

第七篇

鐵筋混凝土

(Reinforced Concrete)

第一章 總論

135. 鐵筋混凝土ノ用途及便益 鐵筋混凝土ガ始メテ實用ニ供セラル、ニ至リタルハ十九世紀ノ中頃ニシテ世人ヨリ其發明家トシテ認メラレ居ルハ佛國巴里ノ一園藝家タルよせふもにえ(Joseph Monier)氏ナリトス。其後各國ノ學者及技術家競フテ理論的ニ之ヲ研究シ益々其用途ヲ擴メ殊ニ最近十數年間ニ於テ非常ノ發達ヲナシ現今ニ於テハ耐久的且經濟的ノモノトシテ殆ンド總テノ土木建築工事ニ應用セラル、ニ至レリ。

抑モ混凝土ト鐵トヲ併用スル目的ノ要點ハ互ニ其長所ヲ發揮シ各ノ短所ヲ相補フニアリ。鐵ハ抗張強度大ニシテ且ツ抗張材トシテ用フルハ普通ノ棒狀ノモノナレバ最モ經濟的ニ之ヲ製作スルヲ得ベシ。然ルニ其抗壓強度モ抗張強度ニ劣ラザレドモ抗壓材トシテ用フルニハ普通種々ナル形狀ノ鐵

材ヲ組立ツルヲ要シ抗張材トシテ用フルヨリ其勞力頗ル大ナリ。又鐵ハ銹ビ易ク且ツ耐火力小ニシテ耐久性及耐火性ヲ増スニハ相當ノ材料ニテ之ヲ被覆スルノ必要アルベシ。之ニ反シ混凝土ハ鐵ニ比シ其價廉ニ施工簡易ナルノミナラズ耐久的ニシテ耐火力モ亦強シ。然ルニ混凝土ノ抗壓強度ハ比較的ニ大ナレドモ抗張強度ハ至ツテ弱ク僅ニ抗壓強度ノ十分ノ一内外ニ過ギズ。而モ其抗張強度タルヤ甚ダ不安定ニシテ信賴スルニ足ラザルナリ。故ニ唯混凝土ノミヲ用ヒ得ルハ少シモ張力ノ存在セザル構造物ノミニ限ラレ其用途甚ダ狭キノ憾アリ。混凝土ヲ補強スル最初ノ目的ハ單ニ混凝土ノ用途上ニ於ケル此制限ヲ除クニアリシガ科學的研究ノ結果ハ獨リ此目的ヲ達シタルノミナラズ前陳ノ如ク殆ンド總テノ工事ニ鐵筋混凝土ヲ應用シ得ルニ至レリ。

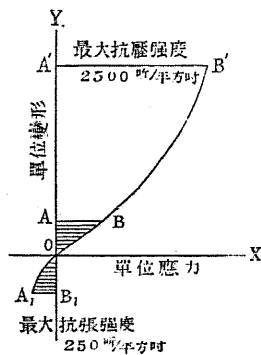
上叙ノ所論ヨリ考フルニ鐵材ト混凝土トヲ併用セバーノ長所ヲ以テ他ノ缺點ヲ補フコトヲ得ベク且ツ實驗ノ結果ニヨレバ適當ナル混凝土ヲ以テ包マレタル鐵材ハ殆ンド完全ニ防銹セラレ又鐵材ト混凝土トノ附着力頗ル強ク且ツ二材ノ伸縮係數殆ンド同一ナレバ或外力ニ對シテ此二材料ハ完全ニ

共同作用スルモノト見ルヲ得ベシ。

今鐵筋混凝土ノ用途ニ關スル重ナル注意事項ヲ列擧スレバ次ノ如シ。

(1) 桁ノ如ク應張力及應壓力ガ同時ニ起ル部材ニ對シテハ此二材料ノ混用最モ便益多シ。第 233 圖ニ示セルハ混凝土ガ直應張力又ハ直應壓力ヲ受クル場合ノ應力變形表圖ヲ集合シタルモノナルガ混凝土ガ桁トシテ働ク場合ノ應力變形表圖モ大略之ニ準ズルモノト考フルヲ得ベシ。然ルニ桁ニ於テハ全應張力ト全應壓力トハ互ニ相等シキ筈ナレバ桁ガ破壊スル迄荷重ヲ加ヘタリトスルモ混凝土ガ受クル應壓力ハ其最大強度ノ十分ノ一以內ニ過

第 233 圖



ギザル AB ノ長サニテ表ハサルベシ。茲ニ OAB ノ面積ハ OA_1B_1 ノ面積ト等シク取リタルモノナリ即チ鐵筋ナキ混凝土ヲ桁トシテ用フレバ表圖ニ於テ陰ヲ附セザル $AA'B'B$ ナル部分ニ相當スル抗壓力ハ全ク利用スルニ由ナク混凝土桁ガ

如何ニ不經濟ナルカハ一見明カナルベシ。然ルニ混凝土桁中ニテ應張力ガ起ル部分ニ鐵釘ヲ埋メ之

ヲシテ應張力ヲ受ケシメ應壓力ハ混凝土ヲシテ受ケシムレバ混凝土ノ抗壓強ヲ全部利用シ得ルノミナラズ鐵ヲ最モ經濟的ニ使用スルヲ得。又耐久性ヲ増シ最モ經濟的ニシテ耐久性ニ富ム強固ナル構造物ヲ得ベキナリ。尤モ桁ニ於テハ應壓力ガ起ル部分ニモ鐵釘ヲ用ヒテ應壓力ノ或部分ヲ引受ケシムルコトアリトス。

(2) 唯應壓力ノミヲ受クル部材ナレバ原則トシテハ混凝土ノミヲ用フルヲ可トス。鐵ノ作用抗壓強度ハ混凝土ニ比シ約四十倍ナレドモ其價ハ殆ソド混凝土ノ百倍ナレバ比較的ノ價格ハ鐵ガ約二倍半ノ高價ニ當ル理ナリ。故ニ嵩張リタル構造物ニシテ而モ耐久性ガ最大目的ノモノナラバ無論混凝土ノミヲ用フルヲ可トスレドモ柱ノ如ク多少細長キ部材ニ對シテハ混凝土ハ餘リ脆クシテ不意ノ衝撃等ニヨリ破損シ易キノ恐アルベシ。又此ノ如キ部材ニ鐵ノミヲ用フレバ抗張材ノ場合ノ如ク安價ナル能ハザルハ前ニ述ベタルガ如シ。然ルニ混凝土ト鐵トヲ混用スレバ混凝土ニテ鐵ヲ保持スルヲ以テ鐵ハ普通抗張材ニ用フル如キ棒狀ノモノニテ可ナリ即チ最モ經濟的ニ抗壓材トシテ鐵ヲ使用スルヲ得從テ經濟的ナル構造物ヲ得ベキナリ。

(3) 唯單ニ應張力ノミヲ受クル部材ニハ鐵ノミヲ用フルヲ可トス。若シ混凝土ヲ混用スルトセバ唯銹止メ及耐火用ニスルノ目的ニ止ムベシ。

136. 混凝土ノ要件 一般ニ鐵筋混凝土ニ用フル混凝土ハ比較的上等ノモノタラザルベカラズ。殊ニ鐵筋混凝土トシテハ混凝土ノミ用フル場合ヨリモ其強度ガ大切ナル要件ナレバ上等品ヲ用フル方却テ經濟的トナルベキナリ。又普通ノモノヨリ齊等質ニシテ空隙少ナキモノタラザルベカラズ。是レ断面ガ比較的小ニシテ性質齊等ナラザレバ強度ニ大關係ヲ有スルガ故ナリ。又鐵ト混凝土トヲ善ク附着セシムル上ニモ防銹、防火ノ效果ヲ大ナラシムル爲メニモ混凝土ハ上等品ニシテ齊等質ノモノタラザルベカラズ。

鐵筋混凝土用ノ碎石又ハ砂利ノ大サハ一般ニ普通ノ場合ヨリ小ナルヲ可トス。尤モ其大サハ構造物ノ形狀及大サ其他鐵筋配列ノ間隔如何ニヨリテ變化スベキモノニシテ嵩張リタル構造物ニ於テハ徑一吋以上ノモノヲ用フルコトアレドモ普通ノ工事ニ於テハ一吋内外ヲ以テ極限大トスベキナリ。

混凝土配合ノ割合ハ $1:1\frac{1}{2}:3$ 乃至 $1:3:6$ 位ナルガ最モ普通ナルハ $1:2:4$ 乃至 $1:2\frac{1}{2}:5$ 位ナリトス

此割合ヲ定ムルニ當リテ注意スベキハ碎石及砂ノ空隙ヲ出來ル限リ少ナクスルニアリ。然ラザレバ附着力及抗壓強度ヲ大ナラシムルコト能ハザルベシ。

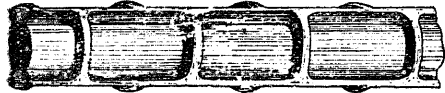
混凝土ノ練方ハ普通ノ場合ヨリ尙一層軟カナルヲ可トス。硬キモノハ鐵筋ノ周圍ニ能ク行渡ラシムルコト困難ナルノミナラズ所要ノ形ニ仕上ルコト容易ナラズ又最モ大切ナル齊等質ノモノヲ得ルコト能ハザルベシ。然レドモ餘リ軟カニ過グルトキハ其性質及強度ヲ害スルコト大ナレバ各成分ガ分離シテ別々トナラザル範圍ニ於テ成ルベク軟カニナスコト肝要ナリ。

137. 鋼ノ要件 現今ニ於テハ補強用ノ鐵ハ殆ンド鋼ノミニシテ通常用フルハ方釦又ハ圓釦ナリトス。而シテ普通ノ床版 (Floor Slab) ニ用フルモノハ直徑 $\frac{1}{4}$ 乃至 $\frac{3}{8}$ 吋位ニシテ大形ノ桁ニ於テハ $1\frac{1}{2}$ 吋位迄ノ太サノモノヲ用フルコトアリ。一般ニ鐵筋ハ混凝土ト能ク附着シ同一體トシテ働クコトヲ得ル如キ形ト大サトヲ有セザルベカラズ。又應カノ配布ヲ均等ナラシムル爲ニ大ナルモノヲ數少ク用フルヨリモ小ナルモノヲ多數用フルヲ可トス。此等ノ要件ト經濟上及ビ取扱上ノ便利ヨリ釦ヲ用フ

ヲ最モ適當ナリトス。

鐵筋用トシテ或技術家ハ含有炭素多キ鋼即チ硬鋼 (High Carbon Steel) ヲ選定シ、他ノ技術家ハ中鋼 (Medium Steel) ヲ可トシ其議論一定セザルモ特殊ノ場合ノ外普通ノ鐵筋混凝土工ニ於テハ中鋼ヲ用フニ方便利ナルベシ。又一般ニベセマ鋼 (Bessemer-Steel) 及リ開爐鋼 (Open Hearth Steel) ヲ用フルヲ可トス。是

第 234 圖
かっぽ針



だいやらんど針



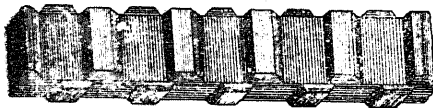
さつちやあ針



らんでむ針



じょんそん針



同



レ前者ニ於テハ時トシテ脆弱ナルモノアリ又後者ニ比シテ齊等質ヲ缺クヲ以テナリ。

次ニ鐵筋用鋼ノ形狀ニ就テ少シク述ベンニ歐洲各國ニ於テハ多クハ普通ノ圓針ヲ用ヒ方針ヲ用フルコト少ナシ。或技術家ノ説ニヨレバ稜角

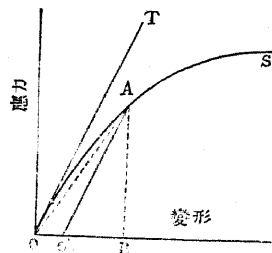
ノ所ニ於テ混凝土ヲ弱メ荷重若クハ激衝ヲ受クルトキ此稜角ノ部分ニ龜裂ヲ始ムルノ恐アレバ方針ハ不可ナリトセリ。然レドモ此説ハ確カナル根柢アルニアラズシテ實驗ノ結果ニヨルニ附着力ニ於テモ方針ハ圓針ニ劣ル所ナシトス。尤モ今日最モ多ク用ヒラルルハ圓針ニシテ何トナク角針ガ疎外セラル、傾アルハ事實ナリトス。殊ニ斷面長方形ノモノハ附着力頗ル弱ケレバ鐵筋用トシテ不適當ナリ。米國ニ於テハ特ニ混凝土トノ附着ヲ善クスル爲メニ種々ノ形狀提案セラレ多數ノ專賣特許品アリ。第 234 圖ニ示セルハ其例ニシテ此等ノ名稱ハ多クハ發明者ノ名ヲ其儘用ヒタルモノナリ。

138. 混凝土ノ彈性 (Elastic Properties of Concrete) 混凝土ハ元來鋼ニ比シテ甚ダ彈性ニ乏シキモノナリ。又其變形及應力ハ之ニ用フル「セメント」並ニ砂利ノ性質及配合ノ割合ニヨリテ差異アルノミナラズ捏混法、施工方法、經過年月等ニヨリテ變化スルモノナレバ一定ノ材料ヲ用ヒ一定ノ配合ニテ作成セル混凝土ニ關スル實驗ノ結果ト雖他ニ之ヲ應用スルコト能ハザルナリ。故ニ此ニ述ベントスル彈性モ大體ノ標準ニ過ギザルモノト知ルベシ。

鐵筋混凝土ノ設計ニ於テハ鋼ト混凝土トガ同一ノ變形ヲ受クル場合ノ相互ノ應力ヲ知ルコト肝要ナリ。然ルニ此應力ハ二材料ノ彈性係數ニ關係アルヲ以テ先ヅ兩者ノ彈性係數ヲ知ラザルベカラズ又安全應力ノ標準トシテ二材料ノ彈性限度ヲ知ルヲ要ス鋼ニ於テハ可ナリ明瞭ニ此等ヲ定メ得ルモ混凝土ニ於テハ應力ト變形トノ比ハ常數ニアラスシテ應力變形表圖ハ第 235 圖ノ如ク最初ヨリ多少ノ曲線ヲナシ應力ノ増スニ從ヒ其彎曲ハ次第ニ増加スルヲ以テ此材料ノ彈性係數及彈性限度ヲ定ムルコト困難ナリトス。

今混凝土ニ或壓力ヲ加フルトキ若シ其壓力ガ 300 乃至 400#/sq. 位ノモノナレバ應力變形表圖ハ殆ンド直線ト見做スヲ得ルヲ以テ平均直線ヲ引ケバ其直

第 235 圖



線(第 235 圖 OT 線)ノ勾配ガ彈性係數ヲ表ハスベキナリ。然ルニ尙漸次壓力ヲ増セバ其壓力ヲ取去リテモ混凝土ハ原形ニ復セズシテ多少ノ恒久變形ヲ生ズ。次ニ再ビ其壓力ヲ加フレバ應力變形表圖ハ以前ヨリ直線ニ近クナリ又恒久變形モ初メヨリ減少ス。斯クシテ幾回モ其壓力

ヲ加ヘ又取去レバ終ニ新シキ恒久變形ヲ生ゼザルニ至リ應力變形表圖モ殆ンド直線トナル。然レドモ壓力ガ或極限ヲ超ユレバ繰返シ之ヲ加フル毎ニ恒久變形ハ漸々増加シ終ニ混凝土ハ破壊セラルニ至ル。第 235 圖ニ於テ AB ハ此極限壓力ニ對スル應力ニシテ OB ガ全變形, OO' ガ恒久變形ヲ表ハストスレバ AO' ガ最後ノ應力變形表圖ナリ。此ノ如キ極限ニ於ケル應力 AB ヲ稱シテ**混凝土ノ彈性限度**ト謂フ。此彈性限度ハ通常破壊強度ノ五割乃至六割位ナリトス。

前述ノ如ク混凝土ハ不完全彈體ナレバ彈性限度以內ニ於テモ正確ニ彈性係數ヲ定ムルコト不可能ニシテ之ヲ使用スル目的ノ如何ニヨリテ其計算方法ヲ定ムルヲ適當ナリトス。鐵筋混凝土ノ場合ニ於テハ混凝土ノ全變形ガ鋼ノ應力ニ關係スルコト明カナルユエ全變形 OB ニテ應力 AB ヲ除シタルモノ即チ OA ナル弦ノ勾配ヲ以テ混凝土ノ彈性係數ト見做シ得ベキナリ。斯ク彈性係數ノ計算方法ヲ定メテモ混凝土ノ種類ニヨリテ其係數ノ値ハ變ズベシ。一般ニ混凝土ノ品質緻密ノ程度經過年數等ニヨリテ漸次ニ増加スルモノナリ。實驗ノ結果ニヨレバ三十日ヲ經過セル普通ノ混凝土ノ彈性係數

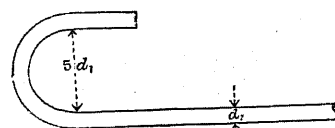
ハ大略2,000,000乃至3,000,000#/〇ナリトス。

139. 鐵筋ト混凝土トノ附着力 (Adhesion between Concrete and Steel) 一般ニ鐵ト混凝土トノ附着力ノ大ナルコトハ昔ヨリ人ノ注目モシ所ナルガ此ノ特質ヲ利用スルニ至リタルハ鐵筋混凝土ニ始マレリ。此附着力ハ永久的ノモノニシテ頗ル信賴スルニ足ルモノナリ。此附着力ニ關シテハ歐米各國ニ於テ多數ノ實驗行ハレシガ此等ノ結果ヨリ考フレバ普通ノ圓釘又ハ方釘ニ於テハ其強サヲ凡ソ200乃至300#/〇ニ取リテ可ナルベシ。又附着力ガ引離サントスル力ニ打勝タレタル後ニ於ケル摺動ニ對スル摩擦力ハ凡ソ附着力ノ $\frac{2}{3}$ ナルコトハ實驗家ノ一致スル所ナリ。若シ混凝土ト鐵筋トヲ引離サントスル力ガ其附着力ヨリ大ナルトキハ此二材料ハ分離ノ恐アルニヨリ或方法ヲ以テ之ヲ防ガザルベカラズ。前ニ述ベタルじんそん釘らんそむ釘等ノ如キ不規則ナル形ノ鋼釘ヲ用フルモ一方法タルベシ。此場合ニハ抵抗力ハ唯附着力ノミナラズ混凝土ノ應剪力モ働クニ至ルニヨリ餘程其強サヲ増スモノナリ。或種ノ釘ニ於テハ普通ノ鋼釘ノ二倍半位ノ抵抗力ヲ生ズ。

普通ノ鋼釘ヲ用フル場合ニ於テ計算上其附着力

ノミニテ充分ナリトモ其終端ヲ90°(丸味ヲ付シテ)ニ折曲ゲテ其抵抗力ヲ増シ萬一ニ備フルコトヲ忘ルベカラズ。佛國ノ大家こんしでゑる(Considère)氏ノ實驗ノ結果ニヨレバ第236圖ノ如ク釘直徑ノ五倍ヲ直徑トシ180°丈ケ曲ゲ其終端ニ多少ノ直線部ヲ

第236圖



有スルモノハ非常ニ有効ニシテ普通ノ釘ノ三倍位ノ抵抗力ヲ有スルモノナリ。

最後ニ注意スベキハ鐵筋ノ附着力ハ其表面粗ナル程大ナルモノナレバ鋼釘ヲ磨キテ其面ヲ滑カニスルガ如キハ絶對ニ之ヲ避クルヲ可トス。鋼面ニ多少ノ銹アリテモ何等害ナキモノナレバ何レヨリ見ルモ之ヲ磨クノ必要ナシ。尤モ鱗狀ノ銹ノ如キハ之ヲ剝落スベキヤ勿論ナリトス。

140. 鋼及混凝土ニ於ケル應力ノ關係 前節ニ述ベタル如ク兩材料ガ完全ニ附著シ同一體トシテ働クモノトスレバ其變形ハ相等シカルベシ。

今 f_s = 鋼ニ於ケル單位應力,

f_c = 混凝土ニ於ケル單位應力,

E_s = 鋼ノ彈性係數,

E_c = 混凝土ノ彈性係數,

$$n = E_s \div E_c \text{ ト ノ 比 卽 チ } \frac{E_s}{E_c}$$

$\epsilon =$ 或 荷 重 $=$ 對 ス ル 單 位 變 形

ト ス レ バ

$$E_s = \frac{f_s}{\epsilon}; E_c = \frac{f_c}{\epsilon} \therefore \frac{f_s}{E_s} = \frac{f_c}{E_c}$$

$$\therefore \frac{E_s}{E_c} = \frac{f_s}{f_c} \text{ 又 ハ } f_s = n f_c \dots \dots \dots (134)$$

卽チ各材料ニ於ケル應力ハ其彈性係數ニ正比例ス。此事實ガ鐵筋混凝土ノ設計ニ於テ最モ重要ナルモノトス。

n ノ値ハ幾何ナルカラ考フルニ E_s ヲ 30,000,000#/sq.トスレバ E_c ハ 2,000,000#/sq.乃至 3,000,000#/sq.ナルヲ以テ n ハ 10乃至 15トナル。獨乙ニ於テハ條例ヲ以テ 15ト規定シ又米國ノ重ナル都市ニ於テモ建築條例ヲ以テ 15トセルモノ多シ。然レドモ實際ノ場合ニ於テハ 12ヲ取ルモノ又少ナカラズ。尤モ 15ヲ取ルモ 12ヲ取ルモ其差ノ影響ハ比較的小ナレバ普通ノ設計ニ際シテハ常ニ 15ヲ取リテ差支ナカルベシ。今一例ニヨリ其影響ノ小ナルヲ示サンニ此ニ一ツノ抗壓材アリテ其内ニ含マレタル鋼ハ斷面積ニ於テ混凝土ノ 1%ナリトス。

$a =$ 鋼ノ斷面積,

$A =$ 混凝土ノ斷面積,

$f'_c =$ 混凝土ノ作用抗壓強度,

$f'_s =$ 鋼ノ作用抗壓強度,

$P =$ 抗壓材ガ受ケ得ベキ壓力

ト ス レ バ $P = f'_c \cdot A + f'_s \cdot a.$

然ルニ $f'_s = n f'_c; a = \frac{A}{100}$

$$\therefore P = f'_c \cdot A \left(1 + \frac{n}{100} \right).$$

若シ $n = 12$ トスレバ $P = 1.12 f'_c \cdot A$

$n = 15$ トスレバ $P = 1.15 f'_c \cdot A$

卽チ $n = 15$ トシタル場合ト 12 トシタル場合トハ n ナル比ノ變化ハ 25%ナルニ P ニ及ボス影響ハ僅ニ 3%ニ過ギズ。

141. 混凝土ニ於ケル應張力 以前ハ鐵筋ヲ有スル混凝土ノ應張變形ハ普通ノ混凝土ニ於ケルヨリ大ニシテ約十倍ニモ達シ得ルモノト考ヘラレ從テ桁ノ計算ニ於テハ之ヲ基礎トシテ混凝土ノ應張力ヲ公式中ニ加フルモノアリシガ其後米國ニ於テ施行セラレタル精密ナル實驗ノ結果其事實ノ誤レルコト明カニナリ鐵筋ヲ有スルモノモ普通ノ混凝土ト殆ンド同一ノ應張變形ノ下ニ龜裂ヲ生ズルモノタルコト確メラレタリ。唯鐵筋混凝土ニ於テハ其龜裂ガ初メノ間ハ非常ニ細微ニシテ通常ノ方法ニ

テハ到底之ヲ認ムルコト能ハズ又普通ノ混凝土ノ如ク急劇ニ生ズルコトナク至ツテ徐々開裂シ又多クノ龜裂ガ同時ニ生ジ終ニ全變形ガ普通ノ混凝土ヨリ大ナルニ至ルモノトス。併シ最初ノ龜裂ヲ生ズルハ普通ノ混凝土ト同一ノ變形ノ時ナレバ夫以上ノ變形ヲ生ズル荷重ニ對シテハ如何ニ鐵筋ヲ加ヘタリトモ張力ニ對シテハ全然價値ナキコト明カナリ。

今鋼ノ作用抗張強度ヲ $15,000\#/ \square$ トシ n ヲ 15 トスレバ混凝土ニ起ルベキ單位應力ハ

$$f_c = \frac{f_s}{n} = \frac{15,000}{15} = 1,000\#/ \square$$

然ルニ混凝土ノ破壊抗張強度ハ $250\#/ \square$ 内外ナレバ鋼ニ其作用強度即チ $15,000\#/ \square$ ノ應力ヲ受ケシメントスルニハ混凝土ガ受クル應張力ハ破壊強度ノ四倍トナルヲ知ルベシ。又混凝土ニ其作用強度即チ $50\#/ \square$ ノ應力ヲ受ケシムル様ニセバ鋼ニ於ケル應力ハ

$$f_s = n f_c = 15 \times 50 = 750\#/ \square$$

僅ニ $750\#/ \square$ ニ過ギズ。故ニ混凝土ノ抗張強度ヲ利用セントスルニハ勢ヒ鋼ノ應力ヲ其作用強度ノ二十分ノ一ニ制限セザルベカラズ。是レ實ニ不經濟

ノ至リト云ツベキナリ。仍テ普通ノ場合ニ於テハ混凝土ノ抗張強度ハ之ヲ省略シテ加算セザルモノトス。尤モ變形ガ普通ノ混凝土ノ極限變形以内ナランニハ混凝土ノ抗張強度モ考ニ入レテ計算シ得ベキナリ。然レドモ變形ガ斯ク小ナルコトハ實際ニハ殆ンド皆無ナリトス。佛國、獨國等ニ於テハ混凝土ノ抗張強度ヲ省略シ鋼ヲシテ全應張力ヲ受ケシムベキ様規定セラル。

混凝土ノ抗張強度ヲ全然省略スルコト、スレバ鋼ハ其作用強度迄應力ヲ受クベキヲ以テ混凝土ニハ無論龜裂ヲ生ズベシ。故ニ實際ノ設計ニ於テ最も必要ナル問題ハ斯ク龜裂ヲ生ジタル場合ニ於テ鋼ノ防銹上ニ差支ナキヤ否ヤニアリ。此事ニ關シテハ從來多クノ實驗行ハレタルガ其結果ニヨレバ適當ニ鐵筋ヲ加ヘタル桁ニ於テハ龜裂極細微ニシテ差支フル程ノ影響ナキガ如シ。

142. 溫度ノ變化及收縮ニヨリテ生ズル應力

(Temperature and Shrinkage Stresses) 鐵筋混凝土構造物ガ何等ノ掣肘ナクシテ伸縮シ得ルモノナラバ溫度ノ變化並ニ混凝土ノ硬化ノ爲メニ生ズル應力ハ全然鋼ト混凝土トノ相互間ノ働キニ基因スルモノナリ。此二原因ノ爲メニ生ズル應力中ニテハ硬化ニ

際シテ收縮ノ爲メニ生ズル應力が大ナルモノナレドモ之トテモ實際上ニハ殆ンド考慮スルノ價値ナキ位ナリ。殊ニ「セメント」ガ硬化シ終ル迄絶エズ之ヲ濕シ置カンニハ其影響更ニ少ナシトス。又溫度ノ變化ノ爲メニ生ズル應力ハ此ニ材料伸縮係數ガ殆ンド相等シキユエ全ク省略シテ差支ナシト知ルベシ。

若シ構造物ガ其兩端ニ於テ固定セラル、カ又ハ擁壁等ノ如ク其長サ大ニシテ溫度ノ變化若クハ硬化ニ際シテ一體トシテ自由ニ伸縮シ得ザル場合ニ於テハ其結果トシテ發生スル應張力ハ頗ル大ナルモノナリ。若シ之ニ對シテ適當ナル補強ヲナサ、ルトキハ混凝土ハ或間隔毎ニ罅裂ヲ生ズベキナリ。然ルニ前節ニ述ベタル如ク混凝土ハ補強ヲナシタリトモ其抗張強度ヲ増シ得ルモノニアラザレバ鐵筋ヲ加ヘテ全然罅裂ヲ阻止スルコトハ到底不可能ナルベシト雖適當ニ鐵筋ヲ加フルトキハ其鐵ガ彈性限度ニ達セザル限リ罅裂ヲ分布セシメ一見之ヲ認メ難キ程度ニ細小ナラシムルヲ得ベシ而シテ鐵筋ノ量ガ大ナル程罅裂ノ微細ノ度ヲ増スモノナリ。

此目的ニ向ツテ用フル鐵筋ノ量ハ理論的ニ之ヲ定ムルコト全ク不可能ニアラザルモ著者ハ寧ロ實

地上ヨリ得タル經驗ニ依ルヲ可トスルモノナリ。今日普通用フル鐵筋ノ斷面積ハ混凝土ノ斷面積ノ0.2%乃至0.4%ナリトス。而シテ鐵筋ハ可成細キモノヲ用ヒ混凝土ノ表面ニ近ク配列スルヲ可トス又彈性限度高キ鋼ヲ使用セバ大ニ便益ヲ得ベク尙罅裂ノ大サ及間隔ハ鐵筋ノ附着力ニ關係ヲ有スルモノナレバ成ルベク附着力ヲ大ニスベキ鈎ヲ用ヒナバ有効ナルベシ。

第二章 桁ノ水平鐵筋

(Horizontal Reinforcement of Beams)

143. 桁ニ於ケル鐵筋ノ配列 (Arrangement of Reinforcement) 前ニ述ベタル如ク鐵筋混凝土ハ其性質上決シテ抗張材トシテ用フルコトナク柱トシテ壓力ヲ受ケシムルカ又ハ桁ノ働キヲナサシムルニ用ヒラル、ナリ。家屋ノ床ノ如キモ桁ノ特種ノ場合ニ外ナラズ。要スルニ鐵筋混凝土ハ桁トシテ用フルコト最モ多ケレバ桁トシテノ研究ガ最モ必要ナリ。

材料力學ニ於テ述ベタル如ク矩形斷面ノ桁ニ於ケル最大應張力ノ方向ヲ示ス線ハ第 237 圖ノ如ク

ナルヲ以テ桁ニ起ル總テノ張力ヲ引受クベキ鐵筋ノ理想的配列法ハ此最大應張力ノ方向ヲ表示スル

第 237 圖



線ニ沿ハシムルニアリ。然レドモ此ノ如キ配列ハ實際ニ於テ不

可能ナレバ通常桁ノ下端ニ近ク水平鐵筋(Horizontal Reinforcement)ヲ配列シテ應張力ヲ受ケシムルモノトス。然ルニ圖上ヨリ明カナル如ク彎曲率ノ最大ナル斷面(通常桁ノ中央若クハ其附近)ニ於テハ最大應張力ノ方向ハ水平ナルヲ以テ此部分ニ於テハ水平鐵筋ノミニテ可ナルベキモ桁ノ兩端ニ近ヅクニ從ヒ剪斷力漸次増加シ其結果最大應張力ノ方向益傾斜スルニヨリ水平鐵筋ノミニテハ不充分ニシテ混凝土ガ張力ヲ受ケ龜裂ヲ生ズルニ至ルベシ。之ヲ防グニハ鉛直若シクハ傾斜セル腹鐵筋(Web Reinforcement)ヲ用ヒテ剪斷力ヲ受ケシムルニアリ。故ニ桁ノ鐵筋ハ水平鐵筋及ビ腹鐵筋ノ二ツヨリ成ルモノニシテ此章ニ於テハ專ラ前者ヲ論究シ後者ハ次章ニ於テ詳論セントス。

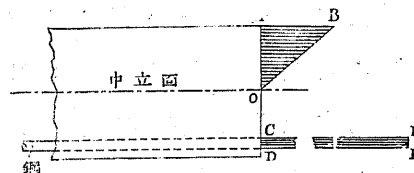
144. 鐵筋混凝土桁ノ彎曲理論(Theory of Flexure for Reinforced Concrete Beams) 鐵筋混凝土桁ニ關スル多

クノ實用公式ニ於テハ通常ノ桁ノ場合ト同様ニ次ノ二ツノ假定ヲナス。

- (1) 桁ノ或斷面ニ於ケル單位變形ハ中立軸ヨリノ距離ニ正比例ス。
- (2) 桁ノ或斷面ニ於ケル單位應力ハ中立軸ヨリノ距離ニ正比例ス。

此假定ニヨレバ混凝土ニ於ケル應壓力ノ配布ハ第 238 圖 OAB ナル三角形ニテ表示サレ鋼ニ於ケル

第 238 圖



應張力ハ CDEF ナル矩形ニテ表ハサルベシ。嚴格ニ云へバ鋼ノ應力モ Oヨリノ距離ニ從ヒ

CDノ間ニ變化スベキ筈ナルモ鋼ノ斷面積ハ比較的小ナレバ CDニ均等ニ配布セラル、モノト見做シタルモノト知ルベシ。此假定ニヨルトキハ公式ノ誘導モ簡易ニシテ且ツ其應用モ比較的容易ナリトス。實驗ノ結果ニ徴スルニ荷重ガ安全程度ノモノニシテ混凝土ノ應壓力ガ其作用強度ヲ超過セザルトキハ其配布ハ圖ノ如ク直線ニヨリテ表ハサル、トスルモ差支ナキモノトス。故ニ安全荷重ヲ受クル桁ニ對シテハ前陳ノ假定ヲ基礎トセル公式ヲ

用フルモ其誤差ハ極メテ小ナリトス。

若シ混凝土ノ應壓力ノ配布ガ直線ニテ表ハサル、代リニ或曲線(通常拋物線)ニテ表ハサル、ト假定シテ公式ヲ出セバ此公式ハ安全荷重以內ニ適用シテ前公式ヨリ正確ナル結果ヲ得ルノミナラズ夫以上ノ荷重ニモ適用スルヲ得ベシ然レドモ此假定ニ基ヅキタル公式ハ前者ヨリ複雑ニシテ從ツテ其應用亦簡易ナラズ。

以上ノ外混凝土ノ應張力ヲ考ヘ或ハ安全率ノ適用如何ニヨリテ公式ノ變化アルベク又ハ實驗ノ結果ヲ加味セル半バ實驗的ノ公式等數多アレドモ本篇ニ於テハ唯上叙ノ直線配布及曲線配布ヲ基礎トセルニ公式ヲ述ブルニ止ム。尤モ實際ニ最モ多ク用ヒラル、ハ前者ナリトス。

一般ニ鐵筋混凝土ニ關スル公式ニハ多數ノ記號必要ニシテ其記法ハ最モ明瞭ナルヲ要ス。今本篇ニ於テハ下ノ如ク之ヲ定ム。此記法ハ重ニ米國ニ於ケル標準ニヨレルモノナリ。

f_s = 鋼ニ於ケル單位應張力,

f_c = 混凝土ニ於ケル單位應壓力,

E_s = 鋼ノ彈性係數,

E_c = 混凝土ノ彈性係數,

$n = E_s$ ト E_c トノ比,

$\epsilon_s = f_s$ ノ爲メニ生ズル鋼ノ單位變形,

$\epsilon_c = f_c$ ノ爲メニ生ズル混凝土ノ單位變形,

T = 桁ノ一斷面ニ於テ鋼ニ起ル全應張力,

C = 同斷面ニ於テ混凝土ニ起ル全應壓力,

M_s = 鋼ニヨリ定メラル、抵抗力率,

M_c = 混凝土ニヨリテ定メラル、抵抗力率,

M = 彎曲率又ハ一般ノ抵抗力率,

b = 桁ノ矩形斷面ノ幅,

d = 桁ノ矩形斷面ノ高さ,

k = 中立軸ヨリ桁ノ上面ニ至ル距離ト d トノ比,

j = 抵抗偶力ノ臂ト d トノ比,

a_s = 鋼ノ總斷面積,

p = 鋼比即チ鋼ト混凝土トノ斷面積ノ比, $\frac{a_s}{bd}$.

145. 安全荷重ニ對スル抵抗力率公式 (Flexure Formula for Working Loads) 前節ニ述ベタル如ク此ノ場合ニ於テハ混凝土ニ於ケル應壓力ノ變化ハ直線ト見做スヲ得又變形モ中立軸ヨリノ距離ニ正比例スルヲ以テ

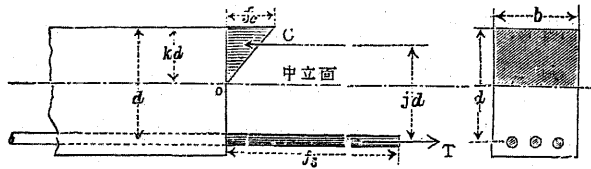
$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_c} = \frac{d - kd}{kd} = \frac{1 - k}{k},$$

$$\text{然ルニ} \quad \epsilon_s = \frac{f_s}{E_s}, \quad \epsilon_c = \frac{f_c}{E_c},$$

$$\therefore \frac{f_s}{E_s} \cdot \frac{E_c}{f_c} = \frac{1-k}{k}$$

$$\therefore \frac{f_s}{n f_c} = \frac{1-k}{k} \dots\dots\dots (a)$$

第 239 圖



桁ガ水平ニシテ荷重ガ鉛直ナルトキハ一断面ニ於ケル全應張力 T ト全應壓力 C トハ相等シカラザルベカラズ、即チ

$$f_s a_s = \frac{1}{2} f_c b k d, \quad \therefore f_s = \frac{1}{2} f_c k \frac{b d}{a_s} = \frac{f_c k}{2p} \dots\dots\dots (b)$$

上式ヲ書換フレバ $k = 2p \frac{f_s}{f_c}$.

此値ヲ (a) 式ニ代入スレバ

$$\frac{1}{n} \cdot \frac{f_s}{f_c} = \frac{1 - 2p \cdot \frac{f_s}{f_c}}{2p \cdot \frac{f_s}{f_c}}$$

$$\therefore 2p \left\{ \left(\frac{f_s}{f_c} \right)^2 \cdot \frac{1}{n} + \frac{f_s}{f_c} \right\} = 1,$$

$$\therefore p = \frac{1}{2 \left\{ \left(\frac{f_s}{f_c} \right)^2 \cdot \frac{1}{n} + \frac{f_s}{f_c} \right\}} \dots\dots\dots (135)$$

此式ヨリ考フルニ單位應力ノ比ト彈性係數ノ比

トガ不變ナレバ總テノ桁ニ對シテ鋼比ハ常數ナルベキモノトス。若シ f_s 及 f_c ヲ鋼及混凝土ノ作用強度ニ等シクシ上式ヨリ p ノ値ヲ出セバ其値ノ鋼比ヲ有スル桁ハ其大サノ如何ニ拘ハラズ一ツノ材料ガ作用強度ニ達スレバ他材料モ同時ニ作用強度ニ達シ理想的ノモノタルベシ。桁ノ設計ニ當リテハ無論上式ニヨリテ p ノ値ヲ定ムベキナリ。若シ一ツノ桁アリテ其鋼比ガ上式ニヨリテ得タル p ヨリ小ナルトキハ混凝土ガ未ダ作用強度ニ達セザル前ニ鋼ハ其作用強度ニ達スベシ。此ノ如キ桁ヲ鐵筋不足桁 (Under-Reinforced Beams) ト謂フコトアリ。反之若シ與ヘラレタル桁ノ鋼比ガ上式ガ與フルモノヨリ大ナルトキハ混凝土ガ鋼ヨリ早く作用強度ニ達スベシ。此ノ如キ桁ヲ鐵筋過剩桁 (Over-Reinforced Beams) ト稱ス。後者ニ於テハ桁ノ強サハ混凝土ニヨリテ定マリ前者ニ於テハ鋼ニヨリテ定マルコト論ヲ俟タズ。

次ニ (a) 式中ニ (b) 式ノ f_s ノ値ヲ代入スレバ

$$k^2 = 2pn(1-k),$$

$$\therefore k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \dots\dots\dots (136)$$

此式ニヨリテ見ルニ中立軸ノ比較位置ハ桁ノ高サニ拘ハラズ唯彈性係數ノ比 n ト鋼比 p トニヨリテ

變ズルモノナリ。

抵抗力率ハC及Tヨリ成ル偶力ノ力率ナレバ之ヲ求ムルニハ先ヅ偶力臂ヲ見出サハルベカラズ。桁ノ上面ヨリ應壓力ノ中心迄ノ距離ハ $\frac{1}{3} \cdot kd$ ナレバ偶力臂ハ即チ

$$jd = d - \frac{1}{3}kd, \text{ 又ハ } j = 1 - \frac{1}{3}k \dots\dots\dots(137)$$

從ツテ $M = T \cdot jd = f_s a_s \cdot jd = f_s p j \cdot bd^2 \dots\dots\dots(138)$

又ハ $M = C \cdot jd = \frac{1}{2} f_c kcd \cdot jd = \frac{1}{2} f_c k j \cdot bd^2 \dots\dots\dots(139)$

(138)及(139)二式ハOヲ原點トシC及Tノ力率ヲ求メテ之ヲ導キ出スヲ得即チ

$$M = C \times \frac{2}{3}kd + T \times (d - dk) \\ = \frac{1}{3}f_c k^2 \cdot bd^2 + f_s a_s (1 - k)d.$$

此式 = (b)式ヨリ f_s ノ値ヲ代入スレバ(139)式ヲ得、 f_c ノ値ヲ代入スレバ(138)式ヲ得。

桁ノ或斷面ガ彎曲率Mヲ受クルトキ其斷面ニ於ケル單位應力ヲ求ムルニハ

$$T = \frac{M}{jd} = C, \\ f_s = \frac{T}{a_s} = \frac{M}{a_s jd} \dots\dots\dots(140)$$

(b)式ヨリ

$$f_c = \frac{2f_s p}{k} = \frac{2Mp}{a_s k j d} \text{ 又ハ } = \frac{2T}{k b d} \dots\dots\dots(141)$$

146. 公式ノ適用法 今以上ノ公式ヲ如何ニ適用スベキカニ就テ少シク述ベントス。

(1) 與ヘラレタル桁ノ安全荷重ヲ求ムル法 此場合ニ於テハ先ヅ其桁ノ鐵筋不足ナルヤ又ハ鐵筋過剩ナルヤヲ知ルヲ要ス。即チ前ニ述ベタル如ク其桁ノ鋼比ガ(135)式ガ與フル理想的鋼比ヨリ小ナルヤ又ハ大ナルヤヲ知ラザルベカラズ。

若シ其桁ガ鐵筋不足ナルトキハ其強度ハ鋼ニヨリテ定マルヲ以テ(138)式ヲ用ヒテ抵抗力率ヲ計算スベシ、即チ

$$M_s = f_s p j \cdot bd^2 \dots\dots\dots(142)$$

反之若シ其桁ガ鐵筋過剩ナルトキハ(139)式ニヨリテ力率ヲ計算スベシ、即チ

$$M_c = \frac{1}{2} f_c k j \cdot bd^2 \dots\dots\dots(143)$$

又ハ(142)及(143)式ニヨリテ M_s 及 M_c ヲ計算シ孰レカ小ナル方ヲ其桁ノ抵抗力率トスルモ可ナリ。

斯クシテ其桁ノ抵抗力率知レルトキハ之ヲ最大彎曲率ノ式ト等値トシ夫ヨリ安全荷重ノ値ヲ知ルヲ得。以上ノ計算ニ於テハ f_s 及 f_c ハ二材料ノ作用

強度ヲ取ルベキナリ。

(2) 與ヘラレタル桁ガ或荷重ニ對シテ安全ナルヤ否ヤヲ知ル法 先ヅ其荷重ニ對スル最大彎曲率ヲ見出シ此値ヲ(140)及(141)式ニ入レ f_s 及 f_c ノ値ヲ計算スベシ。然ラバ此 f_s 及 f_c ハ最大彎曲率ヲ受クル斷面ニ於テ鋼及混凝土ニ起ルベキ單位應力ナリトス。故ニ之ヲ各材料ノ作用強度ト比較スベシ。但シ計算シタル f_c ガ混凝土ノ作用強度ヨリ大ナルカ又ハ f_s ガ鋼ノ彈性限度ヲ超過スル場合ニハ計算ノ結果ハ近似的ノモノタルヲ忘ルベカラズ。

(3) 桁ノ設計法 鐵筋混凝土桁ヲ設計スルニハ先ヅ其桁ガ受クル最大彎曲率ヲ知ラザルベカラズ。次ニ(135)式ニ於テ f_s 及 f_c ヲ鋼及混凝土ノ作用強度ニ取リテ理想的鋼比ヲ算出シ此値ヲ用ヒテ(136)及(137)式ヨリ k 及 j ノ値ヲ算出スベシ。斯ク p, k, j ノ値ヲ知レバ(138)又ハ(139)式中孰レカ便利ナル方ヲ用ヒテ bd^2 ノ値ヲ見出スヲ得ベシ、即チ

$$bd^2 = \frac{M}{f_s p j} \text{ 又ハ } bd^2 = \frac{M}{\frac{1}{3} f_c k j} \dots\dots\dots(144)$$

bd^2 ノ値ヲ知レバ b ヲ假定シテ d ヲ定ムルヲ得。若シ或事情ニヨリテ p ノ値ヲ理想的鋼比ヨリ小ナラシムルカ或ハ大ナラシムル必要アルトキハ(144)式

中ノ前式又ハ後式ノミヲ用フベキコト勿論ナリ。

次ニ鋼ノ斷面積ヲ見出スニハ

$$p = \frac{a_s}{bd} \therefore a_s = p \cdot bd$$

注意 單桁ノ設計ニ於テ兩支端ノ構造ガ多少ニテモ固定若シクハ控制セララルル傾向アルトキハ負彎曲率ニ對シ相當ノ鐵筋ヲ加ヘザルベカラズ。

(4) 公式表圖 (142)及(143)式ハ次ノ形ニテ表ハスヲ得。

$$M_s = K_s \cdot bd^3 \quad M_c = K_c \cdot bd^3$$

$$\text{上式ニ於テ } K_s = f_s \cdot p \cdot j, \quad K_c = \frac{1}{2} f_c \cdot k \cdot j \dots\dots\dots(c)$$

理想的鋼比ヲ有スル桁ニ對シテハ

$$K_s = K_c = K = \frac{M}{bd^3}, \quad \text{即チ } bd^3 = \frac{M}{K} \dots\dots\dots(145)$$

今 p 及 n ノ値ヲ定メ之ニ對スル k 及 j ノ値ヲ算出シ(c)式ニ於テ K_s 及 K_c ニ種々ノ數ヲ代入スレバ第一表圖ノ如ク及 f_s 及 f_c ノ曲線ヲ畫クコトヲ得ベシ。此表圖ニヨリテ上叙ノ(1),(2),(3)ニ述ベタル總テノ問題ヲ解決スルヲ得。

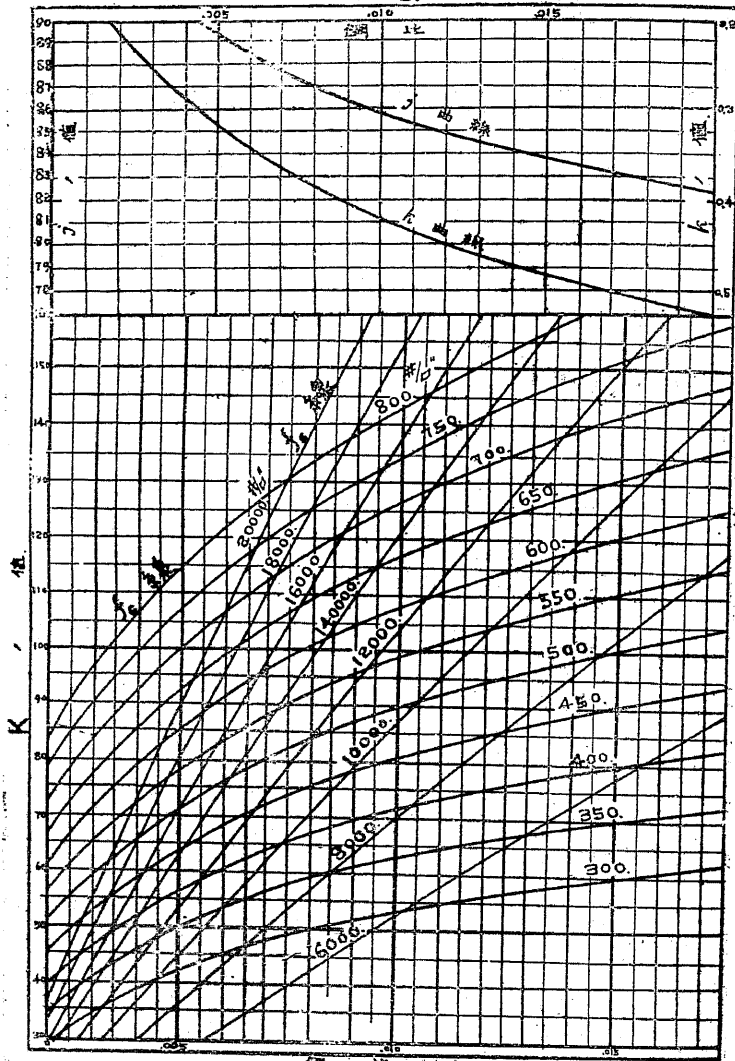
例題1. 高サ42", 幅20"ナル矩形斷面ノ底邊ヨリ2'ノ所ニ徑 $1\frac{1}{8}$ "ナル鋼釘六本ヲ有スル單桁アリ。其支間20'ナルトキ此桁ガ受ケ得ベキ安全等布荷重ヲ求ム。但シ

$$n=15, \quad f_c=600 \text{ lb/in}^2, \quad f_s=16,000 \text{ lb/in}^2 \text{ トス}$$

第一表圖

抗張鐵筋/199スル桁

$n=15$



第 240 圖

$b=20', d=40', a_s=6 \times 0.934=5.96''$

$\therefore p = \frac{5.96}{20 \times 40} = 0.00745$

(135)式 = ヨリテ理想的鋼比ヲ計算スレバ 0.00675
トナル故 = 此桁ハ鐵筋過剩ナルヲ知ル從テ其
強サハ混凝土ノ強サ = ヨリテ制限セラル、モ
ノナリ。故 =

$M_c = \frac{1}{2} f_c k j b^2$

然ル = $k = \sqrt{\{2pn + (pn)^2\}} - 1 n = 0.373$ 此値ハ第一表
圖ヲ用ヒテモ直 = 出ステ得。即チ上線ノ鋼比 0.00745 ナ通ル鉛
直線ガ下曲線ヲ切ル點ヨリ水平線ヲ引キ右側ノ數字ヲ讀メバ
可ナリ。

$\therefore j = 1 - \frac{1}{3} K = 0.876,$

$\therefore M_c = \frac{1}{2} \times 600 \times 0.373 \times 0.876 \times 20 \times 40 \times 40 = 3,133,780$ 呎吋。

然ル = 抵抗力率ハ此桁ガ受クル最大彎曲率ト等シカラザルベ
カラズ。故 = 桁ノ每呎 = 於ケル荷重ヲ w トスレバ

最大彎曲率 = $\frac{1}{8} w l^2 = \frac{1}{8} \times w \times 20 \times 20$ 呎吋

= $\frac{1}{8} \times w \times 20 \times 20 \times 12$ 呎吋、

$\therefore \frac{1}{8} \times w \times 20 \times 20 \times 12 = 3,136,780$

$\therefore w = \frac{8 \times 3,136,780}{20 \times 20 \times 12} = 5,228$ 呎每呎

今混凝土ノ重量ヲ 150 呎每立方呎トスレバ桁ノ自己重量ハ次
ノ如シ。

桁ノ自己重量 = $\frac{42 \times 20 \times 150}{144} = 875$ 呎每呎、

\therefore 桁ガ受ケ得ル等布荷重 = $5,228 - 875 = 4,353$ 呎每呎

表圖ヲ用フル場合 第一表圖 = 於テ下線ノ鋼比 0.00745 ナ通ル

鉛直線ガ600#/□'ノ f_c 線ヲ切ル點ヨリ左側ニ水平線ヲ引キ K ノ値ヲ求ムレバ約98トナル故ニ

$$M_c = K \times b d^2 = 98 \times 20 \times 40 \times 40 = 3,136,000 \text{ 呎吋}$$

例題2. 例題(1)ニ於ケル桁ガ中央ニ於テ20噸ノ荷重ヲ受ケルトキハ其桁ハ安全ナルカ.

20噸荷重ノ爲メニ生ズル最大彎曲率 $= \frac{Wl}{4} = 2,688,000 \text{ 呎吋}$

桁ノ自己重量ノ爲メニ生ズル最大彎曲率 $= \frac{1}{8} w l^2 = 525,000 \text{ 呎吋}$

$$\therefore f_s = \frac{M}{a_s j d} = \frac{2,688,000 + 525,000}{5.96 \times 0.876 \times 40} = 15,385 \#/\square'$$

$$f_c = \frac{2 f_s p}{k} = \frac{2 \times 15,385 \times 0.00745}{0.373} = 615 \#/\square'$$

即チ前題ト同様ノ作用強度ヲ取ルトスレバ混凝土ニハ其作用強度ヨリ少シク大ナル應力ガ起ル.

表圖ヲ用フル場合 先ヅ K ヲ計算スベシ即チ

$$K = \frac{M}{b d^2} = \frac{2,688,000 + 525,000}{20 \times 40 \times 40} = 100.4$$

第一表圖ニ於テ $K=100.4$, $p=0.00745$ ノ交點ヲ求ムレバ此點ハ $f_s=14,000$, $f_c=16,000$ ナル二線ノ中間ニアリテ16,000線迄ノ鉛直距離ハ此二線間ノ距離ノ約 $\frac{1}{4}$ ナリ.

$$\therefore f_s = 16,000 - 2,000 \times \frac{1}{4} = 15,500 \#/\square'$$

同様ニシテ上述ノ交點ノ位置ヲ $f_c=600$ ト $f_c=650$ トノ二線間ニ按分比例ニテ定ムレバ

$$f_c = 600 + 50 \times \frac{1}{3} = 617 \#/\square'$$

例題3. 支間15'ニシテ1,000呎毎呎ノ等布荷重(自己重量ヲ含ム)ヲ受ケ同時ニ左端ヨリ5'及10'ナル點ニ各15,000呎ノ集中荷重ヲ受ケ得ベキ單桁ヲ設計セヨ. 但シ $f_s=16,000 \#/\square'$, $f_c=650 \#/\square'$, $n=15$ トス.

最大彎曲率ハ桁ノ中央ニ起リ其値ハ

$$M = 1,237,500 \text{ 呎吋}$$

(135)式ヨリ p ヲ計算スレバ $p=0.0077$, 從ツテ(136), (137)二式ヨリ $k=0.378$ 及 $j=0.874$ ヲ得.

$$\therefore b d^2 = \frac{M}{f_s j} = \frac{1,237,500}{16,000 \times 0.0077 \times 0.874} = 11,493 \text{ 吋}^3$$

$b=16$ 吋ト假定スレバ

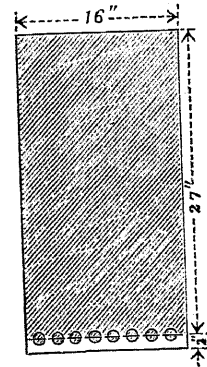
$$d^2 = \frac{11,493}{16} = 718.3, \therefore d = 26.8$$

故ニ 16 吋 \times 27 吋ノ断面ニスレバ可ナリ.

$$a_s = p \cdot b d = 0.0077 \times 16 \times 27 = 3.33 \square'$$

第241圖

故ニ $\frac{3}{4}$ 徑ノ圓釘8本ヲ用フ. 然レバ其断面ハ $3.53 \square'$ トナル. 又釘ノ下ニハ後ニ述ブル如ク2吋位ノ厚サノ混凝土アルヲ要スル故ニ出來上リノ断面ハ第241圖ノ如キ形トナルベシ.



表圖ヲ用フル場合 第一表圖ニ於テ $f_s=16,000$ ナル線ト $f_c=650$ ナル線トノ交點ヨリ鉛直線ヲ立ツレバ p ノ値 0.0077 ヲ得. 次ニ此交點ヨリ水平線ヲ引キ K ノ値ヲ求ムレバ 107.6 ヲ得.

$$b d^2 = \frac{M}{K} = \frac{1,237,500}{107.6} = 11,500 \text{ 吋}^3$$

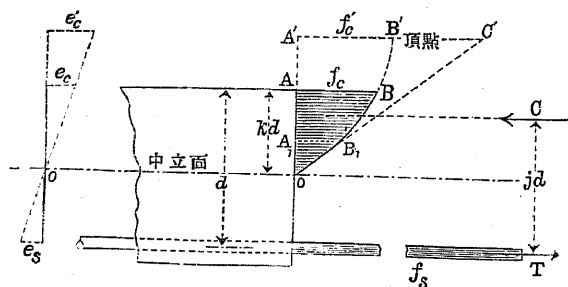
147. 應壓力變化ヲ拋物線トセル抵抗力率公式 (Flexure Formula based on Parabolic Variation of Compression)

此公式ハ混凝土ニ於ケル應壓力ノ變化ガ其破壊強度ニ相當スル所ニ頂點ヲ有スル拋物線ニヨリテ表ハサル、トノ假定ニ基ツクモノニシテ混凝土ニ於ケル應壓力ガ其作用強度以內ナル場合ニ適用シ得

ルノミナラズ作用強度ヲ越エタル場合ニモ若シ鋼ノ應力ガ尙其彈性限度以內ナル如キ鋼比ヲ有スル桁ナレバ如何ナル荷重加ハルモ此公式ヲ用フルヲ得ベシ。

若シ桁ニ加ハル荷重ガ破壊荷重ナラザルトキハ第242圖ノ如ク頂點ヲ縁維ノ外ニ有スル拋物線OBニテ表ハサルベシ。又此公式ニ於テモ單位變形ハ中立軸ヨリノ距離ニ正比例スルト假定スルモノトス。

第 242 圖



f_c', ϵ_c' = 混凝土ノ破壊強度及終極變形

f_c, ϵ_c = 同上ノ縁維ニ於ケル單位應力及單位變形

$$q = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c'}$$

然ルトキハ拋物線ノ性質ヨリ次ノ關係ヲ得。

$$(2-q)q = \frac{f_c}{f_c'}$$

$$\frac{3-q}{3(2-q)} \cdot f_c = \text{拋物線OBノ平均横距,}$$

$$\frac{4-q}{4(3-q)} \cdot kd = \text{拋物線形OABノ中心ヨリAB迄ノ距離.}$$

第一ノ關係ヨリ

$$f_c = f_c'(2-q)q.$$

然ルニ第138節ニ述ベシ如ク混凝土ガ作用強度ニ近キ應力ヲ受クルトキノ E_c ハ切線 OC' ノ勾配即チ $\tan A'OC'$ ニテ表ハスヲ得ベシ,

$$\therefore E_c = \tan A'OC' = \frac{A'C'}{A'O}.$$

然ルニ $A'C' = 2A'B' = 2f_c'$, $A'O = \epsilon_c'$ ナルヲ以テ

$$E_c = \frac{2f_c'}{\epsilon_c'} \quad \text{又ハ} \quad f_c' = \frac{1}{2} E_c \epsilon_c'$$

$$\therefore f_c = f_c'(2-q)q = \frac{1}{2}(2-q)E_c \epsilon_c \dots \dots \dots (a)$$

次ニ第145節ト同様ニシテ

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_c} = \frac{d-dk}{dk} = \frac{1-k}{k}, \quad f_s = E_s \epsilon_s.$$

此第二式ヲ(a)ニテ除スレバ

$$\frac{f_s}{f_c} = \frac{2}{2-q} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{\epsilon_s}{\epsilon_c} = \frac{2}{2-q} \cdot n \cdot \frac{1-k}{k},$$

$$\therefore \frac{f_s}{n \cdot f_c} = \frac{2(1-k)}{k(2-q)} \dots \dots \dots (b)$$

又桁ノ一断面ニ於テハ全應張力ト全應壓力トハ

相等シキ筈ナレバ

$$a_s f_s = b k d \cdot \frac{3-q}{3(2-q)} f_c \dots\dots\dots (c)$$

(c)式ヨリ kノ値ヲ出シ之ヲ(b)式ニ代入スレバ

$$p \cdot \frac{3(2-q)}{3-q} \cdot \left(\frac{f_s}{f_c}\right)^2 \cdot \frac{2-q}{2n} + p \cdot \frac{f_s}{f_c} \cdot \frac{3(2-q)}{3-q} = 1,$$

$$\therefore p = \frac{3-q}{3(2-q)} \cdot \frac{1}{\frac{2-q}{2n} \cdot \left(\frac{f_s}{f_c}\right)^2 + \frac{f_s}{f_c}} \dots\dots\dots (146)$$

若シ q=1 ナルトキ即チ f_c ガ破壊強度ナルトキハ

$$p = \frac{\frac{2}{3}}{\left(\frac{f_s}{f_c}\right)^2 \cdot \frac{1}{2n} + \frac{f_s}{f_c}} \dots\dots\dots (146_a)$$

上式ニ於テ f_c ヲ混凝土ノ破壊強度トシ f_s ヲ鋼ノ
彈性限度トスレバ破壊荷重ニ對スル理想的鋼比ヲ
得ベシ。

次ニ(c)式ヨリ $\frac{f_s}{f_c}$ ノ値ヲ見出シ之ヲ(b)式ニ代入ス
レバ

$$(3-q)k^2 = 6pn(1-k)$$

$$\therefore k = \sqrt{2 \cdot \frac{3pn}{3-q} + \left(\frac{3pn}{3-q}\right)^2} - \frac{3pn}{3-q} \dots\dots (147)$$

若シ q=1 ナルトキハ

$$k = \sqrt{3pn + \left(\frac{3}{2}pn\right)^2} - \frac{3}{2}pn \dots\dots\dots (147_a)$$

抵抗力率ヲ求ムルニハ偶力臂 jdノ値ヲ見出サ
ルベカラズ。然ルニ jdノ値ハ第145節ト同様ニ k
サヘ分レバ直ニ知ルヲ得。

$$jd = d - \frac{4-q}{4(3-q)} kd,$$

$$\therefore j = 1 - \frac{4-q}{4(3-q)} k \dots\dots\dots (148)$$

從ツテ

$$M = Tjd = f_s a_s jd = f_s j b d^2 \dots\dots\dots (149)$$

又ハ

$$M = C \cdot jd = \frac{3-q}{3(2-q)} j k f_c b d^2 \dots\dots\dots (150)$$

$$f_s = \frac{M}{j b d^2}, \quad f_c = \frac{3(2-q)}{3-q} \cdot \frac{M}{j k b d^2} \dots\dots\dots (151)$$

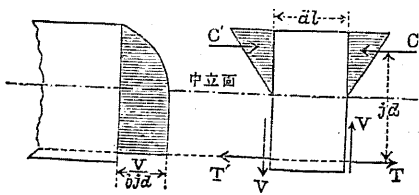
破壊荷重ノ場合ニ於テ(149)乃至(151)式ニ相當ス
ル公式ハ前同様ニ q=1ト置ケバ直ニ之ヲ導キ出ス
ヲ得。

本節ニ於ケル公式ノ適用法ハ略第145節ノ場合
ト同様ナレバ之ヲ繰返スノ必要ナシ。然ルニ(151)
式ヲ用ヒテ單位應力 f_s, f_cヲ見出す場合ニハ此二式
ニ j 及 kヲ含ミ居ルヲ以テ先ヅ qノ値ヲ知ルヲ要
スレドモ qハ f_cノ値不明ナレバ之ヲ定ムル能ハズ。
從ツテ直接ニ f_c 及 f_sノ値ヲ見出すコト不可能ナリ。
故ニ先ヅ qニ假定ノ値ヲ入レ(151)式ノ試解ヲナシ
此ノ如クシテ精確ナル結果ヲ得ル迄幾回モ之ヲ繰

返スベシ。又本節ニ於ケル公式ヲ混凝土ガ安全荷重ヲ受クル場合ニ適用スルニハ q ヲ約 $\frac{1}{4}$ ニ取ルベキナリ。然ルニ q ガ $\frac{1}{4}$ 位ナレバ混凝土ニ於ケル應力ノ配布ハ殆ンド直線ト見做スヲ得(第 242 圖 OA_1B_1 ノ部分ニシテ A_1B_1 ガ作用強度ニ相當ス)。故ニ此場合ニハ第 145 節ニ於ケル公式ヲ使用スル方非常ニ簡便ナリトス。

148. 鐵筋混凝土桁ノ應剪力(Shearing Stress in Reinforced Concrete Beams) 鐵筋混凝土桁ニ於ケル應剪力ノ配布ハ普通ノ齊等質材料ノ桁ニ於ケル場合ト多少其趣ヲ異ニセリ。是レ應張力ガ中立軸ヨリノ距離ト正比例シテ漸次増大セズシテ鋼ノミニ集中セルガ爲メナリ。今一ツノ桁ノ極メテ短カキ部分 dl ヲ考ヘ其一端ニ於ケル鉛直剪斷力ヲ V トスレバ他端ニ於テモ矢張同一値ノ剪斷力ガ働ケルト考フル

第 243 圖



ヲ得ベシ。故ニ dl ナル細微部分ハ第 243 圖ノ右方ニ示ス如ク $(C, T), (C', T')$ 及 (V, V)

ナル三ツノ偶力ヲ受ケテ平衡ヲ保ツモノナリ。然ルニ $C=T, C'=T'$ ニシテ從ツテ $(C-C')=(T-T')$ ナレバ

$(C, T), (C', T')$ ナル二偶力ヲ合成シタルモノハ $\{(C-C'), (T-T')\}$ ナル偶力トナリ此偶力ト (V, V) ナル偶力ト相殺スベキナリ。

$$\therefore V \cdot dl = (T - T') \cdot jd,$$

$$\therefore T - T' = \frac{V \cdot dl}{jd}$$

中立面ト鋼トノ間ノ任意ノ水平面ニ於ケル全應剪力ハ明カニ $(T - T')$ ニシテ其單位應剪力ハ

$$v = \frac{T - T'}{b \cdot dl}$$

上式ニ於テ b ハ桁ノ幅ナリ。 $(T - T')$ ニ前式ノ値ヲ代入スレバ

$$v = \frac{V \cdot dl}{jd \cdot b \cdot dl} = \frac{V}{b \cdot jd} \dots \dots \dots (152)$$

j ヲ其近似ノ値 $\frac{7}{8}$ トスレバ

$$v = \frac{8}{7} \cdot \frac{V}{bd} \dots \dots \dots (153)$$

即チ中立面以下ニアル任意ノ水平面ニ於ケル單位應剪力ハ平均單位應剪力ヨリ $\frac{1}{7}$ 丈ケ大ナリト知ルベシ。而シテ一斷面ニ於ケル應剪力ハ中立面以上ニテハ普通ノ桁ノ場合ト同様ニ一ツノ曲線ニテ其變化ヲ表ハサレ其以下ニ於テハ均等ナルヲ以テ其配布ハ第 243 圖左方ノ如クナルベシ。然レドモ

實際ノ設計ニ於テハ應剪力ハ斷面ニ均等ニ配布セラレ、モノト假定スルコト多シ。即チ v_0 ヲ其單位應剪力トスレバ

$$v_0 = \frac{V}{bd} \dots \dots \dots (154)$$

此式ニヨリテ計算シタル v_0 ト (152) 式ニヨリテ計算シタル v トノ差ハ v_0 ノ 10% 乃至 15% ナリトス。

149. 附着應力 (Bond Stress) 第 139 節ニ述ベタル如ク附着カトハ混凝土ヨリ鐵筋ヲ引拔カントスル力ニ抵抗スル力ニシテ普通ノ應力ト多少其趣キヲ異ニスレドモ便宜上之ヲ附着應力ト稱スルヲ得ベシ。

前節同様ニ桁ノ極細微ナル長サ dl ヲ考フレバ第 243 圖ヨリ明カナル如ク dl ナル長サノ鋼ヲ混凝土ヨリ分離セントスル力ハ無論 $(T-T')$ ナレバ鋼ト混凝土トノ間ノ附着應力ハ此値ニ等シカラザルベカラズ。

- 今 U = 單位ノ長サニ於ケル附着應力,
- u = 單位面積ニ於ケル附着應力,
- m = 鐵筋トシテ用ヒタル鋼釘ノ數,
- d_1 = 鋼釘ノ直徑

トスレバ

$$U \cdot dl = T - T', \therefore U = \frac{T - T'}{dl}$$

然ルニ前節ニヨリ

$$T - T' = \frac{V \cdot dl}{jd}, \therefore U = \frac{V}{jd} \dots \dots \dots (155)$$

此 U ハ $m \times \pi d_1 \times 1$ 即チ $m\pi d_1$ ナル面積ニ配布セラレ居ルヲ以テ單位面積ニ於ケル附着應力ハ

$$u = \frac{U}{m\pi d_1} = \frac{V}{m\pi d_1 jd} \dots \dots \dots (156)$$

此式ニヨリテ見ルニ單位面積ニ於ケル附着應力ハ剪斷力 V ニ正比例セリ。故ニ其變化ハ剪斷力表圖ニヨリテ表ハスヲ得ベシ。

附着カガ混凝土ト鋼トノ間ニ働ク力ヨリ大ナレバ二材料ノ分離ハ起ラザルモ若シ之ヨリ小ナルトキハ何等カノ方法ニテ之ヲ防ガザルベカラズ。

然ルニ第 139 節ニ述ベシ如ク普通ノ鋼釘ニテモ附着力頗ル大 (200 乃至 300 #/sq. in.) ナレバ通常ノ場合ニ於テハ特別ノ考慮ヲ要セザルモノナリ。然レドモ鐵筋混凝土桁ノ強サガ附着應力ニヨリテ制限セラレ、如キコトアリテハ面白カラザレバ出來得ベクンバ鋼ノ抗張強ト同ジ値ノ附着應力ヲ發生シ得ル様ニナスヲ可トス。

$$m \cdot \pi d_1 u = \text{單位ノ長サニ於ケル總附着應力,}$$

$$m \cdot \frac{\pi}{4} d_1^2 f_s = \text{鋼 釘} = \text{於 ケル 總 應 張 力}.$$

今 w を以テ鋼ノ應張力ト等シキ附着應力ヲ發生シ得ベキ長サトスレバ

$$m \cdot \frac{\pi}{4} d_1^2 f_s = m \cdot \pi d_1 u x,$$

$$\therefore w = \frac{f_s d_1}{4u} \dots \dots \dots (157)$$

上式ニ鋼ノ作用抗張強度及作用附着強度(單位面積ノ附着力)ヲ代入スレバ所要ノ長サヲ知ルヲ得。米國聯合調査會ニテ選定セシ値即チ $u = 80 \text{ #/sq. in.}$ (標準混凝土), $f_s = 16,000 \text{ #/sq. in.}$ ヲ代入スレバ

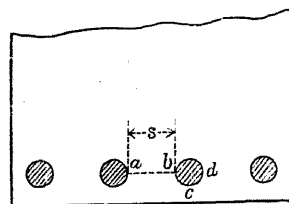
$$w = 50 d_1 \text{ (圓釘ノ場合)}$$

若シ鋼釘ノ直徑ガ1吋以上ナルトキハ長サ50吋以上ヲ要シ短キ桁ニ於テハ不可能ナルコトアルベシ。此ノ如キ場合ニハ異形ノ釘ヲ用フルカ又ハ他ニ相當ナル機械的設備ヲナシテ抵抗力ヲ増スノ要アルベシ。第139節ニ述ベシ如ク釘ノ終端ヲ $5d_1$ ヲ直徑トシ180°曲グル如キモ其一例タルベシ。

150. 鐵筋ノ間隔 (Spacing of Reinforcement) 水平鐵筋ニ用フル鋼釘ノ間隔ヲ如何ニスベキカノ問題ニ關シテハ從來人々ノ研究セシ所ニシテ鋼釘ノ間ニ混凝土ヲ満足ニ填充シ得ル爲メニ其間隔ヲ之ニ用

フル砂利ノ直徑ヨリ廣カラシムベキハ勿論ナリ。又此問題ハ附着應力ニ關係ヲ有スベキコトハ想像スルニ難カラズト雖モ未ダ確實ニ信賴スベキ計算方法ヲ案出セルモノナシ。米國ノ或技術家ノ主張スル所ニヨレバ鐵筋ガ其下部ニアル混凝土ニ傳フル應力ヲ更ニ上部ノ混凝土ニ傳達シ得ル丈ケノ間隔ヲ有セシムベシトセリ。換言スレバ鋼釘間ニ於ケル混凝土ノ水平斷面ニ於ケル應剪力ト一ツノ鋼釘ノ下半部分ニ起ル附着應力トヲ等シカラシムルニアリ。例ヘバ第244圖ニ於テ ab ナル水平斷面ニ於ケル應剪力ト鋼釘ノ下半面即チ bcd 面ニ於ケル附着應力トヲ相等シカラシムベキナリ。

第 244 圖



- l = 考ヘツ、アル鋼釘ノ長サ,
- s = 鋼釘側面間ノ距離,
- d_1 = 鋼釘ノ直徑,
- u = 單位面積ニ於ケル作用附着強度,

v = 混凝土ノ作用抗剪強度,

トスレバ

$$s \cdot l \cdot v = \frac{1}{2} \cdot \pi d_1 l u,$$

$$\therefore s = 1.57 \cdot \frac{u}{v} \cdot d_1 \dots \dots \dots (158)$$

上式ニ米國聯合調査會ニテ選定セシ $u=80\#/in^2, v=12\#/in^2$ ヲ代入スレバ

$$s=1.05d_1$$

此計算ニヨルトキハ釘間ノ最小間隔ハ殆ンド釘徑ニ等シクシテ可ナレドモ釘ト釘トノ間ニ混凝土ヲ満足ニ填充スルコト困難ナレバ抗剪強度ハ殊ニ減少セラルベキヲ以テ $s=1\frac{1}{2}d_1$ 位ニスルヲ可トス。尤モ普通ノ大サノ鐵筋ヲ用ヒタル桁ニ於テハ或特別ノ部分ノ外ハ附着應力餘リ大ナラザル故 s ハ唯釘間ニ混凝土ヲ填ムルニ十分ナル間隔丈ケニテ可ナルベシ。然レドモ桁ノ兩端ニ近キ部分又ハ水平鐵筋ヲ折曲グテ腹鐵筋ニ代用スル場合(第三章第157節參照)ニ於テハ附着應力ヲ計算シ見ルノ必要アルベシ。

米國聯合調査會ニ於テ選定セシハ釘ノ中心ノ最小距離ヲ $3d_1$ トシ桁ノ側面ヨリ之ニ最モ近キ釘ノ中心迄ノ最小距離ヲ $2d_1$ トセリ此等ノ値ニヨルトキハ m ヲ釘ノ數トスレバ桁ノ最小幅ハ

$$b=3(m-1)d_1+4d_1 \dots\dots\dots (a)$$

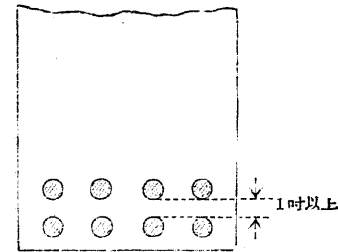
然ルニ又一方ヨリ考フレバ混凝土ニ用フル砂利ノ直徑ニヨリテ s ノ最小限ヲ定ムルノ必要アルベ

シ。例ヘバ砂利ノ直徑ガ最大1吋ヲ超エズトスルモ s ハ少クトモ1吋位ニ取ルヲ可トシ又桁ノ側面ヨリ之ニ最近ノ釘側迄モ亦釘ヲ保護スル必要上ヨリ1吋ヨリ狭クスルコト能ハズ此等ヲ標準トスレバ桁ノ最小幅ハ

$$b=d_2(m+1)+md_1 \dots\dots\dots (b)$$

上式ニ於テ d_2 ハ砂利ノ最大直徑ナリトス。(a), (b)ノ二式ヨリ計算シタル幅中ニテ其大ナル方ガ桁ノ最小幅トナルベキナリ。

第 245 圖



若シ應張力ヲ受クベキ水平鐵筋ヲ二段ニ用フル必要アル場合ニハ第 245 圖ノ如ク各列ニ於ケル釘ガ上下相重ナル様ニシ其間ノ隙間ハ少クモ $\frac{1}{2}$ 吋トスルヲ可トス。

151. 鋼釘ノ下部ニ於ケル混凝土ノ厚サ 此部分ノ混凝土ノ厚サヲ定ムルニハ強度ノ考ヘニ依ルニアラズシテ全ク防火及防銹ノ考ヘニヨリテ支配セラル、ナリ而シテ其厚サ過大ニ失スレバ却テ害アリテ益ナキモノナリ。

實驗ノ結果ニヨレバ防火用トシテハ最大限 2 吋

ノ厚サニテ十分ナリトス故ニ重要ナル大桁ニ於テハ2吋トシ中位以下ノ桁及床版ニ於テハ桁ノ高サ如何ニヨリテ $\frac{1}{2}$ 吋乃至2吋トセバ可ナルベシ。次ニ舉グル表ハ普通ノ場合ニ於ケル標準ヲ示セルモノナリ

桁ノ高サ(吋) 桁下ニ於ケル混凝土ノ厚サ(吋)

2以下	$\frac{1}{2}$
3以下	$\frac{3}{4}$
8以下	1
12以下	$1\frac{1}{4}$
18以下	$1\frac{1}{2}$
20以下	$1\frac{3}{4}$
20以上	2

152. 應張力並ニ應壓力ニ對シ鐵筋ヲ有スル桁

(Beams Reinforced for Tension and Compression) 今迄述べタルハ唯單ニ應張力ニ對シテ鐵筋ヲ加フル場合ナリシガ實施上時トシテ應壓力ニ對シテモ亦鐵筋ヲ加フルノ必要ヲ生ズル場合アリ。一般ニ應壓力ハ混凝土ヲシテ受ケシムベキコトハ第135節ニ於テ

詳説セシ所ナルモ桁ノ太サガ或事情ノ下ニ制限セラルトキハ混凝土ノミニテ應壓力ニ耐ヘ得ザルコトアルベク從ツテ抗壓用ノ鐵筋ヲ用フルノ必要生ズベキナリ又後節ニ述ベントスル控制桁及連續桁ニ於テハ徑間ノ兩端ニ於テ事實上抗張及抗壓鐵筋ヲ有スルニ至ルベシ

茲ニ述ベントスル公式ニ於テハ第145節ト同様ニ混凝土ノ應壓力變化ハ直線ニヨリテ表ハサレ其抗張強度ハ之ヲ省略スルヲ以テ安全荷重ニノミ適用スベキモノト知ルベシ。

a_s' = 抗壓鐵筋ノ總斷面積,

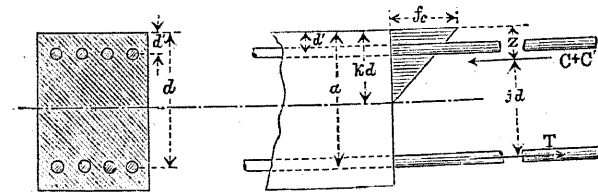
p' = 抗壓鐵筋ノ鋼比即チ = $\frac{a_s'}{bd}$,

f_s' = 抗壓鐵筋ニ於ケル單位應壓力,

C' = 抗壓鐵筋ニ於ケル全應壓力,

d' = 混凝土ノ抗壓表面ヨリ抗壓鐵筋ノ中心迄ノ距離.

第246圖



第145節ト同様ニシテ

$$\frac{f_s}{nf_c} = \frac{d - kd}{kcd},$$

$$\therefore f_s = n \frac{1-k}{k} f_c \dots \dots \dots (159)$$

$$\frac{f'_s}{nf_c} = \frac{kcd - d'}{kcd},$$

$$\therefore f'_s = n \frac{k - \frac{d'}{d}}{k} f_c \dots \dots \dots (160)$$

一断面 = 於ケル全應壓力ト全應張力トハ相等シ
カルベキニヨリ

$$f_s a_s = \frac{1}{2} f'_c b k d + f'_s a'_s$$

上式 = f_s 及 f'_s ノ値ヲ代入シ式ノ兩側ヲ $bd =$ テ除
スレバ

$$\frac{n(1-k)}{k} \cdot p = \frac{1}{2} k + \frac{n(k - \frac{d'}{d})}{k} \cdot p'$$

$$\therefore p = \frac{k^2}{2n(1-k)} + \frac{k - \frac{d'}{d}}{1-k} p' \dots \dots \dots (161)$$

上式ヨリ k ヲ出セバ

$$k = \sqrt{2n(p + p' \frac{d'}{d}) + n^2(p + p')^2 - n(p + p')} \dots \dots \dots (162)$$

抵抗力率ヲ求ムルニハ先ヅ抗壓表面ヨリ C ト C'
トノ合力ノ働線迄ノ距離ヲ知ルヲ要ス之ヲ z トス
レバ

$$z(C + C') = C \cdot \frac{1}{3} kd + C' d'_s$$

$$\therefore z = \frac{\frac{1}{3} k + \frac{C'}{C} \cdot \frac{d'}{d}}{1 + \frac{C'}{C}} d \dots \dots \dots (a)$$

然ルニ $C' = a'_s f'_s = p' b d f'_s$, $C = \frac{1}{2} b k d f_c$,

$$\therefore \frac{f'_s}{f_c} = \frac{C'}{C} \cdot \frac{k}{2p'}$$

然ルニ(160)式ヨリ

$$\frac{f'_s}{f_c} = n \cdot \frac{k - \frac{d'}{d}}{k}$$

$$\therefore \frac{C'}{C} = \frac{2p'n(k - \frac{d'}{d})}{k^2}$$

此値ヲ(a)式ニ代入スレバ

$$z = \frac{\frac{1}{3} k^2 + 2p'n(k - \frac{d'}{d}) \frac{d'}{d}}{k^2 + 2p'n(k - \frac{d'}{d})} d,$$

$$jd = d - z,$$

$$\therefore j = \frac{k^2(1 - \frac{1}{3} k) + 2p'n(k - \frac{d'}{d})(1 - \frac{d'}{d})}{k^2 + 2p'n(k - \frac{d'}{d})} \dots \dots \dots (163)$$

若シ抗張鐵筋ガ不足ナレバ抵抗力率ハ之ニヨリ
ヲ定マル。此場合ニハ

$$M_s = f_s a_s j d = f_s p j b d^2 \dots (164)$$

(163) 式ノ j ノ値 = (161) 式ヨリ p' ノ値ヲ置換ヘ
 (164) 式 = 代入スルカ又ハ抗壓鐵筋ノ中心ヲ原點ト
 シ力率ヲ取り其式中 = (159) 式ヨリ f_c ヲ代入スレバ
 次ノ式ヲ得

$$M_s = \left\{ p \left(1 - \frac{d'}{d} \right) + \frac{k^2}{2n(1-k)} \left(\frac{d'}{d} - \frac{k}{3} \right) \right\} f_s b d^2$$

$$= K_s f_s b d^2 \dots (164_a)$$

K_s ハ {} 中ノ項ヲ表ハスト知ルベシ。

若シ抗壓鐵筋ガ不足ナレバ抵抗力率ハ此鐵筋及
 混凝土 = ヨリテ定マルガ故 =

$$M_c = (C + C') j d$$

$$= \left(\frac{1}{2} f_c b k d + f_s' a_s' \right) j d$$

$$= \frac{1}{2} \frac{f_c}{k} \left\{ k^2 + 2p'n \left(k - \frac{d'}{d} \right) \right\} j b d^2$$

$$= \left\{ \frac{k}{2} \left(1 - \frac{k}{3} \right) + \frac{np' \left(k - \frac{d'}{d} \right) \left(1 - \frac{d'}{d} \right)}{k} \right\} f_c b d^2$$

$$= K_c f_c b d^2 \dots (165)$$

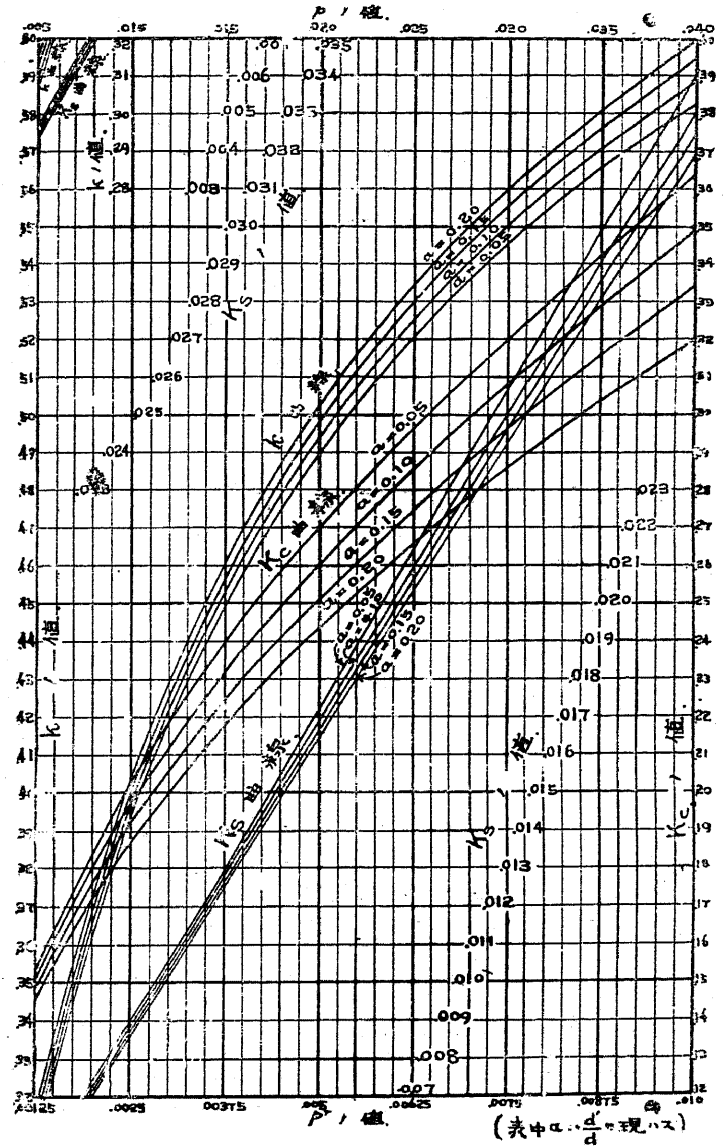
此種ノ桁ガ或彎曲率 M ヲ受クルトキノ單位應力

$$f_c = \frac{M}{K_c b d^2}; f_s = \frac{M}{K_s b d^2} \dots (166)$$

K_c 及 K_s ハ第二表圖 (a), (b), (c) = ヨリ直ニ之ヲ知ルヲ

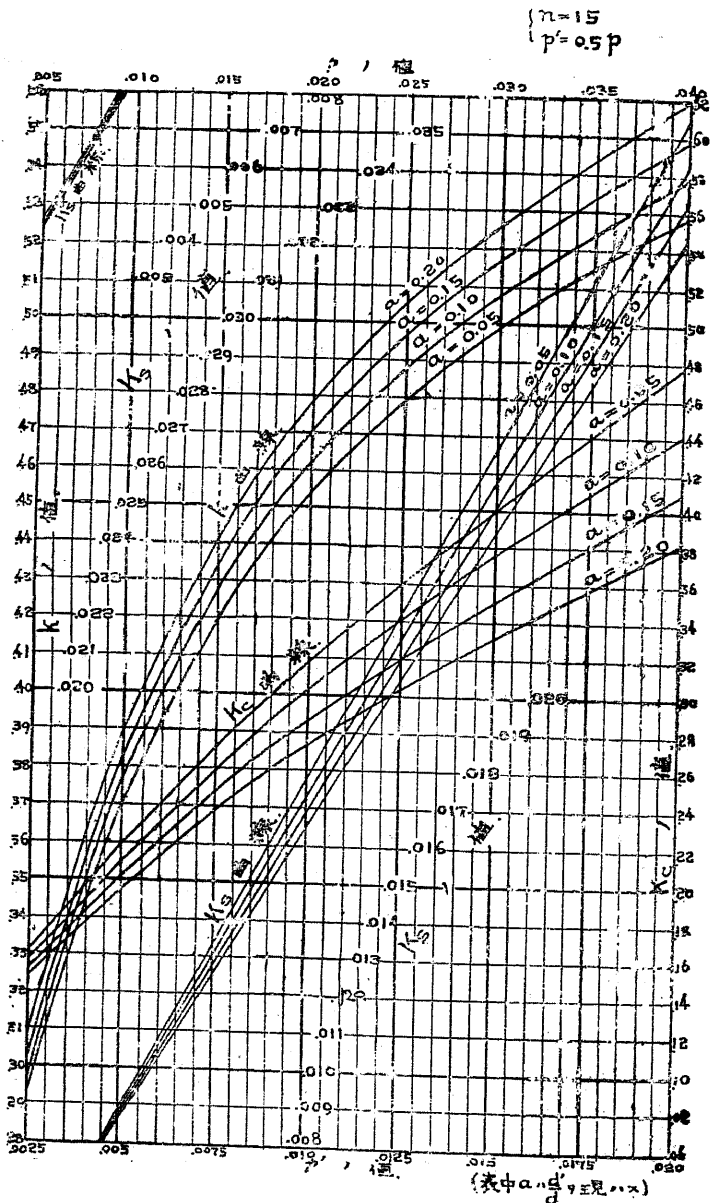
第二表圖 (a)

$n=15$
 $p'=0.25p$

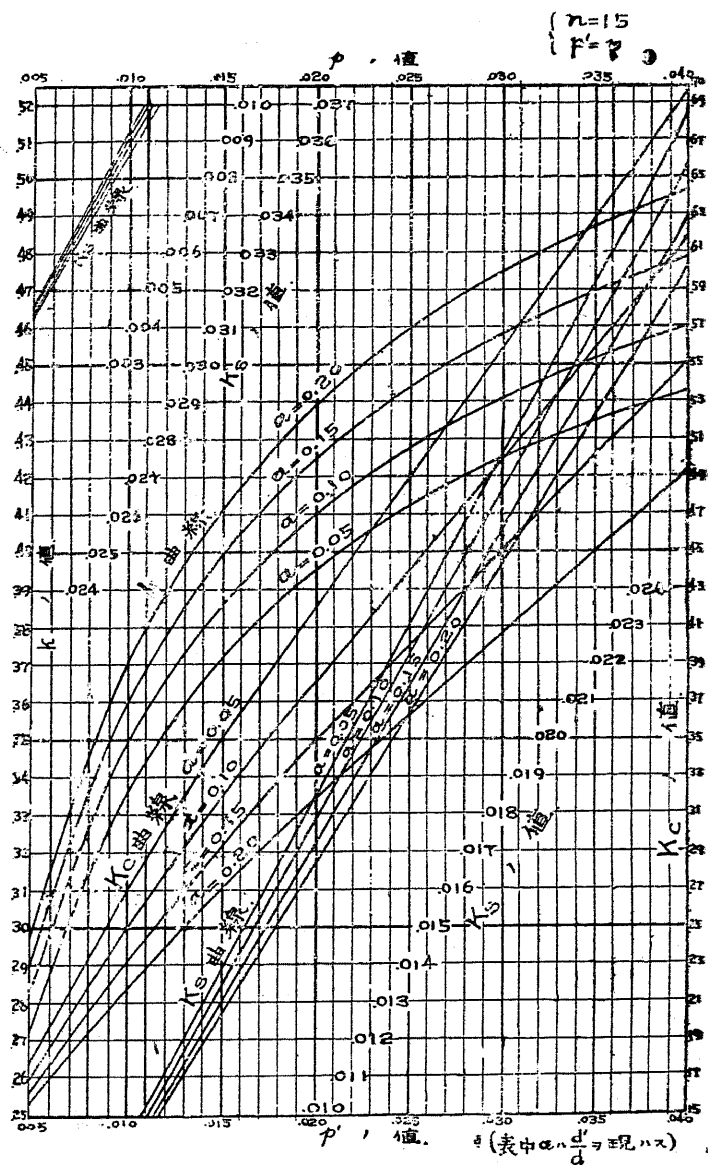


(表中 $a = \frac{d'}{d}$ 現ハス)

第二表圖 (b)



第二表圖 (c)



得ルニヨリ此種ノ鐵筋混凝土桁ノ研究ヲナスヲ得ベシ又抗壓鐵筋ノ單位應力 f'_c ヲ見出スニハ(160)式ニ f_c ノ値ヲ置換フベキナリ。

例題1. 抗張鐵筋トシテ徑 $\frac{7''}{8}$ ノ釘四本, 抗壓鐵筋トシテ同ジ太サノ釘二本ヲ有スル桁ガ50,000 呎呎ノ彎曲率ヲ受クルトキ鐵筋及混凝土ニ於ケル最大應力如何. 但シ桁ノ斷面ハ $10'' \times 20 \frac{1''}{2}$, $\frac{d'}{d} = 0.1$, $n = 15$ トス.

$$p = \frac{\pi \left(\frac{7}{8}\right)^2 \times 4}{10 \times 20 \cdot 5} = 0.0117, \quad p' = \frac{p}{2} = 0.0058,$$

$$f_c = \frac{M}{K_c b d^2}, \quad f_s = \frac{M}{K_s n d^2}.$$

$\frac{p'}{p} = 0.5$ ナルニヨリ第二表圖(b)ニヨリ K_c, K_s ヲ求ムレバ

$$K_c = 0.227, \quad K_s = 0.0103.$$

$$\therefore f_c = \frac{50,000 \times 12}{0.227 \times 10 \times 20 \cdot 5 \times 20 \cdot 5} = 629 \#/\text{sq. in.}$$

$$f_s = \frac{50,000 \times 12}{0.0103 \times 10 \times 20 \cdot 5 \times 20 \cdot 5} = 13,875 \#/\text{sq. in.}$$

又

$$f'_c = n \frac{k - \frac{d'}{d}}{k} f_c$$

第二表圖(b)ニヨリ $k = 0.397$,

$$\therefore f'_c = \frac{15 \times (0.397 - 0.1) \times 629}{0.397} = 7,958 \#/\text{sq. in.}$$

例題2. 第二表圖ニ依テ下記ノ如キ條件ヲ充タス桁ノ抵抗力率ヲ求メヨ.

$$p = 0.05, \quad p' = 0.01, \quad \frac{d'}{d} = 0.1, \quad b = 12'',$$

$$d = 18'', \quad f_c = 600 \#/\text{sq. in.}, \quad f_s = 15,000 \#/\text{sq. in.}$$

先ヅ p ト p' トノ割合ヲ見ルニ $p' = 0.2p$, 然ルニ第二表圖中ニハ丁度之ニ適合スル表圖ナキニ此場合ニハ(a)表圖 $p' = 0.25p$ ト(b)表圖 $p' = 0.5p$ トノ兩表圖ヨリ按分比例ニ依リテ求ムルモノトス.

即チ(a)表圖ニ於テ p ノ値0.025ニ對シテ $K_c = 0.286$ 及 $K_s = 0.0209$ ヲ得. 同様ニ(b)表圖ニ於テ $K_c = 0.341$ 及 $K_s = 0.0215$ ヲ得.

次ニ以上得タルニツノ K_c 及 K_s ノ値ヨリ按分比例ニヨリテ

$$K_c = 0.319 \text{ 及 } K_s = 0.02126.$$

$$M_c = K_c f_c b d^2 = 0.319 \times 600 \times 12 \times 18 \times 18 = 744,000 \text{ 呎吋.}$$

$$M_s = K_s f_s b d^2 = 0.02126 \times 15,000 \times 12 \times 18 \times 18 = 1,240,000 \text{ 呎吋.}$$

前述ノ如ク壓力ノ全部ヲ混凝土ニテ受ケシムルコト能ハザルトキハ抗壓鐵筋ヲ用ヒテ其壓力ノ一部分ヲ引受ケシムルコトアルガ此ノ場合ニ於テノ抗壓鐵筋ノ鋼比即チ p' ヲ見出ス精確ノ計算ハ非常ニ複雑ニシテ實用上餘リ面倒ナルニヨリ圖式的ニ之ヲ定メ得ベキ表圖ノ作り方ヲ示サントス.

唯抗張鐵筋ノミヲ有スルトキノ記號ヲ次ノ如クス. 即チ

σ_s = 抗張鐵筋ニ於ケル單位應力,

σ_c = 混凝土ニ於ケル單位應力,

$k_1 d$ = 壓力ヲ受クル桁面ヨリ中立軸迄ノ距離

$j_1 d$ = 抵抗偶力ノ臂.

($\sigma_s, \sigma_c, k_1 d, j_1 d$ ハ第145節ノ f_s, f_c, kd, jd ト夫々同一ノモノナリ)

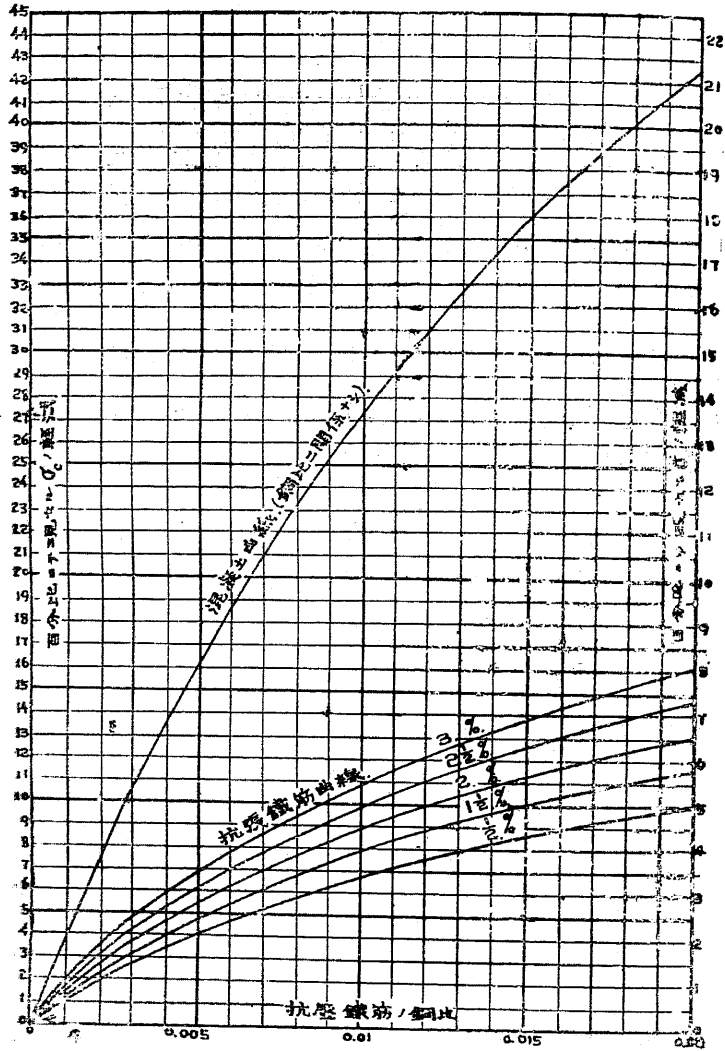
然レバ應力ノ配布ヨリ次ノ式ヲ得ベシ

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s j_1}{n(1 - k_1)}, \quad \sigma_s a_s j_1 d = M, \quad \therefore \sigma_c = \frac{k_1 M}{n a_s j_1 d (1 - k_1)} \dots (b)$$

第三表圖

抗壓鐵筋ヲ有スル時

$$\left\{ \begin{array}{l} n = 15 \\ \frac{d'}{d} = 0.1 \end{array} \right.$$



$$f_c = \frac{f_s k}{n(1-k)}, f_s a_s j d = M, \therefore f_c = \frac{kM}{n a_s j d (1-k)} \dots (c)$$

(b)式ヨリ(c)式ヲ引キ其差ヲ(b)式ニテ除スレバ

$$\frac{\sigma_c - f_c}{\sigma_c} = 1 - \frac{j_1}{j} \cdot \frac{k}{k_1} \cdot \frac{1-k_1}{1-k} \dots (167)$$

然ルニ j_1 及 k_1 ハ p ニヨリテ變ジ j 及 k ハ p' ニヨリテ變ズルニヨリ (167) 式ハ抗壓鐵筋ヲ用ヒタル爲メニ混凝土ニ於ケル應壓力ノ輕減ノ割合ト鋼比トノ關係ヲ表ハスモノト見ルヲ得ベシ。而シテ此輕減ノ割合ハ抗壓鐵筋ノ鋼比 p' ニハ大關係ヲ有スルモ p' ノ一定値ニ對シテ抗張鐵筋ノ鋼比 p ヲ變ジテモ應壓力輕減ノ割合ハ實際上差異ナキモノト見做スヲ得。第三表圖中ノ混凝土曲線ハ p ガ普通ノ値即チ 0.005-0.03 ノ範圍ヲ超エザル限リハ其値ノ如何ニ係ハラズ p' ト $\frac{\sigma_c - f_c}{\sigma_c}$ トノ關係ヲ表示スル曲線ト見ルヲ得ベシ。

次ニ抗壓鐵筋ヲ加ヘタル結果ハ抗張鐵筋ニ於ケル應力ヲ減ズルナリ此輕減ノ割合ハ次ノ如クシテ見出スヲ得

$$\sigma_s = \frac{M}{a_s j_1 d}, f_s = \frac{M}{a_s j d}, \therefore \frac{\sigma_s - f_s}{\sigma_s} = 1 - \frac{j_1}{j} \dots (168)$$

然ルニ j_1 及 j ハ夫々 p 及 p' ニヨリテ變ズルモノ

ナレバ前同様ニ此關係ヲ曲線ニテ表示スルヲ得ベシ。第三表圖ノ抗張鐵筋曲線是ナリ尤モ此場合ニ於テハ p ノ一ツノ値ニ對シ一ツノ曲線ヲ有スルナリ。

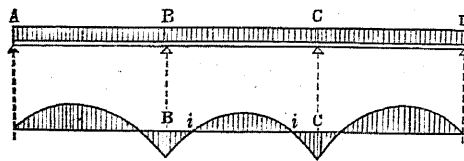
例題 一ツノ桁ノ設計ニ於テ必要上抗張鐵筋ノ鋼比ヲ 0.02 トナセシニ混凝土ノ應壓力 $930\#/in^2$ トナレリト云フ。今之ヲ $650\#/in^2$ ニ減ズル爲ニハ幾何ノ抗壓鐵筋ヲ加フベキカ。

此場合ノ應壓力ノ輕減ハ 30% ナリ故ニ第三表圖ニ於テ左側ノ數字 30 ノ點ヨリ水平線ヲ辿リ之ガ混凝土曲線ト交ハル點ノ鉛直下ノ 0.0114 ガ求ムル鋼比ナリ。

次ニ 0.0114 ナル點ニ立テタル鉛直線ガ 2% ノ抗張鐵筋曲線ト交ハル點ニ相當スル右側ノ尺度ノ數字即チ 47% ガ抗張鐵筋ニ於ケル輕減率ナリトス。

153. 控制桁及連續桁 此種類ノ桁ニ於テハ材料力學ニ述ベタルガ如ク正負兩様ノ彎曲率起ルニヨリ負ノ彎曲率ガ起ル部分ニ於テハ單桁ノ場合ト反對ノ側ニ鐵筋ヲ加ヘザルベカラズ。例ヘバ第 247

第 247 圖



圖ニ於テ徑間 BC

ヲ考フルニ中央部 i ニ於テハ彎曲率正ナル故單桁ノ場合ト同様

ニ桁ノ下端近クニ抗張鐵筋ヲ用ヒザルベカラズ。反之 B, C ニ近キ部分即チ B_i 及 C_i ニ於テハ桁ノ上部ニ應張力ヲ生ズルヲ以テ上端ニ近ク抗張鐵筋ヲ加

フベキナリ此抗張鐵筋ノ長サハ負彎曲率ガ起ル部分ノ長短ニヨリテ定マルモノナレドモ通常徑間ノ約三分ノ一ノ點迄延長セシムルモノトス。

然ルニ此ノ如キ場合ニ於テハ i ナル部分ニ於ケル抗張鐵筋ヲ延長シテ B, C ノ外マデ達セシムルモノナレバ B_i, C_i ナル部分ハ前節ノ如キ重複鐵筋ヲ有スルモノトナル。然レドモ此等ノ部分ニ於ケル下方ノ鐵筋ヲシテ應壓力ヲ受ケシメ得ルハ此鐵筋ガ十分ナル附着力ヲ有スルトキニ限ルト知ルベシ。

若シ又下方ノ鐵筋ヲシテ應壓力ヲ受ケシムルモ尙不足ナルトキハ其部分丈ケ桁ノ高サヲ増シ直拱腰 (Straight Haunch) ヲ作ルベシ(第 248 圖參照)。第四章ニ述ブル丁字形ノ桁ニ於テハ桁ノ兩端ニ於テ壓力ヲ受クルハ幅狭キ腹部ナレバ殊ニ直拱腰ヲ設クルノ必要アルベシ。増加スベキ桁ノ高サノ計算方法ハ新ニ其高サヲ假定シ(166)式ヲ用ヒテ算出シ f_c ガ許容應力ニ等シクナル迄試算ヲ繰返スベシ。

今直拱腰ノ長サヲ計算スベキ近似的公式ヲ見出サン。

M_c = 直拱腰ヲ有セザル桁ノ混凝土ニヨリテ定ムベキ抵抗力率, (165) 公式,

M = 考ヘツ、アル支承ニ於ケル負彎曲率,

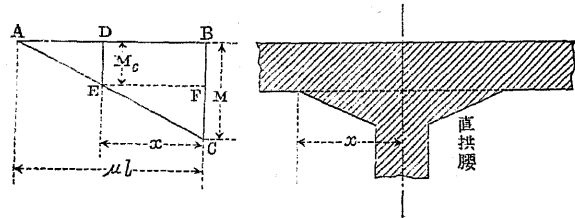
x = 直拱腰ノ長サ,

l = 支間,

μl = 支承ノ中央ヨリ彎曲率ガ零ナル點迄ノ距離.

然レバ ABCヲ以テ近似的ニ負ナル彎曲率ヲ表ハス表圖ナリトスレバ其値ガ M_c = 等シクナル點迄ハ桁ノ高サヲ増スノ必要ナシ. 故ニ今 D點ニ於ケル縱

第 248 圖



距 DE ガ M_c = 等シトスレバ直拱腰ヲ要スル部分ハ DB ノ長サナルベシ. 然ルニ

$$\frac{DB}{AB} = \frac{FC}{BC}, \quad x = \mu l \cdot \frac{M - M_c}{M}$$

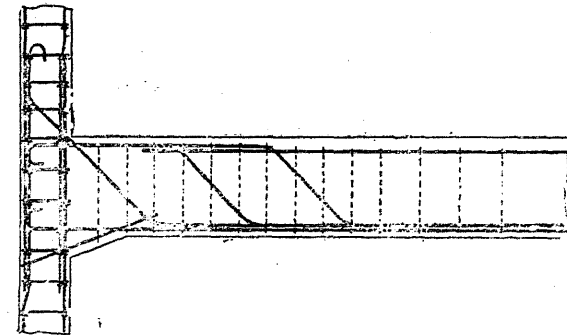
等布荷重ニ對シテハ近似的ニ $\mu = \frac{1}{5}$ ト取リテ差支ナシ.

直拱腰ハ又抗剪強度ニ良好ナル影響ヲ有スルモノナリ. 桁ニ於ケル應剪力ハ支承ニ近ヅクニ從ヒ増加スルヲ以テ直拱腰ガ其形ニ於テ要求ニ適應スルハ勿論又直拱腰ガ偏平ナルトキハ應壓力ハ直拱腰ニ平行ニ働クモノト見做スヲ得ルニヨリ其鉛直分

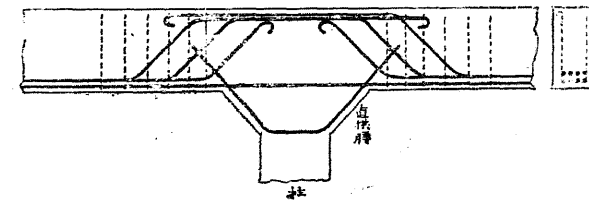
力丈ケハ剪斷力ヲ輕減スルヲ得ベシ.

第 249 圖及第 250 圖ハ負ノ彎曲率ヲ生ズル部分ニ於ケル鐵筋配列法ノ一般ヲ示セルモノナリ. 正彎曲率ノ部分ニ於テ其値減ズルニ從ヒ抗張鐵筋中ニ

第 249 圖



第 250 圖

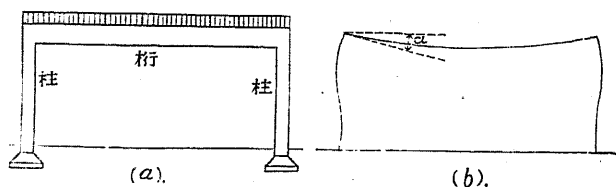


不要ノモノヲ生ズルニヨリ圖ノ如ク此等ノ鐵筋ヲ折曲グ上部ノ抗張鐵筋ニ兼用スルヲ普通トス. 破線ニテ表ハセル鉛直鐵筋及傾斜セルモノハ剪斷力ニ抵抗スベキモノニシテ此等ニ關シテハ次章ニ詳論スベシ.

固定端ヲ有スル桁ニ於テ注意ヲ要スルハ果シテ

其端ガ完全ニ固定ノ條件ノ下ニアルヤ否ヤ換言スレバ其點ニ於テ彈曲線ノ切線ガ水平ナルヤ否ヤヲ知ルニアリ。若シ完全ニ固定ノ條件ガ滿タサレザルトキハ最大彎曲率ヲ定ムルニ當リ適當ナル判斷ヲ下サルベカラズ。例ヘバ第 251 圖 (a) ノ如ク桁ガ其兩端ニ於テ柱ニ固定セラル、トキハ固定端ナ

第 251 圖



ル如ク見ユルモ柱ノ軸ハ (b) ノ如ク彎曲セントスル傾向アルヲ以テ兩端ニ於ケル彈曲線ノ切線ハ水平線ト或角 α ヲナスベキナリ。若シ α ヲ知ルヲ得バ最大彎曲率ヲ定ムルヲ得ベシト雖普通 α ハ未知ナルヲ以テ單桁トシテ設計シ兩端ニ於テ負彎曲率ニ備フベキ相當ノ鐵筋ヲ加フル方安全ナルベシ。

等布荷重ヲ受クル連續桁ニ於テハ總テノ徑間(兩端徑間ヲ除ク)ノ最大正彎曲率及總テノ支承(端ヨリ第二ノ支承ヲ除ク)ニ於ケル負彎曲率ハ共ニ $M = \frac{1}{12}wl^2$ トシ兩端ノ徑間及ビ第二支承共ニ $M = \frac{1}{10}wl^2$ トシテ設計スルヲ可トス。二徑間ニシテ兩端固定ノ連續桁ニ於テモ亦之ニ準ズ。床版ノ場合

ニ於テハ二徑間ナレバ $M = \frac{1}{10}wl^2$ トスベキモ三徑間以上ナレバ $M = \frac{1}{12}wl^2$ トシテ差支ナシ。又連續桁ノ兩端ニ於ケル負彎曲率ハ固定ガ完全ナルヤ否ヤニヨリテ變ズベキモ普通ノ場合ナレバ $M = \frac{1}{16}wl^2$ トシテ可ナルモ丈夫ナル柱ニ取附ケラルベキ小ナル桁ナレバ M ノ値ヲ少シク大キク取ルベシ。但シ $\frac{1}{12}wl^2$ ヨリ大キクスルノ必要ナシ。(以上ハ米國調査會ノ最近報告ニ據ル)米國ノ多クノ都市ニ於テハ建築條例ヲ以テ $M = \frac{1}{10}wl^2$ トシテ設計スベキヲ規定セリ。又或都市ニ於テハ單桁トシテ即チ $M = \frac{1}{8}wl^2$ ヲ用ヒテ設計シ支承ノ部分ニ於ケル鐵筋ハ徑間ノ中央部ノ $\frac{6}{10}$ ヲ用フベシト制限セルモノアリ。

連續桁ノ支間 (Effective Span) トシテハ通常ニ二支承ノ中心間ノ距離ヲ取ル。斯クスレバ計算簡單ナルノミナラズ常ニ安全ノ度ヲ増スモノナリ。若シ支承ノ幅ガ可ナリ廣キトキニハ二支承側面間ノ距離ト桁ノ高サトノ和ヨリ少シク大ナル位ノ長サヲ以テ支間ト定ムベキナリ。

各支承ノ高サガ均等ナルベキハ連續桁ノ普通條件ノ一ナルガ若シ其高サガ少シニテモ差異ヲ生ズルトキハ彎曲率ノ配布ニ大變化ヲ來スモノナリ。又荷重ノ加ハリ方如何ニヨリテモ彎曲率ニ大影響

ヲ及ボスモノナルコトヲ忘ルベカラズ。例ヘバ第 247 圖ニ於テ AB, CD ノ二徑間ニノミ荷重加ハリ徑間 BC ヲハ全ク荷重ナキトキハ其徑間全部ヲ通ジテ負彎曲率ノミ起ルベシ。故ニ斯ク疑アル徑間ニ於テハ其全長ヲ通ジテ上端近クニ鐵筋ヲ加フル等適當ノ考慮ヲナスベキコトヲ忘ルベカラズ。

連續桁ノ剪斷力ハ中間ノ徑間ニ於テハ徑間荷重ノ $\frac{1}{2}$ ヲ其最大値トシ兩端ノ徑間ニ於テハ端ヨリ第二ノ支點ニ於テ最大ニシテ其値ハ近似的ニ徑間荷重ノ $\frac{6}{10}$ ニ等シキモノトシテ差支ナシ。

米國調査會ノ報告ニヨレバ連續桁ノ支承附近ニ於テハ混凝土ノ作用抗壓強度ヲ普通ノ値ヨリ 15% 丈ケ大キク取リテ差支ナシ。例ヘバ 650#/方ノモノナラバ 750#/方トナルナリ。

例題 支間 20 呎ニシテ 14"×23" ナル断面ヲ有スル連續桁アリ。各支承ニ於ケル負彎曲率 1,600,000 呎吋ナリト云フ。今抗張鐵筋トシテ徑 $\frac{7}{8}$ " ノ釘八本, 抗壓鐵筋トシテ同徑ノ釘四本ヲ有スルトセバ此桁ハ支承ニ於テ安全ナルカ。

$$p = \frac{8 \times \frac{\pi}{4} \left(\frac{7}{8}\right)^2}{14 \times 23} = 0.015$$

$$p' = \frac{0.015}{2} = 0.0075$$

$$n = 15, \quad \frac{d'}{d} = 0.1 \text{ ト假定スレバ } \frac{p'}{p} = 0.5 \text{ ナルニエ}$$

第二表圖 (b) ニヨリ

$$K_c = 0.26, \quad K_s = 0.0131,$$

$$\therefore f_s = \frac{M}{K_s b d^2} = \frac{1,600,000}{0.0131 \times 14 \times 23 \times 23} = 16,490 \text{#/方}$$

$$f_c = \frac{M}{K_c b d^2} = \frac{1,600,000}{0.26 \times 14 \times 23 \times 23} = 831 \text{#/方}$$

f_s ハ 16,000#/方ヲ超過スルコト僅少ナレバ之ヲ許容シ得ルトシテモ支承ニ於テハ混凝土ノ作用抗壓強度ハ 750#/方ナレバ此儘ニテハ桁ハ安全ナラザルニヨリ直拱腰ヲ作リテ應力ヲ減セントス。

假ニ支承ニ於ケル d ノ値ヲ 26.5" トスレバ d' ハ $2.3 + 3.5 = 5.8"$ トナリ從ツテ $\frac{d'}{d}$ ハ約 0.2 トナル。然ルニ此場合ニ於テハ

$$p = 0.015 \times \frac{23}{26.5} = 0.013,$$

$$p' = \frac{0.013}{2} = 0.0065.$$

故ニ第二表圖 (b) ニヨリ

$$K_c = 0.224, \quad K_s = 0.011,$$

$$\therefore f_c = \frac{1,600,000}{0.224 \times 14 \times 26.5 \times 26.5} = 726 \text{#/方}$$

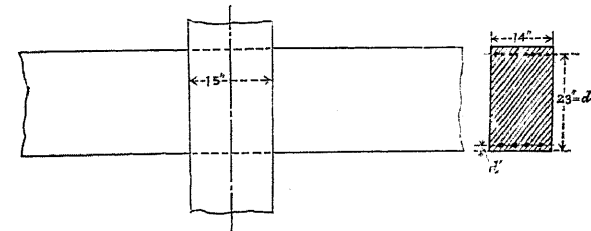
$$f_s = \frac{1,600,000}{0.011 \times 14 \times 26.5 \times 26.5} = 14,795 \text{#/方}$$

故ニ支承ニ於ケル d ナ 26.5" ニスレバ安全ナリ。

次ニ直拱腰ノ長サヲ求メンニ次式ニ於テ

$$x = \mu \frac{M - M_c}{M}$$

第 252 圖



荷重ガ等布ノ場合ニハ $\mu = \frac{1}{5}$, 又 (165) 式ニヨリ

$$M_c = K_c f_c b d^2 = 0.26 \times 750 \times 14 \times 23^2 = 1,444,170 \text{ 呎吋}$$

$$\therefore x = \frac{1}{5} (20 \times 12) \cdot \frac{1,600,000 - 1,444,170}{1,600,000} = 4.67''$$

然ルニ柱ノ幅ガ第 252 圖ノ如ク 15'' ナルトキハ實際上直拱腹
ヲ作ルニ及バザルコト明カナリ。

第 三 章 桁ノ腹鐵筋

(Web Reinforcement of Beams)

154. 腹補強ノ方法 (Method of Web Reinforcement)

實驗ノ結果ヲ綜合スルニ鐵筋混凝土桁ガ破壊スル
ハ主ニ次ノ原因ニヨル。

(1) 最大彎曲率ガ起ル断面若クハ其附近ニ於テ
抗張鐵筋ノ受クル應張力ガ破壊強度ニ達スルカ又
ハ混凝土ガ壓挫サル、トキ。

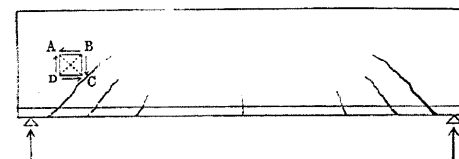
(2) 剪斷力ニヨリテ誘起セラル、應張力ノ爲メ
ニ混凝土ニ罅裂ヲ生ズルトキ。

此外釘ノ脱離ノ爲メ又ハ支端附近ニ於テ剪斷力ノ
爲メニ壞レルコトアルモ適當ニ作ラレタル桁ニ於
テハ此等ノ場合ハ極メテ稀ナリトス。前述ノ二原
因中ノ(1)ハ彎曲率ニ基因スルモノナレバ彎曲理論
ニヨリテ適當ナル設備ヲナスヲ得ルニヨリ今茲ニ
論ズルノ要ナシ。(2)ハ剪斷力ガ大ナル所ニ起リ殊

ニ比較的大ナル高サヲ有スル桁ニシテ腹部ニ何等
ノ補強鐵筋ナキモノニ多シ。而シテ之ガ爲メニ生
ズル標準罅裂ハ第 253 圖ニ示ス如ク支端ニ近キ所
ニ於テハ約 45° ノ傾斜ヲナシ中央ニ近ヅクニ從ヒ
漸次其角度ヲ増シ終ニ中央ニ於テ鉛直トナル。此
罅裂ハ剪斷力ノ直接ノ影響ニアラズシテ之ニヨリ
テ誘起セラル、應張力ノ爲メニ生ズルナリ。

元來混凝土ノ抗剪強度ハ可ナリ大ニシテ普通ノ
桁ニ於テハ直接之ガ爲メニ破壊スルコトナキモ應
剪力ガ存在スルトキハ之ガ爲メニ應張力及應壓力
ガ誘起セラレ此應張力ノ爲メニ混凝土ニ罅裂ヲ生

第 253 圖



ズルナリ。例ヘ
バ第 253 圖ノ左
端ニ近ク細微ナ
ル直平行六面體
ABCDヲ取リテ

考フレバ矢標ヲ以テ示ス如ク同大ノ單位應剪力ガ
働クニヨリ(材料力學第三章第 22 節參照) AC 面ニハ
應壓力ヲ生ジ BD 面ニハ應張力ヲ生ズベシ。而シ
テ此兩單位應力ノ値ガ單位應剪力ノ値ニ等シキコ
トハ容易ニ證明スルヲ得ベシ(材料力學第十章第 77
節參照)又此應張力ハ水平線ト 45° ノ傾斜ヲナスベ

キヤ明ナリ。此等ノ事實ハ又桁ノ主要應力ニ關スルニ公式(材料力學第十一章第79節)中ニ於テ水平應力ヲ零ト置キテ之ヲ證明スルヲ得。以上ノ所論ヨリ考フレバ罅裂ハ皆45°ノ傾斜ヲナスベキ筈ナルモ實際ニ於テハ混凝土ニ多少ノ水平應張力存在シ得ルニヨリ其傾斜ニ變化ヲ生ズルノミナラズ罅裂ハ亦直線ナラズ。又荷重ノ加ヘ方如何ニヨリテモ罅裂發生ノ状態ニ影響ヲ生ズルモノナルヲ忘ルベカラズ。

誘起應張力ノ爲メニ生ズル罅裂ヲ防グ爲メニハ桁腹ニ適當ノ方法ヲ以テ鐵筋ヲ加ヘザルベカラズ。此方法ニ種々アレドモ次ノ如クニ大別スルヲ得。

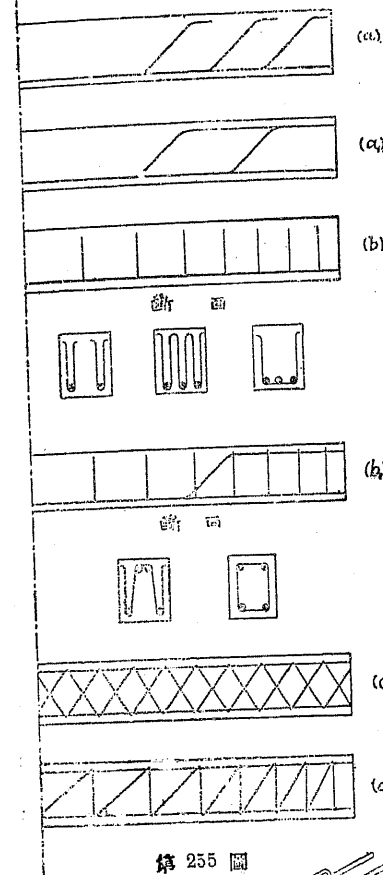
(a) 傾斜セシメテ鐵筋ヲ配列スル方法。

(b) 鉛直ニ鐵筋ヲ配列スル方法。

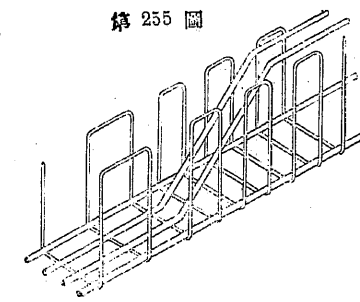
第一法ノ最モ普通ナルハ數本ノ水平鐵筋ヲ用ヒ桁ノ兩端ニ近ヅキ彎曲率減ズルニ從ヒ不必要ナル鐵筋ヲ上ニ折曲ゲタルモノナリ。第254圖(a)及(a₁)ハ其例ナリ。又水平鐵筋ヲ折曲ゲル代リニ別ノ釘ヲ傾斜セシメテ用フルコトアリ。此場合ニハ夫等ノ下端ヲ水平鐵筋ニ固着セシムルヲ可トス。

第二法ハ歐洲技術家ノ盛ニ用フルモノナルガ傾斜腹鐵筋ニ比シテ決シテ遜色ナシトハ實驗上ヨリ

第254圖



第255圖



確信セラル、所ナリ鉛直腹鐵筋ニハ通常U字形ニ曲ゲタル釘即チ鑿形釘(Stirrups)ヲ用フルナリ。其一二ノ形ヲ示セバ第254圖(b),(b₁)ノ如シ。(b₁)ニ示セルハ傾斜鐵筋ヲ兼用セルモノナリ。

第254圖(c),(d)ノ如ク鑿若クハ細キ釘ヲ排列シタルモノアリ。又網狀鑿其他之ニ類スルモノヲ腹鐵筋トシテ用フルコトアリ。第249圖及第250圖ニ示セル如キモノ其他一般ニ鉛直及傾斜鐵筋ヲ兼用シタルモノハ非常ニ有効ニシテ殊ニ連續桁ニ於テ然リトス。第255圖モ此種ノ一ニシテ連續セル鑿形釘ヲ使用セルモ

ノナリ。

155. 腹鐵筋ノ計算 (Calculation of Web Reinforcement)

前節ニ述ベタル如ク腹鐵筋ハ應剪力ノ爲メ誘起セラレ、應張力ヲ受クベキモノニシテ普通用ヒラルル計算法次ノ如シ。

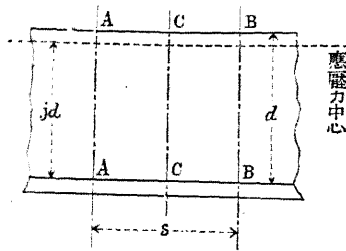
s = 腹鐵筋間ノ水平距離、

b, d = 桁ノ幅及高サ、

a_s = 腹鐵筋ノ斷面積、

f_s = 鐵筋ニ於ケル單位應力。

第 256 圖



今第 256 圖ノ如ク s ナル距離ヲ隔テ、二斷面 AA, BB ヲ考ヘ CC ヲ其中央斷面トス。若シ AA, BB 兩斷面間ノ剪斷力ノ變化ガ均等ナリト假

定スレバ斷面 CC ニ於ケル剪斷力 V ガ其平均ヲ表ハス。然ルニ第二章第 148 節ニヨリ

$$CC \text{ニ於ケル單位應剪力, } v = \frac{V}{b \cdot jd}$$

故ニ AA, BB 兩斷面間ニ於テ前節ニ述ベシ如ク傾斜 45° ノ方向ニ $\frac{V}{b \cdot jd}$ ナル誘起單位應張力ヲ働クモノト考フルヲ得。而シテ其働面ハ其應張力ノ方向ニ

直角ナル面即チ $b \cdot s / \cos 45^\circ$ (s ガ d ヨリ大ナラザル限リ) ナリ若シ $s = d$ ナルトキハ AB ナル對角面ナリ。故ニ

$$\text{全誘起應張力} = v \cdot b \cdot s / \cos 45^\circ$$

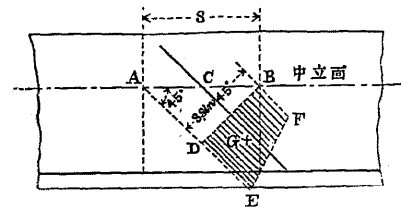
中央斷面 CC 中ニ垂直腹鐵筋ヲ加フルトスレバ此鐵筋ガ受クル應張力ハ上述ノ應張力ノ鉛直分力ナラザルベカラズ。故ニ

$$f_s \cdot a_s = (v \cdot b \cdot s / \cos 45^\circ) \cdot \cos 45^\circ = \frac{V}{jd} \cdot s$$

$$\therefore a_s = \frac{V \cdot s}{f_s \cdot jd} \dots \dots \dots (169)$$

傾斜 45° ノ場合ハ次ノ如クシテ計算スルヲ得。先

第 257 圖



ヅ第 257 圖ニ於テ中立面上ノ二點 A, B ヲ考フレバ其間ニ於ケル單位應張力ノ平均ハ中央點 C ニ於ケル

單位應剪力即チ $\frac{V}{b \cdot jd}$ ニ等シ。故ニ今 C ニ傾斜 45° ノ鐵筋ヲ加フルトスレバ之ニ作用スル全應張力ハ $\frac{V}{b \cdot jd} \cdot b \cdot s \sin 45^\circ$ ナルヲ以テ

$$f_s \cdot a_s = \frac{V \cdot s}{jd} \cdot \sin 45^\circ$$

$$\therefore a_s = \frac{V \cdot s}{f_s \cdot jd} \cdot \sin 45^\circ = \frac{0.7 V \cdot s}{f_s \cdot jd} \dots \dots \dots (170)$$

嚴格ニ云ヘバ應張力ノ配布ハ BDEF ナル梯形ニテ表ハサル、故ニ傾斜鐵筋ヲシテ其中心 G ヲ通過セシムルヲ可トス。

若シ傾斜ガ 45° ノ代リニ或角 α ナルトキハ近似的ニ

$$\alpha_s = \frac{V \cdot s}{f_s \cdot j \cdot d} \cdot \sin \alpha \dots \dots \dots (171)$$

以上ノ計算ニ於テハ應剪力ハ全部鐵筋ニテ間接ニ引受クルモノトセシガ混凝土ヲシテ安全ニ受ケ得ル丈ケヲ分擔セシムルトキハ上記各式中ノ V ノ代リニ $(V - v' \cdot b \cdot j \cdot d)$ ヲ代入スルヲ要ス。但シ v' ハ混凝土ノ作用抗剪強度ナリトス。茲ニ作用抗剪強度ト稱スルハ第二章第 150 節ニ述ベタルモノトハ多少其意味ヲ異ニスルヲ忘ルベカラズ。即チ腹鐵筋ノ計算ニ於テハ應剪力ハ傾斜應張力ヲ代表スルモノナレバ其作用強度ハ抗張強度ニヨリテ制限セラル、ヲ免レザルナリ。實驗ノ結果ヲ綜合スルニ唯水平鐵筋ノミヲ有スル混凝土桁ニ於テハ破壊荷重ノ下ニ起ル應剪力((154)式ニヨリテ計算シタル)ハ平均 100 乃至 120 听每平方吋ニ過ギズシテ充分ニ腹鐵筋ヲ有スル桁ニ於テモ僅ニ 300 乃至 400 听每平方吋位ナリトス。故ニ唯水平鐵筋ノミヲ有スル桁ニ於テ

ハ傾斜應張力ヲ代表スル作用抗剪強度ハ 30 乃至 40 听每平方吋位トシ充分ナル腹鐵筋ヲ有スル桁ニ於テハ 100 乃至 120 听每平方吋位ニ取ルベシトス。

今米國土木協會ノ調査委員會ノ報告(一ヶ月後 2,000#/sq. の抗壓強度ヲ有スル混凝土ヲ標準トセリ)ニ從ヒ水平鐵筋ノミヲ有スル場合ニハ $v' = 40\#/sq.$ トシ充分ナル腹鐵筋ヲ有スル桁ハ水平鐵筋ノミヲ有スル桁ヨリ約三倍即チ 120#/sq. ノ作用抗剪強度ヲ有スルモノトシ且ツ j ハ近似的値即チ $j = \frac{7}{8}$ トスレバ

(a) 混凝土ニテ $\frac{1}{3} \cdot \frac{V}{b \cdot j \cdot d}$ 丈ケヲ受ケ得ルニヨリ腹鐵筋ニテ受クベキ剪斷力ハ残りノ $\frac{2}{3} \cdot \frac{V}{b \cdot j \cdot d}$ ナリ。

(b) $V - 40 \times \frac{7}{8} \times bd > 0$ 即チ $\frac{V}{bd} > 35$ ナルトキノミ腹鐵筋ヲ要スベシ。

(c) 充分ナル腹鐵筋ヲ有スルモノニ於テモ $V - 120 \times \frac{7}{8} \times bd < 0$ 即チ $\frac{V}{bd}$ ガ 105 ヨリ大ナルヲ得ス。

實驗ノ結果ニヨルニ s ガ d ヨリ大ナルトキハ効果甚少ナキユエ d ヲ以テ s ノ限度トナスベキナリ。前述ノ調査委員ノ報告ニヨレバ鉛直ノトキハ $s < \frac{1}{2}d$ 、傾斜ノ場合ハ $s < \frac{3}{4}d$ トナスベシトセリ。

156. 鉛直腹鐵筋 (Vertical Web Reinforcement) 前節

(a) ノ如ク腹鐵筋ニテ $\frac{2}{3} \cdot V$ ヲ受クルモノト假定スレ

ハ(169)式ハ次ノ如ク變ズベシ。

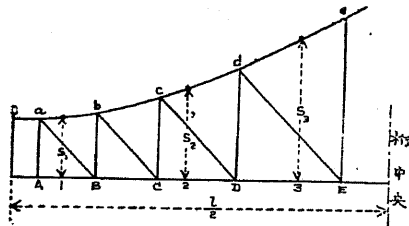
$$a_s = \frac{2}{3} \frac{V \cdot s}{f_s \cdot j \cdot d}$$

一定ノ大サノ鋼釘ヲ用フルトスレバ所要ノ中心間距離ヲ出スヲ得ベシ、即チ

$$s = \frac{3}{2} \frac{f_s \cdot a_s \cdot j \cdot d}{V}$$

若シ所要ノ腹鐵筋ガ僅少ナルトキハ等距離ニ配列スルコトアリ。此場合ノ s ハ最大剪斷力ニ對スルモノ即チ最小ナルモノヲ取ルベキナリ。剪斷力ノ値ニ從ヒ s ヲ變ズルニハ次ノ如ク圖式法ニ據ルヲ簡便ナリトス。

第 258 圖



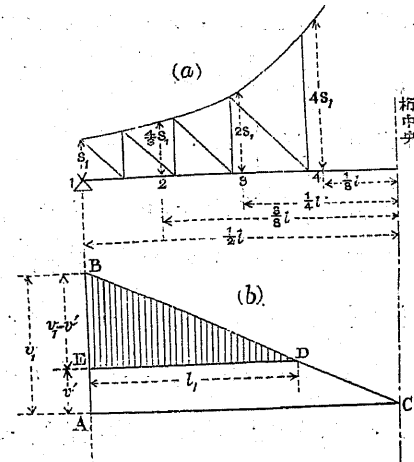
先ヅ水平線ノ上ニ或縮尺ヲ以テ $\frac{l}{2}$ ニ等シク取り(第258圖)上式ニヨリ其線上ノ三四點例ヘバ 1, 2, 3 ニ於ケル s ヲ計算シ夫

等ノ値ヲ前ト同縮尺ニテ夫々各點ニ於ケル鉛直線上ニ取り夫等ノ上端ヲ通ジテ曲線ヲ書ク。次ニ第一ノ鉛直鐵筋ヲ入ル、點 A = 鉛直線ヲ立テ之ガ曲線ヲ切ル點ヲ a トス。 45° ノ傾斜ヲナシテ a ヨリ aB ヲ引キ之ガ水平線ヲ切ル點ヲ B トスレバ $Aa = AB$ ナ

ル故 = AB ハ A 點ニ於ケル s ノ値ナリ。又 B = 於ケル鉛直線ガ曲線ヲ切ル點 b ヨリ 45° ノ傾斜ヲナシテ bC 線ヲ引ケバ $Bb = BC$ 即チ BC ガ B 點ニ於ケル s ノ値ナリ。同様ニシテ CD, DE, \dots ナル s ノ値ヲ求ムルヲ得ベシ。

等布荷重ノ場合ヲ考フルニ V ハ桁ノ中央ヨリノ距離ニ正比例シ s ハ V ニ反比例スルヲ以テ s ハ中央ヨリノ距離ニ反比例スベシ。故ニ支端上ノ鉛直鐵筋間ノ距離ヲ s_1 トスレバ中央ヨリ $\frac{3}{8}l$ ノ所ノ距離 $s_2 = s_1 \times \left(\frac{l}{2} \div \frac{3}{8}l\right) = \frac{4}{3}s_1$ 、中央ヨリ $\frac{1}{4}l$ ノ所ノ距離 $s_3 = s_1 \times \left(\frac{l}{2} \div \frac{1}{4}l\right) = 2s_1$ 、 $\frac{1}{8}l$ ノ所ニテハ $s_4 = 4s_1$ ナリ。故ニ

第 259 圖



s_1, s_2, s_3, s_4 ヲ別々ニ計算セズシテ容易ニ鉛直鐵筋間ノ距離ヲ定ムルヲ得(第259圖(a))。

等布荷重ノ場合ニ於テ鉛直鐵筋ガ不必要ナル點ヲ定ムルニハ次ノ如クスレバ可ナリ。或斷面ノ單位應剪力ハ $v = \frac{V}{b \cdot j \cdot d}$ ナ

ルヲ以テ若シ v' ニテ混凝土ノ作用抗剪強度ヲ表ハセバ $v=v'$ ナル點ガ求ムル點ナリトス。然ルニ支端ヨリ l_1 ノ所ニ於テハ $V=\frac{1}{2}.wl-wl_1$ ナルユエ

$$v' = \frac{\frac{1}{2}.wl - wl_1}{b.jd}$$

$$\therefore l_1 = \frac{1}{2}.l - v' \frac{b.jd}{w} \dots\dots\dots(172)$$

v_1 ヲ以テ支端ニ於ケル單位應剪力トスレバ

$$v_1 = \frac{\frac{1}{2}.wl}{b.jd} \text{ ナルユエ } \frac{b.jd}{w} = \frac{\frac{1}{2}.l}{v_1} \text{ ヲ (172) 式ニ代入スレバ}$$

$$l_1 = \frac{1}{2}.l \frac{v_1 - v'}{v_1}$$

即チ第 259 圖 (b) ノ圖式解法ト一致ス。而シテ鉛直鐵筋ニテ受クベキ總應張力ハ $\triangle BED$ ノ面積ニ桁幅 b ヲ乘ジタルモノナリ。如何トナレバ

$$\Sigma(f_s.a_s) = \Sigma\left\{\frac{1}{j.d} \times (V - v'.b.jd)s\right\} = \Sigma b(v - v')s$$

ニシテ v ハ s ノ中央ノ單位應剪力ナルヲ以テ $(v - v')s$ ノ總和ハ $\triangle BED$ ノ面積ナルコト明カナリ。

次ニ鉛直鐵筋ノ直徑ニ就テ一言スベキコトアリ。若シ此直徑ヲ餘リ大ナラシムレバ s ガ $\frac{3}{4}.d$ ヨリ大ナルニ至ルベシ之ニ反シテ直徑過小ナレバ鐵筋ガ餘リ接近シテ施工上ニ支障ヲ生ズルニ至ルベシ。

故ニ此直徑ヲ定ムルニハ夫等ノ弊ニ陥ラザル様勉ムベキハ勿論ニシテ尙場合ニヨリテハ附着應力ニヨリテ直徑ガ制限セラル、コトアルベシ。

w ヲ以テ應張力ト同値ノ附着應力ヲ生ズベキ長サトスレバ圓釘ニ對シテハ (157) 式ニヨリ

$$d_1 = \frac{4u.w}{f_s}$$

此式ハ d_1 ナル邊ヲ有スル正方形釘ニモ適用スルヲ得。然ルニ實驗ノ結果ニ據レバ鉛直鐵筋ニ於テハ桁ノ高サノ約六割丈ケノ長サハ附着應力ヲ發生スベキ部分ト見做シ得ルニヨリ上式ノ w ノ代リニ $0.6d$ ヲ入ル、トキハ d_1 ノ最大値ヲ得ベキナリ、即チ

$$d_1 = 2.4d \frac{u}{f_s} \dots\dots\dots(173)$$

若シ腹鐵筋ガ 45° ノ傾斜ヲナストキハ上式中ノ d ノ代リニ $\sqrt{2}.d$ ヲ入ルレバ可ナリ、即チ

$$d_1 = 2.4 \times \sqrt{2}.d \frac{u}{f_s} = 3.4d \frac{u}{f_s} \dots\dots\dots(174)$$

例ヘバ $f_s=16,000\#/sq.in.$, $u=80\#/sq.in.$ トスレバ $d=20"$ ノ桁ニ對シテハ $d_1=0.24'$ 即チ約 $\frac{1}{4}"$ ガ許容最大値ノ直徑ナリ。若シ異形ノ釘ヲ用フレバ u ガ大トナルヲ以テ普通ノ釘ヨリ大ナル直徑ノモノヲ用ヒ得ベシ。換言スレバ多少 s ヲ大ニシ得ベキナリ。

上述ノ計算ハ鉛直ナル鐵筋ガ全部直線トナレル場合ナルガ前ニ述ベタル如ク $5d_1$ ノ直徑ニテ半圓丈ケ曲ゲタル鐵筋ハ其彈性限度迄ノ應力ヲ受ケ得ルヲ以テ斯クシタル鐵筋ニ對シテ別ニ計算スルノ必要ナカルベシ。然レドモ鐵筋ノ強度ガ増大シ得ルニハ折曲ゲタル鐵筋ヨリ混凝土ノ表面迄ノ距離ガ其直徑ノ8倍以上タルヲ要スルナリ。又上述ノ計算ニヨリテ充分ナル附着應力ヲ有スル場合ニ於テモ安全ノ爲メニ鐵筋ノ上端ヲ 90° 位折曲ゲ置クヲ可トス。

例題 支間24呎ノ桁アリテ2,400呎毎呎ノ等布荷重ヲ受ク。今 $b=12$ 吋, $d=24$ 吋, $v=40\#/ \square$, $f_s=16,000\#/ \square$ ナルトキ $\frac{7}{16}$ 吋角ノ鋼釘ヲ鍍形トシテ鉛直鐵筋ニ用フレバ其配列ヲ如何ニスベキヤ。
 j ヲ $\frac{7}{8}$ ニ取レバ $jd=21$ 吋ナルニエ桁ノ支端ニ於ケル單位應剪力

$$v_1 = \frac{\frac{1}{2} \cdot w l}{b j d} = \frac{2,400 \times 24}{2 \times 12 \times 21} = 115 \# / \square$$

$$\therefore l_1 = \frac{1}{2} \times 24 - 40 \times \frac{12 \times 21}{2,400} = 7.8 \text{ 呎} = 94 \text{ 吋}$$

總應張力 $= b \times \triangle BED$ ノ面積(第259圖(b)) $= \frac{1}{2} l_1 (v_1 - v) \times b$

$$= \frac{1}{2} \times 94 \times (115 - 40) \times 12 = 42,300 \#$$

然ルニ鍍形鐵筋ナルヲ以テ其斷面ハニツアリ故ニ

$$a_s = 2 \times \left(\frac{7}{16}\right)^2 = 0.383 \square$$

故ニ一本ノ鐵筋ニテ受ケ得ル應張力ハ

$$f_s a_s = 0.383 \times 16,000$$

今 m ヲ鐵筋ノ所要數トスレバ

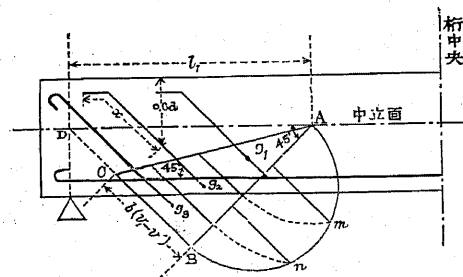
$$m = \frac{42,300}{0.383 \times 16,000} = 6.9$$

即チ七本ノ鉛直U字形鐵筋ヲ要ス。故ニ $\triangle BED$ ヲ七等分シ各部分ノ中心ヲ通シテ一本宛ノ鐵筋ヲ配置スベシ。實地ニ際シテハ第259圖(a)ニ示セシ圖式解法ニ據ル方簡便ナルベシ。

157. 水平鐵筋ヲ折曲グル場合 第154節ニ述ベタル如ク傾斜鐵筋ノ最モ普通ナルハ水平抗張鐵筋ヲ折曲ゲタルモノニシテ傾斜角度ハ通常 45° ナリトス。今此種ノ腹鐵筋ニ關シ注意スベキ事ヲ列舉スレバ次ノ如シ。

(a) 折曲ゲタル鐵筋ノ直徑ガ(174)式ニヨリテ計算シタル値ヨリ大ナルトキハ其上端ヲ折返シテ水平ナラシメ充分ナル附着強度ヲ有セシムベシ(第260圖參照)

第260圖



(b) 折曲グル鐵筋ハ出來得ル限リ桁軸ヲ含ム鉛直面ニ對シテ對稱ナラシムベシ。

(c) 折曲グル鐵筋ノ曲度半徑ガ餘リ小ナルトキハ混凝土ニ皸裂ヲ生ズル恐アルニヨリ直徑ノ12倍

位ニ取ルヲ可トス。

(d) 折曲グル鐵筋ノ直徑ガ皆同一ナレバ各ヲシテ均等ナル應張力ヲ受ケシムル様配置スベシ。

水平鐵筋ハ彎曲應力ヲ受クルノ役ヲナスモノナレバ必ズシモ腹鐵筋トシテノ所要ノ點ニ於テ折曲ダ得ルコトヲ期スベカラズ此場合ニハ他ニ相當ノ設備ヲ要スレドモ之ハ次章ニ譲リ茲ニ上述(d)ニ基キ傾斜鐵筋ノ配列法ヲ述ベシ。

先ヅ前節ト同様ニシテ桁ノ一端ヨリ腹鐵筋ヲ要セザル點迄ノ距離 l_1 ヲ定ムベシ此點ヲ A トス。然レバ腹鐵筋ニ作用スル應剪力ハ此點ニ於テハ零ニシテ D ニ近ヅクニ從ヒ増加シ D 點ニ於テ最大値 $b(v_1 - v')$ トナル。 v_1 ハ D ニ於ケル單位應剪力ニシテ v' ハ混凝土ノ作用抗剪強度ナリ。今 A ヨリ中立面ニ 45° ノ傾斜ヲナス AB 線ヲ引キ D ヨリ此線ニ垂直線ヲ立テ BC ヲ $b(v_1 - v')$ ニ等シク取レバ $\triangle ABC$ ハ腹鐵筋ニテ受クベキ總應張力ヲ表ハス。若シ同一直徑ノ三本ノ釘ヲ折曲グルトスレバ此三角形ヲ三等分シ各部分ノ中心 g_1, g_2, g_3 ヲ求メ夫等ノ中心ヲ通シテ AB ニ垂直ニ引キタル線ガ各釘ノ位置ヲ示ス。 $\triangle ABC$ ヲ三等分スルニハ先ヅ AB ヲ三等分シ A ヲ圓心トシテ A_m, A_n ヲ半徑トシテ圓弧ヲ畫キ第 260

圖ノ如ク作圖スレバ可ナリ(若シ三角形ヲ n 等分セントセバ AB ヲ n 等分スベシ)。

附着力ガ充分ナルヤ否ヤヲ檢スルニハ圖ニ示ス如ク桁ノ上面ヨリ $0.6d$ ニ相當スル所ヨリ釘ノ端迄ノ距離 w ガ(157)式ヲ滿タスヤ否ヤヲ檢算スベシ。若シ充分ノ附着力ヲ得ル能ハザルトキハ一手段トシテ更ニ釘端ヲ適當ノ半徑ニテ 90° 又ハ 180° 折曲グ置クベシ。

158. 鉛直鐵筋ト傾斜鐵筋トヲ併用スル場合 矩形断面ノ桁ニ於テハ二者中孰レカーツノ鐵筋ノミニテ充分ナルヲ普通トスレドモ第四章ニ述ベントスル丁形桁ニ於テハ二者併用ノ必要ヲ生ズベキナリ。是レ其腹部狭クシテ多クノ水平鐵筋ヲ用フル能ハザルニ因ル。

前節ニ於テハ所要ノ點ニ於テ隨意ニ水平鐵筋ヲ折曲ダ得ルモノトセシモ彎曲應力減少シテ餘裕ヲ生ズルニアラザレバ一釘ヲモ折曲グルコト能ハザルナリ。故ニ前節ノ如クシテ傾斜鐵筋ノ配列ヲ定メタル場合ニ於テハ折曲ダタル各點ニ於テ殘レル水平鐵筋ガ彎曲應力ニ對シテ充分ナルヤ否ヤヲ檢算セザルベカラズ。

水平鐵筋ヲ折曲ダ得ル點ハ次ノ如クニシテ定ム

ルヲ得。桁ガ等布荷重ヲ受クル場合ヲ考フレバ彎曲率表圖ハ拋物線トナリ最大彎曲率ヲ M_m ナリトス。

m = 桁ノ中央ニ於テ必要ナル水平鐵筋ノ數,

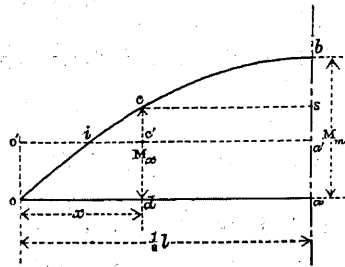
m' = 或點ニ於テ曲ゲ得ベキ水平鐵筋ノ數,

x = 考ヘツ、アル點迄ノ距離

トスレバ或二點ニ於ケル總應力ハ彎曲率ニ正比例スベキヲ以テ各釘ガ皆同大ニシテ且同等ノ應力ヲ受クルナラバ

$$M_m : M_x = m : (m - m')$$

第 261 圖



然ルニ拋物線ノ性質ニヨリ(第 261 圖)

$$\frac{\overline{Oa}^2}{\overline{ab}} = \frac{\overline{cs}^2}{\overline{sb}} = \text{拋物線ノ通徑(Parameter)}$$

即チ

$$\overline{sb} = \left(\frac{l}{2} - x\right)^2 \cdot \frac{M_m}{\left(\frac{l}{2}\right)^2} = \frac{4\left(\frac{l}{2} - x\right)^2}{l^2} M_m$$

$$\therefore M_x = M_m - s\overline{b} = \frac{4M_m}{l^2}(lx - x^2).$$

之ヲ上式ニ代入シテ x ノ値ヲ求ムレバ

$$x = \frac{1}{2}l\left(1 - \sqrt{\frac{m'}{m}}\right) \dots \dots \dots (175)$$

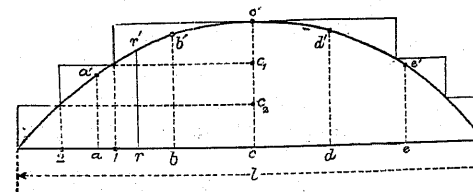
單桁ノ場合ニ於テハ l ハ支間ヲ表ハセドモ固定桁若クハ連續桁ニ於テハ二反曲點間ノ距離ヲ表ハスモノト知ルベシ。若シ此場合ニ於テ l ガ支間ヲ表ハス様ニナスニハ中央斷面ニ於ケル彎曲率ヲ $\frac{1}{n} \cdot \omega l^2$ トスレバ

$$x = \frac{l}{2}\left(1 - \sqrt{\frac{8m'}{n \cdot m}}\right) \dots \dots \dots (175_a)$$

第 261 圖ニ於テ i ヲ反曲點トシ $\overline{cc'}$ ガ M_x , $\overline{a'b}$ ガ M_m ヲ表ハストシ \overline{ab} ヲ $\frac{1}{8} \omega l^2$, \overline{ac} ヲ $\frac{1}{2} \omega x(l-x)$ トシ前同様ニ計算スレバ直ニ(175_a)式ヲ得。

集中荷重及不對稱荷重ニ對シテハ支間ニ適宜ナル數點(最大彎曲率ガ起ル點ヲ含ムベシ)ヲ選ミテ各點ニ於ケル彎曲率ヲ計算シ夫等ノ彎曲率ニ相當ス

第 262 圖

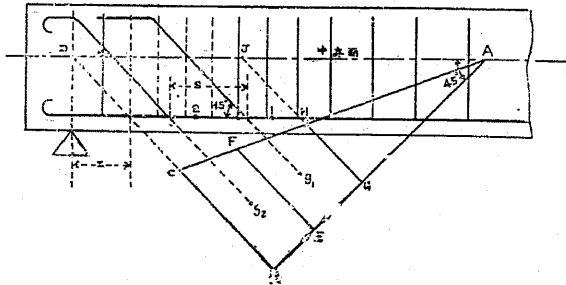


ベキ水平鐵筋ノ所要斷面積ヲ定メ第 262 圖ニ示ス如ク前ニ選定セシ各點ノ鉛直

線上ニ夫等ノ所要斷面積ヲ取り頂點 a', b', c', d', e' ヲ
 曲線ニテ連結スベシ(斷面積ノ縮尺ヲ適當ニ定ムレ
 バ彎曲率表圖ヲ其儘用フルヲ得). 然レバ或一點ニ
 於テ此曲線ト水平線トノ間ノ鉛直距離ハ其點ニ於
 ケル所要斷面積ヲ表ハスベシ. 例ヘバ c 點ニ於ケ
 ル所要斷面積ハ $\overline{cc'}$ ニテ表ハサル. 次ニ最大斷面積
 ヲ要スル點即チ c ニ於ケル鉛直線上ニ c', c_1, c_2 ヲ夫
 々第一番目及第二番目ニ折曲ゲントスル傾斜鐵筋
 ノ斷面積ニ等シク取り水平線ヲ引ケバ夫等ガ曲線
 ヲ切ル點ノ直下ニ位スル點 1 及 2 ガ求ムル所ノ二
 點ナリトス. 實際ニ於テハ安全ヲ期スル爲メニ 1,
 2 ノ點ヨリ少シク左方ニ於テ折曲グルヲ可トス.

茲ニ等布荷重ヲ受クル一ツノ單桁アリ. 第263圖

第263圖



ニ於テ $\triangle ABC$ ガ前節ト同様ニシテ求メタル腹鐵筋
 ノ總應張力ヲ表ハストス. 而シテ 1 及 2 ナル點ニ

於テ各二本宛ノ鈎ヲ折曲ゲ得ルモノトスレバ圖ノ
 如ク二個所ニ傾斜鐵筋ヲ入ル、ヲ得ベシ. $BCFE,$
 $EFHG$ ナル二梯形ハ面積相等シク且二本ノ鈎ニテ
 受ケ得ベキ應張力ヲ表ハス. 若シ s ガ $\frac{3}{4}d$ ヨリ大
 ナルトキハ腹鐵筋ノ配列ヲ變ズベキハ勿論ナリ.
 次ニ AJ ナル部分ニ於テハ第156節ニ述ベタル方法
 ニテ鉛直鐵筋ヲ配列スルヲ要ス. 尙支端ニ近キ
 ナル部分ニハ多少ノ應力殘レルヲ以テ少クトモ一
 本ノ鉛直鐵筋ヲ入レザルベカラズ. 若シ充分ニ安
 全ヲ期スルノ必要アル桁ナレバ J ト D トノ間ニモ
 破線ニテ示ス如ク鉛直鐵筋ヲ加フルコトアリ.

例題 第二章第146節ノ例題(3)ノ桁ノ腹鐵筋ヲ設計セヨ.

左支端 A ニ於ケル單位長サニ對スル應剪力即チ bv_1 ハ

$$bv_1 = \frac{V}{jd} = \frac{22,500}{0.874 \times 27} = 954 \text{ 听每吋.}$$

集中荷重ニ極接近セル左右兩側斷面ニ於テハ

$$bv_2 = \frac{17,500}{0.874 \times 27} = 742 \text{ 听每吋.}$$

$$bv_3 = \frac{2,500}{0.874 \times 27} = 106 \text{ 听每吋.}$$

故ニ集中荷重ト支端トノ間ニノミ腹鐵筋ヲ要スルコト明カナ
 リ. 今混凝土ニテ應剪力ノ $\frac{1}{3}$ ヲ引受クルモノト假定スレバ

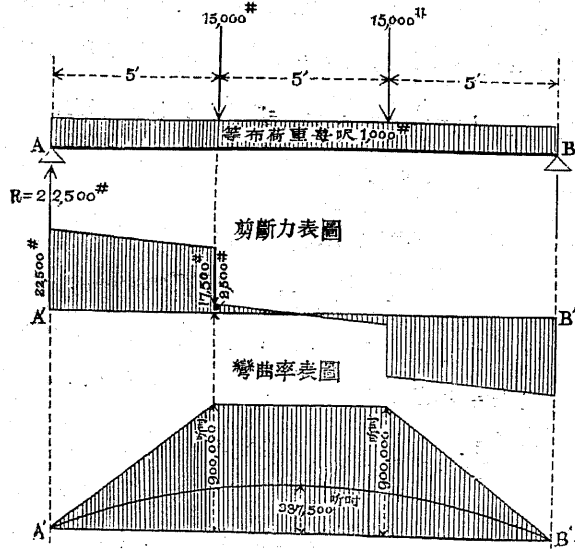
$$\frac{2}{3}bv_1 = 636 \text{ 听每吋, } \frac{2}{3}bv_2 = 495 \text{ 听每吋.}$$

故ニ傾斜腹鐵筋ニテ受クベキ總應張力ハ第265圖ノ $DEFG$ ナル
 梯形ノ面積ニテ表ハサル. 今此應張力ヲ引受クル爲メニ水平

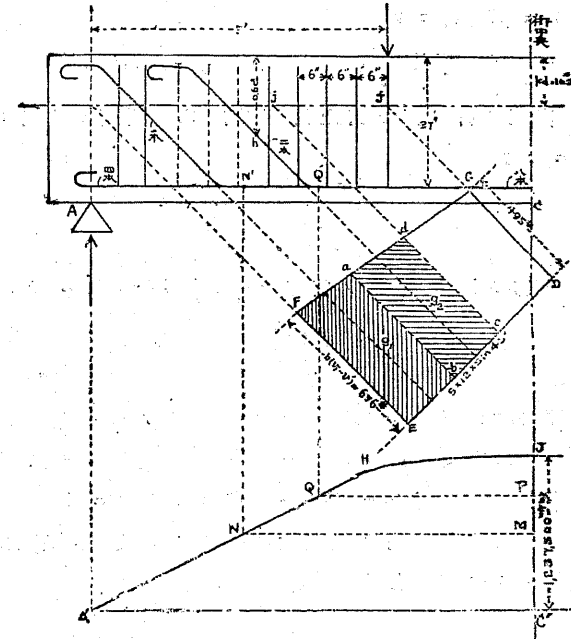
鐵筋ヲ折曲ゲ得ルヤ否ヲ檢セントス。第261圖ニ示セル彎曲率表圖ノA'B'線上ノ縱距ヲ合成シタルモノヲA'OJHQNトスレバC'Jニテ表示スル彎曲率ニ相當スル應力ヲ受クル爲メニ直徑 $\frac{3}{4}$ "ノ圓釘八本ヲ用フルニヨリ $MJ = \frac{1}{2}JC'$, $PJ = \frac{1}{4}JC'$ トスレバQ'ニ於テ二本ノ釘ヲ折曲ゲ又N'ニ於テ更ニ二本ノ釘ヲ折曲ゲ得ベキヤ明カナリ。

ニケ所ニ於テ同時ニ二本宛折曲グルモノトスレバ二本ノ釘ニテ引受ケ得ベキ應張力ハ $2 \cdot \frac{\pi}{4} \left(\frac{3}{4}\right)^2 \cdot 16,000 = 14,138$ 斤ナリ。然ルニ腹鐵筋ニテ引受クベキ總應力ハ $\frac{495+636}{2} \times 5 \times 12 \times \sin 45^\circ = 23,772$ 斤ナルニエ若シ何處ニテモ水平鐵筋ヲ折曲ゲ得ルナラバDEFGナル梯形ヲ二等分シ各ノ中心ヲ通シテ傾斜 45° ニ引キタル線ガ傾斜鐵筋ノ位置トナリ各 $23,772$ 斤ノ半分宛ヲ引受クベキモ此場合ニ於テハ折曲ゲ得ベキ點ハN'及Q'ト定マリ居ルニ依リ先ヅN'

第264圖



第265圖



Q'ヨリ少シク左方ニ於テ圖ノ如ク折曲ゲ此二傾斜鐵筋ガ同等ノ應力ヲ引受クル様ニ配列シ即チ圖中ニ於テabcdトノ面積ガ等シクナル様ニス。精確ニ云ヘバ梯形トシテ考フベキナレドモ此場合ノ如クefトgdトノ差ガ餘リ大ナラザルトキハ其平均高サヲ有スル矩形トシテ取扱フヲ得。

此等ノ折曲ゲタル釘ガ安全ナル附着應力ヲ有スル爲メニハ第二章第149節ニヨリ $50d_1 = 50 \times \frac{3}{4} = 37.5$ "ナル有效長サヲ要ス。即チ圖中ニ示セルナル點ヨリ上部ニ 37.5 "丈クノ長サヲ要ス。モ此場合ニハ到底此長サヲ有セシムルコト不可能ナルニヨリ其端ヲ 180° 折曲ゲ置クベシ。

次ニjトfトノ間ニハ鉛直腹鐵筋ヲ加ヘテ應張力ヲ受ケシム

ベシ。今鏡形ノ釘ヲ用フルトシ附着應力ヨリ最大ノ直徑ヲ計算シ見ルニ(173)式ヨリ

$$d_1 = 2.4d \frac{u}{f_s} = 2.4 \times 27 \times \frac{80}{16,000} = 0.324''$$

故ニ $\frac{3}{8}''$ 直徑ノ釘ヲ用ヒ其上端ヲ折曲グ。間隔 s ナ定ムルニハ(169)式ニヨリ

$$s = \frac{f_s a_s}{\sqrt{V}}$$

ニシテ $\frac{V}{jd}$ (即チ $b.v$) ナ平均ノ値即チ $\frac{1}{2}(886+495) = 566 =$ 取レバ

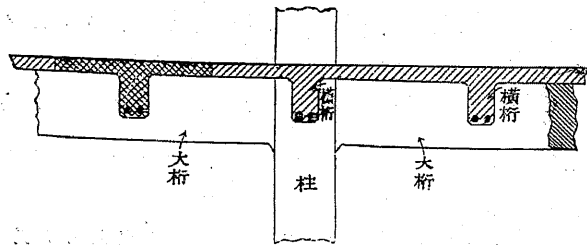
$$s = \frac{16,000 \times \frac{\pi}{4} \left(\frac{3}{8}\right)^2 \times 2}{566} = 6.24''$$

故ニ $s = 6''$ トス。支端ニ近キ部分ニハ多少ノ剪斷力殘レルヲ以テ圖ノ如ク二本位ノ鉛直鐵筋ヲ加フ。尙破線ニテ示セル鉛直鐵筋ハ計算上其必要ナキモ安全ヲ期スル爲メニ特ニ加ヘタルモノナリ。若シ剪斷力ノ變化大ナルトキハ支端ニ近ヅクニ從ヒ s ナ小ニスベキハ勿論ナリ。

第四章 床版 (Floor Slab)

159. 床版ノ設計方法 鐵筋混凝土床ハ通常第266圖ノ如ク柱ヨリ柱ニ大桁(Girder)ヲ渡シ大桁ト大

第 266 圖



桁トノ間ニ4乃至6呎ヲ隔テ、横桁ヲ並ベ架シ此横桁ニテ主ニ床版ヲ支フルモノトス。場合ニヨリテハ小桁ヲ單ニ柱ノ所ノミニ架シ四方ニ於テ支ヘラレタル方形版ヲ形ヅクルコトアリ。又全然小桁ヲ省略シ唯一方向ニノミ桁ヲ並ブルコトアリトス。何レノ場合タルヲ問ハズ床版ト桁トハ同一體ヲナセルヲ以テ第266圖左側ニ示セル如ク床版ノ一部分ヲ桁ニ屬スルモノト考ヘ丁字形ノ断面ヲ有スル桁トシテ計算スルヲ普通トス。其計算法ハ後ニ詳論スベシ。

床版ノ計算ニハ矩形断面ノ桁ト同様ニ第二章第146節ニ述ベタル公式ヲ其儘用フルヲ得ベシ。若シ彎曲率ガ床版ノ幅ヲ一呎トシテ計算シタルモノナレバ第146節ニ於ケル公式中ノ b ナ $12''$ ト取ルベキナリ。此場合ニ於テハ(145)式ヲ用フル方簡便ナルベシ。即チ同式ヨリ

$$d = \sqrt{\frac{M}{b.K}} = 0.29 \sqrt{\frac{M}{K}}$$

$$a_s = 12p.d.$$

$$f_s = 650 \#/\square'', \quad f_c = 16,000 \#/\square'', \quad n = 15 \text{ トスレバ}$$

$$d = 0.097 \sqrt{\frac{M}{b}}, \quad \text{即チ } b = 12'' \text{ ナレバ}$$

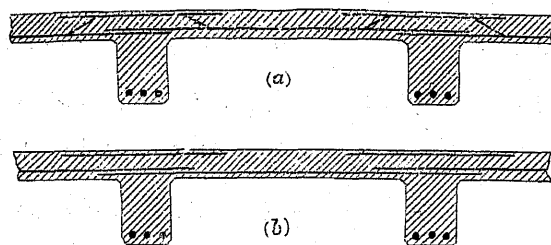
$$d=0.028\sqrt{M}.$$

$$\alpha_s=0.092d.$$

床版ハ幾徑間ヲモ通シテ連續セルモノナレバ彎曲率ノ計算ヲナスニ當リテハ第153節ニ於ケル連續桁ニ關スル所論ヲ適用スベシ。

床版ノ支間ガ4呎内外ナルトキハ負ノ彎曲率ニ對シ特ニ鐵筋ヲ加フルノ必要ナク唯單ニ其底ニ近ク抗張鐵筋ヲ入ル、ノミニテ差支ナシト雖5乃至6呎以上ノ支間ナレバ負彎曲率ニ對シ相當ノ補強ヲナサルベカラズ。其方法ハ第267圖(a)ニ示ス

第 267 圖



如ク支間ノ約 $\frac{1}{4}$ ノ所ニテ底部鐵筋ノ一部ヲ傾斜 30° ニ折曲グルカ又ハ(b)ノ如ク他ノ鐵筋ヲ桁ノ直上ニ加フルニアリ。一般ニ床版ニ於テハ腹鐵筋ハ餘リ必要ナキモ荷重過大ナル場合ニ於テハ第三章ニ述ベシ如キ設備ヲナサルベカラズ。

若シ床版ノ一區劃ガ方形或ハ方形ニ近キモノニ

シテ四側ニ於テ支ヘラレ若クハ固定セラレ、トキハ縱横ニ補強スルヲ得策ナリトス(其計算方法ハ次節ニ讓ル)。反之長方形ノ床版ニ於テハ縱鐵筋ハ横鐵筋ニ比シ應力ヲ受クルコト少ナク其長サガ幅ノ $1\frac{1}{2}$ 倍以上ナルトキハ縱鐵筋ハ殆ンド効力ナキモノナリ。然レドモ何レノ場合ヲ問ハズ混凝土ノ收縮並溫度ノ變化ニ依テ混凝土ニ生ズル罅裂ニ備フル爲メニ多少ノ縱鐵筋ヲ加フルヲ可トス。桁ト桁トノ間隔大ナルトキハ殊ニ其必要アリ。此目的ニ用フル鐵筋量ヲ定ムルニハ唯實驗ノ結果並ニ經驗ニ據ルノ外ナシ。普通20乃至24吋ノ間隔ニ $\frac{1}{4}$ 又ハ $\frac{3}{8}$ 吋ノ釘ヲ配列ス。而シテ縱横鐵筋ノ交叉點ハ鍍ヲ以テ充分ニ締結スベキナリ。

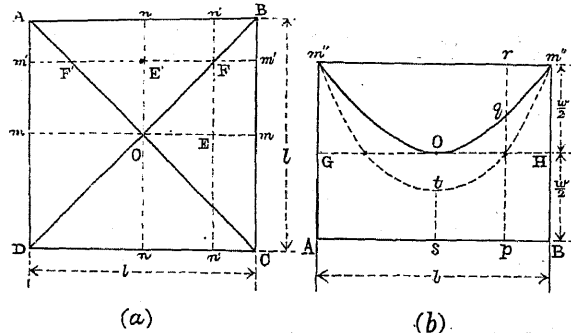
160. 縱横ニ補強サレタル床版 前述ノ如ク床版ガ正方形又ハ正方形ニ近キ形狀ナルトキハ縱横ニ補強スルモノナルガ其計算ハ至ツテ複雑ニシテ到底合理的ノ算式ヲ得ル能ハザルニヨリ次ニ普通用ヒラル、近似の解法ヲ示サントス。

(1) 正方形ノ場合 最モ簡單ニシテ普通用ヒラル、計算方法ハ縱横ノ鐵筋ガ別々ニ半分宛ノ荷重ヲ受クルモノト假定シ若シ等布荷重ニシテ單位面

積荷重 w ナルトキハ何レノ部分ニ於テモ $\frac{1}{12}(\frac{w}{2})l^2$
 (是レ單位幅ノ連續桁ト假定シタル場合ニシテ若シ
 單桁ト假定スレバ $\frac{1}{12}$ ヲ $\frac{1}{8}$ ニ變ズベシ)ヲ最大彎曲
 率トシテ計算ス。從ツテ鐵筋ノ間隔ハ何處モ均等
 ナリトス。尙混凝土ハ互ニ直角ナル二方向ヨリ壓
 縮サル、モノナレドモ相互間ニ何等ノ影響ナキモ
 トノ考フルナリ。

前述ノ方法ハ安全ナルニハ相違ナキモ餘リニ實
 際ト遠ザカリタルモノナレバ多少合理的ニ設計ス
 ルニハ次ニ述ブルガ如ク剛度ニ比例シテ二ツノ方
 向ニ於ケル桁ニ荷重ヲ分配スルヲ可トス。第268圖
 (a)ニ於テ ABCD ヲ四周ニ於テ支ヘラレタル方形ノ

第 268 圖



床版トシ單位面積ニ於ケル等布荷重ヲ w トス。然
 ラバ中心點 O 及二對角線 AC, BD 上ノ各點ニ於テ

ハ對稱ノ理由ニヨリ荷重ハ縱横ノ桁ニ等分ニ分配
 セラルベシ。即チ各 $\frac{1}{2}w$ ヲ受クルト考フルヲ得ベ
 シ。併シ E 點ヲ考フルニ此點ハ $n'n'$ ノ中央ニシテ
 mm ニ對シテハ然ラズ。故ニ E 點ニ加ハル同荷重
 ニ對シテハ mm ナル桁ノ剛度大ナルベシ。從ツテ荷
 重ノ分配ハ mm ニ向ツテ大ニシテ $n'n'$ ニ對シテハ小
 ナルベシ。一般ニ mm ナル桁ノ剛度ハ E 點ガ右ニ
 動クニ從ヒ益大ニシテ之ガ負擔スベキ荷重ノ配當
 ハ漸次大トナリ終ニ終端 m ニ於テハ $n'n'$ ナル方向
 ノ桁ハ何等ノ荷重ヲ受ケズ全部 mm ナル桁ニテ負
 擔スルモノト考ヘ得ベシ。故ニ mm ニ於ケル荷重
 ノ配布ハ (b) 圖ニ於ケル AB 線ト $m''om''$ ナル一ツノ曲
 線間ノ鉛直距離ニテ表ハスヲ得。即チ Bp ヲ (a) 圖ノ
 Em ニ等シク取レバ pq ハ E 點ニ於テ mm ナル桁ガ
 負擔スル荷重ニシテ qr ハ $n'n'$ ナル桁ノ荷重ヲ表示
 ス。一般ニ $m''m''$ 線ト $m''om''$ 曲線トノ間ノ鉛直距
 離ハ mm ノ各點ニ於テ之ニ直角ナル桁ガ負擔スベ
 キ荷重ヲ表ハスコト明カナリ。
 次ニ $m'm'$ ナル桁ニ於ケル荷重ノ配布ヲ考フルニ
 F 及 F' ニテハ共ニ $\frac{w}{2}$ ニシテ E' ニテハ $n'n'$ ナル桁
 ガ E 點ニテ受クル荷重ニ等シ。兩端 m' ニ於テハ
 其受クル荷重ハ w ナリ。故ニ st ヲ qr ニ等シク取り

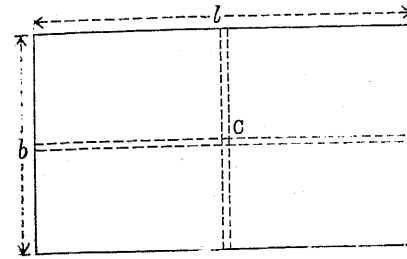
GH 線ノ兩端ヨリ $m'F =$ 等シク取リ斯クシテ得タル二點ト t トヲ通ル $m''tm''$ ナル曲線ヲ引ケバ此曲線ト AB トノ間ノ鉛直距離ハ $m'm'$ ナル桁ニ於ケル荷重ノ配布ヲ表ハシ此曲線ト $m''m''$ トノ間ノ鉛直距離ハ $m'm'$ ノ各點ニ於テ之ニ直角ナル桁ガ負擔スル荷重ヲ表ハスモノナリ。

今 $m''Om''$ ナル曲線ヲ拋物線ト假定シ計算スレバ mm 上ノ最大彎曲率ハ $\frac{7}{48} \cdot \left(\frac{w}{2}\right)^2$ (單桁ナルトキハ) トナル即チ $\frac{1}{8} \cdot \left(\frac{w}{2}\right)^2$ ヨリ少シク大トナル。正方形版ノ中央ニ於テハ縱横共ニ此彎曲率ヲ用ヒテ鐵筋ヲ算定シ兩側ニ至ルニ從ヒ拋物線ノ性質ニ準ジテ次第ニ其數ヲ減ズベキナリ。然レドモ此方法ニヨリテ鐵筋ノ配列ヲナスコトハ實施上面倒少ナカラザレバ中央ノ半分ハ $\frac{1}{8} \cdot \left(\frac{w}{2}\right)^2$ (單桁ナルトキハ) ヲ用ヒテ計算シ鐵筋ヲ等距離ニ配列シ其殘ノ部分ニ於テハ鐵筋ノ總數ヲ中央部ヨリ半減シ兩側ニ近ヅクニ從ヒ鐵筋ノ間隔ヲ漸次ニ大ニスベシ。

(2) 矩形ナル場合(第 269 圖) 幅 b ニシテ長サ l ナル矩形床版アリテ w ナル等布荷重ヲ受クルモノトス。中心點 C ヲ含ミテ單位ノ幅ヲ有スル b 及 l ニ並行ナル二ツノ細片ヲ考フルニ此等ノ二細片ノ

ノ中央ニ於ケル撓度ハ同一ニシテ且夫々 $\mu \cdot w_b \cdot b^4$ 及

第 269 圖



$\mu \cdot w_l \cdot l^4$ ニテ表ハサルベシ。 μ ハ E, I 及細片兩端ノ狀態如何ニヨリテ變ズル常數ナリ。例ヘバ單桁ノ場合ナレバ $\frac{5}{384 \cdot EI}$ ナリトス。

又 w_b 及 w_l ハ夫々二細片ガ分擔スベキ荷重ナリトス。

然ラバ
$$\mu \cdot w_b \cdot b^4 = \mu \cdot w_l \cdot l^4, \quad \frac{w_b}{w_l} = \frac{l^4}{b^4}$$

然ルニ $w = w_b + w_l$ ナルヲ以テ

$$w_l = \frac{b^4}{b^4 + l^4} \cdot w; \quad w_b = \frac{l^4}{b^4 + l^4} \cdot w \dots \dots \dots (176)$$

故ニ若シ兩端ガ單ニ支ヘラルハナラバ l ナル長支間ニ對シテハ

$$\text{最大彎曲率} = \left(\frac{b^4}{b^4 + l^4}\right) \cdot \frac{w \cdot l^2}{8}$$

b ナル短支間ニ對シテハ

$$\text{最大彎曲率} = \left(\frac{l^4}{b^4 + l^4}\right) \cdot \frac{w \cdot b^2}{8}$$

佛國政府ノ規定ニテハ(176)式中ノ係數ヲ夫々

$$\frac{b^4}{b^4 + 2l^4}, \quad \frac{l^4}{l^4 + 2b^4} = \text{取ルベシトセリ。}$$

(176)式ニヨリテ長短兩支間ニ對スル荷重ヲ計算スレバ次表ノ如シ。但 $w=1$ トス。

lトbトノ比	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	2.0
w_b	0.50	0.59	0.68	0.74	0.80	0.84	0.94
w_l	0.50	0.41	0.32	0.26	0.20	0.16	0.06

此表ニヨリテ見ルトキハ長支間ニテ分擔スル荷重ハlトbトノ比ガ増スニ從ヒ急ニ減少シ其比1.4ニ達スレバ w_l ハ僅ニ w_b ノ $\frac{1}{4}$ ニ過ギズ。故ニ實際ニ於テハ若シlガbヲ超過スルコト50%以上ナルトキハ荷重ヲ受クル目的ニテハ縦鐵筋ヲ用ヒザルヲ可トス。但罅裂防禦ノ爲メニスルハ此限リニアラス。

例題 10呎×10呎ノ床版アリ250呎每平方呎ノ等布荷重ヲ受ク。今床版ヲ縦横ニ補強シ且連續桁トシテ條件ガ完全ニ充實セラル、モノト假定セバ版ノ厚サ、鐵筋ノ量及其配列ヲ如何ニスベキカ。但 $f_c=650\#/in^2$, $f_s=16,000\#/in^2$, $n=15$ トス。

床版ノ自己重量ヲ60呎每平方呎ト假定ス。今連續桁ノ條件ガ充實セラル且縦横ニ補強セラル、ニヨリ最大彎曲率ヲ $\frac{1}{12}(\frac{10}{2})^2$ トスルヲ得ベシ。故ニ

$$M = \frac{1}{24} \cdot w l^2 = \frac{1}{24} \cdot (250 + 60) \times 10^2 \times 12 = 15,500 \text{ 呎吋}$$

$$\therefore d = 0.028 \sqrt{M} = 0.028 \sqrt{15,500} = 3.486 \text{ 吋}$$

故ニdヲ $3\frac{1}{2}$ 吋トス。鐵筋ノ中心以下ニ1吋ヲ見込ミ全體ノ厚サヲ $4\frac{1}{2}$ 吋トス。

$$\alpha_s = 0.092d = 0.092 \times 3.5 = 0.3226 \text{ 平方吋}$$

此 α_s ノ値ハ方形版ノ中央ニ於テ幅一呎ニ對スル縦又ハ横ノ鐵筋ノ所要斷面積ナリトス。今直徑 $\frac{3}{8}$ 吋ノ圓釘ヲ用フルトスレバ其斷面積ハ0.1104平方吋ナルヲ以テ方形版ノ中央ニ於ケル釘間距離ハ

$$12 \times \frac{0.1104}{0.3226} = 4 \text{ 吋} = \text{シテ第160節(1)ニ述ベタル方法ニヨリ版ノ}$$

兩端ニ近ヅクニ從ヒ漸次其間隔ヲ増加スベシ。而シテ縦横ノ鐵筋ハ一目置キ位ニ録ニテ締結スベシ。

床版ノ自己重量ヲ檢算スルニ

$$150 \times \frac{4.5}{12} \times 1 \times 1 = 56.3 \text{ 呎每平方呎}$$

即チ假定重量ヨリ少シク輕シト雖此位ノ相違ニテハ改算ヲナスノ必要ナシ。

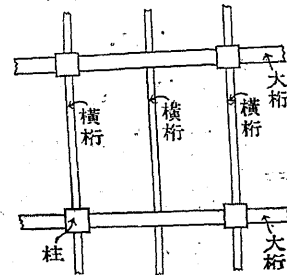
剪斷力ヲ檢スルニ方形版ノ兩端ニ於テハ幅一呎ニ對シ $\frac{1}{2} w l = \frac{1}{2} \times \frac{310}{2} \times 10 = 775$ 呎即チ $\frac{V}{bl} = \frac{775}{12 \times 3.5} = 18.5 = \text{シテ}$ $\frac{V}{bd} < 35$ ナレバ腹鐵筋ヲ要セズ。

支承附近ニ於テハ負ノ彎曲率ヲ生ズルニヨリ前同様ニシテ此負彎曲率ニ相當スベキ鐵筋ヲ床版ノ上表面近クニ配列スベキナリ。無論此鐵筋ハ前ニ計算シタルモノヲ適當ニ折曲ゲテモ差支ナシ。而シテ床版ノ場合ニ於テハ其厚サ比較的薄ケレバ普通 30° ノ傾斜ニテ折曲グルモノトス。

161. 横桁及大桁ノ計算法 若シ床版ガ唯一方向

ニノミ補強サル、ナラバ荷重ハ全部其補強釘ニ直角ナル桁ニノミ傳達サル、モノト見做スヲ得ベシ。例ヘバ第270圖ノ如ク大桁ト横桁トヲ配置スルトキハ鐵筋ハ

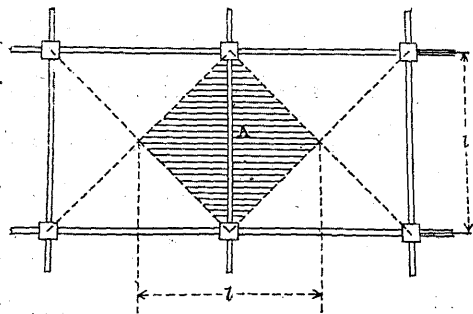
第270圖



皆横桁ニ直角ニ配列スルモノナルガ此場合ニ於テハ荷重ハ總テ横桁ニ傳達サル、モノト考ヘ横桁ノ計算ヲナスベキナリ。又縦横ニ補強セラル、場合ニ於テモ床版區劃ガ正方形ナラザル限リハ横桁ニテ總テノ荷重ヲ引受クルモノト考フベキナリ。

若シ床版區劃ガ正方形ニシテ縦横ニ補強セラル、ナラバ四周ノ桁ニ加ハル荷重ノ配布ハ均等ナラザルベシ。此場合ニ於テハ前節ニヨリテ各桁ニ傳ハル單位長サニ於ケル荷重ヲ計算シテ一ツノ桁ガ受クベキ總荷重ノ配布ヲ定メ之ニ依リテ其桁ガ受クベキ最大彎曲率ヲ計算セザルベカラズ。然レドモ通常ノ計算ニ於テハ此總荷重ノ配布ハ桁ノ中央上ニ頂點ヲ有スル一ツノ三角形ニヨリテ表ハサル、モノト假定ス。此假定ハ總荷重ガ桁上ニ均等ニ配布セラル、カ若クハ其配布ガ拋物線ニテ表ハサル、

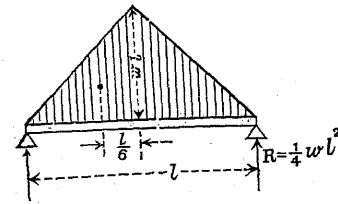
第 271 圖



モノトスルヨリモ安全ノ度大ナリトス。算法ノ一例トシテ第271圖ノ如ク正方形版ガ等布荷重ヲ受クル場合ヲ考

ヘ其四周ノ桁ハ皆單桁トシテ取扱フモノトス。然ラバ或桁例ヘバ△ハ圖中ノ陰ヲ附セル部分ニ於ケル荷重ヲ受クルモノト假定スルトキハ第272圖ニ示ス如ク桁ノ中央ニ於テ單位長サニ加ハル荷重ハwlニシテ兩端ニ於テハ零ナリ。故ニ

第 272 圖



最大彎曲率 = $\frac{1}{4} \cdot wl^2 \times \frac{l}{2} - \frac{1}{4} \cdot wl^2 \times \frac{l}{6} = \frac{1}{12} \cdot wl^3$.

ナリ。故ニ

$$\text{最大彎曲率} = \frac{1}{4} \cdot wl^2 \times \frac{l}{2} - \frac{1}{4} \cdot wl^2 \times \frac{l}{6} = \frac{1}{12} \cdot wl^3.$$

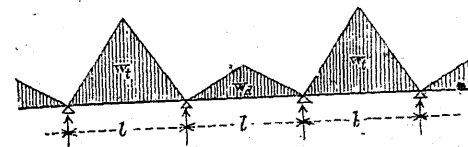
連續桁トシテ計算スルトキハ支間ガ交互ニ荷重ヲ受クル場合ガ最モ惡シキ條件ナルヲ以テ此條件ノ下ニ於テ最大彎曲率ヲ算定セザルベカラズ。

W_t = 自己重量其他桁ニ加ハル總荷重、

W_a = 桁ノ自己重量

トスレバ連續桁ニ加ハル荷重ハ第273圖ニ示ス如クナルベシ、而シテ W_t ガ加ハル支間ニ於ケル正ノ最大彎曲率 M_t

第 273 圖



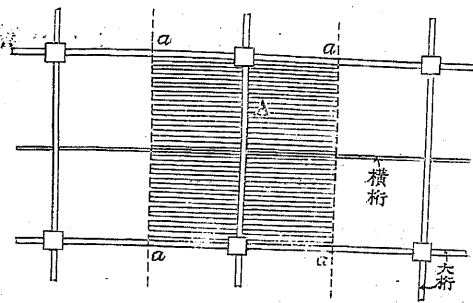
ハ次ノ如シ。

$$M_t = \frac{l}{96} (11W_t - 5W_a)$$

W_a ガ加ハル支間ニ於テハ W_i ト W_a トノ割合如何ニヨリテ中央ニ正又ハ負ノ彎曲率ヲ生ズベシ。之ヲ M_a トスレバ

$$M_a = \frac{l}{96}(11W_a - 5W_i)$$

第 274 圖



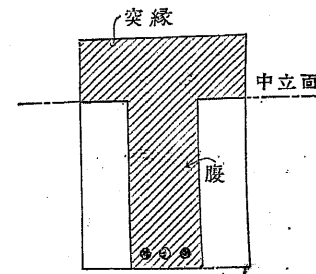
第 274 圖ニ示セル大桁 Aニ加ハル荷重ハ其中央ニ於テ横桁ヨリ傳ハル荷重ト自己重量トノ外ニ床版ヨリ直接

ニ傳達セラル、不均等ノ配布荷重ナルベシ故ニ此等ノ各荷重ガ及ボス影響ヲ考ヘ以テ最大彎曲率ヲ定ムベキモノトス。然レドモ通常ノ計算ニ於テハ陰ヲ附セル部分 aaaaニ於ケル靜荷重及動荷重ガ桁 Aニ均等ニ配布セラレタルモノト見做シテ差支ナシ。若シニツノ横桁ガ桁 Aノ支間ノ三分點ニ加ハルトキハ上述ノ方法ニテ計算シタルモノハ過大ニ失スルヲ以テ其一割ヲ減ズベシ。尤モ孰レノ場合ニ於テモ唯最大彎曲率ヲ求ムルトキニノミ適用スベキモノニシテ其他ノ断面ノ彎曲率ヲ見出スニハ

各荷重ノ影響ヲ別々ニ計算セザルベカラズ。

162. 丁形桁(T-Beam) 矩形断面ノ桁ノ研究ニ於テ述ベシ如ク中立軸以下ノ混凝土ハ何等其桁ノ強サニ關係ナク唯自己重量ヲ増スノ不利益アルノミナリ。故ニ若シ抗張鐵筋ノ配列上支障ナキ範圍ニ於テ中立軸以下ノ混凝土ヲ取去リテ第 275 圖ニ

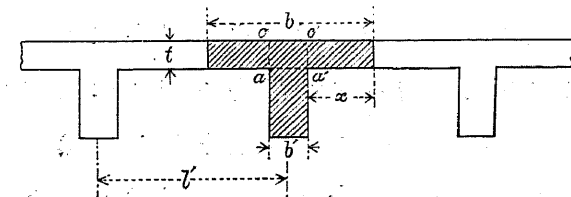
第 275 圖



陰ヲ附セル部分ノ如キ形ノモノトセバ經濟的タルコト明カナリ。此理ニ因リ寸法ノ大ナル桁ノ設計ニ於テハ此形狀トナスコト屢々ナリトス。殊ニ鐵筋混凝土床ノ構造ニ際シ床版ト桁トヲ同

時ニ施工シ全ク同一體トシテ働クモノト考ヘ得ル場合ニ於テハ床版ノ一部ヲ桁ノ部分ト見做シ第 276 圖ニ示スガ如ク丁形ノ断面トシテ計算スルヲ得ベ

第 276 圖



シ。故ニ此種ノ床ノ計算ニ於テハ先ヅ第 159 節ニ述ベタル方法ニヨリテ床版ノ計算ヲナシ次ニ丁形ノ断面トシテ桁ヲ計算スルヲ通常トス。此丁形桁ノ突縁(Flange)ノ幅 b ヲ餘リ廣クスルトキハ ac 及 $a'c'$ ナル鉛直面ニ於ケル剪斷力が大トナリ設計ノ最初ニ於テ t ナル厚サヲ變ズルノ必要生ズベシ。故ニ b ハ b' ノ $\frac{1}{4}$ ヲ超過セザルヲ可トス。又 ω ハ t ノ6倍以上ナラザルヲ可トス。然ルニ最初ニ述ベタル獨立丁形ニ於テハ b ハ b' ノ3倍ヨリ大ナラズ又突縁ノ厚サハ桁高ノ $\frac{1}{3}$ ヨリ小ナラザルヲ良シトス。

丁形桁ニ於ケル應剪力ハ第二章第 148 節ノ(152)式ニヨリテ之ヲ求ムルヲ得。但シ b ヲ b' ト變ズベキナリ。其理由ハ(152)式ノ導致ノ方法ヲ考フレバ明瞭ナルベシ。即チ

$$v = \frac{V}{b' \cdot jd}$$

jd ノ値ハ場合ニ應ジ後ニ述ブル近似ノ値 $(d - \frac{1}{2}t)$ 又ハ $(d - \frac{1}{3}t)$ ニ取リテ差支ナシ。

丁形桁ノ計算ニ於テ考フベキ場合ニツアリ。即チ中立軸ガ突縁中ニアル場合ト桁ノ本體即チ幹又ハ腹(Stem or Web)ニアル場合是ナリ。然ルニ或一ツノ與ヘラレタル場合ニ於テハ通常孰レナルカ不

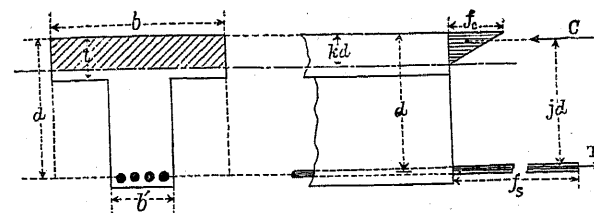
明ナルニヨリ先ヅ二者中ノ一ト假定シテ中立軸ノ位置ヲ見出シ假定ノ真否ヲ檢スベシ。

163. 丁形抵抗力率公式(Exlexure Formulas for T-Beams)

何レノ場合ニ於テモ應壓力ノ變化ハ直線ニヨリテ表ハサル、トシ又混凝土ノ應張力ハ全然之ヲ省略ス。

第一ノ場合、中立軸ガ突縁中ニアルトキ(第 277 圖) 中立軸以下ノ混凝土ハ桁ノ強サニ何等ノ關係ナケレバ(丁形断面トスル代リニ $b \times d$ ナル断面ト見

第 277 圖



做スヲ得ベシ)此場合ハ第二章第 145 節ニ述ベタル矩形断面ノ桁ニ關スル公式ヲ其儘用フルヲ得。而シテ此等ノ公式中ノ b ハ皆突縁幅ニシテ p ハ $\frac{a_s}{b \cdot d}$ ニアラズシテ $\frac{a_s}{b \cdot d}$ トスベキナリ。

近似的公式 中立軸ガ丁度突縁ト腹トノ界ニアルトキハ抵抗力率ノ臂 jd ハ $(d - \frac{1}{3}t)$ ナルヲ以テ第一ノ場合ニ於テハ其臂ハ決シテ此値ヨリ小ナルコ

トナシ。故ニ臂ヲ此値ニ等シク取ルトキハ之ヨリ生ズル誤差ハ常ニ安全ノ方ナルベシ。即チ

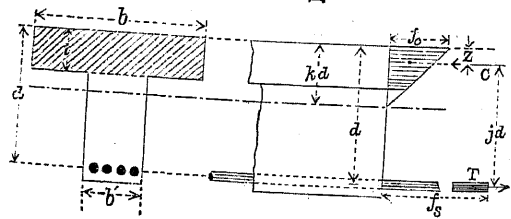
$$M_s = f_s \cdot a_s \left(d - \frac{1}{3} \cdot t \right), \text{ 又ハ } f_s = \frac{M}{a_s \left(d - \frac{1}{3} \cdot t \right)}$$

混凝土ニ對スル抵抗力率及 f_c ヲ算出スベキ簡單ナル近似的公式ヲ得ルコトハ容易ナラザルニヨリ之ヲ算出スルノ必要アルトキハ矩形斷面ノ公式ヲ用フベシ。併シ一般ニ丁形桁ノ突縁斷面ハ割合ニ大ニシテ充分ノ抗壓強ヲ有スルモノナレバ混凝土ニ對スル公式ヲ要スルハ稀ナリトス。

第二ノ場合。中立軸ガ腹ニアルトキ (第 278 圖)

此場合ニハ腹ニモ多少ノ應壓力ガ起ルト雖其量

第 278 圖



ハ突縁ニ於ケルモノニ比シ甚ダ少ナキヲ以テ計算ヲ簡單ナラシムル爲メ之ヲ省略ス。

矩形斷面ノトキト同様ニシテ次式ヲ得。

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_s} = \frac{f_c/E_c}{f_s/E_s} = \frac{kd}{d-kd}, \therefore \frac{f_s}{nf_c} = \frac{1-k}{k} \dots\dots\dots (a)$$

(a) 式ヨリ

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nf_c}} \dots\dots\dots (177)$$

$$\begin{aligned} \text{突縁ニ於ケル平均單位應壓力} &= \frac{1}{2} \left\{ f_s + f_c \left(1 - \frac{t}{kd} \right) \right\} \\ &= f_c \left(1 - \frac{t}{2kd} \right) \end{aligned}$$

$$\therefore \text{突縁ニ於ケル總應壓力, } C = f_c \left(1 - \frac{t}{2kd} \right) \cdot bt$$

然ルニ斷面ニ於ケル水平應力ノ總和ハ零ナルベキヲ以テ

$$f_s \cdot a_s = f_c \left(1 - \frac{t}{2kd} \right) \cdot bt \dots\dots\dots (b)$$

(a), (b) 二式ヨリ

$$k = \frac{n \cdot a_s + \frac{1}{2} \cdot bt \cdot \frac{t}{d}}{n \cdot a_s + bt} \dots\dots\dots (178)$$

然ルニ $a_s = p \cdot bd$ ナレバ

$$k = \frac{n \cdot p + \frac{1}{2} \left(\frac{t}{d} \right)^2}{n \cdot p + \frac{t}{d}} \dots\dots\dots (179)$$

外縁ヨリ應壓力ノ中心迄ノ距離ヲ z トスレバ抵抗力率ノ臂ハ

$$jd = d - z \dots\dots\dots (180)$$

然ルニ
$$z = \frac{3k - 2 \cdot \frac{t}{d} \cdot \frac{t}{3}}{2k - \frac{t}{d}} \dots\dots\dots(181)$$

$$\therefore j = 1 - \frac{z}{d} = 1 - \frac{3k - 2 \cdot \frac{t}{d} \cdot \frac{t}{3}}{2k - \frac{t}{d}}$$

(179)式ヨリ k ノ値ヲ代入スレバ

$$j = \frac{6 - 6 \cdot \frac{t}{d} + 2 \left(\frac{t}{d}\right)^2 + \left(\frac{t}{d}\right)^3 / 2pn}{6 - 3 \cdot \frac{t}{d}} \dots\dots\dots(182)$$

若シ中立軸ガ突縁ト腹トノ界ニアルトキハ

$$kd = t, \text{ 即チ } k = \frac{t}{d}.$$

此式ニヨリテ或與ヘラレタル丁形桁ガ第一又ハ第二ノ場合ノ孰レニ屬スルカラヲ檢スルヲ得ベシ.

抵抗力率ヲ出スニハ若シ鐵筋不足ナレバ鋼ニヨリテ之ヲ定メザルベカラズ. 反之鐵筋過剰ナルトキハ混凝土ニヨリテ定ムベキハ矩形斷面ノ場合ト同様ナリ.

$$\left. \begin{aligned} M_s &= a_s f_s j d, \\ M_c &= C j d = f_c \left(1 - \frac{t}{2kcd}\right) bt j d \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(183)$$

若シ鐵筋ガ不足ナルカ過剰ナルカ不明ナレバ M,

及 M_c 共ニ計算シ其小ナル方ヲ以テ桁ノ抵抗力率トナスベキコト勿論ナリ.

或一ツノ桁ガ一定ノ彎曲率 M ヲ受クルトキハ M = M_c = M_s ナレバ此場合ニ生ズル單位應力ハ (183) 式ニヨリ求ムルヲ得ベシ. 即チ

$$\left. \begin{aligned} C = T &= \frac{M}{jd}; f_s = \frac{T}{a_s} = \frac{M}{a_s j d}, \\ f_c &= \frac{f_s}{n} \frac{k}{1-k} = \frac{f_s p}{\left(1 - \frac{t}{2kcd}\right) \frac{t}{d}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(184)$$

近似的公式 第二ノ場合ニ於テハ第 278 圖ニヨリテ明カナル如ク抵抗力率ノ臂ハ $\left(d - \frac{1}{2}t\right)$ ヲリ決シテ小ナルコトナク又平均應壓力モ $\frac{1}{2}f_c$ ヲリ小ナルコトナシ. 故ニ $\left(d - \frac{1}{2}t\right)$ ヲ抵抗力率ノ臂トナシ $\frac{1}{2}f_c$ ヲ平均應壓力ニ取レバ其誤差ハ安全ナル方ナルベシ.

$$\left. \begin{aligned} M_s &= a_s f_s \left(d - \frac{1}{2}t\right), \\ M_c &= \frac{1}{2} f_c bt \left(d - \frac{1}{2}t\right). \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(183a)$$

一定ノ彎曲率ヲ受クル桁ノ單位應力ハ

$$C = T = \frac{M}{d - \frac{1}{2}t}; f_s = \frac{T}{a_s}; f_c = \frac{2C}{bt} \dots\dots\dots(184a)$$

(183a)式ヨリ得ル M_s, M_c ノ値ハ(183)式ガ與フル値ヨリ常ニ小ナリ. 反之(184a)式ハ常ニ(184)式ヨリ大ナル値ヲ與フ即チ孰レノ場合ニ於テモ安全ナル誤差ヲ生ズルコト明ナリ.

腹ニ於ケル應壓力ヲ考ヘタル公式 上叙ノ計算ニ於テハ中立軸以上ノ腹ニ起ル應壓力ハ之ヲ省略セシモ寸法大ナル桁ニ於テハ此部分ニ於ケル應壓力モ可ナリ大ニシテ之ヲ省略シ得ザルコトアリ. 此場合ニ於ケル公式ハ全ク前同様ノ方法ニテ之ヲ見出スヲ得.

$$kd = \sqrt{\frac{2nda_s + (b-b')t^2}{b'} + \left(\frac{na_s + (b-b')t}{b'}\right)^2} - \frac{na_s + (b-b')t}{b'} \dots (185)$$

$$z = \frac{\left(kdt^2 - \frac{2}{3}t^3\right)b + \left\{(kd-t)^2 \left[t + \frac{1}{3}(kd-t)\right]\right\}b'}{(2kd-t)bt + (kd-t)^2b'} \dots (186)$$

抵抗力率ノ臂 $jd = d - z \dots (187)$

抵抗力率

$$M_s = f_s a_s jd; M_c = \frac{f_c}{2kd} \left\{ (2kd-t)bt + (kd-t)^2b' \right\} jd \dots (188)$$

彎曲率 $M =$ 對スル單位應力

$$f_s = \frac{M}{a_s jd}; f_c = \frac{2Mkd}{\left\{ (2kd-t)bt + (kd-t)^2b' \right\} jd} \dots (189)$$

164. 丁形桁ノ設計 (Design of T-Beams) 前ニ述べタル如ク丁形桁ノ最も普通ナルハ設計ヲ完了セル

床版ノ一部ヲ桁ノ一部分ト見做ス場合ナルヲ以テ先ヅ此場合ノ設計法ニ就テ少シク述ベントス.

丁形桁ニ於テハ中立軸ガ突縁中ニアルトキト腹ニアルトキトニヨリテ適用スベキ公式異ナルニヨリ其設計ハ矩形斷面ノ如ク容易ナラズ. 彎曲率ト作用強度トガ與ヘラレ居リテ腹ノ寸法及鐵筋ノ量ヲ定ムルニハ先ヅ d ヲ適當ニ假定シ(183a)式ニヨリテ a_s ノ値ヲ見出ス,即チ

$$a_s = \frac{M}{f_s \left(d - \frac{1}{2}t\right)}$$

次ニ此 p ノ値ヲ用ヒテ(182)式ヨリ j ヲ計算シ更ニ(183)式ニヨリ a_s ノ精確ノ値ヲ再算シ(178)式ヲ用ヒテ k ノ値ヲ見出シ中立軸ガ突縁ニアルカ又ハ腹ニアルカヲ確メ其場合ニ應ジテ適當ノ公式ニヨリ單位應力ガ作用強度以內ナルカ否カヲ檢スベシ. 腹ノ幅 b' ヲ定ムルニハ抗剪強度ヲ充分ナラシムベキハ勿論又補強鋼ノ配列上差支ナカラシムベキナリ.

今考ヘツ、アル場合ノ丁形桁ノ經濟的斷面ノ定メ方ヲ述ベントス.

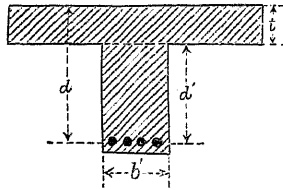
$c =$ 單位容積ノ混凝土ノ價,

r = 單位容積ノ補強鋼ノ價ト混凝土ノ價トノ
比,

C = 桁ノ單位長サノ價,

d' = 床版以下ノ桁ノ高サ即チ $(d-t)$.

第 279 圖



突縁ハ應壓力ノ全部ヲ引
受クルモノナレドモ既ニ設
計完了セル床版ノ一部ナレ
バ桁ノ價ニ關係ナシ故ニ茲
ニ考フベキハ $(b' \times d')$ ナル部

分ノミナリトス。

桁ノ單位長サニ於ケル混凝土ノ價 $= c \cdot b' d'$.

$$\begin{aligned} \text{桁ノ單位長サニ於ケル補強鋼量} &= \frac{M}{f_s \left(d - \frac{1}{2}t \right)} \\ &= \frac{M}{f_s \left(d' + \frac{1}{2}t \right)} \end{aligned}$$

$$\text{桁ノ單位長サニ於ケル補強鋼ノ價} = \frac{cr \cdot M}{f_s \left(d' + \frac{1}{2}t \right)}$$

$$\therefore C = c \left\{ b' d' + \frac{r \cdot M}{f_s \left(d' + \frac{1}{2}t \right)} \right\} \dots \dots \dots (190)$$

上式ニヨリテ見ルトキハ $b' d'$ ナル乗積ガ不變ナレ
バ d' ヲ大ニスル程桁ノ單位長サノ價 C ハ減ジ又作用強度大
ナル鋼ヲ使用スレバ一般ニ單位長サノ價ガ減ズルコト明カ

ナリ。若シ建築上ノ必要ヨリ d' ヲ一定ノ値ニナス
トキハ桁ノ單位長サ C ハ b' ヲ最小ナラシムルトキ最小
ナリ。此 b' ノ値ハ前ニ述ベタル如ク抗剪強度ト鐵
筋ノ配列上差支ナキ程度ニ之ヲ選ムベシ。若シ b'
ヲ一定ノモノト假定スレバ C ヲ最小ニスベキ d' ノ
値ハ上式ヲ d' ニ就テ微分シ之ヲ零ト置キテ求ムル
ヲ得。即チ

$$d' + \frac{t}{2} = \sqrt{\frac{rM}{f_s b'}} \quad \text{又ハ} \quad d = \sqrt{\frac{rM}{f_s b'}} + \frac{t}{2} \dots \dots \dots (191)$$

床版ノ一部ガ突縁ヲ形ヅクルモノト見做ス代リ
ニ特別ニ或荷重ヲ受ケ得ベキ丁形断面ノ桁ヲ設計
スルニハ先ヅ腹ノ適當ナル形ヲ選ミ次ニ t ト d ト
ガ適當ナル比ニナル様ニ t ヲ假定ス。而シテ此 $\frac{t}{d}$
ノ値ヲ用ヒテ k 及 j ヲ計算シ (183) 式ヨリ所要ノ補
強鋼ノ斷面積 a_s 及突縁ノ幅 b ヲ算出スベシ。

一般ニ丁形桁ノ腹鐵筋ノ配列法ハ矩形断面ノ場
合ト同様ナルガ特ニ注意スベキハ腹鐵筋ヲ突縁中
迄延長シ桁ノ本體ト床版トノ結束ヲ充分ナラシム
ベシ。又普通ノ丁形桁ニ於テハ b' ト d トノ比ハ $\frac{1}{2}$
乃至 $\frac{1}{3}$ ヲ適度トス。尙 d ノ値ヲ桁ノ支間ニヨリテ
制限スレバ其 $\frac{1}{10}$ 乃至 $\frac{1}{12}$ 位ノ高サガ適當ナルベシ。
控制桁又ハ連續桁ニ於テ負ノ彎曲率ヲ生ズル部

分ニ於テハ丁形桁モ事實上抗張及抗壓ノ二種ノ鐵筋ヲ有スベシ。然ルニ此部分ニ於テハ應張力ヲ受クル突縁ノ混凝土ハ強サニ何等ノ關係ヲ有セザルニヨリ上下兩鐵筋ヲ有スル $b' \times d$ ナル矩形断面ノ桁トシテ取扱フベキナリ。又此部分ニ於テ應壓力ヲ受クルハ幅狭キ腹ノ混凝土ナレバ其應力ガ間々作用強度ヲ超過スルコトアリ。故ニ第二章第153節ニ述ベタル如キ直拱腰ヲ要スルコト屢々ナリトス。

例題1. $d=22''$, $b=48''$, $t=4''$, $b'=10''$ ナル丁形桁アリ。抗張鐵筋トシテ直徑 $\frac{3}{4}$ 吋ノ釘六本ヲ有セリ。今 $f_c=650\#/ \square''$, $f_s=16,000\#/ \square''$, $n=15$ トシ桁ノ安全抵抗力率ヲ求メヨ。

$$a_s = 0.4418 \times 6 = 2.65 \square''$$

$$p = \frac{2.65}{48 \times 22} = 0.0025.$$

先ヅ第一ノ場合即チ中立軸ガ突縁中ニアルト假定スレバ第二章第145節ニヨリテ $k=0.24$, $\therefore kd=5.3$ 吋。然ルニ $t=4$ 吋ナレバ今考ヘツ、アル桁ハ第二ノ場合即チ中立軸ガ腹ニアル場合ナルコト明カナリ。故ニ(178)式若シクハ(179)式ヲ用ヒテ

$$k=0.247,$$

(181)式ヨリ $z=1.61$ 吋, $\therefore jd=22-1.61=20.39$ 吋。

(183)式ニヨリテ

$$M_s = a_s f_s j d = 2.65 \times 16,000 \times 20.39 = 864,500 \text{ 呎吋}$$

$$M_c = f_c \left(1 - \frac{t}{2kd}\right) b t j d = 650 \times \left(1 - \frac{4}{2 \times 0.247 \times 22}\right) \times 48 \times 4 \times 20.39$$

$$= 1,600,000 \text{ 呎吋}$$

故ニ此桁ノ安全抵抗力率ハ864,500呎吋ナリトス。

例題2. $b=24$ 吋, $t=4$ 吋ナル突縁ヲ有スル丁形桁ガ受クル最大

剪斷力及彎曲率ハ夫々18,000呎及480,000呎吋ナリト云フ。其桁ノ高サ d , 鐵筋ノ量及腹ノ幅 b' ヲ求ム。作用強度ハ例題(1)ト同ジトス。

$d=18$ 吋ト假定スレバ a_s ノ近似的値ハ

$$a_s = \frac{M}{f_s \left(d - \frac{1}{2}t\right)} = \frac{480,000}{16,000 \times (18 - 2)} = 1.88 \text{ 平方吋}$$

$$p = \frac{1.88}{24 \times 18} = 0.0043.$$

中立軸ガ腹ニアルト假定シ(182)式ヨリ j ノ値ヲ算出スレバ $j=0.910$ トナル此 j ノ値ヲ用ヒテ a_s ヲ更ニ計算スレバ

$$a_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{480,000}{16,000 \times 0.91 \times 18} = 1.83 \text{ 平方吋}$$

(178)式ヨリ k ヲ見出セバ $k=0.312$, $\therefore kd=5.62$ 。即チ假定ガ眞ナルヲ知ル。鋼ニ於ケル單位應力ハ丁度作用強度トナル様 a_s ヲ定メタルガ混凝土ニ於ケル應力ハ如何ナルカナ檢センニ(184)式ニヨリ

$$f_c = \frac{f_s}{n} \cdot \frac{k}{1-k} = \frac{16,000}{15} \cdot \frac{0.312}{1-0.312} = 485\#/ \square''$$

故ニ安全ナリ。若シ此 f_c ノ値ガ作用強度ニ比シ餘リ大差アルトキハ更ニ d ヲ改メテ計算ヲ繰返スベシ。

次ニ第155節ニヨリ $\frac{V}{bd}$ ノ最大値ハ105ナルニヨリ此場合ニ於テ剪斷力ニ對シテ要スル腹幅ハ

$$b'd = \frac{18,000}{105}, \therefore b' = \frac{18,000}{105 \times 18}$$

然ルニ徑 $\frac{5}{8}$ 吋ノ圓釘6本($a_s=0.3068 \times 6=1.84 \square''$)ヲ用フルトスレバ其配列上 b' ハ9.5吋ニテハ不充分ナルニヨリ $b'=10$ 吋トナスベキナリ。

例題3. 厚サ6吋ナル床版ヲ突縁トシ12呎ノ支間ヲ有スル丁形桁ガ受クル最大剪斷力及最大彎曲率ハ夫々15,000呎及360,000呎吋ナリト云フ。

此丁形桁ノ經濟的斷面ヲ設計セヨ。

此桁ニ於テノ突縁ノ厚サ $t=6$ 吋ニシテ突縁ノ幅 b ハ支間ノ $\frac{1}{4}$ ニ制限セラルベキニヨリ $b=36$ 吋ニ取ルベキナリ。

剪斷力ニ對シテ必要ナル腹ノ斷面ハ

$$b'd = \frac{15,000}{105} = 143 \text{ 平方吋。}$$

今混凝土ニ對スル鋼ノ單價ノ比 r ナ 80 トスレバ (191) 式ヨリ

$$d = \sqrt{\frac{80 \times 360,000}{16,000 \times b'}} + \frac{6}{2} = \sqrt{\frac{1,800}{b'}} + 3.$$

$$b' = 7 \text{ 吋トスレバ } d = 19.03 \text{ 吋,}$$

$$b' = 8 \text{ 吋トスレバ } d = 18 \text{ 吋,}$$

$$b' = 9 \text{ 吋トスレバ } d = 17.14 \text{ 吋,}$$

$$b' = 10 \text{ 吋トスレバ } d = 16.42 \text{ 吋.}$$

然ルニ剪斷力ニ對スル所要斷面 143 平方吋ナレバ $b'=8$ 吋以上ノモノナレバ何レニテモ可ナレドモ鐵筋ノ配列上便利ノ爲メ 10×16.5 吋ヲ以テ所要斷面ナリト假定ス。

然ラバ近似的公式ニヨリテ a_s ナ求ムルニ

$$a_s = \frac{M}{f_s \left(d - \frac{1}{2}t \right)} = \frac{360,000}{16,000(16.5 - 3)} = 1.667 \text{ 平方吋,}$$

$$\therefore p = \frac{a_s}{bd} = \frac{1.667}{36 \times 16.5} = 0.0028.$$

今中立軸カ突縁ニアリト假定スレバ (186) 式ニヨリ

$$k = 0.251, j = 0.916.$$

故ニ $kd = 0.251 \times 16.5 = 4.14$ 吋。斯ク假定通りニ中立軸カ突縁中ニアルヲ確メ得タルニヨリ a_s ノ正確ナル値ヲ求ムレバ

$$a_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{360,000}{16,000 \times 0.916 \times 16.5} = 1.49 \text{ 平方吋,}$$

$$p = \frac{1.49}{36 \times 16.5} = 0.0025,$$

從テ $k = 0.239$ 。故ニ混凝土ニ於ケル單位應力ハ (141) 式ヨリ

$$f_c = \frac{2f_s p}{k} = \frac{2 \times 16,000 \times 0.0025}{0.239} = 335 \# / \text{吋}^2.$$

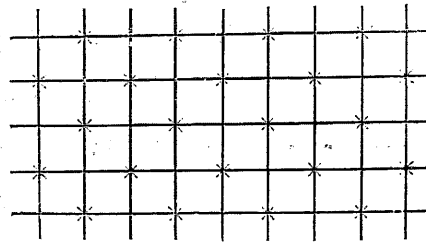
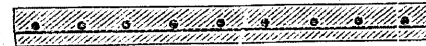
即チ 1.49 平方吋丈ケノ鋼ヲ用フレバ此鋼ハ丁度作用強度丈ケノ單位應力ヲ受ケ混凝土ニ於ケル單位應力ハ 335# / 吋²トナルヲ以テ所定ノ斷面ニテ安全ナルヲ知ル。鋼ハ直徑 $\frac{5}{8}$ 吋ノ釘ヲ 5 本 ($a_s = 0.3068 \times 5 = 1.534$ 平方吋) 一列ニ配置シ尙釘ノ中心以下ニ混凝土ノ厚サ $1\frac{1}{2}$ 吋ヲ加ヘ總高ヲ 18 吋トナスベキナリ

165. 床版及丁形桁補強法ノ實例 現今用ヒラレ

ツ、アル補強法ノ様式ハ甚ダ夥多ニシテ其數二三百以上ニ達セリ。今設計上ノ參考ニ資スル爲メ歐米各國ニ於テ用ヒラレ、五六ノ著名ナル床版及桁ノ鐵筋配列法ヲ擧ゲン。

(1) もにえ式 (Monier System) 此式ハ鐵筋混凝土ノ元祖タル佛國巴里ノもにえ (J. Monier) 氏ノ創意ニ係ルモノナリ。久敷以前ニ其特許期限經過シタル

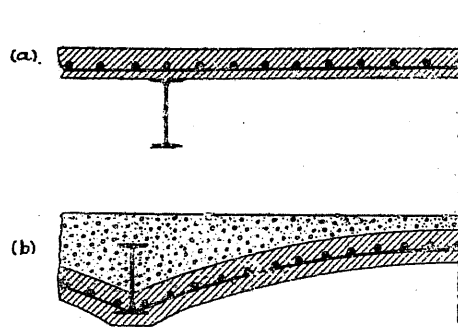
第 280 圖



ヲ以テ各國ニ於テ種々其形ヲ變更シ最モ廣ク適用セラレ、モノナリ。其原則トシテハ第 280 圖ノ如ク唯縱横ニ鐵筋ヲ配列シ一目置位ニ録ニテ締結

スルニアリ。

第 281 圖

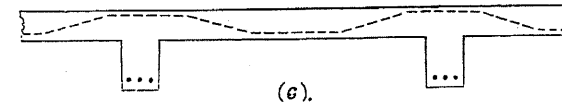
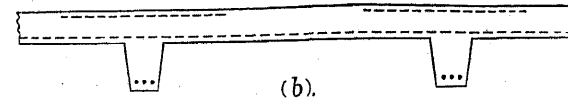
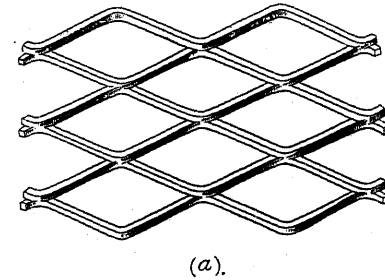


此式ノ床版ノ最モ簡單ナルハ第 281 圖 (a) ノ如ク I 形鋼ニテ之ヲ支ヘタルモノナリ而シテ此 I 形鋼ハ時トシテ

混凝土ニテ被覆スルコトアリ。又徑間少シク大ナルトキハ第 281 圖 (b) ノ如ク I 形鋼ノ下部突縁ニテ拱狀床版ノ兩端ヲ支ヘシムルコトアリ。拱矢ハ支間ノ約 $\frac{1}{10}$ ヲ以テ普通トス。

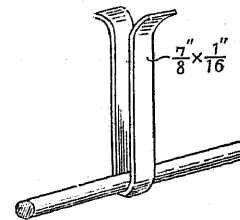
(2) えきすばんでどめたる式 (Expanded Metal System) 此式ハ米國ごるでいんぐ (Golding) 氏ノ創意ニシテ之ハ第 282 圖 (a) ニ示ス如ク鋼板ニ切目ヲ入レ之ヲ伸延シテ鐵網トナシタルモノナリ。 (b) 及 (c) 圖ハ床版ニ此鐵網ヲ用フル方法ヲ示セルモノナリ。前式同様ニ桁ニハ I 形鋼ヲ用フルコトアリ。此鐵網板ハ其價比較的高ケレドモ施工法容易ナルニヨリ場合ニヨリテハ割合ニ經濟的ノモノナリ。現今英國及歐洲大陸ニ於テモ各製鋼所ニ於テ盛ニ製作シ其用途頗ル廣シ。

第 282 圖



(3) あんぬびく式 (Hennebique System) 佛國あんぬびく氏ノ創意ニ係ルモノニシテ歐洲ニ於テ最モ廣ク用ヒラル、モノ、一ナリ。此式ノ要點ハ水平

第 283 圖

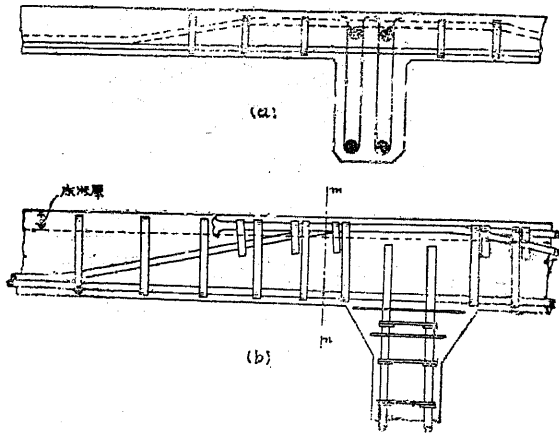


鐵筋ト上方ニ折曲ゲタル鐵筋トヲ使用シ又剪斷力ニ抵抗セシムル爲ニ第 283 圖ノ如キ扁平ナル錠形釘ヲ用ヒ混凝土表面近クニ於テ其上部ヲ外方ニ折曲グ。此式ノ床版ニ於テハ唯一方向ニ

ミ眞直ナル鐵筋ト折曲ゲタル鐵筋トヲ交互ニ排列

シタルモノト縦横ニ配列シタルモノト二様アリ第
284圖(a)ハ前者ノ場合ヲ示スモノナリ。

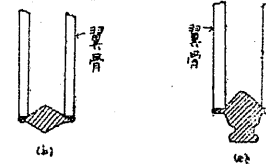
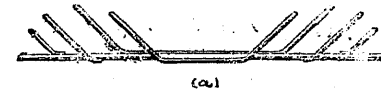
第 284 圖



桁及丁形桁ニ於テモ鐵筋ノ配置ハ床版ノ場合ト
同様ナリ 但桁ノ場合ニ於テハ一鉛直面中ニ前述
ノ二様ノ鐵筋ヲ含ム 第 284圖(b)ハ其鐵筋配列法
ノ一例ナリ而シテ(a)圖ハ(b)圖ノ斷面 mnヲ擴大シ
タルモノト考ヘテ可ナリ。

(4) **かん式 (Kahn System)** 此式ニ用フルハ第 285
圖(a)ノ如キ翼骨 (Wing)ヲ有スル特種ノ釘ニシテ米
國とらすどこんくりいとすてゐる會社 (Trussed Concrete
Steel Co.)ノ特許製作品タリ。其釘ノ斷面ハ小形ノ
モノハ(b)圖ノ如ク、大ナルモノハ(c)圖ノ形ヲナセリ。
又其翼骨ハ剪斷力ニ抵抗スル爲メニ釘ノ一部ヲ折

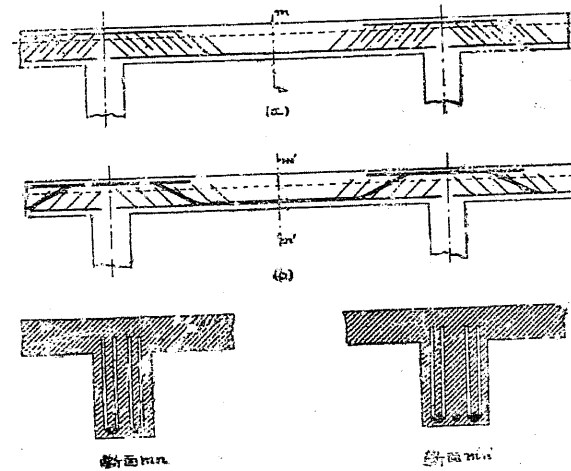
第 285 圖



曲ゲタルモノナリ。
床版ノ厚サ大ナル
トキハ一列若シク
ハ縦横ニ此釘ヲ用
フルコトアレドモ
普通ノ床版ニ於テ
ハ同會社ノ製品ニ
シテはいりっぶ(Hy-
Rib)ト稱スル一種
ノ網狀鉄ヲ用フル
コト多シ。

かん式釘ヲ桁ニ用フルトキノ一般排列法ハ第 286

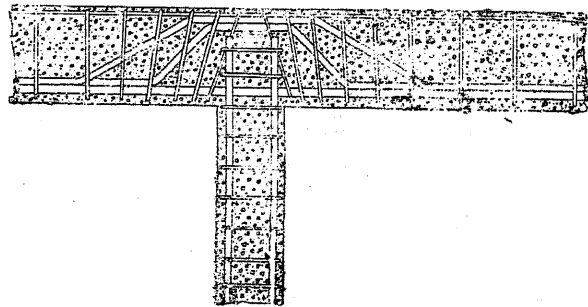
第 286 圖



圖ニ示スガ如シ。(a)圖ハ唯此釘ノミヲ使用スル場
合ニシテ(b)圖ハ此釘ト同會社ノ製品タルりっぶ釘
[第285圖(a)]ト併用シタル例ナリトス。(a)及(b)圖
ノ桁ニ於テハ斷面ニ示ス如ク共ニ二本ノ釘ヲ用ヒ
アルモ桁ガ小ナルトキハ一本ノ釘ニテ充分タルベ
キハ勿論ナリトス。

(5) **びけつてゑ式 (Piketty System)** 此様式ハ佛國巴
里びけつてゑ氏ノ發意ニ係ルモノニシテ此式ノ重ナ
ル點ハ必ズ二重ノ鐵筋ヲ用フルコト及腹鐵筋ノ傾
斜ヲ變ズルコト是ナリ。剪斷力ノ最大ナル部分即

第287圖



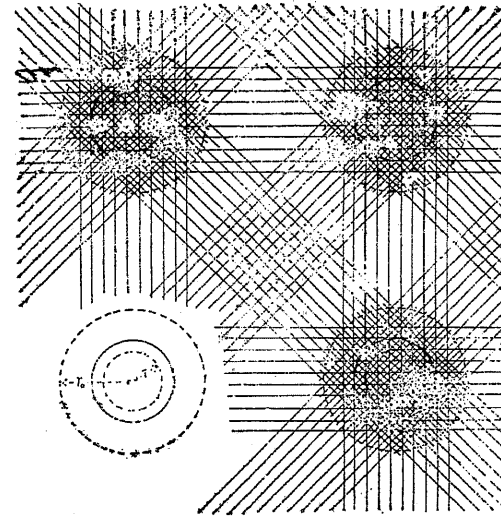
チ支承附近ニ於テハ鉛直線ト30°ノ傾斜ヲナシテ鐘
形釘ヲ取付ケ剪斷力ノ小ナル中央ニ近ヅクニ從ヒ
漸次之ヲ鉛直ニス。第287圖ハ桁ニ於ケル鐵筋配置
ノ一例ヲ示スモノナリ。

(6) **まっしゐるむ式 (Mushroom System)** 此式ハ米國た
な。(Turner) 氏ノ發意ニ係ルモノニシテ前述ノ諸式

ト全然其趣ヲ異ニセリ即チ一切桁ヲ使用セズ柱ノ
ミニテ床版ヲ支フルモノニシテ平版構造 (Flat-Slab
Construction) ノ一種ナリ。(第288圖)

此式ニ於テハ縦桁横桁ヲ用ヒザルヲ以テ天井ノ

第288圖



面ニ凸凹ナク
光線ノ通過ヲ
妨グズ且ツ型
枠ノ構造モ簡
單ニテ濟ミ桁
ヲ用フル床版
ニ比シテ其ノ
高サヲ小サク
スルヲ得。尙
此式ニ於テハ
尖リタル角ナ

キユエ他ノ式ニ比シテ火災ノ被害少ナキコトヲ認
メタリ。上述ノ理由ニ依リ此式ハ米國ニ於テ非常
ニ用ヒラレ歐洲其ノ他ニモ次第ニ採用セラレツツ
アリ。

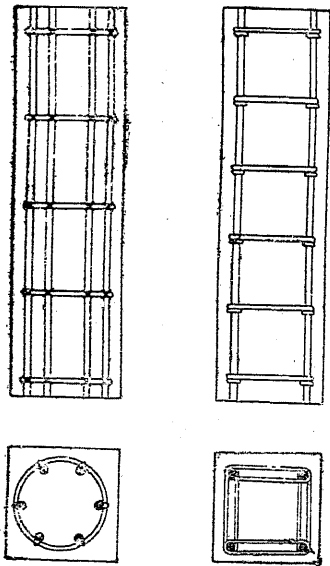
此式ノ計算法ニ就テハ卷末補遺 III ヲ参照スベ
シ。

第五章 柱又ハ抗壓材

(Column or Strut)

166. 補強の方法 抗壓材ノ長サガ最小徑ノ六倍位迄ナラバ普通混凝土(Plain Concrete)ヲ使用シ得ベキモ夫レ以上ノ長サヲ有スルモノニアリテハ必ズ鐵筋ヲ加フルヲ可トス。然レドモ鐵筋混凝土柱ハ普通其長サガ最小徑ノ12乃至15倍ヲ超過セザル所謂短柱トシテ取扱フヲ得ル場合ニ用フ。尤モ場合

第289圖

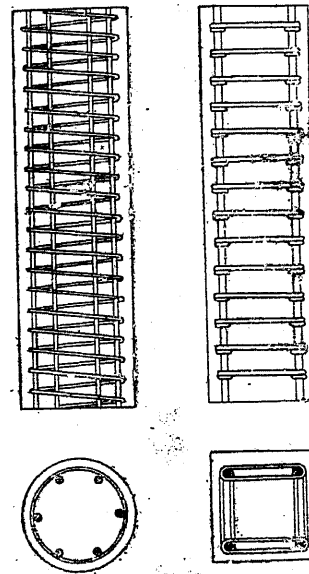


ニヨリテハ長サヲ最小徑ノ18倍位ニスルコトアレドモ材料力學ニ述ベシ如キ長柱ナルコト甚稀ナリ故ニ通常ノ計算ニ於テハ單純壓力ヲ受クルモノト考フルヲ得。柱ノ補強法ニ三種アリ。

第一方法 第289圖ノ如ク柱ノ上端ヨリ下端迄貫通スル鉛直釘(通常圓釘)數本ヲ用ヒ此釘ト混凝土

トヲシテ壓力ヲ分擔セシムルナリ。此方法ニ於テハ或距離ヲ隔テ、箍鐵(Hoop or Band)ヲ以テ鉛直釘ヲ連結シ混凝土ヲ詰ムル際鉛直釘ヲシテ能ク其位置ヲ保タシメ又荷重ヲ受クルトキ之ガ彎曲スルヲ

第290圖



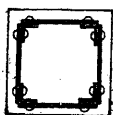
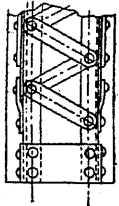
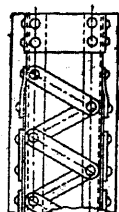
防止セシム。

第二方法 第290圖ニ示ス如ク第一方法ニ比シ頗ル密接シテ箍鐵ヲ用フルカ又ハ小徑ノ釘ヲ螺旋狀ニ鉛直釘ノ周圍ニ卷附クルモノトス。尤モ鉛直釘ハ第一方法ニ比シ其量ヲ減ズルヲ得。此方法ノ目的トスル所ハ箍鐵又ハ螺旋狀鐵筋(Spiral Hoop)ニテ混凝土ノ橫變形ヲ阻止セントスルニアリ。

第三方法 橋構ノ抗壓鉛直材ノ如ク角鋼又ハ溝形鋼ヲ腹綴工(Latticing)ニテ連結シタルモノ又ハ其他類似ノ組立材ヲ混凝土ニテ包圍スル方法ナリ第291圖ハ角鋼ヲ用ヒタル一例ナリトス。

以上ノ三方法中最モ廣ク用ヒラルルハ第一方法即チ鉛直鐵筋ヲ主トシタルモノナレドモ第二ノ方

第 291 圖



法即チ箍鐵ノ效力ヲ考ヘタルモノモ亦其勢力頗大ナリ殊ニ歐洲ニ於テ然リトス。要スルニ如何ナル方法ガ最モ有效ナルカ又鐵筋ノ量ハ幾何位ガ最モ經濟的ナルカ等ニ關シテハ尙充分研究スル餘地アルベシ。又何レノ方法ヲ採ルモ鐵筋ノ周圍ニハ相當ノ厚サノ混凝土ノ存在スルコト必要ニシテ普通其厚サハ $1\frac{1}{2}$ 吋乃至 2 吋位ナリトス。

167. 鉛直鐵筋ヲ主トスル場合 前述ノ如ク此種ノ柱ニ於テモ箍鐵ヲ以テ緊束スルコト絶對ニ必要ニシテ此箍鐵ノ直徑ハ通常 $\frac{3}{16}$ 吋乃至 $\frac{1}{2}$ 吋、其間隔ハ鉛直鐵筋ノ直徑ノ 16 倍又ハ鐵筋内ノ混凝土ノ最小徑ヨリ小ナルヲ要ス又普通用ヒラル、鉛直鐵筋ノ直徑ハ $\frac{1''}{2}$ 乃至 $1\frac{1''}{2}$ トス。今次ニ述ベントスル公式ハ上述限度以内ノ間隔ニ箍鐵ヲ有スル柱ニノミ有效ニ適用シ得ルヲ忘ルベカラズ。尤モ此箍鐵ハ柱ノ強サニ何等ノ效果ヲ及ボサルモノト假定ス。又荷重ハ柱ノ軸ニ加ハルモノトス。

A = 柱ノ全斷面積,

A_c = 混凝土ノ純斷面積,

a_s = 鉛直鐵筋ノ總斷面積,

p = 鐵筋ノ總斷面積ト柱ノ全斷面積ト

$$\text{ノ比} = \frac{a_s}{A},$$

f_c = 混凝土ノ作用抗壓強度,

f_s = 鋼ノ作用抗壓強度,

P = 柱ノ安全軸荷重.

鋼ト混凝土トガ一緒ニ働ク間ハ此二材料ニ於ケル應力ハ其彈性係數ニ比例スベシ。即チ

$$\frac{E_s}{E_c} = \frac{\frac{f_s}{\epsilon_s}}{\frac{f_c}{\epsilon_c}} = n.$$

ε_s, ε_c ハ鋼及混凝土ノ單位變形ナリ。柱ノ場合ニ於テハ ε_s = ε_c ナルニヨリ上式ヨリ

$$f_s = n f_c.$$

柱ガ安全ニ受ケ得ル荷重 P ハ混凝土ガ受クル荷重ト之ト共同シテ鉛直鐵筋ガ受クル荷重トノ和ナリ。即チ

$$P = f_c A_c + f_s a_s.$$

然ルニ $A_c = A - a_s = A - p.A,$

$$f_s a_s = n f_c p.A,$$

$$\therefore P = f_c (A - p.A) + f_c n p.A$$

$$= f_c A \{1 + (n-1)p\} \dots \dots \dots (192)$$

又ハ
$$\frac{P}{A} = f_c \{1 + (n-1)p\}$$

鐵筋混凝土柱ノ單位面積ノ強度即チ $\frac{P}{A}$ ヲ f ニテ表ハセバ上式ヨリ

$$p = \frac{f - f_c}{f_c(n-1)} \dots\dots\dots (193)$$

柱ノ斷面ト荷重トガ與ヘラレタル場合ニハ此式ニヨリテ所要ノ鉛直鐵筋量ヲ見出スヲ得。

又(192)式ヨリ

$$A = \frac{P}{f_c \{1 + (n-1)p\}} \dots\dots\dots (194)$$

此式ニヨリテ柱ノ所要斷面ヲ定ムルヲ得。

次ニ(192)式ニ於テ $f_c A$ ハ普通ノ混凝土柱ガ受ケ得ル安全荷重ト見ルヲ得ベク之ヲ P' ニテ表ハセバ

$$\frac{P}{P'} = 1 + (n-1)p \dots\dots\dots (195)$$

此式ハ或量ノ鉛直鐵筋ヲ加ヘタル時混凝土柱ノ強サガ幾何増大セラル、カヲ見出スニ便ナリ。例ヘバ $p=0.01, n=15$ ナルトキハ

$$\frac{P}{P'} = 1 + 0.14 = 1.14$$

即チ1%ノ鐵筋ヲ加ヘタル爲メニ柱ノ強サハ14%丈ケ増加セラル、モノトス。此ノ如ク一定ノ鐵筋量ノ爲メニ生ズル強サノ増加率ハ n ノ値ガ大ナル程

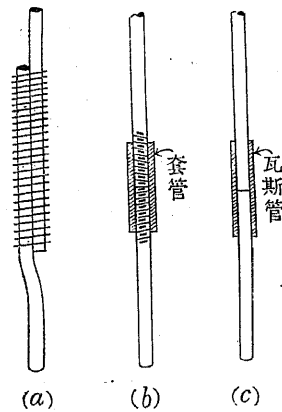
大ナリトス。然ルニ實驗ノ結果ニヨレバ強キ混凝土ヨリ弱キモノ、方ガ n ノ値大ナルヲ以テ強キ混凝土ニ於テハ鉛直鐵筋ノ效果比較的小ナリトス。

(195)式ハ又次ノ如ク形ヲ變ズルヲ得。

$$\frac{P - P'}{P'} = (n-1)p \dots\dots\dots (196)$$

鉛直鐵筋ノ接合ニ關シ此ニ一言セントス。若シ釘ノ直徑ガ $\frac{3}{4}$ 吋以下ノモノナランニハ唯襲合(Lap)トナシ釘金ニテ柄卷トナスコト多シ尤モ襲合セノ長サハ充分ノ附着カヲ生ジ得ルモノタラザルベカラズ。又時トシテ第292圖(a)

第292圖



ノ如ク一ツノ釘ヲ少シク折曲ゲ之ヲ襲合スルコトアリ。若シ釘ノ直徑ガ大ナルトキハ(b)圖ノ如ク釘端ヲ衝頭接合トシ套管(Sleeve)ヲ用フルコトアリ或ハ(c)圖ノ如ク單ニ長サ6吋内外ノ瓦斯管ヲ用ヒテ接合スルコトアリ

例題1. 長サ15'ニシテ12"×12"ナル正方形斷面ヲ有スル柱アリ。此柱ガ1.5%ノ鉛直鐵筋ヲ有スルナラバ受ケ得ベキ安全荷重幾何ナルカ。又此荷重ヲ受クルトキ鐵筋ニ生ズル應力ヲ見出セ。 $f_c=400\#/sq, n=15$ トス。

(192) 式ヨリ

$$P = 400 \times 12 \times 12 \times \{1 + 14 \times 0.015\} = 69,696 \text{ 斤}$$

$$f_s = n f_c = 15 \times 400 = 6,000 \text{ #/sq. in.}$$

例題 2. 長さ 20 呎ニシテ 120,000 斤ノ荷重ヲ受ケ得ベキ圓柱ヲ設計セヨ。但シ $n=15, f_c=400 \text{ #/sq. in.}$ トス。

先ヅ安全ノ爲メニ直径ヲ長さノ $\frac{1}{15}$ ト定ム。然レバ

$$d = \frac{1}{15} \times 20 \times 12 = 16 \text{ 吋}, \therefore A = \frac{\pi d^2}{4} = 201.06 \text{ 平方吋},$$

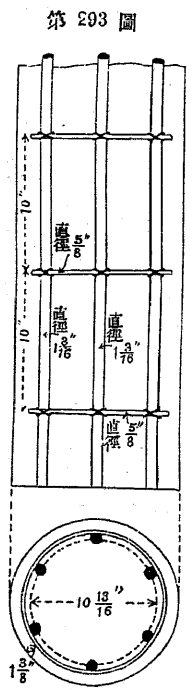
$$f = \frac{P}{A} = \frac{120,000}{201.06} = 596.8 \text{ #/sq. in.}$$

(193) 式ヨリ

$$p = \frac{596.8 - 400}{400 \times 14} = 0.033,$$

$$\therefore a_s = 0.033 \times 201.06 = 6.635 \text{ 平方吋}$$

徑 $1\frac{3}{16}$ 吋ノモノ六本ヲ用フレバ斷面積ハ $6 \times 1.1075 = 6.645$ 平方吋トナル。鐵筋ノ周圍ニ厚サ 2 吋ノ混凝土ガ存在スル様ニセバ鐵筋ヲ配置スベキ圓ノ直径ハ $(16 - 4) - 1\frac{3}{16} = 10\frac{13}{16}$ 吋トナル。而シテ箍鐵ハ直径 $\frac{5}{8}$ 吋ノモノヲ用フ。其間隔ヲ如何ニスベキカニ就テハ鉛直鐵筋ノ直径ノ 16 倍ハ約 19 吋トナリ鐵筋内ノ混凝土ノ直径ハ約 $10\frac{13}{16}$ 吋トナルニヨリ其内ノ小ナル方ヲ標準トシ 10 吋ト定ム。



第 293 圖

108. 箍鐵若クハ螺旋狀鐵筋ノ效力ヲ考フル場合 前ニ述ベタル如ク近距離ニ箍鐵若クハ螺旋狀鐵筋ヲ用フレバ混凝土ガ横ニ擴ガルヲ妨グコトヲ得ベキナリ。抑モ一ノ方向ニ壓力ヲ受

ケタル或材料ガ自由ニ横ニ擴ガラザル様控制セラレトキハ應壓力ガ幾分減少セラレ其材料ノ強サガ増加スベキハ明カニシテ恰モ四方ヲ圍マレタル砂ノ抗壓力ガ増大スルト同一理ナリ。此原理ヲ應用シ初メテ螺旋狀ノ補強法ヲ考案セシハ佛國ノこんしでゑる氏ニシテ同氏ハ鉛直鐵筋ヨリ螺旋狀鐵筋ノ方ガ餘程有效ナリト主張セリ。尙氏ハ適當ニ設計セラレトキハ螺旋狀ノ鐵筋ハ之ヲ鉛直ニ使用スルヨリ 2.4 倍ノ效果アルコトヲ實驗ニヨリテ確メ之ニ基キテ一ノ公式ヲ發表セリ。然ルニ各國ニ於テ爲サレタル實驗ノ結果ヲ綜合スルニ適當ニ箍狀補強ヲナシタル柱ハ普通ノ混凝土柱ニ比シ二三倍位ノ破壊強度ヲ有シ得ベシト雖箍狀鐵筋ノ外圍ニアル混凝土ハ普通ノ混凝土柱ノ破壊荷重ト同ジ位ノ荷重ノ下ニ罅裂シ始ムルモノナルヲ以テ破壊強度大ナリトテ直ニ安全強度モ亦大ナリト斷言スルヲ得ザルナリ。故ニ柱ノ安全強度ニ關シ螺旋狀鐵筋ガこんしでゑる氏ノ主張スル如ク果シテ有效ナルカハ多少ノ疑ナキ能ハズト雖適當ニ螺旋狀鐵筋ヲ用フレバ箍ニ破壊強度ヲ増加スルノミナラズ靱性著シク増シ柱ガ不意ニ破壊スルノ危險減ジ從ツテ安全ノ程度加ハリ多少小ナル安全率ヲ用フルコト

ヲ得ベシ。

要スルニ螺旋狀鐵筋ノミヲ用ヒタル柱ノ安全強度ニ關シテハ不安ノ念ヲ免レザルモ適當ニ鉛直鐵筋ト箍狀若シクハ螺旋狀ノ橫鐵筋トヲ配合セバ堅鐵筋モ亦混凝土ガ横ニ擴ガルヲ防ギ兩々相待チテ柱ノ強サヲ増大スルノ效果アルモノトス。此種ノ補強ヲナセル柱ニ關スル公式ハ何レモ實驗ノ結果ヲ加味シタルモノニシテ未ダ實驗ノ結果ト符合スベキ純理論的公式ナキ故ニ二三ノ調査會ノ報告ニ基ク公式ヲ舉ゲントス。然ルニ現今歐洲各國ニ於ケル柱ニ關スル規程ハ多クハこんしてゐる氏ノ實驗ヲ基礎トシ其公式ニ多少ノ修正ヲ加ヘタルモノナルニヨリ先ヅ第一ニ同氏ノ公式ヲ述ブルモ無用ニアラザルベシ。

(1) **こんしてゐる氏ノ公式** 前述ノ如ク螺旋狀鐵筋ノ效果ノミヲ考ヘタル公式ハ多少ノ疑アルニヨリ之ヲ略ス

$$P = f_c \{ A + (a_s + 2 \cdot 4 a'_s)(n - 1) \} \dots \dots \dots (197)$$

上式ニ於テ前ノ記號ト異ナルモノノミヲ舉グレバ

A = 螺旋狀鐵筋以內ノ混凝土ノ斷面積

a'_s = 螺旋狀鐵筋以內ノ容積 V' ヲ柱ノ長サ L ニ

テ除シタルモノ即チ同容積ノ鋼ヲ堅ニ用

ヒタルモノト考ヘタル想像斷面。

此公式ヲ用フルニハ次ノ條件ニ注意スルヲ要ス。

a) 螺旋ノ節距 (Pitch) ハ常ニ小ナラシムベシ螺旋鐵筋ノ分量ガ多ケレバ混凝土ノ應力ハ益大トナリ得ルニ依リ横ニ擴ラントスル傾向亦之ニ伴ヒテ大トナルヲ以テ其分量多キ程節距ヲ小ニスベシ。其分量ガ比較的少キトキト雖節距ハ螺旋直徑ノ $\frac{1}{4}$ ヲ超過スベカラズ。

b) 堅鐵筋ノ數多ケレバ螺旋鐵筋ト共ニ混凝土ヲ控制スルノ働大ナルモノナレバ其數ハ少クトモ八本トスルヲ可トス。

c) f_c ヲ定ムルニハ 3 乃至 3.5 ノ安全率ニテ充分ナリ。

(2) **米國調査會ノ報告** 1% ヨリ少カラズ 4% ヨリ多カラザル鉛直鐵筋ト 1% 以上ノ橫鐵筋トヲ有スル柱ニ於テハ混凝土ノ作用強度ヲ唯鉛直鐵筋ノミヲ有スル柱ヨリ 55% 大ニスルヲ得。尤モ橫鐵筋ノ間隔ハ $2\frac{1}{2}$ 吋ヨリ小ニ又橫鐵筋以內ノ混凝土ノ直徑ノ $\frac{1}{6}$ ヨリ小ナルヲ要ス。(卷末補遺IV參照)

此報告ニ基ケバ鉛直鐵筋ノミヲ有スル柱ニ於テ混凝土ノ作用強度ヲ 450 呎每平方吋トスレバ上述ノ條件ヲ具備セル堅横兩鐵筋ヲ有スル柱ニ於テハ

700 呎每平方吋トスルヲ得。從ツテ第167節ノ公式中ニ f_c ノ代リニ $f_c(1+0.55)$ ヲ代入スレバ何レモ此場合ニ適用スルヲ得。尤モ此種ノ柱ニ於テハ柱ノ斷面積 A ハ常ニ鐵筋以內ノ斷面ヲ取ルモノト記憶セザルベカラズ。

此報告ニ於テハ橫鐵筋ガ1%以上アルトキハ其多寡ニヨリテ柱ノ強サニ影響スルコト少ナキモノト考ヘタルナリ。

(3) 佛國ノ規程 此規程ハ同國ニ於ケル鐵筋混凝土調査委員會 (Commission du Ciment Armé) ノ報告 (1907年)ニ基クモノニシテ其公式ハ次ノ如シ。

$$P = f_c(A + ma_s) \left(1 + m' \frac{V'}{V} \right) \dots \dots \dots (198)$$

此式ニ於テ

f_c = 普通混凝土ノ作用強度,

a_s = 豎鐵筋ノ斷面積,

$m=8$ 乃至 15 : 最小限ハ豎鐵筋ノ直徑ガ柱ノ

最小徑 d ノ $\frac{1}{10}$ ヲ超エ且橫鐵筋ノ間隔ガ

d = 等シキトキニ用フ又豎鐵筋ノ直徑ガ

$\frac{d}{20}$ 以下ニシテ且橫鐵筋ノ間隔ガ $\frac{d}{3}$ ヲリ

小ナルトキハ 15 ヲ取リテ可ナリ,

V, V' = 柱ノ全容積及橫鐵筋ノ容積,

m' = 橫鐵筋ノ効率.

m' ハ橫鐵筋ノ形狀及其間隔ニヨリテ變ズルモノニシテ d ヲ柱ノ最小徑トシ s ヲ橫鐵筋ノ間隔トスレバ

矩形ノ橫鐵筋ニ對シテ

$$s = d \text{ ナルトキ } m' = 8,$$

$$s = \frac{d}{3} \text{ ナルトキ } m' = 15.$$

螺旋狀鐵筋ニ對シテハ

$$s = \frac{2}{5}d \text{ ナルトキ } m' = 15,$$

$$s < \frac{d}{5} \text{ ナルトキ } m' = 32.$$

s ノ他ノ値ニ對シテハ上述ノ値ヨリ比例的ニ m' ヲ定メテ可ナリ。尙必要條件トシテ豎鐵筋ハ少クトモ其數六本、其總斷面積ハ少クトモ螺旋內ノ柱ノ斷面積ノ0.5%、且螺旋狀鐵筋ノ容積ノ $\frac{1}{3}$ ヲリ少カラザル容積ヲ有セシムベシ。

佛國規程ニ於テ尙一ツノ注意スベキ必要條件ハ如何ナル場合ニ於テモ混凝土ノ單位應力ハ普通ノ混凝土ノ破壞強度ノ60%ヲ超過スベカラザルコトナリ。又 f_c ハ三ヶ月後ニ於ケル破壞強度ノ28%ヲ取ルベキモノトス。

(4) 英國建築學會ノ報告 (Royal Institute of British Architects) 同會ノ鐵筋混凝土調査委員ノ第二報告ハ佛國規程ヲ參酌シタル點甚多シ之ヲ抄出スレバ次ノ如シ。

横鐵筋ノ爲メニ柱ノ強サガ増加スルハ横鐵筋ノ形狀(曲線式ナルカ又ハ直線式ナルカ),其間隔,横鐵筋以內ノ混凝土ニ對スル横鐵筋ノ比較的量,及ビ混凝土ノ性質ニ關係ヲ有スルモノナリ。故ニ強サノ増加ハ以上ノ四要素ノ乘積ニ等シキモノト考フルヲ得ベシ。

f'_c = 普通混凝土ノ破壞抗壓強度,

c_r = 横鐵筋ノ形狀如何ニ關スル効率,

c_s = 横鐵筋ノ間隔ニ關スル効率,

p' = 横鐵筋以內ノ混凝土ノ容積 V ト横鐵筋ノ容積 V' トノ比即チ $\frac{V'}{V}$,

F = 安全率。

然ラバ横鐵筋ノ爲メニ柱ノ強サノ増加ハ次ノ如シ

$$f'_c c_r c_s p'$$

然ルニ $\sigma_c = F f'_c$ ナルヲ以テ横鐵筋以內ノ混凝土ノ許容單位應力 σ_c ハ次ノ如クナルベシ。

$$\sigma_c = \frac{1}{F} (f'_c + f'_c c_r c_s p') = f'_c (1 + c_r c_s p')$$

此式中 c_r ノ値ハ次ノ如シ。

螺旋式ノトキ $c_r = 1$; 輪式ノトキ $c_r = 0.75$;

直線式即チ矩形ノ場合ニハ $c_r = 0.5$ 。

次ニ c_s ノ値ハ何レノ形ニ於テモ次ノ如シ。D ハ横鐵筋以內ノ混凝土ノ直徑, s ハ横鐵筋ノ間隔ナリ。

$$s = 0.2D \quad 0.3D \quad 0.4D \quad 0.5D \quad 0.6D$$

$$c_s = 32 \quad 24 \quad 16 \quad 8 \quad 0$$

s ノ値ガ $0.2D$ ヨリ小ナリトモ c_s ハ 32 以上ニ取ルベカラズ。

上表ヨリ考フレバ $s = 0.6D$ ナルトキハ強サノ増加ハ零トナル。換言スレバ此ノ如キ横鐵筋ハ強サノ増加ニ直接何等ノ効果ナキナリ。又 s ノ他ノ値ニ對シテハ次式ヨリ c_s ヲ求ムベキモノトス。(上表ニ此式ニ依リ計算シタルモノナリ)

$$c_s = 48 - 80 \frac{s}{D}$$

σ_c ノ値ガ分レバ柱ガ受ケ得ベキ安全荷重ハ次式ヨリ見出スヲ得。

$$P = \sigma_c \{ A + (n-1)a_s \}$$

$$= f'_c (1 + c_r c_s p') \{ A + (n-1)a_s \} \dots\dots\dots (199)$$

f'_c , a_s , 及 n ハ前節ト同一記號ニシテ A ハ横鐵筋以內ノ混凝土ノ斷面積ナリトス。

此公式ヲ用フルニ當リ注意スベキハ鐵筋ニ於ケル應力ハ彈性限度ノ $\frac{1}{2}$ ヲ超過セザルヲ要シ又如何ニ多量ノ橫鐵筋ヲ用ヒタリトモ混凝土ニ起ル單位應力ハ $(0.34+0.32c_p)f'_c$ ヲ超過セシムベカラズ。即チ前記ノ c_p ノ値ヲ用フレバ直線式ニハ $0.5f'_c$ 、輪式ニハ $0.58f'_c$ 、螺旋式ニハ $0.66f'_c$ ヲ制限トス。尙其他ノ制限ヲ列擧スレバ次ノ如シ。

- (a) 柱ノ長サハ其最小徑ノ18倍ヲ超過スベカラズ。
- (b) 豎鐵筋ノ總斷面積ハ橫鐵筋以內ノ混凝土ノ斷面積ノ0.8%以上タルヲ要ス。
- (c) 曲線式ノ橫鐵筋ヲ用フル場合ニハ少クモ六本又方形柱ニ對シテハ四本ノ豎鐵筋ヲ用フルヲ要ス。
- (d) 曲線式橫鐵筋ノ容積ハ其鐵筋內ノ混凝土ノ容積ノ0.5%以上タルヲ要ス。
- (e) 直線式橫鐵筋ノ直徑ハ $\frac{3}{16}$ 吋以上タルヲ要ス。
- (f) Fナル安全率ハ4トスベシ(三ヶ月後ノ混凝土ニ對シテ)

何レノ公式ヲ用フルニセヨ橫鐵筋ヲ最モ有効ナラシムル爲メニハ之ヲ螺旋式トナスニアリ。故ニ便宜ノ爲メ此ニ螺旋ニ關スル二三ノ計算ヲ述ベン

トス。

l = 螺旋ノ長サ, D = 螺旋ノ直徑, n = 旋回ノ數, s = 螺旋ノ節距, p' = 螺旋鐵筋ノ容積ト其内部ノ混凝土ノ容積トノ比即チ橫鐵筋ノ鋼比, a = 螺旋用線ノ斷面積トスレバ

$$l = n\sqrt{(\pi D)^2 + s^2}$$

p' 又ハ a ヲ見出スニハ次ノ如クスレバ可ナリ。

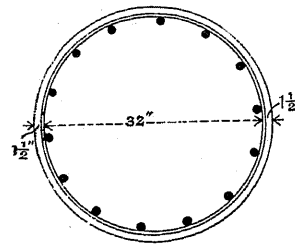
$$\text{一節距間ノ螺旋線ノ容積} = a\sqrt{(\pi D)^2 + s^2}$$

$$\text{一節距間ノ混凝土ノ容積} = \frac{\pi}{4}D^2s$$

$$\therefore p' = \frac{a\sqrt{(\pi D)^2 + s^2}}{\frac{\pi}{4}D^2s} \quad \text{又ハ} \quad a = \frac{\frac{\pi}{4}D^2sp'}{\sqrt{(\pi D)^2 + s^2}}$$

s ノ値	$\frac{D}{5}$	$\frac{D}{6}$	$\frac{D}{7}$	$\frac{D}{8}$
a ノ値	$\frac{p'D^2}{20.06}$	$\frac{p'D^2}{24.03}$	$\frac{p'D^2}{28.03}$	$\frac{p'D^2}{32.03}$

例題1. 長サ40呎ニシテ直徑35吋ナル柱ガ750,000 呎ノ荷重ヲ受ケ得ルニハ幾何ノ豎鐵筋ヲ用フルベキカ。但1%ノ橫鐵筋ヲ用フルモノトス, $n=15$ トス。



(a) 米國式ニテノ計算 鐵筋ノ周圍 = 厚サ $1\frac{1}{2}$ 吋ノ混凝土ヲ殘ストスレバ $A = \frac{\pi}{4}(35-3)^2$ トナル。今米國調査會ノ報告ニ基ツケバ $f'_c = 450 \text{#/in}^2$ ナ

ルヲ以テ(196)式ニ於テ

$$P' = 45(1+0.45) \frac{\pi}{4} (32)^2 = 697.5 \times \frac{\pi}{4} (32)^2 = 560,964 \text{ 斤}$$

$$\therefore \frac{P-1'}{1'} = \frac{750,000-560,964}{560,964} = 14p$$

$$\therefore p = 0.0241$$

$$\therefore a_s = 0.0241 \times \frac{\pi}{4} (32)^2 = 19.382 \text{ 平方吋}$$

故ニ直徑 $1\frac{1}{2}$ 吋ノ釘ヲ用フルトキハ其斷面積ハ 1.767 平方吋ナルニヨリ其數ハ $\frac{19.382}{1.767} = 10.9$ 即チ 11 本トナル、次ニ横鐵筋ヲ $\frac{D}{8}$ ナル節距ノ螺旋式トスレバ螺旋用釘ノ面積ハ

$$a = \frac{p'D^2}{24 \cdot 03} = \frac{0.01 \times 32^2}{24 \cdot 03} = 0.427 \text{ 平方吋}$$

然ルニ $\frac{3}{4}$ 吋釘ノ面積ハ 0.442 ナレバ之ヲ用ヒテ充分ナリ。而シテ

$$s = \frac{32}{6} = 5.3 \text{ 吋}$$

(b) 英國式ニテノ計算 米國式ニテ f_c ナ 450#/方吋トセシハ f_c' ガ 2,000#/方吋ナル 1:2:4 ノ標準混凝土ノ場合ナリ然ルニ英國式ヲ用フル場合ニハ安全率ハ 4 ナルガ故ニ $f_c = 500\#/方吋$ トナスベキナリ。

(199) 式ヲ變化スレバ

$$a_s = \frac{P - A f_c (1 + c_f c_s p')}{f_c (n-1) (1 + c_f c_s p')}$$

然ルニ $P = 750,000$ 斤, $A = \frac{\pi}{4} (32)^2 = 804.25 \text{ 方吋}$, $c_f = 1$ (螺旋式), $c_s = 2$, $p' = 0.01$, $f_c = 500\#/方吋$, $n = 15$ ナルニヨリ

$$a_s = \frac{750,000 - 804.25 \times 500 \times 1.32}{500 \times 14 \times 1.32} = 23.72 \text{ 方吋}$$

$$f_c = 450\#/方吋 = \text{取レバ } a_s = 32.74 \text{ 方吋}$$

(c) こんしてゐる式ニテノ計算 安全率ヲ 3.5 トスレバ $f_c = 570\#/方吋$ ト取リテ可ナリ。

(197) 式ヲ變化スレバ

$$a_s = \frac{P - f_c A - 2.4 f_c (n-1) a_s'}{f_c (n-1)}$$

然ルニ $a_s' = \frac{V'}{L}$, 又 $V' = p' V = p' A L$, $\therefore a_s' = p' \times A = 0.01 \times 804.25$,

$$\therefore a_s = \frac{750,000 - 570 \times 804.25 - 2.4 \times 570 \times 14 \times 0.01 \times 804.25}{570 \times 14} = 17.24 \text{ 方吋}$$

$$f_c = 450\#/方吋 \text{ トスレバ } a_s = 42.3 \text{ 方吋}$$

(d) 佛國規定ニテノ計算 此場合ニハ $f_c = 2,000 \times 2.8 = 560\#/方吋$ 。

(198) 式ニ於テ $\frac{V'}{V} = p'$ ナルニヨリ之ヲ書換フレバ

$$a_s = \frac{P - f_c A - f_c A m' p'}{f_c m + f_c m m' p'}$$

然ルニ條件ニヨリテ此場合ニハ $m = 15$, $m' = 32$ ト取ルヲ得ルニヨリ

$$a_s = \frac{750,000 - 560 \times 804.25 - 560 \times 804.25 \times 32 \times 0.01}{560 \times 15 + 560 \times 15 \times 32 \times 0.01} = 14.03 \text{ 方吋}$$

$$f_c = 450\#/方吋 \text{ トスレバ } a_s = 30.5 \text{ 平方吋}$$

注意 例題(1)ノ解法ハ各公式ノ相違ヲ明カニスル爲メニ擧ゲタルモノナルガ斯ク用フル公式ノ如何ニヨリテ結果ニ大ナル相違ヲ生ズルハ安全率ノ大小ニ關係スルハ勿論又各自ノ實驗ヲ基礎トシ各見解ヲ異ニスル點アルニ因ルモノニシテ亦止ムヲ得ザルベシ。何レノ公式ガ最も適切ナルカヲ斷言スルコト困難ナレドモ米國式ハ頗ル慎重ニ行ハレタル實驗上ノ結果ニ基キタルモノナレバ同調査會ノ發表セル條件ヲ有スル柱ニ對シテハ之ニ信賴スルヲ得ベシ。又佛國ニ於テハ概シテ他國ヨリ強キ

混凝土ヲ使用シ且施工上ニ關シテモ種々ノ條件アルニヨリ一般ノ場合ニ(197)及(198)式ヲ使用スルニハ多少安全率ヲ修正スル必要アルベシ。

例題2. 安全荷重 80,000 斤ヲ受ケ得ベキ正方形ノ柱ヲ設計セヨ。但英國式ヲ用フベシ。

先ヅ英國式ノ條件ノ範圍内ニ於テ堅横鐵筋ノ鋼比 p, p' ナ定メザルベカラズ。今 $p=0.005, p'=0.006$ トス。而シテ籠狀鐵筋ノ間隔ヲ $0.3D$ トスレバ $f_c=500\#/in^2, n=15, c_r=0.5, c_s=21$ 。然ニル(199)式ニ於テ $a_s=pA$ ナルニヨリ

$$A = \frac{P}{f_c \{1 + (n-1)p\} (1 + c_r c_s p')}$$

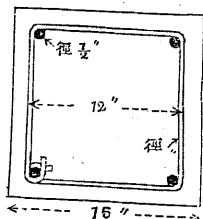
$$= \frac{80,000}{500(1 + 14 \times 0.005)(1 + 0.5 \times 21 \times 0.006)} = 1.0 \text{ 平方吋}$$

∴ $D^2=140, D=11.83$ 吋、故ニ $D=12$ 吋トス。

鐵筋ノ外圍ニ $1\frac{1}{2}$ 吋ノ混凝土ヲ殘ストスレバ柱ハ 15吋角トナスベキナリ。

横鐵筋ノ間隔ハ $12 \times 0.3(3\frac{1}{2}\text{吋トス}) = 12$ 吋ニシテ其容積ハ連續セルニツノ横鐵筋間ノ混凝土ノ容積ノ 0.006 倍即チ $140 \times 3.5 \times 0.006$ ナリ。然ルニ一ノ籠ノ長サハ製合セテ除キテ 4×12 ナリ。故ニ其斷面積ハ

第 295 圖



$$\frac{140 \times 3.5 \times 0.006}{4 \times 12} = 0.061 \text{ 平方吋}$$

故ニ $s=3\frac{1}{2}$ 吋ニ取リ $\frac{5}{16}$ 吋直徑ノ圓釘ヲ用フレバ可ナリ。

堅鐵筋ノ面積ハ $140 \times 0.005 = 0.7$ 平方吋。故ニ $\frac{1}{2}$ 吋直徑ノ圓釘四本ヲ用フレバ可ナリ。

以上ノ結果ヲ集ムレバ

斷面ノ一邊ノ長サ.....15吋,

鐵筋内ノ一邊ノ長サ.....12吋,

堅鐵筋.....徑 $\frac{1}{2}$ 吋ノ圓釘四本,

横鐵筋.....徑 $\frac{5}{16}$ 吋ノ圓釘ヲ $3\frac{1}{2}$ 吋ノ間隔ニ方形籠トシテ用フ。

169. 組立鋼材ニテ補強シタル柱 建築用鋼材ヲ組立テタルモノニテ補強シタル柱ハ堅鐵筋ヲ主トシタルモノト同様ニ計算スルヲ得。實驗ノ結果ニヨルニ此種ノ柱ノ破壞強度ハ之ト同一量ノ堅鐵筋ヲ有スル普通ノ柱ヨリ小ナリトス。之ガ原因ハ鋼材ノ周圍ニ充分混凝土ヲ詰ムルコト困難ナルノミナラズ又扁平ノ面多キ爲メ附着力ガ輕減セラル、傾アルニ因ル。故ニ此種ノ柱ノ設計及施工ニ際シテハ可成扁平ノ部分ヲ少クシ又混凝土ノ搗固メニ注意セザルベカラズ。

鐵筋混凝土家屋建築ニ際シテ若シ之ガ二階三階以上ノ高キモノナランニハ此種ノ柱ヲ用フレバ施工上大ニ便宜ヲ得ルモノナリ。即チ組立鋼材ニテ足場及ビ上階ノ靜荷重ヲ支ヘシメ各階同時ニ混凝土工ヲ施スヲ得ベシ。

此種ノ柱ノ設計ニ於テ尙一ツノ注意スベキコトアリ。即チ鋼比ガ餘リ大ナルトキハ混凝土ガ鐵筋

ト一緒ニ働キ得ルヤ否ヤニ關シ疑アルニヨリ此ノ如キ場合ニハ組立材ノミニテ荷重ヲ受ケ得ル様ニ計算シ混凝土ハ唯火災其他ノ保護ニ任ゼシムルヲ可トス。

170. 長柱ノ算式 柱ニ關スル如上ノ所論ハ唯單純壓力ノミヲ受クル杭壓材ニ用フベキモノニシテ壓力ト同時ニ彎曲作用ヲ受クベキ長柱ニ對シテハ其他ノ算式ヲ用ヒザルベカラズ。然ルニ長柱ト短柱トハ判然タル界限アルニアラザレドモ英國普國ヲ始メ多クノ國々ニ於テハ柱ノ長サガ其最小徑ノ18倍以上ナルトキハ長柱トシテ取扱フベキコトヲ規定セリ。

第 166 節ニ述ベタル如ク鐵筋混凝土柱ハ普通其長サガ上述ノ限度以內ノモノニシテ特種ノ事情アル場合ニアラザレバ所謂長柱トナスコトナシ。又此種ノ長柱ニ關シテハ未ダ多クノ實驗行ハレズ。從ツテ確實ニ信賴スルヲ得ベキ算式ナシト雖モ次ニ述ブル如クいゝ公式又ハりたゝ公式ヲ修正シテ之ヲ用ヒナバ大過ナカルベシ。

材料力學ニ述ベタル如クいゝ公式 --

$$\frac{P'}{A} = \frac{C \cdot \pi^2 E k^2}{l^2} \quad \text{即チ} \quad P' = \frac{C \pi^2}{l^2} \cdot E I$$

I ハ斷面ノ最小慣性能率ニシテ C ハ柱端ノ如何ニヨリテ變ズル常數ナリトス。即チ

兩圓端	一端固定,他端放端	一端固定,他端圓端	兩固定端
C=1	$\frac{1}{4}$	$\frac{9}{4}$	4

鐵筋混凝土柱ノ場合ニ於テハ

$$EI = E_c I_c + E_s I_s = E_c (I_c + n I_s)$$

I_s, I_c ハ夫々柱ノ斷面ニ於ケル鋼及混凝土ノ慣性能率ナリトス。故ニ

$$P' = \frac{C \cdot \pi^2}{l^2} E_c (I_c + n I_s) \dots \dots \dots (200)$$

上式ガ與フルP'ノ値ハ極限荷重ナルヲ以テ相當ノ安全率ニテ之ヲ除セザルベカラズ。普國ノ規定ニテハ柱ハ總テ兩圓端ヲ有スルモノトシテ取扱ヒ安全率ヲ10ト指定セリ。從ツテ安全荷重Pハ次ノ如シ($\pi^2 \doteq 10$ ナルニヨリ)

$$P = \frac{E_c}{l^2} (I_c + n I_s) \dots \dots \dots (200a)$$

次ニ材料力學ニ述ベタルりたゝ公式ハ鐵筋混凝土長柱ノ安全荷重ニ對シテ下ノ如ク表ハスヲ得。

$$P = \frac{A_E \cdot f_c}{1 + \frac{f_c'}{\mu E_c} \left(\frac{l}{k}\right)^2} \dots \dots \dots (201)$$

上式ニ於テ μ ハ柱端ニ關スル係數、 f_c 及 f_c' ハ混凝土

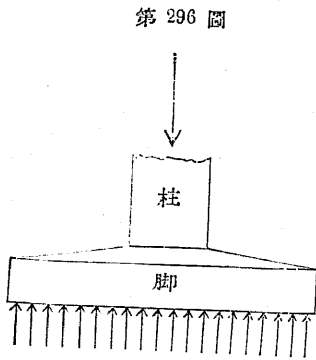
ノ作用及破壊強度, A_E ハ(192)式ニ於ケル $A\{1+(n-1)p\}$ ヲ表ハス. 故ニ $A_E f_c$ ハ鐵筋短柱ノ安全荷重ナリトス. $\frac{f_c'}{\mu E_c}$ ノ値ハ米國²なる氏ノ説ニヨレバ兩圓端ニ對シテハ $\frac{1}{10,000}$ トシ兩固定端ニハ $\frac{1}{20,000}$ ヲ取レバ寧ロ安全ナルベシトセリ. 即チ

$$\text{兩圓端ノ柱ニ對シテハ } P = \frac{f_c' A \{1+(n-1)p\}}{1 + \frac{1}{10,000} \left(\frac{l}{k}\right)^2}$$

$$\text{兩固定端柱ニ對シテハ } P = \frac{f_c' A \{1+(n-1)p\}}{1 + \frac{1}{20,000} \left(\frac{l}{k}\right)^2}$$

171. 柱脚層 (Footing of Column) 柱ノ脚部ハ通常

之ヲ正方形トシ支持面ヲ大ナラシムル爲メ柱ノ寸法ヨリ數倍大ニスルヲ普通トス. 而シテ柱ニ加ハル荷重及其自己重量ハ柱脚層ノ底面ニ均等ニ配布



第 296 圖

セラル、モノト考ヘ得ルニヨリ第 296 圖ノ如ク中央ニ於テ支ヘラレ且均等荷重ヲ受クル一ノ平版ト見做シテ之ヲ設計スルヲ得ベシ. 然ルニ此平版ハ通常突桁ノ働キヲナスモノトシテ計算ス

ルモノナルガ此計算ニ於テ注意スベキハ其桁ノ長

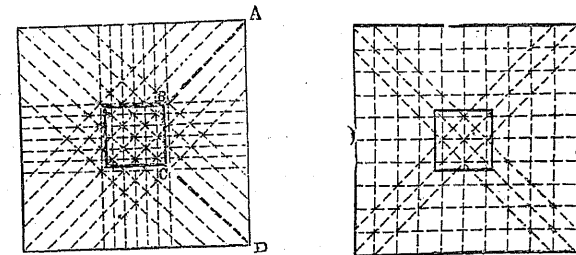
サ短カク其高サ大ニシテ且ツ荷重ガ比較的ニ重キヲ以テ剪斷力ト附着力トニ對シ充分ノ強サヲ有セシメザルベカラズ.

方形ノ柱脚層ニ於ケル應力ヲ正確ニ計算スルコトハ甚ダ困難ナルニヨリ安全ナル結果ヲ得ベキ範圍内ニ於テ若干ノ假定ヲナシ計算ヲ簡易ナラシムルヲ要ス.

計算ノ方法ヲ示スニ先ダテ柱脚層ニ於ケル鐵筋ノ配列法ヲ述ベザルベカラズ. 普通ノ配列法ニ二ツアリ一ツノ第 297 圖ノ如ク脚層ノ邊ニ並行ニ縱

第 297 圖

第 298 圖

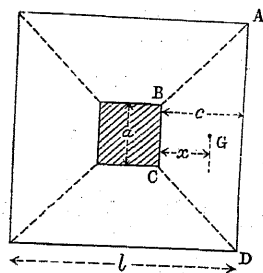


横ノ主要鐵筋ヲ並ベ又兩對角線ニ並行ニ配置シテ、まじりるび式床版ト同様ノ配列ヲナスモノナリ. 他ノ方法ハもにえ式床版ト同様ニ第 298 圖ノ如ク脚層ノ邊ニ並行ニ縱横鐵筋ヲ配列スルモノナリ. 尤モ此場合ニ於テモ多少ノ對角鐵筋ヲ加フベキモノトス. 孰レノ方法ガ最モ有効ナルカハ未ダ斷言

スルヲ得ザルモ第一方法ニ於テハ各鐵筋ガ夫々其用ヲナスト雖モ第二方法ノ四周ニ近キ鐵筋ハ其働キニ疑アルヲ免レズ。殊ニ脚層ノ四隅ニ於テ然リトス又實驗ノ結果ニヨルニ第一方法ガ確ニ有効ナルガ如シ。若シ第二ノ方法ヲ取ラントスル場合ニ於テハ柱ノ下ニ縱橫鐵筋ヲ集中シ他ノ部分ニハ少數ヲ用フベキナリ殊ニ柱ノ斷面ガ長方形ナルトキハ此ノ方法ヲ可トス。

今第一方法ニ就テ計算法ヲ述ベントス。第299圖ニ於テ面積ABCDニ加ハル上壓力ハ斷面BCニテ之ヲ受クルモノト假定スルヲ得ベシ。然ラバ彎曲率

第299圖



及剪斷力ハ此斷面ニ於テ最大ナリトス此ノ如キ面ハ柱ノ周圍ニ四ツアル故ニ柱ノ周邊ニ働ク總彎曲率ハ壓力度ヲ p トスレバ

$$M_T = 4 \times \frac{1}{2}(a+l).c \times p \times x$$

$$= (l^2 - a^2).p.x \dots \dots \dots (202)$$

然ルニ幾何學ニヨリテ

$$x = \left(\frac{ac}{2} + \frac{2}{3}c^2 \right) / (a+c).$$

此彎曲率ニ抵抗スルハ脚層ノ邊ニ並行ナル四ツノ

突桁及對角線ニ並行ナル四ツノ突桁ニシテ各均等ニ之ヲ分擔スルモノト假定ス。然ルニ對角線ニ並行ナル四突桁ノ長サハ他ノ四突桁ヨリ長クシテ鐵筋モ其配列ノ趣ヲ異ニセルニヨリ嚴密ニ云ヘバ彎曲率ヲ均等ニ分擔スルモノニアラザルベシ。故ニ上叙ノ假定ハ近似的ニシテ唯計算ヲ簡便ナラシムルモノト知ルベシ。若シ脚層ヲ正八角トナサバ此假定モ多少合理的ニ近ヅクベシ。

ABCD ナル一區分ヲ考フレバ此内ニハ脚層ノ邊ニ並行ナル一ツノ突桁ト對角線ニ並行ナル一ツノ突桁(ABニ沿ヒタル突桁ノ半分トDCニ沿ヒタルモノ、半分)トヲ含ムモノト考フルヲ得。故ニ此部分内ノ二突桁ニテ受クベキ彎曲率ハ(202)式ガ與フルモノ、 $\frac{1}{4}$ ナリ。即チ

$$M = \frac{1}{4}(l^2 - a^2)p.x \dots \dots \dots (202a)$$

斯クMノ値ヲ知レバ(145)式ニヨリテ突桁ノ厚サ d ヲ定ムルヲ得。即チ

$$d = \sqrt{\frac{M}{bK}} = \sqrt{\frac{M}{aK}}$$

(此場合ニハ b 即チ桁ノ幅ハ柱ノ幅 a ヲ取ルヲ安全ナリトス)

d が定マレバ $a_s = p.a.d$ ナル式ヨリ a_s ノ値ヲ見出スベシ而シテ此 a_s ノ $\frac{1}{2}$ ガーツノ突桁ニ用フベキ鐵筋ノ斷面積ナリトス.

次ニ剪斷力ヲ考フルニ BC 面ニ於テハ

$$V = \frac{1}{4}(l^2 - a^2)p.$$

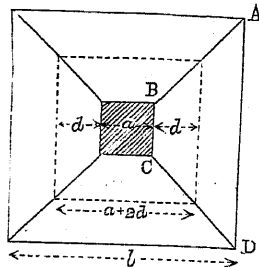
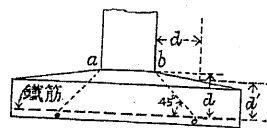
然ルニ此 V ハニツノ突桁ニテ分擔スベキニヨリ一ツノ突桁ニ於ケル附着應力ハ (156) 式ニヨリテ

$$u = \frac{\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{4}(l^2 - a^2)p}{m\pi d_1 j d} = \frac{(l^2 - a^2)p}{8m\pi d_1 j d} \dots\dots\dots (203)$$

m ハ一ツノ突桁ニ於ケル鐵筋ノ數ナリ. 而シテ柱ノ四周ニ於ケル單位應剪力ハ

$$v = \frac{V}{a_j d} = \frac{(l^2 - a^2)p}{4a_j d} \dots\dots\dots (204)$$

第 300 圖



柱ヨリ傳ハル壓力ハ脚層ノ中央部ニ集中シ夫ヨリ約 45° ノ傾斜線(例ヘバ第 300 圖ニ於テ bc, ae 等ノ如キ)ニ沿ヒテ下部ニ傳達セラル、ヲ以テ傾斜應張力ヲ代表スベキ剪斷力ハ柱ノ側面ヨリ d ナル距離ニアル鉛直斷面ノ剪斷力ヲ取ルヲ至

當トス. 此事實ハ米國「ウキスコシ」大學ノたるぼつと教授(Prof. Talbot)ガ實驗ノ結果ニヨリテ同大學紀要第六十七卷(1913年3月)ニ於テ發表セシモノナリ. 此説ニ從ヘバ

$$V = \{l^2 - (a + 2d)^2\} p \dots\dots\dots (205)$$

$$v = \frac{V}{4(a + 2d)j d'} \dots\dots\dots (206)$$

d' ハ柱側面ヨリ d ナル距離ニ於テ脚層ノ上面ヨリ鐵筋迄ノ距離ナリトス.

以上ノ計算ハ第一ノ鐵筋配列法ヲ用フル場合ニ就テ述ベシモ第二ノ方法ニ依ル場合ニモ亦之ヲ適用スルヲ得ルモノナリ(例題ヲ見ヨ).

鐵筋ハ脚層ノ長サ l ヨリ少シク短クシ脚層ノ邊ヨリ其一端迄ハ 2 乃至 4 吋位ノ間隔ヲ有セシムベキナリ又脚層ノ底ヨリ鐵筋ノ下面迄ハ 3 吋内外ノ隔リヲ有セシムルヲ可トス. 尙前述ノ如ク柱ノ表面例ヘバ BC ニ於テ彎曲率及剪斷力最大ニシテ脚邊例ヘバ AD ニ近ツクニ從ヒ之ヲ減ズルニヨリ混凝土ノ厚サハ脚邊ニ近ツクニ從ヒ之ヲ減ズルヲ得又鐵筋モ同様漸次其數ヲ少ナクスルヲ得ベシ.

柱ノ豎鐵筋ノ下端ニハ通常適當ノ大サノ鋼板ヲ用ヒテ支持面ヲ大ニシ壓力ノ配布ヲ善クシ又豎鐵

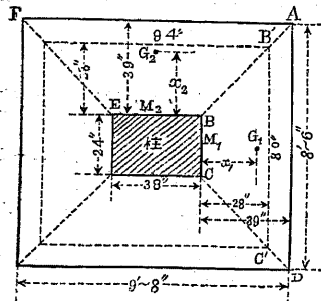
筋ノ附着應力ノ不足ニ備フルヲ可トス。尤モ脚層ノ厚サ大ニシテ堅鐵筋ヲ深ク埋込ムヲ得從ツテ充分ナル附着應力ヲ發生シ得ル場合ニハ此設備ヲナスノ必要ナカルベシ。

例題 断面 24"×38"ニシテ 400,000 斤ノ荷重(柱ノ重量共ニ)ヲ受クル柱ノ脚層ヲ設計セヨ。但シ土ノ支持力ハ一平方呎ニ付 5,200 斤トス。

今脚層ノ自己重量ヲ 25,000 斤ト假定スレバ必要ナル支持面積ハ $425,000/5,200 \approx 82$ 平方呎ナリ。故ニ脚層底ノ寸法ヲ 9'-8"×8'-6"ト定ム。

次ニ柱ノ側面ヨリ G_1 及 G_2 ナル重心迄ノ距離ヲ計算スレバ

第 30 圖



$$w_1 = 1.96 \text{ 呎}$$

$$w_2 = 1.90 \text{ 呎}$$

彎曲率ヲ見出スニハ[直ニ(202a)式ヲ用フルヲ得ズ]先ヅ ABCD 及 ABEF ノ面積ヲ見出サマルベカラズ。然ルニ計算ニヨリテ

$$\text{面積 } ABCD = 17.1 \text{ 平方呎}$$

$$\text{面積 } ABEF = 20.9 \text{ 平方呎}$$

M_1 及 M_2 ナ夫々 BC 及 BE 面ニ於ケル彎曲率トスレバ

$$M_1 = 5,200 \times 17.1 \times 1.96 \approx 1,720,000 \text{ 斤吋}$$

$$M_2 = 5,200 \times 20.9 \times 1.90 \approx 2,070,000 \text{ 斤吋}$$

次ニ BC 及 BE ニ於テ鐵筋迄ノ距離ヲ夫々 d_1 及 d_2 トスレバ d_1 及 d_2 ノ値ハ $d = \sqrt{\frac{M}{bK}}$ ナル式ヲ用ヒテ見出スヲ得。若シ $f_c = 650 \text{ 斤}/\text{吋}^2$

$f_s = 16,000 \text{ 斤}/\text{吋}^2$, $n = 15$ トスレバ第 146 節第一表圖ヨリ

$$p = 0.0077, K = 107.4$$

$$\therefore d_1 = \sqrt{\frac{2,091,000}{24 \times 107.4}} = 28.17 \text{ 吋}$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{2,478,000}{38 \times 107.4}} = 24.23 \text{ 吋}$$

故ニ脚層ノ厚サハ d_1 ニヨリテ定ムベキナリ即チ脚層ノ上面ヨリ縱鐵筋迄ノ距離ヲ $28\frac{1}{2}$ 吋トシ鐵筋以下ニ 3 吋ノ混凝土ヲ加ヘテ總厚サヲ $31\frac{1}{2}$ 吋ト定ム。而シテ横ノ鐵筋ハ縱ノ鐵筋ノ上ニ載セ懸クベシ。

縱鐵筋ニ關スル計算 a_s ナ所要鐵筋斷面積トスレバ

$$a_s = 0.0077 \times 24 \times 28.5 = 5.27 \text{ 平方吋}$$

$\frac{7}{8}$ 徑ノ釘ヲ用フルトスレバ其面積ハ 0.6013 平方吋ナルヲ以テ九本ヲ用フレバ充分ナリトス。次ニ單位附着應力ハ(156)式ヨリ

$$u = \frac{V}{m\pi d_1 j d}, V \text{ ハ BC 面ニ於ケル剪斷力ナリ}$$

然ルニ $V = \text{面積 } ABCD \times 5,200$; $m = 9$; $\pi d_1 = 2.75$; $d = 28.5$ ニシテ第 146 節第一表圖ヨリ $j = 0.873$ 。

$$u = \frac{17.1 \times 5,200}{9 \times 2.75 \times 0.873 \times 28.5} = 144 \text{ 斤每平方吋}$$

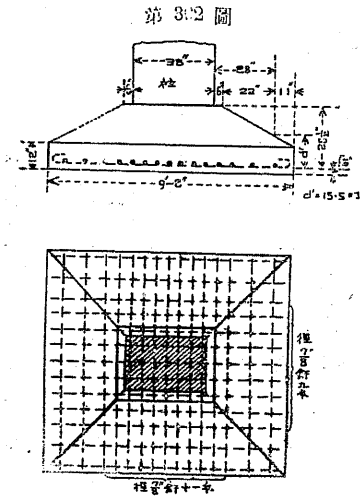
普通ノ圓釘ノ作用附着強度ハ 80 斤每平方吋ナレバ不規則ナル表面ヲ有スル特種ノ釘ヲ用フルカ又ハ其兩端ヲ 180° 丈ケ折曲グルヲ要ス。剪斷力ニ對スル鐵筋ヲ要スルヤ否ヤヲ檢スルニハ前ニ述ベタル如ク柱ノ側面ヨリ約 d ナル距離ニ於ケル單位應力ヲ見出サマルベカラズ。今便利ノ爲メ此距離ヲ $28'$ トスレバ此斷面ニ於ケル剪斷力ハ

$$V = AB'C'D \text{ ノ面積} \times 5,200$$

$$= \frac{\frac{1}{2}(80+102) \times (39-28)}{144} \times 5,200 = 36,150 \text{ 斤}$$

$$v = \frac{36,150}{80 \times j d}$$

上式ニ於テ $i = 0.873$ ニシテ d' ハ柱側面ヨリ 28 吋ノ距離ニ於ケル



鐵筋迄ノ距離ナリ。而シテ d' ハ脚層ノ形ニヨリテ變ズルモノニシテ第302圖ノ如キ形ヲ選定スレバ $d'=15.5$ 吋トナル。

$$\therefore v = \frac{36,157}{8.1 \times 0.873 \times 15.5}$$

$$= 33.8 \text{ 呎每平方吋}$$

然ルニ混凝土ノ作用抗剪強度ハ40呎每平方吋ナルニヨリ剪斷力ニ對スル腹鐵筋ヲ要セス。

横鐵筋ニ關スル計算 第301

圖ニ於テ BE 面ニ於ケル厚サ d_2 ガ前ニ計算シタル如クナル

トキハ p チ 0.0077 トスレバ抵抗力率ガ丁度 M_2 ノ値即 $2,478,000$ 呎吋ト等シクナレドモ横鐵筋ハ縱鐵筋ノ上ニ載懸クルヲ以テ d_2 ハ實際上約 $27\frac{1}{2}$ 吋トナル。從テ M_2 ト平衡スベキ抵抗力率ヲ生ズルニハ p ノ値ヲ變更スルヲ要ス。

$$M = K \cdot d^2 \quad \therefore K = \frac{M}{bd^2} = \frac{2,478,000}{8.1 \times (27.5)^2} = 86$$

此場合ニハ混凝土過多ナルコト明カナレバ第146節第一表圖ニ於テ $K=86$ ナル水平線ガ $f_s=16,000$ #/sq. in. ノ曲線ト交ル點ヨリ鉛直線ヲ引ケバ之ニ對スル p ノ値ヲ得。即チ

$$p = 0.0061,$$

$$\therefore a_s = 0.0061 \times 33 \times 27.5 = 6.37 \text{ 平方吋}$$

故ニ徑 $\frac{7}{8}$ 吋ノ釘ヲ11本用フレバ可ナリ。次ニ附着應力ヲ檢センニ第一表圖ヨリ $p=0.0061$ ナルトキハ $j=0.885$ ナルニヨリ

$$u = \frac{20.9 \times 5,207}{1.1 \times 2.75 \times 0.885 \times 27.5} = 148 \text{ 呎每平方吋}$$

此場合ニ於テモ前同様ニ附着力ヲ増加セシムベキ設備ヲナサズルベカラズ。柱側面ヨリ28吋ノ距離ニ於ケル剪斷力ハ

$$V = \frac{\frac{1}{2}(94+116) \times (39-28) \times 5,200}{144} = 41,700 \text{ 呎}$$

d' ハ縦ノ場合ヨリ鐵筋ノ直徑丈ケ減ズルニヨリ此場合ニハ14.5吋ナリトス。故ニ

$$v = \frac{41,700}{94 \times 0.885 \times 14.5} = 34.5 \text{ 呎每平方吋}$$

横ノ場合ニモ腹鐵筋ヲ加フルノ必要ナシトス。

鐵筋ノ數ハ縦ニ9本横ニ11本ヲ用フレバ可ナレドモ尙安全ヲ計ル爲メニ兩側ニ二本宛ヲ増シ所要數丈ケハ可成柱ノ下ニ之ヲ集中スルコト第302圖ノ如クス。而シテ釘ノ交叉點ハ鉄ニテツ置ニ締結スベシ。

第六章 水槽 (Water Tank)

172. 總論 水壓ニ耐ヘ漏水ヲ絶對ニ防クベキ混凝土構造物ニアリテハ其配合ニ特別ノ注意ヲ拂フベキハ勿論又混凝土ノ大小混合ノ割合ニ注意セザルベカラズ。其他前篇第128節ニ述ベタル事項ヲ參照スベシ。此種ノ構造物ノ壁ハ薄キニ失スルヨリハ寧ろ厚キニ過グル方安全ナリ。鐵筋混凝土壁ニ於テ若シ鋼及混凝土ノ應力ヲ餘リ大ナラザル様ニシ混凝土ノ配合ト捏混トニ充分ノ注意ヲナセバ10呎位迄ノ水頭ニ對シテハ一般ニ5吋ノ厚サニテ可ナリ。以上5呎ノ水頭ヲ増ス毎ニ厚サ1吋宛ヲ加フベキモノトス。場合ニヨリテハ底部ニ於テ其厚サヲ最大ニシ水面ニ近ヅクニ從ヒ漸次其厚サヲ

減ズルコトアリ。此ノ場合ニ於テモ最上部ノ厚サハ少ナクモ3吋ヲ下ラザルヲ可トス。

最モ簡單ニシテ普通ナル防水方法ハ水ニ接スル面ヲ1:1ノ「セメント・モルタル」ニテ厚サ $\frac{1}{2}$ 吋位ニ塗上グルニアリ。而シテ此ノ「モルタル」ヲ塗ルハ混凝土ガ未ダ乾カズシテ出來ル丈ケ新鮮ナル間ニナスヲ可トス。若シ乾キタル後ニ「モルタル」ヲ塗ルノ必要アルトキハ鋭ク尖リタル鑿ヲ以テ混凝土面ヲ傷ケテ其面ヲ粗ニシ以テ附着ヲ能クスベキナリ。又混凝土ガ急ニ乾クトキハ罅裂ヲ生ズルノ恐レ大ナルニヨリ日射劇シキ場合ニハ少ナクモ三四日間ハ直接日光ヲ受ケザル様ニシ濕氣ヲ保タシムルノ設備ヲナスヲ要ス。鈹屑若シクハ蓆ヲ以テ之ヲ被ヒ時々之ニ灌水スルハ一ノ良法タルヲ失ハズ。

防水ノ必要アル鐵筋混凝土構造物ニ於テハ混凝土ノ面ニ生ズル細微罅裂ヲ可成少ナカラシムル爲メ鋼ノ應力ヲ成ルベク小ニスル様設計セザルベカラズ。通常12,000呎毎平方吋以內ニ之ヲ制限スルヲ可トス。機械的結束ヲ與フベキ異形ノ釘(第234圖參照)ヲ用フレバ混凝土ノ伸長ガ比較的徐々ニ起リ且ツ釘ノ全長ヲ通シテ殆ンド均等ニ配布セラル、ニヨリ罅裂ヲ生ズル場合ニモ其間隔相接近シ從

テ其大サヲ減ズルモノナレバ防水ヲ要スル工事ニ於テハ普通ノ釘ヨリモ異形釘ガ有効ナルベキナリ。

槽底ノ計算ハ若シ桁ニテ支持セラル、トキハ床版ト同様ニシ若シ支桁ナキトキハ周邊ニテ固定若シクハ支持セラレタル版トシテ計算スベキモノトス。

173. 圓形水槽(Circular Tank) 水槽ノ容量餘リ小ナラザル限リハ矩形ノモノヨリ圓形ノモノガ一般ニ經濟的ナリトス。如何トナレバ中空圓筒ガ内部又ハ外部ヨリ均等ニ壓力ヲ受クルトキハ唯應張力又ハ應壓力ヲ受クルノミナル故彎曲率ヲ受クル矩形ノモノヨリ材料ヲ節約スルヲ得レドモ容量小ナル圓形ノモノニアリテハ型ニ比較的多クノ費用ヲ要スルノミナラズ實際上槽壁ヲ計算通リニ薄クスルコト不可能ナレバナリ。

前陳ノ如ク水槽壁ハ水壓ヲ受ケテ應張力ヲ生ズルモノナルガ其應張力ハ第四篇材料力學ニヨリテ之ヲ見出スヲ得ベシ。普通ノ場合ニ於テハ薄キ圓筒ト假定シ得ルニヨリ

$$T = \frac{1}{2} p \cdot d = \frac{1}{2} w \cdot h \cdot d$$

上式ニ於テ T=水面ヨリ hノ深サニ於テ單位高サ

ノ槽壁ニ於ケル全應張力,

d =水槽ノ内直徑,

p =水面ヨリ h ノ深サニ於ケル水壓力度,

w =單位容積ノ水ノ重量.

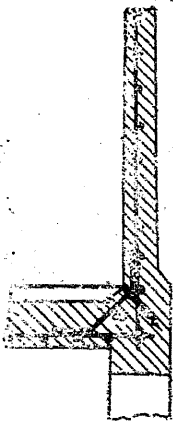
而シテ之ニ要スル水平ナル輪狀鐵筋ノ斷面積ハ

$$a_s = \frac{T}{f_s} = \frac{1}{2} \cdot \frac{w \cdot h \cdot d}{f_s} \dots \dots \dots (207)$$

斯クシテ高サノ一單位毎ニ所要鐵筋ヲ計算シ小徑ノ釘ヲ用ヒテ可成配列ヲ密接セシムベシ. 此鐵筋ノ中心間距離ハ通常6吋内外トナスモノナリ.

計算上ヨリハ堅鐵筋ハ全ク不用ナレドモ水平輪

第303圖



狀鐵筋ヲシテ其位置ヲ保持セシムル爲メニ多少ノ堅鐵筋ヲ使用セザルベカラズ. 又罅裂ニ對スル用意トシテ堅鐵筋ノ必要アルベシ. 然レドモ幾何ヲ用フベキカハ全ク經驗ニヨルノ外ナク普通ノ場合ニ於テハ橫鐵筋ト同一徑ノモノヲ用ヒ其間隔ハ通常12吋内外トシ如何ナル場合ニ於テモ18吋ヲ超過セシム

ベカラズ. 尙一ツノ注意スベキハ實例ニ徴スルニ

水槽ガ先ヅ破壊スルハ第303圖ニ示ス如ク側壁ト底トノ繼目ナルヲ以テ其結束ヲ充分ナラシムル爲メニ a ノ如キ鐵筋ヲ加ヘテ之ニ備フルヲ可トス.

例題 800立方呎ノ水ヲ貯フベキ無蓋ノ圓形水槽ヲ設計セヨ但シ此水槽ノ底ニハ支桁ヲ用ヒズ直接ニ四本ノ柱ニテ保持セラル、モノトス. $n=15, f_c=650\#/in^2, f_s=12,000\#/in^2$.

d ヲ水槽ノ内徑トシ h ヲ水槽内ノ水ノ深サトスレバ

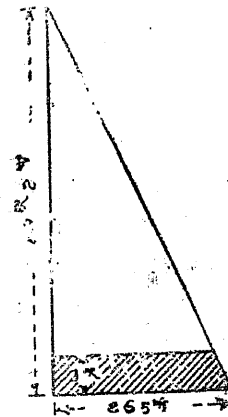
$$\frac{\pi}{4} d^2 h = 800$$

今 $d=10$ 呎ト假定スレバ

$$h = \frac{800}{0.7854 \times 10^2} = 10 \text{ 呎 } 2 \text{ 吋.}$$

故ニ水面上ニ6吋ノ餘裕ヲ見込ミテ水槽ノ全高ヲ10呎8吋ト定ム.

第304圖



側壁ノ計算 側壁ノ最底部ニ於ケル水壓力度 $= 62.5 \times 10 \cdot 17 = 635.6$ 呎每平方呎

$$= 4.41 \text{ 呎每平方吋.}$$

故ニ最底部ニ於テ槽壁ノ高サ一吋ニ對スル

$$\text{應張力} = \frac{1}{2} \times 4.41 \times (10 \times 12) = 265 \text{ 呎.}$$

而シテ水面ニ於テハ應張力ハ零ナルニヨリ應張力ノ配布ハ第304圖ノ如クナルベシ. 今底ニ近キ一呎ノ高サヲ考フレバ此高サニ於ケル全應張力ハ圖ニ於テ陰ヲ附セル全面積ニ等シカルベシ即チ

$$T = 265 \times \frac{9.67}{10 \cdot 17} \times 12 = 3,024 \text{ 呎.}$$

故ニ此高サニ要スル鐵筋ハ(207)式ニヨリ

$$a_s = \frac{3,024}{12,000} = 0.252 \text{ 平方吋.}$$

故ニ直径 $\frac{3}{8}$ 吋 ($a=0.1101$ 平方吋)ノ釘ヲ5時間隔ニ配置セバ充分ナリトス。而シテ各輪狀鐵筋ハ $1\frac{1}{2}$ 呎以上製合セ置キテ附着應力ニ備フベキナリ。

同様ニシテ高サ一呎毎ニ鐵筋ヲ計算スルヲ得ベシ。然レドモ此水槽位ノ大サノモノニ對シテハ直径 $\frac{3}{8}$ 吋以下ノ釘ハ可成用ヒザルヲ可トスルヨリ唯配置ノ距離ヲ加減スルモノトス(場合ニヨリテハ直径 $\frac{1}{4}$ 吋迄ノモノヲ用フルコトアリ)。堅鐵筋ハ同直径ノ釘ヲ15吋毎ニ配置シ混凝土ノ厚サハ下端ニ於テ6吋トシ上端ニ於テ3吋トシ1:1ノ[モルタル]ニテ厚サ $\frac{1}{2}$ 吋ノ上塗ヲナスベシ。

槽底ノ設計 槽底ハ桁ニテ支持セラレザルニヨリ精確ニ論ズレバ複雑ナル計算ヲ要スレドモ普通ノ場合ニ於テハ周邊ニ支ヘラレタル圓版ト見做シテ計算シテ可ナリ。

第四篇材料力學第83節(365頁)ニヨリ圓版ノ中心ヲ含ム幅 b ナル細長片ノ中央ニ於ケル彎曲率ハ

$$M = \frac{1}{4} b r^2 w.$$

故ニ單位幅ニ對シテ

$$M = \frac{1}{4} r^2 w.$$

上式ニ於テ r ニ圓版ノ半径, w ニ單位面積ニ於ケル荷重ナリ。此場合ニ於テハ $r=60$ 吋ニシテ w ヲ見出スニハ水壓ト圓版ノ自己重量トヲ考ヘザルベカラズ。然ルニ水壓ハ4.41 呎每平方吋ニシテ自己重量ヲ140 呎每立方呎トシ版ノ厚サヲ8吋ト假定スレバ0.65 呎每平方吋トナル。故ニ $w=4.41+0.65=5$ 呎每平方吋ナリ。

$$\therefore M = \frac{1}{4} \times 60^2 \times 5 = 4,500 \text{ 呎吋.}$$

第146節第一表圖ニヨリ $p=0.0122$, $K=123$.

然ルニ $b=1$ 吋ナルニヨリ $d = \sqrt{\frac{M}{b.K}}$ ナル式ニヨリ

$$d = \sqrt{\frac{4,500}{1 \times 123}} = 6\frac{1}{2} \text{ 吋.}$$

故ニ鐵筋ノ下ニ厚サ $1\frac{1}{2}$ 吋ノ餘裕ヲ取レバ槽底ノ混凝土ノ總厚サハ前ノ假定通トナル。次ニ直径 $\frac{5}{8}$ 吋ノ釘ヲ用フレバー一本ノ斷面積ハ0.39 平方吋ナルニヨリ次ノ如クシテ鐵筋ノ配列間隔ヲ定ムルヲ得。

$$\text{間隔} = \frac{0.39}{p.d} = \frac{0.39}{0.0122 \times 6.5} = 5 \text{ 吋.}$$

故ニ5吋毎ニ $\frac{5}{8}$ 吋ノ釘ヲ配列スレバ可ナリ。尙此等ノ釘ト直角ナル方向ニ同一釘ヲ同間隔ニ配置シ一目置キ位ニ線ニテ其交叉點ヲ締結スベシ。

柱ノ設計 水及水槽ノ自己重量ヲ計算シ之ヲ柱ノ數ニテ除シタルモノガ一本ノ柱ニテ受クル荷重ナリトス。風壓ヲ考フルトキハ第175節ヲ參照スベシ。若シ柱ガ高ケレバ中途ニ水平材ヲ用ヒテ之ヲ連結スベシ。

174. 矩形水槽 (Rectangular Tank) 矩形水槽ガ其側壁ト連續シタル鐵筋混凝土屋根ヲ有スル場合ニ於テハ側壁ハ四周ニ於テ支持セラレタル床版ト見做シテ計算スルヲ得。而シテ此床版ハ長サト幅トノ比如何ニヨリテ其計算ヲ異ニスルヲ要ス。本篇第四章第160節第二項ニヨリ等布荷重ヲ受クル版ノ長サガ其幅ノ $1\frac{1}{2}$ 倍以上ナルトキハ長サニ沿ヒタル鐵筋ハ實際的ニ不必要ナルヲ以テ水槽ノ場合ニ於テモ之ニ準ジ計算スルヲ得ベシ。即チ若シ側壁ノ長サ l ガ其高サ h ノ $1\frac{1}{2}$ 倍以上ナルトキハ其側

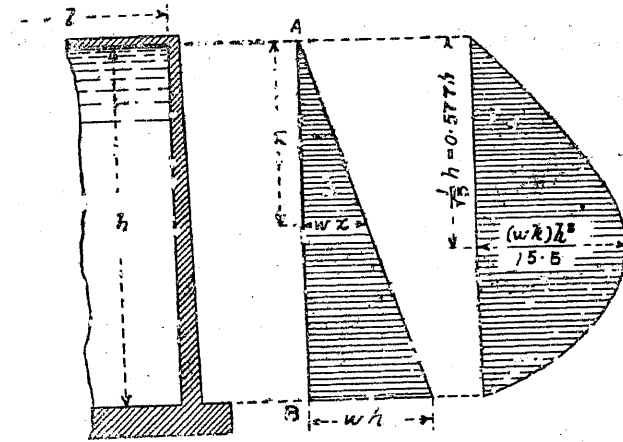
壁ハ上下ニ於テ支持セラレタル平版ト見做シテ鉛直ナル主要鐵筋ヲ算出シ水平ノ方向ニハ鉛直鐵筋ト同徑ノ釘ヲ12時間隔ニ配置セバ充分ナルベシ。之ニ反シテ若シ側壁ノ高サ h ガ其長サ l ノ $1\frac{1}{2}$ 倍以上ナルトキハ主要鐵筋ハ水平ニ之ヲ配置シ副トシテ12時間隔ニ同徑ノ釘ヲ鉛直ニ配置スベシ。若シ又 $h=l$ ナルカ又ハ h 及 l ガ殆ンド相等シキトキハ第四章第160節第一項ニ準ジテ計算シ鉛直及水平ニ鐵筋ヲ加フベキナリ。今各場合ニ於ケル計算方法ノ一般ヲ示サン。

(1) $l > 1\frac{1}{2}h$ ナルトキ 此場合ニハ側壁ハ上下ニ於テ支ヘラレタル平版ト見做シテ計算スベキニヨリ其單位長サヲ考ヘ之ニ加ハル水壓ヲ見出シ最大彎曲率ヲ算定スルヲ要ス。今 w ヲ以テ一單位容積ノ水ノ重量トスレバAナル水面ニ於ケル反力ハ $\frac{1}{6}wh^2$ ニシテ他端Bニ於テハ $\frac{1}{3}wh^2$ ナリ(水槽ガ滿水セル場合ヲ考フ)。從ツテ剪斷力ガ零ナル點即チ彎曲率ガ最大ナル點ハ次式ニヨリ求ムルヲ得。

$$\frac{1}{6}wh^2 - \frac{1}{2}wx^2 = 0,$$

即チ $x = \frac{1}{\sqrt{3}}h,$

第305圖



$$\therefore \text{最大彎曲率} = \frac{wl^3}{15.5}$$

斯ク最大彎曲率ノ値ヲ知レバ之ニ對スル適當ナル混凝土壁ノ厚サ及鐵筋ノ量ヲ算出スベシ。而シテ水面ニ至ルニ從ヒ夫等ノ値ヲ輕減シ得ルモ最大彎曲率ガ起ル點ヨリ槽底迄ノ間ハ夫等ノ値ヲ減ゼザルヲ可トス。

(2) $h > 1\frac{1}{2}l$ ナルトキ 此場合ニ於テハ圓形水槽ノトキト同様ニ槽底ニ接スル一單位ノ高サヲ考ヘ之ニ加ハル水壓ニヨリテ最大彎曲率ヲ計算シ側壁ノ最大ノ厚サ及水平ナル主要鐵筋ヲ定ムベキナリ。同様ニシテ各單位高サニ對スル計算ヲナスヲ得ベシ。

(3) $h=l$ ナルトキ 前ニ述ベタル如ク第160節第一項ニ準ジ單位幅ノ鉛直及水平ナル細長片桁ニ分割シ此等ノ桁ガ負擔スベキ荷重ヲ見出スニ何レノ水平細長片桁ニアリテモ荷重ハ第160節第一項ト全ク同様ニ拋物線ト直線トノ間ニ挾マル、面積ニテ表ハサル、ト考フルヲ得ベシ。而シテ水平細長片桁ニ於ケル絶對最大彎曲率ハ水面ヨリ $0.7h$ ナル深サニアル細長片桁ノ中央ニ起リ其値ハ $\frac{1}{22.1}wh^3$ ナリトス。次ニ鉛直細長片桁ニアリテハ對絶最大彎曲率ハ中央ノ鉛直桁中ニ起ルベキハ明カニシテ此中央桁ガ受クル荷重度ハ水面ニ於テ零其中央ニ於テハ $\frac{1}{4}wh$ 、水底ニ於テハ wh ニシテ一般ニ水面ヨリ或距離 kh ナル點ニ於テハ次式ニヨリテ表ハサル。

$$\text{荷重度 } y = wh(k - 2k^2 + 2k^3) \dots \dots \dots (208)$$

(上式ノ誘致ニハ高等數學ヲ要スルニヨリ之ヲ略ス) 而シテ絶對最大彎曲率ハ k ガ約 0.6 ナル點ニ起リ其値ハ $\frac{1}{26.4}wh^3$ ナリトス。斯ク水平及鉛直細長片桁ニ於ケル絶對最大彎曲率ノ値ヲ知レバ之ニヨリテ水平及鉛直鐵筋ノ量及側壁ノ厚サヲ定ムルコトヲ得ベシ。

若シ水槽ガ側壁ト連續セル屋根ヲ有セザル場合

ニ於テモ上記(2)ノ如ク $h > 1\frac{1}{2}l$ ナルトキハ其計算方法ハ上記(2)ノ場合ト全ク同様ナリトス。若シ上記(1)ノ場合ノ如ク $l > 1\frac{1}{2}h$ ナル場合ニハ零ヨリ wh 迄均等ニ増加スル水壓ヲ受クル鉛直突桁トシテ計算スベシ。此場合ニ於ケル最大彎曲率ハ $\frac{1}{6}wh^3$ ナリ。

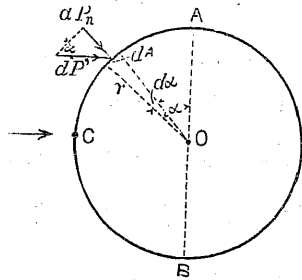
以上述ベタル計算法ハ何レモ精確ナルモノニアラズシテ寧ロ安全ナル近似的ノモノナリトス。而シテ何レノ場合ニ於テモ側壁ト側壁トノ聯結及側壁ト槽底トノ聯結ヲ充分ナラシムル様勉メザルベカラズ、又此等ノ部分ニ於テハ負彎曲率ヲ生ズベキニヨリ之ニ對シテ相當ノ補強ヲナスヲ要ス。

175. 風壓ノ柱ニ及ボス影響 (Effect of Wind Pressure on Column) 水槽ニ加ハル風壓ハ之ヲ支フル柱ノ應力ニ影響ヲ及ボスモノニシテ柱ガ高ケレバ其影響頗ル大ナリトス。柱及之ニ附屬セル構造物ニ加ハル風壓モ亦影響ヲ與フルモノナレドモ若シ風ヲ受クル面積ガ水槽ノ夫ニ比シテ比較的小ナルトキハ此等ニ加ハル風壓ヲ省略スルモ實際上差支ナカルベシ。

今風壓ノ爲メニ生ズル影響ノ概算法ヲ示スニ當リテ先ヅ水槽ニ加ハル有効風壓 P ヲ見出ス方法ヲ述ベントス。

圓形水槽ノ場合 r ヲ以テ水槽ノ半徑トス。水槽表面ノ摩擦カヲ省略スレバ影響ヲ與フルハ唯其

第 306 圖



表面 = 垂直ナル分力ナリトス。然ルニ此垂直分力ハ風ガ當ル面 ACBノ各部分ニ於テ異ナルベシ。今水槽ノ單位高サヲ考へ中心 Oニテ $d\alpha$ ナル角ヲ有スル細微ナル面積 dA ヲ取レ

バ此面ニ働ク風壓(風ト同方向ノ) dP' ハ風ノ方向ニ垂直ナル面ニ於ケル dA ノ投影ニ單位面積ノ風壓 p ヲ乗ジタルモノナリ。即チ

$$dP' = p \cdot dA \cdot \sin \alpha.$$

而シテ此ノ風壓ノ dA 面ニ垂直ナル分力ハ

$$dP_n' = p \cdot dA \cdot \sin^2 \alpha.$$

今此分力ヲ更ニ風ノ方向ト之ニ垂直ナルニツノ分力ニ分解スレバ ACナル四分圓ニ於ケル風ノ方向ニ垂直ナル分力ハ BCナル四分圓ニ於ケル夫等ト相平衡シテ殘ルハ風ノ方向ノ分力ノミトナル。

而シテ此分力ヲ dP_1 トスレバ

$$dP_1 = dP_n' \cdot \sin \alpha = p \cdot dA \cdot \sin^3 \alpha.$$

然ルニ

$$dA = r \cdot d\alpha$$

$$\therefore dP_1 = p \cdot r \sin^3 \alpha \cdot d\alpha.$$

故ニ水槽ノ單位高サニ對スル有效風壓 P_1 ハ

$$P_1 = 2 \cdot p \cdot r \int_0^{\pi/2} \sin^3 \alpha \cdot d\alpha = 2 \cdot p \cdot r \times \frac{2}{3} = \frac{4}{3} p \cdot r$$

從ツテ全水槽ニ當ル有效風壓 P ハ之ニ高サ h ヲ乗ジタルモノナリ。即チ

$$P = \frac{4}{3} p \cdot r \cdot h = \frac{2}{3} p \times (\text{水槽ノ鉛直投射面}) \dots \dots (209)$$

上卷結構應力篇ニ於テ述べタル風壓ノ分解法ニヨルトキハ

$$dP_n' = 2p \frac{\sin \alpha}{1 + \sin^2 \alpha} \cdot dA,$$

$$dP_1 = 2p \cdot \frac{\sin^2 \alpha}{1 + \sin^2 \alpha} \cdot dA = 2p \cdot r \cdot \frac{\sin^2 \alpha}{1 + \sin^2 \alpha} \cdot d\alpha,$$

$$\therefore P_1 = 2 \times 2pr \int_0^{\pi/2} \frac{\sin^2 \alpha}{1 + \sin^2 \alpha} \cdot d\alpha = 4pr \cdot \frac{\pi}{4} (2 - \sqrt{2})^*$$

$$\therefore P_1 = 1.84 p \cdot r,$$

$$\therefore P = 1.84 prh \dots \dots (209a)$$

* $\int_0^{\pi/2} \frac{\sin^2 \alpha}{1 + \sin^2 \alpha} \cdot d\alpha$ ノ算法ハ次ノ如シ。

$$\tan \alpha = x, \therefore d\alpha = \frac{dx}{1 + \tan^2 \alpha} = \frac{dx}{1 + x^2}.$$

$$\alpha = 0, x = 0; \alpha = \frac{\pi}{2}, x = \infty.$$

故ニ

$$\int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{\sin^2 \alpha}{1 + \sin^2 \alpha} d\alpha = \int_0^{\infty} \frac{\frac{x^2}{1+x^2}}{1 + \frac{x^2}{1+x^2}} \cdot \frac{dx}{1+x^2} = \int_0^{\infty} \frac{x^2}{(1+2x^2)(1+x^2)} dx$$

$$= \int_0^{\infty} \left(\frac{1}{1+x^2} - \frac{1}{1+2x^2} \right) dx$$

$$= \left[\tan^{-1} x - \frac{1}{\sqrt{2}} \tan^{-1}(\sqrt{2}x) \right]_0^{\infty}$$

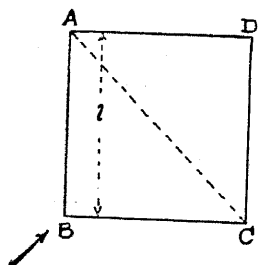
$$= \frac{\pi}{2} - \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \frac{\pi}{2} = \frac{\pi}{4} (2 - \sqrt{2}).$$

方形水槽ノ場合 水槽ノ一側ニ垂直ニ風ガ當ル

トキハ

$$P = p \cdot l \cdot h.$$

第 307 圖



次ニ第 307 圖ニ示スガ如ク
對角線ノ方向ニ風ガ吹クトキ
ハ AB 或ハ BC 面ニ於ケル風ノ
方向ノ壓力ハ前ノ場合ト同理
ニヨリ

$$P' = p \times (l \times h) \cdot \sin 45^\circ.$$

$$P' \text{ノ垂直分力 } P_n' = p \times (l \times h) \cdot \sin^2 45^\circ.$$

$$P_n' \text{ノ有效分力 } P_1 = p \times (l \times h) \sin^3 45^\circ.$$

∴ 全水槽ニ當ル有效風壓ハ

$$P = 2P_1 = \frac{p \cdot l \cdot h}{\sqrt{2}} = \frac{1}{2} p \times (\text{對角線ヲ含ム鉛直斷面積}) \dots (210)$$

上卷結構應力篇ニ於テ論ゼシ風壓分解法ニ從ヘ

$$P_n' = p \cdot \frac{2 \sin 45^\circ}{1 + \sin^2 45^\circ} \cdot l \cdot h,$$

$$P_1 = P_n' \cdot \sin 45^\circ = 2p \cdot l \cdot h \cdot \frac{\sin^2 45^\circ}{1 + \sin^2 45^\circ},$$

$$\therefore P = 4 \cdot p \cdot l \cdot h \cdot \frac{\sin^2 45^\circ}{1 + \sin^2 45^\circ} = \frac{4}{3} \cdot p \cdot l \cdot h \dots (210a)$$

今(209)式及(210)式ト(209a)式及(210a)式トヲ比較
スルニ結構應力篇ニ於テ述ベシ如ク風壓ヲ靜力學
ノ方法ニテ分解スルトキハ其結果ハ實際ト符合セ
ザルモノナレバ(209a)式及(210a)式ガ寧ロ正確ナリ
ト考フルヲ得ベシ。然ルニ風壓ハ面ノ廣狹、形狀、風
下ノ形等ニヨリテ變化スルモノナレバ斜面ニ對ス
ル實驗式ヲ直ニ水槽ノ場合(方形ノ場合ハ兎ニ角ト
シテ)ニ適用シ得ベキカニ就テハ多少ノ疑ナキ能ハ
ズ。然レドモ多少ナリトモ合理的ニシテ且又安全
度大ナルノ二點ヨリ(209a)式及(210a)式ヲ用フル方
可ナルベシ。

斯クシテ見出シタル P ハ風壓ノ中心ニ働クト考
ヘ得ベシ。故ニ若シ柱ガ皆鉛直ナルトキ水槽及鉛
直柱ヲ地面ニ於テ固定セラレタル突桁ト考フレバ
此突桁ガ受クル最大彎曲率ハ P × H ナリ。但 H ハ
地面ヨリ風壓中心迄ノ距離ナリトス。之ヲ M ニテ
表ハセバ此彎曲率ノ爲メニ中立軸ヨリ最モ遠キ柱
ニ作用スル單位應壓力ハ $S' = \frac{M \cdot c}{I}$ ナリトス但 C ハ

中立軸ヨリ其柱迄ノ距離ナリ。他ノ柱ニ作用スル彎曲應力ハ比例ニヨリテ上式ヨリ見出スヲ得ベシ。例ヘバ中立軸ヨリ y ナル距離ニ於ケル柱ニ作用スル單位應力ハ $S' \times \frac{y}{c}$ ナリトス。今 W = 水槽ノ自己重量及水ノ重量其他柱ニ加ハル總テノ荷重ノ和、 n = 柱數トスレバ中立軸ヨリ最モ遠キ柱一本ニ作用スル單位應力ハ

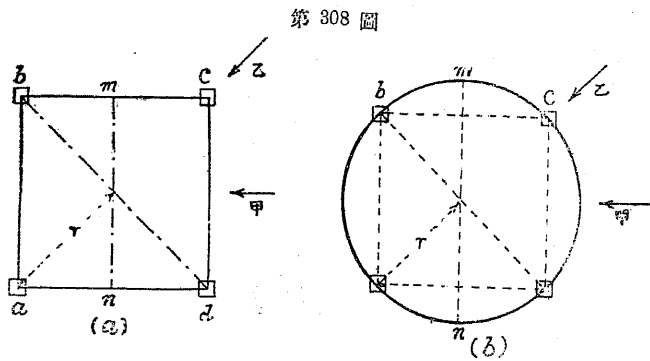
$$S = \frac{W}{nA} \pm \frac{M \cdot c}{I}$$

[1] 四本ノ柱ヲ有スル圓形又ハ方形水槽

(a) 第303圖ニ於テ風ガ甲ノ方向ニ吹ク場合 此場合ニハ中立軸ハ mn 線ナルニヨリ

$$I = 4A \cdot \left(\frac{r}{\sqrt{2}}\right)^2 = 2Ar^2, \quad c = \frac{r}{\sqrt{2}}$$

但 A ハ一本ノ柱ノ斷面積ナリトス。



a 及 b ナル柱ニ作用スル單位應力ハ

$$S = \frac{W}{4A} + \frac{M}{2 \cdot \sqrt{2} \cdot A \cdot r} \dots \dots \dots (211)$$

又 c 及 d ナル柱ノ應力ハ

$$S = \frac{W}{4A} - \frac{M}{2 \cdot \sqrt{2} \cdot A \cdot r}$$

(b) 風ガ乙即チ對角線ノ方向ニ吹ク場合 此場合ニハ bd 線ガ中立軸ナルニヨリ $c=r, I=2Ar^2$ ナリ。

故ニ柱 a = 作用スル單位應力ハ

$$S = \frac{W}{4A} + \frac{M}{2Ar} \dots \dots \dots (212)$$

柱 c = 於テハ $S = \frac{W}{4A} - \frac{M}{2Ar}$

柱 b 及 d = 於テハ $S = \frac{W}{4A}$

[2] 六本ノ柱ヲ有スル圓形水槽

(a) 甲ノ方向ニ風ガ吹ク場合 此場合ニハ ef 線ガ中立軸ナルニヨリ c ハ

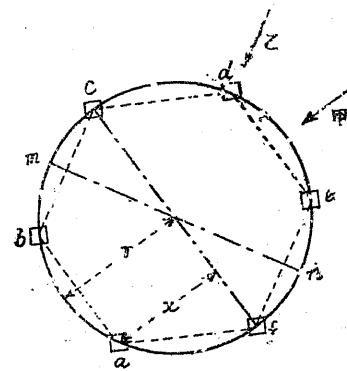
$\frac{\sqrt{3}}{2} \cdot r$ ナリ。故ニ柱 a, b = 作用スル單位應力ハ

$$S = \frac{W}{6A} + \frac{M}{2\sqrt{3} \cdot A \cdot r} \dots \dots (213)$$

柱 d 及 e = 於テハ

$$S = \frac{W}{6A} - \frac{M}{2\sqrt{3} \cdot A \cdot r}$$

第303圖



柱 *c* 及 *f* = 於テハ $S = \frac{W}{6A}$.

(b) 乙ノ方向ニ風ガ吹ク場合 此場合ニ於テハ *mn*線ガ中立軸ナルニヨリ柱 *b* 及 *f* = 作用スル單位彎曲應壓力ハ柱 *a* = 於ケル單位應壓力 *S'* ノ二分ノ一ナリ。然ルニ

$$c = r, I = 4A \cdot \left(\frac{r}{2}\right)^2 + 2Ar^2 = 3Ar^2$$

$$\therefore S' = \frac{M}{3Ar}$$

柱 *a* = アリテハ

$$S = \frac{W}{6A} + \frac{M}{3Ar} \dots\dots\dots(214)$$

柱 *d* = アリテハ

$$S = \frac{W}{6A} - \frac{M}{3Ar}$$

柱 *b, f* = アリテハ

$$S = \frac{W}{6A} + \frac{M}{6Ar} \dots\dots\dots(215)$$

柱 *c, e* = アリテハ

$$S = \frac{W}{6A} - \frac{M}{6Ar}$$

柱ノ數ガ幾何ナリトモ同様ニシテ柱ニ作用スル單位應力ヲ見出スヲ得ベシ。而シテ柱ノ設計ニ當リテハ各ノ場合ニ於テ各柱ガ最大單位應力ヲ受クルモノト考フベキナリ。是レ風ハ必ズシモ一定ノ

方向ヨリノヨ吹クモノニアラザレバナリ。

第七章 暗渠 (Covered Culvert)

176. 總說 通水用トシテ鐵筋混凝土ノ各種ノ暗渠ヲ用フルコトアリ。此場合ニ於テハ若シ水流ガ暗渠ニ滿チ從ツテ暗渠ガ内壓ヲ受クルトキハ其計算方法ハ水槽ノ場合ト同様ナリトス。然レドモ通常ハ滿水スルコト少ナク時トシテハ全ク水流ナキコトアルニヨリ土壓ヨリ生ズル外壓力ニヨリテ其強サヲ計算スルノ必要アリトス。此章ニ於テ述ベントスルハ此外壓力ニ對スル場合ナリ。

暗渠ノ斷面ハ矩形圓形楕圓形又ハ其他類似ノ形トスルコトアリ。小斷面ノモノニアリテハ實施上圓形最モ可ニシテ大ナル斷面ノモノニアリテハ施工ガ簡單ナルト其高サヲ容易ニ加減シ得ルトニヨリ矩形ガ適當ナル場合多シ。又時トシテハ暗渠ヲ作ルニ場所詰トセズシテ或適當ナル場所ニテ適宜ノ長サニ作り充分硬化シタル後現場ニ運ビテ布設スルコトアリ。此場合ニ於テハ圓形若シクハ楕圓形ノモノガ最モ適當ナルベシ。

此等ノ暗渠ニ作用スル外壓力ハ精確ニ之ヲ知ルコトヲ得サルニヨリ精密ナル計算ハ出來ザレドモ

通常適當ナル假定ノ下ニ拱ノ理論ヲ應用シテ主要ナル諸點ニ於ケル彎曲率ヲ計算スルモノトス。

暗渠ニ加ハル土壓ハ前陳ノ如ク甚ダ不確實ノモノナレバ無理ナル假定ノ下ニ理論的ニ出シタルモノヨリモ寧ロ實驗的公式ニヨルヲ可トス。今參考ノ爲メ數年前米國「あいわ」州立農藝大學ニ於テ研究セシ結果ヲ擧グレバ次ノ如シ。尤モ此實驗ハ堀割(Ditch)ノ底ニ埋メタル土管及下水管ガ埋土ノ爲メニ如何ナル壓力ヲ受クルカヲ研究スルニアリタレドモ如何ナル暗渠ニモ之ヲ適用シ得ベク且其研究ノ方法頗ル緻密ニシテ信賴スルニ足ルモノアリ。

W=一呎ノ長サノ管ニ加ハル最大荷重(噸ニテ),

C=係數,

w=埋土一方立呎ノ重量(噸ニテ),

B=管頂ニ於ケル堀割ノ幅(呎ニテ),

$$W = C \cdot w \cdot B^2 \dots \dots \dots (215)$$

上式ニ於テ係數Cハ管頂迄ノ堀割ノ深サHトBトノ比及埋土ノ種類ニヨリテ變ズルモノニシテ次表ニ其近似的値ヲ擧グ。

Cノ近似的値

H/B	濕氣アル表土, 乾砂, 及濕砂	水ニテ飽和サレタル表土	濕氣アル黄色粘土	水ニテ飽和サレタル黄色粘土
0.5	0.46	0.47	0.17	0.48
1.0	0.85	0.86	0.88	0.90
1.5	1.18	1.21	1.25	1.27
2.0	1.47	1.51	1.56	1.62
2.5	1.70	1.77	1.83	1.91
3.0	1.90	1.99	2.08	2.19
3.5	2.08	2.18	2.28	2.43
4.0	2.22	2.35	2.47	2.65
4.5	2.34	2.49	2.63	2.85
5.0	2.45	2.61	2.78	3.02
5.5	2.54	2.72	2.90	3.18
6.0	2.61	2.81	3.01	3.32
6.5	2.68	2.89	3.11	3.41
7.0	2.73	2.95	3.19	3.55
7.5	2.78	3.01	3.27	3.65
8.0	2.82	3.06	3.33	3.74
8.5	2.85	3.10	3.39	3.82
9.0	2.88	3.14	3.44	3.89
9.5	2.90	3.18	3.48	3.96
10.0	2.92	3.20	3.52	4.01
11.0	2.95	3.25	3.58	4.11
12.0	2.97	3.28	3.63	4.19
13.0	2.99	3.31	3.67	4.25
14.0	3.00	3.33	3.70	4.29
15.0	3.01	3.34	3.72	4.34
15 以上	3.03	3.38	3.79	4.50

尙同大學ノ研究報告中ヨリ重ナル事項ヲ抄出スレバ次ノ如シ

(1) 堀割ノ底ニ於ケル管ニ加ハル埋土ノ最大鉛直壓力ハ通常埋立後降雨等ノ爲メニ始メテ埋土ガ

沈下スル場合ニ起ルモノナリ。而シテ一般ニ埋土ガ充分沈下シ固結スルトキハ埋土ノ分子間ノ粘着力ノ爲メニ壓力ハ著シク輕減セラル。尤モ砂及砂利ノ場合ニ於テハ然ラズトス。

(2) (215)式ニ於テBハ管頂ニ於ケル堀割ノ幅トセシガ精確ニ云ヘバ管頂ヨリ少シク下ノ幅ヲ取ルベキモノトス。此附近ノ幅が大ナレバ大ナル程管ニ加ハル鉛直壓力ハ増大スルモノナレドモ管ヨリ上ニ於ケル堀割ノ幅ハ實際上壓力ニ影響ヲ及ボサルナリ。故ニ工事上堀割ノ幅ヲ廣クスル必要アリトモ管ヲ埋ムベキ附近ハ出來得ル限り之ヲ狭クスルヲ可トス。

(3) 管ニ加ハル鉛直壓力ハ堀割ノ深サ大ナル程大ナレドモ其壓力ガ埋土全體ノ重量ニ對スル比ハ深サが大ナル程減ズルモノニシテH/Bノ比ガ10以上ニ達スレバ壓力ハ最早増加セザルモノト見テ差支ナシ。

(4) 鉛直壓力ニ對スル橫壓力ノ比ハ一般ニ $\frac{1}{3}$ ニシテ水ヲ以テ飽和セラレタル表土及黄色粘土ニ於テハ $\frac{10}{27}$ ナリトス。

(5) 堀割ノ底ニ管ヲ埋メタル後其埋土ノ表面ニ他ノ荷重ガ加ハルトキハ管ガ受クル壓力モ亦之ガ

爲メニ増加スベシ。而シテ其影響ハ其表面荷重ノ長サ(堀割ニ沿ヒタル)ノ長短ニヨリテ異ナルモノナリ。長キ表面荷重ノ爲メニ管ニ加ハル壓力ハ次式ニヨリテ見出スヲ得。

$$W_1 = C_1 \cdot W_t$$

上式ニ於テ W_t ニ堀割ノ單位長サニ於テ埋土ノ表面ニ加ハル荷重、

$W_1 = W_t$ ノ爲メニ管ノ單位長サニ加ハル壓力、

C_1 ニ次表ヨリ求ムベキ係數。

C ₁ ノ近似の値				
H/B	砂及濕氣アル表土	水ニテ飽和サレタル表土	濕氣アル黄色粘土	水ニテ飽和サレタル黄色粘土
0	1.00	1.00	1.00	1.00
0.5	0.85	0.86	0.88	0.89
1.0	0.72	0.75	0.77	0.80
1.5	0.61	0.64	0.67	0.72
2.0	0.52	0.55	0.59	0.61
2.5	0.44	0.48	0.52	0.57
3.0	0.37	0.41	0.45	0.51
4.0	0.27	0.31	0.35	0.41
5.0	0.19	0.23	0.27	0.33
6.0	0.14	0.17	0.20	0.25
8.0	0.07	0.09	0.12	0.17
10.0	0.04	0.05	0.07	0.11

(6) 若シ前項ノ如キ荷重短キ場合例ヘバ路轆(Road Roller)ガ堀割ヲ横ギル場合ニ其荷重ノ爲メニ

管 = 加ハル壓力ハ次式 = ヨリテ求ムベシ。

$$W_2 = C_2 \cdot W_s$$

上式 = 於テ $W_s =$ 堀割ノ單位長サニ於テ埋土ノ表面 = 加ハル壓力、

$W_2 = W_s$ ノ爲メ = 其直下ニアル管ノ單位長サニ作用スル壓力、

$C_2 =$ 次表ヨリ求ムベキ係數。

C_2 ノ 近 似 的 値

$\frac{H}{B}$	砂及濕氣アル表土				水ニテ飽和サレタル表土				濕氣アル黄色粘土				水ニテ飽和サレタル黄色粘土			
	$r_a = \frac{1}{2}r$		$r_a = r$		$r_a = \frac{1}{2}r$		$r_a = r$		$r_a = \frac{1}{2}r$		$r_a = r$		$r_a = \frac{1}{2}r$		$r_a = r$	
	$l =$		$l =$		$l =$		$l =$		$l =$		$l =$		$l =$		$l =$	
	B	$\frac{B}{10}$	B	$\frac{B}{10}$	B	$\frac{B}{10}$	B	$\frac{B}{10}$	B	$\frac{B}{10}$	B	$\frac{B}{10}$	B	$\frac{B}{10}$	B	$\frac{B}{10}$
0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
0.5	0.77	0.32	0.70	0.12	0.78	0.33	0.71	0.13	0.79	0.34	0.72	0.13	0.81	0.34	0.74	
1.0	0.59	0.11	0.49	0.02	0.61	0.11	0.51	0.02	0.63	0.11	0.52	0.02	0.66	0.12	0.55	
1.5	0.46	0.03	0.34	0	0.48	0.04	0.36	0	0.51	0.04	0.38	0	0.54	0.04	0.40	
2.0	0.35	0.01	0.24		0.38	0.01	0.26		0.40	0.01	0.27		0.44	0.01	0.30	
2.5	0.27	0	0.17		0.29	0	0.18		0.32	0	0.20		0.35	0	0.22	
3.0	0.21		0.12		0.23		0.13		0.25		0.14		0.29		0.16	
4.0	0.14		0.06		0.14		0.07		0.16		0.08		0.19		0.09	
5.0	0.07		0.03		0.09		0.02		0.10		0.04		0.13		0.05	
6.0	0.04		0.01		0.05		0.02		0.06		0.02		0.08		0.03	
8.0	0.02		0		0.02		0		0.03		0.01		0.04		0.01	
10.0	0.01				0.01				0.01		0		0.02		0	

上表 = 於テ l ハ 荷重ノ長サ、 r ハ 表面荷重ノ爲メ = 埋土 = 生ズル横壓力(堀割ノ幅ノ方向ノ壓力)ト鉛直壓力トノ比、 r_a ハ 埋土 = 生ズル縦壓力(堀割ノ長

サノ方向ノ壓力)ト鉛直壓力トノ比ナリ。若シ $r_a = 0$ ナラバ C_2 ノ値ハ前項表ノ C_1 ノ値ト等シ。即チ表面荷重ガ長キトキハ其各部分ノ直下ニ於テハ縦壓力ハ相殺スルモノト考フルヲ得ルナリ。

上表使用ニ際シ荷重ノ長サ l ガ B 及 $\frac{B}{10}$ ノ中間ノ値ナレバ挿入法(Interpolation)ニヨリテ C_2 ヲ見出スベシ。例ヘバ埋土ガ濕氣アル黄色粘土ナル場合ニ $\frac{H}{B} = 3$, $r_a = \frac{1}{2}r$, $l = 0.73B$ ナルトキハ上表ニヨリ $l = B$ ナラバ $C_2 = 0.25$, $l = \frac{B}{10}$ ナラバ $C_2 = 0$ ナルヲ以テ此場合ニ於テハ $C_2 = 0.25 \times \frac{0.73 - 0.1}{0.9} = 0.175$ ナリトス。尤モ此表ヲ使用スルニハ r_a ノ値ヲ知ラザルベカラザルモ r_a ノ眞値ヲ知ルコトハ甚ダ困難ナルヲ以テ之ヲ用キテ計算シタル値ハ唯近似的ノモノナリトス(著者曰堀割底ニアル管ノ場合ニハ $r_a = \frac{1}{2}r$ トシ普通ノ盛土ノ底ニアル場合ニハ $r_a = r$ トシテ可ナルベシ)。

(7) 蝸ヲ以テ埋土ヲ攪固ムルトキハ激衝ノ爲メニ埋土ニ壓力ヲ生ズベシ此壓力ハ近似的ニ次式ヨリ計算スルヲ得。

$$P_r = \frac{2W_r \cdot h}{e}$$

P_r = 蛸ノ激衝ノ爲メニ埋土ニ生ズル最大壓力
(蛸ノ面積ト同シ)
(面積ニ於ケル)

W_r = 蛸ノ重量

h = 蛸ノ落下ノ高さ

e = 搗固メノ終リニ於テ蛸ノ一撃ノ爲メニ埋土ガ沈ム深サ

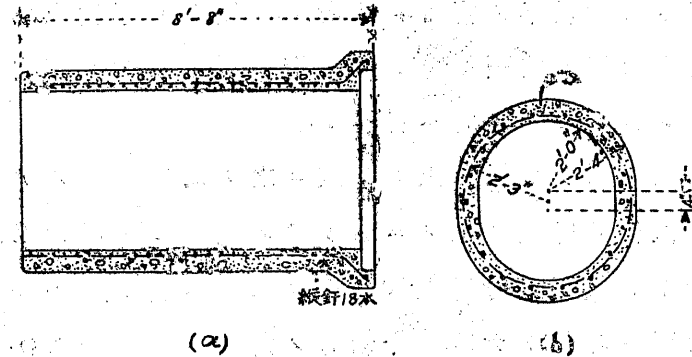
斯ク埋土ニ生ズル壓力ヲ知レバ前項ニ準ジ管ニ及ボス壓力ヲ計算スルヲ得(此計算ニ於テハ $r=r_0$ トスルヲ可トス)

管ガ受クル壓力ハ堀割ノ底ノ情況如何ニヨリテ影響ヲ受クルモノナリ。例ヘバ堀割ノ底ニ縦ニ凸凹アリテ管ガ凸點ノミニテ支ヘラル、傾アルトキハ管ハ桁ノ働ヲナスベク若シ平ラカナル堅盤ニ管ヲ横タフルトキハ管ト盤トノ接觸線ニ沿ヒテ集中荷重ヲ受クルト同様ノ結果ヲ生ズベシ。又埋立ノ方法如何ニヨリテモ壓力ノ大サ並ニ其配布ニ變化ヲ與フルモノナリ。故ニ工事ニ際シテハ此二點ニ充分ノ注意ヲ拂フコトヲ忘ルベカラズ。

177. 管渠 (Pipe Culvert) 鐵筋混凝土管ハ場所詰トナス場合ヲ除キ通常4呎乃至8呎ノ長サニ作ルモノニシテ接合ハ第310圖(a)ニ示スガ如ク挿承接合(Bell and Spigot Joint)トスルヲ普通トス。而シテ鐵

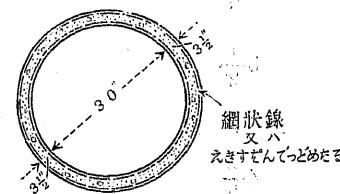
筋ハ通常管ノ上部及下部ニ於テハ内面ニ近ヅケ左右兩側ニ於テハ外面ニ近ク配列スルモノトス。其理由ハ後ニ述ブル如ク此等ノ諸點ニ於ケル彎曲率ノ性質ヨリ明カナリ。上述ノ如ク鐵筋ヲ配置スル場合ニ管ガ圓形ナルトキハ鐵筋ノ曲ゲ方困難ナル

第310圖



ヲ以テ時トシテ第310圖(b)ニ示ス如ク鐵筋ヲ圓形ニ曲ゲ得ル様ニ管ノ斷面ヲ橢圓形トスルコトアリ。又輪狀鐵筋ヲ其位置ニ保持シ且管ガ桁ノ働キヲナスニ備フル爲メ縦ノ鐵筋ヲ加フベキモノトス。又

第311圖



鐵筋トシテ「エキスバンデ、ド、メタル」其他ノ網狀鉄ヲ用フルコトアリ。第311圖ニ示セルハ二重ニ網狀鉄ヲ用キタル一例ナリ

縦鐵筋ハ重ニ經驗上ヨリ其斷面及數量ヲ定ムルモノナレドモ其計算ノ一方法ヲ示セバ次ノ如シ。
 内壓力ニ對シテハ縦鐵筋ヲ輪狀鐵筋ノ内部ニ配列シ外壓力ニ對シテハ其外部ニ配列スルモノナレドモ縦鐵筋ノ計算方法ハ孰レノ場合モ全ク同様ナリ。即チ縦鐵筋間ノ距離ヲ幅トシ輪狀鐵筋間ノ間隔ヲ支間トセル扁平ノ桁トシテ考フ。然ルニ事實上此桁及縦鐵筋ハ連續セルヲ以テ桁ハ兩端ニ於テ固定セラレタルモノト考ヘ得ベシ。

管壁ノ厚サモ經驗上ヨリ重ニ之ヲ定ムルモノナルガ直徑9吋迄ノモノニアリテハ通常 $1\frac{1}{2}$ 吋乃至2吋トシ直徑9吋以上60吋位ノモノニ對シテハ2吋乃至5吋位トナス。今參考ノ爲メ米國「あいあわ」州道路局ニ於テ定メタル標準ヲ示セバ次ノ如シ。

直徑(吋)	管壁ノ厚サ(吋)
15	$2\frac{1}{4}$
18	$2\frac{1}{2}$
24	3
30	$3\frac{1}{2}$
36	4
42	$4\frac{1}{2}$

但シ此標準ハ網狀録ヲ用キテ二重ニ補強シタルモノトス。第311圖ハ其一例ナリ。

今圓管ニ壓力ヲ加フルトキ生ズル彎曲率ヲ拱ノ理論ヨリ出セバ次ノ如シ。

d = 管ノ直徑, p = 單位面積ニ加ハル壓力,

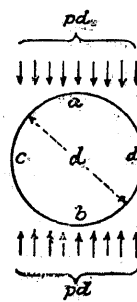
M = 長サ一單位ノ管ニ於ケル彎曲率,

P = 集中荷重.

均等荷重ノ場合

$$M_a = M_b = \frac{1}{16}pd^2; M_c = M_d = -\frac{1}{16}pd^2 \dots \dots \dots (216)$$

第312圖



上式ニ於テ長サノ單位ヲ呎トスレバ $p.d$ ノ代リニ(215)式ガ與フル W ノ値ヲ取ルヲ得。若シ表面荷重アルトキハ相當ノ増加壓力ヲ見込ムベシ。

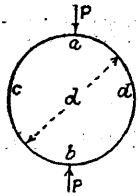
若シ兩側ヨリ一單位面積ニ付 p' ナル橫壓力ガ加ハルトスレバ此壓力ノ爲メニ生ズル彎曲率ハ次ノ如シ。

$$M_a = M_b = -\frac{1}{16}p'd^2; M_c = M_d = \frac{1}{16}p'd^2.$$

故ニ若シ橫壓力ト鉛直壓力トガ等シキトキハ a, b, c, d ナル各點ニ於ケル彎曲率ハ零トナルベシ。然ルニ前節ニ述ベタル如ク橫壓力ハ通常鉛直壓力ノ三分ノ一ナレバ上下及兩側ヨリ壓力ヲ受クル場合

ノ彎曲率ハ次ノ如シ。

第 313 圖



$$M_a = M_b = \frac{1}{24}pd^2; M_c = M_d = -\frac{1}{24}pd^2 \quad (217)$$

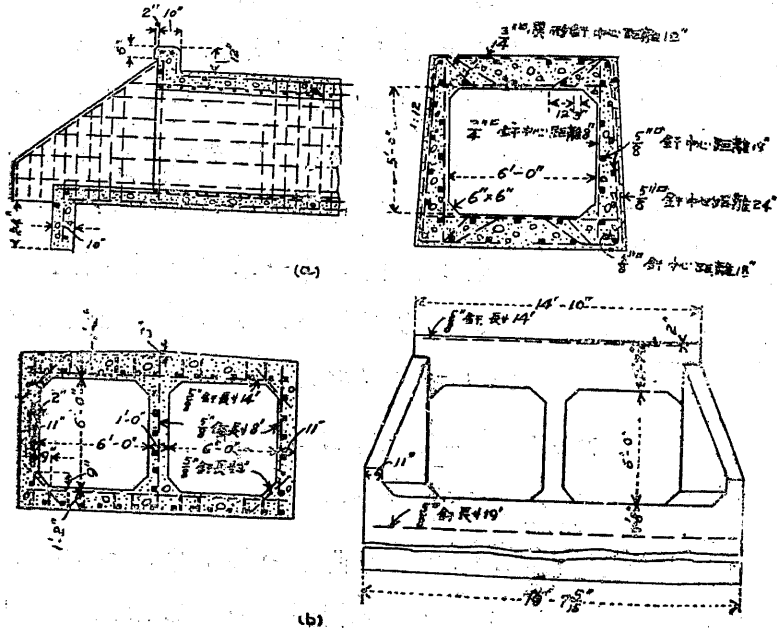
集中荷重ノ場合 第 313 圖ノ如ク

上下ヨリ集中荷重ヲ受クルトキハ

$$\left. \begin{aligned} M_a = M_b &= 0.159Pd \\ M_c = M_d &= -0.091Pd \end{aligned} \right\} \dots (218)$$

178. 矩形暗渠 (Rectangular Culvert) 矩形暗渠ノ構造ニ二様アリ。一ハ第 314 圖 (a) ニ示ス如ク断面ハ

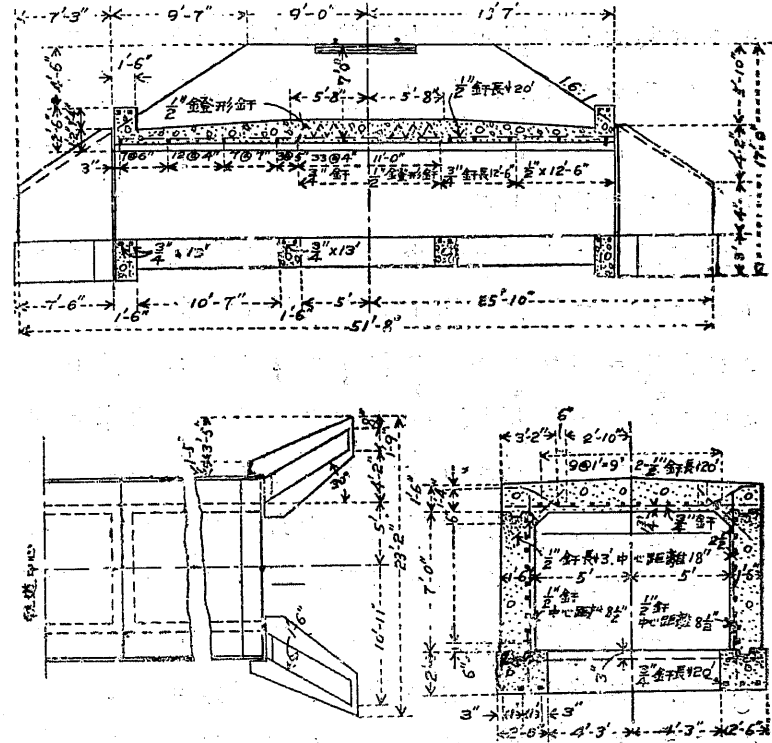
第 314 圖



上下ノ兩版及兩側ノ二壁ヨリ成リ函形ヲナセルモ

ノニシテ之ヲ函暗渠 (Box Culvert) ト謂フ。若シ支間ガ高サノ二倍若シクハ夫以上トナルトキハ (b) 圖ノ如クニツニ區分スルヲ可トス。矩形暗渠ノ他ノ形ハ第 315 圖ニ示ス如ク底版ヲ有セズ側壁ハ各其下

第 315 圖



部ニ脚層ヲ有スルモノナリ。此ノ如キ構造ノ暗渠ヲ稱シテ無底函渠 (Open Box Culvert) ト謂フ。場合ニヨリテハ或間隔毎ニ兩側壁ヲ連結スル桁ヲ用フル

コトアリ或ハ其代リニ薄キ底版ヲ用フルコトアリ.

堀割ヲナシテ作ル小ナル矩形暗渠ニアリテハ上版ニ加ハル荷重ハ管渠ノ場合ト同様ニ考フルヲ得ルモ大ナル暗渠ノ場合ニハ上版上ノ埋土全體ノ重量ヲ以テ荷重トスベキナリ. 盛土ノ下ニ作ル暗渠ナラバ其大小ヲ問ハズ上述後者ノ場合ト同様ニスルヲ安全ナリトス. 斯ク埋土全體ノ重量ヲ荷重ト考フル場合ニハ横壓力ハ埋土ノ重量ノ約四分ノ一ト假定スルヲ常トス.

矩形暗渠ノ上版ハ多少兩端ニ於テ固定セラル、モノナレドモ通常單桁トシテ設計シ兩端ニ於テ負ノ彎曲率ニ備フル鐵筋ヲ加フルモノトス. 然レドモ時トシテハ第 314 圖 (b) ノ如ク全然負彎曲率ニ對スル備ヘヲナサルコトアリ. 尤モ此場合ニハ兩端ニ近キ外面ニ多少ノ罅裂ヲ生ズルヲ免レザルベシ. 底版ハ上版ト同様ニ設計スルヲ常トス. 側壁ノ設計ハ經驗上ヨリ其厚サ及鋼比ヲ定ムルモノナリ. 但シ如何ナル場合ニ於テモ横壓力ニ對シテ充分ノ強サヲ有セシメザルベカラズ. 無底函渠ニ兩側壁ヲ連結スル桁ヲ用フル場合ニハ上壓力ヲ受クル桁トシテ設計シ其幅及間隔ハ地盤ノ支持力ヲ可成均等ナラシムル様定ムベキナリ. 管渠ノトキト

同様ニ必ズ相當ノ縱鐵筋ヲ用キザルベカラズ. 殊ニ地盤惡シキ所ニ於テハ暗渠全體ガ桁ノ働キヲナスノ恐多キヲ以テ注意セザルベカラズ.

矩形暗渠ニ起ル彎曲率ハ次ノ如シ.

I_1 = 單位長サノ上版及ビ底版ノ慣性能率,

I_2 = 單位長サノ側壁ノ慣性能率.

l_2 = 暗渠ノ高サ,

l_1 = 暗渠ノ幅,

均等荷重ノ場合 (第 316 圖 (a)) 上下壓力ノミナル

トキハ

$$\left. \begin{aligned}
 M_a = M_b &= \frac{pl_1^2}{8} \cdot \frac{\frac{1}{3} \frac{l_1}{I_1} + \frac{l_2}{I_2}}{\frac{l_1}{I_1} + \frac{l_2}{I_2}} \\
 M_c = M_d &= M_a - \frac{1}{8} pl_1^2 \\
 M_e &= M_c
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (219)$$

斷面ガ方形ニシテ四周共ニ同ジ厚サナルトキハ $l_1 = l_2 = l, I_1 = I_2.$

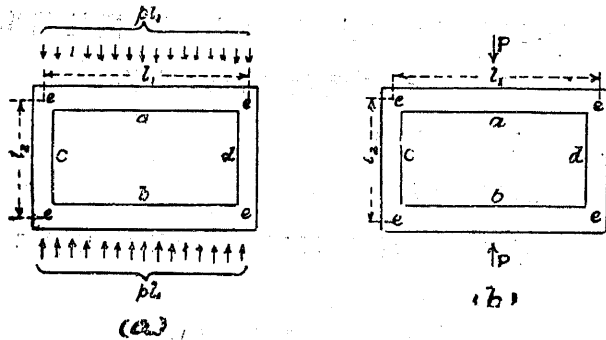
$$M_a = \frac{1}{12} pl^2, \quad M_c = -\frac{1}{24} pl^2 \dots\dots\dots (220)$$

若シ前同様ノ方形ニシテ上下及兩側ヨリ相等シキ壓力ヲ受クルトキハ

$$M_a = M_c = \frac{1}{24} pl^2, \quad M_e = -\frac{1}{12} pl^2 \dots\dots\dots (221)$$

即チ兩固定端ヲ有スル桁ノ場合ト同様ナリトス。
 集中荷重ノ場合(第316圖(b)) 集中荷重ガ上下ノ
 中央ニ加ハルトキハ

第316圖



$$M_a = M_b = \frac{Pl_1}{4} \cdot \frac{\frac{1}{2} \frac{l_1 + l_2}{I_1 + I_2}}{\frac{l_1 + l_2}{I_1 + I_2}} \dots (222)$$

$$M_c = M_a = M_b - \frac{1}{4} Pl_1$$

$$M_e = M_c$$

方形ニシテ同ジ厚サノトキハ

$$M_a = \frac{3}{16} Pl_1, \quad M_c = -\frac{1}{16} Pl_1 \dots (223)$$

此方形ノモノガ上下及兩側ヨリ等シキ壓力ヲ受ク
 ルトキハ

$$M_a = M_c = \frac{1}{8} Pl_1, \quad M_e = -\frac{1}{8} Pl_1 \dots (224)$$

即チ兩固定端ヲ有スル桁ノ場合ト同様ナリ。

第八章 鐵筋混凝土桁ノ撓度

(Deflection of Reinforced Concrete Beam)

179. 總說 鐵筋混凝土桁ノ撓度ヲ精確ニ計算スルコトハ甚ダ困難ナルガ今茲ニ述ベントスルハ米國「ラウスコンシン」大學「ターナー」教授 (Prof. F. E. Turneaure) 及「マウラー」教授 (Prof. E. R. Maurer) 共著ノ鐵筋混凝土工ニ於テ發表セシ公式ナリトス。此公式ニ於テハ後ニ述ブル如ク幾多ノ假定ヲ含ミ居ルト雖モ之ニヨリテ計算シタル値ハ實驗ノ結果ト善ク符合スルモノナリ。此公式ハ普通ノ桁ノ撓度公式ヲ次ノ假定ニ基キテ修正シタルモノトス。

(1) 公式ヲ出スニ用フル断面ノ高サ d ハ彎曲公式ノトキト同様ニ桁ノ上表面ヨリ水平鐵筋ノ軸迄ノ距離トス。

(2) 混凝土ハ壓力並ニ張力ニ堪ヘルモノニシテ兩應力共ニ直線ニヨリテ其配布ノ變化ヲ表ハサルモノトス。

(3) 混凝土ノ彈性係數ハ作用抗壓強度ニ達スル迄ノ平均トス。

(4) 断面ノ慣性能率ハ桁ノ中央ノモノタルコト。

第一ノ假定ニ就テ考フルニ鐵筋混凝土桁ハ安全荷重ノ下ニ於テモ最大彎曲率ノ起ル断面附近ニ於テハ多少ノ罅裂ヲ生ズルヲ免レザレドモ撓度ハ總テノ断面ニ於ケル應力ノ影響ヲ受クルモノニシテ且罅裂ヲ生ズル断面ハ比較的其數多カラザレバ罅裂ガ撓度ニ及ボス影響ハ大ナラズ。故ニ罅裂ハ總テ水平鐵筋以下ニ起リ其上部ニ及バザルモノト見做シテ第一ノ假定ヲナスモノナリ。

第二及第三ノ假定ヲナセルハ普通ノ桁ノ撓度公式ニ於テハ桁材ハフック氏法則ニ從ヒ且應張力及應壓力ニ對スル彈性係數ハ共ニ等シトスルニ準ジタルニ過ギザルナリ。然レドモ混凝土ニ對シ第二ノ如キ假定ヲナスハ甚ダ不合理タルヲ免レザレバ唯計算ヲ簡單ナラシムルモノト考フベシトス。又應力が極ク小ナルトキハ混凝土ノ應張力及應壓力ニ對スル彈性係數ハ殆ンド相等シキモ撓度公式ニ此係數ヲ用ヒ得ザルヤ明カナレバ荷重ヲ加フル初期ヨリ作用抗壓強度ニ達スル迄ノ平均係數ヲ取ルノ外ナシ。此假定ニ於テ應壓力ニ對スル係數ノミ考ヘ應張力ニ對スルモノヲ無視スルハ鐵筋混凝土桁ニ於テハ已ムヲ得ザル事ナリトス。又上述ノ如ク

平均係數ヲ取ルハ撓度ハ唯最大應力ノミノ影響ヲ受クルニアラズシテ總テノ纖維ノ伸縮ニ關係ヲ有スルガ故ナリ。

普通ノ桁ノ撓度公式ハ桁ノ断面ノ慣性能率ガ皆相等シキ場合ナルガ鐵筋混凝土桁ニ於テハ腹鐵筋アルガ爲メニ各断面ノ慣性能率相等シカラザルナリ。然ルニ單桁ノ最大撓度ノ80%以上ハ支間ノ中央半分ニヨリテ支配セラルハモノニシテ鐵筋混凝土桁ニアリテハ通常中央半分位(少ナクトモ中央三分ノ一)ハ鋼ノ量一定シ從ツテ慣性能率不變ナルモノナレバ其他ノ部分ニ於ケル断面ハ慣性能率ニ變化アリトモ撓度ニ大ナル影響ナカルベシ故ニ第四ノ假定ハ餘リ不合理ニアラザルベシ。

撓度ノ計算ニ用フル記號ヲ次ノ如ク定ム但シ既ニ前出ノモノハ之ヲ掲ゲス。

n = 鋼ノ彈性係數ト假定第三ノ如クシテ定

メタル混凝土ノ彈性係數トノ比(通常8

乃至10),

f_c, f_s = 混凝土及鋼ニ於ケル最大應力,

y = 最大撓度,

c = 普通ノ桁ノ撓度公式ニ於ケル常數。

$$y = c \cdot \frac{Wl^3}{EI}$$

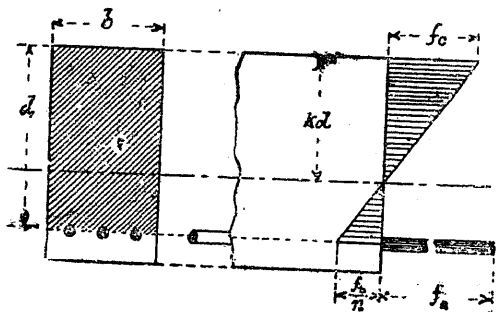
cノ値ハ桁ノ兩端ノ状態並ニ荷重ノ如何ニヨリテ變ズルモノニシテ材料力學ニ於テ種々ノ場合ヲ計算セリ。今其二三ヲ再掲スレバ次ノ如シ。

中央ニ集中荷重Wヲ受ケタル單桁.....	$\frac{1}{48}$
等布荷重Wヲ受ケタル單桁.....	$\frac{5}{384}$
中央ニ集中荷重ヲ受ケタル兩端固定桁...	$\frac{1}{192}$
等布荷重ヲ受ケタル兩端固定桁.....	$\frac{1}{384}$

180. 矩形斷面桁ノ撓度 桁ノ一斷面ニ於ケル全應張力ト全應壓力トハ相等シキ筈ナルニヨリ

$$\frac{1}{2} \frac{f_s}{n} b(d - kd) + f_s a_s = \frac{1}{2} f_c b \cdot kd$$

第 317 圖



然ルニ
$$\frac{f_s}{n} = f_c \frac{1-k}{k}$$

$$a_s = p \cdot bd$$

此二ノ値ヲ前式ニ代入スレバ

$$k = \frac{1 + 2np}{2 + 2np} \dots \dots \dots (225)$$

中立軸ニ對スル或斷面ノ慣性能率ハ應壓力ヲ受クル混凝土ノ面積應張力ヲ受クル同材料ノ面積及ビ鋼ノ斷面積ヲ混凝土ニ直シタルモノ即チ $n a_s$ ノ慣性能率ノ和ナリ。即チ

$$I_c = \frac{1}{3} b k^3 d^3 + \frac{1}{3} b (1-k)^3 d^3 + n a_s (1-k)^2 d^3$$

$$= \frac{1}{3} [k^3 + (1-k)^3 + 3np(1-k)^2] b d^3 \dots \dots \dots (226)$$

$$= \alpha \cdot b d^3$$

上式ニ於テ

$$\alpha = \frac{1}{3} [k^3 + (1-k)^3 + 3np(1-k)^2] \dots \dots \dots (227)$$

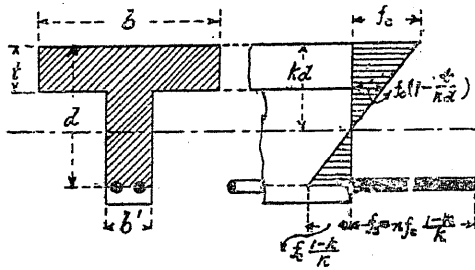
普通ノ桁ノ撓度公式中ニ於テ I 及 E ノ代リニ I_c 及 E_c ヲ入ルレバ鐵筋混凝土桁ノ撓度公式ヲ得ベシ。

$$y = c \cdot \frac{Wl^3}{E_c I_c} = \frac{c}{E_c} \cdot \frac{Wl^3}{bd^3} \cdot \frac{n}{\alpha} \dots \dots \dots (228)$$

上式ノ適用ニ就テハ卷末補遺Vヲ見ヨ。

181. 丁形桁ノ撓度 第179節第二ノ假定ニヨリ

第 318 圖



テ混凝土ノ應張力モ考ニ入ル、ニヨリ中立軸ハ通常桁ノ腹ニアルベシ。今此場合ニ就テ論ゼン。

一断面ノ全應張力 T ト全應壓力 C トハ相等シク此等ノ値ハ各次ノ如シ。

$$T = b'(1-k)d \cdot \frac{1}{2} f_c \frac{1-k}{k} + pbd \cdot n f_c \frac{1-k}{k}$$

$$C = bt \cdot \frac{1}{2} \left[f_c + f_c \left(1 - \frac{t}{kd} \right) \right] + b'(kd-t) \cdot \frac{1}{2} f_c \left(1 - \frac{t}{kd} \right)$$

此二式ヲ等値トシ次式ヲ得。

$$k = \frac{np + \frac{1}{2} \left[\frac{b'}{b} - \frac{b'}{b} \left(\frac{t}{d} \right)^2 + \left(\frac{t}{d} \right)^3 \right]}{np + \frac{b'}{b} - \frac{b'}{b} \frac{t}{d} + \frac{t}{d}} \dots\dots(229)$$

前節同様ニ鋼ノ断面ヲ n 倍シ慣性能率ヲ求ムレ

$$I_c = \frac{1}{3} \left[k^3 - \left(1 - \frac{b'}{b} \right) \left(k - \frac{t}{d} \right)^3 + \frac{b'}{b} (1-k)^3 + 3pn(1-k)^2 \right] bd^3 \dots\dots(230)$$

$$I_c = \beta \cdot bd^3$$

上式ニ於テ β ハ次ノ如シ

$$\beta = \frac{1}{3} \left[k^3 - \left(1 - \frac{b'}{b} \right) \left(k - \frac{t}{d} \right)^3 + \frac{b'}{b} (1-k)^3 + 3pn(1-k)^2 \right] \dots\dots(231)$$

$$\therefore y = \frac{c}{E_s} \cdot \frac{Wl^3}{bd^3} \cdot \frac{n}{\beta} \dots\dots(232)$$

第九章 彎曲應力及直應力

(Flexure Stress and Direct Stress)

182. 核心ノ計算 (Calculation of Core or Kern) 第四篇材料力學第二章第13節及第六章第37乃至40節ニ述ベタル如ク齊等質ノ抗壓材ガ偏心荷重ヲ受クルカ又ハ水平ナル桁ガ鉛直荷重ト同時ニ長サノ方向ニ壓力或ハ張力ヲ受クル場合ニ於テハ或断面ニ於ケル應力ハ彎曲應力ト直應力トノ合成ナリトス。而シテ此場合ニ於テハ其断面ノ合成應力ノ働線ハ其断面ノ中心ヲ通過セズ。換言スレバ其断面ニ働ク合成外力ノ働線ハ其中心ヨリ或距離ヲ有スベシ。此距離ガ即チ偏心距ナリトス。若シ合成外力ノ働線ガ偏心距ノ限界範圍即チ核心内ニアルトキハ其断面ハ同性ノ應力ノミトナリ其外ニアルトキハ異性ノ應力ヲ生ズベシ。鐵筋混凝土材ノ場合ニ於テモ亦同様ニシテ材料力學第六章第40節ニ準ジ核心

ヲ見出スコトヲ得ベシ。即チ同節ノ(60)式ニヨリ

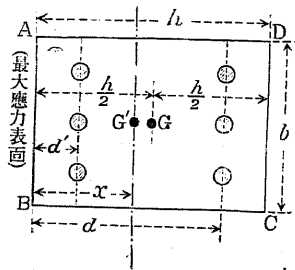
$$\text{單位應力} = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{Z} \dots\dots\dots(a)$$

Pハ合成外力ノ垂直分力ニシテZハ其斷面ノ斷面係數ナリ。若シeヲ偏心距トスレバ $M = P \cdot e$ ナルニ因リ偏心距ノ限界 e_1 ハ次式ヨリ見出スヲ得。

$$e_1 = \frac{Z}{A} \dots\dots\dots(b)$$

矩形斷面ニ就テ考フルニ第319圖ニ於テ斷面係數ヲ定ムル爲メニ先ヅ其斷面中ノ鋼ノ面積ヲ混凝土ノ面積ニ換算シテ變換斷面積(Transformed Area)ヲ見出サハルベカラズ。

第319圖



a_s' = 應力最大ナル混凝土表面ニ近キ鐵筋ノ面積,

d' = 同上表面ヨリ鐵筋ノ中心迄ノ距離,

$a_s = a_s'$ ナル面積ノ鐵筋ト反對側ニアル鐵筋ノ面積,

d = 最大應力表面ヨリ a_s ナル面積ノ鐵筋迄ノ距離,

p' = 鐵筋 a_s' ノ鋼比即チ $\frac{a_s'}{bh}$,

p = 鐵筋 a_s ノ鋼比即チ $\frac{a_s}{bh}$,

x = 變換斷面ノ中心ヨリ最大應力表面迄ノ距離

A_t = 變換斷面ノ面積,

I_t = 變換斷面ノ中心ヲ通リ h = 直角ナル軸ニ對スル變換斷面ノ慣性能率,

I_c = 同上軸ニ對スル bh ナル斷面ノ慣性能率,

I_s = 同上軸ニ對スル鐵筋ノ面積即チ a_s' 及 a_s ノ慣性能率.

第319圖ニ於テGハ bh ナル斷面ノ中心トシG'ヲ變換斷面ノ中心トスレバ

$$A = bh + n(a_s + a_s'), \quad I_t = I_c + nI_s \dots\dots\dots(233)$$

ABナル邊ヲ軸トシテ變換斷面ノ面率ヲ求ムレバ

$$bh \cdot \frac{h}{2} + na_s \cdot d + na_s' \cdot d' = A_t \cdot x,$$

$$\frac{bh^2}{2} + n(a_s d + a_s' d') = \{bh + n(a_s + a_s')\} \cdot x,$$

$$\therefore x = \frac{\frac{bh^2}{2} + n(a_s d + a_s' d')}{bh + n(a_s + a_s')} \dots\dots\dots(234)$$

右側ノ分子及分母ヲ bh ニテ除スレバ

$$x = \frac{\frac{h}{2} + npd + np'd'}{1 + np + np'} \dots\dots\dots(234a)$$

$$\left. \begin{aligned} I_c &= \frac{1}{3} b \{x^3 + (h-x)^3\} \\ I_s &= a_s (d-x)^2 + a_s' (x-d')^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(235)$$

故 = 混凝土ノ最大應力及反對側ノ應力ヲ求ムル爲メノ斷面係數 Z' 及 Z 次ノ如シ

$$\left. \begin{aligned} Z' &= \frac{I_t}{x} = \frac{I_c + nI_s}{x} \\ Z &= \frac{I_t}{h-x} = \frac{I_c + nI_s}{h-x} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (236)$$

故 = 偏心距ノ限界ハ次ノ如シ

$$e_1' = \frac{Z}{A_t}, \quad e_1 = \frac{Z'}{A_t} \dots\dots\dots (237)$$

上式 = 於テ e_1' ハ第 319 圖左側 = 於ケル偏心距ノ限界, e_1 ハ右側 = 於ケル限界ヲ表ハス其理由ハ (b) 式ヨリ明カナリ.

若シ全斷面及鐵筋斷面共 = 對稱ナルトキハ

$$a_s = a_s', \quad d' = h - d \quad \text{ナルニヨリ}$$

$$A_t = b \cdot h + 2na_s$$

$$x = \frac{h}{2}$$

$$I_t = \frac{1}{12}bh^3 + bh^3 + 2na_s \left(\frac{1}{2}h - d' \right)^2$$

$$\therefore e_1 = e_1' = \frac{Z}{A_t} = \frac{\frac{1}{12}bh^3 + 2na_s \left(\frac{1}{2}h - d' \right)^2}{\frac{h}{2} \cdot (bh + 2na_s)}$$

$$= \frac{\frac{1}{12}h^2 + 2np \left(\frac{1}{2}h - d' \right)^2}{\frac{h}{2}(1 + 2np)}$$

若シ此場合 = 於テ $a_s = a_s' = 0$ 即チ全然鐵筋ナキモノトスレバ $e_1 = \frac{1}{6}h$ トナル. 即チ材料力學第六章第 40 節 = 見出シタル値ト符合ス.

$a_s = 0$ 又ハ $a_s' = 0$ ナルトキ即チ鐵筋ガ唯一側ニノミアル場合モ亦同様ニシテ一般公式ヨリ e_1 ノ値ヲ見出スヲ得ベシ.

彎曲應力及直應力ヲ受クル部材 = 於テハ先ヅ上述ノ公式ヨリ核心ヲ見出シ合成外力ガ此核心ノ内ニアルカ又ハ外ニアルカヲ知り第 183 節若シクハ第 184 節ノ公式ヲ適用スベシ.

183. 斷面ノ應力及應壓力ノミナルトキ 此場合ハ合成外力ガ壓力ニシテ其働線ガ核心内ニアルトキナリトス.

今 f_c', f_s' = 混凝土及鐵筋 = 於ケル最大單位應壓力,

f_c, f_s = 混凝土及鐵筋 = 於ケル最小單位應壓力,

P = 合成外力ノ垂直分力

トスレバ

$$\frac{P}{A_t} = \text{混凝土ガ受クル單位直應壓力,}$$

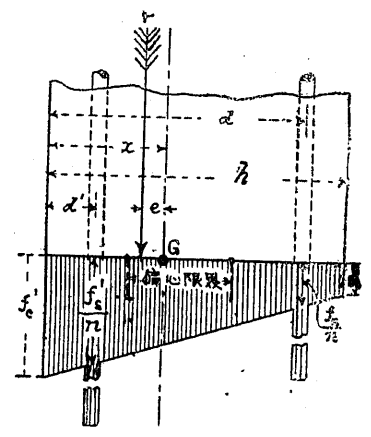
$$\frac{M \cdot x}{I_t} = \text{混凝土ノ最大應力面 = 於ケル單位彎曲應力,}$$

$\frac{M(h-x)}{I_t}$ = 混凝土ノ最小應力面ニ於ケル單位彎曲應力,

$\frac{M(x-d')}{I_t}$ = 最大應壓力ヲ受クル鐵筋ニ接シタル混凝土ガ受クル單位彎曲應力,

$\frac{M(d-x)}{I_t}$ = 最小應壓力ヲ受クル鐵筋ニ接シタル混凝土ガ受クル單位彎曲應力,

第 320 圖



$$\therefore f_c' = \frac{P}{A_t} + \frac{Mx}{I_t} \dots \dots \dots (238)$$

$$f_s' = n \left\{ \frac{P}{A_t} + \frac{M(x-d')}{I_t} \right\} \dots \dots \dots (239)$$

$$f_c = \frac{P}{A_t} - \frac{M(h-x)}{I_t} \dots \dots \dots (240)$$

$$f_s = n \left\{ \frac{P}{A_t} - \frac{M(d-x)}{I_t} \right\} \dots \dots \dots (241)$$

若シ外力 P ガ偏心距限界ニ働クトキハ混凝土ノ最小應力 $f_c = 0$ トナル。即チ (240) 式ヨリ

$$\frac{P}{A_t} = \frac{M(h-x)}{I_t}$$

此 $\frac{P}{A_t}$ ノ値ヲ (238), (239), (241) 式ニ代入スレバ

$$f_c' = \frac{Mx}{I_t}$$

$$f_s' = n \cdot \frac{M(h-d')}{I_t} = n f_c' \cdot \frac{h-d'}{h}$$

$$f_c = n \cdot \frac{M(h-d)}{I_t} = n f_c' \cdot \frac{h-d}{h}$$

184. 断面ニ應壓力及應張力ガ作用スル場合

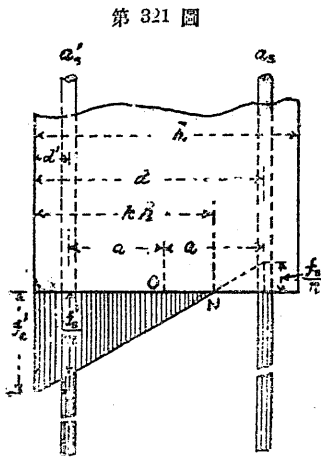
前述ノ如ク合成外力ノ働線ガ核心外ニ在ルトキハ断面ニハ應壓力ノ外ニ應張力ガ作用スベシ。此場合ニ考フベキ二ツノ場合アリ。

(1) 若シ混凝土ニ於ケル應張力ガ小ニシテ其作用強度以内ナランニハ此應張力モ計算中ニ加ヘザルベカラズ。此場合ニハ前節ト全ク同様ニ取扱フヲ得。即チ (240) 式ニヨリ應張力 f_c ハ次ノ如シ。

$$f_c = \frac{M(h-x)}{I_t} - \frac{P}{A_t} \dots \dots \dots (242)$$

f_c ノ値ハ (241) 式ニヨリ之ヲ求ムルヲ得ベク而シテ若シ其値ガ正ナラバ應壓力ニテ若シ負ナラバ應張力ナリトス。

(2) 若シ混凝土ノ應張力ガ其作用強度ヨリ大ナルトキハ之ヲ計算ヨリ除外スルヲ可トス。此場合



第 321 圖

ニハ變換斷面ヲ用ヒズシテ彎曲公式ヲ出シタルト同様ノ方法ニヨルヲ簡便ナリトス。第 321 圖ニ於テ 0 ハ兩鐵筋間ノ中央點ニシテ N ハ應力零ナル點ナリトス。然ラバ圖上ヨリ容易ニ次式ヲ得ベシ。

$$f_s = n f_c' \left(\frac{d}{kh} - 1 \right) \dots (243)$$

$$f_s' = n f_c' \left(1 - \frac{d'}{kh} \right) \dots (244)$$

應力ノ代數和ハ合成外力ノ鉛直分力 P ニ等シキ故ニ b ヲ部材ノ幅トスレバ

$$P = \frac{1}{2} f_c' b k h + f_s' a_s' - f_s a_s \dots (245)$$

又斷面ノ或一點ヲ通過シ紙面ニ垂直ナル軸ニ對スル應力ノ力率ノ代數和即チ抵抗力率ハ外力ノ力率 M ニ等シ。今便宜上 0 ヲ應力率ノ原點トスレバ

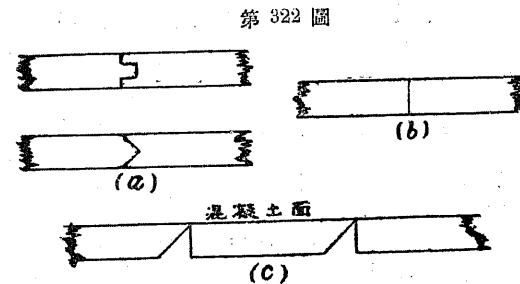
$$\frac{1}{2} f_c' b k h \left(\frac{h}{2} - \frac{kh}{3} \right) + f_s' a_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right) + f_s a_s \left(d - \frac{h}{2} \right) = M \dots (246)$$

以上ノ四式ヨリ k, f_c', f_s' 及 f_s ナル四ツノ値ヲ見

出スコトヲ得ベシ。前節ノ場合ニモ同様ノ方法ニテ解法ヲナスヲ得。(卷末補遺 VI ヲ見ヨ)

第 十 章 型 (Forms)

185. 總說 一般ニ型ニ用フル木材ハ型ヲ取外シタル後混凝土面ガ不規則トナラザル様仕上ゲザルベカラズ。殊ニ直接混凝土ニ接觸スル堰板ノ内面ノ如キハ入念ニ之ヲ削上グルヲ要ス。又總テノ繼目ヲ水密ニシ漏水ヲ防ガザルベカラズ。若シ漏水スルトキハ其部分ノ「セメント」ガ流失シテ混凝土面ガ砂又ハ砂利ノミトナル恐アリ。型ニ用フル堰板ハ場合ニヨリテ第 322 圖 (a) ニ示スガ如キ精巧ナル接合トナスコトアルモ多クハ (b) 圖ノ如キ衝頭接合



第 322 圖

トナシ唯其仕上ゲニ特別ノ注意ヲ拂フモノトス又板ガ充分ニ乾燥セルモノナルト

キハ混凝土ヲ詰メル場合ニ濕氣ノ爲メ板ガ膨脹シ從ツテ型ガ變形スルノ恐アレバ (c) 圖ノ如ク板ノ

一端ヲ斜ニ切缺キ置クモ好計畫タルヲ失ハザルベシ。

型用木材ノ大サハ型ノ形如何ニヨリテ差異ヲ生ズルモノナレバ一概ニ之ヲ述ブルヲ得ザレドモ次ニ擧グル仕上ゲノ寸法ハ木材選擇ノ參考トスルニ足ルベシ。

二呎毎ニ支持セラル、堰板.....7/8吋(厚サ)

四呎毎ニ支持セラル、堰板.....2吋(厚サ)

中心間距離二呎乃至三呎ノ堅材及

小桁.....2吋×4吋—2吋×6吋

中心間距離五呎内外ノ堅材及小桁.....3吋×8吋

中心間距離六呎乃至八呎ノ堅材及

小桁.....4吋×10吋

混凝土桁用型ノ底板..... $\frac{1}{2}$ 吋—2吋(厚サ)

型ノ費用ハ鐵筋混凝土工ノ費用ニ大關係ヲ有スルモノニシテ時トシテハ總工費ノ五分乃至三割ニ達スルコトアルモノナレバ型ノ設計ヲナスニ當リテハ充分注意シテ費用ヲ節スル様勉メザルベカラズ。型ノ要件トシテハ成ルベク簡單ニシテ堅牢ニ決シテ變形スルコトナク且各材ハ其負擔スベキ荷重ニ對シテ充分ノ強サヲ有セザルベカラズ又型ハ之ヲ取外ス際容易ニ作業スルヲ得混凝土ニ被害ヲ

生ゼザル様ノモノタルヲ要ス。

同一型ヲ繰返シ幾回モ之ヲ用キ得ル様ニセバ型ノ費用ヲ減ジ從ツテ總工費ヲ節シ得ルモノナレバ唯僅カノ混凝土ヲ節約スル爲メニ特別ノ型ヲ用フルガ如キハ之ヲ避ケザルベカラズ。鐵筋混凝土工事ノ大ナルモノハ小ナル工事ヨリ費用割合ニ少ナキハ同一型ヲ利用シ得ルニ基因スルコト少ナカラズ。

堰板ノ面ヲ如何ニ善ク削リ置クトモ混凝土ガ之ニ固着シテ型取外シノ際困難スルモノナリ。之ヲ防グニ種々ノ方法アリ。帆木綿類ヲ堰板ノ内面ニ張ルコトアリ又上等ノ仕上ゲヲ要スル場合ニハ鍍力或ハ亞鉛鍍ヲ張ルコトアリ。然レドモ最モ普通ナル方法ハ重油、獸脂又ハ石鹼ヲ塗ルニアリ。就中普通ノ軟石鹼ハ其使用便ナルノミナラズ混凝土ノ表面ヲ害セズ又其強度ヲ減ゼザルヲ以テ用キラル、コト最モ多シ。

186. 型ノ取外シ (Removal of Forms) 混凝土ヲ詰メタル後幾日ヲ經過シテ型ヲ取外スベキカハ氣候ノ寒暖部材ノ種類、其部材ガ受クル荷重ノ如何等ニ關係ヲ有スルモノナリ。

前篇ニ述ベタル如ク氣候ハ混凝土ノ硬化ニ大ナ

ル影響ヲ有スルモノニシテ暖氣ナル程硬化ヲ速カニシ寒冷ナル程之ヲ遅延セシムルモノナリ。從ツテ型ヲ取外ヅス迄ノ時日モ暖氣ナルトキハ寒冷ナルトキヨリ短カクシテ可ナルベシ。

桁ノ働キヲナスモノハ柱又ハ壁ヨリ長キ時日ノ經過ヲ要スルモノナリ。故ニ型ノ設計ニ際シテハ柱又ハ壁ノ型ヲ取外シテモ之ニ接續セル桁ノ型ニ何等ノ支障ヲ生ゼザル様注意セザルベカラズ。又同一桁ニアリテモ其兩側ノ堰板ハ割合ニ早ク取外シ得レドモ底板ノ取外シハ兩側堰板ニ比シ二倍位ノ時日經過後ナルヲ可トス。

靜荷重ガ動荷重ニ比シ大ナルトキハ其割合ニ時日ノ經過ヲ要スルモノナリ。例ハバ突出セル蛇腹ガ受クル荷重ハ殆ンド自己重量ノミナレバ他ノ何レノ部材ヨリ長キ時日ノ經過ヲ要スルガ如シ。同様ノ理由ニヨリ支間ノ長キ桁ハ短キ桁ヨリ屋根ハ床版ヨリ、家屋ノ上階ノ柱ハ下階ノ柱ヨリ長キ時日ヲ經過セシムルヲ要スルナリ。

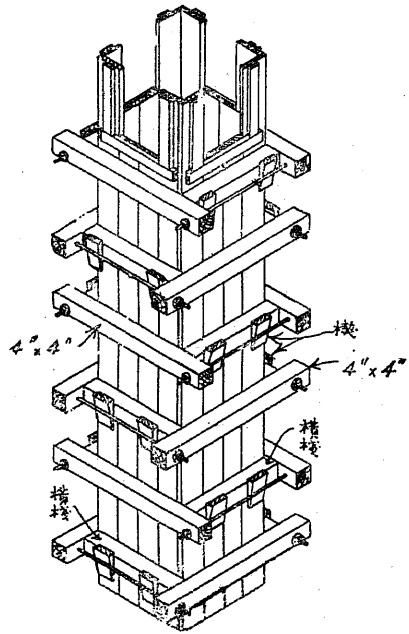
大ナル工事ニ於テハ日々用キタル混凝土ニテ立方體ヲ作り置キ建造物ト同一條件ノ下ニ戶外ニテ硬化セシメ型ヲ取外サントスルトキ其立方體ヲ材料試験機ニテ壓搾シ其硬化ノ程度ヲ驗シ見ルコト

アリ。又自己ノ經驗ニ基キ型取外シニ關スル規則ヲ定ムルモノ少ナカラザルガ此等ノ規則タル元ヨリ近似的ニ概要ヲ示スニ止マルモノナレバ實際ニ當リテ之ヲ適用セントスルニハ技倆ト經驗トニ依リテ適當ノ判斷ヲ下サルベカラズ。今參考ノ爲メテ²ら³氏及とむそん氏ガ其著書ニ掲ゲタル規則ヲ擧グレバ次ノ如シ。

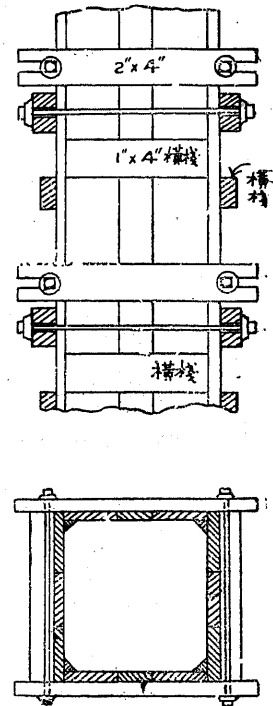
- (a) 厚キ壁 一日乃至三日後、或ハ母指ニテ押シテモ痕跡ヲ留メザルニ至ルトキ。
- (b) 薄キ壁 夏日ハ二日後、冬日ハ五日後。
- (c) 柱 夏ハ二日後、冬ハ四日後、尤モ柱ニ接續セル桁ガ各自ニ支ヘラレ居ラザルベカラズ。
- (d) 桁ノ側面及支間七呎以下ノ床版 夏ハ六日後、冬ハ二週間後。
- (e) 支間長キ床版及桁ノ底 夏ハ十日若クハ二週間後、冬ハ三週間乃至一ヶ月後。

187. 柱型(Mould for Column) 柱ノ型ニ種々ノ形アレドモ要スルニ直接混凝土面ニ觸ルベキ組板ト之ヲ締付ケテ所要ノ大サノ中空筒トナスベキ横枠トヨリ成ル。組板ハ堅材ニ水平板ヲ打附ケタルモノアレドモ最モ普通ナルハ第323圖及324圖ノ如ク堰板ヲ堅ニ用キ横棧ヲ打附ケタルモノナリ又此堅堰

第 323 圖



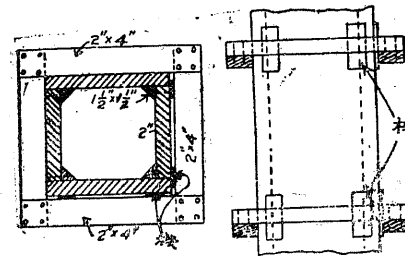
第 324 圖



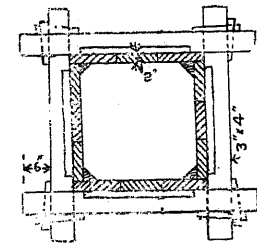
板ハ第 325 圖ノ如ク唯一枚ノ板ヲ用フルコトアリ
 スクスレバ混凝土面ニ板ノ繼目ヲ印スルコトナク
 極メテ良好ナル結果ヲ得ベキモ材料上上品ニアラ
 ザレバ變形スルノ恐アリ。組板ノ各隅ニハ第 325 圖
 及第 326 圖ニ示ス如ク三角形ノ隅材ヲ用フ是レ型
 取外シノ際柱ヲ破損スル恐ヲ少ナクシ且ツ外觀ヲ
 美ナラシムルガ爲ナリ。

横枓ハ混凝土ノ壓力ノ爲メニ組板ガ張出サント
 スルニ抵抗シ且ツ組立テ及取外シガ容易ナルヲ要
 ス。第 323 圖及第 325 圖ニ於テハ組板ト横枓トノ間
 ニ楔ヲ打チタル例ヲ示セルガ第 326 圖ハ横枓ノ各

第 325 圖



第 325 圖

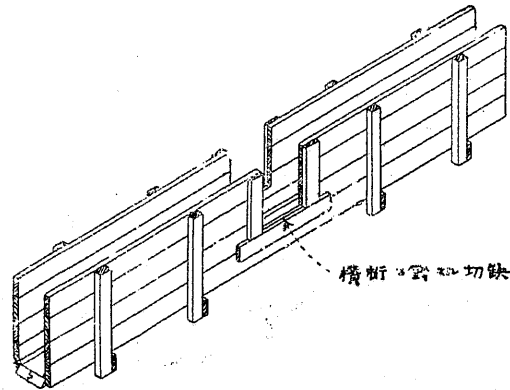


組合セ目ニ二本宛ノ楔ヲ用キタル例ヲ示ス。横枓
 ニ丸太ヲ用キテ此方法ノ楔止メヲナセバ至リテ簡
 易ニシテ良結果ヲ得ベキナリ。

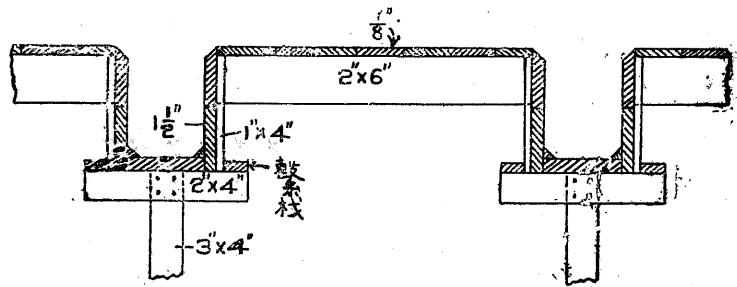
柱ノ築造ニ當リ特別ニ混凝土ヲ搗固ムルノ必要
 アルトキハ先ヅ型ノ三方ノ組板ノミヲ組立テ他ノ
 一方ハ混凝土ヲ詰ムルニ從ヒ横板ヲ打附クルコト
 アリ。

188. 桁及床版型 (Forms for Beam and Slab) 桁型ハ
 兩側板及底板ノ三部分ヨリ成ルモノニシテ第 327 圖
 ハ標準的ノ構造ヲ示スモノナリ。柱ノ場合ト同様
 ニ桁型ノ底ニハ第 328 圖ニ示ス如ク其兩隅ニ三角

第 327 圖



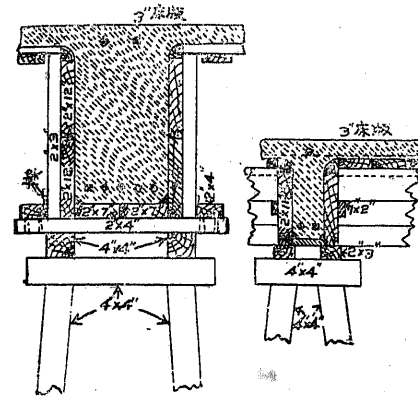
第 328 圖



形ノ隅材ヲ用キ又其上端ニ於テモ床版ト接合スル部分ノ堰板ノ上端ヲ斜ニ切り置クカ又ハ第 329 圖ニ示ス如ク丸味ヲ有スル三角材ヲ上端ニ打附ケ置クモノトス。

桁型ハ適當ナル間隔毎ニ支柱ヲ以テ之ヲ支フルヲ要ス其簡單ナル構造ハ第 328 圖及第 330 圖ニ示スガ如ク腕木ヲ用キ一本ノ柱ニテ支フルニアリ。若

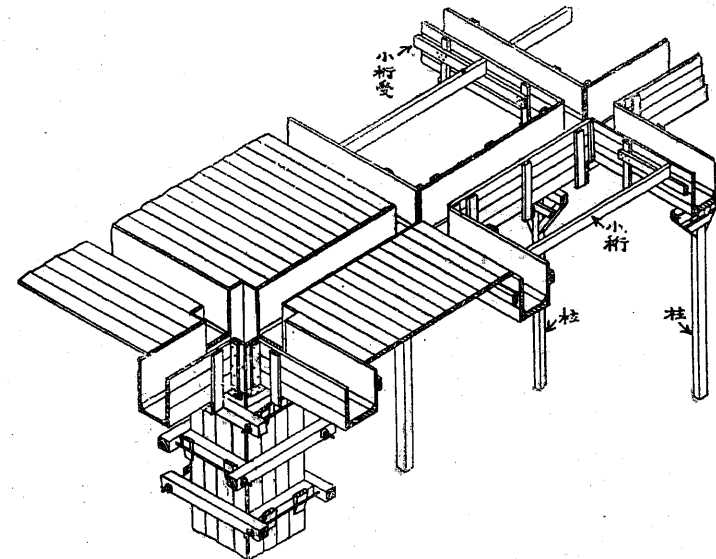
第 329 圖



シ桁ガ大ナルトキハ第 329 圖ニ示スガ如キ脚架ヲ用フルヲ可トス。

若シ大桁ト横桁ト相交ルトキ大桁ノ型ニ横桁型ヲ嵌ムベキ切欠(第 327 圖)ヲ作ルトキハ大桁型ヲ所定

第 330 圖

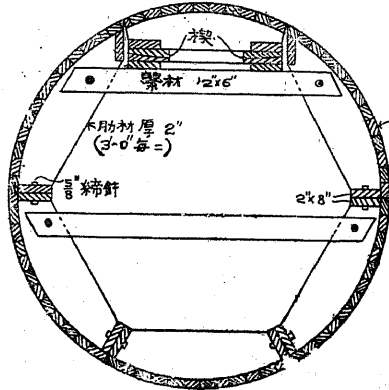


ノ位置ニ据ヘタル後此切欠ヲ作ルヲ可トス。

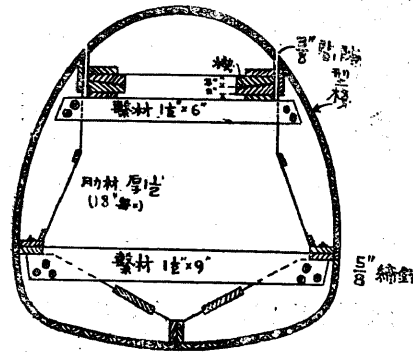
床版型ノ構造ニ二法アリ一ハ先ヅ桁型ヲ据附ケ

夫等ノ側壁間ニ小桁ヲ渡シ之ニテ床版ノ底板ヲ支ヘシムルモノニシテ第330圖ハ其一例ナリ。他ノ方法ハ桁ノ側壁ト床版ノ底トヲ連結シテ箱ヲ伏セタル如キ形トナスモノナリ。此伏箱ハ若シ床版ノ一區劃(桁ニ依リテ圍マレタル)が大ナルトキハ幾個ニカ適當ニ區分シテ製作スルコトアリ。

第331圖



第332圖



189. 暗渠型

(Mould for Covered

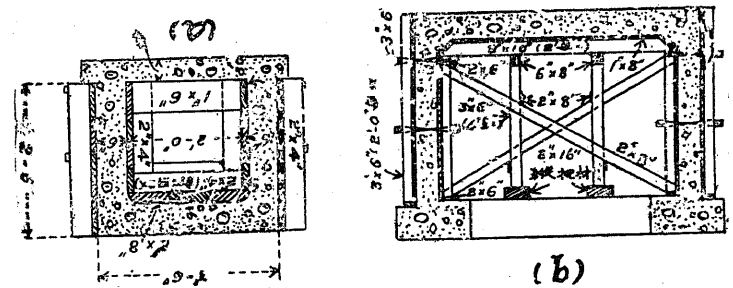
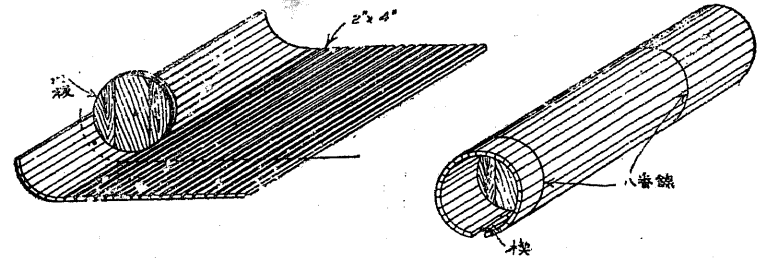
Culvert) 暗渠型ハ混凝土ヲ詰メ之ヲ搗固ムル際變形セザル様ノモノタルヲ要シ又交々乾濕ノ状態ニアリテ拗ケザル丈ケノ剛性ヲ有セザルベカラズ。又組立及取壞シガ容易ニシテ繰返シ幾回モ之ヲ使用シ得ルヲ要ス。

暗渠型ハ通常3呎乃至4呎毎ニ第331圖

第332圖等ノ如キ拱架ヲ置キ拱架ヨリ拱架ニ2呎×4呎ノ型棧ヲ渡シ長サ12呎乃至16呎ノモノニ作り上グルモノトス。而シテ其兩端ノ拱架ハ型棧ノ端ヨリ6吋位ノ所ニ置ク。拱架ハ組立並ニ取壞シニ便スル爲メ五或ハ六部分ニ分割シ之ヲ組立ツルニハ圖ニ示ス如ク締釦ニテ締附ク。

第333圖ニ示セルハ米國人めりざ(F. H. Meliza)氏

第333圖



ガ場所詰用トシテ考案セシモノニシテ頗ル經濟的ナリトス。鏢ニテ2呎×4呎ノ型棧ヲ連結シタルモノ

ヲ中心板ノ周圍ニ卷附ケ八番録ニテ其外ヲ縛リ圖
ニ示スガ如ク楔ヲ打チテ型ヲ強固ニス。

第 334 圖 (a) ハ小ナル函暗渠用型ノ一例ニシテ (b)
ハ無底函渠用ノ型ナリトス。

(中 卷 終)