

抄 録

第28巻第1號 昭和17年1月

材	料	
(1)	鐵鋼腐蝕試験	77
コンクリート及鐵筋コンクリート		
(2)	マスコンクリートの龜裂	78
(3)	最近の伊太利に於ける鐵筋コンクリートの規定	82
施	工	
(4)	爆破に對する岩石の硬さ	84
堰	堤	
(5)	工事中の Shasta 堰堤	86
道	路	
(6)	作戦區域に於ける道路工事 (2)	89
橋梁及構造物		
(7)	鉸桁腹鉸添接の研究	91
(8)	橋脚に緊結した連續鉸桁橋	96
(9)	傾斜補剛材を有する熔接桁	97
雜		
(10)	地表の物理的性質 (1)	101
(11)	可搬式振動計に就いて (1)	102

材 料

(1) 鐵鋼腐蝕試験

("Corrosion Test of Iron and Steel," E. N. R., July 17, 1941 P. 59. 吉田四郎抄)

"Sea Action Committee of the British Institution of Civil Engineers" は異なる周圍狀況に對する鐵鋼類の腐蝕狀況を長期に亘り試験調査した。

(1) 海風に曝したる場合 軟鋼の表面に錆皮 (Scale) が固着してゐる間はより以上の酸化を防ぐに役立つが、間もなく脱落してしまふので、結局表面を清淨した場合が腐蝕抵抗最大であつた。

炭素鋼は硫黄、磷の含有量が減少するにつれ腐蝕抵抗強く、0.635~2.185% の銅の含有も抵抗を増大する。クローム鋼、高ニッケル鋼は 15 年にも亘る曝露試験に對しても殆んど完全に凹所 (Pitting) は認め難い程であつた。

(2) 清水に浸したる場合 清水に浸して後 5 年間の結果は、清淨せる鋼棒は錆皮付鋼棒に比し、腐蝕量大であつた。恐らく錆皮がより以上の腐蝕を防止するものと思はれる。然し 15 年後の結果は腐蝕による重量の亡失量は兩者共殆んど同量となり、然も錆皮付鋼棒の腐蝕は極めて不均一で局部的に激しい。以上は鍛鍊、鑄塊鐵軟鋼に就て何れも同様であつた。銅、ニッケル、クロームを含む鋼は抵抗強く、硫黄、磷の含有は (1) に於ける程大きな影響はなかつた。

(3) 海風及海水に曝したる場合 特別なる場合を除き腐蝕は曝露時間に比例する。錆皮の存非、硫黄、磷の含有量の影響は大體 (4) と同様であつた。

(4) 海水に浸したる場合 抵抗の最大は高ニッケル鋼、最小は軟鋼と鑄塊鐵であつた。(2) に於けると同様清淨棒は平均に腐蝕したが錆皮付鋼棒には深い凹みを生じた。炭素鋼が含む硫黄及磷の影響は (1) と反對に之の含有量が多い程腐蝕抵抗が強い。

鑄鐵 (1) (3) に對しては充分なる抵抗度を有してゐる。

たが、(2) (4) に対しては鍛鉄、軟鋼にも劣る。一般に内部の腐蝕が外部より判別し難い危険を有す。

結論 各種の曝露状態によつて鉄鋼類の腐蝕には相當の差違を示した。一般市場品には總ての状態に満足するものは見當らなかつたが、高ニッケル鋼及クロム鋼は抵抗度が最高であつた。

結局腐蝕作用を受ける状況に應じ、之に最適なる品種を選ぶ事が肝要である。

コンクリート及鉄筋コンクリート

(2) マスコンクリートの龜裂

R. F. Blanks, H. S. Meissner, and C. Rawhouser; "Cracking in Mass Concrete," Journal of the A.C.I., March-April 1938 p. 477-495. 篠原 清抄

マスコンクリート龜裂 コンクリート重力堰堤の築造に於て、最も困難なる問題は龜裂の發生し易き事である。龜裂は單に不體裁なるのみならず構造物の水密性、耐久性、並に安定に悪影響がある。而も龜裂は豫期し得ざる状態に於て發生するから、構造物の應力分布は當初の設計に於ける假定とは全然異なりたるものとなり、構造物の一體性、不透水性は失はれる。而してマスコンクリートは最も龜裂の發生し易きものである。

龜裂發生の原因 不合理な設計又は不良なる基礎岩盤上に築造せられた場合には龜裂は發生するが、此の種のものとは當然豫め防止する事が出来る。

肉の薄いコンクリートに發生する龜裂は乾燥に依る収縮に起因するものである。

マスコンクリートに龜裂はコンクリートの凝結並に硬化の際に於けるセメントの水和熱の發生及放散に依る温度變化に基く膨脹、収縮に依り、コンクリート中に起る張應力に起因するものである。此の場合内部温度が到達する最高温度は打込當時の平均気温並コンクリートの温度、セメントの水和熱、施工速度、コンクリートの比熱、熱傳導率等に支配される。

龜裂防止の實例 Owyhee Dam (Oregon 州): 1932 年完成。配合はコンクリート 1 立方碼中セメント 1 椀、施工接時間隔は平均 50 呎、一回打上り高さは 4 呎。圖-1 は龜裂發生の態を示す。本堰堤はアーチ式重力堰堤なる事と充分なるグラウテンングを施工の結果、堰堤の安定性及水密性に關し悪影響なしと思はれる。

Boulder Dam: Owyhee Dam より大規模にして施工速度も大なるのみならず、施工當時の気温も高し。龜裂防止策として下記の方法を用ひた。

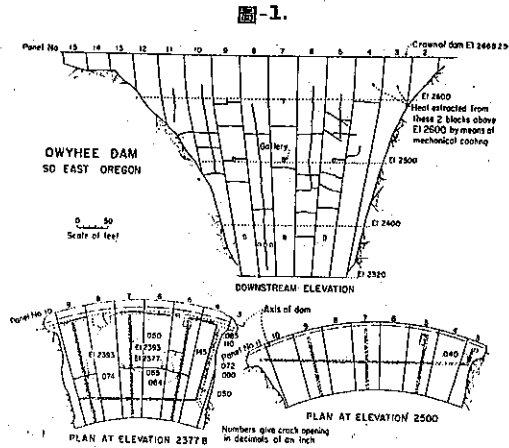
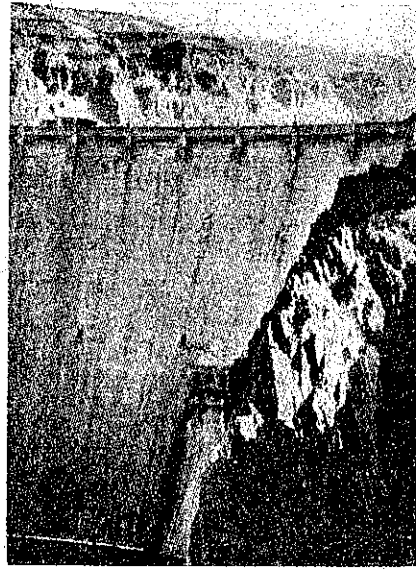


圖-2.



- (i) 縦横 50 呎の柱狀施工
- (ii) コンクリート 1 立方碼に對して 1 椀 低熱セメントを使用
- (iii) 1 回打上りの高さ 5 呎
- (iv) 人工冷却法の使用

Boulder Dam は殆ど有害な龜裂なく、たゞヘナークラック程度のものであるも極めて表面的なものにして、乾燥に依る龜裂に過ぎぬ。

Grand Coulee Dam: 龜裂防止の方法は Boulder Dam に於て實施せる方法と同様なるも、セメントは中層熱セメントを使用せり。

上記各堰堤に就き龜裂を監査廊に於て調査せる結果、

監査師 1 呎當り龜裂の長きは Owyhee 2.47 呎, Grand Coulee 1.85 呎, Boulder 0.72 呎なり。

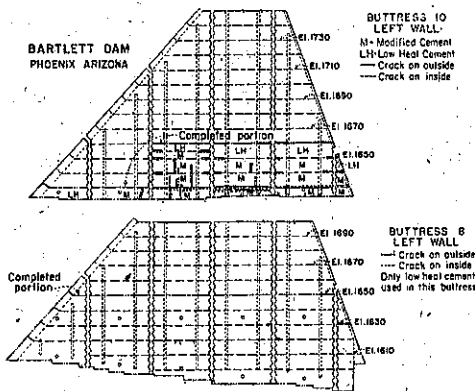
Morris Dam (California 州): 低熱セメントを使用し, セメント量は可及的に小にせり。施工接手間隔は 50 呎。龜裂は殆どなく, たゞ堤軸方向に 2 本の著るしき龜裂の發生を見た。

Tygart River Reservoir Dam (West Virginia 州): 中庸熱セメントを使用, 1 回打上りの高さは夏期 5 呎, 冬期 10 呎なり。築造の初期に於ては, 上下流面の中間に堤軸に直角方向の大龜裂とヘヤークラックが約 20 呎間隔に堤軸並断面方向に發生した。而して堤體内部のコンクリートに對してセメント量を減少せる結果は龜裂防止上著く効果的であつた。

Norris Dam (Tennessee 州): 1 回打上りの高さ 5 呎。其の他は Tygart River Reservoir Dam と略同様なり。龜裂は 堤軸方向及断面方向に多數發生せるも特に有害なるものなし。堤軸方向の龜裂の内或ものは施工接手を貫き次のブロックに至るものあり, 又横断方向の龜裂は堰堤表面より深さ 20 呎迄達せるものもあつた。水平の龜裂は堰堤表面より 3~5 呎で終るものが多かつた。

Bartlett Dam (Arizona 州): 多拱堰堤, 目下構造中。扶壁の厚さ 7 呎, スロットの間隔 50 呎。スロットはコンクリート收縮後は填充せり。扶壁のコンクリートは基礎岩盤附近のみ中庸熱セメントを使用せるも, 其の他は低熱セメントを使用せり。龜裂は圖-3 に示す如く中庸熱セメントを使用せる部分に發生し, 低熱セメントを使用せる部分には殆んど發生せず。

圖-3.



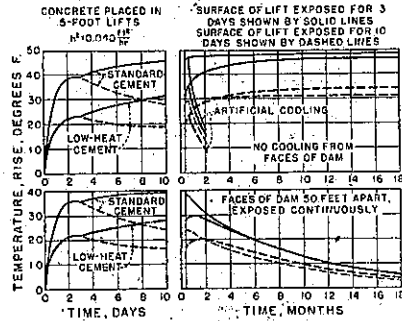
Marshall Ford Dam (Texas 州): 低熱セメントを使用, 本堰堤は未だ龜裂發生せず。

Parker Dam (California 州): 低熱セメントを使

用し人工冷却をなす。築造中にして完成近きも, 先づ龜裂發生の惧なき模様なり。

コンクリート堰堤の内部温度 圖-4 は堤體内部に於ける平均温度上昇曲線を示す。

圖-4.



コンクリート 1 立方碼に就きセメント 1 樽を使用せるコンクリート内部の施工後 3 日の最高温度(周囲の外氣温度より上昇せる温度)はスタンダードセメントを使用せるものは 40°F, 低熱セメントを使用せるものは 23°F である。1 回の打上り終了後大氣に 3 日放置され, 次層コンクリートが打たれる場合にはコンクリート内部の最高温度は 6~12 ヶ月後に於てはセメントの種類に無關係に約 47°F 上昇す。一回の打上りが 10 日放置され次層コンクリートが打たれた場合には 6~12 ヶ月後の温度上昇は約 32°F なり。此の場合注意すべき事はスタンダードセメントは 3 日目に略最高温度に達するも, 低熱セメントは次層コンクリート打上り後(即ち 10 日後)に發生する硬化熱の爲めに内部温度は 3 日目の温度よりも更に上昇する事である。

圖-4 に依れば例へ低熱セメントを使用するも, コンクリート打込後未だ高温に上昇せざるに先立ち, 即早期に人工冷却をなさざれば効果なき事が分る。

圖-4 は打込當時の平均氣温に對する上昇を示せるものなるも, 若し盛夏に施工せられた場合には初期温度はコンクリートの終局に於ける温度よりも遙に高い譯である。

圖-5 は Boulder Dam の内部温度を示すもので最大の温度差は 90 度に達してゐる事が分る。

即施工の時期は内部の温度變化に影響あり, 龜裂の問題に關しては使用セメントの選定と共に重要な問題である。

圖-6 は Boulder Dam 並に Grand Coulee Dam の内部温度變化を示す。

Boulder Dam の最高温度は低熱セメントが使用さ

圖-5.

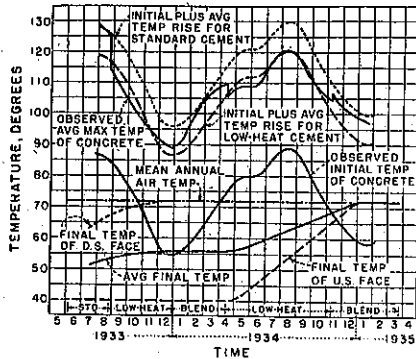
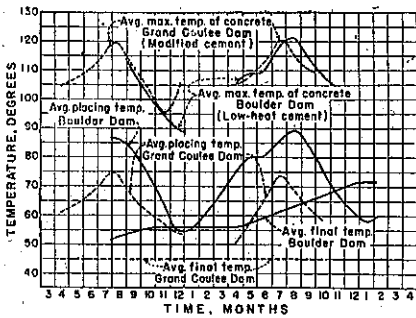


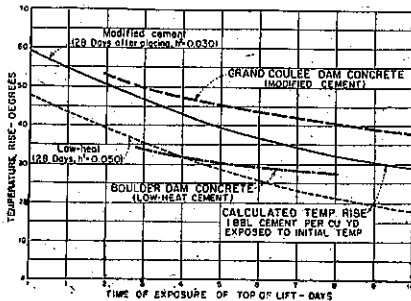
圖-6.



れた部分のものを示す。圖-6 に依れば Grand Coulee Dam (中府熱セメント使用) に於ける施工當時の気温は Boulder Dam の場合に比し約 15°F 低きも、最高温度は兩者略同一なりし事が分る。即 Grand Coulee Dam に於て 15°F 餘計温度上昇があつたと云ふ事は、使用セメントの硬化熱が高く、而も熱の放散性も低きを物語る。平均気温は Grand Coulee の方が低いから温度變化の開きは更に大なりと云へる。

圖-7 は Boulder Dam 並 Grand Coulee Dam に於て一回打上り後大氣に放置する日數に依り如何に内部温度に影響ありやを示す。

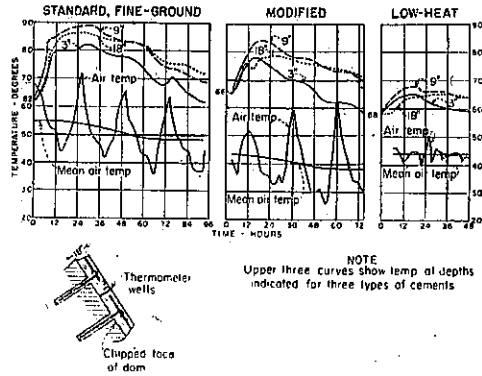
圖-7.



之等の堰堤に於て、實測に依り求められた温度曲線は、理論上の打設後 28 日の温度上昇とよく一致してゐる。

圖-8 は Arrowrock Dam の下流面に最近施行された厚さ 18 時のプロテクティブスラブに於て、観測された温度變化を示す。

圖-8.



Owyhee Dam, Norris Dam, Tygart Dam の平均上昇温度は下記の如し。

Dam	一回打上り高さ	次層打継ぎ迄の放置日數	使用セメント	平均上昇温度
Owyhee	4 呎	4.3 日	スタンダード	47°F
Norris	5 呎	3.5 日	中府熱	35°F
Tygart	5-10 呎	—(1)	中府熱	34°F

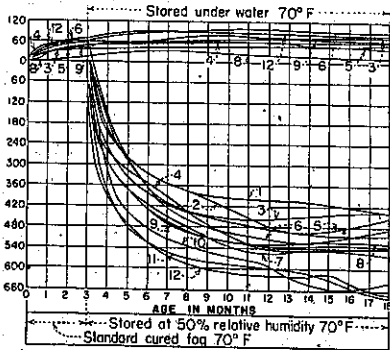
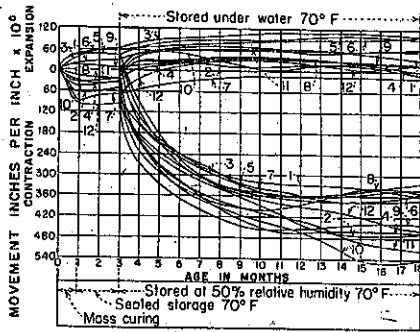
熱應力と變形 ポートランド系のものにせよ混合セメント系のものにせよ低熱セメントは硬化熱が低いと云ふ事より更に優れた性質は荷重に依る漸増變形大にして、従つて龜裂發生少き事である。

收縮係數に就てはセメントの種類に依り殆ど違はないが、ポートランドセメントは中でも僅かに大である。

コンクリートの熱應力と變形に關し、四種のセメントに就き試験をした。供試體は 6×24 時の圓筒形のものを用ひ、養生は温度上昇中繼續し、コンクリートは骨材の最大寸法 3/4 吋、水セメント比 0.59、重量配合比 1:2.26:3.42 のものを用ひた。供試體の伸長は 10 吋の Carlson strain meter を使用した。養生室の温度は、1 回上りの高さ 5 呎、次層打継ぎの期間 15 日として、施工された場合に於ける實際の堤體内部の温度變化と同一條件となるべき様調節した。最高温度に到達してからは試験を早めるために適當に冷却した。

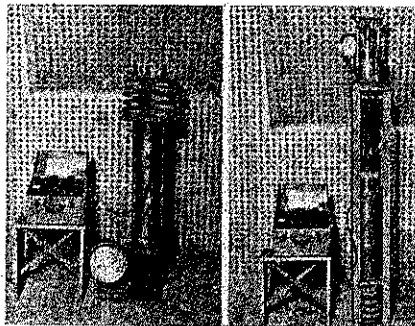
温度の上昇と共に供試體は伸びる譯であるが、實際の堤體中に於けると同一條件下に置く爲めに温度上昇と

圖-9.



共に適當に壓力を加へ、供試體を一定の長さに保持せしめた。冷却する場合は加ふべき壓力を下げ、又は供試體を一定に保持する爲めに引張荷重が與へられた。圖-10は試験装置、圖-11は其の試験結果を示す。

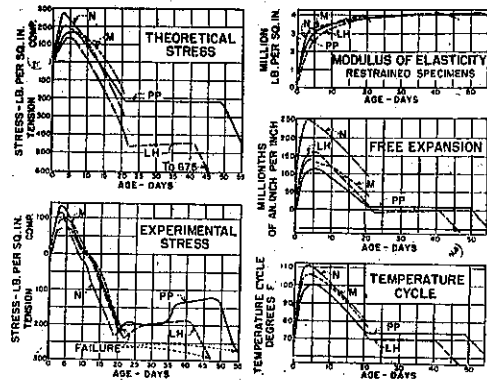
圖-10.



スタンダードセメント及中庸熱セメントを使用した場合には、破壊が供試體の初期の溫度に降下する前に起るが、混合セメント及低熱セメントを使用したものは、初期の溫度以下に降下するも容易に破壊しない事が分る。

圖-11に依れば各種セメントに就き壓縮時に“Experimental Stress”と“Theoretical Stress”との間に

圖-11.

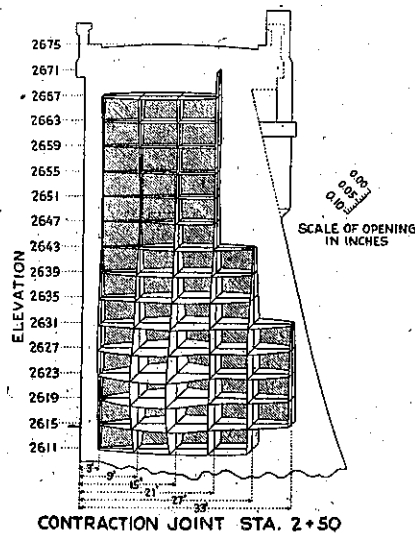


相當の懸隔ある事が分る。低熱セメントは引張荷重の作用してゐる時に“actual stress”と“Theoretical Stress”との間に相當の懸隔がある。之は低熱セメントは引張荷重の下では實際には相當漸増變形をなす爲めである。

之等の試験に依り混合セメント及低熱セメントはスタンダードセメント及中庸熱セメントよりも龜裂に對し抵抗大なりと云ふ事が出来る。

圖-12はOwyhee Damの施工接手に於ける目地の開きを示す。接手目地の開きの最大は中央部にして、周圍は比較的小なる事が分る。之はブロックの大氣に接する側は恒に冷却せられ、コンクリートの溫度變化も殆どないが、中央部は溫度變化大なるに依る。

圖-12.



結論

龜裂の問題を解決する最も効果的な方法は下記の通りである。

- (i) 低熱セメント又は混合セメントの使用
- (ii) 単位コンクリート中のセメント量を減少する事
- (iii) 1回打上りの高さを小にする事
- (iv) 施工速度の加減
- (v) 人口冷却法の實施
- (vi) 施工接手の合理的配置

(3) 最近の伊太利に於ける鐵筋コンクリートの規定

“Neue italienische Bestimmungen für Eisenbeton”. Beton u. Eisen, 1940 Heft 18 S. 252~254.
大橋 耕 平抄

1940年4月18日の“ウフィシャーレ紙”上に鐵筋コンクリート構造物の實施に對する新しい規定が發表された。それは1933年の最近の規定に相對して重要な進歩を陳べて居る。協力して、次に實際の改革を論ぜられねばならない。

光づ“水硬着結材の減少に對する標準”から鐵筋コンクリートに對する規定が分けられた様に思はれる。之も亦新しく思はれ、異なるが、然し、以前の費用がほんの僅かだつた着結材の化學的研究に對する指導から豫知される。

最初の時代に於ては、搗固めコンクリートと鐵筋コンクリートの土木工事の實施に對する本來の標準は、實施と設計が其の技術者自身によつて指導されねばならない改革と云ふことになる。

第二の時代に於ては、材料を取扱ふ者が砂とセメントに對し、篩分曲線をしつかり作ることを要求される。之は常に砂と砂利の二つの間に標準としてなければならぬ重要な曲線である。砂に對する曲線は十分正確に獨逸の規定のAとBの曲線に、砂利に對する曲線はDとEの曲線に一致する。

附加材料 1 m^3 にセメントの最少量として300 疋が規定され、高爐セメントでは其の量250 疋に輕減されることが出来る。それで以てセメント量と稱せられるものが、今回一度限りで十分だと云つてはならない。それは其處に出来るだけ稠密なコンクリートの必要な混合を旨指す爲に測定するには、是非篩分けの曲線の助力に由るか、或は水で直接空隙を測定するか、又は先づ正六面體や桁の調査によるかであると云ふことをもつと

明確に表示して居る。

鐵筋コンクリートの標準の構造物に對し、砂利粒の大きさは最高3 種に保持されてゐるが一方大きな斷面積を持ち、鐵筋間隔の廣い構造物に於ても、7 種以上は敢て選擇されない。

新しい測定は、前にコンクリートを水の容量に從つて濡して、固體と液體に分けて、大きな水容量を持てる兩方の性質に對して、セメント量を指圖する様に解約する。それは水容量が上ると、更に澤山セメントが必要である事を其の上に指示するに過ぎないだらう。

先づ第一に、伊太利の規定に於てはコンクリートの彎曲剛性の調査は王室規格の支配荷重で以て勧められるだらう。

28 日後の最小正六面體の剛性として、市販のセメントで作つたコンクリートに對して、 120 kg/cm^2 が、そして早強セメント或は高爐セメントで作つたコンクリートに對しては 160 kg/cm^2 が望まれるだらう。

伊太利に於ては、既に約2 年來鐵の消費を減少せしめる爲め、鐵の高い應力を許された。此の努力は、今後種々の鐵類の一層嚴格な區別に由つて、計算を進めるだらう。區別すると(此處に直譯される伊太利の通常の記號法の保持のもとに)。

a) 引張り強さが 4200 から 5000 kg/cm^2 迄で、最少降伏點が 2300 kg/cm^2 で、最小壓縮歪み20%の軟鋼(均等性鐵)。柱の肋鐵筋に對して 3700 から 4500 kg/cm^2 迄での引張り強さを持つて鐵を許される。

b) $5000 \cdots 6000 \text{ kg}$ の引張り強さ 2700 kg の降伏點と16%の破壊歪度を持つて半硬鋼(St 52に相當す)。

c) $6000 \cdots 7000 \text{ kg}$ 迄での引張り強さ、 3100 kg の降伏點と14%の破壊歪度を持つて硬鋼、bとcに對し圓棒鐵が冷い儘5 倍の直徑を持つた一つの圓筒の周に龜裂を生ぜず、一つのU 字形の鈎に曲がらせる事を求められる。

コンクリートに對する新しく許容す可き應力は、近頃設計に際し、非常に重大である。純粹な壓力に由れば、市販セメントで作つたコンクリートは立方體強さ $\sigma_{0.25} = 120 \text{ kg/cm}^2$ なる假定のもとに $\sigma_0 = 35 \text{ kg/cm}^2$ で早強セメント或は高爐セメントで作つたコンクリートは $\sigma_{0.15} = 160 \text{ kg/cm}^2$ の際 $\sigma_0 = 45 \text{ kg/cm}^2$ 、

立方體強さが實施の前に決定され、一方構造物が一定に監督されるならば、 $\sigma_{0.15}/3$ であるが、然し最高 60 kg/cm^2 が許され、 $\sigma_{0.15}$ 最小 = 180 kg/cm^2 と假定される。

彎曲に際し、又壓力の加つた彎曲に際し、許容應力としての値、

市販セメントで作つたコンクリートは

$$\sigma_{b28} = 120 \text{ kg/cm}^2 \text{ の際 } \sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$$

早強セメント或は高爐セメントで作つたコンクリートは

$$\sigma_{b28} = 160 \text{ kg/cm}^2 \text{ の際 } \sigma_b = 50 \text{ kg/cm}^2$$

立方體強さが貨施の前に決定され、一方構造物が一定に監督されるならば $\sigma_{b28}/3$ が許されるが、然し、 $\sigma_{b28} = 225 \text{ kg/cm}^2$ 假定のもとには最高 75 kg/cm^2 である。28 日後の立方體強さの値 225 kg に上り、自重、有効載荷、溫度變化、收縮の様な應力の總ての原因に注意し、静力学の規則に従つて計算を實行するならば、公式 $\sigma_b = 75 + \frac{\sigma_{b28} - 225}{9} \text{ kg/cm}^2$ に従つて計算される所のコンクリートの高度の應力が許され得るだらう。附加材料の細心な選擇と 90 kg/cm^2 とそれ以上に到達する相當のセメント量の許容應力に由つて前の規定に従つての最高値 40% に就いて、 65 kg/cm^2 を越える事も可能であらう。

今後最高の剪斷應力として一般に 14 kg/cm^2 と早強セメントの場合 16 kg/cm^2 が許される。早強セメントの際剪斷應力が 14 又は 16 kg/cm^2 に上る場合には通例剪斷應力の半分は筋筋により他の半分は曲上げた筋筋により受けられなければならないと云ふ規定は新しい。

鐵の應力として、均等性鐵(所謂軟鋼)に對して 1400 kg/cm^2 、半硬鋼と硬鋼に對して 2000 kg/cm^2 がとられるだらう。然し一つのコンクリートの高められた立方體強さが鐵の最高許容應力に相當すると云ふ事が假定される。鐵に對して 1400 kg/cm^2 の際に、正六面體は少くとも 160 kg/cm^2 なければならない。四角形に於て 1800 kg/cm^2 、T 型断面に於て 1600 kg/cm^2 の應力を持つ半硬鋼と硬鋼の使用には、豫めコンクリートは立方體強さ 160 kg/cm^2 有するものと假定する。鐵の應力が T 型断面に於て 2000 又は 1800 kg/cm^2 に上るならば、正六面體は 225 kg/cm^2 に達せねばならない。鐵の應力は降伏點の半分を越える場合はない。半硬鋼と硬鋼は圓棒鐵にて直徑 30 耗に至るまで應用される事を許されてゐるのみである。

最近 15 ケ年鐵筋コンクリートの自重として、 2400 kg/m^3 が規定されて居た間に、場合々々に應じて自重の直接の測定は許したけれども、恰度以前通用して居た値 2500 kg/m^3 に上げられた。

そこに彈性係數の増加する早強セメントで作られたコンクリートに由れば、新しい規定が、 n 倍の鐵斷面積の發見する可き理想断面の不靜定構造の計算の際に、附屬物 n は普通セメントのコンクリートに對して 10、早

強セメント使用の際は 8、高爐セメントの際は 6 とされる可き事を規定して居る。其の際コンクリートは引張應力も取り得る事を、規定に承認されねばならない。研究に由るコンクリートの彈性係數 E_c に對する、時として承認される可き値の決定は、場合々々に應じて許される可きである。彎曲應力の計算に際し、上述の n に對する値を承認す可きである事を明確に陳べられて居ない。然しそれは意味が一致する筈である。

彎曲應力の生ずる構造の各部に於ては支間として今迄で 5% だけ廣められた廣い間隔を設けられねばならず、恰度通しの桁に於ては、軸から軸迄での距離が支間として適用され、廣い床に於て其處に現れるモーメントに相當する其の外縁に始る應力は計算され得る。

一つの非常に適切な規定は、一つの T 型桁の壓力帶として算入され得る所の天井板の巾即ち 10 倍の板厚きの外に尚ほフオウテンの 6 倍の高さに關係する。斯様に壓縮帶として、一つの大きな板巾の組織も亦計算されるならば、それによつて構造を改良するため相應せるフオウテンの整理に對する新しい目的が生ずる。

重い天井板の僅小な厚きとして、支柱間隔の $1/30$ が規定される。中空石の天井の際は板は少くとも 4 耗の厚きなければならない。若しそれが支持肋骨に就いて或方向に取扱ふならば、中空石の天井の際、腹幅は 7 耗以下になつてはならず、肋骨材の間隔最高 40 耗であり、そして兩方向に支持肋骨を持てる天井に於ては 80 耗である。

柱では縦の被覆の減少は許される。而も 2000 cm^2 のコンクリート表面に至る迄で絶対必要なコンクリート斷面積の 0.8%、 2000 cm^2 以上の表面では 5% で 6400 cm^2 以上に對しては、前の規定に由る。縛られた柱の際も亦一層よく鐵筋を利用すれば、それによつて堅鐵筋は前に 10 又は 30 倍の値を入れた代りに今後 15 倍の値及び 45 倍の値を持てる螺線を入れ得ると云ふ事が許される。

一つの新しい考へでは、20 度から 10 度迄での溫度降下の減縮の影響は同等に取扱ふ可きで、コンクリート斷面積の 1 乃至 2% の被覆後は常に或額になると云ふ規定が成立つ。圓棒鐵の接ぎ目は 40 倍の直徑で覆はねばならず、以前には唯だ 3 倍の直徑が望まれたが、今は勿論螺旋接筋による一つの結合が規定されてゐる所の抗張材に依らず突き合される鐵に電氣熔接による結合も亦許される。

大變有效なのは下部に割目を許される柱の板張りに於て接續箇所を清掃し、コンクリート打ちを始める前

にモルタルの薄膜を 填補する事の 出来ると云ふ規定で
ある。

新しい規定は建設に可能性を與へ、材料を以前より一
層よく利用し盡す 進歩的改革の一つの完全なる 順序を
包含する。自分の専門に理論的にも 實際的にも通曉し、
自分の責任を知つてゐる 技術者は若し規定に與へられ
た數を保持することも、一層高い値の正確さを立證する
事も最早や要しないならば、可能性の大きくなつた事か
ら、非常な利益を得る事が出来る。斯うして、自重コン
クリートの應力、附屬物nの 選擇、伸長鋼鐵、收縮率等
々の規定による術語を繰返す事になる。

彎曲應力の計算により、それ許りでなく、引張りに對
するコンクリートの抵抗も 收得される。

施 工

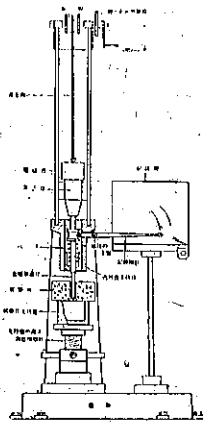
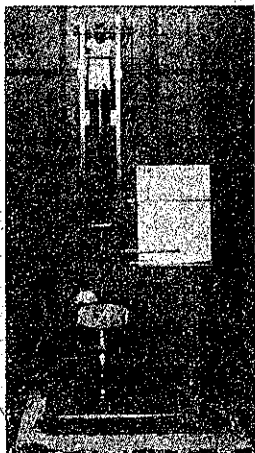
(4) 爆破に對する岩石の硬さ

(鈴木富治氏發表 日本鑛業會誌 昭和 16 年 7 月)
p. 385~393. 西 州 勇 夫 抄

岩石の硬さと其の試験 岩石の硬さはその目的に依
り基準を異にする。例へば建築用石材としては、Com.
pression, Bending, expansion 又は Abrasion 等が
問題となるが、爆破に於てはこの外特殊なことが問題と
なる。即ち Drillability とか Blastability などが重
大問題である。こゝでは Blastability につき述べる。

従來岩石の試験法としては、耐壓、耐摩、耐屈、耐伸
の強度測定、又は Mohrs Hardness Scale, Brinell,
Shore, Rockwell 等の器具に依る 硬度測定が行はれて
ゐるが、それ等は Blastability とは餘程の懸隔がある。

圖-13.

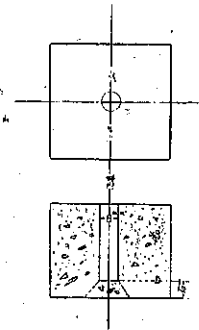


(1) 岩石爆破抵抗試験機

筆者が考案せるもので岩石の 爆破抵抗力を 測定する
装置である。外觀及構造は圖-13, 14 に示す。

落下槌が直杆上に 落下し衝擊
を與へると、直杆の下端が試験
片の孔底を Crater 狀に破壊し
突き抜ける。この際落下槌に 殘
留エネルギーがあれば、記録槌
杆にて記録される。

圖-14.



此の Crater Test は衝擊に依
り Crater を生ぜしめる際の抵
抗力が爆破の際の抵抗力に相似
なる様に特殊の形狀を試験片に
與へ、實用上適切な 爆破抵抗係
數を容易に測定し得るものである。

(2) Crater Test の基本的實驗

先づ日立鑛山附近の代表的岩石 6 種及標本的な花崗
岩及石灰石を試験に供した。

- A (最硬岩).....珪質角閃岩
- B (硬 岩).....珪質角閃片岩
- C (中硬岩).....黒雲母質角閃岩
- D (中硬岩).....黒雲母質角閃片岩
- E (軟 岩).....稍々風化せる花崗岩
- F (極軟岩).....綠泥質角閃片岩中鑽石脈
- G (標式岩).....花崗岩(茨城縣稻田産)
- H (標式岩).....石灰岩(日立産)

試験片各種 10 個以上 99 個に就き行つた試験結果を
表-1 に示す。

表-1. 日立鑛山岩石の Crater Test 成績

岩石の種類	A	B	C	D	E	F	G	H
平均成績 (cm)	36.7	31.0	18.8	17.3	15.7	14.0	22.8	14.1
比 較 (%)	195	165	100	92	84	74	121	75

(備考) C 岩石は剛度花崗岩に近似し、大體日立鑛山の硬岩
と見做されるので、之を比較の標準としました。

上の Crater Test の成績と、爆破の關係を對照する
爲に、現地に於て裝藥適量を求め、且又別途に實際的操
業に依る坑道掘進の爆破作業を行ひ、1m³ 當りのダイ
ナマイト量を求めた。之を表-2, 3 に示す。

表-2. 爆破試験成績

岩石種類	A	B	C	D	E	F	G	H
裝藥適量 (g)	419	333	198	183	167	111	246	143
比 較 (%)	212	168	100	90	81	56	124	72

表-3. 坑道掘進の成績

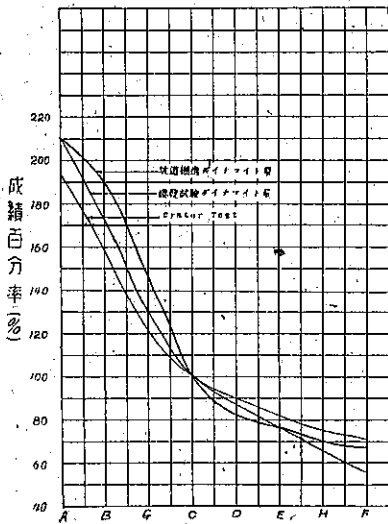
岩種	坑道延長 (m)	容積 (m ³)	使用薬量 (kg)	1m ³ 当り 薬量 (kg)	%	1m ³ 当り 爆薬量 (kg)	%
A	16.63	50.43	185.250	11.140	197	3.673	209
B	20.03	61.93	200.750	10.022	177	3.242	184
C	29.02	93.30	164.002	5.652	100	1.758	100
D	54.04	167.13	258.668	4.787	85	1.548	88
E	34.78	104.32	150.750	4.334	77	1.445	82
F	39.75	121.48	151.250	3.805	67	1.245	71

表-1, 表-2 及表-3 の比較を圖-15 に示す。

之に依つて見るに, 前述の如き爆破抵抗試験機に依る Crater test が實際に近く, 充分應用價値を有するものと信ぜられる。

尙参考の爲諸種の硬度の試験結果を表-4 に示す。

圖-15. Crater Test とダイナマイト量比較



(3) 孔尻に就ての考慮

孔尻は普通の爆破に於ては多少とも残るのが常である。之は比重と爆速との關係で孔底にある薬包の爆力が弱まること, 鑿孔内で爆發壓の最大點が必ずしも孔底に位置せぬこと, 及岩石の抵抗の偏位, 即ち石目, 罅裂等の關係から幾分の孔尻が残るのは止むを得ず, 且多少の孔尻を残すのが常法である。

多くの實測に鑑み, 装薬長の 1/2 に相當する殘孔を生ずる時を以て装薬適量の標準とする。

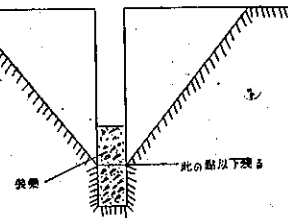
蓋し, 爆破の岩石に働く力の重點は装薬の中心に在るを以て, 鑿孔内に於ける爆發力は装薬の中心點で最大となり, 破壊作用は此の點より最小抵抗線に沿つて最強力に行はれる筈である。従つて装薬の中心點以深の孔尻は殘存するものと考へられる。故に孔尻が装薬長の半分より多い時は, 装薬不足であり, これ以下に少い時

表-4. 硬さに對する諸種試験成績

試料名	A	B	C	D	E	F	G	H
坑内穿孔速	5.0	7.3	9.5	10.7	12.7	13.3	11.0	15.2
崩度	0.522	0.580	0.811	0.950	1.260	1.730	0.639	1.306
破碎試験	17.0	15.0	12.0	10.0	7.0	6.5	9.3	6.8
球盤度	63.56	59.32	66.55	52.62	72.85	28.26	79.23	0.75
Mohr's Hardness	5.9	5.3	4.9	4.7	4.2	4.0	6.5	3.0
Brinell	244	158	92	139	106	38	248	62
Shore	98	84	68	68	47	27	98	42
耐 壓	1,000	1,000	1,532	1,532	294	710	1,585	747
耐 屈	188	188	141	141	69	63	121	115
耐 伸	61	51	71	71	26	19	45	48
耐 磨	4.4	8.6	10.6	11.3	19.6	22.3	2.9	13.0

(備考) 1. 比較の基準は第1表同様 C 岩石を 100% として各岩石の % を算出したものであります。但し穿孔速度, 崩度, 耐磨の % は逆比を以て表しました。
2. 耐屈, 耐伸, 耐磨の 4 種は Olsen's Test Machine に依て試験した成績であります。

圖-16.



は装薬過量か又は甚だしく軟質の岩石と解釋するのであつて, これは爆破能率を昂る上の重要點である。

(4) 爆破に對する岩石の硬度

Blastability は Crater test の成績より容易に表示し得る。Blastability の値としては Crater Test の百分率その儘でもよく, 又その 1/10 を以て表はしてもよい。

而して此の Blastability の値 1 又は 10 に對する爆薬量は既知數であるから, この數値より直に所要の爆薬量が求められる。

最大威力を發揮する爆薬の諸條件 爆破作業の能率を増進する爲には, 先づ岩石の硬軟に應じて装薬量を適

表-5. 岩石の爆破強度

鑛山及切羽名	Crater Test	1 m ³ 當ダイナ			
		落高 (cm)	%		
河三東	50 米 城 1 號 鑛 西 延	20.5	109.0	1,245	70.8
守 堀 山 功 考	依 五 十 七 號 坑 東 延	20.0	106.4	2,430	138.1
東 嶺 第 二 號 坑 東 延	石 十 五 號 坑 東 延	19.5	103.7	2,115	120.2
日 光 守 用 根	第 二 號 坑 東 延	19.5	103.7	1,499	85.2
三 羽 馬 小 澤 盛 澤 石 星 野 鹿 野 高 北 大 沖 尾 津 赤 尾 小 鹿	第 二 號 坑 東 延	17.5	93.1	2,576	146.4
	第 二 號 坑 東 延	17.2	91.5	1,109	63.1
	第 二 號 坑 東 延	16.7	88.8	1,710	97.2
	第 二 號 坑 東 延	15.3	81.4	1,988	113.0
	第 二 號 坑 東 延	14.3	76.1	1,315	74.7
	第 二 號 坑 東 延	13.5	71.8	1,772	100.7
	第 二 號 坑 東 延	12.3	65.4	1,996	113.4
	第 二 號 坑 東 延	12.0	63.8	1,968	111.8
	第 二 號 坑 東 延	11.7	62.2	1,614	91.7
	第 二 號 坑 東 延	11.2	59.6	1,560	88.6
	第 二 號 坑 東 延	10.3	54.8	2,044	116.1
	第 二 號 坑 東 延	10.1	53.7	1,890	107.4
	第 二 號 坑 東 延	9.8	52.7	1,711	97.2
	第 二 號 坑 東 延	9.5	50.5	2,247	127.7
	第 二 號 坑 東 延	8.9	47.3	2,301	130.7
	第 二 號 坑 東 延	8.8	46.8	1,436	81.6
	第 二 號 坑 東 延	8.0	42.6	1,561	89.7
	第 二 號 坑 東 延	7.3	38.8	1,958	111.2
	第 二 號 坑 東 延	6.8	36.2	1,468	83.4
	第 二 號 坑 東 延	6.2	33.0	1,619	92.0
	第 二 號 坑 東 延	5.0	26.6	1,680	95.5

正にすると同時に、與へられた爆薬が最大威力を發揮する様に考慮せねばならぬ。即ち爆薬自體の性質を究め起爆の方法其他に最善を盡さねばならない。

然し爆薬は被爆物の性質や周囲の抵抗に依り、爆發速度等の爆反應を著しく變化するものであり、又起爆に用ふる雷管や導火線も如何なる程度が最も有效であるかも不明である。

之が爲種々なる實驗の結果、色々な抵抗に於て爆速の變化する状態及雷管、導火線の最も有效な威力の標準を定め得た。

爆速試験にはダイナマイト及カーリットを用いた。其の結果は、ダイナマイトは起爆點を遠ざかるに従ひ或は抵抗を増大するに従つて著しく爆速を上昇する。即ち空間にては 2 000~2 400 m/sec 程度のもので、肉厚 1.95 cm 鐵筒では起爆點にて 5 952 m/sec、起爆點より 100 cm 隔つた所では 7 853 m/sec となる。一方カーリットは空間にては 3 300~3 700 m/sec の爆速を有し、最大抵抗の場合でも 4 500 m/sec を超えることはない。

此の結果から、ダイナマイトの爆速を 4 000 m/sec 以上に達せしめ得ない軟質岩の爆破にはカーリットの方が有効であり、硬質岩石の爆破の如き抵抗の大なる物にはダイナマイトが有効である。

次に雷管に就いては、内外各種の雷管 16 種と別に標準雷管 1 號より 24 號までを調製し試験せる結果、ダイナマイトには標準雷管 9~10 號、カーリットには 15 號程度が最も有効であつた。故に雷管の選擇には充分意を用ひ、成るべく強力なものを採用すべきである。

導火線に就いては、短長 300 mm | のものが最も有效である。最小 200 mm、最大 500 mm 以外のものは特別の場合を除き用ひない方がよい。

尙雷管の威力としては、普通市販のものでも窒化鉛雷管、テトリール雷管等、標準雷管 9~10 號の威力に匹敵するものも少くない。

堰 堤

(5) 工事中の Shasta 堰堤

(Ralph Lowry, M. Am. Soc. C. E. "Construction Features of Shasta Project." Civil Eng, July 1941 p. 409~412. 篠原 清抄)

骨材の運搬 Shasta 堰堤のコンクリート容量は 10 000 000 題である。仕様書に合格する骨材の全所要量を採取する爲めには、現場より南方 10 哩の Calif. 州 Redding に求めねばならないから、Redding に大規模な砂利及砂の採取設備をした。

骨材の運搬方法としては南太平洋鐵道を利用する事も一應は考へられたが、其れより所要骨材が莫大な量に達するから、ベルトコンベヤーで連続的に運搬する方が經濟的である事が判つた。その結果骨材の輸送は亘長 9.5 哩のコンベヤーに依つた。勾配の變化に應じ 26 ケ所の連絡設備を設け、各連絡設備には 200 HP の電動機を設備した。下り勾配にある連絡設備の電動機は位置エネルギーの利用に依り發電機として働きコンベヤー運轉動力が瞬間的に低下した様な場合には自動的に調節作用が行はれる。コンベヤーの速度は毎分 550 呎即毎時 8 哩、ベルト幅員 36 吋、輸送容量毎時 1 100 題である。從て此のコンベヤーは、骨材輸送に約 2 時間を要するから、連続運轉をすれば、貨車 44 車分の運搬能力がある。骨材は Coram でシャトルベルトに移され、コンクリート造の骨材貯藏倉庫に入れられる。總てのベルト連絡設備はコンベヤーの Coram に於ける終點に於て、遠距離操作が可能である。ベルトを起動する場合には、先づ最初に Coram に最も近い No. 26 の連絡設備が起動され、規定の速度に到達すると、次に No. 25 が自動的に起動され、次々の連絡設備が順次に起動される機構になつてゐる。停止する場合は逆の順序に次々の連絡設備が停止する。

開發局とコロムビア工事會社 (Columbia Construction Company) との請負契約は、Coram 渡し順 60 cents (噸當り設備費 40 cents、輸送費 20 cents) であ

る。従てマスコンクリート 1 立方碼中の骨材費は 1.10 弗になる。尙骨材關係の假設備費は

砂利採取設備費 1 400 000 弗
コンベヤー設備費 (Coram 堰堤間) 1 460 000 弗

コンベヤーに依つて輸送された骨材は、シトルベルトを経て、容量 1 000 噸のブートに移され、ブートの下部より別のベルトコンベヤーに依り、Coram と現場との中間 (堰堤より北方 1 哩) にある倉庫に運搬される。

倉庫は 5 箇あつて 1 列に並び、其の設備容量は 25 000 噸乃至 40 000 噸である。此の倉庫の下を隧道を通してベルトコンベヤーで、混合場に運ばれる。倉庫に於ける隧道の頂部には、電氣的にゲート进行操作する事に依り、骨材をベルトに移される。

Coram とコンクリート混合場間のベルトコンベヤーは 12 箇所の連絡設備がある。此のコンベヤーのベルト幅員は 36 吋、運搬能力毎時 1 000 噸、ベルト規定速度毎分 450 呎である。

セメントの運搬 堰堤用低熱セメントは請負持で、鐵道に依り貨車で現場の南方 1/2 哩の荷卸場へバラの儘で運ばれ、附近のセメント倉庫に入れられる。セメント運搬車から荷卸しするには 125 IP のセメント荷卸機械に依る。此の機械は現場に 2 臺あり、何れも 1 人の運轉手に依り、遠距離操作をする事が出来る。別に 2 人の助手が居て之は 40 分間に 300 樽分のセメント入り貨車の荷卸しをする事が出来る。荷卸しされたセメントは 10 箇の倉庫 (全容量 60 000 樽) に徑 8 吋のパイプに依り、壓搾空気を利用して、壓送される。即倉庫に、壓搾空気用ポンプがあつて、倉庫の底部よりセメントを補給し高度に壓搾されたセメントは徑 10 吋の鐵管により混合場に壓送される仕組となつてゐる。普通の状態では壓力 80 ポンドの下で毎分 2 500 立方呎の空気を、用ひて、毎時 450 樽分のセメントを混合場に壓送する事が出来る。

コンクリート混合場 コンクリート混合場ではセメントは混合場の上部に在る容量 1 600 樽入りのセメントビン 2 箇に貯藏される。此のセメントビンの周圍には 600 樽入り骨材ビンが 5 箇配置されてゐる。

コンクリート混合場は堰堤上流右岸上方のケーブルクレーン固定塔と同一基礎に設備され、此の工場には骨材、セメント、水を自動的に計量するバッチャーがある。鐵製コンクリートホッパーの周圍に 5 箇の 4 立方碼練のミキサーがある。

バッチャーに於て計量された材料はコレクティングオー

ンを経て、シュートに依り、任意のミキサーに投入される。バッチャーの運轉手は 6 種の配合の 1 種を選定すれば自動的に計量され、ミキサー運轉手はレバーを前方に操定して、所定のミキサーに投入する。ミキサーの運轉手は現場の必要に應じミキサー投入、練出等を制御する。總て此の工場の運轉は電氣及壓搾空気を、用ひて、半自動的に操作されてゐる。

バッチャーには自記記録計があつて、コンシステンシーカーブが電氣的に表示され、バッチャー運轉手は容易に施工軟度を、知る事が出来る。記録計の回轉速度は毎時 3 呎即毎分 0.6 吋であるから、混合時間をチェックする事が出来る。記録計の用紙には 1 分毎に自動的にゴムのスタンプで記録される。ロールは 24 時間 1 枚であるから、時々取出され開發局に提出される。此の記録に依り打設されたコンクリート量を決定する事が出来る。

コンクリート 堤體コンクリート量 6 000 000 立方碼の大部分はマスコンクリートで、使用骨材の最大寸法は 6 吋である。コンクリートの配合は強度、耐久性、ウォーカビリティー等を考慮の上、最も經濟的なものとした。施工中のマスコンクリートのスランプは $1\frac{3}{4}$ 吋乃至 $2\frac{1}{4}$ 吋、水セメント比 60%、必要なウォーカビリティーよりセメント骨材比 $1:9\frac{1}{2}$ 、砂利-砂比 2.75 乃至 2.95 である。此の配合のコンクリート 1 立方碼中のセメント量は 1 樽、28 日の強度は平均約 4 000 ポンド/平方吋弱である。コンクリートの試験は圓筒状テストピースを用ひ、一定の規準に依つて、養生をなしたる後 7 日、28 日、90 日に就き試験した。コンシステンシーは混合場より練出されたコンクリート中よりサンプルをとつて、スランプテストを爲し 1 時間毎に測定してゐる。

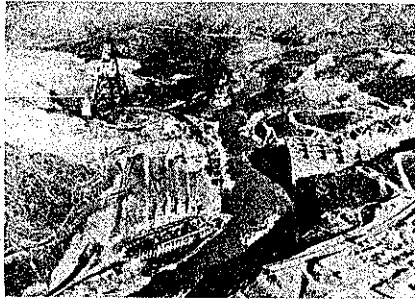
コンクリートの施工 コンクリートを堰堤に打込むには高さ 460 呎の固定塔より 7 箇のケーブルウェイに依る。可動塔は固定塔を中心とする圓弧上を自由に移動し、堤體の任意の施工箇所にコンクリートを打設する事が出来る。ケーブルウェイのスパンは No. 6 は 700 呎、No. 1~3 は 2 670 呎である。

各ケーブルウェイは別々に電氣的に 3 臺の制御機に依り運轉される。運轉手は可動塔の運轉室に於て、電氣的開閉に依り、遠距離操作をなす事が出来る。

3 臺の制御機の内、1 號機は横行装置中のエンドレスケーブルに對して使用され、2 號機は昇降装置の鋼索に、3 號機はコンクリートバケットの開閉に使用される。混合場よりバケットに移す爲に、2 箇の各々 8 立方碼

入のサイドダンプホッパーを有する電気機関車が用ひられてゐる。之は固定塔と同一基礎面上に之を中心とした圓弧の軌道上を運轉されるものである。電気機関車に依り所定の場所に運搬されると、ホッパーの壓搾空気のロックを弛め、ケーブルに懸吊されてゐる 8 立方碼

圖-17.



入りのバケットに移され、ケーブルウェイに依り施工現場に運搬される。

堤體の施工繼目は縦横 50 呎で、各ブロック共最小 72

圖-19.

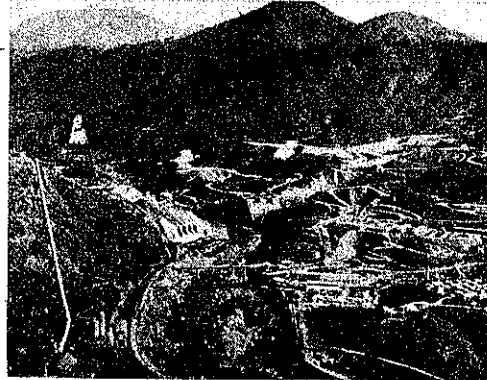
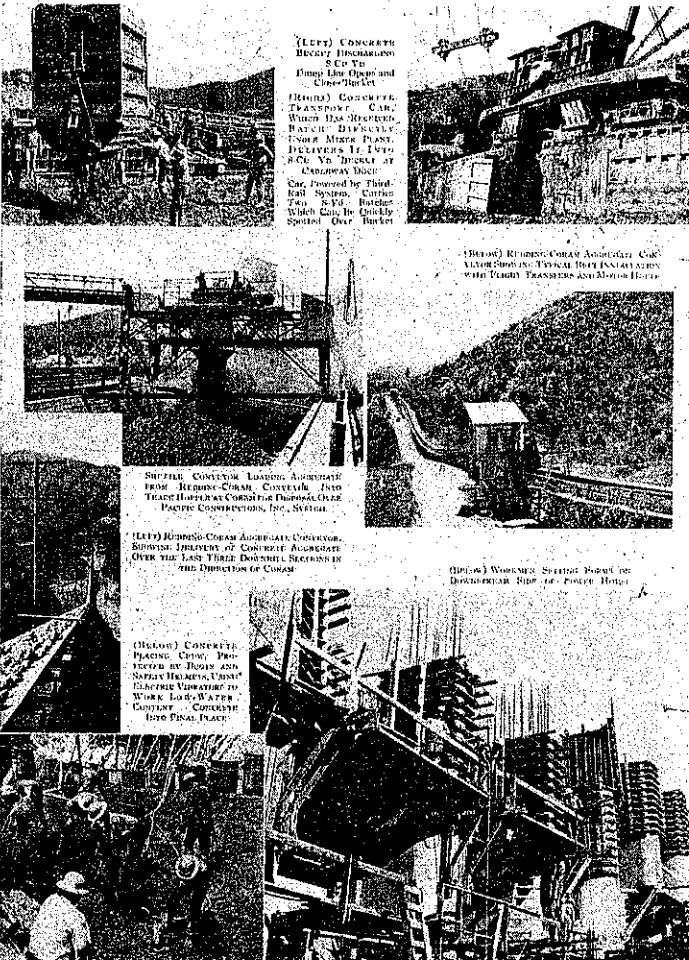


圖-18.



(LEFT) CONCRETE BECKETT HOCHRIESEN 8 Cu. Yd. Hoop Line Open and Close Hoist.

(MIDDLE) CONCRETE TRANSPORT CAR, WHICH HAS IMPROVED WATER DISCHARGE UNDER MIXER PLANT. INCLINERS BY LATHS 8 Cu. Yd. Hoop at CHANSHAN DOCK.

Car, Powered by Third-Rail System, Carries Two 8 Cu. Yd. Hoop Which Can be Quickly Spooled Over Bucket

(RIGHT) REINFORCING CONCRETE ASSOCIATE CAR ALONG SLOPE. TYPICAL HOIST INSTALLATION WITH TOWER TRANSPORT AND MOTOR ELECTRICAL

SHUFFLE CONCRETE TRANSPORT SYSTEM FROM REINFORCING CONCRETE ASSOCIATE TOWER TRANSPORT AT CHANSHAN DOCK. PACIFIC CONSTRUCTION, INC., SYDNEY.

(LEFT) REINFORCING CONCRETE ASSOCIATE CONCRETE. SHOWN DELIVERY OF CONCRETE AGGREGATE OVER THE LAST THREE DOWNHILL SECTIONS IN THE DIRECTION OF CONCRETE

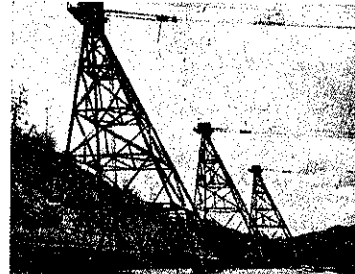
(MIDDLE) CONCRETE PLACING CRANE, PROJECTED BY BOSS AND SAFETY HELMETS, UNDER ELECTRICAL POWER TO WORK LOOSE WATER CABLES. CONCRETE BY FINE PLACE

(RIGHT) WORKING STATION PLACES FOR DOWNHILL RIDE OF POWER HOIST

時間を以て、1 リフト 5 呎を打上げる。

型枠はメタル張り木製パネルを有するキャンテレバタイプのもを使用してゐる。1 リフト打上げた後、コンクリートの表面はラフに仕上げ、ブロックの中央部の假排水用パイプに向つて緩傾斜を與へる。次のリフトを打つ直前にコンクリート表面に砂を吹き付け、クーリングパイプを置き、コンクリート表面を充分壓力水に依つて清掃する。堤體コンクリートと同一配合の砂、セメント、水より成るグラウト層を一様に 2 吋の厚みに打ちたる後、1 リフトを 4 層に打ち上げる。標準として、5 時間に 1 つのブロックを 1 リフト打ち上げる爲にはケーブルウェイに依り毎時 100 立方碼即バケット 1 回を 4 分間で、操作する必要がある。使用中のコンクリートバケットは工事會社の設計に成り獨創的な型式のもので、

圖-20.



Shasta Dam で今度始めて使用されたものである。底面は其の両端に夫々ヒンジを有する2枚の板より成り、此の開閉はダンプリンに依り制御される。バケットは任意の施工場所に降下せしめる事が出来る。之は施工場所に信號係が1人居て常にケーブルウェイの運轉手と有線連絡をするのである。運轉手はケーブルウェイの操作は勿論、可動塔の移動をも自由に遠距離操作をなす事が出来る。此の正方形断面のバケットの底を全開する事に依り、比較的硬練のものでも材料の分離を起す事なく、速に放出する事が出来る。放出されたコンクリートの打設は監督1名、搦固め係2名、バイブレーター使用の締固め係6名(バイブレーターは2名1臺)計9名の組織に依り施工される。バイブレーターは振動数毎分7000の電気式のものである。

コンクリート混合場の計量は24時間に付平均6000立方碼のコンクリートを施工せんとするものであるが、設備としては4立方碼練5臺あり、1日最大9000立方碼は可能である。又骨材運搬設備もコンクリート混合場並にケーブルクレーン設備容量に對して、充分の餘裕がある。

Shasta 堰堤のコンクリート打始めは1940年2月で現在迄凡そ1000000立方碼が施工されたが之は堰堤全容量6000000立方碼の16%に當る。

Shasta 堰堤の完成豫定は1943年末である。

道 路

(6) 作戦區域に於ける道路工事 (2)

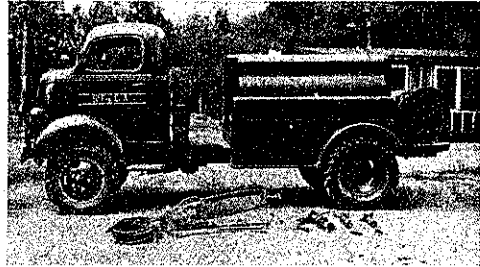
(William N. Carey; "Road Work in Theaters of Military Operations". Civil Eng., June 1941, p. 341~344
新妻幸雄抄)

各種の作業をする技術者の主な役目は味方の進軍する道路は交通可能とし、敵の進軍する路線は交通不能にすることである。

軍の技術者は道路の建設維持に關するあらゆる方法は勿論知つて居なければならないがその知識を如何なる條件の下にも上手に應用し、どんな材料をも有効に使用出来なければならぬ。尙又時間が少なく設備が不足でもどんな道路をも完成させることが出来なければならぬ。道路工事に關して居る軍の技術者は、仕事に適當な設備を持つて居れば有能な道路技術者としての知識経験と軍事的知識とを持つて居て彼の通路についての知識経験を軍の要求に應じ得る様に利用するに相違

ない。前線の道路工事は新しい道路を作るよりも現存の道路を改造し修理し維持することだと言はれて居る。

圖-21.



がそれだからと言つて近代戦では新道路は決して造られないと言ふのではない。米國の様に道路が多くても作戦區域が發展すれば必ず新道路の築造が必要になつて来るだらう。

如何なる事情があつても新道路の建設が必要になつて来るから技術士官は如何なる條件の下にも道路建設を實行出来る知識を持たなければならない。彼は最も簡単な道具や設備で、恐らく殆んど経験のない部下を率いて、有用な道路を急速に建設出来なければならない。経験ある道路技術者は戦争が起きて技術士官に編入されると、軍の計畫、組織や材料を用ひて道路の建設、維持に關する信頼出来る仕事出来る迄には種々勉強すべきことがある。

圖-22.



近代の道路工事でよく使はれて居る機械は前線の技術者に對して役に立たないらしい。軍の技術部隊に與へられてゐる主な道路用設備はトラクターに乗せたブルドーザー、工具や鑽を備へた小さい空氣壓縮器、3/8ヤードと1/2ヤードのショベル、機動化したグレーダー、トラクター、1 1/2 トンの空トラック、他のトラック、運搬臺車、破壊設備と小さな工具である。

戦争に於ても平和の時に於ても基礎原理は殆んど變りはない。併し勾配や曲率や路面に關する軍の標準は

圖-23.



市内に於ける標準より遙かに程度が低い。排水をよくすることだけは最も大切である。仕事は迅速を目的とするので一時的軍事的建設に於ては大量の切取盛土などはせず、従つて勾配や線形などは無視して建設した道路を通つて居る。前線では路線規定だとか新型の道路を計畫するとか言ふ様なことは必要がない。最も重要な道路の要求は速に状況を變化することである。1日経てば要求も新しくなり異つて来るかも知れないから、地方的の材料を有効に使用して實用に供することが軍の技術者の基本的主義である。前線に於て軍の建設計畫が成功するか失敗するかはこの主義を適用する巧拙による。

市内の工事でも時間は重要であるが計畫が完全でなく豫定の日に出来なくとも損害は僅少で、出来れば100%の效用がある。しかし戦争では、建設は命令された時に出来上つて居なければならぬ。なぜならば、完成し損つたために戦略的努力が全く無駄になるかも知れないから。軍の技術者が最も困難とする能力は、戦争中の或状況の下に、與へられた建設工事を遂行するに要する時間を正確に判断することである。

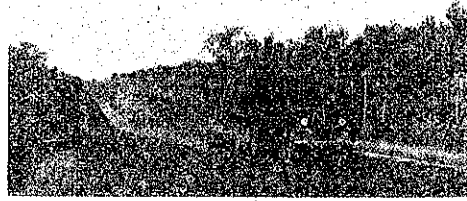
圖-24.



現在の道路が利用出来る場合は新道路を決して造らないから、現存の道路の維持、修理、改良と言つた仕事

のために新しい建設工事が減じて居る。維持、修理の問題の方が建設よりも遙かに複雑である。一般工事の困難の他に次の様なことも算へられる。則 (a) 爆発の影響——砲弾、爆弾、地雷、(b) 使用し易い修理材料の不足なること、(c) 天候の如何に關らず出来るだけ短時間内に修理する重要さ、(d) 大規模な道路設備なきこと、(e) 敵の砲火等。

圖-25.



師團やそれ以上の部隊は自己の行動範囲内に自己の要求に應ずる一家の道路網をつくる。軍や軍團や師團の技術者はこの道路網内の道路を交通量、天候、敵の行動とか他のあらゆる破壊的の條件があつても交通可能にして置く義務がある。簡単な維持の外に道路網の中には修理、改造を要する所が出ることもある。普通に起る修理は穴である。穴は砲弾、爆弾、地雷に依つて生ずるが大きさは2斗入の籠位から徑が100呎以上、深さが30~40呎に及ぶものがある。道路の脇にある暗渠がよく退却する敵に破壊されて居るがこんな場合は最も頭を使ふ修理をしなければならぬ。他の屢々起る障害は距離が短かくても改良されて居ない狭い田舎道であつてそれを重量物が通れる様に速に改造しなければならない。これは一般に交通路と交通路の横の連絡道路である。こんな場合は維持でなく改造になる。

圖-26.



軍のあらゆる種類の輸送品は後方に多量の動力を備へた空気タイヤ又はキャタピラーのトラックに載せて居るから、市内工事の様に高級な道路表面処理は必要がない。この様に大部隊を迅速に移動せしめる方法が新

に発見されたので、或条件下では、個々の輸送部隊が要求する以上の高級な標準を必要とする様になつて居る。2つの重要地点間の道路が或行動期間中通行が出来、1時間5哩程の速度で通れる様にして置けばよいならば或部時分だけを高速で通れる様にしようと努力する必要はない。他方、同じ道路が1時間40哩或はそれ以上の速度で通れる様にすると、全區間に亘つてその標準を保つ様にする方がよい。高速の道路區間に悪い箇所があると一般には道の悪い所で交通が錯綜して敵のよい目標になる。

どの道路工事も有用な材料や方法が唯一つに限らないことは明らかである。充分に利用するためには時間と材料を最小限度に使用して仕事を仕上げる工夫をすればよい。筆者の考へでは、路面の維持改良工事は瀝青材料を使用すれば最小限の努力を用ひて最大の成功を収め得ると思ふ。この大陸の戦争にはコールタール、油類、媒溶劑、アスファルト乳劑が容易に利用出来ると思ふ。道路技術者も皆この瀝青材料を使ひ慣れて居る。又常溫塗装には大したアスファルトプラントは要らない。瀝青材料を使用しなくても前線に於ける道路を使用し得る様に修理、改造することが出来るのは昔も今も變りはないが、こんな仕事は大抵の場合瀝青材料を利用すれば遙かによく出来る。従つて設備も訓練も前線でこの様な方法が充分利用出来る様に考へなければならぬ。

他方、設備、裝備訓練を瀝青材料を使用することばかり考へて用意することは、瀝青材料を無視するのと同様の間違ひである。他の方法を充分に知つて居ることが是非必要であり、瀝青材料を適當に使用するために心得て置かなければならぬことである。水を排除し、岩石を使用せよと言ふ古語は現代に於ても何等其の眞價を失はない。

修理、維持、表面仕上等のためには碎石や砂利を用ひれば目的を達し得る。しかし結合材として瀝青材料を使用すれば是等の道路材料は更によく、長く役目を果し得る。若し碎石や砂利が利用出来なければ、砂とアスファルトだけで立派な道路が出来る。砂と粘土はあるが瀝青材料がない所では砂と粘土又は砂、粘土、鹽化カルシウムを用ひる安定法がある。最近全國にアスファルト結合材と地方の材料とを混合した安價な道路材料が發展しつつあるが、之も同様重要なものであり、軍用に供し得る様に準備しなければならぬ。

瀝青材料は任意量貯藏出来る。そして貯藏所から持つて行つて直ちに使用し得る。瀝青材料は亦トラックが入

れる所なら何處へでもトラックで輸送し得る。施工したばかりのアスファルトを護るために柵をしたりする必要はない。施工するや否や車が通つてもよい。アスファルトを結合材とすれば地方材料はどれも有数の修理材料、表面處理材料となる。瀝青材料もいろいろの型があるので撰擇範囲も廣い。完全に軍用に適合した輕便な設備が現在用ひられて居り、標準的なコンクリート混合機も使用出来る。特にアスファルト乳劑を用ひる場合に、混合設備がない時は單葉のグレーダーを用ひれば調子のよい時は一日に數百噸のアスファルト劑を混合出来る。道路修理にアスファルトを使用すれば防水性があり車が通るために動いたりすることはない。

常溫塗装用材料を準備するに別に面倒な技術は要らない。タール、油類、媒溶劑、乳劑と言つた様なアスファルト材料や碎石や砂利、砂があれば適當な混合材を作るに要するアスファルトや骨材の量を決定することは比較的簡單である。どの點から見ても作戦區域に於ける道路の修理、維持のためにはアスファルト材料を用ひるのが最も秀れた方法である。

あらゆる建設に於て一般土木ではポートルランドセメントを使用するのが普通である。しかし戦争中の軍の建設にはセメントを用ひると建設して利用する迄に時間的制限がある。道路や航空港の滑走路面にポートルランドセメントを用ひるのはソイルセメント安定法、セメントグルートマカダムとがよく知られて居るポートルランドセメントのコンクリート鋪装に限る。このいづれの方法も建設してから利用する迄に可成りの時間が要るので、後方地帯や國內以外では戦争中軍用に適するとは信ぜられない。技術士官の問題となるのは全く實用と言ふことである。戦闘中には詳細に研究する暇など全くない。問題の實際的解決は技術的考慮に基かなければならぬことは勿論ではあるが、訓練を受け經驗の豊富な技術士官と部下が、適當な表や曲線の書いてある技術者用の小型便覧を持つて居れば、戦時に於ては土質試験所とか化學者とかが平時の工事の熟練家よりも役に立つ。

橋梁及構造物

(7) 鋼桁腹鋼添接の研究

(J.M. Garrelts; "An Investigation of Plate Girder Web Splices". Proc. A. S. C. E. June, 1941 p. 1035~1052 西畑勇夫抄)

腹鋼の添接法のみを異にする、高さ 24 1/4 吋、長さ 24

異なる4本の鉄桁を試験したもので、その試験方法を二部分に分つた。

(1) どの桁も先づ使用応力 (working stresses) にて試験を行つた。(之は即ち、弾性限度以下の応力を生ずる荷重に對するもので、弾性範囲内の様子を比較する一つの基礎を與へるものである)。

(2) 増加する荷重の下の變化を明にする爲に各桁共破壊する迄試験した。

第一段階の試験及第二段階の試験共歪計を圖-27の如く

取付けて測定し、その結果の値を表-6に示す。

圖-27. 歪計取付位置ゲージ線

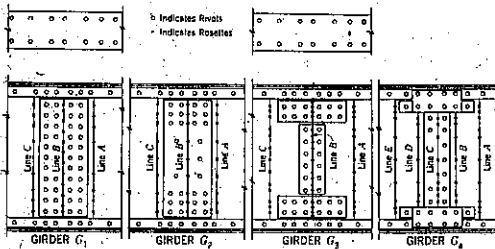


表-6. 断面上の全測定モーメント及剪力

Location	BENDING MOMENT, in Kip-In. ²				SHEAR, in Kips	
	Applied	Measured	In the 20-in. Depth Between Flanges		Measured	Theoretical
			Measured	Theoretical		
GIRDER G ₁						
Line A	1,110	1,050	148.00	125.4	12.00	13.84
Line B ^a	1,100	1,195	144.74	144.0	12.45	13.84
Line C	1,273	1,290	100.0	147.0	13.40	13.84
GIRDER G ₂						
Line A	1,110	1,076	182	125.4	11.3	13.84
Line B ^a	1,100	1,128	149	144.0	12.0	13.84
Line C	1,273	1,289	171	147.0	12.0	13.84
GIRDER G ₃						
Line A	1,080	1,057	173.3	122.6	12.0	13.84
Line B ^a	1,100	1,120	174.3	147.0	14.8	13.84
Line C	1,300	1,294	107.7	147.0	13.8	13.84
GIRDER G ₄						
Line A	1,070	1,037	184.31	121.0	12.0	13.84
Line B ^a	1,145	1,098	148.31	129.0	10.3	13.84
Line C ^a	1,102	1,121	102.07	140.7	10.38	13.84
Line D	1,243	1,192	152.08	140.7	11.0	13.84
Line E	1,320	1,312	172.00	140.1	11.45	13.84

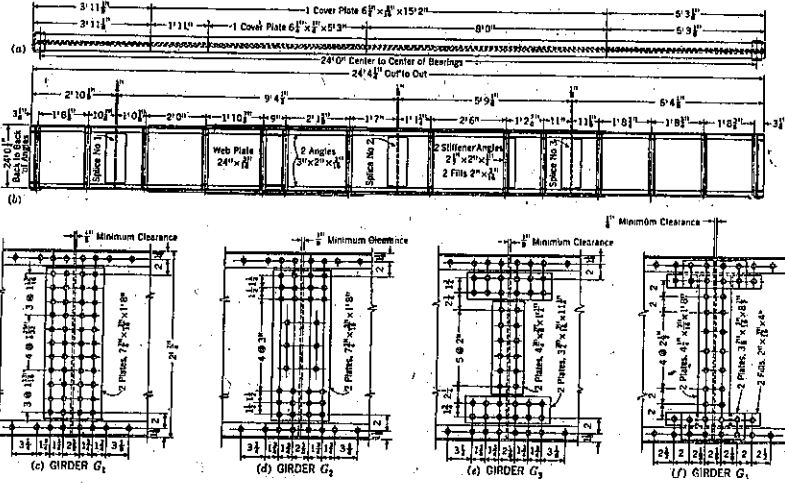
^a See Fig. 3. * 1 kip = 1 "kilo-pound" = 1,000 lb. ^b Applied shear = 16 kips in each case. ^c Splice.

試験材——試験桁の寸法は、實際使用されてゐる桁の寸法に比例し、且又實驗室で取扱得る限り大きくした。

4本の試験桁は、添接箇所材料及配置が異なるのみで他は同一である。

主材、添接材料及配置等は、圖-28に示す通りであ

圖-28. 試験桁詳細圖



る。桁が製作された時の豫備試験計畫は、各桁の三分の一點に單一集中荷重を加へる筈であつた。後に桁の載荷方法が對稱的配列に變更されたけれども、蓋板は原荷重條件に適合する様に設計されたものである。

降伏點、破壊強度、延性、及弾性係數等を定める爲に各試験桁を山形鋼、蓋板及腹板から試験片を取り、引張試験を行つた。結果は表-7に示す。

圖-29. 載荷裝置

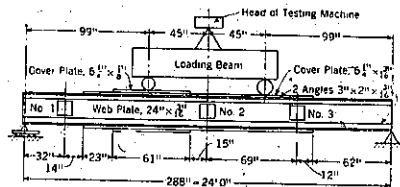


表-7. 桁鋼材の物理試験

Description	Flange angles	Web plates	9 1/2-in. cover plates	16-in. cover plates
Yield point (lb per sq in.)	43,223	32,950	31,390	33,825
Ultimate strength (lb per sq in.)	61,300	40,100	44,273	48,700
Modulus of elasticity (kips per sq in.)	29,400	30,100	29,300	29,700
Percentage elongation (1/2 in. gage)	49	61	53	49
Percentage reduction of area	69	71	71	69

試験——各桁に用ひられた荷重配置は圖-29に示す。第一段階では、歪の讀を 1 kip と 33 kips の荷重でとつた。この歪の讀値の差は 17.6 kips/0" の理論的の最大線應力を生ずるに必要な 32 kips の荷重に對應する。第二段階では、次の荷重の下にて歪の讀を取つた。

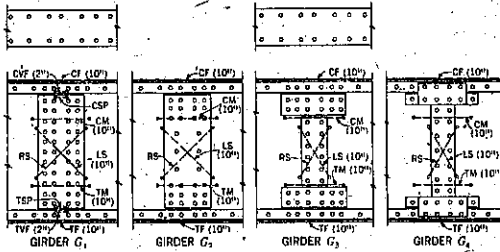
桁	中間の荷重 (kips)	破壊迄の最後の増加量 (kips)
G ₁	0, 1, 33, 36, 39 等	3
G ₂	0, 11, 22, 33, 37, 41, 45 等	4
G ₃ 及G ₄	0, 33, 37, 41, 45 等	4

歪讀値は、圖-30に示す位置で取つた。

茲に

- CF = 壓縮突縁—水平脚 10 吋ゲージ長
- CVF = 壓縮突縁—垂直脚 2 "
- CSP = 壓縮突縁—添接板 2 "
- CM = 壓縮回轉 10 "
- RS = 右剪力歪 10 "
- TSP = 引張突縁—添接板 2 "
- LS = 左剪力歪 10 "
- TM = 引張回轉 10 "
- TVF = 引張突縁—垂直脚 2 "
- TF = 引張突縁—水平脚 10 "

圖-30. 歪讀に對するゲージ位置



試驗結果:—

彈性範圍試驗—歪計の讀より計算せる結果を、夫々圖-31, 32, 33, 34 に示す。

破壊荷重試驗—添接 1 (圖-30) のゲージ線 RS 及 LS 上の歪の讀値から、算定される相對的垂直又は剪斷變位は、圖-35 の曲線にて示され、添接到ける相對角變位は、圖-36 に示されてゐる。引張及壓縮突縁の平均應力は圖-37 に示す。

各試驗荷重に於ける桁 G_1 の撓曲線は、圖-38 であつて、他の桁に對する對應曲線は相等しく之には含まれてゐない。圖-39 は荷重對最大撓曲線であつて、どの桁も皆同一形を呈する。

添接 2 に對する桁 G_1 の添接板の頂及底縁の應力及隣接突縁山形の縁の應力を圖-40 に示す。

各桁に對する破壊荷重を表-8 に與へる。各場合共破壊は添接 2 に於ける上突縁の挫屈に依り起つた。

圖-31. 桁 G_1 添接 3 に於ける應力 kips/吋²

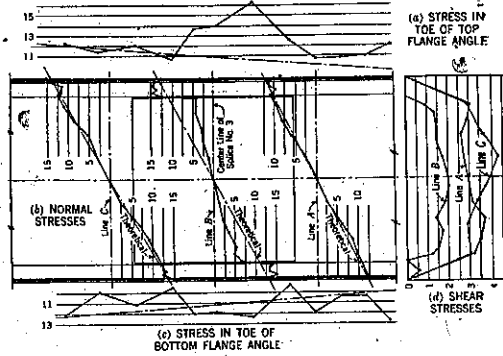


圖-32. 桁 G_2 添接 3 に於ける應力 kips/吋²

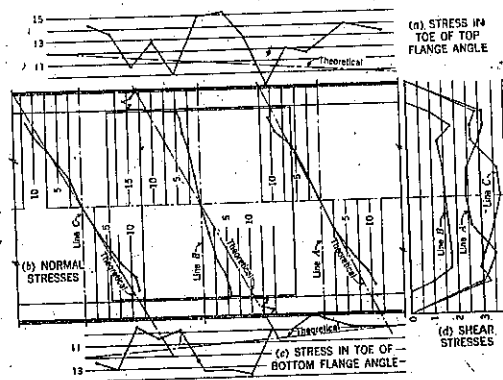


圖-33. 桁 G_3 添接 3 に於ける應力 kips/吋²

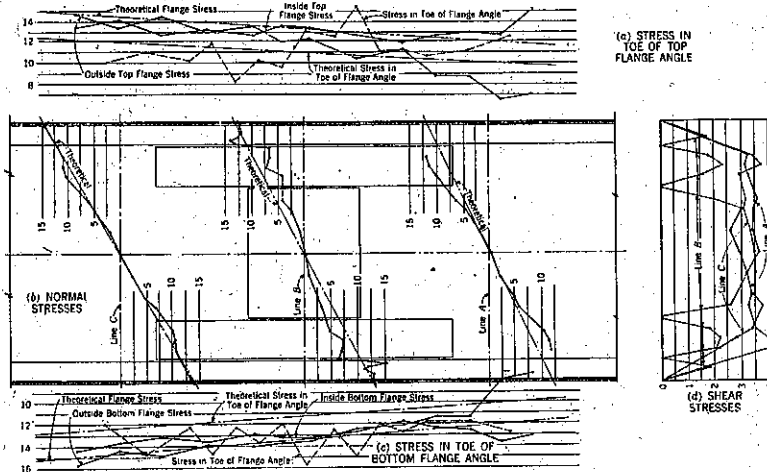


圖-34. 桁 G_4 添接 3 に於ける應力 kips/in^2

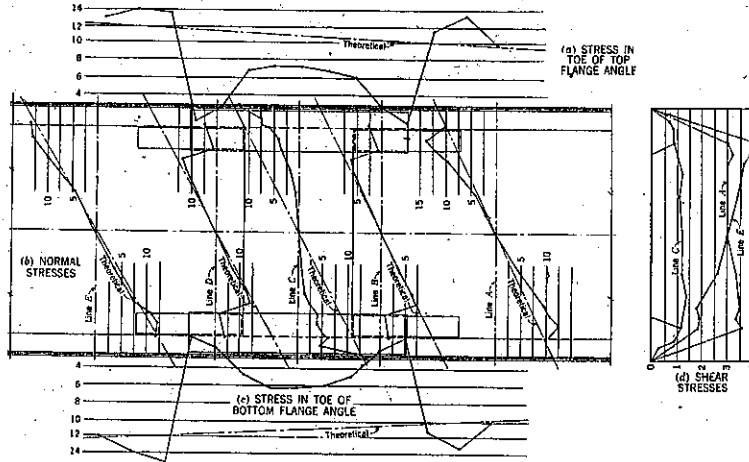


圖-35. 添接 1: 別断力對相對斷變位

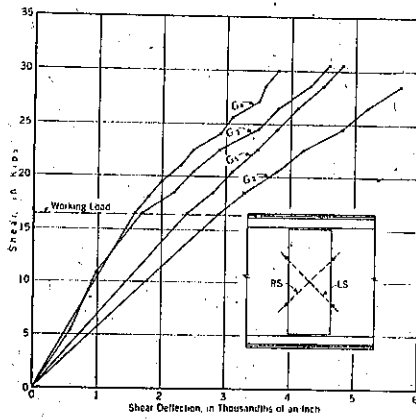


圖-37. 添接 2: モーメント對突縁應力

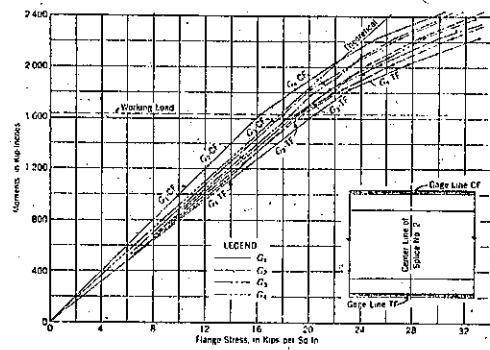


圖-36. 添接 3: モーメント對相對回轉

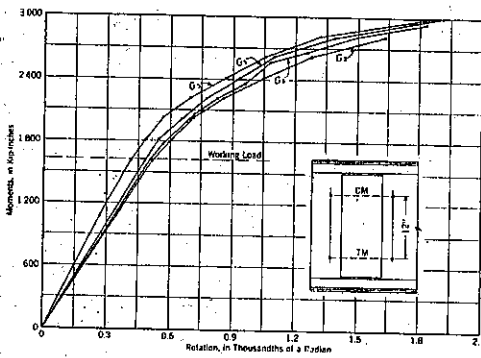


圖-38. 桁 G_1 : 撓曲線

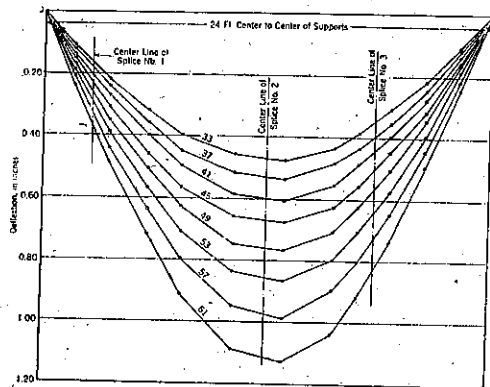


圖-39. 荷重對最大撓曲線

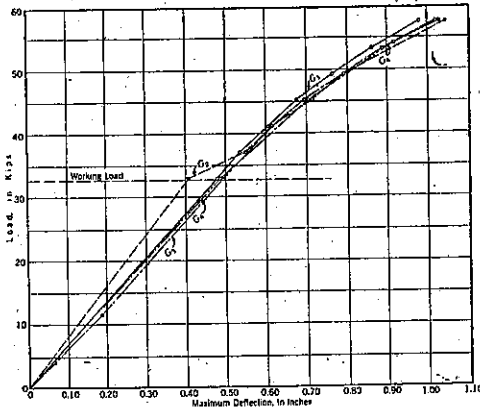


圖-40. 桁 1. 添接 2. 突縁應力

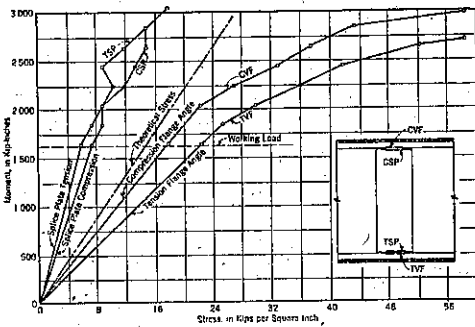


表-8. 破断試驗結果 (最大荷重及モーメント)

GIRDERS G ₁			GIRDERS G ₂			GIRDERS G ₃			GIRDERS G ₄		
Force, in Kips		Moment (kip-in.)	Force, in Kips		Moment (kip-in.)	Force, in Kips		Moment (kip-in.)	Force, in Kips		Moment (kip-in.)
Load	Shear		Load	Shear		Load	Shear		Load	Shear	
65.4	31.75	3,140'	63.5	31.75	3,140	64.8	32.65	3,030	63.0	31.5	3,120

表-9.

Description	Web plate	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄
For rivet group 2d (in.)	727	719	895	960	
Plate moment, in kip-in.	222.0	240.0	232.0	217.0	
Plate shear, in kips	72.4	67.5	70.3	135.2	
Rivet moment, in kip-in. (no shear)	372.0	310.0	351.0	353.0	
Rivet shear, in kips (no moment)	88.0	60.0	72.0	60.0	

試験結果の考察:—

試験された4つの添接形式に対する設計値の概略は表-9の通りである。設計応力及荷重は次の如し。

- 単位応力 kips/□"
- 縁維曲げ応力 18
- 總断面の剪断応力 13
- 鉋の許容応力——
- 剪断応力 15
- 支圧応力 (複前鉋) 40
- 中立軸より d なる距離に於ける鉋の

最大應力 $18 \times \frac{12}{12.3}$

18 kips/□" なる最大縁維応力を生ず

べき作用荷重 P 32.8

作用荷重の下の最大モーメント (kip-吋)

..... (1620)

直接應力に対する曲線を見ると、添接の中心に於て應力は中立軸よりの距離に直接比例してゐないことを示してゐる。この変化の一部は、桁の中心線に平行なる添接鉋の長さ、腹鉋と添接鉋の相対厚及添接鉋の鉋數に依るものである。

計算は桁 G₁, G₂, G₃ の添接鉋にて傳へられるモーメントが、突縁山形間の高さ 20 吋なる腹鉋のモーメントに等しいことを示してゐる。突縁山形の下腹鉋モーメントに依る應力は、切斷々面 (cut section) に於ける突縁にて取られてゐる。突縁に於けるこの應力の増加は、短い長さの上では大きく、突縁の水平部分よりも垂直部分の方がより大である。

表-6 の資料から添接の中心線に添ふ添接鉋の測定剪力は断面の全剪断より少いことが解る。これは突縁山形が普通適當させられる以上に大きな剪力を傳へることを暗示してゐる。突縁山形の脚に對する應力曲線はこの剪力に依つて切斷面が二次曲げ應力を受けてゐることを示してゐる。

圖-35 の相對的剪断變位曲線は桁に依り僅かに差違を呈してゐる。桁 G₂ 上添接場所の變位は作用荷重に於ける桁 G₄ のそれより約 80% も大きく、桁 G₁ のそれは、その荷重に於ては約 50% 大である。

圖-36 の相對回轉曲線は4つの添接が純モーメントの領域内では同一の作用をすることを示してゐる。作用荷重に於て、最小なる G₃ と最大なる G₂ との間の回轉角の變化は約 25% である。

圖-37 の突縁應力曲線は、どの桁の突縁に對しても同じ状態である。作用荷重及びそれ以上では突縁應力は、總断面に基く理論値より高い。

圖-38 の撓曲線は添接のどの點に於ても特別弱點を示してゐない。

圖-40 の曲線は、突縁山形と隣の添接鉋とは2つ共本質的に中立軸より等距離に在りながら、突縁山形内側に生ずる應力は理論値より大きく、添接鉋の應力はそれより小さいことを示す。尙又此曲線は、總ての荷重に對するこれ等の應力には差違があり、山形と添接鉋とは別々に働く事を示してゐる。此の差違は山形の局部的曲げと、鉋を通しての應力傳達とに依つて影響されるもので

ある。異つた添接法の様子は特性的には同様であるが、度合に於て異なる。

G_1 添接の作用は幾分錯雑してゐるが、得られた値は突縁添接鋼が鋼の全強を傳へるに十分な鋼を有してゐないと云ふことを示してゐる。

破壊試験中記録された応力分布は弾性範囲内で得られたものと同一である。壓縮突縁の挫屈は添接の近傍にして、突縁の添接作用に依る過應力を傳へる範囲に生ずる。破壊は添接の中には生じないが、添接の4方法の相互作用は觀察される。試験された型の桁に對しては一方の突縁が降伏するまでは、モーメントに依る添接の破壊はない。

桁の荷重試験による結論

- (1) どの添接法に付いて見ても、添接の各部材はその部材の下になつてゐる部分の腹鋼の應力のみを傳へる。
- (2) 腹鋼應力の断る部分は、添接鋼にて傳へられるのではなくて突縁の應力増加を生ずる。
- (3) 桁 G_1 , G_2 , G_3 の添接は突縁山形の間の高さ 20 吋の腹鋼に於けるモーメントのみを傳へる。
- (4) 添接断面に於て、添接部材はその部材中の至が桁のそれと一致する様に添接が設計されてゐない以上は、桁と一體となつて働かない。
- (5) 剪力傳達容量の弱い添接は、山形に依つて傳へられる剪力に依つて突縁山形に二次曲げ應力が起る。
- (6) 作用荷重以内での各添接の働は十分である。
- (7) 添接材の桁方向の長さは、見掛上添接の作用に影響する。桁 G_3 の長い方の添接材は添接點に於ける角

廻轉を制御する。 G_1 及 G_2 型の添接は兩側に1本宛鋼線を擴げるならば、この點に於て少くとも G_3 と同程度に有效であるだらう。

(8) これらの試験材の間で、用ひられた腹鋼添接法に依る變化は、破壊が添接部材それ自體の中に生じなければ破壊強度に殆んど影響を與へない。

(9) 突縁の添接作用に依り生ずる突縁の過應力は、恐らく壓縮突縁の挫屈に影響し、且無添接桁に對するより僅かに低い荷重で突縁に挫屈を起す。

(10) 添接鋼が不連続である所の水平鋼に於ける剪断抵抗の缺除は添接の働に甚だしい影響を與へない。

(8) 橋脚に緊結した連続鋼桁橋

(Leonard Hollister; "Continuous Steel Girders Bridge Rigidly Connected to Pier Top" E. N. R. July 17, 1941 p. 70 池田幸之助 抄)

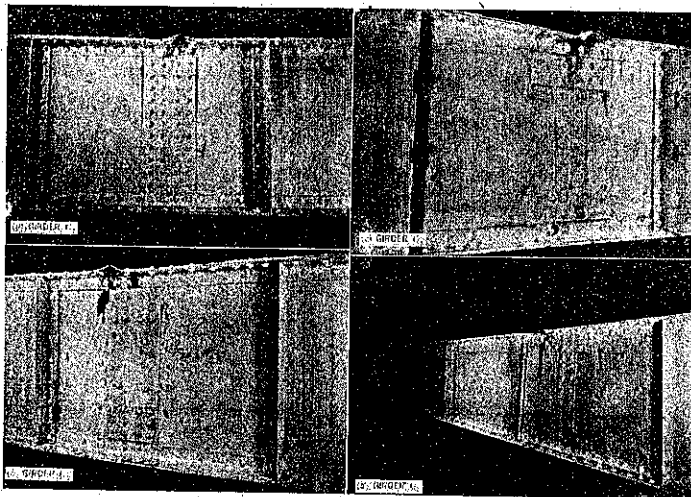
北カリフォルニアのスミス河公道橋では鋼桁を橋脚に緊結し、又4箇の主徑間(2-180呎、2-150呎)に僅か1箇所の伸縮接合しか作らなかつた事により、荷重によつて生ずる抵抗モーメントを橋脚に分擔せしめ、又水平剛度を増大し、延いては工費の節減を計る事が出来た。

本橋脚の頭部は鋼桁に緊結せしめ、底部は著しく其の幅を狭めて桁下50呎の位置で既設鋼製基礎杭の頭部に取付けたもので、上端固定、下端蝶番ひと考へ鋼桁の角撓度と水平動とを橋脚に分擔せしめたのである。

橋脚と鋼桁との取付は、圖-43に示す如く鉤形棒(Hooked Steel strap)を腹鋼に熔接し、之を橋脚頭部に埋込んだのである。施工に當つては、新規工法にも拘らず何等の困難も起らなかつた。橋脚は下端蝶番ひとせられてゐるので、鋼桁を架設緊結する直角鋼によつて之を支へていた。

17呎の鋼桁2本でH-20によつて設計せられた26呎幅の鐵筋コンクリート版を支

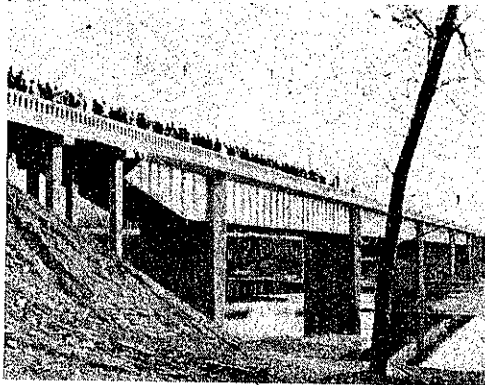
圖 41. 破壊時の試験片の状態



へる事が出来得た。

(9) 傾斜補剛材を有する溶接桁

圖-42.



(Cyril D. Jensen and Charles M. Antoni;
"Welded Girders with Inclined Stiffeners."
Welding Journal, Apr. 1941, p. 170~182.
西畑 勇夫 抄)

本研究の目的は、中間補剛材を有する桁の効率を増加せんとするものである。中間補剛材を各格間にて斜に置くこと構桁が出来、補剛材は腹板の歪屈を防止する外に荷重の一部を負担する。之に對し試験研究が企てられた。

さて試験用鉄桁の設計に當つて、多くの變數に直面する。先づ桁高と腹板厚の比は、電弧熔接の容易な最薄腹板の厚 1/8 吋腹板としてすべての場合に採り桁高と厚の比を 102, 170, 220 にとつた。之を夫々 I 組, II 組, III 組とする。次に補剛材の長さであるが、之は各組とも圖-44, 45 にて示されてゐる。

最後に荷重方法が變數である。試験には中心線に集中荷重を加へた。これの利點は剪斷力が全支間に亘つて一定となることである。桁の特性に關する腹板の影響を見る爲に腹板なき構型の小桁を各組に 1 個宛準備した。構の設計破壊荷重は I 組のものには 100 000 lb, II 組及 III 組のものには 150 000 lb である。

試験:—

桁の一樣性に關する検査として、突縁が腹板に熔接されて後、各桁に荷重—撓試験を行つた。此の試験は、I 組に於ては全々補剛されぬ時に、他の組では 3 對の垂直補剛材を取付けた 後行はれた。此の結果桁の間に

は完全な一致があつて、完全な桁の荷重能力に於ける差違は一に補剛材の位置に歸する事を示した。

類似性を確めるべく低荷重の下で撓試験を各桁にて行つた後工作を完成し、破壊試験を行つた。試験はすべて Olsen 4 螺線 300 000 lb 試験機に依つた。

試験結果:—

試験結果は表-10 に示されてゐる。

比較桁荷重—表-11 に於ては桁 1 ボンド當りの荷重比較が同一支間を有する各組の桁に

圖-43.

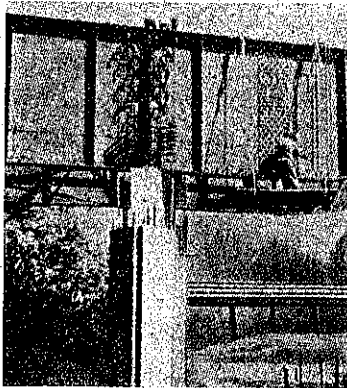


圖-44.

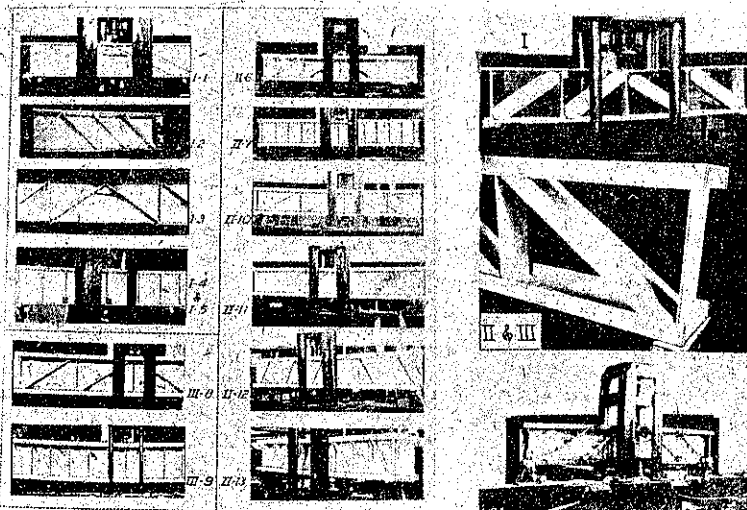
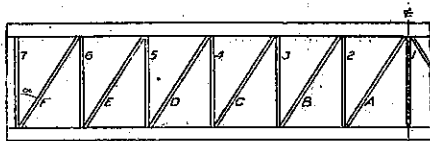


圖-45.



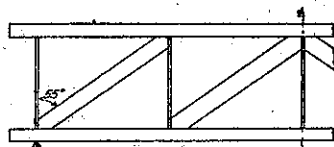
SCHEMATIC DIAGRAM OF GIRDERS

SERIES I				
Flange: Ft. 7" x 6"				
Web: 12" x 1/2"				
Girder	Span	Inclined Stiffeners	Vertical Stiffeners	
		Number Size	Number Size	
1	6'-0"	A, B 3" x 3"	63" None	
2	"	A, B, C 3" x 3"	45" "	
3	"	A, B 3" x 3"	55" 2 3" x 3"	
4	"	None	1, 2, 3, 4, 5 3" x 3"	
5	"			

SERIES II				
Flange: L 10" x 25"				
Web: Ft. 2 1/4" x 1/2"				
Girder	Span	Inclined Stiffeners	Vertical Stiffeners	
		Number Size	Number Size	
6	10'-6"	A, B 4" x 4"	55" 1, 2, 3	
7	"	None	12, 3, 4, 5, 6, 7	
10	12'-3"	A, B 4" x 4"	63" 1, 2, 3	
11	10'-8"	A, B, C 4" x 4"	45" 1, 2, 3, 4	
12	10'-5"	A, C, E 4" x 4"	30" None	
13	8'-4"	A, B, C, D 4" x 4"	12, 3, 4, 5	

SERIES III				
Flange: L 10" x 25"				
Web: Ft. 2 1/4" x 1/2"				
Girder	Span	Inclined Stiffeners	Vertical Stiffeners	
		Number Size	Number Size	
8	13'-9"	A, B 4" x 4"	55" 1, 2, 3	
9	"	None	12, 3, 4, 5, 6, 7	

*Note: End stiffeners added to complete test.



SCHEMATIC DIAGRAM OF TRUSSES

Series	Span	Chords	Verticals	Diagonals
I	6'-0"	Ft. 7" x 6" & R 6" x 4"	Pl. 6" x 3"	Special I"
II	10'-6"	L 10" x 25"	Pl. 6" x 3"	I-6" x 4" x 1/2"
III	13'-9"		Pl. 6" x 3"	

*Note: Web Pl. 6" x 3", Flange Pls. 4" x 4"

表-10. 試験結果

GIRDER	INITIAL STRAIN LINES	INITIAL WEB BUCKLING	INITIAL STIFFENER BUCKLING	ULTIMATE LOAD*	GIRDER TYPES	
Number	Type	Location	Location	Points		
I-1	3	41000	41000	57000	83300	TYPE 1
I-2	3	41000	None	None	89000	
I-3	1"	56000	23000	43300	71200	
I-4	2	38000	33000	43000	56700	TYPE 2
I-5	2	28000	49000	None	51800	
II-6	1	65000	97000	42500	148000	
II-7	2	46000	79000	None	80000	TYPE 3
III-8	1	81000	121000	None	206000	
III-9	2	51000	84000	64000	96000	
II-10	1	63000	None	None	160000	TYPE 1
II-11	1	97000	153000	177000	188000	
II-12	3	65000	81000	83000	107000	
II-13	1	151000	None	None	265000	TYPE 2
Tests I	in. Web	42000	None	92000	92000	
Tests II	in. Web	63000	None	142000	147000	
Tests III	in. Web	37000	None	145000	145000	

*Ultimate load based on yield stress of steel and average yield point test of No. 2 stiffener.

就き示されてゐる。

1 組 3 號の資料に示された如く垂直補剛材と傾斜補剛材との組合は、傾斜補剛材のみを有する I-1, I-2 より

表-11. 桁の強さ

Girder	Actual Weight, Lb.	Adjusted Weight, Lb.	Ultimate Load, Lb.	Load per Lb. Weight, Lb.	Comparative Efficiency, Per Cent
I-1	287	290	80,200	345	103.1*
I-2	287	257	89,000	347	104.4*
I-3	287	290	112,000	370	114.0*
I-4	287	198	68,700	337	101.3*
I-5	287	188	51,000	282	88.7*
II-6	895	747	148,000	198	107.0†
II-7	895	439	80,000	184	100.0
III-8	1157	1210	208,000	167	113.8‡
III-9	1481	620	86,000	138	100.0

* Comparison with average of I-4 and I-5 which had vertical stiffeners only.
 † Comparison with II-7, which had vertical stiffeners only.
 ‡ Comparison with III-9, which had vertical stiffeners only.

勝れた性質を示してゐる。併し、1 號及 2 號の資料は 3 號より弱いけれども垂直に補剛された 4 號及 5 號の桁より決定的に高い強度を示してゐる。

腹板挫屈 — 腹板の挫屈を起す桁荷重の觀察が次の 3 つの目的に對して行はれた。

- 1) I 對の補剛材を斜に置き各格間を二分した桁に於ける危険挫屈應力の決定に關する資料を確めること。
- 2) 剪斷力或は彎曲, 又は兩者の組合せを受ける矩形腹板の危険挫屈應力に關する Timoshenko の公式を検討すること。
- 3) 垂直補剛桁 (I-4, I-5, II-7, 及 III-9) に用ひられた補剛材の量の正常化。

腹板の一般の場合には、Timoshenko に従つて、腹板は垂直補剛材で分割せられ、且應力の三つの條件は次の場所で危くなりやすく、又腹板を挫屈させやすい。

1. 剪斷力が大であり、且腹板が一様な剪斷力を受けてゐると考へられる支點に於て、
2. 曲げ應力が高く、且腹板が曲げ應力を受けてゐると考へられる桁支間の中央に於て、
3. 剪斷力と曲げ應力が同等の重要性をとり、従つて必然的に腹板に兩者が働くと考へらるべき或中間點に於て、

本試験の桁は特殊のもので、全支間に亘つて一様な剪斷力を受け、従つて中央格間には第三條件を得るが、一方端部格間には第一條件即ち剪斷力のみを得る。

如何なる場合にも、腹板の危険應力は次式で示される。

$$S_{cr} = \frac{k\pi^2 I^3}{12h^3(1-\nu^2)}$$

茲に S_{cr} = 危険挫屈應力

k = 腹板の高と幅の比に關する常数。矩形腹板に對しては近似的に次式で與へられる。

$$k = 5.35 + 4h^2/b^2$$

三角形腹板に對しては Reynolds 教授に依り算出されてゐる。

E = 弾性係數 (鋼は 30 000 000 psi)

h = 格間又は腹板の高 (吋)

表-12. 垂直補剛材を有する試験桁腹板に挫屈荷重の際に生ずる Timoshenko 公式に依る危険挫屈応力と平均剪断力との比較

Order	Height, in.	Panel Diameter, in.	Thickness, in.	λ	Critical Stress, $K \cdot i^2$	Observed Buckling Load, Kips	Average Shear Stress, $P/20$ ($K \cdot i^2$)
1-3	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-4	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-5	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-6	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-7	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-8	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-9	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-10	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-11	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-12	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-13	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-14	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-15	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-16	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-17	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-18	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-19	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-20	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-21	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-22	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-23	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-24	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-25	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-26	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-27	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-28	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-29	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2
1-30	12.75	20	1/8	1.75	12.2	12.2	12.2

* $K = 1$ - Kips per square inch.
 † Above yield point in stress, hence mythical value only.

b = 格間又は鉄の幅 (吋)
 v = ポアソン比 (鋼は 0.3)
 t = 鉄の厚 (吋)

注意: — 垂直補剛材のみを有する桁にて、若し $b > h$ ならば S_{cr} の公式には h の代りに b を入れ、 k の公式には b と h を交換する。

垂直補剛材のみを有する桁の端格間上に作用する単一力として剪断力を考へて計算した危険応力を表-12 に示す。表-2 を見ると、試験結果が理論と一致してゐない。そこで推測されることは、假定が正當でないこと云ふことである。理論では中央格間は端格間より大きな腹板応力を受けてゐるのに、挫屈は中央格間と同様に端格間に於ても生ずることが観察された。

腹板挫屈に関する補剛材の影響 —

中間補剛材はその間隔が腹板高より小でなければ腹板の挫屈抵抗を大きく増し得ないことは、表-12 に於ても明である。又之は理論上よりも確められるのであつて、前述の S_{cr} の公式に於ては h は b より小さいと假定されてゐるが逆になれば b は h に置換へられねばならず、従つて k の値は $k = 5.95 + 4h^2/b^2$ となる。

補剛材応力 — 腹板と傾斜補剛材との間に剪断力を分配し、且傾斜補剛材の単位応力を求める公式は次の如くなる。

$$V_{wb} = \frac{V}{1 + \frac{a \sin 2\gamma \cos \alpha}{0.8 ht}}$$

$$V_{st} = \frac{V}{1 + \frac{0.8 ht}{a \sin 2\alpha \cos \alpha}}$$

$$S_{st} = \frac{S_s \sin 2\alpha}{0.8}$$

茲に $S_s = \frac{V_{wb}}{ht}$

V = 全剪断力 (lb)

V_{wb} = 腹板の支へる剪断力 (lb)

V_{st} = 傾斜補剛材の支へる剪断力 (lb)

h = 格間高 (吋)

t = 格間厚 (吋)

a = 一對の補剛材の断面積 (吋²)

α = 傾斜補剛材の傾斜角

以上の公式の結果は、試験結果と合致することが表-13 にてわかる。

試験中の補剛材応力観測値を圖-47~50 に示す。垂直補剛材応力は大きく、又傾斜補剛材応力と荷重との關係は大體破壊荷重の半分までは近似的に直線であり、而る後腹板は増加荷重を分擔しなくなり、傾斜補剛材に大きな応力増加を與へてゐる。

之は極限荷重の理論を用ひる Von der Broek の桁設計法を暗示してゐる。

極限荷重 — 極限荷重は次の如くである。

$$\text{極限荷重} = 2V = 2(V_{web} + V_{st})$$

茲に $V_{wb} = ht \times \{ \text{危険挫屈応力 } (S_{cr}) \text{ 或は剪断力に於ける降伏點応力 } S_s(v, \nu) \}$

$V = (\text{傾斜補剛材一對の面積}) \times (\text{壓縮の際の降伏點応力}) \times (\cos \alpha)$

= 補剛材の全応力の垂直分力

表-13. 傾斜補剛材を有する桁の設計荷重 (破壊荷重の半分の) 下に於ける計算應力と、観測應力との比較

Order	Req	$\sin 2\alpha$	$\cos \alpha$	$1 + \frac{2 \sin 2\alpha \cdot a}{0.8 ht}$	Design V , Kips	V_{wb} , Kips	V_{st} , Kips	$S_s = \frac{V_{wb}}{ht}$, PSI	S_{st}	S_s from Tests
Girders having combined vertical and inclined stiffeners										
1-3	25	0.640	0.766	1.019	28.35	28.35	12,100	15,000	15,000	15,000
1-4	25	0.540	0.839	1.019	26.35	26.35	10,500	13,000	13,000	13,000
1-5	25	0.440	0.902	1.019	24.35	24.35	9,000	11,000	11,000	11,000
1-6	25	0.340	0.935	1.019	22.35	22.35	7,500	9,000	9,000	9,000
1-7	25	0.240	0.968	1.019	20.35	20.35	6,000	7,500	7,500	7,500
1-8	25	0.140	0.991	1.019	18.35	18.35	4,500	6,000	6,000	6,000
1-9	25	0.040	0.974	1.019	16.35	16.35	3,000	4,500	4,500	4,500
Girders having inclined stiffeners only										
1-1	25	0.800	0.600	0.800	22.15	15.46	5,700	8,200	11,500	11,500
1-2	25	0.600	0.800	0.600	22.15	12.26	2,700	4,000	5,000	5,000
1-13	25	0.500	0.866	0.500	26.78	13.70	4,910	6,400	6,000	6,000

剪断力に於ては多くの場合、危険挫屈応力は降伏點応力より小さいのであるが、この危険挫屈応力を計算するに、剪断力を受ける三角形腹板に對する k の値は Reynolds 教授の方法に依らねばならぬ。

設計法: —

既述の如く、傾斜及垂直補剛材の兩者を有する桁の設

圖-46.

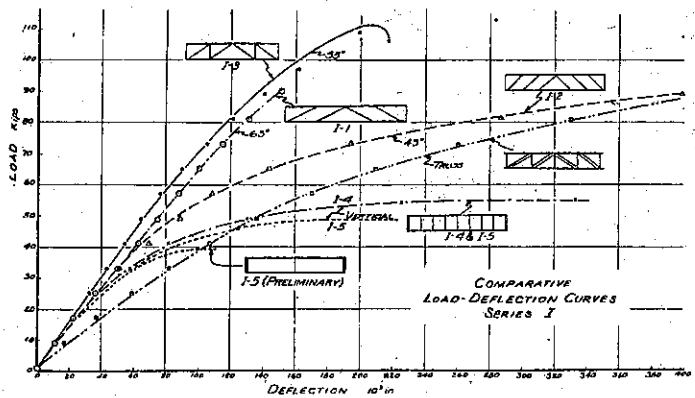


圖-47.

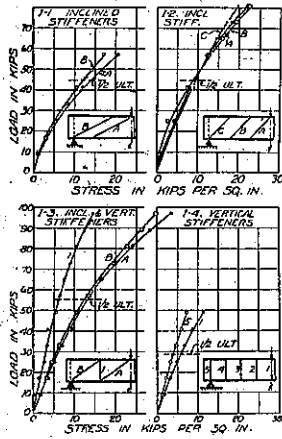


圖-48.

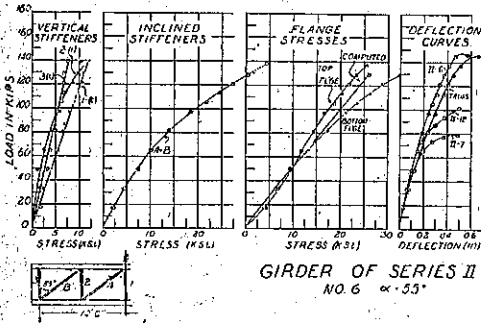


圖-49.

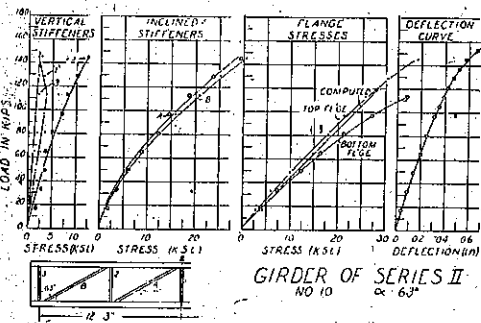
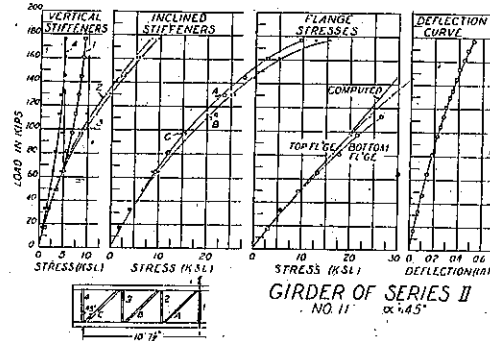


圖-50.

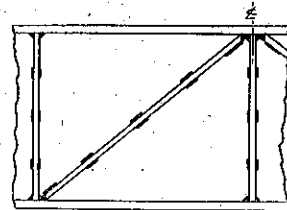


2. 極限剪断力を決定する爲には、色々な格點の剪断力に採用した安全係数を乗ずる。
3. 腹板の h/t が 220 を超えぬ様に t をきめる。
4. h/b と k を計算し、 S_{cr} を求める。
5. 腹板の極限剪断力 $V_{web} = htS_{cr}$ を計算する。
 - (a) 若し V_{web} が與へられた極限剪断力より大なれば、出来れば t を減じ計算し直す。
 - (b) V_{web} が與へられた極限剪断力より小なれば、 t を増すか又はその差に耐へる様に端格間補剛材を設計する。
6. 板補剛材の最小寸法を決める。
 - (a) 1935 年の A. R. E. A. に依り規定は最小幅 2 吋 + $\frac{h}{30}$ 、最小厚 補剛材幅 としてゐる。
 - (b) A. I. S. C. は最小寸法を規定してゐない。
7. 突縁を普通の方法で設計する。
8. 突縁の重量、及腹板と補剛材を合せた重量を決める。若し一方が他方より大なれば、設計は經濟的でない。出来るならば改めるべきである。

實際に經濟的なものを得んとすれば、

1. 設計者は最も經濟的な桁高を見出し得ねばならぬ。若し桁高に制限があれば、桁重量の節減は殆んど或は全々得られない。
2. 支間或は荷重は腹板高が 6 呎を超える程に大でなければならぬ。

圖-51. 補剛材の熔接



結論:—

1. 格點に垂直補剛材を、及腹板の壓縮應力の方向に置かれた對角補剛材を有する桁は、垂直補剛材のみを有する桁よりも効果的である。殊に 80 呎以上の長支間の

計には“極限設計”の方法を用ふるのがよい。補剛材熔接の詳細は圖-51 に示す。

與へられたるもの：支間、剪断力及モーメント曲線。

解：

1. 試算高及格間長を決めること。格間長は床組の經濟的考察より最小範圍に決める。その他の點では $b > h$ と假定して設計する。

場合に経済的となる。

2. 新形式の桁の製作費は古い形式の桁に比し、高くもなく又低くもならない。

3. 設計方法は十分理論的基礎を有し、迅速に適用し得る。

附 記 (Reynolds 教授に依る)

腹板の捩屈中心断面に対する形を假定して、突縁、垂直補剛材及傾斜補剛材にて築かれた組立桁腹板の三角形断面に対する理論的捩屈應力を求める時の k として結局

$$k = k_4 + 0.2(k_8 - k_4)$$

を得る。 k_4, k_8 の値は表-14 にて與へられる。

表-14.

β	k_1	k_4	k_8	β	k_1	k_4	k_8
0.20	20.8	21.0	58.2	0.44	11.2	11.7	31.4
0.22	19.1	19.3	53.5	0.46	10.9	11.5	30.5
0.24	17.7	17.9	49.0	0.48	10.7	11.4	30.0
0.26	16.5	16.7	45.2	0.50	10.5	11.2	29.4
0.28	15.5	15.8	43.4	0.60	9.9	11.0	27.7
0.30	14.6	14.9	40.9	0.70	9.9	11.4	27.7
0.32	13.9	14.2	38.0	0.80	10.2	12.3	28.6
0.34	13.3	13.6	37.2	0.90	10.9	13.8	30.5
0.40	12.7	13.1	35.6	1.00	12.0	15.7	33.6
0.38	12.3	12.7	34.4	1.20	15.0	21.0	42.0
0.42	11.5	12.0	32.2	1.40	19.4	28.6	54.3
				1.60	25.3	38.0	70.8

雑

(10) 地表の物理的性質 (1)

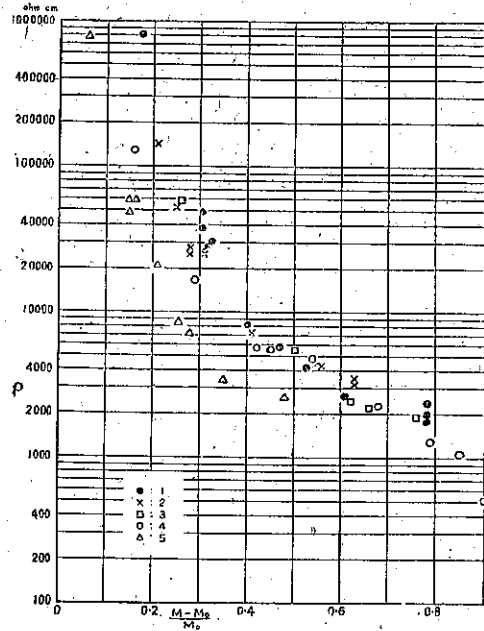
(村上冬彦, 地震 第 13 卷第 5 號, 頁 118~121)
新田 亮 抄

地震動の観測に必要な地表の物理的性質に關し、土壤の性質の研究に先ち、土壤の含水量と固有電気抵抗に就き其の實驗を進めた。土壤の材料としては、ロームの上に黒い土がのつてゐるものを實驗室に運び、之を材料に供したものと、他方採取せる土を粉碎し水練にして型に入れ、これを試験片に供したものとを實驗用とした。其の結果は圖-52 に見る様な成績を得たのである。

試験片は長 20~25 cm で断面は 5 cm 平方である。水で融かした時は最初の内は可成りの收縮を見、又變形も生じたが暫時にして變形を認めなくなつて測定をしたのである。

電気抵抗を求めるには、試験片をペークライト板の上に置き兩端に銅板を押し付ける。銅板は中央から立てた黄銅棒に依つて、ペークライト板の枠に付けられた装置とし、銅板に電壓を與へ土に電流を通じ、電位差と電流とから求め得られた。一方含水量を求めるには、抵抗を測定する度毎に土の重量 M を測つておき、水分の無くなつた時の土の重量 M_0 とから $(M - M_0)/M_0$ を以て含水量となしたのである。圖-52 中 5 即ち中空の三角形で

圖-52.



表はされたものが、黒い土の抵抗で、1 の黒丸は自然の赤土 (ローム) を測定装置に入る様に切つたもので、残りは赤土を粉碎し水練後型に入れたものである。型に入れて作つた試験片は長さ 20 cm と 25 cm と 2 種類にした。含水量と土の抵抗は、黒土の場合は抵抗に於て赤土より小さいが、含水量は両者が似てゐる。次には地表土の固有電気抵抗の測定であるが、此れを Gish Roney 法を應用し其の實驗を行つた。其の方法は先づ等間隔に 4 個の電極を地表に置き、外側の 2 極に電流を通じ其の電流を測定すると同時に内側の 2 極間の電位差を測定する事に依つて、土の固有抵抗 ρ は次式で與へられる。

$$\rho = 2\pi\alpha \frac{V}{I}$$

- 式中 π : 圓周率
- α : 電極間の距離
- V : 電位差
- I : 電流

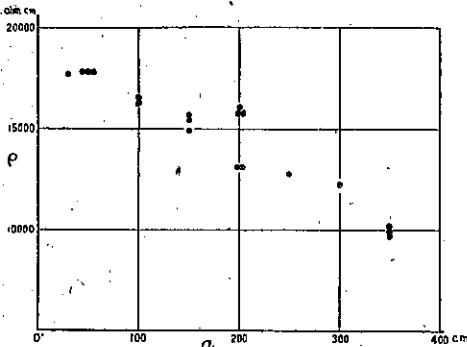
即ち極の間隔 α を増減すれば、土の電気抵抗一様なる場合は ρ の値は變らないが、實際は圖-53 の様な變化を見る。

圖-53 は極の間隔を 30~350 cm 迄の間に於て色々變へ、電流は 6~100 ボルトを使用した。極距離が近い時には電壓は低くともよいが、遠くなると電流が弱く

なり、讀取りの桁数が減少する爲電壓の高いもの程都合がよるしい。實驗中電流の流れる方向は切換装置で逆にし、電解や地電流の影響を無くしたのである。

尙地表に於ける彈性波の實驗は、時日に依つて振動状態の變化を求めんとする目的と、陰極線オシログラフを用ひた所に特異性がある。陰極線オシログラフはマツダ BT-75-V 型を用ひた。此の装置はブラウン管の電子ビームに互に直角なる 2 個の偏向板に夫々電壓を加へると、ビームは高電位の方に偏れて螢光板上にリサージュへの波形を畫く事になる。此の實驗では 2 個の偏

圖-53.



向板に與へる電壓として、2 個の電磁地震計をつないだ。此の 2 個の地震計が偏心回轉體から同一方向で等距離にあれば、振動に依つて 2 個の地震計の起す電壓に依りオシログラフの像は斜直線を畫く(圖-54 参照)。此の時 2 個の地震計の性能が異れば、像は直線でなくなるので地震計の状態を比較し得る譯である。2 個の地震計の性能を一致せしめる後 1 個の地震計は其の儘とし、他の地震計を漸次引はなして見ると、螢光板上の像は細い楕圓となり、

圖 54.

次に圓くなり、更に傾きの逆の楕圓となり直線に變更する状態は圖-54 の様である。

此の變形は位相差に依るもので 2 個の地震計を接近して置いた時は同位相を示す。更に地震計の間隔を大にして元の傾斜の直線になつた時は一波長の差を示すのである。使用地震計は波江野式 U 或は O 型を使つた。

實驗の爲起きた彈性波の週期は偏心回轉體の回轉數から求めた。最初は工作機械用の 2 分の 1 馬力の單相誘導電動機の 1 分間 1500 回轉のものに 160 グラムの鉛を回轉軸から 5 cm の所につけて廻はした。

今 2 個の地震計の相位差から波長 λ を求めて見る

$$v = \lambda / T$$

式中 v: 傳播速度

T: 週期

λ: 波長

第 1 回に實驗室の入口と、側面とで波長を求めた結果は夫々 320 と 290 cm となり、第 2 回に 4 日後前日降雨に測定した結果は夫々 380 と 317 cm となつた。此等の値から速度を求めると、第 1 回は 8) m/sec と 72.5 m/sec となり第 2 回は 95.0 m/sec と 79.3 m/sec となつて地表に水分の増加を來す時の方が速くなつてゐる結果を得た。

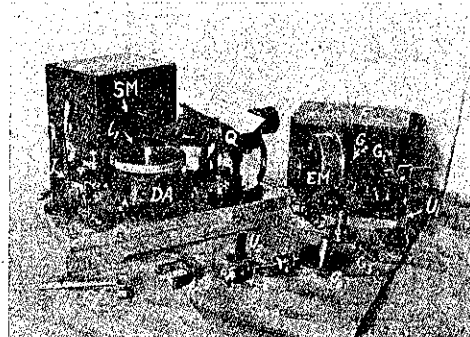
(11) 可搬式振動計に就いて (1)

(那須信治, 地震, 第 13 卷第 5 號, 頁 122~125)
(新田 亮 抄)

從來使用されてゐる地震計の内携帯用加速地震計は取扱が非常に簡便であり、然かも其の性能が就いて充分試驗済みの爲更にこれを改良して一般振動の測定に使用する目的を以て其の製作をなしたものである。以下其の各部の概略を述べる事にする。

(1) 振子部分 構造に就いては從來の携帯用水平動加速度地震計の振子部と略同じである。振子の自己振動週期は 0.10 秒、幾何倍率は 150 であり。其の他は圖-55 中 Q, C, J, 圖-56 の L₂ の如くした。振子全體を取付ける盤の大きさも、從來より小型にし上面積は 13.5 × 34 cm である。

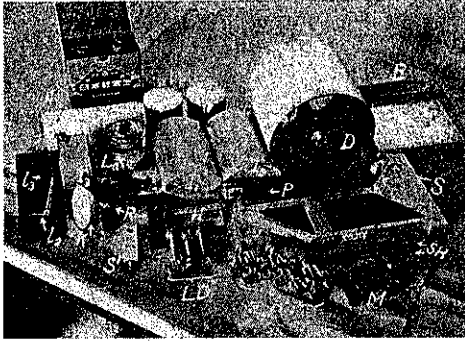
圖-55.



(2) 記録装置 圖-56 中の記録圓筒 D の直徑は 19.1 cm 長さ 18 cm である。この圓筒は一方成分の記録を取る時は連続して 26 時間使用する事が出来る。又短時間使用する場合には二方向成分を並べて記録する事も可能である。

圓筒を廻轉するには 6 ワットの Warren motor (圖-55 中 EM) を使用し、電流の周波数が 60 及び 50 の場合にも圓筒の 1 廻轉が 10 分になる様に 2 枚の齒車 (圖-55 中 G_1) を替へて使用する事にした。これは

圖-56.



通常地震観測の場合であるが、構造物の振動を測定する様な場合には圓筒を 1 分に 1 廻轉の速さで廻轉する事が必要である。この場合には G_0 , G_2 の同一齒数の 2 枚の齒車を使用すればよろしい。

電動器 (EM) 及び齒車 (G_0, G_2, G_1) は 1 つの架臺に

圖-57.

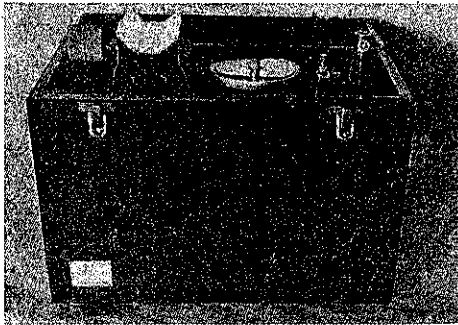
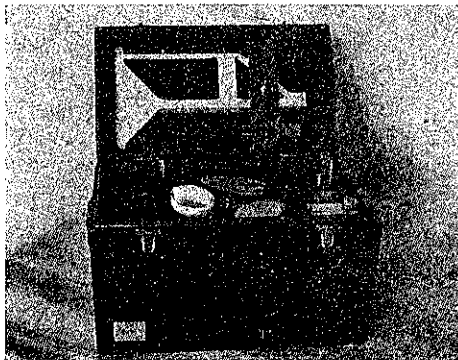


圖-58.



取付けられその上下の調整も自由である。

電動器を使用しない場合は發條仕掛の起動器 (SM) を用ふ。この場合齒車 G_0 と G_2 とを噛み合せ、 G_2 を

圖-59.

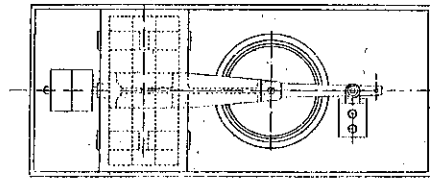
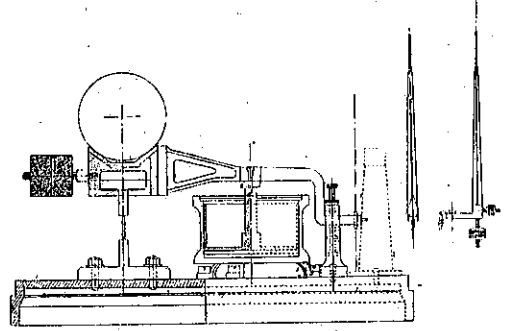
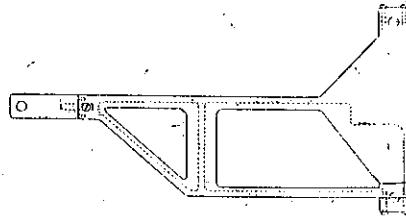
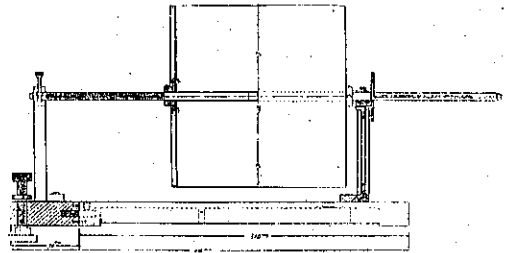


圖-60.



圖中の G_1 と取り替へる。 G_2 の軸承として U_1 を用ふ。 G_2 の軸と SM との連結には Universal joints V を用ふ。此の發條式起動器を使用する時は圓筒の廻轉速度は 1 廻轉約 1 分とする事が出来る。

(3) 観測用附屬雜品 主なるものは圖-56 に見らる

る様に記録用紙 (A), 石油罐 (T_0), 石油燈 (I_a), 乾電池, 定着ニス罐 (T_1 及び T_2), 定着用ベット (B), 湖斗 (K) 等である。これ等を経めて箱に納めるのに便利な様に T_1, T_2 の罐は圖-58 に見る様に圓筒の内部に入る様にし又記録用紙も同様である。

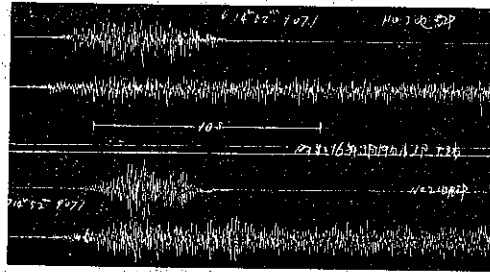
T_1, T_2 の兩罐の容積は合計約 3 立であるからこれに入れられたニスに依つて 1 日 1 回の観測とすれば十分一ヶ月以上の観測を繼續し得るのである。

(4) 格納運搬箱 全装置を 2 個の箱 (圖-57, 58) に納める。第 1 の箱には圖-55 に示せる全物品を納める。箱の大きさは $16.5 \times 35.5 \times 23$ cm 蓋の深さ 5.2 cm である。第 2 の箱には圖-56 の全物品を納めさ。箱の大きさ $20 \times 37 \times 20$ cm 蓋深 4.2 cm である。

尙實驗使用に供した例は 1936 年 3 月中旬列車通過

に依る橋脚の振動観測の爲本器を使用した。此の場合

圖-61.



は SM 起動器を用ひ二方向成分を一記録圓筒上に記録させ其の結果を示したものが圖-61 である。