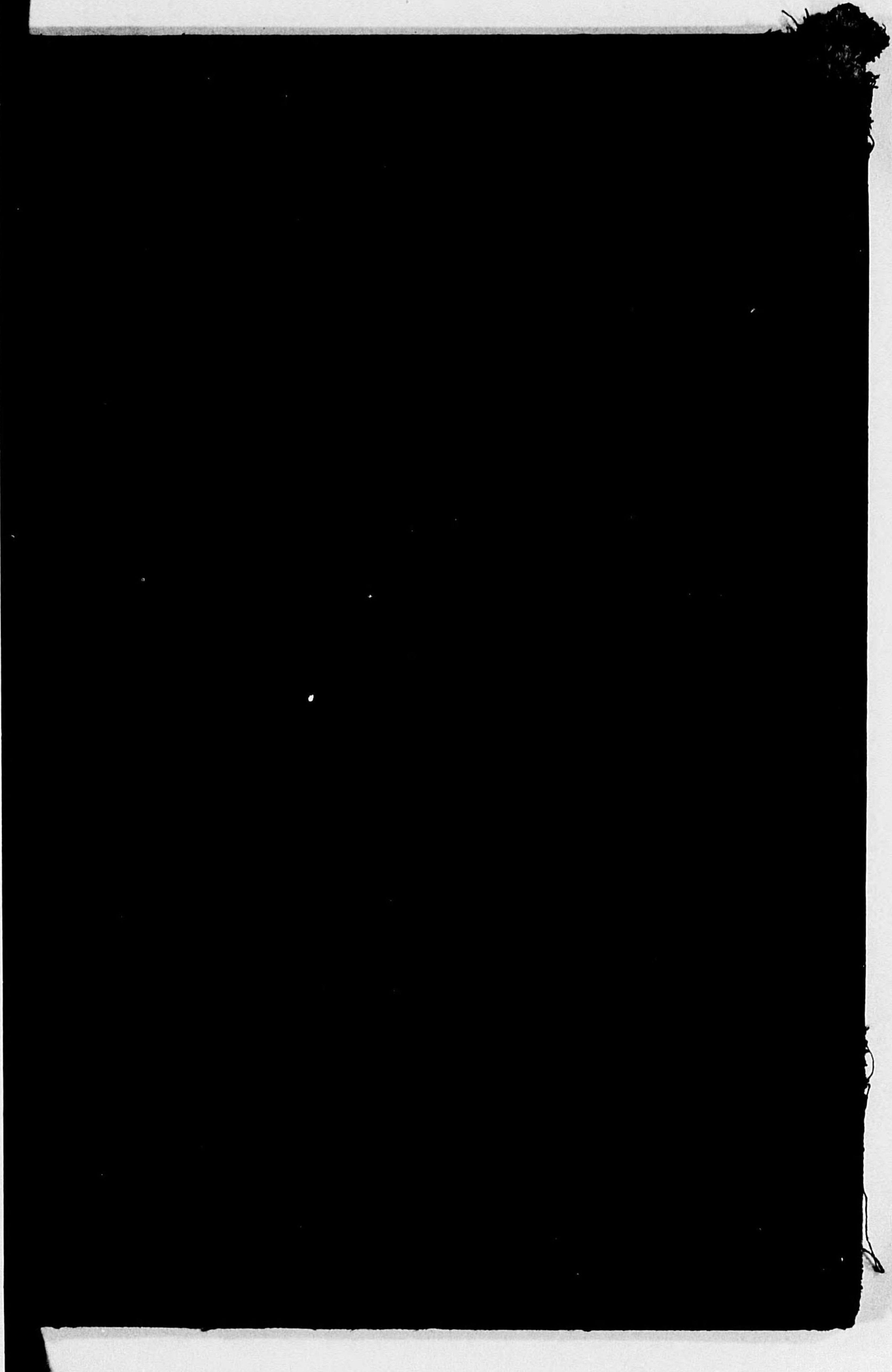
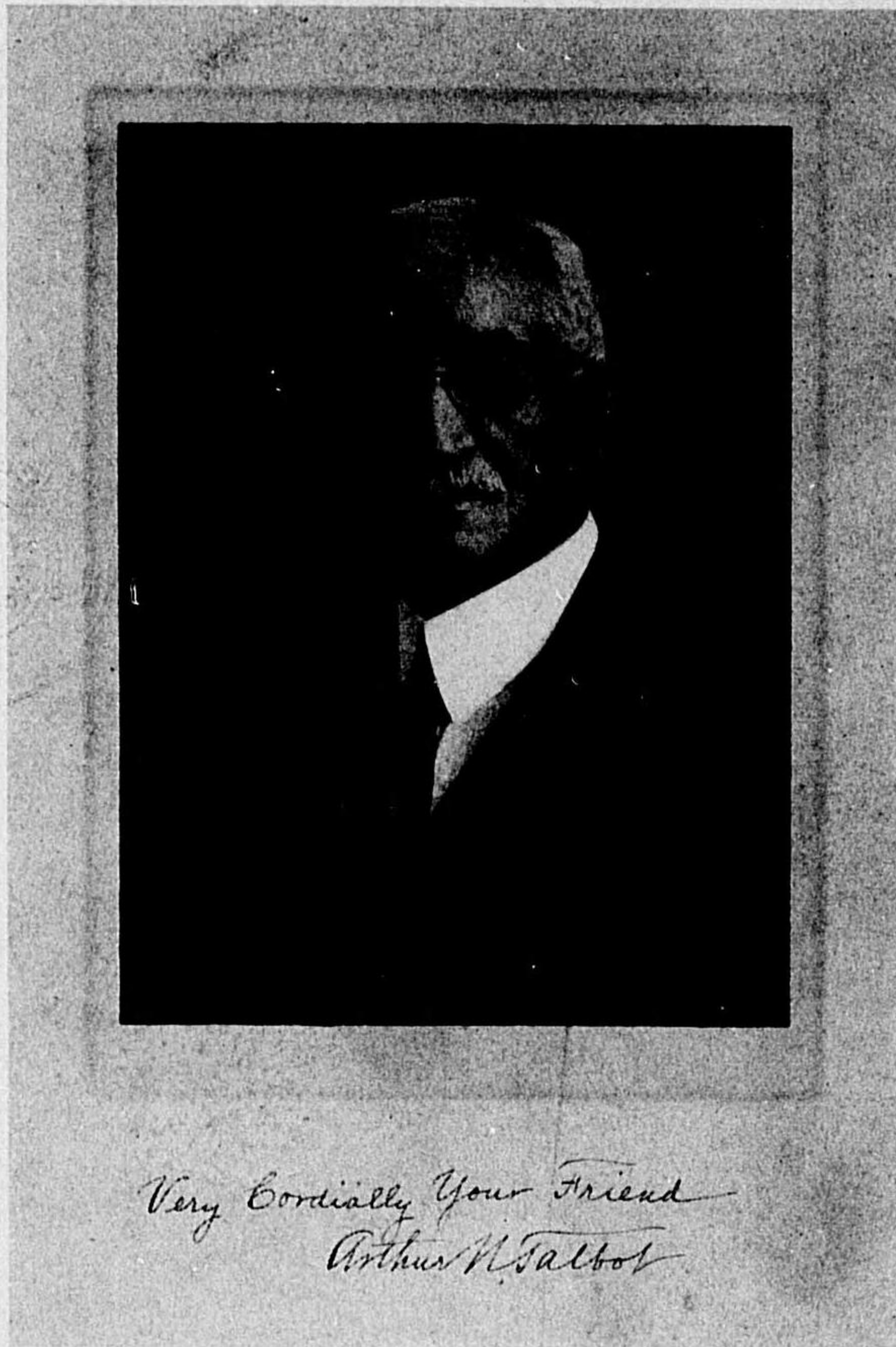


始





TO
PROFESSOR ARTHUR NEWELL TALBOT
DOCTOR OF SCIENCE AND DOCTOR OF ENGINEERING

THIS BOOK IS DEDICATED BY A FORMER STUDENT
AS A TOKEN OF REGARD AND AFFECTION

511.7
A12

改版
鐵筋混擬土
工學

理論編

工學博士
ドクトルオブ
フィロソフィー
阿部美樹志 著



昭和四年

351-1160

序

阿部美樹志君頃日一書を著す、名けて鐵筋混凝土工學と云ふ、余に其の序文を請はる。

著者は曾てイリノイス大學に於て斯學の泰斗たるタルポット教授に就き鐵筋混凝土工學を專攻し同教授指導の下に各種の實驗に従事し又理論的研究を重ね成績大に舉り其結果同大學に於て理學博士の學位を授けられたり。

余此の書を通覽するに、著者が從來研究の結果を能く本書に網羅し、確信ある論據の上に斯學の理論、應用及び施工の方法を平易簡明に論述し、又計算圖表等を掲げて設計上の便を謀り、多く實例を舉げて應用の方法を示したる近來の好著なり。殊に本書に於て顯著なるものは架構編なりとす、著者が多大の時日を費し鐵筋混凝土の構造に係はる各種の結構に就き自ら公式を設定し、之を實驗に徴し其誤なきを證し以て讀む者をして工事の設計を

施すに當り確信を得せしむるに努めたるは、歐米の新著に於ても其類を見ること極めて尠く、以て本書特色の一斑を窺ふに足らん、聊か所見を記して序となす。

大正五年三月

工學博士 廣 井 勇

改版第一版に就て

本書を世に紹介せしより既に十有餘年を経たり。爾來鐵筋混凝土の應用は其の範圍を廣め大正十二年關東大震火災後に於て特に建築土木に其の應用の盛んなる事驚くべきものなり。著者之を靜觀するに應用の多きと共に一般工事は其の施工法益々粗惡に傾き、構造設計及び検査の如きも精緻を缺き、鐵筋混凝土本來の特質を没却し去らんかを憂ふ。

關東地震は吾人に教ゆる處甚だ多し。其の結果は本學の理論應用並に施工法上研究すべき點少からざるを見出したり。著者は茲に思ふ處あり、小閑を割き更に一昨年海外に至り實驗的研究を重ね以て理論上並に施工法上改良を加ふべき諸點を指摘し本工學の正當なる應用を期せんとす。

改版と同時に全編を改め強度計算並に設計上有益なる事項を加へ依て一般の參考に資せん事を期したり。本工學の研究設計並に應用上讀者に裨益する處あらば幸なり。

昭和四年五月東京にて

著 者 識

凡 例

- 一. 本書は主として鉄筋混凝土工に関する理論、力學及び計算法を組織的に叙述し、簡明に論釋し、且つ其の應用法を示すが爲め各章毎に完全なる設計及び計算實例を掲げたり。
- 二. 本書は之れを大別して三部となすことを得。第一章乃至第三章には混凝土及び鉄筋混凝土特有の性質特徴及び強度を述べ、第四章乃至第八章には主に鉄筋混凝土の理論を説明し第九章及び第十章には理論の應用及び設計に必要な力學上の説明、解式及び計算法を掲げて上編を閉ぢたり。一般建築架構の計算實例橋梁擁壁煙突其他一般構造に関する設計實例等は次卷工事編にゆづることとせり。
- 三. 第十章鉄筋混凝土架構編に掲げたる各種の公式並に次卷に述べべき其の實驗的研究は著者自ら設定したる所なり、鉄筋混凝土に関する研究は從來概ね桁、支柱等の單材に止まれり、然れども其應用に至りては此等の單材に限られず多く架構の形として行はれたり、而して鉄筋混凝土建造物は將來益々複雑なる架構の形狀として築造せらるるに至るべきは識者を待たずして明かなり、故に鉄筋混凝土の理論的配筋法を爲さんには必ずや架構計算の知識を有せざるべからず、殊に我國情に適應する耐震構造の設計及び計算に

- 於て然り是れ著者が特に本章に力を注ぎたる所以なり、著者は又此等理論式の果して鉄筋混凝土架構に應用し得べきや否やを究むるが爲め多くの大形試験材を作り實驗に供し、以て此等理論式値のよく實地と一致することを確認せり。
- 四. 理論は實驗の結果より來る所多し、特に鉄筋混凝土は強靱なる鐵と硬堅なる混凝土とより成るを以て其の理論は皆實驗上の成績を基礎として定まれり、鐵と混凝土との粘着力、桁の働き、肋筋の優劣、支柱の強度、架構内應力操作の状態、管の強弱等皆然り、故に本書に於ては紙數の許す限り實驗の結果及び成績を掲げ理論の了解と設計上の便とに供したり。
 - 五. 鉄筋混凝土用本邦術語に就きては從來區々にして一定せず、例へば Web reinforcement の如き普通腹鐵筋と稱せらるれども實際は人體の胸肋の如き働きを爲し桁の強度を増すものなるを以て本書には肋筋とせり、又スターラップ (英、Stirrup; 獨、Bügel), スラブ (英、Slabs; 獨、Platten) 等人口に膾炙せるものは成る可く原語の儘使用せり。
 - 六. 符號に就きても從來英米流なるあり獨佛流なるありて國家的にも内務省諸令に於て一定せず、例へば英米書にては鐵筋上の應張力を f_s, f_t (Fiber stress in steel reinforcement) として混凝土上の應壓力を f_c (Compressive stress in con-

crete) とすれども獨塊にては此等を σ_c , σ_b を使用する、鐵筋斷面積の如きも英米にては A (Area) を用ゆるも獨塊にては F (Fläche) を用ゆる等各異なれり、然れども從來の本邦書には維應力を表はすに f を斷面積を表はすに A を使用し來れる場合多く一般讀者には此等を使用するの便なるを思ひ本書第四章に掲げたる標準符號を用ひたり。

- 七. 各所に符號を散記する事不便なるを以て一般には標準符號を定め置き各節に於て重複記載の煩を避けたり。
- 八. 本書は曾て著者が某所に於て爲せる講演に基き公務の傍ら校正増補を加へ上梓せるものなるを以て行文滑かならず、説明完からず、編序亦整はず、不備粗漏の點なきを保せず、先輩讀者諸君冀くは幸に之れを指示し以て著者をして本書を改良することを得せしめんことを。

昭和四年五月改版に際して

著 者 識

鐵筋混凝土工學目次

	頁
第1章 鐵筋混凝土の沿革	1
第1節 總論と歴史	1
第2章 鐵筋混凝土の特長	12
第2節 混凝土及び鐵筋混凝土の耐火性	12
第3節 鐵筋混凝土の傳熱度 α	14
第4節 鐵筋混凝土は火災に遇ひ如何に其強度を減ずるか	16
第5節 混凝土が耐火性を有する理由	19
第6節 混凝土の透水性及び吸水性	20
第7節 鐵筋混凝土の耐震性及其他の特長	23
第3章 混凝土及び鐵の性質並に強度	25
第8節 概説	25
第9節 混凝土の物理的性質	25
第1項 使用材料と試材製作並に實驗法	25
第2項 實驗の結果	31
第10節 モルタル 及び混凝土の抗壓強度に關する理論	52
第11節 Water-Cement 比と混凝土抗壓強度	64
第12節 混凝土骨材の細率と抗壓強度	63
第13節 混凝土の鬆性と之れを不滲透性ならしむる方法	71
第14節 硬化中外氣温度の高低が混凝土の強度に及ぼす影響	76
第15節 電氣と鐵筋混凝土	79
第16節 鐵筋の種類と其の性質	82
第17節 鐵筋と混凝土との粘着力	87
第18節 混凝土の龜裂と鐵筋の腐蝕	97
第19節 海水と混凝土及び鐵筋混凝土	98
第4章 鐵筋混凝土の弾性と假定符號及び許容應力	100
第20節 部材の種類	100
第21節 混凝土と鐵との應力關係	100

	頁
第 22 節 鐵筋と混凝土との彈率比	101
第 23 節 假定	102
第 24 節 標準符號及び許容應力	104
第 5 章 鐵筋混凝土梁に関する理論	108
第 25 節 梁斷面に於ける中軸線の位置と抵抗偶力の腕長	108
第 26 節 平衡鐵筋量を定むること	112
第 27 節 許容應力度 f_s 及び f_c を與へて抵抗率を定むること	114
第 28 節 彎曲率を與へて緣維應力 f_c 及び f_s を定むること	115
第 29 節 彎曲率及び許容應力度を與へて梁又はスラブの深さ (d) を求むること	116
第 30 節 梁上の荷重と桁の深さとの關係	118
第 31 節 梁の設計に必要な抵抗係數圖	119
第 32 節 桁の設計に関する拋物線式 (タルボット氏公式)	122
第 33 節 丁梁に関する計算式	127
第 34 節 丁梁に於て幹部の抗壓力を無視せざる場合	133
第 35 節 丁梁の設計に必要な圖表	135
第 36 節 丁梁幹部の幅は如何にして定む可きや	138
第 37 節 丁梁の經濟的深さ	138
第 38 節 倒丁梁に関する計算式	139
第 39 節 復筋梁の計算式 (彎曲のみに對する場合)	141
第 40 節 復鐵筋を有する丁梁の計算式	153
第 41 節 彎曲應力と直應力とを生ずる復筋梁の計算式	155
第 42 節 特種形鐵筋混凝土梁の解法	174
第 43 節 梁及びスラブに於ける應剪力	177
第 44 節 梁に於ける筋違龜裂を防ぐ配筋法	181
第 45 節 鐵筋混凝土梁に於ける應剪力分布の状態	183
第 46 節 肋筋の計算法	184
第 47 節 梁に於ける鐵筋と混凝土との粘着應力算定法	197
第 48 節 梁に於ける抗張鐵筋の最少間隔	198
第 49 節 鐵筋の滑脱を防ぐ餘長の算定法	200
第 50 節 丁梁の設計實例	201
第 51 節 鐵筋混凝土梁及柱の應力算定に関する圖式解法	209

	頁
第 6 章 建築各部の配筋様式と其の優劣	218
第 52 節 梁の配筋様式と優劣	218
第 53 節 實驗上より見たる各式梁の優劣	221
第 54 節 梁に於ける抗剪筋の効力	228
第 55 節 丁梁の配筋様式と其の優劣	231
第 7 章 鐵筋混凝土支柱	237
第 56 節 配筋上より見たる柱の式形	237
第 57 節 鐵筋混凝土支柱の實驗成績	242
第 58 節 鐵筋混凝土柱の計算式	260
第 59 節 支柱細部の構造と支柱の設計	269
第 60 節 支柱に関する條例法規と強度計算圖表	278
第 8 章 スラブ	306
第 61 節 桁梁式と平版床式	306
第 62 節 桁梁式構造建築用スラブ	308
第 63 節 平版床の様式と構造	320
第 64 節 スラブの實驗成績	329
第 65 節 Flat Slab の強度計算	360
第 66 節 Flat Slab の構造及計算規定	382
第 67 節 Slab 及 Flat Slab に関する Westergaard 博士研究の概要 ..	409
第 68 節 基礎スラブ	429
第 9 章 鐵筋混凝土拱橋	454
第 69 節 混凝土拱橋の發達	454
第 70 節 拱橋の型式	455
第 71 節 鐵筋混凝土拱橋の様式と鐵筋配置の利點	456
第 72 節 拱頂環厚	458
第 73 節 拱環の形狀及び環厚	461
第 74 節 拱橋の設計に必要な原理	469
第 75 節 拱に関する簡易解法	482
第 76 節 鐵筋混凝土拱橋計算實例	489

	頁
第 77 節 東京萬世橋間高架鐵道橋の内、外濠拱橋設計概要	502
第 78 節 Influence Line 法を用ひ鐵筋混凝土拱の設計	533
第10章 架構と其の解法	548
第 79 節 概論	548
第 80 節 不靜定構造物	550
第 81 節 解法應用上の注意	551
第 82 節 符號	552
第 83 節 彈性理論 (Castigliano 氏原理)	552
第 84 節 靜力學上解き得べからざる組織と不靜定力の數	556
第 85 節 直力 (Direct force) は靜力學上不定力理論値に如何なる程度の影響を及ぼす可きや	559
第 86 節 垂直荷重を支持する對照形單架構	563
第 87 節 非對照的架構	578
第 88 節 架構結果式の一般的性質	580
第 89 節 連續三徑間にして二柱を有する單階架構	582
第 90 節 連續三徑間にて四柱を有する單階架構	596
第 91 節 建築構造の要素を成す架構	605
第 92 節 水平繫材を有する架臺	610
第 93 節 水平荷重を受くる單架構及水槽	612
第 94 節 Slope-Deflection 法	614
第 95 節 Slope-Deflection 法の應用	627
第 96 節 一般高層架構解法への Slope-Deflection 法の應用	636
1— 概論	636
1— 横力と各階支柱に於ける反曲點位置	633
3— 建築架構の部材に働く剪力量	648



鐵筋混凝土工學

第一章 鐵筋混凝土の沿革

第一節 總論と歴史

總論 鐵筋混凝土とは如何なるもので有るか、先づ其の意義を明かにせねばならぬ。現今應用の程度では、混凝土に金屬筋を埋め込み、此の二種類の材料を其の特質に應じ共同的に利用し、以て外力に抵抗せしむる様製作したる建築材料で有る。鐵筋混凝土とは鐵筋に張力を取らしめ混凝土を壓力に抵抗せしむる様工夫したもので有ると云ふ事も出来るが此は全意義を説明したもので無い、混凝土は抗壓力に富んで居るが抗張力は頗る乏しいから抗張筋を入れて鐵に張力を取らしむると云ふことは鐵筋混凝土の最大特徴では有るが、然し剪力に對する抗剪筋も有り、壓力に對する抗壓筋も使用せらるるから、正確なる意味に於ては本節の初めに述べた通りの建築材料で有る。

鐵筋混凝土なる名稱は、鐵と混凝土とを共同に使用し鐵にのみ全荷重を負はしむる様な構造物には及ばない。例へば鐵柱を混凝土にて包みたるものや、鐵桁を混凝土で包被したものは鐵筋混凝土と稱することが出来ぬ。此等の場合に於ける混凝土は防火、防錆の用に供されたるものに過ぎない。

今混凝土材、鋼材並に鐵筋混凝土材の三材料に就き大體各性質を表示せば次の如し。

	混 凝 土	鋼 鐵	鐵筋混 凝土
抗 張 強	頗 小	頗 大	強 大
抗 壓 強	強 大 (抗張強の十倍乃至二十倍)	頗 大	強 大
抗 剪 強	低 劣	頗 大	強 大
抗 火 性	強 大	火災により銷壞	強 大
建 築 費	低 廉	不 廉	至 廉
施 工 與 將 來	容 易 に して 將 來 修 繕 の 用 な し	困 難 に つ 修 繕 費 不 廉	容 易 に して 將 來 修 繕 の 要 な し
外 氣 の 影 響	無 し	容 易 に 錆 を 生 ず	無 し

一般構造部材として次ぎの種類を列挙する事が出来る。

I.—版(スラブ)材 { 床版 (Floor Slabs), FIG.—1.
基礎版 (Footing Slabs), FIG.—2.

II.—梁 材 { 矩形梁 { 單筋矩形梁 (Rectangular Beam with Tension Reinforcements), FIG.—3.
復筋矩形梁 (Rectangular Beam with Double Reinforcements), FIG.—4.
丁 梁 { 單筋丁梁, FIG.—5.
復筋丁梁, FIG.—6.
異形梁, FIG.—7.

III.—柱 材 { 角柱 (Square Columns), FIG.—11.
螺狀筋柱 (Spiral Hooped Columns), FIG.—10.
鐵骨鐵筋柱 (Reinforced Steel Columns), FIG.—8.
特種柱 (Special Column), FIG.—9.

IV.—拱肋材 { 鐵筋拱肋, (Arch Ribs), FIG.—12.
Melan 式 拱肋, FIG.—13.
Wünsch 式 拱肋,

V.—壁 { 直筋壁體, FIG.—14 (a).
斜筋壁體, FIG.—14 (b).

I.—Slabs. 版即ち Slab とは鐵筋混凝土材中尤も特色とすべきもので他の建築材料では到底企及し得ざるものと云ふも過言でない。床版或は基礎版を鐵筋混凝土で一枚板に打立つる事は獨り建物の堅固さと剛率とを増すのみならず、slab 其れ自身の抗壓力側の混凝土が四方から同時に壓縮せられて Double Compression を受け、撓度従つて各部の曲能率が著しく減じ薄き一枚の slab もよく巨大なる荷重を支持する事が出来る。其の配筋様式も種々あるが FIG.—1 に示せるは其の數例である。要するに細い鐵筋を版厚よりも稍々狭き距離に配置して荷重より生ずる應張力を鐵筋にて取らせ應壓力は混凝土にて抵抗せしめ、荷重をして速かに且つ安全に支端に傳達させる構造法である。

同様の構造方式が又壁下及び柱下の基礎支版として應用せらるるものが Wall Footing Slab や Column Footing Slab と稱せられ其の一例が FIG.—2 に示してある。此の構造法が理論的にも經濟的にも優越せる特徴を有するもので現今の建築物には缺くべからざる一要素である。

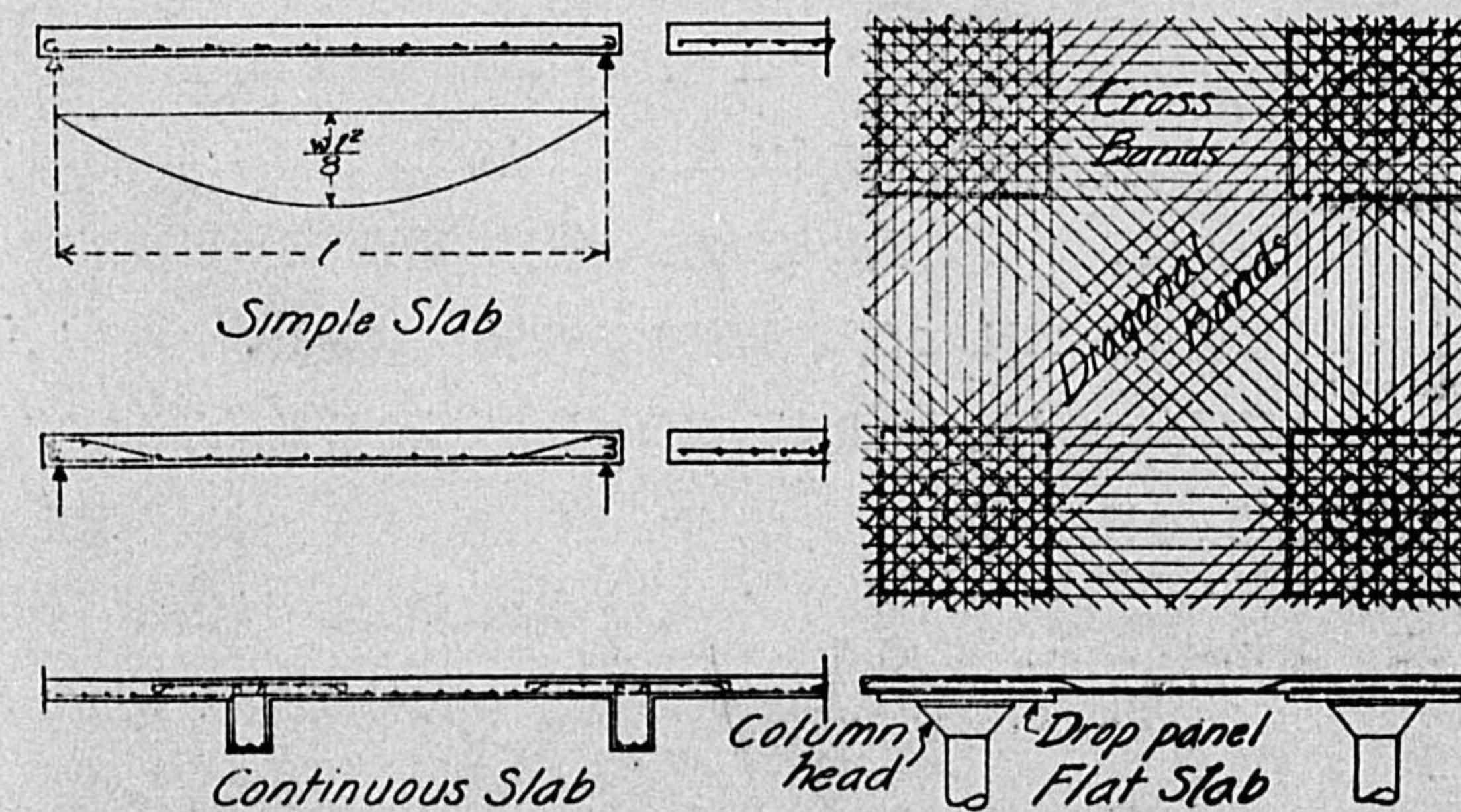


FIG.—1

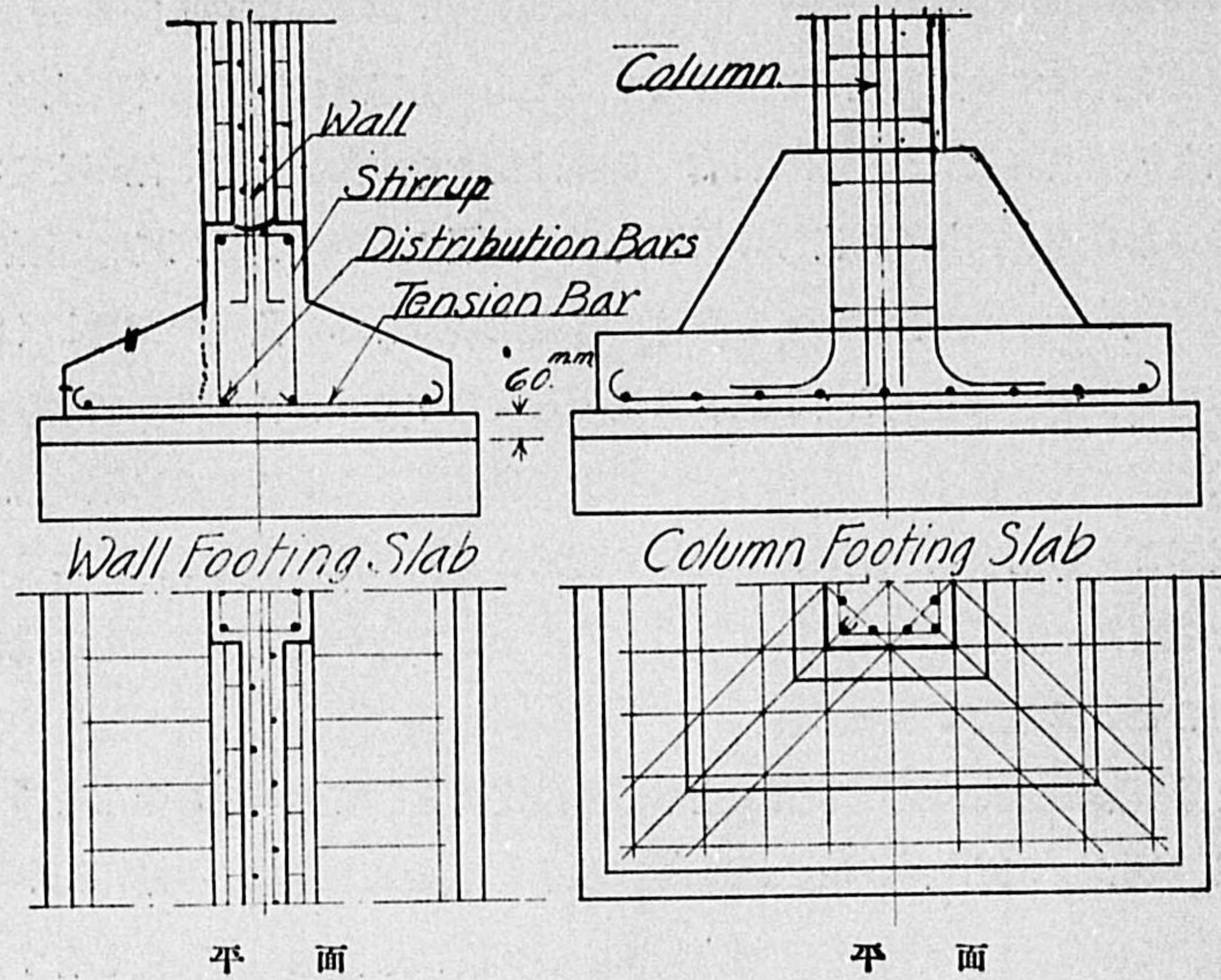


FIG.-2

II.—梁材 鐵筋混凝土梁材には種々の形がある、例へば其の断面に關し Rectangular Beams (FIG.—3 及 4), Tee-Beams (FIG.—5 及 6), 並に Triangular Beams (FIG.—7) 等の如し、此等は又單筋復筋等の配筋様式に分れ其の用途に従ひ各特徴を異にして居る。梁材は建築構造の要部を召むるもので單に曲能率に對して合理的配筋を必要とするのみならず應剪力、應滑力は勿論 Diagonal tension に對し充分にして完全なる抵抗力を有し且つ構造上支柱との剛接を完からしむる事が最も肝要である。此の外前記の Diagonal tension に備ふる Bent-up bars, 應剪力に備ふる Stirrups, 抗壓力と同時に Stirrups の釣筋に供する副筋の如き皆梁材に特有なる鐵筋である。

III.—柱材 FIG.—8 乃至 11 に示せるは柱材の形狀及配筋様式であ

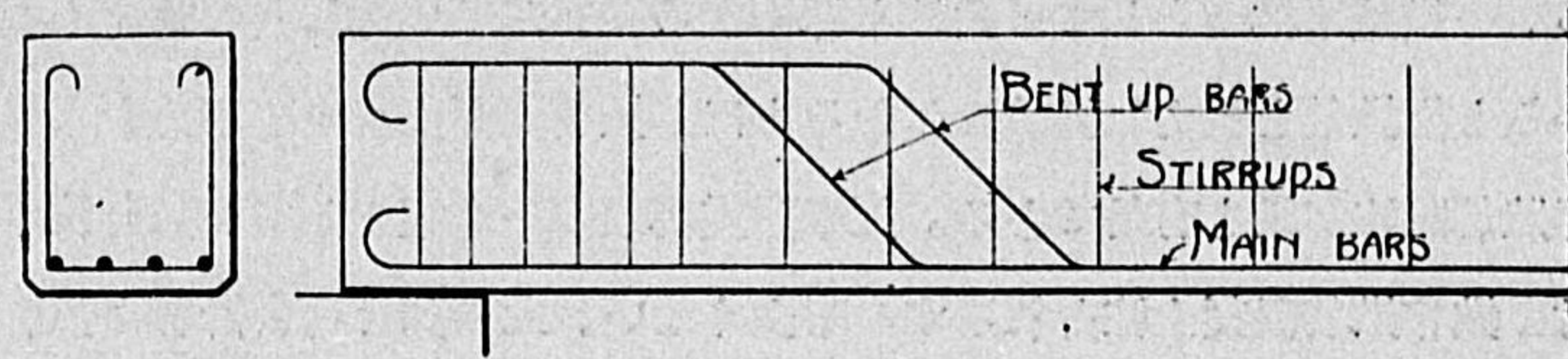


FIG.—3

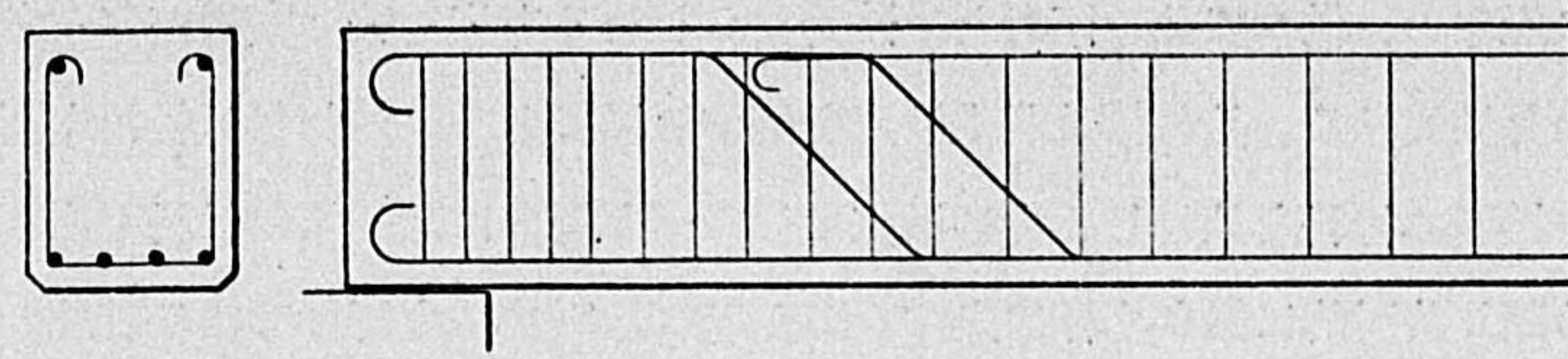


FIG.—4

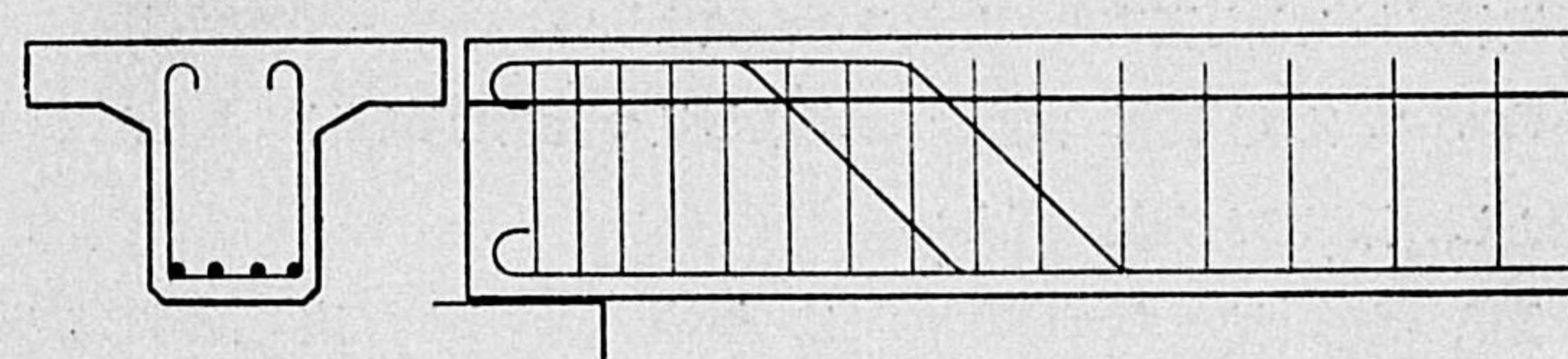


FIG.—5

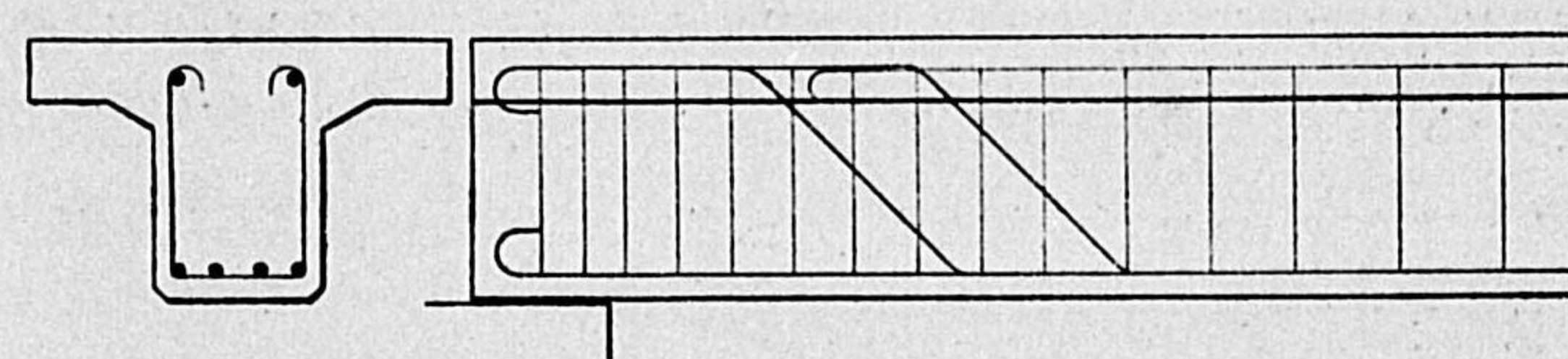


FIG.—6

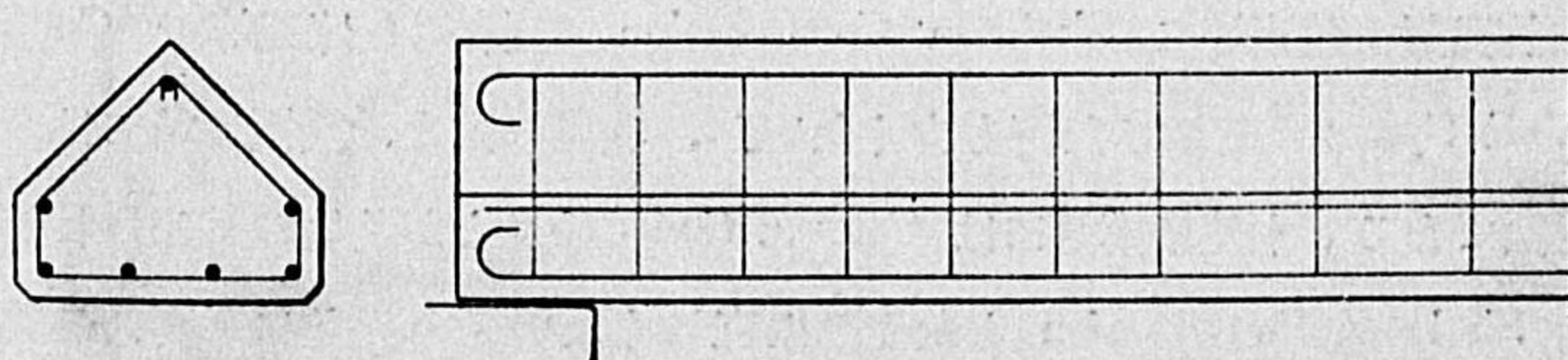


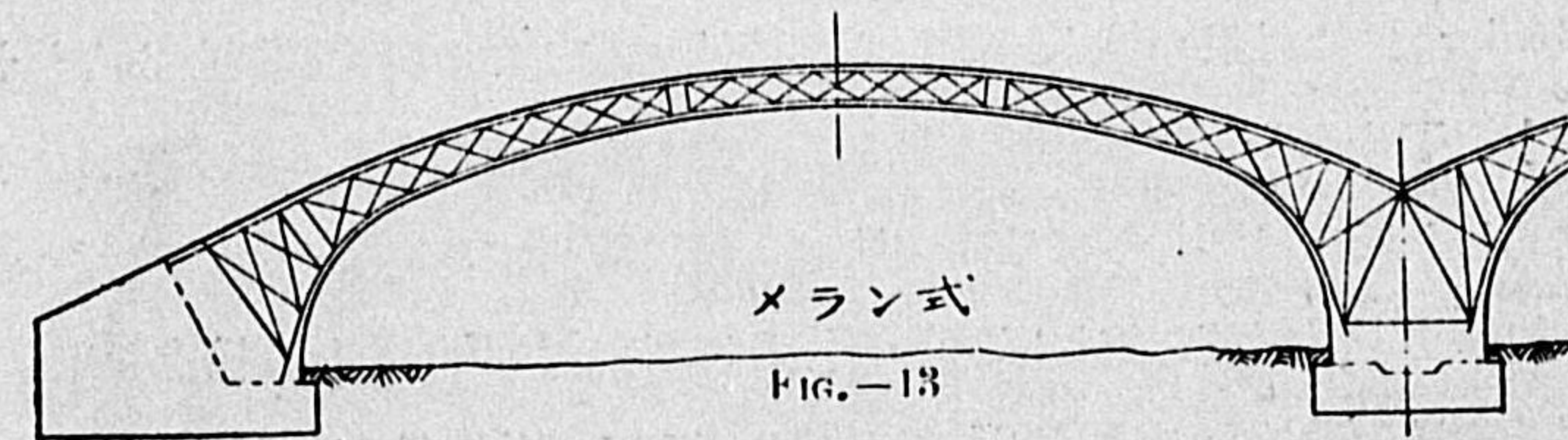
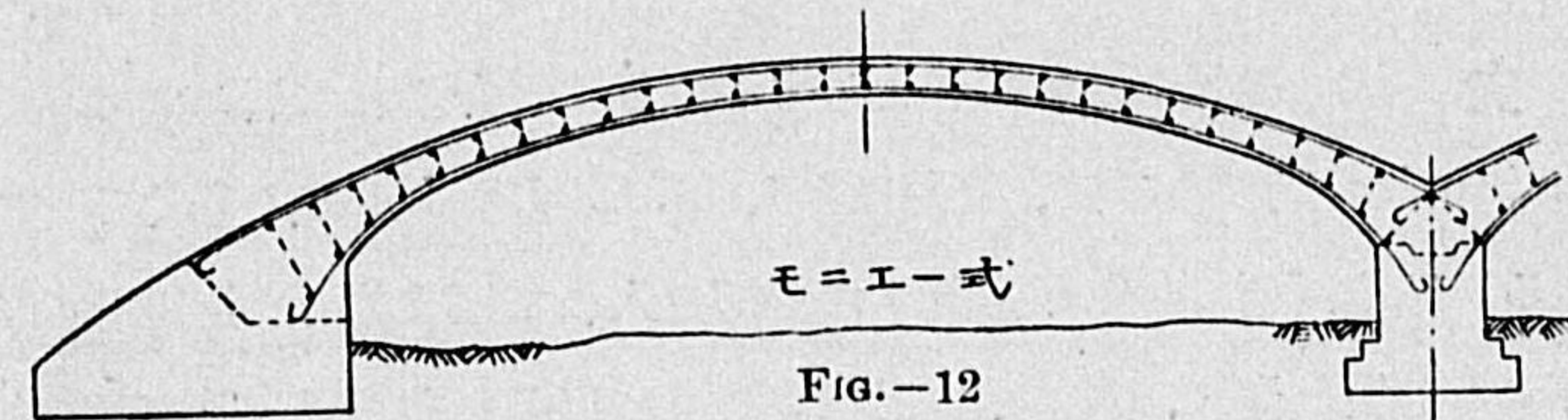
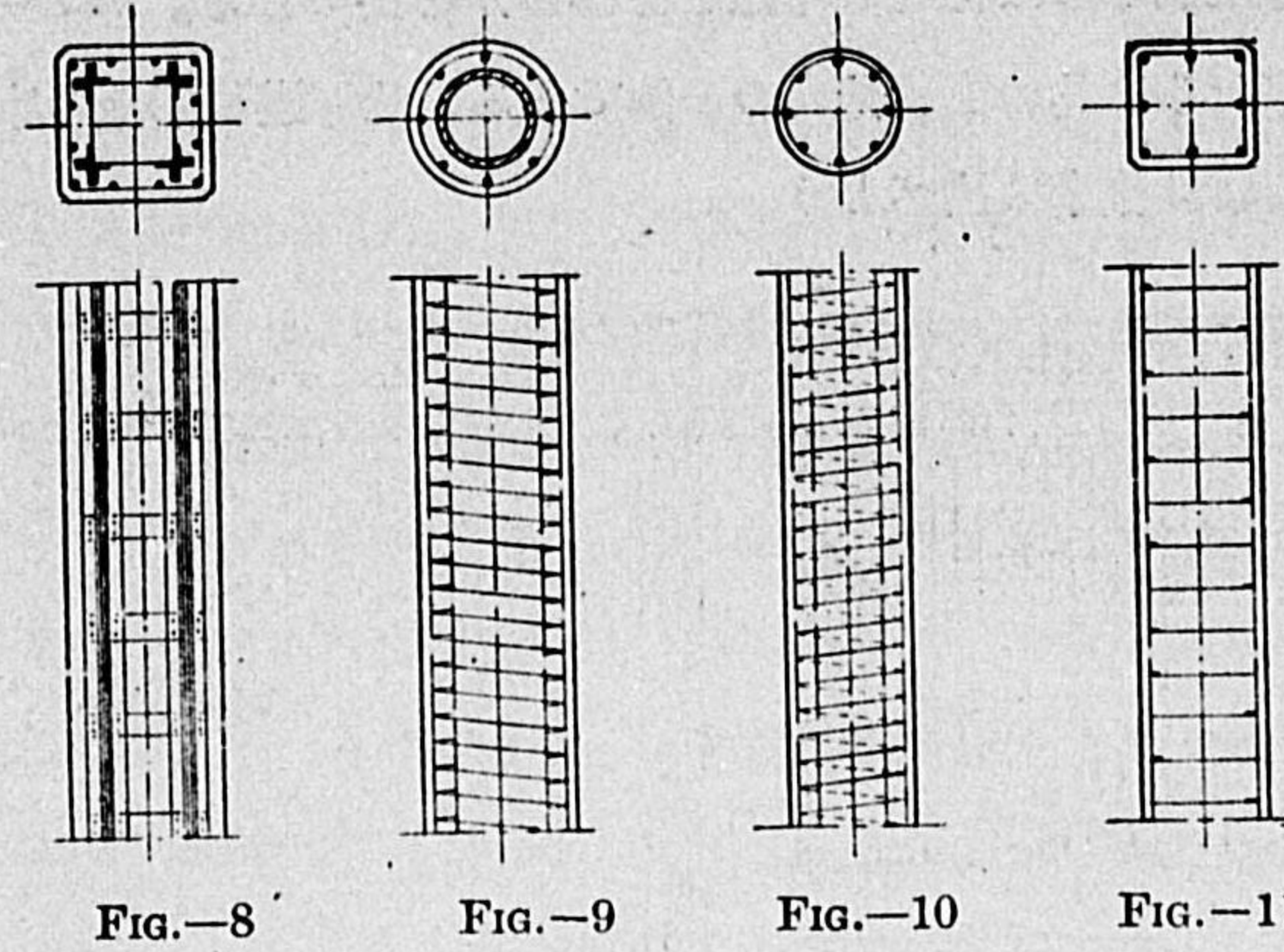
FIG.—7

る。一般建築構造としては角柱を採用するが多い然し其の強度上の點からと横鐵筋を張力に抵抗せしむると曰ふ鐵筋混凝土本來の理想から見て螺狀筋圓柱が最も有効である。近來耐震構造の一考案として高層建築用柱材に鐵骨鐵筋混凝土柱を使用する事少くない、此の如き場合計算上鐵骨をして全荷重を負擔せしむる爲め外被の鐵筋混凝土は耐火用の目的を有するに過ぎぬ、従つて此の兩者を一體的ならしむる考案を缺く實例が甚だ多いのを見受ける。是れ構造學上注意を要する點である。如何なる材料を問はず異種の材料を使用し外力に抵抗せしむべき場合には此等の材料を出來得る限り共同的に働かず様工夫する事が特に耐震構造上肝要である。此の如き見地より鐵骨鐵筋柱は成る可く FIG.—8. に示す如き構造となし、鐵骨材と鐵筋混凝土とを緊密ならしむる事が望ましい。

FIG.—9. は奧國 Emperger の考案し且つ實驗せる柱材であるが一般構造として採用された例に乏しい。

IV.—拱 材 Arch Ring 又は Arch Rib として廣く採用せらるゝものは FIG.—12 に掲げた如き Monier 式即ち普通鐵筋混凝土拱が多い、配筋施工共に比較的容易であるが爲めである。徑間長が大となり且つ拱架を Arch Rib より釣り下げて施行する事の必要な場合には Melan 式 (FIG.—13) 又は Wunsch 式を採用する事が多い、現今では徑間長 300 尺以上の拱橋をも實施せらるるに至つた。

V.—壁 壁體は鐵筋混凝土構造の可なり要部を召めて居る。歐米には鐵筋混凝土建築等に Skeleton Construction を採用し煉瓦等で Curtain Wall System を用ひた例も少くないが、我國の如き地震國に於ては甚だ危険である。本建築構造には Construction Joint とか其他の爲めに純然たる Skeleton Construction となす事は宜しくない。外壁並に重要な間仕切等は是非共鐵筋混凝土となし建築物を剛強にし、以て建物の固有振動週



期を短縮し大地震の振期との共振を避けねばならぬ。此の如き目的の爲め壁體の構造配筋等には特別の考慮を拂ふ事が必要である。Fig.—14 (a) 及 (b) に掲げたるは其の配筋様式の一例である。此等避體構造の應用並に實驗に關する事は後章に述べよう。

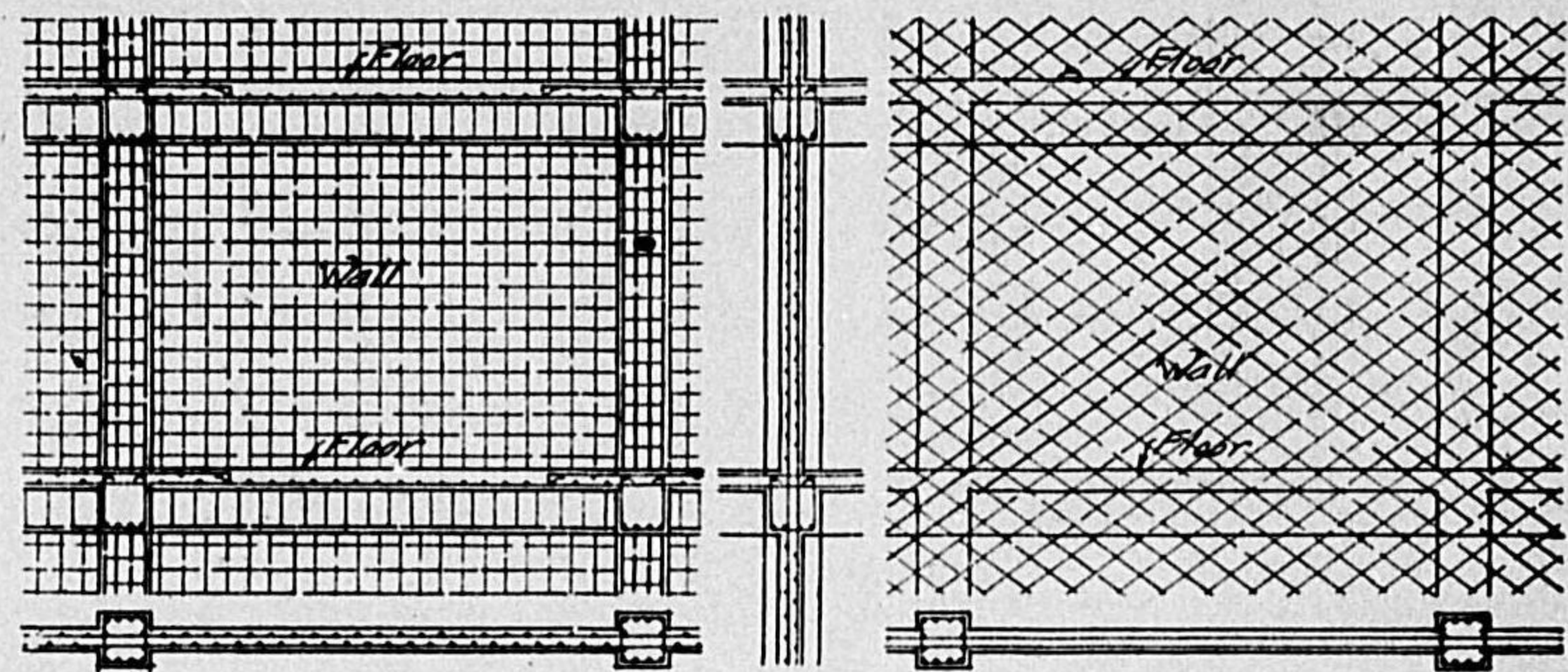


Fig.—14 (a)

Fig.—14 (b)

歴史 鐵筋混凝土の發明者として多く世に紹介されて居るのは佛人 Joseph Monier 氏であるが、實際は佛人 J. L. Lambot 氏を擧ぐるが至當である。氏は西曆 1850 年混凝土に鐵網を入れて厚さ約 1 寸 2 分の側壁を有する小船を作り、1855 年の巴里博覽會に出品した、氏は後年此の構造法の特許を得て居る。

Monier 氏は巴里の植木師であるが花鉢が毀れ易いので鐵網を心としセメント、モルタルを用ひた植木鉢を造つたのが着想の初めで有つて、之れに成功した氏は 1861 年には同工法を水槽に應用するに至つた。後種々改良を加へ格子形配筋を施し床版等を作るに至り Monier 式なる様式を出し、專賣特許權を受けたのは 1867 年が初めである。後年獨逸の買請業者が此の特許權を買ひ受け、遂には佛國よりも盛んに應用されるに至つた。同年 Coignet 氏は配筋法を發表し其の方法により桁、拱及び管等の構造法を紹

介した、然し其の當時に於ける應用の範圍と云ふものは頗る狭少なもので有つた。

Monier 式の特許權を買ひ取つた獨逸技師 Wayss 氏は實物試驗を以て世人の疑惑を解くの良策なるを思ひ、Monier 板を作り朝野の士を招いて觀覽に供し本材の驚くべき強度を世人に知らしめた、又鐵と混凝土との粘着力や其他の實物試驗を施して其の結果を發表した。

此れまでは鐵筋の理論的挿入法が考へられてなかつたが鐵筋に應張力を取らしめ混凝土に應壓力を主に受けしむる様配材すべきを着想したのは實に M. Koenen 氏で有つた、此れ以來、鐵筋混凝土が理論的に攻究せらるる様になり、又 Koenen 氏が計算式等を發表し本工の應用を盛んならしむるに至つた。

當時世人の多くは混凝土内に埋め込んだ鐵は永年の後錆びるであらうと云ふ疑問を抱いて居つた、そこで獨逸のミュンヘン大學教授 Bauschinger 氏は實驗的研究を始め、1887 年 10 月 Monier 板を作り此等を空中及び水中に放置し、1892 年に至り此等を打碎いて埋込んだ鐵筋を検し少しも錆を生じて居らぬことを見出し、益々鐵筋混凝土の應用上の價値を高めた、同教授は又鐵筋と混凝土との粘着力試驗を施し、其の結果を發表して本材の價値ある特質を世に紹介した。

此前後より獨逸に於ける鐵筋混凝土の應用が盛大となつた、メラニ式 (Melan system) は同國 Melan 氏が 1892 年特許權を得たもので拱橋等に盛んに用ひられて居る、此は I 字形鐵を用ひて抗壓並に抗張筋としたものである、獨逸では一時鐵筋混凝土建築條例を餘り六づかしくした爲めに發達を阻害した事も有つたが、今日では盛んに應用され同國丈けでも 200 以上の方式が有ると云はれて居る。

佛國內では Monier 式が餘り發達しなかつたが、他の配筋方式が年々歳

々發明せられて居つた、就中特筆すべきは Hennebique System である、同氏は發明的天才に富んだ人で、桁の曲上筋 (Bent up bar) や **スターラップ** (Stirrups) は同氏の發明せるもので 1890 年以前に此の方式を實行して居る、桁腹は鐵筋混凝土桁の最大弱點で有るが曲上筋と **スターラップ**との應用で此の弱點を除き得るのであるから氏の功績は大で有る。

米國及び英國で鐵を混凝土と共に使用し始めたのは鐵材の防火用として混凝土を用ひたに始つて居る、鐵筋を埋込んだ桁を作つたのは Hyatt 氏で Kirkaldy 氏と實驗的研究を始め其の結果を發表したのは 1877 年である。米國で初めて鐵筋混凝土建築を施工したのは W. E. Ward 氏で、氏は 1875 年 **ポートチェスター**に建物を造つたのが嚆矢である、此れと前後して起つた技術者は Jackson, Percy 及び Ransom 氏等である、就中 Ransom 氏は尤も早く多くの重要建築を加州地方に實行して居る。次いで Edwin Thacher 氏等は盛んに橋梁建築を起し本工の價値を普及せしめた、今日では米國ほど鐵筋混凝土建築の盛んな國はない、従て其の建築會社の多いことも夥しい、而して鐵筋用として使用さるゝ各種の變形棒は米國の特有で "Home of deformed bars" と稱さるゝに至つた。

鐵筋混凝土の初めて世に紹介されて以來茲に 70 餘年、其の發達の著しき事は驚くべきである。殊に最近 20 年間に實に長足の進歩を遂げ、今日では土木建築界一般に安全なる經濟的建造物として認められて居る、實地上の施工法も發達し、實驗及び理論的研究も進み、設計上の疑義も次第に狭少せられ、今や立派に一學科として認めらるゝに至つた、過去に於ける發達の有様が此の如くであるから、鐵筋混凝土工將來の盛況は容易に卜知し得るであらう。

斯く鐵筋混凝土が發達するに従つて、**セメント**製造工業が益々盛になつて來た、此**セメント**は今より 4000 年前に既に**エヂプト**に天然**セメント**と

して存して有つて、之を以て給水用導水堰を作つた例が有る。之は今の**ポートランドセメント**ではないが其強度が中々高く、以上工事の破片を 100 尺の上より投げても尙破壊せなかつたと云ふことである。其後**ローマンセメント**が出來たが、今日用ふる**ポートランドセメント**は 1824 年英國の Joseph Aspdin 氏が發見したもので此人が初めて石灰と高熱で焼いた粘土を交ぜて作つたのである。

今米國の産額を調べて見ると 1905 年には 35,200,000 樽、1908 年には 51,100,000 樽、1913 年には 100,000,000 樽餘に及んで居る、而して米國の現況では同國の**セメント**消費量は人口 1 人に付き毎年 1 樽餘になる。之を我國に比すると今日尙ほ數倍の仕事をしなければ彼に匹敵することが出來ない、従て日本では鐵筋混凝土工業が發達の餘地が充分あることが明瞭である。

茲に最も注意すべきは我國現今の鐵筋混凝土施工法である。鐵筋の配置検査等は勿論混凝土施工法の如き年と共に益々粗悪に流れ精緻を缺き本工學本來の特質を没却し去らんとする傾向である。今日にして其の改良を計るに非れば我國の如き地震國では危険を感じざるを得ぬ。以下此の改善の目的を以て純正混凝土及鐵筋混凝土工法の要諦を力説したい。

第二章 鐵筋混凝土の特長

第二節 混凝土及び鐵筋混凝土の耐火性

混凝土の耐火性を述ぶるに先きだちて、先づ火災に對する世界各國の被害の程度を承知することが興味ある問題である。歐洲諸國の例によると次の如くである。

獨逸	98 錢 (毎年人口 1 人に對し)
佛蘭西及瑞西	60 錢
埃地利	58 錢
丁抹	52 錢
伊太利	24 錢

我國では正確な統計を聞かないが毎年火災の損害額 100,000,000 圓を下るまい。

斯の如く世界各國に於て火災の爲に受くる損害の程度は決して少なくない。従つて耐火的建造物の必要が起つて來たのである。

さて混凝土の耐久性に就ては先づ實例に依て説明した方が明瞭である。米國ニュージャーシーのボラックス會社にて 1902 年に火災が起つた、此會社は四階建で屋根を除くの外全部鐵筋混凝土で出來て居た、而して其火災の爲め屋根の上に有つた 18 噸のタンクが落ちて床を破損したが、夫以外は火災の爲め格別の損害はなかつた。其際内部の眞鍮や他の金具は全部溶け鐵柱は飴の如くに曲れることから見ると其溫度は華氏 1,200 度より 1,400 度に達したであらう。

又最近の例では一昨年 (1914 年) 11 月 エヂソン電氣會社のパラファンを蓄へた倉庫に起つた火災で、溫度が華氏の 2,000 度に達して従て桁等の

角のある所は火災の爲め丸められた。此倉庫は其時全部に火が廻つたが格別の損害が無く其後 1 箇月計りで修理し再び用ふることが出來た。此時の報告によれば柱の一部に割れが入つたが、之は火の爲めと云ふより寧ろ設計の悪かつた爲めで軸鐵筋を横に繋ぐタイバーが無かつたからである。

又先年バルチモアに起つた火災に就ては詳細な報告があつた。之はセウエル氏が米國政府の命により調査をして技監に報告したものである。之によると此建造物は全部鐵筋混凝土で花崗岩の碎石を用ひ、床は鐵桁に混凝土を巻き壁も鐵筋混凝土であつた、此時の火災の溫度は華氏 1500 度から 2000 度で其結果桁と桁との間に龜裂が入り柱桁の角あるものは 3 吋位丸められ、床壁は 4 分の 1 吋變質し表面より 4 分の 3 吋位變色して居たと云ふ。而してセウエル氏の意見によれば建築費の約 2 割の修繕費で舊の如く用ひられたと云ふて居る。同氏は火災後床 1 平方呎に對し 300 封度 (設計荷重が 150 封度なら試験荷重は 300 封度にするのが米國建築條令の規定である) の荷重試験を行ふた結果僅に 1 分以内の撓度に過ぎないので更に使用に差支え無い事を示した。

此等の實例から見て鐵筋混凝土が火災に耐える爲めには鐵筋の外側に混凝土が 8 分あれば充分と思ふ、又四角な柱とか桁は火災の爲めに前述の如く角を痛めらるるから、圓形又は八角のものを用ふる方が宜しい。セウエル氏は少なくとも半徑 2 寸乃至 2 寸 5 分の丸味を付けよと云ふて居る。

耐火用の爲めに耐火瓦を鐵筋混凝土に並用する事があるが其結果の良否を決定する爲めノルトン教授が保險協會の依頼を受け研究せる結果によると、混凝土或は鐵筋混凝土と瓦を並用することは宜しくないと云ふ事が解つた。之は混凝土或は鐵筋混凝土と瓦との膨脹率が異なる爲め副應力 (Secondary stress) が働きて龜裂を生ずるのである。然るに鐵と混凝土とは膨脹係數がよく近似して居るのでなじみがよく従て副應力を生じない。

第三節 鐵筋混凝土の傳熱度

實驗によると表面の火熱 1,200 度位ならば内部 2 寸位の處は 5-600 度である。鐵筋を挿入せる混凝土を作り外部に露出せる鐵筋を 1,700 度 (F) に熱した時 2 吋内部では 1,000 度 5 吋内方では 400 度 8 吋内方では水の沸騰點に達しないのである。斯く急激に溫度が降下するものであるから、よし鐵筋が外に出て居ても格別の影響はないのであるが然し實際の設計に當りては鐵筋を外部に露出せしめぬ様にせねばならぬ。何となれば鐵筋が膨脹する爲め混凝土が割れる事があるからである。

建築物防火要項。

“Royal Institute of British Architects” の指名せる委員は、鐵筋混凝土建築防火につき次ぎの如き要項を報告して居る。

(1) 鐵筋混凝土より成る床、壁等は混凝土の調合比、其の部分の厚さ及び被覆物の量により防火の効力を異にすれども共に火災の蔓延を避くるに充分なり。

(2) 實驗及び火災後の經驗より見るに、石灰碎石を使用せる混凝土は強烈なる火災に遭へば表面多少碎離せられ相互凝着力を失ふ。又砂岩 (Sand stone) を使用せるものも同結果を呈すれども其の損傷の程度少ない。砂利及び碎石は其の粒大の大なるもの程損傷の度大なり。鐵筋は部材を其位置に保たしむるに充分なれども部材としての強度は少しく減少せらるるを以て其の部分の混凝土を取り除き修理する事肝要なり。

(3) シンダー (Cinders) 又はスラグ (Slag) を使用せる混凝土は強烈なる火災に遭ふも其の表面を害せらるるに止まり強度を減少する事少なし従て修理頗る容易なり。

(4) 肋筋 (Stirrups) 及び曲上筋 (Bent-up bars) 等の如く桁又はスラブの上下縁を連絡する鐵筋は一般に火災により害を被むる事なし。

(5) 大梁等に於ては鐵筋を被覆するに 1 寸 2 分乃至 1 寸 6 分の混凝土を以てすれば、經驗上頗る強烈なる火災に對しても防火効力充分なり。又スラブ壁等の如き廣き表面を有する場合には鐵筋被覆混凝土の厚さを 8 分に減じて可なり。

(6) 柱梁其他構造各部は角を存すれば火災の爲め剥げ落ちる事多きを以て、此等を丸み付きと爲すか或は隅切りとする事必要なり。

(7) 最も強烈なる高熱に對し防火の効力を完全ならしむるには將來容易に交換し得べき耐火材を用ひ建造物の表面を被覆するを可とす。

(8) 支柱の表面は裝飾と防火との用を兼ねテラコッタ (Terra cotta) 又は其他の耐火材を張り付くるも可なり。

シカゴ市建築條例 (1912 年改定) によれば梁及び桁の下縁に於ては鐵筋外被覆混凝土の厚さは 2 吋同兩側に在りては 1 吋半、スラブに於ては 1 吋、支柱に在りては 2 吋の防火混凝土を要すと規定して居る。但し混凝土支柱に防火用として鐵網を使用する場合には外面より半吋の位置に挿入する事を得る規定であるが、此の場合には鐵網を鐵筋と考ふる事が出来ないと定められて居る。

其他各國の建築條例も其の規定する處概ね是れと大同小異である。

第四節 鐵筋混凝土は火災に會ひ如何に其強度を減ずるか

桁、米國防火協會 (National Fire Protection Association) にて 1905 年に鐵筋混凝土桁を作り、之を火中に投じて強度の變化如何を實驗した。其結果によると 2,000 度 (華氏) の熱を 1 時間加へたとき鐵筋を表面から 1 吋内方に埋込みたる桁は加熱の爲め強度 2 割 5 分を減じた。又鐵筋を 2 吋内方に埋込みたる桁が何時間 2,000 度の熱に遭へば 2 割 5 分だけ強度を減ずるかを試験した處が 2 時間 20 分を要した。而して火熱が混凝土の強度に影響した部分は外面から 4 吋位までであつた。普通に起る火災に於て 2,000 度の熱に昇ることは殆んど無い。又 2 時間も此様な火熱に續いて遭ふことは無いから鐵筋混凝土の效力は火災によつて減ずることは極僅少である。

支柱、以上は桁に関する實驗であるが火災の場合最も重大なる責任を有するものは支柱である。建築各式支柱に付き最も完全なる實驗を施し、精細の研究を爲したのは米國政府 (標準局)、火災研究所、並に各火災保險會社の三者協力して 1916 年 (大正 5 年) 以降大規模の支柱 106 本につき施された實驗成績である (Fire Tests of Building Columns, by Associated Factory Mutual Fire Insurance Companies, The National Board of Fire Underwriters, and The Bureau of Standards, U. S. A. 1921 年發行参照)。

此の内鐵筋混凝土柱の實驗成績を概述すれば次の如くである。試験温度は 1 時間の終りに華氏 1,700 度、8 時間の終りに同 2,300 度である。

柱の断面及使用材料、柱は實地に使用する形狀及大きさのもので、断面は 16 吋角形及 17 吋圓形都合 3 種類で有效長 12 呎 8 吋、混凝土の

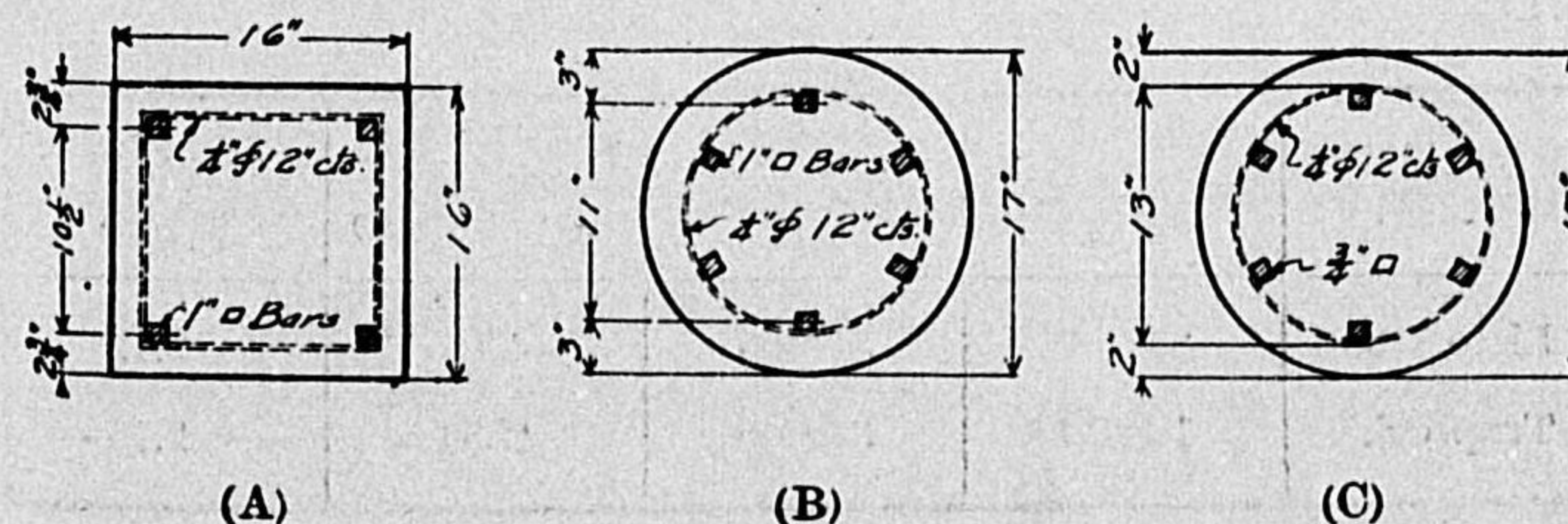
調合はセメント 1 砂 2 砂利 4、使用砂利はシカゴ石灰石及ニューヨーク、トラップ岩である。余も大正 10 年再度外遊中同研究所に於て實驗室試験方法並設備等につき詳細視察の機會を得、亦試験者と交話し當時の状況に付き聴取する事を得たが、方法成績等は充分信頼し得べきものである。實驗の結果は次表に示すが如し。

鐵筋混凝土柱火中試験成績 (混凝土調合 1:2:4)

支柱断面	使用砂利	材齡 (日數)	火中試験中 負擔荷重 (封度)	同上負擔單位荷重 (一平方吋=付封度)	支柱が火中試験の爲め破壊に要せる時間 (時分)
十六吋角柱 下圖(A)	Lime stone	433	101000 * 294000	× 721 × 2100	8-40½
	Traprock	450	101000	× 721	7-22½
十七吋圓柱 下圖(B)	Lime stone	520	107500 * 250000	× 846 × 1998	8-04½
	Traprock	442	107500	× 846	7-57½
十七吋圓柱 下圖(C)	Lime stone	522	129000 * 243000	1000 × 1882	8-06½
	Traprock	460	129000 * 163000	1000 × 1262	8-01½

- * 八時間の火中試験にて破壊せざる支柱に對し八時間後直ちに荷重を増加し之れを破壊せしめ終るに要せし總荷重。
- × 柱の外面より二吋丈の厚さを控除したる有效断面積 (混凝土のみ) にて除したる封度数。

試験柱の断面圖



此の實驗成績より得たる結論を掲ぐれば次の如し。

(1) **使用砂利種類の影響**、前表を検するに石灰石を使用せる鐵筋混凝土柱は何れも 8 時間試験に耐へ、traprock を使用せるものは 8 時間に達せずして破壊せり、従て前者は破壊期に於て 2 倍餘(8 時間試験荷重の)の荷重を支持し得たり。偶々 8 時間試験に耐へ得たる traprock 使用柱も破壊荷重は僅かに 2 割 5 分以内の増加に過ぎないから、混凝土砂利は防火用として成るべく石灰石を使用すべきである。尤も實際の場合にては 8 時間も熱火に曝さるゝ事甚だ少ない。

(2) **支柱の形状並配筋様式の影響**、柱の圓形たると角形たるとを問はず配筋様式の如何に係らず災害の程度に差を認めない、石灰石を使用せる柱に在りては、螺旋鐵筋の外周に於ても別段龜裂等を生じない、只 traprock を使用した柱はその破壊期に近き頃、外皮混凝土が多少離壊する傾向があつたといふに過ぎない。従て柱の形状や配筋の様式等は別段の影響を支柱災害程度に及ぼさぬものと認むる事が出来る。

(3) **火中試験後混凝土強度の恢復**、火災に會ひ高熱の爲め一旦失ひたる強度は、冷却したならば幾分其の強度を恢復すべきものなりや否や頗る重要且つ興味ある實際問題である。以上火中試験を施したる螺旋鐵筋混凝土柱(C型)の破壊せざる部分より長さ 3 尺のものを切り、之を冷却せしめ直ちに試験機に掛けて抗壓試験を施した。其の結果によると次表の如し。

混凝土用砂利種類	火災内最大破壊荷重(封度)	冷却後恢復最大荷重(封度)	恢復最大單位荷重(一立方時に付封度)	火中と冷却後との強度比
Lime stone	243000	517000	4008	2.12
Traprock	163000	342000	2650	2.10

以上の成績は柱長の差より來る強度の増加も幾分か含むべきも、大體に於て混凝土は火災後強度の恢復すべき事疑を容れない。

(4) **火災中に水注加の影響**、鐵筋混凝土柱の火災中に水を注加する事は如何なる場合にも宜敷くない。

角柱の火災中に水を注加せるものは、其の隅々にて鐵筋外方の混凝土を剝落せしめ、其の深さは石灰石使用のもの 1 分乃至 8 分メラメック川砂利使用のもの 1 寸 6 分に及んで居る。

圓柱にては石灰石混凝土の場合に深さ 8 分剝落し、川砂利混凝土にては深さ軸鐵筋に達して居る。螺旋鐵筋混凝土柱に於ては火災中水の注加により螺旋鐵筋外方の混凝土剝落せらるゝこと普通である、是れ高度に加熱せられたる混凝土表皮に水分を注加するが爲め急膨脹を起すに基けるものである。然し柱自身の抗壓強度は是れが爲め甚しく損せらるることなく、注水試験後更に荷重試験を施せる結果は許容強度に對し安全率四を有して居る。

之を要するに本實驗は火災試験中最近に行はれ、其の方法も亦最も精確なるものである。從來行はれたる火災試験中英國に於てせるものは溫度華氏 1,900 度にて試験時間 4 時間を最大とす、米國紐育市にありて行はれたるものは華氏約 1,850 度時間 4 時間である。

第五節 混凝土が耐火性を有する理由

ウールソン教授は 1906 年頃混凝土を火中に投じて溫度の高まる具合を調べた。其結果溫度を縦軸、時間を横軸にとると、面白い結果となる、即ち熱を加へ始めて最初の内は時間と共に溫度が上昇すれ共華氏 212 度に達する時は其後 40 分乃至 1 時間は溫度が上昇せず。而して其後は再び時間

と共に温度は上昇をすることを示した。

ニューベリー氏は去る 1902 年に此耐火性の理論に就て次の如く發表した。即第一の理由は混凝土内にある水分が熱の爲めに發散する事により温度の上昇を防ぐのである、第二には水分の發散した後其跡に空氣が入り氣胞が出来る。而して熱に遭へば氣胞内の空氣は膨脹して外に出で冷い空氣が入り換り循環して、矢張り温度の上昇を防ぐのである。元來混凝土中には初め練り合せる時に入れた水が、混凝土の硬化せる後でも尙 1割 2分位（セメント重量の）は残つて居る。此水は天然状態及び化合状態で存在する。此化合状態の水は沸騰點では蒸發しない、之が出る迄には 500 度を要し 900 度に至らざれば全部水分が蒸發し盡さないものである。斯く水の蒸發して居る間は、壁自身は熱を内部に傳達しないから 900 度迄は熱は内部に進まない。900 度を超すと水分の發散した跡へ前述の如く空氣が入つて氣胞を生じ、之が熱の爲めに外氣と新陳代謝して比較的溫度を上昇させないのである。

英獨米で實際に建造物を作り、火災を起して實驗をしたが、要するに火災によりて鐵筋混凝土は多少強度を減するが、一向差支へない程度のものであると云ふことが確認されるに至つた。

但し施工上の注意を缺く時は、海綿質混凝土が出来て思はぬ損害を受ける事がある。故に充分注意をせねばならん。

第六節 混凝土の透水性及び吸水性

混凝土が水を透し且つ吸収することは或度迄事實である。然し歐米では鐵筋混凝土を以てタンクを作る事が盛に行はれて居る。シカゴのメンチと云ふ人はタンクを作るに妙を得て居て此人の造れるものは未だ一度も水の漏

れた事がないのである。但し此人は概ねモルタル或は 1:1:2 混凝土を用ひて居る。

今日では 1:2:4 混凝土で相當の厚さがあれば、心配する程水が漏るものでないと云ふことを一般に認められて居る。

混凝土の透水性はセメントの量を増すに従て其反比以上に好結果を得るのである。又砂利の粒を大きくする程強度を増し透水量を減する。又砂利と碎石とでは砂利を用ふる方が結果がよい。混凝土も月日を重ねる程透水すること少なくなる。厚さに於ては厚さの増す反比以上に好結果を得る。又堅練りのものより軟かく練りたるものが透水せない。屋根等には 1:1:2 位がよいが壁等には 1:2:4 で充分である。

軟かいものが宜いと云ふても水を必要以上入る時は、後に述べる如く急に強度を減じ軟性混凝土になるから、無闇に水を増すことは頗る危険である。

混凝土の厚さと水の高さの割合を次の如くすれば 1:2:4 混凝土で透水しなかつた實例がある。

水の高さ	混凝土の厚さ
4 呎	4 吋
40 呎	15 吋
100 呎	66 吋

カーン、システムでは透水を防ぐ爲め薬品を混用する。

又石灰を 5% 以内混することもある。要するにセメントを害する如き薬品は決して用ひてはならぬ。混凝土を不滲透ならしむる方法は第十三節に詳述する。

又實際タンクを造る場合に如何に施工上に注意を要するかは次の例によりて明であらう。

米國アイオワ州の給水用タンクは當時米國では最大なるものである。直徑約 50 尺高さ約 40 尺あり、厚さは頂上で 8 吋、最も厚い處は 30 吋あり 1:2:4 混泥土を以て造つた。此設計には混泥土の抗張力を度外し、鐵丈けで應張力を取る様にしたことは慣例の如くであつた。

此工事を受買に附して 1913 年 7 月に竣工し、之を市に渡し水を入れて使用を開始したのである。然るに其後 10 月迄は何事も無かつたが 10 月 1 日、2 日、3 日となつたら水が漏り始めた。然し其表面に接近して見た丈けでは少しも漏りそうな所を見出すことは出来なかつた。そこで此審査員としてタルボット教授が調査を委託された。教授の話によるとタンクに水を張りて遠方より見た時に 8 本の縦龜裂と横に波狀をなす漏水面あるのを發見した。依て漏水部の處を少し切出さして見たら全く海綿質の混泥土であつたとの事である。

一方測候所にて 10 月 1 日乃至 3 日の氣候の状態を問合せた所が、此 3 日間は其前日に比して非常な急激に温度の下降があつたことを知つた。

審査の結果タルボット教授は次の如く斷定したのである。即ち縦に龜裂の生じたのは天候の變化より起る應張力に對する鐵筋を缺いて居た結果である。何となれば該設計にて鐵筋はタンク側壁の中央部に近く集められてあるから、温度の變化が混泥土の抗張力以上になれば龜裂を生ずるのである。又側壁の或部分を軟弱なる海綿質混泥土ならしめたのは施工方法の不完全な爲めであつた。即ち施工に當り貯水池の中央に混泥土配布塔を建て其の樋を 45 度づつ廻旋して貯水池壁の枠内に混泥土を投入した爲めに砂の直ぐ下部には砂利のみ集まり砂とセメントが兩側に分離する結果となり茲に不等質混泥土が出来上り水が滲透するの原因を作つたのである。之れを要するに前者は設計上の粗漏で責任は設計者に在り、後者は施工法の不備な爲めで請買人の責任となつた様である。

第七節 鐵筋混泥土の耐震性と 其他の特長

鐵筋混泥土は耐火耐水の特長ある外に成形容易なることは何人も知る所である。又他の築造物と異り體的の建造物であるから、著しき耐震性を有することは彼の 1906 年のサンフランシスコ大地震や 1923 年(大正 12 年)9 月 1 日に起つた關東大震災の經驗に徴するも明白である。元來耐震性なるものは何によつて判定すべきか、唯莫然と地震の結果とか或は歐米書に記載の實例、例へば發電所建築の床に使用して堅牢であつたとか曰ふ非學術的事項のみから推定するは甚だ危嶮である。建築物は多く彈性材料から出来て居る、鐵筋混泥土構造物にも亦完全に彈性理論の應用が可能である。従つて此の如き構造物が地震動或は他の振動を受ければ其の結果として必ず彈性振動を生ずるから自由振動週期(Periods of Free Vibrations)を有する譯である、是れ鐵筋混泥土建築物の耐震性を論ずべき根本問題である、何となれば建物の Elastic Vibrations の週期が若し大地震又は他の振動の週期と一致する事があれば共振作用を起し、此の如き振動が相當時間持續する時は如何なる建築物も其の振動に耐へず壞滅を免れがたい。

我國に起つた過去の大地震は——概ね一秒乃至一秒半の振動週期を持つた實例が尤も多い、一方鐵筋混泥土構造物の固有振動週期は著者の實驗せる結果では非常に小さく僅かに $\frac{1}{10}$ 乃至 $\frac{1}{20}$ 秒に過ぎぬ、尙部材各部に龜裂を生ぜしめた後の週期も餘り延長する事なく僅かに 2 割乃至 2 割 5 分の延長に過ぎぬ事本書の卷頭に掲げたる實驗寫眞によるも明かである。建築物の固有振期は其の構造設計及施工の良否に因る事大であるが充分研究考慮を加へたる構造では前述の如く固有振動週期小であつて大地震の週期と共

振作用を起こす機會が無いと云ふも過言でない。又同寫眞より見るも振動静止時も數秒を出づる事がない。詳細は後章に述ぶる事とするが鐵筋混凝土の耐震性を知るに充分であると思ふ。

耐久力に於ても他のものに勝る。是れ混凝土は年月が經つ程強度を増す爲めである。之に就ては後に詳しく説明をしよう。鐵材でも常にペイントの塗り換へを要し、其都度多少傷を生ずるが鐵筋混凝土に於ては施工上注意を怠らないならば實に無限の壽命を有するものと云ふてもよいのである。又價格の點から云ふても、歐米に於ては他の耐久的な材料を用ふるよりも 2 割乃至 2 割 5 分安く出来るし又鐵で出来ないもの迄も作ることが出来る特長がある。

現今我國では鐵筋混凝土は比較的高價に付いて居るが、是れ過分の安全を計り餘計な材料や手間をかける爲めであらうと思ふ。著者の設計して實際施工した經驗に依ると、會社及び學校建築で相等の大きさのものなれば、鐵筋混凝土造は鐵骨混凝土造に比し 3 割 5 分位低廉に建築する事が出来る。

第三章 混凝土及び鐵の性質並に強度

第八節 概 說

鐵筋混凝土は今や前述の如く一般的材料となつて來たのであるから、此混凝土工業に従事するものは必ず鐵及び混凝土の根本的性質を充分に知つて置かねばならぬ。例へば近來一般に鐵筋混凝土を造る場合に搗き固めの費用を省き又表面を一様に仕上げる爲めに随分軟かい混凝土を用ふることが多いが、之を見て軟かい混凝土でなければ不可なる様に思ふて無闇に水を増す時は強度の上に影響が來て非常な危険を來す事がある。我國にて鐵筋混凝土建造物が屢々失敗に終ることがあるが之は設計者又は施工者が混凝土の性質を充分に知らなかつた事に基因することが多いのである。

私はタルボット教授の下で氏の指導を受け、米國混凝土學會の混凝土の性質調査に關する多くの實驗を行ひ、試材 600 餘個を製し混凝土の物理的性質を研究し之に依つて知り得た性質を參考の爲め述べよう。

第九節 混凝土の物理的性質 (著者の實驗せる結果)

第一項 使用材料と試材製作並に實驗法

(一) 使用材料

混凝土試驗材製作の用に供したる各材料は凡て米國東、中部地方一般鐵

筋混凝土工に使用するものに異ならない。而してセメント砂、碎石、砂利等凡て普通市場で求めた。

(イ) 砂利及碎石は米國伊利ノイ州カンカキー (Kankakee, Illinois, U. S. A.) 地方より産出せるもので、碎石は硬質の石灰石である。碎石の大きさは1吋4分の1 (1 $\frac{1}{4}$ ') の篩目を通過し4分の3吋 (3') 篩目上に止まつたものである。各粒鋭稜を有し粒大概ね一様である。1立方呎の重量はルーズ (Loose) なるとき90封度能く振り締めたるとき98封度であつた。

(ロ) 砂は米國インディアナ州ウオバッシュ川より得たるもので硬質鋭稜を有し粒大一様である。其の重量は1立方呎に付きルーズなるとき104封度、能く振り締めたるとき113封度である。

(ハ) セメントは凡てユニヴァーサル、ポートルランド、セメントを使用した其の質精良にして一般ポートルランド、セメント仕様書の各項に合格せるものたるや言ふ迄もない。製作すべき試験材片の性質及強度を一様にせんが爲め、前記セメント25袋 (2,500封度) を一容器内に開封し之を一様に混合した。

第一表は純セメント及配合1:3モルタルに關する各5個のスタンダード、ブリケット試験 (Standard Briquettes Tests) を材齢7日及28日に於て施した結果である。

又ビカー氏ニードル試験 (Vicat's Needle Tests) により定めたる同セメントの硬化初期及終期は次の如くである。

硬化初期 (Initial set)	3時間15分
硬化終期 (Final set)	6時間

第一表
セメントの強度試験成績

種 類	純セメント				1:3モルタル (但しオッタワ標準砂使用)			
	7日		28日		7日		28日	
材 齡 (Age)	%	%	%	%	%	%	%	%
使 用 水 量	24.5	25.3	24.5	25.3	9.6	9.7	9.6	9.7
最 大 耐 伸 強 (每平方吋に付き封度)	600.	545.	685.	655.	230.	200.	275.	290.
	570.	545.	740.	635.	200.	200.	310.	355.
	600.	595.	655.	695.	190.	210.	281.	345.
	590.	560.	685.	640.	210.	200.	270.	340.
平 均 耐 伸 強 (每平方吋に付き封度)	—	560.	640.	675.	230.	—	280.	295.
	590.	561.	681.	660.	212.	202.	281.	325.

(二) 混凝土

現今鐵筋混凝土に使用する混凝土は、特別の場合を除き概ね1:2:4の配合より成るを普通とするを以て本實驗用材に用ひたる混凝土は、凡て重量に於てセメント1、砂2、碎石 (或は砂利) 4の割合とした、其の製作には混凝土工事に能く熟練せる職工を使用し、初めセメント及砂を乾材の儘數回混合し、更に碎石を加へ又能く混和し一様に混合せるとき、水を注加し更に數回練り返したのである。

實驗材の多數はノルマル、コンシステンシー (Normal Consistency) に相當する水量を採つた。然し水量過不足の混凝土強度に及ぼす影響試験に供する實驗片は5種の水量を使用した。即ち砂及碎石重量の9.3%、10%、11%、12%及び13%とした。此の内9.3%は實驗上より定めたる本セメントのノルマル、コンシステンシーに相當する水量である。又 Dry consistency (符號 D) の混凝土に對しては8.4%、Wet consistency (符號 W) の混凝土に對しては10.2%の水量を使用した。

(三) 試験材片

本實驗に供する材片數は 600 有餘個に上れるを以て、各材片何れも可成一様なる状態の下に一様の注意を以て作り、其の結果の一様を期すべきこと最必要である。されば此等の製作に當りては、實驗室内（製作場内を含む）の溫度を一定にし且つ一定の日に略ぼ一定の時間（午前をとれり）に製作することとした。又使用材料の秤量其の混攪、搗き固めの程度等凡て最も精密に且つ一様ならしむるに勉めた。

(イ) 第一類實驗用材片

混凝土材の長さ強度との間の關係を定むる目的を以て 60 個の角形（横断面正方形）試験材を製作した、材片の大きさを 2 種とし其の一は断面 4 吋角、長さ 2 吋以上 24 吋に至つた。又他の一は断面 8 吋角、長さ 4 吋以上 32 吋で有る。

混凝土はノルマル、コンシステンシーに相當する水量を使用して製し、模型を取り外したる後實驗室内の濕潤砂内に貯藏し、材齡 3 箇月に達したるとき實驗に供したのである。

(ロ) 第二類實驗用材片

用水量、製法、並に貯藏の方法等を異にせる混凝土に於て其の材齡の増進と強度増減との間の關係を見出すの目的を以て總數 296 個の試験片を製した。試材は凡て直径及長さ共に 6 吋なる圓壘形で 8 種類より成れること後節に記述するが如くである。而して其の成分並貯藏の方法等に關する詳細は又後節に譲る。此等材片の一部は材齡 7 日、14 日、21 日、28 日、2 箇月並に 6 箇月等に達したるとき實驗を了へ、殘餘は 1 箇年 2 箇年乃至 20 箇年等に於て實驗を結了することになつて居る。

(ハ) 第三類實驗用材片

用水量の多寡が混凝土の強度に及ぼす影響を定むるの目的を以て 75 個

の圓壘形試験材を製した。其の大きさは直径並に長さ共に各 6 吋とす。5 種の異なる水量と 3 種の貯藏法とを採れること後節に掲ぐるが如くである。材齡 3 箇月に達したるとき凡て實驗に供した。

(ニ) 第四類實驗用材片

模型据置き期間の長短と混凝土強度との間の關係を知るの目的を以て試験片 40 個を製作した。材片の大きさは其の直径並長さ共に 6 吋を有する圓壘形にして何れも同時に同一材料を用ひ製作した。

模型を試材上に据置くべき期間を 3 日、7 日、30 日並に 90 日とし、模型を取除きたる後凡て實驗室内外氣中に貯へた、内 20 個を材齡 3 箇月に於て、残り 20 箇を 6 箇月に於て實驗したのであるが、本編には 6 箇月目に於ける實驗の結果のみを掲げたるに過ぎぬ。

(四) 試験材片の製法

實驗室内混凝土床上に稍々厚き紙を敷き（混凝土の床に付着するを防ぐ）此の上に模型を列べ既に練り合せたる混凝土を入れ約 2 吋厚毎に搗き固めた。混凝土は各試験片毎に別々に製したるもので、搗き固めと共に上表に水分の滲出するを見るや之を止め、漸次斯の如くにして上面に達した。表面（上面）は緩を以て平坦にし其の儘 2 日間同所に静置したのである。

(五) 試験材片貯藏の方法

第 4 類に屬する材片を除くの外は、模型を材片製作後 2 日間にして取外した。材片製作當時の室内溫度は華氏 60 度乃至 70 度で、貯藏の方法は次の如くである。

(イ) 室内外氣中貯藏。 型を取り外したる後材片を實驗室内一定の場所に何等特別の装置を施さずして留置した。

室内の溫度は時候の變遷と共に其の影響を被むり、華氏 60 度乃至 96 度の間を昇降した（96 度は盛夏季に於ける室内溫度）。

(口) 濕潤砂内貯藏。試驗室の一部に小室を設け此の内に水に潤したる砂を充分に貯へた。型を取り外したる試材片を此の砂室内に運び濕潤砂内に貯藏した。砂粒を常に濕潤ならしむるが爲め毎日1回撒水した。

濕潤砂内の平均温度は冬季に於て外氣中よりも高く、夏季中は之よりも低い、平均温度(砂内)は華氏65度乃至85度の間を昇降して居つた。

(六) 試驗機

此等材片の實驗に使用したる試驗機は米國イリノイ州、州立大學、應用力學實驗所内に据付ある試驗機にある。(第二表参照)

同一種類の實驗に際しては可成同一試驗機を使用するを必要とする、然れども本實驗に在りては其の試驗材の形狀、大さ等甚しく異なり、又貯藏法、材齡等の異なるが爲め、其の強度に著しき差異あるを以て、同一機械を使用すること頗る不便である。

然れども試驗材片中約7割は第885號50噸試驗機を用ひ實驗することが出來た、而して機械速度の甚しく異なる第1375號試驗機を使用し

第 二 表

實驗所内機械番別	試驗機の種類	同容量	機械の速度(毎分轉)	實驗せる試驗片の種類
500	Riehle-vertical screw machine.	300 噸	$\frac{1}{10}$	8 吋角形試驗片
1	Olsen's- 同上	100 噸	$\frac{1}{10}$	第885號試驗機の容量を越えたる圓筒形(直径6吋)試材
1375	Riehle- 同上	50 噸	$\frac{1}{10}$	4 吋角形試材の中長さ12吋以上のもの
885	Riehle- 同上	50 噸	$\frac{1}{10}$	4 吋及び6 吋角又は圓形試材の大多數

て實驗したる材片は僅に10個に過ぎない、其の他の試驗機は何れも第885號機と速度に於て大差なく従て實驗上の結果に毫も影響せざるを認むることが出来る。

(七) 試驗機上に實驗用材片設置の方法

試驗材片は何れも之が實驗に先立ち、其の上下兩面に**プaster、オフ、バリー**を約2分の厚さに塗布し置き10時間以上を經過し、之が硬化と共に水分の全く散發するを俟ち實驗に供した。混凝土表面を直接試驗機臺に接せしむるときは、壓力の分布(試材上に)一様ならず従て局部の破損を免れない。然れども**プaster、オフ、バリー**を塗布するときは、壓力を試材面上に一様に分布せしむることが出来る。其他實驗の方法に至りては普通通行はるゝ處に異なるない。

第 二 項 實 験 の 結 果

(八) 第一類。混凝土材の長さが其の強度に及ぼす影響

第三表に掲げたるは本類の實驗に關する總ての要項にして試材の大きさ材

第 三 表

試驗材長の變化に伴ふ混凝土抗壓強の變化に關する實驗

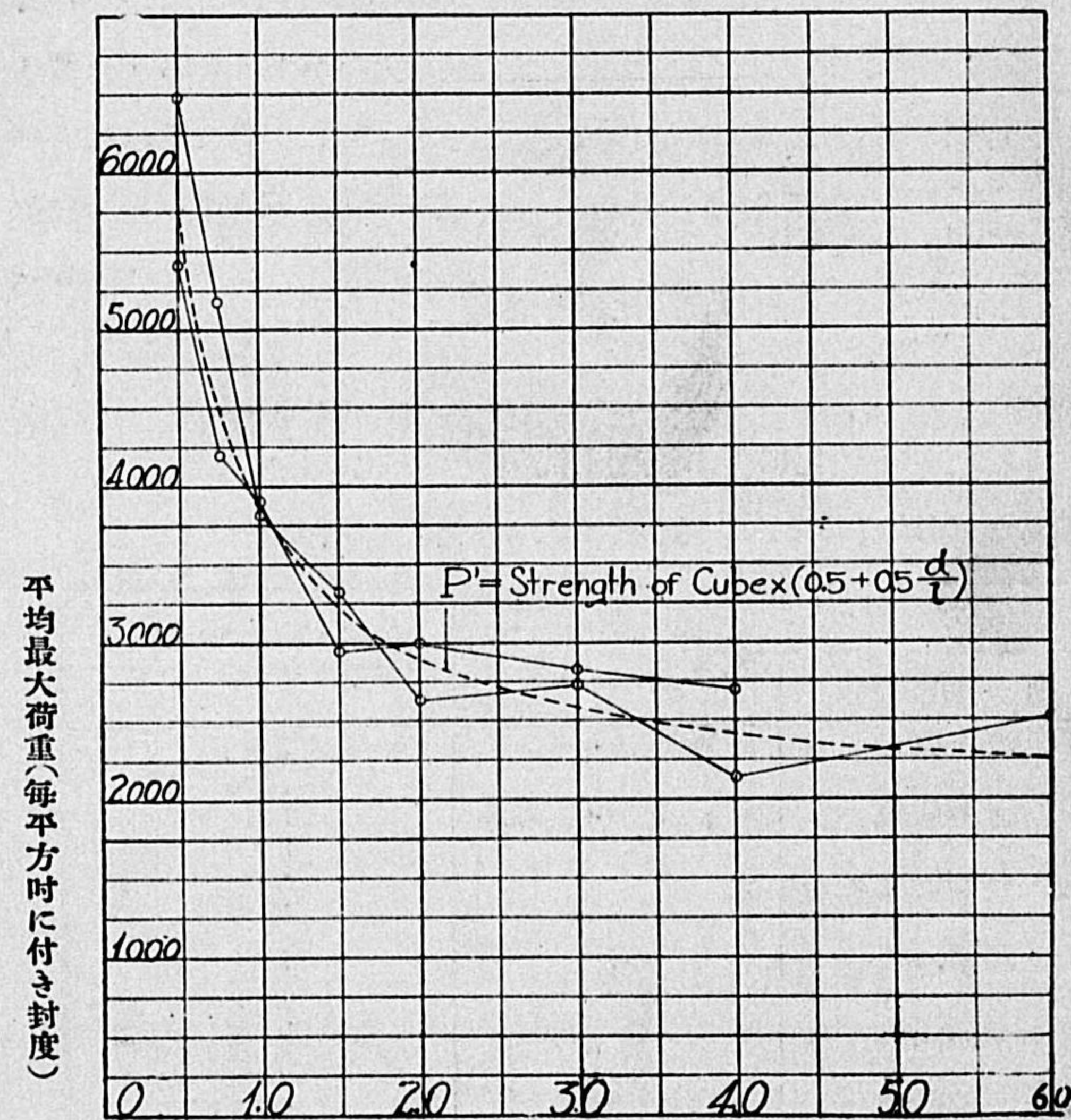
(材齡3箇月目にて實驗、何れも4個實驗の平均値)

試 断 面 (吋)	材 長 (吋)	平均抗壓強 (毎平方吋に付き封度)
4×4	2	6485
4×4	3	5170
4×4	4	3811
4×4	6	3306
4×4	8	2623
4×4	12	2732
4×4	16	2137
4×4	24	2513
8×8	4	5408
8×8	6	4192
8×8	8	3898
8×8	12	2948
8×8	16	2981
8×8	24	2818
8×8	32	2689

齡及平均單位荷重等を掲げて居る、破碎の狀況は之を2種に區別することが出来る。短小なるものは凡てクラッシング (Crushing) に依り、長大なるものはクラッシング並にシャリング (Shearing) に基き破壊せられたること豫期の如くである。

前記第3表より明かなるが如く試験材は2種の異なる大きさを有してを

試験材長の變化に伴ふ混凝土抗壓強度の變化
(材齡三ヶ月試験)



比: l:d
FIG.-16

る、其の一は4吋角形にして他は8吋角形である。FIG.-16は第3表の結果を表はせるもので材長の短縮に伴ひ混凝土の強度著しく増加せる事明である。此の如く比較的短小なる混凝土材に在りては普通支柱に關する諸公式を用ひて其の強度の優劣を論ずることが出来ない。FIG.-16の結果より見るときは材長が其の1邊の3倍附近にありては強度減少の割合甚だ小である。是れ應剪力が其の強度を支配するに依る。

4吋角試験材の強度は8吋角の結果に比し少しく不規則なるを認む。是れ此の如き小形の試材にありては各部を完全に製作すること頗る困難なると、又一方試験材に於ける些少の不完全は、其の結果に影響を及ぼすこと大なるに依るが爲めであらう。然れども同圖の結果を概言すれば4吋角並に8吋角試験材の強度は甚しき大差なく、従て材長の變化により強度の變化なきものと見ることが出来る、特に立方形試験材に在りては兩者殆んど相一致して居る。

圖中點線を以て表はせる曲線は、兩種混凝土材の約平均線にして、次の式により算出したものである。

$$P' = P \left\{ 0.5 + 0.5 \frac{d}{l} \right\}$$

茲に

P' は純混凝土短柱の所要最大荷重(或は抗壓強)

P は純混凝土立方形試材の最大荷重

d は短柱横斷面の幅

l は短柱長さである、

此の式は純混凝土短支柱の最大荷重を $P \left\{ A + B \left(\frac{d}{l} \right) \right\}$ の函数なりと

假定し、實驗上より得たる結果(4吋角試材と8吋角試材との各最大荷重)を平均し七組の(Observation Equations)を作り其の常数 A 及 B を最小自乗法により算出した

るものである。

而して此の式は重量に於てセメント 1, 砂 2, 碎石 4, の割合より成る混凝土にして材長が其の幅の半倍乃至 6 倍の範圍内に於て應用することが出来る。(右は實驗せる範圍内なり)。

(九) 第二類。 水量製法並貯藏法等を異にせる混凝土に就き其の材齡と強度増進の割合

試験材製作に關する詳細は試験材片、同製法並貯藏法等の各項に亘り既に述べたるが如くである。實驗に關する凡ての要項は第 4 表に掲げてある。

第 四 表

用水量製法並貯藏法を異にせる混凝土材に就き其の材齡と強度増進との割合

(試材は直徑及び高さ共六吋圓錐形なり、何れも四個實驗の平均値)

材 (日 數)	平均抗壓強 (每平方時に付き封度)	材 (日 數)	平均抗壓強 (每平方時に付き封度)
A 屬混凝土	7	P 屬土	23
	14		65
	21		183
	28	S 屬混凝土	7
	63		14
187	21	28	
B 混及 C 屬土	2232	63	192
	2046	T 屬土	60
	2734		192
		3433	D 屬混凝土
2208	14		
1888	21		
D 屬混凝土	1751	28	
	2140	60	
	2658	185	7
	2615	W 屬混凝土	14
	3056		21
3934	28		
	60		
		185	

ある。破壊の狀況は一般に Crushing に基つて居る。

Fig.—17 は實驗の結果を圖式に表したるもので混凝土材齡の増進と強度との間の關係を見るに便である、表及び圖中に使用したる符號に就て再記すれば次の如くである。

A 屬, Normal consistency (所要砂及碎石重量の 9.3%) に相當する水量を用ひ製したる混凝土材で、型を取り外したる後實驗室內一定温度の外氣中に貯藏したるもので有る、但し碎石は使用前水に濕したり。

用水量製法並貯藏法を異にせる混凝土に就き其の材齡と強度増進の關係

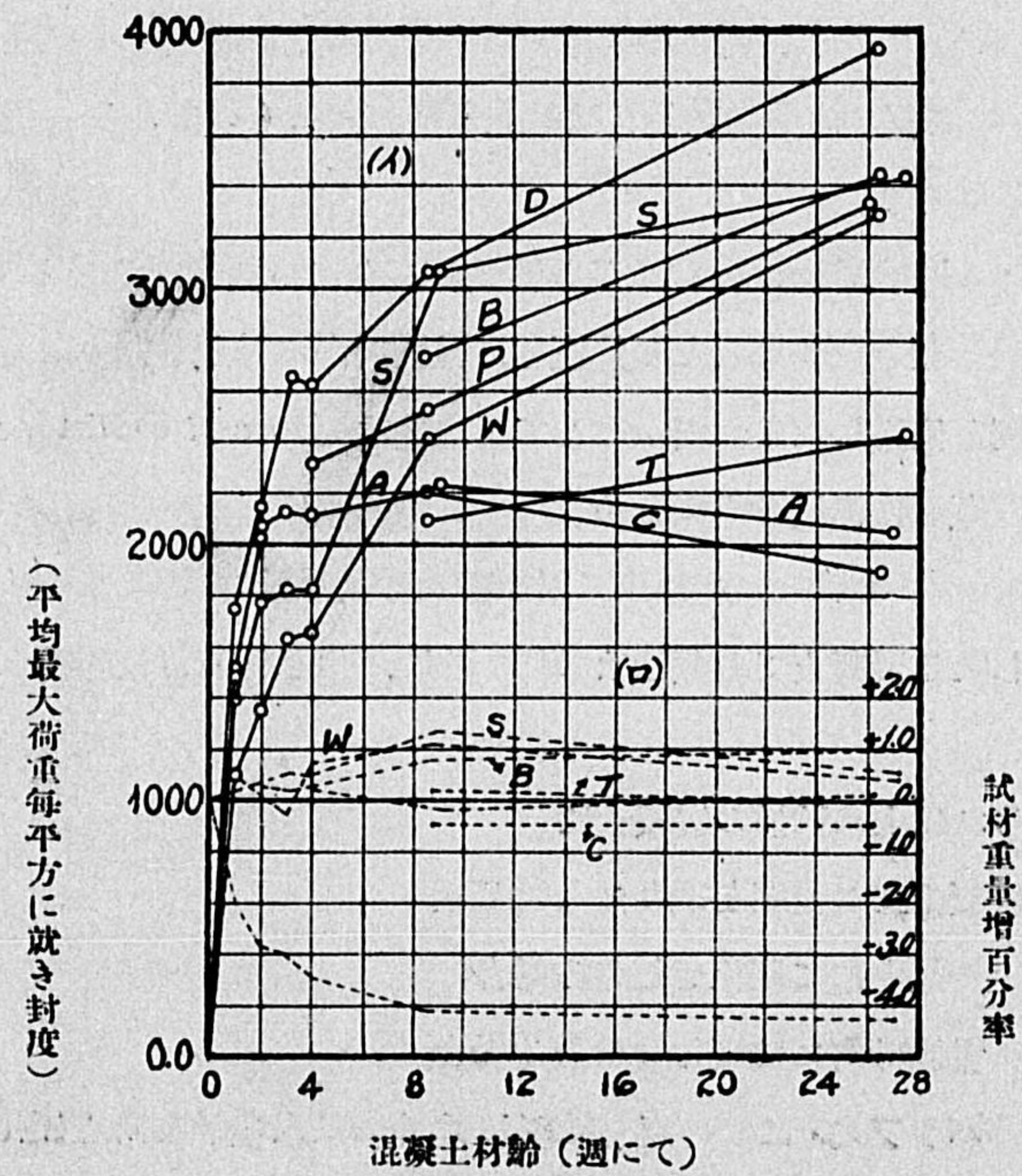


Fig.—17

B 屬, 特に乾碎石(使用前水に浸さざるもの)を使用し Normal consistency の水量を用ひ製したる混凝土材にして型を取り除きたる後濕潤砂内に貯藏したるもので有る。

C 屬, B と同じく乾碎石を使用し其の製法 B と全く同一である。但し型を除きたる後實驗室内外氣中に貯藏したるものである。

D 屬, Normal consistency 以下(所要砂及碎石重量の 8.4%)の水量を用ひ製し、型を取り除きたる後、濕潤砂内に貯藏したる混凝土である。但し碎石は使用前水に濕したり。

P 屬, Normal consistency の水量並濕潤碎石を使用して製したる混凝土なること(A)に同じ、但し型を取り外したる後、試験片の外面全部をパラフィンにて覆ひ水分の發散又は吸入を防ぎたるものである。貯藏の方法は B に同じ。

S 屬, Normal consistency の水量並濕潤碎石を用ひ製したること(A)に同じ、但し型を取り外したる後直ちに濕潤砂内に貯藏したり。

T 屬, 砂利を使用したる混凝土にして用水量は Normal consistency に相當し、貯藏法は濕潤砂内である。

W 屬, Normal consistency 以上(所要砂及砂利重量の 10.2%の水量を用ひ作製したる混凝土で貯藏法は T に同じ、但し碎石は使用前水に濕したり。

之を要するに以上八種類の混凝土は

(一) 混凝土より模型を取り外したる後

(イ) 外氣中にて硬化せしむる場合

(ロ) 濕潤砂内にて硬化せしむる場合

(ハ) パラフィンにて外面を被覆し水分の吸入發散を防ぎ硬化せしむる場合等の別。

(二) 混凝土を練り合はするに當り

(イ) 使用前水に濕したる碎石を用ふると否と

(ロ) Normal consistency に相當する水量を用ふると或は夫れ以上又は以下の水量を用ふるとの別

(ハ) 碎石を使用すると砂利を使用するとの別

等の結果が混凝土材齡の増加に伴ひ其の強度上に如何なる影響を與ふるや又其の優劣如何を研究する目的に出たのである。

以上 8 種類の性質に関する傾向は 6 箇月材齡試験迄に於て明かに知る事が出來た、今次に其の概要を述べん (FIG.—17 参照)。

混凝土の強度は貯藏法(或は養生法)の如何により左右せらるゝこと少なくない、本類の實驗に於ては 3 種の貯藏法を採つた、即ち左の如くである。

(イ) 外氣中放置(實驗室内)

(ロ) 濕潤砂内貯藏

(ハ) パラフィン被覆

(イ) 外氣中に放置したる試材の強度は材齡約 2 週間に達するまで頗る急速に増加して居る (FIG.—17 参照)、即ち 2 週間目の平均最大荷重每平方吋 2061 封度を示し、4 週間目の終りに於て 2116 封度、2 箇月の終りに於て 2232 封度、6 箇月目に於て 2049 封度に過ぎない。而して其の増加の割合は 2 週間目の終りに於ける強度に比し各僅に 3% 8% 並零に過ぎない。されば此の貯藏法に依れる混凝土は事實上 2 週間の終りに於て最大強度に達するものと見る事が出来る、然れども其の後の増加率は頗る少ない。而して普通鐵筋混凝土工事に於ては型を取り除きたる後何等特別の養生法を施さずして外氣中に硬化せしむるのが普通であるが、此の如き方法は如何に混凝土の有効度を減少するかを推定する事

が出来る。

(ロ) 濕潤砂内に貯藏せる混凝土の強度は、材齡の増進に伴ふ強度の増加一般に大きい、此の貯藏法を採れる4種類の試材 (Fig.—17 B,D,S,W) 中 D 屬は其の強度最も優越して居る。而して S 屬之れに次ぎ W 屬最も劣つて居る。

D は毎週時の最大荷重(平均)常に最高で材齡半箇年に於ける實驗の結果より推考すれば將來尙増加を示さんとする傾向である。又 S 及び W の2種類は共に其の初期に於て強度の増加率小で其の第4週間目の強度は D の第1週間目の強度に伯仲して居る。然れども第4週間目以後頗る急速に其の強度を増加し、S は2箇月目に於て D と殆ど同強度を示して居る。之れに反し W は遙に之に劣つて居る。材齡半箇年に進むや D は尙毎平方吋 878 封度 (2 箇月の最大強荷重より) を増加したけれども S は 368 封度を増加したるのみである、而して B は殆ど S に等しく W は少しく之に劣つた結果を示して居る。以上濕潤砂内に貯藏せる4種類 (B,D,S,W) に於て其の各強度に此の如き差を見るに至れるは主として混和用水量の多寡に基くや明かである。而して D 法による混凝土を最良とすることも明瞭となつた次第である。

(ハ) パラフィン被覆法に依り水分の發散並吸入を防ぎたる混凝土強度は Fig.—17 P 線にて表はした如くである、即ち第4週間目に於て平均最大單位荷重 2314 封度 (毎平方吋に)、2 箇月目に 2521 封度、半箇年目に 3329 封度を示し、材齡の増進に比例して其の強度を増加して居る、然れども各期に於ける強度は概して低く僅に W 類に優れるに過ぎない。故に混凝土内水分の發散又は吸入を絶對的に防止するときは其の強度を優秀ならしめないと云ふことが明瞭である。

水量過不足の混凝土強度に及ぼす影響については第3類に述ぶべきを

以て茲には省略する。以上實驗の結果につき特に注意すべきは貯藏方法の如何に係らず、又水量の多寡に關せず凡ての試験片を通じ第3週間目より第4週間目に進み強度の増進を停止して居る (Fig.—17参照)。

此の如き結果が8種類の混凝土中共の1、2種に於てのみ生ぜしならば或は偶發的事故によるものとなす事が出来る。然れども本實驗に在りては各種類共に4個の試験片實驗の平均値なるのみならず其の4個は各異なれる日に製作し且異なる日に實驗に供したものである。而して尙各種類の混凝土を通じて此の如き結果を生ぜしは、是れ明かに偶發的に非ずして全くセメントの性質に基くものなりと斷言することが出来る。混凝土が一旦保有せる強度を其の以後に於て減するは (寧ろ強度増進の一時中止と云ふを至當とする) 一見頗る奇なる様であるが決してそうではない。セメント粉末の度頗る微小なるものは概ね急速硬化 (Quick Setting) の性質を有し且急速硬化セメントは材齡の増進せるに係らず強度の減少(一時的)を見ることは普通である。而して其の例に乏しくない。例へば先年我國農商務省工業試驗所が十六會社製セメントにつきモルタル試験に施せる結果に徴するに右の内8會社 (淺野、日本、北海道、九州、佐賀、小野田、大阪(B)、中央各セメント製造會社) 製ポルトランドセメントは凡て第3週間目より第4週間目に進み其の強度を減じたるにより明かである、又他の一例は去る1912年米國に於て開催せられたる第六回萬國材料試驗協會々議に提言せる E. Candlot 氏(佛國巴里)の所論である。而して其の歸納する所は混凝土強度の一時的減少はセメントの性質の改良と粉末度の微細なるに従て起るものにして決して該セメントの不良なるに依らないと云ふて居る (但し此の場合に於て其の強度は指定強度以上にあるを要することは勿論である)。

又本實驗に關聯し各試験片内水量の増減を量つた、外氣中に放置したる

試材は其の重量の減少(即ち水分の發散)第4週間目まで漸次増加し半箇年後に於ても尙原重量の4%を超えた。其の他の種類にありては重量の増減概ね一樣である。即ちパラフィンにて被覆せるものは重量に實際上増減なく従て混凝土内水分の増減なきを證し又 B, D, S, W, 等濕潤砂内貯藏の分は水量の吸収概ね1パーセント内外である。

FIG.—17 (イ) FIG.—17 (ロ) とを對照するときは水量の増減と強度との間に特種の關係が有ることが解る。其の結論とする處を述べれば次の如くである。

(イ) 試材に過量の水分を含むときはセメントの硬化作用を遅からしむると共に其の硬化力を減殺するものである。而して硬化を全うするに比較的長時日を要す。是れ FIG.—17 S 及び W によりて知ることが出来る。

(ロ) 試材より其保有せる水分を急速に發散せしむるときは、硬化作用を速むれども其の硬化凝結力を著しく減殺する。従て混凝土の結成を脆弱ならしむるものである。是れ硬化に必要な水量不十分なるを以て硬化完成期を速め、又一方水分急發散の爲め比較的多孔質混凝土を成すに依るのである。是れ FIG.—17 A より見ることが出来る。

(ハ) 水分の發散並吸入を絶対に防止するときは混凝土の硬化を完全ならしめないものである。従て混凝土の凝結不十分なるが爲め最大荷重も他に劣て居る。此の如き試材(パラフィン被覆)を試験機にて壓縮破砕したる後、其の内部混凝土の性質を検するに少しく暗褐色を呈し、往々惡臭を放つものがある。是れ水分の腐敗せるに依るのである。以上は P 類の強度比較的高からざる一因で有る。

FIG.—17 (イ)(ロ) 兩圖並に以上論述する處により實驗の目的たる8種類の混凝土に關する材齡の増進と強度との關係を知ることが出来る。而して鐵筋混凝土の實地工事に最も普通なる Wet mixture の混凝土を外氣中

に硬化せしむるの方法は、本實驗に於ける A 屬よりも更に不良の結果を生ずること固より明である。此の如きは材料使用上最も不經濟なること勿論なるを以て、實地に在りては可成混水水量を多くせないで搗き固めを充分ならしむる方が遙かに得策でもあり又優れても居る。

(十) 第三類。混凝土用水量の強度に及ぼす影響

第五表は本類の實驗に關する凡ての要項を含んで居る。實驗材片に對する平均抗壓強等掲げて同表に明かである。

FIG.—3 は實驗上の結果を圖式に表せるものである。本圖より見るも混水水量の過量が如何に混凝土の強度に甚しく影響するかを知ることが出

第五表

混水水量の混凝土強度に及ぼす影響試験

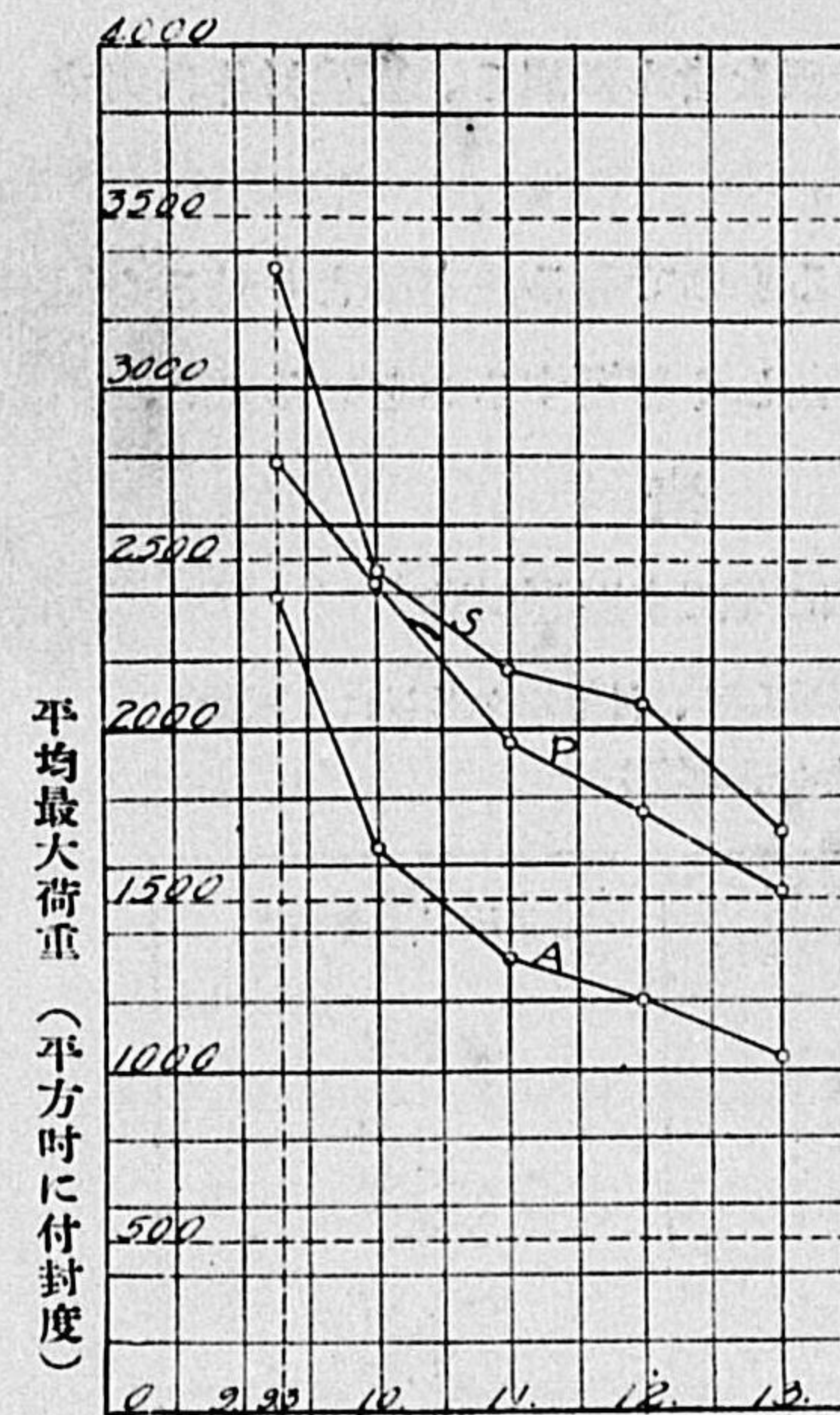
(試材は直徑及び高さ共に6吋なる圓筒形なり、材齡三ヶ月目にて實驗
何れも4個の實驗の平均値)

混水用水量%	平均抗壓強 (每平方吋に付封度)	重量増減百分率%	
A 屬 混 凝 土	9.3	2391	3.65
	10.0	1638	4.01
	11.0	1318	4.54
	12.0	1200	4.44
	13.0	1038	4.87
P 屬 混 凝 土	9.3	2792	0.51
	10.0	2440	0.45
	11.0	1966	0.47
	12.0	1752	0.59
	13.0	1517	0.39
S 屬 混 凝 土	9.3	3647	1.63
	10.0	2442	2.10
	11.0	2163	2.27
	12.0	2071	2.44
	13.0	1711	2.62

來る。圖は水量の増加に對する強度減少の割合を見るに便じたものである。同圖に於て横軸は用水量(砂及び碎石の重量に對する用水重量)を%に

て表したるものを示し縦軸は混凝土試材の強度(但し Normal consistency に相當する水量を用ひ製したる混凝土の強度を百とし、其の他の試材の強

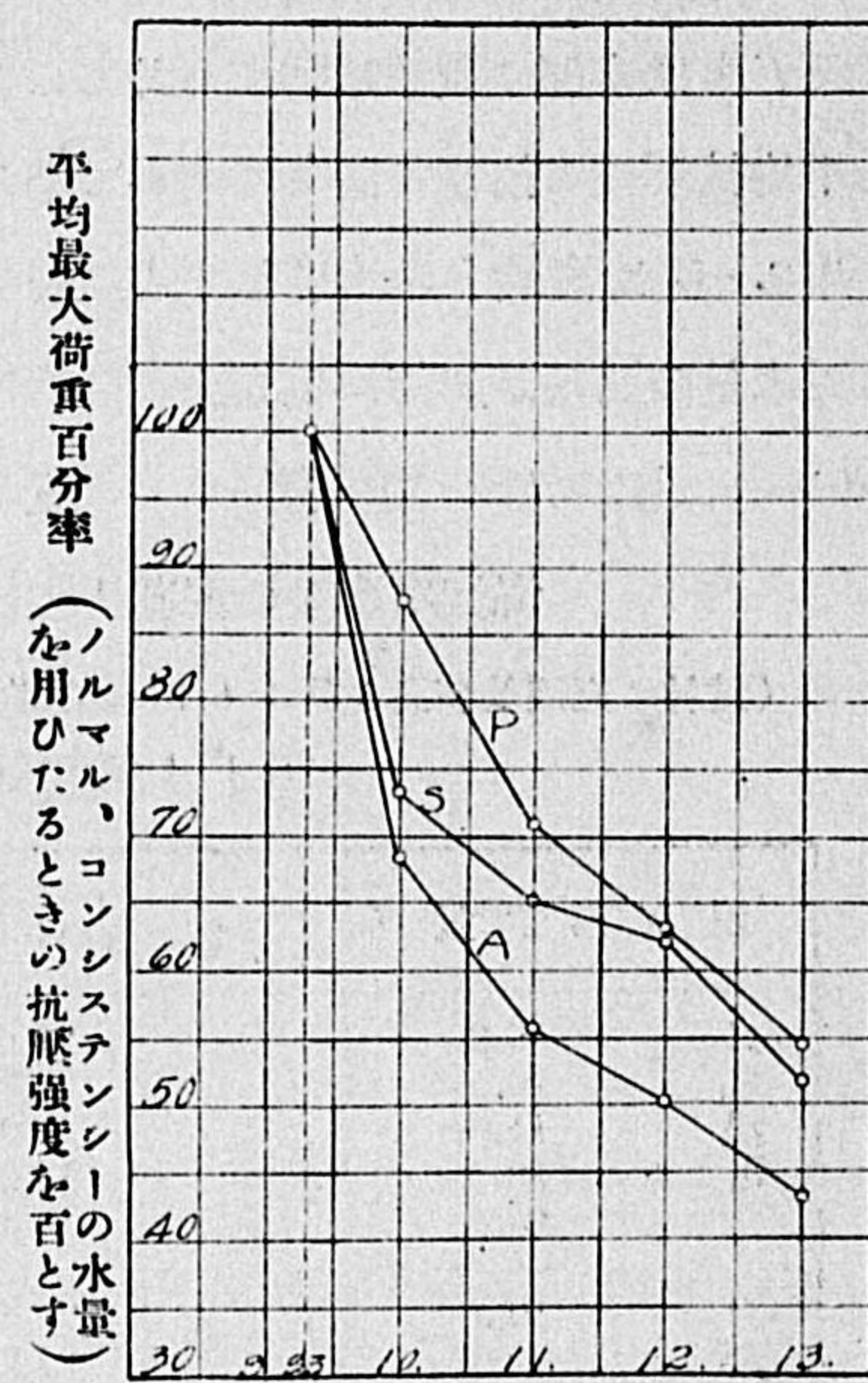
混凝土混和水量が其強度に及ぼす影響
(材齡 3 箇月試験)



混和水量 (%)

Fig. -18

混凝土混和水量の増減と其の強度増減との割合
(材齡 3 箇月試験)



混和水量 (%)

Fig. -19

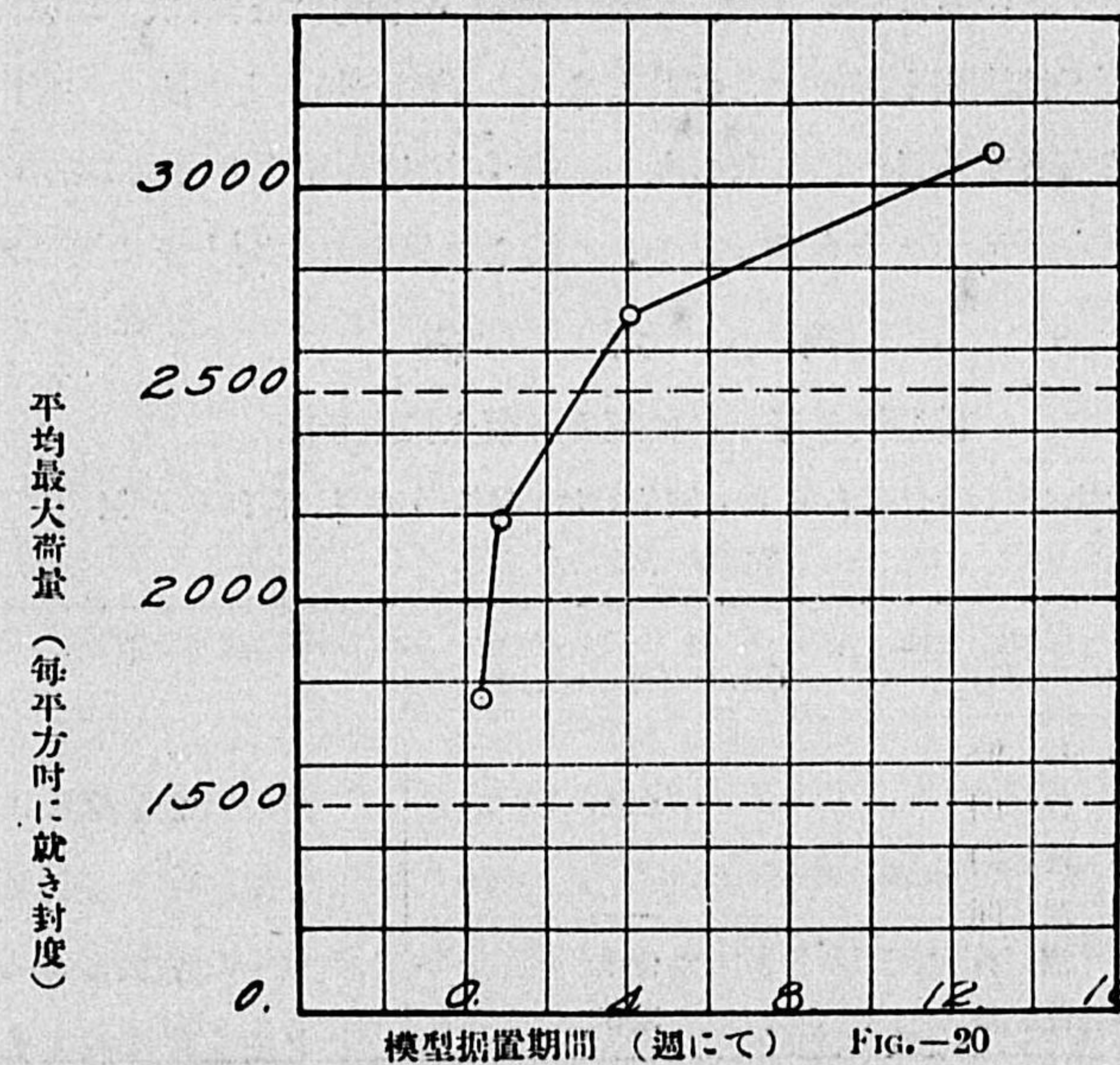
度を % にて表したり)を示したものである。今 A' 線の場合を採るに用水量を 9.3 % (Normal consistency) より 10.0 % に増加したるが爲め其の強度 31.0 % を減じて居る。又 9.3 % より 11.0 % に増加したるが爲め其の強度約 45. % を減じ、更に 13.0 % に増加するときは其の強度

約 57.0 % を減少して居る。之に依つて見るに水量に於ける些少の増加も其の強度に著しき影響を及ぼすことが明である。強度減少の割合は外氣中貯藏 (A) の場合に於て最も甚しく、濕潤砂内貯藏のもの (S) 之に次ぎ、パラフィンにて覆ひたるもの (P) 最も少ない。

以上實驗の結果より見るに、實地工事に際しては用水量の秤量に如何に多大の注意を要するかは明かである。而して過多の水量を使用したる混凝土を用ひ、搗き固めの勞力を省かんよりは寧ろ Normal consistency に相當する水量を撰び、搗き固めを充分ならしむるの途に優秀にして且經濟なることを認むることが出来る。

(十一) 第四類。模型据置き期限の長短が混凝土の強度に及ぼす影響

模型据置き期間の長短と混凝土抗壓強度との關係
(材齡 6 箇月試験)



模型据置き期間 (週にて) Fig. -20

鐵筋混凝土の實地に臨み技術者の多くは模型据置き期間の長短が如何に建造物の強度に影響するかを餘り注意をせない様である。即ち 24 時間 2 日間或は 3 日間等單に從來の慣例のみに依ることが多い。然れども混凝土が混攪用水量の急散を防ぐと否とにより、其の強度に著しき差異を生ずるは一般の認むる所である。然らば模型据置き期間の長短は又混凝土の強度に著しき影響を及ぼす可きものであらうと云ふことは豫想が出来る。

本實驗は此の兩者の數字的關係を定めんとして施したものである。第 6 表は本類の實驗に關する凡ての要項を掲げて居る。試材に用ひたる混凝土は所定の材料（セメント 1, 砂 2, 碎石 4 の配合）と Normal consistency に相當する水量（砂、碎石重量の 9.3%）とを用ひ製し模型を除きたる後は實驗室内一定温度の外氣中に貯藏した、試材上に模型を据置きたる期日は 4 種にして 3 日間、七日間、1 箇月間並 3 箇月間とせば、1 箇月並 3 箇月の兩者は實用上必要ならざれども其の期間と強度との間の一般的傾向を見出さんとする目的に外ならない。第 5 圖は實驗より得たる第 6 表の平均強度を圖に示せるものである、此圖より見るも混凝土上に模型据置

第 六 表

模型据置期間の長短と混凝土抗壓強度

（試材は直徑及び高各 6 吋の圓錐形なり材齡 6 箇月、何れも 5 個實驗の平均を示す）

模模型を混凝土上に据置たる期日	平均抗壓強度 (每平方吋に付封度)	強度増進率 %
3 日間	777	100
7 日間	2195	123
2 週間	—	132
3 週間	—	141
1 箇月	2669	150
3 箇月	3063	172

き期間の延長に伴ひ混凝土の強度を著しく増加するは頗る明瞭である。是れ模型の爲め水分の急散を防ぎ恰もパラフィン被覆の場合に於けるが如き作用をなし以て混凝土の硬化に必要な水分を内部に保留せるに依るものである。

本表より見るに型を 1 日或は 2 日の後取り除きたる場合の混凝土は其の強度甚しく減殺せらるべきこと明瞭である。例へば 3 日間後に取外すべき型を 1 週間に變更せば其の結果強度に於て 2 割 3 分を増加すること第 7 表の如くである。

又型を 1 日の後取り外したる場合と、1 週間後に取外したる場合とに就ては、其の兩者の強度に於て少くとも 4 割の差ある可きは推測することが出来る。

以上は 6 吋圓錐形（長 6 吋）の試材につき實驗したる結果であるから直ちに之を實地工作物の如き大なる部材に適用せられ得べきや否やにつき多少の疑問を挟む人があらう、然れども右は充分の注意を拂ひ實驗したる結果なるのみならず實地工事に在りては實驗室内に於けるが如く諸般の設備完全でない、又氣温の變化等も甚しく、従て前表記載の結果よりも一層甚しき影響を被ることであらう、故に第 7 表は又實地の場合にも眞なりと信ずることが出来る。

之を要するに模型据置き期日の長短は混凝土の強度に及ぼす影響此の如く大なるを以て實地に際しては事情の許す限り長く型を混凝土上に残すを得策とする、殊に又鐵筋混凝土工の如く薄き壁、細き柱、桁、並に薄き床等を有するものにおいて比較的短期日を経過したるのみにて模型を取り外すは、材料使用上最も不經濟となるものと斷言することが出来る。故に桁の如く彎曲作用を受くるものでは少くとも 30 日間出来れば 40 日間は型を取外さぬ方がよい、尤も桁兩側の型板は 1 週間以上経過したなら

ば取外しても宜しいが、底板丈は前述の如く、混凝土の抗壓強度 2000 封度 (每平方吋) 位に達するまでは、絶対に取外することが出来ない。

(十二) 第五類。機械練り混凝土と手練り混凝土との強度の差。

機械練り混凝土は手練りに優るべきは勿論であるが幾何の差があるか研究の必要がある。尤も手練りでも十分に注意すれば優良なる混凝土を得ることが出来るが重要な工事には機械練りを採らねばならぬ。實驗の結果によれば機械練り混凝土は手練りのものよりも約 3 割抗壓強度に於て優つて居る。

(十三) 第六類。混凝土用砂利粒大と混凝土の抗壓強度。

(I) 混凝土の強度は何によりて支配せらるるか

云ふまでもなく其要素頗る多い、セメントの種類、分量、砂利及砂の性質、大さ、並に調合比、水の分量、混交の良否、搗き固めの巧拙、養生法の如何、混凝土の材齡等何れも混凝土の強度を支配するのである、此等の中砂利粒大と強度との關係を究むるは頗る重要な又興味ある問題である、之れに關し今日まで歐米に於て行はれたる實驗に乏しくはない、而して粗粒 (Course) の砂利を用ひたる混凝土は細粒 (Fine) の砂利を用ひたるものよりも、抗壓強度の優秀なるは既に明瞭なる事實である、されば材大 (Size of member) と粒大 (Size of aggregates) との間に一定の關係を有せなければならない、然れども如何なる大さの砂利が混凝土に最大抗壓強度を與ふべきや世未だ定論のある事を聞かない、今次に各學者の説を掲げて參考の一助としやう。

(II) 學者と實驗者との説

1901 年 米國 Watertown Arthenal にて實驗せる報告によれば次の如し。

第七表の—

混凝土の成分 (セメント—砂—砂利)	砂 利		試供材 の大きさ	試供材 の 數(個)	試 材 供 の 齡(日數)	極 抗 壓 強 (每平方吋 に付封度)
	種類	大さ(吋)				
1.—25.—4.	砂利	0.5 — 2.0	6 吋角 長 3 呎	8	33	2326
1.—25.—4.	同	0.25 — 2.5	同	6	33	2363
1.—25.—4.	Hard Trap rock Trap	1.0 — 2.5	同	6	33	2886
1.— 2.—4.	同	1.0 — 2.5	1 呎立 方 體	—	2 ケ年	2549
1.— 2.—4.	同	1.5 — 2.5	同	—	2 ケ年	2789
1.— 2.—4.	同	2.5	同	—	2 ケ年	2466

此等實驗の結果より見るも粗粒の砂利を使用して製したる混凝土の強度は、細粒を用ひしものに優れること明かである、次に Taylor 及び Thompson 兩氏の著書によれば (Taylor & Thomson's Concrete, Plain and Reinforced) 混凝土の強度は一般に使用砂利最大粒の大小により増減すると云ふて居る。此の事實は (Howard) 氏が Watertown, Arthenal に於て配合比 1.—1.—3. 混凝土製 1 呎立方體に就ての實驗によりて明かである、故に混凝土の強度は重量に比例し従て密度に比例して變化する、又 (John Kyle) 氏は 1.—2.—6. 調合の混凝土試供材を以て實驗したる結果によれば砂利粒 1 吋半のものを使用したる混凝土は粒大 3 吋半を有せる混凝土の強度の半に相當したりと云ふ、又 Thompson 氏の實驗せる處によれば結論とする處は次の如くである (Transaction of Amer. Soc. of C. E. Vol. 59. 1907. 参照)。

- (a) 使用砂利の最大粒は壓力に對する混凝土の強度を定むる要素である、換言すれば砂利粒大 2 吋 4 分の 1 及び以下なるものを使用したる混凝土は粒大 1 吋及以下のものを用ひし混凝土より強度大である、同様に

粒大 1 吋のものは粒大半吋のものより強度が優つて居る、直徑 1 吋の砂利を最大粒とする混凝土の抗壓強度を、直徑 2 吋 4 分の 1 の砂利を最大粒とする混凝土と等しからしむるにはセメントの量を更に 6 分の 1 増加するを要す、又 4 分の 1 吋の砂利を最大粒とせる混凝土の抗壓強度を、2 吋 4 分の 1 砂利粒大を有する混凝土と同強度ならしむるにはセメントの量を約 3 割増加しなければならない。

(b) 最も強き石質の砂利を使用したる混凝土は其の密度最も大である。又佛國大家 R. Felet 氏がモルタルの抗壓強度に関する原則(I.O. Baker's A Treatise on Masonry Construction, p. 199, 1913. 年版参照) は混凝土の抗壓強度を定むるに最も必要なるものにして其の所説次の如くである。

モルタルを作るに使用したるセメント及び砂の性質、配合率並に砂粒の大小如何に係らず、同一状態の下に同期間凝結硬化せしめたるモルタルの抗壓強度は全然 $\frac{c}{1+c-(s+g)}$ の函數である、茲には c 單位容積内に在るセメントの絶対容積(即ち空隙を有せざるもの) s は砂の絶対容積である。

Taylor 及び Thompson 兩氏は此の原則を混凝土の場合に應用するが爲め次の如く變じた。

混凝土の單位抗壓強 $= P = M \left(\frac{c}{1+c-(s+g)} - 0.1 \right)$ 此の内 M は或る係數にして g は混凝土の單位容積に對する砂利の絶対容積である、今混凝土を製するに一定の配合率を定むれば c 及び s は定數と考ふことが出来る、從て上式は次ぎの如く變ずる。

$$P = \left(\frac{K}{K' - g} - \frac{M}{10} \right)$$

茲に K 及び K' は c 及び s の値によりて定めらるべき常數である、本

式より見るも P は g の最大値を取る時に最大なることは明瞭である。

(III) 著者の實驗

以上論じ來れる處によれば混凝土の抗壓強度を増加せんには密度の大なる砂利換言すれば成るべく大粒の砂利(或は碎石)を使用しなければならない、然れども此の場合に注意すべきは粒大を増すに従ひ空隙を増加すべきを以て多量のセメントを要し是れが爲め強度を増加するに至るべき事である。又純混凝土のみを使用する工事にありては、粒大を増すことを得べきも鐵筋混凝土工にありては粒大に自ら制限あり依て著者は鐵筋混凝土の場合に應用するの目的を以て混凝土材大(Size of member)と使用砂利粒大との關係を定むるの實驗を施した。實驗に供する目的を以て大正 2 年 3 月中 40 個の試供材を製し材齡 3 ケ月に達したる時實驗を行ふた、試供材は何れも圓球形にして其の直徑は 4 吋、6 吋、8 吋、10 吋及 12 吋の 5 種類を選び、其の高さは何れも其直徑に等しい、使用砂利は硬質なる石灰石より製せる碎石にして 2 種類とした、其一は 6 分篩目を通じ 4 分篩目上に止まりたるもの、他の一は 1 寸篩目を通過し 6 分篩目上に止まりたるものである、使用水量は砂及砂利重量の 9.3 パーセントにして使用せるセメントの(Normal Consistency)に相當せるものである、試供材は製作後 3 ケ月間濕潤なる砂内に貯藏し水分の急發散を防ぐに努めた。

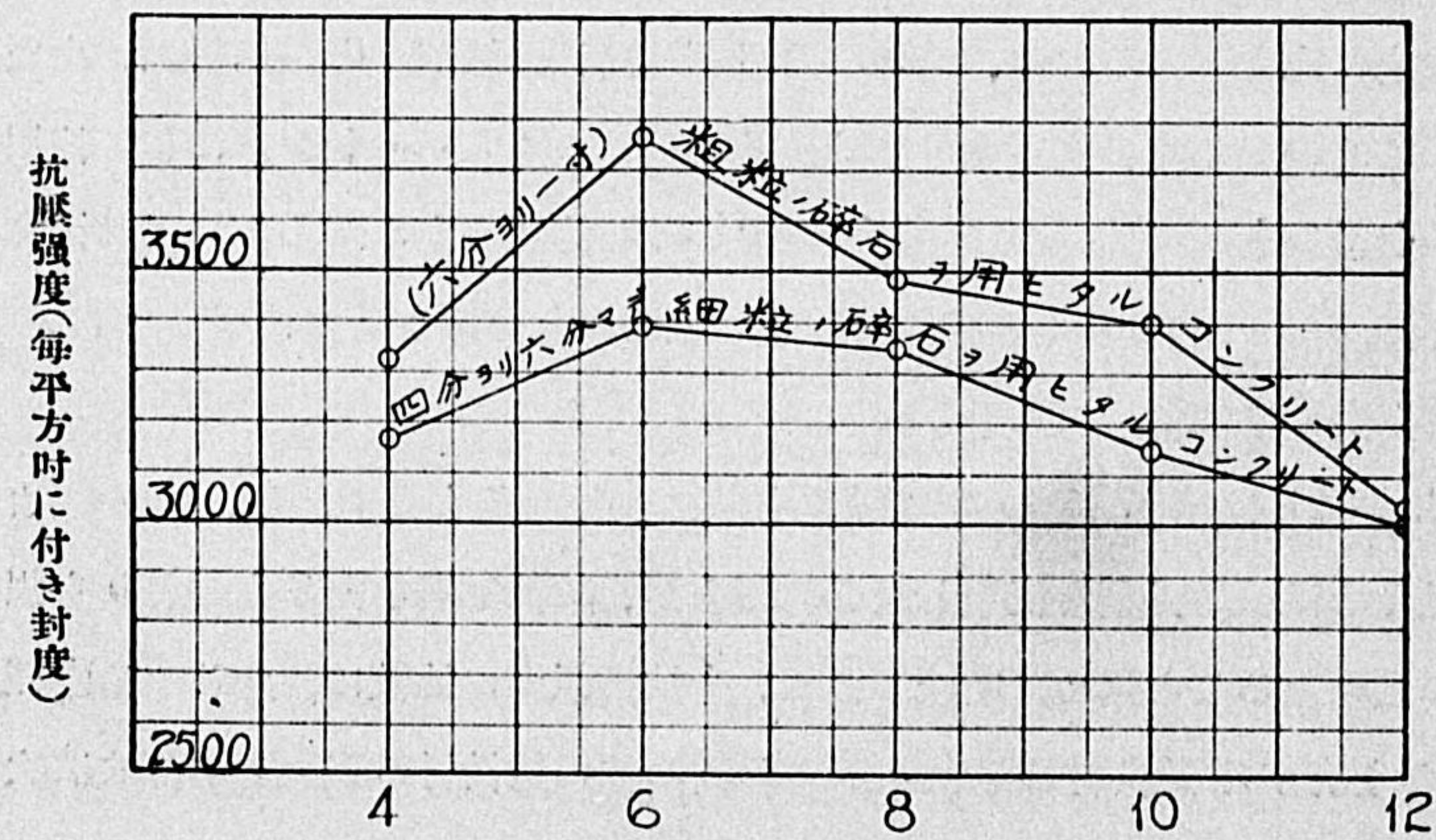
第七表の二は實驗の結果を表示せるものである。

Fig.—21 は第 7 表の 2 の結果を圖に示したるものである、此の圖より見るも粗粒の砂利を使用したる混凝土が、細粒を用ひたるものよりも強度の優秀なること極めて明瞭である、今抗壓強度の比較に便する爲め直徑 12 吋を有する試供材の強度を一とし其の他の試供材の強度を換算せば次ぎの如くである。

第七表の二

砂利粒大と混凝土の抗壓強度
(抗壓強は各4個實驗の平均値)

碎石の大きさ 細 = $\frac{1''}{2} - \frac{3''}{4}$ 粗 = $\frac{3''}{4} - 1''$	材 齡 (日 數)	供試混凝土 の 大 小 高×徑(吋)	抗 壓 強 (平方吋に付 封 度)
細	92	4×4	3154
粗	94	4×4	3318
細	93	6×6	3380
粗	100	6×6	3750
細	94	8×8	3350
粗	95	8×8	3482
細	94	10×10	3141
粗	95	10×10	3386
細	95	12×12	3012
粗	95	12×12	3042



供試材の大きさ (直徑と高さ) 吋にて示す

Fig. - 21

試供材の大きさ	細粒の砂利 (徑四分乃至六分) を使用したるもの	粗粒の砂利 (徑六分乃至一寸) を使用したるもの	兩者の比
4 吋	1.047	1.092	1.05
6 吋	1.124	1.273	1.14
8 吋	1.112	1.144	1.04
10 吋	1.043	1.113	1.08
12 吋	1.000	1.010	1.01

此の表より見るに實際上最大抗壓強は粗粒の砂利を用ひたる6吋試供材に表はれた、而して是を細粒の砂利を使用したる12吋試供材に比較せば、強度に於て2割7分餘を増加し又6吋試供材に比較するも尙1割4分の増加を示して居る。此の場合に於て使用砂利の大きさは6分乃至1寸であるから、其の最大粒は部材の直徑の5分の1又平均粒大は直徑の約6分の1に相當して居ることが解る。

以上の實驗の結果は單に2種類の砂利を使用したるのみなれども、試供材は5種類に亘れるを以て部材の大きさと砂利粒大との關係は10種類の實驗を施したると同様である、此等の結果より直ちに一般的斷定を下すは元より早計に失すれども、以上の實驗により一般的傾向を推定する事が出来る。

鐵筋混凝土工に於て鐵筋の周圍には粗粒の砂利を使用すること不可なれども、鐵筋を用ひざる應壓力側には大粒の砂利を混じ使用して混凝土の抗壓強を増加することが必要である。

現今鐵筋混凝土としいへば必ず細粒の砂利を選用せざるべからざるものと一概に速斷する人が少くない、然れども細粒の砂利を使用するが爲めに生ずる抗壓強度の損失は、部材の大きさを増すに従ひ大なるを以て、鐵筋の有無と材大とにより適當なる砂利の粒大を選定すること最も必要である。

第十節 モルタル及び混凝土の抗壓 強度に関する理論

混凝土強度の成因は水なる媒介物により化學的變化を起し、以て凝結硬化を成すの結果に外ならない。然し茲に述べんとする處は此の化學的變化の方面に非ずして物理的現象である。混凝土は一定材料を用ひて製しても其の強度は必ずしも一定でなく、水の分量、砂利の性質及び粒大、撞固めの多少、養生の方法混打の時間其他の事柄に支配せられて、抗壓強度に著しき差異を生ずる事は讀者の既に前節より學び得た處である。されば一定の公式により混凝土の抗壓強度を表す事は容易でない。勿論從來斯る公式は有つたが最近の實驗的結果から見ると不完全なものである。此の數年來多くの實驗學者が此の算式を求むるに努力した、就中混凝土の強度が使用砂利表面積の函數であるとの説、又全然使用水量の多寡に支配せらるるとの説も有つたが此等は其の一部分の理由に過ぎない。

然るに米國イリノイ大學教授 Talbot 博士が最近 2 箇年間の努力と嚴密なる實驗的研究の結果とにより混凝土の強度に関する算式と成因とを大正 10 年 6 月全米材料試驗學會年會の席上で發表された (Annual meeting, 1921, American Society for Testing Materials.) 余も當時外遊中同會の年會に出席し直接聴取し得たる所を次に紹介する。

第一項 原理

1. 混凝土の單位容積内に一定量のセメントを使用せば此の混凝土の抗壓強度 (以下單に強度と稱す) は内部空隙の多寡により變化す。空隙の小なるに従ひ強度大にして其の大なるに従ひ強度を減少す。強度と空隙率との間に一定不變の關係を有し従て空隙率は混凝土強度の指數で有る。

(注意) 此の場合に於てセメントの品質、砂及砂利の種類品質は同等にして單に砂利及砂の粒大組合せが異なるのみである。又空隙とは混凝土内に含める水と空氣との占有部分を云ふ。以下之れに準ず。

2. セメントの分量及砂利砂の粒大組合を異にせる混凝土にて、其の強度は單位容積の含有するセメント量と空隙との比によりて變化す、従て混凝土の強度はセメント對空隙比 (後節には略して $\frac{c}{v}$ と記す) の函數である。

更に又セメントの絕對容積 (c) を空隙 (v) とセメント絕對容積との和にて除したる比即ち $\frac{c}{c+v}$ を使用せば一層強度を表すに便である。

3. 混凝土使用水量の多寡は結局空隙を増減すべきにより水量多寡の強度上に及ぼす影響は比 $\frac{c}{v}$ の減増に外ならず。

4. 普通調合の混凝土にありては砂利の容積は混凝土出來上り容積よりも少い。換言すれば一定容積内の混凝土ではモルタルの容積は砂利内の空隙よりも大である (茲にモルタルとはセメント、砂及水より混成せるものとす)。此の場合に混凝土内の空隙とは使用水及モルタル内の氣隙 (Air Voids) より成るものである。従てモルタル其ものゝ比重は混凝土の強度を定むる處の要素である。

5. 混凝土用モルタル内にある水隙 (Water Voids) 及氣隙 (Air Voids) の量を知る事を得ば、依て製出せられたる混凝土の空隙を算出する事が出来る。従てその比 $\frac{c}{v}$ 及 $\frac{c}{c+v}$ を混凝土強度の指數として使用し得べし。

6. 同一法則はモルタルの場合に於ても亦同様である。

7. モルタルに最小の容積を與ふる用水量 (モルタルの比重最大にして空隙最小のもの) を稱して基準水量 (Basic water content) と云ふ。モルタルに最少容積を與ふる空隙率を各種の砂につき求め得たる代表的モルタル空隙曲線を稱して基準モルタル空隙曲線と云ふ。

基準水量を使用せるモルタル及混凝土は型枠内に填充する時各分子の結

絶對空隙と混凝土抗壓強度との關係

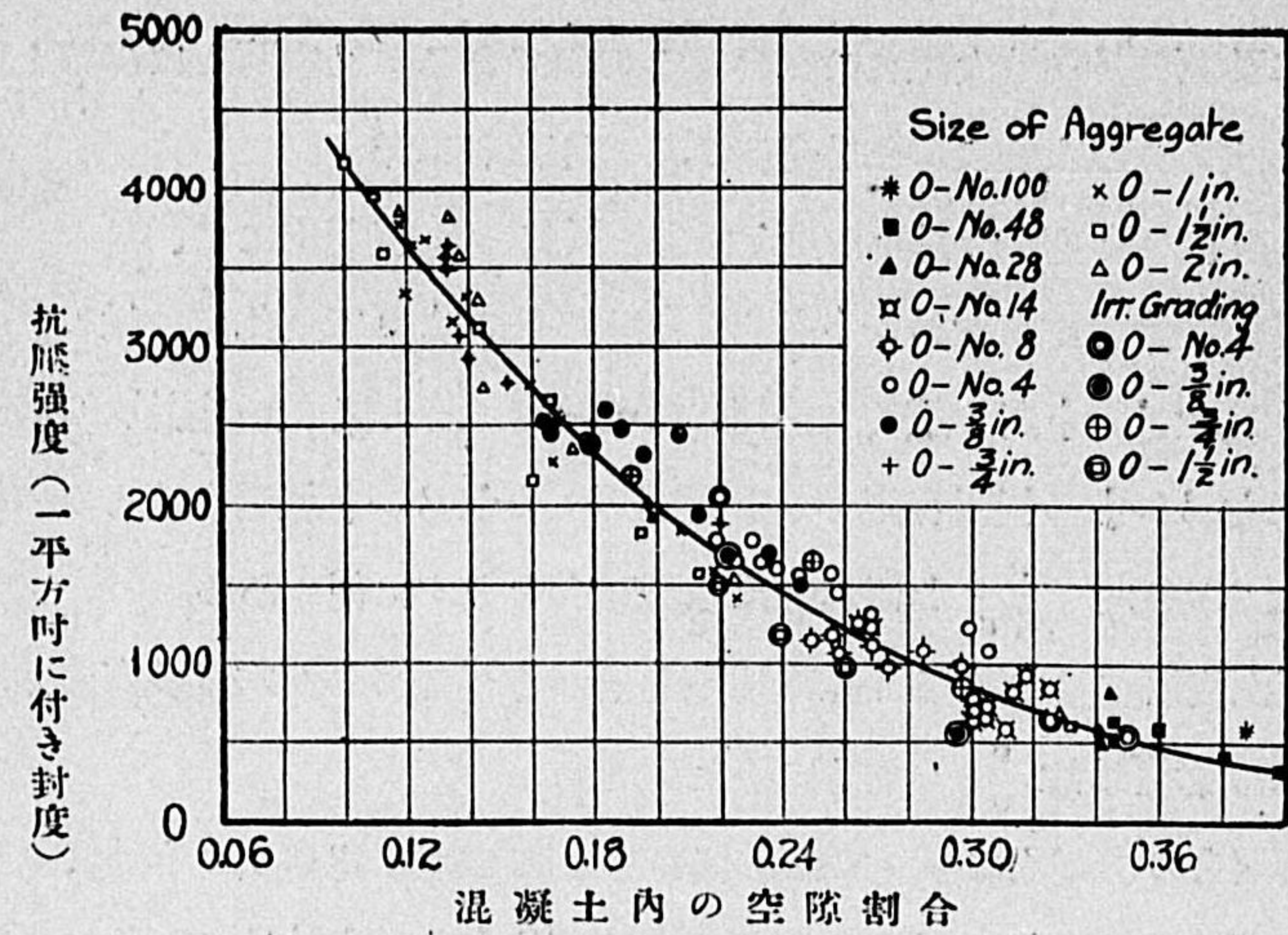


FIG.-22

混凝土の抗壓強度と空隙/セメント比との關係

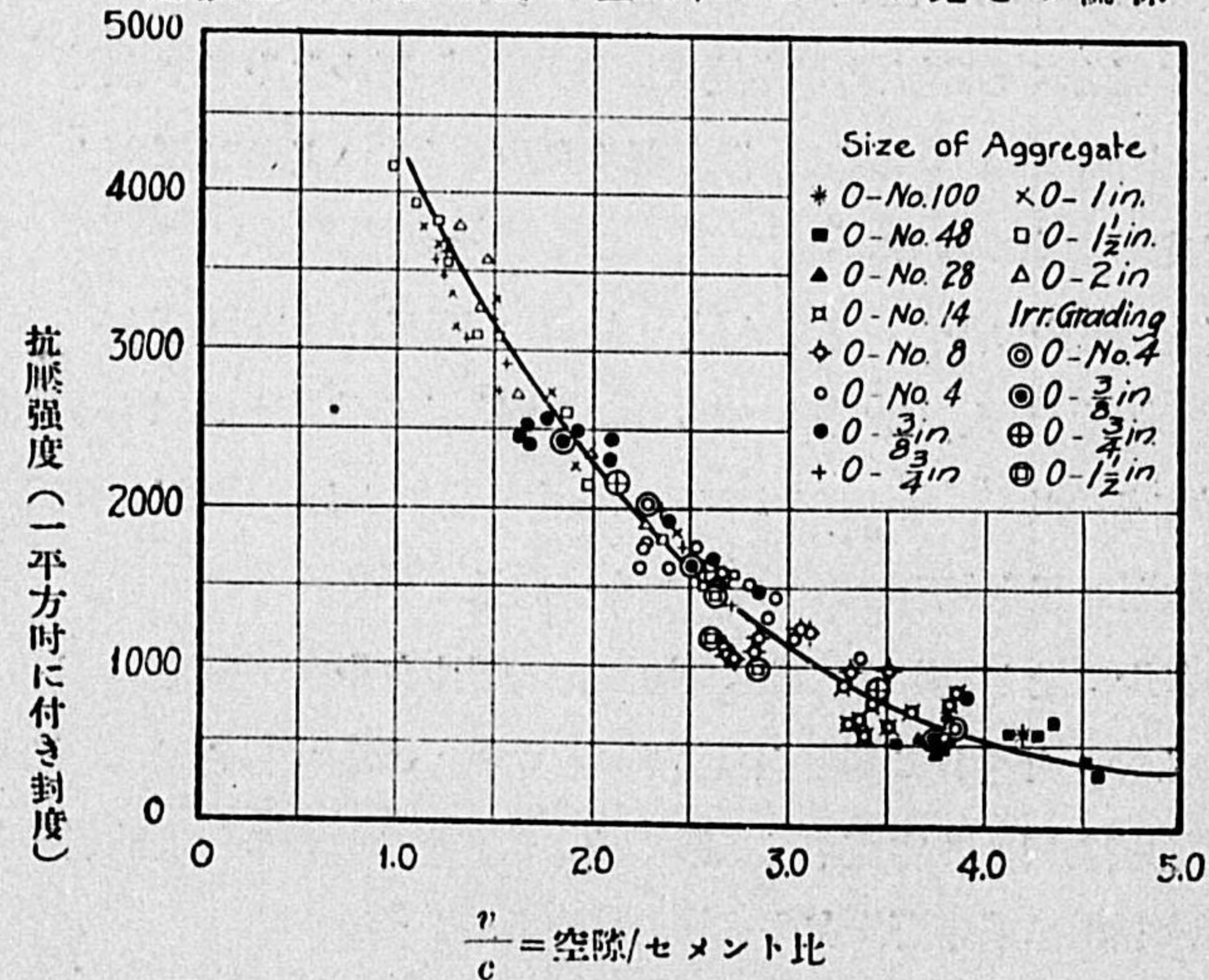


FIG.-23

合尤も良好である、水量之れより多き時は容積を膨脹するの結果となる。普通の工事に使用する混凝土は、基準水量の 1.10 乃至 1.40 倍の水量である。従て強度劣等なるを免れない。

以上述べたる原理は混凝土 (又はモルタル) 用諸材料の粒大順位の配列により生ずる絶對空隙量と混凝土 (又はモルタル) 抗壓強度との間に一定不變の法則ある事を示せるものである。然し砂利及砂自身の固有強度並に表面の性質 (凹凸多くして粘着面積の大なる場合等) 如何が抗壓強度に及ぼす影響は自ら別問題である。

第二項 混凝土内空隙と抗壓強度

FIG-22 はイリノイ大學にて行つた實驗成績を圖に表し、混凝土内空隙と抗壓強度との關係を知るに便じたものである。何れも材齡 28 日目の試験成績を取つた。十種數の砂利砂を使用し、粒大は篩目の大きさにて例へば

混凝土の抗壓強度とセメント/空間比との關係

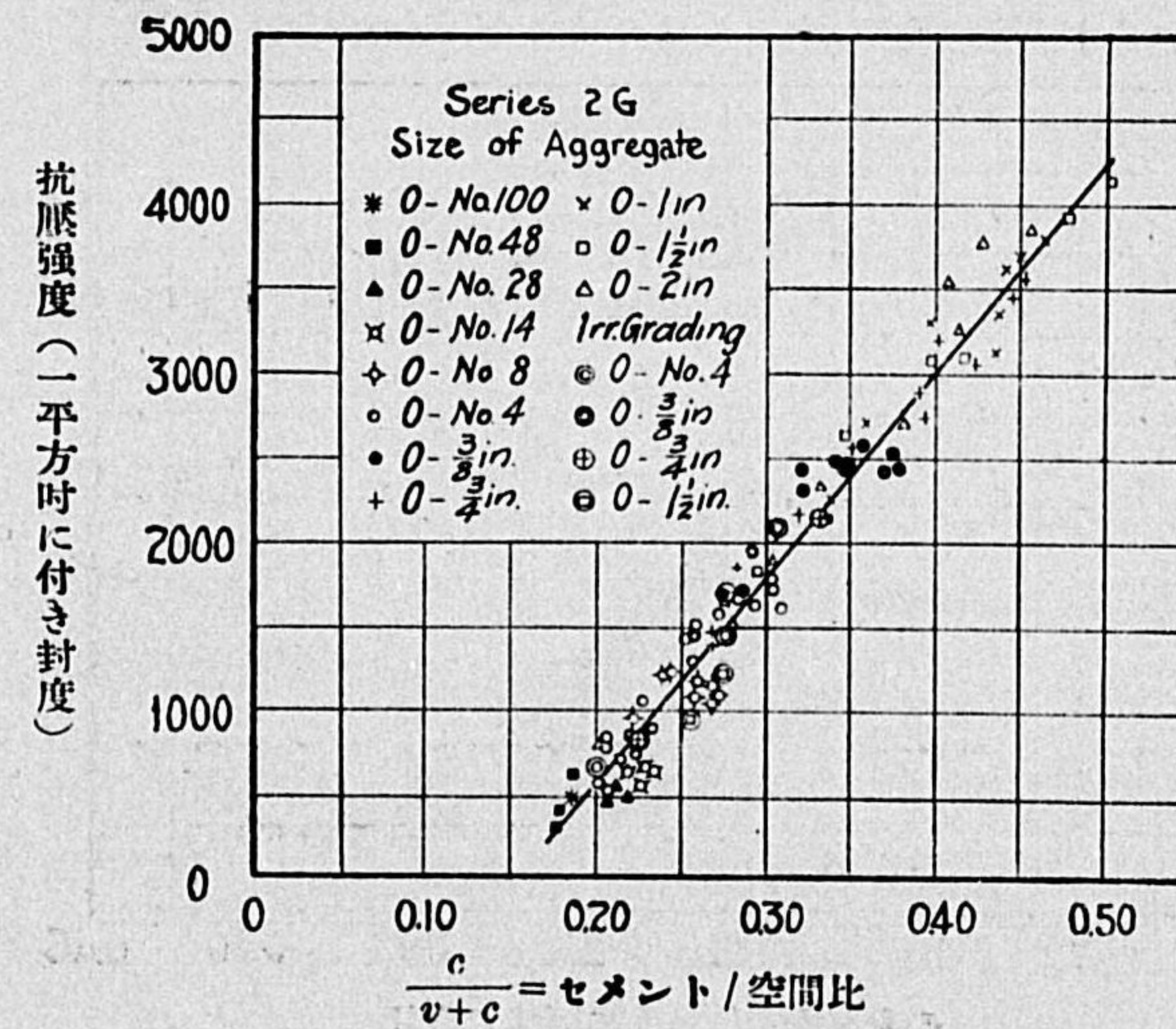


FIG.-24

番乃至 48 番、零番乃至 28 番より零番乃至 1 吋目、一吋半目並に 2 零吋目に及んで居る。混凝土は凡て「ノルマル、コンシステンシー」を採用したもので、圖中の各點は供試材 3 個乃至 4 個實驗の平均値で、調合 1:5 空隙 0.10 即ち壹割を有する混凝土は材齡 28 日目に 4000 封度（一平方吋に付き）に達し、又同調合にして空隙 3 割 5 分の混凝土は材齡同日數にして尙僅かに 500 封度（一平方吋に付き）に過ぎない。

Fig.—23. は同じ實驗成績を空隙とセメント絕對容積 (Absolute volume) との比に排列して表したものである。

Fig.—24. は同一實驗成績を用ひセメントの絕對容積 (c) を絕對空隙 (v) と (c) との和にて除したるもの順位に従ひ表したるものである。v は砂

用水量とモルタル内空隙との關係 ($\frac{a}{c} = 2$ の場合)

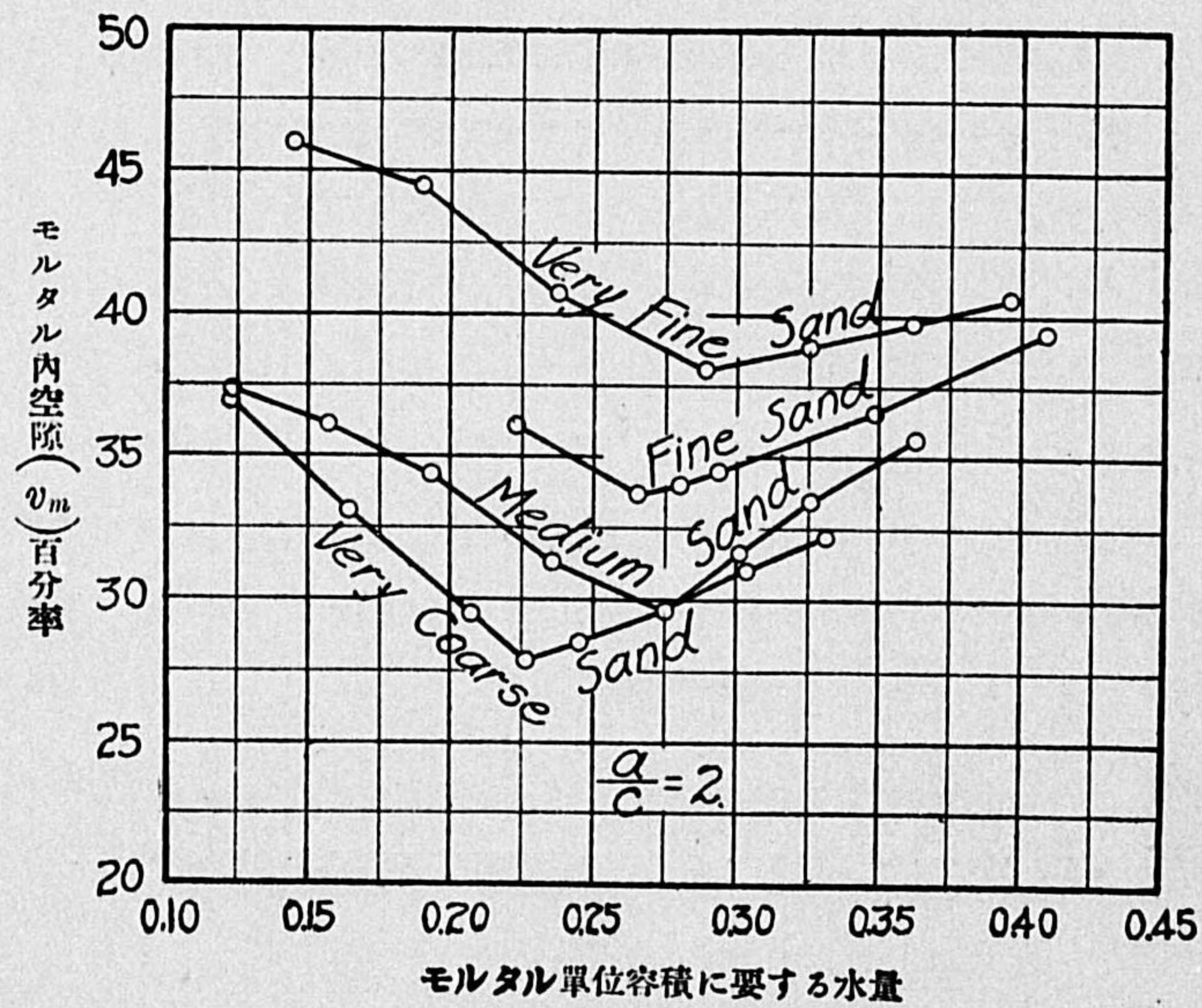


Fig.—25

(注意) a は砂の絕對容積
c はセメントの絕對容積

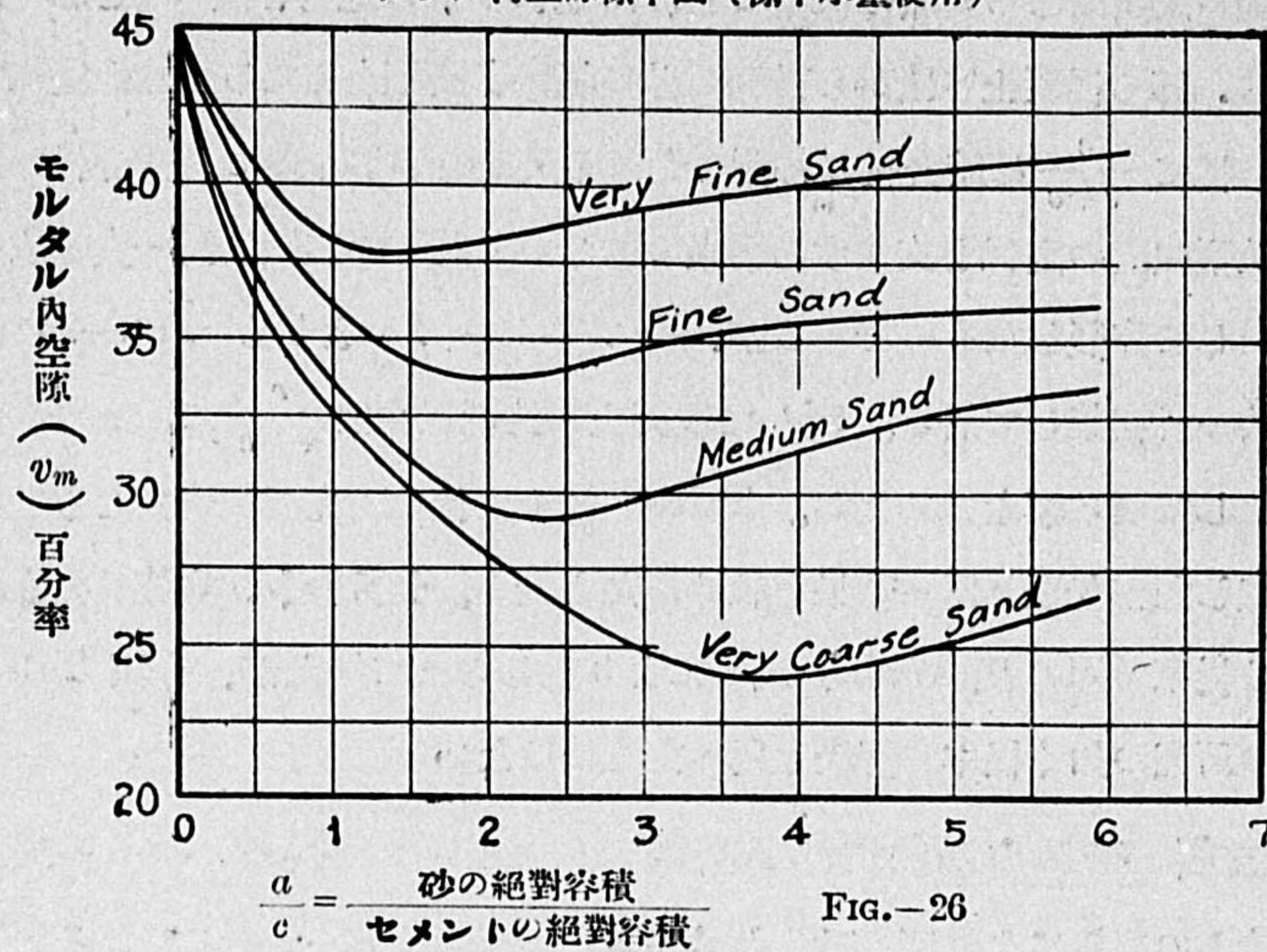
利及砂の周圍にある空隙の總量で之れにセメントの絕對容積 c を加へたものは、即ち混凝土容積から砂利及砂の絕對容積を除きたる殘餘の空間である。従て $\frac{c}{v+c}$ は結合材の稀薄さを量る尺度を示すもので、結合材の濃薄は抗壓強度の高低を支配する要素である。此等の三圖は同一實驗成績を使用して作製したものであるが、Fig.—22 及 23 よりも Fig.—24 は各點共一層密集して居る。而して混凝土の抗壓強度は $\frac{c}{v+c}$ に正比例（直線的）して居る事を認め得る。Talbot 博士は他の研究所の成績をも集めて調査したが矢張り同一結果を収め得たと云ふ。セメント、空隙及強度の關係は從來 Felet 氏 Withy 氏等により認められて居たが、今回 Talbot 博士の研究の如く根本的解決を與へたものはない。

第三項 モルタル内にある空隙

實驗上の成績によれば、砂とセメントとの調合比が一定せる時、そのモルタル内にある空隙は使用水量の多寡により變化するものである。空隙及び使用水量の多寡により空隙の變化は砂の粒大並に其の配合により甚だしき差異がある。Fig.—25 は此等の關係を知るに便利である。茲に掲げたのは四種類の砂に就き實驗せるもので、極細砂、細砂、並砂及荒砂で砂とセメントとの各絕對容積比 $\frac{a}{c}$ は何れも 2 の場合で有る。圖中水量例へば 0.25 とはモルタル 1 立方呎に對し 4 分の 1 立方呎の水を使用せるを示す。何れの砂をとるも或る程度までは水量の増加に伴ひ空隙を減じ更に増加するもので、此の最小空隙點は前述の基準水量點である。Fig.—25. より明かなるが如く砂粒細かなれば細かき程空隙が多くある。此の基準水量を用ひたるモルタルは普通に曰ふ Normal consistency に相當して居る。

前述の實驗成績を $\frac{a}{c}$ の順序に従て作製したものは Fig.—26 である。

モルタル内空隙標準圖 (標準水量使用)



モルタル内空隙率の圖 (各種の水量に對して)

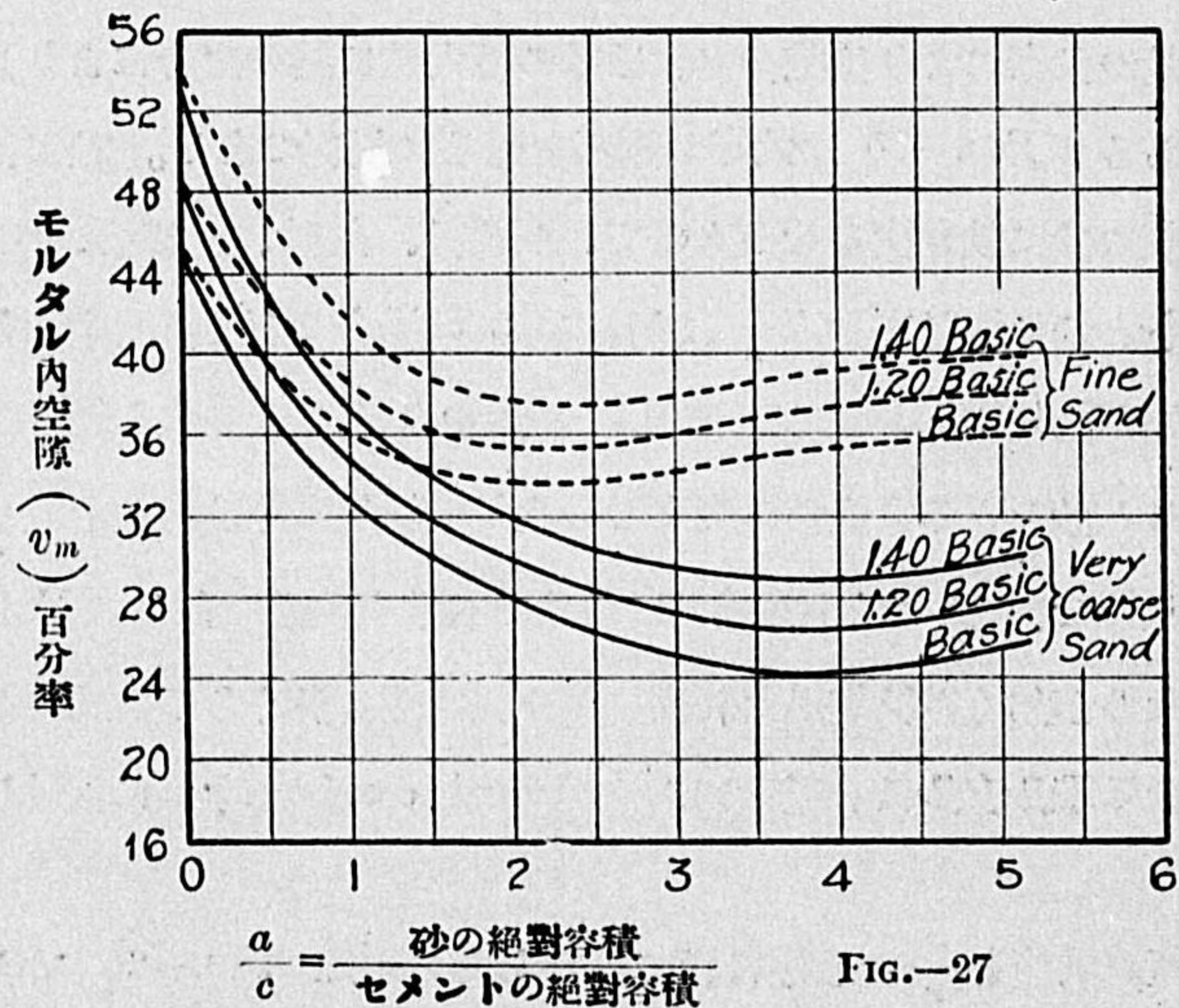


FIG.-27 は更に (1) 基準水量 (Basic), (2) 基準水量の 2 割増 (1.20 Basic), 並に (3) 同 4 割増 (1.40 Basic) の 3 種類につき粗粒砂と細砂とを使用せるモルタルの實驗成績を $\frac{a}{c}$ の順位にて圖に示したものである。(Preprint paper by Prof. A. N. Talbot; 24 回全米材料試験協會總會に提出、大正 10 年 6 月) 此の如き圖表は如何なる程度の砂粒を用ひたるモルタルに就きても同様に作製する事が出来る。

第四項 計算法

モルタルの空隙に関する性質を知る時は、之れを混凝土に應用する事容易である、茲に其の計算法を述ぶるに當り次の符號を使用す。

a = 打立混凝土の單位容積内に含有せる砂の絶対容積。

b = 打立混凝土の單位容積内に含有せる砂利 (Coarse aggregate) の絶対容積。

c = 打立混凝土の單位容積内に含有するセメントの絶対容積。

d = 打立混凝土の密度 (Density) 或は實體比 (Solidity ratio)。

v_m = 混凝土に含有するモルタル (セメント、砂及水の混合物) の單位容積内に在る空隙 (空氣と水分)。

v = 混凝土の單位容積内に在る空隙、此の v は 1-d に等しき事多言を要せず。

今 $a + b + c = d = 1 - v \dots \dots \dots (1)$

混凝土の單位容積はモルタルと砂利 (或は碎石) とより成るものであるから

$$\frac{c+a}{1-v_m} + b = 1 \dots \dots \dots (2)$$

(1) 及 (2) 式より

$$v = v_m(1-b) \text{ 即ち } b = 1 - \frac{v}{v_m} \dots \dots \dots (3)$$

此等の三方程式は混泥土の密度を算定するに必要あると共に相互檢算用に供する事が出来る。此等の中には多數の變數を含んで居るから先づ試算により相互の方程式を満足せしむる様整正の必要がある。

實地の場合に試みるは近似數を使用するも差支ない事が多いけれども、結果の正鵠を期する爲めには豫め使用砂粒の基準モルタル空隙曲線を知る事必要である。以下例示を以て上式の應用方法を紹介せん。本例に在りては前掲の諸圖表を使用する事とす。

例一、 c と其の a に對する比を與へ、 d 及び混泥土の強度を求む。

今 $c=0.1$, $a=0.25$ と假定す。此の c の値は大約 1:5 混泥土 (セメント一容積、砂利及砂 5 容積) に相當して居る。 $\frac{a}{c} = \frac{0.25}{0.1} = 2.5$ であるから v_m の値は Fig.—26 並砂 (Medium sand) の曲線より約 0.3 とす。然る時は

$$\frac{0.1+0.25}{0.70} + b = 1, \text{ 故に } b = 0.50$$

$$0.25 + 0.50 + 0.10 = d = 0.85$$

$\frac{v}{c}$ の比は $\frac{0.15}{0.10} = 1.5$, 従て Fig.—23 の如く作製せる圖により約 3000 封度 (1 平方時に付き、以下 $\#/ \square$ と記す) の抗壓強度を豫期する事が出来る。

例二、 c 及 $\frac{b}{a}$ を與へて a , b 及 d を求めよ。

$$c=0.1, \frac{b}{a}=2, v_m=0.30 \text{ と假定す。然る時は}$$

$$\frac{0.1+a}{0.70} + 2a = 1, \text{ 故に } a = 0.25, b = 0.50,$$

$$d = 0.85 \text{ である。}$$

然し Fig.—26 より $\frac{a}{c} = 2$. なる場合の v_m の値は 0.30 に非ずして 0.26 乃至 0.28 である、今 $v_m = 0.26$ と假定せば、(2) 式より

$$\frac{0.1+a}{1-0.26} + 2a = 1, \text{ 故に } a = 0.26, b = 0.52, d = 0.88.$$

従て $\frac{v}{c} = \frac{0.12}{0.10}$ であるから Fig.—23 より 28 日目の抗壓強度 3500 $\#/ \square$ を得べし。

又細砂にして $v_m = 0.40$ と假定せば

$$\frac{0.1+a}{1-0.4} + 2a = 1, \text{ 故に } a = 0.23, b = 0.45$$

$$a + b + c = 0.23 + 0.45 + 0.1 = 0.78 = d$$

$$v = 1.0 - 0.78 = 0.22 \text{ であるから } \frac{v}{c} = \frac{0.22}{0.10} = 2.2$$

Fig.—23 より此の混泥土の抗壓強度は 1800 $\#/ \square$ となる。

例三、 b 及び c を與へて a 及び d を求む。

今 $b=0.55$, $c=0.1$ と假定せば (2) 式より

$$\frac{0.1+a}{0.70} + 0.55 = 1. \text{ 故に } a = 0.215$$

而して $a + b + c = 0.215 + 0.55 + 0.1 = 0.865 = d$, $\frac{v}{c} = \frac{1-0.865}{0.1} = 0.135$, 従て Fig.—23 より抗壓強度は 3200 $\#/ \square$ となる。茲に假定せる b の値は普通容易に打つことの出来る混泥土には稀有の場合である。之れは後章に説明する事とす。

例四、 $\frac{v}{c}$ 或は $\frac{c}{v+c}$ を與へて a , b 及び c を求む。

$\frac{v}{c} = 1.0$ 或は $\frac{c}{v+c} = \frac{1}{2}$ と假定す。然れども此の如き混泥土は幾何の強度を豫期し得べきか未定である。今此の混泥土内に含有するモルタル

内の空隙 $v_m=0.35$ と假定して試算を初めよう。

(1) 式から

$$a+b+c=1-v=1-c \quad (\text{假定により } \frac{c}{v+c} = \frac{1}{2} \text{ なる故})$$

(2) 式から $\frac{c+a}{0.65} + b = 1$.

v_b (砂利又は碎石内の空隙) を 0.4 とせば、 b の極限は 0.6 より少ない譯だから先づ 0.55 位と見るのが適當であらう。此の値は細砂を用ひて密度の high 混泥土を得るに適當のものである。上記の二式から

$$a+0.55+2c=1.54c+1.54a+0.55$$

故に $a=0.85c$ 此の値を (2) 式に入れて $c=0.158$, $a=0.134$ 従て

(1) 式から

$$0.134+0.55+0.158=0.842=d$$

かくして $\frac{a}{c} = \frac{0.134}{0.158} = 0.848$ よりモルタル内の空隙 v_m を見出し、

此の値が先きに假定せる値 0.35 に一致せざる時は計算を更むる必要がある。

例五、各種の砂に對し必要なるセメント量を見出す事。

材齡 28 日目に抗壓強度 2500#/sq. を得べき混泥土を造るには幾何のセメントを加ふ可きか、但し砂は Fig.—27 に表せる細砂及荒砂を用ゆるものとす。Fig.—23 に掲げたるが如き圖を各種の砂、砂利につき求め置く時は圖によりて所要の強度を得るには $\frac{v}{c} = 1.7$ 附近である事が解る。混和水量は標準量の 2 割増即ち 1.20 basic を採用し、使用砂利粒大の配合は其の絶対容積 (b) を 0.50 に達するものとす。Fig.—27 によりて荒砂に對する v_m を 0.30, 細砂に對しては $v_m=0.37$ と假定す、然る時は (1) 式により、

$$a+b+c=1-v, \quad \text{即ち } a+0.5+c=1-1.7c.$$

計算の結果荒砂の場合には $c=0.088$, $a=0.262$ 又細砂の場合には $c=0.109$, $a=0.206$

此の如くにして數回計算を更め試算を爲し又 Fig.—27 と比較し結局下記の値を採用するを適當とす。

荒砂の場合— $c=0.081$; $a=0.287$

細砂の場合— $c=0.103$; $a=0.203$

以上何れも一容積に對するセメント及び砂の絶対容積である。

例六、モルタルに關する用水量曲線を與へて、混泥土に對する適當水量を算定する事。

混泥土に付き a , b 及 c の値を知り、且つ任意の砂につき其のモルタルの用水量曲線を作製して在れば、此の曲線から指定 $\frac{a}{c}$ に相當する所要成分のモルタル用水量を求むる事が出来る。されば混泥土用水量は其の内に使用せらるべきモルタルの容積に比例して決定する事が出来る。混泥土内モルタルの容積とは $\frac{a+c}{1-v_m}$ 即ち $1-b$ である。

例へば第五例の場合をとり、 $a=0.287$, $c=0.081$, $\frac{a}{c}=3.5$ とせば、1.20 basic 水量を採用して Fig.—28 より、此のモルタルの用水量は 0.25 であるから、 a_m は 0.27 (Fig.—27 より)

$$\frac{a+c}{1-v_m} = \frac{0.287+0.081}{1-0.27} = \frac{0.368}{0.73} \doteq 0.5$$

此の値は $1-b$ を用ゆれば尙容易に算定する事を得べし。此の如くモルタルは混泥土容積の半分であり、此のモルタル用水量は其の 4 分の 1 (0.25) であるから結局混泥土一立方呎の所要水量は $0.5 \times 0.25 = 0.125$ 立方呎となる、但し此の内には砂利、砂等の吸収水分を含有しない。

以上の如くにして混凝土の抗壓強度を精密に算定する事が出来る。

各種の砂に対する用水量標準圖

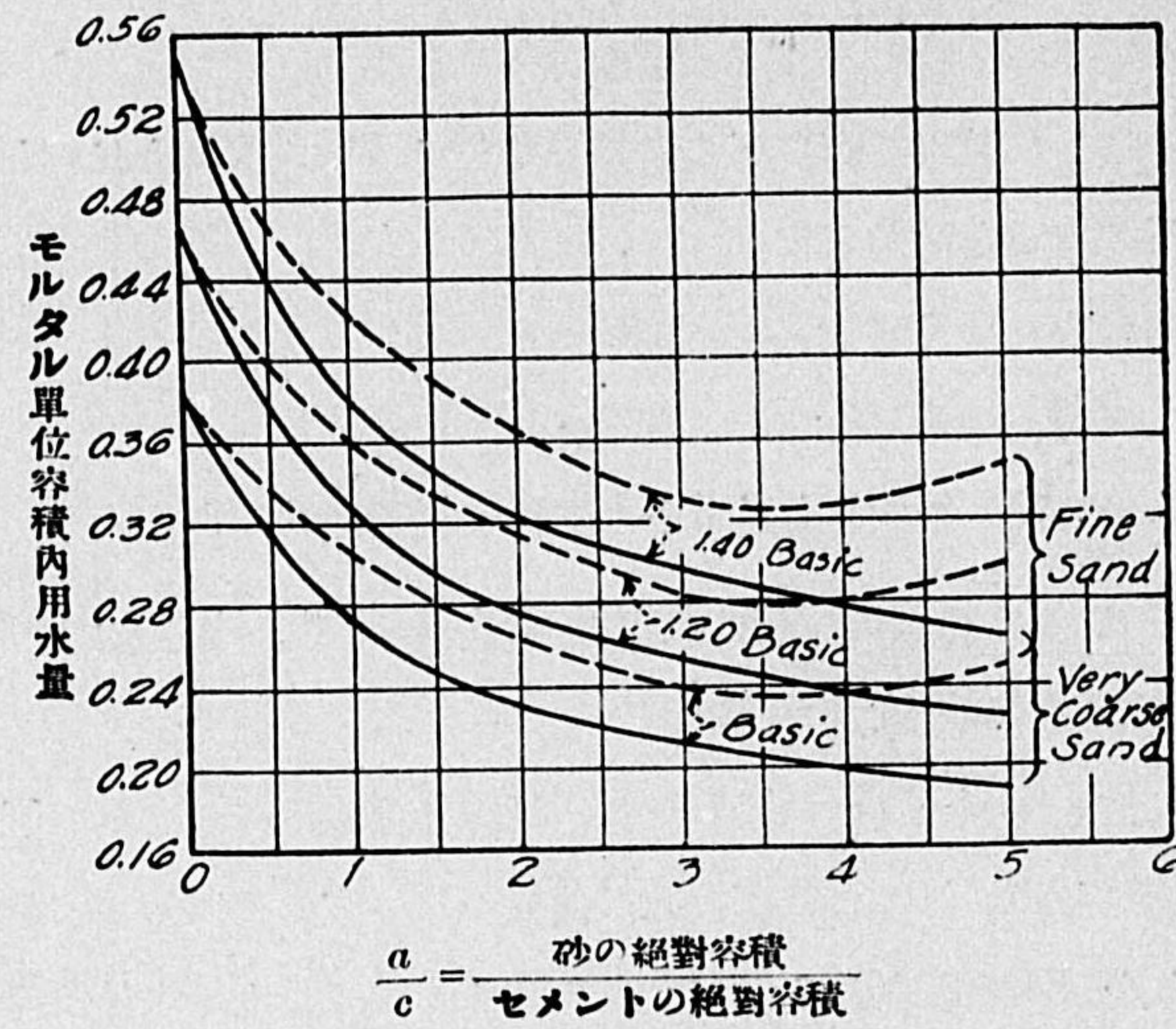


FIG.-28

第十一節 Water-Cement 比と混凝土抗壓強度

Lewis Institute (Chicago) 教授 Abrams 氏は同校材料研究所に於て三年間に約5萬個の試験材につき實驗的研究を重ね混凝土抗壓強度と使用水量特に Water-Cement 比との關係を明瞭ならしめた。(Design of Concrete Mixtures by Duff A. Abrams; Bulletin 1, Structural Research Laboratory, Lewis Institute, Chicago 参照)。實驗の結果は FIG.-29 に示せるが如く抗壓強度は次式により表はす事が出来る。但し本圖は調合 1:15 より

純セメントに及び直徑 6 吋高さ 12 吋の圓筒試材、材齡 4 週間に於て實驗に供したものである。

用水量と混凝土抗壓強度
(28 日目の強度、但し供試體は 6"×12" 圓筒形)

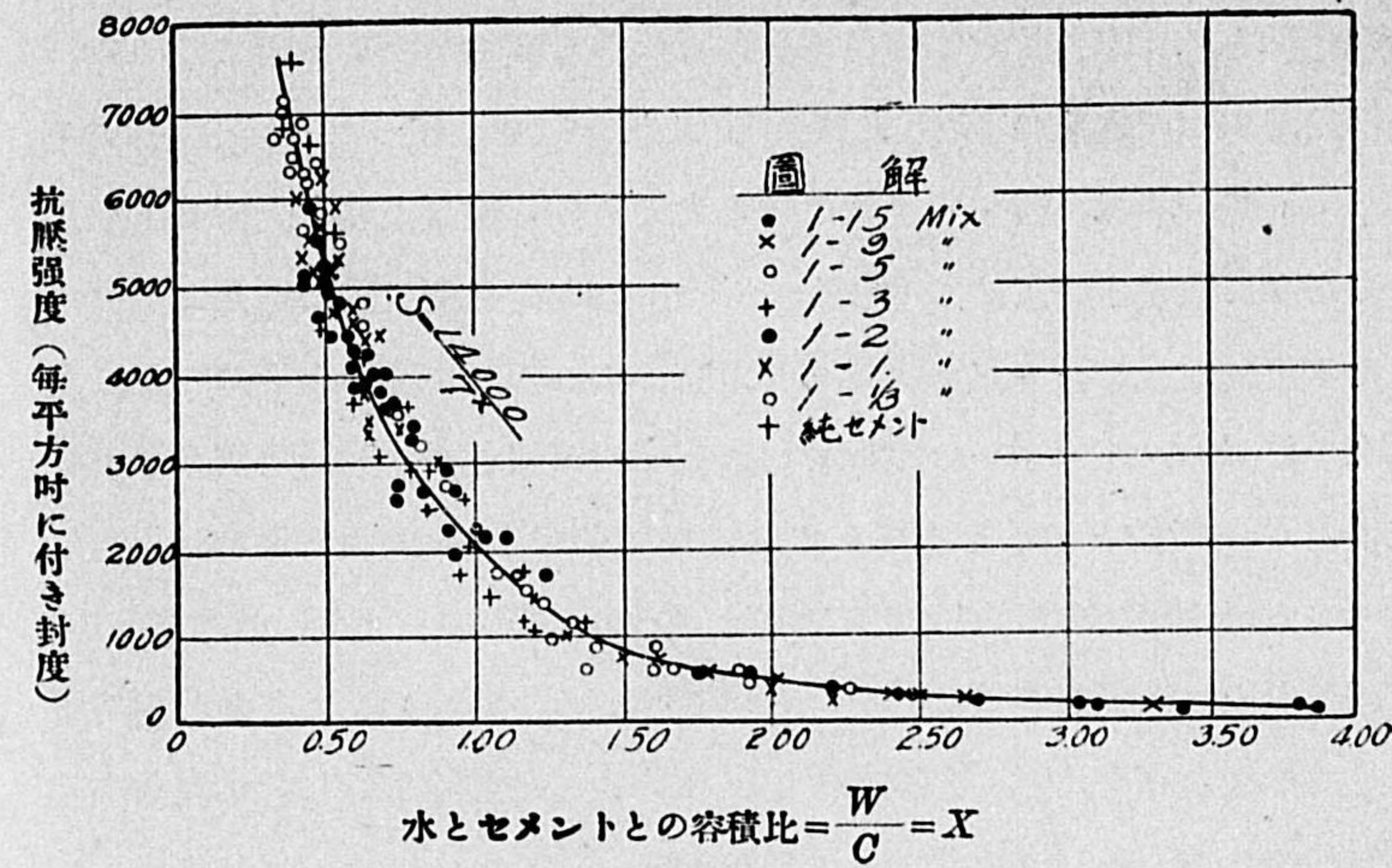


FIG.-29

試材に使用せる砂は 14 番篩を通じ砂利は一時半迄の粗粒である。

$$S = \frac{14000}{7^x} \dots \dots \dots (4)$$

茲に S.....混凝土の抗壓強度 (平方時に付き封度)。

x.....Water-Cement 比、即ち使用せる水の容積とセメント容積との比。

而して混凝土抗壓強度曲線は一般に次ぎの公式にて其の性質を表はす事が出来る。

$$S = \frac{A}{B^x} \dots \dots \dots (5)$$

茲に A 及 B は或る常數でセメントの性質、混凝土材齡、養生の方法其他により定まるものである。同氏の所説によれば Water-Cement 比を以て混凝土調合に關する New Conception で且つ Most basic principle であると強調して居る。従つて混凝土強度を表はす方程式内にセメント量、砂利と砂との比率、骨材空隙率等を含みしむる事無用なりと斷じてゐる。

供試體約 5 萬個の實驗成績から以上の強度公式と主張とを有する Abrams 氏の學界に對する功績は頗る大である。混凝土強度上に及ぼす水量の影響に關する研究は必ずしも Abrams 氏の先鞭ではない其の影響の大なる事實は氏の實驗以前より明瞭で有つた。而して使用水量の増加は混凝土内に Water-Voids を増加せしめ強度の減損を招き結局空隙率を以て抗壓強度の指數とするを適當とするに至るのである。此の見地から後年 Talbot 博士は實驗的研究をなし前節に述べたる理論を見出したのである。即ち混凝土内の絶對空隙は Water-Voids と Air-Voids とより成り混用水量を増せば水隙を増加し、搗き固め不充分ならば氣隙を増し共に絶對空隙を増加せしむ。而して混凝土の抗壓強度は $\frac{v}{v+c}$ に比例すとの結論に達した (Fig.-24 参照)。之れを要するに Abrams 氏の所説は Talbot 博士の絶對空隙率説の一部であつたと曰ふ事が出来る (序に Abrams 氏は 1906 年より 1915 年迄 Talbot 博士研究室の尤も有力なる助教授であつた)。

Abrams 氏主張の當否は措き氏の強度方程式、

$$S = \frac{A}{B^2}$$

は用水量と混凝土強度との關係を論究するに至便である。殊に同氏は混凝土の Workability を主眼とし、甚しき固練りは除外するも用水量を最も嚴密適量に決定し其の不正確に因る混凝土強度の變化を避けん事を絶叫した第一人者である。而して今日米國に於ける混凝土工事は概ね Inundator

を使用し、用水量の合理的測定をなし頗る良質の混凝土工事を施すの端を開いたものである。

水量と混凝土抗壓強度との關係を實用上便ならしむる爲め Fig.-30 を掲げてある。本圖によればセメント一樽に要する水量を升數にて示せるもので、太線の方は實地工事用上 Workability を考に入れたる水量、細線は實驗用水量である。

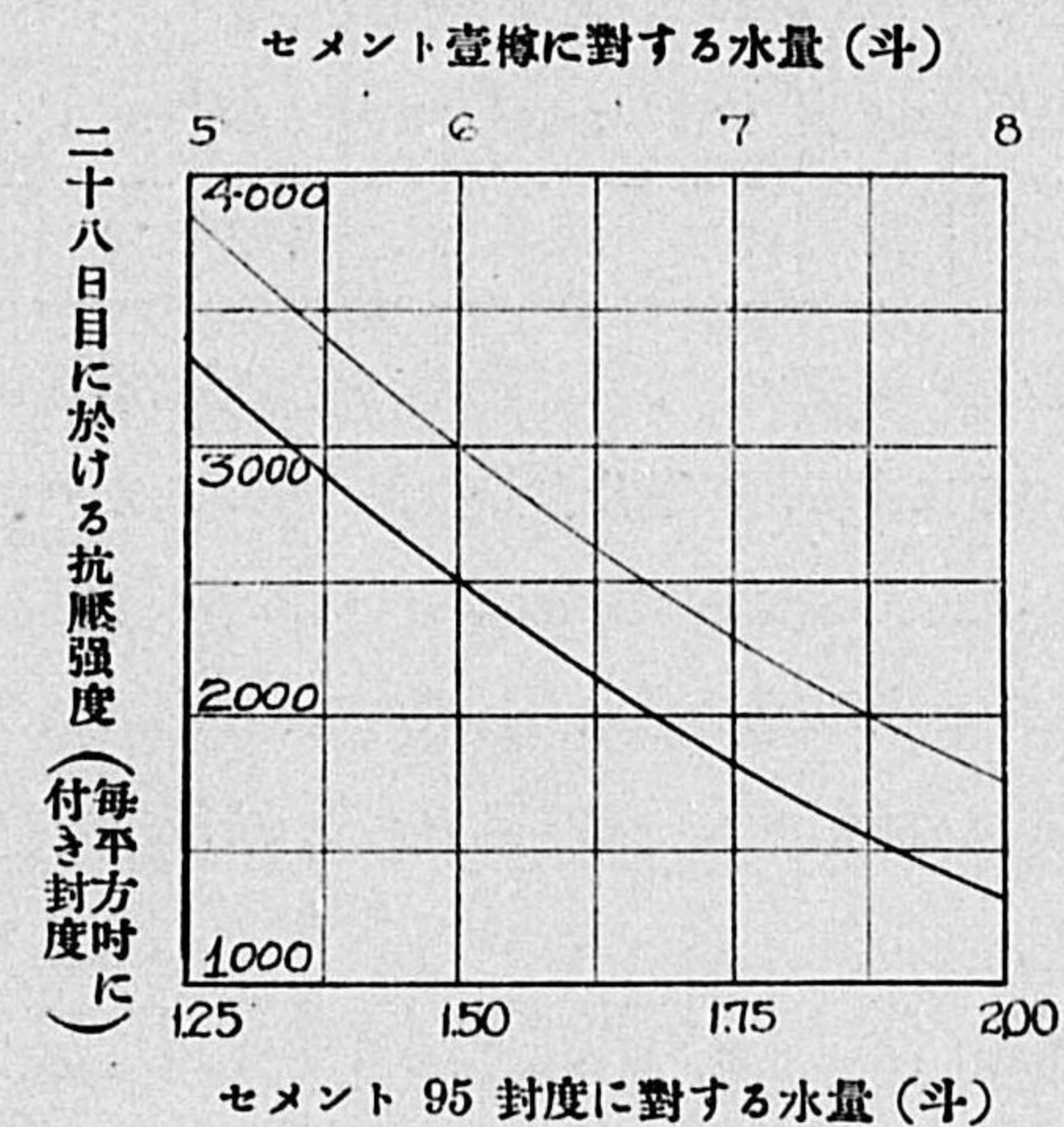


Fig.-30

混凝土用水量を定むる上に尤も注意を要すべき點は使用砂に保有の濕氣又は水分を検測し砂の正量を先以て決定すべき事である。元來砂は保有水分の多寡により其の容積に著しき差を生ずるもので、此の濕氣と容積との關係を精密に知るに非ざれば使用水量の決定は困難である。第八表は米國 Portland Cement Association の試験にて水分と砂の容積との關係を示したもので、重量比 1% の水分は砂の容積を 15.2% 増加せしめ、含水率 5% に於て砂の容積は實に 43.3% の増率を見たのである。

第八表

	乾砂 棒にて 撞立つ	乾砂 盛り立 てたる 儘	容器に盛り立てたる儘の砂						水分に て飽和 せる砂
			1	2½	5	7½	10	15	
水分(重量)%	—	—	1	2½	5	7½	10	15	20
容積の増率 %	—	5.82	15.2	34.5	43.3	41.0	33.6	24.6	2.3
—立方呎の減%	—	5.2	13.2	25.6	30.2	20.0	27.7	19.7	2.2
—立方呎の重量 (水を含む)	108.0	102.2	94.5	82.4	79.3	82.4	85.8	99.5	127.0
—立方呎内の乾 砂の重量	10.80	102.0	93.6	80.4	75.5	76.6	78.0	86.6	106.0

水分を含める砂を其の儘使用するの結果は亦使用砂の容積に不足を生じ砂利の空隙を填充するに充分なるモルタルを得ざる事となり、勢ひ混凝土強度の減少を免れがたいから實地工事に臨みては必ず一定の硝子容器を用ひ毎朝仕事着手前に砂の保有水分を検査し水分飽和状態に於て砂の正容積を定むると共に混和水量の適量を決定する事が最も肝要である。

第十二節 混凝土骨材の細率と抗壓強度

混凝土骨材(砂及砂利)の Sieve analysis より得たる百分率の和を 100 にて除したる結果を骨材の細率 (Fineness modulus) と稱す。混凝土の抗壓強度は其の細率の小なるに従ひ減少し細率の大なる程増加するものである。骨材篩分用篩は通常 Tyler standard sieve を採用するもので、次番の篩孔は前番篩孔を倍加せる大きさを有し其の各孔の大き及細率計算の方法は第九表の如し。

第九表

骨材細率の計算法

篩の番號	篩方眼の大き 吋 耗 mm.		骨材の篩						混凝土 骨材 (G)
			各篩目よりも大なる粒大の百分率						
			砂			砂利			
		細粒 (A)	並粒 (B)	粗粒 (C)	細粒 (D)	並粒 (E)	粗粒 (F)		
100 - Mesh	.0058	.147	82	91	97	100	100	100	98
48 - "	.0116	.295	52	70	81	100	100	100	92
28 - "	.0232	.59	20	46	63	100	100	100	86
14 - "	.046	1.17	0	24	44	100	100	100	81
8 - "	.093	2.36	0	10	25	100	100	100	78
4 - "	.185	4.70	0	0	0	83	95	100	71
3/8 吋	.375	9.40	0	0	0	51	66	83	49
3/4 吋	.75	18.8)	0	0	0	9	25	50	19
1 1/2 吋	1.50	38.10	0	0	0	0	0	0	0
骨材細率	1.54	2.41	3.10	6.46	6.86	7.36	5.74

注意—骨材の細率とは Sieve Analysis にて得たる百分率の總和を 100 分せるものなり。(G) は砂 (B) 25% を砂利 (E) 75% 内に混和せるものなり。

FIG.—31 は割合を異にせる混凝土に付き骨材細率と抗壓強度との關係を示せるもので、細率の増加(大粒を多く混有するもの)と共に抗壓強度を増し且つセメント割合の増加に伴ひ此の傾向の著しき事圖の如くである。FIG.—32 に掲げたものは割合一種類の混凝土にて細粒を多く保有せるものと粗粒(直徑 3 分、6 分、1 寸及び 1 寸 6 分迄)を多く混有せるものと共に付き細率の變化と抗壓強度との關係を表はせるものである。本圖の實驗成績より見るも粗粒を混合する量多きに従つて抗壓強度を増加し、細粒の多きに従つて其の強度を減少するものなる事明瞭である。例へば骨材最大粒の直徑 3 分なる混凝土は徑 1 寸 6 分なる混凝土抗壓強度の半分に過ぎな

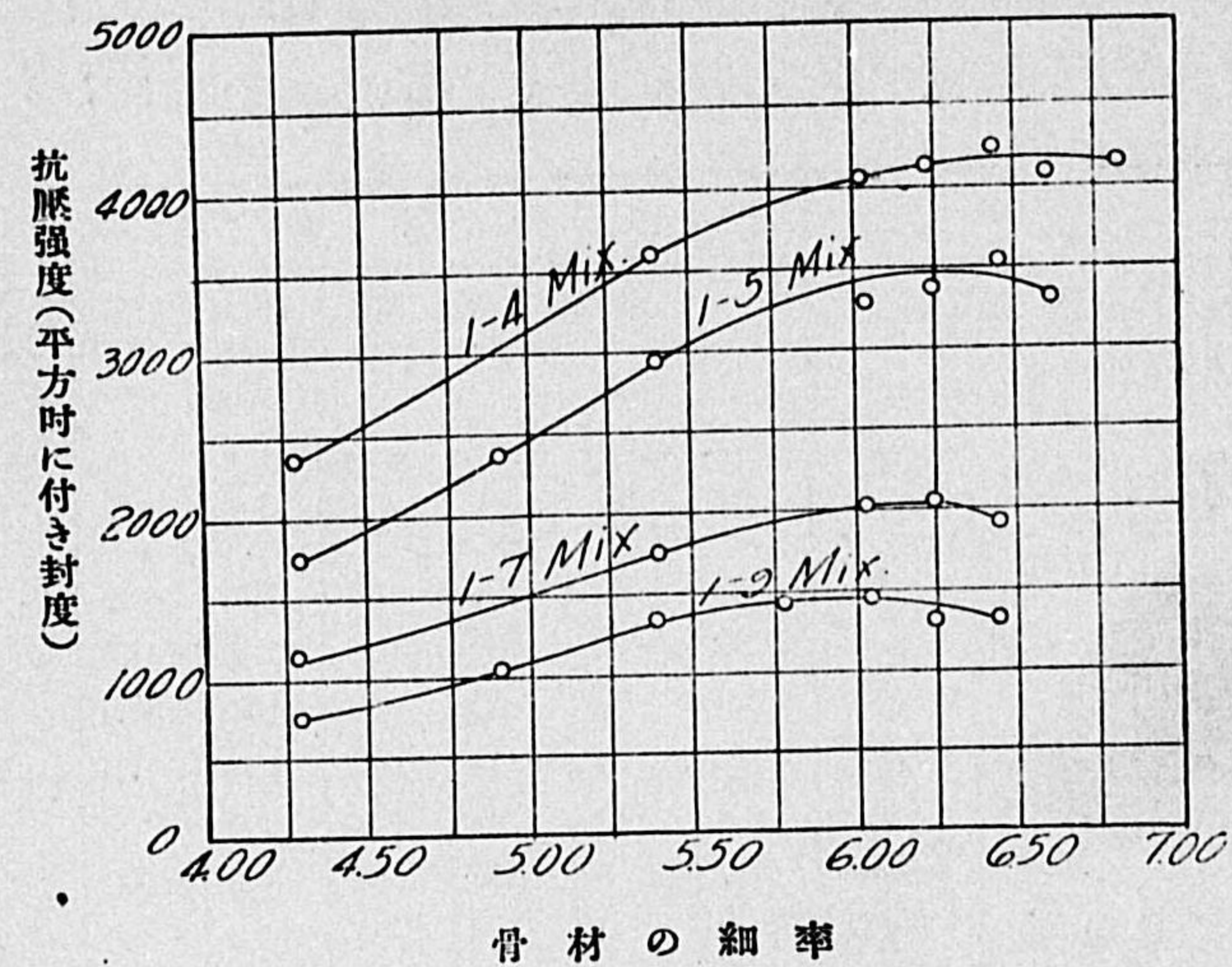


Fig.-31 各種調合の混凝土強度と細率との關係

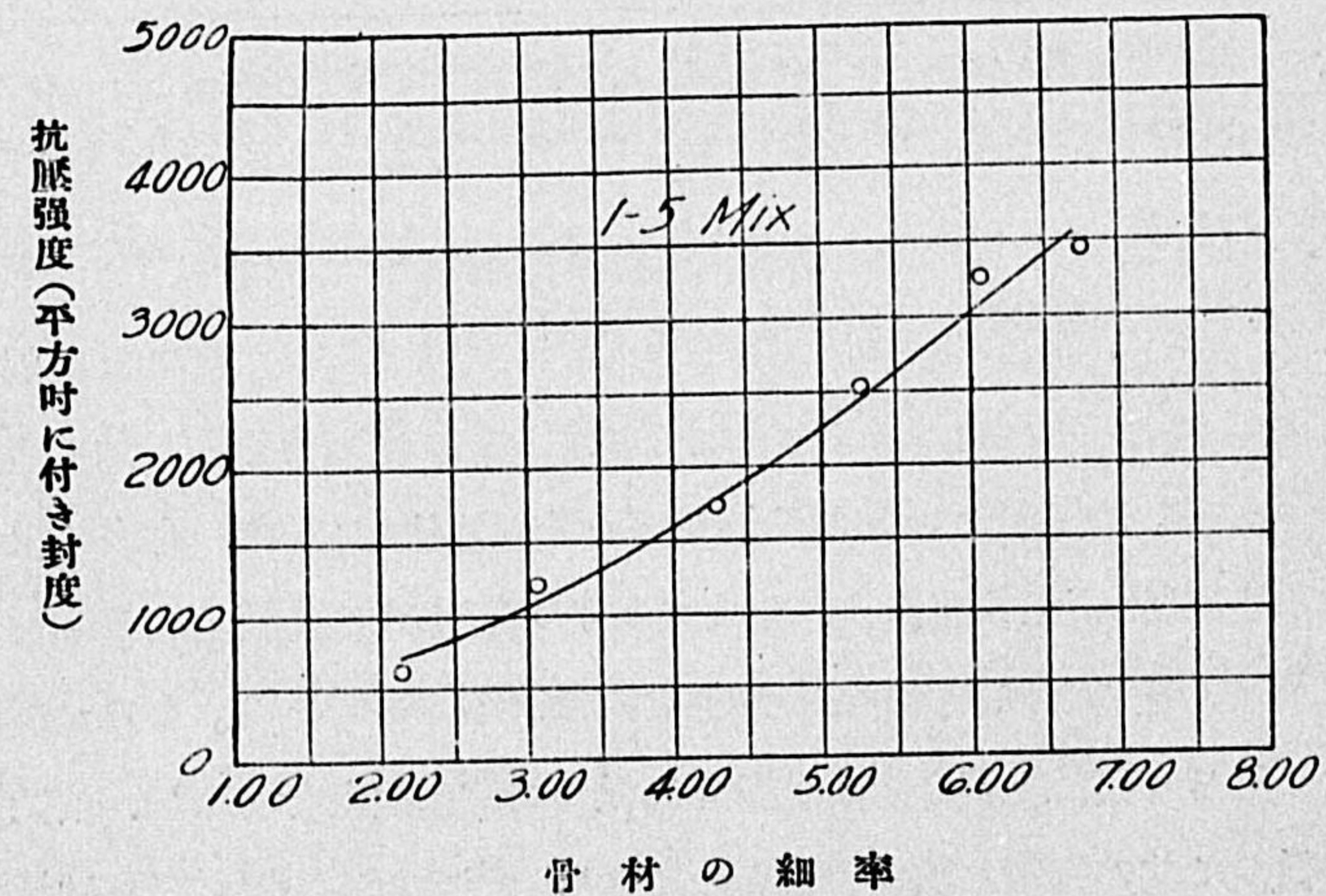


Fig.-32 骨材粒大を異にせる混凝土強度と細率との關係

い。されば現場請負工事等に於て細粒の混合量多い混凝土の施工はなるべく嚴禁する習慣を養ふ事が肝要である。本實驗に使用せる供試體の大きさは 6×12 吋圓筒形である。

第十三節 混凝土の鬆性と之れを不滲透性ならしむる方法

鐵筋混凝土が水槽又は貯水池等として成功した實例も多いが失敗を招いた例も乏しくない。そこで技術者としては混凝土が如何なる理由で滲透性を有するか又如何にせば不滲透性混凝土となるかと云ふ事に就き絶對的確信が必要である。茲に今其の理由と方法とを述ぶるに先ち混凝土の鬆性 (Porosity) と滲透性 (Permeability) との區別を説明しよう。

混凝土の鬆性と滲透性 (Porosity vs. Permeability.)

鬆性は材料内の空隙率を以て測定する事が出来るが、滲透性は一定時間に通過する水量の多寡によりて定むべきものである。故に鬆性は單に空隙の總量によれども滲透性は空隙の大小と其の連絡如何によりて大なる相異がある。最大密度を有する純セメント、モルタルは 40 乃至 43% の空隙を有する譯であるが水を殆んど絶對的に滲透せしめない。然るに 1:2:4 混凝土は絶對空隙 12 乃至 14% を有するのみであるが少しく水を滲透する。即ち前者は空隙多くして水を透さないが後者は空隙少くして尙ほ水を滲出するとは如何なる譯であるか其の理由は斯うである。前者に於ては其の空隙は頗る微小で有つて一様に分布されて居る。故に凝固したる後は其の空隙内に含まるる空氣を水の力では到底押し出す事が出来ない。然る

に後者に在りては微細なるセメントと粗大なる砂利、砂との混合物であるから如何に撞き固めを充分にするも完全なる混和が不可能である従て空隙の大きさが比較的大で有るが故に水の通過が容易である。然らば混凝土内の空隙は何によりて生ずるかと云ふ疑問が起る、其の空隙の成因は混和用水量の占有せる空間と撞き固めの際排除し得ざる空氣である。されば固練混凝土 (Dry concrete) では氣隙が多く軟製混凝土 (Wet concrete) では占水孔隙が多い。今若し混凝土を製するに當り、セメントの硬化に際し化學作用を完成するに必要以上の水量を混和せば水分の發散と共に多數の氣孔を残留するに至る。

最大密度を有する 1:2:4 混凝土を製するには所要セメント重量の約 32% に相當する水量を混和せねばならぬ、而して此の水量は混凝土容積の約 12% を占めて居る。ペーカー博士の實驗によれば硬化の爲め化學作用を起すに必要な水量は一週間に僅かに其の全量の四分の一 (即ち 3%) に過ぎぬから残り四分の三丈けの水は漸次發散すべき量である、換言すれば混凝土容積の 12% の 4 分の 3 即ち全容積の 9% は占水孔隙 (Water-filled voids) として永久に残る譯である。撞き固めの完全なる混凝土では氣孔 (Air-filled voids) が混凝土全容積の 100 分の 1 乃至 2 に過ぎぬとの事であるから混和撞固め共に完全なる 1:2:4 混凝土も尙 10 乃至 11% の空隙を其の内部に有せねばならぬ譯で有る。

混凝土を不滲透ならしむる方法

以上述べたるが如く多少の差異はあるが混凝土内には必ず空隙を存して居るから、之れを不滲透性のものとするには其の孔隙を成るべく細小ならしむるか、或は他の材料にて填充するか、又は外面より塗布材を使用して水の浸入を防ぐかの方法によらねばならぬ。其の方法を今三つに分けて述べよう。

(一) 密度の大なる良質混凝土使用

砂利及び砂の大きさと分量とを理想的シーフ、アナリシス曲線 (Sieve-analysis curve, I. O. Baker's A Treatise on Masonry Construction, 1913 年版、147 頁参照) に依り定め密度の大なる混凝土を製し、實用上不滲透性ならしむる事が出来る、其の要點は次ぎの如し。

(イ)セメントの分量を増加せば其の反比以上に不滲透性混凝土となる。

(ロ)砂利及び砂の大きさを撰定するに最大密度を有せしむる様大小粒大を撰別使用すれば、砂及び砂利重量の 12 乃至 15% に相當するセメントの分量を使用して不滲透性混凝土と爲す事が出来る。

(ハ)碎石よりも砂利を使用せる混凝土は不滲透性を有す。

(ニ)最大密度及び強度を得べき理想的シーフ、アナリシス曲線により定めたる細末砂粒の分量は實際の場合には少しく増加するを可とす。

(ホ)混凝土は少しく軟かきに傾くを良しとす、而して内部に空隙を存せしめざる様撞き固めを充分完全ならしむる事肝要で有る。

(ヘ)地下室、貯水池、水槽等の床表面は普通混凝土を打ちたる上に直ちに 1:1 又は 1:2 モルタルを塗り立つる事甚だ有効である、此の方法は縦壁等に應用する事困難で有る、何となれば縦壁には混凝土が凝固するまで模型を残し置く必要有るが爲め直ちにモルタル塗りを施す事が出来ぬ。凝固したる混凝土の表面に塗布モルタルを使用すれば後日小龜裂を生じ易い事は既に述べたるが如くで有る。

(二) 防水成分混和法

此の方法の主要點は混凝土内に豫め或る粉末又は溶劑を混和し置き、以て空隙の一部を填充して不滲透性と爲すにある、其の方法に二種類ある、一は單に混和物を入れて空隙を填充する事、他は一種又は數種の混和物を入れてセメントと化學作用を起さしめ空隙を填充する物質を生ぜしむる事

である。

此の空隙填充物の性質には更に二種の區別がある、(イ)毛管的に水を吸ひ付ける性質のものと(ロ)反對に水を弾き去る性質のものとのである。(イ)の場合の數例は混和物として石灰、粘土、硅藻土、Pozzolan Cement、(伊太利國ヴェスピアス山麓 Pozzuoli にて發見せられたるもので石灰と混用せば水中に凝固す)等で、(ロ)の場合の例は蠟(Wax)、樹脂(Resin)、明礬(Alum)及び石鹼其他特種溶劑である。(イ)と(ロ)との化學作用上の區別は未だ明瞭に研究が積まれて無い。

(イ)石灰混和法。石灰は其の價低廉で何處にても得られ易く微細なる粉末で有るから混泥土と混和し易く、従て混泥土を不滲透ならしむるに頗る有效なる材料で有る。米國大家 S.E. Thompson 氏の實驗成績によれば厚 9 吋の壁に對し毎平方吋 60 封度(毎平方呎 8640 封度)の水壓力を加へ實用上不滲透性混泥土を得たる石灰の分量は(セメント量に對し)下記の如し。

1:2:4 混泥土に對し……石灰 8% (セメント重量の)

1:2½:4½ 混泥土に對し……石灰 12% (同上)

1:2:5 混泥土に對し……石灰 16% (同上)

石灰の混和量がセメントの割以内で有れば混泥土の抗壓強度に甚しき影響を及ぼさないと云ふ。

(ロ) Pozzolan Cement 混和法。Pozzolan Cement は大部分石灰よりり成立つて居るから不滲透性ならしむる効力は(イ)の方法と相異が無い、只石灰混和法は混泥土の強度に何等の増加を見ない(寧ろ減却)が Pozzolan 材は其の強度を著しく増加すると云ふ。故に Pozzolan は混泥土を不滲透性ならしむるに頗る有效なる材料である。然し本材は産出量少ないから、世間に使用されること少ない。Pozzolan は又水中に硬化する性質を有し

且つ硫酸鹽の作用を受けぬから海水工用混泥土に混和して頗る有効で有る。

(ハ)明礬と石鹼。此等の材料は歐米に於ては既に七八十年前より不滲透性混泥土を作るに應用されて居た、明礬は是れを微細なる粉末としセメントに混じて使用せられ、石鹼は水に溶解して混泥土混和用水として使用される、然し兩材料共之れを水に溶かし使用するも差支は無い。明礬は水に溶け易いから先づ五分の一位の水中に明礬を溶解し、残り 5 分の 4 の水中に石鹼を溶解し後此等二者を混和攪拌しても良い。

混和分量は重量に於て明礬 1.0 硬質石鹼 2.2 の割合を適當とす、而して用水量に對し明礬は 1000 分の 15、石鹼は 1000 の 30 を實用上の限度とす、何となれば 100 分の 3 以上の石鹼を冷水中に溶解せしむる事が不可能で有るが爲めで有る。

Baker 博士が 1.3 % の明礬、石鹼混合物を 1:3 セメント、モルタルに混用し實驗せしに透水量は 3 分の 1 に減じたと云ふ、又強度の方は此等の混合物 2 % を混入せる結果強度 20 % を減じたりと云ふ。

Sylvester 法によれば、混泥土の凝固乾燥せる表面上に明礬溶液と石鹼溶液とを交互に數回塗り良好の結果を得べし、石鹼溶液は温湯にて可なり、又此等兩液を塗布するには一方の乾燥せる後に施すべきもので有る。

(ニ)以上の外に石灰と石鹼とを使用する方法もあり、又多くの特許品も有る。或る物は溶液或る物は粉末、或る物は之れをセメントに混和して販賣し、其の種々種々で有る、米國 Kahn 會社のトラスコン液の如き又ソーゾーの如き其の例である、然し此等特許品が前述の方法よりも卓越して居ると云ふ事は未だ證明せられて居らぬ。

之れを要するに混泥土を不滲透性ならしむる爲めに現今使用せられて居る材料は明礬か、アルミニウム硫酸鹽か、蠟、樹脂(Resin)、パラフィン、

等の何れかに過ぎぬ。或る時には明礬と灰汁とを推奨する人有りと云ふが、然しセメントは往々アルカリ性溶液の爲め其の性質を破壊せらるる事があると云ふから、灰汁の如きは其の使用を嚴禁せねばならぬ。

(三) 塗布法

不滲透ならしむる爲めに混凝土の表面に良質モルタルを塗る事は龜裂を防ぎ得べくんは有効で有る、然し細龜裂を全然防止する事は困難で有る、唯一の方法は混凝土の硬化前に塗るに在る。硬化後に塗るモルタルは温度の變化と共に剝落する事殆んど確實で有る、又黒色を厭はざる處ではアスファルトを塗布する事有効で有る、アスファルトは華氏 180 度に於て流るゝ事なく又華氏零度に於て脆弱となる事がない、本材は華氏 450 度に熱し(但し 450 度以上は不可)使用すべし。

此の外フェルト等を用ひ不滲透ならしむる事普通で有るが此等は何れも混凝土其物とは單獨なる材料により水の滲出を防ぐ方法で有るから茲に多言せず。

第十四節 硬化中外氣温度の高低が混凝土の強度に及ぼす影響

冬期に作れる混凝土と夏期に作れるものが同一の抗壓強度を有するや否や、又若し外氣の温度の高低により混凝土の抗壓強度が影響を受くるものであれば其の程度が如何であらうか、數年來の疑問で有つた。此の問題に就き米國イリノイ大學に於て兼て實驗中で有つたが其の研究の結果を 1915 年に同大學助教授マクダニエル氏 (Mr. A. B. McDaniel) が發表さ

れた (Bulletin No. 81, Engineering Experiment Station, University of Illinois, 1915 参照)。

鐵筋混凝土工事の設計及び施工に従事する人々は、此の結果から冬期と夏期とに於ける可許應力の撰定、型枠取外し期日の長短等を定むるに便する事が出来る。

各種材齡に對する温度と抗壓強度との關係

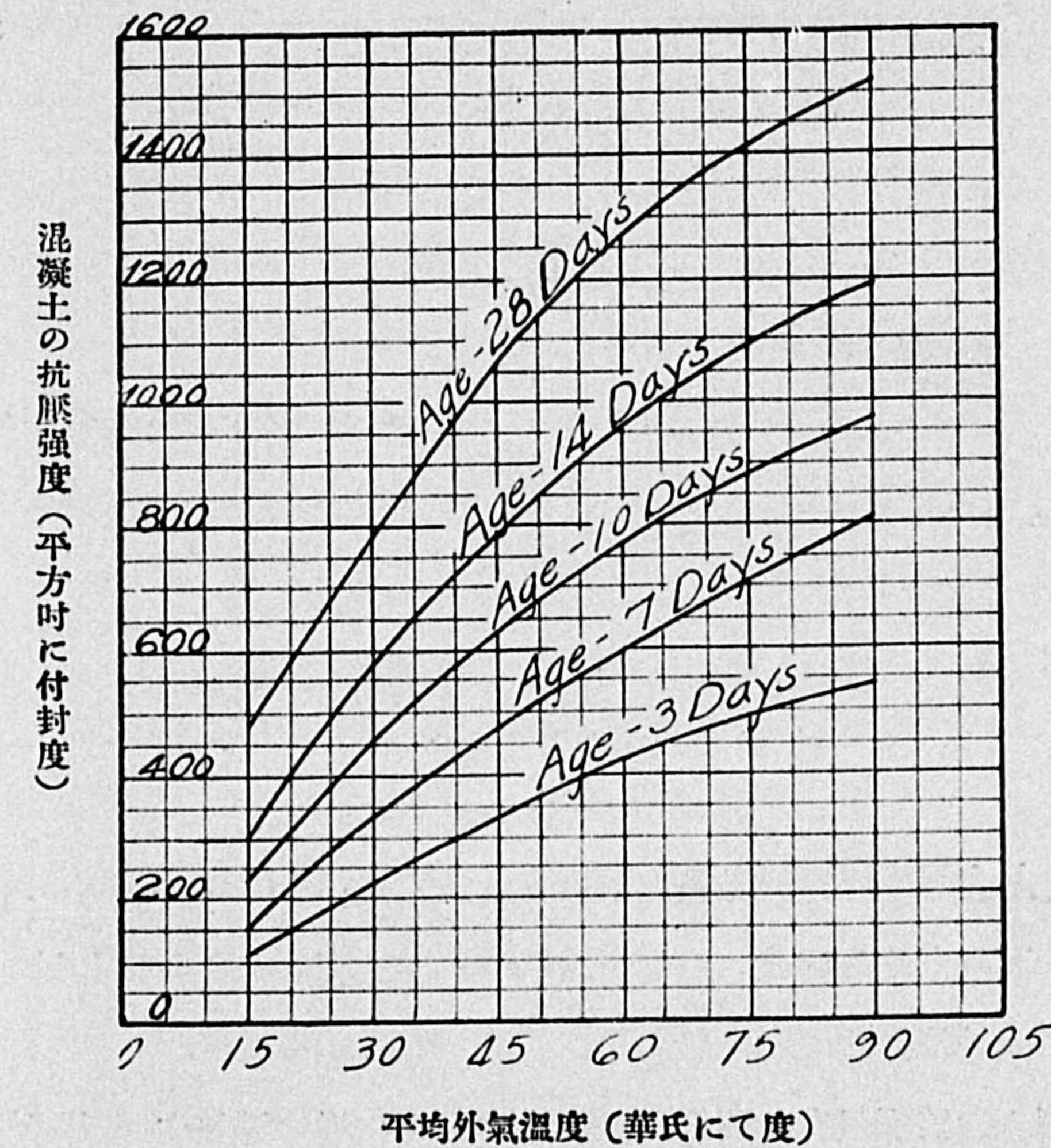


Fig.-33

(一) 試験材片。

實驗用混凝土は重量に於て 1:2:4 の調合で、供試材は (A) 直徑及び高さ共 6 吋を有する圓筒形 45 個と (B) 6 吋立方體 51 個と (C) 直徑

8 吋高さ 16 吋を有する圓壙形 60 個とである。使用水量は (A) 及び (B) 屬に對しては砂及び碎石重量の 10 %、(C) 屬に對しては 9.3 % で型は二日目に取り外し所定の溫度を有する室内に貯藏せるものである。

溫度と混凝土抗壓強度との關係

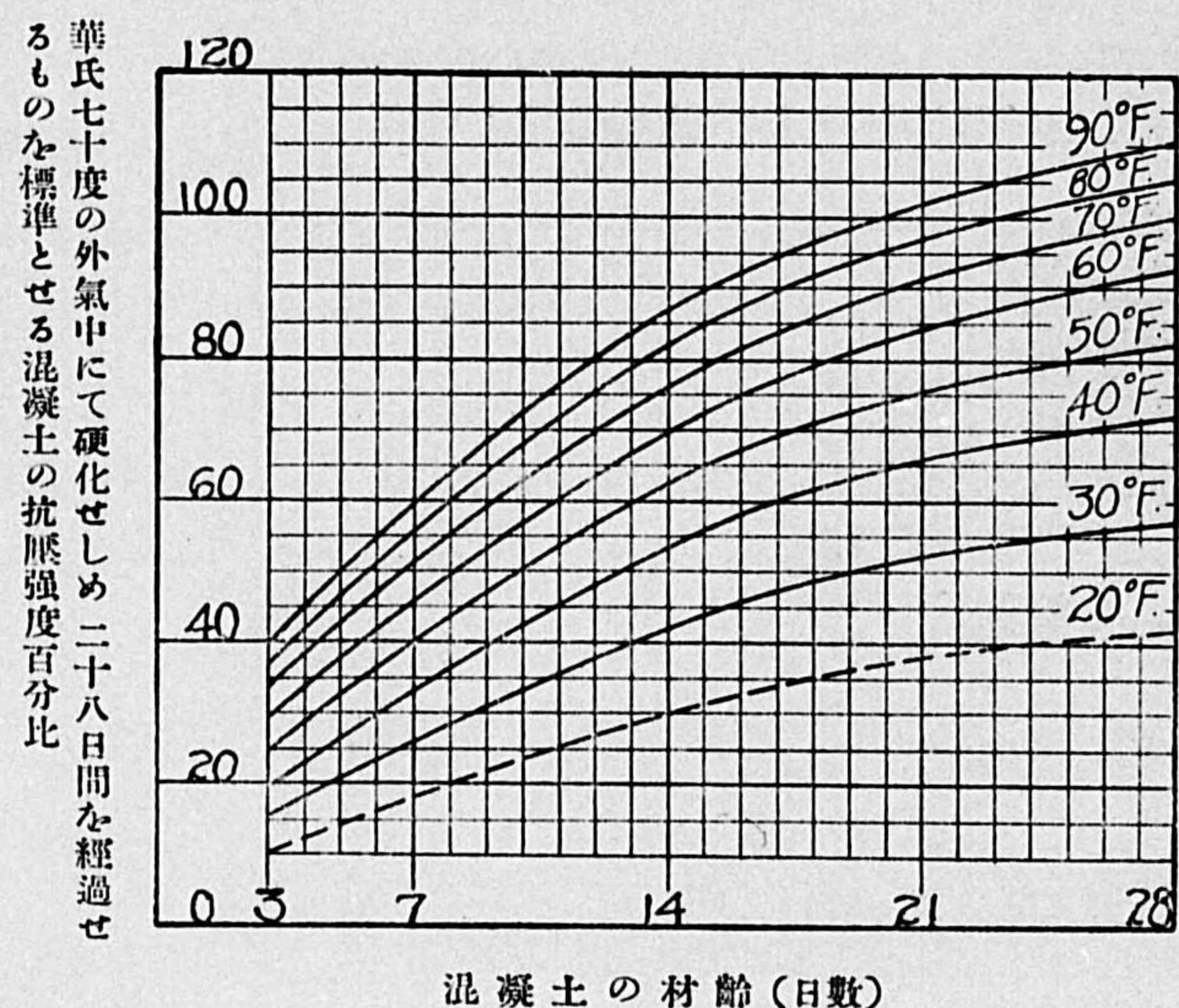


Fig. - 34

(二) 實驗上より得たる結論。

實驗成績を圖に表はせば Fig. 33 及 34 の如し、實驗上よりマクダニエル氏の掲げたる結論は次の如くである。

(イ) 混凝土の抗壓強度は硬化中の溫度の高さに従て増加す(但し實驗せる範圍内にて)、或る一定溫度を取れば強度の増加率は混凝土の材齡(Age)の増加に伴ひ減少す(Fig.—34 圖参照)、而して此の場合に強度増加率は低溫度に於て硬化せしめたるもの程少である。今普通の硬化溫度(華氏 60 度乃至 70 度)にて凝固せしめた混凝土の抗壓強度を材齡によ

り比較すれば次の如し。

材齡(日數).....	7	14	21	28
抗壓強度比(約數)	50%	75%	90%	100%

此の材齡に對する強度百分率は華氏 30 度乃至 70 度に於ては略同一である。

(ロ) 華氏 60 度乃至 70 度の氣温中に貯へ硬化せしめたる混凝土の抗壓強度は、華氏 32 度乃至 40 度に於てせるもの大凡そ二倍である。

(ハ) 普通工事に使用せらるる混凝土の抗壓強度は又 Fig.—33 及 34 兩圖より直接求むる事が出来る。但し本實驗の供試材は所定期日の間、略ぼ同一溫度内に貯へて居るから實地の場合に於けるが如く溫度の激變に會する事なく凝固せるもので有る。尙結氷點前後の溫度内にて硬化せる供試材は著しき被害を見たるは豫期の如くで有つたと云ふ。

第十五節 電氣と鐵筋混凝土

鐵筋混凝土の各種建築工事に應用さるゝに至るや約二十年前一つの疑問が社會から喚起された、夫れは電氣鐵道或は其他の強電流により鐵筋混凝土建築物が破壊されはせぬかと云ふ事であつた。

1906-7 年に於ける Toch 氏 (The Electrolytic Corrosion of Structural Steel, Jour. Am. Electro-Chem., 1906), Knudson 氏 (Electrolytic Corrosion of Iron & Steel in Concrete, Trans. A. I. E. E., 1907), Langsdorf 氏 (Electrolysis in Reinforced Concrete, Jour. Ass. of Eng. Soc., 1909) 等の實驗室内試験成績によれば或る場合には鐵筋より混凝土に電流を通ずるときに鐵筋に錆を生じ、又は混凝土を龜裂せしむと論證せらるゝに至つ

た。そこで一時は鐵筋混凝土建築や橋梁が危険であるのみならず非永久的であるとまで稱せられた。鐵筋混凝土の應用を大に推奨しつゝあつた處の米國技術者は其の當時政府に向つて、其の損害の程度や豫防方法を切りに照會し來るに至つたので米國政府も捨て置き難く、1910年6月 E.B. Rosa B. McCollum 及び O.S. Peters の三氏に命じ、其の原因と性質、損害の有無と程度、並に豫防方法等の研究調査を始めしめ、約三年間の實驗成績が發表されたが普通に起る電壓では鐵筋混凝土建築物に對し何等の心配もない事が知らるゝに至つた。(Electrolysis in Concrete, No. 18, Technologic Papers of the Bureau of Standards, U.S.A. 1913 参照)。

其の實驗的研究の方法は頗る完全なものであつて報告は136頁の長文であるが茲には其の結論の大要を掲げて技術者の參考に供したい。

(一) 從來研究者の認めし事實(電流が鐵筋より濕氣ある混凝土に通ずる場合に混凝土は龜裂す)は單に一部分の供試材に認められしに過ぎず、此の如き結果は Potential gradient が毎呎につき約 60 ヴォルト以下なる場合には起る事が無い。

(二) 九十個の供試材を作り 15 ヴォルトの電流を 5500 時間通じたが 3 個の異質セメントを用ひしものゝ外龜裂を見しものなく、又鐵筋の表面光澤が埋込當時と少しも異ならず従て錆を生じない。又鐵と混凝土との間の粘着力は少しも減ぜられて居らぬ。

(三) 鐵を陽極 (Anode 即ち鐵より混凝土に電流を通ずる時) とする場合に混凝土が龜裂する理由は、電流の爲め鐵の酸化に基くものである。酸化物の容積は元容積の 2.2 倍となるが爲め其の膨脹壓力により龜裂するのである。

(四) 鐵を陽極とする場合に例令鐵筋が濕潤混凝土内に在るも華氏 113 度(攝氏 45 度)以下の溫度内に於ては鐵筋の腐蝕は殆んど認め難たい。其

の理由は混凝土内の $Ca(OH)_2$ が防錆作用を有する爲めであると云ふ。

(五) 濕潤混凝土内にて鐵を陽極とし 100 ヴォルト以上の高電壓を通ずれば龜裂の發生が速かであると云ふのは電流の爲めに熱せられたる結果である。

(六) 混凝土内に鹽を少量 (1 パーセント以内) 混加すれば電流の通行を容易ならしめ、従て錆の量を多くし龜裂を生ぜしめ易い、故に臨海混凝土工事は比較的電氣的作用を受け害を被むり易いから電流の Potential gradient を比較的低きものに制限せねばならぬ。

(七) 鐵を陰極 (Cathode 即ち混凝土より鐵に電流を通ずるとき) とする場合には鐵筋に近き部分の混凝土は軟化せられ暗色を呈するに至る之れを外氣に曝露すれば著しく硬化し且つ脆くなる傾きがある。電流の爲め軟化する部分は電壓に比例し甚しき場合には鐵筋の周り 2 分位に及ぶ事があつて鐵と混凝土との間の粘着力を減却するに至る。

(八) 以上の結果は混凝土内 Na 及び K の漸次集中さるゝが爲めである、故に此等の分量を減ずれば従て軟化の程度も減ぜらるゝに至ると云ふ。

(九) 鐵を陰極とする場合に混凝土の軟化さるゝのは普通の電壓では單に鐵との接着部に止まるから混凝土自身の抗壓強度は少しも悪影響を受けない。多數實驗上の成績によれば毎呎に 175 ヴォルトの電流を一年餘通じたものでも混凝土主體の抗壓強度は減却しない。

(十) 鐵筋混凝土建築内に於ける直流電力線は地と接せしめてはならぬ。又建物内に引き込むべき Pipe lines に對しては出來得る限り建物外にて絶縁接合を設くべし。又 Pipe lines が建物を通過する場合には建物の兩側に絶縁接合を設くること必要である。被鉛電纜を建物内に引き込む場合には混凝土と直接接觸を避くる爲め木片其他の支持物を設くれば充分である。

第十六節 鐵筋の種類と其の性質

今日鋼筋として使用されて居るものは普通の丸棒角棒が尤も多く其の外に Deformed Bar が有る。其の種類は中々多い FIG.-35 に掲げたのは重なるもので、Kahn bar, Rib bar, Corrugated bar, Twisted bar, Havermeyer bar, Cup bar, Thacher bar, Diamond bar 其他幾多の種類がある。然し現今では餘り多く實地に使用せられて居ない、殊に歐洲では非常に稀である。

鐵は一種の結晶體で、之を顯微鏡下で見ると Ferrite 又は Cementite と Pearlite とより成る結晶體である。此等は熱の加減等により其の配列及び大きさを異にするものである。従て其の強度に影響するから無暗に火を加へて之を曲げる等の事は成可く避けなければならぬ、然し之を 2000 度近く熱する時は再び原子が小さく密な配列になるから差支へないのである。鐵の結晶に關する事項を調べるには Dr. Mellor 氏の述べた "The Crystallization of Iron and Steel" を参照せよ。

鐵筋用鋼の性質は歐洲と米國とで相違がある。歐洲では重に軟鋼を用ふるが普通であるが、米國では普通丸又は角鐵筋の外概れ High carbon steel の Deformed bars を使用する傾向である。High carbon steel は一定の應力に對し軟鋼よりも伸張度が少いから混凝土の龜裂を見るのが少ないので特長はあるが然し曲げることが頗る困難であるから軟鋼の様に取扱ひが容易でない。

鋼鐵の彈率は每平方吋に對し (以下同じ) 23,000,000 封度乃至 31,000,000 封度で有るが普通 30,000,000 封度と採られて居る。市場に販賣されて居る中軟鋼の彈界強は概れ 36,000 乃至 45,000 封度、極強は 55,000 封度、High Carbon Steel の彈界強は概れ 55,000 封度、極強は 85,000 封度である。又溫度に對する膨脹率は華氏每一度に就き .0000060 を普通とす。

TWISTED BAR



CORRUGATED BAR



CUP BAR



HAVERMEYER BAR



KAHN BAR

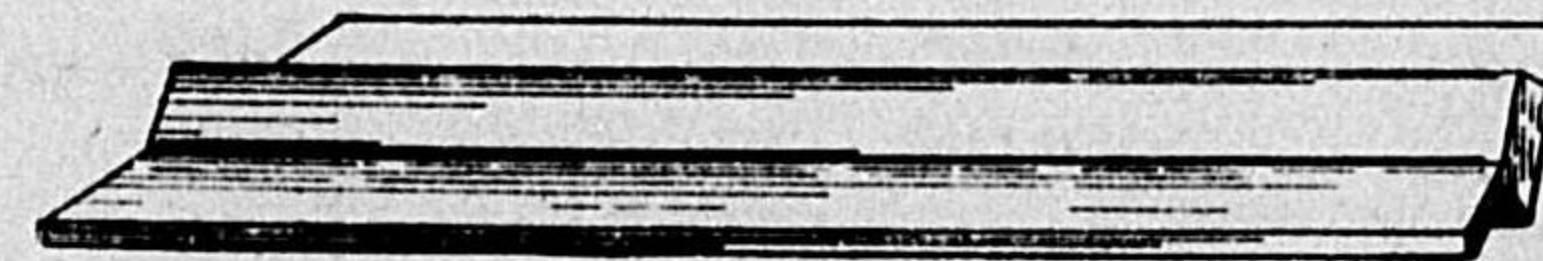
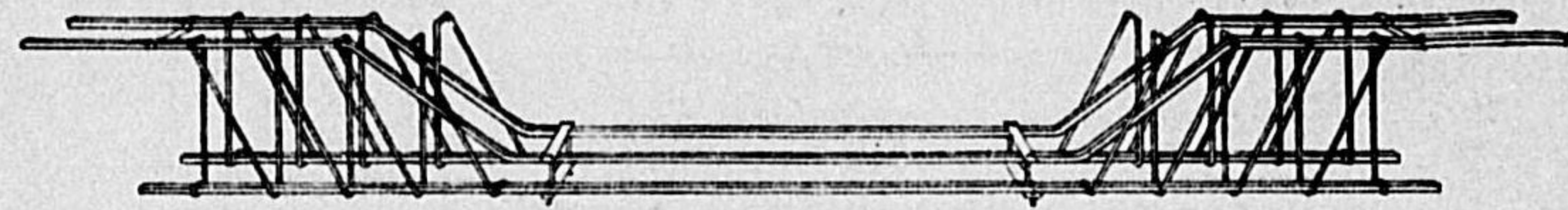


Fig.-35

鐵筋として使用されるものゝ大きさは 3/16 吋から 1 吋までが普通である。ベッセメル法で製したものとオープン、ハルス法によるものとあるが前者にて製した鋼は鐵筋用として使用せぬ。



Corrugated Bar Unit
Fig.-33

以上の外桁用に特別に出来て居る American unit とか Monolith unit とか Corrugated unit とか色々の特別品がある。併し此等は割合に高價であるから一般に應用することは極く少ない。

鐵筋材の寸法重量等は次ぎの如くである。

第十表
各種鐵筋重量表
Ransom Twisted Bar の捻り數

鐵筋の大小 (吋)	捻り數 (每呎)	鐵筋の大小 (吋)	捻り數 (每呎)
1/8 x 1/8	7	1 1/4 x 1 1/4	1/2
1/4 x 1/4	5	1 1/2 x 1 1/2	3/8
1/2 x 1/2	3	1 3/4 x 1 3/4	1/4
1 x 1	1	2 x 2	1/16

Cold Twisted Lug Bar の重量及斷面積

大小 (吋)	斷面積 (平方吋)	重量 (每呎につき封度)
1/4	0.0625	0.222
3/8	0.1406	0.492
1/2	0.2500	0.870
3/4	0.3906	1.350

3/8	0.5625	1.940
7/8	0.7656	2.640
1	1.0000	3.450
1 1/8	1.2656	4.350
1 1/4	1.5625	5.370
1 1/2	2.2500	7.700

Corrugated Bar の寸法、斷面積及び重量

大小 (吋)	丸形		角形	
	斷面積 (平方吋)	重量 (每呎封度)	斷面積 (平方吋)	重量 (每呎封度)
1/4	—	—	0.06	0.22
3/8	0.11	0.38	0.14	0.49
1/2	0.19	0.66	0.25	0.86
5/8	0.25	0.86	—	—
3/4	0.30	1.05	0.39	1.35
7/8	0.44	1.52	0.56	1.94
1	0.60	2.06	0.76	2.64
1 1/8	0.78	2.69	1.00	3.43
1 1/4	0.99	3.41	1.26	4.34
1 1/2	1.22	4.21	1.55	5.35

Thacher Bar 及び Diamond Bar の斷面積及び重量

大小 (吋)	Thacher Bar		Diamond Bar	
	斷面積 (平方吋)	重量 (每呎封度)	斷面積 (平方吋)	重量 (每呎封度)
1/4	0.047	0.16	0.0625	0.213
3/8	0.10	0.34	0.14	0.478
1/2	0.18	0.61	0.25	0.85
5/8	0.28	0.95	0.39	1.33
3/4	0.41	1.39	0.56	1.91
7/8	0.55	1.87	0.76	2.60
1	0.71	2.42	1.00	3.40

$1\frac{1}{8}$	0.90	3.06	—	—
$1\frac{1}{4}$	1.10	3.74	1.56	5.31
$1\frac{3}{8}$	1.32	4.49	—	—
$1\frac{1}{2}$	1.56	5.30	—	—
$1\frac{5}{8}$	1.81	6.16	—	—
$1\frac{3}{4}$	2.08	7.07	—	—
$1\frac{7}{8}$	2.35	8.00	—	—
2	2.65	9.02	—	—

Kahn Trussed Bar の斷面積及び重量

大き(吋)	斷面積(平方吋)	重量(毎呎封度)
$1\frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$	0.38	1.4
$2\frac{1}{8} \times \frac{3}{4}$	0.78	2.7
3×1	1.42	4.8
$3\frac{1}{2} \times 1\frac{1}{4}$	2.00	6.9

Monolith Unit Bar の斷面積及び重量

大き(吋)	斷面積	重量 (毎呎封度)	スターラツプ 寸法(吋)
$\frac{1}{8} \times \frac{1}{8}$	0.25	0.85	$\frac{1}{8}$
$\frac{1}{4} \times 1$	0.64	2.37	$\frac{1}{8}$
$1\frac{1}{8} \times 1\frac{1}{4}$	1.00	3.37	$\frac{3}{8}$
$1\frac{1}{2} \times 1\frac{3}{8}$	2.25	7.58	$\frac{1}{8}$

第十七節 鐵筋と混凝土との粘着力

鐵筋と混凝土との粘着力如何を知ることが鐵筋混凝土の設計上中々肝要であることは申すまでもない。其の研究は随分早くからあつて實驗の結果も澤山發表されて居るが最近のものは獨逸國 Stutzgart 工科大学教授 C. Bach* 氏の發表されたるものと、も一つは米國イリノイ大學教授 Talbot 博士の下に研究して居た Abrams† 氏の發表したもので Bach 教授のは 31 頁に亘りエブラムス氏のは約 240 頁に亘れるものである。此等内容の概略はの次如し。

(一) 鐵筋表面の影響

- (a) 普通 Mill Surface を有するもの。
- (b) 浮錆を生ずる程度に錆びたるもの。
- (c) 表面を研磨したるもの。
- (d) 捻山を切りたるもの。
- (e) Spirals を用ひしもの。
- (f) Taper を付せしもの。
- (g) 座鐵を付せしもの等。

(二) 鐵筋斷面の影響

圓形、角形、平鐵板、丁形、**アングル**形等。

(三) 鐵筋種類の影響

Johnson bar, Diamond bar, Thacher bar, Corrugated bar, Lug bar, Cup

* Widerstand Einbetonierten Eisens gegen Gleiten bei C. Bach, 1913.

† Tests of Bond between Concrete and Steel by D.A. Abrams, 1913, Bulletin No. 71. University of Illinois.

bar, Twisted bar 等

- (四) 鐵筋を引抜く時と押し出す時の粘着力の差
- (五) Stirrups の影響
- (六) 混凝土用水量多寡の影響
- (七) セメント分量の影響
- (八) 鐵筋數の影響
- (九) 桁下面より鐵筋中心までの距離の影響
- (十) 混凝土材齡の影響

其の他に亘つて居る。Abrams 氏の實驗は去る明治 40 年來引續き實驗の結果を 1913 年 12 月に發表したもので粘着力に關する事を殆ど凡て研究し得たと云ふても差支ない氏は桁に於ける鐵筋と混凝土との粘着力試驗も可なり多くやつて居る。Abrams 氏は混凝土と鐵筋との付着抵抗を二つに分けて論じて居る。即ち Adhesive Resistance と Sliding Resistance とである。つまり普通の圓鐵又は角鐵は前者が割合に大きいが Sliding resistance は少ないのであるが、Deformed Bar は後者が大きいのである。

同種類の圓鐵を種々の長さに埋め込みたるものと直径の異なつた圓鐵を同じ長さだけ埋め込み多くの實驗を施した結果の平均は先づ普通 Mill Surface の鐵を 1:2:4 混凝土に埋め込み 60 日の後實驗して、鐵筋が少しも滑らないで持つ粘着力は平方時に 260 封度で最大應力は 440 封度を示して居る。此の粘着力を同じ割合の混凝土で作つた 6 吋立方體の抗壓強に比較すれば鐵筋の少しも滑り出さぬ時の平均單位粘着力は抗壓強の 6 分の 1 其の最大粘着力は抗壓強の 4 分の 1 になる。又圓鐵と角鐵との粘着力も異つて居る。角形の場合には圓鐵の單位粘着力の 75% に相當して居る。是れは設計上特に注意すべき事で精確に申せば角鐵は圓鐵よりも付着面積を 2 割 5 分丈減ぜねばならぬ事になる。

(イ) 粘着抵抗の性質 普通の丸棒を混凝土内に埋込み之を引抜く時は次ぎの如き現象を呈す、單位粘着強度 200 乃至 300 封度 (每平方時につき以下同斷) に達するまでは丸棒と其の周圍の混凝土間には觀測し得べき程度の滑りが無く従つて此等の兩者は充分且つ完全に附着するものと認め得べし。粘着強度の多寡は元來棒の表面狀態の如何により相違がある。是れから後は荷重の増加に伴ひ兩者は滑り初め茲に摩擦抵抗期に入るのである。此の抵抗力は滑りの増加と共に進み遂に其の滑度 .01 時に至つて最大値に達する。此の點に達するや抵抗力は漸次に衰退し遂に抜け出づるのである。滑り即ち Sliding の程度は鐵筋の表面狀態、混凝土の性質並に材齡により異なるもので、Deformed bars の如きは其の表面に凸凹があるから Sliding の進行と共に尙ほ抵抗を増加し甚しき高値に達するものである。然し吾人の作る構造體は些少の滑りをも避けねばならぬから後者の如き表

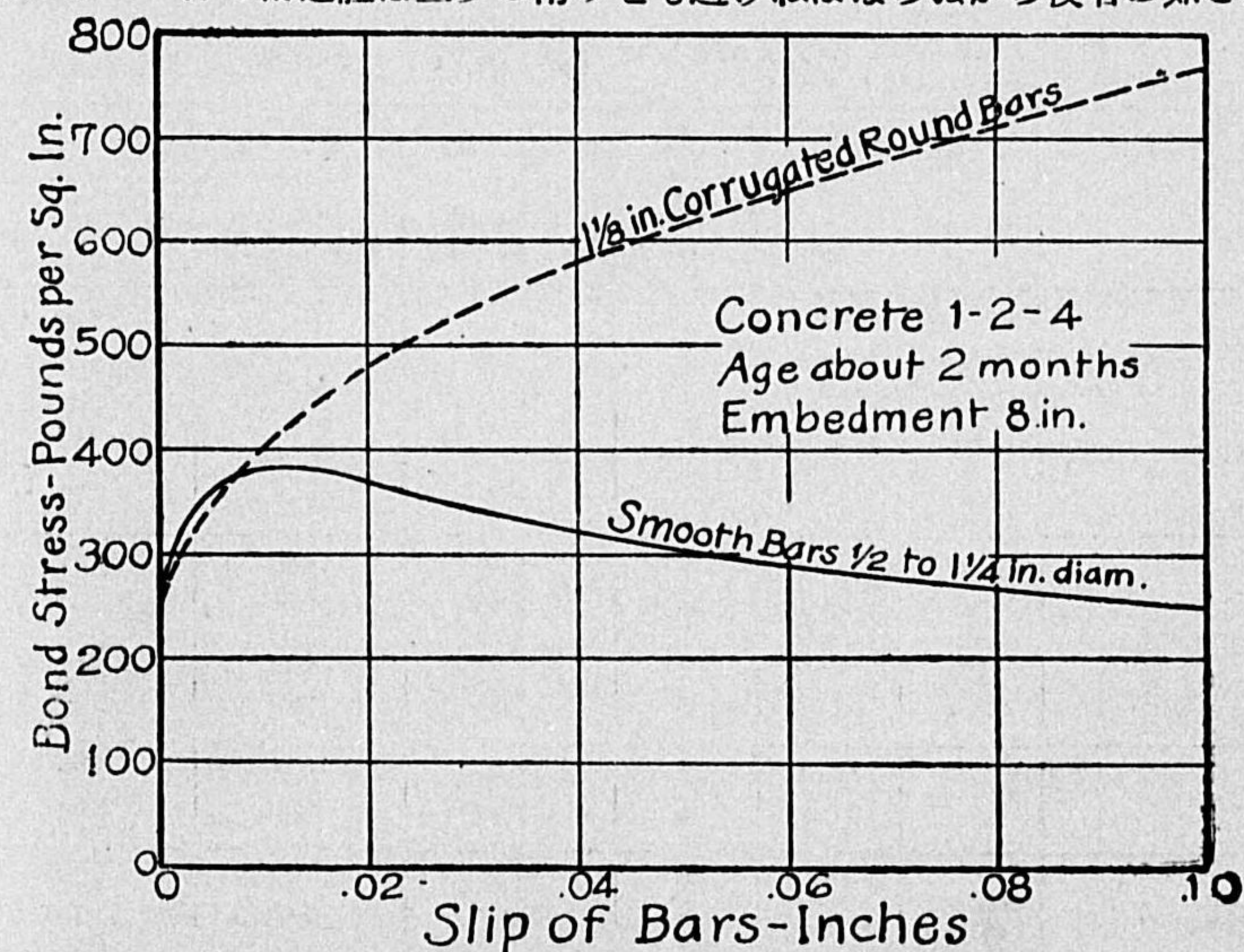


Fig. -37

面の凸凹による抵抗力に信頼すべきを許さない。従つて丸棒の粘着強度は最も信頼すべきものである。Fig-37 は普通丸棒と Deformed bars との粘着抵抗の特質を知るに便したる Load-slip curves で何れも實驗の結果に基いたものである。

(口) 引抜き試験の成績 粘着力試験は一般に混凝土試材内に埋込んだ鐵棒を引抜いて行はれたものが多い、即ち鐵筋は應張力を受くれども混凝土は壓縮される。以上と同様の結果を推し試験により定めたものも亦相當に多い。Abrams 氏の如きは又多數の Beam Tests により粘着強度を定めて居る。第十一表及第十二表は Direct tension tests により得たる丸棒及 Deformed bars の粘着力試験成績である。更に第十三表は Beams にて實驗せる粘着力試験成績である。

第十 一 表

Plain Bars の引抜き試験成績 (混凝土 1:2:4 材 齡 60 日乃至 90 日)

試験者	鐵筋		埋込長(吋)	粘着抵抗 #/吋		
	種類	太サ(吋)		.0005吋滑り出た時	.001吋滑り出た時	最大値
Withey	丸棒同	3/8吋乃至 1/2吋	6	—	—	400
			8	—	—	310
Van Ornum	同	1/2吋—1 1/4吋	直徑の25倍	—	—	410
			直徑の40倍	—	—	390
Abrams	同同同同同	1 1/4吋	8	323	339	381
			8	266	295	405
			8	275	303	387
			8	247	281	385
			8	269	296	397
Abrams	平鐵	1 x 1/2吋 2 x 1/4吋	6	359	395	459
			4	239	263	293
Abrams	磨きたる丸棒	1 3/4吋	5	149	—	152
			5	137	146	160
			6	170	192	255

實驗成績によれば鐵筋の slip は粘着強度の 60 乃至 80% に殆まり、0.10 吋の slip を見たる後でも其の摩擦抵抗は最大値の 2/3 位である。

大體に於て粘着強度は混凝土強度に正比例す。而して最大粘着強は六吋立方體混凝土の最大抗壓強度の約 1/4 に當る事は Abrams 氏の實驗成績により明かである。

(ハ) Deformed Bars の粘着強度 Deformed bars の粘着状態は初めの間 Plain bars と略ぼ同様である。然し adhesion が破れても尙ほ抵抗力を増加する。即ち .01 吋の End slip に達すれば棒表面の凸起部が之れに接觸せる混凝土に著しき壓力を與へ此の以後は眞の粘着抵抗 (Adhesive resistance) に非ずして抗滑力 (Sliding resistance) であるから混

第十二 表

Deformed Bars の引抜き試験成績 (混凝土 1:2:4 材 齡 60 日乃至 90 日) Tested by D. A. Abrams.

鐵筋の種類	下記の End Slip に對する粘着強度 (#/吋)			粘着後百分率 (.0005 吋 slip の時)
	.0005 吋	.01 吋	.05 吋	
1 吋及 1 1/2 吋丸棒 (平均)	270	382	310	100
3/4 吋 cup	321	468	935	119
1 吋 cup	290	504	916	107
3/4 吋 lug	306	454	647	113
1 吋 lug	324	490	562	120
3/4 吋 lug (twisted)	239	369	684	89
1 吋 lug (twisted)	251	403	553	93
3/4 吋 corrugated square	245	469	820	91
1 吋 corrugated square	334	588	945	124
1 1/8 吋 corrugated round	336	526	876	125
1 1/2 吋 corrugated round	236	334	624	87
3/4 吋 Thacher bar	248	415	564	92
1 1/2 吋 twisted square	324	371	334	124
1 吋 twisted square	249	343	353	92
1 吋 threaded round	545	679	734	202

土は次第に壓碎せらるるを免れない。従つて Deformed bars の引抜き試験による成績より速断して直ちに其の高抵抗力を設計々算に應用する事は甚だ危険である。實驗中の状態を精細に検査すれば Adhesion の破れない期間の粘着強度は寧ろ Plain bars の方が幾分優つて居る事は Fig. 37 に徴するも明かである。之れ Smooth surface を有する棒の方が凹凸ある棒よりも完全なる粘着を期待し得る事實を示して居る。第十二表は D.A. Abrams 氏の實驗成績である。

(二) **Beam Tests による粘着強度** 第十三表は Abrams 氏の Beam tests により得たる成績である。梁の大きさは 8×12 吋の断面をなし

第十三表
梁主筋の粘着強度
Univ. of Illinois, 1913.—混凝土 1:2:4, 材齡 2 乃至 8 ヶ月

鐵筋の種類	實驗數	粘着強度 (#/吋 ²)		
		End Slip の始めにて	End Slip .001 吋にて	最大値
1 吋及 1½ 吋丸棒	28	245	340	375
¾ 吋 同 上	3	186	242	274
⅝ 吋 同 上	3	172	235	255
1 吋 角棒	6	190	248	278
1 吋 twisted square	3	222	289	337
1½ 吋 corrugated round	9	251	360	488

徑間長 70 吋、主鐵筋は各一本を使用し各梁共三分點荷重法とせり。粘着強度は $u = V / \Sigma o \cdot jd$ により計算せるもので u = 所要粘着強、 V = 反力、 Σo = 鐵筋の總表面積、 jd = 梁の抵抗力率腕長である。引抜き試験と梁試験との成績を比較するに 5/8, 3/4 及 1 吋丸棒の引抜き試験による結果は梁試験によるものよりも約 45% の増加である。Twisted square bar の試験成績も略同様であるが Corrugated bar の最大粘着強度は引抜き試験より得たるものの Slip .01 吋に相當して居る事は注意に値する。Beam tests の成績

を精査するに最大粘着抵抗は存外早く到着し End slip 約 .001 吋附近である之れに相當する引抜き試験の slip は約 .01 吋である事より推考せば梁に於ける粘着抵抗分布の眞狀は尙ほ深く攻究の必要がある。

(木) **Bent-up せる梁主筋の粘着強度** 多くの實地に於て梁は Bent-up bars を有するから此の如き場合の粘着強を知る事設計上肝要である。第十四表は獨國 Stutzgart 工科大学教授 Bach 氏の實驗成績であ

第十四表
Bent-up せる梁主筋の粘着強度
(Bach); 混凝土 1:4; 材齡 6 ヶ月; 梁徑間の四分點に荷重を加ふ

梁の種類	鐵筋所置法	Slip し始めたる時の計算粘着應力 #/吋 ²	平均粘着應力 #/吋 ²
矩形梁	直鐵筋のみ	312	291
		300	
	271		
	281		
	直鐵筋及 Stirrups	330	330
T-梁	直鐵筋のみ	158	158
	直鐵筋及 Stirrups	182	
			208
	直筋 1 本, Bent up 4 本	408	493
	直筋 1 本, Bent-up 4 本と stirrups	498	
同 上	545		
直筋 1 本, Bent-up 4 本	522		

る。矩形梁にして直棒を鐵筋としたものは前掲の諸結果と略ぼ同一であるが直筋のみなる T 梁は粘着強稍々低く粘着應力 158 #/吋² に過ぎぬ。直筋一本他の四本を曲上せる T 梁の結果を見るに甚だ優良にして平均計算應力實に 493 #/吋² に上り前者に比し約 2½ 倍である。之れに因り考察するに梁の Web を bent-up bars により補強する時は梁の下部に挿入せる直筋

上の粘着力上の粘着力は著しく増加し得べき事を知る事が出来る。

(へ) **粘着強に関する他の注意** 鐵筋を錆びさせた儘挿入する事は粘着力を著しく減少するが、然し浮錆を削り落しよく掃除して入れたるものは、普通 Mill-Surface のものよりも 15% 丈粘着力を増して居る。之は其の表面が粗くなつた爲めである。又磨いて入れた鐵筋は Sliding resistance は殆ど零で純粹の粘着力のみである、従て平方時に 260 封度が最大である。

Deformed Bars はつまり粗い面の擴大したものと考へる事が出来る。其の Adhesive resistance は圓鐵棒と少しも變らぬ否寧ろ少ない位であるが、其の表面凹凸の爲め約 1/1000 吋滑り始めてからの Sliding resistance が高いのである。故に Deformed Bars であるからとて一概に可許粘着力を増加する事は考へものである。殊に表面の凸起部は Sliding から混凝土に隨分高い Bearing stress を與へるから充分此の點に注意を拂ふ事も必要である。

丸鐵筋に捻山を造り混凝土内に埋め込んだものは粘着力が高く、平均最大應力は 745 封度 (平方時につき) を示して居る。又 Twisted Bar の粘着力は普通圓鐵の 88% であつて Sliding resistance が高いのみである事は注意に値ひする。

混凝土を水分で絶えず養生硬化させたものは粘着力が強く、此の如く養生せば外氣中で硬化させた混凝土の粘着力よりも 10 乃至 45% 優つて居る。又外氣中で凍らせた混凝土の粘着力は殆ど皆無である處から見れば餘り寒氣の激しい時の鐵筋混凝土工事は成るべく見合せる方が利益である。

粘着力増進の割合は初め 30 日間に急速に増加して 2 箇月後に至れば其の増加割合に少く 1 箇年目の粘着力は 2 箇月目のもの、2 倍である。

即ち粘着力増進の割合は混凝土抗壓強の増率と同様である。又混凝土内に垂直に入れた鐵筋は、水平に入れたものよりも粘着力が高い事と混凝土に壓力を加へて凝固させた混凝土は普通のものよりも粘着力が高い事は明瞭である。實例に付き述べれば混凝土の硬化に際し 5 日間毎平方時に 100 封度の壓力を加へたものは 2 箇月目の終りに於て、然らざるものよりも 95% 粘着力を増加せしとの事である。

其の他獨國 Bach 教授の實驗せるものの中参考となるべき部分を掲ぐれば次ぎの如くである。

(1) 鐵筋断面形状の影響 (混凝土の配合 1:2:3 より成る桁につき實驗せるものなり。材齡は 45 日にて實驗以下同断)

鐵筋の形状及大さ	粘着力 (平方時に就て封度以下同じ)	備考
圓鐵棒(直徑 25mm)	322	
平鐵 12mm×40mm	256.....	縦に挿入せり
	205.....	平に挿入せり
アングル鐵 50×50×6mm	186.....	上向に挿入せり
	138.....	下向に挿入せり
丁形鐵	182	
工形鐵	179	

(2) Deformed Bar と粘着力

鐵筋の種類	粘着力 (平方時につき)	備考
普通圓鐵棒	322	Bach 教授は Adhesive Resistance と Sliding Resistance とを區別せざるを以て茲には最大粘着力を示せり。
Johnson Bar	479	
Diamond Bar	516	
Lug Bar	514	
Cup Bar	437	

(3) 桁の下端より鐵筋中心までの距離の影響 (圓鋼にて)

{ 桁下端より鐵筋中 心までの距離(吋)}	粘着力 (每平方吋に つき封度)
0.394	311
0.787	322
1.575	328

(4) 鐵筋數の影響

混凝土の齡 (日數)	鐵筋徑 (吋)	鐵筋數	粘着力 (每平方吋につき封度)
84	0.551	3	222
50	0.984	1	252

(5) 混凝土の調合比と粘着力との關係

調合比 (セメント)(砂)(砂利)	最大粘着力 (平方吋につき封度)
1 : 4 : 8	190
1 : 3 : 6	311
1 : 2 : 4	452
1 : 1½ : 3	554

(6) 材齡 (Age) と粘着力との關係

材 齡	最大粘着力 (每平方吋につき封度)
1 週 間	226
1 ヶ 月	404
2 ヶ 月	452
6 ヶ 月	736
17 ヶ 月	841
3 年	848

我國のセメントは外國品より劣つて居るから普通丸鋼の少しも滑らずして持つ粘着力を每平方吋に 240 封度と見る事が出来る、故に可許粘著應力は 80 封度が適當である。

第十八節 混凝土の龜裂と鐵筋の腐蝕

混凝土の龜裂より鐵筋が空中の酸素其他の瓦斯の爲めに酸化されはしないかとか、或は鐵筋混凝土を使つて見たが内部の鐵筋が錆びて困るとか云ふことは能く耳にすることであるが、此等の原因をよく研究して見ると海岸地方の鹽分ある水を用ひて混凝土を練つた事に基因することが多い。要するに施工者の不注意から來たもので周到なる注意をすればよし龜裂が入つても決して鐵筋は腐蝕するものではないことは次の實例によつても明である。西曆 1907 年に獨逸東 Prussia の Probst 氏は次の様な實驗を施した。

各種の鐵筋材を用ひて 34 個の桁を作り、鐵筋の彈性限度を越さぬ範圍内之に荷重を掛けて龜裂を生ぜしめ又之と同時に初めから鐵筋の露出したものを作り、兩者共に酸素及び二酸化炭素を働かした、處が 2 時間で露出部の鐵筋には浮錆を生じたが、龜裂の内部にある鐵筋には何等の變化も無かつた。尙 10 餘時間瓦斯を働せて見ても更に變化を來さなかつた。此の如き瓦斯の 10 時間の作用は、空氣中に於ける酸化作用の數十年分に當つて居る。

之に依ても龜裂内にある鐵筋は應力が彈性限界を越えぬ間は絶対に腐蝕するものでない事を知ることが出来る。然らば何故に腐蝕しないかと云ふに混凝土工業に従事した人は知らるゝ如く鐵と混凝土とは非常に馴染みの

良いもので混凝土が硬化する時鐵筋の周圍に極薄い防水防氣的の膜が出来瓦斯や空氣も之を透すことの出来ない爲め鐵が斯様に保護されるのである。

故に施工の時に鐵の周圍をよく搗き固め鐵と混凝土との間に少しの空隙もない様にする事が最も大切で、之を等閑にして置くときは内部に残つた少量の空氣でも永年の間には遂に鐵を酸化するし又電氣の爲め鐵を腐蝕することがあるから充分注意しなければならん。

第十九節 海水と混凝土及鐵筋混凝土

從來歐米に於て海水中に混凝土を使用し、其の表面 2 吋より 3 吋の間海水の爲め分解作用を被むりたる例が有る。此等の實例で被害の部分は常に干潮面から満潮面までの間に限られて居るから其の被害の一部の原因は確かに霜氷作用に在るものと斷定することが出来る、而して其の被害場所に近き部分でも尙無害なる處があると云ふ結果から推考すれば被害の程度は出来上つた混凝土の性質にも依るものだと云ふことが明かである。

又 New York 港の Dock 等では良質の材料を用ひセメントの調合比を良くした爲め今日までも尙無害であると云ふ實例もある。其他此の様な實例は少くない故に混凝土の調合率を良くし不滲透性混凝土とし、且つ模型を其の儘數週間取り外さずに置き海水と直接接觸せしめない様にして凝固させた混凝土は海水により被害を受けることが無いと斷定して宜しい。

今混凝土を海水工事に使用するに當つて参考とする爲めに佛國 Felet 氏の實驗的研究の結果を次ぎに述べて見よう。

1. 現今見出されて居るセメント中に海水の分解作用に對し安全なものは

無い。

2. 海水中に含有せるものゝ中で尤も有害なものは溶解性硫酸である此の硫酸の爲めにセメントは分解作用を受ける。
3. 海水工事に用ゆるポートルランドセメントには成るべく少量のアルミニウムを含有し且つ石灰は出来得る限り少量なることが必要である。
4. フソラナ性材料は海水工事に用ふるセメントに尤も有効なる混加物である。
5. デブサム(硫酸石灰)は海水工事に使用するセメントには出来得る限り混用せざる方が良い、何となれば凝結時間の遅速は是れから來るものである。
6. 比較的細粒を含有する砂は海水工事に用ふる混凝土及びモルタルに使用しては宜しくない。
7. 海水工事に使用する混凝土は可成比重を大にして不滲透性を有する配合とするが良い。

又設計上の注意は次ぎの如くである

1. 表面には成る可く凹凸を避くるが良い凹凸が有れば海水の破壊力を増さしめる。
2. 海水用混凝土の表面には強靱なる質の碎石を使用するが良い。
3. 混凝土は搗き固めを充分にすることが分けて必要である。
4. 波の力により混凝土が幾分磨滅しても鐵筋は出ぬ様奥に入れるがよい、先づ被覆厚を 3 吋以上とするを適當とする。
5. 混凝土の調合は 1:1½:3 に或は以上の Richness を有せしめ成るべく荒目の砂を使用し且つ各部 Round corners とすること。

第四章 鐵筋混凝土の彈性と假定、符號、及び可許應力

第二十節 部材の種類

凡て建造物に用ひられる部材は便宜上三種類に區別することが出来る即ち

1. 抗張材
2. 抗壓材
3. 桁材

桁は彎曲に抵抗するものであるが、部材によりては彎曲と張力又は壓力とを伴ふものがある。

鐵筋混凝土は純抗張材として用ひらるゝことは無いが抗壓材又は抗壓と抗曲材として盛んに支柱に用ひられて居る。抗曲材である處の桁は鐵筋混凝土の尤も得意のもので有つて此れは尤も廣く應用されて居る。此の外に混凝土として可なり廣く用ひられて居るのは Slab である。Slab は鐵筋混凝土特有のもので、他材料の到底企及し得ざる處であるが、之れは桁の種類とせられて居るのが普通である。

第二十一節 混凝土と鐵との應力關係

鐵筋混凝土は二種の異質材料を用ひて出来上つたものであるから、此の二者は常に伸縮共に同一でなければならぬ、そこで鐵筋混凝土材が外力を受けると両者は完全に粘着し、等しく應力變形 (Deformation) をなすもの

と假定されて居る、尤も澤山種類の異つた Deformed bars が有つて、兩者の粘着力を助け、共同働作を完全ならしめようと勉め、或は鐵筋端を鈎狀に曲ぐるとか又は魚尾形に造るとか色々の工夫があるが許容應力の範圍内に於て適法に設計したものでは混凝土と鐵筋との應力變形は同一と見て實用上差支へはない、異質材料が共同作用をなすときは其の各材の應力度は其の彈率に比例するから次ぎの關係が有る。

$$\frac{\text{鐵筋の單位應力}}{\text{混凝土の單位應力}} = \frac{\text{鐵筋材の彈率}}{\text{混凝土の彈率}}$$

第二十二節 鐵筋と混凝土との彈率比 $\frac{E_s}{E_c}$

鐵筋と混凝土とが互に完全に附着し共同働作を成す以上此の兩者の變形は、常に如何なる場合でも同一でなければならぬ、此の兩材料の應力度は其の彈率に正比例するものである、故に今鋼鐵の彈率を每平方吋に 30,000,000 封度とし混凝土の夫れを 2,000,000 乃至 3,000,000 封度とせば、兩者の彈率比は 10 乃至 15 である、尤も混凝土の種類及び性質等によつて甚しく異なるもので、私等の實驗したのもでも、1,700,000 封度から 4,000,000 封度迄で變つて居る、今イリノイ大學にて鐵筋混凝土柱を實驗した其の結果を掲げて見ると次ぎの如くである。

第十五表

鐵と混凝土との彈率表

支柱の番號	鐵筋の種類	鐵筋断面の混凝土断面に對する比 (p) % にて	E_c (#/sq'')	$n = \frac{E_s}{E_c}$ ($E_s = 30,000,000$ #/sq'' とす)
1.	丸鋼棒	1.20	2,520,000	11.9
3.	同	1.21	2,300,000	13.0

1.	丸鋼棒	1.21	2,520,000	11.9
11.	同	1.21	2,200,000	13.6
(平均)		1.21	2,380,000	12.6
2.	同	1.52	2,240,000	13.4
6.	同	1.52	2,000,000	15.0
10.	同	1.50	1,840,000	16.3
12.	同	1.48	2,340,000	12.8
14.	同	1.50	2,000,000	15.0
16.	同	1.49	1,900,000	15.8
17.	同	1.47	1,880,000	16.0
(平均)		1.50	2,035,000	14.9
1582	Corrugated bar	0.97	2,270,000	13.2
1581	Thacher bar	1.03	2,240,000	13.4
1580	Twisted bar	1.43	2,040,000	14.7
1885	同	2.86	2,220,000	13.5
(平均)		1.57	2,190,000	13.7

以上は 1 : 2 : 4 配合混凝土にて作つた柱の實驗の結果であつて、先づ $\frac{E_s}{E_c}$ なる比は 15 と定むるのが適當であると斷定することが出来る、英獨佛建築條例には矢張り 15 と定めて居り、米國各都市並我國の建築條例にも亦 15 と定めて居る。

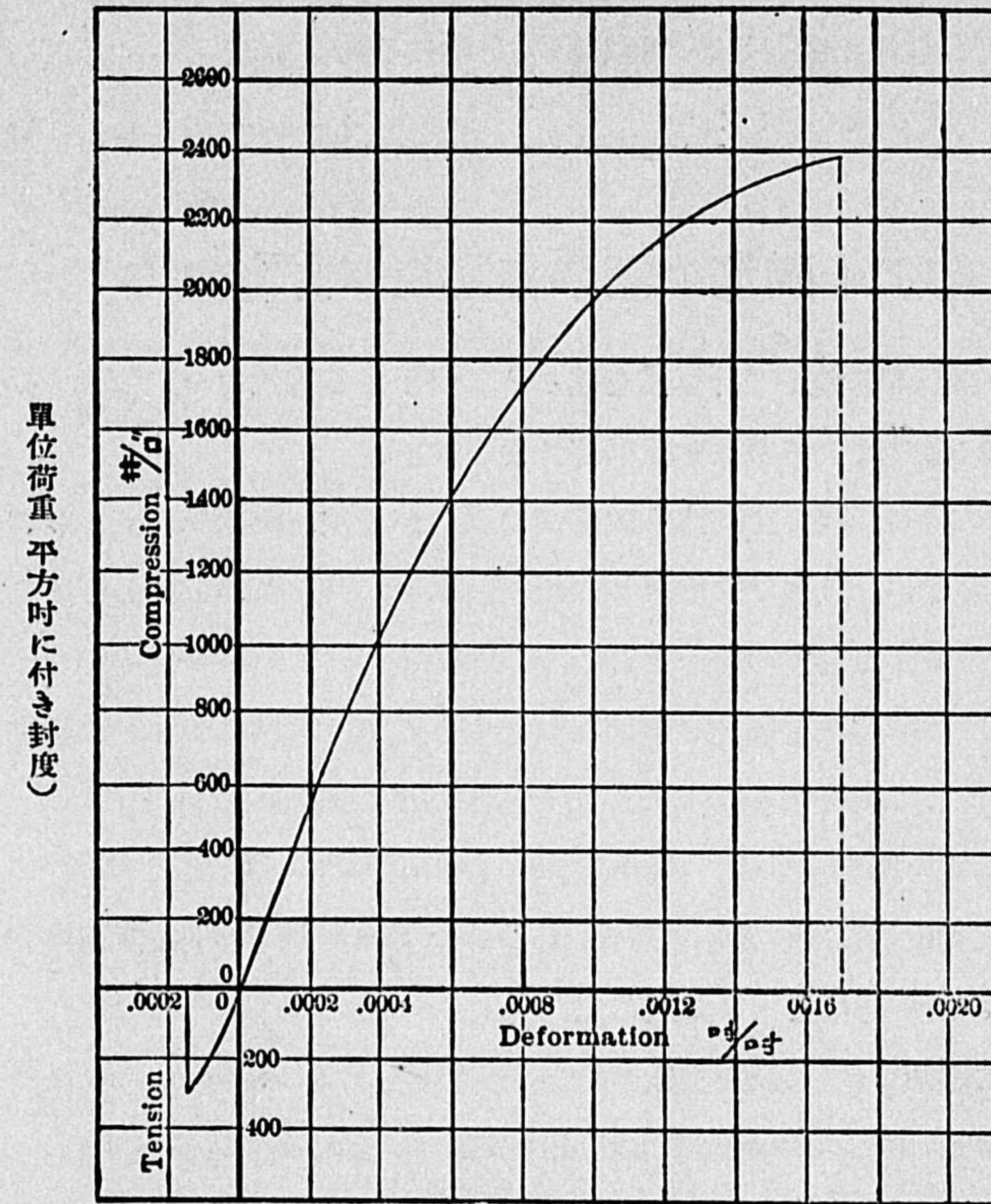
第二十三節 假 定

鐵筋混凝土桁の計算式を定むるには次ぎの假定を設けることが必要且つ普通である。

1. 彎曲前に平面なる斷面は彎曲後も平面なること。
2. 張力は全部鐵筋のみにて採るものとす。
3. 混凝土の收縮硬化等より起る鐵筋上の始應力 (Initial tension or compression) は一切皆無とす。
4. 混凝土と鐵筋との附着完全にして如何なる應力を取るも全然滑脱することなきものとす。

FIG.-38

應力及應力變形關係圖



單位荷重 平方吋に付き封度)

單位應力變形 毎吋に付き時

5. 混凝土の彈率は通常の場合可許應力度内にては常數なりとす。
6. 混凝土に起る應力變形 (Deformation) は中軸より直線的變化をなすものとす。

多くの實驗の結果から見て以上の假定は普通可許應力範圍内では正當である、元來混凝土の彈率は直線形をなさずして拋物線形を爲すのは普通で

あるから常に常數と曰ふことは出来ないが然し私の實驗した範圍では每平方時に就き 800 呎までは殆んど直線的であつて常數と見做して宜い Fig.-38 は實驗から得た應力と應力變形關係を示せる圖である。

第二十四節 標準符號及び許容應力

(一) 標準符號、計算式を述ぶるに使用する符號を一定し置く必要がある。本編では次ぎの如き標準符號を用ゆ。

(備考) 歐米各國では何れも政府又は學會が制定した標準符號が有つて一定して居るが、我國では未だ其の統一が出来て居らぬから頗る不便である。學問の獨立と事業の統一を計る上には是非共肝要の事であるから、一日も速かに標準符號を制定せねばならぬ事と思ふ。本書には次ぎに掲ぐる符號を一貫して使用する。

(1) 矩形梁に関するもの (Rectangular beams) FIG.-39 参照

f_s = 抗張鐵筋に於ける單位維應力 (Fiber Stress in Steel の意獨佛では σ_s なる符號を用ひて居る)。

f_c = 抗壓面に於ける混凝土の單位維應壓力 (Extreme unit fiber stress in Concrete の意、獨佛では σ_c を用ひて居る)。

$\epsilon_s = f_s$ なる應張力に相當する鐵筋の伸張度。

$\epsilon_c = f_c$ なる應壓力に相當する混凝土の壓縮度。

E_s = 鋼鐵の彈率。

E_c = 混凝土の彈率。

$n = \frac{E_s}{E_c}$ の比。

T = 梁の斷面に於て鐵筋上に働く合張力 (Resultant tension)。

C = 梁の斷面に於て混凝土上に働く合壓力 (Resultant compression)。

M = 一般に彎曲率を表はす。

M_s = 鐵筋抵抗力率。

M_c = 混凝土抵抗力率。

b = 斷面矩形を成せる梁の幅。

d = 梁の抗壓緣維より抗張鐵筋中心までの距離。

k = 梁の抗壓緣維より中軸までの距離と d との比。

j = 抵抗隅力 (Resisting couple) の腕長と d との比。

A = 抗張鐵筋の斷面積。

$p = \frac{A}{bd}$, 抗張鐵筋斷面と桁斷面積との比。

$m = \frac{bd}{A}$, 對筋比。

z = 梁の抗壓面より合壓力 (C) 線までの距離。

(2) 丁梁 (T-Shaped Beams)。FIG.-45 参照

b = 突緣 (Flange) の幅。

b' = 莖幹 (Stem) の幅。

t = 突緣の厚さ。

$p = \frac{A}{bd}$, $m = \frac{bd}{A}$ 。

(3) 復筋梁即ち抗壓鐵筋を用ひたる梁。FIG.-50 参照。

A' = 抗壓鐵筋の斷面積。

p = 抗張鐵筋斷面積と梁總斷面積との比。

p' = 抗壓鐵筋斷面積と梁總斷面積との比。

f'_s = 抗壓鐵筋に於ける單位維應力(應壓力)。

f'_c = 抗張面に於ける混凝土の單位維應張力。

C = 混凝土上の合壓力。

C' = 抗壓鐵筋上の合壓力。

d' = 梁の抗壓縁より抗壓鐵筋中心までの距離。

z = 梁の抗壓縁より C と C' との合力線までの距離。

(4) 支柱。

A = 支柱の有効斷面積。

A_s = 軸鐵筋 (Longitudinal or axial steel) の斷面積。

A_c = 混凝土の斷面積。

A_h = 螺狀鐵筋の斷面積。

$$p = \frac{A_s}{A}$$

p_h = 螺狀鐵筋容積の混凝土(心材)容積に對する比。

P = 支柱上の安全荷重。

(5) 剪力及び粘着力。

V = 剪力の全量 (Total shear)。

v = 單位應剪力 (垂直又は水平)。

u = 鐵筋表面の單位面積に働く粘着應力。

o = 鐵筋一本の横斷面周長。

Σo = 鐵筋總數の横斷面周長。

(二) 許容應力。

(a) 1:2:4 混凝土に對する許容應力は次ぎの値を適當とす。

1. 應壓力 = 500 乃至 600 封度 (1 平方時に付き以下同じ)

用水量が材料重量の 10% 以上なれば 500 封度以下なれば 600 封度。

$$= 45 \text{ kg/cm}^2 (= 640 \text{ #/sq in})^*$$

* 市街地建築物法施行規則所定

2. 應張力 = 0. (梁強度の計算に對しては之れを無視す)

$$= 4.5 \text{ kg/cm}^2 (= 64 \text{ #/sq in})^*$$

3. 純應剪力 = 120 封度 ($= 9 \text{ kg/cm}^2 = 128 \text{ #/sq in})^*$

但し梁に於ける Diagonal tension を伴はぬものとす。

4. 單位應剪力 = 80 封度。鐵に於て Stirrups 又は Bent-up bars を有する場合。

$$= 4.5 \text{ kg/cm}^2 = 64 \text{ #/sq in}^*$$

5. 單位應剪力 = 40 封度。梁に於て混凝土のみにて Diagonal tension に抵抗せしむる場合。

6. 鐵筋と混凝土との許容粘着力。

$$= 100 \text{ 封度 } (7 \text{ kg/cm}^2 = 99.5 \text{ #/sq in})^*$$

市街地建築物法但書によれば Deformed bar を使用する場合にありては其の形狀に依り地方長官の許可を受け之れを 10 kg ($= 142 \text{ #/sq in}$) 迄と爲す事を得と規定せり。

7. 支柱に生ずる軸應壓力 (Axial compression)。

$$= 400 \text{ 封度。}$$

但し支柱斷面の最小環動半徑と支柱長との比が 50 以下なるときとす。

(b) 鐵筋に對する許容應力は次ぎの如し。

1. 應張力 = 16,000 封度 (1 平方時に就き以下同じ)。

$$= 1,150 \text{ kg/cm}^2 (= 16,356 \text{ #/sq in})^*$$

2. 應壓力 = $n f_c$ (f_c の値により定む) 但し單獨に抗壓材として使用せらるる場合には應張力に同じ。

3. 應剪力 = 750 kg/cm² ($= 10,667 \text{ #/sq in}$)。*

第五章 鐵筋混凝土梁に関する理論

第二十五節 梁斷面に於ける中軸線の位置と

抵抗偶力 (Resisting Couple) の腕長

鐵筋混凝土梁に於て中軸線の位置を定むるには第一に壓力に對する應力變形が直線的であるか曲線的であるかを明かにせねばならぬ。前にも述べた通り混凝土の應力變形は略拋物線であるから之れを直線に假定しては理論上不當な譯であるが、然し實驗上の結果から見れば平方時に 800 封度位までは此の應力と應力變形との關係は殆んど直線的であるが故に設計上には直線と假定して毫も差支へない。混凝土の抗張力は全然之れを無視し鐵筋のみが張力に抵抗し得るものと假定する。

(備考) 壓力に對する混凝土の應力變形 (Deformation due to compression) が拋物線形であると云ふことを實驗上から定め、其の上に根據を置いて鐵筋混凝土梁に関する完全なる公式を誘導したのは米國イリノイ大學教授タルボット博士 (A. N. Talbot) である、同教授展開式の中の特別な場合が即ち所謂直線式であるから順序から曰へばタルボット公式を掲げるのが至當であるが茲には了解を容易ならしむる爲めに先づ直線式を述べ然る後拋物線式を述べよう。

FIG.-39 から (前節標準符號参照)

$$e_s : e_c = (d - kd) : kd \dots \dots \dots (1)$$

又力學上から
$$E_s = \frac{f_s}{e_s}$$

即ち
$$e_s = \frac{f_s}{E_s}$$

同様に
$$e_c = \frac{f_c}{E_c}$$

而して
$$\frac{E_s}{E_c} = n \text{ とせば } \frac{e_s}{e_c} = \frac{f_s E_c}{f_c E_s} = \frac{d - kd}{kd}$$

となり簡約して
$$\frac{f_s}{n f_c} = \frac{1 - k}{k} \dots \dots \dots (2)$$

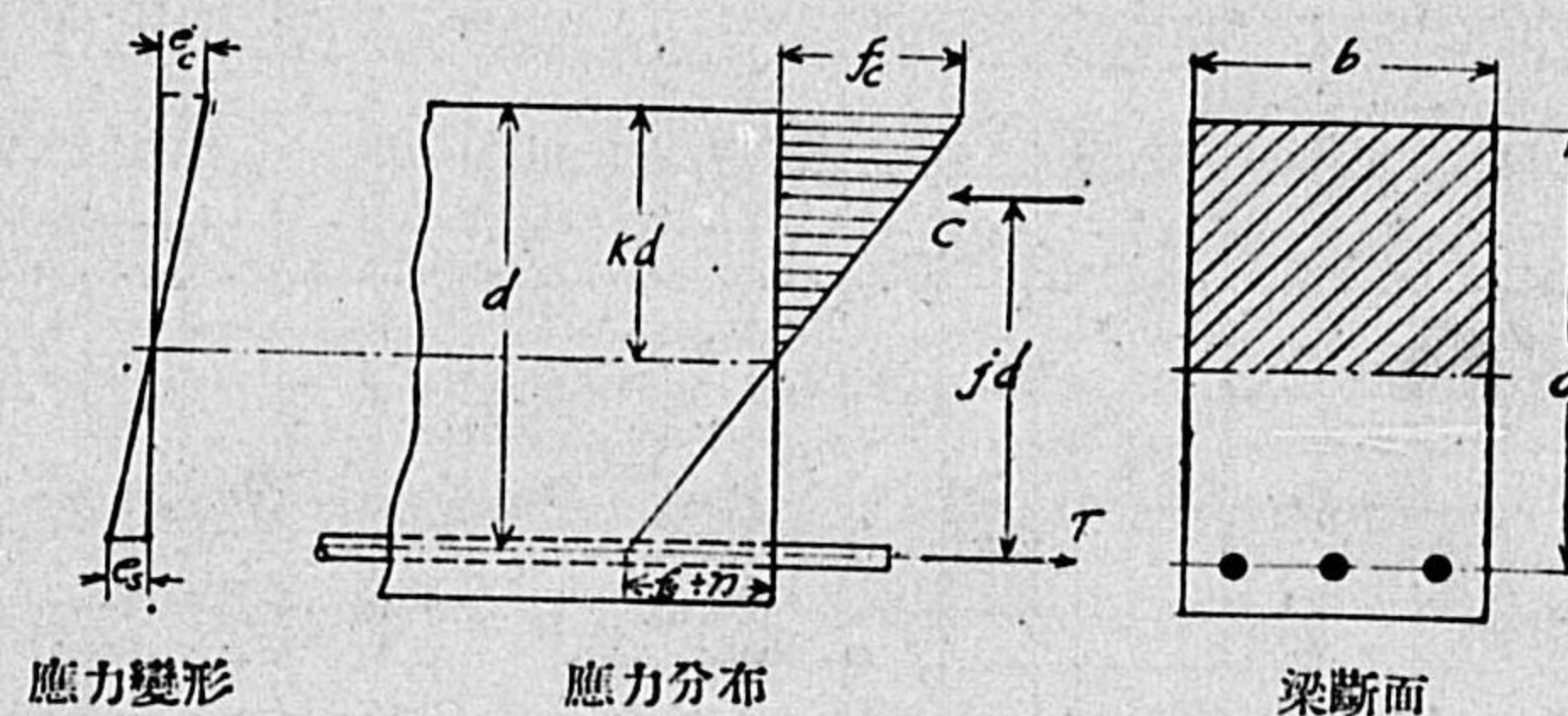


FIG. - 39

今桁が水平の位置に置かれ荷重及び反力の方向が垂直であるとすれば、彎曲から起る桁任意斷面に於ける張力と壓力とは互に等しくなければならぬ。而して $(f_s A)$ は其の斷面に於ける張力の全量で $(\frac{1}{2} f_c b k d)$ は壓力の全量である。

故に
$$f_s A = \frac{1}{2} f_c b k d$$

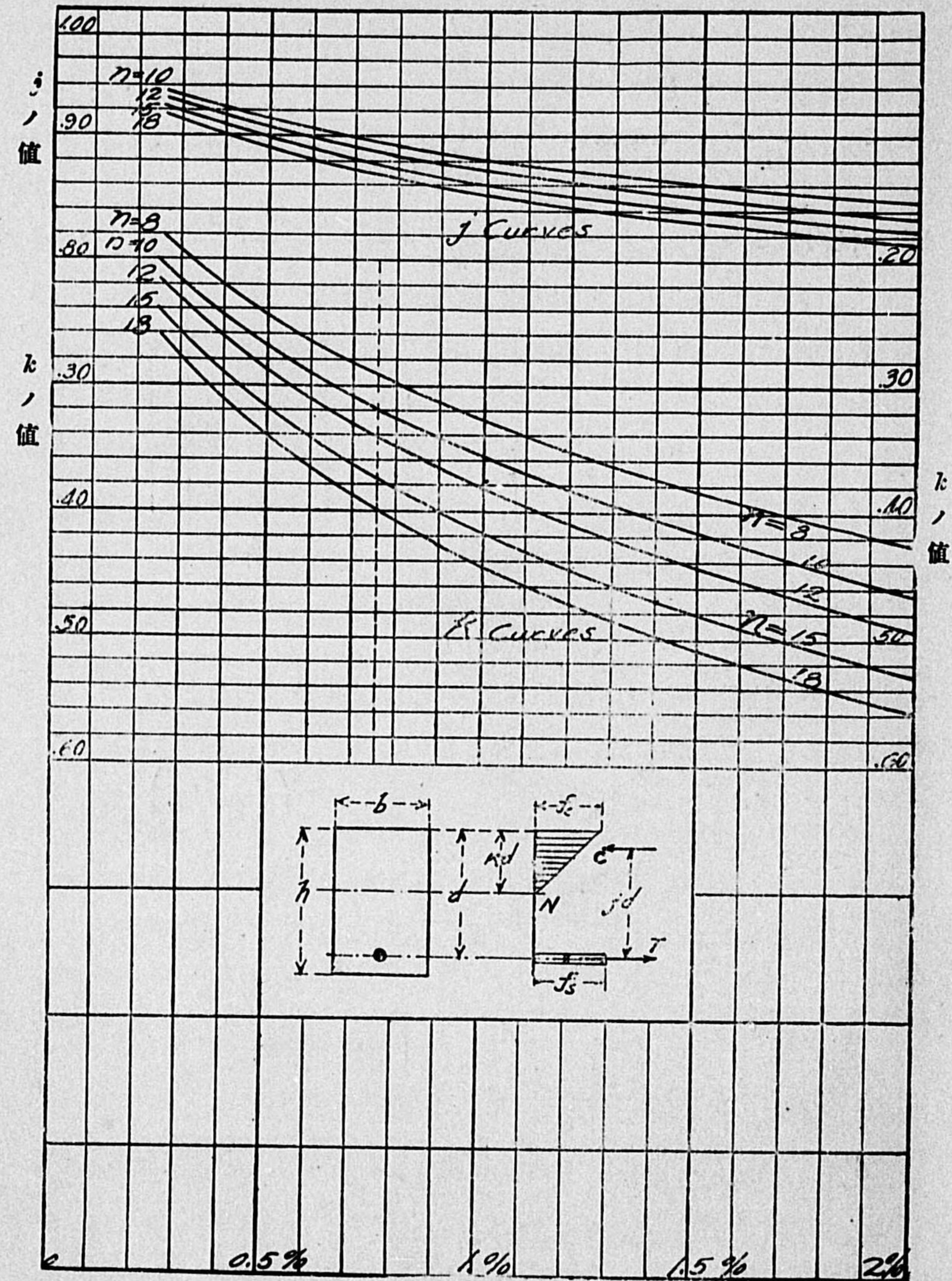
即ち
$$\frac{f_s}{f_c} = \frac{b k d}{2 A} \dots \dots \dots (3)$$

(2) と (3) とから
$$\frac{n(1 - k)}{k} = \frac{b k d}{2 A}$$

今 $\frac{A}{b d} = p$ とせば上式は
$$2 p n (1 - k) = k^2$$

となるから之れを k により解くときは

矩形梁に関するk, j 圖表



鐵筋量百分率 = p.

Fig.-40

$$k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn \dots \dots \dots (4)$$

kd は桁中軸の位置を示すものであるから (4) 式は梁の計算上尤も必要なものである。上式は鐵筋量比 (p) と (n) とのみの函數であるから容易に算定は出来るが實際の設計に當り一々之れを計算し居ては煩はしくもあり又間違を生じ易いから、實用上豫め (p) と (n) との値を假定し k の値を算定し置くことが技術者には尤も便利である。Fig.-40 は即ち夫れである。例へば今 p=0.01 即ち 1 パーセントの鐵筋量を用ひ n=15 とせば、1% 線を上に乗つて

$$k = 0.418$$

であると云ふ事が解る。此の圖から見て (p) と (n) との値を増せば増すに従て k の値が増加する事を知る。

以上の計算式で中軸線の位置が定めらるるから次ぎに算定すべきものは抵抗偶力 (Resisting couple) の腕長である。壓力中心點は抗壓縁維 (Extreme fiber on compression side) より $\frac{kd}{3}$ 丈け内方に在ることは圖上明瞭であるから抵抗偶力の腕長は

$$jd = d - \frac{kd}{3}$$

即ち

$$j = 1 - \frac{k}{3} \dots \dots \dots (5)$$

本式から見るに j の値は k の増加に従て減少するもので、是れ又 Fig.-40 に示してある。j の値は k の様に甚しく變化せぬもので 0.5% から 1.0% の間にて n=15 のとき j の値は 0.894 から 0.86 に變化して居るに過ぎない、而して普通經濟的鐵筋量は 0.6% 乃至 1.0% であるから j の値は約 $\frac{7}{8}$ と假定しても大差は無い。

鐵筋比 p 即ち $= \frac{A}{bd}$ の代りに對筋比 $m = \frac{bd}{A}$ を用ゆれば (4) 式は次の如き形となる。即ち

$$p = \frac{1}{m} \text{ なるにより}$$

$$k = \sqrt{\frac{2n}{m} + \left(\frac{n}{m}\right)^2} - \frac{n}{m}$$

$$= \frac{n}{m} \left(\sqrt{1 + \frac{2m}{n}} - 1 \right) \dots\dots\dots (6)$$

今 $n=15$ と假定せば

$$k = \frac{15}{m} \left(\sqrt{1 + \frac{2m}{15}} - 1 \right) \dots\dots\dots (7)$$

(7) 式は我國市街地建築物法施行規則所定の計算式である。 p と m とは次ぎの如き關係を有する事を知らば (6) (7) 兩式に對しても Fig.-40 を利用する事が容易である。

$p =$.005	.006	.007	.008	.009	.010	.011	.012	.013	.014	.015
$m =$	200	167	143	125	111	100	91	83	77	71.5	66.7

第二十六節 平衡鐵筋量 (Balance Reinforcement) を定むること

鐵筋は漠然と任意の量に定むることは間違ひである。苟くも技術者として材料經濟を念頭に置かぬ者はないが、鐵と混凝土との様に非常に價格の異つた材料を一體として作る鐵筋混凝土の如きものでは、此點に特に注意せねばならない。今一例を取れば混凝土一立方呎の價格は地方により異なる

れども先づ出來上り 60 錢位だが鋼鐵一立方呎の價格は 45 圓を下らない。されば後者は前者の 75 倍の高價であるが許容應力の方では $f_c=600$ 封度に對し $f_s=16,000$ 封度であるから僅かに 27 倍に過ぎない。最も經濟的な鐵筋量は混凝土が丁度許容應力度例へば 600 封度に達するとき鐵筋が 16,000 封度の應力度に對すると云ふ割合に鐵筋量を入れることである。若し此の分量よりも鐵が多過ぎれば混凝土の力が不足して抵抗しがたいことになり、又鐵が少な過ぎれば混凝土の力が餘つて鐵筋が彎曲に抵抗し得ないと云ふことになるのである。そこで此の平衡鐵筋量を定むる必要がある

今 (2) 式より $\frac{f_s}{f_c} = \frac{n(1-k)}{k} = n\left(\frac{1}{k} - 1\right)$

又 (3) 式より $\frac{f_s}{f_c} = \frac{bkd}{2A} = \frac{k}{2\frac{A}{bd}} = \frac{k}{2p}$

即ち此の式より $\frac{1}{k} = \frac{f_c}{2f_s p}$

此の値を (2) 式に代用して

$$\frac{f_s}{f_c} = n\left(\frac{1}{k} - 1\right) = n\left(\frac{f_c}{2f_s p} - 1\right)$$

此の式を (p) により解く時は容易に次ぎの式を得。

$$p = \frac{1}{\frac{2f_s}{f_c} \left(\frac{f_s}{nf_c} + 1 \right)} \dots\dots\dots (8)$$

此の式で f_s, f_c 及び n の値を定めさへすれば桁の斷面如何を問はず直ちに平衡鐵筋量を求むることが出来る。

例題 1. $f_s=15,000$ #/□", $f_c=500$ #/□", $n=15$ とせば

$$p = \frac{1}{60 \times (2+1)} = \frac{1}{180} = 0.00555$$

又 $f_s = 16,000 \text{ #/sq. in.}$, $f_c = 600 \text{ #/sq. in.}$, $n = 15$ とせば
 $p = 0.00676$

故に普通用ひらるる可許應力度の範囲内では 0.6% 乃至 0.7% の鐵筋量を使用するのが經濟な譯である。

第二十七節 許容應力度 f_s 及び f_c を與へて抵抗率を定むること

鐵筋の分量が平衡量よりも少ないときは桁の強度は鐵筋によつて支配せらるるから其のときの抵抗率は

$$M_s = Tjd = f_s Ajd = f_s p j b d^2 \dots\dots\dots (9)$$

又鐵筋量が平衡量よりも多いと桁の強度は混凝土によつて支配せらるるから其のときの抵抗率は

$$M_c = Cjd = \frac{1}{2} f_c k j b d^2 \dots\dots\dots (10)$$

故に f_c 及び f_s を與へて抵抗率を定むる場合には以上の如く M_s 又は M_c の内何れか少なる方の値を以て安全抵抗率と定めねばならぬ。

例題 2. $b = 25\text{cm}$, $d = 40\text{cm}$ の鐵筋混凝土單筋矩形梁あり、抗張鐵筋は 19.05 mm (3/4吋) 丸鋼 4 本にして $f_c = 45 \text{ kg/cm}^2$, $f_s = 1150 \text{ kg/cm}^2$ $n = 15$ なる時此の梁の安全抵抗率を求む。

(解) $A = \text{抗張筋斷面積} = 4 \times 2.85 = 11.40 \text{ cm}^2$

$$p = \frac{11.4}{25 \times 40} = 0.0114 \text{ (又は } m = 87.7)$$

$$k = \sqrt{30p + (15p)^2} - 15p = 0.44, j = 0.854$$

$$M_s = f_s Ajd = 1150 \times 11.4 \times 0.854 \times 40 = 447,837 \text{ kg cm}$$

$$M_c = \frac{1}{2} f_c k j b d^2 = \frac{1}{2} \times 45 \times 0.44 \times 0.854 \times 25 \times 40^2 \\ = 338,184 \text{ kg cm}$$

故に安全抵抗率は後者即ち M_c で、其の値は 338,184 kg cm とす。

第二十八節 彎曲率を與へて縁維應力 f_c 及び f_s を定むること

所要の値は (9) 及び (10) 式より定むることが出来る。即ち

$$f_s = \frac{M}{p j b d^2} \dots\dots\dots (11)$$

$$f_c = \frac{2M}{k j b d^2} \dots\dots\dots (12)$$

實際の設計に當りては p を定むれば従て k, j が算定せらるるから以上の式により f_s 及び f_c の値を見出し、夫れが許容應力度以下に在ることが肝要である。

實地の場合では層高とか或は其他色々の事情から制限されて平衡鐵筋量を使用することが出来ぬ場合が多い、嚴格に云へば鐵筋量を定めずして k とか j の値を定むることが出来ないが、然し前にも述べた通り j の値は、 k の著しき變化に對しても、尙 0.85 乃至 0.90 の間に在るから、此等兩値の範囲内で j の値を假定し鐵筋量を大體定むることが出来る其の式は

$$A = \frac{M}{f_s j d} \div \frac{M}{0.87 f_c d} \dots\dots\dots (13)$$

である、此の如く大體 A の値を定め、然るのち正確に k, j 等を算定し f_s 及び f_c を (11) 及び (12) 式から見出して f_s 及び f_c を許容應力度以内に

在らしむることが多い。

例題 3. $b=25\text{ cm}, d=40\text{ cm}, A=8.55\text{ cm}^2$ なる單筋矩形梁あり, $M=330,000\text{ kg cm}$ の曲能率に抵抗せしむるとき鐵筋及び混凝土上の應力度を求む、但し $n=15$ とす。

(解) $p = \frac{8.55}{25 \times 40} = .00855$, (4) 及 (5) 式より

$k=0.39, j=0.875$, 故に (11) 及 (12) 兩式より

$$f_s = \frac{M}{pjd^2} = \frac{330,000}{.00855 \times 0.87 \times 25 \times 40 \times 40}$$

$= 1,108\text{ kg/cm}^2 (\doteq 15,800\text{ #/sq in})$

$$f_c = \frac{2M}{kjd^2} = \frac{660,000}{0.39 \times 0.87 \times 25 \times 40 \times 40}$$

$= 48.6\text{ kg/cm}^2 (\doteq 690\text{ #/sq in})$

注意——以上計算の結果 f_s は許容強度以内であるが f_c は 1:2:4 混凝土に對する許容強度 45 kg/cm^2 を超過せり、依て梁の有效深 (d) を少しく増すか若くは後節に述ぶる方法により抗壓鐵筋を使用せねばならぬ。

第二十九節 彎曲率、及び許容應力度を與へて梁又はスラブの深さ (d) を求むること

許容應力度 f_c 及び f_s 並に外力より起る曲能率が與へられて在るときに梁を幾何の深さに定むるのが尤も適當であるか肝要な問題である、此の如き經濟的深さは (11) 及 (12) 式より定めたる次ぎの式によるを可とす、

$$d = C \sqrt{\frac{M}{b}} \dots\dots\dots (14)$$

茲に C は p, f_s 及び f_c 並に n の値により定むべき定數で次表から知ることが出来る。

第十六表

梁に於ける定數 C

梁の深さを定むる式 $d = C \sqrt{\frac{M}{b}}$, 但し $n=15$ とす。

f_s 平方時に付封度	f_c 平方時に付封度	k	j	p	C
14,000 (985)*	500 (35.2)	0.348	0.884	0.0062	0.114
	550 (38.7)	0.372	0.876	0.0073	0.106
	600 (42.2)	0.392	0.869	0.0084	0.099
	650 (45.7)	0.409	0.861	0.0095	0.093
	700 (49.2)	0.428	0.857	0.0107	0.088
15,000 (1,055)	500 (35.2)	0.334	0.889	0.0056	0.115
	550 (38.7)	0.354	0.882	0.0065	0.107
	600 (42.2)	0.375	0.875	0.0075	0.101
	630 (45.7)	0.394	0.869	0.0085	0.095
	700 (49.2)	0.412	0.863	0.0096	0.090
16,000 (1,124)	500 (35.2)	0.319	0.894	0.0050	0.118
	550 (38.7)	0.339	0.887	0.0058	0.110
	600 (42.2)	0.358	0.881	0.0067	0.103
	650 (45.7)	0.378	0.874	0.0077	0.096
	700 (49.2)	0.397	0.868	0.0087	0.091

* () 内の數字は kg/cm^2 にての値を示す

上表を通覽するに f_s の値各 14,000; 15,000; 16,000 #/sq in, f_c の値 600 #/sq in に於て C の數値は各 0.099, 0.101, 0.103 にして $\frac{1}{10}$ に近し、従つて (14) 式は次ぎの如く定めて使用すれば實用上便利である。

$$d = 0.1 \sqrt{\frac{M}{b}} \dots\dots\dots (15)$$

例題 4. 兩端を支持せる桁の徑間 20 呎、動靜荷重毎呎に付き 400 封度 $f_s=16,000\text{ #/sq in}, f_c=500\text{ #/sq in}, n=15$ のとき桁の深さ及び抗張鐵筋斷面積幾何。

(解) $M = \frac{wl^2}{8} = \frac{400 \times 20 \times 20 \times 12}{8} = 240,000$ 吋封度。

今桁の幅を 9 吋とし上表より $C=0.118$ を求め

$$d = 0.118 \sqrt{\frac{240,000}{9}} = 19.25 \text{ 吋}$$

鐵筋の下部に 1 吋の被覆混凝土を付加すれば桁の總深は 21 吋となるべし。

又た所要鐵筋量は前表の (p) 行より 0.005 であることが解るから

$$A = 0.005 \times 9 \times 19.25 = 0.866 \text{ 平方吋}$$

故に 5/8 吋丸鋼 3 本を用ゆれば充分なり。

注意——鐵筋混凝土梁の被覆厚は鐵筋中心線より下に 2 吋又は 5cm を普通とす。

第三十節 梁の荷重と桁の深さとの關係

梁の曲率率は其の支端の如何により差があることは申すまでもないが、此等異なる場合に梁上の荷重を知りて直ちにその深さを定めたいと曰ふ場合が實地に於て多い。今梁の毎 1 呎上の荷重 (梁の自重を含みて) を w とし種々なる場合の梁の深さは次ぎの表の如くである。又梁の幅、深さ並に徑間長が分つて居る場合には單位荷重 w は次ぎの如く算出することが出来る。

第十七表

梁の深さと毎呎の荷重	$\frac{wl^2}{12}$	$\frac{wl^2}{10}$	$\frac{wl^2}{8}$	$\frac{wl^2}{4}$	$\frac{wl^2}{2}$
d	$C\sqrt{\frac{w}{b}}$	$C\sqrt{\frac{1.2w}{b}}$	$C\sqrt{\frac{1.5w}{b}}$	$C\sqrt{\frac{3w}{b}}$	$C\sqrt{\frac{6w}{b}}$
w	$\frac{d^2 b}{C^2 l^2}$	$\frac{d^2 b}{1.2 C^2 l^2}$	$\frac{d^2 b}{1.5 C^2 l^2}$	$\frac{d^2 b}{3 C^2 l^2}$	$\frac{d^2 b}{6 C^2 l^2}$

此の表にて l は徑間長 (呎), b は梁幅 (吋), d は梁の深さ (吋) を表はし又 C は第十六表から求むることが出来る。

第三十一節 梁の設計に必要な抵抗係數圖

第 (9), (10) 兩式は次ぎの如く書き換ゆることを得

$$M_s = R_s b d^2$$

$$M_c = R_c b d^2$$

茲に $R_s = f_s p j$, $R_c = \frac{1}{2} f_c k j$ を表はせるもので便宜上此等を鐵筋抵抗係數及び混凝土抵抗係數と稱す。此の抵抗係數を見出し置くことは鐵筋混凝土梁の設計上必要で次の如し

$$R_s = R_c = \frac{M}{b d^2} \dots \dots \dots (16)$$

之れを書き換へて梁の斷面を算定する様式とするときは

$$b d^2 = \frac{M}{R}$$

である。

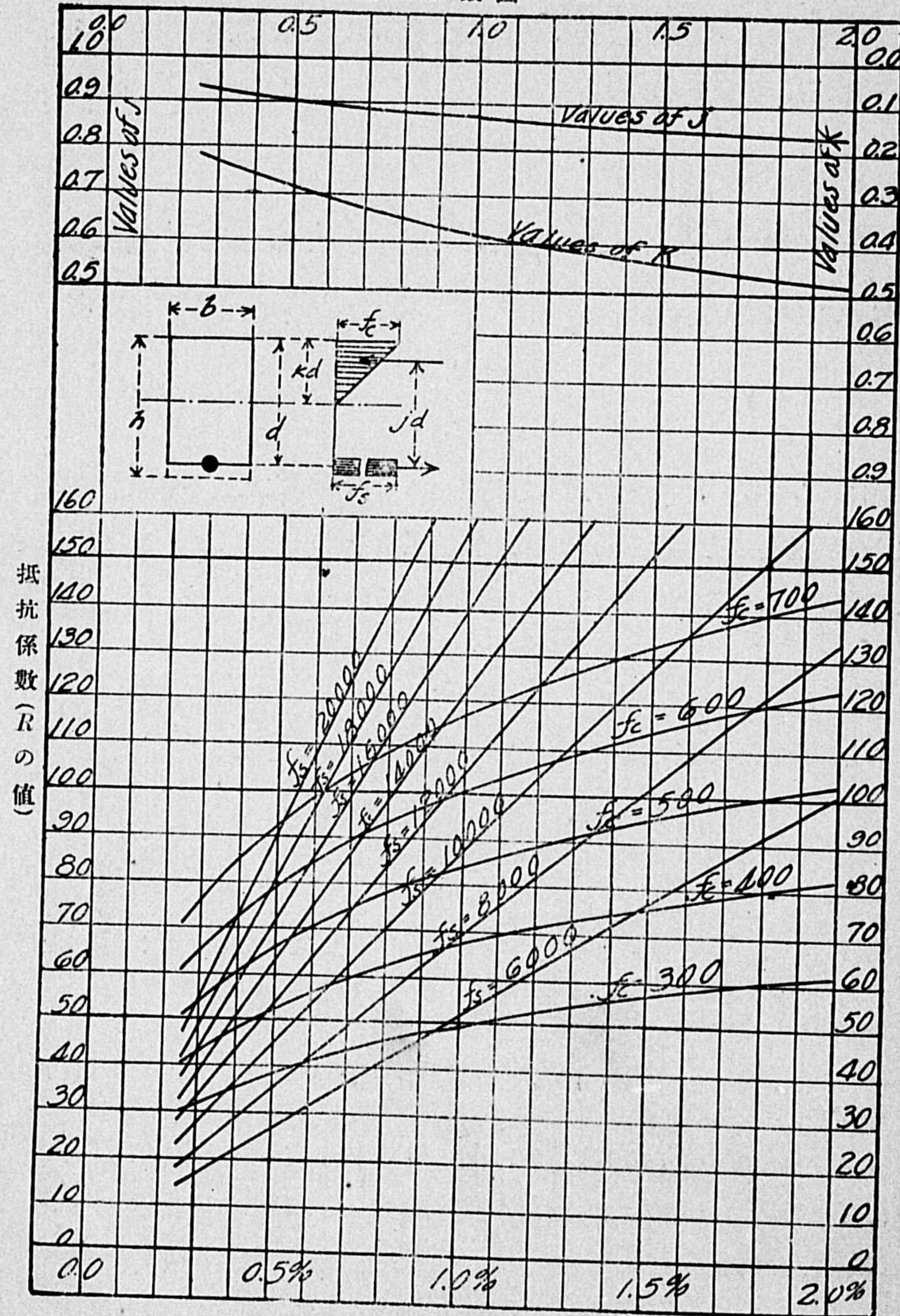
此の R は R_s と R_c との内小なる方を用ひねばならぬ。前に述べた通り

$$R_s = f_s p j, \quad R_c = \frac{1}{2} f_c k j \dots \dots \dots (17)$$

であるから各種の f_s, p, j の値につき R_s の値を定め又各種の f_c, k, j の値に就き R_c の値を定め、夫れ等を圖に表はすと FIG.-41 及び FIG.-42 の如くである。

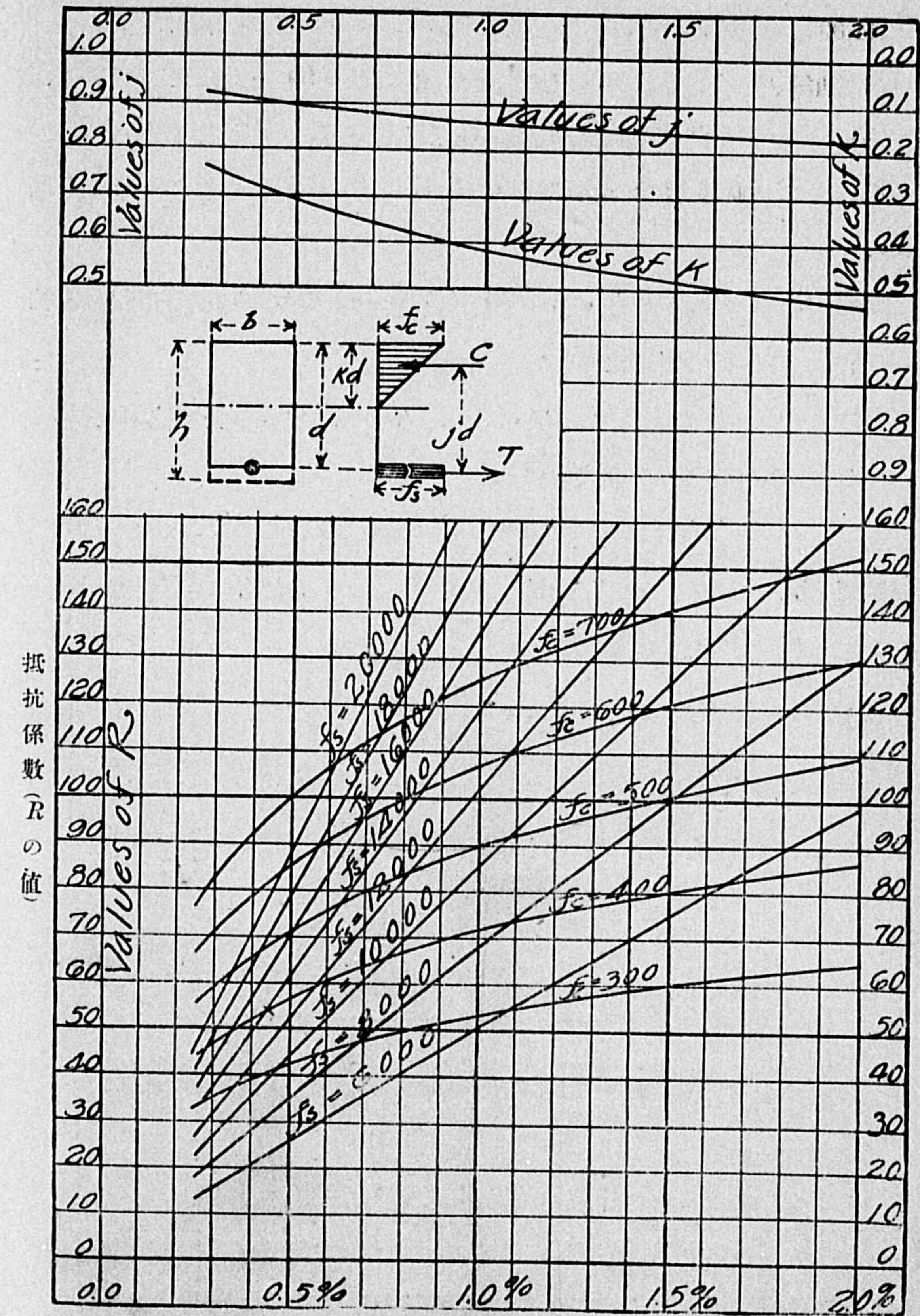
圖より抵抗係數の値を見出すは頗る容易である。例へば $n=15$ のとき、

抵抗係數圖 $n=12$



鐵筋量百分率 = p
FIG.-41

抵抗係數圖 $n=15$



鐵筋量百分率 = p
FIG.-42

$f_s=14,000, f_c=500, p=0.01$ とせば FIG.-42 中の 1% 線を縦に進み $f_c=500$ の曲線と交叉する点から左に水平に進み $R_c=90$ となることが分る。又同様に $f_s=14,000$ 曲線との交点から左に進み $R_s=119$ を知る。又 $p=0,006$ とせば 0.6% 線を垂直に進み $R_c=76, R_s=73$ なるを知ることが出来る。

例題 5. $f_s=15,000 \text{ #/sq. in.}, f_c=600 \text{ #/sq. in.}, p=0.0126, n=15$ の時安全抵抗率を求む。但し梁の断面は 10×14 吋とす。

(解) FIG.-42 を用ひて, $R_c=115.4, R_s=157$ 即ち安全抵抗率は R_c により定むべきもので其の値は次の如し

$$M_c = 115.4 \times 10 \times 14^2 = 226,184 \text{ 吋封度}$$

例題 6. $b=10', d=17', M=350,000' \text{ #}, p=1.04\%, n=15$ なる時 f_s 及び f_c の値を求む。

(解) 本題に於て $R = \frac{M}{bd^2} = \frac{350,000}{10 \times 17^2} = 121.$

$p=1.04\%$ 故に此等の R 及び p の値を圖表 (FIG.-42) に求め R より水平に p より垂直に進み其の交点より

$$f_s = 13,800 \text{ #/sq. in.}, f_c = 660 \text{ #/sq. in.}$$

なることを知ることが出来る。

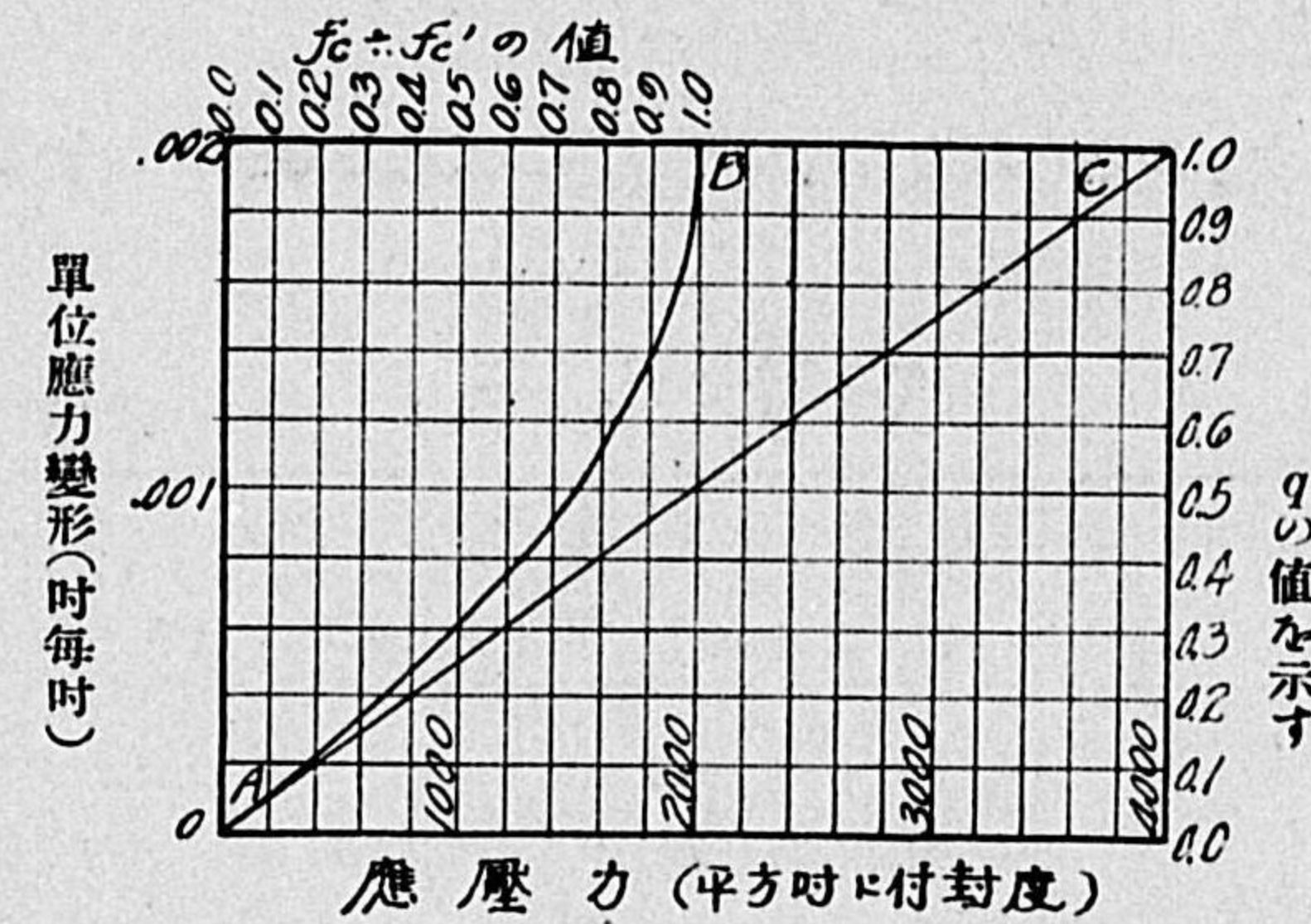
第三十二節 桁の計算に關する拋物線式

(TALBOT'S FORMULA)

(1) 茲に述ぶる處の計算式は混凝土の應力と應力變形との關係が拋物線形を爲すものなりとの根底の上に立説したもので有る。本式は米國イリノイ大學教授 Talbot 博士が千九百四年發表せられたので拋物線式として知

らるゝものである。本式に於ても普通梁の如くに混凝土の抗張力は之れを無視して居る。混凝土の應力と應力變形との關係は FIG.-43 より明かに窺はれる通り、尤も拋物線に近いと云ふことを、Talbot 教授が多の實驗上か

FIG.-43



ら認められた。そこで極強 (Ultimate Strength) 時の應力變形 (e_c') と任意時の應力變形 (e_c) との比即ち $\frac{e_c'}{e_c}$ を q とするときは拋物線の一般的

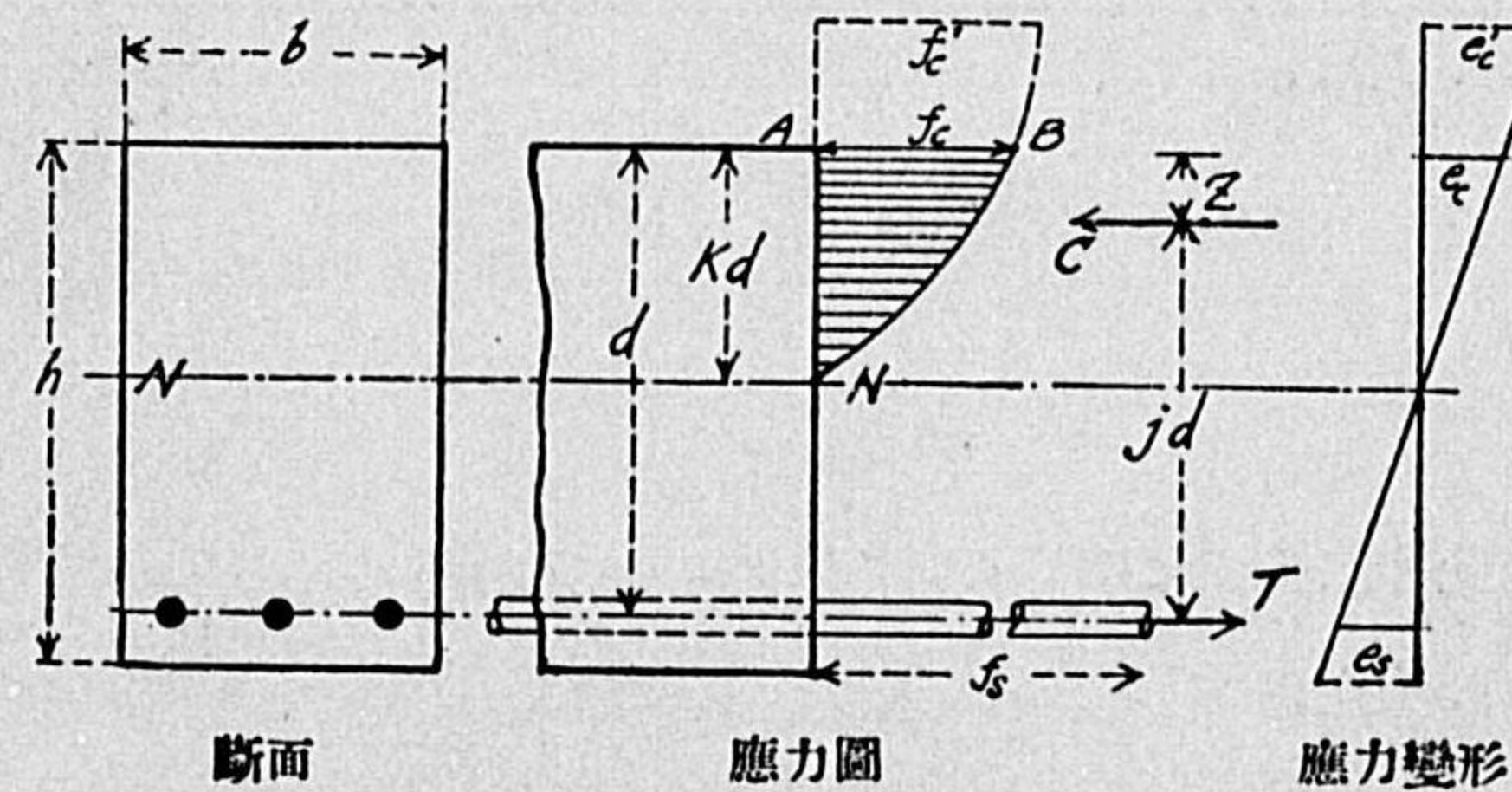


FIG.-44

性質から次ぎの事柄が解る。(FIG.-43, 44 参照)。

- (1) 拋物線 NB までの平均横距は横最大横距 (f_c) の $\frac{3-q}{3(2-q)}$ 倍である*。

(2) 頂上の AB 線から拋物線内面積の重心點までの距離 (z) は其高さ kd の $\frac{4-q}{4(3-q)}$ 倍である。*

$$(3) f_c = E_c e_c - \frac{1}{2} \frac{1}{e_c'} E_c e_c^2 = \left(1 - \frac{1}{2} q\right) E_c e_c$$

$$= \frac{1}{2} (2-q) E_c e_c \dots \dots \dots (18)$$

今此等の値を q の色々な場合につき算出して見ると次ぎの如き結果を得る。

第十八表

	極應力變形のとき即ち q=1	極應力變形の 3/4 の時 q=3/4	極應力變形の 1/2 の時 q=1/2	極應力變形の 1/4 の時 q=1/4	應力變形が直線的なる時 q=0
平均横距 z	$\frac{3}{8} f_c$	$\frac{3}{8} f_c$	$\frac{5}{8} f_c$	$\frac{11}{16} f_c$	$\frac{1}{2} f_c$
f_c	$\frac{3}{8} kd$	$\frac{11}{16} kd$	$\frac{5}{8} kd$	$\frac{11}{16} kd$	$\frac{1}{2} kd$
$\frac{f_c}{E_c e_c}$	$\frac{1}{2} E_c e_c$	$\frac{5}{8} E_c e_c$	$\frac{3}{4} E_c e_c$	$\frac{5}{8} E_c e_c$	$E_c e_c$
$\frac{2f_s p}{k}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{11}{16}$	1

(2) 中軸の位置

直線式を論じたる場合と同様に

$$\frac{e_s}{e_c} = \frac{d - kd}{kd}, \quad f_s = E_s e_s$$

なるを以て此等二式並に第 (18) 式より $\frac{e_s}{e_c}$ を消去し $\frac{E_s}{E_c}$ の代りに n を用ひて次ぎの式を得べし。

$$\frac{f_s}{n f_c} = \frac{2(1-k)}{k(2-q)} \dots \dots \dots (19)$$

桁が水平の位置に置かれ、荷重が垂直に加らへれるときには桁兩端の反

* 卷末附録説明参照

力は垂直であるから、桁の任意の断面に於ける張力の全量と壓力の全量とは相等しい。

故に $A f_s = b k d f_c \frac{3-q}{3(2-q)} \dots \dots \dots (20)$

第 (19), (20) の兩式から f_s/f_c を消去し A/bd の代りに p を代入すると

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

此の式を k に就て解くときは次ぎの式を得、

$$k = \sqrt{2 \frac{3pn}{3-q} + \left(\frac{3pn}{3-q}\right)^2} - \frac{3pn}{3-q} \dots \dots (21)$$

本式から中軸の位置は容易に算定が出来る、而して Talbot 教授の實驗によると $q = \frac{1}{4}$ のときは、能く普通梁の操作状態に適する k の値が得らるゝと云ふ。

(3) 抵抗力率の腕長

此は桁の應壓力重心點を見出せば定むることが出来る、此の重心點は前にも述べた通り $\frac{4-q}{4(3-q)} kd$ であるから、力率腕長は

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

故に $j = 1 - \frac{k(4-q)}{4(3-q)} \dots \dots \dots (22)$

今之れに $q=0$ と置くときは

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

となりて直線式と全く同形となる、Talbot 教授は $q = \frac{1}{4}$ のときが最もよく實際の場合に一致すると云はれたことは前述の通りである。

(4) f_c 及び f_s を與へて抵抗力率を定むること

抵抗力率は鐵筋抵抗力と混凝土抵抗力との兩者を算出して何れか小なる方を選まねばならぬ、此は直線式の場合と同様で混凝土強度から定むるものは

$$M_c = f_c \frac{3-q}{3(2-q)} j k b d^2 \dots\dots\dots(23)$$

又鐵筋強度から定むるものは次ぎの如くである

$$M_s = f_s A_j d = f_s p j b d^2 \dots\dots\dots(24)$$

(5) 彎曲率を與へて縁維應力 f_c, f_s を定むること

是等は (23) 及び (24) 式から直ちに求むることが出来る即ち

$$\left. \begin{aligned} f_c &= \frac{3(2-q)}{(3-q)} \frac{M}{j k b d^2} \\ f_s &= \frac{M}{p j b d^2} = \frac{M}{A_j d} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(25)$$

(6) 平衡鐵筋量と桁の断面

直線式のときに誘導したと同様の方法で平衡鐵筋量に關する次ぎの結果式を求むることが出来る

$$p = \frac{3-q}{3(2-q)} \frac{1}{\frac{f_s}{f_c} \left(\frac{2-q}{2n} \frac{f_s}{f_c} + 1 \right)} \dots\dots\dots(26)$$

此の場合に於ける q の値は使用する可許應力 f_c によつて定めなければならぬ、上式の $q=0$ と置くときは矢張り直線式の場合の平衡鐵筋量を得る公式となる即ち

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

又梁の断面は (25) 式から直ちに求むることが出来る

$$\left. \begin{aligned} b d^2 &= \frac{M}{f_s p j} \quad \text{或は} \quad d = \sqrt{\frac{M}{f_s p j b}} \\ b d^2 &= \frac{M}{f_c k j} \frac{3(2-q)}{(3-q)} \quad \text{或は} \quad d = \sqrt{\frac{3(2-q)}{(3-q)} \frac{M}{f_c k j b}} \end{aligned} \right\} (27)$$

此の兩者の中何れか大なる値を採らねばならぬことは云ふまでも無い。

第三十三節 丁梁に關する計算式

鐵筋混凝土より成る建造物に在りては、梁と床とが同一體に作らるゝから抗壓面積は著しく増加さるゝ。そこで其の断面の形狀が丁字形をなすので普通丁梁と稱されて居る。此の如き構造物を設計する場合には突縁の幅は餘部の幅の六倍以上に取らぬ様にせねばならぬ。但し此の場合に突縁の幅は床の徑間長を越ゆることは勿論出来ない。又床、Slab の厚さは梁の深さの四分の一より薄くせぬがよい。

理論を述ぶるに先立ち此の丁梁の中軸線の位置に二つの場合がある事を考へねばならぬ其の一つは中軸線が突縁部に在るときと他の一つは梁の幹部に在る場合との二つである、今之れを別々に述べよう。

第一 梁の中軸線が突縁部に在る場合、 $k d < t$

此の場合に於ては梁の突縁は、中軸線の上部凡て壓力を受け其れより以下は張力を取る、然るに鐵筋混凝土梁では混凝土の抗張力を無視するから其の梁幅の大小には關係がない。故に是れまで述べて來た所の梁に關する諸公式は凡て此の場合に適用が出来る、只茲に注意すべきことは鐵筋比 p は $\frac{A}{b d}$ にして $\frac{A}{b' d}$ に非ざることである。

第二 梁の中軸線が幹部に在る場合、 $kd > t$

(1) 此の場合では中軸線が梁の幹部を通るから、幹部の一部も壓力を採ることになる。併し T 梁の幹部は突縁に比し幅が狭く且つ中軸面に近いから幹部の抗壓量は非常に少量であつて之れを全然無視しても計算上誤差は非常に少ないのである。故に普通之れを略して計算式を簡單ならしめて居る。併し幹部の幅が突縁の幅よりも割合に狭くない場合には此の幹部

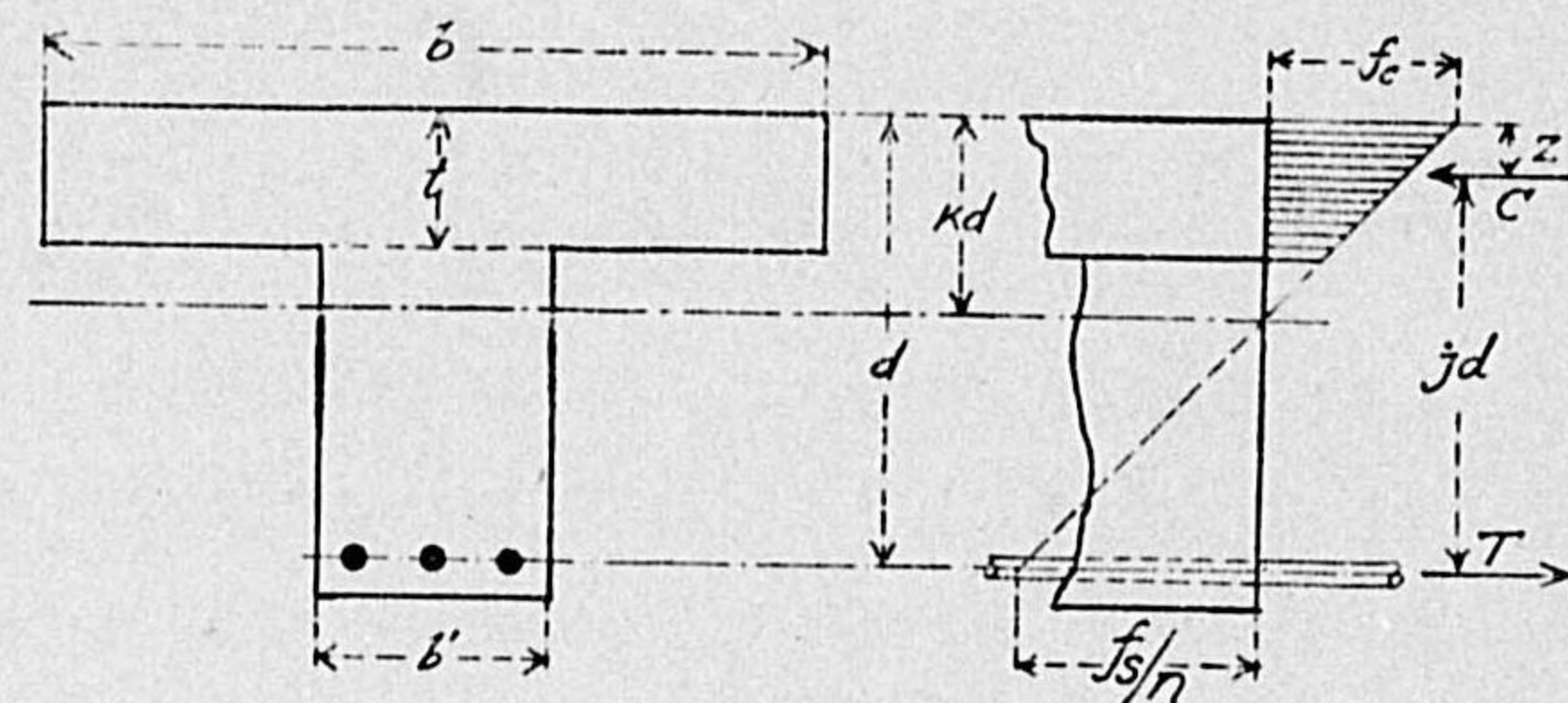


FIG.-45

の抗壓量も少なくないから計算を精密ならしむる爲め、之れを計上せねばならぬ。夫れであるから茲には幹部の抗壓力を無視した普通式を述べ次節には之れを無視しない計算式を掲げよう。

(2) 中軸線の位置と抵抗隅力の腕長

矩形梁の場合と同様に

$$\frac{f_s}{nf_c} = \frac{1-k}{k} = \frac{1}{k} - 1 \dots\dots\dots(a)$$

故に

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nf_c}} \dots\dots\dots(28)$$

突縁部に於ける平均應壓力度は

$$\frac{1}{2} \left[f_c + f_c \left(1 - \frac{t}{kd} \right) \right]$$

即ち $f_c \left(1 - \frac{t}{2kd} \right)$ であるから應壓力の全量は之れに bt を乗じ $f_c \left(1 - \frac{t}{2kd} \right) bt$ である。此の應壓力は鐵筋の應張力と平衡を保つ譯であるから

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

故に

$$\frac{f_s}{f_c} = \left(1 - \frac{t}{2kd} \right) \frac{bt}{A} \dots\dots\dots(c)$$

此の値を (a) 式に入れて更に k について解けば

$$k = \frac{nA + \frac{bt^2}{2d}}{nA + bt} \dots\dots\dots(29)$$

又は

$$kd = \frac{2ndA + bt^2}{2nA + 2bt} \dots\dots\dots(30)$$

此等は鐵筋斷面積を與へて中軸の位置を求むるときに便である。今 p を與へて此の位置を定めようとすれば A の代りに pbd と (29) 式に置きかへて

$$k = \frac{pn + \frac{1}{2} \left(\frac{t}{d} \right)^2}{pn + \frac{t}{d}} \dots\dots\dots(31)$$

FIG.-45 から抵抗隅力の腕長は $d-z$ である。壓力の重心は梯形の重心で、其の梯形の平行邊の長さは f_c と $f_c \left(1 - \frac{t}{kd} \right)$ で高さは t である。故に次ぎの結果が容易に得らる。

$$z = \frac{3kd - 2t}{2kd - t} \cdot \frac{t}{3} \dots\dots\dots(32)$$

而して $jd = d - z$

であるから (31) (32) 兩式の値を上式に代入して j の値は次ぎの如く表す事が出来る

$$j = \frac{6 - 6\frac{t}{d} + 2\left(\frac{t}{d}\right)^2 + \left(\frac{t}{d}\right)^3}{6 - 3\left(\frac{t}{d}\right)} \dots\dots\dots (33)$$

故に茲に t, d, n 及び p の値を與ふれば j は容易に定められ、中軸線の位置は決定するのである。今中軸線が丁度幹部と突縁との繼目にあれば $\frac{t}{d} = k$ であることは云ふまでもない、上式から見て丁梁では p の多少により j の値は著しき影響を受けるものでないことが解る。

(3) 抵抗力率と應力度

前にも屢々説明してある通り鉄筋の分量が平衡量よりも少ない時には梁の強さは鉄筋によつて支配され、又鉄筋量が多過ぐれば混凝土の強度によつて支配せらる、今鉄筋によりて定めらるべき抵抗力率と混凝土によつて定めらるべき抵抗力率とを示せば次ぎの如くである。

$$\left. \begin{aligned} M_s &= f_s A_s jd \text{ 又は } f_s = \frac{M}{A_s jd} \\ M_c &= f_c \left(1 - \frac{t}{2kd}\right) bt \cdot jd \text{ 或は } f_c = \frac{M}{\left(1 - \frac{t}{2kd}\right) bt \cdot jd} \end{aligned} \right\} (34)$$

f_s が計算上決定されて居れば f_c は又次式によつて計算することが出来る。

$$f_c = \frac{f_s}{n} \cdot \frac{k}{1-k} = \frac{f_s p}{\left(1 - \frac{t}{2kd}\right) \frac{t}{d}} \dots\dots\dots (35)$$

實際の設計に當ては此等を一々計算して居ては間違も起り煩雜でもある

丁梁に關する k 及 j の値 ($n=15$)

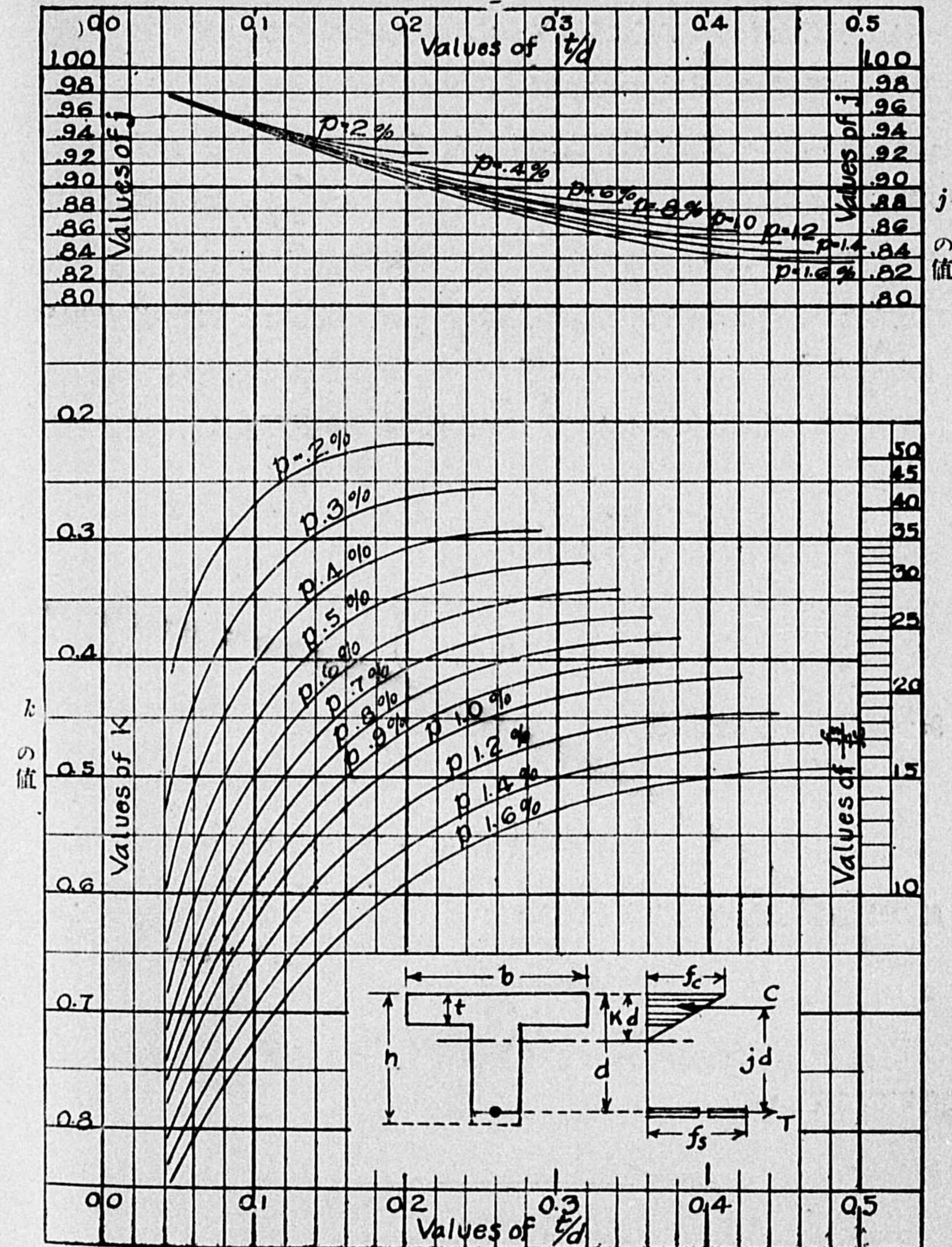


Fig. - 46

から圖に示し置くことが實用上頗る便利で又仕事を正確ならしめる。FIG. —46 に掲げたものは丁梁に關する k, j 等の圖表である。

(4) 近似式 (Approximate Formulas)

上に述べた處は正確な計算法であるが、實用上の點から考へて j の値は丁梁の場合には割合變化の少ないもので結局 $(d - \frac{t}{2})$ より小になることが絶対にない。又中軸線が幹部に在る間は平均應壓力は $\frac{1}{2}f_c$ より小とは成らない。何となれば中軸線が突縁の下縁に一致したときに平均壓力は丁度 $\frac{1}{2}f_c$ である。此等の二つの條件から次の如き近似式が得らる。勿論嚴密なる意味に於て正確と云ふ譯には行かないが試算には尤も適當な式である。

$$\left. \begin{aligned} M_s &= Af_s \left(d - \frac{t}{2} \right) \\ M_c &= \frac{1}{2} f_c b t \left(d - \frac{t}{2} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (34')$$

例へば試算にて大體鐵筋量を定めたいと云ふ場合には

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

此の時突縁上面の應壓力度を知るには

$$f_c = \frac{2M}{bt \left(d - \frac{t}{2} \right)}$$

を用ひて宜しい。

第三十四節 丁梁に於て幹部の抗壓力を無視せざる場合

前にも述べた通り世界各國の建築條例等凡て幹部の抗壓力を無視ず (中軸線の位置が幹部に在る場合) るのが普通であり又さうしても實用上微細の差たるに止つて居るが今其の差の程度如何を知る爲めに正確な式を示せば次きの如し

$$kd = \sqrt{\frac{2ndA + (b-b')t^2}{b'} + \left(\frac{nA + (b-b')t}{b'} \right)^2} - \frac{nA + (b-b')t}{b'} \dots\dots\dots (36)$$

$$z = \frac{b \left(kd t^2 - \frac{2}{3} t^3 \right) + b' \left[(kd - t)^2 \left(t + \frac{kd - t}{3} \right) \right]}{bt(2kd - t) + b'(kd - t)^2} \dots (37)$$

$jd = d - z$

抵抗力率其他の計算法は前と同様である。

計 算 例

例題 7 一次ぎの丁梁に於て安全抵抗力率を計算せよ。

- | | |
|---------------------------------|---------------------------------|
| $b = 42$ 吋 | $t = 6$ 吋 |
| $b' = 12$ 吋 | $d = 21$ 吋 |
| 鐵筋 = $8 - \frac{3}{4}$ 吋 ϕ | $f_s = 15,000$ 磅/吋 ² |
| $f_c = 500$ 磅/吋 ² | $n = 15$ |

(解) $A =$ 鐵筋斷面積 $= 8 \times 0.4418 = 3.5344$ 吋²

$$p = \frac{3.5344}{42 \times 21} = 0.00401, \quad \frac{t}{d} = 0.286$$

第二の場合即ち中軸線が幹部に在るものと假定して

$$k = \frac{0.00401 \times 15 + \frac{1}{2} \times (0.286)^2}{0.00401 \times 15 + 0.286} \\ = 0.292$$

従て kd は $0.292 \times 21 = 6.132$ 吋で假定せる通り中軸線は幹部に在る。 k の値は表圖 Fig.—46 より容易に知ることを得。即ち $\frac{t}{d} = 0.286$ の線を垂直に上方に進み、0.4% 線との交叉點より更に左方に進み矢張り以上計算の通り

$$k = 0.292$$

なることが知らるゝのである。次に

$$j = \frac{6 - 6 \times 0.286 + 2 \times (0.286)^2 + (0.286)^3 / 0.012}{6 - 3 \times 0.286} \\ = \frac{4.642}{5.142} = 0.903$$

表圖 Fig.—46 からも同じ値が容易に求らるゝから計算よりも迅速で且つ割合に精確である。

抵抗力率を見出すには (34) 式より

$$M_s = 15,000 \times 3.5344 \times 0.903 \times 21 \\ = 1,006,000 \text{ 吋封度}$$

$$M_c = 500 \times \left(1 - \frac{0.286}{0.584}\right) \times 42 \times 6 \times 0.903 \times 21 \\ = 1,220,000 \text{ 吋封度}$$

即ち所要の安全抵抗力率は鐵筋量で定めらるべきもので、此の場合には 1,006,000 吋封度である。

第三十五節 T-梁の設計に必要な圖表

T-梁は建築構造設計々算上其の應用の範圍比較的廣いものである。従つて實用上計算の敏捷と正確とを期する上に各種圖表を用ゆる事が必要である。

(1) T-梁の抵抗係數圖

前掲 (34) 式より

$$M = f_c \left(1 - \frac{t}{2kd}\right) b t j d$$

故に

$$\frac{M}{bd^2} = f_c \left(1 - \frac{t}{2kd}\right) \frac{t}{d} j$$

而して k, j 等は f_s, f_c, t, d 等の函數であるから $\frac{M}{bd^2}$ は f_s, f_c 及び $\frac{t}{d}$ の値を定むる事に依て求むることが出来る。Fig.—47, 及 48 の兩圖は $n=15$ と假定し上式の結果を圖式に表はしたものである。同圖中には k, j の値も示して有る。實際の設計に當りては突縁の厚さが初めに定めらるるから f_c 又は f_s 等を算出するに便利である。

例題 8—T-梁の突縁幅 24 吋、厚さ 4 吋、桁の最大彎曲率 480,000 吋封度、 $f_c = 500 \text{ #/sq. in.}$, $f_s = 15,000 \text{ #/sq. in.}$ なりとせば梁の深さ及び鐵筋量幾何。

(解) Fig.—48 を使用す。

今梁の深さを 18 吋と假定せば

$$\frac{M}{bd^2} = \frac{480,000}{24 \times 18 \times 18} = 61.$$

又

$$\frac{t}{d} = \frac{4}{18} = 0.222$$

此等の値に相當する f_c の値を求むるに Fig.—48 より $f_c = 470 \text{ #/sq. in.}$, $j = 0.91$ なることが求めらる。

FIG. 47
丁梁の抵抗係數圖
 $n=15$
 $f_s=12,000\#/in^2$

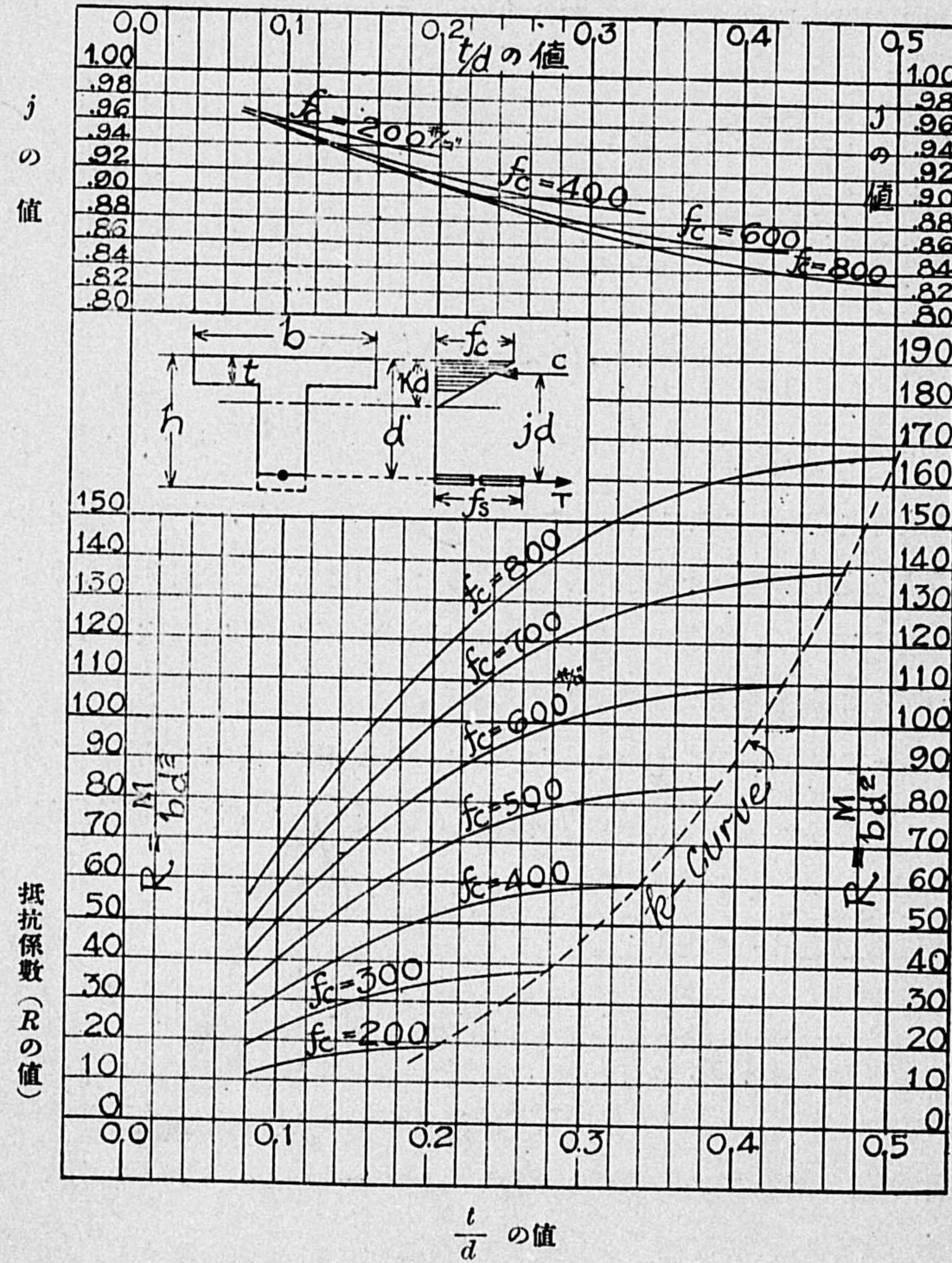
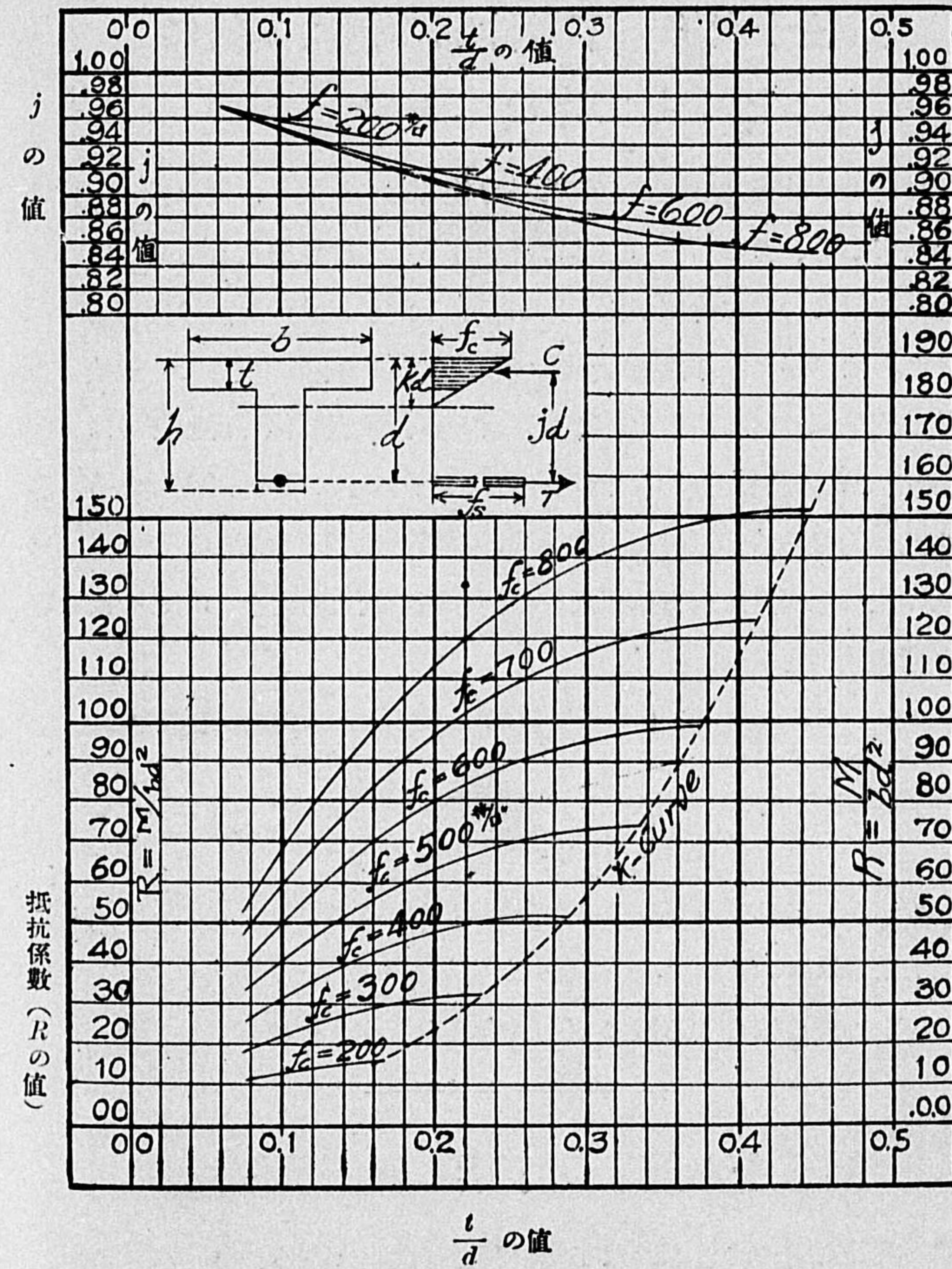


FIG. 48
丁梁の抵抗係數圖
 $n=15$
 $f_s=15,000\#/in^2$



故に $A = \frac{M}{f_s j d} = \frac{480,000}{15,000 \times 0.91 \times 18} = 1.95$ 平方吋

第三十六節 丁梁幹部の幅は如何にして定むべきや

丁梁の幹部は抗張部で混凝土の抗張力を無視する限り、幅は任意に定めてよい筈である。然し剪力に対して充分なる丈の断面積を有せなければならぬ。丁梁は一般に幹部が薄く出来て居るから、此の腹部の應剪力で破壊することは Mörsch 教授の實驗でも亦 Talbot 教授の實驗でも明瞭である。故に充分此の點に注意を拂はねばならぬ、垂直單位可許應剪力は 1:2:4 混凝土で充分筋筋を挿入した場合には毎平方吋に 120 封度である。之は多少保守的であるが Diagonaltensin の爲め龜裂を生ぜしめない爲めには、此の位の應力度に止めねばならぬ、今桁の最大剪力を V とせば次の如き關係式が成立つ、

$$b \left(d - \frac{t}{2} \right) \times 120 \geq V$$

又は $b \left(d - \frac{t}{2} \right) \geq \frac{V}{120}$

茲に $\left(d - \frac{t}{2} \right)$ は抗張鐵筋の中心から壓力中心點までの距離の近似値である。以上は Exact formula ではないが實際上には誤差頗る小で有る。

故に以上の式に適合する様に b と d とを撰定すれば宜しい。

第三十七節 丁梁の經濟的深さ

實際の設計に當つて迷ふのは丁梁の深さの撰定である、第 (34') に示し

た近似式を用ひて鐵筋の斷面積は $\frac{M}{f_s \left(d - \frac{t}{2} \right)}$ にて定めらるる。今鐵の價が混凝土に比し m 倍であるものとせば丁狀桁の價は次の如くである

$$X = c \left[b'd + \frac{mM}{f_s \left(d - \frac{t}{2} \right)} \right]$$

茲に c は混凝土の單價を示す。

b と d との積は前に述べた通り剪力から定めらるるが故に其の範圍を越さぬ様に決定する。今 b' を撰定すれば上式は d の函數である。而して X は此の d により高低する、故に上式を d につき微分し第一微係數を零に等しく置けば

$$b' - \frac{mM}{f_s \left(d - \frac{t}{2} \right)^2} = 0$$

故に

$$d - \frac{t}{2} = \sqrt{\frac{mM}{f_s b'}} \dots \dots \dots (38)$$

なり之れを書きかへて

$$d = \sqrt{\frac{mM}{f_s b'}} + \frac{t}{2} \dots \dots \dots (38')$$

此の式より d の値は容易に定むることが出来る。

第三十八節 倒丁梁 (Inverted T-Beam) に関する計算式

丁梁が其の兩端に於て固定せらるゝとき又は Flat slab が支柱上に Dropped panel を有するとき等には丁梁の突縁部が張力を受け幹部が壓力を受

くるから前述の諸公式は之れを用ゆることが出来ない、此の場合に於ける計算式は次ぎの如くである。

中軸線が突縁内を通る場合が尤も一般的であるから其の場合を取りて次ぎの関係が容易に知らる (Fig.-49 参照)。

$$\frac{1}{2} f_c \mu b k d + \frac{1}{2} f_c \frac{k-\beta}{k} (1-\mu)(k-\beta) b d = f_s A \dots\dots (a)$$

又
$$\frac{f_s}{n f_c} = \frac{1-k}{k} \dots\dots\dots (b)$$

(a) (b) の兩式より $\frac{f_s}{f_c}$ を消去し $A = p b d$ と置くときは次ぎの如く k の値を定むることが出来る、此れ即ち中軸線の位置を示すものである。

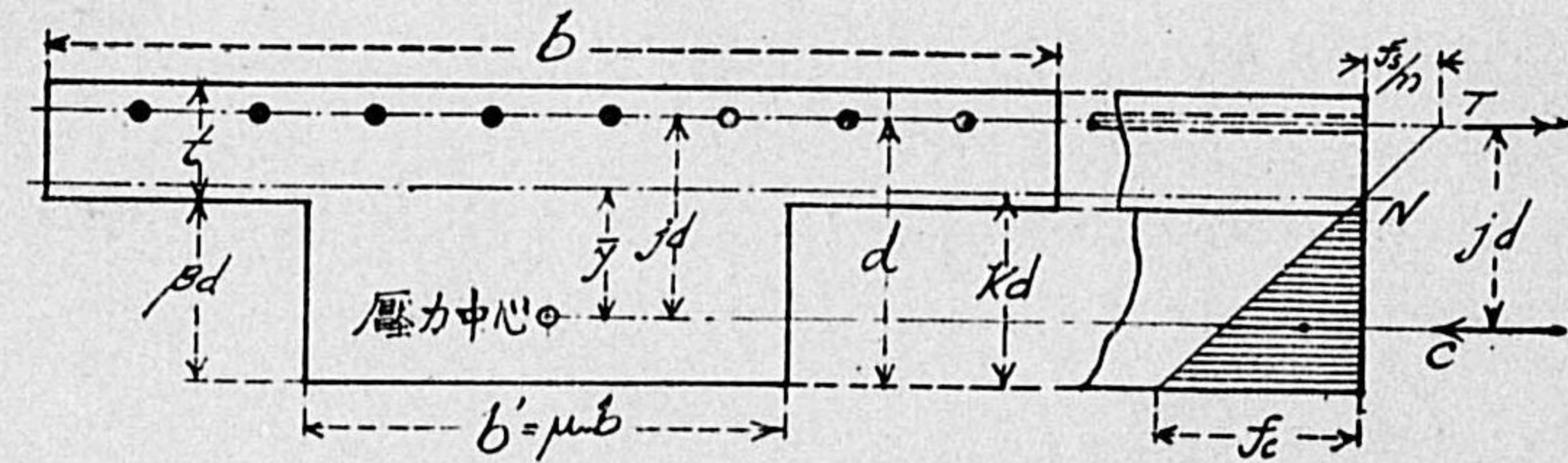


Fig.-49

$$k = \sqrt{p^2 n^2 + 2pn - \beta(1-\mu)(2pn - \mu\beta) + \beta(1-\mu) - pn} \dots\dots (39)$$

今 \bar{y} を以て壓力重心點から中軸線までの距離とすれば

$$\bar{y} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\mu k^2 + (1-\mu)(k-\beta)^2 \left(1 - \frac{\beta}{k}\right)}{\mu k + (1-\mu)(k-\beta) \left(1 - \frac{\beta}{k}\right)} \cdot d \dots\dots (40)$$

$jd = d - kd + \bar{y}$ であるから (36), (37) 兩式の値を入れて解けば次の如くなる。

$$j = 1 - k + \frac{2}{3} \cdot \frac{\mu k^2 + (1-\mu)(k-\beta)^2 \left(1 - \frac{\beta}{k}\right)}{\mu k + (1-\mu)(k-\beta) \left(1 - \frac{\beta}{k}\right)}$$

即ち

$$j = 1 - \frac{k}{3} - \frac{2\beta}{3 + \frac{3\mu}{1-\mu} \left[\frac{k}{k-\beta}\right]^2} \dots\dots\dots (41)$$

鐵筋の應張力は普通梁の如く次式から計算せらる、 $f_s = \frac{M}{Ajd}$ 。

斯くの如くにして f_s を算定すれば f_c 即ち混凝土の應壓力は次の式を用ひて算定することが出来る。

$$f_c = \frac{2p f_s}{\mu k \left[1 + \left(\frac{k-\beta}{k}\right)^2 \left(\frac{1-\mu}{\mu}\right) \right]} \dots\dots\dots (42)$$

(39) (40) 兩式から普通の矩形梁の k と j との公式を導くことが出来る、即ち矩形梁は倒丁梁の特別な場合であるから (39) (40) 兩式にて $\beta=0$ とすれば。

$$k = \sqrt{p^2 n^2 + 2pn} - pn$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

(4) (5) 兩式を参照せよ。

第三十九節 復筋梁の算式

彎曲のみに對する場合 (混凝土の抗張力を無視す)

此の場合は直壓力 (Direct Force) が無いから解法は容易である。

Fig.—50 の應力圖から

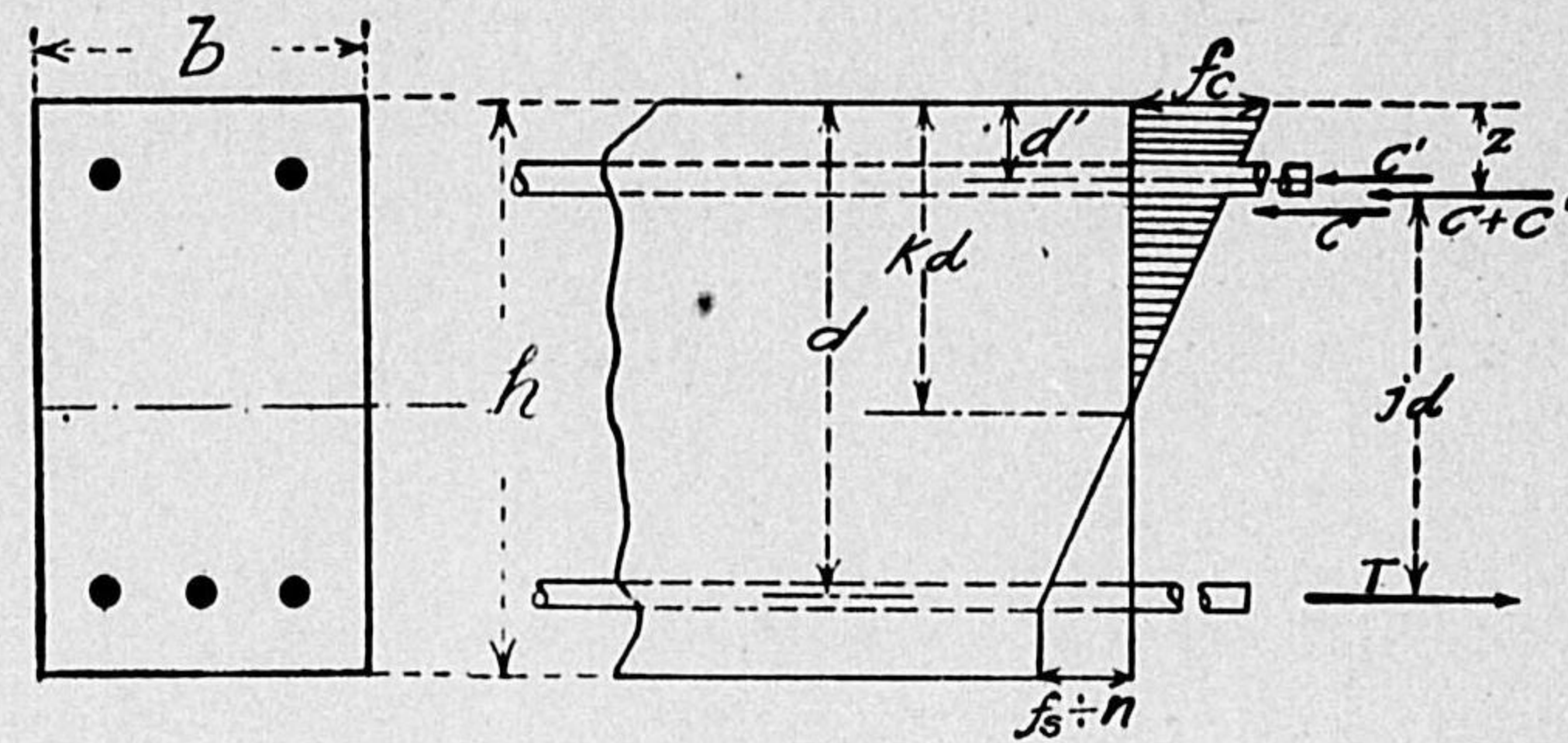


Fig.—50

$$\frac{f_s}{nf_c} = \frac{1-k}{k}$$

即ち

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

同様に $\frac{f'_s}{nf_c} = \frac{(kd-d')}{kd}$ であるから

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

彎曲力のみを受くる場合なるを以て桁の任意断面に於ける張力量 T と壓力量 $C+C'$ とは相等しからざるべからず、故に

$$f_s A = \frac{1}{2} f_c b k d + f'_s A' \dots\dots\dots (c)$$

(c) 式に (a) 及び (b) 式の値を挿入し後 f_c を消去すれば

$$k^2 + 2n(p+p')k = 2n\left(p+p'\frac{d'}{d}\right) \dots\dots\dots (43)$$

或は k により本式を解くときは

$$k = \sqrt{2n\left(p+p'\frac{d'}{d}\right) + n^2(p+p')^2} - n(p+p') \dots\dots (44)$$

今抗張鐵筋の中心點に關し外力の力率を採れば

$$M = \frac{bkd f_c}{2} \left(d - \frac{kd}{3}\right) + f'_s p' b d (d - d')$$

$$M = b d^2 \left[\frac{k f_c}{2} \left(1 - \frac{k}{3}\right) + f'_s p' \left(1 - \frac{d'}{d}\right) \right]$$

(a) 及び (b) 式の値を入れ更に f'_s を本式より消去すれば

$$M = f_c b d^2 \left[\frac{k}{2} \left(1 - \frac{k}{3}\right) + \frac{np' \left(k - \frac{d'}{d}\right) \left(1 - \frac{d'}{d}\right)}{k} \right] \dots (45)$$

又抗壓鐵筋の應壓力の重心點に關し力率を採るときは

$$M = b d^2 \left[f_s p \left(1 - \frac{d'}{d}\right) - \frac{f_c k}{2} \left(\frac{k}{3} - \frac{d'}{d}\right) \right]$$

本式より f_c を消去すれば

$$M = f_s b d^2 \left[p \left(1 - \frac{d'}{d}\right) - \frac{k^2}{2n(1-k)} \left(\frac{k}{3} - \frac{d'}{d}\right) \right] \dots\dots (46)$$

次に混凝土上の壓力重心點に關し力率を取れば

$$M = b d^2 \left[f_s p \left(1 - \frac{k}{3}\right) + f'_s p' \left(\frac{k}{3} - \frac{d'}{d}\right) \right]$$

f_c を消去して

$$M = f'_s b d^2 \left[p \frac{1-k}{k-d'} \left(1 - \frac{k}{3}\right) + p' \left(\frac{k}{3} - \frac{d'}{d}\right) \right] \dots\dots (47)$$

以上 (45) (46) 及び (47) 式から混凝土上の應壓力、鐵筋上の應張力並に抗壓鐵筋上の應壓力を算定することが出来る、然し此等の式は複雑して居る

から括弧〔 〕内を一つの係數として單純な形に直して次ぎの如く表はす
ことが出来る。

$$f_c = \frac{M}{bd^2 C_c} \dots\dots\dots(48)$$

$$f_s = \frac{M}{bd^2 C_s} \dots\dots\dots(49)$$

$$f_s' = \frac{M}{bd^2 C_s'} \dots\dots\dots(50)$$

茲に $C_c = \frac{k}{2} \left(1 - \frac{k}{3}\right) + \frac{np' \left(k - \frac{d'}{d}\right) \left(1 - \frac{d'}{d}\right)}{k}$

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

$$C_s' = p \frac{1-k}{k - \frac{d'}{d}} \left(1 - \frac{k}{3}\right) + p' \left(\frac{k}{3} - \frac{d'}{d}\right)$$

である、而して此等の係數 C_c , C_s , 及 C_s' の種々なる値は次表(第十九表)
に示して有るから實地設計上には本表を用ふる方便利で且つ迅速である。

近 似 式

實地設計に際しては豫め鐵筋量を定め應力度を知ることの必要なる場合
が屢々ある。故に近似式で試算をなすことが便利である。今 $j=0.85$ と假
定し $k=0.45$ と見做せば次式を得。

$$f_s = \frac{1.18M}{pbd^2} \dots\dots\dots(49')$$

$$f_c = \frac{M}{(0.19 + 10.5p')bd^2} \dots\dots\dots(48')$$

第 十 九 表

復鐵筋を有する梁の係數表

$d = \sqrt{\frac{M}{bf_c C_c}}$ 或は $\sqrt{\frac{M}{bf_s C_s}}$ の中何れか大なる値を探るべし

$f_c = \frac{M}{C_c bd^2}$, $f_s = \frac{M}{C_s bd^2}$, $f_s' = \frac{M}{C_s' bd^2}$, $n=15$.

p	p'	k	C_c	C_s	C_s'
$\frac{d'}{d} = 0.05$ なる時 (抗壓鐵筋までの深さと抗 張鐵筋までの深さと之比)					
$p' = 0.25p$.005	.307	.15	.0046	.0121
	.010	.394	.20	.0088	.0157
	.015	.450	.24	.0130	.0179
	.02	.490	.27	.0172	.0199
	.025	.521	.30	.0214	.0218
	.03	.546	.32	.0256	.0234
$p' = 0.5p$.005	.296	.16	.0046	.0136
	.01	.373	.22	.0090	.0174
	.015	.420	.28	.0134	.0210
	.02	.454	.32	.0178	.0240
	.025	.480	.36	.0222	.0269
	.03	.499	.40	.0266	.0296
$p' = p$.005	.274	.18	.0046	.0149
	.01	.336	.27	.0092	.0212
	.015	.372	.35	.0138	.0266
	.02	.395	.42	.0184	.0320
	.025	.412	.49	.0230	.0373
	.03	.425	.56	.0275	.0423
$p' = 1.5p$.005	.256	.20	.0046	.0168
	.01	.305	.32	.0093	.0251
	.015	.331	.42	.0140	.0330
	.02	.349	.52	.0186	.0404
	.025	.361	.62	.0232	.0476
	.03	.369	.72	.0280	.0550

第二十表

復鐵筋を有する梁の係數表

p	p'	k	C_c	C_s	C_s'	
$\frac{d'}{d}=0.10$ なるとき (抗壓鐵筋までの深さと抗張鐵筋までの深さとの比)						
$p' = 0.25p$.005	.00125	.310	.15	.0045	.0148
	.01	.0025	.398	.20	.0088	.0175
	.015	.00375	.454	.23	.0129	.0199
	.02	.005	.494	.26	.0170	.0219
	.025	.00625	.526	.29	.0210	.0235
	.03	.0075	.551	.31	.0250	.0250
$p' = 0.5p$.005	.0025	.299	.16	.0045	.0153
	.01	.005	.381	.21	.0088	.0192
	.015	.0075	.428	.26	.0131	.0227
	.02	.01	.462	.30	.0174	.0256
	.025	.0125	.488	.34	.0215	.0284
	.03	.015	.509	.38	.0258	.0312
$p' = p$.005	.005	.284	.17	.0045	.0176
	.01	.01	.349	.25	.0089	.0232
	.015	.015	.386	.32	.0133	.0285
	.02	.02	.410	.38	.0177	.0337
	.025	.025	.428	.44	.0221	.0381
	.03	.03	.442	.50	.0265	.0411
$p' = 1.5p$.005	.0075	.268	.18	.0045	.0197
	.015	.015	.322	.27	.0090	.0276
	.01	.0225	.350	.37	.0134	.0348
	.02	.03	.369	.46	.0178	.0417
	.025	.0375	.382	.54	.0222	.0489
	.03	.045	.392	.62	.0267	.0454

第二十一表

復鐵筋を有する梁の係數表

p	p'	k	C_c	C_s	C_s'	
$\frac{d'}{d}=0.15$ なるとき (抗壓鐵筋までの深さと抗張鐵筋までの深さとの比)						
$p' = 0.25p$.005	.00125	.312	.15	.0044	.0189
	.01	.0025	.402	.19	.0086	.0206
	.015	.00375	.458	.23	.0127	.0223
	.02	.005	.499	.25	.0167	.0240
	.025	.00625	.530	.28	.0207	.0257
	.03	.0075	.555	.30	.0247	.0273
$p' = 0.5p$.005	.0025	.304	.15	.0044	.0202
	.01	.005	.386	.21	.0087	.0226
	.015	.0075	.435	.25	.0128	.0254
	.02	.01	.471	.29	.0169	.0279
	.025	.0125	.496	.32	.0210	.0306
	.03	.015	.513	.35	.0251	.0328
$p' = p$.005	.005	.292	.16	.0044	.0222
	.01	.01	.360	.23	.0087	.0265
	.015	.015	.398	.29	.0129	.0313
	.02	.02	.425	.35	.0171	.0357
	.025	.025	.444	.40	.0213	.0402
	.03	.03	.458	.45	.0255	.0460
$p' = 1.5p$.005	.0075	.280	.17	.0045	.0247
	.01	.015	.338	.26	.0087	.0306
	.015	.0225	.369	.33	.0129	.0373
	.02	.03	.389	.40	.0171	.0439
	.025	.0375	.403	.47	.0213	.0505
	.03	.045	.414	.54	.0256	.0569

第二十二表

復鐵筋を有する梁の係數表

p	p'	k	C_c	C_s	C_s'	
$\frac{d'}{d} = 0.20$ なる時 (抗壓鐵筋までの深さと抗張鐵筋までの深さと之比)						
$p' = 0.25p$.005	.00125	.313	.14	.0044	.0272
	.01	.0025	.404	.18	.0086	.0243
	.015	.00375	.460	.22	.0126	.0202
	.02	.005	.503	.24	.0165	.0272
	.025	.00625	.535	.27	.0204	.0284
	.03	.0075	.560	.29	.0243	.0297
$p' = 0.5p$.005	.0025	.309	.15	.0044	.0279
	.01	.005	.392	.20	.0086	.0272
	.015	.0075	.442	.24	.0126	.0291
	.02	.01	.479	.27	.0166	.0312
	.025	.0125	.506	.30	.0206	.0331
	.03	.015	.527	.33	.0245	.0354
$p' = p$.005	.005	2.99	.16	.0044	.0313
	.01	.01	.371	.22	.0086	.0314
	.015	.015	.411	.27	.0126	.0352
	.02	.02	.439	.32	.0166	.0390
	.025	.025	.460	.36	.0206	.0428
	.03	.03	.475	.41	.0246	.0470
$p' = 1.5p$.005	.0075	.292	.16	.0044	.0339
	.01	.015	.353	.23	.0086	.0359
	.015	.0225	.386	.30	.0126	.0416
	.02	.03	.409	.36	.0166	.0464
	.025	.0375	.424	.42	.0206	.0531
	.03	.045	.436	.48	.0246	.0592

復鐵筋圖表 ($\frac{d'}{d} = .05$)

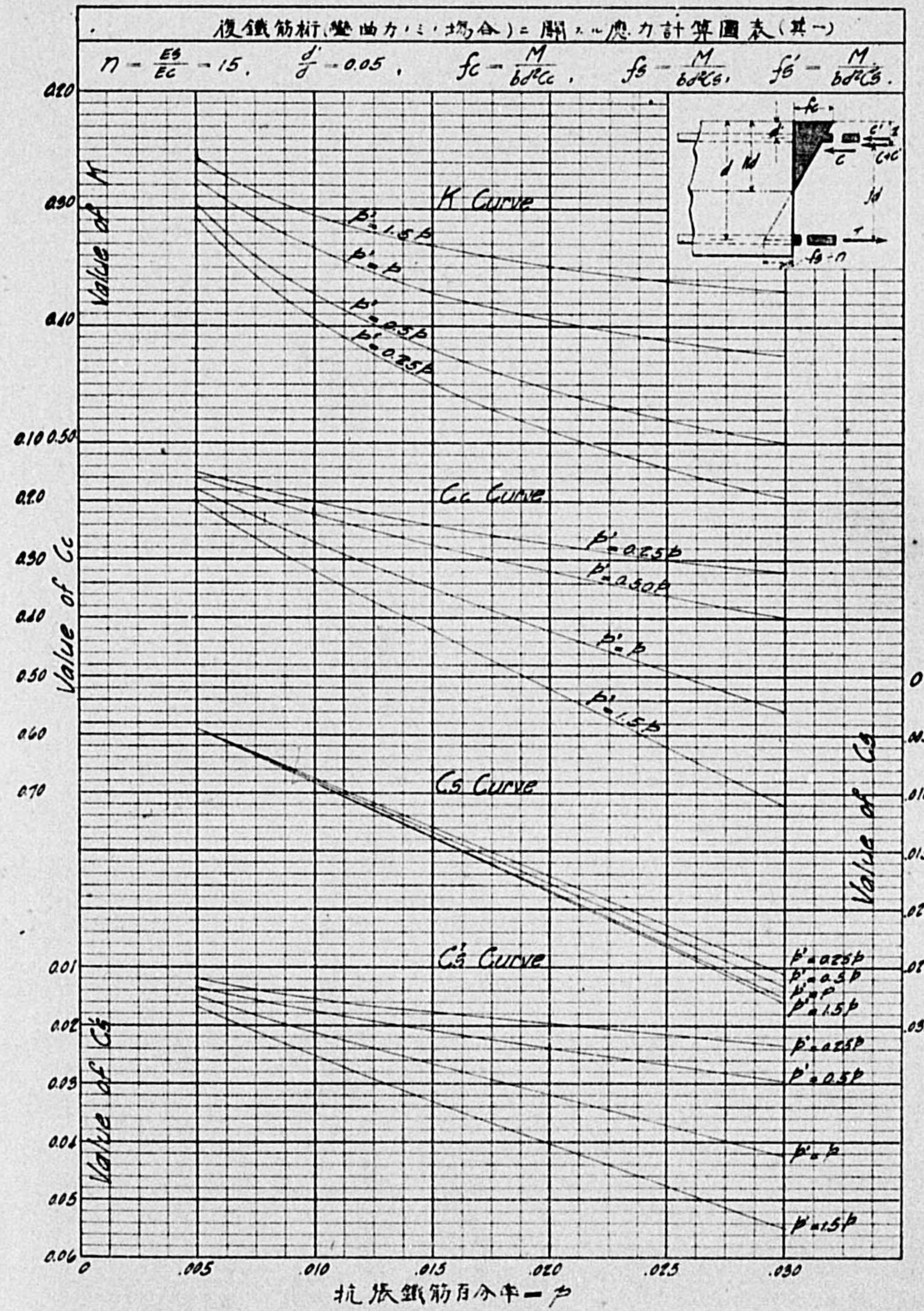


FIG. -51

復鐵筋圖表 ($\frac{d'}{d}=0.1$)

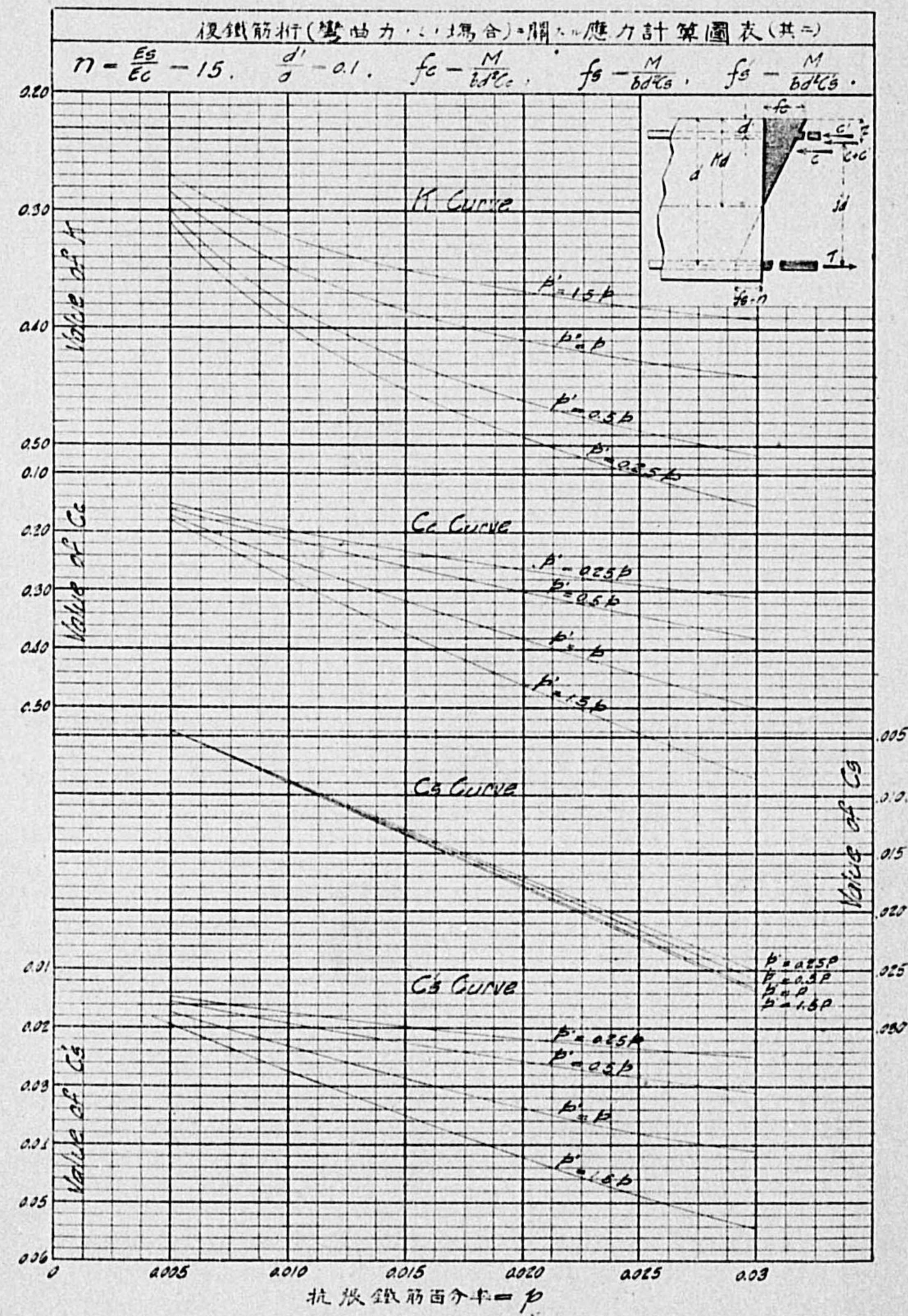


FIG.-52



復鐵筋圖表 ($\frac{d'}{d}=0.15$)

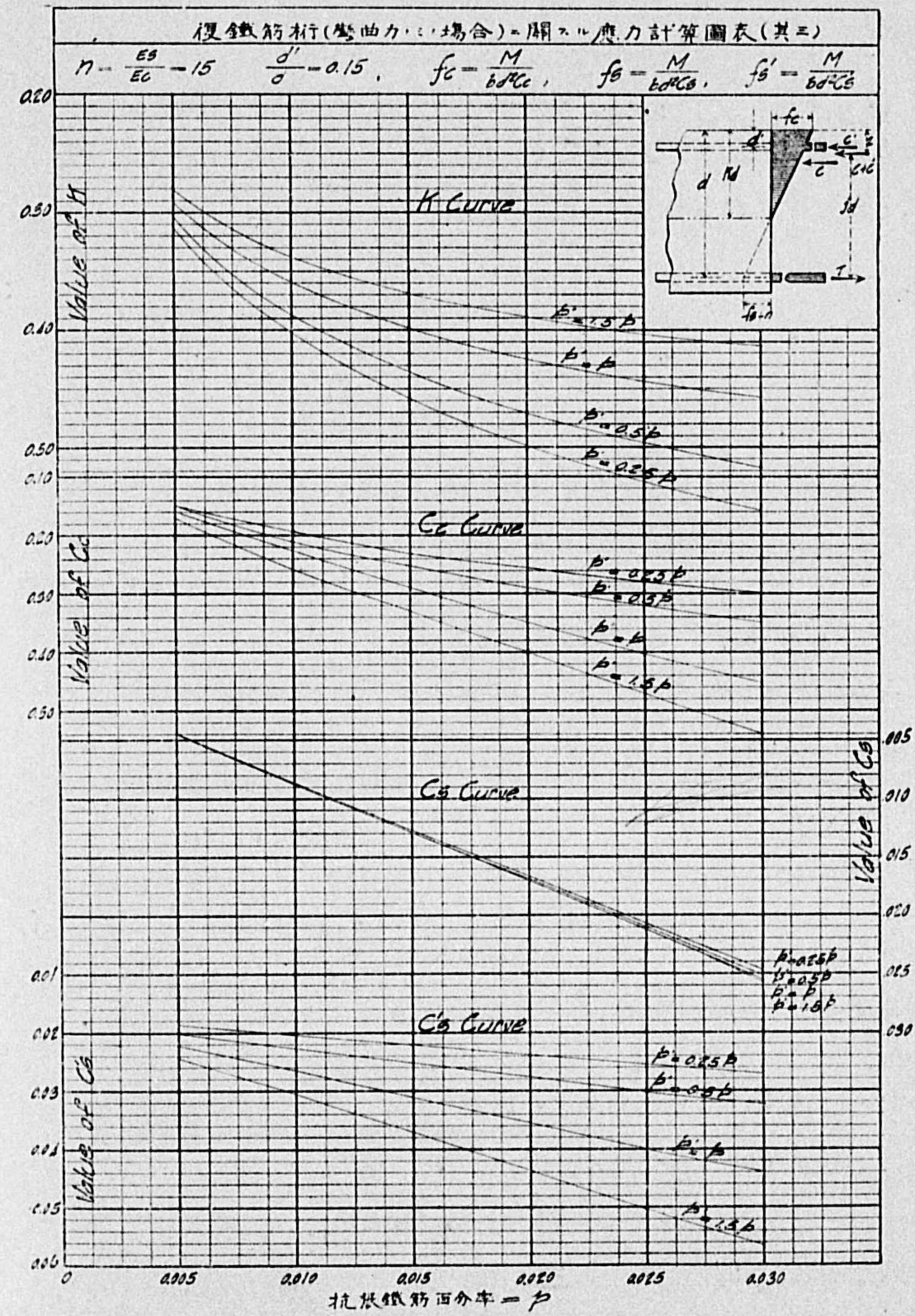


FIG.-53



例題 9.—

$$b=12 \text{ 吋}, d=18 \text{ 吋}, \frac{d'}{d} = \frac{1}{10}$$

$$p=0.025, p'=0.0125, M=1,000,000 \text{ 吋封度}$$

なるとき f_c, f_s, f_s' を算定せよ。

第二十表より $C_c=0.34, C_s=.0215, C_s'=.0284$

故に $f_c = \frac{1,000,000}{12 \times 18 \times 18 \times 0.34} = 757 \text{ * / 吋}^2$

$$f_s = \frac{1,000,000}{12 \times 18 \times 18 \times .0215} = 11,950 \text{ * / 吋}^2$$

$$f_s' = \frac{1,000,000}{12 \times 18 \times 18 \times .0284} = 9,050 \text{ * / 吋}^2$$

例題 10. 一次ぎの復筋矩形梁を設計せよ。但し梁の徑間長 $l=6 \text{ m}$, 荷重 (自重共) $1,200 \text{ kg/m}$ とし梁は兩端にて單に支持せられたるものにして $n=15, b=25 \text{ cm}, d=45 \text{ cm}, d'=4.5 \text{ cm}$ とす。

(解) 先づ彎曲率 (M) は次の如し

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{1,200 \times 6^2 \times 100}{8} = 540,000 \text{ kg cm.}$$

$$p = .0125 (1.25\%), p' = \frac{p}{2} = .00625$$

を採用せば, $\frac{d'}{d} = \frac{4.5}{45} = \frac{1}{10}$ なるにより

Fig.—52 を用ひ次ぎの諸數を定め得べし。

$$k=0.407 \quad C_c=0.235$$

$$C_s=.0110 \quad C_s'=.0209$$

然る時は (48), (49) 及 (50) の三式により

$$f_c = \frac{M}{bd^2C_c} = \frac{540,000}{25 \times 45^2 \times 0.235} = 45.5 \text{ kg/cm}^2,$$

$$f_s = \frac{M}{bd^2C_s} = \frac{540,000}{25 \times 45^2 \times 0.011} = 971 \text{ kg/cm}^2,$$

$$f_s' = \frac{M}{bd^2C_s'} = \frac{540,000}{25 \times 45^2 \times 0.0209} = 512 \text{ kg/cm}^2.$$

第四十節 復鐵筋を有する丁梁の計算式

第三十三節に於ては單筋即ち抗張鐵筋のみを有する丁梁に就き、其の理論並に計算式等を述べたのであるが、茲には復筋を有する丁梁の計算式を述べよう (Fig.—54 参照)。圖に於て抗壓鐵筋斷面積を A' とし其他は標準符號を用ひ

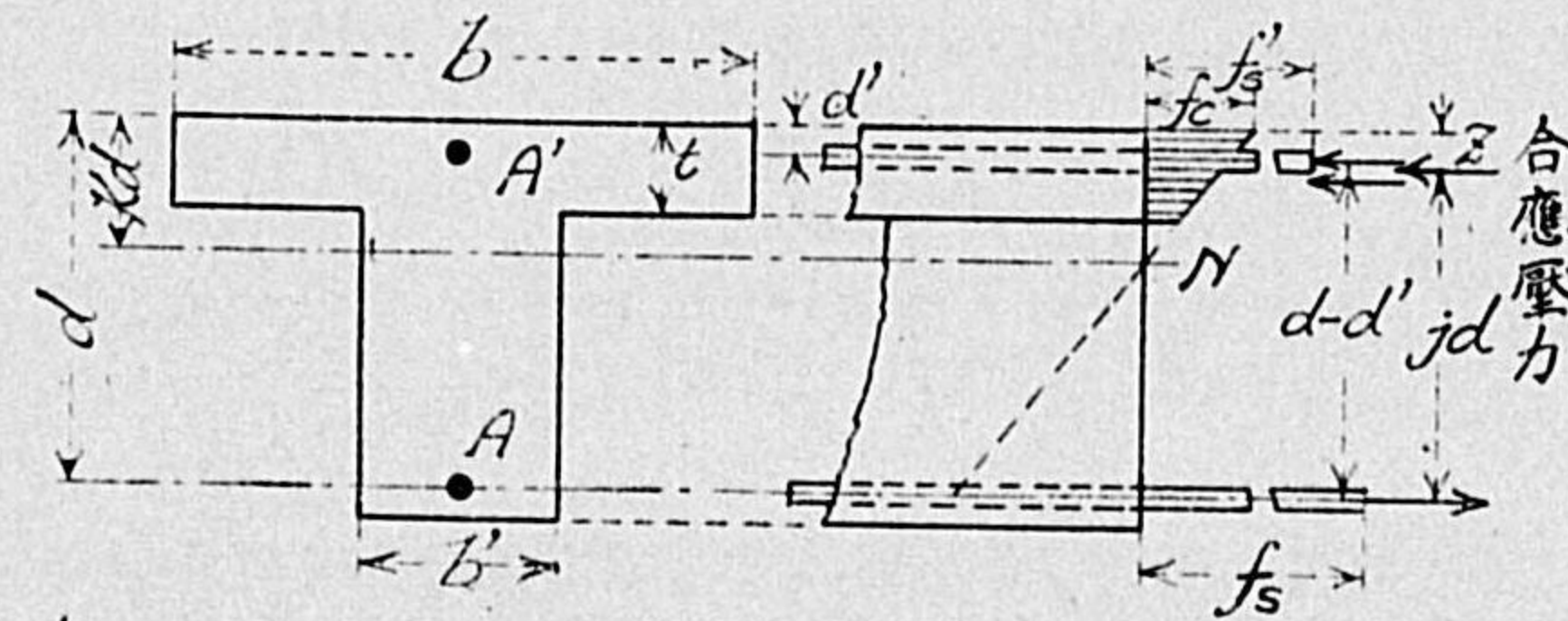


Fig.—54

$$\frac{f_s}{n} : f_c = (1-k) : k. \text{ 故に } k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nf_c}}$$

又突縁部に於ける平均應壓力は幹部に於ける應壓力を無視せば

$f_c \left(1 - \frac{t}{2kd}\right)$ である。突縁部に使用せる鐵筋上の應壓力は $\frac{nf_c \left(k - \frac{d'}{d}\right)}{k}$ 従つて梁の斷面上に働く應壓力の全量 (C) は次の如し、

$$C = f_c \left(1 - \frac{t}{2kd}\right) bt + n f_c \left(\frac{k - \frac{d'}{d}}{k}\right) A'$$

而して此の應壓力は同斷面上に於ける應張力に等しきが故に次式の關係を得

$$f_s A = f_c \left(1 - \frac{t}{2kd}\right) bt + n f_c \left(\frac{k - \frac{d'}{d}}{k}\right) A'$$

此の式を解き簡約せば次式を得べし、但し茲に $p = \frac{A}{bd}$, $p' = \frac{A'}{bd}$ である。

$$k = \frac{np + \frac{1}{2} \left(\frac{t}{d}\right)^2 + np' \left(\frac{d'}{d}\right)}{np + \frac{t}{d} + np'} \dots \dots \dots (51)$$

又抗壓面より壓力重心點までの距離 (z) の値は次式の如し

$$z = \frac{\frac{3kd - 2t}{6} \left(\frac{t}{d}\right)^2 + np' d' \left(k - \frac{d'}{d}\right)}{\frac{2kd - t}{2} \left(\frac{t}{d}\right) + np' \left(k - \frac{d'}{d}\right)} \dots \dots \dots (52)$$

を定むれば抵抗力率腕長 jd を算出する事容易である即ち $jd = d - z$.

此の如く k, z, jd 等の値を定むれば復筋丁梁の諸應力を算出するには次式を用ゆれば可なり。

$$f_s = \frac{M}{Ajd}, \quad f_c = \frac{f_s}{n} \frac{k}{1-k}$$

$$f_s' = \text{抗壓鐵筋上の應壓力} = n f_c \frac{k - \frac{d'}{d}}{k}$$

第四十一節 彎曲應力と直應力とを生ずる復筋梁の計算式

(Flexure and Direct Stress)

概説 荷重が梁の横斷面に平行に働けば桁には彎曲應力 (Bending stress) のみ生ずるが、荷重或は一般に外力の方向が部材の斷面に平行せずして斜めに働き且つ其の加力點が斷面の重心から外れて居るときは彎曲應力の外に更に直應力が加つて來る。此の様な場合に對しては是れ迄述べた計算諸公式を應用することが出來ない、故に本節に述ぶる方法で計算せねばならぬ、此の如き場合は主として鐵筋混凝土拱橋や建物の柱材等に起る問題である、是れに對し先づ五つの場合に於ける應力分布の有様を考究する必要がある。

1. 直力 (Direct Force) が斷面の重心點に働く場合、

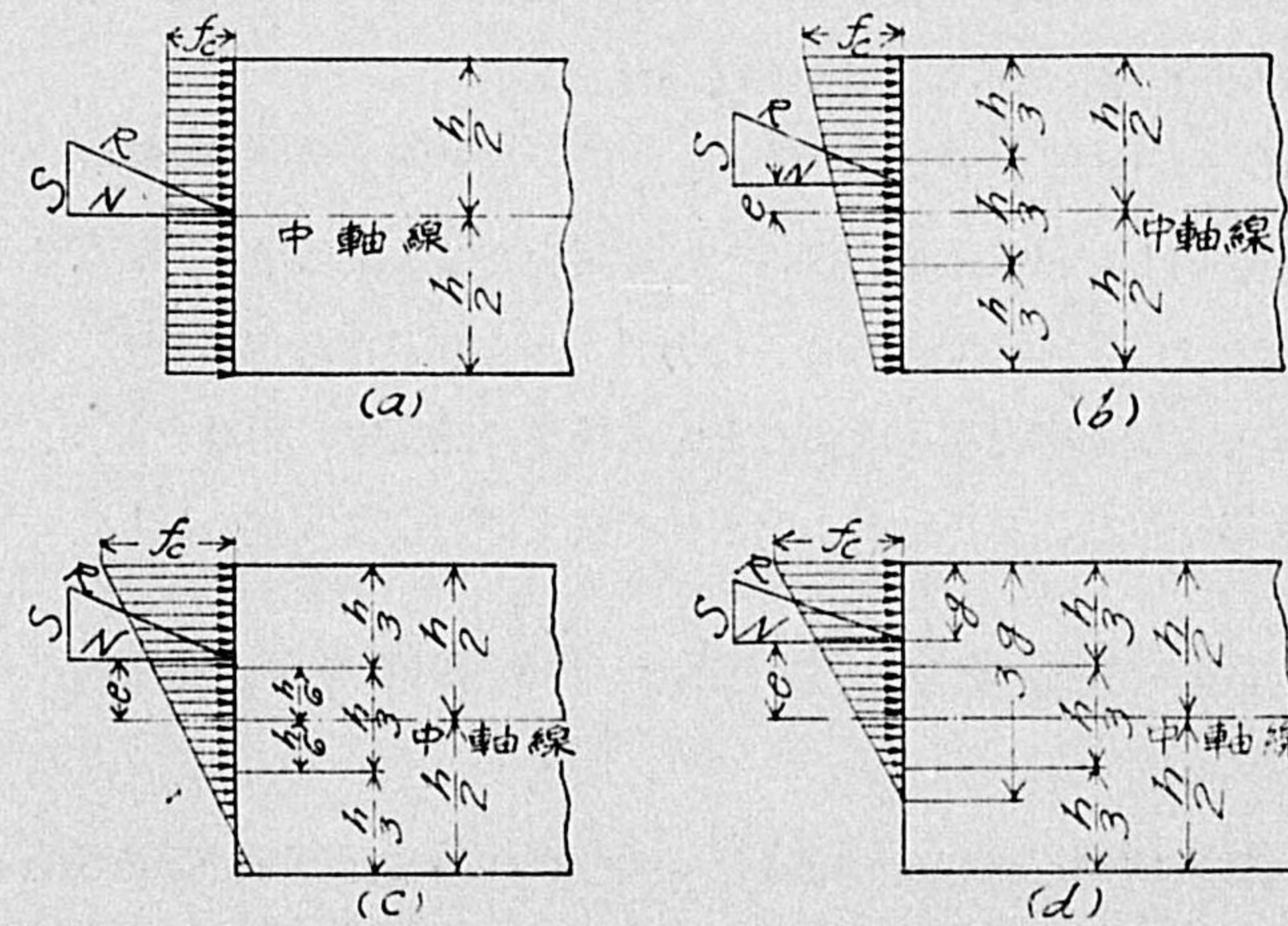


FIG. - 55

2. 直力は断面の重心に働かざれども其の断面の中央三分の一區間内に在る場合,
3. 直力が断面の中央三分の一點に丁度働く場合,
4. 直力が断面の中央三分の一區間外に働けども混凝土がまだ應張力に耐へ得る場合,
5. 直力が断面の中央三分の一區間外に働き而も混凝土が抗張し得ざる場合,

(1) の場合には彎曲率を生ぜぬから問題外であるが便宜上述べることとすれば、其時の應力分布の状態は Fig.—55 (a) の如く断面上凡て等布的であつて其の應力度は $f_c = \frac{N}{bh}$ (但し無鐵筋と假定す)、茲に N は其の断面上に働く直壓力である、(圖中 R は任意の點に働く推力 (Thrust) で N と S とは其の分力である即ち N は直壓力で S は剪力である)。

(2) R が断面の中央三分の一區間内 (但し三分の一點に非ず) に働くときは直壓力の外に尙曲能率を生ずるから断面上應力の分布は一様ならずして Fig.—55 (b) に示したるが如くである。

推力 R が中軸線より上部に働くときは曲能率は正で下部に働くときは負である、而して單位直壓力度は何れの場合たるを問はず $\frac{N}{bh}$ である、又彎曲應力は $\frac{My}{I}$ であることは力學上から容易に理解される、茲に y は中軸線より測り應力度を求めんとする任意の點までの距離である、故に此の如き場合に於ける部材の上下兩縁の最大應力度は次ぎの如し

$$\left. \begin{matrix} f_c \\ f_c' \end{matrix} \right\} = \frac{N}{bh} \pm \frac{Mh}{2I}$$

然るに断面矩形なるときは $I = \frac{bh^3}{12}$ で M は一般に $N \cdot e$ であるから上式は次ぎの如くなる (茲に e は R の偏倚を示す)

$$\left. \begin{matrix} f_c \\ f_c' \end{matrix} \right\} = \frac{N}{bh} \left(1 \pm \frac{6e}{h} \right) \dots\dots\dots (53)$$

(3) R が丁度軸線より上方或は下方 $\frac{h}{6}$ なる距離に在るときは (53) は頗る簡單となりて

$$f_c = \frac{N}{bh} (1+1) = \frac{2N}{bh}$$

$$f_c' = \frac{N}{bh} (1-1) = 0.$$

(4) R が断面の中央三分の一區間内外に働くときは圖 (C) に示すが如く断面の一部に應張力を生ず、然し其の應力度が小で混凝土が之れに耐へ得る程度例へば毎平方吋に百封度以内であれば (53) 式によりて兩縁應力度を算定することが出来る、但し此の場合には $\frac{6e}{h}$ は 1 より大であるから f_c' は負號を有し従て應張力であることを示して居る。

(5) R の偏倚 (Eccentricity) (e) が次第に大と成り、依て生ずる彎曲應力が増加し混凝土が其の張力に抵抗し得ざる程度に成ると梁或は部材の深さの一部分にのみ壓力が分布せらるゝことになる。

今 y を以て推力 (R) の加力點から抗壓極縁までの距離とせば最大應壓力は次ぎの如くとなる

$$f_c = \frac{2N}{3by} \dots\dots\dots (54)$$

今次ぎに順次各場合の計算式を述べよう。

(I) 鐵筋を有する矩形材 (断面) にして混凝土の抗張力を無視せざる場合。

以上述べ來たれる處では鐵筋を有せなかつたが鐵筋が断面内に使用せらるれば次ぎの如くせねばならぬ。

$$\left. \begin{matrix} f_c \\ f_c' \end{matrix} \right\} = \frac{N}{A_c + nA_s} \pm \frac{Ney}{I + nI_s}$$

茲に A_c = 混凝土の總斷面積。

A_s = 鐵筋（抗張、抗壓共）の總斷面積。

I = 混凝土斷面の惰性率（但し水平中軸線に關して）

I_s = 鐵筋斷面積の惰性率（但書同上）

其他は一般符號と同じ。

然るに斷面矩形なる場合には

$$A_c = bh, \quad A_s = (p + p')bh$$

$$I = \frac{bh^3}{12}, \quad I_s = (p + p')bha^2$$

である、茲に a = 斷面の中軸線より鐵筋中心迄の距離、又茲に p と p' とを區別し置きたれども此等は其の數値に於て相等しく假定す。

而して鐵筋自身の重心に關する鐵筋斷面の惰性率は中軸線（梁の）に關する惰性率に比し頗る小であるから以上の式では之を略去してある。此等の値を代入すれば混凝土が張力に抵抗し得る場合の應力度は次の如くである即ち

(1) 混凝土に於ける最大單位應壓力は

$$f_c = \frac{N}{bh} \left[\frac{1}{1 + n(p + p')} + \frac{6he}{h^2 + 12n(p + p')a^2} \right] \dots (55)$$

(2) 鐵筋に於ける最大應壓力は

$$f_s' = \frac{nN}{bh} \left[\frac{1}{1 + n(p + p')} + \frac{12ae}{h^2 + 12n(p + p')a^2} \right] \dots (56)$$

(3) 混凝土に於ける最大應張力（或は最少應壓力）は

$$f_c' = \frac{N}{bh} \left[\frac{1}{1 + n(p + p')} - \frac{6he}{h^2 + 12n(p + p')a^2} \right] \dots (57)$$

(4) 鐵筋上の最大應張力（或は最小應壓力）は

$$f_s = \frac{nN}{bh} \left[\frac{1}{1 + n(p + p')} - \frac{12ae}{h^2 + 12n(p + p')n^2} \right] \dots (58)$$

此等四式は e の値の如何により應力度を異にす、即ち e が零ならば斷面上の應力度は平等なり、 e が丁度括弧内の第一項と第二項とを等しからしむる値を取るときは一方の縁維應力は零にして他方の縁維應力は平均應力度の二倍となる。又 e が以上の値よりも大なる時は一方の縁維應力は應張力にて他方の縁維應力は應壓力である。

拱橋等では鐵筋上の應力が頗る小であつて重に混凝土の應力を算定することが必要である、而して $n=15$ が尤も普通で、 $a = \frac{4}{10}h$ 位が多いから此等の値を代用すると (55) 及び (57) の式は次ぎの如くなる

$$f_c = \frac{N}{bh} \left[\frac{1}{1 + 15(p + p')} + \frac{e}{h} \frac{6}{1 + 28.8(p + p')} \right] \dots (55')$$

$$f_c' = \frac{N}{bh} \left[\frac{1}{1 + 15(p + p')} - \frac{e}{h} \frac{6}{1 + 28.8(p + p')} \right] \dots (57')$$

上式括弧 [] 内の各項は $(p + p')$ と $\left(\frac{e}{h}\right)$ との函數に過ぎないから此等に或る値を採用すれば更に次ぎの如く簡單にすることが出来る（茲に $p = p'$ なる事に同じ）。

$$f_c = \frac{N}{bh} C \dots (59)$$

$$f_c' = \frac{N}{bh} C' \dots (60)$$

FIG.—f6 は $\frac{e}{h}$ を 0.06 から 0.38 まで横軸に取り $(p + p')$ を 0.0 から 3.4% までに對し C 及び C' の値を著者が計算したるものを圖式に示したものである、實地設計上には本圖を用ゆる方遙かに迅速に應力度を定む

ることが出来る。

例題 11—復鐵筋を有する拱肋材 (Arch rib) の幅 12 吋、深さ 20 吋とす、鐵筋は上下兩縁の分共各 0.7 % にして兩縁より何れも 2 吋の位置に配置せり。今此の拱肋材の任意斷面(軸線に直角なるもの)に於て 60,000 封度の力が、軸線より上方へ 3 吋の偏倚 (eccentricity) を爲し、且つ軸線と五度の傾斜を爲し働くものとす、此の場合に於て拱肋材の上縁維應力 (f_c)、下縁維應力 (f_c') を算定せよ、但し $\frac{E_s}{E_c}$ 即ち $n=15$ とす。

(解) 本題に於て $d'=2$ 吋 即ち $a=\frac{4}{10}h$ なるにより前頁 Fig.-56 を直ちに利用する事を得、今 e =偏倚=3 吋なるにより $\frac{e}{h}=\frac{3}{20}=0.15$ 、而して $p+p'=1.4\%$ なり、故に Fig.-56 より、 $\frac{e}{h}=0.15$ の線を縦に上方に進み太き斜線中 1.4% と記したる線との交點を得、此の交點を左方に移し C の値を知る事を得即ち $C=+1.47$ 又 $\frac{e}{h}=0.15$ の線を更に上方に進み細き斜線中 1.4% と記したる線との交點を得、之れを更に右方に移し C' の値を知る事を得、即ち $C'=+0.18$ 故に (59) (60) の兩式より次ぎの結果を得べし。

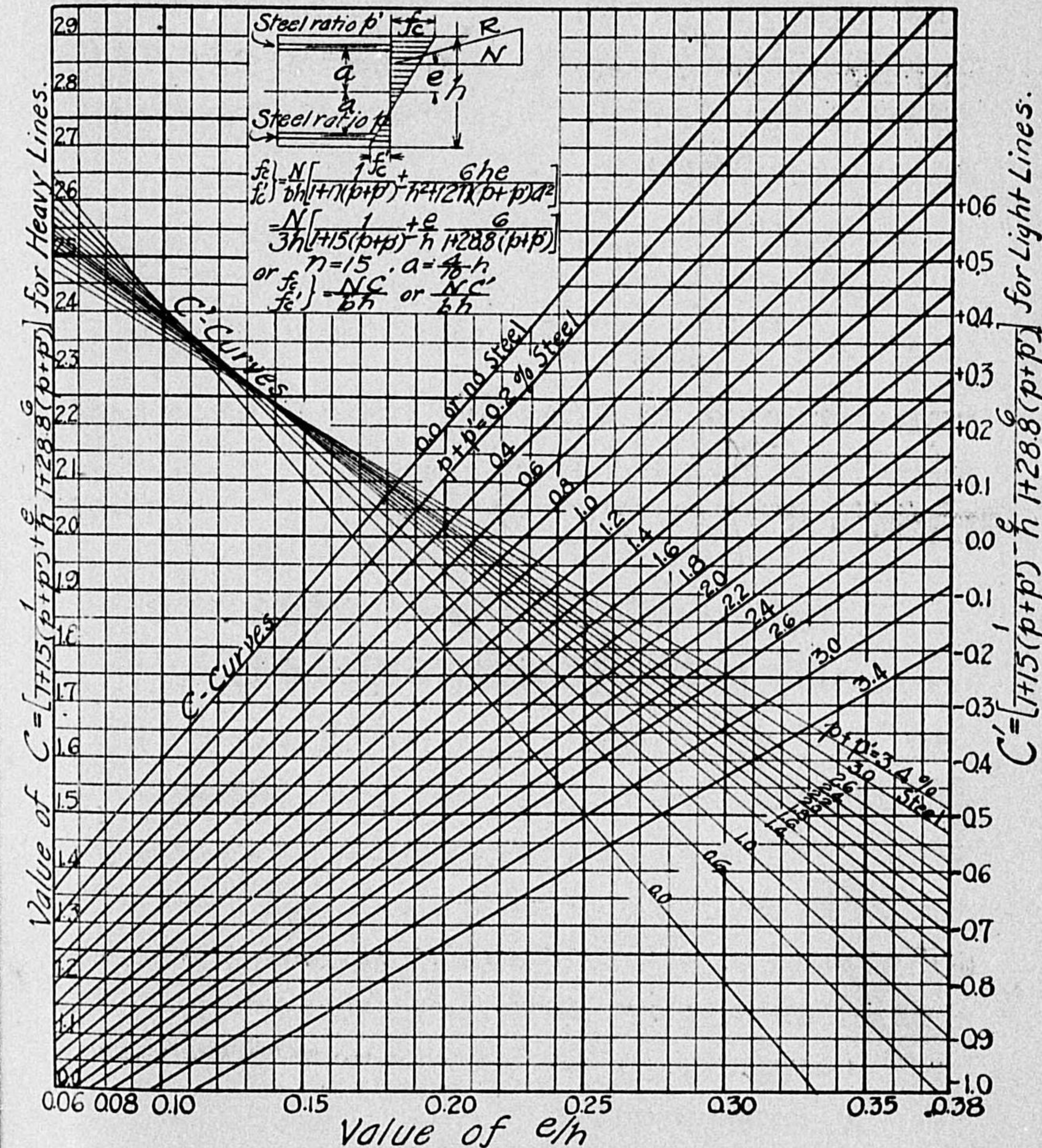
$$f_c = \frac{60,000 \times \cos 5^\circ}{12 \times 20} \times 1.47 = 366^*/\text{吋}^2 \text{ (應壓力)}$$

$$f_c' = \frac{60,000 \times \cos 5^\circ}{12 \times 20} \times 0.18 = 45^*/\text{吋}^2 \text{ (應壓力)}$$

鐵筋上の應力 f_s 及 f_s' の値は (56) (58) 兩式より算出する事容易なり。然し此の場合に於ける最大應力 (f_s') は、 $15f_c = 15 \times 366 = 5490^*/\text{吋}^2$ より少で有ること明かである。

Fig.-56

直應力と應曲力とを同時に生ずる部材にて f_c 及 f_c' の算定に必要な係數 C 及 C'



例題 12—以上の例題に於て單に偏倚 3 吋を 6 吋に變じたる場合の f_c , f'_c を算定せよ。

(解) 茲に $\frac{e}{h} = \frac{6}{20} = 0.30$, FIG.-56' の $\frac{e}{h} = 0.3$ 故にの縦線に沿ひ、前同様に太き斜線 ($p+p'=1.4\%$) と同細き斜線との交點より C 及 C' の値を得べし、即ち $C=+2.11$, $C'=-0.455$ を知り得るから、(59) 並に (60) 式より次ぎの結果を得べし。

$$f_c = \frac{60,000 \times \cos 5^\circ}{12 \times 20} \times 2.11 = +526^*/\text{sq}'' \text{ (應壓力)}$$

$$f'_c = \frac{60,000 \times \cos 5^\circ}{12 \times 20} \times (-0.455) = -113^*/\text{sq}'' \text{ (應張力)}$$

又鐵筋上の應力は (56) (58) 兩式より算定する事が容易である。以上の問題は何れも鐵筋混凝土拱橋の設計に起るものである。

(II) 復鐵筋 (Double reinforcement) を有する矩形材 (断面)にして混凝土の抗張力を無視せる場合

推力 R の中軸線からの偏倚が大となり、鐵筋混凝土梁の一方に張力を生じ、之れに對し混凝土が抵抗し得ざる場合に至れば、以上論述し來れる諸公式は直ちに之れを計算上に應用する事が出來ぬ、そこで次ぎに掲ぐる方法により更に公式を誘導し計算せねばならぬ。茲に抗張力側の鐵筋は全應力を採るものとす。本題は比較的複雑なるを免れないが、肝要なる公式なれば先づ一般的解法を掲げ、後普通の公式を誘導する順序を採らむ、

- 符號 A = 抗張鐵筋斷面積
- A' = 抗壓鐵筋斷面積
- a = 梁斷面の重心を通する軸線より抗張鐵筋に至る距離

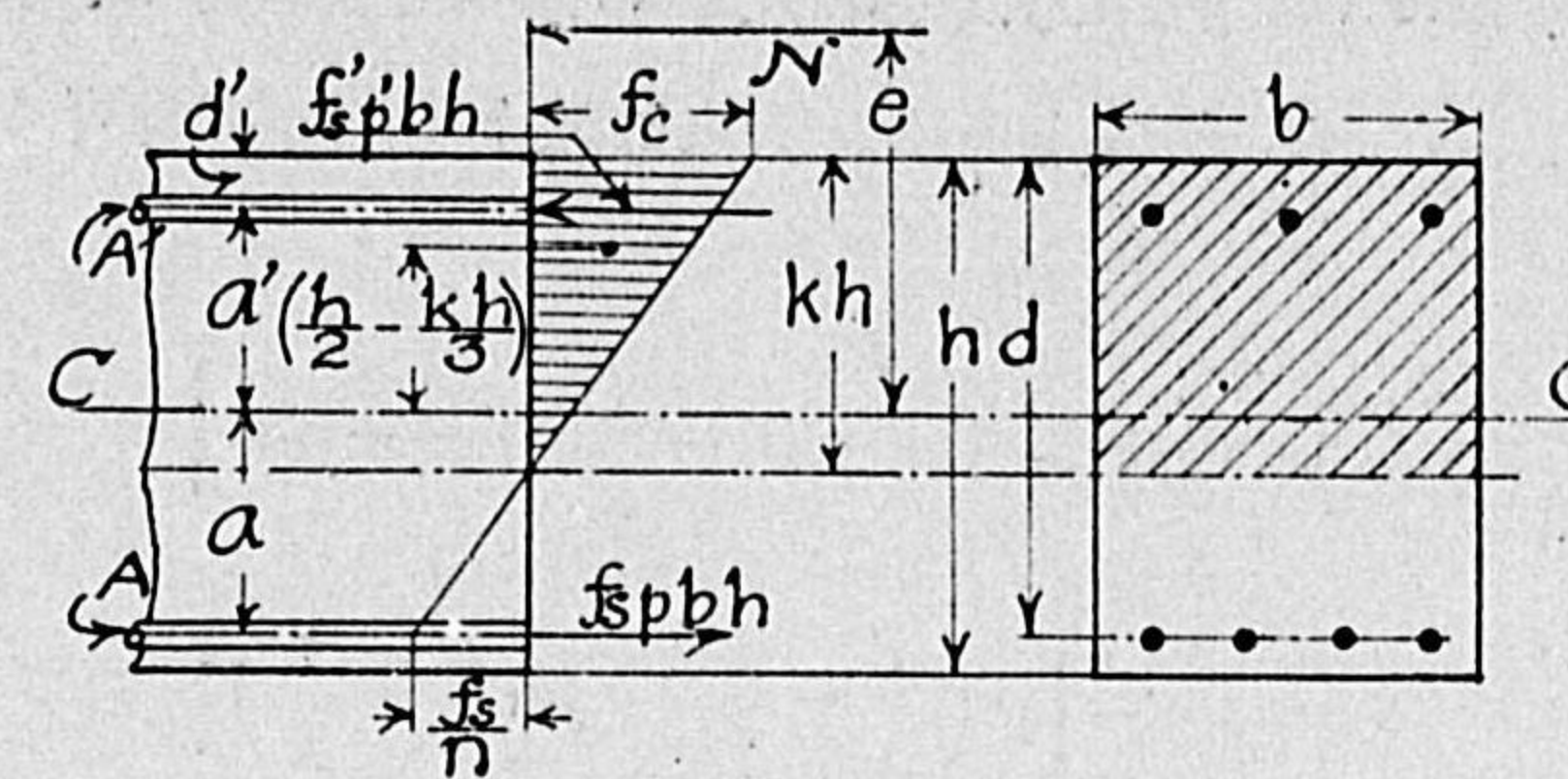


Fig. -57

- a' = 桁斷面の重心を通する軸線より抗壓鐵筋に至る距離
- $p = \frac{A}{bh}$ = 抗張鐵筋比
- $p' = \frac{A'}{bh}$ = 抗壓鐵筋比
- d = 桁の抗壓緣維より抗張鐵筋中心線に至る距離
- d' = 桁の抗壓緣維より抗壓鐵筋中心線に至る距離
- N = 推力 R の法分力 (Normal component)

梁の任意の断面に於ける應力は推力によつて起るもので有るから、其の断面に於ける應力の代數的和は推力の法分力 (其の断面に對し) N に等しくなければならぬ、

故に
$$N = \frac{f_c b k h}{2} + A' f'_s - A f_s \dots \dots \dots (a)$$

又其の断面に於ける應力の力率を重心軸の廻りに取れば

$$M = \frac{f_c b k h}{2} \left(\frac{h}{2} - \frac{kh}{3} \right) + A' f'_s a' + A f_s a \dots \dots \dots (b)$$

Fig.-57 より

$$\left. \begin{aligned} f_s &= n f_c \left(\frac{d}{kh} - 1 \right) \\ f'_s &= n f_c \left(1 - \frac{d'}{kh} \right) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (c)$$

然るに力學上 $M=Ne$ なるに依り、(a) (b) の兩式を組み合わせ、更に (c) 式の値を代用して f_s, f_s', f_c 等を消去し、未知數 k の順序に排列せば次式を得べし。

$$k^3 + 3k^2 \left(\frac{e}{h} - \frac{1}{2} \right) + 6nk \left[\frac{e}{h} (p' + p) - \frac{1}{h} (p'a' - pa) \right] + 6n \frac{e}{h} \left[p' \left(\frac{a'}{h} - \frac{1}{2} \right) - p \left(\frac{a}{h} + \frac{1}{2} \right) \right] - 6n \left[p' \left(\frac{a'}{h} - \frac{1}{2} \right) \frac{a'}{h} + p \left(\frac{a}{h} + \frac{1}{2} \right) \frac{a}{h} \right] = 0 \dots (61)$$

従て上式より k の値を定めたる後は f_c の値を定むる事容易なり、即ち (a) 式より

$$N = \frac{f_c b k h}{2} + A' f_s' - A f_s = f_c \left[\frac{b k h}{2} + n A' \left(1 - \frac{d'}{k h} \right) - n A \left(\frac{d}{k h} - 1 \right) \right]$$

故に $f_c = \frac{N}{b h} \left[\frac{k}{\frac{k^2}{2} + n p' \left(k - \frac{d'}{h} \right) - n p \left(\frac{d}{h} - k \right)} \right] \dots (62)$

以上は頗る一般の場合で有つて、鐵筋量が抗張、抗壓共に如何なる割合に使用せらるるも、部材に起る應力は上式により計算する事が出来る。然し普通拱橋とか建築支柱とかの實地に於ては鐵筋が主に對照的に使用せられて居る (FIG.-58 圖参照)、従て $A=A'$ 、又は $p=p'$ 、 $a=a'$ である、然る時は (61) 式より、中軸線の位置を定むる理論式は次の如く簡單となる。

$$k^3 + 3 \left(\frac{e}{h} - \frac{1}{2} \right) k^2 + 12 n p \frac{e}{h} k - 6 n p \left(\frac{e}{h} + 2 \frac{a^2}{h^2} \right) = 0 \dots (63)$$

又 (62) 式より

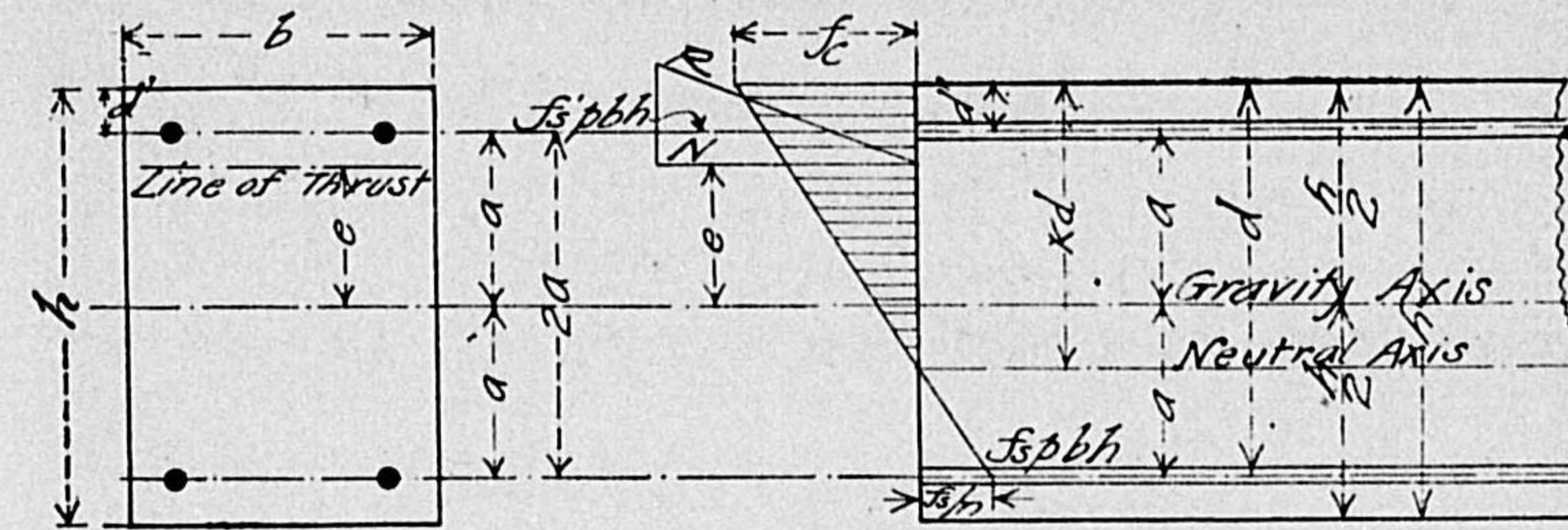


FIG.-58

$$f_c = \frac{N}{b h} \left[\frac{2k}{k^2 + 4 n p k - 2 n p} \right] \dots (64)$$

又は (b) 式より誘導して

$$f_c = \frac{M}{b h^2 \left[\frac{2 n p a^2}{k h^2} + \frac{k}{4} - \frac{k^2}{6} \right]} \dots (65)$$

を定むる事を得、然る時は (a) 式より f_s, f_s' 等を算定する事容易なり。

(III) 抗張鐵筋のみを有する梁に於て彎曲應力と直應力とを同時に生ずる場合 (但し混凝土の抗張力を無視す)。

本問題は單筋を有する鐵筋混凝土管とか、倒丁字形擁壁其他一般單筋梁等に於て彎曲率の外に更に直力を伴ふ場合に必要なるものである。此の場合に於て梁の中軸線の位置を定むるには (61) 式に於て $p'=0$ と置けば可なり、即ち

$$k^3 + 3k^2 \left(\frac{e}{h} - \frac{1}{2} \right) + 6 n p \left[\frac{c}{h} + \frac{a}{h} \right] k - 6 n p \left(\frac{a}{h} + \frac{1}{2} \right) \left(\frac{a}{h} + \frac{e}{h} \right) = 0 \dots (66)$$

k の値を上式により算定せる後、 f_c の値は次式より定むる事を得。

$$f_c = \frac{N}{bh} \left[\frac{k}{\frac{k^2}{2} - np \left(\frac{d}{h} - k \right)} \right] \dots\dots\dots(67)$$

又鉄筋上の應張力 (f_s) は前述の (c) 式即ち次式より定むることを得

$$f_s = n f_c \left(\frac{d}{kh} - 1 \right) \dots\dots\dots(c)$$

本項諸公式の應用に關する例題につきては、鉄筋混泥土管計算實例を参照せよ。

k を定むる三次方程式の解法。

復鉄筋を施せる梁上に直壓力と彎曲應力とを生ずる場合に中軸線の位置を定むるには (63) 式を解かねばならぬ、然るに本式は三次方程式で有るから次ぎの方法によらなければならぬ、今 (63) 式に於て

$$b_1 = \frac{e}{h} - \frac{1}{2}, \quad b_2 = 4np \frac{e}{h}, \quad b_3 = -6np \left(\frac{e}{h} + 2 \frac{a^2}{h^2} \right)$$

と置けば次ぎの如く變ず。

$$k^3 + 3b_1k^2 + 3b_2k + b_3 = 0$$

更に又 $k = z - b_1$ と置けば上式は

$$z^3 + 3Hz + G = 0$$

茲で $H = b_2 - b_1^2$, $G = b_3 - 3b_1b_2 + 2b_1^3$ なり、

今更に $z = u + v$ と置く時は

$$u^3 + v^3 + 3(uv + H)(u + v) + G = 0$$

更に又 H と G とを次ぎの如き値を有する様に選定す

$$\left. \begin{aligned} uv + H &= 0 \\ u^3 + v^3 &= -G \end{aligned} \right\}$$

此の二式から v を消去すると次ぎの如くなる

$$u^3 - \frac{H^3}{u^3} = -G$$

又之を書き換へて $u^6 + Gu^3 = H^3$

此の式を u につき解けば

$$u = \sqrt[3]{-\frac{G}{2} + \sqrt{\frac{G^2}{4} + H^3}} \dots\dots\dots(68)$$

となる而して u の値が定まれば從て

$$z = u - \frac{H}{u} = uv - \frac{Hv^2}{u} \quad \text{或は} \quad uv^2 - \frac{Hv}{u}$$

茲に $w = -\frac{1}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{-3}$, z の値が定まると從て k の値は次の如く容易に定められる

$$k = z - b_1 \dots\dots\dots(69)$$

例題 12—今 $\frac{e}{h} = 1.0$, $\frac{a}{h} = \frac{4}{10}$, $p = .005$, $n = 15$ とせば k の値幾何。

(解) $b_1 = 1.0 - \frac{1}{2} = 0.5$, $b_2 = 4 \times 15 \times .005 \times 1.0 = 0.30$

$$b_3 = 6 \times 15 \times .005 \times (1.0 + 2 \times 0.4^2) = -0.594$$

$$H = 0.05, \quad G = -0.794$$

$$u = \sqrt[3]{-\frac{-0.794}{2} + \sqrt{0.1537 + .000125}} = 0.924$$

$$\therefore z = u - \frac{H}{u} = 0.924 - 0.0541 = 0.870$$

直力と應曲力とを受くる覆鐵筋材の中軸位置比 (k) を求むる圖
 $(p+p')=2p$ = 鐵筋百分率

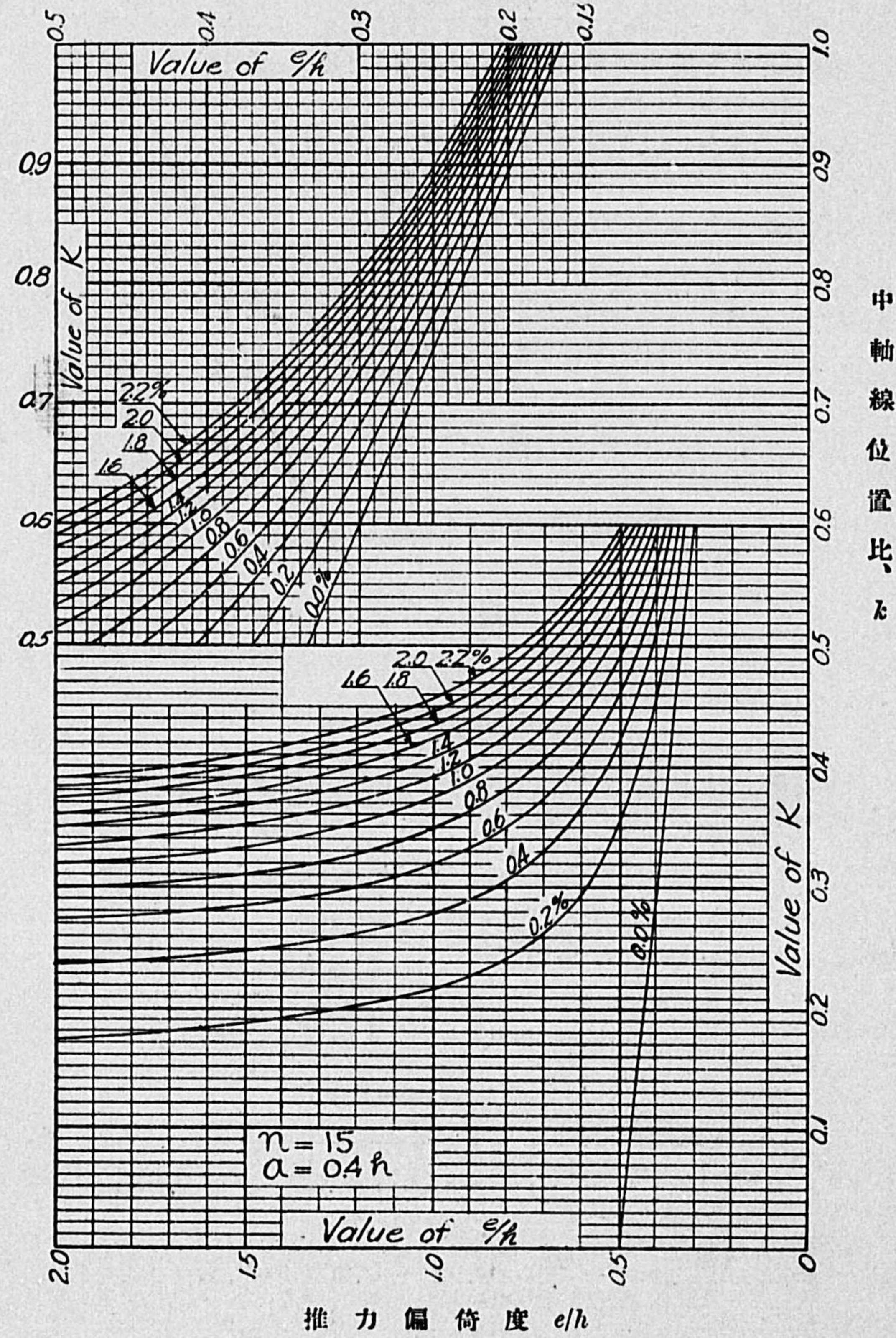


FIG.-59

直力と應曲力とを受くる覆鐵筋材抵抗係數圖

$f_c = \frac{M}{Cbh^2}$, 但し $n=15$, $a=0.4h$ なる場合

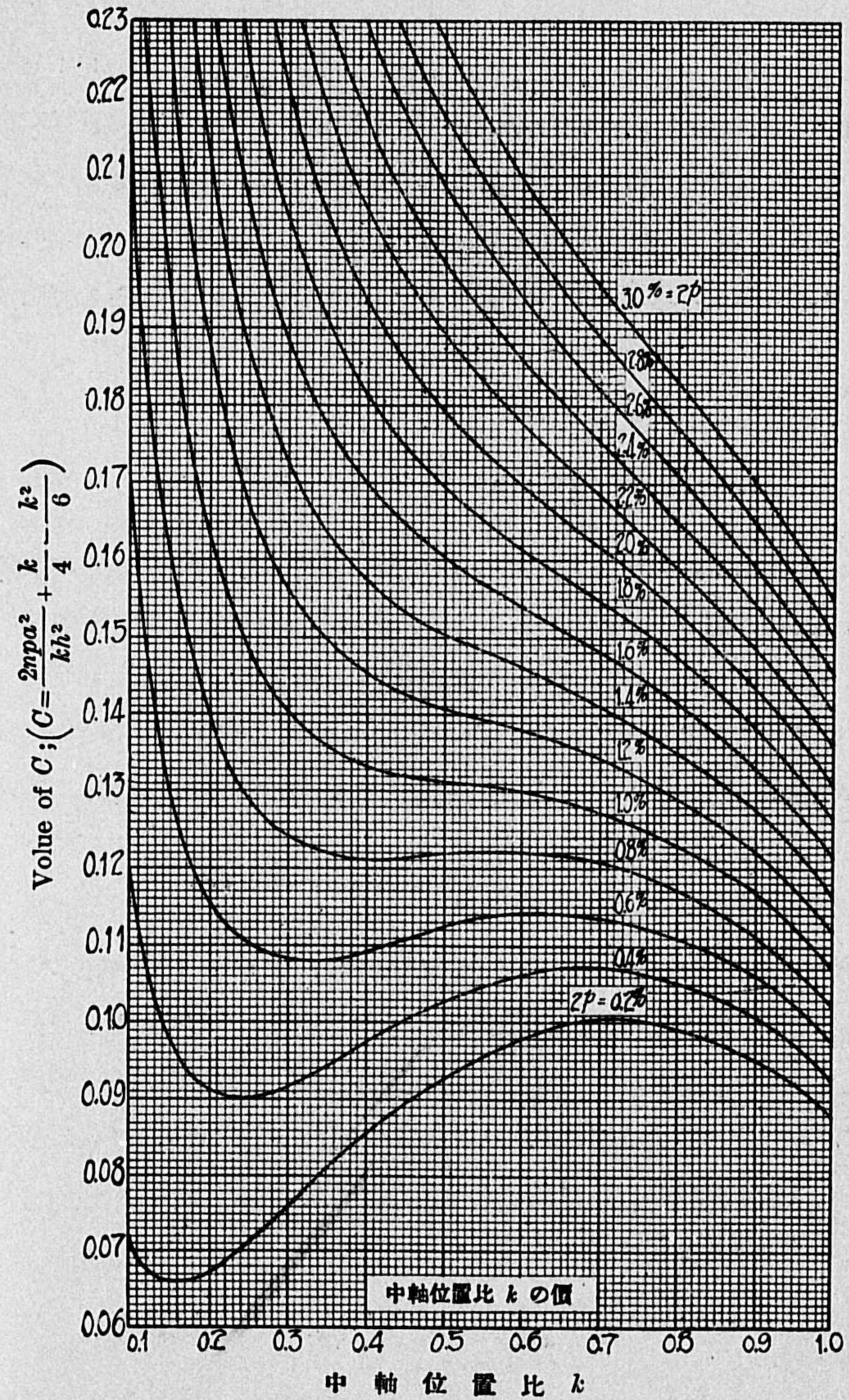


FIG.-60

故に $k=0.870-0.50=0.370$

表圖 以上の如く k を定むるに一々計算によると中々煩雜で運算に手数を要すから圖式による方便利である。今實地に於て尤も普通なる場合を取り $d'=0.1h$, 従て $a=0.4h$, $n=15$ と假定せば k の値は Fig.—59 から求むる事が出来る、又第 (65) 式の $\left[\frac{2npa^2}{h^2k} + \frac{k}{4} - \frac{k^2}{6} \right]$ を C と名付くれば

$$M=Cbh^2f_c$$

即ち

$$f_c = \frac{M}{Cbh^2} \dots\dots\dots (70)$$

となる。 $a=0.4h$, $n=15$ とし各種の k の値につき夫れ夫れ C の値を算定し表示したのが即 Fig.—60 である、故に實地の計算に當りては Fig.—59 より k の値を定め、更に此の k の値から C の値を求むる事は Fig.—60 を使用せば頗る便利で有る、従て f_c の値は (70) 式より算定する事が出来る。Fig.—59 及び Fig.—60 を使用するに當り注意すべきは、圖中に掲げたる鐵筋量比は抗壓抗張兩者の總斷面積と混凝土斷面積との比にして即ち $p+p'$ なる事である。

例題 13—複鐵筋を有する拱肋材 (或は梁材等) の幅 36 吋、深さ 20 吋とす、鐵筋は上下兩縁共等量にして各 0.8% 即ち全量の 1.6% にして兩縁より何れも 2 吋の位置に配置せり、今此の拱肋材の拱軸線に直角なる斷面に於て 80,000 封度の壓力と 1,600,000 吋封度の彎曲率を生ぜりとす、然らば其の最大及最小緣維應力並に鐵筋上の應力を算定せよ。但し $n=15$ とし混凝土の抗張力を無視す。

(解) 茲に斷面上に働く直壓力 $=N=80,000^*$

故に N の偏倚 $e = \frac{M}{N} = \frac{1,600,000}{80,000} = 20$ 吋、従て $\frac{e}{h} = \frac{20}{20} = 1.0$

Fig.—59 下方 $\frac{e}{h} = 1.0$ なる縦線に沿ひ $p+p'=1.6\%$ なる曲線との交點より右方に進みて k の値を見るに次きの如し。

$$k=0.42$$

次ぎに Fig.—60 の下方にて $k=0.42$ の縦線に沿ひ上方に進み $p+p'=1.6\%$ 曲線との交點より左方に進み C の値を知る事が出来る。

即ち

$$C=0.1675$$

従て (70) 式より

$$f_c = \frac{M}{Cbh^2} = \frac{1,600,000}{0.1675 \times 36 \times 20^2} = 664^*/\text{吋}^2$$

又鐵筋上の應張力 (f_s) 及應壓力 (f_s') は前掲 (c) 式より算定する事が出来る即ち

$$f_s = nf_c \left(\frac{d}{kh} - 1 \right) = 15 \times 664 \times \left(\frac{0.9}{0.42} - 1 \right) = 11,383^*/\text{吋}^2$$

$$f_s' = nf_c \left(1 - \frac{d'}{kh} \right) = 15 \times 664 \times \left(1 - \frac{0.1}{0.42} \right) = 7,590^*/\text{吋}^2$$

(IV) 矩形斷面の四周に鐵筋を配置せる梁に直應力と彎曲率とを生ずる場合 (但し混凝土の抗張力を無視す)

鐵筋の配置は梁斷面の重心軸に對し對照的なりとす。先づ第一に中軸線 (Neutral Axis) が應張力側の鐵筋第一列と第二列との間に位するものと假定す。

符號 $\dots\dots\dots p_1 = \frac{a_1}{bh}$, $p_2 = \frac{a_2}{bh}$, $p_3 = \frac{a_3}{bh}$

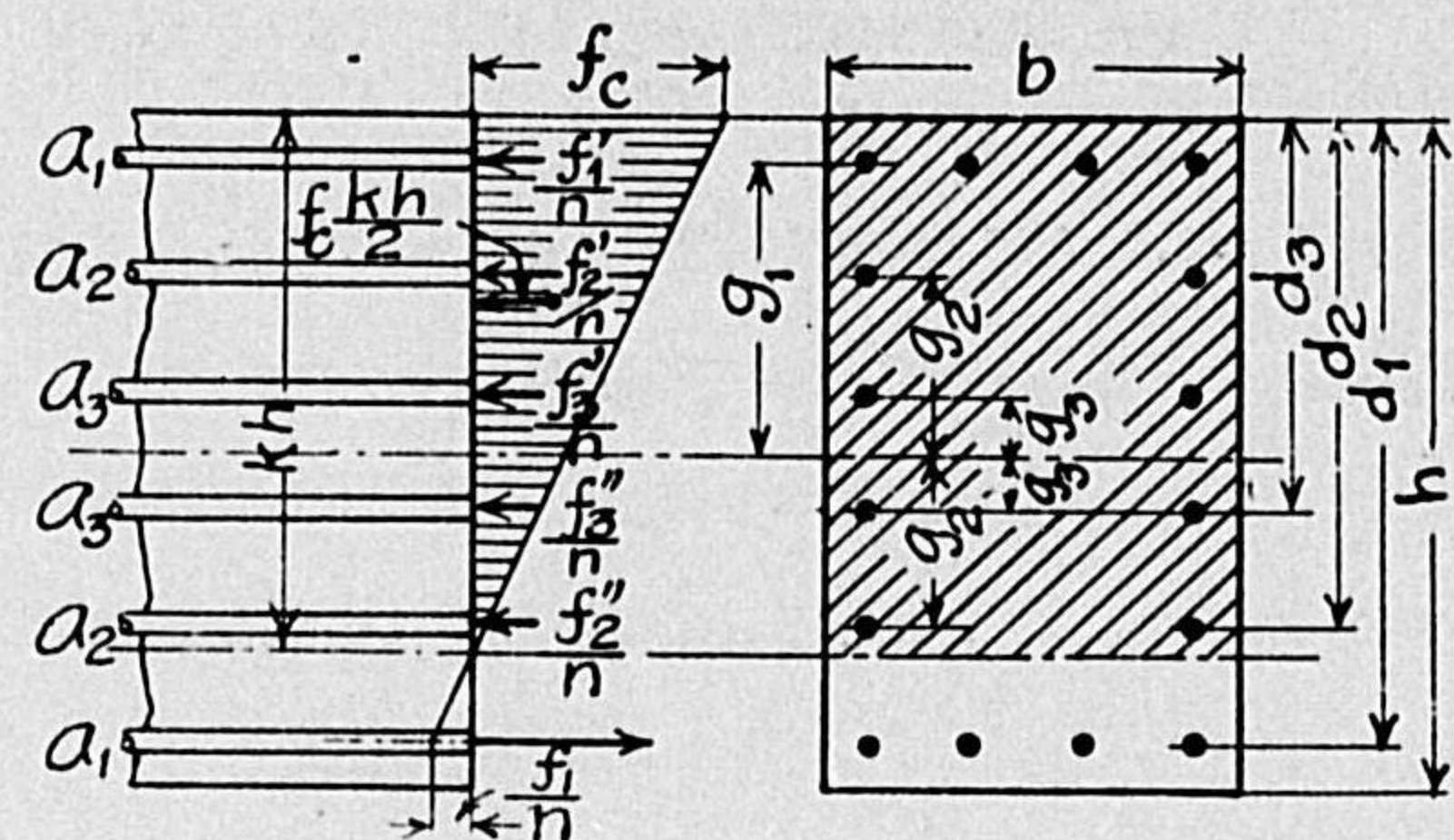


FIG.-61

FIG.-61 に明かなるが如く、應張力の全量は下縁より第一列の鐵筋のみにて取る而して其の抗張鐵筋に生ずる應張力は

$$f_1 = n f_c \left(\frac{d_1}{kh} - 1 \right) \dots\dots\dots (a)$$

又抗壓鐵筋に生ずる應壓力は同様に次ぎの如く表す事が出来る。

$$\left. \begin{aligned} f_1' &= n f_c \left(1 - \frac{h-d_1}{kh} \right), & f_2' &= n f_c \left(1 - \frac{h-d_2}{kh} \right) \\ f_3' &= n f_c \left(1 - \frac{h-d_3}{kh} \right), & f_3'' &= n f_c \left(1 - \frac{d_3}{kh} \right) \\ f_2'' &= n f_c \left(1 - \frac{d_2}{kh} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (b)$$

任意の断面に於ける應力は推力 (Thrust) によりて起るもので有るから、其の断面に於ける應力の代數的和は推力の法分力 (Normal Component) N に等しくなければならぬ。而して鐵筋量は重力軸の上下に於て各等量なりとせば、

$$N = bh \left(f_1' p_1 + f_2' p_2 + f_3' p_3 + f_3'' p_3 + f_2'' p_2 + \frac{f_c k}{2} - f_1 p_1 \right) \dots\dots\dots (c)$$

(a) 及 (b) 式の値を (c) 式に代用し簡約せば次ぎの結果式を得べし

$$N = f_c b h \left\{ \frac{k^2 + 4nk(p_1 + p_2 + p_3) - 2n(p_1 + p_2 + p_3)}{2k} \right\} \dots\dots\dots (d)$$

次ぎに断面に於ける應力の力率を重力軸の廻りに取り簡約する時は

$$\begin{aligned} M &= \left\{ f_1' p_1 g_1 + f_2' p_2 g_2 + f_3' p_3 g_3 + \frac{f_c k}{2} \left(\frac{h}{2} - \frac{kh}{3} \right) \right. \\ &\quad \left. - f_3'' p_3 g_3 - f_2'' p_2 g_2 + f_1 p_1 g_1 \right\} b h \\ &= 2n f_c b h^2 \left(\frac{p_1 g_1^2 + p_2 g_2^2 + p_3 g_3^2}{kh^2} \left(+ \frac{f_c k b h^2}{4} - \frac{f_c k^2 b h^2}{6} \right) \right. \\ &\quad \left. - \frac{2n(p_1 g_1^2 + p_2 g_2^2 + p_3 g_3^2)}{kh^2} + \frac{k}{4} - \frac{k^2}{6} \right\} \dots\dots\dots (e) \end{aligned}$$

然るに $M = Ne$ なるにより (d) 及 (e) の兩式より k の値を定むる方程式を得る事容易なり、其の結果式は計算の結果次ぎの如し。

$$\begin{aligned} k^3 + 3 \left(\frac{e}{h} - \frac{1}{2} \right) k^2 + 12n \left(\frac{e}{h} \right) (p_1 + p_2 + p_3) k \\ - 6n \left[(p_1 + p_2 + p_3) \frac{e}{h} + 2 \left(\frac{p_1 g_1^2 + p_2 g_2^2 + p_3 g_3^2}{h^2} \right) \right] = 0 \dots\dots\dots (63') \end{aligned}$$

前項に述べたる方法或は試算法により k の値を算定せば、鐵筋上の應力は本項 (a) 及 (b) 式より定むる事が出来る。

以上は中軸線が抗張鐵筋第一列と第二列との間に在るものと假定して定めたる公式であるが第二列と第三列との間に在るものとして算式を解きたる結果も亦 (63') 式と全く同一である、故に以上述ぶる處は一般的解式と曰ふ事が出来る。

本公式は建築物の支柱又は電柱等に於て其の断面の四周に鐵筋を配置したる場合に、直壓力と彎曲率とを同時に受くる時其の應力を算定するに必要な公式である。

第四十二節 特種形鐵筋混凝土單筋梁の解法

(I) 楔形單筋梁の算式

擁壁の扶壁及び基礎スラブ、或は柱下スラブ等に於ては屢々其の上面又は底面が傾斜面に造らるゝから、其の應力計算を正確ならしめんが爲めに特種形桁の断面に關する算式を紹介する事が必要である。算式は Fig.—62 と共に表示してある。算式誘導の方法は前述矩形桁の數例と甚しき差異の

楔形單筋桁及其の算式

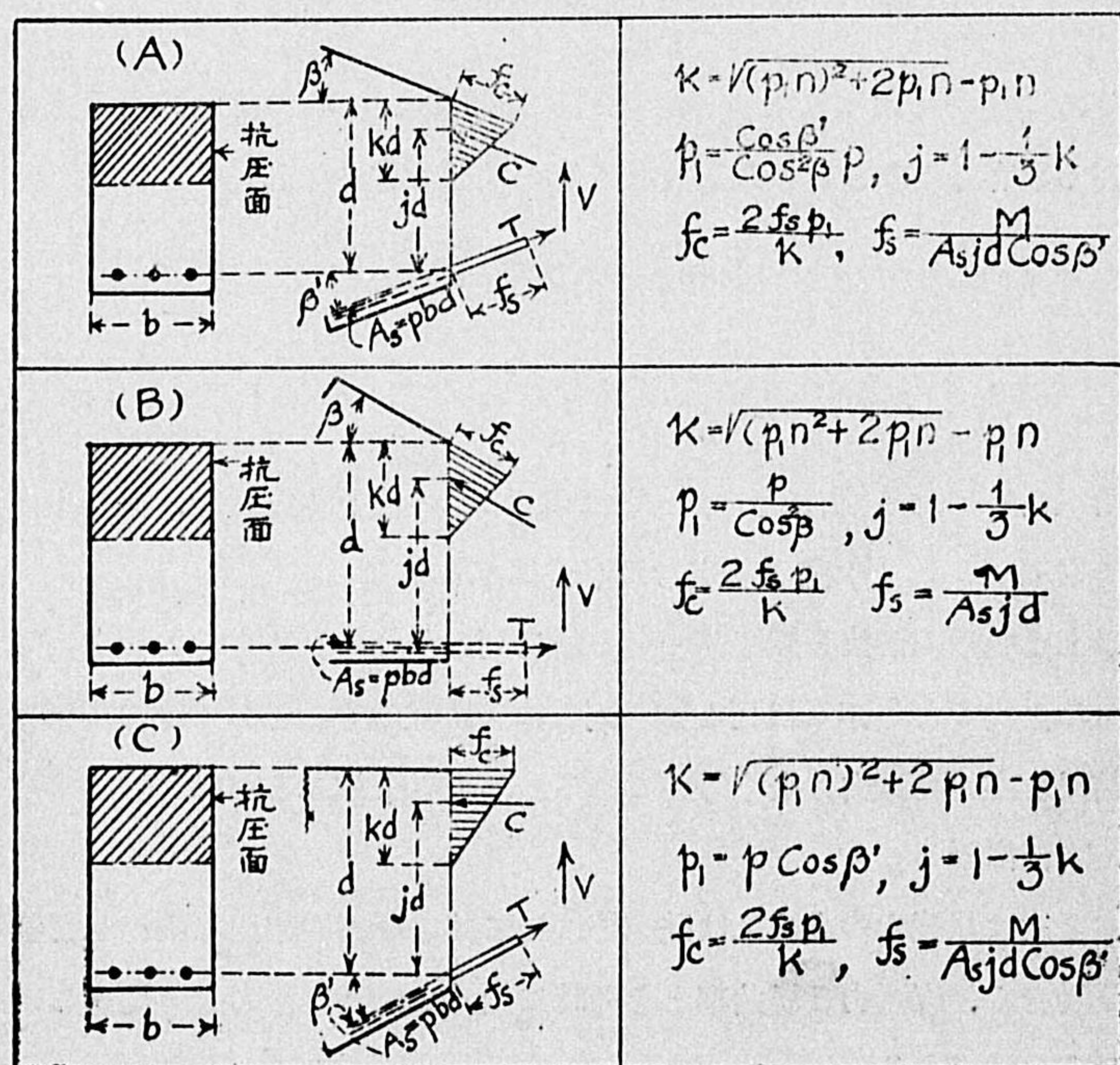


Fig. 62

點が無いから茲には省略する。詳細は米國ケーン教授の米國土木學會誌 (1915 年度 747 頁) 並に同教授の著述に係る “Earth Pressure, Retaining Walls and Bins” (239 頁乃至 258 頁) を参照せば明瞭である。

例題 14.—鐵筋混凝土擁壁にて其の扶壁の前面は垂直、背面は垂直面と 24 度の角度を爲し、厚さ 18 吋有效幅 128 吋、土壓力の起す彎曲率 (M) を 13,454,000 吋封度抗張筋 9.45 平方吋なりとせば鐵筋及び混凝土上に働く應張力及び應壓力幾何なりや。

(解) 本例は Fig.—62 (C) の場合にして

$$\beta' = 24^\circ, \quad \cos 24^\circ = 0.914$$

$$p_1 = p \cos \beta' = \frac{9.45}{128 \times 18} \times 0.915 = 0.00375,$$

$$p_1 n = .00375 \times 15 = .0563$$

$$k = \sqrt{(.0563)^2 + 2 \times .0563} - .0563 = 0.283$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 0.906, \quad \text{故に } jd = 0.906 \times 128 = 116 \text{ 吋}$$

$$f_s = \frac{M}{A_s j d \cos \beta'} = \frac{13,454,000}{9.45 \times 116 \times 0.914} = 13,420 \text{ #/吋}^2$$

$$f_c = \frac{2f_s p_1}{k} = \frac{2 \times 13,420 \times .00375}{0.283} = 356 \text{ #/吋}^2$$

(II) 尖頭單筋梁の算式

普通建築特に倉庫の棟桁とかサイロ (Silos) 等に在りては屢々 Fig.—63 に示すが如き梁を必要とする。即ち抗壓面が三角形を成す場合であるから普通の矩形梁と異り次ぎの方法に依らねばならぬ。

先づ Fig.—63 にて NN を中軸線とせば、混凝土抗壓面積と抗張筋面積 (但し n 倍せるもの) との貳者が中軸 NN 線に關する靜力率は相等し

くなければならぬ。従て

$$b \cdot \frac{kd}{2} \cdot \frac{kd}{3} - n \cdot A (d - kd) = 0$$

更に $b = akd$ と置き上式に代用し d を消去し簡単にせば

$$k^3 + \frac{6nA}{ad^2}k - \frac{6nA}{ad^2} = 0$$

今 $q = \frac{6nA}{ad^2}$ とせば上式は次ぎの如し。

$$k^3 + qk - q = 0.$$

三次方程式に関する Cardan 氏解法により k の値を次の如く定むる事が出来る。

$$k = \sqrt[3]{\frac{q}{2} + \sqrt{\left(\frac{q}{2}\right)^2 + \left(\frac{q}{3}\right)^3}} + \sqrt[3]{\frac{q}{2} - \sqrt{\left(\frac{q}{2}\right)^2 + \left(\frac{q}{3}\right)^3}} \dots (71)$$

抗壓面三角形なる棟桁

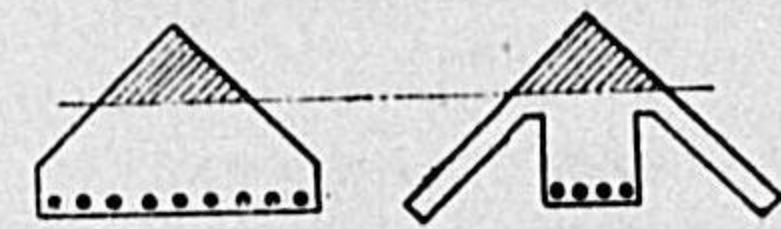


Fig.-63

棟桁 應力 圖

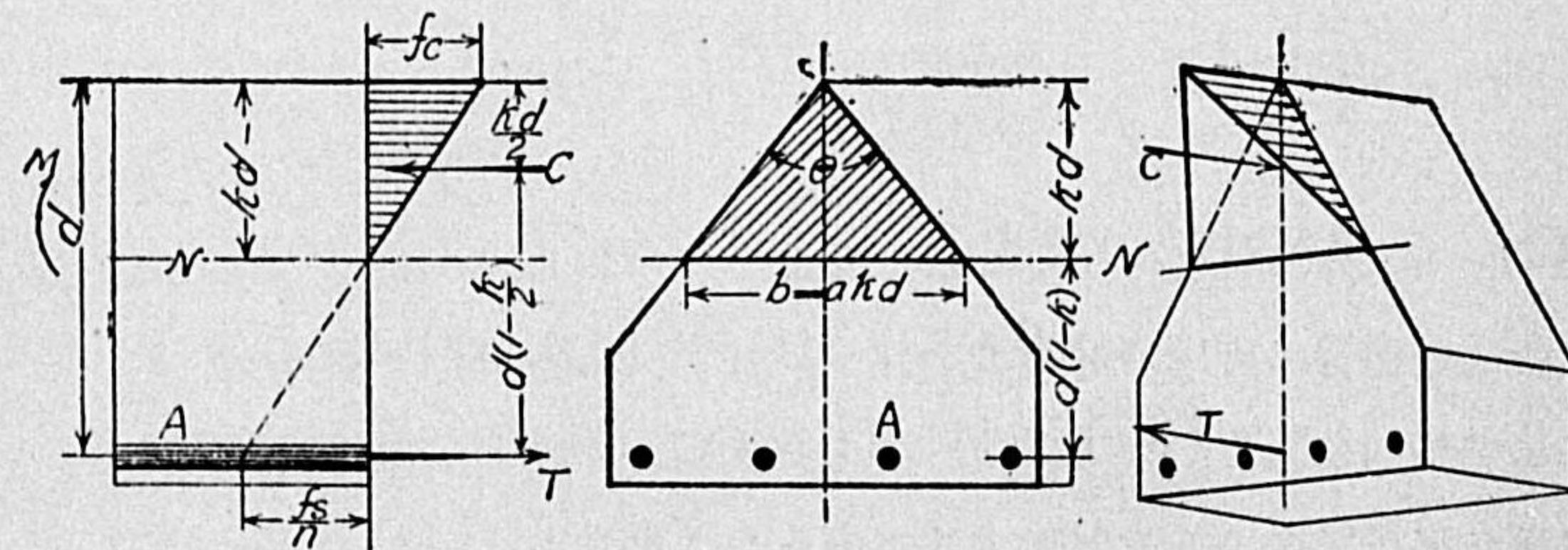


Fig.-64

上式により k の値を算定せば合張力及び合圧力は次ぎの如し。

$$T = C = \frac{M}{d - \frac{kd}{2}}$$

此の内 T は抗張鐵筋斷面積の重心點に働き、 C はピラミッド形を成す應壓力全量の重心に働くものであるから NN 線の上方 $\frac{kd}{2}$ に位する。

應張力及び應壓力を算定するには次式によるべし。

$$f_s = \frac{T}{A} = \frac{M}{\left(d - \frac{kd}{2}\right)A} = \frac{M}{A\left(1 - \frac{k}{2}\right)d}$$

$$f_c = \frac{f_s}{n} \cdot \frac{kd}{(d - kd)} = \frac{3C}{b \frac{kd}{2}} = \frac{6C}{ak^2d^2} = \frac{6M}{a\left(1 - \frac{k}{2}\right)k^2d^3} \quad (72)$$

尖頭部の交角を θ とせば $a = 2 \tan \frac{\theta}{2}$ である。

第四十三節 梁及びスラブに於ける應剪力

等質梁が彎曲する時に其の内部に働く應力は、垂直斷面を採れば一は其の面に直角に働く應張力及應壓力と、他は其の斷面に平行に働く應剪力との二者である。前節まで述べ來つた處は何れも此の斷面に直角に働く應張應壓兩力に關するもののみで有つて毫も應剪力に及んで居らぬ。從來行はれた鐵筋混凝土梁の實驗成績に徴すれば、其の破壊狀態と理論の研究とから見て應剪力に對し大なる注意を拂ふ事肝要である。鐵筋混凝土の設計に従事するには是非共此等應剪力の働きを充分明瞭に理解し、且つ抗剪筋の挿入法を誤らぬ様にせねばならぬ。

應剪力の根本的理論及び其の説明は力學本論に屬する事柄であるから茲

には省略し、必要なる部分の説明に止めよう。先づ剪力に関しては下記の三者を攻究するを要す。

1. 垂直剪力 (Vertical shear)
2. 水平剪力 (Horizontal shear)
3. ダイアゴナル、テンション (Diagonal tension)

1. 垂直剪力と水平剪力

今任意の部材に於て其の断面積は A で長さの方向に張力又は壓力 P を受くと同時に剪力 V を長さに直角なる方向に受くるものとす。

此の断面上に働く単位軸應力は P/A で之れを f とし、単位應剪力 V/A を v とす、而して f と v との合成より生ずる最大単位應力を求めんとす。此の場合に於て f は應張力又は應壓力何れとするも同一なれども茲には應張力として説明を試みよう。

部材或は梁材内に一つの微小なる立方體 $abcd$ (Fig.-64, A) を考ふ。

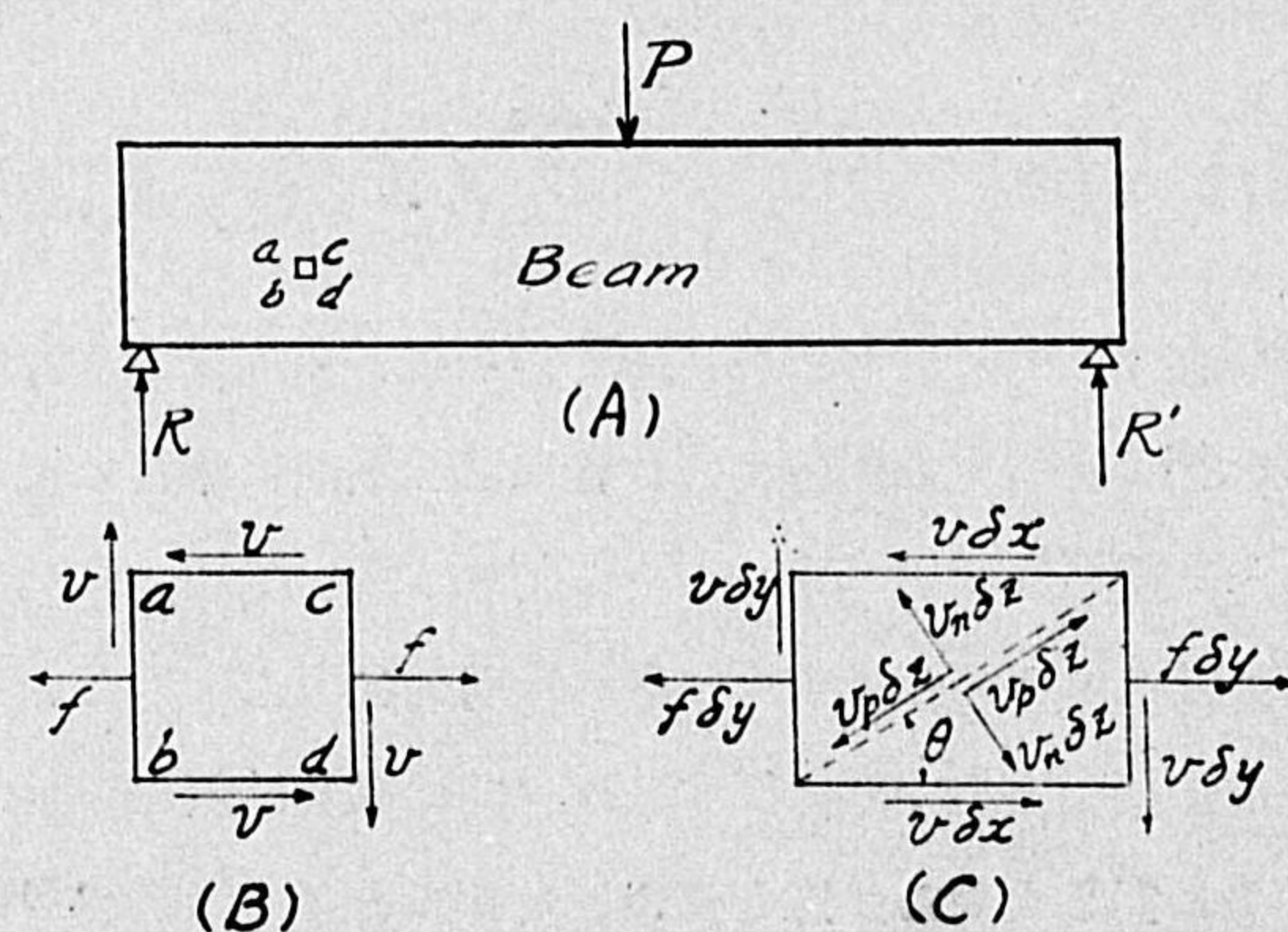


Fig.-64

此の立方體の各面は何れも単位長を有し同 (B) 圖の如く水平なる Normal unit stress f と垂直なる Shearing unit stress v とに働かるるものとす。

然る時は此等の四力のみにては時計針の方向に廻轉し従つて等勢を保つことが出来ぬ、故に (ac) 及 (bd) 面に於て v に等しき Horizontal couple を必要とする。従つて外部より垂直剪力を受くる物體の何れの點に於ても水平應剪力を生ずべく其の量は垂直應剪力に等しくなければならぬ、換言すれば任意點に働く水平應剪力は其の點の垂直應剪力に等しい。

2. Diagonal tension.

以上説明し來れる二剪力は結局他の剪力を伴ふ事となる、今 Fig.-64 (C) に於て前記立方體の長さ高さ及び對角長は各 $\delta x, \delta y, \delta z$ とし其の厚さは紙面に直角の方向にて単位幅を有するものとす。張力 $f \cdot \delta y$ は此の立方體を長さの方向に伸長せんとし又垂直剪力 $v \cdot \delta y$ は之れを廻轉せんとするを以て $v \cdot \delta x$ なる水平剪力により抵抗せられて等勢を保つ事となる。此等の諸力は對角線 δz に平行と直角なる二方向の分力に分ち得べき事同圖に示するが如し。茲に v_n は對角線に直角なる應張力で、 v_p は對角線に平行せる應剪力である。今茲に f 及び v の値に對し v_n 及び v_p の最大値を求めよう。 θ を以て $\delta x, \delta z$ 間の狹角とせば

$$v_n \delta z = f \cdot \delta y \sin \theta + v \cdot \delta x \sin \theta + v \cdot \delta y \cos \theta$$

$$v_p \delta z = f \cdot \delta y \cos \theta + v \cdot \delta x \cos \theta - v \cdot \delta y \sin \theta$$

然るに $\delta x = \delta z \cos \theta, \delta y = \delta z \sin \theta$ なるに因り上二式は次の如く書換へ得べし。

$$\left. \begin{aligned} v_n &= \frac{1}{2} f (1 - \cos 2\theta) + v \sin 2\theta \\ v_p &= \frac{1}{2} f \sin 2\theta + v \cos 2\theta \end{aligned} \right\} \dots \dots (a)$$

上式を θ につき微分し之れを零に等しと置き v_n 及 v_p の最大値を求むる事が出来る即ち

$$v_n \dots \dots \text{は } \cot 2\theta = -\frac{1}{2} \frac{f}{v} \text{ の時に最大又は最小なり}$$

$v_p \dots$ は $\tan 2\theta = +\frac{1}{2} \frac{f}{v}$ の時に最大なり。

$\cos 2\theta$ 及 $\sin 2\theta$ を $\cot 2\theta$ 及 $\tan 2\theta$ の項にて書き表し其の値を (a) 式に代入せば次ぎの重要な結果式を得べし。

$$(\max.) v_n = \frac{1}{2} f \pm \sqrt{\frac{1}{4} f^2 + v^2} \dots \dots \dots (73)$$

$$(\max.) v_p = \sqrt{\frac{1}{4} f^2 + v^2} \dots \dots \dots (74)$$

(73) 式に於て f は張力若くは壓力の何れにも適用し得べく、張力に對しては正號を、壓力に對しては負號を採用せばよい。従つて v_n の最大値は f が張力なる場合であるから

$$\text{Maximum diagonal tension} = \frac{1}{2} f + \sqrt{\frac{1}{4} f^2 + v^2} \dots (75)$$

此の場合に於ける v_n の方向は次式から定むる事が出来る。

$$\cot 2\theta = \frac{-f}{2v} \dots \dots \dots (76)$$

例題 15.—茲に 10 吋角無筋コンクリート材あり、張力 6000 封度と同時に垂直剪力 4000 封度を加へたる時其の Diagonal tensile stress の最大量を求む。

【解】

$$f = \frac{6000}{10 \times 10} = 60^* / \square''$$

$$v = \frac{4000}{10 \times 10} = 40^* / \square''$$

$$\therefore (\max.) v_n = \frac{1}{2} \times 60 + \sqrt{\frac{3600}{4} + 1600} = 80^* / \square''$$

3. コンクリートの抗剪力

混凝土は直剪力 (但し Diagonal tension を伴はぬ場合) に對しては、頗る強いものであると曰ふことは實驗上から明かである。Talbot 教授が矩形材につき實驗した結果は次ぎの如くである。

調 合	抗 剪 強 (每平方時に就き封度)	抗 壓 強 (每平方時に就き封度)	抗剪強と抗壓 強との比
1 : 2 : 4	1,418	3,210	0.44
1 : 3 : 6	1,250	2,290	0.57

此等の結果から見ると抗剪強は抗壓強の約五割であるから、直剪力の爲めに桁やスラブが失敗を招くと云ふことは甚だ少ない。然し鐵筋混凝土梁に尤も通有なのは張力と剪力との合成から前記の Diagonal tension を生じ龜裂することである。故に肋筋 (Web reinforcement) を施さない鐵筋混凝土梁では應剪力 180 封度 (平方時に) を越ゆることは望ましくない、而して安全率は少くとも三とせねばならぬから、安全許容應剪力度は 60 封度 (每平方時) とすべきである。但し肋筋を施した梁ならば此の値を倍加して 120 封度の許容應剪力度となしてよい。

第四十四節 梁に於ける筋違龜裂を防ぐ配筋法の考察

實驗の成績によれば梁は筋違龜裂の爲めに何等の前徴もなく突然破壊するのが常態であるから此れを防ぐ配筋法を充分考定せねばならない。

Fig.-65 (イ) (ロ) (ハ) は此等配筋の理由を極解り易く示したものである。今 (イ) の場合に於て梁は等布荷重を受けて居るが、其の徑間の中央で圖の如く混凝土を切り取り其の上半にのみ抗壓塊 (陰線を施したる部分) を存したとする、そうすると此の部分では單に張力と壓力のみ有つて、左右の兩斷片が滑らうとする傾きがない、何となれば左右兩斷片上の荷重が平均して居るからである。此の如く剪力は此の部分では零であるから、抗剪筋が無くとも此の抗張筋と抗壓塊とにて梁は安全である。

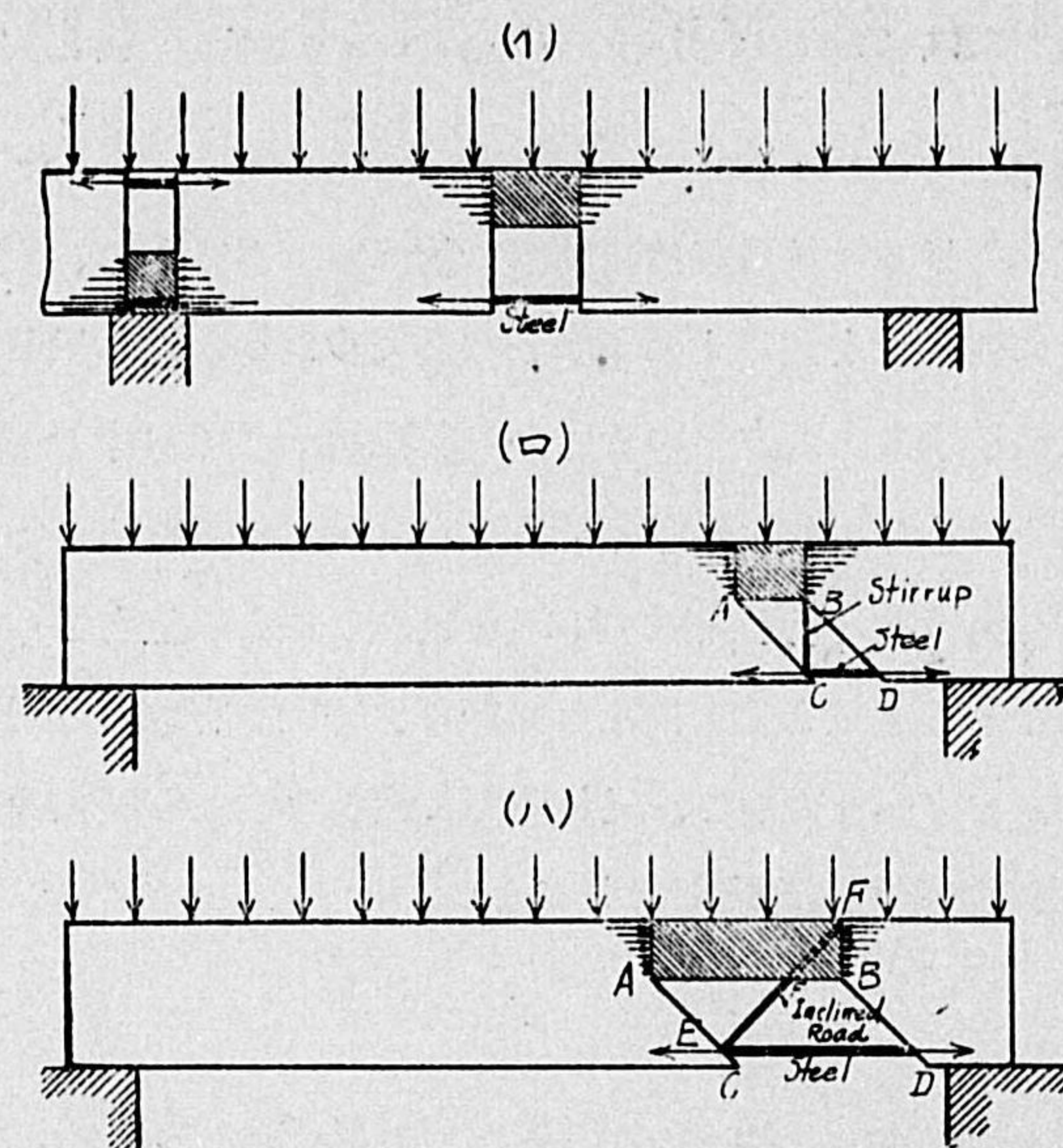


Fig. - 65

(b) (c) の兩圖に於て梁の一端が、*ABCD* の如く混凝土の一部を切り取りて考へると (鐵筋混凝土梁では混凝土の抗張力を無視して居るから此の部分の混凝土が無いと見てもよい。) 水平鐵筋は梁の張力を採り上半の抗壓塊 (陰線を施したる部分) は壓力に抵抗して平衡を保つて居る、然し此の部分で梁の左片上の荷重が右片上の荷重よりも遙かに多いから左片は滑り落ちようとする、そこで此の兩斷片を縦に繋ぐ鐵筋が無ければ梁の腹部は斜めに割れると曰ふことになる、故に圖示した様に *BC* なるスタールップか又は *EF* なる斜筋が必要なのである、故に梁の端の方では抗張筋と抗壓混凝土と抗剪筋との三者が無ければ其の安全を確保しがたい。

第四十五節 鐵筋混凝土梁に於ける應剪力分布の状態

鐵筋混凝土梁に在りては張力が鐵筋にのみ集中せられて居るから、普通の等質桁に於ける場合とは應剪力分布の状態が異つて居る。Fig.-66 に於て梁の極く短少部 *dl* を考ふるに次ぎの符號を用ふ。

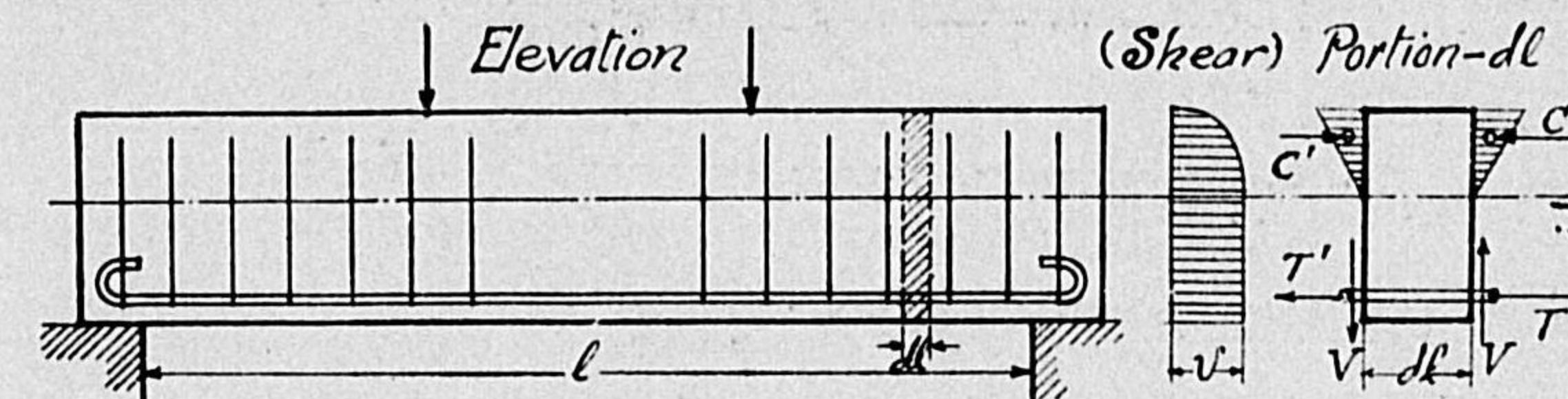


Fig. - 66

V = 此の部分に働く垂直剪力の全量

v = 水平 (或は垂直) 單位應剪力但し梁の中軸線の單位面積に働くもの

b = 梁の幅、其他は圖に示せる通り。

抵抗力率から $C = T$, $C' = T'$ なる關係がある。而して鐵筋中心から中軸線までの間には鐵筋に働く應張力の外、如何なる力もなく従て此の間に於ける應剪力の全量は $T' - T$ である、故に抗張鐵筋から中軸線までの間の單位應剪力は一定であつて

$$v = \frac{T' - T}{bdl}$$

今又壓力中心點に關し内外力の力率を求むれば

$$Vdl - (T' - T)jd = 0 \dots\dots\dots (77)$$

即ち

$$Vdl = vjdbdl$$

或は

$$v = \frac{V}{bjd}$$

中軸より上部に於ける應剪力の分布の状態は拋物線法則に従ふものとせられて居る。故に鐵筋混凝土梁の断面に於ける應剪力分布の有様は Fig.-66 に示した如くである。

第四十三節に詳述した如く水平應張力と垂直應剪力とが同一断面に働いて居るときには最大應張力は筋違ひの方向に起るもので其の應力度及び方向は次ぎの如くである。

$$v_n = \frac{1}{2}f + \sqrt{\frac{1}{4}f^2 + v^2}$$

$$\tan 2\theta = \frac{2v}{f}$$

茲に θ は最大應張力の水平と爲す角度である。

以上述べた處から次ぎの事實が解る。梁の凡ての點に於て剪力の零なる處では最大應張力方向は常に水平である。又水平張力の零なる點（即ち彎曲率の零なる部分）では最大應張力方向は水平線と四十五度の角を爲し、其の應力度は其の點の應剪力に等しい。

第四十六節 肋筋 (Web-Reinforcement) の計算法

(I) 概念

今肋筋の計算法に入るに先立つて必要なことは肋筋配置法の内容である。

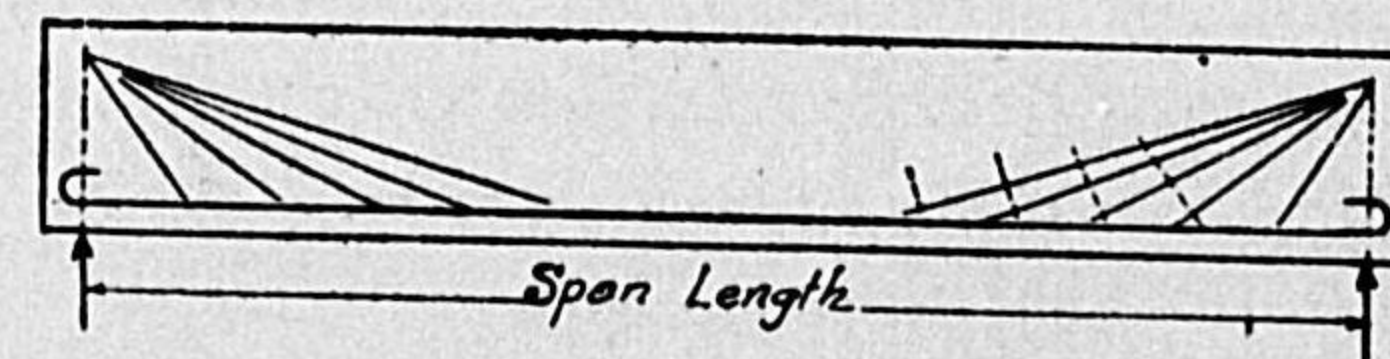
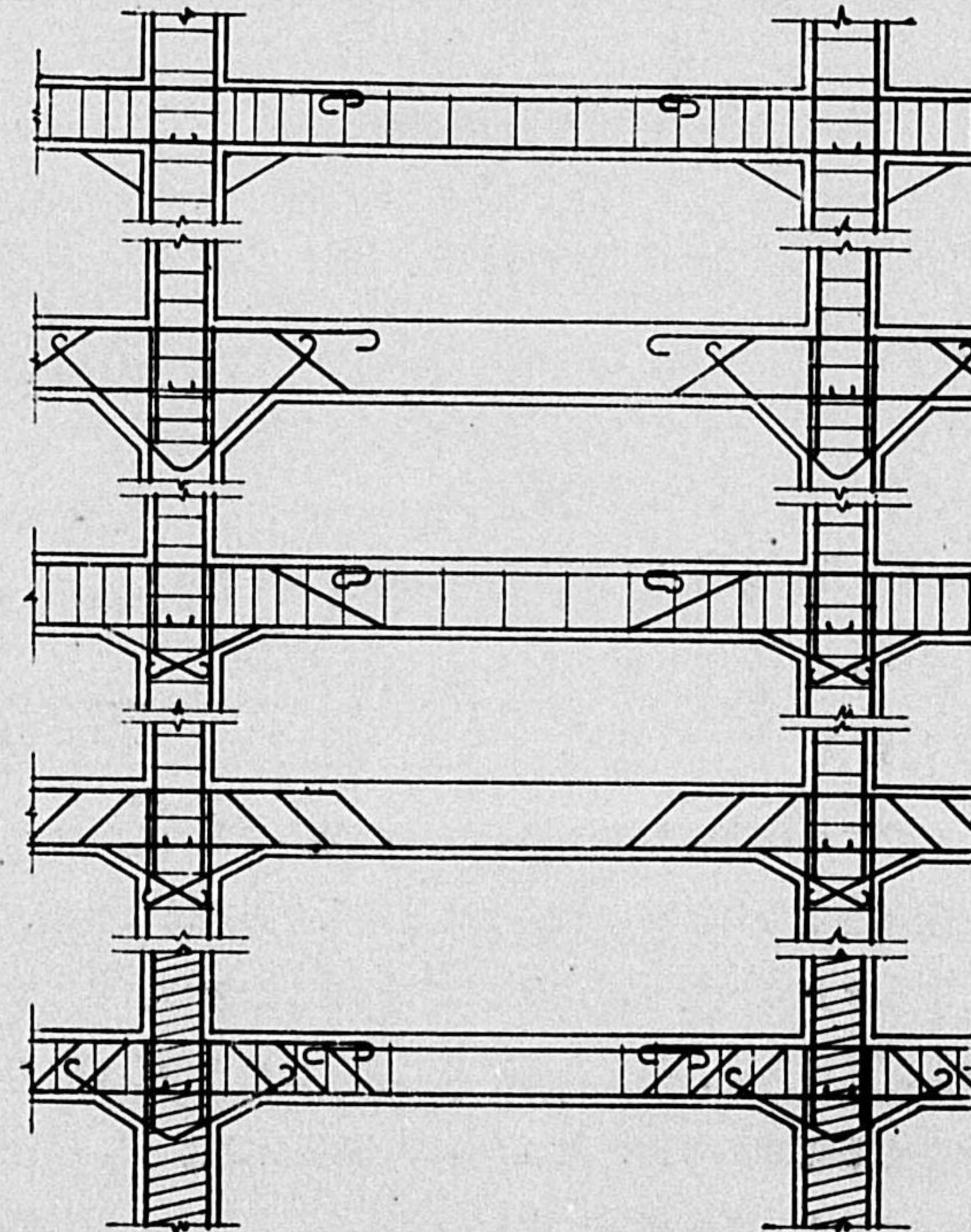


Fig. - 67

る、前にも屢々述べた通り此の肋筋は人體の肋部の構造の様なもので梁の

強度と安全度とに多大の關係を持つて居るものである、等布荷重を受くる梁では最大應張力方向は徑間の中央では水平で有つて、端の方に進むに従ひ次第に水平線と角度を爲し支端即ち水平張力の零なる點では四十五度となる、此の如き理由から肋筋配置の適法は概略 Fig.-67 の如きものである。

然し實際上には此の如き方法を採用すること頗る困難である、何となれば水平鐵筋數は概ね五六本に限られて居ることと、水平筋を色々の角度に曲げ上ぐることに頗る困難であるからである、實際には Fig.-68 圖に示



連梁に於ける肋筋の配置

Fig. - 68