

参 考 資 料

第 20 卷 第 5 號 昭和 9 年 5 月

電弧銲接に就ての最近の報告

(Recent Welding Studies Reported in Chicago)
Eng. News-Record, Oct. 12, 1933.

去る 10 月 2 日より 6 日に亙りシカゴで開催された American Welding Society に於て構造用鋼、亜鉛鍍金した鋼、鑄鋼等の銲接と、水中の銲接とに就ての報告があつたから茲に簡単に記載する事とする。

ニッケル鋼の電弧銲接

Watertown Arsenal に於て爲した構造用ニッケル鋼の電弧銲接の實驗及び實際作業に就て W. L. Warner 氏が次の如く報告を爲して居る。使用した材料は 1/4 in. 又はこれより薄い普通の鋼で、その含有物の組成はニッケル 3.1~3.3%、炭素 0.30~0.40%、マンガン 0.50~0.70%、燐は最大限度 0.04%、硫黄は最大限度 0.05%、珪素 0.15% であつた。裸銲接棒を用ひた衝合接手では、一般に構造用炭素鋼の銲接の場合よりも銲接部が多孔質になつて居る。又裸銲接棒を用ひた場合にはニッケル鋼上に存する銲著金屬の porosity は電弧の長さ及び銲接棒の運行速度に依つて非常に敏感に影響を受ける事がわかつた。又被覆銲接棒から構造用ニッケル鋼上に銲著した金屬の porosity に對する電壓や銲接棒の運行速度の影響は裸銲接棒を用ひた時程敏感ではなかつた。

構造用炭素鋼鋼上に被覆低炭素銲接棒で銲接した場合の抗張力は 60 000~65 000 #/in² であるが、構造用ニッケル鋼鋼厚さ 1/4 in. のものに同じ銲接棒を用ひて銲接した場合の抗張力は 95 000~100 000 #/in² を示して居る。この差異は母材からニッケルを吸収する事に主として起因して居るのである。併し鋼の厚さが増加すれば銲著金屬の合金含有度は鋼のそれよりも低減して鋼の強度に比して銲接の強度は減じて来る。

Watertown Arsenal での實驗に依れば健全なる銲著金屬と良好な衝撃強度とを得るには被覆銲接棒を用ひねばならないと云ふ事がわかつた。又この實驗に依つて、ニッケル鋼の銲接に用ふる銲接棒に適當な被覆劑は低炭素鋼の銲接に用ふる銲接棒に必要な被覆劑と必ずしも同類なものではないと云ふ事がわかつた。併し適當な被覆劑は如何なるものであるかと云ふ事に就ては未だ確かなことが判らない。銲接の際發生する熱が母材に及ぼす影響(硬度の増加)は構造用炭素鋼の銲接の場合よりも構造用ニッケル鋼の銲接の場合の方が大きい。この原因はニッケル鋼は炭素含有量が多く又ニッケルを含んで居るからである。然し若し銲接に當り各層の盛金を速かに行ひ銲接部の周圍を熱して急激な冷却が起らない様にすれば、銲接部の硬化を著しく減ずる事が出来る。

現在の状態では、充分満足の出来る様なニッケル鋼用の被覆銲接棒は未だ發賣されて居ない。何か適當な合金鋼用の銲接棒が速かに發見されるのを希望するものである。Warner 氏に依れば 1% のモリブデンを含み普通の被覆劑を塗布した銲接棒は良結果を興へた由である。

鍍金した鋼の電弧銲接

米國海軍省の Leon C. Bibber 氏はその報告の大部に於て、鍍金した構造用部材の電弧銲接の實驗及び研究に就て述べて居る。用ひた試験片は 1/8~1/2 in. の厚さの鋼から成り立つて居る。この實驗より一般的に次の様な事が言へる。鍍金した物に對する銲接の影響は無視してよい、又銲接部に對する鍍金の影響に就ても實用的には何等問題とす可き點はない。併し鍍金した鋼に銲接を爲す場合には、銲接工の健康に付て重大な問題が残つて居るのである。

結論を擧ぐれば次の様である。

(a) 鍍金した鋼の厚さが $1/3$ in. 又は $1/2$ in. 以上の場合には、鋼の片側に溶接しても他の側の鍍金々屬は焼け落ちない。

(b) 溶接の際發生する熱に依つて鍍金が焼け落ちて、鍍金した物の腐蝕に對する抵抗の減少は著しくはないやうである。

(c) 亜鉛の被膜は溶接部の趾に沿ふて非常に狭い部分が完全に焼け落ちる。溶接部から相當離れた處まで亜鉛は熔融するがこの熔融帶の防護作用は行はれない。

(d) 被覆溶接棒は裸溶接棒よりも亜鉛が焼け落ちる範囲が稍々廣い。

(e) 鍍金した物に single-bead の溶接を爲す場合には、鍍著金屬の porosity をいくらか増すが、豫想されるほど大したものでもない。multiple-bead の溶接の場合には porosity の増加は無視してよい。

(f) 鍍金したものに single-bead の溶接を爲す場合には鍍著金屬の強度を幾らか減ずるが、multiple-bead の場合は殆んど減じない様である。

(g) 腐蝕に對する抵抗は裸溶接棒を用ひても被覆溶接棒を用ひても殆んど差異を認めないやうである。

(h) 小さい single-bead の隅肉は腐蝕に對し元の鍍金鋼と同じ程度の抵抗を有する様であるが、大きな multiple-bead の溶接は容易に侵される。

電弧溶接と銲接との比較

West Virginia 大學で爲された溶接及び銲接の山形鋼部材の抗張試験に就て R. P. Davis 及び G. P. Booms-liter 氏が報告して居る。試験した試験片は次の様なものである、即ち單一の山形鋼、連結鋼の同じ側に着けた2つの山形鋼、連結鋼を挟んだ2つの山形鋼、2枚の連結鋼を有する2つの山形鋼、2枚の連結鋼を有する4つの山形鋼である。この實驗より大體次の様な結論を得た。單一の山形鋼又は連結鋼の同じ側に着けた2つの山形鋼より成る抗張材に於ては單位極強力度は母材の強度の約 $2/3 \sim 3/4$ である。連結鋼の兩側に着けた2つの山形鋼、又は2枚の連結鋼を有する2つの山形鋼又は2枚の連結鋼を有する4つの山形鋼より成る抗張部材に於ては銲接の場合よりも高い極強力度 (net section を考へて) を示す。又銲接の場合は部材の彈性限度は鋼の彈性限度の約60%であるが、溶接の場合には鋼の彈性限度の約75~90%である。單一の山形鋼又は連結鋼の同側に着けた2つの山形鋼より成る抗張部材に於ては部材の彈性限度は溶接も銲接も略同じであつて、鋼の彈性限度の約 $1/2$ である。

鑄鋼の電弧溶接

構造物の工作に當つて屢々鑄鋼と鑄鋼又は壓軋鋼 (rolled steel) への鑄鋼の溶接が必要である。Westinghouse 研究室の Charles H. Jennings 氏は鑄鋼の溶接に就ての研究を報告して居るが、それに依ると次の様な事が記載してある。

1. 裸溶接棒又は被覆溶接棒何れを用ひても、鑄鋼又は壓軋低炭素鋼の鑄鋼の電弧溶接は可能である。
2. 溶接は cast surface に對して何等害を及ぼさない、そしてその溶接の結果は削成した面に爲した溶接の結果と殆んど同じである。
3. 鑄鋼や hot-rolled low-carbon steel を色々組合せて溶接して見たが、その抗張強度の平均値は次に示す様である。

溶接鋼の組合せ	裸溶接棒	被覆溶接棒
cast to cast	15 800 (lbs/in ²) (lbs/in ²)

cast to hot-rolled	14 000 //	23 200 //
hot-rolled to hot-rolled	16 000 //	25 000 //
cast steel (parent metal)	22 000 //
hot-rolled (parent metal)	27 000 //

4. 屈曲試験より得た伸長率は、裸銲接棒を用いた場合は 8%、被覆銲接棒を用いた場合は 27~33% である。
 5. 破点 (fatigue strength) は大體次の様である。

接手の型	裸銲接棒	被覆銲接棒
隅 肉 接 手	64 300 (lbs/in ²)	75 000 (lbs/in ²)
衝 合 接 手	63 000 //	73 6000 //

水中での電弧銲接

Lehigh University で爲された水中での電弧銲接の實驗に就て N. S. Hibshman 及び C. D. Jensen 兩氏は次の報告を爲して居る。低炭素鋼鉄に對しては良好な性質の銲接が可能である。又この銲接方法は、熱の傳達を制限する場合とか、空中のニッケルや他のガスから銲接を防ぐ場合の實驗等に對して有益な方法である。被覆銲接棒は電弧を保護して呉れる 故に最も良い結果を與へる、然し水中に黒い煙膜を生じたり銲滓の重い沈澱を生じたりしてビードの進行を妨げる缺點を伴ふ。電流は水中での銲接の場合には空氣中でやる時よりも多量に必要である。銲接棒の操縦は空氣中でやる場合よりもむづかしく且つ正確でなければならない。W. E. Harvey 氏は水中で爲した銲接の冶金學的性質に就て 報告を出して居るが、その報告に於て銲接の際發生する熱が水を通して多量に失はれる故に銲接部に隣接する母材の粒狀組織の粒狀は空氣中で銲接をやつた場合よりもずつと微細なものになると云ふ事を指摘して居る。水中での銲接物は 斯様に粒狀が微細になる故に強度を増加するのであるが、併し一方には空氣中で爲した銲接物よりも伸長度を減ずるものである。(富田 惠吉 抄譯)

天然の地山に於ける岩石の應力と構造状態

(P. Kühn; Spannungs und Strukturzustand des Gesteins im ungestörten Gebirge, Glückauf 69 Jahrg. Nr. 25, 1933, S. 560-563.)

坑道或は隧道の掘鑿の際絶えず種々なる形で認められる地壓の現象は、天然の儘の擾されない地山に横坑を開鑿したため、その附近の應力分布を變化した結果によるものである。この問題を考へるには先づ天然の地山に於ける岩石の應力と構造状態を明かにしておくことが必要である。採鑛方面の文獻に見ると地山の中の應力を屢々 hydrostatic 或は plastic と假定してゐる。この考へは地山の内部の一點が横方向に變形し得ないといふ事實に基くものであるが、元來固體内部の應力はその内部構造と密接な關係にあるものであつて、單に各部分の横方向の變形が不可能であることに依つて地山の應力を hydrostatic と決論することは速断である。

物體に働く力は凡てその内部に變形と應力とを發生するが、その物體が有限の小さいものである場合と無限に連續した固體である場合とでは、發生する應力は相違する。今物體の内部の一點 o から各稜が鉛直及び水平方向に一致する様に立方形の小部分を取出す。 γ を單位容積の重量、 h を o 點から上の物體の高さとすれば、取出した立方體は横方向の膨脹が自由であるから、

$$\sigma_1 = -\gamma h, \quad \sigma_2 = \sigma_3 = 0,$$

又無限大の地山の中の一小部分は横方向の変形が阻止されてゐるから、 m を地山の材料のポアソン比とすれば

$$\sigma_1 = -\gamma h, \quad \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_1 / (m-1)$$

となる。茲に負號は壓應力、正號は張應力を表はす。

即ち地山に發生せる應力は軸對稱の形であつて、これが hydrostatic の應力となるには軸應力 σ_1 が嚮面應力（嚮面に働く應力） $\sigma_2 = \sigma_3$ に等しくなり、それには $m=2$ とならなければならない。今軸方向とこれに直角な方向の長さの變化を ϵ_1 及び ϵ_2, ϵ_3 で表はせば、壓力が小さい間は σ_1 と ϵ_1, ϵ_1 と ϵ_2 との間に Hooke の比例法則が成立つ。岩石の $m (= \epsilon_1/\epsilon_2 = \epsilon_1/\epsilon_3)$ の値は Bauschinger 及び Bach の實驗に従へば 12~5 である。併し應力が大きくなると、 σ_1 と ϵ_1, ϵ_1 と ϵ_2 との間の直線的比例關係は破れて m は $2 < m < \infty$ の間に變化する。第 2 圖には m の變化が地山の嚮面應力に與へる影響を示したが、 m が ∞ から 11 まで減少する間に嚮面應力 σ_2 は σ_1 の 0% から 11% までしか増大しないが、それから先は m が 2 まで徐々に一様に減少する間に非常に速かに軸應力 σ_1 の 100% まで増大する。

尚ポアソン比 m と、物體の容積變化 $e = \frac{\Delta v}{v}$ の間にも

$$e = (1 + \epsilon_1)(1 - \epsilon_1/m)^2 - 1$$

の關係がある。この式を展いて ϵ_1^2 の項を省略すれば (ϵ_1 は最大 0.008 程度の小さい値)、

$$e/\epsilon_1 = 1 - 2/m$$

を得る。 e/ϵ_1 の値も同様に m が ∞ から 2 まで減少する間に 1.0 から 0 まで減少する (第 2 圖)。この曲線から見て嚮面應力が一様に増大すれば、軸應力による容積縮少は非常に速かに減少することを識る。茲に一定軸應力の下での嚮面應力の増大は材料のポアソン比 m の減少を意味する。物體の plastic 變形の條件は

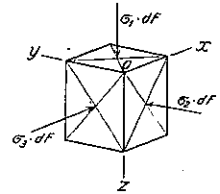
$$e = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = 0$$

で與へられるから、若し嚮面應力が軸應力に等しくなれば $m=2, e=0$ となつて地山は plastic の状態に變遷する。

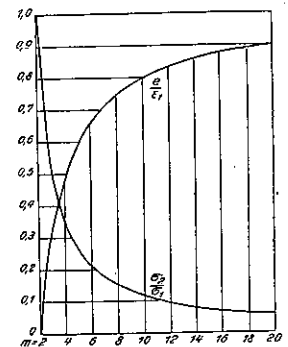
次に材料の應力變形率曲線に就てこれらの關係を説明すると、第 3 圖の如き特性を有する材料は、應力 450 kg/cm² までは明かに弾性を保持してゐるが、それから先は曲線への切線の傾角 α_1 が小さくなる程材料は弾性を失つて殘留變形が増大し、曲線が水平になると材料は完全な plasticity の状態に入る。即ち切線の傾角が 0 の點で $m=2$ となり、それ以外の點では m は 2 より大きな値をとる。

最後に Kármán が大理石と砂岩に凡ゆる方向から非常な高壓を加へてその應力構造の變遷を試験した結果によれば、脆い固體が plastic な状態に移り變るには單に加へられた應力が非常に大きいのみではなく、軸應力 σ_1 と嚮面應力 σ_2 とが或る比をとらなければならない。第 4 圖及び第 5 圖に就てこれを見ると嚮面應力 (σ_2) が 0 からその値を増大して行くと脆い構造は漸次 plastic な状態に變遷するが、この程度は嚮面應力が大きくなる程次第に減少し、それと同時に必要な軸應力は非常に大き

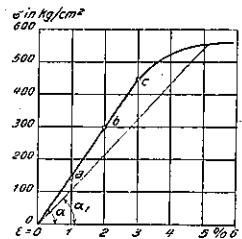
第 1 圖



第 2 圖 $\sigma_2/\sigma_1 = 1/(m-1)$ 及 $e/\epsilon_1 = 1 - 2/m$ と m との關係

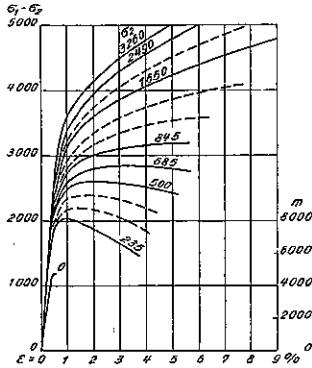


第 3 圖 應力變形率曲線の一例

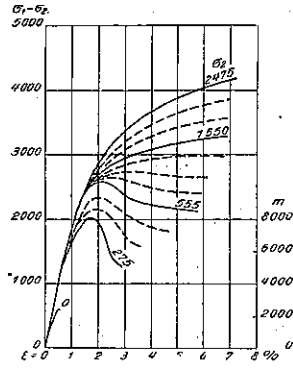


な値となる。

第 4 圖 四圍から壓力を受け
た大理石の變形曲線



第 5 圖 四圍から壓力を受け
た砂岩の變形曲線



普通鑛山或は隧道で遭遇する數百米の被りは高々 100~200 kg/cm² の壓力にしか相當せず、斯る壓力の下では砂岩若くは大理石の特性曲線は未だ plastic の状態に入るべき傾角を示さず、この壓力は少くも 1500 kg/cm²、従つて深さ 6000 m (岩石の單位容積の重量を 2.5 ton/m³ とし) はなければならない。

以上の考察によつて結局天然の地山の中の應力が hydrostatic 或は plastic の状態にあるためには、非常に大きな深さに於て岩石のポアソン比が著しく減少してその最小値 2 に近づき、同時に材料の容積變化が消滅することを要し、吾人の達し得る深さでは斯る状態を假定する必要はない。寧ろ理論的の計算には第 4 圖及び第 5 圖の直線部分から見て相當の深さまでは Hooke の法則が成立つものと假定し m に適當な一定値 (5~10) を選ぶ方が誤謬が少いと考へる。

(野坂孝忠 抄譯)

立體曲線橋の計算

(Melan; Zur Berechnung räumlich gekrümmter Stahlbrücken,
Der Bauingenieur, 14 Jahrgang Heft 37/38, 1933. S. 463-467.)

主桁が水平面内で彎曲せる結構橋を、1. 1 組の上横構と各格間毎に横斜材 (cross diagonal) を有する型式と、2. 2 組の上、下横構を有する型式に分ち、それぞれの力學的性質を明かにした。その結果後者の型式は前者より 2 つの主桁の弦材應力の差が著しく小さいことを認めた。

1. 靜定立體結構橋

立體結構橋が靜定構造なるためには、主桁は上或は下の 1 組の横構の各格間に横斜材で結合され、冗材を除けば單なる三角形の連鎖より成る結構系に變へられなければならない。これを構成する部材の數は內的靜定に必要な本數より 1 本文少く、支點には 7 個の支持條件を必要とする。即ち 1 個の固定支點、1 個の縦に動き得る支點と 2 個の縦及び横に動き得る支點を必要とする。

今第 1 圖の如き橋梁軸が半徑 r の圓曲線で彎曲せる曲線橋を考へれば、下弦材の格點 m, m' に働く水平力は弦材の方向に

$$H = \frac{M}{h} \sec \varphi, \quad H' = \frac{M'}{h} \sec \varphi$$

である。 M, M' は内側及び外側主桁に働く力の、 mm' 面に直角に測つた腕に依る力率である。茲に 2φ は弦材 a の含む中心角で $\sin \varphi = a/2r$ に依つて與へられる。 H, H' は床桁の方向に

$$R = \frac{M}{h} \frac{a}{r} \sec \varphi, \quad R' = \frac{M'}{h} \frac{a}{r} \sec \varphi$$

なる力を及ぼす。これは又横斜材に $D = (R + R') \sec \alpha$ 、2本の主桁に下向及び上向の鉛直力

$$V = (M + M') \frac{a}{rb} \sec \varphi$$

を發生する。力率 M, M' は、2個の主桁の荷重 P, P' に依る力率 m, m' と V に依る力率 $-M^V, M'^V$ に分けられるから、

$$V = (m + m' - M^V + M'^V) \frac{a}{rb} \sec \varphi$$

橋梁軸に働く力率を m_0, m'_0, M_0^V で表はせば

$$m = m_0 \left(1 - \frac{b}{2r}\right), \quad m' = m'_0 \left(1 + \frac{b}{2r}\right), \quad M^V = M_0^V \left(1 - \frac{b}{2r}\right), \quad M'^V = M_0^V \left(1 + \frac{b}{2r}\right),$$

となり、次式を得る。

$$V = \left[m_0 + m'_0 + (m'_0 - m_0) \frac{b}{2r} \right] \frac{a}{rb} \sec \varphi + M_0^V \frac{a}{r^2} \sec \varphi \dots \dots \dots (1)$$

先づ上式の最後の項を省略して V を計算し、次に斯くして求めた M^V の値を用ひて V を補正する。偏平な曲線橋ではこの補正を省略し、又 $\sec \varphi = 1$ と置いてよい。斯くて V, M^V が求まれば腹材の應力及び、 $M = m - M^V, M' = m' + M'^V$ より弦材の應力が求められる。床桁は左側より張力 R 、右側より壓力 R を受ける。上横構の面内に水平に作用する荷重に對しては曲線橋は直線橋と全く同一の作用をなし、單に横構部材及び兩端の横斜材に應力を發生するのみである。

以上は各格點が完全な蝶番の場合であるが、弦材を連続したり、主桁を鉸桁としたりして剛性を與へるときは鉛直2次應力 V は減少し、その代り弦材の彎曲應力が増大する。

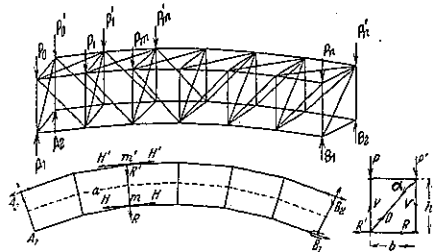
例、第2圖の如き $r = 200$ m の圓曲線橋の第3格點に P, P' なる荷重が加はる。 $a = b = 3$ m, $h = 4$ m とし、近似的に $\sec \varphi = 1$

とをき、彎曲力率は $l = 300$ m の橋梁軸を展開して計算する。然るときは内側、外側主桁の力率は、その中間値より 22~44% の偏差を示す。第2圖には $P = P'$ の場合の内側、外側主桁の弦材應力を示した。

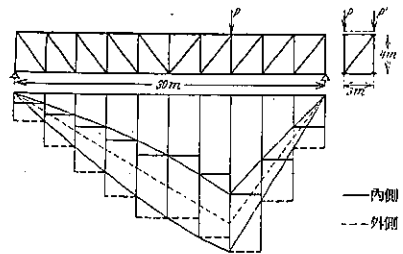
2. 2組の横構と再端に横斜材を持つ內的靜定結構橋

三角形の連鎖より成る斯かる內的靜定結構橋は、7個の支持條件によつて外的不靜定構造となる。第3圖の如く格點に作用する鉛直荷重 P, P' に依つて鉛直反力 A_1, B_1 及び A_2, B_2 を發生したものとす。

第1圖

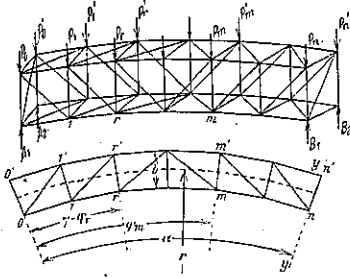


第2圖 型式1.の上弦材應力

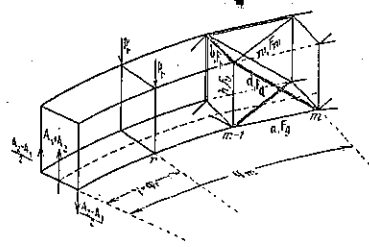


4 個の反力を求めるには鉛直力の總和及び、圓曲線の中心を原點とする直交軸 X, Y に関する力率の總和を 0 と置いて、

第 3 圖



第 4 圖



$$\begin{aligned}
 A_1 + A_2 + B_1 + B_2 &= \sum_0^n P + \sum_0^n P', \\
 (A_1 + A_2)r \sin \alpha + (A_2 - A_1) \frac{b}{2} \sin \alpha &= \sum_0^n (P + P') r \sin(\alpha - \gamma) \\
 &\quad + \sum_0^n (P' - P) \frac{b}{2} \sin(\alpha - \gamma), \\
 (A_1 + A_2)r \cos \alpha + (A_2 - A_1) \frac{b}{2} \cos \alpha &+ (B_1 + B_2)r + (B_2 - B_1) \frac{b}{2} \\
 &= \sum_0^n (P + P') r \cos(\alpha - \gamma) + \sum_0^n (P' - P) \frac{b}{2} \cos(\alpha - \gamma)
 \end{aligned} \quad \dots (2)$$

を得、4 番目の式は變形から導く。そのため第 4 圖の如く m 番目の格間を考へ、曲線の彎曲を僅少と見做して内側及び外側主桁の m, m' 番目の格點に於ける主桁の彎曲率を $M_{bm} = M_b, M_{b(m-1)} = M_b'$ 、不平衡反力に依る回轉力率を M_{tm} とする。然るときはこの部分の部材に發生する應力及び變形仕事は次表の如くなる。

部 材	長さ	斷面積	應 力	變 形 仕 事
上 弦 材 1	a	F_g	$-\frac{M_b}{h} - \frac{M_t}{2h} \cdot \frac{a}{b}$	$\frac{1}{2EF_g} \cdot \frac{a}{4h^2} \left(M_b + M_t \frac{a}{b} \right)^2$
” 1	a	F_g	$-\frac{M_b}{2h}$	$\frac{1}{2EF_g} \cdot \frac{a}{4h^2} M_b^2$
下 弦 材 1	a	F_g	$+\frac{M_b'}{h} + \frac{M_t}{2h} \cdot \frac{a}{b}$	$\frac{1}{2EF_g} \cdot \frac{a}{4h^2} \left(M_b' + M_t \frac{a}{b} \right)^2$
” 1	a	F_g	$+\frac{M_b'}{2h}$	$\frac{1}{2EF_g} \cdot \frac{a}{4h^2} M_b'^2$
斜 材 2	$2d$	F_d	$+\frac{M_b - M_b'}{2a} \cdot \frac{d}{h} \pm \frac{M_t}{2b} \cdot \frac{d}{h}$	$\frac{1}{2EF_d} \cdot \frac{2d^3}{4h^2} \left(\frac{M_b - M_b'}{a} \pm \frac{M_t}{b} \right)^2$
鉛 直 材 2	$2h$	F_v	$-\frac{M_b - M_b'}{2a} \pm \frac{M_t}{2b}$	$\frac{1}{2EF_v} \cdot \frac{2h}{4} \left(\frac{M_b - M_b'}{a} \pm \frac{M_t}{b} \right)^2$
横 構 抗 壓 材 2	$2b$	F_r	$\frac{M_t}{2h}$	$\frac{1}{2EF_r} \cdot \frac{2b}{4h^2} M_t^2$
横 構 斜 材 2	$2w$	F_w	$\frac{M_t}{2b} \cdot \frac{w}{h}$	$\frac{1}{2EF_w} \cdot \frac{2w^3}{4b^2h^2} M_t^2$

上表の變形仕事を格間 $1 \sim n$ について加算したものを總變形仕事 a とする。この中 M_{bm}, M_{tm} は第 4 圖の記號に従つて

$$\left. \begin{aligned} M_{bm} &= M_{t0} \sin \varphi_m + (A_1 + A_2)r \sin \varphi_m + m_{bm}, \\ M_{tm} &= M_{t0} \cos \varphi_m - (A_1 + A_2)r(1 - \cos \varphi_m) + m_{tm} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3)$$

茲に

$$\left. \begin{aligned} M_{t0} &= (A_2 - A_1) \frac{b}{2} \\ m_{bm} &= - \sum_{\gamma=\varphi_1}^{\gamma=\varphi_m} \left[(P+P')r + (P'-P) \frac{b}{2} \right] \sin(\varphi_m - \gamma) \\ m_{tm} &= - \sum_{\gamma=\varphi_1}^{\gamma=\varphi_m} \left[(P+P')r(1 - \cos \varphi_m - \gamma) - (P'-P) \frac{b}{2} \cos(\varphi_m - \gamma) \right] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(4)$$

次に $\frac{\partial a}{\partial M_{t0}} = 0$ の條件式に $\frac{\partial M_{bm}}{\partial M_{t0}} = \sin \varphi_m$, $\frac{\partial M_{tm}}{\partial M_{t0}} = \cos \varphi_m$, 及び $\frac{\partial M_{tm}}{\partial M_{t0}} = 0$ の關係を代入すると,

$$\left. \begin{aligned} (A_2 - A_1) \frac{b}{2} \left\{ \sum_1^n K_m \cos \varphi_m + \sum_1^n (C_m \sin \varphi_m + C'_m \sin \varphi_{m-1}) \right\} \\ - (A_1 + A_2)r \left\{ \sum_1^n K_m(1 - \cos \varphi_m) - \sum_1^n (C_m \sin \varphi_m + C'_m \sin \varphi_{m-1}) \right\} \\ + \sum_1^n K_m m_{tm} + \sum_1^n C_m m_{bm} + \sum_1^n C'_m m_{b(m-1)} = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(5)$$

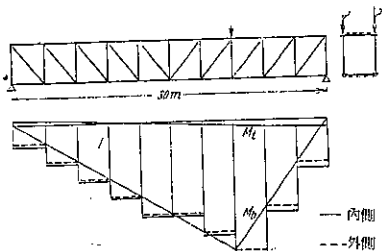
茲に

$$\left. \begin{aligned} K_m &= \frac{F_0}{F_y} \left[\left(1 + \frac{d^3}{a^3} \cdot \frac{F_y}{F_u} + \frac{h^3}{a^3} \cdot \frac{F_u}{F_v} + \frac{b^3}{a^3} \cdot \frac{F_u}{F_r} + \frac{w^3}{a^3} \cdot \frac{F_u}{F_w} \right) \frac{a}{b} \cos \varphi_m \right. \\ &\quad \left. + \sin \varphi_m + \sin \varphi_{m-1} \right] \\ C_m &= \frac{F_0}{F_y} \left[\left(\cos \varphi_m + \frac{b}{a} \sin \varphi_m \right) + \left(\frac{d^3}{a^3} \cdot \frac{F_u}{F_u} + \frac{h^3}{a^3} \cdot \frac{F_u}{F_v} \right) \frac{b}{a} (\sin \varphi_m - \sin \varphi_{m-1}) \right], \\ C'_m &= \frac{F_0}{F_y} \left[\left(\cos \varphi_m + \frac{b}{a} \sin \varphi_{m-1} \right) - \left(\frac{d^3}{a^3} \cdot \frac{F_u}{F_u} + \frac{h^3}{a^3} \cdot \frac{F_u}{F_v} \right) \frac{b}{a} \sin \varphi_m - \sin \varphi_{m-1} \right] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(6)$$

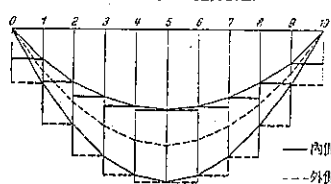
この (5) 式と (2) 式の 2 番目の式から A_1, A_2 を求め、次いで B_1, B_2 を求めれば、 M_{bm}, M_{tm} より各部材の應力が決定される。載荷が橋梁中心點に對し對稱形の場合は $A_1 + A_2 = \frac{1}{2} \Sigma(P+P')$ となり (5) 式は不必要となる。

例 寸法、荷重は前例と同一とし、唯各格間毎の横斜材の代りに下横構を有するものとする。各部材斷面積の比を格間によつて $F_0/F_y = 2.0 \sim 1.0$, $F_0/F_u = F_0/F_v = 8.0 \sim 1.2$, $F_u/F_r = 10 \sim 5.0$ 及び $F_y/F_w = 2.0 \sim 2.4$ の間に假定する。第15圖は $P=P'$ なる場合 2 本の上弦材に發生する應力を示すが、第2圖と比較して型式 2. は型式 1. に比し内外の弦材應力に殆ど差がないことが認められる。

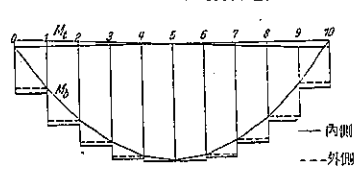
第 5 圖 型式 2. の上弦材應力



第 6 圖 滿載滿重に依る型式 1. の上弦材應力



第 7 圖 滿載滿重に依る型式 2. の上弦材應力



尚各格點に全部荷重が載つた場合、2 本の上肢材に發生する應力の差を第 6 圖及び第 7 圖に示したが、型式 1. は橋梁中心で、平均値から 34% の偏差を示せるに反し、型式 2. は逆に中央で偏差 0、兩端で極く僅かの量を示すに過ぎない。勿論横構には後者の方が遙に大きい應力を示してゐる。(野坂孝忠抄譯)

コンクリートの有効面空隙率

(K. Terzaghi u. L. Rendulic, "Die wirksame Flächenporosität des Betons." Zeitschrift des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines, 86 Jahrg. Heft 1/2 1934 S. 1-9.)

有孔質の材料の破壊面に沿ふ空隙率を有効面空隙率と名づけ、コンクリートの有効面空隙率を測定して水中に於ける揚水壓を計算したのが本文である。實驗の結果によればコンクリートに働く揚水壓力は、これと同一の空隙率を有する砂の堆積に働く揚水壓力より僅か數 % 少ないに過ぎず、普通の計算に依る値の 2~4 倍に當つてゐる。

有孔質の物體に働く揚水壓力の問題は、 γ を水の比重、 n をコンクリートの空隙率(コンクリートの中の空隙の全容積をコンクリートの全容積で除したるもの)、 n' を結合材(セメント)の空隙率とすれば、深さ H に於て斷面積 F の柱に働く揚水壓に抵抗すべき柱の張應力は(第 1 圖)、P. Fillunger に依つて

$$A = \gamma FH(n' - n) \dots \dots \dots (1)$$

で與へられてゐる。上式の右邊の $\gamma FHn'$ の項は平面斷面 a-b に働く揚水壓、 γFHn の項は空隙中の含水に依る水壓である。今若しコンクリートの骨材を空隙率 n' なるセメントで置換へたとすれば $n = n'$ となり揚水壓は相殺消滅する。従つて Fillunger の説に従へば“一樣な空隙率をもつ均質な材料よりなる物體の内部には揚水壓力は働かない”結果となる。

第 1 圖の柱を乾いた状態で破壊するまで引張れば破壊應力は

$$\sigma_k = P/F \dots \dots \dots (2)$$

となるが、この値は柱に空隙がなく應力が一樣に分布せるものと假定した値である。今破壊面を平面と假定してその面上の空隙率を容積空隙率 n' に等しいとすれば破壊應力は

$$\sigma_k' = P/F(1 - n') \dots \dots \dots (3)$$

で與へられる。併し實際の破壊面は幾何學的の平面でなく最小抵抗の不整な面であるから、眞の破壊應力は

$$\sigma_k'' = P/F(1 - n_w) \dots \dots \dots (4)$$

となる。茲に n_w は實際の破壊面に沿ふ空隙の面積を、平面上に投影した値である。次に第 1 圖に於て a-b を破壊面と考へると破壊面の空隙に働く水壓は $\gamma HF n_w$ 、a-b 面から上の柱の空隙中の含水の重量は $\gamma HF n'$ であるから斷面 a-b に働く力 A は

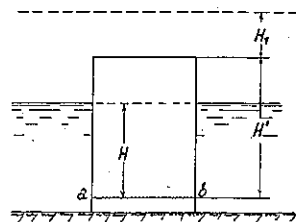
$$A = \gamma HF(n_w - n') \dots \dots \dots (5)$$

第 1 圖の柱がコンクリートの場合には

$$A_2 = \gamma HF(n_w - n) \dots \dots \dots (6)$$

柱の頂面が水面から H_1 の深さにあると

第 1 圖



$$A = \gamma H_1 F(n_w - n) - \gamma H_2 F(1 - n_w) \dots \dots \dots (7)$$

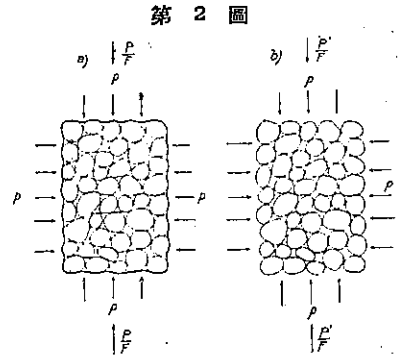
で與へられる。

實際の破壊面は最小抵抗の不整な面であるから、一般に平均等質の物體の n_w はその物體の容積空隙率 n' より大きい。又 n_w の値は第 2 圖に見る様に物體を構成する粒子の癒合の程度によつて異り、粘着力のない粒子が弛く集積した物體では $n=1$ の最大値に達し、破壊面が幾何學的の平面となる特別の場合には n' と一致する。即ち n_w は n' と 1 の間にある。

$$n' \leq n_w \leq 1 \dots \dots \dots (8)$$

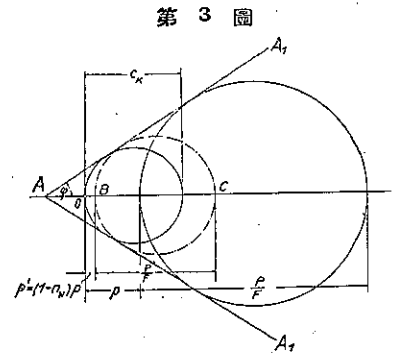
n_w を有効面空隙率と稱する。以後簡單のため不整な破壊面を平面と見做して、 $n' = n_w$ と假定する。

n_w を實驗的に求めるには、壓縮試験に於て上下壓の外に凡ゆる方向から荷重を加へるとこの追加壓力は單に破壊時の應力のみに影響する事實を利用して、破壊の瞬間の應力から破壊面の空隙率 n_w を算するのである。第 2 圖 a) 及び b) に示す如く水密の膜で包まれた乾いた供試體と、水が完全に滲透せる供試體を壓力 p の液體中で P 及び P' なる荷重で破壊したとする。然るときは破壊時に於ける上下壓に依る主應力の超過量は a) に對しては P/F , b) には P'/F となる。



第 2 圖

コンクリート、モルタルの如き材料の破壊應力を Mohr の應力圓に表はすと、第 3 圖の如く破壊時の 2 主應力の差を直径とする各應力圓は 1 本の破壊曲線に切する。今簡單のためこの曲線を直線と見做して AA_1 で表はし、又單なる上下壓のみによる破壊應力を σ_b とする。



第 3 圖

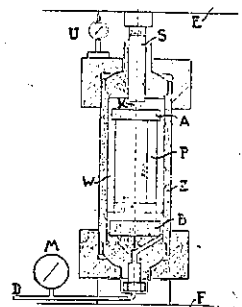
供試體 a) に加へられた水壓 p は單位面積に p なる應力を發生するが、供試體 b) では空隙を傳はつて pn_w なる水壓が供試體内部の空隙に働くから單位面積の材料に發生する實際の應力は $p(1-n_w)$ となる。即ち線分 OB は $p' = p(1-n_w)$ なる長さを持ち、この式から

$$n_w = 1 - p'/p \dots \dots \dots (9)$$

によつて n_w を求められる。

實驗装置は第 4 圖に示す如く内徑 110 mm の圓筒 Z の中に供試體 P を入れ、壓力水管 D から水 W を送つてその壓力を M で測定する。上下壓は圓板 A, B で供試體を挟み、ピストン S に依つて球 K を通じて加へる。この上下壓に依つて供試體 a) の主應力の差 P/F 及び供試體 b) の主應力の差 P'/F が與へられる。

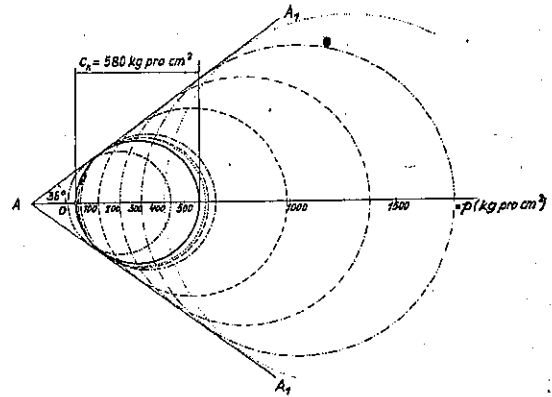
第 4 圖



水密性の膜で包んだ供試體 a) の壓縮實驗には既に Brandtzaeg が直徑 10 cm, 長さ 25 cm のコンクリート供試體を薄い眞鍮板で包んで種々なる壓力の下で測定した精密な値があり、Hertwig も直徑 30 cm の供試體を $p = 150 \text{ kg/cm}^2$ に至る軸壓力の下で振つた場合の抗剪強度 S の値を $s = 30 + 1.13 p$ で與へてゐるので、これ等の値を採用し本實驗は單に b) の場合のみを行つた摩擦角 ϕ の値は Brandtzaeg に依るときは壓力を 0 から 280 kg/cm^2 まで増加すると 44° から 36° まで減少し、

Hertwig に依ると壓力 150 kg/cm² まででは $\varphi = 48^{\circ}30'$ となる。併しこの實驗は壓力を 0~400 kg/cm² に變化する關係上 φ を 36° と假定し直線 AA₁ を水平軸に對し 36° の角に傾けた。實驗は骨材配合比、水・セメント比を異にする 3 種のコンクリート供試體 44 個に就て行つたが、第 5 圖はその一例で種々なる線で畫かれた相對應する 2 つの圓の中左側の太い線は b) の場合で圓直径は P/F、右側の細い線は a) の場合で圓の半径は P/F である。實際には

第 5 圖



$$p' = \frac{P/P - C_k}{2} \cdot \frac{1 - \sin \varphi}{\sin \varphi}$$

から p' を求め p と共に (9) 式に代入して n_w を求めた。3 種のコンクリートの n_w の平均値は 0.98 であつて殆ど 1 に近く、これと n' 及び n の値を計算から求めて (1) 式と (6) 式に代入、2 つの値を比較してみると (6) 式の揚水壓の方が (1) 式の値の 2~4 倍に達してゐる。

最後に有効面空隙率 n_w の物體中に滲透水の水流によつて發生する揚水壓を求めため、第 6 圖の如く一片の長さが單位長に等しい正方形部分を考へる。この正方形の邊 ad, bc を滲透水の流線方向、従つて ab, cd を等壓力線方向と一致せしめれば、各邊に働く水壓は圖示の如くなり、單位部分 abcd に働く力は

第 6 圖

$$p_s - p_s' = H\gamma n_w - (H - i + \cos \alpha)\gamma n_w$$

$$= (i - \cos \alpha)\gamma n_w \dots \dots \dots (10)$$

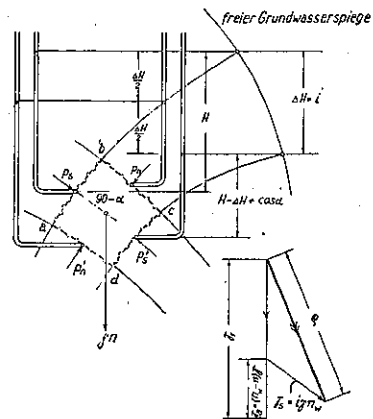
$$p_n - p_n' = -\gamma n_w \sin \alpha \dots \dots \dots (11)$$

及び含水の重量 γn の 3 つの力となる。次にこれらの 3 力を鉛直上向の揚水壓 γ_a 、流線方向の壓力 γ_s に分解すると

$$\gamma_a = \gamma(n_w - n) \dots \dots \dots (12)$$

$$\gamma_s = i\gamma n_w \dots \dots \dots (13)$$

となり、(12) 式は (6) 式の揚水壓に一致する。即ち有孔質の物體の中の滲透水の流れは上向きの揚水壓の他に水流の方向に向ふ壓力分力を有する。尙周邊條件さへ與へられればこの 2 つの力の大き及び方向を Forchheimer の等溫曲線の圖式解法に依つて容易に求めることが出来る。
(野坂孝忠 抄譯)



コンクリート強度に及ぼす温度影響

(A. G. Timms and N. H. Withey, "Temperature effects on compressive strength of concrete." Journal of Amer. Conc. Inst. Vol. 5 No. 3 pp. 159-180.)

この実験は普通セメント及び急硬性セメントで作ったコンクリートの 應圧強度に及ぼす 低温度の影響を調べたものである。

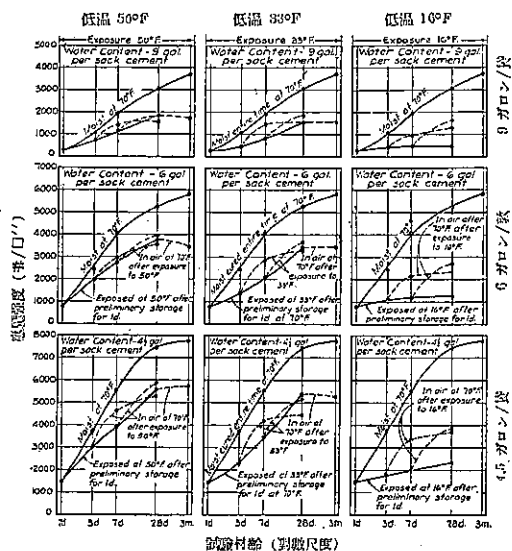
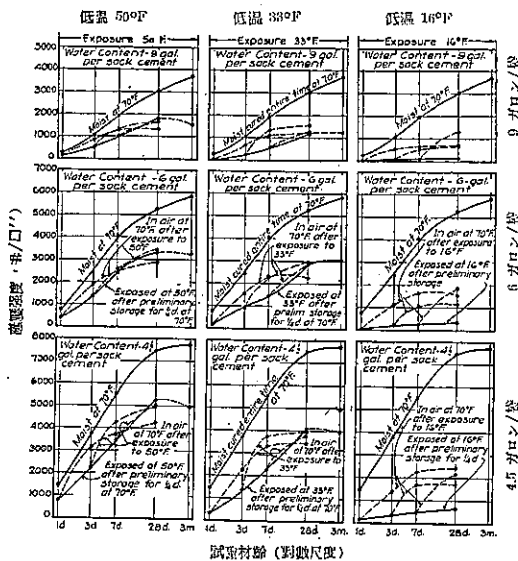
セメントは普通セメント 4 種類を實驗室で等量宛混合したもの急硬性セメントとを使用し、水量はセメント袋につき 4, 6 及び 9 ガロンの 3 種に定めて、軟度 (スランプ) を一定ならしめる様にセメント、砂、砂利の配合比を決定した。コンクリートは 1 1/2 切の混合機で 2 分間練つたものを、3×6 時のパラフィン仕上げをした厚紙製の型に 25 回宛搗固めて 3 層に詰め、これを 8~10 個宛纏めて木の枠に取付けた。供試體は各條件毎に 4 個宛を以つて 1 組とする。

供試體は總て低温室に入れる前、コンクリートを練つた際と同一温度の 70°F±6°F に於て、1/4, 2/3, 1 及び 3 日の間豫備養生を行ふ。低温室の温度は 50°, 33° 及び 16°F±5°F の 3 種とし、コンクリートを打つてから低温室から取出すまでの期間は 1, 3, 7 及び 28 日とする。供試體は低温室から取出した後始めて紙製の型を外し、その中の一部は更に加温の影響を見るため、相對湿度 40~60%, 70°F の室内に 3, 7, 28 及び 90 日の材齢に達するまで保存す。低温室から取出した供試體は試験直前 2~3 時間、70°F の水中に浸して氷結の影響を除く。尙普通養生と低温養生との強度を比較するため一部の供試體は製作から試験直前まで 70°F の飽和湿度中で養生した。

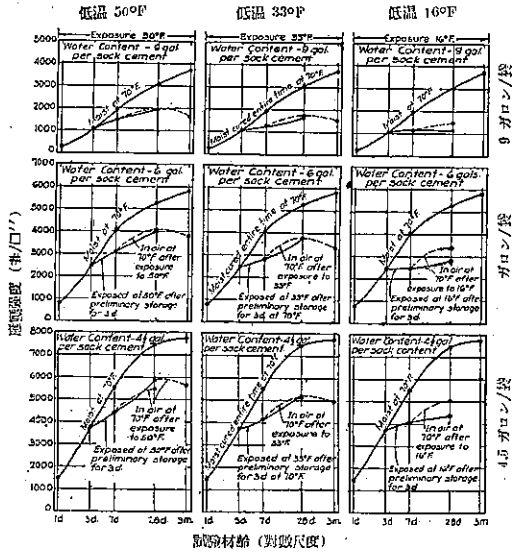
第 1~3 圖は普通ポルトランド・セメントを使つたコンクリートの試験結果であつて、第 1 圖は 1/4 日、第 2 圖は 1 日、第 3 圖は 3 日の間それぞれ 70°F の室内で 豫備養生を行つたものである。各圖の 9 組の結果は低温

第 1 圖 普通セメント使用コンクリートの 材齢強度曲線の低温による影響

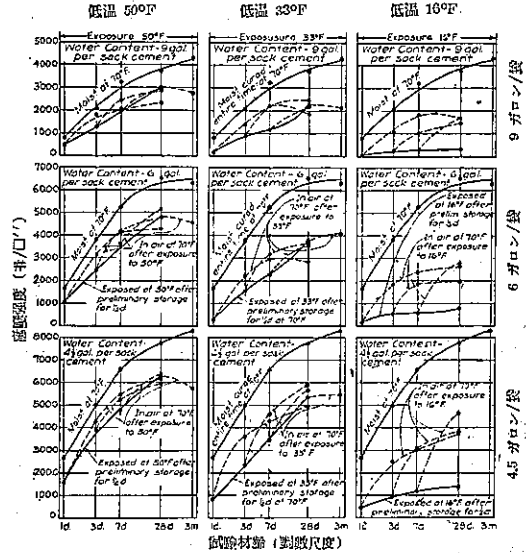
第 2 圖 普通セメント使用コンクリートの 材齢強度曲線の低温による影響



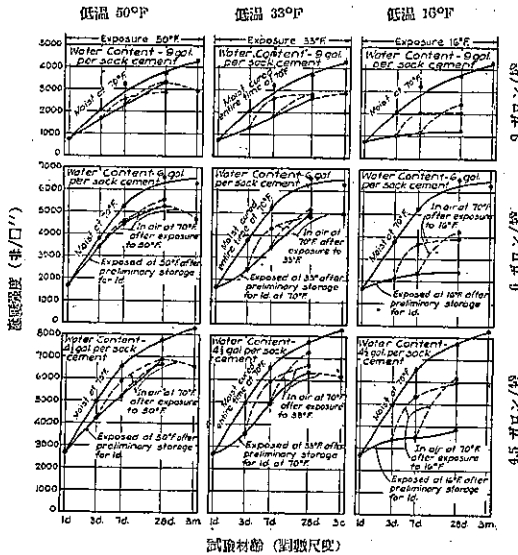
第3圖 普通セメント使用コンクリートの材齢強度曲線の低温による影響



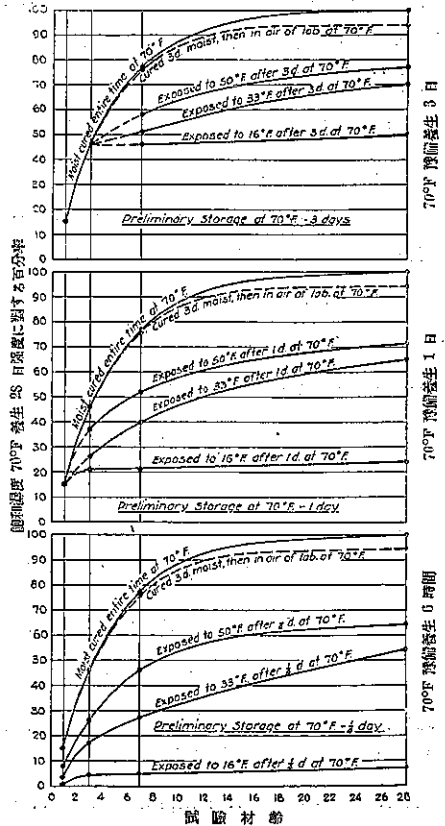
第4圖 急硬性セメント使用コンクリートの材齢強度曲線の低温による影響



第5圖 急硬性セメント使用コンクリートの材齢強度曲線の低温による影響



第6圖 普通セメント使用水量6ガロン/袋のコンクリートの材齢強度比曲線の養生温度による影響



室の温度 50°, 33°, 16°F, (縦列) の 3 種と、水量 4, 6, 9 ガロン/袋 (横列) の 3 種との組合せであつて、固上方の實線は 70°F, 飽和湿度の下の材齢強度曲線, 下方の實線は豫備養生の後, 低温室に入れそれから取出して 2~3 時間後に試験した結果, 點線は低温室から取出した後温度 70°F, 相對湿度 50% の室内で加温養生した後に試験した結果である。全體から見て低温室内に置いたコンクリートの強度は, 室温が下ると非常に減少する。低温室に入れる前の豫備養生の期間が將來の強度に及ぼす影響は極めて著しく, 例へば 1 日豫備養生の後 33°F の低温室に保つたコンクリートの 3 日の強度は, 1/4 日豫備養生した同一条件のものゝ強度の 1.5~2 倍に達してゐる。而して豫備養生期間に於ける強度の増進は 1/4~1 日の間に於て特に著しい。低温室から取出した後の加温による強度増進は比較的少く, 50°F の低温に保つたものは殆ど増進せず, 33°F に保つたものは少し増進を示し, 16°F に保つたものでは可成りの増進が認められる。中には 50°F の低温室から取出した後, 温度 70°F, 相對湿度 50% の室内に置いたものが材齢の進行に伴つて強度の低下さへ示してゐる。これは低温室から取出した後脱型して供試験を乾燥せしめた爲であらう。

第 4 圖及び第 5 圖は急硬性セメントを使つたコンクリートの第 1 圖及び第 2 圖に相當する材齢強度曲線で, 前記のものと殆ど同様な性質を示してゐるが唯全體として早期の強度が大きい。第 3 圖に相當すべき豫備養生期間 3 日の強度曲線は第 5 圖の 1 日のものと殆ど同一であるから省略した。

第 6 圖は普通セメントを使用せる水量 6 ガロン/袋のコンクリートの, 70°F の飽和湿度中養生と低温室養生との強度比を % に表した曲線である。これから見ても豫備養生期間が如何に著しく強度を支配するかを判る。又養生温度 50°F の 28 日強度は 70°F の 7 日強度に等しいか或はそれより低いことが認められる。

以上の實驗から次の結論が導かれる。

- 1) 初期の条件の等しいコンクリートの強度増進率は養生時の湿度に依つて左右される。例へば 50°, 33°F に保たれたコンクリートの 28 日強度は 70°F に保たれた同材齢強度の 50~75% に過ぎない。
- 2) 50°F, 33°F の低温室から取出した後加温しても, これに充分の湿度を與へなければ強度は餘り増進しない。唯 16°F のものは加温によつて可成りの増進を示す。
- 3) 豫備養生期間が, 低温のコンクリートの強度を支配することは極めて著しい。従つてコンクリートを打つた後 50°~33°F の低温に曝される虞れの場合には, 少くも普通セメントに對して 3 日, 急硬性セメントに對して 1 日, 70°F の温度に於て豫備養生を行ふ必要がある。更に氷點 (32°F) 以下に曝されるコンクリートは, 強度の大部分が豫備養生期間中に増進するものであるから, この場合は必要の強度に應じて豫備養生期間を延長すべきである。

(野坂孝忠抄譯)

汚水処理費について

(イリノイス州保健局衛生課長 H. F. Ferguson, 同技師 W. H. Wisely)
Eng. News-Record, Dec. 28, 1933

近く施行せらるゝ, 下水道納税義務並同使用料規則の制定に當り, 汚水処理費に關する正確なる資料を必要とし, 本州内 30 個所の汚水高級處理場に就て最近精密なる調査を行つた。

従來汚水處理に關する作業報告等は その數渺なしとせぬが, 比較統一上, 寔に細密なる data に乏しく, 適確

なる概念を得るに困難であつた。乃ち單に經費何程と云つても、實際にはその築造年度、建設總工費、地方的物價、電力料、汚水の水質、淨化の程度等を顧慮し、更に計畫人口と實際排水人口との比即ち load factor を考へて、汚水處理に要する正確にして妥當なる費用を判定しなくては、本當と謂へないのである。

第 1 表は調査の結果を一覽表とせるもの。

處理作業費中、100 萬ガロンにつきとあるは高級處理水の謂であり、1 人 1 年當りとあるは實際の取付人口を基礎とせるものである。

勞銀中には管理人の俸給、研究費等も含む。

電力費中には處理作業用のものは勿論、照明及び唧筒動力も含む。

雜費とは電話料、車代、敷地手入れ、保險料等を謂ふ。

第 一 表

(其一)

番号	市町村	主要處理設備	築造年度	建設費(佛)		人口(人)		下水		
				築造費	用地費	1930年額	計畫	實際取付人口(ガロン)	水質	
1	Christopher	吸込機、曝氣、沈澱槽	1929	39,952	150	4,264	3,000	2,600	105	普通家庭排水
2	Princeton	全 全	1927	---	---	4,762	4,600	4,000	119	普通 全
3	Woodstock	全 全	1931	92,215	225	5,471	7,000	4,500	150	普通 全
4	Sparta	全 吸込機、全	1931	57,476	300	3,305	4,000	2,400	74	普通全家庭工場排水
5	Springfield	全 全	1929	316,000	12,000	75,000	75,000	70,000	110	普通全家庭工場排水
6	Arlington Heights	4本ノ槽、曝氣、沈澱槽	1929	125,000	10,000	4,077	8,000	4,800	261	合流式
7	Barlett	全 全	1927	24,795	700	504	1,250	150	905	普通家庭工場排水
8	Bloomington	全 全	1920	---	---	30,000	54,000	35,000	137	合流式
9	Carpentersville	全 全	1929	35,000	5,000	1,451	2,500	800	445	普通汚水
10	Centralia	全 全	1930	164,466	3,300	12,505	14,000	10,000	112	合流式
11	De Kalb	沈澱槽、曝氣槽、全	1920	124,816	3,727	9,234	15,000	8,200	130	普通家庭工場排水
12	Elgin	4本ノ槽、曝氣槽、全	1925	477,600	9,000	35,902	40,000	35,000	187	合流式
13	Galesburg	4本ノ槽	1931	335,932	11,600	29,000	17,000	25,000	87	合流式
14	Hinsdale	全 全	1930	344,665	37,010	9,200	18,000	9,200	144	普通汚水の一部
15	Homewood	全 全	1927	115,000	5,000	17,747	3,277	6,200	320	普通汚水
16	Jacksonville - S	全 全	1930	246,442	12,000	17,747	16,000	14,500	191	合流式
17	Jacksonville - N	全 全	1929	150,284	7,000	17,747	11,000	5,900	152	合流式
18	Lake Zurich	全 全	1928	24,700	3,000	368	800	600	98	普通汚水
19	Marion	全 全	1928	83,976	200	9,033	7,200	5,400	185	合流式
20	Mt. Vernon	全、移動排水槽	1929	103,000	3,125	12,515	10,800	6,500	185	合流式
21	Naperville	全、固定排水槽	1931	134,892	12,700	3,108	10,000	4,400	615	合流式
22	Normal, Chicago	全	1924	472,333	3,346	43,402	43,000	39,000	100	普通汚水
23	Ashton	吸込機、排水槽	1919	13,225	300	865	600	550	100	普通汚水
24	Crystal Lake	吸込機、曝氣、沈澱槽	1921	41,024	1,300	3,232	1,300	3,500	100	普通汚水
25	Farmington	4本ノ槽、排水槽	1921	37,794	300	2,269	1,100	1,100	100	全
26	Mendota - S	排水槽	1908	---	---	4,008	1,500	2,500	120	合、縫工排水
27	Mendota - E	4本ノ槽、排水槽	1920	27,005	800	4,008	1,300	800	96	普通汚水
28	Sandwich	全	1913	18,200	600	2,611	750	2,100	120	全、縫工排水
29	West Chicago	吸込機、排水槽	1918	35,850	1,000	3,477	3,600	3,300	91	普通汚水
30	Wheaton	吸込機、曝氣、沈澱槽	1926	153,026	10,340	8,500	4,500	8,000	150	合流式

(其二)

番号	排水量(ガロン)	費 銀		電 力 費		管理費		雑費	合計	汚水處理費	
		百万ガロンにつき(佛)	1人当り(佛)	百万ガロンにつき(佛)	KWH 単位(佛)	百万ガロンにつき(佛)	百万ガロンにつき(佛)				百万ガロンにつき(佛)
1	0	5.03	0.190	621	275	17.08	0.645	1.15	0.24	23.70	0.876
2	0	2.73	0.380	475	300	14.40	0.630	2.73	1.15	27.01	0.980
3	0	2.20	0.016	394	214	8.41	0.406	0.54	0	16.25	0.539
4	0	14.02	0.363	1,870	200	37.58	0.968	5.89	0.04	48.03	1.494
5	0	6.27	0.262	494	0.96	4.74	0.120	1.26	0	13.11	0.536
6	30	3.80	0.604	189	200	3.78	0.601	0.13	0.47	0	0.10
7	30	7.74	2.540	100	300	5.67	1.370	0.96	0.36	0.17	14.92
8	21	6.52	0.327	132	220	3.00	0.151	0.13	0.78	0.17	10.60
9	30	3.50	0.836	219	260	4.39	0.713	0.23	0.30	0.23	8.25
10	26	6.36	0.166	123	410	5.04	0.116	0.33	0.54	0.10	12.45
11	0	10.30	0.490	35	282	1.47	0.070	0.34	0.96	1.22	0.207
12	0	10.30	0.056	14	175	0.25	0.008	1.21	1.06	1.79	0.600
13	27	14.91	0.534	226	160	3.63	4.114	0.52	1.04	1.74	0.578
14	33	10.08	0.605	214	264	5.67	0.340	0.13	1.40	1.24	3.093
15	30	4.95	0.274	184	109	3.60	0.203	0.37	0.41	0	9.33
16	30	4.61	0.202	132	150	1.98	0.007	0.10	2.10	0.10	8.89
17	16	9.07	0.504	106	150	1.57	0.007	0.25	2.06	0.16	13.11
18	22	14.50	0.522	167	270	4.50	0.162	0.36	1.79	0.14	21.29
19	27	8.53	0.253	138	324	4.52	0.134	0.29	0.37	0	13.71
20	0	3.62	0.420	---	---	---	---	0.04	0.06	0.11	3.83
21	10	2.61	0.546	118	275	3.24	0.492	0.20	0.27	0.09	6.49
22	30	10.70	0.249	165	215	3.97	0.070	0.54	2.20	1.11	10.65
23	11	4.62	0.345	103	300	3.10	0.113	0.17	0.94	0	13.03
24	0	5.26	0.108	0	---	---	0	1.71	0	0	6.97
25	0	14.40	0.521	---	---	1.11	0.041	0.37	0	0	15.818
26	0	8.64	0.291	0	---	0	0	0.13	0.10	0	7.00
27	0	17.10	0.594	0	---	0	0	4.50	0.07	0	21.67
28	0	12.54	0.516	0	---	0	0	1.48	0.84	0.34	15.20
29	0	7.64	0.243	0	---	0	0	0.11	0	0.13	7.90
30	25	0.41	0.085	229	200	4.64	0.266	1.15	0.64	0.96	15.77

第 2 表は所謂結論で前述の細い調査を基礎とし、特殊の事情による部分を削除して系統分類し、これに判断を加へて平均作業費を推定したものである。

第 3 表は單に作業費の内譯を平均し提示せるもの。

第 2 表 處理方法別作業費一覽

處理方法	箇所	比較單位	最少	最大	推定平均値
促進汚泥法 (機攪拌式)	3	{ 1 人 1 年 當 (弗)	0.94	0.98	0.93
		{ 100 萬ガロン 當 (弗)	16.25	27.01	24.00
撒布瀝床 (單 獨)	17	{ 1 人 1 年 當	0.17	3.05	0.50
		{ 100 萬ガロン 當	3.83	20.21	9.75
" (ポンプ揚水) なきもの	3	{ 1 人 1 年 當	0.44	0.68	0.57
		{ 100 萬ガロン 當	3.83	14.69	10.95
" (ポンプ揚水を 要するもの)	14	{ 1 人 1 年 當	0.29	4.42	0.75
		{ 100 萬ガロン 當	6.49	23.83	13.85
砂 瀝 床 (單 獨)	8	{ 1 人 1 年 當	0.25	0.75	0.47
		{ 100 萬ガロン 當	6.97	21.67	11.90

第 3 表 處理方法別費用内譯

處理方法	箇所	勞銀	電力費	その他	計
促進汚泥法	5	34 %	56 %	10 %	100
撒布瀝床 (ポンプ無)	3	79 "	4 "	17 "	100
同上 (ポンプ有)	14	56 "	32 "	12 "	100
砂 瀝 床	8	86 "	~	14 "	100

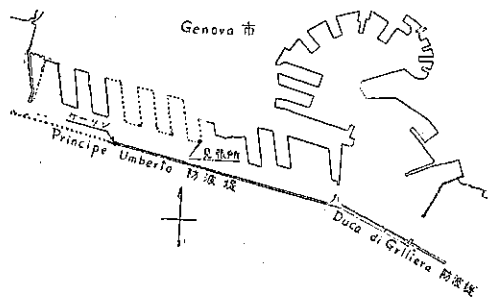
(板 倉 誠 抄譯)

Genova 港に於ける海洋波壓力の測定

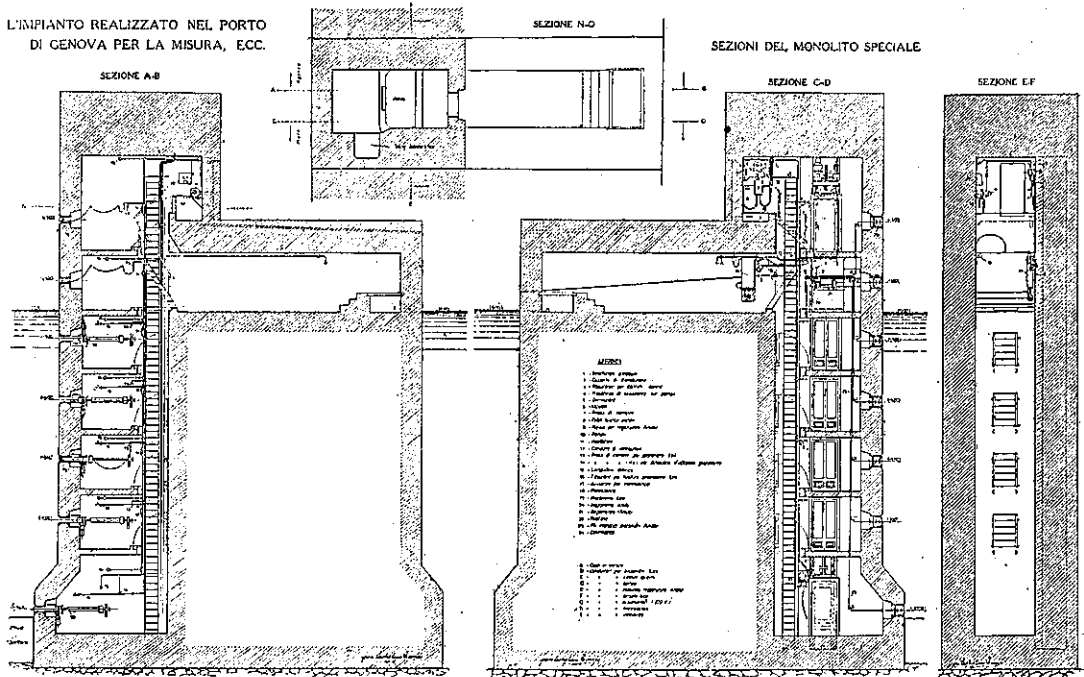
(Salvatore Levi. "L'impianto realizzato nel porto di Genova per la misura delle pressioni esercitate dal mare contro la parete esterna del molo Principe Umberto." Annali dei Lavori Pubblici, Roma. Maggio 1933, p. 399~417.

最近 Genova (ゼノア) 港 Principe Umberto 防波堤外壁に於て試みられた海洋波壓力の測定はその装置のみでも参考となる點が多い。これは防波堤の一地點に特殊のケーソンを置き、これに多數の壓力計を取り付けたものであるが第 2 圖に示す様に Levi 式と Amsler 式の 2 種の壓力計を並用した。これ等の配置及び構造は何れも圖に示されてゐるがその大要を述べれば、この 2 種の壓力計は約 70 cm の間隔の 2 鉛直線上に配列され同じ波の壓力分布を同時に測定して比較を行ふ様にした。Levi 式の構造は (第 3 圖) 眞鍮製圓筒の一端に有效徑 100 mm, 厚さ 0.6~0.8 mm の圓形鋼鐵板があり、内部の室には水とグリセリンの混合液を充し、これが水銀を充したガラス・サイフォンに連る。サイフォンの他の枝にはガラス棒に巻き付けたプラチナ細線 (5/100 mm) のコイル 4 を吊してゐる。水銀とコイルの上端は絶えず電流の通じてゐる 1 本の線

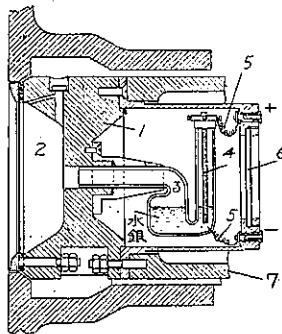
第 1 圖



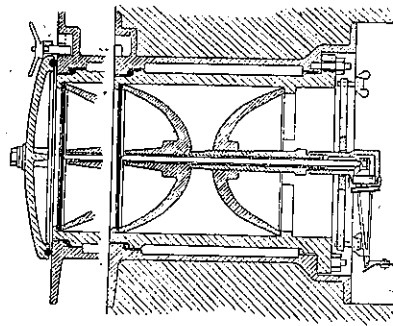
第 2 圖



第 3 圖



第 4 圖



に連結し、海波の壓力は鋼鐵板を通じて室 2 の容積の縮小となり、サイフオンの水銀は移動してプラチナ・コイルの抵抗が減じ、これをオッシログラフにて記録する。コイルの抵抗は 120~150 オームである。

第 2 の Amsler 式の構造は (第 4 圖) ケーソンの壁面にあけた圓形窓に取り付けられた金屬函で、その前面には徑 250 mm の鋼鐵板がある。その厚さは約 2.5 mm で更にその前面をゴム板にて覆ふ。鋼鐵板の中心には Pulley の一端が接觸し、その他端は金屬絲によつて約 6.5 kg のカウンター・ウエイトに連る。波壓力は鋼鐵板の中心に變位を起さしめこれが Pulley を動かして金屬絲に附屬するペンによつて記録する。

壓力計の位置は第 2 圖に見る様に靜水面を 0 m として +3, +1, -1, -3, -5, -7 及び -10 m の 7 箇所である。ケーソンの外壁にはこの他にも第 5 圖の如き 19 箇のターミナルを約 50 cm の間隔に取り付け、これもオッシログラフに連結して壁面に於ける波高を記録せしめる。

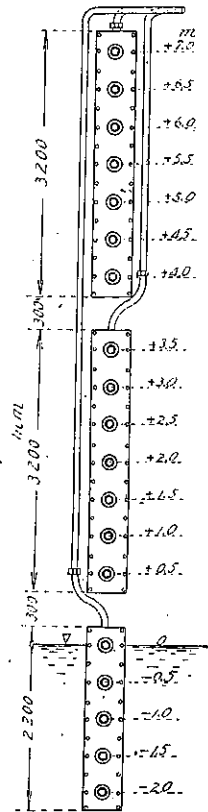
オッシログラフは埠頭上の見張所内にあり、ケーソンより出た導線は電纜として海底を埠頭まで導く。

かくして記録された壓力分布の中で波の最高時に於けるものは第 6 圖に見る様になり、壓力の最大は常に -1 m までの處で現れ波が砕けて防波堤を越す様な場合を含めてもこの最大値は $3.7\sim 4.0\text{ ton/m}^2$ を越える事はなく、又 -10 m の處では 2.5 ton/m^2 に達しなかつた。第 6 圖に壓力曲線を示した波は總高 3 m に達しないもので、週期は 10 sec 波長約 100 m で方向は防波堤にほぼ垂直であつた。 $+3\text{ m}$ 以上の壓力は測定しなかつたが恐らく $+1\text{ m}$ から $+3\text{ m}$ までの間の壓力變化と同じ割合で上方に減少して行くものと見られる。

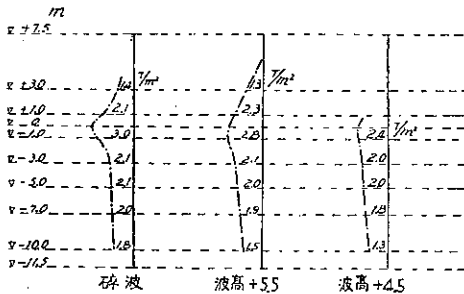
これ等の測定は總てケーソンの外壁で行はれたものであるが、實際には防波堤に當る前の進行波の實際の形を知る必要がある。先づ外洋中に於ける波の靜水面上の高さを測定する爲には長さ 20 m のマンネスマン・パイプ(外徑 105 mm より 292 mm まで變化す)を水深約 17 m の海中に立てこれを 1 m 毎に紅白に彩色した。又波の振幅、週期、波長及び傳播の方向を測定する爲には第 7 圖に示す様な浮子數個を海中に繋留してその運動を陸上より觀測した。浮子は徑 2.5 m の球の上に棒を立てたものであるが底に付けた鎖がカウンター・ウェイトとなつて振動を鎮める。繋留した位置は水深約 20 m の箇所でこれに 30 m の鎖を用ひた。この觀測の結果を直角坐標上に畫いて波長及び波の進行の方向が得られる。

波の進行する方向が防波堤に垂直でない場合は反射波との干涉によつて水面は複雑な曲面となり、一地點の波壓の最高はこの方向が垂直なる場合と同じと考へても防波堤全體に就てはこの最高が同時に起らないから全體に及ぼす波壓は遙に小さくなる。

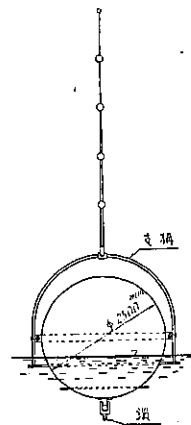
第 5 圖



第 6 圖



第 7 圖



(本間 仁 抄譯)