

鐵筋コンクリート理論

第一編  
材 料 論

# 第一章

## 緒論

### § 1. 鉄筋コンクリートの意義

鉄筋コンクリートとはコンクリート中の適當なる位置に鐵材或は鋼材を配置し、この兩者を其の特徴に應じて共通に利用し、兩者協力して外力に抵抗する様に造られたる構造用の材料である。從つて防錆、防火其他の目的の爲に單に鋼鐵柱若くは鋼鐵桁の類をコンクリートにて包被したるものに於ては、其の荷重は専ら鋼鐵材によつて支持せられ、コンクリートは單に鋼鐵材を保護するのみであるから、此種のものは鐵筋コンクリートとは云へない。

現在鐵筋コンクリートに鐵筋として使用せらるゝものは一般に鋼材であつて、鐵材を使用することは殆んど稀有であるから鋼筋コンクリートと稱する方が寧ろ適當ではあるが、常識的に鐵材なる語に鋼材を含むが如く廣義に解釋し、以つて從來の慣用に従ひ鐵筋コンクリートと稱するのである。また之を狹義に解釋すれば、普通の棒鋼を使用せる場合は鐵筋コンクリートにして、建築物の如く形鋼を使用せる場合は鐵骨コンクリート、この兩者を併用せる場合には鐵骨鐵筋コンクリートと稱せられて居るが、鐵筋コンクリートの廣義の意味に於ては此等のものを包含するのである。

### § 2. 鉄筋コンクリートの特徴

コンクリートは壓應力に對しては甚だ大なる強度を有するにも拘はらず、張應力に對しては甚だ弱く其の強度は抗壓強度の約 10 分の 1 位であつて、從つて張力を受ける部材或は彎曲率を受ける部材にコンクリートのみを使用することは殆んど不可能である。然るに鋼は周知の如く非常に大なる抗張強度を有するが故に、之をコンクリート中の伸張を受くる部分に配置し、各自獨特の性能を發揮して外力に抵抗せしむるのである。之はコンクリートに鋼鐵材を併用することの最も重要な理由であつて、かゝる意味に於て使用せる鐵筋を抗張鐵筋と云ふ。また鋼の抗壓強度は其の抗張強度と略等しく、コンクリートの抗壓強度の約 30 倍の強さであるから、コンクリート中の壓應力を輕減せんが爲には、其の抗壓部分の適當なる位置に鐵筋を配置することに依つて其の目的を達することが出来る。かゝる意味に於ける鐵筋を抗壓鐵筋と云ふ。更にまたコンクリートは剪力に對して割合に弱い。これは斷面中に生ずる剪應力と垂面應

力とに依つて生ずる斜張應力に對してコンクリートが弱いからであつて、これに對してコンクリートを補強する鐵筋は腹鐵筋である。

上記の如く、コンクリートのみにては抵抗の不充分なる應力に對抗する様之を補強する場合に、鐵材或は鋼材を使用して他の材料を使用せざる理由は、上記の力學的理由、即ち鐵材或は鋼材が甚だ大なる強度を有すると云ふこと以外に、鐵材或は鋼材が古來多量に生産せられて市場に於て容易に入手することが出來、各種重要な構造物に廣く利用せられ且つその性質は充分に信頼し得るものであることと、コンクリートと鐵材或は鋼材の溫度變化に對する伸縮係數が他の材料に比し最も相接近して居るからである。

鐵筋コンクリートが他の材料と比較して優つて居る點は種々あるが、その第一は他の材料に於けるが如く、市場品の形狀寸法等による拘束を受けず、鐵筋コンクリートに於ては單に鐵筋に就てその市場品の寸法による制限を受ける以外には何等の拘束も受けず任意の形狀の構造物を作り得ることである。從つて構造強弱學の命する所により断面の形狀を、或は構造物の寸法を理論的に設計し、且外觀の美を得る爲に自由な設計を爲すことが出来る。又鐵筋コンクリート構造に於ては鋼鐵材構造物に於けるが如き特別の接ぎ手を要せず、構造物全體を全部一體のものとして作り得るが故に、例へば建築に於いて床、壁、柱、屋根等全部一體として作り得るが如く、普通の荷重及び地震力等に對して甚だ大なる安全度を有するものである。

鐵材或は鋼材によつて作られたる構造物に於ては、周到なる注意を以つて防錆塗料を施し且之を維持しなければ、其の腐蝕を防遏することは困難である。然るにコンクリート中に配置せられた鐵筋は、使用せるコンクリートが甚だしく多孔性なるか若くは甚だ劣等ならざる限り、一般に腐蝕しないことは實驗及學說上明かなる事實であつて、從つて鐵鋼構造に於ける防錆塗料の塗替の如き維持費用を要せず、又腐蝕による構造物の安全度の減少を起さない。

鐵筋コンクリート構造の缺點とする點は構造物の自重の大なることである。コンクリートの抗壓強度は大なりと云ふも鋼のそれに比すれば 20 分の 1 乃至 30 分の 1 であるから、同一の力に抵抗する爲にはコンクリートは鋼に比し理論上 20 倍乃至 30 倍の断面積を必要とし、從つて構造物の重量を増大するが故に鐵筋コンクリート構造に於ては基礎工事に十分の注意を要し、且つ自重の影響の大なる構造物、例へば長徑間の橋梁等に於て鐵筋コンクリートを經濟的に應用することは不可能である。然し鐵筋コンクリートに於て部材の断面が大となり、自重が大となることが却つて有利なる場合もある。即ち部材の断面が大なる場合に於ては、其の部材が何等かの理由により些少の摩滅或は損傷を受けたとき、或は實際出來上りの断面が理論的の断面と多少の相違を生じたるとき等に於て、此等の事由による部材断面の強度の變化は部材の断面

が小なる場合に比して小となる。又鐵筋コンクリート柱に於ては鋼鐵柱に比し同一の荷重に對して断面が大となり、從つて長柱として挫折に對する安全度が甚だ大となる。鐵筋コンクリート構造に於て自重が大となることは活荷重の割合を小とすることであつて、從つて活荷重の衝撃の及ぼす影響を甚だしく輕減することが出来る。又自重の大なることを利用し之に依つて外力に抵抗する様な構造物、例へば擁壁等を設計し得るのであつて、鐵筋コンクリートの自重の大なることを其の缺點としてのみ擧げることは出来ない。

上記の事項と共にコンクリートの強度が時日と共に増大すること、其の耐火性、耐水性等を考慮すれば、鐵筋コンクリート構造は永久的構造物として十分に信頼し得るものである。只注意すべきことは適當なる實驗結果或は理論的算法に立脚して構造物全體の安全度と其の材料の節約とを圖らねばならないことである。

## 第二章 コンクリート

### § 3. 総 説

鐵筋コンクリートはコンクリートと鐵筋より成り、其の鐵筋の量はコンクリートの體積に比し一般に極めて小量であり、且つ鐵筋として使用せらるゝ鋼或は鐵の種々なる性質は可成り精確に知られて居るものであるから、鐵筋コンクリートの性質を知り且つ良質の鐵筋コンクリートを得んが爲には、先づ第一にコンクリートの性質を明確に知る必要がある。

コンクリート(Concrete)とは膠着材料(Cementing material)即ちセメント(Cement)に骨材(Aggregates)即ち砂及び砂利或は碎石の類を適當の配合に加へ、此等の混合物に適量の水を加へて混捏し、適當の條件のもとに硬化せしめたるものである。骨材として砂のみを使用せる場合は此をセメントモルタル(Cement mortar)或は單にモルタル(Mortar)と云ふ。従つてコンクリートとはモルタルに粗骨材即ち砂利或は碎石を加へたるものと稱することが出来る。然しこンクリートとモルタルとの相違は單に其の骨材の粒の大小にあるのみであつて、此の兩者は殆んど凡ての事項に就て同様の性質を示すものであるから、廣義に解釋すればモルタルとは骨材として砂のみを使用せるコンクリートと言ふことが出来る。本書に於てはコンクリートと共にモルタルの性質を論述するものとする。

### 第一節 セメント

#### § 4. セメントの種類

コンクリートの化學的及び物理的性質が之に使用するセメントの性質の影響を蒙ること甚だ大であるから、コンクリートの性質を明かにし且つ良質のコンクリートを得んが爲には先づセメントの性質を検討する必要がある。

セメントを大別すれば 水硬セメント(Hydraulic cement)と非水硬セメント(Non-hydraulic cement)の二種である。前者は空氣中のみならず水中に於ても硬化するものであつて、後者は水中に於ては硬化せざるものである。又此等に就き天然に產出する天然セメント(Natural

cement)と人工により製造する人工セメント(Artificial cement)とがある。

現今コンクリートの膠着材料として使用せらるゝは、すべて水硬セメントであつて、且つ人 工セメントである。之等の中現今一般に使用せらるゝものは

ポルトランドセメント、

高級セメント 高級ポルトランドセメント、アルミナセメント、

高爐セメント類 高爐セメント、鐵ポルトランドセメント、鐵滓石膏セメント

であつて、本書に於ては之等に就てのみ記述し、他の種類のものには言及しない。

#### § 5. ポルトランドセメント

普通にセメントと稱するはポルトランドセメント(Portland cement)のことを意味し、従つて單にコンクリート或はモルタルと稱するは、すべてポルトランドセメントを使用せるコンクリート或はモルタルを意味するものである。

ポルトランドセメントなる名稱の淵源は今より約一世紀の昔に遡る。即ち西暦1824年に英國人アスプディン(Joseph Aspdin)が石灰石に粘土を加へて粉碎して一種の水硬セメントを製造することに成功し、此の人工セメントを使用して作つた人造石が、當時英國に於て廣く用ひられて居たドーセットシャイア(Dorsetshire)のポルトランド(Portland)半島に產する天然石に酷似せるに依り、之をポルトランドセメントと名付け、今日に至る迄本邦のみならず世界各國に於ても此の名稱を其儘採用してゐるのである。

現在本邦に於て製造せられ且つ一般に使用せられるポルトランドセメントは昭和5年8月商工省告示第41號(日本標準規格JES第28號、類別A4)に従ふものである。即ち其の第1條:

「ポルトランドセメント」ハ主成分トシテ珪酸、礫土、酸化鐵及石灰ヲ含有スル原料ヲ適當ノ割合ニテ充分ニ混和シ之ヲ殆ント熔融セムトスル迄灼熟シタル後粉碎シテ細末トナシタルモノトス 「ポルトランドセメント」(以下單に「セメント」と稱ス)=ハ他ノ物質ヲ混和スルコトヲ得ス 但シ其ノ重量ノ3%以下ノ石膏ヲ混和スルハ此ノ限ニ非ス

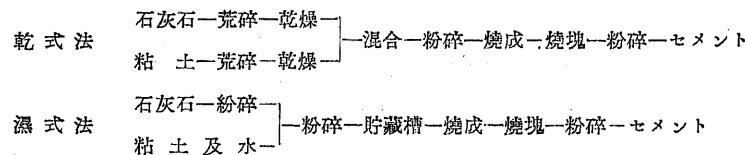
に従つて製造されるものであつて、石灰分としては石灰石を、鐵、礫土及珪酸分としては粘土を夫々其の原料とするのが普通である。即ち此等原料の化學分析の結果を基とし所定のセメントの化學成分を得る様に原料を調合し此を粉碎、燒成して得たる燒塊(Clinker)を更に微細に粉碎して製造するものである。燒窯として普通に使用せらるゝのは回轉窯(Rotary kiln)であつて、尙焼塊を粉碎する際に少量の石膏を混和するのが普通である。其の製造工程の詳細は本

書の範囲に屬せざるを以て之を省略するも、原料混和の方法に大別して二種類あり、即ち乾式法と濕式法である。

**乾式法(Dry process)。** 之は原料即ち石灰石及粘土を夫々粗く粉碎して乾燥し、之を調合して微細に粉碎したる後、焼窯に送る方法であつて、本邦に於て一般に採用せられて居る方法である。

**濕式法(Wet process)。** 之は石灰石を粗く粉碎したるものに粘土を混和し、之に適量の水を加へて粉碎するものである。之に依つて生じたるものは泥状であるから、之を貯蔵槽に導き其の成分を検査したる後焼窯に送ることが出来る。濕式法に於ては乾式法に依るより品質良好にして均一なる製品が得られ且つ製造工程を簡易ならしめ得る等の利點があるから、本邦に於ても最近此の方法は漸次増加せんとする傾向である。

此の兩方法を表示すれば次の様になる。



## § 6. ポルトランドセメントの性質

### 1) 化学成分

ポルトランドセメントの化学成分に關しては昭和5年8月商工省告示第41號の第12條に於て

「セメント」中=含有スル苦土ハ3%, 硫酸(SO<sub>3</sub>)ハ2%ヲ超エサルコトヲ要ス 「セメント」ノ灼熱ニヨル重量ノ減少ハ4%ヲ超エサルコトヲ要ス

と規定されて居るが、此はセメントに對して有害なる苦土及び硫酸の量を限定したものであり、またセメントは製造後時日の經過するに従ひ、空氣中の水分及び炭酸瓦斯を吸收して其の強度を減ずる虞があるから、其の程度を灼熱に依る重量の減少に依り限定したものである。

近年の本邦産ポルトランドセメントの化學成分を百分率で示せば次の如くである。但し括弧の中の値は昭和3年1月本邦28工場製品の平均値である。<sup>(1)</sup>

灼熱減量	不溶解分	石灰 (CaO)	珪酸 (SiO <sub>2</sub> )	礬土 (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	酸化鐵 (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	苦土 (MgO)	硫酸 (SO <sub>3</sub> )
0.1~1.5	0.1~1.0	63~67	20~24	4~6	2~4	0.8~1.5	0.8~2.0
(1.09)	(0.36)	(64.79)	(22.09)	(5.66)	(3.16)	(1.26)	(1.25)

(1) 日本ポルトランドセメント技術會報告

### 2) 凝結及び硬化

セメントに水を加へて混捏すれば粘り氣のあるセメント糊状體(Cement paste)を生じ時日の経過と共に此の粘性を失ひ可塑性(Plastic)のものとなる、之をセメントの凝結(Setting)と稱する。其の後時日の経過するに従つて石の如き硬きものとなり其の強度を漸次増大する、之を硬化(Hardening)と稱する。之等の現象の原因に就て現在一般に信ぜらるゝ所に依れば、セメント原料中の石灰、珪酸及び礬土の化合により生ずるアルミニン酸三石灰(Tri-calcium aluminate, 3CaO·Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>)、珪酸三石灰(Tri-calcium silicate, 3CaO·SiO<sub>2</sub>)及び珪酸二石灰(Di-calcium silicate, 2CaO·SiO<sub>2</sub>)が其の主要なる作用をなすものと考へられて居る。此等のものに水を加へた場合、3CaO·Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>は最も急速に凝結し、3CaO·SiO<sub>2</sub>は之に次ぎ2CaO·SiO<sub>2</sub>は最も遅く反応する。従つて3CaO·Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>が最初の凝結作用を起し、3CaO·SiO<sub>2</sub>及び2CaO·SiO<sub>2</sub>が其の後期の硬化作用を營むものと考へられる。故に礬土分多きものは急速に凝結し、珪酸分多きものは硬化作用大にして強度増大の程度が大である。普通セメントに石膏の小量を混する理由は、之に依つてセメントの凝結を適當に遅延せしめ實際施工上に支障を起さない様にする爲である。凝結の試験は商工省告示第41號の第4條に依つて行ふべきものであるが、工事現場等に於て規定の試験設備の無い場合にはセメントを以て饅頭形體を作り、それを爪で壓した場合、抵抗を感じ且つ爪痕を残す時を凝結始發の時とすることが出来る。

セメントの凝結に對する温度の影響は甚だ大であつて、温度高ければ凝結は急速になり、温度低ければ遅延する。最近の本邦産ポルトランドセメントは常温に於て注水後1 $\frac{1}{2}$ ~2時間にして凝結を始め、3~4時間にして凝結を終るのが普通である。

### 3) セメントの耐久性及び不變性

若しセメントを使用して作れるコンクリートが、其の成形後其の體積、形狀を變化し、龜裂を生じ或は崩壊する様なことがあれば、構造物の永久性は失はれ且つ危險であることは明かである。之等の事に就てセメントの耐久性及び不變性を試験するには普通膨脹性龜裂(Expansion crack)の試験と呼ばれて居る試験をする。

即ちセメントに適量の水を加へてセメント糊状體と爲し、之を硝子板上に直徑約10cm、中央の厚さ約1.5cmの饅頭形體(Pat)を作り、之を成形後約24時間空氣中に置いた後水中に浸し27日間に於て膨脹性の龜裂、表面のひび割れ(Checking)、崩壊(Disintegration)或は歪曲(Distortion)の有無を調べるのである。若し此の方法を行ふ時日の無い場合には饅頭形體を成形後約24時間の後、鍋の中で煮沸して其の變化を調べてもよい。

第1圖に示すものは膨脹性龜裂試験に於て普通に生ずる饅頭體の變形であつて、此の様な變



化を生ずるセメントの品質は之を信用することは出来ない。第2圖に示すものは之と往々見誤られる所謂收縮性龜裂(Shrinkage crack)の例である。之はセメントの品質とは關係なく、饅頭形體が浸水前に乾燥し過ぎた爲に生ずるものであつて試験方法の缺陷に歸すべきものである。

#### 4) 強 度

普通にセメントの強度と稱するのは、重量に於てセメント 1 分に砂 3 分を混じたるセメントモルタルの強度のことを意味する。これは純セメントに就て強度を試験するも、セメントをコンクリートに使用した場合のコンクリートの強度或はセメントと骨材との結合力等に關して何等の判定をも下し得ないからである。

セメントモルタルの標準試験方法は其の成形後 7 日(即ち空氣中 24 時間、水中 6 日間)及び 28 日(即ち空氣中 24 時間、水中 27 日間)を経たる供試體の抗壓及び抗張強度を試験するのである。若し時日の都合で上記の試験を行ひ得ない場合には短期試験として成形後 3 日(即ち空氣中 24 時間、水中 2 日間)及び 7 日(即ち空氣中 24 時間、水中 6 日間)を経たる供試體に就て試験することも出来る。

最近の本邦産ポルトランドセメントは往時に比較して其の品質は著しく改良せられ、其の強度も逐年増大し、現在に於ては 1:3 のモルタルに就て其の 28 日目の強度は  $400\sim700 \text{ kg/cm}^2$  の抗壓強度、 $30\sim40 \text{ kg/cm}^2$  の抗張強度を示し、我國の規格に示された値を遙かに超過する様な優秀なものである。

#### 5) 比重及び単位容積の重量

ポルトランドセメントの比重は比較的に大であつて普通  $3.1\sim3.3$  である。然し製造後時日が經過するに従ひ空氣中の水分及び炭酸瓦斯を吸收して比重は 2.9 位に低下するが、此の場合にもセメントを暗赤色になる迄灼熱して吸收した水分及び炭酸瓦斯を追ひ出せばもとの比重に復歸するものである。

實際施工上必要なものは上記の比重でなく、セメントの単位容積の重量である。何となればコンクリートに於けるセメントと骨材との配合比を表はすのに其の容積比を以てし、之を實際

配合するに當つては重量を以てするからである。ポルトランドセメントの単位容積の重量は其の測定方法即ち容器の形狀、大きさ及び填充方法等に依つて著しく相違するものであるが、大體に於て  $1100\sim1900 \text{ kg/m}^3$  である。本邦に於てはポルトランドセメントの単位容積の重量を  $1400\sim1500 \text{ kg/m}^3$  とするのが普通である。

### § 7. 高級セメント

高級セメント(High grade cement) とは一般に從來のポルトランドセメントに比し短時日に於て大なる強度を發揮するセメントの總稱であつて、從つてまた急硬セメント(Quick-hardening cement)とも稱せられ大體次の二種類がある。

#### 1) 高級ポルトランドセメント

之は普通のポルトランドセメントの製造工程に於て其の原料を合理的に精選調合し、之を高熱度に燒成し、且つ極めて微細に粉碎する等の作業方法に改良を加へたものであつて、其の化學成分に於ては普通のポルトランドセメントと殆んど變化がない。たゞ異なる所は其の粉末が極めて微細なるが故に凝結及び硬化の化學反應が比較的急速に行はれ、從つて成形後短期間に於て大なる強度を示し得ることである。然し普通のポルトランドセメントと雖も最近に於ては其の品質著しく改善せられて、之と高級セメントとの間に確然たる區別を付するには困難な状態である。

#### 2) アルミナセメント(Aluminous cement)

之は西暦 1908 年に佛人ジュエル・ビエ(Jules Bied)の發見により、ボーグサイト(Bauxite,  $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$ )の如き礬土を多量に含有するものと石灰とを電氣爐或は熔鑄爐にて高溫度に熔融し極めて微細に粉碎したものであつて、主として佛國及び英國に於て製造せらるゝものである。

其の化學成分は大體

石灰( $\text{CaO}$ )	珪酸( $\text{SiO}_2$ )	礬土( $\text{Al}_2\text{O}_3$ )	酸化鐵( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ )
35~45 %	5~10 %	35~55 %	5~15 %

であつて、普通のポルトランドセメントに比し石灰は少く礬土は非常に多量である。

礬土即ちアルミナ(Alumina)の多量なることが此のセメントの名稱の起源であつて、アルミナセメントは他種のセメントに比し最も急速に硬化して極めて短時日に於て大なる強度を發揮するものである。獨逸に於ける或る一例にあつては、1:3 モルタルに就き其の成形後 24 時間に於て既に  $546 \text{ kg/cm}^2$  の抗壓強度を示せるものがある。<sup>(1)</sup>

(1) Beton-Kalender, 1931, I. Teil, 186頁。

アルミナセメントの凝結始發或は終結の時間に關しては普通のポルトランドセメントと大差はないが、其の凝結に際し攝氏100度或は夫以上の高熱を發するものである。従つて水分を多量に蒸發せしめるから之を使用する場合には相當多量の水分を必要とする。また此の發熱現象は塞中コンクリートの施工に有效であると言はれて居る。

アルミナセメントの石灰含有量は他種のものに於けるより非常に小であるから、アルミナセメントは硫酸鹽の溶液に強く、従つて海中のコンクリート或は此種のものを取扱ふ化學工業用構造物に應用することが出来る。但し醋酸、硫酸アンモニア、硝酸石灰に對しては弱いと言はれて居る。

アルミナセメントの比重は約3.0~3.3であつて、單位容積の重量は約1100~1300kg/m<sup>3</sup>である。

### § 8. 高爐セメント類

鐵熔鑄爐で銑鐵を精鍊する際、鐵鍊中の不純物なる珪酸及び粘土分は其に加へらるゝ石灰と複雑に化合し鑄滓(Slag)として爐外に排出される。此の鑄滓が未だ高溫度の熔融状態にある時、之に高壓の水を吹いて急激に冷却せしめて粉碎すると大體

石灰(CaO)	珪酸(SiO <sub>2</sub> )	礬土(Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	苦土(MgO)	硫酸(SO <sub>3</sub> )	酸化鐵(Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )
44~47%	30~33%	17~20%	1~3%	1~3%	1~3%

の様な化學成分と凝結力及び水硬性を有するセメント類似のものが得られる。此の急冷鑄滓に他の適當なる原料を混和して製造した人工セメントを總稱して廣義の意味に於て高爐セメント或は鑄滓セメントと呼ぶのである。此等のものに次の如き種類があり、本邦に於ては主として八幡製鐵所に於て製造せられるものである。

#### 1) ポルトランドセメント

急冷鑄滓の石灰含有量は割合に小であるから之に適量の石灰石を混和し、之等を原料として普通のポルトランドセメントを製造することが出来る。

#### 2) 高爐セメント

之は嚴密なる意味に於て昭和5年8月商工省告示第42號(日本標準規格第29號、類別A5)に從ふべきものであつて、其の第1條:

高爐セメントハ冷碎シタル鐵熔鑄爐ノ鑄滓ノ重量100ニ對シ「ポルトランドセメント」燒塊45以上ヲ混和シ粉碎シテ細末ト爲シタルモノトス  
高爐セメントニハ他ノ物質ヲ混和スルコトヲ得ス  
其ノ重量ノ5%以下ノ石膏及3%以下ノ石灰ヲ混和スルハ此ノ限ニ在ラス

に依つて製造されるものである。普通に高爐セメントと稱せらるゝものは急冷鑄滓約70%にポルトランドセメント約30%を混和し粉碎したもので、之に使用するポルトランドセメントとしては市販のもの或は鑄滓約35%と石灰約65%とを混和灼熱して作つたセメント燒塊を使用する。

最近の高爐セメントは其の凝結、強度等に於て普通のポルトランドセメントと大差なく、比重は約2.9~3.1であつて多少一般のポルトランドセメントより軽い傾向がある。化學成分は

石灰(CaO)	珪酸(SiO <sub>2</sub> )	礬土(Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	苦土(MgO)	硫酸(SO <sub>3</sub> )	酸化鐵(Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )
55~57%	26~28%	8~10%	1~3%	1~2%	2~3%

であつて、石灰分は普通のポルトランドセメントより少く、珪酸、礬土が比較的に多いから海水工事又は下水工事等に賞用される。尙色は白色に近く従つて着色料の混和に適して居る。

#### 3) 鐵ポルトランドセメント(Steel Portland cement)

之は前記高爐セメントと同様の方法で作られるのであるが、只急冷鑄滓を30%，ポルトランドセメントを70%とする所に相違がある。即ち前者は急冷鑄滓を主體とするに反し之はポルトランドセメントを主體とするものである。従つて其の凝結、強度、比重或は化學成分等に於て殆んど普通のポルトランドセメントと大差がない。

#### 4) 鑄滓セメント(Slag cement)

鑄滓を利用するセメントはすべて鑄滓セメントと稱することが出来るが、特に鑄滓セメントと稱するものは急冷鑄滓を主體とし、それに10%内外の生石灰若しくは消石灰を加へて粉碎したものである。

#### 5) 鑄滓石膏セメント(Slag-gypsum cement)

急冷鑄滓に約10%内外の焼石膏を加へて之を粉碎したものである。

## 第二節 骨材及び水

### § 9. 骨材

骨材(Aggregates)とはセメントの膠着作用によりコンクリートを形成する砂、砂利或は碎石の類の總稱であつてコンクリートの體積の大部分を占むるが故に甚だ重要なるものである。其の粒の大きさに依り之を細骨材(Fine aggregates)及び粗骨材(Coarse aggregates)とに分ける。

骨材として必要な條件は清淨、強硬にして且つ耐久性を有すべきことである。骨材が清淨たるべきことは論を俟たない。即ち骨材中に塵埃、泥土、粘土或は有機物等の不純物が多量に

混在する場合には此等の物質が骨材の表面を被覆してセメントと骨材との粘着を妨げ且つセメントの凝結及び硬化作用に悪影響を及ぼし、従つてコンクリートの強度を弱めるからである。

骨材が強硬でなければならないと云ふことは骨材それ自身の強度が相當の値を持たねばならないこと、即ち骨材それ自身の強度が少なくともコンクリートに所要せらるゝ強度より大でなければならないことである。普通に骨材として使用せられる砂、砂利或は碎石は一般に此の條件を充分に満足するものであつて、特別なるものを使用する場合の他は特に之に對して試験を行ふことは必要である。

骨材はまた耐久性をもつて居なければならない。水に溶解せず風化作用によつて崩壊せず、其他種々の物理的或は化學的作用に對して充分に強いものでなければ、コンクリート構造物の耐久性を望むことは出來ない。

#### § 10. 骨材の粒度及空隙

**骨材の粒度(Grading)** とは骨材の粒の大小、及び其の混合の状態を意味するものである。之を測定するには篩を以て篩分析(Sieve analysis 又は mechanical analysis)をするのであつて現在本邦に於て使用せらるゝ篩の名稱及び寸法は第 1 表に示すが如きものである。

第 1 表 篩 の 寸 法

篩	篩 目 (mm)	針金の直徑 (mm)	篩	篩 目 (mm)	針金の直徑 (mm)
100 番	0.149	0.102	3/8 吋	9.50	2.33
50 "	0.297	0.183	3/4 "	19.00	3.42
30 "	0.590	0.380	1 "	25.40	4.12
16 "	1.190	0.540	1 1/2 "	38.00	4.50
8 "	2.380	0.840	2 "	50.80	4.88
4 "	4.760	1.270	3 "	75.00	6.30

此の篩分析試験の結果を示すには、横軸に篩目の大きさをとり縦軸に各篩目を通過した粒の重量の骨材總重量に対する百分率をとつて圖示する篩分析曲線(Sieve analysis curve)を用ひるか或は粒度率(又は粗粒率或はファインネスモジュラス, Fineness modulus)を以て示すのが普通である。

粒度率とは 100, 50, 30, 16, 8, 4 番及び 3/8, 3/4, 1 1/2 吋の 9 個の篩を以て篩分析をし各篩を通過せざる粒の重量の骨材總重量に対する百分率の和を 100 で除したる數である。従つて

粒の大なる程其の粒度率は大である。

骨材は一般に其の容積の中に空隙(Voids)を有するものである。此の量を示すのに一定容積内の空隙の百分率即ち空隙率(Percentage of voids)を以て之を表はすのが普通である。即ち

$$\text{空隙率} = \left( 1 - \frac{\text{骨材単位容積の重量}}{\text{骨材の比重}} \right) \times 100$$

である。若し等大の球を理論的に空隙の最小なる様に積み重ねた場合には其の空隙率は 26 % であるが、實際の砂では約 25~45%, 砂利では 30~50% の空隙率が普通である。粒の大きさの同様なるものにあつては角の鋭いものより角の丸いものの方が空隙率は小で、また同様の粒の揃つて居るものより全體として細粗混合せるものの方が空隙率は小である。従つて砂利と砂との混合せるものは砂のみのものより小なる空隙率を示すのが普通である。

#### § 11. 細 骨 材

細骨材は粒の大きさが大體 5 mm 以下のものであつて第 4 番の篩を通過し第 100 番の篩に止る程度のものである。細骨材として一般に使用されるのは砂であるが場合に依つては岩石或は礫滓を細く粉碎したものも用ふることもある。

砂は天然に於て川砂、山砂或は海砂として産するものであるが砂利と混在して居るのが普通である。コンクリートに使用する砂は粘土、泥土、沃土或は有機物其他の不純分を含有せず、質堅硬にして耐久性に富むものでなければならない。川砂或は山砂は此の意味に於て良好なる細骨材であるが場合に依つては不純物を除く爲めに洗滌を必要とする。海砂は堅硬にして不純物を含有しない點から見ればコンクリートの細骨材として良好のものであるが、一般に鹽分を含有し且つ粒の大きさが微細に過ぎるのが缺點である。故に海砂を使用する場合には成る可く満潮位以上にあつて粒の比較的大なる部分を採集し之を清水にてよく洗滌する必要がある。

砂の粒度率は普通に第 100, 50, 30, 16, 8 及び 4 番の篩によつて篩分析をして決定するものであるが、特に粗粒を含む砂に對しては之に 3/8 吋の篩を加へてもよい。コンクリートに對しては粒度率が 2.5 以上の砂が適當であると言はれて居る。粒度率が 2.5 より小なる様な細砂に於ては其の表面積及び空隙が大で、粗い砂に比し等量のセメントを以てしては此等の表面積を被覆し且つ空隙を充すこと不完全になり、従つてコンクリートの強度を減ずる虞がある。また粒の混合程度に就ては粒の揃つて居るものより細粗混合せるものの方が良好である。之は後者の方が前者より空隙が少なく、従つて等量のセメントを以て之を充分に充し得るからである。

砂の容積若くは重量を測定する際に注意すべきことは水分に依る砂の膨脹性である。即ち砂に水を加へると、水量の小なる間は單に砂の空隙中の空氣を追ひ出す丈けであるが、水量の大と

なるに従ひ水は砂の空隙中に無数の氣泡を残し乍ら砂粒の表面を覆つて砂粒相互間の距離を大にし、其の容積を膨大せしめるのである。砂の粒の小なる程単位容積内の粒の數が大であるから、従つて粒の小なる程水分に依る膨脹の割合が大となる。普通に砂の重量に對して5~8%の水量の場合に容積膨脹は最大であつて、其の程度は乾燥状態の砂に對して約15~30%である。之以上に水量を増すと容積は却つて減少し、水量が16~20%以上になると砂が全く水中に浸つた状態となり其の容積はもとの乾燥せる砂の容積と殆んど同じものとなる。此の性質を利用して砂の単位容積の重量を測定するのが浸水法(Inundation method)であつて、砂を完全に水中に浸して測定する方法である。

天然砂の比重は2.3~2.7、 $1\text{m}^3$ 當りの重量は1300~1900 kg、空隙率は25~45%である。

岩石を粉碎して人工的に作つた砂は一般に粒が粗く堅硬であつて不純物を含まないから細骨材としては良好なものであるが、粉碎の際に生ずる極めて微細なる石粉を含むから一度洗滌した後使用すべきである。

### § 12. 粗 骨 材

粗骨材として用ひらるゝものは粒の大きさが大體5 mm以上ものであつて普通は砂利或は碎石を使用し、時に依つては礫等を粉碎したもの用ふ。

粗骨材に對して必要な性質は細骨材に對すると同様であつて、川砂利、山砂利或は碎石は其の母體たる岩石が堅硬なるものであればすべて良好なる粗骨材である。山砂利は一般に粘土、泥土、沃土、塵埃及び砂を含有して居るから使用前之を篩分け或は洗滌を必要とする場合がある。碎石は不純物を含有しないが粉碎の際に粒の小なるもの即ち砂及び石粉を伴ふから之を篩分けする必要がある。川砂利は流水の作用に依つて其の脆弱なる部分は既に洗ひ去られ堅硬なる部分のみが残存し、且つ粘土、泥土等の不純物を含有すること一般に小であるから最も良好なる粗骨材である。山砂利或は碎石は一般に川砂利に比して角銳であるからセメント糊状體との粘着力が大で従つてコンクリートに對し川砂利よりも大なる強度を與へると言ふ説もあるが現在迄に於て抗壓強度に就て此の説を確證するに足る實驗は見當らない。但し抗張強度に就ては角銳のものが圓粒のものより比較的に大なる強度を示すのは事實である。然し普通コンクリートに要求する所のものは其の抗壓強度であるから粒の銳圓は大して問題とする必要がない様に見られて居る。

粒の圓銳の程度よりも其の粒度の方が重要である。粗骨材の粒の大きさは事情の許す限り大なる方が强度大なるコンクリートを作る上に有利である。然し餘り大に過ぎると其の空隙を大

にし且つコンクリートの混合を不完全ならしめ従つてコンクリートの強度を減する虞があるので粗骨材の最大寸法として70 mm位と限定するのが普通である。但し基礎工事、堤防工事等に於けるが如く大量の塊状コンクリートを施工する場合には玉石の如きものを使用することもある。鐵筋コンクリートに於ては粗骨材は鐵筋相互間の間隙及び鐵筋と型枠との間隙を自由に通過し得るものでなければならないから、此の場合の粗骨材の最大寸法は上記間隙の最小なるものより小でなければならない。粗骨材の大小粒混合の割合に就ては、細骨材に於けると同様にその空隙を小にして密度の大なるコンクリートを作る意味に於て成る可く細粗混合せるものよい。粒度率が6~8の粗骨材が適當であると言はれて居る。

粗骨材として砂利或は碎石には砂に於けるが如き水分による容積膨脹の現象は殆んどない。其の比重は2.5~2.8、単位容積の重量は1200~1900 kg/ $\text{m}^3$ 、空隙率は30~50%が普通である。

### § 13. 水

水はコンクリートを作る上に缺く可からざるものである。コンクリートに使用する水は酸、アルカリ、有機物或は油等を混ぜざる清淨のものでなければならぬ。普通に飲料に供せられる水は之を其儘コンクリートに使用することが出来る。0.3%以上の硫酸(SO<sub>3</sub>)、1%以上の鹽化ナトリウム(NaCl)或は鹽化マグネシウム(MgCl<sub>2</sub>)を含む水はコンクリートに對して有害であると言はれて居る。従つて海水は此を使用することは出来ない。<sup>(1)</sup>

コンクリート形成に對する水の作用は第一にセメント糊状體を作り且つセメントを凝結せしめること、第二にセメント糊状體をして骨材の表面を被覆し其の空隙を填充せしめ、夫自身としては何等の凝結力を有せざる骨材を膠着せしめて堅硬なるコンクリートを形成すること、第三にはコンクリートをして其の施工に適當なる稠度(Consistency)或はウォーカビリティー(Workability)を有せしめることである。故にコンクリートに使用すべき水量の決定はセメントの使用量、骨材の性質、コンクリートの所要強度、施工に適當なる稠度等に依つて決定すべきものである。殊に使用水量はコンクリートの強度に甚だ大なる影響を及ぼすものであるが、之に關しては第三節に於て記述することにする。

### § 14. コンクリートの稠度及びウォーカビリティー

コンクリートの稠度(Consistency)とはコンクリートを練り上げた場合の軟かさ或は粘さの

<sup>(1)</sup> 此等の事項に關しては例へば Kleinlogel, Einflüsse auf Beton, 1925 を參照すべし。

程度を意味し、従つてまた流動性(Flowability)と稱することもある。我國に於てはこの稠度とコンクリートのウォーカビリティー(Workability)とを往々同意語として使用せられるが著者は此の兩語を區別して使用すべきものと考へる。何となればウォーカビリティーとはコンクリート或は鐵筋コンクリート構造物を作る場合に於けるコンクリート施工の難易を意味するものであつて、稠度其のものを意味しないからである。勿論ウォーカビリティーは稠度に依つて左右されるものであるが、同じ稠度を有するコンクリートであつても、之を施工する工事の種類に依つて其のウォーカビリティーは異なるのである。

コンクリートの稠度に影響を與へるものはセメントの性質、骨材の品質及び粒度、原料の配合比、使用水量、混捏の程度等であるが、ウォーカビリティーに影響を與へるものは稠度に影響を與へる上記の諸要素の他に構造物の種類及び工事施工の方法等である。コンクリートの稠度に最も重大なる影響は使用水量であつて、之に依つてコンクリートを概括的に次の三種に區別する。

**硬練(Dry consistency)**。之はコンクリートの原料に重量に於て約4~6%の水を加へたもので、充分に搗き固める際に表面に水が滲み出る程度のもの或は濕つた土の程度のものである。硬練コンクリートは之を充分に搗き固めて施工すれば同じ配合比のコンクリートの中で最も強度が大なるものであるが、其の水分が少である爲めに充分の搗き固めを行ふも尙其の中に空隙を残す虞があり、搗き固めの不完全の場合には殆んど蜂の巣の如きものとなり、強度も著しく減少し且つ其の防水性を期待することが出來なくなる。また鐵筋コンクリートの場合にあつては之を型枠及び鐵筋の間隙に充分に行き直らしめること殆んど不可能であつて、之を鐵筋コンクリートに使用することは稀有のことである。

**中練(Mushy 又は medium consistency)**。之は重量に於て約8~10%の水を加へたもので、其の表面に何等かの方法に依つて溝又は穴を作った場合、暫くは其儘に残つて居る程度のものである。強度は充分に施工した硬練のものに劣ると雖も、施工が比較的容易で、充分に搗き固めをすれば之を鐵筋コンクリートに使用しても鐵筋或は型枠の間に空隙を残す様なことはない。従つて基礎、橋臺、橋脚等の如きコンクリート構造物或は鐵筋コンクリート構造でも其の断面が大で型枠や鐵筋が比較的簡単に簡単で搗き固めを充分に行ひ得るもの又は特に太なる強度を必要とするものに使用せられる。

**軟練(Wet, fluid 又は sloppy consistency)**。之は重量に於て約12~15%の水を使用し、其自身に於て流れ出す程度のものである。強度は初期に於ては硬練或は中練のものに劣るが、長期に於ては相當の強度を發揮するものである。軟練のコンクリートは其の中の氣泡を追ひ出す

ために相當の搗き固めを必要とするが、夫自身流動性のものであるから鐵筋或は型枠の狭い間隙にも充分に行き直り、且つ樋卸し等の方法を以て多量の均一性のコンクリートを連續的に施工することが出来る。従つて現在に於ては普通の鐵筋コンクリート工事に於て最も廣く使用せられて居るものである。但し餘り多量の水量を用ふるとコンクリート施工に際し粗骨材が分離し、強度を著しく減少し、水密性を失ひ或はレイタンス(Laitance)を生ずる等種々の不利益な現象を生ずるから、水量は施工に差支へなき限り成る可く小とする方が強度の上から考へても望ましいことである。

### § 15. コンクリートの稠度測定の方法

#### 1) 概 説

上記の如くコンクリートの稠度はウォーカビリティーのみならず強度にも密接なる關係を有するものであるから、之を硬練、中練及び軟練の如く極めて概括的に區別せず、何等かの方法に依つて之を測定し、其の結果を數量的に表はして比較研究する必要がある。

現在行はれて居る稠度測定の方法は次の如きものである。之等は何れも種々の示方書或は仕様書<sup>(1)</sup>に於て詳細に規定せられて居るから次に其の要領を記述する。また此の測定を行ふ目的が實驗室的研究に非ずして實際現場に於て施工せらるゝコンクリートの稠度若くはウォーカビリティーを判定することにあれば、其の試料として實際現場に於て施工せらるゝコンクリートの混合直後のものを採用すべきことは言ふまでもない。

#### 2) スランプ試験 (Slump test)

此の方法は最初米國に於て考案せられ我國に於ても最も廣く採用せられて居る方法であつてコンクリートが自重によつてスランプ(slump)すること、即ち其の高さを減することを測定してコンクリートの稠度を示す方法である。我國に於て標準とせらるゝ方法は、上面内徑10cm、底面内徑20cm、高さ30cmの截頭圓錐形(Frustrum of cone 或は truncated cone)の型を平面板上に置いて之にコンクリートを填充した後、型を静かに鉛直に引き上げ填充せるコンクリートの頂の低下をcmにて測り、之を「スランプ」何cmとして示すのである。

スランプの大體の標準値として建築學會標準仕様書の規定する所は<sup>(2)</sup>、軸部及び壁體に對し

(1) 昭和6年9月土木學會鐵筋コンクリート標準示方書(以下單に土木學會標準示方書と稱す)の附錄第五章、昭和4年4月建築學會コンクリート及鐵筋コンクリート標準仕様書(以下單に建築學會標準仕様書と稱す)の附錄6、或は大正15年10月コンクリートに關する協議會決定コンクリート應壓強度試験に關する標準の第五項等を參照すべし。

(2) 建築學會標準仕様書第20條3。

ては 20 cm, 版に對しては 15 cm, 基礎に對しては 13 cm である。また米國に於ける標準示方書に於ては<sup>(1)</sup>, 普通のコンクリートに望ましきスランプの最大の値として第 2 表に示すが如き値を與へてゐる。

第 2 表 スランプの標準最大値

コンクリートの種類	最大スランプ	
大量塊状コンクリート	3 時	7.5 cm
筋筋コンクリート	6 "	15.0 "
細き或は薄き垂直部材及柱	3 "	7.5 "
断面大なる部材	8 "	20.0 "
断面小にして狭き部分にある部材	3 "	7.5 "
道路及舗装	1 "	2.5 "
人工仕上げ	2 "	5.0 "
機械仕上げ		
床仕上げ用モルタル		

但し米國に於ては上面内徑 4 吋(10.16 cm), 底面内徑 8 吋(20.36 cm), 高さ 12 吋(30.48 cm) の截頭圓錐形の型を使用し<sup>(2)</sup>, 其の方法は我國に於ける標準方法と殆んど同様であるから, 上記の値は我國に於ても一つの参考とすることが出来るであらう。

スランプ試験は最も簡単である爲めに最も廣く用ゐられて居るが精確なる結果は得難い。

### 3) フロー試験 (Flow test)

之はコンクリートがフロー (Flow) すること即ちコンクリートの流動性 (Flowability) を試験するものである。其の方法は適當なる構造<sup>(3)</sup>に依り上下に運動し得る平面板の上に上面内徑 17 cm, 底面内徑 25.5 cm, 高さ 13 cm の截頭圓錐形の型を置いて之にコンクリートを填充し, 型を鉛直に静かに引き上げた後, 平面板を約 10 秒間に 15 回, 高さ 1.3 cm 上下に運動せしめて板上のコンクリートを四方に擴らしめる。然る後此の擴りの直徑の平均を測定し, 之の型の底面内徑 25.5 cm に対する比の百分率を「フロー」何程として示すのである。

(1) Standard Specifications for Concrete and Reinforced Concrete of the Joint Committee on Concrete and Reinforced Concrete, 1924, §30 の脚註。

(2) Tentative Method of Test for Consistency of Portland Cement Concrete of Am. Soc. for Test. Mat., 1925.

(3) 吉田徳次郎, 「筋筋混疑土施工法」p.177; Williams, "Concrete Consistency measured by the Flow Table" (Engineering News-Record 1920, p. 1044).

此の方法はスランプ試験と同じく米國に於て考案せられ且つ多く用ゐられて居る方法であつて, 使用水量とフローとの關係を直線的に示し得る等の比較的精確なる結果を與へるものとして實驗室的研究に賞用されて居る。

### 4) 落下試験 (Drop test)

之は九州帝國大學の吉田徳次郎教授の考案である<sup>(1)</sup>。即ち上面内徑 17 cm, 底面内徑 25 cm, 高さ 12.5 cm の截頭圓錐形の型の底部に適當なる構造により迅速に開き得る底板を設け, 之を閉ぢたるものにコンクリートを填充した後, 迅速に底板を開いてコンクリートを底板より 20 cm の距離にある平面板の上に落下せしめ, 落下瞬時に於けるコンクリートの擴りの直徑の平均を測定し, 之と型の底面内徑との比を「擴り」何程として稠度を示すものである。此の方法に依れば, スランプ試験或はフロー試験に於けるが如く搗き固め或は振動等に依つて骨材より分離したセメント糊状體又は水の流動性を測定すると云ふ様な缺點がなく, 落下瞬時に於てコンクリート全體としての稠度を測定し得ると言はれて居る。

上記三種の方法が稠度に對して如何なる値を示すかに就いて, 一例として吉田徳次郎教授の實驗の結果を示せば第 3 表の通りである<sup>(2)</sup>。これはコンクリートの抗壓強度試験の際に其の試料たるコンクリートに就て測定したものである。

第 3 表

番號	配合比 (容積)	水セメント比 (重量)	スランプ試験		フロー 試験 (%)	落下試験
			時	cm		
1	1 : 1.5 : 3	0.40	0	0	147	1.17
2	"	0.60	5.4	13.7	171	1.69
3	"	0.80	7.5	19.0	205	2.22
4	1 : 2 : 4	0.50	6.2	15.7	158	2.13
5	"	0.70	4.4	11.2	165	1.78
6	"	0.90	7.1	18.0	241	1.96
7	1 : 2.5 : 5	0.60	6.6	16.8	156	1.92
8	"	0.80	3.5	8.9	165	1.76
9	"	1.00	5.7	14.5	128	1.82
10	1 : 3 : 6	0.60	6.2	15.7	159	2.03
11	"	0.80	5.6	14.2	155	1.97
12	"	1.00	7.5	19.0	175	1.89

(1) 「筋筋混疑土施工法」及び九州帝國大學工學部彙報, 第 1 卷第 4 號参照。

(2) 「日本及獨逸の標準試験方法による同一混疑土の應壓強度に就て」, 土木學會誌, 第 13 卷第 6 號(昭和 2 年 12 月), 又此の種の實驗に就ては W.L. Schwalbe, "A Comparison of the Results of the Slump Test and the Flowtable in the Measurement of the Consistency of Concrete" (Proc. of Am. Soc. Test. Mat., 1921, p. 983) 等を參照すべし。

### § 16. 配合比の表はし方

コンクリートに於けるセメント、細骨材及び粗骨材の割合を配合比又は調合比 (Proportion) と言ひ、之を其の容積比で示すのが普通である。例へば 1:2:4 なる配合比のコンクリートは容積に於てセメント 1 分、細骨材 2 分及び粗骨材 4 分より成るものである。また時に依つては骨材を細骨材と粗骨材とに區別せず、セメントと全骨材との容積比で其の配合を示す場合もある。例へば 1:6 と言ふコンクリートは容積に於てセメント 1 分に骨材 6 分を配合したものである。

## 第三節 コンクリートの強度

### § 17. 総 説

鋼の如き彈性に富み且つ其の材質均等なる工業用材料に於ては其の強度及び彈性的性質を略略一定の數値を以て示し得るのであるが、コンクリート或はモルタルに於ては其の強度及び彈性的性質は種々の要素に依つて左右せられ、之を一定の數値を以て示すことは殆んど不可能である。

コンクリート或はモルタルの強度及び彈性に影響を及ぼすものはセメントの品質、骨材の品質及び粒度、配合比、水の品質及び使用量、コンクリートの製作方法及び施工方法、養生方法、材齡、試験方法、試験體の形狀及び大きさ等であつて、之等の要素が凡て相關聯して影響を及ぼすものである。

コンクリート或はモルタルに就て其の強度試験を行ふ目的は、夫に依つてコンクリート構造物の眞の強度を求むるにあらずして、コンクリートの構造用材料としての價値を評價し且つコンクリートの強度に對する種々なる要素の影響を比較研究し、之に依つて實際施工するコンクリートに如何なる強度を期待し得べきや或はまたコンクリートの配合を如何にすべきや等の問題の解決に資し、或はセメント又は骨材の検收に際して其の品質の判定に資するものである。從つて此等の目的の爲めには何等かの一定せる標準方法によつて試験を行ふ必要がある。

### § 18. コンクリート抗壓强度の標準試験方法

#### I) 概 説

普通單にコンクリート或はモルタルの強度と呼ぶものは其の抗壓强度である。之はコンクリ

ート或はモルタルに對し其の抗壓强度が最も重要なものであつて、且つ其の抗張强度は之に比し非常に小であり、従つてコンクリート或はモルタルを其の抗張强度を利用するが如き構造部分に使用することは殆んど無いからである。またコンクリート或はモルタルの強度は其の種類如何に拘はらず一般に材齡に依つて變化するものであるから、普通にその 4 週即ち 28 日目の強度を以て標準とする。

#### 2) 我國の標準試験方法

コンクリートの抗壓强度の試験方法に關しては各國に於て夫々其の標準がある。我國に於ける標準に依れば<sup>(1)</sup>供試體は直徑の 2 倍の高さを有する圓壇(Cylinder)であつて、其の寸法は直徑 15 cm、高さ 30 cm を標準とするが、土木學會標準示方書に於ては特に

	直 径	高 さ
モルタルの場合	5 cm	10 cm
粗骨材の最大寸法 5 cm 以下の場合	15 cm	30 cm
粗骨材の最大寸法 5 cm 以上の場合	20 cm	40 cm

と規定されて居る。コンクリートは之を 3 層或は 4 層に分つて型に填充し、毎層、直徑 1.5~1.6 cm、長さ 40~50 cm で一端を約 3 cm の間鈍く尖らしたる鐵の搗棒で以て約 10 乃至 30 回之を搗くのである。コンクリート填充後は覆を施して水分の蒸發を防ぎ、適當の時期（普通 2 乃至 4 時間）に於て純セメントの糊状體を以て上面を均し、供試體をして平行にして且つ平滑なる兩端面を有せしめる爲めに厚さ 5 mm 以上の金屬板又は硝子板を以て之を壓し、材齡 1 日乃至 2 日に到つて型及び板を取り外すのである。其後は供試體を水中、濕砂中又は濕度の充分なる室の中に置くか或は濕布で覆つて養生し、材齡 1 週(7 日)、4 週(28 日)及び 13 週(3 ヶ月)に到つて濕潤状態に於て試験を行ふのである。

#### 3) 米國の標準試験方法

米國に於けるコンクリートの抗壓强度試験の標準方法<sup>(2)</sup>は上記の我國の標準試験方法の根據とする所であつて、其の供試體は我國に於けると同様に直徑の 2 倍の高さを有する圓壇である。其の寸法は

(1) 土木學會標準示方書附錄第六章コンクリート抗壓試験に關する標準方法、建築學會標準仕様書附錄 5:現場コンクリート應壓強度試験標準方法及び大正 15 年 10 月コンクリートに關する協議會報告コンクリート應壓強度試験に關する標準等参照。

(2) Standard Methods of Making Compression Tests of Concrete of Am. Soc. of Test. Mat., 1925; Standard Methods of Making and Storing Specimens of Concrete in the Field of Am. Soc. for Test. Mat., 1921.

	直 径	高 さ
モルタルの場合	2吋(5.1 cm)	4吋(10.2 cm)
粗骨材の最大寸法 2吋(5.1 cm)以下の場合	6吋(15.2 cm)	12吋(30.5 cm)
粗骨材の最大寸法 2吋(5.1 cm)以上の場合	8吋(20.3 cm)	16吋(40.6 cm)

であつて、この中 6吋×12吋のものを標準とする。コンクリートは之を 3 吋乃至 4 吋の層に分つて型に填充し、毎層、直徑 5/8 吋(1.6 cm)で型の長さより 9 吋(23 cm)丈け長い鐵棒で之を 25 回搗くのである。コンクリート填充後の供試體の仕上げ方法、型を取り外す時期及び其後の養生方法等は殆んど我國の標準方法と同様である。試験を行ふ材齡は 1 週及び 4 週であるが場合に依つては 3 ヶ月或は 1 年の材齡のものに就て試験しても宜いと規定して居る。

#### 4) 獨逸の標準試験方法

獨逸に於ける標準試験方法<sup>(1)</sup>は我國或は米國に於けるものと根本的に相違し正立方體(Cube)を其の供試體とする。其の寸法は、普通鐵筋コンクリートに用ふる様なコンクリートに對しては一邊の長さ 20 cm のものを、40 mm より大なる粗骨材を含むコンクリートに對しては一邊の長さ 30 cm のものを使用する。また骨材が 30 cm 以下の場合、或はコンクリートの硬化を試験する場合には、一邊の長さ 10 cm のものを使用することが出来る。型は鐵製のものを用ひ、之に硬練或は中練のコンクリートを填充するには、先づ型の上に補助枠(Aufzatzrahmen)を取り付けて、次に示す様な要領でコンクリートを二層に分つて填充し、毎層、下面 12 cm 平方に於て 12 kg の重量を有する搗槌を一定の高さより一定の回数落下げしめて搗き固める。

供試體の寸法(cm)	20×20	30×30
補助枠の高さ(cm)	20	30
填充コンクリートの各層の厚さ(cm)	12	18
搗き固めを行ふ箇所数	4	9
搗槌の落下高(cm)	15	25
搗槌の落下回数(1ヶ所に付き)	3	3

搗き固め終了後は補助枠を取り外して餘分のコンクリートを取り除き、上面を鋼製の定規を以て平滑に均らすのである。また普通鐵筋コンクリートに使用する様な軟練のコンクリートは上記の方法に依らず、實際現場に於て施工する方法に依つて填充する。供試體は填充後少なくとも 24 時間を経過したる後に於て型を取り外し更に 24 時間其儘に放置し、然る後之を格子の上に貯蔵するのである。供試體は其の製作後第 2 日より第 7 日迄は之を常に湿度の充分なる布で覆ひ其後は單に布で覆つて養生し、材齡 28 日のものに就いて強度試験を行ふのを標準とする。

(1) Bestimmungen für die Steifeprüfung und Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton (Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 1932).

#### § 19. 日米獨の標準試験方法と抗壓強度との關係

上記の如く我國の標準試験方法は主として米國に於ける標準試験方法に準據して決められたものであつて、殆んど之と同様である。從つて米國の標準試験方法に依つて行はれた試験の結果は、只彼我の單位の換算さへ行へば、其儘我國に於ても適用し得るものと考へられる。

然し獨逸に於ける抗壓強度の標準試験方法は上記の如く其の供試體の形狀、寸法、コンクリートの填充及び搗き固め方法及び養生方法等に於て全く我國或は米國に於ける標準方法と相違して居る。從つて同一のコンクリートであつても、獨逸の標準方法に依る試験と我國或は米國の標準方法に依る試験とが異なる結果を與ふべきことは明かである。

此の問題に關して吉田徳次郎教授が行はれた試験の結果は第 4 表に示すが如きものである<sup>(1)</sup>。

第 4 表 日獨標準試験方法に依るコンクリートの抗壓強度

番号	配合比	コンクリートの種類	日本	獨逸	日本	獨逸	日本
			15cm×30cm 圓 壩	20cm 正立方體	20cm×40cm 圓 壩	30cm 正立方體	獨逸率
1	1 : 1.5 : 3	261	290	0.67	215	455	0.47
2	"	213	265	0.80	275	328	0.85
3	"	134	162	0.83	208	236	0.88
4	1 : 2 : 4	180	296	0.61	182	338	0.54
5	"	148	196	0.76	204	282	0.72
6	"	98	119	0.82	87	126	0.69
7	1 : 2.5 : 5	133	223	0.60	145	244	0.59
8	"	97	135	0.72	136	259	0.52
9	"	76	106	0.72	96	135	0.68
10	1 : 3 : 6	100	189	0.53	117	209	0.56
11	"	78	167	0.47	167	206	0.81
12	"	74	141	0.52	84	137	0.61

此の試験に使用したコンクリートは凡て番號に依つて示さるゝ通り第 3 表に示せる水セメント比及び稠度を有するものである。此の結果から見れば獨逸の標準試験方法は凡て我國のものより大なる強度を與へて居る。之は次の § 20, 5) に述べるが如く正立方體の方が一般に圓壩より大なる強度を示すと言ふことにも依るが、また我國の標準に依ればコンクリートを單に鐵棒を以て搗くに過ぎざるに反し、獨逸に於ては 12 kg の搗槌を以て充分なる搗き固めを行ふこ

(1) 前出

とにも依る。上記の結果から見れば、材齡 28 日のものに就き、我國の標準試験方法に依る  $15\text{ cm} \times 30\text{ cm}$  圓壩體強度と獨逸の標準試験方法に依る一邊  $20\text{ cm}$  の正立方體強度との比は、大體硬練のコンクリートに對しては  $2/3$ 、普通鐵筋コンクリートに使用する様な軟練のものに對しては  $3/4$  位とするのが適當であらう。

## § 20. 供試體の形狀及び寸法の抗壓強度に及ぼす影響

### 1) 概 説

鋼の如き彈性に富み且つ均等質なる材料のみならず其他如何なる材料であつても、之に就て强度試験殊に抗壓強度試験を行ふ場合に、其の供試體の形狀及び寸法が重大なる影響を有することは明かな事實である。殊にコンクリートの如く不均等にして脆性なる材料に於ては此の影響は甚だ大である<sup>(1)</sup>。

一般に材料の破壊又は降伏或は屈伏に關しては、材料中の或點の主應力が或る限度を超えた時に破壊が起ると言ふラメ(Lamé)及びランキン(Rankine)に依つた支持される最大主應力説(Maximum principal stress theory), 又脆性材料では主張應力に依つて破壊が起ると言ふメナーデエ(Mesnager)等の最大張力説(Maximum tension theory), サン・ブナン(St. Venant)或はポンスレ(Poncelet)に依つて唱へられ或點の主變形率が或る限度に達した時に材料の破壊が起ると言ふ最大主變形率説(Maximum principal strain theory), 或は最大剪應力に依つて破壊すると言ふ最大剪應力説(Maximum shearing stress theory)等がある<sup>(2)</sup>。之等の諸説は何れも如何なる場合にも妥當であるものでなく、材料の種類及び形狀等に依つて其の妥當性の異なるものである。即ち展延性(ductile)材料の破壊は略最大剪應力説に依り説明することが出来るが、コンクリートの如き脆性(br brittle)材料では最大張力説の方が妥當であると謂はれて居るが、材料のみによるものでなく其の供試體の形狀及び内部に起る應力分布狀態にも依るものと思はれる。

今コンクリート、モルタル或は純セメントの壩體で挫折(Buckling)しない範圍で相當に長いものを壓縮すると、其の中央部分に於て兩端面に對し  $45\sim60$  度傾ける斜の面でロツシ(Ros)

(1) 日比忠彦、鐵筋混擬土理論及其應用、第 1 卷、234 頁；

Bach-Baumann, Elastizität und Festigkeit, 9 Aufl., 1924, § 13;

Handbuch für Eisenbetonbau, I Bd., 3 Aufl., 1921, S. 372;

Saliger, Eisenbeton, 4 Aufl., 1920, S. 32;

H. F. Gonnerman, "Effect of Size and Shape of Test Specimen on Compressive Strength of Concrete" (Proc. of Am. Soc. for Test. Mat., Part II, 1925).

(2) 山口昇、材料強弱並に土壓論(岩波講座物理學及び化學、物理學 III. D, 1931).

の命名せる所謂滑りに依る破壊(Gleitungsbruch)が起るのが普通である。即ち此の場合には最大剪應力説が當て嵌ることになる。然し長さが斷面の徑或は邊の 2 倍位のものを兩端を締束せぬ様にして壓縮すると、中央部分では周邊張應力に依り軸に平行に即ち縦の方向に所謂ロツシの引裂破壊(Trennungsbruch)を生ずる。此の引裂破壊に對しては最大張力説が當て嵌るもので、之をメナーデエは<sup>(1)</sup>、脆性材料の中には一般に多くの氣泡或は瑕等の微細なる空隙があつて、之を一樣に分布された壓力に依つて壓縮すると其の空隙の上下の兩端に張應力を生じ之に依つて引裂破壊の起るものと説明して居る。次に其の高さが斷面の徑或は邊に等しい程度のものを壓縮すると引裂破壊は起らず、錐體の頭部を合せた様な鼓形の面で滑りに依る破壊を生ずる。之に對してはまた最大剪應力説が當て嵌るのであるが、メナーデエは長さの短いものでも供試體の兩端面と試験機の壓縮面との間に摩擦を無くし、兩端面に何等の拘束をも加へず、自由に横の方向に動き得る様に壓縮すれば、當然引裂破壊を生ずべしと論じて居る。東京帝國大學工學部の故木村工學士の行つた純セメント圓壩體の壓縮破壊試験の結果は此のメナーデエの説を支持して居る様に思はれる<sup>(2)</sup>。

要するに實際の耐壓試験に於ては、供試體の兩端面に均等に分布された壓力を作用せしめることが困難であり、また兩端面と試験機の壓縮面との間の摩擦力を全然なくすることも困難であり、從つて供試體の任意の斷面に完全に均等に應力を分布せしめることが殆んど不可能であること、また各斷面に完全に均等に應力が分布した場合でも、横の方向に張應力を生ずること等が、供試體の形狀及び寸法の抗壓強度に影響を有する重要な原因であると思はれる。

### 2) バウシンガー(Bauschinger)の公式

1876 年にバウシンガーは彼自身の砂岩に就て行つた實驗及び其他の人々に依つて行はれた實驗の結果を基とし、壩體の抗壓強度に對し

$$K = \left( \alpha + \beta \frac{\sqrt{A}}{h} \right) \sqrt{\frac{V}{u/4}} \quad (1)$$

$$\text{或は} \quad K = \left( \alpha + \beta \frac{\sqrt{A}}{h} \right) \frac{\sqrt{A}}{u/4} \quad (1a)$$

なる式を發表した<sup>(3)</sup>。(1) 式は (1a) 式に比しより正確なる結果を與へるが、(1a) 式でも普通

(1) Mesnager, Cours de résistance des matériaux.

(2) 木村二郎、「耐壓試験の際に生ずる圓壩形物體内の應力分布及び其の破壊状態に就て」土木學會誌、第 17 卷第 8 號(昭和 6 年 8 月)。

(3) Mittl. a. d. mechanisch-technischen Laboratorium der Königl. polytechn. Schule in München, Heft 6, 1876 或は Bach-Baumann (前出) S. 201.

は充分であるとしてゐる。但し上式中、 $A$  は壩體の断面積、 $u$  は横断面の周囲長、 $h$  は壩體の高さ、 $\alpha$  及び  $\beta$  は材料の種類に依る係数であつて、 $K$  は壩體の破壊抗壓强度である。此の兩式ともバツハ(Bach)の實驗に依つて鐵に對しても良く一致することが證明せられたが<sup>(1)</sup>、コンクリートに就て適用し得るや否やの實驗は未だ見當らない。然しコンクリートに之を應用する場合は(1a)式で充分であらう。

### 3) 圓壩に関する研究

材料の強度試験を行ふ場合に圓壩形の供試體を採用することは最も普通である。圓壩形の供試體に就て抗壓强度試験を行ふ場合に其の兩端面と試験機の壓縮面との間に生ずる摩擦力が内部の應力分布に如何なる影響を及ぼすかに就ては、既に英國に於てフィロン(Filon)に依つて彈性學的に解かれ<sup>(2)</sup>、また我國に於ても最近木村工學士に依つて種々の邊緣條件に對して理論的に研究せられ、又純セメント供試體を以て實験が行はれた<sup>(3)</sup>。

之等の理論的研究の外に、具體的に圓壩の形狀寸法がコンクリートの抗壓强度に如何に關係するかに就て最も廣汎なる實驗を行つたのは米國のゴンナーマン(Gonnerman)である<sup>(4)</sup>。ゴンナーマンの實驗に供した供試體の數は合計 1755 個であつて、次に掲げるのは彼の實驗結果の重要なものを著者が比率に換算せるものである。但し其の標準はゴンナーマンの實驗中 6 吋  $\times$  12 吋圓壩で  $0 \sim 1 \frac{1}{2}$  吋の骨材を用ひ、1:5 の配合比のものゝ强度の總平均 3020 封度/平方吋即ち  $212 \text{ kg/cm}^2$  を 100 とせるものである。そして强度は凡て材齡 28 日の供試體に對するものである。

第 5 表 骨材寸法と圓壩寸法との影響

配合比 (容積)	骨材寸法 時	水セメント ト容積比	供試圓壩寸法(吋) 高さ = 2 × 直徑							
			1½×3	2×4	3×6	4×8	5×10	6×12	8×16	10×20
1:5	0~4番	1.36	47	43	50	47	41	40	39	41
	0~3/8	1.15		58	65	70	71	70	65	61
	0~3/4	0.99			90	88	89	93	89	85
	0~1½	0.93				98	102	100	95	88
1:3	0~4番	0.78	90	81	109	97	99	98	89	93
	0~3/8	0.75		116	128	124	129	128	120	118
	0~3/4	0.67			148	158	153	154	143	139
	0~1	0.65				162	159	150	148	133

(1) Bach-Baumann (前出) 204 頁.

(2) Trans. Roy. Soc. London, A Vol. CXCVIII, 1901.

(3) 木村二郎 (前出).

(4) Gonnerman (前出).

第 6 表 骨材の種類と圓壩寸法との影響 (1:5 配合)

骨材 種類	寸法(吋)	粒度率	水セメント ト容積比	フロー %	供試圓壩寸法(吋) 高さ = 2 × 直徑					
					3×6	4×8	5×10	6×12	8×16	10×20
砂と砂利	0~3/4	5.00	0.99	218	90	88	89	93	89	85
	0~1½	5.50	0.93	221		98	102	100	95	89
	0~3	6.00	0.93	221				94	87	87
砂と石灰	0~3/4	5.00	1.05	220	76	77	76	74	70	74
	0~1½	5.50	0.97	217		87	81	84	86	85
	0~3	6.00	0.94	217				81	76	75

第 7 表 骨材の粒度と圓壩寸法との影響 (1:5 配合)

骨材 種類	寸法(吋)	粒度率	水セメント ト容積比	フロー %	供試圓壩寸法(吋) 高さ = 2 × 直徑				
					4×8	5×10	6×12	8×16	10×20
砂と砂利	0	4.00	1.24	218	60	61	52	49	53
		4.50	1.15	220	76	72	66	65	62
		5.00	1.05	216	91	92	87	92	71
	1½	5.50	0.93	221	98	102	100	95	89
		5.75	0.87	218	114	115	124	111	100
		6.00	0.87	216	112	103	113	98	100
砂と石灰	0	4.00	1.24	216	57	58	55	57	48
		4.50	1.16	218	70	71	70	67	60
		5.00	1.05	216	82	83	88	81	79
	1½	5.50	0.97	217	87	80	84	86	85
		5.75	0.94	216	93	80	85	82	86
		6.00	0.91	207	86	76	81	76	82

第 8 表 配合比と圓壩寸法との影響

配合比 (容積)	水セメント ト容積比	フロー %	供試圓壩寸法(吋) 高さ = 2 × 直徑				
			4×8	5×10	6×12	8×16	10×20
1 : 7	1.24	218	71	69	72	59	53
1 : 5	0.93	221	98	102	100	95	89
1 : 4	0.78	223	148	143	137	125	117
1 : 3	0.65	217	161	159	150	147	133

上記の実験はすべて直徑の2倍の高さを有する圓墻に就てのものであるが、之等全部の結果を平均して圓墻體の寸法の強度に對する影響を求めるに第9表の如くになる。但し6吋×12吋(15cm×30cm)の圓墻體の28日目の強度を標準として示してある。

第9表 高さの2倍の直徑を有する圓墻體寸法の影響

寸法(吋)	1½×3	2×4	3×6	4×8	5×10	6×12	8×16	10×20
強度比率	105	93	103	101	101	100	96	92
供試體數	39	78	77	176	182	243	204	184

ゴンナーマンは上記の實験の他にまた1:3及び1:5のコンクリートに就き3×12, 4×12, 5×12, 8×12, 10×12, 6×3, 6×6, 6×9,

5×12, 6×15, 6×18, 6×24(吋)の圓墻供試體の28日目の強度を試験し、其の結果を直徑の2倍の高さを有するも强度を標準として第3圖の如き曲線を以て表はした。

今圓墻の場合にバウシングガの公式を適用するため、圓墻の高さを  $h$ 、直徑を  $D$ 、 $h=2D$ なる圓墻の強度を  $K_0$ 、任意の高さの圓墻の強度を  $K$  とすれば、 $A = \frac{\pi}{4} D^2$ 、 $u = \pi D$ なるが故に(1)或は(1a)式より

$$K = \left( \alpha + \frac{\beta \sqrt{\pi}}{2} \cdot \frac{D}{h} \right) \sqrt{\frac{2}{\sqrt{\pi}}}$$

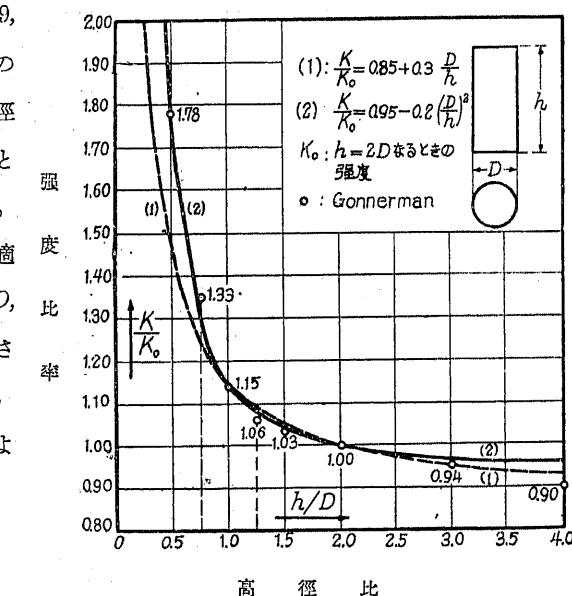
或は

$$K = \frac{2\alpha}{\sqrt{\pi}} + \beta \frac{D}{h}$$

を得る。従つて上式から  $K$  と  $K_0$  の關係を

$$\frac{K}{K_0} = A + B \frac{D}{h} \quad (2)$$

とすることが出来る。 $A$  と  $B$  とは材料に依つて決まる係数である。今(2)式に於て  $A=0.85$ ,  $B=0.30$  とすると、即ち



第3圖 圓墻高幅比と強度の關係

$$\frac{K}{K_0} = 0.85 + 0.30 \frac{D}{h} \quad (2a)$$

とすると第3圖或は第10表に示す様にゴンナーマンの結果に相當近接したものを得るが、(2)式の代りに

$$\frac{K}{K_0} = A + B \left( \frac{D}{h} \right)^2 \quad (3)$$

とし、 $A = 0.95$ ,  $B = 0.20$ 、即ち

$$\frac{K}{K_0} = 0.95 + 0.20 \left( \frac{D}{h} \right)^2 \quad (3a)$$

とすると、第3圖或は第10表に示す様に  $h/D$  が2.0以下の場合に於てはゴンナーマンの實驗と更に良く一致する式を得ることが出来る。

第10表 圓墻體高幅比と強度比率

高幅比	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	2.00	3.00	4.00
ゴンナーマン	1.78	1.35	1.15	1.06	1.03	1.00	0.94	0.90
(2a)式	1.45	1.25	1.15	1.09	1.05	1.00	0.95	0.93
(3a)式	1.75	1.31	1.15	1.08	1.04	1.00	0.97	0.96

#### 4) 角墻に関する研究

大きさを異なる正立方體の抗壓強度に關しブルヒャルツの實驗の結果は第11表に示す通りである<sup>(1)</sup>。

また1913年にバツハ(Bach)が種々高さを異にし、断面32cm×32cmなる角墻に就き、45日目に於ける抗壓強度を試験した結果は第12表或は第4圖に示すが如くである<sup>(2)</sup>。

第11表 正六方體強度

邊長(cm)	7.1	10	20	25	30
強度(kg/cm²)	475	460	422	373	375

第12表 角墻高幅比と強度

断面(cm)	高さ(cm)	高幅比	強度(kg/cm²)	強度比率	(4a)式	(5a)式
32×32	16	0.5	427	1.38	1.15	1.45
"	32	1.0	310	1.00	1.00	1.00
"	64	2.0	288	0.93	0.93	0.93
"	256	8.0	270	0.87	0.87	0.85
"	384	12.0	263	0.85	0.86	0.85

(1) Arm. Beton, 1912.

(2) Bach-Baumann, Elastizität und Festigkeit 9 Aufl., 1924, S. 208; Deutsche Bauzeitung, Zementbeilage Nr. 5, 1914.

角壇の場合に於ても、其の高さを  $h$ 、断面の邊長を  $a$ 、正立方體の強度を  $K_0$ 、任意の高さの角壇の強度を  $K$  とすれば、圓壇の場合と同様に (1) 或は (1a) 式より

$$\frac{K}{K_0} = A + B \frac{a}{h} \quad (4)$$

を得、之に  $A = 0.85$ ,  $B = 0.15$  とすると

$$\frac{K}{K_0} = 0.85 + 0.15 \frac{a}{h} \quad (4a)$$

となつて、第 12 表或は第 4 圖に示す様にバツハの實驗と可成りよく一致するものを得る。然し圓壇の場合と同様に

$$\frac{K}{K_0} = A + B \left( \frac{a}{h} \right)^2 \quad (5)$$

とし、 $A = 0.85$ ,  $B = 0.15$  とすると

$$\frac{K}{K_0} = 0.85 + 0.15 \left( \frac{a}{h} \right)^2 \quad (5a)$$

となつて、 $h/a$  が 2.0 以下の場合には (4a) の式より更によくバツハの實驗に一致するものが得られる。

### 5) 圓壇強度と角壇強度との比較

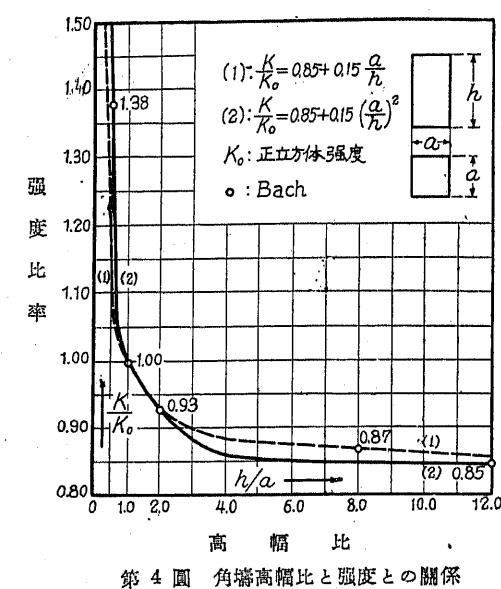
ゴンナーマンは圓壇に關する實驗の他に、正立方體及び角壇に就て實驗し、その結果を圓壇於けるものと比較した<sup>(1)</sup>。彼の實驗の結果は第 13 表に示すが如くである。

第 13 表

材 齡	圓 壇 (吋)			正六方體 (吋)		角 壇 (吋)	
	6×6	6×12	8×16	6	8	6×12	8×16
7 日	0.67	0.51	0.48	0.72	0.66	0.48	0.48
28 日	1.12	1.00	0.95	1.16	1.15	0.93	0.92
3 月	1.47	1.49	1.27	1.55	1.42	1.27	1.27
1 年	1.95	1.70	1.78	1.90	1.74	1.68	1.60

但し 6吋×12吋(15 cm×30 cm)圓壇の 28 日目の強度 3020 封度/平方吋(212 kg/cm<sup>2</sup>) を標準とする

(1) Gonnerman (前出)



第 4 圖 角壇高幅比と強度との關係

之に依つて見れば正立方體は一般に圓壇より大なる強度を示して居るが、之は正立方體に於ては高さが小なる爲めであらう。何となれば角壇にあつてはすべて圓壇より小なる強度を示して居るからである。角壇の強度が圓壇の強度より小なることは、蓋し角壇に於ては其の角隅の部分に應力の集中が起り、また此の部分のコンクリートの搾き固めが不充分なることに基因するものと思はれる。

### § 21. モルタル或はコンクリートの配合比と其の抗壓強度との關係

古來モルタル或はコンクリートの強度殊に抗壓強度に對してセメントと骨材との配合の割合即ち配合比が最も重大なる影響を與へ、主として配合比の如何に依つて其の強度が決定されるものと考へられて居た。例へばティラー(Taylor)及びトムソン(Thompson)が其の著書中に於て粗骨材として砂利或は花崗岩又は硬質石灰岩の碎石を使用したコンクリートの直徑 8 吋、高さ 16 吋の圓壇形供試體の抗壓強度の平均値として與へたるものは第 14 表の如くであり<sup>(1)</sup>、またブルヒャルツ(Burchartz)が硬練コンクリートの抗壓強度の平均値として與へたるものは第 15 表の如くである<sup>(2)</sup>。

第 14 表 配合比と抗壓強度  
(ティラー・トムソン)

容積配合比	中練 kg/cm <sup>2</sup>		軟練 kg/cm <sup>2</sup>	
	1ヶ月	6ヶ月	1ヶ月	6ヶ月
1 : 1 : 2 <sup>1/2</sup>	221	353	140	229
1 : 1 <sup>1/4</sup> : 3 <sup>1/4</sup>	174	269	107	175
1 : 2 : 4	141	218	86	141
1 : 2 <sup>1/2</sup> : 4 <sup>3/4</sup>	111	180	72	117
1 : 3 : 5	105	163	65	105
1 : 4 : 7	75	115	46	95

第 15 表 配合比と抗壓強度  
(ブルヒャルツ)

容積配合比	强度 kg/cm <sup>2</sup>		容積配合比	强度 kg/cm <sup>2</sup>	
	1 : 3	1 : 7		1 : 4	1 : 9
1 : 3	350	150	1 : 4	270	110
1 : 3 <sup>1/2</sup>	305	130	1 : 4 <sup>1/2</sup>	240	90
1 : 4	215	80	1 : 5	215	80
1 : 6	175	50	1 : 6	175	50

また配合比と抗壓強度との關係を示す式の中で最も有名なる式はフェレ(Féret)の與へたる式である<sup>(3)</sup>。即ち同じ品質のセメントと不純物を含有しない骨材とを使用し、同様の條件の下に硬化せしめたモルタル或はコンクリートの抗壓強度  $K$  は夫々

$$K = A \left( \frac{c}{1-s} \right)^2 \text{ 或は } K = A \left( \frac{c}{1-(s+g)} \right)^2 \quad (6)$$

(1) Taylor and Thompson, Concrete plain and reinforced, 1917, p. 315.

(2) Beton-Kalender 1925.

(3) Féret, Annales des ponts et chaussées, 1896; Étude expérimentale des ciment armé, 1906.

で表はされる。茲に  $c$ ,  $s$  及び  $g$  は夫々モルタル或はコンクリートの単位容積内のセメント、砂及び砂利の絶対容積であつて、 $A$  は係数である。此の式がフェレー自身の實驗に於て示した誤差は  $-21.4\%$  乃至  $+31.8\%$  であり、また其後多くの實驗に依り此の式の誤でないことは認められて居るが、 $A$  の値がセメント及び骨材の品質、供試體の製作方法、養生方法及び材齡等の種々の條件に依つて異なるものであるから、之を應用する場合には一々實驗に依つて  $A$  の値を決定するを要し、之に依つて一般的にモルタル或はコンクリートの強度を論じ、或は其の配合を決定することは殆んど不可能である。

第 14 表、第 15 表或は (6) 式より見れば、すべてセメントに對し骨材の量の多い程其の強度は小となつて居る。従つて「同一の骨材を使用した場合には、一定量のモルタル或はコンクリートの中にセメントの量が多い程強度は大である」と言ふ説が古くから信ぜられて居た。勿論配合比が其の強度に與へる影響は大であるが、近年に於て行はれた多くの精密なる實驗の結果として、上記の説を無條件に肯定することは出來ない。例へばグラーフ (Graf) が確度を略一定にして行つた實驗に依れば、第 16 表<sup>(1)</sup> に示すが如く一定量のコンクリート中のセメントの量が減少するに拘はらず、軟練のものゝ強度は殆んど變化せず、硬練にあつては却つて強度は増大して居る。

第 16 表 配合比と抗壓強度(グラーフ)

硬練コンクリート(ポルトランドセメント、細骨材 0~7 mm, 粗骨材 7~40 mm)			軟練コンクリート(ポルトランドセメント、細骨材 0~7 mm, 粗骨材 7~25 mm)		
容積配合比	強度 kg/cm <sup>2</sup>	使用セメント量(kg/m <sup>3</sup> )	容積配合比	強度 kg/cm <sup>2</sup>	使用セメント量(kg/m <sup>3</sup> )
1 : 2 : 0	360	730	1 : 2 : 0	311	650
1 : 2 : 1	379	570	1 : 2 : 2	313	390
1 : 2 : 2	399	470	1 : 2 : 3.5	294	310
1 : 2 : 4	405	340			

現今の學説に於ては上記のセメントの量の大なる程強度は大であると言ふ古典的の説は、ただ或る條件の下に於てのみ成立すると見られて居る。此の條件と言ふのはモルタル或はコンクリートを作る場合に使用する水量であつて、水量がセメント及び骨材の總量に對して同一なる場合に於て始めてセメントの量が大なる程其の強度は大となるのである。即ち此の場合にはセ

(1) O. Graf, Die Druckfestigkeit von Zementmörtel, Benton, Eisenbeton und Mauerwerk, 1921; Der Aufbau des Mörtels und des Betons, 1927, S. 3.

メントの量が大となる程水量とセメント量との比が小になり、§ 23 に論述するが如き理由に依つて其の強度が大となるのである。例へばグラーフがモルタルに就いてセメント及び砂の總量に對する水量を略一定にして實驗した結果は第 17 表に示すが如くである<sup>(1)</sup>。

第 17 表 水量一定なる場合の配合比と強度との關係(グラーフ)

重量比	高爐セメント(R) $K_n = 362 \text{ kg/cm}^2$			ポルトランドセメント(L) $K_n = 379 \text{ kg/cm}^2$			ポルトランドセメント(T) $K_n = 487 \text{ kg/cm}^2$			ポルトランドセメント(All) $K_n = 330 \text{ kg/cm}^2$		
	水量	強度	重量	水量	強度	重量	水量	強度	重量	水量	強度	重量
1 : 2	7.9	632	2.31	8.1	597	2.30	7.9	677	2.31	7.9	547	2.31
1 : 3	7.6	549	2.33	7.6	543	2.29	7.6	646	2.31	7.6	480	2.30
1 : 4	7.4	419	2.31	7.5	439	2.28	7.4	544	2.29	7.4	395	2.26
1 : 6	7.3	232	2.19	7.3	238	2.14	7.3	321	2.20	7.3	241	2.17

(註)  $K_n$  は獨逸セメント規格の標準試験方法に依る 1:3(重量比) モルタル標準供試體(7 cm 正立方體)の材齡 28 日に於ける抗壓強度、表中の數字は 24 時間濕氣中、6 日間水中、21 日間空氣中にて養生せる 7 cm 正立方體供試體の材齡 28 日に於ける値にして、單位は強度: kg/cm<sup>2</sup>, 水量: %, 重量: kg/dm<sup>3</sup> である。

## § 22. モルタル或はコンクリートの水量と其の抗壓強度との關係

モルタル或はコンクリートを作成する際之に加へる水量が其の強度に影響を有することは、古くから知られて居ることである。古い時代に於ては水量よりも配合比の方が重大視されて居たが、實際には第 17 表と第 18 表<sup>(2)</sup> とを比較すれば直にわかる如く、水量の影響は配合比の影響に比して極めて大である。

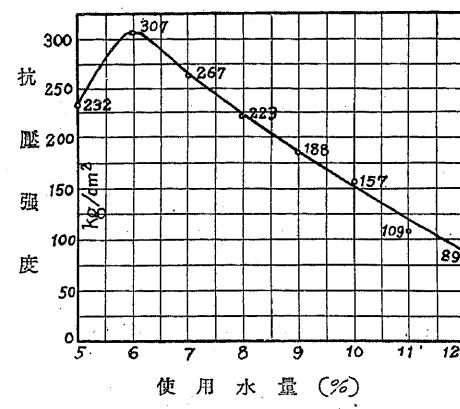
第 18 表 1:4 モルタルに對する水量の影響(グラーフ)

水量 %	セメント(R) $K_n = 362 \text{ kg/cm}^2$			セメント(L) $K_n = 379 \text{ kg/cm}^2$			セメント(T) $K_n = 487 \text{ kg/cm}^2$			セメント(All) $K_n = 330 \text{ kg/cm}^2$		
	強度	比率	重量	強度	比率	重量	強度	比率	重量	強度	比率	重量
7.2	420	1.00	2.21	381	1.00	2.17	547	1.00	2.24	347	1.00	2.19
10	190	0.45	2.15	192	0.50	2.12	300	0.55	2.18	188	0.54	2.12
12	144	0.34	2.12	130	0.34	2.08	238	0.44	2.13	119	0.34	2.07
14	90	0.21	2.05	92	0.24	2.04	181	0.33	2.08	95	0.27	2.00

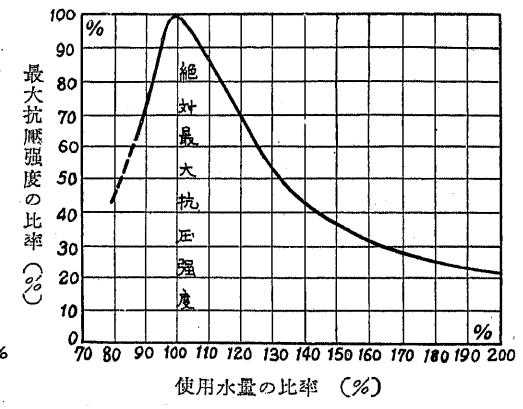
(註) 詳細は第 17 表に於けると同様である。

(1), (2) O. Graf, Der Aufbau des Mörtels und des Betons, 1927, S. 12, Zusammenstellung 3.

適切なる施工に依つて作られたるモルタル或はコンクリートの抗圧強度は、一般に其の混捏の際に加へる水量の増加するに従つて著しく減少し、充分なる施工によつて完全なる硬練のものを作るに必要な最少限度の水量を用ひたる場合に其の抗圧強度は最大となる。水量が之より小となると填充及び搗き固め作業を充分に行ふことが出来ず、セメント糊状體を骨材の空隙に充分に行き亘らしめること不可能となつて強度を減少し、また水量の多い場合には施工は容易となるが、骨材を膠着すべきセメント糊状體が軟かくまた弱くなり(§ 23)，且つ餘分の水分が蒸発することによつて出來上つたモルタル或はコンクリートの中に空隙を生じ、従つて其の強度を減少する。第 5 圖<sup>(1)</sup> 及び第 6 圖<sup>(2)</sup> は此の關係を明かに示して居る。



第 5 圖



第 6 圖

第 5 圖はグラーフ(Graf)が 1:2:3 のコンクリートに就て實驗せるものであつて、水量とコンクリート原料の重量との比率と材齡 28 日の抗圧強度との關係を示し、第 6 圖はエブラムス(Abrams)の實驗結果であつて、絶對最大抗圧強度を發揮するに要する水量に對する任意の水量の比率と、此の水量のもとに期待し得る最大強度の絶對最大抗圧強度に對する比率との關係を示すものである。

### § 23. 水セメント比と抗圧強度との關係

#### 1) 概 説

水量が一定なる場合にはモルタル或はコンクリート中のセメントの量が多い程強度が大となり、また配合比即ちセメントの量の一定なる場合には水量の小なる程強度の大なる事實は、モルタル或はコンクリートの強度に水量とセメント量との比が主要なる影響を有することを豫想

(1) Entwurf und Berechnung von Eisenbetonbauten, I. Bd., 1926, vom Deutschen Beton-Verein, S. 27.

(2) Hooch and Pulver, Concrete Practice, 1926, p. 46.

せしむるに充分である。實際純セメントの抗圧強度(材齡 28 日)と水量との關係の一例は第 19 表<sup>(1)</sup> の如くであつて、水量の増加とともに其の強度は減少して居る。

第 19 表 純セメントの水量と抗圧強度

水量 %	25	28	30	32	35
強 度 kg/cm²	350	296	260	242	192
重 量 kg/dm³	2.15	2.14	2.12	2.09	2.04

今モルタル或はコンクリートは骨材をセメント糊状體で膠着したものであると考へれば、モルタル或はコンクリートの強度はセメント糊状體の強度に支配される。またコンクリートとは粗骨材の周囲及び空隙をモルタルで填充したものと考へれば、普通粗骨材の強度はモルタルの強度より大であつて破壊はモルタルの部分に起るものであるから、コンクリートの強度はモルタルの強度に左右せられ、モルタルの強度はまたセメント糊状體の強度に左右せられるから、結局コンクリートはセメント糊状體の強度に支配されることになる。同じ品質のセメントにあつては其の強度は第 19 表の如く水量に依つて決まるものであるから、モルタル或はコンクリートの強度は其の一定量中の水量とセメント量との比即ち水セメント比(Water cement ratio)によつて決まる。

上記の事實は最初米國のエブラムス(Abrams)に依つて唱へられ、また獨逸に於ては主としてグラーフ(Graf)に依り研究せられ、我國に於ても盛んに研究が續けられて、最近に於てはコンクリートの抗圧強度及びコンクリート配合比に關する理論の根抵をなすものとなつたのである。此のモルタル或はコンクリートの抗圧強度に對する水セメント比説を要約すれば、モルタル或はコンクリートの抗圧強度は配合比、水量或は骨材の粒度等に依つては直接には影響されず、只其のセメント糊状體の稠度即ち水セメント比のみに依つて決定されると言ふのである。配合比、水量及び骨材の粒度等は勿論モルタル或はコンクリートの強度に影響を與へるものではあるが、之等は先づ其の水セメント比に影響を與へ、従つて之等は水セメント比を介在して始めてモルタル或はコンクリートの強度に影響を與へるものである。但し此の場合セメントの品質、モルタル或はコンクリートの製作方法、養生方法及び其の強度試験方法等は凡て同じ條件でなければならないことは言ふ迄もない。

次に水セメント比に關する各種の研究を記述する。但し水セメント比としては米國に於ては水量とセメントとの容積比を採用し、我國及び獨逸に於ては其の重量比を採用して居る。

#### 2) エブラムス(Abrams)の研究<sup>(2)</sup>

(1) O. Graf, Der Aufbau des Mörtels und Betons, 1927, S. 7.

(2) Duff A. Abrams, Design of Concrete Mixtures (Bull. 1. Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute, Chicago, 1919).

水セメント比と抗圧強度との関係に就て研究を發表せるのはエブラムスが嚆矢である。彼が多くの實驗の結果より歸納して提案せる所によれば、コンクリートの抗圧強度は其のコンクリートが均一なる軟練である限り、配合比、水量及び骨材の粒度とは無關係に、次の式に依つて與へられる。

$$\text{即ち} \quad K = \frac{A}{B^x} \quad (7)$$

であつて  $K$  はコンクリートの抗圧強度、 $x$  は使用水量とセメント量との容積比即ち水セメント容積比、 $A$  及び  $B$  はセメントの品質、コンクリートの製作、養生方法及び材齡等に依つて定るべき常数である。

エブラムスが骨材として 1.2 mm の砂から 38 mm の砂利に至る範囲のものを用ひ、配合比 1:0 乃至 1:15 のコンクリートの 6 時  $\times$  12 時 (15 cm  $\times$  30 cm) 圓盤供試體の材齡 28 日に於ける抗圧強度實驗の結果は

$$K = \frac{14000}{7^x} \quad (\text{呪封度単位}) \quad (8)$$

なる式と良く一致し、また骨材として寸法 0~32 mm、粒度率 5.75 のものを使用し、1:4 配合のコンクリートの材齡 28 日に於ける實驗結果より

$$K = \frac{14000}{8.2^x} \quad (\text{呪封度単位}) \quad (8a)$$

なる式が與へられて居る。フール(Hoofl)<sup>(1)</sup> に依れば (8) 式はコンクリートの原料の品質が良好で施工方法が充分なる場合には良く當て嵌るが、原料の品質が良好でなく或は施工方法が不完全なる場合には

$$K = \frac{14000}{9^x} \quad (\text{呪封度単位}) \quad (8b)$$

を適用すべきであると言つて居る。

上記の式は凡て水セメント比として其の容積比を用ひ呪封度単位であるから、セメントの重量を 1500 kg/m<sup>3</sup> として  $x$  を水セメント重量比にて表はし、(8), (8a) 及び (8b) 式を我國の kg-cm 単位に換算すれば次の如くになる。

$$K = \frac{984}{18.5^x}, \quad (9)$$

$$K = \frac{984}{23.5^x}, \quad (9a)$$

<sup>(1)</sup> Hoofl and Pulver, Concrete Practice, 1926, p. 18.

$$K = \frac{984}{27.0^x}. \quad (9b)$$

上式の中 (9) 及び (9b) を圖示すれば第 7 圖の如くになる。上記のエブラムスの式は實際の工事に使用する様な軟練のコンクリートに就ての實驗を基礎としたのであるから、軟練のものに對しては良く當て嵌ると認められて居るが、コンクリートの原料の總量に對して水分の小なるもの即ち硬練のものには之を適用することは出來ない。

### 3) グラーフ(Graf)の研究

グラーフはエブラムスとは獨立に水セメント比とモルタル或はコンクリートの抗圧強度との關係を研究し、其の結果として次の形の式を提案した。

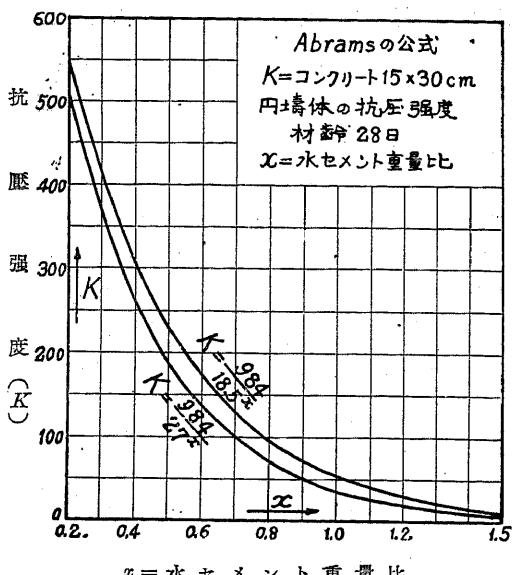
$$K = \frac{A}{B^{2x}} + C. \quad (10)$$

上式中  $K$  はモルタル或はコンクリートの抗圧強度(kg/cm<sup>2</sup>)、 $x$  はモルタル或はコンクリートの一定容積中に含まる總水量とセメント重量との比、即ち水セメント重量比、 $A$ 、 $B$  及び  $C$  は係數である。グラーフは彼の行つた多くの實驗の結果に依りモルタル或はコンクリートの抗圧強度は、獨逸セメント規格に依るセメントの強度  $K_n$ 、即ち 1:3 モルタルの一邊 7 cm なる正立方體の材齡 28 日に於ける抗圧強度(kg/cm<sup>2</sup>)に略正比例することを確證し、モルタル或はコンクリートの硬練或は軟練の如何に拘はらず、また使用セメントがポルトランドセメント、高級ポルトランドセメント、高爐セメント或は鐵ポルトランドセメント等の如く其の種類を異にする場合でも、適當な方法に依つて製作されたモルタルの一邊 7 cm なる正立方體の材齡 28 日に於ける抗圧強度に對し

$$K = \frac{K_n}{400} \left( \frac{1640}{7^{2x}} + 30 \right) \text{kg/cm}^2, \quad (11)$$

適當な方法に依つて製作されたコンクリートの一邊 20 乃至 30 cm なる正立方體の材齡 28

<sup>(1)</sup> O. Graf, Der Aufbau des Mörtels und des Betons, 1927; Entwurf und Berechnung von Eisenbetonbauten, I. Bd., 1926, (Deutscher Beton-Verein).

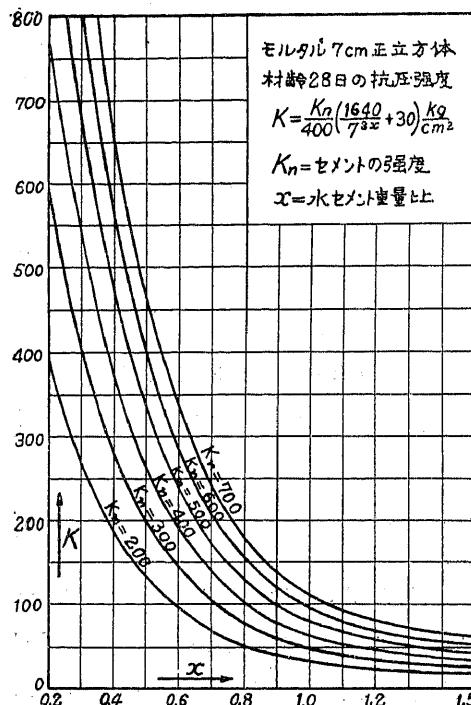


第 7 圖

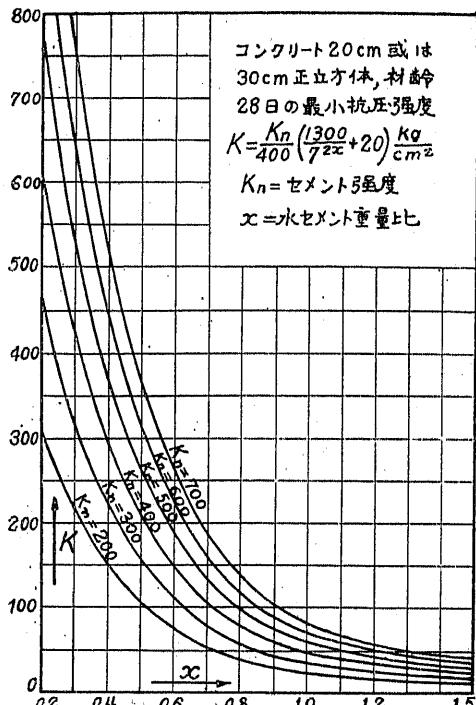
日に於て發揮すべき抗壓強度の最小値として

$$K = \frac{K_n}{400} \left( \frac{1300}{7^{2x}} + 20 \right) \text{ kg/cm}^2 \quad (12)$$

なる式を與へた。(11) 及び (12) 式を圖示すれば第 8 圖及び第 9 圖となる。



第 8 圖



第 9 圖

グラーフはまた彼の實驗の結果より、適當な施工方法で作られたモルタル或はコンクリートの正立方體供試體の材齡 28 日に於ける抗壓強度の最小値として

$$K = \frac{K_n}{8x^2} \quad (13)$$

を與へた。之を圖示すると第 10 圖の如くになる。

上記のグラーフの提唱せる公式はすべて獨逸の標準試験方法に依る正立方體の強度であるから、之を直ちに我國に於ける標準試験方法に依る圓盤體強度に對して適用することは出來ない。即ち (12) 或は (13) 式より得らるゝ  $K$  の値を § 19 に述べた様に相當之を減額する必要がある。

#### 4) 水セメント比に関する其他の研究

##### a. 濱田稔氏の研究<sup>(1)</sup>

東京帝國大學の濱田稔博士はエブラムスの水セメント比の公式 (7) 中の係數  $A$  が、グラーフの提唱せると同様に、 $K_n$  即ち我國のセメント規格に依るモルタルの材齡 28 日に於ける抗壓強度 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) に正比例するものとし、實驗の結果充分なる施工に依つて製作された軟練のコンクリートの  $15 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$  圓盤體の材齡 28 日に於ける抗壓強度  $K$  ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) に對し

$$K = \frac{2.1 K_n}{20^x} \quad (14)$$

なる公式を誘導した。但し  $x$  は水セメント重量比である。然し之は昭和年 2 以前に於ける實驗結果

に依るものであるが、更に最近の各種のセメントを使用して實驗せる結果は次の如くである。

ポルトランドセメント

$$K = \frac{2.2 K_n}{20^x} \quad (1928 \sim 1929), \quad (15)$$

高級ポルトランドセメント

$$K = \frac{1.2 K_n}{5^x} \quad (1930), \quad (15a)$$

高爐セメント

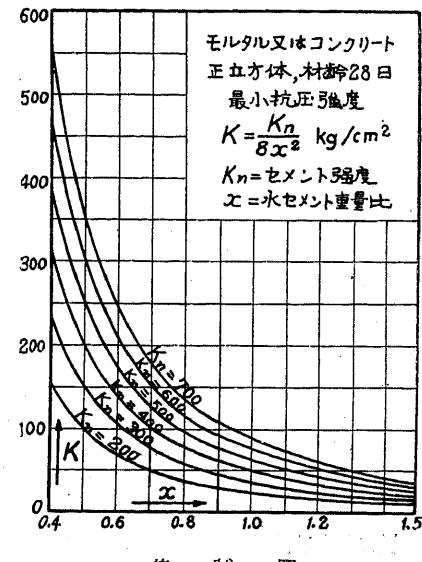
$$K = \frac{3.9 K_n}{100^x} \quad (1929 \sim 1930). \quad (15b)$$

今 (15), (15a), (15b) 式を圖示すれば第 11 圖となる。また假りに  $K_n = 400 \text{ kg}/\text{cm}^2$  として上記三種のセメントを使用したコンクリートの強度は第 12 圖となる。

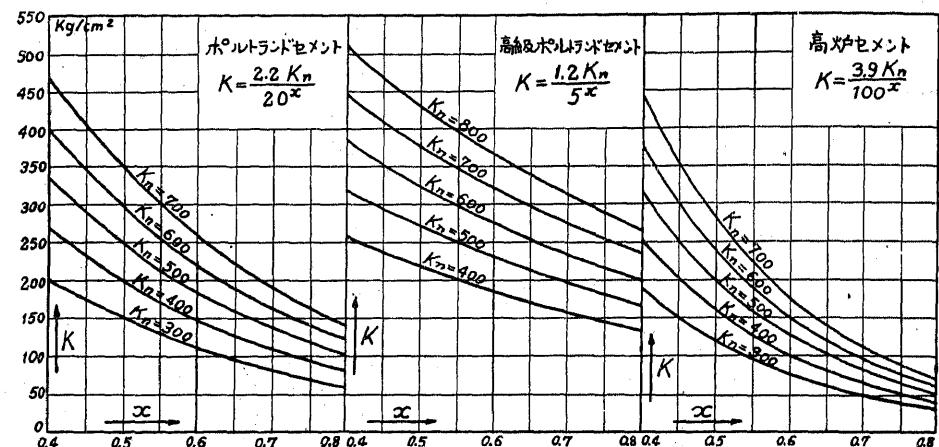
第 12 圖を見ればセメント強度即ち 1:3 モルタルの抗壓強度が同一であつても、セメントの種類に依つてコンクリートの強度に大差あることがわかる。其の差は水セメント比が大なる程著しい。

また濱田氏は其の論文中に於て、上記の水セメント比に關する諸式はすべて其の式を誘導した時代のセメントに就いては良く適合するが、時代と共にセメントの品質の變化することに依て上記諸式が必ずしも永久的に妥當なるものではないと論じて居る。更に濱田氏の研究中には

(1) 濱田稔、「コンクリート應壓強度について」(建築雑誌昭和 2 年 2 月), 「コンクリート強度を目的とするセメント強度試験方法」第一報(同上昭和 5 年 9 月), 同第二報(昭和 6 年 12 月)。



第 10 圖



第11圖 水セメント比、セメント強度とコンクリート強度

一般に均等な軟練のコンクリートにのみ適合する水セメント比の諸公式を硬練或は配合不良のために空氣の空隙を残す様なコンクリートに應用する爲の補正係数、或はコンクリートの強度を目的とするセメント强度の試験方法の提案等多くの有益なる研究が含まれて居る。

#### b. ボロメイ(Bolomey)の研究<sup>(1)</sup>

ボロメイは彼の實験結果及びフュレーの公式(6)を基とし、コンクリートの抗壓强度  $K$  に對し

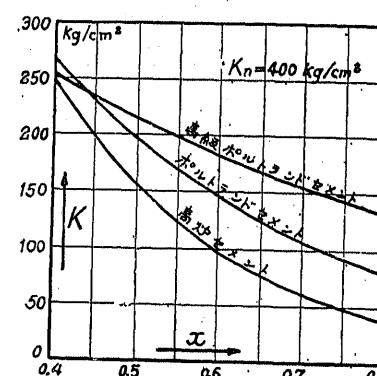
$$K = A \left( \frac{Z}{W} - 0.50 \right) \quad (16)$$

なる式を提案した。上式中  $A$  は其他の條件が等しい場合には使用セメントの强度及びコンクリートの材齡に依る係数、 $Z$  はコンクリートの一定量中のセメントの重量、 $W$  は同じく水量である。水セメント重量比を  $x$  とすると  $x = W/Z$  であるから (16) 式は

$$K = A \left( \frac{1}{x} - 0.50 \right) \quad (16a)$$

となる。ボロメイが  $Z/W$  が 0.7 乃至 2.0 即ち  $x=0.5\sim1.4$  の範圍で實験した結果に依ると、

<sup>(1)</sup> Bolomey, "Bestimmung der Druckfestigkeit von Mörtel und Beton" (Schweizerische Bauzeitung 1926, Nr. 2).

第12圖 セメント強度  $K_n=400$   $\text{kg}/\text{cm}^2$  なる場合の各種セメントのコンクリート強度に及ぼす影響

コンクリートの材齡 28 日に於ける抗壓强度  $K$  に對し

$$A = \frac{K_n}{2.2} \sim \frac{K_n}{3.5}, \text{ 平均 } A = \frac{K_n}{2.7}$$

である。但し  $K_n$  は瑞西のセメント規格によるセメントの强度、即ち重量配合比 1:3 のモルタルの一邊 7 cm なる正立方體の材齡 28 日に於ける抗壓强度である。また  $K_n = 420 \text{ kg}/\text{cm}^2$  のセメントを使用せるコンクリートに對し材齡に依る  $A$  の變化は次の如くである。

$$\begin{array}{ll} 7 \text{ 日} : A = 105, & 28 \text{ 日} : A = 150, \\ 70 \text{ 日} : A = 200, & 180 \text{ 日} : A = 270. \end{array}$$

今ボロメイの與へた  $A$  の最小値、即ち  $A = K_n/3.5$  を採用すると、(16) 或は (16a) 式はグラーフがコンクリートの抗壓强度の最小値として與へた (12) 或は (13) 式と  $x = 0.6$  乃至 1.4 の間にては良く一致する。從つて水セメント比が此の範圍である場合には、グラーフの式に依るよりボロメイの式に依る方が對數表或は對數紙を用ふる必要がなく計算が簡単である。

#### c. フィザー(Vieser)の研究<sup>(1)</sup>

フィザーがエブラムス或はグラーフの式よりも更に良く實際に合致するものとして與へた式は

$$K = 700 \sin \left( \frac{\pi Z}{8W} \right)^2 \quad (17)$$

である。上式中  $Z$  はコンクリートの一定量中のセメントの容積、 $W$  は同じく水分の容積であるから、セメントの重量を  $1500 \text{ kg}/\text{m}^3$  とし、水セメント重量比  $x$  を用ひて (17) 式を表はすと次の如くになる。

$$K = 700 \sin \left( \frac{\pi}{12x} \right)^2. \quad (17a)$$

フィザーの式は一般に他の式よりも大なる値を與へる。これは 700 なる係数を加減することに依つて適當なる結果を與へる様にすることが出来るが、フィザーの主張せるが如く (17) 或は (17a) 式が果して他の式より正當であるや否やは疑問であり、また其の計算には三角函數表を使用する必要があつて甚だ不便である。

#### d. 水セメント比に關する諸公式の批判

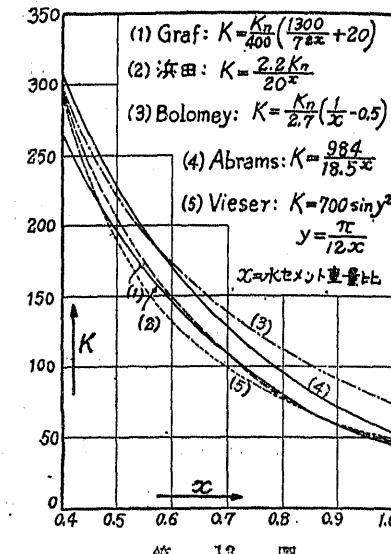
前記の水セメント比  $x$  とコンクリートの抗壓强度  $K$  とに關する諸公式を比較すれば第 13 圖に示すが如くである。但し  $K$  が  $K_n$  に正比例すると考へる公式に就ては  $K_n = 400 \text{ kg}/\text{cm}^2$  として示したものである。

<sup>(1)</sup> Vieser, Zement 1926.

之等の諸公式はすべて理論的に誘導せられたものではなく、夫々実験の結果を基礎とし成る可く夫に一致する様に作られたものである。従つて之等の諸公式を實際に應用する場合或は之を比較する場合には、之等の基礎となれる實験の種類、方法及び範囲に就いて留意する必要がある。先づエブラムスの式は普通のポルトランドセメントを用ひ、約 50000 個の  $15 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$  供試體に就き種々の配合比、稠度及び骨材の粒度に依つて得たる結果で、實験の水セメント比は容積比で 0.4 乃至 4.0、即ち重量比で 0.6 乃至 6.0 である。グラーフの實験は普通のポルトランドセメント、高級ポルトランドセメント及び高爐セメントを使用し、多數の正立方體供試體に就き種々の條件の下に實験を行つたもので、その水セメント重量比の範囲は 0.4 乃至 1.4 である。濱田氏の實験は水セメント重量比 0.4 乃至 0.8 の範囲であり、ボロメイの實験は水セメント重量比 0.5 乃至 1.4 の範囲である。フィザーの式の實驗的根據は薄い。

前述の如く實験の範囲及び條件の廣汎なること及び其の供試體の數の大なる點から見ればエブラムス及びグラーフの式は最も信頼に足るものと言へる。然しセメント強度  $K_n$  がコンクリート強度に影響を與へることを表現したる點に於ては、エブラムスの式よりグラーフの式の方が適當である。グラーフの實験はすべて獨逸の標準試験方法に依るものであるから、之を直ちに我國の標準試験方法に依るものに適用することは出來ないが、第 13 圖に示せるが如くグラーフが抗壓强度の最小値として示したもの、濱田氏の我國のものに就いて與へたものに良く一致して居るから、グラーフが抗壓强度の最小値として與へた公式を我國に於ける抗壓强度の平均値として考へれば、グラーフの式を其のまゝ適用することが出来る。また濱田氏の式は我國のセメントを使用し我國の標準試験方法に依り實験した結果であるから、此の意味に於て最も適切なものであつて、其の實験の範囲即ち  $x = 0.4 \sim 0.8$  に於ては信頼し得るものと思はれる。

最後に注意すべきことは、上記の諸公式は強度の絶對的に正確なる値を示すものではなく、大體の値を示すものである。そして或る水セメント比を使用した場合にモルタル或はコンクリートの發揮する強度を豫想し、或は一定の強度を得んが爲めに採用すべき水量の判定等に資す



第 13 圖

るものである。

### § 24. 骨材の抗壓强度に及ぼす影響

#### 1) 概 説

骨材の品質、粒の形狀及び寸法、大小粒混合の割合等がモルタル或はコンクリートの抗壓强度のみならず他の種々の性質に影響を有することは周知の事實である。普通にコンクリートの骨材として使用せらるゝものゝ骨材自身の强度は一般に其のコンクリート中のモルタルの强度より大であつて、従つて破壊は一般に此のモルタルの部分に起る。またモルタルの强度は其中の砂粒の强度よりも、其のセメント糊状體の强度、即ち主として水セメント比に左右せらるゝことが大である。種々の實験に依るも普通に使用せらるゝ範圍にあつては骨材骨材自身の强度はコンクリートの强度に大した影響は與へない。然し軟質の砂岩より成る骨材或は輕石等の强度の弱いものは勿論コンクリートの抗壓强度に對して悪影響を與へる。

岩石を適當の大きさに破碎して作つた骨材は完全なる搗き固めを行はない限り一般にコンクリート或はモルタルの强度を弱める(第 21 表及び第 23 表参照)。また粒の形狀が扁平或は細長のものも同様である。之等のものを使用すると其の空隙及び骨材の粒の表面積が大となり、圓粒の場合に充分である様なセメント糊状體の量を以つては其の空隙を充し且つ骨材の粒の表面積を充分に被覆することが困難であつて、従つて其の强度を減ずるのである。また之を水セメント比説に依り説明すれば、上記の如き骨材を用ひた場合には其の大なる空隙を填充し且つ表面積を完全に被覆する爲めには多量の軟かいセメント糊状體を必要とし、また同一の稠度を有するコンクリートを得んが爲めにもセメント糊状體を軟かにする必要があつて、従つて水セメント比が大となつてコンクリート或はモルタルの抗壓强度を減ずるのである。

上記の如く骨材のコンクリート或はモルタルの抗壓强度に對する影響は、骨材骨材自身の强度に依る影響の他は、すべて水セメント比なる要素を通じて間接に作用するものと考へるのが現今一般に認められて居る所である。即ち骨材の粒の大小或は其の混合の割合等に依り一定の稠度のものに對して必要な水セメント比の値が變化し、従つてコンクリート或はモルタルの强度が變化するものと説明されて居る。此の説に従へば骨材の如何に拘はらず水セメント比を一定ならば抗壓强度は一定であるべき筈であつて、多くの實験は略々之を支持して居る様である。然し骨材の粒度如何に依つてコンクリート或はモルタルに生ずる空隙の影響も無視し得ない事實である。

#### 2) 骨材の粒度の影響

骨材の粒度はコンクリート或はモルタルの抗圧強度に重大なる影響を與へる。セメントと全骨材との配合比及び其の稠度の一定なる場合には、骨材中に粒の大なるものを多く含む程其の抗圧強度は大である。例へばグラーフ<sup>(1)</sup>が配合比一定なる硬練コンクリートに就き骨材中の砂と砂利との比率を變化して材齡 28 日に於て實験した結果は第 20 表である。また川砂及び

第 20 表 骨材中の砂量の軟練コンクリートに及ぼす影響(グラーフ)

高級ポルトランドセメント、配合容積比 1:5				アルミナセメント、配合容積比 1:8			
砂と砂利 の重量比	骨材中の 砂量	抗圧強度 kg/cm <sup>2</sup>	セメント kg/m <sup>3</sup>	砂と砂利 の重量比	骨材中の 砂量	抗圧強度 kg/cm <sup>2</sup>	セメント kg/m <sup>3</sup>
1 : 2	0.33	259	276	2.32	2 : 3	0.40	277
2 : 3	0.40	237	273	2.30	1 : 1	0.50	214
1 : 1	0.50	222	272	2.26	3 : 2	0.60	172
3 : 2	0.60	159	272	2.20	3 : 1	0.75	134

第 21 表 川砂の粒の寸法のモルタル强度に及ぼす影響(グラーフ)

砂粒の 寸 法 mm	水 量 %		水セメント比 x		供試體の重量 kg/dm <sup>3</sup>		抗 圧 強 度 kg/cm <sup>2</sup>	
	1 : 3	1 : 5	1 : 3	1 : 5	1 : 3	1 : 5	1 : 3	1 : 5
	硬練	軟練	硬練	軟練	硬練	軟練	硬練	軟練
0~0.24	12.5	17.2	9.6	0.50	0.69	0.58	2.00	1.83
0.24~1	8.6	12.2	6.6	0.35	0.49	0.39	2.08	2.02
1 ~ 3	7.2	9.4	5.6	0.29	0.37	0.34	2.21	2.18
1 ~ 7	6.5	7.4	4.9	0.26	0.29	0.29	2.34	2.31

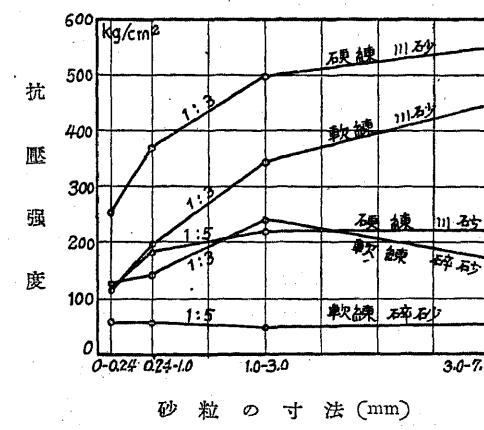
第 22 表 碎砂の粒の寸法のモルタル强度に及ぼす影響(グラーフ)

砂粒の 寸 法 mm	水 量 %		水セメント比 x		供試體の重量 kg/dm <sup>3</sup>		抗 圧 強 度 kg/cm <sup>2</sup>	
	1 : 3	1 : 5	1 : 3	1 : 5	1 : 3	1 : 5	1 : 3	1 : 5
0~0.24	20.1	19.6	0.80	1.17	1.88	1.81	123	58
0.24~1	15.0	15.1	0.60	0.90	1.97	1.80	143	58
1 ~ 3	11.0	11.3	0.44	0.68	2.12	1.78	242	50
3 ~ 7	10.7	8.2	0.43	0.49	2.04	1.74	170	53

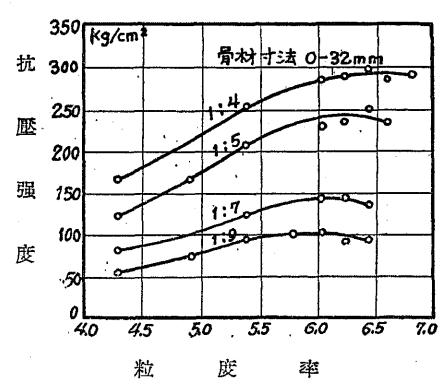
(1) O. Graf, Der Aufbau des Mörtels und des Betons, 1927.

碎砂を使用せるモルタルに就き其の粒度を變化し材齡 28 日に於て實験した結果は第 21 表及び第 22 表である。之に依り砂粒の大きさとモルタルの抗圧強度との關係を圖示すれば第 14 圖の如くであつて、碎砂の方が小なる抗圧強度を與へ、また粒の寸法の大なる程強度の大なることがわかる。

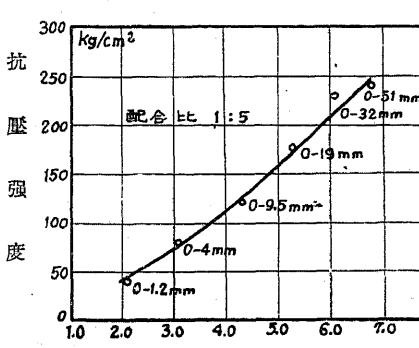
エブラムス<sup>(1)</sup>が粒度率(§ 10 参照)とコンクリートの抗圧強度との關係に就き 15 × 30 cm 圓盤體の材齡 28 日のものに依り實験した結果の一例は第 15 圖及び第 16 圖である。第 15 圖の示す結果から見れば、骨材の最大寸法が 30 mm 以内の場合には大體粒度率が 6.0 乃至 6.5 に於てコンクリートの抗圧強度は最大となり、また第 16 圖に就て見れば



第 14 圖



第 15 圖



第 16 圖

骨材の最大寸法に制限を附せず粒度率を大にすると、大體コンクリートの抗圧強度は粒度率に正比例して増大して居る。上記の如く骨材の粒が大なる程コンクリート或はモルタルの抗圧強度は大となる傾向があるが、これは骨材の空隙を充分に填充するに足るセメント糊状體の存在する範圍に於てであつて、無暗に大なるものを用ふると其の空隙が大となり却つて強度を減少し、また均等のものを作ることが出来ない。此の意味に於て多くの仕様書又は示方書は骨材の最大寸法に制限を附して居る。

(1) Abrams, "Design of Concrete Mixtures."

### 3) 骨材の表面積の影響

コンクリート或はモルタルとは骨材をセメント糊状體を以て膠着したものであると考へれば、其の膠着面即ち骨材の表面積がコンクリート或はモルタルの性質に影響を有すべきことは明かである。此の問題は主として米國に於て可成り古くから研究せられて、其の著明なるものを挙げればヒース(Heath)<sup>(1)</sup>、エドワード(Edwards)<sup>(2)</sup>、ヤング(Young)<sup>(3)</sup>等の研究である。

骨材の粒の表面積を正確に測定するとは勿論殆んど不可能である。普通に用ひられる方法は先づ篩分析に依り骨材を略同様の大きさの粒の群に分割し、此の各々の群に就て其の単位重量中の粒の数或は一個の粒の重量の平均値と其の比重とを測定し、之を基礎として各群中の粒はすべて同一の寸法の適當なる形狀を有するものと假定して各群の粒の表面積を算定し、之を加へ合せて骨材全體の表面積を近似的に算定するのである。

最も普通に假定せらるゝ粒の形は球である。今骨材の粒が全部同一の直徑を有する球であると假定し、其の単位重量中の粒数を  $n$ 、表面積を  $A$ 、比重を  $s$ 、一個の粒の重量を  $g$  とするとき球の直徑とは無關係に

$$A = 4.836 \sqrt[3]{\frac{n}{s^2}} = \frac{4.836}{\sqrt[3]{g s^2}} \quad (18)$$

となる。碎石の如きものに對しては球と假定するよりも直六面體とする方が比較的實際に近い。今粒を直六面體とし、其の一邊を  $a$ 、他の二邊を夫々  $\eta_1 a$ 、 $\eta_2 a$  とすると単位重量中の表面積  $A$  は  $a$  に無關係に

$$A = \frac{\eta_1 + \eta_2 + \eta_1 \eta_2}{(\eta_1 \eta_2)^{2/3}} \sqrt[3]{\frac{n}{s^2}} = \frac{\eta_1 + \eta_2 + \eta_1 \eta_2}{(\eta_1 \eta_2)^{2/3}} \cdot \frac{1}{\sqrt[3]{g s^2}} \quad (19)$$

となる。例へば  $\eta_1 = 2$ 、 $\eta_2 = 4$  とすると

$$A = 3.5 \sqrt[3]{\frac{n}{s^2}} = \frac{3.5}{\sqrt[3]{g s^2}} \quad (19a)$$

(1) Heath, A Manual of Lime and Cement 1893.

(2) Edwards, "Proportioning the Materials of Mortars and Concretes by Surface Areas of Aggregates" (Proc. of Am. Soc. for Test. Mat., 1918).

(3) Young, "Some Theoretical Studies on Proportioning Concrete by the Method of Surface Areas of Aggregates" (Proc. of Am. Soc. for Test. Mat., 1919);

Young, "Mixing Concrete by Surface Areas on Actual Work" (Engineering News-Record 1920, p. 33);

Williams, "Proportioning Concrete from Study of the Aggregate" (Engineering News-Record 1920, p. 811) 但し上記 Young の論文に對する討議;

Young and Walcott, "The Volume-Moisture Relation in Sand and a Method of Determining Surface Area based thereon" (Proc. of Am. Soc. for Test. Mat., 1920).

となる。

實際の骨材に就ての多くの實驗の結果はすべて粒の大となるに從つて其の単位重量中の表面積が著しく減少することを示して居る。その例としてヤング及びグラーフ<sup>(1)</sup>の實驗結果を第23表及び第24表に示す。

第23表 砂及び砂利或は碎石 1kg 中の表面積 m<sup>2</sup> (ヤング)

粒の寸法	砂及砂利	粒の寸法	砂及砂利	碎石
No.160～No. 65	14.3	No.6～1/4"	0.523	—
No. 65～No. 35	7.15	1/4"～1/2"	0.266	0.334
No. 35～No. 20	3.57	1/2"～3/4"	0.153	0.254
No. 20～No. 10	1.79	3/4"～1 1/2"	0.088	0.127
No. 10～No. 6	0.895	1 1/2"～2 1/2"	0.048	0.075

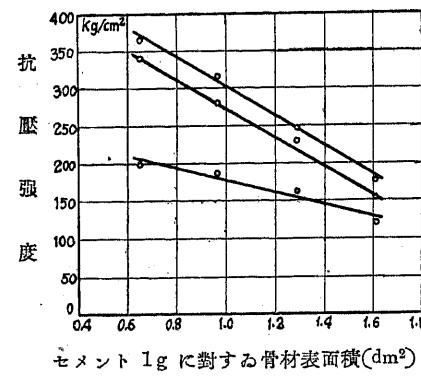
第24表 砂の表面積 (グラーフ)

砂の種類	1kg 中の粒数	砂粒重量 1/1000 g	砂粒寸法 (直徑或は 長邊 mm)	砂粒の表面積 mm <sup>2</sup>	1kg 中の 表面積 m <sup>2</sup>
川砂	I 1430 000 000	0.0007	0.08	0.02	29.0
	II 1 875 000	0.53	0.73	1.67	3.13
	III 265 000	3.76	1.40	6.16	1.64
	IV 10 600	94.0	4.11	53.0	0.56
碎砂	V 3210 000 000	0.00032	0.05	0.0175	55.0
	VI 5 265 000	0.19	0.418	1.22	6.4
	VII 337 000	2.97	1.04	7.57	2.54
	VIII 22 700	44.0	2.56	46.0	1.04

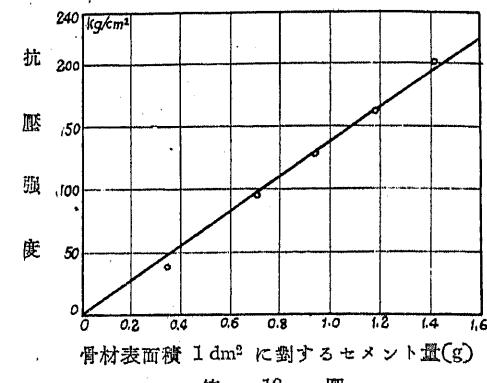
表面積を計算するにヤングは粒を球と假定し、グラーフは川砂に對しては球と假定し、碎砂に對しては(19a)式を使用したものである。

コンクリート或はモルタル中のセメント糊状體は、その骨材の空隙を充し、且つ骨材の表面を被覆すべきであると考へれば、同量のセメント糊状體を用ひた場合には、骨材中の空隙が小なる程、また骨材の全表面積が小なる程、骨材の粒を厚いセメント糊状體を以て被覆することが出來て、從つて強度も増大すべき筈である。例へばエドワードの示せる第17圖の如き實驗結果、ヤングの示せる第18圖の如き實驗結果、或はグラーフが第24表に示せる砂を使用せる1:3モルタルに就て實驗せる第25表の結果より明かなるが如く、一般に骨材の全表面積

(1) O. Graf, Der Aufbau des Mörtels und des Betons, 1927.



第 17 圖



第 18 圖

第 25 表 1:3 モルタルに於ける砂の表面積と抗壓強度との関係

砂の種類	モルタル 1 cm³ 中 の砂の表面積 cm²	材齢 28 日の 抗壓強度 kg/cm²	砂の表面積 1 dm² に對するセメント の量 g	材齢 28 日の モルタルの重量 kg/dm³
川砂	I 423	249	0.11	2.00
	II 47	370	1.1	2.08
	III 26	500	2.0	2.21
	IV 10	549	5.9	2.34
碎砂	V 750	123	0.06	1.88
	VI 92	143	0.5	1.97
	VII 39	242	1.3	2.12
	VIII 15	170	3.2	2.04

が小なる程抗壓強度は増大して居る。然るに骨材の全表面積は前述の如く骨材の粒が大となる程小となるから、此の結果を換言すれば 2) に述べた所と同様に骨材の粒が大となる程抗壓強度は大となる。此の事實を水セメント比に依り説明すれば、骨材の全表面積が小なる程其を被覆すべきセメント糊状體の量は少くてすむから、同量のセメントに對して水量が小となり、從つて抗壓強度が増大するものと言へる。

然し上記の事實はコンクリート或はモルタル中に骨材の空隙を充すに足る充分なセメント糊状體が存在する場合のことであつて、若し骨材の粒が大となると共に其の空隙が大となる場合、或はセメントの量の小なる配合又は硬練のもの等に於けるが如く、セメント糊状體をもつて充分に骨材の空隙を充し得ない場合には、骨材の表面積が小となるも抗壓強度は増大しない。却つてグラーフの實驗、或はヤングの説に對するウイリアムス(Williams)の反證に於けるが如く、骨材の表面積が小となると共に抗壓強度も減少することになる。またエブラムスは骨材の粒度

率が一定でさへあれば、骨材の表面積に於て數倍の差があるもコンクリートの抗壓強度には殆んど變化がないことを實驗を以つて示して居る。之等の事實及び骨材の表面積が數十分の一となるも抗壓強度の變化は最大の場合に於て 2 倍位であること、或は表面積測定の正確に行ひ得ないこと及び甚だしく手數を要すること等を考へれば、骨材の表面積を基礎としてコンクリート又はモルタルの抗壓強度を論じ或は其の配合を決定することは、殆んど不可能でありまた誤った結論に到達し易い。

### § 25. モルタル或はコンクリートの空隙、密度と其の抗壓強度との關係

#### I) 概 説

モルタル或はコンクリート中のセメント糊状體の量が骨材の空隙を充し且つ其の表面を被覆するに足り、またセメント糊状體中のセメントと水とが分離しない様な軟練のものに對しては、§ 23 に述べた水セメント比の説はよく當て嵌るが、然らざる場合には實際と一致しない。即ち水セメント比さへ小であれば水セメント比説に依れば抗壓強度は大であるが、若し此の場合にセメント糊状體の量が不充分であると、出來上りコンクリート或はモルタル中に空隙を生じ、抗壓強度は水セメント比説に依り與へらるゝ値には達しない。またセメント糊状體の量が充分であつても水量が大となると、セメントの比重は水より大であるからセメントと水とが分離し、この分離した水が空隙を作つて抗壓強度を減少せしめる。§ 24 に述べた骨材の表面積と抗壓強度との關係に於ても上記の如き空隙の影響がある。

コンクリート或はモルタルの空隙(Void)とは其の容積内にある空氣と水との占める空間のことである。即ち空氣隙(Air void)と水隙(Water void)である。此の空隙の生ずる原因はセメント及び骨材其自身の含む空氣、セメント糊状體が完全に骨材の空隙を満し得ない爲めに生ずる空氣隙、及びセメント糊状體から分離せる水等であつて、適當なる原料を充分に混捏し、搗棒又は搗槌に依り充分によく搗き固めて、之等のものを完全に除去し、以て空隙の全然無いものを作ることは殆んど不可能である。空隙の多少は使用セメント量、骨材の大小粒の混合狀態、形狀及び最大寸法、使用水量及び製作方法等に依るものであつて、一般に硬練のものにあつてはセメント糊状體の稠度が小なるために、骨材の空隙中に萬遍なくセメント糊状體を行き亘らしめること困難であるばかりでなく、セメント糊状體それ自身の中にも相當の氣泡を存するものであつて、從つて硬練のものゝ空隙の大部分は空氣隙である。また軟練のものにあつては骨材中の空隙にセメント糊状體を充分に行き亘らしめることは出来るが、上記の如く水がセメント糊状體より分離して水隙を作ることになる。使用水量と空隙との關係に就て多くの實驗結

果を見ると第19圖の如く一般に或る水量に於て空隙は最小となる。然し普通鐵筋コンクリート工事等に施工せられる程度の水量に對しては、使用水量と共に空隙も大となると考へて差支へがない。

コンクリート或はモルタルの空隙を直接に測定することは殆んど不可能であつて、普通は次の如く間接に之を算定するのである。今數種類の骨材を使用する場合に

$$w_c, w_{a1}, w_{a2}, \dots = \text{セメント及び骨材の使用重量},$$

$$s_c, s_{a1}, s_{a2}, \dots = \text{セメント及び骨材の比重},$$

$$V = \text{上記セメント及び骨材を使用して作れるコンクリート或はモルタルの容積},$$

$$v = \text{上記コンクリート或はモルタルの単位容積中の空隙}$$

とすれば、使用セメント及び骨材の絶対容積は夫々

$$\frac{w_c}{s_c}, \quad \frac{w_{a1}}{s_{a1}}, \quad \frac{w_{a2}}{s_{a2}}, \dots$$

であるから、出來上りコンクリート或はモルタルの容積  $V$  と上記原料の絶対容積の總和との差は  $V$  の中にある空隙であつて、従つて単位容積内の空隙は次の如くになる。

$$v = \frac{V - \left( \frac{w_c}{s_c} + \frac{w_{a1}}{s_{a1}} + \frac{w_{a2}}{s_{a2}} + \dots \right)}{V} \quad (20)$$

コンクリート或はモルタル中の空隙の多少を言ひ表はすに密度 (Density) 即ちセメント及び骨材の絶対容積と  $V$  との比を以つて示すことも出来る。密度を  $d$  とすれば

$$d = 1 - v, \quad v = 1 - d$$

であつて、空隙の大なる程密度は小となる。

コンクリート或はモルタルの空隙又は密度が其の諸性質殊に抗壓強度に影響を與へること、空隙或は密度より其の抗壓強度を推定すること、或は空隙が最小なる場合、即ち密度が最大なる場合に其の抗壓強度が最大となると考へて其の配合比を設計すること等に關しては古くから種々の研究が行はれた。例へば § 21 のフェレーの公式 (6) に於て  $\frac{c}{1-s}$  及び  $\frac{c}{1-(s+g)}$  は夫々モルタル或はコンクリートの単位容積中のセメントの絶対容積  $c$  と空隙  $v$  との比に等しいから、該式は

$$K = A \left( \frac{c}{v} \right)^2 \quad (6a)$$

となつて、空隙と抗壓強度  $K$  との關係を示すものと考へられる。然しエブラムスの水セメント比説が發表されてからは専ら此の説が重んぜられて、空隙或は密度に關する研究は殆んど顧みられなかつた。水セメント比説は實際軟練のものにはよく當て嵌るが、硬練のもの或は水が

分離する様なものに對しては當て嵌らない。それでコンクリート或はモルタルの強度又は配合を一般的に論するには、水セメント比の他に其の空隙の影響をも考慮しなければならないと言ふことがわかつて、近頃になつて再び空隙の影響が重んぜられて來たのである。次に空隙に關する新しい研究として最も有名なるタルボット (Talbot) の研究を述べる。

## 2) タルボットの研究<sup>(1)</sup>

使用骨材の粒度或は最大寸法が異なる場合にあつても其の他の條件が同じであるならば、コンクリート中のセメントの一定容積に對する空隙、即ち空氣及び水によつて占められる容積が減少する程、其のコンクリートの抗壓強度は増大するものであつて、タルボットが之に關し  $15 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$  圓筒體供試體を以て廣汎な範圍に亘つて行つた實驗の結果は第19圖乃至第24圖である。

普通に使用せらるゝコンクリートにあつては、之に使用するモルタルの容積は一般に粗骨材自身の空隙より大である。タルボットは上記の様な場合には粗骨材の空隙は全部モルタルに依つて填充され、モルタル中の空隙がコンクリートの空隙となると考へて、モルタルの空隙を測定すれば、次の如き方法によりコンクリートの空隙を算定し得ることを示して居る。即ち混捏直後に於けるコンクリートの単位容積中に於て

$$a = \text{細骨材即ち砂の絶対容積},$$

$$b = \text{粗骨材即ち砂利或は碎石の類の絶対容積},$$

$$c = \text{セメントの絶対容積},$$

$$d = a + b + c = \text{コンクリートの密度},$$

$$v_m = \text{コンクリート中に存在するモルタルの単位容積中の空隙},$$

$$v = \text{コンクリートの単位容積中の空隙}$$

とすれば、 $v$  は  $1 - d$  に等しいから

$$a + b + c = d = 1 - v \quad (21)$$

である。単位容積のコンクリート中にあるモルタルの容積はセメントと砂の絶対容積の和をモルタルの密度、即ち  $1 - v_m$  で除したものであつて、これと粗骨材の絶対容積とで単位容積のコンクリートが出来るのであるから

(1) A. N. Talbot, "A proposed method of estimating the density and strength of concrete and of proportioning the materials by the experimental and analytical consideration of voids in mortar and concrete" (Proc. of Am. Soc. for Test. Mat., 1921);

"Proportioning concrete by voids in the mortar" (Eng. News-Record 1921, p. 147);

Bull. 137, Engineering Experiment Station of University of Illinois, 1923.

$$\frac{c+a}{1-v_m} + b = 1 \quad (22)$$

を得る。故に(21)及び(22)式より

$$v = 1 - d = (1 - b)v_m \quad (23)$$

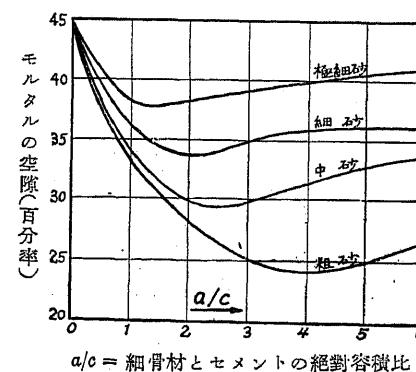
及び

$$b = 1 - \frac{v}{v_m} = 1 - \frac{1-d}{v_m} \quad (24)$$

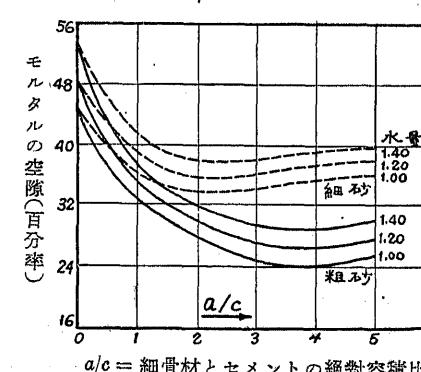
を得る。即ち(23)式に依つてモルタルの単位容積中の空隙  $v_m$  がわかれば、このモルタルに粗骨材を加へて生ずるコンクリートの単位容積中の空隙  $v$  を算定することが出来る。

茲に於てタルボットは先づモルタルの空隙  $v_m$  に對する細骨材の寸法、細骨材とセメントの絶対容積比即ち  $a/c$  及び水量等の影響を研究した。第 19 圖は水量とモルタルの空隙を示すものゝ一例であつて、 $a/c = 2.0$  の場合のものである。

此の圖のみならず他の種々なる場合に於ても、すべて細骨材の寸法の小なる程空隙は大となり、同一の細骨材に對しては或る水量に於てモルタルの空隙が最小となり、また此の最小空隙を與へる水量は細骨材が大なる程小となる。モルタルの空隙を最小ならしめる水量、即ちモルタルの容積を最小ならしめる水量、更に換言すればモルタルの密度を最大ならしめる水量をタルボットは基準水量(Basic water content)と命名し、實際使用する水量が基準水量と異なる場合、例へば實際の水量が基準水量の 1.5 倍なる場合には其の水量を 1.5 の相對水量(Relative water content)と稱して居る。タルボットの研究に依れば細骨材とセメントの絶対容積比  $a/c$  とモルタルの空隙との關係は、基準水



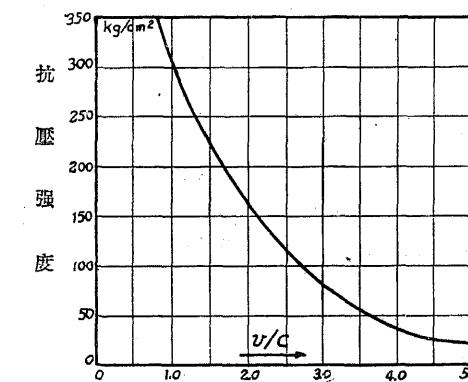
第 20 圖



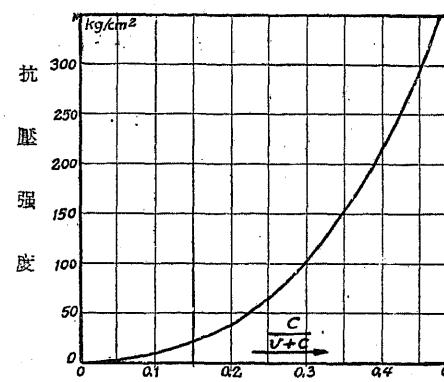
第 21 圖

量の場合には第 20 圖、其他の水量に於ける一例は第 21 圖である。

次にタルボットは上記の基準水量のモルタルを使用して作つたコンクリートに於て、其のモルタルの量が粗骨材の空隙を充し、且つ其の表面を被覆するに充分である場合、コンクリートの抗圧強度に對する空隙とセメントとの絶対容積比  $v/c$  即ち空隙セメント比 (Void-cement ratio) 或は  $c/(v+c)$  即ちセメント空間比 (Cement-space ratio) の影響を  $15\text{ cm} \times 30\text{ cm}$  圓盤體に就て實驗した結果は第 22 圖及び第 23 圖である。



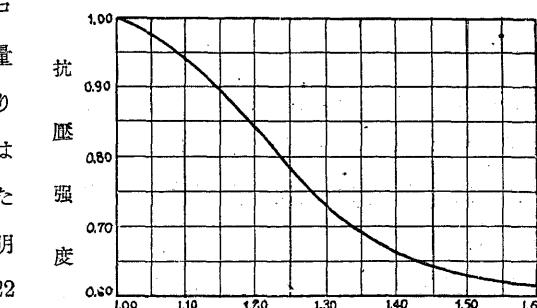
第 22 圖 空隙セメント比とコンクリートの抗圧強度 (材齡 28 日、基準水量)



第 23 圖 セメント空間比とコンクリートの抗圧強度 (材齡 28 日、基準水量)

普通鐵筋コンクリート工事に使用するコンクリートの水量は一般に前記の基準水量より大であつて、使用水量が基準水量より大なる場合にはコンクリートの抗圧強度は減少する。此のことは既に § 22 に述べた所、及び § 23 の水セメント比説により明かなることではあるが、タルボットは第 22 圖及び第 23 圖に示した關係を基準水量より大なる水量のものに對しても適用せんが爲めに、實驗に依り水量と強度の關係を第 24 圖の如くに示した。此の圖は § 22 中の第 5 圖或は第 6 圖によく似て居る。

上記のタルボットの示した抗圧強度はすべてタルボットが實驗に供した原料に對するものであつて、試験方法及び原料殊にセメントの異なる場合には其の値も異なる筈である。故に實際の場合にタルボットの説に依つてコンクリートの強度を判定し、或は其の配合比を定める場合



第 24 圖 水量と抗圧強度

には、使用する原料に就て第 22 圖乃至第 24 圖の如き關係を求めて置く必要がある。然しそのものを正確に求むることは非常な手數を要するから、タルボットの與へた曲線の形を眞なるものと假定し、實驗に依つて二三の點を求めて此の點を通過してタルボットの曲線と相似なる曲線を描けばよい。此のタルボットの空隙説とエラムス等の水セメント比説とはお互に相反するものではなく、此の兩者を組合せて考へれば相當正確なる結果を得るであらう。

### § 26. 材齡及び養生方法と抗壓強度との關係

#### 1) 概 説

コンクリート及びモルタルの抗壓強度に關して今迄に述べた多くの實驗結果を觀察すれば、讀者は材齡が抗壓強度に重大なる影響を與へることを知るであらう。材齡(Age)とはコンクリート或はモルタルの製作後經過した時日<sup>の</sup>謂であつて、一般に材齡が大なる程其の抗壓強度は大である。然し材齡に伴ふ抗壓強度の變化の有様は原料の品質、配合比、水量及び養生方法等に依つて異なるものであつて、之等の中養生方法は最も密接なる關係を有し、之を無視しては材齡の影響を論することは出來ない位である。養生方法(Method of curing)と言ふのはコンクリート或はモルタルの製作後之を貯藏或は放置する方法のことであつて、茲に述べるのは主として供試體の養生方法である。供試體の養生方法は供試體を含水状態のもとに貯藏する方法即ち濕潤養生 (moist 或は wet curing) と、乾燥状態のもとに貯藏する方法即ち乾燥養生 (Dry curing), 及び此の兩者を組合せたものとに大別することが出来る。濕潤養生として普通に用ひられる方法は供試體を清水中に貯藏する水中養生(Water curing), 水分を充分に含める砂の中に貯藏する濕砂養生(curing in wet sand), 或は供試體に撒水する方法等であつて、乾燥養生と言ふのは普通は單に空氣中に放置するもの即ち空中養生(Air curing)である。勿論上記の養生方法の他に供試體を海水或は其他の物質の中に貯藏する方法もあるが、之は非常に特殊な場合であつて從つて茲では考慮しない、また養生中の溫度も養生方法中の一要素ではあるが、之に關しては特に § 27 及び § 28 に説明することゝし、次に述べるのはすべて常温に於ける結果である。

今迄に行はれた多くの實驗結果に依り、コンクリート或はモルタルの材齡及び養生方法とその抗壓強度との關係に就て明かにされた重要な事項を列舉すれば次の如くである。

- (1) 其他の條件が同一なる場合には、濕潤養生の供試體は乾燥養生のものより其の強度は一般に大である。
- (2) 供試體製作後濕潤状態の下に養生せらるゝ期間の長き程其の抗壓強度は大である。例

へば製作後 7 日間濕潤養生、其後 21 日間乾燥養生のコンクリートの 28 日目の強度は 28 日間全部濕潤養生のものゝ強度の約 60~70% であるが、製作後 14 日間濕潤養生、其後 14 日間乾燥養生のコンクリートの 28 日目の強度は 28 日間全部濕潤養生のものゝ強度の約 80~90% である。

(3) 濕潤状態と乾燥状態とを交互に繰返す方法即ち間歇的に水中に浸し或は撒水する養生方法は、其の乾燥期間が餘り長くなく從つて其の間に於ても供試體に充分の濕度を保ち得るならば全期間濕潤養生のものと大差はないが、然らざる場合には全期間濕潤養生のものに劣る。

(4) 全く相等しい経験を有する供試體も、濕潤状態に於て試験を行ふより、乾燥状態に於て試験を行ふ方が大なる強度を示す。例へば濕潤養生のものも試験前 2~3 日に於て空氣中に放置して試験を行ふと、濕潤状態の儘試験を行ふに比し、材齡 28 日に於て約 10~40% 大なる抗壓強度を示すものであるが、此の現象は全く一時的に生ずる機械的の變化であつて、コンクリート自身の硬化には無關係のものと言はれて居る。從つて上記の如く一時的に乾燥したものでも之を再びもとの濕潤状態に戻せば、其れ迄と同じ様な歩調で強度を増大して行くものと見られて居る。

(5) 供試體製作後濕潤養生の期間が短く、早くから乾燥養生したものは小なる強度を示す。假令其後に於て濕潤養生をするも其の強度増進の程度は全部濕潤養生のものより小である。

(6) 濕潤養生の供試體の材齡に伴ふ抗壓強度増進の程度は、乾燥養生のものに比して著しく大である。從つて濕潤養生と乾燥養生とに依る強度の差は材齡に伴つて大となる。

(7) 濕潤養生のものは長期間に亘つて其の強度を増加するが、乾燥養生のものは材齡 1 年以上に於ては殆んど其の強度を増大しない。

(8) 濕潤養生と乾燥養生との差は一般に硬練のものより軟練のものに於て著しい。

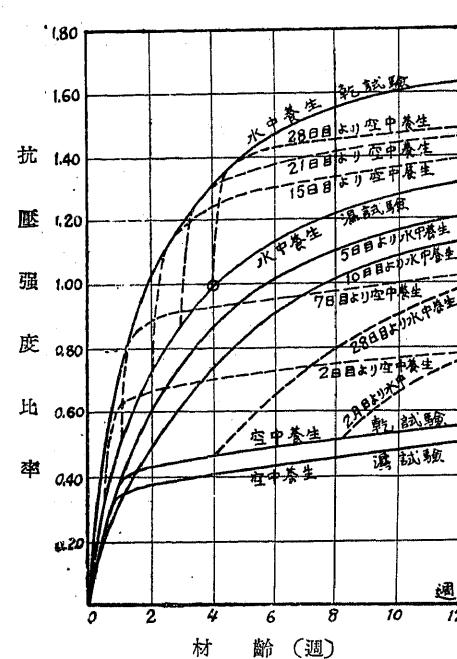
(9) 軟練コンクリートの材齡に伴ふ強度増進の程度は一般に硬練のものに於けるより大である。

(10) 材齡に伴ふ強度増進の程度は使用セメントの品質にもよる。初期に於て強度の大なるものは、然らざるものに比し強度増進の程度は一般に小である。

#### 2) 養生方法の影響

上記の如き關係を明かに示して居るのはシングルトン・グリーン(Singleton-Green)<sup>(1)</sup> が與へた第 25 圖である。但し濕潤養生試験の 28 日強度を 1 とするものである。勿論此圖は種々

(1) J. Singleton-Green, "Curing concrete" (Concrete and Constructional Engineering 1926, No. 12, p. 687).

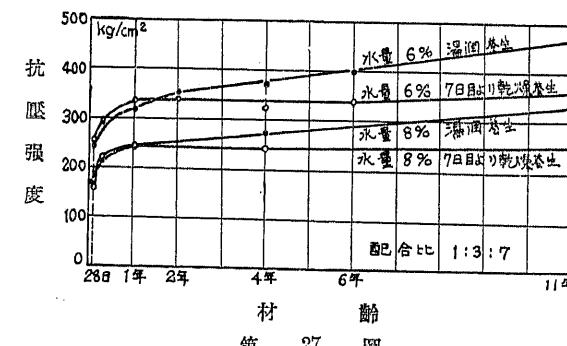


第 25 圖 養生方法、材齡及び  
抗圧強度との関係

またグリーン (Green)<sup>(1)</sup> が多くの 15 cm × 30 cm 圓筒供試體を使用し、材齡 28 日間に於ける濡砂養生と空氣中に於ける乾燥養生との割合を變化して抗圧強度を試験した結果の平均値より第 26 圖が得られる。此の圖に於ても 28 日間濡砂養生のものゝ強度を 1 として居るが、之に依れば 28 日間濡砂養生其後 3 日間空氣中に於て乾燥したものが最大の強度を示し、其の値は 28 日間濡砂養生のものより約 25% 大である。

### 3) 材齡の影響

グラーフが<sup>(2)</sup> ポルトランドセメントを使用せし容積配合比 1:3:7 なるコンクリートの正立方體供試體に就き 11 年間に亘つて抗圧強度増進の程度を試験した結果は第 27 圖である。之に依れば乾燥養生のもの



第 27 圖

(1) Haward W. Green, "Relation between method of curing standard concrete specimens and their compressive strength at 28 days" (Proc. of Am. Soc. for Test. Mat., 1919).

(2) O. Graf, Entwurf und Berechnung von Eisenbetonbauten, I. Ed., 1923, (Deutscher Beton-Verein).

にあつては材齡 1 年以後に於ては其の強度は殆んど增加しない。之に反して濡潤養生のものは 11 年間の長きに亘つて其の強度を増大し更に尙材齡と共に増大せんとする傾向を示して居る。グラーフがまたセメントモルタルに就て行つた實驗は第 26 表及び第 27 表に示す通りである。

第 26 表

配合重量比 1:4 なるポルトランドセメントモルタルの材齡と抗圧強度(kg/cm²)

(1 日間濡氣中、6 日間水中、其後室内にて乾燥養生)

水量 (%)	水セメント比	28 日	6 ヶ月	1 年	2 年
7.7 (硬練)	0.38	363	367	435	478
9.9	0.49	182	201	237	279
12.1	0.60	127	153	170	225
14.2	0.71	113	116	146	153
16.4 (軟練)	0.82	85	88	96	133

第 27 表

配合重量比 1:4 なる高級ポルトランドセメントモルタルの材齡と抗圧強度(kg/cm²)

水 量 %	水セメン ト比	1 日間濡氣中、6 日間水中、 其後空氣中にて乾燥養生				1 日濡氣中、其後水中養生			
		35 日	3 ヶ月	6 ヶ月	1 年	35 日	3 ヶ月	6 ヶ月	1 年
7.7	0.38	614	608	535	634	628	661	697	737
12.1	0.60	342	354	338	372	—	—	—	—
16.4	0.82	136	121	119	138	152	186	220	229

材齡に伴ふコンクリートの抗圧強度の變化の關係を公式で以て示さうとすることは可成り古くから試みられた。然しこれは濡潤養生の場合で、しかも其の養生方法が不變なる場合に於てのみ可能であつて、乾燥養生の場合或は養生方法が中途で變化する様な場合には材齡に伴ふ強度の變化を一つの公式で表はすことは殆んど不可能である。次にバツハの公式<sup>(1)</sup>とエブラムスの公式とを掲げる。

(1) C. Bach, Mitteilungen über Druckelastizität und Druckfestigkeit von Betonkörpern mit verschiedenem Wasserzusatz, I. Teil 1903, II. Teil 1906, III. Teil 1909;

"Druckfestigkeit und Druckelastizität des Betons mit zunehmendem Alter" (Beton und Eisen 1909, S. 129, Zeitschrift d. V. D. I. 1909, S. 828); Heft 17 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton;

C. Bach u. R. Baumann, Elastizität und Festigkeit, 9 Aufl., 1924, S. 89.

バッハは1903年から1909年に亘る6年間の多數の實驗結果より歸納して、濕潤狀態に養生したコンクリートの抗壓強度に對し

$$K = A \left( 1 - \sqrt[6]{\frac{1}{B \alpha + 1}} \right) \text{kg/cm}^2 \quad (25)$$

なる公式を與へた。茲に  $\alpha$  は月數で表はした材齡、 $K$  は材齡  $\alpha$  月に於ける濕潤養生のコンクリートの抗壓強度、 $A$  及び  $B$  は實驗的係數である。例へばバッハの實驗に依れば配合比 1:2.5:5 なる機械練のコンクリートに對し

$$\text{水量 } 5.7\% \text{ の場合 } K = 786 \left( 1 - \sqrt[6]{\frac{1}{9\alpha + 1}} \right) \text{kg/cm}^2 \quad (25a)$$

$$\text{,, } 3.5\% \text{ ,, } K = 897 \left( 1 - \sqrt[6]{\frac{1}{6\alpha + 1}} \right) \text{kg/cm}^2 \quad (25b)$$

$$\text{,, } 3.5\% \text{ ,, } K = 874 \left( 1 - \sqrt[6]{\frac{1}{6\alpha + 1}} \right) \text{kg/cm}^2 \quad (25c)$$

であつて、之等の式の與へる値と其の實驗値との比較は第28表に示す通りである。(25a) 乃至 (25c) 式は、第28表に示すが如く、すべて材齡100日に於ける實驗値に一致する様に作られたのであるが、材齡28日に於ては實驗値に比し可成り小なる値を示し、また材齡6年に於ても實驗値より小なる値を示して居る。

第28表 1:2.5:5 コンクリートの材齡と抗壓強度 ( $\text{kg/cm}^2$ )

水 量	5.7 %			3.5 %		
	材 齢	實 驗	(25a)	誤 差 %	實 驗	(25b)
28 日	284	253	- 12.2	313	242	- 29.3
100 日	350	350	0	357	357	0
1 年	416	433	+ 4.1	458	458	0
2 年	467	471	+ 0.9	488	506	+ 3.7
6 年	537	524	- 2.4	572	571	- 0.2

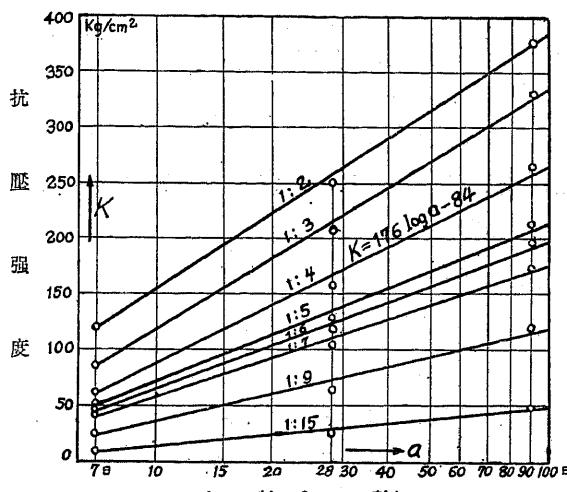
エブラムス<sup>(1)</sup>は濕潤狀態のもとに養生したコンクリート或はモルタルの材齡と、抗壓強度との關係は、次の式で表はし得るものとした。即ち

$$K = A \log \alpha + B \quad (26)$$

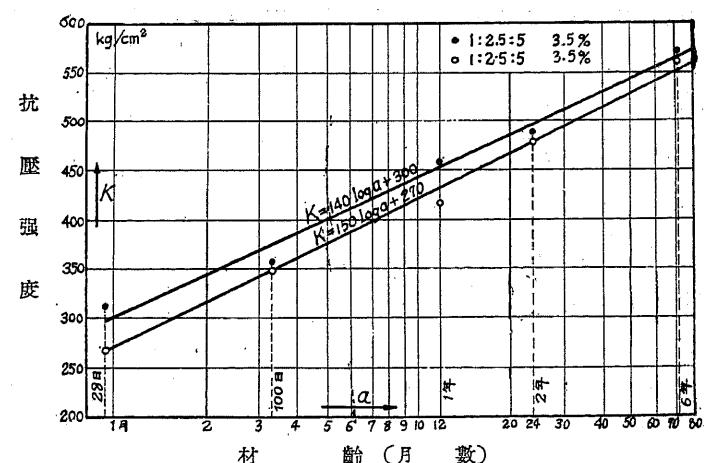
であつて、 $\alpha$  は材齡を示す數、 $K$  は材齡  $\alpha$  に於ける抗壓強度、 $A$  及び  $B$  は係數である。エブ

(1) Abrams, "Effect of Age on the Strength of Concrete" (Proc. of Am. Soc. for Test. Mat., 1918; Concrete 1921).

ラムスは其の一例として第25圖に示す様な、彼自身の多くの實驗、及びフェレーテ(Ferét)、メルシュ(Mörsch)其他の數年間に亘る實驗結果を参照して、(26)式が材齡7日乃至9年間のものに對して良く一致することを證明した。今エブラムスの公式に依つて第28表に示したバッハの實驗を表はして見ると、第29圖の如くになつて、可成り良く一致して居ることがわかる。エブラムスの式の特徴は、之を材齡に對して對數尺度を以て圖示すれば、第28圖及び第29圖の如く直線となることであつて、從つて係數  $A$ 、 $B$  を決定する場合、或は強度を計算する場合にはバッハの公式より著しく簡単である。



第28圖 エブラムスの實驗



第29圖 バッハの實驗とエブラムスの公式

材齡と共にコンクリート或はモルタルの強度が一般に増大する現象に就き、20年以上の長年月に亘つて之を實驗したものは未だ無いが、然し今迄の多くの研究より推して考へれば、コンクリート或はモルタルは數十年といふ長年月の間にも徐々に其の強度を増大し、また最悪の場合を考へても、材齡28日の強度より小なるものに減ずることは無いであらうと想像される。此の

ことは勿論コンクリート構造物の永久性に對して最も重要なことではあるが、然し實際上技術的立場から見れば、たゞ其の設計に於て標準とせらるゝ材齡(普通は28日)に於ける強度より減少しないことが解つて居れはよいので、數年後或は數十年後に於ける強度の値を知ることは大して必要なことではない。何となればコンクリート構造物築造後數年或は數十年に於て始めて荷重を受けるといふことは殆んど無いからである。

#### 4) 材齡 7 日及び 28 日に於ける抗壓強度の關係

今迄に述べたのは一般に長期に於ける材齡と強度との關係であつたが、コンクリート或はモルタルの材齡7日に於ける抗壓強度 $K_7$ と、材齡28日に於ける抗壓強度 $K_{28}$ との間に、略々一定の關係のあることは、多くの實験により認められた事實である。此の關係を利用すれば、 $K_{28}$ を實驗し得ざる場合に $K_7$ の値より、之を想定することが出来る。

グラーフ<sup>(1)</sup>は獨逸セメント規格のセメント強度試験標準供試體1:3モルタルの一邊7cmなる正立方體に就き、 $K_7 = 150 \sim 500 \text{ kg/cm}^2$  の範圍に於て實驗せる結果より、 $K_{28}$ (即ち $K_n$ )は

$$K_{28} = 1.0 K_7 + 120 \text{ kg/cm}^2 \text{ 及び } K_{28} = 1.4 K_7 + 240 \text{ kg/cm}^2 \quad (27)$$

なる兩式の示す範圍にあるものとし、またコンクリートに就ては、獨逸の標準試験方法に依る $K_7 = 50 \sim 400 \text{ kg/cm}^2$  の範圍の實驗結果より、 $K_{28}$ の最大限及び最小限に對し

$$K_{28} = 1.4 K_7 + 10 \text{ kg/cm}^2 \text{ 及び } K_{28} = 1.7 K_7 + 60 \text{ kg/cm}^2 \quad (28)$$

を與へた。

米國に於て採用せられて居る式は

$$K_{28} = K_7 + 30 \sqrt{K_7} \text{ lbs/in}^2$$

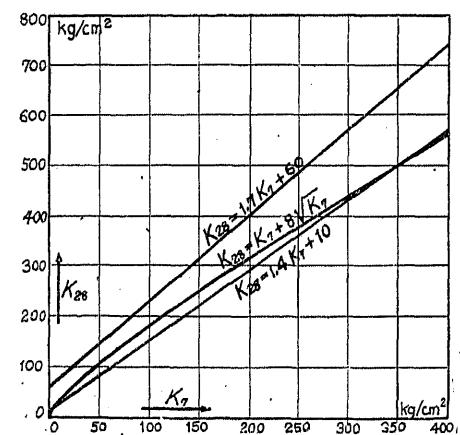
であるが<sup>(2)</sup>、之を我國の単位に換算すると

$$K_{28} = K_7 + 8 \sqrt{K_7} \text{ kg/cm}^2 \quad (29)$$

となる。(28)及び(29)の式を一圖表中に示せば第30圖の如くである。

#### § 27. 低溫度或は凍結の抗壓強度に及ぼす影響

コンクリート或はモルタルの強度の根源をなすセメント糊狀體の凝結及び硬化作用即ちセメ



第 30 圖  
コンクリートの材齡 7 日及び 28 日に  
於ける抗壓強度( $K_7$  び及  $K_{28}$  の關係)

(1) O. Graf, Der Aufbau des Mörtels und des Betons, 2. Aufl., 1927, S. 36.

(2) Hoot, Concrete Practice.

ントが水と化合する反應は、他の一般の化學反應に於けると同様に、溫度が低くなる程遅くなるものである。例へば +1°C に於てセメントの凝結に必要なる時間は常溫に於けるもの約2倍乃至數倍である。從つて低溫度に於て製作せられ或は養生せられたコンクリート或はモルタルの強度は、一般に常溫に於て製作養生されたものより同材齡に於ては小なる強度を示すものである。即ち低溫度は強度増進の割合を小とする。

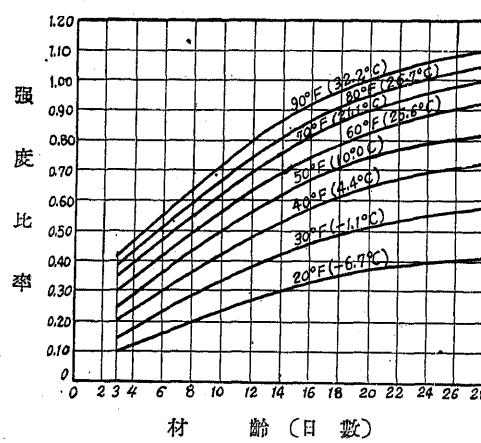
此の低溫度の影響はコンクリート或はモルタルの凝結或は硬化の初期に於ける程、即ち材齡の小なるものに於ける程著しく、また其の持続時間の長い程其の影響は大であつて、コンクリート或はモルタルが充分に硬化せる場合には殆んど影響がない。また凝結の初期に於て零度近くの低溫度に曝らされたものでも、適當の時期例へば材齡1ヶ月以内に於て常溫に戻され、其後常溫のものに養生されるならば、其の凝結初期に於いて蒙つた低溫度の悪影響は徐々に回復され、相當の時日を経過したる後に於ては、其の強度は最初から常溫のものに製作養生されたものに比し著しい變化はないと言はれて居る。然し若し最初から持続的に低溫度のものに養生せられたものは、常溫に於て養生せられたものより小なる強度を示すものである(第31圖及び第32圖参照)。

溫度が零度以下に降つて約 -3°C 位になるとコンクリート或はモルタルは凍結する、即ちコンクリート或はモルタル中の水分が冰結するのである。此の様な状態になると、第一にセメントと化合してセメントを凝結せしむべき水分が冰結し去るのであるから、セメントの凝結即ちコンクリート或はモルタルの硬化作用は全然休止し、第二には水が冰結する際の容積膨脹に依りコンクリート或はモルタルの組織が粗となり、從つて密度が小となる。冰結した水は再び融ければセメントと化合して其凝結硬化作用を營み得るが、冰結に依る容積膨脹によつて組織の密度が小となつたとは、假令冰結した水が融けても元の密度に復歸することは殆んど不可能である。之等の理由に依り凍結はコンクリート或はモルタルに著しき悪影響を與へるものである。

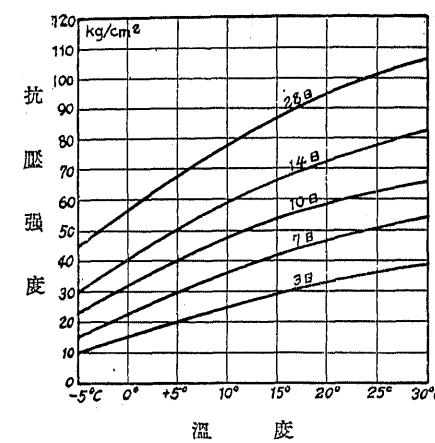
凍結の影響は凝結或は硬化の初期に於ける程大であつて、相當充分に硬化せるものにあつては其の影響は小である。之は充分に硬化せるものにあつては水分は既に大部分セメントと結合して居て、化學的に結合した水は冰結しないからである。然し凝結或は硬化の初期に於て凍結を生じても、其の持続期間が短く、其後常溫で永い期間養生されるならば、凍結の影響は小である。また凍結の影響は水量の多いもの即ち軟練のものに於て著しく、乾燥養生のものより濕潤養生のものに於て著しい。即ち凍結に依つて硬化作用が一時的に休止することよりも、冰結する水の容積膨脹に依つてコンクリート或はモルタルの組織の結合を破壊されることの方がより著しい悪影響を與へるものと解釋される。

上記の如き低溫度又は凍結の影響に關しては古くから種々の實驗的研究があるが、其のうち主要なるものを擧ぐれば下註の通りである<sup>(1)</sup>。之等の實驗的研究の中には互に相反せる結果を示す點もあるが、大體に於て前述の如き關係は一般に認められて居る所である。今次に之等の研究の中其の二三を摘録する。

マクダニエル(McDaniel)がイリノイ大學に於て、水セメント比 0.7、配合重量比 1:2:4(配合容積比 1:2.2:3.6)なるコンクリートに就き、夫々持続的に一定溫度のもとに養生して實驗せる結果は第 31 圖及び第 32 圖である。此の圖に示す結果は他の條件を異にする種々のコンクリートに對して一般的に當て嵌まるものとは考へられないが、溫度と抗壓強度との關係を最も如實に示して居るものと考へられる。



第 31 圖



第 32 圖

ゲルマー(Germer)が粗骨材として砂利又は碎石を使用せるコンクリートの 20 cm 正立方體

- (1) H. Germer, Einfluss niederer Temperaturen auf die Festigkeit von Mörtel, Mauerwerk und Beton 1911, Verlag Ton.-Ztg;
- M. Gary, "Versuche über den Einfluss von Kälte und Wärme auf die Erhärtungsfähigkeit von Beton" (Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 13, 1912);
- A.B. McDaniel, "Influence of Temperature on the Strength of Concrete" (Bulletin No. 81, Engineering Experiment Station of University of Illinois, 1915);
- 吉田徳次郎, "Studies on Cooling Fresh Concrete in Freezing Weather" (Bulletin No. 123, Eng. Exp. Station of Univ. of Illinois, 1921);
- A. Gessner, "Ueber die Erhältung von Beton bei niedrigen Temperaturen über dem Nullpunkt" (B. u. E., 1925, S. 161);
- O. Graf, "Versuche über den Einfluss niederer Temperaturen auf die Widerstandsfähigkeit von Zementmörtel und Beton" (Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 57, 1927);
- 其他 Kleinlogel-Hundeshagen-Graf, Einflüsse auf Beton, 1925, S. 121 ff を参照すべし。

に就て -11°C に於ける凍結の影響を實験した結果の一例は第 29 表である。此の表に示せる實験に於ては供試體製作後先づ  $\frac{1}{4}$ , 3 或は 7 日間常溫に於て養生し、然る後に -11°C に於て凍結せしめたものであつて、ゲルマーの實験に依れば 10 日間の持続的の凍結より、10 日間、

第 29 表 凍結のコンクリート抗壓強度に及ぼす影響(ゲルマーの實験)

(但し常溫に於て養生せしコンクリートの同材齡に於ける抗壓強度に對する比率)

配合比	製作後常溫に於て養生せし日數	10 日間 5 回凍結を繰返し以後常溫養生			10 日間凍結以後常溫養生		
		2 週	6 週	10 週	2 週	6 週	10 週
1 : 3	$\frac{1}{4}$	0.61	0.58	0.57	0.29	0.58	0.59
	3	0.83	0.75	0.73	0.40	0.67	0.69
	7	—	0.99	0.94	—	0.78	0.83
1 : 6	$\frac{1}{4}$	0.51	0.61	0.62	0.19	0.44	0.41
	3	0.56	0.73	0.65	0.29	0.60	0.56
	7	—	0.87	0.78	—	0.91	0.77
1 : 12	$\frac{1}{4}$	0.38	0.49	0.53	0.12	0.38	0.35
	3	0.56	0.70	0.71	0.18	0.56	0.57
	7	—	0.90	0.89	—	0.68	0.70

1 日置きに 5 回凍結を繰返した方が一般に凍結の影響は小である。凍結の始發が早い程悪影響を與へることも第 29 表より明かである。またゲルマーの實験に於ては、セメント量の多い配合のもの、或は砂利を使用せるものに於ける凍結の影響は、セメント量の少い配合のもの或は碎石を使用せるものに於ける影響より小であつた。

グラーフ(Graf)が普通及び高級のポルトランドセメント、鐵ポルトランドセメント、高爐セメント及びアルミナセメントを使用せるコンクリート及びモルタルに就て低溫度及び凍結の影響を實験した結果より第 30 表及び第 31 表を引用する。第 30 表に示す値は材料の貯藏、混捏及び供試體の製作を 0°C に於て行ひ、7 日或は 14 日間 0°C に於て養生し、其後常溫(15° ~ 20°C)の水中にて養生した供試體の抗壓強度と常溫に於て施工し且つ常溫の水中養生をした供試體の同材齡に於ける抗壓強度との比であつて、之に依れば低溫度がモルタルの凝結硬化作用を遲延せしめ、從つて其の抗壓強度を減すること、この影響はセメントの種類に依つて異なり、アルミナセメントを使用せる場合には其の影響の小なること、また同じ配合であれば水量の多い程影響の大なることが看取される。

第30表 低溫度のモルタル抗壓強度に及ぼす影響(グラーフの実験)

I: ポルトランドセメント、鐵ポルトランドセメント; II: アルミナセメント

配合 重量比	水セメント 重量比	7日間(2日間空氣中、5日間 水中) 0°C, 以後常温水中養生			14日間(2日間空氣中、 5日間水中) 0°C, 以後常温水中養生	
		7日	28日	56日	28日	56日
I	1:3	0.43~0.45	0.27~0.60	0.57~1.08	0.58~1.02	0.49~0.91
	1:3	0.55	0.19~0.43	0.43~0.95	0.47~0.92	0.45~0.80
	1:6	0.66	0.33~0.67	0.72~1.13	0.77~1.08	0.64~1.09
II	1:3	0.38	0.85	0.98	0.95	0.93
	1:3	0.48~0.50	0.76~1.00	0.80~1.07	0.78~1.06	0.81~0.96
	1:6	0.61~0.66	0.84~0.79	0.88~0.91	0.95~1.06	0.83~0.88
					0.80~1.08	0.96~1.00

第31表 凍結の1:3モルタル抗壓強度に及ぼす影響  
(グラーフの実験)

セメント 種類	水セメント 重量比	混捏 +14°C, 製作 -8°C, 7日間 -6°C乃至 -11°Cにて凍結, 以後常温水中養生	
		材齡14日	材齡35日
ポルトランドセメント及 鐵ポルトランドセメント	0.42~0.48(中練) 0.52~0.59(軟練)	0.65~0.78 0.40~0.67	0.54~0.71 0.47~0.72
アルミナセメント	0.42(中練) 0.52(軟練)	— 0.82	0.80 0.80

第31表に示す値は材料の貯蔵、混捏を +14°C にて行ひ、-8°C にて供試體を製作したる後、-6°C 乃至 -11°C の空氣中にて凍結せしむること 7 日間の後に於て凍結を融解し、以後 7 日間或は 28 日間常温 (15° ~ 20°C) の水中にて養生した 1:3 モルタルの抗壓強度と、材料の貯蔵、供試體製作及び水中養生等すべて常温に於て行つたものゝ材齡 7 日或は 28 日に於ける強度との比であつて、之に依れば凍結を融解した後 7 日乃至 28 日間常温の水中養生を行ふも、其の強度は最初から常温の水中にて 7 日乃至 28 日間養生したものゝ強度より遙かに低いこと、また此の場合に於てもアルミナセメントを使用する方が其の影響の小なることがわかる。上記の實験は製作後直ちに凍結せしめたものであるが、若し製作後 24 時間常温にて養生したる後凍結せしめたものに於ては其の影響は比較的に著しくない。また製作後直ちに凍結し或は 24 時間を経て凍結したものは、之を再び常温の水中にて融解する際に何等の亀裂をも示さなか

つたが、製作後 4 時間を経て凍結したものは、其の融解の際に崩壊したことが報告されて居る。

またグラーフがコンクリート或はモルタルに就き製作後 3 日或は 7 日を経たる後 -10°C の凍結と +15°C の融解とを 25 回反覆繰返した實験に依れば、乾燥状態に於て實験したものにては、其の強度は反覆凍結によつて著しく減少されたが、供試體の實質には著しい變化がなかつたのに反し、水中に於て此の實験を行つたものにては、凍結終了後普通のセメントを使用せるものは大部分崩壊し、或は抗壓試験を行ふこと不可能となり、たゞアルミナセメントを使用せるものゝみ抗壓試験を行ひ得たることが示されて居る。

上記の事實は、すべて寸法の小なる圓盤若くは正立方體の供試體に於ける實験の結果であつて、一般に寸法の大なるコンクリート或は鐵筋コンクリート構造物の場合には其の趣を異にするることは明かである。若しコンクリート構造物が常温に於て施工されたものならば、著しい低溫度に遭遇するも、コンクリートの熱傳導率は一般に極めて小であるから、低溫度の影響は構造物の表面附近の部分に止り、内部まで低溫度となるには相當に永い期間を要し、場合に依つては低溫度自身の影響よりも構造物の内部に於ける溫度の不均一に依る應力の影響の方が大となる。然し酷寒中にコンクリートを施工する場合には材料全部が低溫度であり且つ低溫度中にて凝結硬化すべきものであるから、充分の注意を必要とすることは明かである。又水に接するコンクリート構造物の水面の部分は、水面の高下することに依つて凍結と融解との作用を交互に蒙り、冰結する水の容積膨脹に依り組織が漸次破壊される虞れがあるから注意すべきことである。

### § 28. 高溫度の抗壓強度に及ぼす影響

本邦内地に於ける夏季の氣温即ち +35°C 乃至 +40°C 以下の範囲では、マクダニエルの實験結果である第31圖及び第32圖の示すが如く、セメントの凝結に必要な水分が蒸發に依つて失はれない限り、養生中の溫度が高い程セメントの凝結は速くなり、従つてコンクリート或はモルタルの一定材齡に於ける強度は大となる。

例へば獨逸のグロース・リターフエルデ材料試験所(Mat.-Pr.-Amt Gross Lichtenfelde-West)に於て -10°C 乃至 +30°C の範囲にて 1:4 及び 1:8 のコンクリートに就て行はれた實験に依れば<sup>(1)</sup>

(1) 日光の直射はセメントの少い配合のものよりも、セメントの多い配合のものに悪影響を與へる。

(1) M. Gary, "Vesuche über den Einfluss von Kälte und Wärme auf die Erhaltungsfähigkeit von Beton" (Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 13, 1912).

(2) + 25°C 乃至 + 30°C の温度が凝結の最初から作用する場合には、硬練のコンクリートは上記の温度に於ても常温に於けると同様に硬化する、然し最初低い温度で凝結し相當の時日を経過したる後始めて上記の高温が作用する場合には、强度は約 10% 大となる。

またグラーフは 1:3 及び 1:6 のモルタル供試體を + 20°C, + 50°C 及び + 90°C の水中又は熱湯中に於て養生して抗圧及び抗張强度を試験したのであるが<sup>(1)</sup>、其の結論より重要な事項を引用すれば次の通りである。

(1) 製作後持続的に + 20°C の水中にて養生したものに比し、製作後 7 日若くは 56 日に於て + 90°C の熱湯中に養生した 1:3 モルタルの抗圧及び抗張强度は、初期に於ては大なる変化を示さないが、材齢の大となるに従つて著しく小となる。然し 1:6 モルタルの場合には、其の强度は + 90°C の熱湯中の養生に依つて却つて著しく大となる。

(2) 製作後 7 日目から + 50°C の温水中にて養生したモルタルの抗圧强度は、最初から持続的に + 20°C の水中にて養生したものに比し著しい差異は認められない。使用セメントの種類に依つては却つて増大したものもある。

(3) + 90°C の熱湯中より直ちに + 20°C の水中に移すか、或は逆に + 20°C の水中より直ちに + 90°C の熱湯中に移して養生した場合の强度は、持続的に + 90°C の熱湯中に於て養生したものより一般に小なる値を示し、此の急激なる温度変化の影響は使用セメントの種類に依つて著しく異なり、且つ此のために供試體に龜裂を生ずる。

上記の如く、普通の場合養生中の温度が高くなるに従つて一般に强度が大となることは、それに依つて水分が蒸發しない場合、即ち水中或は蒸氣中に養生したことであつて、何等の被覆もなく高温度の空氣中に放置せらるゝ場合、或は夏季の日光に直射される様な場合には、蒸發に依つてセメントの凝結に必要な水が失はれ、従つてコンクリート或はモルタルの强度は小となる。また養生中の温度が普通夏季に於て遭遇する氣温以上の著しい高温度となると、コンクリート或はモルタルの硬化従つて其の强度に著しい悪影響がある。此の影響の程度はセメントの量が多い程また温度の高い程大である。

ゲルマー(Germer)はコンクリート及びモルタルの供試體を、製作後 14 日目より + 70°, + 150° 及び + 250°C の高温度のもとに養生して其の强度を試験したが<sup>(2)</sup>、其の結果の中重要な事項は次の如くである。

(1) O. Graf, "Versuche über das Verhalten von Zementmörtel in heissem Wasser" (Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 62, 1930).

(2) H. Germer, Einfluss höherer Temperaturen auf die Festigkeit von Mörtel, Mauerwerk und Beton 1911, Verlag Ton-Ztg.

(1) 上記の高溫養生のモルタルの强度は、初期に於ては常温の空中養生のものより大なる値を示すが、材齢の大となるに従つて其の差は減少し、遂には常温養生のものに比して著しく小となる。此の强度減少の程度は配合比及び高溫の程度に依りて異なり、250°C の場合の材齢 26 週に於ける抗圧强度の減少率は、セメントの多い配合では 60 ~ 63%, セメントの少い配合では 54 ~ 68% であり、また 150°C にて養生した 1:3 モルタルの抗圧强度は、常温養生のものに比し材齢 18 週に於て約 25%, 28 週に於て約 62% 減少する。抗張强度は高溫の影響を蒙ること抗圧强度に比して著しく、高溫度が永く續く場合には零に近くなる。

(2) モルタル供試體を高溫度のまゝ試験した場合と、之を乾燥状態のもとに徐々に冷却し、試験した場合とは殆んど同様の結果を示すが、高溫度より撒水等の方法で急激に冷却すると其の試験の結果は抗圧强度を減少し、減少の程度はセメントの多い配合では約 30%, セメントの少い配合では約 45% である。

(3) 配合比 1:3 及び 1:7 のコンクリート供試體に對する高溫度の影響は、前者に於て大であり、材齢 14 週に於て前者は約 50%, 後者は約 45% の强度を減少した。

(4) コンクリートに於てもモルタルと同様に高溫度のまゝの試験と乾燥冷却後の試験とは大體同様の結果を示すが、濕潤状態に急激に冷却せしめるとセメントの多い配合のものでは約 25%, セメントの少い場合には約 45% の强度減少が認められた。

上記の關係はすべて養生中に於ける高溫度の影響であるが、充分に硬化したコンクリート或はモルタルに對しては、+ 100°C 以下の高溫度は殆んど影響がないと言つて差支へがない。第 32 表に示すのは既に硬化せるコンクリート及びモルタルに對する高熱の影響に關する實驗結果の一例である。

第 32 表の中 I 及び II はウールソン(Woolson)が 1:2:4 コンクリートの一邊 10 cm な

第 32 表 硬化せるコンクリート或はモルタルの抗圧强度に對する高熱の影響

溫 度 °C	0	100	150	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
I kg/cm <sup>2</sup>	135	13	—	136	134	128	120	113	103	92	82	71	57	39
I %	100	100	—	100	99	94	88	83	78	67	60	52	42	29
II kg/cm <sup>2</sup>	128	110	—	99	90	81	75	68	63	56	52	—	—	—
II %	100	86	—	77	70	63	58	53	49	44	41	—	—	—
III kg/cm <sup>2</sup>	374	370	425	424	379	—	305	—	171	—	—	49	—	—
III %	100	99	114	113	101	—	81	—	46	—	—	13	—	—

る正立方體を、材齢 33 乃至 56 日に於て 30 分に  $140^{\circ}\text{C}$  の割合で溫度を高め、約 4 時間半一定の溫度に保つた後、空氣中に於て徐々に冷却して其の抗壓強度を試験せる結果であつて、<sup>(1)</sup> I に示す値は花崗岩又は玄武岩の如き火山岩質の骨材を使用せるもの、II は石灰岩の骨材を使用せるものである。ウールソンの實驗に依れば、火山岩質の骨材を使用せるものは  $300^{\circ}\text{C}$  近に於ては抗壓強度に變化を認めず、其後漸次強度減少の度を大とするに反し、石灰岩質のものに於ては  $100^{\circ}\text{C}$  に於ても既に急激に強度を減少し、其後溫度の大となるに従ひ其の減少の度が小となる傾向を示して居る。

III に示す値はグルート(Grut)<sup>(2)</sup> が 1:3 のモルタルの一邊 5.2 cm なる正立方體を、材齢 2 月半乃至 3 月に於て高溫度に熱したものであつて、 $300^{\circ}\text{C}$  近に於ては抗壓強度は減少せず、却つて  $150^{\circ}\text{C}$  乃至  $200^{\circ}\text{C}$  に於て増大したことを示して居る。

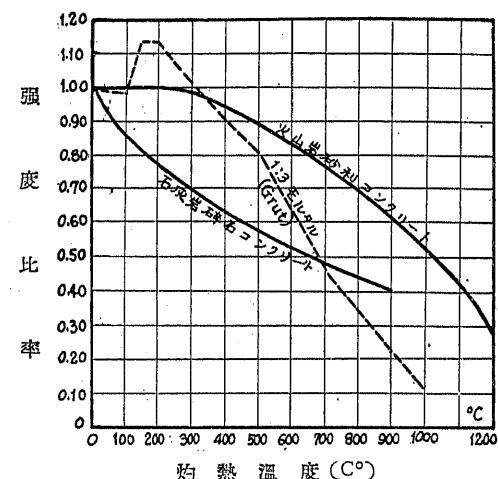
またグロース・リヒター・フェルデの材料試験所に於て行はれた實驗結果<sup>(3)</sup> は第 33 表に示す通りであるが、此の實驗に於ける材齢は 16 ヶ月であつて、供試體に就て加熱試験を行ふと共に、實驗の爲に特別に作られたコンクリート建築物に火災を起さしめ、火災後建築物の壁體より試験片を切取つて其の強度を試験したものである。

其他高熱に關する多くの實驗があるが、大體に於て  $+250^{\circ}\text{C}$  以下の高熱は既に充分に硬化せるコンクリート或はモルタルの抗壓強度には著しい影響を與へず、溫度が  $500^{\circ}\text{C}$  位となれば抗壓強度は約 20 % 減少するものと考へられる。またコンクリート或はモルタルが高熱に遇ふ場合の影響は、セメントの種類及び骨材の種類に依つて其の趣を異にし、セメント製造の際の

(1) Ira H. Woolson, "Investigation of the Effect of Heat upon the Compressive Strength and Elastic Properties of Concrete" (Proc. of Am. Soc. for Test. Mat., 1905).

(2) Handbuch f. Eisenbetonbau, 2 Aufl., Band XI; Kleinlogel-Hundeshagen-Graf, Einflüsse auf Beton 1925, S. 379.

(3) M. Gray, "Brandproben an Eisenbetonbauten" (Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 11, 1911; Heft 33, 1916; Heft 41, 1918).



第 33 圖 高熱のコンクリート或はモルタルの抗壓強度に及ぼす影響

第 33 表 コンクリートの抗壓強度に對する高熱の影響

配合比	骨材の種類	20 cm 正立方供試體		火災実験用構造物	
		加熱前	加熱後	火災前	火災後
		kg/cm <sup>2</sup>	比率	kg/cm <sup>2</sup>	比率
1 : 8	玄武岩碎石	186	1.10	119	120
1 : 4	"	207	1.26	—	—
1 : 8	花崗岩碎石	237	0.98	232	225
1 : 4	"	238	0.73	—	—
1 : 4	砂利	288	0.76	326	249
1 : 5	鐵滓	206	0.60	—	—
1 : 5	輕石	57	0.53	—	—

灼熱溫度が高い程耐熱的であり、骨材に就て言へば火山岩質のもの殊に玄武岩質のものは他の種類のものに比し良好である。石英は  $570^{\circ}\text{C}$  近くに於て其の組織を變化し、石灰岩は  $650^{\circ}\text{C}$  以上に於て炭酸瓦斯を發散する等の事實より、石英を多く含む骨材若くは石灰岩質の骨材を使用せるものは高熱に對して弱いと言はれて居る。

### § 29. セメントの風化のコンクリート或はモルタルの抗壓強度に及ぼす影響

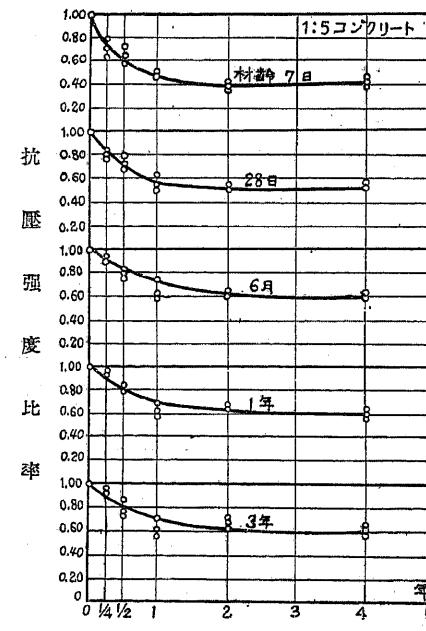
セメントは之を普通に空氣中に貯藏すると漸次空氣中の濕氣を吸收して加水分解を起し、其の結果品質の變化即ち風化を起す。風化したセメントの強度及び之を使用せるコンクリート或はモルタルの強度殊に抗壓強度は、新鮮なるセメントの場合に比して一般に著しく小である。これはセメントの加水分解に依つて生ずる塊が骨材と同じ様になり、一定量のコンクリート或はモルタル中のセメント量を減少せしめることに依るものと考へられる。然しあた製造直後のセメントは一般に有害であると謂はれて居る。即ち製造直後のセメントは遊離石灰を含むこと多く、從つて膨脹性龜裂を生じ易く、また強度が小であつて、之を約 2 週間貯藏すると其の間に遊離石灰が炭酸石灰に變化する等のことに依つて其の品質が適當なものとなる。

セメントの風化は主として空氣中の濕度に依るものであるから、普通の布袋詰のものは紙袋詰のものより風化が著しく、また現場の小舎等に貯藏する場合には、實驗室内に於て貯藏するより一般に風化の程度は大である。然して若しセメントを充分に乾燥せる空氣中に貯藏する場合には、殆んど風化は起らず長期に亘つてよく其の品質を保ち得るものである。上記の如くセメントの風化及び之に依る強度の減少は溫度の大なる程著しく、また貯藏年月の長期に亘る程大である。

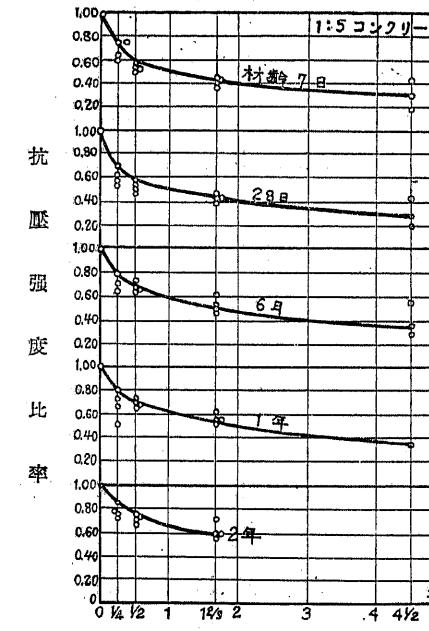
セメントの貯蔵の影響に關しては我國のみならず米國、獨逸其他の各國に於て多數の實驗が行はれたが、其中最も廣範囲に亘り且つ詳細なるものは 1916 年から 1923 年にわたつて行はれたエブラムスの實驗であらう<sup>(1)</sup>。エブラムスの實驗に於ては供試セメントは 3 種のポルトランドセメントであつて、之を最初の 2 年間は布袋詰のまゝ一部は實驗室、残りの一部は地下室、残餘のものは特に實驗のために普通の現場に於けると同様に作られた小舎の中に貯蔵し、其後は全部之を實驗室内に貯蔵したものである。強度の試験は上記のセメントを使用せる總數 1300 個の直徑 5 cm 高さ 10 cm のモルタル圓盤及び 1250 個の直徑 15 cm 高さ 30 cm のコンクリート圓盤に就て、夫々材齡 7 日、28 日、6 月、1 年及び 2 年に於て行はれたものである。次に此の實驗の重要な結果を摘録する。

(1) すべての場合にセメント貯蔵期間の大となる程モルタル及びコンクリートの抗壓強度は減少する。

(2) 強度減少の程度は小舎中に貯蔵せるものに於て最も著しく、地下室貯蔵のものは之と大差がない。(第 34 圖乃至第 37 圖参照)。



第 34 圖

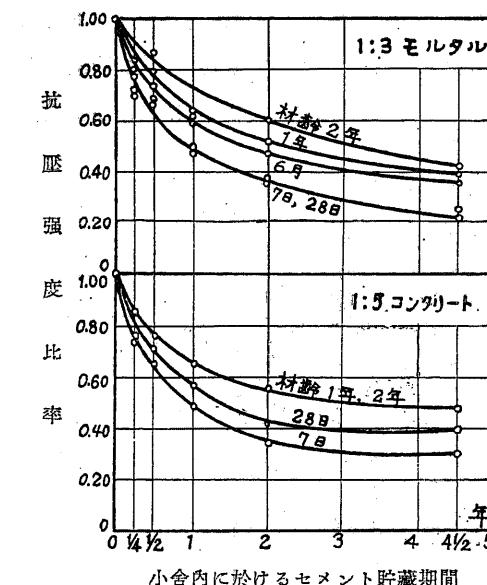


第 35 圖

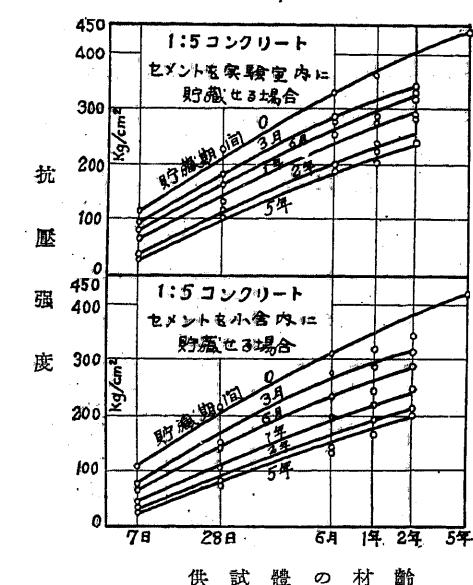
(1) Abrams, "Effect of Storage of Cement" (Bull. 6, Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute, Chicago, 1927).

(3) 貯蔵期間の最初の 3 ヶ月に於て強度の減少最も著しく、其後の減少の程度は非常に小である。

(4) セメント貯蔵の強度に及ぼす影響は供試體の材齡が大となるに従つて小となる(第 36 圖及び第 37 圖参照)。



第 36 圖



第 37 圖

(5) 通常の現場に於けるが如く、袋詰のまゝ小舎に貯蔵する場合の強度減少の平均値は次の如くである。

貯蔵期間 : 2 月 6 月 1 年 2 年 4½ 年

強度減少 : 20 28 40 54 55 %

(6) セメントの貯蔵に依り其の凝結時間に變化を生じ、1½ 年乃至 2 年間貯蔵せるものは最大の凝結時間を示す。

(7) 上記の結果はすべてセメント中に生じた塊を除去して實験した結果であるが、小舎の中に 7 年間貯蔵したセメントより塊を取除いて試験せる結果は、新鮮なるセメントを使用せる場合の 30 % の強度を示し、塊を粉碎したもののみを使用せるものは、新鮮なるセメントを使用せるもの約 10 % の強度を示した。

獨逸に於ける此種の實験の一例として第 34 表及び第 35 表を示す。これはすべて獨逸の

セメント規格に依るセメントの強度即ち 1:3 モルタルの材齢 28 日に於ける抗圧試験の結果であつて、第 34 表に示すものはグラーフが 1907 年より 1920 年の間に行つた實験の結果、第 35 表に示すものはダーレムの材料試験所 (Mat.-Pr. Amt Berlin-Dahlem) に於て 1909 年から 1920 年の間に行はれた實験結果である<sup>(1)</sup>。グラーフの實験に就て見れば、貯藏期間が 9 ヶ月以内に於ては殆んど強度減少は認められず、場合に依つては新鮮なものより却つて強度が増大して居て、前記エブラムスの實験結果と矛盾する様であるが、之はグラーフが特にセメントを充分に乾燥せる密閉室内に貯藏した結果であつて、之によつてセメントを充分なる乾燥状態のもとに湿氣を防いで貯藏すれば其の品質を永く保ち得ることがわかる。ダーレムに於ける實験結

第 34 表 セメントの貯藏に依る材齢 28 日に於ける抗圧強度の變化  
(グラーフの實験、+ 増、- 減)

セメント種類	新鮮 kg/cm <sup>2</sup>	セメント貯藏期間						
		3月 kg/cm <sup>2</sup>	4月 kg/cm <sup>2</sup>	6月 kg/cm <sup>2</sup>	9月 kg/cm <sup>2</sup>	1年 kg/cm <sup>2</sup>	1 1/4 年 kg/cm <sup>2</sup>	2年 kg/cm <sup>2</sup>
HII	320	- 0.6	-	-	-	-	-	-
III	321	-	- 0.3	-	-	-	-	-
IV	316	-	-	-	- 1.6	-	-	-
V	344	+ 0.9	-	-	+ 1.2	-	-	-
VI	406	+ 2.5	-	-	+ 6.4	-	-	-
VII	371	+ 1.9	-	-	+ 0.3	- 5.7	-	-
VIII	459	- 1.3	-	-	- 0.7	- 2.4	-	-
VIX	376	- 5.0	-	-	- 4.8	- 9.3	-	-
X	438	- 5.3	-	-	- 3.7	- 8.7	-	-
XII	433	- 1.9	-	-	- 6.7	- 4.2	-	- 9.0
Th	494	-	-	+ 0.8	-	+ 4.3	-	-
HP	410	-	-	-	-	- 80.3	-	-
鐵ポルト HB	469	-	-	-	-	- 27.1	-	- 52.7
ランド B	388	+ 6.7	+ 16.2	-	-	-	-	-
セメント N	364	-	-	- 0.3	-	- 6.3	-	-
高 爐 D	346	- 2.9	-	- 19.7	-	-	-	- 45.5
セメント R	425	- 9.2	-	- 17.0	-	- 17.9	-	-

(1) O. Graf, "Beobachtungen über die Lagerbeständigkeit von Zementen" (Beton und Eisen 1924, Nr. 14); "Weitere Beobachtungen über die Lagerbeständigkeit von Zementen" (Beton und Eisen 1925, Nr. 3).

第 35 表 セメントの貯藏に依る材齢 28 日に於ける抗圧強度の變化  
(ベルリンダーレムの實験、+ 増、- 減)

セメント種類	セメント貯藏期間						
	0		3月		6月		7年
	kg/cm <sup>2</sup>						
ボルトランドセメント	A	358	290	- 19.0	-	-	-
	B	260	241	- 7.3	-	-	-
	C	306	287	- 6.2	-	-	-
	D	297	265	- 10.8	-	-	-
	E	429	423	- 1.4	391	- 8.9	375
	F	318	294	- 7.5	225	- 29.3	204
鐵ポルトランドセメント	E	254	244	- 3.9	-	-	-
	F	254	237	- 6.7	-	-	-
	G	211	214	+ 1.4	-	-	-
	H	191	201	+ 5.2	-	-	-
	L	414	419	+ 1.2	411	- 0.7	357
	K	367	335	- 8.7	316	- 14.0	317
高爐セメント	R	319	319	- 1.0	277	- 13.0	257
	C	314	-	-	227	- 27.7	-
F	F	410	-	-	231	- 43.1	-

果は普通に貯藏したものであるが、一般にエブラムスの實験結果より強度減少の程度が小である。之は勿論米國と獨逸に於けるセメントの品質に差異があることに依るものであらう。

我國に於ける實験の一例は第 36 表である。これは復興事務局技術試験所に於て行はれた本邦産の普通、準高級、高級ボルトランドセメント及び米國産のアルミナセメントに就て、其の風化による種々なる影響に關する實験結果のうち、1:2:4 コンクリートの抗圧強度に關するものを抜萃したものである<sup>(1)</sup>。供試體は直徑 10 cm 高さ 20 cm の圓墻體であつて、セメントは實驗室内に於て厚さ約 10 cm に撒布し、毎週 2 回切り返して上下よく混合したものである。之に依れば 3 種のボルトランドセメントは大體同様の變化を示し、風化の初期に於ては何れもコンクリートの強度が大となつて居るが、其後漸次強度は減少し、其の割合は前記エブラムス或は獨逸に於ける實験に比して著しく大である。此の原因は此の實験に於けるセメント貯藏方法がエブラムス或は獨逸に於ける實験の場合と異なり、セメントがよく風化する様に貯藏せられた

(1) 復興事務局技術試験所報告第 2 部第 14 篇 (昭和 6 年)

第 36 表 セメントの風化に依る 1:2:4 コンクリートの抗圧強度の變化  
スランプ 3 cm (復興事務局技術試験所)

風化週間	ポルトランドセメント		準高級ポルトランドセメント		高級ポルトランドセメント		アルミナセメント	
	x	K <sub>28</sub>	x	K <sub>28</sub>	x	K <sub>28</sub>	x	K <sub>28</sub>
0	0.602	196(100)	0.521	337(100)	0.531	269(100)	0.556	409(100)
2	0.578	229(117)	0.537	343(103)	0.552	361(134)	0.552	359( 88)
4	0.573	241(123)	0.563	293( 87)	0.578	299(111)	0.557	373( 91)
6	0.583	215(110)	0.573	266( 79)	0.583	303(113)	0.568	330( 81)
8	0.609	201(103)	0.583	266( 79)	0.609	176(102)	0.573	288( 71)
10	0.625	136( 69)	0.599	195( 58)	0.625	201( 75)	0.563	326( 80)
13	0.661	108( 55)	0.620	145( 43)	0.651	172( 64)	0.563	299( 73)
17	0.675	113( 58)	0.641	157( 47)	0.667	125( 46)	0.573	157( 38)
21	0.685	116( 59)	0.677	110( 38)	0.716	106( 39)	0.577	129( 32)
25	0.695	84( 43)	0.698	87( 26)	0.698	73( 27)	0.609	246( 60)
29	0.750	64( 33)	0.750	63( 19)	0.792	64( 24)	0.615	289( 71)
33	0.756	47( 24)	0.823	53( 16)	0.770	40( 15)	0.620	318( 78)

x = 水セメント重量比, K<sub>28</sub> = 材齢 28 日の抗圧強度 kg/cm<sup>2</sup> (比率)

ことにも依るが、またスランプを 3 cm と一定にしたが爲に風化の進むに従ひ所要水量が大となり、之が爲に第 9 図乃至第 11 図に示すが如く強度が著しく減少したものと思はれる。また米國産のアルミナセメントに就て見れば、之は前記三種のポルトランドセメントと大いに其の趣きを異にし、風化期間の 17 週乃至 21 週即ち 4 ヶ月前後に於て強度は最小となり、以後水セメント比の大となるに拘はらず强度は著しく増大する傾向を示して居る。

要するに我國の氣候は歐洲或は米國に比し湿度著しく高く、また本邦産のセメントの粉末程度は最近益々微細になりつゝあつて風化作用は一層大となると考へられるから、セメントの貯蔵に際しては充分の注意が肝要である。

### § 30. コンクリート或はモルタルの製作方法とその抗圧強度との関係

コンクリート或はモルタルの製作方法即ち混捏方法、混捏時間、搾き固める方法及び其の程度或は填充の際に加へらるる圧力又は振動等は、コンクリート或はモルタルの強度に相當の影響を與へるものである。

#### 1) 混捏方法の影響

混捏方法は之を手練と機械練とに大別することが出来る。多くの実験結果に依れば<sup>(1)</sup> 機械

(1) Kleinlogel-Hundeshagen-Graf, Einflüsse auf Beton 1925, S. 163.

練の方が手練よりも一般に大なる強度を與へるものと言へるが、然し其の割合に就ては、使用機械の種類、手練の方法等の條件が一定でないために、之を一定の數値を以て示すことは困難である。手練と雖も厳密なる監督のもとに充分に混捏すれば強度の大なるものを作り得るが、人に依りて熟練不熟練の程度が異なり、同一の人に於ても何時も一定の程度に混捏することは不可能であり、また大量のものを作るには頗る不適當不經濟であつて、現今鐵筋コンクリート工事に於ては特別なる場合の他は機械練に依るのが原則である。

混捏の程度を實際に測定することは殆んど不可能であるから、混捏繼續時間を以て之を表はすことにして、之に依つて混捏の程度と強度との關係を知ることが出来る。此の種の實験は主として機械練のものに於て行はれるものであつて、第 37 表に示すのはエブラムスの實験結果の一つである<sup>(1)</sup>。第 37 表の混捏時間は混合機の回轉開始時間より其の終了後コンクリート

第 37 表 コンクリート混捏時間と其の抗圧強度

コンクリート の種類	骨材寸法 mm	混捏時間(分)							
		1/4	1/4	3/4	1	1 1/2	2	5	10
1:4 (硬練)	0~32	77	89	95	100	106	112	127	138
		90	95	98	100	103	105	112	118
1:2 (中練)	0~32	86	93	97	100	104	107	117	124
		78	89	96	100	107	112	127	138
1:15 (,,)		62	81	92	100	111	119	144	163
		0~1.2	28	64	85	100	120	136	184
1:5 (中練)	0~2.4	39	70	89	100	120	136	176	208
	0~4.7	50	75	90	100	114	125	159	184
	0~51	81	91	96	100	106	109	122	131

を吐出する迄の時間であつて、強度は材齢 28 日に於ける強度を、混捏時間 1 分のものを標準として示したものである。之に依れば混捏時間の長い程等齋なるものが得られて從つて強度が大となること、其の程度は硬練のもの及び骨材の寸法の小なるものに於て著しいことがわかる。

#### 2) 搾き固めの影響

コンクリート或はモルタル一定の型中に入れた後、其の表面を搾植の如きもので敲いて搾き固めを行ふことは一般に其の強度を高めるものであつて、之は表面を敲くことに依つて軟練のものに於いては主として餘分の水分が、硬練のものに於いては主として氣泡が壓し出されて、

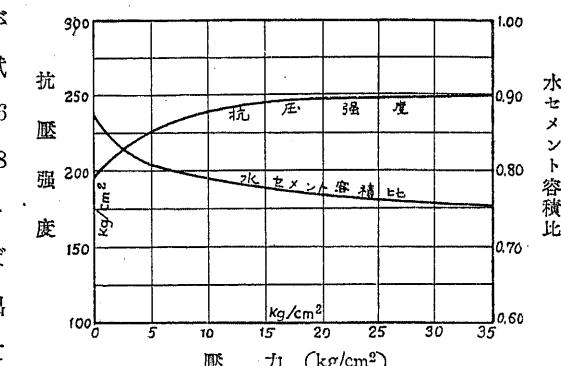
(1) Abrams, "Effect of Time of Mixing on the Strength of Concrete" (Canadian Engineer, 1918; Proc. American Concrete Institute, 1918);

コンクリート或はモルタルの空隙が小となり、即ち其の密度が大となることに起因するものと思はれる。然し搾き固めの程度が過ぎると却つて強度は減少するものである。また搾槌で敲いて搾き固める代りに、搾棒を以て突いて搾き固めを行ふことは、コンクリート或はモルタル中の氣泡を導き出すことに有效であつて、従つて其の強度を増大せしむるものと言はれて居る<sup>(1)</sup>。

### 3) 壓力の影響

コンクリート或はモルタルの供試體製作後直ちに若くは其の硬化の初期に於て壓力を加へることは、搾槌にて搾き固めを行ふと同じ意味に於て強度を増大せしめるものである。即ち壓力を加へることに依つてコンクリート或はモルタル中の水分及び氣泡が壓し出されて、水セメント比の小なるもの及び空隙の小なるものとなるからである。

第38圖に示すものは、エブラムスが  $15 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$  のコンクリート圓墻供試體に  $35 \text{ kg/cm}^2$  近の壓力を 15 分乃至 16 時間作用せしめたるものに就き、其の 28 日目の抗圧強度及び加壓後の水セメント比を試験した結果である<sup>(2)</sup>。之に依れば壓力を加へることに依つて水分が壓し出されて水セメント比が小となり、従つて強度が大となることがわかる。またエ



第38圖 壓力と抗圧強度及び水セメント比との關係 (1:5 コンクリート)

ブラムスの實驗に依れば加壓繼續時間は殆んど無關係の様である。之は壓し出される水分は、加壓の初期の極めて短時間のうちに壓し出されて終ふことに依るものと思はれる。

またシューメア(Schmeer)の 1:3 モルタルに於ける實驗に依れば<sup>(3)</sup>、 $50 \text{ kg/cm}^2$  近の壓力は強度を増大せしむるも、之以上になると強度は却つて減少する。即ち壓力が非常に大となるとセメントの凝結に必要な水分までも壓し出される結果に依るものと想像される。

要するに上記の事實に依つて搾き固めが強度を増大し、また寸法の大なるコンクリート構造

(1) Giesecke, "Effect of Rodding Concrete" (Proc. of Am. Soc. for Test. Mat., 1929), "Vibration in the Effect of Rodding Concrete" (Proc. of Am. Soc. for Test. Mat., 1921).

(2) Abrams, "Effect of Vibration, Jigging and Pressure on Fresh Concrete" (Proc. American Concrete Institute 1919; Bull. 3, Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute, Chicago, 1919).

(3) Schmeer, Deutsche Bauzeitung, Zementbeilage, Nr. 18, 1916.

物に於ては、上部のものより下部のものの方が一般に強度が大となることを説明し得るものと思はれる。

### 4) 衝撃或は振動の影響

既に充分に硬化せるコンクリート或はモルタルに對しては衝撃或は振動は殆んど影響を有しないが、凝結中のものに對する運搬、填充、搾き固め若くは他の理由に依つて生ずる衝撃或は振動は強度に對して相當の影響を有するものである。之に關して詳細に實驗を行つたものは、著者の知れる限り、エブラムスの實驗<sup>(1)</sup>と獨逸のドレスデン(Mechanisch-Technische Versuchsanstalt zu Dresden)<sup>(2)</sup>に於ける實驗であるが、此の兩實驗の示す結果の中には互に矛盾せるものがあつて、之に依つて衝撃或は振動の強度に與ふる影響を一意的に斷定することは困難である。然し大體に於て水量が大なる程衝撃或は振動の影響は大であつて、軟練のものに急速な衝撃を與へると其の抗圧強度は一般に減少する様である。

## § 31. コンクリート及びモルタルの抗張強度

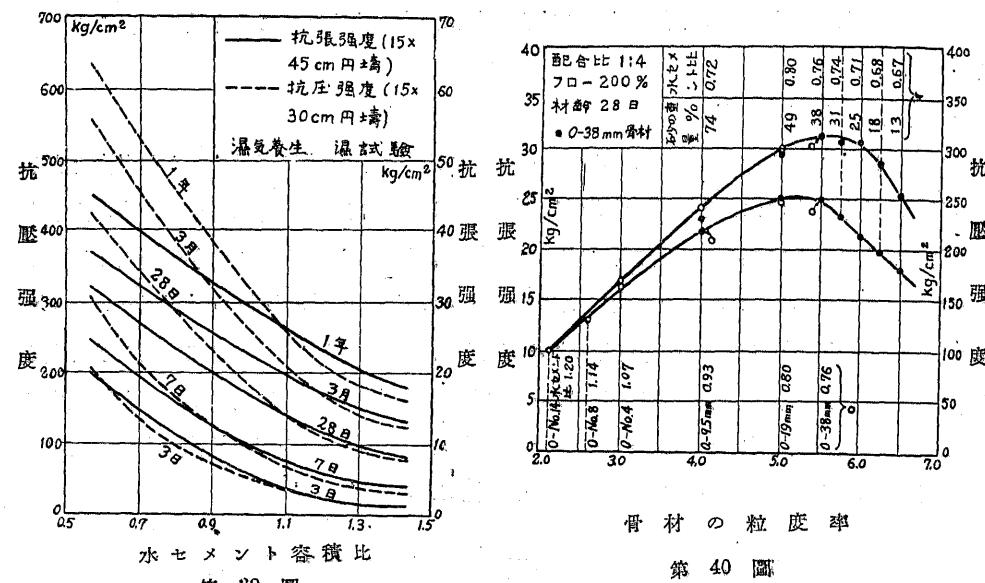
コンクリート及びモルタルの抗張強度は其の抗圧強度に比し一般に極めて小であつて、抗圧強度の約 10 分の 1 位である。今迄に行はれた實驗に依れば、抗張強度は抗圧強度と等しくセメント及び骨材の品質、骨材の粒度、配合比、水量、材齡、製作方法及び試験方法等の種々なる要素に依つて左右せられ、之等の影響はすべて抗圧強度の場合と殆んど同様であると考へて差支へがない。

第39圖乃至第41圖に示すものは、ゴンナーマン(Gonnerman)及びシューマン(Shuman)<sup>(3)</sup>が 640 個のコンクリートの抗張供試體に依つて實驗せる結果の一部分である。此の供試體の大部分は直徑 15 cm 長さ 45 cm の圓墻體であつて、其の兩端 12.5 cm の部分に鋼のグリップを締め付け、之に依つて張力を傳達したものである。第39圖は軟練のコンクリートの強度と水セメント比との關係であつて、コンクリートの抗張強度も抗圧強度と等しく水セメント比の小なる程大となること、然し水セメント比の減少に伴ふ抗張強度増大の程度は、抗圧強度の場合程著しくはないことを示し、第40圖は骨材粒度率が抗圧強度に對すると同様に抗張強度にも影響を及ぼし、大體粒度率 4.0 乃至 6.0 に於て最大の強度を發揮することを示して居る。また此

(1) Abrams, "Effect of Vibration, Jigging and Pressure on Fresh Concrete" (前出).

(2) Scheit, Wawrziniok u. Amos, "Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung des Einflusses von Erschütterungen" (Deutscher Ausschuss f. Eisenbeton, Heft 40, 1918).

(3) Gonnerman and Shuman, "Compression, Flexure and Tension Tests of Plain Concrete" (Proc. of Am. Soc. for Test. Mat., 1928).

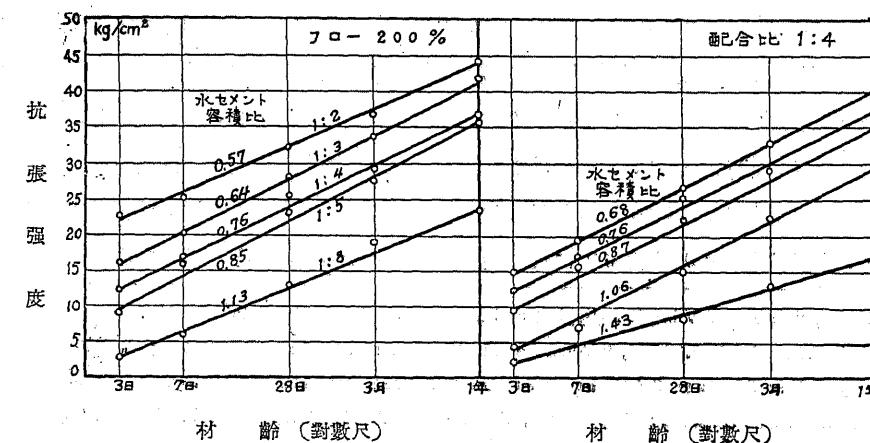


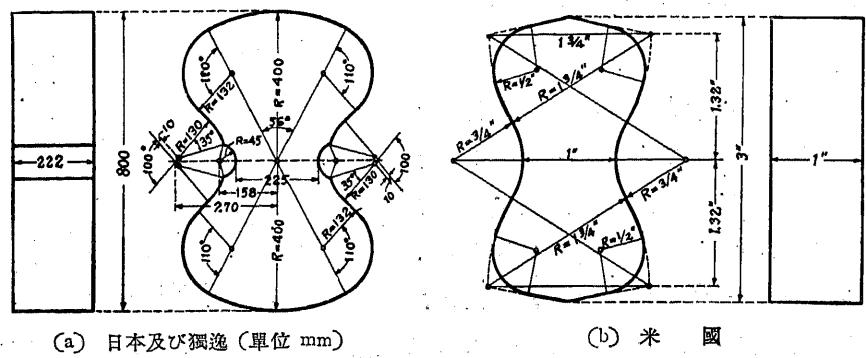
第 39 圖

の両圖よりコンクリートの抗張強度は抗圧強度の 1/10 乃至 1/12 であることがわかる。

第 41 圖は温氣中に養生せる軟練コンクリートの抗張強度と材齢との関係であつて、材齢を對數尺で以て示せば、抗張強度の變化は直線となること、即ち抗圧強度の場合にエブラムスが與へた (26) 式の関係が抗張強度の場合にも適用されることを示して居る。

尚ゴンナーマン及びシユーマンが圓筒體の直徑及び長さを變へて實驗せる結果に依れば、供試體が圓筒體であり、荷重傳達方法が同様である場合には、供試體の寸法は抗張強度には著しき影響を及ぼさない。また上記の結果は温潤養生のものであるが、養生方法を變へて實驗した





(a) 日本及び獨逸 (単位 mm)  
(b) 米国  
第 43 圖 セメント及びモルタルの抗張試験體 (原寸の 2 分の 1)

44 圖の如くになり<sup>(1)</sup>、邊縁に於ける應力は中央部に於ける應力の約 2 倍或は夫以上に達するものであるから、實際の抗張強度は、一般に破壊引張荷重を最小斷面積にて除して得たる平均抗張強度の値より約 50 % 位大である。然し一般に抗張強度として發表せらるゝのは此の後者即ち平均抗張強度である。

第 44 圖

第 39 表 モルタルの抗張強度 (グラーフ) 材齡 28 日

砂の種類及びセメント強度	配合比 1:4				配合比 1:2					
	水量 %	水セメント比	抗壓強度	抗張抗壓	水量 %	水セメント比	抗壓強度	抗張抗壓		
川砂 $K_n = 329 \text{ kg/cm}^2$	6.4	0.32	540	55.7	0.103	4.8	0.43	227	38.6	0.170
	7.7	0.39	399	41.6	0.104	6.8	0.61	121	20.2	0.167
	9.4	0.47	244	31.9	0.131	9.2	0.83	86	13.2	0.153
	10.8	0.54	189	29.2	0.154	—	—	—	—	—
山砂 $K_n = 347 \text{ kg/cm}^2$	6.8	0.34	444	48.9	0.110	5.7	0.51	189	26.8	0.142
	8.5	0.43	292	32.0	0.109	7.4	0.69	117	15.1	0.120
	10.3	0.51	219	29.9	0.136	9.3	0.84	85	12.5	0.147
碎砂 $K_n = 338 \text{ kg/cm}^2$	9.9	0.48	204	29.9	0.146	9.2	0.83	53	8.3	0.156
	11.8	0.59	132	20.9	0.158	11.5	1.04	45	7.4	0.164

(1) E.G. Coker, The Distribution of Stress at the minimum Section of a Cement Briquette. Association pour l'Essai des Matériaux, New York 1912; Th. Wyss, Die Kraftfelder in festen elastischen Körpern 1926, S. 287, Taf. 5.

(2) O. Graf, "Weitere Untersuchungen über die zweckmässige Kornzusammensetzung des Zementmörtels im Beton" (Bauingenieur 1924, Heft 22).

が砂の粒の割合を種々に變化して實験した多數の結果を著者が平均したものである。之に依れば 1:4 モルタルに於ては抗張強度対抗壓強度の比は約 1/10 乃至 1/7, 1:8. モルタルに於ては約 1/8 乃至 1/6 であること、また碎砂は比較的に小なる抗張強度を與へることがわかる。尙グラーフが多數の實験結果より推して、モルタルの材齡 28 日に於ける抗張強度  $K_t$  の最小限として

$$K_t = \frac{K_n}{400} \left( \frac{164}{7^{2x}} + 3 \right) \text{ kg/cm}^2 \quad (30)$$

或は

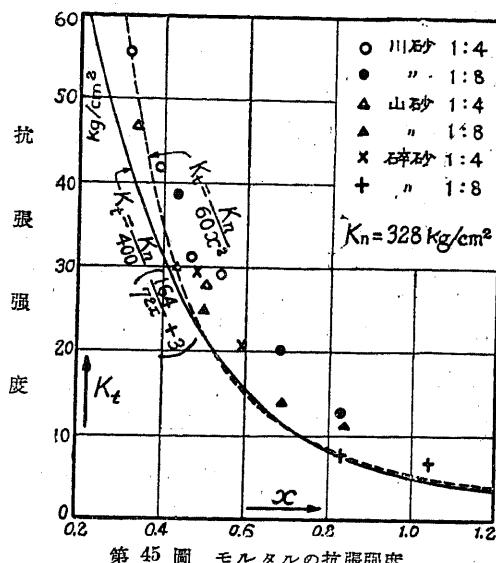
$$K_t = \frac{K_n}{60x^2} \text{ kg/cm}^2 \quad (31)$$

なる式を與へた。但し  $x$  は水セメント重量比、 $K_n$  はセメント強度、即ち 1:3 モルタルの材齡 28 日の抗壓強度である。今  $K_n = 328 \text{ kg/cm}^2$  として (30) 及び (31) 式を示し、之と共に第 39 表の値を  $K_n = 328 \text{ kg/cm}^2$  に換算して示せば第 45 圖の如くである。

### § 32. コンクリート及びモルタルの抗曲强度

コンクリート或はモルタルの抗曲强度 (Bending strength) 若くは破壊係数 (Modulus of rupture) と言ふのは、コンクリート或はモルタルの桁に就て彎曲試験 (Bending 或は flexure test) を行つた場合に、コンクリート或はモルタルの堪え得る最大縁應力 (Greatest extreme fibre stress) のことである。この彎曲試験を行ふ場合に曲モーメントと共に剪力の存在する場合には、後述する様に纖維應力と剪應力とが合成して斜張應力 (Diagonal tension) を生じ、之に依つて桁が破壊する虞れがあるから、抗曲强度を試験する場合には、剪力の影響を除くか、或は之を輕減する必要がある。普通に採用せらるゝ方法は、桁に對稱の位置にある大さの等しい二つの集中荷重を作用せしめるか、或は一個の集中荷重を作用せしめる場合には、桁の支間を可成り大にするのであつて、桁の横断面の形は一般に矩形である。

上記の如く抗曲强度は縁應力であり、コンクリート或はモルタルの抗張強度は其の抗壓強度の約 10 分の 1 程度のものであるから、桁の最大縁應力が其の抗張強度に達した時に破壊する筈である。故に理論的に考へれば抗曲强度と抗張強度は一致すべき筈である。然るに殆んど



總ての實驗に於て、コンクリート或はモルタルの抗曲強度は其の抗張強度より大であつて、普通は抗張強度の1.5倍乃至2倍である。此の事實は次の如き理由に依つて生ずるものであつて、決してコンクリート或はモルタルの彎曲試験に於ける抗張強度が、實際に於て直接の引張試験に於ける抗張強度より大であることを意味するものではない。

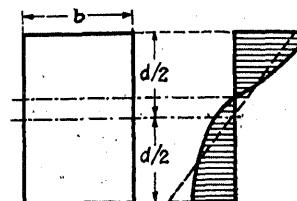
(1) コンクリート或はモルタルの抗曲強度は、第46圖中の點線にて示さるゝが如く、桁の横断面中任意の點に於ける垂面應力即ち纖維應力は、其の點の中立軸からの距離に正比例すると云ふナヴィエの法則(Navier's law)に依りて算出する。例へば第46圖の如き矩形斷面の桁に於て最初に龜裂が生じたと認められる時、該斷面に於ける曲モーメントを  $M$  とすれば、抗曲強度は  $6M/bd^2$  に依りて算出せられるのである。然るにナヴィエの法則はフツクの法則(Hooke's law)の成立すべき等質の桁に於てのみ適用し得るのであつて、コンクリート或はモルタルに於ては後述するが如く縦弾性係数が應力の符号及び其の大きさに依りて一定でなく、即ちフツクの法則が成立せず、従つてナヴィエの法則も成立せず、其の應力分布は一般に第46圖に示すが如きものになる。故に實際に則せざるナヴィエの法則に依つて算出せられたる緣應力が、實際に生ぜるものより大なる値を示すべきは自明の理である。

(2) 彎曲試験に於て緣張應力が其の抗張強度に達して桁の抗張側表面に生ずる龜裂を、嚴密に正確に認識することは殆んど不可能であつて、實際に於ては緣張應力が相當に其の抗張強度を超過し、従つて龜裂が可成り進歩した場合に於て始めて其の認識が可能である。故に彎曲試験に依る抗曲強度は、たゞナヴィエの法則に依らず實際に適合する様な方法に依つて算出しても、常に實際の値より大なるものを得る筈である。

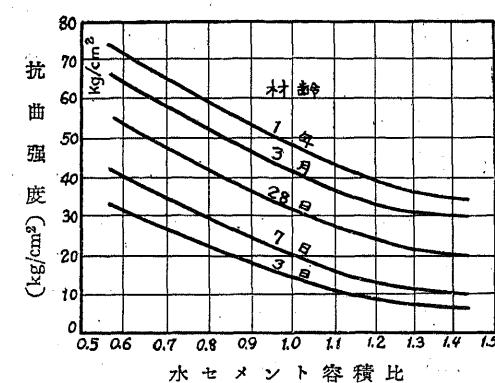
(3) また引張試験に於ては、荷重を嚴密に試験體の中心に作用せしめること、及び試験體の斷面に完全なる等布應力を生ぜしめることは事實上不可能であつて、従つて荷重を斷面積にて除して得たる抗張強度は、常に實際に生じた最大張應力より小である。

以上の理由に依つてコンクリート或はモルタルの抗曲強度は、理論上抗張強度と一致すべきに拘はらず、一般に抗張強度より大なることが首肯出来るであらう。抗曲強度に對する諸種の要素の影響は、抗張強度若しくは抗壓強度に對すると同様である。次に記するのは外國に於て行はれたコンクリートの抗曲強度試験の結果の二三の例である。

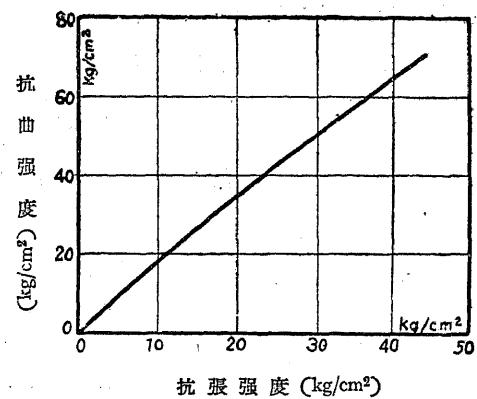
第47圖乃至第49圖はゴンナーマン(Gonnerman)及びシューマン(Shuman)がボルトランドセメントを使用し、配合比、水量、骨材の最大寸法及び粒度の種々なるコンクリートに就て



第46圖



第47圖

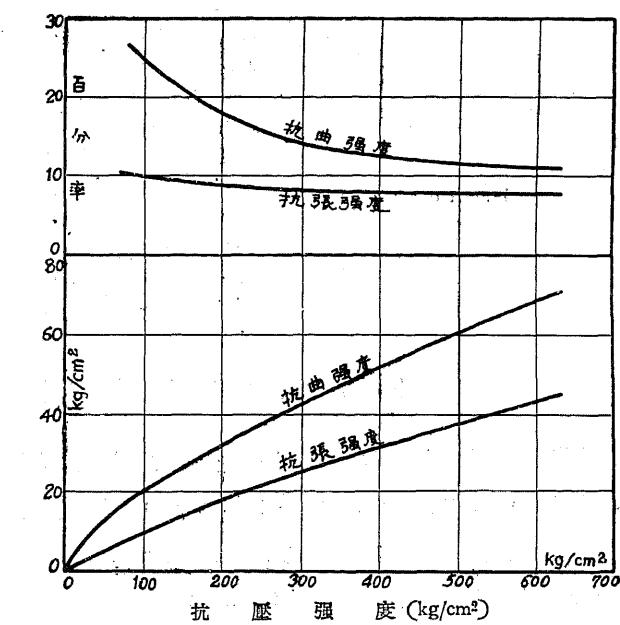


第48圖

行つた實驗の結果である<sup>(1)</sup>。抗曲強度は560個の7" × 10" × 38"(18 × 25 × 96.5 cm)の矩形桁を支間36"(91.5 cm)の單桁とし、支間の1/3の點に等しい荷重を加へて試験し、抗張強度は§31に述べし如く640個の主として15 cm圓柱體、抗壓強度は560個の15 cm × 30 cmの圓柱體に依るものであつて、其の強度の絶対値そのものは論外とするも、各種強度間の關係に就ては相當に信頼し得べきものと思はれる。即ち水セメント比の減少と共に、また材齡の増

大と共に抗曲強度も増大すること、抗曲強度は抗壓強度の約1/7乃至1/5、抗張強度の約1.5倍乃至2倍であることが看取出来る。

第40表に示すものは、グロース・リヒターフエルデの材料試験所に於て、合計600個の横断面20 cm 平方の正方形、長さ150 cm の桁を、支間130 cm の單桁とし、其の支間中央に荷



第49圖

<sup>(1)</sup> Gonnerman and Shuman, "Compression, Flexure and Tension Tests of Plain Concrete" (前出)

重を載せて実験したコンクリートの抗曲強度の値及び抗張強度に對する比である<sup>(1)</sup>。此の表中、砂の種類及び抗張強度は夫々第 38 表に示せるものに相當するものであつて、此の實験に依れば抗曲強度と抗張強度との比は、材齡、水量或は配合比に無關係に約 2.0 となつて居る。

第 40 表 コンクリートの抗曲強度

配 合 比	砂	水 量 %	抗 曲 強 度 $\text{kg}/\text{cm}^2$			抗 曲 強 度 / 抗 張 強 度		
			材 齢			材 齢		
			28 日	90 日	365 日	28 日	90 日	365 日
1 : 2.5 : 5	I	7.0	23.1	27.5	32.6	2.1	2.1	2.1
	VII	6.8	22.9	27.3	35.1	2.1	2.1	2.1
	VIII	6.5	23.2	28.0	33.3	2.0	1.9	2.0
	II	6.0	24.9	27.5	30.7	2.0	2.0	2.0
	III	4.5	18.7	22.2	24.9	2.0	2.1	2.2
1 : 4 : 8	I	6.5	13.4	16.7	23.4	1.8	1.8	2.1
	VII	6.5	14.6	18.9	21.9	1.7	1.9	1.8
	VIII	6.4	19.9	23.8	29.4	2.1	2.0	2.0
	II	5.5	16.2	18.1	19.8	1.8	1.9	1.7
	III	4.0	13.4	16.5	19.0	2.0	2.3	2.3

### § 33. コンクリートの抗剪强度及び抗捩强度

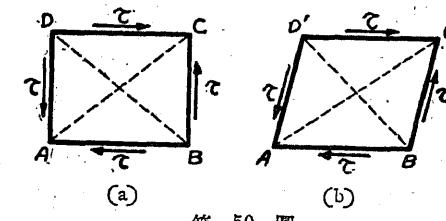
抗剪强度 (Shearing strength) とは接面應力 (Tangential stress) 即ち剪應力 (Shearing stress) の破壊強度であるが、コンクリートの抗剪强度の眞の値を正確に試験することは至難の業である。これは或る断面に剪應力のみが生ずるやうにしても、之に依つて生ずる主應力 (Principal stress) 中の主張應力 (Principal tensile stress) 即ち所謂斜張應力 (Diagonal tensile stress) に依つて破壊が起るからである。

任意の横断面に剪應力のみを生ずる場合の代表的なものは、構體を捩モーメント (Torsion moment 又は torque) で捩つた場合であつて、之は展延性の材料の抗剪强度又は剪應力と剪變形率 (Shearing strain) との關係を試験するに用ひられるものである。此の捩り試験に依つて材料が破壊した時の捩モーメントを基とし、適當な算法に依り算出した横断面中の最大剪應力、

(1) Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 17, 1912 (前出)。

即ち捩り試験に依る抗剪强度を抗捩强度 (Torsional strength) とも言ふ。

今捩モーメントを受くる圓筒體より第 50 圖 (a) の如き微量直六面體をとり、ABCD 面は該圓筒體の表面或は之に平行なる面とし、AB 及び CD は横断面の一部であるとし、捩モーメントに依り AB 及び CD 面の單位面積に圖の如く  $\tau$  なる剪應力を生ぜるものとすれば、彈性力學の原理に依り AB 及び CD に直角なる面 AD 及び BC 面にも  $\tau$  なる剪應力が圖に示す方向に作用し、此の二對の剪應力に依つて直六面體 ABCD は (b) の如く ABC'D'C' に變形する、即ち對角線 AC は伸張せられ BD は壓縮せられ、之に依つて對角線の方向に張應力若くは壓應力の垂面應力 (Normal stress) が存在すべきことがわかる。



第 50 圖

此の對角線の變形率は角 BAC が  $45^\circ$  なる場合に最大となり、また此の場合に對角線の方向の垂面應力の値も最大となり、その最大値は  $\tau$  である。換言すれば角 BAC が  $45^\circ$  の場合に對角線の方向が主變形率 (Principal strain) 及び主應力の方向となるのである。

今微量直六面體 ABCD に上記の剪應力  $\tau$  の他に、第 51 圖の如く  $\sigma_x, \sigma_y$  なる垂面應力が作用するものとすれば、之等に依る主應力は

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (32)$$

であつて、 $\sigma_1$  及び  $\sigma_2$  の方向が  $\sigma_z$  の方向となす角を  $\alpha$  とすれば

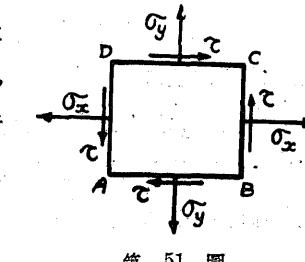
$$\tan 2\alpha = \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y} \quad (33)$$

である。然るに捩モーメントの場合には  $\sigma_x$  及び  $\sigma_y$  は共に零であるから、上式より

$$\sigma_1, \sigma_2 = \pm \tau, \quad \alpha = \pm 45^\circ$$

となる。此の主應力の値は第 52 圖に示すが如く、直角等邊三角形をとり、力の釣合より之を求むることも出来る。

捩り試験に於ける材料の破壊の有様は、材料の性質に依り異なるものであつて、軟鋼の如き展延性の材料では軸に直角なる面にて破壊が起る、即ち横断面の剪應力に依つて破壊するのであ



第 51 圖

る。また展輶機で伸展せる鍛鐵 (Wrought iron) 或は木材の如き纖維状組織の材料で、其の纖維の方向が軸の方向に一致する場合には、軸の方向に平行な面の剪應力に依り破壊が起る。之に反し鑄鐵、石材、コンクリートの如き脆性材料に於ては一般に其の抗張強度は小であるから、破壊は剪應力に依らず主張應力即ち斜張應力に依つて破壊し、其の破壊面は横断面と約 45° の角度を有するものである。故にコンクリートに於ては捩り試験に依つて、展延性材料に於けるが如く、直接に剪應力の強度を求めるることは出来ない。即ちコンクリートの抗捩强度と云ふものは、コンクリート構體が捩モーメントを受けた場合、適當なる算式に依り算出した横断面中の剪應力が此の抗捩强度の値に達した時に、斜張應力に依りコンクリートが破壊することを意味するのみである。従つて同一材料であつても、抗捩强度の値は、横断面の形狀、之に對する計算式、及び試験方法に依り異なるものである。

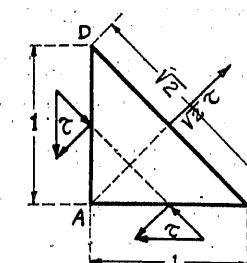
今材料の破壊に最大張力説 (Maximum tension hypothesis) を假定すれば、主張應力  $\sigma_1$  が材料の抗張強度に達した時に破壊が起ることになるから、捩り試験の場合、其の抗捩强度の値は大體抗張强度の値と同様の値を示さねばならない。また最大變形率説 (Maximum strain theory) に従ひ、 $\sigma_1 = +\tau$ ,  $\sigma_2 = -\tau$  なる主應力に依り  $\sigma_1$  の方向に

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} \left( \sigma_1 - \frac{1}{m} \sigma_2 \right) = \frac{m+1}{m E} \tau$$

なる張變形率が生じた時に破壊が起るものとする。但し  $E$  は材料の縱彈性係数、 $1/m$  はボアソン比 (Poisson's ratio) である。今單に  $\sigma_1$  なる一軸的の張應力のみに依つて  $\varepsilon_1$  なる張變形率を生ずるものとすれば、 $\varepsilon_1 = \sigma_1/E$  であるから

$$\sigma_1 = \frac{m+1}{m} \tau \quad \text{或は} \quad \tau = \frac{m}{m+1} \sigma_1$$

となる。茲に於て  $m = 4$  とすれば  $\tau = 0.8 \sigma_1$  となり、この  $\sigma_1$  が抗張強度に達した時に破壊が起るものとすれば、抗捩强度は抗張強度の 80 % となる。鋼の如き展延性材料の剪斷試験に於ては抗剪强度は其の抗張強度の約 80 % であり、また鑄鐵の中空圓構體の抗捩强度も大體上記の關係を満足して居る。上記の關係は完全彈性を假定し且つ  $m = 4$  としたのであるが、コンクリートの  $m$  は 6 乃至 20 であるから、簡單のために  $m = \infty$  とすれば、抗捩强度と抗張强度とは相等しくなる筈である。實際コンクリートの中空圓構體に於ては抗捩强度の値は大體に於て抗張强度と同様であるが、中空でない場合若くは断面が圓以外の場合には抗捩强度は一般



第 52 圖

に抗張强度より大である。これは勿論引張試験に依る抗張强度の値が、實際に生じた最大張應力よりも小であることにも依るが、コンクリートが完全彈性體でないこと、及び彈性限度内に於て成立する式を使用して破壊状態に於ける抗剪强度を算定することが其の主なる原因である。即ち中空圓構體に於ては捩モーメントの値に關せず横断面全部に大體一樣な剪應力が生ずるが、中空でないもの或は断面が圓以外のものに於ては、其の横断面中に於ける剪應力の値に非常に大なる差があり、また捩モーメントが相當大になると横断面中の外方の部分は可塑性 (Plastic) となる。そしてコンクリートの彈性係數は、一般に應力の値が大となるに従つて小となるものであるから、横断面中應力の小なる内方部分には理論的割合より大なる捩モーメントが作用して、外方の部分の剪應力は之が爲に著しく輕減され、従つて破壊荷重を基として理論的に算出した最大剪應力即ち抗捩强度の値が實際に生じた最大剪應力の値より遙かに大となるのである。

例へばバッハ及びグラーフ<sup>(1)</sup> が配合比 1:2:3、水量 9%，材齡 45 日、抗壓强度平均 244 kg/cm<sup>2</sup>、抗張强度平均 18.6 kg/cm<sup>2</sup> のコンクリートに就て實験せる結果は第 41 表であり、またメルシュ (Mörsch)<sup>(2)</sup> が配合比 1:4、抗張强度 8.0 kg/cm<sup>2</sup> なるコンクリートに就て材齡 2 乃至 3 月に於て試験せる所に依れば

圓 壇 外徑 26 cm : 抗捩强度 = 17.1 kg/cm<sup>2</sup>,

中空圓壇 外徑 26 cm, 內徑 15 cm : " = 8.9 kg/cm<sup>2</sup>

であつて、之等の實験に依つてコンクリートの中空圓構體の抗捩强度は大體抗張强度と相等し

第 41 表 コンクリートの抗捩强度

供試體の形狀	横断面の寸法	抗捩强度計算式	抗捩强度 kg/cm <sup>2</sup>	抗捩强度 抗張强度
中 空 圓 壇	外徑( $d$ ) = 40 cm 内徑( $d_0$ ) = 25 cm	$\tau = \frac{16}{\pi} \cdot \frac{M_t}{(d^4 - d_0^4)/d}$	17.1	0.92
圓 壇	外徑( $d$ ) = 40 cm	$\tau = \frac{16}{\pi} \cdot \frac{M_t}{d^3}$	25.6	1.38
正 方 形 斷 面	邊長( $a$ ) = 30 cm	$\tau = 4.79 \frac{M_t}{a^3}$	30.4	1.63
矩 形 斷 面	長邊( $a$ ) = 42 cm 短邊( $b$ ) = 21 cm	$\tau = 4.06 \frac{M_t}{a^2 b}$	32.9	1.75

(1) C. Bach u. O. Graf, "Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Beton und Eisenbeton gegen Verdrehung" (Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 16, 1912).

(2) Mörsch, Der Eisenbetonbau, I. Bd., I. Hälfte, 1923, S. 74.

く、圓盤或は角盤の場合には抗張強度は一般に抗張強度より大であることがわかる。

次に普通の桁に於ける剪應力に就て考ふるに、此の場合には桁の横断面には剪力の他に一般に曲モーメントが存在し、従つて  $\tau$  なる剪應力の他に  $\sigma$  なる垂面應力が桁の長さの方向に作用し、其の主應力は (32) 式に依り

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{\sigma}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2} \quad (32)$$

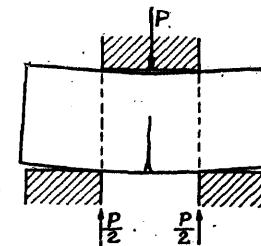
となり、此の主應力が桁の長さの方向となす角  $\alpha$  は

$$\tan 2\alpha = \frac{2\tau}{\sigma} \quad (35)$$

に依つて與へられる。即ち桁の抗張及び抗壓側の表面に於ては  $\tau = \alpha$  なるが故に該點に於ける垂面應力即ち縁應力が主應力となり、また中立軸に於ては  $\sigma = 0$  なるに依り、主應力の値は  $\tau$  と等しく其の方向は桁の長さの方向に  $45^\circ$  の角度をなすことがわかる。桁の長さが横断面の寸法に比し著しく小でない限り、普通のコンクリート桁では破壊は常に曲モーメントの最大なる横断面即ち縁張應力の最大なる點に於て起り、剪應力の影響に依る主張應力に依つて破壊することは殆んどない。これは桁のすべての點に於ける主張應力の内、曲モーメント最大なる横断面に於ける縁張應力が最大であることに依る。然し曲モーメントに依つて生ずる張力に抵抗するやう充分なる鐵筋を抗張部分に配置した鐵筋コンクリート桁に於ては、最初の破壊は一般に剪力の最大なる部分の抗張側に起り、その破壊面は桁の長さの方向に對して約  $45^\circ$  の角度を示すものであつて、これは破壊が剪應力に伴ふ主張應力に依つて生ずることを物語るものである。此の場合の破壊はすべて抗張部分に起るものであるが、今鐵筋に依つて充分に補強された桁に於ては曲モーメントに依る張力の全部を鐵筋がとり、コンクリートには纖維張應力が作用しないものと假定すれば、此の部分に於ては  $\sigma = 0$  となり、従つて主應力の値は捩り試験の場合と等しく  $\sigma_1, \sigma_2 = \pm \tau$  となる。之に依つて見れば充分なる抗張鐵筋に依つて補強された鐵筋コンクリート桁に於ては、大略其の剪應力の値が抗張強度の値に達した時に主張應力に依つて破壊が起るものと考へられる。即ち鐵筋コンクリート桁の所謂抗剪強度は、コンクリートの抗張強度即ち略々抗張強度と同じ程度のものであると考へることが出来る。然し横断面の形狀、鐵筋の量及び配置、試験方法及び應力計算方法等に依つて變化を生すべきことは言ふまでもない。

前述の如くコンクリートの捩り試験に於ける破壊面が軸と約  $45^\circ$  の角度をなし、またコンクリート桁の破壊が、曲モーメントの最大なる斷面に於て生ずると云ふ事實は、コンクリートの眞の抗剪強度が其の抗張強度より大であることを物語るものである。此のコンクリートの眞の

抗剪強度を試験するには、普通には第 53 圖に示すが如き剪斷試験を行ひ、剪應力は剪斷面に一様に分布するものとして算出するのであるが、此の場合に於ても供試體には曲モーメントを生じ、之に依つて第 53 圖に示すが如く支間の中央に最初の龜裂を生じ、其後荷重が増大するに到つて始めて剪斷に依る破壊が起るものである。また此の剪斷面に於ても剪應力の他に、載荷面の壓力及び桁としての曲モーメント等に依る垂面應力を生じ、之等の影響が剪斷試験の結果の普遍妥當性を減少せしむるものである。



第 53 圖

此の種の剪斷試験のうち、抗壓強度に對する割合が最も大なる抗剪強度の値を示して居るのは、第 42 表に示せるスパッフォード (Spofford) の實驗結果である<sup>(1)</sup>。之は材齡 24 乃至 32 日の直徑 5 吋 (13 cm)、長さ 18 吋 (46 cm) の圓盤體の兩端 3 分の 1 を鑄鐵の圓筒に挿み、其の

第 42 表 コンクリートの抗剪強度 (スパッフォード)

配合比	養 生	抗 剪 強 度 $\text{kg}/\text{cm}^2$			抗 壓 強 度 $\text{kg}/\text{cm}^2$	抗 剪 強 度 抗 壓 強 度
		最 大	最 小	平 均		
1 : 2 : 4	空氣 中	115	67	92	146	0.63
	水 中	147	83	116	184	0.63
1 : 3 : 5	空氣 中	112	63	87	92	0.95
	水 中	97	59	79	96	0.82
1 : 3 : 6	空氣 事	102	67	83	67	1.24
	水 中	83	73	79	89	0.88
						平 均 0.76

中央の 3 分の 1 を鑄鐵の半圓盤で壓して剪斷せしめたものであつて、抗壓強度は上記の剪斷試験の供試體と同様の供試體で行つたものである。此の實驗の示す抗剪強度對抗壓強度の比率が次に述べるが如き他の實驗結果に比し可成り大であることは、剪斷試験が相當に適切に行はれたことが其の重要な原因ではあるが、また抗壓強度試験が、長さが直徑の 3.6 倍である可成り長い圓盤に就て行はれ、其の爲に抗壓強度の値が普通の供試體に於けるよりも小となつた結果にも依ると思はれる。

さきにコンクリートの抗張及び抗曲強度の例として第 38 表及び第 40 表に引用せるグロース・リヒターフエルデ材料試験所に於て行はれた實驗結果は第 43 表である<sup>(2)</sup>。此の中抗剪強度

(1) Taylor and Thompson, Concrete Plain and Reinforced, 1917, p. 337.

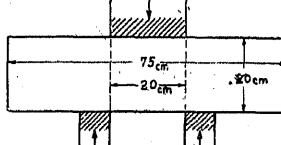
(2) Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 17, 1912 (前出)。

第 43 表 コンクリートの抗剪強度  
(グロース・リヒターフエルデ材料試験所)

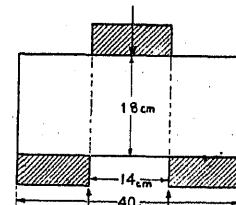
配合比	砂	水量%	抗剪強度			抗振强度 kg/cm <sup>2</sup>	抗剪强度/抗壓強度	抗振强度 抗壓強度			
			kg/cm <sup>2</sup>								
			28 日	90 日	365 日						
1 : 2.5 : 5	I	7.0	58	60	79	32.4	0.47	0.41	0.46	0.19	
	II	6.0	33	45	96	33.6	0.25	0.29	0.51	0.18	
	III	4.5	22	58	62	30.8	0.16	0.40	0.34	0.17	
1 : 4 : 8	I	6.5	35	42	54	22.4	0.51	0.48	0.44	0.18	
	II	5.5	18	23	74	24.6	0.24	0.22	0.52	0.17	
	III	4.0	16	42	50	17.7	0.23	0.60	0.69	0.24	

度は  $20 \times 20 \times 75$  cm のコンクリート角礫を第 54 圖の如き方法に依つて剪断試験を行つた結果であり、抗振强度は  $20 \times 20 \times 150$  cm の角礫供試體に依るものである。I, II, III で示す砂の種類はすべて第 38 表及び第 40 表に示せるものと等しく、また抗壓强度は第 38 表に掲げた値である。此の試験結果に依れば、抗剪强度は抗壓强度の約 30 ~ 50 % であつて、スポットフオードの実験結果の示す所より小であるが、これは剪断試験の方法がスポットフオードの場合程適切ではなかつたこと、及び抗壓試験が 30 cm 正立方體に就いて行はれて、其の抗壓强度がスポットフオードの圓礫の場合より著しく大であつたことに基づくものであらう。また此の表に依れば抗振强度は抗壓强度の約 18 % であるが、これも第 41 表に示すが如き関係を考慮すれば本當の抗振强度は大體抗壓强度の 10 % 内外、即ち抗張强度の程度であるべきことが想像されやう。

またメルシュ<sup>(1)</sup>が配合比 1:3 及び 1:4、水量 14 % のコンクリートに就て行つた實験に依れば、第 43 a 表に示すが如く抗剪强度は抗張强度より著しく大である。但し抗剪强度は、斷面  $18 \times 18$  cm 長さ 40 cm の供試體を第 54 a 圖の如く剪断せるものであつて、剪断破壊を生ぜしめる荷重は、供試體の中央下邊に曲モーメントに依る亀裂を起さしめる荷重の約 2 ~ 8 倍であつたことが報告されて居る。



第 54 圖



第 54 a 圖

第 43 a 表

配合比(水量)	材 齢	抗剪強度		抗壓強度		抗剪強度 抗壓強度	抗剪強度 抗張強度	(37)式による 抗剪強度
		kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>			
1 : 3 (14 %)	2年	65.9	308	15.5	0.226	4.2	69.1 kg/cm <sup>2</sup>	
1 : 4 (14 %)	45日	37.1	172	8.8	0.216	4.2	38.8 kg/cm <sup>2</sup>	

前述の如き剪断試験の場合の剪應力に對してメルシュは之を次の如くに考察した。即ち剪断面に於ける破壊は、第 55 圖(a)の如く鋸齒状をなして居るものとし、且つ各々の鋸齒が直角三角形をなすものと假定したのである。今此の鋸齒の一つを第 55 圖(b)の如く取り出し、剪断面即ち BC に剪應力  $\tau$  に依る剪力  $a\tau$ 、之に對する二邊には壓應力  $\sigma_c$  或は張應力  $\sigma_t$  が起り、之に依つて  $b\sigma_c$  或は  $c\sigma_t$  の壓力或は張力が作用することになる。之等三つの力は釣合を保たねばならない、從つて其の水平分力及び垂直分力の和は零でなければならない。即ち

$$b\sigma_c \frac{b}{a} - c\sigma_t \frac{c}{a} = 0 \quad \text{及び} \quad a\tau - b\sigma_c \frac{c}{a} - c\sigma_t \frac{b}{a} = 0$$

或は

$$b^2\sigma_c = c^2\sigma_t \quad \text{及び} \quad a^2\tau = bc(\sigma_c + \sigma_t)$$

であつて、此の 2 式より

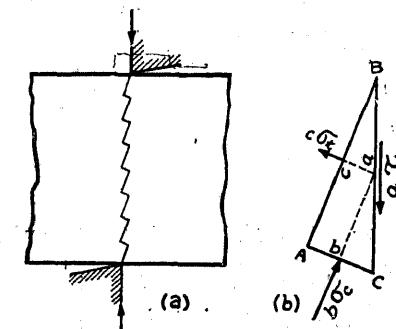
$$\tau = \sqrt{\sigma_c \cdot \sigma_t} \quad (36)$$

を得ることが出来る<sup>(1)</sup>。茲に於て  $\sigma_c$  及び  $\sigma_t$  が夫々同時に其の抗壓强度  $K_c$  及び抗張强度  $K_t$  に達した時に破壊が起るものと考へ、其の時の剪應力  $\tau$  の値を抗剪强度とすれば

$$\tau = \sqrt{K_c \cdot K_t} \quad (37)$$

となる。即ち抗剪强度は抗壓强度と抗張强度との相乘積の平方根に相等しきことになる。此の式は實際メルシュの實験に於ては第 43 a 表に示すが如くよく實験結果と一致し、また第 38 表及び第 43 表に示せるグロース・リヒターフエルデに於ける實験結果のうち材齡 28 日のものに就て見れば

(1) Mörsch, Der Eisenbetonbau, I. Bd., I. Hälfte, 1923.



第 55 圖

配 合 比	抗 壓 強 度	抗 膨 強 度	抗 剪 強 度	(37) 式
1 : 2.5 : 5	131	11.3	37.7	$\sqrt{131 \times 11.3} = 38.4 \text{ kg/cm}^2$
1 : 4 : 8	72	7.7	23.0	$\sqrt{72 \times 7.7} = 22.7 \text{ kg/cm}^2$

(但し I, II, III の 3 種類の平均値)

の如く良く一致することがわかる。然し條件の異なるに従つて上式の示す値と實驗結果との間に著しい懸隔を生すべき場合のあることは言ふまでもない。

一般に材料の抗剪强度及び抗膨强度に對しモール(Mohr)が所謂モールの圓(Mohr's circle)を利用して理論的に誘導したのは

$$\text{抗剪强度} : \tau = \frac{1}{2} \sqrt{K_c \cdot K_t}, \quad (38)$$

$$\text{抗膨强度} : \tau = \frac{K_c \cdot K_t}{K_c + K_t} \quad (39)$$

であるが<sup>(1)</sup>、此の兩式はコンクリートに關する限り實驗に依つて支持されるものと云ふことは出來ない。一般に實驗の結果より著しく小なるものを示す。これは實驗の不完全性に依るものとモールは説明して居るが、メルシユは、抗膨强度の方は論外とするも、抗剪强度の式を誘導するに際してモールが假定せる連續性が剪断試験の場合には成立しないことを指摘して居る。

#### 第四節 コンクリートの彈性

##### § 34. 總 説

完全なる彈性體にあつては、フックの法則の示すが如く應力(Stress)<sup>(3)</sup>と之に相當する變形率(Strain)<sup>(3)</sup>とは正比例する。伸張或は壓縮の場合、即ち應力が張應力、或は壓應力の垂面應力(Normal Stress)  $\sigma$  であり、變形率が張變形率、或は壓變形率の縱變形率(Normal 或は longitudinal Strain)  $\epsilon$  である場合には

$$\frac{\sigma}{\epsilon} = E, \text{ 或は } \epsilon = \alpha \sigma \quad (40)$$

(1) Otto Mohr, Armierter Beton, 1921, S. 247;

Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik, 1914, S. 212.

(2) 兹に應力と稱するものは獨逸の語法に從ふものであつて、物體の表面或は其の内部の任意の單位面積の面に作用する面力(Traction)を意味し、従つて英米の語法に從へば、應力度又は應力強度(Stress intensity)或は單位應力(Unit stress)に相當するものである。

(3) 之はまた變形度、歪、歪率或は歪度と呼ばれる。

となり、應力が剪應力即ち接面應力(Tangential stress)  $\tau$  であり、變形率が之に伴ふ剪變形率(Shearing strain)  $\gamma$  である場合には

$$\frac{\tau}{\gamma} = G, \text{ 或は } \gamma = \beta \tau \quad (41)$$

となる。茲で語義の混同を避けるために本書に於ては次の如く定義する。

$E$ ,  $G$ ,  $\alpha$ ,  $\beta$  及び後述するボアソン係數(Poisson's number)  $m$  等はすべて完全彈性材料にあつては其の彈性を示すべき常數であつて、之等を總稱して彈性定數(Elastic constants)と呼び、 $E$ ,  $G$  は應力と之に伴ふ變形率との比であつて、此の兩者を彈性係數(Modulus of elasticity),  $E$  を縱彈性係數(Modulus of longitudinal elasticity),

$G$  を剪彈性係數又は橫彈性係數(Modulus of shearing elasticity 又は Modulus of tangential elasticity),

$\alpha$  を縱變形係數(獨: Dehnungskoeffizient 又は Dehnungszahl),

$\beta$  を剪變形係數又は橫變形係數(獨: Schubkoeffizient)

と呼ぶことにする<sup>(1)</sup>。 $E$  及び  $G$  の単位は  $\text{kg/cm}^2$  に準ずるものであつて、 $\alpha$  及び  $\beta$  は夫々  $E$  或は  $G$  の逆數である。

また彈性材料の塊體を第 56 圖の如く壓縮すると、縱の方向には其の長さを減するが横の方向には斷面が増大する。即ち縱の方向には  $\epsilon$  なる壓變形率を生ずると共に、之と垂直の方向に  $\epsilon_q$  なる張變形率を生ずる。斯くての如く、一般に  $\sigma$  なる垂面應力に依る  $\sigma$  の方向の縱變形率が  $\epsilon$  あれば、之と同時に  $\epsilon$  と垂直の方向に  $\epsilon_q$  なる縱變形率があるものであつて、

$\epsilon$  と  $\epsilon_q$  は互に符號が反対であり、此の場合、特に  $\epsilon$  を縱變形率(Longitudinal strain),  $\epsilon_q$  を

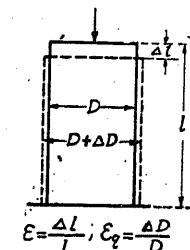
(1)  $E$  のみならず  $G$  も共に應力と變形率との比率を示すものであるから、 $E$  のみを特に彈性係數又は彈性率と稱し、 $G$  を剛性係數又は剛性率(Modulus of rigidity)と呼ぶことは、英語の直譯であつて不適當である。

また  $E$  及び  $G$  は夫々縱彈率及び橫彈率とも呼ばれる。 $E$  はまたヤング係數又はヤング率(Young's modulus)と呼ばれることがあるが、コンクリートの如き不完全彈性材料に於てはフックの法則が成立せず、従つてフックの法則の成立を前提とするヤング率なる語もコンクリートに對しては不適當である。尙  $E$  或は  $G$  は、之等が應力と變形率との比を表はす意味より「率」とする方が適當であると考へられるが、日本工學會用語統一委員會決定用語では「係數」となつて居る。

$\alpha$  及び  $\beta$  は夫々

$\epsilon = \alpha_1 \sigma + \alpha_2 \sigma^2 + \dots$  或は  $\epsilon_q = \beta_1 \tau + \beta_2 \tau^2 + \dots$

なる式の第一項の係數であると考へ、更に變形率との混同を避けるために  $\alpha$  及び  $\beta$  に對しては「係數」なる語を採用した。以上の理由に依り本書に於ては意味を正確にするために、上記本文の如き定義を採用する。



第 56 圖

横變形率(Lateral strain)と呼び、 $\varepsilon$  と  $\varepsilon_q$  との比  $m$  をボアソン係数(Poisson's number),  $m$  の逆数  $\mu$  をボアソン比(Poisson's ratio)と稱する。即ち代數的には

$$m = \frac{1}{\mu} = -\frac{\varepsilon}{\varepsilon_q} \quad (42)$$

である。

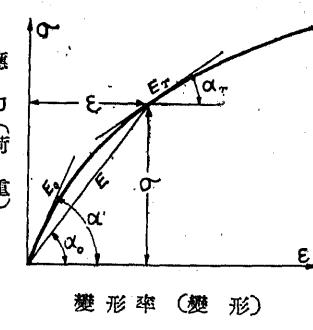
完全彈性材料にあつては  $E, G, \alpha, \beta, m, \mu$  等はすべて材料に依る一定の常数であつて、之等の間には彈性學上次の諸關係が成立する。

$$G = \frac{mE}{2(m+1)} = \frac{E}{2(1+\mu)}, \quad \beta = \frac{2(m+1)}{m} \alpha = 2(1+\mu)\alpha, \quad (43)$$

$$m = \frac{2G}{E-2G}, \quad \mu = \frac{\beta-2\alpha}{2\alpha} \quad (44)$$

完全彈性體にあつては  $E$  及び  $G$  が一定の常数であるから、(40) 及び (41) 式にて示すフックの法則により應力と變形率とは正比例し應力が零となれば變形率も零となる筈である。然しある意味に於て嚴密に完全彈性を示す材料は、未だ吾々人類に依つては發見せられて居ない。たゞ鋼の如き彈性に富んだ材料で其の彈性限度(Elastic limit)又は比例限度(Proportional limit)以下の應力に於ては大體完全彈性に近い状況を示すに過ぎない。鋼以外に水晶の如きは殆んど完全彈性に近い性質を示すが、鑄鐵、石材、コンクリート、其他一般の材料に於てはフックの法則が成立しない。即ち斯の如き材料では荷重變形曲線(Load-deformation curve)或は應力變形率曲線(Stress-strain curve)が第 57 圖の如く全部曲線となつて、直線の部分が存在しない<sup>(1)</sup>。またかゝる種類の材料に於ては應力が零に戻つても變形は零とならない、即ち殘留變形(Permanent deformation)又は set を生じ、或る程度の可塑性(Plasticity)を示すものである。此の場合  $\sigma$  に相當する全變形(Total deformation)より、 $\sigma$  が零になつた時に殘留する殘留變形を引き去つたものを彈性變形(Elastic deformation)，之に相當する變形率を彈性變形率と呼ぶ。

此の様な不完全彈性材料の場合には  $E, G, \alpha, \beta$  等が應力



第 57 圖

(1) 普通に行はれる如く、荷重が零の時の試験體の寸法を基準として應力を算出した場合には、荷重變形曲線と應力變形率曲線とは、単位を適當にすることに依つて相一致するものであるが、荷重の増大するに従つて試験體は變形するから、實際の應力は荷重と完全に正比例するものとは言へない。従つて實際試験體中に生じた應力と、變形率との曲線と荷重變形曲線との間には理論的には些少の相異がある筈である。

の函数となり、之等を一定の常数を以て示すことは不可能である。また完全な彈性を示さないから  $E$  及び  $G$  を彈性係数と呼ぶのも不適當と思はれる。然し不完全乍らも大體に於て彈性的性質を保有する見地より、不完全彈性材料に於ても  $E$  及び  $G$  を彈性係数と呼び、 $E$  に就ては之を次の如く定義する。即ち一般に  $\sigma$  を  $\varepsilon$  の函数、或は  $\varepsilon$  を  $\sigma$  の函数と考へ、第 57 圖に示すが如く

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \tan \alpha \quad (Secant modulus of longitudinal elasticity),$$

$$E_T = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = \tan \alpha_T \quad (Tangent modulus of longitudinal elasticity),$$

$$E_0 = \left( \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \right)_{\varepsilon=0} = \tan \alpha_0 \quad (Initial modulus of longitudinal elasticity)$$

と命名する。若し應力が極めて小なる場合には此の三者は殆んど相一致する。また不完全彈性體に於て單に縱彈性係数と稱するのは、縱彈性割線係数( $\sigma/\varepsilon$ )のことであつて、本書に於ても語義の混雜が生じない場合には縱彈性割線係数のことを單に縱彈性係数と呼ぶ。

$E$  以外に  $G, \alpha, \beta$  に對しても上と同様の區別をすることが出来るが、普通はかゝる區分を付せず、單に

$$G = \frac{\tau}{\gamma}, \quad \alpha = \frac{\varepsilon}{\sigma}, \quad \beta = \frac{\gamma}{\tau}$$

とする。

上記の如き不完全彈性體に關するバッハの實驗結果を基として、シユーレ(W. Schüle)は 1896 年に垂面應力  $\sigma$  と之に伴ふ縱變形率  $\varepsilon$  との間には

$$\varepsilon = A\sigma \quad (45)$$

なる式が一般に妥當であると發表したが、其後バッハの實驗により此式が鑄鐵、銅、青銅、真鍮、革、エポナイト、石材、モルタル、コンクリート等の工學上普通に考慮せらるべき應力の範圍内に於て、良く實際に一致することを確證された<sup>(1)</sup>。此の(45)式はバッハ・シユーレの法則(Bach-Schüle's law)或は單にバッハの法則<sup>(2)</sup>と呼ばれ、完全彈性材料のフックの法則に相當するもの

(1) Bach-Baumann, Elastizität und Festigkeit, 9 Aufl., 1924;

W. Schüle, Zeitschrift des V. d. I., 1898, S 855.

(2) Bach-Baumann(前出), S. 109. (45)式はバッハ以前に既に 1729 年にビュルフィンガー(Bülfinger)及び 1822 年にホッデキンソン(Hodgkinson)に依り論議されたものであるが、バッハは之に關して最も多數の詳細なる實驗を行ひ、此の式の妥當性を確證した爲に、今日に於ては(45)式をバッハの公式と呼ぶのが普通である。

である。 $A$  及び  $r$  は材料の性質に依る常数であつて、 $r$  は一般に 1 に近い数である。革の場合には  $r < 1$  であるが、其の他の鑄鐵、銅、モルタル、コンクリート等に於ては  $r > 1$  で、一般に  $r = 1.05 \sim 1.20$  位である。また  $r = 1$  の場合には(40)式と等しくなり  $A = a$  となつて、・フックの法則はバッハの法則の特別なる場合と言ふことも出来る。

(45) 式を書き換へると

$$\sigma = B \varepsilon^s \quad (46)$$

とすることが出来る。即ち

$$rs = 1, \quad A^s = \frac{1}{B}, \quad B^r = \frac{1}{A} \quad (47)$$

である。今(46)式より縦弾性切線係数  $E_T$  を求むれば

$$E_T = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = s B \varepsilon^{s-1} = s \frac{\sigma}{\varepsilon} = s E$$

即ち

$$E_T = s E, \quad E = r E_T \quad (48)$$

となり、鑄鐵或はコンクリートの如く  $r > 1$  即ち  $s < 1$  の場合には縦弾性切線係数  $E_T$  は一般に割線係数  $E$  より小なることがわかる。また初期縦弾性係数  $E_0$  は(45)式より

$$E_0 = \left( \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \right)_{\varepsilon=0} = \left( \frac{1}{r A \sigma^{s-1}} \right)_{\varepsilon=0}$$

であつて、 $r > 1$  なる普通の場合には、 $E_0 = \infty$  となり、革の如く  $r < 1$  の場合には  $E_0 = 0$  となる。

尚鑄鐵或はコンクリートの如き不完全弾性材料にあつては、鋼に於けるが如き弾性限度及び降伏點(Yield point)等は現はれず、應力変形率曲線は一般に連續した曲線を示す。然し此の様な場合にも、(45)式若くは(46)式が適用し得なくなる點を、不完全弾性材料の降伏點と稱することが出来る。

また  $\sigma$  と  $\varepsilon$  の関係に就ては前記バッハの法則即ち指數公式(Exponential formula)の他に

$$\text{双曲線公式 (Hyperbolic formula)} : \varepsilon = \frac{\sigma}{a - b\sigma},$$

$$\text{抛物線公式 (Parabolic formula)} : \varepsilon = a\sigma + b\sigma^2$$

等があるが、今日一般に採用せらるゝのはバッハの公式である。

### § 35. コンクリートの壓彈性係数

單にコンクリートの強度と言へば、其の抗壓强度を意味すると同様にコンクリートの彈性係数  $E$  とは特に明記せざる限り、其の壓縮に對する彈性係数即ち壓彈性係数 (Modulus of elas-

ticity for compression)を意味するものであつて普通は壓應力  $\sigma_c$  と之に伴ふ壓變形率  $\varepsilon_c$  との比即ち割線係数である。第 58 圖は材齡 28 日のコンクリートの壓縮の場合の應力變形率曲線の一例であつて<sup>(1)</sup>、之に依つて見ればコンクリートの應力變形率曲線には、鋼を引張した様な場合と著しく異なつて、彈性限度及び降伏點等はなく、始めから連續した曲線となつて其の有様は鑄鐵の場合に酷似して居ることがわかる。

バッハはセメント、モルタル及びコンクリ

ートを壓縮する場合の壓應力と壓變形率との間には、壓應力が工學上普通に取扱はれる範囲にある限り(45)式が相當正確に成立することを實験し、 $A$  及び  $r$  に對して第 44 表<sup>(2)</sup> に示すが如き値を與へた。但し kg, cm<sup>2</sup> の單位である。

第 44 表  $\varepsilon_c = A \sigma_c^r$  (バッハの實験)

セメント及びモルタル 配合比	コンクリート		粗骨材:砂利 配合比	粗骨材:石灰岩碎石 配合比	
	$A$	$r$		$A$	$r$
セメント	1/250 000	1.09			
1 : 1.5	1/356 000	1.11	1 : 2.5 : 5	1/298 000	1.145
1 : 3	1/315 000	1.15	1 : 5 : 6	1/280 000	1.187
1 : 4.5	1/230 000	1.17	1 : 5 : 10	1/217 000	1.157
				1/457 000	1.157
				1/380 000	1.161
				1/367 000	1.207

コンクリートの壓彈性係数に關し最も廣汎なる實験を行つたのは、米國のウォーカー(Walker)である<sup>(3)</sup>。ウォーカーは 4 種のボルトランドセメントを良く混合したものを使用し、配合比は

(1) Mörsch, Der Eisenbetonbau, I. Bd., I. Hälfte, 1923, S. 66.

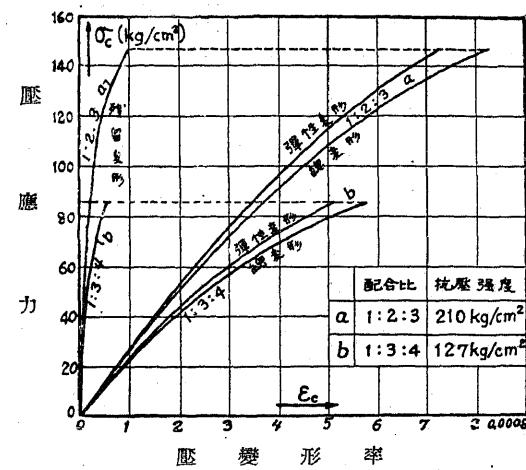
(2) Bach u. Baumann, Elastizität und Festigkeit, 9 Aufl., 1924, 84 ~ 85.

(3) Stanton Walker, "Modulus of Elasticity of Concrete" (Proc. of the Am. Soc. for Test. Mat., 1919; Bull. 5, Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute, Chicago, 1920).

尚 A.S.T.M. の Proceeding 中には上記の外に次の如き文献あり:

G.M. Williams, "Some Determinations of the Stress-Deformation Relations for Concretes under Repeated and Continuous Loadings" (Proc. A.S.T.M. 1920),

R.E. Davis and G.E. Troxell, "Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio for Concrete, and the Influence of Age and other Factors upon these Values" (Proc. A.S.T.M., 1921).



純セメントより 1:15 に至る範囲、骨材としては寸法 0 ~ 33 mm の砂、砂利、花崗岩、石灰岩或は礫を粉碎したものを用ひ、水量は相対的に 0.7 乃至 2.0 に亘る等の條件を種々異にした合計 3500 個のコンクリートの直徑 15 cm 高さ 30 cm なる圓盤供試體を、材齡 7 日乃至 1 年に於て荷重を連續的に増加せしめて壓縮し、壓力に依る標點距離 10 乃至 25 cm 間の全變形を測定し、この全變形を基準として上記種々の條件がコンクリートの初期弾性係数  $E_0$ 、弾性切線係数  $E_T$ 、弾性割線係数  $E$  に及ぼす影響を實験したのである。之に依れば、上記種々の條件は大體抗壓強度に與へると同じ様な影響を弾性係数にも與へ、たゞその影響の程度が抗壓強度に對するよりは比較的に小であるだけである。また標點距離の長短は殆んど影響がない。然し正確なる結果を得るには、餘りに短い標點距離は不可である。次にウォーカーの實験結果の中重要なものを述べる。

先づ壓應力  $\sigma_c$  と全壓變形率  $\varepsilon_c$  との間には、 $\sigma_c$  が抗壓強度  $K_c$  の約 50 乃至 90 % 以内である場合には、バッハの指數公式 (45) 或は (46) が實際の結果と良く一致する。従つて (48) 式に依つて示される、切線係数と割線係数との正比例的關係も相當充分に成立するものと考へられる。ウォーカーの實験に依れば、(46) 式中の指數  $s$  は 0.72 乃至 0.95 の範囲にあつて、其の平均値は  $s = 0.90$  即ち  $r = 1.11$  である。またバッハの公式の係数  $A$  或は  $B$  は主として抗壓強度  $K_c$  に依つて變化することを述べ、 $B$  に對して

$$B = 29000 \sqrt{K_c} \text{ (封度/吋}^2 \text{ 単位)}$$

を與へた。之を  $\text{kg/cm}^2$  単位に換算し、 $s = 0.9$  として (46) 式に代入すると

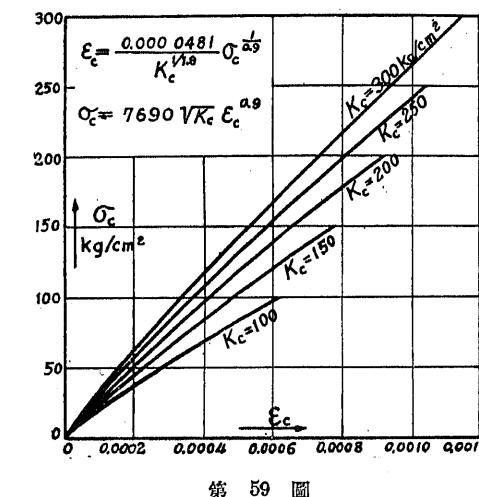
$$\sigma_c = 7690 \sqrt{K_c} \cdot \varepsilon_c^{0.9} \text{ (kg/cm}^2 \text{ 単位)} \quad (49)$$

となり、之を (47) 式に依つて (45) 式の形にすると

$$\varepsilon_c = \frac{0.0000481}{K_c^{1/4.8}} \sigma_c^{1/0.9} = 0.0000481 \left( \frac{\sigma_c}{K_c} \right)^{1/0.1} \text{ (kg/cm}^2 \text{ 単位)} \quad (50)$$

となる。第 59 圖に示す應力變形率曲線は、即ち (49) 或は (50) 式に依つて著者が作圖したものである。

次に初期弾性係数  $E_0$ 、弾性切線係数  $E_T$ 、弾性割線係数  $E$  の關係は、第 60 圖に示すが如く、



第 59 圖

このうち切線係数と割線係数との關係は、

前述の如く  $s = 0.9$  であるから、平均に於て

$$E_T = 0.9 E$$

である。此の圖に於て  $\sigma_c/K_c = 0.05$  の場合に  $E$  が  $E_0$  より大となつて居るのは恐らく此の様な場合には、荷重が有効に試験體に傳はらない等の實驗的誤差に基くものであらうと考へられる。

ウォーカーは彼の實験に依り弾性係数と抗壓強度  $K_c$  との間には

$$E = a K_c^m \quad (51)$$

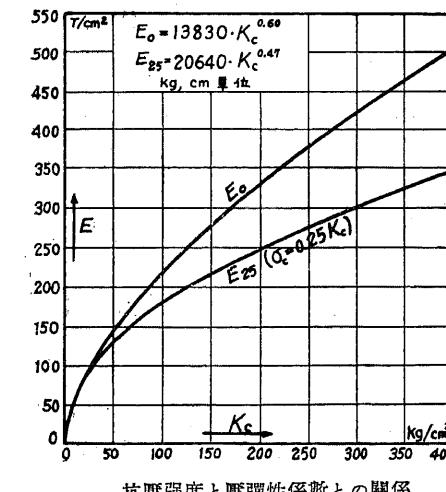
なる指數公式が最も良く實際に一致するものとした。茲に  $a$  及び  $m$  はコンクリートの品質、弾性係数の種類及び壓應力の程度に依る常數である。但し指數  $m$  はボアソン係数と混同しないことが必要である。ウォーカーが初期弾性係数  $E_0$  及び壓應力  $\sigma_c$  が抗壓強度  $K_c$  の 25 % である場合の壓彈性切線係数  $E_{25}$  に對し與へたものは

$$E_0 = 40000 K_c^{0.60} \cong 33000 K_c^{5/8} \text{ (封度/吋}^2 \text{ 単位),}$$

$$E_{25} = 84300 K_c^{0.49} \cong 66000 K_c^{1/2} \text{ (", " )}$$

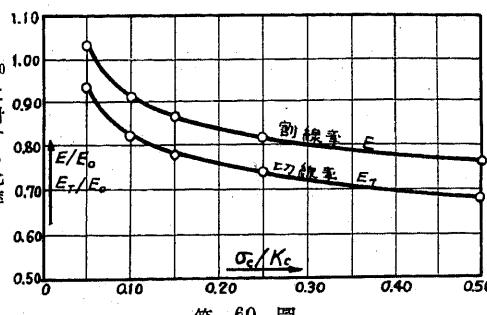
であるが、之を  $\text{kg/cm}^2$  単位に換算すると

$$E_0 = 13830 K_c^{0.60} \cong 12200 K_c^{5/8} \text{ (kg/cm}^2 \text{ 単位),} \quad (52)$$

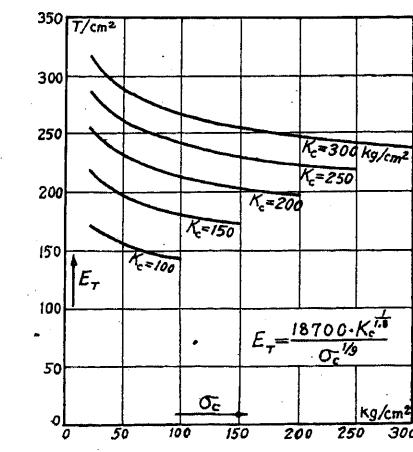


抗壓強度と壓彈性係数との關係

第 61 圖



第 60 圖



壓應力と壓彈性切線係数との關係

第 62 圖

$$E_{25} = 20640 K_c^{0.40} \cong 17500 K_c^{1/2} (\text{kg/cm}^2) \quad (53)$$

となる。また(49)式を基準として切線係数  $E_x$  を計算すると

$$E_x = \frac{d\sigma_e}{d\varepsilon_e} = s E = \frac{18700}{\sigma_e^{1/2}} K_c^{1/8} = 18700 \left(\frac{K_c}{\sigma_e^{0.2}}\right)^{1/8} (\text{kg/cm}^2 \text{ 単位}) \quad (54)$$

となる。第 61 図及び第 62 図は(52), (53)式及び(54)式に従つて著者が作圖したものである。

グラーフが 650 個の供試體に依りコンクリートの彈性係数と抗壓強度との關係を實驗した所

に依ると<sup>(1)</sup>,  $K_c$  が 50 乃至 600 kg/cm<sup>2</sup> の範圍に對し, 許容壓應力以下の壓應力の場合には, 次の式がよく實際に一致する。即ち全變形を考慮した場合には

$$E = \frac{1000000}{1.7 + 360/K_c} (\text{kg/cm}^2 \text{ 単位}), \quad (55)$$

彈性變形のみを考慮した場合には

$$E = \frac{1000000}{1.7 + 300/K_c} (\text{kg/cm}^2 \text{ 単位}) \quad (56)$$

であつて, 之を圖示すれば第 63 圖の如くになる。尙抗壓強度と彈性係数との關係に就てはシューレ(E. Schüle)が發表した式

$$E = \frac{K_c - 25}{0.0016 K_c + 0.25}, \quad \text{或は} \quad E = \frac{K_c^2 - 25.16 K_c + 50.38}{0.0001646 K_c^2 + 0.224 K_c + 7.65} \quad (57)$$

があり, テイラー及びトムソン(Taylor and Thompson)<sup>(4)</sup>は彈性係数は抗壓強度の約 1300 倍であると言つて居ることを追記する。

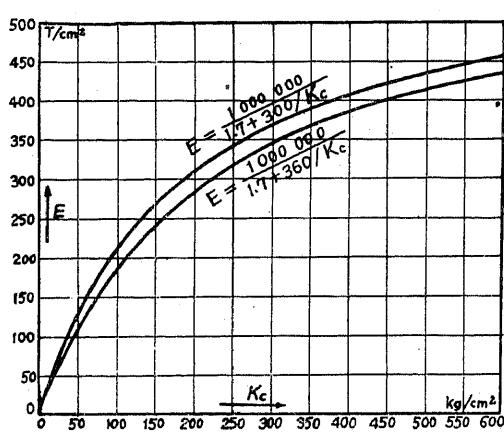
上記ウォーカー或はグラーフの抗壓強度と彈性係数との關係式は, 各々多數の供試體につき可成り廣範圍に亘る實驗結果の平均に依るものであつて, 相當信頼し得るものではあるが, 實際の個々の場合は, 之と可成り差異のある結果を示すべきことのあるのは勿論である。然しそに依つて配合比, 水量, 骨材, 養生方法及び材齡等が彈性係数に與へる影響を, 抗壓強度を通じて知る

(1) Otto Graf, "Beziehungen zwischen Druckfestigkeit und Druckelastizität des Betons bei zulässigen Anstrengungen desselben" (Beton und Eisen, 1923, S. 4, 5); Entwurf und Berechnung von Eisenbetonbauten, I. Bd., 1926, S. 36.

(2) E. Schüle, Schweizerische Bauzeitung 1921, Bd., 77, S. 115, 116.

(3) E. Schüle, Proceedings, Sixth Congress, Inter. Assoc. Test. Materials, New York, 1912, Second Section.

(4) Taylor-Thompson, Concrete, Plain and Reinforced, 1917, 402.



第 63 圖  
抗壓強度と彈性係数との關係(グラーフの公式)

ことが出來、また抗壓試験に依りコンクリートの抗壓強度がわかれば、之に依つて彈性係数の大體の値を豫想することも出来る。殊に水セメント比と抗壓強度との關係式を考慮すれば、水セメント比が決れば、抗壓強度を媒介として彈性係数を求めるこ出來て、實際構造物の設計或は其の安全度の判定の場合、若くは彈性係数を實驗する場合に、可成り適切なる基準を與へるものと言へる。

次に實際に鐵筋コンクリート構造物設計上、或は其の安全度の算定の際に、コンクリートの壓彈性係数  $E_c$  を如何なる値にすべきやが問題である。多くの鐵筋コンクリートに関する示方書に於ては、應力の値に拘はらず、またコンクリートの種類に拘はらず  $E_c$  は一定の常数と規定し、普通は鋼の彈性係数  $E_s$  と  $E_c$  との比即ち  $n$  なる値を以て示して居る。例へば土木學會の標準示方書及び獨逸の標準示方書に於ては、

断面の決定又は應力算出の場合には

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2, \quad E_c = 140000 \text{ kg/cm}^2, \quad \text{即ち } n = 15,$$

不靜定力又は彈性變形の計算の場合には

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2, \quad E_c = 210000 \text{ kg/cm}^2, \quad \text{即ち } n = 10$$

と規定して居る。

斯の如く、コンクリートの種類及び應力の値如何に拘はらずコンクリートの彈性係数を一定とすることに依つて計算を簡易にすることが出來、また  $E_c$  の値如何は計算の結果に大なる影響を及ぼさず、且つ其の誤差は許容應力を撰ぶ場合の安全率に依つて覆はれるものであるが、然し理論的に考へればコンクリートの種類及び應力の大小に依つて正當なる彈性係数を撰べきである。前述の如くコンクリートの彈性係数は應力の大小に依るよりも、コンクリートの種類、殊に抗壓強度に依つて大なる變化を示すものであり、また應力變形率曲線も應力が許容應力の程度、或は其以下に於ては極く近似的には直線と見做し得るから、同一コンクリートに於て許容應力程度の應力狀態に對しては  $E_c$  を一定と考へても實際と大差はないが、抗壓強度に依り彈性係数が著しく變化し、且つ其の關係が相當明確になつた今日に於ては、抗壓強度により異なつた許容應力を採用すると同様に、彈性係数にも抗壓強度を基準として適當なる値を採用することは、理論的立場から見て必要なことである。少くとも彈性變形を考慮する場合には斯くすることが是非必要である。鐵筋コンクリート構造物の彈性變形は、主として其の大部分を占めるコンクリートの彈性によつて支配せらるゝものであるから、示方書に縛られてコンクリートの種類如何を問はず一定の彈性係数を採用して計算することは殆んど無意味の業に近い。此

の意味に於て米國の標準示方書<sup>(1)</sup>が材齡 28 日に於ける抗壓強度を基準として

$$\text{抗壓強度 } 106 \sim 155 \text{ kg/cm}^2 : n = 15 (E_c = 140000 \text{ kg/cm}^2),$$

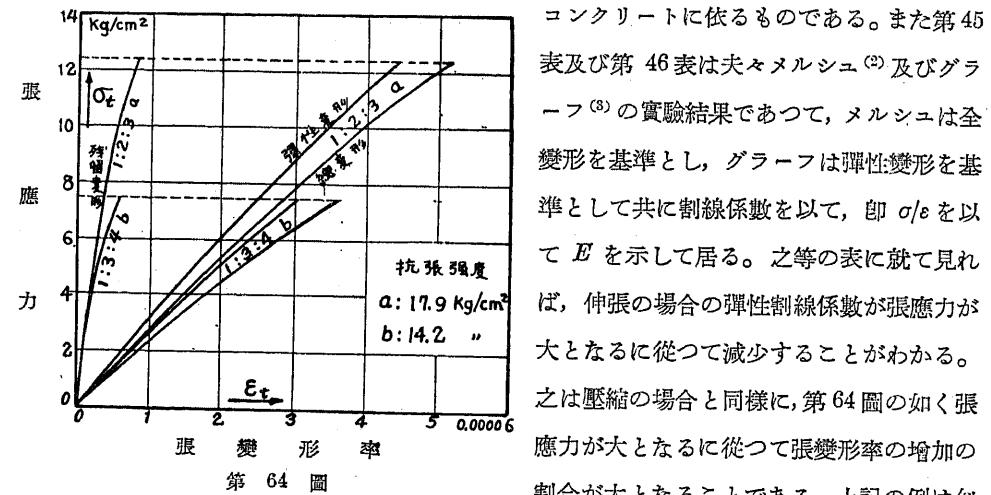
$$\text{, } 155 \sim 204 \text{, } n = 12 (E_c = 175000 \text{, }),$$

$$\text{, } 204 \text{ kg/cm}^2 \text{ 以上 : } n = 10 (E_c = 210000 \text{, })$$

と規定して居ることは甚だ當を得たことである。上記の如くコンクリートの種類に依り、異なる弾性係数を採用することは、之を一定にする場合に比し、同一のコンクリートに對しては全然其の算式若くは計算を複雑にはしない。たゞ  $n = 15$  若くは  $n = 10$  と一定の弾性係数を基準として作られた表又は圖表が使へなくなる丈けである。

### § 36. コンクリートの張弾性係数

第 64 圖はコンクリートの張應力對張變形率曲線の一例であつて、第 58 圖の場合と同一の



コンクリートに依るものである。また第 45 表及び第 46 表は夫々メルシユ<sup>(2)</sup>及びグラーフ<sup>(3)</sup>の實驗結果であつて、メルシユは全變形を基準とし、グラーフは彈性變形を基準として共に割線係数を以て、即  $\sigma/\epsilon$  を以て  $E$  を示して居る。之等の表に就て見れば、伸張の場合の彈性割線係数が張應力が大となるに従つて減少することがわかる。之は壓縮の場合と同様に、第 64 圖の如く張應力が大となるに従つて張變形率の增加の割合が大となることである。上記の例は勿論コンクリートの張弾性係数に関する一例であるが、之に依つて強度及び壓彈性係数と同様に張弾性係数もセメントの量が大となると共に、また材齡が大となると共に大となり、水量の大となるに従つて減少することがわかる。

コンクリートの張弾性係数と壓彈性係数若くは強度との關係に就ては、未だ確定した關係は

(1) Standard Specifications for Concrete and Reinforced Concrete, Report of Joint Committee on Standard Specifications, 1924.

(2) Mörsch, Der Eisenbetonbau, I. Bd., I. Hälfte, 1923, S. 62.

(3) O. Graf, Druck- und Zugelastizität des Betons, Mitt. über Forschungsarbeiten aus dem Gebiete des Ingenieurwesens, Heft 227, 1920.

第 45 表 コンクリートの縱彈性係数  $E = \frac{\sigma}{\epsilon}$  ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) (メルシユ)

$\sigma$ $\text{kg}/\text{cm}^2$	1 : 4		1 : 3		
	水 量 8 %	水 量 14 %	水 量 8 %	水 量 14 %	水 量 14 % <sup>(1)</sup>
壓	86.0	—	—	—	257 000
	61.3	211 000	117 000	240 000	268 000
	36.8	225 000	185 000	257 000	278 000
	24.5	235 000	198 000	266 000	283 000
	12.2	250 000	215 000	284 000	290 000
	9.2	257 000	219 000	287 000	260 000
	6.1	265 000	226 000	290 000	305 000
縮	3.0	273 000	250 000	300 000	272 000
	1.6	266 000	250 000	287 000	340 000
	3.1	240 000	221 000	238 000	316 000
	4.6	224 000	200 000	230 000	311 000
	6.2	200 000	194 000	221 000	310 000
	7.8	190 000	—	203 000	308 000
	9.2	—	—	196 000	303 000
張	13.8	—	—	—	298 000

(1) は材齡 2 年、他は材齡 3 ヶ月。

第 46 表 コンクリートの縱彈性係数  $E = \frac{\sigma}{\epsilon}$  (グラーフ)

	$\sigma$ $\text{kg}/\text{cm}^2$	1 : 1.5 : 2	$\sigma$ $\text{kg}/\text{cm}^2$	1 : 2 : 3	1 : 3 : 4
		硬 練 材齡 28 日		軟 緊 材齡 45 日	軟 緊 材齡 45 日
壓	98.6	298 500	48.9	257 100	204 600 $\text{kg}/\text{cm}^2$
	49.2	324 400	36.7	268 700	221 000 "
	24.6	340 900	24.4	279 200	232 800 "
	12.3	353 100	12.2	285 200	240 000 "
伸	2.5	337 500	1.2	279 000	239 100 "
	10.0	307 200	6.2	257 500	203 800 "
	17.5	292 700	11.2	235 600	— "
	25.0	273 300	—	—	— "
張	抗 壓 強 度	480	—	233	117 "
	抗 張 強 度	35.0	—	17.9	14.2 "

見出されては居ないが、上記の例及び他の實驗結果に依るに、同じ條件の下に於ては、壓彈性係數は一般に張彈性係數より大であつて、其の比は多く 1.1 乃至 1.4 の間にあり、平均として壓彈性係數は張彈性係數の約 1.2 倍であると考へて大なる誤はない。

### § 37. コンクリートのポアソン係數

ポアソン係數  $m$  とは § 34 に述べた如く、垂面應力  $\sigma$  に依つて生ずる縦變形率  $\varepsilon$  と、之に伴ふ横變形率  $\varepsilon_y$  との比の絶對值、即ち

$$m = \left| \frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} \right| = -\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} \quad (42)$$

であり、一般に 1 より大なる正數であつて、其の逆數  $\mu$  は普通にボアソン比として知らるゝ値で一般に 1 より小なる正數である<sup>(1)</sup>。完全彈性に近い性質を有する材料では  $m$  は普通 3 乃至 4 であるが、コンクリートに於ては鑄鐵に於けると同様に  $m$  の値は一般に之より大であつて、しかもコンクリートの特徴として其の品質、養生方法、材齡、試験方法及び應力狀態の如何に依つて著しい變化がある。

一般に材料のポアソン係數  $m$  或はボアソン比  $\mu$  を決定するに際して用ひられる實驗方法に大略次の如きものがある。

(1) 引張若くは壓縮試験を行ひ、供試體の荷重の方向の變形及び之と直角の方向の變形を適當なる裝置に依つて同時に直接に測定し、之に依つて (42) 式より  $m$  又は  $\mu$  の値を算出する方法である。

(2)  $E$  及び  $G$  を測定し、(44) 式に依つて間接に  $m$  又は  $\mu$  を算出する方法。 $E$  の測定には問題はないが、 $G$  は捩り試験又は捩りの彈性振動週期を測定して之を算出するのが普通である。

(3) 容積の變化を測定する方法。引張若くは壓縮試験を行ひ

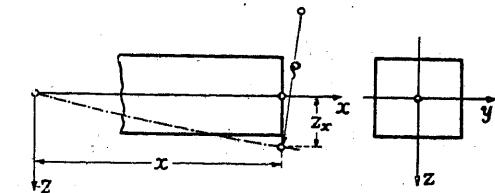
$$\frac{1}{m} = \mu = \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{1}{\varepsilon} \cdot \frac{\Delta V}{V} \right) \quad (57)$$

に依つて  $m$  又は  $\mu$  を算出する方法である。茲に  $\Delta V$  は供試體の原容積  $V$  の變化、 $\varepsilon$  は荷重の方向の變形率であつて、 $\Delta V$  を測定するには、一定容器内にある液體中に供試體を入れて試験を行ひ、液體表面の位置の變化に依つて之を測定するのが普通である。

(4) 柄の彎曲試験に依る方法。今第 65 圖に示すが如く柄の重心軸を  $x$  軸、撓みの方向に  $z$  軸、 $xz$  面に垂直に  $y$  軸をとり、柄は曲モーメントに依つて圖の如く彎曲し、原點より  $x$  な

<sup>(1)</sup>  $m$  のことをボアソン比と稱することもあるが、之は各國共通の慣例に反するものである。また英國に於てはボアン比を  $\alpha$  で表はすのが普通である。

る離距に於て中立面の  $xz$  面中の彎曲の曲率半徑を  $\rho$  とし、柄の任意の點  $(x, y, z)$  に於ける  $x$ ,  $y$  及び  $z$  軸の方向の變形率を  $\varepsilon_x$ ,  $\varepsilon_y$  及び  $\varepsilon_z$  とすれば



第 65 圖

$$\varepsilon_y = \varepsilon_z = -\frac{1}{m} \varepsilon_x; \quad \varepsilon_x = \frac{z}{\rho}, \quad \varepsilon_y = \varepsilon_z = -\frac{z}{m \rho} \quad (58)$$

である。之等はすべて  $y$  には無關係であり、 $z$  及び  $\rho$  が一定ならば  $y$  に關せず一定である。故に曲モーメントが一定なる部分に於て、 $z =$  常數なる平面内の任意の標點距離  $x$  及び  $y$  間の長さの變化  $\Delta x$  及び  $\Delta y$  を測定すれば

$$m = -\frac{\Delta x/x}{\Delta y/y} = -\frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_y} \quad (59)$$

に依つて  $m$  を決定することが出来る。

また柄の任意の點  $(x, y, z)$  は變形後  $(x', y', z')$  に移動し、 $y'$  及び  $z'$  は夫々

$$y' = y \left( 1 - \frac{z}{m \rho} \right), \quad z' = z_x + z - \frac{1}{2 m \rho} (z^2 - y^2) \quad (60)$$

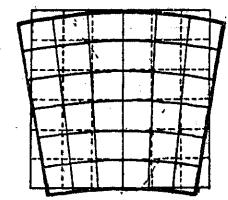
となる。此の式の意味は、第 66 圖の如く、變形前  $xz$  面に平行であつた面は、すべて變形後之と或る角度をなす平面となり、變形前中立面に平行であつた面はすべて平行なる曲面となることである。而して中立面に平行であつた面の變形せる曲面の  $y = 0$  に於ける曲率半徑を  $\rho'$  とすれば  $\rho' = m \rho$  である。故に  $\rho$  と  $\rho'$  とを測定すれば

$$m = \frac{\rho'}{\rho} \quad (61)$$

に依つて  $m$  を決定することが出来る。

上記の諸方法のうち、伸張或は壓縮試験に依つて、縦横の變形を直接に同時に測定する方法の他は、すべて完全彈性體の理論を利用したものであるから、コンクリートの様な不完全彈性體に對しては、其の結果を以て直ちに真なりと斷定する譯には行かないが、然し上記の理論が近似的に成り立つと考へらるゝ範圍に於ては、上記の彈性理論による  $m$  の測定方法も著しく間違つた結果を招來することは無いものと想像される。また伸張或は壓縮試験に依つて直接に  $m$  を測定する方法に於ても、供試體の兩端面の影響が可成り大であつて、結局に於て  $m$  の値は其の測定方法に依つて著しい差異のあることは當然のことである。

他の種類の實驗の副產物としてなく、コンクリートのポアソン係數、若くはボアソン比の



第 66 圖

測定を目的として行はれた實驗は其の數が少い。次に述べるのはジョンソン(Johnson)の實驗、ディヴィス(Davis)及びトロツクセル(Troxell)の實驗及び田邊平學氏の實驗結果である。

ジョンソン<sup>(1)</sup>は直徑 4 $\frac{1}{2}$ 吋(11.4 cm), 高さ 9 吋(22.8 cm)のコンクリート及びモルタルの圓筒供試體に就て壓縮試験を行ひ、其の際に生ずる縱變形と横變形とを同時に測定して第 47 表の如き結果を與へた。此の表中ボアソン係數の値は、著者がボアソン比より換算したものであり、また彈性限度とは完全彈性體に於けるものではなく、荷重變形曲線が大略直線と見做し得る限度を示したものであつて、表中ボアソン比若くはボアソン係數の値は、此の彈性限度内に於ける値である。

第 47 表

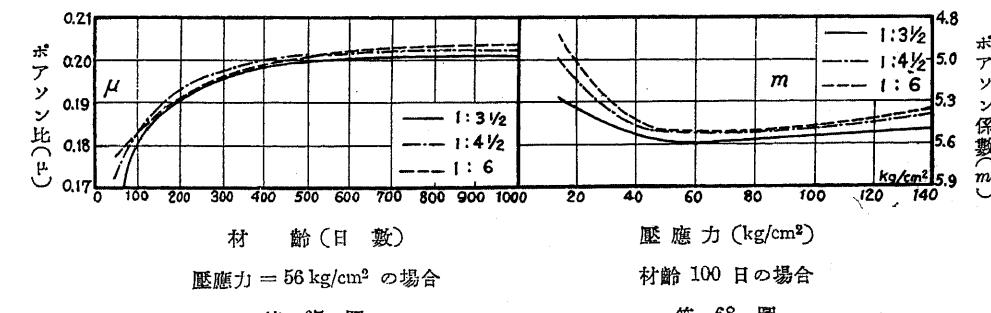
配合比	材 齡	ボアソン比 $\mu = \frac{1}{m}$	ボアソン係數 $m = \frac{1}{\mu}$	抗壓強度 kg/cm <sup>2</sup>	彈 性 限 度				
					縱變形率		橫變形率		
					10 <sup>-6</sup>	壓應力	10 <sup>-6</sup>	壓應力	
1 : 2 : 0	13 月	0.142	7.04	平均	239	329	70	68	93
	"	0.138	7.25	6.91	296	300	70	42	70
	"	0.155	6.45		239	291	70	52	63
1 : 2 : 0	2 月	0.143	6.99	平均	317	180	49	41	70
	"	0.166	6.02	6.37	239	291	70	47	7
	"	0.164	6.07		345	333	84	63	98
1 : 2 : 3	12 月	0.160	6.25	平均	183	175	42	55	84
	"	0.141	7.09	6.86	176	130	28	24	35
	"	0.130	7.23		176	278	63	33	63
1 : 2 : 4	6 月	0.180	5.56	平均	183	155	42	34	49
	"	0.170	5.88	5.94	204	210	43	33	49
	"	0.157	6.37		162	174	42	27	42
1 : 2 : 4	12 月	0.136	7.35		247	318	70	44	70
	8 年	0.108	9.27		260	228	42	13	21
	7 年	0.120	8.34		274	229	63	24	56

ディヴィス及びトロツクセルの實驗<sup>(2)</sup>は配合比 1:3 $\frac{1}{2}$ , 1:4 $\frac{1}{2}$  及び 1:6 なる三種のコン

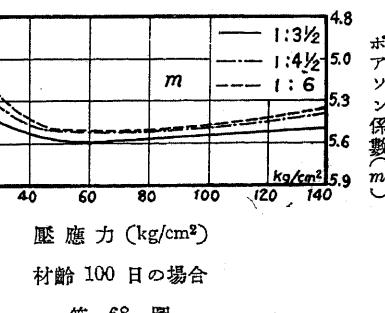
(1) A.N. Johnson, "Direct Measurement of Poisson's Ratio for Concrete" (Proc. of the Am. Soc. for Test. Mat., 1924).

(2) Davis and Troxell, "Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio for Concrete, and the Influence of Age and other Factors upon these Values" (Proc. of the Am. Soc. for Test. Mat., 1929).

クリートの 15 cm × 30 cm なる圓筒體を壓縮して彈性係數の測定と共に、ジョンソンと同じ方法に依つて横變形を直接に同時に測定してボアソン比を測定したものである。其の結果に依ればボアソン係數  $m$  は材齡が大となるに従つて減少するが、其の減少の割合は材齡が大となるに従つて減少し、材齡約 1 年以上になるとボアソン係數の値は大體一定のものと見られる。此の場合許容應力程度の壓應力に對しては大略  $m = 5$  である(第 67 圖参照)。また壓應力が許容應力以下の場合には壓應力と共にボアソン係數も増大するが、壓應力が此の程度より大となるとボアソン係數は漸次減少する。材齡 100 日のものに就て見れば 50~80 kg/cm<sup>2</sup> の壓應力の場合にボアソン係數は最大となり、此の間に於ては大なる變化がなく大略  $m = 5.5$  である(第 68 圖参照)。また此の實驗の範圍内にては配合比はボアソン係數に著しい影響は與へない。第

壓應力 = 56 kg/cm<sup>2</sup> の場合

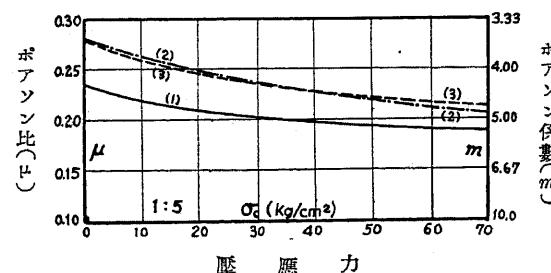
第 67 圖



材齡 100 日の場合

第 68 圖

69 圖に示すものは、花崗岩碎石及び碎砂を使用せる配合比 1:5 のコンクリートに對するものであつて、すべて材齡 1 年に於て試験せる結果である。之に依つても 70 kg/cm<sup>2</sup> 位までは壓應力が大となるに従つて、ボアソン係數も増大することがわかる。此のうち(1)は材齡 1 年に於て初めて試験したもの、(2)は材齡 2 月に於て 70 kg/cm<sup>2</sup> の壓應力に達するまで加壓したる後、壓力を取り去り材齡 1 年に於て試験を行ひたるもの、(3)は材齡 3 月及び 6 月に於て(2)と同様に加壓し、材齡 1 年に於て試験を行ひたる結果であつて、之に依つて見れば繰返し荷重がコンクリートのボアソン係數を減少せしむるべきことが想像される。



第 69 圖 花崗岩コンクリートの材齡 1 年  
に於ける壓應力及び繰返し荷重の影響

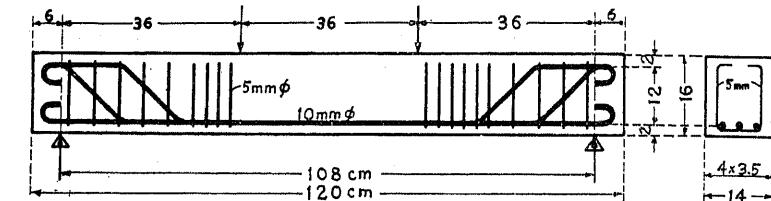
ディヴィス及びトロツクセルが結論として與へて居る所に依れば

材齡 1 月			材齡 6 月			材齡 1 年			壓應力 $70 \text{ kg/cm}^2$ の場合		材齡 100 日 の場合	
									壓應力 $14 \text{ kg/cm}^2$	70 $\text{kg/cm}^2$ 以上	壓應力 $14 \text{ kg/cm}^2$	70 $\text{kg/cm}^2$ 以上
$\mu = 0.15 \sim 0.17$	$0.19$	$0.20$	$\mu = 0.19 \sim 0.21$	$0.18 \sim 0.19$	$m = 6.67 \sim 5.88$	$5.26$	$5.00$	$m = 5.26 \sim 4.76$	$5.56 \sim 5.26$	$m = 5.26 \sim 4.76$	$5.56 \sim 5.26$	

である。

田邊氏のコンクリートのボアソン係数に関する実験<sup>(1)</sup>は第70図に示すが如き鐵筋コンクリート桁に支間の3分の1の點に相等しい荷重を作用せしめ、桁の應圧及び應張側の表面に於て桁の長さの方向の

縦変形と之と直角の方向の横変形を測定し、之に基いて縦変形率及び横変形率を算出し、



第 70 圖

縦変形率と横変形率との比に依つてボアソン係数を決定したものである。但し變形は彈性變形を基準とし、標點距離は縦變形に對しては 20 cm、横變形に對しては 10 cm であつて、コンクリートの種類は容積配合比 1:4 の一種類である。

第 48 表 桁の應壓側表面に於けるコンクリートのボアソン係数

彎曲 壓應力 $\text{kg/cm}^2$	ボアソン係数			彎曲 壓應力 $\text{kg/cm}^2$	ボアソン係数					
	材 齡		各材齡 の平均 値		材 齡		各材齡 の平均 値			
	7 日	28 日			7 日	28 日				
13.8	4.61	4.38	5.51	4.83	110.4	5.37	6.37	6.49	6.03	
20.7	4.79	5.15	5.43	5.12	124.2	5.07	6.45	6.66	6.06	
27.6	5.45	5.09	5.30	5.28	138.0	—	5.68	6.72	(6.20)	
34.5	5.20	5.46	5.53	5.40	151.8	—	5.38	6.65	(6.02)	
41.4	5.61	6.11	5.49	5.74	165.6	—	—	6.59	(6.59)	
55.2	5.84	6.59	5.77	6.07	平均 值		5.38	5.82	6.05	
69.0	5.75	6.36	5.96	6.02	抗壓強度		80.0	155.0	163.5	$\text{kg/cm}^2$
82.8	5.72	6.27	6.11	6.03	抗張強度		7.27	7.42	10.55	“”
96.6	5.76	6.39	6.50	6.22						

(1) 田邊平學、「コンクリートのボアソン比に關する實驗的研究」土木學會誌第 12 卷第 2 號及第 3 號(大正 15 年, 1926), 或は建築雜誌大正 15 年 1, 2 及び 3 月號。此の論說に於て田邊氏が「ボアソン比」なる名のもとに示されたものはすべて本書中の  $m$  即ち「ボアソン係数」のことである。

第 48 表及び第 49 表は各材齡に於て各 3

個の供試體に就ての平均値であつて、第 48 表

は桁の應壓側表面、第 49 表は桁の應張側表

面に於けるボアソン係数である。表中彎曲壓

應力及び彎曲張應力として示したものは、桁

の横斷面中の軸の方向の變形率はすべて中立

軸からの距離に正比例し、且つコンクリート

の縱彈性係數は應力の如何に拘はらず、一定

の常數であつて、鐵筋のそれの 15 分の 1 で

あると言ふ假定のもとに計算せられた緣應力

の値であつて、實際に生じた應力の値でないことは注意すべきことである。また抗壓強度は一

邊 20 cm なる正立方體に依るもの、抗張強度は  $20 \times 16 \text{ cm}$  の矩形斷面を有し、長さ 74 cm

なる供試體に依るものである。

田邊氏は其の實驗の結果として次の如く結論して居る。

(1) 應壓側に於ては、應力の小なる間はボアソン係数の値も應力の增加に伴つて次第に増加するが、或る一定値に達した後は、應力が増加するもボアソン係数の値は増加せず、却つてコンクリートの破壊強度に近い大なる應力に於ては逆に其の値を減する。

(2) 應張側に於ては、應力の增加に伴つてボアソン係数は次第に其の値を増し、且つ其の增加の割合は應力が抗曲強度に近づくに従ひ著しく大となる。

(3) コンクリート桁のボアソン係数は、材齡の如何を問はず一般に應張側に於けるものの方が應壓側に於けるものよりも大であつて、兩者の關係は約 1.5:1 の比を以て表はされる。

(4) ボアソン係数は應壓側及び應張側共に材齡の進むに従つて増大する。

上記の結論のうち(1)はデイヴィス及びトロツクセルの實驗結果(第 68 圖)と良く一致し、(1)及び(2)は、同じ絶對値の應力に對して、コンクリートの壓變形率よりも張變形率の方が大であつて、且つ應力が抗張強度に近い場合に、應力の增加に伴ふ變形率增加の割合は、壓縮の場合より伸張の場合の方が著しく大であることに依つて説明することが出来る。また(3)の應張側のボアソン係数が、應壓側のそれの大體 1.5 倍であると言ふことは、コンクリートの壓彈性係數が張彈性係數の約 1.2 倍であつて、從つて伸張の場合と壓縮の場合とのボアソン係数の比が  $(1.2)^2 = 1.44$  になると言ふ結果とよく一致して居る。(4)の材齡の影響に關する結論はデイヴィス及びトロツクセルの實驗結果(第 67 圖)と全然反対である。然し田邊氏の場合は僅かに材

第 49 表 桁の應張側表面に於ける

コンクリートのボアソン係数

彎曲 張應力 $\text{kg/cm}^2$	ボアソン係数		
	材 齡		各材齡 の平均 値
	7 日	28 日	
8.8	6.30	7.94	7.88
13.2	6.36	8.16	8.08
17.6	9.05	9.23	8.62
22.0	(9.01)	(13.59)	11.63
平均 値	7.24	8.44	9.05

齡 7 日, 28 日及 45 日の比較的短期間の實驗に基くものであるに反し, 第 67 圖の場合は約 3 ケ年に亘るものであるから直接には比較にならない。

最後に田邊氏は強度計算に於て假定すべきボアソン係數の値として第 50 表を與へて居る。然し此の表の數字を採用する場合には、これが配合比 1:4 のコンクリートを使用せる第 70 圖の如き鐵筋コンクリート桁の實驗に基くものであり、また應力が前述の假定に依つて算出せられる場合にのみ適用し得べきことを注意せねばならない。從つて第 50 表の値を他の種類のコンクリート及び構造物に其の儘適用することは危険である。

第 50 表 桁の強度計算に假定すべきボアソン係數 (田邊氏)

彎曲壓應力 kg/cm <sup>2</sup>	假定すべき ボアソン係數	彎曲張應力 kg/cm <sup>2</sup>	假定すべき ボアソン係數	彎曲張應力 kg/cm <sup>2</sup>	假定すべき ボアソン係數
0 ~ 5	4.0	0 ~ 10	7.0	19	9.5
6 ~ 15	4.5	11 ~ 14	7.5	21	10.0
16 ~ 25	5.0	15 ~ 16	8.0	22	11.0
26 ~ 45	5.5	17	8.5	23	11.5
46 以上	6.0	18	9.0	24	12.5

上記の如きボアソン係數若くはボアソン比の測定を直接の目的として行はれた實驗の他に、無筋又は鐵筋コンクリート柱の強度試験の際に、軸の方向と之に直角の方向の變形を測定することに依つて、ボアソン係數若くはボアソン比の値を決定したものに次の如き實驗がある<sup>(1)</sup>。

タルボット (Talbot) の實驗<sup>(2)</sup>。タルボットの實驗は直徑 30.5 cm, 長さ 3.05 m なる圓墻形のコンクリート柱に依るものであつて、コンクリートの配合比は 1:2:4, 其の抗壓強度は 113 kg/cm<sup>2</sup>, 材齡は 2 月である。其の結果に依れば

$$\text{壓應力 } \sigma_0 = 28 \sim 109 \text{ kg/cm}^2 \text{ の範圍に於て } m = 9.8 \sim 3.8, \text{ 平均 } m = 6.8$$

であつて、壓應力の小なる場合には  $m = 10$  或は之より稍小なるものであるが、壓應力がコンクリートの抗壓強度に近づくに従つて  $m$  は急に減少し  $m = 4$  位となるものと論じて居る。之は但し他の實驗と異なり全變形を基準としたものである。

ウイゼイ (Withey) の實驗<sup>(3)</sup>。ウイゼイの實驗は數種のセメントを使用し、軸鐵筋及び螺旋筋

(1) 之の可成り詳細なる記述は前記田邊氏の研究報告中にある。

(2) A.N. Talbot, "Test of Concrete Columns" (Bull. No. 10, Engineering Experiment Station, University of Illinois, 1906).

(3) M.O. Withey, "Test of Reinforced Concrete Columns" (Bull. No. 466, University of Wisconsin, 1910); Eng. Record 1910; Handb. f. Eisenbetonbau, I. Bd., 3 Aufl., 1921, S. 426 及び S. 453.

を有する鐵筋コンクリート柱及び無筋コンクリート柱に依るものであつて、供試柱は直徑 25.4 cm 長さ 3.05 m の圓墻體であり、其の材齡は 2 月である。其の結果に依れば、柱の破壊荷重の 1/4 の荷重の際に於けるボアソン係數  $m$  の値は次の如きものである。

無筋コンクリート、配合比 1:2:4 の場合

最小: 7.30 最大: 10.52 平均: 8.92,

鐵筋コンクリート、配合比が 1:2:3.5 或は 1:2:4 で大略一定であり、鐵筋量の異なる場合

最小: 6.45 最大: 12.05 平均: 8.86,

鐵筋コンクリート、螺旋鐵筋量が大略 1 % であつて、軸鐵筋量及び配合比が異なる場合

最小: 5.26 最大: 12.50 平均: 7.62

である。

また直徑 26.0 cm 乃至 26.7 cm 長さ 2.59 m なる鐵筋コンクリート柱に於ける偏心荷重に依る  $m$  の値は前と同様の條件に對して

最小: 5.00 最大: 7.69 平均: 5.96

であつて、ウイゼイの實驗結果を通じて、鐵筋量が大なる程鐵筋コンクリート柱のボアソン係數は大となり、またセメント量の少い配合のもの程ボアソン係數が大となる傾向のあることが看取される。

ルーデロツフ (Rudeloff) の實驗<sup>(4)</sup>。ルーデロツフが 30 × 30 cm の正方形斷面若くは稜長 13.65 cm なる正八角形斷面を有し、長さ 2.0 m の無筋若くは鐵筋コンクリート柱の 13 種類のものに就て行つた實驗の結果の平均値に依ると、ボアソン係數  $m$  は壓應力  $\sigma_0$  に依つて變化し其の値は次の如きものである。

壓應力 ( $\text{kg/cm}^2$ )	7.15	18.8	41.9	64.9	86.7	108.7
ボアソン係數 $m$	5.8	6.5	6.6	6.6	6.5	6.0 平均 6.5

但し使用コンクリートの配合比は 1:4, 水量 9.5 %, 材齡 45 日であつて、上記の値は 1 種の無筋コンクリート柱、及び 12 種の軸鐵筋及び帶鐵筋を有する鐵筋コンクリート柱の結果の平均値である。

またルーデロツフが、鐵筋コンクリート柱及び無筋コンクリート柱の柱頭の影響を實驗した際に測定されたボアソン壓數の平均値は

(4) M. Rudeloff, Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 5, 1910 及び Heft 21, 1912.

壓 應 力 (kg/cm <sup>2</sup> )	19.1	36.4	53.5	平均 値
無筋コンクリート柱	7.11	7.07	7.00	7.06
鐵筋コンクリート柱	9.63	9.55	9.28	9.49

である。但し柱の断面は  $30 \times 30$  cm の正方形、長さ 2.0 cm 或は 1.3 m、コンクリートは配合比 1:4、水量 10%，材齢 28 日であつて、ウイゼイの実験結果と等しく鐵筋コンクリートの場合の方が無筋コンクリートの場合よりボアソン係数は大であつて、また圧應力が増大するに従つて、ボアソン係数が減少することが認められる。

クラインローゲル(Kleinlogel)及びシサイト(Scheit)の実験<sup>(1)</sup>。クラインローゲルの実験計畫に基づき、シサイトが内接圓の直徑 33 cm なる正八角形断面を有し、長さ 1.0 m の無筋及び鐵筋コンクリート柱に就て実験せる際に測定されたボアソン係数  $m$  の平均値は第 51 表に示す通である。但しコンクリートは配合比 1:3:2、水量 8.5%，材齢 45 日である。

第 51 表 クラインローゲル及びシサイトの実験に於けるボアソン係数  $m$  の値

壓 應 力 kg/cm <sup>2</sup>	11.1	22.2	33.3	44.3	55.4	66.5	77.6	88.7	99.8	平均
無筋コンクリート柱	8.35	7.46	7.96	7.59	7.53	7.53	6.66	5.99	4.55	7.11
軸鐵筋 1.23%，螺旋筋 1.21%	11.98	8.43	8.37	8.59	8.63	8.44	8.56	8.21	7.76	8.60
" 1.47%，" 2.18%	7.04	7.40	7.61	7.73	7.75	7.72	7.66	7.65	7.55	7.63
" 1.70%，" 3.60%	8.62	8.26	8.45	8.23	8.20	8.14	8.12	8.12	8.10	8.23
鐵筋コンクリート柱平均値	9.21	8.03	8.14	8.18	8.19	8.10	8.11	7.99	7.80	8.17

之に依つて見れば無筋コンクリートのボアソン係数は、圧應力が大になるに従つて漸次減少するに反し、鐵筋コンクリート柱に於ては圧應力が大となるも、 $m$  の値には殆んど變化がなく、大略 8.0 位である。此の実験結果に依り、クラインローゲルは無筋コンクリートに對しては

壓 應 力 (kg/cm <sup>2</sup> )	11.1 ~ 5.6	16.6 ~ 5.6	33.8 ~ 5.6	99.8 ~ 5.6
ボアソン係数 ( $m$ )	8 ~ 9	7 ~ 8	7 ~ 9	4 ~ 9

と假定することが出來、許容應力( $40 \text{ kg/cm}^2$ )以内に於ては  $m=8$ 、壓應力 =  $100 \text{ kg/cm}^2$  の程度にては  $m=5$  とすることが出來、鐵筋コンクリート柱に於ては 壓應力 =  $100 \text{ kg/cm}^2$  近は大略  $m=8$  とし得ると論じて居る。

(1) Forscherarbeiten a. d. Gebiete des Eisenbetons, Heft 19, 1912; Handb. f. Eisenbetonbau, I. Bd., 3 Aufl., 1921, S. 428.

上記のものはすべて柱の壓縮試験に依るものであるが、バッハ及びグラーフ<sup>(1)</sup>がコンクリート柱の振り試験の際に測定した剪彈性係数  $G$  と直應力試験に依つて求められた縱彈性係数  $E$  とに依り、(44)式に従つて算出したボアソン係数  $m$  の値は

振モーメントに依る最大剪應力 (kg/cm <sup>2</sup> )	5.0	7.0	10.0	12.0	(12.0)
ボアソン係数 ( $m$ )	3.4	3.9	4.9	6.3	(7.0)

である。但し括弧に入れた値は  $E$  が壓縮試験に依る場合であつて、其の他のものはすべて張力試験に依る  $E$  に基づくものである。供試體は配合比 1:2:3、水量 9%，材齡 45 日、形狀は外徑 40 cm、内徑 25 cm の環狀断面、長さ 1.95 m の無筋コンクリートであつて、振モーメント  $M_t$  に依る最大剪應力  $\tau$  は

$$\tau = \frac{16}{\pi} \cdot \frac{M_t}{(40^4 - 25^4)/40} \text{ (kg-cm 単位)}$$

に依つて算出し、 $G$  は

$$G = \frac{32}{\pi} \cdot \frac{M_t}{(40^4 - 25^4) \theta} \text{ (kg-cm 単位)}$$

に依つて算出されたものである。(但し  $\theta$  は單位長の振角である)。

上記の如くコンクリートのボアソン係数、或はボアソン比はコンクリートの種類、構造物の種類、應力狀態の種類、應力の大小、鐵筋の量及び配置或は計算方法等の種々なる條件の影響を受けて變化し、之を之等の條件に關せず一定の値を以つて示すことは殆んど不可能であつて、實際に於ては上記種々の實驗のうち、實際計算せんとする構造物の狀態に當て嵌まる様な條件の下に行はれた實驗の結果を參照して適當なる値を採用すべきである。然し普通鐵筋コンクリート工事に用ひられる様なコンクリートで、其の壓應力が許容應力程度の場合を考慮する時には、大略  $m=5 \sim 8$  と考へることが出来る。尙最後に注意すべきことは  $m$  の値が例へば 5 或は 10 と云ふ様に著しく變化しても、實際計算の結果に表はれて来る差は非常に僅小であることである。

### § 38. コンクリートの剪彈性係数

コンクリートの剪彈性係数に關する實驗的研究は極めて少ない。これは普通にコンクリート或は鐵筋コンクリート構造物の設計、或は強度計算の場合に剪彈性係数が殆んど不必要であるからである。然し普通の假定に従つてコンクリート或は鐵筋コンクリート構造物の計算を行ふ

(1) Bach u. Graf, Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 16, 1912.

に非ずして、捩モーメントの影響又は剪力による構造物の變形等を考慮する場合には、是非とも剪彈性係数を知る必要がある。完全彈性材料若くは之に近い材料では、縱彈性係数  $E$  とボアソン係数  $m$  とが求められて居れば、(43)式によつて剪彈性係数  $G$  を算出することが出来るが、コンクリートの場合に(43)式に依つて算出された  $G$  の値が直ちに實際の剪彈性係数であるか否かに就ては、未だ確かな實驗的證明はない。即ち(43)式がコンクリートの場合にも成立し得べきやに就ての實驗的證明がないのである。

バッハ及びグラーフ<sup>(1)</sup>はコンクリート及び鐵筋コンクリート柱の捩り試験の際に  $G$  の値を求めて居る。其の實驗は前に引用せるが如く配合比 1:2:3、水量 9% のコンクリートで材齡約 40 日のものに就て行はれ、其の結果は第 52 表に示す通りである。 $G$  の値は捩モーメント  $M_t$  に依る單位捩角  $\theta$  を測定し、夫々第 52 表中に示せる式に依つて算出したものであつて、縱彈性係数の場合に述べた様な割線係数に相當するものである。表中剪應力として示すものは捩モーメント  $M_t$  に依つて横断面中に生ずる最大剪應力の値であつて、夫々第 41 表に示せる

第 52 表 捣り試験に依るコンクリートの剪彈性係数 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

剪應力 $\text{kg}/\text{cm}^2$	正方形断面、邊長 $a = 30 \text{ cm}$				剪應力 $\text{kg}/\text{cm}^2$	矩形断面、邊長 $a = 42 \text{ cm}, b = 21 \text{ cm}$														
	No. 5	No. 7	No. 9	平均		No. 6	No. 12	No. 14	平均											
8.2	139 000	132 000	139 000	137 000	—	—	—	—	—											
12.4	136 000	132 000	133 000	134 000	12.1	142 000	142 000	137 000	140 000											
16.5	133 000	130 000	131 000	131 000	18.2	139 000	135 000	132 000	135 000											
20.6	132 000	128 000	127 000	129 000	24.3	131 000	129 000	127 000	129 000											
24.7	125 000	125 000	123 000	124 000	30.3	126 000	126 000	120 000	124 000											
剪應力 $\text{kg}/\text{cm}^2$	圓形断面、直徑 $d = 40 \text{ cm}$				剪應力 $\text{kg}/\text{cm}^2$	環狀断面、外徑 $d = 40$ 、內徑 $d_0 = 25 \text{ cm}$														
	$G = \frac{32}{\pi} \cdot \frac{M_t}{\theta d^4}$					$G = \frac{32}{\pi} \cdot \frac{M_t}{\theta (d^4 - d_0^4)}$														
No. 8	No. 11	No. 20	平均	No. 18	No. 19	No. 22	平均	No. 13.8	No. 27.6	No. 41.4	No. 55.2	No. 69.0	No. 82.8	No. 96.6	No. 110.4	No. 124.2	No. 138.0	No. 151.8	No. 165.6	
8.0	156 000	136 000	134 000	142 000	4.7	138 000	135 000	135 000	136 000	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11.9	141 000	135 000	133 000	136 000	7.0	133 000	130 000	130 000	131 000	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
16.0	133 000	133 000	127 000	131 000	9.4	131 000	129 000	129 000	130 000	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
19.9	128 000	130 000	124 000	127 000	11.7	131 000	128 000	128 000	129 000	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
24.1	124 000	129 000	—	126 000	14.7	128 000	120 000	125 000	124 000	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

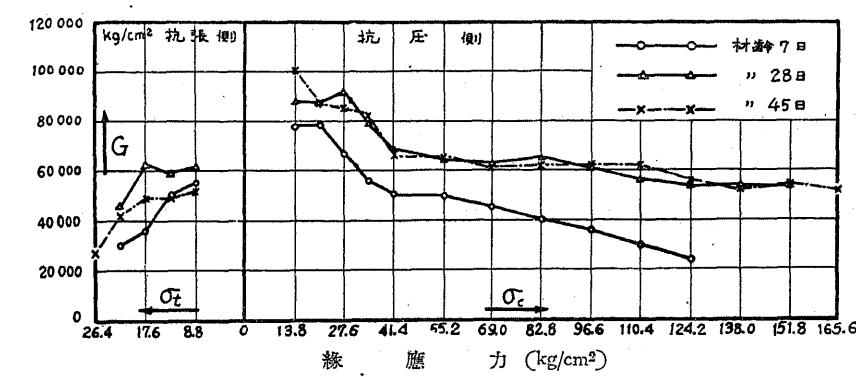
(1) Bach u. Graf, Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 16, 1912.

算式に依つて計算せられたものである。之に依れば  $G$  の値は  $120\,000 \text{ kg}/\text{cm}^2$  乃至  $140\,000 \text{ kg}/\text{cm}^2$  であつて、全部を平均すれば  $131\,000 \text{ kg}/\text{cm}^2$  となる。また應力の値が大となるに従つて  $G$  の値が漸次減少することを明瞭に知ることが出来る。このバッハ及びグラーフの實驗に於ては捩り試験に依る捩角を基準としてを算出したのであるから、 $E$  と  $m$  とを基準とし(43)式に依つて  $G$  を決定する方法の缺陷及び不確實性はないが、然し  $G$  の算出に際して第 52 表中に示すが如く、矢張り彈性理論の公式に依るものであることを記憶せねばならない。

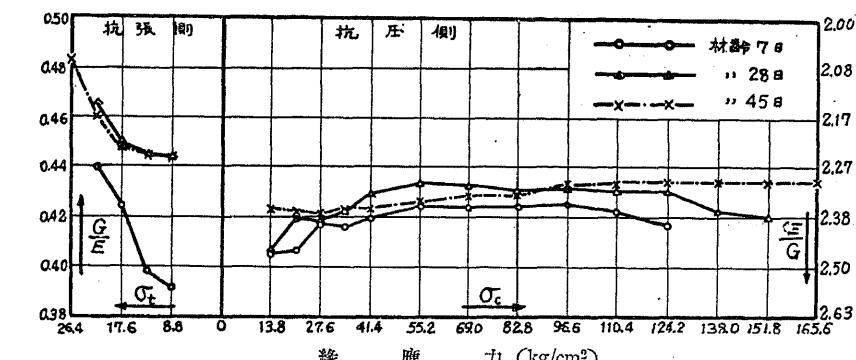
田邊氏<sup>(1)</sup>が鐵筋コンクリート桁の彎曲試験に依り、コンクリートのボアソン係数を實驗した際に(§ 37 参照)、實際に測定されたボアソン係数  $m$  と縱彈性係数  $E$  とを基準とし、彈性理論の公式

$$G = \frac{m}{2(m+1)} E \quad (43)$$

に依つて算出した  $G$  の値、及び  $G$  と  $E$  との關係は第 71 圖及び第 72 圖に示すものである。



第 71 圖 桁の彎曲試験に依るコンクリートの剪彈性係数

第 72 圖 桁の彎曲試験に依るコンクリートの  $E$  と  $G$  との關係

(1) 田邊平學、コンクリートのボアソン比に關する實驗的研究(前出)。

但しコンクリートの配合比は 1:4 である。先づ第 71 圖に就て見れば、バッハ及びグラーフの實驗結果と等しく、應力が増大するに従つて  $G$  が減少することがわかるが、 $G$  の値はバッハ及びグラーフの實驗に依るものゝ約 1/2 である。この相違は兩實驗に於けるコンクリートの種類の相違にも依るのは勿論であるが、また  $G$  の決定方法の相違にも依るものであらう。第 72 圖に就て  $G/E$  の値を見るに、一般に應力が増大するに従つて  $G/E$  も大となる傾向があるが、其の變化は極めて小であつて殊に抗壓側に於て應力が許容應力程度より大なる場合には  $G/E$  の値には殆んど變化がない。

田邊氏は其の結論として、コンクリートの剪彈性係數  $G$  と縱彈性係數  $E$  との關係を表はす彈性理論の公式(43)式がコンクリートに對しても當て嵌まるものと假定する時には、抗壓、抗張兩側を通じ

$$G = 0.43 E$$

とすることが出来る、従つて鐵筋コンクリート構造の強度計算に用ひらるゝ一般的假定に従ひ、鐵筋とコンクリートの縱彈性係數の比  $n = 15$  に相當するコンクリートの縱彈性係數を  $E = 140\,000 \text{ kg/cm}^2$  とする時には、剪彈性係數を一般に  $G = 60\,000 \text{ kg/cm}^2$  と假定することが出来るとしてゐる。

今(43)式を假定し、 $m$  の最小値及び最大値を夫々 4 及び  $\infty$  として  $E$  と  $G$  との關係を求める

$$m = 4 \text{ の場合} \quad G = 0.4 E, \quad E = 2.5 G,$$

$$m = \infty \text{ の場合} \quad G = 0.5 E, \quad E = 2.0 G$$

となり、またコンクリートに對し  $m$  が大略 5 乃至 8 であるとすると

$$m = 5 \text{ の場合} \quad G = 0.417 E, \quad E = 2.40 G,$$

$$m = 8 \text{ の場合} \quad G = 0.444 E, \quad E = 2.25 G$$

となり、大體に於てコンクリートに對しては

$$\frac{E}{G} = 2.2 \sim 2.4 \quad \text{或は} \quad \frac{G}{E} = 0.42 \sim 0.44$$

と考へることが出来る。

## 第五節 コンクリートの物理的性質

### § 39. 重 量

コンクリート或はモルタルの重量は、其の單位容積を作るに使用した各材料の重量を加へ合すことに依つて算出することが出来るが、斯様にして算出した重量は一般に實際に計量した重量より大である。コンクリート或はモルタルの重量は、セメントの種類、骨材の種類、配合比、水量及び搗き固めの程度等の影響を受けるが、之等の影響はコンクリートに於てはモルタルに於ける程著しくない。普通に用ひられる様なコンクリートでは、一般に水量の小なる程、また搗き固めの充分なる程其の重量は大となる。

普通の砂、砂利若くは碎石を骨材とするコンクリートの單位容積の重量は、大略 2200 乃至 2400  $\text{kg/m}^3$  であつて、我國及び諸外國の條令の定むる所は

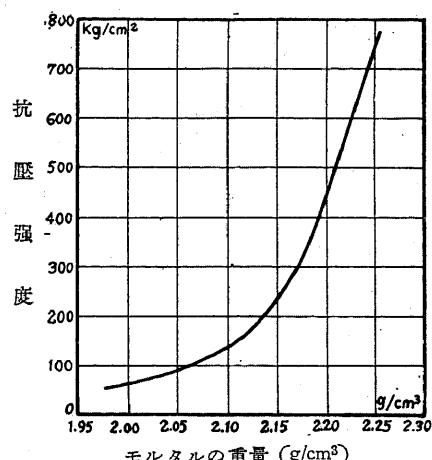
コンクリート  $2240 \text{ kg/m}^3$  或は  $2300 \text{ kg/m}^3$ ,

鐵筋コンクリート  $2300 \text{ kg/m}^3$  或は  $2400 \text{ kg/m}^3$

である。輕量コンクリートと稱して火山砂、火山砂利、輕石、煉瓦屑或は石炭燼等を使用するものは大略 1400 乃至 1900  $\text{kg/m}^3$  の重量である。

モルタルの重量は一般にコンクリートの重量より小であつて、大略 1800 乃至 2200  $\text{kg/m}^3$  である。

モルタル及び普通に施工せられるコンクリートの重量が大なる程、一般に其の強度は大である。第 73 圖はモルタルに於ける一例であつて、グラーフがセメントの強度試験として多數の 1:3 モルタルの標準試験體に就き、材齡 28 日の抗壓強度を試験した結果に依るものである<sup>(1)</sup>。



第 73 圖 1:3 モルタル標準試験  
體の重量と強度との關係

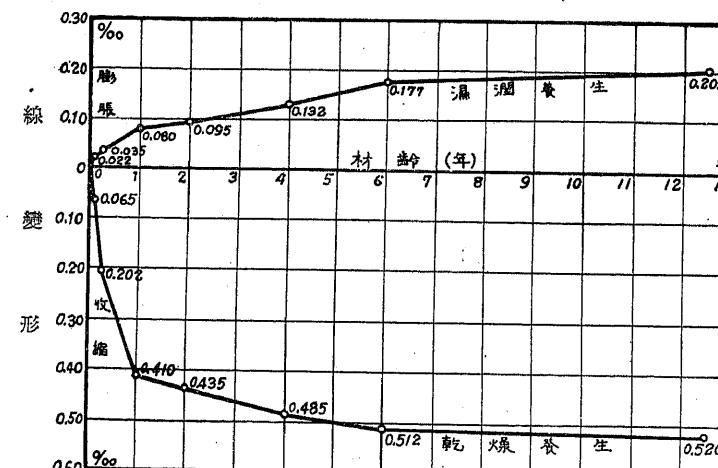
### § 40. 硬化作用及び含水量の變化に伴ふ膨脹或は收縮

コンクリート、モルタル及びセメント體は其の製作後セメントの凝結及び硬化作用の進むに

(1) O. Graf, Der Aufbau des Mörtels und des Betons, 2 Aufl., 1927, S. 53.

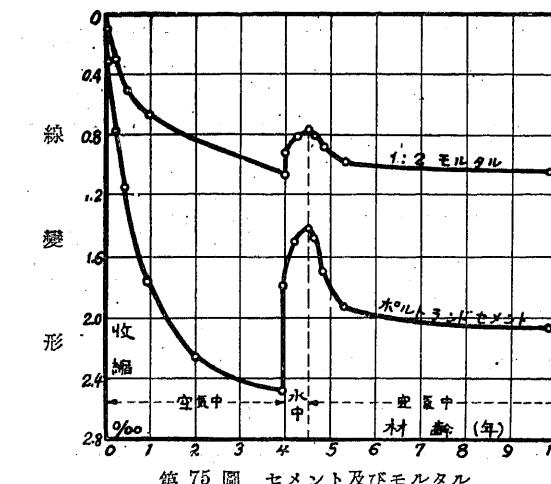
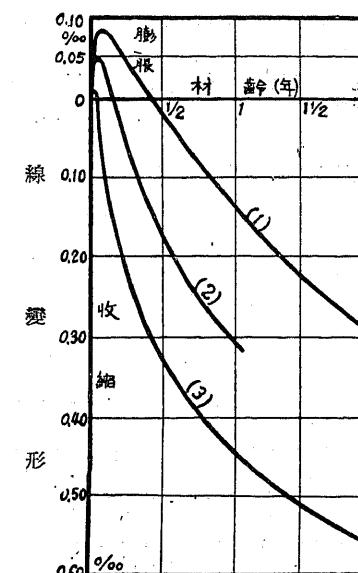
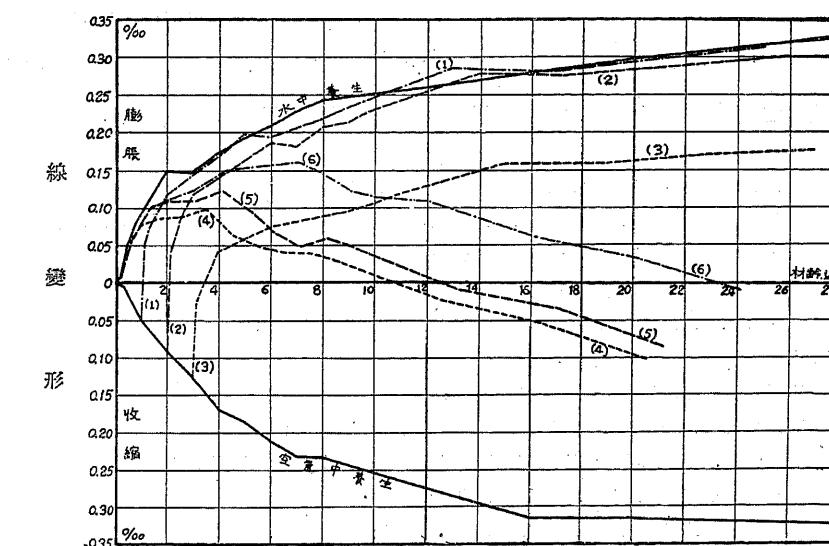
従つて其の容積を變化するものであつて、一般に水中にあるものは膨脹し、空氣中にあるものは收縮する。また水中にあるか、或は濕潤状態のものを乾燥すると收縮し、逆に乾燥状態のものを水中に入れるか、或は濕潤状態にすると膨脹する。之等の變化の割合はセメント體に於て最も著しく、モルタルに次ぎ、コンクリートに於ては前二者程著しくなく、また一般にコンクリート及びモルタルに於ては、セメント量の大なる配合のもの程、其の容積の變化は著しい。コンクリート及びモルタルの容積變化には勿論種々の條件が影響を及ぼすが、最も大なる影響を與へるものはセメントと含水量である。従つてセメントの種類に依つて容積變化の割合に大なる相違を生ずる。骨材自身も勿論含水量の變化に依つて其の容積を變化するが、セメントの與へる影響に比較すると其の影響は僅かである。古來コンクリート或はモルタル容積變化に就ては多數の實驗が行はれたが、之に與へる各種の條件の影響を數量的に確實に判断し得る域には未だ達して居ない。

第 74 圖乃至第 76 圖はコンクリート、モルタル及びセメント體の容積變化の一例であつて、グラフの長期に亘る實驗結果である<sup>(1)</sup>。之等の圖及び後述の圖表に示す數字は、すべて長さの變化、即ち線變形 (Linear deformation) を示したものであつて、正號は膨脹を、負號は收縮を示すものとする。之等の圖に依つてコンクリート、モルタル或はセメント體の變形の程度は硬化の初期に於て著しく、また第 76 圖に依り硬化の初期に於ける水中養生の期間の長いもの程、其後空氣中に放置した場合の收縮が小であることが了解される。第 75 圖はモルタル及びセメント體に関するものであるが、之に依つて充分に硬化作用の進んだ場合でも含水量の變化に依り容積が變化し、其の程度はモルタルよりも、セメント體に於ける方が著しいことが解かる。



第 74 圖 コンクリートの硬化に伴ふ膨脹及收縮

(1) O. Graf, Zeitschrift d. V. d. I. 1912, S. 2069; B. u. E. 1921, S. 49; B. u. E. 1922, S. 172; Deutsche Bzg., Zementbeilage 1921, Nr. 6, 7; Handb. f. Eisenbetonbau, Bd. I., 3 Aufl., 1921, S. 74 ~ 81; Kleinlogel-Hundeshagen-Graf: Einflüsse auf Beton 1925, S. 314; Deut. Beton-Verein: Entwurf u. Berechnung von Eisenbetonbauten 1926, S. 45.

第 75 圖 セメント及びモルタル  
製作後 4 年間空氣中、其後 1/2 年間水中、  
以後空氣中にて養生第 76 圖 コンクリート  
(1) 製作後日 8 間空氣中、其後 28 日間水中、以後空氣中、  
(2) 製作後 2 日間空氣中、其後 2 日間水中、以後空氣中、  
(3) 空氣中養生。第 77 圖 1:3 コンクリートの膨脹及び收縮  
(1) 7 日間空氣中、以後水中 (2) 14 日間空氣中、以後水中 (3) 21 日間空氣中、以後水中  
(4) 3 日間水中、以後空氣中 (5) 7 日間水中、以後空氣中 (6) 28 日間水中、以後空氣中

(1) Rudeloff, Deutscher Ausschuss f. Eisenbeton, Heft 23, 1913.

程度が水中より空氣中に取り出した場合よりも、空氣中より水中に浸した場合に於て著しく急激であることを示して居る。之は水中より空氣中に取り出した場合には、コンクリート中の水分が徐々に蒸発するに反し、空氣中より水中に浸した場合にはコンクリートの吸水性に依り含水量が急激に大となるからである。

其他コンクリート、モルタル或はセメント體の膨脹或は收縮に關しては、著名なもの之外でも下註<sup>(1)</sup>の如き多數の研究があるが、實驗の條件が相違するので其の結果も一様でない。然し普通のコンクリートは當初の長さに對し大略

空氣中にて充分に乾燥した場合	- 0.03 ~ 0.06 %
水中にて充分に含水した場合	+ 0.02 ~ 0.03 %

の收縮若くは膨脹をするものと考へることが出来る。然し鐵筋コンクリートに關する土木學會及び獨逸の標準示方書に於ては「硬化收縮の影響を考慮する必要ある場合には、之を溫度低下 15°C に相當する影響あるものと假定すべし」と規定して居る。コンクリートの溫度變化に依る膨脹係數としては、普通に 0.000 010 なる値が採用せられるから、前記の規定に従へば硬化に依る收縮の割合は 0.000 150 即ち 0.015 % となる。此の値は前述の供試體の實驗に依る測定値に比して可成り小ではあるが、前記の規定が實際の鐵筋コンクリート構造物に對して適用せらるべきものであつて、實際の鐵筋コンクリート構造物に於ては、供試體實驗に於ける様な完全なる乾燥狀態は起らず、且つ寸法の大であること及び鐵筋の影響等を考慮すれば、上記の規定の示す硬化收縮の割合が必ずしも小に過ぎるものとは考へられない。尙鐵筋コンクリート構造物の設計に際して、之等の示方書に準據する場合に前記の規定に従ふべきことは言ふまでもない。

(1) Handb. f. Eisenbetonbau, Bd. I., 3 Aufl., 1921, S. 74, 75 の文献;  
 Bauschinger, Mit. Mech. Tech. Lab. d. Tech. Hochschule in München, Heft 8, 1879;  
 Schumann, Tonindustriezeitung, 1881, Nr. 5; 1889, Nr. 18;  
 Tornéi, Proc. of Am. Soc. of Civ. Eng., 1893;  
 Gary, Mit. a. d. kgl. tech. Versuchsanstalt zu Berlin, 1899, Erg. Heft 1;  
 Considère Comptes rendus, 1899;  
 Goldbeck, Proc. of Am. Soc. for Test. Mat., 1911;  
 White, Proc. of Am. Soc. for Test. Mat., 1911, 1914, 1928;  
 Matsumoto, Bull. 126, Eng. Exp. Station of the University of Illinois, 1921;  
 Pearson, Proc. of Am. Conc. Institute, 1921;  
 Chapman, Proc. of Am. Soc. for Test. Mat. 1924;  
 Hummel, Der Bauingenieur, 1924, Heft 5;  
 Hatt, Trans. of Am. Soc. of Civ. Eng., 1926;  
 復興局技術試験所報告第 2 部第 13 篇及び第 14 篇(1929).

モルタルの膨脹或は收縮は前記の如くコンクリートに於けるよりも大であつて、また配合比に左右されることも著しい。一例としてペアーソン(Pearson)の實驗に依れば、モルタルの收縮は 9 週目に於て當初の長さに對し

配合比	1:0	1:1	1:2	1:3	1:4	1:5	1:6
收 縮	- 0.217	- 0.123	- 0.110	- 0.109	- 0.094	- 0.086	- 0.084%

である。また前掲の文獻中よりセメント體及び 1:3 モルタルに關する結果を纏めれば第 53 表の如くになる。

第 53 表 セメント及び 1:3 モルタルの膨脹或は收縮

(数字は長さの變化の百分率、+ は膨脹、- は收縮)

實 驗 者	セ メ ント		1:3 モ ル タ ル		期 間
	水 中	空 氣 中	水 中	空 氣 中	
バウシンガー(Bauschinger)	+ 0.046	- 0.214	+ 0.009	- 0.132	16 週
シューマン(Schumann)	+ 0.082	-	+ 0.021	-	4 週
" "	+ 0.150	-	+ 0.028	-	1 年
" "	-	-	+ 0.029	-	2 年
" "	-	-	+ 0.027	-	5 年
トルネイ(Tornéi)	+ 0.025	- 0.201	+ 0.027	- 0.094	12 週
ガーリイ(Gary)	+ 0.063	- 0.129	+ 0.008	- 0.053	1 月
" "	+ 0.078	-	+ 0.013	-	3 月
" "	+ 0.094	-	+ 0.012	-	1 年
" "	+ 0.092	-	+ 0.020	-	2 年
コンシデール(Considère)	+ 0.079	- 0.132	+ 0.028	- 0.050	9 週
ゴールドベック(Goldbeck)	-	- 0.155	-	- 0.078	6 月
ペアーソン(Pearson)	-	- 0.217	-	- 0.109	9 週

上記の如くコンクリートが膨脹或は收縮することは、一般にコンクリート構造物の内部に應力を生ぜしめるものである。コンクリート構造物で完全に自由に膨脹又は收縮し得るものは殆んど稀であつて、普通は何等かの理由に依り膨脹或は收縮が完全に自由ではない。かかる構造物に於てコンクリートが乾燥狀態の下に硬収縮する場合には、コンクリート中に張應力を生じ、反対に濕潤狀態の下に硬膨脹する場合には壓應力を生ずる。またコンクリートが濕潤狀態より急に乾燥狀態に曝らされる場合には、含水量の減少に基く收縮は外部より徐々に内部に進行し、全斷面が均一になる迄には相當の期間を要し、此の期間内にては内部より外部の方が收縮の度が大であつて、從つてコンクリート構造物が完全に變形し得るや否やに拘はらず、外

部のコンクリートには張應力を、内部には壓應力を生ずる。逆にコンクリートが乾燥状態より急に濕潤状態に移る時には外部には壓應力、内部には張應力が生ずる。

鐵筋コンクリート構造物に於ても同様であつて、コンクリートが收縮する時には鐵筋中に壓應力、コンクリート中に張應力を生じ、コンクリートが膨脹する場合には之と逆の應力が生ずる。此の場合構造物が靜定構造物であつて、鐵筋の重心とコンクリートの重心とが一致して居るときには、部材の變形は一般に部材の軸の方向にのみ起るのであるが、鐵筋の重心とコンクリートの重心とが一致しない場合には、部材の彎曲が伴つて来る。上記の如くコンクリートの硬化に伴ふ膨脹及び收縮に依つて、構造物中に起る應力のことを初應力(Initial stress)と稱するのであるが、變形が自由でない不靜定構造物に於ては此の初應力の他に丁度溫度變化に依る應力と同様に、コンクリートの膨脹或は收縮に依つて不靜定初應力(Statically indeterminate initial stress)とも稱すべきものが生ずる。前述の土木學會及び獨逸の標準示方書の規定は、此の不靜定初應力の計算に對して適用せらるべきものである。

上記の如くコンクリートの硬化收縮に伴ふ張應力、及び含水量の急激なる減少に伴ふ不均一收縮に依る外方部分の張應力は、無筋及び鐵筋コンクリート構造物に於て施工の不充分なる箇所、若くは斷面が急激に變化する箇所等に所謂收縮龜裂(Shrinkage crack)を發生せしめる重大なる原因の一つであつて、之に對しては伸縮繼手を設くるか、適當に鐵筋を配置するか、或はまた特別なる表面仕上に依つて、含水量の急激なる變化を防ぐ等の考慮を必要とするものである。

#### § 41. 溫度變化に依る膨脹又は收縮

コンクリート若くはモルタルは他の一般の物質と等しく溫度が高くなれば膨脹し、溫度低下すれば收縮するものであつて、其の變化の割合を膨脹係数(Coefficient of expansion)  $\epsilon_t$  で示すことが出来る。普通單に膨脹係数と稱するものは、嚴密に言はず溫度變化に依る線變形率と稱すべきものであつて、垂面應力に依る縱變形率に相當するものである。即ち膨脹係数  $\epsilon_t$  とは

$$\epsilon_t = \frac{1}{l} \cdot \frac{dl}{dt} \quad (62)$$

(茲に  $l$  は長さ、 $t$  は溫度、 $dl$  は  $dt$  の溫度變化に伴ふ  $l$  の變化)

であつて、普通に溫度が攝氏 1 度上昇した場合の單位長の増大する割合を以て示すものである。

コンクリート或はモルタルの膨脹係数に關しては古くから多數の實驗が行はれたが、其の中の主なるものを一括すれば第 54 表となる。此表に掲げたるもの及び其他の實驗の結果、今日に於ては、普通の鐵筋コンクリート構造物の設計に際して豫想せられる溫度の範囲では、コンクリ

第 54 表 溫度變化に依る膨脹係数(単位  $10^{-6}$ )

實驗者	種類	膨脹係数	摘要
ブーニソー (Bouniceau) <sup>(1)</sup>	セメント 1:2 モルタル(石英砂)	10.7 10.8	供試體 断面 $20 \times 20 \text{ cm}$
	コンクリート	14.3	長さ 2.0 及 2.4 m
ケラー (Keller) <sup>(2)(1)</sup>	セメント 1:1 コンクリート	12.6 11.0	供試體 断面 $7 \times 7 \text{ cm}$
	1:2 "	10.1	長さ 30 cm
	1:4 "	10.4	水中養生、乾試験
	1:6 "	9.2	$-16^\circ\text{C} \sim +72^\circ\text{C}$
	1:8 "	9.5	
ペンス (Pence) <sup>(3)</sup>	1:2:4 破石コンクリート	9.9	供試體 $10 \times 91 \text{ cm}$ 圓筒
	1:2:4 秒利コンクリート	9.7	及 $15 \times 10 \times 61 \text{ cm}$ 角筒
ノルトン (Norton) <sup>(4)</sup>	1:2:5 コンクリート	9.9	$15 \text{ cm}$ 及 $25 \text{ cm}$ 正立方體
	1:3 コンクリート(空中養生)	11.4	$+13.2^\circ\text{C} \sim +48.3^\circ\text{C}$
ルーデロップ (Rudeloff) <sup>(5)</sup>	"	10.9	$-15.0^\circ\text{C} \sim +15.8^\circ\text{C}$
	1:3 コンクリート(水中養生)	8.9	$+13.5^\circ\text{C} \sim +50.9^\circ\text{C}$
	"	13.3	$-11.4^\circ\text{C} \sim +16.7^\circ\text{C}$
	平均値	10.0	( $20 \times 20 \times 75 \text{ cm}$ 角筒)

トの膨脹係数は平均  $10 \times 10^{-6}$  としてよい事が認められ、従つて多くの鐵筋コンクリートの示方書に於ては、コンクリートに對し

$$\epsilon_t = 0.000010$$

なる値が採用せられて居る。鐵筋として用ふる鋼の膨脹係数は大略  $12 \times 10^{-6}$  であつて、コンクリート及び鋼の膨脹係数が相近似して居ることが、鐵筋コンクリートに於てコンクリートと鋼とを併用する一つの重大なる理由である。然し多くの示方書に於ては鐵筋コンクリート中の鐵筋と、コンクリートとが實際上同一の膨脹係数を有するものと假定して差支へないと見地から、鐵筋の膨脹係数をコンクリートと等しく  $10 \times 10^{-6}$  とするのが普通である。

(1) Kleinlogel-Hundeshagen-Graf, Einflüsse auf Beton, 1625, S. 390.

(2) Tonindustrie Zeitung, 1894, Nr. 24.

(3) Transact. of Am. Soc. of Civ. Eng., 1901; Journal of Western Soc. of Engrs., 1901; Beton u. Eisen, 1902, Heft 2.

(4) Engineering Record, 1910, Dec. 24.

(5) Deutscher Ausschuss f. Eisenbeton, Heft 23, 1913.

尚温度變化に依るモルタル及びコンクリートの膨脹係数は、温度が著しく高くなると一般に減少するものである。骨材自身は、温度の上昇と共に膨脹するのであるが、セメントは大略  $100^{\circ}\text{C}$  以上になると脱水及び炭酸瓦斯の發散等のために収縮する。従つてコンクリート全體としては高温度になると、其の容積は低温の場合に比し大ではあるが、(62)式に依り規定せらるる膨脹係数の値は段々と小になり、或る温度以上では負となることもある。ノルトン(Norton)の實驗に依れば  $800^{\circ}\text{C}$  位ではコンクリートの膨脹係数は零となり、夫れ以上の温度では負となる、即ち収縮することが示されて居る。

#### § 42. 热傳導率、比熱及び温度傳導率

コンクリート或はモルタルの熱に對する性質を知るには、前述の膨脹係数の他に熱傳導率、比熱及び温度傳導率を知る要がある。

今或る物質内に熱が或る方向に定流(Steady 又は Stationary flow)をなして流れて居る時に、熱の流の方向の  $ds$  なる距離に就き  $d\theta$  なる温度差がある場合、流れの方向に直角なる面積  $A$  を通じて時間  $t$  の間に流れる熱量を  $Q$  とすれば

$$Q = \lambda t A \frac{d\theta}{ds} \quad (63)$$

であつて、上式中の  $\lambda$  を熱傳導率(Thermal conductivity)と呼ぶ。流れの方向の温度變化の割合が一定である場合、流れの方向の  $s$  なる距離の兩端の温度が  $\theta_1$  及び  $\theta_2$  で、 $\theta_1$  の方が大であるとすると、上式は

$$Q = \lambda t A \frac{\theta_1 - \theta_2}{s} \quad (63a)$$

となり、 $\lambda$  は

$$\lambda = \frac{Q s}{t A (\theta_1 - \theta_2)} \quad (64)$$

となる。 $\lambda$  を C.G.S. 単位で言ひ表せば、 $\lambda$  とは  $1\text{ cm}$  に就き  $1^{\circ}\text{C}$  の温度差がある場合に高溫の方より低溫の方に向つて  $1\text{ 秒間に } 1\text{ cm}^2$  なる横断面積を通過する熱量を、カロリー(Calorie)で表した數である。

また比熱(Specific heat)  $c$  とは物質  $1\text{ g}$  の温度を  $1^{\circ}\text{C}$  だけ高めるに要する熱量をカロリーで表したものであり、温度傳導率(Temperature conductivity 又は thermometric conductivity 若くは Diffusivity)  $a$  とは

$$a = \frac{\lambda}{c \rho} \quad (65)$$

で示される値である。但し  $\rho$  は物質の比重である。

コンクリート或はモルタルに關する之等の値は種々の條件に依り異なり、骨材の性質及び空隙の多少が最も大なる影響を與へる。配合比  $1:2:4$  の軟練コンクリートに對して濱田稔氏の與へて居る數値は第 55 表である。之は骨材として輕量コンクリートに使用せらるゝ骨材と普

第 55 表 ( $1:2:4$  コンクリート、軟練)

細骨材	粗骨材	比重	熱傳導率	比熱	温度傳導率	強度比
普通砂	普通砂利	2.3	0.0035	0.20	0.0076	100
抗火石砂	抗火石砂利	1.4	0.0012	0.24	0.0035	30
火山砂	火山砂利	1.5	0.0012	0.22	0.0035	30
普通砂	火山砂利	1.7	0.0015	0.21	0.0040	40
普通砂	シンダー	1.7	0.0018	0.24	0.0044	60
普通砂	煉瓦屑	1.9	0.0019	0.20	0.0050	60

第 56 表

配合比	比重	熱傳導率	比熱	温度傳導率
1 : 0	1.83	0.00147	0.278	0.00289
1 : 2	2.26	0.00344	0.216	0.00705
1 : 4	2.29	0.00352	0.218	0.00705
1 : 7	2.23	0.00384	0.227	0.00758

第 57 表 コンクリートの熱傳導率

高温側の温度 °C	配合比	骨材	熱傳導率
35	1:2:5	砂利	0.00216
50	I:2:4	シンダー	0.00081
50	"	砂利	0.0010 ~ 16
200	"	"	0.0021
400	"	"	0.0022
500	"	"	0.0023
1000	"	"	0.0027
1100	"	"	0.0029

通の砂利骨材とを使用した場合であるが、コンクリートの配合比を異にした場合の結果は第 56 表<sup>(1)</sup>である。之に依れば純セメントの場合を除き熱傳導率、比熱及び温度傳導率が配合比に依つては大した變化を示さないことがわかる。第 57 表及び第 58 表はノルトン(Norton)<sup>(2)</sup>の實驗結果であつて、大體に於て温度が高くなるに従つて、熱傳導率及び比熱の値が増大する傾向のあることがうかゞはれる。

第 58 表 コンクリートの比熱

温度變化 °C	砂利コンクリート		シンダー コンクリート
	1:2:4	1:2:4	1:2:4
22.2 ~ 100	0.277	0.281	—
22.2 ~ 189	0.342	0.346	0.324
22.2 ~ 633	0.378	0.362	0.371
22.2 ~ 800	0.385	0.394	0.392

(1) Carman and Nelson, "The Thermal Conductivity and Diffusivity of Concrete" (Bull. No. 122, Eng. Exp. Stat., Univ. of Illinois).

(2) Norton, "Some Thermal Properties of Concrete" (Eng. Record 1910, Vol. 62, No. 26).

ヘンキー(Hencky)<sup>(1)</sup>は第59表に示すが如き實驗結果を基とし、コンクリートの熱傳導率は夫に使用せる骨材自身の熱傳導率の約2倍であると推論した。

第59表

骨材種類	骨材の熱傳導率	コンクリートの 熱傳導率	比率
砂利	0.00089	0.00194	2.2
シンダ一	0.00042	0.00069～0.00083	2.0
軽石	0.00028～0.00033	0.00069	2.2
鐵滓	0.00019	0.00042	2.1
鋸屑	0.00017	0.00033	2.0

上記の如く骨材の種類及び實驗者等に依つて、コンクリートの熱傳導率及び比熱の値は相當に變化するが、普通の砂及び砂利を骨材とするコンクリートに對しては、配合比の影響は小であつて、大略

熱傳導率 0.0020～0.0035 cal/cm<sup>2</sup>/秒/1°C/cm

比熱 0.20～0.21 cal/g/1°C

とすることが出来る。然し骨材としてシンダ一、輕石等を使用せるもの、若くは特に空隙を多くする様に造られた輕量コンクリートに於ては、熱傳導率は大略0.0002乃至0.0010である。斯の如くコンクリートの熱傳導率が他の構造用材料に比し著しく小であることは、コンクリートの耐火性及び防火性の大であることを物語るものである。参考のためにコンクリート及び他の材料の熱傳導率及び比熱を比較すれば第60表の如くである。

第60表

材 料	熱傳導率	比 热
銅	0.83～0.94	0.094
アルミニウム	0.485	0.22
鐵	0.11～0.14	0.115
花崗岩	0.002～0.010	0.20
玄武岩	0.003～0.007	0.20
砂岩	0.003～0.004	0.22
コンクリート	0.002～0.004	0.21
石膏	0.0009	0.20
木材	0.0004～0.0010	0.60

(1) Hencky, Die Wärmeverluste durch ebene Wände, München 1922 (Kleinlogel-Hundeshagen-Graf, Einflüsse auf Beton 1925, S. 384).

### 第三章

#### 鐵筋

##### § 43. 總 説

コンクリートの主要なる抵抗力は其の抗壓強度であつて、其の抗張強度は之に比し極めて小である。従つてコンクリートは壓力のみ若くは主として壓力を受ける構造物に對しては甚だ適當なる材料であるが、壓力の他に張力を生ずる様な場合、例へば曲モーメントを受ける桁等に於て圧應力と共に張應力を生ずる様な場合には、コンクリートのみに依つて之に抵抗することは其の張應力が極めて小なる場合の他は一般に殆んど不可能である。勿論コンクリートも其の抗壓強度の約10%内外の抗張強度を示すものであるから、コンクリートの斷面積を大にさへすれば、コンクリートのみに依つて張力に抵抗せしむること必しも不可能ではないが、然し之は著しく多量のコンクリートを要し、また構造物の斷面寸法が巨大になること、及びコンクリートの抗張強度そのものゝ不確實性に依つて事實上不可能に近いことである。茲に於て§2に述べた如く、コンクリート量及び構造物の斷面寸法を小にして經濟的設計を行ひ、且つ其の安全度を高める爲には、コンクリート中の張應力を生すべき部分に抗張強度の大なる材料を配置してコンクリートを補強する必要がある。之が爲には鋼材が一般に使用せられる。鋼材は其の抗張強度極めて大であると共に、之がコンクリートと共に力學的に單一の構造物を形成するに必要な諸種の條件を満足し、且つ市場に於て容易に入手し得るからである。

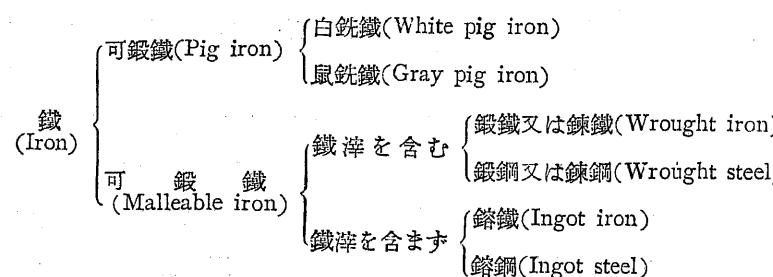
上記の如くコンクリート中、適當の位置に配置され之を補強すべき鋼材を一般に鐵筋(Reinforcement或は reinforcing steel)と稱し、鐵筋に依つて補強されたコンクリートを鐵筋コンクリートと呼ぶのである。コンクリート中に生ずる張應力は、前述の如き靜力學的理由に基くものゝ他に、コンクリートの硬化に伴ひ或は溫度變化に依る膨脹若くは收縮等の物理的理由に依ることもある。此の後者の原因に依る張應力がコンクリートの抗張強度以上となれば、コンクリートには龜裂を生すべきものであるから、之を防ぐ爲には適當に鐵筋を配置する必要がある。

鐵筋の主要なる意義は上記の如く、コンクリートを張應力に對して補強するもの即ち抗張鐵筋(Tensile reinforcement)にあるのであるが、場合に依つてはコンクリートの壓力を受ける部

分に鋼筋を配置することがある。この抗壓鋼筋(Compressive reinforcement)は、部材の断面寸法が限定され、其の限定された寸法の範囲内でコンクリートのみにては充分に壓力に抵抗し得ない場合、同一断面に荷重に依つて符号の異なる曲モーメントが作用する場合、或は計算上特に必要でなくとも、用心の爲或は構造物の安全度を高める等の目的に使用されるのであるが、抗壓鋼筋は抗張鋼筋に比し理論上一般に不経済になる。それは後述の理由に依り抗壓鋼筋の圧應力をして鋼の許容圧應力を迄達せしめることが困難であるからである。

#### § 44. 鉄 及 び 鋼 の 種 類

吾人が普通に鐵又は鋼と呼ぶものは、鐵を主成分とし之に炭素或は其の他の特殊の元素を附加せるのであつて、之に夾雜物として少量の硅素、満滲、硫黄、磷等を含むものである。今通俗に從つて鐵類を分類すれば次の如くである。



即ち鐵を銑鐵及び可鍛鐵に二大別するものであつて、此中銑鐵は可鍛鐵に比し鐵以外の元素を含むこと多く炭素含有量は約2乃至4%である。炭素は黒鉛の形として鐵中に介在する遊離炭素(Free carbon)、或は鐵と結合せる結合炭素(Combined carbon)として鐵中に存在する。遊離炭素の多いものは、破面は灰色であつて之を鼠銑鐵と稱し、結合炭素の多いものは破面は白色であつて、之を白銑鐵と呼ぶ。銑鐵は1000~1200°Cの温度に熱すれば鎔融し、容易に任意の形狀に鑄造することが出來、從つて鑄鐵(Cast iron)として鑄物の製造に使用せられる。鼠銑鐵は白銑鐵に比し強靱であつて、鑪削り等の仕事が可能であるから主として鑄物として用ひられるが、白銑鐵は材質脆く堅硬であつて、主として他種類の鐵又は鋼の原料として使用される。銑鐵は一般に鍛錬に依つて所要の形狀にすることは出來ない。

銑鐵に對するものは可鍛鐵であつて、常温に於ても可成り之を延展することが出來、赤熱以上の高溫度に於ては極めて柔軟となり、容易に所要の形狀に鍛錬し得るもの、即ち可鍛性を有するものである。可鍛鐵の炭素含有量は一般に2.6%以下である。可鍛鐵のうち鍛鐵或は鍛鋼と稱せらるゝものは半流動狀態に於て鎔打壓延して製造せるものであつて、作業中に生じた酸

化物即ち鐵滓(Slag)を含有し、鎔鐵或は鎔鋼と稱するものは融解狀態より直ちに鑄塊(Ingots)として之を作つたもので鐵滓を含有せざるものである。

抑て鐵と鋼との區別であるが、之は從來甚だ漠然たるものであつた。普通は燒入(Hardening)の能否、即ち700~800°Cの赤熱溫度に加熱したる後、水又は油等に浸して急冷すれば著しく其の硬度を増大するものを鋼と稱し、然らざるものを鐵と呼んだ。此の燒入の効果は炭素の量の大なる程著しく、古來鐵と鋼との限界として0.5%の炭素含有量が採用せられて居た。然しそ炭素含有量の0.5%より小なるものに於ても燒入の効果は皆無ではなく、只其の効果が比較的不明瞭であるだけである。また炭素含有量の著しく小なるものに於ても、他の適當なる元素を加へることに依つて、燒入の影響を著しく大にし得ることも發見せられ、從つて從來の如く燒入の能否のみを以て鐵と鋼とを區別することは現在に於ては殆んど不可能である。茲に於て本多光太郎博士は「炭素1.7%以上を含む鐵と炭素の合金を鎔鐵と云ひ、炭素0.035乃至1.7%を含む鐵と炭素の合金を鋼と云ふ」と定義された。之に依れば先に分類した鎔鐵及び鎔鋼は總て鋼に屬し夫々鍛鋼及び鎔鋼に含まれることとなる。

次に鋼の分類であるが之には種々の方法がある。先づ夾雜物と看做さない種々の元素の含有量に依つて分ければ

炭素鋼(Carbon steel)又は普通鋼(Common steel)

特殊鋼(Special steel)又は合金鋼(Alloy steel)

になる。吾人が構造用鋼として普通に使用するものは、通常は炭素鋼であつて、勿論鐵と炭素との合金に少量の夾雜物を含むものであるが、之は合金鋼とは言はない。特に特殊鋼又は合金鋼と稱せらるゝものは、炭素鋼の物理的性質を適當に變化せしめる爲に炭素以外にニッケル、クローム、タンクステン、ヴァナデウム、モリブデン、満滲、硅素等の元素を一種若くは二種以上相當多量に含有せしめたものである。勿論炭素鋼に於ても之等の諸元素を含むものであるが、其の量が僅少なるに依り之を夾雜物と看做すのである。

普通炭素鋼の硬さは炭素含有量の大となるに従つて増加するものであつて、硬さに依り通例鋼を軟鋼(Mild steel)及び硬鋼(Hard steel)に區別する。軟鋼と呼ばれるものは炭素量が大略0.35%以下のものであつて橋梁、建築、船舶等の構造用鋼材であり、鐵筋もまた之に屬する。硬鋼は炭素量が大略0.35%以上のものであつて軌條、發條及び工具材等に使用せられる。此の軟鋼及び硬鋼の區別は通俗的のものであつて、其の限界は性質的に確然たるものではない。我が八幡の製鐵所に於ては第61表の如き區分を採用して居る。

鋼の製法には種々のものがあるが、今日普通に行はれるものは平爐法及び轉爐法であつて共

第 61 表 製鐵所に於て製造する鋼の鋼質

鋼 質	炭 素 量 %	抗張強度 kg/mm <sup>2</sup>	燒 入	用 途
極 軟 鋼	< 0.11	< 38	否	リベット材, 蹄鐵材, 鋼線材
軟 鋼	< 0.22	38 ~ 44	否	リベット材, 建築材, 橋梁材, 汽罐材
半 軟 鋼	< 0.35	44 ~ 50	否	造船材, 建築材, 橋梁材, 汽罐外板
半 硬 鋼	> 0.35	50 ~ 60	可	建築材, シャフト材
硬 鋼	> 0.50	60 ~ 70	良	シャフト材, 普通工具材
最 硬 鋼	> 1.20	> 70	良	普通工具材

に鎔鋼を製造するものである。

平爐法とは平爐(Open hearth)を使用するものであつて、銑鐵を平爐内にて鎔融し、之に酸化物を含有する鐵鑛を加へて銑鐵中の炭素を除去する方法を、酸性シーメンス法(Acid Siemens process)と稱し、之に更に生石灰を加へて夾雜物を除去する方法を、鹽基性シーメンス法(Basic Siemens process)と呼ぶ。また銑鐵と鍛鐵を混じて鎔融する方法は、シーメンス・マルチン法(Siemens-Martin process)と呼ばれるが、之は現今餘り行はれない。之等の方法に依る鋼を總稱して平爐鋼又は單にシーメンス・マルチン鋼と稱して居る。

轉爐法はベセマー(Bessemer)の考案に依る轉爐(Converter)中に銑鐵を鎔融し、之に空氣を吹込んで硅素、満滲、炭素等を燃焼せしめて除去する方法であつて、銑鐵に生石灰を加へるものと鹽基性ベセマー法(Basic Bessemer process)或はトーマス法(Thomas process)と呼び、然らざるものと酸性ベセマー法(Alkaline Bessemer process)と稱する。之等の方法に依る鋼を轉爐鋼又はベセマー鋼と呼んで居る。

尚鐵筋として使用する鋼材に對しては、日本標準規格第20號 G. 9構造(橋梁建築其他)用壓延鋼材に關する規格があり、之に依れば構造用鋼材はすべて平爐又は轉爐に依つて製造されたる鋼と規定して居る。

#### § 45. 鋼の力學的性質及び強度

完全に近い彈性を示し、彈性理論の實際的對象となる構造用材料は鋼であつて、其の最も代表的なものは鋼を引張した場合である。構造用鋼材の試験片を伸張試験機にかけて、伸張荷重と之に伴ふ伸張變形とを測定すると第78圖に示すが如き荷重變形曲線が得られる。荷重及び之に伴ふ變形が小なる間は、荷重と變形とは正比例して増大する。即ち荷重變形曲線は直線となつてフックの法則が成立する。然し或る點、たとへば圖中 A 點を超すと最早荷重と伸張とは

正比例せず變形の割合は荷重の増加の割合より大となり、A 點を比例限度(Proportional limit)と名付ける。A 點を超せば荷重と變形とは正比例しないが、然し荷重を零に戻せば變形も零となる。即ち未だ鋼は彈性を保持し、B 點にて示せる彈性限度(Elastic limit)を越して、始めて殘留變形を生じ可塑性(Plastic)となるのである。

彈性限度を超えて尙荷重を増加して行くと C 點に至つて荷重は急に減少して C' 點となり C'D の間は

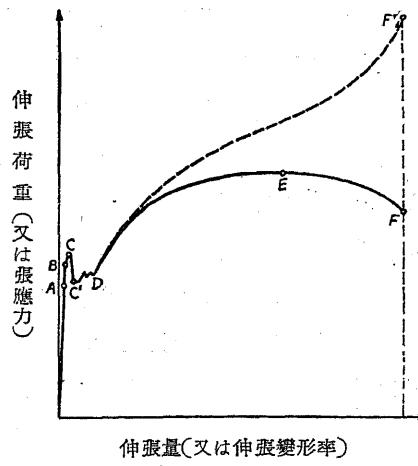
變形が増加するに拘はらず、荷重は殆んど増加しない。C 點を一般に屈伏點又は降伏點(Yield point)と

稱するが、バッハは特に C 點を上屈伏點(Upper yield point), C' 點を下屈伏點(Lower yield point)と名付けた。軟鋼に於ては C 及び C' 點は明瞭に出るが、其の他の鋼では之が明瞭でないものもあり、又試験機の構造に依り之が測定されない場合もある。之等の比例限度、彈性限度、屈伏點を明瞭に區別することは實際上殆んど不可能であつて、普通は此の三者を同意語として屈伏點を其のまゝ比例限度若くは彈性限度とする場合が多い。特に屈伏點を區別する場合でも、比例限度と彈性限度とは同一のものと看做されるのが普通である。

D 點を超して荷重を増加すると荷重變形曲線は再び上昇して曲線をなし最大荷重(Maximum load)の點に達した後、荷重は變形の増加に拘はらず減少し、遂に F 點即ち破壊點(Breaking point)に於て破壊するのである。此の破壊點に相當する一定標點間の伸張量の原標點間距離に対する百分率を普通に伸(Elongation)と稱し、鋼の韌性を示す一つの標準として居る。

今供試體の斷面積は荷重の如何に拘はらず一定不變のものと假定し、伸張荷重を原斷面積で除して得たる張應力と之に伴ふ張變形率との曲線を描けば、全く第78圖のものと相似のものが得られる。之に依れば最大應力より小なる應力に於て破壊が生ずると言ふ結果になるが、然し實際の斷面積は變形の増加と共に著しく減少するものであつて、各點に相當する斷面積を用ひて、實際の應力變形率曲線を描けば第78圖に於て點線で示した如くになり、破壊時に於ける張應力は最大となるのである。元來抗張強度なるものは、破壊剎那に於ける實際の張應力であるべき筈であるが、普通は最大荷重を原斷面積で除したものを抗張強度として居る。

上記の關係は伸張試験の場合であるが、壓縮試験又は捩り試験の場合も殆んど同様である。鋼の抗張強度の値は鐵筋コンクリートに於ては餘り重要でない。それは合理的に設計せられ



伸張量(又は伸張變形率)

第 78 圖

た鐵筋コンクリート構造物の破壊は、例令その原因が鐵筋にあるとしても、鐵筋の破断に依つて生ずることは殆んど稀であつて、普通は應力が屈伏點以上になることに依つて生するものであるからである。即ち鐵筋の應力がその屈伏點に達すると、鐵筋の伸張は急激に大となつて鐵筋周囲のコンクリートに龜裂を生ぜしめ、一方には鐵筋とコンクリートとの附着力が破れ、また桁の場合には之に依つて抗壓側のコンクリートに著しく大なる壓應力を生ぜしめるからである。從つて鐵筋の許容應力を屈伏點又は彈性限度を基準とし、之の分數として規定せるものもある(フランス及びスウェーデンの鐵筋コンクリート示方書)。然し多くの示方書に於ては、鐵筋の許容應力として 1000 乃至 1200 kg/cm<sup>2</sup> の範囲内の一定値を規定して居るから、抗張強度若くは屈伏點の高い鋼を使用することは、計算上鐵筋量を減少し得ることにはならないが、構造物の安全度を大にする意味に於て望ましきことである。然し屈伏點及び抗張強度の高い鋼に於ては屈伏點と破壊點との開きが一般に小となり、且つ伸びが小になり材質が脆くなつて、鐵筋の加工に不便なるのみならず衝撃、振動等に依つて突然に破壊するやうになる。從つて吾人は日本標準規格第 20 號 G.9 に合格する範囲のもので適當なるものを使用すればよい。この規格は鐵筋用鋼材に對し 3900 乃至 5200 kg/cm<sup>2</sup> の抗張強度を規定して居る。

第 62 表

種類	縱彈性係數	剪彈性係數	屈伏點	抗張強度	抗壓強度
軟 鋼	2100 000	810 000	2000 ~ 3200	3700 ~ 4500	3000 ~ 4000
半 軟 鋼	2100 000	810 000	2400 ~ 3500	4500 ~ 5500	3500 ~ 5000
硬 鋼	2200 000	850 000	3000 ~ 10000	5000 ~ 15000	5000 ~ 15000
= ツケル鋼	2089 000	810 000	3800 ~ 4000	5500 ~ 7000	—
鑄 鐵	{ 750 000 1050 000	{ 290 000 400 000	—	1200 ~ 3200	7000 ~ 8500

今各種の鋼及び鑄鐵の縱彈性係數  $E$ 、剪彈性係數  $G$ 、屈伏點、抗張強度及び抗壓強度を kg/cm<sup>2</sup> の単位にて示せば第 62 表である。此のうち抗壓強度の値は實驗装置の關係上、抗張強度程正確なものではない。また鑄鐵に關する彈性係數の値は應力が小なる場合の大體の値であつて、鑄鐵の變形率と應力との關係は、コンクリートに於けると等しく大體(45)式即ち

$$\epsilon = A \sigma$$

に従ひ、バッハの研究に依れば

$$\text{伸張の場合} \quad A = \frac{1}{1150000} \sim \frac{1}{1340000}, \quad r = 1.07 \sim 1.10$$

$$\text{壓縮の場合} \quad A = \frac{1}{1120000} \sim \frac{1}{1380000}, \quad r = 1.04 \sim 1.07$$

である。尙ほ鋼の場合  $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $G = 810000 \text{ kg/cm}^2$  とすると  $G = 0.386 E$  となり、大略

$$G = \frac{5}{13} E, \quad m = \frac{10}{3}$$

とすることが出来る。

普通の鋼の抗剪強度は大略 3000 kg/cm<sup>2</sup> 位と見られて居るが、鋼の抗剪強度は鐵筋コンクリートに於ては殆んど必要がない。それは鐵筋コンクリートに於てコンクリートを剪力に對して補強する必要の生じた場合には、鐵筋の抗剪力に頼ることなく一般に鐵筋の抗張力を利用する様な方法で補強を行ふからである。

#### § 46. 鋼の重量、比熱、熱傳導率及び膨脹係數

鋼の單位容積の重量、比熱及び熱傳導率は鋼の種類に依つて大した變化はなく、大略次の如きものである。

重 量	7.85 g/cm <sup>3</sup> = 7850 kg/m <sup>3</sup>
比 熱	0.115 (cal/g/°C 単位),
熱傳導率	0.11 ~ 0.14 (cal/cm/sec/°C 単位),

但し比熱及び熱傳導率の上記の値は溫度が 0° ~ 100°C の範囲に於ける平均値である。

鋼の溫度變化に依る熱膨脹係數は 0° ~ 100°C の範囲に於て 1°C の溫度變化に對し約 0.000 0117 ~ 0.000 0122

であつて、平均 0.000 012 と見られて居る。此の値は § 41 に述べた溫度變化に依るコンクリートの膨脹係數と略一致して居て、之がコンクリートの補強用材料として鋼が使用される理由の一つである。即ち鐵筋とコンクリートの膨脹係數が略一致せるにより、鐵筋コンクリート構造物の溫度が變化しても、鐵筋とコンクリートとは略同様の伸縮をなし、從つて構造物中に特殊な應力を生ぜず、また鐵筋がコンクリートより分離する様なことも起らない。上記の如く鋼の膨脹係數は大略 0.000 012 であるが、鐵筋コンクリートの示方書に於ては、鐵筋の膨脹係數をコンクリートのそれと等しく 0.000 010 と規定して居るものが多い。

#### § 47. 鐵 筋 の 形 狀

最も普通に鐵筋として使用せらるゝ鋼の形狀は横斷面が圓である棒鋼即ち丸鋼(Round bar)である。棒鋼には此の他に横斷面が正方形、六角形或は八角形である角鋼(Square bar), 六角鋼(Hexagonal bar)或は八角鋼(Octagonal bar)等があるが、之等のものは鐵筋としては殆んど用

ひられない、殊に角鋼以外のものは使用絶無と言つても差支へがない。山形鋼又はI形鋼の如き形鋼(Shape)は建築物或は拱橋等に於て使用せられる。之は所要鐵筋量が多量であつて、普通の丸鋼では其の本数が大となり且つ組立が面倒なる場合、又は形鋼自身の力に依つて型枠及びコンクリートの自重等を支持せんとする様な場合に使用せられる。

現今單に鐵筋と言へば、直ちに丸鋼を意味する位に普遍的に丸鋼が賞用される理由は、第一に他種の鋼材より丸鋼の方が材質均等であつて弱點が少く、コンクリートとの附着力が大である等の力学的理由、第二には丸鋼に於ては鐵筋の屈曲及び取扱が他のものに比し容易であつて、

第 63 表 標準丸鋼及び角鋼（日本標準規格抜萃）

丸 鋼				角 鋼			
直 徑 mm	断面積 mm <sup>2</sup>	重 量 kg/m	周邊長 mm	邊 mm	断面積 mm <sup>2</sup>	重 量 kg/m	周邊長 mm
6	28.2	0.22	18.8	6	36	0.28	24
7	38.4	0.30	22.0	7	49	0.38	28
8	50.2	0.39	25.1	8	64	0.50	32
9	63.6	0.49	28.3	9	81	0.63	36
10	78.5	0.61	31.4	10	100	0.78	40
11	95.0	0.74	34.6	11	121	0.94	44
12	113.0	0.88	37.7	12	144	1.13	48
13	132.7	1.04	40.8	13	169	1.32	52
14	153.9	1.20	44.0	14	196	1.53	56
15	176.7	1.38	47.1	15	225	1.76	60
16	201.0	1.57	50.3	16	256	2.00	64
17	226.9	1.78	53.4	17	289	2.26	68
18	254.4	1.99	56.6	18	324	2.54	72
19	283.5	2.22	59.7	19	361	2.83	76
20	314.1	2.46	62.8	20	400	3.14	80
21	346.3	2.71	66.0	21	441	3.46	84
22	380.1	2.96	69.1	22	484	3.79	88
23	415.4	3.26	72.3	23	529	4.15	92
24	452.3	3.55	75.4	24	576	4.52	96
25	490.8	3.85	78.6	25	625	4.90	100
26	530.9	4.16	81.7	26	676	5.30	104
28	615.7	4.83	88.0	28	784	6.15	112
30	706.8	5.54	94.2	30	900	7.06	120
32	804.2	6.31	100.5	32	1024	8.03	128
34	907.9	7.12	106.7	34	1156	9.07	136

鐵筋を任意の形狀に加工し之を容易に合理的に配置し得る等の實際上の便宜、第三には他種類の鋼材に比し、丸鋼の單價が最も安く、且つ適當なるものを市場に於て最も容易に入手し得る等の經濟的理由に基くものである。約言すれば丸鋼は合理的な鐵筋コンクリート構造物を經濟的に作る上に於て最も有利なのである。

鐵筋用棒鋼に就ては日本標準規格第 25 號 G. 14 標準棒鋼の規格、形鋼に關しては同第 26 號 G. 15 標準形鋼の規格がある。第 63 表は標準棒鋼の規格中、丸鋼及び角鋼に就て普通に鐵筋として使用せらるゝ寸法のものゝ断面積、長さ 1 m の重量及び断面の周邊長を與へたものである。土木學會標準示方書に於ては丸鋼の直徑が

6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 26, 28, 30, 32 mm

のものを標準として規定して居るが、大體 10 ~ 26 mm のものが適當である。餘り細いものは加工が容易であるが組立に手數を要し、太きに過ぎるものは加工が難しく且つコンクリートとの附着力を減ずる虞がある。

我國に於ては今に至るまで殆んど用ひられた  
かつたが、米國に於ては第 79 圖に示すが如き異

形鐵筋若くは變形針(Deformed bar)なるもの

が一時盛んに用ひられた。第 79 圖の(a)は角鋼

を捩つたものでランサム式鐵筋(Ransome bar)

と呼ばれ、(b) 及び(c)は、ジョンソン式鐵筋

(Johnson bar)と呼ばれ、(d)はカツブ式鐵筋(Cup

bar)と呼ばれるものである。之に類似のものと

して其他種々なるものが考案されたが、之等は

總て丸鋼又は角鋼の表面に變化を與へ、夫に依

つてコンクリートとの附着力の増大を圖らんと

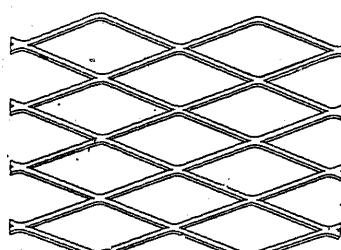
したものである。勿論之等の變形針は普通の丸

鋼に比し大なる附着力を示すが、其の程度は期待した程でなく、製作に特別の加工を必要とするに依り材質を損じ且つ單價著しく高く、また適當なる寸法のもの或は所要の數量入手するに困難を伴ふ等の缺點多きことが明かとなつたので、現在に於ては米國に於いても餘り使用されない。若し之等の變形針を使用する場合には、其の最小断面積を以て計算すべきは言ふまでもない。

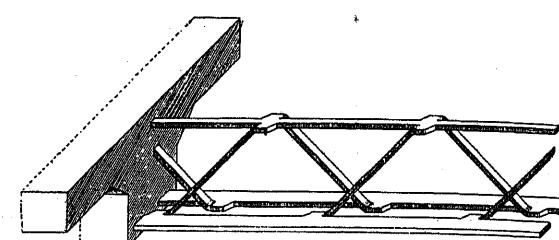
其他異形鐵筋としては鐵錆に切目を作り、之を横に引伸して鐵網の如き形にした第 80 圖のエ



第 79 圖



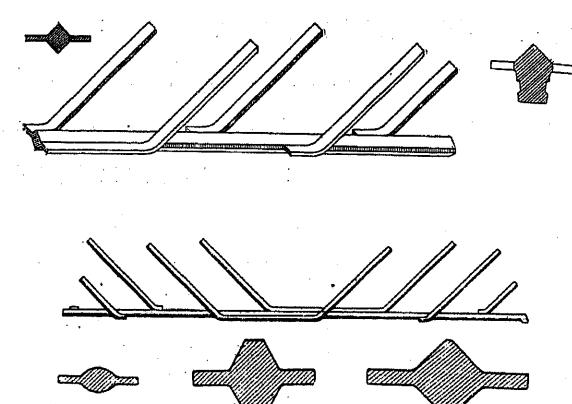
第 80 圖



第 81 圖

キスパンデツド・メタル (Expanded metal), 同じく切目を施した鐵板を上下に引伸して得たる第 81 圖の如きものがあり、また第 82 圖に示すが如く、翼を有する鐵筋を作り、翼を適當な箇所に於て主體より切放し之を斜に上曲して、剪力に抵抗する様に製作された、カーン式鐵筋 (Kahn bar) 等がある。之等の鐵筋は鐵筋組立の費用を著しく減ずると雖も、前

に變形針に就て述べた様な多くの缺點があるので、今日に於ては殆んど實用に供されない。若し何等かの理由に依り此種の鐵筋を必要とする場合には、山形鋼の如きものを鉄結又は鎔接して製作する方が材質に信頼を置き得る點に於てまた任意の形態のものを合理的に製作し得る點に於て有利であり且つ經濟的である。



第 82 圖

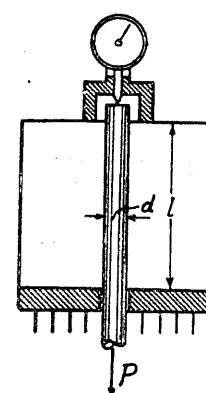
#### § 48. 鐵筋とコンクリートの附着力

鐵筋コンクリート構造物が力學的に單一のものとして作用する重大なる理由の一つは、コンクリート中の鐵筋が外力の作用に依り、コンクリートに對して相對的に其の位置を變へんとする場合に、コンクリートと鐵筋との接觸面に之に抵抗する力があることであつて、この力を附着力 (Bond) と言ふ。附着力は勿論コンクリートと鐵筋との接觸面中に作用するものであつて、接觸面の單位面積に作用する附着力を附着應力 (Bonding stress) と言ふ。

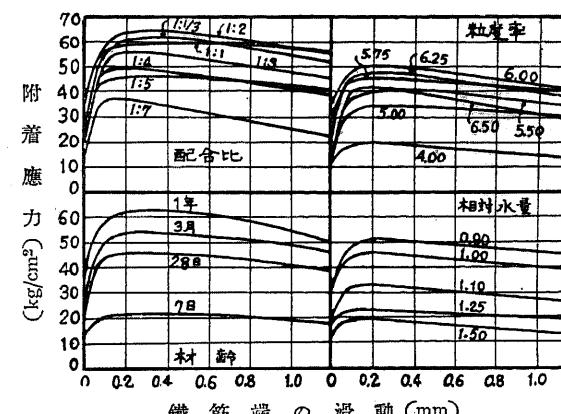
鐵筋とコンクリートとの相對的位置變化に二通りある。一つは之が接觸面に垂直の方向に起る場合、他は之が接觸面の方向に起る場合である。前者は鐵筋とコンクリートが相離れんとす

る場合で、之に抵抗する力は接觸面と垂直の方向に作用する純然たる鐵筋とコンクリート間の附着力であるが、一般には之を粘着力 (Adhesion) と呼び附着力とは言はない。吾人が單に附着力と稱するものは後者の場合、即ち鐵筋がコンクリートに對して滑動せんとする場合、之に抵抗して接觸面の方向に作用する力であつて、此の意味の附着應力を普通  $\tau_0$  であらはす。 $\tau_0$  は鐵筋に對しては、鐵筋が滑動せんとする方向と反対の方向に作用し、コンクリートに對しては鐵筋の滑動せんとする方向に作用する接面應力である。

鐵筋の附着力又は附着強度を直接に試験するには第 83 圖の如く、コンクリート塊中に鐵筋を埋込み、之に荷重を加へて引抜試験 (Pull-out test) 或は押込試験 (Push-in test) を行ふのであるが、また場合に依つては鐵筋コンクリート桁に就て之を行ふこともある。此の後者の試験方法



第 83 圖



第 84 圖

は實際の構造物中に於ける附着力を判断するには適當なものであるが、其の試験方法、供試體の形狀及び  $\tau_0$  の計算方法等に依つて一様なる實驗結果は望み難い。最も普通に行はれるのは第 83 圖の如き引抜試験である。斯の如き引抜試験に於て荷重を接觸面積で除して得たる平均附着應力と、夫れに伴ふ鐵筋端の滑動との關係は第 84 圖<sup>(1)</sup>の如くになる。平均附着應力即ち荷重が或る値に達して始めて滑動が測定し得られ、其後滑動が極めて小なる間は荷重は少し増大するが、滑動が大となるに従つて漸次荷重は減少する。此の状況は丁度摩擦力に於ける靜摩擦力と動摩擦力との區別に相當するものであつて、鐵筋コンクリート構造物の設計又は計算に於て必

(1) 之は Abrams の "Studies of Bond between Concrete and Steel" (Proc. of Am. Soc. for Test. Mat., 1925) に依る。實驗は直徑 20 cm、長さ 20 cm のコンクリート塊中に直徑 25.4 mm の鐵筋を埋込んで引抜試験を行つたものであつて、Abrams は最大平均附着應力をもつて附着強度として居る。

要なるは静摩擦力に相當する附着力の極限値であつて、附着強度 (Bonding strength) は此の極限値即ち鐵筋が將に滑動し始めんとする際の荷重を基礎とすべきものである。

鐵筋とコンクリート間の附着應力  $\tau_0$  は其の接觸面全部に亘つて均等なものでなく、可成りの變化があるものであるが、第 83 圖の如き場合に附着應力、或は附着強度の算出するには之を均等に分布するものと考へ

$$\tau_0 = \frac{P}{Ul} \quad (66)$$

に依つて算出するのが普通である。但し

$P$  = 鐵筋に作用する張力又は壓力,

$U$  = 鐵筋の横断面積周邊の長さ,

$l$  = コンクリート中に埋込まれた鐵筋の長さ

である。

附着應力は接觸面全部に均等に分布しないのであるから、(66)式に依つて算出した附着強度の値は埋込長  $l$  に依つて變化すべきである。たとへばバッハが配合比 1:3、水量 11.5% のコン

クリートに直徑 2 cm の鐵筋を埋込み、材齡 28 日に於て實驗せる結果<sup>(1)</sup>は第 85 圖に於て點線を以つて示せるものであつて、埋込長  $l$  の增加と共に平均附着強度  $\tau_0$  の減少することを示し、附着應力が鐵筋埋込長の或る一部分にのみ集中する傾向のあることを想像せしめる。バッハは上記實驗の結果は之を第 85 圖に於て實線で示せる曲線、即ち

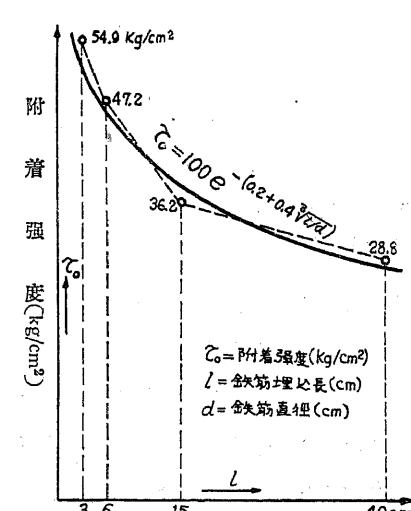
$$\tau_0 = 100 e^{-(0.2+0.4\sqrt{l/d})}$$

にて近似的に表はし得るものとし、此の結果より一般に斷面積  $a$ 、周邊長  $U$ 、埋込長  $l$  の場合の平均附着強度  $\tau_0$  は

$$\tau_0 = m e^{-\varphi(U/a)} \quad (67)$$

なる式で與へ得るものとした。但し  $m$  は係數であり、 $\varphi$  は或る函數である。

(1) C. Bach, Der Widerstand einbetonierten Eisens gegen Gleiten in seiner Abhängigkeit von der Länge der Eiseneinlagen (Z. d. V. d. I. 1911, S. 859).



第 85 圖

フェレー (Feret)<sup>(1)</sup> は上記バッハの實驗結果を基礎とし埋込長  $l$  なる鐵筋を第 83 圖の如き方法で引抜試験を行ふ場合に、鐵筋の端が滑動し始める時の引張荷重  $P$  は

$$P = K l^{\frac{3}{4}} \quad (68)$$

式にて與へ得るものとした。但し  $K$  は鐵筋斷面の形狀、寸法及びコンクリートの種類等に依る常數であつて、バッハの場合には kg, cm 單位にて  $K = 455$  である。今(68)式を利用して附着應力及び鐵筋の應力の分布狀態を求むるに、第 86 圖に於て左端  $A$  より  $x$  なる距離に於て鐵筋中の張力を  $P_x$ 、張應力を  $\sigma_{s,x}$ 、附着應力を  $\tau_{0,x}$  とすれば、 $x$  が  $dx$  だけ増加した爲に生ずる  $P_x$  の増加  $dP_x$  は、 $dx$  間の附着應力の總和に相等しきが故に

$$dP_x = U \cdot \tau_{0,x} \cdot dx \quad \text{即ち} \quad \tau_{0,x} = \frac{1}{U} \cdot \frac{dP_x}{dx}$$

となり、從つて(68)式を  $x$  に就て微分することに依り

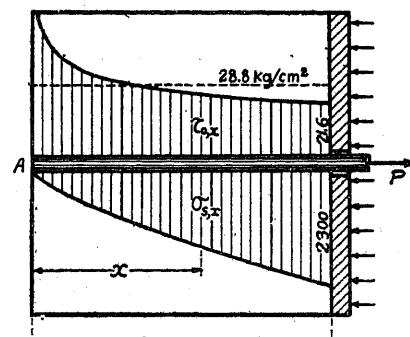
$$\tau_{0,x} = \frac{3K}{4U} \cdot \frac{1}{\sqrt[4]{x}} \quad (69)$$

となる。また鐵筋中の張應力  $\sigma_{s,x}$  は鐵筋の横断面積を  $A_s$  とすれば

$$\sigma_{s,x} = \frac{P_x}{A_s} = \frac{K}{A_s} x^{\frac{3}{4}} \quad (70)$$

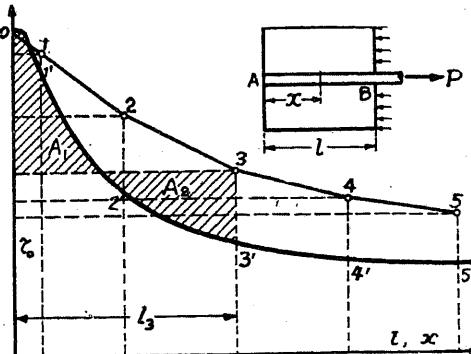
となる。今バッハの實驗で  $l = 40 \text{ cm}$ ,  $K = 455$ ,  $U = 2\pi \text{ cm}$ ,  $A_s = \frac{\pi}{4} \times 2^2 \text{ cm}^2$  とすれば  $\tau_{0,x}$  及び  $\sigma_{s,x}$  の分布は第 86 圖の如きものとなる。

第 86 圖又は第 87 圖の如き引抜試験の場合で  $A$  點に於て將に滑動が始まらんとする際の附着應力の分布は、第 85 圖の如き埋込長  $l$  と平均附着強度  $\tau_0$  との關係より圖式的に求めることが出来る。即ち第 87 圖に於て 0, 1 乃至 5 の點が上記  $l$  と  $\tau_0$  との關係を示すものとする。例へば 3 は埋込長  $l_3$  の場合の平均附着強度を示すものとする。從つて曲線 0' 1' 2' 3'



第 86 圖

(1) Z. d. V. d. I. 1911, S. 1270.

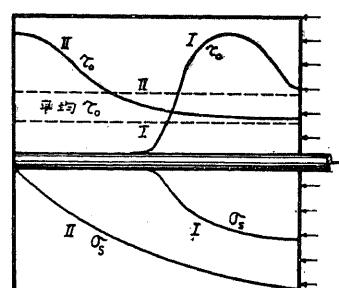


第 87 圖

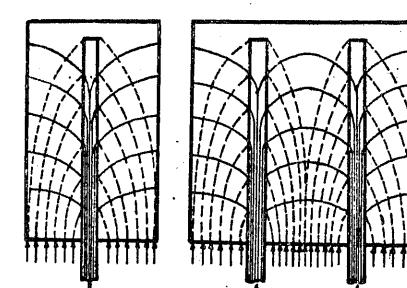
が埋込長  $l_s$  の場合の附着應力の分布を示すものとすれば、斜線を施せる面積  $A_1$  と  $A_2$  とが相等しくなければならぬ。故に 1 乃至 5 の各點に就て斯の如く  $A_1$  及び  $A_2$  を相等しくする様な曲線  $0' 1' 2' \dots 5'$  が求められれば、實驗せる最大埋込長以下の任意の埋込長に對する附着應力の分布を知ることが出来る。然し此の方法及び(69)乃至(70)式の結果はすべて A 點に於て將に滑動の始まらんとする場合で、之より荷重作用點に近い部分では既に相當の滑動が生じて居ること、及び A 點に於ける附着強度は埋込長の如何に拘はらず、常に相等しきものと假定せることを銘記しなければならない。從つて埋込長の各點に於て、未だ何等の滑動が生ぜざる場合の附着應力の分布は上述のものと全然其の趣を異にし、其に就ては後章に於て之を記述する。

上記の如く引抜試験に於て荷重の作用しない端の滑動が起らんとする時に、荷重作用端に近づくに従ひ附着應力の減少することは、之を次の如く説明することが出来る。即ち荷重の作用しない點に於ては未だ滑動は起らないから、コンクリートと鐵筋との間には粘着力及び靜摩擦力等が附着應力として作用して居るに反し、之より荷重作用端に近づくに従ひ鐵筋中の張應力に依る伸張と、コンクリートの壓應力に依る壓縮とが互に反対の方向に生じ、之が爲に鐵筋とコンクリートの相對的位置變化が大となつて既に相當の滑動を生じ、從つて粘着力の如きものは有効に作用せず、單に動摩擦力のみが附着應力として作用する丈であつて、此の有様が荷重作用端に近づくに従ひ、益々大になるものと考へられる。之は前述の如く荷重の作用しない端に於て將に滑動の起らんとする場合であつて、荷重がより小なる場合には第 88 圖の II の如き應力分布を想像することが出来る。またウイス(Wyss)<sup>(1)</sup>は斯の如き場合の、鐵筋とコンクリート間の應力の傳播に就て第 89 圖の如き主應力線(Principal stress line)を示した。但し實線は主張應力線、點線は主壓應力線である。

上記の引抜試験に就いて述べたことは、大體同様に押込試験の場合にも之を適用することが



第 88 圖

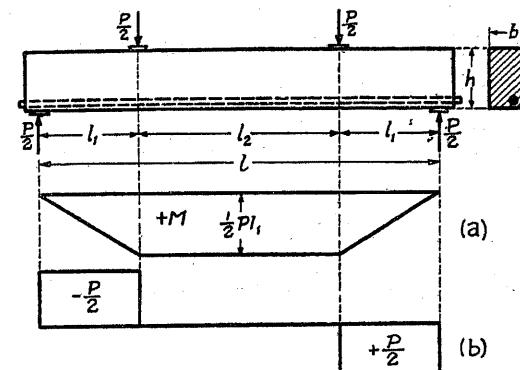


第 89 圖

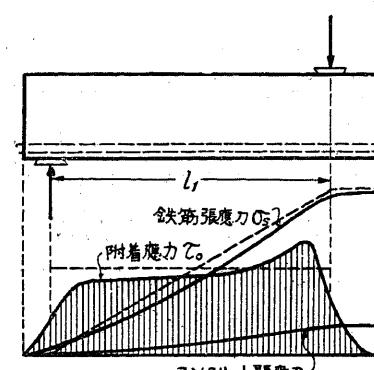
(1) Th. Wyss, Kraftfelder in festen elastischen Körpern, 1926 S. 360.

出来る。然し引抜試験の場合には、張應力に依り鐵筋の斷面が縮小して鐵筋とコンクリートとの間の粘着力及び靜摩擦力等が減少するに反し、押込試験の場合には之と逆に鐵筋の斷面が増大して、粘着力及び靜摩擦力等を強めるから、一般に引抜試験より押込試験の方が大なる附着強度を與へる。此の意味に於て抗張材より抗壓材に於ける方が、附着強度は大である筈である。

桁の彎曲試験に依り鐵筋の附着強度を實驗するのは、第 90 圖の様な方法で行ふのが普通である。此の場合の曲モーメント及び剪力は第 90 圖(a), (b)の如くになり、コンクリートの緣張應

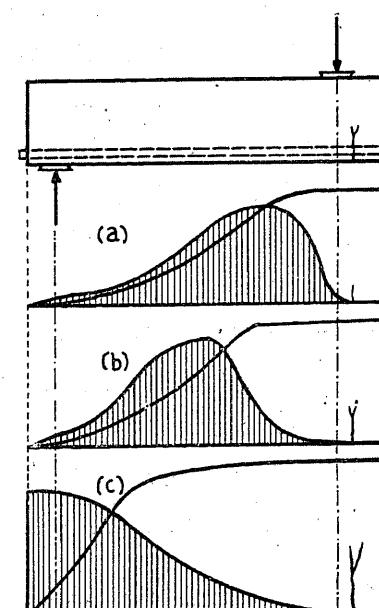


第 90 圖



第 91 圖

力が未だコンクリートの抗張強度以下の場合には  $l_1$  の間の附着應力の分布は凡そ第 91 圖に示す様になつて、大體に於て  $l_1$  の間では均等に分布するものと考へても大なる誤りはない。然し上記の場合より荷重が増加して、曲モーメントの大なる部分即ち  $l_2$  の部分に龜裂が生じた場合には、附着應力の分布は第 92 圖(a)の如くになり、更に荷重が増大する場合には、中央に近い部分の鐵筋とコンクリートとの密着が離れて附着應力は第 92 圖(b)の如くになり、最後に於ては第 92 圖(c)の如くになる。彎曲試験に依り附着強度を求める場合には、其の實驗の際に加へ得られた最大荷重を基準とするものであるから、嚴密に言へば第 92 圖に示した様な應力分布状態に依つて之を算出しなければならない。然し此の様な場合の應力分布状態を正確に測定するこ



第 92 圖

とは非常に困難であり、且つ又實際の設計計算に於ては、中の附着應力を均等と考へるものであるから、附着強度を算出するにも、後章に於て述べるが如き算式により、之を均等分布のものとして算出するのが普通である。従つて此の方法に依つて得られた附着強度の値は實際に生じた最大附着應力より小であることになる。

吾人が鐵筋コンクリート構造物の設計又は計算に於て必要とするものは、鐵筋とコンクリートとが相離れない迄の附着應力の値であつて、此の要素である粘着力及び靜摩擦力の値を別々に知る要はない。然しコンクリートと鐵筋との純粹の附着力、即ち粘着力の値に關しては古來可成り多數の實驗が試みられた。コンクリートと鐵筋との粘着力は、主としてセメントモルタルと鐵筋との粘着力である。バッハ及びグラーフが第43圖(a)の如きセメントモルタルの標準抗張試験體の最小斷面部に厚さ1mmの表面に鋸のある鐵板を挿んで實験せる所に依れば、セメントモルタルと鐵板との間の粘着力は<sup>(1)</sup>

水中養生 19.2 kg/cm<sup>2</sup>, 空中養生 7.7 kg/cm<sup>2</sup>

であり、鐵板表面に鋸がない之が平滑な場合には、其の値は著しく小であつた。之は單に一例に過ぎないが之に依つて粘着力の値の小ならざることがわかる。

#### § 49. 附着強度に及ぼすコンクリートの影響

コンクリートの品質、製作方法、養生方法或は材齡等が附着強度に及ぼす影響に關して行はれた實驗は之を枚挙するに暇がない。次に之等實驗の結果今日一般に信じられて居る所を述べる。

先づコンクリートの一定量中のセメント量が増加するに従ひ、また使用水量の小となるに従ひ附着強度は例へば第64表<sup>(2)</sup>の如く一般に大となる。然しセメント量が著しく大となると硬化に伴ふコンクリートの容積變化が大となつて、却つて附着強度を減ずる結果となる。上記の如くセメント量が多い程、また水量の小なる程一般に附着強度が高まるることに就ては、セメント量の多い程鐵筋に接するセメント糊状體が多くなること、水量の小

第64表

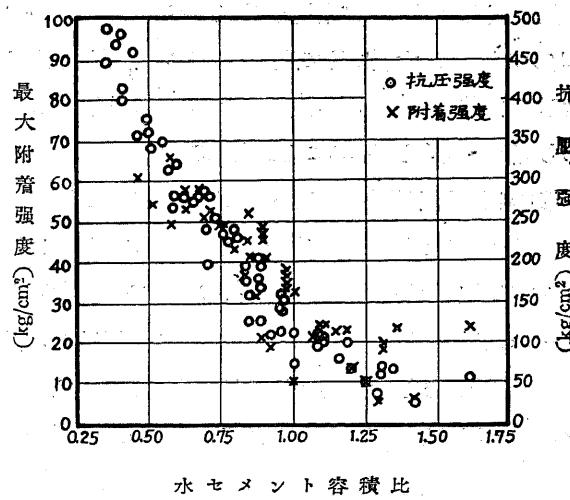
水 量 %	配 合 比			
	1 : 2	1 : 3	1 : 4	1 : 6
15	49	40	38	19 kg/cm <sup>2</sup>
20	28	25	25	12 "
25	30	23	24	12 "

(1) Bach u. Graf, Armierter Beton, 1910, S. 277; Handb. f. Eisenbetonbau, 4. aufl., I. Bd., 1930, S. 54.

(2) Mörsch の實驗。Der Eisenbeton, 5. Aufl. 1920, S. 93. 一邊 15 cm, 長さ 17 cm なるコンクリート角嚢に直徑 20 mm の鐵筋を埋込み、之を材齡 5 ヶ月に於て引抜試験を行つたもの。

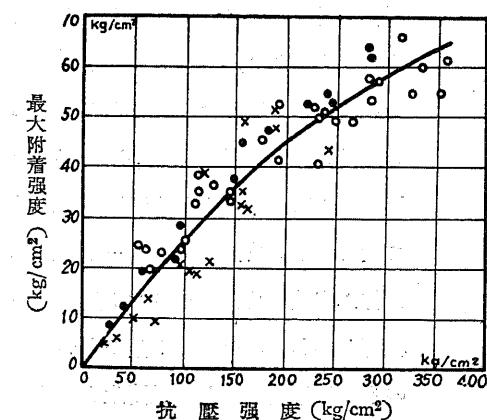
なる程鐵筋とコンクリートとの間に水泡が残る傾向が少くなること等を其の原因の一つと考へることが出来る。然し水量が小に過ぎると鐵筋とセメント糊状體の接着が十分でなくなり、却つて附着強度を減する。

上記の關係は之を一括して水セメント比の影響として考へることが出来る。即ちエブラムス<sup>(3)</sup>の示せる第93圖の如く、附着強度も殆んど抗壓強度と同様に水セメント比が小となるに従つて増大する。エブラムスの實驗は、種々なる配合比及び骨材を使用せるコンクリートの直徑 20 cm, 長さ 20 cm の圓嚢に直徑 25.4 mm の鐵筋を埋込んだもので、供試體總數 735, 材齡 7 日乃至 1 年に亘るもので

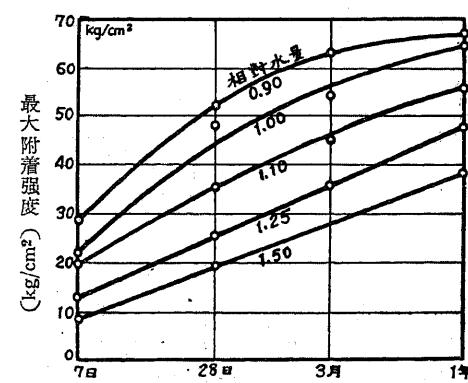


第93圖 水セメント比、附着強度、抗圧強度の關係

ある。最大附着強度と言ふのは、鐵筋を引抜く際に記録された最大荷重を鐵筋の接觸面積にて除した値であつて、エブラムスの實驗では荷重が作用しない方の鐵筋の端が滑動を始める時の平均附着應力は、コンクリートの抗壓強度の約 10 ~ 15 % に當り、此の滑動が 0.0005 吋 (0.001 mm) の場合の平均附着應力は、上記最大附着強度の約 55 ~ 60 % である。尙エブラムスは彼の



第94圖



第95圖

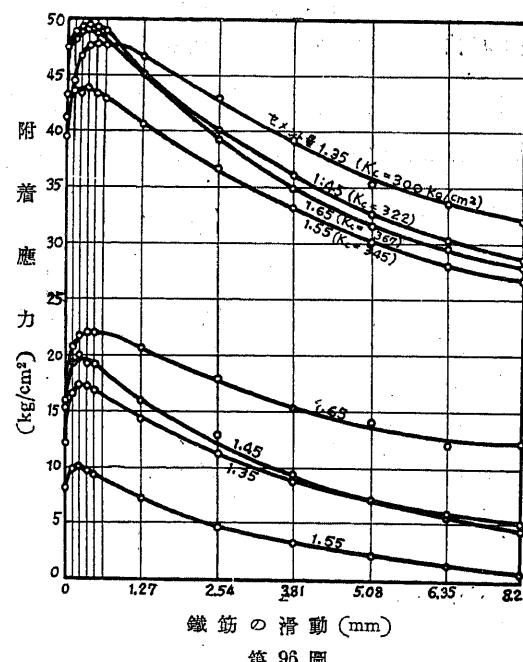
(3) Abrams, "Studies of Bond between Concrete and Steel" (Proc. of Am. Soc. for Test. Mat., 1925).

實驗の結果より第94圖及び第95圖を示して居る。即ち最大附着強度は同じ條件で試験した場合のコンクリート抗壓強度の約18~25%である。

鐵筋の滑動が起る時の附着強度は、バッハ及びグラーフの<sup>(1)</sup>實驗に依れば抗壓強度の約9~12%であつて、大體に於て前記エブラムスの實驗結果と良く一致して居る<sup>(2)</sup>。之等の結果より推して、附着強度は鐵筋が普通の丸鋼である場合には、コンクリートの抗壓強度の約10~15%即ち1/10~1/7と考へることが出来る。

第95圖の如く附着強度は一般に材齡に伴つて大となるが、其の増大の程度はセメント量の多少及び養生方法等に依つて異なるものである。§40に述べた如く乾燥状態に養生したコンクリートは收縮し、従つてコンクリートと鐵筋との間に張力を生じて附着力を減少し、且つコンクリートの收縮のためにコンクリート中には張應力を、鐵筋中には壓應力を生じて固有初應力としての附着應力を生ずる。濕潤養生の場合には之と正反対にコンクリートは膨脹するから、コンクリートは壓力を以て鐵筋を包み、従つて其の附着力を大にし、且つ前記乾燥養生の場合と正反対の方向の固有初附着應力を生ずる。然し濕潤養生の場合のコンクリート膨脹の程度は乾燥養生に依る收縮の程度より小であるから、其の固有初應力としての附着應力の値も小である。

従つて上記の理由に依り、乾燥養生の場合の附着強度は、濕潤養生のものに比して小であり、コンクリートの容積變化は材齡の進むに従つて大となるから、材齡に伴ふ附着強度増進の割合は乾燥養生に於けるよりも濕潤養生に於て大である。またコンクリートの硬化に伴ふ容積變化は、セメント量の多い程著しいから、セメント量の多い配合のもの程濕潤養生と乾燥養生との差が



第95圖

(1) Bach u. Graf, Heft 72~74, Mitt. über Forschungsarbeiten.

(2) ベッハ及びグラーフの實驗に於ては抗壓強度は30cm立方體に依つて試験され、エブラムスの實驗に於ては15×30cm圓柱體に依つたものであること、及び圓柱體強度よりも立方體強度の方が大であることを考へれば、此の兩實驗の結果は良く一致せるものと考へられる。

大となる。

コンクリート製作中に於ける搗固め或は輕度の振動は、一般に附着強度を大にする。然し製作時或は硬化中に於ける激しい振動は却つて附着強度を著しく減殺する。また鐵筋を垂直の位置にしてコンクリートを填充した場合と、鐵筋を水平の位置にした場合とでは可成りの差があつて、一般に前者の方が大なる附着強度を示し、例へば第96圖の如くになる。之はエドワード(Edwards)及びグリーンリーフ(Greenleaf)が一邊19cm、長さ25cmのコンクリート角臺に直徑25.4mmの鐵筋を埋込み、材齡28日に於て引抜試験を行つた結果である。此の事實は、鐵筋を垂直にした場合には、コンクリートが鐵筋の周圍に萬遍なく行き亘るに反し、鐵筋を水平にした場合には、自重に依るコンクリート及び鐵筋の沈降に依つて鐵筋とコンクリートとが分離する傾向があり、且つ鐵筋の下部にコンクリートが良く行き亘らないことに基因するものと考へられる。

### § 50. 附着強度に及ぼす鐵筋の表面、形狀及び寸法等の影響

鐵筋の斷面の形狀、寸法及び其の表面の狀態等がコンクリートとの附着力に重大なる影響を與ふべきことは明かである。

バッハが普通の丸鋼を配合比1:4(1:3:2)のコンクリートに埋込み直接試験に依つて、附着強度を實驗した結果の一部は第65表である<sup>(2)</sup>。之に依つて前節に於て述べた如く水量の減少、

第65表

鐵筋直徑 mm	水 量 %	附着強度 (kg/cm²)			材 齡	コンクリート 斷面 (cm) 22×22	備 考
		$l = 10\text{ cm}$	$l = 20\text{ cm}$	$l = 30\text{ cm}$			
20 mm	15	33.2	21.7	23.7	29日	22×22	引抜試験
	18	16.8	—	13.0			
	21	—	—	6.4			
10 mm	15	17.1	12.2	11.2	3月	22×22	引抜試験 *は表面 を磨いた るもの
	20 „	25.1	15.6	15.3			
	40 „	—	—	26.8			
	*20 „	—	—	7.3			
20 mm	15	27.4	22.7	21.2	3月	22×22	押込試験

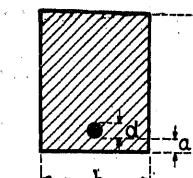
(1) Edwards and Greenleaf, "Experimental Tests of Concrete-Steel Bond" (Proc. of Am. Soc. for Test. Mat., 1928).

(2) Bach, Mitteilungen über Forschungsarbeiten, Heft 22 (1905) 及び Heft 39 (1907).

埋込長の減少と共に平均附着強度が大となること、引抜試験より押込試験の方が大なる値を示すことが明瞭に了解されると共に、鐵筋直徑が太くなるに従つて附着強度の大となる傾向のあることがわかる。然し之は鐵筋直徑が 10 mm ~ 40 mm の如く大差があり、且つ直接試験に依つたものであるが、普通に使用せらるゝ寸法の丸鋼即ち 18 ~ 32 mm のものを使用し、第 90 圖の如き桁の彎曲試験に依るバッハの實驗結果は第 66 表<sup>(1)</sup>の如くであつて、之に依れば鐵筋の直徑は普通に使用せらるゝ

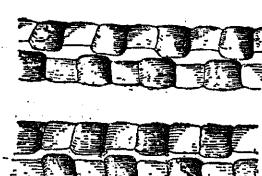
第 66 表

範囲では附着強度に大した影響を與へないが、鐵筋の被覆が大となるに従つて附着強度が増大するところが窺はれる。	鐵筋直徑	桁の断面	鐵筋被覆	附着強度
	d (mm)	b × h (mm)	a (mm)	kg/cm <sup>2</sup>
	18	200 × 300	10	21.1
	22	150 × 300	17	19.1
	25	300 × 300	10	21.9
	"	"	20	22.7
	"	"	40	23.1
	32	"	10	19.8



第 97 圖

有るのは鐵筋の表面の状態であつて、鐵筋表面が平滑なる程附着強度は小さい。従つて鐵筋の表面を綺麗に磨き上げることは有害無益である。鐵筋表面の多少の鑄は無害であるばかりでなく、コンクリートと鐵筋との接着を強めるものであつて其のまゝ使用して差支へないが、叩けば剝落する様な鑄片又は浮鑄は勿論有害である。然し此の場合でも浮鑄を落せば表面に鑄痕が残り却つて附着強度を大にする。また鐵筋防鑄の目的で鐵筋にセメント糊状體を塗ることは一般に附着強度を高めるものであるから、コンクリートを打つ前に態々之を剝ぎ取る必要はない。之等の事實に對する例として第 67 表<sup>(2)</sup>を掲げる。これは 30 × 30 × 216 cm なる正方形断面の鐵筋コンクリート桁に依るもので、支間は 2 m、兩支點より 1/4 點に荷重を加へたものである(第 90 圖)。



第 98 圖



第 99 圖



第 100 圖

變形鉗は第 67 表にもあるが如く、一般に普通の丸鋼より大なる附着強度を示すが、其の表面

(1) Bach, Mitt. über Forschungsarbeiten, Heft 45 ~ 47, 1907.

(2) Mitt. über Forschungsarbeiten, Heft 39, 45 ~ 47 (Bach, 1907) 及び Heft 72 ~ 74 (Bach u. Graf, 1910).

第 67 表

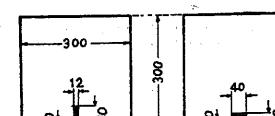
鐵 筋	最大荷重 kg	附着強度 (kg/cm <sup>2</sup> )			摘要
		最 大	最 小	平 均	
25 mm 金剛砂にて磨上	5760	16.1	13.7	14.5	材齢 6 月
25 mm 壓延のまゝ	8813	22.7	21.0	22.0	1906 年
25 mm 壓延のまゝ	8667	25.2	20.9	22.7	
25 mm 同上,セメントモルタル塗布	9667	28.8	20.6	25.1	
25 mm 鑄痕著しきもの	12833	34.7	30.3	32.8	材齢 45 日
25 mm 同上,セメントモルタル塗布	13000	35.6	31.1	33.4	
Johnson bar (第 98 圖)	14000	34.5	33.2	33.8	1909 年
Diamond bar (第 99 圖)	14500	37.0	35.6	36.3	
Lug bar (第 100 圖)	14500	37.4	35.1	36.2	
Cup bar (第 101 圖)	14833	31.1	30.1	30.2	

の凹凸が著しい爲に鐵筋周囲のコンクリートを破碎するが虞ある。

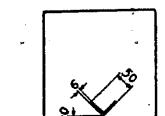
またバッハ及びグラーフが前記と同じ方法で平鋼及び形鋼に就て實験した結果は、第 68 表である。此の實験或は其他の實験に依るも、平鋼及び形鋼は一般に普通の丸鋼より著しく小なる附着強度を示すものであつて、其の理由は斯の様な鐵筋の周囲にコンクリートを充分に填充することが困難であると言ふ事實に基くものと考へられる。殊に第 105 圖の場合に於て附着強度

第 68 表

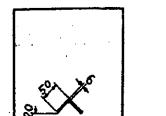
鐵 筋	鐵筋重量 kg	最大荷重 kg	最大荷重 鐵筋重量 kg/kg	附着強度 kg/cm <sup>2</sup>
丸 鋼 25 mm .....	8.3	8667	1044	22.7
平 鋼 12 × 40 mm (第 102 圖)	7.9	8750	1108	18.0
"      " (第 103 圖)	7.9	7500	949	14.4
山形鋼 50 × 50 × 6 mm (第 104 圖)	8.6	12333	1434	13.1 (16.0)
"      " (第 105 圖)	8.6	9167	1146	9.7 (12.0)
T 形鋼 50 × 50 × 6 mm (第 106 圖)	8.7	12000	1379	12.8 (15.8)
I 形鋼 80 × 42 mm (第 107 圖)	12.3	16667	1355	12.6 (16.8)



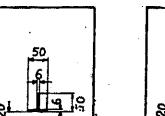
第 102 圖



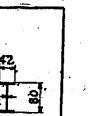
第 103 圖



第 104 圖



第 105 圖



第 106 圖



第 107 圖

が最小であることは、山形鋼の下部にコンクリートが充分に填充されない事を物語つて居る。此の關係はまた第102圖の場合と第103圖の場合との差に就て見ても明かである。一般に此の様な場合の鐵筋の滑動は鐵筋の表面に於ては起らず、形鋼に囲まれた部分のコンクリートが鐵筋に附着して滑動が生ずる。此の滑動面を以て附着強度を計算すると、第68表に於て括弧にて示せる値となり、之に依るも尙形鋼の附着強度は丸鋼のそれより著しく小である。上記の事實に依つて鐵筋の附着力の點からのみ見れば、一本の断面積の大なる形鋼を使用するより、數本の丸鋼を使用して總断面積を形鋼のそれと等しくする方が、コンクリートとの接觸面積を大にする意味に於ても、また單位面積當りの附着強度を大にする意味に於ても有利である。

### § 51. 端鉤 曲鐵筋或は肋筋等の影響

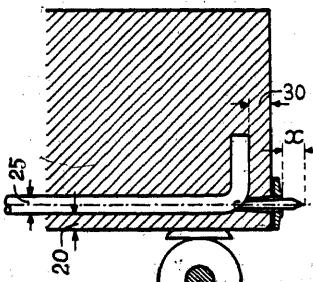
今迄に述べたのはすべて鐵筋が直線であつて何等の彎曲もない場合の事柄であるが、實際に於ては斯の様な事は稀であつて、普通はコンクリートとの碇着を強める爲に鐵筋端に鉤(Hook)を作り、或は剪應力に依る斜張應力を取るために主鐵筋を曲げて曲鐵筋(Bent-up bar)とし、若くは肋筋(Stirrup)を使用したりする。また斯かる必要の無い所でも、構造物の強度を高める爲に繫筋若くは帶鐵筋(Hoop)を使用し、用心のために用心鐵筋を配置したりする。此の様な部材の各部に作用する應力の狀態、従つて其の附着應力の分布に關しては未だ正確な實驗もなく、また之を求める解法もない。普通は實驗に依つて構造物全體としての破壊荷重若くは其の變形の有様を試験し、之に依つて構造物の強度に及ぼす各要素の影響を性質的に判断する丈けである。

實際の構造物に於て前節の諸實驗に於けるが如く、鐵筋の端を切斷した儘に放置することは稀であつて、構造物の端に於てもまた其の中央部分に於ても、鐵筋の端に鉤を作つてコンクリートとの碇着を圖るのが普通である。鉤の形には第109圖～第112圖の様に、種々な形があるが、現在最も廣く使用せられるのは第111圖のU形鉤である。此の種の鉤を有する鐵筋に就て引抜試験を行ふと、鉤の無い場合に比し著しく大なる強度を示す。然し之は鐵筋とコンクリートとの附着力に依るものではなく、鉤とコンクリートとの碇着力(Anchorage)に依るものであつて、破壊は常に鉤の碇着する部分のコンクリートの破碎に依つて起り、其の際の鐵筋中の應力は鋼の屈伏點或は其以上にも達する。然し茲に注意すべきは鉤の碇着力は最初から有效に作用するものではなく、直線部の鐵筋の附着強度が破れて鐵筋の滑動が起るに至つて始めて鉤が有效に作用することである。従つて最初の滑動が生ずる時の荷重は鉤の有無に拘はらず殆んど同様である。

鉤の影響に關する實驗はオスワルド・マイヤー(Oswald Meyer)<sup>(1)</sup>、メナーデエ及びメルシエ

(1) Oswald Meyer, Baunaterialkunde 1906; Handb. f. Eisenbetonbau 1921, 3 Aufl., S. 148.

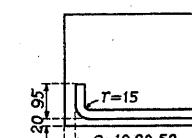
(Mesnager et Mercier)<sup>(2)</sup>等の實驗があるが、次に述べるのはバッハ及びグラーフ<sup>(3)</sup>の實驗である。此の實驗は第90圖の如き桁の彎曲試験に依るもので、支間2m、荷重作用點は兩支端より0.5mの所であり、桁の断面は30×30cmである。鐵筋は直徑25mmの丸鋼であつて、其の端を第109圖～第112圖の如くにし、鐵筋の直線部分の滑動は第108圖の如き裝置で距離xの變化を觀測したものである。其の結果は第69表であるが、xに變化を生ずる時の荷重が鉤の有無に拘はらず殆んど相等しい事は、直線部分に滑動を生じ



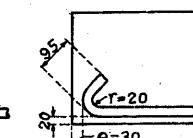
第108圖

第69表

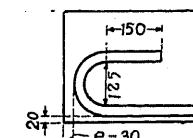
鐵筋 直徑 25 mm 鉤の種類	表面を磨きたる場合		壓延せるまゝの場合		實驗年度
	xに變化を生ずる時の荷重 kg	最大荷重 kg	xに變化を生ずる時の荷重 kg	最大荷重 kg	
鉤なし(第90圖).....	6500	6500	9000	10500	
直角鉤, e=30 mm(第109圖)	6583	11000	10333	15967	1910～
銳角鉤, e=30 mm(第110圖)	6333	11700	10500	16133	1911年
U形鉤, e=30 mm(第111圖)	6333	12733	9333	16023	
U形鉤及横鐵筋(第112圖)	—	—	10000	16800	
鉤なし(第90圖).....	5760	5760	8313	8813	
直角鉤, e=10 mm(第109圖)	6833	8900	10333	14000	1907年



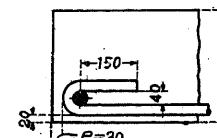
第109圖



第110圖



第111圖



第112圖

て始めて鉤が有效に働く事を物語るものである。此の實驗に依れば鉤の形に依る變化は少いが、大體に於て鉤の無い場合に比し桁の強度を1.6～2.0倍に高めて居る。尙此の實驗に於ける桁

(1) Menager et Mercier, Réunion des Membres français et belges de l'Association internationale pour l'Essai des Matériaux de Construction, 1907; Handb. f. Eisenbetonbau 1921, 3 Aufl., S. 148.

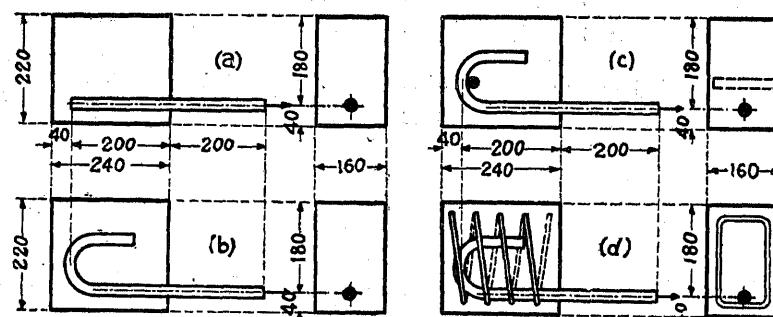
(2) Mitt. über Forschungsarbeiten, Heft 45～47(Bach, 1907); Heft 90, 91, 122, 123(Bach u. Graf. 1910, 1912).

の破壊は鉄筋の滑動に依つて生じ、鉄筋の端に鉤を作ると共に、鉤に依つてコンクリートが破碎しない様に第112圖の如くするか、或は鉄筋の周囲に筋筋若しくは螺旋筋等を配置してコンクリートの破碎を防ぐことが必要である。

上記の関係はザーリーガー (Saliger)<sup>(1)</sup> が第113圖の如き引抜試験を行つた結果の第70表に就て見ても明かである。即ち此の実験に於て強度の順序は (a), (b), (c), (d) であつて、(d)

第 70 表

鉄筋直徑 mm	第113(a)圖			第113(b)圖			第113(c)圖			第113(d)圖		
	最大荷重 kg	鉄筋張應力 kg/cm <sup>2</sup>	附着應力 kg/cm <sup>2</sup>	最大荷重 kg	鉄筋張應力 kg/cm <sup>2</sup>	横筋直徑 mm	最大荷重 kg	鉄筋張應力 kg/cm <sup>2</sup>	横筋直徑 mm	最大荷重 kg	鉄筋張應力 kg/cm <sup>2</sup>	
32	4140	500	20.7	6070	750	32	9670	1200	8	12300	1590	
26	3010	570	18.4	4090	770	26	5710	1070	8	9850	1860	
20	3610	1150	28.7	4900	1560	20	5950	1900	8	9650	3070	
16	4540	2270	45.3	5180	2580	16	5160	2570	8	8140	4060	



第 113 圖

の場合には (a) の場合の 2 倍乃至 3 倍の強度を示し、鉄筋の張應力は其の屈伏點以上に達して居る。尙此の実験に於ても (a) の場合は鉄筋が拔出し、(b) ~ (d) の場合には、コンクリート塊が破碎したのである。

筋筋、筋筋若しくは螺旋筋が、端鉤の無い場合でも鉄筋の附着力を増大すべきことは、前述の事

(1) Saliger, Der Eisenbeton, 1920, S. 66, 67.

柄より想像し得ることであつて、實際 メルシュ

(Mörsch)<sup>(2)</sup> が直徑 20 mm の丸鋼を断面 20 × 20

cm、長さ 20 cm のコンクリート塊に埋込み、螺旋

筋の有無に依る附着強度の變化を押込試験に依り

實験した結果は第 71 表であつて、筋筋若しくは螺旋

筋がコンクリートの變形を妨げて鉄筋の附着強度

を増大することを示して居る。但し此の場合の螺旋筋は 4.5 mm の鐵線を主鉄筋を中心とする

直徑 10 cm の圓周に沿つてコンクリート中に入れたものである。

次は普通の桁に使用せらるゝ曲鉄筋の影響であるが、之に關しては前述の如く正確な計算方

法もないし、また數量的に信頼し得る實験もない。多くの實験は、たゞ曲上げずに残つて居る

鉄筋のみを考慮せずに曲鉄筋も一所に考慮して附着應力を算出するのが適當であること、及び

鉄筋の直徑が小なる場合には計算を行はずとも附着應力に就ては充分に安全であること等を教

へて居るに過ぎない。更に實際の場合に於て鉄筋の端には常に鉤を作り、主鉄筋、曲鉄筋及び

筋筋等の交點は之を鐵線で緊縛するものであるから、益々複雜なものとなり、且つ鉄筋の滑動

に對する抵抗も著しく大となつて、此の様な場合には鉄筋の附着應力の計算は殆んど不要と

なる。又此の計算を行ふにしても、普通の簡単な假定に基く計算方法に依るのでは、其の計算

は殆んど徒勞であつて單なる氣休めに過ぎない。

此の意味に於て多くの示方書では、或程度以下の細い鉄筋に對しては附着應力の計算を不

要と規定し、且つ曲鉄筋及び筋筋に依つて剪力に對して充分に補強せられた部材に於ては、曲

上げずに残つた鉄筋に附着應力を生ぜしめる力を輕減して計算すべきことを規定して居る。

例へば土木學會標準示方書第 88 條に於ては

(1) 鉄筋の附着應力は次式に依りて計算すべし

$$\tau_0 = \frac{S}{Uj d} = \frac{S}{Uz}$$

茲に  $S$  は桁の剪力、 $U$  は鉄筋周長の總和とす。

前式に於て曲鉄筋及び筋筋を併用して全剪力を受けしむる場合には、 $S$  は全剪力の 1/2 を採

ることを得。

(2) 單桁の抗張鉄筋は支點を越えて充分に碇着せしむべし。

連續版及び連續桁に於ける負の支承彎曲率に對する負鉄筋は、張應力を受くるコンクリート

(2) Mörsch, Der Eisenbetonbau, I/1, 1923, S. 97, 98.

中に碇着せしむべからず。

(3) 径 20 mm<sup>(1)</sup>若くは夫以下の鐵筋にして、本條(2)項並に第 76 條に従ひ充分に碇着せられたるものは、特に附着應力を計算する必要なし。  
と規定されて居る。

### § 52. 鐵 筋 の 繼 手

鐵筋は成可く長いものを使用して繼手の數を少くすることが構造物の強度の點からも、また經濟上にも有利なことである。殊に抗張鐵筋に於ては成可く繼手を避けなければならない。然し實際に於ては市場販賣品の寸法及び運搬或は工作上の便宜等に依つて、徒らに長大なもののは使用することが出来ず、從つて鐵筋の繼手を全然無くすることは、普通の場合殆んど不可能である。若し繼手を設ける場合には効率の 100 % に近い方法を採用し、之を應力の大なる斷面に設けることは避け、且つ數本の鐵筋を繼ぐ場合には全部の繼手を一斷面に集中せしめず、之を交互にすらして繼手を設けるべきことは言ふまでもない。

凡そ鐵筋の繼手には種々なる方法があるが、之を次の如くに分類することが出来る。

(1) コンクリートの附着力に依らないもの——鎔接繼手、螺旋繼手、衝き合せ繼手、鉛結繼手、

(2) コンクリートの附着力を利用するもの——襲ね合せ繼手

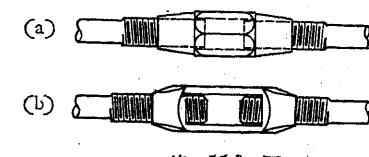
である。之等のものは總て原則として抗張鐵筋にも抗壓鐵筋にも使用することが出来るが、衝き合せ繼手のみは之を抗張鐵筋に應用することは出来ない。

鎔接繼手(Weld joint)は電氣若くは瓦斯の力に依つて鐵筋端を鎔接するのであつて、從來は其の効率に對する不安の爲に鐵筋コンクリートに於ては其の應用を禁ぜられて居たが、數年來本邦に於ける電氣鎔接の進歩は實に著しく、最近に於ては全部或は部分的に鎔接に依る大規模なる鋼鐵構造物が續々と製作される様になつた。然し之等は主として設備の整つた工場に於て熟練せる職工に依つて施工せられたるものであつて、鐵筋コンクリート工事の如き現場に於て、工場に於けると同様の優秀なる効率を發揮し得るや否やに就ては尙ほ聊かの疑問がある。從つて之等の不安がある爲に、鐵筋を鎔接した場合には接合箇所に接當な附加鐵筋を添附すべきである<sup>(2)</sup>。現在我國に於ては丸鋼の鐵筋を鎔接することは甚だ尠いが、必ずや其の方法の進歩發達に依つて鎔接萬能時代の現れるもの遠き將來のことではないであらう。

(1) 獨逸に於ては此の限度が 25 mm となつて居る。

(2) 例へば土木學會標準示方書第 48 條(3)参照。

螺旋繼手(Screw joint)と言ふのは鐵筋の端に螺旋を切り、之をターンバツクル(Turnbuckle, 第 114 a 圖)或はスリーブナット(Sleeve nut, 第 114 b 圖)で繼ぎ合はせる方法であつて、鐵筋に初應力として張應力を與へる様な場合には甚だ有効な方法である。



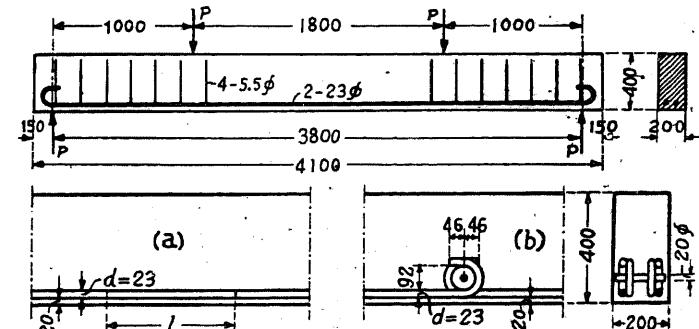
第 114 圖

衝き合せ繼手(Butt joint)は繼ぎ合はすべき鐵筋の端を軸に直角に且つ平坦に仕上げて之を衝き合はせ、其の位置を保つために第 115 圖の如く套管(Sleeve)を嵌めたものである。此の方法は勿論抗張鐵筋に使用することが出來ない。

鉛結繼手(Riveted joint)は鉛(Rivet)に依つて鐵筋を接合するものであるが、之は鐵筋として形鋼若くは釘を使用する場合、即ち所謂鐵骨コンクリートの場合に限られ、丸鋼には應用することが出來ない。

上記の繼手はすべて鐵筋自身の力を利用して、コンクリートの附着力には依らないものであるが、鐵筋の繼手として今日一般に最も廣く用ひらるゝ方法はコンクリートの附着力を利用する方法、即ち襲ね合せ繼手(Lap joint)である。之は一方の鐵筋の力を附着力に依つて一度コンクリートに傳へ、然る後に此の力を再び附着力に依つて他方の鐵筋に傳へる方法であつて、鐵筋と鐵筋との間には何等の聯繫もない。此の場合に鐵筋を鋼線で捲くのは單に鐵筋の位置を保たせる丈けである。

鐵筋の襲ね合せ繼手が鐵筋コンクリート構造物に與ふる影響に關する實驗は専ら桁の彎曲試験に依つて行はれ、其の中メナージエ(Mesnager)<sup>(1)</sup>の實驗が最初である。メナ



第 115 圖

デの實驗は第 116 圖

の如く 23 mm の抗張鐵筋 2 本を有する桁に就て行はれ、其の結果は

繼手の無い場合

最大荷重  $P = 14015 \text{ kg} (100\%)$

(1) Mesnager, Annales des Ponts et Chaussées, 1908, II.

支間中央に  $l = 40d = 920\text{ mm}$  の無鉤襲ね合せ縫手のある場合(第 116 a 図)

最大荷重  $P = 12600\text{ kg}$  (90 %),

支間中央に  $l = 20d = 460\text{ mm}$  の無鉤襲ね合せ縫手のある場合(第 116 a 図)

最大荷重  $P = 8345\text{ kg}$  (60 %),

支間中央に第 116 b 図の如き有鉤縫手のある場合

最大荷重  $P = 5195\text{ kg}$  (37 %)

であつて、鉤の無い場合でも、直徑の 40 倍以上に襲ね合せば約 90 % の効率を發揮し得ること;

第 116 b 図の如きものは手數を

要するに拘はらず、其の効果の  
小なることがわかる。

第 117 図の如く曲筋及び筋  
筋を有する桁に就てプローブス  
ト(Probst)<sup>(1)</sup>が行つた實驗結果

に依れば

縫手の無い場合

最大荷重  $P = 7342\text{ kg}$  (100 %),

全鐵筋を支間中央にて鉛接した場合

最大荷重  $P = 7090\text{ kg}$  (97 %),

第 117 a 図の如き位置にて全鐵筋を鉛接した場合

最大荷重  $P = 7230\text{ kg}$  (99 %),

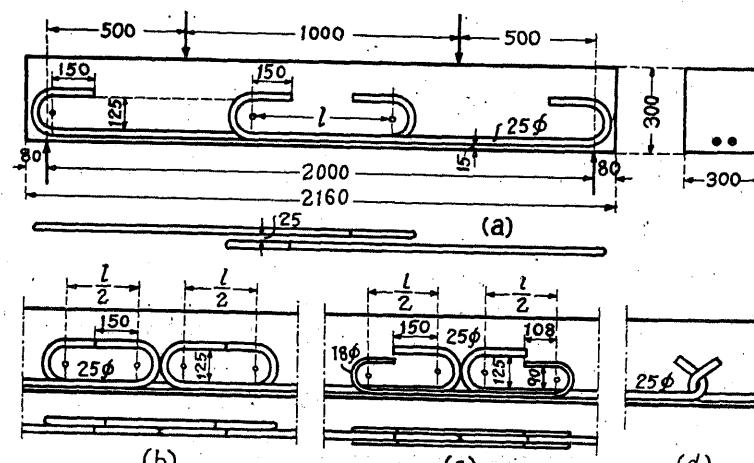
第 117 a 図の如き位置にて全鐵筋を螺旋で繕ぎ合せた場合

最大荷重  $P = 7089\text{ kg}$  (97 %),

第 117 a 図の如き位置にて有鉤襲ね合せ縫手を設けた場合

最大荷重  $P = 6014\text{ kg}$  (82 %),

である。



第 118 圖

(1) Probst, Armierter Beton, 1909, S. 8.

シャイト (Scheit)<sup>(1)</sup> が第 118 圖の如き桁に就て有鉤襲ね合せ縫手の影響を實驗した結果は第 72 表である。但しコンクリートは濕砂養生であつて材齡 45 日に於て  $230 \sim 320\text{ kg/cm}^2$  の抗

第 72 表

縫手の構造	最 大 荷 重					
	$l = 10d = 250\text{ mm}$		$l = 20d = 500\text{ mm}$		$l = 30d = 750\text{ mm}$	
	kg	%	kg	%	kg	%
縫手なし	14290	100	—	—	—	—
第 118 圖 (a)	14010	98	15530	109	15660	110
第 118 圖 (b)	9800	69	11320	79	12850	90
第 118 圖 (c)	11370	80	12420	87	13550	95
第 118 圖 (d)	7370	52	—	—	—	—

壓強度を示したものである。茲に注意すべきは(b)の場合より(c)の方が大なる強度を示すこと、(d)の如き方法が縫手としては効率の悪いことである。尙第 119 圖に示すが如く T 形桁に依つて襲ね合せ

の部分を  $1.25\text{ mm}$  の鋼線で緊縛して實驗した結果は第 73 表である。

第 73 表

鐵筋 直 徑 kg/cm <sup>2</sup>	コンクリ ートの 抗壓強度 kg/cm <sup>2</sup>	鐵筋の 屈伏點 kg/cm <sup>2</sup>	最 大 荷 重 kg (%)						縫手無き 場合の鐵 筋の最大 應力 kg/cm <sup>2</sup>
			$l = 8d$	$l = 12d$	$l = 30d$	$l = 36d$	$l = 40d$	縫手なし	
10 mm	204	3048	1937 (101)	2067 (108)	—	1970 (108)	—	1913 (100)	3651
20 mm	205	2533	3720 (54)	2376 (35)	4997 (72)	—	6566 (59)	6933 (100)	3084
30 mm	210	2695	6020 (38)	6133 (39)	7971 (51)	—	12500 (80)	15650 (100)	3021

(1) Scheit, Wawrziniok u. Amos, D. Aussch. f. Eisenbeton, Heft 14 (1912), Heft 37 (1917).

之等の實驗に依つて、鐵筋の端に半圓形の鉤を附したる場合には鐵筋の直徑が著しく大なる限り、直徑の約20~30倍位の長さに襲ね合せば繼手として充分であることが解る。今襲ね合せの長さ $l$ に就て各示方書の規定を見るに

土木學會標準示方書  $l \geq 30d$ ,

建築學會標準示方書  $l \geq 25d$ ,

獨逸の規定  $l \geq 40d$

となつて居り、何れも襲ね合せ箇所を數ヶ所1mm位の燒鈍鋼線を以て聚縛すべきことを規定して居る。此の鋼線は單に鐵筋の位置を保つ爲のものであるから、之を數ヶ所に於てしつかりと捲くべきであつて、襲ね合せの部分の全長に亘つて捲くことは、鐵筋の周圍にモルタルが回るのを妨げ、從つて襲ね合せ繼手の重要な要素である附着力を減じ、繼手の強さを弱くするものである。

次に鉤端のない鐵筋の襲ね合せ繼手の所要長を求める近似的公式を掲げる。今第120圖に於て

$l$  = 襲む合せの長さ,

$\sigma_{sa}$  = 鐵筋の許容應力,

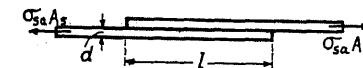
$d$  = 丸鋼の直徑又は角鋼の邊長,

$\tau_{oa}$  = 許容附着應力,

$U$  = 鐵筋の周邊長,

$A_s$  = 鐵筋の横斷面積

とし、鐵筋中の應力はすべて附着應力に依りコンクリートに傳はり、附着應力は $l$ の間に一様に分布す



第120圖

るものと假定し、且つ此の點に於て鐵筋の應力が其の許容應力に達して居ない時でも鐵筋の全能力に對して充分にする爲には

$$\tau_{oa} \cdot U \cdot l = \sigma_{sa} \cdot A_s,$$

即ち丸鋼の場合でも角鋼の場合でも

$$l = \frac{\sigma_{sa} \cdot A_s}{\tau_{oa} \cdot U} = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{oa}} d \quad (71)$$

となり、

$\sigma_{sa} = 1000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\tau_{oa} = 5 \text{ kg/cm}^2$  とすると

$$l = 50d,$$

$\sigma_{sa} = 1200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\tau_{oa} = 5.5 \text{ kg/cm}^2$  とすると

$$l = 54d$$

となり、第120圖の場合は直徑の約50倍丈け襲ね合せば充分であることになる。(71)式は勿論無鉤襲ね合せの場合であるから、半圓形の鉤があつてしまふ鋼線が捲かれてある様な場合には適用することが出来ない。今此の場合に於て、前述の鉤に關する實驗を參照して、鉤の影響は鐵筋の附着力を50%丈け高めるものと假定すれば、(71)式より

$$l = \frac{\sigma_{sa}}{6\tau_{oa}} d \quad (71a)$$

となり、 $\sigma_{sa} = 1000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\tau_{oa} = 5 \text{ kg/cm}^2$  とすれば $l = 33d$ で充分であることになる。

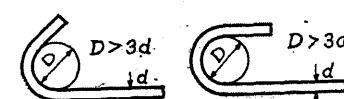
### § 53. 鐵 筋 の 屈 曲

鐵筋コンクリートに於て鐵筋の屈曲なしに、之れを直線のまゝで使用することは甚だ稀である。普通は鐵筋の端に鉤を作る場合、腹鐵筋として主鐵筋を折り曲げる様な場合、或は桁又は柱等に於て斷面の變化する部分等に鐵筋を屈曲して用ふる。勿論鐵筋を折り曲げることは鐵筋工作費を大にするものであるから、成可く此の數を少くする方が得策ではあるが、然し或る程度の屈曲は構造物の強度上必要なことである。

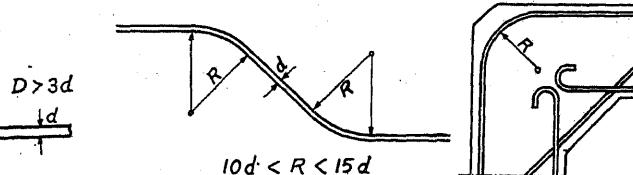
鐵筋の屈曲は、螺旋筋柱の螺旋筋を作る様な場合を除き、普通は第121圖に示す様な器具を使用して常温のまゝで曲げるのであるが、直徑が30mm以上40mm程度の太いものになると之を加熱して曲げる。此の場合に

鐵筋の材質を傷めない爲には、加熱の溫度を適當に加減することが必要である。

鐵筋を屈曲する際に其の半徑を如何に撰ぶべきかに就ては、第一に屈曲に依つて鐵筋の材質を傷けないこと、第二に鐵筋の應力の大なる場合にコンクリートに過大の壓應力を與へないことを考慮すべきである。從つて第122圖の如く鐵筋端に鉤を作る様な場合には、第123圖の上曲筋、或はラーメンの隅角部等に於ける鐵筋の如く大なる應力を受けるものに比し、小なる半径で差支へない。土木學會の示方書及び獨逸の規定では



第122圖



第123圖

第122圖の場合

$D > 3d$ (土木學會),  $D > 2.5d$ (獨逸),

第123圖の場合

$15d > R > 10d$

となつて居る。

今第124圖の如く中心線の半径が  $R$  になる様に鐵筋が曲げられたとすれば、鐵筋の外周或は内周の縁維の縦變形率  $\varepsilon$  は  $\Delta s/s$  である。然るに  $\Delta s$  と  $s$  の比は  $d/2$  と  $R$  の比に相等しいから

$$\varepsilon = \frac{d}{2R}$$

となる。また鐵筋の縦彈性係数を  $E$  とし、 $\varepsilon$  に相當する縁應力を  $\sigma$  とすれば  $\sigma = E\varepsilon$  であるから

$$R = \frac{Ed}{2\sigma}$$

となる。今屈曲に依つて生ずる鐵筋の縁應力  $\sigma$  を其の屈伏點以内にあらしめる爲に、 $\sigma = 2100 \text{ kg/cm}^2$ ,  $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$  とすれば  $R = 500d$  となつて、實際上不可能な事になる。

また實際に行はれる屈曲の程度で何程の變形率が生じて居るかを上式から計算して見ると

$$\text{鐵筋内周直徑が } 3d \text{ の場合 } R = 2d, \quad \varepsilon = \frac{1}{4} = 25\%,$$

$$\text{鐵筋内周半徑が } 10d \text{ の場合 } R = 10.5d, \quad \varepsilon = \frac{1}{21} = 4.8\%,$$

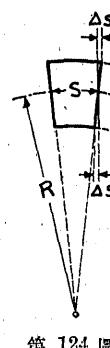
$$\text{鐵筋内周半徑が } 15d \text{ の場合 } R = 15.5d, \quad \varepsilon = \frac{1}{31} = 3.2\%$$

となる。此の伸の値は勿論軸荷重に依る伸と直接に比較することは出来ないが、それにしても屈曲に依つて相當大なる伸の生ずることがわかる。従つて構造用壓延鋼材に對する日本標準規格では、常温屈曲試験に於て試験片を  $1.5d$  以下の内側半徑で  $180^\circ$  屈曲し、外側に裂痕を生ぜざることを要すと規定して居る。故に鐵筋を屈曲する場合には其の内側直徑を  $3d$  以下にしない様にすることが望ましい。上述の事柄はすべて丸鋼に就て述べたのであるが、角鋼に對しても  $d$  を角鋼の一邊とすれば其まゝ之を適用することが出来る。

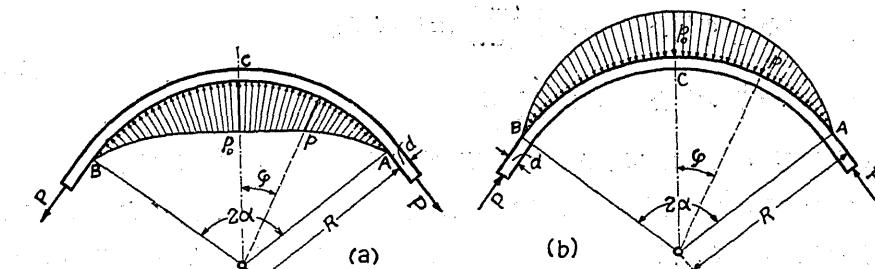
次に鐵筋の屈曲部に於けるコンクリートの壓力を近似的に求むるに、鐵筋の彈性及び剛性を無視し、且つ鐵筋とコンクリートとの間の附着力及び粘着力を省略し、鐵筋とコンクリートとの間の壓力  $p$  は第125圖に示すが如く A 及び B 點に於て零、C 點に於て最大( $p_0$ )となり、其の途中に於ては

$$p = p_0 \cos \frac{\pi \varphi}{2\alpha}. \quad (72)$$

なる分布をするものと假定すれば、 $p$  の OC の方向の分力の總和と鐵筋の軸力  $P$  の OC の方向の分力の總和とは相等しくなければならないから



第 124 圖



第 125 圖

$$2P \sin \alpha = \int_{-\alpha}^{+\alpha} p \cos \varphi \cdot R \cdot d\varphi = p_0 R \int_{-\alpha}^{+\alpha} \cos \frac{\pi \varphi}{2\alpha} \cos \varphi d\varphi$$

となる。之より  $P = A_s \sigma_s$  (但し  $A_s$  は鐵筋横斷面積、 $\sigma_s$  は鐵筋中の應力)として  $p_0$  を求める

$$\left. \begin{aligned} \alpha \neq \frac{\pi}{2} \text{ の場合 } & p_0 = \frac{A_s \sigma_s \tan \alpha}{2\alpha \pi R} (\pi^2 - 4\alpha^2), \\ \alpha = \frac{\pi}{2} \text{ の場合 } & p_0 = \frac{4 A_s \sigma_s}{\pi R} \end{aligned} \right\} \quad (73)$$

となる。

今上記の最大壓力  $p_0$  に依つて生ずるコンクリートの壓應力を考ふるに、直徑  $d$  なる丸鋼に於ては第126圖(a)に示すが如く

$$\sigma = \sigma_0 \cos \theta$$

なる分布をするものと假定すれば

$$\sigma_0 = \frac{4 p_0}{\pi d}$$

となり、また一邊  $d$  なる角鋼に於ては第126圖(b)に示すが

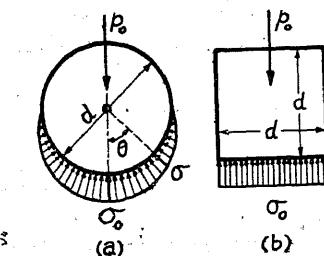
如く均等に分布するものとすれば

$$\sigma_0 = p_0/d$$

となる。之等の式に(73)の  $p_0$  を代入すると、丸鋼に於ては  $A_s = \pi d^2/4$ 、角鋼に於ては  $A_s = d^2$  であるから、丸鋼及び角鋼に對し同様に

$$\left. \begin{aligned} \alpha \neq \frac{\pi}{2} \text{ の場合 } & \sigma_0 = \frac{\sigma_s d \tan \alpha}{2\alpha \pi R} (\pi^2 - 4\alpha^2), \\ \alpha = \frac{\pi}{2} \text{ の場合 } & \sigma_0 = \frac{4 \sigma_s d}{\pi R} \end{aligned} \right\} \quad (74)$$

となる。また之等の式より  $\sigma_s$  及び  $\sigma_0$  が與へられたる場合に必要なる半徑  $R$  を求むれば



第 126 圖

$$\left. \begin{array}{ll} \alpha \neq \frac{\pi}{2} の場合 & R > \frac{\sigma_0 \tan \alpha}{2\sigma_0 \alpha \pi} (\pi^2 - 4\alpha^2), \\ \alpha = \frac{\pi}{2} の場合 & R > \frac{4\sigma_0}{\pi\sigma_0} d \end{array} \right\} \quad (75)$$

を得る。(74)及び(75)式に出て来る  $\sigma_0$  は局部的の圧應力であつて、桁や柱の様な場合の圧應力とは其の趣を異し、 $\sigma_0$  の許容強度に對しては普通のコンクリートの許容壓應力  $\sigma_{ca}$  より遙かに大なる値を與へることが出来る。 $\sigma_0$  の許容強度は  $\sigma_{ca}$  の 2 倍乃至 3 倍と考へて差支へない。今鐵筋中に  $\sigma_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$  の應力があるものとし、 $\sigma_0$  が  $100 \text{ kg/cm}^2$  以下になる様にするには

$$\alpha = \frac{\pi}{2} の場合: R > 12.7 d, \quad \alpha = \frac{\pi}{4} の場合: R > 15 d$$

となる。

上記の計算に於ては種々なる假定が設けられてあるが、實際に於ては鐵筋とコンクリートとの間には粘着力及び附着力が可成り大きく作用し、且つ鐵筋及びコンクリートも幾分かは彈性的變形をなし、更に鐵筋自身が曲げとして作用するから、實際コンクリートに生ずる壓應力  $\sigma_0$  は(74)式の與へるものより可成り小となるべく、従つて鐵筋屈曲半徑の最小限は(75)式の與へるものより相當に小なるもので良いことになる。然し鐵筋の屈曲部には上記の  $\sigma_0$  の外に、之と直角の方向に張應力が生じて、コンクリートを割裂せんとする傾向があるから、 $R$  を餘り小とすることは望ましくない。故に之等の事情を考慮に入れゝば、前述の土木學會の示方書等で規定された鐵筋の屈曲半徑は蓋し穩當な値であらう。

#### § 54. 鐵 筋 の 被 覆

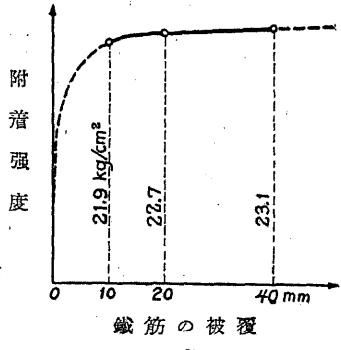
鐵筋の被覆又は被厚と稱するものは、最外側の鐵筋表面とコンクリート表面間との最小距離であつて、第 128 圖に於て  $a$ ,  $b$  及び  $c$  にて示せるものである。鐵筋をコンクリートにて被覆する目的は、第一に鐵筋とコンクリートの附着力を充分にするため、第二には風雨、濕氣、海水等の爲に鐵筋に錆の生ずるのを防ぐため、第三には上記第二の條件中に述べた諸種の原因の爲に外側のコンクリートが腐蝕又は崩壊しても鐵筋が安全であるため等である。之等の中、第二と第三のものは之を同時に考慮することが出来る。

鐵筋の被覆と附着強度との關係に就ては未だ充分に正確な實驗もなく、また之を理論的に誘導する方法も發見せられて居ない。たゞ被覆が零の場合には附着強度も零に近くなる筈だから、一般に被覆の大なる程附着強度の大となるべきは想像に難くない。實際バッハが端に鉤の

無い抗張鐵筋を有する桁の彎曲試験に於て、鐵筋の被覆を 10, 20 及び 40 mm に變化して實驗した結果<sup>(1)</sup>を圖示すれば第 127 圖であつて、若し著者の想像が許されるならば、附着應力と被覆との關係は第 127 圖の曲線で示す様なものにならう。此の實驗の場合は、鐵筋直徑は 25 mm であつたが、之より推して鐵筋が丸鋼であつて其の寸法が著しく大ならざる限り、またコンクリートが劣等なものでない限り、普通の場合附着強度に對しては 10 ~ 20 mm 以上の被覆があれば充分と思はれる。然し鐵筋として形鋼若くは角鋼を使用する場合には之を相當に大とする必要があり、また寸法の大なる粗骨材を使用する場合には、型枠と鐵筋との間に粗骨材が挿まつて其の下に空隙を残さない様に、被覆を粗骨材の最大寸法以上にする必要がある。

次は鐵筋の錆に就てあるが、鐵の錆は酸素及び炭酸瓦斯等を含む水分が金屬鐵に作用して生ずる鐵の酸化物であつて、他の金屬にあつては少許の錆の生することに依つて其の後の錆の發生を防ぐものもあるが、普通の構造用鋼の場合には一旦錆が發生すれば錆は漸次内部に進展し、其の停止する所を知らない。普通の鋼鐵構造物ならば其の表面に塗料を施し、或は之を時宜に應じて塗更へて錆の發生を防ぐことが出来るが、コンクリート中の鐵筋に於てはかかる事が出來ない。従つてコンクリート中の鐵筋に一旦錆が生じた場合には、其の錆は益々進展し、鐵筋の有効斷面積を減少し、且つ錆の容積が原鐵より著しく大なることに依つて附着力を減少し、遂には該構造物を危険なる状態に導くものである。然るに幸なる哉、セメントはアリカリ性のものであつて夫自身として防錆力を有し、今迄の實驗及び經驗の結果より見て、適當なコンクリート中に適當な被覆を有する鐵筋には殆んど錆が生じない。此の事實はまたコンクリートと鋼鐵とを併用する重大なる理由の一つである。

防錆に必要な鐵筋の被覆を明確に決めることは勿論不可能なことである。多くの實驗結果より普通の場合には約 20 mm の被覆で充分である。然し乾燥の度の激しい所、煤煙、海水又は其他の化學薬品に接する様な部分では被覆を 5 ~ 10 cm 以上にしないと充分でない。それはたとへセメントが防錆性を有するとするも、永年の間には之等の有害なものがコンクリートを食し、更にコンクリート中の空隙、若くは龜裂を通じて鐵筋迄達するからである。従つて此の様な場合には、鐵筋の被覆を大にすると共に、コンクリートの品質の優秀なものを使用し、そ



第 127 圖

(1) Handb. f. Eisenbetonbau, I. Bd., 3. Aufl., 1921, S. 131.

の空隙を成可く小に、且つ其の抗張強度を大にすることが必要である。

高溫度に於て鐵の鏽は著しく早く發生する。また高熱に遭ふとコンクリートが崩壊する虞がある。故に此の二つの理由に依り高熱に曝さるゝ部分、又は耐火性を必要とする部分に於ては約5cm以上の被覆とし、且つコンクリートの骨材として膨脹率の小なる安山岩、玄武岩等の如きものを使用する必要がある。

また鐵筋の被覆の厚さは構造物の種類及び其の施工方法に依つて加減すべきは勿論である。例へば版或は壁の如く厚さ或は寸法の小なるものに於ては、鐵筋の配置も可成り正確に行ひ得べく、且つコンクリートの搗き固めも樂であり、鐵筋の寸法も一般に小であるから、鐵筋の被厚を成り小とすることが出来る。また之を小にしなければ一般に強度上損になる。然し柱、橋梁、基礎構造物等の寸法大にして且つ大形の鐵筋を使用する場合には、鐵筋の配置が設計圖の通り正確に行はれることも期し難く且つコンクリートの搗き固めも充分に行ひ得ないから、鐵筋の被覆は之を相當大にしければならない。

鐵筋の被厚に関する規定の一例として、土木學會の示方書を見るに第57條に於て、普通の場合に對し(第128圖参照)

$$a > 10 \text{ mm}, \quad b > 15 \text{ mm}, \quad c > 20 \text{ mm}$$

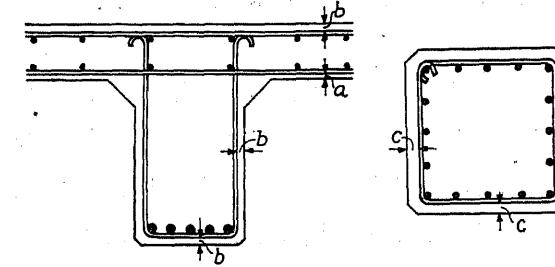
と規定し、寸法大にして重要な構造物、又は風雨に曝さるゝものに對しては

$$a > 20 \text{ mm}, \quad b > 25 \text{ mm}, \quad c > 40 \text{ mm}$$

とし、煤煙、乾濕、鹽分等の有害なる影響を受ける虞れある部分で、特に之に對する保護のない場合には上記の被厚を夫々20mmだけ増加すべしと規定して居り、更に床版上面又は柱等で損傷又は摩耗の虞れある部分では、其の寸法を應力計算上必要なるものより10mmだけ厚くすることを規定して居る。

### § 55. 鐵 筋 の 間 隔

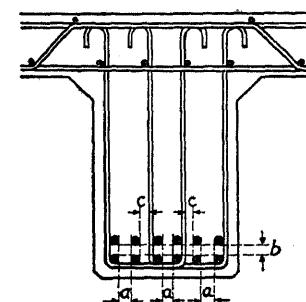
鐵筋相互間の距離即ち鐵筋の間隔は構造部分の種類、目的又は寸法等に依つて大いに異なるものであるが、鐵筋とコンクリートとが單一のものとして働き得るためには、鐵筋の間隔を餘り大とすることは出來ない。また鐵筋の周圍にコンクリートが充分に行き亘つて、鐵筋とコン



第 128 圖

クリートとの間に充分なる附着強度を發揮せしめるたあには、鐵筋の間隔を餘り小とすることは出來ない。

鐵筋の間隔を理論的に算定する方法は未だ發見されて居ない。従つて之に就ては夫々適當なる示方書の規定する所に依つて之を適當に決定せねばならない。鐵筋の間隔が大となり過ぎて困る様な場合は、實際に於ては餘り多くない。然し版又は壁等に於ては、主鐵筋の中心間隔は20cmより大としないことが望ましい。實際に於て最も屢々考慮を要するは、鐵筋の最小間隔である。即ち桁の抗張部分等に於ては所要鐵筋量が大となつて、鐵筋の間隔が小となる。之に就ては各種の示方書中に於て夫々規定されて居るが、第129圖の様な場合には、主鐵筋の最小間隔aは成るべく25mm又は直徑の1.5倍以下にならない様にすべきであり、また鐵筋の下部にコンクリートがよく行き亘る爲には、鐵筋の最小間隔は少くとも使用粗骨材の最大寸法より大でなければならない。然し第129圖に示すが如く、鐵筋の垂直の方向の間隔または鐵筋の交叉する部分の間隔は上記の水平方向の間隔より小として差支へがない。



第 129 圖