

抄 録

第28巻第3號 昭和17年3月

應 用 力 學

(22) 桁高の變化する鉄桁の撓み 302

水 理

(23) 網目式に布設された管内の流量決定 303

施 工

(24) 支柱の接合に関する新考案 304

河 川

(25) 洪水量の直接算出法 306

堰 堤

(26) トニエブル堰堤の爆破 309

道 路

(27) 道路縦断曲線の切線勾配の計算に就て 310

橋梁及構造物

(28) 米國南部諸州に於ける橋の高欄に就て 311

雜

(29) 埋設管に及ぼす飛行機衝撃荷重 312

(30) 爆撃下に於ける建築物 313

(31) 耐弾構造問題 315

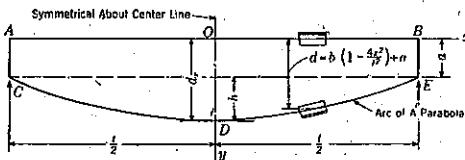
應 用 力 學

(22) 桁高の變化する鉄桁の撓み

(A. G. Strandhagen; "Deflection of Variable-Depth Plate Girders." Civil Eng., September 1941, p. 547~548. 新妻幸雄抄)

高さの變化する鉄桁の撓みを求めるには一般に非常に複雑である。此處には簡易な解法を示し、3つの特殊荷重に對する例を示す。

圖-1.



ABEDC を高さの變化した長さ l の鉄桁とする (圖-1)。鉄桁は單に支持されて居るとする。

AB の中點 O を原點とし、上部突縁の重心に沿つて

x 軸を取り、 y 軸は下方を正とする。下部突縁の曲線を拋物線とする。しからば x 軸上任意の點に於ける兩突縁の重心間の高さは

$$d = b \left(1 - \frac{4x^2}{l^2} \right) + a \quad \dots\dots (1)$$

此の式を d_0 を用ひて表はせば

$$d = d_0 \left[1 - \left(\frac{4b}{d_0 l^2} \right) x^2 \right] = d_0 (1 - kx^2) \quad \dots\dots (2)$$

茲に $d_0 = a + b$ (圖-1)、 $k = \frac{4b}{d_0 l^2}$ とする。

任意の點の慣性モーメント I_x は近似的に次の如し。

$$I_x = 2A \left(\frac{d}{2} \right)^2 \quad \dots\dots (3)$$

茲に、 A は型鋼と蓋板と腹板の一部から成る一つの突縁の面積であり、上下の突縁の面積は等しいとする。

(2) を (3) に代入すれば

$$I_x = \frac{A d_0^2}{2} (1 - kx^2)^2 = I_0 (1 - kx^2)^2 \quad \dots\dots (4)$$

茲に I_0 は中央の慣性モーメントで $\frac{A d_0^2}{2}$ である。

彈性曲線の微分方程式は

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M_x}{EI_x} \dots\dots\dots (5)$$

(4) を (5) に代入すると

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M_x}{EI_c(1-kx^2)^2} \dots\dots\dots (6)$$

而して

$$\frac{1}{(1-kx^2)^2} = \sum_{n=0}^{n=\infty} (n+1)k^n x^{2n} \dots\dots\dots (7)$$

此の級数は $kx^2 \leq 1$ の總ての値に對して收斂する。
 $k = \frac{4b}{d_c l^2}$ であるから、此の級数は $\frac{d_c}{b}$ の總ての値に對して收斂する。

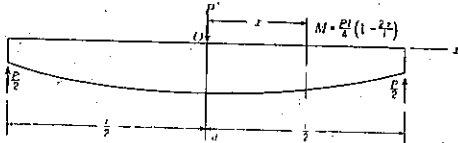
(7) を (6) に入ると

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M_x}{EI_c} \sum_{n=0}^{n=\infty} (n+1)k^n x^{2n} \dots\dots\dots (8)$$

特殊の問題に此の式を適用することを次の例に依つて示さう。

例 1. 集中荷重が桁の中央にある場合 (圖-2)

圖-2.



x 點の曲げモーメントは

$$M_x = \frac{Pl}{4} \left(1 - \frac{4x^2}{l^2}\right) \dots\dots\dots (9)$$

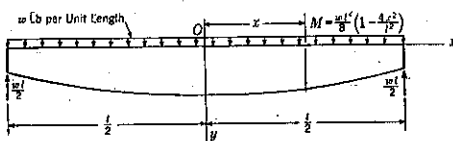
(9) を (8) に代入して y_{max} を求めると

$$y_{max} = \frac{1.127}{48} \cdot \frac{Pl^3}{EI_c}$$

是に依れば、此の桁の中央の撓みは、慣性モーメントが一樣に I_c である桁より 12.7% 大きい事が分る。

例 2. 等布荷重を受けた場合 (圖-3)

圖-3.



x 點の曲げモーメントは

$$M_x = \frac{wl^2}{8} \left(1 - \frac{4x^2}{l^2}\right) \dots\dots\dots (10)$$

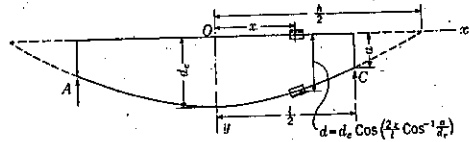
(10) を (8) に入れて同様の計算をすると $\frac{b}{d_c} = \frac{1}{2}$ に對して

$$y_{max} = \frac{5.793}{384} \cdot \frac{wl^4}{EI_c}$$

是に依れば、此の桁の中央に於ける撓みは慣性モーメントが一樣に I_c である桁より 15.8% 大きい事が分る。

例 3. 桁の下の曲線が餘弦曲線の一部とする (圖-4)

圖-4.



$$\text{故に } d = d_c \cos\left(\frac{2x}{l} \cos^{-1} \frac{a}{d_c}\right) = d_c \cos kx \dots\dots\dots (11)$$

が A から C までの曲線で、 k は $\frac{2}{l} \cos^{-1} \frac{a}{d_c}$ とする。然らば

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M}{EI} \sum_{n=1}^{n=\infty} \frac{(2n-1)(2^{2n}-1)B_n k^{2n-2} a^{2n-2}}{2n!} \dots\dots\dots (12)$$

茲に B_n はベルヌーイの數値である。

中央の集中荷重 P の場合を取れば

$$y_{max} = \frac{Pl^3}{48EI_c} \sum_{n=1}^{n=\infty} \frac{2^{2n}(2^{2n}-1)B_n}{n(2n)! (2n+1)} \left(\cos^{-1} \frac{a}{d_c}\right)^{2n-2} \dots\dots\dots (13)$$

展開して

$$y_{max} = \frac{Pl^3}{48EI_c} \left[1 + \frac{1}{10} \left(\cos^{-1} \frac{a}{d_c}\right)^2 + \frac{2}{105} \left(\cos^{-1} \frac{a}{d_c}\right)^4 + \frac{17}{3.780} \left(\cos^{-1} \frac{a}{d_c}\right)^6 + \dots \right] \dots\dots\dots (14)$$

$\frac{a}{d_c} = \frac{1}{2}$ を取れば (14) は $y_{max} = \frac{1.1385}{48} \cdot \frac{Pl^3}{EI_c}$ となる。即ち、此の桁の撓みは慣性モーメント I_c のものより 13.85% 大きいことが分る。

水 理

(23) 網目式に布設された管内の流量決定

(James A. Conklin; "Flow in Pipe Networks" By Direct Determination." E. N. R., September, 11, 1941, p. 96. 瀬尾五一抄)

網目式に布設された管内の流量の決定は數學的には可成複雑である。順序として流量に關して假定をなし、此の假定より假の損失水頭の計算がなされる事が屢々ある。此の損失水頭の計算に於て種々の修正を加へ、流量の決定に適用される。本文の方法では、先づ第一に研究の豫備的基礎として流量に關する計算を行ふ。損失水頭は完全には解らないけれども、管の流速係數との相乗

積を比較的に常数として取扱ふ。簡単のためシェジ-公式を採用すれば、

$$Q = a.v = \frac{\pi d^2}{4} C \sqrt{rs} = \frac{C\pi}{8} \sqrt{d^5 h/l}$$

$$= (C_1 h^{1/2}) d^{5/2} / l^{1/2}$$

茲で $(C_1 h^{1/2})$ を常数と考ふれば Q は $d^{5/2} / l^{1/2}$ により變化する。

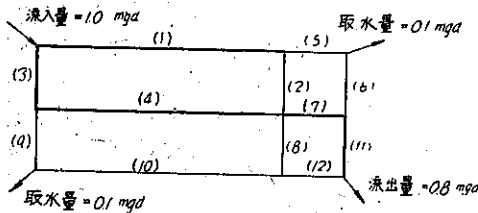
管水路の説明圖として、W. E. ハウランド及び F. フォール両氏が取扱つたと同じもの掲載する(圖-5 参照)。

圖-5.

網目式管水路に於ける流量の豫備計算圖表

管 番号	l 100呎	d 吋	$d^{5/2}$	$l^{1/2}$	$d^{5/2}/l^{1/2}$	Q	ハウラ-ド フォール Q
1	2.0	12	1.0	1.414	0.707	0.579	0.579
2	0.5	6	0.177	0.707	0.250	0.2895	0.292
3	0.5	8	0.363	0.707	0.513	0.421	0.421
4	2.0	8	0.363	1.414	0.257	0.213	0.212
5	0.5	6	0.177	0.707	0.250	0.2895	0.288
6	0.5	6	0.177	0.707	0.250	0.2895	0.188
7	0.5	8	0.363	0.707	0.513	0.338	0.324
8	0.5	6	0.177	0.707	0.250	0.165	0.180
9	0.5	6	0.177	0.707	0.250	0.208	0.208
10	2.0	6	0.177	1.414	0.125	0.108	0.108
11	0.5	8	0.363	0.707	0.513	0.528	0.511
12	0.5	6	0.177	0.707	0.250	0.273	0.289

上表を求むるに當り採用する網目式管水路



適用

流入量として 1.0 mgd が與へられるとすれば管 1 及び管 3 の流入量の和は 1.0 mgd である。管 1 の流量は管 1 の係數 $(d^{5/2}/l^{1/2})$ を、管 1 の係數と管 3 の係數との和で割つた商に比例する。即ち管 1 の流量は(圖-5 参照)、

$$1.0 \text{ mgd} \times \frac{0.707}{0.513 + 0.707} = 0.579 \text{ mgd}$$

管 3 の流量は

$$1.0 \text{ mgd} - 0.579 \text{ mgd} = 0.421 \text{ mgd}$$

同様に管 4 の流量は

$$0.421 \text{ mgd} \times \frac{0.257}{0.257 + 0.250} = 0.213 \text{ mgd}$$

管 9 の流量は $0.421 - 0.213 = 0.208 \text{ mgd}$

取水量を 0.10 mgd とすれば、管 10 の流量は $0.208 - 0.100 = 0.108 \text{ mgd}$

同様に以下を求める事が出来る。此の結果は圖表の Q 欄に掲載されてゐる。最大の差違でも、ハウランド及びフォール両氏の求めた値 (Q) の 9% 以下である。本文のやり方は修正を加へた方が良いが豫備計算としては簡單である。

施 工

(24) 支柱の接合に関する新考案

(G. Kupfer; "Eine neue zweckmäßige Stützenstoßverbindung." B. u. E., 20, Juli 1940, Heft 14, S. 188-189. 日賢幸雄抄)

コンクリート工及び鉄筋コンクリート工に於て型枠支保工に使用する支柱の継手の接合を、工學上からと同様に質用上から觀ても完全なものとする研究は、未だ満足な結果が得られてない。此の継手の改良には從來餘り盡力されてないらしいので、次に著者の考案に成る継手の接合に就いて略述する事とする。此の方法は種々の點で在來の缺點を改良し得たものと信じられる。

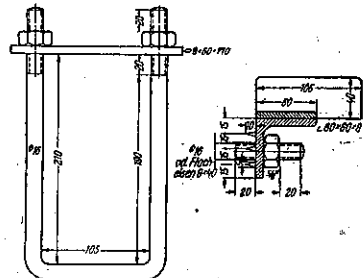
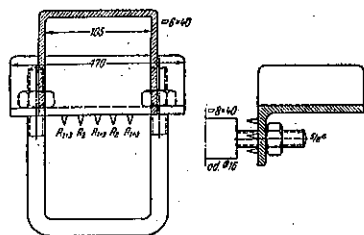
型枠材としては從來末口 7 cm の丸太材が最も廣く用ひられ 10×10 cm の角材が之に次いで居た。何れの場合でも夫の接合には、継目に添接材を當て數本の適當の徑のボルトで緊結されて居た。

上述の方法では、作業時間を短縮する爲に支柱及び添

接材の切組は勢ひ入念を缺き、更に施工後のボルトの損傷及び添接材の破損等は從來の方法の特に著しい缺點であり、其の結果として此の種の缺點の多い継手を用ひた支柱の支持力に關しては、幾多の疑問の點が存する。

著者の設計

圖-6.



に成る新型の
継手(圖-6 及
7) は 添接材
及び 継目ボルト
を要せず、
然も 接合は 容
易且つ 迅速に
工學上から 觀
ても 何等 非難
すべき 點も 無
く 支持力も 充
分有り且つ 經
濟的に 施工 出
來るのが 利點
である。

圖-6及圖-7
は 接合金物の
構造を表した
ものである。

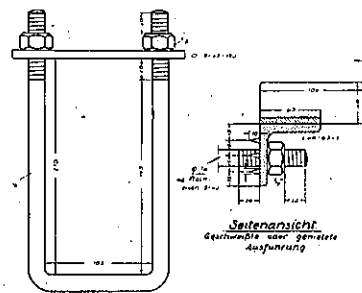
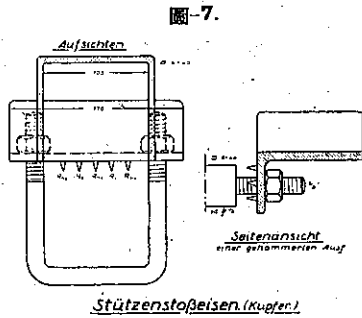


圖-8.

圖-9.

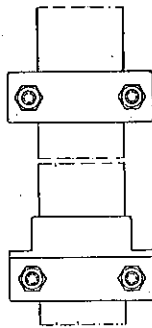
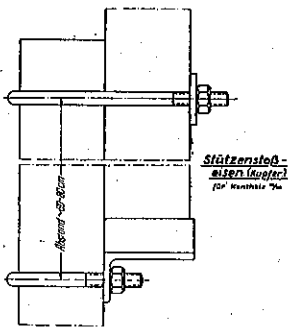


圖-6 に示した 金物は 夫の上に 支柱の脚が 載つて 支持
される 柱端承と 上の 支柱の 脚部を 下の 支柱の 頭部に 結
びつけ 緊め 付ける 継ぎ 金物の 二役を 兼ねた ものである。
圖の 鐵板に 植ゑ 付けた 齒狀の 突起は、之が 木材の中へ 喰
ひ込んで 接合部の 滑動を防ぐ 爲に 設けられた ものである。

圖-7 の 構造は 接合すべき 木材を 水平方向に 緊結し 木
材相互間に 大きな 摩擦力を 惹起して、圖-6 の 構造の 支持
力を 最も 具合良く 補足した ものである。

螺旋を 保護し又 嵌め込み 取り外しを 容易にする 爲に、
鐵板に 穿ける 孔は 圓孔を用ひず 橢圓形のものを用ひた。
ナットの 緊め付け 及び 取り外しは 曲り柄の スパナを用ひ
て 非常に 容易に 且つ 迅速に なされた。

載荷試験の結果 緊結金物
をして 丸棒を用ひた 構造が
平板を用ひた 構造よりも 支持
力の 大きな 事が 明かとな
つた。

此の 載荷試験に 當つては
支柱は 全部 接合せるもの
を用ひ、 継手無し の者は 混用
されなかつた。 載荷重は 支
柱 1本宛 2000kg, 2600kg,
及び 3000 kg と 順次 高めら
れた。 此の際に 支柱間の 連
結材を 使用せるものと、 使
用せぬものとの 2つの 場合
に 就いて 試験を行つたので
のであるが、 其の結果 約
2000 kg の 純荷重までは、
連結材無しでも 荷重に 依る

圖-10. 支柱 1本宛 3000 kg
以上の 載荷の結果を示す。 沈下
量 1 mm 未滿

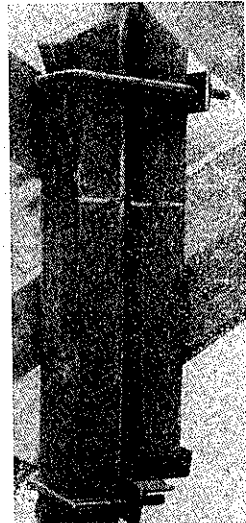
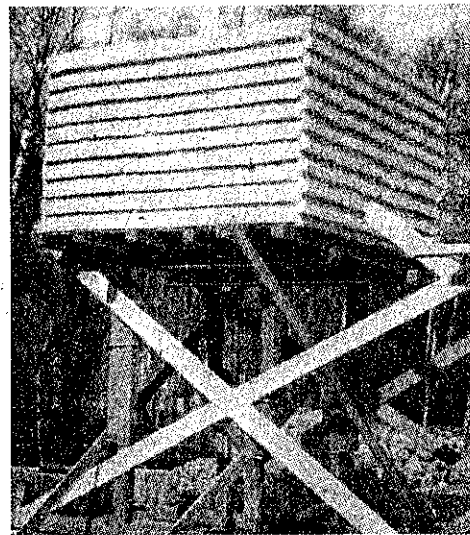


圖-11. 接合金物の 應用及び 取荷試験 各継目は 3000 kg
以上の 純荷重を受けてゐる。 連結材を 使用せる 場合



沈下は 殆んど 無視される 程度か 或は 非常に 小さく 最大
1~1.5 mm であるが、 荷重が 増大して 3000 kg 程度に
なると 木材の 連結材を 使用した方が 有利となり、 斯くす
れば 沈下は 0.5~1.5 mm の 範圍に 止める 事が 出来る。
猶ほ 載荷の 期間が 延長されるに 従ひ 沈下も 稍々 増大し
て 2 mm に 達する。

以上の 如く 載荷に 依る 接合部の 沈下が 僅少な 爲に、 此
の 接合金物は 擔柱としての みならず コンクリート 及び

鉄筋コンクリートの型枠支保工用の支柱にも應用され得る。

此の應用がコンクリートの高い又は深い構造物の施工に適切であるのみならず、假設の軍用構造物假橋等に使用しても非常に有効と思はれる。

型枠支保工に於て夫の構造が簡単な場合には圖-6の型を、複雑な場合には圖-7の型を採用するならば工事は最も迅速に而も手際良く遂行出来る。コンクリート工の型枠材として著者は 2.5×10 cm の板材及び 10×10 cm の角材に規格を統一される事を熱望して居る。斯くすれば材料の節減及び施工期間の短縮に大いに役立つからである。

現場の整理に際しては材料は長さの分類のみで幅員の選擇は不要となり板材は堰板、添接材、皿板木栓或は楔材として、角材は支柱或は流し梁として、全く夫の場合の必要に応じて使用出来るのである。

以上の規格材に上述の接合金物を併用すれば工學上から云つても又實用上から云つても其の要求は最も良く充たされるものと思ふ。

河 川

(25) 洪水量の直接算出法

(C. O. Wisler; "A Direct Method of Flood Routing," Proc. A. S. C. E., June 1941, p. 1053~1063. 野田和郎 抄)

概意 本文に述べる洪水量の算出法は、一洪水期に河川の二、三箇所で測定した流量記録を基として下流地點の洪水量を算出する方法で、河川断面、流速、又は全支流の流量測定などを必要としないものである。

此の方法の基礎とする所は貯水公式、並びに「高水時に於て河川流路に於ける貯水量は其の流路の流出、流入量の和に比例する」といふ原理とである。

序 大流域の河川に於て洪水の被害の

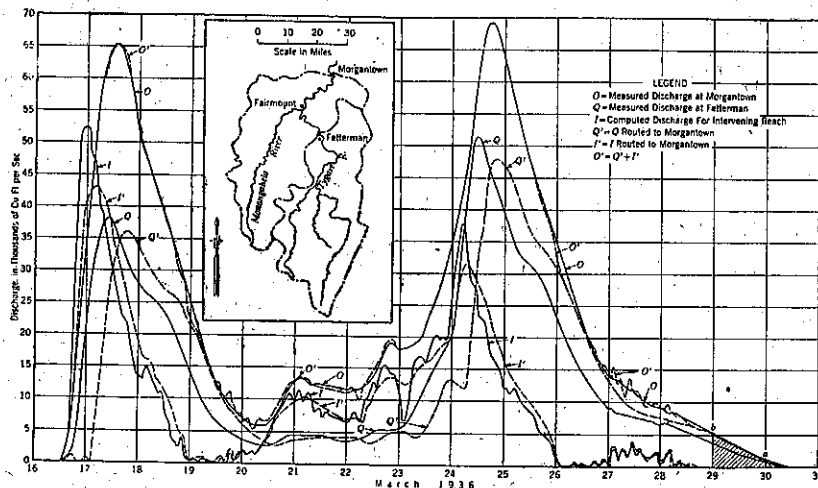
大きいのは下流地點である。此の地點の流量は各支流々量の合成であるが、一支流の分擔量の割合は洪水期間を通じて各瞬間に異り、各支流よりの最大量が下流々量の最大となる時に同時に到達する事はあり得ない。即ち或る支流の洪水は此の地點が最高水位に達する前に通過したが、更に遠い支流の洪水は此の地點の最高水位が過ぎた後にも未だ到達してゐないのである。

貯水池に依る洪水調節、又は築堤等の手段に依つて河川改良を計畫する場合各支流が洪水量に對し如何程の分擔をしてゐるかを知らねばならない。著者は農林省の Potomac 河洪水調節に際して此の問題に興味を起し、Potomac 河支流 Shenandoah 河に適用し、後に West Virginia の Monongahela 河にも應用したのである。

Monongahela 河は West Virginia の北中部に源を發し、北上して Pennsylvania 州の南方數哩の Morgantown に至る。Morgantown に於ける流域面積は 2670 平方哩で、主な支流は Morgantown 上流約 30 哩の地點に合流する Tygart 河である。合流點上流約 20 哩の Fetterman に於ける Tygart 河流域面積は 1340 平方哩である。Morgantown 及び Fetterman に於ける 2 時間毎の流量記録が U. S. Geological Survey の "Water Supply Paper No. 800" に載つてゐる。

殘流域流入量の決定 先づ初めに殘流域より河川への流入量を決定する。此所に言ふ殘流域とは Morgantown 流域面積より Fetterman 流域面積を除いたものである。これには Morgantown Fetterman 間の

圖-12. Monongahela 河表面流出



June, 1941

FLOOD ROUTING

河川流路に2時間々隔の貯水公式を適用する。時間の初めに於て

Q_0 ...Fetterman に於ける流量

O_0 ...Morgantown に於ける流量

S_0 ...此の間の貯水量

とし、 Q_1, O_1, S_1 を時間の終りに於ける同量のものとする。又 I を其の時間中に於ける残流域平均流入量とすれば貯水公式は

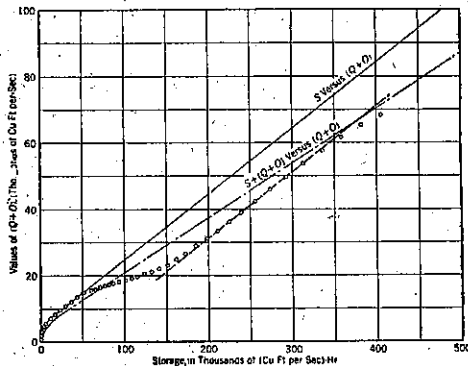
$$S_0 + 2\left(\frac{Q_0 + Q_1}{2}\right) + 2I - 2\left(\frac{O_0 + O_1}{2}\right) = S_1 \dots (1)$$

時差を2時間以外のものにとれば(1)は夫れに應じて變る譯である。

$$I = \frac{S_1 + O_0 + O_1 - (S_0 + Q_0 + Q_1)}{2} \dots (2)$$

右邊は S_1 を除いて既知であるが、 S_1 は圖-13 に示す S と $(Q+O)$ との曲線から決定出来る。

圖-13. $(Q+O)$ と貯水量との關係



此の曲線の求め方、並びに其の特性を述ぶるに、此の貯水量 S は R. E. Horton の原理を應用したもので、即ち表面流出の流量曲線圖に於て、減水側の反曲點以後の部分では、流路の總貯水量は其の點以後の曲線下の全面積に等しい。例へば圖-12 に於て Morgantown に於ける 30 日正午の總貯水量は O 線下の a より右のハッチした面積に等しく、29 日の正午の總貯水量は b より右のハッチした面積で表はれる。同様に Fetterman に於ける Tygart 河の總貯水量は圖-12 の Q 曲線から決定出来る。Morgantown の總貯水量から夫れと同時に Fetterman の總貯水量を引けば此の間の流路貯水量が得られる。

一般に流路貯水量と其の上下流端に於ける流出入量の和との間には一定の關係がある。これは Q が上流端の水位に比例し、 O が下流端の水位に比例し、従つて $(Q+O)$ は貯水量に依つて定まる流路の平均水位に比例

するが爲である。 S と $(Q+O)$ との關係を圖示すると圖-13 の如く低水時を除いては直線となる。

此の直線關係は反曲點より右の部分に尾いて當てはまるものであるが、反曲點附近に於て河川の溢流が止むものと信じられてゐる。若し反曲點より左の部分の値を用ひると S は此の直線の右側に来てしまふ。これは溢流水が貯水量に含まれてゐる事を示すものである。例へば圖-13 に於て $(Q+O)$ が 58 000 ft^3/sec より大なる時は直線の右側に来てゐるのである。圖-12 に依ると $(Q+O)$ が 58 000 の時は 3 月 26 日の正午で、大體 Q 及び O 曲線の反曲點近くである。

圖-12 の如き Morgantown 及び Fetterman の表面流出の流量圖を得る爲には全流量から地下水を除かなければならない。これは全流量圖に於て表面流出の起つた點と終つた點とを直線で結んで得られる。正確なる方法ではないが、現在の目的に對してはこれで十分である。

圖-13 に於て小圓で表はした點は圖-12 の $(Q+O)$ の値と Q 及び O 曲線に挟まれた、其の點より右の部分の面積の値とに依つて求められたものである。例へば 29 日午後 2 時に於て $O=4800$, $Q=3540$, $S=18840$ 。29 日の正午に於て $O=5200$, $Q=3720$ 、故に

$$S = 18840 + 2\left(\frac{5200 - 3720 + 4800 - 3540}{2}\right) \\ = 21580 \text{ ft}^3/\text{sec-hr.}$$

同様にして圖-13 に於ける各點を求めたのである。

$(Q+O)$ が 8 000 から 15 000, 30 000 から 55 000 の間に於ては 2 つの直線となり、然も兩者平行である。 $(Q+O)$ が 30 000 の時は 27 日の午前 4 時、15 000 の時は 28 日の午後 6 時である。此の間に降雨に依る流入量があつたので、此の残流域流入量は 65 000 $\text{ft}^3/\text{sec-hr}$ に達し、 I 曲線に依つて作られる面積で示される。此の影響に依つて $S-(Q+O)$ 曲線は右方へ水平に 65 000 だけ移動した。若し此の流入量がない時は $(Q+O)$ が 15 000 を越えても $S-(Q+O)$ 曲線は圖-13 の如き實線を示す譯である。 Q 及び O が既知の時はこれに依り S を求め、式(2)より I を求める事が出来る。圖-12 の I 曲線は斯くして得たものである。

以上の方法の精度を試すには Morgantown の全流出量から Fetterman の全流量を引き、これと求めた残流域流入量とを比較すればよい。此の場合 Morgantown の全流量は 3 894 200 $\text{ft}^3/\text{sec-hr}$ 、Fetterman の全流量は 2 326 900 $\text{ft}^3/\text{sec-hr}$ で、其の差 1 567 300 $\text{ft}^3/\text{sec-hr}$ であるが、求めた I は 1 566 900 $\text{ft}^3/\text{sec-hr}$

である。常に是れ程よく一致はしないが、著者の経験に依る最大誤差は約 6% である。

Morgantown 流量に對する Q 及び I の分擔量

次の問題は Fetterman に於ける Q、及び残流域の I に依る Morgantown の流量を決定する事である。即兩者の最大流量は何時 Morgantown に到達するか、其の量は如何程か、又如何なる割合であるか。此の爲には途中の流路を貯水池と考へ、此の中を兩者が別々に、然も互ひに無關係に流れるものと考へる。此の假定の精度は斯くして得られた Morgantown に於ける 2 つの流量を加へて實際の記録と比較すれば得られる譯である。

先ず Fetterman の流量に依るものを求めるに、残流域流入量 I を除けば式 (1) は次の如くなる。

$$S_0 + Q_0 + Q_1 - O_0 = S_1 + O_1 \dots\dots\dots(3)$$

兩邊に Q_1 を加へて

$$S_0 + Q_0 + 2Q_1 - O_0 = S_1 + (Q_1 + O_1) \dots\dots\dots(4)$$

左邊の各項は既知であるから $S_1 + (Q_1 + O_1)$ が得られ、圖-13 の $(Q+O)$ と $S+(Q+O)$ の曲線より $(Q+O)$ 従つて O 及び S を得られる。今求めた S_1, Q_1, O_1 を S_0, Q_0, O_0 として次のものを求め、斯くして任意の時刻の値を求める事が出来る。但し此所に用ひた O は前の O と違つて Morgantown の全流量を示すものではなく、Fetterman に於ける Q に依つて生ずる Morgantown の流量を表すもので圖-12 に示す Q' に相當する。此所で Q' としなかつた理由は圖-13 を用ふる時に混亂するからである。

次に I に依る Morgantown の流量を求むるに、今度は Q を除けば式 (1) は次の如くなる。

$$S_0 + 2I - O_0 = S_0 + O_1 \dots\dots\dots(5)$$

此所に用ひた O は I のみに依る Morgantown の流量で圖-12 で示す I' に相當する。式 (5) の左邊は既知であるから $S_0 + O_1$ が求まり、圖-13 の破線 [$Q=O$ であるから O と $(S+Q)$ との曲線になる] から O 及び S を得る。

以上で求めた I' と Q' (圖-12) を加へれば Morgantown に於ける流量 O' を得られる。 O' は實際の測定流量 O と非常によく一致し、特に最も必要な高水時に於て一致してゐる。

1936 年 3 月の洪水の後に Fygart 河の Fetterman の近くに貯水池が設けられた。此の貯水池の Morgantown 或は其の他下流地點に對する洪水調節の効果は貯水池の操作如何に依つて定まる譯であるが、其の操作に依つて變化した Q に對し下流地點の流量を計算する事

が出来るのである。變化した Q' 及び I' より O' の曲線を求め、これと水位-流量曲線とを見れば Morgantown に於ける洪水調節に依る水位の減少を知る事が出来るのである。残流域に於て洪水調節が考へられた場合も同様にして Morgantown に於ける水位減少を決定出来るのである。

他の地點に於ける洪水量の減少、洪水量の緩和を要する災害中心地に流量の資料が無い時にも、前述の方法を用ひて其の地點の洪水量減少を算定し得る。例へば災害中心地が Tygart 河と Monongahela 河合流點直下流の Fairmont であるとする。

(1) 先づ Fetterman と Morgantown の間からの流入量を求め、是れ並びに Fetterman に於ける Q に對する Morgantown の流量を前述の方法で求める。

(2) Fairmont-Fetterman 間の流域面積と Morgantown-Fetterman 間の流域面積との比を求め、既に求めた圖-12 の I に乗じて Fairmont-Fetterman 間の流入量 I を求める。

(3) Fairmont に於ける水位流量圖を作製する。これは洪水痕跡及び平湯水時に於ける任意の流量調査を基とする。

(4) Fairmont-Fetterman 間に於ける $S-(Q+O)$ の曲線を作る。 $(Q+O)$ の任意の値に對して Fairmont 上流の S は大體 Morgantown 上流の S に其の流域面積の比を乗じたものである。此の曲線に於て Q は前述のものと同一であるが、O は流域面積の比だけ減少する。 $(Q+O)$ と $S+(Q+O)$ の曲線も描ける筈である。

此の曲線と貯水公式とを用ひて前述の方法で Fairmont の流出量を求める事が出来る。

Shenandoah 河への應用 前述の方法が河川狀況、流域狀態の全く異なる河川にも適用出来るかを調べる爲、Virginia の Shenandoah 河に 2 回應用してみた。圖-12 と圖-14 及び表-1

の如く兩者は流域狀況が全然異つてゐる。Shenandoah の場合も Monongahela と同様に 1936 年 3 月の洪水記録を用ひ、これも Water Supply Paper No. 800 から採つたものである。Lynwood に於ける I を求むる爲に、Lyn-

圖-14. Shenandoah

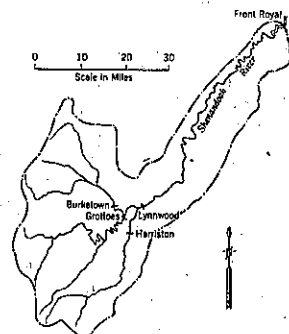


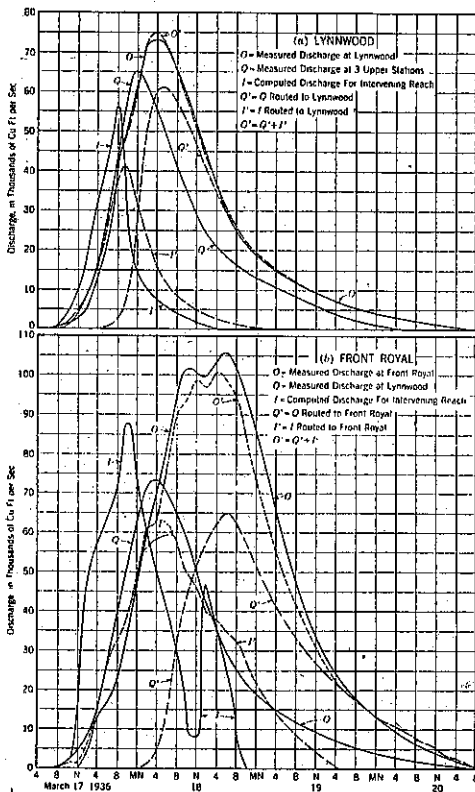
表-1. 流域状況

Lower station	Area, in sq miles	Upper station	Area, in sq miles	Intervened:	
				Distance, in miles	Area, in sq miles
Morgantown, W. Va.	2,670	Fetersman, W. Va.	1,240	29	1,330*
Lynnwood, Va.	1,071	Burketown, Va.	381	18	113*
Front Royal, Va.	1,638	Grottoes, Va.	350	10	
		Harriston, Va.	222	10	
		Lynnwood, Va.	1,076	70	562*

* Long and nearly parallel with upper basin. * Wide, short, and entirely downstream from upper basin. * Long, narrow, and entirely downstream from upper basin.

wood に於ける全貯水量から North 河の Burketown, Middle 河の Grottoes, South 河の Harriston の各貯水量を引いたものを S とし, S と $(Q+O)$ の関係を求めて I を算出する。斯くして Lynnwood に於ける流量を算出したが, これは圖-15 の如く測定値とよく一致した。又 Lynnwood に於ける流量と下流流域流出量とから Front Royal に於ける流量を算出したが, これはそう良くは一致しなかつた。其の理由は水位-流量関係である。即 Front Royal に於ける流速計測定は 25 000 ft³/sec 以下である爲 113 000 ft³/sec 迄の流量圖を得る爲に曲線を延長せしめた, 又 3 月 17 日午後 8 時より 18 日午後 2 時迄の流量は North Fork から

圖-15. 表面流出流量圖



の背水影響に依り實際のものより大きい値が得られてゐる。従つて Front Royal に於ける此の誤つた流量記録の爲に圖-15 (b) の如く O' が O より小となつてゐる譯である。

結論 以上を要約すると特殊の場合を除いては一般に直線を示す $S-(Q+O)$, 及び $(Q+O)-S+(Q+O)$ の關係に依つて I を求め, 次に Q', I' を求めて下流地點の流量 $Q'+I'=O'$ を求め得るのである。結果の精度は各地點に於ける良好な水位-流量曲線及び精確な洪水記録の 2 つに依つて決定する。此の 2 つがあれば下流地點の洪水量を算定が出来, 又貯水池其の他洪水調節の計畫を決定出来るのである。

堰 堤

(26) ドニエプル堰堤ノ爆破

“Destruction of Dnieper River Dam confirmed in Soviet news dispatches.” E. N. R., September, 4, 1941, p. 3. 三島慶三抄

約 2 週間前ドニエプル河の堰堤及び發電所は, 獨逸の進撃を阻止し, 且獨逸側に依り其の地方の開発に利用せられぬ様に「完全に破壊」されたと報ぜられたが, ソビエト至急電に依れば之は 8 月 29 日にモスコウに於て公式に確認された。

然し「完全な破壊」とは何を指すか不明で, 技術者にとつては, 如何なる方法で斯くの如き大堰堤を破壊するかが疑問である。(ドニエプル發電所の圖面は E. N. R. June, 23, 1932 p 877 にあり)。

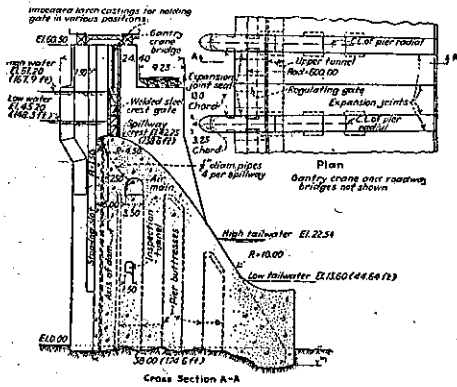
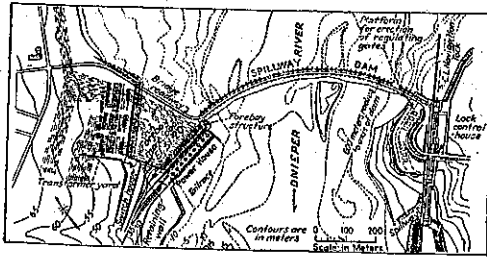
堰堤は 1927 年に着工し, 1932 年に竣工した。工事 はロシアに依り Hugh. L. Cooper & Co が特に故 Hugh. L. Cooper 自らの監督の下に施工した。

主要構造物は河床を横切り長さ 2 500 ft に及び重力式溢流型堰堤で, 其の上に間隔 50 ft の橋脚があり, 之に依り, 溢流頂に在る門扉, 可動巻揚機及び道路橋を支へて居る。堰堤はコンクリート造りで幅は底部で 130 ft, 高さは 140 ft である。基礎は中流部に露出岩石があり他は大きい玉石及砂利層で被はれた緻密な花崗岩である。東側(右岸)に航行用閘門 3 門在り, 西側に堤防を切込んだ廣い取水庭の最下流に發電所がある。道路橋は此の取水庭を横切つて居り, 其の橋脚は取水口を保護する氷塊防止壁が取り付けである。

可能と思はれる破壊方法

取水庭上の道路橋, 及取水口を破壊せば發電所は共に

圖-16.



General plan and cross section of the is reported to have been destroyed by Russian Qeelproyekt Dam on the Dniester River, which engineers to check the German advance.

破壊される。之はソビエツト 政権の所謂焦土抗戦の一部となる。斯くすれば洪水は取水庭を通り、暫くの間渡河を不可能ならしめる。ドニエルの流量は約 6300 ft^3/sec より 835 000 ft^3/sec の間で貯水池水位を 20 ft 下げれば之に更に約 400 000 acre-ft の水量が洪水量に加はる事になる。

他の方法としては中流部の岩層より掘鑿し溢流部の中央部を爆破する方法がある。或ひは堰堤中の操作廊に 100 ft 以上装填し、溢流頂、門扉、橋脚を爆破し、その間を 1 徑間で再び架橋する事を不可能ならしめる方法等が考へられる。

航行用の閘門の破壊では渡河を阻止し得る程度には至らぬが、獨逸側に依る河川調節を有効に阻止する事は出来る。

道 路

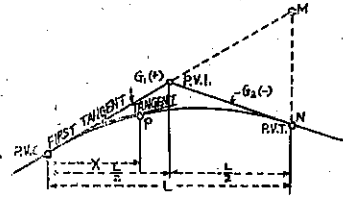
(27) 道路縦斷曲線の切線勾配の計算に就て

("Finding Tangent Slopes On Highway Vertical Curves." E. N. R., September 11, 1941, p. 103. 周防正明抄)

道路工事に於て縦斷曲線上の或る特殊な點に於ける勾配即ち切線の傾斜を計算する事は屢々必要な事であ

る。此の理論と解法は多くの設計者には馴れない拋物線形縦斷曲線の性質が根本になる。之は曲線の始點に於ける勾配と、任意の點に於ける切線即ち勾配の差は兩者間の水平距離に

圖-17.



直接比例すると言ふ性質である。圖-17 に於て最初の切線が N 點上の垂直線と交はる點を M とすれば、此の拋物線上の各點の高さは次式にて與へられる。

$$Y = A + BX + CX^2 \dots \dots \dots (1)$$

- 式中 $A = P.V.C.$ の高さ
- $B =$ 最初の切線の傾斜の度合
- $C = -MN/L^2$
- $X = P.V.C.$ からの距離

任意の點に於ける切線の勾配は (1) 式の第 1 微係數である。

$$\text{即ち, } dy/dx = B + 2CX \dots \dots \dots (2)$$

例へば、 $P.V.C.$ から X なる距離にある點 P に於ける切線の勾配は $B + 2CX$ である。反對に若し勾配が與へられた時は距離 X が求められる。

曲線の最高或は最低の點に於ては切線は水平であるから

$$0 = B + 2CX \dots \dots \dots (3)$$

(3) 式によつて $P.V.C.$ から最高及び最低の點に至る距離が求められる。

(2) 式から明らかな様に、變數は X の 1 次數のみであるから、前述の如く任意の 1 點と始點とに於ける切線の勾配差即ち變化は、曲線の始點から其の點までの水平距離に比例してゐる。縦斷曲線の勾配の全變化は勾配 G_1 と G_2 との代數差に等しいから P 點に於ける切線勾配は、單なる比例により次の如く表はされる。

$$G_1 - X(G_1 - G_2)/L \dots \dots \dots (4)$$

最高又は最低の點に於て切線が水平な點では

$$0 = G_1 - X(G_1 - G_2)/L \dots \dots \dots (5)$$

であつて、 $P.V.C.$ からこの點までの距離は

$$X = G_1 L / G_1 - G_2 \dots \dots \dots (6)$$

にて與へられる。

従つて、縦斷曲線中の或る一點に於ける切線勾配は、最高點又は最低點からの距離に直接比例する事にもなるのである。

橋梁及構造物

(28) 米國南部諸州に於ける橋の高欄に就て

(Wm. E. Barker; "Bridge handrail practice in the South," E. N. R., July 24, 1941, p. 4~5. 岡正義抄)

道路橋技師達が一堂に會する時に、討議が橋の高欄に就て行はれ勝ちなものである。小さい橋の設計に當つて高欄によつて個性を表現し得たものが少くない。米國南部諸州とテキサス州での實際施工した數例の高欄の寫眞及び寸法表を茲に記すことにする。

南部諸州では橋の高欄に背の低いものを用ひる傾向

圖-18. 南コロニヤ道路局建造による高欄

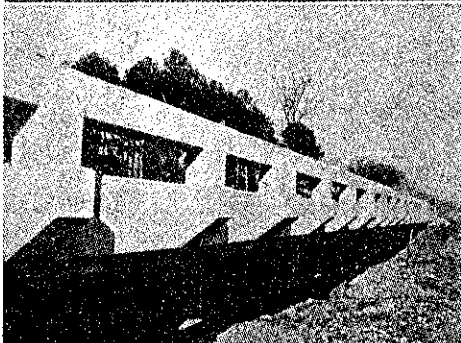
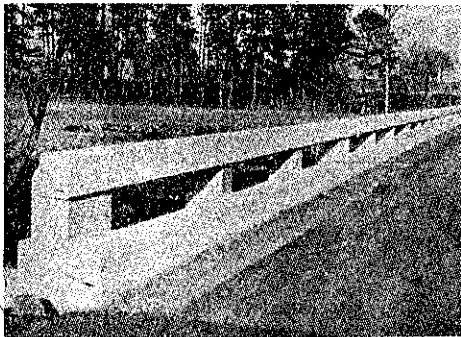


圖-19. ミシシッピーの Natch Trace に於ける高欄

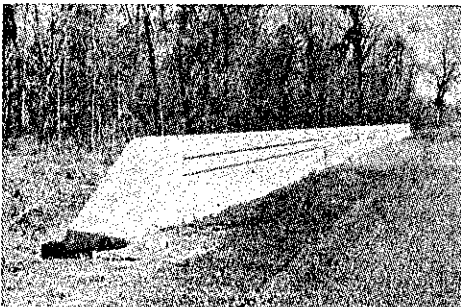


圖-20. 北コロニヤに於ける最近の高欄

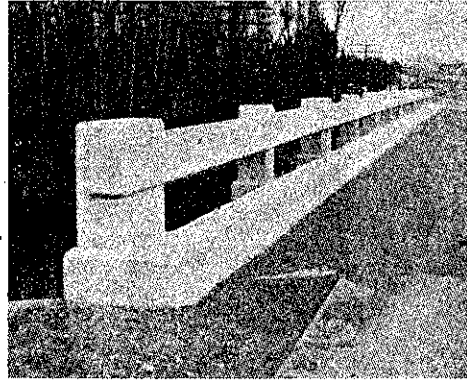
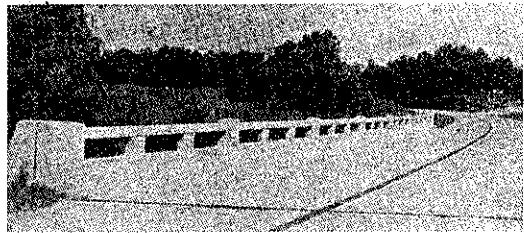


圖-21. ミシシッピーに於ける最近の高欄



が多くなつた。一般に通行人は、單調な街路を自動車で走つてみると河とか橋とかに興味を持つもので、運轉しながら行きづりに河の面や背影をちらつと眺めたい氣持になる。

流れを眺めようとする時丁度目の高さに高欄が来て、其の切れ目切れ目からちらちらと下が見えるのでは非常に焦燥の感にかられる。それで高欄を背の低いものにする方がよいといふ事になるのである。家畜が橋を通ることも少くなり、背の高い欄干を造る必要が

圖-22. 下の圖はバージニア州に於ける設計で、道路側に高欄の柱の面を一時出して、邊石は歩行者の避難の爲に充分幅廣くしてある。

下圖はアラバマー州での設計で、高欄も自動車も安全な様になつてゐる。

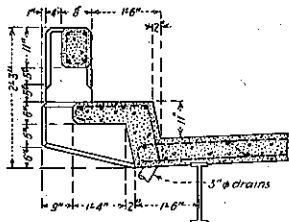
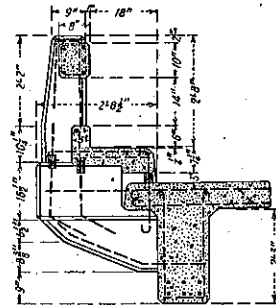
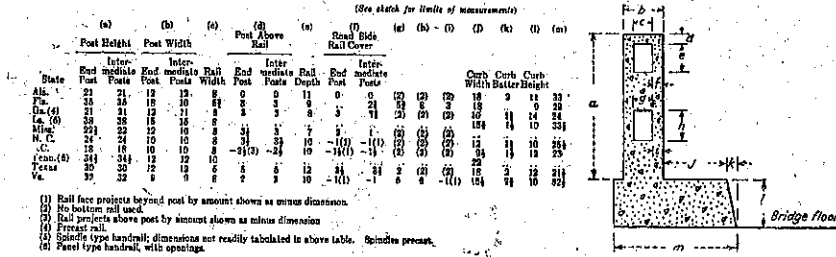


圖-23. 歩道車道の區別なき橋に於ける高欄の寸法、數字は吋を表す。



なくなり、又背の高い高欄でも自動車は橋から落ちるのを防ぐ上に利益がないからでもある。

尤もテキサス州では未だ牛や羊が群をなして公道上を追まきられて居るので少し事情が違ひ、此等の動物が橋の上を通りかゝる時に飛び込んだり、押されて落ちたりせぬやうに相當背の高い高欄が必要なのである。今日の高欄は2,3年以前のものより簡單で、經濟的に出来てゐる。其の建造に對して型枠工が簡易になり、普通稠度のコンクリートを用ひることが出来る。それは單純な線で設計されるので、複雑な金のかゝる針金細工のやうな型の設計が減少して來たからである。

南部諸州に於ける高欄の一般の型は、最近では、込み入つた格點構造を用ひる代りに縁石を取付けた簡單なもので、上の手摺は四角い柱で支へられてゐる。歩道車道の區別の無い橋では殊に此の種の簡單な設計が望ましいものである。

既歩道と車道を區別した橋では背の高い堅固な高欄が屢々用ひられる。これは大人が倒れ落ちぬ爲と、子供が手摺の間から落ちぬ爲である。縁石部分は幅廣く造られ、自動車の横の突出部を支へ手摺に自動車が突當るのを防ぐ爲である。又歩行者に急場の避難が出来るやうに縁石部分は12吋乃至15吋の幅で10吋乃至12吋の高さ程度のものを橋梁設計者は好むやうに見える。縁石部分は事實上橋梁に對して車を制限するものである。何となれば、若し車を縁石部分に乗り上げる程の速度の時には手摺の方でも車の落ちるのを防ぎ得ないからである。

手摺を支へてゐる柱は以前よりも一般に小さく簡單であり、交通物も橋も保護するやうに後る側に取付けられてゐる。或る州では柱の頂上を手摺の下に取付けてゐる。これは自動車から吊下つてゐるものに突當らぬ爲である。以上のやうに設計すれば、吾々の街路は一層安全であり且魅力的になり、しかも經濟的である。

雜

(29) 埋設管に及ぼす飛行機衝擊荷重

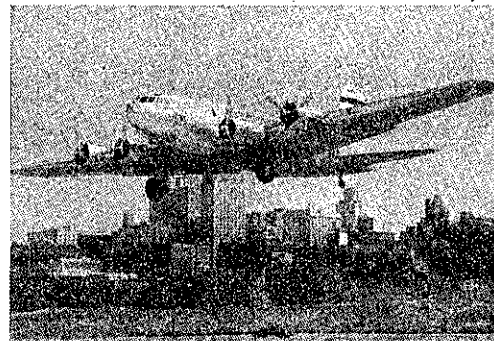
(Robert G. Scott; "Airplane Impact Loads on Buried Pipes." Civil Eng., September 1941, p. 524-525. 西畑勇夫 抄)

現在までに製作された最大の飛行機は、B-19 型超重爆機であつて、その重量は 80 000 ポンドにして、18. トンから 30 トンの爆弾を積載し得る。併しこの飛行機は極く最近の製作に掛り、その構造に関する資料は殆んど使用出来ない。

従つて、實際使用中の最大機の一である DC-4 型機につき考察する。この機は總重量 52 000 ポンド、全翼長 120 呎を有する。滑走車輪は引込装置の 3 輪型で、42 吋に 15.5 吋の二重輪である。設計者及製作者に依ると、滑走車輪の衝擊支柱の最大動程は 19 1/2 吋である。タイヤは着陸の際 8 1/2 吋平くなり、着陸速度は 78 哩/時である。

以上の事實より、最初接地の瞬間から、飛行機の滑走車輪の垂直速度は、垂直距離 19 1/2 吋 + 8 1/2 吋即ち 28 吋では零に減速せねばならぬ結論となる。従つて、28 吋以上の距離で零に減速する既知重量に依つて生ずる力

圖-24.



に釣合ふ地盤表面反力を決定し得る。

着陸速度 78 哩/時及最大着陸角 10:1 を用ふると、
 着陸機の垂直速度 $V_v = \frac{78}{10}$ 哩/時 即 11.4 呎/秒となる。
 又垂直減速度 $A_v = \frac{V_v^2}{2S} = 1.8$ 呎/秒² となる(着陸角としての 10:1 は粗暴な着陸であつて、普通の着陸では少くとも 20:1 である)。

而して、最大着陸角 10:1 を用ふると、衝撃力は、

$$F = \frac{WA}{g} = \frac{52000 \times 28}{32.2} = 45200 \text{ ポンド} \text{ となる。}$$

DC-4 型の 4 個のタイヤの各々が支へる荷重は、全衝撃荷重の 25% 即 11300 ポンドである。

滑走車輪の最大自由落下の瞬間に於ては、車輪上に来る飛行機の重量は、機が翼上昇力にて一部支へられてゐる爲に、総重量よりずつと僅少である。併し計算には總重量を用ふものとする。

力 F が $\frac{WA}{g}$ に等しとすると、 $F = \frac{52000}{32.2} \times 32.2 = 52000$

ポンドとなり、1 輪當り 13000 ポンドとなる。之は前の計算法で得た値 11300 ポンドより幾分大であるが、この方法が理屈に合ふことを十分に示してゐる。

タイヤ及輪縁合同會社 (Tire and Rim Association Inc.) に依れば、飛行機のタイヤの半径方向の撓みは輪縁より上のタイヤ高に對して、着陸時約 85% である。これは衝撃の下では、その接地面積が静荷重の場合の 3 倍になることを意味する。

接地面積を小面積に分割し、その小區分面積に集中された荷重を考へると、地表面に於ける衝撃から、下の埋設管に傳達される荷重が計算される。Illinois 大學は“弾性基礎に於ける垂直壓力の簡易計算法”なる研究にて、圖表解法でこの問題を明にした。

表-2 は色々な深さに埋めた種々なる徑の管に傳れる衝撃荷重と土荷重との合計を示すものである。

土荷重は裏込土の重量として 100 lb/ft³ を用ひ、公式 $W = C_w B^2$ にて計算せるものである。深さ 9 呎以上の溝に對してはこの値は計算されてないのは、この深さでは衝撃荷重が無視し得る程度に減少するからである。

全荷重と、A. S. T. M. の最小破壊強度とを比較して、

表-2. 總重量 52000 ポンドの飛行機にて與へられる垂直衝撃力 10000 ポンドを用ひたる種々なる深さに於ける硝子質土管上の總荷重

Depth of Cover Over Pipe in Ft.	Loads on 18-in. Pipe in 18-in. Dia. Fr.				Loads on 12-in. Pipe in 12-in. Dia. Fr.				Loads on 8-in. Pipe in 8-in. Dia. Fr.			
	Earth Load	Impact	Total	A.S.T.M. Crk. Str.	Earth Load	Impact	Total	A.S.T.M. Crk. Str.	Earth Load	Impact	Total	A.S.T.M. Crk. Str.
1	222	205	427	1,430	349	326	675	1,210	550	1,050	1,600	3,425
2	359	321	680	1,430	475	451	926	1,210	833	1,663	2,150	3,425
4	495	457	952	1,430	601	578	1,179	1,300	1,100	2,200	2,875	3,425
6	486	450	936	1,430	585	562	1,147	1,300	1,070	2,370	2,825	3,425
8	406	38	444	1,430	700	128	828	1,210	1,455	270	1,725	3,425
9	330	16	346	1,430	825	100	925	1,210	1,670	300	1,970	3,425
9	259	-	259	1,430	890	88	978	1,210	1,815	236	2,050	3,425
9	281	-	281	1,430	925	25	950	1,210	1,950	85	2,035	3,425

土管は 2 呎以上の土被があれば何處に掘ても安全であると思はれる。

表-2 に示す荷重値は、それらが 1g なる衝撃係数を示してゐるものとすれば、十分に餘裕のあるものと筆者は考へるし、又多くの權威者の立證する所である。

恐らく 0.25g から 0.50g の衝撃荷重係数がより眞實に近いものであらう。

航空港着陸場に於ける實際の衝撃荷重は、測定して見ると表-2 の値より遙に小なる値を示すであらうことは次の點に依つて明らかである。

(1) 着陸せんとする飛行機の場合は、荷重は空気に支へられる。即ち、プロペラーが動いてゐる限り、翼には揚力が生じてゐる。この揚力は車輪が滑走路に先づ接し、或距離を滑走し終るまで持續し、従つて飛行機の全荷重が直ちに滑走路に傳はらない。

飛行機の衝撃支柱の設計者の或人が、静荷重と衝撃荷重の下で半径方向のタイヤの撓みを檢べた處、衝撃荷重に依る撓みは静荷重に依るものより遙に小であつた。

(2) 衝撃點から管まで力が傳達する時間的遅れは、又一つの大きな安全係数である。

衝撃の全効果が感ぜられる爲には、衝撃を起す力が土地に傳達されるに要する時間中その場所に留つてゐる必要がある。

主要飛行機會社の一つが行つた着陸研究に依ると、着陸機の場合、100 呎の着陸滑走に要する時間は 0.95 秒から 1.2 秒である。之は衝撃を起す力が土地に傳達される以前にその地點を通過してゐることを示してゐる。

(3) 第 3 級又は第 4 級航空港のみが、DC-4 型機に適應する様に設計されてゐる。而してかゝる空港は鋪裝滑走路を有する。従つて、鋪裝から下の土又は管へ傳達される應力は殆んど又は全く無いことになる。

(30) 爆撃下に於ける建築物

(O. Bondy; "Buildings Under Bombing," E. N. R., August 14, 1941, p. 66~67. 新田 亮 抄)

以下述べる事は、今時歐洲大戰下に於ける獨軍の空襲に破壊された英京ロンドンの建築物の光景であるが、此に對し特に屋上の直撃彈の命中よりも壁への斜の命中が非常に多かつた事である。尙同じ型の彈に依る被害に就いても多種多様な狀況を體驗したのであるが、これに對する

表-3.

MATERIAL THICKNESSES REQUIRED FOR BOMB PROTECTION

From A.R.P. Handbook No. 8

Weight of bomb (lb.)	100	320	760	2,200	4,000
Depth of penetration in earth	13 ft. 0 in.	14 ft. 6 in.	20 ft. 8 in.	29 ft. 6 in.	38 ft. 0 in.
Front thickness against penetration:					
(a) Solid brick	11 ft. 6 in.	14 ft. 8 in.	24 ft. 8 in.	34 ft. 6 in.	44 ft. 6 in.
(b) Reinforced concrete	2 ft. 10 in.	3 ft. 8 in.	4 ft. 11 in.	7 ft. 9 in.	9 ft. 6 in.
Thickness just perforated without explosion					
Mild steel	3 ft. 0 in.	1 ft. 7 in.	6 ft. 7 in.	10 in.	13 in.

考察の一端を提供する。表-3 は直撃弾に対して安全なる可き範囲内に於て計算された庇覆の必要上の屋根厚である。

然し実際には時間の消費上ロンドン市民は掩蔽に當つては頭上及側面の防護に就いては或る限度の標準を以て満足するの止むなき状態にあつた。

建築物の隅に命中した事は豫期以上で、彼の Middle Temple Hall の側壁を貫通した爆彈の如き最もよき例である。此の建物は大きい事は大きいが然し比較的高きの低いもので、細材使用の木造屋根であつた爲損害は少なかつた。斜の命中の影響は圖-27 に示す通りであるが更に悪影響を及ぼすものは圖-25 に示す様なもの

圖-25.



で、これは徑の大なる而かも高度の爆性の直撃弾の影響である。此の點に於て前大戦時に一般に使用されてゐた様な鋼構造物は殆んど影をひそめるに至つたのであるが、これは鋼材の連結及び其の間や壁は横の力に抵抗するには餘りにも弱過ぎるからである。たとへば壓延断面或ひは組立桁を使用したとしても、構造の完全なる分解は防ぎ得ないのである。これは正にボルト又は銼が充分なる礎着と剛性を備へ得ないので同様な有様である。爆發に依る横の力の影響が常に爆彈の重量に比例するとは限らない事は注目し値するものである。

一つは爆發に依る影響範囲の廣き破壊現象があつても極めて小さい爆彈破裂穴に過ぎない事もあり、又一方被害が 30 呎程の距離しかない 1, 2 軒の商店の窓ぐらゐに制限されてゐる様な場合でも大きな爆彈破裂穴を生ずる事もある状態である。

垂直方向の影響も又多種多様である。街路に於ける猛烈な爆發に依る裂片は時として 1 階にのみ止どまる事があるかと思へば、又或る場合には猛烈な彈片、碎片、裂片等が 10 階はおろか、それ以上にも投げ飛ばされる事もある。然しともあれ、被害調査の結果は大部分爆發

に依る横の力が最も危険である事を物語つてゐる。

圖-26 は St. Paul's Cathedral 近くの Ave Maria Lanen に於ける建物の殘骸の光景である。これは鑄鐵支柱上に表面石張り鋼桁を有する煉瓦造で、隣接の桁と柱とが一體となつてゐる外壁は爆發に依り外方に吸ひ上げられてゐるし、建物の大部分は支柱から剝取されてゐる。こゝにも建物の崩壊を防ぐ爲に使用した桁結合も、破壊の程度が完全極まるものであれば非常に脆弱である事を證明してゐる。

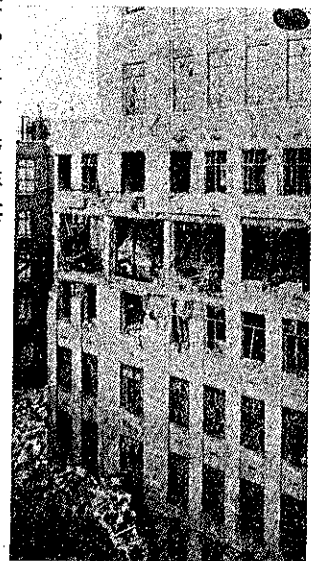
圖-26.



爆彈の横の力に抵抗す可く設計された最新式の結構々造は種々なる爆彈の影響に對し非常な抵抗力を有する事を示したのであるが、これは鋼と鐵筋コンクリート兩者の眞價を保持するものである。

時には外部の非常に完全な近代の鋼骨組造の建物が、非常な被害を受けたきびれた家屋の間につ立つてゐるが内部は 9 階共焼け出されてゐるが外形は(骨組)依然たるもので容易に而かも敏速に修繕し得る様になつてゐるのを見受けるが此等は鋼材の被覆特に柱の被覆が、絶対に必要なる事を物語つてゐるのである。

圖-27.



勿論ロンドン州議員法規は他の國の法規の様に鋼構造の防火に關し嚴格なる規則を有してゐるが、空襲の新らしい經驗に徴し何萬とも知らぬ燒夷彈が 1 夜の内に投下された際、更に一層嚴格なる規則を設けねばならないのは當然な

事である。

圖-27 は高度の爆発弾が建物隅角の外壁に命中し被害を受けた状況を示してゐる。此の寫眞に見る建物は近代式鋼接構造 9 階建の ロンドン 市地界標の 1 つである。この建物に命中した爆弾の爆発は内部に向つて進行し、構格を吹き飛ばし仕切や床を破壊したが強度のコンクリート被覆を有する結構は此の驚く可き試練にも耐へ得たのである。

以上を綜合結論すれば大體次の様に言ひ得るものである。即ち最近空襲に使用されてゐる爆弾の型及其の威力は種々雑多であり、種々なる弾徑、型、或は直撃彈が斜命中か又は屋上眞上からか、非常に高度の高い上空からの落下か、其の他落下個所の硬質鋪装上か軟弱なる土壤か等種々なる條件があつて全く同一視する事が出来ぬ。従つて以上の諸要件を組織的に取扱はない限りは法規を定める事も出来ない事になる譯である。

然し焼夷彈に依る建物の防火改修は必要なる事實であり、特に柱又は桁、床等の如く荷重に耐へる部分は、高度の熱に抵抗し得る様な対策が必要である。

(31) 耐彈構造問題

(Harold E. Wessman & Wm. A. Rose; "Structural Problems in Bomb Protection," E. N. R., September 11, 1941, p. 75. 西畑勇夫抄)

新建築物に、經濟的に與へ得る防護の度合と云ふものは、それがこの上もなく素晴らしいものでなくとも、空襲に對する民間防衛の長期計畫に關して最も重要な問題であらう。

現在の構造物では、衝撃や爆発の恐るべき直接威力には勿論、2 次的威力にさへ十分抗し得ない。而して、國家防衛上不必要な建物と共に、爆撃抵抗を附與する爲の費用増加は極力少くせねばならぬ。

經濟的限度から見て一般國民を導く 3 原則が立てられる。

- (1) 建物の築造には、直接命中の被害を最小にし、且局部に限定すべく設計すること
- (2) 家屋や小部屋は別として、なるべく總ての建築物は爆撃の間接的被害、即ち爆風、爆弾片飛散、高射砲彈片、落下する破壊物及火災に堪へる様に設計すること
- (3) 直接命中に對する要件が、2 次的被害に對するそれに抵觸する所では後者を抑へること

壁體建築 如何なる建物に於ても最も重要な構造要素の一は、外壁である。現在の建築規定の下では、骨組建築の格間壁は或程度耐火的にして、壁が普通を受ける

如き側面力の下では安定である様に設計される。

併し、色々な壁體材料の耐火力や、爆風、又は破片に對する抵抗力と厚さの關係はわからない。例へば軟鐵板は如何なる爆撃の影響に對しても高度の抵抗力を有するが、耐火材としては劣り、又コンクリートは優れた耐火性を有するが、破片に對する抵抗は比較的弱いと云ふ如きである。

表-5 には外壁及隔壁の耐火程度を示し、表-6 には、爆風と、破片に同程度に抵抗するに必要な壁の厚の近似値を示す。

表-4. 爆弾破片を防ぐ(推定)材料の厚さ

軟鐵板又は合成銀の厚さ	1 1/2 吋
硬煉瓦造又は石工造	13 1/2 吋
鐵筋コンクリート	12 吋
無筋コンクリート	15 吋
土 及 砂	30 吋
砂利及碎石	24 吋
木 材 (最小)	40 吋

表-5. 壁及隔壁の耐火度

	總 厚 (吋)			
	1 時間	2 時間	3 時間	4 時間
硬 煉 瓦	4	8	8	8
空 積 タ イ ル	3*	4*	6*	12
無 筋 コ ン ク リ ー ト	—	4	8	8
鐵 筋 コ ン ク リ ー ト	2 1/2	4	5	6
空 積 コ ン ク リ ー ト 塊	3*	4*	8	12

* 印—必要な浸透を含め厚さ

表-6. 爆風及破片に抗するに必要な見込厚

材 料	總 厚 (吋)
硬 煉 瓦	12 1/2—16 1/2
空 積 タ イ ル	80
無 筋 コ ン ク リ ー ト	24—4
鐵 筋 コ ン ク リ ー ト	"
空 積 コ ン ク リ ー ト 塊	86

窓に關する問題 如何なる建物にも、下部 3 階の間は完全に窓をなくし、それ以上の階に於ても窓の數と大きさを減ずるのが望ましい。人間の住居として設計された室から窓を省く場合には、機械的換氣法及人工光線を必要とする。併し窓なしの建物に人々を馴れさせるには長い間訓練を要する。

而して、重要な設備や避難所を圍む壁と他の外壁又は隔壁はすべて爆撃の 2 次的影響に抵抗する様に造られねばならぬことは明である。

床組 床組に就き主に考慮する事は次の事柄である。

- (1) 損害を一局部に限定すること
- (2) 爆弾の貫通する床の數を最小にすること
- (3) 直接の命中に依る破壊を極小にすること

而して、無梁床版構造ならば何處でも必要な場所によい方法が採れ、その次は 1 方向床版及 2 方向床版である。

屋根床版は焼夷彈の侵徹を防ぐに十分な抵抗力を有

せねばならぬ。而して厚 5 吋の補強石コンクリート並に同等物なれば現在最も普通に使用されてゐる 1 kg 焼夷弾の侵徹を防ぐことが出来る。

蛇腹、露臺、線形、其他建物表面から張出したものは構造上必要でもなく、且街路に落下せる爆弾に依る被害を直接に命中せる如く大なるものにする。併しかゝる突出物をなくしようとするのが近代建築設計の著しい傾向となつてゐるので茲には問題がないわけである。

防空壕 これまで防空壕研究には、空襲継続時間は 1 時間乃至 2 時間であると云ふ假定を基礎にしてゐたが之は間違であつて、數回に亘る終夜爆撃が普通であつて、短時間の使用に對して設計された防空壕は全然駄目であることが今次大戦勃發後間もなく明になつた。従つて英國では防空壕が狭くて混雜する爲最近では 7 000 000 のロンドン市民中で空襲時防空壕に入るものは僅かに 200 000 であると報じてゐる。

従つて、次のことが必要である。

- (1) 防空壕は終夜使用すると設計すること
- (2) 睡眠をとるに十分な廣さを有すること
- (3) 酒保、又は小さな炊事場を有すること
- (4) 休養室を備へること

防空壕の費用から考へると、500 人乃至 1 200 人を收容する様な大型のもののみが實行可能である。従つて、大多數の防空壕は爆撃の二次的影響に抗すると云ふ見地から設計されるべきである。側方防護については表-4 の通りであつて、頂上防護に就ては表-7 にその値を示す。又倒塌物落下に對し必要な厚は表-8 に示す通りである。

表-7. 頂上防護に必要な厚

軟 鐵 板	3/4 吋
鐵 筋 コンクリート	4 吋
無 筋 コンクリート	6 吋
煉 瓦 (拱積)	8 1/2 吋
砂 利、碎石及土	1 呎 6 吋

表-8. 倒塌物荷重

壁 體 建 築	靜荷重 (斤/呎 ²)
壁 上 の 階 数	
1—3	200
3—4	300
5 以上	400
骨 組 建 築	
無制限	200

1 人當りの床の廣さ 防空壕の必要廣さを決定するに 3 の主眼點がある。第 1 に床面積である。英國では收容人員に應じて 1 人當り 3 1/2 乃至 6 平方呎としてゐる。筆者は宿泊收容では少くとも 1 人當 30 平方呎に通路の餘裕を加へることを望む。

第 2 は壕の容積であるが、英國では 1 人當り 50 立方

呎となつてゐる。これも宿泊收容とすれば非常に増加すべきである。

第 3 は床、外壁及隔壁の總面積である。多數の人間が一ぱいに押込まれた時、若し熱を外方に傳へるに十分な表面積をその室が持たないと非常に苦しくなる。

更に慾を云へば防空壕の 1 區劃中に收容される總數を或程度合理的に制限せねばならぬ。英國では 1 區劃 50 人迄としてゐる。

防空壕は衛生設備に十分注意せねばならない。大きな防空壕では 2ヶ所以上の藥品室、便所を設くべく、又脱衣室、澆水浴室、着衣室より成る解毒室を設くべきである。

防空壕はすべて、解毒室に隣接して、應急處置室を設けねばならぬ。又すべて、機械的換氣設備を正副設けねばならない。

圖-29 は 1 200 人用地下防空壕に對して、上述の方針を適用設計せる例であつて、平時には公衆自動車々庫にも利用出来る。併しよき防空壕と、よき自動車々庫との設計は兩立するものでないことに注意を要する。

圖-29. 1 200 人用地下防空壕の設計例

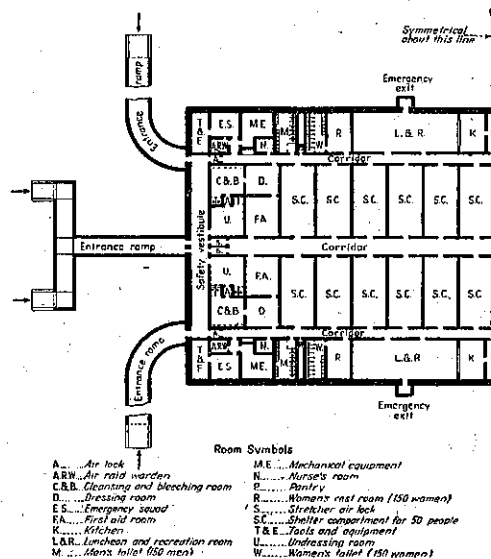


圖-28. ロンドンに於ける防空壕入口の耐爆風設計

