土木研究所報告 第八十一号の一

土木研究所報告

第八十一号の1

漂砂に関する研究 (3) ……佐藤清一
長野県茶臼山附近の地辷に関する研究 (2) ……芥川真知
橋脚の耐震性に関する研究 (1) ……猪瀬寧雄
変断面円形拱の挫屈について (1) ……猪瀬寧雄
グレーダの切刃について……西村義一

昭和三十六年三月

建設省土木研究所

土木研究所報告

第八十一号の2

弾性波動測定による路盤強度の判定に関する研究……谷藤正三
噴流に関する研究（1）……佐藤清一
道路の運輸経済調査報告……建設省土木研究所道路研究室
電気養生コンクリートの設計施工上考慮すべき事項に関する研究（1）……山田順治
観測測定器に関する研究（1）……吉川秀夫
長径間木構橋下弦材接手比較試験並に接手に於ける力の伝達に対する理論的検討……猪瀬寧雄

昭和三十年三月

建設省土木研究所

漂沙に関する研究 (3)

昭和二十六年三月

建設技官　佐藤清一
建設技官　細井正延

〔土木研究所報告第八十一号の5〕

漂砂に関する研究 (3) 正誤表

頁	行	誤	正
表紙		漂 沙	漂 砂
3	下から 14	一料程度にあること…	一料程度あること…
3	下から 6	wotion	motion
3	下から 2 (欄外)		79 号昭和 25 年 3 月 追加
3	下から 1		79 号昭和 25 年 3 月 追加
4	上から 13	充分である場合は	充分である場合に
4	上から 17	沖の方え又…	沖の方える又…
5	下から 8	風速係数	風力係数
6	上から 5	Rossly	Rossby
6	表—2 中	両者の比 C	両者の比 c
7	上から 12	ある角度をなくしている	ある角度をなしている
8	写真—2 の欄	下折川郡	下新川郡
9	下から 10	(測流)	(側流)
9	欄 外	[12] … : 弓ケ浜成目論	[12] … : 弓ケ浜成因論
12	下から 11	約 1/2.7 長さは	約 1/2.7 の長さは
12	下から 11	中央部 1/3.8 長さは	中央部 1/3.8 の長さは
12	下から 10	先端部 1/2.8 長さは	先端部 1/2.8 の長さは
15	下から 13	岸に沿う海岸流に…	岸に沿う沿岸流に…
15	下から 9	数料の沖	数町の沖
15	下から 6	島根県にぶつかり	島根半島にぶつかり
16	表—3 (a) 2月回数欄下より2	53	58
16	〃 2月平均風速 欄下より 1	3.43	3.40
17	表—3 (b) 11月上より 3	58.7	58.2
17	〃 下 欄	WSW 分力の和	WNW 分力の和
19	表—4 大砂 の行下より 4	15.9	15.7
19	〃 下より 1	7.0	7.4
19	〃 中砂 の行上より14	75.8	73.8
19	〃 細砂 の行上より12	0.8	0.6

頁	行	誤	正
19	〃 〃 上より13	0.2	0.8
19	〃 泥の行	0.05<	<0.05
19	〃 〃 下より 2	1.1	0.1
20	〃 礫の行下より 2	6.8	1.1
20	〃 〃 最下部		6.8 追加
20	〃 大砂の行上より 3	8.7	7.7
20	〃 〃 下より 5	7.5	4.5
20	〃 中砂の行上より 1	59.0	57.0
20	〃 〃 下より 4	64.0	74.0
20	下より 5	日野川口両岸	日野川の両岸
20	下より 4	…径著しく	…径が著しく
20	下より 4	日野川流の	日野川の流の
22	下より 2	また潮流は	また潮汐は
22	下より 1	(その一つは佐阿川)	(その一つは佐陀川)
23	表—5 下より 2	2.65	2.55
24	上より 1	河庄高の	河床高の
25	上より 5	砂防土について	砂防工について
25	上より10	浮遊される量も	吐出される量も
25	表—6 昭和15年の欄	8	6
26	表—7 昭和18年の欄	4.982	4.988
26	表—7 昭和21年の欄	5.656	5.653
26	下から 7	昭和16年, 18年両度に	昭和16. 18両年度に
28	上から 6	(mi mi 海岸を Palm 海岸…	(mi mi 海岸と Palm 海岸…
28	下から 4	Well	Wall
28	下から 3	…は堤水面は…	…は低水面は…
29	上から 5	その大基は風である.	その又基は風である.
29	上から 7	潮海流は当…	潮海流は常…
29	下から12	…測点と定め…	…測点を定め…

頁	行	誤	正
31	表—8 8月の欄 下より11	−19.7	−19.9
31	表—8 8月の欄 下より10	+0.5	+5.0
31	表—8 10月の欄 下より 6	−5.0	−13.0
32	上から 1	流量の水位の…	流量，水位の…
32	上から 4	…当を得ることは…	…当を得ないことは…
32	表—9 (a) 年次 5 の欄上より 2	0.379	0.739
33	〃 年次 3 の欄上から 3	1.670	1.690
33	〃 年次 7 の欄上から 4	627.2	620.2
33	〃 年次12 の欄上 1	276	246
33	〃 年次 2 の欄上から 6	186.9	186.8
32	表—9 (b) 年次 12の欄上から 2	0.008	0.038
33	〃 年次 8 の欄上から 2	3.916	0.916
33	〃 〃 下から 3	2.971	2.977
33	表—9 (b) 年次 10の欄 下 1	+3,729	+3,792
37	上から 5	ym^2	$y(m^2)$
37	〃	xmm	$x(mm)$,
37	下から 8	13 年	14 年
37	下から 6	50,000 m^2	150,000 m^2
37	下から 3	…考えられる…	…考えられる…
38	上から 1		のであるが 削除
39	上から 7	おいて対応している．	おいて対応している
39	下から 9	(例えば，皆地区の…	(例えば境地区の…
39	〃	12 年 1^2	12 年 12
40	上から 2	予想され	想像され
40	上から 9	9〜10月	9〜11月
41	上から14	…の区間)	) 削除

漂砂に関する研究 (3)

弓ケ浜（夜見ケ浜）の漂砂について

建設技官　佐　藤　清　一
建設技官　細　井　正　延

目　　次

緒　　言……(1)
I. 漂砂機構に関する一般論……(2)
II. 弓ケ浜の浸蝕，たい積に関する既往資料の整理ならびにこれに対する考察……(9)
〔1〕弓ケ浜の汀線変化の状況……(10)
〔2〕当地の風および波浪について……(12)
〔3〕美保湾内の流れについて……(15)
〔4〕日野川について……(22)
〔5〕現在迄に実施された浸蝕防止対策……(26)
III. 弓ケ浜の漂砂についての一考察……(29)
〔1〕皆生地区……(33)
(1) 風速，風向の推定……(33)
(2) 各月の浸蝕，たい積と風および雨量との関係……(36)
〔2〕境地区……(38)
IV. 結　　論……(40)

緒　　言

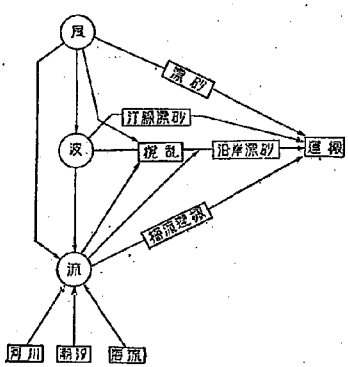
天然資源の極度に貧困なる現在の我国においては，未開の地を開拓することが必要であると同時に既成資源を最大限に活用し利用することが，現在我々技術者に与えられた急務であることは論をまたない所である．海岸の浸蝕現象は何も今に始まつたわけではなく，海岸が砂浜である所，其処が地形的に見て浸蝕を誘発され易い所においては，古くからこの現象が発生していたのであるが，現今の資源貧弱なる情勢に鑑み，特に問題化せられて来たのである．浸蝕の甚しい所では数十年にして数百米も海岸線が後退している所もあり，新潟市信濃川西側海岸，富山県沿岸，鳥取県弓ケ浜（夜見ケ浜）海岸はその著しい例である．

第I章にて漂砂の原因機構の一般論を述べて後章の説明に資し，第II章にて弓ケ浜漂砂に関係あると思われる日野川，風，浸蝕，たい積の実測等の既往資料を整理して記載し，これ等が漂砂に対して直接的，間接的に如何なる役割を持つかの考察を行つた．しかしながらこれ等の資料は系統的に作られた資料でなく充分なものとはいい難いので，これからこの土地における漂砂に対する量的結論を得る迄には到らない．第III章において，京大畠原博士が観測せられた昭和12年4月より昭和14年3月までの弓ケ浜全長にわたる海岸線の浸蝕，たい積の資料を基とし，全長を3つの区間に分けて各々の区間についての浸蝕，たい積を日野川流出土砂，風等との関係を検討して得た若干の結果について記述する．しかしながらこゝで用いられた風，および流出土砂量は，直接これを表す資料がないものもある為に，他の資料よりの推定によつて得たものであるから，その結果に対しては充分な正確さは期し難いが，上記の3区間の浸蝕，たい積の原因，機構についての輪郭をほゞ明らかにすることが出来た．第IV章においては，以上において得られた結論を要約するとともに，第I,II,III章より得た結果を参考として，弓ケ浜の漂砂についての確定的な結論を得る為に，今後現地観測の進め方を述べて漂砂防止対策の適確なる選定に資せんとするものである．

我国においては，従来漂砂に対する合理的な防止工法は勿論，その原因機構についてもみるべき調査研究がなく（先般鉄道技術研究所第7部港湾研究室より出した新潟海岸の浸蝕についての調査は相当詳細にわたつている）殆ど未開の状態であるが，今後我々は土木工学の一部門として漂砂を主体とする海岸工学をつくるべく努力しなければならぬと考える．

I. 漂砂機構に関する一般論

漂砂現象については一般によく知られているが，その原因機構については殆ど整理されておらず明確な機構は組立てられていない．我々は多くの海岸又は港湾において，多くの観察と観測とを続けて来たが，それによると漂砂機構の大筋だけは見当づけられる様に思われる．勿論漂砂を支配する諸要素の間に量的な力学的関係を樹立するには未だ遠いが，如何なる要素が如何なる関係において如何なる経過を通つて，漂砂現象を生ぜしめるかは大略決定しうると考えている．これを次に述べる．



図—1

漂砂となつて移動するところの砂又は礫は比重約2.6であつて水より重いこと，当然である．これを動かすためには水又は空気なる流体に運動を必要とするはずである．その運動は空気においては風であり水においては波および流れである．而も漂砂は陸岸の附近に限られているから水の流れといつてもそれは沿岸流である．従つて，漂砂現象を生ぜしめる直接の要因は風と波と沿岸流であるということが出来る．

それではこれ等3者が如何なる関係にあつて漂砂を生ぜ

しめるが，これについては大体 図−1 に示す様な関係にあると考えている．即ち，先づ風が吹くと海浜の砂を直接移動せしめる．これも広義において漂砂である．吹いた風は波を起し流れを起し，波は砕ける等の作用により海水に攪乱を起し，又，海浜で砕けることによつて直接砂礫を移動せしめる，又風，波，その他種々なる原因により生ぜしめられ変形せしめられた沿岸流は，風および波によつて与えれた攪乱により浮遊状態になつた底質を易々且確実に運搬する．これが漂砂を生ぜしめる要因とそれらの間の関係であるが，特に流れの著しい場合には河川と同様の掃流運搬も考えられないことはない．しかし通常の漂砂現象としてはこの種のものは考える必要がない．

海岸漂砂について以上の様な考え方をするときは，これを次の様に分類すると便利であると考える．即ち，

(1) 飛　　砂　風の直接の作用により運搬されるもの

(2) 汀線漂砂　波が砕ける時に生ずる著しく大きい乱れおよび砕ける時に生ずる流れによつて動かされるもので [1] 汀線に対してある角度を以て押し寄せた波が，砕けて汀線にのし上り，汀線沿いにある距離を進行して海に戻る時に汀線附近の砂礫を移動せしめるのである．従つてこの場合の移動砂礫は大体において最後の砕波水深より陸の方の部分のものである．

(3) 沿岸漂砂　風又は波によつて生じた海水の乱れによつて浮遊状態になつた底質を沿岸流が運搬するもので，最初の砕波水深よりも沖の方までこの状態で運搬されるものゝ様である．荒天時に現われる海岸沿いの海水の濁りはこの様な現象が起つていることを表明するものに外ならない．この濁りは荒天時の海岸を著しく長く帯状に延びているのみならず，沖の濁りのないまたは濁りの極めて少い海水とこれとの境界は比較的明瞭であるのが一般である．これを我々は独りのバンドと呼んでいる．このバンドの幅は汀線から数十米時として一定程度にあることもあり，しけの程度によつて幅は大となり，又海岸沿いにも多少変化している．それと同時に又空の雲の如く沿岸を漂いつゝ形（又は幅）を変えるものである．

広義に解した時の海岸漂砂は以上の3つであるが，通常単に海岸漂砂という時は飛砂をも入れず，汀線漂砂と沿岸漂砂のみをいう．その意味の漂砂においては，これを直接支配するところの要素は波と沿岸流とである．そこで波と沿岸流について更に考察する．

(1) 波　波は如何にして起り，如何なる形態をなすかについては別稿において述べた [2] からこゝに繰返すことはやめる．又波自体が砕けることによつて砂礫を移動させることは前述の通りである．そこで次に波について問題になるのは波による攪乱と波による流れである．

先づ前者であるが，実際の波はトロコイドに近いことを考えると恐らく rotational wotion であろう．しかしその様なことが乱れを生ぜしめる一つの契機になるとしても，実験室で調べたところでは波の内部に起つている乱れは予想外に少く，乱れがないといえる程度であるか又は全く存在しない．けれども砕ける直前あたり

---

1) 佐藤清一，吉川秀夫：漂砂に関する研究(2)——砕け波と陸岸浸蝕に関する実験．建設省土木研究所報告．

2) 佐藤清一：漂砂に関する研究(1)——波について，建設省土木研究所報告．

から乱れが存在してきて砕けたところから陸の方にかけては著しく強い乱れが存在する．この乱れは波が砕けたために発生するのが本質的であろうから，砕ける直前の位置において既に存在する乱れは，砕けたための乱れが伝播したのではなく波の運動の本質として既に出来るものであるかどうかは疑わしい．今の研究段階としては恐らく砕けた時に生ずる乱れの伝播したものであろうと考えている．ともかく海水の乱れは，波そのものによつては，大体において砕波位置から陸の方の部分に存在するものと考えてよいであろう．

この外に海水の乱れを生ぜしめる重要な要素として風がある．風が吹くことによつて波を起し，吹送流を起すがそれらはすべて風が，海面に及ぼす剪力を以つてその原因と考えることが出来る．その剪力の存在の原因として海水に接する層において乱れの在在を考えるべきであり，それが海水に伝達されねばならない．即ちこの場合は通常の流れとは反対に水表面に源をもつた乱れの伝達ということになり，海面で最大であり海底にゆくに従つて減少する如き分布をなすであろうと考える．この種の海水の乱れは岸近くのみならず沖の方も一般に存在するであろう．

これら両者は風の吹く場合は同時に存在する．従つて両者の合算された乱れの強さが底質粒子を浮遊せしめるに充分である場合は，しかも海面から伝わつた乱れが海底において粒子を浮遊せしめるに充分な水深のところまで風および波は底質を浮動せしめることになるであろう．

濁りのバンドの先端境界がはつきりしているのは，その位置が丁度この水深に該当していることを表わしているとは限らないであろう．何となれば，一度生じた底質の濁りは恰も雲の如き状態で沿岸に於ける沿岸に直角の流速成分によつて，沖の方え又岸の方えも流されるからである．

2) 沿岸流　沿岸流は種々なる流れの合成流であるからそれぞれの成分流について考えねばならない．

1) 海流　日本の沿岸では，日本海において対馬海流が対馬海峡を通つて北上し多は北海道南端に達する程度であるが夏は樺太の南部にまでのび，一部は宗谷海峡を通つて千島列島に沿つて更に北上する．又太平洋においては台湾の方から北上して来る日本海流（黒潮）は夏季には本土の東岸を洗い，津軽海峡を通つて来た対馬海流の一部と合流して更に千島列島の東側に沿つて北上する．しかし多季には千島列島を南下して来た千島海流（親潮）に押されて宮城県沖あたりで東偏する．

日本海沿岸についての海流の主体はおおよそ以上の如くであるが，直接漂砂に関係するものは陸岸の形状および島嶼と本土との間を通りぬける時に反流を生じたり，半島のかげ又は湾入において反流を生じたりするので，沿岸においては実際はかなり複雑なものとなる．この様な沿岸流の大さは所によつて又季節によつて異るが，一般に毎秒数糎乃至十数糎のものの様である．この程度の流速は――海底では更に小さくなるから――底質粒子を直接流送するには過小であるが，浮遊状態になつた底質なら確実に運搬する．なお吹送流は通常海流の中に分類されているけれどもこゝでは特に重要であるから別項に掲げる．

2) 潮流　潮流として卓越するのは半日周潮流と日周潮流とでありその中でもところにより又時により，日周潮流の方が卓越することがある．

海流が一方向に流れしかも海底にゆく程流速が小さくなるのに反し，潮流は流向を周期的に変えしかも海底

に至るまで最強流速には殆んど変化がないのが特徴である．最強流速は多くの場合数糎乃至 2,30 糎程度である．従つて潮流の運搬性は海底に至るまでかなり大きなものであると考えられる．しかし潮の一周期について考えれば海水は全体として元の位置にもどることになるから底質を運び去ることにはならない．しかしこの様に底部まで潮流流速が少なからざる値をもつということは，海底からの拡散を上方に向つて生ぜしめることを意味し，潮流速の大さの如何によつてはかなりのアウスタウシュを海底から生ぜしめることになるであろう．従つてこの様なところでは底質は絶えず浮遊の状態におかれることになり，潮流そのものがこれを運び去らなくても，これに superpose している他の非周期的な流れが運び去ることになるのである．

潮流の他の面は潮汐であるが，同一程度のしけについても干潮時よりも満潮時の方が，陸の奥深く波にさらされること当然であり，その意味においても波の陸えの作用の幅を左右する一因とも考えることが出来る．

3) 吹　送　流　Prandtl の境界層の理論によれば風の海面におよぼす剪力 T は

$$T=k\rho V^2$$

で表わされる．但し ρ は空気の密度，V は風速である．k は係数で Ekman，須田暁次博士によれば，

$$k=0.002\sim0.0025$$

程度のものである．

この剪力によつて海水が表水から逐次寄せられいわゆる吹送流が出来る．風域の陸岸よりの距離が地球の球面を考慮に入れなくてよい程度であれば Ekman の考え方に従つてよいであろう．その場合定常状態に達すれば表面流は北半球では風向に対して右に 45° 偏するが，これに達するためにはおおよそ数日を要するものとみられる[3]．しかし実際には，今われわれが問題とする吹送流は荒天時のものであるから，同一強度の風が同一方向で数日間も吹き続けることはなく，多くの場合時間的に風速と風向とを変えるのが普通である．従つて風による吹送流はそれぞれ風の方向に殆んど一致しているものとして大差ないであろう．吹送流はこれのみ純粋に存在することは先づないから，これの観測は極めて困難である．風速と表面流速については，かなりの研究と観測資料があるが，海岸附近でその補流がどの様になつているかについては全く資料がない．

風速 V(cm/sec) と表面流速 v(cm/sec) との関係については Nansen は一次的関係があるとした

$$v=cV$$

c は風速係数といわれており，

$$c=0.019 \text{ (Nansen)}$$
$$=0.0322\ ;0.0402 \text{ (Mohn)}$$
$$=0.014 \text{ (Dinklage)}$$
$$=0.044 \text{ (Galle)}$$

又 Witting は

$$v=cV^{\frac{1}{2}} \qquad c=0.44$$

---

3) 日高孝次：海洋物理学（岩波講座）上巻 82 頁，下巻 90～97 頁

Ekman および Thorade によれば

$$v=\frac{0.259}{\sqrt{\sin\phi}}\sqrt{V} \qquad V<422 \text{ cm/sec}$$

$$v=\frac{0.0126}{\sqrt{\sin\phi}}V \qquad V\geq 422 \text{ cm/sec}$$

但し ϕ は緯度である.

又更に新しいところでは Rossly によれば

$$v=cV \qquad \text{(c.g.s. 単位)}$$

として表わす時は c は ϕ の外に V の函数ともなり，表−1 の如くとなる.[4] 又更に北アメリカ海岸で観測された吹送流の速度は表−2 の如くであつた.[5]

表−1

ϕ	V (cm/sec)			
	500	1000	1500	2000
30°	0.0292	0.0268	0.0254	0.0245
45°	0.0280	0.0256	0.0243	0.0234

表−2

風の速度 (哩/時間)	10	20	30	40	50	60
吹送流の速度(節)	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0
両者の比 C	0.023	0.017	0.015	0.018	0.018	0.019

これを要するに風によつて生ずる表面流速は風速の 2~3%であり，その方向は大体において風向に近いものと考えてよいであろう．そこでこの様にして生じた流れの方向が海岸線に殆く平行の場合は割合にやさしく，この流れは岸近くの浮遊物質をその流れと共に運搬するであろう．ところがこの流れが岸線に対して角度をもつた場合は問題がむづかしくなる．この場合には岸に平行な流速成分は岸沿いに浮遊状態の粒子を運搬するはずである．又岸に垂直な流速成分は海水を岸に寄せ集めることになり，いわゆる吹寄せの現象となり異常高潮の現象となり，海岸での水位は異常に高まる．このことにより一部は海岸の砂礫を通つて浸透水として海にもどるであろうが，おそらく他の大部分は補流として海底附近を沖に向つてもどるであろう．しかしその他の傾斜流として，海岸沿いに流れる流れもありうると考える．

4) 日高孝次：前掲註，上巻，76~78 頁.　5) Proc. of A.S.C.E. Vol.LIV 1923, P1340

従つてしけ時の吹送流によつては，それが海風である場合には，風速の 2 乃至 3%の流速で表層を drift させ海底層では逆に沖に輸送する作用があるであろう．しかし海岸に平行な成分は漂砂の移動に極めて効果的に関係するのである．又海風によつて海水が吹き寄せられ水位が高まれば，たとえ波高が同一であつても波浪によつて洗われる陸の奥ゆきは増すことになるから，その意味からも波の攪乱にさらされる海岸の幅は大きくなる．ことに海風によつて海水位の高まる時は，同時に波浪も高まる時であるから，これら両者により波浪の陸えの浸蝕が増大するのである．しかも波が破けることに浸蝕作用のみならずたい積作用をも必ず伴うものとはいえ[6]今まで通常の波がとどかなかつた陸地が波の攪乱域に入つてしまうために，大きな欠潰の形を呈することになるのである．

4) 波　浪　流　沿岸における波は少くとも small motion 的な正弦波ではない．形としては trochoid に近く，finite amplitude の波である．従つてその純粋なものとしては Levi—Civita 等によれば[7]水分子軌道は波の進行方向にずれた環のつながりとなり，従つて波の進行はその方向えの表層流を伴うものであるとされている．その意味では波が海岸線に，ある角度をなくしている場合には，海岸沿いに浮遊底質を運搬する性質が出てくるわけである．ことに一旦波が砕けるや，その後の波は孤立波の性質を多分に帯びてくる様であるから，この点からも砕波帯内では陸に向う流れが顕著になつてくるに違いない．而も波が海岸と角度をなしていれば——多くの場合そうである——益々海岸沿いの流れが助長されるのである．この種の流れは観測甚だ困難であるために筆者は未だ実測はしていないが，実験室においてはしばしば顕著なものに遭遇しており，例えば鳥取県赤崎港の南北防波堤に沿つた浸蝕が実験により，波浪流によつてよく説明されるところ等からして，又海岸線又は防波堤等の構造物に対して波浪が傾斜しておれば，必ずこの種の流れが生ぜねばならないことからして，われわれはこの種の流れの影響が存外に大きいのではないかと考えている．

5) 河　川　流　その他河川が海に注入する時に生ずる傾斜流等も一つの沿岸流を形成することになる．

以上を要するに，汀線漂砂と沿岸漂砂とに分類した海岸漂砂は次の様な機構の下に行われると考えてよい．

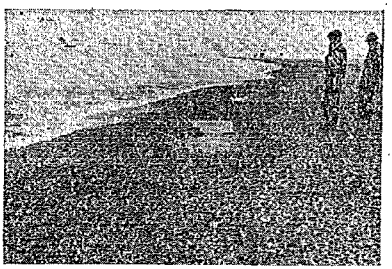
海面を流れる風は波を生ぜしめると同時に吹送流を生ぜしめ．且つ海水に乱れを上層から与える．この時生じた波は海岸附近で砕波帯を形成するが，最後の砕波により汀線漂砂を行う．一方吹送流は勿論であるが，それ以外の海流，および潮流およびその他河川の注入に因る流れ等並に波に因つて生ずる流れが合成されて沿岸流を形成する．ところが，海水は海面からは風によつてアウスタウシュを生ぜしめられ，海底からは沿岸流によつてアウスタウシュを生ぜしめられ，これ等両者の合成したアウスタウシュによつて底質は difuse され浮動状態になる．そこでこの状態になつた底質を沿岸流が運搬して沿岸漂砂が行われることになるのである．この様にして海岸底質が運搬される結果は二つの状態として現われる．それはたい積と欠潰である．

たい積作用には二種類考えられる．その一つは沿岸漂砂に伴うたい積で，海水中のアウスタウシュにより流れによつて運ばれて来た底質がアウスタウシュの小さくなつた海面，即ちより静かな海面に来て沈降が促進さ

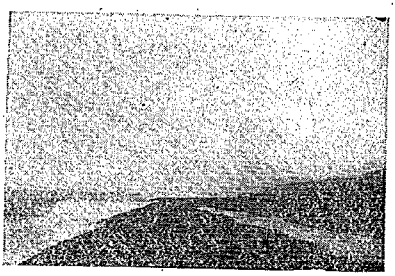
---

6) 前掲註 1)　7) 註前註 2), 37 頁

れて起るものであり，他の一つは波自体のもつ陸上たい積の作用[8]に基くものである．前者は海岸線の入り込んだところ，港湾の如く海面を静めたところ等にしばしば経験するところであり，後者は比較的波の小さい時分に砂質並に礫質海岸においてしばしば見受けるところである．写真－1は新潟県岩船海岸において，写真－2は富山県海岸においてそれぞれ今まさに陸上たい積が出来つゝあるところを示すものである．両者とも海岸にみられる水溜りによつて，今作られつゝある陸上たい積を明瞭に区分することが出来る．



写真－1　新潟県岩船海岸において波により作られつゝある陸上たい積



写真－2　富山県下新川郡宮崎村地先海岸において波により作られつゝある陸上のたい積

この水溜りは波をかぶつた時に残つた海水で波が引くに従い地中に浸透して無くなるのが通例である．

次に欠潰作用であるが，これも2種類に分けて考えることが出来る．その一つはたい積作用の第一の場合に相当するもので，浮動した底質が沿岸流により海岸沿いに運ばれると考えられるものと，海底に沿つた補流により沖の方に運ばれると考えられるものとである．他の一つは専ら波の砕ける作用に基くもので，波が砕けることは丁度噴射流を海岸底に吹きつけたことと同様になり，これによつて洗掘される．その結果は陸上たい積と水中たい積とを生ずるが，砕け波はそのエネルギーと底質に応じて固有の深さと範囲に浸蝕を現出する[9]．

この様にして波高の小さい普通の日は小規模の浸蝕とたい積とを生じつゝあるが，一度しけとなれば波高く（従つてエネルギーも）大となり，波の浸蝕にさらされる範囲は著しく拡大し（それに伴つて深さも増し）今まで海岸陸地であつたところまで波が届く様になり洗われる．即ち今度の規模の大きな波に対応した規模の大きな海岸縦断形が出来ることになる．この結果われわれには大きな欠潰として現われるのである．この場合，波浪の高まると同時に平均海水位も高まるのが通常であるから，その分だけ余計に波は陸深くとゞくことになる．

規模の大きくなつた海岸縦断形の場合でも，陸上たい積は考えられるはずであるが，波の大きい程砕けた後の擾乱の強さが大きくなるのに海岸底質は，依然として前と同程度のものであるためにたい積は出来にくゝなる．

要するにたい積といい，欠潰といい，これ等はすべて以上に述べて来た漂砂現象の二つの現れ方に過ぎない

8）前脚註 1）27 頁　9）前脚註 1）37 頁

のであつて，海岸底質の如何と風，波，流れの作用にその根本をもつのである．特にしけ時には波，それも砕け波による作用が卓越してくるため，海岸に大きな変化を生ずる．一しけで海岸線の形が変ること，比較的波の小さい夏季には主としてたい積し，荒天の多い冬季に主として海岸が浸蝕されることは以上の説明を裏書きしているものである．場合により又所によつて台風余波によつて欠潰を見ることがあるが，この場合は規模の大きい砕け波による浸蝕と考えてよい．

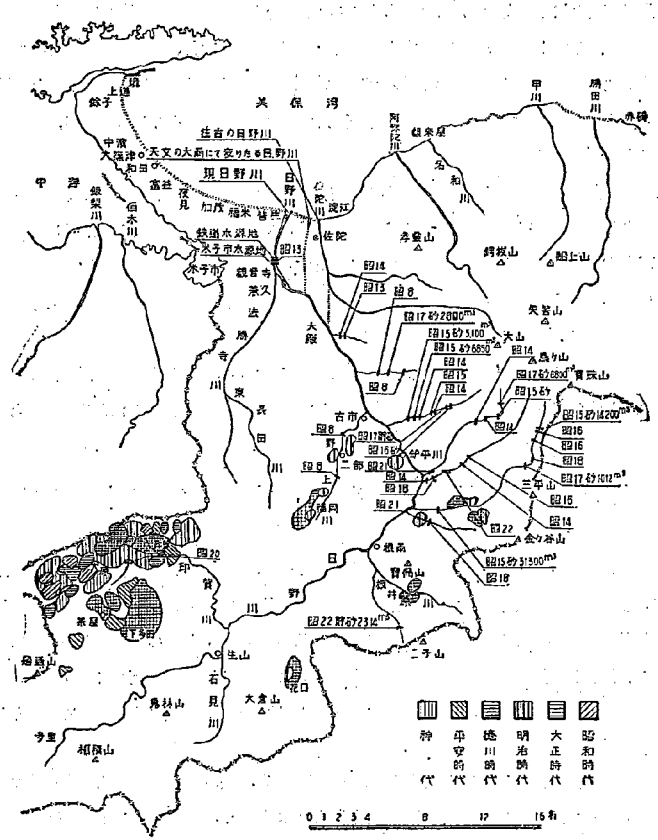
最後に，たい積と欠潰の両者に同時に影響を与える要素として砂礫の供給源を考えなければならない．その第一は河川でありそれに次いで陸岸そのものおよび海岸底自体である．特に河川より掃出される土量は年間数十万乃至数百万立方米にのぼり，海岸の出入を大きく支配する．従つてそのまゝでは欠潰となる海岸も供給が大きければたい積となりうる．又その逆に何等かの原因により供給量が減少すれば，今まで平衡を保つていた海岸も浸蝕を見るに至る．例えば新潟港の導流堤端並にその附近の水深が近年深まつて来ているのは明らかに信濃川放水路開鑿の結果であり，[10] またアメリカ，南カリフォルニヤ海岸における浸蝕の原因は Losangels 川，San Gabriel 川の流域の濫伐と洪水調節の結果として海岸砂の補給が減少したためであるといわれる．[11]

II. 弓ケ浜の浸蝕，堆積に関する既往資料の整理並にこれに対する考察

弓ケ浜の漂砂に関しては，従来組織的な観測を行つて居らない為に，充分な資料がなく，特に漂砂に直接関係を持つ波浪，沿岸流，日野川排出土砂を量的に表したものが皆無であつて，たゞ鳥取県土木部および京大農原博士等が個別的に観測作製せられた僅かの資料があるに過ぎない．これ等の資料および著者が境，米子両観測所にて入手した風，日野川流域の降水量等を整理掲載し，これ等から漂砂に対する日野川の機能について，又風が如何なる波や流れを起すであろうか，潮流，反流（副流）はどの程度に存在するであろうか等について考察を試みた次第である．

図—2 は弓ケ浜（夜見ケ浜）および日野川流域の一般図である．弓ケ浜は美保湾と中海を分つて，中国大陸から島根半島に至る一大砂嘴で最大幅員 2 km 延長 12 km にわたる．地形的に観察すれば境江と米子を結ぶ線を以て其の境界とし，四面を外海に凸面を中海に向けて突出しており，その基部に山陰第 2 の大河たる日野川が河口を開いている．砂嘴の構成材料を見るに，大部分が日野川より運搬せられた中国山脈の風化産物で出来ているから，全く中国山脈の分体で，其の変形物たるに過ぎない．[12] 弓ケ浜直接の成因は日野川の流砂と北東卓越風の為であるといわれ，中国山脈の浸蝕によつて生じた土砂は，日野，伯太，富田の諸河川に運搬せられて美保の陥没湾を充塡し，伯太，富田川の流水は，日野川流水と衝突して海中に緩衝帯を生じ，こゝに流砂のたい積を促したと考えられる．[13] 北方を扼する島根半島は冬季の北西卓越風を遮つて長州の生成を助け更に都

10) 新潟県技術調査委員会：新潟港改術調査報告，第 1 報，新潟港の埋没並に海岸欠潰について 昭.23.12. 17 頁　11) C.M.Cram: "Beach erosion in Southern California" Civil Engineering. 1936, Vol-6. P.808.　12) 渡辺亀二述：弓ケ浜成因論　13) 12) と同じ．



図—2　弓ケ浜，日野川流域一般の図

合よく存在した海底火山の堆積，即ち大根島累島等の火山群を沈積の核心として成育し，数個の砂州を生じ，北東卓越風によつて生じた波浪は遂にこれ等数個の砂州を連結して現在の長州にまで発達せしめたといわれる．醫生温泉掘井によつて知られたたい積状況は，地表下 10 尺は砂でそれより下 20 尺には安山岩片を雑うる礫層があり，地表下 50 尺の処に雲母を雑うる砂があつて貝殻を介在し，60 尺で粗砂，80 尺で砂礫．90 尺では花崗岩，安山岩片を雑うる礫，100 尺に至り褐色中粒の砂となり，110 尺で黄褐色の第3紀頁岩に出会つたということである．

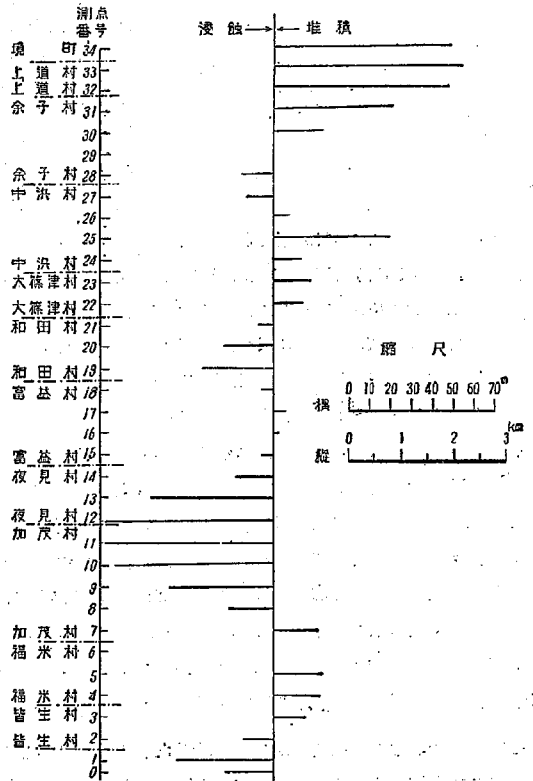
〔1〕 弓ケ浜の汀線変化の状況

弓ヶ浜半島各部の汀線の変遷過程を概記すれば次の如くである．

(1) 皆生海岸：海岸線は大昔には皆生本村附近で，年を加うると共にたい積し，大正 12 年頃たい積の最大期に達し，皆生附近では現在の汀線よりも 300 m 沖合を以て汀線を形成していた．其の後夜見以東は浸蝕を始め，以西はたい積を始め現在の海岸線を形成するに至つた．[14]

(2) 境町附近：明治 13 年頃の海岸線は境町内御台場直下にあり，又大正 2，3 年頃は現在の防波堤の基部附近にあつて（防波堤はこの時無し）大正 11 年防波堤施工に着手，昭和 5 年に完成したが，その後急激にたい積し始め，明治時代より現在 150 m 程度増加している．[15]

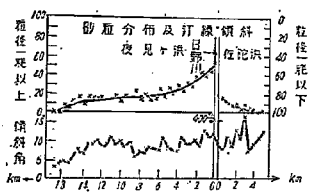
図―3 は，昭和 12 年と 22 年の汀線の比較を示すもので，昭和 12 年の汀線を基準にして，これからの出入りの長さを表している．但し昭和 22 年に測量した際の datum line が昭和 12 年のそれと多少の相違があるということであるから，この図は汀線変化の正確な値を示すとはいい難いが，大体の傾向は窺い知ることが出来る．これによれば夜見村以東は大部分浸蝕を受けており，皆生海岸では最大約 70 m，加茂，夜見両村境附近で約 120 m に達しこれに反して大篠津村以西ではたい積が行われている所が多く，境町附近にては最大約 130 m に及んでいる．夜見村西端から大篠津村西端にかけての海岸は殆ど浸蝕もたい積も受けていない．即ち最近 10 年間において，弓ヶ浜の中央部を除く残りの部分については，浸蝕あるいはたい積が着々と営まれつゝあつたことが分る．詳細に状況を眺めると，日野川河口から加茂村東部にかけては，皆生海岸の局部的浸蝕を除き，殆ど汀線に変化なくこれから西方夜見，富益村境迄約 4 km の区間が非常に大きな浸蝕を蒙つている．しかして米



図―3

14) “皆生海岸調査資料” 鳥取県　15) “皆生海岸調査資料” 鳥取県

子地方における海風の卓越方向は略 NE で平均風速も他の風向に較べて最も大きい．又海岸線の法線の方向は，日野川から境に進むに従い，N から次第に NE に傾き富益村辺りで大体 NNE で中浜，大篠津村境附近で NE となる．波浪の進行方向が，海岸線に直角な時が，浸蝕に対して最も大きなエネルギーを有すと考えられるから，中浜，大篠津村で浸蝕量が最大になる筈であるが，ここでは風向が境附近の卓越風向 ENE～E の影響を受けているのであろうこと，風速が境にゆくにつれて小さくなること，および島根半島による波浪進行の遮蔽などの為に，却つて上記 4 km の区間が，浸蝕が大きくなつていると考えられる．又京大豊原博士が観測せられた（昭和 10 年頃）日野川より境に至る間の汀線傾斜角の状況を図—4 によつてみると，[16] 富益村辺りで傾斜角が谷の状態を呈して小さくなつているが，第 I 章にも述べたように，汀線傾斜角が小さい程海風の吹寄せによる水位上昇の為に水が海岸の奥迄浸入し，従つて汀線の後退が著しくなることも一因をなしているのであろう．



図—4

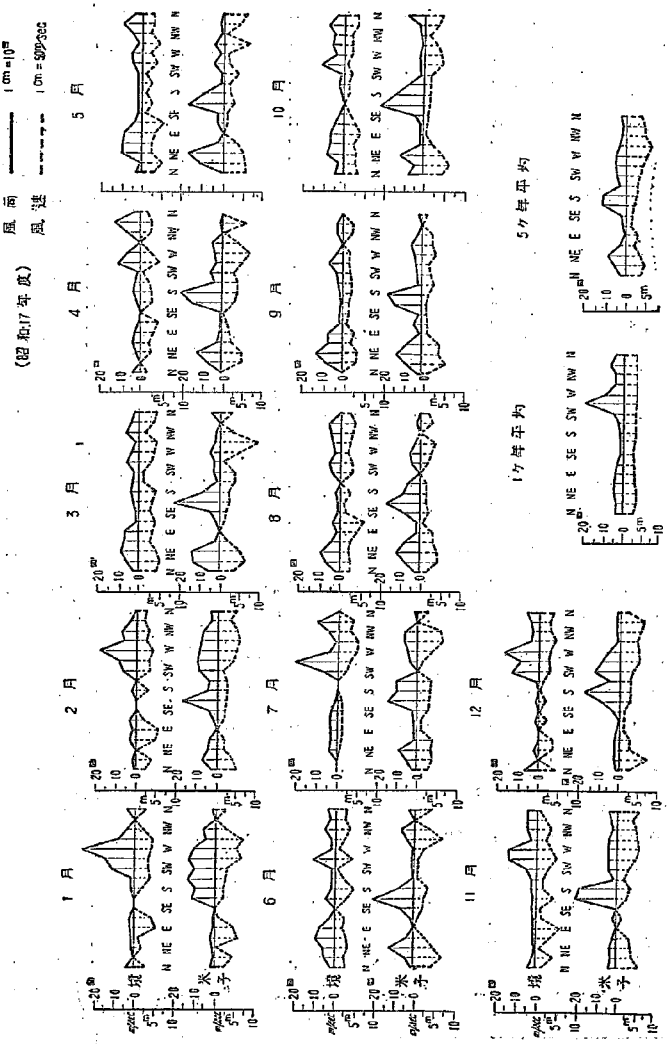
以上に述べた如き解釈は現在の汀線傾斜角，海岸に沿う各地の風向，風速の詳細な資料によらねば，断定を下すことは無理であるが，今後の現地観測の進め方の参考となればと考えてここに述べた次第である．次に大篠津以西におけるたい積量の大部分は，余子村中部以西の約 2.0～2.5 km の短区間に限られているのである．美防波堤築造前は弓ヶ浜半島の末端にまつ運ばれた砂は，中江瀬戸の流れによつて湾内に運び出されたであろうが，築造後は堤が瀬戸の長さを長くした（4 km の流程が 6.5 km になつた）ことになりそれに伴つて堤と半島とのなす隅部に，流れの発達しにくい海面を作つたことになり，そのためここえのたい積が促進されたと考える．図—3 に於て 12 年，22 年両汀線にはさまれた部分の面積を概算すると，夜見村以東即ち弓ヶ浜基部約 1/2.7 長さは 150,000 m² の浸蝕を中央部 1/3.8 長さは 12,000 m² の浸蝕を受け，大篠津村西端以西即ち先端部 1/2.8 長さは 185,000 m² のたい積をしていることになり，これ等を合計するとおおよそ零となつて弓ヶ浜全体としては，平衡が保たれているということ，即ち中央部以東で浸蝕せられた砂は中央部以北にそのままたい積することも考えられる．汀線変化の資料としては，豊原博士が昭和 12 年 4 月より昭和 14 年 3 月まで各月の汀線変化を観測せられたものがあるが，これについての考察は次章において行うこととする．たい積浸蝕の一般論については，既に第 I 章に記述した通りで，弓ヶ浜の浸蝕，たい積を論ずる場合にも当地における風，波浪，美保湾内の流れおよび日野川の排出土砂についての詳細な資料を要するのであるが，以下現在までに出来る限り蒐集した資料を掲載して考察を行つてみよう．

〔2〕 当地の風および波浪に就て

弓ヶ浜突端の北方にて島根半島が西南西より東北東に向つて突出している為に，これが風の導流堤の働きをなし，従つて境町附近の風向は，東あるいは西風が多く，南北の風はあまり吹かない．弓ヶ浜半島を南にゆく

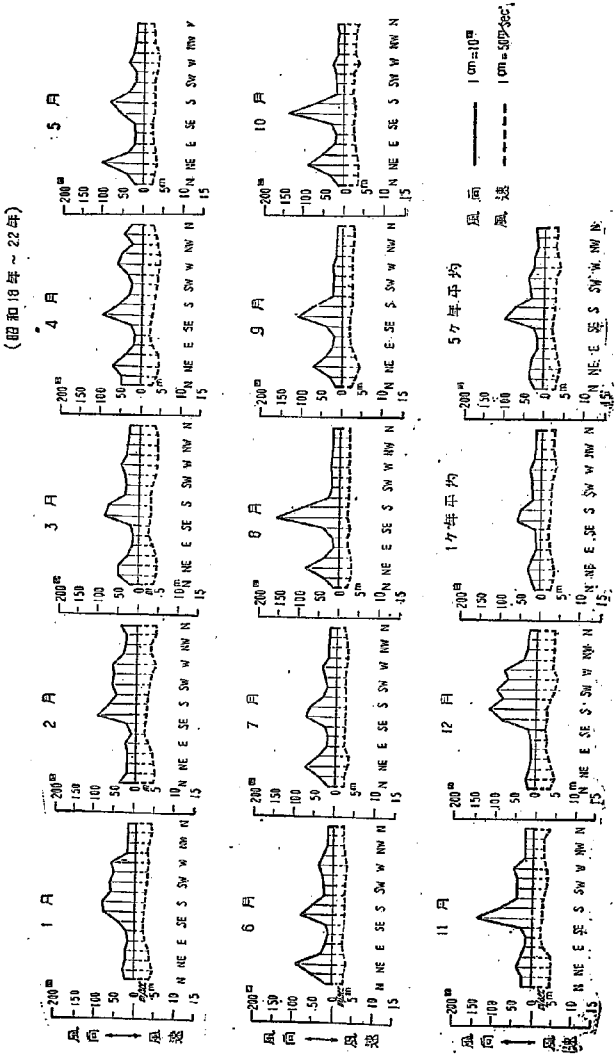
16) 豊原繁一：「夜見ヶ浜における砂粒の配列について」日本学術協会報告 第 11 巻，第 2 号 178 頁

に従いかかる制約が少くなり着生地方においては北東および南東の風が多い．　図—5 は，昭和 17 年 1 月～12 月の境観測所および米子測候所における風向別回数および平均風速の比較を示す．境では，多季は W～SW



図—5　鳥取県米子風向風速グラフ

が多く，春は *WSW*, *ENE*, *NNW*, 夏，秋は *WSW*, *NNW* が多い．米子では冬季は *SSE*～*W* の間が多く，3 月より 10 月まで（春より秋）は *SSE* および *NE* が卓越する．年間を通じてみると，境では *WSW*



図—6　鳥取県西部風向風速グラフ

が最多，次いで *ENE*，*NNW* の順序で米子では，*SSE* が最多，*NE* がこれに次ぐ．風速は概して米子の方が大きく，境では全ての方向の平均風速がおおよそ等しく 2 m/sec 以内であるが，米子では春から秋にかけて最も卓越する *SSE* 方向の風速は弱く，*WNW* が最も大で 3 m/sec 以上となつている．また図−6 は米子測候所における昭和 18 年より 22 年までの各月の（5 ヶ年の各月を平均したもの）風向，風速図である．3 月より 11 月まで，即ち春から秋にかけては，南々東および北東の風が卓越し，冬季は南乃至西風が卓越する．風速は 11 月より 4 月までが各方向共大きく，4〜5 m/sec で，5 月〜10 月は大体 3 m/sec となつていて冬季は夏季より風速が大きい．5 年間を通じてみると，最多風向は *SSE*，次いで *NE*，*W* の順序で風速は何れの方向も 2.5〜4.0 m/sec の範囲にあるが，この内 *W* と *NE* が 4.0 m/sec で最強，最多風 *SSE* は 2.8 m/sec で小さい．

海岸を浸蝕する直接の原動力は波浪であるが，弓ケ浜海岸における波浪の大きさは，当地の風速によるだけではなく，外海に暴風を伴う低気圧が通過すれば，ここで発生した波浪が伝播して，美保湾内に入るからその場所のみの風によつて波高を考えることは出来ない．しかしながら常時においては波高は当地の風速によつて決定され米子より境にゆくに従い，風速が小さくなることおよび弓ケ浜南部においては，日本海より進行してくる大波が海岸に直接に打寄せるが，北部にゆくに従つて漸次島根半島に遮断せられて，海岸に打寄せる波は頽浪の形をとることから考えて波高は南より北に進むに従い漸次小さくなると推察される．

〔3〕 美保湾内の流れに就て

浸蝕された海岸の砂泥は，一部は海底に沈澱たい積し，他は側流，吹送流，潮流等の沿岸流により，海岸に沿つて輸送されることは前に述べた如くであるが，美保湾内に於ては如何なる流れが存在するか，又弓ケ浜海岸に沿う海岸流に如何なる性質を持つものであろうか．直接に流れの観測を行つた資料がないので明確な判定を下すことは不可能であるが，手持ちの資料に基いて推定を試みることにする．

対島海流は山陰沖において，平均 1 日10 数哩の流速を以て沿岸に沿つて北上する．[17]

第 I 章に述べたように，海流が陸に並流する場合，海岸に入り込みがあれば，そこに必ず局部的な反流が多少とも出現することは周知の事実であつて，弓ケ浜においても，漁夫のいう所によれば，海岸を距てる数粁の沖合においてはしばしば右廻りの流れがあり，且つ北東風の時は流れが速かになるといわれる．この反流の性状は実測によらねば詳かとならないが，島根半島の北側を西から東へ流れる海流の支流が御来屋辺から反転して，海岸を東から西へと逆流し島根県にぶつかり，東へ転じ主流に合するというような沿岸流が存在することが考えられる．更に湾のほゞ中央部に黒瀬と称する岩礁が存在するから，反流はこれを中心として流れているのであろう．

吹送流については，米子測候所の昭和 18 年より 22 年までの風について（図−6）当地海岸えの法線（*NNE*〜*SSW*）を境として，これより東から吹く風と西から吹く風の回数を平均風速および回数×風速の *ESE*〜*WNW* 方向の成分を月別に（各月の 5 年間の平均）計算すると，表−3，(a)，(b) の如くである．表−3(b) にみ

---

17)：16) 177 頁

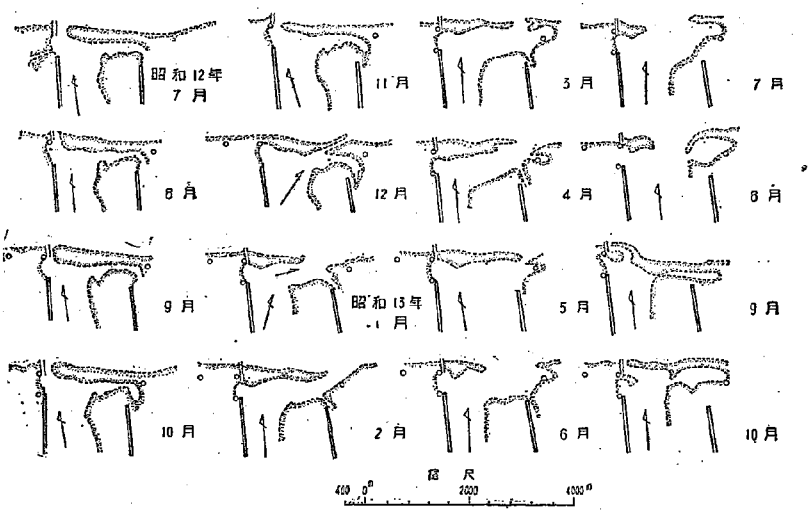
表−3 (a)

月別 / 風向	1月 回数	1月 平均風速 m/s	2 回数	2 平均風速 m/s	3 回数	3 平均風速	4 回数	4 平均風速	5 回数	5 平均風速	6 回数	6 平均風速	7 回数	7 平均風速	8 回数	8 平均風速	9 回数	9 平均風速	10 回数	10 平均風速	11 回数	11 平均風速	12 回数	12 平均風速
NE	26	4.00	21	4.50	99	5.00	100	5.00	103	3.60	94	3.20	79	2.50	92	3.90	77	4.80	93	3.90	46	5.50	17	4.10
ENE	23	3.57	20	4.30	32	4.20	35	4.20	42	3.30	30	3.10	42	3.60	36	3.40	44	3.60	59	3.30	33	4.70	14	3.40
E	18	2.65	17	3.10	22	4.80	21	2.80	22	2.80	18	2.35	21	2.60	20	2.70	24	2.80	26	2.40	21	3.00	13	2.50
ESE	22	2.30	16	2.30	21	4.40	16	2.30	19	2.35	15	2.50	24	2.60	24	2.90	21	2.50	20	2.50	20	1.90	12	2.30
SE	42	2.25	26	2.00	28	4.20	29	2.20	22	2.30	24	3.00	32	2.60	46	3.10	39	1.65	37	2.85	36	2.00	24	2.50
SSE	80	2.35	104	2.60	90	2.60	102	2.60	62	3.00	82	3.20	79	2.90	160	2.60	114	2.10	146	2.90	148	2.80	90	2.30
S	84	2.50	70	2.65	80	3.10	68	3.10	86	3.00	52	2.90	66	2.65	93	2.55	74	2.60	83	2.70	73	2.50	102	2.70
回数計	295		274		372		371		354		315		343		471		393		464		393		272	
平均風速	2.83		3.06		4.04		3.17																	
N	18	4.00	44	4.60	26	2.90	28	2.80	22	2.20	16	2.70	19	2.40	17	2.50	18	2.70	22	3.80	23	4.60	18	4.20
NNW	18	4.20	27	5.00	29	3.50	42	3.70	18	2.60	16	2.50	18	2.20	18	2.50	20	2.50	18	3.00	22	3.00	20	4.50
NW	19	3.60	23	3.50	33	3.50	28	3.70	26	2.60	19	2.70	24	2.90	20	2.55	20	2.70	19	3.00	24	2.60	24	4.20
WNW	20	3.40	30	4.00	34	4.60	52	4.60	36	3.80	29	3.20	33	2.90	21	3.00	17	2.60	20	2.70	24	3.30	30	4.40
W	61	3.60	63	4.70	48	4.60	61	4.60	36	3.70	40	3.15	39	3.00	21	2.40	26	2.70	35	3.50	45	3.70	68	6.75
WSW	54	5.40	53	2.90	38	4.50	40	4.25	32	3.20	35	3.10	31	2.80	24	3.10	22	2.70	22	2.20	40	3.25	50	5.00
SW	64	6.40	66	3.43	35	4.00	24	3.95	21	3.00	24	3.25	22	2.90	22	3.60	20	2.70	20	2.60	30	2.50	104	4.80
回数計	253		311		243		275		191		179		191		143		145		156		208		314	
平均風速	4.37		4.01		3.94		3.94																	

表−3 (b)

月別 / 風向	1月	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	風速×回数	風速×回数	風速×回数	風速×回数	風速×回数	風速×回数	風速×回数	風速×回数	風速×回数	風速×回数	風速×回数	風速×回数
NE	39.8	38.7	189.6	191.5	142.0	115.2	75.6	137.4	131.6	147.9	96.9	26.7
ENE	58.1	60.8	95.0	103.9	98.0	65.7	104.5	86.5	112.0	137.7	109.7	36.7
E	44.1	48.7	97.6	54.3	56.9	39.1	50.5	50.0	62.1	57.7	58.7	25.5
ESE	50.6	36.8	92.4	36.8	44.7	37.5	62.4	62.4	52.5	50.0	38.0	27.6
SE	87.3	48.0	108.8	58.9	46.7	66.5	76.7	131.8	59.5	97.4	59.1	55.4
SSE	132.9	191.2	165.4	187.5	131.5	185.5	162.0	294.1	169.3	299.3	293.0	146.3
S	80.4	71.0	95.0	80.7	98.8	77.2	66.9	90.8	63.7	85.8	89.0	105.5
ESE 分力の和	483.2	495.2	843.8	713.6	618.6	586.7	593.8	853.0	650.7	875.6	743.9	423.7
N	27.6	51.7	28.9	30.0	18.5	16.5	17.5	16.3	18.6	32.0	40.5	29.0
NNW	53.4	95.4	71.8	109.9	33.1	31.7	28.0	31.8	35.4	38.2	46.7	63.4
NW	63.2	74.4	106.7	95.7	62.5	47.4	64.3	47.1	49.9	52.7	57.7	93.1
WNW	68.0	120.0	156.4	239.2	136.8	92.8	110.2	63.0	49.4	54.0	79.2	132.0
W	203.7	273.6	204.0	259.3	123.1	116.4	108.1	46.6	64.9	113.2	153.8	424.1
WSW	206.2	118.9	170.9	120.2	72.4	76.7	61.4	52.6	40.2	34.2	91.9	176.8
SW	156.9	60.7	53.6	36.3	24.1	29.9	24.4	30.3	20.7	19.9	28.7	191.2
WSW 分力の和	779 0	794.7	793.3	890.6	470.5	411.4	413.9	287.7	279.1	344.3	478.5	1,109.6

られるように12月～2月は西よりの(回数×風速) が東よりのそれに較べて非常に大きく，3，4 月は両者がほゞ同程度，5 月から 7 月は東からの風力が西からのそれより僅かに大きく，8，9，10 月は東からのが非常に大きく，11 月もやゝ大きくなつている．即ち夏から秋にかけては東側よりの風力が卓越し，従つてこれによる吹送流は東から西に向つて海岸に沿つて流れ，冬季は逆に西から東に向つて流れることになる．尚 (回数×風速) の代りに (回数×風速^2) についても，上と全く同様のことがいえるのである．但し前記の対馬海流の反流としての環流の流速が西側からの風力による吹送流速より大きければ，冬季といえども流れは東から西に向つて存在する．図—7 は日野川河口における砂州の移動状況の実測平面図であるが，(豊原博士提供) 12,1,2,3,4,5 は砂州が右偏せられ，7 月より 11 月まで左偏されていることは上記の如き流れ (この場合は，広義の流



図—7

れの意味で第 I 章に述べた汀線漂砂をおこす流れをも含む) の存在を実証するものである．6 月より 10 月にかけては，日野川流域の雨量多く，従つて日野川が海へ排出する土砂量も大きいと思われるが，この土砂は夏秋の東から西へ流れる吹送流および側流によつて，弓ケ浜の方え運搬されるであろう．

豊原博士は弓ケ浜の砂粒分布を，海岸に沿う流速変化を推定することによつて，考察検討を行つた．[18] 即ち日野川の両岸にそれぞれ基点を設けこれより左右両方向に海岸に沿つて 500 m 毎に，実測によつて測点を定め，弓ケ浜に 35 点，佐陀浜に 11 点を選び，これ等各地点に於ける表面砂粒を採取し，篩を以て組成分析を行つたが，その結果は表—4 および図—7 に示す通りである．当海浜の砂粒は大部分大砂，(3～1 mm) および中砂

18) : 16) 181 頁

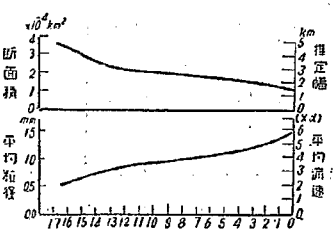
表−4 砂粒粗成表 (百分率)

km	礫 >3	大砂 3~1	中砂 1~0.5	小砂 0.5~0.2	細砂 0.2~0.05	泥 0.05<	
0	5.6	49.8	43.5	1.0	0.1		
	5.5	39.6	51.6	3.2	0.1		
1	2.2	31.0	57.0	3.5	0.3		夜
	2.7	37.3	52.7	4.7	0.2		
2	3.7	33.8	54.7	7.4	0.4		
	0.8	26.8	68.5	3.3	0.6		見
3	1.4	29.0	68.2	1.4			
	2.0	22.6	67.0	5.7	0.7		
4	3.7	24.5	70.0	1.4	0.4		
	3.2	22.0	75.8	1.0			ケ
5	2.7	22.2	68.5	6.0	0.4		
	2.6	14.0	73.1	7.6	0.6	0.1	
6	2.8	21.5	68.9	4.3	0.5		濱
	0.8	14.2	75.8	8.6	0.8		
7	0.4	13.8	71.8	13.2	0.2		
	1.2	18.1	55.3	21.6	0.2		
8	1.1	12.4	84.8	1.5	0.2		
	0.5	21.4	70.4	3.5	0.1		
9	0.3	16.4	81.5	1.7	0.4		
	1.4	14.8	77.3	4.1	0.4		
10	1.1	15.4	80.3	3.8	0.1		
	1.1	16.3	80.2	2.3	0.1		
11	1.7	12.1	83.8	2.1	0.2		
	1.1	7.8	86.5	9.4			
12	0.4	16.0	81.6	1.7	0.1		
		14.8	82.6	2.5	0.1		
13	0.2	14.4	80.1	5.6			
	0.7	15.5	69.9	12.7	1.6		
14		8.5	76.1	14.5	1.2	0.1	
		15.9	64.2	17.2	2.8	0.1	
15	0.3	11.3	57.8	28.5	2.3	0.1	
		5.7	50.8	30.5	9.5	0.2	
16		7.0	71.2	30.7	2.6	0.1	
			16.5	31.9	51.5	1.1	
17			13.6	48.1	40.1	0.2	

0	0.4	16.2	59.0	18.8	5.4	0.2	
	0.3	11.1	78.7	3.4	1.5		佐
1	0.1	8.7	88.9	0.5	0.1		
	0.1	7.2	86.8	4.3	0.6		
2	0.1	8.8	80.7	0.2	0.1		
	0.1	7.5	72.3	2.9	0.2		陀
3	0.2	7.8	75.0	18.9	3.0	0.1	
	1.1	4.0	64.0	9.4	1.5		
4	6.8	2.6	89.4	24.2	3.0		
		0.9	42.0	44.6	13.2	0.2	
5			64.7	24.0	10.0	0.4	

(1~0.5) であつて他の砂粒は極めて少ない．弓ケ浜における砂粒分布を，沿岸海底において既にかくの如き分布が環流の作用によつて生じ，これが単に風浪によつて海浜に打ち上げられた結果であると考えるときは，この環流の平均流速は北部に進むに従い小さくならなくてはならない．

弓ケ浜の海岸線をみると，黒瀬を中心とし，これより境および日野川左岸に至る長さを両軸とせる楕円の一部と殆ど合致する．しかして等深線もほゞ同心楕円と一致し，北部において沖合に移動する．この海岸線および等深線の実状は環流の状況を示すものとみるべく，環流の流線はほぼ等深線に平行にして北部境附近沖にて著しく東偏するであろう．この流線の形跡は等深線のみならず，余子上り遠沿岸の漂着物，境防波堤附近のたい積が著しい事実によつても歴然である．よつて流線はほゞ等深線に平行せるものとし流速変化の推定を試みる．問題は沿岸近くに関するものであるから，仮りに 15 m 等深線を平滑にし，これと海岸線との間隔を海岸に沿つて求むる時は，その変化は流線に垂直な断面積の変化に比例すべく，従つて逆数はこの帯の流速変化に比例すべきである．よつて各測点につきかくの如き計算を行い，一方調査より得た砂粒組成表（表－4）より平均粒径を求め，これと対照すれば図－8 の如くである．この結果に基き弓ケ浜の砂粒の配列に対して次の如き推論を下している．即ち弓ケ浜における砂粒の配列は，日野川よりの土砂が対島海流の反流として生成される美保湾内右廻りの環流の為著しく左偏され，この環流は本流の消長ならびに風の影響によつて流速を変化するが，

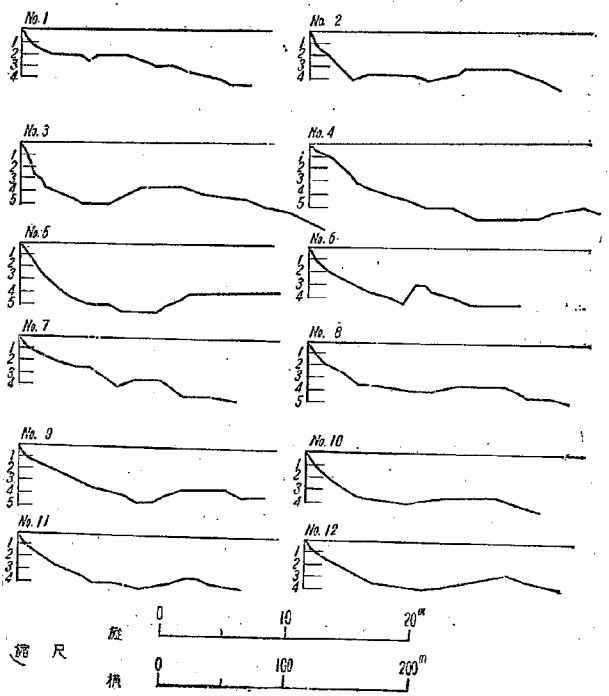


図－8

その平均流速は地形の関係上，弓ケ浜に沿つて北部に進むに従い次第に小となり，従つて沿岸海底の砂粒は平均状態においてこれに応じて分布し，粗細砂が相混ずるも北部にゆくに従い，細砂を多く含む．これが風浪の作用により海浜に打ち上げられるのである．日野川口両岸において砂粒径著しく異るのは，主風の卓越時季と日野川流の季節的消長との相互関係による結果と考えられる．

以上の如く豊原博士は砂粒の分布状態より，美保湾内に海岸に沿う環流の存在することを暗示されたのである．要

するに弓ケ浜南部においては，夏秋の東方よりの風によつて発生する西向の吹送流が反流としての環流に加つて流速を増大し，日野川の排出土砂を西に向つて輸送するが，北に行くに従い流速が減少する為粗い砂から順次海底に沈殿し，これが波によつて海岸に打ち上げられ堆上たい積をつくる為に，かかる砂粒分布を形成したと考えられるのである．又図−9は日野川河口より加茂村旧米子飛行場まで約 5 km の区間にて 300 m 間隔



図−9　　皆生海岸の Sand-ridge

の地点における海底の縦断形状をあらわしたものであるが（測量年月不明）これによれば海岸線から約 100～150 m の所に sand-ridge の端が存在し，これと汀線の間の最深部は 4～5 m で sand-ridge の高さは 1～1.5 m である．sand-ridge の海岸からの距離は，当地の卓越風，従つて卓越波浪の大さ，海底勾配，海岸構成材料によつて異るがとも角吹送流はこの channel を東から西に向つて相当の流速で流れていると想像され，この流れによつて日野川土砂，浸蝕された海岸砂が運搬されるものと思う．日野川土砂が，特に夏期高水時において，河口沖合のどの範囲に流送され，沈殿浮遊するかが明瞭になれば，この channel を通る砂量が推定でき，漂砂の機構を明瞭に把握することができるであろう．

最後に美保湾内の潮流について附記する．湾の自由振動の週期が潮汐の週期に比して甚だ小さい場合に，湾

の深さおよび幅が一様であるならば，湾外の潮汐によつて誘起される湾内の縦の方向における振動は，到る所において湾外における高低潮時はほぼ等しく，潮差は奥に行くに従つて少しく大となり，潮流は低潮から高潮までは湾内に向い高潮から低潮までは反対方向に流れ流速は湾口において最大で湾の奥にゆくに従つて小となる．湾が小であるから潮流の流速は一般に大でなく，従つて地球自転および摩擦の影響は微少であるのを常とする．湾が遠浅の場合あるいは河や入江が多い場合には，湾口から進んで行つた潮浪はその一部だけしか反射されず，従つて湾内の潮汐は定常波と進行波の組合せから成るものと考えることができる．潮差は湾奥に向つて少しく増大し，特に湾奥の幅が狭くなつている時に潮差は湾奥において増大する．又転流時は湾の奥にゆくに従つて少しく遅れる．湾口が余り小でなく，且湾の面積が余り大でない湾の多くはこの場合である．[19] 美保湾は湾の長さが平均 10.5 km であるから，長さの方向の固有基本振動の週期を

$$T=\frac{4L}{\sqrt{gh}}$$

(L=10,500 m は湾の長さ，h=12 m は平均海深) で計算すると，

$$T=3874\ \text{sec}\fallingdotseq 65\ \text{min}$$

となる．この値と外海の半日週期的週期12時間との比は，0.1 以下の非常に小さな値となる．従つて美保湾内における潮汐は上述の後者の場合に相当し，潮差は湾奥においては，湾口よりも極く僅かながら大きい筈であるが，潮汐表によつて境験潮所，外ノ浦験潮所（島根県中部）における潮汐を調べてみると，外浦では最大潮差は 6，7，8 月に起り約 60 cm 境では 8 月の約 30 cm となつており，湾奥の潮差は外海の潮差より可成り小さくなつていて矛盾することになる．この原因は更に詳細な記録によつて検討されねばならないが，弓ケ浜北端と島根半島にはさまれて 6.5 km の中江瀬戸があり，これに続いて中海更には穴道湖が存在しているので，湾口から浸入した潮浪は湾奥にて全部は反射されず境の瀬戸を流過して中海，穴道湖へ浸入することがその一因をなしていると考える．又摩擦による潮浪エネルギーの消耗も境にて却つて潮差が外海よりも小さくなる一因であろう．波の性質は少くとも境附近においては定常波ではなく進行波の形をとり，この為に弓ケ浜に沿つても流れが生ずるであろうが，流向は転流時をさかいとして，おおよそ正反対で流速もほゞ等しいであろうから，漂砂に対してはほとんど影響はないと考えられる．以上で美保湾内の沿岸流についての推察を終つたのであるが，現地観測を行つて季節的に如何なる流れが如何なる程度に卓越するかを明確にすることが，漂砂解決の基本事項であると信ずる．

〔4〕 日野川について

日野川は源を伯耆出雲および備中，備後の国境に発する山陰第二の大河にして，河口より 4.5 km にして法勝寺川を合流する．流路延長約 80 km 流域面積 873 km² を有し合流点以下の河床勾配は平均約 1/400 の急勾配である．また潮流は河口より約 110 m 位しか遡上しないということである．日野川は古来少くとも 2 回その流路を変更した史実があり往古はその河口が現在よりも東側に（その一つは佐陀川）あつたということで

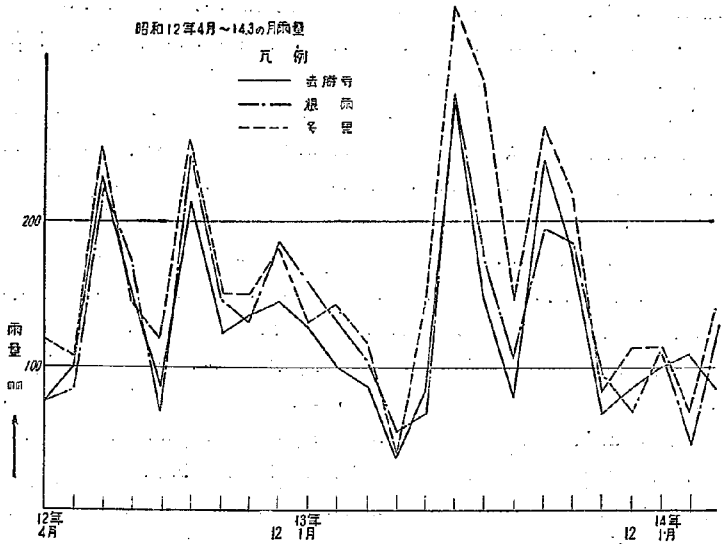
19) 小倉伸吉著：潮汐，P.123

ある．流路変遷のおおよその状況は図－2 に示す通りである．前述の如く，弓ケ浜の構成材料は日野川中の砂礫と石質において全く同一物であることを，且つ次章に示す如く，皆生海岸のたい積状態は日野川の流量従つて流出土砂量に左右されることが他の要素に較べて支配的であることを考えれば，弓ケ浜の漂砂の機構を究明するためには，日野川の流況を詳細に観測調査することが是非とも必要であることは論を俟たない．皆生にては，大正 12 年頃より浸蝕を始め，ことに最近 10 年間に相当量の浸蝕が行われていることは，日野川から排出する土砂量が以前に較べて減少している為であると思われるから，以来主として土砂量減少の原因について考察を行う．

(1) **水位，流量，降水量**　日野川は，上流山地部に数ケ所の流量観測所があるが，詳細な観測を行つておらず，又下流には観測所，量水標がないので，流量水位についての詳細な資料がなく，従つて季節的な流量の変化および河床高の変化，状況を審かにすることができないが，洪水については，大正 15 年より昭和 21 年までの水位を観測した資料があるので．参考までに表－5 に掲載する．これより洪水はほとんど 5 月より 9 月の間に，即ち春の終りから秋の始めにかけて起つており，又最近 10 年間即ち昭和 12 年より 21 年までの洪水回数は 7 回で，これより以前 10 年間の 11 回に較べて少くなつていることは，一応海えの排出土砂の減少を示すものとも考えられる．本川上流部の多里，根雨および支川法勝寺川，法勝寺における昭和 12 年 4 月より 14 年 3 月までの月雨量を図示すると図－10 の如くで，6 月より 10 月までが雨量多く，1 月より 5 月

表－5　洪水位表　(水深単位m)

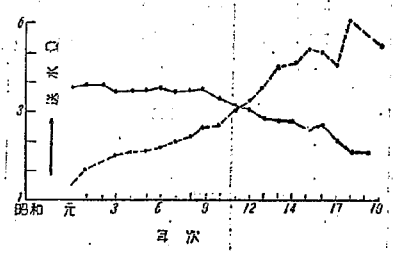
地点 / 年月日		日野川 米子市車尾	日野川 錦郷村大殿	法勝寺川 尚徳村垂久
大正	15－ 7.25	1.64	2.73	2.94
昭和	2－ 2. 3	1.21	1.82	1.39
	5－ 6.27	1.55	2.42	2.39
	5－ 7. 9	1.00	1.88	2.27
	6－ 8.16	0.50	1.82	2.97
	7－ 7.14	2.27	1.50	1.42
	7－ 9. 6	2.29	1.70	2.90
	8－ 4. 4	2.18	1.91	1.67
	8－10.20	1.50	1.80	2.48
	9－ 3.21	2.45	2.00	1.50
	9－ 7.22	2.30	1.94	2.18
	9－ 9.20	5.45	5.00	4.27
	16－10. 1	1.30	1.40	1.05
	17－ 9.21	2.70	2.70	1.10
	18－ 7.23	1.35	1.95	1.20
	18－ 9.20	2.90	8.00	2.83
	19－ 9.17	1.30	2.15	1.35
	20－ 9.17	3.00	3.80	2.65
	21－ 7.10	0.85	1.70	1.50



図—10

までは少い．また概して最上流部の多里が最多雨で法勝寺が一番少い．次に下流部における河床高の経年変化はどのようになつているだろうか，河口から 4 km 上流の鉄道橋架設箇所の横断面図をみると（測量年月日不明）架設当時の明治 35 年に較べて最大 4 m も低くなつている．

又米子市の上水道水源は日野，法勝寺両川の合流点観音寺に集井を掘つて，日野川の地下水を集水しているのであるが，米子市役所水道課の調査によれば，源井の年平均水深の経年変化は図—11 に示す如くで，昭和 2 年より次第に水深が減じ，昭和22 年の水深は昭和 2 年に較べて，2.48 m も浅くなつている．この事実は，源井附近の河床が洗掘されて河床高が年々低くなり，これに伴つて水位が低下していることを示すものである．



図—11

向同図に源井よりの送水量が示されているが，（表—7 による）送水量と水深とは必ずしも並行していないから，上述の水位減少が，送水量増加に伴う地下水位の低下によるものとも思われない．流域は沖積地帯であるから，圧密による地盤の沈下も考えられ，この為に河床勾配が急になつて水位が低下したことも有り得るが，僅か 20 年間でこれ程の沈下を生ずるとも考えられないし，又昭和

10 年以降低下速度が不連続的に大となつていることからみても，地盤の圧密によるものでなく，従つて水深 2.48 m の低下は専ら河床の洗掘によるものと考えてよい．特に昭和 10 年をさかいに急激に水深が減少していることは，近年 10 年間に海岸欠潰が目立つてきたこととよく合うといえる．しかしてかかる河床の低下は，上流よりの砂礫の補給が減少してきたためと考えねばならない．

(2) **砂鉄採集および砂防土について**　日野川上流の砂鉄採集は古く神代に始まるが，明治時代が最も盛で，製鉄工場は 8 ケ所におよび最盛時の年産額は 300 万貫に達した．採取期は秋の彼岸より春の彼岸までである．その後大正 4 年頃再び盛に採取し，大正 10 年頃全く中止され，昭和 13 年より大阪特殊製鋼の手により採取されて昭和 20 年始め大々的に採取されたが，僅か数ケ月にして終戦と共に中止された．昭和年代における採取量は，明治，大正に比較して少いようである．図−2 に砂鉄採取の位置を示す．真砂中砂鉄はおおよそ 1%程度含まれるに過ぎないが，採取時には多量の砂が河川を流送され海へ浮遊される量も大きなものであろうが，前記の如く，大正12 年頃が皆生海岸のたい積が最大期であつた事，その後は急速に浸蝕が進んでいるということを立証する一つの要素である．又主として本川中流の右支川に，昭和 13 年頃より砂防工事に着手し，同 22 年に一応工事を終らしている．その施工箇所，施工年月は，図−2 に示す通りで，施工箇所数は 34 ケ所におよび，これを年度別に分けると表−6 の如くである．昭和 11 年以降急激に下流部河床が低下したこ

表−6

年　次	昭和8年	13	14	15	16	17	18	20	21	22
砂防ケ所	4	1	7	8	4	4	3	1	2	2

と，および皆生の浸蝕が急速に進んだことは，昭和 8 年以後の砂止工による上流からの流送土砂量の減少に起因すると思考される．要するに，大正末期より砂鉄採取量が激減したことおよび昭和 8 年より砂止工が施工されたことが下流の河床を低下させ，引いては皆生海岸のたい積を減じたと推察される．

(3) **水道，灌漑用水**　米子市の上水道設備は，昭和元年に設立され，その源泉は日野，法勝寺両川の合流点観音寺にあることは前に述べた通りである．米子市役所水道課にて調査せる平均 1 日当りのポンプ運転時間および送水量は表−7 の如くであつて，年が経つに従い，送水量は増加している．この程度の送水量の増加がどの程度日野川流量の減少，従つて流下土砂量の減少に影響するかは審らかでないが，夏期高水時の流量に較べれば，小さなものであるから，送水量増加に伴う地下水位の低下を考慮に入れても，送水量の日野川流量におよぼす影響は極めて少いものと予想される．次に日野川流域に使用する灌漑用水量がどの位のものであるか資料がないので知ることができないが，もしこれが相当量に上ることであるならば，流送土砂の減少，従つて皆生海岸の浸蝕に寄与する所も少くないであろう．これについては資料を集めて検討しなければならない．

以上は，皆生海岸の浸蝕を促進した原因として日野川排出土砂量の減少について推察を行つたのであるが，この他浸蝕を助長させたと考えられる直接原因に海岸の松の伐採が挙げられる．[20] 現在の海岸線に最も近く並

20)：皆生海岸漂砂対策資料 鳥取県

表—7

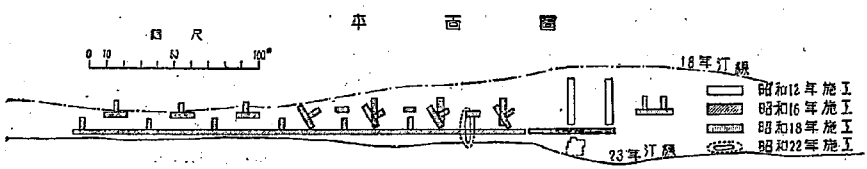
年次(昭和)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
ポンプ運転時間	時分 4.15	5.27	7.45	9.22	9.02	9.67	10.34	11.22	12.19	14.17	16.57
送水量 m^3/	0.533	1.052	1.347	1.549	1,667	1.724	1.803	2.003	2.150	2.516	2.512

年次(昭和)	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
ポンプ運転時間	17.20	17.50	24.25	34.48	35.18	41.48	45.43	29.09	34.40	39.53	40.05
送水量 m^3/	3.092	3.314	3.821	4.575	4.637	5.117	4.982	4.589	6.063	5.656	5.209

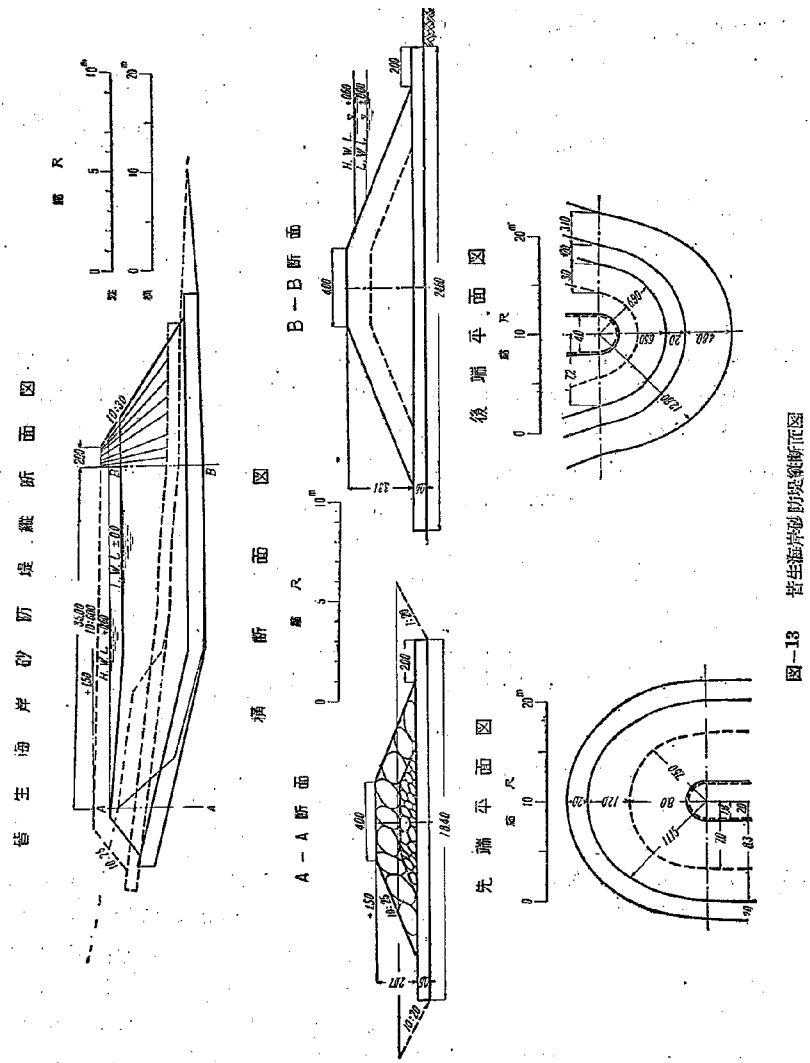
行している道路から北側，即ち海に近い方に松林のあつたのが，現在はその面影さえとゞめていない．海が荒れ勢余つた波が松の所に流れてくるようになると，植林以来 2,30 年も経つたと思われる黒松も直ちに根本から切られ，残つた切株は子供達が持去つてしまうので波は容易にその砂を洗い，やがて波は次の松に押し寄せ又洗われてしまう．このような事を何回も繰返しているうちに松林がなくなつてしまう．この対策はいうまでもなく黒松を切らぬことである．

〔5〕 現在迄に實施された浸蝕防止対策

昭和 12 年の風浪災害にて昭和 13 年コンクリート方塊 (2 m 角) を以て長さ 20 m の防砂堤を施工したが，数年を出ずして四散し，現在僅かに数個散在するのみで，全然効果はなかつた．昭和 16 年，18 年両度にわたり合掌枠，三角枠を施工するも 1 年余にて破壊四散し，現在その痕跡すら認め得られない．昭和 13 年コンクリート方塊施工当初より現在に至るまで 70 m 程度の浸蝕を受けている．又昭和 22 年曽生温泉地先に長 60m の捨石突堤を一本施工した．図—12 は上記の護岸施工年度別図で，図—13 は昭和 22 年施工の捨石突堤の縦横断および先端後端図である．又図—14 は，捨石突堤施工以来約 6 ケ月の汀線変化を示すものである．23 年 1 月の汀線は突堤の東側は施工当時とほとんど同じで，西側は 10 m 位前進しているが，24 年 1 月下旬においては，著しく浸蝕されて，基部が水中に没している状態であつた．図を見ると，汀線変化はこの堤に

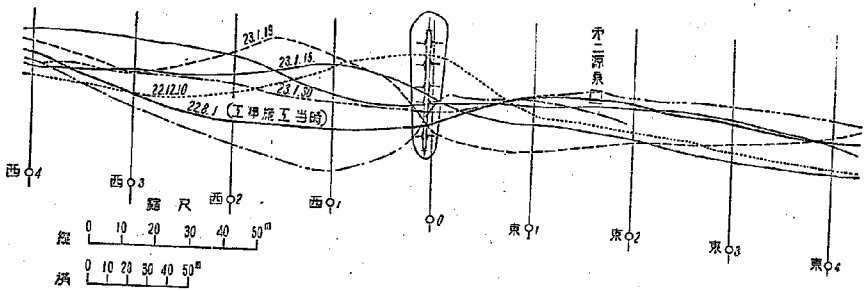


図—12 曽生排岸米子市曽生護岸改良工事



図－13　皆生海岸砂防堤横断面図

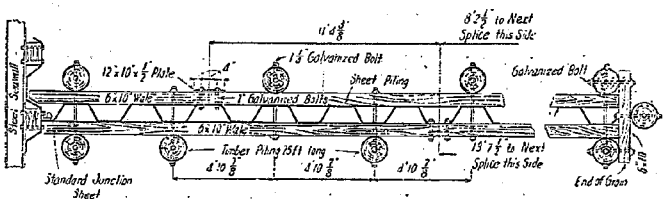
全く無関係に起つているように見受けられるのであつて，突堤長さが sand-ridge と岸線の距離 100～150 m の半分にも足りない短いものが一本で，しかも突堤先端の水深が 2～3 m 位しかないようなものでは，充分な



図－14　皆生海岸汀線変化図

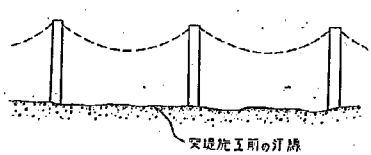
効果は期待できないと思うが，昭和 24 年始めより運輸省第 3 港湾建設部が弓ヶ浜に沿い 500 m 毎に測点を設け，ここにおける海底縦断形状を測量した結果によると，上記の突堤の西側においては岸近くの海底が可成り浅くなつているということであるから，突堤の効果の程度は詳細な資料によつて充分検討をする必要がある．又日野川河口左岸側に，昭和 6 年長さ 200 m の sheet pile の導流堤を施工したが，早いものは数ヶ月にて破壊し，現在 20 m 程度残存するのみである．

アメリカ合衆国のフロリダ東海岸（miami 海岸を palm 海岸の間 64 哩）は浸蝕作用が甚しいので，1927 年 Victor Gelineau は鉄矢板の突堤を設けることを提唱した.[21] この突堤に図－15 に示す構造で，その先端



図－15

にて 1200 lb/ft² から低水面にて零まで一定の割合で変化する波圧に抵抗し得るように設計されている．海岸南部の突堤は長さ 200 ft で相互の間隔に約 300 ft である．北部のに長さ 180 ft，間隔 250 ft で，即ち突堤の長さは突堤間隔の 2/3 である．突堤施工の結果 sea well から低水面までの距離は，築堤以前は堤水面は sea wall の後方にあつたのが，90 ft もあるようになつたのであつて，この位置は以前には水面下数呎の所にあつたのであ



図－16

21)：M.N.Lipp; "Same Data ou Beach Protection Works." Civil Engineering 1936.Vol.6,P291

る．突堤間の海岸線は図－16 の如く形成されるが，かかる形状の海岸線が形成される過程に審かでないので，現地観測あるいは実験によつて，この機構を検討して始めて，突堤の長さ，間隔高さ等が合理的に決定されるのである．

III. 弓ケ浜漂砂についての一考察

第I章において，考察したところによれば汀線漂砂の要素は波であり，その大部は風である．従つて風力の強い程，汀線漂砂も大きくなり，しかもそれは海風である．又沿岸漂砂については，その要素は乱れと沿岸流であるが，乱れは風と流れとに基き，流れは風と波と潮海流に基き，従つて風と潮海流とに基く．潮海流は当時存在するに対し，風および波に因る流れは荒天時に特有のものである．従つて海岸底質の移動は全く静穏な時には起らず，いくらかでも波のある時に起ることを考えれば，たい積又は欠潰の如何は結局風の如何を調べることによつて傾向を見出すことが出来ると考えられる．殊に流れについては，風による流れ，波による流れが重要な役割をもつであろうことが想像されるので，沿岸漂砂についても海風と陸風との区別が重要な要素になるであろうと考えられる．故に海岸漂砂については風，しかも海風と陸風との割合が重要要素となり，従つてたい積又は欠潰を表す指数と海風と陸風との割合を表わす指数との間には，系統的関係が存在するであろうと想像される．事実アメリカ南大西洋 Cape Hatteras 海岸においては，海風の時には浸蝕され，陸風の時にはたい積の傾向があるといわれている．[22]

弓ケ浜の浸蝕，たい積については，第 II 章にて若干の資料によつて，原因機構の推察を行つたのであるが，本章においては，風および日野川流域の降水量との関係について，数値的に考察してみる．

汀線変化の資料としては，豊原博士が作製されたものとして，日野川両岸にそれぞれ基点を設け，これより左右両方向に海岸に沿つて 500 m 毎に実測によつて測点と定め弓ケ浜に 35 点，佐陀浜に 11 点を選び，これ等各測点における昭和 12 年 4 月より 14 年 3 月までの毎月の汀線の変化を測量し，（月末に測量）これと前月との差をとつたものが表－8 である．12 年 4 月の汀線を出入りの基線とし，以後各月の線線の左側に直角に出ている横線は前月より進行した浸蝕の長さを，右側の横線はたい積の長さを表している．

海岸を浸蝕するのは，波浪のエネルギーであるから，波浪の観測資料が是非とも必要であるが，これが皆無であるので，ここでは波浪の大きさは，当地の風にのみ支配されるものが主体であると考え，又上述の如く海風か陸風かによつて浸蝕，たい積が決定されるという 2 つの観点より，風の資料を整理することにした．風は境附近と皆生附近では，風向，風速共に様子を全然異にしているが，この 2 つの地域についての資料が必要であるが，昭和 12年～14 年には，境観測所は設置されていたが，米子測候所は未だ設置されていなかつた為，皆生地方における風の資料は入手できなかつた．従つて昭和 17 年の両地方の風（1 日 3 回観測）を比較することにより，昭和 12 年 4 月より昭和 14 年 3 月までの皆生における風を境のそれ（1 日 6 回観測）より推定することにした．また日野川の排出土砂量が漂砂に影響をおよぼすであろうことは前に述べたが，土砂量の資料

22)：Proc. of A.S.C.E. Vol.LIV：1928. P.1341～1343.

表—8　弓ヶ濱の

前月トノ差

年次	昭和12年									13年		
月別	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月
34	±0	−4.0	0	−6.0	−5.0	−21.0	−32.0	−26.5	+11.0	0	+34.0	−25.0
33	〃	−3.0	+2.0	−7.0	−3.0	−4.0	+3.0	−4.0	+12.0	+5.0	+13.0	−18.0
32	〃	−7.0	−2.0	−6.0	−6.0	+2.0	+2.0	−1.0	+7.0	+9.0	+1.0	−3.0
31	〃	−3.0	−3.0	−1.0	−1.0	0	+4.0	−3.0	+5.0	+1.5	+5.0	−7.0
30	〃	−2.0	−4.0	−1.0	−2.0	+3.0	+2.0	−2.0	+4.0	+1.5	+2.0	−1.0
29	〃	−1.5	−2.0	−2.0	0	+3.0	0	+15.0	−1.0	+2.5	+2.0	−2.0
28	〃	−2.0	+8.0	−3.0	−1.0	+2.0	0	−12.0	+15.0	−9.0	+1.0	−1.0
27	〃	−1.5	−3.0	−2.0	−2.0	+2.0	+2.0	−1.5	−1.0	−3.0	−4.0	−1.0
28	〃	0	0	−7.0	−1.0	+2.0	−2.0	−2.0	+4.0	−2.0	+1.0	−5.0
27	〃	−1.5	−1.5	−1.5	−0.5	+3.0	+2.0	−3.0	+5.0	+11.0	−9.0	−1.0
24	〃	−1.0	−1.5	−1.0	−1.0	+6.0	+4.0	−1.5	−1.0	−1.0	−8.0	+4.0
23	〃	−3.0	−6.0	−1.5	0	+1.5	−0.5	+6.0	−2.0	−0.5	+2.0	−3.0
22	〃	+4.0	−7.0	+1.0	−1.5	+5.5	+1.5	+1.0	−2.0	−2.0	+2.0	−2.0
21	〃	+8.0	−1.0	+1.5	+2.0	+2.0	−2.0	−4.0	−1.0	−1.0	−2.0	−3.0
20	〃	−4.0	−3.0	−3.0	−4.0	+2.0	+3.0	−6.0	+4.0	−3.0	+3.0	−1.0
19	〃	−2.0	−4.0	0	0	−1.0	+7.0	+1.0	+2.0	+1.0	+2.0	−5.0
18	〃	+4.0	−2.0	+1.0	+1.0	+4.0	+5.0	−4.0	+2.0	−2.0	−1.0	−5.0
17	〃	+22.0	−2.0	−2.0	−1.0	−1.0	+2.0	+1.0	+3.0	+2.0	−1.0	−6.0
16	〃	+4.0	+1.0	−0.5	−1.0	+12.0	−1.5	−1.0	−1.0	+2.0	−4.0	−4.0
15	〃	−1.0	−4.0	0	−2.0	+7.0	−6.0	−3.0	+7.0	+3.0	−2.0	−6.0
14	〃	−1.0	−1.0	−5.0	−2.0	+3.0	−1.0	+3.0	+10.0	−7.0	−1.0	−8.0
13	〃	−4.0	−4.0	−0.5	−7.0	+10.0	−1.0	−4.0	+10.0	−3.0	−2.0	−1.0
12	〃	−9.0	−6.0	+3.0	−3.0	+11.0	+1.0	−1.5	+19.0	−3.0	−7.0	−7.0
11	〃	−3.0	−7.0	−1.0	−1.5	+21.0	−1.0	+2.0	+7.0	−4.0	−5.0	0
10	〃	−5.0	−1.0	0	−1.0	+5.0	−1.0	+4.0	−8.0	−1.0	−2.0	+1.0
9	〃	+2.0	−7.0	+1.5	+7.0	+6.0	−1.0	−9.0	+1.0	−1.0	−10.0	−1.0
8	〃	−2.0	−4.0	−3.5	−1.0	+8.0	−1.0	−1.0	−4.0	−3.0	+3.0	−11.0
7	〃	−4.0	−4.0	+1.0	+1.0	+11.5	+2.0	−1.0	+3.0	−1.0	−5.0	−8.0
6	〃	0	0	−1.5	−2.0	+10.5	+2.0	−2.0	−8.0	−4.0	−7.0	−4.0
5	〃	−3.0	−3.0	0	0	+11.0	−3.0	−2.0	−8.0	−1.0	−2.0	+2.0
4	〃	−20.0	−12.0	+0.5	−2.0	+17.0	−3.0	−2.0	−11.0	+16.0	−1.5	−10.0
3	〃	+1.5	−3.0	+1.5	−2.0	+7.0	+1.0	+2.0	−2.0	+6.0	−4.0	−7.0
2	〃	+15.0	−3.0	−3.5	+11.0	−10.0	0	+2.0	−5.0	+1.0	−1.0	−7.0
1	〃	+9.0	−4.0	−2.0	−1.5	+55.0	+5.0	+2.0	−4.0	−2.0	+7.0	−3.0
0	〃	+6.0	−1.0	+4.0	−2.0	−14.5	+14.0	−10.0	−2.0	−2.0	−6.0	−17.0

註　(+) 堆積　　(−) 浸蝕. 単位 m

浸　蝕，堆　積　量

									14 年		
4 月	5 月	6 月	7 月	8 月	9 月	10月	11月	12月	1 月	2 月	3 月
+ 1.0	− 1.0	− 4.0	−10.0	+12.0	− 4.0	− 2.0	+ 6.0	+21.0	+24.0	−10.0	+ 5.0
+ 8.0	− 2.0	− 3.0	− 3.0	− 3.0	− 1.0	− 3.0	+11.0	− 9.0	+19.0	+ 2.0	+ 3.0
− 5.0	− 1.0	− 3.0	0	− 3.0	+ 2.0	+ 3.0	+ 7.0	− 4.0	+12.0	0	+ 1.0
− 3.0	+ 2.0	− 2.0	+ 3.0	− 3.0	+ 1.0	+ 9.0	+ 5.0	− 1.0	+ 5.0	−10.0	+ 1.0
− 4.0	0	− 2.0	+ 2.5	− 2.0	+ 2.0	+ 3.5	+ 2.0	− 3.0	+ 5.0	+ 2.0	+ 5.0
−19.5	+15.0	− 1.0	0	− 3.0	+ 2.0	+12.0	− 1.0	− 1.0	+ 1.0	+ 1.0	+ 1.0
−12.0	+ 8.0	− 2.0	0	− 0.5	+ 3.0	− 1.0	+ 6.0	+ 5.0	−17.0	− 3.0	+ 2.0
− 3.5	− 1.0	− 1.0	− 1.0	− 4.0	+ 2.0	+ 1.0	+ 2.0	− 1.0	+ 6.0	0	+ 3.0
−10.0	− 2.0	− 1.0	+10.0	+ 1.5	+ 4.0	− 2.0	+ 7.0	+ 0.5	+ 2.0	− 1.0	− 4.0
− 1.0	+ 2.0	− 1.5	− 1.0	− 2.0	− 7.0	+34.0	0	+ 1.0	− 1.0	+ 1.0	− 2.0
− 1.0	0	− 3.0	+ 4.0	− 0.5	− 2.0	0	+ 6.0	+ 1.0	+ 3.0	− 1.0	− 5.0
− 8.0	− 2.0	0	− 3.5	− 2.0	+15.0	+ 5.0	0	0	−18.0	+27.0	−16.0
− 4.0	+2.0	− 1.0	− 3.0	− 2.0	− 4.0	+13.0	+ 2.0	− 3.0	+ 3.0	+ 1.0	− 7.0
− 2.0	0	− 2.0	− 1.0	− 3.0	−10.0	+14.0	− 9.0	+10.0	0	+ 7.0	−18.0
− 9.0	+ 1.0	0	− 1.0	− 1.5	− 9.0	− 5.0	+13.0	− 3.0	+13.0	−16.0	− 8.0
− 1.5	+ 1.0	− 3.0	− 1.0	− 3.0	− 5.0	+ 2.0	− 2.0	+ 3.0	−19.0	+44.0	− 2.0
+ 3.5	+ 2.0	− 5.0	+ 1.0	− 1.0	+ 1.5	+ 3.0	+ 3.0	− 5.0	+ 2.0	− 6.0	−11.0
− 1.0	− 1.0	− 3.0	+ 2.0	− 1.0	+ 1.5	− 1.0	+ 3.0	+ 1.0	+ 4.0	− 2.5	+ 7.0
− 5.5	0	− 1.0	+ 2.0	+ 3.0	− 5.0	+ 5.0	+ 1.0	+ 1.0	+ 9.0	+ 1.5	− 4.0
− 1.0	+ 8.5	− 1.0	+ 1.0	− 1.0	− 7.0	+15.0	+ 6.0	+ 6.0	+ 4.0	+ 2.0	−11.0
− 5.5	− 1.0	− 5.0	+ 1.0	− 3.0	+ 3.0	− 4.0	+ 1.0	+ 8.0	− 9.0	+14.0	+ 9.0
− 6.5	+ 8.0	− 9.0	+11.0	− 4.0	− 2.0	− 8.0	+ 3.0	+ 1.0	+15.0	+ 2.0	+ 3.0
− 4.0	− 2.0	− 6.0	+ 4.0	− 2.0	+ 1.0	−12.0	+ 2.0	−10.0	+ 1.5	− 2.0	− 3.0
0	0	− 7.0	+11.0	−11.5	+10.0	+ 1.5	0	0	+ 2.0	− 4.0	+ 8.0
− 1.5	+ 2.0	− 8.0	+25.0	−19.7	− 9.0	− 1.5	+ 1.0	− 4.0	+25.0	− 8.0	0
− 4.0	+ 1.0	− 8.0	+ 2.0	+ 0.5	− 4.0	+ 6.0	+ 6.0	0	− 1.0	0	+ 6.0
− 5.5	0	− 3.0	− 1.0	− 8.0	0	+ 3.0	+ 2.0	− 3.0	− 1.0	+10.0	− 6.0
− 4.5	+ 1.0	− 2.0	− 2.5	+ 2.0	+16.0	− 3.0	+ 8.0	−10.0	+ 5.0	− 1.5	+ 6.0
− 1.5	+ 2.0	0	+ 2.0	− 5.0	+ 3.0	+ 1.0	+22.0	−17.0	+ 5.0	−12.0	−11.0
− 5.5	+ 7.0	− 2.0	− 1.0	− 4.0	+ 2.0	− 5.0	+ 1.0	+11.0	+ 3.5	+ 7.0	+ 7.0
−13.5	+ 6.0	+ 3.0	+ 1.0	0	+ 9.0	+ 1.0	−13.0	−10.0	+ 2.0	− 8.0	+11.0
− 5.0	+ 5.0	− 4.0	− 1.0	+ 2.0	− 2.0	− 1.0	+ 1.0	− 6.0	+ 2.0	− 9.0	− 4.0
− 5.5	+ 3.0	− 8.0	− 1.0	− 1.0	+ 6.0	−11.0	− 1.0	− 1.0	+ 2.0	+ 2.0	− 2.0
+ 1.5	−11.0	− 8.0	+ 2.0	− 1.5	− 1.0	+12.0	−11.0	−12.0	− 6.0	+ 4.0	+ 3.0
− 2.0	− 9.0	− 3.0	+10.0	− 8.0	+ 4.0	+ 8.0	+ 8.0	−18.0	+ 6.0	−16.0	−10.0

もなく．流量の水位の資料もない為に，流砂量は日野川流域の雨量（本川の上流，多里，中流根雨および支川法勝寺川の法勝寺の三ケ所における月雨量の合計を用いる）に支配されると考えて，これ等の関係を検討した．実際には，月雨量の値がさして大きくなくとも，数回でも豪雨があれば，流砂量は多いであろうから，月雨量のみによつて流砂量を考えることは当を得ることは勿論であるし，又どこの雨量を採用するのが適当であるかは，流域の地相を充分検討した上でなければ決定できないが，ここでは便宜上，上記の三ケ所を採り上げたのである．弓ケ浜の浸蝕，たい積を考察する為には，全長を三つの区間に分割するのが妥当であることは既に図—3 の説明の所で述べた通りであるが，表—8 から種々検討を行つた結果では，全長を No.1～No.10（以後皆生地区と名附ける）：No.10～No.22；No.22～No.33（境地区と名附ける）の 3 区間に分けてそれぞれの浸蝕あるいはたい積の面積を計算して検討を行うのが適当であると判断された．その値は表—9 (a) (b) に掲載

表—9 (a)

年次	12.4	5	6	7	8	9	10	11	12	13.1	2
5 m/s 以上風程		320	128？	132	124？	176	166	186		308	
海風/陸風 comp		0.379	2.193	1.353	1.215	2.164	2.036	1.386		0.569	
海風/陸風 風向を考えず		0.850	2.000	1.160	1.440	1.880	2.020	1.580		0.770	
月雨量(mm) 1～31		280.7	712.0	461.5	262.9	911.2	415.4	415.3		405.4	
25～24		321.5	346.9	682.6	371.9	615.0	495.2	414.4		405.1	
21～20		263.7	518.2	645.1	353.2	660.2	506.2	375.2		434.1	
16～15		235.4	496.0	643.4	363.6	687.4	487.7	343.8		450.7	
11～10		238.9	495.1	551.6	440.5	662.5	430.6	429.8		438.3	
No.1～No.10の浸蝕堆積量 $m^2(1/5\times10^3)$		−0.940	−3.219	−0.503	+0.876	+2.700	−0.211	−0.824	−2.991	+1.273	−2.583

表—9 (b)

年次	12.4	5	6	7	8	9	10	11	12	13.1	2
5 m/s 以上風程		116.4	40.4	50.1	26.0	91.3	86.1	96.8	324.9	160.1	167.5
海風/陸風 comp		0.389	2.492	0.908	0.769	2.546	2.035	0.956	0.008	0.280	0.100
海風/陸風 風向を考えず		0.387	1.928	0.841	0.643	1.892	1.661	0.980	0.154	0.297	0.140
No.22～33の浸蝕堆積量 $m^2(1/5\times10^3)$		−0.944	+0.709	−1.383	−0.900	+1.112	+1.680	−1.192	+3.518	+0.894	−0.732
No.10～22の浸蝕堆積量 $m^2(1/5\times10^3)$		+1.931	−2.306	−0.667	−0.202	+5.427	−1.029	−0.263	+4.438	+0.219	−0.930

される．

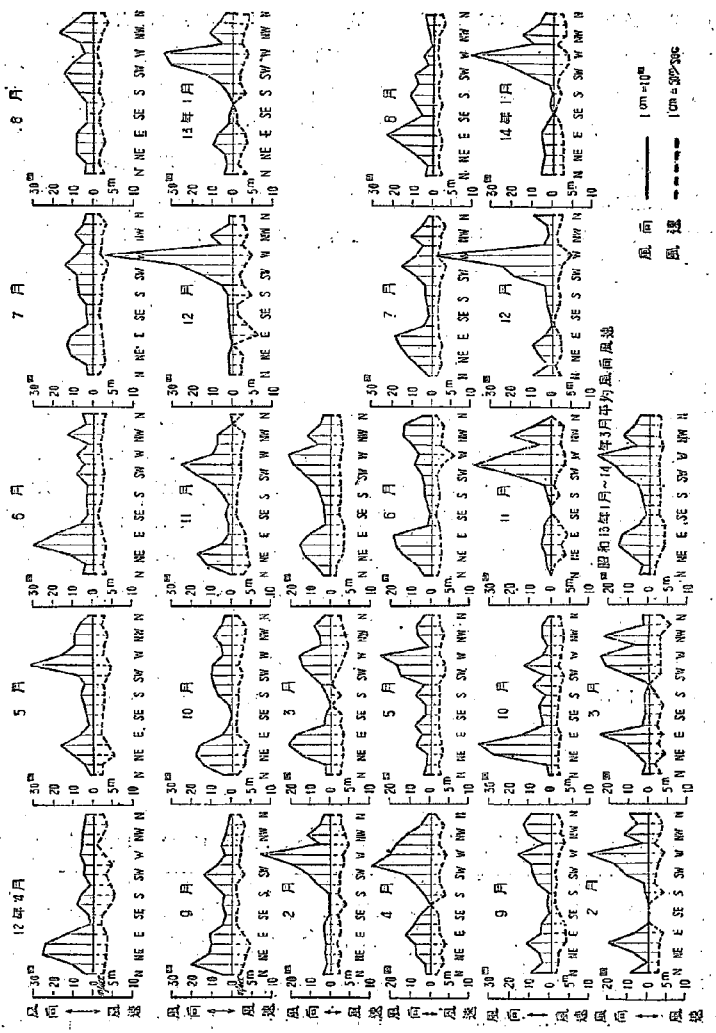
〔1〕 皆 生 地 区

(1) 風速，風向の推定　境における昭和 12 年 4 月より 14 年 3 月まで各月の風向別平均風速回数およびこれ等の 2 ケ年平均を図−17 に示す．風の整理方法として，第一に海風，陸風のいづれであるかに観点を置いて，この地区の海岸線がほゞ *ESE−WNW* の方向であることから（海風の回数×海風の海岸線に直角な，即ち *NNE−SSW* の分速度）と陸風の同じ値との比をとつて検討した．昭和 17 年 1 月から同年 12 月まで各月における境の上記の比の値（境地区の海岸線はほゞ *SSE−NNW* であるから，この法線について計算した値）を横軸に，皆生の値を縦軸にとつて図示したものが，図−18 である．

境における昭和 12 年 4 月～14 年 3 月の各月の値は，表−9 (b) の如くであるが，この値から図−18 を

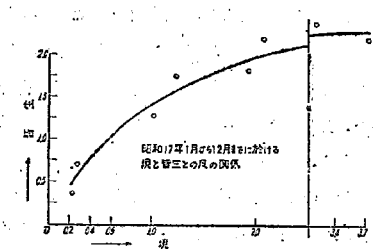
3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	14.1	2	3
230	336	152	140	124？	184	128？	348	176	276	250	210	316
1.910	0.730	0.665	1.707	1.791	2.543	1.459	2.603	0.515	0.389	0.518	0.996	1.257
1.670	0.810	0.700	1.940	1.600	1.540	1.650	2.200	0.920	0.480	0.870	1.110	1.380
304.8	124.0	288.9	919.0	627.2	321.1	802.3	575.6	238.4	261.7	331.0	193.2	357.0
242.0	169.2	234.7	952.6	617.3	320.7	842.7	486.1	308.7	225.0	366.7	188.9	360.8
198.7	273.2	197.0	874.5	736.4	303.2	849.1	410.9	332.8	162.9	470.0	186.9	336.1
291.5	228.0	210.7	689.5	852.9	290.9	786.8	485.1 170.8	298.0 511.1	176.2 254.9	435.7	224.5	306.8 245
321.4	245.6	209.0	393.8	1127.4	425.2	689.0	488.1 (11-15)	298.0 (16-15)	176.2 (16-15)	368.1	268.9	347.8 (11-15)
−313.2	−2.380	+1.136	−2.563	+1.498	−1.863	+3.864	+2.333	+0.228	−3.642	+2.100	−2.330	+1.063

3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	14.1	2	3
119.2	176.5	73.3	62.6	28.6	96.2	41.4	185.7	91.4	128.3	129.5	109.7	164.3
1.661	0.382	0.341	1.388	1.531	3.916	1.057	4.567	0.249	0.181	0.250	0.576	0.811
1.517	0.376	0.378	1.093	1.404	2.971	0.984	3.702	0.221	0.219	0.265	0.554	0.707
−1.970	−2.470	+2.836	−1.185	+1.220	−1.140	+0.493	+8.961	+3.145	−0.665	−0.142	+0.952	−1.615
−3.487	−2.580	+2.123	−3.165	+1.463	−2.525	−2.834	+3.729	+1.797	−0.154	+1.123	+1.298	−1.156

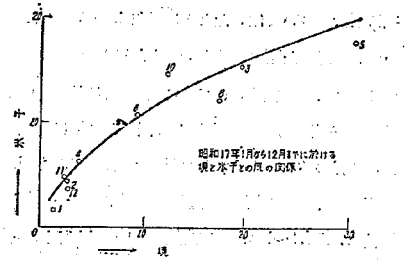


図—17

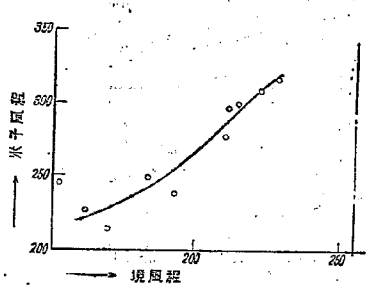
用いて，皆生における値を求めたものを表—9 (a) に示す．第2に分速度を考えず，その風向のまゝの風について，境および皆生における昭和 17 年の（海風平均風速×回数)/(陸風平均風速×回数）の値を点描すると，



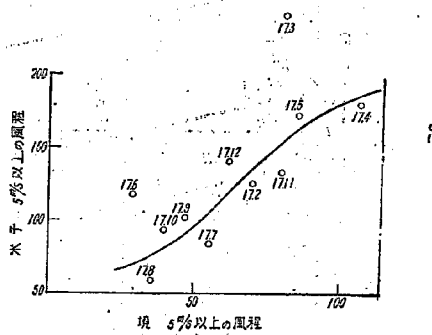
図—18



図—19



図—20



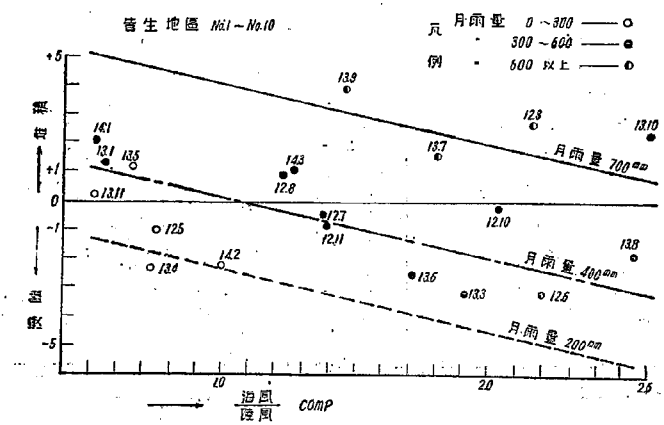
図—21

図—19 の如くである．従つて昭和 12 年 4 月より 14 年 3 月の各月の境および皆生地区の値は表—9 (a)(b) に示す如くになる．上記第 1 第 2 の場合，図—18, 19において，境の比の値が 0.2 より小さい点 (1 月，7 月) が曲線から非常に離れているので，皆生の風の推定の場合にも，境の比の値が 0.2 以上のものについてのみ行つた為に，12 年 12月および 13 年 1 月は除外された．第 3 として海風，陸風を問わず，即ち風向に関係なく (平均風速×回数) 即ち風程について境と皆生の値を点描したのが図—20 で，これから算定した昭和 12 年 4 月～14 年 3 月の値を同表に記載する．第 4 として全部の風の内から，5 m/sec 以上の風をとつて，これの風程につき，境と皆生の関係を示したのが図—21 で，これから昭和 13 年 4 月～14 年 3 月の両地区の値を同表に示す．第 3 の場合に，境の風程が 160 以下および 230 以上の範囲では，点が散らばつていて関係が分明でないので，表—9 (a) 第 1 行の昭和 12 年 12 月および 13 年 9 月の値は確かなものではない．同

様に第4の場合にも，40 以下 110 以上の範囲が判然としないので，同表第2行の昭和 12 年 8 月および 13 年 7 月および 13 年 9 月の値は信じ難い．

次に雨量については，たとえば昭和 12 年 6 月の皆生地区の浸蝕，たい積をもたらす雨量は，どこでいつからいつまで降つた雨によるかを明らかにしなければ，浸蝕と雨量の関係を充分に検討することはできないのであつて，これを決定するには，観測による外はないのであるが．ここでは色々の範囲の雨量（但し日数の合計は常に 1 ヶ月にする）を計算して表−9 (a) に記載しておいた．たとえば (21～20) とあるのは，各観測所における前月の 21 日から，その月の20 日までの月雨量の合計である．

(2) **各月の浸蝕たい積と風および雨量との関係**　表−9 (a) の 海風/陸風 comp（上記の第1の場合）を横軸に，No.1～No.10 の浸蝕あるいはたい積の面積を縦軸にとつて図示すると図−22 の如くなる．一見点



図−22

は非常にばらついているように見えるが，月雨量を考えると，図の如き三本の直線に分たれる．横軸の値が大きい程，従つて海風が陸風に較べて頻繁に強く吹く程，浸蝕が大きくなるも月雨量の多少によつて著しく異り，700 mm 位になると，大きな横軸の値に対してもたい積が行われている．これに反し，200～250 mm の範囲では横軸の値が小さい場合でも浸蝕が行われている．又 200～400 mm の範囲では，5 m/s 以上の風程，即ち，波浪の大きさとその回数が浸蝕に幾らか関係があるようであるが，分明でない．以上の月雨量というのは，表の月雨量中最下欄の前月 11 日よりその月の 10 日までの雨量で，これが他の月雨量に較べて一番よい結果を与える．これを換言すれば，山に雨が降つて川を流れ，砂を運び河口に達し，その砂が皆生地区に散布するのに約 20 日を要するということである．砂が上流から河口に達するに 2 日を費すとしても，約 18 日間は砂が河口から皆生地区に到達するに要する日数とみることができる．図−22 で 13 年 10 月は雨量がさして大きくないのに，非常なたい積をしているのは前月の雨量が多いのみならず．9 月 5 日には，日雨量 150 mm 以

上の豪雨があつた為に（昭和 12 年 4 月～14 年 3 月の日雨量の最大で，他には日雨量 100 mm 以上の雨はない）流送土砂が非常に多く，従つて 9，10 月 2 ケ月にわたつてこの砂泥が皆生地区にたい積したと推察される．月雨量が約 700 mm 近傍の点は，大体 7 月から 10 月までとなつているが，山陰地方ではこの季節に雨が非常に多いので，従つて流砂量多く皆生地区にたい積をもたらすのである．図―22 において浸蝕，あるいはたい積量を ym^2，月雨量の 3 観測所の合計（前月 11 日より 10 日まで）を xmm 海風/陸風 comp.（この意味は前に述べてある）を ζ とし，これらの関係が近似的に一次式で表わされるとして

$$y=ax+b\zeta+c \cdots\cdots\cdots\cdots (a)$$

と書けば，表―9 (a) の y, x, ζ の値を用いて最小自乗法により，a, b, c を決定すると

$$a=60,\ b=-10350,\ c=-14150$$

を得る．従つて (a) 式は

$$y=60x-10350\,\zeta-14150 \cdots\cdots\cdots\cdots (b)$$

となり，3 種類の x の値に対し，y と ζ の関係を描くと，図の直線の如くなる．実測値がこの直線とよくあつていない点があるが，風の資料にしても，境のものより推定により得たものであり，又流砂量の代りに月雨量を採用し，観測場所の選定は必ずしも当を得たものでなく，且雨量強度を考慮に入れていない等の点から由来するものと思われる．しかしながら，図の諸点は大体において (b) 式で表わされる性質のものであるとしてよいようである．今後現地観測により，詳細な資料が入手できれば，上記の関係を確めてさらに厳密な結果が得られるであろう．皆生地区においては (b) 式における x は大体 150～1000 mm の間で変化し，ζ は 0.4～3.0 の範囲にあるが，$x=150$ mm と $x=1000$ mm では，y の値に $54.25\times10^3\,m^2$ の差があり，又 $\zeta=0.4$ と $\zeta=3.0$ とでは y の値に $26.95\times10^3\,m^2$ の差がある．従つて浸蝕，たい積量は，風によるよりも月雨量による影響が約 2 倍も大きくなつている．即ち皆生地区の浸蝕あるいはたい積を左右する第 1 の要素は日野川の排出土砂量であり，次に風が海風陸風のいづれであるかによつているといえる．上の説明では，波浪については詳しく言及されていないが，波浪の観測資料によつて解析を行えば (b) 式中の c の値は一定ではなくて波浪の大さの函数となることも予想される．

年間の浸蝕状況をみると，12 年 5 月から 13 年 3 月までは，$9.504\times5\times10^3\,m^2$ 浸蝕され，13 年 4 月から 13 年 3 月は，$0.606\times5\times10^3 m^2$ 浸蝕され，従つて 2 年間では合計 $10.11\times5\times10^3 m^2$ 浸蝕を受けていることになる．No.1～No.10 の距離は，4500 m であるから，平均すれば，海岸線は 2 年間に約 11 m 後退していることになる．昭和 12 年と 22 年の比較を示す図―2 によれば，22 年は 12 年に較べて，50,000 m^2 浸蝕されていることになり，（この数字は余り確かなものではないが）よつて 14 年以後 22 年までの 8 年間にては約 100,000 m^2 しか浸蝕を受けていない．前章で述べたように，昭和 14 年以降日野川右支川に砂止工が多数築造されたことは，14 年以後の皆生地区の浸蝕をそれ以前に較べて一層助長すると考えうれるにもかかわらず，この反対の現象を呈していることは，昭和 13 年より同 20 年までの本川上流部における砂鉄採集によるのではなかろうか，かようなことが言えるかどうかは，昭和 14 年～22 年の間の雨量，風について詳細に検討

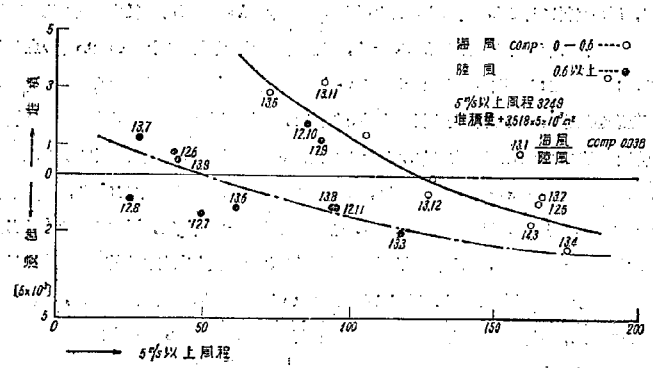
をした結果を使たねばならないのであるが．

次に No.10～No.22 の状況は，昭和 12 年 5 月～13 年 3 月は 3.131×5×10³m² たい積し，昭和 13 年 4 月～14 年 3 月は，1.808×5×10³m² 浸蝕され，従つて昭和 14 年 3 月を 12 年 4 月に較べると，1.323 ×5×10³m² たい積が行われている．これを海岸に沿つての平均値に直すと，約 1.6 m 海岸線が前進しているが，これは No.1～No.10 の値に比較して非常に小さく，この区域では永年にわつてみれば，海岸は一種の平衡状態を保つていると考えてよい．

〔2〕 境　地　区

境観測所にて観測した昭和 12 年 4 月より 14 年 3 月までの各月の風速，風向は前の図－17 に示す通りであるが，図－18，19 から皆生地区におけると同様の計算を行つて得た値を示せば，表－9 (b) の如くである．

皆生地区におけると同様，横軸に 海風/陸風 comp：（境海岸線の方向は大略 *NNW—SSE* であるから，皆生地区の風向のとり方と異る）をとり，縦軸に No.22～33 の浸蝕，たい積量を点描すると点は散らばつているが，よく見ると 5 m/sec 以上の風についての風程の値（表－9 (b)）と関係があるようであるから，今横軸に 5 m/sec 以上の風程を縦軸に浸蝕たい積量をとつて点描すると図－23 の如くである．点群の内，上側の点



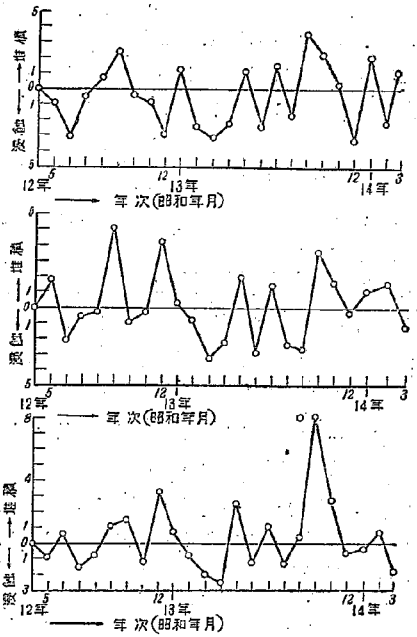
図－23

は 海風/陸風 comp の値が 0～0.5 のものが大部分で，下側の点はこの値が全て 0.5 以上である．二本の曲線は 海風/陸風 comp の値がそれぞれ 0～0.5，0.5 以上の場合についての関係を表わすものであるが，最小自乗法によつて係数を定める程に点が規則的に散らばつていないからこの曲線は推定で引いたものである．

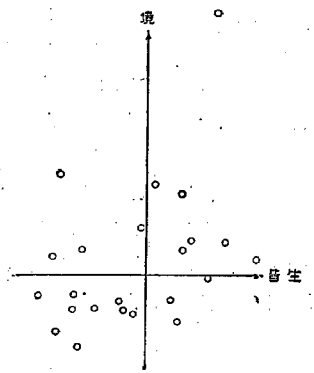
12 年 12 月，13 年 10 月，12 年 9 月，10 月が，曲線から離れて大きな値をとつているが，12 年 12 月の点は 海風/陸風 comp=0.038 で非常に小さいから，図－23 の曲線は右に全体として著しく移動することとなり，5 m/sec 以上の風程が非常に大きくても，実はその内容は陸風が大部分であつたことになるから著しいたい積を示したと考えられる．13 年 10 月，12 年 9 月，10 月のたい積の原因については，明らかでないが，皆生地区に大きな浸蝕が行われれば，その浸蝕された砂が沿岸流に運ばれて境地区にたい積するであろうから，こ

れが原因になつているとも考えられるが，更に長期にわたる浸蝕たい積の資料に基いて検討を加えねばならない．

皆生地区，境地区およびその中間地区 (No.10～No.22) の浸蝕，あるいはたい積の変化状況をみる為に，横軸に年月，を縦軸にそれぞれの地区の浸蝕，あるいはたい積量 (表—9) をとつてグラフを画くと，図—24 (a) (b)(c) の如くなる．それぞれの地区における浸蝕あるいはたい積は，同じ年月には大体において対応している．(三地区共に浸蝕かあるいはたい積か) のが見られる．今皆生地区の浸蝕，たい積の相関々係を見る為に，坐標の横軸に皆生地区，縦軸に境地区の浸蝕あるいはたい積量をとる．この関係は同年月，1 ケ月づらし (例えば，皆地区の 13 年 1 月を皆生地区の 12 年 1^2 月に合わせる) 2 ケ月，3 ケ月……12 ケ月づらしについて画き相関係数を調べてみると，同年月の場合が +1 に最も近い値をとる．(図—25) 即ちある月に皆生地区で浸蝕 (あるいはたい積) が行われれば同月には境地区にても浸蝕 (あるいはたい積) が行われることが多いのであつて，これは月間の境地区の 海風/陸風 の値が，皆生地区のその値に接近していることによると考えられる．しかしながら両地区の浸蝕，たい積がそれぞれ反対の現象を呈している月が数ケ月あることは，両地区の 海風/陸風 の値が正確には一致していないこと．本章初めに述べた 5 m/sec 以上の風の (風速×回数)，従つて風浪の高さとその回数の値が境地区の方が小さいこと，および皆生地区にては日野川より土砂の供給があり，又境地区にては皆生地区よりの土砂の供給があることなどに起因しているのであろう．相関々係については，多くの資料より更に検討しなければならな



図—24



図—25

い．

要するに境地区の浸蝕あるいはたい積を左右する因子は，この地方における風（海風か，陸風か，その速度と回数）および波浪の大きさが主体であつて更に，皆生地区の浸蝕状態にも支配されるであろうことが予想される．

境地区の昭和 14 年 3 月の浸蝕，たい積状況を 2 年前の 12 年 4 月と比較してみると，$10.39\times5\times10^3 m^2$ のたい積をしており，これを海岸線 5,500 m 延長に一線にたい積したと考えると約 9.4 m だけで汀線が海側に前進したことになる．従つてこれと同じ割合でたい積が進行するとすれば，10 年後には $259{,}750\,m^2$ のたい積を見ることになり，これを図—3 より計算された $180{,}000\,m^2$ と比較すると，3 割位少くなつている．14 年以降の皆生地区浸蝕の割合が小さかつた為に，境地区に輸送された泥砂量も少なかつたと考えられる．季節的に見ると大体において 9～10 月はたい積を，1～4 月は浸蝕を受けている．

以上弓ケ浜の漂砂について種々述べて来つた所を要約すると，弓ケ浜の浸蝕，たい積は海岸線に沿い弓ケ浜をほゞ同じ長さの 3 つの部分に分けて考察するのが妥当で基部 1/3 長さの皆生地区については，浸蝕，たい積を支配する第一の因子は，日野川の海への流出土砂量であり，第 2 にはこの地方の風が陸風であるか，海風であるか，その風向と速度によつて左右される．季節的にみると雨の多い 7～10 月にたい積され，12～5 月に浸蝕される．昭和 14 年 3 月の汀線を 12 年 4 月のそれに較べると，汀線は平均約 11 m 後退している．次に先端部 1/3 長さの区間の浸蝕，たい積は，海風と陸風の風程の比および波浪の高さとその頻度に左右される．季節的には 9～11 月がたい積，1～4 月に浸蝕が行われる．昭和 14 年 3 月の汀線を 12 年 4 月に比較して海側へ平均約 9.4 m 前進している．両地区の中間部 1/3 長さの区間は数ケ月程度の短期間には可成の浸蝕，たい積が行われているが，2 ケ年を単位としてみると，僅少なたい積をしている程度で，この区間は長期間については境地区よりのたい積の影響を受けない限りほとんど浸蝕もたい積も行われず，平衡状態にあると考えてよいであろう．

IV. 結　　論

漂砂は，その形態と機構によつて汀線漂砂と海岸漂砂に区別され，漂砂現象を生ぜしめる直接の要因は，風と波と沿岸流であるということが出来るが，これ等三者が如何なる関係の下にあつて，又如何なる機構によつて漂砂を生ぜしめるかについて，第 I 章に述べたのである．第 II章においては，かかる考察の下に弓ケ浜突端の境観測所および基部の米子測候所の風の資料を分析することによつて，風浪の大きさは一般に日野川河口におけるより，境の方が小さく，又沿岸流については，対馬海流の側流として美保湾内に生ずる反流の他に，皆生附近海岸にては夏期には西向の吹送流がこれに加わり，冬季には東向きの吹送流の卓越することが予想される．しかるに日野川が海へ排出する土砂量は高水時の夏から秋にかけては相当大きな量にのぼると想像され海へ出た土砂の大部分は上述の四向きの流れにより sand ridge と海岸の間にある分布をなし，いわゆる湾りのバンドを形成しながら浮遊運搬されるであろう．弓ケ浜の構成材料が日野川中の砂礫と石質において全く同一

物であることから考えても，弓ケ浜の浸蝕あるいはたい積を論ずる為には，日野川の河相特に流砂現象を究明することが必要となつてくるのである．皆生海岸にては大正12年頃から浸蝕が始まり（それまではたい積が行われていた）殊に最近10年間に浸蝕進行速度が大きくなつたことは，日野川から海へ排出される土砂量の減少による為ではないかと考えられるので，これを確める為に，日野川下流部における水位変化の状況を昭和元年より昭和 22 年の間について調査した結果によれば，事実年を経るに従つて水位が低下し，特に昭和 10 年をさかいにして急減していることが分つたのであつて，これは上流からの流送土砂量の減少を意味していると云うことができよう．しからば，かような土砂量減少を来した原因は何であろうか．明治，大正時代に盛に行われた上流部における砂鉄採集が大正 10 年頃に中止され，昭和年代には小規模に行われたに過ぎないこと．更に昭和 8 年以降 22 年まで中流部右支川に 34 ケ所におよぶ砂防工を施工したことによると思考される．この他に昭和 10 年以後は，以前に較べて洪水回数が多かつたこと等の気象条件がこれに影響を与えることも考えられるが，詳細な資料について検討しなければ明らかでない．第 II 章より得られた結果を更に明確にする為に，第 III 章において弓ケ浜海岸の昭和 12 年 4 月より 14 年 3 月に至る間の毎月の浸蝕，たい積量と当地の風向，風速および日野川の流送土砂量との関係を数値的に調べた結果によると，（但し流送土砂量の資料がない為に代りに，日野川流域の雨量をとつて考察した．）皆生地区弓ケ浜基部約 1/3 長さの区間）については，

$$\frac{\text{海風の平均風速(海岸線に直角方向の分速度)}\times\text{回数}}{\text{陸風の平均風速(海岸線に直角方向の分速度)}\times\text{回数}}$$

の値が大きい程，浸蝕が大きくなるも，雨量の多少によつて著しく状況を異にし，雨量が 700 mm（3観測所の月雨量の合計）位になると，上記の比の値が 2.5 位の場合でも浸蝕が行われないのであつて，当地区の浸蝕あるいはたい積を左右する第1の要素は，日野川流域の雨量，従つて海えの排出土砂量であり，これに次いで上記の海風/陸風の値であることが分つた．当地は夏から秋にかけての海風/陸風は相当大きい値となるのが普通であるので，この時季には浸蝕が著しく大きくなる筈の所が，幸いにも雨量が多い為に浸蝕の程度は可成減少し，あるいは却つてたい積することもしばしば生ずるのである．次に境地区（弓ケ浜先端約 1/3 長さの区間）については，皆生と同様，海風/陸風の値，および 5 m/sec 以上の風についての（平均風速×回数）即ち，風程に影響を受け，風程が大きい程，従つて大きい波高の風浪が起り，しかもその回数の多い程浸蝕を受けている．尚皆生地区に大きな浸蝕が行われれば，その砂の一部が運搬されて，当地区にたい積するであろうから，当地区のたい積は皆生地区の浸蝕状況にも幾分支配されると思われるが，この量的関係および時期のづれ等については長年にわたる資料によつて検討を行わねばならない．次に 2 ケ年間の浸蝕，たい積の状況は皆生地区では，$50.55\times10^3 m^2$ の浸蝕を受け境地区では，$50.95\times10^3 m^2$ のたい積が行われ，中間地区ではほとんど浸蝕もたい積もしておらず，ほとんど平衡状態になつていることが分る．かように中間地区が平衡しており，且つ上記 2 つの値も大体等しいから，弓ケ浜全体としても又平衡を保つているということができる．

以上の考察によつて，弓ケ浜漂砂の輪廓をほゞ明らかにし得たものと思うが，何分資料が不足の為に，確定的な結論を得るに至らない．最も合理的な浸蝕防止の工法を選定する為には，今後詳細な且つ組織的な資料を現地観測により得て充分な検討を行い漂砂の機構を明確にすることが是非とも必要である．本報告を記述して

ゆく内に今後の観測，調査の進め方についての指針を得たので，以下これについて述べよう．調査内容を大きく分類すると次の4項目になる．

(1) 土砂の補給源についての調査

(2) 浸蝕，たい積の直接の原動力となる波浪，風の調査

(3) 土砂が輸送される機構についての調査

(4) 浸蝕又はたい積量についての調査

以下 (1) (2) (3) (4) 各項目につき，更に詳細に分類説明をする．

(1) **土砂の補給源についての調査**　皆生地区海岸の浸蝕，たい積が日野川の排出土砂量に密接な関係を有することがほゞ明らかになつたのであるから，従つて流出土砂量が減ずれば，浸蝕が進むことは当然で，現に最近10年間に浸蝕が急速に進行しつゝある事実は，日野川土砂量の減少を意味するものであろう．しからば，事実日野川土砂量は減少したのであろうか，これについては流砂量の観測資料がないので，量的には知るべくもないが，第Ⅰ章第2節に記したように上水道水源井戸の水位低下は，河床高の低下を従つて流出土砂の減少を意味しており，これは砂防堰堤，砂鉄採集の減少あるいは灌漑用水量の増加が，この原因になつているのではないかと思われるので，これ等を確める為に，次の観測を行うことが必要である．

1) 日野川，法勝寺川河床の平衡状態を，河床構成材料から検討し，今後の海えの排出土砂の状況について考察する．

2) 水位観測により河床高が今後如何に変化するかを調べる．水位観測は，既に現地にて始められているのではないかと思う．

3) 日野川，法勝寺川合流点より下流における流量，水位，水面勾配と流砂量の測定．特に夏期高水時の観測を必要とする．

4) 灌漑用水の現在使用量および将来の見透しについての調査．これによつて最下流部の流量が異り海えの排出土砂量に相違を来す．

5) 今後の砂防工の機能および砂鉄採集についての調査を行い，両者を合せ考慮して将来の流下土砂量についての検討を行う．

(2) **浸蝕たい積の直接の原動力となる波浪，風の調査**　海岸を浸蝕，又はたい積せしめる直接の原動力は当地の風向，風速であり，波浪の大さであることは，既に第Ⅰ章にて述べ，又弓ヶ浜においても，皆生地区は主として風が陸風であるか海風であるかにより，境地区にては波浪の大さおよび海風が陸風かによつて左右されるであろうことを第III章にて述べたのであるが，従つて観測方法としては，

1) 米子測候所と境観測所で観測した風は，その性質が相当異つているので，弓ヶ浜海岸に沿う各所の風速，風向を観測する．

2) 風速と沖波の波高の関係を定点観測によつて求める．これによつて皆生，境両地区における卓越波高を求め．この場合の波が砕ける位置およびそこの水深を調べる．

3) 強風時の水位の昇降（海風の時は海岸附近の水位が昇り，陸風の時は低下する）従つて汀線の前

進又は後退の状態を観測する.

4) 強風時前後の汀線傾斜を測定比較すること.

(3) **土砂が輸送される機構についての調査ならびに浸蝕,又はたい積量についての調査** 日野川から海え排出せられた土砂の大部分および皆生地区にて浸蝕された土砂は, 海岸と沖合海底による sand ridge の間の channel を東から西え向う流れにより, 掃流特に浮游の状態にて輸送されると推察される. 土砂が浮遊して流れる場合, 海岸に直角方向に, ある砂況濃度の分布が存在し, 又鉛直方向にも, ある分布状態を呈するのであつて, これが波高沿岸流による乱れの大さと如何なる関係にあるかを明確にすることが必要である. 従つて観測, 調査項目として次の事項が挙げられる.

1) 日野川河口附近海中の流水の状態, 砂の分布状態および等深線の季節的変化を観測する. 特に夏期洪水前後におけるそれを調査し比較検討を行い, 又海岸と sand ridge の間の channel へ入るこれ等の土砂量と推定する.

2) sand ridge と海岸間の channel における無風時の流れ (反流) の速度分布 (水平および垂直方向の) ならびに暴風時のそれ (環流に吹送流が加わる) を観測し, 風速.風向との関係を調査することにより, 夏期と冬期の流れの状況を検討する.

3) 強風前後の底質の分布を測定, 比較を行う.

4) 強風中の浮遊砂の濁りのバンドの幅, および水平方向 (海岸に直角な) 鉛直方向の濃度の分布を観測し沿岸流および波高との関係を調査する.

(4) **浸蝕, 又はたい積量についての調査** 海岸全長に沿つて適当な間隔にて, 汀線に直角な断面の測量 (汀線と sand ridge より少し沖合までの間) を定期的に行う. 浸蝕又はたい積を量的に知る為に, 汀線の前進又は後退は少くとも 1 ケ月 1 回は測量を行うこと, (これに関する調査は既に運輸省第 3 港湾建設部が実施しつゝある)

以上 (1)~(4) に述べた如き観測調査を行う為には, 非常に多くの労力および測定機械器具を必要とし, 且つ長期間を要するのであるから, 各種団体が適切に観測事項を分担し, 相互に協力し合つて重点的に実施するに非ざれば到底満足な結果を得ることはできないのである. かかる観測, 調査が遂行されて始めて漂砂の実体を把握することが可能となり, 今後我国の漂砂対策に貢献する所けだし大なるものがあると信ずるのである.

漂砂防止の適確なる工法を選定する為には以上に記した資料を得て, その機構を精細に調査検討することが必要であるが, 例えば突堤をある間隔でならべるという工法をとるとするならば, 突堤を如何なる長さに, 又如何なる高さにすればよいかは, 暴風時の掃流, 浮遊物質の分布状況により決まり, 又突堤と海岸線のなす角度, 突堤の間隔は, 沿岸流の速度, 風向, 風速等によつて決定されるであろう. 突堤材料として捨石コンクリート, 鉄矢板, あるいは一部木杭, 三角枠等の内のいづれを選ぶかは, 経済的事情を考慮し, 又上記の諸点を検討することによつて自ら定まつてくると思う. いよいよ浸蝕防止工法を実施する場合にも, 経済的に見て一度に施工することは不可能で, 長年にわたり順次に施工することになろうが, この場合いづれの地域から着工し如何なる順序で工事を進めて行けばよいかということについて, 充分検討をした上で決定せねばならない.

現在浸蝕されている場所に防禦物を設置した場合、今までたい積が行われていた所が逆に浸蝕を起すということもあるからこの点充分注意を払つて視点を大局に置いて検討を行わねばならない。

弓ケ浜海岸およびその附近は地形的にみて単純な所であるが，かような場所の漂砂機構が解明されるならば，地形的に複雑な海岸の漂砂も，これの応用として容易に解決がつくと信ずる故に，今後この地の漂砂を徹底的に究明することは，大きな意義を有することゝ思う。

長野県茶臼山附近の地辷に関する研究 (2)

昭和二十六年三月

建設技官　芥川眞知

〔土木研究所報告第八十一号の1〕

長野県茶臼山附近の地質に関する研究正誤表

頁	行	誤	正
1	上から 6	石炭粗面岩	石英粗面岩
5	上から 18	淡青灰色泥粘土の	淡青灰色泥泥粘土の
5	下から 9	たい積物中のこいし	たい積物中のれき
6	上から 20	(ほう潤性…	(ほう潤性…
6	上から 21	小き裂罅の	削　除
6	下から 1	この側は	この例は
7	上から 12	地表下独所	地表下浅所
7	上から 14	砂岩泥泥互層	砂岸泥泥岩互層
7	上から 15	こいし	れき

長野県茶臼山附近の地辷に関する研究 (2)

建設技官　芥　川　眞　知

目　次

まえがき……(1)
I. 地辷地域附近の地質……(1)
[1] 石炭紀花崗岩質熔岩および凝灰岩……(2)
[2] 小　川　層……(4)
[3] 安　山　層……(5)
[4] 旧地辷たい積物……(5)
II. 旧地辷たい積物の再滑動……(6)
III. 辷面に就いて……(7)
IV. 地辷対策に関して……(10)
V. 概　　要……(10)

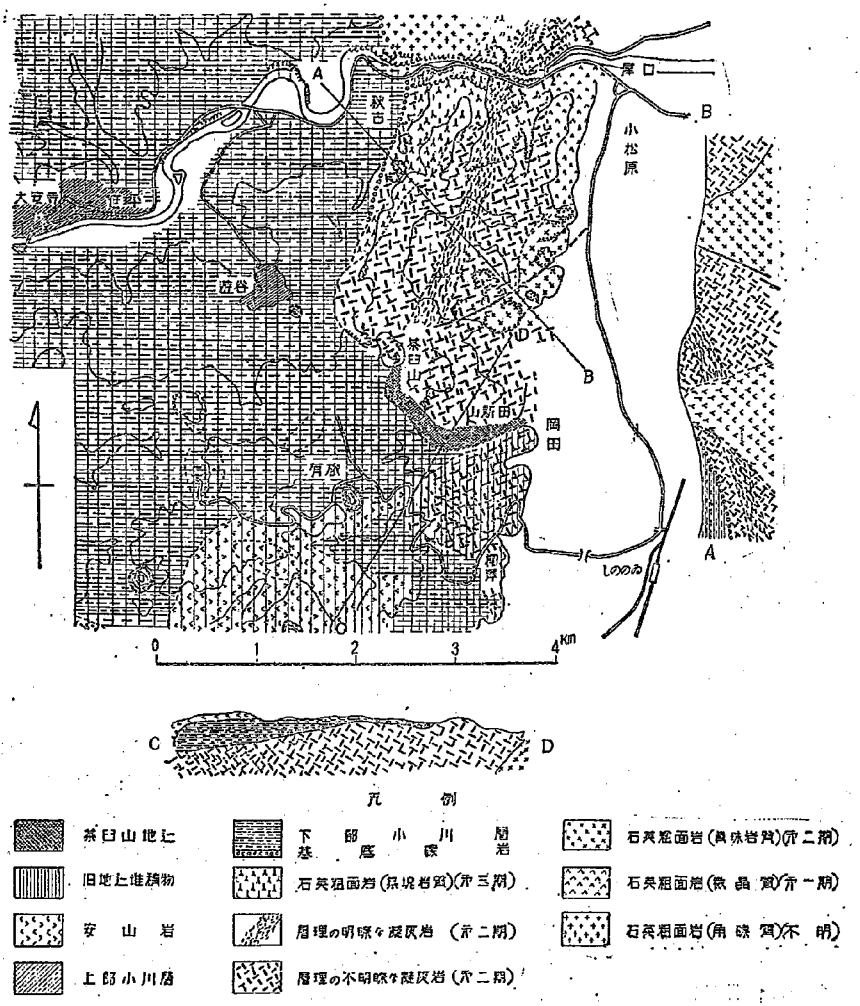
まえがき

既に建設省土木研究所報第 10 号（昭和 24 年 3 月）に於て，茶臼山地辷地近傍の地形，地質の概要および地辷地，周辺地の電気抵抗式物理地下探査の結果が報告され，更に今後の問題が提起された．其の後該地域附近の地質調査を続行した結果，先に不明であつた問題の一部が解明され，又現地辷地周辺に広く発達する旧い地辷とそれによつて生じたたい積物，および小さい比較的新らしい地辷等を観察して，地辷機構に対するいくらかの指針を得たので，ここに第 2 報として報告する．第 1 報に於て"今後の問題"として残されたもゝ大部分は，なお未研究のまゝ残つている．

本調査研究に当つては研究室主任小野寺技官，福岡技官および東京大学棚井敏雅理学士の御意見に得る所が多かつた．併せ記して深甚の謝意を表する．

I.　地辷地域附近の地質（図−1 参照）

第 1 報第 4 節に於て筆者等は既に本地域の地質構造の概要を述べたが，調査地域の狭小な為に不備の点が多かつた．其の後のやや広域の調査により判明した事項を補足し，2，3 の箇所を正すことにした．第 1 報を参照されたい．



図—1

〔1〕 石英粗面岩質熔岩および凝灰岩

第1報に於て石英粗面岩質岩と記したものは石英粗面岩の熔岩（微晶質および真珠岩質），凝灰岩および集塊岩より成る．ここでは火山活動の点から之等を更に細分する．（図—2 参照）この種の岩石の噴出は三期に大

別される.

最初の活動によつて生成された岩石は小松原－新禰附近に露出する白色微晶質の斜長石英粗面岩の熔岩で，石英，黒雲母の径 1mm 程度の斑晶を有する．所により凝灰岩に移化するが，この場合径数 cm の周縁の不鮮明な緑色斑を有する事が多い．概して，熔岩は南部に多く凝灰岩は北部に発達する．熔岩，凝灰岩の境界部の露頭はみられないが，両岩共流理，層理を表わさない．犀口附近では，次期の真珠岩噴出末期に行われたベントナイト化作用を強く受けている．

この活動に引続いて，真珠岩および凝灰岩の噴出が行われた．真珠岩の代表的露出地は段ノ原の西方約 1km にある．一般に流理構造を表わすが，この構造により活動の中心が上記附近にあつた事が判る．著しい真珠構造を持ち，同構造に沿う表面風化の進行が甚だしく，又前述のベントナイト化作用の影響を受けている．第2期の活動は後期になるに従い，噴出された熔岩は漸次真珠構造を失い，やや微晶質になり，且つ石英，黒雲母の 1mm 程度の少量のはん晶を持つ様になる．この様な岩石は細かいき裂によつて径 5mm 程度の不定形小粒に割れ易く，各断片の表面は粉状を呈する．ほり質熔岩は同質の角れき凝灰岩および凝灰岩と交互に重なり合い，漸次凝灰岩の量を増してついに無層理集塊岩状の凝灰岩になる．この岩石も亦やや真珠岩質で帯黄灰色乃至淡黄緑色を呈し，石英，黒雲母の小結晶を含み，ほぼ同質の淡黄色凝灰岩或は真珠岩の角れき（径数 mm 乃至数 cm）を介入する．新禰附近では，この真珠岩，角れき凝灰岩，無層理凝灰岩下部はかなりベントナイト化している．調査地域南部では凝灰岩は淡黄色を呈し，径数 mm の石英，黒雲母結晶を含み，ほとんど角れきを伴わない．両相の境界は段ノ原の北和村牧場の西南西 760m 附近を通り東西に引いた線上にある．南部のものは茶臼山地区の基盤を構成し，更に 2 相に分たれる．下部相は山新田およびその北方に露出し，比較的堅硬で，大型の石英（その多くは高温型），黒雲母の結晶を多量に含み，淡かつ黄色乃至帯青黄灰色を呈し，時に流理がみられる．上部相は茶臼山東斜面上部，北西斜面および柳沢北部に発達し，比較的軟かく，結晶片を多量に含まない．無層理凝灰岩の上部は，除々に黄灰色乃至淡黄色ほり質になり，時に数10cm の厚さのれき層を挟んで漸次層理の明らかな淡黄灰色細粒凝灰岩になる．更にその上部には再びやや微晶質な石英粗面岩角れきを含む白色角れき凝灰岩があり；次の第 3 期の活動にかかる集塊岩，熔岩におおわれる．この第 3 期の噴出物は茶臼山より新禰西方に到る山りようの北部西斜面に露出する．この最後期の噴出によつて生じた熔岩は第2期末に生じた熔岩と同様な構造を持つものと；小き裂のないはん晶の比較的多いものとがあり，後者は一般に多少の空孔を有する．

図－2

〔2〕 小　川　層

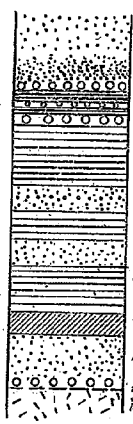
記載の便宜上，本文では仮に前記の石英粗面岩噴出後のたい積層のみを小川層と名付ける事にする．

茶臼山現地辷地域に於ける層序は既に第1報で述べたが，そのうち，地辷地周辺部の南方滝沢左岸および新地辷の北東側にある亜炭層を上部亜炭層に属するものとして取扱つたが，その後の調査により下部亜炭層に含まれるものと思われるに到つた．

小川層は調査地域内では岩相の変化が甚だしく，然も走向傾斜がはげしくじよう乱されているので，地質構造および広い地域にわたる精細な層位関係を知る事は出来なかつた．併し小川層をおおう旧地辷たい積物が広く分布する点よりみて，このじよう乱は恐らく小川層たい積後の地殻運動によるものではなく，旧地辷に起因するものと思われる．即ち，旧地辷も現地辷に類似した機構を持ち，滑動によつて周囲の地層にも力学的な不均衡を生じた為にこれ等はねじれ或は小ブロックに分れて傾動したのであろう．

第1報中で行われた小川層層序の細分は，現地辷地近傍の小範囲に適用されるのみで，今回の調査地域全般にこの関係を追う事は出来ない．

小川層は調査地域内で上下二部に分けられる．下部小川層は調査地域北部では（図−3 参照），主として帯青暗灰色の泥岩より成り，砂岩，泥岩を伴う．南部では主に砂岩によつて構成されている．信里村秋古の東では凝灰岩上に，小田切村花上，保玉附近では上述の第3期の溶岩上に厚さ 20~30cm の薄い基底れき岩を有する．秋古南部では径数 10cm に達する基底の円れき上に粗い砂岩がたい積している．この附近を除けば砂岩は一般に薄い．凝灰岩上に基底を置く時には砂岩を欠く事がある．砂岩上には薄い亜炭帯を挟入する厚い帯青暗灰色泥岩が発達している．この泥岩は調査地域北西部に広く分布している．泥岩上部は長径 30cm に達するだ円体塊の団塊を有し，しばしば薄い砂岩層，泥岩層と互層する．調査地域北部では下部小川層は斯の如く基底の不整合と泥岩の発達によつて特徴付けられている．現地辷上部北東縁附近では石英，黒雲母の結晶片を多量に含む淡黄色凝灰岩——最上部厚さ数 m の間は二次的作用の結果赤褐色に変つているが岩相上の変化はない——と小川層下部の石英の結晶片を含む帯青暗灰色泥岩——最下部厚さ数 m は凝灰岩と同様赤かつ色に変色しているーとの接触部の露頭を缺いているが，ボーリングの結果および露頭作成の為に精細を行つた結果では，両岩は一見整合的な境を以て接している．この泥岩上には淡黄色の薄いベントナイト質泥岩があり，更にその上に亜炭層がある．地辷の辷面は此処では主としてベントナイト質泥岩中に生じている．



図−3

砂岩相の分布は青池附近以南に著しく，亜炭を含む小川層下部の帯青暗灰色泥岩の発達する部分でもこれと互層し，又この泥岩の上部にも細粒乃至中粒砂岩の発達がみられる．

上部小川層は七二会村笹平より大安寺に到る地域に分布するのみである．径 30cm 以下の頁岩，砂岩，石英

粗面岩，安山岩の円れきを含む厚さ 1m 程度乃数枚のれき岩と砂岩の互層に始まり，偽層理のはげしい厚い砂岩に続いている．遊谷の東に露出するれき層，砂層は上部小川層のものであろう．

〔3〕 安　山　岩

信濃中部地質誌によれば，麻績の北西にある聖山を中心として第 4 紀に安山岩活動があつた．その活動地域の北東端にあたる本調査地域にも，小川層たい積岩をおおう輝石，安山岩の熔岩，集塊岩および凝灰岩が発達している．なお，宮平の北 1km の沢に安山岩質角れき凝灰岩の小露頭がみられるが，小川層との関係は不明である．

以上の外に．小川層のれき岩，砂岩中には，しばしば石英安山岩小れきが可成多数含まれているが，調査地域附近には同岩の露出をみない為，小川層たい積前にこの石英安山岩の火山活動があつたことが認められる以外にその時期を決定する事は出来ない．

石英粗面岩およびその凝灰岩の露出する地域の大部分を除き，ほとんど総べての地域が其の後の地上たい積物によつて広くおおわれていて，調査に多大の困難を生じた．

〔4〕 旧地上たい積物

第 1 報に於て，既に集塊岩質れき岩として扱つたもの、大部が旧地上たい積物である事は記しておいた．ここでは旧地上たい積物の概要を述べる．

地上たい積物はその相によつて二種に大別される．淤泥（或は粘土）と砂を主とするものおよび淤泥（或は粘土）と砂の混合物中に安山岩の大れきを含むものである．両相は生成条件の相違を示すが，この条件の相違は地質時代の相違によるものではない．淤泥と砂より成るものは滝沢中部，三軒家等で旧地上地帯の含れきたい積物下に存在し，漸次が不完全で淡青灰色淤粘土の混合物中に凝灰岩源の石英粒を多数含み，時に安山岩，石英粗面岩の小円れきを伴つている．空気中にさらされゝば粘土の青味は消失する．石英粒の多い部分はほとんど砂層とも云える程で，この様な部分と淤泥，粘土の多い部分とは極めて不規則に入り交つている．この淤泥，砂相と含れき相との接触部は明りようでないが，淤泥砂はその分布状態および相の点からみて，主として物質を下部小川層の砂岩，淤泥岩に由来し，水分の多い条件下にひどいじよう乱を受けずに上つた結果生成されたものであろう．前述の地域以外にも之に類するものが現地上の最上端部，茶臼山南西斜面，十二部落北部および柳沢の北西等の新らしい地上――主に小規模の地上であるが――にみられる．含れき地上たい積物は広く新旧地上地域のほぼ全域をおおつている．安山岩の分布地域である南部では，たい積物中のこいしは安山岩が板，柱状節理面で割れて生じた大角れきが多いが，一般には可成円い大小の円れき乃至角れきを主としている．円れき，亜角れきは地上の進行と共に崩壊した下部小川層中の小れき，上部小川層中の大れき，上，下部小川層中のやや固い砂岩，淤泥岩，凝灰岩片，安山岩の崩壊片で，他に小数の亜炭片を含む．充てん物質は漸次不完全な粘土，淤泥に多少の砂を含み，地上による運搬が不規則な為に僅に偽層状を呈している．境界の不明りような小ブロック毎に色，粒度，構造等を異にする場合が多く，含有れきの形，大きさと分布地域，分布状態との間には多少の関係性が認められるが，概して可成不規則である．例えば，安山岩角れきの分布地域は広くみれば南部に限られるが，その地域内でも一様に分布しない．又円れきに就いても，大れきの多い部分，小れきの多い部分およびいづれも少い部分等が点在し，それ等個々の間には著しい関係は見出せない．この型のたい積物は分布上から

も地形的にも相的にも地辷に起因するとみる事が出来る．例えば，有旅の北東，滝沢に沿う調査溝では，含れきの，このたい積物が一箇所では；黒雲母，石英粒の多い凝灰岩の風化部中に未風化の同質凝灰岩の角れきを含むものゝ上に，他では下部小川層の泥岩上にいづれも不整合的に乗つている．而もこのたい積物中には亜炭片および下部小川層中の凝灰岩片を含んでいる．又篠ノ井，有旅間の道路上の露頭ではこの含れきたい積物がやや層理のある軟かい凝灰岩の風化面上をおおつているが，風化面直下の凝灰岩中には亜炭質の泥岩が不規則に入り込み，更に偽層理状のしまを表わしている．この様な含れき地辷たい積物は，水の補給の少くない，じよう乱のはげしい条件の下に移動たい積が行われた結果生じたものである．この型のたい積物は固結度の差によつてたい積時期の前後を判別する程に固結度の差はない．又全体が一度の大きな地辷で形成されたものではないが，りん片状（と思われる）の個々の小地辷たい積の相互の上下関係は，その境界の不分明と個々の地辷たい積物内での物質の不均一との為に決定出来ない．

II. 旧地辷たい積物の再滑動

旧地辷たい積物の不均質性はたい積物全般に就いて云われるが，このことは旧地辷地域内に於ける再度の滑動に大きい意味を持つている．一度起つた地辷は物理的に安定な条件に達するまで続くが，その後水の少い比較的安定な条件になつても，往々ゆるやかな，或は間けつ的な匍行が行われている．不動地の辷り出す端緒が何にあるかは尚研究対象として遠い処にあるが，少くとも土地の内部にまで充分水がしみわたつている事が必要で．一度辷り出してから辷りを継続させる為にも亦充分の水が必要である．ところで旧地辷たい積の不均質性が，地下水位の特に低くない処で砂質，粘土質両部の接触となつて現われる時，辷り出しの一条件がそなわる．砂質部が粘土質の部分に接し，前者に水の補給が行われている時，境界部の粘土は鉋水して泥土状になり易い．粘土部内に不均質部，小き裂等があつて充分泥状化したり，或は又砂部との境界の泥状部の形が辷り出しに都合のよい状態になると，何等かの端緒で滑動が始まる．（ほう潤性による以外の総ての泥化に際して，せん断力，張力等の為に粘土部分内に小き裂等の小き裂が生じていれば，泥化が促進されるであろう．）唯この場合砂部内に水筋が出来る事が多いが，そうなると地下水位が下つたり粘土の泥化がさまたげられたりする．固い泥化し難い部分の上に粘土を多く含む泥化し易い部分のある時も，粘土は水の補給を受けて泥化し，地辷を起す結果になる．この際水の供給は固い層のき裂を通して行われるよりは，粘土質のものゝ側にあることが多い．一度小規模の地辷を起せばその部分の滑動により力学的な不均衡を生じ，周囲にき裂が発生して，或は傾動し或は泥化する．この場合も，泥化は水の流入と多くのき裂と荷重の軽減の為に一層起り易くなる．現在問題になつている地辷の成因はこの型に類似したものである．唯ほう潤性に富むベントナイト質の層を挟んでいた為に，その部分で楯状化が行われた．山新田の南西の“子分”の地辷も堅固な層の上の地辷の一例である．此処では，北側のかなり固い泥質のたい積岩上に確然たる辷面をもつて上部（南側）の含れき旧地辷たい積物が接し，飽水してドロドロになつている．旧地辷たい積物におおわれた地帯には部分的に緩漫な匍行を行つているところのあることよりみても，この地帯は再度の滑動を起し易い状態にある事が判るが，更に重力以外にそれを促進すべき圧力の加わる時，滑動はますます行われ易くなる．この例は茶臼山現地辷の下部，山新田の南西方にみ

られる．即ち，三軒家の北方で地辷土流が約 30° 流向を転じて南東に向つており，西岸は旧地辷たい積物に広くおおわれている．不動島を越えた滑土は数年前迄は元の谷形に沿つて流れ下り，地辷の進行と共に漸次谷を埋めていくのみであつた．一，二年前既に泥土は谷を埋めつくし，西岸では以前の尾根にまで達したが，爾来滑土の主流が西側に片寄つた為に西側は滑土がはみ出す程に盛り上り，強い圧力を受ける様になつた．これに水位の多少の変化も加わつて屈曲点の南西側では旧地辷たい積物中に先づ最初に地割を生じ，次いでりん片状に盛り上つて小さい辷面を生じ，比較的大規模な地辷の第一段階が始まつた．明りように，りん片状をしている小地塊の下部先端は盛り上つてドロドロになり，地下水がしみ出ている．それは土地の変形に基く地下水面の変動によるよりは，むしろ小辷面に沿う水の流動の結果各りん片内部に多量の水が貯つて，充分泥化した為であろう．(主地辷地帯からの水の流入も行われている．) このことは，りん片の線断的変形によつてもうなづかれる．上部よりの圧力によつて全体一様な辷りを起さなかつた事は，圧力の不均等およびこの地域内の地下水の流路の特性にもよるが，旧地辷たい積物の不均一な構造に強く影響されている事も否めない．これは例えば地表下浅所に小れきを多量に含む部分と，砂一粘土の厚いたい積とよりなる部分との境界附近にりん片の境界があることにも示されている．

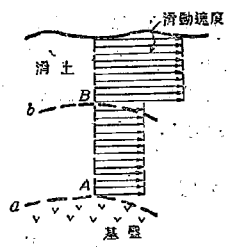
小川層砂岩泥岩互層上に辷面を持つ旧地辷たい積物の再滑動は唯一箇所しかみられない．——信里村十二の北方の峠の北東斜面——此処では，峠をつくつており，地下水位が高く，且つ小川層上のたい積物はこいしの少い粘土状のもので比較的薄く，泥化し易く，その為に辷りが容易に起つたのである．茶臼山南西斜面には凝灰岩をおおう旧地辷たい積物中に起つた新らしい小地辷があり，柳沢の北西にも凝灰岩上に同様のものがある．この二例では凝灰岩と小川層砂岩泥岩互層との境界部は泥化し易く，地辷を起し易い条件にある事を示しているが，同じ事は次の例にも示されている．即ち山新田南方の凝灰岩上の旧地辷地帯には，しばしば凝灰岩の凸起部が旧地辷たい積物中に抜出て露出しているが，その表面部には地辷による，じょう乱の跡のみられる事が多く，辷面がこの部分近くにあつた事を示している．現在の“茶臼山地辷”は調査全域中に於ける凝灰岩と小川層との境界部に近い部分に起つた大規模の地辷の最後のものであろう．

III. 辷面に就いて

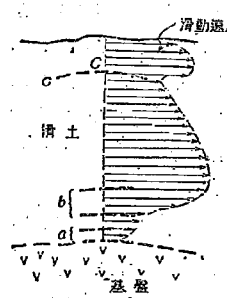
地辷の辷面に関しては既に円とう辷面の理論がたてられ，二，三の実例に就いて議論が行われている．更に寺田氏による砂の実験等があつて，崩壊形の実験式がつくられている．然るに，茶臼山に於ける地辷の様相はこれとは異つている．特に旧地辷たい積物内での新しい地辷の発生および地辷の継続中に起る辷面の消長の観察によつて辷の複雑な機構の一端が知られた．地辷の原因に多量の地下水の存在が認められ，併も滑土が土流的な移動状況を示す処では，ここに述べる様な辷の機構がしばしば見出されるであろう．山口，寺田氏等の実験はすべて，人工的に特殊化されたいわば固定的な条件の下に，自然現象との類似性に注意しつゝ行われたものである．しかるに，自然現象にあつては条件は常に不可逆的に変化して止まない．従つて生起する結果，機構も亦恒常的たり得ない．しかも条件の類似は結果，機構の類似を与えるであろう．実験はこの条件，機構と結果の変化を再現しようとするものではない．ここに自然現象の観察の重要性があり，実験結果を応用するに

際しての危険がある．本節では今まで，せん断面として簡単に考えられてきた辷面に就いて，地辷の観察によつて得られた事実を元にして一，二の考察を行いたい．

既に発表された地辷に関する多くの文献に，辷面という語がしばしば用いられている．第1報および本報告に於て説明の便宜上この語を用いた．他の多くの例に就いてもいえる事であろうが，少くとも茶臼山近傍の地辷地帯に関する限りこの言葉によつて表わされる普通の概念が適用されない事が多い．今迄地辷に於て辷面という語は不動の基盤と滑土との境をぼく然と指している事が多いが，辷面とは本来ならば一つの面を境にしてその両側の物質の相対的移動量に著しい変化があり，併もこの面の各側内では一様な移動を行つているか或は一側が静止している場合に用いらるべき語である．茶臼山附近の地辷に於ても辷りが小川層の層理面に一致した時には上に述べた意味の辷面が生じているが，一般には滑土はむしろ土の非定常流ともいうべきもので，その中の任意点に於ける垂直および水平断面内での速度分布は一様でない．更に辷面と記したものゝ大部分は辷帯とも称すべきものでかなりの厚さを持ち，且つこの帯の両側に於ける物質の移動速度分布は一様ではない．滑土が土流的な性質を含むものである限り辷帯と名付ける事も出来ないが，ここでは一応この事実を認めた上で二，三の概念図を示して少しくその検討を行う．今凝灰岩上の地辷に例をとる．図は総て辷りの一般方向の垂直断面を示すものとする．図−4 の場合には A，B を通る破線で示す 2 つの速度の不連続面 a，b（本来の意味での辷面）があることになる．旧地辷たい積内に於ては辷面の記銘はみられないが，現在辷つている地辷での観察によれば，実際にはこの様なことの起るのはまれで，主として図−5 に示す様な機構が考えられることが多い．即ち C を通る c 面の如き面が生ずる以外に a，b の様な速度の急変帯が出来ることが多い．c 面の



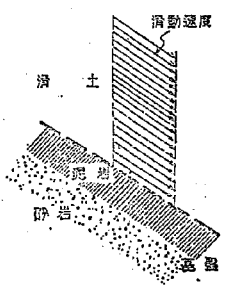
図−4



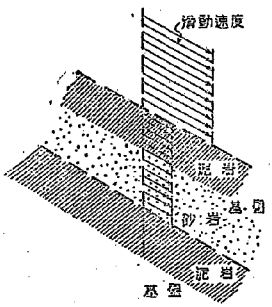
図−5

如きものをも辷面として取扱つた方がよい．普通には各面又は帯の中間にある滑土内での速度分布は図の如く一様ではなく，辷或は流動の方向も亦必ずしも一定しない．例えば図−5 の b，c 間の部分内でも滑動の方向が一致しないことがあり，b，c 間と c 以上の部分内でも方向が一致しない事が起るであろう．従つて外観上境の明りようでない幾つかのブロックに分たれた運動として測定されるであろう．一度生じた面，帯および速度分布は一定したものではなく，時間に伴つて四囲の条件の変化するとともに変化するもので，帯の厚さおよび面，帯の拡がりや位置も亦定常的ではない．この様な速度の不連続面或は急変帯の存在はしばしば地表面の観察に

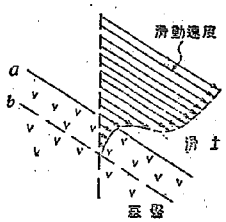
よつても認められ，滑土内に於てもこの現象の行われている事が予想される．"茶臼山地辷" の転位帯より上部ではこれは特に著しい．地表で移動測量を行う場合，上述の結果場所によつては移動量および方向に思わぬ不規則性を見出すことになる．速度の急変帯だけを経かにみれば，なおその中で速度の漸移の認められる場合もあろうが，又一連の小規模の辷面の集合よりなつている場合のかなり多いことが三軒家東方の旧地辷地域内のりん状の運動地帯，其の他の観察によつて認められる．不動の基盤と地辷との境界部に就いても二つの場合がみられる．一つは "茶臼山地辷" 上部の北東縁にみられる型のもので図−6 の如く基盤と滑土とは，かく然たる面で境され，この面より下の部分は全く不動である．基盤がその上部に比べて軟化し難い場合に起り，層理のはつきりした基盤で層理に沿つて辷の生じ易い特定の層を有する場合はこの型になる．更に基盤下に層理面に沿い辷り易い層があれば，そこでも亦辷りを起すことがある(図−7)．他は基盤が多少共泥化し易い凝灰岩等の場合で，この時には図−8 の様になる．この場合基盤表面は $a-a$ であるが，基盤の上部が水の為に軟化し滑



図−6



図−7



図−8

土の移動につれてその表部も亦滑動する．この場合基盤表面より下には漸次移動量が減少し遂に不動部になる．従つて基盤中の不動部分は $a-a$ 面より下に存在する．不動部と滑動部との境は明確に与え得るものではないが，図には $b-b$ を以て表わす．$a-a$，$b-b$ 間にはさまれた部分は実際に移動量の少い場合でも，この様な変移地帯が存在する事は地辷防止の諸工事に際して問題となる．例えばダムを築造する時には底部を $b-b$ 面以下充分の深さに置かなければならない．地辷の進行と共に基盤表面は削はくされ，$a-a$ 面は漸次低下し，それにつれて $b-b$ 面も亦低下する．かくして地辷の深化が行われ，地辷の発達が促進される．$a-a$，$b-b$ 間での物質移動速度は一般には滑土内のそれに比べて小さい．$a-a$ 面の上下では移動速度の差が大きくなり易く，従つて速度の不連続面や急変帯が生じ易い．併しこの様な面，帯が一度生じてもそれは必ずしも永続するものではなく，含水量等の変化によつて他の部分（更に上部）に移ることも起る．図−6 と図−7 に示したのと同様の関係がこの場合にも起り得る．即ち $a-a$ 面下に更に辷り易い面の形成される時には其処で辷が始まるであろう．(この様な条件の与えられる事は比較的まれであろう．) 三軒家南部の旧地辷たい積物中に露出する凝灰岩表部にしばしば旧い地辷に起因すると思われるじょう乱のみられるのは，凝灰岩表部の物質のこの様な移動に

よるものであろう．現地辷の基縁が旧地辷たい積物である場合には，その上部の上辷の運動は顕著であろう．この場合速度の不連続面や急変帯は基盤内にも発達し，従つて基盤に対するこの様な衝はく作用によつていわゆる“地辷”が垂直方向にも発達して行くことになろう．“紫臼山地辷”に於て防災の為に築造した小規模のダムが度々浮き上つてしまつたのはこの結果である．

IV. 地辷対策に関して

旧い地辷によつて生じたたい積物も再度の辷を起す可能性が多く，又再滑動の為には辷面や滑土が泥化するだけの水を必要とする事は既に述べたが，このことは“紫臼山地辷”の対策に対しても亦意味を有する．即ちこの地辷が岡田部落におよばない様にする為に下部で滑土のとり下るのをくい止めようとするならば，同時に貯りゆうされた滑土が旧地辷地域におよぼす圧力を減少せしめるか，或は其の他其処に再度の辷を起させない様な手段——例えば辷のじやく起するに必要なだけの水を供給しない様にする——を講じなければならない．三軒家東方の新らしいき裂を伴う辷は新ダムの築造に起因するものではなく，地辷末端の地形的狭小の結果滑土が貯りゆうされたことに主因を置いているのであるが，ダムの南岸壁が既に滑動を開始しようとしている今日，早急にその辷りの防止策をたてなければ，ダム自身の破壊の危険と共に現地辷の拡大およびそれに伴う耕地の損失等が起るであろう．新たに起りつゝあるこの辷りの防止に当つては，第一に三軒家より東部の地辷南岸に加わる圧力を減じ，少く共地辷地内から南岸に移行する水をくい止める事を考えねばならない．1949 年 4 月の調査ではこの地域では運動はまだ地辷の形をとらず，地塊状に分たれた各塊の傾動，転転がみられたが，更に地表での移動よりは内部のそれの方が大きい事が普通であり，各塊内では又内部に小辷面および細かい破壊による変形が生じている．又前節に述べた如く，特に基縁が旧地辷たい積物等の軟質のものである場合，其処に建造物を置く時には特別の注意をはらわなければ辷面が深部へ移動して建造物が動く様になる．滑土と基盤の境界部に辷が起らない様な対策がたてられても，滑土内の条件——主として水の——を変えずに放置すれば，其処に二次，三次の辷面（辷帯）が生じて，地辷地塊全体の滑動には大きな影響を与えず，滑動速度の急減をさえ期し難い場合も生ずる．次に旧地辷たい積内および地辷北西端南西部のき裂を伴う小川層内に工事を行う時，現在安定しているかにみえる同たい積物が実は完全な安定に達し得ず，小辷面の生成等によつてなお僅か宛ら移動を行つており，僅かな動機によつて再び滑動に入り得る状態にある事に注意しなければならない．即ち一連の小辷面に沿う滑動の未だおさまりきらぬ処，将に変位の始まろうとしている処に刺激を与える様な工事を施すことは再滑動の原因になるであろう．特に排水を行う場合には方法，流路に留意しなければならない．

V. 概　　要

第 1 報に引続いて本研究に於てはやや広い範囲にわたつて地質調査を行い，報告第 2 報として次の事項を述べた．

石英粗面岩および凝灰岩の噴出は 3 期に大別される．一般に層理は明りようでないが，第 2 期の凝灰岩の中

には明りような層理を有するものがある．石英粗面岩と小川層との間の不整合を数地点で確認した．第1報で取扱つた地辷は両者の境界部に起つた大きな地辷の最後のものである．小川層は上下二部分に分たれるが，その構造は多くの旧地辷によるじよう乱の結果確かめる事が出来ない．旧地辷たい積物はたい積条件により大別二相に分けられるが両者共著しい不均質性を最大の特徴とする．かゝるたい積物は再度の滑動に対して安定ではなく，外力，水温等の変化に応じて容易に泥化し再滑動を開始する．このことは地辷防止策に於て考慮すべきことである．この地域に於ける地辷は泥流的な性格を帯びる事が多い．辷面と云う語は基盤と滑土の境を漠然と指すものではない．然し本来の意味での辷面の外に流動する土の内部および不動の基盤との間に於ける土の移動速度の急変部にもこの語を用いる方がよい．基盤と滑土の関係は本来の辷面の外に複雑な場合があり，これも亦地辷対策に意味を持つてくる．

(1949 年 6 月)

(国土侵蝕，崩壊，地辷の 3)

橋脚の耐震性に関する研究（1）

昭和二十六年三月

建設技官　猪瀬寧雄
建設技官　高田孝信

〔土木研究所報告第八十一号の8〕

橋脚の耐震性に関する研究 (1) 正誤表

頁	行	誤	正
1	下から 12	捕 足	補 足
2	下から 8	k:	K:
2	下から 10	$\frac{P^2}{k^2\ b^2}$	$\frac{P^2}{K^2\ b^2}$
3	上から 5	$\frac{kbm_r^2}{l^2}$	$\frac{Kbm_r^2}{l^2}$

橋脚の耐震性に関する研究 (1)

建設技官　猪　瀬　寧　雄
建設技官　高　田　孝　信

目　　次

I. 緒　　言……(1)
II. 従来の研究……(2)
III. 動揺を伴う塔状構造物の振動に対する基礎方程式……(3)
IV. 基　本　解……(6)
V. 数値計算……(10)
VI. 結　　語……(11)

I. 緒　　言

本文は主として橋脚の耐震性について論ぜんとするものである．従来橋脚煙突等のいわゆる塔状構造物の振動については，元本所所長物部博士が既に詳細に論じて居られ，更にこれを末広博士が補足せられ，見事な成果の得られている事は周知の通りである．この両論文の主旨は次節に略述する通り，物部博士においては地震により地盤から負荷せられる強制力は地震と同じ円振動率をもつ定常的週期力と見做し得るとなし，末広博士においてはこの強制力は定常的でない故，前者に更に固有振動の項を追加しなければならぬ事を示している．しかしてこの両論文は共に塔状構造物は地盤に対して剛に固定されているという事を前提としている．

しかしながら地盤は一般に変形し得るものであり，特殊の場合を除き構造物を地盤に対して剛に固定する事は困難で，地盤の硬軟，基礎の状況等により地震時に構造物は一般には弾性振動の他に剛体的動揺 (Rocking) を伴うものである．殊に基礎の浅いものに対しては動揺の影響は無視する事はできぬものと考えられる．

この事については物部博士[1]も既に指適せられている所であるが，筆者の南海，福井両地震調査の折，橋脚，煙突等の塔状構造物が地震時に動揺を伴ったであろう事はその根跡からも明らかに認められた所である．

本文はこの主旨に基いて橋脚の耐震性を調べてみようとするもので，基礎地盤の硬軟，構造物の基礎の大小等がその耐震性に対しいかなる影響をあたえるかを系統的に論ぜんとするものである．

---

1) 物部長穂　土木耐震学　P.214

II. 従来の研究

物部博士[2]は地動を $y_0=\beta\cos pt$ をもつて示しこれに対する塔状構造物の振動は

$$y=\beta U(x)\cos pt$$

なる形をとるべきとして，これを棒の横振動の方程式

$$\frac{\partial^2 y}{\partial t^2}+k^2b^2\frac{\partial^4 y}{\partial x^4}=0$$

に入れて $U(x)$ の満足すべき方程式

$$\frac{d^4U}{dx^4}-\frac{m^4}{l^4}U=0$$

を

$$\left.\begin{aligned} x=0,\quad & U=1,\quad \frac{dU}{dx}=0\\ x=l,\quad & \frac{d^2U}{dx^2}=0,\quad \frac{d^3U}{dx^3}=0\end{aligned}\right\}$$

なる境界条件の下に解き

$$U=\frac{1}{2}\left[\left(\cos\frac{m}{l}x+\cosh\frac{m}{l}x\right)-\frac{\sin m\sinh m}{1+\cos m\cosh m}\left(\cos\frac{m}{l}x-\cosh\frac{m}{l}x\right)\right.$$
$$\left.+\frac{\sin m\cosh m+\cos m\sinh m}{1+\cos m\cosh m}\left(\sin\frac{m}{l}x-\sinh\frac{m}{l}x\right)\right]$$

なる解を得て居られる．

こゝに　k：断面の廻転半径

b^2：E/ρ（E はヤング率，ρ は密度）

$$\frac{m^4}{l^4}=\frac{p^2}{k^2b^2}$$

更に末広博士[3]は地震時に構造物が不規則な振動をする時には自由振動の影響をとり入れる必要ありとし

$$\bar{y}=\beta U\cos pt+\sum_r a_rU_r\cos\omega_r t$$

とおき，初期条件

$$t=0\quad\left\{\begin{aligned} & y=0\\ & \frac{\partial y}{\partial t}=0\end{aligned}\right.$$

境界条件……物部博士と同様の下に前記の振動方程式を解き次の結果を示された．

$$y=\frac{\beta}{2}\left[\left(\cos\frac{mx}{l}+\cosh\frac{m}{l}x\right)-\frac{\sin m\sinh m}{1+\cos m\cosh m}\left(\cos\frac{m}{l}x-\cosh\frac{m}{l}x\right)\right.$$

2) 土木学会誌　1919 年 5 月号

3) 末広恭二論文集　P.236～P.271

$$+\frac{\sin m\sinh m}{1+\cos m\cosh m}\left(\sin\frac{m}{l}x-\sinh\frac{m}{l}x\right)\Big]\cos pt$$

$$+2\beta\sum_r\frac{m_r^3(\cos m_r+\cosh m_r)}{(m_r^4-m^4)(\sin m_r+\sinh m_r)^2}\Big[(\sin m_r+\sinh m_r)\times$$

$$\left(\cos\frac{m_r}{l}x-\cosh\frac{m_r}{l}x\right)-(\cos m_r+\cosh m_r)\left(\sin\frac{m_r}{l}x-\sinh\frac{m_r}{l}x\right)\Big]\cos\omega_r t$$

但し m_r は $1+\cos m_r\cosh m_r=0$ より得られる固有値で

$$\omega_r=\frac{kbm_r^2}{l^2}$$

である.

これでみる通り構造物の下端は剛に地盤に固定せられているとしている. しかし前述の如く基礎の状況により剛体的動揺の影響を考慮する必要ある場合が認められるから, 次にこれに対する解析を行い前述の理論との比較を行う事にする.

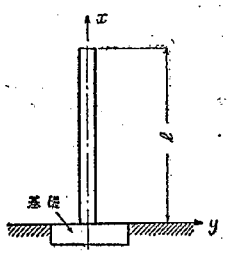
III. 動揺を伴う塔状構造物の振動に対する基礎方程式

図−1 (*a*) の如き塔状構造物 (以下塔と呼ぶことにする) に対し振幅 e, 振動数 p なる週期力が作用し地盤が $e\sin pt$ だけ移動したとする. しかる時は塔は一般的に図−1 (*b*) の如く基礎の傾斜 θ を伴つて変移すると考える事ができる. 今静止時の塔の最下部に図−1 (*a*) に示す如く座標軸をとる事にすれば地盤が $e\sin pt$ だけ移動した状態で塔の要素には 図−1 (*c*) のような外力が作用し, この場合の運動方程式は周知の通り次のようになる.

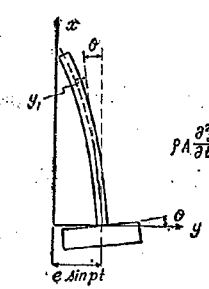
$$\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left(EI\frac{\partial^2 y}{\partial x^2}\right)+\rho A\frac{\partial^2 y}{\partial t^2}=0 \quad \cdots\cdots(1)$$

但し　EI : 塔の曲げ剛さ

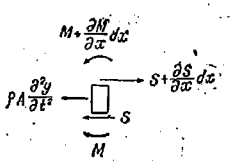
ρ : 塔の密度



図−1 (*a*)



図−1 (*b*)



図−1 (*c*)

A： 塔の断面積

一定断面の場合には (1) は

$$EI\frac{\partial^4 y}{\partial x^4}+\rho A\frac{\partial^2 y}{\partial t^2}=0 \quad \cdots\cdots(2)$$

しかして塔の変位と変形，動揺 θ との間には図から明かなように次の関係がある．

$$y=e\sin pt-\theta\cdot x-y_1 \quad \cdots\cdots(3)$$

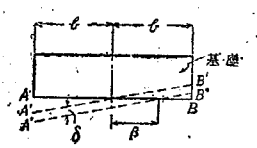
今 (3) を (1) および (2) に代入すると次式を得る．

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left(EI\frac{\partial^2 y_1}{\partial x^2}\right)+\rho A\frac{\partial^2 y_1}{\partial t^2}=-\rho A\left(ep^2\sin pt+x\frac{d^2\theta}{dt^2}\right) \quad \cdots\cdots(4)$$

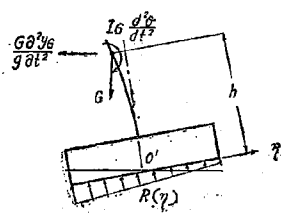
および

$$EI\frac{\partial^4 y_1}{\partial x^4}+\rho A\frac{\partial^2 y_1}{\partial t^2}=-\rho A\left(ep^2\sin pt+x\frac{d^2\theta}{dt^2}\right) \quad \cdots\cdots(5)$$

次に塔全体の廻転運動を考える． 地盤は厳密には弾性体でない事は勿論であるが，事柄を簡単にするため弾性床と見做し，ある程度の応力までは基礎が傾斜すれば傾斜角 θ に比例した反力を受けるものとする．すなわち



図−2 (a)



図−2 (b)

図−2 において，静止時に基礎の底面 AB には一様なる圧力 p が作用しているが，基礎面が θ だけ傾斜すれば AB は δ だけ地盤中にめりこみ，$A''B''$ に移る．今地盤の基礎係数 (Modulus of Foundation) を k とすれば，この場合の反力の η 方向の分布は上記の仮定により

$$R(\eta)=\frac{G}{2b}+k\theta(\beta-\eta)a \quad \cdots\cdots(6)$$

但し　　G： 塔の重量

$2b\times a$： 基礎の面積

しかる時は構造物全体の重心の廻りの慣性能率を I_σ，基礎底面から重心までの高さを h として底面の中心 O' の廻りの廻転に対する方程式を作ると

$$\left[\frac{Gh^2}{g}+I_\sigma\right]\frac{d^2\theta}{dt^2}=\frac{G}{g}\frac{\partial^2 y_\sigma}{\partial t^2}h\cos\theta+Gh\sin\theta+\int_{-b}^{b}R(\eta)\,\eta\,d\eta \quad \cdots\cdots(7)$$

(7) に (3) および (6) を代入すれば

$$\left[2\frac{Gh^2}{g}+I_\sigma\right]\frac{d^2\theta}{dt^2}+\frac{Gh}{g}\frac{\partial^2 y_{1\sigma}}{\partial t^2}+\frac{2}{3}kab^3\theta-Gh\sin\theta=-\frac{Gh}{g}ep^2\sin pt \quad \cdots(8)$$

今振幅 θ は小さく，かつ重心の位置が比較的低いと見做し得る場合を考えると，

$$\frac{Gh}{g}\frac{\partial^2 y_{1G}}{\partial t^2}\cos\theta \fallingdotseq 0, \qquad \sin\theta \fallingdotseq \theta$$

とおき得る故，(8) は次の如くなる．

$$\left(2\frac{Gh^2}{g}+I_G\right)\frac{d^2\theta}{dt^2}+\left(\frac{2}{3}ab^3R-Gh\right)\theta=-\frac{Gh}{g}ep^2\sin pt \quad \cdots\cdots(9)$$

(9) の余函数を求めるため

$$\theta=ce^{\lambda t}$$

とおけば

(i) $\lambda=\pm\sqrt{\dfrac{Gh-\frac{2}{3}kab^3}{I_G+2\frac{Gh^2}{g}}}$ ……$Gh>\frac{2}{3}kab^3$

(ii) $\lambda=0$ ……$Gh=\frac{2}{3}kab^3$

(iii) $\lambda=\pm i\sqrt{\dfrac{\frac{2}{3}kab^3-Gh}{I_G+2\frac{Gh^2}{g}}}$ ……$Gh<\frac{2}{3}kab^3$

の三つの場合が考えられる．

よつて (9) の余函数は

(i) の場合： $\theta=a_1e^{\lambda t}+a_2e^{-\lambda t}$ ……(10—1)

(ii) の場合： $\theta=a_1+a_2t$ ……(10—2)

(iii) の場合： $\theta=a_1\sin\lambda t+a_2\cos\lambda t$ ……(10—3)

(9) の特解を

$$\theta=a_0\sin pt$$

とおき，(9) に代入して a_0 を決定すると

$$a_0=\frac{\frac{Gh}{g}ep^2}{p^2\left(I_G+2\frac{Gh^2}{g}\right)+\left(Gh-\frac{2}{3}kab^3\right)}$$

よつて (9) の一般解は

$\theta=a_0\sin pt+a_1e^{\lambda t}+a_2e^{-\lambda t}$ …… (i) の場合

$\theta=a_0\sin pt+a_1+a_2t$ …… (ii) の場合

$\theta=a_0\sin pt+a_1\sin\lambda t+a_2\cos\lambda t$ ……(iii) の場合

積分常数 a_1，a_2 を求めるため次の如き初期条件を用う．

$$t=0 \quad \text{にて} \quad \theta=0, \qquad \frac{d\theta}{dt}=0$$

よつて

(i) の場合　$(\theta)_{t=0}=0$ より $a_1+a_2=0$

$\left(\frac{d\theta}{dt}\right)_{t=0}=0$ より $a_1-a_2=-a_0\frac{p}{\lambda}$

$\therefore\ a_1=-a_2=-\frac{a_0}{2}\frac{p}{\lambda}$

$\therefore\ \theta=a_0\left(\sin pt-\frac{p}{\lambda}\sinh\lambda t\right)$ ……(11—1)

(ii) の場合　$(\theta)_{t=0}=0$ より $a_1=0$

$\left(\frac{d\theta}{dt}\right)_{t=0}=0$ より $a_2=-a_0p$

$\therefore\ \theta=a_0(\sin pt-pt)$ ……(11—2)

(iii) の場合　$(\theta)_{t=0}=0$ より $a_2=0$

$\left(\frac{d\theta}{dt}\right)_{t=0}=0$ より $a_0p+a_1\lambda=0$

$\therefore\ \theta=a_0\left(\sin pt-\frac{p}{\lambda}\sin\lambda t\right)$ ……(11—3)

(i) および (ii) の場合には (11—1) および (11—2) より分るように週期運動を生じない．すなわち，塔が週期運動を行うためには，塔の重心の位置，基礎の大きさ等の間に次の関係が成立しなければならない事が分る．

$$Gh<\frac{2}{3}kab^3 \quad\cdots\cdots(12)$$

よつて以後この条件を満足する場合についてのみ論ずる事にする．

以上の議論から動揺を伴う塔の振動特性を決定する運動方程式として，(11—3) を (4) に代入して次の結果が得られる．

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left(EI\frac{\partial^2 y_1}{\partial x^2}\right)+\rho A\frac{\partial^2 y_1}{\partial t^2}=-\rho A\left[p^2(e-a_0x)\sin pt+a_0p\lambda x\sin\lambda t\right] \quad\cdots\cdots(13)$$

定断面の場合には

$$EI\frac{\partial^4 y_1}{\partial x^4}+\rho A\frac{\partial^2 y_1}{\partial t^2}=-\rho A\left[p^2(e-a_0x)\sin pt+a_0p\lambda x\sin\lambda t\right] \quad\cdots\cdots(14)$$

IV. 基　本　解

先づ定断面の塔状物体に適用しこれの基本的な解を求めてみる事にする．

(14) の余函数は塔の自由振動の変位を表わし，既述の如く

$$y_1{}^h=\sum_{i=1}^{\infty}b_iU_i(x)\sin\omega_i t \quad\cdots\cdots(15)$$

とおけば $U_i(x)$ は

$$\frac{d^4U_i}{dx^4}-\left(\frac{m_i}{l}\right)^4U_i=0 \quad \cdots\cdots(15)'$$

の解であり

$$U_i(x)=(\sin m_i+\sinh m_i)\left(\cos\frac{m_i}{l}x-\cosh\frac{m_i}{l}x\right)$$

$$-(\cos m_i+\cosh m_i)\left(\sin\frac{m_i}{l}x-\sinh\frac{m_i}{l}x\right)$$

ここに m_i は $1+\cos m_i\cdot\cosh m_i=0$ の根で

$$m_1=1.875,\ m_2=4.694,\ m_3=7.855,\cdots\cdots^{4)}$$

$$\omega_i=\sqrt{\frac{EI}{\rho A}}\left(\frac{m_i}{l}\right)^2$$

b_i は未定の積分常数.

(14) の特解は強制振動による変位を表わすもので，今

$$y_1{}^p=f_1(x)\sin pt+f_2(x)\sin\lambda t$$

とおき，(14) 式に代入すれば

$$\begin{cases} EI\dfrac{d^4f_1}{dx^4}-\rho Ap^2f_1=-\rho Ap^2(e-a_0x) \\ EI\dfrac{d^4f_2}{dx^4}-\rho A\lambda^2f_2=-\rho Aa_0p\lambda x \end{cases}$$

今

$$\frac{\rho Ap^2}{EI}=\left(\frac{\mu_1}{l}\right)^4,\qquad \frac{\rho A\lambda^2}{EI}=\left(\frac{\mu_2}{l}\right)^4$$

とおけば

$$\begin{cases} \dfrac{d^4f_1}{dx^4}-\left(\dfrac{\mu_1}{l}\right)^4f_1(x)=-\left(\dfrac{\mu_1}{l}\right)^4(e-a_0x)\cdots\cdots(16-1) \\ \dfrac{d^4f_2}{dx^4}-\left(\dfrac{\mu_2}{l}\right)^4f_2(x)=-\left(\dfrac{\mu_2}{l}\right)^4\dfrac{p}{\lambda}a_0x\cdots\cdots(16-2) \end{cases}$$

(16−1)，(16−2) の解は

$$\begin{cases} f_1(x)=c_1\sinh\dfrac{\mu_1x}{l}+c_2\cosh\dfrac{\mu_1x}{l}+c_3\sin\dfrac{\mu_1x}{l}+c_4\cos\dfrac{\mu_1x}{l}+e-a_0x \\ f_2(x)=c_1'\sinh\dfrac{\mu_2x}{l}+c_2'\cosh\dfrac{\mu_2x}{l}+c_3'\sin\dfrac{\mu_2x}{l}+c_4'\cos\dfrac{\mu_2x}{l}+a_0\dfrac{p}{\lambda}x \end{cases}$$

よつて (14) の特解は

$$y_1{}^p=\left(c_1\sinh\frac{\mu_1x}{l}+c_2\cosh\frac{\mu_1x}{l}+c_3\sin\frac{\mu_1x}{l}+c_4\cos\frac{\mu_1x}{l}+e-a_0x\right)\sin pt$$

4) Timoschenko ; Vibration Problems in Engineering, p.344.

$$+\left\{c_1'\sinh\frac{\mu_2 x}{l}+c_2'\cosh\frac{\mu_2 x}{l}+c_3'\sin\frac{\mu_2 x}{l}+c_4'\cos\frac{\mu_2 x}{l}+a_0\frac{p}{\lambda}x\right\}\sin\lambda t \quad \cdots\cdots(17)$$

積分常数 c_1, c_2, c_3, c_4, c_1', c_2', c_3', c_4' を求めるには

$$x=0 \quad \text{にて} \quad y_1{}^p=0, \quad \frac{\partial y_1{}^p}{\partial x}=0$$

$$x=l \quad \text{にて} \quad \frac{\partial^2 y_1{}^p}{\partial x^2}=0, \quad \frac{\partial^3 y_1{}^p}{\partial x^3}=0$$

なる境界条件による．すなわち積分常数は

$$\left.\begin{aligned} &c_2+c_4=-e \\ &c_1+c_3=\frac{l}{\mu_1}a_0 \\ &c_1\sinh\mu_1+c_2\cosh\mu_1-c_3\sin\mu_1-c_4\cos\mu_1=0 \\ &c_1\cosh\mu_1+c_2\sinh\mu_1-c_3\cos\mu_1+c_4\sin\mu_1=0 \end{aligned}\right\}$$

$$\left.\begin{aligned} &c_2'+c_4'=0 \\ &c_1'+c_3'=-\frac{l}{\mu_2}\frac{p}{\lambda}a_0 \\ &c_1'\sinh\mu_2+c_2'\cosh\mu_2-c_3'\sin\mu_2-c_4'\cos\mu_2=0 \\ &c_1'\cosh\mu_2+c_2'\sinh\mu_2-c_3'\cos\mu_2+c_4'\sin\mu_2=0 \end{aligned}\right\}$$

によつて決定せられる．よつて (14) の完全解は

$$y_1=\sum_{i=1}^{\infty}b_i U_i(x)\sin\omega_i t+f_1(x)\sin pt+f_2(x)\sin\lambda t \quad \cdots\cdots(18)$$

(18) 式にてなお b_i は未知であるからこれを決定しなければならない．このためには自由振動の normal function の直交性を用うる.[5] すなわち y_1 は

$$t=0 \quad \text{にて} \quad y_1=0, \quad \frac{\partial y_1}{\partial t}=0$$

なる初期条件を満足しなければならぬが，第一の条件は恒等的に満足している．第二の条件を満足するためには (18) より

$$\left(\frac{\partial y_1}{\partial t}\right)_{t=0}=\sum_{i=1}^{\infty}b_i U_i(x)\omega_i+pf_1(x)+\lambda f_2(x)=0$$

よつて

$$\sum_{i=1}^{\infty}b_i U_i(x)\omega_i=-pf_1(x)-\lambda f_2(x)$$

5) Lord Rayleigh. Theory of Sound. Vol.1, p.262～263.

しかるに normal function の直交性を利用すれば，

$$b_i=-\frac{\int_0^l[pf_1(x)+\lambda f_2(x)]U_i(x)\,dx}{\omega_i\int_0^l U_i^2(x)\,dx} \qquad \cdots\cdots(19)$$

しかして (15)′, (16−1) より

$$\int_0^l f_1(x)U_i(x)\,dx=\frac{l^4}{m_i^4-\mu_1^4}\int_0^l\left[f_1(x)\frac{d^4U_i}{dx^4}-U_i(x)\frac{d^4f_1}{dx^4}+\left(\frac{\mu_1}{l}\right)^4(a_0x-e)U_i(x)\right]dx$$

上式の右辺の第 1 項および第 2 項の積分に対し部分積分を行えば

$$\left|f_1(x)\frac{d^3U_i}{dx^3}-U_i\frac{d^3f_1}{dx^3}+\frac{df_1}{dx}\frac{d^2U_i}{dx^2}-\frac{dU_i}{dx}\frac{d^2f_1}{dx^2}\right|_0^l$$

しかるに $x=l$ にては自由端なる故，曲げモーメント $M=0$，せん断力 $S=0$ なる故

$$\frac{d^3U_i}{dx^3}=\frac{d^3f_1}{dx^3}=\frac{d^2U_i}{dx^2}=\frac{d^2f_1}{dx^2}=0$$

$x=0$ にては塔は基礎に対して固定なる故

$$f_1(0)=U_i(0)=\frac{df_1(0)}{dx}=\frac{dU_i(0)}{dx}=0$$

よつて

$$\int_0^l f_1(x)\,U_i(x)\,dx=\frac{\mu_1^4}{m_i^4-\mu_1^4}\int_0^l(a_0x-e)U_i(x)\,dx$$

$$=\frac{2\mu_1^4}{m_i^4-\mu_1^4}\left(\frac{l}{m_i}\right)\Big[(a_0l-e)(1+\cos m_i\cosh m_i)+e(\cos m_i+\cosh m_i)$$

$$-a_0\left(\frac{l}{m_i}\right)(\sin m_i+\sinh m_i)\Big]$$

同様にして

$$\int_0^l f_2(x)\,U_i(x)\,dx=\frac{\mu_2^4}{m_i^4-\mu_2^4}\,\frac{a_0p}{\lambda}\int_0^l x\,U_i(x)\,dx$$

$$=2a_0\frac{pl^3}{\lambda m_i}\,\frac{\mu_2^4}{m_i^4-\mu_2^4}\left\{1+\cos m_i\cosh m_i-\frac{\sin m_i+\sinh m_i}{m_i}\right\}$$

よつて

$$\int_0^l[pf_1(x)+\lambda f_2(x)]\,U_i(x)\,dx$$

$$=2a_0\frac{pl^3m_i^4(\mu_1^4+\mu_2^4)}{(m_i^4-\mu_1^4)(m_i^4-\mu_2^4)}\left(1+\cos m_i\cosh m_i-\frac{\sin m_i+\sinh m_i}{m_i}\right)$$

$$+\frac{2epl}{m_i}\,\frac{\mu_1^4}{m_i^4-\mu_1^4}(\cos m_i+\cosh m_i-\cos m_i\cosh m_i-1)$$

又

$$\int_0^l U_i^2(x)\,dx=l(\sin m_i+\sinh m_i)^2$$

故に

$$b_i=-\frac{2pm_i^3}{m_i^4-\mu_1^4}\cdot\frac{\left[\frac{a_0l(\mu_1^4+\mu_2^4)}{m_i^4-\mu_2^4}\left(1+\cos m_i\cosh m_i-\frac{\sin m_i+\sinh m_i}{m_i}\right)+e\left(\frac{\mu_1}{m_i}\right)^4(\cos m_i+\cosh m_i-\cos m_i\cosh m_i-1)\right]}{\omega_i(\sin m_i+\sinh m_i)^2}$$

よつて，基礎が $e\sin pt$ なる地震動をなす時の塔各部の変位は

$$y=[e-a_0x-f_1(x)]\sin pt+\left[a_0\frac{p}{\lambda}x-f_2(x)\right]\sin\lambda t-\sum_{i=1}^{\infty}b_iU_i(x)\sin\omega_it \quad \cdots(20)$$

よつて塔各部に生ずる曲げモーメントは

$$M=-EI\frac{\partial^2y}{\partial x^2}=EI\frac{\partial^2y_1}{\partial x^2}=EI\left[\frac{d^2f_1}{dx^2}\sin pt+\frac{d^2f_2}{dx^2}\sin\lambda t+\sum_{i=1}^{\infty}b_i\frac{d^2U_i}{dx^2}\sin\omega_it\right]\cdots(21)$$

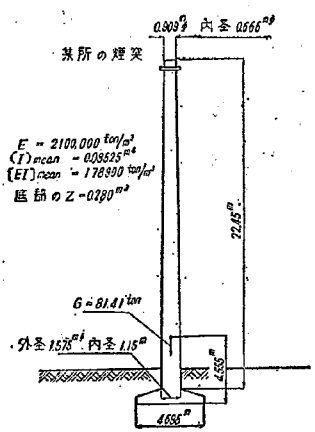
上式にて第 1 項は強制振動，第 2 項は動揺，第 3 項は自由振動によつて生ずる曲げモーメントを表わしている．

V. 数 値 計 算

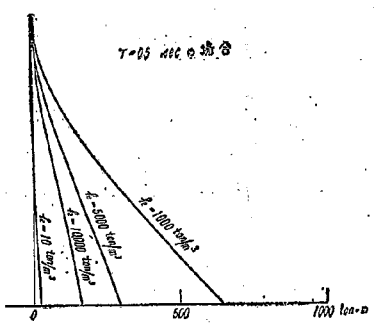
数値計算例として昭和 23 年 7 月の福井地方烈震にて被害を受けた福井市役所の煙突を例にとる．寸度は図—3 に示す．この煙突の

曲げ剛性 $EI=178,900$ ton—m^2

$l=22.45$ m



図—3



図—4

よつて

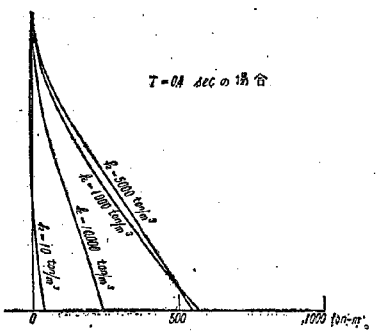
$$m_1=1.875\rightarrow\omega_1=6.6125\rightarrow T_1=0.9502\ \text{sec.}$$

$$m_2=4.694\rightarrow\omega_2=41.443\rightarrow T_2=0.1516\ \text{sec.}$$

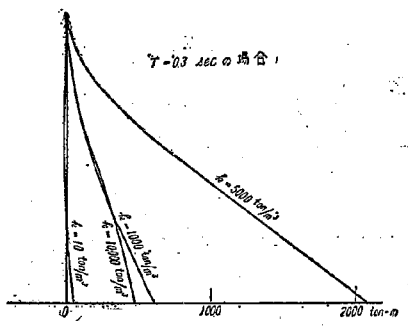
となる．然して地盤の固さ，地震の週期の大小に依り塔に作用する曲げモーメントがいかに変化するかを調べるため

地震の振幅	$e=1.5$ cm
週　　期	$T=0.5$ s, 0.4 s, 0.3 s
基礎係数	$k=0.01$ kg/cm³, 1 kg/cm³, 5 kg/cm³, 10 kg/cm³

の各場合につき計算すれば，図−4～図−6 および表−1～表−3 の如くなる．なおこの連突は地震により被害を受け取付部にき裂を生じている．



図−



図−6

VI. 結　　語

以上の計算と従来の末広博士の方法とを比較するため，同博士の方法により計算してみると 図−7 および表−4 の如くなり，最大曲げ応力は基部にて

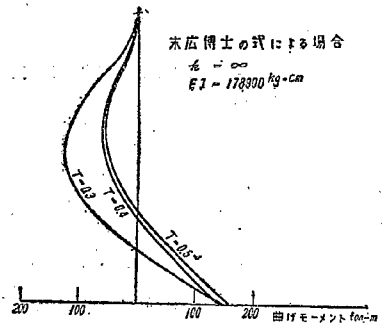
$T=0.5$ sec　の場合：$\sigma_{max}=56.2$ kg/cm²

$T=0.4$ sec　の場合：　　$=49.25$ kg/cm²

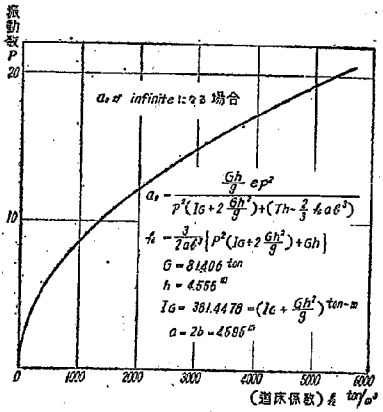
$T=0.3$ sec　の場合：　　$=53$ kg/cm²

しかるに本計算によれば当然の帰結であるが，k および T の値により σ_{max} の値は大いに変化している．すなわち

$$k=\frac{3}{2ab^3}\left\{p^2\left(I_a+2\frac{Gh^2}{g}\right)+Gh\right\}$$



図−7



図−8

の場合には塔と基礎との間に共鳴現象を生じ，振幅は無限大となり，k と塔の諸元との間の関係が上式より遠ざかるにつれて振幅は漸次小となり，従つて塔は安定性を増す事となる．但し k の値が前述の通り

$$Gh < \frac{2}{3} kab^3$$

を満足する範囲で論じている事は論をまたない．

表−1　T=0.5 sec の場合

1−1

k	x	$0l$	$0.1l$	$0.2l$	$0.3l$	$0.4l$	$0.5l$	$0.6l$	$0.7l$	$0.8l$	$0.9l$
0.01 kg/cm³	強制振動の項	−0.6981	−0.3906	−0.1664	−0.0152	+0.0768	+0.1189	+0.1236	+0.1012	0.0691	0.0221
	動揺の項 ($\times10^{-4}$)	−0.4406	0.3745	0.3103	0.2495	0.1919	0.1393	0.0925	0.0558	0.0267	0.0089
	第一次自由振動の項 ($\times10^{-4}$)	−0.2719	−0.2345	−0.1973	−0.1607	−0.1254	−0.0923	−0.0622	−0.0376	−0.0174	−0.0051
	第二次自由振動の項	−0.0764	−0.0399	−0.0053	+0.0241	+0.0446	+0.0545	+0.0521	+0.0411	+0.0221	+0.0074
	d^2y/dx^2 ($\times10^{-4}$)	−1.4870	−1.0195	−0.6798	−0.4013	−0.1959	−0.0582	+0.0210	+0.0489	+0.0471	0.0155
	曲げモーメント (T.m)	26.6044	18.2402	12.1625	7.1798	3.5049	1.0412	−0.3757	−0.8748	−0.8427	−0.2773

σ_{max}=9.5 kg/cm²

1−2

k	x	$0l$	$0.1l$	$0.2l$	$0.3l$	$0.4l$	$0.5l$	$0.6l$	$0.7l$	$0.8l$	$0.9l$
0.015 kg/cm³	強制振動の項	−0.7164	−0.3988	−0.1844	−0.0326	+0.0603	+0.1034	+0.1094	+0.0883	+0.0603	+0.0221
	動揺の項 ($\times10^{-4}$)	−0.2085	−0.1773	0.1464	0.1176	0.0902	0.0655	0.0437	0.0259	0.0120	0.0035
	第一次自由振動の項 ($\times10^{-4}$)	−0.2837	0.2447	0.2059	0.1676	0.1303	0.0963	0.0649	0.0388	0.0181	0.0530
	第二次自由振動の項	−0.0763	−0.0399	−0.0053	+0.0241	+0.0447	+0.0544	+0.0519	+0.0410	+0.0221	+0.0074
	d^2y/dx^2 ($\times10^{-4}$)	−1.2849	−0.8397	−0.5420	−0.2737	−0.1160	−0.0040	+0.0527	+0.0646	+0.0523	0.0207
	曲げモーメント (T.m)	22.9886	15.0233	9.6970	4.8969	2.0720	0.0715	−0.9428	−1.1558	−0.9357	−0.3703

σ_{max}=8.22 kg/cm²

1−3

k	x	$0l$	$0.1l$	$0.2l$	$0.3l$	$0.4l$	$0.5l$	$0.6l$	$0.7l$	$0.8l$	$0.9l$
1 kg/cm³ =1000 tons/m³	強制振動の項 ($\eta\times10^{-4}$)	−2.9353	−2.36310	−1.8769	−1.4549	−1.0884	−0.7733	−0.5077	−0.29370	−0.1352	−0.0442
	動揺の項 ($\eta\times10^{-4}$)	12.0395	10.48370	8.9269	7.3612	5.8130	4.3340	2.9648	1.78150	0.8307	0.2239
	第一次自由振動の項 ($\eta\times10^{-4}$)	20.8636	17.99330	15.1331	12.3224	9.6209	7.0759	4.7226	2.85440	1.3296	0.3872
	第二次自由振動の項 ($\eta\times10^{-4}$)	0.1096	0.05743	0.0077	−0.0346	−0.0646	−0.0783	−0.0747	−0.05897	−0.0317	−0.0107
	d^2y/dx^2 ($\times10^{-4}$)	35.9480	30.9020	25.9446	21.1039	16.4577	12.1094	8.1204	4.87060	2.2638	0.6446
	曲げモーメント (T.m)	643.1564	552.8769	464.1826	377.5762	294.4496	216.6529	145.2845	87.14100	40.5023	11.5237

σ_{max}=230 kg/cm²

1−4

k	x	$0l$	$0.1l$	$0.2l$	$0.3l$	$0.4l$	$0.5l$	$0.6l$	$0.7l$	$0.8l$	$0.9l$
5 kg/cm³ =5000 tons/m³	強制振動の項 ($\eta\times10^{-4}$)	−3.82400	−3.6472	−3.3585	−2.71880	−2.4808	−1.9450	−1.3902	0.8677	0.5244	0.1158
	動揺の項 ($\eta\times10^{-4}$)	−0.75338	−0.7618	−0.7514	0.71000	0.6336	0.5271	0.3947	0.2564	0.1371	0.0368
	第一次自由振動の項 ($\eta\times10^{-4}$)	11.72100	10.1085	8.5017	6.92260	5.4049	3.9775	2.6531	1.6036	0.7469	0.2175
	第二次自由振動の項 ($\eta\times10^{-4}$)	0.28850	0.1511	0.0202	−0.09111	−0.1639	−0.2059	−0.1966	−0.1551	−0.0835	−0.0232
	d^2y/dx^2 ($\times10^{-4}$)	16.58680	14.6686	12.6318	10.26030	8.3494	6.2437	4.2414	2.5726	1.3249	0.3419
	曲げモーメント (T.m)	296.75940	262.4403	225.9993	183.57010	149.3816	111.7079	75.8841	46.0271	23.7042	6.1170

σ_{max}=106 kg/cm²

1—5

k	x	$0l$	$0.1l$	$0.2l$	$0.3l$	$0.4l$	$0.5l$	$0.6l$	$0.7l$	$0.8l$	$0.9l$
$10\ kg/cm^3$ $\fallingdotseq 10000\ tons/m^3$	強制振動の項	1.9229	1.9567	1.8859	1.7204	1.4768	1.1802	0.8563	0.5408	0.2669	0.0731
	励振の項 ($\times 10^{-4}$)	0.0566	0.1220	0.1765	0.2111	0.2211	0.2054	0.1677	0.1160	0.0596	0.0181
	第一次自由振動の項 ($\times 10^{-4}$)	7.1785	6.1909	5.2067	4.2397	3.3102	2.4359	1.6249	0.9696	0.4575	0.1332
	第二次自由振動の項 ($\times 10^{-4}$)	0.2657	0.1392	0.0186	−0.0839	−0.1565	−0.1896	−0.1812	−0.1429	−0.0769	−0.0259
	d^2y/dx^2 ($\times 10^{-4}$)	9.4237	8.4088	7.2877	6.0873	4.8516	3.6319	2.4677	1.4835	0.7071	0.1985
	曲げモーメント (T.m)	168.6022	150.4444	130.3864	108.9097	86.8014	64.9794	44.1504	26.5417	12.6509	3.5514

$\sigma_{max}=60.25\ kg/cm^2$

表—2　$T=0.4$ sec の場合

2—1

k	x	$0l$	$0.1l$	$0.2l$	$0.3l$	$0.4l$	$0.5l$	$0.6l$	$0.7l$	$0.8l$	$0.9l$
$0.01\ kg/cm^3$	強制振動の項	−0.9417	−0.3745	−0.0190	+0.1960	+0.3121	0.3370	+0.2939	+0.2097	0.1130	0.0349
	励振の項 ($\times 10^{-4}$)	−0.5516	−0.4702	−0.3892	−0.3123	−0.2402	−0.1745	−0.1168	−0.0699	−0.0334	−0.0112
	第一次自由振動の項 ($\times 10^{-4}$)	−0.2431	0.2096	0.1764	−0.1437	−0.1122	−0.0821	−0.0556	−0.0333	−0.0155	−0.0046
	第二次自由振動の項 ($\times 10^{-4}$)	−0.1942	−0.1017	−0.0136	+0.0614	0.1144	0.1386	0.1325	0.1045	0.0562	0.0189
	d^2y/dx^2 ($\times 10^{-4}$)	−1.9306	−1.1560	−0.5932	−0.1986	+0.0741	+0.2190	+0.2540	+0.2109	+0.1203	0.0380
	曲げモーメント (T.m)	34.5410	20.6824	10.7026	3.5532	−1.3257	−3.9182	−4.5444	−3.7732	−2.1505	−0.6799

$\sigma_{max}=12.32\ kg/cm^2$

2−2

k	x	$0l$	$0.1l$	$0.2l$	$0.3l$	$0.4l$	$0.5l$	$0.6l$	$0.7l$	$0.8l$	$0.9l$
0.015 kg/cm³	強制振動の項 ($\times 10^{-4}$)	−0.9450	−0.4129	−0.0218	+0.1935	+0.3098	+0.3353	0.2926	0.2087	0.11230	0.0341
	動揺の項 ($\times 10^{-4}$)	−0.2604	−0.2214	−0.1827	−0.1457	−0.1127	−0.0817	−0.0547	−0.0323	−0.01500	−0.0042
	第一次自由振動の項 ($\times 10^{-4}$)	−0.2511	−0.2165	−0.1822	−0.1483	−0.1158	−0.0352	−0.0575	−0.0344	−0.01600	−0.0047
	第二次自由振動の項 ($\times 10^{-4}$)	−0.1941	−0.1017	−0.0135	+0.0613	+0.1143	+0.1385	+0.1323	+0.1044	+0.05620	+0.0189
	d^2y/dx^2 ($\times 10^{-4}$)	−1.6506	−0.9525	−0.4002	−0.0392	+0.1957	0.3069	0.3127	0.2464	0.13750	0.0441
	曲げモーメント (T.m)	29.5315	17.0415	7.1601	0.7013	−3.5013	−5.4908	−5.5946	−4.4084	−2.46006	−0.7890

$\sigma_{max}=10.54\ kg/cm^2$

2−3

k	x	$0l$	$0.1l$	$0.2l$	$0.3l$	$0.4l$	$0.5l$	$0.6l$	$0.7l$	$0.8l$	$0.9l$
1 kg/cm³	強制振動の項 ($\times 10^{-4}$)	−1.9218	−1.2652	−0.7777	−0.4286	−0.2117	+0.0117	+0.0225	0.04380	0.0323	0.0122
	動揺の項 ($\times 10^{-4}$)	11.5284	10.0433	8.5478	7.0386	5.5659	4.1496	2.8385	1.71120	0.8047	0.2143
	第一次自由振動の項 ($\times 10^{-4}$)	17.9035	15.4404	12.9860	10.5741	8.2559	6.0752	4.0526	2.44940	1.1409	0.3322
	第二次自由振動の項 ($\times 10^{-4}$)	0.1513	0.0793	0.0106	−0.0478	−0.0891	−0.1080	−0.1032	−0.08139	−0.0438	−0.0148
	d^2y/dx^2 ($\times 10^{-4}$)	31.5050	26.8282	22.3221	17.9934	13.9444	10.1285	6.8104	4.12300	1.9341	0.5439
	曲げモーメント (T.m)	563.6654	479.9913	399.3714	321.9253	249.4834	181.2120	121.8469	73.76580	34.6036	9.7310

$\sigma_{max}=201\ kg/cm^2$

2—4

k	x	$0l$	$0.1l$	$0.2l$	$0.3l$	$0.4l$	$0.5l$	$0.6l$	$0.7l$	$0.8l$	$0.9l$
5 kg/cm³	強制振動の項 ($\times 10^{-4}$)	4.0851	4.3715	4.2254	4.1887	3.7285	3.05080	2.2802	1.4692	0.7370	0.2057
	動揺の項 ($\times 10^{-4}$)	2.2344	2.2599	2.2239	2.1063	1.8794	1.55760	1.1706	0.7605	0.4067	0.1081
	第一次自由振動の項 ($\times 10^{-4}$)	23.1716	19.9837	16.8071	13.6856	10.6853	7.86318	5.2451	3.1702	1.4767	0.4299
	第二次自由振動の項 ($\times 10^{-4}$)	0.9108	0.4770	0.0638	−0.2877	−0.5353	−0.65010	−0.6209	−0.4898	−0.2637	−0.0889
	d^2y/dx^2 ($\times 10^{-4}$)	30.4019	27.0921	23.4352	19.6929	15.7569	11.82140	8.0750	4.9101	2.3567	0.6548
	曲げモーメント (T.m)	543.9295	484.7128	419.2862	352.3316	281.9114	211.50020	144.4722	87.8481	42.1644	11.7152

$\sigma_{max}=194\ kg/cm^2$

2—5

k	x	$0l$	$0.1l$	$0.2l$	$0.3l$	$0.4l$	$0.5l$	$0.6l$	$0.7l$	$0.8l$	$0.9l$
10 kg/cm³	強制振動の項 ($\times 10^{-4}$)	1.6662	2.1017	2.3213	2.3292	2.1417	1.8267	1.37150	0.8949	0.45320	0.1273
	動揺の項 ($\times 10^{-4}$)	0.1309	0.2821	0.4078	0.4870	0.5109	0.4746	0.38760	0.2681	0.13790	0.0419
	第一次自由振動の項 ($\times 10^{-4}$)	9.7669	8.4232	7.0843	5.7685	4.5038	3.3144	2.21080	1.3362	0.62240	0.1812
	第二次自由振動の項 ($\times 10^{-4}$)	1.6038	0.8431	0.1128	−0.5085	−0.9479	−1.1490	1.09754	0.8657	0.46610	0.1573
	d^2y/dx^2 ($\times 10^{-4}$)	13.1738	11.6501	9.9249	8.0762	6.2085	4.4667	2.70240	1.6335	0.74740	0.1931
	曲げモーメント (T.m)	235.6964	208.4354	177.5693	144.4937	111.0781	79.9151	48.34950	29.2254	13.37195	3.4548

$\sigma_{max}=8.4\ kg/cm^2$

表—3　T=0.3 sec の場合

3—1

k	x	0 l	0.1 l	0.2 l	0.3 l	0.4 l	0.5 l	0.6 l	0.7 l	0.8 l	0.9 l
0.01 kg/cm³	強制振動の項	−1.6064	−0.6925	+0.0022	+0.4248	0.6383	0.7589	0.5918	0.4283	0.2318	0.0664
	動揺の項	−0.7190	−0.6133	−0.5073	−0.4072	−0.3132	−0.2274	−0.1521	−0.0911	−0.0436	−0.0085
	第一次自由振動の項	−0.2771	0.2389	0.2011	0.1637	−0.1278	−0.0940	−0.0634	−0.0379	−0.0177	−0.0052
	第二次自由振動の項	−0.4651	−0.2435	−0.0325	+0.1469	+0.2739	+0.3319	+0.3171	+0.2501	+0.1346	+0.0454
	d^2y/dx^2 ($\times 10^{-4}$)	−3.0676	−1.7882	−0.7387	−0.0344	+0.4712	+0.7694	0.6934	0.5494	0.3111	0.0981
	曲げモーメント (T.m)	54.8835	31.9933	+3.2163	0.6155	−8.4304	−13.7656	−12.4058	−9.8295	−5.5659	−1.7551

σ_{max}=19.6 kg/cm²

3—2

k	x	0 l	0.1 l	0.2 l	0.3 l	0.4 l	0.5 l	0.6 l	0.7 l	0.8 l	0.9 l
0.015 kg/cm³	強制振動の項	−1.5869	−0.6504	+0.0099	+0.4272	+0.6359	+0.7537	+0.5834	+0.4192	0.2238	0.0614
	動揺の項	−0.3397	−0.2898	−0.2391	−0.1925	−0.1480	−0.1082	−0.0729	−0.0442	−0.0221	−0.0040
	第一次自由振動の項	−0.2844	−0.2453	−0.2064	−0.1680	−0.1321	0.0965	0.0651	0.0389	0.0182	0.0053
	第二次自由振動の項	−0.4649	−0.2435	−0.0325	+0.1469	0.2738	0.3319	0.3180	0.2500	0.1346	0.0454
	d^2y/dx^2 ($\times 10^{-4}$)	−2.3915	−1.4290	−0.4661	+0.2136	0.6306	0.8809	0.7634	0.5861	0.3181	0.0975
	曲げモーメント (T.m)	42.7871	25.5667	8.3391	−3.8216	−11.2823	−15.7605	−13.6582	−10.4861	−5.6912	−1.7440

σ_{max}=15.3 kg/cm²

3—3

k	x	$0\,l$	$0.1\,l$	$0.2\,l$	$0.3\,l$	$0.4\,l$	$0.5\,l$	$0.6\,l$	$0.7\,l$	$0.8\,l$	$0.9\,l$
1 kg/cm³	強制振動の項 (×10⁻⁴)	−2.2073	−1.1383	−0.3694	+0.2426	+0.4311	+0.5360	+0.4903	+0.3713	+0.2058	+0.0615
	動搖の項 (×10⁻⁴)	12.8448	11.1898	9.5237	7.8532	6.2010	4.6229	3.1619	1.8995	0.8956	0.2674
	第一次自由振動の項 (×10⁻⁴)	18.8667	16.2711	13.6847	11.1430	8.7001	6.4023	4.2706	2.5812	1.2023	0.3501
	第二次自由振動の項 (×10⁻⁴)	0.5091	0.2666	0.0356	−0.1608	−0.2998	−0.3634	−0.3470	−0.2737	−0.1474	−0.0497
	d^2y/dx^2 (×10⁻⁴)	34.4279	28.8658	23.6134	18.5928	14.1702	10.1258	6.5952	3.8357	1.7447	0.5063
	曲げモーメント (T.m)	615.9598	516.4467	422.4744	332.6493	253.5233	181.16372	117.9967	68.6256	31.2149	9.0583

σ_{max}=221 kg/cm²

3—4

k	x	$0\,l$	$0.1\,l$	$0.2\,l$	$0.3\,l$	$0.4\,l$	$0.5\,l$	$0.6\,l$	$0.7\,l$	$0.8\,l$	$0.9\,l$
5 kg/cm³	強制振動の項 (×10⁻⁴)	10.8743	10.2957	9.7356	8.9645	7.8774	6.4705	4.7840	3.1200	1.5690	0.4372
	動搖の項 (×10⁻⁴)	12.0267	12.3424	12.1730	11.4524	10.2640	8.5074	6.3938	4.7135	2.2220	0.5968
	第一次自由振動の項 (×10⁻⁴)	90.7784	78.2895	65.8447	53.6154	41.8611	30.8052	20.5484	12.4196	5.7851	1.6845
	第二次自由振動の項 (×10⁻⁴)	3.1569	1.6534	0.2211	−0.9972	−1.8590	−2.2534	2.1523	−1.6978	−0.9142	0.3084
	d^2y/dx^2 (×10⁻⁴)	116.8363	102.5810	87.8744	73.0351	58.1435	43.5297	29.5739	18.5553	8.6619	2.4101
	曲げモーメント (T.m)	2090.3533	1835.3074	1572.1872	1306.6928	1040.2630	778.8029	529.1155	331.9784	154.9726	43.1198

σ_{max}=747 kg/cm²

k	x	$0\,l$	$0.1\,l$	$0.2\,l$	$0.3\,l$	$0.4\,l$	$0.5\,l$	$0.6\,l$	$0.7\,l$	$0.8\,l$	$0.9\,l$
10 kg/cm³	強制振動の項 ($\times 10^{-4}$)	1.2925	2.55970	3.4127	3.8203	3.7862	3.3657	2.6204	1.7815	0.9234	0.2639
	動揺の項 ($\times 10^{-4}$)	+0.4554	0.98106	1.4187	1.6972	1.7771	1.6511	1.3481	0.8327	0.4797	0.1450
	第一次自由振動の項 ($\times 10^{-4}$)	22.4276	19.34220	16.2676	13.2462	10.3422	7.6107	5.0767	3.0684	1.4293	0.4162
	第二次自由振動の項 ($\times 10^{-4}$)	2.2246	1.16513	0.1558	−0.7027	−1.3100	−1.5879	−1.5167	−1.1964	−0.6442	−0.2174
	d^2y/dx^2 ($\times 10^{-4}$)	26.4001	24.04810	21.2548	18.0610	14.5955	11.0396	7.5285	4.4862	2.1882	0.6077
	曲げモーメント (T.m)	472.3321	430.25170	380.2761	323.1347	261.1324	197.5127	134.6946	80.2639	39.1497	10.8725

σ_{max}=168.5 kg/om²

表—4　末広博士の式により計算した場合

T=0.5 sec　　k=∞　　EI=178900 ton—m²

	x	$0\,l$	$0.1\,l$	$0.2\,l$	$0.3\,l$	$0.4\,l$	$0.5\,l$	$0.6\,l$	$0.7\,l$	$0.8\,l$	$0.9\,l$
	強制振動の項 ($\times 10^{-4}$)	−1.8014	−1.89310	−1.8304	1.6725	1.4389	1.1512	0.8361	0.5283	0.2606	0.07150
	動揺の項 ($\times 10^{-4}$)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	第一次自由振動の項 ($\times 10^{-4}$)	−0.8417	0.72597	0.6116	0.4971	0.3882	0.2856	0.1905	0.1152	0.0536	0.01560
	第二次自由振動の項 ($\times 10^{-4}$)	−6.1524	−3.22220	−0.4309	+1.9433	+3.6229	+4.3914	+4.1945	+3.3086	+1.7815	+0.60108
	d^2y/dx^2 ($\times 10^{-4}$)	−8.7955	−5.84130	−2.8729	−0.2263	+1.7958	+2.9546	+3.1679	+2.6651	+1.4673	+0.51400
	曲げモーメント (T.m)	157.3629	104.50850	51.3999	4.0488	−32.1292	−52.8616	−56.6778	−47.6321	−26.2519	−9.19610

σ_{max}=56.2 kg/cm²

T=0.4 sec

x	0 l	0.1 l	0.2 l	0.3 l	0.4 l	0.5 l	0.6 l	0.7 l	0.8 l	0.9 l
強制振動の項	0.7167	1.2106	1.5013	1.5995	1.5191	1.3465	1.0146	0.6696	0.3420	0.0968
動揺の項 ($\times 10^{-4}$)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
第一次自由振動の項 ($\times 10^{-4}$)	0.3529	0.3043	0.2560	0.2084	0.1627	0.1197	0.0793	0.0433	0.0225	0.0065
第二次自由振動の項 ($\times 10^{-4}$)	−6.6455	−3.4805	−0.4655	+2.0991	+3.9133	+4.7433	+4.5307	+3.5738	+1.9243	+0.6493
d^2y/dx^2 ($\times 10^{-4}$)	−7.7151	−4.9954	−2.2228	+0.2912	+2.2315	+3.2771	+3.4363	+2.8539	+1.5598	+0.5465
曲げモーメント (T.m)	138.0331	89.3742	39.7687	−5.2099	−39.9244	−58.6315	−61.4793	−51.0957	−27.9068	−9.7775

σ_{max}=49.25 kg/cm²

T=0.3 sec

x	0 l	0.1 l	0.2 l	0.3 l	0.4 l	0.5 l	0.6 l	0.7 l	0.8 l	0.9 l
強制振動の項	−0.5589	+0.6034	+1.4419	1.8748	2.0114	1.8767	1.4934	1.0351	0.5327	0.1560
動揺の項 ($\times 10^{-4}$)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
第一次自由振動の項 ($\times 10^{-4}$)	0.1900	0.1638	0.1378	0.1132	0.0876	0.0644	0.0430	0.0259	0.0121	0.0034
第二次自由振動の項 ($\times 10^{-4}$)	−7.5373	−3.9478	−0.5279	+2.3809	+4.4387	+5.3803	+5.1390	+4.05368	+2.1827	+0.7364
d^2y/dx^2 ($\times 10^{-4}$)	8.2862	3.5082	+0.7762	+4.1425	+6.3625	+7.1926	+6.5894	+5.0629	+2.7033	+0.8890
曲げモーメント (T.m)	148.2509	62.7663	−13.8872	−74.1147	−113.8334	−128.6849	−117.8929	−90.5818	−48.3655	−15.9053

σ_{max}=53 kg/cm²

変断面円形拱の挫屈について (1)

昭和二十六年三月

建設技官　猪瀬寧雄
建設技官　高田孝信

〔土木研究所報告第八十一号の9〕

変断面円形拱の挫屈について (1)

建設技官　猪　瀬　寧　雄
建設技官　高　田　孝　信

目　　次

I. 緒　　言……(1)
II. 無鉸拱および 2 鉸円弧拱の挫屈に対する基礎式および限界挫屈荷重……(1)
III. 変断面無鉸拱の挫屈荷重……(2)
IV. 変断面円弧 2 鉸拱の挫屈荷重……(5)
V. Galerkin method による近似解の精度……(8)
VI. 結　　語……(9)

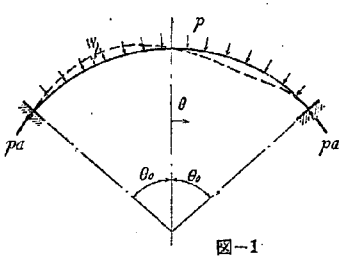
I. 緒　　言

等分布荷重の作用する場合の等断面円形拱の挫屈に関しては従来幾多の研究が発表せられているが，変断面の場合を取扱つたものは余り見当らないようである．しかしながら拱橋の場合にはその静力学上の応力計算より必然的に変断面となるのが普通であるから変断面の場合に対する解を求めておく事は必要の事である．以下取扱つたものは等分布荷重の作用する円形拱の断面がある特定の変化をなす場合に[1] その変化が挫屈強度におよぼす影響を検討したものである．

II. 無鉸および 2 鉸円弧拱の挫屈に対する基礎式および限界挫屈荷重

円弧拱に均一分布外荷重 p が作用する場合円弧が余り浅くなければ p が小さいうちは拱は一様な軸圧縮力のみ受け，曲げモーメントはほとんど受けない．しかし p が漸次増大していけば拱は遂に図−1 点線に示す如く変形を起して挫屈するに至る．

今挫屈後の半径方向の無限小変位を w とし，曲げモーメントを M とすれば w と M との関係は一般に



図−1

1) 断面の変化は Bleich " Theorie und Berechnung der Eisernen Brücken " P.436 に従つた．

$$\frac{d^2w}{d\theta^2}+w=-\frac{Ma^2}{EI} \quad [2)] \quad \cdots\cdots(1)$$

次に軸圧縮力による変位の影響を無視すれば曲げモーメント M は近似的に次の如く表わし得.

(i) 無鉸の場合:

$$M=pa\cdot w-Qa\sin\theta \quad \cdots\cdots(2-1)$$

但し Q は $\theta=0$ における剪断力を示す.

(ii) 2 鉸の場合:

$$M=pa\cdot w \quad \cdots\cdots(2-2)$$

よつて挫屈後の変形の式は (1) および (2−1), (2−2) より

(i) の場合:

$$\frac{d^2w}{d\theta^2}+\left(1+\frac{pa^3}{EI}\right)w=\frac{Qa^3}{EI}\sin\theta \quad \cdots\cdots(3-1)$$

(ii) の場合:

$$\frac{d^2w}{d\theta^2}+\left(1+\frac{pa^3}{EI}\right)w=0 \quad \cdots\cdots(3-2)$$

但し断面 2 次率 I は θ の函数である. (3−1), (3−2) が無鉸および 2 鉸円弧拱の挫屈荷重を決定する時の基礎式であり, これら両式の固有値を求めれば挫屈荷重を決定する事ができる. この場合の挫屈波数は 2 以上である. 両端 pin の柱の場合には Euler の式が示す通り 1 次の対称挫屈の場合に限界挫屈荷重をあたえたが, 円弧拱の場合には波数 1 個の対称挫屈というものは起り得ない. 従つて限界挫屈荷重を求める場合には図−1 のような非対称挫屈の場合を考えればよい事になる. 但し θ_0 が小, 即ち拱の浅い場合には, 挫屈直前の曲げモーメントが大となりこの考え方は適用出来なくなる. この問題については第 2 報において論ずる事とする.

III. 変断面無鉸拱の挫屈荷重

無鉸拱では両端に大なる固定モーメントが生ずるので断面 2 次率は両端程大となる. その分布状況は Bleich [3)] の書物に従つて次のように表わす事とする.

$$I(\theta)=\frac{I_0}{1-\frac{I_e-I_0}{I_e}\left(\frac{\theta}{\theta_0}\right)^2}=\frac{I_0}{1-c\left(\frac{\theta}{\theta_0}\right)^2} \quad \cdots\cdots(4)$$

但し I_0 : $\theta=0$ における断面 2 次率

I_e : $\theta=\pm\theta_0$ における断面 2 次率

c : $(I_e-I_0)/I_e$

2) Timoschenko. "Theory of elastic stability" P.206

3) 前掲

しかる時は (3−1), (4) より

$$\frac{d^2w}{d\theta^2}+\left[1+\frac{pa^3}{EI_0}\left(1-c\left(\frac{\theta}{\theta_0}\right)^2\right)\right]w=\frac{Qa^3}{EI_0}\left(1-c\left(\frac{\theta}{\theta_0}\right)^2\right)\sin\theta \quad \cdots\cdots(5)$$

従つて (4) のように断面 2 次率が変化する場合の限界挫屈荷重を求めるには (5) の固有値を求めればよい．この場合 Q は未知量である．(5) を解くには先づ

$$1+\frac{pa^3}{EI_0}=\alpha^2, \qquad \frac{pa^3}{EI_0}\cdot\frac{c}{\theta_0^2}=K^4$$

とおけば (5) の余函数を決定する方程式として

$$\frac{d^2w}{d\theta^2}+(\alpha^2-K^4\theta^2)w=0 \quad \cdots\cdots(6)$$

(6) の解を求めるため $\varphi=K\theta$ とおいて (6) を変換すると

$$\frac{d^2w}{d\varphi^2}+(\lambda-\varphi^2)w=0$$

但し

$$\lambda=\frac{\alpha^2}{K^2}$$

なる weber の微分方程式を得る．この w に更に

$$w=e^{-\frac{\varphi^2}{2}}v(\varphi)$$

なる変換を行えば次の如き Hermite の微分方程式を得．

$$\frac{d^2v}{d\varphi^2}-2\varphi\frac{dv}{d\varphi}+(\lambda-1)v=0 \quad \cdots\cdots(7)$$

(7) の解は

$$v(\varphi)=A\cdot F\left(-\frac{\lambda-1}{4},\ \frac{1}{2};\ \varphi^2\right)+B\cdot\varphi\cdot F\left(-\frac{\lambda-1}{4}+\frac{1}{2},\ \frac{3}{2};\ \varphi^2\right)$$

但し A, B は積分常数にして函数 F は合流型超幾何函数で次式にて示される．

$$F(\alpha,\gamma,\zeta)=\sum_{m=0}^{\infty}\frac{\alpha(\alpha+1)\cdots\cdots(\alpha+m-1)}{m!\ \gamma(\gamma+1)\cdots\cdots(\gamma+m-1)}\zeta^m$$

(5) の特解は

$$w=\frac{Q}{p}\sin\theta$$

よつて (5) の一般解は

$$w(\theta)=e^{-\frac{K\theta^2}{2}}\left[A\cdot F\left(-\frac{\lambda-1}{4},\ \frac{1}{2};\ K\theta^2\right)+B\cdot K\theta\cdot F\left(-\frac{\lambda-1}{4}+\frac{1}{2},\ \frac{3}{2};\ K\theta^2\right)\right]+\frac{Q}{p}\sin\theta$$

$$\cdots\cdots(8)$$

挫屈荷重を決定するには次の如き境界条件を用う．

$\theta=0$ にて

$$\text{(i)}\quad w=0$$

$$\text{(ii)}\quad \frac{d^2w}{d\theta^2}=0$$

$\theta=\pm\theta_0$ にて

$$\text{(iii)}\quad w=0$$

$$\text{(iv)}\quad \frac{dw}{d\theta}=0$$

(i)，(ii) の条件より

$$A=0$$

$$\therefore\quad w=B\overline{K\theta}\cdot e^{-\frac{\overline{K\theta}^2}{2}}F\left(-\frac{\lambda-1}{4}+\frac{1}{2},\ \frac{3}{2};\ \overline{K\theta}^2\right)+\frac{Q}{p}\sin\theta$$

(iii) の条件より

$$B\overline{K\theta_0}e^{-\frac{\overline{K\theta}^2}{2}}F\left(-\frac{\lambda-1}{4}+\frac{1}{2},\ \frac{3}{2};\ \overline{K\theta_0}^2\right)+\frac{Q}{p}\sin\theta_0=0\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(9)$$

(iv) の条件より

$$BKe^{-\frac{\overline{K\theta_0}^2}{2}}\left\{(1-\overline{K\theta_0}^2)F\left(-\frac{\lambda-1}{4}+\frac{1}{2},\ \frac{3}{2};\ \overline{K\theta_0}^2\right)\right.$$
$$\left.+2\overline{K\theta_0}^2F'\left(-\frac{\lambda-1}{4}+\frac{1}{2},\ \frac{3}{2};\ \overline{K\theta_0}^2\right)\right\}+\frac{Q}{p}\cos\theta_0=0\cdots\cdots(10)$$

但し $$F'(\alpha,\gamma;\zeta)=\frac{dF}{d\varphi}$$ とす

B，Q が同時に零ならざる為めには (9)，(10) 両式にて次の条件を満足せねばならぬ．

$$D=\begin{vmatrix} F\left(-\frac{\lambda-1}{4}+\frac{1}{2},\ \frac{3}{2};\ \overline{K\theta_0}^2\right) & \frac{\sin\theta_0}{\theta_0} \\ \left\{(-\overline{K\theta_0}^2)F\left(-\frac{\lambda-1}{4}+\frac{1}{2},\ \frac{3}{2};\ \overline{K\theta_0}^2\right)\right. & \\ \left.+2\overline{K\theta_0}^2F'\left(-\frac{\lambda-1}{4}+\frac{1}{2},\ \frac{3}{2};\ \overline{K\theta_0}^2\right)\right\} & \cos\theta_0 \end{vmatrix}=0\cdots\cdots(11)$$

(11) 式が変断面円弧拱の挫屈荷重を決定する式である．なほ等断面の場合には即ち $c=0$ の時には特に

$$\tan\alpha\theta_0=\alpha\tan\theta_0\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(11)'$$

より決定される．

(11) の固有値を計算するためにまづこれを展開し

$$D=\left\{(1-\overline{K\theta_0}^2)\frac{\sin\theta_0}{\theta_0}-\cos\theta_0\right\}F\left(-\frac{\lambda-1}{4}+\frac{1}{2},\ \frac{3}{2};\ \overline{K\theta_0}^2\right)$$

$$+2K\theta_0^2\frac{\sin\theta_0}{\theta_0}F'\left(-\frac{\lambda-1}{4}+\frac{1}{2},\ \frac{3}{2};\ \overline{K\theta_0}^2\right)=0$$

として本式を満足するような $K\theta_0$ の最小値をいろいろな c および θ_0 の値に対して図式解法を用いて見出した．その結果を示すと表−1 の通りである．

表−1

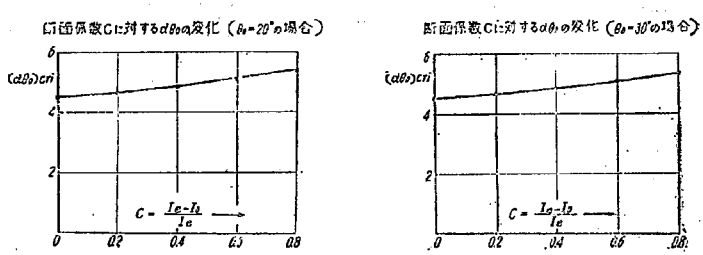
C	$\theta_0=20°$ の 場 合 $\overline{K\theta_0}^2$	$\theta_0=30°$ の 場 合 $\overline{K\theta_0}^2$
0.2	2.0557	2.0722
0.4	3.0491	3.0450
0.6	3.9202	3.9147
0.8	4.8023	4.7966

表−1 を用いると

$$p=\frac{K^2\theta_0^2EI_0}{Ca^3}$$

から p を計算する事ができる．

又 $(\overline{K\theta_0}^2)$cri の値から容易に $(a\theta_0)$cri を求める事ができるがこの $(a\theta_0)$cri と c との関係を調べてみると図−2 の如くなる．



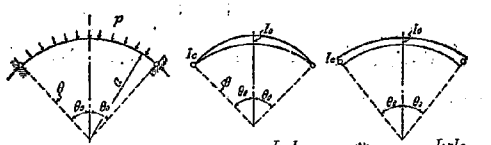
図−2

IV. 変断面円弧 2 鉸拱の挫屈荷重

無鉸拱の境界条件を総て満足する変位 w の表示式は余り簡単でなく挫屈荷重も振動式 (5) の固有値として求める事ができるので，この方法をとつたが，数値計算は C の増加につれて相当繁雑である．しかるに 2 鉸拱の場合には境界条件を総て満足する変位 w を簡単な三角函数の級数として表わし得る故，近似解法を用う

るのが極めて便利である．本文では Galerkin の方法を採用し計算を行つたが，次に示す通り極めて收斂性のよい結果が得られた．

この場合には断面 2 次率の変化は次の如く表わされるものとし，座標は図-3 の如くとる．



(i) $\infty > C = \frac{I_0 - I_e}{I_e} > 0$　(ii) $0 > C = \frac{I_0 - I_e}{I_e} > -1$

図-3　　図-4

$$\frac{1}{I(\theta)} = \frac{1}{I_0}\left\{1+\frac{I_0-I_e}{I_e}\left(1-\frac{\theta}{\theta_0}\right)^2\right\} = \frac{1}{I_0}\left\{1+C\left(1-\frac{\theta}{\theta_0}\right)^2\right\}$$

しかる時は (3−2) は

$$\frac{d^2w}{d\theta^2}+\left\{1+\frac{pa^3}{EI_0}\left\{1+C\left(1-\frac{\theta}{\theta_0}\right)^2\right\}\right\}w=0$$

$$\therefore \quad \frac{d^2w}{d\theta_0}+\left\{\alpha^2+C(\alpha^2-1)\left(1-\frac{\theta}{\theta_0}\right)^2\right\}w=0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3-2)'$$

今挫屈時の変位 w を

$$w=\sum_{m=1}^{\infty} a_m w_m = \sum_{m=1}^{\infty} a_m \sin\frac{m\pi\theta}{\theta_0} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (12)$$

$$m=1,\ 2,\ 3,\cdots\cdots$$

にて表わせば (12) は $\theta=0$, $\theta=2\theta_0$ における境界条件

$$\left[w\right]_{\theta=0,\theta=2\theta_0}=0, \quad \left[\frac{d^2w}{d\theta^2}\right]_{\theta=0,\ \theta=2\theta_0}=0$$

を満足する．よつて (12) を (3−2)′ に入れて誤差を求めると

$$\varepsilon(\theta)=\sum_{m=1}^{\infty} a_m\left\{\alpha^2+C(\alpha^2-1)\left(1-\frac{\theta}{\theta_0}\right)^2-\left(\frac{m\pi}{\theta_0}\right)^2\right\}\sin\frac{m\pi\theta}{\theta_0}$$

故に Galerkin method により挫屈荷重を求めるには

$$\int_0^{2\theta_0}\varepsilon(\theta)w_n d\theta$$

$$=\int_0^{2\theta_0}\sum_{m=1}^{\infty} a_m\left\{\alpha^2-\left(\frac{m\pi}{\theta_0}\right)^2+C(\alpha^2-1)\left(1-\frac{\theta}{\theta_0}\right)^2\right\}\sin\frac{m\pi\theta}{\theta_0}\sin\frac{n\pi\theta}{\theta_0}d\theta=0$$

本式を計算した結果を示すと次の如くになる．

$$a_n\left\{A_n(\alpha^2-1)+B_n\right\}+8c\frac{\alpha^2-1}{\pi^2}\sum_{m=1}^{\infty}{}' a_m\frac{mn}{(m^2-n^2)^2}=0$$

$$\therefore \quad a_n\left\{A_n+\frac{B_n}{\alpha^2-1}\right\}+\frac{8c}{\pi^2}\sum_{m=1}^{\infty}{}' a_m\frac{mn}{(m^2-n^2)^2}=0 \cdots\cdots\cdots\cdots (13)$$

但し $\sum_{m=0}^{\infty}{}'$ の「′」なる記号は $m=n$ の場合を除くという事を意味するものである．但し

$$\begin{cases} A_n=1+c\left(\dfrac{1}{3}-\dfrac{1}{2(n\pi)^2}\right) \\ B_n=1-\left(\dfrac{n\pi}{\theta_0}\right)^2 \end{cases}$$

よつて (13) にて a_m が同時に零とならざるためには

$$D=\begin{vmatrix} \dfrac{\pi^2}{8}\left(A_1+\dfrac{B_1}{\alpha^2-1}\right) & c\dfrac{2\cdot1}{(2^2-1^2)^2} & c\dfrac{3\cdot1}{(3^2-1^2)^2} & \cdots\cdots \\ c\dfrac{1\cdot2}{(1^2-2^2)^2} & \dfrac{\pi^2}{8}\left(A_2+\dfrac{B_2}{\alpha^2-1}\right) & c\dfrac{3\cdot2}{(3^2-2^2)^2} & \cdots\cdots \\ c\dfrac{1\cdot3}{(1^2-3^2)^2} & c\dfrac{2\cdot3}{(2^2-3^2)^2} & \dfrac{\pi^2}{8}\left(A_3+\dfrac{B_3}{\alpha^2-1}\right) & \cdots\cdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \end{vmatrix}=0\cdots\cdots\cdots(14)$$

なる故 (14) より固有値 α^2 を求めれば座屈荷重を計算する事ができる．

等断面の場合に固有値 α を決定するには (14) の代りに

$$\sin 2\alpha\theta_0=0$$

即ち

$$2\alpha\theta_0=n\pi,\quad n=2,3,4,\cdots\cdots$$

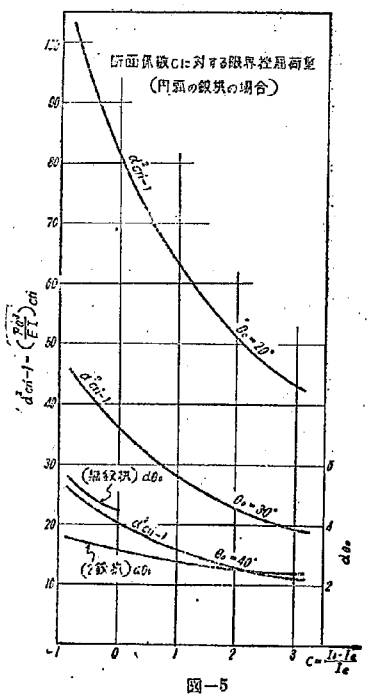
よつてこの場合の限界座屈荷重は

$$\alpha^2\mathrm{cri}=\left(\frac{\pi}{\theta_0}\right)^2$$

より求める事ができる．

(14) に対する数値計算として $\theta_0=20°$, $30°$, $40°$; $c=-0.8\sim3.0$ の範囲について α^2 cri および $(\alpha\theta_0)$ cri の値を求めた結果を示すと表−2 および 図−5 の通りである．

これらの結果を求めるに際しては近似度が極めて優秀なる事が分つたので第 2 項までに止めた．



図−5

表−2　限界座屈荷重 $\alpha^2\,\mathrm{cri}=\left(\frac{p\alpha^3}{EI}+1\right)_{\mathrm{cri}}$ および $(\alpha\theta_0)\mathrm{cri}$ の値

θ_0 \ c		−0.8	−0.6	−0.4	−0.2	0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
20°	α^2 cri	103.25	96.81$_4$	91.00$_5$	85.75	81.00	70.95	62.90	56.53	51.24	43.12
	$(d\theta_0)$cri	3.5469	3.4346	3.3299	3.2324	3.1416	2.9402	2.7684	2.6245	2.4986	2.2922
30°	α^2 cri	45.73	42.92	40.38	38.08	36.00	31.60$_4$	28.15	25.30	22.98	19.44
	$(d\theta_0)$cri	3.5408	3.4304	3.3272	3.2311	3.1416	2.9435	2.7765	2.6334	2.5102	2.3084
40°	α^2 cri	25.61	24.10$_5$	22.70	21.39$_4$	20.25	17.83	15.80	14.36$_6$	13.09$_5$	11.14$_8$
	$(d\theta_0)$cri	3.5331	3.4276	3.3263	3.2291	3.1416	2.9481	2.7749	2.6451	2.5264	2.3307

V. Galerkin method による近似解の精度

まず等断面円形 2 鉸拱の座屈荷重に対する厳密解と Galerkin method による解とを比較してみる．但し後者の場合には (14) 式の第 2 項までとつて計算したものである．その結果は表−3 に示す如くなる．この場合には Galerkin method が近似解として極めて優秀である事が分る．

表−3

θ_0		20°	30°	40°
α^2 cri	厳　密　解	81	36	20.25
	Galerkin method	81.0000	36.0000	20.2500

次に α を (14) より求める場合の収斂性を吟味するため断面変化の割合が極端な場合につき計算してみれば表−4 の如くになる．

表−4

c	θ_0	第 1 項までとりし場合の α^2 cri	第 2 項までとりし場合の α^2 cri	第 3 項までとりし場合の α^2 cri
−0.8	20°	104.3775	103.2495	103.2330
	30°	46.2277	45.7327	45.7343$_4$
	40°	25.8752	25.6117	25.6097
3.0	20°	44.2896	43.1232	43.0834
	30°	19.9392	19.4366	19.4196
	40°	11.4166	11.1459	11.1368

よつて α を求めるには (14) の第 2 項までとれば極めて厳密解に近いものが得られる事が分つた.

VI. 結　　語

以上により円形変断面無鉸および 2 鉸拱の限界挫屈荷重を求め得たが, 図—5 にても分るよ5に端末の断面の増大は無鉸拱の場合には限界荷重に対し極めて有効に作用するが 2 鉸拱の場合には大した影響を与えない.

グレーダの切及について

昭和二十六年三月

建設技官　西村義一

〔土木研究所報告第八十一号の11〕

グレーダの切刃について

建設技官　西　村　義　一

目　　次

I. 前　　言……(1)
II. 切刃の形状と寸法……(2)
III. 切刃の材質……(5)
IV. 切刃の磨耗……(8)
〔1〕磨耗成績……(9)
〔2〕磨耗の進む状態……(9)
〔3〕切削速度と磨耗との関係……(11)
〔4〕マクレ磨耗……(12)
〔5〕切刃の厚さと磨耗との関係……(13)
V. 切刃の寿命とグレーダ作業費……(13)
〔1〕寿　　命……(13)
〔2〕切刃の更生……(15)
〔3〕グレーダ作業費と切刃交換費……(15)
VI. 結　　び……(16)

I. 前　　言

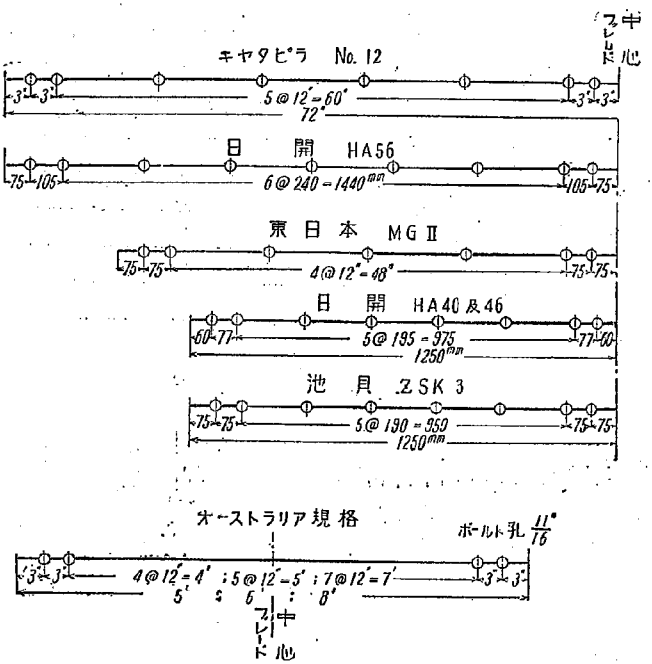
グレーダ (Grader) のブレード (Blade) の刃 (Blade Edge, Cutting Edge) は道路補修作業に於ては特に激しい消耗品であるに拘らず，その市価が高価であつて作業費に大きな影響を与えるものである．最近連合軍グレーダおよび国産グレーダの使用台数増加に伴つて，各種材質の切刃が製造販売されつゝあるが，その磨耗性と価格との関係が判らない以上，切刃の優劣はなかなか決めかねる．この問題は切刃の材質と磨耗との関係を解明すれば自ら明かにされるが，現在迄その資料が充分にない．

本文は現在知られている切刃について得られた資料，およびこれら切刃に関する実物実験の一部をまとめたものであつて，不充分ながら切刃の材質，磨耗およびその経済性を明らかにし，切刃に関する参考としたものである．

II. 切刃の形状と寸法

現在我国で使用されているモータ・グレーダは表−1の通りである．切刃の長さはブレードを形成するモールド・ボード(Mould Board)の長さに支配されるが，1枚ものはなく2枚又は3枚を1組としたものが多い．1組の枚数は2枚，3枚或はそれ以上でも差支えないが，切刃は後述する様に激しい消耗品であるから交換度数も多い．従つてモールド・ボードに対し容易に交換取付けられる様，切刃のボールト孔のピッチは正確であつてほしい．仮にも交換に当つて現場合せしなければならない様なことは面白くない．従来の国産機にはこの点遺憾な点があつたことがある．

現在使用されている切刃は全部国産品であつて，それ等の形状と寸法は表−2に掲げた通りであるが，断面形状（厚，高，廻，ボールト孔，寸法およびその位置等）およびボールト孔ピッチ（それぞれのグレーダに支配される）は種々であることが判る．



図−1 各種グレーダのブレード・ボールト孔のピッチ

表—1　現用モータ・グレーダ

型	機械名	全重量 kg	定格馬力 HP	軸間距離 cm	ブレード長 cm	走行速度（定格回転に於て）km/Hr 前進 1	2	3	4	5		後退 1	2	3	4
大型機	日本開発 HA56	10500	65 1300rpm	560	360	3.14	4.80	7.50	17.30	—	—	4.55	—	—	—
	キャタピラ No.12	10900 (24053#)	75 1400rpm		366	1.8—2.8 MPR	3.4—5.4 〃	9.6—15.2 〃	— —	— —	— —	2.4—3.8 〃	— —	— —	— —
	ギヤリオン No.103	10455	76	577	366	1.6—3.2 MPH	2.4—4.8	3.2—6.4	4.8—8.1	5.6—10.5	8th 17.7—33.8 〃	2.4—4.8 〃	3.2—6.4 〃	— —	— —
中型機	アダムス No.312	8000 (17650#)	50 1400rpm	18′—6½″	360 (12′)	1.2—2.3 MPH	1.8—3.1 〃	2.0—3.5 〃	2.7—4.8 〃	3.1—5.3 〃	8th 9.4—18.2 〃	1.6—2.8 〃	2.2—3.8 〃	— —	— —
	東日本 MGII	82000	55 1150rpm	480	300	3.3	5.4	9.0	15.1	23.1	—	3.3	5.4	9.0	—
小型機	日本開発 HA 46	6000	40 1500rpm	460	250	3.0	6.0	10.3	18.5	—	—	2.38	4.75	8.15	14.7
	池貝 ZSK 32	5400	34 1200rpm	450	250	2.8	5.3	9.3	19.5	—	—	2.3	4.3	7.4	15.6

表—2　各種切刃形状および寸法表

切刃製造所	取付グレーダ	材質	一組の枚数	一枚の寸法 mm 長	高	厚	mm 型及曲率半径	mm ボールト孔径	ボールト中心から縁端えの距離 mm	記事
日本特殊鋼	キャタピラ No. 12	SM4 THA3	2	72″	6″	1½″	曲鑓 R=310	1½″	3″(両刃)	
〃	池貝 ZSK3	THA3	2	1250	150	15	曲鑓	17×17	75 (〃)	
〃	東日本 MGII	THA1 〃 3	2	1474	150	13	曲鑓	1⅝″	75 (〃)	
熊谷鉄工所	日開 HA40/46	イ 234	2	1250	120	12	平鑓	18×26	28 (片刃)	
〃	小型機	イ 234	2	1250	150	15	曲鑓	18×18	75 (両刃)	
日本開発	日開 HA56 〃 〃46	S.L.Mn 工具鋼	2 2	1793 1250	145 112	12 12	平鑓 〃	25×35 18×26	28 (片刃)	
神戸製鋼所	キャタピラ No.12	防楯鋼	2	1825	101	12.5	曲鑓 R=250	17.5×17.5	42 (〃)	
小松製作所	大小型機	S.C.H.Mn	2	—	150	15	平鑓	20×20	35 (〃)	
久保田鉄工所	大型機	S.C.H.Mn	2	—	170	13	曲鑓	19×19	43 (〃)	
ラサ工業	日開 HA56 〃 〃46	S.C.H.Mn	2 2	1790 1250	140 120	20 12	平鑓	—	(〃)	
八幡製鉄所	大型機		2	1815	160	11	曲鑓	—	(〃)	
オーストラリヤ規格		S.H.C	1 1 1	5′ 6′ 8′	曲面長 6″	—	曲鑓 R=12″ 〃 〃 〃	11/16″	1½ (〃)	厚⅜″…巾8′以下トウグレーダ用 〃½″…巾8—12′トウグレーダ又は軽グレーダ用 〃⅝″…中又は重グレーダ用

ボールト孔ピッチ： 切刃のボールト孔のピッチはモールド・ボードのボールト孔ピッチに支配されるので現在統一されていない．故に同種グレーダ（ブレード長の同一）に取付ける切刃でありながら，グレーダ製造会社が異るためにピッチを変えなければならないという不便なことになつている．このボールト孔ピッチは至急統一しなければならない問題である．

又切刃の磨耗の進み方は図−2，3，4 が示す様に，切刃は全長にわたつて平均に磨耗しない．高価な消耗品である切刃を経済的に使用するには，不平均磨耗の状態に注意しながら切刃の各片を左右互換或は中央片と左右何れかとの互換等いろいろ組合せてそれぞれの切刃片が平均に磨耗する様に使用することが好ましい．

又切刃取付上の注意であるが，切刃とモールド・ボードとを締付けるボールトはその頭が切刃の前面から出てはいけない．モールド・ボード裏側ではボールト首下がナットから飛出しすぎると切刃磨耗の進むにつれて突出部分が地表を掻く様になつて不都合である．この事は国産機に起つた問題であるが製造工場の一寸した注意で改良できることである．

型： 切刃の型には平盤型と曲盤型の 2 種があるが，曲盤型はブレードのボール（Bowl）の曲率に合せるため両刃のものが多く作られている．又曲盤型は必要に応じ切刃の高さを平盤型より高くすることが出来るが，刃の磨耗しろ（磨耗する高さ）は切刃と母板との重ね合せ長さ（Lap Length）を考えると平盤型より不経済である．

国産グレーダには多くみられないが，外国機にはブレードの両端に側刃（End Bit）を付けて左右両端の磨耗に抵抗を与えている．側刃は溝掘作業（Ditching）を行う際に端部の磨耗が激しいので特に付けるものと思われる．

厚さ： 切刃の厚さは相当抗磨耗性のある材質なら 15〜16mm 位が我国の様な硬い砂利道補修用としては実用上（磨耗度，価格，取扱重量上）適当ではないか．厚さに関しては切刃の厚さと磨耗との関係の項に実験成績が記してある．磨耗時間は長いかも知れないが，余り厚過ぎるのは重くて取扱上好ましくない．或地方で使われた某社製切刃は，厚さ 25mm（特殊鋼）であるが使用評判が良くない．

高さ： 高さは 150mm のものが多いが之は日本特殊鋼の製品がロール機の関係上（ロールの溝幅が 150mm 止り）150mm であるため之に右倣いした傾向があるのではないか．又モータ・グレーダが元来米国の模倣であるから切刃の高さもそのまゝ取入れたのではないか．高さの由来はとにかく，高さ 150mm は切刃の寿命からみて少し低い様である．高さはブレードとの取付強さの問題があるが，170〜200mm 位にしたい．高さを増した方が経済的に割安となるのではないか．切刃の製造が鍛造や鋳造の場合は 150mm 以上とすることは容易であろうし，ロール製造も資金は要するだろうがロールを換えれば目的を達することができる．

III. 切 刃 の 材 質

切刃の磨耗がその材質に関係があるから，現在切刃を製造する会社の製品の化学成分および機械的性質其他について知ることは必要である．表−3 は現用および試作された切刃について調べたものを示す．

表-3 各種切刃

製造所（代理店）	鋼種	製造方法	化学成分 % C	Si	Mn	P	S	Ni	Cr	W	Mo
日本特殊鋼（千代田金属）	SM4	ロール	0.32	0.42	0.08	0.03	0.028	0.76	1.15	—	0.14
	THA1		0.26	0.29	0.94	—	0.94	2.82	1.52	—	0.52
	〃 3		0.36	0.43	0.61	0.034	0.61	1.56	2.37	0.21	0.21
	イ 108		0.13	0.05	0.45	0.041	0.45	1.95	2.05	—	0.15
八幡製鉄所		〃	0.28～0.32	<0.4	0.8～1.0	<0.03	<0.03	—	1.3～1.5	—	0.2
神戸製鋼所	防楯鋼	〃	0.28	<0.35	<0.6	<0.03	<0.03	2.0	1.5	—	0.4
(参)	軟鋼	〃	0.17	0.02	0.04	0.017	0.021	—	—	—	—
(参)オーストラリア規格	H.C. 鋼	〃	0.8～1.0	<0.3	0.6～1.0	<0.05	<0.05	—	—	—	—
(参)アメリカ製品	〃	〃	0.87	0.17	0.66	0.018	0.01	—	—	—	—
(参)キヤタピラ社		〃	0.95	0.21	0.81	0.015	0.013	—	0.12	—	cu 0.06
日本開発	中炭素鋼	鍛造	0.45～0.65	—	0.45～0.8	<0.05	<0.05	—	—	—	—
	低 Mn 鋼	〃	0.55～0.65	0.15～0.35	0.7～0.8	<0.045	<0.045	—	—	—	—
	炭素工具鋼第七種	〃	0.5～0.7	0.15～0.35	0.7～1.0	<0.03	<0.03	—	—	—	—
熊谷鉄工所（東京産業）	イ 2 3 4	〃	0.33～0.43	0.8～1.2	0.8～1.2	<0.03	<0.03	—	0.8～1.2	—	—
西ノ宮鋼鉄		〃	0.16	0.19	0.57	0.01	0.021	2.18	0.21	—	—
久保田鉄工所	H.Mn鋳鋼	鋳造	1.09	0.37	13	0.04	0.04	—	—	—	—
小松製作所（京三精機）	H.Mn 鋳鋼	〃	1.09	0.55	12.5	0.056	0.019	—	—	—	—
(試)	Si.Mn 鋳鋼	〃	0.55	0.78	1.06	0.015	0.018	—	—	—	—
(試) 小松	〃	〃	0.45	0.70	0.91	0.025	0.021	—	—	—	—
(試) 製作所	H.C.Cr 鋳鋼	〃	0.47	0.41	0.76	0.021	0.02	—	0.53	—	—
ラサ工業	H.Mn 鋳鋼	〃	1.0	—	11.0	—	—	—	—	—	—
(試) 新大同製鋼	H.Mn 鋳鋼	〃	1.0～1.3	—	11～14	<0.07	<0.03	—	—	—	—
(試) 某社	二枚合せ鋼鈑	厚層 薄層	0.47 0.85	0.17 0.30	0.47 0.43	0.04 0.007	0.016 0.005	0.45 0.39	0.83 0.70	—	—
金剛製作所	フエロタン グステン	熔接	<0.5 <1.0	<0.3 <0.5	<0.3 <0.5	<0.03 <0.05	<0.03	—	—	780 775	—

材質一覧表　(参)参考,(試)試作

熱処理	機械的性質 硬度 ブリネル	ロックウェル	ショア	引張 kg/mm²	伸 %	記事
焼入 870°C 放冷焼戻 620°C	282					米軍へ供給，国内では磨耗多い．
〃 〃 〃 580°C	454					
〃 〃 〃 〃	416					
〃 〃			45			磨耗多い．生産中止．
			50			1時九州地方で使用，最関係で生産中止
焼入 830°C 40分油冷 焼戻 200°C 5 Hr空冷	510			190	10	
	132					土研技養比較実験用
	300					
	～350					
焼入 800°C油中 焼戻 600°C油中		28.5C				分析は日特の好意，熱処理推定 分析は神戸製鋼
熱処理しない	220 ～260					炭素鋼五種程度のもの，生産中止
〃	240 ～260					
熱処理する	321 ～362					
焼均し後空冷			45 ～ 55			
			40～50			
	201			83.6	34	
	56			70	18.5	土研技養実験用
	61			66.9	19.5	〃
	52			78	17	〃
焼入 1000～1050°C急水冷 焼戻 500～200°C空中於冷			50			
	170 ～220			>75	>20	
		92 96				分析は日特，両者をベニヤ式に合したもの
滲炭溶融，塩化焼焼						金剛トウグレーダ用

日本特殊鋼株式会社： SM4, THA1, THA3 共 Ni, Cr, Mo 其他の金属の入つた特殊鋼で，ロール製品である．SM4 は米軍用として供給されているが，同品が我国の国道で使用された結果は磨耗が激しくて不成績である．この事は我国の道路の硬さを物語つている様だ．同社の製品はロール品であるから寸法の誤差は少いが Ni の様な輸入に仰ぐ高価な金属を含むことは国情に適した材質とは思われない．同社のロール機はロールの巾幅が 150mm 止りであるが八幡製鉄所のロール機は 150mm 以上の切刃を製造できる．

THA1 は各種切刃中硬度は最高であるし，抗磨耗性も最高である．THA3 は之に次ぐ．イ103 は肌焼 Ni, Cr, Mo 鋼のことである．ZSK3 型試作機用として試作使用されたがその成績上生産は中止された．今後この種のものが市場に出た場合の参考として表−3 中に掲げておく．

米国製品および濠洲規格： 共に高炭素鋼であることが注目される．日本では高炭素鋼の厚板は特殊用途以外余り製造されない相である．磨耗成績は知りたい所である．

日本開発機製造株式会社： 嘗く弾丸鋼（MnCr 鋼）を材料として製造していたが，現在は普通鋼，低 Mn 鋼および炭素工具鋼の鍛造品を出しているが，前 2 者は熱処理していない．

小松製作所： 製品としては高 Mn 鋳鋼が京三精機株式会社を通じ関東方面に出されている．抗磨耗性は高いがマクレを生じて切味は不良である．当所の依頼に応じ試作したものに SiMn 鋳鋼と H.C.Cr 鋳鋼がある．抗磨耗性は高 Mn 鋳鋼より低いがマクレは少い．

其他久保田鉄工所の高 Mn 鋳鋼（関西方面で使用），神戸製鋼の防錆鋼，変つた所で金剛製作所のトウ・グレーダ用のフェロタングステン熔接切刃がある．某社試作の 2 枚合せ鋼板は硬度が低いからこのまゝではまだ実用にはどうかと思うが自鋭性（Self-sharpening Feature）上一種の考案である．

以上の切刃は材質上は普通鋼，特殊鋼，特殊鋳鋼の 3 種に製造上はロール品，鍛造品，鋳造品の 3 種に分けることができる．切刃は安価に提供されねばならないが，製造法から考えると量産に適したロール製造が最も生産費が低くなるはづである．然し大量に見込生産することは現下の経済事情では製造所として躊躇するであろう．材質としては我国の金属資源上，炭素鋼以外では MnCr 鋼，高 Mn 鋳鋼，SiMn 鋳鋼等が切刃として生産し易いものではなかろうか．尚今後の事情が許すなら米国又は濠洲品の様に C 0.8～1.0% を含む材質のものに期待を持ちたい．

IV. 切刃の磨耗

切刃の磨耗の激しいことは後述する様に切刃の寿命の実例に徴しても明らかである．切刃の磨耗は切刃の材質や被切削物の硬軟に大きく支配されるが，この外に切刃の厚さ，切削角，切削圧力，切削速度等の影響を受ける事も想像できる．切刃そのものとしては低廉で抗磨耗性の高いことが望ましいが，切刃使用条件をよく検討して経済的な使用法を知ることも大切である．

切刃の磨耗現象は，金属同志の接触磨耗と異つて金属と土砂との間の磨耗であるが，磨耗の起る原因即ち磨耗機構は極めて複雑で容易に究め得ないし，今まで此種磨耗に関する文献もない様だ．磨耗試験成績は試験条

件によつて著しく異るし，1 試験成績を以つて他に当てはめることははなはだ危険である．従つて出来るだけ実際の条件に添う実地実験を行つて切刃の磨耗を調べることとした．

切刃の磨耗面を見ると，金属光沢で変色や摩擦熱のための影響は観察できない．只夏季乾燥砂利道の切削作業では，切刃のたてる煙が青色を呈し，相当の摩擦熱の発生がある様である．而し切刃の磨耗は大部分機械的磨耗と推定される．

モータ・グレーダの作業速度（切削速度）および切刃にかゝる接地力から切刃の使用の条件は常用範囲で摩擦速度 50～80m/min，平均静接地圧 5～7kg/cm²（推定）であるが，尚グレーダ特有（自動車と違つて板ばね緩衝がない）の激しい振動が加わる，従つて切刃の磨耗は相当の振動衝撃を伴つて土砂粒子と衝突および摩擦する磨耗現象であるから，切刃金属の磨耗機構はまだ明らかでないとしても，金属同志間の単面磨耗（機械的磨耗）の様に極めて薄い変質層に於ける磨耗とは考えられない，

以下切刃の磨耗についていさゝか観察と実験を行つたので，その成績および切刃の使用実績から資料をまとめて切刃の経済性に触れてみる．

〔1〕 磨 耗 成 績

表−3 中当所で入手した切刃について，之をグレーダに取付け実地に磨耗実験を行つた．この実験には池貝 ZSK3 型モータ・グレーダを使用したが，切刃の厚さや刃型がそれぞれ違うのでその成績は製品比較であつて，材質比較ではない．表−4 は実験結果である．実験中路面，作業速度，切刃接地力等極力一定にするため充分注意を払つて作業した．実験作業した道路は国道 1 号で砂利道であり，自動車交通量は約 1200 台/日 である．

参考のため普通鋼（0.17%C）製切刃を使つてみたが，磨耗度が高いと共にマクレがはなはだしい．SM4 も普通鋼に次いで磨耗とマクレが多い．最高硬度の THA1 は磨耗度は最低でマクレも無いに近い．鋳造品は硬度が高くないのに磨耗成績は棄て難い結果を示している．小松製の高 Mn 鋳鋼は良成績を示しているが，やはりマクレが多い．このことは磨耗の相当部分がマクレ磨耗であることを示すが，高 Mn 鋳鋼が靱性に富むことから当然の様だ．只マクレが多いという事は切味に関係する．

普通鋼，SM4，高 Mn 鋳鋼以外では多少マクレは生じたが特にはなはだしいものは無かつた．切刃の価格についての詳細は本文では避けることとするが，大体 1 組 6000～13000 円である．

〔2〕 磨耗の進む状態

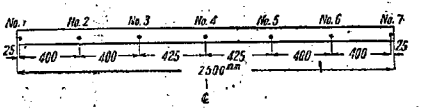
砂利道補修作業に於て切刃の磨耗の進む状態の実例として図−2，3，4 を掲げる．

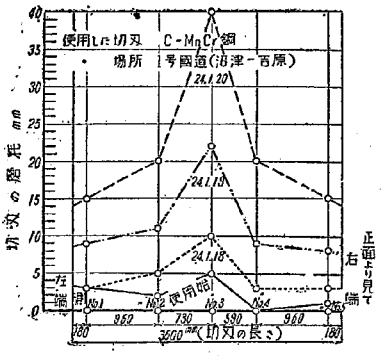
図−2.3 は大型機（日開HA-56）の実績であるが，切刃の両側より中央部の方が磨耗がはなはだしい．即ち磨耗速度の早いことを示す．之は道路横断曲線に対し直線の切刃で切削するため切刃中央部の接地圧が両側より高くなるためである．既に述べた様に，切刃各片を適宜互換して平均に磨耗し尽すことが経済的な切刃使用法である．

小型機となると図−4 に示す様に中央部の磨耗がはなはだしい場合のみはない．之は切刃の長さが大型機より約 100cm 短いために大型機より道路横断勾配の変化に応じるためであると思われる．

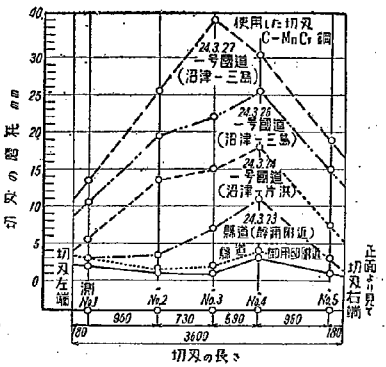
表−4　各種切双磨耗度

材質	測点の平均磨耗度 mm/km							平均磨耗度 mm/km	マクレの程度	双厚 mm	双型	実験の条件					記事
	1	2	3	4	5	6	7					変速	平均速度 m/sec	走行距離 m	切双接地力 kg	ブレード進行角	切双削角	
steel C 0.17%	3.6	3.9	4.1	4.0	3.6	3.1	2.7	3.6	甚しい	14	平		0.92	3,360				1. 実験機 ZSK 3
THA 1	0.5	0.7	1.1	1.2	1.2	1.1	1.2	1.0	殆無	14.5	〃		1.01	7,590				2. 実験期間25.6.7−25.9.9
THA 3	0.9	1.1	1.6	1.8	0.9	1.5	1.9	1.4	少	13	曲		0.90	12,710				3. 実験道路 1号国道 沼津,鈴川間
SM 4	2.9	3.0	3.0	3.4	3.0	2.5	2.2	2.9	相当	13	〃		1.02	8,090				4. 自動車交通量 約 1200 台/日
S.L.Mn	1.4	1.3	1.3	1.3	1.4	1.1	1.0	1.3	少	12	平	II	0.99	15,080	推定			
イ 234	2.0	2.3	2.0	1.7	1.2	1.1	0.9	1.8	〃	13	〃		0.88	14,840	1600	50°	66°	5. 路面 晴天乾燥時 雨天直後をさけた.
〃	1.2	1.2	1.4	1.6	1.7	1.6	2.0	1.5	〃	15	〃		0.90	13,230				
S.C.H.Mn	0.6	0.7	0.6	1.3	1.5	1.3	1.1	1.1	多少	15	〃		0.93	15,970				
S.C.Si.Mn	1.0	0.9	0.8	1.4	1.5	1.4	1.8	1.3	少	19	〃		0.98	16,440				
〃	1.2	1.1	1.1	1.3	1.7	1.7	1.7	1.4	〃	15	〃		1.02	21,930				
S.C.H.C.Cr				1.0	1.0	1.1	1.2	1.1	〃	17	〃		0.88	14,900				

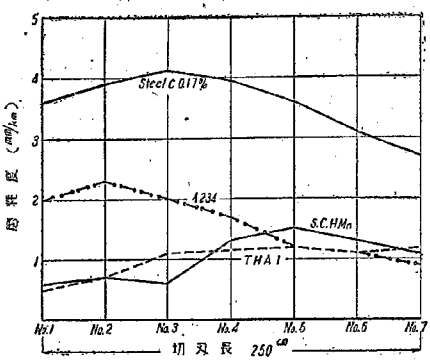




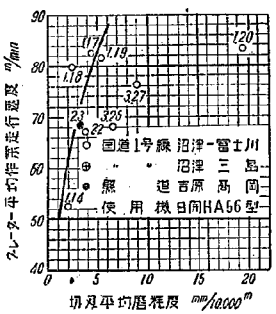
図−2 切刃の磨耗の進む状態（その 1）



図−3 切刃の磨耗の進む状態（その 2）



図−4 切刃の磨耗の進む状態（その 3 小型機）



図−5 グレーダー速度と切刃磨耗度との関係

〔3〕 切削速度と磨耗との関係

作業速度即ち切刃の切削速度と磨耗との間にはどんな関係があるか．当所で 1 号国道沼津鈴川間の道路補修実習（技術員養成）を行つた際の記録から一例として図−5 に示す様な関係を得た．実習機は日開 HA56 で切刃は MnCr 鋼である．切刃の接地力は作業速度が早くなるとグレーダの牽引力上漸減するから一定ではないが，大型機としての実際の作業状態である．

図中測点下の数字は測定した月日を示すが，1 月 20 日の記録は飛離れていて変態的であるから之を省き，他の測点（白丸印）を基として関係式を求めてみると次式を得る．

$$a=\frac{v^{3.086}}{1.57\times10^{5}}$$

a……切刃平均磨耗度　mm/10000m

v……グレーダ平均作業速度　m/min

磨耗度は大体速度の 3 乗に比例しているが実用速度の範囲内ではその増加割合は問題とする程ではない様である．而し図中に ⊕ 印で示す 2 記録は沼津三島間の国道での記録であるが，電車軌道が道路片側を占有しているため交通が片側交通で砂利道も特に硬く，磨耗と速度との関係は前者より激しい傾向を示すものと思われる．

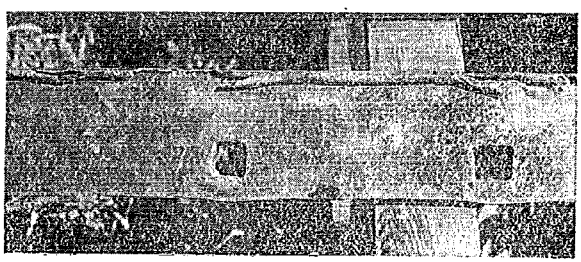
〔4〕 マクレ磨耗

切刃は使用中に刃先が順次前面にマクレ上つてくることが多い．その程度の多寡は既に説明した切刃の材質によるが，一面切刃使用法にも関係する．この刃先変形をマクレ磨耗と呼ぶ．

マクレ磨耗がはなはだしい時は切刃の切味が悪くなつて困る．この切味をどう表現するかは今後の問題である．

切刃の磨耗を測定するのに高さの変化で測るのと，重量の減少で測るのと 2 方法が行われているが，大低の切刃がマクレ磨耗を伴うから前者で測る方が意味がある．

マクレの発生が切刃の切削角（切刃背面の地面となす鋭角）に関係することは実際の現象が示す所であるが，之は切削角度が小さくなる程刃先尖端断面の減少することに起因すると思う．又材質的には硬度の低いものおよび靱性に富むものはどうしてもマクレの発生が多くなる．



写真−1　マクレ磨耗

マクレは切刃全長にわたつて生じては離脱し，離れては発生するものであるが，その発生のはなはだしい例を写真−1 に示す．本品は MnCr 鋼で大型機に付けた実績であるが，硬度は相当低いことを示した．

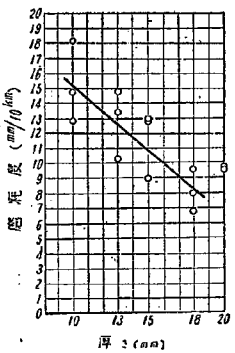
測定箇所	ロックウエル硬度 Bスケール	ブリネル換算
切刃上縁	80	151
中　間	84	162
刃先附近	86	169

註：測定回数各 20

〔5〕 切刃の厚さと磨耗との関係

我国の様な硬い砂利道の補修に使用する切刃の厚さはどの位が適当であろうか．現用切刃の厚さは 12～15 mm の範囲のものが多い．

当所に於てマクレ磨耗が少なく抗磨耗性の高い THA1 を厚さ 10, 13, 15, 18, 20mm の 5 種試作し，ZSK3 型に付け一号国道沼津市原町間 9170m の距離を反復切削作業して磨耗の状態を調べてみた．その結果を図−6 に示す．



図−6 切刃の厚さと磨耗度 (THA1)

実験の条件は

(1) 実験期間　25.11.13－26.1.31

(2) 道路状況　晴天路面乾燥時を選び雨天直後は避けた．
交通量 1200 台/日 (25. 9 調)

(3) 切刃接地力　Lift Arm よりの伝達力と Drawbar, Blade Circle, Scarifier, Blade 等の自重の大部分を加えたもの．推定 V_R≒1600kg

(4) 変速段　2 速

(5) 切削角　θ=66°

(6) 進行角　α=50°

切刃接地力は努めて一定に保持したから切刃下面の単位面積の圧力は刃厚が薄くなる程小さくなつている．従つて刃厚の薄い程磨耗量は大きくなつている．実地実験であるから測点は可成飛んでいるが，大体の様子は示している．

切刃の寿命即ち交換度数からみて相当抗磨耗性のある材質なら磨耗率は 10mm/10km 位が適当と思われる．従つて厚さとしては 15～16mm 位が適当であることを示すことになる．

V. 切刃の寿命とグレーダ作業費

〔1〕 寿　命

1 組の切刃が磨耗限度に達して交換されるまでに要する日数或は時間が切刃の寿命である．切刃の寿命は主として切刃の材質や道路面の硬軟に左右されるから寿命の実績も一様でないが，表−5 によつて寿命日数の範囲を大体知ることができる．

この表では材質は明らかでないが，平均寿命 8.1 日となつている．平均値で最低は関東地建の 2.5 日，最高は福岡県の 11.4 日である．小型機使用の福で関東地建の 22 日はどういう理か飛離れて高いが，大体最高寿命として 15 日前後である．最低寿命は全体を通じ 1.8 日である．

以上から切刃の寿命は大体 2～15 日の範囲であり，平均では 7～8 日の所である．

表—5　切刃の寿命

	所属	グレーダ	作業期間	作業日数(日)	消耗切刃(組)	寿命(月)	仕上延長(km)	作業面積(1000m²)	切刃1組の作業面積(m²)	グレーダ1日の作業面積(m²)	記事
大型機	関東地建プール	キヤタピラ		165	91	1.8	1,073	7.905	86,900	47,900	
		〃		94	45	2.1	565	4,056	90,100	43,200	
		〃		133	49	2.7	805	6,261	127,700	47,000	
		アダムス	24.7—25.6	32	18	1.8	225	1,604	89,200	50,700	
		〃		98	45	2.2	653	4,409	98,000	45,000	
		HA 56		17	5	3.4	117	566	111,000	32,700	
		〃		7	2	3.5	28	219	109,400	31,200	
	九州地建プール	HA 56	24年度	46	4	11.5	171	2,835	708,750	61,500	鳥栖
		〃	25 〃	50	11	4.4	402	6,013	546,650	120,300	〃
		キヤタピラ	24 〃	104	18	5.8	312	6,871	381,700	66,000	〃
		〃	25 〃	68	7	9.7	1,148	8,033	1147,500	118,200	〃
	千葉県	HA56 3台	25.4	35	5	7.0			289,200		
		〃 4〃	〃 5	32	3	10.7			376,000		
		〃 〃	〃 6	16	1	16.0			942,000		
		〃 〃	〃 7	37	5	7.4			393,600		
		〃 〃	〃 8	50	6	8.3			525,000		
		〃 〃	〃 9	55	7	7.9			415,000		
		〃 〃	〃10	63	5	12.6			618,000		
	福岡県	HA 56	25.4—25.7	71	5	14.2	261	1,567	313,400	22,100	
		〃	〃—25.9	81	5	16.2	235	1,412	282,440	17,440	
		〃	〃—25.7	44	4	11.0	199	1,193	298,250	27,130	
		〃	25.9	15	2	7.5	50	293	146,700	19,600	
		〃	25.4—25.9	65	8	8.1	351	2,104	262,980	32,400	
	熊本県	HA 56	25.4—25.9	48	9	5.3	557	3,341	371,270	69,600	
中型機	関東プール	MG	24.7—25.6	22	7	3.1	104	650	92,900	29,600	
	九州プール	MG	25 年度	40	6	6.8	103	103	120,280	18,040	
小型機	関東プール	ZSK	25. —25.6	44	2	22.0	89	531	265,500	12,050	
	九州プール	ZSK	25 年度	27	2	13.5	245	1,714	857,150	63,400	
	熊本県	HA 46	25.7—25.9	36	6	6.0	570	3,420	570,000	95.000	
		〃 40	25.4—25.9	67	10	6.7	767	4,699	469,900	70.200	
	大分県	HA 40	25.4—25.9	104	10	10.4	847	5,082	508,200	48,800	
	鹿児島県	ZSK	25.2—25.8	113	2	9.4	978	5,865	488,750	51,900	
平均						日 8.1			m² 378,234	m² 49,638	

表−6　各種切刃の作業実績（近畿地建プール）

グレーダ	切刃1組の作業延長 (Km)	切刃1組の作業面積 (m^2)	切刃材質	記事
キヤタピラNo.12	55.0	55,000−78,000	SM 4	16号国道
〃	65.0	175,000	イ234	〃
〃	92.2	250,000	S.C.H.Mn	〃
〃	70.8〜64.0	180,000−190,000	防摺鋼	〃
MG II	30.0	42,500	THA 3	15号国道−京都
ZSK	9.0	72,500	〃	2号 〃 −兵庫

切刃の材質と作業面積との関係を示した近畿地建プールの実績（表−6）があるが，高 Mn 鋳鋼がよい成績を示している．

〔2〕 切刃の更生

切刃の廃品は大低スクラップとして廃棄されているが，切刃の廃品同志即ち廃材 2 枚を熔接して 1 枚として使用する方法がある．

近畿地建プール岐阜県，兵庫県ではこの方法を実施している．何れも使用成績は新品と殆んど変りないといわれる．近畿地建は電気熔接加工費 1400 円/枚，兵庫県は 2000 円/枚（成形 650 円，熔接 700 円，歪取 300 円，熱処理 350 円）である．

〔3〕 グレーダ作業費と切刃交換費

グレーダ作業費中切刃交換費の占める率は，表−7 に示す通りであるが，最高 51%，最低 17%，平均 31% となつていて，相当の高率であるから使用者側として深い関心を持つべき問題である．

表−7　グレーダ作業費と切刃交換費の割合

	作業費 直接人件費	作業費 燃料費	作業費 修理費	作業費 切刃費	作業費 計	切刃費百分率	年月日	記事
道路舗修技術研究会発表	円/100m^2 4.50	円/100m^2 5.12	円/100m^2 24.70	円/100m^2 18.75	円/100m^2 53.07	35%		24.3.15−16 土木研究所で開かれた研究会に於ける各地建，道府県の発表実績
北海道札幌土木現業所	〃 11.70 円/km	〃 4.95 円/km	〃 11.60 円/km	〃 10.80 円/km	〃 39.05 円/km	28%	24.5.1〜24.11.30	3 台平均
熊本県	129.30 〃	20.85 〃	82.80 〃	97.00 〃	239.95 〃	29%	25.4 〜25.9	3 台平均
大分県	100.20 〃	48.95 〃	19.42 〃	175.13 〃	343.69 〃	51%	24.12 〜25.7	1 台
鹿児島県	106.04 〃	73.35 〃	202.06 〃	144.75 〃	526.20 〃	28%	25.2 〜25.8	1 台
福岡県	234	258	817	276	1585	17%	25.4 〜25.9	6 台平均
平均						31%		

註 1. 潤滑油費は燃料費に含めた．　2. 直接雑費は修理費に含めた．

VI. 結　　び

以上述べた所から要点だけを示すと次の通りである.

(1) 切刃の形状と寸法は至急統一することが必要である. 特にボールト孔のピッチは各種グレーダ共同一にすることである.

(2) 切刃の高さは現在 150mm より高くしたい.

(3) 切刃の厚さは相当抗磨耗性ある材質で 15～16mm 位が適当の様である.

(4) 切刃を経済的に使用するには切削角度の問題もあるが, 使用中各片の互換が望ましい. 又廃材を熔接して再使用する方法がある.

(5) 切削速度は磨耗には大した影響ない様である.

(6) 硬度の低い材質又は靱性の多い材質はマクレ磨耗が多く切味が悪い.

(7) 我国の国情からは特殊鋳鋼系の製品が使用に適している.

(8) 切刃の磨耗は機械的磨耗である. 又切刃の摩擦は衝撃を伴った間けつ的摩擦であることが推定される.

(9) 切刃の寿命は 2～15 日の範囲であり, 平均 7～8 日である.

(10) グレーダ作業費に対する切刃交換費の率は約 30% である.

弾性波動測定による路盤強度の判定に関する研究

昭和二十六年三月

建設技官　谷藤正三

〔土木研究所報告第八十一号の7〕

弾性波動測定による路盤強度の判定に関する研究正誤表

頁	行	誤	正
2	上から 5	…得なかつた．例えば…	…得なかつたところの例えば…
3	上から 6	Bodenmechanik[3]	[3] を削除

弾性波動測定による路盤強度の判定に関する研究

建設技官　谷　藤　正　三

目　次

I. 要　　旨……(1)
II. 測定装置および測定法……(2)
〔1〕概　　説……(2)
〔2〕測定装置……(3)
〔3〕測定方法……(4)
〔4〕振動記象検定……(5)
III. 既成道路における実験……(5)
〔1〕概　　説……(5)
〔2〕記象上よりみた弾性波の一般的性質……(8)
〔3〕実験結果およびその考察……(8)
〔4〕弾性波試験結果と土性試験結果との連関性について……(14)
IV. 道路新設に際しての弾性波試験の応用……(18)
〔1〕道路施工現場の一般状況……(18)
〔2〕路盤施工の各段階における弾性波試験結果……(18)
V. 結　　語……(20)

I. 要　　旨

路盤路床土壌の支持力は従来静荷重決により求められており，この改良方法として著者は既に $\tan\theta$ 法を明かにしておいたが，未だ十分とは言い切れない．それは路盤路床の相対的関係あるいはある程度の深さに存在する異つた地層との間の連関性等は載荷試験結果のみでは明らかにすることが出来ないからである．

従来の測定方法の大きな欠点は静力学的観点に立つているために，交通荷重という動力学的移動荷重に対する強度判定上極めて重要な時間的要素を無視して行われていることである．本実験はこれらの弱点を補正し，交通荷重によつて，地盤に生ずる弾性現象から地盤の特性を見出すことの可能性を明らかにするために行つたものである．

実験は東京都下の道路について行つたが，その実施方法は路盤又は路床上に砲丸を 80 cm の高さより落下させて生ずる弾性波動を地震計により捕え，これをオシログラフを用いて記象させる方法をとつた．然してその記象から伝播速度，振動週期，振幅の大きさおよびその減衰状態，衝撃エネルギーの減衰状態等を調査した．その結果は上記の特性指数を用いて道路の良否判定を表わし得るのみならず，従来の試験法では明らかにし得なかつた．例えばほぼ同一密度，同一土質の切盛土等の施工的な特徴までもある程度明らかにしうることがわかつた．本調査の範囲内では常識的に良好といわれる道路の特性は大体 表—1 の如くなつている．

表—1

	良好な道路
位相速度 路盤	220 m/sec 以上
位相速度 路床	200 m/sec 以上
振幅 減衰比	1.3～1.5
振幅 減衰常数	12×10^{-2} 以下
振幅 振幅比	4 以下
吸収係数	2.5×10^{-1} 以内
弾性係数	3×10^{9} CGS 以上

（これらの指数の意味については第 III 章に詳述してある）．

更にまた，ローム質土の地盤に現在築造中の道路について測定した結果では，転圧回数の増加とともに弾性的性質が改良され，10 t マカダム・ローラーで 15 回以上転圧すると既設道路の路床の持つている数値に達しうることが明らかにされた．要するに著者の行つた弾性波測定法を利用すれば，路盤路床の耐力，土壌の組成および圧縮性，あるいは異地層の存在等まで調査することが可能であることを明らかにした．然も試験に際して従来のボーリングなどのように手数もかからず，道路の築造の過程において随時簡単に行うことの出来る利点がある．

本試験において使用した記録装置は実験室用横河製 N—3 型オッシログラフであつて，現場で使用するには種々の不便があつた．本実験では経費の関係で一部改造して使用したが，将来はポータブル型にして附属部分を簡易化し，防塵装置等を完全にして，各現地で簡単に操作出来るようにする積りである．

II. 測定装置および測定法

[1] 概　　説

自動車の高速交通の際に起る振動力は騒音として空間に拡がるのみならず，路面は勿論沿道の地盤，家屋等に激しい振動を与えて地動として拡散する．誘起された地震動は大体週期的なものが多く，その週期は原動力の週期又は車輪と路面の凹凸との相互関係から生ずる衝撃作用に関係するのみならず，地盤の固有振動に関係する．

路体を中心として考えた場合は，同一強さの衝撃により周囲に伝播する振動は路盤構造，および地盤が塑性的性質に富む程いいかえれば弾性的性質の乏しい程早く減衰する．即ち，衝撃による運動エネルギー中，非復元的変形に消費されるエネルギーは舗装および地盤に吸収され，その残部のみが振動のエネルギーとして有効であるからである．同一の振動エネルギーに対して舗装および地盤の弾性変形の少い程即ち弾性率の高い程振幅，および週期は小となり，質量の大きい程振幅は小となる．更に又振動は地盤の弾性によつて周囲に伝播するが塑性度に応じて，伝播距離の大きくなるにつれて急に減衰し，その程度は塑性度の大小の判定に役立つ．

振動による加速度は週期の二乗に逆比例するから交通荷重による振動は，その振幅が微少でも衝撃反応は小さいとは限らないが，上述の事項は路盤路床の強度判定に何等かの指針をあたえるものと推定する事が出来る．従来の実験結果によると伝播する振動は大体 Rayleigh 型のものらしい事もわかつているので交通荷重の表わす性質を出来るだけ忠実にしかも一定の条件に於て再現するには如何にするかは本実験の最初の課題であつた．従来土地の性質の調査には正弦波発生装置による方法が 1932 年 Deutch-Foroshung gesellshaft für Bodenmechanik[3] で装置を考案使用して以来広く使用されて来ている．この方法は極めて効果的であるが，交流電源を要するので，移動性を容易にするために，簡易な直流装置を用いて点衝撃を発生する方法を採つた．

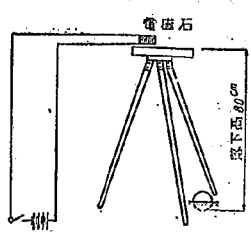
唯，観測結果の処理にあたつて従来と異るのは，一般にはポーラスな地表土層から次第に密度の大きい地層に変つて居つて，成層状態を調べるためには反射および屈折波の解析が大切な役割をなしているのに，道路では交通転圧によつて耐荷作用をする路盤が最も密度が大きく，路床部の密度は低下するのが普通であるから，主として路盤部の特性を明らかに出来れば十分である．そのために深部の反射屈折波が入つて来ないで，路盤部の波動を優勢に把握出来るように観測地点と衝撃源との距離を出来るだけ短くした．従つて初期微動の観測には非常に無理を生ずることを余儀なくされた．しかし結果的には大体その目的を達することが出来，従来土性学的には，路盤の良否の判定上どうしても取入れられ得なかつた施工上，あるいは補修の不良のために発生する路体悪化の状態を本実験で容易に調べることが出来た．

〔2〕 測 定 装 置

実験目的上，交通荷重の走行によつて，その支持力が問題となる部分の地層の性質を明らかにすればよいので必要以上のエネルギーを路盤にあたえる必要もない．

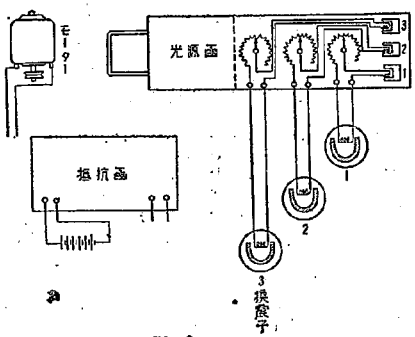
数点を同時観測するために，電流計による記録装置をとることが必要であり，又小さいエネルギーを与えて生じた振動を十分に捕捉するために，出来るだけ精度をあげるには記象の増幅を出来るだけ大きくする必要があつた．真空管増幅は当然考えられる問題であるが増幅率を常に一定に保つように調整するということが不可能であり，個々の較正値を求めることも実際には容易な業ではない．

それで佐々式高倍率振子 (Moving Coil Type) と横河 N—3 型オッシログラフを組合せて記象装置を構成した．弾性波発振には三脚上に台板を取付け，電磁石装置 (6 V 蓄電池使用) により砲丸を離着せしめる様にした．砲丸重量は 7.3 kg，落下高は 80 cm である．(図—1 参照)

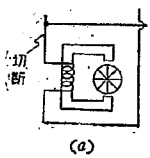


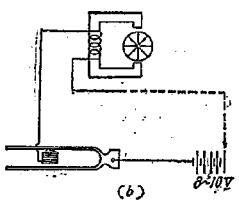
図—1

その際路盤面においては粗骨材のために落下砲丸が異常衝撃をうけ勝ちなため，砲丸直径の約 1/3 程度に丁寧に表土を凹形にとりさり，砲丸表面と骨材とが直接点接触しないように注意して数回予備落下をさせて安定してから観測した．交流電源を使用しないために，刻時は 50 サイクル音叉と 12 V 蓄電池を 6～8 V に使用して脈流発生装置をつくり，時間記象をとつた．組合装置および改造部細部は図—2～4 の如くである．

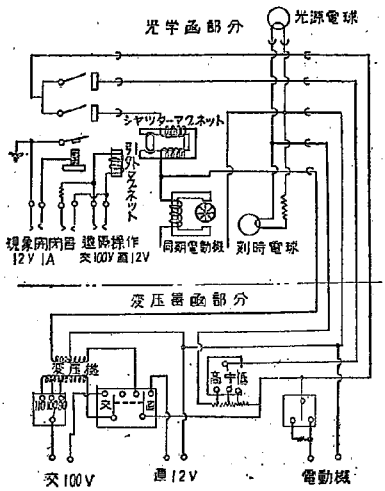


図—2





図—4



図—3

〔3〕測定方法

道路のほゞ中心線に沿うて衝撃発生原点から 50 cm(後に 1 m) 2.5 m, 3.5 m, 4.5 m, 5.5 m, 6.5 m, 8.5 m, 10.5 m の位置を予めきめておき，衝撃源に最も近い振子は固定しておき他の二振子を順次に移動させ同一地点に於て数回に亘り測定し，更に方向を反対にして同一の方法をくりかえした．

測定装置は衝撃源より約 20 m 以上離れた任意点に装置して記象上に弾性波動の影響のないように注意した．今回の測定距離の範囲内では，振子の感度がよいため増幅装置を使用する必要がなく，むしろ抵抗度を距離に応じて 1000～4500 Ω にあげて記象させた．但し各振子は特性をもつているから振幅比較については同一振子のものについて行うのを建前としたが，特に止むを得ないときは 3 個の振子を衝撃源から一定距離に置いた時の較正値を基準にして較正を行つて後実施した．

衝撃波を起すための砲丸の落下により一回毎に地盤の衝突状態が変るおそれがあるので，数回予備的に落下を行い安定状態になつた後本実験を行つた．砲丸は地盤に落ちると必ずはね上つたので最初は落下直後速かに手で抑えて二次的衝撃源をつくらないように苦心したが後にその必要のないことが分つたので中止して，むしろその二次衝撃波動の特性を利用することにした．在来道路についての観測は次の諸箇所について行つた．

a 路　　面

b 路盤混合土を円形に掘起したときの路床上面

c 簡易舗装などの場合は舗装面

〔4〕 振動記象検定

(1) 振動記象　実験開始に先立ち，その結果の一様性を期するために検定を行つた．振動は振子から電気的，光学的操作を繰返して記象されるのであるから，個々の部品の検定ではなく，ある条件の衝撃源に対して描かれる記象の検定という考え方をとり実験の最初および最後において繰返した．

その方法として均質な土壌よりなる荒川右岸堤外地を選び次のような試験を行つた．

1) ピックアップ，電流計の結合はそれぞれ常に同一のものを一定順序にする．

2) 砲丸落下高を一定にし，地盤に与える振動エネルギーを一定にする．

3) ピックアップを 3 個いづれも衝撃源より等距離において漸次抵抗をかえて振動実験を繰返す．

4) 抵抗を一定にしてピックアップの原点からの距離を順次にかえて行く．

その結果次のことが明かにされた．

i) 観測される記象にはいづれも特性がある．

ii) 弾性波がピックアップに到着した際の位相の変化はいづれも同一である．

iii) 記象の中特に振子番号 No.3 の波形には副次的振動が入つてくる恐れがある．

iv) 各振子による見掛の週期を主要動部および尾部に分けて測定すると次の如くになる．

主 要 動 部……$T'_{1a}: T'_{2a}: T'_{3a}=1: 1.06: 1.00$

尾　　部……$T'_{1b}: T'_{2b}: T'_{3b}=1: 1.12: 1.02$

但し附記数字は振子番号

v) 最大振幅の間の関係は

$$y_1 : y_2 : y_3 = 1 : 1.11 : 1.42$$

vi) 砲丸が反ばつして第二次の振動を生ずるまでの時間は各記象において同一である．

vii) 減衰比は各記象において同一になるとは限らないから，同一振子において比較する必要がある．

(2) 刻時検定　直流を用いて音叉で越時して同期電動機を回転させ，これによつて刻時させたのであるが検定をかねて安定時の交流を使用して調べたが，その誤差は 0.34 サイクル以下で無視し得る程度であつた．

III. 既成道路における実験

〔1〕 概　　説

本実験は，動力学的な試験方法により，路盤の性質を表現し，良否の判定を行うのであるから，今回求める位相速度，振幅，週期，波長等に現われる特性と従来考察されて来た土性論的諸性質との関連性を求めておかないと従来の資料の検討上はなはだ不便である．そのため弾性波試験と併行して，路体土壌の物理試験および載荷試験を行つた．弾性波試験に行われた記象の測定は次の如くして行つた．

(1) 記象波形の解析

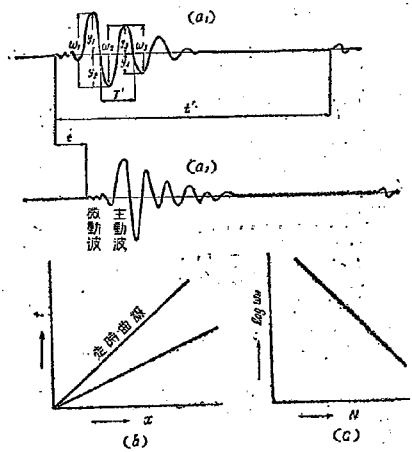
(2) 位相速度の決定

(3) 減衰比 v, 減衰常数 h, エネルギー吸収係数 k, の決定

(4) 見掛周期の決定

(5) 反ばつ所要時間の測定

波形の検討には P 波, S 波およびレーレー波等を区別することは困難であつた. これは測定が衝撃原点より非常に近い点におけるものであつたことによるものである. これらの繁雑さを防ぐために波を微動波と主動波の二つに区別して整理した. 測定に用いた記号およびそれらの関係は図−5 の如くである.



図−5

(a.1) は波形を分けた場合の基準を示し, T', y, w は見掛上の周期, 振幅および複振幅のことである. なお t' は砲丸が一度はね上つて再び落下する迄の時間である.

(a.1) (a.2) は各記象の位相のずれを示す. 二つの波の間の時間を t^{sec} としこれを捕捉する二個のピックアップの間隔を x mとすれば位相速度は

$$V=\frac{x}{t}\ \mathrm{m/sec}$$

で示される.

(b) は t と x の間の関係を示すもので普通走時曲線とよばれるものである.

(c) は複振幅を順次に読取り, これを w_1, w_2, …… w_N…… とすれば一つの波形についての減衰の様子を N −log w_N 曲線で示すもので, N および w_N の間の相対的関係は図示せる通りである. これを直線とした場合の正切は対数減衰率を示す. (N を波形の m 番目毎にとつた場合は勿論対数減衰率の m 倍を示すことになる.) これを Λ であらわせば $\Lambda=\log v$ の関係がある. v は減衰比といわれる.

前記の各数値は次の計算による.

今地盤の運動方程式が次式であらわされるものとする.

$$\frac{d^2y}{dt^2}+2\varepsilon\frac{dy}{dt}+n^2y=0 \quad \cdots\cdots (1)$$

ただし, ε, n^2 は正の常数

摩擦の項があまり大きくない場合には $\varepsilon<n$ となる.

$t=0$ にて $y=0$ $dy/dt=\dot{y}_0$ としてとくと一般に

$$\left.\begin{aligned} y_k&=(-1)^{k+1}\frac{\dot{y}_0}{n}e^{-\varepsilon t_k}\\ t_k&=t_1+(k-1)\frac{\pi}{\gamma}\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (2)$$

となり，相隣る振幅の絶対値を $|y_k|$，$|y_{k+1}|$ とすれば，

$$\frac{|y_k|}{|y_{k+1}|}=e^{\varepsilon\cdot\frac{\pi}{\gamma}} \quad \cdots\cdots(3)$$

この $e^{\varepsilon\cdot\frac{\pi}{\gamma}}$ を v で示し，減衰比と称する．複振幅をとつても同様にいい表われる．又この常用対数で表わしたものを対数減衰率と称する．

$$\Lambda=\log_{10}v=\pi\frac{\varepsilon}{\gamma}\cdot\log_{10}e \quad \cdots\cdots(4)$$

次に減衰振動の週期は

$$T'=\frac{2\pi}{\gamma} \quad \cdots\cdots(5)$$

摩擦のないときの週期は

$$T=\frac{2\pi}{n} \quad \cdots\cdots(6)$$

であるから $T'>T$ となることになる．

同様に記象が速度記象の場合においても

$$v=\frac{\left|\frac{dy_k}{dt}\right|}{\left|\frac{dy_{k+1}}{dt}\right|}=e^{\pi\cdot\frac{\varepsilon}{\gamma}} \quad \cdots\cdots(7)$$

で表わされるので，減衰比を求めるときは地震動週期と振子の固有振動週期との関係を問題にする必要はない．

又 $h=\frac{\varepsilon}{n}$ であらわし，v との関係を求めると

$$v=e^{\pi\frac{h}{\sqrt{1-h^2}}} \quad \cdots\cdots(8)$$

であらわされる．

実験値より v を求めるには次の様にする．

今複振幅を m 番目毎にとりこれを $w_1, w_2 \cdots\cdots w_N$ とすれば

$$w_2=w_1v^{-m},\ w_3=w_2v^{-m},\ \cdots\cdots w_N=w_{N-1}v^{-m}$$

であるからこれらの両辺を掛合わせると

$$w_N=w_1v^{-m(N-1)}$$

$$\therefore\ \log_{10}w_N=\log_{10}w_1-m(N-1)\log_{10}v$$

$$=(\log_{10}w_1-m\log_{10}v)-(m\log_{10}v)N \quad \cdots\cdots(9)$$

よつて横軸に N，縦軸に $\log_{10}w_N$ をとつて読取値を図示すれば，各点は一直線上にのることになるからその直線勾配が $m\log_{10}v=m\Lambda$ になり対数減衰率の m 倍をあたえることになる．こゝで $m=1$ にとれば直線勾配はそのまゝ対数減衰率をあたえ，これから容易に v を求め得る．

なお路体の土質力学的性質，路盤工の構造，含有水分の多少，地下水面の高低等の土質力学的，地形的，あ

るいは地質的特性によつて弾性波の発生状態，伝播速度，減衰率等がその特質に応じて変化することは推定出来ることであり，以下用いる弾性指数とは路体の交通荷重に対する強度判定に際して比較の基準となし得る要素をいうこととする．

〔2〕 記象上より見た弾性波の一般的性質

道路を構築する地帯は一般的には普通土壌地帯であつて，路床部が直接岩盤に接するような場所ではない．自然地盤の密度は交通転圧された路体よりも小さいし，又地下排水不能な特殊な地区を除いては常に水分のため飽水状態に保たれる場合も少い．従つて弾性波の震動源とピックアップの距離が小さければ下部地層の地質的変化の影響により生ずる反射屈折等の影響はほとんど無視出来る．勿論路盤，路床の構造的変化は弾性波動に影響をあたえないわけにはいかないが，絶えず負荷されるのは路面であるから，路盤附近が最も密度が大きくなつているので記象上に現われて来る弾性波の主力は直接波であると考えて差支えない．本実験の効果はこの推定に立つて出発するのである．

一般に弾性にとむ良好な地盤においては，衝撃原点の極く近くにおいて振幅は割合に小さくなつているが，弾性波の影響は遠くまでおよび，距離による減衰は極めて小さい．それに反して塑性にとむ地盤では弾性波の影響がごく近くに限られ，遠くにおよぶ程急激に減衰する．即ちこの場合は衝撃原点の極近くでは振幅は割合に大きくなつて来る．

表−2

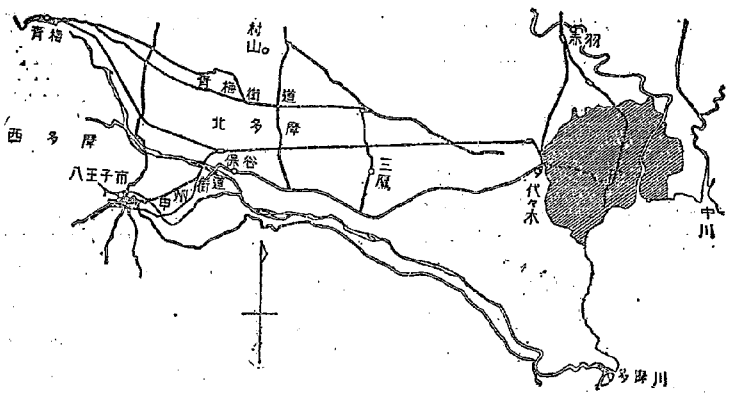
測定地	位相速度 V_1	位相速度 V_2	V_1/V_2
	m/sec	m/sec	
堤防上	200	125	1.60
三鷹 A	210	130	1.61
〃 B	150	110	1.37
府中	170	90	1.89
八王子 舗装面	220	145	1.52
〃 路盤	230	140	1.64
〃 路床	205	130	1.58
青梅 舗装面	220	140	1.57
〃 路盤	205	115	1.83
〃 路床	200	100	2.00

P 波，S 波の振幅は距離の二乗に反比例するから本実験のようにあたえられる衝撃エネルギーの小さい場合ははなはだ識別困難となつて来ている．このことは特に悪い路盤において著しい．又地盤が良くとも衝撃原点に極近くなると，P 波，S 波，R 波等の位相のずれが少いために識別困難となつている場合も少くない．それで本実験では先に述べたように主動波と微動波とに分けて考えることとした．(表−2) 今それぞれの位相速度を V_1，V_2 としてその比を求めてみると理論的に得られる $\frac{V_p}{V_s}\fallingdotseq 1.7$ に極めて類似しているが必ずしも一致していない．砂利を含む路盤の特性が弾性体と簡単に考えられ得ない所に原因があるものと思われる．

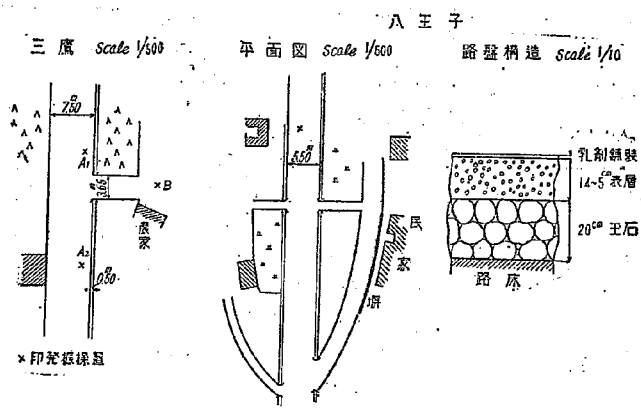
〔3〕 実験結果およびその考察

実験を行つた現場は，荒川右岸堤外地，右岸堤防，および普通の道路では三鷹，府中，八王子，青梅および志茂町一丁目であり，実施個所および路盤構造は図−6~9 に示す通りである．

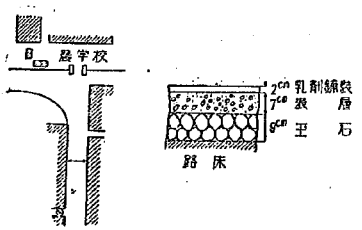
(1) 位相速度　一般の弾性体においては位相速度は媒質の弾性常数（ヤング率，ポアソン比，密


青梅
村山
青梅街道
北多摩
西多摩
八王子市
中州街道
保谷
三鷹
代々木
中川
多摩川

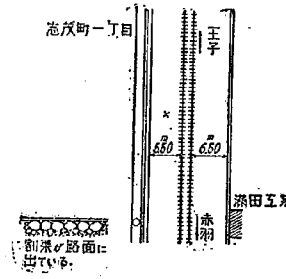
図—6


八王子
三鷹 Scale 1/500
平面図 Scale 1/500
路盤構造 Scale 1/10
7.50
A1
A2
×B
0.50
民家
×印発掘線量
5.50
民家
堀
乳剤鎌装
12~5cm表層
20cm 玉石
路床

図—7


B
駐学校
2cm 乳剤鎌装
7cm 表層
9cm 玉石
路床

図—8


志茂町一丁目
王子
6.50
6.50
滝田工業
赤羽
剤深が路面に出ている。

図—9

度等）により左右されるものであるが，本実験の対称となる道路体において果して如何になるかは極めて興味ある課題である．

本研究においては対称とするものが一様均質な土粒子よりなる天然土壌でなく，人工的に配合施工され，然も大小粒の粗骨材を含む道路体である故に最適含水比で殆んど最大の密度を有するまでに転圧されているとはいえ，これを弾性体と考えるには無理があるのである．何故なら波の進行につれてこれ等骨材の摩擦抵抗も当然考えられてしかるべきである．然し一定条件の下にある道路体においては，よくしめかためられたもの程弾性的であり，不必要な抵抗によるエネルギーの損失をなくしてくれるであろうことは当然考えられることである．Bernhard*氏の実験結果は密度の大きい程速度が大になることを示している．また土壌改良の検査が位相速度の変化によりなされるとして，コンクリート等の道路舗装の効果はもしそれ自身よりも位相速度の大きい土壌の上に施工されるときは単に路面からの荷重に耐え，水分の透入を防ぐに十分な厚さだけあればよいことを示して居り，もし表面と基盤の間の位相速度に大きな相違のあるときは二つの層が別々に振動し，各々の表面がすべり面のように作用することを示している．このことは路盤と路床についても考えうることである．今現場における測定結果の主なるものをあげると表−3に示す如くで，一般に道路として使用されている三鷹A，

表−3　測定地に於ける密度含水率および位相速度

測定地		月日	密度 ρ gr/cc	含水比 γ %	位相速度 V_1	位相速度 V_2
赤羽	堤外地	23. 9. 8		11.1	170m/sec	— m/sec
〃	堤防上	23. 9. 9	2.010	4.2	200	125
三鷹	A	23. 9.10	2.358	11.3	210	130
	B	〃		42.0	150	110
府中		〃	2.080	8.3	170	90
八王子	舗装面	23. 9.14			220	145
	路盤	〃	2.143	3.5	230	140
	路床	〃	1.477		205	130
志茂町	路床	23. 9.18	2.292	11.4	180	—
青梅	舗装面	23.10.12			220	140
	路盤	〃	2.260	2.9	205	115
	路床	〃			200	100
赤羽	堤外地	23.12.21	2.011	15.0	170	—

註　V_1：P 波速度

V_2：R 波速度（但し測定距離が極めて近いため S 波と R 波の区別が明瞭でない）．

八王子および青梅では主動波の速度は 200 m/sec 以上であり，その他のものは 150～200 m/sec である．

* Rudolf.K.Bernhard "Geophysical Study of Soil Dynamics" (New York Meeting Fef. 1938)

堤外地は沈泥質砂の均一土壌組織で運動場であり，府中は交通量の少い歩道で厚さ 5 cm 位の砂利敷土道である．但し三鷹 A，志茂町一丁目は交通量も相当多く，構造的には良好な砂利道であるが，東京都内でも不良道路として名のあるところで，志茂町一丁目はいわゆる下町の排水不良の沈泥質土壌地帯である．

速度の大きい八王子，青梅は三多摩地方における良好道路で，日当りも良く，交通量も多く，長年月に十分締固められて居り，土壌粒度も比較的よく，路盤工も厚さ十分でしかも強固である．特に八王子は排水も良好である．堤外地は排水は良好であるが自動車交通の全然ない従来の人道であるので，位相速度は非常に落ちている．路盤工が極めて良好な場合，例えば八王子の道路では，舗装面と路盤面と比較すると舗装が如何に交通転圧によつて強固になつていても塑性的性質を有する乳剤舗装では若干の衝撃エネルギーの吸収は考えられ，試験結果からみると路盤の P 波速度 230 m/sec に対して舗装面の P 波速度は若干小さくなる傾向を示している．一方同一乳剤舗装の青梅においては路盤に於ける主動波速度 205 m/sec に対して舗装面では 220m/sec となつて，舗装面では八王子の場合と同一速度である．結局舗装にとつては八王子の如く路盤強度の高い方が補修限界が長くなり維持費はより少くてよいという結果になる．つまり無駄のない舗装の仕方であるということが出来る．又路床部についてみると八王子も青梅も関東地方の大体同一地質構造にあるのであるから，ほぼ 200 m/sec という類似した値を示すのは当然であろう．

要するに本実験で使用した測定装置で得られた以上の結果だけでいえば，簡易舗装あるいは砂利道においては路床部において 200 m/sec 路盤面で 220 m/sec 程度に仕上げることが望ましいという結果になり，道路の改良が路盤路床および舗装面における位相速度の差を調査することによつて検討を加え，たとえば八王子においては路床部の締め固めを考慮することにより一層の改良を期待出来るであろう．又路盤面の位相速度の相当大きい場合は舗装は主として路盤排水に役立つと考えるべきもので，速度が大きいにもかかわらず悪道とよばれるものがあるとすれば，適当な表面処理工法特に排水設備に留意すべきものと考えられる．

(2) 振　　幅　近時地下探査においても速度のみならず，振幅に対する検討が注目されて来た．本実験においてもこれらの点について考察を加えることとする．

表—4　v および h の値(発振原点からの距離 5m50)

測定地	v の値			h の値		
	No.1	No.2	No.3	No.1	No.2	No.3
堤外地		1.61	1.54		15.0×10^{-2}	13.6×10^{-2}
堤防		1.53			13.4×〃	
三鷹 A		1.50	1.39		12.8×〃	10.4×〃
同上 B		1.59	1.59		14.6×〃	14.6×〃
八王子(舗)	1.54	1.45		13.6×10^{-2}	11.7×〃	
同上(路盤)	1.50	1.45		12.8×〃	11.7×〃	
同上(路床)		1.52			13.2×〃	
志茂町			1.48			12.4×〃
青梅(舗)	1.54	1.34		13.6×〃	9.3×〃	
同上(路盤)	1.66			15.9×〃		
同上(路床)	1.42			11.1×〃		

1) **減衰比および減衰常数**　結果は表−4 に示す．減衰比および減衰常数は原点からの距離によつて大した変化は示していないが，路盤により著しい特性を示している．No.2 の記象について比較してみると，良好な路盤と認められる八王子，青梅等においては ν の値は 1.3～1.45 を示し堤防上，三鷹，および志茂町においては 1.48～1.53 となつてより早く減衰があらわれることを示す．堤外地三鷹 B の如き道路体として使用されていないところでは減衰は最も早く 1.6 前後を示す．これは振幅が主として路面の剛度に影響されるからである．（剛度との連関性については後章で論ずる）八王子と青梅における結果を No.1 の記象によつて比較すると，舗装面においては両者とも 1.54 で全く同様であるが，路盤面においては 1.50, 1.66 と大幅の変化をしめす．このことは表面の剛度路盤構造によるものであつて良質の路盤ほど衝撃エネルギーの消耗度の少ないことを裏付けるものである．減衰常数 h も大体同じ傾向をしめすのであつて，本試験の範囲内では優良な路盤において 12×10^{-2} 以内，不良な所ではそれ以上となつている．

2) **振　幅　比**　二個のピックアップを相対的にある間隔においてその最大振幅の比をもとめ振幅比（ω で示す）と名付けることにする．今ピックアップを衝撃原点より 5.5m, 10.5m においた場合の振幅比をもとめてみると

測　定　地	振　幅　比	測　定　地	振　幅　比
堤　外　地	3.68	三　鷹　B	8.80
堤　防　上	4.34	八　王　子(盤)	3.13
三　鷹　A(盤)	4.52	志　茂　町(床)	6.36

となる．即ち地盤の悪い程距離による減衰が顕著であり本試験の結果では 4 又はそれ以下であることが望ましい．

(3) **週　　期**　地盤が衝撃力をうけて振動するさいの週期の測定は最もしばしば行われる．然してこれが地盤の性質を表わすことは例えば Bernhard 氏の実験にも示されるとおりである．この結果によると地

表−5　振動週期および振動数

測　定　地	強　制　振　動		固　有　振　動	
	週　期	振動数	週　期	振動数
堤　外　地	1.75×10^{-2}sec	57.0 cycle	3.52×10^{-2}sec	28.4 cycle
堤　防　上	1.60 〃	61.4 〃		
三　鷹　A	1.48 〃	67.5 〃	3.28 〃	30.5 〃
〃　B	1.64 〃	61.0 〃		
八王子（舗装）	1.29 〃	77.5 〃	3.00 〃	33.3 〃
〃（路盤）	1.23 〃	81.2 〃	3.20 〃	31.3 〃
〃（路床）	1.44 〃	69.5 〃	3.36 〃	29.5 〃
志　茂　町	1.43 〃	69.9 〃	3.35 〃	29.8 〃
青　梅（舗装）	1.30 〃	77.0 〃	3.14 〃	31.8 〃
〃（路盤）	1.23 〃	81.2 〃	3.20 〃	31.3 〃
〃（路床）	1.38 〃	72.5 〃	3.30 〃	30.3 〃

盤の固有振動週期は地盤の支持力と密接な関係があり，一般に密度の大きい良質の地盤ほど振動数が大きいことを示している．たゞこゝに注意すべきは記象される波形が強制された振動であることと，又副次的振動が入つて来る恐れがあるために，尾部の振動から固有振動数をもとめることの困難な場合が多いことである．各記象において測定された振動週期および振動数は表—5 の通りである．

これによれば振動数と地盤の良否との関係は明らかに表わされ，良好地盤程振動数は大きい．密度の減少する程，然して塑性的性質を多く含むもの程振動数はへつて来ている．本試験の範囲内では大体道路体としては 30~ 以上の固有振動数を必要とするものと考えられる．

(4) **減衰振動により土壌に吸収されるエネルギー**　衝撃源にあたえられた弾性波のエネルギーは，媒質である道路体を通つて四方に分散する．このエネルギーは一部は主として摩擦による抵抗，又は土の塑性および弾性変形のエネルギーとして地盤に吸収される．然してこれらの被吸収エネルギーは地盤の塑性度の高いほどいわゆる軟かい地盤程大きいものと考えられる．今表面波のエネルギーと衝撃源よりある距離 x との間に次の如き関係にあるものと仮定する．

$$I=Ae^{-kx}$$

I: エネルギー　A: 常数　k: 吸収係数

今ある点 x_1, x_2 における振幅，週期およびエネルギーをそれぞれ a_1, T_1', I_1 および a_2, T_2', I_2 とすると，

$$I_1=c\frac{a_1^2}{T_1'^2}=Ae^{-kx_1}$$

$$I_2=c\frac{a_2^2}{T_1'^2}=Ae^{-kx_2}$$

$$\therefore\quad \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^2\left(\frac{T_2'}{T_1'}\right)^2=e^{k(x_2-x_1)}$$

$$k=\frac{2}{x_2-x_1}\left(\log\frac{a_1}{a_2}-\log\frac{T_1'}{T_2'}\right)$$

この結果は表—6 の通りである．これによれば既に求められた結果を裏付けるものであることが了解されよう．

表—6　吸収係数

測定地	吸収係数	測定地	吸収係数
堤外地	4.32×10^{-1}	八王子(路床)	——
堤防上	2.88 〃	志茂町	3.42×10^{-1}
三鷹 A	5.09 〃	青梅 (舗)	3.96 〃
〃 B	4.30 〃	〃 (路盤)	3.68 〃
八王子 (舗)	2.98 〃	〃 (路床)	3.77 〃
〃 (路盤)	2.51 〃		

定量的に考えて道路体に必要なものは k が 4×10^{-1} 以内であつて 2.5×10^{-1} 以内においてはほゞ良好な地盤を形成することを知る．これによれば排水の不備な三鷹 A の結果は定量的にも下位にあることを示している．

(5) 弾性置性質　路盤の弾性的性質は路体固有の地盤振動に関係し，大約の特徴は速度の函数として表わされる．

今主動波 V_2，微動波 V_1 をそれぞれ捩れ波および疎密波と仮定して，各地盤の弾性係数を求めてみると表−7 の如くなる．ここに，

$$V_1=\sqrt{\frac{\lambda+2\mu}{\rho}}=\sqrt{\frac{E}{\rho}\cdot\frac{(1-m)}{(1+m)(1-2m)}}$$

$$V_2=\sqrt{\frac{\mu}{\rho}}=\sqrt{\frac{1}{2(1+m)}\cdot\frac{E}{\rho}}$$

$$\frac{V_1}{V_2}=\sqrt{\frac{\lambda+2\mu}{\mu}}=\sqrt{\frac{2(1-m)}{1-2m}}$$

$$E=\frac{2\mu(m+1)}{m}$$

表−7　弾性常数

測定地	V_1	V_2	ρ	ポアソン比 m	μ	弾性係数 E
	m/sec	m/sec	CGS			CGS
堤防上	200	125	2.01	0.18	3.14×10^8	4.11×10^9
三鷹A	210	130	2.36	0.19	3.99	5.00
府中	170	90	2.08	0.31	1.68	1.42
八王子（舗装）	230	140	2.14	0.21	4.19	4.83
八王子（路床）	200	100	1.48	0.33	1.48	1.19
青梅（路盤）	205	115	2.26	0.27	2.99	2.81
青梅（路床）	200	100	—	0.33	—	—

これによれば，路盤構造の相違，あるいは土質の相違等の諸要素が多すぎて簡単に比較出来ぬが，大体において良好な道路程路盤，路床の弾性係数の大きいことおよび $E=4\times10^9$ C.G.S 程度の結果が得られることが望ましいことがいわれる．

〔4〕 弾性波試験結果と土性試験結果との連関性について

路盤および路床に対する土性学的研究は Hogentogler の約 20 年間にわたる研究結果によつてほぼ大成され，アメリカにおける道路の築造，あるいは改修においては土壌のいわゆる Hogentgler の分類を基礎としてまづ土壌分類が行われ舗装道路，非舗装道路あるいは安定土道に対してそれぞれ必要適切な工法が確立されている．最近における飛行場の増大は更に土性学的研究の必要を痛感せしめ，新たに Cassagrande の極めて簡単且つ便利な分類法にまで発達した．

これに伴つて土に対する静力学的研究も載荷試験 Carifornia Bearing Ratio 試験法等が生れ統計的に莫大な資料が集積されて，舗装種類の決定，舗装厚の設計，路盤厚の決定等もそれらの現場試験結果を利用することによつてほとんど図式的に求め得られる域にまで到達している．然も彼等の道路構築法はほとんど機械施工が重点であり，構造的にみれば非常に単一化されているのである．地形的条件あるいは気象的条件に対しても，始めに大きな要素として考慮されて，道路に被害をあたえない様な排水，土壌置換その他の処置が行われてい

る場合が多く，施工上においてはすこぶる単純化されている．従つて彼等の研究も我々からみれば一定の施工条件をあたえた道路土質の研究という立場にあるとさえ思われる．然るに我国における道路構築の現状は土質力学的考察がほとんど無視されて，労力的に極めて単純な工法によつてなされて来たのであつて，僅かに終戦後において始めて実験室と現場との直接交渉が始まつたと言つても過言ではない．以下本実験における試験道路につき土性試験結果の検討を試みると次の如くである．

(1) **土性常数との連関性**　弾性波試験を行なつた各現場の土性試験については既に「本邦における代表的路床土に関する研究」を福岡研究室と協同で実施して来ていたので非常に便利であつた．これらの結果は表－8～10，図－10 の如くである．

表－8　試験土壌分析結果（その 1）

試験資料採集　荒川右岸堤外地

1) 篩分析結果

篩番号	No.20	No.40	No.60	No.140	No.200
残留量	0 gr	0.16	1.63	22.60	2.52

2) 沈降分析結果

乾燥全重量　40.82 gr

200 番篩通過　13.91 〃

サイフォンオフ　9.18 〃

3) よつて分析結果は次の如し

粒径	No.20以上	No.20～40	No.40～60	No.60～140	No.140～200	No. 200 以下	
						0.005mm 以上	同以下
残留重量(gr)	0 gr	0.16 gr	1.63 gr	22.60 gr	2.52 gr	4.73 gr	9.18 gr
同上百分率	0 %	0.4 %	4.0 %	55.4 %	6.2 %	11.5 %	22.5 %

表－9　試験土壌分析結果（その 2）

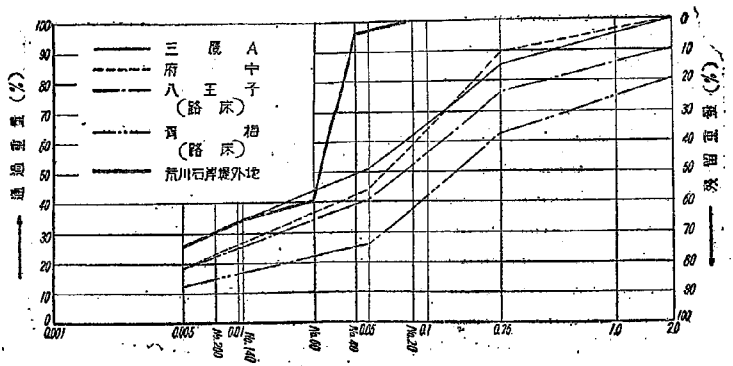
表－8 の方法による各試験地の資料分析結果は次の如し（但し残留百分率）

粒径 (mm)	三鷹 A	府中	八王子(路床)	青梅(路床)
2.0 mm ヨリ大ナルモノ	0 %	0 %	0 %	0 %
2.0 ～0.25	15.0	11.0	13.5	18.5
0.25～0.05	34.0	45.0	35.5	35.5
0.05～0.005	25.5	25.5	22.5	13.5
0.005 以下	25.5	18.5	18.5	12.5

これらの結果をみるとそのいずれもが Hogentgler のいわゆる良好路床土としての分類に入るものがなく，細粒分が比較的多い傾向を有する．勿論関東ローム地帯における道路であるから止むを得ないものとみるべきであろう．然しわれわれが実際使用するにあたつてはそれぞれ良好，あるいは不良の判定がなされているのであつて，その状況については既述の通りで結局排水，日当り等施工的条件が大きな関係を持つていると考える

表—10　物理試験結果

	青梅路盤	青梅路床	八王子	三鷹	府中
液性限界	71.90	55.40	69.50	96.80	.95.60
塑性限界	51.90	41.50	53.20	76.80	77.10
塑性指数	20.00	13.90	16.30	20.00	18.50
收縮係数	45.80	33.10	42.40	51.70	50.60
遠心含水当量	49.90	38.70	43.60	67.50	61.50
野外〃	55.60	45.70	51.80	79.50	80.10
真比重	2.42	2.57	2.44	2.34	2.43



図—10

より外ない結果となつてしまつた．路床土の土性論的考察については別に研究中で「本邦における路床土に関する調査研究」に考察の初段階を発表している．これを要するに我国の土質はアメリカにおけるそれとは土性的にも化学的にも相当の差異があるものと考えられるのであつて，我国の道路が施工的条件において格違いに不充分であるかも知れないが，アメリカ式分類とその道路土質に対する判定基準をそのまゝうのみにすることは大いに疑問があるところである．施工技術の向上は道路土壌を基本的材料の一部として重要視することによつて解決される問題であるから，今後研究機関のみに委ねず，現場技術者の奮起を希望して止まない次第である．幸に本実験結果が前述の如く良好道路および不良道路に対して不充分ながらもある指標をあたえてくれることを明らかにし得たので，これらの側面的研究と土性論的研究と相助け合つて，我国独特の判定基準決定に努力しつゝある次第である．

(2) 路体密度および含水比との連関性　路体密度が弾性係数その他のいわゆる弾性常数にあたえる影響の大きいことは明らかであるが今回の試験の如く，路盤路床あるいは地盤の組織構造が著しく異なるものについては，密度の変化を比較の対照とすることは困難であつた．含水量についても上記のことが言い得る．

土中含水量の大小により土の物理的性質は全く異つて来ることは周知の通りであつて，弾性的性質も明らか

に変化する．唯道路の場合においては自然地盤の地表面に比して最大密度に近い程度に交通転圧されているし，更に又横断勾配等により排水されているから降雨直後等の特殊な場合の外は過飽になる必要はないものと考えてよい．むしろ地下水の高い場合，側溝排水の不良の場合等の路体内部に起る地形的，地質的条件および施工上の不良に基く原因により弾性常数に大きな変化が現われるであろうと思われる．これらの事項は常に道路の良否を決める大きな条件となつているものである．均一な構造の堤外地で降雨前後数回の実験を行う予定であつたが，村山における実験の都合上僅か 2 回しか出来なかつた．その結果は表−11 に示す如く，4% 程度の差であつてこれでは認められる程の変化は現われなかつた．勿論測定距離の近いこと，衝撃力の小さいこと等実験装置上の不備もあるので確かに変化がないといいきることは問題である．然し飽和状態にあつて空隙を水が充満している場合には縦波の速度は明らかに変つて来るべきであるが，吸着水程度の水分ではその量の大小の差によつて各種の観測値が変化するとは考えられない．むしろ全般的にいえば含水量により剛度の変化が現われる際と同じ程度の変化があつて，始めて著者のいう弾性指数にも大きな影響が現われて来る程度であろう．

表−11　測定現場における路体密度および含水比

測定地	ρ (gr/cc)	$\sqrt{\rho}\left(\frac{cc}{gr}\right)^{\frac{1}{2}}$	$\frac{1}{\sqrt{\rho}}\left(\frac{cc}{gr}\right)^{\frac{1}{2}}$	含水比 (%)
堤外地①	2.011	1.42	0.705	15.0
堤防上	2.010	1.42	0.705	4.2
三鷹 A	2.358	1.53	0.654	11.3
〃 B				42.0
府中	2.080	1.44	0.694	8.3
八王子(路盤)	2.143	1.46	0.685	3.5
〃 (路床)	1.477	1.21	0.825	
志茂町	2.297	1.51	0.662	11.4
青梅(路盤)	2.260	1.50	0.667	2.9
堤外地②				11.1

(3) **載荷試験結果との連関性**　路盤および路床部に対して載荷試験を行つた結果は表−12 の如くである

表−12　路盤（路床）係数および $\tan\theta$*

測定箇所	路盤路床係数	$\tan\theta$	弾性常数
三鷹 (路盤面)	33.7 kg/cm³	180.0 kg/cm²	5.00×10⁹ CGS
〃 (路床面)	4.8	45.0	
府中	4.1	23.0	1.42
八王子 (路盤面)	30.4	150.0	
〃 (路床面)	3.0	20.0	1.19

これによると実験回数が少いのと，従来の通り自動車後部を利用して行つた測定が沈下測定用ダイヤルゲー

* $\tan\theta$ の意義については「路盤の静力学的耐力に関する実験的研究」参照
(建設省土木研究所報告第 79 号昭和 25 年 3 月)

ジの装置不備のため測定結果はその位数程度より信用出来ないが，大体において速度，減衰常数，振動数等と比例関係にあることがうかがわれる．従つて統計的に多くの実験を行えば相当信頼の出来る関係を見出すことが出来るものと思われる．

IV. 道路新設に際しての弾性波試験の応用とその効果

〔1〕 道路施工現場の一般的状況

本章では道路施工の各段階においてどの様に本試験法が役立つかを検討することとする．実施現場として都下北多摩郡東村山地内にある商工省機械試験所附属の自動車性能試験道路を選んだ．この工事は著者研究室において設計され，建設省建設工事本部の監督の下に伊東組により施工中のものである．実験は道路構築前の在来路盤から新路盤工までの各段階にわたつて行われた．施工現場一帯は関東ローム層より成るが，工費の都合上排水工事を充分行うことが出来なかつたのと，工事過程における残土のため工事中排水不良個所を生じ降雨には大きな影響をうけ，その表面は直ちに飽和状態となり排水困難な場合があつた．降雨後の試験は相当の日数をおいて行つたが時としてローラー転圧のさいには路面含水率の割に低いときでも，例えば 10 ton マカダムに依る転圧を行うさいは 10 回以上の転圧によりその表面がほとんど飽和してしまう様な場合もあつた．

〔2〕 路盤施工の各段階における試験結果

(1) 在来地盤　試験を実施した現場は大戦直前一時工事を開始し全長にわたる土工作業を終り，その後経済的事情により未転圧のまゝ玉石敷きならしの状態に放置されていたもので，雑草の生えるにまかせられていた．従つてそのまゝでは使用に耐えないのでこの工事ではこれらの玉石目潰砂利を取除いて施工基面通りに切盛土を行い，玉石基礎に砂利補充をして路盤仕上げを行い舗装工事を行うことになつている．こゝに在来地盤と称するのは従来のまゝの状態をさすのである．測定点 A，B における試験結果は次の通りである．
(A: 盛土部，B: 平坦部)

表—13

	A 地点		B 地点	
	路盤	路床	路盤	路床
位相速度 V_1	116 m/sec	123 m/sec	145 m/sec	153 m/sec
〃 V_2	53 〃	55 〃	90 〃	90 〃
減衰比 v	2.16	2.10	1.93	1.85
減衰常数 h	23.9×10^{-2}	23.0×10^{-2}	20.5×10^{-2}	19.2×10^{-2}
最大振幅(No.2)	32.5 mm	29.5 mm	14.6 mm	13.2 mm
振幅比 w	7.8	10.7	14.8	15.8
強制振動週期	2.47×10^{-2} sec	1.97×10^{-2} sec	2.13×10^{-2} sec	1.75×10^{-2} sec
〃 振動数	40.5	50.7	47.0	57.0
吸収係数 k	5.14×10^{-1}	5.14×10^{-1}		
密度		1.223gr/cc		1.244gr/cc

(含水比: いずれも 76.4%)

路床上に敷均された玉石，目潰砂利，および表土はほとんど転圧も行われずそのまゝ放置されたものらしく（施工当時の状況は全く不明），あるいは若干転圧されてもこの附近はローム地帯で霜柱，凍上の劇しい処であるから数年の間に破砕したものとも考えられ，基礎部分は全く圧縮されていないために路盤面と路床面における試験結果を比較すると，速度，減衰比，その他の指数において路床部が優位を示している．更に A 地点と B 地点を比較すると，B 地点は畑地の平坦部を地均しして仕上げた処であり，A 地点は僅か 1 m 前後ではあるが盛土によつて施工基面を仕上げたものであるにも拘らず，その差は極めて明瞭に現われ，平坦部においては盛土に比して速度は大きくなり，減衰常数は減少し，主動波の週期も小さくなつている．従つて本実験方法は同一土質の比較においても可成りの精度にまで施工状態の特質判定に有利であることが知られる．この場合土性論的観測においては，唯密度が盛土部 1.223 gr/cc に対し平坦部において 1.244 gr/cc となり後者の方が有利であるが，逆に排水の点でいえば盛土部分が有利なわけであるから，道路自体としては何れをよしとするかの判定はなかなか困難であるが，弾性波試験では降雨後数時間を経て更に一度この試験を行うことによつて簡単に明瞭な判定を下し得るのである．さてこれらを在来道路に対する諸指数と比較すると，位相速度は主動波において 30～60%，微動波において 40～60%，主要動部の周波数において 50～70% となり，減衰比は 1.4～1.5 倍，吸収係数は約 2 倍，振幅比は 3～4 倍となつており，III 章で考察して来たことから判断すると，道路としての使用限界内に入つていないことが明らかにされているのである．

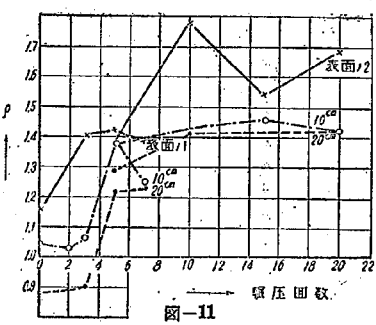
(2) 土質力学的試験と比較した路床転圧の効果

1) 転圧密度に対する考察　実験に際しては現場作業の停滞を来さぬように，ローラーの使用時間を最小限にするため，大体 100 m 位の試験区間を作業箇所と離れたところに設け，15～20 m づゝ 4～5 箇所に分けて，回数を変化して転圧させた．従つてその土質条件は全く同一状態にあつたとは断言出来ない．

試験期間中しばしば降雨に患いされて試験のやり直しを行つたが，これには排水を出来る丈充分にさせるため降雨後数日間乾燥せしめてから 10t マカダム・ローラーで転圧作業を行つたが，10 回以上の転圧を行うと表面まで相当の濕潤を呈する状態であつた．

表—14

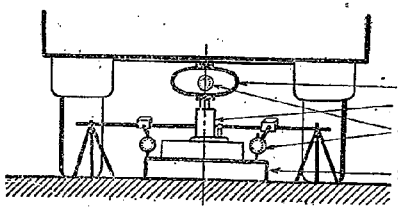
測定月日	転圧回数	路体密度 ρ gr/cc 表面	5 cm	10 cm	20 cm
23.11.12	0	1.158	1.167	1.046	0.889
	2	1.316		1.021	0.894
	3	1.406		1.067	1.033
	5	1.419		1.393	1.214
	7	1.389		1.251	1.235
23.12. 2	5	1.393		1.375	1.289
	10	1.773		1.430	1.406
	15	1.531		1.453	1.414
	20	1.680		1.422	1.422



図—11

転圧後表面，深さ 10 cm および 20 cm のところでその密度の変化を測定した結果は表—14，図—11 の如くである．転圧効果は逐次下層におよぶのであるが，表面では 7～10 回で最大密度に達する．深さ 10 cm では大体 10 回目で深さ 20 cm でも大体 10 回附近で最大密度となる．表面で 15 回転圧の密度の小さく測られているのは施工基面の地均しの際にその作業が均一に行われず凹凸が生ずるので，試料採取箇所の局部的な条件が影響するのであつて，全体的には 10回，20 回転圧の密度に等しいとみるべきである．然も深さ10 cm と 20 cmの場合を比較してみると，その密度においてほとんど差異が認められない．即ちローム質土壌においては 10 ton マカダムローラーを使用しても，転圧効果の最も大きいのはせいぜい深さ 10 cm 位までであつて，それ以上の深さに対しては漸近的に効果の上昇する点では転圧回数をますことは必要であるが，経済的にみると大型ローラーを使つても 10 回以上の転圧を行うことは意味がないわけで，均一な仕上げを考慮に入れても，15 回転圧が最大とすべきところであろう．

2) 路盤支持力　本回の支持力試験においては沈下量の測定にはダイヤルゲージを使用し 図—12 の如き装置とした．．全般の測定方法は従来と同様でありその結果は表—15 の如くである．



図—12

これらの観測結果のみから判断すれば，原地盤が強度が最も大きく，転圧回数を増加する程支持力が低下する如き錯覚に落入るのである．然し実際は既に一般的状況の項に述べた様に施工中に実験を実施し，そのとき路側には在来路盤の基礎工材料を積上げ，周囲が畠で排水が不充分だつたため

表—15

測定箇所	転圧回数	載荷板径	路盤（路床）係数 各回の値	路盤（路床）係数 平均値	tan θ 各回の値	tan θ 平均値
測点A路面	0	30 cm		2.03 kg/cm³		16.2 kg/cm²
〃 路床	〃	〃		1.44		13.2
〃B路面	〃	〃		1.00		8.0
〃 路床	〃	〃		1.50		13.0
〃 C_0	〃	〃		1.13		8.5
〃 C_1	2	〃		1.52		11.4
〃 C_2	5	〃		1.47		11.0
〃 D_1	5	〃	1.83 kg/cm³		13.9 kg/cm²	
〃 D_1	〃	〃	2.37	1.81	14.8	13.6
〃 D_1	〃	40	1.22		12.2	
〃 D_2	10	30	1.19		9.0	
〃 D_2	〃	40	1.13	1.16	8.3	8.7
〃 D^3	15	〃	1.03	0.99	10.0	
〃 D^3	〃	〃	0.95		9.5	9.8
〃 D_4	20	〃		0.86		8.6

に，11 月下旬強雨に見舞われ転圧作業不能となつたので，約 10 日近くも実験を中止した．その間又小雨もあつたが，外観上相当乾燥し，転圧も可能なことが確められたので試験を開始したのであるが，時にはローラーに附着し，又地盤内の排水が未だ充分でなかつたとみえ，10 回程度の転圧を行うと表面まで濕気が押し上つて来て，若干練り返しの如き状況を呈していた．それに対し測定は出来るだけ弾性限界内における路盤強度を求めようとしたため沈下量 10 mm 程度しか行つておらず，そのため上記のような観測結果を得たわけである．転圧効果のなかつたわけでないことは密度の変化，あるいは後記の弾性指数を調べると明らかである．

3) 弾 性 指 数　弾性波動試験を行つた結果のうち，主なものは表—16 の如くである．

表—16

測定箇所	転圧回数	位相速度 (V_1)	減衰比 (ν)	減衰常数 (h)	強制振動 週期	強制振動 振動数	吸収係数	撥上り時間	振幅比 (w)
C_0	0	103 m/sec	1.81	18.6×10^{-2}				2.55×10^{-1} sec	11.8
C_1	2	138	1.77	17.9	1.46×10^{-2} sec	68		2.59	
C_2	5	147	1.70	16.6	1.76	57	11.9×10^{-1}	2.24	3.6
D_1	5	140	1.72	17.0	1.68	59	5.8	2.68	4.9
D_2	10	148							
D_3	15	162	1.33	9.0	1.98	51	3.1	2.61	2.1
D_4	20	194	1.28	7.8	1.69	59	3.6	2.88	1.7
E	新路盤	198	1.84	19.0	1.59	63	6.6×10^{-1}	1.90	10.1

* D_1 以降振動子変更

これらの結果をみると，転圧回数の増加と共に速度は増加し，転圧回数 15 回以上では在来道路の路床にほぼひつ適する様になる．減衰常数についても転圧回数の増加と共に減少状態が明瞭にあらわれ，吸収係数についても同様のことがいい得る．振幅比についても転圧回数のます程消耗率の少ないことを示している．一方撥時間では，転圧回数のます程剛性は増大するから，反撥力大となり第二次落下までの時間は増加する．なお土性試験結果では何等の特性も示さなかつた．20 回転圧仕上げが弾性的観点では非常に効果のあるものであることが明らかにされたことは注目を要する．なほ併記した新地盤 E は路床転圧終了後掘起してあつた玉石を敷き目潰しをして表土をうすくかけたものであるが，転圧不充分であり，角粒のかみ合せ丈で空隙部が土で填充されて一体とした構造になる程には密実でないので良好な値は得られていない．然し長年月にわたつて交通転圧が行われ，玉石空隙が完全に土壌粒子で満たされておれば，弾性試験によつて強度の判定をなし得ることは既に既成道路の項でのべた通りである．要するに本実験は多くの弾性指数によつて綜合的に判定を与え得る点において土性試験による場合に比し有利であることは明らかである．

V. 結　　語

交通荷重は地盤に動的作用をおよぼす．動的状態において地盤の性質を調査することが遙かに実際的であることは否めないであろう．こゝに弾性波試験の意義がある．本実験に使用した装置は著者研究室の持つていた

実験室用の装置を改造したものでやゝ大掛りにみえる点があるが，これらの装置を弾性地下探査装置と同様に携帯用に製作することは極めて容易である．即ち振幅記象を完全明瞭に捕捉するように適当な Dumping の方法を考える程度で充分なのである．我国の道路構築の現段階においては本試験法の如く観察的に強度判定を行い得る方法が最も有効適切であり，道路構築技術に資する所大なることをかたく信ずるものである．

本実験を行うに際しては，終始東京都建設局道路課三多摩地方事務所土木課の御支援を得，村山現場においては，商工省機械試験所および建設省建設工事本部八王子出張所の御援助をうけた．又実験期間を通じて松村所長，京大石原博士，地震研究所岸上多喜氏に御懇切な御指導を賜り，測定に当つては京大佐々博士の御厚意により佐々式振子を拝借したことは測定を非常に容易にする結果となつた．なお直接実験に携つた本研究室南部繁春君，東大二工学生鈴木忠義君，京大学生鈴木文夫君の努力に負う所も大きい．こゝに深く謝意を表する次第である．

噴流に関する研究 (1)

噴流に関する実験および Tollmien の理論との比較

昭和二十六年三月

建設技官　佐藤清一
建設技官　細井正延

〔土木研究所報告第八十一号の4〕

噴流に関する研究 (1)

噴流に関する実験および Tollmien の理論との比較

建設技官　佐藤清一
建設技官　細井正延

目　次

I. 緒　言……(1)
II. 実　験……(1)
III. 流速の分布……(3)
IV. Tollmien の理論との比較……(5)
V. 結　論……(13)

I. 緒　言

ダムを溢流し落下した水脈が池に突入する場合，水門の開口より噴出する流れが下流水塊の中に突入する場合，又その特殊な場合としての跳水の現象，および河川が海に放流する場合等は総て単純化すれば噴流の現象又はその変形現象に帰する．この様な場合に於ける勢力損失の起り方，又流速そのものの分布の仕方，又乱れによる拡散の機構を知るために，他方更に一般的には，Prandtl [1] のいわゆる“自由な乱れ”を持出すことにより乱れそのものの機構を探るための基礎としてこの実験を行つた．

本編に於ては行つた実験を報告するとともに，これに関する Tollmien の理論との比較をし考察を行つた．

実験に当つては早稲田大学理工学部土木科の昭和 22 年度卒業生，東学，大野実，藤田雅弘 3 君の努力に負うところ甚だ大きく，こゝに衷心からの謝意を表する次第である (昭和 22 年 9 月)．

II. 実　験

実験用水槽としては流れの拡散の有様が色素法により見えるためにガラス張りの矩形水槽を用いた．その長さは 172cm，幅 60cm，高さ 90cm で，実験のときの水深は 75cm とした．その上流端面，水面から約 30.5 cm のところに端面を正確に直角に仕上げた銅管をはめこんで噴流の射出口とし，その端面は正確に水槽端面と一致する様にし，且つその管軸が水槽端面に直角であることを確かめることが出来た．銅管の内径は 3.3mm で

1) L.Prandtl : Über die ausgebildete Turbulenz. Verhandl. II, Intern. Kongr. Tech. Mech. Zürich, 1926.

あつたから，この水槽の長さは管径の約 522 倍，幅は管径の約 182 倍，管軸より水面までの高さおよび水底までの高さはそれぞれ約 92.5 倍，135 倍ということになり，拡散を測定する上には充分の広さをもつているものと考えることができる．

水槽の水位を一定ならしめるために水槽下流端面の上部に鋭縁堰を設け，これに樋を附設して噴流の流量を測定することにした．

水槽の上流部にはこれとは別に容量約 10,800cc の head tank を設け，その高さを任意に変えることにより噴出流量を変える様にしたが，本実験に於てはその最高の高さ——head tank の水面から水槽管軸の中心までの差高，218cm——に於て行つた．この時の流出量は約 14.75cc/sec であつた．

head tank にはゴム管にて水道栓に直結することにより水を供給し，tank 内に垂直に立てた管によつて余水を排出して一定水位とし，更にこの水槽底から内径 5mm のゴム管にて拡散用水槽の銅管に接続させて噴流を生ぜしめた．

流速の測定には専ら Pitot 管を用い，その先端部は内径 0.8mm の注射針を用いた．始めこのまゝで水流にあてたところ流れと直角方向にかなりの微振動を生じたため，水平管の充分上部より上方に細いピアノ線を用いて補強しこれを止めることが出来た．

Pitot 管による動水圧は内径約 6mm のゴム管にて manometer に誘導して測定し，差圧水柱の大なる場合は水の manometer を用い，それが小さくなる部分は Benzol にて拡大して測定した．その場合 Benzol の密度が拡大率に鋭敏にきくので，manometer のガラス管には特別の分岐管を作り，これに寒暖計を挿入して直接 Benzol の温度を測定しうる様にした．又温度と Benzol の密度との関係は標準寒暖計により精密に検定した．

測定に当つては，噴出管の端面の中心を原点とし，これより流れの方向に管軸に沿つて a 軸（又は a 軸上に，或る量だけ平行移動した原点について x 軸）をとり，これより直角水平方向に y 軸を，又直角鉛直方向に z 軸をとり，或る a の距離に於て Pitot 管の水平部を a 軸に平行ならしめ，これを y 軸に平行に左右に移動させることによつて流速分布を測定した．従つて x, y 各軸についての流速成分を u, v とすれば——z 軸についての成分は a 軸又は x 軸について対称な円筒坐標系の現象であるから y 軸成分と同一となる——x 軸成分についての時間的平均値を測定したことになる．

流速分布の測定に当つては，噴出管端面からの距離の小さい部分および x 軸からの距離の小さい部分に於ては 0.5mm 間隔，その他の部分に於ては 1～2mm 間隔を標準とした．

Manometer による動水圧の測定に於ては静圧は水槽の底から導いた．

Tollmien [2] によれば，p_m=噴流の中心に於ける圧力，p_r=噴流の端に於ける圧力，ρ=流体密度，U=噴流の中心に於ける流速とすれば対称噴流，即ちこの実験の場合に相当する対称的円筒坐標系の噴流の場合には

2) W. Tollmien : Berechnung turbulenter Ausbreitungsvorgänge. Zeitschr. für angew. Math. und Mech. Band 6, 1926, S.477.

$$p_m - p_r = -0.0025\,\frac{\rho U^2(x)}{2}$$

となり，噴流の中心に於ける圧力と噴流の外部に於ける圧力との差は極めて小さいことがわかる．例えば $U=100\text{cm/sec}$ の場合には

$$p_m - p_r = -0.013\ \text{gr/cm}^2$$

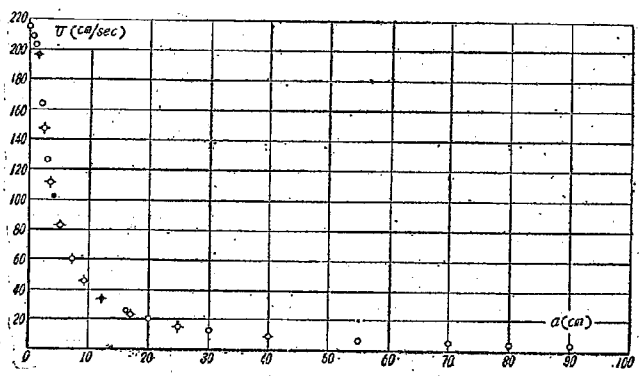
これに対し噴流の外に於ける同一水平層の圧力は $h=1\times 30.5=30.5\,\text{gr/cm}^2$ となり充分に無視しうる程度のものであることがわかる．従つて拡散しつゝある噴流を通しての水平方向の圧力分布は充分な精度を以て一定とみなすことが出来，又鉛直方向の圧力分布は同様に充分な精度を以て直線変化をしているとみなすことができる．従つて靜圧としては水槽の底から導いたものを以てあてることが出来，而も p_m と p_r との差が殆どないということは境界層の場合に於けると同様な取扱い方が可能であることを示すものである．

III. 流速の分布

流速の小さい場合には manometer その水柱の運動が極めて小となるために meniscus の落着きを得るまでには數十分を要したものもあつた．

各 a に於ける測定された気温，水温，流速の値は表−1 に示す通りで，u はある y に対する流速，U は x 軸上にの流速である．

U については流速の分布を測定した斷面の外に Pitot 管で測定しうる限度で出来るだけ多くの測点を求め，$a=90\text{cm}$ まで行つた．即ち噴出管の管径の約 273 倍まで行つた．その結果は図−1 に示す通りで，U は距離



図−1

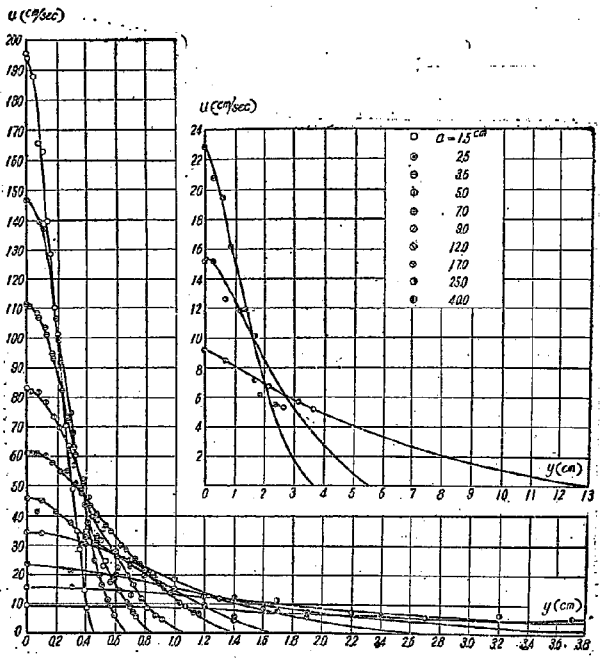
に逆比例して急速に減少するものであることがわかる．図中十字のついた白点は流速分布を測定した点を，又黒点は後に示すように曲線の性質の異る点を示す．

図−2 は各斷面に於ける流速の分布状態を示す．この図に於ては x 軸の両側の測定値を y の片側に重ねて

表—1

U		a=1.5 cm		a=2.5 cm		a=3.5 cm		a=5 cm		a=7 cm		a=9 cm		a=12 cm		a=17 cm	
気温	31°C	気温	31°C	気温	27°C	気温	32.5°C	気温	32°C	気温	32°C	気温	30.5°C	気温	31°C	気温	30.5°C
水温	29°C	水温	26°C	水温	26°C	水温	27.3°C	水温	29°C	水温	28°C	水温	29°C	水温	28.5°C	水温	28°C
a(cm)	U(cm/sec)	y(cm)	u(cm/sec)	y(cm)	u(cm/sec)	y(cm)	u(cm/sec)	y(cm)	u(cm/sec)	y(cm)	u(cm/sec)	y(cm)	u(cm/sec)	y(cm)	u(cm/sec)	y(cm)	u(cm/sec)
0	214.62	0.41	7.67	0.56	8.85	0.72	6.30	0.92	4.20	1.17	6.13	1.4	4.63	1.9	4.97	2.4	5.44
0.5	208.12	0.36	28.00	0.51	15.96	0.67	9.90	0.82	7.90	1.07	8.60	1.2	9.20	1.6	7.87	1.9	6.07
1.0	203.84	0.31	48.50	0.46	24.25	0.62	14.21	0.72	16.62	0.97	13.25	1.0	14.36	1.3	11.14	1.4	11.80
1.5	195.50	0.26	70.00	0.41	37.04	0.57	17.37	0.62	24.00	0.87	18.78	0.8	20.54	1.0	17.60	0.9	16.15
2.0	163.07	0.21	99.90	0.31	68.59	0.52	22.40	0.52	34.69	0.77	22.96	0.7	22.95	0.7	23.88	0.6	19.45
2.5	146.80	0.16	128.30	0.21	98.99	0.47	30.10	0.42	45.37	0.67	27.86	0.6	26.69	0.4	30.12	0.3	20.81
3.0	126.00	0.11	162.40	0.11	137.10	0.42	38.62	0.32	56.52	0.57	33.98	0.5	30.75	0.1	33.07	0.0	22.79
3.5	111.00	0.06	187.80	0.01	146.20	0.37	47.11	0.22	69.15	0.47	39.75	0.4	33.24	0.0	33.74		
4.0	101.92	0.01	194.57	0.00	146.80	0.32	62.01	0.12	77.57	0.37	48.50	0.3	36.92				
5.0	82.50	0.00	195.50	−0.09	139.30	0.27	73.08	0.02	81.75	0.27	54.20	0.2	40.59				
7.0	60.54	−0.04	187.30	−0.19	106.00	0.17	93.37	0.00	82.50	0.17	57.04	0.1	44.38				
9.0	45.58	−0.09	165.60	−0.29	74.08	0.12	102.88	−0.08	80.55	0.07	60.34	0.0	45.58				
12.0	33.74	−0.14	139.30	−0.39	43.15	0.07	107.54	−0.18	72.75	0.00	60.54	−0.1	44.27				
16.0	25.55	−0.19	109.80	−0.49	19.29	0.02	110.00	−0.28	63.08	−0.03	60.42	−0.2	40.53				
20.0	20.14	−0.24	82.80	−0.54	10.84	0.00	111.12	−0.38	51.55	−0.13	59.40	−0.3	36.51				
25.0	15.21	−0.29	59.40	−0.59	5.50	−0.03	110.00	−0.48	38.30	−0.23	54.20	−0.4	32.50				
30.0	12.58	−0.34	34.30			−0.08	106.60	−0.58	28.30	−0.33	50.40	−0.5	30.67				
40.0	8.52	−0.39	14.00			−0.13	100.96	−0.68	19.30	−0.43	42.52	−0.6	26.19				
55.0	6.54					−0.18	92.34	−0.78	11.20	−0.53	36.20	−0.7	22.44				
70.0	5.01					−0.23	81.63	−0.88	6.00	−0.63	29.61	−0.8	20.05				
80.0	4.19					−0.28	72.07			−0.73	24.62	−1.0	13.98				
90.0	3.88					−0.33	59.45			−0.83	20.22	−1.2	8.80				
						−0.36	50.48			−0.93	14.60	−1.4	4.13				
						−0.43	39.62			−1.03	9.90						
						−0.48	32.26			−1.13	6.51						
						−0.53	23.72										
						−0.58	18.52										
						−0.63	14.21										
						−0.68	9.90										
						−0.73	4.85										

a=25 cm		a=40 cm	
気温	31°C	気温	31.3°C
水温	26.5°C	水温	27.0°C
y(cm)	u(cm/sec)	y(cm)	u(cm/sec)
3.2	5.67	3.7	5.24
2.7	5.22	1.7	7.06
2.2	6.69	0.7	8.34
1.7	10.56	0.0	9.16
1.2	11.78		
0.7	12.58		
0.3	15.21		
0.0	15.21		



図—2

示した．$a=9$cm に於ける測定値は分布曲線の形状からみて信頼度が低い様に思われる．

IV. Tollmien の理論との比較

Tollmien [3] は流速の分布を計算するに当つて次の様な基本的取扱いを行つた．

先づ噴流内部の圧力はその外部の圧力と同一であると仮定した．従つて x 方向の運動量は各断面について一定となり

$$2\pi\int_{-\infty}^{+\infty} u^2 y\,dy = \text{const.} \qquad (1)$$

が成立する．

次に実験により噴流の拡りの幅 b は x に比例するものとし

$$b \propto x \qquad (2)$$

3) 脚註 2)．

又混合距離 l については

$$l=cx \tag{3}$$

とし

$$\eta=\frac{y}{x} \tag{4}$$

なる変数を導入して

$$u=\varphi(x)f(\eta) \tag{5}$$

と仮定した．(5) を (1) に代入すれば

$$u=\frac{1}{x}f(\eta) \tag{6}$$

となり $f(\eta)$ の形を境界条件によつて決定することを試みたのである．その場合 (3) に於ける比例常数 c を唯一の常数とし，專ら実験によつて定めらるべきものとしたのである．

以上の基本的取扱い方又は諸仮定は，これを換言すれば次の様になる．

元來 Prandtl は彼の導いた運動量輸送の理論の中の混合距離 l を如何に扱うかについては，l は先づ場所の函数であるべきこと，而して噴流とか後流の様な自由な乱れの場合にして Reynolds 数が充分大きい場合には，長さの方向に直角な断面内の現象は幾何的並びに力学的に相似であると仮定しうること，從つてその様な場合には 2 つの相異つた断面上の相対応する点については混合距離 l はその拡りの断面の幅 b に比例すべきであることを指摘し，次の様な基本計算を行つている．[4] 即ち彼の混合距離の概念によつて変動速度 u', v' を平均流速 u によつて表現して行くに当つての考え方により

$$u'\propto l\frac{\partial u}{\partial y}$$

而して

$$v'\propto u'$$

從つて

$$v'\propto l\frac{\partial u}{\partial y}$$

今 $\overline{u}$ を以て u の平均値とすれば $l\frac{\partial u}{\partial y}$ は $l\frac{\overline{u}}{b}$ に比例するから

$$v'\propto l\frac{\overline{u}}{b}$$

とすることが出来る．

他方断面の幅の時間的増大の仕方は横断方向の速度 v' に対して比例的な状態で起りつゝあるとすることが出来，

---

4) 脚註 1)

$$v' \propto \frac{Db}{Dt}$$

とすることが出来るから，主運動が定常運動である場合には Db/Dt* の内容から

$$v' \propto u\frac{\partial b}{\partial x}$$

とすることができる．従つて

$$u\frac{\partial b}{\partial x} \propto \frac{l\overline{u}}{b} \tag{7}$$

が成立する．

然るに流れの相似性を仮定することにより

$$l \propto b \tag{8}$$

となしうるから (7) 式は

$$\frac{\partial b}{\partial x} \propto \text{const.}$$

となり，結局

$$b \propto x \tag{9}$$

即ち断面の幅は距離に直線比例して増大するという結果が得られる．従つて又 (8) 式により

$$l \propto x \tag{10}$$

即ち混合距離も亦距離 x に直線比例して増大するという結果が得られる．

以上の事柄は結局は次の 2 つの仮定に帰する．

(1) Reynolds 数が充分に大である場合には又充分に下流に於ては，相異る断面間に於て流れの状態に幾何学的並に力学的相似性が成立すること．

従つて 2 つの断面上の相対応する点については混合距離 l は拡大の幅 b (又は之に関連した特定の長さ Y) に比例すること．

(2) 混合距離 l などの断面に於ても，その断面上に於て一様であること．

これらの基本的な仮定に基き，更に境界層の理論に於ける仮定と近似が適用しうるものとすれば，即ち流れに直角方向の圧力差を無視しうるものとし又 $\partial u/\partial y$ 以外の変形の項を無視すれば，運動量を計算することによつて流速 u の x 方向の減衰の仕方を求めることが出来る．

この場合，噴流に直角方向の圧力差を無視する時は，噴流の外部に於ける圧力は x について一定であるから従つて噴流内部に於ても x 方向の圧力差は殆どないものとすることが出来る．即ち $\partial p/\partial x = 0$.

而して (9) 式を考慮するときは流速分布の幾何的相似性を表現するためには y/b なる変数を，従つて y/x なる変数を導入することが便である．従つて

---

* $\frac{D}{Dt} = \frac{\partial}{\partial t} + u\frac{\partial}{\partial x} + v\frac{\partial}{\partial y} + w\frac{\partial}{\partial z}$

$$\eta=\frac{y}{x}$$

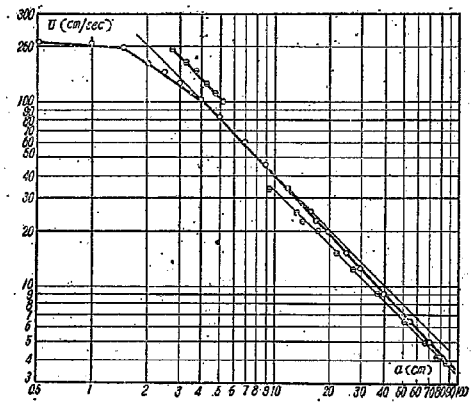
とし

$$u=\varphi(x)f(\eta)$$

とおくときは運動量の式によつて $\varphi(x)$ を x^{-1} と定めることが出来る.

従つて Prandtl および Tollmien の考え方によれば対称噴流の幅 b 又は Y は x に比例し, x 軸上の最大流速 U は x^{-1} に比例することになる.

そこで実験結果を $\log U$ と $\log a$ について調べると図—3 の如くになり, a について $U\propto x^{-1}$ である区間はほんの一部に過ぎないことがわかる. 併し元より $\log U$~$\log a$ 曲線に不連続な点が存在することは考えられない. 当然少くとも噴出口から近い場所を除いては連続曲線でなければならないのであるが, 近似的に $U\propto x^{-1}$ の関係を満足している場所を $x=a$ そのものについて求めると凡そ a=4cm から a=12cm 即ち噴出口の直径を d とすれば $a\fallingdotseq 12d$~$36d$ の区間となる.



図—3

これより更に噴出口に近い部分をみると $a\fallingdotseq 1.5$cm 即ち $a=4.55d$ に於てかなり明瞭に U~a 曲線の性質が異つている様に思われる. この a=0~1.5cm ($a=0$~$4.55d$) の部分は噴出管の縁から発達し始める混合域が未だ噴流の中心部まで充分に影響して来ていない部分と考えられ, 従つて Kuethe[5] の分類した A 領域に相当するものと思われる. 彼の理論的計算によると A 領域は $a=0$~$4.76d$ となり, その意味からも a=0~1.5cm の区間は彼のいう A 領域と解される. 然るときは之に次ぐところの a=1.5~4cm 即ち $a=4.55d$~$12d$ なる区間は彼のいう B 領域に相当し, a=4cm~12cm ($a=12d$~$36d$) なる区間は彼のいう C 領域に相当することになる. この様な領域区分に従つて分割していくときは, a>12cm 即ち $a>36d$ なる区間は新な領域としなければならなくなる. これを今 D 領域と名付けることとする.

一方 Prandtl および Tollmien の用いている x は a とは別な, a に対して適当量だけ平行移動した適当な原点についてのものであるから, その様な x を用いた時に $U\propto x^{-1}$ なる関係が如何に成立しているかを調べてみる必要がある.

上に分類した 4 領域の中, 始めの A 領域は流れの状態が特殊である部分と考えられるから, 今はこれを除

5) A.M.Kuethe : Investigations of the Turbulent Mixing Regions Formed by Jets. Journ. Appl.Mech., Vol.2, No.3, 1935, p.87~95.

外して B, C, D 領域について考えねばならない．今

$$x=a+e$$

とし，x の原点が a の原点の左（a の負の側）に来る場合の e の値を正，右に来る場合を負とすれば，少しの試算により，B 領域については $e=+1.25$cm とすれば $U\propto x^{-1}$ なる条件を満足することが分り，D 領域については $e=+2.5$cm とすればよいことが分る．C 領域については当然 $e=0$ である．この様なそれぞれの系統の x について $U\propto x^{-1}$ が満足されることは図−3 の点 ⊖ によつて示す通りである．

次に噴流の拡散の幅 b と x との関係を調べるのであるが，b 即ち噴流の端の附近に於ける流速の測定は甚だ困難であり，従つて測定された流速の分布曲線から直接 b を見出すことは困難である．そこで之に代るべき幅として $u=U/2$ なるところの y の値を以て Y とし，之を用いる．図−2 によつて Y の値を読みとれば表−2 の通りとなり，これらの a に対する関係を調べると図−4 の通りとなる．

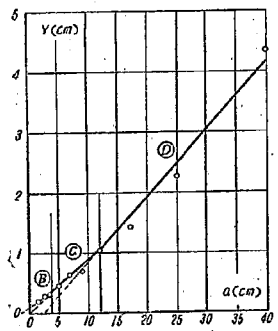
これによれば Y は a について直線変化をするものではないこと，従つて x について直線変化をするものでないことが分る．

そこで $U\sim a$ についての領域区分に従つてこれを区分し，B, C, D 各領域について $Y\sim a$ の関係を近似的に直線とし

$$Y=nx=n(a+e) \qquad (11)$$

とすれば n の値はそれぞれ次表の如くなる．*

領　域	a (cm)	e (cm)	n
B	1.5～ 4	+1.25	0.0751
C	4～12	0	0.0890
D	12～	−2.5	0.1101



図−4

Tollmien は l および u について前述の様に (3) および (6) 式を前提とし，連続の式によつて v の表現を求め，それらを運動方程式に代入することによつて η を独立変数とする常微分方程式を求め，所要量を η の冪級数に展開することによつて解を求めた．その結果は

$$\frac{u}{U}=f\left(\frac{\eta}{\sqrt[3]{c^2}}\right) \qquad (12)$$

なる関係式の形に於て f の値を決定することが出来た．[6] これによれば噴流の幅については

$$\frac{b}{2c^{2/3}}=3.4 \qquad (13)$$

となる．

吾々の場合は b の代りに Y を問題としているから

---

* $a=9$cm の分布曲線は Y を見積るには適当でないのでこの計算からは省いた．

6) 脚註 2), 473 頁．

表−2

a (cm)	U (cm/sec)	$\eta_{0.5}(=U/2)$	$Y(u=U/2)$	$b/2$(cm)
1.5	195.50	97.75	0.208	0.436
2.5	146.50 *	73.20	0.288	0.660
3.5	111.12	55.56	0.346	0.832
5.0	82.50	41.20	0.459	1.040
7.0	60.54	30.27	0.630	1.390
9.0	45.58	22.79	0.703	1.640
12.0	33.74	16.87	1.035	2.628
17.0	22.79	11.40	1.43	3.65
25.0	15.34 *	7.67	2.25	5.46.
40.0	9.16	4.58	4.33	12.60

$$\frac{u}{U}=f\left(\frac{y}{Y}\right)$$

の形に直さねばならない．この式を直せば

$$\frac{u}{U}=f\left(\frac{y}{Y}\right)=f\left(\frac{y}{xc^{2/3}}\ \frac{xc^{2/3}}{Y}\right)$$

$$=f\left(\frac{\eta}{c^{2/3}}\ \frac{1}{\frac{\eta_{0.5}}{c^{2/3}}}\right)$$

但し

$$\eta=\frac{y}{x},\qquad \eta_{0.5}=\frac{Y}{x}$$

然るに Tollmien の求めた理論曲線によれば

$$\frac{\eta_{0.5}}{c^{2/3}}=\left(\frac{\eta}{c^{2/3}}\right)_{u/U=0.5}=1.22 \qquad (14)$$

であり，

$$\eta_{0.5}\equiv n$$

であるから

$$c=(0.8197n)^{3/2} \qquad (15)$$

となり，これによつて c の値を実験的に求めることが出来る．

吾々の場合の c の値を各領域について前掲の表によつて求めると次表の如くなり，a 又は x の増すに従つて増大するものであることを知る．即ち Prandtl および Tollmien の如く噴流の機構を

$$u\propto x^{-1},\quad b(\text{又は}Y)\propto x,\quad l\propto b(\text{又は}Y)$$

とすることは噴流の全領域について成立するものではなく，部分的に之をあてはめるとすれば c の値は x について変化（増大）するものであることを知る．

領　　域	*B*	*C*	*D*
a	4.55*d*～12*d*	12*d*～36*d*	36*d*～
c の 値	0.0153	0.0197	0.0271

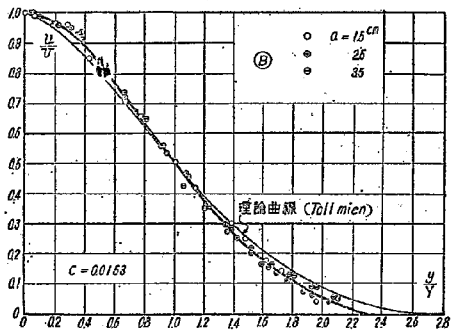
Göttingen に於て，直径 137mm の Düse からの空気の噴流について *a*=100cm のところで測定された結果から Tollmien が計算した *c* の値は

$$c=0.0158$$

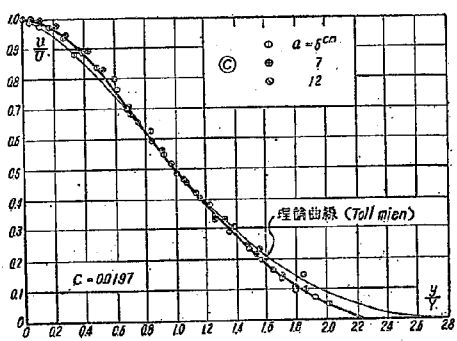
であつた.[7] この場合は *a*=7.3*d* であるから* 明らかに吾々の場合の *B* 領域に相当するものであり，而もその *c* の値は吾々の値と極めてよく一致している.

次に各領域について Tollmien の計算による流速分布曲線と吾々の測定値とを比較してみよう. 図—5 はこれら両者を *u*/*U* と *y*/*Y* との関係に於て比較したものである. 図中太線は測定点を通ねたものであり，細線は Tollmien による理論曲線である.

これによれば *B* 領域，*C* 領域共に観測値と理論曲線との間には同一傾向の系統的差異を生じ，Tollmien の計算値は実測値に比し，噴流の中心部に於て過小に，境界部に於ては過大に出る傾向があることを知る.



図—5 (*a*)



図—5 (*b*)

又 *D* 領域に於ては測定値を出来るだけ適正に通ねた曲線と理論曲線との間には殆ど差が認められなくなるようであるが，元来この領域の流速は既に小となるために，Pitot 管による測定ではなかなか困難であり，従つて精度が落ちざるを得ない. そのために *B*, *C* 領域の様にはつきりとはいえないが，それでも *a*=17cm および 25cm については測定の平均線を未だ引きうる程度にあり，それによつて理論曲線との比較が可能であると考える. 従つて噴流口から非常に遠く離れた場所に

7) 脚註 2), 476 頁.

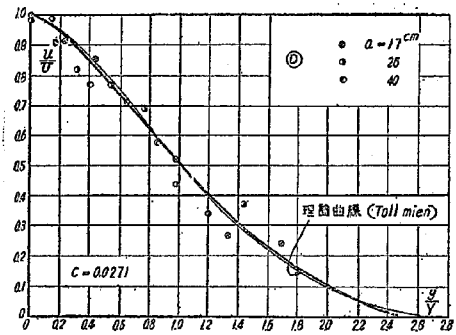
* この測定に於ける *a* は *a*=100cm (7.3*d*) と 150cm (11*d*) の 2 個所である.

表—3

a=1.5 cm		a=2.5 cm		a=3.5 cm		a=5 cm		a=7 cm		a=9 cm		a=12 cm		a=17 cm	
y/Y	u/U	y/Y	u/U	y/Y	u/U	y/Y	u/U	y/Y	u/U	y/Y	u/U	y/Y	u/U	y/Y	u/U
1.972	0.0392	1.944	0.0610	2.081	0.057	2.005	0.051	1.857	0.101	1.992	0.102	1.836	0.147	1.678	0.239
1.731	0.1432	1.771	0.1090	1.936	0.089	1.787	0.096	1.698	0.142	1.707	0.198	1.546	0.233	1.329	0.266
1.490	0.2481	1.597	0.1650	1.792	0.128	1.569	0.201	1.540	0.219	1.423	0.315	1.256	0.330	0.979	0.518
1.249	0.3580	1.432	0.2530	1.647	0.156	1.351	0.291	1.381	0.310	1.137	0.451	0.967	0.522	0.630	0.708
1.009	0.5110	1.076	0.4680	1.525	0.202	1.133	0.420	1.222	0.379	0.996	0.504	0.676	0.708	0.420	0.853
0.769	0.6560	0.729	0.6760	1.358	0.271	0.916	0.550	1.064	0.460	0.854	0.586	0.387	0.892	0.220	0.913
0.523	0.8310	0.382	0.9360	1.213	0.347	0.697	0.685	0.905	0.561	0.712	0.674	0.097	0.980	0.000	1.000
0.288	0.9610	0.035	0.9980	1.069	0.424	0.479	0.838	0.746	0.657	0.569	0.729	0.000	1.000		
0.048	0.9950	0.000	1.0020	0.925	0.558	0.262	0.940	0.587	0.801	0.427	0.810				
0.000	1.0000	0.313	0.9500	0.780	0.658	0.044	0.991	0.428	0.896	0.285	0.891				
0.192	0.9580	0.659	0.7240	0.491	0.840	0.000	1.000	0.270	0.942	0.142	0.974				
0.433	0.8470	1.007	0.5060	0.347	0.926	0.174	0.976	0.111	0.997	0.000	1.000				
0.673	0.7120	1.353	0.2940	0.202	0.963	0.342	0.882	0.000	1.000	0.142	0.972				
0.914	0.5620	1.701	0.1320	0.058	0.990	0.610	0.765	0.048	0.998	0.285	0.889				
1.153	0.4230	1.875	0.0740	0.000	1.000	0.828	0.625	0.206	0.982	0.427	0.801				
1.394	0.3040	2.048	0.0375	0.087	0.990	1.046	0.464	0.365	0.896	0.569	0.713				
1.634	0.1750			0.231	0.959	1.264	0.343	0.524	0.833	0.712	0.673				
1.875	0.0720			0.376	0.909	1.482	0.234	0.632	0.702	0.854	0.575				
				0.520	0.830	1.700	0.136	0.841	0.568	0.996	0.492				
				0.664	0.734	1.917	0.073	1.000	0.489	1.137	0.440				
				0.809	0.648			1.158	0.406	1.423	0.307				
				0.953	0.536			1.317	0.334	1.707	0.193				
				1.098	0.454			1.476	0.241	1.992	0.091				
				1.242	0.356			1.635	0.164						
				1.387	0.291			1.793	0.108						
				1.532	0.213										
				1.676	0.166										
				1.821	0.128										
				1.965	0.089										
				2.109	0.044										

a=25 cm		a=40 cm	
y/Y	n/U	y/Y	u/U
1.423	0.370	0.854	0.572
1.200	0.340	0.392	0.770
0.978	0.436	0.161	0.911
0.755	0.688	0.000	1.000
0.533	0.768		
0.311	0.820		
0.133	0.992		
0.000	0.992		

して始めて Tollmien の計算の適用性がでてくるものと思わる．而もこのことは Prandtl の基本的仮定からもその様であると考えられる．



圖−5 (c)

V. 結　　論

以上の実験の結果，および Prandtl, Tollmien の理論との比較考察によつて次の事柄を結論することが出来る．

(1) u/U と y/Y について測定値を整理し，各断面に於ける測定値が断面の区別なしに一曲線上に集約されれば噴流の流れの機構は相似性をもつということが出来る．併し実際には全断面を通じての相似性はみられない．併し区間の部分的には而も噴出口から余り遠くない区間，吾々の場合には $a=4.55d$～$36d$ の区間では充分に相似性があるといえる．而して $a>36d$ では流速の分布曲線は又別な相似性をもつものの如くである．

(2) Kuethe の行つた様に領域を区分すれば，新たに D 領域をおそらく最終領域として区分する必要がある．

(3) A 領域のみを除いた全領域を通して x の原点を如何に変化しても単純に $U\propto x^{-1}$ とはならない．併し B, C, D の各領域を区分すれば，そのそれぞれについて x の原点を加減することにより $U\propto x^{-1}$ となしうる．従つて領域の部分的に $U\propto x^{-1}$ の法則を認めうる．

(4) 噴流の幅又は Y は x に対して直線比例とはならない．直線的よりももつと大きな増し方をする．従つて b と l 又は Y と l との関係については Prandtl の行つた仮定 $l\propto b$ (又は Y) とは別な仮定をする必要があるのであろう．

(5) 従つて噴流の全領域を通じ流れの機構は厳密には同一相似ではないであろう．このことは結論の (1) と一致する．

(6) 実験常数 c の値は各領域毎に異り一定値とはならない．従つて c は x の函数となり而も x と共に増大する．このことは x の広い領域については $l=cx$ の成立しないことを意味する．併し c の値の order は 0.015～0.027 の程度であつた．

(7) 同一領域 B についての Göttingen に於ける空気についての c の測定値と比較するに，極めて良き一致をみた．その値は $c=0.0158$ と 0.0153 であつた．このことは実験値の適正をも物語るものである．

道路の運輸経済調査報告

昭和二十六年三月

建設省土木研究所道路研究室
建設省近畿地方建設局企画部企画課

〔土木研究所報告第八十一号の6〕

道路の運輸経済調査報告正誤表

頁	行	誤	正
5	上から 1	急坂にあつても	急坂においても
14	表—7 消費量最下段	210	201
14	表—7 0.4g 上から11段	9.9/2	0.9/2
16	表—9 消費量上から2段	950	940
21	下から 3	…調査した. 結果…	…調査した結果…
23	上から10	普通車 1/3, の代燃車の…	普通車 1/3, 代燃車の…

道路の運輸経済調査報告

(近畿地方
国道 2, 16 号線および国道 41 号線の一部
大阪京都間産業道路)

建設省土木研究所道路研究室
建設省近畿地方建設局企画部企画課

序

この報告は建設省近畿地方建設局，建設省土木研究所共同で，同局管内の主要路線について行つた路面運輸経済調査結果の報告である．

この調査試験は近畿地建建設技官齋藤毅治氏，鈴木新之輔氏外 4 名，本研究所建設技官樽井常忠氏，高岡昇氏が行い，この報告書は樽井技官が作成した．

試験実施に際しては，大阪，滋賀，和歌山，兵庫の各府県土木部の絶大な御援助を賜わり，又商工省機械試験所第 4 部長白井直光氏の御厚意により，同部員後藤健一氏の応援を得たことは，試験進捗上大きな力となつた．ここに厚く感謝の意を表わす次第である．

道路研究室長　谷藤技官

目次

I. 要旨……(2)
II. 試験の概要……(3)
〔1〕試験路線……(3)
〔2〕試験日程……(5)
〔3〕試験用器材……(5)
(1) 試験用自動車……(5)
(2) ガソリン消費量計……(5)
(3) ペドメーター……(5)
(4) ストップウオッチ……(6)
(5) 温度計……(6)
(6) 計数器……(6)

〔4〕試験方法……(6)
III. 予備試験……(7)
〔1〕距離計補正試験……(7)
〔2〕速度計補正試験……(7)
〔3〕速度と燃料消費率との関係……(7)
〔4〕衝撃係数と速度との関係……(8)
IV. 各路線の試験結果……(9)
〔1〕国道2号線……(10)
〔2〕国道16号線……(10)
〔3〕国道41号線……(10)
〔4〕産業道路……(10)
〔5〕各路線試験結果の平均……(10)
V. こう配とガソリン消費量との関係……(19)
VI. 衝撃率とガソリン消費量との関係……(20)
VII. 道路改良の効果……(21)
VIII. 結び……(25)

I. 要旨

道路は鉄道と共に陸上の主要な交通機関であり，鉄道の画期的な発展により，一時その価値が忘れられた時代もあつたが，今世紀に入つてからますますその独自の特性が認められ，自動車の発達普及に伴つて次第に人員或は貨物の輸送距離も拡大している．

戦時中から戦後にかけてこれを堆整することなく，ひたすら酷使され荒廃に任せていた道路も，戦後の落ち着きを次第に取り戻すと共に，今更のようにその復旧の必要が認められ，殊にマ司令部の指令によつて補修に拍車がかけられるようになつた．

一方補修計画樹立の根本資料としては昭和23年6，10月に行われた交通調査位のものである．この時に当り近畿地建において交通量の比較的多い路線についてその現況を知り，将来の道路の改策，補修に関する基礎資料を得る目的で調査を企図したもので，この報告はその結果を示すものである．

この報告では次の事項を明らかにした．

(1) 試験自動車の特性に関する予備試験

(2) 路面の不陸の程度を測るためにペドメーター (Pedometer) を用いて衝撃率を求めた．

(3) ガソリン消費量，衝撃率，変速回数を各路線別，路面別および全体について求め，路線の運輸経済的な価値判定のための現況を求めた．

(4) ガソリン消費量に及ぼすこう配の影響を求めた.

(5) 道路改良の効果に関し，量的に算定し得る項目について節約額算定の例を揚げた.

以上の結果は連続走行による極めて簡単に行つた実測の結果に基くもので，今後各項目について更に精密な試験を繰り返して行い，各要素の路面運輸経済に及ぼす影響を更に詳細に検討し路面の使用状況に応じて，経済的見地から，道路の新設，改築，舗装，補修等の工事にどの程度の工事費を投資することが出来るかを算定するための資料を求めたいと考える.

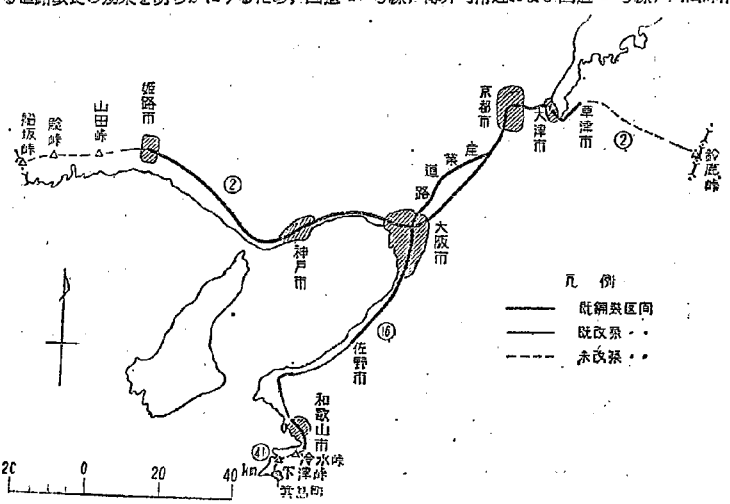
II. 試 験 の 概 要

試験は連続 7 日間にわたり，全走行行程は 1000 km を突破し，その中 3 日は雨に降られ，試験には不適当であつたが時間的な余裕がなかつたため，強行した次第である. 試験の概要を各項別に述べれば次のようである.

〔1〕 試 験 路 線

試験路線は図—1 および 表—1 に示すようであり，ほとんど既改築，既舗装であり，未改築，未舗装の所は少い. 県境には峠のある所もあるが，こう配も緩く全般的にみて平たんである.

戦時中から放置され酷使されている道路も，維持修理 5 ヶ年計画によつて少しづつ補修され，この試験を行つた路線の舗装区間もパッチングその他の補修が行われている所が多い. 産業道路は良好な状態にあるので特に試験路線の 1 つとして選び試験の都合上往きだけ測定を行つた. この他表—1 にも示した通り，新旧国道の比較による道路改良の効果を明らかにするため，国道 16 号線，樽井町附近および国道 2 号線，山田峠附近で



図—1 調査路線並に現況図

表−1

試験日程

月 日	曜日	天候	気温°C	調査路線	調査区間	全走行距離 km	試験走行距離 km	全時間 時 分 秒	試験走行時間 時 分 秒
3 10	木	曇後雨	10～13	産業道路 国道2号線	大阪市−高槻市−京都市 京都市−大津市−水口町−鈴鹿峠	174.08	170.57	7 55	5 28 48.4
3 11	金	快晴	8～13	国道2号線	草津町−大津市−京都市−大阪市	126.32	118.39	6 26	3 53 19.6
3 12	土	晴	13～18	国道16号線 旧国道	大阪市−堺和田市−和歌山市 泉南郡北中通村−西鳥取村	156.84	138.78	8 55	4 48 19.7
3 13	日	曇後雨	10～14	国道41号線 国道16号線	和歌山市−箕島町 和歌山市−堺和田市−大阪市	144.48	140.87	7 41	4 15 27.9
3 14	月	曇	10～14	国道2号線 坂路（兵庫県庁前 有馬道 西須磨）	大阪市−神戸市−姫路市−龍野町 −斑鳩村	120.47	104.04	6 02	2 59 17.3
3 15	火	雨	6～8	国道2号線 旧国道	兵庫県揖保郡太田村−船坂峠	87.57	87.44	4 16	3 17 25.8
3 16	水	快晴	7～12	国道2号線	揖保郡斑鳩村−姫路市−神戸市−大阪市	98.71	98.71	3 42	2 35 01.2
					総計	908.47	858.80	44 57	27 17 39.9

は比較走行試験を行つた．坂道の走行試験のため，兵庫県庁前，有馬道，西須磨の急坂にあつても試験を行つた．路線中工事のため或は路面が余り悪過ぎるため，別の路線を通行している小区間を実態をつかむため選んだ所もある．

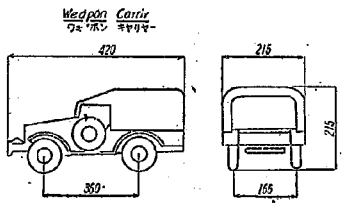
〔2〕 試 験 日 程

試験を行つた日程の詳細は表−1 に示すようである．その間に雨天が 3 日あり，気温も試験中に測定した結果は 6～18°C に変化している．試験測定を行つた区間は約 900 km であるが，全走行行程は 1000 km を超え，1 名の運転者での連続試験は相当の強行振りであつた．幸にパンクその他エンジンの故障も無かつたのでこの成果を挙げることができた．

〔3〕 試 験 用 器 材

試験に使用した器材およびその概要は次のようである．

(1) **試験用自動車**　試験に使用した自動車は図−2 に示すような払い下げの ¾t 車で主要諸元は表−2 に示すようである．



図−2 試験自動車

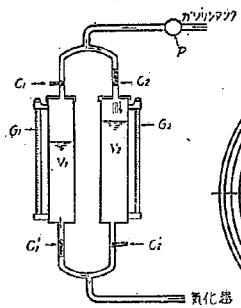
表−2

項目		諸元
種類		普通中型 4 輪
車名		Weapon Carrier
製造会社		Dodge Brothers Corp.
発動機		Dodge 製 T 214 ガソリン機関
気筒	行程	4 行程式
	気筒数	6
	直径×行程	83mm×111mm
	総容積	3568cc
重量	総重量	3510kg
	自重	2400kg
	積載量	1000kg
寸法	全長	4.20m
	全幅	2.15m
	全高	2.15m
既走行距離		25000mile

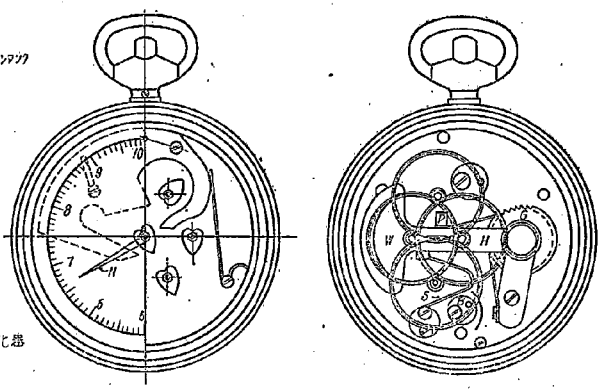
(2) **ガソリン消費量計**　ガソリン消費量計は図−3 に示すように取りつけた．即ち自動車の燃料ポンプ P より送られるガソリンを容量各 1500cc 入りの円筒形容器 V_1 V_2 に切換えコック C_1, C_2 により交互に貯え，油面の下りを目盛を刻んだガラス管 G_1, G_2 で読み消費量を求める．図−3 では V_1 で消費量を測定，V_2 は P より送られるガソリンを貯えている場合を示したもので，V_2 が充満されればコック C_2 を閉じるが，この時は P より送られるガソリンは P と自動車備え付けのガソリンタンクとの間で環流することになる．

使用したガソリン消費量計は一目盛 20cc のものである．写真−1 にはその取り付け状況を示す．

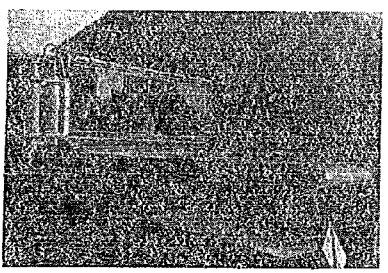
(3) **ペドメーター** (Pedometer)　これはある一定の加速度以上に感ずるようにばねの強さを調節した機械で，図−4 に示すようなものである．即ちレバー H の先に錘 W があり，これをばね S で制御している．これに鉛直方向に或る一定以上の加速度が作用すれば W は上下動を起し，その回数は歯車 G の廻転に



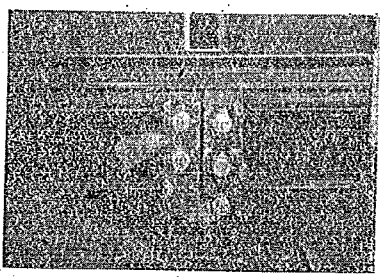
図—3 ガソリン消費量計



図—4 ペドメーター



写真—1 ガソリン消費量計取り付け状況



写真—2 ペドメーター取りつけ状況

より，針 N に伝えられる．B はばねの力を調整して，このメーターの感ずる加速度を調節するねじで P は W の振動の制御装置である．

この試験には予め 0.2,0.3, 0.4, 0.5, 0.7g (g は重力の加速度) に調節した5個のペドメーターを試験自動車のほぼ重心位置に取りつけた．0.4gに調節したペドメーターは試験中に故障を生じたので測定から除いた．この取りつけ状況は 写真—2 に示すようである．

(4) **ストップウオッチ**　自動車の走行時間を測り，平均実速度および踏み切り等による待機時間の測定のため精巧社製の 30 秒読みを 2 個使用したが，1 分読みの方が使用上便利である．

(5) **温度計**　気温，冷却水温，発動機油温度測定のため 100°C 読みのものを 2 本使用した．

(6) **計数器**　変速回数，曲線部数を数えるため 2 個使用した．

〔4〕 試験の方法

試験速度　舗装道 40km/hr，砂利道 20～30km/hr を標準とし，努めて一定速度で走ることとした．

測定区間長　2mile（自動車備えつけの距離計がマイル単位になつていたから）毎とし，その間で舗装の種類が異なる点，舗装と未舗装との点，府県界，峠等が来ればその時の記録もとり，連続走行とした．

測定項目　走行距離計による測定区間長，その走行時間，ガソリン消費料，ペドメーターの読み（衝撃回数），気温，冷却水温，発動機油温，変速回数，要すれば曲線部の数を測定した．

こう配試験　原則として2往復の試験を行い，下りこう配においても惰行によらずエンジンブレーキによつた．

III. 予　備　試　験

試験に必要な基礎資料を得るため，次のような予備試験を行つた．

〔1〕 距離計補正試験

試験路線全区間にわたつて各測定区間を実測或は標示しておくことは実際上不可能であつたので，各測定区間長は試験自動車備えつけの走行距離計によることとし，その補正試験を実施した．試験区間としては予め正確に距離が判明したほぼ平たんなコンクリート舗装区間を直轄道路上に選んだ．距離計の補正率として次のように 0.948 を得た．

走行実距離＝10024m

距離計の読み＝6.57mile＝10570m

$$補\quad正\quad率=\frac{10024}{10570}=0.948$$

〔2〕 速度計補正試験

一定速度で試験をするため，試験自動車備えつけの速度計によることとしたが，速度計の補正を必要としたので，〔1〕の試験を行つたと同一の箇所で，200m の区間を 10～35mile/hr の範囲で 5mile/hr 毎に往復走行し，実速度と計器速度との関係を求めた．結果は表－3，図－5 に示すようである．

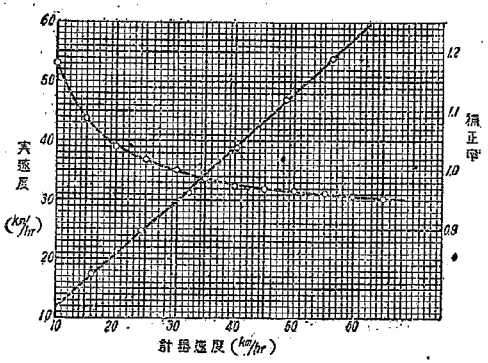
表－3

計器速度 km/hr	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65
実速度 km/hr	11.8	16.3	20.8	25.5	30.0	34.5	39.0	43.6	48.3	52.9	57.4	62.0
補　正　率	1.180	1.087	1.040	1.020	1.000	0.986	0.975	0.975	0.966	0.962	0.957	0.954

〔3〕 速度と燃料消費率との関係

使用する試験自動車の燃料消費率の速度による影響を明らかにするため，平らなセメントコンクリート舗装 1km の区間で速度 15～50km/hr の範囲で燃料消費率を測定した．その結果は図－6 および表－4 に示すようであり，大体 40km/hr 附近が最も効率がよいことが分つた．

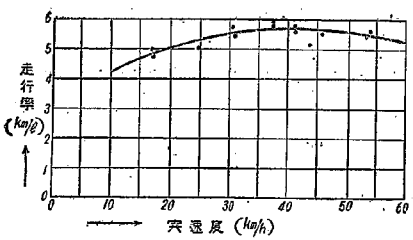
同じ試験自動車を使用して，Change Gear の位置によるガソリン消日量の測定を行つており，その平均を示すと表－5 のようである．



図−5　計器速度

表−4

実速度 km/hr	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
走行率 km/l	4.25	4.65	5.00	5.30	5.50	5.65	5.70	5.65	5.60	5.45	5.20
消費率 cc/km	235	215	200	189	182	177	176	177	179	184	192



表−5

Gear の位置	平均速度 km/hr	走行率 km/l	消費率 cc/km	比
LOW	11.2	1.12	893	5.07
2nd	22.8	3.08	325	1.85
3rd	35.8	4.65	215	1.22
TOP	42.2	5.70	176	1.00

図−6　速度と燃料の消費の関係

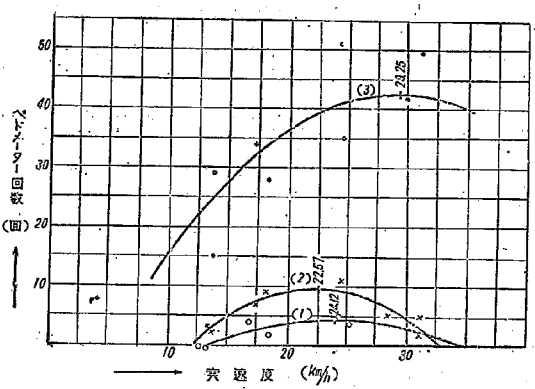
〔4〕 衝撃係数と速度との関係

路面状態を良好に維持することは，それを利用する交通が安全に，快適に且つ経済的に行われることが目的であり，この点からいつて，実際に走行する車にペドメーターをつけて，その車の受ける衝撃を測ることは簡単でよい方法と考えられる．ペドメーターに感ずる単位走行区間当りの衝撃回数を衝撃係数と呼ぶことにする．衝撃係数は路面の状態，車の性質，特にその懸架重量，および走行速度によつて異なるのは当然である．自動車の受ける衝撃が，障害物の大きさ，および速度によつてどのように変るかという概要を知る目的で試験を行つた．

詳細に調べる暇を持たなかつたので，適当な路面を選定することが出来ず，焼け跡の火災によつて幾らか傷んだアスファルト道路で，試験区間としても適当な延長が取れず，約 300m の中 100m を測定区間，残りを序走区間とした関係上，速度も 5～20mile/hr の範囲に制限された．

試験方法としては自動車の軸間距離 3.50m の倍数を避けて 6m 間隔に，厚さそれぞれ 1.5cm，3cm，長さ 2.7～3.6m，巾約 20cm の板を道路中心線に直角に敷き並べた．

不充分な試験結果ではあるが，参考のため掲げれば図－7 のようである．図中 (1) は板を敷かない場合，(2) は厚さ 1.5cm の板を敷いた場合，(3) は厚さ 3cm の板を敷いた場合の，0.2g に調節したペドメーターによる衝撃回数である．



図－7 速度と衝撃係数の関係

この結果から

(1) 障害物の大きさが大きい程衝撃回数は大となる．

(2) 速度が大きくなると次第に衝撃回数も増加するが，或程度の速度に達すると，必ずしも衝撃回数はそれに伴つて増加するとはいえない．

(3) 衝撃回数は障害物の数とは一致せず，自動車の振動状態，ペドメーターの性質によつて異なる．

ということがいえる．

これ等の関連性についての問題は後日，改めて検討する予定である．

IV. 各路線の試験結果

試験は前述 (II の (2)) の日程で行つたが国道 2，16，41 号線全般の現況を知ることが主目的で，日程を急いだため余り時間をかける事が出来なかつた．雨天にも試験を強行し連続走行を行つた．

各路線別に試験結果を掲げれば次のようである．測定は約 3km (2miles) 毎に行つたが，冗長になるので各路面種別毎にまとめた．

ガソリン消費量計の最小 1 目盛りは 20cc であり，従つて短区間の測定には精度が不十分であつた．又急こう配あるいはいわゆる峠と称される長い坂道は別に測定したが，平地部の橋の取り付け道路およびその他の緩こう配については特に考慮せず，又踏み切り，擦れ違い等のための待期時間中のガソリン消費量はいちいち測定することは困難であるからこれについても測定結果には考慮してないから，これ等の原因による誤差も幾らか含まれている．

以下に出て来る表中の記号は次のようである．

C＝コンクリート舗装　A＝アスファルト高級舗装，　G＝砂利道，　簡＝簡易舗装，

CB＝コンクリートブロック

〔1〕 国道 2 号線

国道 2 号線の近畿管内の区間は 4 日間にわたり往復調査した．特に新旧路線の比較のため別に回数を重ねて入念に調査した区間もあるが，これについては VIII の所で述べる．大阪京都間は 1 回の測定結果である．各種路面の区間別に結果を示せば表−6 (*a*)，(*b*) のようである．

〔2〕 国道 16 号線

国道 16 号線は大阪市より和歌山市に至る全線を調査した．この路線は昭和 23 年度において一応改築工事を終了したが，大阪市梅田新道より同府泉南郡北中通村鶴沢橋間は舗装済みで，鶴沢橋より和歌山市に至る間は一部のコンクリート舗装を除き未舗装区間である．

測定結果は 表−7 に示すが，表中大阪市内は速度の制限，街路交点での停車，軌道横断等のため消費率も大きいが，北中通村に至る間の舗装は補修され，経済効率も良好である．これに続く砂利道約 21km の既改築区間は幅員，線形も適当であり，路面状態は上とはいえないが，速度は舗装とほとんど変りなく出せるので，試験自動車の経済速度で走り，砂利道としては走行率は可なり高いものとなつた．孝子村の砂利道は一部砕石による基礎工を実施中であり，また電気通信省のケーブル工事のため路面を掘り起した区間もあつた．

貴子村の砂利道でグレイダーによる補修を行つた区間は舗装道に劣らぬ成績を示している．これは砂利道を絶えず補修して良好な路面状態を維持することの重要なことを示す適例である．

〔3〕 国道 41 号線

国道 41 号線は和歌山市より紀伊半島を海岸沿いに廻り三重県松阪市に至る路線であるが，日程の都合で和歌山市より箕島町に至る約 27km 区間の調査を行つた．結果は表−8 に示してある．

〔4〕 産業道路

国道 2 号線との比較のため，路面状態の良好な産業道路の調査も行うこととしたが，日程の都合で片道のみ測定した．この結果は表−9 に示してある．

大阪市内は交通速度の制限，道路交点での停車等により運輸経済効率は低下している．砂利道区間は同路線中の線路を越える橋が工事中のため廻り道をした区間で，上りの坂道を含み路面状態も余り良くなかつた．

この路線においても，セメントコンクリート舗装の，走行率から見た運輸経済上の優位が認められる．

〔5〕 各路線試験結果の平均

以上に求めた 4 路線の各路面別の平均を求めれば表−10 のようになる．この結果からみれば

(1) 各路線別の全平均走行率は国道 16 号線が最大で，産業道路，国道 2 号線，国道 41 号線の順である．

(2) 舗装別の走行率はセメントコンクリート舗装が最大で，アスファルト系高級舗装，砂利道．簡易舗装の順である．但し簡易舗装は戦時中からほとんど維持補修が行われず，極端な所では孔の方が舗装

表−6 の (a)

国道2号線（鈴鹿峠−大阪市） 往復平均 W=2885～2995 kg

路面種別	区間	距離	走行時間	速度	燃料		走行率	衝撃率(回/km)/衝撃回数(回)				変速回数	備考
		km	分 秒	km/hr	消費量 cc	消費率 cc/km	km/l	0.2 g	0.4 g	0.5 g	0.7 g	(回)	
G	山内村※	5.03	9 17.0	32.5	1460	290	3.45	162.9/819	20.5/103	2.2/11	0.8/4	1	鈴鹿峠(2.3%)上り※ 印往復の内いづれか 1 回のみ
G	土山町−大野村	13.58	25 39.0	31.8	2890	213	4.70	136.0/1847	25.0/340	5.5/75	2.2/30	8	
A 箇	水口町	0.84	3 11.1	15.8	190	226	4.42	36.9/31	2.4/2	0/0	0/0	4	
G	三雲町−石榑町	10.53	19 54.0	31.8	2145	204	4.91	61.2/645	3.8/40	0.3/3	0.1/1	7	
A 箇	石部町	1.45	3 19.9	26.1	255	176	5.69	14.5/21	2.8/4	0/0	0/0	3	
G	〃	6.17	11 03.2	33.5	1170	189	5.28	88.5/546	16.2/100	3.2/20	0.2/12	2	
C	治田町	3.81	5 24.9	42.2	690	181	5.52	1.6/6	0/0	0/0	0/0	0	
A 箇	草津町	6.41	14 52.3	25.9	1400	218	4.58	22.0/141	0.9/6	0.2/1	0/0	4	
G	大津市	2.67	7 41.2	20.8	700	262	3.82	110.2/294	15.7/42	3.4/9	0.4/1	10	
A 箇	〃	3.51	8 14.7	25.5	885	252	3.98	24.2/85	1.4/5	0.3/1	0/0	12	
SB.C	〃	2.22	5 01.6	26.5	440	198	5.05	9.9/22	0.9/2	0/0	0/0	9	逢坂山 (4%)上り下り平均
C	〃	2.29	4 02.4	34.0	440	192	5.21	8.3/19	0/0	0/0	0/0	1	逢坂山(3.5%)
C	京都市	5.27	10 25.0	30.4	1160	220	4.54	16.7/83	0.6/3	0/0	0/0	7	
A	〃	5.19	11 57.1	26.1	1210	233	4.29	17.5/91	0.8/4	0.4/2	0/0	23	
C	〃	2.06	4 45.5	26.0	415	201	4.97	23.8/49	1.9/4	0.5/1	0/0	5	

A.CB	京都市	4.35	7 13.9	36.1	840	193	5.18	14.0/61	0.7/3	0.2/1	0/0	1
C	〃	7.17	11 56.0	36.0	1390	194	5.16	10.0/72	0.1/1	0/0	0/0	1
A	八幡町	4.27	6 13.8	41.1	850	199	5.02	4.0/17	0/0	0/0	0/0	0
C	牧方市	5.34	8 23.8	38.2	1130	212	4.73	21.9/117	0/0	0/0	0/0	2
A	守口市	12.36	19 11.4	38.6	2590	210	4.78	113.3/140	0.2/2	0/0	0/0	5
C	〃	1.07	2 06.4	30.4	240	244	4.46	26.2/28	0/0	0/0	0/0	2
A	〃	0.61	0 59.0	37.2	160	262	3.81	27.9/17	0/0	0/0	0/0	0
C	大阪市	0,76	1 19.2	34.7	140	184	5.43	38.2/29	0/0	0/0	0/0	0
A	大阪市	5.80	12 05.0	28.8	1480	255	3.92	24.3/141	1.2/7	0.7/4	0.5/3	8
鈴鹿峠～大阪市平均		112.76	214 17.4	31.6	24270	215	4.65	47.3/5326	5.93/668	1.1/128	0.5/51	105
舗装平均		74.78	140 43.0	32.0	15905	213	4.70	15.7/1175	0.58/43	0.13/10	0.04/3	37
A 平均		32.58	57 40.2	34.0	7130	219	4.56	14.3/467	0.5/16	0.2/7	0.1/3	37
C 平均		29.99	53 24.8	33.7	6045	202	4.96	14.3/430	0.3/10	0/1	0/0	27
A 簡平均		12.21	29 38.0	24.7	2730	224	4.47	22.8/278	1.4/17	0.2/2	0/0	23
砂利道平均		37.98	73 34.4	31.0	8365	220	4.54	109.4/4151	16.5/625	3.1/118	1.3/48	2.8

表-6 の (b)

国道2号線（大阪市－船坂峠）往復平均　W=2885～2995 kg

路面種別	区間	距離 km	走行時間 分 秒	速度 km/hr	燃料 消費量 cc	燃料 消費量 cc/km	走行率 km/l	衝撃率（回/km）衝撃回数（回） 0.2 g	0.4 g	0.5 g	0.7 g	変速回数（回）	備考
A	大阪市－明石市	53.65	91 02.8	35.4	10200	190	5.26	19.2/1030	1.0/56	0.2/12	0.1/3	31	
C	明石市－平岡村	16.67	21 40.3	46.2	2870	172	5.81	25.4/423	0.7/11	0.1/2	0.1/1	2	
A	加古川町	2.82	3 55.3	43.1	485	172	5.82	19.9/56	1.1/3	0/0	0/0	1	
C	米田村－姫路市	11.63	14 18.0	48.8	2165	186	5.37	10.1/118	1.7/2	0.9/1	0.9/1	2	
A	姫路市	3.59	5 55.3	36.4	620	173	5.79	22.8/80	1.4/5	0.3/1	0/0	5	
G	姫路市－有年村	34.17	69 58.2	29.3	7060	207	4.84	129.1/4410	18.1/618	4.8/163	2.3/79	39	
G	有年村	1.55	3 29.7	26.6	320	207	4.85	108.4/168	15.5/24	5.2/8	1.9/3	3	鯰峠(3.9%)上り下り平均
G	船坂村	0.87	1 56.6	26.8	230	265	3.78	105.8/92	10.4/9	1.2/1	0/0	1	鯰峠(4%)
G	〃	2.00	5 05.3	23.6	390	195	5.13	196 /392	28.5/57	7/14	3/6	1	
G	〃	1.68	4 12.4	24.0	390	232	4.31	132.8/223	19.1/32	0.9/15	0.2/4	3	船坂峠(5.6 %)上り下り平均
大阪市－船坂峠 平均		128.63	2213 3.9	35.0	24730	192	5.20	54.4/6992	6.4/817	1.7/217	0.8/97	88	
舗装平均		88.36	136 51.7	38.7	16340	185	5.41	19.3/1707	0.9/77	0.2/16	0.1/5	41	
A 平均		60.06	100 53.4	33.1	11305	188	5.31	19.4/1166	1.1/64	0.2/13	0.1/3	37	
C 平均		28.30	35 58.3	47.2	5035	178	5.62	19.1/541	0.5/13	0.1/3	0.1/2	4	
砂利道平均		40.27	84 42.2	28.5	8390	208	4.80	130.8/5285	18.4/740	5.0/201	2.3/92	47	
鈴鹿峠－船坂峠 平均		241.39	435 51.3	33.2	49000	203	4.92	51.1/12318	6.15/1485	1.36/345	0.6/148	195	
舗装平均		163.14	277 34.7	35.3	32245	198	5.06	17.4/2882	0.7/120	0.16/26	0.05/8	128	
A 平均		92.64	158 33.6	35.0	18435	199	5.02	17.6/1633	0.9/80	0.2/20	0.06/6	74	
C 平均		58.29	89 23.1	39.2	11080	187	5.36	16.7/971	0.4/23	0.07/4	0.03/2	31	
A 簡平均		12.21	29 38.0	24.7	2730	224	4.47	22.8/278	1.4/17	0.2/2	0/0	23	
砂利道平均		78.25	158 16.6	30.4	16755	208	4.80	117.6/9436	17.0/1365	4.0/319	1.8/140	75	

表-7

国道16号線 往復平均　W=2940～3160 kg

路面種別	区間	距離 km	走行時間 分 秒	速度 km/hr	燃料 消費量 cc	燃料 消費量 cc/km	走行率 km/l	衝撃率 (回/km)/衝撃率 (回) 0.2 g	0.4 g	0.5 g	0.7 g	変速回数 回	備考
A	大阪市※	3.51	9 41.6	21.7	830	236	4.23	9.7/34	0.1/4	0.1/2	0/0	16	※印往のみ
A	大阪市－岸和田市※	24.87	42 06.0	35.4	4450	179	5.59	8.4/210	0.2/6	0/0	0/0	10	
C	岸和田市※	2.29	3 49.7	35.9	380	166	6.03	5.7/13	0/0	0/0	0/0	0	
A	〃 ※	3.36	5 24.9	37.2	700	208	4.80	11.0/37	0/0	0/0	0/0	2	
G	北中道村－淡輪村	20.86	32 08.7	38.9	4080	196	5.11	137.7/2872	15.0/313	3.5/74	2.2/45	6	既改修
C	深日村	1.26	1 54.9	39.5	210	167	6.00	22.2/28	1.6/2	0.8/1	0/0	1	
G	幸子村	1.98	3 06.8	38.2	385	194	5.15	66.6/132	7.1/14	1.0/2	0.5/1	0	
G	〃	1.15	2 21.6	29.2	300	261	3.83	130.5/150	13.9/16	0.9/1	0/0	2	砕石撒布転圧中
G	〃	0.92	2 17.3	24.1	240	261	3.83	149.0/137	13.0/12	3.3/3	1.1/1	1	幸子峠(5.3%)上り下り平均
G	貝志村	2.98	6 17.2	28.4	640	215	4.66	113/336	6.7/20	0.7/2	0.3/1	5	〃 (3%)上り下り平均
G	〃	2.29	3 12.6	42.8	410	179	5.59	7.9/18	9.9/2	0/0	0/0	1	グレーダー補修直後
C	和歌山村	1.07	1 36.9	39.8	205	192	5.22	12.1/13	2.8/3	0.9/1	0/0	0	
A	〃	1.22	1 59.5	36.8	240	197	5.09	54.1/66	1.6/2	0/0	0/0	2	
総平均		67.76	115 57.7	35.0	13070	194	5.18	59.7/4046	5.8/394	1.3/86	0.7/48	46	
舗装平均		37.58	66 33.5	33.9	7015	187	5.36	10.7/401	0.5/17	0.1/4	0/0	31	
{ A 平均		32.96	59 12.0	33.4	6220	189	5.30	10.5/347	0.4/12	0.1/2	0/0	30	
{ C 平均		4.62	7 21.5	37.7	795	172	5.81	11.7/54	1.1/5	0.4/2	0/0	1	
砂利道平均		30.18	49 24.2	36.6	6055	210	4.98	120.8/3645	12.5/377	2.7/82	1.6/48	15	

表—8

国道41号線（箕島町—和歌山市）往復　W=3050～3160 kg

路面種別	区間	距離 km	走行時間 分 秒	速度 km/hr	燃料 消費量 cc	燃料 消費量 cc/km	走行率 km/l	衝撃率(回/km)/衝撃回数(回) 0.2 g	0.4 g	0.5 g	0.7 g	変速回数 (回)	備考
G	箕島町—椒村	2.37	4 32.0	31.6	530	223	4.47	45.1/108	0.8/2	0.8/2	0/0	4	
G	椒村	1.45	2 36.3	33.4	350	241	4.15	31.7/46	1.4/2	0.7/1	0.7/1	2	
G	〃	1.37	2 48.8	29.2	375	274	3.66	40.9/56	4.4/6	2.2/3	0.7/1	6	
G	大崎村—海南市	10.07	21 19.2	28.4	2170	203	4.94	70.6/756	3.7/40	0.6/6	0.2/2	15	
C	海南市	6.10	11 39.6	31.4	1050	172	5.81	7.5/45	0.2/1	0/0	0/0	6	
A	和歌山市	1.98	3 54.4	30.4	410	207	4.83	61.6/122	3.5/7	0.5/1	0.5/1	0	
G	〃	1.07	2 28.2	26.0	260	243	4.12	119.7/128	8.4/9	0/0	0/0	2	
C	〃	2.29	5 58.7	23.0	450	196	5.09	20.1/46	0/0	0/0	0/0	3	
箕島町—和歌山市平均		26.70	55 17.2	29.0	5595	210	4.77	49.0/1307	2.5/67	0.5/13	0.2/5	38	
舗装平均		10.37	21 37.7	28.9	1910	184	5.43	20.5/213	0.8/8	0.1/1	0.1/1	9	
A 平均		1.98	3 54.4	30.4	410	207	4.83	61.6/122	3.5/7	0.5/1	0.5/1	0	
C 平均		8.39	17 38.3	28.5	1500	179	5.59	10.8/91	0.1/1	0/0	0/0	9	
砂利道平均		16.33	33 44.5	29.0	3685	226	4.43	67.0/1094	3.6/59	0.7/12	0.2/4	29	

表—9

産業道路試験結果　昭 24.3.10　W=2950 kg　気温 12～10°C　水温 61～65°C　油温 31～41°C

路面種別	区間	距離 km	所要時間 分 秒	速度 km/hr	燃料 消費量 cc	燃料 消費量 cc/km	走行率 km/l	衝撃率(回/km)/衝撃回数(回) 0.2 g	0.3 g	0.4 g	0.5 g	0.7 g	変速回数 回	備考
A及C	大阪市内	5.34	14 28.6	22.1	1270	238	4.20	26.4/141	17.4/93	0.9/5	0.6/3	0/0	—	(A)12°(W)61°(O)31°C
A	吹田市附近	4.73	8 23.2	33.8	950	199	5.03	6.6/31	3.8/18	0.6/3	0/0	0/0	—	
C	茨木附近	10.07	15 08.4	39.9	1800	179	5.60	3.5/35	1.7/17	0.2/2	0/0	0/0	0	
A	高槻市附近	1.98	3 21.8	35.3	310	157	6.39	8.6/17	5.0/10	0/0	0/0	0/0	0	下りこう配を含む
G	〃	1.22	3 04.0	23.9	320	213	3.81	18.8/23	13.1/16	0.8/1	0/0	0/0	8	跨線橋工事中のため路線変更
A	〃	2.44	4 16.9	34.2	490	201	4.93	6.1/15	2.5/6	0.4/1	0/0	0/0	3	
C	五領村附近	4.42	7 04.7	37.5	770	174	5.74	5.2/23	1.4/6	0.2/1	0/0	0/0	0	
CB	大山崎村附近	0.46	56.8	29.2	110	239	4.18	65.2/30	39.1/18	2.2/1	0/0	0/0	0	府界
C	〃	4.56	8 04.2	34.1	840	184	5.45	12.0/55	7.2/33	1.1/5	0.4/2	/0	2	(A)10°(W)65°(O)41°C
全平均		35.24	64 43.6	32.9	6850	194	5.14	10.5/370	6.2/217	0.5/19	0.1/5	0/0	13	
舗装道		34.02	61 44.6	33.1	6530	192	5.21	10.2/347	/201	0.5/18	0.1/5	0/0	5	
	A	14.49	30 30.5	28.5	3010	208	4.82	14.1/204	/127	0.6/9	0.2/3	0/0	3	
	C	19.53	31 14.1	37.5	3520	180	5.55	7.3/143	/74	0.5/9	0.1/2	0/0	2	
砂利道		1.22	3 04.0	23.9	320	213	3.81	18.8/23	/16	0.8/1	0/0	0/0	8	

表—10　各路線の路面別平均

路線	路面種別	距離	走行時間	速度	燃料		走行率	衝撃率(回/km)/衝撃回数(回)				変速	消費率	衝撃率の比	
		km	時分秒	kmhr	消費量 cc	消費量 cckm	km/l	0.2 g	0.4 g	0.5 g	0.7 g	回数	の比	(0.2 g)	
国道2号線	全区間	241.39	7 15 51.3	33.2	49000	203	4.92	51.1/12318	6.2/1485	1.4/345	0.6/148	203			
	舗装	163.14	4 37 34.7	35.3	32245	198	5.06	17.4/2882	0.7/120	0.2/26	0.1/8	128	0.95	1.04	
	A	92.64	2 38 33.6	35.0	18435	199	5.02	17.6/1683	0.9/80	0.2/20	0.1/6	74	0.96	1.05	
	C	58.29	1 29 23.1	39.2	11080	187	5.36	16.7/971	0.4/23	0.1/4	0/2	31	0.90	1.00	
	簡舗	12.21	29 38.0	24.7	2730	224	4.47	22.8/278	1.4/17	0·2/2	0/0	23	1.07	1.37	
	砂利道	78.25	2 38 16.6	30.4	16755	208	4.80	117.6/9436	17.0/1365	4.0/319	1.8/140	75	1.00	7.04	
国道16号線	全区間	67.76	1 55 57.7	35.0	13070	194	5.18	59.7/4046	5.8/394	1.3/86	0.7/48	46			
	舗装	37.58	1 06 33.5	33.9	7015	187	5.36	10.7/401	0.5/17	0.1/4	0/0	31	0.93	0.91	
	A	32.96	59 12.0	33.4	6220	189	5.30	10.5/347	0.4/12	0.1/2	0/0	30	0.94	0.90	
	C	4.62	7 21.5	37.7	795	172	5.81	11.7/54	1.1/5	0.4/2	0/0	1	0.86	1.00	
	砂利道	30.18	49 24.2	36.6	6055	201	4.98	120.8/3654	12.5/377	2.7/82	1.6/48	15	1.00	10.33	
国道41号線	全区間	26.70	55 17.2	29.0	5595	210	4.77	49.0/1307	2.5/67	0.5/13	0.2/5	38			
	舗装	10.39	21 32.7	28.9	1910	184	5.43	20.5/213	0.8/8	0.1/1	0.1/1	9	0.82	1.90	
	A	1.98	3 54.4	30.4	410	207	4.83	61.6/122	3.5/7	0.5/1	0.5/1	0	0.92	5.70	
	C	8.39	17 38.3	28.5	1500	179	5.59	10.8/91	0.1/1	0/0	0/0	9	0.79	1.00	
	砂利道	16.33	33 44.5	29.0	3685	226	4.43	67.0/1094	3.6/59	0.7/12	0.2/4	29	1.00	6.20	
産業道路	全区間	35.24	1 4 48.6	32.9	6850	194	5.14	10.5/370	0.5/19	0.1/5	0/0	13			
	舗装	34.02	1 01 44.6	33.1	6530	192	5.21	10.2/347	0.5/18	0.1/5	0/0	5	0.73	1.40	
	A	14.49	30 30.5	28.5	3010	208	4.82	14.1/204	0.6/9	0.2/3	0/0	3	0.79	1.93	
	C	19.53	31 14.1	37.5	3520	180	5.55	7.3/143	0.5/9	0.1/2	0/0	2	0.69	1.00	
	砂利道	1.22	3 04.0	23.9	320	213	3.81	18.8/23	0.8/1	0/0	0/0	8	1.00	2.57	
全平均	全区間	371.09	11 11 54.8	33.2	74515	200	5.00	48.5/18041	5.3/1965	1.2/449	0.5/201	300			
	舗装	245.11	7 07 25.5	34.4	47700	195	5.14	15.7/3843	0.7/163	0.1/36	0/9	173	0.91	1.13	1.59
	A	142.07	4 12 10.5	33.8	28075	198	5.06	16.2/2306	0.8/108	0.2/26	0/7	107	0.93	1.17	1.82
	C	90.83	2 25 37.0	37.4	16895	186	5.38	13.9/1259	0.4/38	0.1/8	0/2	43	0.87	1.00	1.00
	簡舗	12.21	29 38.0	24.7	2730	224	4.47	22.8/278	1.4/17	0.2/2	0/0	23	1.05	1.64	3.33
	砂利道	125.98	4 04 29.3	30.9	26815	213	4.70	112.7/14198	14.3/1802	3.3/413	1.5/192	127	1.00	8.11	34.20

表—11　市街地の平均

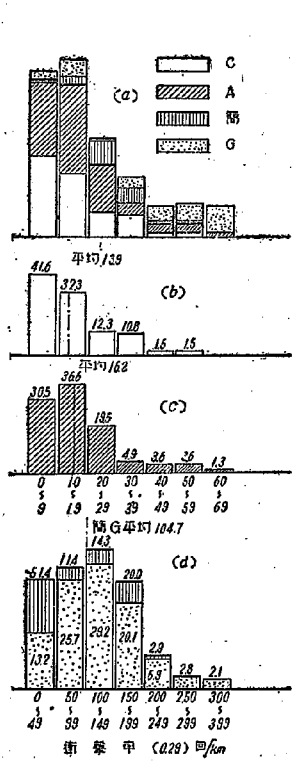
路面種別	区間	距離 km	所要時間 分 秒	速度 km/hr	ガソリン消費量 cc	ガソリン消費量 cc/km	走行率 km/l	衝撃率(回/km)/衝撃回数(回) 0.2 g	0.4 g	0.5 g	0.7 g	変速回数	備考
A	大阪市内	5.34	14 28.6	22.1	1270	238	4.20	26.4/141	0.9/5	0.6/3	0/0	—	産業道路
〃	〃	5.80	12 05.0	28.8	1480	255	3.92	24.3/141	1.2/7	0.7/4	0.5/3	8	国道2号線
〃	〃	5.64	11 49.4	28.6	1460	259	3.86	26.6/150	2.1/12	0.2/1	0/0	9	〃
〃	〃	3.51	9 41.6	21.7	830	236	4.23	9.7/34	0.1/4	0.1/2	0/0	16	国道16号線
〃	京都市内	5.03	11 59.6	25.2	1160	231	4.34	18.1/91	0.4/2	0/0	0/0	27	国道2号線
〃	〃	5.34	11 54.8	26.9	1260	236	4.24	17.0/91	1.1/6	0.6/3	0/0	19	〃
市内平均		30.66	71 58.8	25.6	8460	276	3.13	17.9/548	1.2/36	0.4/13	0.1/3	79	

表—12　市街地以外の平均

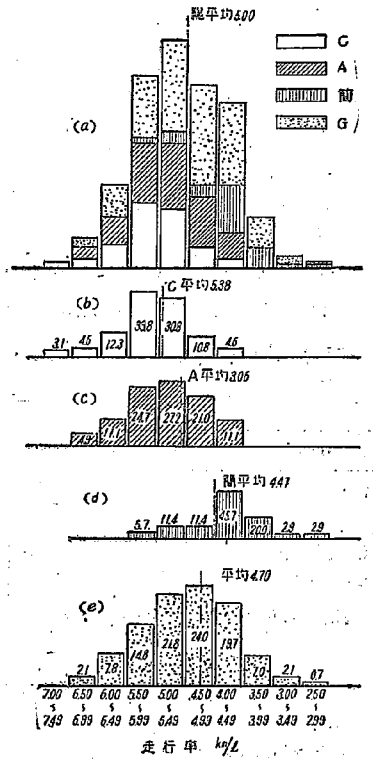
路面種別	区別	距離 km	所要時間 分 秒	速度 km/hr	ガソリン消費率 cc	ガソリン消費率 cc/km	走行率 km/l	衝撃率(回/km)/衝撃回数(回) 0.2 g	0.4 g	0.5 g	0.7 g	変速回数	備考
A	国道2号線	86.92	146 36.4	35.6	16965	195	5.12	17.1/1487	0.8/70	0.2/17	0.1/4	65	
〃	国道16号線	31.21	54 21.2	34.5	5805	186	5.38	10.6/330	0.3/10	0/0	0/0	22	
〃	国道41号線	1.98	3 54.4	30.4	410	207	4.83	61.6/122	3.5/7	0.5/1	0.5/1	0	
〃	産業道路	9.15	16 02.0	34.2	1749	190	5.26	6.9/63	0.4/4	0/0	0/0	3	
平均		129.26	220 54.0	35.1	24920	193	5.19	15.5/2002	0.7/91	0.1/18	0/5	90	

面より多い所があり，結果は悪くなつているが，一般的には大体アスファルト系高級舗装に次ぎ，砂利道の上位を占めるものである．アスファルト舗装の平均中には市街地の区間も含んでいるため，走行率および衝撃率も幾分悪く出ているが，今これを市街地のみとこれを除く区間に分けて，各の平均を求めれば表—11，12 のようになる．これによつて路線が市街地を通る場合，これによつて如何に運輸経済効率が低下するかの一端を知ることが出来る．

(3) 次に今回行つた試験において，各種路面別に走行率および衝撃率の実測結果の回数分布および，それぞれの平均値を示せば図—8，9 のようになる．



図—8



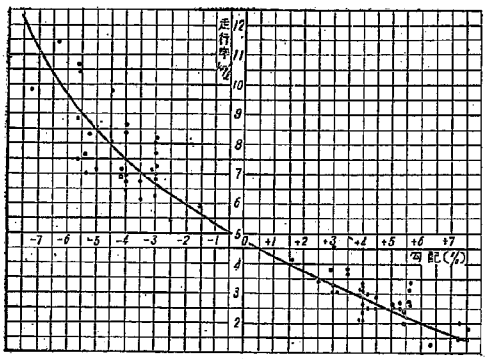
図—9

V. こう配とガソリン消費量との関係

こう配のガソリン消費量におよぼす影響を調べるために，調査路線およびその附近にあつた坂道で試験を行つ

た．

ガソリン消費量計の精度が悪く 1 目盛り 20cc であり，又距離計も最小目盛り 0.1mile で精密な測定が出来ず，従つて誤差も大きいので，1% 内外および延長 300m 以下の坂道を除いて，これをまとめれば 図−10 のようになる．



図−10 こう配とガソリン消費量との関係

こう配の程度および延長の如何によつてギヤーの切換えが必要となることがあり，速度によつて走行率も異なるが，これを分析して試験する余裕がなかつたので一括した．試験した坂道は主として砂利道であり路面の程度は概念的にいえば先ず中程度であろう．下りは惰行によらずエンジン ブレーキを使用した．

結果は 図−10 にみるように曲線は上向きにへこんでいる．後日更に詳細にこの種の試験を行つて結論を得るようにしたい．

この曲線からこう配の変化に応ずる自動車の走行率 (km/l)，燃料消費率 (cc/km) および平地に対する比を求めれば表−13 のようになる．

表−13

こう配 %	−7	−6	−5	−4	−3	−2	−1	0	+1	+2	+3	+4	+5	+6	+7
走行率 km/l	11.00	9.50	8.30	7.35	6.55	5.85	5.22	4.68	4.18	3.70	3.25	2.80	2.40	2.00	1.60
平地にたいする比	2.35	2.03	1.77	1.57	1.40	1.25	1.12	1.00	0.89	0.79	0.69	0.60	0.51	0.43	0.34
消費率cc/km	91	105	120	136	153	171	192	214	239	270	308	357	417	500	625
平地にたいする比	0.43	0.49	0.56	0.64	0.71	0.80	0.90	1.00	1.12	1.26	1.44	1.67	1.95	2.34	2.92

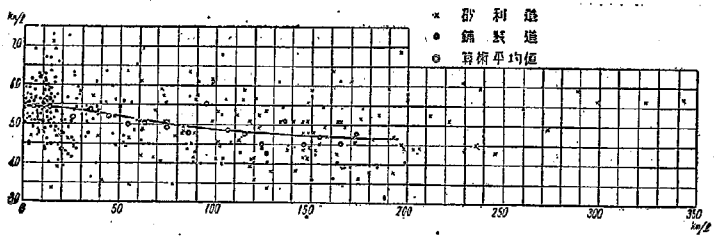
注意 こう配の (+) は上り，(−) は下りを示す．

VI. 衝撃率とガソリン消費量との関係

衝撃が多いということは走行する車にとつては抵抗が多いということであり，衝撃が大きい場合には，運転手のアクセルの踏み方も絶えず変り，ガソリン消費量が大きくなることが考えられる．

得られた約 3km 毎の測定資料から 0.2g の衝撃率とガソリン消費量との関係を求めたものが 図−11 である．

同図には特に短い区間を除いた総べての測定結果を示した．結果は相当拡散しているが，これは測定の精度の低いことによるよりも，寧ろ橋の取り付け道路その他測定に当つて無視した緩こう配あるいは走行速度の変



図−11 ベドメーター凹凸回数（回/km）と走行率（km/l）

化によるものである．よつてこれらの測定結果を衝撃率 10 回/km 区間毎の平均を求めたのが図中に示された曲線である．

全区間の平均をみるとガソリン消費量についても衝撃率についても，セメント コンクリート舗装が最優位を示し，アスファルト舗装がこれに次いでいる．各区間別の測定結果から分るように，これら高級舗装においても，市街地においては速度が制限され，交通信号による停車があり，又鉄道の横断等により走行率は低下し，衝撃率は増大する．簡易舗装が砂利道に比べて走行率の低いことは，現在の簡易舗装が施工中からほとんど維持補修が行われず，はなはだしいのは穴の方が多く所々舗装の名残りが島になつて残つている所があり，これに起因するもので，このような区間は寧ろ舗装を掘り取つて砂利道とする方が望ましい．

図−11 に示した結果は自動車の試験時の速度を考えずに，単に走行率と衝撃率（0.2g の場合）との関係を求めたものであり，特別な坂道を除いた他は総べて坂道の影響を考えてないから，図中に入れた各点は相当に拡散しているが，平均した値は一つの曲線になるようである．衝撃率 200 回/km 以上では走行率が大きくなつているが，これは主として国道 16 号線の結果であり，前に述べたように国道 16 号線大阪府泉南郡北中通村附近の砂利道の測定結果であり，この区間は既改築で他の砂利道では速度 25～30km/hr より出せないが，この区間は平均 40km/hr で走ることが出来たから，自動車の経済速度に近く，走行率は良くなつたのに反し，衝撃率は速度の増加につれて急増したことによるものと考える．

VII. 道路改良の効果

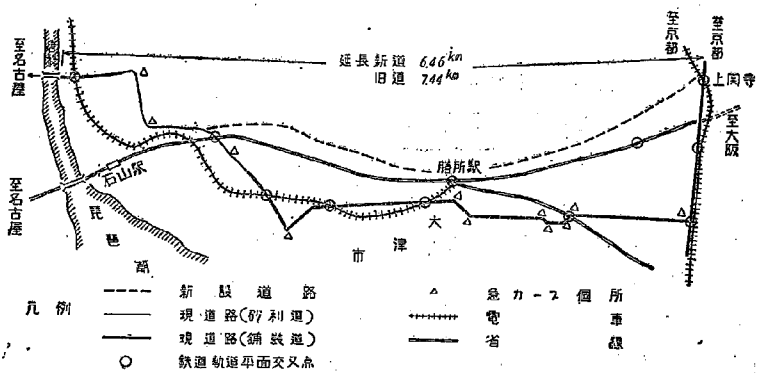
道路改良の効果は政治的，経済的，文化的な各方面から考えられるが，これを経済的な分野についてのみ考えてもその効果が我々の日常生活に直接に結びついていることが分る．距離の短縮，線形こう配の改良，路面の改良が，道路を利用するものにとつて安全，快適，時間の節約，諸経費の節約に貢献する所は大きい．従来道路の改良効果を認めながらも，これを具体的に定量的に示した例は乏しい．

以下には今次の路面調査から得た結果と昨年全国にわたつて行われた交通調査の資料から，道路の運輸経済に関して自動車交通を対象にして，道路改良の効果を調査した．結果を掲げることにする．

(1) 大 津 国 道

国道 2 号線大津市内のいわゆる大津国道は，図−12 に示す通りで旧道の一部は国道と異なり，Route 1 を

普通に利用しているので新旧両道の比較にはこれを採つた．旧道は幅員狭く，市内を通る鉄道軌道との平面交叉多く，又急曲線も多い．名古屋市方面と京阪神との間の交通に対しては，この区間は丁度人体における首にたとえられる所であるにもかかわらず，自動車交通にとつて危険で，しかも非常な障害を与えている．新道は同図に示すようにこれらの欠陥を除き，円滑な交通を確保するため現在改築中である．今この両者について主要な事項を比較すれば表—14 のようである．



図—12　大津国道新旧比較図

表—14

項目	現道	新道
延長 (km)	7.44	6.46
幅員 (m)	5.5～11.0	20.0
山線部数	操向困難 3，やや困難 9	0
平面交叉	8 (省線 1，電車 7)	1 電車
事故 (昭22年)	19 件，死者 4 名，負傷者 18 名	想定されず

新道は工事中で試験が出来ないため，これが完成して良好な状況にある場合を想定して，これを国道 16 号線和歌山県宇子村附近のグレイダーをかけた直後の試験結果と同様になるものと仮定し，旧道における 5 回の試験結果と比較すれば表—15 のようになる．この結果から時間的，経済的そして又安全交通に関して，新道の旧道に対する優越性が理解される．

次にこの結果および昭和 23 年の 6 月と 10 月に行われた交通調査の結果から，新道利用による交通転費の節約を金額に見積つて推定してみる．

昭和 23 年に実施された 4 日間にわたる交通調査の結果の平均から大津国道を通過する through traffic として予想されるものを求めると 表—16 のようになる．これは土，日，月，火の 4 日間午前 6 時～午後 8 時の実測結果の平均である．この他車の増加および道路の改良による交通量の増加も当然予想せられる所であ

表—15

路線	距離 km	走行時間 分 秒	平均速度 km/hr	ガソリン 消費量 cc	ガソリン 消費率 cc/km	走行率 km/l	衝撃 (0.2g) 回数	衝撃 (0.2g) 率 回/km	変速回数	停車回数	待合時間 秒
旧道	7.44	18 47.4	23.8	1918	258	3.88	469	63.0	34	12	35.9
新道	6.46	9 41.5	40.0	1116	173	5.79	86	13.3	0	0	0

るが，ここでは現在の状況を基礎にして経済性を論ずることとする．

(1) **ガソリン費**　表—16 に求めた通過交通量を総べてガソリン車の普通型に換算するに，小型は普通車 1/3，の代燃車の換算率を 1.71 とする．この率は 1km を走行する場合の燃料費の比によって求めたものである．

表—16

車の種類		平均台数/日
ガソリン車	小型	44.6
	普通	109.4
	大型	0.5
代燃車	小型	3.8
	普通	220
ディーゼル		0.5
計		378.8

ガソリン車換算台数＝504.7 台

新旧両道ガソリン消費量の差＝1918−1116＝802cc

今ガソリン 1 l を 15 円とすればガソリン費の年間節約額は

$$0.802 \times 15 \times 504.7 \times 365 = 221.6 \text{ 万円}$$

(2) **タイヤー費**　タイヤーの命数の試験は長期間を要し，又同一の性質の路面のみに制限して車を走らせることはなかなか実際上実行不可能であるからこれに関する報告も少い．衝撃回数の減少およびブレーキ使用回数の減少により，タイヤーの寿命が今少なく見積つて 20% 延びると仮定し，タイヤーの命数を 20,000 km/本，車 1 台当り平均 4 本のタイヤーを使用するとすれば

旧道タイヤー損耗数	274.2 本
新道タイヤー損耗数	198.4 本
節約量	75.8 本

タイヤー 1 本 9000 円とすれば 68.2 万円の節約になる．

(3) **車りよう費**　車体名数を 100,000km とし，道路の改良によりこれが 20% 延びるものとし，1 台 600,000 円とすれば，車体命数の延長による節約額は 1.8 台 108 万円になる．

(4) **輸送量の増加**　交通調査によるトラックの交通量は 285 台/月 であり，この区間の新道による走行時間の短縮は 546 秒，距離の短縮は約 1km である．今平均時速 40km/hr とし，1 台 1 日平均走行距離

を 100km とし，トラック 1 台 1 日 500 円とすれば，年間の輸送量増加による費用の節約は 237 万円になる．

(5) 踏切り施設費の節約　現在各踏切りに平均 3 名の人件費を要しているとして，これは少くとも 4 ケ所は自動警報器で代用出来るから 8000 円/人 として，1 年間 9.6 万円設備維持費を含むと約 15 万円の節約が出来る．

以上は定量的に表わすことの出来るものを内輪に見積つたものであり，この他運転者の疲労減少，交通事故の除去，自動車の修繕費の減少，走行時間の短縮による利便等有形無形の利益が考えられるが，以上に求めた結果をまとめれば表−17 のように年間少くも約 650 万円の節約が可能である．

〔2〕 国道 16 号線

国道 16 号線中図−13 に示す大阪府泉南郡地内の北中通村−西鳥取村間は，いわゆる孝子越街道と称せられる旧道と，改築された新道とがはつきり分離しているので，比較試験を行つた結果は表−18 のようである．

昭和 23 年の交通調査の資料を基礎として通過交通量のガソリン車換算台数 439.2 台/hr について年間の交通費節約額を各項目当り挙げれば表−19 のようになる．

表−18

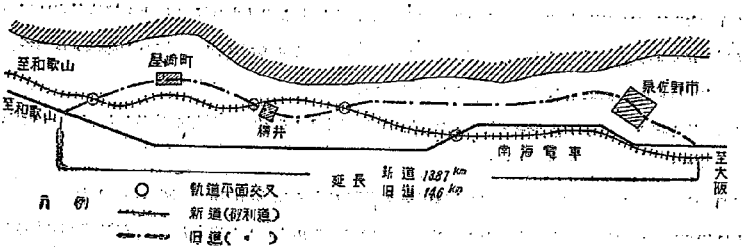
項目		旧道	新道
延長	km	14.7	13.9
路面種別		砂利道	〃
幅員	m	4~5	11~9
カーブ数		102(急曲 3 やや急曲13)	5
踏み切り		3	1
通過部落数		10	1
平均速度	km/hr	21.3	40
走行時間		41分12.1秒	20分51秒
ガソリン消費量	l	3.7	2.6
走行率	km/l	3.97	5.35
ガソリン消費率	cc/km	252	182
衝撃回数	0.2g	2086	2037
	0.4g	293	153
	0.5g	73	33
	0.7g	22	13
変速回数		68	0
停車回数		40	0
待ち合わせ時間		5分06秒	0

表−17

項目	節約額(万円)
ガソリン費	221.6
タイヤー費	68.2
車りよう費	108.0
増加輸送	237.0
踏切り除去	15.0
計	649.8

表−19

項目	節約額
ガソリン費	264.5万円
タイヤー費	59.2
車りよう費	60.0
増加輸送	352.5
計	736.2



図—13　国道 16 号線新旧比較図

この中，タイヤー費はタイヤーの命数が 10% 増加するものとして求め，全節約額は約 740 万円になる．

VIII. 結　　び

以上に述べた結果は要約すれば次のようである．

(1) 衝撃係数は速度の増加と共に急増するが，或程度以上の速度に達すると却つて減少する傾向がある．今後更に詳しい実験により速度の衝撃率に及ぼす影響を各種路面について試験し，速度による換算率を求め得る程度までこれを明らかにする必要がある．

(2) 同一路面での実測結果はほぼ一定の平均速度では，たとえ同一軌跡を通らなくとも同程度の衝撃率を示した．このことはペドメーターによる衝撃率の信頼性の高いことを示すもので，路面の不陸の程度を測定する有効な一つの方法であると信ずる．

(3) ペドメーターに感ずる衝撃回数は路面の不陸の実際の数を示さず，ペドメーターの構造，これを取りつける自動車の性状，走行速度，それぞれの路面によつて異なる．

(4) 例えば 0.2g に調節したペドメーターによる同一の衝撃率を表わす路面に於ても 0.3g, 0.4g……による衝撃率も同一になるとは限らない．即ち 0.2g, 0.3g, 0.4g 等各の衝撃率の間には一定の関係はないように思われ，これ等はそれぞれの路面の特質によつて異なるようである．

(5) 各路線において全測定区間についての平均の走行率は国道 16 号線の 5.18km/l が最良で，産業道路 5.14km/l，国道 2 号線 4.92km/l，国道 41 号線 4.77km/l の順で全平均は 5.00km/l であつた．

(6) 路面別の走行率はコンクリート舗装最良で全路線平均 5.38km/l（国道 16 号線 5.81km/l，国道 41 号線 5.59km/l，産業道路 5.55km/l，国道 2 号線 5.36km/l），アスファルト系高級舗装全平均 5.06km/l（国道 16 号線 5.30km/l，国道 2 号線 5.02km/l，国道 41 号線 4.83km/l，産業道路 4.82km/l），これを市街地とそれ以外とに分ければ市街地 3.13km/l，市街地以外 5.19km/l，砂利道平均 4.70km/l（国道 16 号線 4.98km/l，国道 2 号線 4.80km/l，国道 41 号線 4.43km/l）簡易舗装 4.47km/l であつた．

(7) 市街地では平均速度は 25.6km/hr に低下し，走行率も 3.13km/l に低下し経済効率は悪い．

(8) ガソリン消費量に及ぼすこう配の影響は図—10 に示すように下向きに垂れた曲線となつた．この両者の関係は更に精密な試験によらねばならない．

(9) 衝撃率とガソリン消費量との関係は図—11 に示すように相当に結果が分散したが，平均すれば大体一定の曲線になる傾向を示した．

(10) 大津国道および国道 41 号線の例を挙げて道路の改良の経済的効果を明らかにした．

以上は相当に粗い試験の結果であつたが一応所期の成果を收めることが出来た．今後試験の回を重ね，精密な試験を行うことによつて，路面の運輸経済に及ぼす影響の真相を正確に求めるよう試験方法も改良して，除き得る誤差の排除に注意して，将来の道路の改良の基本資料を得るよう努力したいと念願している．一週間にわたつて幾多の困難を冒して行つた試験の結果をここにまとめ報告する次第である．

電気養生コンクリートの設計施工上考慮すべき事項に関する実験的研究 (1)

昭和二十六年三月

建設技官　山田順治
建設技官　伊東茂富
建設技官　清水道貞

〔土木研究所報告第八十一号の2〕

電気養生コンクリートの設計施工上考慮すべき事項に関する実験的研究正誤表

頁	行	誤	正
14	下から 5	10°C/hr	10°C/hr (IV)
14	下から 4	15°C/hr	15°C/hr (V)
14	下から 3	20°C/hr	20°C/hr (VI)

電気養生コンクリートの設計施工上考慮すべき事項に関する実験的研究 (1)

建設技官　山田順治
建設技官　伊東茂富
建設技官　清水道貞

目次

I. 前がき……(2)
II. 比抵抗に関する試験……(3)
〔1〕目的……(3)
〔2〕セメントペーストおよびモルタルの配合が比抵抗に及ぼす影響に関する試験……(3)
(1) 試験方法……(3)
(2) 試験結果とその考察……(3)
〔3〕コンクリートの温度と比抵抗とに関する試験……(5)
III. 温度上昇速度がコンクリートの圧縮強度および弾性係数におよぼす影響に関する試験……(5)
〔1〕目的……(5)
〔2〕材料……(5)
(1) セメント……(5)
(2) 砂……(5)
(3) 砂利……(5)
〔3〕コンクリート……(6)
(1) 配合……(6)
(2) 練り混ぜ……(6)
(3) 供試体……(6)
〔4〕通電……(7)
〔5〕試験方法……(7)
〔6〕試験結果とその考察……(8)
(1) 供試体の温度……(8)

(2) 比　抵　抗……(10)
(3) 圧縮強度……(11)
(4) 弾性係数……(12)
(5) 所要電力量……(16)
IV. 結　　び……(16)

I. 前　が　き

従来コンクリートを主体とする工事においては，多雪のため一時工事を中絶するか，又は，附帯工事に移るかして，春をまつというのが一般の方法であつた．

然し，東北，北海道の如き寒地においては，橋脚，橋台，ダム，その他河川構造物の築造に当り，多季渇水期を利用することは，工費節減上非常に有益であり，更に急速に資源開発を要求されている国情からも，又労働力の高度活用の上からも，多季にコンクリート打ちを実施することは有利である．

電気養生による寒中コンクリート工は，施工の容易さ，工費および資材の節減の上から，ますます有望視され，東北，北海道の両地方の現場を始め，関西の現場においても実施され好評を博している．

然し，コンクリートの電気養生をする場合，次の事項が明かに解決されなければ，資材の高度利用および災害による被害の軽減をはかるために，合理的且つ経済的に設計および施工を行うことは出来ない．

(*a*) 或る品質のコンクリートを電気養生した場合，そのコンクリートの品質はどんな影響を受けるか．

(*b*) コンクリートに通電する場合，そのコンクリートの電気的性質はどうか．

(*a*) 項は，主として，コンクリート構造物を設計する際の問題で，或る配合の新しいコンクリートを，或る温度上昇速度で，ある温度まで高め，ある時間その温度を維持するように，電気養生した場合，コンクリートの強度の増加過程，化学的，物理的作用に対する抵抗性，弾性的性質，鉄筋との附着力，等は標準養生をした場合とどんな相違を生ずるか，更に電気養生は，単に電気抵抗損失による加熱作用を利用するだけであるか，Rethy の説くように，セメントの凝結に良好なる結果をもたらすものであるか，等を明かにすることである．これ等の問題に関し，当研究所島田八郎博士，京大近藤泰夫教授，北大一木保夫助教授等の研究があるが，まだ究明すべき幾多の問題を残している．

(*b*) 項は，主として電気養生を施工する場合の問題で，コンクリートの組成および温度と電気伝導度との関係，鉄筋挿入による電導度の変化，電極の大きさ，形および配置と電流密度，等の関係を明かにすることである．

(*a*) 項および (*b*) 項に関して，研究すべき問題が山積している．

本研究は上記諸問題を検討し，現場において，合理的且つ経済的に電気養生による寒中コンクリート工事を実施できるよう，電気養生工法に関する資料を提供することを目的としたものである．

今までに，コンクリートの比抵抗についての問題と，温度上昇速度が圧縮強度および弾性係数に及ぼす影響についての問題につき実験し，一応の結論をえた．これによれば電気養生したコンクリートの設計施工上の資

料として次の事が判つた.

(1) コンクリートの温度と比抵抗との関係につき $\rho_{n+t}=\rho_n(1-0.151t)$ なる実験式をえた.

(2) 圧縮強度および弾性係数は，温度上昇速度により，ほとんど影響を受けない．然るにコンクリート内部の温度を均等に保つためにも，所要電力量と電気設備費を節約するためにも，温度上昇速度を小さくすることが有利である.

(3) 電気養生したコンクリートは，標準養生したコンクリートより，圧縮強度で約 3 割，弾性係数でも約 2.5 割減少した．従つて所要の強度のコンクリートを造るため，強度減少を考慮して，配合設計を行わなくてはならない．弾性係数は，鉄筋コンクリート標準示方書に示してある値を用いて差支えない.

以上の実験結果をコンクリート施工現場に応用すれば，電気設備の設計，コンクリートの配合設計，加熱方法につき，合理的且つ経済的に処理しうる.

更に引き続き鉄筋との附着力その他の問題につき実験研究の予定である.

倘実験に当り，当所高野不二夫，養王田榮一両君 および早稲田大学土木科学生齋藤総一郎君には特に絶大なる協力をえ，研究費については，文部省科学試験研究費より補助をえた．こゝに記して謝意を表する.

II. 比抵抗に関する試験

[1] 目　　的

電力消費量の見積り，変圧器および電線，電極の設計等をする場合は，コンクリートの比抵抗値を知つておく必要がある.

一般に，コンクリートの比抵抗は，電流を伝導するイオンの濃度，即ち水セメント重量比に左右されると考えられ，Rethy 技師は比抵抗値として次の値を与えている.

一般に	比抵抗 $\rho_0=5\times10^3$ Ωcm
ドロドロ練に対して	$\rho=0.25\times\rho_0$
軟練りに対して	$\rho=0.75\times\rho_0$
硬練りに対して	$\rho=1.2\sim1.5\,\rho_0$

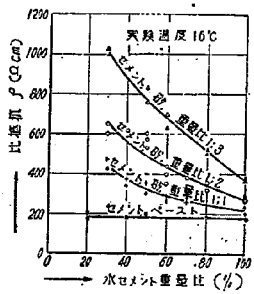
本実験に於ては，コンクリートの組成と比抵抗との関係を更に明かにするために行つたものである.

[2] セメントペーストおよびモルタルの配合が比抵抗に及ぼす影響に関する試験

(1) 試験方法　資料は III に記載するポルトランドセメントおよび荒川産砂を用い，セメントペーストおよびセメント砂重量比 1：1，1：2，1：3 のモルタルにつき水セメント重量比 20% より 100% の範囲で数種類につき試験した．これ等セメントペースト或はモルタルを 5 cm 立方の木製型枠につめ，向い合せに 5 cm 平方の極板をあてゝ，瞬間的に電流を通じ，電流および電圧を測定し，これより比抵抗 ρ を求めた.

(2) 試験結果とその考察

各種配合のセメントペーストおよびモルタルの水セメント重量比と比抵抗との関係を図示すれば 図−1 の如くである.



図−1　ペーストおよびモルタルの比抵抗

表−1　温　度　と　比　抵　抗

供試体の温度上昇速度 (℃/hr)	通電を開始してからの時間 (分)	供試体温度 (℃)	比抵抗 ρ (Ωcm)
2	0	13.5	1492
	15	14.0	〃
	30	14.5	1476
	45	15.0	1412
4	0	10.0	1710
	15	11.0	1660
	30	12.0	1640
	45	13.0	1610
8	0	10.0	1630
	15	11.5	1610
	30	13.0	1580
	45	14.5	1540
10	0	9.0	1920
	15	10.0	〃
	30	12.0	1828
	45	13.5	1760
15	0	13.0	1704
	15	17.0	1584
	30	22.0	1456
	45	27.0	1364
20	0	13.5	1644
	15	19.7	1504
	30	21.0	1464
	45	27.5	1332

図−1 によると，セメントペーストの場合は，水セメント重量比と比抵抗値は大体直線的関係をもち，且つ水セメント重量比の変化は比抵抗値に大きな影響を与えない．然るにモルタルの場合は，セメント砂重量比の如何に拘らず，水セメント重量比と比抵抗は曲線関係を保ち，貧配合になる程，水セメント重量比は比抵抗に大きな影響を与える．

これより，モルタルの比抵抗に対し，モルタル中のペーストの濃度の影響は余り大きくなく，むしろ空隙率の如き空間構造の影響が大きいものと推察される．斯様な観点より更に研究を続けている．

〔3〕 コンクリートの温度と比抵抗とに関する試験

III に記載してある実験から，供試体が未だ凝結を始めないと思われる．通電開始後最初の 45 分間に於ける供試体の温度と比抵抗との関係は表−1 の通りである．

一般に温度と比抵抗との関係は $\rho_{n+t}=\rho_n(1+\alpha t)$ で表わされる．

但し ρ_n，ρ_{n+t}……n°C および $(n+t)$°C の比抵抗

… α……係　数

この α の値を表−1 の結果から最小自乗法により求めると，実験式は

$$\rho_{n+t}=\rho_n(1-0.0151t)$$

となる．

III. 温度上昇速度がコンクリートの圧縮強度および弾性係数におよぼす影響に関する試験

〔1〕 目　　的

温度上昇速度はどの位にするのが適当であるか，この問題について Rethy 技師は「コンクリート温度が 50 °C に達するまで毎時 5～6°C の速度で上昇させることが適当である」と述べ，土木学会制定の「コンクリート電気養生指針 8 条 b(3)」は「コンクリートの温度上昇速度は毎時 10°C 以下を標準とす」と規定している．

上記温度上昇速度値は尚批判の余地がある．従つて本試験に於ては，温度上昇速度をいろいろに変え，コンクリート強度および弾性係数を測定し，温度上昇速度とコンクリート強度および弾性係数との関係を明かにすると共に，電気養生がコンクリート強度に有益な影響を与えるかどうかを確めるために行つた．

〔2〕 材　　料

(1) **セメント**　使用したセメントは普通ポルトランドセメントで「JISR 5201」による試験結果は 表−2 の如くである．

以上の如くセメントは「JISR 5210」に適合したものである．

(2) **砂**　砂は荒川産のもので，板フルイ 5 を全部通つたもので，その主な性質は 表−3 の通りで小粒に属する．

(3) **砂　利**　砂利は多摩川砂利で，板フルイ 5 に全部とどまり，最大寸法 30 mm である．これを板フルイ 15 でふるい分け貯蔵しておき，供試体を製作する度毎に，最大密度をうるよう再混合して用いた．混合

表−2

試験項目	比重		粉末度	膨脹ヒビワレ	
	其の儘	灼熱後		浸水法	煮沸法
試験結果	3.10	—	4.5	—	完全

試験項目	凝結				結	
	水量 (%)	始發 (時~分)	終結 (時~分)	水温 (°C)	室温 (°C)	濕度 (%)
試験結果	30	3 ~19	5 ~52	14.5	15~18	77~82

試験項目	1：2 モルタル (W/C=65% フロー 191)					
	曲げ強度 (kg/cm^2)			圧縮強度 (kg/cm^2)		
	成形後の日数			成形後の日数		
	3日	7日	28日	3日	7日	28日
試験結果	18.5	30	50	55	104	190

表−3 砂の性質

砂の種類	比重	単位容積重量 (kg/m^3)	吸水率 (%)	空隙率 (%)	洗い試験	有機不純物	粗粒率
荒川砂	2.63	1555	1.8	40.9	0.515	標準色よりうすい	2.07

した砂利は比重 2.60，吸水率 0.4%，単位容積重量 1,791 kg/m^3，空隙率 31%，粗粒率 7.02 である．

〔3〕 コンクリート

(1) 配合　コンクリートの配合は表−4 の通りである．

表−4 コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水セメント重量比 (%)	コンクリート $1m^3$ に用いるセメント量 (kg)	コンクリート $1m^3$ に用いる水量 (kg)	粗細骨材重量比	セメント1袋 (50kg) に用いる表面乾燥飽和状態の骨材重量 (kg)		
						全量	砂	砂利
30	4	58	279	161.5	2.5	350	100	250

(2) 練り混ぜ　供試体 2 個分を，アイリッヒ式コンクリート混合機により，空練り 2 分間，水を加えて 2 分間，砂利を加えて 3 分間練り混ぜた．

(3) 供試体　供試体の大きさは 15 cm×15 cm×40 cm で，型わくは木製のものを使用した．供試体の数は各々 3 個を 1 組とした．

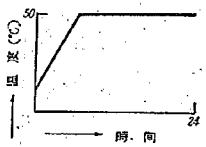
供試体は二層に分けてつめ，各層を標準突き棒で 86 回突いた．

〔4〕 通　　電

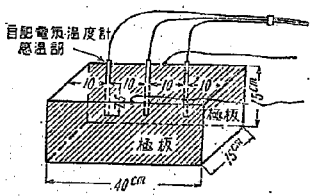
電極板は 15 cm×40 cm の鋼製鉄板で型わくの相対する 2 面に付け，これを両極としてコンクリートに通電した．

電源としては 100 V の交流を使用し，可変電気抵抗器を用いて電圧調整を行い，コンクリートの温度上昇速度を 1 時間につき 2°C, 4°C, 8°C, 10°C, 15°C, 20°C とし，最高温度を 50°C とした．即ちコンクリートの温度状態は図−2 の如くである．試験中の気温は大体 10°C 程度で，混合水に湯を用いた関係上コンクリートの温度は 10°C～15°C である．供試体は表面からの水分の蒸発を防ぐため，板で蓋をした．

供試体の温度は，各材令のもの 1 個づゝにつき供試体の中央に埋込んだアルコール寒暖計により測定した．更に供試体中に温度変化を測定するため，図−3 に示す位置に自記電気温度計の感温部を埋込み測定した．



図−2　コンクリートの温度状態



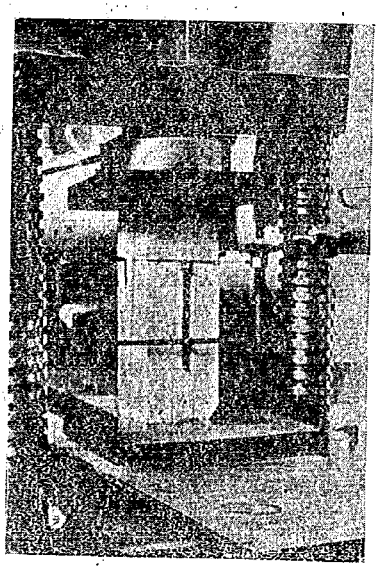
図−3　供　　試　　体

〔5〕 試 験 方 法

試験の材令は，標準養生の供試体は 3 日，7 日，28 日であるが，電気養生したものは 1 日，7 日，28 日とした．材令 1 日で試験する供試体は，24 時間通電し終るや直ちに脱形試験し，7 日，28 日で試験する供試体は室温に冷却するをまつて養生水槽にいれ，試験日まで養生した．

圧縮試験の際の加圧面は，極板に接していない面，即ち 15 cm×15 cm の面を上下にして加圧し，変形測定にはマルテンスミラーエキステンソメーターを用い，標点距離を 200 mm とし，その変形を 5000 分の 1 mm まで測定した．供試体にエキステンソメーターを取付けた状態は写真−1 の如くである．

荷重を加えるには，東京衡器製作所製 200ton 油圧式圧縮試験機を用いた．供試体には荷重 1000 kg (4.44 kg/cm²) 毎にエキステンソメーターの読みをとりつゝ，荷重速度毎分 5 kg にて供試体の破壊する迄荷重をかけた．

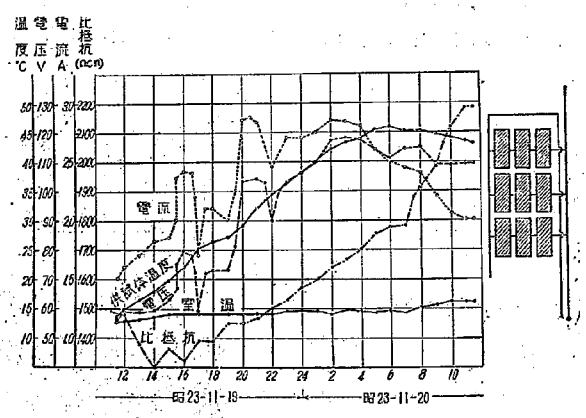


写　真−1

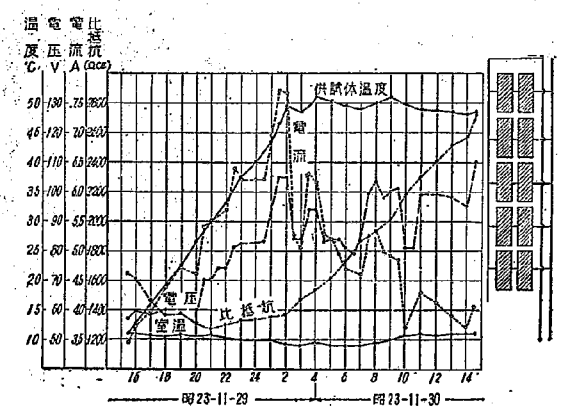
〔6〕 試験結果およびその考察

(1) 供試体の温度　通電中の供試体の温度，気温および電気的経過を示すと 図−4～図−9 の如くである．

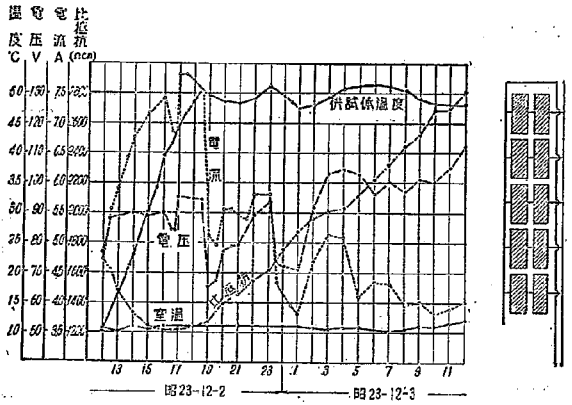
以上の図に示してある供試体の温度は緩緩計により測定した 3 個の供試体の平均温度であるが，これ等 3 個の供試体の温度は，経過時間と共にその差が大きくなる．又自記電気温度計により測定した供試体中の 3 個所の温度差も時間と共に増大する．供試体相互の温度差および供試体中 3 箇所の温度差と温度上昇速度との関係は表−5 の如くである．



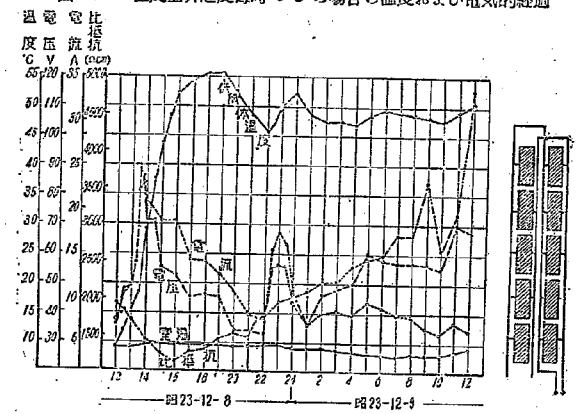
図−4　温度上昇速度毎時 2°C の場合の温度および電気的経過



図−5　温度上昇速度毎時 4°C の場合の温度および電気的経過



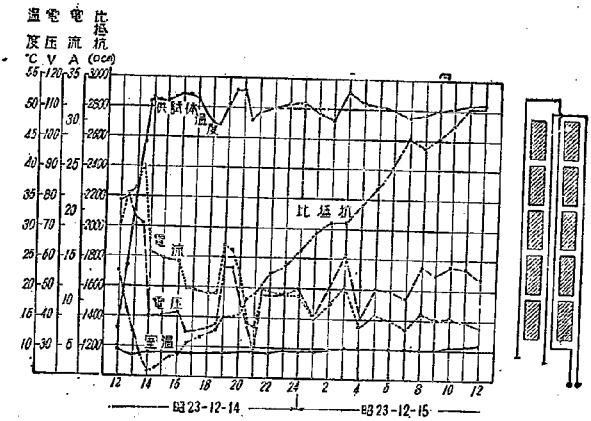
図—6　温度上昇速度毎時 8°C の場合の温度および電気的経過



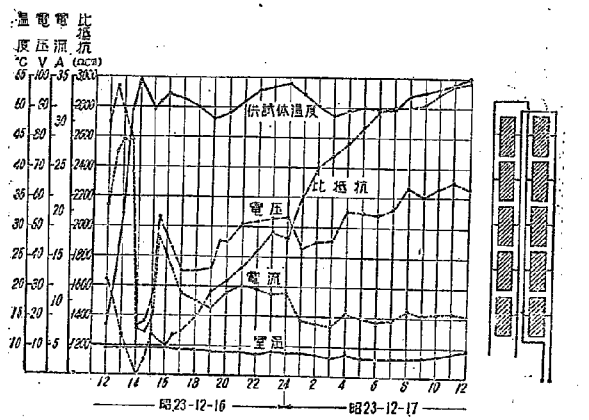
図—7　温度上昇速度毎時 10°C の場合の温度および電気的経過

表—5　温度上昇速度と温度差

供試体の種類	温度差 (°C)	
	供試体相互の温度差	供試体内の温度差
温度上昇速度 2°C/hr	2.0	2.0
温度上昇速度 4°C/hr	3.0	2.5
温度上昇速度 8°C/hr	3.5	3.0
温度上昇速度 10°C/hr	7.0	4.0
温度上昇速度 15°C/hr	9.5	2.5
温度上昇速度 20°C/hr	11.0	5.0



図－8　温度上昇速度毎時 15°C の場合の温度および電気的経過



図－9　温度上昇速度毎時 20°C の場合の温度および電気的経過

温度上昇速度の大きい程，温度差の大きくなることは当然であるが，表－5 より供試体相互の温度差および供試体内の温度差いづれも温度上昇速度と大約比例関係をなし，温度上昇速度 20°C/hr の場合は 2°C/hr の場合の供試体相互の温度差で 5.5 倍，供試体内で 2.5 倍と著しく増大することがわかる．

コンクリートを可及的均等に加熱することが望ましいことであるから，温度上昇速度は出来る限り小さくすべきである．

(2) 比抵抗　図－4～図－9 に各種の温度上昇速度の場合のコンクリートの比抵抗の経過を示した．通電開始後初めの 45 分以内の比抵抗と温度とから $\rho_{n+t}=\rho_n(1-0{,}0151\,t)$ なる実験式をえたことは II [3]

に記載した通りである.

比抵抗は温度の上昇により減少し，硬化の進展による含有水分の減少等により増加する.

温度上昇速度 2°C/hr の場合は通電後 5 時間で最初の比抵抗の 87.5% に，4°C/hr の場合は通電開始後 5 時間で 74.6% に，8°C/hr の場合は通電開始後 4 時間で 71.8% に，10°C/hr の場合は通電開始後 4 時間で 59% に，15°C/hr の場合は通電開始後 3 時間で 64% に，20°C/hr の場合は通電開始後 2 時間で 59% に，それぞれ減少し，その後増加した.

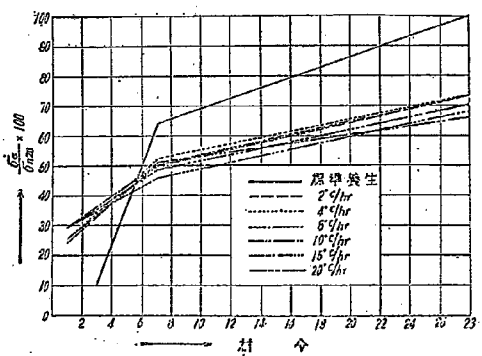
(3) 圧縮強度　標準養生を行つた供試体および電気養生を行つた供試体につき，圧縮試験を行つた結果は表−6 の通りである.

表−6　圧　縮　強　度

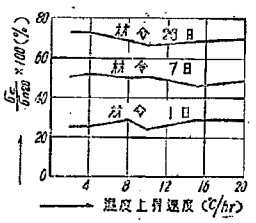
番　号	種　類（温度上昇速度）	圧縮強度 (kg/cm²) 材令 1 日	3 日	7 日	23 日
1	2°C/hr	43.5		96.1	140.8
2	4°C/hr	48.9		100.9	141.0
3	8°C/hr	56.0		96.5	127(1) 153(2)
4	10°C/hr	46.5		98.1	127.7
5	15°C/hr	56.2		88.8	131.0
6	20°C/hr	56.2		93.8	135.0
	標準養生		20.0	124.0	192.0

(1) は材令 21 日で試験　(2) は材令 35 日で試験

標準養生材令 28 日の強度を 100 として，各種類の強度を図示すれば図−10 および図−11 の如くである.



図−10　圧縮強度の比較

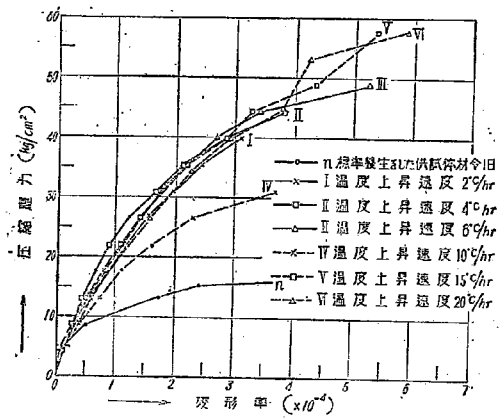


図−11　温度上昇速度と $\sigma_e/\sigma_{n28}\times100$ との関係

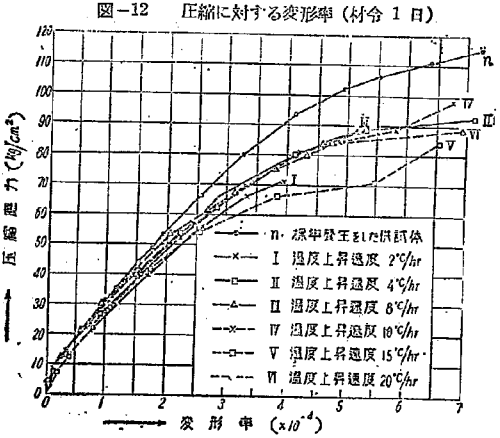
図−10 で明かに判るように，最高温度 50°C とする場合，温度上昇速度を如何ようにしても標準養生を行つた供試体より，材令 7 日で 15%，28 日で 30% 程度強度が低くなつている．然し材令 1 日に於ける強度は，大体標準養生をした供試体の材令 4 日の強度に匹敵する．

図−11 によれば，温度上昇速度は圧縮強度に著しい影響を与えていないが，材令 1 日に於ては温度上昇速度が大きい程強度が大きく，7 日および 28 日に於ける強度は温度上昇速度が小さい程大きい．

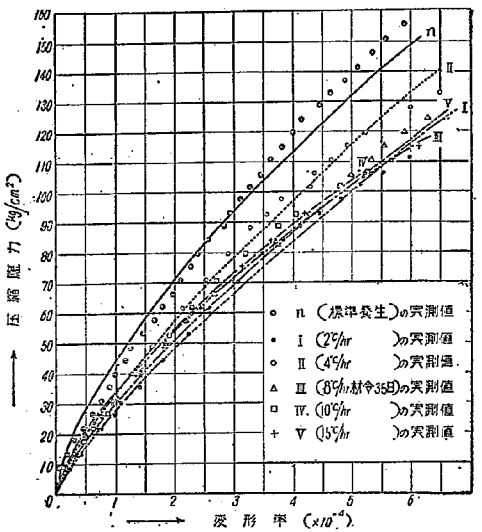
(4) 弾性係数　標準養生をした供試体および電気養生をした供試体につき，圧縮に対する応力−変形率の関係を図示すると図−12〜図−14 がえられる．図−12は標準養生材令 3 日および電気養生材令 1 日の応力−変形率曲線であるが，温度上昇速度 10°C/hr の供試体が，他の温度上昇速度の供試体と著しく異つた応力−



図−12　圧縮に対する変形率（材令 1 日）



図−13　圧縮に対する変形率（材令 7 日）



図−14　圧縮に対する変形率（材令 28 日）

変形率関係にあるのは，圧縮強度に於ても同様であるが，供試体製作の誤差と思う．図−14 は材令 28 日におけるもので最小自乗法により実験式を求め，図に実測値と共に示したものである．

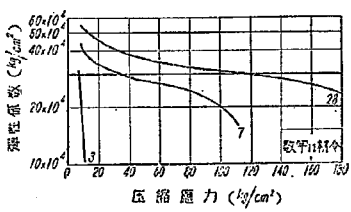
剛線弾性係数と圧縮応力との関係は図−15 から図−21 に示す如くである．

図−15～図−21 により，応力の増大に伴う剛線弾性係数の減少が漸く漸進的現象を呈する供試体，即ちコンクリートが弾性的現象を示すのは材令 28 日のものであることが判る．

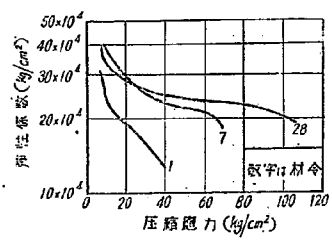
最小自乗法を用いて材令 28 日のコンクリートにつき，実験式を導けば次の如くなる．

標準養生の供試体 (n)　　$\sigma = 20{,}922\,\varepsilon^{0.937}$

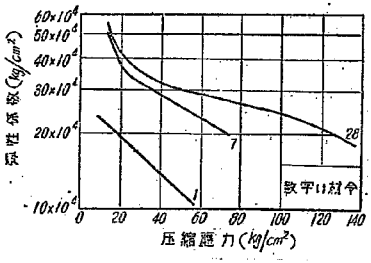
温度上昇速度 2°C/hr (I)　　$\sigma = 42{,}332\,\varepsilon^{0.795}$



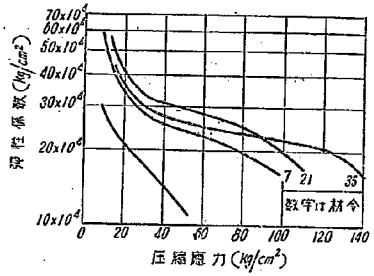
図−15　標準養生をしたコンクリートの弾性係数



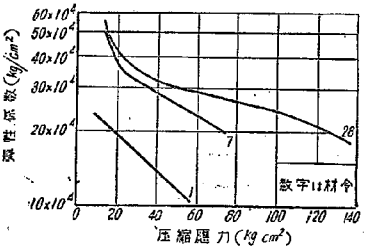
図−16　温度上昇速度毎時 2°C の場合の弾性係数



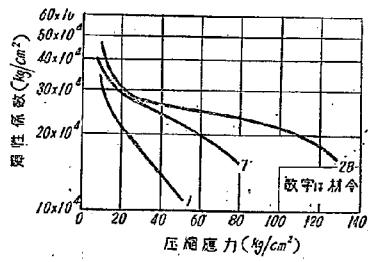
図—17 温度上昇速度毎時 4°C の場合の弾性係数



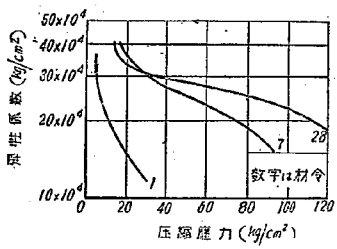
図—18 温度上昇速度毎時 8°C の場合の弾性係数



図—19 温度上昇速度毎時 10°C の場合の弾性係数



図—20 温度上昇速度毎時 15°C の場合の弾性係数



図—21 温度上昇速度毎時 20°C の場合の弾性係数

温度上昇速度 4°C/hr (II) $\sigma = 36{,}670\,\varepsilon^{0.758}$

温度上昇速度 8°C/hr (III) $\sigma = 18{,}723\,\varepsilon^{0.656}$ (材令 35 日)

温度上昇速度 10°C/hr $\sigma = 26{,}863\,\varepsilon^{0.693}$

温度上昇速度 15°C/hr $\sigma = 33{,}216\,\varepsilon^{0.760}$

温度上昇速度 20°C/hr $\sigma = 15{,}022\,\varepsilon^{0.650}$

図—14 で判るように，電気養生を行つた供試体の応力—変形率曲線は甚だしく異つていないので，電気養生を行つた供試体について最小自乗法により実験式を求めると

$$\sigma = 29,420\,\varepsilon^{0.739}$$

となる。

標準養生をした供試体の実験式

$$\sigma = 20,922\,\varepsilon^{0.667}$$

および電気養生をした供試体の実験式

$$\sigma = 29,420\,\varepsilon^{0.739}$$

より割線弾性係数 E_s および切線弾性係数 E_T を求めると表−7 の如くなる。

但し切線弾性係数 E_T は次式によつて求めた。即ち

$$\sigma = K\varepsilon^n$$

$$E_T = \frac{\delta\sigma}{\delta\varepsilon} = nK\varepsilon^{n-1} = \frac{nK}{\varepsilon^{1-n}}$$

又

$$E_s = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{K\varepsilon^n}{\varepsilon} = \frac{K}{\varepsilon^{1-n}}$$

$$\therefore \quad E_T = nE_s$$

表−7　割線弾性係数 (E_s) および切線弾性係数 (E_T)

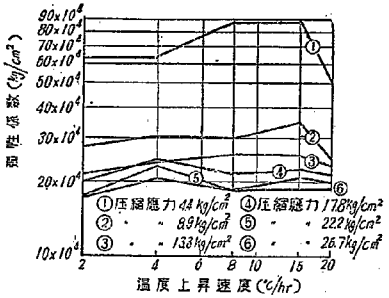
標準養生をした供試体				電気養生をした供試体			
破壊応力の百分率 (%)	圧縮応力 (kg/cm²)	E_s (kg/cm²)	E_T (kg/cm²)	破壊応力の百分率 (%)	圧縮応力 (kg/cm²)	E_s (kg/cm²)	E_T (kg/cm²)
10	19.2	688000	459000	10	14	670000	515000
20	38.4	586000	391000	20	28	432000	319000
30	57.6	397000	261000	30	42	297000	219000
40	76.8	343000	229000	40	56	268000	198000
50	96.0	308000	205000	50	70	248000	183000
60	115.2	315000	210000	60	84	233000	172000

表−7 より電気養生をした供試体の割線弾性係数は，圧縮応力が破壊応力の 10% の場合は標準養生をした供試体の割線弾性係数とほとんど変りはないが，圧縮応力が増加し，破壊応力の 20% になると，標準養生によるコンクリートのそれより約 25% 減少し，その後圧縮応力が増加しても 60% に達する迄はその比は著しく変化しない。

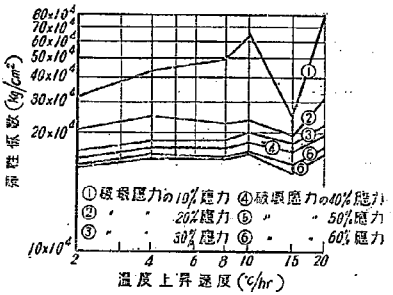
切線弾性係数の場合は，圧縮応力が破壊応力の 10% の場合は，電気養生をした供試体が標準養生をした供試体より約 20% 大きい．然し圧縮応力が破壊応力の 20% になると，標準養生をした供試体のそれより約 20% 減少し，圧縮応力が増加しても破壊応力が 60% に達するまではその比に著しい増減はない。

割線弾性係数と温度上昇速度との関係を図示すると図−22～図−24 の如くである。

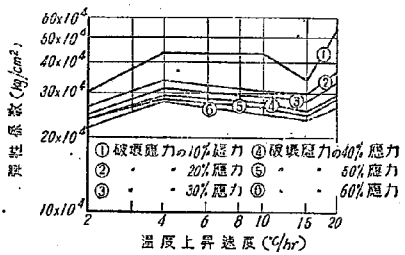
これ等の図より温度上昇速度は割線弾性係数に著しい影響を与えないことがわかる。



図−22 材令1日における温度上昇速度と弾性係数



図−23 材令7日における温度上昇速度と弾性係数



図−24 材令 28 日における温度上昇速度と弾性係数

(5) 所要電力量

本実験においてコンクリート供試体の加熱に要した所要電力量は表−8 の通りである.

現在電力費は 1KWH は 1,962 円であるから, 2 円とし, 1m³ 当りのコンクリートの価格を 4000 円とすれば, 1m³ のコンクリートを加熱するための電力費は表−9 の如くである.

電力量は, 温度上昇速度を大きくすればはなはだ大きくなり, 20°C/hr の温度上昇速度で加熱した場合は 2°C/hr の場合の約 3 倍の電力を消費する.

IV. 結 び

本試験は, 土木研究所で行つたものであるから, 外気温は 10°C 程度で, 実際に電気養生が行われる場合の気温とはなはだ違つている.

然し, 外気温の相違が本試験の結果に非常に影響を与えるとは認められない.

本試験の結果から次の事が認められる.

(1) コンクリートの比抵抗は, セメントペーストの濃度に左右されるよりはむしろ空隙率の如き空間構造の影響が大きいものと思う.

表—8　供試体を加熱するに要した電力量

項目 ＼ 供試体の種類		温度上昇速度 °C/hr					
		2	4	8	10	15	20
	コンクリートの容積 m^3	0.081	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09
各時間毎の所要電力量 (K.W.H)	経過時間(hr) 1	0.0945	0.222	0.480	0.504	1.730	2.570
	2	0.0995	0.230	0.563	1.960	1.775	2.364
	3	0.1075	0.263	0.626	1.520	0.394	1.170
	4	0.1165	0.282	0.738	0.930	0.[illegible]	0.906
	5	0.1915	0.276	0.575	0.670	0.402	0.453
	6	0.1005	0.385	0.845	0.672	0.385	0.350
	7	0.1530	0.422	0.723	0.682	0.413	0.331
	8	0.1460	0.509	0.332	0.326	0.835	0.495
	9	0.2940	0.511	0.427	0.291	0.220	0.596
	10	0.2840	0.653	0.431	0.257	0.550	0.588
	11	0.2160	0.800	0.519	0.817	0.520	0.522
	12	0.2780	0.374	0.504	0.856	0.540	0.583
	13	0.2860	0.578	0.295	0.248	0.332	0.336
	14	0.3030	0.434	0.355	0.382	0.510	0.338
	15	0.3340	0.330	0.525	0.412	0.733	0.331
	16	0.3350	0.336	0.530	0.410	0.296	0.473
	17	0.3220	0.525	0.419	0.520	0.440	0.532
	18	0.2960	0.490	0.415	0.522	0.410	0.388
	19	0.2730	0.300	0.430	0.560	0.338	0.448
	20	0.2790	0.425	0.383	0.560	0.518	0.567
	21	0.2760	0.406	0.404	0.386	0.462	0.510
	22	0.2400	0.381	0.451	0.449	0.481	0.548
	23	0.2240	0.352	0.409	0.630	0.462	0.572
	24	0.2180	0.443	0.448	0.428	0.406	0.535
24 時間の電力量 KWH		5.4820	10.037	11.867	15.052	13.858	16.509
1 m^3 のコンクリートを加熱するに要する電力量 (KWH)		67.6	111.5	131.9	167.1	154.0	183.4

表—9　1 m^3 のコンクリートを加熱するに要する電力費

種類		1 m^3 のコンクリートを加熱するに要する電力費* (円)	1 m^3 当りのコンクリートの価格の百分率* (%)
温度上昇速度 °C/hr	2	135.2	3.38
	4	223.0	5.57
	8	263.8	6.59
	10	334.2	8.36
	15	308.0	7.69
	20	366.8	9.17

* 昭和 23 年の価格

(2) コンクリート温度と比抵抗との関係につき次の如き実験式をえた.

$$\rho_{n+1}=\rho_n(1-0.0151\,t)$$

(3) コンクリートの温度を均等に保つためには，温度上昇速度は小さくしなくてはならない.

(4) 電気養生をしたコンクリートは材令 1 日で約 50 kg/cm² の圧縮強度をえた. これは標準養生をしたもの 4 材令 4 日に相当する. 然し，電気養生したコンクリートの圧縮強度は，材令 7 日で 15%，材令 28 日で 30% だけ標準養生したコンクリートのそれより減少する.

(5) 温度上昇速度は，圧縮強度に著しい影響を与えないが，材令の経過するに従い，温度上昇速度が小さい程幾分よい.

(6) 温度上昇速度は，弾性にも著しい影響を与えないことは圧縮強度と同様で，標準養生を行つたコンクリートの材令 28 日における応力—変形率の関係は $\sigma=20,922\,\varepsilon^{0.931}$ て表わされ，同材令の電気養生をしたコンクリートは $\sigma=29.420\,\varepsilon^{0.730}$ で表わされる.

(7) 標準養生をしたコンクリートの割線弾性係数は電気養生をしたものより約 25% 大きく，切線弾性係数は 15～20% 大きい.

(8) 温度上昇速度が小さいものは，大きいものより所要電力量が著しく少くてよい.

観測測定器に関する研究 (1)

―― 簡易流速計に関する研究 ――

昭和二十六年三月

建設技官　吉　川　秀　夫

〔土木研究所報告第八十一号 の3〕

觀測々定器に関する研究正誤表

頁	行	誤	正
1	上から 6	簡 単	簡 易
2	上から 6	$\frac{2wg}{\rho C_x S}$	$\frac{2mg}{\rho C_x S}$
3	下から11	簡 単	簡 易
4	下から12	20 cm	100 cm

観測測定器に関する研究 (1)

——簡易流速計に関する研究——

建設技官　吉川秀夫

目　次

I. 序　言……(1)
II. 簡単流速計の概要……(1)
III. 実験的考察……(4)
IV. 使用上の注意事項……(5)
V. 簡易流速計の利点および欠点……(6)

I. 序　言

河川および海洋に於ける流れの性質を知り，之等に於て生ずる種々の現象を解析し，その対策を考究する事は緊要な課題である．現象を知るためには先づその観測器械を整備する必要がある．従来の測流の方法は種々の点で不備であり，この欠点を取り除き，更に又我々が測ろうとする目的に応じた観測器械を作る事が必要である．

このために当研究所河川第一研究室に於ては測流に関する研究を取り上げ，理論的，実験的に観測に最も適した方法を案出するために研究しているが，本文はその一端として簡便に流速，流向を知るために考案した簡易流速計に関する研究の報告である．即ち，複雑なる測流機械，ストップウオッチ等を使用せずに，単に流体抵抗に依つて流速を知らんとするものである．

II. 簡易流速計の概要

物体を極めて細い糸にて吊り，流水中に入れる時は流速に応じて物体は流れの方向に押される．この流体抵抗を利用して，あらかじめ流体抵抗と流速との間の関係を検定しておいた物体を使用して流向，流速を知ろうとする．水中に入れた物体の受ける抗力 D はその物体の質量を m，流体の密度を ρ，流れの速度を U，その物体を U に垂直な平面へ投影した面積を S とすれば

$$D=\frac{\rho}{2}C_xU^2S \cdots\cdots(1)$$

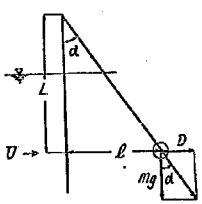


図--1

で表わされる．ここに C_x は係数で抗力係数と呼ばれる．

今図−1 に示す如き U なる流速の流体中に於ける物体の釣合いを考えるに

$$\frac{D}{mg}=\frac{l}{L}=\tan\alpha \quad \cdots\cdots(2)$$

にて表わされる．但し糸の抵抗は物体の抵抗に比して無視し得るものとする．

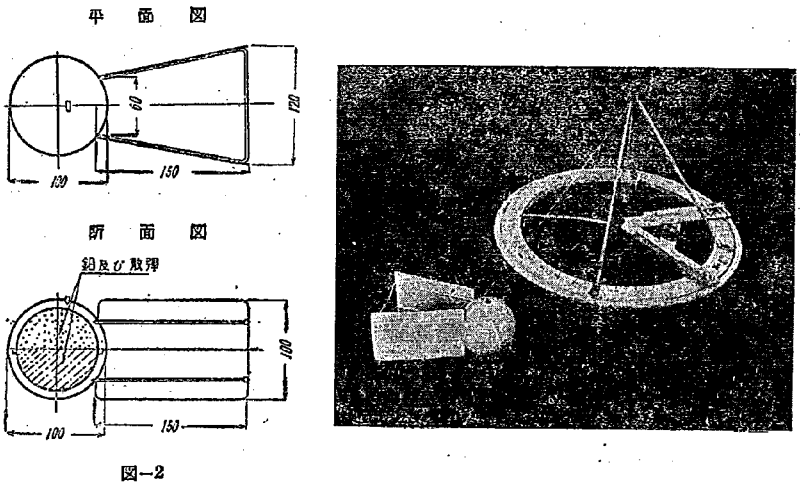
(2) 式に (1) 式を代入すれば

$$U^3=\frac{2\mu g}{\rho C_x S}\tan\alpha=\frac{2mg}{\rho C_x S\cdot L}\cdot l \quad \cdots\cdots(3)$$

となる．(3) 式より判る如く，C_x を一定とすれば，L は一定であるから，糸のふれ l は流速 U の 2 乗に比例するものと考えられる．

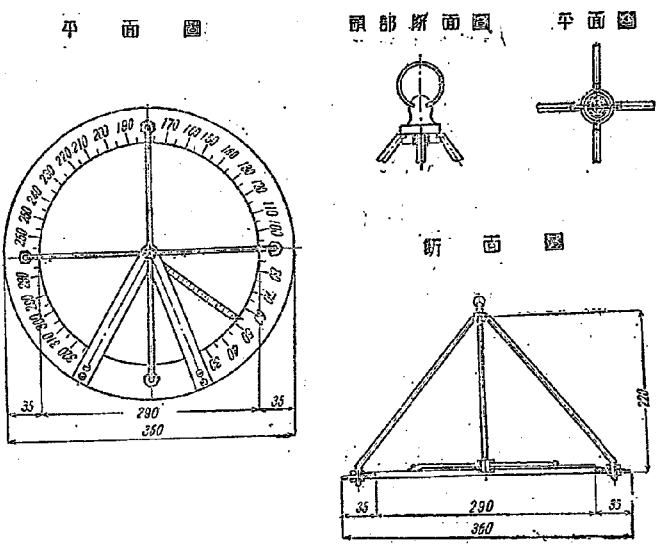
故に (3) 式を利用して C_x の一定なる範囲では l と U との関係を求めることが出来るし，又 C_x の一定でない範囲でも，l と U との関係を検定しておく事に依り，l を実測する事に依り任意の箇所の流速を知る事が出来る．

このために使用する物体としては，先づ考えられるものは球であるが，これは球の側面から交互に Kármán の渦が発生するために，流水に直角の方向に振動するから任意の一点の流速を知るためには不都合であり，又流向を知るに不便である．故に最も簡単な形で且つ流水中で安定なものとして図−2 に示すものを用いた (写



図−2

真参照)．そして糸のふれおよび流向を知るために図−3 に示す環に三脚を立てたものを用いることとし，垂り糸は魚釣用の糸を用いた．使用法は図−4 に示す如く環を吊り，環を水平に保ちつゝ (これは重錘が穴の中心に来るようにする事に依りなされる)，3 脚の内の 2 脚を利用して目標物に合せ，物指し S を廻転して糸に軽

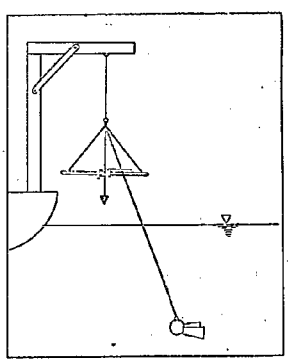


図−3

くふれさせ，ふれの長さ l（糸がふれる時はその平均値）を測り，同時に環の上に記された度数を読む．かくして流向，流速を知ることが出来る．その際糸に1m間隔位に印をつけておけば，簡単に測定した箇所の水深を知る事が出来る．

流れが緩かな場合には簡単流速計の重量が軽い事が望ましく，速い場合には重い事が望ましい（前記 (3) 式より明らかである）．

この際注意すべきことゝしては，吊り糸が余り長いと吊糸の弾性が効いて振動を始める様になるから，水面より余り離れた所で観測する事は望ましくない．



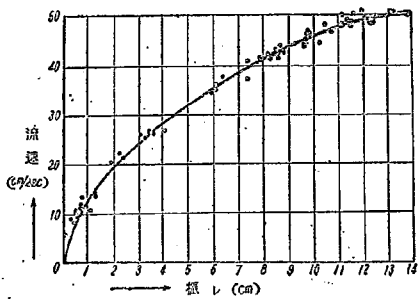
図−4

次に可成り速い流速に於ては抵抗体の重量を重くし，又抵抗の少いものを使用することが便利である．このために手近に得られるものとして，プライス（電管式）型流速計の重錘があり，之を針金で吊して同様の方法に依り流速計として使用する．この場合には微少流速を測定することは困難であるが，流速計で測れない様な大流速の測定には甚だ便利である．

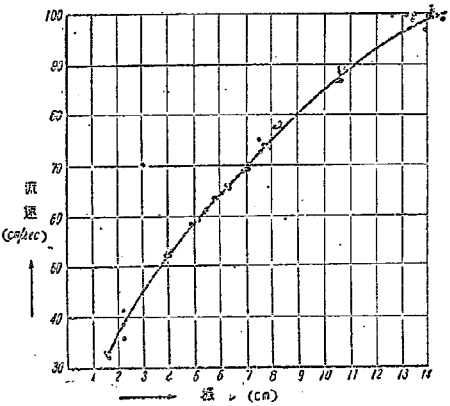
以上2つの型を簡易流速計として使用する．

III. 実験的考察

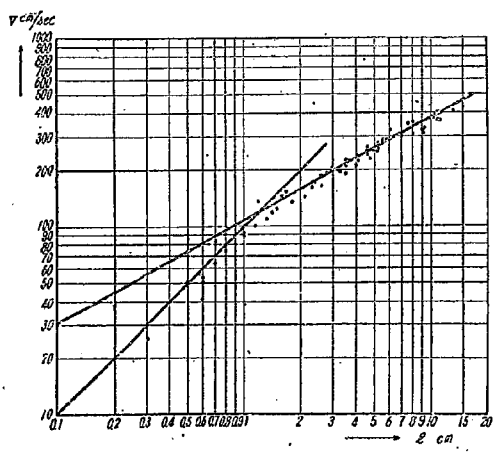
球に羽根をつけた場合の振れ l (20 cm の L に対する) と流速 U との関係は当所検定水路に於て電車の牽引に依り検定した結果では図−5, 図−6に示す如き曲線となり, ほゞ2次曲線である事が知られる. ここに図−5 は球の全重量 715 gr. の場合, 図−6 は 1235 gr. の場合を表わす. 次にプライスの重錘の検定結果を両対数



図−5



図−6



図−7

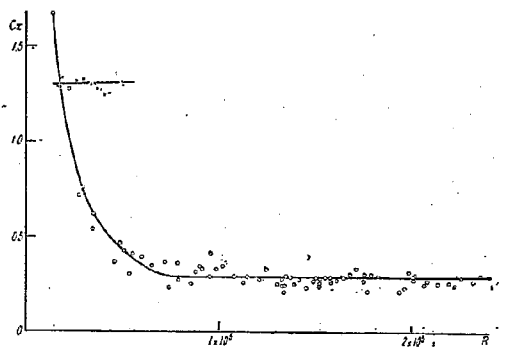
方眼紙に図示すれば図−7 の如くであり, 二本の直線にて表わされる. 此の場合には振れ l は 20 cm の L に対するものである. 同図より判る如く, 流速 U の小さい間は l は U の 1 乗に比例し, U が大きくなれば l は U の 2 乗に比例し, その限界はこの場合 U=1.2 m/sec. 位であつた. この事より (3) 式の C_x は U がこの限界より大きい場合には常数となるが, それ以下では常数とならない事が知られる.

以上 3 つの場合について考えてみるに, 軽い球の場合 (715 gr.) には流速 0~50 cm/sec. 程度重い球の場合 (1235 gr.) には流速 40~100 cm/sec. 程度プライスの

重錘の場合には流速 100～400 cm/sec. 程度の各範囲に於て使用するのが適当と考えられる. 故に流速約 4 m/sec. 位迄ならば, 以上の三種を使用する事により全範囲をおおうことが出来るし, 可成りの精度で流速を測定する事が出来る. 又スプリング秤を並用する事に依り, プライスの重錘だけででも全範囲を測定する事は可能である. このプライスの重錘を利用するという方法は, プライス型流速計の検定の際に序に検定しておけば, プライス型流速計の不時の故障の際にも役立て得るし, 又プライス型流速計では測定出来ない様な大流速の場合にも容易に流速を測定する事が出来て甚だ便利である.

次に抵抗係数 C_x は主としてレイノルズ数 R_e に関係すると考えられるので, 以上の 3 種の型の抵抗体のいろいろの流速 U に対する C_x と R_e とを実測値より計算し, その関係を図示すれば図—8 の如くなる. 此図より知られる如く, 球の場合には実験を行つた範囲では C_x は R_e に無関係で, ほゞ常数と見做して差支えなく $C_x \fallingdotseq 1.3$ である.

プライスの重錘の場合には $R_e < 7.5 \times 10^4$ では C_x は常数ではなく R_e の増加と共に減少する. $R_e > 7.5 \times 10^4$ では C_x は R_e に無関係で $C_x \fallingdotseq 0.28$ である.



図—8

以上の抵抗係数に関する結果より $R_e < 7.5 \times 10^4$ の範囲では球の C_x が常数と考えられ, $R_e > 7.5 \times 10^4$ の範囲ではプライスの重錘の C_x が常数と考えられる. 之等の C_x を求めておく事に依り簡単に (3) 式より 流速 U と l/L の関係を求める事が出来る. 但しここに用いたレイノルズ数 R_e の直径は流向に直角な面に投影した最大部の直径を採る.

尚木簡易流速計は既に鹿児島縣川内川, 千葉縣利根川下流等にて現地観測に使用し, 非常に優秀な成績を得た.

IV. 使用上の注意事項

(1) 流速に応じた簡易流速計を使用する事. 例えば流速 0～50 cm/sec. 程度では 715 gr. の球, 流速 40～100 cm/sec. 程度では 1235 gr. の球, 流速 100～400 cm/sec. 程度ではプライスの重錘等, それぞれ適当なものを用いる事が精度よく, 且つ簡易に測定出来る.

(2) 抵抗体を吊る糸は出来る限り細いもので丈夫なものを使用すべきである. 例えば魚釣用の漁糸等が好適である.

(3) 物体の抵抗に依り測定するのであるから, 抵抗体の取り扱いは注意し, 損傷しないようにする必要が

ある．

(4) 吊り糸は水面上に出た長さが成る可く短くするようにする事が望ましい．余り長いと吊糸の弾性のために振動を始める様なことにもなり，又舟上で測定する場合には舟の動揺の影響が大きくなる．又風の影響も大きくなる．

(5) 舟上で測定する場合には吊り環を用いるのが便利であるが，この場合環を出来るだけ水平に保つべきである．

(6) 流速の変動その他の原因で吊り糸が振動する場合には，l/L はその平均値を読み取るようにする．

V. 簡易流速計の利点および欠点

〔1〕 利　　点

(1) ストップウオッチその他の特殊な器具を用いる事なしに簡単に測定出来る．

(2) 流速と同時に流向を簡易に知る事が出来るので，感潮区等で利用して特に便利である．

(3) 任意の深さの点の流速．流向を短時間の内に測定する事が出来るので，時間的に変動のある水流の測流に有利である．

(4) 通常の流速計で測定出来ないような小流速および大流速でも容易に測定することが出来る．

(5) (3) 式を利用する場合には或る一つの既知流速で検定して C_0 を求める事に依り大略の検定曲線を求める事が出来る．但しこの場合には (3) 式の成立する範囲を注意すべきである．

(6) 電音式プライス流速計の不時の故障に際しても，重錘に依り測定を続ける事が出来るし，又流速計で測れないような大流速にでも利用し得る．

(7) 故障が絶無で，取り扱いが簡便である．

〔2〕 欠　　点

(1) 風波があり舟が非常に動揺する場合には舟上での測定が甚だ困難である．

(2) 流木，流草等のある場合には吊り糸にゴミが附着して吊り糸の抵抗が大きくなるため，測定が困難になる．

(3) 流速が遅く，且つ水深が非常に深い場合は測定困難である．

(4) 水面上の吊り糸の長さが余り長い場合にはいろいろの支障があり，測定が不精確になるおそれがある．

尚本簡易流速計は重い球と軽い球とを含む一式一組で昭和 25 年 7 月現在で製作費 1,920 円である．

附　記　上記の場合には球は木製のものを用い中に鉛を入れたが，防湿等の点で不備で，吸湿のため重量が変る欠点等があるので，現在当研究室では規格を統一し，球は真鍮板のしぼり出したもので作り，軽い球の重さ 750 gr，重い球は 1,500 gr としている．この一式一組の価格は 3,200 円である．

長径間木構橋下弦材接手比較試験並に接手に於ける力の伝達に対する理論的検討

昭和二十六年三月

建設技官　猪瀬寧雄
建設技官　安部清孝

〔土木研究所報告第八十一号の10〕

長径間木構橋下弦材接手比較試験並に接手に於ける力の伝達に対する理論的検討

建設技官　猪瀬寧雄
建設技官　安部清孝

目　次

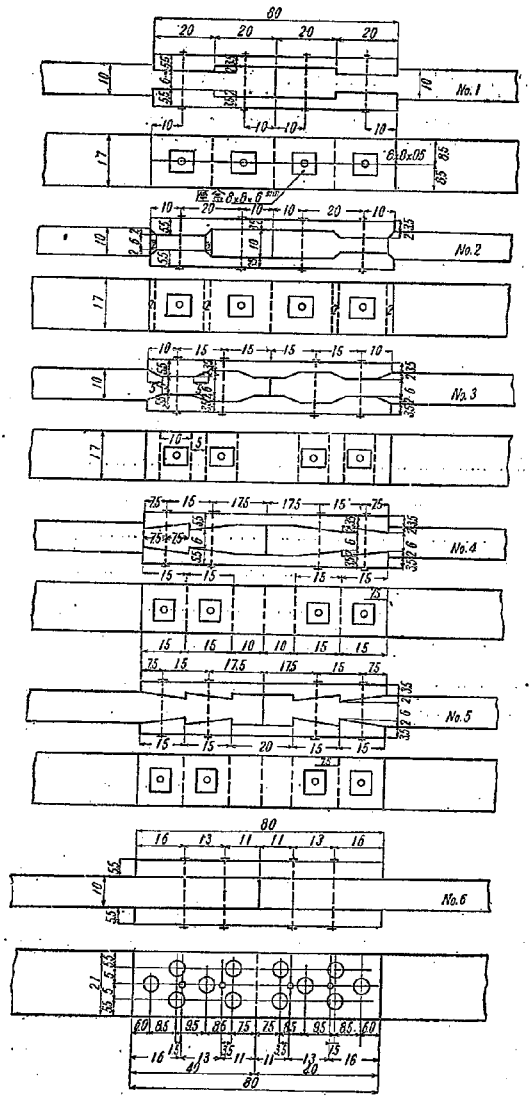
I. 緒　論……(1)
II. 供試体並びに試験方法……(2)
III. 各種測定の目的……(4)
IV. 実験結果に対する概要……(5)
V. 接手供試体の設計強度……(19)
VI. 接手の力学的性質としての比較……(19)
VII. 下弦材接手としての比較……(21)
VIII. No.1 切欠接手に於ける力の伝達理論……(21)
IX. 結　語……(34)

I. 緒　論

木材の引張強度は繊維方向においては一般に圧縮強度より大なるにも拘わらず，木材は引張材としては余り有効には使用されていない．これは全く引張材としての最大の難点とされている引張接手構造の困難性によるものである．長径間木構橋の下弦材にはこの引張接手が必ず必要となつて来るものである．よつて図−1 に示す如き No.1, No.2, No.3, No.4, No.5, No.6 の六種類[1] の引張接手の強度の比較試験を行つてみた．

この比較試験の結果よりみて No.1 の切欠接手と No.6 のデュベル接手が良好なる事が判明した．なお実例によくみる No.1 接手に対する切欠およびボルトの力の分担割合を理論的に検討して No.1 接手の設計に対する新たなる提案を行う事とした．即ち今までは切欠接手における切欠とボルトの力の分担割合が不明瞭なるため，切欠を設計する場合には切欠で全部の力を伝えるとしボルトを設計する場合にはボルトで全部の力を伝えるとして設計していたため．切欠およびボルトの双方共過大な設計になつていたのであるが，これらに対して

1) No.1 より No.5 までは切欠接手であり，No.6 はデュベル接手である．



図—1　供試体一般図 (cm 単位)

力の分担量に応ずる設計をして材料の節約を計ろうと試みたものである.

II. 供試体並びに試験方法

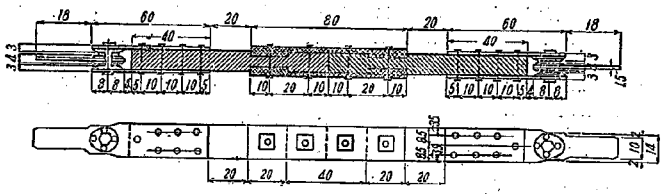
〔1〕供試体の種類並びに構造寸法

(1) 供試体概要　本比較試験に使用せる供試体は 図—1 に示す如く No.1→No.5 は切欠接手にして No.6 は円形嵌合デュベル接手である. その寸法は同図に示す如くである. 各供試体の接手緊結用ボルトは径 16 mm のものを図示の如く配置し, これに一辺 80 mm 厚さ 6 mm の座金を用いてスパナーにて人一人で可能なる締附力を以つて締附ける事にした. 尚 No.6 においては径 50 mm の円形嵌合デュベルを1本のボルトの廻りに図示の如く 3 組[2] の割で2本のボルトの廻りに 6 組, 従つて接手中心線に対し左右両側で計 12 組のデュベルを用いた.

接手部分以外の母材の長さは左右両側共に 90 cm とし, チヤックにはまる部分の長さは 38 cm とし, チヤックには 19 ボルト7本を用いた構造とした. 尚これの詳細は図—2 に示す如くである.

(2) 使用材の種類　供試体には相当に心材の多い杉材を使用する事にした.

2) 1 組というのは両添材側に 1 個づゝ計 2 個の事である



図−2　供試験機取付一般図（cm 単位）

〔2〕試 験 方 法

(1) 試 験 概 要　図−1 に示す供試体を図−2 に示すチャックに取付け，これを 100 ton 水平抗張試験機に取付けて試験を行つた．

(2) 測 定 事 項

1) 母材と添材の変位，即ち添材端における母材の添材に対する辷り，これを *A* 系変位と名付ける事にする．[3]

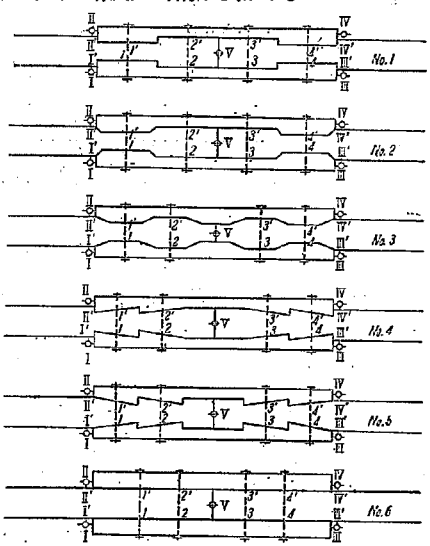
2) 添材端における母材に対する添材の開き，これを *B* 系変位と名付ける事にする．

3) ボルト上における母材と添材との変位[4] *C* 系変位と名付く．

なお破壊荷重時における接手降伏状態を知つて供試体強度比較を行う外に，荷重増加に伴う変形状況並に音響，亀裂等の発生を詳細に観測して破壊に至るまでの特性を明らかにし，以つて性能比較の参考とした．

(3) 測定装置および負荷並に測定方法

(1) 測定装置　測定装置は図−3に示す如きものにして，No.I, No.II, No.III, No.IV なる点にダイヤルゲージを取付けて母材の添材に対する辷り量を測定し，No.V なる点におけるダイヤルゲージにて母材の中央接合部における開き（即ち添材並に母材自身の伸びを無視すると接合部における全体の伸び）を測定し，かつ試験機自身に取付けられたる変位図にて試験体全体の伸びを知るようにした．



図−3　測 定 装 置

3) *A* 系変位の中には左右両母材の中央端面における開きも含むものとす．
4) これによりボルトの滾込変位を間接に知らんとするものである．

以上のダイヤルゲージは何れも 1/100 mm 読みにして有効変位 100 mm のものを使用した．次に I′,II′,III′. IV′ なる添材端内側角点において母材と添材の開きを測定し，更に 1, 2, 3, 4, および 1′, 2′, 3′, 4′ なる母材と添材の接合面のボルト上の点において母材と添材の変位量を測定した．母材と添材の開き並にボルト上の同変位の測定には添材上に貼付けられた紙の尺度を用いる事にした．

又ダイヤルゲージが 10 mm の最大読を示して以後若しくはそれ以前にても破壊の危険が迫る時には適宜ダイヤルゲージを取外して物指を用いて変位を測定した．

(2) 負荷方法並に測定方法　本試験には最初接手の遊間を無くするために，先づ荷重を設計荷重の 1/10 即ち 1.5 ton 位掛けて再び荷重を零に戻してそれから，以後は標準として荷重を 2ton の割合で増加して行きその度毎に負荷を止めて前記各測定位置における辷り開き，変位を測定する事にした．尚破壊状態におけるボルト孔並に切欠部の圧挫量（減込量）を測定する事にした．

III.　各種測定の目的

〔1〕 目　　的

(1) ダイヤルゲージを用いて測定せる添材端における母材の添材に対する辷り（母材と添材の相対変位）は本試験における変位測定の主眼となるものにして，これと荷重とを用いた荷重－変位曲線より全変位状態を知ると同時に，更に許容荷重時における変位並に破壊荷重時における変位状態を知る．

(2) 添材端における添材の母材に対する開きの測定によりボルトの曲げ作用並に切欠部に作用する力と添材に作用する力の偶力モーメントの作用の総合効果の大小を知る．

(3) ボルト上の母材と添材の相対変位の測定により，母材と添材の接觸面における母材と添材えのボルト減込量の和を近似的に知る．

(4) 最終破壊時における添材並に母材の両側面におけるボルト孔減込量並に切欠部における圧挫量の測定によりこの破壊時におけるボルトに起る力学的特性を知る

〔2〕 強度比較の理論的根據

強度比較をするには先づ各種接手様式における平均的性質をもつて比較すべきであるが，材料並に時間の関係上同種の多数の供試体を作り試験を行い，その平均結果をもつて比較する事が不可能なる時は，次に示す実験の均一性を表わす均一度係数をもつて試験結果に対する補正をすべきである．以下優秀なる接手を決定する条項となる事柄につき〔1〕に從つて述べる事にする．

(1) 添材端母材辷り（A 変位）と荷重とより得られる荷重－変位曲線において

1) 変位量成可く小にして破壊荷重成可く大なるものは良好である．

2) 許容荷重附近における変位小なるものは良好である

3) 破壊荷重附近における降伏状態が長く続くものは良好である．

4) 荷重－変位曲線における No.I, No.II, No.III, No,IV 測点に対応する 4 本の曲線中最大の変位

を示す曲線と最小の変位を示す曲線との変位差より考察される均一度係数（試験における構造並に負荷の均一性を表現する）を知る事により，試験結果を補正して考え，これの大なるは実験の良好なるを知る．

(2) **添材端における添材開き（B 変位）と荷重とより得られる荷重－変位曲線において**

1) この開き変位の小なるものは，ボルトの曲げモーメントおよび切欠部の力と添材張力との作用による偶力モーメントの両作用の総合効果が小なるをもつて良好である．開き量の大なるは接手強度（特に剪断強度）の低下を来す直接の原因となる．

2) 荷重－開き曲線より得られる均一度係数の大なる実験は良好である．これによつても強度が補正される．

3) 荷重－開き曲線において，急に変位が大になる時の荷重値の大なるは，ボルトの降伏が遅く来た事を間接に示し良好である．

(3) **ボルト上添材と母材の相対変位（C 変位）と荷重とより得られる荷重－変位曲線において**

1) 母材と添材の接合面におけるボルトの両材えの総合減込量を知る事ができ，これによつて刻々にボルトに伝えられる力を計算し得る．

2) この曲線において急に変位を増加する時がボルトの撓曲の初まる時なる事を知る．

(4) 破壊後におけるボルト孔の減込量並に切欠部圧挫量を測定する事によつて，間接に木材の弾性床係数を理論的に算出する事ができる．この弾性床係数を用いて (3) におけるボルトにかかる刻々の変位を知る事ができる．

〔3〕 ボルト締付力の各部変位に及ぼす効果

(1) A 変位に対しては締付力の大なる程添材母材間の摩擦力大にして，之りは減少される．しかして間接には B 変位小なるために切欠の作用がよく行われ切欠圧挫小となり A 変位は減少させられる．更にボルト締付力大なる時は C 変位も相関連して減少され従つて，A 変位は減少させられる．

(2) B 変位に対しては座金が減込まぬ限り締付力大なる程 B 変位は減少させられる．

(3) 後に示す計算より明らかなように，締付力大なる程ボルト孔の圧挫即ち C 変位は近似的に減少させられる．

以上よりして締付力により相当接手強度に影響を及ぼされるものであるから，締付力を規定して置く方が望ましい．特に剪断面における強度に影響する事が大である．

IV. 実験結果に対する概要

〔1〕 基本事項に対する説明

負荷は最初 1.5 ton まで掛けて再び零に戻して，接手間の遊びを無くして後標準として 2 ton 毎に荷重の増加を停止して各部の変位を測定した．

許容荷重 P_a は破壊荷重 P_b の 1/3 とし，P_a, P_b における A 系，B 系 C 係変位量をそれぞれ (X_a, X_b)

(x_a, x_b), (ξ_a, ξ_b) とする．A 系，B系，C系の荷重—変位曲線における変位および荷重をそれぞれ $(X.Y)$, $(x\ y)$, $(\xi,\ \eta)$ を以つて表わす．A 系，B 系，C 系における 4 個所の測点に対応する荷重—変位曲線における平均変位をそれぞれ X_m, x_m, ξ_m を以つて表わし，かつA 変位における測点 V の両材端開き量を X_M をもつて表わす．しかる時は P_a, P_b 時の平均変位曲線並に X_M 曲線における変位量はそれぞれ $(X_{ma}, X_{mb})$$(x_{ma}, x_{mb})$ (ξ_{ma}, ξ_{mb}), (X_{Ma}, X_{Mb}) を以つて表わされる．

更に

$$\left.\begin{aligned} \vartheta_{mb}&=\frac{X_{mb}}{P_b},\quad \vartheta_{Mb}=\frac{X_{Mb}}{P_b},\quad \theta_{mb}=\frac{x_{mb}}{P_b}\\ \vartheta_{ma}&=\frac{X_{ma}}{P_a},\quad \vartheta_{Ma}=\frac{X_{Ma}}{P_a},\quad \theta_{ma}=\frac{x_{ma}}{P_a}\end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

とする．

次に A 系および B 系における荷重変位曲線にて囲まれたる領域において，一定の荷重 y に対する領域の幅（その荷重に対する最大変位と最小変位との差）をそれぞれ δx, δz とし，この変位領域（No.V 測点の曲線は含まず）の平均幅を A 系および B 系変位に対してそれぞれ B_m, b_m とし，更に $\delta x/y$ および $\delta z/y$ の全領域における平均の値をそれぞれ $T_m t_m$ とし，破壊荷重の直前にて δx および δz の最大となる荷重をA 系および B 系に対してそれぞれ P, p とすると，

$$B_m=\frac{\int_0^P \delta x\,dy}{P}\cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

$$b_m=\frac{\int_0^p \delta x\,dy}{p}\cdots\cdots\cdots\cdots (3)$$

$$T_m=\frac{\int_0^P \frac{\delta x}{y}\,dy}{P}\cdots\cdots\cdots\cdots (2)'$$

$$t_m=\frac{\int_0^p \frac{\delta z}{y}\,dy}{p}\cdots\cdots\cdots\cdots (3)'$$

なる関係が成立する．

B_m および b_m は mm の単位をもつて表わされ，T_m および t_m は mm/ton の単位をもつて表わされるものとする．

次に各 α, β を無名数になるように単位を選ぶものとし

$$\alpha_1\frac{1}{1+B_m}=\frac{1\text{ mm}}{1\text{ mm}+B_m}\cdots\cdots\cdots\cdots (4)$$

$$\beta_1\frac{1}{1+b_m}=\frac{1\text{ mm}}{1\text{ mm}+b_m}\cdots\cdots\cdots\cdots (5)$$

$$\alpha_2=\frac{1}{1+T_m}=\frac{1\ (\mathrm{mm/ton})}{1(\mathrm{mm/ton})+T_m}\quad\cdots\cdots(4)'$$

$$\beta_2=\frac{1}{1+t_m}=\frac{1\ (\mathrm{mm/ton})}{1(\mathrm{mm/ton})+T_m}\quad\cdots\cdots(5)'$$

と置き，α_1，および α_2 をそれぞれ A 系変位に対する第一種および第二種均一度係数と呼び，β_1，および β_2 をそれぞれ B 系変位に対する第一種および第二種均一度係数と呼ぶ事にする．しかしてこれ等の α,β によりそれぞれ A 系および B 系に対する実験の均一性を表わすものとする．

最後に設計破壊強度 P_0 に対する実際の破壊強度 P_b の比を，

$$\rho=\frac{P_b}{P_0}\quad\cdots\cdots(6)$$

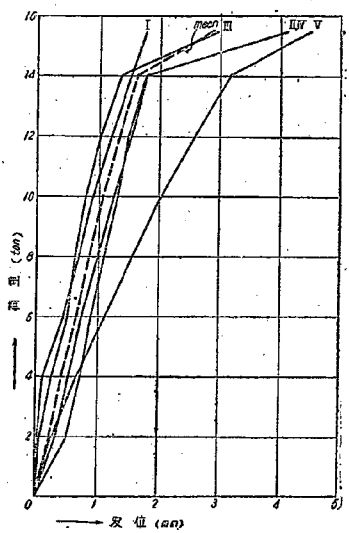
をもつて表わし，これを強度率と呼ぶ事にする．尚設計の許容強度を P_{a0} をもつて表わす事とし又 A 変位における初期遊間量の最大を ε_M をもつて表わす事にする．

〔2〕 No.1 供試体試験結果

接手の破損は剪断破損に帰因するものであつた．P_b=15.5 ton，P_0=15.64 ton，従つて P_a=5.17 ton，P_{a0}=5.213 ton にして，$\rho=P_b/P_0$=0.99 である．

表−1

	A 系 変 位	
	X (mm)	ϑ (mm/ton)
mb	2.94	0.19
ma	0.53 (0.54)	0.10 (0.104)
Mb	4.50	0.29
Ma	0.88	0.17
α	α_1=0.654	α_2=0.907



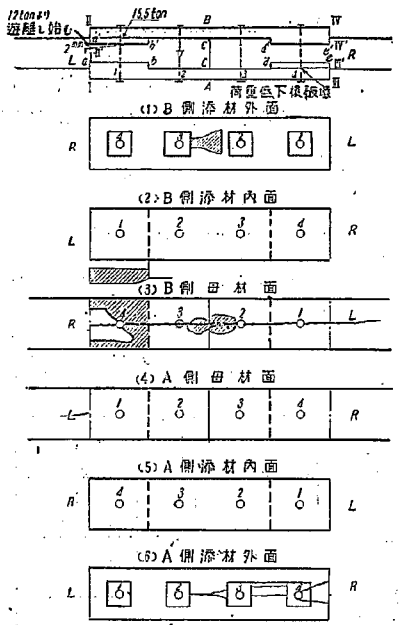
図−4　No.1A 系変位曲線

尚 mb, ma, Mb, Ma に対応する X および ϑ の値および均一度係数 α の値は表−1 に示す如くである．この表−1 における ma に対応する X および ϑ の括弧内の値は理論許容荷重 P_{a0} に対応する値である．更にこの表にて α_1 は X の下に，α_2 は ϑ の下に β_1 は x の下に，β_2 は θ の下に記入してある．

本試験においては B 変位および C 変位並に ε の値（初期遊間量）は測定せず．

荷重−変位曲線は図−4 に示す如くであり，その破損状況は図−5 に示す如くであり，破壊後のボルト孔並に座金の減込量および切次の圧挫量は測定せず．尚図−5 における A 側および B 側というのは添材の両側の各々を区別するために附した名前である．

負荷 3 ton 前後になると木材の無理による音響が始まり，8 ton 前後よりボルトの屈曲が起つた．



図−5　No.1 供試体破壊状況図

〔3〕 No.2 試験結果

接手の破損は切欠の剪断並に圧挫およびボルト孔の減込剪断破損に帰因するものであつた．ただしその主因をなすものは切欠の剪断破損であつた．

$$P_b=15.2\ \text{ton},\quad P_0=15.64\ \text{ton}$$

従つて

$$P_a=5.10\ \text{ton},\quad P_{a0}=5.213\ \text{ton}$$

にして

$$\rho=\frac{P_b}{P_0}=0.97$$

である．

A 系初期変位遊間は

$\mathcal{E}_I=0.15$ mm, $\mathcal{E}_{II}=0.01$ mm, $\mathcal{E}_{III}=0.14$mm

$\mathcal{E}_{IV}=0.02$ mm, $\mathcal{E}_V=0.18$ mm, $\mathcal{E}_I\rightarrow\mathcal{E}_{IV}$

において

$$\mathcal{E}_{\max}=0.14\ \text{mm}$$

である．

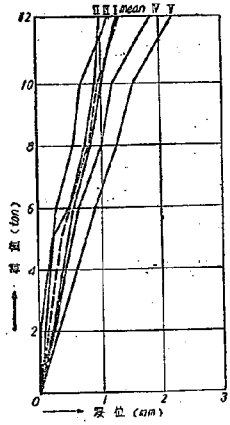
荷重 P_b, P_a における X, ϑ, x, θ, α, β の値は表−2 に示す如くである．

表−2

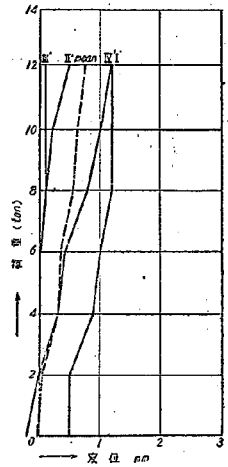
	A 系変位		B 系変位	
	X (mm)	ϑ (mm/ton)	x (mm)	θ (mm/ton)
mb	2.100	0.137	1.620	0.106
ma	0.36 (0.28)	0.071 (0.073)	0.30 (0.31)	0.059 (0.0595)
Mb	5.00	0.327	——	——
Ma	0.760	0.149	——	——
α,β	$\alpha_1=0.725$	$\alpha_2=0.922$	$\beta_1=0.513$	$\beta_2=0.771$

本試験においては前記 No.1 試験における以外に B 系並に C 系変位を測定し，もつて実験回数少きを補う事にした．

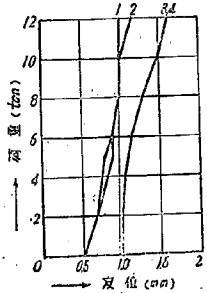
A, B, C, 系に対する荷重−変位曲線はそれぞれ図−6，図−7，図−8，に示す如くであり，破損状況は図−9 に示す如くであり，破壊後のボールト孔並に座金の減込量および切欠の圧挫量は図−10 に示す如くで



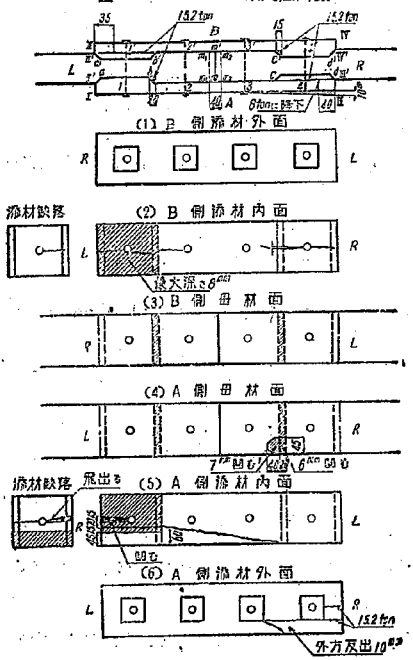
図—6　No.2 *A* 系変位曲線



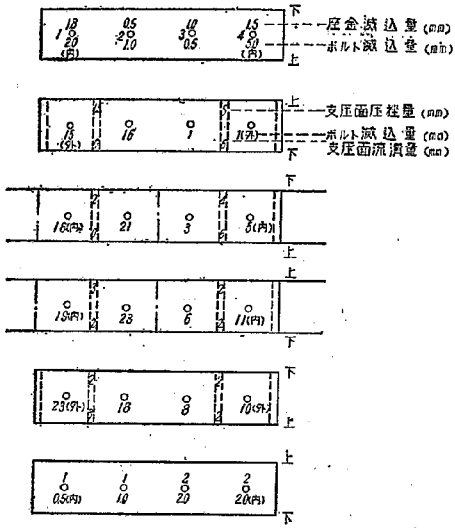
図—7　No.2 *B* 系変位曲線



図—8　No2. *C* 系変位曲線



図—9　No.2 供試体破壊状況図



図−10　No.2 供 試 体

ある．

負荷 8 ton 前後より本材の無理による音響が始まると同時にボルトの屈曲が起つた．

〔4〕 No.3 供試体試験結果

接手の破損は添材並に母材のボルトの孔減込剪断に帰因するものであつて，切欠の剪断破損は僅少であつた．

$$P_b=10.5\ \text{ton},\quad P_0=15.64\ \text{ton}$$

従つて

$$P_a=3.50\ \text{ton},\quad P_{a0}=5.213\ \text{ton}$$

にして

$$\rho=\frac{P_b}{P_0}=0.676$$

である．

A 系初期変位遊間は

$\mathcal{E}_I=0.61$ mm, $\mathcal{E}_{II}=0.73$ mm, $\mathcal{E}_{III}=1.10$ mm, $\mathcal{E}_{IV}=1.26$ mm である．

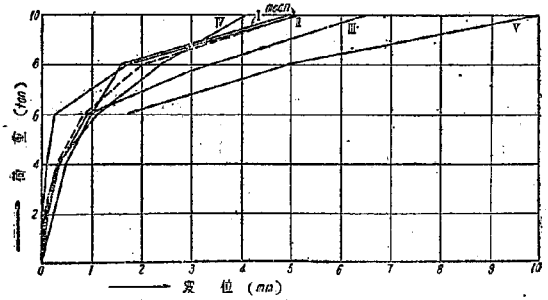
荷重 P_b, P_a 時における X, ϑ, x, θ, α, β の値は表−3 に示す如くである．

表−3

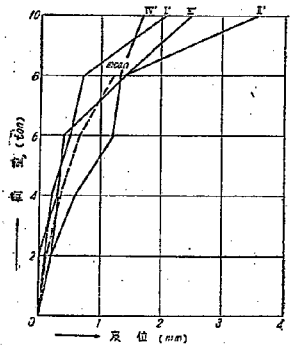
	A 系 変 位		B 系 変 位	
	X (mm)	ϑ (mm/ton)	x (mm)	θ (mm/ton)
mb	5.170	0.493	2.500	0.238
ma	0.290 (0.620)	0.083 (0.119)	0.265 (0.510)	0.07 (0.093)
Mb	9.930	0.943	——	——
Ma	0.370	0.106	——	——
α,β	$\alpha_1=0.556$	$\alpha_2=0.864$	$\beta_1=0.714$	$\beta_2=0.905$

A, B, C 系に対する荷重−変位曲線はそれぞれ図−11, 図−12, 図−13 に示す如くであり，その破損状況は図−14 に示す如くであり，破損後のボルト孔並に座金の減込量および切欠の圧縮量は図−15 に示す如くである．

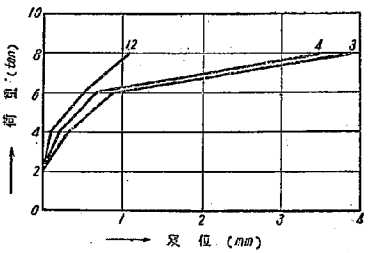
負荷 4 ton 過ぎより木材の破壊音と共にたわみは急に大となり 6 ton 近くでボルトの屈曲が始まり，8 ton 附近より木材の破壊音は一層大となつた．



図—11　No.3 *A* 系変位曲線



図—12　No.3 *B* 系変位曲線



図—13—1　No.3 *C* 系変位曲線

〔5〕 No.4 供試体試験結果

接手破損は添材並に母材のボルト孔の減込剪断に帰因するものである.

$$P_b=12.5\ \text{ton},\quad P_0=21.00\ \text{ton},$$

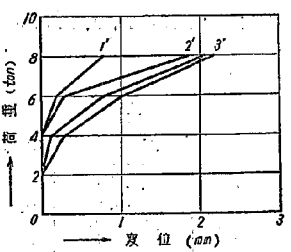
從つて

$$P_a=4.17\ \text{ton},\quad P_{a0}=7.00\ \text{ton}.$$

にして

$$\rho=\frac{P_b}{P_0}=0.596$$

である.

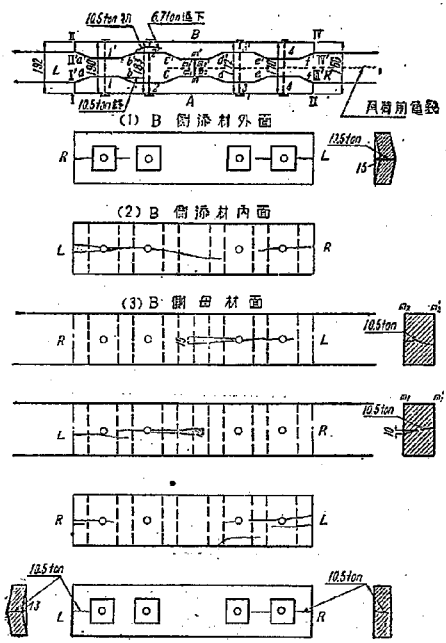


図—13—2 No.3 *C* 変系位曲線

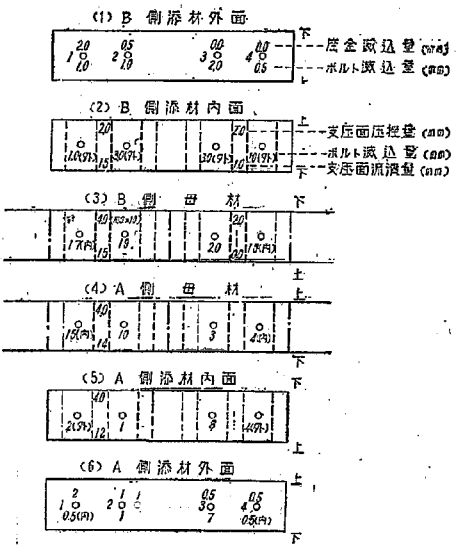
A 系初期変位遊間は

$$\mathcal{E}_I=0.03\ \text{mm},\quad \mathcal{E}_{II}=0.01\ \text{mm},\quad \mathcal{E}_{III}=0.02\ \text{mm},\quad \mathcal{E}_{IV}=0.0\ \text{mm},\quad \mathcal{E}_V=0.65\ \text{mm}$$

である.



図—14　No.3 供試体破壊状況図



図—15　No.3 供試体

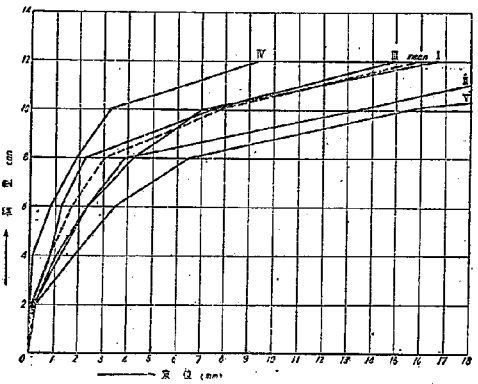
荷重 P_b, P_a 時における X, ϑ, x, θ, α, β, の値は表—4 に示す如くである.

表—4

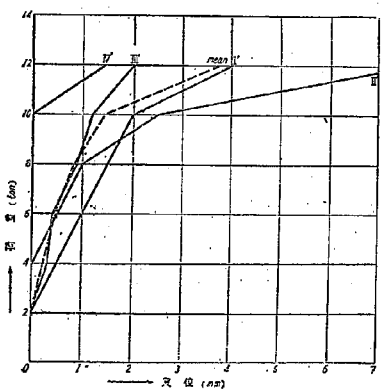
	A 系 変 位		B 系 変 位	
	X (mm)	ϑ (mm/ton)	x (mm)	θ (mm/ton)
mb	28.000	2.240	7.750	0.630
ma	0.900(2.450)	0.216 (0.588)	0.225 (0.650)	0.054 (0.154)
Mb	50.000	4.000	—	—
Ma	1.800	0.433	—	—
α, β	α_1=0.279	α_2=0.668	β_1=0.414	β_2=0.831

A, B, C 系に対する荷重—変位曲線はそれぞれ図—16, 図—17, 図—18 に示す如くであり, その破損状況は図—19 に示す如くであり, 破損後のボルト孔並に座金の減込量および切欠の圧縮量は図—20 に示す如くである.

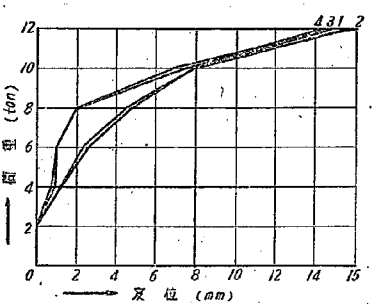
負荷 2ton を過ぎる頃より x は段々大きくなり, 8ton 頃よりボルトの屈曲が起り, 10ton 頃になると



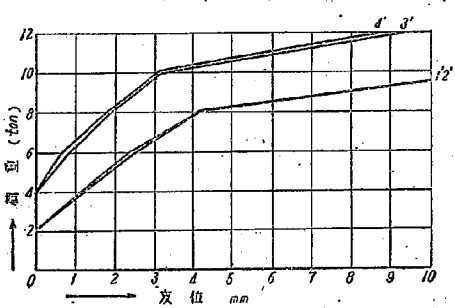
図－16　No.4 *A* 系変位曲線



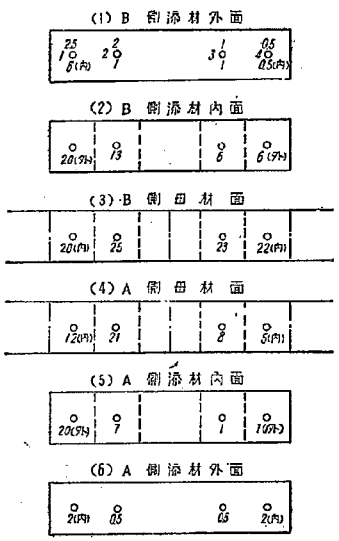
図－17　No.4 *B*系変位曲線



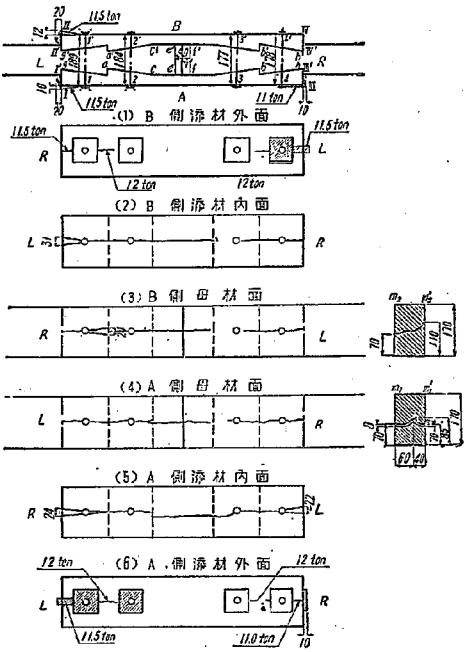
図－18－1　No.4 *C* 系変位曲線



図－18－2　No.4 *C'* 系変位曲線



図—19　No.4 供試体破壊状況図



図—20　No.4 供試体

木材の破壊音が一層強くなつた.

〔6〕 No.5 供試体試験結果

接手破損は添材並に母材の切欠剪断破損および母材の切断破損に帰因するものであつた.

$$P_b=14.55\ \text{ton},\qquad P_0=17.25\ \text{ton}$$

従つて

$$P_a=4.85\ \text{ton},\qquad P_{a0}=5.750\ \text{ton}$$

にして

$$\rho=\frac{P_b}{P_0}=0.845\qquad (\text{剪断降伏})$$

$$\rho=\frac{P_b}{P_0}=\frac{14.55}{25.5}=0.75\qquad (\text{母材抗張降伏})$$

である.

A 系初期変位遊間は

$$\mathcal{E}_I=0.02\ \text{mm},\ \mathcal{E}_{II}=0.07\ \text{mm},\ \mathcal{E}_{III}=0.01\ \text{mm},\ \mathcal{E}_{IV}=0.03\ \text{mm},\ \mathcal{E}_V=0.10\ \text{mm}$$

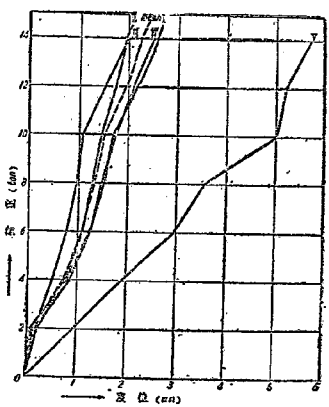
である．荷重P_b，P_a 時における X，ϑ，x，α，β の値は表−5 に示す如くである．

表−5

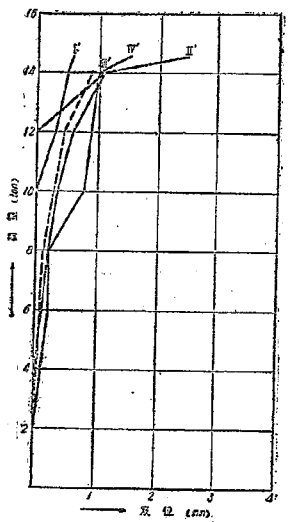
	A 系 変 位		B 系 変 位	
	X (mm)	ϑ (mm/ton)	x (mm)	θ (mm/ton)
mb	2.390	0.165	0.900	0.065
ma	0.900 (1.050)	0.186 (0.182)	0.050 (0.070)	0.010 (0.012)
Mb	5.730	0.410	——	——
Ma	2.360	0.486	——	——
α,β	α_1=0.694	α_2=0.932	β_1=0.748	β_2=0.963

A，B，C 系に対する荷重−変位曲線はそれぞれ図−21，図−22，図−23 に示す如くであり，その破損状況は図−24 に示す如くであり，破損後のボルト孔並に座金の減込量および切欠の圧挫量は図−25 に示す如くである．

負荷 3 ton 頃より木材の破壊音が始まり，8 ton 頃よりボルトの屈曲が起つた．



図−21　No.5 A 変位曲線

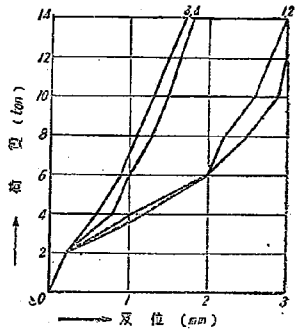


図−22　No.5 B 系変位曲線

〔7〕 No.6 供試体試験結果

接手破損はボルトの締付力不足によるデユベルの廻転に帰因するものであつて，デユベルの廻転によつて添材が開きボルトのナットが No.4 ボールトにおいて抜け落ちてしまつた．これが破壊の直接の原因である．

試験としては完全なものではないが一応その結果を述べると次のようになる．



図−23−1　No.5 C 系変位曲線

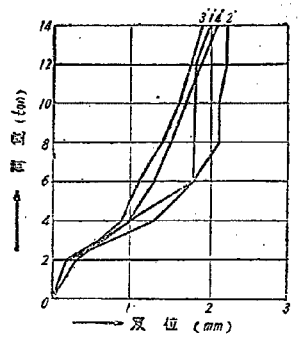
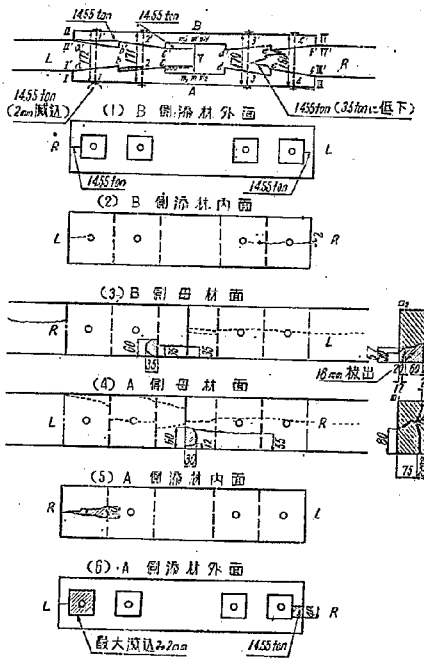
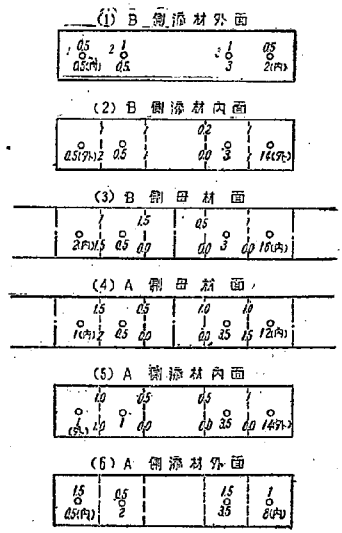


図 23−2　No.5 C 系変位曲線



図−24　No.5 供試体破壊状況図



図−25　No.5 供試体

P_b=14.0 ton,　P_0=16.2 ton

従つて

$$P_a=4.67\ \text{ton},\qquad P_{a0}=5.4\ \text{ton}$$

にして

$$\rho=\frac{P_b}{P_0}=0.864$$

である.

A 系初期変位遊間は測定せず.

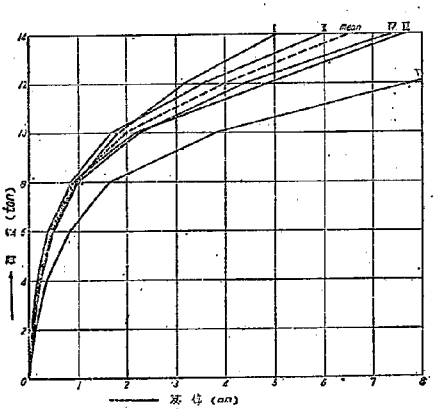
荷重 P_b, P_a 時における X, ϑ, x, θ, α, β の値は表−6 に示す如くである.

表−6

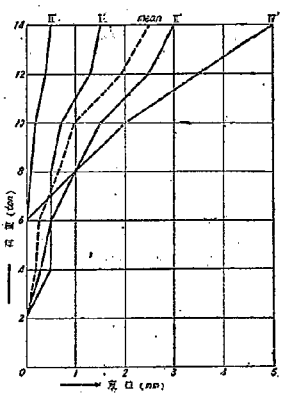
	A 系 変 位		*B* 系 変 位	
	X (mm)	ϑ (mm/ton)	x (mm)	θ (mm/ton)
mb	6.550	0.404	2.500	0.152
ma	0.290 (0.350)	0.062 (0.070)	0.220 (0.240)	0.047 (0.044)
Mb	14.000	0.864	——	——
Ma	0.500	0.107	——	——
α,β	$\alpha_1=0.640$	$\alpha_2=0.939$	$\beta_1=0.436$	$\beta_2=0.842$

A, *B*, *C* 系に対する荷重−変位曲線はそれぞれ図−26, 図−27, 図−28 に示す如くであり, その破壊状況は図−29 に示す如くであり, 破損後のボルト孔並に座金の減込量は図−30 に示す如くである.

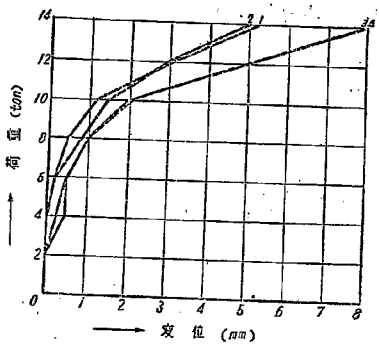
負荷 8 ton 頃より木材の破壊音が始まると共にボールトの屈曲が起つた.



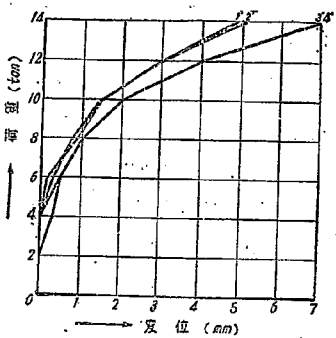
図−26　No.6 *A* 系変位曲線



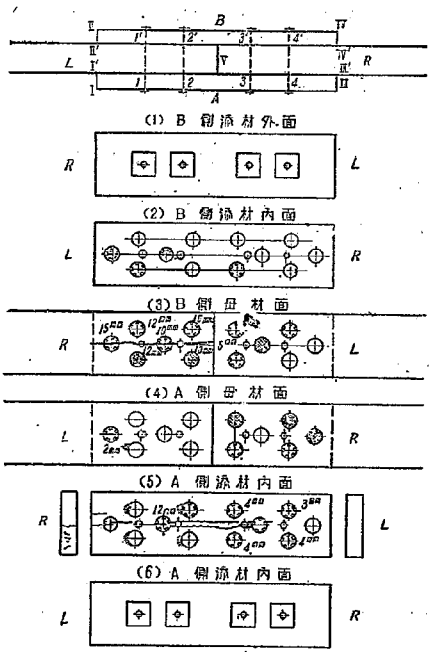
図−27　No.6 *B* 系変位曲線



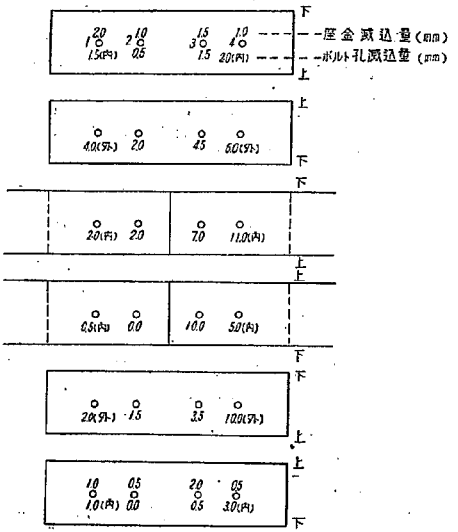
図—28—1　No.6 C′ 系変位曲線



図—28—2　No.6 C′ 系変位曲線



図—29　No.6 供試体破壊状況図



図—30　No.6 供試体

V. 接手供試体の設計強度

本供試体に使用せる杉材の各種破壊強度を示すと次の如くである.

引張強度 $\sigma_t=250\ \mathrm{kg/cm^2}$ (添材母材に共通)

添材剪断強度 $\tau_{s1}=23\ \mathrm{kg/cm^2}$

母材剪断強度 $\tau_{s2}=45\ \mathrm{kg/cm^2}$

繊維方向の支圧強度 $\sigma_{b1}=300\ \mathrm{kg/cm_2}$ (添材母材に共通)

繊維に直角方向の支圧強度 $\sigma_{b2}=30\ \mathrm{kg/cm^2}$ (添材母材に共通)

繊維方向と θ なる角をなして傾斜せる面の支圧強度 σ_θ は次式にて与えられるものとする.

$$\sigma_\theta=\sigma_{b1}\sin^2\theta+\sigma_{b2}\cos^2\theta$$

ボルトに対する木材の剪断強度$\sigma_s=50\ \mathrm{kg/cm^2}$ [5]

ボルト孔の抵断強度は剪断強度と大体同じ位であるが材により明らかでない.

以上の各種強度を利用して, 接手供試体の設計強度並に接手強度を決定すべき最小抵抗力を求めると表−7に示す如くなる.

表−7

		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
母材強度 (kg)	引張	25500	23100	23100	25500	25500	52500
	剪断	30600	33660	30600	61600	38250	16200
	支圧	20400	22450	33462	35569	40800	(デュベル)
	ボルト孔	26000	26400	24000	28750	27250	48000
添材強度 (kg)	引張	26950	26950	26950	29750	29750	57750
	剪断	15640	15640	15640	23460	23460(17250)	16200
	支圧	20400	22450	33462	35569	40800	(デュベル)
	ボルト孔	29000	28200	23500	21000	19500	31900
最小抵抗力 (kg)		15640	15640	15640	21000	17250	16200

但し上表の No.5 の添材の剪断強度の欄において括弧内の 17250 kg なる値は負荷前の亀裂部分を除いて考えた実際の設計剪断強度であつて, 括弧外の 23460 kg なる値は亀裂なきものとしての理論的な設計剪断強度である. 又ボルト孔強度というのはボルトに対する添材および母材の抗剪強度の事であつて, 抵断強度については不明な点があるので記載してない.

VI. 接手の力学的性質としての比較

以上の IV および V に述べた事項を考慮して各種接手の力学的性質を比較すれば表−8 に示す如くである.

5) ボルト孔の剪断は 2 面剪断であつて 50 kg/cm² は 1 面に対するものであるから, 2 面を考える時にはこれを 2 倍しなくてはならない.

表−8

		No.1		No.2		No.3		No.4		No.5		No.6	
(1)	ρ	0.990	I	0.970	II	0.676	V	0.596	VI	0.845	IV	0.864	III
(2)	α_1	0.654	III	0.725	I	0.556	V	0.279	VI	0.694	II	0.640	IV
(3)	α_2	0.907	IV	0.922	III	0.864	V	0.668	VI	0.932	II	0.939	I
(4)	β_1	——		0.513	III	0.714	II	0.414	V	0.748	I	0.436	IV
(5)	β_2	——		0.771	IV	0.905	II	0.831	V	0.963	I	0.842	III
(6)	ϑ_{ma}	0.100	V	0.071	II	0.083	IV	0.082	II	0.186	VI	0.062	I
(7)	θ_{ma}	——		0.059	III	0.076	IV	0.080	V	0.010	I	0.047	II
(8)	ϑ_{mb}	0.190	III	0.137	I	0.493	V	2.240	VI	0.165	II	0.404	IV
(9)	θ_{mb}	——		0.106	II	0.238	IV	0.630	V	0.065	I	0.152	III
(10)	P_{me}	14000	I	5000	II	2000	IV	2000	IV	2000	IV	4000	III
(11)	η	0.903	I	0.329	II	0.191	IV	0.160	V	0.137	VI	0.286	III
(12)	計	18		13		32		35		26		19	
(13)	計	2		4		9		11		10		6	

上表中の記号は次の意味を持つ．

強度比 $\rho=\dfrac{P_b}{P_0}$

P_b=破壊荷重，　P_0=設計破壊荷重

α,β=均一度係数

$\vartheta_{ma}=\dfrac{X_{ma}}{P_a}$ (A 系)　$\theta_{ma}=\dfrac{x_{ma}}{P_a}$ (B 系)

$\vartheta_{mb}=\dfrac{X_{mb}}{P_b}$ (A 系)　$\theta_{mb}=\dfrac{x_{mb}}{P_b}$ (B 系)

P_{me}=A 系の平均曲線の比例限度における荷重 (kg)

比例限度比 $\eta=\dfrac{P_{me}}{P_b}$

尚表中ローマ数字は接手の優秀性の順位を示せるものであり，(12) の計は各接手につき (1),(2),(3),(6),(8),(10),(11) のローマ数字の和をアラビヤ数字で表わしたものであり，(13) の計は各接手につき (1), (11) のローマ数字の和をアラビヤ数字で表わしたものである．従つてこれ等の数字の小なるもの程接手として優秀なる事を示すものである．

接手の優秀性を決定する要素を考えると，第 1 に強度比 ρ であり，第 2 に比例限度比 η であり，第 3 に ϑ および θ であり，第 4 に均一度係数である．

よつて (13) の計の数字の小なる順に接手の力学的性質としての優秀さの順位を決めると，No.1, No.2, No.6, No.3, No.5, No.4 の順である．しかし変位の小なる事および均一度の大なる事をも加味して，接手の力学的性質としての優秀さの順位をを決めると，表−8,(12) により No.2, No.1, No.6, No.5, No.3, No.4 の

順である.

我々の試験において特記すべき事は，No.6 のデュベル接手ではボルトの締付力が不足していた点と，母材および添材の乾燥不足により強度が低下していた点とが No.6 の試験結果を悪くしたものであるという事である.

この意味においても如上の試験における欠陥を無くしさえすれば No.6 のデュベル接手は少くとも，もう少しよい試験結果を与えたであろう事は推定出来，従つて No.1, No2, No.6 は接手の力学的性質の上からは甲，乙は附けられぬ程度に優秀な接手であると見るのが至当であろう.

常識的に考えても No.4 接手はよい接手とは思われないが試験結果も最悪に出ている. No.3, No.5 も余り推称すべき接手とは考えられない.

又この試験において特記すべき事は No.1 接手の比例限度比 η が極端に大きいという事である. この点からすると No.1 接手は非常に優秀な接手であると推定される.

強度の上から見ると，強度は均一度係数の何乗根かに逆比例すると考えるのが至当であろう.

VII. 下弦材接手としての比較

〔1〕 施工上の比較

施工の簡単という点からすると，その優秀さは No.1, No.6, No.2, No.3 No.5, No.4 の順である.

〔2〕 力学的性質としての比較

その優秀さは No.1, No.6, No.2, No.5, No.3, No.4 の順になるという事は前述の如くである. 但し No.1, No.6, No.2 は殆んど甲，乙は附けられぬ程度である.

以上の〔1〕,〔2〕よりすると No.1 接手が最優秀という事になり，次は No.6 および No.2 であり，次は No.5 および No.3 であり，No.4 は最不良であるという結論を得る.

しかし木構橋の引張を生ずる斜材の取付はデュベルによらなければ不可能なる事を考えると，将来デュベル接手工法は大いに期待すべきものであり，既に木造構橋にデュベル接手を応用せる例を我国の処々に見るものである.

次に最も優秀らしく推定される No.1 接手につき切欠並にボルトの伝達力を理論的に考究してみよう. No.2 接手にはこの理論は近接的には適用されるものである.

VIII. No.1 切欠接手における力の伝達理論

〔1〕 ボルト接手におけるボルトの変形

(1) 基 礎 理 論　今図−31 に示す如き添材および母材を一本のボルトで接合した木材接手に図示の如き張力が作用せる場合のボルトの湾込変形を考える事にしよう.

扨て

d=ボルトの径 (cm)　I=ボルトの断面二次率 (cm^4)

Z＝ボルトの断面係数 (cm³)

E＝ボルトの弾性係数 (2.1×10^6 kg/cm²)

$æ$＝木材の減込係数 (kg/cm³)

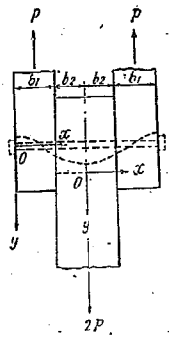
M＝ボルトの任意点 x における曲げモーメント (kg/cm)

Q＝ボルトの任意点 x における剪断力 (kg)

q＝ボルトの木材より受ける弾性床反力 (kg/cm)

y＝ボルトの任意点 x における減込量 (cm)

とすれば，構造力学の理論により



図−21

$$M=-EI\frac{d^2y}{dx^2} \quad \cdots\cdots(a)$$

$$\frac{d^2M}{dx^2}=\frac{dQ}{dx}=-q \quad \cdots\cdots(b)$$

$$EI\frac{d^4y}{dx^4}=q \quad \cdots\cdots(c)$$

$$Q=-EI\frac{d^3y}{dx^3} \quad \cdots\cdots(d)$$

である．

今 q はボルトの減込量に比例すると考えると

$$q=-dæy \quad \cdots\cdots(e)$$

となる．よつて (c)，(e) 式より

$$EI\frac{d^4y}{dx^4}=-dæy$$

即ち

$$\frac{b^4y}{dx^4}+\frac{dæ}{EI}y=0 \quad \cdots\cdots(f)$$

を得る．

こゝで

$$a=\sqrt[4]{\frac{dæ}{4EI}} \quad \cdots\cdots(7)$$

と置けば (f) 式は次の如くなる．

$$\frac{d^4y}{dx^4}+4a^4y=0 \quad \cdots\cdots(8)$$

この (8) 式がボルトの減込変形に対する基礎微分方程式である．

この (8) 式の一般解は

$$y=(\alpha\cos\mathrm{h}\,ax+\beta\sin\mathrm{h}\,ax)\cos ax+(\gamma\cos\mathrm{h}\,ax+\delta\sin\mathrm{h}\,ax)\sin ax \quad \cdots\cdots(9)$$

にて与えられる．ここに α, β, γ, δ は積分常数である．

$$\xi=ax \quad \cdots\cdots(10)$$

ゆえば (9) 式は次の如く変形される．

$$y=(\alpha\cosh\xi+\beta\sinh\xi)\cos\xi+(\gamma\cosh\xi+\delta\sinh\xi)\sin\xi \quad \cdots\cdots(11)$$

減込変形 y が y 軸に関して対称なる時には y は次式の如く簡単になる．

$$y=\alpha\cosh\xi\cos\xi+\delta\sinh\xi\sin\xi \quad \cdots\cdots(12)$$

今図−31 に示せるボルトは，長さの方向即ち y 軸方向に任意本並んでいるボルトの中の第 n 本目のボルトであるとし，添材および母材に対して座標軸を図示の如く取ると，添材および母材に対する減込変形 y_{n1} および y_{n2} は次の如く与えられる．

$$y_{n1}=(\alpha_{n1}\cosh\xi+\beta_{n1}\sinh\xi)\cos\xi+(\gamma_{n1}\cosh\xi\,\delta_{n1}\sinh\xi)\sin\xi \quad \cdots\cdots(13)$$

$$y_{n2}=\alpha_{n2}\cosh\xi\cos\xi+\delta_{n2}\sinh\xi\sin\xi \quad \cdots\cdots(14)$$

但し (13) 式および (14) 式における ξ は厳密には次の如く表わすべきである．今添材および母材の弾性床係数をそれぞれ $æ_{n1}$, $æ_{n2}$ とすれば (7) 式の (a) はそれぞれ

$$a_{n1}=\sqrt[4]{\frac{dæ_{n1}}{4EI}},\quad a_{n2}=\sqrt[4]{\frac{dæ_{n2}}{4EI}} \quad \cdots\cdots(15)$$

にて表わすべきで，従つて添材および母材に対して

$$\xi=a_{n1}x\ (\text{添材}),\qquad \xi=a_{n2}x\ (\text{母材})$$

と表わすべきである．[6] しかし簡単のため上の二式の如く同一の ξ を用いて表わしたものである．

(2) ボルト接手における境界条件　ボルトの境界条件として考えられるのは，ボルトの両端固定とする場合とボルトの両端自由とする場合の中間の場合であるが，この中間の場合を想定する事は困難なるを以つて，その両場合に対する解を考え，後で適宜補正する事にしよう．

1) ボルトの両端固定の場合

この場合の境界条件は

(i) $x=0$ にて $Q_1=0$ 即ち $\dfrac{d^3y_{n1}}{dx^3}=0$

(ii) $x=0$ にて $\dfrac{dy_{n1}}{dx}=0$

---

6) 若しボルトの径も n 本目のを d_n，それに応ずる I を I_n とすると，より一般的には $a_{n1}=\sqrt{\dfrac{d_næ_{n1}}{4EI_n}}$, $a_{n2}=\sqrt{\dfrac{d_næ_{n2}}{4EI_n}}$ とすべきである，

(iii) $x=b_{n1}, x=-b_{n2}$ において $\frac{dy_{n1}}{dx}=\frac{dy_{n2}}{dx}$

(iv) $x=b_{n1}, x=-b_{n2}$ において $\frac{d^2y_{n1}}{dx^2}=\frac{d^2y_{n2}}{dx^2}$

(v) $x=b_{n1}$ において $Q_{n1}=p_n$ すなわち $\frac{d^3y_{n1}}{dx^3}=-\frac{p_n}{EI}$ [7]

(vi) $x=-b_{n2}$ において $Q_{n2}=p_n$ すなわち $\frac{d^3y_{n2}}{dx^3}=-\frac{p_n}{EI}$ [7]

にて表わされる.

2) ボルトの両端自由の場合

この場合の境界条件は

(i) 1) に同じ

(ii) $x=0$ にて $M_{n1}=0$ 即ち $\frac{d^2y_{n1}}{dx^2}=0$

(iii) 1) に同じ

(iv) 1) に同じ

(v) 1) に同じ

(vi) 1) に同じ

にて表わされる.

但し上記境界条件式においては, 添材および母材の幅を b_1 および $2b_2$ の代りに第 n 本目のボルトに対応するものとして b_{n1}; $2b_{n2}$ を以つて表わしてある.

(3) 境界条件を満足するボルトの減込変形の解

今

$$\left.\begin{aligned} &\gamma_n=\frac{a_{n1}}{a_{n2}}\\ &\nu_n=\frac{a_{n1}}{d\varepsilon_n}\\ &\alpha_{n1}=p_n\overline{\alpha}_{n1},\ \beta_{n1}=p_n\overline{\beta}_{n1},\ \gamma_{n1}=p_n\overline{\gamma}_{n1},\ \delta_{n1}=p_n\overline{\delta}_{n1}\\ &\alpha_{n2}=p_n\overline{\alpha}_{n2},\ \delta_{n2}=p_n\overline{\delta}_{n2} \end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(16)$$

と置く事にしよう.

(1) ボルトの両端固定の場合の解

この場合の解は次の如く与えられる.

$$\left.\begin{aligned} y_{n1}&=\alpha_{n1}\cosh\xi_{n1}\cos\xi_{n1}+\delta_{n1}\sinh\xi_{n1}\sin\xi_{n1}\\ y_{n2}&=\alpha_{n2}\cosh\xi_{n2}\cos\xi_{n2}+\delta_{n2}\sinh\xi_{n2}\sin\xi_{n2} \end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(17)$$

ここに α_{n1}, δ_{n1}, α_{n2}, δ_{n2} は (16) 式にて与えられる係数にして

---

7) 正確には I は I_n を以つて表わすべきである.

$$\left.\begin{aligned}&\xi_{n1}=a_{n1}x=\gamma_n a_{n2}x,\quad \xi_{n2}=a_{n2}x\\&[\xi_{n1}]_{x=b_{n1}}=t_{n1},\quad [\xi_{n2}]_{x=b_{n2}}=t_{n2}\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(18)$$

とすれば $\overline{\alpha}_{n1}$, $\overline{\delta}_{n1}$, $\overline{\alpha}_{n2}$, $\overline{\delta}_{n2}$, は次の如く与えられる.

$$\begin{aligned}\overline{\alpha}_{n1}=\frac{\nu_n}{\Gamma_n}\{&(\sinh t_{n2}\cosh t_{n2}+\sin t_{n2}\cos t_{n2})(\sinh t_{n1}\cos t_{n1}+\cosh t_{n1}\sin t_{n1})\\&+2\gamma_n(\sinh^2 t_{n2}+\sin^2 t_{n2})\cosh t_{n1}\cos t_{n1}\\&+\gamma_n^2(\sinh t_{n2}\cosh t_{n2}-\sin t_{n2}\cos t_{n2})(\sinh t_{n1}\cos t_{n1}-\cosh t_{n1}\sin t_{n1})\}\end{aligned}\cdots\cdots(19)$$

$$\begin{aligned}\overline{\delta}_{n1}=\frac{\nu_n}{\Gamma_n}\{&-(\sinh t_{n2}\cosh t_{n2}+\sin t_{n2}\cos t_{n2})(\sinh t_{n1}\cos t_{n1}-\cosh t_{n1}\sin t_{n1})\\&+2\gamma_n(\sinh^2 t_{n2}+\sin^2 t_{n2})\sinh t_{n1}\sin t_{n1}+\gamma_n^2(\sinh t_{n2}\cosh t_{n2})\\&-\sin t_{n2}\cos t_{n2})(\sinh t_{n1}\cos t_{n1}+\cosh t_{n1}\sin t_{n1})\}\end{aligned}\cdots\cdots(20)$$

$$\begin{aligned}\overline{\alpha}_{n2}=-\frac{\gamma_n^2\nu_n}{\Gamma_n}\{&(\sinh t_{n2}\cos t_{n2}-\cosh t_{n2}\sin t_{n2})(\sinh t_{n1}\cosh t_{n1}-\sin t_{n1}\cos t_{n1}\\&+2\gamma_n\cosh t_{n2}\cos t_{n2}(\sinh^2 t_{n1}+\sin^2 t_{n1})\\&+\gamma_n^2(\sinh t_{n2}\cos t_{n2}+\cosh t_{n2}\sin t_{n2})(\sinh t_{n1}\cosh t_{n1}+\sin t_{n1}\cos t_{n1})\}\end{aligned}\cdots\cdots(21)$$

$$\begin{aligned}\overline{\delta}_{n2}=-\frac{\gamma_n^2\nu_n}{\Gamma_n}\{&(\sinh t_{n2}\cos t_{n2}+\cosh t_{n2}\sin t_{n2})(\sinh t_{n1}\cosh t_{n1}-\sin t_{n1}\cos t_{n1})\\&+2\gamma_n\sinh t_{n2}\sin t_{n2}(\sinh^2 t_{n1}+\sin^2 t_{n1})\\&-\gamma_n^2(\sinh t_{n2}\cos t_{n2}-\cosh t_{n2}\sin t_{n2})(\sinh t_{n1}\cosh t_{n1}+\sin t_{n1}\cos t_{n1})\}\end{aligned}\cdots\cdots(22)$$

$$\begin{aligned}\Gamma_n=&(\sinh t_{n2}\cosh t_{n2}+\sin t_{n2}\cos t_{n2})(\sinh^2 t_{n1}+\sin^2 t_{n1})\\&+\gamma_n(\sinh^2 t_{n2}+\sin^2 t_{n2})(\sinh t_{n1}\cosh t_{n1}+\sin t_{n1}\cos t_{n1})\end{aligned}\cdots\cdots(23)$$

(2) ボルトの両端自由の場合の解

この場合の解は次の如く与えられる.

$$\left.\begin{aligned}&y_{n1}=(\alpha_{n1}\cosh\xi_{n1}+\beta_{n1}\sinh\xi_{n1})\cos\xi_{n1}+\beta_{n1}\cosh\xi_{n1}\sin\xi_{n1}\\&y_{n2}=\alpha_{n2}\cosh\xi_{n2}\cos\xi_{n2}+\delta_{n2}\sinh\xi_{n2}\sin\xi_{n2}\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(24)$$

ここに α_{n1}, β_{n1}, α_{n2}, δ_{n2} は (16) 式にて与えられる係数にして

$$\left.\begin{aligned}&\xi_{n1}=a_{n1}x=\gamma_n a_{n2}x,\ \xi_{n2}=a_{n2}x\\&[\xi_{n1}]_{x=b_{n1}}=t_{n1},\ [\xi_{n2}]_{x=b_{n2}}=t_{n2}\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(18)'$$

とすれば $\overline{\alpha}_{n1}$, $\overline{\beta}_{n1}$, $\overline{\alpha}_{n2}$, $\overline{\delta}_{n2}$, は次の如く与えられる.

$$\overline{\alpha}_{n1}=\frac{2\nu_n}{\Gamma_n}\{(\sinh t_{n2}\cosh t_{n2}+\sin t_{n2}\cos t_{n2})\cosh t_{n1}\cos t_{n1}$$
$$+\gamma_n(\sinh^2 t_{n2}+\sin^2 t_{n2})(\sinh t_{n1}\cos t_{n1}-\cosh t_{n1}\sin t_{n1})$$
$$-\gamma_n^2(\sinh t_{n2}\cosh t_{n2}-\sin t_{n2}\cos t_{n2})\sinh t_{n1}\sin t_{n1}\} \quad \cdots\cdots(25)$$

$$\overline{\beta}_{n1}=\frac{\nu_n}{\Gamma_n}\{(\sinh t_{n2}\cosh t_{n2}+\sin t_{n2}\cos t_{n2})(\cosh t_{n1}\sin t_{n1}-\sinh t_{n1}\cos t_{n1})$$
$$+2\gamma_n(\sinh^2 t_{n2}+\sin^2 t_{n2})\sinh t_{n1}\sin t_{n1}$$
$$+\gamma_n^2(\sinh t_{n2}\cos t_{n2}-\sin t_{n2}\cos t_{n2})(\sinh t_{n1}\cos t_{n1}+\cosh t_{n1}\sin t_{n1})\}$$
$$\cdots\cdots(26)$$

$$\overline{\alpha}_{n2}=-\frac{\gamma_n^2\nu_n}{\Gamma_n}\{(\sinh t_{n2}\cos t_{n2}-\cosh t_{n2}\sin t_{n2})(\sinh^2 t_{n1}+\sin^2 t_{n1})$$
$$+2\gamma_n\cosh t_{n2}\cos t_{n2}(\sinh t_{n1}\cos t_{n1}+\sinh t_{n2}\cos t_{n1})$$
$$+\gamma_n^2(\sinh t_{n2}\cos t_{n2}+\cosh t_{n2}\sin t_{n2})(\sinh^2 t_{n1}-\sin^2 t_{n1})\} \quad \cdots\cdots(27)$$

$$\overline{\delta}_{n2}=-\frac{\gamma_n^2\nu_n}{\Gamma_n}\{(\sinh t_{n2}\cos t_{n2}+\cosh t_{n2}\sin t_{n2})(\sinh^2 t_{n1}+\sin^2 t_{n1})$$
$$+2\gamma_n\sinh t_{n2}\sin t_{n2}(\sinh t_{n1}\cosh t_{n1}+\sin t_{n1}\cos t_{n1})$$
$$-\gamma_n^2(\sinh t_{n2}\cos t_{n2}-\cosh t_{n2}\sin t_{n2})(\sinh^2 t_{n1}-\sin^2 t_{n1})\} \quad \cdots\cdots(28)$$

$$\Gamma_n=(\sinh t_{n2}\cosh t_{n2}+\sin t_{n2}\cos t_{n2})(\sinh t_{n1}\cosh t_{n1}+\sin t_{n1}\cos t_{n1})$$
$$+\gamma_n(\sinh^2 t_{n2}+\sin^2 t_{n2})(\sinh^2 t_{n1}-\sin^2 t_{n1}) \quad \cdots\cdots(29)$$

以上の如くにしてボルトの両端固定とする場合と，ボルトの両端自由とする場合とに対するボルトの減込変形は理論的に求められた．

$$\xi=ax, \qquad a=\sqrt[4]{\frac{d\varpi}{4EI}}$$

なるを以つて一般にボルトの曲げモーメントは (a) 式により

$$M=-EIa^2\frac{d^2y}{d\xi^2} \quad \cdots\cdots(30)$$

として求められる．

〔2〕 No.1 切欠接手における力の伝達割合の理論的決定

図−32 において 2 本のボルトを No.1, No.2 とし次の如き記号を設ける．

b_{11}, $2b_{12}$=No.1 ボルト区間における添材および母材の幅

b_{21}, $2b_{22}$=No.2 ボルト区間における添材および母材の幅

l_1=No.1 ボルトより切欠部までの長さ

l_2=切欠部より No.2 ボルトまでの長さ

b_k=切欠部の幅

h=添材および母材の高さ

$A_{11}A_{12}$=No.1 ボルト区間における添材および母材の断面積

A_{21}, A_{22}=No.2 ボルト区間における添材および母材の断面積

d_1, I=No.1 ボルトの径および断面二次率

$d_2 I_2$=No.2 ボルトの径および断面二次率

E=ボルトの弾性係数

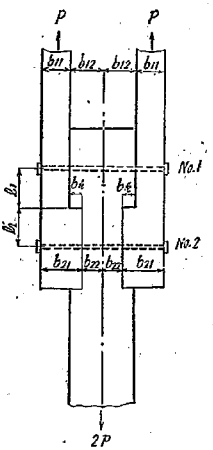
α_{e1}, α_{e2}=添材および母材のボルトに対する減込係数

α_{k1}, α_{k2}=添材および母材の切欠きに対する減込係数

E_1, E_2=添材および母材の弾性係数

p_1, p_2, p_k=No.1 ボルト, No.2 ボルト, および切欠きにより伝えられる力

p=片側の添材で伝えられる全体の力



図−32

$$\varepsilon_{11}=\frac{(p_2+p_k)l_1}{E_1A_{11}},\qquad \varepsilon_{12}=\frac{2p_1l_1}{E_2A_{12}}$$

$$\varepsilon_{21}=\frac{p_2l_2}{E_1A_{21}},\qquad \varepsilon_{22}=\frac{2(p_1+p_k)l_2}{E_2A_{22}} \qquad \cdots\cdots(31)$$

$$\varepsilon_{k1}=\frac{p_k}{\alpha_{k1}A_k},\qquad \varepsilon_{k2}=\frac{p_k}{\alpha_{k2}A_k}$$

とし

$$\left.\begin{aligned}[y_{11}]_{x=b_{11}}-[y_{12}]_{x=b_{12}}&=p_1f_1\\ [y_{21}]_{x=b_{21}}-[y_{22}]_{x=b_{22}}&=p_2f_2\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(32)\ ^{8)}$$

としよう.

(32) 式における f_1, f_2 は, これを一般に f_n ($n=1$ 又は 2) にて表わせばボルトの両端固定の場合と両端自由の場合とに対してそれぞれの次の如く与えられる.

(1) 両端固定の場合

$$f_n=\overline{\alpha}_{n1}\cosh t_{n1}\cos t_{n1}+\overline{\delta}_{n1}\sinh t_{n1}\sin t_{n1}$$
$$-\overline{\alpha}_{n2}\cosh t_{n2}\cos t_{n2}-\overline{\delta}_{n2}\sinh t_{n2}\sin t_{n2} \qquad \cdots\cdots(33)$$

こゝに

$$t_{n1}=[\xi_{n1}]_{x=b_{11}}=a_{n1}b_{11}$$

$$t_{n2}=[\xi_{n2}]_{x=b_{12}}=a_{n2}b_{12}$$

---

8) y_{11}, y_{12} は No.1 ボルトの添材および母材部分に対する減込変形にして, y_{21}, y_{22} は No.2ボルトの添材および母材部分に対する減込変形である.

(2) 両端自由の場合

$$f_n=(\overline{\alpha}_{n1}\cosh t_{n1}+\overline{\beta}_{n1}\sinh t_{n1})\cos t_{n1}+\overline{\beta}_{n1}\cosh t_{n1}\sin t_{n1}$$
$$-\overline{\alpha}_{n2}\cosh t_{n2}\cos t_{n2}-\overline{\delta}_{n2}\sinh t_{n2}\sin t_{n2}\cdots\cdots(34)$$

t_{n1}, t_{n2} は (1) の場合と同一意味を持つ.

なお (33) 式および (34) 式の係数$\overline{\alpha}_{n1}$, $\overline{\beta}_{n1}$, $\overline{\delta}_{n1}$, $\overline{\alpha}_{n2}$, $\overline{\delta}_{n2}$ 等は (1) (2) の場合に対して前の (19) 式より (29) 式まで与えられている値を採用すればよい.

(31) 式における A_{11}, A_{12}, A_{21}, A_{22}, A_k は次の如く与えられる.

$$A_{11}=b_{11}\mathrm{h},\quad A_{12}=2b_{12}\mathrm{h},\quad A_{21}=b_{21}\mathrm{h},\quad A_{22}=2b_{22}\mathrm{h},\quad A_k=b_k\mathrm{h}\cdots\cdots(35)$$

更に

$$\left.\begin{aligned} N_{11}&=\frac{l_1}{E_1A_{11}}=\frac{l_1}{E_1b_{11}\mathrm{h}}, & N_{12}&=\frac{2l_1}{E_2A_{12}}=\frac{l_1}{E_2b_{12}\mathrm{h}}\\ N_{21}&=\frac{l_2}{E_1A_{21}}=\frac{l_2}{E_1b_{21}\mathrm{h}}, & N_{22}&=\frac{2l_2}{E_2A_{22}}=\frac{l_2}{E_2b_{22}\mathrm{h}}\\ N_{k1}&=\frac{1}{\mathfrak{E}_{k1}A_k}=\frac{1}{\mathfrak{E}_{k1}b_k\mathrm{h}}, & N_{k2}&=\frac{1}{\mathfrak{E}_{k2}A_k}=\frac{1}{\mathfrak{E}_{k2}b_k\mathrm{h}} \end{aligned}\right\}\cdots\cdots(36)$$

とすれば (31) 式は次の如く表わされる.

$$\left.\begin{aligned} \varepsilon_{11}&=(p_2+p_k)N_{11}, & \varepsilon_{12}&=p_1N_{12}\\ \varepsilon_{21}&=p_2N_{21}, & \varepsilon_{22}&=(p_1+p_k)N_{22}\\ \varepsilon_{k1}&=p_kN_{k1}, & \varepsilon_{k2}&=p_kN_{k2}\\ \varepsilon_k&=\varepsilon_{k1}+\varepsilon_{k2}=p_k(N_{k1}+N_{k2})=p_kN_k \end{aligned}\right\}\cdots\cdots(37)$$

こゝに

$$N_k=N_{k1}+N_{k2}$$

である.

さてボルトの伝達力 p_1, p_2 および切欠の伝達力 p_k の間には

$$p_1+p_2+p_k=p\cdots\cdots(38)$$

なる関係があるから, これ等の 3 つの力を決定する為には他に 2 つの変形間の関係式が必要である. この変形間の 2 つの式はつぎの如く与えられる.

$$\left.\begin{aligned} [y_{11}]_{x=b_{11}}-[y_{12}]_{x=b_{12}}&=\varepsilon_{11}-\varepsilon_{12}+\varepsilon_k\\ [y_{21}]_{x=b_{21}}-[y_{22}]_{x=b_{22}}&=\varepsilon_{22}-\varepsilon_{21}+\varepsilon_k \end{aligned}\right\}\cdots\cdots(39)$$

これに (32) 式および (37) 式の関係を代入すると

$$\left.\begin{aligned} p_1f_1&=N_{11}(p_2+p_k)-N_{12}p_1+N_kp_k\\ p_2f_2&=N_{22}(p_1+p_k)-N_{21}p_2+N_kp_k \end{aligned}\right\}\cdots\cdots(40)$$

を得る.

よつて p_1, p_2 p_k を決定すべき方程式は次式にて与えられる.

$$\left.\begin{aligned}&(f_1+N_{12})p_1-N_{11}p_2-(N_{11}+N_k)p_k=0\\&N_{22}p_1-(f_2+N_{21})p_2+(N_{22}+N_k)p_k=0\\&p_1+p_2+p_k=p\end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(41)$$

上式より p_1, p_2, p_k は次の如く求められる.

$$\left.\begin{aligned}p_1&=\frac{p}{\vartheta}\{N_k(f_2+N_{21}+N_{11})+N_{11}(f_2+N_{22}+N_{21})\}\\p_2&=\frac{p}{\vartheta}\{N_k(f_1+N_{12}+N_{22})+N_{22}(f_1+N_{12}+N_{11})\}\\p_k&=\frac{p}{\vartheta}\{(f_1+N_{12})(f_2+N_{21})-N_{11}N_{22}\end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(42)$$

こゝに

$$\vartheta=N_k(f_1+N_{12}+N_{11}+f_2+N_{22}+N_{21})+(f_1+N_{12}+N_{11})(f_2+N_{22}+N_{21})\cdots\cdots(43)$$

さてボルトの本数 2 なる時のボルトおよび切欠の力の負担割合は (42) 式の如く決定されたのであるが一般にボルトの本数 n なる時には, (40) 式に相当する変形間の関係式が n 個でき, 従つて (41) 式に相当する未知力 p_1, p_2,……p_n, p_k を決定すべき $(n+1)$ 個の方程式ができ, これを聯立して解けば $(n+1)$ 個の未知力 p_1, p_2,……p_n, p_k は決定される事となる.

〔3〕 No.1 切欠接手における伝達力の数値的説明

No.1 切欠接手においては

$$d_1=d_2=d=1.6\,\text{cm},\quad I_1=I_2=I=\frac{\pi\times1.6^4}{64}=0.3217\,\text{cm}^4$$

$$b_{11}=3.5\,\text{cm},\quad b_{12}=5\,\text{cm},\quad b_{21}=5.5\,\text{cm},\quad b_{22}=3\,\text{cm},\quad b_k=2\,\text{cm},$$

$$l_1=l_2=l=10\,\text{cm},\quad h=17\,\text{cm}.$$

であり, 材料試験結果によると

$$E=2.1\times10^6\,\text{kg/cm}^2,\quad E_1=E_2=E_0=7\times10^4\,\text{kg/cm}^2\ ^{9)}$$

$$æ_1=æ_2=æ=6\times10^3\,\text{kg/cm}^3\ ^{10)}$$

であつた. なお, この計算においては $æ_{k1}=æ_{k2}=æ$ であるとして運算を進める事にしよう.

しかる時は

$$a_{11}=a_{12}=a_{21}=a_{22}=a=\sqrt[4]{\frac{dæ}{4EI}}=\sqrt[4]{\frac{1.6\times6000}{4\times2.1\times10^6\times0.3217}}=0.2441/\text{cm}$$

$$t_{11}=3.5a=0.8545,\quad t_{12}=5a=1.2207$$

$$t_{21}=5.5a=1.3428,\quad t_{22}=3a=0.7324$$

---

9), 10) 此の値は使用せる杉材に対する値であるが, 杉材一般に対してはこの位の値を採用する事は妥当でると思う.

$$\nu_1=\nu_2=\nu\frac{a}{d\text{æ}}=\frac{0.2441}{1.6\times6000}=25.4310\times10^{-6}\ \text{cm/kg}$$

$$N_{11}=\frac{10}{7\times10^4\times3.5\times17}=2.4010\times10^{-6}\ \text{cm/kg}$$

$$N_{12}=\frac{10}{7\times10^4\times5\times17}=1.6806\times10^{-6}\ \text{cm/kg}$$

$$N_{21}=\frac{10}{7\times10^4\times5.5\times17}=1.5279\times10^{-6}\ \text{cm/kg}$$

$$N_{22}=\frac{10}{7\times10^4\times3\times17}=2.8012\times10^{-6}\ \text{cm/kg}$$

$$N_k=\frac{2}{6\times10^3\times2\times17}=9.8039\times10^{-6}\ \text{cm/kg}$$

となる.

ボルトの両端固定とする場合と両端自由とする場合とに対して別々に計算することにしよう.

(1) **ボルトの両端固定の場合**　この場合の f_1 および f_2 は計算の結果次の如くなる.

$$\left.\begin{aligned}f_1&=76.4074\times10^{-6}\ \text{cm/kg}\\f_2&=85.2248\times10^{-6}\ \text{cm/kg}\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(44)$$

よつて (42) 式および (43) 式を用いてボルトおよび切欠にて伝えられる力 p_1, p_2, p_k を求めると

$$\left.\begin{aligned}p_1&=0.1227\ p\\p_2&=0.1148\ p\\p_k&=0.7625\ p\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(45)$$

となる.

(2) **ボルトの両端自由の場合**

この場合の f_1 および f_2 は計算の結果次の如くなる.

$$\left.\begin{aligned}f_1&=112.5092\times10^{-6}\ \text{cm/kg}\\f_2&=94.4358\times10^{-6}\ \text{cm/kg}\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(46)$$

従つて (42) 式および (43) 式を用いてボルトおよび切欠にて伝えられる力 p_1, p_2, p_k を求めると,

$$\left.\begin{aligned}p_1&=0.0882\ p\\p_2&=..1081\ p\\p_k&=0.8037\ p\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(47)$$

となる.

実際のボルトはその両端の状態としては固定でもなければ自由でもなく, ある中間の状態であると考えるのが妥当であるから, 今両場合の平均値として p_1, p_2, p_k を求めると,

$$\left.\begin{aligned} p_1&=0.10545\ p\\ p_2&=0.11145\ p\\ p_k&=0.7831\ \ p \end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(48)$$

となる.

更にボルトにて伝えられる力の平均値を p_{12} とすると

$$p_{12}=0.10845\ p\quad\cdots\cdots(49)$$

となる.

接手伝達力 1kg に対して No.1 および No.2 ボルトに起る最大曲げモーメントを$\overline{M}_1$ および $\overline{M}_2$とすると，両端固定および自由の場合の平均値として

$$\overline{M}_1=53.2676\times10^{-6}\ EIa^2$$

$$\overline{M}_2=58.0082\times10^{-6}\ EIa_2$$

所で

$$EIa^2=2.1\times10^6\times0.3217\times(0.24414)^2=40250\ \text{kg}$$

よつて

$$\left.\begin{aligned} \overline{M}_1&=2.1440\ \text{kg/cm}\\ \overline{M}_2&=2.3348\ \text{kg/cm} \end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(50)$$

今ボルト No.1 および No.2 に起るモーメント $\overline{M}_1$ および $\overline{M}_2$ の平均値を $\overline{M}_{12}$ とすると

$$\overline{M}_{12}=2.2394\ \text{kg/cm}\quad\cdots\cdots(51)$$

となる.

今ボルト No.1 および No.2 における両端固定および自由の場合の力の伝達率の平均値をそれぞれ γ_1 および γ_2 とすると

$$\left.\begin{aligned} \gamma_1&=0.10545\\ \gamma_2&=0.11145 \end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(52)$$

となり，更にこの γ_1 および γ_2 の平均値を γ_{12} とすると，γ_{12} はボルト No.1 および No.2 の伝達率の平均値となり，これは

$$\gamma_{12}=0.10845\quad\cdots\cdots(53)$$

となる.

よつて

$$p_{12}=\gamma_{12}p\quad\cdots\cdots(54)$$

となる.

以後ボルトといえば常に No.1, No.2 ボルトの平均として考えるという事とすると，ボルトに p_{12} なる力

が伝えられた場合ボルトに起る最大曲げモーメント M_{12} は

$$\overline{M}_{12}=p_{12}\overline{M}_{12}=\gamma_{12}p\overline{M}_{12} \quad \cdots\cdots(55)$$

にて与えられる．

今ボルトの断面係数を Z としこれに起る曲げ応力を σ とすると

$$M_{12}=\sigma Z \quad \cdots\cdots(56)$$

即ち

$$M_{12}=p_{12}\overline{M}_{12}=\gamma_{12}p\overline{M}_{12}=\sigma Z \quad \cdots\cdots(57)$$

となる．

今ボルトの曲げ降伏強度 σ_y および曲げ破壊強度 σ_b を軟鋼の平均値としてそれぞれ

$$\sigma_y=\frac{2000+3000}{2}=2500\ \mathrm{kg/cm^2}$$

$$\sigma_b=\frac{3500+5500}{2}=4500\ \mathrm{kg/cm^2}$$

を取り考える事にする．

$$Z=\frac{0.3217}{0.8}=0.4021\ \mathrm{cm^3}$$

一般に (57) 式より

$$p=\frac{\sigma Z}{\gamma_{12}\overline{M}_{12}} \quad \cdots\cdots(58)$$

を得るので，σ_y および σ_b に対応する p の値を p_y, p_b とすると

$$\left.\begin{aligned} p_y&=\frac{\sigma_y Z}{\gamma_{12}\overline{M}_{12}}=\frac{2500\times 0.4021}{0.10845\times 2.2394}=4139\ \mathrm{kg}\\ p_b&=\frac{\sigma_b Z}{\gamma_{12}\overline{M}_{12}}=\frac{4500\times 0.4021}{0.10845\times 2.2394}=7451\ \mathrm{kg}\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(59)$$

接手全体の強度としては $2p$ で与えられるので，これを P とすると

$$P=2p \quad \cdots\cdots(60)$$

となり，σ_y, σ_b に対応する P の値を P_y, P_b とすると

$$P_y=8278\ \mathrm{kg} \quad \cdots\cdots(61)$$

$$P_b=14902\ \mathrm{kg} \quad \cdots\cdots(62)$$

となる．

以上はボルトの平均強度についての検討であるが，実際は No.2 ボルトの方が先に危険状態に達するので，これについての検討をして見よう．

即ち最初に No.2 ボルトが降伏点に達する時の荷重 P の値を算出してみる．

即ちこの時の荷重 P を P'_y とすると

$$p'_y=\frac{2\times2500\times0.4021}{0.11145\times2.3348}=7726\,\mathrm{kg}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(63)$$

となる.

実験過程において 8 ton 前後よりボルトの屈曲が起つた事を確めたが，これは理論計算とよく一致する事は上記より明らかである.

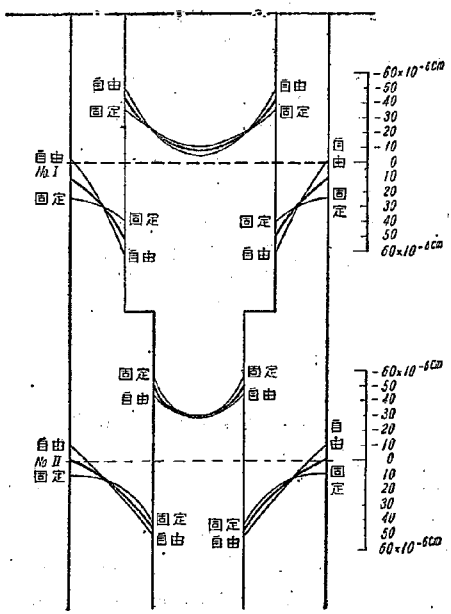
又ボルトの最終破壊強は約 15 ton なる事より，接手の他の最小破壊強度と大体一致する事を知る.

今切欠における力の伝達率を γ_k とすると，両端固定および自由の場合の平均値として，

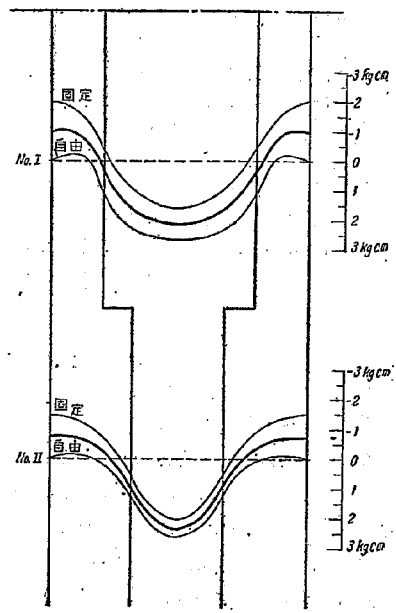
$$\gamma_1:\gamma_2:\gamma_k=10.545:11.145:78.31$$

となる.

尚 1 kg の力を受ける場合の No.1 および No.2 ボルトの変形量並に曲げモーメントを図示すれば図—33 および図—34 の如くなり，これに対する数値は表—9 および表—10 に示す如くである.



図—33　単位荷重 1 kg に対するボルト被込量



図—34　単位荷重 1 kg に対するボルトの曲げモーメント

以上述べた所により，No.1 切欠接手における力の伝達割合並にボルトの変形および曲げモーメントに対する理論的取扱いと併せて実験結果に対する考察は明らかにされたものと思う.

表−9

単位 cm	$y_{11\cdot0}$	y_{11}	y_{12}	$y_{12\cdot0}$	$y_{11\cdot1.75}$	$y_{12\cdot2.5}$
両端固定	24.2620	39.8351	−36.5723	−11.8873	27.5516	−19.0506
両端自由	−2.2112	61.0934	−51.4158	− 4.8385	25.8283	−17.1043
平均	11.0254	50.4643	−43.9941	− 8.3629	26.6900	−18.0775

(×10⁻⁶)

単位 cm	$y_{21\cdot0}$	y_{21}	y_{22}	$y_{22\cdot0}$	$y_{21\cdot2.75}$	$y_{22\cdot15}$
両端固定	9.2406	42.6356	−55.7391	−30.5128	13.8839	−33.8029
両端自由	−11.8589	49.1499	−45.2859	−29.1508	18.9565	−33.4579
平均	− 1.3092	45.9179	−50.5125	−29.8318	16.4204	−33.6304

(×10⁻⁶)

表−10

単位 kg/cm	$M_{11\cdot0}$	$M_{11}=M_{12}$	$M_{12\cdot0}$	$M_{11\cdot1.75}$	$M_{12\cdot2.5}$
両端固定	−1.9658	−0.3736	1.6096	−1.6077	1.2164
両端自由	0	1.1263	2.6784	−0.2208	2.4702
平均	−0.9831	−0.3768	2.1440	−0.9143	1.8433

単位 kg/cm	$M_{21\cdot0}$	$M_{21}=M_{22}$	$M_{22\cdot0}$	$M_{21\cdot2.75}$	$M_{22\cdot1.5}$
両端固定	−1.4549	0.6203	2.0307	−1.0711	1.6953
両端自由	0	1.2581	2.6389	−0.0593	2.3164
平均	−0.7275	0.9392	2.3348	−0.5652	2.0059

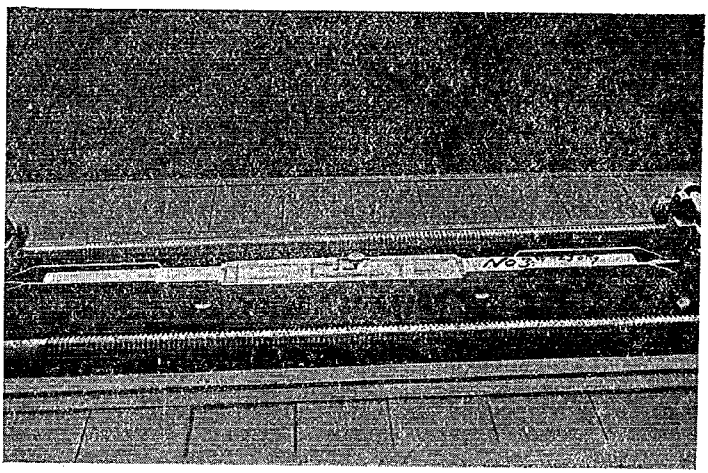
IX. 結　　語

(1) 下弦材接手として，施工上並に力学的性質より推称されるものは，No.1，No.6，No.2 接手である．

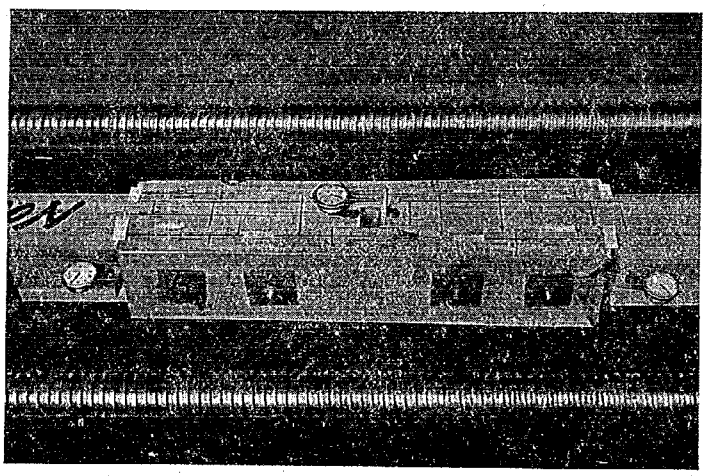
(2) 引張斜材および下弦材の両方面に推称される接手は No.6 のデュベル接手である．

(3) 切欠接手においてはこの研究における如く切欠およびボルトに伝わる力を究明して，切欠に伝わる力により切欠を設計し，ボルトに伝わる力にてボルトを設計するようにすれば資材は節約し得る．

(4) 切欠接手における理論的取扱いにおいて最も問題となるのは，木材の減込係数の値であるから，この点については各種の木材について，より正確な実験値を求めんとするものであり，又ボルトの数の多数の場合についての計算値と実験値との比較も今後行う予定である．



写真—1



写真—2