cdots\cdots (392)$$

(346)式ヨリ

$$\sigma_s=n.\sigma_c.\frac{(h-a-x)}{x} \quad \cdots\cdots\cdots (393)$$

ヲ得タルト同ジク

$$\varepsilon_c:\varepsilon_s'=x:(x-a') \quad \text{ヨリ}$$

$$\frac{\sigma_c}{E_c}:\frac{\sigma_s'}{E_s}=x:x-a' \quad \text{更ニ} \quad \frac{E_s}{E_c}=n \quad \text{ナルヲ以テ}$$

$$\sigma_s'=n.\sigma_c.\frac{(x-a')}{x} \quad \cdots\cdots\cdots (394)$$

今(393)及(394)式ヲ(392)式中ニ挿入セバ

$$b.\frac{\sigma_c.x}{2}+A_s'.n.\sigma_c.\frac{(x-a')}{x}=A_s.n.\sigma_c.\frac{(h-a-x)}{x}$$

或ハ

$$\frac{b.x^2}{2}+n.A_s'.(x-a')-n.A_s.(h-a-x)=0 \quad \cdots\cdots\cdots (395)$$

此式ヲ解ケバ

$$x=-\frac{n.(A_s+A_s')}{b}+\sqrt{\left[\frac{n.(A_s+A_s')}{b}\right]^2+\frac{2.n}{b}.\left[A_s'.a'+A_s.(h-a)\right]} \quad \cdots (396)$$

此式ハ單式ノ場合ニ於ケル x ニ相當スル形チ卽チ

$$x=\frac{n}{b}.(A_s+A_s').\left[\sqrt{1+\frac{2b.[A_s'.a'+A_s.(h-a)]}{n.(A_s+A_s')^2}}-1\right] \quad \cdots\cdots\cdots (397)$$

トナスモ可ナリ

若シ　$A_s'=0$　トセバ(395)式ヨリ

$$x^2+\frac{2n.A_s}{b}.x-\frac{2n.A_s}{b}.(h-a)=0 \quad \cdots\cdots\cdots (398)$$

又ハ(397)式ヨリ

$$x=\frac{n.A_s}{b}.\left[\sqrt{1+\frac{2b.(h-a)}{n.A_s}}-1\right] \quad \cdots\cdots\cdots (399)$$

卽チ第二章第二節ニ於テ得タル(327)式ト全ク相一致スルヲ見ルベシ

更ニ　$A_s=A_s'$,　$a=a'$　トセバ

$$x^2+\frac{4n.}{b}.A_s.x-\frac{2n}{b}.A_s.h=0 \quad \cdots\cdots\cdots (400)$$

或ハ

$$x=\frac{2n}{b}.A_s.\left[\sqrt{1+\frac{b.h}{2n.A_s}}-1\right] \quad \cdots\cdots\cdots (401)$$

次ニ又力ノ平衡條件ニ從ヒテ外方荷重ヨリ來ル最大彎曲力率ハ內方力率ノ和ニ等シカラザル可ラズ卽チ　$\Sigma M=0$　ナルヲ以テ

$$M=\sigma_c.\frac{b.x}{2}.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)+\sigma_s'.A_s'.(h-a-a')$$

或ハ

$$M-\sigma_c.\frac{b.x}{2}.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)-\sigma_s'.A_s'.(h-a-a')=0 \quad \cdots\cdots\cdots (402)$$

此式中 σ_s' ノ代リニ(394)式ヲ挿入セバ

$$M-\sigma_c.\frac{b.x}{2}.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)-n.\sigma_c.A_s'.\frac{(x-a')}{x}.(h-a-a')=0 \quad \cdots (403)$$

故ニ

$$\sigma_c=\frac{2M.x}{b.x^2.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)+2n.A_s'.(x-a').(h-a-a')} \quad \cdots\cdots\cdots (404)$$

今若シ　$A_s'=0$　トセバ

$$\sigma_c=\frac{2M.}{b.x.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)} \quad \cdots\cdots\cdots (405)$$

卽チ第二章第二節(328)式ト同一ノ結果ヲ得ベシ

次ニ下部鐵筋ノ平均應張力ハ既ニxノ値ヲ知レバ(393)式卽チ

$$\sigma_s = n.\sigma_c.\frac{(h-a-x)}{x} \quad \cdots\cdots (406)$$

ニ依リ,上部鐵筋ノ應壓力ハ(394)式卽チ

$$\sigma_s' = n.\sigma_c.\frac{(x-a')}{x} \quad \cdots\cdots (407)$$

ニ依リ之ヲ求ムルコトヲ得ベシ.

例題第二十六　二ツノ支點上ニ休止セル床版アリ活重1平方呎ニ付キ120#ヲ有シ其持放シ徑間10′ニシテ床版ノ厚サ6″トシ上下緣端ヨリ各¾″ノ距離ニ直徑½″ノ二重鐵筋床版ノ幅1′每ニ3條宛配置セラルヽモノトス混凝土及鐵筋ノ各應力度ヲ求ム.

答　床版ノ有效徑間ヲ10′,5ト假定ス然ル時ハ

床版ノ死重各1平方呎ニ付キ	1,0.1,0.0,5.150 =	75#/□′
活重　〃　〃	=	120#/□′
合計	=	195#/□′

故ニ　$M = \frac{195\ 10{,}5.10{,}5}{8}.12 = 32248''^{\#}$

然ル時ハ(397)式ニ依リ直徑½″ヲ有スル3條ノ鐵筋斷面積ハ0,59□″ナルヲ以テ

$$x = \frac{15}{12}.2.0{,}59.\left[\sqrt{1+\frac{2.12\left[0{,}59.\frac{3}{4}+0{,}59.\left(6-\frac{3}{4}\right)\right]}{15.(2.0{,}59)^2}}-1\right] = 1'',84$$

(404)式ニ依リ

$$\sigma_c = \frac{2.32248.1{,}84}{12.1{,}84^2.\left(6-\frac{3}{4}-\frac{1{,}84}{3}\right)+2.15.0{,}59.\left(1{,}84-\frac{3}{4}\right).\left(6-2.\frac{3}{4}\right)}$$

$$= 432^{\#}/□''$$

(406)式及(407)式ニ依リ

$$\sigma_s = 15.432.\frac{\left(6-\frac{3}{4}-1{,}84\right)}{1{,}84} = 12008^{\#}/□''$$

$$\sigma_s' = 15.432.\frac{1{,}84-\frac{3}{4}}{1{,}84} = 3839^{\#}/□''.$$

第三節　鋼材及混凝土ノ許容應力ト桁若クハ床版ノ寸法トヲ知リテ鐵筋ノ量ヲ求ムル法.

第二章第三節ニ說明セシ如ク一般ニ

$$\sigma = \frac{M}{I}.x \quad \cdots\cdots (408)$$

而シテ　$I = I_{c.c}+n.I_{s.c}+n.I_{s.t}$ ……(409)

$I_{c.c}$ハ混凝土, $I_{s.c}$ハ應壓方面ニ於ケル鐵筋, $I_{s.t}$ハ應張方面ニ於ケル鐵筋ノ何レモ中軸ニ對スル各物量力率ヲ示ス卽チ第三百七十七圖ニ於テ

$$I_{c.c} = \frac{1}{3}b.x^3$$

$$I_{s.c} = A_s'.(x-a')^2$$

$$I_{s.t} = A_s.(h-a-x)^2.$$

ナルヲ以テ

$$I = \frac{1}{3}b.x^3+n.A_s'.(x-a')^2+n.A_s.(h-a-x)^2 \quad \cdots\cdots (410)$$

而シテ　$\varepsilon_{c.c}:\varepsilon_{s.t}::x:(h-a-x)$　ナルヲ以テ第二章第四節ニ於テ(347)式ヲ得タルト同シク

$$x = \frac{n.\sigma_c}{\sigma_s+n.\sigma_c}.(h-a) = k.(h-a) \quad \cdots\cdots (411)$$

普通ノ場合ニハ $a = a' = \frac{1}{10}(h-a)$ ヲ採用スルヲ以テ今茲ニ此値ヲ假定セバ(395)式ヨリ

$$\frac{1}{2}b.k^2.(h-a)^2 + n.A_s'.(k-0{,}1).(h-a)$$
$$-n.A_s.(1-k).(h-a) = 0 \quad \cdots\cdots (412)$$

今 $\frac{1}{2}k^2 = A,\quad n.(k-0{,}1) = B,\quad n.(1-k) = C$ トセバ

(412)式ノ形ハ

$$A.b.(h-a) = C.A_s - B.A_s' \quad \cdots\cdots (413)$$

同様ニ I ノ値ヲ求ムル時ハ(410)式ヨリ

$$I = \frac{1}{3}b.k^3.(h-a)^3 + n.A_s'.(k-0{,}1)^2.(h-a)^2$$
$$+ n.A_s.(1-k)^2.(h-a)^2 \quad \cdots\cdots (414)$$

今 $\frac{1}{3}k^3 = A',\quad n.(k-0{,}1)^2 = B',\quad n.(1-k)^2 = C'$ トセバ

$$I = A'.b.(h-a)^3 + B'.A_s'.(h-a)^2 + C'.A_s.(h-a)^2 \cdots\cdots (415)$$

故ニ(408)式ニ依リ

$$\sigma_c = \frac{M}{A'.b.(h-a)^3 + B'.A_s'.(h-a)^2 + C'.A_s.(h-a)^2}.k.(h-a) \cdots\cdots (416)$$

此式ヲ組直ストキハ

$$C'.\sigma_c.A_s + B'.\sigma_c.A_s' = k.\frac{M}{(h-a)} - A'.\sigma_c.b.(h-a) \cdots\cdots (417)$$

(413)及(417)式ハ共ニ A_s 及 A_s' ナル未知數ヲ有スル直線式ナルヲ以テ此二式ヲ解キテ A_s 及 A_s' ノ値ヲ求ムルコトヲ得ベシ假令バ

$n = 15,\quad \sigma_c = 500^{\#}/_{\square}'',\quad \sigma_s = 12000^{\#}/_{\square}''$ トセバ

$$k = \frac{n.\sigma_c}{\sigma_s + n.\sigma_c} = \frac{15.500}{12000 + 15{,}500} = 0{,}385$$

故ニ $A = \frac{1}{2}k^2 = 0{,}074$

$$B = 15.(k-0{,}1) = 4{,}275$$
$$C = 15.(1-k) = 9{,}225$$
$$A' = \frac{1}{3}k^3 = 0{,}019$$
$$B' = 15.(k-0{,}1)^2 = 1{,}218$$
$$C' = 15.(1-k)^2 = 5{,}673$$

故ニ(413)式ヨリ

$$9{,}225A_s - 4{,}275A_s' = 0{,}074b.(h-a)$$

(417)式ヨリ

$$5{,}673.500.A_s + 1{,}218.500.A_s' = 0{,}385\frac{M}{h-a} - 0{,}019.500.b.(h-a)$$

或ハ $2836A_s + 609A_s' = 0{,}385\frac{M}{h-a} - 9{,}5b.(h-a)$

以上二式ヲ解キテ A_s 及 A_s' ノ値ヲ求ムレバ

$$A_s = 0{,}0000928\frac{M}{h-a} + 0{,}0002506b.(h-a) \cdots\cdots (418)$$

$$A_s' = 0{,}000200\frac{M}{h-a} - 0{,}01677b.(h-a) \cdots\cdots (419)$$

ヲ得ベシ.

例題第二十七 例題第十七ニ與ヘタル楣桁高サ $15''$ ニ制限セラレ幅ハ猶壁厚 $14''$ ヲ維持スルモノトス複式鐵筋ノ量ヲ求ム

答 桁ノ自重ハ長サ $1'$ ニ付キ

$$\frac{14}{12}.\frac{15}{12}.1{,}0.150 = 218^{\#}.$$

故ニ桁上ニ來ル全荷重ハ

$$17000+218.10{,}5=19289^{\#}$$

最大彎曲力率ハ

$$M=\frac{1}{8}.19289.10{,}5.12=303800''^{\#}$$

$a=1''$ トセバ

$$h-a=15-1=14''$$

今 $\sigma_s=12000^{\#}/_{\square}''$, $\sigma_c=500^{\#}/_{\square}''$ ト假定セバ

(418) 式及 (419) 式ニ依リ

$$A_s=0{,}0000928.\frac{303800}{14}+0{,}0002506.14.14$$

$$=2{,}05^{\square''}$$

$$A_s'=0{,}000200.\frac{303800}{14}-0{,}01677.14.14$$

$$=1{,}02^{\square''}.$$

兩側共直徑 $^5/_8''$ ノ鐵筋ヲ用フル時ハ其一條ノ斷面積ハ $0{,}307^{\square''}$ ナルヲ以テ應張側ニ於テ 7 條,應壓側ニ於テ 3 條ヲ使用セバ可ナルベシ斯クテ實際ニ採用セラルヽ値ハ

$A_s=2{,}15^{\square''}$, $A_s'=0{,}92^{\square''}$ ナルヲ以テ

(396) 式ニ依リ

$$x=-\frac{15.(2{,}15+0{,}92)}{14}+\sqrt{\left[\frac{15.(2{,}15+0{,}92)}{14}\right]^2+\frac{2.15}{14}.\left[0{,}92.1{,}0+2{,}15.14\right]}$$

$$=5{,}''5$$

(404) 式ニ依リ

$$\sigma_c=\frac{2.303800.5{,}5}{14.5{,}5^2.\left(14-\frac{5{,}5}{3}\right)+2.15.0{,}92.(5{,}5-1).(14-1)}$$

$$=493^{\#}/_{\square}''.$$

(406) 式ニ依リ

$$\sigma_s=15.493.\frac{14-5{,}5}{5{,}5}=11428^{\#}/_{\square}''.$$

(407) 式ニ依リ

$$\sigma_s'=15.493.\frac{(5{,}5-1)}{5{,}5}=6051^{\#}/_{\square}''.$$

桁若クハ床版ノ高サ非常ニ大ナラザル場合ニハ $a'=\frac{x}{3}$ 卽チ混凝土應壓力ノ中心ト複筋應壓力ノ中心トガ同一點ニアルモノト假定セバ上記ノ計算ハ猶簡單ニ之ヲ取扱フコトヲ得ベシ而シテ實際ニハ此假定ニ依ルモ其求ムル値ニ大ナル差違ヲ生ズルコトナシ.

上端ヨリ a' ヲ隔テタル點ニ對スル力率ヲ求ムレバ第三百七十七圖ニ於テ

$$A_s.\sigma_s.(h-a-a')-\sigma_c.\frac{b}{2}.x.\left(\frac{x}{3}-a'\right)=M$$

然ルニ $a'=\frac{x}{3}$ ト假定スルヲ以テ

$$A_s.\sigma_s.(h-a-a')=M.$$

故ニ

$$A_s=\frac{M}{\sigma_s.(h-a-a')}\quad\cdots\cdots(420)$$

今 $a'=\frac{x}{3}$, $x=k.(h-a)$ トセバ (420) 式ハ

$$A_s=\frac{M}{\sigma_s.\left[h-a-\frac{k.(h-a)}{3}\right]}=\frac{M}{\sigma_s.(h-a).\left(1-\frac{k}{3}\right)}\quad\cdots\cdots(421)$$

又 (392) 式ヨリ

$$A_s' = \left(\sigma_s . A_s - b . \frac{\sigma_c . x}{2}\right) . \frac{1}{\sigma_s'} \qquad \cdots\cdots(422)$$

然ルニ (407) 式ヨリ

$\sigma_s' = n . \sigma_c . \dfrac{x-a'}{x}$　ナルヲ以テ (422) 式中ニ σ_s' 及 (421) 式ヨリ得タル A_s ノ値ヲ挿入スルトキハ

$$A_s' = \frac{x}{n . \sigma_c . (x-a')} . \left[\frac{M}{(h-a) . \left(1-\dfrac{k}{3}\right)} - b . \frac{\sigma_c x}{2}\right] \qquad \cdots\cdots(423)$$

更ニ　$a' = \dfrac{x}{3}$,　$x = k . (h-a)$　ヲ (423) 式中ニ挿入スルトキハ

$$A_s' = \frac{k . (h-a)}{n . \sigma_c . \left[k . (h-a) - \dfrac{k}{3} . (h-a)\right]} . \left[\frac{M}{(h-a) . \left(1-\dfrac{k}{3}\right)} - b . \frac{\sigma_c . k . (h-a)}{2}\right]$$

$$= \frac{3}{2n . \sigma_c} . \left[\frac{M}{(h-a) . \left(1-\dfrac{k}{3}\right)} - b . \frac{\sigma_c . k . (h-a)}{2}\right]$$

$$= \frac{3M}{2n . \sigma_c . (h-a) . \left(1-\dfrac{k}{3}\right)} - \frac{3b . k . (h-a)}{4n} \qquad \cdots\cdots(424)$$

k ノ値ハ第七十七表ニ於テ之ヲ求メ得ベキヲ以テ σ_s 及 σ_c ノ許容力度ヲ假定セバ (421) 及 (424) 式ヨリ A_s 及 A_s' ノ値ヲ算出スルコトヲ得ベシ假令バ　$\sigma_c = 500^{\#}/_{\square}''$,　$\sigma_s = 12000^{\#}/_{\square}''$　トセバ第七十七表ヨリ　$k = 0{,}385$　ナルヲ以テ

$$A_s = \frac{M}{12000 . \left(1-\dfrac{0{,}385}{3}\right) . (h-a)} = 0{,}0000956 \, \frac{M}{h-a} \qquad \cdots\cdots(425)$$

$$A_s' = \frac{3M}{2.15.500 . \left(1-\dfrac{0{,}385}{3}\right) . (h-a)} - \frac{3b . 0{,}385 . (h-a)}{4.15}$$

$$= 0{,}0002293 \, \frac{M}{h-a} - 0{,}01925 b . (h-a) \qquad \cdots\cdots(426)$$

例題第二十八　例題第二十七ニ與ヘタル桁ニ就キテ (425) 式及 (426) 式ヨリ鐵筋ノ値ヲ計算スベシ.

答　(425) 式ニ依リ

$$A_s = 0.0000956 . \frac{303800}{14} = 2{,}08^{\square''}$$

$$A_s' = 0{,}0002293 . \frac{303800}{14} - 0{,}01925 . 14.14 = 1{,}2^{\square''}$$

故ニ此計算法ニ從ヘハ應壓側ニ於ケル鐵筋ハ前例ニ於ケル直徑 $^{5}/_{8}''$ ノモノ 3 條ノ代リニ 4 條ヲ用フレバ可ナルコトヽナルベシ故ニ實際ニ採用セラルヽ値ハ　$A_s = 2{,}15^{\square''}$,　$A_s' = 1{,}23^{\square''}$　トナルベシ.

斯クノ如ク $a' = \dfrac{x}{3}$ ト假定スルモ計算ノ結果鐵筋ノ斷面ニ著シキ影響ナク寧ロ安全ノ値ヲ得ベキヲ以テ便宜ノ爲メ第八十表ニ於テ普通使用スベキ σ_s 及 σ_c ニ對シ後法ニ從ウテ鐵筋ノ量ヲ計算シタル係數ヲ掲載セリ.

第四節　鐵筋及混凝土ノ許容應力度ト上下鐵筋ノ比トヲ知リテ桁若クハ床版ノ高サヲ求ムル法.

上下鐵筋ノ比ヲ $\dfrac{A_s'}{A_s} = \omega$ 卽チ $A_s' = \omega . A_s$　トセバ

鐵筋混凝土桁若クハ床版ハ應力ヲ受クル前後共ニ其斷面ハ不變ナリトノ假說ニ從ヒテ第三百七十八圖ニ於テ

$$\frac{\sigma_c}{E_c.x}=\frac{\sigma_s}{E_s.(h-a-x)}=\frac{\sigma_s'}{E_s'.(x-a')}$$

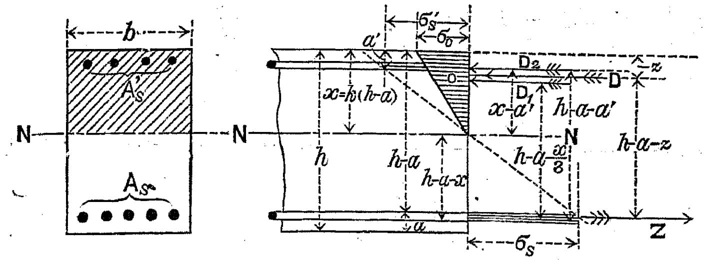
第 八 十 表

複式矩形桁若クハ床版ノ計算ニ必要ナル係數 $E_s/E_c = n = 15$				
許容應力度 #/□″		中軸線ノ位置 (″)	應張鐵筋斷面積 A_s□″	應壓鐵筋斷面積 A_s'□″
σ_s	σ_c	$n=k.(h-a)$		
16000	600	$0{,}360(h-a)$	$0{,}00007102\dfrac{M}{h-a}$	$0{,}0001894\dfrac{M}{h-a}-0{,}01800b.(h-a)$
〃	550	0,340 〃	0,00007049 〃	0,0002051 〃 −0,01700 〃
〃	500	0,319 〃	0,00006987 〃	0,0002237 〃 −0,01595 〃
〃	450	0,297 〃	0,00006937 〃	0,0002466 〃 −0,01485 〃
〃	400	0,273 〃	0,00006876 〃	0,0002750 〃 −0 01365 〃
14000	600	0,391 〃	0,00008213 〃	0,0001915 〃 −0,01955 〃
〃	550	0,371 〃	0,00008150 〃	0,0002076 〃 −0,01855 〃
〃	500	0,349 〃	0,00008083 〃	0,0002262 〃 −0,01745 〃
〃	450	0,325 〃	0,00008011 〃	0,0002491 〃 −0,01625 〃
〃	400	0,300 〃	0,00007937 〃	0,0002778 〃 −0,01500 〃
12000	600	0,430 〃	0,00009728 〃	0,0001946 〃 −0,02150 〃
〃	550	0,407 〃	0,00009641 〃	0,0002104 〃 −0,02035 〃
〃	500	0,385 〃	0,00009560 〃	0,0002293 〃 −0,01925 〃
〃	450	0,360 〃	0,00009470 〃	0,0002525 〃 −0,01800 〃
〃	400	0,333 〃	0,00009374 〃	0,0002812 〃 −0,01665 〃
10000	600	0,474 〃	0,00011876 〃	0,0001974 〃 −0,02370 〃
〃	550	0,452 〃	0,00011773 〃	0,0002142 〃 −0,02260 〃
〃	500	0,429 〃	0,00011669 〃	0,0002333 〃 −0,02145 〃
〃	450	0,403 〃	0,00011552 〃	0,0002566 〃 −0,02015 〃
〃	400	0,375 〃	0,00011429 〃	0,0002857 〃 −0,01875 〃

而シテ普通 $E_s=E_s'$ ナルヲ以テ $x=k.(h-a)$ トセバ (393) 及 (394)

式ヨリ

第三百七十八圖



$$\sigma_s=n.\sigma_c.\frac{(h-a-x)}{x}=n.\sigma_c.\frac{1-k}{k}\quad\text{.........................(427)}$$

$$\sigma_s'=n.\sigma_c.\frac{(x-a')}{x}=n.\sigma_c.\frac{k-\dfrac{a'}{(h-a)}}{k}\quad\text{.........................(428)}$$

玆ニ k ノ値ハ第二章第四節 (347) 式ヨリ

$$k=\frac{n.\sigma_c}{\sigma_s+n.\sigma_c}$$ ナリトス.

外方荷重ヨリ來ル彎曲力率ハ内力ノ抵抗力率(Moment of resistance)ニ等シ卽チ $\Sigma M=0$ ナルヲ以テ.

$$M=\sigma_c.\frac{b.x}{2}.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)+\sigma_s'.A_s'.(h-a-a')\quad\text{.................(429)}$$

$$M=A_s.\sigma_s.(h-a-z)\quad\text{...(430)}$$

(428) 式ヲ (427) 式ニテ除シ σ_s' ノ値ヲ求ムルトキハ

$$\sigma_s'=\frac{k-\dfrac{a'}{(h-a)}}{1-k}.\sigma_s\quad\text{...(431)}$$

次ニ壓縮ノ全量ハ伸張ノ全量ニ等シカラザル可ラザルヲ以テ

$$\sigma_c.\frac{b.x}{2}+\sigma_s'.A_s'=\sigma_s.A_s.$$

茲ニ(431)ヨリ得タルσ_s'ノ値ヲ挿入スルトキハ

$$\sigma_c.\frac{b.k.(h-a)}{2} = \sigma_s.A_s.\left(1-\omega.\frac{k-\frac{a'}{(h-a)}}{1-k}\right)$$

故ニ

$$A_s = \frac{\sigma_c.b.k.(h-a)}{2\sigma_s.\left\{1-\omega.\frac{k-\frac{a'}{(h-a)}}{1-k}\right\}} \quad \cdots\cdots\cdots(432)$$

従ツテ

$$A_s' = \omega.A_s = \frac{\omega.\sigma_c.b.k.(h-a)}{2\sigma_s.\left\{1-\omega.\frac{k-\frac{a'}{(h-a)}}{1-k}\right\}} \quad \cdots\cdots\cdots(433)$$

(431)式及(433)式ノ値ヲ(429)式中ニ挿入セバ

$$M = b.\frac{\sigma_c.k.(h-a)^2.\left(1-\frac{k}{3}\right)}{2}$$

$$+\frac{\left\{k-\frac{a'}{(h-a)}\right\}.\sigma_s}{1-k}.\frac{\omega.\sigma_c.b.k.(h-a).(h-a-a')}{2\sigma_s.\left\{1-\omega.\frac{k-\frac{a'}{(h-a)}}{1-k}\right\}}$$

故ニ

$$\frac{M}{b}=(h-a)^2.\frac{\sigma_c.k}{2}\left\{\left(1-\frac{k}{3}\right)+\frac{\omega.\left[k-\frac{a'}{(h-a)}\right].\left[1-\frac{a'}{(h-a)}\right]}{(1-k)-\omega.\left[k-\frac{a'}{(h-a)}\right]}\right\} \quad (434)$$

今

$$\sqrt{\frac{1}{\frac{\sigma_c.k}{2}.\left\{\left(1-\frac{k}{3}\right)+\frac{\omega.\left[k-\frac{a'}{(h-a)}\right].\left[1-\frac{a'}{(h-a)}\right]}{(1-k)-\omega.\left(k-\frac{a'}{(h-a)}\right)}\right\}}}=\alpha_1$$

トセバ(434)式ヨリ

$$(h-a)=\alpha_1\sqrt{\frac{M}{b}} \quad \cdots\cdots\cdots(435)$$

ナル形式ヲ得ベシ　普通ノ場合ニハ $a=a'=0{,}1h=0{,}11(h-a)$ (第二章第十三節参照) トナスヲ以テ.

$\frac{a'}{(h-a)}=0{,}11$　ナリ此假定ニ従ヘバ

$$\alpha_1=\sqrt{\frac{1}{\frac{\sigma_c.k}{2}.\left\{\left(1-\frac{k}{3}\right)+\frac{0{,}89\omega.(k-0{,}11)}{(1-k)-\omega.(k-0{,}11)}\right\}}} \quad \cdots\cdots\cdots(436)$$

今 $\omega=0$ 即チ單式ノ場合ニハ

$$\alpha_1=\sqrt{\frac{2}{\sigma_c.k.\left(1-\frac{k}{3}\right)}}=\alpha$$

即チ第二章(350)式ト全ク同一ノ値ヲ得ベシ.

次ニ水平力ノ代數的和ハ零ニ等シク即チ $\Sigma(H)=0$ ナルヲ以テ

$$\sigma_c.\frac{b.x}{2}+\sigma_c'.\omega.A_s=\sigma_s.A_s$$

故ニ

$$A_s=\frac{\sigma_c.b.x}{2(\sigma_s-\omega.\sigma_s')}$$

(427)式及(428)式ノσ_s及σ_s'ノ値ヲ挿入セバ

$$A_s=\frac{\sigma_c.b.x}{2\left[n.\sigma_c.\frac{1-k}{k}-\omega.n.\sigma_c.\frac{k-\frac{a'}{(h-a)}}{k}\right]}$$

$$= \frac{b.k.(h-a)}{2n.\left\{\frac{1-k}{k} - \omega.\frac{k-\frac{a'}{(h-a)}}{k}\right\}}$$

(435) 式ヨリ得タル$(h-a)$ノ値ヲ入ルヽトキハ

$$A_s = \frac{b.k.a_1\sqrt{\frac{M}{b}}}{2n.\left\{\frac{1-k}{k} - \omega.\frac{k-\frac{a'}{(h-a)}}{k}\right\}}$$

$$= \frac{k.a_1}{2n.\left\{\frac{1-k}{k} - \omega.\frac{k-\frac{a'}{(h-a)}}{k}\right\}}.\sqrt{M.b} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(437)$$

前ト同ジク $\frac{a'}{h-a} = 0{,}11$ 　トセバ

$$A_s = \frac{k.a_1}{2n.\left\{\frac{1-k}{k} - \omega.\frac{k-0{,}11}{k}\right\}}.\sqrt{M.b} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(438)$$

今 $\frac{k.a_1}{\frac{2n}{k}.\left\{(1-k)-\omega.(k-0{,}11)\right\}} = \beta_1$ 　トセバ

$$A_s = \beta_1.\sqrt{M.b} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(439)$$

最モ普通ニ起ル場合卽チ $\omega = 1$ 卽チ $A_s = A_s'$ トシ $n = 15$. $\sigma_c = 500^{\#}/_{\square}''$, $\sigma_s = 14000^{\#}/_{\square}''$ 　トセバ第七十七表ニ依リ

$k = 0{,}349$ 　ナルヲ以テ

$$a_1 = \sqrt{\frac{1}{\frac{500.0{,}349}{2}.\left\{\left(1-\frac{0{,}349}{3}\right)+\frac{0{,}89.(0{,}349-0{,}11)}{(1-0{,}349)-(0{,}349-0{,}11)}\right\}}}$$

$$= 0{,}0905$$

$$\therefore h-a = 0{,}0905.\sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$\beta_1 = \frac{0{,}349.0{,}0905}{\frac{2.15}{0{,}349}.\left[(1-0{,}349)-(0{,}349-0{,}11)\right]}$$

$$= 0{,}000892$$

$$\therefore A_s = 0{,}000892\sqrt{M.b}.$$

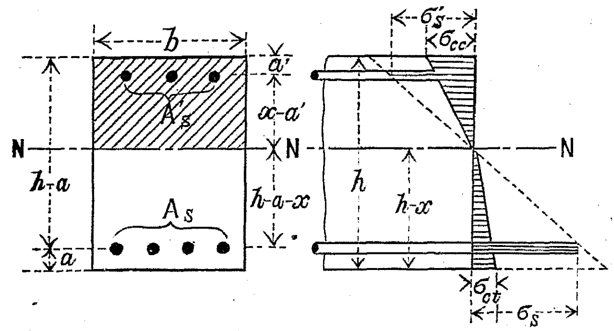
第八十一表ハ $\frac{a'}{h-a} = 0{,}1$ ト假定シ $\frac{A_s'}{A_s} = \omega = 1, \frac{3}{4}, \frac{1}{2}, \frac{1}{4}$ ノ各々ノ場合ニ於ケル a_1 及 β_1 ノ値其他ヲ算出セルモノニシテ附錄圖譜第二版第三版第四版第五版ハ其圖表ヲ示スモノナリ.

第五節　混凝土ノ應張力ヲ考ヘタル場合ノ複式鐵筋混凝土算法.

S_s' ヲ壓縮ヲ受クル鐵筋ガ中軸線ニ對スル斷面力率トシ他ハ第二章第十二節ニ於ケルト同一ノ記號ヲ用フルトキハ中軸線ニ對スル斷面力率ノ代數的和ハ零ニ等シキヲ以テ第三百七十九圖ニ於テ

$$S_c + n.S_s' = n'.S_c' + n.S_s \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(440)$$

第三百七十九圖



而シテ

$$S_c = \frac{1}{2}b.x^2,$$

$$S_s' = A_s'.(x-a'),$$

$$S_c' = \frac{1}{2}b.(h-x)^2,$$

$$S_s = A_s.(h-a-x).$$

ナルヲ以テ.

$$\frac{1}{2}b.x^2+n.A_s'.(x-a')=n'.\frac{1}{2}.b.(h-x)^2+n.A_s.(h-a-x)$$

或ハ

$$x^2+2\frac{n'.b.h+n.(A_s'+A_s)}{b.(1-n')}.x-\frac{n'.b.h^2+2n.\left[A_s'.a'+A_s.(h-a)\right]}{b.(1-n')}=0\cdots(441)$$

今

$$C_1=\frac{n'.b.h+n\,(A_s'+A_s)}{b.(1-n')}$$

$$D_1=\frac{n'.b.h^2+2n.\left[A_s'.a'+A_s.(h-a)\right]}{b.(1-n')}$$

トセバ(441)式ハ

$x^2+2C_1.x-D_1=0$　ノ形チトナリ

$$x=-C_1+\sqrt{C_1^2+D_1}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(442)$$

卽チ $A_s'=0$ トセバ第二章第十二節單式ノ場合ニ於ケル x ト全ク同一ノ値トナルベシ.

次ニ $I_{s.c}$ ヲ應壓側鐵筋，$I_{s.t}$ ヲ應張側鐵筋ノ各中軸線ニ對スル物量力率トセバ第二章第十二節ニ論ジタルト同樣ニ.

$$I=I_{c.c}+n'.I_{c.t}+n.I_{s.c}+n.I_{s.t}$$

$$=\frac{1}{3}b.x^3+n'.\frac{1}{3}.b.(h-x)^3+n.A_s'.(x-a')^2+n.A_s.(h-a-x)^2\cdots\cdots\cdots(443)$$

ナルヲ以テ

$$\sigma_c=\frac{M}{I}.x$$

第八十一表

上下鐵筋ノ各割合ニ對シ複式矩形桁若クハ床版ノ計算ニ必要ナル係數 $\frac{E_s}{E_c}=n=15.,\quad \frac{a'}{h-a}=0{,}1$

許容應力度 $*/_{\square''}$		$\frac{\sigma_s}{\sigma_c}$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_s'}$	中軸線ノ位置 (″)	$\frac{A_s'}{A_s}=1$				$\frac{A_s'}{A_s}=\frac{3}{4}$				$\frac{A_s'}{A_s}=\frac{1}{2}$				$\frac{A_s'}{A_s}=\frac{1}{4}$			
σ_s	σ_c			$x=k(h-a)$	有效桁若クハ床版ノ高サ (″) $h-a=\alpha'\sqrt{\frac{M}{b}}$	應張側ニ於ケル鐵筋斷面積 (□″) $A_s=\beta'\sqrt{M.b}$	抵抗力率ノ挺率 $\gamma(h-a)$	混凝土ノ有效斷面積ニ對スル應張側鐵筋ノ百分率 $\frac{A_s'}{b(h-a)}.100=(\%)$	有效桁若クハ床版ノ高サ (″) $h-a=\alpha'\sqrt{\frac{M}{b}}$	應張側ニ於ケル鐵筋斷面積 (□″) $A_s=\beta'\sqrt{M.b}$	抵抗力率ノ挺率 $\gamma(h-a)$	混凝土ノ有效斷面積ニ對スル應張側鐵筋ノ百分率 $\frac{A_s'}{b(h-a)}.100=(\%)$	有效桁若クハ床版ノ高サ (″) $h-a=\alpha'\sqrt{\frac{M}{b}}$	應張側ニ於ケル鐵筋斷面積 (□″) $A_s=\beta'\sqrt{M.b}$	抵抗力率ノ挺率 $\gamma(h-a)$	混凝土ノ有效斷面積ニ對スル應張側鐵筋ノ百分率 $\frac{A_s'}{b(h-a)}.100=(\%)$	有效桁若クハ床版ノ高サ (″) $h-a=\alpha'\sqrt{\frac{M}{b}}$	應張側ニ於ケル鐵筋斷面積 (□″) $A_s=\beta'\sqrt{M.b}$	抵抗力率ノ挺率 $\gamma(h-a)$	混凝土ノ有效斷面積ニ對スル應張側鐵筋ノ百分率 $\frac{A_s'}{b(h-a)}.100=(\%)$
16000	300	53,3	6,5	0,220$(h-a)$	0,167$\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00041$\sqrt{M.b}$	0,915$(h-a)$	0,24%	0,170$\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00041$\sqrt{M.b}$	0,917$(h-a)$	0,33%	0,174$\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00039$\sqrt{M.b}$	0,919$(h-a)$	0,22%	0,177$\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00038$\sqrt{M.b}$	0,922$(h-a)$	0,22%
〃	400	40,0	4,2	0,273 〃	0,124 〃	0,00056 〃	0,902 〃	0,45 〃	0,129 〃	0,00054 〃	0,905 〃	0,42 〃	0,133 〃	0,00052 〃	0,906 〃	0,39 〃	0,138 〃	0,00050 〃	0,907 〃	0,36 〃
〃	500	32,0	3,1	0,319 〃	0,099 〃	0,00073 〃	0,897 〃	0,73 〃	0,104 〃	0,00068 〃	0,897 〃	0,66 〃	0,108 〃	0,00064 〃	0,896 〃	0,59 〃	0,114 〃	0,00061 〃	0,895 〃	0,54 〃
〃	600	26,7	2,5	0,360 〃	0,079 〃	0,00090 〃	0,893 〃	1,14 〃	0,085 〃	0,00082 〃	0,891 〃	0,97 〃	0,091 〃	0,00077 〃	0,888 〃	0,85 〃	0,097 〃	0,00073 〃	0,885 〃	0,75 〃
14000	300	46,7	5,3	0,243 〃	0,156 〃	0,00050 〃	0,910 〃	0,32 〃	0,160 〃	0,00049 〃	0,911 〃	0,31 〃	0,165 〃	0,00047 〃	0,913 〃	0,29 〃	0,169 〃	0,00045 〃	0,916 〃	0,27 〃
〃	400	35,0	3,5	0,300 〃	0,115 〃	0,00069 〃	0,900 〃	0,60 〃	0,121 〃	0,00066 〃	0,900 〃	0,55 〃	0,126 〃	0,00063 〃	0,900 〃	0,50 〃	0,131 〃	0,00060 〃	0,900 〃	0,46 〃
〃	500	28,0	2,6	0,349 〃	0,089 〃	0,00090 〃	0,894 〃	1,01 〃	0,096 〃	0,00084 〃	0,893 〃	0,88 〃	0,103 〃	0,00079 〃	0,890 〃	0,77 〃	0,108 〃	0,00074 〃	0,887 〃	0,69 〃
〃	600	23,3	2,1	0,391 〃	0,071 〃	0,00114 〃	0,891 〃	1,60 〃	0,079 〃	0,00103 〃	0,884 〃	1,30 〃	0,086 〃	0,00095 〃	0,884 〃	1,10 〃	0,093 〃	0,00088 〃	0,878 〃	0,95 〃
12000	300	40,0	4,2	0,273 〃	0,143 〃	0,00064 〃	0,904 〃	0,45 〃	0,149 〃	0,00062 〃	0,905 〃	0,42 〃	0,153 〃	0,00059 〃	0,906 〃	0,38 〃	0,159 〃	0,00057 〃	0,907 〃	0,36 〃
〃	400	30,0	2,9	0,333 〃	0,105 〃	0,00089 〃	0,896 〃	0,86 〃	0,111 〃	0,00083 〃	0,895 〃	0,76 〃	0,118 〃	0,00079 〃	0,893 〃	0,67 〃	0,124 〃	0,00075 〃	0,891 〃	0,61 〃
〃	500	24,0	2,2	0,385 〃	0,079 〃	0,00118 〃	0,893 〃	1,50 〃	0,088 〃	0,00107 〃	0,888 〃	1,23 〃	0,095 〃	0,00099 〃	0,884 〃	1,05 〃	0,102 〃	0,00093 〃	0,879 〃	0,91 〃
〃	600	20,0	1,7	0,429 〃	0,061 〃	0,00155 〃	0,891 〃	2,53 〃	0,071 〃	0.00134 〃	0,884 〃	1,89 〃	0,080 〃	0,00121 〃	0,878 〃	1,51 〃	0,088 〃	0,00111 〃	0,869 〃	1,25 〃
10000	300	33,3	3,3	0,310 〃	0,129 〃	0,00086 〃	0,899 〃	0,67 〃	0,136 〃	0,00082 〃	0,900 〃	0,60 〃	0,143 〃	0,00078 〃	0,898 〃	0,55 〃	0,149 〃	0,00076 〃	0,897 〃	0,51 〃
〃	400	25,0	2,3	0,375 〃	0,092 〃	0,00123 〃	0,892 〃	1,34 〃	0,100 〃	0,00112 〃	0,889 〃	1,12 〃	0,109 〃	0,00105 〃	0,886 〃	0,96 〃	0,116 〃	0,00097 〃	0,881 〃	0,84 〃
〃	500	20,0	1,7	0,429 〃	0,067 〃	0,00170 〃	0,890 〃	2,53 〃	0,078 〃	0,00147 〃	0,884 〃	1,88 〃	0,087 〃	0,00132 〃	0,878 〃	1,51 〃	0,096 〃	0,00120 〃	0,869 〃	1,25 〃
〃	600	16,7	1,4	0,474 〃	0,048 〃	0,00237 〃	0,890 〃	4,93 〃	0,061 〃	0,00185 〃	0,880 〃	3,06 〃	0,072 〃	0,00159 〃	0,873 〃	2,21 〃	0,082 〃	0,00143 〃	0,860 〃	1,73 〃

$$= \frac{M.x}{\frac{1}{3}b.x^3+n'.\frac{1}{3}.b.(h-x)^3+n.A_s'.(x-a')^2+n.A_s.(h-a-x)^2}$$

$$= \frac{3.M.x}{b.x^3+3n.\left[A_s'(x-a)^2+A_s.(h-a-x)^2\right]+n'.b.(h-x)^3} \quad \cdots(444)$$

σ_c ヲ知レバ第二章第十二節ニ於テ(388)及(382)式ヲ得タルト同ジク.

$$\sigma_s = n.\sigma_c.\frac{(h-a-x)}{x} \quad \cdots\cdots(445)$$

$$\sigma_{s.c} = n.\sigma_c.\frac{(x-a')}{x} \quad \cdots\cdots(446)$$

$$\sigma_{c.t} = n'.\sigma_c.\frac{(h-x)}{x} \quad \cdots\cdots(447)$$

若シ $a=a'$, $E_{c.c}=E_{c.t}$ トセバ $n'=1$ トナルヲ以テ.(441)式ヨリ

$$2b.h.x+2n.(A_s'+A_s).x-b.h^2-2n.\left[A_s'.a+A_s.(h-a)\right]=0 \quad \cdots(448)$$

從ツテ

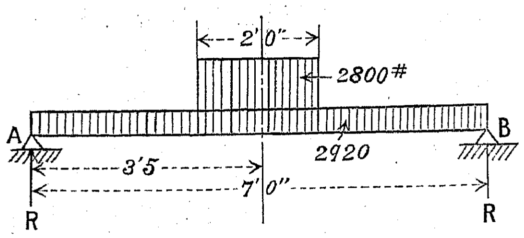
$$x = \frac{b.h^2+2n.\left[A_s'.a+A_s.(h-a)\right]}{2b.h+2n.(A_s+A_s')} \quad \cdots\cdots(449)$$

(444)式ヨリ

$$\sigma_c = \frac{3M.x.}{b.x^3+3n.\left[A_s'.(x-a)^2+A_s.(h-a-x)^2\right]+b.(h-x)^3} \quad \cdots\cdots(450)$$

例題第二十九　橋梁床版ノ一部徑間7′ヲ有スルモノアリ其床版ノ厚サ 8″ ニシテ更ニ 9″ ノ被覆ヲ有ス路面ヲ通過スル「ローラー」ノ最大集中荷重ハ床版面2′平方ニ 2800# ヲ受クルモノトス(第三百八十圖)今鐵筋ヲ第三百八十一圖ノ如ク配置シ混凝土ノ許

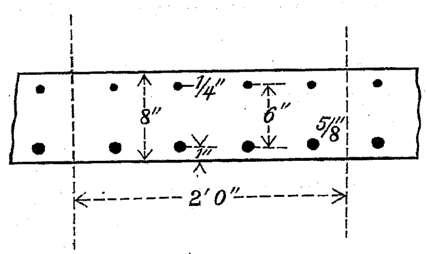
第三百八十圖



容應張力ヲ $500^{\#}/_{\square}''$ ト假定シ其中軸線ノ位置及各材ノ應力度ヲ求ム.

　答　被覆ノ重量1立方呎ニ付 $145^{\#}$ トセバ.

第三百八十一圖



床版ノ自重ハ

$$7.1.\frac{8}{12}.150 = 700^{\#}$$

被覆ノ重量ハ

$$7.1.\frac{9}{12}.145 = 760^{\#}$$

合計　$= 1460^{\#}$

故ニ2'ノ奥行ニ對スル總死重ハ

$$2.1460 = 2920^{\#}.$$

A 及 *B* 點ニ生ズル反應力ハ

$$B = \frac{2920}{2} + \frac{2800}{2} = 2860^{\#}.$$

$$\therefore \quad M = 2860.3{,}5 - \frac{2920}{2}.\frac{3.5}{2} - \frac{2800}{2}.0{,}5 = 6755'^{\#} = 81060''^{\#}.$$

今 $n' = 1$ ト見做ストキハ (449) 式ニ依リ.

$$x = \frac{24.8^2 + 2.15.(4.0{,}_{049}.1{,}0 + 4.0{,}_{307}.7{,}0)}{2.24.8 + 2.15.(4.0{,}_{049} + 4.0{,}_{307})} = 3''{,}5$$

(450) 式ニ依リ

$$\sigma_c = \frac{3.81060.3{,}5}{24.3{,}5^3 + 3.15.\left[4.0{,}_{049}(3{,}5-1)^2 + 4.0{,}_{307}(8-1-3{,}5)^2\right] + 24.(8-3{,}5)^3}$$

$$= 401^{\#}/_{\square}''.$$

(445) 式ニ依リ

$$\sigma_s = 15.401.\frac{(8-1-3{,}5)}{3{,}5} = 6015^{\#}/_{\square}''.$$

(446) 式ニ依リ

$$\sigma_{s.c} = 15.401.\frac{(3{,}5-1)}{3{,}5} = 4296^{\#}/_{\square}''.$$

(447) 式ニ依リ

$$\sigma_{c.s} = 401.\frac{(8-3{,}5)}{3{,}5} = 516^{\#}/_{\square}''.$$

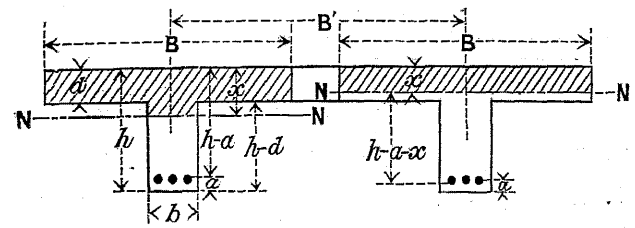
第四章　單式T形桁

(Tee beams with single reinforcement)

第一節　總說

矩形桁若クハ床版ノ算法ニ於テ之ヲ論ゼシガ如ク混凝土ノ應張力ハ一般ニ之ヲ無視スルヲ以テ中軸線以下即チ桁ノ殆ンド八分ノ五ヲ占有スル部分ニ於ケル混凝土ハ抵抗力率ヲ高ムルノ效力ナク却ツテ桁ノ死重ヲ增加セシムルノミニ止マルベシ而シテ實際ニハ徑間10呎以上ニ達スル時ハ死重ハ殆ンド活重ヲ超過スルニ至ルベク自重ノ爲メニ受クル應力却ツテ大トナルノ現象ヲ呈スベシ故ニ若シ床版ノ厚サヲ中軸線以上ノ必要部分ノミニ止メ其以下大部不用ナル混凝土ヲ控除シ鐵筋ヲシテ全床版ニ配付スル代リニ或肋桁 (Web or Rib) ニ集中セシムル時ハ大ナル徑間ニアリテモ割合ニ輕量ニシテ廉價ナル構造タラシムルコトヲ得ベシ其肋桁ノ必要ナル幅ハ剪力ノ多寡若クハ一部分ハ連續桁ノ支點ニ於ケル負號力率ノ如何ニ依リテ之ヲ定ムルコトヲ得斯クノ如キ構法ニ於ケル桁ヲ名ケテT形桁ト云ヒ專ラ床ノ構造ニ應用セラル.

第三百八十二圖



扨テT形桁トシテ應壓力ヲ受クベキ突緣(Flange)ノ幅ハ幾許ノ程度ヲ許スベキカニ關シテハ不幸未ダ實驗上ノ確證アルモノナシ(第三百八十二圖參照)英國建築局ノ規定ニ從ヘバBハ徑間lノ$\frac{1}{3}$若クハ突緣ノ厚サdノ15倍若クハ肋桁ノ幅bノ6倍ヨリ大ナル可ラズトシ米國ノ規定ニテハBハ$\frac{l}{4}$若クハ$10d$ヨリ大ナル可ラズトシ普國ノ規定ニテハ肋桁ノ一方ニ於ケル突緣ノ長サハ$\frac{l}{6}$ヲ超過スルコトナカルベシトシ瑞西ノ規定ニテハBノ最大値ハ$\frac{l}{4}$若クハ突緣厚ノ20倍以下タルベシトセリ. 假令バ普國規定ニ從ヘバ徑間$l=30'$, 肋桁ノ間隔$B'=12'$ナルキハ計算ニ用フベキ應壓層ノ幅Bハ$12'$ナラズシテ$\frac{30}{3}=10'$ヲ採用スベキモノトス若シ肋桁ノ間隔ガ$\frac{l}{3}$ヨリモ小ナルトキハ$B=B'$トシテ計算スベシ.

肋桁間ノ間隔ハ其構造上ヨリ大要定マルベク自由ニ之ヲ伸縮スルコト能ハザル場合多シト雖ドモ若シ其撰擇自由ナルトキハ經濟的ニハ以上規定ノ如ク其距離ヲ定ムルハ最モ妥當ノ方法ナルベシ.

一般ニハ最大彎曲力率ヲ知リテ桁ノ寸法及鐵筋ノ量ヲ定ムル場合多ク其値ハ最初推定的ニ之ヲ定メザル可ラズ先ヅ兩支點上ニ休止セル桁ノ有效徑間ハ其持放シ徑間l'ノ約1,04倍即チ$l=1{,}04l'$トシ若シ桁ガ兩支柱上ニ架渡セラルヽトキハ其兩柱中心間ノ距離ヲ以テ有效徑間ト定ム次ニ其死重ヲ定ムルニハ先ヅdヲ假定シ肋桁ノ高サ$h-d$ハ徑間lノ$\frac{1}{15}$乃至$\frac{1}{20}$, 幅ハ$h-d$ノ$\frac{1}{2}$乃至$\frac{3}{4}$トスルカ或ハB若クハB'ト突緣ノ厚サdノ1,5倍乃至2倍シタルモノトノ相乘積ニ依リ略ボ其容積ヲ推定シ之ニ單位重量ヲ乘ズベシ(肋桁高クシテ突緣ノ厚サ薄キトキハ平均厚サヲ

2d ト假定ス) d ハ一般ニ與ヘラルヽモ然ラザル場合ニハ d ハ徑間若クハ荷重ニ應ジテ 3″ 乃至 6″ ト假定スベシ.

T形桁ノ計算ニアリテハ其斷面ニ於ケル中軸線ノ位置ニ從ツテ之ヲ三ツノ場合ニ區別スルコトヲ得ベシ

第一　中軸線ガ突緣ノ斷面內ニアルトキ

第二　中軸線ガ突緣ノ底邊ト一致シタルトキ

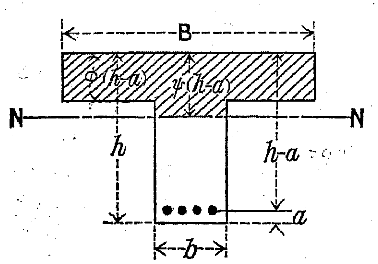
第三　中軸線ガ突緣ヲ離レテ肋桁內ニアルトキ

故ニ其計算ノ詳細ニ立入ル前ニ所要T形桁ハ如上三ツノ場合ノ何レニ恰當スルヤヲ豫メ檢定セザル可ラズ

今第三百八十三圖ニ於テ突緣ノ上端ヨリ中軸線ニ至ル距離ヲ $\psi.(h-a)$ トシ突緣ノ厚サヲ $\phi.(h-a)$ トセバ ψ 及 ϕ ハ何レモ或小數トナルベシ然ルトキハ第二章第四節(346)式ニ依リ

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_s}=\frac{x}{n.(h-a-x)}$$

第三百八十三圖



ナルヲ以テ此場合ニハ

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_s}=\frac{\psi.(h-a)}{n.\left[h-a-\psi.(h-a)\right]}$$ ナリ

故ニ

$$n.\sigma_c.(h-a)-n.\sigma_c.\psi.(h-a)=\sigma_s.\psi.(h-a)$$

卽チ　$$n.\psi.\sigma_c+\sigma_s.\psi=n.\sigma_c$$

或ハ　$$\psi.(n.\sigma_c+\sigma_s)=n.\sigma_c$$

卽チ　$$\psi=\frac{n.\sigma_c}{n.\sigma_c+\sigma_s}=\frac{n.\sigma_c}{n.\sigma_c+\frac{\sigma_s.\sigma_c}{\sigma_c}}=\frac{n.\sigma_c}{\sigma_c.\left(n+\frac{\sigma_s}{\sigma_c}\right)}$$

故ニ　$$\psi=\frac{n}{\left(n+\frac{\sigma_s}{\sigma_c}\right)}\quad\cdots\cdots(451)$$

若シ $\psi.(h-a)<\phi.(h-a)$ 卽チ $\psi<\phi$ ナレバ中軸線ハ突緣內ニアルベク $\psi=\phi$ ナレバ中軸線ハ突緣ノ底邊ト一致スベク $\psi>\phi$ ナレバ中軸線ハ肋桁內ニアルベシ

例題第三十　突緣上端ヨリ肋桁鐵筋ニ至ル距離9″,突緣ノ厚サ $d=\phi.(h-a)=4''$ ナリトシ $\sigma_c=500^{\#}/_{\square}''$, $\sigma_s=14000^{\#}/_{\square}''$, $n=15$ トシ中軸線ノ位置ヲ求ム

答　$$\psi=\frac{15}{\left(15+\frac{14000}{500}\right)}=0{,}349$$

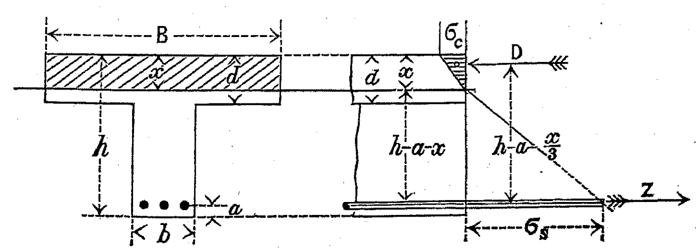
$$\phi=\frac{4''}{9''}=0{,}444$$

$\psi<\phi$ ナルヲ以テ中軸線ハ床版內ニアルコトヲ知ル

第二節　桁ノ寸法及鐵筋ノ量ヲ知リテ其應力度ヲ求ムル法

中軸線ガ突緣內ニアルトキ若クハ突緣ノ底邊ト一致スルトキハ(第三百八十四圖)單式桁若クハ床版ノ場合ニ於ケル公式ハ其儘之ヲ利用シ得ベキコト別ニ說明ヲ要セズ但シ第二章第二節ニ於テ得タル公式中 b ノ代リニ B ヲ用ヒ其幅 b ニ配付セル鐵筋ハ之ヲ肋桁ノ幅內ニ集中セシムルノ差

第三百八十四圖



アルノミ 卽チ

$x<d$ ノ場合ニハ

$$x=\frac{n.A_s}{B}.\left[\sqrt{1+\frac{2B.(h-a)}{n.A_s}}-1\right]\cdots\cdots(452)$$

$$\sigma_c=\frac{2M}{B.x.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}\cdots\cdots(453)$$

$$\sigma_s=\frac{M}{A_s.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}\cdots\cdots(454)$$

$x=d$ ノ場合ニハ

$$x=\frac{n.A_s}{B}.\left[\sqrt{1+\frac{2B.(h-a)}{n.A_s}}-1\right]\cdots\cdots(455)$$

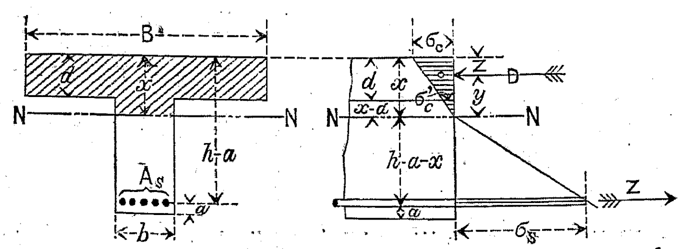
$$\sigma_c=\frac{2M}{B.x.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}\cdots\cdots(456)$$

$$\sigma_s=\frac{M}{A_s.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}\cdots\cdots(457)$$

$x>d$ ノ場合卽チ中軸線ガ肋桁內ニアルトキハ(第三百八十五圖)應力ハ中軸線ヨリノ距離ニ比例スルヲ以テ.

$$\frac{\sigma_c}{x}=\frac{\sigma_s}{n.(h-a-x)}\cdots\cdots(458)$$

第三百八十五圖



故ニ

$$\sigma_s=n.\sigma_c.\frac{h-a-x}{x}\cdots\cdots(459)$$

同樣ニ

$$\frac{\sigma_c'}{\sigma_c}=\frac{x-d}{x}$$

故ニ

$$\sigma_c'=\sigma_c.\frac{x-d}{x}\cdots\cdots(460)$$

而シテ $\Sigma(H)=0$ ナルヲ以テ

$$\sigma_c.\frac{B.x}{2}-(B-b).\sigma_c'.\frac{x-d}{2}=A_s.\sigma_s$$

σ_c' ノ代リニ(460)式ヲ用ヒ σ_s ノ代リニ(459)式ヲ用フルトキハ

$$\sigma_c.\frac{B.x}{2}-(B-b).\sigma_c.\frac{(x-d)^2}{2x}=n.\sigma_c.\frac{h-a-x}{x}.A_s$$

此式ヨリ

$$bx^2+2x.(B-b).d+2n.A_s.x-(B-b).d^2-2n.A_s(h-a)=0\cdots\cdots(461)$$

ナル二次方程式ヲ得ベシ

今 $$C_2=\frac{(B-b).d+n.A_s}{b}$$

$$D_2=\frac{(B-b).d^2+2n.A_s.(h-a)}{b}$$

トセバ(461)式ハ

$$x^2+2C_2x-D_2=0$$ トナリ

從ツテ $$x=-C_2+\sqrt{C_2^2+D_2}\cdots\cdots(462)$$

次ニ中軸線ヨリ壓縮層ノ重心點ニ至ル距離 y ヲ見出サントセバ中軸線ニ對スル是等應壓力ノ斷面力率ヲ求ムレバ

$$\left[\sigma_c.B.\frac{x}{2}-\sigma_c'.(B-b).\frac{(x-d)}{2}\right].y=\sigma_c.B.\frac{x}{2}.\frac{2}{3}.x-\sigma_c'.(B-b).\frac{(x-d)}{2}.\frac{2}{3}(x-d)$$

故ニ

$$y=\frac{\sigma_c.B.\frac{x^2}{3}-\sigma_c'.(B-b).\frac{(x-d)^2}{3}}{\sigma_c.B.\frac{x}{2}-\sigma_c'.(B-b).\frac{(x-d)}{2}}$$

σ_c' ノ代リニ(460)式ヲ入ルヽトキハ

$$y=\frac{\sigma_c.B.\frac{x^2}{3}-\sigma_c.\frac{x-d}{x}.(B-b).\frac{(x-d)^2}{3}}{\sigma_c.B.\frac{x}{2}-\sigma_c.\frac{x-d}{x}.(B-b).\frac{(x-d)}{2}}$$

$$=\frac{\frac{B.x^3-(B-b).(x-d)^3}{3x}}{\frac{B.x^2-(B-b).(x-d)^2}{2x}}$$

$$=\frac{2}{3}.\frac{B.x^3-(B-b).(x-d)^3}{B.x^2-(B-b).(x-d)^2} \quad \cdots\cdots(463)$$

(462)式ヨリxノ値ハ已知數トナルヲ以テ(463)式ヨリyノ値ヲ見出シ得ベシ

次ニ彎曲力率Mハ內力ノ抵抗力率ト等シキヲ以テ

$$M=Z.(h-a-x+y)$$

$$=\sigma_s.A_s.(h-a-x+y).$$

故ニ鐵筋ノ最大應力度ハ

$$\sigma_s=\frac{M}{A_s.(h-a-x+y)} \quad \cdots\cdots(464)$$

又混凝土ノ最大應力度ハ(459)式ヨリ

$$\sigma_c=\sigma_s.\frac{x}{n.(h-a-x)} \quad \cdots\cdots(465)$$

混凝土及鐵筋ノ最大應力度ハ又

$$\sigma_c=\frac{M.x}{I} \quad 及 \quad \sigma_s=n.\frac{M}{I}.(h-a-x)$$

ナル一般公式ヨリ(464)及(465)ト異ナル形式ニテ之ヲ見出スコトヲ得ベシ

今 $I=I_c+n.I_s$ ナルヲ以テ第三百八十五圖ノ如キ場合ニアリテハ

$$I=\frac{1}{3}B.x^3-\frac{1}{3}(B-b).(x-d)^3+n.A_s.(h-a-x)^2$$

故ニ

$$\sigma_c=\frac{M.x}{\frac{1}{3}.B.x^3-\frac{1}{3}(B-b).(x-d)^3+n.A_s.(h-a-x)^2} \quad \cdots\cdots(466)$$

$$\sigma_s=\frac{n.M.(h-a-x)}{\frac{1}{3}B.x^3-\frac{1}{3}(B-b).(x-d)^3+n.A_s.(h-a-x)^2} \quad \cdots\cdots(467)$$

鐵筋ヲ二段ニ配置スルトキハ其下段鐵筋ノ最大應力度ハ第二章第三節(391)式ニ依リテ之ヲ檢定スルノ必要ナルコトアリ.

建築構造ニ於ケル普通T形桁ニアリテハ中軸線ノ位置肋桁內ニアル場合ニアリテモ殆ンド常ニ突緣ノ底邊ニ近ク存在スルコト多シ故ニ若シ肋桁ニ生ズル瑣細ナル應壓力ヲ無視スルトキハ其計算ヲ簡易タラシムルコトヲ得ベシ今上記計算式ニ於テ$b=0$トセバ(461)式ヨリ

$$2x.(B.d+n.A_s)-\left[B.d^2+2n.A_s.(h-a)\right]=0$$

故ニ

$$x=\frac{1}{2}.\frac{B.d^2+2n.A_s.(h-a)}{B.d+n.A_s} \quad \cdots\cdots(468)$$

(463)式ヨリ

$$y=\frac{2}{3}\cdot\frac{B.x^3-B.(x-d)^3}{B.x^2-B.(x-d)^2}=\frac{2}{3}\cdot\frac{x^3-(x-d)^3}{x^2-(x-d)^2}$$

$$=\frac{2}{3}\cdot\frac{\left[3x.(x-d)+d^2\right]}{(2x-d)}$$

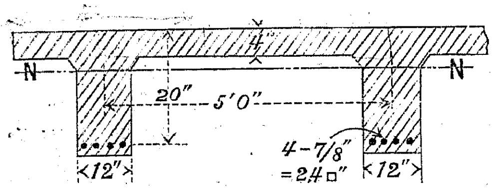
$$=x-\frac{d.(3x-2d)}{3(2x-d)}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(469)$$

而シテ　$y=x-z$　ナルヲ以テ

$$z=\frac{d.(3x-2d)}{3.(2x-d)}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(470)$$

例題第三十一　有效徑間 20′ ノ一室アリ肋桁ノ中心距離 5′ ニシテ其他第三百八十六圖ノ如キ寸法ヲ有スルT形桁ヲ以テ床ヲ作リ活重 85#/□′ ヲ支ヘシメントス中軸線ノ位置及各材料ノ應力度ヲ求ム

第三百八十六圖



答　T形桁トシテ考ヘ得ル肋桁間ノ床版ノ幅限度ヲ徑間ノ $\frac{1}{3}$ ト假定セバ其値ハ $\frac{20}{3}=6{,}'7$ ニシテ與ヘラレタル間隔ハ 5′ ナルヲ以テ其限度以内ニアリ故ニ本例題ニテハ $B=5'$ トシテ計算スベシ

T形桁ノ死重ハ徑間ノ長サ1呎ニ付

$$\left[5.\frac{4}{12}+\frac{(20-4)}{12}.\frac{12}{12}\right].1{,}0.\,150=450^{\#}.$$

活重ハ徑間ノ長サ1呎ニ付

$$5.1{,}0.85\qquad\qquad=425^{\#}.$$

合計 $=875^{\#}.$

桁ノ兩端單ニ支點上ニ休止スルモノトセバ最大彎曲力率ハ

$$M=\frac{1}{8}.875.20.20=43750'^{\#}.$$

$$=525000''^{\#}.$$

次ニ中軸線ノ位置ハ床版ノ内外何レニアルカヲ求ムルニ

$n=15$, 許容應力度　$\sigma_s=12000^{\#}/_{\square''}$,　$\sigma_c=300^{\#}/_{\square''}$　トセバ (451) 式ニ依リ

$$\psi=\frac{15}{15+\frac{12000}{300}}=0{,}273$$

$d=4''$　ナルヲ以テ

$$\phi=\frac{4}{20}=0{,}200$$ ナリ故ニ $\psi>\phi$ 即チ中軸線ハ肋桁内ニアルコトヲ知ル故ニ (462) 式ニ依リ

$$C_2=\frac{(5.12-12).4+15.2{,}4}{12}=19.$$

$$D_2=\frac{(5.12-12).4^2+2.15.2{,}4.20}{12}=184.$$

故ニ　$x=-19+\sqrt{19^2+184}=4''{,}34$

次ニ　$y=\frac{2}{3}.\frac{5.12.4{,}34^3-(5.12-12).(4{,}34-4)^3}{5.12.4{,}34^2-(5.12-12).(4{,}34-4)^2}=2''{,}9$

故ニ　$\sigma_s=\frac{525000}{2{,}4.(20-4{,}34+2{,}9)}=11786^{\#}/_{\square''}.$

$$\sigma_c=11786.\frac{4{,}34}{15.(20-4{,}34)}=218^{\#}/_{\square''}.$$

以上ハ肋桁内ニ於ケル應壓力ヲ計算中ニ加ヘタルモノナレドモ實際ノ場合ニ於テハ肋桁ノ寸法特別ニ大ナル場合ノ外ハ其應壓力ヲ無視シ (462) 式ヲ用フル代リニ (468) 式ヲ用キテ x ノ値ヲ求

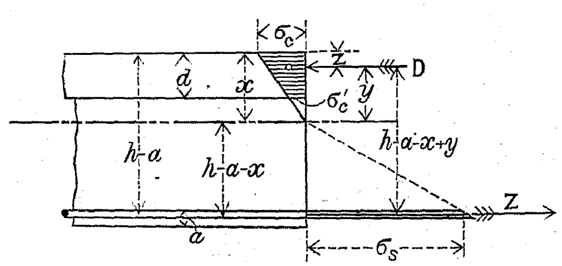
ムルモ其結果ニ於テ殆ンド著シキ差違ヲ認ムルヿナカルベシ.

第三節　彎曲力率及各材料ノ許容應力度ト突縁ノ幅及其厚トヲ知リテT形桁ノ高サ及鐵筋ノ量ヲ求ムル法.

T形桁ノ場合ニハ單式若クハ複式矩形桁ノ如ク其桁高ヲ定ムルコトハ左迄必要ナル問題ニアラズ單ニ材料節約ノ點ヨリ云ヘバ混凝土及鐵筋ノ二ツトモ最大許容應力度迄利用シ得ベキ理論的桁高ヲ採用スルヨリモ寧ロ混凝土ノ許容應力度ヲ低下セシメ肋桁ノ高サヲ增加スルヲ優レリトス從ツテ其寸法ヲ定ムルニハ單式矩形桁ノ場合ニ於ケル第七十七表ヲ利用シテ然カモσ_cノ値ヲ 200#/□″ 乃至 400#/□″ ノ如キ低力度ニ假定シテ桁高及鐵筋ノ量ヲ定ムベシ但シ此方法ニ據ル計算法ハ中軸線ノ位置ガ突縁ノ底邊ト全ク一致シタル場合ニアラザレバ正確ノ結果ヲ得タルモノト云フコトヲ得ザルモ其誤差ハ實際ニ於テ極メテ少量ナリ故ニ前法ニ依リテ其寸法ト量トヲ定メ之ヲ利用シテ更ラニ第二節ニ論述シタル各公式ニ當テ篏メ夫々猶許容力度以內ニアリヤ否ヤヲ檢定スルヲ以テ充分ナリトス.

理論的ニ桁ノ高サ及鐵筋ノ量ヲ定メントセバ次ノ方法ニ據ルベシ中軸線ガ突縁ノ底邊ト一致スルカ若クハ突縁內ニアルトキハ第二章第四節ニ於ケルモノト同一ナルカ或ハ殆ンド近似セルヲ以テ之ヲ略シ中軸線ガ肋桁內ニアル場合ノミニ就キテ之ヲ論ズベシ第三百八十七圖ニ於テσ_c及σ_s與ヘラルヽトセバ突縁上端ヨリ中軸線ニ至ル距離ハ既ニ屢々論ゼシガ如ク

第三百八十七圖



$$\frac{\sigma_s}{\sigma_c} = \frac{n.(h-a-x)}{x} \quad \text{ヨリ}$$

$$x = \frac{n.\sigma_c}{\sigma_s + n.\sigma_c}.(h-a) = k.(h-a)$$

トシテ計算シ得ベシ

次ニ

$$Z = D = \frac{M}{h-a-x+y} = B.d.\frac{\sigma_c + \sigma_c'}{2} \quad \cdots\cdots (471)$$

而シテ中軸線ヨリ梯形ノ重心卽チD迄ノ距離yハ(469)式ヨリ

$$x-y = \frac{d}{3}.\frac{(3x-2d)}{(2x-d)} = \frac{d}{2} - \frac{d}{2} + \frac{3x.d-2d^2}{3(2x-d)}$$

$$= \frac{d}{2} - \frac{6x.d-3d^2-6d.x+4d^2}{6(2x-d)}$$

ナルヲ以テ

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x-d)} \quad \cdots\cdots (472)$$

今(471)式中xノ代リニ$k.(h-a)$, yノ代リニ(472)式ヲ挿入スルトキハ

$$h-a-x+y = h-a-\frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x-d)}$$

$$= h-a-\frac{d}{2} + \frac{d^2}{6\left[2k.(h-a)-d\right]}$$

$$= \frac{3\left[2k.(h-a)-d\right].\left[2(h-a)-d\right]+d^2}{6\left[2k.(h-a)-d\right]} \quad \cdots\cdots (473)$$

又　$\sigma_c' = \sigma_c.\frac{x-d}{x}$　ナルヲ以テ

$$B.d.\frac{\sigma_c+\sigma_c'}{2}=\frac{B.d}{2}\cdot\frac{2k.(h-a)-d}{k.(h-a)}.\sigma_c \quad\cdots\cdots\cdots\cdots (474)$$

故ニ (471) 式中ニ (473) 及 (474) 式ノ値ヲ挿入スルトキハ

$$\frac{6\left[2k.(h-a)-d\right].M}{3\left[2k.(h-a)-d\right].\left[2(h-a)-d\right]+d^2}=\frac{B.d}{2}\cdot\frac{\left[2k.(h-a)-d\right]}{k.(h-a)}.\sigma_c$$

此式ヨリ $(h-a)$ ヲ解ケバ

$$h-a=\alpha+\sqrt{\alpha^2-\beta} \quad\cdots\cdots\cdots\cdots (475)$$

ノ形トナルベシ玆ニ

$$\alpha=\frac{M}{2B.d.\sigma_c}+\frac{d}{4}\cdot\left(1+\frac{1}{k}\right)$$

$$\beta=\frac{d^2}{3k}$$

次ニ　$Z=D=\dfrac{M}{(h-a-x+y)}=\sigma_s.A_s$　ナルヲ以テ

$(h-a-x+y)$ ノ代リニ (473) 式ヲ入レ換ユルトキハ

$$A_s=\frac{6\left[2k.(h-a)-d\right].M}{3\left[2k.(h-a)-d\right].\left[2(h-a)-d\right]+d^2}\cdot\frac{1}{\sigma_s} \quad\cdots\cdots\cdots\cdots (476)$$

今若シ　$\sigma_c=400^{\#}/_{\square}''$,　$\sigma_s=12000^{\#}/_{\square}''$,　$n=15$　ト假定セバ

$k=0{,}333.$

$$\alpha=\frac{M}{2.400.B.d}+\frac{d}{4}.(1+3)=\frac{M}{800.B.d}+d$$

$\beta=\dfrac{d^2}{3.0{,}333}=d^2$　トナルベシ故ニ

$$(h-a)=\frac{M}{800.B.d}+d+\sqrt{\left(\frac{M}{800.B.d}+d\right)^2-d^2} \quad\cdots\cdots\cdots\cdots (477)$$

$$A_s=\frac{\left[4(h-a)-6d\right].M}{\left[2(h-a)-3d\right].\left[2(h-a)-d\right]+d^2}\cdot\frac{1}{12000} \quad\cdots\cdots\cdots\cdots (478)$$

例題第三十二　幅 24′ 長サ 30′ ノ一室ニ全部T形桁ヲ以テ床張ヲ爲サントス床上ニ來ル活重ハ床仕上ゲト合シ1平方呎ニ付 120# トシ肋桁ノ距離 B ハ 6′, 突縁ノ厚 d ハ 5″ トス肋桁ノ高サ及ビ鐵筋ノ量ヲ求ム.

答　有效徑間　$l=1{,}04l'=1{,}04.24=25'$

$B=6'$

突縁ノ厚サ 5″ ナルヲ以テT形桁ノ重量ハ突縁ノ約 1,7 倍ノ平均厚トシテ自重ヲ計算セバ

長サ1呎ニ付自重 $=6{,}0.\left(1{,}7.\frac{5}{12}\right).150=638^{\#}$

〃　活重 $=6(=72'').120=720^{\#}$

合計 $=1358^{\#}$

T形桁ノ兩端單ニ壁上ニ休止スルモノトセバ

$$M=\frac{1358.25.25}{8}.12=1273125''^{\#}$$

次ニ　$\sigma_s=12000^{\#}/_{\square}''$,　$\sigma_c=350^{\#}/_{\square}''$　ト定メ中軸線ハ肋桁内ニアルモノト假定セバ第七十七表ニ依リ　$k=0{,}304$　ナルヲ以テ (475) 式ニ依リ

$$\alpha=\frac{1273125}{2.72.5.350}+\frac{5}{4}\left(1+\frac{1}{0{,}304}\right)=10{,}41$$

$$\beta=\frac{5^2}{3.0{,}304}=27{,}41$$

故ニ　$h-a=10{,}41+\sqrt{10{,}41^2-27{,}41}=19{,}''4$

$a = 2'',6$ トシ $h = 22''$ ヲ採用スベシ

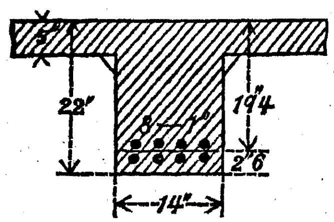
(476) 式ニ依リ

$$A_s = \frac{6.(2.0,_{304}.19,_4 - 5).1273125}{3.(2.0,_{304}.19,_4 - 5).(2.19,_4 - 5) + 5^2} \cdot \frac{1}{12000}$$

$$= 6,_{06}{}^{\square''}$$

故ニ直徑 1″ ノ鐵筋 8 條ヲ要スベシ其總斷面積 $6,_{28}{}^{\square''}$ ナリ之ヲ上下二段ニ排列スルコト第三百八十八圖ノ如クス　今 $b = 14''$ ト假定シ實際計畫ニ採用セル桁ノ寸法及鐵筋ノ量ニ依リテ其各應力度ハ所定許容力度以内ニアルヤ否ヤヲ檢定スベシ

第三百八十八圖



桁ノ長サ 1 呎ニ付自重 $= \left[\left(6.\frac{5}{12}.1,0\right) + \left(\frac{22-5}{12}.1,0.\frac{14}{12}\right)\right].150$

$= 600^{\#}.$

同ジク活重 $= 6.120 = 720^{\#}$

合計 $= 1320^{\#}$

故ニ　$M = \frac{1320.25.25}{8}.12. = 1237500''^{\#}$

而シテ　$B = 6' = 72''$,　$b = 14''$,　$n = 15.$

$A_s = 0,_{7854}.\ 8 = 6,_{28}{}^{\square''}.$

$h-a = 19,''4$ ナルヲ以テ (462) 式ニ依リ

$$C_2 = \frac{(72-14).5 + 15.6,_{28}}{14} = 27,5$$

$$D_2 = \frac{(72-14).5^2 + 2.15.6,_{28}.19,4}{14} = 364,5$$

$$\therefore\quad x = -27,_5 + \sqrt{27,_5{}^2 + 364,_5} = 6,''0$$

$$y = \frac{2}{3} \cdot \frac{72.6^3 - (72-14).(6-5)^3}{72.6^2 - (72-14).(6-5)^2} = 4'',1$$

故ニ (464) 式及 (465) 式ニ依リ

$$\sigma_s = \frac{1237500}{6,_{28}.(19,_4 - 6,_0 + 4,_1)} = 11260^{\#}/_{\square''}.$$

$$\sigma_c = 11260.\frac{6,0}{15.(19,_4 - 6,_0)} = 336^{\#}/_{\square''}.$$

即チ前式ニ依リ計算シタル $h-a$ 及 A_s ハ適當ノモノタルヲ知ルベシ.

第四節　彎曲力率ト各材料ノ許容應力度トヲ知リテT形桁ノ寸法ヲ定ムル法.

此場合ニハ突縁ノ厚サトT形桁ノ高サトノ比及肋桁ノ幅ト突縁ノ幅トノ比ヲ變ズルニ從ヒ無數ノ解答ヲ得ベク從ツテ或特殊ノ理由ニ依リテ或特種ノ寸法ヲ要スルニアラザレバ同一ノ耐荷力ヲ有スル多數ノT形桁中混凝土及鐵筋ノ合算セル價格ガ最モ廉價ナルベキ寸法ヲ採用スルヲ得策ナリトス實驗上ヨリ得タル結果ニ依レバ

$$\frac{d}{h-a} = \frac{1}{5} \quad 即チ \quad d = 0,_2(h-a)$$

$$\frac{b}{B} = \frac{1}{5} \quad 即チ \quad b = 0,_2 B$$

ノ如キ關係ヲ有スルモノハ最モ此目的ニ適合スル場合多キガ如シ今最初 $\frac{d}{h-a} = s$, $\frac{b}{B} = t$ ナル關係ヲ有スルモノニ就キテ其算式ヲ求ムベシ

(470) 式ヨリ　$y = x - z$;

$$z = \frac{d.(3x-2d)}{3(2x-d)} \quad ニシテ$$

$x = k.(h-a),\quad d = s.(h-a)$ ナルヲ以テ

$$z = \frac{s.(h-a).\left[3k.(h-a)-2s.(h-a)\right]}{3\left[2k.(h-a)-s.(h-a)\right]}$$

$$= \frac{s.(3k-2s)}{3(2k-s)}.(h-a)$$

$\frac{s.(3k-2s)}{3(2k-s)}$ ハ定數ナルヲ以テ之ヲ λ_1 ニテ表ハセバ

$$z = \lambda_1.(h-a).$$

故ニ
$$y = k.(h-a)-\lambda_1.(h-a) = (k-\lambda_1).(h-a).$$

$k-\lambda_1$ ハ定數ナルヲ以テ之ヲ λ_2 ニテ表ハセバ

$$y = \lambda_2.(h-a).$$

故ニ
$$(h-a)-x+y = (h-a)-k.(h-a)+\lambda_2.(h-a).$$
$$= (1-k+\lambda_2).(h-a)$$

$1-k+\lambda_2$ ハ又定數ナルヲ以テ之ヲ λ_3 ニテ表ハセバ

$$(h-a)-x+y = \lambda_3.(h-a) \quad \cdots\cdots\cdots (479)$$

(465) 式ヨリ

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s.x}{n.(h-a-x)}$$

(464) 式ヨリ

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s.(h-a-x+y)}$$ ナルヲ以テ

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s.x}{n.(h-a-x)} = \frac{M.x}{(h-a-x).n.A_s.(h-a-x+y)} \quad \cdots\cdots\cdots (480)$$

(468) 式ヨリ

$$(2B.d+2n.A_s).x = B.d^2+2n.A_s.(h-a)$$

或ハ
$$\frac{2B.d.x-B.d^2}{2} = n.A_s.(h-a-x) \quad \cdots\cdots\cdots (481)$$

ナルヲ以テ

$$\sigma_c = \frac{2M.x}{B.(2d.x-d^2).(h-a-x+y)}$$

$$= \frac{2M.k.(h-a)}{B.\left[2s.(h-a).k.(h-a)-s^2.(h-a)^2\right].\lambda_3.(h-a)}$$

$$= \frac{2M.k}{B.(h-a)^2.\left[2s.k-s^2\right].\lambda_3} \quad \cdots\cdots\cdots (482)$$

σ_c ノ値ハ已知數ナルヲ以テ上式ヨリ

$$h-a = \sqrt{\frac{2M.k}{B.\left[2s.k-s^2\right].\lambda_3.\sigma_c}}$$

$\sqrt{\frac{2k}{(2s.k-s^2).\lambda_3.\sigma_c}}$ ハ常數ナルヲ以テ之ヲ λ_4 ニテ表ハセバ

$$h-a = \lambda_4.\sqrt{\frac{M}{B}} \quad \cdots\cdots\cdots (483)$$

次ニ (481) 式ヨリ

$$A_s = \frac{B.(2d.x-d^2)}{2n.(h-a-x)}$$

$$= \frac{B.\left[2s.(h-a).k.(h-a)-s^2.(h-a)^2\right]}{2n\left[(h-a)-k.(h-a)\right]}$$

$$= \frac{(2s.k-s^2)}{2n.(1-k)}.B.(h-a)$$

$$= \frac{(2s.k-s^2)}{2n.(1-k)}.B.\lambda_4.\sqrt{\frac{M}{B}}$$

$\frac{(2s.k-s^2)}{2n.(1-k)}.\lambda_4$ ハ常數ナルヲ以テ之ヲ λ_5 ニテ表ハセバ

$$A_s = \lambda_5 . \sqrt{M.B} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (484)$$

以上導キ來リタル公式中 b ニ關スル一項ヲモ含有セザルハ全ク肋桁ニ於ケル混凝土ノ應張力ヲ無視セルガ故ナリト知ルベシ

今若シ前述ノ如ク　$d = 0{,}2(h-a)$　ノ値ヲ取リ更ニ

$\sigma_s = 12000^{\#}/_{\square''}$,　　$\sigma_c = 350^{\#}/_{\square''}$　トセバ

第八十二表

單式T形桁若クハ床版ノ計算ニ必要ナル係數

$\frac{E_s}{E_c} = 15$

許容應力度 $^{\#}/_{\square''}$		中軸線ノ位地 ($''$)	T形桁ノ高サ ($''$)	鐵筋ノ斷面積 ($\square''$)
σ_s	σ_c	$x = k.(h-a)$	$h-a = \lambda_4\sqrt{\frac{M}{B}}$	$A_s = \lambda_5 \sqrt{M.B}$
16000	300	0,220 $(h-a)$	0,182 $\sqrt{\frac{M}{B}}$	0,000373 $\sqrt{M.B}$
"	400	0,273 "	0,146 "	0,000463 "
"	500	0,319 "	0,126 "	0,000540 "
"	600	0,360 "	0,112 "	0,000607 "
14000	300	0,243 "	0,175 "	0,000441 "
"	400	0,300 "	0,143 "	0,000545 "
"	500	0,349 "	0,124 "	0,000632 "
"	600	0,391 "	0,111 "	0,000707 "
12000	300	0,273 "	0,169 "	0,000536 "
"	400	0,333 "	0,140 "	0,000652 "
"	500	0,385 "	0,122 "	0,000753 "
"	600	0,429 "	0,109 "	0,000839 "
10000	300	0,310 "	0,164 "	0,000666 "
"	400	0,375 "	0,137 "	0,000803 "
"	500	0,429 "	0,120 "	0,000920 "
"	600	0,474 "	0,107 "	0,001023 "

$s = 0{,}2$,　　$k = 0{,}304$　ナルヲ以テ

$$\lambda_1 = \frac{0{,}2.(3.0{,}304 - 2.0{,}2)}{3.(2.0{,}304 - 0{,}2)} = 0{,}0837$$

$$\lambda_2 = 0{,}304 - 0{,}0837 = 0{,}220.$$

$$\lambda_3 = 1 - 0{,}304 + 0{,}220 = 0{,}916$$

$$\lambda_4 = \sqrt{\frac{2.0{,}304}{(2.0{,}2.0{,}304 - 0{,}2^2)0{,}916.350}} = 0{,}152$$

$$\therefore \quad h-a = 0{,}152.\sqrt{\frac{M}{B}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (485)$$

次ニ

$$\lambda_5 = \frac{2.0{,}2.0{,}304 - 0{,}2^2}{2.15.(1 - 0{,}304)}.0{,}152 = 0{,}000594$$

$$\therefore \quad A_s = 0{,}000594.\sqrt{M.B} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (486)$$

第八十二表ニ於テ　$d = 0{,}2(h-a)$　ト假定セル場合ニ各材料ノ主要ナル許容應力度ヲ與ヘテ $h-a$ 及 A_s ノ係數ヲ算定シ更ニ附錄圖譜第六版ニ於テ其圖表ヲ揭出セリ.

例題第三十三　例題第三十二ニ與ヘタルモノト徑間及突緣ノ幅相等シク活重又同一ナリトシ $\sigma_s = 12000^{\#}/_{\square''}$,　$\sigma_c = 350^{\#}/_{\square''}$ ト假定セル場合ニ於ケルT形桁ノ寸法及鐵筋ノ量ヲ求ム

答　死重ヲ豫定スル爲メ　$h-a = 20''$, $a = 2''$, $d = 0{,}2(h-a) = 4''$ 又突緣ノ幅 $6'$ ナルヲ以テ肋桁ノ幅 $b = 0{,}2.72 = 14{,}''5$ ト假定ス然ルトキハ

死重　$= \left[25.6.\frac{4}{12} + 25.\frac{14{,}5}{12}.\frac{(22-4)}{12}\right].150 = 14295^{\#}$

活重　$= 25.6.120 \qquad\qquad = 18000^{\#}$

合計 $= 32295^{\#}$

故ニ

$$M=\frac{1}{8}.32295.25.12=1211062''^{\#}$$

(485) 式ニ依リ

$$h-a=0{,}_{152}\sqrt{\frac{M}{B}}=0{,}_{152}\sqrt{\frac{1211062}{72}}=19{,}''8$$

故ニ $h-a=20''$ ト定ム

(486) 式ニ依リ

$$A_s=0{,}_{000594}\sqrt{M.B}=0{,}_{000594}\sqrt{1211062.72}=5{,}6^{\square''}$$

直徑 $7/8''$ ノ鐵筋10條ヲ用フルトキハ其總斷面積 $6^{\square''}$ ナリ之ヲ二段ニ配列ス斯クテ實際ニ用フベキ寸法ハ

$$h=20+2=22''$$

$$d=0{,}_2(h-a)=0{,}2.2{,}0=4''.$$

故ニ (481) 式ニ依リ

$$x=\frac{1}{2}.\frac{B.d^2+2n.A_s.(h-a)}{B.d+n.A_s}$$

$$=\frac{1}{2}.\frac{72.4^2+2.15.6.20}{72.4+15\ 6}=6'',3$$

卽チ中軸線ハ豫定ノ如ク肋桁內ニ落ツルコトヲ知ル

次ニ $y=x-z$ ナルヲ以テ

$$y=x-\frac{d.(3x-2d)}{3.(2x-d)}$$

$$=6{,}3-\frac{4.(3.6{,}3-2.4)}{3.(2.6{,}3-4)}=4{,}''6$$

採用シタル肋桁ノ高サハ假定セルモノト全ク同一ノ結果ヲ得タルヲ以テ自重及彎曲力率等ノ計算ハ之ヲ繰返スヲ要セズ只鐵

筋ノ應張力如何ヲ檢定スベキノミ. 今

$$\sigma_s=\frac{M}{A_s.(h-a-x+y)}=\frac{1211062}{6.(20-6{,}3+4{,}6)}$$

$$=11030^{\#}/_{\square}''.$$

鐵筋ハ二段ニ配置セルヲ以テ下段ニ於ケル鐵筋ノ最大應力度ヲ檢スル爲メ第二章 (391) 式ニ依リ　$a_2=1''$　トセバ

$$\sigma_{s\,max}=\sigma_s.\frac{h-a_2-x}{h-a-x}=11030.\frac{22-1-6{,}3}{20-6{,}3}$$

$$=11835^{\#}/_{\square}''$$

又 (480) 式ニ依リ

$$\sigma_c=\frac{\sigma_s.x}{n.(h-a-x)}=\frac{11030}{15}.\frac{6{,}3}{20-6{,}3}=338^{\#}/_{\square}''$$

卽チ何レモ許容應力度ヲ超過セズ計畫セル寸法及鐵筋ノ適當ナルモノタリシコトヲ證スルニ足ル.

第五節　桁ノ寸法,彎曲力率及鐵筋ノ許容力度ヲ知リテ混凝土ノ應力度及鐵筋ノ量ヲ求ムル法.

第三百八十五圖ニ於テ鐵筋ノ位置ニ對スル抵抗力率ノ方程式ヲ求ムレバ

$$M=\sigma_c.\frac{B.x}{2}.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)-(B-b).\sigma_c'.\frac{(x-d)}{2}.\left[h-a-x+\frac{2}{3}(x-d)\right]\cdots(487)$$

然ルニ (458) 式ヨリ

$$\sigma_c=\frac{\sigma_s.x}{n.(h-a-x)}\ \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(488)$$

(460) 式及 (459) 式ヨリ

$$\sigma_c'=\frac{\sigma_s.(x-d)}{n.(h-a-x)}\ \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(489)$$

此値ヲ(487)式中ニ挿入セバ

$$M=\frac{\sigma_s.B.x^2}{2n.(h-a-x)}.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)-(B-b).\frac{\sigma_s.(x-d)^2}{2n.(h-a-x)}.\left(h-a-\frac{x+2d}{3}\right)$$

或ハ

$$B.x^2.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)-(B-b).(x-d)^2.\left(h-a-\frac{x+2d}{3}\right)-\frac{2n.(h-a-x)}{\sigma_s}.M=0 \quad \cdots\cdots\cdots(490)$$

此式ヨリxノ値ヲ試定的ニ見出スベシ但シ此場合ニハ先ヅ第二項ヲ無視シテxノ値ヲ假想スルヲ便利ナリトス.

xノ値ヲ見出セバ(488)式ヨリσ_cノ値ヲ知ルコトヲ得. 次ニ中軸線ニ對スル斷面力率ノ方程式ヲ作レバ

$$\frac{B.x^2}{2}-(B-b).\frac{(x-d)^2}{2}-n.A_s.(h-a-x)=0$$

ナルヲ以テ

$$A_s=\frac{B.x^2-(B-b).(x-d)^2}{2n.(h-a-x)} \quad \cdots\cdots\cdots(491)$$

猶簡單ニシテ實際的ナル方法ハ$x-y$ノ値ヲ$\frac{d}{2}$ト假定スルニアリ然ルトキハ

$$A_s.\sigma_s=\frac{M}{h-a-x+y} \qquad \text{ナルヲ以テ}$$

$$A_s=\frac{M}{\sigma_s.(h-a-x+y)}=\frac{M}{\sigma_s.\left(h-a-\frac{d}{2}\right)} \quad \cdots\cdots\cdots(492)$$

但シ斯クノ如クシテ得タルA_sニ依リ本章第二節ニ掲ゲタル各式ヲ應用シテ混凝土及鐵筋ガ夫々許容力度以内ニ働キ得ルヤ否ヤヲ檢定スルヲ安全ナリトス.

例題第三十四　例題第三十二ニ與ヘタルト同一ノ荷重ヲ有スル同一ノT形桁其高サ22″トセバ鐵筋ノ量幾許ヲ要スベキヤ.

答　簡法ニ依リ(492)式ヲ應用シ　$a=2,''6$　トセバ

$$A_s=\frac{1237500}{12000.\left(19{,}4-\frac{5}{2}\right)}=6{,}1^{\square''}$$

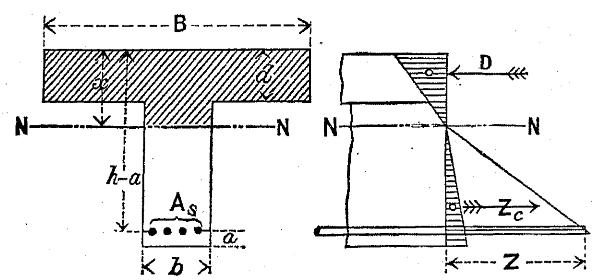
卽チ例題第三十二ノモノト殆ンド同一ノ結果ヲ得ベシ　卽チ$x-y=\frac{d}{2}$ト假定スルモ實際ニ於テ大ナル差異ヲ生ゼザルコトヲ知ル.

第六節　混凝土ノ應張力度ヲ考ヘタル場合ノT形桁ノ算法.

中軸線ノ位置ガ突緣內ニアルカ突緣ノ底邊ト一致スルカ肋桁內ニアルカニ從ツテ一々其解法ヲ區別セザル可ラズ去レド實際ニハ混凝土ノ應張力ヲ考慮ニ加フベキT形桁ニアリテハ中軸線ガ肋桁內ニ落ツルコト最モ多キヲ以テ茲ニハ　$x>d$　ノ場合ニ限リ之ヲ論ズベシ今中軸線ニ對スル斷面力率ノ和ハ零ニ等シキヲ以テ第三百八十九圖ニ於テ(第二章第十二節參照).

$$S_c=n'.S_c'+n.S_s \quad \cdots\cdots\cdots(493)$$

第三百八十九圖



而シテ

$$S_c=\frac{1}{2}B.x^2-\frac{1}{2}(B-b).(x-d)^2,$$

$$S_c'=\frac{1}{2}.b.(h-x)^2,$$

$$S_s=A_s.(h-a-x)$$

ナルヲ以テ(493)式ハ

$$\frac{1}{2}B.x^2-\frac{1}{2}(B-b).(x-d)^2=n'\frac{1}{2}.b.(h-x)^2+n.A_s.(h-a-x).$$

トナルベシ此式ハ更ニ

$$x^2+2\frac{n'.b.h+(B-b).d+n.A_s}{(1-n').b}.x$$

$$-\frac{n'.b.h^2+(B-b).d^2+2n.A_s.(h-a)}{(1-n').b}=0 \quad\cdots\cdots\cdots(494)$$

ナル二次方程式ノ形トナスコトヲ得ベシ故ニ

$$\frac{n'.b.h+(B-b).d+n.A_s}{(1-n').b}=C_2$$

$$\frac{n'.b.h^2+(B-b).d^2+2n.A_s.(h-a)}{(1-n').b}=D_2.$$

トセバ　$x^2+2C_2x-D_2=0.$

從ツテ

$$x=-C_2+\sqrt{C_2^2+D_2}\quad\cdots\cdots\cdots(495)$$

次ニ中軸線 NN ニ對スル物量力率ヲ求ムレバ

$$I=I_{c.c}+n'.I_{c.t}+n.I_s.$$

ニシテ

$$I_{c.c}=\frac{1}{3}B.x^3-\frac{1}{3}(B-b).(x-d)^3,$$

$$I_{c.t}=\frac{1}{3}b.(h-x)^3,$$

$$I_s=A_s.(h-a-x)^2.$$

ナルヲ以テ

$$I=\frac{1}{3}B.x^3-\frac{1}{3}(B-b).(x-d)^3+n'.\frac{1}{3}.b.(h-x)^3$$

$$+n.A_s.(h-a-x)^2\cdots\cdots\cdots(496)$$

以上ノ値ヲ

$$\sigma=\frac{M.x}{I}$$ ナル一般公式ニ應用スルトキハ

$$\sigma_c=\frac{M.x}{\frac{1}{3}B.x^3-\frac{1}{3}(B-b).(x-d)^3+\frac{1}{3}n'.b.(h-x)^3+n.A_s.(h-a-x)^2}\cdots(497)$$

次ニ第二章第十二節ニ於テ論ゼシト同ジク.

$$\sigma_{c.t}=n'.\frac{(h-x)}{x}.\sigma_c\quad\cdots\cdots\cdots(498)$$

$$\sigma_s=n.\sigma_c.\frac{(h-a-x)}{x}\quad\cdots\cdots\cdots(499)$$

若シ普國規定ノ如ク $\frac{E_{c.t}}{E_{c.c}}=n'=1$ トセバ(493)式ハ變ジテ

$$S_e=S_c'+n.S_s\cdots\cdots\cdots(500)$$

トナルヲ以テ前ニ算出セル S ノ各々ノ値ヲ入ルヽトキハ

$$\frac{1}{2}B.x^2-\frac{1}{2}(B-b).(x-d)^2=\frac{1}{2}b.(h-x)^2+n.A_s.(h-a-x)$$

或ハ

$$2x.\Big[(B-b).d+b.h+n.A_s\Big]=(B-b).d^2+b.h^2+2n.A_s.(h-a)$$

從ツテ

$$x=\frac{(B-b).d^2+b.h^2+2n.A_s.(h-a)}{2\Big[(B-b).d+b.h+n.A_s\Big]}\cdots\cdots\cdots(501)$$

又　$$\sigma_c=\frac{M.x}{\frac{1}{3}B.x^3-\frac{1}{3}(B-b).(x-d)^3+\frac{1}{3}b.(h-x)^3+n.A_s.(h-a-x)^2}\cdots(502)$$

例題第三十五　例題第三十三ニ採用セルT形桁ニ於テ混凝土ノ應張力ヲ考ヘ $\frac{E_{c.t}}{E_{c.c}}=0{,}4,\ n=15$ ト假定シ中軸線ノ位置及各材料ノ應力度ヲ求ム.

答. $C_2=\frac{0{,}4.14{,}5.22+(72-14{,}5).4+15.6{,}0}{(1-0{,}4).14{,}5}=51{,}4$

$$D_2=\frac{0{,}4.14{,}5.22^2+(72-14{,}5).4^2+2.15.6{,}0.20}{(1-0{,}4).14{,}5}=842{,}2.$$

故ニ (495) 式ニ依リ

$$x=-51{,}4+\sqrt{51{,}4^2+842{,}2}=7{,}''6$$

(497) 式ニ依リ.

$$\sigma_c=\frac{1211062.7{,}6}{\frac{1}{3}.72.7{,}6^3-\frac{1}{3}(72-14{,}5).(7{,}6-4)^3+\frac{1}{3}.0{,}4.14{,}5(22-7{,}6)^3+15.6{,}0(20-7{,}6)^2}$$

$$=314^{\#}/_{\square}''$$

$$\sigma_{c.t}=0{,}4.\frac{(22-7{,}6)}{7{,}6}.314=238^{\#}/_{\square}''.$$

$$\sigma_s=15.271.\frac{20-7{,}6}{7{,}6}=6632^{\#}/_{\square}''.$$

第五章　複式T形桁

(Tee beams with double reinforcement)

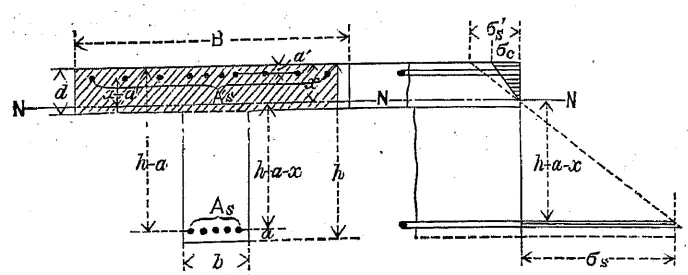
第一節　總　說

複式T形桁ハ複式矩形桁若クハ床版ニ就キテ論ジタルト同一理由ノ存スル場合ニ應用セラル卽チ同一ケ處ノ斷面ニ於テ正號ノ外更ニ負號ノ彎曲力率ヲ受クル桁ノ如キ,徑間割合ニ長ク且ツ過大ノ重量ヲ受クル桁式橋梁ノ如キ,單式T形桁トシテ必要ナル肋桁ノ高サヨリモ低減スルヲ要スル場合ノ如キ是ナリ斯ノ如キ場合ニ應壓層ニ於ケル鐵筋ガ充分其強度ヲ發揮シ能ハザルコトモ複式矩形桁若クハ床版ノ場合ト異ナルコトナシ.

第二節　彎曲力率トT形桁ノ寸法及鐵筋ノ量トヲ知リテ中軸線ノ位置及其材料ノ應力度ヲ求ムル法.

單式T形桁ノ場合ト同ジク $x<d$ 若クハ $x>d$ ニ從ツテ公式ノ結果ニ於テ多少其形ヲ異ニスベシ.

第三百九十圖



I) $x<d$ 若クハ $x=d$ ノ場合. 中軸線ガ突緣內ニアルトキハ應張側ニ於ケル混凝土ハ之ヲ無視スルヲ以テ混凝土及鐵筋ノ最大應力度 σ_c 及 σ_s ハ夫々複式矩形桁ニ就キテ論ジ

タルモノト全ク同一ナリ但シ此場合ニハ b ノ代リニ B ヲ置換フルノ差アルノミ(第三百九十圖)即チ.

$$x = -\frac{n.(A_s+A_s')}{B}+\sqrt{\left[\frac{n.(A_s+A_s')}{B}\right]^2+\frac{2.n}{B}.\left[A_s'.a'+A_s.(h-a)\right]}\cdots\cdots(503)$$

$$\sigma_c = \frac{2M.x}{B.x^2.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)+2n.A_s'.(x-a').(h-a-a')}\cdots\cdots(504)$$

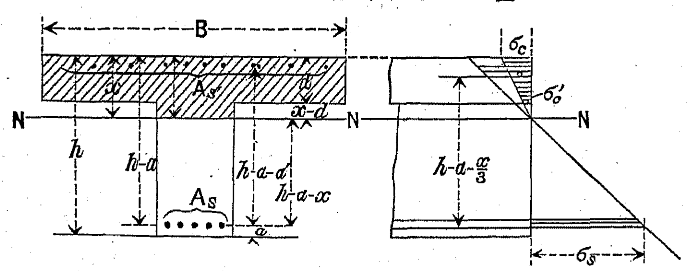
$$\sigma_s = n.\sigma_c.\frac{(h-a-x)}{x}\cdots\cdots(505)$$

$$\sigma_s' = n.\sigma.\frac{(x-a')}{x}\cdots\cdots(506)$$

$$I = \frac{1}{3}B.x^3+n.A_s'.(x-a')^2+n.A_s.(h-a-x)^2\cdots\cdots(507)$$

II) $x > d$ ノ場合.

第三百九十一圖



水平應力ノ和ハ零ニ等シキヲ以テ

$\Sigma(H)=0$

ナリ

故ニ第三百九十一圖ニ於テ

$$B.\frac{\sigma_c.x}{2}-\sigma_c'.\left(\frac{x-d}{2}\right).(B-b)+A_s'.\sigma_s' = A_s.\sigma_s\cdots\cdots(508)$$

而シテ(393)及(394)式ノ如ク.

$$\sigma_s = n.\sigma_c.\frac{(h-a-x)}{x},$$

$$\sigma_s' = n.\sigma_c.\frac{(x-a')}{x}$$

更ニ(460)式ヨリ $\sigma_c' = \sigma_c.\frac{x-d}{x}$ ナルヲ以テ是等ノ値ヲ(508)式中ニ換置スルトキハ.

$$B.\frac{\sigma_c x}{2}-\sigma_c.\frac{(x-d)^2}{2x}.(B-b)+A_s'.n.\sigma_c.\frac{(x-a')}{x} = A_s.n.\sigma_c.\frac{(h-a-x)}{x}.$$

或ハ

$$\frac{1}{2}B.x^2-\frac{1}{2}(x-d)^2.(B-b)+n.A_s'.(x-a') = n.A_s.(h-a-x)\cdots(509)$$

或ハ

$$x^2+2\frac{(B-b).d+n.(A_s+A_s')}{b}x-\frac{\left\{(B-b).d^2+2n.\left[A_s'.a'+A_s.(h-a)\right]\right\}}{b}=0$$

今

$$\frac{(B-b).d+n.(A_s+A_s')}{b} = C_3.$$

$$\frac{(B-b).d^2+2n.\left[A_s'.a'+A_s.(h-a)\right]}{b} = D_3.$$

トセバ

$x^2+2C_3.x-D_3=0$ トナリ

$$x = -C_3+\sqrt{C_3^2+D_3}\cdots\cdots(510)$$

次ニ $\Sigma(M)=0$ 即チ外力彎曲力率ハ内力抵抗力率ニ等シカラザルヲ以テ下層鐵筋ニ對スル力率ヲ取レバ

$$M = \sigma_c.\frac{B.x}{2}.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)-\sigma_c'.\left(\frac{x-d}{2}\right).(B-b).\left[h-a-x+\frac{2}{3}.(x-d)\right]$$

$$+\sigma_s'.A_s'.(h-a-a')$$

$$= \sigma_c.\frac{B.x}{2}.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)-\sigma_c.\frac{(x-d)^2}{2x}.(B-b).\left(h-a-\frac{x+2d}{3}\right)$$

$$+n.\sigma_c.\frac{(x-a')}{x}.A_s'.(h-a-a')$$

故ニ

$$\sigma_c = \frac{2M.x}{B.x^2.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)-(x-d)^2.(B-b).\left(h-a-\frac{x+2d}{3}\right)+2n.A_s'.(x-a').(h-a-a')} \cdots\cdots(511)$$

猶ホ

$$I = I_{co}+nI_{sc}+nI_{st}$$

$$= \frac{1}{3}B.x^3-\frac{1}{3}(B-b).(x-d)^3+n.A_s'.(x-a')^2$$

$$+n.A_s.(h-a-x)^2 \cdots\cdots(512)$$

ナルヲ以テ

$\sigma_c = \frac{M}{I}.x$ ナル一般公式ヲ利用シテ

$$\sigma_c = \frac{3M.x}{B.x^3-(B-b).(x-d)^3+3n.A_s'.(x-a')^2+3n.A_s.(h-a-x)^2} \cdots(513)$$

ノ形チニテ σ_c ノ値ヲ求ムルモ結果ハ (511) 式ヨリ得タルモノト同一ナリトス斯クテ σ_c ノ値ヲ知レバ.

$$\sigma_s = n.\sigma_c.\frac{(h-a-x)}{x} \cdots\cdots(514)$$

$$\sigma_s' = n.\sigma_c.\frac{(x-a')}{x} \cdots\cdots(515)$$

單式T形桁ノ場合ニ論ゼルト同ジク肋桁ニ於ケル瑣細ナル應壓力ヲ無視スルトキハ更ニ計算式ヲ簡單ノ形トナスコトヲ得ベシ卽チ (509) 式ニ於テ $b=0$ トセバ.

$$B.(2d.x-d^2)+2n.A_s'.(x-a')-2n.A_s.(h-a-x)=0 \cdots\cdots(516)$$

$$x = \frac{1}{2}.\frac{B.d^2+2n.\left[A_s'.a'+A_s.(h-a)\right]}{B.d.+n.(A_s+A_s')} \cdots\cdots(517)$$

同樣ニ (513) 式ヨリ.

$$\sigma_c = \frac{3M.x}{B.x^3-B.(x-d)^3+3n.A_s'.(x-a')^2+3n.A_s.(h-a-x)^2}$$

$$= \frac{3M.x}{B.d.(3x^2-3x.d+d^2)+3n.A_s'.(x-a')^2+3n.A_s.(h-a-x)^2} (518)$$

更ニ I ノ値ヲ要スルトキハ (512) 式ヨリ.

$$I = B.\left(d.x^2-d^2.x+\frac{d^3}{3}\right)+n.A_s'.(x-a')^2+n.A_s.(h-a-x)^2 \cdots(519)$$

第三節 彎曲力率及桁ノ寸法ト各材料ノ許容應力度トヲ知リテ鐵筋ノ量ヲ求ムル法.

複式T形桁ノ場合ニアリテハ複式矩形桁ニ於ケルガ如ク彎曲力率及各材料ノ許容應力度ヲ與ヘテ其高サヲ求ムルガ如キ必要ヲ認メズ何トナレバ複式T形桁ヲ使用スルコトハ殆ンド初メヨリ其高サニ制限ヲ附セラレタル場合ニ限ルモノト見做スモ差支ナケレバナリ換言セバ桁ノ高サヲ自由ニ撰擇スルコトヲ得バ殊ニ之ヲ複式トナスノ必要アルコト尠ナシ故ニ一般ニハ桁ノ寸法與ヘラレテ外方荷重ヨリ來ル彎曲力率ニ對スル上下所要鐵筋ノ量ヲ求ムルコト最モ普通ニ生ズベキ問題トナルナリ.

此場合ニモ $x<d$ 或ハ $x>d$ ナルカニ從ツテ各々其算式ヲ異ニスベシト雖モ前者ハ複式矩形桁ニ於テ論ジタルモノト全ク同樣ニシテ只 b ノ代リニ B ヲ換置スベキノ差アルノミ故ニ玆ニハ $x>d$ ノ場合ニ就キテノミ之ヲ論ズベシ今第四章第四節ノ場合ト同ジク.

$$d = s.(h-a), \quad b = t.B, \quad a = a' = u.(h-a)$$

トセバ「ナヴィエ」氏定理ニ據リ第二章第四節ニ論ジタルガ如ク.

$$x = \frac{n.\sigma_c}{\sigma_s+n.\sigma_c}.(h-a) = k.(h-a)$$

故ニ (509) 式卽チ

$$\frac{1}{2}B.x^2-\frac{1}{2}(B-b).(x-d)^2+n.A_s'.(x-a')-n.A_s.(h-a-x) = 0$$

中ニ夫々上記ノ値ヲ入ルヽトキハ.

$$\frac{1}{2}B.k^2.(h-a)^2-\frac{1}{2}(1-t).B.(k-s)^2.(h-a)^2+n.A_s'.(k-u).(h-a)$$

$$-n.A_s.(1-k).(h-a) = 0$$

或ハ

$$n.(1-k).A_s-n.(k-u).A_s' = \left[\frac{1}{2}k^2-\frac{1}{2}(1-t).(k-s)^2\right].B.(h-a) \quad \cdots(520)$$

次ニ (512) 式卽チ

$$I = \frac{1}{3}B.x^3-\frac{1}{3}(B-b).(x-d)^3+n.A_s'.(x-a')^2+n.A_s.(h-a-x)^2$$

中ニ同ジク上記ノ値ヲ入ルヽトキハ.

$$I = \frac{1}{3}B.k^3.(h-a)^3-\frac{1}{3}(1-t).B.(k-s)^3.(h-a)^3+n.A_s'.(k-u)^2.(h-a)^2$$

$$+n.A_s.(1-k)^2.(h-a)^2$$

$$= \frac{1}{3}\left[k^3-(1-t).(k-s)^3\right]B.(h-a)^3+n.(k-u)^2.A_s'.(h-a)^2$$

$$+n.(1-k)^2.A_s.(h-a)^2 \quad \cdots\cdots(521)$$

然ルニ $\sigma = \frac{M}{I}.x$ ナルヲ以テ

$$\sigma_c = \frac{M.k.(h-a)}{\frac{1}{3}\left[k^3-(1-t).(k-s)^3\right].B.(h-a)^3+n.(k-u)^2.A_s'.(h-a)^2+n.(1-k)^2.A_s.(h-a)^2}$$

或ハ

$$n.(1-k)^2.\sigma_c.A_s+n.(k-u)^2.\sigma_c.A_s'$$

$$= k.\frac{M}{h-a}-\frac{1}{3}\left[k^3-(1-t).(k-s)^3\right].\sigma_c.B.(h-a) \quad \cdots\cdots(522)$$

又 (520) 式及 (522) 式中

$$n.(1-k) = \lambda_1, \quad n.(k-u) = \lambda_2,$$

$$\frac{1}{2}k^2-\frac{1}{2}(1-t).(k-s)^2 = \lambda_3,$$

$$n.(1-k)^2.\sigma_c = \lambda_1', \quad n.(k-u)^2.\sigma_c = \lambda_2'$$

$$\frac{1}{3}\left[k^3-(1-t).(k-s)^3\right].\sigma_c = \lambda_3'$$

トセバ (520) 式ハ

$$\lambda_1.A_s-\lambda_2.A_s' = \lambda_3.B.(h-a) \quad \cdots\cdots(523)$$

(522) 式ハ

$$\lambda_1'.A_s+\lambda_2'.A_s' = k.\frac{M}{h-a}-\lambda_3'.B.(h-a) \quad \cdots\cdots(524)$$

ノ形チトナリ何レモ A_s 及 A_s' ナル未知數ノミヲ有スル聯立方程式トナルベシ.

故ニ此二式ヲ解キテ

$$A_s' = \frac{\lambda_1.k}{(\lambda_1.\lambda_2'+\lambda_1'.\lambda_2)}.\frac{M}{h-a}-\frac{(\lambda_1.\lambda_3'+\lambda_1'.\lambda_3)}{(\lambda_1.\lambda_2'+\lambda_1'.\lambda_2)}.B.(h-a) \quad \cdots\cdots(525)$$

$$A_s = \frac{\lambda_2.k}{(\lambda_1.\lambda_2'+\lambda_1'.\lambda_2)}.\frac{M}{h-a}-\frac{(\lambda_2.\lambda_3'-\lambda_2'.\lambda_3)}{(\lambda_1.\lambda_2'+\lambda_1'.\lambda_2)}.B.(h-a) \quad \cdots\cdots(526)$$

A_s' ガ正號ノ値トナル爲メ卽チ應壓側ニ鐵筋ヲ要スル爲メニハ

$$\frac{\lambda_1.k}{(\lambda_1.\lambda_2'+\lambda_1'.\lambda_2)}.\frac{M}{h-a} > \frac{(\lambda_1.\lambda_3'+\lambda_1'.\lambda_3)}{(\lambda_1.\lambda_2'+\lambda_1'.\lambda_2)}.B.(h-a)$$

從ツテ

$$(h-a)^2 < \frac{\lambda_1.k}{(\lambda_1.\lambda_3'+\lambda_1'.\lambda_3)}.\frac{M}{B}$$

或ハ

$$(h-a) < \sqrt{\frac{\lambda_1.k}{\lambda_1.\lambda_3'+\lambda_1'.\lambda_3}}\sqrt{\frac{M}{B}}$$

$\sqrt{\dfrac{\lambda_1.k}{\lambda_1.\lambda_3'+\lambda_1'.\lambda_3}}$ ハ定數ナルヲ以テ之ヲ λ_4 ニテ表ハセバ.

$$h-a < \lambda_4.\sqrt{\frac{M}{B}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(527)$$

若シ中軸線以上肋桁ニ於ケル混凝土ノ應壓力ヲ無視シ (516) 式中ニ上記ノ $d=s.(h-a)$, $b=t.B$, $a=a'=u.(h-a)$, $x=k.(h-a)$ ノ値ヲ換置スルトキハ.

$$B.\Big[2s.(h-a).k.(h-a)-s^2.(h-a)^2\Big]+2n.A_s'.(k-u).(h-a)$$
$$-2n.A_s.(1-k).(h-a)=0$$

或ハ

$$n.(1-k).A_s-n.(k-u).A_s'=\left(s.k-\frac{s^2}{2}\right).B.(h-a) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(528)$$

更ニ (519) 式中ニ上記ノ d,b,x 等ノ値ヲ換置スルトキハ.

$$I=B.\left[k^2.(h-a)^2.s.(h-a)-k.(h-a).s^2.(h-a)^2+\frac{s^3.(h-a)^3}{3}\right]$$
$$+n.A_s'.(k-u)^2.(h-a)^2+n.A_s.(1-k)^2.(h-a)^2$$
$$=\left(k^2.s-k.s^2+\frac{s^3}{3}\right).B.(h-a)^3+n.(k-u)^2.A_s'.(h-a)^2$$
$$+n.(1-k)^2.A_s.(h-a)^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(529)$$

之ヲ $\sigma=\dfrac{M}{I}.x$ ノ一般公式中ニ代入セバ.

$$\sigma_c=\frac{M.k.(h-a)}{\left(k^2.s-k.s^2+\dfrac{s^3}{3}\right).B.(h-a)^3+n.(k-u)^2.A_s'.(h-a)^2+n.(1-k)^2.A_s.(h-a)^2}$$

或ハ

$$n.(1-k)^2.\sigma_c.A_s+n.(k-u)^2.\sigma_c.A_s'=k.\frac{M}{h-a}$$
$$-\left(k^2.s-k.s^2+\frac{s^3}{3}\right).\sigma_c.B.(h-a) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(530)$$

今 (528) 式及 (530) 式中

$$n.(1-k)=\lambda_1, \qquad n.(k-u)=\lambda_2,$$
$$n.(1-k)^2.\sigma_c=\lambda_1', \qquad n.(k-u)^2.\sigma_c=\lambda_2',$$
$$\left(s.k-\frac{s^2}{2}\right)=\lambda_3, \qquad \left(k^2.s-k.s^2+\frac{s^3}{3}\right).\sigma_c=\lambda_3'$$

トセバ

(528) 式ヨリ

$$\lambda_1.A_s-\lambda_2.A_s'=\lambda_3.B.(h-a) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(531)$$

(530) 式ヨリ

$$\lambda_1'.A_s+\lambda_2'.A_s'=k.\frac{M}{h-a}-\lambda_3'.B.(h-a) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(532)$$

トナリ A_s 及 A_s' ノミノ未知數ヲ有スル聯立方程式トナルベシ故ニ之ヲ解キテ

$$A_s'=\frac{\lambda_1.k}{(\lambda_1.\lambda_2'+\lambda_1'.\lambda_2)}.\frac{M}{h-a}-\frac{(\lambda_1.\lambda_3'+\lambda_1'.\lambda_3)}{\lambda_1.\lambda_2'+\lambda_1'.\lambda_2)}.B.(h-a) \quad \cdots\cdots(533)$$

$$A_s=\frac{\lambda_2.k}{(\lambda_1.\lambda_2'+\lambda_1'.\lambda_2)}.\frac{M}{h-a}-\frac{(\lambda_2.\lambda_3'-\lambda_2'.\lambda_3)}{(\lambda_1.\lambda_2'+\lambda_1'.\lambda_2)}.B.(h-a) \quad \cdots\cdots(534)$$

A_s' ガ正號ヲ有スル爲メ卽チ應壓側ニ鐵筋ヲ要スル爲メニハ.

$$\frac{k_1.k}{(\lambda_1.\lambda_2'+\lambda_1'.\lambda_2)}\cdot\frac{M}{h-a} > \frac{\lambda_1.\lambda_3'+\lambda_1'.\lambda_3}{\lambda_1.\lambda_2'+\lambda_1'.\lambda_2}.B.(h-a)$$

或ハ

$$(h-a) < \sqrt{\frac{\lambda_1.k}{\lambda_1.\lambda_3'+\lambda_1'.\lambda_3}}\sqrt{\frac{M}{B}}$$

$\sqrt{\dfrac{\lambda_1.k}{\lambda_1.\lambda_3'+\lambda_1'.\lambda_3}}$ ハ定數ナルヲ以テ之ヲ λ_4 ニテ表ハセバ

$$h-a < \lambda_4.\sqrt{\frac{M}{B}} \cdots\cdots\cdots\cdots(535)$$

今普通使用ノ寸法ニ從ヒ $s=0{,}2$, $t=0{,}2$, $u=0{,}1$, $n=15$ トシ(第四章第四節參照)更ニ $\sigma_c = 400^{\#}/\square''$, $\sigma_s = 12000^{\#}/\square''$ トセバ $k=0{,}333$ (第七十七表ヨリ)

$$\lambda_1 = 15.(1-0{,}333) = 10{,}01$$

$$\lambda_2 = 15.(0{,}333-0{,}1) = 3{,}50$$

$$\lambda_3 = \frac{1}{2}.0{,}333^2 - \frac{1}{2}(1-0{,}2).(0{,}333-0{,}2)^2 = 0{,}048$$

$$\lambda_1' = 15.(1-0{,}333)^2.400 = 2670$$

$$\lambda_2' = 15.(0{,}333-0{,}1)^2.400 = 325{,}73$$

$$\lambda_3' = \frac{1}{3}\left[0{,}333^3-(1-0{,}2)(0{,}333-0{,}2)^3\right].400 = 4{,}68$$

トナルヲ以テ (525) 及 (526) 式ヨリ

$$A_s' = \frac{10{,}01.0{,}333}{(10{,}01.325{,}73+2670.3{,}50)}.\frac{M}{h-a} - \frac{10{,}01.4{,}68+2670.0{,}048}{(10{,}01.325{,}73+2670.3{,}50)}.B.(h-a)$$

$$= 0{,}000265.\frac{M}{h-a} - 0{,}0139.B.(h-a) \cdots\cdots\cdots\cdots(536)$$

$$A_s = \frac{3{,}50.0{,}333}{(10{,}01.325{,}73+2670.3{,}50)}.\frac{M}{h-a} - \frac{3{,}5.4{,}68-325{,}73.0{,}048}{(10{,}01.325{,}73+2670.3{,}50)}B.(h-a)$$

$$= 0{,}0000927.\frac{M}{h-a} - 0{,}0000158.B.(h-a) \cdots\cdots\cdots\cdots(537)$$

若シ中軸線以上ノ肋桁ニ於ケル混凝土ノ應壓力ヲ無視スルトキハ.

$$\lambda_3 = \left(0{,}2.0{,}333 - \frac{0{,}2^2}{2}\right) = 0{,}0466$$

$$\lambda_3' = \left(0{,}333^2.0{,}2 - 0{,}333.0{,}2^2 + \frac{0{,}2^3}{3}\right).400 = 4{,}60976$$

トナルヲ以テ (533) 式及 (534) 式ヨリ

$$A_s' = 0{,}000265.\frac{M}{h-a} - \frac{10{,}10.4{,}61+2670.0{,}0466}{(10{,}01.325{,}73+2670.3{,}50)}.B.(h-a)$$

$$= 0{,}000265.\frac{M}{h-a} - 0{,}0135.B.(h-a) \cdots\cdots\cdots\cdots(538)$$

$$A_s = 0{,}0000927.\frac{M}{h-a} - \frac{3{,}50.4{,}61-325{,}73.0{,}0466}{(10{,}01.325{,}73+2670.3{,}50)}.B.(h-a)$$

$$= 0{,}0000927.\frac{M}{h-a} - 0{,}0000757.B.(h-a). \cdots\cdots\cdots\cdots(539)$$

今實際ノ應用ニ便ナル爲メ第八十三表ニ於テ $s=0{,}2$, $t=0{,}2$, $u=0{,}1$, $n=15$ トシテ σ_c 及 σ_s ノ種々ノ値ニ對シ (525) 及 (526) 式ニ據リ A_s' 及 A_s ノ値ヲ算出セリ.

例題第三十六　第四章例題第三十三ニ與ヘタルト同一ノ狀態ニ於ケルT形桁ガ構造上ノ都合ニ依リ其全高 18″ ニ制限セラレタリトシ其複式鐵筋ノ量ヲ求ム.

答　$B = 6' = 72''$,　$b' = 0{,}2B = 14''5$,　$d = 4''$,

$d = 2''$,　$h-a = 18-2 = 16''$,

第八十三表

複式T形桁ノ計算ニ必要ナル係數 $\frac{E_s}{E_c}=n=15$				
許容應力度 $^{\#}/_{\square}''$		中軸線ノ位置 ($''$) $x=k(h-a)$	應張鐵筋斷面積 $A_s{}^{\square''}$	應壓鐵筋斷面積 $A_s'{}^{\square''}$
σ_s	σ_c			
14000	300	0,243$(h-a)$	0,0000793 $\frac{M}{h-a}$ —0,0000631 $B(h-a)$	0,0004198 $\frac{M}{h-a}$ —0,0137564 $B(h-a)$
"	400	0,300 "	0,0000794 " —0,0000565 "	0,0002778 " —0,0138631 "
"	500	0,349 "	0,0000794 " —0,0000362 "	0,0002076 " —0,0140269 "
"	600	0,391 "	0,0000794 " —0,000077 "	0,0001659 " —0,0141857 "
12000	300	0,273 "	0,0000927 " —0,0000612 "	0,0003896 " —0,0137948 "
"	400	0,333 "	0,0000927 " —0,0000458 "	0,0002647 " —0,0139651 "
"	500	0,385 "	0,0000927 " —0,0000136 "	0,0002001 " —0,0141627 "
"	600	0,429 "	0,0000928 " +0,0000348 "	0,0001610 " —0,0143374 "
10000	300	0,310 "	0,0001109 " —0,0000538 "	0,0003645 " —0,0138943 "
"	400	0,375 "	0,0001111 " —0,0000215 "	0,0002525 " —0,0141240 "
"	500	0,429 "	0,0001113 " +0,0000334 "	0,0001932 " —0,0143374 "
"	600	0,474 "	0,0001113 " +0,0001084 "	0,0001565 " —0,0145503 "

$\sigma_s = 12000^{\#}/_{\square}''$, $\sigma_c = 350^{\#}/_{\square}''$, $l = 25'$

$x = 0{,}304.(h-a) = 4{,}''9$ (第七十七表引用) ナルヲ以テ

T形桁ノ重量 $=\left(25.6.\frac{4}{12}+25.\frac{14{,}5}{12}.\frac{18-4}{12}\right).150 = 12780^{\#}.$

活重其他 $= 25.6.120 \qquad = 18000^{\#}$

6′ノ幅ニ於ケル全荷重 $= 30780^{\#}.$

$$M = \frac{1}{8}P.l = \frac{1}{8}30780.25.12 = 1154250''^{\#}$$

中軸線以上ニ於ケル肋桁ノ應壓力ヲ無視スルトキハ (516) 式

$$B.(2d.x-d^2)+2n.A_s'.(x-a')-2n.A_s.(h-a-x)=0$$ ヨリ

$$72.(2.4.4{,}9-4^2)+2.15.A_s'(4{,}9-2)-2.15.A_s(16-4{,}9)=0$$

或ハ

$$333A_s-87A_s'=1670$$

又 (519) 式

$$I = B.\left(d.x^2-d^2.x+\frac{d^3}{3}\right)+n.A_s'.(x-a')^2+n.A_s.(h-a-x)^2$$ ヨリ

$$I = 72.\left(4.4{,}9^2-4^2.4{,}9+\frac{4^3}{3}\right)+15.A_s'.(4{,}9-2)^2+15.A_s.(16-4{,}9)^2$$

$$= 2808+126A_s'+1845A_s$$

$$\sigma = \frac{M}{I}.x$$ ヨリ

$$350 = \frac{1154250}{2808+126A_s'+1845A_s}.4{,}9$$

或ハ

$$644000A_s+44100A_s' = 4673025$$

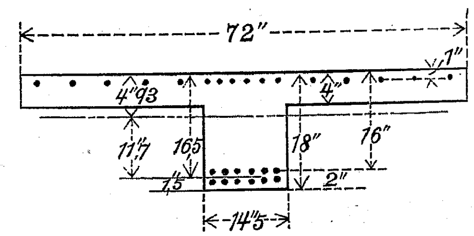
以上 A_s 及 A_s' ノ聯立一次方程式ヲ解キテ

$A_s = 6{,}8^{\square''}$

$A_s' = 6{,}8^{\square''}.$

故ニ應張方面ニハ直徑 $^7/_8''$ ノ鐵筋12條,應壓方面ニハ $^3/_4''$ ノ鐵筋16條ヲ用フルコト、シ其配置ヲ第三百九十二圖ノ如クスベシ然ルトキハ實際計畫ニ使用スベキ桁ノ寸法及鐵筋ノ斷面ハ

第三百九十二圖



$$h-a = 18-1{,}5 = 16{,}5''$$

$$A_s = 12.0{,}6 = 7{,}2^{\square''}$$

$$A_s' = 16.0{,}442 = 7{,}1^{\square''}$$

$$a' = 1''$$

故ニ

$$x = \frac{1}{2}.\frac{B.d^2+2n.\left[A_s'.a'+A_s.(h-a)\right]}{B.d+n.(A_s+A_s')} \quad \text{ヨリ}$$

$$x = \frac{1}{2}.\frac{72.4^2+2.15.\left[7{,}1.1+7{,}2.16{,}5\right]}{72.4+15.(7{,}2+7{,}1)} = 4{,}''93$$

$$I = B.\left(d.x^2-d^2.x+\frac{d^3}{3}\right)+n.A_s'.(x-a')^2+n.A_s.(h-a-x)^2 \quad \text{ヨリ}$$

$$I = 72.\left(4.4{,}93^2-4^2.4{,}93+\frac{4^3}{3}\right)+15.7{,}1(4{,}93-1)^2+15.7{,}2.(16{,}5-4{,}93)^2 = 18953$$

$\sigma = \dfrac{M}{I}.x$　ニ上記ノ値ヲ挿入スルトキハ

$$\sigma_c = \frac{1154250}{18953}.4{,}93 = 300^{\#}/_{\square}''.$$

應張側及應壓側ニ於ケル鐵筋ノ平均力度ハ(514)及(515)式ニ依リ.

$$\sigma_s = 15.300.\frac{16{,}5-4{,}93}{4{,}93} = 10561^{\#}/_{\square}''$$

$$\sigma_s' = 15.300.\frac{4{,}93-1}{4{,}93} = 3587^{\#}/_{\square}''.$$

更ニ鐵筋最下端ニ於ケル絕對應張力度ハ第二章(391)式ニ依リ

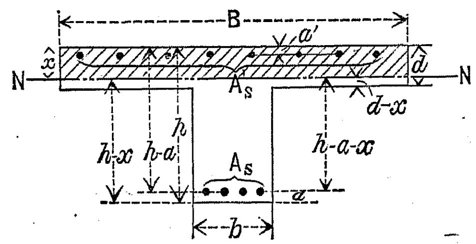
$$\sigma_{s\,max} = 10561.\frac{18-1-4{,}93}{16{,}5-4{,}93} = 11018^{\#}/_{\square}''.$$

第四節　混凝土ノ應張力ヲ考ヘタル場合ニ於ケル複式鐵筋混凝土ノ算法.

普通T形桁ニ於ケルガ如ク $x<d$ 及 $x>d$ ノ二ツノ場合ニ就キ之ヲ區別シテ論ゼザル可ラズ.

I) $x<d$ ノ場合. 中軸線 NN ニ對スル斷面ノ靜力率ヲ求ムレバ

第三百九十三圖



$$S_c+n.S_s' = n'.S_c'+n.S_s$$

ニシテ(S_s' = 應壓層鐵筋ノ斷面力率)

$$S_c = \tfrac{1}{2}B.x^2,$$

$$S_s' = A_s'.(x-a'),$$

$$S_c' = \tfrac{1}{2}b.(h-x)^2+\tfrac{1}{2}(B-b).(d-x)^2,$$

$$S_s = A_s.(h-a-x)$$

ナルヲ以テ

$$\tfrac{1}{2}B.x^2+n.A_s'.(x-a') = n'.\tfrac{1}{2}.b.(h-x)^2+n'.\tfrac{1}{2}.(B-b).(d-x)^2 + n.A_s.(h-a-x)$$

或ハ

$$x^2+2x.\frac{n'.\left[(B-b).d+b.h\right]+n.(A_s+A_s')}{(1-n').B} - \frac{n'.\left[(B-b).d^2+b.h^2\right]+2n.\left[A_s.(h-a)+A_s'.a'\right]}{(1-n').B} = 0$$

故ニ

$$\frac{n'.\left[(B-b).d+b.h\right]+n.(A_s+A_s')}{(1-n').B} = C_3$$

$$\frac{n'.\left[(B-b).d^2+b.h^2\right]+2n.\left[A_s.(h-a)+A_s'.a'\right]}{(1-n').B} = D_3$$

トセバ

$$x^2+2C_3.x-D_3=0$$

故ニ

$$x=-C_3+\sqrt{C_3^2+D_3} \quad \cdots\cdots (540)$$

次ニ中軸線ニ對スル假想斷面ノ物量力率ハ

$$I=I_{cc}+n'.I_{ct}+n.I_{sc}+n.I_{st}.$$

ニシテ

$$I_{cc}=\tfrac{1}{3}B.x^3,$$

$$I_{ct}=\tfrac{1}{3}b.(h-x)^3+\tfrac{1}{3}(B-b).(d-x)^3,$$

$$I_{sc}=A_s'.(x-a')^2$$

$$I_{st}=A_s.(h-a-x)^2$$

ナルヲ以テ

$$I=\tfrac{1}{3}B.x^3+n'.\tfrac{1}{3}.b.(h-x)^3+n'.\tfrac{1}{3}.(B-b).(d-x)^3+n.A_s'.(x-a')^2$$
$$+n.A_s.(h-a-x)^2 \quad \cdots\cdots (541)$$

故ニ　$\sigma_c=\dfrac{M.x}{I}$　ヨリ　σ_c　ヲ見出シ得可ク從ツテ第三章 (447) (445) 及 (446) 式ト同ジク

$$\sigma_{ct}=n'.\frac{M}{I}.(h-x)=n'.\frac{\sigma_c}{x}.(h-x) \quad \cdots\cdots (542)$$

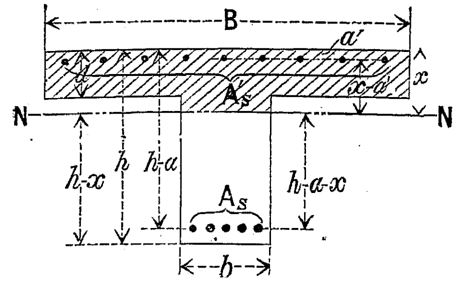
$$\sigma_s=n.\frac{(h-a-x)}{x}.\sigma_c \quad \cdots\cdots (543)$$

$$\sigma_{sc}=n.\frac{(x-a')}{x}.\sigma_c \quad \cdots\cdots (544)$$

ヨリ各其値ヲ見出スコトヲ得ベシ.

II)　$x>d$　ノ場合.　I)ノ場合ト同ジク

第三百九十四圖



$$S_c+n.S_s'=n'.S_c'+n.S_s$$

而シテ

$$S_c=\tfrac{1}{2}B.x^2-\tfrac{1}{2}(B-b).(x-d)^2,$$

$$S_s'=A_s'.(x-a'),$$

$$S_c'=\tfrac{1}{2}b.(h-x)^2,$$

$$S_s=A_s.(h-a-x),$$

ナルヲ以テ

$$\tfrac{1}{2}B.x^2-\tfrac{1}{2}(B-b).(x-d)^2+n.A_s'.(x-a')$$
$$=n'.\tfrac{1}{2}.b.(h-x)^2+n.A_s.(h-a-x)$$

或ハ

$$x^2+2x.\frac{n'.b.h+(B-b).d+n.(A_s+A_s')}{(1-n').b}$$
$$-\frac{n'.b.h^2+(B-b).d^2+2n.\left[A_s.(h-a)+A_s'.a'\right]}{(1-n').b}=0$$

故ニ

$$\frac{n'.b.h+(B-b).d+n.(A_s+A_s')}{(1-n').b}=C_4$$

$$\frac{n'.b.h^2+(B-b).d^2+2n.\left[A_s.(h-a)+A_s'.a'\right]}{(1-n').b}=D_4$$

トセバ

$$x^2+2C_4.x-D_4=0$$

故ニ

$$x=-C_4+\sqrt{C_4^2+D_4} \quad \cdots\cdots (545)$$

次ニ中軸線ニ對スル假想斷面ノ物量力率ヲ求ムレバ

$$I=I_{cc}+n'.I_{ct}+n.I_{sc}+n.I_{st}$$

ニシテ

$$I_{cc} = \tfrac{1}{3}B.x^3 - \tfrac{1}{3}(B-b).(x-d)^3,$$

$$I_{ct} = \tfrac{1}{3}b.(h-x)^3,$$

$$I_{sc} = n.A_s'.(x-a')^2,$$

$$I_{st} = A_s.(h-a-x)^2$$

ナルヲ以テ

$$I = \tfrac{1}{3}B.x^3 - \tfrac{1}{3}(B-b).(x-d)^3 + n'.\tfrac{1}{3}.b.(h-x)^3$$

$$+ n.A_s'.(x-a')^2 + n.A_s.(h-a-x)^2 \quad \cdots\cdots (546)$$

從ツテ

$$\sigma_c = \frac{M}{I}.x \quad \cdots\cdots (547)$$

$$\sigma_{ct} = n'.\frac{\sigma_c}{x}.(h-x) = n'.\frac{M}{I}.(h-x) \quad \cdots\cdots (548)$$

$$\sigma_s = n.\frac{(h-a-x)}{x}.\sigma_c \quad \cdots\cdots (549)$$

$$\sigma_{sc} = n.\frac{(x-a')}{x}.\sigma_c \quad \cdots\cdots (550)$$

ヨリ各々其値ヲ見出スコトヲ得ベシ.

例題第三十七　例題第三十六ノ場合ニ於テ混凝土ノ應張力ヲ考ヘタルトキ其混凝土ノ應張力ヲ求ム.　但シ　$n' = 0,4$　ト假定ス.

答　$x > d$　ナルヲ以テ (545) 式ニ依リ

$$C_4 = \frac{0,4.14,5.18 + (72-14,5)4 + 15(7,2+7,1)}{(1-0,4)14,5} = 63,0$$

$$D_4 = \frac{0,4.14,5.18^2 + (72-14,5)4^2 + 2.15\left[7,2.16,5 + 7,1.1\right]}{(1-0,4).14,5} = 755,9$$

故ニ

$$x = -63 + \sqrt{63^2 + 755,9} = 5,''7$$

$$I = \frac{1}{3}72.5,7^3 - \frac{1}{3}(72-14,5).(5,7-4)^3 + 0,4.\frac{1}{3}.14,5(18-5,7)^3$$

$$+ 15.7,1(5,7-1)^2 + 15.7,2(16,5-5,7)^2$$

$$= 23016$$

故ニ

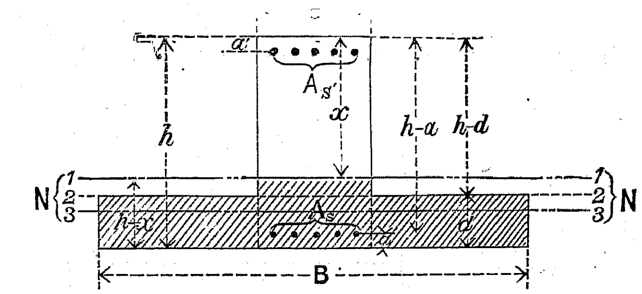
$$\sigma_{ct} = n'.\frac{M}{I}.(h-x)$$

$$= 0,4.\frac{1154250}{23016}.(18-5,7) = 245^{\#}/_{\square}''.$$

第五節　反仰T形桁.

反仰T形桁 (Inverted T beam) ヲ使用スル場合ハ實際ニ於テ極メテ稀レナリ然レドモ終端ニ於テ緊定セラレタルT形桁ハ恰モ反仰T形桁ノ働キヲナスベシ卽チ其桁ノ上部ハ應張層トナリ下部ハ應壓層トナルベケレバナリ此場合ニハ一般ニ複式鐵筋ヲ有スルコト多シ卽チ桁ノ中央應張層ニ於ケル鐵筋ノ一部ハ桁ノ終端ニ近ク折曲ゲラレテ終端應張層ニ配置セラルヽカ若クハ其緊定終端ニ近ク單獨ニ應張鐵筋ヲ有スベシ

第三百九十五圖



此場合ニ於テモ中軸線ノ位置ニ從ヒテ三ツノ異ナレル場合ヲ區別セザル可ラズ　若シ中軸線ガ肋桁内ニアルトキハ(第三百九

十五圖 1) d ナル幅ヲ有スル複式矩形桁ト全ク同一ナリ何トナレバ應張側ニ於ケル混凝土ノ張力ハ全ク之ヲ無視スルヲ以テナリ而シテ兩端ヲ緊定スル桁ニアリテハ其終端ニ於ケル彎曲力率ハ桁ノ中央部ニ於ケルモノヨリモ大ナルヲ以テ普通其終端ニ近ク桁高ヲ增加シ中軸線ヲ低下セシメテ應壓層ニ於ケル抵抗力度ヲ遞減セシムルヲ常トシ從ツテ中軸線ノ位置ガ突緣內ニアルコト極メテ稀レナルヲ以テ反仰T形桁ノ計算ハ複式矩形桁ト全ク同一トナル場合極メテ多シ若シ中軸線ガ突緣ノ緣端ト一致スルトキハ(第三百九十五圖 2) $h-x=d$ トナルベク計算ハ第一ノ場合ト同樣ナリ更ニ中軸線ガ突緣內ニアルトキハ(第三百九十五圖 3)其突緣ノ一部ニ應壓力ヲ生ズベシ其中軸線ニ對スル斷面靜力率ノ代數的和ハ零トナルベキヲ以テ

$$\frac{1}{2}b.x^2+\frac{1}{2}(B-b).\left[x-(h-d)\right]^2$$
$$+n.\left[A_s'.(x-a')-A_s.(h-x-a)\right]=0 \quad\cdots\cdots\cdots\cdots(551)$$

ヨリ x ヲ求メ更ニ

$$I=\frac{1}{3}b.x^3+\frac{1}{3}(B-b).\left[x-(h-d)\right]^3$$
$$+n.\left[A_s'.(x-a')^2+A_s.(h-x-a)^2\right]\cdots\cdots\cdots\cdots(552)$$

トナルベキヲ以テ

$\sigma_c=\dfrac{M.x}{I}$ ヨリ σ_c ヲ知リ從ツテ本章各節ノ場合ト同ジク σ_s 及 σ_s' ノ値ヲ定メ得ベシ但シ單獨ニ斯クノ如キ桁ヲ使用スルコトハ極メテ不經濟ナルヲ以テ其實際ノ應用ハ殆ンド之レナシト云フコトヲ得ベシ.

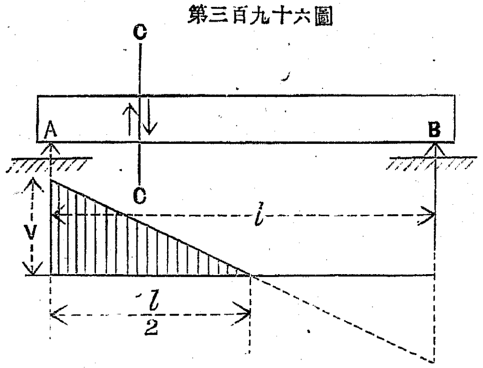
第六章　應剪力及附着力

(Shearing and Adhesive stresses)

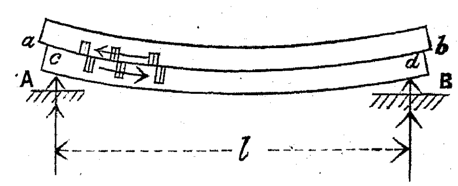
第一節　總說

桁若クハ床版ニアリテハ彎曲力率ノ外猶剪斷ノ作用ヲ受クベシ其種類ニ二アリ一ハ桁若クハ床版ノ長サニ沿ヘル軸線ニ直角ニ働クモノニシテ第三百九十六圖ノ如ク cc ノ斷面ニ於テ指矢ノ

第三百九十六圖



第三百九十七圖



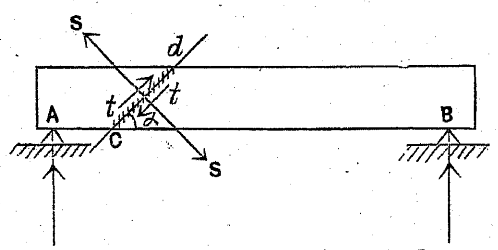
如ク兩部互ニ垂直ノ方向ニ剪斷セントスルモノ一ハ桁若クハ床版ノ軸線ニ沿フテ水平ノ方向ニ働クモノニシテ第三百九十七圖ノ如ク上下ノ二層互ニ指矢ノ方向ニ分離セントスルモノ是レナリ前者ハ假令バ等布荷重ヲ受クル場合ニアリテハ其剪斷力ハ桁或ハ床版ノ中央點ニ於テ其值零ニシテ支點ニ近クニ從ヒ漸次其量ヲ增加シ支點ニ至リテ最大值ヲ有スルコト恰モ彎曲力率ノ推移ト正反對ノ結果ヲ示スベシ此レニ對抗スル應力ヲ名ケテ垂直應剪力 (Vertical shearing stress) ト云フ後者ハ ab 及 cd ノ層ガ初メ同長ニシテ同一ノ應力ヲ生ジタルモノ此剪斷力ニ依リテ上層ノ下

部 *ab* ハ伸張ヲ受ケ下層ノ上部 *cd* ハ壓縮ヲ受ケ其終端ニ於テ圖ノ如ク二層互ニ相分離セントスルノ傾向ヲ有スベシ荷重ノ配置等布的ナルカ又ハ對稱的ナルトキハ其剪斷力ハ亦中央點ニ於テ最小ニシテ支點ニ於テ最大値ヲ示スベシ此レニ對抗スル應力ヲ名ケテ水平應剪力 (Horizontal shearing stress) ト云フ此水平及垂直剪斷力度ハ桁ノ各點ニ於テ互ニ其力度ヲ等シクスルコト普通力學ニ於テ既ニ理解セラルヽトコロナリ.

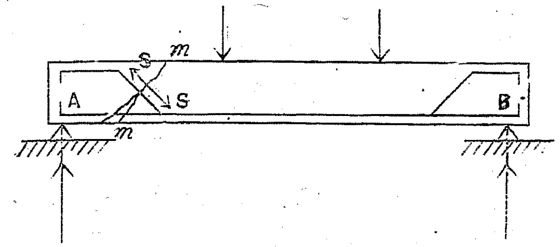
許容應剪力度ハ各國其規定ニ多少ノ差違アリト雖ドモ大體ニ於テ 50—60#/□″ トセルモノ多シ故ニ桁若クハ床版ニ受クル實際ノ剪斷力度ガ以上ノ値ヲ超過スルトキハ更ニ鐵筋若クハ混凝土ヲ增加シテ之ニ對應セシメザルベラズ

桁若クハ床版ノ各垂直斷面ニ於テ垂直剪斷力ヲ受クルト同時ニ之レト直角ニ法線力 (Normal force) 卽チ直接張力若クハ壓力 (Direct tension or compression) ヲ受クルトキハ或傾斜セル斷面ニアリテハ第三百九十八圖ノ如ク *cd* ニ沿フテ *t* ナル切線應力 (Tangential stress) 卽チ應剪力ト此面ニ直角ニ *s* ナル垂直應力卽チ應張力ヲ生ズベシ此 *s* 及 *t* ノ量ハ斷面ノ傾斜度 α 及剪斷力ノ値ニ從ヒテ夫々異ナルベシト雖ドモ *s* ノ値ハ 45° ニ傾斜シタル面ニ於テ最大ニシテ其力度ハ垂直及水平應剪力度ト同一ナリ(本章第四節參照)此抵抗力ヲ名ケテ傾斜應張力 (Diagonal tension) ト云フ卽チ桁若クハ床版ノ或一點ニ於テハ垂直

第三百九十八圖



第三百九十九圖



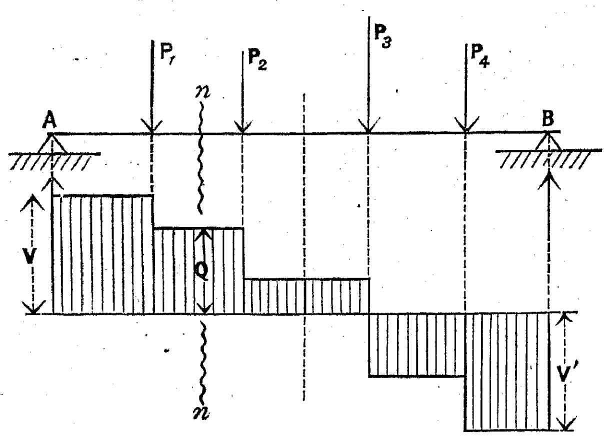
及水平應剪力度ト傾斜應張力度ト其絕對的値ニ於テ全ク同一ノモノタルヲ知ル斯クテ第三百九十九圖ノ如キ荷重ヲ受ケタル場合 *s* ノ値大ナルトキハ混凝土ノ應張力ハ極メテ弱キヲ以テ支點ノ附近 45° ニ近キ方向ニ於テ混凝土ノ裂罅ヲ生ズ可キノ理ニシテ其實證ハ鐵筋混凝土強度試驗ニ際シ常ニ表現セラルベキ現象ナリトス故ニ算定ノ結果應剪力ノ不足ナル場合ニハ此裂罅ノ生ズルヲ避クル爲メ垂直繫索 (Vertical stirrup) 又ハ其附近ニ於テ首要鐵筋ヲ 45° ノ方向ニ上部ニ向テ折曲ゲタル傾斜鐵筋 (Bent bar) ヲ用キザル可ラズ此補強ニシテ充分ナルトキハ破壞的荷重ヲ受クル場合最早桁端ニ於テセズシテ彎曲力率ノ最大ナル點卽チ桁若クハ床版ノ中央點ニ於テ上部壓縮若クハ下部伸張ノ何レカニ依リテ破壞若クハ裂罅ヲ生ズルニ至ルベシ.

次ニ混凝土ト鐵筋周邊トノ間ニ於ケル附着力ノ性質ヲ研究スルコトモ亦必要ノ問題ナリトス此附着力不充分ナルトキハ彎曲ヲ受ケタル場合水平剪力ニ依リテ鐵筋ハ混凝土內ヲ滑動スベケレバナリ此附着力ハ鐵筋表面粗鬆ノ度,混凝土配合ノ良否,鐵筋ノ周圍ヲ取卷クル混凝土ノ量及繫索ノ配置等ニ依リテ其抵抗力ニ多少アリト雖ドモ要スルニ中軸線ニ於ケル水平剪斷力以上ニ匹敵スベキ附着力アルカ否ヤヲ檢定セザル可ラズ.

第二節　垂直應剪力.

今兩支點ニ休止セル桁若クハ床版ヲ考フルニ垂直剪斷力ハ支點ニ於テ最大値ヲ有シ桁若クハ床版ノ中央點ニ向ツテ漸次減少スベク其應剪力度ノ配布モ全ク同様タルベシ今若シ桁若クハ床版ノ全部ガ混凝土ノミヨリ構成セラルルトセバ第四百圖ニ於テ或任意ノ斷面 nn ニ於ケル垂直應剪力度 τ ハ $\tau \doteqdot \dfrac{Q}{A}$ トナルベシ A ハ其點ニ於ケル斷面積ヲ，Q ハ其斷面ニ於ケル垂直剪斷力ヲ示ス今 A ヲ $\square''$，Q ヲ $\#$ ニテ示シ Q ハ全斷面ニ等布的ニ分配セラルルモノトセバ τ ハ $^{\#}/_{\square''}$ ニテ表ハシ得ル力度トナルベシ故ニ桁若クハ床版ノ高サ全徑間ヲ通ジテ同一ナリトセバ τ ノ最大値ハ Q ノ最大値卽チ支點反應力 V 或ハ V' ヲ A ニテ除シタルモノニ等シク $\tau_{max} = \dfrac{V}{A}$ トナルベシ若シ此値ガ許容應剪力度ヲ超過スル場合ニハ其點ニ於ケル桁若クハ床版ノ斷面ヲ增加セザル可ラズ鐵筋混凝土ノ如キ異ナレル彈性係數ヲ有スル材料ノ結合體ナルトキハ τ ハ前記ノ者ト異ナリタル形式ヲ取ルベシ卽チ應剪力ハ各材料ノ彈性係數ニ比例シテ配布セラルベキヲ以テ混凝土ノ單位斷面積ニ於ケル最大剪力度 τ_c ハ

第四百圖



$$\frac{\tau_c}{E_c} = \frac{V}{A_c.E_c + A_s.E_s} \quad \text{ヨリ}$$

$$\tau_c = \frac{V}{A_c + A_s.\dfrac{E_s}{E_c}} = \frac{V}{A_c + n.A_s} \quad \cdots\cdots\cdots (553)$$

鐵筋ノ受クル最大應剪力度 τ_s ハ

$$\tau_s = \frac{V}{A_s + \dfrac{A_c}{n}} = n.\tau_c \quad \cdots\cdots\cdots (554)$$

而シテ許容應剪力度ハ普通　$\tau_c = 50—60^{\#}/_{\square''}$，　$\tau_s = 9000—12000^{\#}/_{\square''}$ (可鍛鐵ノ場合)ヲ採用ス但シ一般ニハ垂直應剪力度ノ不足ナルコト極メテ稀レニシテ殆ンド其檢定ヲ試ムルノ必要ナキ場合多シ

例題第三十八　第二章例題第十五ノ場合ヲ取リ其桁端ニ於ケル最大垂直應剪力度ヲ求ム

答　桁ノ終端ニ於ケル最大剪力 V ハ支點ニ於ケル反應力ニ等シキヲ以テ

$$V = 1.180.\frac{10}{2} = 900^{\#}, \qquad A_c = 12.6 = 72^{\square''}.$$

$A_s = 3.0,_{196} = 0,_{59}{}^{\square''}$ ナルヲ以テ (553) 式ニ依リ

$$\tau_c = \frac{900}{72 + 15.0,_{59}} = 11,1^{\#}/_{\square''}.$$

$$\tau_s = 15.11,1 = 166,5^{\#}/_{\square''}.$$

何レモ遙カニ許容力度以內ニアルコトヲ知ル.

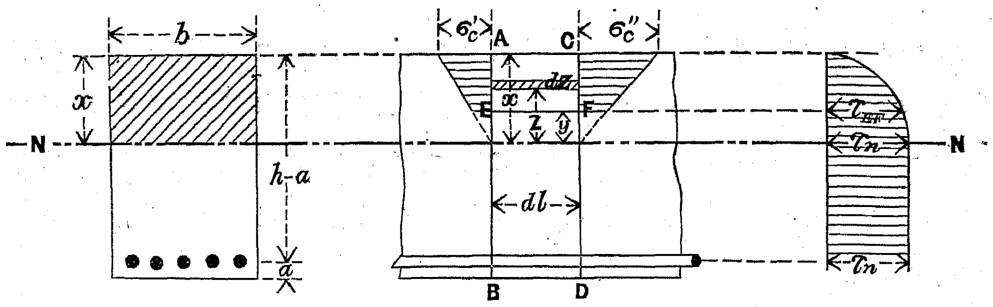
第三節　水平應剪力.

水平應剪力度ノ檢定ハ垂直應剪力度ニ比シテ必要ナル場合多シ其應力ノ分布ハ桁或ハ床版ノ上端ニ於テ其値零ニシテ下端ニ赴クニ從ヒ漸次其値ヲ增加シ中軸線ニ至リテ其最大値ニ達シ鐵筋下端ニ至リテ再ビ零トナルベシ若シ應張側ニ於ケル混凝土ノ

應張力ヲ無視スルトキハ中軸線ヨリ鐵筋ニ至ル間ノ力度ハ中軸線ニ於ケルモノト同一ノ値ヲ有スベシ.

今單式矩形桁若クハ床版ニ就キテ其力度ヲ求メンニ第四百一圖ニ於テ NN ナル中軸線ヨリ或任意ノ距離 z ニ於ケル平面ノ法

第四百一圖



線應力ハ CF 側ニアリテハ $\frac{\sigma_c''}{x}.z$, AE 側ニアリテハ $\frac{\sigma_c'}{x}.z$ ナルベシ故ニ其合成力ハ

$$\frac{\sigma_c''}{x}.z-\frac{\sigma_c'}{x}.z=\frac{z}{x}.(\sigma_c''-\sigma_c')$$

故ニ $b.dz$ ナル微分平面ニ働ク力 t ハ

$$t=\frac{z}{x}.(\sigma_c''-\sigma_c').b.dz$$

然ルニ第二章 (328) 式ヨリ

$$\sigma_c=\frac{2M}{b.x.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}$$ ナルヲ以テ

$$t=\frac{z}{x}.\left[\frac{2M''}{b.x.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}-\frac{2M'}{b.x.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}\right].b.dz$$

$$=\frac{2(M''-M')}{b.x^2.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}.z.b.dz.$$

故ニ EF ナル水平斷面ニ働ク剪力 T_{EF} ハ y 及 x ノ間ニ働ク t ノ總量ナラザル可ラズ 卽チ

$$T_{EF}=\int_y^x\frac{2(M''-M')}{b.x^2.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}.z.b.dz$$

$\frac{2(M''-M')}{b.x^2.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}$ ハ一ノ定數ナルヲ以テ

$$T_{EF}=\frac{2(M''-M')}{b.x^2.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}\int_y^x z.b.dz.$$

$z.b.dz$ ハ中軸線 NN ニ對スル $b.dz$ ナル平面ノ斷面靜力率ヲ示シ從ツテ $\int_y^x z.b.dz$ ハ b ナル幅ヲ有シ $CF=x-y$ ナル高サヲ有スル斷面ノ中軸線ニ對スル靜力率ヲ示ス而シテ其量 S ハ

$$S=b.(x-y).\left(y+\frac{x-y}{2}\right)=\frac{b.(x^2-y^2)}{2}$$

故ニ

$$T_{EF}=\frac{2(M''-M')}{b.x^2.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}.\frac{b.(x^2-y^2)}{2}\ \cdots\cdots\cdots\cdots (555)$$

y ノ値減少スルニ從ヒ T_{EF} ノ値增加シ遂ニ $y=0$ 卽チ EF ナル斷面ガ中軸線ト一致スルトキハ

$$T_n=\frac{M''-M'}{\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}\ \cdots\cdots\cdots\cdots (556)$$

茲ニ $M''-M'$ ハ dl ナル極小長サニ於ケル彎曲力率ノ增加率ヲ示スモノナルヲ以テ之ヲ dM ニテ表ハシ更ニ其斷面ニ於ケル垂直剪力ヲ Q ニテ表ハストキハ

$$\frac{dM}{dl}=Q$$

故ニ

$$dM=M''-M'=Q.dl$$

從ツテ

$$\mathrm{T}_{EF}=\frac{Q.dl}{x^2.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}.(x^2-y^2)\quad\cdots\cdots(557)$$

$$\mathrm{T}_n=\frac{Q.dl}{\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}\quad\cdots\cdots(558)$$

T_{EF} 及 T_n ナル剪力ハ b ナル幅ト dl ナル長サトヲ有スル面ニ働クヲ以テ其應剪力度ハ

$$\tau_{EF}=\frac{\mathrm{T}_{EF}}{b.dl}=\frac{Q}{b.x^2\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}.(x^2-y^2)\quad\cdots\cdots(559)$$

$$\tau_n=\frac{\mathrm{T}_n}{b.dl}=\frac{Q}{b.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}\quad\cdots\cdots(560)$$

Q ノ値ハ其斷面ヲ取レル箇所ニ從ヒ異ナルベク而シテ Q ハ桁若クハ床版ノ支點ニ於テ其最大値ヲ有スベシ. 今其支點ニ於ケル最大垂直剪力ヲ V トセバ最大水平應剪力度 τ_{max} ハ

$$\tau_{max}=\frac{V}{b.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}\quad\cdots\cdots(561)$$

中軸線以下ニ於ケル混凝土ノ應張力ハ是レヲ無視セルヲ以テ NN 線以下鐵筋ニ至ル迄ノ應剪力度ハ凡テ不變タルベシ

以上ノ結果ハ亦等質ノ桁或ハ床版ノ場合ニ於ケル應剪力度ノ一般公式

$$\tau=\frac{Q.S}{I.b}\quad\cdots\cdots(562)$$

ヨリモ之ヲ導クコトヲ得ベシ式中 S ハ中軸線ニ對シ y 以上ニ於ケル壓縮ヲ受クル混凝土斷面ノ靜力率, I ハ同ジク其中軸線ニ對スル同斷面積ノ物量力率ヲ示スモノナリ今(562)式ヲ異性ノ二材料ヨリ構成セル鐵筋混凝土ニ應用セバ中軸線ニ對スル斷面ノ靜力率ハ

$$S=b.x.\frac{x}{2}=\frac{b.x^2}{2}$$

同ジク物量力率ハ

$$I=\frac{b.x^3}{3}+n.A_e.(h-a-x)^2$$

或ハ第二章 339) 式ヨリ

$$I=\frac{b.x^2}{2}.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)\quad ナルヲ以テ$$

$$\frac{I}{S}=h-a-\frac{x}{3}\quad トナリ從ツテ$$

$$\tau_n=\frac{Q}{b.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}$$

卽チ(560)式ト全ク同一ノ結果ヲ得ベシ.

例題第三十九 第二章例題第十七ニ與ヘタル梠ノ水平應剪力度ヲ求ム.

答 設計ニ使用セシ桁ノ自重 $=10{,}5.\frac{20{,}5}{12}.\frac{14}{12}.150=3140^{\#}$

煉瓦壁ノ重量 $=17000^{\#}$

合計 $=20140^{\#}$

故ニ

$$V=\frac{20140}{2}=10070^{\#}.$$

$$b=14'',\quad h-a=20{,}5-2=18{,}5''$$

$\sigma_c=500^{\#}/_{\square}''$, $\sigma_s=14000^{\#}/_{\square}''$ ト假定セルヲ以テ第七十七表ニ依リ

$$x=0{,}349.18{,}5=6{,}''5$$

故ニ

$$\left(h-a-\frac{x}{3}\right)=18'5-\frac{6{,}5}{3}=16'',3$$

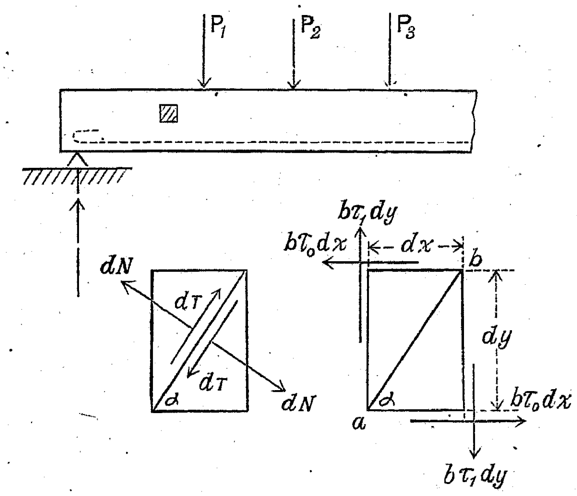
從ツテ

$$\tau_{max}=\frac{V}{b.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}=\frac{10070}{14.16{,}3}=44{,}1^{\#}.$$

第四節　傾斜應力 (Diagonal stress).

桁或ハ床版中ノ或一定點ヲ取リ茲處ニ傾斜セル一定面ヲ考フルトキハ此面ニ直角ナル法線力及其面ニ切線ヲ爲セル剪力ノ働クヲ見ルベシ此レニ抵抗スベキ法線應力及應剪力ハ其點ヲ通過スル如何ナル平面中ニ於テ最大タルベキカヲ考フルニ今桁若クハ床版ヨリ一ノ矩形片ヲ切取リ其寸法ヲ b, dx 及 dy トシ上下兩面ニ働ク水平應剪力度ヲ $\tau_0{}^{\#}/_{\square}''$ トセバ此面ニ働ク總剪力ハ $b.\tau_0.dx^{\#}$ トナルベク猶兩側面ニ働ク未知應剪力度ヲ τ_1 トセバ其總剪力ハ $b.\tau_1.dy$ トナルベシ中軸線以下ノ層ニアリテハ混凝土ノ張力ハ之ヲ無視セルヲ以テ從ツテ考慮中ニ加フルヲ要セズ然ルトキハ平衡狀態ノ保留條件トシテ

第四百二圖



$$b.\tau_0.dx.dy=b.\tau_1.dy.dx$$

ナラザルベカラズ.

故ニ

$$\tau_0=\tau_1 \quad\cdots\cdots(563)$$

即チ垂直應剪力度ハ水平應剪力度ト相等シキヲ知ル.

次ニ其矩形片ノ對角面ニ働クベキ $b.\tau_0.dx$ 及 $b.\tau_1.dy$ ノ分力ヲ考フルトキハ

$$dN=b.\tau_0.dx.sin\alpha+b.\tau_1.dy.cos\alpha$$

$$dT=b.\tau_1.dy.sin\alpha-b.\tau_0.dx.cos\alpha$$

トナルベク對角面ニ於ケル面積ハ

$$dA=\frac{b.dx}{cos\,\alpha} \text{ 若クハ } \frac{b.dy}{sin\,\alpha}$$

ナルヲ以テ法線應力度 N 及切線應力度 T ハ

$$N=\frac{dN}{dA}=\tau_0.sin\alpha.cos\alpha+\tau_1.cos\alpha.sin\alpha$$

$$=2\tau_0.sin\alpha.cos\alpha=\tau_0.sin2\alpha$$

$$T=\frac{dT}{dA}=\tau_1.sin^2\alpha-\tau_0.cos^2\alpha=\tau_0.(sin^2\alpha-cos^2\alpha)$$

$$=-\tau_0.cos2\alpha=\tau_0.cos\,(180^0-2\alpha)$$

N ノ最大値ハ α ノ如何ナル角度ヲ有スルトキ起ルベキヤト云フニ $sin\,2\alpha=1$ 從ツテ $2\alpha=90^0$ 或ハ $\alpha=45^0$ ノ値ヲ有セル場合ニ起

ルベシ $\alpha=45^\circ$ ナルトキハ同時ニ

$$T=\tau_0 . cos(180^\circ-90^\circ)=0$$

卽チ應張力 N ハ 45° ノ角度ヲ爲シテ傾斜セル平面ニ於テ最大値ヲ有スベシ故ニ

$$N_{max}=\tau_0 . sin90^\circ=\tau_0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(564)$$

卽チ傾斜面ノ首要應張力度ハ水平及垂直應剪力度ト同一ノ値ヲ有スルコトヲ知ル故ニ此首要傾斜應張力度ガ50乃至 60#/□" ヲ超過セル場合ニハ其傾斜セル方向ニ於テ鐵材ノ應張力度ニ適合セル量丈ケ首要應張鐵材ヲ上方ニ折リ曲ゲシメ過剩ノ傾斜張力ニ對抗セシムルノ方法ヲ講ゼザルベカラズ.

第五節　附着力 (Adhesive stress).

第四百一圖ニ於テ中軸線ニ於ケル水平應剪力度 τ_n ハ鐵筋及混凝土間ノ附着力度 τ_a ニ等シカラザルベカラズ卽チ鐵筋ト混凝土トノ間ノ附着力ガ以上ノ剪力ヨリモ小ナル時ハ鐵筋ハ混凝土ヲ通ジテ滑動スルニ至ルベシ而シテ此附着力ハ或斷面ニ於ケル鐵筋ノ總周長ニ其附着力度ヲ乘ジタルモノニ等シ今鐵筋ノ周長 (Perimeter) ヲ p トセバ

$\tau_n . b=\tau_a . p$　トナルヲ以テ

$$\tau_a=\frac{\tau_n . b}{p}=\frac{Q}{p . \left(h-a-\frac{x}{3}\right)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(565)$$

故ニ

$$\tau_{a\,max}=\frac{V}{p . \left(h-a-\frac{x}{3}\right)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(566)$$

p ヲ " ニテ表ハセバ τ_a ハ #/□" ニテ示セルモノトナルベシ.

或ハ第二章 (345) 式ニ依リ

$$\sigma_s=\frac{M}{A_s . \left(h-a-\frac{x}{3}\right)}$$　ナルヲ以テ

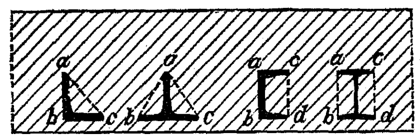
$$\left(h-a-\frac{x}{3}\right)=\frac{M}{A_s . \sigma_s}$$　故ニ (566) 式ハ又

$$\tau_{a\,max}=\frac{V}{p . \frac{M}{A_s . \sigma_s}}=\frac{A_s . \sigma_s . V}{p . M} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(567)$$

ノ形チニテモ之ヲ示スコトヲ得ベシ.

若シ應張側ニ於テ圓桿ヲ用フル代リニ展鐵ヲ用フルトキハ p ノ値ハ其最短周側ノ長サヲ採用スベシ卽チ第四百三圖ニ於ケル abc 若クハ $abdc$ ヲ以テ p ノ値ニ代用スベシ.

第四百三圖



τ_a ノ許容値ハ許容應剪力度ト同ジク 50乃至 60#/□" ヲ採用ス.

例題第四十　例題第三十九ニ與ヘタル桁ノ附着力度ヲ求ム.

答.　$V=10070$#,　$h-a-\frac{x}{3}=16,''3$

$p=5.1,964=9,''82$　ナルヲ以テ

$$\tau_{a\,max}=\frac{10070}{9,82 . 16,3}=63\text{#}/\square''.$$

若シ $\tau_{a\,max}$ ノ値ガ許容附着力度ヲ超過スルトキハ　a) 桁自身ノ高サヲ増加スルカ　b) 使用鐵筋ノ直徑ヲ一層小ナルモノトシ

鐵筋ノ多數ヲ代用スルカ若クハ c) 鐵筋ノ數ヲ彎曲力率及剪力ニ對スルモノヽ必要以上ニ增加シ其周長ヲ增大ナラシムルカ何レカノ方法ニ依リテ其力度ヲ減ゼシムルヲ要ス例令バ a) ノ場合ヲ取リ $h-a=21''$ トセバ $\sigma_c=500^{\#}/_{\square}''$, $\sigma_s=14000^{\#}/_{\square}''$. ト假定セルヲ以テ第七十七表ニ依リ.

$$x=0{,}349.21=7{,}''3$$

故ニ

$$\left(h-a-\frac{x}{3}\right)=\left(21-\frac{7{,}3}{3}\right)=18{,}''6$$

故ニ

$$\tau_{a\,max}=\frac{10070}{18{,}6.9{,}82}=55^{\#}/_{\square}''.$$

c) ノ場合ヲ取レバ直徑 $^5/_8''$ ノ鐵筋 5 條ヲ用フル代リニ 6 條トセバ

$$p=6.1{,}964=11{,}''78$$

故ニ

$$\tau_{a\,max}=\frac{10070}{11{,}78.16{,}3}=52{,}5^{\#}/_{\square}''$$

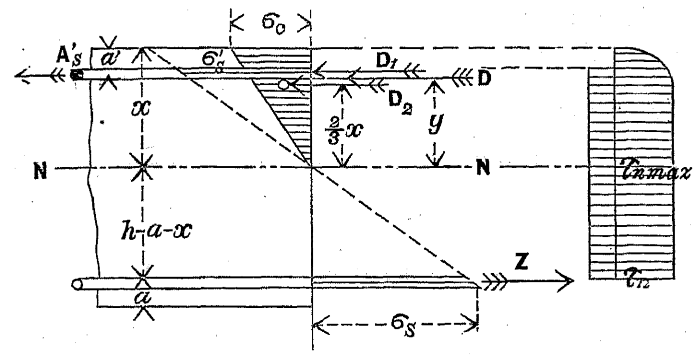
本題ニ於ケルガ如キ桁ノ場合ニハ小直徑ノ多數鐵筋ヲ使用スルハ施工上ニ不便ナルヲ以テ普通 a) ノ方法ヲ取ルコト多シ.

第六節　複式矩形桁ニ於ケル應剪力及附着力.

垂直應剪力ハ本章第二節ニ論ジタルモノト全ク同樣ナリ但シ此場合ニハ A_s ノ代リニ A_s+A_s' ヲ使用スベシ卽チ

$$\tau_c=\frac{V}{A_c+n.(A_s+A_s')}=\frac{V}{b.h+n.(A_s+A_s')}\quad\cdots\cdots(568)$$

第四百四圖



水平應剪力度ヲ見出スニハ最初應壓側ニ於ケル混凝土及鐵材ノ合成應力ニ對スル重心點ノ位置 y ヲ見出サヾルベカラズ第四百四圖ニ於テ中軸線ニ對スル應壓側ノ力ノ力率ヲ取レバ

$$\sigma_c.\frac{b.x}{2}.\frac{2}{3}.x+A_s'.\sigma_s'(x-a')=y.\left(\sigma_c.\frac{b.x}{2}+A_s'.\sigma_s'\right)$$

ナルヲ以テ

$$y=\frac{\sigma_c.\frac{b.x}{2}.\frac{2}{3}.x+A_s'.\sigma_s'.(x-a')}{\sigma_c.\frac{b.x}{2}+A_s'.\sigma_s'}$$

然ルニ第三章 (407) 式ニ依リ

$$\sigma_s'=n.\sigma_c.\frac{(x-a')}{x}$$　ナルヲ以テ

$$y=\frac{\sigma_c.\frac{b.x}{2}.\frac{2}{3}.x+A_s'.n.\sigma_c.\frac{(x-a')^2}{x}}{\sigma_c.\frac{b.x}{2}+A_s'.n.\sigma_c.\frac{(x-a')}{x}}$$

$$=\frac{\frac{b.x^3}{3}+n.A_s'.(x-a')^2}{\frac{b.x^2}{2}+n.A_s'.(x-a')}\quad\cdots\cdots(569)$$

此場合ニハ總應壓力 D ト總應張力 Z トノ間ノ挺率(抵抗力率ノ

挺率)ハ (561) 式ニ於ケル $\left(h-a-\frac{x}{3}\right)$ ノ代リニ $(h-a-x+y)$ トナルベシ従ッテ最大水平應剪力度ハ

$$\tau_{max}=\frac{V}{b.(h-a-x+y)} \quad \cdots\cdots(570)$$

故ニ (569) 式ニ於ケル y ノ値ヲ (570) 式中ニ挿入シテ τ_{max} ノ値ヲ見出スコトヲ得ベシ.

次ニ附着力度ハ第五節ニ論ゼルト同ジク此場合ニハ

$$\tau_{a\,max}=\frac{\tau_{max}.b}{p}=\frac{V}{p.(h-a-x+y)} \quad \cdots\cdots(571)$$

例題第四十一　例題第二十七ニ與ヘタル桁ノ應剪力度及附着力度ヲ求ム.

答　$b=14''$,　$x=5,''5$　$n=15$,　$A_s=2,15^{\square''}$,

$A_s'=0,92^{\square''}$,　$a=a'=2''$,

$V=\frac{19289}{2}=9645^{\#}$　ナルヲ以テ

(568) 式ニ依リ

$$\tau_c=\frac{9645}{14.15+15(2,15+0,92)}=37,8^{\#}/_{\square}''.$$

(569) 式ニ依リ

$$y=\frac{\frac{14.5,5^3}{3}+15.0,92(5,5-2)^2}{\frac{14.5,5^2}{2}+15.0,92(5,5-2)}=3,''64$$

故ニ (570) 式ニ依リ

$$\tau_{max}=\frac{9645}{14.(15-2-5,5+3,64)}=61,8^{\#}/_{\square}''.$$

又直徑 $^5/_8''$ 鐵筋 1 條ノ周長ハ $p=1,964''$ ニシテ下部鐵筋ノ數 7

條ナルヲ以テ

$$\tau_{a\,max}=\frac{9645}{1,964.7.(15-2-5,5+3,64)}=63,2^{\#}/_{\square}''.$$

第七節　單式T形桁ニ於ケル應剪力及附着力.

1) $x<d$ ノ場合. 中軸線ガ突縁內ニアルトキハ單式矩形桁ト同樣ニ

$$\tau_{c\,max}=\frac{V}{A_c+n.A_s} \quad \cdots\cdots(572)$$

$$\tau_{max}=\frac{V}{B.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)} \quad \cdots\cdots(573)$$

$$\tau_{a\,max}=\frac{V}{p.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)} \quad \cdots\cdots(574)$$

II) $x=d$ ノ場合.

$$\tau_{c\,max}=\frac{V}{A_c+n.A_s} \quad \cdots\cdots(575)$$

$$\tau_{max}=\frac{V}{b.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)} \quad \cdots\cdots(576)$$

$$\tau_{a\,max}=\frac{V}{p.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)} \quad \cdots\cdots(577)$$

III) $x>d$ ノ場合.

$$\tau_{c\,max}=\frac{V}{A_c+n.A_s} \quad \cdots\cdots(578)$$

$$\tau_{max}=\frac{V}{b.(h-a-x+y)} \quad \cdots\cdots(579)$$

$$\tau_{a\,max} = \frac{V}{p.(h-a-x+y)} \quad \cdots\cdots\cdots(580)$$

y ノ値ハ第四章(463)式若クハ(469)式ニ依リテ之ヲ求ムベシ.

例題第四十二　例題第三十二ノ場合ニ於ケル應剪力度及附着力度ヲ求ム.

答　$x=6''$,　$d=5''$　ナルヲ以テ $x>d$ ナリ而シテ

$$V = \frac{1320.25}{2} = 16500^{\#},$$

$$b=14'',\quad h=22'',\quad a=2'',6,\quad n=15$$

$$A_s = 6{,}28^{\square''},\quad p = 3{,}142''.\quad 8.p = 25{,}1''$$ ナルヲ以テ

$$\tau_{c\,max} = \frac{16500}{14.22+15.6{,}28} = 41^{\#}/_{\square}''.$$

更ニ第四章(463)式ニ依リ. $B=6'=72''$ ナルヲ以テ

$$y = \frac{2}{3}\cdot\frac{72\cdot6^3-(72-14).(6-5)^3}{72\cdot6^2-(72-14).(6-5)^2} = 4'',1$$

故ニ(579)及(580)式ニ依リ

$$\tau_{max} = \frac{16500}{14(22-2{,}6-6+4{,}1)} = 67{,}4^{\#}/_{\square}''.$$

$$\tau_{a\,max} = \frac{16500}{25{,}1(22-2{,}6-6+4{,}1)} = 37{,}6^{\#}/_{\square}''.$$

即チ水平應剪力度ハ少シク不足スルヲ以テ繋索ヲ使用スルノ必要アルベシ(第十節參照).

第八節　複式T形桁ニ於ケル應剪力及附着力.

I)　$x<d$ ノ場合. 中軸線ガ突線内ニアルトキハ複式矩形桁ノ場合ト同様ナリ. 即チ

$$\tau_{c\,max} = \frac{V}{A_c+n.(A_s+A_s')} \quad \cdots\cdots\cdots(581)$$

$$\tau_{max} = \frac{V}{B.(h-a-x+y)} \quad \cdots\cdots\cdots(582)$$

$$\tau_{a\,max} = \frac{V}{p.(h-a-x+y)} \quad \cdots\cdots\cdots(583)$$

x ノ値ハ第五章(503)式ニ依ルベク y ノ値ハ(569)式ニ於ケルモノト同一ニシテ只此場合ニハ b ノ代リニ B ヲ用フレバ可ナリ. 即チ

$$y = \frac{\frac{B.x^3}{3}+n.A_s'(x-a')^2}{\frac{B.x^2}{2}+n.A_s'.(x-a')} \quad \cdots\cdots\cdots(584)$$

II)　$x=d$ ノ場合. 即チ中軸線ト突線ノ下端ト一致シタル場合ニシテ算式ハ(581)(582)及(586)式ト全ク同一ナリ.

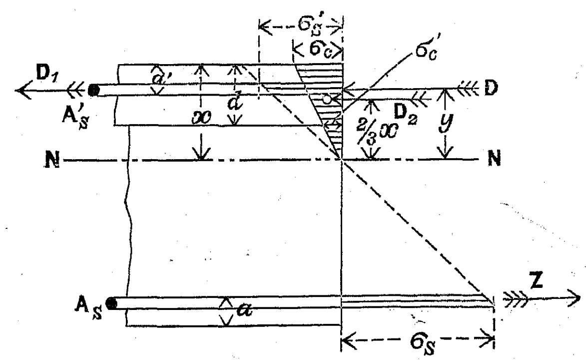
III)　$x>d$ ノ場合. 即チ中軸線ガ肋桁内ニアルトキ.

$$\tau_{c\,max} = \frac{V}{A_c+n.(A_s+A_s')} \quad \cdots\cdots\cdots(585)$$

$$\tau_{max} = \frac{V}{b.(h-a-x+y)} \quad \cdots\cdots\cdots(586)$$

$$\tau_{a\,max} = \frac{V}{p.(h-a-x+y)} \quad \cdots\cdots\cdots(587)$$

第四百五圖



x ノ値ハ第五章(510)式ニ依ルベク y ノ値ヲ求ムルニハ應壓側ニ於ケル鐵筋及混凝土ノ合成應力ニ對スル重心點ヲ求ムベシ即チ第四百五圖ニ於テ.

$$\sigma_c.\frac{B.x}{2}.\frac{2}{3}.x.-\sigma_c'.\frac{(x-d)}{2}.(B-b).\frac{2(x-d)}{3}+A_s'.\sigma_s'.(x-a')$$

$$=y.\left(\sigma_c.\frac{B.x}{2}-\sigma_c'.\frac{(B-b).(x-d)}{2}+A_s'.\sigma_s'\right)$$

然ルニ (460) 式ニ依リ

$$\sigma_c'=\sigma_c.\frac{(x-d)}{x}$$

又 (394) 式ニ依リ

$$\sigma_s'=n.\sigma_c.\frac{x-a'}{x}\quad ナルヲ以テ$$

$$y=\frac{\sigma_c.\frac{B.x}{2}.\frac{2}{3}.x-\sigma_c.\frac{(B-b)}{2}.\frac{2(x-d)^3}{3x}+n.\sigma_c.A_s'.\frac{(x-a')^2}{x}}{\sigma_c.\frac{B.x}{2}-\sigma_c.\frac{(B-b)}{2}.\frac{(x-d)^2}{x}+n.\sigma_c.A_s'.\frac{(x-a')}{x}}$$

$$=\frac{\frac{B.x^3}{3}-\frac{1}{3}(B-b).(x-d)^3+n.A_s'.(x-a')^2}{\frac{B.x^2}{2}-\frac{1}{2}(B-b).(x-d)^2+n.A_s'.(x-a')}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(588)$$

若シ肋桁ニ於ケル應壓力ヲ無視スルトキハ $b=0$ ナルヲ以テ.

$$y=\frac{\frac{B.x^3}{3}-\frac{1}{3}B.(x-d)^3+n.A_s'.(x-a')^2}{\frac{B.x^2}{2}-\frac{1}{2}B.(x-d)^2+n.A_s'.(x-a')}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(589)$$

例題第四十三　例題第三十六ニ與ヘタル桁ノ應剪力度及附着力度ヲ求ム.

答　$V=\frac{30780}{2}=15390^{\#}$,　$b=14'',_5$,　$B=72''$,

$d=4''$,　$h=18''$,　$n=15$,　$A_s=7,_2{}^{\square''}$,

$A_s'=7,_1{}^{\square''}$,　$x=4'',_{93}$,　$a'=1''$

$h-a=16'',_5$　ナルヲ以テ (585) 式ニ依リ

$$\tau_{c\ max}=\frac{15390}{14,_5.18+15(7,_2+7,_1)}=32,_3{}^{\#}/_{\square''}.$$

肋桁ニ於ケル應壓力ヲ無視スルトキハ (589) 式ニ依リ

$$y=\frac{\frac{72.4,_{93}^3}{3}-\frac{1}{3}72.(4,_{93}-4)^3+15.7,_1(4,_{93}-1)^2}{\frac{72.4,_{93}^2}{2}-\frac{1}{2}72.(4,_{93}-4)^2+15.7,_1(4,_{93}-1)}=3,''_6$$

故ニ (586) 式ニ依リ

$$\tau_{max}=\frac{15390}{14,_5(16,_5-4,_{93}+3,_6)}=70^{\#}/_{\square''}.$$

又鐵筋ハ直徑 $^7/_8{}''$ ノモノ12條ナルヲ以テ　$p=12.2,_{75}=33''$

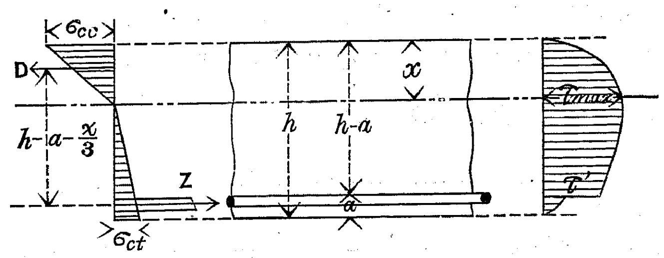
故ニ (587) 式ニ依リ

$$\tau_{a\ max}=\frac{15390}{33(16,_5-4,_{93}+3,_6)}=30,_8{}^{\#}/_{\square''}.$$

卽チ水平應剪力度ハ許容應力度ヲ超過スベシ故ニ繫索ノ幾許カヲ使用セザル可ラズ.

第九節　混凝土ノ應張力ヲ考ヘタル場合ノ水平應剪力.

第四百六圖



混凝土ノ應張力ヲ考フル場合ニハ鐵筋ヲ有スル點ニ於ケル應剪力度ハ中軸線ニ於ケル應剪力度ヨリモ小ナル値ヲ有スベシ單式矩形桁ノ場合ニハ第四百六圖ニ於テ

$$D=\frac{b.x}{2}.\sigma_{cc}\quad 及\quad \left(h-a-\frac{x}{3}\right)=\frac{M}{D}$$ ナルヲ以テ

$$\tau_{max}=\frac{V}{b.\left(h-a-\dfrac{x}{3}\right)}=\frac{V}{b.M}\cdot\frac{b.x}{2}.\sigma_{cc}\cdots\cdots\cdots(590)$$

複式矩形桁ノ場合ニハ

$$D=\frac{b.x}{2}.\sigma_{cc}+A_s'.\sigma_s'$$ ニシテ

$$\sigma_s'=n\,\sigma_{cc}.\frac{(x-a')}{x}$$ ナルヲ以テ

$$D=\frac{b.x}{2}.\sigma_{cc}+n.\sigma_{cc}.A_s'.\left(\frac{x-a'}{x}\right)$$

$$=\frac{b.\sigma_{cc}}{x}.\left[\frac{x^2}{2}+\frac{n.A_s'.(x-a')}{b}\right]$$

然ルニ此場合ニハ

$$(h-a-x+y)=\frac{M}{D}$$

$$\tau_{max}=\frac{V}{b.(h-a-x+y)}$$

故ニ

$$\tau_{max}=\frac{V.D}{b.M}=\frac{V}{b.M}.\frac{b.\sigma_{cc}}{x}.\left[\frac{x^2}{2}+\frac{n.A_s'.(x-a')}{b}\right]$$

$$=\frac{V}{M.x}.\left[\frac{x^2}{2}+\frac{n.A_s'.(x-a')}{b}\right].\sigma_{cc}\cdots\cdots\cdots(591)$$

應張側ニ於テ鐵筋ヲ有スル點ノ應剪力度ハ「リッター」氏(*Ritter*)ニ從ヒテ應剪力度ノ一般公式ノ形

$$\tau'=\frac{V.S}{I.b}\cdots\cdots\cdots(592)$$

ヨリ之ヲ見出スコトヲ得可シ(本章第三節參照). 玆處ニ S ハ鐵筋ノ上部ニ於ケル斷面ノ靜力率, I ハ全斷面ノ物量力率ヲ示シ其値ハ

$$I=\frac{M.x}{\sigma_{cc}}\cdots\cdots\cdots(593)$$

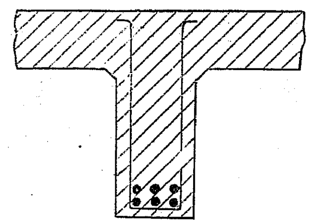
更ニ x ハ第二章(381)式ヨリ之ヲ見出スベシ.

T形桁ノ場合ニアリテモ夫々(590)及(592)式ヲ應用シ得可キコト第六節及第七節ノ解法ニ依リテ明カナルベシ.

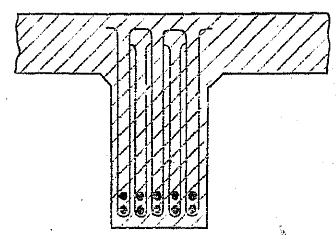
第十節　繫索ノ計算. (Stirrups)

混凝土ニ於ケル算定水平應剪力度 τ_{max} ガ許容最大應剪力度ノ値ヲ超過シタル場合ニハ繫索ヲ用ヒテ補强作用ヲ爲サシム此繫索ハ混凝土ノ應壓層ニ始マリ首要鐵筋ヲ第四百七圖ノ如ク全部一囘ニ取卷クカ若クハ第四百八圖及第四百九圖ノ如ク一條若クハ數條宛對ヲ爲シテ取卷キ再ビ應壓層ニ終ラシム. 使用繫索ハ一般ニ圓鋽若クハ帶鐵ヲ用フ其働キハ恰モ二ツノ異ナリタル桁ヲ駄枘(Dowel)若クハ繫鐵(Bolt)ニテ綴合シタルモノト同様ナリ(第三百九十七圖參照). 工場若クハ橋梁等ニ於ケルガ如ク振動作用ヲ受クル所ニアリテハ繫索ノ使用ハ

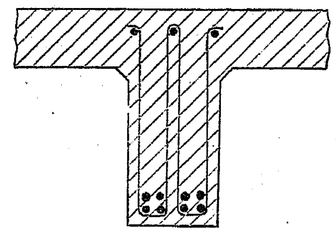
第四百七圖



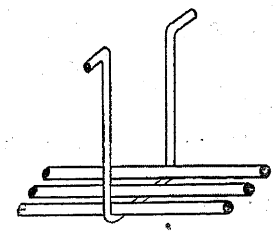
第四百八圖



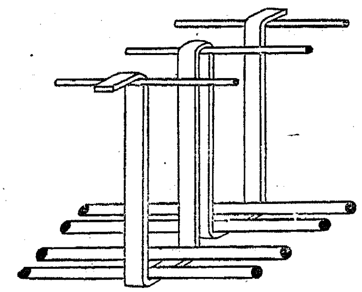
第四百九圖



第四百十圖



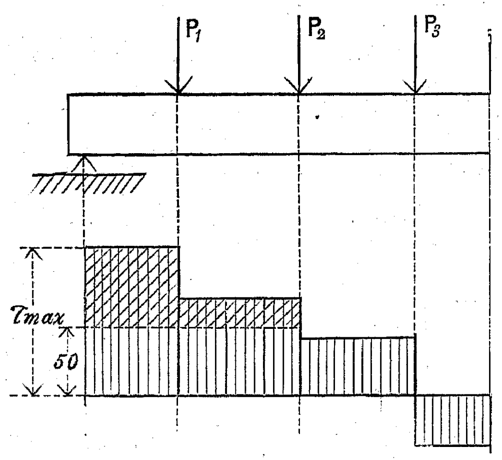
第四百十一圖



特ニ有效ナリトス.

繫索ノ計算ハ設計者ノ推定ニ依リテ多少ノ相違アリ最モ安全ナル方法ハ剪力ノ全部ヲ繫索ニ負擔セシムルモノニシテ第四百十二圖ニ於テ竪ニ影線ヲ施セルモノハ其全體ノ剪力ヲ示ス或ハ算定應剪力度ガ許容應剪力度ヲ超過スルコト餘リ大ナラザル場合ニハ（假令バ100#/□″ノ如キ）其τ_{max}ノ半部ハ混凝土ニ他ノ半部ハ之ヲ繫索ニ負擔セシムルモノアリ或ハ普國若クハ澳匈國ノ規定ニ示セルガ如ク混凝土ハ其許容應剪力度迄(普通50—60#/□″)應力ヲ受ケ餘剩ノ剪力ハ之ヲ繫索ニ負擔セシムルノ方法ヲ採用セルモノアリ. 卽チ第四百十二圖ニ於テ二重影線ヲ施セル部分丈ケ繫索ニ依賴セシムルモノ是レナリ今專ラ後者ニ從ヒテ其算法ヲ論ズベシト雖トモ前二者ノ場合ニアリテモ其方法ハ全ク同一ナリトス.

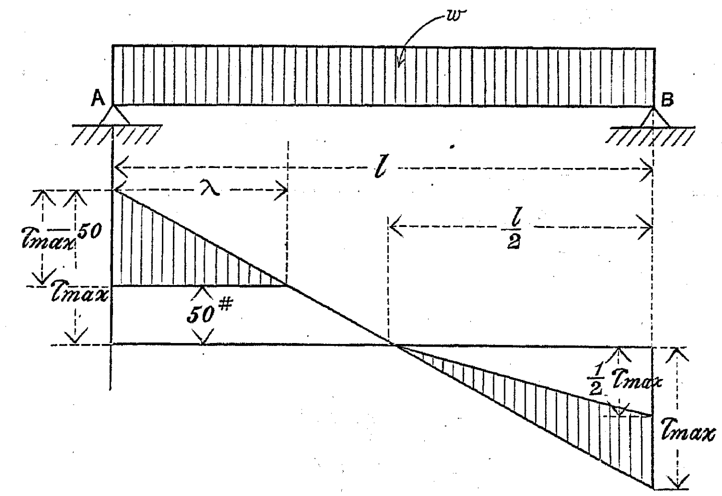
第四百十二圖



普通床版ニアリテハ許容應剪力度ヲ超過スル場合殆ンド實際ニ之レナシト雖トモT形桁ニアリテハ許容應剪力度ニ近キカ若クハ超過スル場合尠カラザルヲ以テ必ズ一度其應剪力度ノ量ヲ檢定セザルベカラズ.

今兩端支點上ニ休止シ等布荷重ヲ受クル場合ニ就キテ之ヲ論ゼンニ第四百十三圖ノ如ク剪力圖表ハτ_{max}ナル高サト$\frac{l}{2}$ナル底邊トヲ有スル三角形ヲ以テ之ヲ示スコトヲ得ベシ故ニ許容應力度(50#/□″ト假定ス以下倣之)ヲ差引キタル部分ハ影線ヲ以テ示セルガ如ク$\tau_{max}-50$ナル高サトλナル底邊トヲ有スル三角形ノ面積ニ桁若クハ床版ノ幅bヲ乘ジタルモノガ繫索ノ負擔スベキ總剪力ナラザルベカラズ(右半圖ニ示セルモノハτ_{max}ノ半部ヲ混凝土ニテ負擔スルモノト假定セル場合ノ圖表)而シテλノ値ハ

第四百十三圖



$$\frac{\lambda}{(\tau_{max}-50)}=\frac{\frac{l}{2}}{\tau_{max}}\quad ヨリ$$

$$\lambda=\frac{(\tau_{max}-50)}{\tau_{max}}\cdot\frac{l}{2}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(594)$$

故ニ繫索ニ依リテ負擔スベキ總剪力ハ

$$Q_s=(\tau_{max}-50).b.\frac{\lambda}{2}$$

$$=\frac{(\tau_{max}-50)^2}{\tau_{max}}\cdot\frac{b.l}{4}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(595)$$

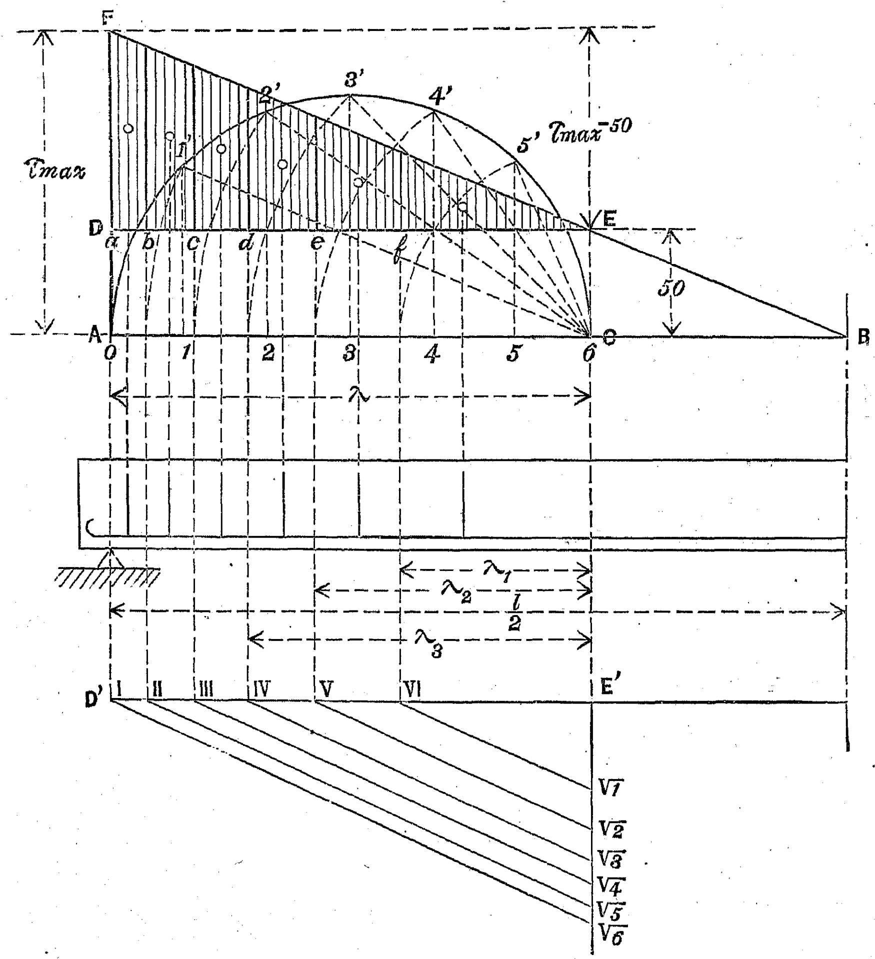
今繫索ノ許容應剪力度ヲτ_sトセバ(通常9000乃至12000#/□″)半部徑間ニ於ケル必要ナル繫索ノ總斷面積a_sハ

$$a_s = \frac{Q_s}{\tau_s} = \frac{(\tau_{max}-50)^2.b.l}{4.\tau_s.\tau_{max}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (596)$$

次ニ使用セントスル繫索ノ數ヲ z トシ一條ノ繫索ノ斷面ヲ a_s トセバ

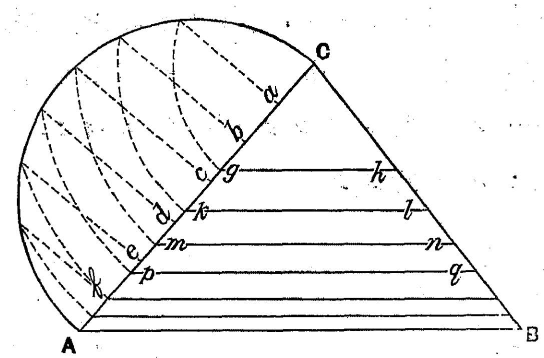
$$z = \frac{Q_s}{a_s.\tau_s} = \frac{a_s}{a_s} = \frac{(\tau_{max}-50)^2.b.l}{4\tau_{max}.a_s.\tau_s} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (597)$$

第四百十四圖



扨テ此數丈ケノ繫索ヲ如何ナル距離毎ニ配置スベキカト云フニ第四百十四圖ニ於テ $\triangle AFB$ ハ等布荷重ヲ受クル場合ノ半部徑間ニ於クル剪力度圖表ヲ示スモノトシ $DF = \tau_{max}-50$ ト取レバ影線ヲ施セル $\triangle FDE$ ハ繫索ノ負擔スベキ總剪力トナルベシ故ニ此三角形ヲ z ノ數丈ケノ等積ニ區分シタル各部ノ重心點ニ適應スル箇所ニ一ツ宛繫索ヲ配置スルトキハ各繫索ノ負擔スベキ應剪力ハ何レモ同一量タラシムルコトヲ得ベシ假令バ λ ナル算定長ニ於テ六ツノ繫索ヲ配置セント欲セバ λ ヲ六等分シ λ ヲ直徑トセル半圓ヲ畫キ分點 1, 2, 3…… ヨリ垂直線ヲ立テ其線ノ半圓ト交切スル點ヲ 1', 2', 3'…… トシ C ヲ中心トシ $C1', C2', C3'$…… ヲ半徑トシテ畫ケル缺圓ガ AC 線ニ交切スル點ヨリ立テタル垂直線ハ $\triangle DEF$ ヲ六ツノ等積ヲ有スル部分ニ分割スベシ故ニ此各面積ノ重心點ヨリ下セル垂直線ガ桁若クハ床版ノ首要鐵筋ヲ切レル點ニ於テ夫々繫索ヲ配置スルヲ要ス.

第四百十五圖



今以上ノ方法ガ三角形ヲ等積ニ分割スルコトヲ證センニ等積ニ分タントスル數ヲ n トシ第四百十五圖ニ於テ

$Ca = \frac{1}{n} CA$ トセバ

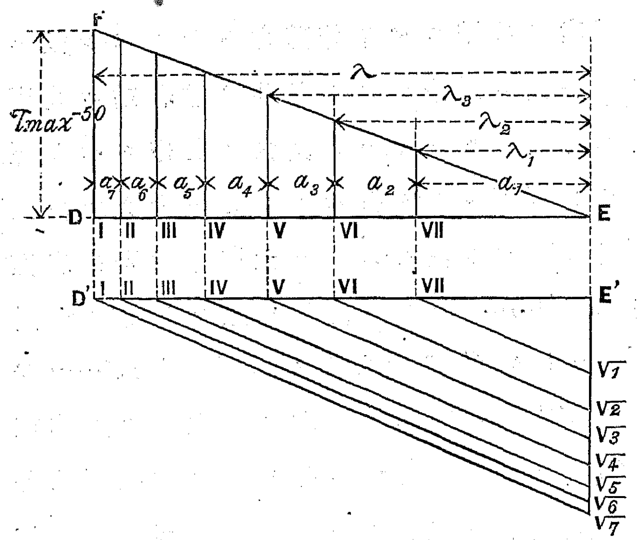
$\triangle ABC : \triangle Cgh :: CA^2 : Cg^2$ ニシテ

$Cg^2 = Ca.CA$ ナルヲ以テ

$\triangle ABC : \triangle Cgh :: CA^2 : Ca.CA :: CA : Ca :: n : 1$

ヲ得可シ他ノ三角形ニ就キテモ何レモ同樣ニ其推理ノ正當ナルコトヲ證明シ得ベシ.

第四百十六圖



以上ノ結果ハ又數ノ平方根ヲ利用シテ之ヲ求ムルコトヲ得. 今使用セントスル繫索ノ數丈ケ1ヨリ初メテ各其平方根ヲ求メ第四百十六圖ニ於テ $D'E'=\lambda$ トシ E' ニ立テタル垂直線上ニ適宜ノ尺度ヲ用キテ $\sqrt{1}, \sqrt{2}, \sqrt{3}, \cdots\cdots$ ノ値ヲ置キ最後ノ平方根(假令バ圖ノ場合ニハ $\sqrt{7}$) ト D' トヲ結ビ更ニ各平方根ノ値ヲ有スル各點ヨリ之レニ平行線ヲ引クトキハ其 $D'E'$ ニ會スル點 I, II, III, …………ハ第四百十四圖ニテ見出セル $a, b, c,$ ………ノ各點ト正シク相一致スベシ. 如何トナレバ水壓ノ計算ニ於ケルト同ジク

$$\lambda_1 : \lambda = \sqrt{1} : \sqrt{z}$$

$$\lambda_2 : \lambda = \sqrt{2} : \sqrt{z}$$

…………………………

ナルヲ以テ

$$\lambda_1 = \lambda\sqrt{\frac{1}{z}}, \quad \lambda_2 = \lambda\sqrt{\frac{2}{z}}, \cdots\cdots$$ ナルベケレバナリ

而シテ其 $\sqrt{1}, \sqrt{2},$ ………ノ値ハ次ノ如シ.

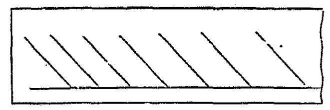
$\sqrt{1} = 1,00, \quad \sqrt{2} = 1,41, \quad \sqrt{3} = 1,73, \quad \sqrt{4} = 2,00$

$\sqrt{5} = 2,24, \quad \sqrt{6} = 2,45, \quad \sqrt{7} = 2,65, \quad \sqrt{8} = 2,83$

$\sqrt{9} = 3,00, \quad \sqrt{10} = 3,16.$

一般ニ繫索ハ垂直ノ位置ニ配置スベシト雖モ時トシテハ第四百十七圖ノ如ク傾斜セル方向トナスコトアリ.「カーン」式 (Kahn) 鐵筋ハ此原則ニ依リテ作製セラレタルモノナリ.

第四百十七圖



例題第四十四　例題第三十二ニ與ヘタル單式T形桁ニ於ケル應剪力度及附着力度ヲ求メ若シ必要アラバ繫索ノ量ヲ算出スベシ.

答　突緣ノ斷面 = 5.72 = 360□".
肋桁ノ斷面 = 14.17 = 238□".
合計 = 598□".
鐵筋ノ斷面 = 6,28□".

桁ノ有效徑間 25′ 幅 6′ ニ來ル全荷重ハ

$$P = 1320.25 = 33000^{\#}$$

故ニ

$$V = \frac{P}{2} = \frac{33000}{2} = 16500^{\#}.$$

最大垂直應剪力度ハ

$$\tau_{e\,max} = \frac{V}{A_e + 15A_s} = \frac{16500}{598 + 15.6,28} = 23,8^{\#}/\square''.$$

$$\tau_{s\,max} = \frac{V}{A_s + \frac{A_e}{15}} = \frac{16500}{6,28 + \frac{598}{15}} = 357^{\#}/\square''.$$

卽チ何レモ許容力度以内ニアリ.

次ニ

$$(h-a-x+y)=(22-2{,}6-6+4{,}1)=17''{,}5$$

故ニ最大水平應剪力度ハ

$$\tau_{max}=\frac{V}{b.(h-a-x+y)}=\frac{16500}{14.17{,}5}=67{,}3^{\#}/_{\square}''.$$

故ニ若シ許容力度ヲ $50^{\#}/_{\square}''$ トセバ玆處ニ或繫索ヲ要スベシ.

次ニ使用鐵筋ノ周長ハ

$8.3{,}1416=25{,}''1$　ナルヲ以テ

$$\tau_{a\,max}=\frac{V}{p.(h-a-x+y)}=\frac{16500}{25{,}1.17{,}5}=37{,}7^{\#}/_{\square}''.$$

今繫索ヲ要スベキ桁ノ長サハ (594) 式ニ依リ

$$\lambda=\frac{(\tau_{max}-50)}{\tau_{max}}\cdot\frac{l}{2}=\frac{(67{,}3-50)}{67{,}3}\cdot\frac{25.12}{2}=38''{,}5$$

繫索ノ負擔スベキ總剪力ハ (595) 式ニ依リ

$$Q_s=(\tau_{max}-50).b.\frac{\lambda}{2}=17{,}3.14.\frac{38{,}5}{2}=4658{,}5^{\#}.$$

繫索トシテ $^1/_{16}''\times1^1/_2''$ ノ帶鐵ヲ用フルトキハ

$$a_s=2.\frac{1}{16}.1{,}5=0{,}1875^{\square}{}''.$$

又　$\tau_s=9000^{\#}/_{\square}''$　ト假定セバ半徑間ニ要スル繫索ノ數ハ (597) 式ヨリ

$$z=\frac{Q_s}{a_s.\tau_s}=\frac{4658{,}5}{0{,}1875.9000}=3$$

故ニ其繫索ハ第四百七圖ノ如キ配置トシ第四百十四圖ニ示セル方法ニ依リテ其間隔ヲ定ムベシ.

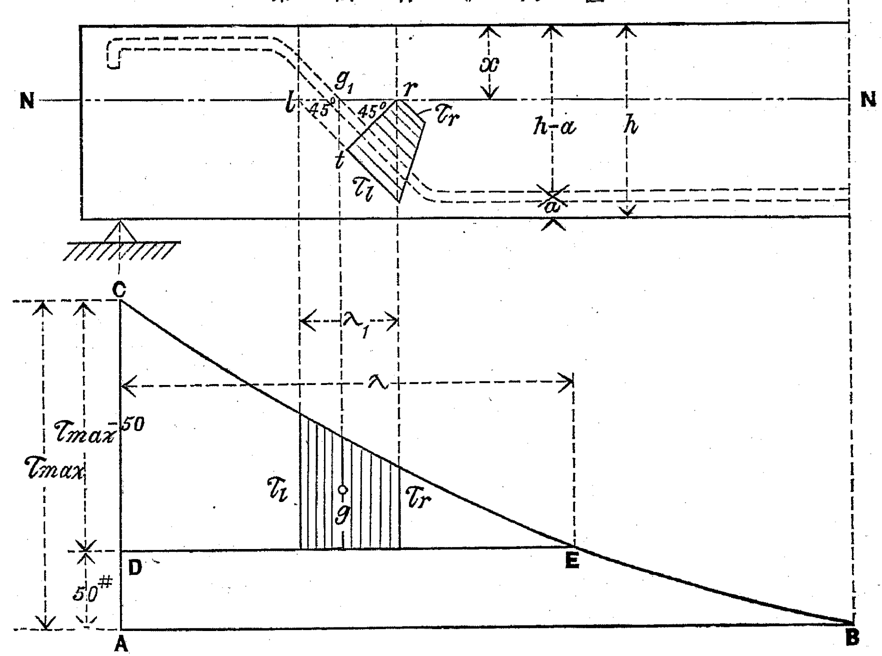
若シ計算ノ結果繫索ノ多數ヲ要スル場合ニハ全部ノ鐵筋ヲ一

周セル繫索ノミヲ使用スルトキハ施工ノ點ヨリ不便ヲ感ズルコトナシトセズ斯クノ如キ場合ニハ首要鐵筋ノ一條若クハ數條宛ニ對シテ各一條ノ繫索ヲ使用シ一ケ處ノ斷面ニ於テ數條ヲ一纏メニ配置スルコト第四百八圖若クハ第四百九圖ノ如クスルコトアリ

第十一節　傾斜張力ニ對スル傾斜鐵筋ノ算法.

第四節ニ於テ論述セシ如ク傾斜張力 (Diagonal tension stress) ノ最大値ハ中軸線ニ起リ其應力度ハ其點ニ於ケル水平及垂直應剪力度ト同一ノ値ヲ有スベク其方向ハ水平線ニ對シテ 45° ノ角度ヲ爲スベキコトヲ知レリ今第四百十八圖ニ於テ一方ノ支點ニ於ケル

第四百十八圖



最大應剪力度ヲ τ_{max} トシ是レヲ AC ニテ表ハストキハ其同符號

ヲ有スル總剪力ハ ABC ナル面積ニテ示セルモノトナルベシ故ニ混凝土ノ負擔シ得可キ應剪力度假令バ 50# ヲ引キ去ルトキハ CDE ニテ示セル面積ハ補强ヲ要スベキ餘剩應剪力トナルベシ

今中軸線上ニ $lr=\lambda_1$ ナル一部ヲ切リテ考フレバ茲處ニ働ク平均應剪力度ハ $\frac{1}{2}(\tau_l+\tau_r)$ ナリ而シテ中軸線ニ對シテ 45° ノ角度ヲ爲セル面ニ働ク首要應張力ハ亦是レト同量ニシテ其方向ハ其面 s ニ直角ヲ爲セルモノタルベシ今桁ノ幅ヲ b トセバ

$$s=b.rt=b.lr.\cos 45^\circ=b.\lambda_1.\frac{1}{\sqrt{2}}.$$

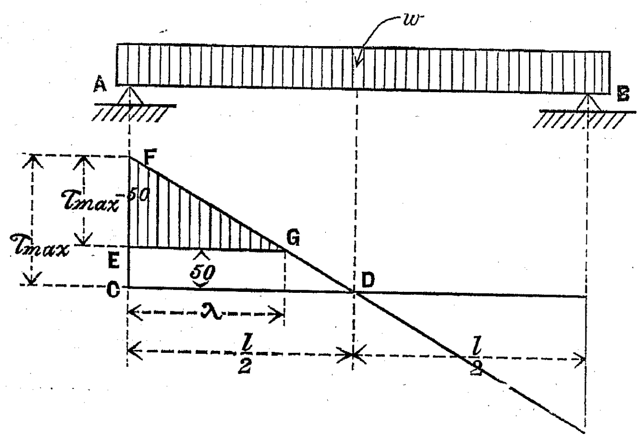
故ニ λ_1 ナル長サニ働ク傾斜張力ハ

$$Z_1=\frac{1}{2}(\tau_l+\tau_r).s=\frac{1}{2}(\tau_l+\tau_r).\frac{b.\lambda_1}{\sqrt{2}} \cdots\cdots (598)$$

τ_l 及 τ_r ニテ限レル剪力面ノ重心點 g ヲ測定シ是レヨリ垂直線ヲ立テ中軸線ト g_1 ニ會セシムレバ Z_1 ナル張力ニ對抗セシムル丈ケ g_1 點ヲ通過スル鐵筋ノ量ヲ要スベシ故ニ此位置ヲ通過スル鐵筋ノ斷面ヲ a_s トセバ其應力度ハ

$$\sigma_s=\frac{Z_1}{a_s} \cdots\cdots (599)$$

第四百十九圖

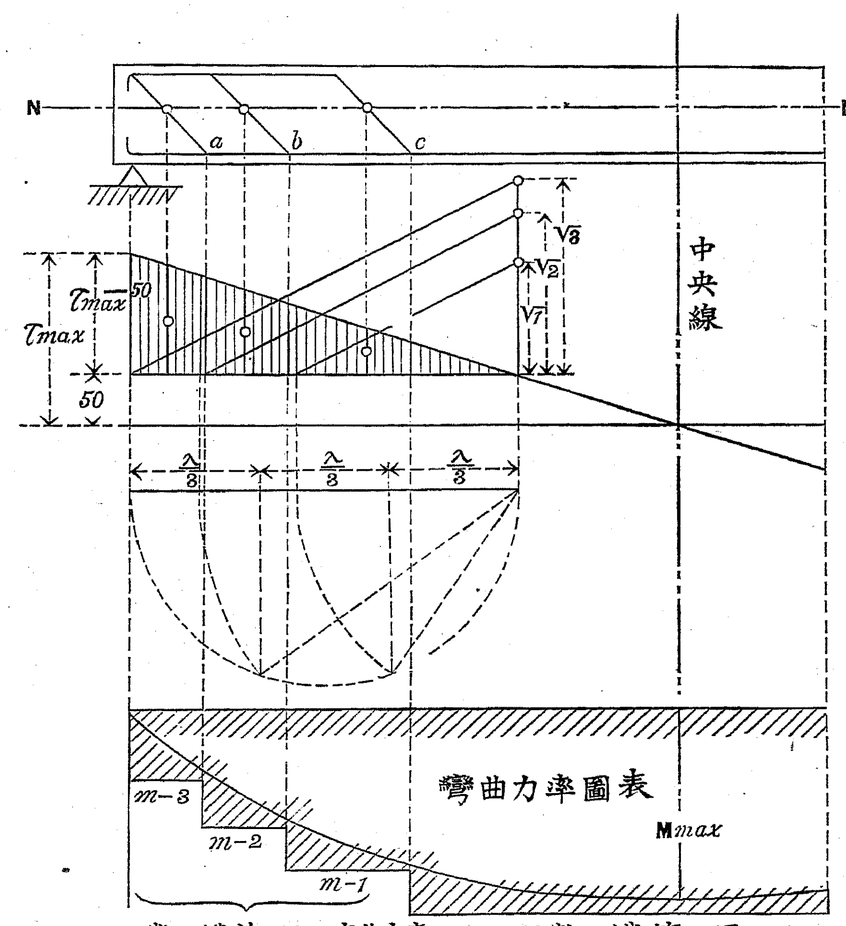


若シ全餘剩張力ヲ數條ノ傾斜鐵筋ニテ各等一ノ量宛分擔セシメントセバ CDE ナル面積ヲ其所要數丈ケ等一ノ面積ヲ有スル部分ニ分割シ其各

部ノ重心點ヨリ立テタル垂直線ガ中軸線ヲ切ル點ニ於テ 45° ニ傾斜セル鐵筋ヲ分配セシムベシ.

等布荷重ヲ有スル桁若クハ床版ハ最モ普通ニ取扱ハルベキモノニシテ其剪力分配ハ正ニ第四百十九圖ノ如シ而シテ其餘剩剪力ヲ有スル長サ λ ハ (594) 式ヨリ

第四百二十圖



$$\lambda = \frac{(\tau_{max}-50)}{\tau_{max}}\cdot\frac{l}{2}.$$

ニシテ從ツテ全傾斜張力ハ

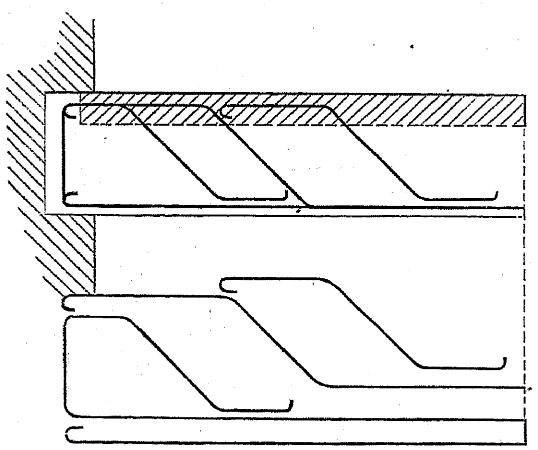
$$Z_s = (\tau_{max}-50)b.\frac{\lambda}{2}.\cos 45^\circ$$

$$= \frac{(\tau_{max}-50).b.\lambda}{2\sqrt{2}} = 0{,}353.(\tau_{max}-50).b.\lambda \cdots\cdots\cdots\cdots(600)$$

此總張力ニ對スル傾斜鐵筋ノ總數ヲzトシ各自等一ノ應力ヲ受ケシメントセバ第十節ニ於テ詳述セル圖式方法ニ從ヒ第四百二十圖ノ如ク其傾斜鐵筋ヲ配置スベシ猶1ヨリ初メテ所要分割數ニ至ル迄ノ平方根ヲ利用スルモ同一ノ結果ヲ得ベキコト圖解ニ依リテ明了ナルベシ.

首要鐵筋ヲ傾斜鐵筋ニ變ズベキ場所ハ既ニ彎曲力率ニ對シテ最早ヤ其數丈ケノ首要鐵筋ヲ要セザル點ノ附近ニ於テセザル可ラズ是ヲ圖式的ニ見出スニハ第四百二十圖ノ如キ彎曲力率圖表ヲ作リa, b, c等ヨリ下シタル垂線ガ此力率圖表ト交切スル點ニ於ケル彎曲力率ニ對シテ所要數丈ケ下部ノ鐵筋ヲ傾斜上昇セシムルモ差支ナキヤ否ヤヲ檢定スベシ若シ差支アル場合ニハ別ニ傾斜鐵筋ヲ添和セシムルコト第四百二十一圖ノ如キ方法ヲ取ラザル可ラズ.

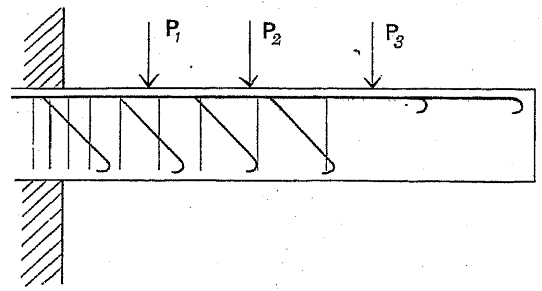
第四百二十一圖



以上論述シタルモノハ

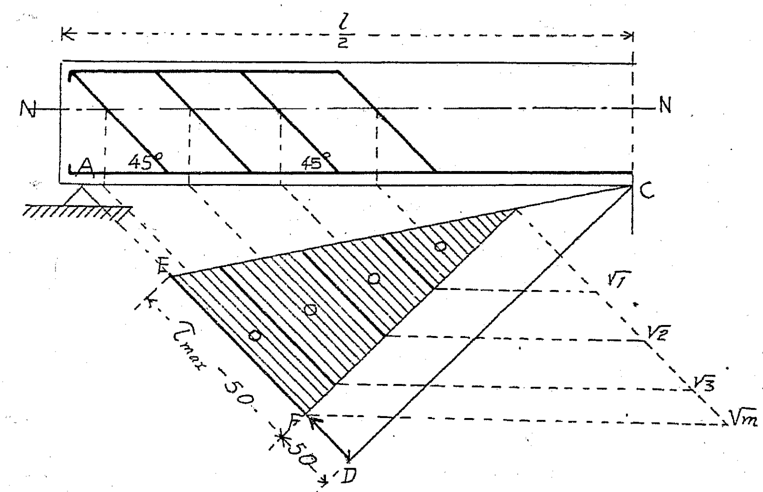
普通桁ノ場合ニ於ケルモノナリト雖モ肱桁ノ場合ニ於ケル繋索若クハ傾斜鐵筋ノ配置及計算モ亦原則ニ於テ異ナルコトナシ只其方向ハ普通桁ノ場合ニ比シテ其上下ヲ轉倒セシムルコト第四百二十二圖ノ如クスベキノ差アルノミ又終端ニ於テノミ單一ノ荷重ヲ有スル場合ニハ全桁同量ノ剪力ヲ受クルヲ以テ繋索若クハ傾斜鐵筋ノ配置ハ全桁ニ渉リテ之ヲ排置セザル可ラズ.

第四百二十二圖



上述ノ方法ハ亦第四百二十三圖ノ如クスルモ其結果全ク同一ナルコト圖解ニ依リテ明カナルベシ卽チ支點Aヨリ45°ノ方向ニ直線AEDヲ引キ桁ノ中央Cヨリ又桁ト45°ノ方向ニ直線CDヲ引キAD線トD點ニ會セシメAD線中ニ$ED = \tau_{max}$ノ長サヲ取リECヲ結ベバ$\triangle EDC$ハ桁ノ半部ニ於ケル總傾斜力ヲ示スモノトナルベ

第四百二十三圖



シ故ニ前ノ如ク ED 中ヨリ $50^{\#}$ ニ等シキ FD ヲ引キ去レバ EFG ナル影線ヲ施セル部分ハ補强ヲ要スベキ總傾斜力トナルヲ以テ是ヲ等積ノ數部ニ分劃シ各部ノ重心點ヨリ ED ニ平行セル線ヲ引ケバ傾斜鐵筋ノ位置ヲ求ムルコトヲ得ベシ.

例題第四十五　煉瓦壁ニテ作レル工場ノ入口 18′ (有效徑間 20′ ト假定ス) ノ上ニ架スベキ支桁ニ鐵筋混凝土ヲ利用セントス壁ノ厚サ 14″ トシ支桁ニ來ル煉瓦壁ノ總重量ヲ支フル爲メ計算ノ結果桁ノ高サ 24″, 鐵筋ノ量直徑 $^7/_8$″ ノ圓鋼 12 條ヲ要スルモノトシ最大水平剪力ハ $110^{\#}/_{\square}''$ ヲ得タリトス桁終端ニ於ケル傾斜鐵筋ノ配置ヲ求ム.

答　許容應剪力度 $= 50^{\#}/_{\square}''$ ト假定セバ (594) 式ニ依リ.

$$\lambda = \frac{(\tau_{max}-50)}{\tau_{max}} . \frac{l}{2} = \frac{110-50}{110} . \frac{20.12}{2} = 65,''5$$

故ニ傾斜鐵筋ニ依リテ抵抗セラルベキ全張力ハ (600) 式ニ依リ

$$Z_s = 0,353.(\tau_{max}-50).b.\lambda$$

$$= 0,353.(110-50).14.65,5 = 19440^{\#}$$

鐵筋ノ許容應剪力度ヲ $9000^{\#}/_{\square}''$ トセバ $a_s = 0,60^{\square''}$ ナルヲ以テ所要傾斜鐵筋ノ數ハ

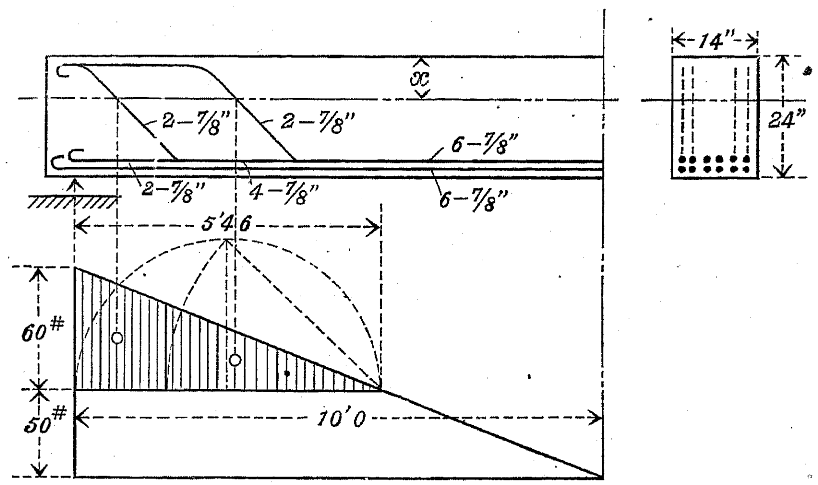
$$z = \frac{Z_s}{a_s . \tau_s} = \frac{19440}{0,6.9000} = 4$$

故ニ

$$\sigma_s = \frac{Z_s}{z . a_s} = \frac{19440}{4.0,6} = 8100^{\#}/_{\square}''.$$

4 條ノ傾斜鐵筋ハ第四百二十四圖ノ如ク之ヲ配置ス斯クテ鐵筋 4 條ヲ減ジタル終端ニ於ケル附着力ハ (565) 式ニ依リ

第四百二十四圖



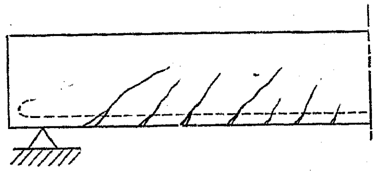
$$\tau_{a\,max} = \frac{\tau_{max}.b}{p} = \frac{110.14}{8.2,749} = 70^{\#}/_{\square}''.$$

卽チ少シク許容附着力度ヲ超過スベシ然レドモ鐵筋ノ終端ハ之ヲ鉤狀トナシテ混凝土中ニ堅ク喰込マシムル外第十二節ニ論ズルカ如ク實際ニハ多少ノ繫索ヲモ併用セシムルヲ可トスルヲ以テ不足附着力ニ對スル設備ハ之ヲ缺クモ差支ナカルベシ.

第十二節　應剪力及附着力ニ對スル設計上ノ注意

第十節及第十一節ニ論述シタル繫索及傾斜鐵筋ノ算法ハ全ク理論的ノモノナルヲ以テ設計ニ際シ何レカ一ツノ方法ヲ採用セバ可ナルガ如シト雖モ之ヲ實際ニ鑑ミ實驗ニ照シテ其兩者併用ヲ可トスベキ理由ノ存スルモノアリ殊ニT形桁ニ於テ其然ルヲ見ル「メルシュ」教授 (*Prof. Mörsch*) ハ二ツノ支點上ニアルT形桁ニ就キテ施シタル數多ノ實驗ニ基キ次ノ如ク結論セリ.　實驗ノ結果ハ常ニ支點ニ於テ垂直若クハ水平ノ方向ニ於ケル剪斷ニ基ク裂罅

第四百二十五圖



ヲ見ルコトナクシテ第四百二十五圖ノ如ク常ニ支點ノ附近ニ於テ傾斜張力ノ結果トシテ顯ハルベキ傾斜セル裂罅ヲ生ズベシ此裂罅ハ傾斜鐵筋若クハ繫索ノ使用ニ依リテ之ヲ防止スルコトヲ得ベシ傾斜鐵筋ヲ使用スルコハ桁ノ終端ニ近クニ從ヒ其彎曲力率ニ對シテ必要ナル首要鐵筋ヲ除キテ其餘剩ノ鐵筋ヲ利用シ得ルヲ以テ殊ニ有效ナリ又傾斜ノ度45°ヨリモ緩ナル場合ニアリテモ其傾斜張力ニ對抗スル力ハ左迄ニ異ナラザルヲ以テ別ニ桁ノ中部附近ニ於テモ亦緩角ニ折曲ゲタル傾斜鐵筋ヲ使用スルコトヲ推奬セントス殊ニ冷態ノ儘鐵筋ヲ折曲グル場合ニハ角度ノ緩ナルヲ宜シトスレバナリ．更ニ鐵筋ノ終端ハ之ヲ鉤狀トセバ附着力ヲ激增セシムルノ效力大ナリ．次ニ繫索ノ應剪力ハ其效力傾斜鐵筋ニ比シテ寧ロ從屬的ナルノ觀アリ去レドT形桁ニアリテハ其突緣ト肋桁トノ混凝土ヲシテ全體等一ノ狀態ヲ確實ナラシムルハ繫索ノ效用トシテ見逃ス可ラザルノ事實ナルヲ以テ重要ナル桁ニアリテハ可成傾斜鐵筋ト繫索トヲ併用スルノ優レルニ如カズ但シ附着力ノ算定ニハ桁ノ下部水平ニ配置サレタル鐵筋ノミニ依賴シ傾斜鐵筋ノ分ハ之ヲ度外視スベク又傾斜張力ニ對シテハ假令繫索及水平鐵筋ノ鉤端ガ多少其抵抗力ヲ增加シ得ルニ拘ラズ專ラ傾斜鐵筋ノ部分ノミニ依リテ對抗セラルヽモノト算定スルヲ宜シトス云々「シユーレ」氏(*Schüle*)ハ鐵筋混凝土桁ニ關シテ許多ノ實驗ヲ施セル結果鐵筋ノ終端ヲ鉤狀トナスノ利益アルコトヲ認定シ同時ニ其混凝土內ニ鉤端ノ堅ク緊定セラレ充分ノ效用ヲ發揮

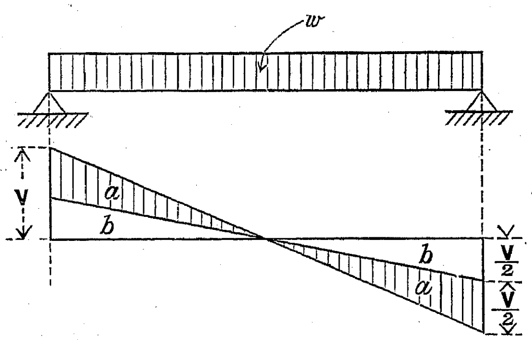
スル爲メニハ其鉤端ノ休止セル附近ノ混凝土容量ガ充分潤澤ナルコトヲ必要ナリトセリ從ツテ傾斜鐵筋ヲ配置スルコトハ獨リ其剪斷力ニ抵抗セシムルノ利益アルノミナラズ同時ニ支點ニ於テ鉤端ノ安定ヲ保持セシムルニ於テ其一鉤端ガ支配スベキ混凝土ノ量ヲ增加セシムル爲ニ必要ナルコトヲ推論セリ．「バッハ」教授(*Prof. Bach*)モ鐵筋鉤端ノ利益ヲ實證シ荷重ノ增加ニ伴ヒ鉤端ガ漸次展開シ終點ニ近キ混凝土ヲ破壞分散セシムルニ至ル迄ハ能ク滑動ノ働キニ抵抗シ得ベキコトヲ認メ更ニ繫索ノ有無ガ桁ノ極强ニ著シキ影響ヲ及ボスコトヲ論ジ氏ノ實驗ノ結果ハ繫索ヲ有スルモノハ其之ヲ有セザルモノニ比シテ約二割强ノ强度ヲ高ムルヲ得タルコトヲ斷定セリ．「ルフト」氏(*Luft*)モ又實驗ノ結果傾斜鐵筋ト繫索トノ併用ノ利益アルコトヲ認メタルモ「メルシュ」教授ト其所見ヲ異ニシ氏ハ專ラ繫索ノ利益ヲ主張シ特ニ剪力ノ大ナル場合ニ於テノミ傾斜鐵筋ノ必要ヲ感ズベシト推斷セリ．

要スルニ以上諸家ノ所見ハ各々其實驗ニ基キ多少論據ヲ異ニセリト雖モ何レモ傾斜鐵筋ト繫索トノ併用ノ最モ有效ナルベキハ爭フ可ラザルノ事實ナルコトヲ證明セルモノニアラザルハナシ傾斜鐵筋ハ理論的ニハ餘リ多數ヲ要セザルヲ以テ其相互ノ間隔割合ニ遠ク其中間ニ於ケル混凝土ニ少シク不充分ナル搗固メヲ爲セルガ如キ箇所存在スルトキハ荷重ノ模樣ニヨリテハ部分的ニ裂罅ヲ生ゼシムルノ恐レアリ然ルニ繫索ハ其間隔割合ニ近キヲ以テ此等不充分ナル點ヲ補足シテ剪力並ニ傾斜張力ニ抵抗シ得ベク其效力恰モ版桁(Plate girder)ニ於ケル硬材(Stiffner)ノ働キニ類似シ桁全體ノ剛度ヲ確實ニスルノ利益アリ要スルニ傾斜鐵

筋ト繫索ト其何レガ主何レガ從タルベキカハ容易ニ斷案ヲ下シ得可ラザルモノト云ハザル可ラズ.

然ラバ今兩者ヲ併用スルモノトシテ各々ノ數ヲ幾許トナスベキヤト云フニ畢竟設計者ノ經驗ト判斷トニ依リテ之ヲ決セザル可ラズ「ケルステン」氏(*Kersten*)ハ算出セル餘剩剪力ノ約50%ハ之ヲ繫索ニ依賴シ約85%ヲ以テ傾斜鐵筋算定ノ標準ニ使用セリ第十節ニ論ジタルガ如ク或者ハ剪力ノ全部ハ擧ゲテ之ヲ繫索若クハ傾斜鐵筋ニ負擔セシムベシトシ或者ハ剪力ノ全量ガ許容剪力ノ二倍以上ナラザルトキハ第四百二十六圖ノ如ク桁徑間ノ各部ニ渉リテ各々其半ヲ以テ混凝土ニ委任シ他ノ半ヲ以テ繫索若クハ傾斜鐵筋ニ依賴セシムベシトシ或ハ全桁ニ渉リテ剪力ノ半部ハ之ヲ繫索ニ他ノ半部ハ之ヲ傾斜鐵筋ノ算定ニ利用シ全部混凝土ノ應剪力ヲ無視セル者アリ時トシテハ許容剪力度以上ノ餘剩ハ之ヲ傾斜鐵筋ノ算定ニ用ヒ繫索ハ單ニ硬材トシテ適宜全桁ニ渉リテ之ヲ配置セル者アリ其考案ノ當否ハ暫ク之ヲ措キ殊ニT形桁ノ場合ニアリテハ兩者共ニ或程度迄之ヲ準備スルノ必要ナルコトヲ推奬スルニ止メント欲ス.

第四百二十六圖



第七章 鐵筋ト混凝土トノ斷面ノ比割合ニ大ナル場合ニ於ケル桁若クハ床版ノ算法.

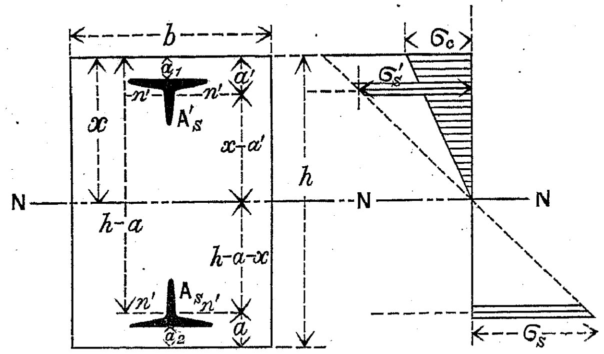
第一節 總說.

第二章ヨリ第六章ニ渉リテ論述セシモノハ混凝土ニ比シテ斷面ノ比較的小ナル鐵筋ノ數條ヲ其必要ナル應力ニ應ジテ配置セルモノヽミナリシモ時トシテハ其同一ノ目的ニ對シテ或著シキ高サヲ有スル展鐵(Rolled steel)卽チT形鐵, I形鐵若クハ軌條鐵等ヲ使用スルコトアリ其利益トスル處ハ鐵材夫レ自身ガ外方荷重ヨリ來ル彎曲力率ニ對シテ夫々相當ノ耐荷力ヲ有スルヲ以テ其工事中特殊ノ假受材ヲ要スルコト少ナキコト(場合ニ依リテハ全部假受材ヲ要セザルコトアリ), 鐵材ノ折曲ゲ其連結又ハ据付用設備等ノ手數ヲ要セザルコト,一時各鐵桁ヲ利用シテ側壁積立其他ノ足代ニ代用シ得ベク普通ノ場合ニ於ケルガ如ク一々足代ノ組立取拂等ヲ要セザルコト等凡テ工事施行ニ際シテ非常ニ手數ヲ省略シ得ルヲ以テ場合ニ依リテハ鐵材ノ高價ヲ償フテ餘リアルガ如キヿナシトセズ. 其不利益トスル點ハ桁若クハ床版ヲ通ジテ符號ヲ異ニスル彎曲力率ニ對應スル方策ノ不便ナルコト從ツテ簡單ニ二ツノ支點上ニ休止スル桁若クハ床版ノミニ應用ヲ限ラルヽコト,剪斷力ニ對スル混凝土ノ不足ヲ補フベキ繫索ノ取付極メテ不便ナルコト,中軸線ヨリ鐵材ノ重心點ニ至ル距離比較的小トナルヲ.以テ抵抗力率ノ挺率少ナク鐵材ノ多量ヲ要スルコ

ト,混凝土ト鐵材トガ荷重ニ對シテ同一體トシテノ抵抗力普通ノ鐵筋混凝土構造ニ對シテ遙カニ劣レルコト等是レナリ要スルニ經濟上若クハ構造上ニ於テ特殊ノ利益アルコトヲ認メタル場合ノ外ハ此種ノ構法ヲ採用スルコト甚ダ尠ナキモノト知ルベシ.

第二節　桁若クハ床版ノ算法.

第四百二十七圖



初メ一般ノ場合ニ就キテ之ヲ論ゼンニ鐵筋ノ斷面積ハ比較的大ナルヲ以テA_s'ニ依リテ占有セル部分ニ於ケル混凝土ノ應力ハ之ヲ差引カザル可ラズ　今第四百二十七圖ニ於テ $\Sigma(H)=0$ 卽チ內力ノ總和ハ零トナルベキヲ以テ

$$\frac{1}{2}\sigma_c.b.x-\sigma_c.\frac{(x-a')}{x}.A_s'+\sigma_s'.A_s'=\sigma_s.A_s \cdots\cdots\cdots(601)$$

然ルニ第三章 (394) 式及 (406) 式ヨリ

$$\sigma_s'=n.\sigma_c.\frac{x-a'}{x} \cdots\cdots\cdots(602)$$

$$\sigma_s=n.\sigma_c.\frac{h-a-x}{x} \cdots\cdots\cdots(603)$$

(602) 及 (603) 式ノ關係ヲ (601) 式中ニ挿入スルトキハ

$$\frac{1}{2}b.x^2+(n-1).(x-a').A_s'-n.(h-a-x).A_s=0$$

或ハ

$$\frac{1}{2}b.x^2+\left[(n-1).A_s'+n.A_s\right].x-(n-1).a'.A_s'-n.(h-a).A_s=0 \cdots\cdots(604)$$

此式ヲ解ケバ

$$x=-\frac{(n-1).A_s'+n.A_s}{b}+\sqrt{\frac{\{(n-1).A_s'+n.A_s\}^2}{b^2}+\frac{2\{(n-1).a'.A_s'+n.(h-a).A_s\}}{b}}$$

$$=\frac{(n-1).A_s'+n.A_s}{b}.\left[\sqrt{1+\frac{2b.\{(n-1).a'.A_s'+n.(h-a).A_s\}}{\{(n-1).A_s'+n.A_s\}^2}}-1\right] \cdots\cdots(605)$$

次ニ中軸線ニ對スル假想的斷面ノ物量力率 I ヲ求ムル爲メ

I_{cc} = 應壓側混凝土ノ中軸線 NN ニ對スル物量力率

I_{sc} = 應壓側鐵材ノ　〃　〃　〃　〃

I_{st} = 應張側鐵材ノ　〃　〃　〃　〃

$I_{A'_s}$ = 應壓側鐵材ノ自己中軸線 $n'n'$ ニ對スル物量力率

I_{A_s} = 應張側鐵材ノ　〃　〃　〃　〃

トセバ

$$I=I_{cc}+n.I_{sc}+n.I_{st}.$$ ニシテ

$$I_{cc}=\frac{1}{3}b.x^3-A_s'.(x-a')^2-I_{A'_s}$$

$$I_{sc}=A_s'.(x-a')^2+I_{A'_s}$$

$$I_{st}=A_s.(h-a-x)^2+I_{A_s}$$ ナルヲ以テ

$$I=\frac{1}{3}b.x^3-A'_s.(x-a')^2-I_{A'_s}+n.A'_s.(x-a')^2+n.I_{A'_s}$$
$$+n.A_s.(h-a-x)^2+n.I_{A_s}$$

$$=\frac{1}{3}b.x^3+(n-1).\left[A'_s.(x-a')^2+I_{A'_s}\right]+n.\left[A_s.(h-a-x)^2+I_{A_s}\right] \cdots\cdots(606)$$

今　$\sigma=\dfrac{M.x}{I}$　ナルヲ以テ (605) 式及 (606) 式ノ値ヲ置換ユ

ルトキハ

$$\sigma_c = \frac{M.x}{I} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(607)$$

而シテ上下鐵材ノ各平均應力度ハ(602)式及(603)式ニ依リテ之ヲ算出スベク其最大應力度ハ

$$\sigma'_{s\,max} = n.\sigma_c.\frac{(x-a_1)}{x} = n.M.\frac{(x-a_1)}{I} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(608)$$

$$\sigma_{s\,max} = n.\sigma_c.\frac{(h-a_2-x)}{x} = n.M.\frac{(h-a_2-x)}{I} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(609)$$

ニ依リテ之ヲ求ムルコトヲ得ベシ.

若シ　$A_s = A'_s,\ a = a'$　ナルトキハ(605)式ハ變ジテ

$$x = \frac{(2n-1).A_s}{b}.\left[\sqrt{1+\frac{2b.\left[(n-1).a+n.(h-a)\right]}{(2n-1)^2.A_s}}-1\right] \cdots\cdots(610)$$

(606)式ハ變ジテ

$$I = \frac{1}{3}b.x^3 + A_s.\left[(n-1).(x-a)^2+n.(h-a-x)^2\right]+(2n-1).I_{A_s} \cdots\cdots(611)$$

若シ鐵材ガ應張力ヲ受クル方面ニノミアルトキハ　$A'_s = 0$　ナルヲ以テ(605)式ヨリ

$$x = \frac{n.A_s}{b}.\left[\sqrt{1+\frac{2b.(h-a)}{n.A_s}}-1\right] \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(612)$$

卽チ單式ノ場合ト全ク相同ジ但シ(606)式ヨリ

$$I = \frac{1}{3}b.x^3 + n.\left[A_s.(h-a-x)^2+I_{A_s}\right] \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(613)$$

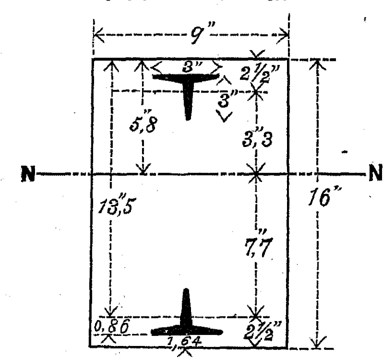
鐵材ノ最大應張力度ハ(609)式ニ依リ之ヲ算出スベシ.

展鐵ヲ使用スル構法ニアリテハ其鐵材ニ起ル首應力(Initial stress)ヲ考慮セザル可ラズ混凝土ノ未ダ充分ニ硬化セザル程度ニアリテハ內力ノ充分ナル傳播ヲ混凝土ニ期待スルハ危險ナルベク從ツテ桁若クハ床版ノ死重ヨリ來ル彎曲力率ハ專ラ鐵材ニ依リテ負擔セラルベキモノト考ヘザル可ラズ但シ斯クノ如キハ彎曲力率ヲ受クル假受材ノ間隔甚ダ大ナルトキ若クハ全ク假受材ヲ缺ク場合ニ於テノミ起リ得ル現象ナリト雖モ素ト大ナル斷面ノ鐵材ヲ使用スル重モナル目的ハ此等支保材ノ費用ヲ節約スルニアルヲ以テ鐵材ト混凝土トガ全ク結合狀態ニ働クベキハ獨リ活重ヲ受クル場合ノミニ存スルモノトシテ計算スベキコトヲ記憶セザル可ラズ.

例題第四十六　有效徑間15′,幅9″,厚16″ノ桁兩壁上ニ休止スルモノアリ其上下端ヨリ各々$2\frac{1}{2}''$ノ處ニ$3''\times3''\times\frac{3}{8}''$ノT形鐵ヲ有ス活重ハ桁ノ長サ1呎ニ付360#トシ$n=15$トス鐵材及混凝土ノ最大應力度ヲ求ム(第四百二十八圖).

答　$A_s = A'_s = 1{,}99\,\square''$,　T形鐵突緣ノ最遠端ヨリ其重心點ニ至ル距離 $y = 0'',86$,　$I_{A'_s} = I_{A_s} = 1{,}58$

第四百二十八圖



死重 $\frac{9}{12}.\frac{16}{12}.150 = 150^{\#}$.

活重　　　$= 360^{\#}$

合計　　　$= 510^{\#}$

故ニ

$$M = \frac{510.15.15.12}{8} = 172125''^{\#}$$

上下兩側ニアル鐵材ハ同一斷面ヲ有シ對稱的ニ配置セラル、ヲ以テ(610)式ニ依リ

$$x = \frac{(2.15-1).1{,}_{99}}{9}.\left[\sqrt{1+\frac{2.9\left[(15-1).2{,}_5+15.(16-2{,}_5)\right]}{(2.15-1)^2.1{,}_{99}}}-1\right]$$

$$= 5{,}''8.$$

(611) 式ニ依リ

$$I = \frac{1}{3}.9.5{,}_8{}^3+1{,}_{99}.\left[(15-1).(5{,}_8-2{,}_5)^2+15.(16-2{,}_5-5{,}_8)^2\right]$$

$$+(2.15-1).1{,}_{58} = 2734$$

故ニ (607) 式ニ依リ

$$\sigma_c = \frac{172125.5{,}_8}{2734} = 365^{\#}/_{\square}''.$$

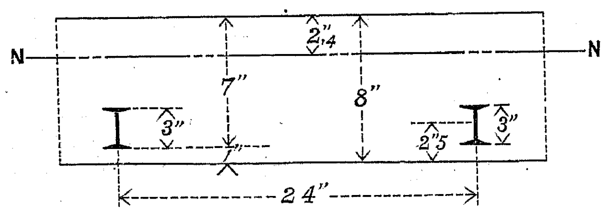
上下鐵筋ノ最大應力度ハ (608) 式及 (609) 式ニ依リ

$$\sigma'_{s\,max} = 15.365.\frac{5{,}_8-1{,}_{64}}{5{,}_8} = 3927^{\#}/_{\square}''.$$

$$\sigma_{s\,max} = 15.365.\frac{(16-1{,}_{64}-5{,}_8)}{5{,}_8} = 8081^{\#}/_{\square}''.$$

例題第四十七　兩壁上ニ休止セル床版アリ有效徑間 12', 厚 8'' ニシテ 1 平方呎ニ付 75# ノ活重ヲ受ケ使用鐵材ハ 3'' I 形鐵(重量長サ 1' ニ付 5,5#) ヲ用ヰ其相互距離ヲ 2' トス鐵材及混凝土ノ最大應力度ヲ求ム但シ $n = 15$ トス.

第四百二十九圖



答　1) 鐵材ヲ假受材トシテ使用セザル場合. (第四百二十九圖)

床版幅1', 長サ1'ニ付死重 $\frac{8}{12}.1.150 = 100^{\#}$

活重　$= 75^{\#}$

合計　$= 175^{\#}$

$$M = \frac{1}{8}.175.2.12.12.12 = 75600''^{\#}$$

$A_s = 1{,}_{63}{}^{\square}''$,　$y = 1''5$,　$I_{As} = 2{,}_5$　ナルヲ以テ

$$x = \frac{15.1{,}_{63}}{24}.\left[\sqrt{1+\frac{2.24.(8-2{,}_5)}{15.1{,}_{63}}}-1\right] = 2{,}''4$$

(613) 式ニ依リ

$$I = \frac{1}{3}.24.2{,}_4{}^3+15.\left[1{,}_{63}.(8-2{,}_5-2{,}_4)^2+2{,}_5\right] = 380$$

故ニ

$$\sigma_c = \frac{75600.2{,}_4}{380} = 478^{\#}/_{\square}''.$$

(609) 式ニ依リ

$$\sigma_{s\,max} = 15.478.\frac{(8-1-2{,}_4)}{2{,}_4} = 13743^{\#}/_{\square}''$$

2) 鐵材ヲ假受桁トシテ利用セル場合. (第四百三十圖)

此場合ニハ 5'' I 形鐵(長サ 1' ニ付重量 9,75#) ヲ使用スルモノトセバ其斷面係數 $W_x = 4{,}_8$ ニシテ鐵材ノ間隔ハ依然 2' トス然ルトキハ構造ノ死重ヨリ來ル彎曲力率ハ

$$M = \frac{2{,}_0.100.12.12.12}{8} = 43200''^{\#}$$

ナルヲ以テ

$$\sigma_s = \sigma_s' = \frac{3200}{4{,}_8} = 9000^{\#}/_{\square}''.$$

次ニ全構造ハ同一體トシテハ活重ヲ受クル場合ノミニ働クモノ

トセバ

$A_s = 2{,}87_{\square}''$, $I_{A_s} = 12{,}1$ ニシテ其活重ヨリ來ル彎曲力率ハ

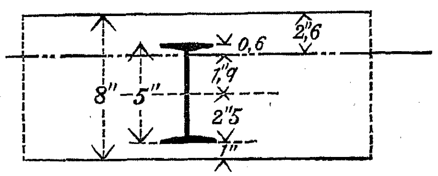
$$M = \frac{2{,}0.75.12.12.12}{8} = 32400''^{\#}.$$

故ニ

$$x = \frac{15.2{,}87}{24}.\left(\sqrt{1+\frac{2.24.(8-3{,}5)}{15.2{,}87}}-1\right) = 2{,}''6$$

$$I = \frac{1}{3}24.2{,}6^3 + 15.\left[2{,}87.(8-3{,}5-2{,}6)^2 + 12{,}1\right] = 478$$

第四百三十圖



$$\sigma_c = \frac{32400.2{,}6}{478} = 176^{\#}/_{\square}''$$

$$\sigma_s = \frac{15.176.(8-1-2{,}6)}{2{,}6}$$

$$= 4470^{\#}/_{\square}''$$

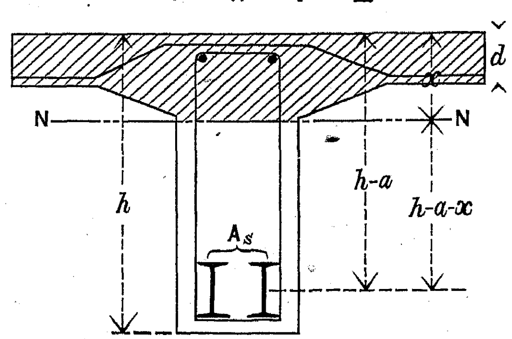
故ニ鐵材ノ受クル總應力ハ

$$9000 + 4470 = 13470^{\#}/_{\square}''$$

若シ使用展鐵間ノ相互距離大ナル場合ニハ其中間ハ之ヲ混凝土ノ桁ト考ヘ其上ニ來ル荷重ヨリ生ズル彎曲力率ニ對應セル下端最遠層ノ應張力ガ混凝土ノ許容應張力度 $60^{\#}/_{\square}''$ 以内ニアルヤ否ヤヲ檢定スベシ.

第三節　T形桁ノ算法.

第四百三十一圖



T形桁ニ展鐵其他斷面ノ大ナル鐵材ヲ使用スル場合ニアリテハ第一節ニ於テ論述セル效用ノ外特

ニ中軸線ヨリ鐵材ノ重心點ニ至ル距離大ナルヲ以テ鐵材應力ノ利用ヲ相當ニ發揮セシメ得ルノ利益アリ一般ニハ中軸線ノ位置ハ鐵材ノ上部突緣以上ニアルヲ以テ鐵材ノ一部ガ混凝土ト共ニ應壓力ヲ受クルガ如キ場合甚ダ尠ナシ(第四百三十一圖)

斷面ヲ知リテ其應力ヲ計算スルニハ中軸線 x ノ位置ヲ決定シタル後

$$\sigma_c = \frac{M}{I}.x \quad \cdots\cdots (614)$$

及ビ

$$\sigma_s = n.\frac{M.(h-a-x)}{I} = n.\sigma_c.\frac{(h-a-x)}{x} \quad \cdots\cdots (615)$$

ニ依リテ之ヲ求ムルコトヲ得ベシ. 今 $x \leqq d$ 及 $x > d$ ノ二ツノ場合ニ分チテ之ヲ論ズベシ.

I)　$x \leqq d$ ナル場合　x ハ第四章(452)式ニ依リテ算出スベク I_s ヲ鐵材自身ノ中軸線ニ對スル物量力率トセバ

$$I = \frac{1}{3}B.x^3 + n.\left[I_s + A_s.(h-a-x)^2\right] \quad \cdots\cdots (616)$$

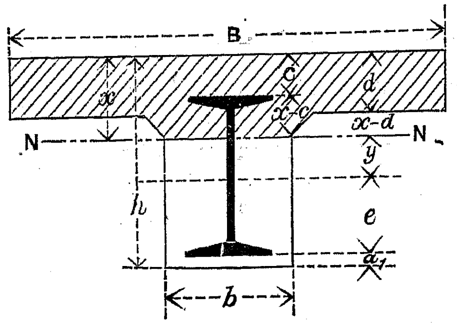
II)　$x > d$ ナル場合　x ハ第四章(462)式ニ依リテ算出スベク

$$I = \frac{1}{3}B.x^3 - (B-b).\frac{(x-d)^3}{3} + n.\left[I_s + A_s.(h-a-x)^2\right] \quad \cdots\cdots (617)$$

斯クテ(614)式及(615)式ニ應用シテ各々其應力ヲ算出スルコトヲ得ベシ

大ナル斷面ヲ有スル展鐵ヲ使用シ其上部ヲシテ應壓混凝土層内ニ入込マシムルトキハ剪力ノ凡テハ其鐵材ニ依リテ充分ニ對抗セラルベキヲ以テ繫索若クハ傾斜鐵筋ノ必要ヲ感ゼザルコト

第四百三十二圖



明カナリ斯クノ如キ構法ニアリテハ大要次ノ如キ簡法ニ依リテ計算セバ實際ニ於テ便利且ツ充分ナリトス

第四百三十二圖ニ於テ中軸線 NN ニ對スル斷面力率ヲ取リ A_s ヲ其鐵材ノ斷面トセバ

$$\frac{B.x^2}{2}-(B-b).\frac{(x-d)^2}{2}=n.A_s.y \quad \cdots\cdots (618)$$

然ルニ　$y=h-a_1-x-e$　ナルヲ以テ (618) 式ハ之ヲ書換ヘテ

$$\frac{B.x^2}{2}-(B-b).\frac{x^2}{2}+(B-b).x.d-(B-b).\frac{d^2}{2}-n.A_s.(h-a_1-x-e)=0$$

或ハ

$$x^2+2x.\frac{\left[(B-b).d+n.A_s\right]}{b}-\frac{(B-b).d^2}{b}-\frac{2n.A_s.(h-a_1-e)}{b}=0$$

故ニ

$$x=-\frac{(B-b).d+n.A_s}{b}+\sqrt{\left[\frac{(B-b).d+n.A_s}{b}\right]^2+\frac{(B-b).d^2+2n.A_s.(h-a_1-e)}{b}}$$

$$=\frac{(B-b).d+n.A_s}{b}.\left[\sqrt{1+\frac{\left[(B-b).d^2+2n.A_s.(h-a_1-e)\right].b}{\left[(B-b).d+n.A_s\right]^2}}-1\right]\cdots (619)$$

次ニ I_s ヲ鐵材自身ノ中軸線ニ對スル物量力率トセバ

$$I_n=\frac{B.x^3}{3}-(B-b).\frac{(x-d)^3}{3}+n.I_s+n.A_s.y^2 \quad \cdots\cdots (620)$$

故ニ

$$\sigma_c=\frac{M}{I_n}.x \quad \cdots\cdots (621)$$

$$\sigma_{s\,max}=n\,\frac{M.(h-a_1-x)}{I_n}=n\,\sigma_c.\frac{(h-a_1-x)}{x} \quad \cdots\cdots (622)$$

$$\sigma_{s\,max}'=n.\sigma_c.\frac{x-c}{x} \quad \cdots\cdots (623)$$

第八章　桁若クハ床版ノ各樣式ニ於ケル應用算法

第一節　總說

第三編ニ於テ說述セルガ如ク鐵筋混凝土桁若クハ床版ノ構造ハ其樣式甚ダ多シト雖ドモ要スルニ其原則ニ於テハ殆ンド相等シキモノト見做スコトヲ得ベシ卽チ何レモ混凝土ノ應張力ヲ無視シ專ラ鐵筋ニ依リテ張力ニ抗セシメ混凝土ハ單ニ壓力ノミニ堪ユベキモノトセルモノ多シ而シテ各樣式ノ重ナル相違ハ鐵筋ニ對スル特殊ノ斷面ヲ使用スルカ或ハ其配置ノ工夫ニ勗メ或ハ一部空虛ヲ作リテ其死重ノ輕減ヲ企テ或ハ工場ニ於テ豫メ其原形ヲ製作シ現場ニ於ケル假構ノ手數ヲ省ク等凡テ可成其施工ヲシテ迅速ニ且ツ容易ナラシメンコトヲ期シ同時ニ可成經濟ト伴ヒテ强度ノ安全ヲ保持セシメントスルニ過ギズ.

其算法ニ關シテハ其樣式ヲ案出セル年代ニ於ケル鐵筋混凝土ノ實驗未ダ不充分ナリシ結果經驗式ニ據レルモノ亦尠カラズト雖ドモ一般ニ本編各章ニ涉リ論述セシ理論ヲ其儘應用シ得ル場合最モ多シ以下述ブル處其樣式中特徵アルモノニ限リ之ヲ揭グ之レト大同小異ナルモノハ單ニ其算法ノ方針ヲ列擧スルニ止メント欲ス

第二節　「モニエー」式算法.

「モニエー」式算法ハ本編第二章ニ論述セシモノヲ其儘應用シ得ベシ若シ其床ヲ耐久的ナラシムル爲メ若クハ室內ノ溫度ヲ保持

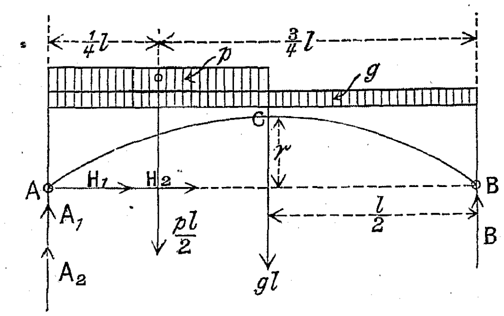
シ或ハ階上ノ音響傳播ヲ防止スル爲メI形桁ヲ通ジテ更ニ天井ヲ添和スルトキハ其計算ニ使用スベキ荷重ハ單ニ其上部ニ塡充スベキ保溫若クハ防響材料ノ重量ト天井自身ノ死重トヲ考フレバ可ナリ.

平面「モニエー」式床ノ徑間ハ9′ヲ超過セシムルコト稀ニシテ徑間更ニ大トナレバ中央ニ於テ$\frac{1}{8}$乃至$\frac{1}{12}$ノ拱矢ヲ與ヘ厚サ2½″乃至5″ノ肋厚ヲ有スル拱形トナスベシ.

平面式ニ於ケル算法ハ全ク本編第二章ニ論ジタルモノト同ジク更ニ拱形床ノ徑間15′內外迄ハ次ノ如キ近似算法ニ據ルモ其結果ハ大體ニ於テ異ナルコトナシ若シ其以上ノ徑間トナレバ鐵筋混凝土拱橋ノ算法ニ從ハザル可ラズ.

今　g＝一平方呎ニ於ケル死重，p＝一平方呎ニ於ケル活重トシ拱ノ最モ不利益ナル狀態ニ於ケル場合ヲ考ヘ活重ハ拱ノ半部ノミニ存在セルモノト假定ス然ルトキハ第四百三十三圖ニ於テ死重ニ對スルA點ノ反應力ハ

第四百三十三圖



$$A_1 = \frac{g.l}{2}$$

活重ニ對スル反應力ハ

$$A_2 = \frac{\frac{pl}{2}\cdot\frac{3}{4}l}{l} = \frac{3}{8}p.l$$

故ニ其全反應力ハ

$$A = A_1 + A_2 = \frac{g.l}{2} + \frac{3}{8}.p.l \quad \cdots\cdots (624)$$

次ニ死重ニ對スル水平反應力ハ拱頂C點ニ對スル力率ヲ取レ

$$H_1.r+\frac{g.l}{2}\cdot\frac{l}{4}=A_1.\frac{l}{2} \quad \text{ヨリ}$$

$$H_1=\frac{A_1.\frac{l}{2}-\frac{g.l}{2}.\frac{l}{4}}{r}=\frac{\frac{g.l^2}{4}-\frac{g.l^2}{8}}{r}=\frac{g.l^2}{8.r}$$

活重ニ對スル水平反應力ハ同樣ニ

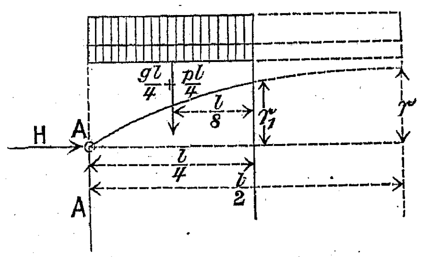
$$H_2.r+\frac{p.l}{2}.\frac{l}{4}=A_2.\frac{l}{2} \quad \text{ヨリ}$$

$$H_2=\frac{A_2.\frac{l}{2}-\frac{p.l}{2}.\frac{l}{4}}{r}=\frac{\frac{3}{8}.\frac{p.l^2}{2}-\frac{p.l^2}{8}}{r}=\frac{p.l^2}{16r}$$

故ニ總水平反應力ハ

$$H=H_1+H_2=\frac{g.l^2}{8r}+\frac{p.l^2}{16r}=\frac{l^2}{8r}.\left(g+\frac{p}{2}\right)\cdots\cdots\cdots(625)$$

第四百三十四圖



最大彎曲力率ハ徑間ノ約$\frac{1}{4}$點ニ起ルベシ故ニ今第四百三十四圖ニ於テA點ヨリ$\frac{1}{4}l$ヲ隔ツル點ニ於ケル左側ノ力率ヲ取レバ

$$M=A.\frac{l}{4}-H.r_1-\left(\frac{g.l}{4}+\frac{p.l}{4}\right).\frac{l}{8}$$

$$=\left(\frac{g.l}{2}+\frac{3}{8}p.l\right).\frac{l}{4}-\frac{l^2}{8r}.\left(g+\frac{p}{2}\right).r_1-\left(\frac{g.l}{4}+\frac{p.l}{4}\right).\frac{l}{8}$$

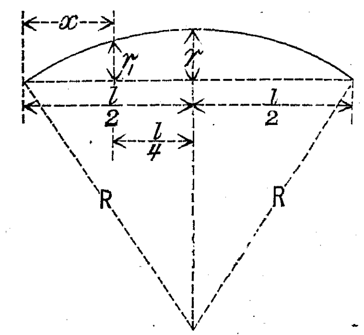
$$=\frac{l^2}{8}.\left(g+\frac{3}{4}p\right)-\frac{l^2}{8}\left(g+\frac{p}{2}\right).\frac{r_1}{r}-\frac{l^2}{32}.\left(g+p\right)$$

$$=\frac{l^2}{8}.\left[\frac{3g+2p}{4}-\left(g+\frac{p}{2}\right).\frac{r_1}{r}\right]\cdots\cdots\cdots(626)$$

例題第四十八 徑間12', 拱矢15"ヲ有スル拱床アリ其死重80#/□', 活重90#/□'ヲ受ク拱ノ厚サヲ3"トシ其上下端ヨリ各々$\frac{1}{2}$"ノ處ニ直徑$\frac{1}{4}$"ノ鐵筋ヲ幅1'毎ニ3條宛配置スルモノトス各材ノ應力ヲ求ム.

答 拱ノ半徑ハ第四百三十五圖ニ依リ

第四百三十五圖



$$R=\sqrt{\left(\frac{l}{2}\right)^2+(R-r)^2} \quad \text{ヨリ}$$

$$R^2=\left(\frac{l}{2}\right)^2+(R-r)^2$$

$$2R.r=\left(\frac{l}{2}\right)^2+r^2$$

$$\text{卽チ} \quad R=\frac{\left(\frac{l}{2}\right)^2}{2r}+\frac{r}{2}$$

ナルヲ以テ

$$R=\frac{6^2}{2.1{,}25}+\frac{1{,}25}{2}=15'{,}03$$

次ニ$\frac{l}{4}$點ニアリテハ

$$r_1=\sqrt{(R-r)^2+x.(l-x)}-(R-r) \quad \text{ナルヲ以テ}$$

$$r_1=\sqrt{(15{,}03-1{,}25)^2+3.(12-3)}-(15{,}03-1{,}25)$$

$$=0{,}95'$$

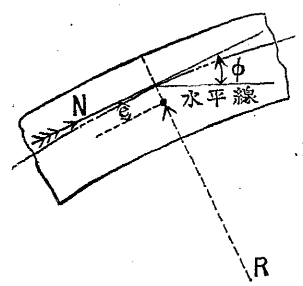
故ニ(626)式ニ依リ

$$M=\frac{12^2}{8}.\left[\frac{3.80+2.90}{4}-\left(80+\frac{90}{2}\right).\frac{0{,}95}{1{,}25}\right]$$

$$=180'^{\#}=2160''^{\#}.$$

此彎曲力率ハNナル法線力ト其偏倚距離eトヨリ生ズルモノニ

第四百三十六圖



等シカラザル可ラズ今第四百三十六圖ニ於テ其法線力 N ヲ見出スニハ其 $\frac{l}{4}$ 點ニ於ケル剪力ヲ $Q_{\frac{l}{4}}$ トシ其法線ガ水平線ト為ス角度ヲ ϕ トセバ

$$N = Q_{\frac{l}{4}}.\sin\phi + H.\cos\phi$$

而シテ

$$\sin\phi = \frac{\frac{l}{4}}{R} = \frac{12}{4.15{,}03} \fallingdotseq 0{,}2$$

$$\cos\phi = \frac{R-r+r_1}{R} = \frac{15{,}03-1{,}25+0{,}95}{15{,}03} \fallingdotseq 0{,}98$$

又

$$Q_{\frac{l}{4}} = A-\left[\frac{(g+p).l}{4}\right] = \frac{g.l}{2}+\frac{3}{8}p.l-\frac{g.l}{4}-\frac{p.l}{4}$$

$$= \frac{l}{4}.\left(g+\frac{p}{2}\right) = \frac{12}{4}.\left(80+\frac{90}{2}\right) = 375^{\#}.$$

(625) 式ニ依リ

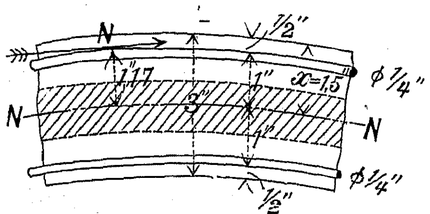
$$H = \frac{12^2}{8.1{,}25}.\left(80+\frac{90}{2}\right) = 1800^{\#}.$$

故ニ

$$N = 375.0{,}2+1800.0{,}98 = 1839^{\#}.$$

從ツテ偏倚量ハ

第四百三十七圖



$$e = \frac{M}{N} = \frac{2160}{1839} = 1'',17$$

今第四百三十七圖ニ於テ W ヲ斷面係數, A ヲ斷面積トセバ其斷面ノ髓心限度(Limit of kern)ハ $k=\frac{W}{A}$

更ニ此場合ニハ斷面ハ中軸線ニ對シテ對稱的ナルヲ以テ中軸線ニ對スル物量力率ハ

$$I_N = \frac{b.h^3}{12}+2n.A_s.(x-a)^2$$

而シテ

$$b = 12'', \quad h = 3'', \quad n = 15.$$

$$A_s = 3.0{,}05 = 0{,}15\square'', \quad a = \frac{1''}{2}, \quad x-a = 1'' \quad \text{ナルヲ以テ}$$

$$I_N = \frac{12.3^3}{12}+2.15.0{,}15.1 = 31{,}5$$

$$W = \frac{I_N}{x} = \frac{31{,}5}{1{,}5} = 21.$$

$$A = b.h+2n.A_s = 12.3+2.15.0{,}15 = 40{,}5^{\square''}$$

故ニ

$$k = \frac{W}{A} = \frac{21}{40{,}5} = 0{,}518''.$$

卽チ N ナル法線力ハ髓心限度外ニ働クコトヲ知ル故ニ第十一章(754)式ニ依リ (以下第十一章第五節ヲ參照スベシ)

$$\lambda = 1{,}5-1{,}17 = 0{,}33, \quad n = 15 \quad \text{ナルヲ以テ}$$

$$x^3-3.0{,}33x^2+\frac{6.15.(3-2.0{,}33).0{,}15}{12}x-\frac{6.15.0{,}15}{12}\left[2.0{,}5^2+3^2-3.(2.0{,}5+0{,}33)\right]$$

$$= x^3-0{,}99x^2+2{,}64x-6{,}18 = 0$$

$x=1$ トセバ

$$1-0{,}99+2{,}64-6{,}18 = -3{,}53$$

$x=2$ トセバ

$$2^3-0{,}99.2^2+2{,}64.2-6{,}18 = 3{,}14$$

$$\frac{x-1}{x-2} = \frac{-3{,}53}{3{,}14} \quad \text{或ハ} \quad 6{,}67x = 10{,}20$$

故ニ　$x=1{,}53''$　然ルトキハ第十一章(736)式ニ依リ

$$\sigma_c=\frac{N}{A}+\frac{N.e.h}{2I_N}=\frac{1839}{40{,}5}+\frac{1839.1{,}17.3}{2.31{,}5}=455^{\#}/_{\square}''.$$

同章(747)式ニ依リ

$$\sigma_s'=n.\sigma_c.\frac{x-a}{x}=15.455.\frac{1}{1{,}53}=4460^{\#}/_{\square}''.$$

同ジク(748)式ニ依リ

$$\sigma_s=n.\sigma_c.\frac{h-x-a'}{x}=15.455.\frac{3-1}{1{,}53}=8920^{\#}/_{\square}''.$$

第三節　「ワイス」及「キューネン」式算法.

「ワイス」式モ亦圓鉀鐵筋ヲ使用スルコト「モニエー」式ト異ナラズ只配力材ハ集中荷重ヲ有スル場合ノミニ之ヲ配置ス若シ床ガ二ツノ支點上ニアルトキハ其徑間小ナル場合ニハ之ヲ緊定桁又ハ連續桁ト同樣ニ計算シ終端ハ負號彎曲力率ヲ有スルモノトシテ約 $0{,}211l$ ノ點ニ於テ主要鐵筋ヲ 45° ニ上方ニ折曲グルヲ常トスルモ實際ニハ一條宛上部下部ニ排列スルコト多シ若シ床版ガ桁上ニ乘ルトキハ其桁ガ鐵材ナルヤ鐵筋混凝土ナルヤニ從ツテ配置ヲ異ニス前者ニアリテハ傾斜鐵筋ハ上部ニ至リテ水平トナリ桁上ヲ通過シ他ノ徑間ニ入込ミテ終リ下部ニアル水平鐵筋ハ桁端ニ至リテ止マル後者ニアリテハ傾斜鐵筋ハ前者同樣ナルモ水平鐵筋ハ桁ヲ通過シテ他ノ徑間ニ深ク透入ス.

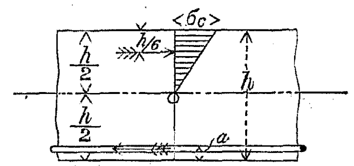
「キューネン」式モ其配置全ク「ワイス」式ト同樣ナルモ唯其傾斜鐵筋ハ 45° ニ急變セズシテ略ボ彈性線ニ從ツテ彎曲スルノ差アルノミ.

數多ノ桁上ヲ通過スル床版若クハ桁ハ之ヲ兩端緊定セル桁ト

シテ計算シ等布荷重ヲ受クル場合ニハ中央ニ於ケル最大彎曲力率ヲ $\frac{1}{24}\omega.l^2$ トシ其壁內ニ取付クル方法ニ從ツテ或ハ一部緊定若クハ全部緊定トシテ取扱フモノトス全部緊定セリト考フルトキハ最大彎曲力率ハ $\frac{1}{12}\omega.l^2$ トシテ算定スベシ

以上兩式共ニ其算法ノ同一タルベキハ明カナリ千八百八十六年「キューネン」氏ガ發表シタル算法ハ一ノ經驗式ニ過ギズ然カモ其算法簡易ナルヲ以テ概算ノ場合ニハ今日猶使用セラルヽコトアリ今單式ノ場合ニ就キテ之ヲ云ヘバ混凝土ノ應張力ハ全然之ヲ無視シ中軸線ハ床厚ノ中央ヲ通過スルモノ卽チ全體ノ構造等質ナルモノト同樣ノ働キヲナスト假定シ更ニ　$a\fallingdotseq\frac{h}{12}$　ナルベシトセリ然ルトキハ第四百三十八圖ニ於テ中軸線以上ノ混凝土ノ應壓力ハ鐵筋ノ應張力ト相等シキヲ以テ

第四百三十八圖



$$\frac{1}{2}\sigma_c.\frac{h}{2}.b=\sigma_s.A_s$$

或ハ

$$\frac{\sigma_c}{4}.b.h=\sigma_s.A_s \quad\cdots\cdots\cdots\cdots (627)$$

其二力ノ挺率ハ

$$h-\frac{h}{6}-\frac{h}{12}=\frac{3}{4}h$$

ニシテ彎曲力率ハ抵抗力率ト相等シキヲ以テ

$$M=\frac{\sigma_c}{4}.b.h.\frac{3}{4}.h=\frac{3}{16}\sigma_c.b.h^2 \quad\cdots\cdots\cdots\cdots (628)$$

故ニ

$$A_s=\frac{1}{4}.\frac{\sigma_c}{\sigma_s}.b.h \quad\cdots\cdots\cdots\cdots (629)$$

$$h = 2{,}31\sqrt{\frac{M}{\sigma_c . b}} \quad \cdots\cdots\cdots (630)$$

ヲ得ベシトセリ去レド今日ニアリテハ經驗上　$a=\frac{h}{12}$　トスルハ少シク薄キニ失スルヲ以テ普通　$a=\frac{h}{6}$　ト假定シ從ッテ $h-\frac{h}{6}-\frac{h}{6}=\frac{2}{3}h$　ヲ梃率ト取リ

$$M = \frac{\sigma_c}{4}.h.b.\frac{2}{3}.h = \frac{1}{6}.\sigma_c.b.h^2 \quad \cdots\cdots\cdots (631)$$

$$h = 2{,}45\sqrt{\frac{M}{b.\sigma_c}} \quad \cdots\cdots\cdots (632)$$

ヲ採用セル者多シ

「キューネン」氏ハ更ニ混凝土モ同樣ニ其最大許容應力度ニ達シ得ベキモノト假定シ　$\sigma_c = 30^{kg}/_{cm^2}\,(427^{\#}/_{\square''})$,

$\sigma_s = 750^{kg}/_{cm^2}\,(10665^{\#}/_{\square''})$　トセリ從ッテ

$$A_s = \frac{1}{4}\cdot\frac{427}{10667}.b.h \fallingdotseq \frac{1}{100}b.h \quad \cdots\cdots\cdots (633)$$

$$M = \frac{1}{6}.427.b.h^2 \fallingdotseq 71b.h^2 \quad \cdots\cdots\cdots (634)$$

或ハ

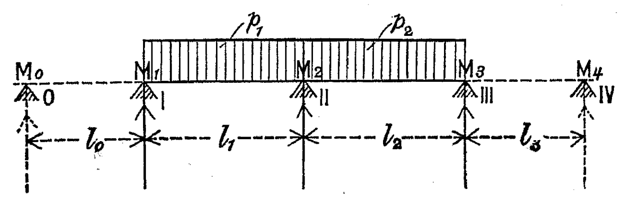
$$h = 0{,}118\sqrt{\frac{M}{b}} \quad \cdots\cdots\cdots (635)$$

トセリ此公式ハ其原則ニ於テ中軸線ノ位置ハ鐵筋ノ量如何ニ拘ハラズ常ニ一定ノモノト假定セルコトノ誤謬アルヲ以テ普通ノ場合ノ如ク中軸線ノ位置 $\frac{h}{2}$ ヨリ甚ダ小ナルトキハ混凝土ノ應力ハ氏ノ假定ヨリモ遙カニ昇ルベク之ニ反シテ鐵筋ノ應力ハ幾分降下スベシ而シテ其鐵筋ノ量混凝土ニ比シテ少ナキ程混凝土ノ受クル應力ハ益々增加スベク鐵筋ノ量多キ程其誤謬ハ漸次減少スルヲ見ル

之ヲ要スルニ「キューネン」式ノ經驗式ハ鐵筋混凝土ノ性質ニ關スル研究不充分ナリシ當時ニアリテハ最モ簡易ナル應用式タリシナランモ今日ニアリテハ概算ヲ要スル場合ノ外前述各章ノ理論式ニ據リテ其寸法ヲ定ムルノ優レルニ如カズ

例題第四十九　倉庫ノ床版二徑間ニ涉リ各徑間 12′ ニシテ兩端緊定セルモノアリ「キューネン」氏拱形構造トナサントス床仕上ハ 1″ 厚ノ膠泥層トシ死重ハ $90^{\#}/_{\square'}$, 活重ハ $120^{\#}/_{\square'}$ ト假定ス其寸法ヲ求ム

第四百三十九圖



答　兩端緊定セラレ床版ハ中央支點上ニ休止スルヲ以テ其狀態ハ正ニ第四百三十九圖ノ如ク四ツノ徑間上ニアル連續桁ノ　$l_0=0$, $=0$　トナリタル場合ト同樣ナリト考フルコトヲ得ベシ然ルトキハ最大負號彎曲力率 M_2 ヲ定メントセバ兩徑間共ニ荷重ヲ受クル場合ナラザルベカラズ然ルトキハ l_0 及 l_3 ノ徑間ニハ $p_0=0$, $p_3=0$ ナル荷重アルモノト假定セバ 0, I 及 II ノ支點ニ對シテハ

$$M_0.l_0+2M_1.(l_0+l_1)+M_2.l_1 = -\frac{1}{4}(p_0.l_0^3+p_1.l_1^3) \quad \cdots\cdots\cdots (a)$$

I, II 及 III ノ支點ニ對シテハ

$$M_1.l_1+2M_2.(l_1+l_2)+M_3.l_2 = -\frac{1}{4}(p_1.l_1^3+p_2.l_2^3) \quad \cdots\cdots\cdots (b)$$

然ルニ　$M_0=0,\quad M_1=M_3,\quad M_4=0,\quad l_0=0,\quad l_1=l_2=l=12$

$p_1=p_2=p=90+120=210$　ナルヲ以テ

$$2M_1.l+M_2.l = -\frac{1}{4}p.l^3$$

$$2M_1.l+4M_2.l=-\frac{1}{2}p.l^3$$

此二式ヲ解キテ

$$M_2=-\frac{1}{12}p.l^2$$

$$M_1=-\frac{1}{12}p.l^2$$

即チ

$$M_2=-\frac{1}{12}.210.12^2=-2520'^{*}$$

$$M_1=-2520'^{*}.$$

次ニ支點ニ於ケル反應力ハ

$$A_1=\frac{M_2-M_1}{l_1}+\frac{P_1}{2}.$$

ニシテ

$$P_1=p_1.l_1=210.12=2520^{*},\quad M_1=-\frac{1}{12}p_1.l_1^2$$

$$M_2=-\frac{1}{12}p_1.l_1^2$$ ナルヲ以テ

$$A_1=\frac{P_1}{2}=\frac{p_1.l_1}{2}=\frac{2520}{2}=1260^{*}.$$

$$B_1=0-\frac{P_1}{2}=-\frac{p_1.l_1}{2}=-1260^{*}.$$

桁ノ中央點ニ於ケル彎曲力率ハ

$$M_{\frac{l}{2}}=M_1+A_1.\frac{l_1}{2}-\left(p_1.\frac{l_1}{2}\right).\frac{l_1}{4}$$

$$=-\frac{1}{12}p_1.l_1^2+\frac{p_1.l_1}{2}.\frac{l_1}{2}-p_1.\frac{l_1}{2}.\frac{l_1}{4}=\frac{p_1.l_1^2}{24}$$

$$=\frac{2520.12}{24}=1260'^{*}.$$

支點及終點ニ於ケル最大彎曲力率ハ

$$M_1=M_2=-\frac{p_1.l_1^2}{12}=-\frac{2520.12^2}{.12}=-2520'^{*}$$

次ニ最大正號彎曲力率ハ一方ノ徑間ニ活重ヲ有シ他ノ徑間空虛ナル場合ニ起ルベシ然ルトキハ(a)及(b)ナル方程式ニ於テ

$$M_0=0,\quad l_0=0,\quad l_1=12,\quad l_2=12,\quad p_0=0,\quad p_1=210$$

$$p_2=g=90$$ ヲ挿入スルトキハ

$$2.M_1.12+M_2.12=-\frac{1}{4}.210.12^3$$

$$M_1.12+2M_2.(12+12)+M_3.12=-\frac{1}{4}(210.12^3+90.12^3)$$

或ハ

$$24M_1+12M_2=-90720 \quad\cdots\cdots\cdots\cdots(a_1)$$

$$12M_1+48M_2+12M_3=-129600 \quad\cdots\cdots\cdots\cdots(b_1)$$

此二ツノ方程式ハ M_1, M_2 及 M_3 ナル三ツノ未知數ヲ有スルヲ以テ更ニ第三ノ方程式ヲ求メザル可ラズ其方程式ハ II, III 及 IV. ナル支點ニ對シテ

$$M_2.l_2+2M_3.(l_2+l_3)+M_4.l_3=-\frac{1}{4}(p_2.l_2^3+p_3.l_3^3)$$

然ルニ

$$l_2=12,\quad l_3=0,\quad p_3=0,\quad M_4=0$$ ナルヲ以テ

$$M_2.12+2M_3.12=-\frac{1}{4}90.12^3$$

即チ

$$12M_2+24M_3=-38880 \quad\cdots\cdots\cdots\cdots(c_1)$$

(a_1) 式ヨリ

$$24M_1=-90720-12M_2 \quad\cdots\cdots\cdots\cdots(a_2)$$

(b_1) 式ヨリ

$$24M_1+96M_2+24M_3=-259200 \cdots\cdots\cdots (b_2)$$

(c_1) 式ヨリ

$$24M_3=-38880-12M_2 \cdots\cdots\cdots (c_2)$$

(b_2) ノ $24M_1$ ノ代リニ (a_2) ノ値ヲ入レ $24M_3$ ノ代リニ (c_2) ノ値ヲ入ルヽトキハ

$$(-90720-12M_2)+96M_2+(-38880-12M_2)=-259200$$

卽チ

$$72M_2=-259200+129600=-129600.$$

卽チ

$$M_2=-1800'^{\#}.$$

(a_1) 式ヨリ

$$24M_1+12M_2=-90720$$

$$24M_1+12(-1800)=-90720$$

卽チ

$$M_1=-2922'^{\#}.$$

(c_1) 式ヨリ

$$12M_2+24M_3=-38880$$

$$12(-1800)+24M_3=-38880$$

卽チ

$$M_3=-720'^{\#}$$

次ニ支點反應力ハ　$p_1=210,\quad l_1=12,\quad P_1=2520$　ナルヲ以テ

$$A_1=\frac{M_2-M_1}{l_1}+\frac{P_1}{2}=\frac{-1800-(-2922)}{12}+\frac{2520}{2}=1354^{\#}$$

$$B_1=\frac{M_2-M_1}{l_1}-\frac{P_1}{2}=-1160^{\#}.$$

次ニ最モ危險ナル位地ハ

$$A_1-p_1.x_1=0$$

卽チ

$$x_1=\frac{A_1}{p_1}=\frac{1354}{210}=6{,}'_{45}$$

此點ニ生ズル彎曲力率ハ

$$M_{x_1}=M_1+A_1.x_1-(p_1.x_1).\frac{x_1}{2}.$$

$$=-2922+1354.6{,}_{45}-(210.6{,}_{45}).\frac{6{,}_{45}}{2}$$

$$=1443'^{\#}.$$

故ニ斷面ノ寸法ヲ定ムルトキハ其ノ最大正號彎曲力率トシテハ

$$M_x=1443'^{\#}=17316''^{\#}$$

最大負號彎曲力率トシテハ

$M_1=-2922'^{\#}=-35064''^{\#}.$　ヲ取ラザル可ラズ

今　$\sigma_c=400^{\#}/_{\square}{}'',\quad \sigma_s=12000^{\#}/_{\square}{}''$　トセバ第七十七表ニ依リ

桁ノ約中央點ニアリテハ

$$h-a=0{,}_{130}\sqrt{\frac{M}{b}}=0{,}_{130}\sqrt{\frac{17316}{12}}=4{,}''_{94}$$

$a={}^3/_4{}''$　トセバ　$h=5{,}''7$

$$A_s=0{,}_{000721}\sqrt{M.b}=0{,}_{33}{}_{\square}''.$$

卽チ直徑 ${}^3/_8{}''$ ノモノ 1 呎每ニ 3 條ヲ要ス

支點上ニアリテハ

$$h-a=0{,}_{130}\sqrt{\frac{35064}{12}}=7{,}''_{02}$$

$a={}^3/_4{}''$　トセバ　$h=7{,}''_{75}$

$$A_s = 0{,}0007211\sqrt{M.b} = 0{,}47_{\square}''.$$

即チ直徑 $^3/_8''$ ノモノ各1呎ニ付5條ヲ要ス ($A_s = 0{,}55_{\square}''$)

最大剪力 $Q = A_1 = 1354.^{\#}$

$$x = \frac{n.A_s}{b}.\left[\sqrt{1+\frac{2b.(h-a)}{n.A_s}}-1\right]$$

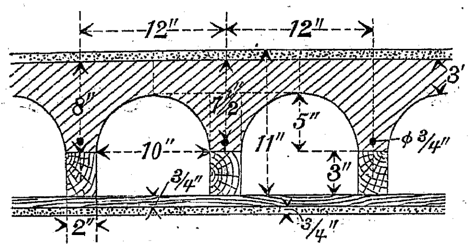
$$= \frac{15.0{,}55}{12}.\left[\sqrt{1+\frac{2.12.7{,}02}{15.0{,}55}}-1\right] \fallingdotseq 2{,}''5$$

故ニ

$$\tau_{max} = \frac{Q}{b.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)} = \frac{1354}{12.\left(7{,}02-\frac{2{,}5}{3}\right)} = 18^{\#}/_{\square}''$$

「キューネン」式肋床ハ其厚サ通常2"乃至4"ニシテ肋桁ノ厚サハ1½"乃至2"ナリ其算法ハ二ツノ支點上ニ休止セルT形桁トシテ取扱フベシ.

第四百四十圖



例題第五十 徑間12'ヲ有スル「キューネン」式肋床アリ床仕上ハ配合1:2ノ膠泥層ニシテ厚サ¾", 天井ハ厚サ¾"ノ漆喰塗トス床ノ寸法第四百四十圖ノ如クニシテ活重ハ $70^{\#}/_{\square}'$ トシ床ノ受クル應力ヲ求ム.

答 膠泥ノ重量厚サ1"ニ付 $10{,}5^{\#}/_{\square}'$

漆喰ノ重量 同シク $10{,}5^{\#}/_{\square}'$

木材1立方呎ノ重量 $30^{\#}$ トセバ

床仕上ゲ $^3/_4''.1.12.10{,}5 = 94{,}5^{\#}.$

天井 $^3/_4''.1.12.10{,}5 = 94{,}5^{\#}$

死重 野椽 $\frac{2}{12}.\frac{3}{12}.12.30 = 15^{\#}$

床 $\left(\frac{8}{12}\,1-\frac{3{,}14.\left(\frac{10}{12}\right)^2}{2.4}\right).12.150 = 617^{\#}.$

活重 $12.1.70 = 840^{\#}.$

合計 $P = 1661^{\#}$

$$M = \frac{1661.12}{8}.12 = 29898''^{\#}$$

中軸線ノ位置ヲ定ムル爲メ今假リニ

$\sigma_c = 400^{\#}/_{\square}''$, $\sigma_s = 12000^{\#}/_{\square}''$ トセバ

(451)式ニ依リ

$$\psi = \frac{15}{15+\frac{12000}{400}} = 0{,}333$$

然ルニ

$\psi = \frac{d}{h-a} = \frac{3}{7{,}5} = 0{,}4$ ナルヲ以テ中軸線ハ床版ノ内ニアルベシ而シテ $A_s = 0{,}442_{\square}''$ ナルヲ以テ

$$x = \frac{15.0{,}442}{12}\left[\sqrt{1+\frac{2.12.7{,}5}{15.0{,}442}}-1\right] = 2{,}''3$$

$$\sigma_c = \frac{2.29898}{12.2{,}3\left(7{,}5-\frac{2{,}3}{3}\right)} = 365^{\#}/_{\square}''$$

$$\sigma_s = \frac{29898}{0{,}442.\left(7{,}5-\frac{2{,}3}{3}\right)} = 10050^{\#}/_{\square}''.$$

第四節 「アンネビック」式算法.

氏ノ發表セシ算法ハ或假定ノ下ニ半バ經驗式ノ形ヲ有ス氏モ

亦全然混凝土ノ張力ヲ無視シ中軸線以上ニ於ケル混凝土ノ應壓力ト下部鐵筋ノ應張力ト相等シトセルモ只應壓側ニ於ケル應力度ハ中軸線ヨリ上方外皮層ニ至ル距離ニ比例セズ等布的ニ一直線ヲナスモノト假定セリ故ニ今其等布力度ヲ σ_c トセバ單式ノ場合ニ於ケル應壓力ノ全量ハ $\sigma_c.b.x$ ニシテ應張力ハ $A_s.\sigma_s$ ナリ故ニ其中軸線ニ對スル力率ハ各々

$\dfrac{\sigma_c.b.x^2}{2}$ 及 $A_s.\sigma_s.(h-a-x)$ ニシテ此等ハ又各々外力ヨリ來ル彎曲力率ノ半バニ等シトセリ 即チ

$$\frac{\sigma_c.b.x^2}{2}=\frac{M}{2}.$$

及 $$A_s.\sigma_s.(h-a-x)=\frac{M}{2}$$

トシ此二式ヨリ

$$x=\sqrt{\frac{M}{\sigma_c.b}} \quad\cdots\cdots\cdots(636)$$

$$A_s=\frac{M}{2\sigma_s.\left(h-a-\sqrt{\dfrac{M}{\sigma_c.b}}\right)} \quad\cdots\cdots\cdots(637)$$

ヲ得ベク $h-a$ ナル有效高ハ初メ之ヲ假定スベシトセリ.

此公式ノ缺點ハ中軸線上各纖維層ニ於ケル應壓力度ヲ均一ナリト假定セルコトノ誤謬ニアリ從ツテ σ_c ノ値ハ應壓平均力度トナルベシ第二ノ缺點ハ σ_c ノ値ヲ均一トセル爲メ其中軸線ヨリ全應壓力ノ重心點ニ至ル距離ハ著シク小トナルベク中軸線ニ對スル其力率ト鐵筋ニ對スル力率トヲ同一トシ各 $\dfrac{M}{2}$ ニ等シト假定セルハ頗ル穩當ヲ缺ケルモノト云ハザル可ラズ.

氏ハ σ_c ノ平均値ヲ $25\,kg/cm^2$ ($355^{\#}/_{\square}''$) トシ時トシテハ

$30\,kg/cm^2$ ($427^{\#}/_{\square}''$) 迄之ヲ上スコトヲ得ベク鐵筋ニ對シテハ $1000\,kg/cm^2$ ($14220^{\#}/_{\square}''$) 乃至 $1500\,kg/cm^2$ ($21333^{\#}/_{\square}''$) ヲ採用スベシトセリ.

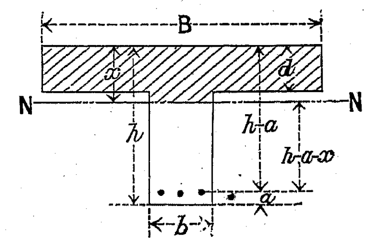
今 $\sigma_c=355^{\#}/_{\square}''$, $\sigma_s=14220^{\#}/_{\square}''$ トセバ

$$x=0{,}053\sqrt{\frac{M}{b}} \quad\cdots\cdots\cdots(638)$$

$$A_s=\frac{M}{28440\left(h-a-0{,}053\sqrt{\dfrac{M}{b}}\right)} \quad\cdots\cdots\cdots(639)$$

(638) 式ハ桁若クハ床版ノ高サニ何等ノ關係ヲ有セズ從ツテ時トシテハ非合理的ノ値ヲ得ルコトアリ故ニ氏ハ其有効高ノ最小限度ヲ $h-a=\dfrac{3x}{2}$ トシ最大限度ヲ $h-a=\dfrac{5x}{2}$ ト制限セリ. 又桁ハ支點上ニアリテハ不完全ニ緊定セラレタルモノト假定シ桁ノ中央ニ於ケル最大彎曲力率ハ等布荷重ノ場合ニハ $M=\dfrac{1}{10}p.l^2$ ヲ取ルベク平面ニ於テ殆ンド方形ヲナセル床版ニアリテハ其中央ニ於ケル彎曲力率ハ $M=\dfrac{1}{36}p.l^2$ ニシテ l ハ其互ニ直角ノ方向ニ於ケル徑間ノ平均値ヲ取ルベシトセリ.

第四百四十一圖



T形桁ニ對スル「アンネビック」氏算法ハ又全ク床版ノ場合ト同樣ノ假定ニ基キ σ_c ヲ混凝土ノ平均應壓力度トセバ第四百四十一圖ニ於テ

$$\sigma_c.B.d=\sigma_s.A_s$$

應壓力ハ突緣厚ノ中央ニ働クモノトシ

$$\frac{M}{2}=\sigma_c.B.d.\left(x-\frac{d}{2}\right)$$ ヨリ

$$x=\frac{M}{2\sigma_c.B.d}+\frac{d}{2} \quad \cdots\cdots\cdots (640)$$

$$A_s=\frac{\sigma_c}{\sigma_s}B.d. \quad \cdots\cdots\cdots (641)$$

中軸線ヨリ鐵筋ニ至ル距離ハ $h-a-x$ ナルヲ以テ

$$A_s=\frac{M}{2\sigma_s.(h-a-x)} \quad \cdots\cdots\cdots (642)$$

若シ豫メ斷面與ヘラレ其應力ヲ求メントセバ

$$M=\sigma_c.B.d.\left(h-a-\frac{d}{2}\right)=\sigma_s.A_s.\left(h-a-\frac{d}{2}\right)$$ ヨリ

$$\sigma_c=\frac{M}{B.d.\left(h-a-\frac{d}{2}\right)} \quad \cdots\cdots\cdots (643)$$

$$\sigma_s=\frac{M}{A_s.\left(h-a-\frac{d}{2}\right)} \quad \cdots\cdots\cdots (644)$$

以上ノ方法ハ床ノ場合ト同ジク桁ノ高サハ初メヨリ之ヲ假定セザル可ラズ而シテ此算法ノ誤謬ハ又應壓力ノ重心點ヲ床面ヨリ$\frac{d}{2}$ノ距離ニ働クトセル點ニ存スルヲ見ルベシ.

「アンネビック」氏ハ等布荷重ヲ受クル場合ノMノ算定ハ若シ桁ガ壁上ニ休止スルトキハ$\frac{1}{8}p.l^2$ヲ取リ數多ノ支點上ニ連續シテ架設セルトキハ$\frac{1}{10}p.l^2$ヲ取ルベシトシ勿論其力率ハ桁ノ中央點ニ於ケル値ニシテ終端ハ各其狀態ニ依リテ異ナルベク猶ホBノ値ハ床版ノ厚サノ50倍ヲ超過ス可ラズトセリ.

複式桁ニ關スル「アンネビック」氏公式ハ應壓側ニ於ケル鐵筋ノ應力度ハ應張側ニ於ケル鐵筋ノ應力度ト同樣ノ値ヲ發揮スベキモノトセリ故ニ今a'ヲ應壓側ニ於ケル鐵筋ノ上部縁端ニ至ル距離

トシA'_sヲ其斷面積トセバ

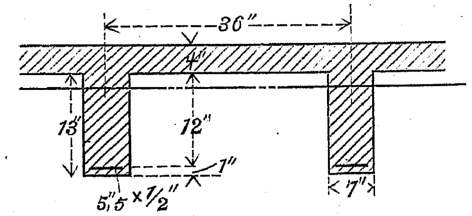
$$\frac{M}{2}=\sigma_c.B.d.\left(x-\frac{d}{2}\right)+\sigma_s.A'_s.(x-a') \quad \cdots\cdots\cdots (645)$$

要スルニ「アンネビック」氏算法ハ中軸線ノ位置ヲ定ムルニ其桁ノ高サニ關係セザルコト,又一般ニ其高サヲ與ヘタル場合ニアラザレバ算式ヲ適用シ難キコト,混凝土ノ最大應壓力度ノ代リニ其平均應壓力度ヲ與フベキコト,應壓力ノ重心點ヲ一定ノ位置ニ假定スル等ノ缺點アルヲ以テ今日ノ如キ鐵筋混凝土ノ充分ナル研究ト經驗トヲ有スル時ニアリテハ最早不完全ノ算法ナリト云フベク强イテ之ヲ使用スルノ必要ナカルベシ.

第五節　「メヨーラー」式算法.

「メヨーラー」式ハ其徑間60呎迄ハ之ヲ應用シ得ベク其算法ハT形桁ノ理論ニ準據スベシ.

第四百四十二圖



例題第五十一　有効徑間26′ノ「メェーラー」式床アリ其寸法第四百四十二圖ノ如シトス活重ハ70#/□′トシ其受クル應力及支點ノ構造ヲ定ムベキ算式ヲ求ム

答	突縁ノ死重	$3.26.\frac{4}{12}.150$	$=3900^{\#}$
	肋桁ノ死重	$\frac{13}{12}.\frac{7}{12}.26.150$	$=2465^{\#}$
	活重	$3.26.70$	$=5460^{\#}$
		合計	$11825^{\#}$

$$M=\frac{11825.26}{8}.12=461175''^{\#}.$$

最初略ボ中軸線ノ位置ヲ見定ムル爲メ $n=15$, $\sigma_s=12000^{\#}/_{\square}{}''$, $\sigma_c=400^{\#}/_{\square}{}''$ ト假定セバ (451) 式ニ依リ

$$\psi=\frac{15}{15+\frac{12000}{400}}=0{,}33$$

$$\phi=\frac{4}{16}=0{,}25$$

$\psi>\phi$ ナルヲ以テ中軸線ハ肋桁內ニアルベキヲ知ル

次ニ床ノ中央點ニ於ケル應力ヲ見出スニハ (468) 式ニ依リ

$$x=\frac{1}{2}\cdot\frac{36.4^2+2.15.5{,}5.\frac{1}{2}.16}{36.4+15.5{,}5.\frac{1}{2}}=5{,}''1$$

(469) 式ニ依リ

$$y=5{,}1-\frac{4.(3.5{,}1-2.4)}{3.(2.5{,}1-4)}=3{,}''5$$

故ニ (464) 式ニ依リ

$$\sigma_s=\frac{461175}{5{,}5.\frac{1}{2}.(16-5{,}1+3{,}5)}=11646^{\#}/_{\square}{}''.$$

(465) 式ニ依リ

$$\sigma_c=11646.\frac{5{,}1}{15.(16-5{,}1)}=364^{\#}/_{\square}{}''.$$

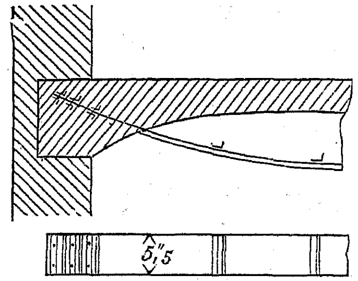
次ニ支點ニ於テハ平鐵ノ上下ニ三對ノ L 形鐵ヲ配置スルモノトセバ平鐵ニ受クル總張力ハ

$$Z_s=\sigma_s.A_s=11646.5{,}5.\frac{1}{2}=32027^{\#}$$

故ニ所要 L 形鐵ノ斷面積ハ

$$A_c=\frac{Z_s}{\sigma_c}=\frac{32027}{400}=80{,}1_{\square}{}''$$

第四百四十三圖



故ニ一條ノ L 形鐵ノ面積ハ

$$\frac{80{,}1}{6}=13{,}4_{\square}{}''.$$

使用 L 形鐵ノ長サハ第四百四十三圖ノ如ク 5,"5 ナルヲ以テ其突緣ノ幅ハ

$$\frac{13{,}4}{5{,}5}=2{,}44''$$

故ニ茲ニハ 2,"5×2,"5×3/8" ノ L 形鐵ヲ使用スベシ.

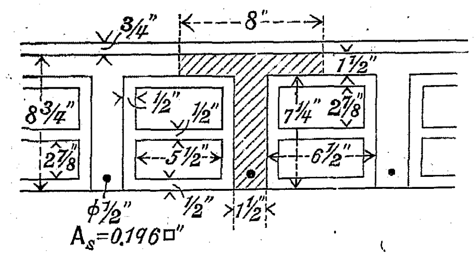
此各對ノ L 形鐵ハ各直徑 3/4" ノ綴鋲 2 本ニテ首要平鐵材ニ綴接セラル丶モノトセバ其各綴鋲ノ受クル應剪力ハ(此場合ニハ綴鋲ハ二重剪斷ヲ受ク).

$$\tau_s=\frac{Z_s}{3.2.\frac{\pi.d^2}{4}.2}=\frac{32027}{3.2.\frac{3{,}14}{4.}\left(\frac{3}{4}\right)^2.2}=6043^{\#}/_{\square}{}''.$$

第六節 「ツェルナー」式及「ブラミッヒ」式算法.

此二式ハ「キェーネン」式肋床ト同ジク小 T 形桁ヲ連續的ニ排列セル形ナリ何レモ其算法ハ二ツノ支點上ニ休止セル T 形桁トシテ之ヲ取扱ヒ得ベキモノトス

第四百四十四圖



例題第五十二 有効徑間 12′ ヲ有スル「ツェルナー」式床第四百四十四圖ノ如キ寸法ヲ有ス床仕上ハ 3/4" ノ膠泥ヲ以テシ活重 $70^{\#}/_{\square}{}'$ ヲ受ケシメントス

其受クル應力ヲ求ム．

答　有孔煉瓦ノ重量1立方呎ニ付キ 100#，膠泥ノ重量厚サ 1″ニ付 10,5#/□′ トス．

然ルトキハ幅8″長サ1′ニ來ル荷重ハ

$$
\text{死重}\begin{cases}
\text{床仕上ゲ} & {}^{3}\!/_{4}.10{,}5.\frac{8}{12}.1 = 5{,}8^{\#} \\
\text{床} & \left(\frac{8}{12}.\frac{8{,}75}{12}.1-\frac{7{,}25}{12}.\frac{6{,}5}{12}.1\right).150 = 24^{\#} \\
\text{有孔煉瓦} & \left(\frac{6{,}5}{12}.\frac{7{,}25}{12}-2.\frac{2{,}875}{12}.\frac{5{,}5}{12}\right).1.100 = 10{,}8^{\#}
\end{cases}
$$

$$
\text{活重}\qquad \frac{8}{12}.1.70 \qquad = 46{,}7^{\#}
$$

$$
\text{合計}\qquad = 86{,}8^{\#}
$$

故ニ

$$
M = \frac{86{,}8.12^2}{8}.12 = 18749''^{\#}.
$$

略ボ中軸線ノ位置ヲ知ル爲メ　$\sigma_c = 400^{\#}/_{\square}''$，　$\sigma_s = 12000^{\#}/_{\square}''$．ト假定セバ(451)式ニ依リ

$$
\phi = \frac{15}{15+\dfrac{12000}{400}} = 0{,}33
$$

$$
\varnothing = \frac{1{,}5}{8} = 0{,}19.
$$

$\phi > \varnothing$ ナルヲ以テ中軸線ハ肋桁内ニ落ツベシ然ルトキハ(468)式ニ依リ

$$
x = \frac{1}{2}.\frac{8.1{,}5^2+2.15.0{,}196.8}{8.1{,}5+15.0{,}196} = 2{,}''21
$$

(469)式ニ依リ

$$
y = 2{,}21 - \frac{1{,}5(3.2{,}21-2.1{,}5)}{3(2.2{,}21-1{,}5)} = 1{,}''6
$$

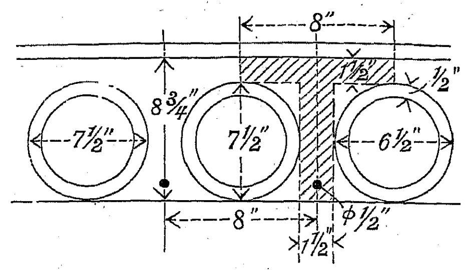
故ニ(464)式ニ依リ

$$
\sigma_s = \frac{18749}{0{,}196(8-2{,}2+1{,}6)} = 12930^{\#}/_{\square}''.
$$

(465)式ニ依リ

$$
\sigma_c = 12930.\frac{2{,}2}{15.(8-2{,}2)} = 327^{\#}/_{\square}''.
$$

第四百四十五圖

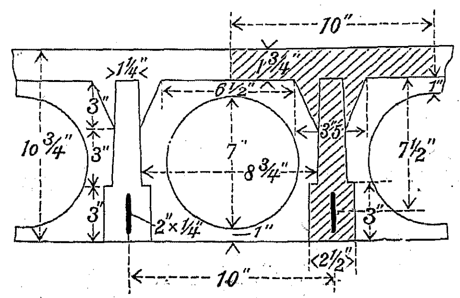


「ブラミッヒ」式床ニアリテモ其算法ハ全ク「ツェルナー」式ト同シ今第四百四十五圖ニ於テ其寸法ヲ「ツェルナー」式ト同一ノモノトシテ之ヲ示セリ此場合ニハ幾分カ其混凝土ノ死重ヲ增加セルノ差アルノミ其T形桁トシテ計算スベキ寸法ハ圖中影線ヲ施セル部分トシテ之ヲ取扱フベシ．

第七節　「ヘルブスト」式算法．

「ヘルブスト」式床モ其構造上ヨリ之ヲ小T形桁ノ連續セルモノト見做スコトヲ得ベシ從ッテ其算法第四章ニ準據スベシ．

第四百四十六圖



例題第五十三　有效徑間12′ヲ有シ其寸法第四百四十六圖ノ如キ「ヘルブスト」式床アリ其活重ヲ 75#/□′ トシ更ニ其施工ノ際肋桁ノ中央ニ於テ 100# ノ

集中荷重ヲ受クルモ彎折スルコトナカラシメントス其應力度ヲ求ム.

答　虚圓筒ノ重量ヲ1立方呎ニ付 70$^{\#}$ トセバ幅 10″ 長サ 1′ ニ來ル總荷重ハ

肋桁　$1.\left(\frac{2{,}5}{12}.\frac{3}{12}+\frac{1{,}25}{12}.\frac{6}{12}\right).150 = 15{,}6^{\#}$

床版　$1.\left(\frac{10}{12}.\frac{1{,}75}{12}+\frac{1}{2}.\frac{3{,}5}{12}.\frac{3}{12}\right).150 = 27{,}0^{\#}$

虚圓筒　$1.\left[\frac{7{,}5}{12}.\frac{3}{12}+\frac{8{,}75}{12}.\frac{3}{12}+\frac{8{,}75+6{,}5}{2.12}.\frac{3}{12}-\frac{3{,}14}{4}.\left(\frac{7}{12}\right)^2\right].70 = 16{,}1^{\#}$

合計　$58{,}7^{\#}$

先ヅ肋桁ノミノ應力ヲ見ルニ

$$M = \frac{58{,}7.12.12}{8}.12+\frac{100.12}{4}.12 = 16279''^{\#}$$

(452) 式ニ依リ $n = 15$ トセバ $2''\times{}^1/_4''$ ノ平鐵斷面積ハ $0{,}468_{\square}''$ ナルヲ以テ

$$x = \frac{15.0{,}468}{1{,}25}.\left[\sqrt{1+\frac{2.1{,}5.7{,}5}{15.0{,}468}}-1\right] = 5{,}''2$$

(453) 式ニ依リ

$$\sigma_c = \frac{2.16279}{1{,}25.5{,}2.\left(7{,}5-\frac{5{,}2}{3}\right)} = 864^{\#}/_{\square}''$$

(454) 式ニ依リ

$$\sigma_e = \frac{16279}{0{,}468.\left(7{,}5-\frac{5{,}2}{3}\right)} = 6030^{\#}/_{\square}''.$$

卽チ施工ニ際シ肋桁ノ中央ニ 100$^{\#}$ ノ集中荷重ヲ負フコトアルモ猶ホ其混凝土ノ應壓力ハ約2ノ安全率ヲ有スルコトヲ知ルベシ.

次ニ床全體トシテノ應力ヲ計算センニハ床ノ仕上ゲヲ膠泥 $^3/_4''$ トセバ

床ノ自重　$= 58{,}7^{\#}$

床仕上ゲノ重量　${}^3/_4.10{,}5.\frac{10}{12}.1 = 6{,}6^{\#}$

活重　$1.\frac{10}{12}.75 = 62{,}5^{\#}$

合計　$= 127{,}8^{\#}$.

$$M = \frac{127{,}8.12.12}{8}.12 = 27605''^{\#}.$$

其中軸線ノ大體ノ位置ヲ定ムル爲メ $\sigma_c = 400^{\#}/_{\square}''$, $\sigma_e = 12000^{\#}/_{\square}''$ トセバ

$$\psi = \frac{15}{15+\frac{12000}{400}} = 0{,}33$$

$$\phi = \frac{1{,}75}{9{,}25} = 0{,}169$$

ナルヲ以テ中軸線ハ肋桁ノ內ニアルベシ然ルトキハ (468) 式ニ依リ

$$x = \frac{1}{2}.\frac{10.1{,}75^2+2.15.0{,}468.9{,}25}{10.1{,}75+15.0{,}468} = 3{,}''3$$

(469) 式ニ依リ

$$y = 3{,}3-\frac{1{,}75(3.3{,}3-2.1{,}75)}{3(2.3{,}3-1{,}75)} = 2{,}''52$$

故ニ

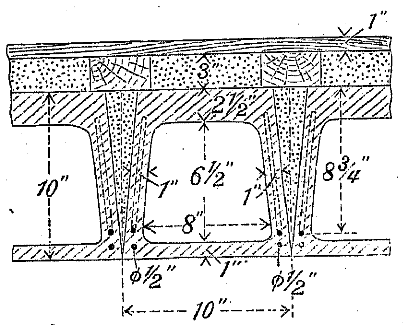
$$\sigma_s = \frac{27605}{0{,}468(9{,}25-3{,}3+1{,}9)} = 7522^{\#}/_{\square}''$$

$$\sigma_c = 7522.\frac{3{,}3}{15(9{,}25-3{,}3)} = 277^{\#}/_{\square}''$$

第八節 「ジーグワルト」式算法.

「ジーグワルト」式床ハ一見其構造甚ダ特殊ナルガ如シト雖モ畢竟是レT形桁ノ變體ニ過ギズ從ツテ其算法全ク第四章ニ準據スベキモノトス.

第四百四十七圖



例題第五十四 有效徑間15′ニシテ第四百四十七圖ノ如キ寸法ヲ有スル「ジーグワルト」式床アリ3″ノ砂層ヲ有シ之ニ板張ヲ爲ス其活重ヲ100#/□′トシ其應力度ヲ求ム.

答 板ノ重量1立方呎ニ付キ30#, 砂ノ重量同ジク100#トセバ其桁幅ニ於テ長サ1′ニ受クル荷重ハ

桁ノ自重	$\left(1.\frac{10}{12}.\frac{10}{12}-1.\frac{8}{12}.\frac{6{,}5}{12}\right).150$	$= 50^{\#}$
板張ノ重量	$1.\frac{10}{12}.\frac{1}{12}.30$	$= 2{,}1^{\#}$
砂ノ重量	$1.\frac{10}{12}.\frac{3}{12}.100$	$= 21^{\#}$
活重	$1.\frac{10}{12}.100$	$= 83{,}3^{\#}$
	合計	$= 160{,}4^{\#}$

$$M = \frac{160{,}4.15.15}{8}.12 = 54135''^{\#}.$$

$\sigma_c = 400^{\#}/_{\square}''$, $\sigma_s = 12000^{\#}/_{\square}''$ ト假定セバ

$$\phi = \frac{15}{15+\frac{12000}{400}} = 0{,}33$$

$$\phi = \frac{2{,}5}{8{,}75} = 0{,}286$$

故ニ中軸線ノ位置ハ肋桁ノ內ニアリ(468)式ニ依リ

$$x = \frac{1}{2}.\frac{10.2{,}5^2+2.15.(4.0{,}196).8{,}75}{10.2{,}5+15.(4.0{,}196)} = 3{,}''65$$

(469)式ニ依リ

$$y = 3{,}65-\frac{2{,}5(3.3{,}65-2.2{,}5)}{3(2.3{,}65-2{,}5)} = 2{,}''62$$

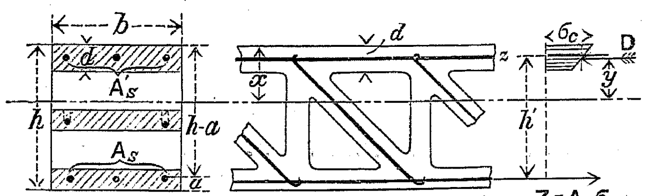
故ニ

$$\sigma_s = \frac{54135}{4.0{,}196(8{,}75-3{,}65+2{,}62)} = 8948^{\#}/_{\square}''$$

$$\sigma_c = 8948.\frac{3{,}65}{15.(8{,}75-3{,}65)} = 427^{\#}/_{\square}''.$$

第九節 「ヴィサンチニ」式算法.

第四百四十八圖



此式ノ算法ハ之ヲ肋桁ヲ有セザルT形桁ト考フルニアリ故ニ今其中軸線ノ位地ヲ見出サント欲セバ第四百四十八圖ノ如ク複式T形桁ノxニ關スル一般公式

$$x = \frac{1}{2}.\frac{B.d^2+2n.\left[A_s'.a'+A_s.(h-a)\right]}{B.d+n.(A_s'+A_s)}$$

ニ於テ　$B=b,\ \ a'\fallingdotseq\frac{d}{2},\ \ h-a=h'+\frac{d}{2}$　トセバ

$$x=\frac{1}{2}.\frac{b.d^2+2n.A_s'.\frac{d}{2}+2n.A_s.h'+2n.A_s.\frac{d}{2}}{b.d+n.(A_s'+A_s)}$$

$$=\frac{n.A_s.h'}{b.d+n.(A_s'+A_s)}+\frac{d.\left[b.d+n.(A_s'+A_s)\right]}{2\left[b.d+n.(A_s'+A_s)\right]}$$

$$=\frac{n.A_s.h'}{b.d+n.(A_s'+A_s)}+\frac{d}{2}\ \cdots\cdots\cdots\cdots(646)$$

次ニ下弦材ノ重心點ニ對スル力率ヲ取レバ

$$M=D.h'+n.z.h'$$

$$=\sigma_c.b.d.h'+n.\sigma_c.A_s'.h'$$

$$=h'.\sigma_c.(b.d+n.A_s')$$

ナルヲ以テ

$$\sigma_c=\frac{M}{h'.(b.d+n.A_s')}\ \cdots\cdots\cdots\cdots(647)$$

上弦材ノ重心點ニ對スル力率ヲ取レバ

$$M=Z.h'=A_s.\sigma_s.h'$$

ナルヲ以テ

$$\sigma_s=\frac{M}{A_s.h'}\ \cdots\cdots\cdots\cdots(648)$$

$$A_s=\frac{M}{\sigma_s.h'}\ \cdots\cdots\cdots\cdots(649)$$

或ハ

$$\sigma_s:\sigma_c::n.(h-a-x):x-\frac{d}{2}$$

ナルヲ以テ

$$\sigma_s=\frac{n.(h-a-x).\sigma_c}{x-\frac{d}{2}}\ \cdots\cdots\cdots\cdots(650)$$

ノ形ニテ表ハスモ可ナリ.

必要ナル桁ノ高サ $h-a$ ヲ見出サントセバ

$$h'=\left(h-a-\frac{d}{2}\right)$$　ナルヲ以テ(649)式ヨリ

$$A_s=\frac{M}{\sigma_s.\left(h-a-\frac{d}{2}\right)}$$

故ニ

$$h-a=\frac{M}{A_s.\sigma_s}+\frac{d}{2}\ \cdots\cdots\cdots\cdots(651)$$

應剪力及附着力ハ第六章(586)及(587)式ニ依リ

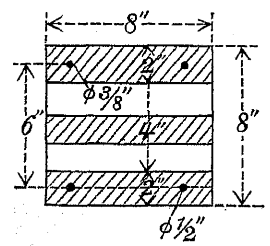
$$\tau_{max}=\frac{V}{b.(h-a-x+y)}\ \cdots\cdots\cdots\cdots(652)$$

$$\tau_{a\,max}=\frac{V}{p.(h-a-x+y)}\ \cdots\cdots\cdots\cdots(653)$$

此場合ニ於ケル x ハ　$h-a=h'+\frac{d}{2},\ \ y=x-\frac{d}{2}$　ヲ取ルベシ

例題第五十五　有效徑間12′ヲ有スル「ヴィサンチニ」式床アリ其寸法第四百四十九圖ノ如ク桁ノ長サ1′ニ付キ死重約35#, 活重100#/□′トス各應力度ヲ求ム

第四百四十九圖



答　死重　　　　$12.35=\ 420^{\#}$

一桁上ノ活重　$\frac{8}{12}.12.100=\ 800^{\#}$

合計 $=1220^{\#}$

$$M=\frac{1220.12}{8}.12=21960''^{\#}.$$

(649) 式ニ依リ　$\sigma_s = 12000^{\#}/_{\square}{}''$　トセバ

$$A_s = \frac{27810}{12000.6} = 0{,}_{336}\,{}_{\square}{}''.$$

故ニ直徑 ½″ ノモノ 2 條ヲ用フ (此斷面積 $= 0{,}_{392}\,{}_{\square}{}''$)

(647) 式ニ依リ上弦材ニ直徑 ⅜″ ノモノ 2 條ヲ用フルトキハ

$$\sigma_s = \frac{27810}{6.(8.2+15.0{,}_{22})} = 240^{\#}/_{\square}{}''.$$

(648) 式ニ依リ

$$\sigma_s = \frac{27810}{0{,}_{392}.6} = 11834^{\#}/_{\square}{}''$$

次ニ　$h-a = 6+1 = 7''$　ニシテ (646) 式ニ依リ

$$x = \frac{15.0{,}_{392}.6}{8.2+15(0{,}_{22}+0{,}_{392})} + \frac{2}{2} = 2{,}_4{}''$$

從ツテ　$y = 2{,}_4 - \frac{2}{2} = 1{,}_4{}''$　故ニ (652) 式ヨリ

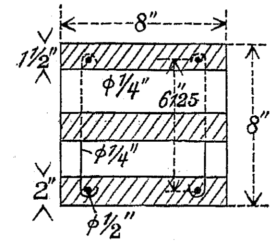
$$\tau_{max} = \frac{\frac{1220}{2}}{8(7-2{,}_4+1{,}_4)} = 12{,}_7{}^{\#}/_{\square}{}''.$$

(653) 式ヨリ

$$\tau_{s\,max} = \frac{\frac{1220}{2}}{2.1{,}_{57}.(7-2{,}_4+1{,}_4)} = 33^{\#}/_{\square}{}''.$$

他ノ算法ハ「ヴィサンチ」式床ヲ一ノ架構 (Framed truss) トシテ取扱ヒ與ヘラレタル荷重ニ依リ其各分格點 (Panel point) ニ働クベキ荷重ヲ見出シ圖式的ニ各材ノ示力圖ヲ作リ上下臥材及對角線材ノ最大應力ヲ見出シ或假定斷面ヲ取リテ其應力度ノ許容範圍內ニアルヤ否ヤヲ推定スベシ.

第四百五十圖



例題第五十六　與ヘラレタル或「ヴィサンチ」式桁ニ就キ圖式的示力圖ヨリ得タル結果上臥材ノ最大應力　$-4800^{\#}$,　下臥材ノ最大應力　$+4800^{\#}$,　對角線材ノ最大應張力　$1200^{\#}$,　其最大應壓力　$-1200^{\#}$　ナリトス其斷面第四百五十圖ノ如シトシ其應力度ヲ求ム

答　應壓側ニ於ケル鐵筋ハ少量ナルヲ以テ之ヲ無視シ壓力ハ單ニ混凝土ノミニテ抵抗セラルヽモノトス然ルトキハ上臥材ニ於ケル混凝土ノ最大應力度ハ

$$\sigma_c = \frac{4800}{8.1{,}_5} = 400^{\#}/_{\square}{}''$$

下臥材ニ於ケル鐵筋ノ最大應力度ハ

$$\sigma_s = \frac{4800}{2.0{,}_{196}} = 12245^{\#}/_{\square}{}''.$$

應壓對角線材ニ於ケル混凝土ノ最大應力度ハ構材ノ厚サヲ　1″　トセバ

$$\sigma_c = \frac{1200}{8.1} = 150^{\#}/_{\square}{}''$$

應張對角線材ニ於ケル鐵筋ノ最大應力度ハ

$$\sigma_s = \frac{1200}{2.0{,}_{049}} = 12243^{\#}/_{\square}{}''.$$

第十章　「エキスパンデッド.メタル」式算法.

鐵筋混凝土用ノ「エキスパンデッド.メタル」ハ 48000 乃至 $55000^{\#}/_{\square}{}''$ ノ極强ヲ有スル柔鋼ヨリ作リ其伸張率ハ 8″ 標長ノ試驗片ニ對シ 20 乃至 22% ヲ有ス. 此鐵網ハ其製作ニ於テ毫モ材料ノ損失ヲ生

ゼザルノ利益アリ且ツ網狀ニ擴大シタル爲メ其極強及彈性限度ノ增加スルコト約 30% 內外ナリト云フ.

鐵網ニテ作ル單床ハ之ヲ小 I 形桁ノ下部突緣上ニ直接架渡スルモノニシテ其徑間 8′ 迄ハ之ヲ應用シ得ベシ徑間大トナレバ「キエーネン」式ト同ジク床ノ中央部ニ於テハ下端ニ,桁端附近ニテハ彎折シテ桁上ヲ超エ次ノ徑間ニ至リテ再ビ彎折シテ下端ニ至ル徑間非常ニ大ニシテ荷重亦大ナルトキハ應張材ニ圓鉀ト鐵網トヲ混用スルコトアリ. 今本邦ニ於テ使用スル首要ナル「エキスパンデッド.メタル」ノ一例ヲ示セバ第八十四表ノ如シ.

第 八 十 四 表

エキスパンデッド.メタル寸法ノ一例				
菱形ノ幅	菱形ノ長サ	12″幅毎ノ斷面積□″	一平方呎ノ重量 #	鐵網ノ最大寸法
3″	8″	0,075	0,27	6′0　×12′0
3″	8″	0,10	0,37	6′9″×12′0
3″	8″	0,125	0,46	5′3″×12′0
3″	8″	0,15	0,55	7′0　×12′0
3″	8″	0,20	0,73	5′3″×12′0
3″	8″	0,25	0,92	4′0　×12′0
3″	8″	0,30	1,10	7′0　×12′0
3″	8″	0,35	1,28	6′0　×12′0
3″	8″	0,40	1,46	7′0　×12′0
3″	8″	0,45	1,65	6′3　×12′0
3″	8″	0,50	1,83	5′9″×12′0
3″	8″	0,55	2,01	5′3″×12′0
3″	8″	0,60	2,19	4′9″×12′0
3″	8″	0,75	2,74	3′9″×12′0
3″	8″	1,00	3,66	2′9″×12′0

例題第五十七　有效徑間 8′ ヲ有スル鐵網式單床アリ床仕上ゲ厚サ ¾″ ノ膠泥ヨリ成ル活重 $70^{\#}/_{\square}{}'$ ニ堪エシメントス其厚サ及應力ヲ求ム.

答　床ノ厚サヲ 5″ ト假定ス然ルトキハ

床ノ自重	$8.1.\frac{5}{12}.150$	$= 500^{\#}$
床仕上ノ死重	$8.1.\frac{3}{4}.10{,}5$	$= 63^{\#}$
活重	$8.1.70$	$= 560^{\#}$
	合計	$= 1123^{\#}.$

$$M=\frac{1123.8}{8}.12=13476''^{\#}$$

今　$\sigma_c=400^{\#}/_{\square}''$,　$\sigma_s=12000^{\#}/_{\square}''$　トセバ第七十七表ニ依リ

$$h-a=0{,}130\sqrt{\frac{M}{b}}=0{,}130\sqrt{\frac{13476}{12}}=4{,}''35$$

$a=0{,}65''$　トセバ　$h=5''$　ヲ得

$$A_s=0{,}000721\sqrt{M.b}=0{,}000721\sqrt{13476.12}=0{,}29_{\square}''.$$

故ニ第八十四表ニ依リ $1{,}1^{\#}$ ノ鐵網ヲ使用スベシ.

第十一節　他ノ特殊樣式ノ算法

以上各節ニ論ジタル外世界ヲ通ジテ床版若クハ桁ニ對スル約百餘種ノ特殊樣式アリト雖モ其算法ノ原則ニ至リテハ大要說述シタルモノニ外ナラズ今其內最モ人口ニ膾炙セルモノ數種ヲ一括シテ之ヲ論ズベシ.

1) 「ラビッツ」式　其算法「モニエー」式ト同ジ

2) 「ホルツァー」式　其算法ハ二ツノ支點上ニアル單式矩形桁ト假定シ小 I 形桁ハ其算出セル鐵筋ノ所要斷面積ニ相當セシムベシ

3) 「ドナート」式 其算法「ホルツァー」式ニ同ジ

4) 「ミューラー」式 同上

5) 「マトレー」式 其算法ハ全ク混凝土ノ抵抗力ヲ無視シI形桁及鐵鑣若クハ鐵線ノミニ依リテ凡テノ應力ヲ受ケシムルモノト假定ス今Pヲ其鐵線ノ支配スベキ床ノ長サニ等布的ニ配布セラル、總荷重トシlヲ其長サ,rヲ鐵線ノ弛ミトセバ其鐵線ノ受クル張力ハ

$$T=\frac{P.l}{8r} \quad \cdots\cdots (654)$$

ヨリ算出スルコトヲ得ベシ鐵線ハ最良ノ性質ヲ有シ其直徑小ナルモノヲ使用スルヲ以テ安全應張力ヲ 20,000 乃至 28,000#/□″ トセリ混凝土ノ應力ハ全ク之ヲ無視セルヲ以テ鑛滓若クハ劣等配合ノ混凝土ヲ使用ス

6) 「リリエンタール」式 其算法「マトレー」式ニ同ジ

7) 「ストルテ」式 其算法單式矩形桁ニ準ズ

8) 「レースラー」式 其算法「ストルテ」式ニ同ジ

9) 「アムブロシウス」式 同上

10) 「ランサム」式 同上

11) 「ハブリッヒ」式 同上

12) 「ウュンシュ」式 桁ノ普通型ハ算法複式矩形桁ニ準ジ單一ノ小I形桁ヲ有スルモノハ第七章各式ヲ應用スベシ

13) 「ウイルソン」式 其算法「キューネン」式ニ同ジ

14) 「ボンナ」式 其算法複式矩形桁ニ準ズ

15) 「ブーシロン」及「ガリック」式 「ワイス」式ト酷似ス其算法亦同式ト同ジ

16) 「ショーデー」式 其算法ハ全ク混凝土ノ抵抗力ヲ無視シ上下等勢ノ鐵筋ヲ配置シ混凝土ハ單ニ此上下二材ヲ連結シ剪力ヨリ起ル應壓力ノミヲ受クルモノトセリ而シテ上下ノ二材ハ所々鐵鋲若クハ帶鐵ヲ以テ完全ニ之ヲ連結シ其間隔ハ混凝土ヲ取去ル場合ニモ玆處ニ來ル直接壓力ニ依リテ上部應壓材ノ彎曲ヲ生ゼザル程度タラシムベシ

17) 「コアッギエ」式 張力ニハ鐵筋ヲ,壓力ニハ混凝土ヲ使用スベキ原則ヲ最モ理論的ニ說明シ且ツ實驗ニ依リテ其原則ヲ明カニシタル先進者ニシテ佛國ニ於ケル爾後ノ研究ハ氏ノ貢獻ニ俟ツ所多シ其算法ハ複式T形桁ニ準ズベシ

18) 「カュミング」式 其構造算法略「ワイス」式ト同ジ

19) 「デゴン」式 其算式複式T形桁ニ準ズ

20) 「カーン」式 其算式單式矩形桁ニ準ズ

21) 「マシアチニー」式 其算式複式矩形桁若クハ複式T形桁ニ準ズ

22) 「メラン」式 小徑間ノ場合ニハ「モニエー」式拱床ト同樣ノ算法ヲ用キ大徑間ニハ普通拱ノ算法ニ準ズ

23) 「バヴアン.ドウ.ラファジュ」式 床及天井ハ單式矩形桁, 桁ハ複式矩形桁ニ準ズ

24) 「レーブリング」式 其算法單式矩形桁ニ準ズ

25) 「サンダース」式 構造「モニエー」式ト同ジ只其算法ニ於テ壓縮及伸張ニ對スル混凝土ノ應力及變形量ノ關係ガ拋物線ヲ爲スモノトシテ計算スルニアリ

26) 「ユニット」式 算法單式矩形桁ニ準ズ

27) 「ヴアリエール」式　同上
28) 「ワルサ.ゼラール」式　算法複式T形桁ニ準ズ
29) 「スタップフ」式　其算法「キューネン」式ニ準ズ
30) 「クレット」式　同上
31) 「ヴィクトリア」式　同上
32) 「ロラート」式　其算法單式矩形桁ニ準ズ
33) 「ヒアット」式　同上
34) 「クリントン」式　其算法「キューネン」式ニ準ズ
35) 「クーラルー」式　其算法複式T形桁ニ準ズ

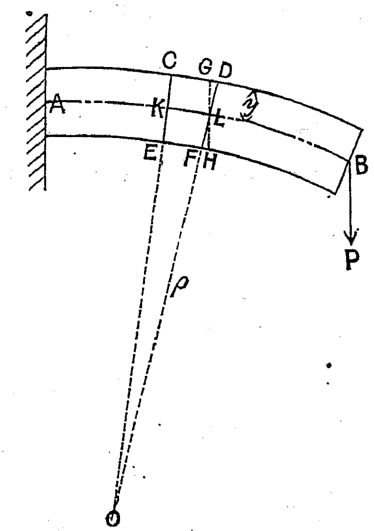
更ニ第三編各節ニ説述シタルモノヽ外猶百餘種ノ樣式アルモ其算法何レモ大同小異ナルヲ以テ夫々其場合ニ準ジテ算式ノ應用ヲ工夫スベシ.

第九章　撓度 (Deflection)

第一節　撓度ノ一般公式

今 AB ナル桁ノ一端緊定シ他端ニ P ナル荷重ヲ有スルトキハ初メ直線ナリシ AB 線ハ荷重ヲ受クル後一ノ曲線狀ト變ズベシ之ヲ名ケテ彈性線 (Elastic line) ト云フ. 今非常ニ少距離ニ於ケル曲線 KL ヲ考フルトキハ其彈性線ハ圓弧ノ一部ト見做スコトヲ得ベシ第四百五十一圖ニ於テ其圓心 O ヲ中軸線ニ直角ナル CE 及 DF 線ノ交點トシ曲度半徑 (Radius of Curvature) ヲ $OL=\rho$ ト表ハセバ ρ ハ其圓ノ半徑トナルベシ $\triangle GLD$, 及 $\triangle KLO$ ハ相似三角形ナルヲ以テ

第四百五十一圖



$\dfrac{DG}{KL}=\dfrac{GL}{KO}$ ナリ而シテ $\dfrac{DG}{KL}$ ハ其層ニ於ケル變形量ヲ示スモノナルヲ以テ其應力ヲ σ, 其彈性係數ヲ E トセバ變形量ハ $\dfrac{\sigma}{E}$ ニ等シカルベシ更ニ $LG=y$, $OK=\rho$ トセバ

$$\frac{\sigma}{E}=-\frac{y}{\rho} \quad \text{或ハ} \quad \frac{\sigma}{y}=-\frac{E}{\rho} \cdots\cdots\cdots\cdots (655)$$

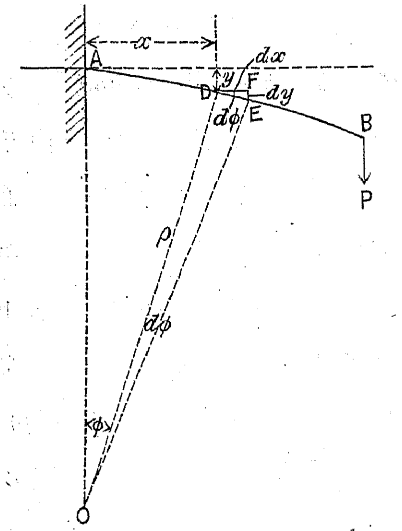
而シテ力學ノ原理ニ據リ M＝彎曲力率, I＝物量力率 トセバ

$M=\sigma.\dfrac{I}{y}$ ナルヲ以テ (655) ノ値ヲ挿入セバ

$$M = -\frac{E.I}{\rho} \quad \cdots\cdots\cdots (656)$$

此公式ヨリ曲度半徑ハ彎曲力率ト逆比例ヲ爲スコト並ニ $M=0$ ナル點ニ於ケル曲度半徑ハ無窮大卽チ $\rho=\infty$ ナルコトヲ知リ得ベシ

第四百五十二圖



第四百五十二圖ニ於テ x, y ナル縱橫距ヲ有スル點 D ニ於ケル彈性線ガ水平線ト爲ス角度ヲ ϕ トセバ此點ニ於ケル垂線 DO ガ A 點ニ於ケル垂線 AO ト爲ス角度ト相等シ更ニ D ニ隣接セル E 點ニ於ケル法線 EO ト DO トノ爲ス角度ヲ $d\phi$ トセバ

$$DE = -\rho.d\phi \quad \cdots\cdots (657)$$

撓度ハ極メテ小ナルヲ以テ ϕ ハ極メテ小トナリ從ツテ $\phi = tan\phi$ トナルベシ又 DE モ極小ナルヲ以テ $DE = DF = dx$ ト見做スモ差支ナシ故ニ (657) 式ヨリ

$$dx = -\rho.d(tan\phi) \quad \cdots\cdots\cdots (658)$$

又 $tan\phi$ ニ對シテハ非常ニ小ナル直角三角形 DFE ヨリ

$$tan\phi = \frac{dy}{dx}$$ ナルヲ以テ

(658) 式ヨリ

$$dx = -\rho.d\left(\frac{dy}{dx}\right)$$

或ハ

$$-\frac{1}{\rho} = \frac{d^2y}{dx^2} \quad \cdots\cdots\cdots (659)$$

(656) 式中ニ (659) 式ノ $\frac{1}{\rho}$ ヲ挿入スルトキハ彈性線ニ對スル一般公式ハ

$$M = -E.I.\frac{d^2y}{dx^2} \quad \cdots\cdots\cdots (660)$$

故ニ此公式ヲ一回積分スルトキハ桁ノ或點ニ於ケル勾配 (Slope) ヲ得ベク二回積分スルトキハ x ナル橫距ニ對スル縱距 y 卽チ其撓度ヲ計算スルコトヲ得ベシ

假令バ兩支點上ニ休止セル桁上ニ等布荷重ヲ有スルトキハ其荷重力度ヲ p トシ徑間ヲ l トセハ或一點 x ニ於ケル彎曲力率ハ

$$M_x = \frac{p}{2}.x.(l-x).$$

故ニ

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{1}{E.I}.\frac{p}{2}.x.(l-x) = -a.\frac{p}{2}.x.(l-x).$$

$$\frac{dy}{dx} = -a.\frac{p}{2}.\left(\frac{l.x^2}{2} - \frac{x^3}{3}\right) + C$$

$$y = -a.\frac{p}{2}.\left(\frac{l.x^3}{6} - \frac{x^4}{12}\right) + C.x + D.$$

$x=0$ ナレバ $y=0$ 故ニ $D=0$

$x=\frac{l}{2}$ ナレバ $\frac{dy}{dx}=0$ 故ニ $0 = -a.\frac{p}{2}.\frac{l^3}{12} + C$ 或ハ

$$C = a.\frac{p.l^3}{24}$$

最大撓度ハ $x=\frac{l}{2}$ ノ點ニ起ルベク之ヲ δ トセバ

$$\delta = -a.\frac{p}{2}.\left(\frac{l.x^3}{6} - \frac{x^4}{12}\right)_{x=\frac{l}{2}} + a.\frac{p.l^3}{24}.(x)_{x=\frac{l}{2}}$$

$$= -a.\frac{p}{2}.\frac{l^4}{64} + a.p.\frac{l^4}{48} = \frac{5}{384}.a.p.l^4$$

$$= \frac{5}{384}.\frac{p.l^4}{E.I} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (661)$$

同樣ニ兩支點上ニ休止スル桁ノ中央ニ於テ一集中荷重 P ヲ有スルトキハ

$$x < \frac{l}{2} \quad ナレバ \quad M_x = \frac{P}{2}.x$$

故ニ

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -a.\frac{P}{2}.x, \qquad \frac{dy}{dx} = -a.\frac{P}{2}.\frac{x^2}{2} + C.$$

$$x = \frac{l}{2} \quad ナレバ \quad \frac{dy}{dx} = 0 \quad ナルヲ以テ$$

$$0 = -a.\frac{P}{2}.\frac{l^2}{8} + C$$

卽チ

$$C = a.\frac{P}{2}.\frac{l^2}{8}$$

故ニ

$$\frac{dy}{dx} = -a.\frac{P}{2}.\frac{x^2}{2} + a.\frac{P}{2}.\frac{l^2}{8} = a.\frac{P}{16}.(l^2 - 4x^2)$$

$$y = a.\frac{P}{16}.\left(l^2x - \frac{4x^3}{3}\right)$$

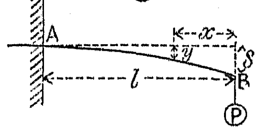
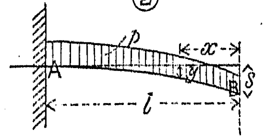
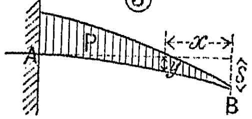
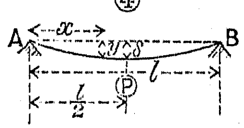
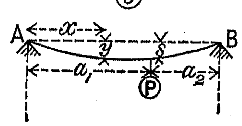
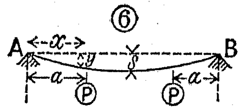
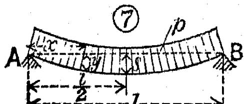
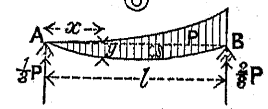
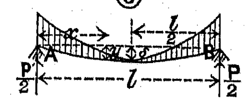
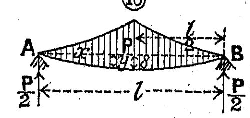
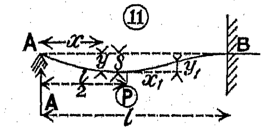
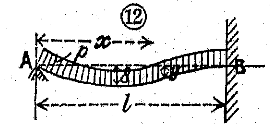
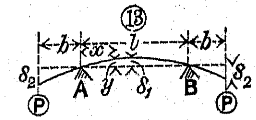
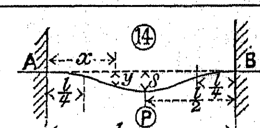
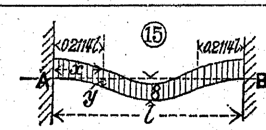
故ニ桁ノ中央卽チ $x = \frac{l}{2}$ ニ於ケル最大撓度 δ ハ

$$\delta = a.\frac{P}{16}.\left(\frac{l^3}{2} - \frac{4}{3}.\frac{l^3}{8}\right) = a.\frac{P}{16}.\frac{l^3}{3} = \frac{P.l^3}{48E.I} \cdots\cdots\cdots\cdots (662)$$

猶詳細ハ構造强弱學ノ範圍ニ屬スベキモノナルヲ以テ玆ニ之ヲ略シ第八十五表ニ於テ實際ニ起ルベキ普通ノ場合ニ於ケル彈性線及最大撓度ノ結果ヲ示ス.

第八十五表

桁ノ弾性線及最大撓度

桁終端ノ状態ト其荷重	弾性線及最大撓度
① 	$y=\frac{P}{6E.I}.(2l^3-3l^2.x+x^3)$ $\delta=\frac{1}{3}\cdot\frac{P.l^3}{E.I}$
② 	$y=\frac{p}{24E.I}.(x^4-4l^3.x+3l^4)$ $\delta=\frac{1}{8}\cdot\frac{p.l^4}{E.I}$
③ 	$y=\frac{P.l^3}{12E.I}\cdot\left(\frac{x}{l}-\frac{1}{5}\cdot\frac{x^5}{l^5}\right)$ $\delta=\frac{P.l^3}{15E.I}$
④ 	$y=\frac{P}{48E.I}.(3l^2.x-4x^3)$ $\delta=\frac{1}{48}\cdot\frac{P.l^3}{E.I}$
⑤ 	$x<a_1$ ノトキ $y=\frac{P.a_2.x}{6E.I.l}.(2l.a_1-a_1^2-x^2)$ $x>a_1$ ノトキ $y=\frac{P.a_1(l-x)}{6E.I.l}.(2l.x-x^2-a_1^2)$ $\delta=\frac{P.a_2}{27E.I.l}.\sqrt{3[a_1.(2a_2+a_1)]^3}$ $\left(x=\frac{1}{3}\sqrt{3[a_1.(2a_2+a_1)]}\right.$ ノトキ)
⑥ 	$x<a$ ノトキ $y=\frac{P}{6E.I}.(3l.a.x-a^2.x-x^3)$ $x>a$ ノトキ $y=\frac{P}{6E.I}(3l.a.x-3ax^2-a^3)$ $\delta=\frac{P}{6E.I}.\left(\frac{3}{4}a.l^2-a^3\right)$
⑦ 	$y=\frac{p}{24E.I}.(l^3.x-2l.x^3+x^4)$ $\delta=\frac{5}{384}\cdot\frac{p.l^4}{E.I}$.
⑧ 	$y=\frac{P.l^3}{180E.I}\cdot\left(7\frac{x}{l}-10\frac{x^3}{l^3}+3\frac{x^5}{l^5}\right)$ $\delta=\frac{2+5\sqrt{8/15}}{225}\cdot\sqrt{1-\sqrt{8/15}}\cdot\frac{P.l^3}{E.I}=0{,}_{01304}\frac{P.l^3}{E.I}$ $(x=l\sqrt{1-\sqrt{8/15}}=0{,}_{5193}l$ ノトキ)
⑨ 	$y=\frac{P.l^3}{12E.I}\left(\frac{3}{8}\cdot\frac{x}{l}-\frac{x^3}{l^3}+\frac{x^4}{l^4}-\frac{2}{5}\cdot\frac{x^5}{l^5}\right)$ $\delta=\frac{3P.l^3}{320E.I}$
⑩ 	$y=\frac{P.l^3}{12E.I}\left(\frac{5}{8}\cdot\frac{x}{l}-\frac{x^3}{l^3}+\frac{2}{5}\cdot\frac{x^5}{l^5}\right)$ $\delta=\frac{P.l^3}{60E.I}$
⑪ 	$y=\frac{P.l^3}{32E.I}\left(\frac{x}{l}-\frac{5}{3}\cdot\frac{x^3}{l^3}\right)$ $y_1=\frac{P.l^3}{32E.I}\left(\frac{1}{4}\cdot\frac{x_1}{l}+\frac{5}{2}\cdot\frac{x_1^2}{l^2}-\frac{11}{3}\cdot\frac{x_1^3}{l^3}\right)$ $\delta=\sqrt{\frac{1}{5}}\cdot\frac{P.l^3}{48E.I}$ $\left(x=l\sqrt{\frac{1}{5}}\right.$ ノトキ)
⑫ 	$y=\frac{p}{48E.I}.(l^3.x-3l.x^3+2x^4)$ $\delta=\frac{1}{185}\cdot\frac{p.l^4}{E.I}=0{,}_{0054}\frac{p.l^4}{E.I}$ $(x=0{,}_{422}l$ ノトキ)
⑬ 	$y=\delta_1-\left[\rho-\sqrt{\rho^2-(1/2\,l-x)^2}\right]$ $\rho=\frac{E.I}{P.b}=$ 常數 (AB間ノ弾性線ハρナル半徑ヲ有スル缺圓ナリ) $\delta_1=\frac{P.l^3}{8E.I}\cdot\frac{b}{l}=\frac{l^2}{8\rho}$ $\delta_2=\frac{P}{E.I}\left(\frac{b^3}{3}+\frac{b^2.l}{2}\right)$
⑭ 	$y=\frac{P}{8E.I}\left(\frac{2x^3}{3}-\frac{l.x^2}{2}\right)$ $\delta=\frac{P.l^3}{192E.I}$
⑮ 	$y=\frac{p}{12E.I}\left(l.x^3-\frac{x^4}{2}-\frac{l^2.x^2}{2}\right)$ $\delta=\frac{p.l^4}{384E.I}$.

第二節　鐵筋混凝土桁ニ於ケル撓度．

第一節ニ論ジタル撓度ノ公式ヲ鐵筋混凝土桁ニ應用セントセバ其物量力率 I 及彈性係數 E ノ値ヲ適當ニ算定スレバ可ナリ若シ單式鐵筋ヲ有スルトキハ I ノ値ハ第二章(335)式卽チ

$$I=\frac{b.x^3}{3}+n.A_s.(h-a-x)^2$$

複式鐵筋ヲ有スルトキハ第三章(410)式卽チ

$$I=\frac{b.x^3}{3}+n.A_s'.(x-a')^2+n.A_s.(h-a-x)^2$$

ヨリ計算スベシ

彈性係數 E ノ値ハ其假定ニ多少ノ相違アリト雖モ

$$E=E_c+n.E_c.\frac{A_s}{A} \quad \cdots\cdots\cdots (663)$$

若クハ

$$E=\frac{E_s}{n}+E_s.\frac{A_s}{A} \quad \cdots\cdots\cdots (664)$$

ヲ使用スベシ(A ハ桁ノ斷面積) 卽チ全部混凝土若クハ全部鐵材ニ換算シタルモノノ彈性係數ト假定スルニアリトス．但シ此假定ニハ混凝土ノ應張力ニ依リテ與フル働キ (Work) ノ影響ヲ無視セルモ實際ニ於ケル力ノ傳導ニハ應張力モ亦與リテ力アルベキヲ以テ上記ノ公式ヨリ計算セル撓度ハ實際ノモノヨリモ大ナル値ヲ示スベシ更ニ徑間小ニシテ高サ割合ニ大ナル桁ニアリテハ其剪力ノ影響モ亦之ヲ無視セルヲ以テ上記ノ公式ヨリ算出セル結果ハ少シク小ナル値ヲ示スコトトナルベシ何レニセヨ以上ノ公式ハ實際ノ場合ト多少ノ相違ヲ來スベキ近似數ヲ與フルニ過ギザルコトヲ注意セザルベカラズ．

猶桁ノ斷面及其物量力率ノ變化スベキモノニアリテハ其彈性線ノ性質自ラ第一節ニ述ベタルモノト異ナルベキヲ以テ嚴密ニ云ヘバ上記ノ公式ヲ適用スルハ稍々不穩當ノ譏リヲ免レザルモノト知ルベシ.

鐵筋混凝土桁ニアリテハ其支點ニ於テ不完全ニ緊定セラレタルモノト考フル方穩當ナルヲ以テ第八十五表ニ示セル公式ノ常數モ夫々斟酌ノ餘地ヲ存スベシ假令バ等布荷重ヲ受クル桁ノ兩端支點上ニ休止セルトキノ定數ハ $\frac{5}{384}$ ニシテ兩端緊定セル場合ノ常數ハ $\frac{1}{384}$ ナルヲ以テ不完全ニ緊定セラレタリト考フル場合ニアリテハ前二者ノ平均數即チ $\frac{3}{384}$ ヲ使用スルガ如シ.

例題第五十八　兩支點上ニ休止セル床版其徑間 $12'$ ヲ有ス其受クル活重ハ $100^{\#}/_{\square}{}'$ トス其桁ノ最大撓度ヲ求ム.

答　床版ノ厚サヲ $8''$ ト假定ス然ルトキハ

死重	$\frac{8}{12}.1.150$	$= 100^{\#}/_{\square}{}'$.
活重		$= 100^{\#}/_{\square}{}'$
	合計	$= 200^{\#}/_{\square}{}'$.

$$M = \frac{1}{8}.200.12^2.12 = 43200''^{\#}.$$

$\sigma_c = 450^{\#}/_{\square}{}''$,　$\sigma_s = 12000^{\#}/_{\square}{}''$　トセバ第七十七表ニ依リ

$$h-a = 0{,}118\sqrt{\frac{M}{b}} = 0{,}118\sqrt{\frac{43200}{12}} = 7{,}''08$$

$a = 0{,}92''$　トセバ　$h = 8''$.

$$A_s = 0{,}000803\sqrt{M.b} = 0{,}000803\sqrt{43200.12} = 0{,}58_{\square}{}''$$

故ニ直徑 $\frac{1}{2}''$ ノ鐵筋 3 條ヲ使用セバ

鐵筋ノ斷面積 $= 3.0{,}196 = 0{,}59_{\square}{}''$

然ルトキハ其中軸線ノ位置ハ (327) 式ニ依リ

$$x = \frac{15.0{,}59}{12}.\left[\sqrt{1+\frac{2.12.7{,}08}{15.0{,}59}}-1\right] = 2{,}''5$$

故ニ

$$h-a-x = 4{,}''58$$

$$A = 12.8+(15-1).0{,}58 = 104{,}12_{\square}{}''$$

$$\frac{A_s}{A} = 0{,}00567$$

今混凝土ノ彈性係數ヲ　$E_c = 2000000$　トセバ

$$E = E_c + n.E_c.\frac{A_s}{A}$$

$$= 2000000+15.2000000.0{,}00567$$

$$= 2170100$$

$$I = \frac{b.x^3}{3} + n.A_s.(h-a-x)^2$$

$$= \frac{12.2{,}5^3}{3} + 15.0{,}59.4{,}58^2 = 248$$

故ニ

$$\delta = \frac{5}{384}.\frac{(100+100).12.(12.12)^3}{2170100.248} = 0{,}173''$$

即チ徑間ノ約 $\frac{1}{830}$ ノ撓ミヲ生ズベシ.

第十章　柱 (Columns).

第一節　總　說.

本章ニ於テ論述セントスル柱ハ其斷面ニ直角ニ外方荷重ノ合成壓力ヲ受ケ其壓力ハ又柱ノ斷面ニ於ケル重心點ニ働ク場合ニ限ルモノニシテ偏心荷重ヲ受ケタル時卽チ其壓力ノ外更ニ彎曲力率ノ加ハル場合ハ之ヲ第十一章ニ讓ルベシ.

等布壓力ヲ受クル柱ハ更ニ二樣ニ分チテ之ヲ考ヘザルベカラズ一ハ柱ノ長サ其最小幅ニ比シテ比較的小ナル場合ニシテ單純ナル壓力ノミニ依リテ壓挫 (Crushing) ヲ受クルト考フルコトヲ得ベキモノ一ハ其長ガ最小幅ニ比シテ大ナル場合ニシテ其柱ハ壓挫ノ危險ヨリモ寧ロ或一方ニ曲折 (Buckle) スベキモノト考フルコトヲ得ベキモノ是ナリ普通前者ハ之ヲ短柱 (Short column) ト云ヒ後者ハ之ヲ長柱 (Long column) ト稱ス其二者ヲ區別スベキ長サト幅トノ割合ハ必ズシモ一定ノ標準アルニアラズ從ツテ各國ノ規定ニ多少ノ差違アルヲ見ル普國ノ規定ハ短柱ノ長サハ斷面最小幅ノ十八倍以內トシ澳匈國及佛國ニアリテハ同ジク二十倍以內トセルガ如シ.

混凝土ノ應壓强ハ第二編第十一章ニ於テ之ヲ論述セルガ如ク其材料配合ノ割合ニ依リテ夫々異ナルベシト雖モ普國ノ規定ニアリテハ1:2:4ナル配合ヲ有スルモノハ $\sigma_c = 250kg/cm^2 (3500^{\#}/_{\square}{''})$ ト假定シ澳匈國ニアリテハ1:3配合ノモノハ $280kg/cm^2 (3920^{\#}/_{\square}{''})$, 1:4ノモノハ $250kg/cm^2 (3500^{\#}/_{\square}{''})$, 1:5ノモノハ $220kg/cm^2 (3080^{\#}/_{\square}{''})$ ト

シ何レモ其安全率ヲ10ト假定セリ故ニ許容應壓力度ハ普國ニテハ $25kg/cm^2 (350^{\#}/_{\square}{''})$, 澳匈國ニアリテハ上記ノ配合ニ應ジ夫々 $28kg/cm^2 (392^{\#}/_{\square}{''})$, $25kg/cm^2 (350^{\#}/_{\square}{''})$, $22kg/cm^2 (308^{\#}/_{\square}{''})$ ヲ採用セリ長柱ノ場合ニ於ケル應壓力度ハ其柱ノ長サ l ト環動半徑 (Radius of gyration) r トノ比卽チ $\frac{l}{r}$ ニ依リテ夫々異ナルベシ詳細ハ第四節ニ就キテ之ヲ見ルベシ.

第二節　短　柱.

短柱ニ關スル公式ハ普國及澳匈國ノ規定,英國建築學會ノ定案共ニ橫斷面ニ於ケル橫筋 (Lateral tie) ノ應力ヲ無視シ瑞西國及佛國鐵筋混凝土委員會 (Commission du Ciment armé) ノ規定ハ之ヲ考慮中ニ加ヘタリ. 柱ノ長サニ沿フテノ鐵筋ト同時ニ注意シテ施工シタル橫筋ヲ用フルトキハ實際ニ於ケル混凝土ノ許容應壓力度ハ柱ノ長サニ沿フテ鐵筋ヲ有スルノミノモノニ比シテ其橫筋ノ割合及配置ノ能率等ニ依リ二割乃至五割ノ增加ヲ見積ルコトヲ得ベシ米國土木學會ノ指定セル鐵筋混凝土委員會 (Committee on Concrete and Reinforced Concrete) ノ報告ニ從ヘバ柱ニ沿フテノ鐵筋斷面ガ混凝土斷面ノ百分ノ一ヨリ少ナカラズ百分ノ四ヨリモ多カラザルモノニシテ有效ナル帶鐵 (Band iron) 又ハ箍鐵 (Hoop iron) ヲ有スルモノハ混凝土ノ許容應壓力度ヲ縱筋ノミノモノニ比シテ四割五分ヲ增加セシト考フルモ差支ナカルベシトセリ. 先ヅ最初ハ橫筋ノ效率ヲ無視セル場合ニ就キテ之ヲ論ズベシ.

今　P = 重心線中ニ働ク壓力

A = 柱ノ斷面積(幅 b × 厚 h)

A_c = 混凝土ノ實斷面積

A_s = 竪鐵筋ノ總斷面積

σ_c = 混凝土ノ許容應壓力度

σ_s = 鐵筋ノ許容應壓力度

ε = 變形量

α = 係數

トセバ既ニ屢々論述セシガ如ク彈性的變形量ハ其應力ニ正比例ヲナスモノト假定セバ

$$\varepsilon = \alpha.\sigma$$

然ルニ鐵筋ト混凝土トガ同一體トシテ壓力ニ抵抗シ之ト平衡狀態ヲ保持スル爲メニハ鐵筋ノ受クル變形量ハ混凝土ノ受クルモノト全ク同一ナラザル可ラズ. 故ニ

$$\varepsilon = \alpha_c.\sigma_c = \alpha_s.\sigma_s,$$

或ハ

$$\frac{\alpha_c}{\alpha_s} = \frac{\sigma_s}{\sigma_c},$$

然ルニ

$$\alpha_c = \frac{1}{E_c}, \quad \alpha_s = \frac{1}{E_s}$$ ナルヲ以テ

$$\frac{\alpha_c}{\alpha_s} = \frac{E_s}{E_c} = \frac{\sigma_s}{\sigma_c}$$

從ツテ

$$\sigma_s = \frac{E_s}{E_c}.\sigma_c = n.\sigma_c.$$

故ニ鐵筋ノ斷面積ガ混凝土ノ斷面積ニ比シテ非常ニ小ナルトキ卽チ混凝土ノ實斷面積ヲAニ等シト假定シ得ル場合ニハ

$$P = \sigma_c.A + \sigma_s.A_s = \sigma_c.A + n.\sigma_c.A_s = \sigma_c.(A + n.A_s) \quad \cdots\cdots(665)$$

故ニ

$$\sigma_c = \frac{P}{A + n.A_s} \quad \cdots\cdots(666)$$

次ニ鐵筋ノ斷面積ガ混凝土ノ斷面積ニ於ケル比ヲφトセバ

$$A_s = \varphi.A$$

故ニ

$$\sigma_c = \frac{P}{A + n.\varphi.A} = \frac{P}{A.(1 + n.\varphi)} \quad \cdots\cdots(667)$$

若シ柱ノ必要斷面積ヲ知ラント欲セバ

$$A = \frac{P}{\sigma_c.(1 + n.\varphi)} \quad \cdots\cdots(668)$$

柱ノ斷面ガ$b.h$ナル矩形ナルトキハb及σ_cヲ知レバ

$$h = \frac{P}{b.\sigma_c.(1 + n.\varphi)} \quad \cdots\cdots(669)$$

h及σ_cヲ知レバ

$$b = \frac{P}{h.\sigma_c.(1 + n.\varphi)} \quad \cdots\cdots(670)$$

斷面圓形ニシテ其直徑dナルトキハ

$$\sigma_c = \frac{P}{\frac{\pi.d^2}{4}(1 + n.\varphi)} = \frac{4P}{\pi.d^2(1 + n.\varphi)}$$

ナルヲ以テ

$$d = 2\sqrt{\frac{P}{\pi.\sigma_c(1 + n.\varphi)}} \quad \cdots\cdots(671)$$

許容應力度σ_cノ値ハ本章第一節ニ述ベシガ如ク$350^{\#}/_{\square}''$ヲ超過セシムコト稀レナルヲ以テ鐵筋ノ應力度$\sigma_s = 15.350 = 5250^{\#}/_{\square}''$ニ達スルノミ故ニ此場合ニハ別ニ$\sigma_s$ノ値ヲ檢定スルヲ要セズ.

若シ鐵筋ノ斷面ガ混凝土ニ比シテ無視シ得ザル程度ニアリテハ混凝土ノ實斷面積ハ $A_c=(A-A_s)$ ナルヲ以テ

$$P=\sigma_c.(A-A_s)+\sigma_s.A_s$$

$$=\sigma_c.(A-A_s)+n.\sigma_c.A_s=\sigma_c.\Big[A+(n-1).A_s\Big] \quad \cdots\cdots(672)$$

故ニ

$$\sigma_c=\frac{P}{A+(n-1).A_s} \quad \cdots\cdots(673)$$

或ハ

$$\sigma_c=\frac{P}{A.\Big[1+(n-1).\varphi\Big]} \quad \cdots\cdots(674)$$

$$A=\frac{P}{\sigma_c\Big[1+(n-1).\varphi\Big]} \quad \cdots\cdots(675)$$

實際ノ經驗ニ基キ鐵筋ト混凝土トノ最モ有利ナル斷面比 φ ハ標準トシテ方形ノ柱ヲ取レバ $h>12''$ ノトキハ $\varphi=\frac{1}{100}$, $h=10''-12''$ 迄ハ $\varphi=\frac{1,5}{100}$, $h<10''$ ナレバ $\varphi=\frac{2}{100}$ タルベシ若シ荷重小ニシテ鐵筋ノ量非常ニ小ナルトキハ或彎曲力率ヲ生ズルモノト考ヘ少クトモ $\varphi=\frac{0,5}{100}$ 乃至 $\frac{0,8}{100}$ タラシムベシ.

本節ニ論ゼル公式ハ無限ニ有效ナリト云フ可ラズ實驗上ヨリ φ ガ一般ニ 2% ヨリ小ナル場合ニ於テノミ應用シ得ベキモノトセリ而シテ鐵筋ヲ加ヘタル爲メノ柱ノ補强度ハ (667) 式ニ於テハ $(1+n\varphi)$, (674) 式ニアリテハ $1+(n-1)\varphi$ ニテ示サレ其係數丈ケ柱ノ寸法ヲ小トナシ得ベキノ理ナリ今實際ニ於ケル φ ノ最大値ヲ取リ $\varphi=0{,}02$ トシ更ニ $n=15$ ト假定セバ $(1+n\varphi)$ ハ $1+0{,}3$, $1+(n-1)\varphi$ ハ $1+0{,}28$ トナルベシ故ニ單純ナル竪鐵筋ヲ用フルトキハ混凝土ノミノ柱ニ比シテ其斷面ヲ節約シ得ベキ最大値ハ $\frac{0{,}3}{1{,}3}$ 若クハ $\frac{0{,}28}{1{,}28}$ 倍ニ過ギザルコトヲ知ル.

以上論ジタル柱ハ竪ニノミ鐵筋ヲ有セルモノトシテ全ク橫筋ヲ無視シタリト雖モ鐵筋ノ長サト其直徑トノ比甚ダ大ナルヲ以テ實際ニハ極メテ小ナル荷重ニ依リテモ柱ノ彎折ヲ見ルコト往々實驗ノ證明スル處ナリ. 換言セバ若シ毫モ橫筋ヲ有セザル場合ニハ此彎折ハ混凝土ノ應張力ノミニ依リテ抵抗セラルベキヲ以テ其極强ハ極メテ小ナルベキノ理ナリ此觀察ヨリ實際ニハ橫筋ヲ使用スルコト絕對ニ必要ナルベク而シテ其相互ノ間隔ハ竪筋ノ寸法ニ依リテ多少異ナルベシト雖モ普通ハ其直徑ノ十六倍ヨリ大ナラシメズ而シテ以上ノ公式ハ橫筋ノ間隔ガ此限度內ニアルトキニ於テ實際有效ニ使用シ得ベキモノナルコトヲ記憶セザルベカラズ. 橫筋ノ用ハ獨リ是ニ止マラズ柱ガ荷重ヲ受ケテ垂直ノ方向ニ壓縮セラルヽ場合混凝土ノ側面膨脹ヲ防止スルノ效力ヲ併有スベシ.

例題第五十九　幅 20″ ノ方柱アリ直徑 1″ ノ竪筋四條ヲ有ス今混凝土ノ安全應壓力度ヲ 300#/□″ トセバ幾許ノ安全荷重ニ堪ユベキヤ但シ $n=15$ ト假定ス.

答　$A=20.20=400_{\square}''$, $A_s=4.0{,}785=3{,}14_{\square}''$ ナルヲ以テ (672) 式ニ依リ

$$P=\sigma_c.\Big[A+(n-1).A_s\Big]=300.\Big[400+14.3{,}14\Big]=133200^{\#}.$$

例題第六十　一圓柱アリ其重心點ニ 36000# ノ荷重ヲ受ク混凝土ノ安全應壓力度ヲ 350#/□″ トシ鐵筋ノ量ヲ混凝土斷面ノ 1,5% ト

ス圓柱ノ直徑ヲ求ム.

答 (671)式ニ依リ

$$d = 2\sqrt{\frac{P}{\pi.\sigma_c.(1+n.\varphi)}} = 2\sqrt{\frac{36000}{3,14.350.(1+15.0,015)}} = 10,''5$$

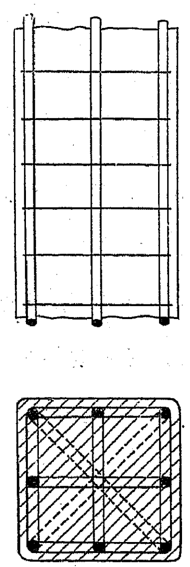
然ルトキハ鐵筋ノ總斷面積ハ

$$\frac{3,14}{4}.\frac{10,5.10,5}{100}.1,5 = 1,3\square''$$

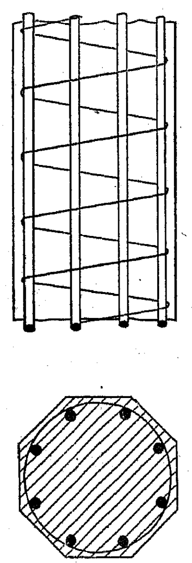
ヲ要スベク直徑 $^{11}/_{16}{}''$ ノ鐵筋4.條ヲ用フルトキハ實斷面積ハ $1,48\square''$ トナルベシ.

第三節 箍狀又ハ螺旋狀鐵筋ヲ有スル短柱.

第四百五十三圖



第四百五十四圖



第四百五十三圖及第四百五十四圖ノ如ク箍狀若クハ螺旋狀鐵筋 (Band or Spiral hooping) ニテ竪筋ヲ取巻クトキハ柱ノ强度ヲ增進セシムルノ效力アルコトハ千九百二年佛國土木學會誌 (Le Genie Civil) 上ニ「コンシデール」氏 (*Considère*) ノ發表シタル實驗報告ヲ初メトシ千九百四年佛人「プールセル」氏 (*Pourcel*), 千九百五年獨國「バッハ」敎授 (*Prof. Bach*), 千九百七年米國「タルボット」敎授 (*Prof. Talbot*), 千九百八年佛國鐵筋混凝土委員會 (Commission du Ciment Armé) 等ニ各其研究ノ結果ヲ公ケニシ何レモ「コンシデール」氏ノ學説ヲ是認スルニ至レリ最モ此種ノ短柱ニ於ケル公式ハ何レモ實驗ノ結果ヲ加味シタルモノナルヲ以テ純粹ノ理論的公式トハ多少其趣キヲ

異ニセル點アルヲ免レズ.

1)「コンシデール」氏公式 氏ハ實驗ノ結果螺旋狀鐵筋ヲ使用セバ最モ都合ヨキ狀態ニアリテハ其極强ハ同重量ノ鐵筋ヲ竪ニノミ使用セルモノニ依リテ得タル强度ノ2,4倍ニ增加シ得ベキコトヲ結論シ螺旋鐵筋ヲ用フル場合ノ安全應壓力ハ

$$P = \sigma_c.\left\{A+(A_s+2,4A_s').(n-1)\right\} \quad \cdots\cdots(676)$$

ニテ表ハシ得ベシトセリ A_s' ハ螺旋鐵筋ノ總容積ヲ柱ノ長ニテ除シタルモノ換言セバ竪鐵筋トシテ同重量ノモノヲ使用セリト假定セル斷面積ヲ示スモノナリ此公式ヲ使用スル場合ニ注意スベキ要項ハ *a*) A ナル柱ノ斷面積ハ螺旋鐵筋ノ内部ノミニ就キテ之ヲ測リ柱ノ强度ヲ計算スルトキハ其橫筋ノ外圍ニアル混凝土ハ之ヲ無視スベシ何トナレバ實驗ニ依ルニ壓力ノ加ハルニ從ヒ柱ハ其高サヲ短縮シ鐵筋外圍ノ混凝土ハ柱ノ極强ニ達セザル前早ク外方ニ散逸セントスル傾向アルコト明カナレバナリ.

b) 螺旋ノ「ピッチ」ハ小ナラシムベク鐵筋ノ量割合ニ少ナキトキハ螺旋直徑ノ $\frac{1}{7}$ ヲ超過セシムベカラズ其鐵筋ノ割合增加スル程益々其「ピッチ」ヲ小トスベシ何トナレバ螺旋鐵筋ノ割合大ナル程混凝土ノ應力大トナリ螺旋ノ相互間隔間ニ側面ニ混凝土ノ膨出スルノ傾向益々大トナルベケレバナリ. *c*) 螺旋鐵筋ノ外竪鐵筋ノ量モ相當ニ配付セザルベカラズ最モ良好ナル結果ヲ得ル爲メニハ螺旋鐵筋ノ寸法及「ピッチ」ニ比例セシムベク一般ニ少クトモ八ツノ鐵鉀ヲ要スベシ其用ハ重モニ螺旋間ニ於ケル混凝土ノ側面ニ膨出スルコトヲ防止スルニアリ故ニ螺旋ノ「ピッチ」(Pitch of helix) 大ナル程大ナル直徑ノ竪筋ヲ使用セザルベカラズ. 以上ノ注意ヲ缺ク

トキハ螺旋鐵筋ヲ用フルモ全ク效益ナシト云フニハアラザレドモ(676)ノ公式ニテ示セル程度迄強度ヲ高メ得ベキヤハ疑ハシキ事實ニシテ寧ロ其公式ノ使用ヲ危險ナラシムルノ恐レアリト云フベシ.

例題第六十一 「ホテル」食堂ノ中央ニ視界ヲ妨ゲザル爲メ一本ノ柱ノミヲ使用セントス此柱ニ來ル總重量ハ85000#ニシテ其柱ノ重心點ニ働クモノト假定ス今直徑12″ノ八角柱ヲ假想シ竪鐵筋直徑$5/8''$ノモノ8條ト更ラニ柱ノ中心ヨリ5″ノ半徑ニ於テ螺旋鐵筋ヲ使用セントス其量幾許ヲ要スベキヤ.

答 $\sigma_c = 400^{\#}/_{\square}''$, $n = 15$ ト假定セバ

$$P = 85000^{\#},\quad A_s = 8.0{,}307 = 2{,}46_{\square}''$$

$$A = \frac{\pi}{4}.10^2 = 78{,}5_{\square}''$$ ナルヲ以テ(676)式ニ依リ

$$P = \sigma_c.\left\{A + (A_s + 2{,}4A_s').(n-1)\right\}$$

$$= 400\left\{78{,}5 + (2{,}46 + 2{,}4A_s')(15-1)\right\}$$

故ニ

$$A_s' = \frac{39840}{13440} \fallingdotseq 3_{\square}''.$$

故ニ柱ノ長サ1呎ニ要スル螺旋鐵筋ノ總容積ハ

$$3.12 = 36 \quad \text{立方}''$$

今螺旋ノ「ピッチ」ハ螺旋直徑ノ約$\frac{1}{7}$以下タルベキヲ以テ$1\frac{1}{2}''$トセバ柱ノ長サ12″ニ付8回轉ヲ要ス故ニ其總延長

$8.2\pi.r = 2\pi.5.8 = 251''$ 故ニ其鐵筋總斷面積ハ $\frac{36}{251} = 0{,}144_{\square}''$

トナルベク直徑$7/16''$ノモノヲ使用セバ可ナルベシ.

II) 佛國規定 此規定ハ千九百七年佛國政府ノ指定セル鐵筋混凝土委員會(Commission du Ciment Armé)ノ發布ニ係リ單ニ螺旋式鐵筋ノミナラズ竪筋ヲ或間隔毎ニ横筋(Lateral ties)ニテ緊束セル場合ニモ應用シ得ベク最モ實際ニ適合セルモノトシテ賞揚セラル.

横筋ハ獨リ鐵筋ノ彎折ヲ妨グルノミナラズ混凝土ノ側面ニ膨出スルコトヲ防ギ從ツテ其強度ヲ增加シ螺旋鐵筋ト其效率ヲ同ジクスベキコト實驗上横筋ノ間隔ヲ減少スルニ從ヒ其柱ノ極強ヲ增加スルニ見テモ明カナリ故ニ柱ニ對スル精密ナル公式ハ第二節ニ論ゼルガ如ク獨リ竪筋ノミヲ考フルニ止マラズ横筋ノ量及其間隔ヲモ考慮中ニ加ヘタルモノナラザル可ラズ其公式ハ

$$P = \sigma_c.(A + n.A_s).\left(1 + n'.\frac{V'}{V}\right) \quad \cdots\cdots\cdots(677)$$

卽チ混凝土應壓力ノ增加ハ普通ノ場合ニ比シテ$\left(1 + n'.\frac{V'}{V}\right)$倍丈ケ增加シ得ルモノト假定セルモノナリ. 今$d$ヲ柱ノ最小徑トセバ$n$ノ値ハ8及15ノ限度內ニ變ジ得ルモノニシテ竪筋ノ直徑ガ$\frac{d}{10}$ニ等シク横筋ノ間隔ガdニ等シキトキハ$n=8$ヲ用フルモノトス横筋間隔ノ最大限度ハdト等シキ場合ニシテ若シ其以上ニ配置セント欲スルトキハ搗固メノ不充分若クハ鐵筋ノ不注意ナル配置ニ依リ混凝土ノ膨出ヲ防グベキ特別ノ注意ヲ要スベシ若シ竪筋ノ直徑ガ$\frac{d}{20}$ヲ超過セズ横筋ノ間隔ガ$\frac{d}{3}$ヨリ少ナキトキハ$n=15$ヲ用フベシ但シnハ此種ノ柱ニ關スル實驗ノ結果ヨリ導キタル因子ニシテ必ズシモ$\frac{E_s}{E_c}$ノ比ヲ意味スルモノニアラズ次ニ$\frac{V'}{V}$ハ螺旋鐵筋若クハ横筋ノ總容積ガ混凝土ノ總容積ニ於

ケル比ヲ示シn'ハ螺旋鐵筋若クハ横筋ノ間隔ニ依リテ變ズベキ繋材ノ能率(Efficiency of binding)ヲ表ハスモノナリ今其間隔ヲsトシ柱ノ最小徑ヲdトセバ

a) 四角形ノ横筋ヲ用フルトキハ

$s=d$ ノトキ $n=8$

$s=\frac{d}{3}$ ノトキ $n'=15$

b) 螺旋鐵筋ヲ用フルトキハ

$s=\frac{2}{5}d$ ノトキ $n'=15$

$s=\frac{1}{5}d$ ノトキ $n'=32.$

sノ他ノ値ニ對シテハn'ハ以上ノ値ヨリ比例的ニ算出シタルモノヲ使用スベシ. 猶此場合ニハ竪筋ハ少クトモ其數6條ヲ用キ其容積少クトモ螺旋鐵筋容積ノ三分ノ一ヨリ小ナル可ラズトセリ.

此公式ヲ使用スルニ際シ殊ニ注意スベキハ $1+n'.\frac{V'}{V}$ ノ値ハ如何ナル場合ニアリテモ1,6ヲ超過セシメザルコト換言セバ此種鐵筋混凝土ノ應壓力ヲシテ單純混凝土應壓力ノ六割ヲ超過セシメザルニアリ而シテ同規定ニテ推奬セルσ_cノ値ハ90日後ニ於ケル混凝土極强ノ二割八分ヲ使用スベシトシ混凝土ノ種々ノ配合ニ對シ同委員會ニ於テ試驗セル極强ハ

混凝土	「セメント」ト砂及砂利トノ比	90日後ノ極强
a.	$1:5_{,8}$	$160kg/cm^2$(=2280#/□″)
b.	$1:5_{,0}$	180 ″ (=2565#/□″)
c.	$1:4_{,38}$	200 ″ (=2850#/□″)

ヲ得タリ故ニ柱ニ對シ佛國ニテ採用セル混凝土ノ安全應壓力ハ前者ノ二割八分卽チ

a. $44_{,8}kg/cm^2$(640#/□″)

b. $50_{,4}kg/cm^2$(718#/□″)

c. $56_{,0}kg/cm^2$(797#/□″)

トナルベシ然ルニ普通吾人ノ使用スル鐵筋混凝土用混凝土ノ配合ハ1:2:4 卽チ 1:6 ナルヲ以テ佛國ニテ採用セル最少値(a)ニテモ猶優逸品タルノ觀アリ故ニ若シ1:6ノ配合ヨリ成ル混凝土ヲ採用スル場合ニσ_cノ値ヲシテ猶少シク低下セシムルノ必要アルベク或ハ$40kg/cm^2$(560#/□″)トスルハ根據ナキ假定ニハアラザルベシ但シ配合ノ好良ナルハ其强度ヲ增進セシムルニ最モ確實ノ方法ナルヲ以テ柱ノ如ク必要ナル部分ニアリテハ特ニ優逸ナル配合ヲ採用スルノ利益アルコトヲ推奬セントス.

例題第六十二 高サ13,′各側ノ幅10″ヲ有スル一方柱アリ竪鐵筋斷面積ノ混凝土斷面積ニ於ケル比1:100ニシテ横筋ノ總容積ガ混凝土ノ總容積ニ於ケル比又1:100トス壓力ハ全ク其重心點ニ働クモノトシ柱ノ負擔シ得ベキ安全荷重ヲ求ム.

答 $\sigma_c=550$#/□″ ト假定ス 幅:高::10:13.12::1:$15_{,6}$ ナルヲ以テ短柱ト見做シ得ベシ. 混凝土ノ斷面積ハ 10.10=100□″ ナルヲ以テ竪筋ノ斷面積ハ 1□″ ナリ方柱ノ各隅ニ竪筋各一條宛ヲ配置スルトセバ一條ノ鐵筋斷面積ハ $0_{,25}$□″ ナリ故ニ直徑 9/16″ ノモノヲ使用スベシ然ルトキハ $\frac{9}{16}>\frac{d}{20}\left(=\frac{10}{10}\right)$ ナルヲ以テ $n=8$, 繫索ノ間隔 $s=10''$, $n'=8$ ト假定シ得ベシ然ルトキハ(677)式ニ依リ

$$P=\sigma_c.(A+n.A_s).\left(1+n'.\frac{V'}{V}\right)$$

$$= 550.(100+8.1).\left(1+8\frac{1}{100}\right) = 64152^{\#}$$

III) 普國規定　千九百九年普魯西ニテ發布セシ規定ニ依レバコンシデール式若クハ之ニ類似セル構法ノ柱ハ次ノ公式ヲ用フルコトヲ得ベシトセリ．A_iヲ柱ノ假想的斷面トシ他ハ前ト同様ノ記號ヲ用フルトキハ．

$$A_i = A+15A_s+30A_s' \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(678)$$

$$P = \sigma_c . A_i \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(679)$$

但シ $A_i \lesseqgtr 2A$. ノ範圍ヲ超過ス可ラズ．又安全應壓力σ_cノ値ハ混凝土配合ノ割合ニ從ヒテ立方體供試片ニテ試驗シタル四週間後ノ强度ノ十分ノ一ヲ採用スベシ假令バ1:2:4ノ配合ヨリ成ル混凝土ノ四週間後ニ於ケル極强ガ $250kg/cm^2(3500^{\#}/_{\square}'')$ ナレバ安全應壓力ハ $25kg/cm^2(350^{\#}/_{\square}'')$ タルベシトセリ．

今若シ $A_i = 2A$ トセバ(679)式ヨリ

$$A = \frac{P}{2\sigma_c} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(680)$$

同様ニ(678)式ヨリ

$$A = 15A_s+30A_s' \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(681)$$

故ニ

$A_s = \frac{1}{100}A$ トセバ(681)式ヨリ　$A_s' = \frac{2,8}{100}A.$

$A_s = \frac{1,5}{100}A$ トセバ　同ジク　$A_s' = \frac{2,6}{100}A.$

故ニ竪筋ノ量ヲ五割丈ケ増加スルモ螺旋鐵筋ニ於テ得ル處甚ダ尠ナキヲ知ル換言セバ竪筋ノ量ヲ徒ラニ増加スルハ畢竟無益ノ業ニ過ギザルコトヽナルベシ．

例題第六十三　高サ14′ノ柱アリ平等ニ $80000^{\#}$ ノ壓力ヲ受ク此柱ニ箍狀鐵筋ヲ配置シテ其寸法ヲ最小ナラシメントス柱ノ幅及鐵筋ノ量ヲ求ム．

答　$\sigma_c = 300^{\#}/_{\square}''$ ト假定セバ柱ノ最小斷面ハ(680)式ニ依リ

$$A = \frac{P}{2\sigma_c} = \frac{80000}{2.300} = 133_{\square}''.$$

故ニ柱ノ斷面ヲ方形トセバ其幅ハ

$$h = \sqrt{133} \fallingdotseq 12''.$$

A_sヲAノ1,5%トセバ　$A_s = 1,5\frac{144}{100} = 2,16_{\square}''.$

故ニ直徑 $^5/_8''$ ノ鐵筋8條ヲ使用セバ

$$A_s = 8.0,307 = 2,4_{\square}''$$

(681)式ニ依リ

$$A = 15A_s + 30A_s'$$

即チ

$$144 = 15.2,4 + 30A_s'$$

故ニ

$$A_s' = 3,6_{\square}''.$$

今横筋ノ斷面ヲa_s'トシ其數ハ柱ノ長サ1呎ニ付8條即チ1,″5毎ニ之レヲ配置シ各鐵筋混凝土緣端ヨリノ距離ヲ1″トセバ

$A_s'.12 = 8.p.a_s'$　(pハ横筋一周ノ長サ)．

$$3,6.12 = 8.(12-2.1)4.a_s'$$

故ニ

$$a_s' = \frac{3,6.12}{8.10.4} = 0,135_{\square}''.$$

即チ直徑 $^{7}/_{16}{}''$ ノモノヲ使用セバ $a_s' = 0{,}150_{\square}{}''$ ナリ.

IV) 瑞西國規定　千九百十年同國發布ノ規定ニ從ヘバ

$$A_i = A + n.(A_s + 2{,}4A_s') \leqq 2A \quad \cdots\cdots(682)$$

記號ハ凡テ III) ニ於ケルモノト同樣ナリ但シ此式ノ應用ハ螺旋鐵筋若クハ箍狀鐵筋ノ「ピッチ」ガ柱ノ直徑ノ $^{1}/_{5}$ ヨリ少ナカルベク又 $n=10$ ヲ採用スベシトセリ.

V) 澳國規定　千九百八年同國發布ノ規定ニ從ヘバ

$$A_i = A + 15A_s + 30A_s' \leqq 1{,}9A \quad \cdots\cdots(683)$$

VI) 獨國「ウルテンベルグ」王國鐵道院規定　同規定ハ亦「コンシデール」式ヲ是認シ

$$P = 1{,}3\sigma_c.A + \sigma_s.(A_s + 2{,}4A_s') \quad \cdots\cdots(684)$$

ノ算式ヲ採用セリ.

結論トシテ以上各式ハ其形チニ於テ夫々多少ノ差違アリト雖モ其基ク所ハ最初「コンシデール」氏ノ案出セシ實驗ノ結果ヨリ導キタルモノニ外ナラズ但シ氏ノ所謂螺旋鐵筋ノ使用ハ其同一重量ヲ竪筋トシテ應用シタルモノニ比シテ2,4倍ノ强度ヲ增大スベシト云フハ不充分ナル施工ヨリ成ル實際ノ柱ニモ果シテ其儘適用シ得ベキヤ疑ナキ能ハズ此點ニ於テ普國並ニ澳國ノ規定ガ稍々其能率ヲ減ゼシメタル公式ヲ採用セシハ幾分カ此理由ヲ酌量シタル結果ニ外ナラズ今以上各式ニ就キテ其何レガ最モ優レルヤヲ斷言スルコト能ハザルモ佛國鐵筋混凝土委員會ノ規定セル公式ハ頗ル合理的ノ根據ヲ有スルモノナルガ如シ. 但シ設計者ガ其公式ノ撰擇ニ際シ何レヲ使用スルモ實際ニ於テハ著シキ差違ヲ生ズルコトナキヲ知ルベシ.

第四節　長柱

長柱(Long column)ト短柱トノ限界ハ第一節ニ論ゼシガ如ク必ズシモ一定ノ劃點アルニアラザルモ英國,普國等ニアリテハ柱ノ長サガ其最小徑ノ十八倍ヲ超過セル時ヲ以テ彎折作用ヲ受クルモノトシテ算定セルガ如シ故ニ今暫ク此限度ニ從フ.

扨テ鐵筋混凝土ヨリ成ル長柱ノ實驗ニ就キテハ從來多ク其檢定シタルモノアルヲ聞カズ又實際ノ構造ニアリテモ長柱ヲ使用セザル可ラザルコトハ特殊ノ事情アル場合ノ外其實用極メテ少キガ如シ從ツテ各自其見ル處ニ依リ算式ヲ異ニシ何レガ最モ適切ノモノタルベキヤハ短柱ニ比シテ猶一層困難ナリト云ハザル可ラズ普國ノ規定ニアリテハ「オイラー」式 (Euler), 英國佛國ニアリテハ「ランキン」式 (Rankine) 若クハ之ニ類似セル公式ヲ用キ澳國又ハ佛國ノ一部ニアリテハ直線式ヲ使用セルモノアリ今其繁ヲ厭ハズ順次是等ノ各式ヲ論述スベシ.

I) 普國規定ノ算法　普國ノ規定ニ依レバ彎折ヲ受クベキ柱ノ計算ハ柱ノ長サガ其最小徑ノ十八倍ヲ超過セル場合ニハ「オイラー」式ニ依リテ其寸法ヲ定ムベシトセリ即チ

$$P = \frac{\pi^2}{f.l^2}.E.I_{min} \quad \cdots\cdots(685)$$

E ハ柱ノ彈性係數, I ハ其最小物量力率, l ハ彎折スベキ長サ, f ハ安全率ヲ示シ其値ハ10ト指定セリ. 今 E_c 及 E_s ヲ混凝土及鐵材ノ彈性係數, I_c 及 I_s ヲ其各々ノ物量力率トセバ

$$E.I = E_c.I_c + E_s.I_s = E_c.\left(I_c + \frac{E_s}{E_c}.I_s\right)$$

$$= E_c.(I_c + n.I_s)$$ トナルヲ以テ

$$P=\frac{\pi^2.E_c.(I_c+n.I_s)}{10l^2}$$

然ルニ

$\pi^2 \fallingdotseq 10$ ナルヲ以テ

$$P=\frac{E_c.(I_c+n.I_s)}{l^2}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(686)$$

$n=15$ ト假定セバ軟鋼ノ彈性係數ハ約 30000000 ナルヲ以テ

$$E_c=\frac{30000000}{15}=2000000^{\#}/_{\square}{}''.$$

ト假定シタルト同ジ

但シ上記ノ算式ハ柱ノ兩端樞軸 (Hinged end) ヲ爲セルモノト假定シタルモノナルモ實際ニ於ケル鐵筋混凝土ハ少クトモ一端緊定セラレ他端樞軸ヲ爲セルモノト考フルモ差支ナキヲ以テ f ノ値ヲ 10 ト指定セルハ少シク高キニ失スルヤノ嫌ナシトセズ猶柱ノ終端狀態ニ從ヒテ變ズベキ係數ニ就キテハ II) 項ニ於テ之ヲ說述スベシ.

次ニ鐵筋ガ夫レ自身彎折ニ對シテ安全ナルカヲ究メザル可ラズ若シ鐵筋カ彎折ヲ始ムルトキハ通常其鐵筋ハ緣端ニ近ク配置セラルヽヲ以テ極メテ應張力ニ乏シキ混凝土ガ其彎折ノ影響ヲ受ケテ破壞セラルヽノ恐レアレバナリ故ニ所々横筋ヲ配置シテ竪筋ノ彎折ヲ防止スルノ方法ナカル可ラズ此ニ關シテ普國ノ規定ハ横筋ハ少クトモ柱ノ最小徑ニ對スル丈ケノ長サ每ニ配置シ又其竪筋ノ直徑30倍ヲ超過スルコトヲ得ズ而シテ竪筋自身ノ彎折ヲ計算スル場合ニハ其安全率ヲ 5 ト見積ルベシト指定セリ此規定ニ從ヘバ一條ノ鐵筋ガ堪エ得ベシト假定セラルヽ壓力 p ハ

鐵材ノ負擔應壓力度 σ_s ニ一條ノ鐵筋斷面積ヲ乘ジタルモノニ等シカラザル可ラズ故ニ今鐵筋一條ノ斷面積ヲ a_s トセバ

$$p=a_s.\sigma_s=\frac{\pi.d^2}{4}.\sigma_s$$

然ルニ

$$\pi^2=10,\quad E=30000000^{\#}/_{\square}{}'',\quad f=5$$

又圓鋲ノ場合ニハ鐵筋ノ最小物量力率ハ

$$I_{min}=\frac{\pi.d^4}{64}$$

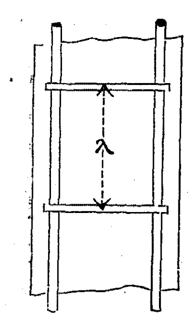
ナルヲ以テ (685) 式ニ依リ

$$p=\frac{\pi.d^2}{4}.\sigma_s=\frac{10.30000000.\pi.d^4}{5.\lambda^2.64}$$

トナルベシ λ ハ第四百五十五圖ノ如ク横筋ノ間隔卽チ彎折ヲ受ケタル程度ノ必要長サトス斯クテ

$$\lambda^2=\frac{10.30000000.\pi.d^4.4}{5.64.\pi.d^2.\sigma_s}$$

第四百五十五圖



$$=3750000.\frac{d^2}{\sigma_s}$$

而シテ

$\sigma_s=n.\sigma_c$ ナルヲ以テ

$$\lambda^2=\frac{3750000}{n}.\frac{d^2}{\sigma_c}.$$

故ニ $n=15$ トセバ

$$\lambda=1937.\frac{d}{\sqrt{\sigma_s}}=500.\frac{d}{\sqrt{\sigma_c}}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(687)$$

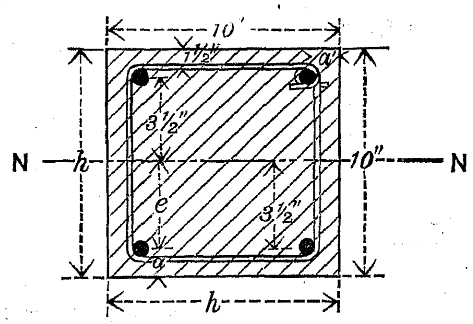
故ニ $\sigma_c=300^{\#}/_{\square}{}''$ ト假定セバ $\sigma_s=15.300=4500^{\#}/_{\square}{}''$ トナルベク

從ツテ

$$\lambda = 1937.\frac{d}{\sqrt{4500}} = 500.\frac{d}{\sqrt{300}} \fallingdotseq 29d$$

卽チ普通規定ニ示セルλノ最大間隔ハ $30d$ ヲ超過スルヲ得ズトセルハ蓋シ此理由ニ基クモノナルコトヲ知ルベシ.

第四百五十六圖



例題第六十四　第四百五十六圖ノ如ク直徑 10″ 長サ 20′ ノ長柱ニ 40000# ノ中心荷重ヲ負擔セシメントス其補强鐵筋ノ量ヲ求ム.

答　混凝土ノ物量力率ハ鐵筋ノ斷面ヲ無視セル柱自身ノ物量力率ニ等シト假定セバ

$$I_c = \frac{h^4}{12} = \frac{10^4}{12} = 833$$

$n = 15$　ト假定セバ

$E_c = 2000000,\ \ l = 240'',\ \ P = 40000^{\#}$　ナルヲ以テ

(686) 式ニ依リ

$$P = 40000 = \frac{E_c.(I_c + n.I_s)}{l^2} = \frac{2000000(833+15I_s)}{240^2}$$

之ヲ解キテ

$$I_s = \frac{15950}{750} = 21{,}3.$$

補强鐵筋ニ圓桿ヲ用キ其數4條各一條ノ斷面積ヲ a_s トシ何レモ柱ノ緣端ヨリ 1½″ ノ距離ニ配置スルモノトセバ其鐵筋ガ中軸

線 NN ニ對スル物量力率ハ

$$I_s = \frac{4.\pi.d^4}{64} + 4a_s.e^2$$

ナリ而シテ鐵筋ガ各其自軸ニ對スル物量力率 $\frac{4.\pi.d^4}{64}$ ハ第二項ニ比シテ非常ニ小ナル値ヲ有スベキヲ以テ普通之ヲ無視スルモ可ナリ然ルトキハ

$e = 5 - 1{,}5 = 3{,}5''.$　ナルヲ以テ

$$I_s = 21{,}3 = 4a_s.3{,}5^2$$

或ハ　$21{,}3 = 49a_s.$　故ニ $a_s = 0{,}434_{\square}''$ ヲ得故ニ直徑 ¾″ ノ圓桿ヲ用フルトキハ其斷面積ハ $0{,}442_{\square}''$ トナルベシ.

次ニ横筋ノ間隔ヲ求ムルニハ $\sigma_c = 300^{\#}/_{\square}''$ ト假定セバ (687) 式ニ依リ

$$a = 500.\frac{d}{\sqrt{300}} = 22''.$$

II)　拋物線式算法　既述「オイラー」式ハ柱ガ完全ニ直線ヲ爲シ斷面亦對稱的ニシテ荷重ハ全ク柱ノ中心ニ働キ更ニ其應壓力度ガ彈性限度以內ニアル場合ニ單ニ彎曲ニ依リテノミ破壞スルコトヲ假定シタルモノナルヲ以テ柱ノ最小幅ニ比シテ其長サガ非常ニ大ナル場合ニハ最モ理論的ノ公式ナリト稱スルコトヲ得ベシ然レドモ其柱ガ割合ニ短カキトキハ彎曲ノミニ依リテ破壞セシメントセバ其應壓力度ガ彈性限度ヲ超過スルハ勿論其破壞ハ直接壓挫ト彎曲トノ結合セル結果ニ依ラザル可ラズ卽チ其抵抗力ハ亦材料ノ耐壓力ニ關係スベシ然ルニ「オイラー」式中ニハ一モ其材料ノ耐壓力ヲ考慮中ニ加ヘザルヲ以テ其公式適用ノ範圍ハ或限度以外ニ限ラルベキモノト考フルヲ至當ナリトス.

今 σ' ヲ其材料ノ耐壓極强力度トシ P' ヲ柱ノ堪エ得ベキ極壓ト

セバ

$$P' = \sigma'.A \quad \cdots\cdots (688)$$

トナルベク長サ非常ニ大ナル假想的柱ニアリテハ「オイラー」式ニ依リ其極壓ハ

$$P' = \frac{\pi^2.E.I}{l^2} \quad \cdots\cdots (689)$$

トナルベシ故ニ其中間ニ於ケル普通ノ長サヲ有スル柱ニアリテハ其受クル極壓モ亦其中間ノ値ヲ取ラザル可ラズ故ニ(688)式及(689)式ヲ結合シテ

$$P' = \frac{\sigma'.A}{1+\sigma'.A.\dfrac{l^2}{\pi^2.E.I}} \quad \cdots\cdots (690)$$

ノ形トセバ(690)式ハ其中間ノ柱ニ適用シ得ベキ公式トナルベシ何トナレバ(690)式ニ於テ l ヲ極小トセバ分母ノ第二項ハ之ヲ無視シ得ベキヲ以テ $P'=\sigma'.A$ ノ形チトナルベク l ヲ極大トセバ分母ノ第一項ハ第二項ニ比シテ之ヲ無視シ得ベキヲ以テ $P'=\dfrac{\pi^2.E.I}{l^2}$ トナシ得ベケレバナリ今環動半徑(Radius of gyration)ヲ r トセバ $r^2=\dfrac{I}{A}$ ナルヲ以テ $p'=\dfrac{P'}{A}$ ナル柱ノ極强力度ハ(690)式ヨリ

$$p' = \frac{\sigma'}{1+\dfrac{\sigma'}{\pi^2.E}.\left(\dfrac{l}{r}\right)^2} \quad \cdots\cdots (691)$$

ノ形トナルベシ σ' ハ單純ナル極壓力度ヲ示スモノトス斯クテ(691)式ハ英米佛ノ各國ニ於テ普通採用セル「ランキン」(Prof. Rankine)或ハ「ゴルドン」(Goldon)式ニ類似セル形トナルベシ此公式ヲ鐵筋混凝土柱ニ應用セントセバ先ヅ(688)式ハ(673)式ノ形トナスコトヲ得ベシ但シ此場合ニハ(673)式ニ於ケル安全應力度 σ_c ノ代リニ

極强力度 σ' ヲ取ラザル可ラズ. 卽チ

$$P' = \sigma'.\Big[A+(n-1).A_s\Big]$$

同樣ニ(689)式ハ

$$P' = \frac{\pi^2.E_c.\Big[I_c+(n-1).I_s\Big]}{l^2}$$

I_c ハ混凝土, I_s ハ鐵筋ノ夫々物量力率ヲ示スモノトス然ルトキハ(690)式ハ變ジテ

$$P' = \frac{\sigma'.\Big[A+(n-1).A_s\Big]}{1+\sigma'\Big[A+(n-1).A_s\Big].\dfrac{l^2}{\pi^2.E_c\Big[I_c+(n-1).I_s\Big]}} \quad \cdots\cdots (692)$$

或ハ

$$p' = \frac{\sigma'.\Big[1+(n-1).\dfrac{A_s}{A}\Big]}{1+\sigma'.\Big[A+(n-1).A_s\Big].\dfrac{l^2}{\pi^2.E_c\Big[I_c+(n-1).I_s\Big]}} \quad \cdots\cdots (693)$$

今 r_c ヲ混凝土, r_s ヲ鐵筋ノ夫々環動半徑トセバ

$$(r_c^2+r_s^2) = \frac{I_c+(n-1).I_s}{A+(n-1).A_s}$$

トナルヲ以テ(693)式ハ更ニ變ジテ

$$p' = \frac{\sigma'.\Big[1+(n-1).\dfrac{A_s}{A}\Big]}{1+\dfrac{\sigma'}{\pi^2.E_c}.\left(\dfrac{l^2}{r_c^2+r_s^2}\right)} \quad \cdots\cdots (694)$$

或ハ $P'=p'.A$ ヲ得ベシ

(694)ナル公式ハ柱ノ兩端樞軸ヲ爲セル場合ニノミ應用シ得ベ

ク終端他ノ狀態ニアルトキハ分母第二項ハ夫々其狀態ニ應ズル訂正ヲ要スベシ其訂正係數mハ普通力學ニ於テ吾人ノ了知セル如ク

a) 兩端樞軸ノ場合 $m=1$,

b) 一端緊定他端樞軸ノ場合 $m=\frac{1}{2}$,

c) 一端緊定他端持放シノ場合 $m=4$,

d) 兩端緊定ノ場合 $m=\frac{1}{4}$.

鐵筋混凝土柱ハ其終端必ズシモ樞軸ヲ爲セリト考フルコト能ハズ左リトテ完全ナル緊定狀態ニアリトモ云フ可ラザルヲ以テ一端緊定他端樞軸ノ狀態ニアルモノト假定スルコト最モ穩當ノ觀察ナルベシ然ルトキハ

$$p'=\frac{\sigma'.\left[1+(n-1).\frac{A_s}{A}\right]}{1+\frac{1}{2}.\frac{\sigma'}{\pi^2.E_c}.\left(\frac{l^2}{r_c^2+r_s^2}\right)} \quad\cdots\cdots(695)$$

今 $\sigma'.\left[1+(n-1).\frac{A_s}{A}\right]=k$ トシ $m.\frac{\sigma'}{\pi^2.E_c}=\alpha$ トセバ

(694)式ノ形ハ變ジテ

$$p'=\frac{k}{1+\alpha.\left(\frac{l^2}{r_c^2+r_s^2}\right)} \quad\cdots\cdots(696)$$

安全單位荷重pヲ得ント欲セバ(696)式ヨリ

$$p=\frac{\sigma_c'}{1+\alpha.\left(\frac{l^2}{r_c^2+r_s^2}\right)} \quad\cdots\cdots(697)$$

(697)式中竪筋ノミヲ考フル柱ニアリテハ(673)式ヨリ

$$\sigma_c'=\sigma_c.\left[1+(n-1).\frac{A_s}{A}\right] \quad\cdots\cdots(698)$$

竪筋ト横筋若クハ螺旋鐵筋トヲ併用スル場合ニアリテハ(677)式ヨリ

$$\sigma_c'=\sigma_c.\left(1+n.\frac{A_s}{A}\right).\left(1+n'.\frac{V'}{V}\right) \quad\cdots\cdots(699)$$

其他各自適用ノ公式(676), (678), (682), (683)及(684)式ヨリ導ケル値ノ夫々ニ依リテσ_c'ノ値ヲ求ムルコトヲ得ベシ

今若シ $E_c=2000000^{\#}/_{\square''}$ ト假定セバ混凝土ノ種々ノ極强力度ニ於ケルαノ値ハ第八十六表ノ如シ

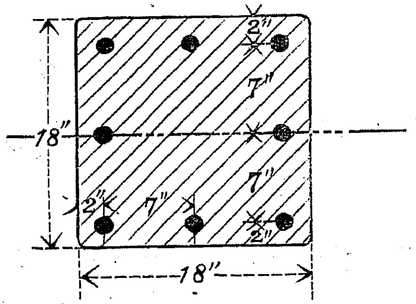
第八十六表

σ_cノ値ニ對スルαノ値.				
支柱終端ノ狀態	$\sigma_c=1500^{\#}/_{\square''}$	$\sigma_c=2000^{\#}/_{\square''}$	$\sigma_c=2500^{\#}/_{\square''}$	$\sigma_c=3000^{\#}/_{\square''}$
兩端樞軸	0,000075	0,0001	0,000125	0,00015
一端緊定他端樞軸	0,0000375	0,00005	0,0000625	0,000075
一端緊定他端持放シ	0,00030	0,0004	0,00050	0,00060
兩端緊定	0,00001875	0,000025	0,00003125	0,0000375

(698)式及(699)式ニ使用スベキ混凝土ノ安全應壓力度σ_cノ値ハ幾許トナスベキヤト云フニ普通ハ立方體ヲナセル混凝土試驗片ノ極强ヲ或安全率ニテ除シタルモノナレドモ長柱ニ於ケル安全率ハ桁其他ノ場合ニ於ケルガ如ク5ヲ取ルハ少シク不穩當ナルガ如シ前述ノ如ク鐵筋混凝土柱ニ關スル實驗ハ未ダ公表セラレタルモノ少ナシト雖モ$\frac{l}{r}$ノ値ヲ增加スルニ從ヒ混凝土ノ極强モ次第ニ減少スベキハ之ヲ豫想スルニ難カラザレバナリ故ニ今

暫ク 1:2:4 ノ混凝土ニ於テ其安全應壓力度 σ_c ヲ 300 乃至 $350^{\#}/_{\square}''$ ト假定スルヲ以テ穩當ナルベシト思ハル.

第四百五十七圖



例題第六十五 長サ 30′, 側邊 18″ 平方ノ角柱アリ緣端ヨリ各 2″ ノ距離ニ第四百五十七圖ノ如ク直徑 1″ ノ鐵筋 8 條ヲ配置ス柱ノ負擔シ得ベキ中心荷重ヲ求ム.

答 鐵筋ノ總斷面積ハ

$8.0{,}785 = 6{,}28_{\square}''$ ナルヲ以テ

$$\frac{A_s}{A} = \frac{6{,}28}{18^2} = 0{,}0194$$

$\sigma' = 2000^{\#}/_{\square}''$, $\sigma_c = 350^{\#}/_{\square}''$ ト假定ス

a) 柱ノ兩端緊定セリト考ヘ得ル時.

(698) 式ニ依リ $n = 15$ トセバ

$$\sigma_c' = \sigma_c.\left[1+(n-1).\frac{A_s}{A}\right] = 350.\left[1+(15-1).\frac{6{,}28}{18^2}\right]$$

$$= 445^{\#}/_{\square}''.$$

$$r_c^2 = \frac{I_c}{A} = \frac{\frac{h^4}{12}}{h^2} = \frac{h^2}{12} = \frac{18^2}{12} = 27.$$

$$r_c^2 \eqsim 7^2 = 49$$

故ニ (697) 式ニ依リ

$$p = \frac{445}{1+0{,}000025.\left(\frac{360^2}{27+49}\right)} = 427^{\#}/_{\square}''$$

故ニ $P = p.A = 427.18^2 = 138348^{\#}.$

b) 柱ノ一端緊定他端樞軸ト考ヘ得ル時.

$$p = \frac{445}{1+0{,}00005.\left(\frac{360^2}{27+49}\right)} = 410^{\#}/_{\square}''.$$

故ニ $P = 410.18^2 = 132840^{\#}.$

例題第六十六 例題第六十五ノ柱ニ於ケル主要鐵筋ガ柱ノ容積ノ $\frac{5}{1000}$ ニ相當スル横筋ニ依リ相互連結セラルヽモノトシ其柱ノ負擔シ得ベキ中心荷重ヲ求ム

答 柱ノ一端緊定他端樞軸ノ狀態ニアルモノト考フルトキハ

$a = 0{,}00005$, $n = 15$, $A_s = 6{,}28_{\square}''$,

$A = 324_{\square}''$, $\frac{V'}{V} = 0{,}005$ ナルヲ以テ (699) 式ニ依リ

$$\sigma_c' = \sigma_c.\left(1+n.\frac{A_s}{A}\right).\left(1+n'.\frac{V'}{V}\right)$$

$$= 350.\left(1+15.\frac{6{,}28}{324}\right).(1+15.0{,}005)$$

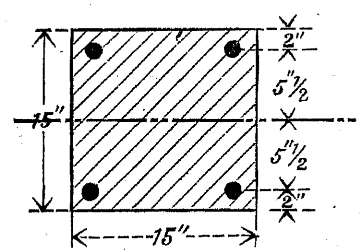
$$= 485^{\#}.$$

故ニ

$P = 485.18^2 = 157140^{\#}.$

例題第六十七 第四百五十八圖ノ如ク長サ 25′, 側邊 15″ 平方ノ角柱 100000# ノ中心荷重ヲ負擔ス主要鐵筋ヲ連絡スベキ横筋ノ總容積ハ混凝土總容積ノ $\frac{3}{1000}$ トシ首要鐵筋ノ數ハ 4 條何レモ緣端ヨリ 2″ ノ處ニ配置スルモノトシ竪筋ノ斷面積ヲ求ム.

第四百五十八圖



答　$\sigma' = 2000^{\#}/_{\square}''$,　$E_c = 2000000^{\#}/_{\square}''$,　$n = 15$　トス

$$r_s^2 \fallingdotseq 5{,}5^2,\quad r_c^2 = \frac{15^2}{12},$$

$$p = \frac{P}{A} = \frac{100000}{15^2} = 444^{\#}/_{\square}''.$$

$$\frac{l^2}{r_c^2 + r_s^2} = \frac{300^2}{\frac{15^2}{12} + 5{,}5^2} = 1837.$$

$a = 0{,}00005$ ナルヲ以テ (697) 式ニ依リ

$$\sigma_c' = 444\,(1 + 0{,}00005.1837) = 454^{\#}/_{\square}''.$$

次ニ　$\sigma_c = 350^{\#}/_{\square}''$,　$n = n' = 15$,　$\frac{V'}{V} = 0{,}003$　トセバ

(699) 式ニ依リ

$$\sigma_c' = 454 = \sigma_c.\left(1 + n.\frac{A_s}{A}\right).\left(1 + n'.\frac{V'}{V}\right)$$

$$= 350\left(1 + 15.\frac{A_s}{15^2}\right).(1 + 15.0{,}003)$$

故ニ　$A_s \fallingdotseq 3{,}6^{\square}''$ ヲ得即チ直徑 $1^{1}/_{16}''$ ノ鐵筋 4 條ヲ用フベシ

然ルトキハ其斷面積ハ　$4.0{,}8866 = 3{,}55^{\square}''$　トナルベシ

III) 直線式算法　P' ヲ柱ノ破壞荷重トセバ I) ニ述ベシガ如ク「オイラー」式ハ

$$P' = \frac{\pi^2.E.I}{l^2}$$

ノ形ヲ有ス此公式ハ柱ガ單ニ彎曲ノミニ由リテ破壞スル場合ニ限リ應用サレ得ベキヲ以テ此公式中ニ含メル彈性係數 E ハ變形ノ最初ノ部分ニ於テノミ定數ト見做シ得ベク變形ノ量大トナレバ E ハ著シク減少スベシ換言セバ此

公式ハ柱ノ彈性限度以下ニ於テノミ有效ナリ今 P' ノ單位力度ヲ求ムレバ

$$\frac{P'}{A} = p' = \frac{\pi^2.E.I}{A.l^2}$$

然ルニ　$I = A.r^2$ (r ハ環動半徑) ナルヲ以テ

$$p' = \pi^2.E.\left(\frac{r}{l}\right)^2 \fallingdotseq 10E.\left(\frac{r}{l}\right)^2.$$

今混凝土ノ平均彈性係數　$E = 2000000$　トセバ

$$p' = 20000000.\left(\frac{r}{l}\right)^2 \quad\cdots\cdots\cdots\cdots (700)$$

而シテ混凝土ノ壓力ニ對スル彈性限度ヲ其破壞力度ノ約 0,4 ト假定スルトキハ (700) 式ヨリ

$$\frac{l}{r} > \sqrt{\frac{20000000}{0{,}4\sigma'}}$$

或ハ

$$\frac{l}{r} > \frac{7071}{\sqrt{\sigma'}} \quad\cdots\cdots\cdots\cdots (701)$$

σ' ノ値ハ混凝土ノ配合ニ依リ夫々異ナルヲ以テ今 σ' ノ値ヲ 1500, 2000, 2500, 3000, $3500^{\#}/_{\square}''$ トセバ其各値ニ對シテ

$$\frac{l}{r} > 182,\ 158,\ 141,\ 128,\ 120 \quad\cdots\cdots\cdots\cdots (702)$$

故ニ $\frac{l}{r}$ ガ以上ノ値ヨリ小ナルトキハ「オイラー」式ハ理論的ニハ應用スルコト能ハズ即チ E ノ變化ヲ含有スベキ公式ヲ適用スルノ必要ヲ生ズベシ去レド E ノ變化ニ關スル規則ハ未ダ明確ナラザルヲ以テ暫ク次ノ如キ $\frac{l}{r}$ ノ變化ニ伴フ直線式ヲ假定ス即チ

$$p' = \sigma' - \beta \frac{l}{r} \quad \cdots\cdots (702)$$

β ハ係數ニシテ $\frac{l}{r} = \frac{7071}{\sqrt{\sigma'}}$, $p' = 0{,}4\sigma'$ ナル條件ニ從ツテ定ムベキモノトス卽チ「オイラー」式適用ノ限度ハ $p' = 0{,}4\sigma'$ ナル共通ノ値ヲ有スル時ナルベキヲ以テ之ヲ(702)式中ニ挿入スルトキハ

$$0{,}4\sigma' = \sigma' - \beta \frac{7071}{\sqrt{\sigma'}}$$

或ハ

$$\beta = \frac{\sigma'^{\frac{3}{2}}}{11785} \quad \cdots\cdots (703)$$

故ニ $\sigma' = 1500, 2000, 2500, 3000, 3500^{\#}/_{\square}''$ ナルトキハ夫々

$\beta = 4{,}9;\ 7{,}6;\ 10{,}6;\ 14{,}0;\ 17{,}6$ ヲ得ベシ

斯クテ σ' ノ種々ノ假定値ニ對スル $\frac{l}{r}$ ノ限度以上ハ

$$p' = 10E\left(\frac{r}{l}\right)^2 \quad \cdots\cdots (704)$$

其限度以下ニアリテハ

$$p' = \sigma' - \beta \frac{l}{r} \quad \cdots\cdots (705)$$

故ニ $\sigma' = 1500^{\#}/_{\square}''$ ノトキ

$$\left.\begin{array}{ll} \frac{l}{r} > 182 \text{ ナラバ} & p' = 20000000\left(\frac{r}{l}\right)^2 \\ \frac{l}{r} < 182 \text{ ナラバ} & p' = 1500 - 4{,}9\frac{l}{r} \end{array}\right\} \cdots\cdots (706)$$

$\sigma' = 2000^{\#}/_{\square}''$ ノトキ

$$\left.\begin{array}{ll} \frac{l}{r} > 158 \text{ ナラバ} & p' = 20000000\left(\frac{r}{l}\right)^2 \\ \frac{l}{r} < 158 \text{ ナラバ} & p' = 2000 - 7{,}6\frac{l}{r} \end{array}\right\} \cdots\cdots (707)$$

$\sigma' = 2500^{\#}/_{\square}''$ ノトキ

$$\left.\begin{array}{ll} \frac{l}{r} > 141 \text{ ナラバ} & p' = 20000000\left(\frac{r}{l}\right)^2 \\ \frac{l}{r} < 141 \text{ ナラバ} & p' = 2500 - 10{,}6\frac{l}{r} \end{array}\right\} \cdots\cdots (708)$$

$\sigma' = 3000^{\#}/_{\square}''$ ノトキ

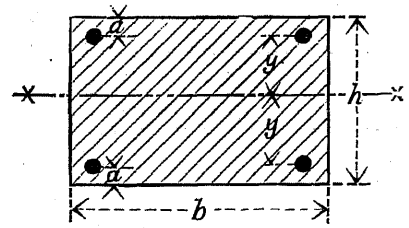
$$\left.\begin{array}{ll} \frac{l}{r} > 128 \text{ ナラバ} & p' = 20000000\left(\frac{r}{l}\right)^2 \\ \frac{l}{r} < 128 \text{ ナラバ} & p' = 3000 - 14\frac{l}{r} \end{array}\right\} \cdots\cdots (709)$$

$\sigma' = 3500^{\#}/_{\square}''$ ノトキ

$$\left.\begin{array}{ll} \frac{l}{r} > 120 \text{ ナラバ} & p' = 20000000\left(\frac{r}{l}\right)^2 \\ \frac{l}{r} < 120 \text{ ナラバ} & p' = 3500 - 17{,}6\frac{l}{r} \end{array}\right\} \cdots\cdots (710)$$

以上ノ公式ハ何レモ兩端樞軸ノ場合ニ於ケルモノナルヲ以テ一端樞軸他端緊定ノ場合ニハ l ノ代リニ $0{,}7l$, 兩端緊定ノ場合ニハ $0{,}5l$ ヲ使用スベシ又 p' ハ破壞强度ナルヲ以テ安全强度ハ更ニ適當ナル安全率ヲ以テ之ヲ除シタルモノナラザルベカラズ此場合ニ於ケル安全率ハ荷重ノ性質ニ從ヒ4乃至8ノ範圍内ニ假定スベシ

第四百五十九圖



猶以上ノ算式ヲ鐵筋混凝土ニ應用スル場合ニハ I, A, r 等ノ値ハ次ノ如クセザルベカラズ今第四百五十九圖ノ如ク矩形斷面ヲ取リ對稱的ニ鐵筋ノ配置セラルヽ場合ニハ I 及 r ハ小ナル側邊ニ直角ナル X

軸ニ對スル値ヲ取ルベシ

今 $I_x=X$ 軸ニ對スル斷面ノ物量力率.

$I_{cx}=X$ 〃 〃 混凝土ノ 〃 〃

$I_{sx}=X$ 〃 〃 鐵筋ノ 〃 〃

$i_{sx}=$鐵筋斷面ガ自己ノ重心點ヲ通過シX軸ニ平行セル軸ニ對スル物量力率.

$A_s=$鐵筋ノ總斷面積

$r_x=X$軸ニ對スル環動半徑.

トセバ

$$I_{cx}=\frac{1}{12}b.h^3-i_{sx}-A_s.y^2$$

$$I_{sx}=n(i_{sx}+A_s.y^2)$$

故ニ

$$I_x=I_{cx}+I_{sx}=\frac{1}{12}b.h^3+(n-1).i_{sx}+(n-1).A_s.y^2 \quad\cdots\cdots(711)$$

$$A=b.h+(n-1).A_s \quad\cdots\cdots(712)$$

$$r_x=\sqrt{\frac{I_x}{A}}=\sqrt{\frac{\frac{1}{12}b.h^3+(n-1).i_{sx}+(n-1).A_s.y^2}{b.h+(n-1).A_s}} \quad\cdots\cdots(713)$$

若シA_sガAニ比シテ非常ニ小ナルトキハ $A=b.h$ ト見做シ又i_{sx}ハ之ヲ無視シ得ベキヲ以テ

$$I_x=\frac{1}{12}b.h^3+n.A_s.y^2 \quad\cdots\cdots(714)$$

$$A=b.h+n.A_s \quad\cdots\cdots(715)$$

$$r_x=\sqrt{\frac{\frac{1}{12}b.h^3+n.A_s.y^2}{b.h+n.A_s}} \quad\cdots\cdots(716)$$

例題第六十八 兩端緊定セリト考ヘ得ベキ長サ $L=18'$ ノ鐵筋混凝土角柱アリ $P=52000^{\#}$ ノ中心荷重ヲ受ク混凝土ノ破壞應壓力度ヲ $2000^{\#}/_{\square}''$, 其安全率ヲ 5 トシ柱ノ寸法及鐵筋ノ量ヲ求ム.

答 初メ柱ノ斷面ヲ假定シ其安全應力度ヲ定メザル可ラズ今柱ノ斷面ヲ $11''\times11''$ トシ更ニ

$E_s=30000000,\quad E_c=2000000,\quad n=15$ トス

$l=0{,}5L=9'=108''$

又 $(n-1).A_s.\sigma_c=P-A.\sigma_c,\quad \sigma_c=\frac{2000}{5}=400^{\#}/_{\square}''$ ト假定セバ

$14A_s.400=52000-11^2.400$ ヨリ

$A_s=0{,}64_{\square}''$ ヲ得去レド茲ニハ直徑 $^3/_4''$ ノ鐵筋 4 條ヲ用キ柱ノ緣端ヨリ各 $1^1/_2''$ ノ距離ニ之ヲ配置スベシ今鐵筋自身ノ軸ニ對スル物量力率ヲ無視スルトキハ (714) 式ニ依リ

$$I_x=\frac{1}{12}b.h^3+n.A_s.y^2$$

$$=\frac{1}{12}11.11^3+15.4.0{,}442.4^2=1643$$

(715) 式ニ依リ

$$A=b.h+n.A_s$$

$$=11.11+15.4.0{,}442=147{,}5_{\square}''$$

故ニ (716) 式ニ依リ

$$r_x=\sqrt{\frac{I_x}{A}}=\sqrt{\frac{1643}{147{,}5}}=3{,}''34$$

故ニ

$$\frac{l}{r}=\frac{108}{3{,}34}=32{,}3$$

而シテ　$\sigma = 2000^{\#}/_{\square}''$　ナレバ　$\frac{l}{r} < 158$　ノトキハ直線式ヲ使用セザル可ラザルニヨリ (707) 式ニ依リ

$$p' = 2000 - 7{,}6.32{,}3 = 1754^{\#}/_{\square}''.$$

故ニ柱ノ安全應力度ハ

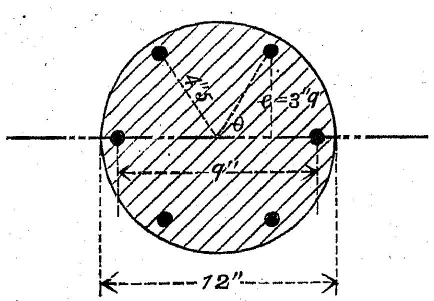
$$p = \frac{p'}{5} = \frac{1754}{5} = 351^{\#}/_{\square}''.$$

故ニ安全總荷重ハ　$p.A = 351.147{,}5 = 51773^{\#}$

卽チ與ヘラレタル荷重ト略相等シキヲ以テ假定斷面ハ其儘之ヲ採用スルコトヲ得.

例題第六十九　柱ノ一端樞軸,他端緊定セリト考ヘ得ベキ長サ 24′ ノ鐵筋混凝土圓柱アリ第四百六十圖ノ如ク其直徑 12″ ニシテ直徑 $^3/_4$″ ノ鐵筋 6 條ヲ緣端ヨリ各々 $1^1/_2$″ ノ距離ニ配置ス混凝土ノ破壞應壓力度＝$3000^{\#}/_{\square}''$, 安全率＝8,　$n = 15$　トシ柱ノ負擔シ得ベキ安全中心荷重ヲ求ム

第四百六十圖



答　$l = 0{,}7L = 0{,}7.24.12 = 202''$,

$$A = \frac{\pi}{4}.12^2 + 15.6.0{,}442 = 153_{\square}'',$$

r_1 ヲ柱ノ中心ヨリ鐵筋ノ重心點ニ至ル距離トセバ

$\theta = 60°$ ニシテ　$e = r_1.sin\theta = 4{,}5.sin60° = 3''{,}9$

$$混凝土ノ物量力率 = \frac{\pi.d^4}{64} = \frac{3{,}14}{64}.12^4 = 1017$$

$$鐵筋ノ物量力率 = n.4.a_s.e^2 = 15.4.0{,}442.3{,}9^2 = 403$$

故ニ　$I_x = 1017 + 403 = 1420$

$$r = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1420}{153}} = 3{,}''05$$

$$\frac{l}{r} = \frac{202}{3{,}05} = 66{,}2 < 128$$

故ニ (709) 式ニ依リ

$$p' = 3000 - 14{,}0\frac{l}{r} = 3000 - 14.66{,}2 = 2073^{\#}/_{\square}''.$$

安全率＝8 ナルヲ以テ　$p = \frac{2073}{8} = 260^{\#}/_{\square}''.$

故ニ安全總荷重　$P = 260.153 = 39780^{\#}.$

以上之ヲ總括スルニ長柱ノ公式ハ短柱ノ場合ト同ジク其考案數樣ニ分レ何レヲ最モ正確ニ近キモノト判定スベキヤハ困難ノ問題ナリト云ハザル可ラズ畢竟ズルニ短柱ノ場合ニハ猶幾分ノ實驗ヨリ打算シテ自ラ其撰擇ニ苦マザルモ長柱ニ至リテハ全ク其實驗ヲ缺クヲ以テ假令理論的ニ正確ナル公式ト雖モ能ク實際ト符合シテ正鵠ヲ得ベキヤ否ヤ疑ナキ能ハズ「オイラー」氏算式ハ彈性限度ヲ超過セザル範圍ニ於テ柱ノ最小徑ニ比シ其長サ非常ニ大ナル場合ニハ最モ合理的ノモノナリト雖モ普國規定ニ定ムルガ如ク柱ノ長サガ單ニ最小徑ノ十八倍ヲ過ギタル場合ニハ其長サノ大小ニ論ナク終端ノ條件如何ニ拘ラズ將タ混凝土ノ配合ニ關シ安全應力度ヲ加減スルコトナク一樣ニ10ナル安全率ヲ用キテ其算式ヲ適用スベシトセルハ實際ト合致スルヤ否ヤハ兎モ角理論的ニハ少シク不穩當ノ嫌ナキ能ハズ假令バ柱ノ長サ割合ニ短ク其兩端緊定セル場合ニ於テモ10ナル安全率ヲ取ルガ如キ

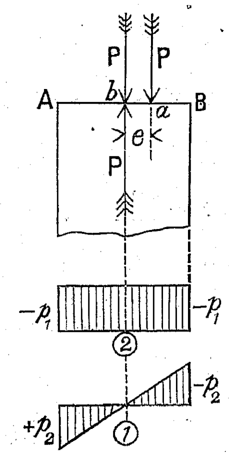
ハ餘リニ臆病ナル設計ト云ハザル可ラズ然レドモ其算式ヲ應用スルノ簡單明瞭ナルコト,多クノ假定ヲ要セザルコト,荷重ヲ知レバ直チニ其必要ナル物量力率ヲ算出シ得ベキコトハ此算法ノ特徴トスル處ナリ拋物線式算法ハ理論トシテハ最モ正確ニ近クー一終端ノ狀態ヲ參酌シ箍狀又ハ螺旋鐵筋ヲ添和セル條件ヲモ加味セルヲ以テ理論トシテ批難ノ點尠キガ如シ去レド長柱ノ場合ニハ材料ノ等質ヲ望ムコト困難ナルヲ以テ理論以外ニ隱レタル弱點ナキヤ否ヤ理論的ニ正シキモノ必ズシモ實際ノ狀態ト合一ス可シトハ云フ可ラズ．直線式算法ハ拋物線式ト同ジク終端ノ狀態ヲ考ヘ亦樣式ニ於テ簡單ナルヲ優レリトシ其假定モ必ズシモ實際ト遠カルコトナカルベシト雖モ全ク橫筋ノ影響ヲ考察セザルハ稍々不滿足ノ感ナキ能ハズ要スルニ以上三式ノ適否ハ一概ニ之ヲ論ズルコト能ハズ從ツテ其撰擇ハ設計者ノ任意ノ思考ニ一任スベク遽カニ其良否ヲ斷定スルハ不穩當ノ誹リヲ免レズ故ニ著者ハ猶今後ニ現ハル可キ實驗ヲ希望シ暫ク茲ニ斷案ヲ下スコトヲ避ケントス．

第十一章　偏倚荷重ヲ受クル鐵筋混凝土ノ算法 (Reinforced concrete subjected to an eccentric loading).

第一節　總　說

或物體ノ斷面ニ對シテ外力ノ垂直分力 (Normal force) P ガ其斷面ノ重心ヨリ e ナル距離ニ働クトキハ其物體ハ之ヲ偏倚荷重ヲ受クト云フ偏倚荷重ハ常ニ其重心ニ働ク中心荷重ト $M=P.e$ ナル量ヲ有スル彎曲力率トノ二ツニ分解シテ之ヲ考フルヿヲ得ベシ．今第四百六十一圖ニ於テ P ナル一力ガ中心ヨリ e ナル距離 a 點ニ働クトキハ茲ニ其中心點 b ニ於テ更ニ P ニ等シクシテ反對ノ方向ヲ有スル二力ノ働クモノアルト見ルモ其結果ハ P ノ一力ノミガ a ニ働クモノト其均勢狀態ニ於テ全ク相異ナルコトナシ然ル時ハ a ニ於ケル P ト b ニ於テ上方ニ働ク P トハ e ナル挺率ヲ以テ $M=P.e$ ナル彎曲力率ヲ生スベク b 點ニ於テ下方ニ働ク P ハ AB ノ面ニ等壓ヲ與フルモノトナルベシ此レヲ圖式的ニ表ハセバ前者ハ①ノ如ク後者ハ②ノ如キ力度ノ分配ヲ生ズベシ換言セバ物體ガ偏倚荷重ヲ受クル時ハ法線力ト彎曲力トヲ同時ニ受クルモノ、場合ト全ク相同ジ迫持 (Arch) ニ來ル合成壓力線ガ其迫ノ中心線ト一致セザルトキ又ハ立體的構造物若クハ停車場屋蓋構材

第四百六十一圖



ノ多數ノ如キ柱ノ上端ニ渡レル桁ノ左右其荷重ヲ異ニスル場合ノ如キ何レモ偏倚狀態ニアルモノトシテ計算スベク通常ノ支柱モ嚴格ニ之ヲ云ヘバ構造ノ不整上部荷重ノ配布等ニ依リ其上ニ來ル荷重ガ少シニテモ偏倚スル時ハ猶此算法ニ據リテ其應力ヲ計算セザルベカラズ.

第二節　髓心ノ計算

總テ偏倚狀態ニアルモノノ計算ヲ爲スニハ其外力ガ構造物斷面ノ髓心(Kernel, Core)以內ニ働クカ若クハ其外部ニ働クカニ依リテ異ナリ卽チ其外力ノ作用スル位置ニ依リ假令バ外力ガ壓力ナルトキハ斷面ノ全部何處ニテモ應壓力ノミヲ生ズル場合ト一部應壓力,一部應張力ヲ生ズル場合トヲ區別セザル可ラズ故ニ今斷面重心ノ前後左右ニ斯クノ如ク二應力ノ分割ヲ生ズベキPノ働點ヲ求メ其各點ヲ連結セル限界ヲ畫クトキハ其限界範圍ヲ名ケテ之ヲ髓心ト云フ卽チ髓心ノ內部ニ壓力働クトキハ斷面何レノ部分ニテモ應壓力ノミヲ生ジ其外部ニ働クトキハ同時ニ一部應壓力,一部應張力ヲ生ズベシ其髓心ノ限界ヲ名ケテ之ヲ髓心限度(Limit of core or kernel)ト云フ.

斯クノ如ク偏倚荷重Pノ働ク場合ニ於ケル其斷面ノ左右外緣ニ於ケル應力度ヲp_1及p_2トシ斷面ヲA,斷面係數ヲWトセバ力學ノ原理ニ據リ

$$p_1 \text{ 或ハ } p_2 = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{W} \quad \cdots\cdots(717)$$

若シ$\frac{P}{A} > \frac{M}{W}$ナレバ外力ガ壓力ナルトキハ斷面ノ何レニモ應壓力ノミヲ生ズベク$\frac{P}{A} < \frac{M}{W}$ナレバ一方ニ應張力ヲ生ズベシ

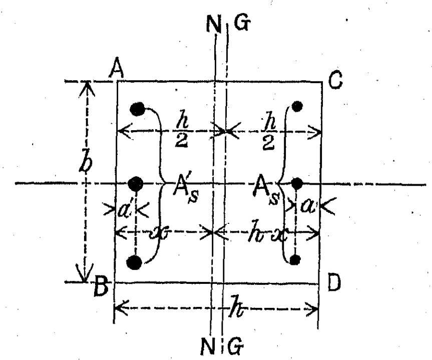
故ニ其髓心限度迄ノ距離ヲkトセバ其限度ハ$\frac{P}{\mathrm{A}} = \frac{M}{W}$ノ場合ニ之ヲ見出スコトヲ得ベシ　然ルニ　$M = P.e$　ナルヲ以テ

$$\frac{P}{A} = \frac{P.e}{W}$$

然ルニ此場合ニハ　$e = k$　ナルヲ以テ

$$k = \frac{W}{\mathrm{A}} \quad \cdots\cdots(718)$$

第四百六十二圖



是レヲ鐵筋混凝土ニ應用スル時ハ第四百六十二圖ニ於テ

$$\mathrm{A} = b.h + n.(\mathrm{A}_s + \mathrm{A}_s') \cdots\cdots(719)$$

不對稱ナル斷面ヲ有スル時ハ斷面係數Wノ値ヲ定ムルニハ最初ニ其斷面ノ重心點ヲ知ラザル可ラズ今同圖ニ於テAB側ニ對スル斷面力率ヲ取レバ

$$\frac{b.h^2}{2} + n.\left[\mathrm{A}_s'.a' + \mathrm{A}_s.(h-a)\right]$$
$$= x.\left[b.h + n.(\mathrm{A}_s + \mathrm{A}_s')\right]$$

故ニ

$$x = \frac{\frac{b.h^2}{2} + n.\left[\mathrm{A}_s'.a' + \mathrm{A}_s.(h-a)\right]}{b.h + n.(\mathrm{A}_s + \mathrm{A}_s')} \quad \cdots\cdots(720)$$

NN軸ニ對スル全斷面ノ物量力率ハ

$$I_N = \frac{b.h^3}{12} + b.h.\left(\frac{h}{2} - x\right)^2 + n.\left[\mathrm{A}_s'.(x-a')^2 + \mathrm{A}_s.(h-x-a)^2\right] \cdots\cdots(721)$$

其斷面係數ハ

$$W_1 = \frac{I_N}{x} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(722)$$

$$W_2 = \frac{I_N}{h-x} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(723)$$

而シテ髓心ノ幅ハ

$$k_1 = \frac{W_2}{A} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(724)$$

$$k_2 = \frac{W_1}{A} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(725)$$

但シ上式I_N中ニハ鐵筋ノ GG 軸ニ平行シタル其自軸ニ對スル物量力率ハ極メテ少量ナルヲ以テ之ヲ無視シタリ.

若シ斷面及鐵筋トモ對稱的ナルトキハ

$A_s = A_s'$,　$a = a'$　ナルヲ以テ

$$A = b.h + 2n.A_s \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(726)$$

$$x = \frac{h}{2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(727)$$

$$I_G = \frac{b.h^3}{12} + 2n.A_s.\left(\frac{h}{2}-a\right)^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(728)$$

故ニ髓心ノ幅ハ

$$k = \frac{\dfrac{b.h^2}{12} + 2n.A_s.\left(\dfrac{h}{2}-a\right)^2}{\dfrac{h}{2}.A}$$

$$= \frac{b.h^2}{6A} + \frac{4n.A_s.\left(\dfrac{h}{2}-a\right)^2}{h.A} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(729)$$

又鐵筋ガ一側ノミニアルトキハ

$a)$　$A_s = 0$　ノ場合.

(719) 式ヨリ

$$A = b.h + n.A_s' \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(730)$$

(720) 式ヨリ

$$x = \frac{\dfrac{b.h^2}{2} + n.A_s'.a'}{b.h + n.A_s'} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(731)$$

(721) 式ヨリ

$$I_G = \frac{b.h^3}{12} + b.h.\left(\frac{h}{2}-x\right)^2 + n.A_s'.(x-a')^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(732)$$

$b)$　$A_s' = 0$ ノ場合.

$a)$ ト同樣ニ

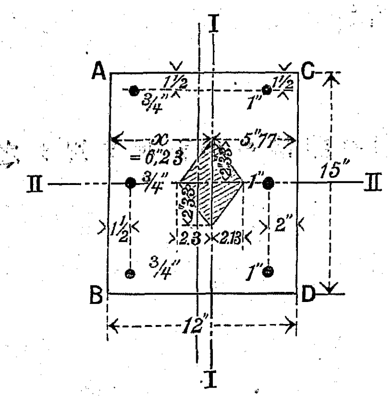
$$A = b.h + n.A_s \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(733)$$

$$x = \frac{\dfrac{b.h^2}{2} + n.A_s.(h-a)}{b.h + n.A_s} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(734)$$

$$I_G = \frac{b.h^3}{12} + b.h.\left(\frac{h}{2}-x\right)^2 + n.A_s.(h-x-a)^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(735)$$

例題第七十　第四百六十三圖ノ如キ斷面ヲ有スル柱ニ就キテ其髓心限度ヲ求ム.

第四百六十三圖



答　斷面ハ鐵筋ニ對シテ不對稱ナルヲ以テ先ヅ重心線ノ位置ヲ求メザルベカラズ今$n = 15$トシAB側ニ對スル斷面力率ヲ取レバ直徑 ¾″ ノ鐵筋斷面積ハ $0{,}442$□″, 同ジク 1″ ノ斷面積ハ $0{,}785$□″ ナルヲ以テ

$$12.15.\frac{12}{2} + 15.3.0{,}442.1{,}5 + 15.3.0{,}785.10$$

$$= (12.15+15.3.0{,}442+15.3.0{,}785).x$$

故ニ $x = 6{,}''23$ 卽チ重心線ハ中心ヨリ $0{,}23''$ 丈ケ右方ニアリ I-I 軸ニ對スル物量力率ハ (721) 式ニ依リ

$$I_I = \left[\frac{15.12^3}{12}+12.15.0{,}23^2\right]+15.3.0{,}442.(6{,}23-1{,}5)^2$$

$$+15.3.0{,}785.(5{,}77-2)^2 = 3116{,}5$$

故ニ其斷面係數ハ

$$W_1 = \frac{3116{,}5}{6{,}23} = 500$$

$$W_2 = \frac{3116{,}5}{5{,}77} = 540$$

$$A = 12.15+15.3.0{,}442+15.3.0{,}785 = 235_{\square}''.$$

故ニ髓心限度ハ

$$k_1 = \frac{W_2}{A} = \frac{540}{235} = 2{,}''3$$

$$k_2 = \frac{W_1}{A} = \frac{500}{235} = 2{,}''13$$

次ニ II-II 軸ニ對スル物量力率ハ

$$I_{II} = \frac{12.15^3}{12}+15.2\left[0{,}442.6{,}0^2+0{,}785.6{,}0^2\right]$$

$$= 4701$$

II-II 軸線上ニ於ケル鐵筋ノ物量力率ハ非常ニ小ナルヲ以テ之ヲ無視セリ斯クテ

$$W = \frac{4701}{\frac{15}{2}} = 626$$

$A = 235_{\square}''$ ナルヲ以テ

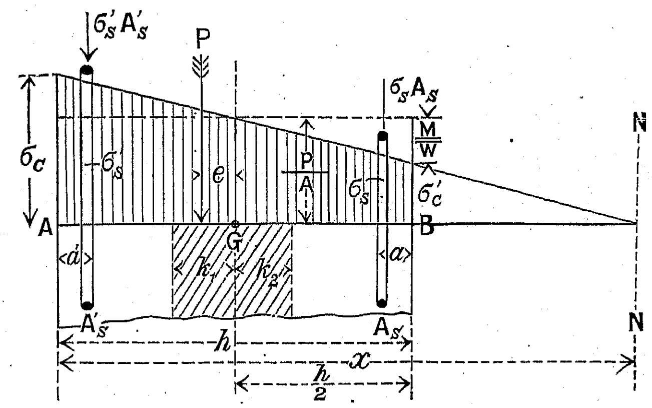
$$k_3 = \frac{626}{235} = 2{,}''66$$

卽チ髓心限度ニテ圍繞セル面ハ影線ニテ示セルモノトナルベシ.

第三節 偏倚壓力ガ髓心限度內ニ働ク場合ノ算法

此場合ニ於ケル偏倚ノ量 e ハ髓心ノ幅 k ヨリモ小ニシテ斷面ノ各部何レモ壓力ノミヲ受クルヲ以テ中軸線ノ位置ハ斷面ノ外ニ落ツベシ. 今

第四百六十四圖



σ_c = 混凝土ノ最大應壓力度

σ_c' = 混凝土ノ最小應壓力度

σ_s' = 鐵筋ノ最大應壓力度

σ_s = 鐵筋ノ最小應壓力度

I_G = 重心 G ヲ通過スル軸ニ對スル斷面ノ物量力率.

トセバ (717) 式ニ依リ

$$\sigma_c = \frac{P}{A}+\frac{M}{W} = \frac{P}{A}+\frac{P.e.h}{2I_G} \quad \cdots\cdots(736)$$

$$\sigma_c' = \frac{P}{A}-\frac{M}{W} = \frac{P}{A}-\frac{P.e.h}{2I_G} \quad \cdots\cdots(737)$$

次ニ

$$\frac{\sigma_c}{E_c} : x = \frac{\sigma_s'}{E_s} : (x-a')$$ ナルヲ以テ

$$\sigma_s' = n.\sigma_c.\frac{x-a'}{x} \quad \cdots\cdots(738)$$

又 $\dfrac{\sigma_c}{E_c} : x = \dfrac{\sigma_s}{E_s} : (x-h+a)$ ナルヲ以テ

$$\sigma_s = n.\sigma_c.\frac{x-h+a}{x} \quad \cdots\cdots(739)$$

又 $\sigma_c : x = \sigma_c' : (x-h)$ ナルヲ以テ

$$x = h.\frac{\sigma_c}{\sigma_c-\sigma_c'} \quad \cdots\cdots(740)$$

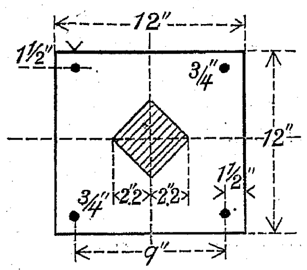
(740)式ノ x ノ値ヲ(738)及(739)式中ニ挿入セバ

$$\sigma_s' = n.\left[\frac{(\sigma_c-\sigma_c').(h-a')}{h}+\sigma_c'\right] \quad \cdots\cdots(741)$$

$$\sigma_s = n.\left[\frac{(\sigma_c-\sigma_c').a}{h}+\sigma_c'\right] \quad \cdots\cdots(742)$$

斷面ガ對稱的ナル場合ニハ(736)及(737)式ノ I_G ニ(721)式ヲ用フル代リニ(728)式ヲ挿入スベク若シ鐵筋ガ一方ノミニアルトキハ(732)式若クハ(735)式ヲ挿入スベシ.

第四百六十五圖



例題第七十一 第四百六十五圖ノ如ク側邊ノ長サ各々12″ヲ有スル角柱アリ外線ヨリ各々1½″ノ處ニ直徑¾″ノ鐵筋4條ヲ有ス35000#ノ荷重柱ノ中心ヨリ1½″ノ偏倚點ニ働クモノトシ各材料ノ應力度ヲ求ム.

答 斷面對稱的ナルヲ以テ(728)式ニ依リ

$$I_G = \frac{12^4}{12}+15.4.0{,}442.4{,}5^2 = 2266$$

(726)式ニ依リ

$$A = 12^2+15.4.0{,}442 = 170{,}5\,\square''.$$

故ニ

$$k = \frac{W}{A} = \frac{2I_G}{A.h} = \frac{2.2266}{170{,}5.12} = 2{,}''21$$

故ニ荷重ノ働點ハ髓心限度以內ニアルコトヲ知ル然ル時ハ(736)及(737)式ニ依リ

$$\sigma_c = \frac{P}{A}+\frac{P.e.h}{2I_G} = \frac{35000}{170{,}5}+\frac{35000.1{,}5.12}{2.2266} = 205+139 = 344\#/\square''$$

$$\sigma_c' = \frac{P}{A}-\frac{P.e.h}{2I_G} = \text{〃} - \text{〃} = 205-139 = 66\#/\square''.$$

$n=15$ トセバ(741)式及(742)式ニ依リ

$$\sigma_s' = n.\left[\frac{(\sigma_c-\sigma_c').(h-a')}{h}+\sigma_c'\right]$$

$$= 15.\left[\frac{(344-66).(12-1{,}5)}{12}+66\right] = 4635\#/\square''.$$

$$\sigma_s = n.\left[\frac{(\sigma_c-\sigma_c').a}{h}+\sigma_c'\right]$$

$$= 15.\left[\frac{(344-66).1{,}5}{12}+66\right] = 1510\#/\square''.$$

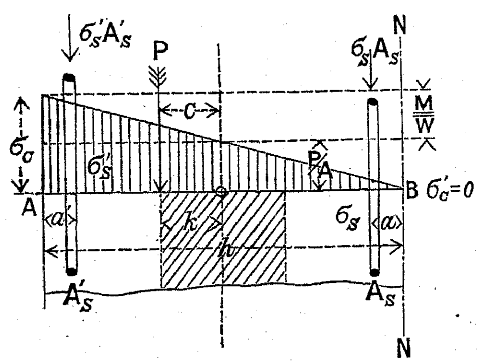
第四節 偏倚壓力ガ髓心限度界ニ働ク場合ノ算法

此場合ニハ $e=k$ ナルヲ以テ中軸線ノ位置ハ第四百六十六圖ノ如ク斷面ノ一側 B ヲ通過スベシ. 而シテ $e=k=\dfrac{W}{A}$ ナルヲ以テ(717)式ヨリ.

$$\sigma_c = \frac{P}{A}+\frac{P.e}{W} = \frac{P}{A}+\frac{P.W}{W.A} = \frac{2P}{A} \quad \cdots\cdots(743)$$

$$\sigma_c' = \frac{P}{A}-\frac{P}{A} = 0 \quad \cdots\cdots(744)$$

第四百六十六圖



同ジク(741)式及(742)式ヨリ

$\sigma_c' = 0$ ナルヲ以テ

$$\sigma_s' = n.\sigma_c.\frac{(h-a')}{h} \quad \cdots(745)$$

$$\sigma_s = n.\sigma_c.\frac{a}{h} \quad \cdots\cdots\cdots(746)$$

例題第七十二　例題第七十一ト同一ノ斷面ニ於テ同一ノ荷重ガ柱ノ中心ヨリ2,"21ノ偏倚點ニ働ク場合ノ各材料ノ應力度ヲ求ム.

答　(743)及(744)式ニ依リ

$$\sigma_c = \frac{2.35000}{170{,}5} = 410.5^{\#}/_{\square}''$$

$$\sigma_c' = 0$$

(745)式及(746)式ニ依リ

$$\sigma_s' = n.\sigma_c.\frac{(h-a')}{h.} = 15.410{,}5.\frac{12-1{,}5}{12} = 5388^{\#}/_{\square}''$$

$$\sigma_s = n.\sigma_c.\frac{a}{h} = 15.410{,}5.\frac{1{,}5}{12} = 770^{\#}/_{\square}''$$

第五節　偏倚應力ガ髓心限度外ニ働ク場合ノ算法

此場合ニハ $e>k$ ナルヲ以テ中軸線ハ斷面ノ内部ニアルベク卽チ $x<h$ トナリ斷面ノ一部ニ應張力ヲ生ズベシ然ルトキハ第四百六十七圖及第四百六十八圖ニ於テ

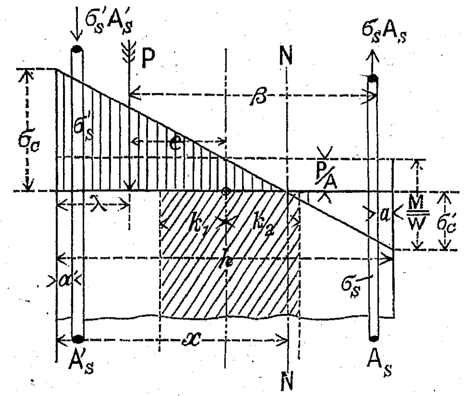
$$\frac{\sigma_c}{E_c} : x = \frac{\sigma_s'}{E_s} : x-a' = \frac{\sigma_s}{E_s} : (h-x-a)$$

故ニ

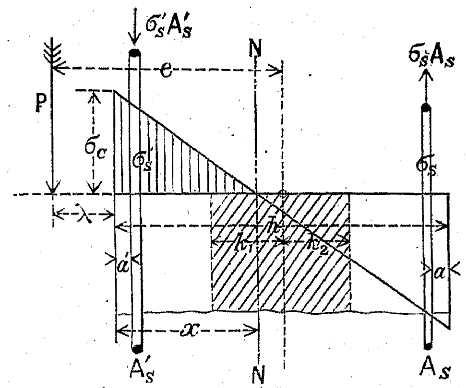
$$\sigma_s' = n.\sigma_c.\frac{x-a'}{x} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(747)$$

$$\sigma_s = n.\sigma_c.\frac{h-x-a}{x} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(748)$$

第四百六十七圖



第四百六十八圖



次ニ

$$P = \sigma_c.\frac{b.x}{2} + A_s'.\sigma_s' - A_s.\sigma_s$$

$$= \sigma_c.\left[\frac{b.x}{2} + \frac{n}{x}.\left\{A_s'.(x-a') - A_s.(h-x-a)\right\}\right] \cdots\cdots\cdots(749)$$

今 NN 軸ニ對スル各力ノ力率ヲ求ムルトキハ

$$P.(x\mp\lambda) = \sigma_c.\frac{b.x}{2}.\frac{2x}{3} + A_s'.\sigma_s'.(x-a') + A_s.\sigma_s.(h-x-a)$$

$$= \sigma_c.\left[\frac{1}{3}b.x^2 + \frac{n}{x}.\left\{A_s'.(x-a')^2 + A_s.(h-x-a)^2\right\}\right] \cdots(750)$$

P ガ第四百六十七圖ノ如ク作用スル場合ニハ(750)式ノ左方括弧內(一)號ヲ取リ第四百六十八圖ノ如ク作用スル場合ニハ同ジク(十)號ヲ取ルベシ斯クテ(750)式中ニ(749)式ノ P ノ値ヲ挿入スレバ

$$\left[\frac{b.x}{2} + \frac{n}{x}.\left\{A_s'.(x-a') - A_s.(h-x-a)\right\}\right].(x\mp\lambda)$$

$$= \frac{b.x^2}{3} + \frac{n}{x}.\left\{A_s'.(x-a')^2 + A_s.(h-x-a)^2\right\}$$

此式ヲ解ケバ

$$x^3 \mp 3\lambda.x^2 + \frac{6.n}{b}.\left[A_s'.a' + A_s.(h-a) \mp \lambda.(A_s + A_s')\right].x$$

$$- \frac{6.n}{b}.\left[A_s'.a'^2 + A_s.(h-a)^2 \mp \lambda\left\{A_s'.a' + A_s.(h-a)\right\}\right] = 0 \cdots (751)$$

(751) 式ヨリ中軸線ノ位地 x ノ値ヲ見出スニハ此式ヲ成立セシムル樣適當ニ x ノ近似數ヲ假定スベシ若シ直接ニ x ノ値ヲ見出サントセバ三次方程式ノ一般公式

$x^3+ax^2+bx+c=0$　ニ於テ

$x = z - \frac{1}{3}a$　ト置ケバ

$z^3+s.z+t=0$　ナル形式ト變ズベシ此式ヨリ

「カルダニ」氏 (Cardani) 定理ニ從ツテ

$$z = \sqrt[3]{-\tfrac{1}{2}t + \sqrt{(\tfrac{1}{2}t)^2 + (\tfrac{1}{3}s)^3}} + \sqrt[3]{-\tfrac{1}{2}t - \sqrt{(\tfrac{1}{2}t)^2 + (\tfrac{1}{3}s)^3}}$$

ヲ得ベク x ノ値ヲ知レバ (747) 式及ビ (748) 式ヨリ σ_s' 及 σ_s ノ値, (749) 式ヨリ σ_c ノ値ヲ見出スコトヲ得可シ.

最モ普通ニハ兩側ノ鐵筋斷面積同一ニシテ且ツ對稱的ナル場合多キヲ以テ　$A_s = A_s'$,　$a = a'$　トセバ (749) 式ヨリ

$$P = \sigma_c.\frac{b.x}{2} + A_s'.(\sigma_s' - \sigma_s)$$

$$= \sigma_c.\left\{\frac{b.x}{2} + \frac{n.A_s'}{x}.(2x-h)\right\} \cdots\cdots (752)$$

(750) 式ヨリ

$$P.(x \mp \lambda) = \frac{\sigma_c.b.x^2}{3} + A_s.\left\{\sigma_s'(x-a) + \sigma_s.(h-x-a)\right\} \cdots\cdots (753)$$

(747) 式及 (748) 式ノ値ヲ (753) 式中ニ置換ユルトキハ

$$x^3 \mp 3\lambda.x^2 + \frac{6n.(h \mp 2\lambda)A'}{b}.x - \frac{6n.A_s'}{b}.\left[2a'^2 + h^2 - h.(2a' \pm \lambda)\right] = 0 \cdots (754)$$

(754) 式ニ於テ (∓) ノ負號ハ P ガ斷面内ニ働クトキ, 正號ハ P ガ斷面外ニ働ク場合ニ適用スベシ

(754) 式ハ最モ一般ニ利用シ得ベキ公式(拱肋ノ計算ノ如キ)ナルヲ以テ圖式的ニ x ノ値ヲ見出スコトヲ得バ頗ル便利ナルベシ今 (754) 式ヲ　$\mp\lambda$　ニ關シテ書換ユルトキハ

$A_s = A_s'$,　$a = a'$　ナルヲ以テ

$$x^3 + 3x^2.(\mp\lambda) + \frac{6n.h.A_s.x}{b} + \frac{12n.A_s.x}{b}.(\mp\lambda)$$

$$- \frac{6n.A_s.(2a^2+h^2-2a.h)}{b} - \frac{6n.h.A_s}{b}.(\mp\lambda) = 0$$

故ニ

$$\mp\lambda = \frac{-x^3 - \dfrac{6n.h.A_s.x}{b} + \dfrac{6n.A_s.(2a^2+h^2-2a.h)}{b}}{3x^2 + \dfrac{12n.A_s.x}{b} - \dfrac{6n.h.A_s}{b}} \cdots\cdots (755)$$

今 (755) 式ニ於テ　$\frac{a}{h-a} = 0{,}1$　卽チ　$a = 0{,}091h$　トシ更ニ $n = 15$,　$A_s = \mu.b.h$　(μ ハ鐵筋 A_s ガ混凝土斷面ニ對スル比トセバ

$$\mp\lambda = \frac{-x^3 - 6.\mu.n.h^2.x + 6\mu.n.h.(2a^2+h^2-2a.h)}{3x^2 + 12\mu.n.h.x - 6.\mu.n.h^2}$$

$$= \frac{-x^3 - 90\mu.h^2.x + 75{,}11\mu.h^3}{3x^2 + 180\mu.h.x - 90\mu.h^2}.$$

$x = \phi.h$　(ϕ ハ x ガ斷面ノ高サニ對スル比)　トセバ

$$\text{干}\ \lambda=\frac{-\phi^3-90\mu.\phi+75{,}11\mu}{3\phi^2+180\mu.\phi-90\mu}.h \cdots\cdots\cdots\cdots(756)$$

今　$\mu=0{,}004,\ 0{,}006,\ 0{,}008,\ 0{,}010,\ 0{,}012,\ 0{,}014,\ 0{,}016,\ 0{,}018,\ 0{,}020,$

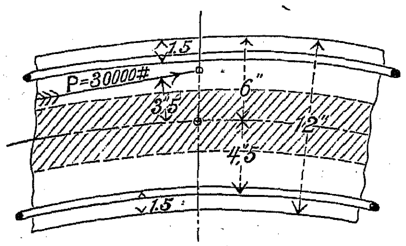
$0{,}022,\ 0{,}024,\ 0{,}026,\ 0{,}028,\ 0{,}030,\ 0{,}035,\ 0{,}040.$

$\phi=0{,}30,\ 0{,}35,\ 0{,}40,\ 0{,}45,\ 0{,}50,\ 0{,}55,\ 0{,}60,\ 0{,}65,\ 0{,}70,\ 0{,}75,\ 0{,}80$

ヲ假定シ(756)式ヨリλノ値ヲ算出シ$\frac{\lambda}{h}$ヲ横距トシ$\phi.h$ヲ縦距トシテ上記μノ値ニ對スル曲線ヲ畫クトキハ附錄圖譜第七葉ヲ得ベシ.

例題第七十三　鐵筋混凝土ニテ作レル拱橋ノ一部第四百六十九圖ノ如ク其拱厚12″ヲ有ス今其部分ヲ通過スル合成壓力ハ幅1呎ニ付キ30000#ニシテ中心線ヨリ3,″5ノ偏倚點ニ働クコトヲ知ル其上下鐵筋ハ直徑1″ニシテ各々其外緣ヨリ1,″5ノ處ニ2條宛對稱的ニ配置セラルヽモノトス各材料ノ應壓力度ヲ求ム

第四百六十九圖



答　橋梁ノ場合ニハ屢々$n=10$ヲ用フルモ今茲ニハ$n=12$ト假定ス然ルトキハ

$$I_G=\frac{12.12^3}{12}+12.4.0{,}785.4{,}5^2=2492$$

$$A=12.12+12.4.0{,}785=181{,}7_{\square}''$$

$$k=\frac{W}{A}=\frac{I_G}{\frac{12}{2}A}=\frac{2.2492}{12.181{,}7}=2{,}''3$$

故ニ外力Pハ髓心外ニ落ツルコトヲ知ル

次ニ　$\lambda=6''-3{,}''5=2''5,\quad n=12,\quad b=12'',\quad h=12'',$

$A_s=2.0{,}785=1{,}57_{\square}'',\quad a=1{,}''5$　ナルヲ以テ

(754)式ニ依リ

$$x^3-3.2{,}5x^2+\frac{6.12.(12-2.2{,}5).1{,}57}{12}.x$$

$$-\frac{6.12.1{,}57}{12}.\left[2.1{,}5^2+12^2-12.(2.1{,}5+2{,}5)\right]=0$$

卽チ

$$x^3-7{,}5x^2+66x-777=0$$

今　$x=9''$　ト假定セバ

$$9^3-7{,}5.9^2+66.9-777=-61$$

更ニ　$x=10''$　ト假定セバ

$$10^3-7{,}5.10^2+66.10-777=+133$$

卽チ　xノ値ハ9及10ノ間ニアルコトヲ知ル故ニ

$$\frac{x-9}{x-10}=\frac{-61}{+133}\quad \text{ヨリ}$$

$$133x-1197=-61x+610$$

故ニ

$$x=\frac{1807}{194}=9{,}''3$$

(752)式ヨリ

$$\sigma_c=\frac{30000}{\frac{1}{2}.12.9{,}3+15.1{,}57\frac{2.9{,}3-12}{9{,}3}}=414^{\#}/_{\square}''.$$

(747)式及(748)式ニ依リ

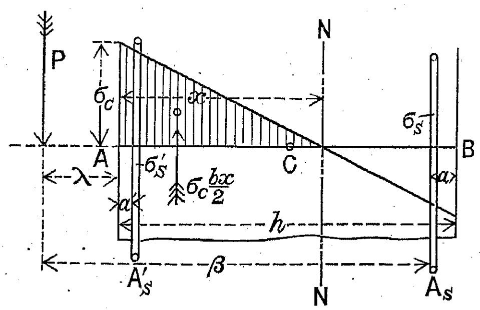
$$\sigma_s'=12.414.\frac{9{,}3-1{,}5}{9{,}3}=4167^{\#}/_{\square}''\ \text{(上方鐵筋ノ應壓力)}$$

$$\sigma_s=12.414.\frac{12-9{,}3-1{,}5}{9{,}3}=641^{\#}/_{\square}''\ \text{(下方鐵筋ノ應壓力)}$$

第六節　混凝土ノ斷面ヲ知リテ鐵筋ノ斷面積ヲ求ムル法

上述ノ方法ハ混凝土及鐵筋ノ量共ニ與ヘラルヽヲ以テ(751)式ノ三次方程式ニ依リテ見出サル可キxノ値ハ必ズシモ一定ノモノニアラス卽チ混凝土ノ寸法若クハ鐵筋ノ量何レカヲ變更スルニ從ツテ同一ノ荷重ニ對シテxノ値ハ幾許ニテモ之ヲ求ムルコトヲ得可シ去レド今若シ混凝土及鐵筋ノ許容應力度ヲ一定シ何レモ其充分ナル應力度ヲ發揮セシムルコトトシ應壓側ニ於テ混凝土ノ許容應壓力度ニ超過セル丈ケノ量ニ應ジテ鐵筋ヲ配置セシムル樣ナストキハxハ第二章第(347)式ニ依リ

第四百七十圖



$$x = \frac{n.\sigma_c}{\sigma_s + n.\sigma_c}.(h-a) \cdots (757)$$

ヨリ中軸線ノ位置ヲ確定スルコトヲ得ベシ

今第四百七十圖ニ於テ應壓力ヲ受クル鐵筋ノ中心ニ對スル各力ノ力率ヲ取レバ

$$A_s = \frac{P.(a' \pm \lambda) + \sigma_c.b.\frac{x}{2}.\left(\frac{x}{3} - a'\right)}{\sigma_s.(h-a-a')} \cdots\cdots (758)$$

次ニ應張力ヲ受クル鐵筋ノ中心ニ對スル各力ノ力率ヲ取レバ

$$A_s' = \frac{P.(h \pm \lambda - a) - \sigma_c.b.\frac{x}{2}.\left(h - a - \frac{x}{3}\right)}{\sigma_s'.(h-a-a')} \cdots\cdots (759)$$

(759)式及(758)式ニ(757)式ヨリ得タルxノ値ト更ニ

$\sigma_s' = n.\sigma_c.\dfrac{x-a'}{x}$　トヲ挿入セバA_s'及A_sノ値ヲ見出ス

コトヲ得ベシ．Pガ斷面ノ內ニ働クトキハλハ凡テ(－)ノ値ヲ取ルベシ．

次ニσ_cガ許容應力度以內ノ値ヲ有スルトキハ應壓層ニ於ケル鐵筋ハ不用トナルベシ斯カル場合ニ應張層ノミニ於ケル鐵筋ノ値ヲ知ラントト欲セバ第四百七十圖ニ於テ應張鐵筋ヨリP迄ノ距離ヲβトシ應張鐵筋ニ對スル各力ノ力率ヲ求ムレバ

$$P.\beta = \sigma_c.\frac{b.x}{2}.\left(h-a-\frac{x}{3}\right) + \sigma_s'.A_s'.(h-a-a')$$

故ニ　$A_s' = 0$　ト置キ

$$x = \frac{n.\sigma_c.(h-a)}{\sigma_s + n.\sigma_c}$$　ノ値ヲ置換フルトキハ

$$P.\beta = \sigma_c.\frac{b.x}{2}.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)$$

$$= n.\sigma_c^2.b.(h-a).^2\frac{\sigma_s + \frac{2}{3}n.\sigma_c}{2(\sigma_s+n.\sigma_c)^2}$$

從ツテ

$$\sigma_c^2.\frac{\sigma_s + \frac{2}{3}n.\sigma_c}{(\sigma_s + n\,\sigma_c)^2} = \frac{2P.\beta}{n.b.(h-a)^2} \cdots\cdots (760)$$

ナルσ_cニ對スル三次方程式ヲ得ベシ此式ヲ解キテσ_cヲ見出シ此レヲ(757)式中ニ挿入セバxノ値ヲ求ムルコトヲ得ベシ應張側ニ於ケル必要鐵筋ノ斷面積ハ

$$A_s.\sigma_s = \sigma_c.\frac{b.x}{2} - P$$

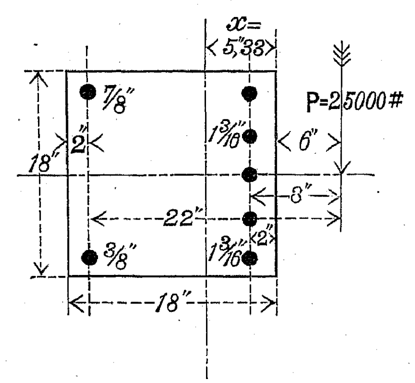
或ハ

$$A_s = \frac{\sigma_c.\frac{b.x}{2} - P}{\sigma_s} \cdots\cdots (761)$$

ニ依リテ之ヲ求ムルコトヲ得ベシ

應壓側ニ於テ鐵筋ヲ要スルヤ否ヤ疑ハシキ場合ニハ(760)式中σ_cノ値ニ混凝土ノ許容應力度ヲ挿入シ若シ其左側ノ値右側ノ値ヨリモ小ナル時ハ應壓鐵筋ヲ要スルコトヲ示シ之ニ反シ左側ノ値大ナル場合ニハ混凝土應力ハ許容力度以内ニアルコトヲ示スモノトス

第四百七十一圖



例題第七十四　第四百七十一圖ノ如ク斷面 $18''\times18''$ ヲ有スルモノ其右側ヲ去ル $6''$ ノ點ニ $P=25000^{\#}$ ノ壓力ヲ受ク許容應力度ハ $\sigma_s=12000^{\#}/_{\square}''$, $\sigma_c=400^{\#}/_{\square}''$ ヲ超過ス可ラザルモノトシ斷面ニ於ケル必要鐵筋ノ量ヲ求ム.

答　σ_s及σ_cノ値ハ已知數ナルヲ以テ

$n=15,\quad a=a'=2''$　トセバ

$$x=\frac{n.\sigma_c}{\sigma_s+n.\sigma_c}.(h-a)$$

$$=\frac{15.400}{12000+15.400}.(18-2)=5,''33$$

$$\sigma_s'=n.\sigma_c.\frac{(x-a')}{x}$$

$$=15.400.\frac{(5,33-2)}{5,33}=3748^{\#}/_{\square}''.$$

(758)式及(759)式ニ依リ

$$A_s=\frac{25000.(6+2)+400.18.\frac{5,33}{2}.\left(\frac{5,33}{3}-2\right)}{12000.(18-2-2)}=1,18^{\#}/_{\square}''$$

$$A_s'=\frac{25000.(18+6-2)-400.18.\frac{5,33}{2}.\left(18-2-\frac{5,33}{3}\right)}{3748.(18-2-2)}=5,27_{\square}''.$$

故ニ左側ニ直徑 $^7/_8''$ ノ鐵筋2條,右側ニ直徑 $1^3/_{16}''$ ノモノ5條ヲ使用スベシ

例題第七十五　例題第七十四ト同一ノ斷面ヲ有スルモノ右側ヨリ $6''$ ノ外方ニ $P=10000^{\#}$ ノ壓力ヲ受ク應壓側ニ鐵筋ヲ要スルヤ否ヤヲ檢定シ應張側ニ於ケル鐵筋ノ量ヲ求ム

答　最初(760)式中ニ $\sigma_s=12000^{\#}/_{\square}''$, $\sigma_c=400^{\#}/_{\square}''$ ヲ挿入スルトキハ

$$400^2.\frac{12000+\frac{2}{3}.15.400}{(12000+15.400)^2}=7,9>\frac{2.10000.22}{15.18.16^2}=6,4$$

卽チ左側ノ値右側ノモノヨリモ大ナルヲ以テ應壓側ニハ鐵筋ヲ要セザルコトヲ知ル.

今(760)式ヨリ $\sigma_s=12000^{\#}/_{\square}''$ トシ σ_c ノ値ヲ求ムルトキハ σ_c ハ約 $350^{\#}/_{\square}''$ トナルベシ　故ニ

$$x=\frac{15.350}{12000+15.350}.16=4,''87$$

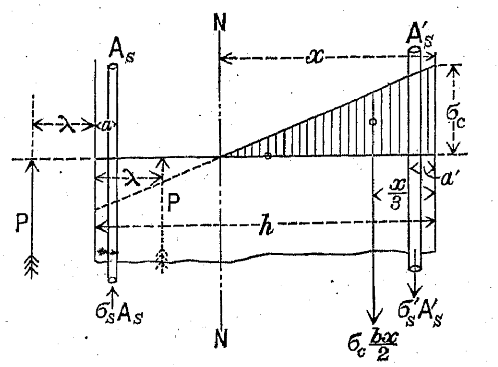
(758)式ニ依リ

$$A_s=\frac{\frac{350.18.4,87}{2}-10000}{12000}=0,45_{\square}''.$$

卽チ應張側ニ直徑 $^9/_{16}''$ ノ鐵筋2條ヲ配置スルノミニテ可ナルベシ.

第七節 彎曲ト同時ニ張力ノ作用ヲ受クル場合ノ算法

第四百七十二圖



時トシテハ或斷面ニ於テ彎曲ヲ受クルト同時ニ伸張作用ヲ受クルコトアリ此場合ニハ第四百七十二圖ニ於テ

$$P=\sigma_s.A_s-\sigma_c.\frac{b.x}{2}-\sigma_s'.A_s' \cdots (762)$$

$$P(a\pm\lambda)=\sigma_c.\frac{b.x}{2}.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)+\sigma_s'.A_s'.(h-a-a') \cdots\cdots (763)$$

Pガ點線ニテ示セルガ如ク斷面内ニ働クトキハλハ左側括弧内ノ負號ヲ採用スベシ.

中軸線ノ位置ヲ定ムルニハPノ働點ニ對スル力ノ力率ノ代數的和ヲ求ムレバ

$$\sigma_c.\frac{b.x}{2}.\left(h\pm\lambda-\frac{x}{3}\right)+\sigma_s'.A_s'.(h\pm\lambda-a')-\sigma_s.A_s(a\pm\lambda)=0 \cdots\cdots (764)$$

(764)式中ニ(747)式及(748)式ノ σ_s' 及 σ_s ヲ代入スルトキハ

$$x^3-3(h\pm\lambda).x^2-\frac{6n}{b}.\left[A_s'.(h\pm\lambda-a')+A_s\,(a\pm\lambda)\right].x$$
$$+\frac{6n}{b}.\left[A_s'.a'.(h\pm\lambda-a')+A_s.(h-a).(a\pm\lambda)\right]=0 \cdots\cdots (765)$$

xノ値ヲ知レバ(762)式ヨリσ_cノ値ヲ定ムルコトヲ得ベシ即チ同式ヨリ

$$P=n.\sigma_c.\left(\frac{h-x-a}{x}\right).A_s-\sigma_c.\frac{b.x}{2}-n.\sigma_c\left(\frac{x-a'}{x}\right).A_s'$$

トナルヲ以テ

$$\sigma_c=\frac{2P.x}{2n.\left[(h-x-a).A_s-(x-a').A_s'\right]-b.x^2} \cdots\cdots (766)$$

若シ混凝土ノ斷面與ヘラレテ鐵筋ノ量ヲ知ラント欲セバ應張側及應壓側ニ於ケル鐵筋ノ各々ニ對スル力率ヲ取レバ

$$A_s'=\frac{P.(a\pm\lambda)-\sigma_c.b.\frac{x}{2}.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}{\sigma_s'.(h-a-a')} \cdots\cdots (767)$$

$$A_s=\frac{P.(h\pm\lambda-a')+\sigma_c.b.\frac{x}{2}.\left(\frac{x}{3}-a'\right)}{\sigma_s.(h-a-a')} \cdots\cdots (768)$$

若シ鐵筋對稱的ナルトキハ $a=a'$ ナルヲ以テ

$$A_s'=\frac{P.(a\pm\lambda)-\sigma_c.b.\frac{x}{2}.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)}{\sigma_s'.(h-2a)} \cdots\cdots (769)$$

$$A_s=\frac{P.(h\pm\lambda-a)+\sigma_c.b.\frac{x}{2}.\left(\frac{x}{3}-a\right)}{\sigma_s(h-2a)} \cdots\cdots (770)$$

例題第七十六　16″×16″ノ斷面ヲ有スルモノ應張側ノ外縁ヨリ6″ノ距離ニ於テ $P=30000^{\#}$ ノ張力ヲ受ク $\sigma_s=12000^{\#}/_{\square}''$, $\sigma_c=400^{\#}/_{\square}''$ ヲ超過ス可ラザルモノトシ斷面ニ於ケル必要鐵筋ノ量ヲ求ム.

答　$a=a'=1,''5$,　$n=15$　トセバ

$$x=\frac{n.\sigma_c.(h-a)}{\sigma_s+n.\sigma_c}=\frac{15.400.14,5}{12000+15.400}=4,''83$$

$$\sigma_s'=n.\sigma_c.\left(\frac{x-a'}{x}\right)=15.400.\frac{4,83-1,5}{4,83}=4137^{\#}/_{\square}''.$$

$$\sigma_s=12000^{\#}/_{\square}''.$$

然ルトキハ $\lambda=6''$ ナルヲ以テ (769) 式及 (770) 式ニ依リ.

$$A_s'=\frac{30000.(6+1{,}5)-400.16.\frac{4{,}83}{2}.\left(16-1{,}5-\frac{4{,}83}{3}\right)}{4137.(16-2.1{,}5)}=0{,}73_{\square}''$$

$$A_s=\frac{30000.(16+6-1{,}5)+400.16.\frac{4{,}83}{2}.\left(\frac{4{,}83}{3}-1{,}5\right)}{12000.(16-2.1{,}5)}=3{,}95_{\square}''.$$

即チ應壓側ニ於ケル鐵筋ハ直徑$\frac{3}{4}''$ノモノ 2 條,應張側ニ於ケルモノハ直徑 $1\frac{1}{8}''$ ノモノ 4 條ヲ使用セバ可ナルベシ.

以上計畫ノ正當ナルヤ否ヤヲ檢定スル爲メ使用鐵筋ノ斷面積ヲ取リテ (765) 式中ニ入ルヽトキハ　$A_s=3{,}97_{\square}''$,　$A_s'=0{,}88_{\square}''$　ナルヲ以テ

$$x^3+3(16+6)x^2-\frac{6.15}{16}.\left[0{,}88(16+6-1{,}5)+3{,}97(6+1{,}5)\right].x$$

$$+\frac{6.15}{16}.\left[0{,}88.1{,}5(16+6-1{,}5)+3{,}97(16-1{,}5)(6+1{,}5)\right]=0$$

或ハ

$$x^3-66x^2-267x+2570=0$$

今 $x=4$ ト假定セバ

$$4^3-66.4^2-267.4+2570=410$$

$x=5$ ト假定セバ

$$5^3-66.5^2-267.5+2570=-290$$

故ニ

$$\frac{x-4}{x-5}=\frac{410}{-290}$$　ヨリ　$x=4{,}''6$ ヲ得．然ルトキハ (766) 式ヨリ

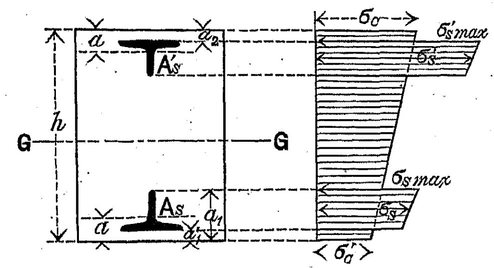
$$\sigma_s=\frac{2.30000.4{,}6}{2.15\left[(16-4{,}6-1{,}5)3{,}97-(4{,}6-1{,}5).0{,}88\right]-16.4{,}6^2}=365^{\#}/_{\square}''$$

即チ σ_s ノ値ハ許容應力度ニ近キモノトナルベシ.

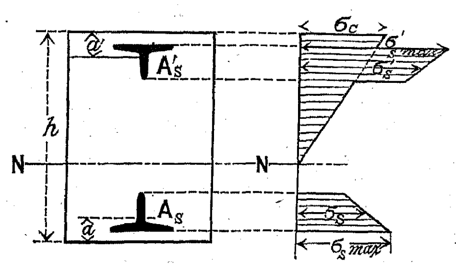
第八節　混凝土ノ斷面積ニ比シテ鐵筋ノ斷面積割合ニ大ナル場合ノ算法.

鐵筋ノ斷面積ガ混凝土ノ斷面積ニ比シテ比較的大ナルトキハ鐵筋ノ爲メニ失フベキ混凝土ノ斷面積ヲ控除シ同時ニ鐵筋ノ斷

第四百七十三圖



第四百七四十圖



面自身ガ其重心ヲ通過スル軸ニ對スル物量力率ヲ無視スルコト能ハズ故ニ (719) (720) 及 (721) ノ各式ハ夫々次ノ形チヲ取ルベシ.

$$A=b.h+(n-1).(A_s+A_s') \quad\cdots\cdots(771)$$

$$x=\frac{\frac{b.h^2}{2}+(n-1).\left[A_s'.a'+A_s.(h-a)\right]}{b.h+(n-1).(A_s+A_s')} \quad\cdots\cdots(772)$$

$$I_G=\frac{b.h^3}{12}+b.h.\left(\frac{h}{2}-x\right)^2+(n-1).\left[A_s'.(x-a')^2+A_s.(h-x-a)^2\right.$$

$$\left.+I_{A_s}+I_{A'_s}\right] \quad\cdots\cdots(773)$$

(773) 式中　I_{A_s} = 鐵筋 A_s ガ自身ノ重心軸ニ對スル物量力率

$I_{A'_s}$ = 〃　A_s'　〃　〃　〃　〃

混凝土ノ最大及最小應力度σ_c及σ_c'ノ値ハ(736)式及(737)式ト同ジク

$$\sigma_c=\frac{P}{A}+\frac{M}{W}=\frac{P}{A}+\frac{P.e.h}{2I_G} \quad\cdots\cdots(774)$$

$$\sigma_s'=\frac{P}{A}-\frac{M}{W}=\frac{P}{A}-\frac{P.e.h}{2I_G} \quad\cdots\cdots(775)$$

ニ據リテ算定スベク．鐵筋ノ平均應力度σ_s'及σ_sノ値ハ夫々(741)(742),(745),(746)及(747)(748)式ヲ用フルコト普通ノ場合ト異ナラズ但シ鐵筋ノ最大應力度ハ(741)(742)(745)(746)式ニアリテハa'ニ代フルニa_2, aニ代フルニa_1, (747)及(748)式ニアリテハa'ニ代フルニa_2, aニ代フルニa_1'ヲ以テセザル可ラザルコト第四百七十三圖ニ依リテ明カナリ故ニ荷重ガ髓心限度內ニアルトキハ應力ノ分布ハ第四百七十三圖ノ如クナルベク更ニ

$$\sigma_{s\,max}'=n.\left[\frac{(\sigma_c-\sigma_c').(h-a_2)}{h}+\sigma_c'\right] \quad\cdots\cdots(776)$$

$$\sigma_{s\,max}=n.\left[\frac{(\sigma_c-\sigma_c').a_1}{h}+\sigma_c'\right] \quad\cdots\cdots(777)$$

荷重ガ髓心限度界ニアルトキハ

$$\sigma_{s\,max}'=n.\sigma_c.\frac{(h-a_2)}{h} \quad\cdots\cdots(778)$$

$$\sigma_{s\,max}=n.\sigma_c.\frac{a_1}{h} \quad\cdots\cdots(779)$$

荷重ガ髓心限度外ニアルトキハ應力ノ分布ハ第四百七十四圖ノ如クナルベク更ニ

$$\sigma_{s\,max}'=n.\sigma_c.\frac{x-a_2}{x} \quad\cdots\cdots(780)$$

$$\sigma_{s\,max}=n.\sigma_c.\frac{h-x-a_1'}{x} \quad\cdots\cdots(781)$$

斷面ガ對稱的ナルトキハ　$a=a'$,　$a_2=a_1'$,　$A_s=A_s'$　ナルヲ以テ(771)(772)及(773)ノ各式ハ次ノ如クナルベシ.

$$A=b.h+2(n-1).A_s \quad\cdots\cdots(782)$$

$$x=\frac{\dfrac{b.h^2}{2}+(n-1).A_s.h}{b.h+2(n-1).A_s} \quad\cdots\cdots(783)$$

$$I_G=\frac{b.h^3}{12}+b.h.\left(\frac{h}{2}-x\right)^2+(n-1).\Big[A_s.(2x^2+2a^2+h^2-2h.x-2h.a)$$
$$+I_{As}+I_{As}'\Big] \quad\cdots\cdots(784)$$

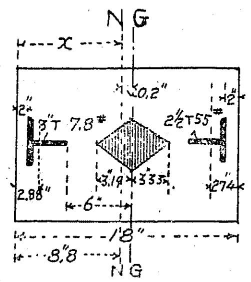
更ヲニ鐵筋ガ應張側ノミニアルトキハ　$A_s'=0$　ナルヲ以テ(771)(772)及(773)ノ各式ハ次ノ如クナルベシ.

$$A=b.h+(n-1).A_s \quad\cdots\cdots(785)$$

$$x=\frac{\dfrac{b.h^2}{2}+(n-1).A_s.(h-a)}{b.h+(n-1).A_s} \quad\cdots\cdots(786)$$

$$I_G=\frac{b.h^3}{12}+b.h.\left(\frac{h}{2}-x\right)^2+(n-1)\Big[A_s(h-x-a)^2+I_{As}\Big] \quad\cdots\cdots(787)$$

第四百七十五圖



以上ノ場合ニ於ケルσ_s及σ_s'ノ値ハ夫々(776)式以下(781)式ヲ應用スベシ.

例題第七十七　第四百七十五圖ノ如キ斷面ヲ有スルモノ其中心ヨリ6"ノ偏倚點ニ40000#ノ壓力ヲ受ク混凝土及鐵筋ノ最大應力度ヲ求ム.

答　$A_s'=2{,}28_{\square}''$,　$A_s=1{,}62_{\square}''$

$$a' = 2,''88, \quad a = 2,''74$$

ナルヲ以テ (771) 式ニ依リ.

$$A = 12.18+(15-1).(2,28+1,62) = 270,6_{\square}''$$

(772) 式ニ依リ

$$x = \frac{\frac{12.18^2}{2}+(15-1).\left[2,28.2,88+1,62.(18-2,74)\right]}{12.18+(15-1).(2,28+1,62)} = 9,''2$$

(773) 式ニ依リ

$I'_{A_s} = 1,8, \quad I_{A_s} = 0,87$ ナルヲ以テ

$$I_G = \frac{12.18^3}{12}+12.18(9-8,8)^2+(15-1).\Big[2,28(8,8-2,88)^2$$

$$+1,62(18-8,8-2,74)^2+1,8+0,87\Big] = 7940,6$$

故ニ

$$W_2 = \frac{7940,6}{9,2} = 902, \quad k_1 = \frac{902}{A} = \frac{902}{270,6} = 3,33 < 6''$$

卽チ壓力ノ働點ハ髓心外ニアルコトヲ知ル而シテ重心點ハ中心線ヨリ 0,2″ ノ處ニアルヲ以テ (736) 式ニ依リ

$$\sigma_c = \frac{P}{A}+\frac{P.e.h}{2I_G} = \frac{40000}{270,6}+\frac{40000.5,8.18}{2.7940,6} = 411^{\#}/_{\square}''.$$

(780) 及 (781) 式ニ依リ $a_2 = a_1' = 2''$ ナルヲ以テ

$$\sigma_{s\,max}' = n.\sigma_c.\frac{x-a_2}{x} = 15.411.\frac{8,8-2}{8,8} = 4764^{\#}/_{\square}'' \qquad \text{應壓力}$$

$$\sigma_{s\,max} = n.\sigma_c.\frac{h-x-a_1'}{x} = 15.411.\frac{18-8,8-2}{8,8} = 5044^{\#}/_{\square}'' \text{ 應張力.}$$

第十二章 彎曲ヲ受クル桁ノ圖式的解法 (Graphic solution for the reinforced concrete beams subjected to bending).

第一節 總說

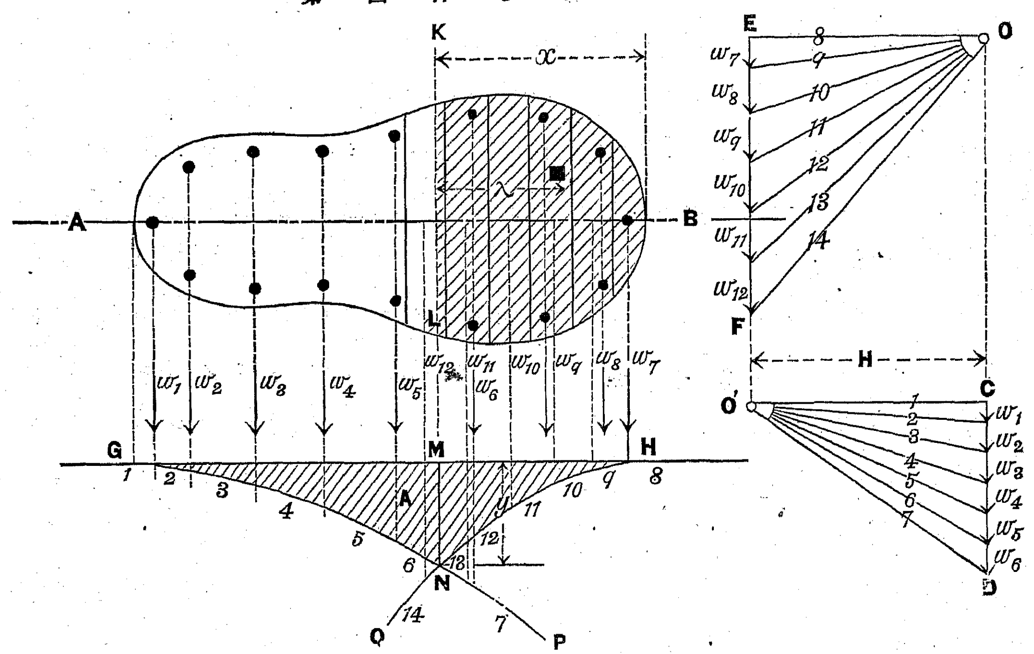
以上各章ニ渉リテ論述セシ所ハ重ニ矩形若クハT形斷面ヲ有スル桁ニ限リタルモ實際ノ構造ニハ圓形,圓筒形若クハ八角形ノ如キ他ノ斷面ヲ有スルモノアリ斯クノ如キ場合ノ算式ハ甚ダ錯雜シタル形トナルノミナラズ其解法ニ亦多大ノ手數ヲ要スルヲ免レス今若シ圖式的ニ之ヲ解析スルコトヲ得バ割合簡單ニ其結果ヲ得ベキノミナラズ如何ナル斷面ニモ之ヲ應用スルコトヲ得ベシ其方法ハ千八百八十七年獨國工學會誌ニ「スツットガルト」工科大學教授「アウテンリート」氏 (*Prof. Autenrieth*) ノ投載シタルモノ最モ簡便ナリトス其論說ハ鐵筋混凝土ニ關シテ說述シタルモノニアラズト雖モ其條件ハ全ク同樣ニ之ヲ鐵筋混凝土ニ應用スルコトヲ得ベシ.

玆ニ論ズベキ方法ハ單純ナル彎曲ノミヲ受クルモノ及彎曲ト同時ニ中心壓力ヲ受クルモノトノ二種ニ分チ得ベク何レモ其中軸線ノ位置ト物量力率トヲ見出スニアリ此二者ヲ知レバ混凝土及鐵筋ニ受クル應力ハ容易ニ之ヲ求ムルコトヲ得ベシ而シテ何レノ場合ニモ混凝土ノ應張力ハ之ヲ無視ス可ク又鐵筋ノ斷面ハ之ヲ n 倍シタル混凝土ノ斷面ト同一ナルモノトセル假想的斷面ニ就キテ之ヲ取扱フベキモノトス.

第二節　單純ナル彎曲ノミヲ受クルモノヽ圖式的解法

今一ツノ斷面ニ法線應力ヲ有セズ單純ナル彎曲ノミヲ受クル鐵筋混凝土アリトシ鐵筋ノ斷面ハ變形ヲ受クル前後常ニ壓力ヲ受クル混凝土斷面ト同一平面ニアリト假定シ且ツ應張力ト應壓力トハ同一ナリト考ヘ得ベキヲ以テ其斷面ノ中軸線ハ混凝土ノ應壓斷面トn倍ニ放大セル鐵筋ノ應張斷面トノ相平均セル重心線(Centroidal axis)ナラザル可ラズ斯クノ如キ假想的斷面ニ於ケル應力ハ亦「ナヴィエ」氏(*Navier*)ノ彎曲定理ニ從ヒテ計算スルコトヲ得ベシ何トナレバ應張側ニ於ケル鐵筋ノ面積ハn倍ノ混凝土斷面ニテ代表セラルヽヲ以テ全體ガ一ノ等質斷面ヲ有スルモノト考

第四百七十六圖



フルモ差支ナケレバナリ故ニ中軸線ヨリλナル距離ニアル斷面ノ或一點ニ於ケル應力ヲσトセバ

$$\sigma = \frac{M.\lambda}{I} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(788)$$

而シテ鐵筋ニ於ケル應力ヲσ_sトセバ

$$\sigma_s = n.\sigma = n.\frac{M.\lambda}{I} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(789)$$

トナルベシIハ中軸線ニ對スル假想的斷面ノ物量力率ヲ示ス。

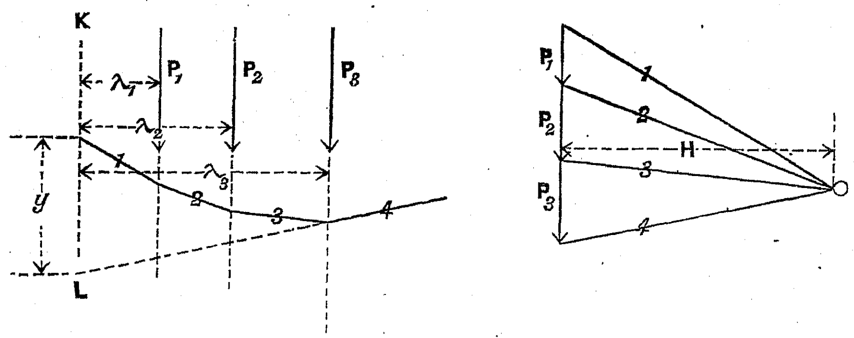
今第四百七十六圖ノ如キ對稱的斷面ヲ考ヘ其對稱軸線ABハ外力ノ働ク平面上ニアリトシHナル極距(Polar distance)ヲ有スル距離ニ於テ垂線CD上ニ或ル尺度ヲ以テ應張側ニ於ケル鐵筋ノ斷面ヲn倍セル示力圖$\omega_1, \omega_2, \cdots\cdots$ヲ引キ$O'$ナル極(Pole)ヨリ其各點ヲ連結セル放線1,2,3,……ヲ畫クベシ但シ$O'C$即チ1ノ線ハABナル對稱軸線ト平行ナラシム次ニ同極距ヲ有スル距離OEノ一端Eニ於ケル垂線EF上ニ同一ノ尺度ヲ以テ應壓側ニ於ケル混凝土ノ斷面ヲ示スベキ示力圖$\omega_7, \omega_8, \cdots\cdots$ヲ置キ前ト同樣$O$ナル極ヨリ8,9,……ナル放線ヲ畫クベシ(若シ圖ノ如ク應壓側ニモ鐵筋ヲ有スル場合ニハ各部ノ斷面中ニ更ニ鐵筋ノ量ヲ$(n-1)$倍ニ放大セル斷面ヲ加フベシ)此場合ニモOE即チ8ノ線ハABニ平行ナラシム次ニAB軸ニ平行セル基線GHヲ取リGヨリ初メテ鐵筋示力圖ノ放線ニ平行セル力ノ多角形12……7ヲ畫キ更ニHヨリ初メテ混凝土示力圖ノ放線ニ平行セル力ノ多角形89……14ヲ畫クベシ然ルトキハ其二ツノ多角形ハN點ニ於テ相交叉スベシNヨリAB線ニ垂直線$NMLK$ヲ立ツルトキハKL線ハ假想的斷面ノ中軸線ヲ示スモノトナルベシ何トナレバ圖式力學ノ原則ニ依リ

平行セル力系(Force system)ガ之ト平行セル或ル直線ニ對スル力率ハ其索角形(Funicular polygon)ノ二極邊(Extreme sides)ニ依リテ交切セル直線ノ長サニHナル極距ヲ乘ジタルモノナルベシ即チ第四百七十七圖ニ於テ$P_1, P_2, \cdots\cdots$ナル平行力系ガ之ニ平行セル或ル直線KLニ對スル力率ハ

$$M = P_1.\lambda_1 + P_2.\lambda_2 + P_3.\lambda_3 + \cdots\cdots\cdots$$

ニシテ其値ハ1234ナル索角形ノ二極邊1及4ニ依リテKLヲ切

第四百七十七圖



レル長サyニ極距Hヲ乘ジタルモノニ等シ. 即チ

$$M = H.y \quad ナリ$$

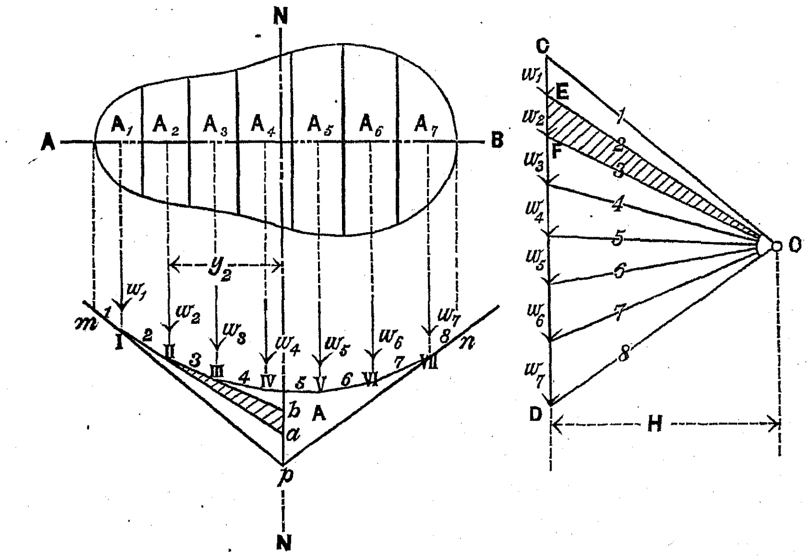
故ニ今第四百七十六圖ニ於テ二ツノ力ノ多角形ガ交切セル點ヲ通過スルMNナル共通線ニHヲ乘シタルモノハ其左右兩側ノ斷面ヲ代表セル力ノ力率ノ何レモヲ示スモノトナルベシ換言セバKL線ハ左右斷面ノ力率相等シカルベキ限界線即チ假想的斷面ノ中軸線ヲ表ハスモノトナルベシ.

次ニ假想的斷面ノ物量力率Iヲ求ムルニハ「モール」氏(Mohr)ノ與ヘタル方法ニ依リ圖式的ニハ第四百七十六圖ニ於テ

$$I = 2H \times 面積\ GHN \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (790)$$

ニテ示スモノトナルベシ何トナレバ第四百七十八圖ノ如キ斷面

第四百七十八圖



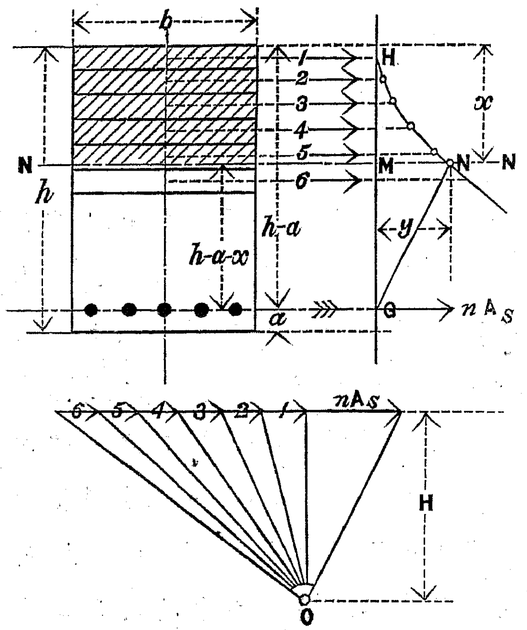
ニ於テ之ヲ數多ノ面積$A_1, A_2, \cdots\cdots\cdots$ニ分チ其各重心點ヨリ其面積ヲ表ハスベキ量ヲ$\omega_1, \omega_2, \cdots\cdots$ナル力ト考ヘ$CD$ナル示力圖ヲ作リ$H$ナル極距ヲ有スル一點$O$ヨリ放線1,2,3……ヲ引キ之ト平行シテ$m$ I II……ナル索角形ヲ作ルトキハ其兩極線1及8ノ延長線ノ交叉點pヲ通過スル垂直線NNハ其斷面ノ中軸線トナルベシ.
今此中軸線ニ對スル物量力率ヲ求ムルニハ或ル一部分假合バA_2ヲ考フルニNN軸ニ對スル其斷面ノ物量力率ハ$I_{A_2} = \omega_2.y_2^2$トナルベシ今ω_2ヲ限界セル力ノ多角形邊ヲ延長シテ中軸線トa及b點ニ會セシムルトキハ$\triangle IIba$ハ示力圖ニ於ケル$\triangle OEF$ト相似形トナルベシ然ルニ相似三角形ノ面積ハ其高サノ自乘ト比例スベキヲ以テ

$$\frac{\triangle IIba}{\triangle OEF} = \frac{y_2^2}{H^2}$$ 然ルニ $\triangle OEF = \omega_2 \cdot \frac{H}{2}$ ナルヲ以テ

$\triangle IIba = \frac{1}{2H}\cdot\omega_2\cdot y_2^2$ 或ハ $\omega_2\cdot y_2^2 = 2H.\triangle IIba$ ヲ得ベシ断面ノ他ノ部分ニ對シテモ同一ノ結果ヲ得ベキヲ以テ結論トシテ重心線ニ對スル断面ノ總物量力率ハ力ノ多角形ノ邊ト其兩極線ノ延長線トニテ包圍セル面積ニ極距ノ二倍ヲ乘ジタルモノナリト云フコトヲ得ベシ. 卽チ

$I = 2H.A$ 斯クノ如ク中軸線ノ位置及物量力率ヲ知レバ應力ノ計算ハ容易ニ之ヲ行フコトヲ得ベシ.

第四百七十九圖



今以上ノ原則ヲ簡單ナル矩形桁ニ應用センニハ第四百七十九圖ニ示セルガ如キ方法ヲ施スベシ此場合ニ於テハ應壓側ニ於ケル索角形ハ拋物線トナリ應張側ニ於ケルモノハ直線トナルベシ. 今 $H=1,\ b=1$ トセバ NM ナル長サハ $y=\frac{x^2}{2}$ トナルベシ然ルトキハ其物量力率ハ

$$I = (\text{面積 } MGN + \text{面積 } MHN).2H$$

$$= \left(\frac{x^2}{2}\cdot\frac{h-a-x}{2}+\frac{1}{3}\cdot\frac{x^3}{2}\right).2$$

$$= \frac{x^2}{2}\left(h-a-\frac{x}{3}\right) \qquad \text{(791)}$$

卽チ $b=1$ トセバ第二章(339)式ニ於テ $b=1$ トセルモノト全ク同一ノ結果ヲ得ベシ又

$$\sigma_c = \frac{M.x}{I} = \frac{2M}{x.\left(h-a-\frac{x}{3}\right)} \qquad \text{(792)}$$

卽チ同章(343)式ニ於テ $b=1$ トセルモノト全ク相同ジ.

第三節　彎曲ト同時ニ中心壓力ヲ受クルモノヽ圖式的解法.

第四百八十圖ノ如キ断面ヲ有スルモノニ於テ AB ヲ力ノ働ク線トシ N ナル壓力ガ AB 線上ニ於テ中軸線ヨリ e ノ距離 C 點ニ働クモノトス今其断面ノ中軸線 NL ヲ知リタリト假定シ此中軸線ヨリ λ ノ距離ニ於ケル假想的断面ノ或ル單位面積ヲ dA トシ其應力ヲ σ トセバ垂直力ニ對スル方程式ハ

$$N = \Sigma\sigma.dA = \frac{\sigma}{\lambda}.\Sigma dA.\lambda \qquad \text{(793)}$$

次ニ同ジク中軸線ニ對スル力率ノ方程式ハ

$$N.e = \Sigma dA.\sigma.\lambda = \frac{\sigma}{\lambda}.\Sigma dA.\lambda^2 \qquad \text{(794)}$$

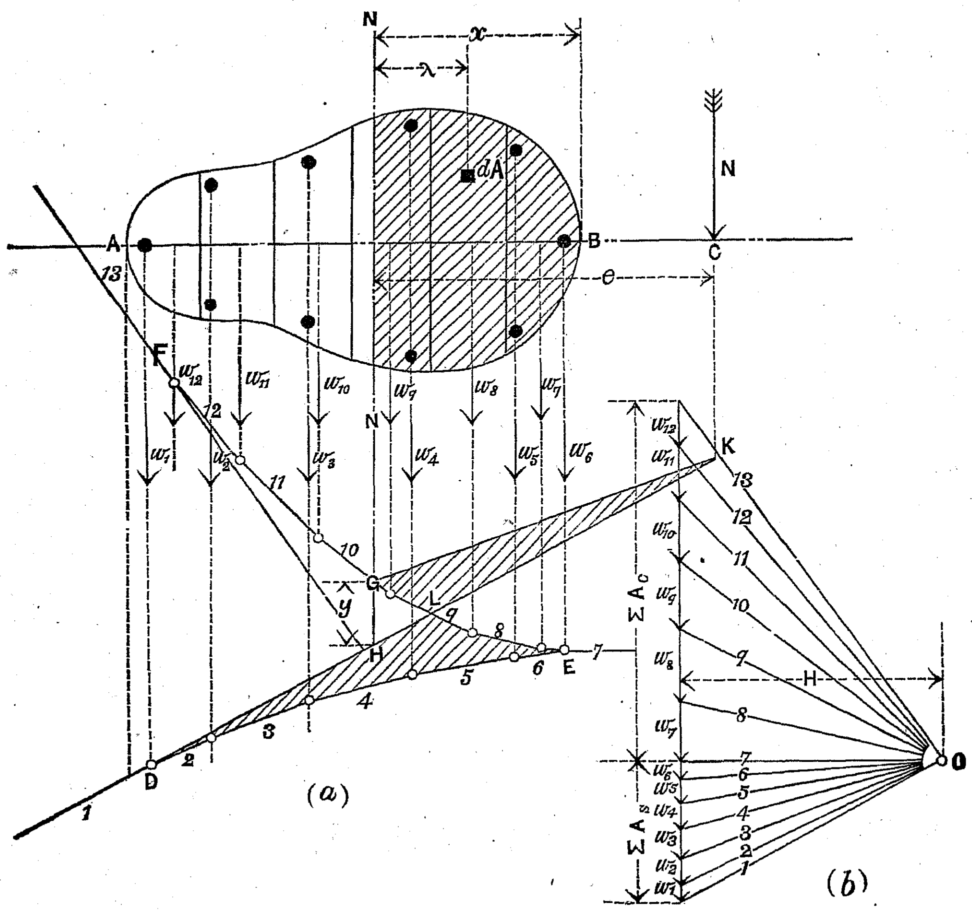
此二式ヲ結合セバ

$$e.\frac{\sigma}{\lambda}.\Sigma dA.\lambda = \frac{\sigma}{\lambda}.\Sigma dA.\lambda^2$$

今 I ハ中軸線ニ對スル假想的断面ノ物量力率, M_1 ハ同ジク其中軸線ニ對スル断面ノ靜力率ヲ示スモノトセバ

$I = \Sigma dA.\lambda^2,\quad M_1 = \Sigma dA.\lambda$ ナルヲ以テ

第四百八十圖



$$e = \frac{I}{M_1} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (795)$$

此 I 及 M_1 ハ何レモ本章第二節ニ述ベタル方法ニ依リテ圖式的ニ之ヲ求ムルコトヲ得ベシ.

今 AB ナル軸線ニ垂直ニ混凝土ヲ數多ノ斷面ニ分チ鐵筋ノ面積ハ之ヲ n 倍シ(b)ノ如ク H ナル極距ヲ有シ其各斷面ヲ力ト考ヘタル示力圖ヲ作リ更ニ(a)ニ於テ之ニ對スル索角形ヲ作ルトキハ

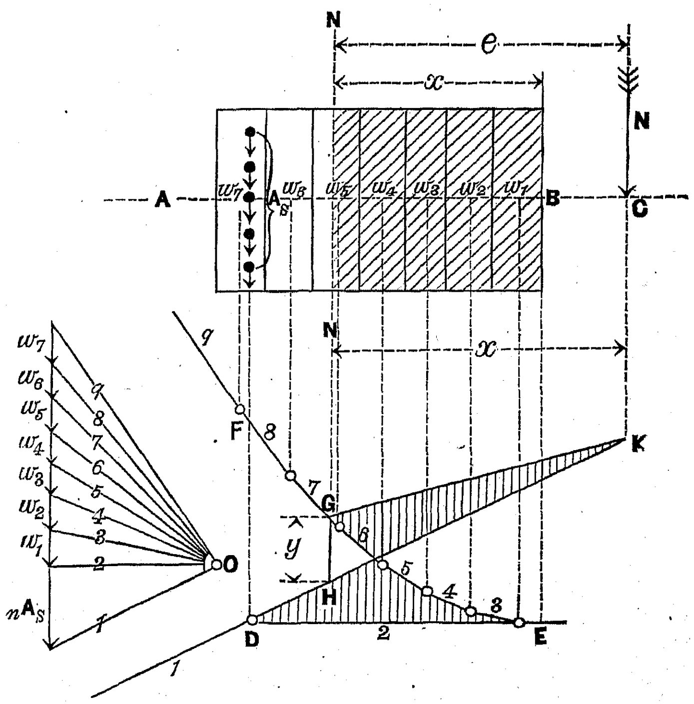
DE ハ鐵筋ニ對スルモノ EF ハ混凝土ニ對スルモノトナルベシ若シ GH ガ中軸線ノ正當ナル位置ヲ示スモノトセバ $M_1 = H.y$ ナラザル可ラズ然ルトキハ假想的斷面ノ索角形ニ於テ DK ハ第一外側線ニシテ G ヲ通過スル索角形中ノ一線10ハ最後ノ外側線タラザルベカラズ次ニ GH ガ正當ナル軸線ヲ示スモノナラバ其假想的斷面ノ物量力率ハ

$$I = 2H.\text{面積}\ DEGHD \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (796)$$

從ツテ(795)式ヨリ

$$e = \frac{I}{M_1} = \frac{2.\text{面積}\ DEGHD}{y}$$

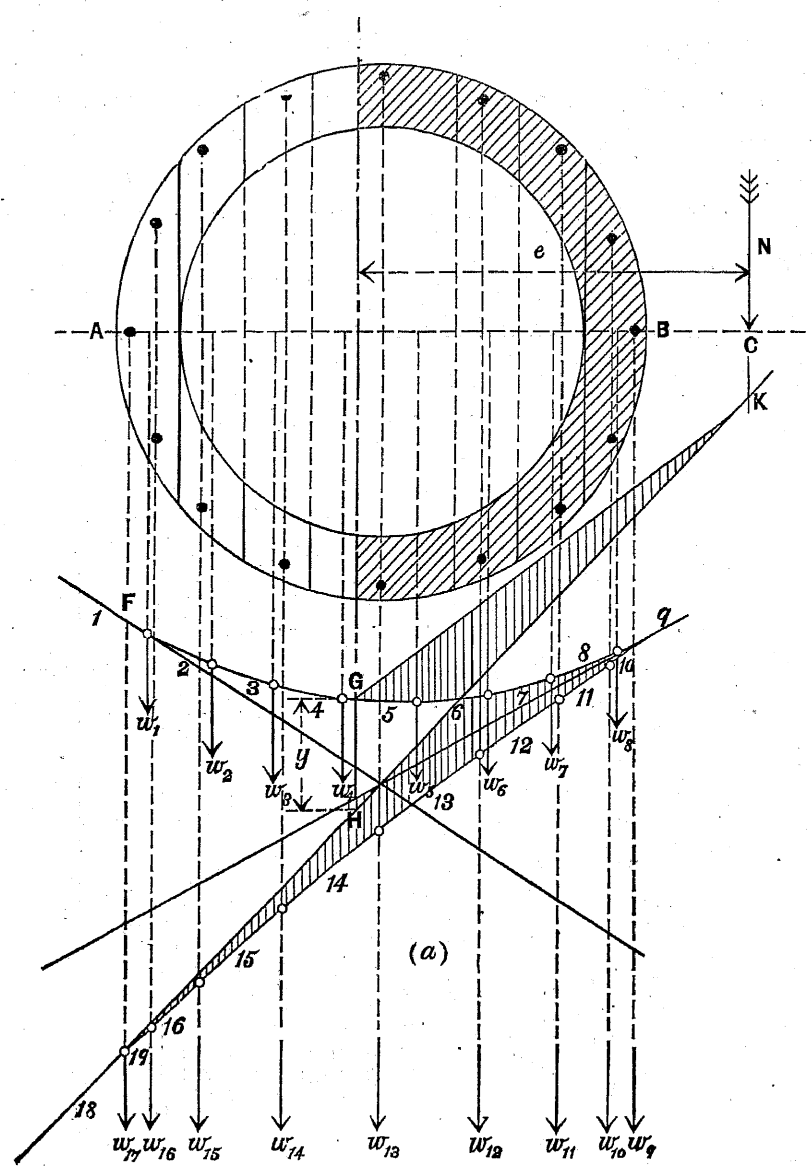
第四百八十一圖



故ニ

$$\frac{e.y}{2}=\text{面積}\ DEGHD\ \cdots\cdots\cdots\cdots(797)$$

第四百八十二圖

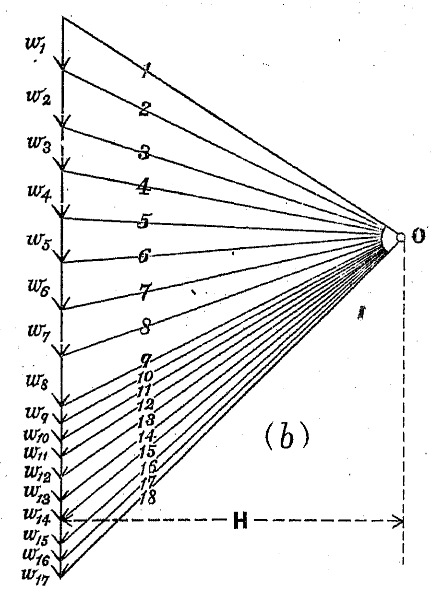


而シテ $\frac{e.y}{2}$ ハ又 $\triangle KGH$ ニ等シ　卽チ

$$\triangle KGH=\text{面積}\ DEGHD.$$

故ニ $\triangle GHL$ ナル共通面積ヲ控除セル影線ヲ施シタル二ツノ面積ハ互ニ相等シカラザル可ラズ.

第四百八十二圖



以上ハ GH ヲ正當ノ中軸線ト見做シテ歸納シ得ベキ結果ナリ故ニ圖式的ニ G 點ノ位置ヲ見出サントセバ次ノ方法ニ依リテ之ヲ求ムルコトヲ得ベシ. 第四百八十圖中第一外側線ノ延長線中 C 點ノ直下ナル K 點ヨリ二ツノ影線ヲ施セル面積ノ相等シカルベキ樣換言セバ面積 KLG ＝面積 DEL ヲ得ベキ樣試定的ニ KG 線ヲ引クベシ面積 DEL ハ既ニ與ヘラルベキヲ以テ一二回ノ試線 KG ヲ引ケバ其正當ナル位置ヲ見出スコト極メテ容易ナルベシ斯クシテ中軸線ノ位置確定セバ斷面中ノ或一點ニ於ケル法線應力 σ ハ直チニ之ヲ見出スコトヲ得ベシ. 卽チ (794) 式ヨリ

$$\sigma=\frac{\lambda.N.e}{\Sigma dA.\lambda^2}=\frac{\lambda.N.e}{I}\ \cdots\cdots\cdots\cdots(798)$$

(798) 式中ニ (796) 式ノ I ノ値ヲ代入セバ

$$\sigma=\frac{\lambda.N.e}{2H.\text{面積}\ DEGHD}\ \cdots\cdots\cdots\cdots(799)$$

更ニ(797)式ニ依リ

$$\sigma = \frac{\lambda.N.e}{H.e.y} = \frac{N.\lambda}{H.y} \quad \cdots\cdots(800)$$

故ニ第四百八十圖ニ於テBナル緣端ニ於ケル混凝土ノ應壓力度ハ

$$\sigma_c = \frac{N.x}{H.y} \quad \cdots\cdots(801)$$

又應張側ニ於ケル鐵筋ノ應張力ハ

$$\sigma_s = n.\sigma_c = \frac{n.N.x}{H.y} \quad \cdots\cdots(802)$$

是ヲ矩形桁ニ應用スルトキハ其方法簡單ニシテ第四百八十一圖ニ示セルガ如シ但シ此場合ニハDEハ單ニ直線ヲ爲シEFハ一ノ拋物線トナルベシ猶之ヲ烟突ノ如キ圓筒形ニ應用セバ第四百八十二圖ノ如ク其方法全ク同一ニシテ$H.y$ハ假想的斷面ノ靜力率ヲ示シ$2H.\triangle KGH$ハ其物量力率ヲ示スモノトナル可ク六角形八角形其他如何ナル斷面ニアリテモ皆同一ノ方法ニ依リテ之ヲ解決スルコトヲ得ベシ.