土木研究所報告

第九十一号

堰堤頂よりの溢流及び下流洗掘防止に関する実験的研究（岡山県旭川第一堰堤）	佐藤清一・山本弘之・高淵幸雄	(1)
流速計係数の変化度について（4）	山本昌孝	(19)
ベイン剪断試験，貫入試験による軟弱地盤の調査について	谷藤正三・福岡正己・稲田倍穂	(29)
海岸堤防に関する研究（4）——進行波の砕波限界——	岸力	(43)
米白橋（合成桁）に関する実験的研究	田原保二・沓掛哲男	(51)
砂利道の波状現象について——現場観測を主としたその原因の考察について——	小林浩二	(93)
国道一号線舗装工事に関する調査報告	斎藤義治・米倉亮三	(111)
舗装コンクリートの施工法と均一性の関連について	米倉亮三	(127)
御荷橋耐力試験に関する報告	田原保二・手塚蕉国広哲男	(135)

昭和三十年八月

建設省土木研究所

正　誤　表

堰堤頂よりの溢流及び下流洗掘防止に関する実験的研究

頁	行	誤	正
15	下 13	流出の係は	流出の係数は
17	表—2	射流水深 h	射流水深 h_0

流速計係数の変化度について

頁	行	誤	正
26	表—10 右	係数 (a)	係数 (b)

ベイン剪断試験，貫入試験による軟弱地盤の調査について

頁	行	誤	正
30	下 1	結果を比較	結果と比較
38	図—4	変圧板	受圧板

米白橋（合成桁）に関する実験的研究

頁	行	誤	正
57	上 14	〔2〕で	Ⅲ〔2〕で
64	上 12	η■=	γ_2=
70	下 12	2つの場所	2つの場合
75	下 9	$x_{N2}=\dfrac{\frac{C_N C_n'}{6}(1-C_N^2-C'^{N^2})}{\frac{C_N' C_n}{6}(1-C'^{N^2}-C_N^2)}$	$x_{N2}=\dfrac{\frac{C_N C_n'}{6}(1-C_N^2-C_n'^2)}{\frac{C_N' C_n}{6}(1-C'^{N^2}-C_n^2)}$
80	上 7	$-1.33333\dfrac{P}{l}\sin\dfrac{m\tau}{2}\sin\dfrac{m\tau}{8}$	$=1.33333\dfrac{P}{l}\sin\dfrac{m\tau}{2}\cos\dfrac{m\tau}{8}$

御祓橋耐力試験に関する報告

頁	行	誤	正
136	下 4	通過載荷量	通過載荷重
137	下 4	横材中央点⑤	横材中央点Ⓐ
138	上 2	⑤	Ⓐ
152	下 7	$\left(\dfrac{\Delta\delta y}{\delta y}\right)_W$	$\left(\dfrac{\Delta\delta y}{\delta y}\right)_W$
153	上10	$M_{21W}(y)=-\dfrac{Wh_2^2e_A\left(1-\frac{y}{h}\right)}{(1+\mu_2)h_2^2+e_A^2\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}$	$M_{21W}(y)=-\dfrac{Wh_2^2e_A\left(1-\frac{y}{h}\right)}{(1+\mu_2)h_2^2+e_A^2\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}$
162	⑪式	$=W(\varphi_2(y)+K_{21W}\varphi_{21}(y)+\cdots$	$=W(\varphi_2(y)+K_{21W}\varphi_{21}(y))+\cdots$
164	下 1	$\dfrac{\cdots\cdots(\beta_1x^2-\omega x+\nu\sqrt{e_e^2+\alpha_1^2})}{\beta_1^2}$	$\left.\dfrac{\cdots\cdots(\beta_1x^2-\omega x+\nu\sqrt{e_e^2+\alpha_1^2})}{\beta_1^2}\right\}$

堰堤頂よりの溢流及び下流洗掘防止に関する実験的研究（岡山県旭川第一堰堤）

建設技官　佐藤清一
建設技官　山本弘之
建設技官　高淵幸雄

（昭和 27 年 12 月）

目　次

I 序　言……（1）
II 堰堤の概要……（1）
III 実験の目的……（3）
IV 実験設備及び方法……（4）
〔1〕実験設備……（4）
〔2〕実験方法……（4）
V 実験の種類……（5）
VI 実験結果に対する考察……（5）
〔1〕水叩の標高，長さ等について……（5）
〔2〕第三仮締切の影響について……（8）
〔3〕導流壁の形について……（10）
〔4〕洪水時に発電所放水路への砂利の巻込について……（13）
〔5〕溢流係数について……（13）
VII 結　論……（16）

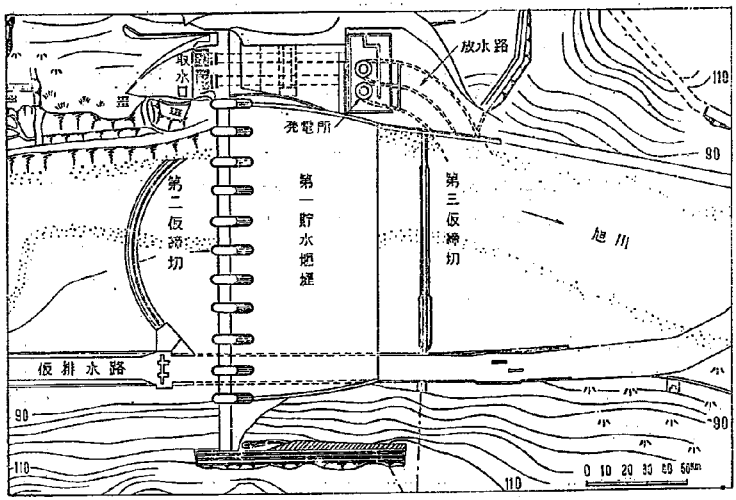
I 序　言

本模型実験は，旭川綜合開発事業の根幹を成している旭川第一堰堤に関する水理実験であり，岡山県旭川開発事務局の依頼により，昭和 27 年2月より9月迄の8ケ月間にわたつて，建設省土木研究所赤羽分所において行つたものである．

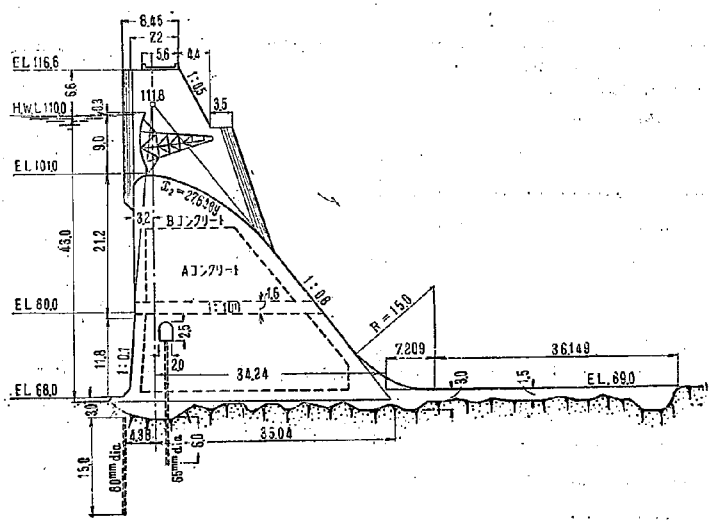
II 堰堤の概要

この堰堤は旭川の中流部，岡山市の上流約 56 km の地点に築造され，農工業用水の増加供給を図ると共に，堰堤頂に設ける門扉の操作により洪水を調節し，併せて第一発電所にての発電を行い，更に，その下流約 3 km の地点に，高さ 10 m 長さ 129 m の第二堰堤を設け，第一発電所放流水の調整を行いつゝ，第二発電所にて発電を行うものである．

旭川全流域面積は 1,623 km^2，その中，旭川第一堰堤地点においては 1,140 km^2 で全体の約 70 % を占めており，降水量は本川上流湯本観測所において昭和 13 年より 21 年に至る 12 年間の最大年降水量は3,096.4mm



図—1　堰　堤　平　面　図



図—2　旭川第一堰堤標準断面（単位m）

最小年降水量は 746.4 mm，平均年降水量は 1,779.6 mm となつている．

河川流量については旭川第一堰堤地点において記録に残つている最大洪水量は 5,100 m³/sec（昭和 9 年9月）と推定されており；計画洪水量は旭川第一堰堤地点において 5,100 m³/sec，岡山市附近においては 6,000 m³/sec であるが，貯水池における洪水調節によつて，それぞれ 4,000 m³/sec，及び 5,200 m³/sec に逓減しようとするものである．

堰堤地点附近の河床岩盤は石英閃緑岩より成つており，極めて堅緻ではあるが節理が多いから水叩の下流は洗掘される可能性が考えられる．

堰堤の設計概要は，図—1 及び 図—2 に示す如く次の通りである．

型　式	可動扉付溢流型重力式直線コンクリート堰堤
堰堤高	45m
堤頂長	210m
堤体積	169,000 m³
門　扉	テンターゲート，10 門（高 9.3m×幅12.0m）
その他	堤体内部に監査及び排水の為に監査廊を設ける．又，綜合給水及び排砂の目的で満水面下 30m（EL. 80m）のところに内径 1.5m の管路を設置する．

III　実験の目的

本実験においては，洪水時の堰堤溢流による下流部河床洗掘状態を観察し，河床洗掘を可及的に軽減せしめるに必要な工法を求めるのが主目的であり，主として次の点について実験検討を加えたものである．

（1）水叩の標高，長さ

堰堤を溢流した落下水脈が直ちに完全跳水により水叩部上において減勢され，河床洗掘を軽減せしめるに必要かつ充分な水叩の標高，長さを定めること．

（2）第三仮締切の影響

図—1 に示されている第三仮締切を存置する場合，これが河床洗掘に如何なる影響を及ぼすかを検討すること．

（3）導流壁の形状

導流壁の形状，すなわち，堰堤下流左右両岸山腹と水平水叩部との取付部形状の河床洗掘に対する影響を調べ，それに応ずる対策を検討すること．

（4）洪水時，発電所放水路への砂利の巻込

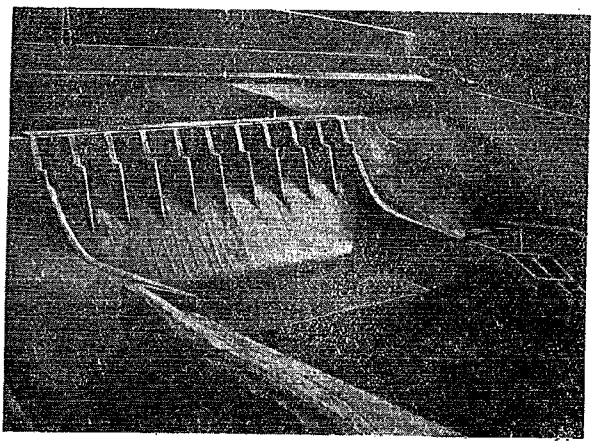
洪水時，第一発電所は運転を中止した場合における放水路への砂利の巻込を調べること．

（5）溢流係数の検討

IV　実験設備及び方法

〔1〕 実験設備

本実験は 4 m 水路及び 1 m 硝子張り水路内に，それぞれ 1/70 全体模型及び 1/50 部分模型を製作して行つたものである．



写真—1　溢流堰堤全景

全体模型は堰堤上流約 100 m，下流約 500 m にわたる区域をとり入れたもので，(写真1参照)，前節に記した実験目的（1），（2），（3），（4），すなわち，主として堰堤下流部河床洗掘に関して検討した．

部分模型においては堤体標高 80.90 m より上部を 3 径間のみとり入れ，実験目的（5），すなわち，溢流係数の検定を行つた．

〔2〕 実験方法

a. 全体模型

水叩末端より下流には粒径 4～5 mm の豆砂利を横断型板に沿つて敷均らし移動河床としたものであり，定性的な洗掘の状態を調べた．この場合，砂利の粒径の選定は非常に重要な問題であるが，実際の河床は場所によつて岩盤の強弱，割れ目等があり強度は一様ではないであろうが，模型においてはそれまでは再現できず，しかも洗掘現象が判らかでないので，現場の状態と力学的に全く相似関係のものを選択する事は不可能である．然るに本実験は洗掘の傾向を知るに必要な洗掘状況の比較実験であるから，その傾向が顕著に現われる事が好ましく，模型における掃流力により移動され得る砂利を算定しそれを使用した．しかも，現地における河床の状況も河床材料が長年月にわたり破砕され移動されやすい状態になつたものと仮定して，実際の河床洗掘の傾向は本実験における洗掘傾向に相当するものと考え，これによつて河床洗掘の傾向を知る尺度とした．

堰堤の溢流量は，計画洪水量 5,100 m³/sec が洪水調節作用によつて 4,000 m³/sec に低減されるので，こ

の流量を河床洗掘状態を調べる場合の対象と考え，模型換算流量 97.57 l/sec を用いた．たゞし流量換算は Froude の相似律によつた．またこの場合の堰堤下流の水位は，現地において測定した水位流量曲線により，第三仮締切下流 346 m の地点（現地量水標のある附近）で EL. 81.03 m に保たしめた．しかも洪水時には第一発電所は運転を中止するので，発電所放水路からの放流は無いと云う条件の下に行つた．

溢流継続時間も亦河床洗掘に対して重要な要素となるが，こゝでは前にも記したように，洗掘の比較試験するのが目的であるから，模型河床の洗掘が充分であるに必要な流下時間として，各実験一様に 30 分とした．

b. 部分模型

溢流係数を検定する為に，種々なる模型流量と溢流水深を測定し，実物の溢流量及び溢流水深に換算して関係を求めた．なお門扉全開のみならず半開の場合についても係数を求めた．

V 実験の種類

全体模型においては先ず現地案について下流洗掘防止の実験を行い，その結果に応じ種々改良を加えて比較実験した．

（1）全体模型

No. 1　現地案によるもの

No. 2　No. 1において第三仮締切を併置したもの

No. 3　No. 2における第三仮締切の天端を水平水叩部表面と同高（EL. 69 m）にしたもの

No. 4　No. 1において水平水叩部面上に阻柱（四角錐）を設けたもの

No. 5　No. 1において堤頂部門扉両翼1門ずつを閉じたもの

No. 6　No. 1において堤頂部門扉両翼2門ずつを閉じたもの

No. 7　No. 1において導流壁の形状，すなわち，両岸山腹と水平水叩部との取付部形状を階段状にしたもの

（2）部分模型

No. 1　3門全開の場合

No. 2　2門（中，右）のみ全開，すなわち，1門（左）閉じた場合．

No. 3　1門（中央）のみ全開，すなわち，2門（左，右）閉じた場合．

No. 4　1門（中央）のみ半開，すなわち，2門（左，右）閉じた場合．

VI 実験結果に対する考察

〔1〕水叩の標高，長さ等について

高さ D の堰堤から h の溢流水深を以て落下する場合に，水叩始端での流速 v_0 は，摩擦のために損失を生じ，自由落下の場合の流速 V よりも小さな値をとる事となる．すなわち

$$v_0=\alpha\cdot V \quad\cdots\cdots(1)$$

$$V=\sqrt{2g(D+h-h_o)}$$

このαの値はhの増加とともに増大の傾向をもち，この実験においては表—1に示す如き値となつた．

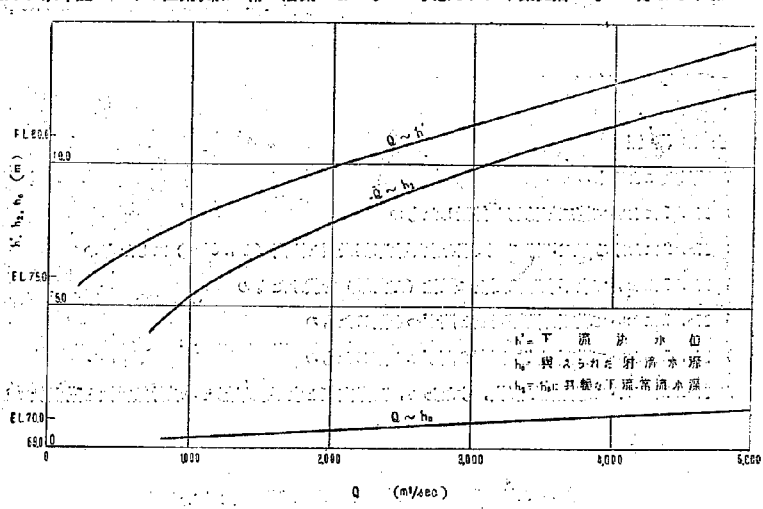
次に水叩始端の射流水深h_oに共軛な下流常流水深h_2は

$$h_2=\frac{h_o}{2}\left(-1+\sqrt{1+\frac{8q^2}{g}\cdot\frac{1}{h_o^3}}\right)\quad\cdots\cdots(2)$$

q：単位幅当り流量

g：重力加速度

これによつてh_2を求めると表—2の如くなり，溢流量Qとの関係は図—3の様になる．これによれば堰堤築造前の水位，すなわち，河川特有の下流水深h'は，溢流量の如何なる場合にも共軛下流常流水深h_2よりも大となり，水叩上における溢流水脈は常に潜流になるものと予想され，下流洗掘に対して好ましくない．



図—3

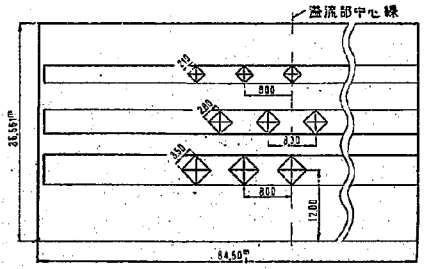
模型実験の結果を検討してみると，現地案すなわち実験 No. 1においては写真—2,3 の比較によつてわかるように，水叩直下流左右両岸寄りに洗掘最深部の眼が生じ，堤体保護の上から好ましくない現象である．この洗掘の原因は写真—4に示すように丁度洗掘の眼の処が鉛直軸を有する渦の中心に相当していることにある．従つてこの渦の発生を防止することが河床洗掘を減少させる重要点と考える．

堰堤を溢流した水が摩擦損失によつて勢力を速かに消滅させるために水叩面の摩擦抵抗を増大し，かつ，流水を三次元的に飛散攪乱せしめて跳水を早く起させる目的で，水平水叩部中央附近に阻柱を設けてみた．すなわち実験 No. 4 において，図—4に示すように四角錐の阻柱を三列千鳥に配置し，角錐の大きさは実物において各辺の長さ，3.50m，2.80m，2.10m，高さ，1.75m，1.40m，1.05m とした．その結果は写真—5 の如

写真—2　通水前現地河床状況

写真—3　実験 No. 1 における河床洗掘状況

写真—4　実験 No. 1 における流況



図—4　四角錐配置図

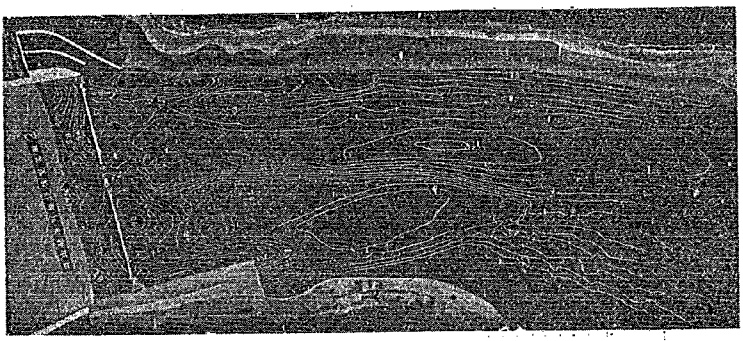
く水叩下流両岸寄りに洗掘の跡が依然として生じ，渦を消滅させる事ができないのみならず，跳水を速かに終息させる効果は少なかった．しかし，この場合には流下水脈の厚さと角錐の高さとの関係が重要な要素となるものと思われるが，本実験では角錐の高さは流下水脈の$\frac{1}{4}$程度であったために水叩の表面粗度を増加させたに過ぎず，従って流水を撹乱させるに至らなかったものと思われる．実際には，これより大きい阻柱を設ける事は強度上好ましくないので，結果としては，流下水脈の厚さが大なる場合は阻柱による効果は少ない．

写真—5　実験 No.4 における河床洗掘状況

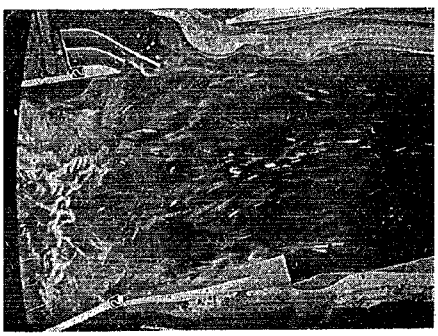
〔2〕 第三仮締切の影響について

図—1 に示すように，水叩末端より下流約 25m の地点に第三仮締切があり，構造も潜函を用いた相当堅固なものであるので，堰堤完成後も，これを存置すべきであるか否かを実験により検討した．すなわち実験 No. 2 として第三仮締切（天端標高76m）を全部存置した場合，および実験 No. 3 としてこの仮締切の除去容易なる部分のみを取り除いた天端標高 69m （水平水叩部表面と同一標高）の場合を取扱った．

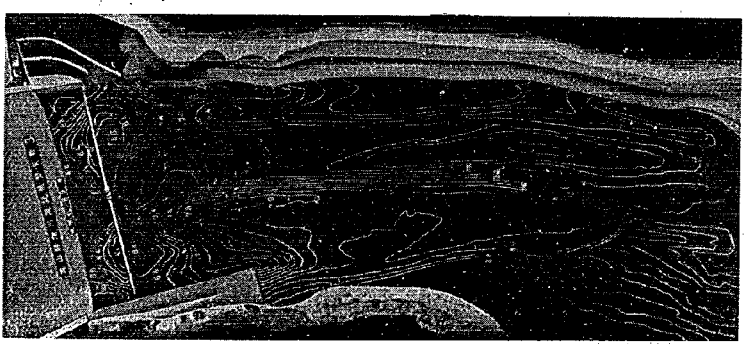
その結果は，写真—6, 7, 8, 9, に示す如く，表面流況は第三仮締切がない場合（実験No.1）とほとんど差異がなく，しかも図—5 に示すように，溢流後の水位に対する影響も認められなかった．又実験 No. 2,3 いずれの場合も第三仮締切上流側水叩末端との間に著しい洗掘がみられ，しかもその位置は実験 No. 1 の場合に比してほとんど変りはなく，かつ洗掘程度はさらに大きい結果となった．すなわち，この場合の洗掘は鉛直軸の渦によるのみでなく，溢流水が第三仮締切に衝突して出来る逆流渦によってさらに助長されるものと思われる．しかもこの逆流渦の流速は第三仮締切の高い程大となる傾向がある．（写真—6, 8, を比較）．一方第三



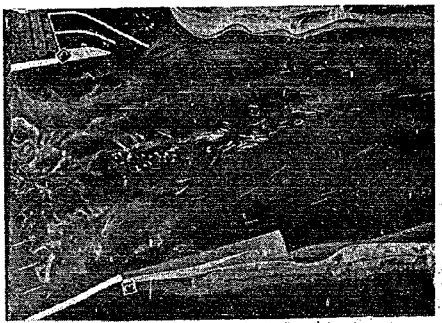
写真—6　実験 No. 2 における河床洗掘状況



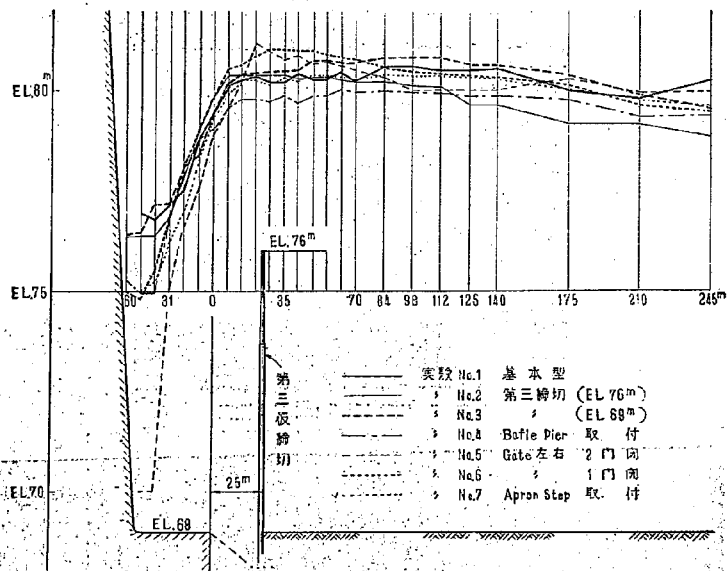
写真—7　実験 No. 2 における流況



写真—8　実験 No. 3 における河床洗掘状況



写真—9 実験 No. 3 における流況



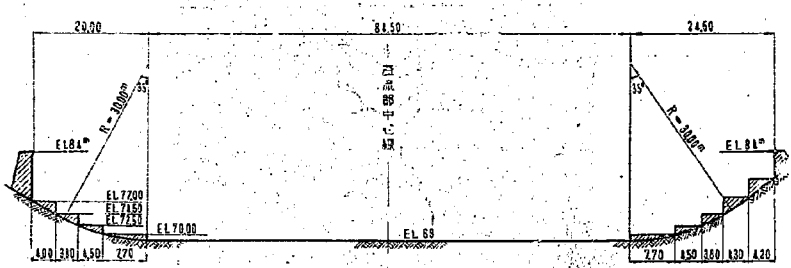
図—5 旭川堰堤（水面勾配）

仮締切の下流側の洗掘は，上流側とは反対に，締切天端の低い程著しいように思われる．

以上は計画洪水流量 4,000 m³/sec の場合であるが，頻度の高い中小洪水，すなわち 500m³/sec～1,000 m³/sec（1年～3年の確率）の場合には，この締切を溢流した水は簾のような状態で落下し，下流側河床を攻撃洗掘するから，この仮締切は低くしておくことが望ましい．

〔3〕 導流壁の形について

図—1 に示すように導流壁の形状は堰堤下流左右両岸山腹において水平水叩部と孤を以て結ばれているので

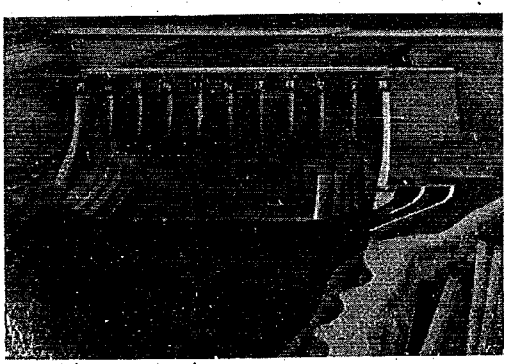


図—6　実験 No. 7 横断面図

ので両岸近くを溢流した水は集束する傾向をもち，溢流水を水叩部上において絞った場合と同様な結果になっている．そのために水叩き始端において流束の干渉が起ると同時に山腹よりの剝離となり，これが垂直鍋の原因となっている．この原因を除去する目的で導流壁を階段状とし，両岸寄りの流束を分割することによって互の干渉を避けることを計った（実験 No. 7，図—6 及び 写真—10）．

その結果は，写真—12に示す如く左岸の鉛直渦が大体消滅したのに対し右岸側の不充分にもかゝわらず，写真—11 と写真—3 との比較によって明らかな如く，洗掘の恨をほとんど消滅させることができた．階段状導流壁の最上段では写真—13に見る如く射流が露出したが，これは水深のうすいものであり大勢に影響するほどのものではなかつた．従つて悪性洗掘の原因をなす両岸渦の発生を防止する手段としてはこの方法が最も適切であるといえる．

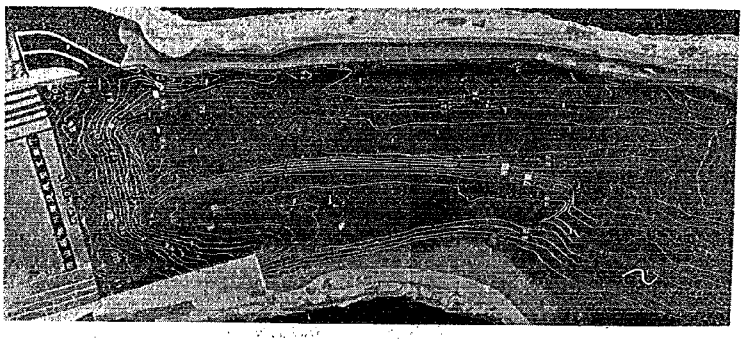
次に，渦の発生原因が導流壁の形状，すなわち，左右両岸と水平水叩部との取付部形状によるものであるという事を再確認すると共に，門扉の操作方法によつて下流河床洗掘を防止することが可能であるか否かを検討する目的で実験 No. 5 及び実験 No. 6 を行つた．



写真—10　実験 No. 7 における溢流堰堤

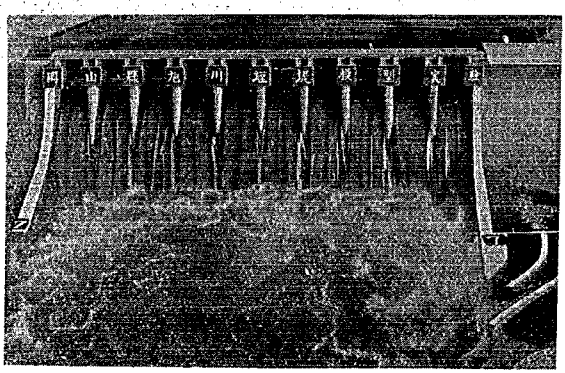
実験 No. 5 は左右両堤の 1 門宛を閉じた場合で，その結果は水叩上での流水の集束がほとんど起らず比較的均等に流れ，渦の発生も見受けられず洗掘も少なかつた．又実験 No. 6 の左右両翼 2 門宛を閉じた場合には，渦の発生はとほんど見られないが，溢流水は水叩上を射流となつて流下し，好ましからざる結果となつた．

すなわち，導流壁の形状はこの堰堤の場合階段状にする事が最善の方法であるが，原案の計画で門扉の操作



写真—11 実験 No. 7 における河床洗掘状況

写真—12 実験 No. 7 における流況



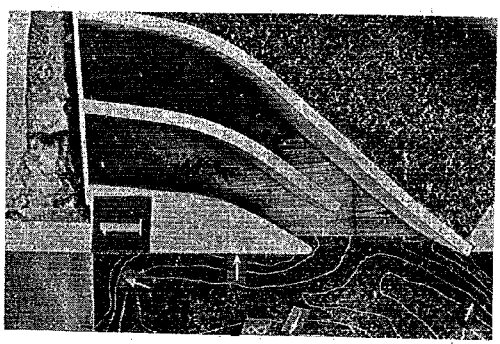
写真—13 実験 No. 7 における堰異常流状況

によつても水叩下流洗掘の防止をある程度可能にしうるものと思われる．たゞしこの場合，門扉閉さば左右両端の1門宛を限度とすべきである．

なお，導流壁の原計画の高さ標高 84m は，洪水流量約 5,400 m³/sec の下流水位に相当しており，計画溢流量 4,000m³/sec に相当する下流水位は EL. 81.90m であるから約 2m の余裕高を有することとなり，従つてこの計画高で充分と思われる．実験の結果は，図—5 にても知れるように，計画溢流量 4,000 m³/sec の場合の下流水位は大体 EL. 81m となり導流壁を溢水するような事はなかつた．

〔4〕 洪水時に発電所放水路への砂利の巻込について

砂利巻込の現象は，跳水による河床の攪乱及び主として前述の鉛直軸を有する渦に基因するものであり，当然，洪水の初期に多く見受けられるものであるが，本実験においても，通水初期に多少の砂利巻込の現象が見受けられた．しかしその後の時間的進行はほとんど認められなかつた．写真—14 は実験 No. 1 の場合の巻込み状況であるが，他のいずれの実験においてもこれとほとんど大差なく，その量は考慮すべき程のものではなかつた．



写真—14　発電所放水路への砂利巻込状況（実験 No. 1）

〔5〕 溢流係数の検定について

溢流堰において門扉を半開又は全開にした場合の溢流量 Q は次式にて表わされる．

$$\left.\begin{aligned} Q&=C'\cdot n\cdot B\{(H_2+h_a)^{3/2}-(H_1+h_a)^{3/2}\} \\ &\text{但し門扉半開の場合} \\ Q&=C\cdot n\cdot B\{(H_2+h_a)^{3/2}-h_a^{3/2}\} \\ &\text{但し門扉全開の場合} \end{aligned}\right\}\cdots\cdots(3)$$

こゝに　C=溢流係数（門扉全開）

C'=流出係数（門扉半開）

n=開放門扉数

B=溢流幅

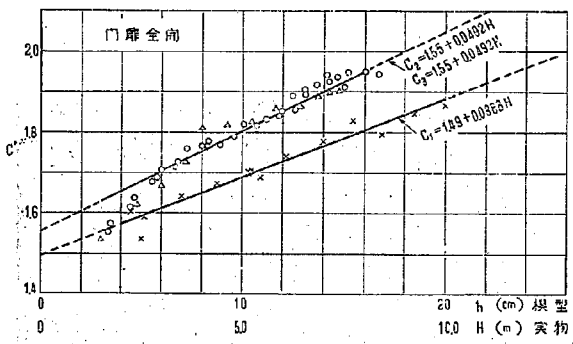
H_2=堰頂までの貯水池水頭

H_1=門扉下端までの貯水池水頭

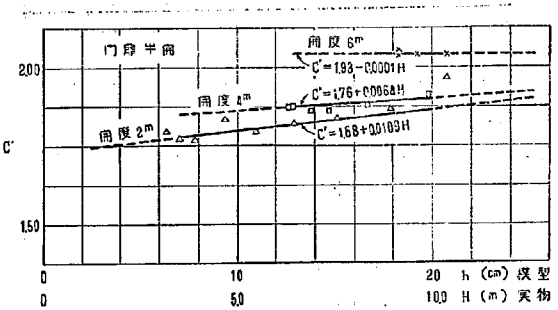
h_a=接近水頭$=\frac{v_a^2}{2g}$

1/50 模型について測定した結果は表—3, 4, 5, 6, 7, 8, に示す通りで，(3) 式により C 及び C' を求めて水深 H_2 との関係を示せば図—7, 8 に示す通りである．これによると C 及び C' は水深 H_2 と大体直線的関係にあるとみられるから，実用上 C 又は C' を H_2 の一次式で表わされるものとし最小自乗法で係数を決定すれば次のようになる．

門扉全開の場合（図—7）



図—7



図—8

(a)　3門開放の時

$$\left.\begin{array}{ll} & C_3=1.55+0.0492\,H_2 \\ (b)\ 2門開放の時 & \\ & C_2=1.55+0.0492\,H_2 \\ (c)\ 1門開放の時 & \\ & C_1=1.49+0.0388\,H_2 \end{array}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots (4)$$

門扉1門のみ半開の場合（図—8）

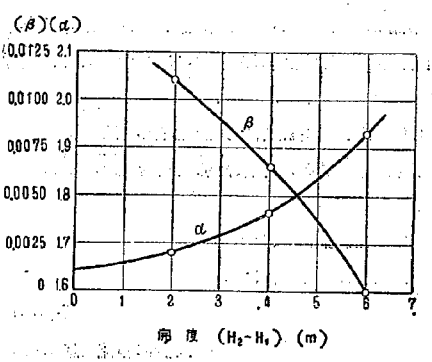
$$\left.\begin{array}{ll} 開度\ 6.00\,m\ の時 & \\ & C'=1.93+0.0001\,H_2 \\ 開度\ 4.00\,m\ の時 & \\ & C'=1.76+0.0064\,H_2 \\ 開度\ 2.00\,m\ の時 & \\ & C'=1.68+0.0109\,H_2 \end{array}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots (5)$$

(1) 開放門扉数について

従来の実験においても，堤頂門扉の開放数による溢流係数の変化は認められてきているが，これは端収縮による堰堤上流側及び堤頂上の流況の変化に基因するものと考えられる．すなわち，(4) 式の C_3 は門扉3門を開放した場合のものであり，端収縮は堰堤橋脚による影響のみであつて，上流側の流況の溢流に際しての変化は最も少ないものと思われ，C_2 は溢流に際して片側のみ流水は絞られ，C_1 は両側が絞られた場合である．図—7 によつて分るように，C_3, C_2 は同一とみてよいが，C_1 は，C_3, C_2 に比較して相当小なる値を与えるから，門扉を1門のみ開放する場合にはこの変化を考慮する必要がある．

(2) 門扉開放程度に就いて

更に，門扉半開の場合には全開の場合の横収縮に加うるに上端収縮が入つて孔口となるから，流出の係は溢流の場合と異なつてくる．門扉1門のみを開放し開度を，6.00 m，4.00 m，2.00 m に変えて行つた実験の結果は図—8 に示す通りであつた．これによれば門扉の開度による流出係数の変化は著しいが，同一開度においては水深 H_2 の変化による係数の変化は小さくなり，しかも，開度が大となれば係数に対する水深 H_2 の影響は極めて小さなものとなり，この実験では開度 6.00 m に至つて H_2 の影響は無視し得る程度となつた．



図—9

本実験においては，溢流係数及び流出係数を求めるのに接近水頭を考慮に入れたが，実際の堰堤においては貯水池内の流速は極めて小さいから接近水頭を考慮する必要はなく，次式によつて溢流

出量を計算してよい．但しその場合の C 及び C' には（4），（5）を用いる．

$$\left.\begin{aligned} Q&=C'\cdot n\cdot B(H_2^{3/2}-H_1^{3/2} \quad \text{（門扉半開）}\\ Q&=C\cdot n\cdot BH_2^{3/2} \quad \text{（門扉全開）}\end{aligned}\right\} \cdots\cdots(6)$$

なお，門扉半開の場合の流出係数 C' は開度（H_2-H_1）の函数となるから，C' が

$$C'=\alpha+\beta H$$

によつて表わされるものとすれば，係数 α，β は開度（H_2-H_1）の函数となり，図—9 に示す如くである．

VII 結　論

以上の実験結果に基づいて次の結論を得た．

（1）水叩の標高，長さについて

水叩の標高は計画通りで差仕えない．長さについてはほぼ充分と考えられるが，第三仮締切存置の場合にはこれに衝突した逆流渦の流速が最大 10 m 程度になるものと推定されるから，適当な洗掘防止法を考慮する必要がある．

（2） 第三仮締切の影響について

第三仮締切は溢流後の流れの水位に対する影響は認められない．従つて，水理的には存置あるいは除去しても同一であるので，第三仮締切は存置してもよろしいが，回数の多い小流量の場合に，これを溢流した流れが滝の状態となつて落下し，締切下流の河床を攻撃するから，高さは低い事が望ましい．故に，除去容易なる部分だけでも取り除くのがよい．この締切の上下流河床には，適当な洗掘防止対策を行うべきである．

（3） 導流壁の形状について

導流壁の高さについては，現計画の標高 84 m は流量約 5,400 m³/sec の下流水位に相当しており，計画溢流量は一応 4,000 m³/sec とされるので，現在の計画高で充分である．

導流壁の形状については，本実験において示す如く，階段状にする事が第一の策である．これに対し，現設計の形状は次善の策である．しかし，この場合には，門扉の操作等により，左右両岸に生ずる渦を極力減少せしむるように努むべきである．

（4） 洪水時に発電所放水路へ砂利の巻込について

砂利巻込の現象は，洪水初期に若干見受けられるのみで，時間的にもほとんど進行しないので考慮する必要はない．

（5） 溢流係数について

溢流係数は次式の如くである．

$$C=1.55+0.0492\,H$$

適用範囲は溢流水深 H が 1.50m 乃至 8.50mである．

但し，開放門扉が1門のみの場合は，溢流係数はやゝ小さくなり，次の如くである．

$$C=1.49+0.0388H$$

適用範囲は溢流水深 H が 2.00m 乃至10.00 m である.

表—1

10門からの流量 Q (m^3/sec)	6門からの流量 (m^3/sec)	* 溢流深 h (m)	h/D	α	単位幅流量 q (m^3/sec/m)
1,000	600	2.90	0.090	0.82	7.1
2,000	1,200	4.45	0.139	0.88	14.2
3,000	1,800	5.70	0.178	0.89	21.3
4,000	2,400	6.70	0.209	0.90	28.4
5,000	3,000	7.20	0.225	0.90	35.5

表—2

溢流量 Q (m^3/sec)	単位幅流量 q (m^3/sec/m)	水叩始端での射流水深 h (m)	下流常流水深 h_2 (共軛水深) (m)
1,000	7.1	0.331	5.287
2,000	14.2	0.604	7.963
3,000	21.3	0.880	9.819
4,000	28.4	1.146	11.425
5,000	35.5	1.423	12.746

表—3　門扉3門全開の場合

No.	H (m)	Q (m^3/sec)	v_a (m/sec)	No.	H (m)	Q (m^3/sec)	v_a (m/sec)
1	0.0340	0.0070	0.0163	21	0.1259	0.0601	0.1138
2	0.0346	0.0073	0.0172	22	0.1249	0.0605	0.1148
3	0.0445	0.0109	0.0244	23	0.1269	0.0608	0.1149
4	0.0464	0.0118	0.0263	24	0.1309	0.0652	0.1223
5	0.0561	0.0161	0.0351	25	0.1316	0.0660	0.1236
6	0.0583	0.0171	0.0371	26	0.1370	0.0706	0.1309
7	0.0609	0.0185	0.0399	27	0.1415	0.0749	0.1377
8	0.0666	0.0213	0.0454	28	0.1421	0.0750	0.1378
9	0.0681	0.0221	0.0470	29	0.1468	0.0792	0.1442
10	0.0773	0.0273	0.0569	30	0.1500	0.0808	0.1463
11	0.0803	0.0290	0.0601	31	0.1520	0.0839	0.1514
12	0.0832	0.0306	0.0630	32	0.1604	0.0911	0.1619
13	0.0837	0.0311	0.0640	33	0.1674	0.0968	0.1699
14	0.0896	0.0343	0.0697				
15	0.0960	0.0385	0.0773				
16	0.1012	0.0424	0.0842				
17	0.1068	0.0459	0.0902				
18	0.1122	0.0498	0.0968				
19	0.1188	0.0547	0.1050				
20	0.1197	0.0555	0.1063				

但し全て模型寸法である

表—4 門扉2門全開の場合

No.	H (m)	Q(m³/sec)	v_n (m/sec)
1	0.0225	0.0021	0.0049
2	0.0304	0.0039	0.0090
3	0.0484	0.0083	0.0184
4	0.0601	0.0118	0.0255
5	0.0723	0.0161	0.0339
6	0.0809	0.0200	0.0414
7	0.0916	0.0242	0.0490
8	0.1050	0.0302	0.0595
9	0.1170	0.0358	0.0689
10	0.1286	0.0413	0.0778
11	0.1369	0.0461	0.0856
12	0.1425	0.0492	0.0903
13	0.1471	0.0517	0.0941

但し全て模型寸法である

表—5 門扉1門全開の場合

No.	H (m)	Q(m³/sec)	v_n (m/sec)
1	0.0452	0.0037	0.0083
2	0.0498	0.0041	0.0091
3	0.0525	0.0046	0.0101
4	0.0713	0.0075	0.0158
5	0.0870	0.0103	0.0211
6	0.1032	0.0136	0.0269
7	0.1042	0.0138	0.0272
8	0.1090	0.0146	0.0286
9	0.1224	0.0179	0.0341
10	0.1409	0.0226	0.0416
11	0.1538	0.0265	0.0477
12	0.1690	0.0300	0.0525
13	0.1858	0.0356	0.0605
14	0.2007	0.0404	0.0670

但し全て模型寸法である

表—6 門扉1門半開の場合 (開度=0.12m)

No.	H_2 (m)	H_1 (m)	Q (m³/sec)	v_a (m/sec)
1	0.1831	0.0631	0.0290	0.0495
2	0.1837	0.0637	0.0293	0.0500
3	0.1926	0.0726	0.0302	0.0508
4	0.2082	0.0882	0.0319	0.0523

但し全て模型寸法である

表—7 門扉1門半開の場合 (開度=0.08m)

No.	H_2 (m)	H_1 (m)	Q (m³/sec)	v_a (m/sec)
1	0.1274	0.0474	0.0152	0.0287
2	0.1289	0.0489	0.0154	0.0290
3	0.1391	0.0591	0.0162	0.0300
4	0.1472	0.0672	0.0168	0.0306
5	0.1665	0.0865	0.0184	0.0324
6	0.1985	0.1185	0.0209	0.0348

但し全て模型寸法である.

表—8 門扉1門半開の場合 (開度=0.04m)

No.	H_2 (m)	H_1 (m)	Q (m³/sec)	v_a (m sec)
1	0.0639	0.0239	0.0052	0.0112
2	0.0698	0.0298	0.0055	0.0117
3	0.0779	0.0379	0.0059	0.0123
4	0.0937	0.0537	0.0069	0.0139
5	0.1106	0.0606	0.0075	0.0146
6	0.1305	0.0905	0.0084	0.0158
7	0.1507	0.1107	0.0092	0.0166
8	0.1791	0.1391	0.0103	0.0177
9	0.2084	0.1684	0.0117	0.0192

但し全て模型寸法である

流速計係数の変化度について（4）

山本昌孝

（昭和28年1月）

目　次

I　緒　言……（1）
II　流速計の検定係数について……（1）
III　検定成績について……（1）
IV　流速計再検定による前検定係数との変化について……（1）
V　各製造者別の流速計数の良否……（2）

I　緒　言

流速計係数検定成績について，既に昭和8年より昭和12年までに検定せるものは，当所報告第42号に昭和13年より昭和17年までのものは同報告第70号に報告されている．昭和18年より昭和21年までの4年間は検定は行なわなかつたが，昭和22年より昭和24年3月までの検定成績報告は，土木研究所彙報第9号に既報されている．今回の報告は，その後昭和24年4月より昭和27年9月までに検定せる各種流速計の成績及び再検定による過去の係数との変化状況につき報告する．

II　流速計の検定係数について

流速計の方向の偏倚による係数の変化は，水平方向（左右の偏倚）垂直方向（前上り前下り）及び横倒しについて，機械の種類により多少異なる特性があるが，その方向の誤差が10°以内ならば，検定係数の誤差は，2％以内である．この事は，当所報告第42号，第70号に，八木技官による研究実験が，くわしく報告されている故，それを参考にされたい．

III　検定成績について

昭和8年より昭和27年9月までに当所において検定せる流速計の種類及び数量を示せば表—1の如くである．

次にこれを，各流速計に分類し，その検定年月日並びに係数及び所属を表—2から表—4までに示す．但し昭和24年3月までの分は，前報告に掲載せる故今回は省略する．

しかし参考までに，当研究所において検定した各地方建設局別の各年度における検定台数を，表—8及び表—9に掲載する．

IV　流速計再検定による前検定係数との変化について

当所において検定を始めて以来2回以上の検定せるものにつき $V=aN+b$（V=流速 m/sec，N=毎秒回

転数）における係数 a 及び b の変化状況は表—5 から表—6，7 に示す．

表にてわかる如く，或る状態に置かれた後の係数は，それ以前の係数と，必ず変化を示している．この係数変化は，機械の変形（プライスではコップの変形による係数変化大，森・広井式では羽の変形）回転部分の錆の附着，磨滅等機械自体に起る原因と，調整上の原因（廻転軸の緊め方，音響を発する装置の部分との接点）とに依るものとが，組合わされて生じたものと考えられる．

上に述べたる原因のうち調整上の原因に依り生ずるものは，検定の際当所において充分に注意して行つている故，たいした変化は生じないが，しかし機械の変形並びに廻転軸の錆の附着，磨滅及び広井式においては廻転部が軽い故音響を発する部分の変形等が，流速計係数に及ぼすのが，非常に大である．

このような理由により，例えば中国四国地方建設局所属の富士測器製 1,068 号の如く，使用前後と変形修理後の係数変化は，相当な差違が表われている．この事は各種流速計についても同様な状態を示している故流速計使用前後には必ず検定を必要とし，保管には萬全の注意を払わねばならない．しかし保管を完全にしても，速急の必要を迫まられる場合を考慮して，使用しなくとも，三・四年毎に一度は検定する必要あることは検定結果から判断される．

V　各製造者別の流速計係数の良否

流速計検定係数は，同じ条件の元で製造され，同じ状態で検定されたとすれば必ず係数 $V=aN+b$ は同じ値を示さねばならない．しかし流速計自体又は調整上の原因で係数が異なる事は前に述べたが，調整上の原因による変化を無きものと仮定すれば，変化は流速計自体に依るものであると考えられる．この原因は製造者の不注意によるものが大半含まれているものと思われ，今各製造者別の流速計係数の標準誤差並びに確率誤差の比較表を，表—10 から表—12 に示した．この結果から標準誤差が大であると云う事は，流速計係数が理想として同じ値を示すべきであるのに対し各々の流速計の係数が広範囲にわたつてその誤差を生じている事を表わしているものである．

この計算の根本となる a_1，b_1 の算術平均の値 a，b の b は流速計の本来の使命である $b=0$ に対して非常な誤差を示している事は，製造者の不注意によるものである．

これらの理由により各製造者に対して大いに反省を促し，以後新しい流速計に対し大いにこれらの欠点を無くし，理想に近い性能を示す流速計を作るよう心掛けてもらいたいものである．

表—1　検定流速計の種類及び数量合計

種　類	自昭和8年 至〃12年	自昭和13年 至〃17年	自昭和22年 至〃24年3月	自昭和24年4月 至〃27年9月	計
プライス式	65	95	88	89	337
森　式	23	12	17	3	56
広井式	23	7	28	12	70
エックマン式	1	2	—	—	3
佐藤式	—	1	—	—	1

オルトマン式	—	1	5	—	6
計	112	118	139	104	473

表—2　プライス式流速計係数表

検定番号	検定年月日	製造者名	機械番号	係数($V=aN+b$)		検定依頼者	摘要
				a	b		
355	26. 1.28	三笠	1,273	0.6742	+0.019	茨城県	聴音
356	26. 2.13	〃	1,296	0.6861	+0.008	〃	〃
357	26. 1.29	ガーレー	30,337	0.7008	+0.016	国有鉄道	
358	26. 2.23	〃	23,838	0.6829	+0.016	〃	
359	25.12.12	〃	865	0.6627	+0.025	宮城県	
360	26. 6. 1	日測	1,751	0.6955	+0.033	中部地建	
361	26. 7. 6	玉屋	441	0.7075	−0.012	〃	
362	26. 5.28	〃	2,676	0.7133	−0.005	〃	
363	26. 7. 7	〃	1,798	0.7189	−0.027	〃	
364	26. 7. 6	〃	1,794	0.7070	−0.001	〃	
365	26. 5.30	中浅	1,833	0.7021	+0.048	〃	
366	26. 5.28	〃	1,838	0.6517	−0.001	〃	
367	26. 6.25	〃	1,874	0.7111	−0.044	〃	
368	26. 6.26	〃	1,885	0.7046	−0.001	〃	
370	26. 6.25	服部	1,875	0.6912	+0.026	群馬県	
371	26. 5.28	玉屋	422	0.6389	+0.044	土研備品	
372	26. 6.25	服部	1,880	0.7057	−0.012	〃	
373	26. 6.25	〃	1,830	0.7095	−0.004	〃	
374	26. 6.25	中浅	1,878	0.6791	+0.029	関東地建	
375	26. 7.10	金剛	1,571	0.7174	−0.017	島根県	
376	26. 7. 6	服部	1,433	0.6723	+0.061	中部地建	
377	26. 8.14	富士	1,056	0.7106	+0.003	中四地建	
378	26. 8.14	〃	1,068	0.7309	−0.024	〃	
379	26. 8.14	玉屋	367	0.7104	+0.006	〃	
381	26. 8.15	富士	1,006	0.6929	+0.010	〃	聴音
382	26. 7.18	中浅	1,934	0.7125	−0.003	関東地建	
383	26. 7.18	〃	1,932	0.6850	+0.009	〃	
384	26. 7.20	〃	1,933	0.6994	+0.010	〃	
385	26. 9.14	富士	1,063	0.7223	+0.007	中四地建	
386	26.10.17	〃	1,056	0.7414	−0.006	〃	
387	26.10.26	日測	1,947	0.7332	+0.022	〃	
389	26. 7.18	中浅	1,935	0.6913	+0.007	関東地建	
390	26. 7.21	〃	1,936	0.6893	−0.012	中四地建	
391	26.10.17	富士	1,068	0.7414	−0.006	〃	
392	26.12.21	測英社	5,509	0.7105	+0.037	関東地建	
393	26.12.21	日測	1,794	0.7085	+0.032	中部地建	
394	27. 1.16	中浅	1,888	0.6890	+0.034	〃	

395	26.12.21	日測	1,798	0.6939	+0.022	中部地建	
396	26.12.22	中浅	1,833	0.7511	−0.007	〃	
397	27. 1.17	〃	1,874	0.7197	+0.020	〃	
398	27. 1.17	日測	1,751	0.7052	+0.039	〃	
399	27. 1.17	玉屋	2,676	0.7204	+0.034	〃	
400	26.12.21	中浅	1,835	0.7147	+0.031	〃	
401	27. 1.17	玉屋	441	0.7141	+0.020	〃	
402	27. 1.28	日測	1,794	0.7138	+0.025	〃	
403	27. 2.12	中浅	1,838	0.7234	+0.042	〃	
404	27. 1.30	日測	1,798	0.7149	+0.020	〃	
405	27. 1.30	中浅	1,833	0.7003	+0.044	〃	
406	27. 2.12	〃	1,874	0.7082	+0.056	〃	
408	27. 2.17	玉屋	2,676	0.7020	+0.037	〃	
409	27. 1.30	中浅	1,885	0.6975	+0.031	〃	
410	27. 6. 6	ガーレー	P272,690	0.6973	+0.034	関東地建	
411	27. 5.22	〃	P272,654	0.6845	+0.043	〃	
413	27. 5.14	三笠	1,314	0.6852	+0.010	中部地建	
421	27. 5.13	ガーレー	19,485	0.6964	0.000	関東地建	
422	27. 5.13	日測	2,034	0.6977	+0.018	〃	
423	27. 6.18	玉屋	1,105	0.7285	+0.013	中部地建	
424	27. 5.19	服部	1,407	0.6818	+0.031	〃	
425	27. 5.20	ガーレー	2,553	0.6894	+0.051	〃	
426	27. 6.18	玉屋	453	0.7432	−0.001	〃	
429	27. 5.26	服部	1,602	0.6746	+0.031	〃	
430	27. 5.26	日測	1,828	0.6960	+0.014	〃	
431	27. 9.22	〃	1,801	0.6970	+0.031	〃	
432	27. 5.19	〃	1,813	0.7048	+0.016	〃	
433	27. 9. 5	三笠	13,314	0.6653	+0.007	〃	瑞音
436	27. 6.13	日測	1,704	0.7154	+0.009	〃	
437	27. 5.14	ガーレー	21,340	0.6655	+0.045	北海道開発局	
438	27. 5.14	〃	211,207	0.6785	+0.045	〃	
439	27. 5.17	〃	202,175	0.6799	+0.015	〃	
440	27. 5.14	日測	4,093	0.7272	+0.005	〃	
441	27. 5.23	服部	1,875	0.6937	+0.031	群馬県	
442	27. 5.23	ガーレー	863	0.6778	+0.027	〃	
443	27. 5.23	〃	17,782	0.6803	+0.023	〃	
448	27. 7.18	富士測機	1,060	0.6998	+0.021	中四地建	
449	27. 7.19	中浅	1,550	0.6927	+0.009	関東地建	
450	27. 7.15	日測	1,893	0.6992	+0.004	〃	
451	27. 7.22	中村	2,550	0.7189	−0.002	〃	
452	27. 9.26	〃	2,549	0.7441	−0.014	〃	
453	27. 7.23	玉屋	432	0.6859	+0.023	〃	
454	27. 7.23	ガーレー	P27,282	0.6823	+0.013	〃	
455	27. 7.23	中浅	1,675	0.6907	−0.001	〃	
457	27. 7.24	日測	1,797	0.6962	−0.002	〃	

458	27. 9. 5	ガーレー	P27,228	0.6916	+0.007	関東地建
459	27. 9. 6	〃	P27,249	0.6912	+0.012	〃
460	27. 9.26	服部	1,878	0.7010	+0.010	〃
463	27. 9.11	中浅	2,212	0.7220	−0.019	〃
464	27. 9.11	〃	2,213	0.6983	+0.085	〃
465	27. 9.11	〃	2,214	0.7049	+0.003	〃
466	27. 9.11	〃	2,215	0.6924	+0.023	〃

表—3　森式流速計係数表

検定番号	検定年月日	機械製造者名	機械番号	係数($V=aN+b$)		検定依頼者	摘要
				a	b		
412	27. 5.21	玉屋	514	0.1969	+0.022	関東地建	
456	27. 7.24	〃	567	0.2034	+0.007	〃	
469	27. 9.26	〃	510	0.2584	+0.020	〃	

表—4　広井式流速計係数表

検定番号	検定年月日	機械製造者名	機械番号	係数($V=aN+b$)		検定依頼者	摘要
				a	b		
369	26. 6.26		618	0.1191	+0.027	中部地建	
380	26. 8.14	玉屋	2,261	0.1248	+0.007	中四地建	
388	26. 8.31	中浅	214	0.1192	−0.007	関東地建	
414	27. 7. 8	玉屋	610	0.1205	+0.006	中部地建	
415	27. 7. 9	〃	611	0.1216	+0.015	〃	
416	27. 7. 9	〃	671	0.1317	+0.010	〃	
417	27. 6.14	〃	672	0.1348	+0.004	〃	
427	27. 7.15	〃	2.361	0.1315	+0.002	〃	
428	27. 7.16	〃	661	0.1088	+0.028	〃	
434	27. 7.12	〃	612	0.1220	−0.016	〃	
435	27. 7.16	〃	2.352	0.1193	+0.003	〃	
467	27. 9.27	〃	217	0.1175	+0.027	関東地建	

表—5　プライス式流速計の係数変化比較表

機械製造者名	機械番号	検定年月日	係数($V=aN+b$)		係数aの変化比率　%	検定依頼者
			a	b		
富士	1,068	16. 4. 8	0.7265	−0.013	100.0	中四地建
		26. 8.14	0.7309	−0.006	100.6	
		26. 9.14	0.7223	+0.007	99.4	
		26.10.17	0.7414	−0.006	102.1	
玉屋	441	12.11.18	0.6870	+0.024	100.0	中部地建
		26. 7. 6	0.7075	−0.012	103.0	
		27. 1.17	0.7141	+0.020	103.9	

玉屋	2,676	26. 5.28 27. 1.17 27. 2.17	0.7183 0.7204 0.7020	−0.005 +0.034 +0.037	100.0 100.3 97.7	中部地建
玉屋	422	13. 1.28 22. 7. 3 26. 5.28	0.6376 0.6978 0.6389	+0.015 −0.003 +0.044	100.0 101.5 92.9	土木研究所
富士	1,056	16. 4. 7 26. 8.14	0.7139 0.7106	+0.004 +0.003	100.0 99.5	中四(大阪)
三笠	1,314	24. 2. 1 27. 5.14	0.7259 0.6852	−0.026 +0.010	100.0 94.4	中部地建
測英社	5,509	13. 8.13 23. 8. 4 26.12.21	0.7128 0.7068 0.7105	−0.007 +0.009 +0.037	100.0 99.2 99.7	関東地建
ガーレー	P272,690	8. 5.24 27. 6. 6	0.7009 0.6973	−0.009 +0.034	100.0 99.5	関東地建
ガーレー	P272,654	8. 5.25 27. 5.22	0.7001 0.6845	+0.012 +0.043	100.0 97.8	関東地建
ガーレー	19,435	8. 6.28 27. 5.13	0.6645 0.6964	+0.021 0.000	100.0 104.8	関東地建
玉屋	458	13. 7.15 27. 6.18	0.7031 0.7432	−0.008 −0.001	100.0 105.7	中部地建
富士	1,060	17. 3. 6 27. 7.18	0.7121 0.6998	−0.005 +0.021	100.0 98.3	中四(大阪) 中四
中浅	1,888	26. 5.28 27. 1.16 27. 2.12	0.6517 0.6890 0.7234	−0.001 +0.034 0.042	100.0 105.7 111.0	中部地建
中村	2,549	22. 7. 4 27. 9.26	0.7134 0.7441	+0.012 −0.014	100.0 104.3	関東地建
中村	2,550	22. 7. 4 27. 7.22	0.7147 0.7189	+0.022 +0.002	100.0 100.6	関東地建
玉屋	432	12.11.18 13. 5. 2 24. 2.26 27. 7.23	0.7115 0.6981 0.6551 0.6859	−0.006 −0.015 −0.017 +0.023	100.0 98.1 92.1 96.4	関東地建
ガーレー	P27,232	13. 2.18 27. 7.23	0.7023 0.6823	+0.019 +0.013	100.0 97.2	関東地建
ガーレー	P27,228	10. 4.13 23. 8. 4	0.6916 0.6816	−0.003 +0.017	100.0 98.6	関東地建

		27. 9. 2	0.6916	+0.007	100.0	関東地建
ガーレー	P27,249	23. 8. 4	0.6964	+0.008	100.0	関東地建
		27. 9. 6	0.6912	+0.012	99.5	

表—6　森式流速計の係数変化比較表

機械製造者名	機械番号	検定年月日	係数($V=aN+b$)		係数aの変化比率 %	検定依頼者
			a	b		
玉屋	514	8. 6.20	0.2003	+0.008	100.0	関東地建
		27. 5.21	0.1969	+0.002	98.3	
玉屋	510	12. 4. 8	0.2744	+0.036	100.0	関東地建
		27. 9.26	0.2584	+0.020	94.2	
玉屋	567	23. 7.31	0.2064	+0.011	100.0	関東地建
		27. 7.24	0.2034	+0.007	98.5	

表—7　広井式流速計の係数変化比較表

機械製造者名	機械番号	検定年月日	係数($V=aN+b$)		係数aの変化比率 %	検定依頼者
			a	b		
	618	12.12. 6	0.1200	+0.003	100.0	中部地建
		23. 7.22	0.1218	+0.008	101.5	
		26. 6.26	0.1191	+0.027	99.3	
中浅	214	14. 9.19	0.1204	0	100.0	関東地建
		23. 8. 1	0.1192	+0.012	99.0	
		26. 8.31	0.1192	−0.007	99.0	
玉屋	611	23. 8. 1	0.1200	+0.017	100.0	中部地建
		27. 7. 9	0.1216	+0.015	101.3	
玉屋	671	23. 8. 4	0.1276	+0.036	100.0	中部地建
		27. 7. 9	0.1317	+0.010	103.2	
玉屋	672	16. 4.10	0.1307	−0.004	100.0	中部地建
		27. 6.14	0.1348	+0.004	103.1	
玉屋	2,364	23.10. 1	0.1297	+0.003	100.0	中部地建
		27. 7.15	0.1315	+0.002	101.4	
玉屋	661	23. 8. 1	0.1139	+0.014	100.0	中部地建
		27. 7.16	0.1088	+0.028	95.5	
玉屋	2,352	23. 7.31	0.1262	+0.023	100.0	中部地建
		27. 7.16	0.1193	+0.003	94.5	

表—8 各年度における地方建設局別の流速計検定台数

	東北地方建設局				関東地方建設局			中部地方建設局			
	プライス	森	広井	タコメーター	プライス	森	広井	プライス	森	広井	タコメーター
昭和23年度	8	5	1	4	21	6	8	13	2	12	1
24	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
26	—	—	—	—	6	—	1	25	—	—	—
27年9月現在	—	—	—	—	19	3	1	11	—	8	—
計	8	5	1	4	46	9	10	49	2	20	1

	近畿地方建設局			中国四国地方建設局			九州地方建設局			
	プライス	森	広井	プライス	森	広井	プライス	森	広井	計
昭和23年度	4	—	—	—	—	—	—	—	—	85
24	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
26	—	—	—	9	—	1	—	—	—	42
27年9月現在	—	—	—	1	—	—	—	—	—	43
計	4	—	—	10	—	1	—	—	—	170

表—9 各年度における各地方建設局を除いた各流速計所属の検定台数

	建設省（各地方建設局を除く）			其の他			
	プライス	森	広井	プライス	森	広井	計
昭和22年度	8	1	—	12	—	1	22
23	28	2	5	—	2	1	38
24	—	—	—	5	—	—	5
25	—	—	—	—	—	—	—
26	3	—	—	2	—	—	5
27年9月現在	—	—	—	3	—	—	3
計	39	3	5	22	2	2	73

表—10 各製造者別によるプライス電音式流速計の係数（$V=aN+b$）の算術平均値及び標準誤差，確率誤差の比較表

製造者名	機械台数	係数 (a)			係数 (a)		
		平均値	標準誤差	確率誤差	平均値	標準誤差	確率誤差
A	39	0.6848	±0.0163	0.0110	0.016	±0.0201	0.0135
B	18	0.7028	±0.0163	0.0110	0.017	±0.0277	0.0187
C	13	0.7074	±0.0126	0.0085	0.023	±0.0132	0.0089
D	7	0.6913	±0.0148	0.0100	0.029	±0.0247	0.0167

表—11　森式流速計の係数の算術平均値及び標準誤差，確率誤差の比較表

製造者名	機械台数	係数 (a)			係数 (b)		
		平均値	標準誤差	確率誤差	平均値	標準誤差	確率誤差
E	13	0.1959	±0.0211	0.0142	0.026	0.0136	0.0092

表—12　広井式流速計の係数の算術平均値，標準誤差，確率誤差の比較表

製造者名	機械台数	係数 (a)			係数 (b)		
		平均値	標準誤差	確率誤差	平均値	標準誤差	確率誤差
E	9	0.1239	0.0252	0.0170	0.006	0.0117	0.0079

ベイン剪断試験，貫入試験による軟弱地盤の調査について

建設技官　谷藤正三
建設技官　福岡正己
建設技官　稲田倍穂

（昭和 29 年 4 月）

目　次

I　まえがき……（1）
II　土質試験結果と軟弱地盤の性質……（3）
III　ベイン剪断試験……（6）
IV　貫入試験……（9）
V　ベイン剪断試験，貫入試験および一面剪断試験の比較……（10）
VI　結　び……（12）

I　まえがき

鉄道，道路，護岸，河川堤防などの盛土は沼沢，湿地のいわゆる軟弱地盤地帯において工事を実施する場合が多い．

この場合，軟弱地盤の性質と支持力とを広い範囲にわたり適確につかむことは上部構造物ならびに基礎の設計施工にあたり，最も緊急を要する重要な問題である．その方法として最も確実であるとされ現在一般に行われている方法は必要な各所においてボーリングを実施し，不攪乱試料を採取してこれについて実験室内で必要とする土質試験を行うやり方である．

しかし築堤盛土のような極めて広い範囲にわたる構築物を対称としてとくに不等沈下に対し，その地域の地盤の場所的な相違をこの方法で調査する時には，ボーリング・サムプリングの数は，莫大なものとなり従って調査と試験には多額の経費と時間を要することになる．

基礎地盤調査の他の方法として普通行われている載荷試験は実際に構築する上部構造物の基礎面積が載荷板の面積に比して大きくなればなる程，さらに基礎地盤の成層状態が複雑になればなる程，それだけ精度が低下するということは既に知られていることであつて，築堤盛土に対する載荷試験では相当大規模に行わなければその価値は少ないものといわねばならない．

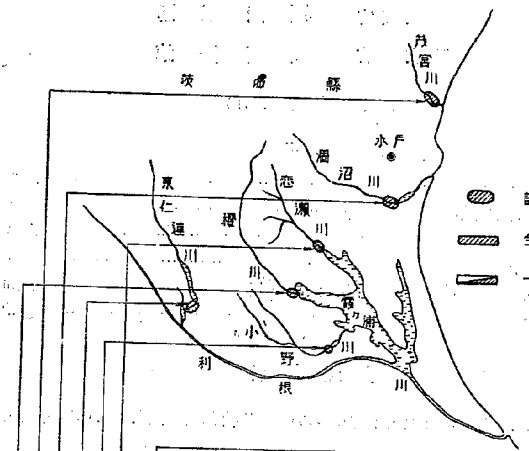
従つて土質調査のために費やす時間と費用を節減し，しかも所期の成果を得るためには簡易に実施できる調査方法が採用され一般に普及されなければならない．

今回実施した茨城県中小河川の築堤を対称とする軟弱地盤調査では土質調査を簡易化する目的をもつて押込

み式のベイン剪断試験器，および貫入試験器を試作して試験するとともに，あわせてボーリング・サムプリングを実施して，不攪乱試料の土質試験を行い，各試験結果を比較してみた．

土質調査を実施した6河川17ヶ所において行った調査方法と，調査した地盤の深さを表—1に示した．

表—1



河川	調査箇所	調査方法 ボーリング	サムプリング	ベイン剪断試験	貫入試験	調査深度
恋瀬川	K－№1	■	■	■	■	16m
	K－№2			■		10
	K－№3			■	■	15
	K－№4	■	■			13
	K－№5			■		14
	K－№6	■	■	■		18
小野川	O－№1	■	■	■	■	21
	O－№2	■	■	■	■	11
東仁連川	N－№1	■	■	■	■	12
	N－№2			■	■	12
	N－№3			■	■	8
	N－№4	■	■	■	■	9
涸沼川	H－№1	■	■	■	■	16
	H－№2	■				4
茨宮川	M－№1	■	■	■	■	12
	M－№2	■	■			7
橙川	S－№1	■	■	■	■	8

これらの調査ケ所における土質はいずれも極めて軟かいミルト質，粘土質あるいは極めて不安定な泥炭質の土であったので，ベイン剪断試験器，貫入試験器の押込は人力あるいは簡単な設備によって行うことができた．従ってこれらの試験の実施に費した時間と労力は極めて少なく，しかもその精度は土質試験の結果を比較

して極めて良好であった．

従ってこれら試作した試験器に今後さらに改良を加えて精度を高めたならば，広い範囲にわたる軟弱地盤の調査を簡易化することができ，調査に費やす経費と時間の節約に貢献するところが極めて大きいものと思われる．

II　土質試験結果と軟弱地盤の性質

ボーリングして採取した不攪乱試料を使用して次の試験を行った．

粒度分析，自然含水比の測定，液性限界および塑性限界試験，土粒子重量および単位体積重量の測定，剪断試験，圧密試験，このうち，剪断試験は不攪乱試料を試験機に装置し，間隙水の絞り出しを極力防止して載荷と同時に急速に剪断した．また圧密試験も同じく不攪乱試料について実施し，その結果得られた圧力—間隙比曲線から先行荷重を求め，それぞれ計算値と比較した．また圧縮指数も実験より求めた値と $C_c=0.009(L.L-10)$ から計算した値とを比較した．以上の土質試験の結果明白になつた各調査ケ所の土性を表—2 に示す．

以上の試験結果から今回調査した軟弱地盤は，次に述べるような顕著な特質をもつ土によつて構成されていることがわかつた．

先ず地盤を構成する土質は極く大雑把に分けて，地表面に近い部分にある砂または，砂質ローム の層とその下のシルト質粘土質あるいは泥炭質の極く軟弱な層およびそれ以下に存在する砂礫層の三部分に分類することができる．勿論この砂礫層以下にはさらにシルト質粘土質の層と砂礫層とが互層状態に堆積していることは容易に推察し得るところであるが，橋脚橋台基礎の如き深い構造物基礎は別として河川堤防，道路路盤の構築などを対称とした場合では，この砂礫層の地盤までの性質が最も問題となることは明白である．

さて地表面近くの砂（又は砂質ローム層）は極く最近の堆積になるものであるが，この層の厚さはその下部の地盤の軟弱の程度にも相当影響を与えていると考えられる．実際に調査を実施してみて，同一地域の地盤でも上部砂層の相当厚く堆積している箇所では，その下のシルト質または粘土質の土は比較的よくしまっていることがみられた．これは上部砂層の重量による下部軟弱層の圧密のためと思われるが，このことだけによつても，軟弱地盤の性質がいかに生成の状件によつて複雑を極めているかが分り，従つて少ない調査によつて全般の土質と判定することの困難さを痛感させるものである．

一般に軟弱地盤は過去に沼あるいは湖であつたような地域に多く分布している．このような湖沼には上流から運ばれてきた有機物，火山灰などが長年の間に沈澱堆積し湿地を形成するとゝもに，その上に発生した植物が腐敗し堆積して軟弱土質を形成したもので生成の年代は極めて新しい．

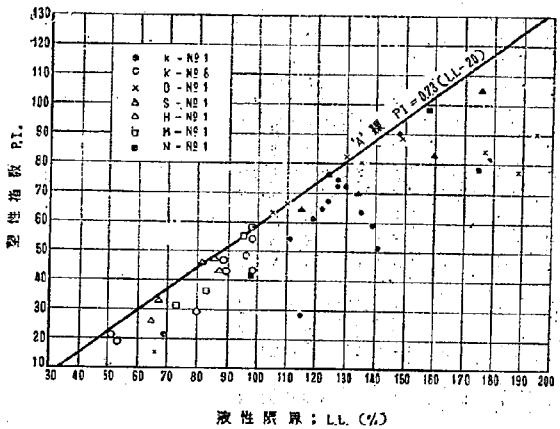
従つてこのような地盤では，最初地下水中に浮游していた土粒子が徐々に自重によって圧密し現在の状態に到達したものでその圧縮性は極めて高い．

いま調査地点の各深さから取出した土の塑性図を図—1 に画いてみる．これをキャサグランドの方法で分類すると，何れもこれらの土は圧縮性中程度以上の有機物を含まぬシルトおよび有機物を含んだ粘土と判定さ

表—2

調査ケ所	試料採取深度(m)	土質	組成分(%) 粘土分 0.001～0.005mm	シルト分 0.005～0.05	細砂分 0.05～0.25	粗砂分 0.25～0.20	礫分(腐植物分) 2.0以上	自然含水比(%)	液性限界(%)	塑性限界(%)	塑性指数	単位体積重量(g/cm³)	土粒子の重量(g/cm³)	飽和度(%)	相対湿度	間隙比 初期	間隙比 先行荷重時	先行荷重(kg/cm²) 実験値	先行荷重(kg/cm²) 計算値	圧縮指数 実験値	圧縮指数 計算値	剪断強度 粘着力(kg/cm²)	剪断強度 摩擦角(度)
K-No1	0.5	ローム	17	45	28	10	0	191	115	87	28	1.28	2.54	101	3.7	4.78			0.01		0.95		
	1.0							44				1.66	2.70	89		1.34			0.04			0.21	25
	1.5	砂質ローム	4	18	43	35	0	115				1.40	2.60	100		3.00			0.07				
	2.0							124	139	78	59	1.37	2.58	100	0.67	3.21			0.09		1.16		
	3.0	シルト質粘土ローム	26	54	20	0	0	128	148	58	90	1.37	2.58	100	0.78	3.30	3.04	0.17	0.13	1.05	1.24	0.08	9
	4.0	粘土質ローム	20	45	35	0	0	111	135	72	63	1.42	2.58	101	0.62	2.84			0.16		1.12		
	4.8							129	141	90	51	1.38	2.60	101	0.76	3.32			0.20		1.18	0.06	7
	5.5							115	111	57	54	1.40	2.61	100	1.08	3.01	2.51	0.20	0.22	0.84	0.91	0.06	6
	6.5	シルト質ローム	18	65	17	0	0	122	122	58	64	1.39	2.61	100	1.00	3.17			0.26		1.01		
	7.5							131	130	58	72	1.37	2.62	100	1.01	3.42	2.82	0.32	0.30	0.99	1.08	0.07	1
	8.5	シルト質粘土ローム	23	62	15	0	0	127	124	57	67	1.38	2.62	100	1.04	3.34			0.34		1.03	0.08	2
	10.0	粘土	35	53	12	0	0	135	127	53	74	1.37	2.62	101	1.11	3.49	2.93	0.40	0.39	1.04	1.05	0.10	1
	11.5	粘土	32	51	17	0	0	128	127	55	72	1.39	2.62	101	1.01	3.30			0.45		1.05	0.11	1
	13.0	ローム	17	48	31	4	0	114	119	58	61	1.41	2.63	100	0.92	2.99	2.60	0.50	0.51	0.98	0.98	0.11	3
	15.0							58	69	48	21	1.64	2.65	99	0.48	1.55			0.62		0.53		
O-No1	0.5																						
	1.0											1.18										0.10	14
	1.4	砂質ローム	5	19	45	31	0	67	66	51	15	1.59	2.67	100	1.07	1.80			0.03				
	3.0							57				1.67	2.73	99		1.57			0.05		0.50		
	4.4	シルト質ローム	16	57	26	1	0	154	189	112	77	1.33	2.56	101	0.55	3.89	3.77	0.20	0.13	1.28	1.61	0.21	20
	6.0							149				1.33	2.54	101		3.76			0.18				
	7.0	シルト質ローム	12	57	30	1	0	150	177	94	83	1.33	2.53	101	0.68	3.75	3.56	0.30	0.23	1.32	1.50	0.11	4
	8.5	粘土	31	43	26	0	0	157	195	105	90	1.33	2.53	102	0.66	3.88			0.27		1.66		
	10.0							144	149	61	88	1.35	2.60	101	0.94	3.70			0.32		1.25	0.10	7
	12.5	粘土	30	40	21	1	0	138	135	55	80	1.35	2.62	100	1.04	3.61	3.12	0.34	0.37	1.18	1.12		
	16.0	ローム	18	45	35	2	0	133	130	48	82	1.37	2.63	101	1.04	3.48			0.46		1.08	0.15	3
	19.0	粘土質ローム	23	42	33	2	0	110	110	44	66	1.43	2.64	101	1.00	2.88	2.50	0.60	0.60	0.95	0.90	0.16	3
	20.0	砂質ローム	13	36	44	7	0	82	105	42	63	1.52	2.64	100	0.63	2.16			0.74		0.85	0.18	2
								77				1.54	2.65	100		2.05	1.92	0.80	0.80	0.89		0.16	8

N-No1	0.5	砂質ローム	7	34	45	11	(3)	134	158	98	60	1.30	2.10	101	0.60	2.78	—	—	0.02	—	1.33	—	—
	1.0	泥炭	5	7	4	0	(84)	496	—	—	—	1.06	1.54	100	—	7.65	—	—	0.03	2.58	—	0.17	17
	2.5	泥炭	13	12	0	0	(75)	421	—	—	—	1.08	1.65	100	—	6.96	—	—	0.04	2.08	—	0.22	12
	4.5	腐泥	18	21	3	0	(58)	385	—	—	—	1.10	1.79	100	—	6.90	—	—	0.05	1.60	—	0.14	8
	7.0	シルト質粘土ローム	22	53	13	2	(10)	180	175	97	78	1.22	2.35	96	1.06	4.40	—	—	0.09	—	1.48	0.19	3
	8.3	ローム	17	44	25	13	1	78	97	42	55	1.53	2.63	99	0.65	2.06	—	—	0.14	—	0.98	—	—
	9.5	砂	4	5	41	34	16	28	—	—	—	1.82	2.72	84	—	0.91	—	—	0.22	—	—	—	—
	11.0	砂質ローム	9	18	48	23	2	45	—	—	—	1.75	2.65	99	—	1.20	—	—	0.34	—	—	—	—
H-No1	1.4	泥炭	11	20	13	2	(54)	258	—	—	—	1.20	2.38	100	—	6.10	—	—	0.05	—	—	0.12	14
	2.0	〃	—	—	—	—	—	35	—	—	—	1.83	2.72	95	—	1.01	—	—	0.11	—	—	—	—
	3.0	〃	—	—	—	—	—	72	—	—	—	1.60	2.70	102	—	1.90	—	—	0.18	—	—	—	—
	4.0	シルト質粘土ローム	22	66	12	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	5.0	シルト質粘土ローム	27	63	10	0	0	109	115	65	50	1.42	2.62	100	0.88	2.86	2.64	0.30	0.29	0.95	0.95	0.07	3
	7.6	シルト質ローム	18	63	14	0	0	121	134	64	70	1.39	2.61	100	0.82	3.15	2.90	0.44	0.39	0.99	1.11	0.05	3
	8.0	〃	—	—	—	—	—	142	160	77	83	1.36	2.58	102	0.78	3.58	—	—	0.41	—	1.35	—	—
	10.0	粘土質ローム	29	49	14	8	0	154	176	71	105	1.35	2.60	102	0.79	3.90	3.12	0.50	0.48	1.36	1.49	0.23	1
	13.0	粘土	31	55	13	1	0	132	124	48	76	1.37	2.64	100	1.10	3.47	3.10	0.60	0.55	0.88	1.02	0.19	2
M-No1	1.0	〃	—	—	—	—	—	73	74	43	31	1.60	2.64	103	0.97	1.86	—	—	0.09	—	0.58	0.13	11
	2.0	シルト質ローム	7	68	20	5	0	79	83	47	36	1.55	2.61	102	0.89	2.02	—	—	0.15	—	0.66	0.15	8
	3.0	〃	—	—	—	—	—	87	—	—	—	1.50	2.60	101	—	2.24	—	—	0.20	—	—	—	—
	4.0	シルト質粘土ローム	24	58	18	0	0	91	95	40	55	1.51	2.67	102	0.92	2.38	2.28	0.42	0.26	0.72	0.77	0.08	2
	7.0	シルト質ローム	15	67	18	0	0	87	98	40	58	1.48	2.65	99	0.82	2.34	2.22	0.50	0.41	0.77	0.79	0.17	3
S-No1	0.4	〃	—	—	—	—	—	82	—	—	—	1.53	2.62	100	—	2.14	—	—	0.02	—	—	—	—
	0.8	〃	—	—	—	—	—	35	—	—	—	1.88	2.73	100	—	0.96	—	—	0.05	—	—	—	—
	1.7	〃	—	—	—	—	—	49	67	34	33	1.71	2.67	93	0.46	1.32	—	—	0.12	—	0.51	—	—
	3.0	粘土	34	54	12	0	0	95	82	36	46	1.49	2.65	102	1.28	2.47	2.30	0.30	0.20	0.61	0.65	0.07	3
	3.5	〃	—	—	—	—	—	84	86	39	47	1.48	2.64	97	0.94	2.28	—	—	0.22	—	0.69	—	—
	4.7	粘土	30	55	15	0	0	85	88	45	43	1.54	2.65	103	0.98	2.18	2.00	0.40	0.28	0.67	0.68	0.13	1
	6.3	〃	—	—	—	—	—	48	65	39	26	1.74	2.68	100	0.35	1.28	—	—	0.38	—	0.49	—	—
	7.3	〃	—	—	—	—	—	22	—	—	—	2.03	2.74	93	—	0.65	—	—	0.47	—	—	—	—



図—1

れる．相対稠度はほとんどの土が0.5以上であり，自然含水比は極めて大きく K-No 1 O-No 1, H-No 1 のシルト質，粘土質地盤では 100～150 % N-No 1 の泥炭質地盤では 200～500% にも達しており，間隙比は K-No 1, O-No 1, H-No 1 で 3～4 N-No 1 で 4～7 にもおよぶ大きい値である．

従って，剪断強度は想像以上に小さく殆んど 0.1～0.2 kg/cm². の範囲でしかなく，構造物基礎地盤の支持力としては著しく不足している．

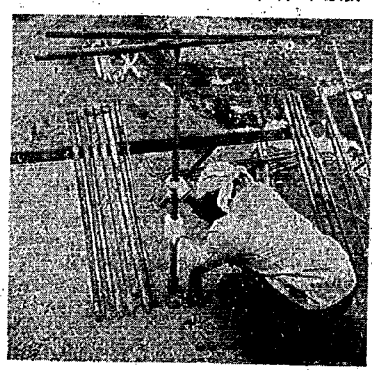
さらに圧縮指数は非常に大きい値であるから，沈下の点から云ってもこのような地盤上に構造物を構築することは，相当思いきった対策を実施しない限り困難であるといわざるを得ない．

III　ベイン剪断試験

土の剪断強度を測定する方法として普通行われている試験には，単純圧縮試験・三軸圧縮試験・直接剪断試験・捩り剪断試験などがある．これらの試験はいずれもサンプリングにより現場から採取した試料を試験機にかけて試験する方法であるが，この場合試験の精度は大部分次の二点により左右される．

すなわち，試料採取から試験まで自然状態の土を全く攪乱しないで実施すること，および試験は地中におけると同一の応力を土に作用せしめた状態の下において行うことである．

不攪乱試料の採取方法は，最近目覚しい進歩をみせているが採取の際に引起す試料の内部応力の変化とこれに伴なう試料の膨脹は防止できない．更に試験に際してこの試料に地中におけると同様の応力状態を再現し，自然状態にまで復元させることは期待できない．



写真—1

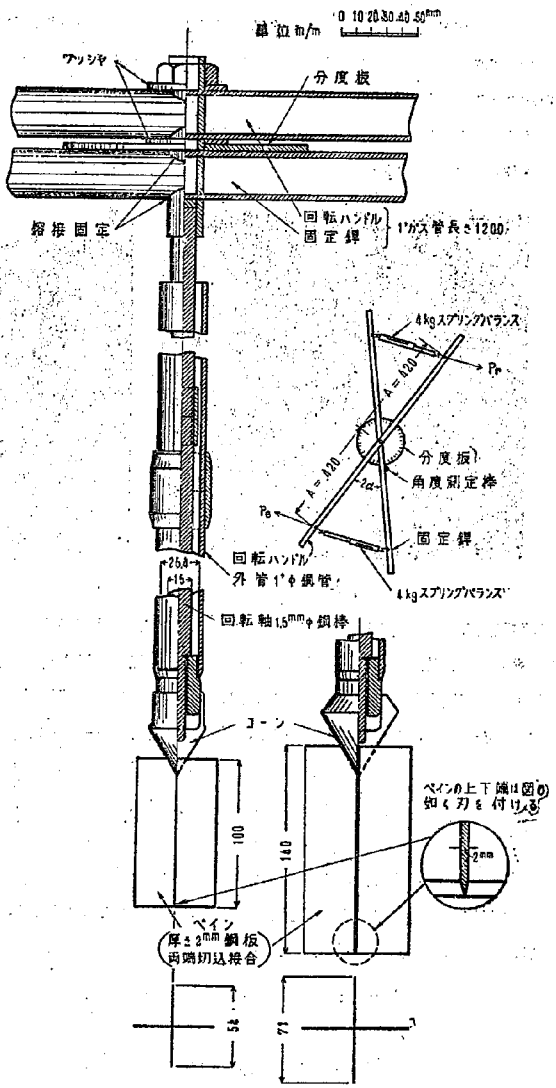
この原因によって起る試験精度の低下は，軟弱な土になればなる程加速的に大きくなることは想像にかたくなく，このことは，軟弱地盤の調査を著しく困難ならしめると同時に極めて不満足な結果を導く原因となる．

以上述べた剪断試験方法に比して，ベイン剪断試験は試料を採取することなく地中にあるがままの状態で直接剪断試験を行うことのできる利点をもっている．

ベイン剪断試験として普通行われている方法は，ボーリング孔を利用して，この中で剪断試験を行っているが，極めて軟弱な地盤では重量の大きいボーリング機械の搬入そのものが第一に困難であり，この方法で数多くの々所の試験を行うためには莫大な時間と費用を要する．

従って，調査が迅速簡易に行えることを第一の目的として，今回はボーリングとは関係なく，最初から直接地中に押込み途中の如何なる箇所でも測定できるようなベイン剪断試験器を試作して使用した．

本試験器の構造は，図—2，写—1によって示されている．ベインを押込むために用いる外管は後述の貫入試験器の外管を兼用し，さ

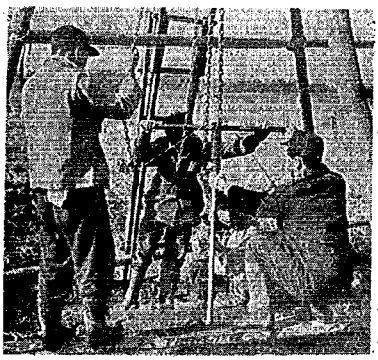


図—2　ベイン剪断試験器構造図

らにこの外管とベイン回転軸との間に押し込みに際して土の入ることを防ぐとともに押し込みを容易にするため，コーンを取付けベインはコーンの先端に取付けられている．予備試験結果によりこのコーンと土の摩擦のため起る誤差は 3~5% 程度であることがわかったので現場調査用としてはあまり問題にする必要はない．

試験器を地中に押し込む操作は極めて簡単で K-No 1, No 3, O-No 1, N-No 1～No 4 などでは 2~4 人の人力で容易に行うことができ，その他の箇所でも簡単な櫓を組みこれとチェインブロックを利用することにより極めて迅速に作業を進めることができた．(写—2, 3)

写真—2



写真—3

剪断強度はベインの回転による剪断歪の進行速度により，相当差異のあることは明白であつて剪断速度は努めて遅いことが望ましい．本試験器では，ハンドルの回転で剪断速度を正確に調節することは不可能であるが，ハンドルの回転速度は 0.5度/秒 を基準として行つた．ベインの捩り力はハンドル両端の，スプリングバランスにより読みとることができるが，ベインに回転を与えたモーメントは次式で示される．(図—2)

$$M=(P_r+P_e)A\cos\alpha$$

ここに P_r, P_e：左右スプリングバランスの力の読み

A：回転半径

2α：固定鉾と回転ハンドルのなす角

この回転モーメントによる土の剪断歪はベインの回転によつて生ずる．円壔面の全周にそつて均一に分布して起るものとすれば次の関係が得られる．

$$M=\tau\left(\pi\cdot D\cdot H\cdot\frac{D}{2}+2\cdot\frac{\pi\cdot D^2}{4}\cdot\frac{2}{3}\cdot\frac{D}{2}\right)$$

$$=\tau\frac{\pi D^2}{2}\left(H+\frac{D}{3}\right)=\tau K$$

$$\tau=\frac{M}{K}$$

たゞし K はベインの大きさによつて定まり

$$K=\frac{\pi D^2}{2}\left(H+\frac{D}{3}\right)$$

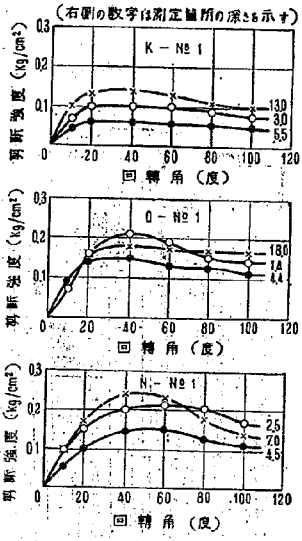
こゝに　τ=剪断強度

H=ベインの高さ

D=ベインの幅

従つて，試験中のスプリングバランスの読みをとれば，この値からベインの回転モーメントを求めてだゞちに剪断強度を計算し得るわけである．

実際に試験して得たベインの回転角と剪断強度の関係の二・三を示すと図—3 の如くである．この図をみると，剪断破壊はシルト質または粘土質の土では回転角が約 40° になつたときに起つており，泥炭質の土ではこれよりさらに大きい歪の下に起つている．勿論この回転角の中には，回転軸の捩れ角も含まれており実際には，これよりも小さい剪断歪で破壊が起るものと考えられるが，それにしても剪断破壊に至るまでの歪量が普通の土に比較して極めて大きいことがみられる．さらに回転が進み土が相当攪乱された後における剪断強度の減少は，最大破壊剪断強度に比較してみるとそれ程著しいものではない．これらのことから試験した土が普通の土に比して極めて鋭敏比の小さい土，換言すれば極めて軟弱であり，ほとんど攪乱された状態にある土だと云うことができる．



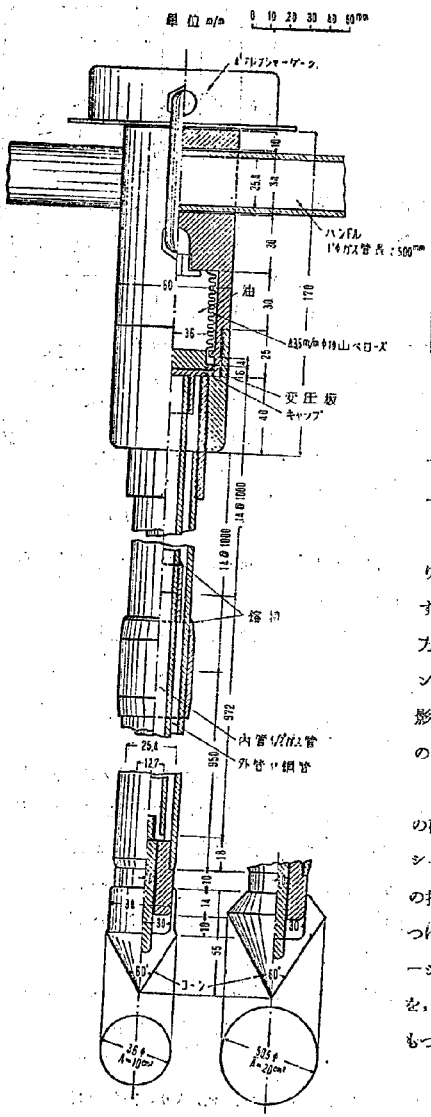
図—3　剪断強度と回転角の関係

IV　貫入試験

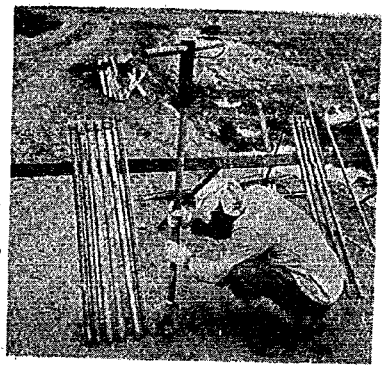
貫入試験の方法には動的な方法と静的な方法の二種がある．普通多く使用されているものは，標準貫入試験器であつて重錘の落下を利用して，試験器を打込み一定量の貫入に要した重錘の落下回数によつて地盤の土質を判定するものである．動的な方法は砂礫質または固結した土質から成る堅硬な地質のごとく静的な方法をもつてしては行い得ないか，あるいは極めて困難なような場合において有利である．しかし，打込みの際ロッドの撓みに伴なうエネルギーの損失，その他の原因によつて精確な測定値を得るためには，いまだ多くの改良すべき点を有している．

軟弱な地盤に貫入試験を行う場合，打込みのために要する力は比較的小さく，しかも貫入によつて土の急激な破壊を引き起すことは望ましくない．従つて動的な方法よりも静的な方法で貫入する試験方法がより適当していると考えられる．今回試作した貫入試験器は，図—4，写—4 に示したごとき構造のものである．

コーンと外管先端との接触部分は，十分密にしてこの部分から貫入中に土が入り，内管の上下動を困難にすることのないようにした．



図—4　貫入試験機構造図



写真—4

コーンによって受ける土の抵抗力は内管によって地上の外管頭に取り付けられたプレッシャーゲージの受圧板に伝達されて読みとられる．

貫入は極く軟かい地盤の浅い部分では人力により容易に行い得られるけれども貫入速度を一定にするためには簡単な櫓を利用した写—3のごとき方法によるのが望ましい．貫入速度の如何はコーンの引き起す土の限界破壊強度の測定値に大きい影響を与えるものと思われるが，今回は 1cm/sec の速度で貫入した．

コーンが貫入される際その周囲において起る土の破壊現象は明白にはなっていないから，プレッシャーゲージに示されるコーンの貫入に対する土の抵抗力と土の限界破壊剪断強度とを直ちに結びつけることは困難である．従ってプレッシャーゲージに示される力から内管の重量を差引いた値を，コーンの断面積で除しこの貫入抵抗力の値をもって土質を判定する基準とした．

V　ベイン剪断試験，貫入試験および一面剪断試験の比較

極めて大きい間隙比，含水比をもつ強度の小さい土を攪乱されない自然状態のまゝ試料として実験室内に持込み剪断試験を行うことは極めて困難であり，良好な結果を得んがためには周到な配慮と優れた熟練を要する．これに反しベイン剪断試験では，土は全く自然の状態において試験できるから試験にある程度習熟すれば十分良好な結果を得ることができる．

従つて軟弱地盤の調査にあたつてベイン剪断試験を利用することは極めて有効な方法であるがこれがためにはまずベイン剪断試験結果の精度が検討されなければならない．

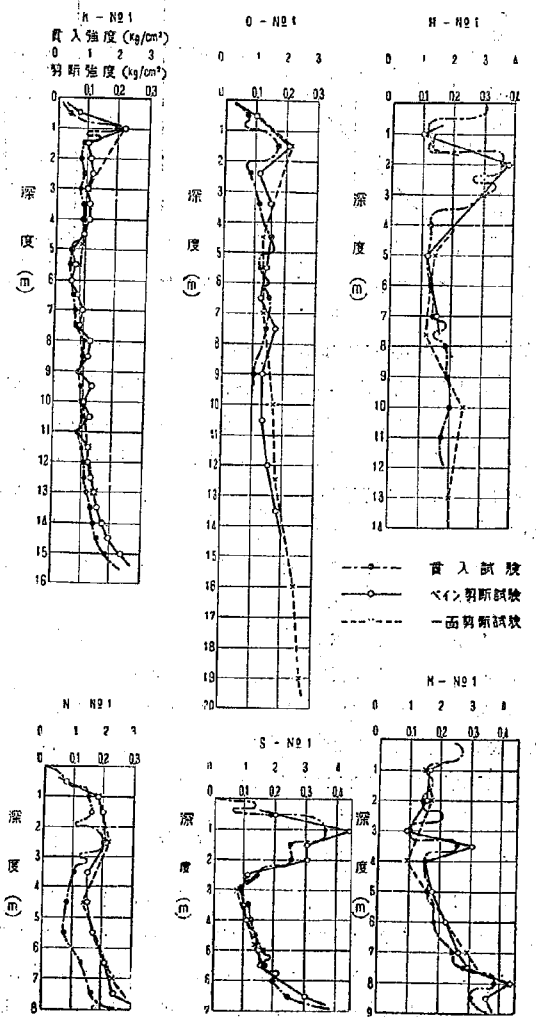
そこで以下に普通行われている剪断試験の結果とベイン剪断試験の結果とを比較してみる．

一面剪断試験の方法は自然状態の土となるべく一致した条件の下で剪断するため，剪断試験機のポーラーストンに代つて真鍮板を用い，間隙はすべてグリスで密封し，載荷および剪断時に起る間隙水の絞り出しを最少限にした．

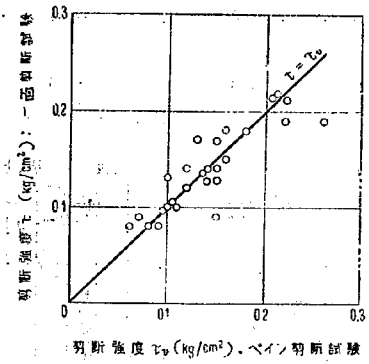
載荷と同時に剪断を始め約2mm/分の速度で剪断したが，試験前の試料厚さ11mmに対し，試験終了後には次のごとき圧縮量が認められた．

垂直圧力	土質	
	シルト質粘土質	泥炭質
0.51kg/cm²	約 0.4mm	約 1.8mm
1.02 〃	〃 0.6mm	〃 2.2mm
1.53 〃	〃 0.8mm	〃 2.6mm

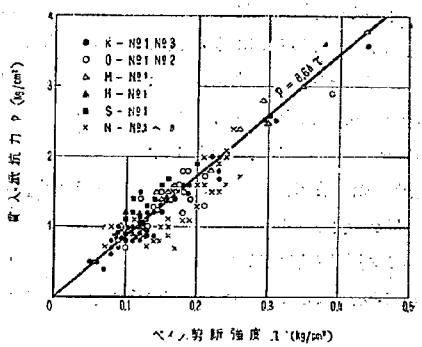
この程度の圧縮量はサンプリングから剪断試験までに起つた試料の膨



図—5　剪断強度の深度分布



図—6



図—7

脈量に相当していると思われるので，剪断時の試料は地下の自然状態の土とほとんど変化のないものと思われる．この試験の結果，表—2 に示した粘着力と内部摩擦角が求められたが，この値を用い計算より求めた前行荷重に相当する圧力に対する剪断強度を求めてこの値をその土の剪断強度とした．各調査ケ所の土について行なつた一面剪断試験，貫入試験，ベイン剪断試験から求めた土の剪断強度を深度別にとつて図—5に示す．

ベイン剪断試験と一面剪断試験から求めた剪断強度を比較してみると，図—6 の如くで極めてよく一致している．

貫入抵抗力とその土の剪断強度との相関性をしらべるため，図—7 の縦軸に貫入抵抗力，横軸にベイン剪断試験より求めた剪断強度をとつた．

この結果をみると相当のばらつきは認められるけれども貫入抵抗力 P とベイン剪断強度 τ との間には，平均的に云つて $P=8.64\tau$ の関係が認められるようである．

N-No 1 の泥炭質の土では一般に剪断強度と比較して貫入抵抗力は，相対的に小さくなつているから土の相関関係は土の性質によつても相当変化のあることも当然考えられる．これについてはさらに多くの試験を行つて系統的な結果を得るようにしなければならない．

VI 結　　び

1. ベイン剪断試験により測定された剪断強度は，一面剪断試験によつた剪断強度とよく一致していることが確かめられた．従つて不攪乱試料の採取とその試験が特に困難な軟弱地盤の調査にあたつて土の剪断強度を求める方法としてベイン剪断試験は極めて有効である．特に今回試作した押込み式ベイン剪断試験器を用いた場合には，少ない労力で迅速に調査を行うことができるから広い範囲にわたる軟弱地盤の調査に要する時間と費用を節約するためには極めて有効である．

しかしこの試験器においても十分緩速の剪断を一定の剪断速度で行えるようにする必要がある．

それと共に回転モーメントを与えることによつて起る回転軸の狭れおよび継手のしめ具合によつて起る．余分な回転のため正確な剪断歪量を測定し得ない点は速やかに改良しなければならない．

2.　貫入試験によつて測定された貫入抵抗力のもつ土質力学的な意味が明確になつていない点は，貫入試験の実施にとつて非常なマイナスであるが，数多くの土について試験を行うことにより貫入抵抗力と土の持つ性質とを直接結合させることは可能である．

特に地盤の全部について試験できるから成層状態のわずかの変化でも発見することができ他の試験と併用した時極めて有効である．

今回試作した貫入試験器はプレッシャーゲージに故障が多くこの点多くの不便を感じたが，これをさらに堅牢な構造に改良するならばベイン剪断試験とともに軟弱地盤調査の有効な手段となるだろう．

海岸堤防に関する研究（4）

——進行波の砕波限界——

建設技官　岸　　力

（昭和29年5月）

目　次

I　緒　　言……（1）
II　進行波の砕波限界……（1）
III　砕波点の尖鋭度と浅水度との関係……（4）
IV　砕波点における水深と波高との関係……（6）
V　結　　論……（7）

I　緒　　言

海岸堤防の設計波高を定めるには，堤防の前面水深に対して波が如何程の高さ迄高まり得るかを知る事が必要であるが，今までのところでは理論的にも実験的にも必ずしも満足し得る結果が得られていない．

最近 I.A.H.R（国際水理学会）の会議において，F. Suquet 及び A. Wallet の両氏が進行波並びに重複波の砕波限界に関して精細な実験結果を発表した．

その中重複波の砕波限界に関しては筆者が前の研究において[1] その理論的裏付けを行ったが，今回は進行波について $(ka)^3$ までの近似における計算を行い，実験結果と比較した．

II　進行波の砕波限界

Rayleigh の方法に従い，一定速度 C で伝播する波にそれと反対向きの流速 c なる流れを重ね合わせると，運動は波状の流れとなる．

x 軸を水平に，y 軸を垂直上向きに定め，x 軸は重ね合わせた流れの向きを正とする．

この定常運動の速度ポテンシャル ϕ 及び流れ函数 Ψ を佐藤博士の行った如く[2]

$$\left.\begin{aligned}\phi &= -cx + c\beta\cosh k(h+y)\sin kx \\ \Psi &= -cy + c\beta\sinh k(h+y)\cos kx\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(1)$$

こゝに　c=波　速，　$k=\frac{2\pi}{\lambda}$，　λ=波　長

とおく．

1）岸　　力　"海岸堤防に関する研究（2）" ——有限振幅の浅水重複波——
土木研究所報告 90号　昭和30年3月

2）佐藤　清一　"漂砂に関する研究（4）" ——浅水表面波について——
土木研究所報告 82号　昭和27年3月

流線 $\Psi=0$ は自由表面を，$\Psi=ch$ は底面をあらわす．$\Psi=0$ なる自由表面の形は[5]

$$\eta=\frac{1}{2}ka^2\coth kh+a\cos kx+\frac{1}{2}ka^2\coth kh\cos 2kx+\frac{1}{4}k^2a^3\left(\coth^2 kh+\frac{1}{2}\right)\cos 3kx+\cdots\cdots(2)$$

但し　$a=\beta\sinh kh\left\{1+\frac{3}{4}k^2\beta^2\left(1+\frac{3}{2}\sinh^2 kh\right)\right\}$ ……(3)

で与えられる．

又 $\Psi=ch'$ $(h'\leqq h)$ で与えられる流線の平均位置は

$$y=-h'+\frac{1}{2}kr^2\coth k(h-h') \quad\cdots\cdots(4)$$

で，その波形は

$$\eta'=\frac{1}{2}kr^2\coth k(h-h')+r\cos kx+\frac{1}{2}kr^2\coth k(h-h')\cos 2kx+\frac{1}{4}k^2r^3\left\{\coth^2 k(h-h')+\frac{1}{2}\right\}\cos 3kx+\cdots\cdots \quad\cdots\cdots(5)$$

で示される．[4] 但し（4）（5）式中の r は

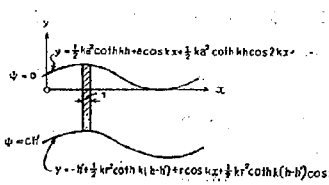
$$r=a\frac{\sinh k(h-h')}{\sinh kh} \quad\cdots\cdots(6)$$

をあらわす．

前述の如く，（1）で示される波形流は進行波に波速 c の流れを重ね合わせたものであるから，波形流の流速成分を (u,v) 進行波の流速成分を (U,V) であらわせば両者の関係は

$$U=-c+u \qquad V=v \quad\cdots\cdots(7)$$

となり，（7）から流体内の或る領域における波形流に依る運動量と一様な流れに依る運動量との差は進行波に依る運動量をあらわす事がわかり，これから進行波中の任意の点の流速を容易に計算する事ができる．



図—1

図—1 の如く $\Psi=0$ と $\Psi=ch'$ $(h'\leqq h)$ との間に，単位の長さの区間をとり，この中に含まれる運動量を考える．

波形流による運動量 m_w は

$$m_w=\int_{\Psi=ch'}^{\Psi=0}\rho u\,dy=-\rho\int_{\Psi=ch'}^{\Psi=0}\frac{\partial\Psi}{\partial y}dy=\rho ch'$$

但し　ρ=流体の密度

である．

3).4).　前脚註 2) 参照

一様速度 c なる流れに依る運動量は（2）及び（4）（5）を用い

$$\int_{y=-h'}^{y=\frac{1}{2}ka^2\coth kh+a\cos kx+\frac{1}{2}ka^2\coth kh\cos 2kx+\cdots\cdots}\rho c\,dy$$

$$=\rho ch'+\rho c(a-r)\cos kx+\rho ck\{a^2\coth kh-r^2\coth k(h-h')\}\cos^2 kx$$

$$+\frac{1}{4}\rho ck^2\left\{a^3\left(\coth^2 kh+\frac{1}{2}\right)-r^3\left(\coth^2 kh(h-h')+\frac{1}{2}\right)\right\}\cos 3kx+\cdots$$

となる．

c なる速度で伝播する進行波による運動量 $\mathfrak{M}_h'$ は，両者の差であらわされるから

$$\mathfrak{M}_h'=\rho c(a-r)\cos kx+\rho ck\{a^2\coth kh-r^2\coth k(h-h')\}\cos^2 kx$$

$$+\frac{1}{4}\rho ck^2\left\{a^3\left(\coth^2 kh+\frac{1}{2}\right)-r^3\left(\coth^2 k(h-h')+\frac{1}{2}\right)\right\}\cos 3kx+\cdots\cdots(8)$$

となり，（8）で $h'=h$ とおき1波長の間で積分すれば，進行波が1波長当りにもつ運動量 M は

$$M=\frac{1}{2}\rho ckha^2\coth kh\lambda=\pi\rho ca^2\coth kh\cdots\cdots(9)$$

となる．

任意の流線 $\Psi=ch'$ に沿う流速 U_h' を求めるには $\mathfrak{M}_h'$ を h' について微分し ρ で割ればよいから

$$U_h'=\frac{1}{\rho}\frac{\partial\mathfrak{M}_h'}{\partial h'}=cka\frac{\cosh k(h-h')}{\sinh kh}\cos kx+ck^2a^2\frac{\cosh 2k(h-h')}{\sinh^2 kh}\cos^2 kx$$

$$+ck^3a^3\frac{\cosh k(h-h')\left\{\cosh^2 k(h-h')+\frac{7}{2}\sinh^2 k(h-h')\right\}}{\sinh^3 kh}\cos 3kx+\cdots(10)$$

が得られる．表面における流速 U_0 を求めるには $h'=0$ とおけばよいから

$$U_0=cka\coth kh\cos kx+ck^2a^2(\coth^2 kh+1)\cos^2 kx$$

$$+ck^3a^3(\coth^3 kh+\frac{7}{2}\coth kh)\cos 3kx+\cdots\cdots(11)$$

となる．

U_0 の最大値は波頂において生じ，ここでは $\cos kx=1$ とおけばよいから

$$U_{0\max}=c\left\{ka\coth kh+k^2a^2(\coth^2 kh+1)+k^3a^3(\coth^3 kh+\frac{7}{2}\coth kh)\right\}+\cdots\cdots(12)$$

である．

波の高まり得る限界すなわち砕波限界では，流体速度と波速とは等しく，$U_{0\max}=c$ としうるから（12）から砕波限界は $(ka)^3$ までの近似において

$$ka\coth kh+k^2a^2(\coth^2 kh+1)+k^3a^3\left(\coth^3 kh+\frac{7}{2}\coth kh\right)=1\cdots\cdots(13)$$

で与えられる．

深水波における Michell の結果と比較するために上式で $kh\to\infty$ とすれば $\coth kh\to 1$ であるから

$$ka+2k^2a^2+\frac{9}{2}k^3a^3=1$$

となり，この解として $ka=0.400$ が得られる．

(12) から明らかな如く，半波高 A と a との関係は

$$A=a+\frac{1}{4}k^2a^3\left(\coth^2 kh+\frac{1}{2}\right)+\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(14)$$

であるから，深水限界波の値として $\coth kh=1$, $ka=0.400$ を代入すれば

$$A=1.06a$$

となり，従つて深水波の砕ける限界は

$$kA=1.06\,ka=0.424 \quad \text{あるいは} \quad \frac{2A}{\lambda}=0.135$$

で与えられる事となる．これは Michell の求めた結果 $2A/\lambda=0.143$ に極めて近く，従つて (13) なる砕波限界も充分の精度をもつと考えられる．

比較のために，佐藤博士，浜田博士の導いた砕波限界の式を記すとそれぞれ $(ka)^2$ までの近似において

$$ka\coth kh(1+\tanh^2 kh)+k^2a^2\left(\frac{3}{2}-\tanh^2 kh\right)=1\cdots\cdots\cdots(15)^{5)}$$

$$ka\coth kh+k^2a^2\coth^2 kh=1\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(16)^{6)}$$

であつて，深水の場合の ka の値はそれぞれ

$$ka=\sqrt{6}-2=0.4495$$

$$ka=0.62$$

となり，筆者の求めた値に比していずれも大きい．なお，浜田博士は (16) なる理論的に導かれた砕波限界が過大の ka を与える事から実験的に

$$\frac{2A}{\lambda}\coth kh=0.143$$

あるいは

$$kA\coth kh=0.449\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(17)^{7)}$$

なる関係を求めている．

III 砕波点における波の尖鋭度と浅水度との関係

(13) で与えられる砕波限界から，尖鋭度 $2A/\lambda$ と浅水度 H/λ との関係を求めよう．

5) 前脚註 2), 3), 4) 参照

6), 7) Tokuichi Hamada "Breakers and Beach Erosions", Report of Transportation Tech. Res. Ins., No. 1, Dec. 1951.

半波高 A と a との関係は (14) に示した通り

$$A=a+\frac{1}{4}k^2a^3\left(\coth^2 kh+\frac{1}{2}\right)+\cdots\cdots$$

であつて，水深 H と h との関係は（2）から明らかな如く

$$H=h+\frac{1}{2}ka^2\coth kh \quad\cdots\cdots(18)$$

である．

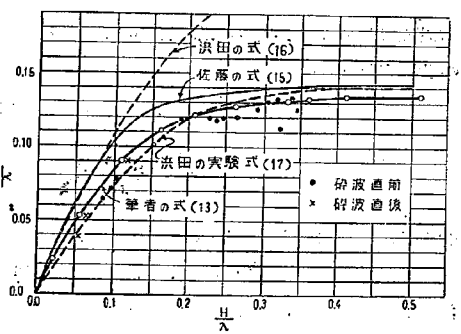
そこで (13) において kh を与えて ka を求め上式に代入すれば $2A/\lambda$ と H/λ との関係を定める事ができる．計算結果を次表に示す．

表—1

h/λ	0.02	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50
kh	0.126	0.314	0.628	0.943	1.257	1.571	1.885	2.199	2.513	3.142
ka	0.0673	0.158	0.266	0.329	0.360	0.375	0.387	0.393	0.395	0.400
kA	0.0722	0.169	0.284	0.315	0.382	0.397	0.410	0.417	0.419	0.424
kH	0.144	0.355	0.692	1.016	1.333	1.647	1.963	2.278	2.592	3.222
$2A/\lambda$	0.0230	0.054	0.090	0.111	0.122	0.126	0.131	0.133	0.133	0.135
H/λ	0.0229	0.0565	0.110	0.162	0.212	0.262	0.313	0.363	0.418	0.513

表—2

砕波直前				砕波直後	
H/λ	$2A/\lambda$	H/λ	$2A/\lambda$	H/λ	$2A/\lambda$
0.345	0.125	0.238	0.118	0.119	0.088
0.336	0.133	0.229	0.119	0.065	0.052
0.321	0.122	0.190	0.118	0.055	0.039
0.317	0.132	0.152	0.101		
0.305	0.130	0.105	0.077		
0.290	0.125	0.097	0.071		
0.265	0.120	0.086	0.064		
0.246	0.119				



図—2

F. Suquet 及び A. Wallet[8] は砕波限界に関する実験を行つた．表—2 にその代表的な実測値を示す．表—1 及び表—2 の値を図示すると図—2 の如くで，筆者の理論値は実測値とよく一致している事がわかる．又図には浜田博士の示した実験式 (17) もプロットしたが，H/λ の小さい値では理論値より小さな $2A/\lambda$ を与え，H/λ が大きくなれば $2A/\lambda$ は逆に理論値より大きくなる傾向をもつているが，実用的には (17) を用いても差支えないと思われる．又佐藤博士の理論式 (15) は H/λ の小さいところで過大の $2A/\lambda$ を与え，又浜田博士の理論式 (16) は H/λ の小さいと

8） F. Suquet and A. Wallet "Basic Experimental Weve Research", Proceedings Mincsota International Hydraulic Convention. Sep. 1953.

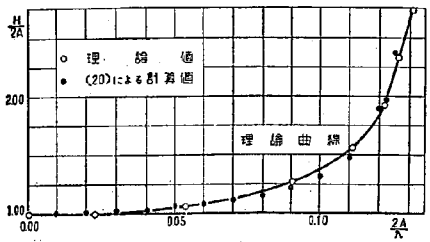
ころで佐藤博士の式と同一傾向をとるが H/λ の大きいところでは著しく過大の $2A/\lambda$ を与える．

IV　砕波点における水深と波高との関係

表—1 から $H/2A$ と $2A/\lambda$ との関係を求めると表—3 の如くなりこれを図示すれば図—3 が得られる．

表—3

$2A/\lambda$	0.023	0.054	0.090	0.111	0.122	0.126	0.131	0.133	0.133	0.135
$H/2A$	0.996	1.050	1.217	1.452	1.744	2.074	2.395	2.732	3.033	3.799



図—3

水深が極めて浅い場合には表—3 及び図—2 を参照すれば $H/2A \fallingdotseq 1$ と推定される．この場合には (13) から $ka \to 0$ となる事明らかであるから

$$\frac{2A}{\lambda} \to 0$$

のとき

$$\frac{H}{2A} \to 1 \cdots\cdots\cdots\cdots (19)$$

と考えてよいであろう．この関係を利用して図—3 の曲線を近似式であらわせば，最も多くあらわれる H/λ の範囲すなわち

$$\frac{H}{\lambda} \leqq 0.26 \left(\text{あるいは} \frac{2A}{\lambda} \leqq 0.125 \right) \text{では}$$

$$\frac{H}{2A} = 0.911 + \frac{0.012}{0.135 - \frac{2A}{\lambda}} \cdots\cdots\cdots\cdots (20)$$

が得られ，図—3 に (20) による計算値も比較のためにプロットしてある．

次に (20) を用い，佐藤博士の方法に倣つて，水深 H なる地点で観測された波高 $2A$，波長 λ の波が岸の如何なる水深で砕けるかを計算してみよう．

それには，この波が水深 H' の地点に進んだ時の波高 $2A'$，波長 λ' はそれぞれ，エネルギー恒存の性質から微小振幅理論に基づいて，次式で見積られると考える．

すなわち

$$\frac{\lambda'}{\lambda} = \left(\frac{H'}{H} \right)^{2/4} \cdots\cdots\cdots\cdots (21)$$

$$\frac{2A'}{2A} = \left(\frac{H}{H'} \right)^{1/4} \cdots\cdots\cdots\cdots (22)$$

$$\frac{2A'}{\lambda'} = \frac{2A}{\lambda} \left(\frac{H}{H'} \right)^{3/4} \cdots\cdots\cdots\cdots (23)$$

(21) ～ (23) は有限振幅理論に基づく厳密な計算にくらべ，λ'はやゝ小さく，波高はやゝ大きくなり，従つて$\frac{2A'}{\lambda'}$も大きくなるが，計算を簡単にするために採用した．

(21) ～ (23) の $2A'$ 及び H' をそれぞれ砕波点の値と考え，(20) に代入し H' を改めて H_b とかけば，砕波水深の算定式として，

$$0.911\frac{2A}{\lambda}\left(\frac{H}{H_b}\right)-\frac{H_b}{\lambda}\left(\frac{H}{H_b}\right)^{3/4}-0.135\left(\frac{H}{H_b}\right)^{1/4}+0.135\frac{H_b}{2A}=0 \cdots(24)$$

が得られる．

表—4

	実験 1 $T=0.834$ sec	実験 2 $T=1.10$ sec
H(cm)	25	25
l(cm)	99.7	147.3
$2A$(cm)	5.75	4.04
$2A/l$	0.0575	0.0271
H_b(実測：cm)	8.50	5.08
H_b(計算：cm)	8.50	5.90

(21)～(23) は前述の如き性質があるから，(24)から求められる H_b はやゝ大きすぎる事となろう．この点を考慮に入れて (24) を次の如くおき換えてみた．

$$\frac{2A}{\lambda}\left(\frac{H}{H_b}\right)-\frac{H_b}{\lambda}\left(\frac{H}{H_b}\right)^{3/4}-0.13\left(\frac{H}{H_b}\right)^{1/4}+0.13\frac{H_b}{2A}=0 \cdots\cdots(25)$$

(25) を調べるため，勾配 1/9 の水槽で実験を行い，表—4 の結果を得た．

上表に見る通り，(25) は実用上充分な精度をもつと云えよう．

V 結　　論

進行波の砕波限界に関しては，今まで，必ずしも満足し得る結果が得られていなかつたので，運動量の計算から波頂における流速を求め，砕波限界を理論的にしらべてみた．

(1) 自由表面に沿う流速 U_o は

$$U_o=ck a\coth kh\cos kx+ck^2a^2(\coth^2 kh+1)\cos^2 kx$$
$$+ck^3a^3\left(\coth^3 kh+\frac{7}{2}\coth kh\right)\cos^3 kx+\cdots\cdots\cdots$$

であらわされ，波頂における値 $U_{o\max}$ は

$$U_{o\max}=ck a\coth kh+ck^2a^2(\coth^2 kh+1)+ck^3a^3\left(\coth^3 kh+\frac{7}{2}\coth kh\right)+\cdots\cdots$$

となるから

(2) 砕波限界は $(ka)^3$ までの近似において

$$ka\coth kh+k^2a^2(\coth^2 kh+1)+k^3a^3\left(\coth^3 kh+\frac{7}{2}\coth kh\right)=1$$

で与えられる．

(3) これから計算される限界尖鋭度は深水の場合

$$\frac{2A}{\lambda}=0.135$$

となり，Michell の計算した $2A/\lambda=0.143$ よりやゝ小さい．

(4) 更に上式から $2A/\lambda$ と H/λ との関係を求め表—1 及び 図—2 に示した．この関係は F. Suquet 及び A. Wallet の実験結果とよく一致する．

(5) 次に砕波点における水深と波高との比 $H/2A$ を計算し表—3 及び図—3 に示した．これを近似式であらわすと

$$\frac{H}{\lambda}\leqq 0.26\left(\text{あるいは}\ \frac{2A}{\lambda}\leqq 0.125\right)\text{では}$$

$$\frac{H}{2A}=0.911+\frac{0.012}{0.135-\dfrac{2A}{\lambda}}$$

となる．但し上式を求めるに当り，表—3 及び図—2 を参照して

$$\frac{2A}{\lambda}\to 0\quad\text{のとき}\quad\frac{H}{2A}\to 1$$

と推定した．

(6) 水深 H の所で観測された波高 $2A$，波長 λ の波が岸に進んで砕ける水深 H_b の算定式として

$$\frac{2A}{\lambda}\left(\frac{H}{H_b}\right)-\frac{H_b}{\lambda}\left(\frac{H}{H_b}\right)^{3/4}-0.13\left(\frac{H}{H_b}\right)^{1/4}+0.13\frac{H_b}{2A}=0$$

を導き，筆者の実験値と比較したところ，上式が実用的には充分の精度をもつ事が確かめられた．

米白橋（合成桁）に関する実験的研究

建設技官　田　原　保　二
建設技官　沓　掛　哲　男

（昭和29年10月）

目　次

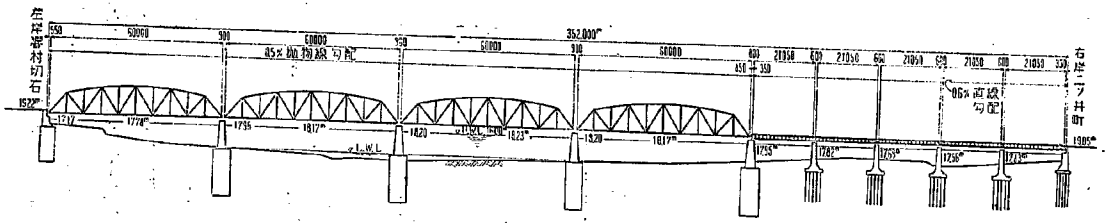
I 前　書　き……（1）
II 実験の目的……（3）
III 架設及び実験計画……（3）
〔1〕支持杭の許容沈下量……（3）
〔2〕支持杭の〔荷重—沈下〕及び圧密沈下試験……（4）
〔3〕実験日程……（5）
IV 測定結果及び考察……（6）
〔1〕床版打ち前すなわち鈑桁のみの荷重試験……（6）
〔2〕床版打ちの際における応力，撓み……（7）
〔3〕床版打ち後中間支持取外し前までの応力，撓み……（8）
〔4〕中間支持取外し時の応力，撓み……（12）
〔5〕死荷重合成に対する考察……（13）
〔6〕活荷重試験……（14）
V．本実験の目的とした諸項目に対する結論……（20）
VI むすび……（21）
附　録　対傾構，床版の荷重分布作用について
〔1〕緒　　言……（22）
〔2〕公式の誘導……（22）
〔3〕数値計算……（27）
〔4〕横桁（対傾構）のみの荷重分布作用を考慮した場合……（34）
〔5〕床版のみの荷重分布作用を考慮した場合……（35）
〔6〕横桁と床版，横桁のみ，床版のみ，を考慮した場合の荷重分布作用の比較……（36）

I 前　書　き

米白橋は秋田県山本郡二ツ井町において，米代川を横断する国道7号線に架せられた橋梁であつて，従来は木橋で数次の水害のため流失の災にあいながら，土地柄その都度木橋をもつて復旧していた．

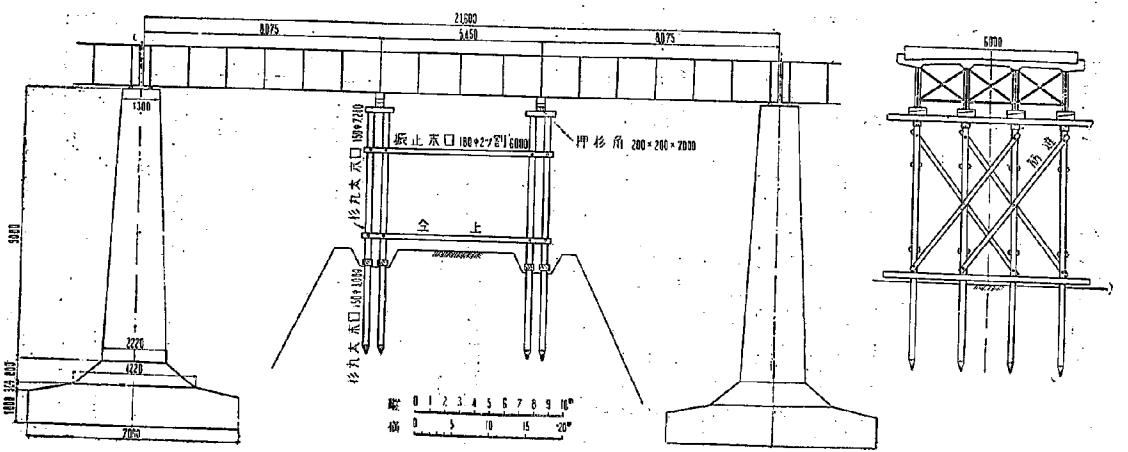
たまたま昭和28年度より国道改良工事の実施と共に木橋を永久橋として面目を一新すべく着工された．

その一般図は図—1の通りであつて，本実験の対象となるのは右岸の側径間部に架る支間21.05mの径間であつて，活荷重と死荷重の一部に対して合成作用が適用される．半死荷重合成桁として設計されたものである．



352,000
60000
60000
60000
60000
21050
21050
21050
21050
21050
21050
21050
21050
1522
1905

図 — 1



21600
8075
5450
8075
1300
9000
2220
4220
7000
振止木口 180φ2ツ割 6000
押杉角 200×200×7000
杉丸太木口 150φ2210
杉丸太木口 150φ1000
仝上
6000
筋違
縦 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10
横 0 5 10 15 20

図 — 2

又この設計は東北地方建計局よりの依頼により，建設省土木研究所が担当したものである．

II　実験の目的

従来用いられていなかつた，主桁方向の鉄筋コンクリート床版の負担作用を考慮した合成桁は，溶接桁の使用とあいまつて経済の点からも剛性の点からみても，頗る優秀である事は既に周知の事実であるが，次に述べる合成桁の特質としての諸問題は，いずれも模型実験の域を脱せず今後益々用いられる趨勢にある現状として，実際架設されるものに対しての解明が必要となり行われたのである．

1) 中間支持を用うる事により死荷重に合成作用を適用できるか．
2) プレストレスを加える事の良否．
3) 床版の有効幅の問題．
4) 測定値と理論値の比較．
5) クリープ，硬化収縮，温度差応力．
6) ずべルの問題．

III　架設及び実験計画

本合成桁は床版打ち後，コンクリートが所要の許容応力に達し，支保工取外しを行う迄のやむを得ない種々の沈下量を予測し，死荷重（舗装，高欄を含む）の$\frac{2}{3}$に合成作用を適用し，残りの$\frac{1}{3}$は合成されないものとして設計されたのであるから，この条件を満たすような中間支持が必要である．

諸設の条件から図—2 のように両支点から 7.80 m の 2 点支持を採用する事にした．

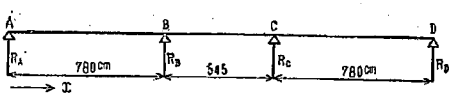
〔1〕 支持杭の許容沈下量

鈑桁一本に作用する荷重（床版のみを打つた場合）

鈑桁に依るもの	210 kg/m
型枠に依るもの	36 kg/m
床版に依るもの	612 kg/m
	W=858 kg/m
	≒860 kg/m
	=8.6 kg/cm

W=860 kg/m，断面二次モーメント，I=3.9×10⁵cm⁴

（中央部と端部では I が異なるから換算断面二次モーメントを使用する．）



A・D 点は沈下せず B・C 点が同一量 δ cm の沈下をする場合を考慮する．

W=860 kg/m　　I=3.9×10⁵cm⁴

$$2(780+545)M_b+545M_c=-\frac{6}{780}\times\frac{1}{24}\times8.6\times780^4-\frac{6}{545}\times\frac{1}{24}$$

$$\times8.6\times545^4+6\times2.1\times10^3\times3.9\times10^5\frac{\delta}{780}$$

$M_b=M_c$ であるから

$$M_b=-42.8\times10^4+197\times10^4\delta$$

$\delta=0$ $\quad M_b=-42.8\times10^4$ (kg-cm)

$R_a=2800$ kg

$R_b=6260$ kg

$\therefore$ $x=300$cm $M_3=2800\times300-\frac{8.6\times300^2}{2}=453000$ (kg-cm)

$x=600$cm $M_{6.0}=2800\times600-\frac{8.6\times600^2}{2}=132000$ (kg-cm)

$x=1052.5$ cm $M_{10.5}=2800\times1052.5+6260\times272.5-\frac{8.6\times10525}{2}$

$=-114000$ (kg-cm)

$\delta=1$ cm $\quad M_b=154.2\times10^4$ kg-cm

$R_a=5330$ kg

$R_b=3730$ kg

$\therefore$ $x=300$cm $M_3=5330\times300-\frac{8.6\times300^2}{2}=12.13\times10^5$ (kg-cm)

$x=600$cm $M_6=5330\times600-\frac{8.6\times600^2}{2}=16.52\times10^5$ (kg-cm)

$x=1052.5$ $M_{10.5}=5330\times1052.5+3730\times272.5-\frac{8.6\times1052.5^2}{2}$

$=18.6\times10^5$ (kg-cm)

死荷重（舗装を含む）の$\frac{1}{3}$によって桁中央断面に生ずるモーメントは $M\frac{1}{3}d=19\times10^5$ kg—cm であるから中間支持杭の許容沈下量 $\eta_a=1.0$ cm と決める．

これを図示すると図—3 のようになる．

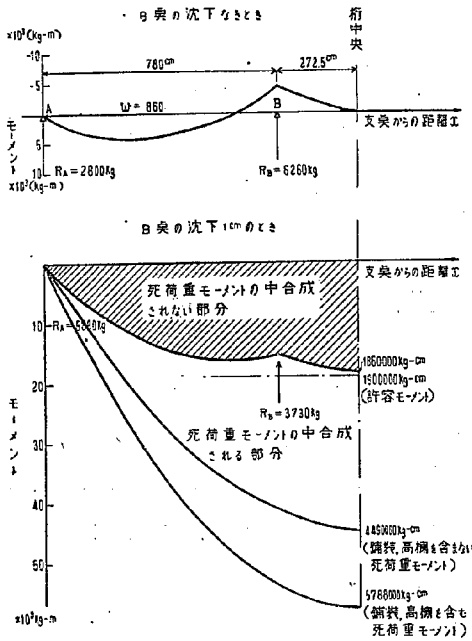
〔2〕 支持杭の〔荷重—沈下〕及び圧密沈下試験

中間支持の基礎には杭を用うる事にしたので，予めこの杭打基礎の耐荷力を知るため東北地建秋田工事々務所米白橋出張所で現場の最も地盤の悪そうな箇所で，杭の〔荷重—沈下〕及び圧密沈下試験を行った．

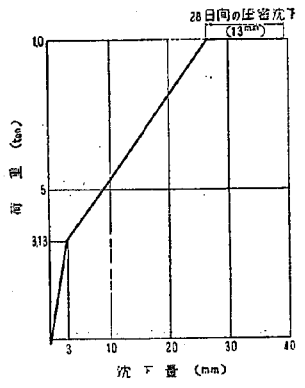
架設に際しては，図—2 に示したように 8 ケ所で鈑桁を支持し，1 ケ所につき 2 本の杭を用うる事にしたので，杭 1 本に作用する荷重は支持点 B，C の沈下 0 なるとき最大で $P_{max}=\frac{6260}{2}=3130$ kg B.C が一様に 1cm 沈下した場合 $P_{min}=\frac{3730}{2}=1865$ kg である．

試験は3本の杭を正三角形に並べ，これに古レールを載荷して行った．3本の杭の平均値は図—4 のようになる．

これから床版を打つた場合の沈下量を求めると，d_1=3 mm 及び28日間の圧密沈下量 $d_2=-\frac{13}{10}=4.1$mm が得られる．すなわち支持杭に P_{max}=3130 kg が載荷された場合，全沈下量 d=7.1 mm が予定されるわけである．



図—3　Dead Load に依る Momente Diagram



図—4　支持杭の〔荷重-沈下〕及び圧密沈下

〔3〕 実験日程

床版内及びデベル全面におけるコンクリートの応力分布を求めるため，埋込ゲージ 18 ケを土木研究所において作成した．

7月4日　中間支持，型枠，配筋その他床版打ちに必要な諸準備の完了．

7月5日　端部デベルの斜鉄筋に SR—4 を貼布しアラルライトでコートする．

7月6日　アラルライトでコートした SR—4 を更にアスファルトで防水を行う．

鈑桁のみの荷重試験

7月7日　床版打ちの際における応力，撓み測定，同時に埋込ゲージを所定の位置に埋込む．

7月8日～8月3日　床版打ち後，中間支持取外し前迄中間支持の沈下量，及びそれにともなう応力の測定

8月4日　中間支持の取外し，それにともなう撓み応力の測定．

8月5日　活荷重試験．

8月5日～8月7日　Creep 量の測定．

IV 測定結果及び考察

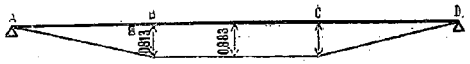
〔1〕 床状打ち前すなわち鈑桁のみの荷重試験

鈑桁を床版打ちに際し所定の状態に保持するため，中間支持8ケ所に各々1ケの目盛りつき Oil jack を必要としたのでこの Oil jack によつて試験を行つた．

中間支持点は少なくも両端支点と同一レベルにある事が望ましく，許容撓みはこの点を基準としたものである．主桁1本に作用する 1m 当りの荷重

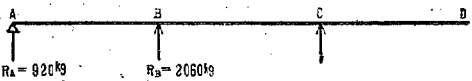
鈑桁に依るもの		210 kg/m
鉄筋	〃	37 〃
型枠	〃	36 〃
		W=283 kg/m

B,C 点の支持なき場合の B,C 点の沈下量 η_1=0.813 cm



図—5

B,C 点を A,D 点と同一レベルに置くに必要な反力は図—6 の様で



図—6

かつ A,D 点の check plate が負担できる負の反力は，計算上約 1.5 ton であるので，B,C 点に加え得る許容最大反力は(920+2060+1500)≒4500 kg この問題及び設計応力を考慮して，床版打ち前に中間支持 B,C 点に 4 ton の反力を加える事に決めた．

B.C 点に 4 ton の反力を加えた場合の撓み応力は表—1 のようである．

表—1

	撓み mm						応力 kg/cm²					
測定箇所	1	2	3	4	5	6	−1	0	1	2	3	4
理論値	−15.8	−15.8	−17.2	−17.2	−15.8	−15.8	−288	−288	−390	−390	−390	−390
実測値	−13.2	−13.2	−14.4	−14.2	−13.3	−13.0	−182		−248	−256	−243	−255
実測値/理論値	0.83	0.83	0.84	0.83	0.84	0.82	0.64		0.63	0.66	0.62	0.65

撓みの平均 実測値/理論値 は 0.83 であるのに対し応力の方は 0.64 である．これは上フランヂにあるヂベルに依る影響と思われる．

次に 4 ton の反力を加えたまゝ 6 時間放置して撓み応力の変化を測定し，再び減少した反力を 4 ton に直し，12 時間放置し前と同様の測定を行い表—2 の結果を得た．

表—2　$\left(\text{変化百分率}=\frac{\text{変化量}}{\text{表—1 の実測値}}\right)$

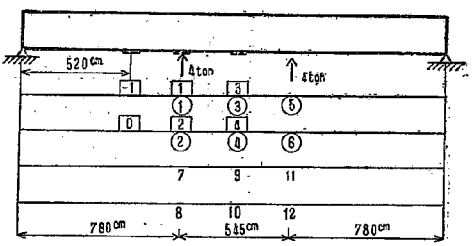
	撓みの変化量 (mm)						応力の変化量 kg/cm²					
測定箇所	1	2	3	4	5	6	−1	0	1	2	3	4
第1回 6時間放置	5.4mm	5.0	5.2	5.3	5.1	5.1	66		116	100	95	93
変化百分率	0.41	0.37	0.36	0.37	0.38	0.39	0.36		0.47	0.39	0.39	0.37
第2回 12時間放置	1.9mm	2.0	2.0	2.1	2.3	2.2	18		30	32	25	20
変化百分率	0.14	0.15	0.14	0.15	0.17	0.17	0.10		0.12	0.12	0.10	0.08

表—2 から明らかなように第一回目の方が第二回目に較べ遙かに大きな変化量を示しているこれがら中間支持の沈下は支持杭自体の変形，各格点のガタのなじみ及び変形，支持杭の圧密沈下 Oil jack の油漏れ等によるものであるから，一度荷重を加える事によりこれらを充分 Setting させ得る事がうかゞえる．

〔2〕 床版打ちの際における応力，撓み

床版打ちは，午前8時から桁の左岸よりの支点上から始め午後3時 40 分完了した．撓み，応力の測定箇所は前の鈑桁荷重試験の場合と同様である．（図—7 参照）

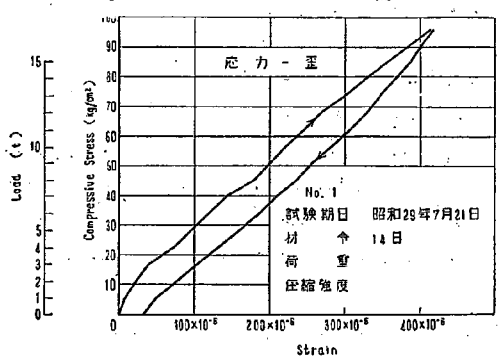
〔2〕で予想したより可成り大きい沈下量を示したのは，支持杭の耐荷力試験は単杭として行ったのに対し，実際の支持杭は図—2 から見られるように2本の鈑桁の1ケ所を支えるように接近して配置されたので完全な単杭としてではなく，幾分群杭として作用した事及びコンクリート打ちの際の衝撃等によるものと思われる．



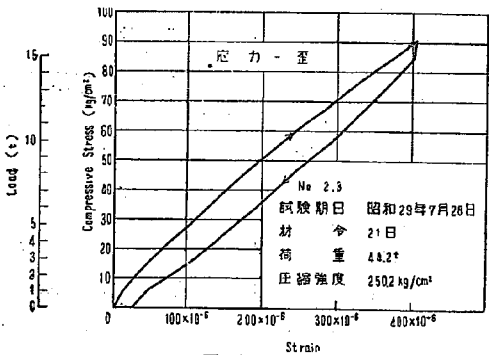
○ 撓み測定箇所　□ 応力測定箇所（下フランヂ）

図—7

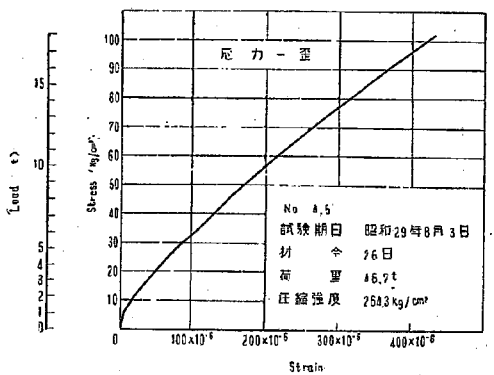
コンクリート打ち中，6ケの test piece



図—8



図—9



図—10

をとり東北大学土木教室において Age 14. 21. 26 におけるヤング率及び破壊強度試験を行つた．その結果は図—8, 9, 10 のようである．

〔3〕 床版打ち後中間支持取外し前までの応力，撓み

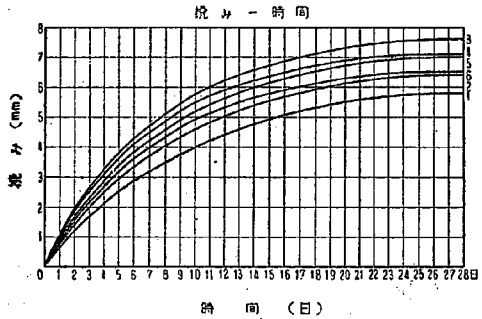
床版打ち後，中間支持取外し前までの 28 日間における測点 1, 2, 3, 4, 5, 6, の撓み変化，及び測点 2, 4, の応力変化は図—11, 12 のようである．

今鈑桁のみで荷重を負担していると仮定した場合図—11 の撓みに応ずる測点 2, 4, の応力は σ_2=115kg/cm² σ_4=120 kg/cm² である事が予測されるし (11頁参照)

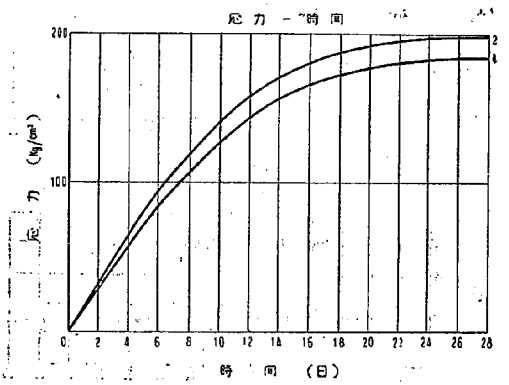
もし合成桁として考えるときは σ_2=328 kg/cm² σ_4=342 kg/cm² (11頁参照) である事が予測されるしかるに実測はその中間の値

σ_2=198　σ_4=184 を示している．

これは中間支持取外し前にも，すでに合成桁として一部作用している事を示すものである．次にこの問題を



図—11



図—12

取扱ってみよう．

今中間支持が η (cm) なる沈下をした場合，中間支持点，桁中央に生ずるモーメントを M_L, M_D とすると

$$M_L=M_D=197\times10^4\eta \ (\text{kg-cm})$$

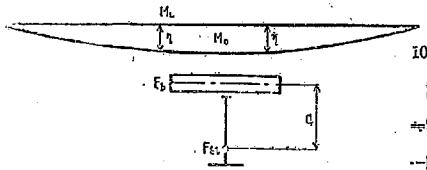
となる．(III〔1〕の M_b 参照)

コンクリートのヤング率が E_{bt} なる時，鈑板が負担するモーメント M_{st} は次式で現わされる．

$$M_{st}=\frac{J_{st}}{J_o}M_o=\frac{J_{st}}{J_o}\cdot197\times10^4\eta$$

$$J_c=J_{ct}+\frac{1}{n}J_b+\frac{a^2F_{st}\frac{1}{n}F_b}{F_v}$$

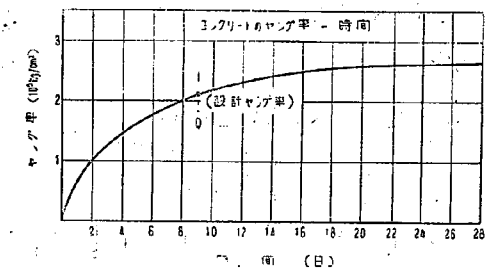
$$F_v=F_{st}+\frac{1}{n}F_b \qquad n=\frac{E_s}{E_{bt}}$$



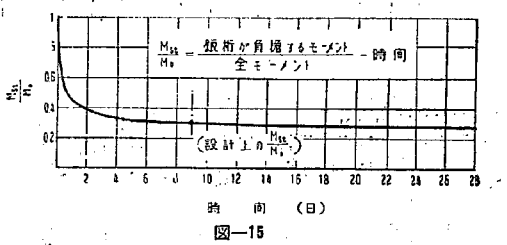
図—13

コンクリートのヤング率と時間の関係を図 8—9—10 から求めると図—14 のようである．

設計のヤング率 $E_b=210000\,kg/cm^2$ がでるのは age ≒9日である．之を用いて（鈑桁の負担するモーメント／全モーメント—時間）曲線を求めると図—15が得られる．これから age≒3日後は殆んど完全なる合成桁として作用している事がわかる．従つて床版打ち後，中間支持取外しまでの沈下量の中，age 3日後のものは合成桁に作用した事になるわけである．



図—14



図—15

測点 1, 2, 5; 6 及び 2, 4, の各々の平均値 η^L, η^0 についてこの値を求めると

3日迄の沈下量	$\eta^L_3=0.2$ mm $\eta^0_3=0.25$ mm	……鈑桁のみで負担
3日から 28 日迄の沈下量	$\eta^L_{3-28}=0.45$ mm $\eta^0_{3-28}=0.50$ mm	……合成桁として負担

すなわちこの期間における中間支持の沈下にともなうモーメントの 70％は合成された事になる．しかしコンクリートの材令の若いためにおきる大きなクリープと，硬化，乾燥収縮のためにこの％は可成り減少させられる．クリープや，硬化，乾燥収縮の計算法については別の機会に譲りこの場合は取扱う係数が不明であり，かつ計算も煩雑で精度が期しがたいので省略し，次に述べる応力，撓みの関係がらこの値の大略を推定するにとどめたい．

この期間における測点 2.4 の応力の変化は $\sigma_2=198\,kg/cm^2$, $\sigma_4=184\,kg/cm^2$ である．（図—12 参照）これ

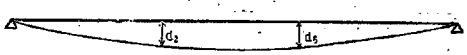
は測点 2. 6 の沈下量の α が鈑桁のみにより，残りの $(1-\alpha)$ が合成桁により負担されるとし，かつ鈑桁のみの場合の

$$\beta=\frac{\text{応力の}\dfrac{\text{実測値}}{\text{理論値}}}{\text{撓みの}\dfrac{\text{実測値}}{\text{理論値}}}=\frac{0.64}{0.83}=0.77 \quad \text{（表—1 参照）}$$

及び合成桁の場合の

$$\beta=1.05 \quad \text{（表—9, 10 参照）}$$

を考慮すると次のようになる．測点 2, 6, の沈下 d_2, d_6 による測点 2, 4, 6 のモーメントの変化量を M_2 M_4, M_6 とする．



鈑桁のみの　$I=3.9\times10^5\ \text{cm}^4$

合成桁の　$I=13\ \times10^5\ \text{cm}^4$

$$2(780+545)M_2+545M_6=+6\times2.1\times10^6\times I\left(\frac{d_2}{780}-\frac{d_6-d_2}{545}\right)$$

$$545M_2+2(545+780)M_6=+6\times2.1\times10^6\times I\left(\frac{d_6-d_2}{545}-\frac{-d_6}{780}\right)$$

$$M_2=(17.37\,d_2-12.31\,d_6)I$$

$$M_6=(17.37\,d_6-12.31\,d_2)I$$

$d_2\fallingdotseq d_6$ の時

$$M_4\fallingdotseq\frac{M_2+M_6}{2}=2.53\ (d_2+d_6)I$$

$\alpha=1$（桁鈑のみで荷重負担）

測点 2 の応力　$\sigma_2=\dfrac{(17.37\times0.64-12.31\times0.65)\times3.9\times10^5}{7989}\times0.76=115$

〃 4 の 〃　$\sigma_4=\dfrac{2.53(0.64+0.65)\times3.9\times10^5}{7989}\times0.76=120$

$\alpha=0$（合成桁として全荷重負担）

測点 2 の応力　$\sigma_2=\dfrac{(17.37\times0.64-12.31\times0.65)\times13\times10^5}{12910}\times1.05=328$

〃 4 の 〃　$\sigma_4=\dfrac{2.53(0.64+0.65)\times13\times10^5}{12910}\times1.05=342$

$\sigma_2=198\ \text{kg/cm}^2$ に相当する α は

$$198=115\alpha+328\,(1-\alpha)$$

$$\therefore\quad \alpha=0.61$$

σ_4=184 kg/cm² に相当する α は

$$184=120\alpha+342\,(1-\alpha)$$

$$\therefore\quad \alpha=0.7$$

これから沈下量の約 35％に相当する部分が合成された事がうかがえる．

以上をまとめると表—3 のようになる．

表—3

	1	2	3	4	5
	鈑桁のみで負担	全荷重が合成桁に作用	クリープ硬化，乾燥収縮による応力減少なき場合	クリープ硬化，乾燥収縮による応力減少ある場合	クリープ硬化，乾燥収縮による応力減少値
合成桁として作用する ％	0	100	約 70%	約 35%	
測点 2	115(kg/cm²)	328	265	198	67
〃 4	120(kg/cm²)	342	276	184	92
算定基準	沈下量測定値と表—1 とを用いての計算値	沈下量測定値と表—9.10. を用いての計算値	コンクリートのヤング率—時間，中間支持沈下量—時間の関係より求める	実測値	(3)—(4)

上フランヂについても測定が行えたら，この種計算に対しもつと高精度の値が得られたのだが，この養生期間中測定器を電磁石でつけておく事が難しく，行ない得なかつた事は甚だ残念であつた．

〔4〕 中間支持取外し時の応力、撓み

中間支持を取外した時の撓み，応力の変化は表—4 のようである．測定箇所については図—7 参照

表—4 2′, 4′：測点 2, 4 の上フランヂ

	撓み (mm)						応力 (kg/cm²)							
測定箇所	1	2	3	4	5	6	−1	0	1	2	3	4	2′	4′
実測値	2.1	2.0	2.1	2.3	2.2	1.9	80		106	100	110	95	−15	−13

次に中間支持取外し時の撓み，応力のみが合成されたとしてその合成百分率を求めてみよう．

中間支持を使用せず，全荷重を鈑桁のみで及び合成断面で負担した場合の測点2,4の撓み，応力の理論値及びその最尤理論値は表—5 のようである．

表—5

		撓み		応力	
測定箇所		2	4	2	4
鈑桁のみで負担	理論値	24.7 mm	26.8	556 kg/cm²	596
	最尤理論値	20.5	22.3	351	376
合成断面で負担	理論値	7.4	80.8	344	368
	最尤理論値	5.4	5.8	254	272

（最尤理論値とは，理論値に他の荷重試験から求めた$\frac{\text{測定値}}{\text{理論値}}$を乗じたものである．）

今作用している荷重と舗装，高欄等を含む全死荷重との比 $r=\frac{660}{1110}=0.78$ を考慮すると表—4，5 の使用により今作用している荷重及び全死荷重（この場合，舗装，高欄による荷重は合成されるものとす）の合成百分率は表—6 のようになる．

表—6

	撓み		応力	
測点	2	4	2	4
今作用している荷重に対する合成百分率	37%	40%	40%	35%
全死荷重に対する合成百分率	51	53	53	50

中間支持取外し前迄は，合成作用が適用されないと仮定すると全死荷重の約 50% が合成され，約 50% が鈑桁のみによつて負担された事になるが，〔3〕において述べたように中間支持取外し前でも合成作用は適用されるのであつて，この合成百分率は可成り上昇するのである．

この事については次の死荷重合成に対する考察で詳論しよう．

〔5〕 死荷重合成に対する考察

鈑桁架設後から中間支持取外し迄の各点の撓み応力は表—7 のようである．

表—7

測点 / 測定条件	撓み (mm) 1	2	3	4	5	6	応力 kg/cm² 2	4	算定基準
中間支持なし，鈑桁，鉄筋，型枠による	8.13	8.13	8.83	8.83	8.13	8.13	183	196	理論値
上の場合の最尤理論値（以下の計算にはこの最尤理論値を用うる）	6.8	6.8	7.4	7.4	6.8	6.8	115	124	表—1 と理論値
支点より7.8mの位置に4tonの反力を加えた時	−13.0	−13.2	−14.4	−14.2	−13.4	−13.0	−256	−255	実測値
床版打ちはじめから終了迄	8.5	8.3	9.4	9.3	8.5	8.6	145	170	〃
床版打ち終了後から中間支持取外し前まで	5.8	6.4	7.6	7.1	7.0	6.5	198	184	〃
小計	8.1	8.3	10.0	9.6	8.9	8.9	202	223	
中間支持取外しによる	2.1	2.0	2.1	2.3	2.2	1.9	100	95	実測値
合計	10.2	10.3	12.1	11.9	11.1	10.8	302	318	

中間支持取外し前迄の許容撓みは 1 cm で，測点 1，2，5，6 の撓みはこれ以下である．

又測点 2，4 の応力についてみると中間支持取外し前迄の許容応力（合成作用がないとした場合）は

$\sigma=1860000/7989=233$ kg/cm²（図—3 参照）で実測値はこれ以下である．

この許容撓み，応力の決定に当つては中間支持取外し前迄は合成作用が適用されないとの仮定のもとに決めたので，実際には床版打ち終了後から中間支持取外し前迄の部分にも，可成り合成作用があるのでこの許容撓み，応力を幾分超えたにしても，中間支持取外し時の撓みも考慮して検討しなければ判定し得ないわけであ

る．

勿論本実験の場合のように許容撓み，応力以内ならば問題なくよいわけである．

中間支持を取外した時迄の許容応力は

$$\sigma=\frac{1900000}{7989}+\frac{2590000}{12910}=438\ (\mathrm{kg/cm^2})$$

でこれに対し実測値は 310，318 (kg/cm²) と小さな値を示している．

結局最終目的である中間支持を取外した時の各部の応力を許容応力以内にとどめるという事ができたわけである．応力を長期間現場で測定する事は困難であるので，便宜上撓みで制限したわけである．

次にこの最終状態の撓み，応力から表—5 を用いて合成百分率を推定してみよう．

α 部が鈑桁のみにより $(1-\alpha)$ 部が合成断面により負担されたと仮定すれば

撓みから；測点 1，2，5，6 の平均値　$\eta_2=10.7$ mm

測点 3，4 の平均値　$\eta_4=12.1$ mm

$$\eta_2=10.7=20.5\alpha_2+(1-\alpha_2)5.4\cdots\cdots\alpha_2=0.35$$

$$\eta_4=12.1=22.3\alpha_4+(1-\alpha_4)5.8\cdots\cdots\alpha_4=0.38$$

応力から

$$\sigma_2=310=351\alpha_2+(1-\alpha_2)254\cdots\cdots\alpha_2=0.49$$

$$\sigma_4=318=376\alpha_4+(1-\alpha_4)272\cdots\cdots\alpha_4=0.44$$

$\gamma=0.78$ (13 頁参照) であるから全死荷重（舗装，高欄を含む）に対する合成百分率は大約表—8 のようである．

表—8

	撓み		応力	
測点	2	4	2	4
全死荷重に対する合成百分率	72 %	70 %	62 %	66 %

この推定には，種々の factor を用いているので精度はあまり期しがたいが，全死荷重の約 $\frac{2}{3}$ が合成された事がうかがえる．

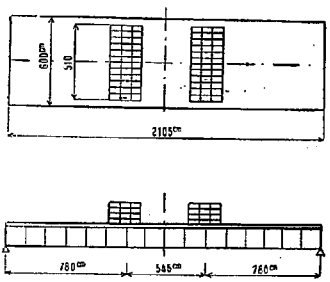
〔6〕 活荷重試験

(1) 荷重載荷方法

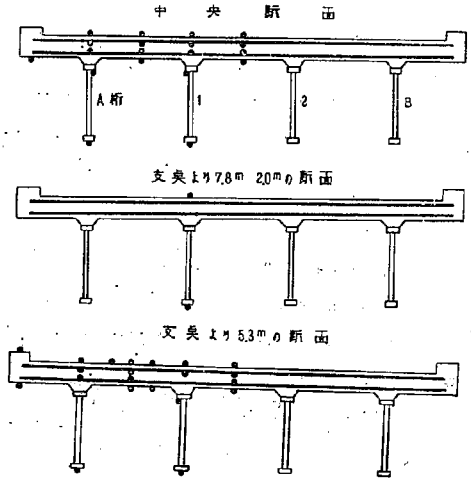
荷重として，セメント袋 180 袋 (9 ton) を図—16 のように支点より 7.8m の位置に対称に載荷した場合と，支間方向に対称に半載した場合とについて各々3 度測定し，その平均値をもつて測定値とした．

(2) 測定箇所

イ) 撓み　測点 1，2，3，4，5，6 に撓み計，測点 5，6，11，12 にダイアルゲーデを取付け撓み測定を行つた．(図—7 参照)



図—16



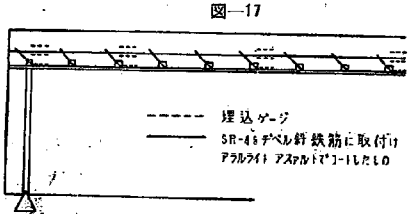
図—17

ﾆ）応力　支点より10.525m（中央断面）7.8m（荷重載荷位置）5.3m 2.00m の断面及び1桁の端部ずべルについて測定を行った．（図—17 参照）

（3） 慣用法による理論値

桁中央，荷重載荷位置の断面における応力，撓みの理論値は次のようである．

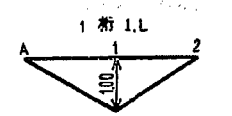
設計には $n=10$ を用いたので本計算でもこれを用いた．

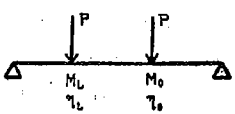


図—17′

主桁反力を P，P による主桁中央断面，荷重載荷位置における曲げモーメントを M_O，M_L，撓みを η_O，η_L とし，鈑桁の上下突縁の応力を σ_{eo}，σ_{eu}，床版の上面の応力を σ_{bo} とする．

［荷載荷重］





$$P=1.7\times\frac{9000}{5.1}=3000\ (\mathrm{kg})$$

$$M_O=M_L=780P=2340000\ (\mathrm{kg/cm})$$

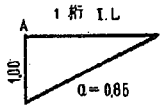
$$\sigma_{eu}=\frac{M_O(M_L)}{12910}=181\ (\mathrm{kg/cm^2})$$

$$\sigma_{eo}=\frac{-M_o(M_L)}{69500}=-34.2$$

$$\sigma_{bo}=\frac{-M_O(M_L)}{300200}=-7.8$$

$$\eta_O=0.0001258\times P=0.377\ (\mathrm{cm})$$

$$\eta_L=0.0001156\times P=0.347$$



$$P=0.85\times\frac{9000}{5.1}=1500\,\text{kg}$$

$$M_O=M_L=780\times1500=1170000\ (\text{kg-cm})$$

$\sigma_{cu}=90.5\ (\text{kg/cm}^2)$

$\sigma_{co}=-17.1$

$\sigma_{bo}=-3.9$

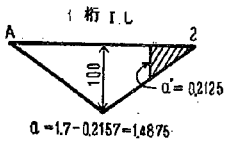
$\eta_o=0.188\ (\text{cm})$

$\eta_L=0.173$

半載荷重

$$P=1.4875\times\frac{9000}{5.1}=2625\ (\text{kg})$$

$$M_O=M_L=780\times2625=2045000\ (\text{kg-cm})$$



$\sigma_{cu}=158\ (\text{kg/cm}^2)$

$\sigma_{co}=-29.9$

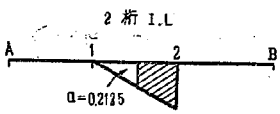
$\sigma_{bo}=-6.8$

$\eta_o=0.330\ (\text{cm})$

$\eta_L=0.303$

A桁は満載荷重の場合に同じ

$$P=0.2125\times\frac{9000}{5.1}=375\ (\text{kg})$$



$$M_O=M_L=292500\ (\text{kg—cm})$$

$\sigma_{cu}=22.6\ (\text{kg—cm}^2)$

$\sigma_{co}=-4.3$

$\sigma_{bo}=-0.98$

$\eta_o=0.047\ (\text{cm})$

$\eta_L=0.043$

（4） 理論値と実験値の比較

1）応　力

表—9

			桁中央			荷重載荷位置		
			慣用理論値	実測値	比	慣用理論値	実測値	比
			kg/cm²	kg/cm²		kg/cm²	kg/cm²	
満載	A 桁	σ_{cu}	90.5	106	1.17	90.5	85	0.94
		σ_{co}	−17.1	−15	0.88	−17.1	−12	0.70
		σ_{bo}	− 3.9	− 4	1.03	− 3.9		

荷重	1 桁	σ_{cu} σ_{eo} σ_{bo}	181 −34.2 − 7.8	110 −15 − 4.4	0.61 0.44 0.56	181 −34.2 − 7.8	98 −14	0.54 0.41
半載荷重	A 桁	σ_{cu} σ_{eo} σ_{bo}	90.5 −17.1 − 3.9	103 −13 − 3.8	1.14 0.76 0.98	90.5 −17.1 − 3.9	83 −11	0.92 0.64
	1 桁	σ_{cu} σ_{eo} σ_{bo}	15.8 −29.9 − 6.8	73 −11 −3.0	0.46 0.37 0.44	158 −29.9 − 6.8	61 − 9	0.39 0.30
	2 桁	σ_{cu} σ_{eo} σ_{bo}	22.6 − 4.3 − 0.98	42 − 6 −1.6	1.86 1.40 1.63	22.6 − 4.3 − 0.98	28 − 4	1.24 0.93
	B 桁	σ_{cu} σ_{eo} σ_{bo}	0 0 0	3 0 0	0 0 0	0 0 0	2 0	0 0

2）撓　み

表—10　　比：実測値／理論値

		桁中央			荷重載荷位置		
		慣用理論値	実測値	比	慣用理論値	実測値	比
満載荷重	A 桁	0.188 (cm)	0.210	1.12	0.173 (cm)	0.195	1.13
	1 桁	0.377	0.220	0.58	0.347	0.210	0.61
半載荷重	A 桁	0.188	0.200	1.06	0.173	0.175	1.13
	1 桁	0.330	0.145	0.44	0.303	0.140	0.46
	2 桁	0.047	0.080	1.70	0.043	0.070	1.63
	B 桁	0	0.010	0	0	0	0

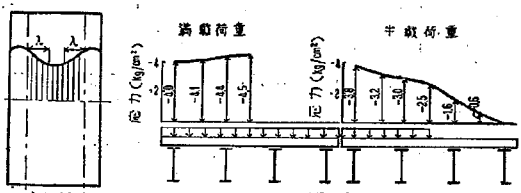
以上の結果を図示すると附図—17のようになる．これから明らかなように慣用理論値と実測値との間には可成りの差異が認められる．これは実際には中央断面，$\frac{1}{4}$断面に対傾構が配置されていて，これがいわゆる荷重分布横桁として作用するのと同時に，床版も又荷重分布作用をなすからで，この両方の影響を考慮する必要がありかつ設計では $n=10$ を用いたが実際には $n\fallingdotseq 8$ である事によると思われる．対傾構，床版を考慮し $n\fallingdotseq 8$ とした場合については附録で論ずる事にする．

（5） 床版の有効幅

床版の有効幅を求めるには，次の2つの方法が考えられる．

1）床版の応力分布は図—18 のようになるから，この面積に等しい腹鈑上の最大応力を 1 辺とする矩形の他辺 λ をもって表わす方法である．

本実験においては支点より 10.525m 5.30m の断面において，これを行う予定であつたが実験当初の降雨により測点の減少をよぎなくされ，10.525m（桁中央）断面の床版上面についてのみ測定を行つた．その結果は図—19 のようで，床版はほぼ完全に有効に作用している事がうかがえる．



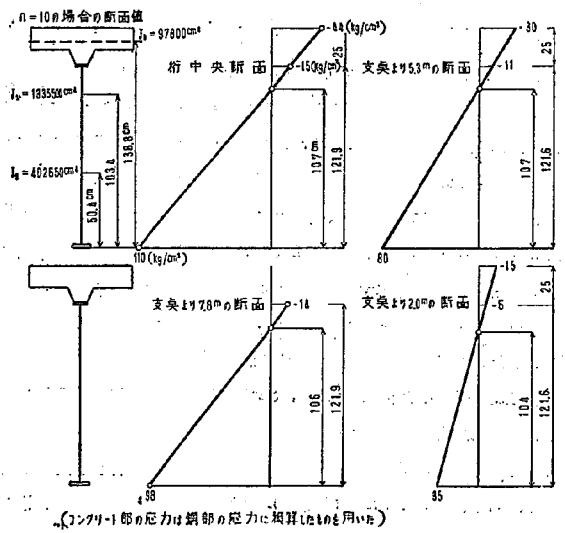
図—18　　図—19

しかしこの方法は床版自体の有効幅としては当を得ているが，鈑桁に対して床版が如何程有効に作用しているかを問題にする場合には，いささか不明瞭の嫌いがあり，この点からは次の 2）の方法が優っている．

2）合成断面中立軸の位置から　主桁断面の応力分布から合成断面の中立軸を求め，それから有効に働いている床版部分を逆算する方法である．しかしこの方法ではコンク

表—11

支点からの距離	2.0m		5.3m		7.8m		10.525m	
	実測値	慣用理論値	実測値	慣用理論値	実測値	慣用理論値	実測値	慣用理論値
σ_{cu} (kg/cm²)	35 (0.84)	41.7	80 (0.73)	110	98 (0.66)	148.5	110 (0.74)	148.5
σ_{co}	−6 (0.66)	−7	−11 ( )	−13.6	−14 ( )	−28.0	−15	−28.0
σ_{bo}	−1.5 ( )	−1.7	−3.0 ( )	−4.5		−6.4	−4.4	−6.4
下縁下面より中立軸の位置迄	104	10.5	107	10.5	106	103.4	107	103.4



図—20

リートのヤング率 E_0 が問題になるので個々の断面についてはそれほど成果を期し難いが，支間方向に沿って有効幅が如何に変化するかを知るには極めて適切なる方法という事ができる．

1桁（内桁）の支点より 2.0m，5.3m，7.8m，10.525m，の各断面の応力分布，中立軸の位置は表—11，図—20 のようである．

桁中央断面では床版の全幅 170 cm が全部有効であると仮定すると $n=\frac{E_s(\text{鋼のヤング率})}{E_b(\text{コンクリートのヤング率})}$ は次式から求められる．

$$\frac{121.9\times 110}{110+15}=\frac{9930+\frac{409460}{n}}{197+\frac{2950}{n}}$$

$$n=8.30 \qquad E_b=253000\ \text{kg/cm}^2$$

〔別に test piece で実験した結果によると $E_b=270000\ \text{kg/cm}^2$（図—10 参照）である．〕

この $n=8.3$ を用いて上述の各断面における床版の有効幅を求めると次のようになる．

支点より 7.8m の断面

有効に作用するコンクリート断面積を F_b とすると

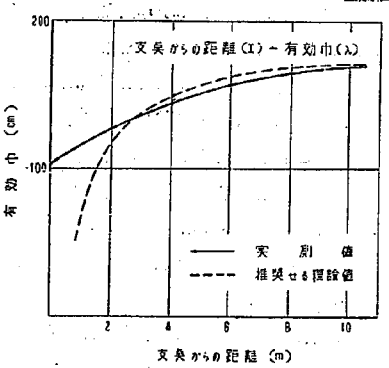
$$\frac{121.9\times 98}{98+14}=\frac{9930+\frac{138.8\times F_b}{8.3}}{197+\frac{F_b}{8.3}}$$

$$F_b=2860\ \text{cm}^2$$

$$\therefore \text{ 有効幅 } \lambda=\frac{F_b-(\text{ハンチ部の面積})}{\text{床 版 厚}}=\frac{2860-400}{15}=164\ \text{cm}$$

同様にして支点より 5.3m，2.0m の断面の有効幅を求めると $\lambda=152$ cm，127 cm を得る．以上の結果を図示すると，図—21 のような支点からの距離 x と床版の有効幅 λ との関係が得られる，

床版の有効幅は支点に近ずくに従い減少する事がうかがわれる．これは又支点に近ずくに従い応力の実測値／理論値が大になる事によつても推測される．

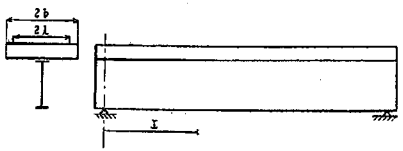


図—21

鈑桁断面を変化しない時は問題ないが，鈑桁の断面をモーメントの減少に応じ変化させる時にはこの事実を考慮する必要があると思われる．この問題については土木研究所において目下研究中であるが暫定的として次のような方法をとる事を推奨したい．

支点から x なる距離（図—22参照）の床版の有効幅は DIN 1708 の表—3（道路 1954. 7. 参照）の l のかわりに $2x$ をいれ，該当する λ を求めるようにする．

この方法で上述の断面につき有効幅を求めると表—12，図—21 のようになる．



図—22

本実験は許容応力より可成り小なる応力領域で行われたので，これを直ちに設計応力附近に適用するに当つては，懸念を有するが，昭和 27 年 8 月土木研究所によつて行われた鶴見川橋（合成桁）の模型実験で，合成桁は

表—12

支点からの距離　x	2.00 m	5.30 m	7.80 m	10.525 m
$b/2c=85/2x$	0.2125	0.0802	0.0545	0.0404
λ	0.656	0.936	0.996	16
2λ	110 cm	158 cm	168 cm	170 cm

コンクリートが弾性体と見なし得る応力範囲内では，応力度には殆んど無関係に諸傾向例えば中立軸の位置，Bernouille Euler の仮定等が成立する事が確められているので，この有効幅の問題も可成りの妥当性を認めてもよいのではないかと思う．

V　本実験の目的とした諸項目に対する結論

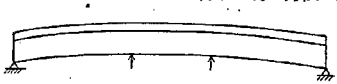
（1）　中間支持を用うる事により死荷重に合成作用を適用できるか

予め支持杭の耐荷力を測定し，適当な中間支持を用うる事により目的を達する事ができる．しかし荷重載荷後中間支持取外しまでにも可成りの沈下がある事，及び桁，支持柱，支持杭等の接続箇所におけるガタ，変形等により支持杭のみの沈下を予測した場合より可成り大きな沈下量を示すから，この点に充分留意して中間支持を計画しなければならない．

（2）　プレストレスを加える事の是否

米白橋で実験を考慮した次の 2 つの場所につき検討してみよう．

1)　図—23 に示すように，中間支持点で桁に反力を加え，負のモーメントを起させて床版を打つ方法で米白橋ではこの方法を消極的に用い目的を達し得たが，この方法をもつと積極的に用うる為には支点部を負の反力もとりうるような構造にする必要がある．しかし普通の地盤上で本法を用うると相当の沈下を示すので，設計応力上，これを考慮するに当つては充分な注意が肝要である．



図—23

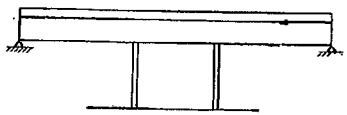
なお最初，所定の反力を加え数時間放置し，その後再び所定の反力にして，床版を打つようにすると中間支持の沈下量を減少するに相当の効果がある．

2)　図—24に示すように中間支持だけで桁を支持し床版を打ち，床版が所要の強度に達した時中間支持を除去し各で支持するようにする．

この方法では予測される沈下量以上に，扛げこしを行つておく事により，この状態での全合成桁を作成するに極めて信頼し得る簡単な方法ではあるが，その反面中間支持の不等沈下により，桁を各上に下した時，床版

に捩りが作用するので，この点充分留意して架設しなければならない．この理由で米白橋では本法を用いなかった．

しかし本法によるときは上述したように信頼し得る全合成桁を作成しうるので，今後の研究にまつところ大である．



図—24

（3） 床版の有効幅の問題

従来幅の広いフランヂの有効幅は，挫屈からのみ制限を受けていたが，その応力分布からも制限するのが妥当で，この点，支間 l とフランヂ幅 b の函数として有効幅を決めている DIN 1087（道路 1954, 7, 319 頁）は極めて合理的な方法である．これに従つて米白橋の有効幅を求めると，フランヂ幅 b が全部有効な事になり，実験も又事実を立証していた．しかし DIN 1078 では有効幅は支間に沿つて一定としているが，図—22 に見られるよう支点に近ずくに従い減少しているので，モーメントの減少に従い鈑桁断面を減少する場合には IV〔6〕（5）2）で述べた方法で有効幅を求めるとよいと思う．

（4） 測定値と理論値の比較

$\frac{\text{測定値}}{\text{理論値}}$ は 0.6~0.8 でこの程度の値は他の鋼構造型式の場合とほぼ同様な傾向を示している．従つてこれは床版も鈑桁と一体となつて荷重を負担した事実を裏書きするものである．

（5） クリープ，硬化乾燥収縮，温度差応力

硬化，乾燥収縮による応力は，中間支持の沈下等にともなう応力と，一緒に現われる為，測定できなかつた．

クリープに依る応力変化は，それ自体が長年月を有する事，及び荷重載荷にともなう基本応力度が小さく測定期間も短時日であつたので，測定値は測定器の誤差範囲に近く解析する事が不可能であつた．

温度差応力も又小さく測定器の誤差範囲内であつた．

（6） チベルの問題

埋込グーデが有効に作用しなかつた為，測定が不可能であつた．

VI むすび

合成桁は，鈑桁橋に較べ信頼度が低いのではないかという懸念は，よく設計され充分なる配慮を持つて架設された合成桁に対しては，全くないという事が，本実験に依り確められた．

今後益々盛んに用いられるであろう合成桁の，設計，架設に対し本実験より得た諸結果が参考ともなれば偏めて幸甚とするところである．

なお最後に本実験に際し協力を得た東北地方建設局，東北大学の関係者各位に深く感謝の意を表する．

附　　録

対傾構，床版の荷重分布作用について

〔1〕緒　　言

合成桁では支間方向に対し床版と桁を合成するのであるが，同時に横方向に対してもほゞ合成されるので，対傾構とその上部の共同する床版を考慮する時は可成り大きな剛度を有するからこれを荷重分布横桁と見做す事ができる．この荷重分布横桁と床版とは如何なる割合で荷重を分布するかは甚だ興味深いものがある．

著者は横桁と主桁との交点に作用する交点力，荷重，撓み，をフーリエ級数で表わし，床版を微小幅の横桁が連続するものとして計算を進めた．

〔2〕公式の誘導

E_S：主桁材料の弾性係数

E_C：床版　　〃

E_0：横桁　　〃

I_S：主桁の慣性モーメント

I_0：横桁　　〃

I_C：単位幅の床版の慣性モーメント

l：主桁のスパン長

b：外側主桁の間隔

又公式の誘導に当つて次の仮定を設ける．

1. 各主桁の慣性モーメントは全長を通じて一定とする．
2. 荷重は主桁上にのみ作用する．

n 番目の横桁と t 番目の主桁との交点力を Q_{nt} で示し t 番目の主桁の分布反力を q_t で示す．

今右支点より x なる断面の主桁の撓みと床版の撓みとが等しいという条件から分布反力 q を荷重 P 及び交点力 Q で表わしてみよう．

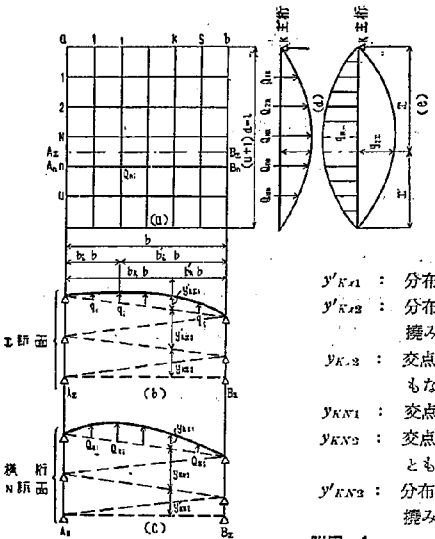
主桁 K には（附図 1—(d) (e) 参照）

集中荷重　$$Q_K=\sum_{n=1}^{n}Q_{nK}=\sum_{n=1}^{n}\sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots}\frac{2Q_{nk}}{l}\sin\frac{m\pi nd}{l}\sin\frac{m\pi x}{l}\quad\cdots\cdots(1)$$

分布荷重　$$q_K=\sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots}q_{mK}\sin\frac{m\pi x}{l}\quad\cdots\cdots(2)$$

が作用する．

撓み y と荷重 Q，q との間には次の関係がある．



y'_{K1} ： 分布反力 $q_1 \sim q_S$ に依る床版の撓み
y'_{K2} ： 分布反力 $q_1 \sim q_S$ に依る支点沈下にともなう撓み．
y_{K2} ： 交点力 $Q_{11} \sim Q_{n1} \sim Q_{us}$ に依る支点沈下にともなう撓み．
y_{KN1} ： 交点力 $Q_{N1} \sim Q_{NS}$ に依る横桁の撓み．
y_{KN2} ： 交点力 $Q_{11} \sim Q_{n1} \sim Q_{us}$ に依る支点沈下にともなう撓み．
y'_{KN2} ： 分布反力 $q_1 \sim q_S$ に依る支点沈下にともなう撓み．

附図—1

$$Q = EI\frac{d^4y_1}{dx^4} \qquad q = EI\frac{d^4y_2}{dx^4}$$

従って

$$y_1 = \frac{l^4}{\pi^4 E_S I_{SK}} \sum_{i=1}^{n} \sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots} \frac{1}{m^4} \frac{2Q_{iK}}{l} \sin\frac{m\pi nd}{l} \sin\frac{m\pi x}{l} \quad \cdots\cdots(3)$$

$$y_2 = \frac{l^4}{\pi^4 E_S I_{SK}} \sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots} \frac{1}{m^4} q_{mk} \sin\frac{m\pi x}{l} \quad \cdots\cdots(4)$$

となる．

K 主桁上の床版の撓みは（附図—1（b）参照）A_x, B_x を支点沈下のない単純梁とした場合の分布反力 $q_1 \sim q_S$ による y'_{Kx1} と分布反力 $q_1 \sim q_S$, 交点力 $Q_{11} \sim Q_{n1} \sim Q_{us}$ による支点 A_x, B_x の沈下にともなう y'_{Kx2}, y_{Kx2}, の和で表わされる．

$$y'_{Kx1} = -\sum_{i=1}^{S} \frac{b^3}{E_G I_G} x_{Ki} \sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots} q_{mi} \sin\frac{m\pi x}{l} \quad \cdots\cdots(5)$$

ただし $x_{Ki} = \begin{cases} \dfrac{b_K b'_i}{6}(1 - b_K^2 - b'^2_i) & b_K + b'_i \leq 1 \text{ のとき} \\ \dfrac{b_K b'_i}{6}(1 - b'^2_K - b_i^2) & b_K + b'_i \geq 1 \text{ のとき} \end{cases}$

y'_{Kx2} ：

分布圧力 q_i による支点 A. B の反力は $q_i\, b_i'$, $q_i b_i$ である．従って支点 A_x, B_x における q_i に依る撓

みは（4）式を用いて

$$y_{At}=-b_t'\frac{l^4}{\pi^4E_SI_{SA}}\sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots}\frac{1}{m^4}\,q_{mt}\sin\frac{m\pi x}{l}$$

$$y_{Bt}=-b_t\frac{l^4}{\pi^4E_SI_{SB}}\sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots}\frac{1}{m^4}\,q_{mt}\sin\frac{m\pi x}{l}$$

となる．

$$\therefore\quad y'_{Kx}=\sum_{t=1}^{s}(y_{At}b'_K+y_{Bt}b_K)=\frac{-l^4}{\pi^4E_S}\sum_{t=1}^{s}\left(\frac{b_t'b_K'}{I_{SA}}+\frac{b_tb_K}{I_{SB}}\right)\sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots}\frac{1}{m^4}\,q_{mt}\sin\frac{m\pi x}{l}\cdots(6)$$

y_{Kx}：

交点力 Q_{ut} による支点 A_u, B_u の反力は $Q_{ut}\,b_t'$, $Q_{ut}\,b_t$ である．

従って支点 A_x, B_x における Q_{ut} による撓みは（3）式を用いて

$$y_{Axt}=-b_t'\frac{l^4}{\pi^4E_SI_{SA}}\sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots}\frac{1}{m^4}\,\frac{2Q_{ut}}{l}\sin\frac{m\pi nd}{l}\sin\frac{m\pi x}{l}$$

$$y_{Bxt}=-b_t\frac{l^4}{\pi^4E_SI_{SB}}\sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots}\frac{1}{m^4}\,\frac{2Q_{ut}}{l}\sin\frac{m\pi nd}{l}\sin\frac{m\pi x}{l}$$

となる．

$$\therefore\quad y_{Kx}=-\frac{l^4}{\pi^4E_S}\sum_{t=1}^{s}\left(\frac{b_t'b_K'}{I_{SA}}+\frac{b_tb_K}{I_{SB}}\right)\sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots}\sum_{u=1}^{n}\frac{1}{m^4}\,\frac{2Q_{ut}}{l}\sin\frac{m\pi nd}{l}\sin\frac{m\pi x}{l}\cdots(7)$$

（3）＋（4）＝（5）＋（6）＋（7）

（K主桁の撓み）（K主桁上での床版の撓み）

より次式を得る

$$\frac{l^4}{\pi^4E_SI_{SK}}\sum_{u=1}^{n}\sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots}\frac{1}{m^4}\,\frac{2Q_{uK}}{l}\sin\frac{m\pi nd}{l}\sin\frac{m\pi x}{l}+\frac{l^4}{\pi^4E_SI_{SK}}\sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots}\frac{1}{m^4}\,q_{mK}\sin\frac{m\pi x}{l}$$

$$=-\sum_{t=1}^{s}\frac{b^3}{E_GI_G}x_{Kt}\sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots}q_{mt}\sin\frac{m\pi x}{l}-\frac{l^4}{\pi^4E_S}\sum_{t=1}^{s}\left(\frac{b_t'b_K'}{I_{SA}}+\frac{b_tb_K}{I_{SB}}\right)\sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots}\frac{1}{m^4}$$

$$\sin\frac{m\pi x}{l}\left\{\sum_{u=1}^{n}\frac{2Q_{ut}}{l}\sin\frac{m\pi nd}{l}+q_{mt}\right\}\cdots\cdots(8)$$

荷重 P の作用する桁においては左辺に P による項が加わって次のようになる．左支点より D なる距離に荷重 P が載荷された場合

$$\frac{l^4}{\pi^4E_SI_{SK}}\sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots}\frac{1}{m^4}\sin\frac{m\pi x}{l}\left\{\sum_{u=1}^{n}\frac{2Q_{uK}}{l}\sin\frac{m\pi nd}{l}+q_{mK}\right\}+\frac{2Pl^3}{\pi^4E_SI_{SK}}\sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots}\frac{1}{m^4}$$

$$\sin\frac{m\pi D}{l}\sin\frac{m\pi x}{l}=-\sum_{t=1}^{s}\frac{b^3}{E_GI_G}x_{Kt}\sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots}q_{mt}\sin\frac{m\pi x}{l}-\frac{l^4}{\pi^4E_S}$$

$$\sum_{t=1}^{s}\left(\frac{b_t'b_K'}{I_{SA}}+\frac{b_tb_K}{I_{SB}}\right)\sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots}\frac{1}{m^4}\sin\frac{m\pi x}{l}\left\{\sum_{u=1}^{n}\frac{2Q_{ut}}{l}\sin\frac{m\pi nd}{l}+q_{mt}\right\}\cdots\cdots(9)$$

荷重 P が端主桁 A,（B），上にある場合には右辺に荷重 P による端主桁の撓みの影響が加わって次のようになる．

$$\frac{l^4}{\pi^4 E_S I_{SK}}\sum_{m=1.2.3\cdots}\frac{1}{m^4}\sin\frac{m\pi x}{l}\left\{\sum_{n=1}^{u}\frac{2Q_{nK}}{l}\sin\frac{m\pi nd}{l}+q_{mK}\right\}=b_{K'}-\frac{2Pl^3}{\pi^4 E_S I_{SA}}$$

$$\sum\frac{1}{m^4}\sin\frac{m\pi D}{l}\sin\frac{m\pi x}{l}-\sum_{i=1}^{s}\frac{b^3}{E_O I_O}x_{Ki}\sum_{m=1.2.3\cdots}q_{mi}\sin\frac{m\pi x}{l}-\frac{l^4}{\pi^4 E_S}$$

$$\sum_{i=1}^{s}\left(\frac{b_i'b_{K'}}{I_{SA}}+\frac{b_i b_K}{I_{SB}}\right)\sum_{m=1.2.3\cdots}\frac{1}{m^4}\sin\frac{m\pi x}{l}\left\{\sum_{n=1}^{u}\frac{2Q_{ni}}{l}\sin\frac{m\pi nd}{l}+q_{mi}\right\}\quad\cdots\cdots(10)$$

（8），（9），（10）のような式が中間主桁 $1\sim S$ において成立する．一方未知数の分布反力の数は $q_{m1}\sim q_{ms}$ で中間主桁の数だけあるから，m の各値について連立方程式を解く事により，q_{mi} を荷重 P，交点力 Q で表わす事ができ，従つて分布反力は

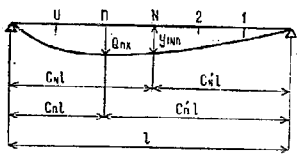
$$q=\sum_{m=1.2.3\cdots}q_m(P.Q)\sin\frac{m\pi x}{l}\quad\cdots\cdots(11)$$

となる．

実際の計算には $\sin\frac{m\pi x}{l}$ が消されて簡単となる．

分布反力は P，と Q で表わす事ができたから残る未知数は交点力のみで，その数は中間主桁と横桁の交点数 Su 箇であり，この中間主桁と横桁の交点につき主桁の撓みと横桁の撓みが等しいという事から Su 箇の条件式を得，この連立方程式を解く事により交点力 Q が得られる．

今交点（NK）について考えよう．



附図—2

主桁の撓みは集中荷重による y_{1N}，分布荷重による y_{2N} の和で表わされる．

集中荷重 Q_{nK} による N 点の撓みは

$$y_{1Nn}=\frac{l^3}{E_S I_{SK}}x_{Nn}Q_{nK}$$

であるから

$$x_{Nn}=\begin{cases}\dfrac{C_N C_n'}{6}(1-C_N^2-C'^2_N) & C_N+C_n'\leq 1\\ \dfrac{C_N' C_n}{6}(1-C'^2_N-C_N^2) & C_N+C_n'\geq 1\end{cases}$$

$$y_{1N}+y_{2N}=\sum_{n=1}^{u}\frac{l^3}{E_S I_{SK}}x_{Nn}Q_{nK}+\frac{l^4}{\pi^4 E_S I_{SK}}\sum_{m=1.2.3\cdots}\frac{1}{m^4}q_{mK}\sin\frac{m\pi Nd}{l}\quad\cdots\cdots(12)$$

となる．

横桁の撓みは（附図—1，（c）参照）A_N，B_N を支点沈下のない単純梁とした場合の交点力 $Q_{N1}\sim Q_{NS}$ による y_{KN1} と，全交点力 $Q_{11}\sim Q_{ns}\sim Q_{us}$，分布反力 $q_1\sim q_s$ による支点 A_N，B_N，の沈下にともなう y_{KN2}，y'_{KN2}，の和で表わされる．

y_{KN1}：

$$y_{KN1}=-\sum_{i=1}^{S}\frac{b^3}{E_O I_O}x_{Ki}\,Q_{Ni}$$

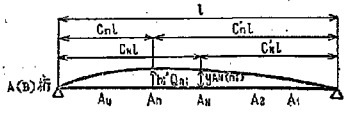
〔註＝x_{Ki} としては（5）の場合の値を用うる．〕

y_{KN2} ：

交点力 Q_{ni} による支点 A_n, B_n, の反力は $Q_{ni}\,b'_i$ $Q_{ni}b_i$ である．

従ってこの反力による支点 A_N, B_N における撓みは

(附図—3 参照)



附図—3

$$y_{AN}(ni)=-b_i'\frac{l^3}{E_S I_{SA}}x_{Nn}\,Q_{ni}$$

$$y_{EN}(ni)=-b_i\frac{l^3}{E_S I_{SB}}x_{Nn}\,Q_{ni}$$

$$x_{Nn}=\begin{cases}\dfrac{C_N C_n'}{6}(1-C_N^2-C_n'^2) & C_N+C_n'\leq 1\\ \dfrac{C'_N C_n}{6}(1-C'^2_N-C_n^2) & C_N+C_n'\geq 1\end{cases}$$

となる．

$$\therefore\quad y_{KN2}=-\sum_{n=1}^{u}\sum_{i=1}^{s}\frac{l^3}{E_S}\left(\frac{b_i'b_K'}{I_{SA}}+\frac{b_ib_K}{I_{SB}}\right)x_{Nn}\,Q_{ni}\quad\cdots\cdots(14)$$

y'_{KN2} ：

(6) 式より

$$y'_{KN2}=-\sum_{i=1}^{s}\frac{l^4}{\pi^4 E_S}\left(\frac{b'_ib'_K}{I_{SA}}+\frac{b_ib_K}{I_{SB}}\right)\sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots}\frac{1}{m^4}q_{mi}\sin\frac{m\pi Nd}{l}\cdots(15)$$

交点 (NK) につき

(12) = (13) + (14) + (15)

(主桁の撓み)　　(横桁の撓み)

が成立する．

$$\sum_{n=1}^{u}\frac{l^3}{E_S I_{SK}}x_{Nn}\,Q_{nK}+\frac{l^4}{\pi^4 E_S I_{SK}}\sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots}\frac{1}{m^4}q_{mK}\sin\frac{m\pi Nd}{l}=-\sum_{i=1}^{s}\frac{b^3}{E_O I_O}$$

$$x_{Ki}\,Q_{Ni}-\sum_{i=1}^{s}\frac{l^3}{E_S}\left(\frac{b_i'b_K'}{I_{SA}}+\frac{b_ib_K}{I_{SB}}\right)\left\{\sum_{n=1}^{u}x_{Nn}\,Q_{ni}+\sum_{m=123\cdots}\frac{l}{\pi^4m^4}\right.$$

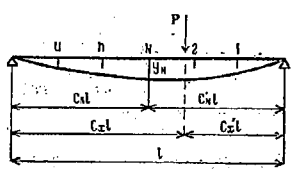
$$\left.q_{mi}\sin\frac{m\pi Nd}{l}\right\}\quad\cdots\cdots(16)$$

荷重 P の作用する桁においては荷重 P による N 点の撓み

$$y_N=\frac{l^3}{E_S I_{SK}}x_{Nx}P$$

が左辺に加わって次のようになる．

$$x_{Nx}=\begin{cases}\dfrac{C_N C_x'}{6}(1-C_N^2-C_x'^2) & C_N+C_x'\leq 1\\ \dfrac{C_N' C_x}{6}(1-C'^2_N-C_x^2) & C_N+C_x'\geq 1\end{cases}$$

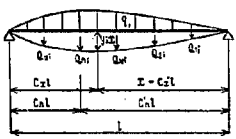


附図—4

$$\sum_{n=1}^{u}\frac{l^3}{E_S I_{SK}}x_{Nn}\,Q_{nK}+\frac{l^4}{\pi^4 E_S I_{SK}}\sum_{m=1,2,3\cdots}\frac{1}{m^4}q_{mK}\sin\frac{m\pi N d}{l}+\frac{l^3}{E_S I_{SK}}x_{Nx}\,P$$
$$=-\sum_{i=1}^{s}\frac{b^3}{E_O I_O}x_{Ki}\,Q_{Ni}-\sum_{i=1}^{s}\frac{l^3}{E_S}\left(\frac{b_i' b_K'}{I_{SA}}+\frac{b_i b_K}{I_{SB}}\right)\left\{\sum_{n=1}^{u}x_{Nn}\,Q_{ni}\right.$$
$$\left.+\sum_{m=1,2,3\cdots}\frac{l}{\pi^4 m^4}q_{mi}\sin\frac{m\pi N d}{l}\right\}\quad\cdots\cdots(17)$$

荷重 P が端主桁 $A(B)$ 上にある場合には右辺に荷重 P に依る端主桁の撓みの影響が加わって次のようになる．

$$\sum_{n=1}^{u}\frac{l^3}{E_S I_{SK}}x_{Nn}\,Q_{nK}+\frac{l^4}{\pi^4 E_S I_{SK}}\sum_{m=1,2,3\cdots}\frac{1}{m^4}q_{mK}\sin\frac{m\pi_N d}{l}=b_K'\frac{l^3}{E_S I_{SA}}x_{Nx}\,P$$
$$-\sum_{i=1}^{s}\frac{b^3}{E_O I_O}x_{Ki}\,Q_{Ni}-\sum_{i=1}^{s}\frac{l^3}{E_S}\left(\frac{b_i' b_K'}{I_{SA}}+\frac{b_i b_K}{I_{SB}}\right)\left\{\sum_{n=1}^{u}x_{Nn}\,Q_{ni}+\sum_{m=123\cdots}\right.$$
$$\left.\frac{l}{\pi^4 m^4}q_{mi}\sin\frac{m\pi N d}{l}\right\}\quad\cdots\cdots(18)$$



附図—5

(16), (17), (18) のような式が各中間主桁と横桁の交点において成立する．

この Su 箇の連立方程式を解く事に依り交点力 Q を得，この Q を (11) 式に代入して分布反力 q を知る事ができる。従って各桁のモーメント，撓みは次のようになる．

$$M_{ix}=\frac{l^2}{\pi^2}\sum_{m=1,2,3\cdots}\frac{1}{m^2}q_{mi}\sin\frac{m\pi x}{l}+(l-x)\sum_{n=1}^{u}\frac{nd\,Q_{ni}}{l}-\sum_{n=\frac{x}{d}}^{u}Q_{ni}(nd-x)\quad\cdots(19)$$

第三項の下限は $\frac{x}{d}$ より大きい整数とする．

$$y_{ix}=\frac{l^4}{\pi^4 E_S I_{Si}}\sum_{m=1,2,3\cdots}\frac{1}{m^4}q_{mi}\sin\frac{m\pi x}{l}+\sum_{n=1}^{u}\frac{l^3}{E_S I_{SK}}x_{xn}\,Q_{ni}\quad\cdots\cdots(20)$$

$$x_{xn}=\begin{cases}\dfrac{C_x C_n'}{6}(1-C_x^2-C_n'^2) & C_x+C_n'\leq 1\\[2ex] \dfrac{C_x' C_n}{6}(1-C_x'^2-C_n^2) & C_x+C_n'\geq 1\end{cases}$$

〔3〕 数値計算

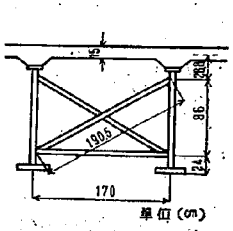
まず対傾構の換算断面二次モーメントを求めてみよう．

米白橋の対傾構は附図—6 に示すようである．

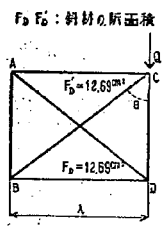
曲げモーメントは上，下弦材が，剪断力は斜材が負担するものとす．

主桁間の剪断力を Q とすると (附図—6 参照)

斜材力　$D=-\dfrac{Q}{2}\sec\theta$



(a)



(b)

附図—6

$$D'=\frac{Q}{2}\sec\theta$$

垂直材に当る CD. AB は主桁で断面積大であるからその変形は省略する.

斜材の ds 部分の伸びは

$$\delta ds=\frac{D\,ds}{EF_D}=\frac{\frac{1}{2}Q\sec\theta\,ds}{EF_D}$$

である. この伸びの鉛直方向の投影量は

$$dy_a=\frac{Q\,ds}{2EF_D}=\frac{Q\,dx}{2EF_D\sin\theta}$$

$$\therefore\quad \frac{dy_a}{d_x}=\frac{Q}{2EF_D\sin\theta}$$

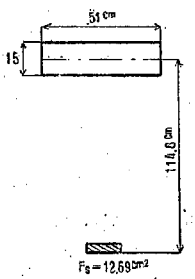
従つて剪断力による撓み量は

$$y_a=\frac{Q\lambda}{2EF_D\sin\theta}\qquad\cdots\cdots(21)$$

対傾構と共同して作用する床版幅は D_{IX} 1073 を参考として

$$0.3\lambda=0.3\times 170=51\ \text{cm}$$

とする.



附図—7

$$n=\frac{\text{鋼のヤング率}}{\text{コンクリートのヤング率}}=8$$

を用うると附図—7 の慣性モーメントは

$$J_V=149448\ \text{cm}^4$$

となる.

曲げによる撓み

$$y_b=\frac{Q}{E_SJ_V}\cdot\frac{\lambda^3}{3}$$

全撓みを y, 換算断面二次モーメントを I_O とすると

$$y=y_a+y_b=\frac{Q\lambda}{2E_SF_D\sin\theta}+\frac{Q}{E_SJ_V}\frac{\lambda^3}{3}=\frac{Q}{E_SI_O}\frac{\lambda^3}{3}$$

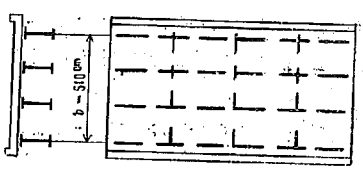
$$\therefore\quad I_O=\frac{2\lambda^3J_VF_D\sin\theta}{3J_V+2\lambda^2F_D\sin\theta}\qquad\cdots\cdots(22)$$

(22) 式に断面値を代入すると

$$I_O=88800\ \text{cm}^4$$

となる.

米白橋合成桁は附図—8 のように等しい慣性モーメントを持つ 4 本の主桁及び中央, $\frac{1}{4}$. 断面に対傾向を有する構造をなしている.



附図—8

計算に必要な諸数値は次のようである．

$$E_s=2.1\times10^6\ \mathrm{kg/cm^2}$$

$$n=\frac{E_s}{E_c}=8$$

$$E_c=2.1\times10^5\ \mathrm{kg/cm^2}$$

$$I_s=1418200\ \mathrm{cm^4}$$

$$I_c=281\ \mathrm{cm^4/cm}$$

$$I_c=88800\ \mathrm{cm^4}$$

$$l=2105\ \mathrm{cm}$$

$$b=510\ \mathrm{cm}$$

$$H=\frac{E_cI_cl}{E_sI_s}=\frac{281\times2105}{8\times1418200}=0.052135$$

$$\beta=\frac{l}{b}=\frac{2105}{510}=4.1274$$

$$H\beta^3=3.6657$$

$$\alpha=m\pi$$

式（8），（9），（10）で与えられる釣合方程式を各中間桁上で求めてこれを次の形におく．

$$\left.\begin{aligned}X_1'q_{m1}+Y_1'q_{m2}&=w_1'\\X_2'q_{m1}+Y_2'q_{m2}&=w_2'\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(23)$$

式（23）の連立方程式を解いて

$$\left.\begin{aligned}q_{m1}&=\frac{w_1'Y_2'-w_2'Y_1'}{X_1'Y_2'-Y_1'X_2'}\\q_{m2}&=\frac{X_1'w_2'-w_1'X_2'}{X_1'Y_2'-Y_1'X_2'}\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(24)$$

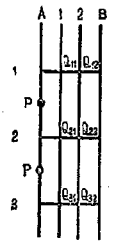
を得る．

この q_{m1}，q_{m2} を用いて中間桁と横桁との各交点に対し（16），（17），（18）式で与えられる釣合方程式を求めこれを次の形におく．

$$\left.\begin{aligned}X_1Q_{11}+Y_1Q_{21}+Z_1Q_{12}+U_1Q_{22}&=W_1\\X_2Q_{11}+Y_2Q_{21}+Z_2Q_{12}+U_2Q_{22}&=W_2\\X_3Q_{11}+Y_3Q_{21}+Z_3Q_{12}+U_3Q_{22}&=W_3\\X_4Q_{11}+Y_4Q_{21}+Z_4Q_{12}+U_4Q_{22}&=W_4\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(25)$$

（25）式の連立方程式を解く事に依り Q_{11}，Q_{21}，Q_{12}，Q_{22}，を求める事ができ，この値を（24）式に代入すれば q_{m1}，q_{m2} が得られる．

附図—9 のように A 桁に対称 2 点荷重が載荷された場合



附図—9

(23) 式は (10) 式を用うる事により

$$\left(1.55555+\frac{0.0164609}{H\beta^3}\alpha^4\right)q_{m1}+\left(0.44444+\frac{0.0144033}{H\beta^3}\alpha^4\right)q_{m2}$$
$$=2.66666\frac{P}{l}\sin\frac{m\pi}{2}\cos\frac{m\pi}{8}-Q_{11}\frac{3.11111}{l}\left(\sin\frac{m\pi}{4}+\sin\frac{3m\pi}{4}\right)$$
$$-Q_{21}\frac{3.11111}{l}\sin\frac{m\pi}{2}-Q_{12}\frac{0.88888}{l}\left(\sin\frac{m\pi}{4}+\sin\frac{3m\pi}{4}\right)$$
$$-Q_{22}\frac{0.88888}{l}\sin\frac{m\pi}{2}$$

$$\left(0.44444+\frac{0.0144033}{H\beta^3}\alpha^4\right)q_{m1}+\left(1.55555+\frac{0.0164609}{H\beta^3}\alpha^4\right)q_{m2}$$
$$=1.33333\frac{P}{l}\sin\frac{m\pi}{2}\sin\frac{m\pi}{8}-Q_{11}\frac{0.88888}{l}\left(\sin\frac{m\pi}{4}+\sin\frac{3m\pi}{4}\right)$$
$$-Q_{21}\frac{0.88888}{l}\sin\frac{m\pi}{2}-Q_{12}\frac{3.11111}{l}\left(\sin\frac{m\pi}{4}+\sin\frac{3m\pi}{4}\right)$$
$$-Q_{22}\frac{3.11111}{l}\sin\frac{m\pi}{2}$$

となるから X_1, X_2, Y_1, Y_2, w_1', w_2', は附表—1 (a) (b) (c) のようになる.

附　表—1 (a)

m	1	3	5	7
$X_1'=Y_2'=1.55555+0.0044904\,\alpha^4$	1.99295	36.9853	274.933	1051.76
$X_2'=Y_1'=0.44444+0.0039292\,\alpha^4$	0.82718	31.4463	239.656	919.40

(b)

m	w_1'
1	$1/l$ (2.463674 P−4.399775Q_{11}−3.11111Q_{21}−1.257079Q_{12}−0.88888Q_{22})
3	$1/l$ (−1.020485 P−4.399775Q_{11}+3.11111Q_{21}−1.257079Q_{12}+0.88888Q_{22})
5	$1/l$ (−1.020485 P+4.399775Q_{11}−3.11111Q_{21}+1.257079Q_{12}−0.88888Q_{22})
7	$1/l$ (2.463674 P+4.399775Q_{11}+3.11111Q_{21}+1.257079Q_{12}+0.88888Q_{22})

(c)

m	w_2'
1	$1/l$ (1.231837 P−1.257079Q_{11}−0.88888Q_{21}−4.399775Q_{12}−3.11111Q_{22})
3	$1/l$ (−0.510242 P−1.257079Q_{11}+0.88888Q_{21}−4.399775Q_{12}+3.11111Q_{22})
5	$1/l$ (−0.510242 P+1.257079Q_{11}−0.88888Q_{21}+4.399775Q_{12}−3.11111Q_{22})
7	$1/l$ (1.231837 P+1.257079Q_{11}+0.88888Q_{21}+4.399775Q_{12}+3.11111Q_{22})

この値を (24) 式に代入すると q_{m1}, q_{m2} は附表—2. のようになる.

附　表—2

$m=1$	$q_{11}=1/l\ (1.18354\,P-235035Q_{11}-1.66230Q_{21}+0.34496Q_{12}+0.24393Q_{22})$ $q_{12}=1/l\ (0.128537\,P+0.34496Q_{11}+0.24393Q_{21}-2.35035Q_{12}-1.66230Q_{22})$
$m=3$	$q_{31}=1/l\ (-0.057243\,P-0.32502Q_{11}+0.22982Q_{21}+0.24235Q_{12}-0.17137Q_{22})$ $q_{32}=1/l\ (0.034874\,P+0.24235Q_{11}-0.17137Q_{21}-0.32502Q_{12}+0.22982Q_{22})$
$m=5$	$q_{51}=1/l\ (-0.00872\,P+0.05004Q_{11}-0.035383Q_{21}-0.039046Q_{12}+0.02761Q_{22})$ $q_{52}=1/l\ (0.00574\,P-0.039046Q_{11}+0.02761Q_{21}+0.05004Q_{12}-0.035383Q_{22})$
$m=7$	$q_{71}=1/l\ (0.00559\,P+0.013306Q_{11}+0.009409Q_{21}-0.0104365Q_{12}-0.00738Q_{22})$ $q_{72}=1/l\ (-0.003716\,P-0.0104365Q_{11}-0.007380Q_{21}+0.013306Q_{12}+0.009409Q_{22}$

今 q として附表—2 の値を用い、$H_0=\frac{E_0I_0}{E_sI_s}$ とおき各交点に (18) 式を適用すると

(25) 式の X, Y, Z, U, W は次のようになる

$$H_0=\frac{88800}{1418200}\qquad \beta=\frac{2105}{510}\qquad H_0\beta^3=4.40256$$

$$X_1=Z_2=Y_3=U_4=0.675759+\frac{1.603436}{H_0\beta^3}=1.039969$$

$$Y_1=U_2=\frac{X_3}{2}=\frac{Z_4}{2}=0.420771$$

$$Z_1=X_2=U_3=Y_4=0.544614+\frac{1.403010}{H_0\beta^3}=0.863294$$

$$U_1=Y_2=\frac{Z_3}{2}=\frac{X_4}{2}=0.364442$$

$$W_1=0.39224$$

$$W_2=0.354928$$

$$W_3=0.574934$$

$$W_4=0.513614$$

この値を (25) 式に代入し交点力 Q を求めると

附　表—3

$Q_{11}=0.172193\,P$	$Q_{21}=0.321339\,P$
$Q_{12}=0.064669\,P$	$Q_{22}=0.054702\,P$

となり，更に今求めた Q を附表—2 に代入する事により q が得られる．

附　表—4

m /	1	3	5	7
q_{m1}	$0.280229\ P/l$	$-0.033061\ P/l$	$-0.012488\ P/l$	$0.007980\ P/l$
q_{m2}	$0.021694\ P/l$	$0.013090\ P/l$	$0.009189\ P/l$	$-0.005139\ P/l$

次にこの交点力（附表—3）分布荷重（附表—4）に依る桁中央断面，荷重載荷断面のモーメント，撓みを求めてみよう．

交点力と荷重 P によるものには $'$ を分布荷重のみによるものには $''$ を符する事にする．

交点力と荷重 P によるもの

$$Q_{1a}=-\frac{1}{3}(2\times 0.17219+0.06467)=-0.13635$$

$$Q_{1b}=-\frac{1}{3}(0.17219+2\times 0.06467)=-0.10051$$

$$Q_{2a}=-\frac{1}{3}(2\times 0.32134+0.0.5470)=-0.23246$$

$$Q_{2b}=-\frac{1}{3}(0.32134+2\times 0.05470)=-0.14358$$

附表—5 モーメント

	桁中央断面	荷重載荷断面
M_a'	0.28280 Pl	0.29732 Pl
M_1'	0.12338 Pl	0.10330 Pl
M_2'	0.02984 Pl	0.02643 Pl
M_b'	−0.06102 Pl	−0.05205 Pl

附表—6 撓み

	桁中央断面	荷重載荷断面
y_a'	0.029338 Pl^3/EI	0.027375 Pl^3/EI
y_1'	0.011626 〃	0.010351 〃
y_2'	0.002991 〃	0.002631 〃
y_b'	−0.005870 〃	−0.005204 〃

分布荷重に依るもの

附表—7 モーメント

	桁中央断面	荷重載荷断面
M_a''	−0.019832 Pl	−0.018256 Pl
M_1''	0.028698 〃	0.026409 〃
M_2''	0.002099 〃	0.001950 〃
M_b''	−0.010965 〃	−0.010103 〃

附表—8 撓み

	桁中央断面	荷重載荷断面
y_a''	−0.001994 Pl^3/EI	−0.001842 Pl^3/EI
y_1''	0.002881 〃	0.002660 〃
y_3''	0.000221 〃	0.000205 〃
y_b''	−0.001108 〃	−0.001023 〃

従つて合モーメント，合撓みは附表—9,10 のようになる．

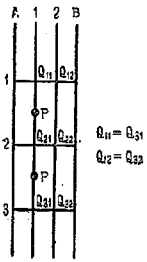
附表—9 合モーメント

	桁中央断面	荷重載荷断面
M_a	0.2630 Pl	0.2791 Pl
M_1	0.1520 〃	0.1297 〃
M_2	0.0319 〃	0.0284 〃
M_b	−0.0808 〃	−0.0621 〃

$$\frac{l^3}{EI}=\frac{2105^3}{2.1\times 10^6\times 1418200}=3.1318\times 10^{-3}$$

附表—10　合　撓　み

	桁中央断面		荷重載荷断面	
y_a	0.02734 $Pl^3/\Sigma I$	0.0000856 P	0.02553 Pl^3/EI	0.0000800 P
y_1	0.01451 〃	0.0000454 〃	0.01301 〃	0.0000407 〃
y_2	0.00321 〃	0.0000100 〃	0.00284 〃	0.0000089 〃
y_b	−0.00698 〃	−0.0000218 〃	−0.00623 〃	−0.0000195 〃



附図—10

附図—10 のように1桁に対称2点荷重が載荷された場合

前と同様にして交点力，分布荷重を求めると附表—11，12 のようになる．

附表—11

$Q_{1a}=0.182390$	$Q_{2a}=0.321121\,P$
$Q_{11}=-0.308762\,P$	$Q_{21}=-0.58743\,P$
$Q_{12}=0.070355\,P$	$Q_{22}=0.211497\,P$
$Q_{1b}=0.056017\,P$	$Q_{2b}=0.054812\,P$

附表—12

m / n	1	3	5	7
q_{m1}	−0.462015 P/l	0.095519 P/l	0.031610 P/l	−0.020921 P/l
q_{m2}	0.16304 〃	−0.075413 〃	−0.028333 〃	0.018074 〃

附表—11 の交点力と荷重 P によるモーメント，撓み，は附表—13，14 のようになる．

附表—13　モーメント

	桁中央断面	荷重載荷断面
M_a'	0.125878 Pl	0.105802 Pl
M_1'	0.150352 〃	0.187686 〃
M_2'	0.070463 〃	0.057245 〃
M_b'	0.027707 〃	0.024281 〃

附表—14　撓　み

	桁中央断面	荷重載荷断面
y_a'	0.011913 Pl^3/EI	0.010597 Pl^3/EI
y_1'	0.017006 〃	0.016382 〃
y_2'	0.00642 〃	0.005757 〃
y_b'	0.002747 〃	0.002421 〃

附表—12 の分布荷重に依るもの

附表—15　モーメント

	桁中央断面	荷重載荷断面
M_a''	0.026072 Pl	0.023944 Pl
M_1''	−0.047716 〃	−0.043749 〃
M_2''	0.017216 〃	0.015665 〃
M_b''	0.004428 〃	0.004140 〃

附表—16　撓　み

	桁中央断面	荷重載荷断面
y_a''	0.00269 Pl^3/EI	0.002408 Pl^3/EI
y_1''	−0.004755 〃	−0.004387 〃
y_2''	0.001683 〃	0.001550 〃
y_b''	0.000463 〃	0.000429 〃

従つて合モーメント，合撓みは附表—17，18 のようになる．

附表—17 合モーメント

	桁中央断面	荷重載荷断面
M_a	0.1520 Pl	0.1297 Pl
M_1	0.1032 〃	0.1439 〃
M_2	0.0877 〃	0.0729 〃
M_b	0.0321 〃	0.0284 〃

附表—18 合撓み

	桁中央断面		荷重載荷断面	
y_a	0.01451 Pl^3/EI	0.0000454 P	0.01301 Pl^3/EI	0.0000407 P
y_1	0.01225 〃	0.0000384 〃	0.01199 〃	0.0000375 〃
y_2	0.00810 〃	0.0000254 〃	0.00731 〃	0.0000229 〃
y_b	0.00321 〃	0.0000100 〃	0.00285 〃	0.0000089 〃

次に本計算値と比較する為に横桁（対傾構）のみ，床版のみの荷重分布作用を考慮した場合の理論値を求めてみよう．

〔4〕 横桁（対傾構）のみの荷重分布作用を考慮した場合

床版の荷重分布作用を省略するのであるから，(16)，(17)，(18) 式の分布荷重 $q_n=0$ とおくと

$$\sum_{n=1}^{u}\frac{l^3}{E_S I_{SK}}X_{Nn}Q_{nK}=-\sum_{i=1}^{s}\frac{b^3}{E_O I_O}X_{Ki}\,Q_{Ni}-\sum_{i=1}^{s}\frac{l^3}{E_S}\left(\frac{b_i'b_K'}{I_{SA}}+\frac{b_ib_K}{I_{SB}}\right)\left\{\sum_{n=1}^{u}X_{Nn}\,Q_{ni}\right\}\quad\cdots\cdots(26)$$

荷重 P の作用する桁においては

$$\sum_{n=1}^{u}\frac{l^3}{E_S I_{SK}}X_{Nn}Q_{nK}+\frac{l^3}{E_S I_{SK}}X_{Nz}P=-\sum_{i=1}^{s}\frac{b^3}{E_O I_O}X_{Ki}\,Q_{Ni}-\sum_{i=1}^{s}\frac{l^3}{E_S}\left(\frac{b_i'b_K'}{I_{SA}}+\frac{b_ib_K}{I_{SB}}\right)\left\{\sum_{n=1}^{u}X_{Nn}\,Q_{ni}\right\}\quad\cdots\cdots(27)$$

荷重 P が端主桁 $A(B)$ 上にある場合には

$$\sum_{n=1}^{u}\frac{l^3}{E_S I_{SK}}X_{Nn}\,Q_{nK}=b_K'\frac{l^3}{E_S I_{SA}}X_{Nz}P-\sum_{i=1}^{s}\frac{b^3}{E_O I_O}X_{Ki}\,Q_{Ni}-\sum_{i=1}^{s}\frac{l^3}{E_S}\left(\frac{b_i'b_K'}{I_{SA}}+\frac{b_ib_K}{I_{SB}}\right)\left\{\sum_{n=1}^{u}X_{Nn}\,Q_{ni}\right\}\quad\cdots\cdots(28)$$

となる．

数 値 計 算

米白橋合成桁（附図—8）につき本計算を行う．

A 桁に対称2点荷重が載荷された場合（附図—9 参照）各交点力は附表—19 のようになる．

附表—19

$Q_{1a}=-0.16934\,P$	$Q_{2a}=-0.27857\,P$
$Q_{11}=\ 0.22199\,P$	$Q_{21}=\ 0.38760\,P$
$Q_{12}=\ 0.06404\,P$	$Q_{22}=\ 0.06052\,P$
$Q_{1b}=-0.11669\,P$	$Q_{2b}=-0.16955\,P$

従ってモーメント，撓みは附表—20，21 のようになる．

附表—20　モーメント

	桁中央断面	荷重載荷断面
M_a	$0.2631\,Pl$	$0.2594\,Pl$
M_1	0.1524 〃	0.1281 〃
M_2	0.0311 〃	0.0273 〃
M_b	−0.0715 〃	−0.0609 〃

附表—21　撓　み

	桁中央断面	荷重載荷断面
y_a	$0.00008594\,P$	$0.00008049\,P$
y_1	0.00004520 〃	0.00004021 〃
y_2	0.00000967 〃	0.00000852 〃
y_b	−0.00002151 〃	

1桁に対称2点荷重が載荷された場合（附図—10 参照）

各交点力は附表—22 のようになる．

附表—22

$Q_{1a}=\ 0.22201\,P$	$Q_{2a}=\ 0.38594\,P$
$Q_{11}=-0.37998$ 〃	$Q_{21}=-0.71059$ 〃
$Q_{12}=\ 0.09394$ 〃	$Q_{22}=\ 0.26415$ 〃
$Q_{1b}=\ 0.06403$ 〃	$Q_{2b}=\ 0.06090$ 〃

従ってモーメント，撓みは附表—23，24 のようになる．

附表—23　モーメント

	桁中央断面	荷重載荷断面
M_a	$0.1520\,Pl$	$0.1279\,Pl$
M_1	0.1023 〃	0.1467 〃
M_2	0.0895 〃	0.0730 〃
M_b	0.0312 〃	0.0274 〃

附表—24　撓　み

	桁中央断面	荷重載荷断面
y_a	$0.00004510\,P$	$0.00003980\,P$
y_1	0.00003883 〃	0.00003846 〃
y_2	0.00002565 〃	0.00002299 〃
y_b	0.00000971 〃	0.00000855 〃

〔5〕 床版のみの荷重分布作用を考慮した場合

横桁の荷重分布作用を省略するのであるから（8），（9），(10) 式の交点力 $Q=0$ とおくと

$$\frac{l^4}{\pi^4 E_S I_{SK}}\sum_{m=1,2,3\cdots}\frac{1}{m^4}q_{mK}\sin\frac{m\pi x}{l}=-\sum_{i=1}^{s}\frac{b_i^3}{E_c I_c}X_{Ki}\sum_{m=1,2,3\cdots}q_{mi}\sin\frac{m\pi x}{l}$$

$$-\frac{l^4}{\pi^4 E_S}\sum_{i=1}^{s}\left(\frac{b_i' b_K'}{I_{SA}}+\frac{b_i b_K}{I_{SB}}\right)\sum_{m=1,2,3\cdots}\frac{1}{m^4}q_{mi}\sin\frac{m\pi x}{l}\cdots\cdots\cdots\cdots(29)$$

荷重 P の作用する桁においては

$$\frac{l^4}{\pi^4 E_S I_{SK}}\sum_{m=1,2,3\cdots}\frac{1}{m^4}q_{mK}\sin\frac{m\pi x}{l}+\frac{2P\,l^3}{\pi^4 E_S I_{SK}}\sum_{m=1,2,3\cdots}\frac{1}{m^4}\sin\frac{m\pi D}{l}\sin\frac{m\pi x}{l}$$

$$=-\sum_{i=1}^{s}\frac{b^3}{E_C I_C}X_{Ki}\sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots}q_{mi}\sin\frac{m\pi x}{l}-\frac{l^4}{\pi^4 E_S}\sum_{i=1}^{s}\left(\frac{b_i' b_K'}{I_{SA}}+\frac{b_i b_K}{I_{SB}}\right)$$

$$\sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots}\frac{1}{m^4}q_{mi}\sin\frac{m\pi x}{l} \quad \cdots\cdots(30)$$

荷重 P が端主桁 $A(B)$ 上にある場合には

$$\frac{l^4}{\pi^4 E_S I_{SK}}\sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots}\frac{1}{m^4}q_{mK}\sin\frac{m\pi x}{l}=b_K'\frac{2Pl^3}{\pi^4 E_S I_{SA}}\sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots}\frac{1}{m^4}\sin\frac{m\pi D}{l}\sin\frac{m\pi x}{l}$$

$$-\sum_{i=1}^{s}\frac{b^3}{E_C I_C}X_{Ki}\sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots}q_{mi}\sin\frac{m\pi x}{l}-\frac{l^4}{\pi^4 E_S}\sum_{i=1}^{s}\left(\frac{b_i' b_K'}{I_{SA}}+\frac{b_i b_K}{I_{SB}}\right)$$

$$\sum_{m=1\cdot2\cdot3\cdots}\frac{1}{m^4}q_{mi}\sin\frac{m\pi x}{l} \quad \cdots\cdots(31)$$

数　値　計　算

米白橋合成桁（附図—8）につき本計算を行う．

A 桁に対称2点荷重が載荷された場合（附図—9 参照）

附表—25　モーメント

	桁中央断面	荷重載荷断面
M_a	0.2905 Pl	0.2971 Pl
M_1	0.1205 〃	0.1111 〃
M_2	0.0125 〃	0.0117 〃
M_b	−0.0485 〃	−0.0448 〃

附表—26　撓　み

	桁中央断面	荷重載荷断面
y_a	0.00009255 P	0.00003541 P
y_1	0.00003808 〃	0.00003517 〃
y_2	0.0000040 〃	0.00000376 〃
y_b	−0.00001297 〃	−0.00001422 〃

1桁に対称2点荷重が載荷された場合（附図—10参照）

附表—27　モーメント

	桁中央断面	荷重載荷断面
M_a	0.1205 Pl	0.1111 Pl
M_1	0.1465 〃	0.1646 〃
M_2	0.0955 〃	0.0876 〃
M_b	0.0125 〃	0.0117 〃

附表—28　撓　み

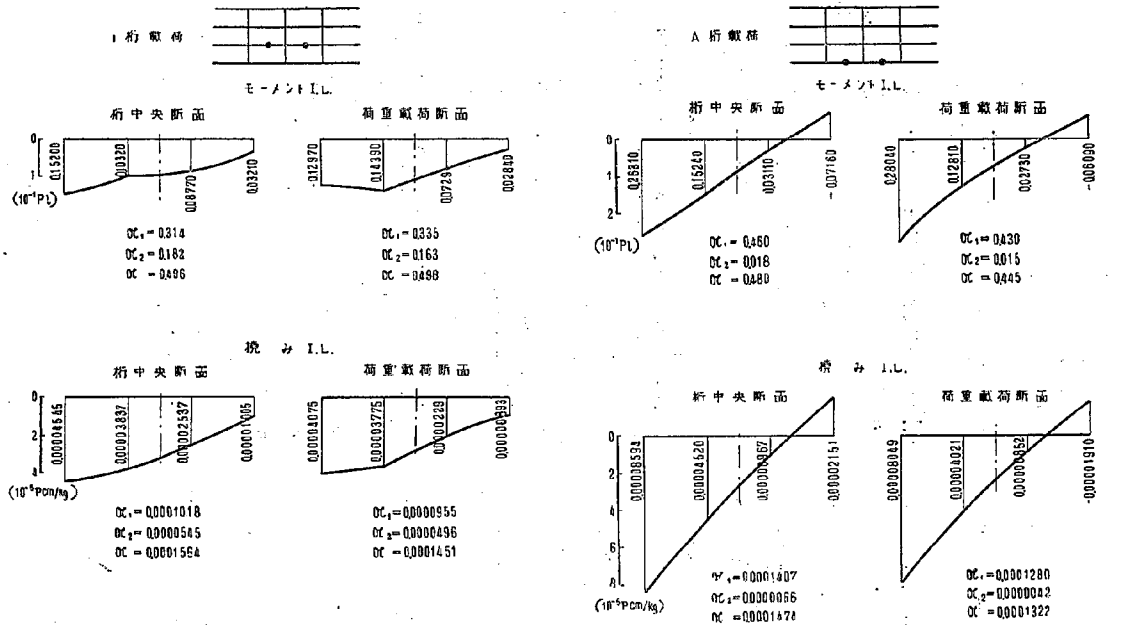
	桁中央断面	荷重載荷断面
y_a	0.00003809 P	0.0000352 P
y_1	0.00004717 〃	0.00004357 〃
y_2	0.00002994 〃	0.0000277 〃
y_b	0.00000407 〃	0.00000376 〃

〔6〕 横桁と床版，横桁のみ，床版のみ，を考慮した場合の荷重分布作用の比較

（1） 影響線の比較

A 桁，1桁の影響線を附表—9, 10, 17, 18, 20, 21, 23, 24, 25, 26, 27, 28 を用いて描くと図—11～16のようになる．

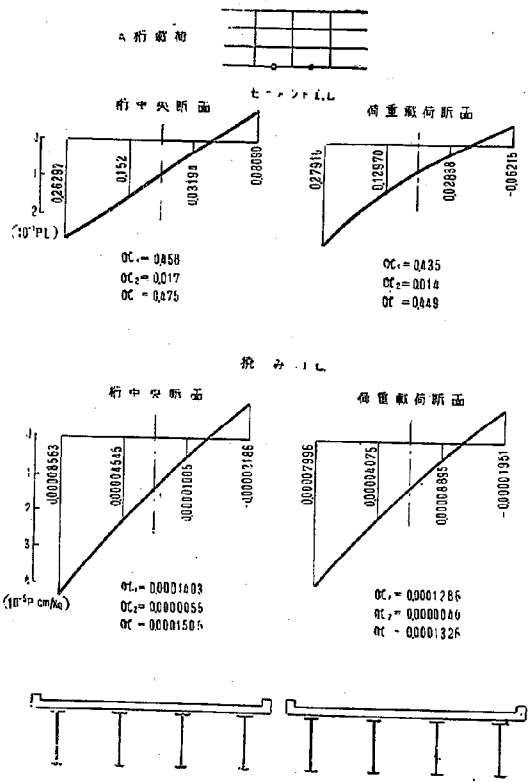
イ） 横桁と床版を考慮した場合



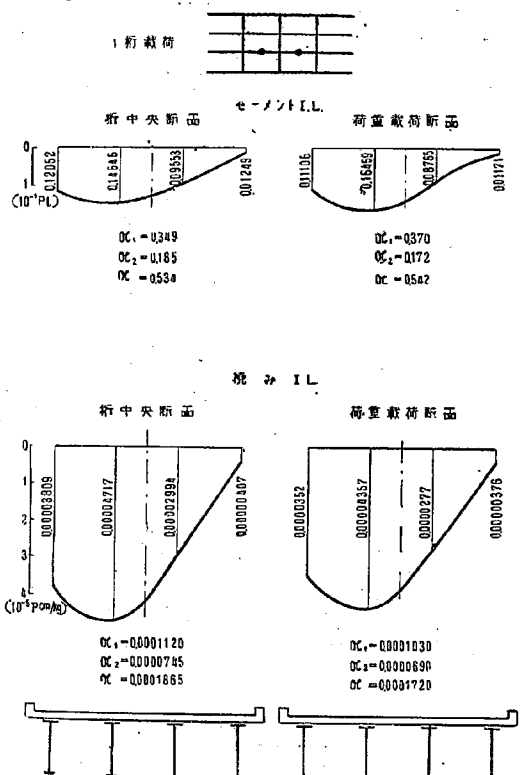
附図 — 11

附図 — 12

ロ）横桁のみを考慮した場合

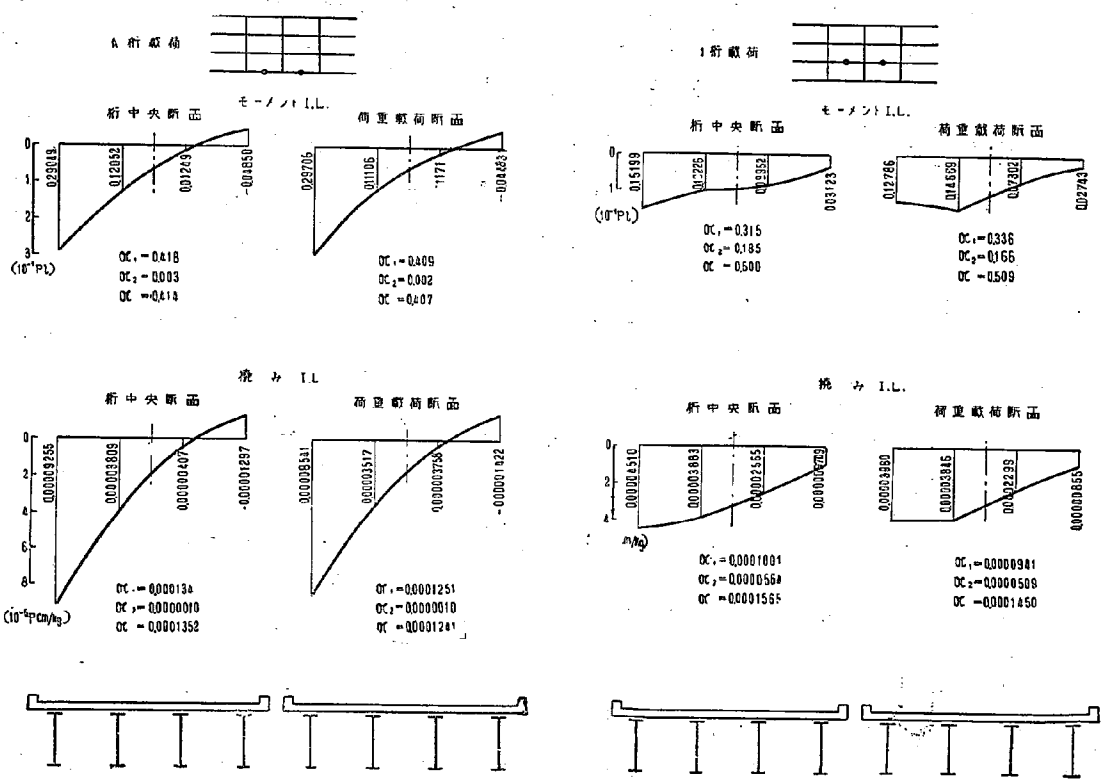


附図 — 13



附図 — 14

ハ）床版のみを考慮した場合



附図 — 15

附図 — 16

（2） 実験値との比較

a）の影響線を用いると半載荷重のモーメント M，撓み η は次式から求められ附表—29，30 のようになる．

$$M=a\times q\times l\ (\text{kg-cm}) \qquad \left\{ l=2105\ \text{cm},\ q=\frac{9000}{5.1}\ \text{kg/m} \right\}$$

$$\eta=a\times q\ (\text{cm})$$

附　表—29

	モーメント (kg-cm)							
	桁中央断面				荷重載荷断面			
	A 桁	1	2	B	A	1	2	B
横桁と床版を考慮した計算値	170300 (0.79)	1166000 (0.82)	676000 (0.81)	65000 (0.62)	1617000 (0.63)	1244000 (0.64)	605000 (0.61)	54000 (0.56)
横桁のみを考慮した計算値	1710000 (0.79)	1171000 (0.82)	687000 (0.80)	67000 (0.60)	1600000 (0.68)	1248000 (0.64)	618000 (0.60)	57000 (0.53)
床版のみを考慮した計算値	1554000 (0.87)	1297000 (0.74)	687000 (0.80)	−15000	1520000 (0.72)	1370000 (0.59)	648000 (0.57)	−8000
実測値	1350000	960000	550000	40000	1090000	80000	370000	30000

附　表—30

	撓み (cm)							
	桁中央断面				荷重載荷断面			
	A 桁	1	2	B	A	1	2	B
横桁と床版を考慮した計算値	0.248 (0.81)	0.180 (0.80)	0.096 (0.83)	0.020 (0.50)	0.227 (0.86)	0.168 (0.83)	0.088 (0.80)	0.007
横桁のみを考慮した計算値	0.248 (0.81)	0.177 (0.82)	0.099 (0.81)	0.012 (0.83)	0.226 (0.86)	0.166 (0.84)	0.090 (0.78)	0.007
床版のみを考慮した計算値	0.237 (0.84)	0.198 (0.73)	0.131 (0.61)	0.002 (5.00)	0.221 (0.88)	0.182 (0.77)	0.122 (0.58)	−0.002
実測値	0.200	0.145	0.08	0.01	0.195	0.14	0.07	0

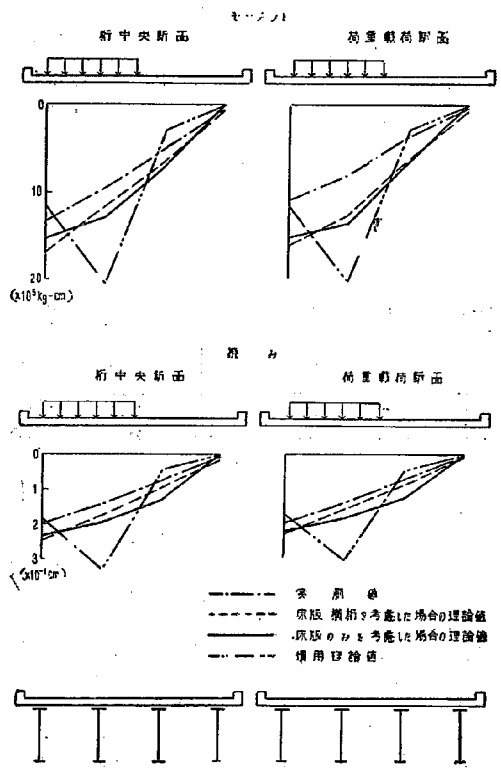
（）内は $\frac{\text{実測値}}{\text{計算値}}$　　（註　モーメントの実測値としては表—9の下フランヂの応力に断面係数を乗じたものを用いた．）

本計算では横桁と床版を考慮した場合と横桁のみを考慮した場合で殆んど差異を生じなかった．実際の合成桁，格子構造桁ではこの程度の横桁は用いられるから，床版の影響を省略して格子の計算を行う事は実用上差支えないと思われる．

以上の結果を図示すると附図—17 のようになる．荷重載荷断面のモーメント図では実測値と理論値が可成り大きな差異を生じているがこれは荷重が線荷重ではなく Ⅳ）の図—16のような分布荷重の為と思われる．

満載荷重の時は，慣用法と上述の理論値では大差ないが，半載荷重の場合では可成りの差を生じ後者が実測値と類似した傾向を有している．これは更に集中荷重の場合には一層著しくなると思われる．

現在橋梁の一大課題である Limit load を論ずる場合には上述の方法を用うる事が極めて合理的であると思われる．


モーメント
桁中央断面
荷重載荷断面
0
10
20
(x10³kg-cm)
たわみ
桁中央断面
荷重載荷断面
0
1
2
3
(x10⁻¹cm)
実測値
床版 横桁を考慮した場合の理論値
床版のみを考慮した場合の理論値
慣用理論値

附図—17

砂利道の波状現象について

——現場観測を主としたその原因の考察について——

建設技官　小　林　浩　二

（昭和 29 年 11 月）

目　　次

I　まえがき……（1）
〔1〕　第1次調査(統計的調査)……（2）
〔2〕　第2次調査(道路試験車による観測)……（3）
II　統計的調査……（3）
〔1〕　生起箇処について……（3）
〔2〕　交通量及び速度……（4）
〔3〕　波状現象について……（4）
〔4〕　備　考　欄……（4）
III　道路試験車による振動測定……（5）
〔1〕　加速度計による車体の振動……（5）
〔2〕　オシログラフによる地盤の振動測定……（6）
〔3〕　土質試験その他について……（7）
IV　調査箇所……（7）
〔1〕　K—値……（7）
〔2〕　含　水　量……（10）
〔3〕　粒　　度……（10）
〔4〕　その他の実験について……（10）
〔5〕　現在までの実験結果の考察……（11）
V　結　　論……（13）

I　まえがき

近年における自動車の発達は著しく，特に終戦後における車輌台数の増加と型式の大型化は自動車技術に関して劃期的な一時代を画している．保有台数についてみると昭和 26 年3月末では昭和 12 年，昭和 20 年の2倍及び3倍となつている．(表—1)一方道路の現状は国道では総延長 9,322 粁の中既舗装区間はその 20%の 1,894 粁で残り 80%が砂利道になつており，府県道合計では 95.5% までが砂利道である．(表—2)

砂利道の波状現象は〝さざ波〟とも云われ，砂利道路面上の洗濯板のような規則的に発達した横波を云う．砂利道舗装に関して従来からしばしば問題になつており，特に終戦後の自動車交通量の増加とその速度の増大と共に各地でその対策に頭を悩ましている．しかしその起因する因子の複雑性と，室内試験の困難性のために

表—1 自動車保有台数調

種別＼年次	昭和 12 年	昭和 20 年	昭和 26 年
普通車	128,735	90,781	186,634
小型車	85,011	53,570	226,098
計	213,746	144,351	413,732

表—2 道路延長調 (粁)

種別＼年次	総延長	舗装	自動車交通不能
国道	9,322	1,894	116
指定府県道	24,539	2,492	380
一般府県道	101,582	2,061	15,812
計	135,443	6,447	16,308

その根本的な究明を怠つていたようである．しかし上述の如く自動車道の大部分が砂利道であり，その舗装化は当分望み得べくもない状態であるからその原因を調査して適当な防止工法をたてることは当面の大きな問題である．

本実験においては波状現象の外的な原因すなわち自動車自体の振動と内的原因すなわちこの現象のおこりやすい路盤の特性を調べてその対応工法をたてるために調査を行つた．第一次調査としては以下に述べる事項について府県の回答を求め，第二次調査として埼玉県について行つた．現場調査は観測を中心にして定性的な傾向を考察したに過ぎず，とりあえず中間報告として纒めることとした．

〔1〕 第1次調査（統計的調査）

建設省道路局より各県宛に送付した調査表（表—3）により波状現象の生起する箇処の線形，勾配，工事年月日，交通量，速度，道路構造及び排水状態，波型，補修等について調査したものである．

表—3 砂利道波状現象に関する調査表 建設省道路局

〔1〕 箇所調査
（1）場所
（2）幅員—有効 m
（3）線形
直線部—延長 m
曲線部—屈曲半径 m
（4）勾配
縦断勾配 % 横断勾配 %
（5）既改良あらばその工事年月日
〔2〕 交通調査
（1）平均一日交通量（短時間交通量ならば平均一日交通量に換算のこと）
トラック 台，乗用車 台，バス 台，特殊自動車 台
合計 台
（2）速度（調査点における自動車の卓越速度）
トラック km/時，乗用車 km/時，バス km/時，特殊自動車 km/時
〔3〕 波状現象について
（1）盛土，切取の別
（2）排水状態 良 中 不良
（3）地下水面の平均深さ m
（4）路側状況
水田 畑 森林 人家 原野 河川 湖沼 海

（5）年間降雨量　　mm

（6）土　質

路　盤　厚さ　　cm　砂　質　粘土質　シルト質

路　床　　砂　質　粘土質　シルト質

（7）波の山と山又は谷と谷の間隔　（a）　cm

波の山と山又は山と谷の高低差　（b）　cm

（8）補修後の車輛通過台数と高低差（b）の変化の割合

車輛台数　　台　台　台　台

深さ(cm)　　cm　cm　cm　cm

（9）補　修

グレダーによるもの　年　回

道路人夫によるもの　年　回

（10）道路横断図（略図）

〔4〕図　面

（1）箇所図（$\frac{1}{20万}$，箇所及び波状現象の出た長さ）

（2）でき得れば土性図

〔5〕備　考

（註）

① 上記調査事項について，波状現象の顕著な地点及び同一路線で類似の条件の下でこれが起らない地点について調査記入のこと．

② 調査事項中，排水状態，路側状況，及び土質においては相当欄に○を記入して下さい．

③ 備考欄には波状現象に関して，梅雨時，大雨後，日及び季節的変化の状態又はその他の特異な現象があれば記入して下さい．

④ 管内の適当五ケ処について調査のこと．

〔2〕第2次調査（道路試験車による観測）

道路研究室所属の道路試験車により埼玉県南古谷村において最初グレダーをかけて路面を平担にした日から波の発生及び生長の各段階毎，3日～4日間隔に，車体の振動を加速度計により，路盤の振動をオシログラフにより測定した．

（1）土質試験　波の山，谷の粒度，含水量，密度，*LL*，*PL*，及び路盤，路床の粒度，含水量，密度，*LL*，*PL*，*PI* 等の土質的特性

（2）波の波長　高低差，時間的変化の状態及び支持力試験，貫入試験

II 統計的調査

砂利道の波状現象はその生起状態が相当複雑であり，現場施工者の意見も各人各様で相当異なった見方もあるので最初統計的に調査を行って大体の傾向を把握して以後の実験をより能率的に行なおうとした．調査形式は表—3 の如くである．

〔1〕生起箇処について

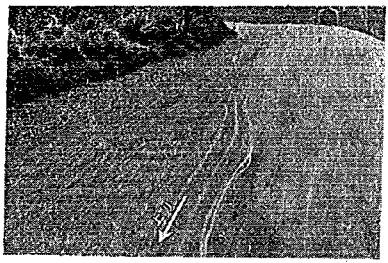
二車線以上の幅員を有し，直線区間の処に起りやすい．勾配は平担地に多いが3％の坂道の下りの進行方向

に対して左側に起きている例もある（写真—1）．工事施行後 10～20 年位のものが多く，その内訳は表—4 に示す．

〔2〕 交通量及び速度

交通量 250台/日 以上，速度 20粁/時 以上の箇処に起りやすい．

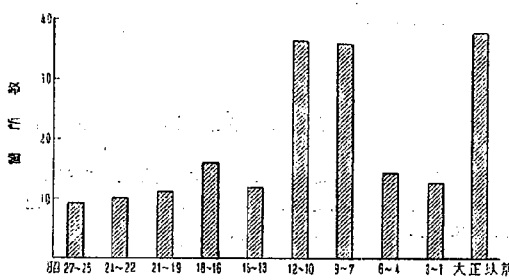
〔3〕 波状現象について



写真—1　坂道の波（川越市）

盛土，切取の別については盛土の箇処に多く，切取の箇処は少ないが，路線延長の中切取盛土の各延長別が分らないのではつきりした事は云えない．切取の箇処では，排水不良の場合道路がうみ出して波長の大きい特異な波を形成している．排水状態からみると波のおこつている処は排水良好な箇処に多い様である．土質は路盤が砂質のものがおこりやすい．波の高低差もある一定の値に達するとあまり進行しないようである．

表—4



〔4〕 備考欄

波の生成について特異な現象を現場の直接観測者の意見を聞いてもらつた欄であるが要約すると

（1） 路盤の排水の良好な処，季節的には夏季の乾燥期に著だしい．

（2） 路面が常に若干湿つている処，例えば人家，森陰等ではおこりにくい．

（3） 粗骨材の粒径が比較的大きい場合にはおこりにくい．

（4） 丘陵部，山間部の切取の箇処を道路が通過する場合は比較的生起しにくい．

（5） 交通量が少なく，自動車速度が小さい場合にはおこらない．

（6） 冬期交通量が減少し，路面湿潤により軟化する場合は消滅する．大雨後においても同様である．

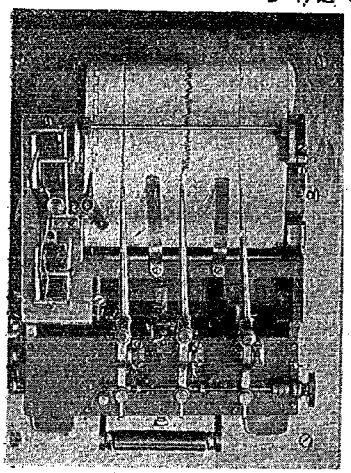
（7） 路盤に粗骨材として砕石を使用した場合はおこりにくい．

（8） 波が自動車の進行方向に対して斜になつていると見做される箇処がある．

（9） 坂の下り口で自動車進行方向の左側におきている例がある．

(10) 切取等で排水の良くない箇処では梅雨時等にうみ出して波長の大きい波を起す．

(11) 旧軌道の道床を片側に拡幅して築造した道路において道床上に波がよく起る例がある．



写真—2　三成分加速度計
（固有振動数 20 cycle/sec）

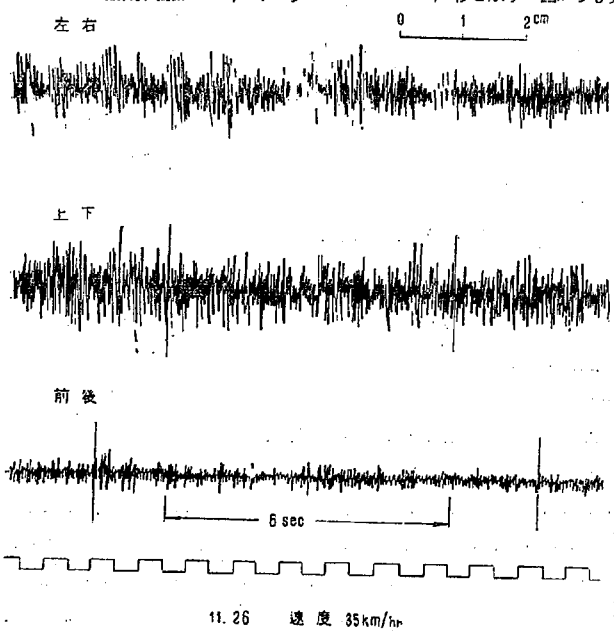
III　道路試験車による振動測定

グレーダーで路面を補修した後，波の生長の各段階毎に 0 日，2 日，5 日，16日に自動車自体の運動を加速度計により，路体の振動をオシログラフにとつて波の発生の状態を観測した．

〔1〕 加速度計による車体の振動

使用器械　石本茨原式三成分加速度計

上記加速度計を試験車床面ほゞ重心位置に取付け波の発生の各段階毎に 20, 25, 30,35, 40, 45, 50 km/hr とかえて振動を記録した．図—1 はこの1例で上から左右上下前後の三方向の振動状態を記録したもので図上 1 cm の振れが 1 g（g は重力加速度）に相当している．最下段の記録は時間で一コマ 1/2 秒を示す．図からも分るように毎秒 3 cycle 位の周期の大きい振動の中に 13～15 cycle の細かい周期のものが入つて複成振動をしている．周期の大きいものが車体の振動であり，周期の小さいものが車輪系の振動と考えられる．これ等は勿論車体及び車軸の質量，シヤシバネの強さ，タイヤー常数により異なるものであり，車体の重心位置と前後シヤシバネの強さの関係によつても変る．タイヤーのバネ常数も空気圧力，速度，磨耗程度で変化する．以上の記録を表—5 及び図—2 に示す．これを見るとグレーダー補修直後

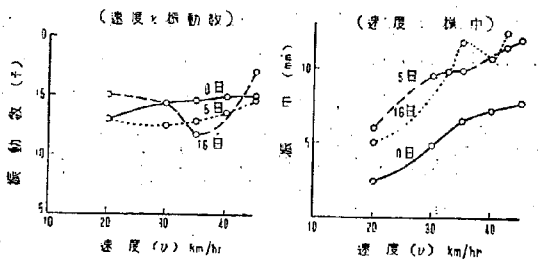


図—1

表—5　試験車体の振動　於埼玉県南古谷村

路面補修後の経過日数	速度 (粁/時)	振動数 (cyc/sec)	平均周期 (sec)	振幅 (mm)
0 日	20	13.0	0.077	2.42
	30	14.5	0.069	4.85
	35	14.5	0.069	6.71
	40	15.2	0.066	7.42
	45	15.0	0.067	7.65
5 日	20	12.8	0.078	6.03
	30	12.3	0.081	9.50
	35	12.8	0.078	9.83
	40	13.5	0.074	——
	45	17.2	0.058	11.50
16 日	20	15.0	0.067	4.77
	30	14.5	0.069	6.40
	35	11.8	0.085	11.18
	40	13.5	0.075	10.92
	45	14.8	0.068	12.33

においては振動数は大体 13～15 cycle で速度と共に増加し，振幅の変化も大体一定している．波の発達した 16 日においては振動数は低速では大きく速度 35 km 辺りで最少となり，更に速度が増せば大きくなり，振幅は速度の増大と共に大きくなるが 35 km 辺りで最大値に近ずいている．車軸系の固有振動数が 11.8 cycle 前後とすれば速度 35 km として 1 cycle 間の進行距離は $35000/60\times60\times11.8=0.825$m となり波の実測波長 82 cm とよく一致し一応車軸の固有振動と波による強制振動が一致して共振状態にあると考えられる．



図—2　三成分加速度計

〔2〕 オシログラフによる地盤の振動測定

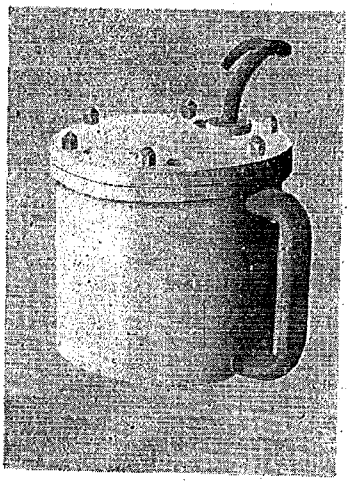
使用器械：ピックアップ

佐々式C型振子：固有振動数 15 cycle/sec

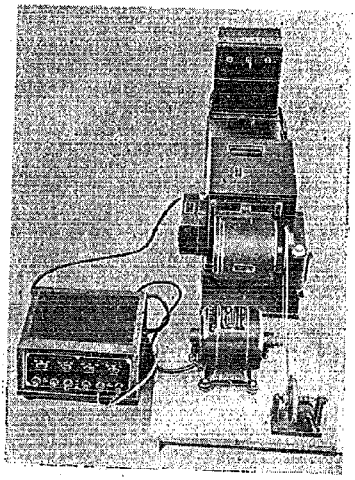
動コイル型：エアダンパー

オッシログラフ：横河電機製　N—3 型，振動子・H型（固有振動数 1,000 cycle/sec）

車体の振動測定と同時にピックアップを路盤中種々の深さに設置して自動車通過時の前輪及び後輪の地盤に与える振動をオシログラフに記録した．この結果は表—6 の如くである．この記録によると自動車により生起される地盤の振動は前輪後輪の別，地中深さによって相当異なるが車体の振動に最も支配的だと考えられる後輪通過時の路床に最も近い 20 cm のピックアップの振動が大体車体のそれに似て 13～16 cycle の振動をしている．地盤の固有振動数は相当軟弱なものでも 25 cycle 位が最小であるのを考えれば（表—7）これは自動車による強制振動とみる事ができる．



写真—3　ピックアップ



写真—4　オシログラフ

表—7　地盤の固有振動数

測定地	測定位置	振動数	測定地	測定位置	振動数
赤羽堤外地		28.4 cycle	大塚堤防(新)	深さ 50 cm	28.0
	路盤	31.3	〃 (旧)	〃	29.0
	路床	29.5	天の川堤防(新)	〃	25.5
青梅	路盤	31.3	〃 (旧)	〃	27.0
	路床	30.3	大日橋取付道	〃	32.2
志茂町		29.8	石部国道2号	〃	33.0
			淡輪国道16号	〃	36.0
			中仙道	〃	34.0

〔3〕 土質試験その他について

自動車振動測定と同時に下記実験箇処において次の調査及び観測を行った．

(a) 土質試験（含水量，粒度，液性限界，塑性限界，現場密度，乾燥密度）(b) K—値（路盤及び路床）(c) 貫入試験（路床）(d) 横波の観測 (e) 自動車の速度測定

IV 調査箇所

埼玉県杉戸町，南古谷村，松山市，川越市，伊草村，七里村の各地で調査を行った結果は次の如くである．

〔1〕 K—値

路面支持力係数について波のおきている箇処とそうでない箇処を比較してみると表—8 の如くなって波の生起状態と K—値の間に一定の関係があるようには見受られない．

表—6 試験車による地盤

グレーダー補修後の経過日数	自動車の速度 km/時	前 地盤深さ 20 cm 振幅	前 地盤深さ 20 cm 振動数	〃 30 cm 振幅	〃 30 cm 振動数	〃 40 cm 振幅	〃 40 cm 振動数	〃 60 cm 振幅	〃 60 cm 振動数
0 日	46.1	1.5	(0.065) 15.4	1.6	(0.069) 15.4				
2 日	30.0	3.7	(0.069) 14.5	3.3	(0.069) 14.5				
	17.3	1.9	(0.080) 12.5	2.2	(0.081) 12.3				
	17.3					1.2	(0.079) 12.7		
	27.4	2.8	(0.081) 12.4	2.1	(0.070) 14.3				
	27.4	2.1	(0.074) 13.5	1.1	(0.072) 13.9				
	29.3	3.2	(0.068) 14.6	2.5	(0.069) 14.5				
6 日	28.4					3.5	(0.070) 14.3		
	37.1	1.4	(0.050) 20.0	1.5	(0.056) 17.8				
	40.7	2.6	(0.056) 17.8	1.4	(0.056) 17.8				
	42.7	3.4	(0.060) 16.7	2.8					
	52.6	2.8	(0.047) 21.3	5.0	(0.060) 16.6				
	18.8	1.5	(0.078) 12.8	1.2	(0.071) 14.1				
	18.8					1.3	(0.076) 13.2	3.1	
	30.0	3.6	(0.062) 16.1	2.5	(0.068) 14.7				
16 日	30.7					2.7	(0.074) 13.5	2.4	(0.065) 15.4
	42.0	3.4	(0.072) 13.9	4.2	(0.057) 17.5				
	42.0					4.0	(0.046) 21.7	2.8	(0.042) 23.8
	45.0					4.4	(0.058) 17.2	4.9	(0.043) 23.2
	不明 (1)					7.2	(0.069) 14.5	6.0	(0.070) 14.3
	〃 (2)					5.9	(0.073) 13.7	3.2	(0.073) 13.7

( ) は週期

の　振　動　　於埼玉県南古谷村

輪		後									
〃 75 cm		地盤深さ 20 cm		〃 30 cm		〃 40 cm		〃 60 cm		〃 75 cm	
振幅	振動数	振幅	振動数	振幅	振動数	振幅	振動数	振幅	振動数	振幅	振動数
		4.6	(0.065) 15.4	4.3	(0.072) 13.9						
1.5	(0.076) 13.1	3.3	(0.073) 13.7	3.7	(0.076) 13.2	2.4	(0.065) 15.3			1.9	(0.046) 21.6
		2.3	(0.072) 13.9	2.0	(0.086) 11.6						
		5.1	(0.070) 14.3	4.7	(0.077) 13.0						
		2.4	(0.068) 14.7	4.3	(0.067) 14.9						
		4.9	(0.069) 14.5	3.9	(0.063) 15.8						
2.8	(0.064) 15.6					4.2	(0.070) 14.2			2.8	(0.063) 15.8
		4.1	(0.062) 16.1	7.0	(0.061) 16.3						
		4.7	(0.070) 14.3	4.6	(0.050) 20.0						
		2.8	(0.061) 16.4	3.1	(0.052) 19.2						
		7.0	(0.056) 17.9	8.0	(0.060) 16.6						
		2.1	(0.066) 15.2	2.0	(0.079) 12.2						
						1.7	(0.072) 13.8	1.0	(0.072) 12.8		
		7.1	(0.070) 14.3	6.0	(0.075) 13.3						
		6.5	13.0 (0.075) 13.3	6.0	(0.082) 12.2	4.3	(0.070) 14.2	2.4	(0.079) 12.6		
						8.5	(0.055) 18.1	4.5	(0.051) 19.5		
						6.5	(0.063) 15.8	3.9	(0.078) 12.8		
						9.5	(0.070) 14.2	7.5	(0.063) 15.8		
						3.2	(0.075) 13.3	1.8	(0.072) 13.8		

(1)　トラック　　(2)　乗用車

〔2〕含水量

前の調査において路面が何等かの原因で常にある程度しめつているような処において波が起りにくい傾向にあつたので一路線上波の起きている処とその近傍の波の起きない処の路盤の含水比をとると表—9 の如くなり

表—8　K—値

測定地	波の起きている箇処		波の起きていない箇処	
	路盤	路床	路盤	路床
埼玉県杉戸町	20.0	12.0	12.4	11.1
〃 南古谷村(A)	3.4	5.5	7.0	2.2
〃 (B)			8.4	3.4
〃 松山市	19.6	4.6	24.2	7.2
〃 川越市	8.0	2.4		
〃 七里村	9.0	2.6		

表—9　波の生起状態と路盤の含水比

測定地	含水比		
	波	波消滅	波なし
七里村—A	1.72	2.58	8.02
〃 —B	2.33 2.42		
〃 —C	2.11	2.72	2.07
〃 —D	2.47	3.07	3.47
〃 —E	1.74	1.75	2.75
大宮市	1.85 1.21		
岩槻	0.56		
南古谷村並木			16.02

波の生起箇処は大体 2.5～3%以下となつているようである.

〔3〕粒度

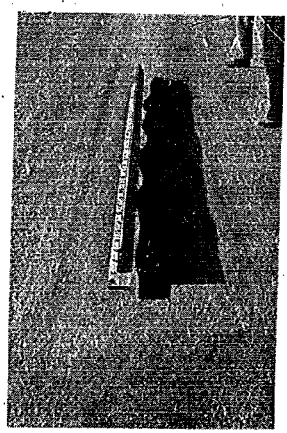
路盤の粒度は附図—1～3及び附表—1 の如くである。附図—1 は波の起きている箇処(実線)とその附近の波の起きていない処若しくは殆んど起きない処（点線）の路盤の粒度を示している．南古谷では両者はほゞ類似の曲線をなし松山と杉戸では傾向が反対となつている．附図—2 は大宮～春日部の一路線について波の生起状態の程度に応じて三段階に分けてみたものである．実線は波のあらわれた箇処，破線は波の起らない箇処，鎖線はその中間の箇処の粒度である．いずれにしても附表—4 で分る如く波の起きている箇処は起きていない箇処とくらべ大体細砂及び粗砂従つて 0.05～2 mm 程度の粒子が多い．次に山と谷の粒度についてみると附図—3 及び附表—1 の如くなつてこれも山が谷に比して砂の量が多いようである．

〔4〕其の他の実験について

自動車の速度測定は約 100 mの測定区間を選んでグレダー補修後の路面平坦の時期に主としてトラックについて Stop watch を用いて測定した．この速度と実際の波長については 表—10 の如くなつている．

表—10　トラック速度と波長

トラックの速度		実測波長	測定地
36 km/hr	10 m/sec	85.7 cm	杉戸
30	8.3	68.6	南古谷—A
34	9.4	82.0	〃 —B
30.3	8.4	73.0	川越
29.3	8.1	70.0	中山



写真—5

波型測定は写真—5 の如き測定器具をつくり測定したが実際の波は自動車から見る程規則だつたものではなく，相当不規則でありまた土質により高低差の変化も変るが大体一定期間（14～21日）で波の発達は殆んど停止し波の谷の箇処が雨水の作用と共にポット・ホールに移行する傾向が見受けられる．

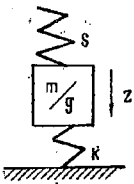
路盤土は砂質土で大体PLは5以下で殆んど0に近いものである．路盤の現場密度の測定は砂を用いて測定したが実際問題として困難であり測定値も全体的にやや大きいようである．

〔5〕 現在までの実験結果の考察

自動車自体の振動についてもまた自動車通過時の路体の振動によつても大体毎秒 12～15cycle 前後の振動が実際の路面に作用すると考えられる．また自動車の中トラックの速度と発生する波の波長を比較しても大体速度が大きくなれば出来る波の波長もこれに比例して大きくなる．図—4はこれ等の速度と波長との関係である．いずれも路面平坦または平坦と見なし得る場合のものである．今車輛系の重量m，スプリングのバネ常数S，タイヤのバネ係数をK，とすれば振動方程式は

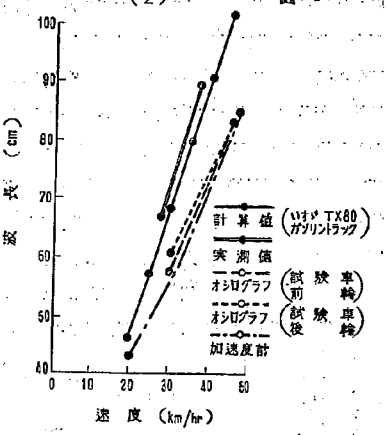
$$\frac{m}{g}\frac{d^2z}{dt}+(K+S)z=0 \quad \cdots\cdots(1)$$

$$T=2\pi\sqrt{\frac{1}{K+S}\frac{m}{g}} \quad \cdots\cdots(2)$$



図—3

となる．今いすず TX 80 ガソリントラックの後輪について $m=400$ kg，$K=180$ kg/mm，$S=70$ kg/mm を代入すると，$T=0.0823$ となり各速度に対する波長は図に示した様になる計算値と実測値はよく合つているが加速度計及びオシログラフによる記録がややずれているのは道路試験車の踏数値がトラックと異なるためかまたは他の車軸の振動が入つて聯成したものか分らないが後者としても前後輪共周期はほゞ同様であるのでその調和分析は困難である．後に述べる様に地盤の固有振動とは別個のものであるからいずれにしてもこの振動を波の原因と考えれば周期も大体一致している．



図—4

次に路体中の内的原因については先ず路面の波の生起する機構としては以下3つのいずれか1つまたはそれ以上の作用が重なつて起るものと考えられる．

（1）路盤または路床の変形

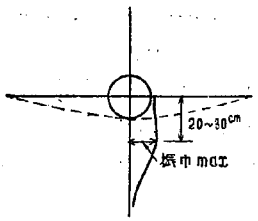
（2）路盤の磨耗

（3）路盤または路床の流動

（1）について云えば自動車の通過により路体に動的変化を与え，これが繰返された場合地盤は完全な弾性体でなく或程度プラスティックなものであり，このため歪が生ずる．自動車の上下動により周期的に接地圧が変

化しこの変化にともなつた歪が波となつて現われるのだろうということである．（藤芳義雄氏，道路第六巻第八号）自動車通過時の地盤の振動状態をオシログラフにとつてみると地表面下或る一定の深さに最大振幅の点があり，深さの増加と共に減衰してゆく．この深さは振動数によつて異なるが大体 20～30 cm 位でここに応力が集中して歪がおこり波となることが考えられる．

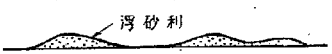
一方現場の観測記録よりみると K 値については表—9 の如く波のおきている箇処とそうでない箇処にはつきりした区別は見受けられない．埼玉県七里村すのこ橋ではスパン約 8 m の鉄筋コンクリート橋のスラブ上に



図—5

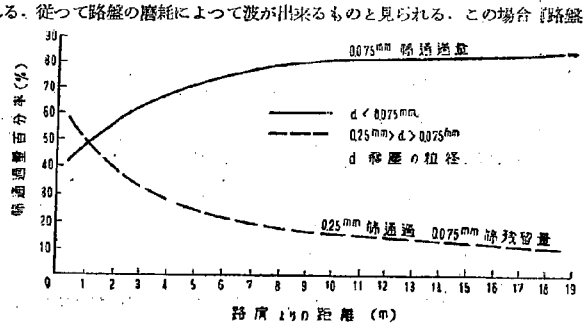
写真—6　スラブ上の波

敷かれた厚さ約 7 cm の土砂薄層が両側の取合せ道路上の波と連続して規則的な波状現象を呈している．（写真—6）スラブは剛なものであり地盤の変形という考え方も適当でない．又粘土で路面がたたき状になつた平坦な道路上に浮砂利だけが波となつている箇処（七里村）も見受けられた．（図—6）．自動車の接地圧の変化により波がおきるとすれば波の高低は圧力の差，従つて歪の大小によつて生ずるわけであるが実際の自動車タイヤーの圧力変化は明確に測定できる程度の変化をするものではない様である．



図—6

（2）について以上の例でもわかる様に砂利道の波状現象は路盤の極く表面の性質が支配的であると考えられる．従つて路盤の磨耗によつて波が出来るものと見られる．この場合『路盤の磨耗』ということは路盤がすりへる事ではなくその構成材料がはこりとなつて飛散し，道路面上又はその附近を移動する現象を意味する．波の山と谷の粒度を比較すると（附図—3）波の顕著な伊草，松山，岩槻においてはいずれも山の方に砂が多く谷から移動した形跡が見受けられる．近



図—7　飛塵粒度曲線

震地建の防塵調査の飛塵の粒度曲線をみると大体それ以下の粒子が塵となつて飛散している．(図—7)

自動車の上下動によつてタイヤーの接地圧が規則的に変化し，タイヤーの回転によつて路盤表面に剪断力が作用し，路面をかき乱しタイヤーの接点及びその後側に生ずる真空部によつて路盤構成材料中の細粒分が吸上げられて塵埃となつて飛散し，更にタイヤーの接地面に働く遠心力によつて遊離しているやや大きい粒子がとばされて移動しこの作用が周期的に激しい時とそうでない時がくりかえされて波状現象を呈するとみられる．すなわち自動車の"吸上げ"及び"はねとばし"作用によつて波が出来ると考えられる．これに抵抗する力は路盤構成材料中の細粒分による粘着力と粗粒分による内部摩擦力である．よつて路盤の粒度が理想的なものでなくとも常になんらかの原因で路面の含水量が一定に保たれ，乾き過ぎることもなく湿り過ぎることもなく常に粘着力がある一定の値に保たれれば細粒分の飛散することもなく従つて粗粒分の遊離することもなくなる．又細粒分が少なく粘着力が小さい場合でも粗骨材のかみ合わせが十分で内部摩擦力が大きくてタイヤーの与える剪断力に対する抵抗が大きいと粗粒分の移動がおこらない．しかし交通量が増大すれば路面が乱され浮砂利の波を形成する．

前述した調査表の結論と対称してみると（1）（2）（4）(11) は粘着力に関係し，（3）（7）は内部摩擦力（5）は速度と吸上の関係を考えれば了解できる．

（3）について道路が例えば山又は丘陵部の切取等の極端に排水に悪るい処を通る場合又は梅雨時等に普通の砂利道とは異なつた非常に大きい波を起している箇処がある．波長 1.5~2.5m 波高 10~15 cm にも達する．埼玉県熊谷~深巣間にこの現象が見られたがこれは排水不良のため路盤路床が軟かくなつて流動することによつて起きたものとみられる．（しかし普通砂利道において流動の現象があるとは考えられない）．

V　結　　論

1. 砂利道波状現象の外的な要因は自動車の車軸の毎秒 12~15 cycle の振動にあると考えられる．

2. 波の波長は通過自動車の速度の大小に比例する．

3. 波の出来る内的な機構は路盤の摩耗であり路面の極く表面の性質に基づくものであり，その粘着力内部摩擦力によつて左右され特に含水量の大小による粘着力の大きさが支配的だと考えられる．

今後考えるべき事としては

（1）動荷重の路面接地圧の変化の状態，これに伴なうタイヤーの路面に及ぼす剪断力及びこれ等と自動車速度との関係

（2）含水量及び粒度の変化による路面の摩擦抵抗及び路盤の剪断抵抗の関係

（3）タイヤーの路面に及ぼす吸上作用の実態と速度との関係

（4）上記路盤状態の粘着力及び内部摩擦力と自動車タイヤーによる吸上及び剪断の関係を塵埃及び波の山と谷の粒度より求める

（5）上記現象に対する路面の安定に対しては

a）粘着力及び内部摩擦力を大きくするための粒度

附表 路盤の粒度につ

試料採取箇所	試料番号	波の生起状態	均等係数	三角分類	粘土	シルト	細砂
南古谷	No. 1	波	7.9	砂質土	0	0	11.0
	No. 2	波なし	8.7	〃	0	0	10.5
伊草—1	山		32.0	礫交り砂質	4.5	7.5	20.5
	谷		70.3	ローム	4.5	9.7	14.0
	路盤	波顕著	255.6		6.5	10.5	11.5
杉戸	No. 1		56.0	砂質土	1.0	1.0	11.0
	〃 2	波	48.0	〃	1.5	1.5	14.5
	〃 3		42.5	〃	0	1.0	11.0
川越	山		210.0	砂質ローム	9.0	6.5	18.5
	谷		172.8	〃	9.0	5.0	13.0
	路盤	波の現れ始め	190.0	〃	1.0	6.0	11.0
松山—1	路盤	波なし	261.9	礫交り砂質ローム	5.0	7.0	6.0
松山—2	山		45.2	礫交り砂質	6.5	8.0	15.5
	谷		191.7	ローム	6.0	12.0	15.0
	路盤	波顕著	155.6		3.5	10.0	7.0
並木	No. 1		58.9		4.0	5.5	18.5
	〃 2	波殆んど無し	110.0	——			
伊草—2	〃 1	波顕著	95.2		2.5	6.0	14.5
	〃 2	〃	136.4	——			
岩槻	山		42.2		3.8	4.2	23.5
	谷		60.9	——	5.0		19.5
	路盤	波顕著					
太宮	路盤	波やや顕著	241.3	——	7.5	9.5	14.5
七里—A	A—1	波の現れ始め	220.0		7.0	9.5	16.5
	〃 2	波消滅	200.0	——	6.0	7.5	11.5
	〃 3	波なし	169.4		2.5	13.0	12.9
七里—B	B—1	波顕著	150.0	——	5.0	11.0	12.0
七里—C	C—1	波なし	333.3		5.5	12.5	8.0
	〃 2	波半減	130.4	——	4.0	11.5	10.0
	〃 3	波顕著	111.1		5.0		21.0
七里—D	D—1	波なし	600.0		5.5	8.5	10.0
	〃 2	波消滅	483.3	——	6.5	9.0	12.5
	〃 3	波生起	684.6		6.5	5.5	8.0

い　て

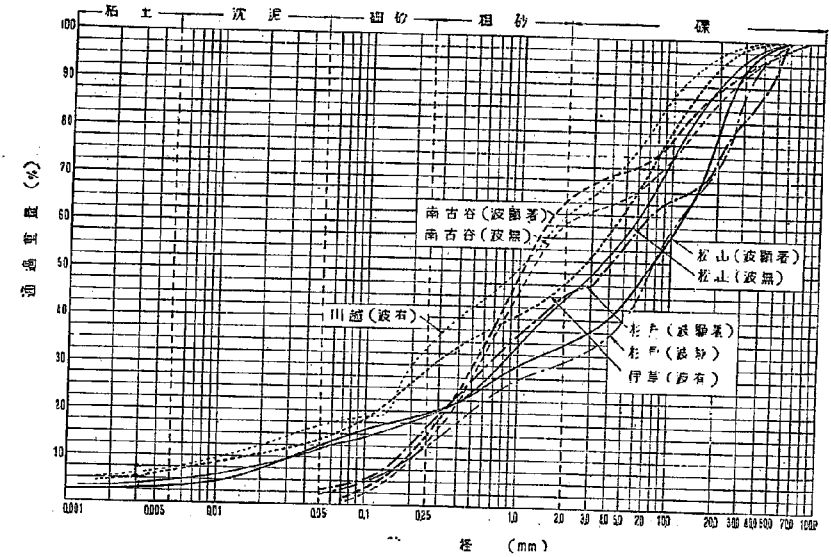
粗砂	(粗砂+細砂)	礫
56.0	(6.70)	33.0
50.0	(60.5)	39.5
33.8	54.3	33.7
24.3	38.3	47.5
20.5	(32.0)	51.0
23.0	(34.0)	64.0
28.0	(42.5)	54.5
22.5	(33.5)	65.5
31.5	50.0	34.5
42.2	55.2	30.8
23.5	(34.5)	65.5
17.5		64.5
38.0	54.5	31.0
24.0	39.0	43.0
23.5		56.0
23.0	(41.5)	49.0
18.0	(32.5)	69.0
27.5	51.0	41.0
26.0	45.5	37.5
30.0	—	39.0
17.5		49.5
22.5	—	52.5
17.5		55.0
25.0	—	42.0
21.0		53.0
22.0	—	51.0
22.5		40.0
13.0		63.0
14.5	—	57.5
18.0		42.0

○　山と谷の粒度については例えば均等係数をとると山は谷に比して大分小さい．

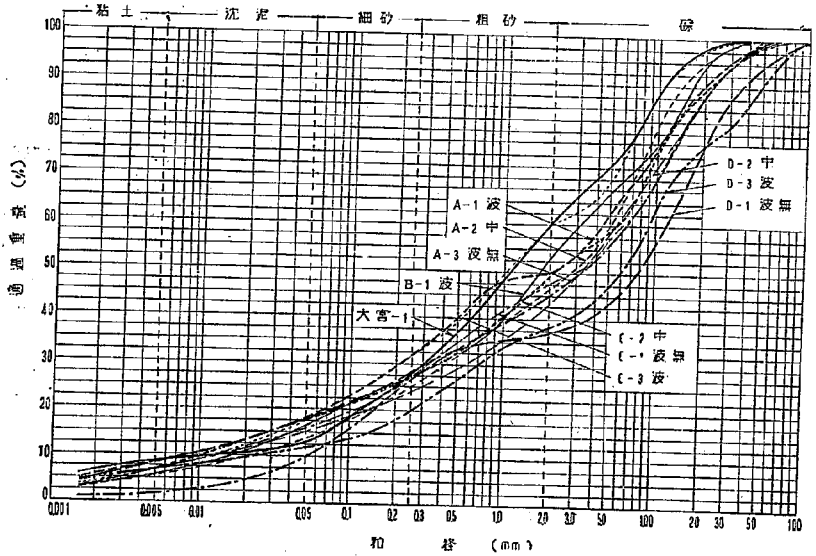
○　粗砂及び細砂の合計は山の方が谷にくらべて大分大きいようである．

場　所	細砂+粗砂	
	波	波なし
南古谷	67.0	60.5
松　山	30.5	23.5
七里—A	34.0	29.5
〃　C	43.5	29.0
〃　D	26.0	23.0
伊　草	32.0	
川　越	34.5	
並　木		41.5
大　宮	44.5	
七里—B	40.0	

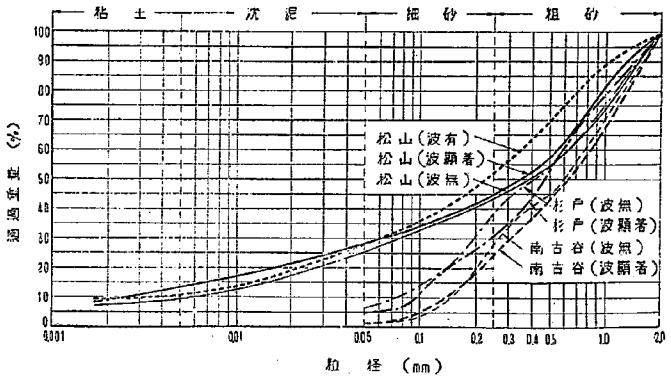
場　所	採取位地	細砂	粗砂	計	均等係数
伊　草	山	20.5	33.8	54.3	32.0
	谷	14.0	24.3	38.3	70.3
松　山	山	16.5	38.0	54.5	45.2
	谷	15.0	24.0	39.0	191.7
岩　槻	山	23.5	27.5	51.0	42.2
	谷	19.5	26.0	45.5	60.9
川　越	山	18.5	31.5	50.0	210.0
	谷	12.0	42.2	54.2	172.8


粘土
沈泥
細砂
粗砂
礫
通過重量（%）
南古谷（波顕著）
南古谷（波無）
松山（波顕著）
松山（波無）
川越（波有）
杉戸（波顕著）
杉戸（波無）
伊奈（波有）
粒径（mm）

附 図—1

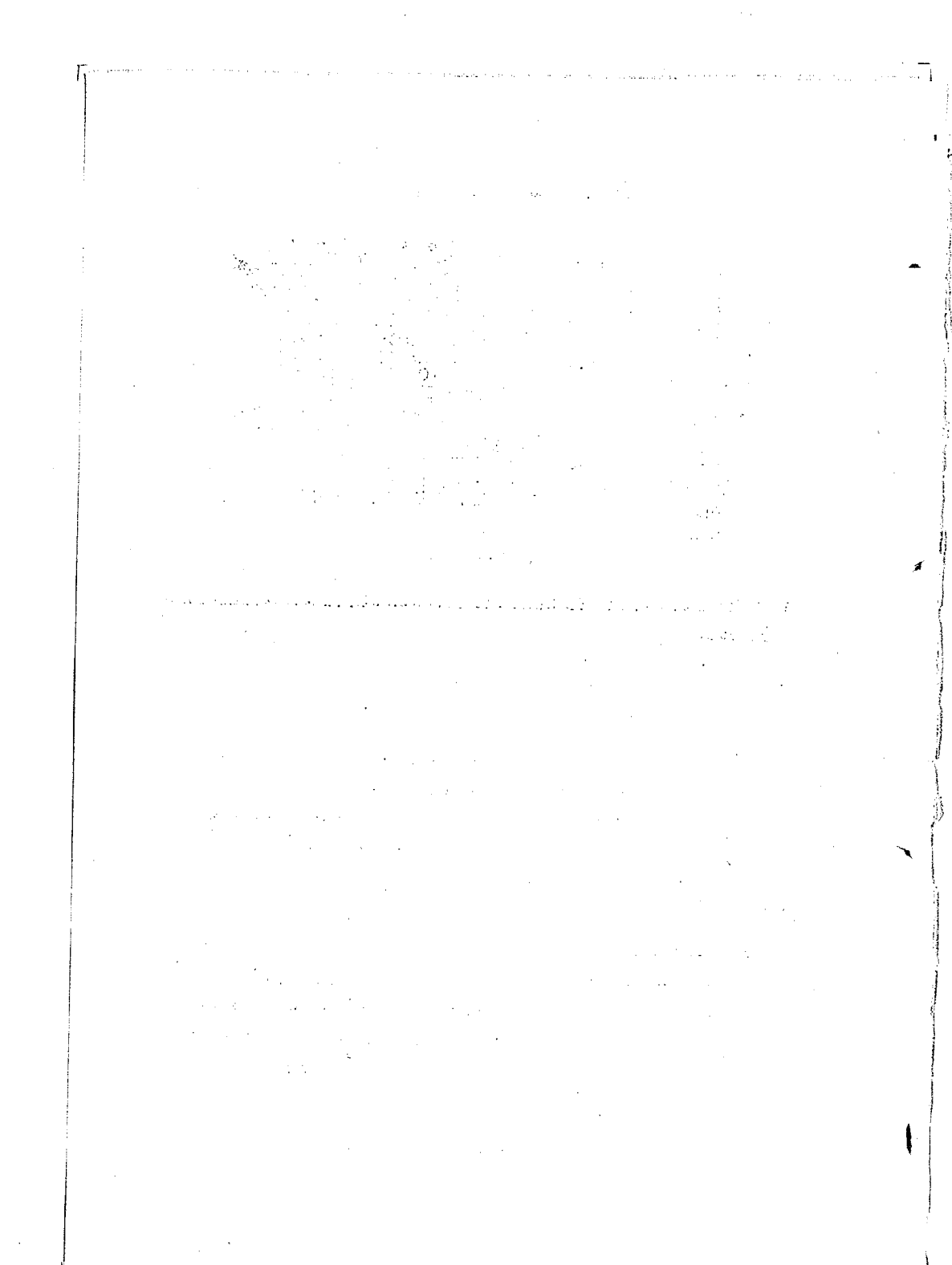

粘土
沈泥
細砂
粗砂
礫
通過重量（%）
A-1 波
A-2 中
A-3 波無
B-1 波
大宮-1
D-2 中
D-3 波
D-1 波無
粒径（mm）

附 図—2



附図—3

b) 粘着力発遠のための諸方法，例えば撒水又は泥を撒くとか或いは乾湿防止のための安定剤の使用が考えられる．



国道一号線舗装工事に関する調査報告

建設技官　齋　藤　義　治
建設技官　米　倉　亮　三

(昭和 30 年2月)

目　次

I 緒　言……(1)
II 路　盤……(1)
〔1〕 改良前の路盤の状態……(1)
〔2〕 路盤改良試験……(3)
〔3〕 改良後の路盤の状態……(4)
III 舗装コンクリートの応力……(4)
〔1〕 舗装コンクリート……(4)
〔2〕 ストレインゲージの埋設方法……(5)
〔3〕 載荷方法……(6)
〔4〕 測定結果……(6)
〔5〕 考　察……(11)
IV 結　言……(15)

I 緒　言

国道一号線三島市内のコンクリート舗装工事の施工を中部地建沼津工事事務所が実施するに当つて，路盤の改良造成から舗装コンクリートの打設及び構造上の問題である舗装板内の応力について，コンクリート舗装を計画・実施するに当つて当面する種々の問題を一連の関係の下に調査した．この調査から最終的な結論を下すには早い問題も数多いが今後の調査・研究に対する参考となる点が多いものと思い報告する次第である．

II 路　盤

〔1〕 改良前の路盤の状態

試験を行つた箇所は，以前住宅地であつた所を表面 20～30 cm 切り取つて，その上に砂利を敷き込んだ所で（約3年前）交通荷重による自然締圧を待つた．従つて表面の 20 cm 程度は，砂利混りの路盤を形成しているが，それ以下になると細粒土のみがら成つている状態である．舗装工事に当つては，舗装厚さだけ表面を

表—1　雨　量　(三　島)　理科年表より

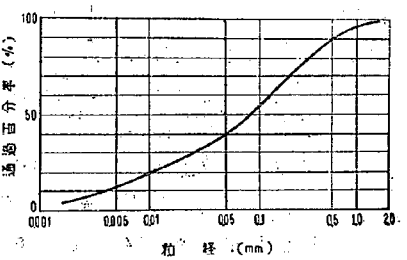
月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	計
雨量 (mm)	49	80	118	157	133	212	209	237	245	229	110	73	1851

図—1　平　面　図

切り取ってその上に施工することになるので，主として試験は表面から 20～30 cm 下の所について行った．なおこの附近三島の雨量は表—1 の如く，交通量は自動三輪車以上の車が 1 日 2500 台（28年5月調査）程度である．

1　土の粒度と物理的性質

表面より 20～30 cm 下では細粒土のみになり，この粒径加積曲線は図—2 の如くこれを三角座標の分類に従うと砂質ローム で主な物理試験の結果は，比重 2.68 液性限界 46.9％ 塑性限界 35.6％ 塑性指数 11.3 現場含水当量 32.6％ 遠心含水当量 29.4％ 最適含水比 29％ 最大密度 1.43 t/m³（何れもＪＩＳ規格による）で Public Road の分類に従うと A—

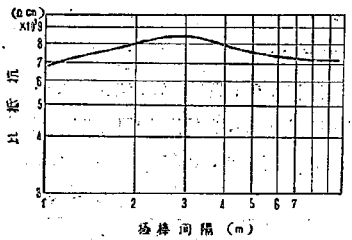


図—2　粒径加積曲線

7－5（3）である．

2　大地比抵抗測定

横河製大地比抵抗測定器L－10により既設路面上において測定した結果図－3に示すが，これによると第1層の比抵抗5400Ω－cm 第2層の比抵抗 8100Ω－cm で第1層の厚さは 35 cm であることになる．



図－3　大地比抵抗

3　弾性波試験

鉄製の砲丸を投下することにより生ずる弾性波の走時曲線，距離振幅曲線を示すと図－4の如くなり，この位相速度から弾性常数Eを

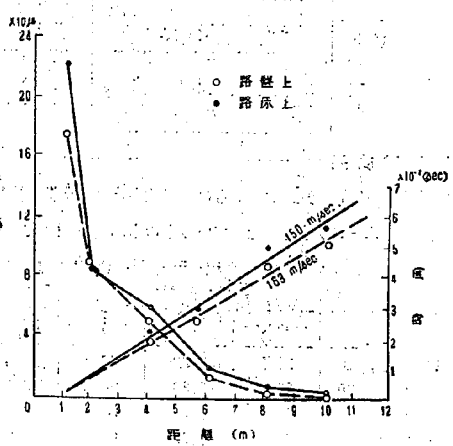
$$E=\rho V_p^2\frac{(1+\sigma)(1-2\sigma)}{(1-\sigma)}\quad\cdots\cdots(1)$$

ただし　σ：ポアソン比

V_p：位相速度

ρ：密　度

で求め，また土研南部技官[1]の近畿地建における実測値から 30 cm 載荷板による K－値を求め，この値から sttraton[2]の係数により 75 cm 載荷板に対する換算値を求めたのが表－2である．



図－4　走時曲線距離振幅曲線

表－2　弾性波試験結果

測定箇所	E	K－値（Eより求めた値） 30φ	75φ
道路表面	2.51×10^5	18.5	8.0
表面下 20 cm	1.88×10^5	11.5	5.0

4　支持力試験

表面より 20 cm 下における場所の平板載荷試験の結果表－3の如くであった．

表－3　支持力試験結果

K－値		75φ 換算 K－値			乾燥密度	含水比
30φ	40φ	30φ	40φ	平均	(t/m³)	(%)
5.8	6.4	2.5	3.8	3.1	1.39	28.6
8.7	5.9	3.8	3.5	3.7	1.61	22.3

〔2〕 路盤改良試験

前述の如く路盤として余り良好なものでないので，これを改良することにし2，3の改

1) 南部繁春　盛土の締め固り度調査報告

2) Military Airfield Construction Design Problems, by Stratton Proc. A. S. C. E. Jan 1944

良試験を行った.

1 試験方法

既設路面に幅 0.6m 長さ 2.0m 深さ 0.2m の試験坑を掘りその上で 30 cm 及び 40 cm 載荷板を使用して平板載荷試験を行い，試験後更に掘り起して表—4 に示す内容の改良路盤を作り 5 日間放置してからその上で平板載荷試験を行った．この間約 20～30 mm の降雨があり 1 日間試験坑に滞水するような状況であった．

表—4 改良路盤示様

使用材料	混合割合	厚(cm)	突き固め方法
砂利 砂	7：3	10	1層各層ランマーによる 3～4 回突き
〃	〃	20	2層 〃
〃	〃	30	3層 〃
セメント	乾燥路床土の 18 %	10	1層 〃
〃	〃	20	2層 〃
石灰	乾燥路床土の 9.8 %	10	1層 〃
〃	〃	20	2層 〃

2 試験結果

試験坑掘鑿後原地盤におけるもの及び改良路盤造成後の載荷試験結果を表—5 に示す．中には改良前より改良後の方が K—値が小さくなっているものもあるが，雨水滞溜等の影響もあろう．

表—5 路盤改良試験結果

改良路盤種類	原地盤 含水比(%)	原地盤 乾燥密度(t/m³)	原地盤 飽和度(%)	原地盤 K—値 30 ϕ	原地盤 K—値 40 ϕ	原地盤 K—値 75 ϕ換算	改良路盤 K—値 30 ϕ	改良路盤 K—値 40 ϕ	改良路盤 K—値 75ϕ 換算
砂利 10	33.9	1.32	88.2	10.4	5.6	4.0	6.8	6.4	3.0
〃 20	32.9	1.36	90.8	5.6		2.5	8.8	6.4	3.6
〃 30	33.3	1.32	86.6	6.4	3.8	2.3	12.0	7.2	5.0
セメント 10	31.8	1.38	90.5	7.3	5.4	2.9	8.8	7.4	4.0
〃 20	34.8	1.30	87.8	5.6		2.5	11.2	7.4	4.9
石灰 10	30.6	1.36	81.5	7.8		3.5	6.4	5.2	2.4
〃 20	30.2	1.46	96.8	12.9	8.0	5.2	10.0	6.4	4.0

〔3〕 改良後の路盤の状態

舗装用路盤造成のため，表面より約 50 cm ブルドーザにより切り取り成形鎮圧をした後，その上に 20 cm 程度の砕石を敷き並べ，目つぶしを入れてから表面に砂質ロームを撒き出し（厚さ 2～3 cm）8 t マカダムローラにてその轍跡が残らぬまで輾圧した．この路盤造成後の K 値は 40 cm 載荷板にて測定 75 cm 載荷板に換算して平均 8.2 であった．

III 舗装コンクリートの応力

〔1〕 舗装コンクリート

舗装コンクリートの設計配合は表—6 の通りである。圧縮強度 7 日で 170～220 kg/cm² 28 日で 250～330

kg/cm² 曲げ強度は 7 日で 30～37 kg/cm² 28 日で 45～60 kg/cm² である．現場打ち込みには長さ 10 cm 程度の爪を持つた表面振動機を用い，ストレインゲージ埋込箇所の舗装厚さは 25 cm である．現場で打設と同

表—6

G/S	W/C	スランプ (cm)	粗骨材最大径 (cm)	コンクリート 1m³ に対し セメント (kg)	水 (kg)	砂 (kg)	砂利 (kg)
2.1	0.46	2.0～2.5	5	313	144	647	1358

時に該コンクリートを曲げ試験用の型枠につめ，ストレインゲージによる測定を行う前にその試験片の表面にストレインゲージを貼り付けたまゝで曲げ試験を行い，試験中ストレインゲージから求めた歪と加えた荷重からコンクリートの弾性係数を求めた．この結果によれば，スランプ 2.1cm 単位体積重量 2.47 t/m³ 曲げ強度 45 kg/cm² 弾性係数 3.26×10^5 kg/cm² であつた．なお強度は 45 日強度コンクリート打設日は昭和 29 年 3 月 8 日である．

〔2〕 ストレインゲージの埋設方法

コンクリートの中にゲージを埋設するに当つて問題になる点は，耐水性があつて絶縁不良によるゲージの電気的不安定になるのを防ぐことができるか，と云うこととコンクリートの歪をそのまゝ正直に示してくれるかと云う点である．そこで種々の方法でゲージを防水して 10×10×50 cm のコンクリート試験片の中に入れて室内放置で硬化乾燥後その表面にもゲージを貼つて曲げ試験を行いその試験中コンクリート内部に入れてあるゲージと表面に貼つたゲージで同時に歪を測定し両者の値を比較した．その結果アラルダイト（樹脂性接着剤）で coat しその外側にビニールを以て覆つたものがよい成績を示した．次にそれを示すが，加えた荷重からゲージのある位置の応力を計算により求めそれとゲージにより測定した歪とから弾性係数に当るものを求めそれによつて比較した．

1　引張による場合

表—7

	アラルダイトによりコンクリート内部埋込	表面貼付
E 値 ×10⁵ (kg/cm²)	2.15	2.07
	2.28	2.51
	2.31	1.88
	2.26	2.75
	2.50	2.37
	2.96	
平方和	0.72	0.39
分　散	0.14	0.10
分散比	1.4	

分散比 F^5_4（5％）=6.2，　F^5_4（1％）=15.5 より小さい故有意の差はないと云える．次に両者の平均値の間の差異を調べる．

母集団の分散推定値

$$w^2=\frac{(M-1)u^2+(N-1)v^2}{M-1+N-1}=0.12$$

たゞし M 箇の測定値からの分散 u^2

N 箇の測定値からの分散 v^2

平均値の差の student 量

$$t=\frac{x-y}{w}\sqrt{\frac{MN}{M+N}}=0.38$$

たゞし M 箇の測定値の平均値 x

N 箇の測定値の平均値 y

これは自由度9の t (5%)=2.26 及び t (1%)=3.25 より小さい故有意の差はないものと云える.

2 圧縮による場合

表—8

	アラルダイトによりコンクリート内部埋込	コンクリート表面貼付
E値 $\times 10^5$ (kg/cm²)	1.84 1.89 1.76 2.94 2.07	1.96 2.51 1.76 2.75 1.93
平均	2.10	2.13
平方和	0.92	0.77
分散	0.23	0.19
分散比	1.21	

F^4_4 (5%)=6.39　F^4_4 (1%)=15.9 に対し小さい故有意の差ないと云える. 平均値の間の student 量 t=0.28 で自由度8の t(5%)=2.305 t(1%)=3.355に対し有意の差ないと云える.

このような結果からこの方法を用いて舗装コンクリート中にゲージを埋め込んだが現地においては気象作用が室内におけるよりも激しいために埋め込み本数の内60~70%は絶縁不良に陥り測定不能となつた. 埋設位置は図—5 の位置で上表面より 23 cm 下表面より 2 cm の位置にある.

〔3〕 載荷方法

載荷は静的と動的と行い測定は何れも共和無線の静的ストレインメーターと動的ストレインメーターを用い, 静的は直読, 動的はオッシロに自記せしめた.

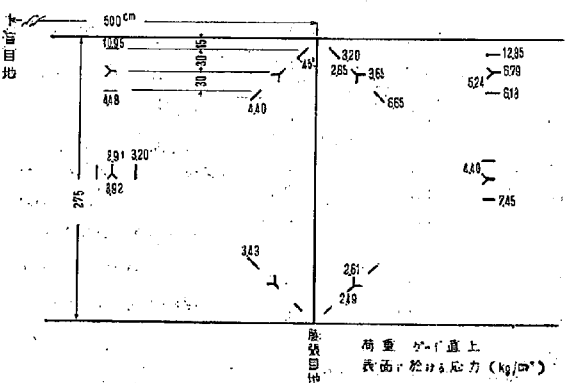
a 静荷重　測定舗装板に他の荷重を載せないため 20t トレーラにブルドーザ D_{80} (9 t) を積みその下部で 30 cm 径の載荷板を通してオイルジャッキにより荷重をかけ, 荷重の大さは 5t 歪リングにて読んだ. なおトレーラの軸間距離 780 cm 地上高 72 cm 幅 285 cm である.

b 動的荷重　イスズ 4t ダンプトラック (軸間距離 400 cm 前輪間距離 152 cm 後輪間距離 160 cm) で使用時の条件は空気圧前輪 50 psi 後輪 80 psi 輪荷重前輪 1500 kg 後輪 4600 kg 接地面積前輪 370 cm² 後輪 400×2 cm² であつた.

〔4〕 測定結果

1 静荷重

オイルジャッキによりゲージの直上にて載荷しゲージにより求められた歪から弾性係数3.26 ×10⁵ kg/cm² を用いて応力を求めた. これを舗装板断面の中立軸から縁端に向つて, 直線的に応力が分布しているものとして舗装板の表面における最大応力を求め図示したのが図—5 である.

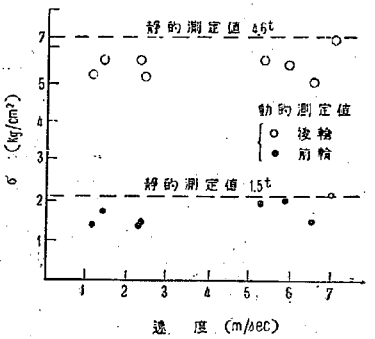


図—5　静荷重 (4.6t) による応力

位置により縁端部が応力大きく，中央部がこれに次ぎ，最も大きい管の隅角部が案外小さいのが目立つ．また同じような位置にあつてもゲージにより相当異なつた値を示しているがこれは，ゲージ埋め込みを現場作業と同時に，しかも作業速度を落さないようにしたので埋込み高さが異なつたり，平面にゲージを入れることのできなかつたりしたためであろうと思われる．動的測定には最も安定したゲージを選んだ．

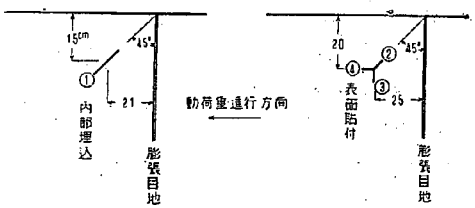
2 動 荷 重

静的に使用した載荷面積と動荷重の後輪接地面積とは，ほとんど等しく前輪のそれはほゞ半分であるが測定値には余り変りはない．動荷重では速度を変えて測定したが測定毎に荷重の通る位置が少しずつ変りその方の影響の方が大きく，よく分らないが余り影響はないようである．(図—6)



図—6 速度と応力

a 隅角部における応力 動荷重により測定した隅角部のゲージは図—7 の如き位置のものでコンクリート内部に入れたゲージの外に表面にローゼ型のゲージを貼つて使用した．



図—7 隅角部ゲージ位置

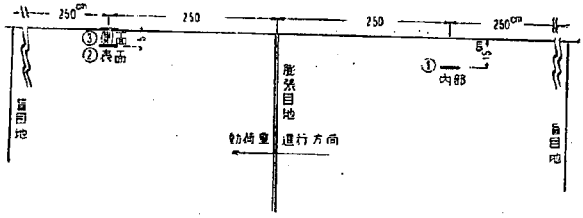
①のゲージに対してその応力の状態を写真—1に示すが車輪がゲージの入つている舗装板にかかつた瞬間に舗装下表面に最大の圧縮が起りゲージの最上に車輪が来た時に下表面に最大の引張が起る．この圧縮応力と引張り応力の割合は圧縮応力が引張り応力の1～1.5倍あつた．①の測定値としては速度をかえて測定した値の中の最大引張り応力を（すなわち車輪がゲージの真上に来た時の値）②③④については，これ等の測定値の平均値を（速度による影響はないものとして）表—9 に示す．

表—9 隅 角 部 の 応 力 (+引張 −圧縮)

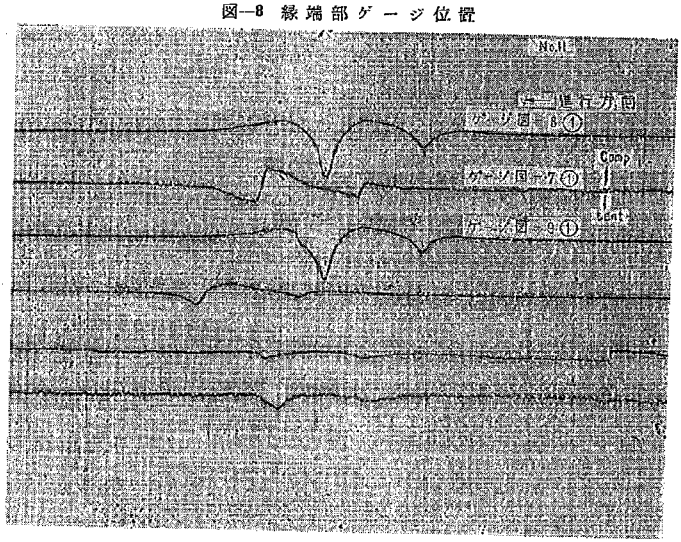
No.	ゲージ No.	ゲージと荷重との距離 (cm)	動荷重による応力 (kg/cm²)		静荷重による応力 (kg/cm²)	
			前輪	後輪	1.5t	4.6t
1	1	0	+1.51	+2.93	1.05	3.20
2	2	50	−0.69	−1.71		
3	3	50	——	+0.35		
4	4	50	−0.58	−1.85		

b 縁端部における応力 縁端部のゲージ位置は図—8 に示す通りでゲージ②，③は動荷重の測定に当つて新しく貼付したもので②は上表面，③は側面で下面より 2 cm 上に位置する点である．荷重の通過に対する応

力の変化の状態は，写真—1 に示す通りである．ゲージの真上かまたは，もつとも近くを通つた時の最大値を，コンクリート表面における応力に換算して示す．



図—8 縁端部ゲージ位置



写真—1

表—10 縁端部の応力 (+引張 −圧縮)

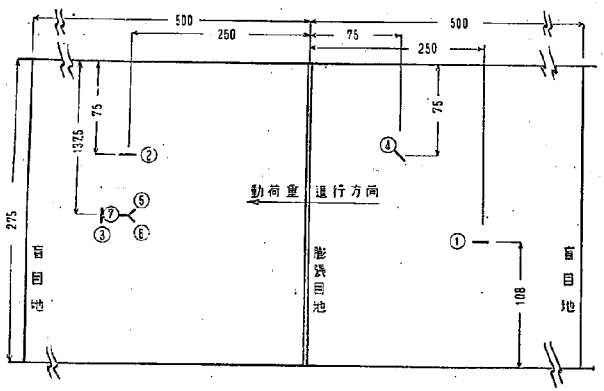
No.	ゲージ No.	ゲージと荷重との距離 (cm)	動荷重による応力 (kg/cm²)		静荷重による応力 (kg/cm²)	
			前輪	後輪	1.5t	4.6t
1	①	0	3.88	12.9	4.19	12.85
2	①	55	1.07	3.96		
3	②	65	−1.48	−4.71		
4	③	70	1.56	4.42		

c 中央部における応力 中央部にて測定したゲージ位置は図—9 の如きものである．ゲージ⑤⑥⑦は動荷重測定に際して表面に貼り付けたものである．荷重は前述のような位置の外に中央部では，ゲージを幅間ほ

に中央に入るようにした．表—11の中 No. 5, 7, 8, 9, はそれでゲージから両輪までの距離をそれぞれ示してある．

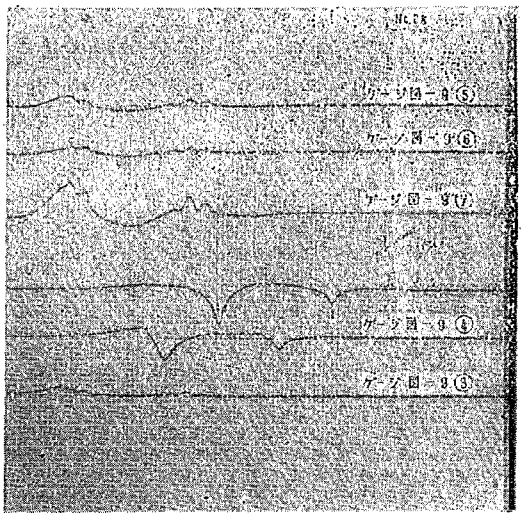
表—11　中央部の応力

No.	ゲージ No.	荷重とゲージとの距離 (cm)	動荷重による応力 (kg/cm²)		静荷重による応力 (kg/cm²)	
			前輪	後輪	1.5t	4.6t
1	①	0	2.40	7.00	2.43	7.45
2	②	0	1.49	4.33	1.46	4.48
3	②	75	0.50	1.23		
4	③	0	1.02	2.44	1.05	3.20
5	③	65 及 90	−0.40	−1.45		
6	④	0	2.26	7.05	2.17	6.65
7	⑤	65 及 90	−0.57	−1.54		
8	⑥	65 及 90	−0.45	−0.84		
9	⑦	65 及 90	−1.13	−3.66		

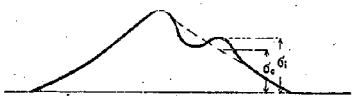


図—9　中央部ゲージ位置

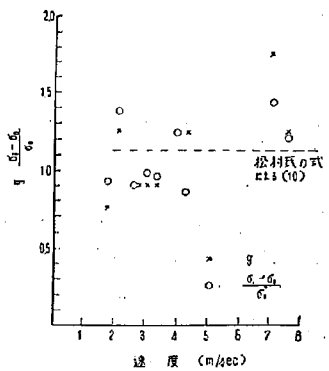
d　**衝撃による応力**　舗装板の上に高さ 44 mm 幅 41 mm 長さ 3 m の木製角材を置いてその上にトラックが乗り上る時に生ずる衝撃による応力を測定した．木製角材の配置は図—7 におけるゲージ④の前方 25 cm の膨張目地の上にトラックの進行方向に対し直角に，また図—8 におけるゲージ⑦の前方 50 cm の所に同様進行方向に対し直角に横たえて車を通した．衝撃応力の模様を写真—2 に示す．同時にトラックの後車軸に振動分類計（明石製）を固定してこれにより加速度を求めた．衝撃による応力を σ_i とし，衝撃がなかつた場合車の通過のみで与えられる応力を σ_0 とし，$(\sigma_i-\sigma_0)/\sigma_0$ と加速度を同時に示したのが図 11—1 及び図 11—2 である．



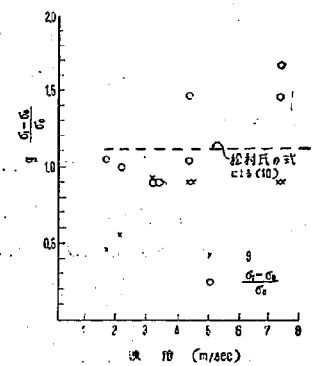
写真—2



図—10 衝 撃 応 力



図—11—1
ゲージ④(図—7)の衝撃応力と加速度



図—11—2
ゲージ⑦(図—9)の衝撃応力と加速度

表—12　衝撃による応力と加速度

ゲージ No	車速 W/sec	σ_0 (kg/cm²)	σ_t (kg/cm²)	$\frac{\sigma_t-\sigma_0}{\sigma_0}$	振動分損計による g の最大値
④	4.00	0.51	1.14	1.23	——
	1.77	0.57	1.09	0.91	1.75
	2.12	0.43	1.03	1.39	1.25
	2.65	0.63	1.20	0.90	0.90
	3.01	0.52	1.03	0.98	0.90
	4.27	0.52	0.97	0.86	1.25
	3.39	0.52	1.03	0.96	0.90
	7.61	0.52	1.13	1.21	1.25
	7.09	0.40	0.97	1.42	1.75
⑦	2.12	1.13	2.26	1.00	0.55
	1.77	1.15	2.36	1.05	0.45
	3.42	1.32	2.51	0.90	0.90
	3.31	1.32	2.55	0.93	0.90
	4.26	0.94	2.34	1.48	0.90
	4.39	1.09	2.24	1.05	0.90
	7.61	0.93	2.24	1.46	0.90
	7.61	0.94	2.39	1.54	——

σ_0 衝撃のないときの応力　σ_t 衝撃を含むときの応力

〔5〕考　察

以上の測定値について考察を進めるに当つて，考えねばならぬことは，今回の測定のためのストレインゲージは工事施工と併行して埋め込みを行つたため，埋め込みに充分余裕を持つて行うことができなかつた．従つてストレインゲージの位置も正確を期し難いので，それから得られた値もかような点を考慮に入れて処理する必要がある．また埋め込んだゲージの測定値から，その断面では応力が直線的に中立軸から縁に向つて大きくなるように分布しているとの仮定を行つて縁の応力を算出しているが，表面に貼つたゲージによる測定値から推して，妥当と思われる測定値のみを取り上げて考察に用いた．

1. Westergaard による計算式との比較（その一）

1926 年に Westergaard が発表した計算式

隅角部

$$\sigma=\frac{3P}{d^2}\left\{1-a\left(\frac{E\,d^3}{12(1-\mu^2)K}\right)^{-0.15}\right\}\cdots\cdots(1)^{3)}$$

中央部

$$\sigma=\frac{3(1+\mu)P}{2\pi\,d^2}\left\{\frac{2.323}{4}\log_{10}\left(\frac{E\,d^3}{12(1-\mu^2)K}\right)-0.2323\log_{10}\left(\sqrt{1.6a^2+d^2}-0.675\,d\right)\right\}\cdots\cdots(2)^{3)}$$

3) Stress in Concrete Pavement Computed by Theoretical Analysis, Westergaard, Public Road Vol 7. No. 2 April 1926

$$\sigma=0.275(1+\mu)\frac{P}{d^2}\log_{10}\left\{\frac{E\,d^3}{K(\sqrt{1.6a^2+d^2}-0.675)^4}\right\}\cdots\cdots(3)^{4)}$$

縁端部

$$\sigma=0.529(1+0.54\mu)\frac{P}{d^2}\left\{\log_{10}\left\{\frac{E\,d^3}{K(\sqrt{1.6a^2+d^2}-0.675d)^4}\right\}-0.71\right\}\cdots\cdots(4)^{4)}$$

ただし μ：コンクリートポアソン比

d：舗装厚

K：支持力

a：荷重接地円の半径

E：コンクリートヤング率

P：輪荷重

の各公式による計算値と実測値とを表—13に示す．ただし荷重 4.6t 舗装厚 $d=25$cm $a=15$cm $E=3.26\times10^5$ kg/cm^2 $K=8.0$ kg/cm^2 $\mu=0.15$ とする．

表—13 応力値

位置	Westergaard	実測値
隅角部	11.50(1)	8.20
縁端部	10.30(4)	12.85
中央部	9.25(2) 7.33(3)	7.45

( ) 内数字は式の番号

これによれば，隅角部を除いて割合近い値を示している，隅角部の甚しく異なるのはゲージの不完全であることによることも考えられるがなお不明である．

2 Westergaard による計算式との比較（その二）

Westergaard は 1939，49 年に中央部縁端部に関し路盤を Liquid Subgrade としたわみ w の式として次の如く定めた．

中央部

$$w=\frac{Pl^2}{4D}R_e\,H'_0\left(\sqrt{i}\,\frac{r}{l}\right)\cdots\cdots(5)$$

縁端部

$$w=\frac{2P}{\pi Kl^2}\int_0^\infty\frac{\gamma\cos\dfrac{\alpha x}{l}\left\{\cos\dfrac{\beta y}{l}+(1-\mu)\alpha^2\sin\dfrac{\beta y}{l}\right\}e^{-\frac{\gamma y}{l}}}{1+4(1-\mu)\alpha^2\gamma^2-(1-\mu^2)\alpha^4}\,d\alpha\cdots\cdots(6)$$

ただし P：輪荷重

l：$\left[\dfrac{Eh^3}{12(1-\mu^2)K}\right]$

K：支持力

D：$\dfrac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$

h：舗装厚

E：弾性係数

μ：コンクリートポアソン比

R_e：実数部分

4) Plate & shell, Chimoshenko p. 255

H'_o : Hankel 函数 (0 order)

$\beta : \sqrt{\frac{\sqrt{1+\alpha^4}-\alpha^2}{2}}$

$\gamma : \sqrt{\frac{\sqrt{1+\alpha^4}+\alpha^2}{2}}$

r, θ : 極　座　標

x, y : 座　　標

これにより，モーメントを求めそのモーメントを図式により求め得るように General Picket 及び，G. K. Ray[5] がモーメント図を作ったので以下これによって検討してみる．

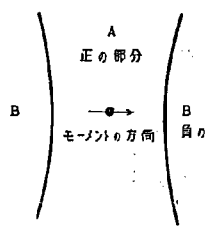
a　中央部の応力　モーメント図より前後輪は互に影響し合わないが，左右の車輪は多少影響している，しかしそれも僅かであるので，すべて単輪として計算することにした．ゲージに対する車輪位置で異なった応力が生ずるのでそれぞれについて比較する．表面に貼ったゲージによる測定値から割合妥当な値を示すものと思われる図—9 の中のゲージ①の値についてみると 表—14 の如くよく一致している．次に表面に貼ったローゼ型のゲージ図—9 の⑤⑥⑦について，これをまたいではゞ舗間中央にして通った場合の値を 表—15 に示すが，少々相異しているが余り違いはない．また荷重通過につれてゲージの前後で負の応力が生ずるが（写真—1, 2）荷重がゲージの方向に対して直角の方向から接近した場合負の応力は全然生じない（写真—2 ゲージ図—9 ⑥）．このことは Picket のモーメント図からも明らかなことである．ところが図—9 のゲージ①について後輪荷重による負の応力の最大値は実測値は $-2.02\,kg/cm^2$ に対し計算値は $-0.93\,kg/cm^2$ であることは表—15 の値と併せ考えて，モーメント図の負の部分（図—12 B の部分）は更に検討の余地があるものと考えられる．

表—14　　図—9 ゲージ①の応力（荷重 4.6t）

ゲージと荷重中心の距離 (kg/cm)	計算値 (kg/cm²)	実測値 (kg/cm²)	
0	8.74	7.00	接地円の周縁部にゲージのあった場合 実測は静荷重によるものである
16	7.12		
30	5.33	5.29	

表—15　　中央部図—9 ゲージ⑤⑥⑦の値

ゲージ No	ゲージと荷重中心との距離 (cm)	計算値 (kg/cm²)	実測値 (kg/cm²)
⑤	65,90	−2.02	−1.54
⑥	65,90	−1.69	−0.84
⑦	65,90	−5.18	−3.66



図—12　モーメント図

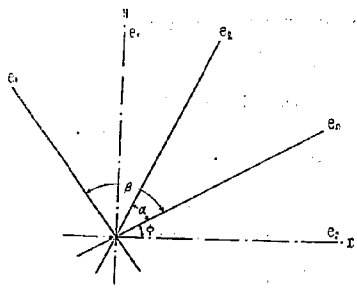
b　縁端部の応力　縁端部の応力は最も端部における応力であるべきであるが，実際埋込んだゲージは図—8 ゲージ①で縁端より 15cm 内側にある，従つて図—8 ゲージ③の値と比較して修正比 1.1 を用いてゲージ①

5) Influence Charts, for Concrete Pavements, General Picket and G. K. Ray, Proc. A.S.C.E. Apr. 1950

の測定値を修正し最端部の値とし，計算値と比較したが（表—16）よく合った．

3　ローゼ型ゲージによる主応力方向の算定

図—13 で xy を主軸 e_n，e_t，e_k，を測定した歪とすると，今回使用したローゼットは $\alpha=60°$ $\beta=120°$ である故



図—13　歪　図

表—16　縁端部の応力図—8 ゲージ①

荷重中心とゲージとの距離（cm）	計算値 (kg/cm²)	実測値 (kg/cm²)
16	16.0	14.4
45	8.1	9.2
70	5.3	4.42

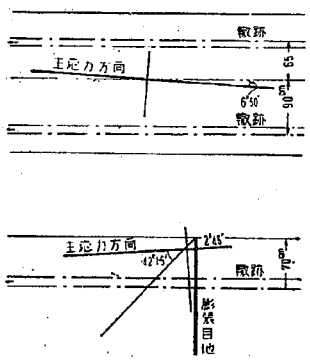
$$\tan\phi=\frac{\sqrt{3}}{\frac{2(e_n-e_t)}{e_K-e_t}-1}\quad\cdots\cdots(7)$$

$$P=\frac{2}{3}(e_n+e_t+e_K)\quad\cdots\cdots(8)$$

$$q=\frac{2e_{tk}-P}{\cos 2\phi}\quad\cdots\cdots(9)$$

$P=e_1+e_2$　　$q=e_2-e_1$　　e_1，e_2 主歪

図—9 のゲージ⑤⑥⑦により右側車輪までの距離が短いためこれに主として影響されて，最初にゲージ⑥に最大値が現われて，次に⑦⑥の順で現われる．これはモーメントの最大値は荷重位置に対し，その tangential の方向に現われることを示しており，⑦の最大値の現われる点に荷重がある時の主応力は e_n⑦ e_t⑥ e_k⑤ がそれぞれ，-11.27×10^{-6}，-2.59×10^{-6}，-4.74×10^{-6} であるので $\phi=6°50'$ $\sigma_2=-3.85\,kg/cm^2$ $\sigma_1=-0.89\,kg/cm^2$ となり荷重に対して，tangential な方向に主応力があることを示している．（図—14）また隅角部では図—7 のゲージ②③④に対して縁端から 70 cm の位置を荷重が通った場合について e_n② e_t③ e_k④ はそれぞれ -4.03×10^{-6}，-6.90×10^{-6}，0 で $\phi=42°15'$ $\sigma_2=-2.38\,kg/cm^2$ $\sigma_1=-0.25\,kg/cm^2$ である．



図—14　主応力方向

4　衝　撃　力

衝撃による応力は障害物に車が突き当り乗り上った時と障害物から下に落ちた時に生ずる筈であるが，前輪では軽いため障害物に当って飛び上り，次に落ちることによって 2～3 衝撃による応力の山が出来ているが，後輪では重いため，飛び上ることがなかったためであろうと思われるが突き当った時の山が1つ現われたのみである．松村博士はこの衝撃力の理論式を幾つか求めているがその中矩形障害物に突き当り乗り上った時の衝撃力として提出されている次式と比較した．

$$P=\frac{c_1\,\varepsilon}{\beta_1^2-\beta_2^2}\left\{\frac{K_1^2-\beta_2^2}{\beta_1^2}\,\frac{\sin\beta_1 l}{l_1}+\frac{\beta_1^2-K_1^2}{\beta_2^2}\,\frac{\sin\beta_2 l}{l_1}\right\}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(10)^{6)}$$

たゞし

$$\frac{c_1}{m_1}=K_1^2\qquad\frac{c_2}{m_2}=K_2^2\qquad\frac{m_2}{m_1}=\gamma$$

$$\beta_1^2=\frac{1}{2}\left\{K_1^2+K_2^2+\gamma K_2^2+\sqrt{(K_1^2+K_2^2+\gamma K_2^2)-4K_1^2K_2^2}\right\}$$

$$\beta_2^2=\frac{1}{2}\left\{K_1^2+K_2^2+\gamma K_2^2-\sqrt{(K_1^2+K_2^2+\gamma K_2^2)-4K_1^2K_2^2}\right\}$$

c_1：車輪の単位長変形に要する力

c_2：車体支持のスプリングを単位長変形するに要する力

P：衝撃の大さ

m_1：弾下荷重の質量

m_2：弾上荷重の質量

ε：障害物の高さ

今 ε=4.4 cm c_1=1300 kg/cm c_2=450 kg/cm m_1=900 kg m_2=3700 kg と仮定すると，表—17 の如くまた図—11—1 及び図—11—2 に実測値と共に示してある．

5 要　　約

以上 2，3 考察を試みたが，静的測定の時には静的直読式ストレインメーターを使用したが，その後動荷重による測定にはオッシロによる自記式メーターで測定することができた．その間約1週間の日数があつたのでゲージの電気的不安定になる数が増し，動的測定には Ⅲ〔4〕2 の如く測定箇所が限定されてしまい当初の予定の如く多くについて検討することができなかつた．

表—17　衝撃力

速　度 (m/sec)	衝撃力 (kg)	衝撃力 /静荷重
2	5071.3	1.102
5	5083.7	1.105
8	5095.0	1.107

更にゲージの埋込みには実際の現場の工事と併行して行つたので必ずしも正確に埋込み得たとは云い得ない，従つてその測定値も図—5 の静的測定結果に見られる如く一定した値を与えているわけではない．そこでこれ等の測定値を用いて考察を進めるに当つて問題が多くあるが，一応実測直前に表面に貼つたゲージによる測定値と比較して割合妥当な値を与えているゲージについてのみ考察を試みたものであり，その点問題にすれば問題になるべき余地を持つているものである．

また考察に用いた各公式については，ポアソン比が用いられているが今回の実測においてはポアソン比を全然測定していない，従つて各公式と実測値を比較する場合この点においても欠点を蔵しているものである．

しかし何れにしても以上のようなことを考慮に入れつつ前述の如き考察からその主なものを要約すれば，

6) 自動車の路面に及ぼす衝撃に関する研究　松村孫治　内務省土木試験所報告　昭和9年 26 号 27 号

a. 樹脂性のアラルダイトによってコンクリート内部応力は，或程度測定可能であるが更に耐水性を増すことが必要である．

b. 舗装板の中央部では，Westergaard の式に割合によく合うが radial な方向の応力について検討の余地があるようである．

c. 縁端部では割合によく Westergaard の式に合う．

d. 主応力は tangential な方向にある．

e. 隅角部については，良い測定ができなかつた．

f. 衝撃力は，松村博士の式に近い値を示した．

Ⅳ 結　　言

今回の路盤から舗装までの調査は，何れも工事の施工に伴なつて生ずる疑問を解くべく試みた程度で更に一つ一つの問題をとりあげて検討を行いたいものである．

この調査に当つて，中部地建沼津工事々務所の方々は勿論，路盤の弾性波試験には関東地建南部繁審技官，動的ストレインメータの応力測定には実測と結果の検討や御指導を東京大学沼田教授，八十島助教授に御世話になつた，ここに深甚なる謝意を表する次第である．

舗装コンクリートの施工法と均一性の関連について

建設技官　米　倉　亮　三

（昭和 30 年 2 月）

目　次

I 緒　　言……（1）
II 衝撃式音速計……（2）
III コンクリートのスランプと出来上りコンクリートの均一性……（3）
〔1〕施工方法……（3）
〔2〕測定方法……（4）
〔3〕測定結果及び考察……（4）
〔4〕要　　約……（5）
IV 施工方法と出来上りコンクリートの均一性……（5）
〔1〕施工方法……（5）
〔2〕測定結果……（6）
〔3〕考　　察……（8）
V 結　　言……（8）

I 緒　　言

近年コンクリート舗装工事に当つて，路盤の改良を行つて支持力を増し，かつ耐久性を加えて水に対しても安定なものにしてから，その支持力によつて半理論的な数式により合理的な舗装厚さの設計を行うことができるようになり，数年前に比して相当の進歩を示している．

ところが現場では，各種の振動締固め機を用いて硬練りのコンクリートによる高強度のコンクリートを作ることが一般的になつてきて相当効果をおさめてはいるが，しかし場合によつては骨材計量を容積により，水量を人夫の勘に頼つているところがあり路盤の改良と舗装厚の設計まではなる程合理的に行つていても，最後のコンクリートの施工に至つてその合理性をくずしている場合が多い．

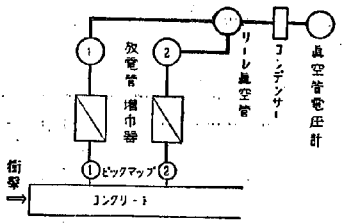
そこで今回我々は，この点に注目し出来上つたコンクリートの舗装板がどの程度均一に出来ているものか，コンクリート中を伝わる音速を測定することによつて調べてみた．理想から云えばコンクリートの強度そのものが求められれば最も好ましいものであるが，後述の如く現状においては不可能であるので，強度と一次的にではないが関係のある音速を測定して，その値のちらばり方によつてコンクリート舗装板の均一性を調べることにした．

調査の対象とした箇所は，建設省中部地建直轄工事による国道一号線三島市内と静岡県による請負工事の国道一号線沼津・原間である．なおこれは測定地点数も少なく測定としては完全でないが１つの試みとして提出したものである．

II 衝撃式音速計

音速測定に計器は，東京工大横山功氏製作の衝撃式音速計で図—1 の如く構造物の一端に衝撃を加える（今回はハンマーにて側方を叩いた）と，その衝撃による縦波がコンクリート中を伝わり，ピックアップ①にそのShock を受け，増幅器を通して放電管①が働きコンデンサーに充電を開始する．

次に衝撃波が②に達すると放電管②が働きコンデンサーの充電を止め同時にその時のコンデンサーの充電端子電圧を真空管電圧計で読むものである．従つてピックアップの間隔を種々かえてそれぞれの距離の時の充電端子電圧を読めばこれから音速を求めることができる．



図—1　衝撃式音速計略図

充電端子電圧から音速を求めるには，ピックアップの距離とその時与えられた充電端子電圧との関係を示す図上にそれぞれの値をプロットすれば直線になる故その勾配を求める．

次に他の方法で正確に音速を求められる物質で音速を求めておいて，その物質のピックアップと充電端子電圧との関係を示す直線の勾配を求めると，これらの値から前者の音速を知ることができる．

しかし実際には我々は，音速そのものよりも弾性系数等を知りたいことが多い，細長い棒状物体中の縦波伝播速度は

$$v=\sqrt{\frac{E}{\rho}} \qquad \cdots\cdots(1)$$

板状物体の縦波伝播速度は

$$v=\sqrt{\frac{E}{\rho}}\sqrt{\frac{1}{1-\mu^2}} \qquad \cdots\cdots(2)$$

v：縦波伝播速度

E：弾性系数

ρ：密　度

μ：ポアソン比

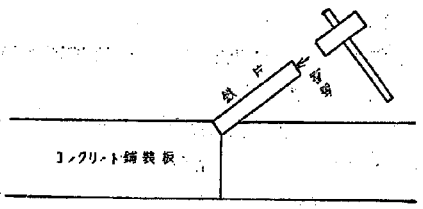
今鋼棒の値には記号 S，コンクリートの値には c を附することにすれば，両方棒状の場合

$$E_c=E_s\frac{\rho_c}{\rho_s}\left(\frac{v_c}{v_s}\right)^2 \qquad \cdots\cdots(3)$$

となり (v_c/v_s) は充電端子電圧の比に等しい故それぞれの密度が判っていれば，直に弾性系数を求めることができる．

今回の調査においては，残念ながら現地において市街地の舗装であつたためコンクリート舗装板にすぐつづいて側溝が設けられていたため完全に舗装板の側面をハンマーにて叩くことができず，図—2 の如く斜上方よ

り鉄板を介して叩いたので，正規の縦波を発生させることができなかった．請負工事の立場では側溝がないため側面を叩き得る場合もあったが，両者の比較をする意味で同一条件で測定した．従って鋼棒を介して弾性系数を正確な意味で求められなかった．

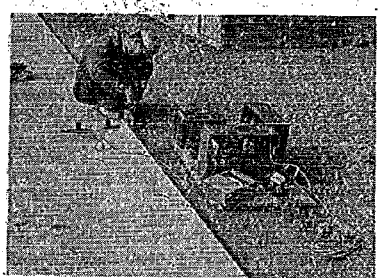


図—2　舗装板に衝撃を与える法

ここでは，舗装板の均一性のみを一応対象とするのが目的であったので，端子電圧のままの値で整理することにした．

また音速ないしは弾性系数が判ったとしても，これらとコンクリートの強度との関係についてはまだ明確に判明していない．骨材の種類・配合・水セメント比・コンクリートの含水量等の条件によってこれ等の関係は異なってくる．このことからも今回の音速の測定値からコンクリートの具体的な性質を知るということよりも，均一性にのみ注目することにしたのである．

たゞコンクリートが硬化してから後音速に影響を与えるものにコンクリートの含水量があるのでこれを一定にするために，野外実験は秋日の晴天が一週間続いた後これを行った．


写真—1　音速測定中

写真—2　ピックアップ

III　コンクリートのスランプと出来上りコンクリートの性質

〔1〕施工方法

スランプと音速の両方の値を求め得たのは建設省直轄の部分のみであったのでこれに限って述べると，この工事では砂利・砂はそれぞれ1種類で粗粒率はおのおの砂利 8:2 砂 1:4 であり，採取地から採取したままで粒度管理は行っていない．

バッチャープラントは，現場作業の木製プラントで骨材貯蔵ビンは砂・砂利に対して1箇ずつ，計量は容量 800 kg 感度 10 kg のスプリング製の計量器を用い，水は容量調整のできる鋼製計量タンクを用いて計量し，

ミキサーは 16 切可傾式のものを用いた．

運搬は 4t のリヤーダンプトラックにより打込みにはエンヂン駆動の爪付表面バイブレータを用いて締固めた後木製タンパ，ベルト仕上げを行った．舗装厚さは 25 cm である．

〔2〕 測定方法

前述の如く，骨材の粒度管理は行わずにスランプによる管理のみを行って施工するような工事において，出来上りコンクリートがどの程度均一性を持ち，それがスランプとどの程度関係があるかを知るため，まずスランプの測定を数多く行った．すなわちバッチャープラントの下でダンプトラックにミキサーからコンクリートが放出された時，1台のトラックに3バッチ積載する中，その1バッチのスランプのみを各トラックについて毎回測定することにした．

音速については，ピックアップの間隔を 10，20，30 cm の3種類に選び，各距離と電圧との関係を示す直線の勾配から 100 cm の距離の時の電圧を求め，その値で整理することにした．測定は 250 cm おきに道路の側端に沿って測定した．

表—1　スランプと音速

打設日	スランプ (cm)		音速 (volt)	
	σ_s	$\bar{s}$	σ_v	$\bar{v}$
6.25	0.731	2.36	0.874	4.87
6.29	0.214	3.02	0.419	5.03
7.12	0.506	2.61	0.791	4.96
7.23	0.202	2.84	0.604	5.26
7.27	0.230	2.82	0.563	5.26

〔3〕 測定結果及び考察

音速の測定は既に交通を許している所であるので，その面から測定点に制限があったが整理は施工日毎に行い，その日一日の中のスランプの値と，その日一日に打った舗装箇所の音速とを比較することにした．

スランプの平均値を $\bar{s}$ 標準偏差を σ_s 音速（正確にはピックアップ 100 cm 間の売買端子電圧）の平均値を $\bar{v}$ 標準偏差を σ_v とすれば表—1 の如くなる．

1. σ_s と σ_v との関係

施工中のスランプの変動を示すその標準偏差と，出来上ったコンクリートの均一性を示す音速のちらばり方すなわちその標準偏差との関係は図—3 の如く，これらの相関係数は $r=0.903$ である．このままでは相関性を云々できないので student 量を次式から求める．

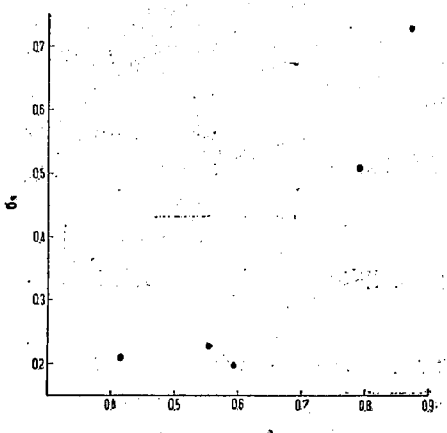
$$t=\frac{r}{\sqrt{1-r^2}}\sqrt{n-2}$$

t ; student 量

r ：相関係数

n ：資料数

これによれば $t=3.64$ で自由度 5−2=3 の場

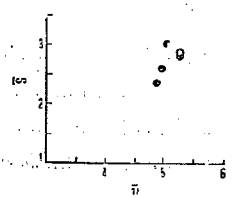


図—3　σ_s と σ_v との関係

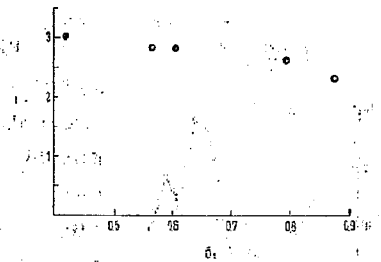
合の $t(5\%)=3.182$ $t(1\%)=5.841$ と較べて余り高度にではないが σ_s と σ_v の相関々係はその母集団の相関係数が0でないと云える．すなわち σ_s と σ_v とは全然関係がないと云うことはないと云い得る．

2. $\bar{s}$ と $\bar{v}$ との関係

スランプの平均値と音速の平均値との関係は，図—4 の如く相関係数は $r=0.616$ で $t=1.35$ であるので母集団の相関係数は 0，すなわち $\bar{s}$ と v とは相関性がないと云うことになる．



図—4　$\bar{s}$ と $\bar{v}$ との関係



図—5　σ_v と $\bar{s}$ との関係

3. σ_v と $\bar{s}$ との関係

音速の標準偏差とスランプの平均値との関係を図—5 に示す．この場合の相関係数は $r=-0.936$ であり student 量 $t=19.35$ である故，高度にこの母集団の相関係数は 0 でないすなわち相関性があることを示す．

〔4〕 要　　約

以上 1，2，3，のそれぞれの結果から要約すれば，

1. スランプの変動と出来上りコンクリートの均一性は，高度ではないが相関性がある．したがつて骨材管理を行わずともスランプによる作業管理を行うだけで或程度均一な舗装板を作り得る可能性がある．

2. スランプの平均値と音速の平均値との間に相関性がないことになつたが図—4 からも判るようにスランプの値の違いが少ないためこのような結果になつたものであろうと思われる．理論的には相関性がある筈である．

3. セメント使用量を少なくしてしかも高強度のコンクリートを得るために，水量を少なくしてスランプ値の小さいコンクリートを作りそれを締固振動機で締固める方法がとられるが，締固め用振動機の性能に対してスランプの限度があり，極度に小さいスランプでは完全に締固まらないで均一性を保ち難い．今回使用した振動機のようなものでは，スランプ 3 cm 位が適当のようである．

IV　施工方法と出来上りコンクリートの均一性

〔1〕 施 工 方 法

現在一般に我々が見ることのできるコンクリートの舗装工事は他のコンクリート工事と比較してどちらかと云えば幼稚であると思われる方法をとつていることが少なくない．そこでは丁度同じ時期に建設省直轄工事と相前後して工事の行われたコンクリート舗装の出来上りの状態を音速の測定によつて調べた．調査の対象とした

表—2　施　工　方　法

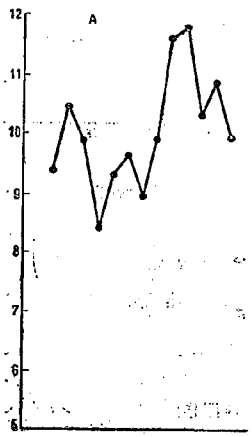
施工者	混　合　方　式	運搬方法	締固方法
A	ドラム型ミキサ定置式	ダンプ	表面バイブレータ
B	アスファルトプラント改良	ダンプ	〃
C	可搬式小型ミキサ	猫車	〃
D	〃	〃	〃
E	アスファルトプラント改良	ダンプ	〃
建設省	バッチャープラント 16 切可傾式	ダンプ	〃

地点及びその箇所の施工法を表—2 に示す．

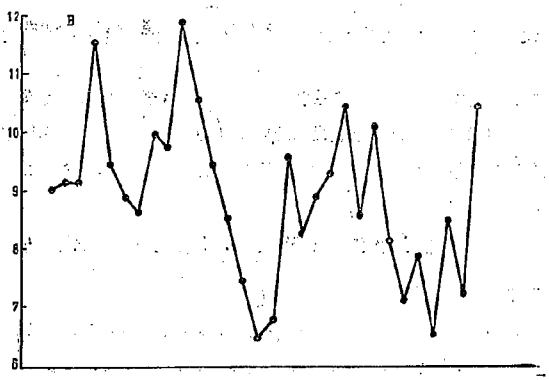
建設省の直轄工事を除いて何れも大同小異であり配合は殆んど密粒配合が実状のようであり，従ってスランプによる作業管理も殆んど行わなかったようである．またそのため一般に作業を殆んど人夫まかせで放任した場合にとられる施工状態であると考えて大体間違いないものであろう。

〔2〕 測定結果

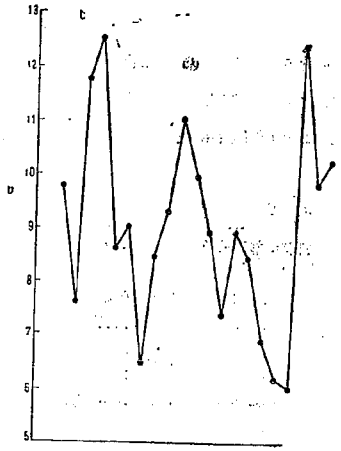
測定位置は舗装板の縁端部に沿って 250 cm 間隔で測定し，値の整理方法は前述の通りである．請負工事の箇所で表われた特徴は測定不能に陥った箇所が多かったことで，これはコンクリート中に hair crack ないしは空洞が存在していることを示すものである．図—6～11 に 100 cm の距離に対する充電端子電圧の値を各箇所に対して示してある．



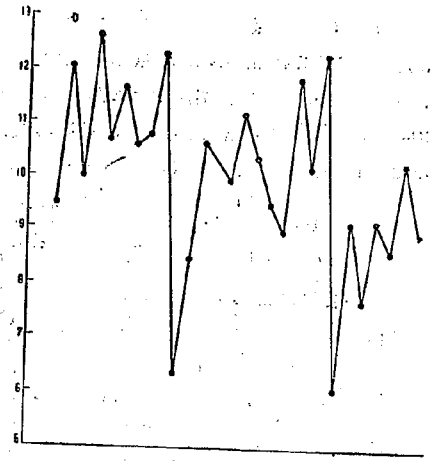
図—6　音速—1



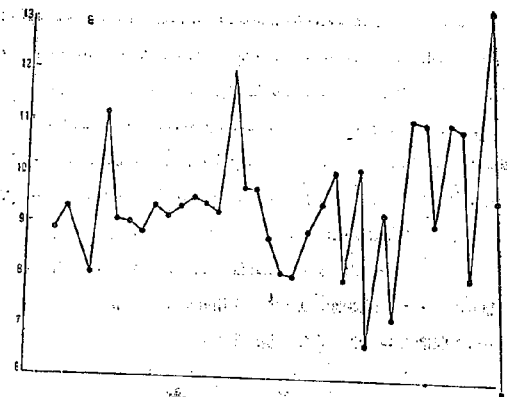
図—7　音　速—2



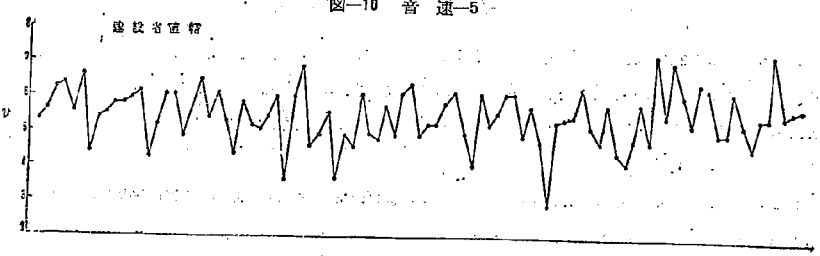
図—8 音 速—3



図—9 音 速—4



図—10 音 速—5



図—6 音 速—11

〔3〕考　　察

測定結果から施工箇所別の平均値及び標準偏差を求めれば表—3 のようになる．ここでは測定不能になった影響が含まれていないので測定不能になった場合は hair crack または空洞等の存在するコンクリートの粗なる結果であるとして，この要素も含める意味で，全測定地点数に対す測定可能地点数の百分率を求め，これで標準偏差を除しその値で比較すると表—3 S' 欄のようになる．

表—3　音速による比較

施工者	平均値 $\bar{x}$	標準偏差 s	測定可能百分率 a (%)	s/a s'
建設省直轄工事	5.45	0.79	91.8	0.86
B	8.72	1.13	96.7	1.17
C	9.26	1.65	75.9	2.17
A	10.04	0.95	42.0	2.26
D	10.05	1.96	82.3	2.38
E	9.53	3.47	92.7	3.74

表—3 では平均値 $\bar{x}$ は大きい程，音速は速く弾性係数は小さいことを意味し，従ってコンクリートの強度は小さいことを示している．表によれば直轄工事の地点に比して請負箇所のそれは約倍に近くなっている．s' 欄によれば請負は直轄の 2～5 倍の値を示し，この値の大きい程均一性の保たれていないことを示している．

Aの業者では練り等のため充分締固っておらず，空洞等のため測定不能の箇所多くその反面測定可能の地点では標準偏差は小さく割合に均一に出来上ってはいるが，平均値は大きく強度が小さいことを示している．こういう所では水量調節スランプ管理で均一なコンクリートの出来る可能性はある．Eでは測定不能になる程粗な箇所は少ない割に平均値は大きく従って強度は低くなおかつ打込みの雑なため均一性も相当おとっている，これも水量が多くしかもこれの調節が完全でないことを示しているとみてよかろう．

以上の如く総括的にみて，きちんとした材料の計量装置を持つたプラントで，注意してスランプ管理等を行つて施工した場合と，簡単にミキサを道路傍に据えて，木箱等による容積配合でコンクリートを練った場合とで出来上つたコンクリートの強度も均一性もかなり差が生ずることが判る．

V　結　　言

以上何れも決定的な結論とは云い難いが，出来上つたコンクリートの質と施工法を結びつける一つの試みを行つたものであり，これから更に検討が進められ現場の施工法に改良が加えられることが望まれる．少なくも道路傍に小型ミキサを置いて人夫の勘に頼つて安易に行われるような施工法は過去のものとして葬り去るべきものではないかと考えられる．

最後にこの測定に関し有益な指導を与えて下さった国鉄技研桶口芳朗氏，東京工大横山功氏に深甚なる謝意を表す．

御祓橋耐力試験に関する報告

建設技官　田　原　保　二
建設技官　手　塚　　薫
建設技官　国　広　哲　男

（昭和30年2月）

目　　次

I　まえがき……（1）
II　試験の目的……（1）
III　設計諸元……（2）
IV　施工の概略……（4）
V　試験および測定方法……（6）
〔1〕試験方法……（6）
〔2〕測定方法……（7）
VI　測定結果……（8）
〔1〕撓　み……（8）
〔2〕歪　み……（9）
VII　測定結果に対する考察……（9）
VIII　結　び……（14）
〔附　録〕
部材の変形に伴なうPC鋼線の附加的な影響を考慮した場合のプレストレストコンクリート門構ラーメンの計算……（15）
〔1〕外力とその載荷法……（15）
〔2〕不静定力Hを求めること……（15）
〔3〕曲げモーメント及び軸力……（28）
〔4〕梁部における撓み曲線……（29）

I　まえがき

御祓橋は石川県七尾市内に架設された本邦最初のポストテンション方式による2鉸ラーメン橋であつて，脚柱および床版のポストテンショニングはフレシネ式で行われ，スパン9.8m，幅員5.5mの1等橋である．耐力試験は七尾市の依頼により当研究所がピーエスコンクリート株式会社七尾工場の協力を得て行ったもので，本報告は耐力試験を行った結果と，併せて施工の概略を述べたものである．

II　試験の目的

本邦における始めてのプレストレストコンクリートのラーメン橋であるから，設計荷重を作用せしめた際の各部の応力状態，撓み，その他を測定してその設計施工の適否を確めるとともに，今後の合理的設計，施工に

役立たせるのが試験の目的である．

III 設計諸元

御放橋の設計条件を列記すると

型　式　　ポストテンション方式2鉸ラーメン橋

スパン　　9.8m

高　さ　　2.5m

有効幅員　　5.5m

活荷重　　第1種

衝撃係数　　$i=20/50+l=0.335$

破壊強度

1. コンクリート圧縮強度　　400kg/cm²
2. コンクリート曲げ引張強度　　60kg/cm²
3. ピアノ線 5φ 引張強度　　165kg/mm²

許容応力度

1. コンクリート圧縮応力度　　150kg/cm²
2. コンクリート曲げ引張応力度　　10kg/cm²
3. コンクリート主引張応力度　　7kg/cm²
4. ピアノ線 5φ 初期緊張応力度　　124kg/mm²
5. ピアノ線 5φ 有効緊張応力度　　90kg/mm²

活荷重の破壊に対する安全度　　2.5

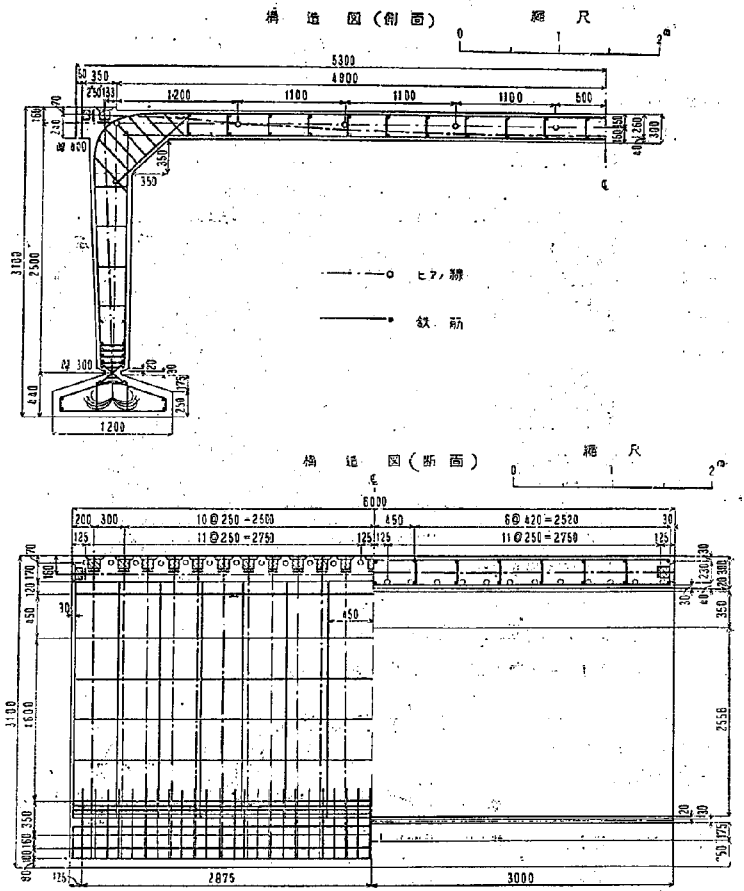
断面形状の概略は図—1 に示す．

死，活荷重，温度変化，コンクリートの乾燥収縮，土圧および通過載荷重などによって生ずる曲げモーメントと剪断力は表—1 に示す通りであつて，この値が設計に用いられたものである．

表—1　設計に採用した曲げモーメントと剪断力

	M_R (t·m)	H_A(t)	V_A(t)	$M_{l/2}$ (t·m)	H_A(t)	V_A(t)	$H_{A\,max}$ (t)	V_A(t)	$V_{A\,max}$ (t)	H_A(t)
活荷重	−5.96	2.39	3.11	7.26	2.34	3.72	2.39	3.11	5.82	0.59
死荷重	−6.45	2.58	4.62	4.85	2.58	4.62	2.58	4.62	4.62	2.58
温度変化	−0.40	0.16	0	0.67	−0.27	0	0.16	0	0	0
乾燥収縮	−0.07	−1.08	0	−0.07	−1.08	0	−1.08	0	0	0
土圧	−0.36	0.15	0.07	0	0.15	0.07	0.15	0.07	0.07	0.15
通過載荷重	−13.24	4.20	7.80	12.71	3.72	8.41	4.20	7.89	10.51	3.32
合計										

$M_{l/2}$，M_R は梁中央点及び隅角部における曲げモーメントであり，
H_A，V_A は支点における水平および鉛直方向の反力である．



図—1

図—1 から明らかなように本橋の横材は，幅および長さの方向に厚さ一様で一枚の板のごとくなつており，脚柱も幅の方向には厚さ一様であるが高さの方向には直線的に変化している．隅角はハンチをつけて補強した形態を有している．したがつて横材中央点Ⓒ，横材端部Ⓑ，および脚頭Ⓑ′ の 3 ケ所の断面の性質は表—2 に示すとおりである．写真—1 は本橋の形態を示すもので上流右岸側から見たものである．

耐力試験当日の本橋の形態は，舗装および高欄は施工されておらず，脚柱の背後の土砂は掘除して，土圧および通過載荷重が作用しないようにした．しかし脚柱の前下部は深さ 40cm ほど土砂で埋まり，水深は常時

表—2 断面の性質

		⑥	⑧	⑧′
断面積	cm²	3,000	3,000	4,000
断面の図心から両縁までの距離	cm	15	15	20
断面二次モーメント	cm⁴	225,000	225,000	533,000
両縁に対する断面係数	cm³	15,000	15,000	26,700

ピアノ線は梁部，脚柱部とも 12—φ5 を 1m 当り 4 本使用する．
但し横汁端部及び脚頭は安全側のためハンチによる断面増大を考えない．

写真—1

35cm 程度であるが，上流の堰を開放した際は 85cm 程度となつた．なお脚柱背後にもその水位を保持するように川水を流入させ，脚柱前後を同水位にして水圧の影響を相殺せしめた．

IV 施工の概略

(1) 使用材料

セメント		浅野ベロセメント
骨材	細骨材	富山県 岩瀬産
	粗骨材	〃 宮崎産
ピアノ線		神戸製鋼製品

(2) コンクリートの配合

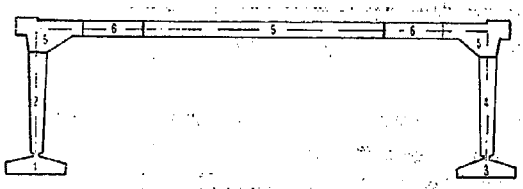
コンクリートの示方配合は表—3 の通りである．

表—3 コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法 (cm)	水セメント重量比 W/C%	コンクリート 1m³ に用いるセメント量 C(kg)	コンクリート 1m³ に用いる水量 W(kg)	スランプ (cm)	細骨材粗骨材重量比 G/S	コンクリート 1m³ に用いる表面乾燥飽和状態の骨材重量 全量(kg)	細骨材(kg)	粗骨材(kg)
2	36	490	175	3.0	1.55	1,836	720	1,116

（3） コンクリートの打込み

コンクリートの打込みは図—2 に示す番号順に施工し，その日程は表—4 に示す通りである．



図—2　コンクリートの打込順序

表—4　コンクリート打込日程

順序番号	日　程
1	0
2	2 日後
3	19
4	21
5	29
6	30

（4） コンクリートの圧縮強さおよび弾性係数

標準供試体によるコンクリートの圧縮強さは表—5 の通りである．番号は打込み順序の記号と同じである。

表—5　コンクリートの圧縮強さ

番号	スランプ (cm)	材令(日)	圧縮強度 (kg/cm²)	備　考
1	3.8	6	352.2	
		28	564.4	
2	3.6	4	356.4	
		28	458.3	
3	3.8	16	441.4	応力導入日(イ)
		23	476.1	荷重試験日(ロ)
4	3.7	14	406.1	(イ)
		21	438.0	(ロ)
5	3.8	6	354.3	(イ)
		13	394.6	(ロ)
6	3.7	5	341.6	(イ)
		12	444.3	(ロ)

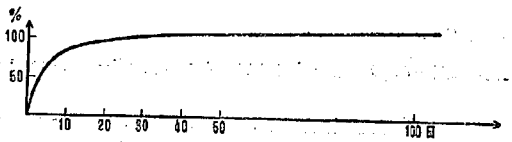
床版のコンクリートの 4 週強度における弾性係数は 3 ケの平均が 4.0×10^5kg/cm² であつた．しかし荷重試験当日の材令は 12，13 日であるので，この時におけるコンクリートの弾性係数を知る必要がある．

コンクリートの弾性係数と材令，圧縮強度などとの関係は未だ判然としない点もあると思われるが，コンクリートの弾性係数と材令との関係を与えるものの 1 つとして次の表—6 がある．(註参照)．これは材令 28 日における弾性係数を基準とし，これを 100% として他の材令における弾性係数を与えたものである．これを図示すれば図—3 となり，これから試験当日におけるコンクリートの弾性係数は 3.5×10^5kg/cm² であると推定される．

表—6 コンクリートの材令と弾性係数

材　令	7 日	28日	45日	90日	1/2年	6 年	
E_t	76%	100%	106%	111%	118%	127%	E_{28} を 100 % とす

註　K. Sattler, Theorie der Verbundkonstruktionen, Berlin 1953, S.3



図—3 コンクリートの材令と弾性係数

(5) 応力導入方法

コンクリートに応力を導入するには，フレシネの方式を用いた．その際の諸数値を表—7 に示す．

表—7 応力導入結果

区分 / 分類	脚緊張	床版緊張	床版横方向緊張
ゲージ圧力 kg/cm²	330	360	330
緊張圧力 t/12本	25.6	28.2	25.6
伸び(平均) cm	2.0	7.0	3.8

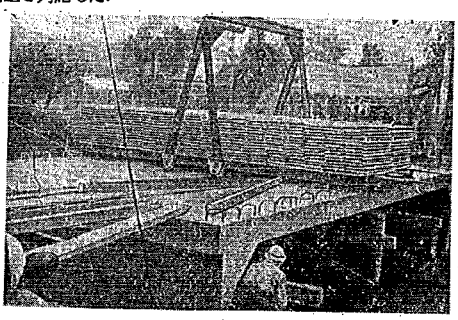
(6) その他

応力の導入が終ってから直ちにグラウチングを行い型枠は最終のコンクリートの打込みから6日後に取り除いた．

V 試験および測定方法

〔1〕試験方法

設計荷重のうちまだ施工されていない舗装，高欄による死荷重と，設計に用いた活荷重，その他によって床版中央と隅角部に生ずる曲げモーメントと等値の曲げモーメントをスパン中央に対し対称な2点載荷によって，上記の部分に起さしめる載荷方法をとった．この際の2点間距離は 150cm で荷重は 4.286t/m を要する．荷重の幅は版としての影響を除くために 6m 一杯にとる．しかし載荷作業の関係上，約 2.950t/m にとゞめた．表—8 に使用した荷重を列記した．



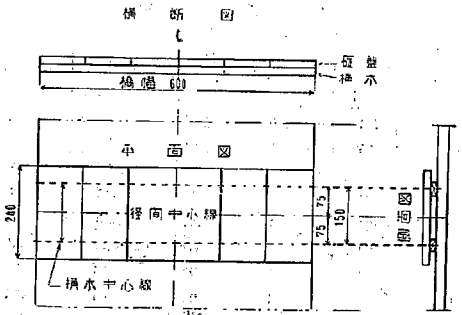
写真—2

写真—2 は全部の荷重を載せた状態を示すもので，中央の門型の枠は鉄塔を運搬するための車輪のついた吊

表—8 荷 重 表

載荷記号	荷重名称	数 量 (枚)	重 量 (t)	累加重量 (t)	単位重量 (t/m)	累加単位重量 (t/m)
I	碇盤	5	8.250	8.250	0.6875	0.6875
II	矢板	152	7.752	16.002	0.646	1.3335
III	〃	194	9.894	25.896	0.8245	2.1580
IV	〃	194	9.894	35.790	0.8245	2.9825

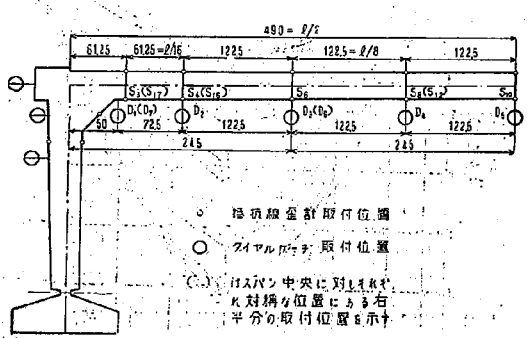
金枠である．これは測定の際には中央に置いた．その載荷位置を図—4 に示す．



図—4 載 荷 位 置

〔2〕 測定方法

表—8 の載荷順序によって4回測定した後 25 分間放置して測定し，荷重の除去もこの反対の順序にしたがって測定を行い，全部を取り除いた後同じく 25 分間放置して測定したが，載荷および除去には各と 3 時間30分を要した．この間撓みは精度 1/100mm のダイアルゲーデにより，各部の歪みは精度 10^{-6} の抵抗線歪計によって測定した．ダイアルゲーデは橋下面に橋幅中心線に沿って7ケ設置し，脚柱にそれぞれ3ケずつ取り付



図—5 ダイアルゲーデ及び抵抗線歪計取付位置略図

けた．歪みは床版の上，下面，脚柱の内，外側に計 36 点について測定した．それらの取り付け位置の略図を示せば図—5 の通りである．歪計も橋幅中心線上に貼つたのであるが，$l/2$ 点と $l/4$ 点は，上，下流側の端にも貼り付けた．この他にヒューゲンベルガー歪計を $l/2$ 点の上流側下縁に 1 ケ取り付けた．

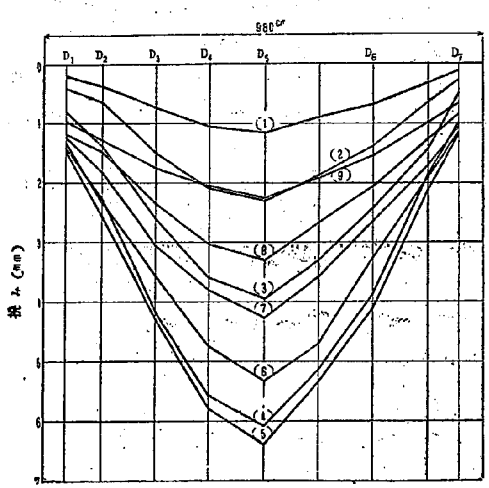
VI 測定結果

〔1〕撓　み

ダイアルゲーヂによって測定した床版の撓み実測値は表—9 に示す通りである．ダイアルゲーヂの位置は右

表—9　撓　み　表　　(10^{-2}mm)

ダイアルゲーヂ位置 / 測定番号	D_1 50.00cm	D_2 122.5cm	D_3 245cm	D_4 367.5cm	D_5 490cm	D_6 735cm	D^7 930cm	備　考
1	21	38	73	105	116	68	11	8.250t
2	42	74	148	209	230	135	26	16.002t
3	81	137	264	365	396	242	56	25.896t
4	141	227	415	557	609	387	100	35.790t
5	146	254	428	582	639	410	114	25分放置
6	132	230	354	474	532	324	112	25.896t
7	124	182	303	380	425	263	106	16.002t
8	117	147	235	302	330	203	84	8.250t
9	97	126	175	205	225	155	67	0
10	96	124	174	196	218	154	67	15分放置
11	94	123	174	196	217	154	67	25分放置



図—6　撓み曲線

岸を基点としたものである．図—6 に表—9 の測定番号 9 までの撓み曲線を描いた．

〔2〕 歪　み

図—5 に示す床版下縁に貼りつけた抵抗線歪計によつて記録した歪みは表—10の通りである．その位置は右岸を基点としたものであり，図—7 に測定番号(1)から(4)までの歪み曲線を示した．

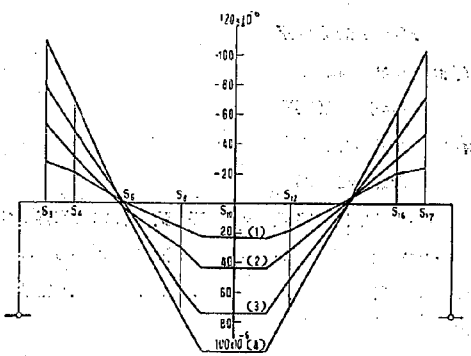
なお，スパン中央下縁に取り付けたヒューゲンベルガー歪計の読みは表—11に示す通りである．

表—10 歪　み　表　(単位: 10^{-6})

抵抗線ゲージ番号 / 測定番号	S_3 61.25cm	S_4 122.5cm	S_6 245cm	S_8 317.5cm	S_{10} 490cm	S_{13} 612.5cm	S_{16} 857.5cm	S_{17} 918.75cm	備　考
1	−27.5	−20.5	0	16.0	22.0	18.0	−21.5	−24.5	8.250t(W=0.6875t/m)
2	−53.0	−31.0	5.0	28.5	43.0	31.5	−29.0	−47.0	16.002t(W=1.3335 〃)
3	−80.0	−48.5	2.5	56.5	73.5	52.5	−43.5	−72.0	25.896t(W=2.1580 〃)
4	−111.0	−69.5	7.5	73.5	99.5	70.5	−64.5	−104.0	35.790t(W=2.9825 〃)
5	−115.5	−70.0	5.0	74.0	100.5	71.0	−65.5	−110.5	25分放置

表—11 歪み表　(単位: 10^{-6})

測定番号 / 計器番号	1	2	3	4	5
H_1	22.0	43.5	72.0	96.5	96.5



図—7 歪 み 曲 線

VII 測定結果に対する考察

耐力試験により床版下縁における歪みと撓みを測定したのであるが，これらの測定値に対して部材の変形に伴なうＰＣ鋼線の附加緊張力，弛緩力の影響を考慮した厳密な歪みと撓みの計算を行つて考察を加えてみたい．

プレストレストコンクリート構造物が外荷重を受けると，各部材に起る軸力，曲げモーメントにより部材に変形が生じ，これがまたPC鋼線に附加緊張力または弛緩力を招来し，そのために2次的な附加軸力，曲げモーメントが起る．実際構造物に現われる軸力，曲げモーメントは外荷重によるものとPC鋼線の附加緊張力または弛緩力によるものとが合成されたものであつて，後者の影響は不静定構造物においては，特に不静定力に関係し無視し得ないものと考えられる．

以下に，先ず本試験におけるような載荷状態についてプレストレストコンクリート門構ラーメンの厳密計算法（附録……部材の変形に伴なうPC鋼線の附加的な影響を考慮した場合のプレストレストコンクリート門構ラーメンの計算）を示し，これを本橋の場合に適用し，実測した応力，撓み並びに慣用計算法により求めた値などを，種々対比して検討を試みていきたいと思う．

なお，本橋の場合には上記厳密計算に用いた断面諸数値は次の通りである．

$A_{S1}=9.41\text{cm}^2$　　$A_{S2}=9.41\text{cm}^2$

$A_1=3,000\text{cm}^2$　　$A_2=4,000\text{cm}^2$

$I_1=225,000\text{cm}^4$　　$I_2=533,00\text{cm}^4$

$e_A=12.5\text{cm}$　　$e_B=9\text{cm}$　　$e_C=11\text{cm}$

（1） 不静定力

不静定力はPC鋼線の附加的な影響を考慮にいれない場合の普通のラーメンの計算，すなわち慣用計算法によつて計算すれば

$$H_0=0.89293\cdot W$$

である．これを厳密計算法により求めれば

$$H=0.91309\cdot W$$

となり，慣用計算法に比べ大きな値を与え

$$H/H_0=1.023$$

である．このことは前にも書いたごとくPC鋼線の附加緊張，弛緩力による影響は不静定構造物においては不静定力に関係するので，この影響を無視し得ないと云うことを裏書きしているものであり，これがため当然構造物各部の応力状態，撓みなどは慣用計算法によるものとは変つてくると云う結果となる．

（2） 曲げモーメント

構造物各部における曲げモーメントを厳密計算法，慣用計算法によりそれぞれ求め比較したのが表—12，図—8であり，これから分るように梁部中央点においては，PC鋼線の附加的な影響により曲げモーメントは小さくなり，慣用計算法による曲げモーメントの約96％である．脚柱部における絞過は上端においては慣用計算値より小さく下方ではごく僅か大きくなる．

但し次表中，xは梁中央点，yは脚柱上端を基準として測つたものである．$M_1(x)$ $M_2(y)$は厳密計算法に

表—12 曲げモーメント

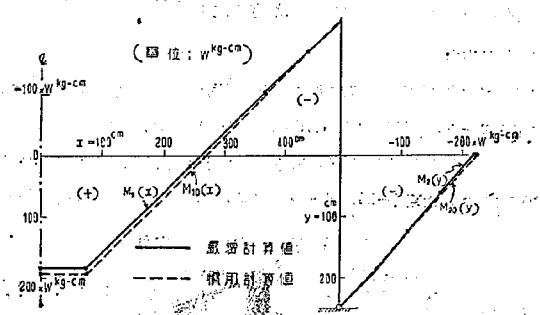
梁部　(単位：Wkg-cm)

x	0	75.0cm	122.5cm	245.0cm	367.5cm	437.5cm	490.0cm
$M_1(x)$	184.984	185.403	139.603	19.939	−102.441	−171.533	−220.832
$M_{10}(x)$	191.768	191.768	144.268	22.768	−100.733	−170.733	−223.233

脚柱部　(単位：Wkg-cm)

y	0	62.5cm	125.0cm	187.5cm	250.0cm
$M_2(y)$	−220.832	−166.800	−111.743	−56.040	0
$M_{20}(y)$	−223.233	−167.424	−111.616	−55.808	0

よる値，$M_{10}(x)$，$M_{20}(y)$ は慣用計算法による値を示し，何れも単位は Wkg-cm である．



図—8 曲げモーメント

(3) 軸方向力

梁部および脚柱部における軸方向力の経過を厳密計算法と慣用計算法により比較したのが表—13，図—9 であり，慣用計算法では梁部，脚柱部についてそれぞれ一定であるのに対して厳密計算法では複雑な経過を示している．

表—13 軸 方 向 力

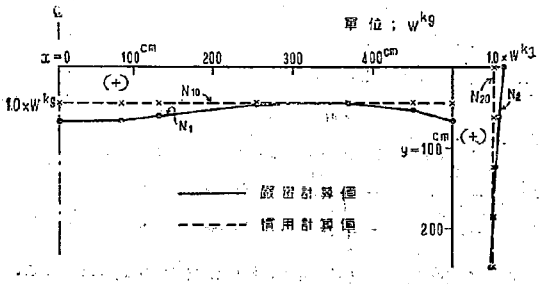
梁部　(単位：Wkg)

x	0	75.0cm	122.5cm	245.0cm	367.5cm	437.5cm	490.0cm
$N_1(x)$	1.375	1.355	1.217	0.925	0.903	1.096	1.364
$N_{10}(x)$	0.893	0.893	0.893	0.893	0.893	0.893	0.893

脚柱部　(単位：Wkg)

y	0	62.5cm	125.0cm	187.5cm	250.0cm
$N_2(y)$	1.267	1.145	1.058	1.004	0.987
$N_{20}(y)$	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

但し上表中 $N_1(x)$, $N_2(y)$ は厳密計算法による値，$N_{10}(x)$, $N_{20}(y)$ は慣用計算法による値を示すものであり，単位は何れも Wkg である。



図—9 軸方向力

（4） 梁部下縁における応力

歪みの測定位置はスパン中央に対して対称であり，その平均値をもつて各位置における歪みとし，これに前述した試験当時のコンクリートの弾性係数 $E_c=3.5\times10^5$kg/cm² を乗じて実測応力値とした．$W=1,333.5$kg, 2,153.0kg, 2,962.5kg の各荷重毎における実測応力値，厳密計算法により求めた応力値及び慣用計算法により求めた応力値とを対比したものが表—14，図—10 である．

表—14 梁部下縁における応力

（単位：kg/cm²）

x	$W=1,333.5$kg			$W=2,158.0$kg			$W=2,982.5$kg		
	実測値	σ_l	σ_{l0}	実測値	σ_l	σ_{l0}	実測値	σ_l	σ_{l0}
0 cm	15.1	15.8	16.7	25.7	25.6	27.0	34.8	35.4	37.3
75.0cm		15.9	16.7		25.7	27.0		35.5	37.3
122.5cm	10.5	11.9	12.4	18.7	19.2	20.1	25.2	26.6	27.8
245.0cm	1.8	1.4	1.6	0.9	2.2	2.6	2.6	3.0	3.7
367.5cm	−10.5	− 9.5	− 9.4	−16.1	−15.4	−15.1	−23.4	−21.3	−20.9
437.5cm	−17.5	−15.7	−15.6	−23.6	−25.5	−25.2	−37.6	−35.2	−34.8
490.0cm		−20.2	−20.2		32.8	−32.8		−45.3	−45.3

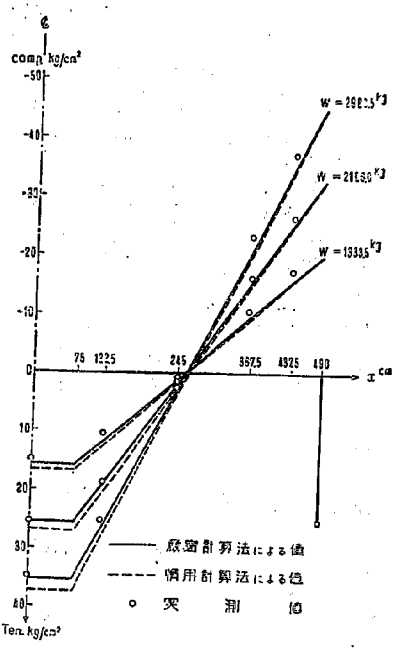
但し上表中 σ_l, σ_{l0} はそれぞれ厳密計算法，慣用計算法により求めた値を示し，単位は何れも kg/cm² で，＋は引張応力，－は圧縮応力を示す．x は梁中央点を 0 として測つたものである．

これらの表や図から分るごとく，実測応力値と慣用計算法により求めた応力値との間には可成りの差がある．しかしこれをＰＣ鋼線の附加的な影響を考慮に入れた厳密計算値と比較すると可成りよく一致してくるが未だ完全な一致を示しているとは云えない．図—10において実測値は計算値の曲線の上側に出てくる傾向を示している．すなわち応力の 0 となる点が計算上の応力 0 点よりもやゝ内側へ偏つたところにくる傾向があると云う事実を否めることはできない．これらの原因については脚柱下端における実際の鉸の固定度などが問題になつてくると考えられるが，これらの点の究明については今後の実験研究に俟ちたいと思う．結論的に云つ

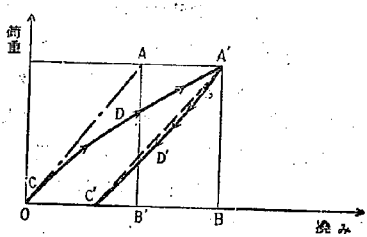
て梁部下縁における実測応力値と慣用計算値との間には可成りの差があるが，厳密計算を行えば大体之を一致させることができた．

（5） 梁部における撓み

撓みの測定結果から支点沈下と撓みの残留量が相当大きいと云うことが眼につく．撓みの残留量が総撓み量の約1/4もあり，本試験は橋体材料の弾性範囲内で行ったのに撓みの残留量がこのように大きい理由としては試験当日の梁部の材令が約2週間程度であったこと，載荷および載荷除去に要した時間の影響，および桁の行った仕事によるものなどが考えられる．コンクリートの弾性範囲内における載荷試験に際して，荷重と撓み，応力と歪みなどの描く履歴曲線については不明の点が多分にあるが，次のように考えて弾性的な撓み量を求めるのが最も合理的であろうと思われる．荷重—撓み曲線を描くと図—11に示すような履歴曲線を示す。$A'BCDA'$ が撓み試験により桁が行った仕事であり，撓みの増加線と減少線との間に挟まれた $CDA'D'C'C$ は上述の現象その他によって消費されたエネルギーである．したがって前者から後者を差し引いた $A'BC'D'A'$ が弾性的に働いたエネルギーとなる．この面積をもって原点から撓み線を描くと鎖線 CA となって，これが弾性的な撓みである．若し点線 $C'A'$ を撓みの減少線がたどるならば，CA は $C'A'$ に平行となる．



図—10　梁部下縁における応力



図—11　荷重—撓み履歴曲線

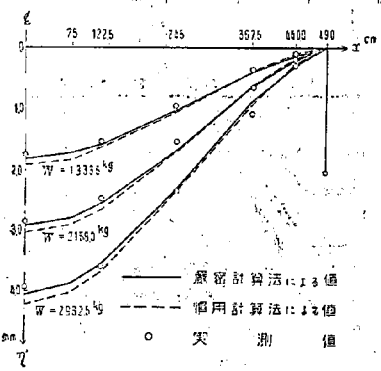
本橋について弾性撓みを求めるに当っては，撓みの減少線はほゞ直線的となるので，先ず支点沈下の影響を除き，撓みの減少線 $A'D'C'$ から残留撓み量 CC' を差し引くことにより算出した．

このようにして算出した弾性撓みと厳密計算法により求めた値，慣用計算法により求めた値とを比較したものが表—15，図—12である．

但し次表中 $\eta'(x)$，$\eta'_0(x)$ はそれぞれ厳密計算法，慣用計算法によって求めた値を示し，何れも梁端の点を0とし下向きに正としたものであり，x は梁中央点を0にとって測ったものである．

表—15　梁部における撓み　　(単位：mm)

x	W=1,333.5kg			W=2,153.0kg			W=2,982.5kg		
	実測値	η′	η′₀	実測値	η′	η′₀	実測値	η′	η′₀
0 cm	1.00	1.62	1.83	2.87	2.94	3.05	3.94	4.07	4.21
75.0cm		1.73	1.79		2.80	2.90		3.87	4.00
122.5cm	1.55	1.59	1.64	2.49	2.57	2.65	3.57	3.55	3.67
245.0cm	0.98	1.04	1.05	1.54	1.68	1.69	2.34	2.32	2.34
367.5cm	0.36	1.39	0.39	0.64	0.63	0.64	1.09	0.87	0.88
440.0cm	0.13	0.13	0.12	0.20	0.20	0.19	0.23	0.28	0.26
490.0cm	0	0	0	0	0	0	0	0	0



図—12　梁部における撓み

これらの表や図から分るごとく，実測値と慣用計算値との間にはかなりの差が認められるが，厳密計算値は実測値によく近ずきはゞ一致した値を与える．しかしながらこの場合にも実測値はごく僅かではあるが計算値よりも小さくなると云う傾向が見られ，応力の場合における結果とよく符号している．

VIII　結　　び

プレストレストコンクリート構造の土木構造物特に橋梁の分野における最近の進出はまことにめざましいものがある．しかしながら新しい技術は，理論的研究とその確実な実験的研究の裏付けとにより更に進歩するもので，その意味から本邦最初のプレストレストコンクリートラーメン橋である御殿橋について以上の実験を行い得たことは非常に意義のあることであつた．

プレストレストコンクリート構造物は他の構造物と異なり，PC鋼線により常に2次的な影響が派生する．このことは上述の試験結果からも，慣用の計算値と実測値との間にはかなりの差が認められるが，これをPC鋼線の附加的な緊張，弛緩力を考慮に入れた厳密計算を行えば大体実測値と一致してくると云うことからもうなずける．この部材の変形に伴なうPC鋼線の影響はある種の構造物では無視し得ないものと考えられる．特に不静定構造物では不静定力に関係するので，このPC鋼線の附加的な影響に対する考慮が必要である．これらの影響が門構ラーメンにおける例においてどの程度のものであるかは考察において既に述べたとおりである．

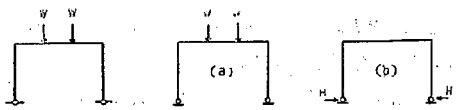
最後に本実験に当り御協力を賜つた七尾市当局，ピーエスコンクリート株式会社に対し，厚く謝意を表するものである．

〔附　錄〕

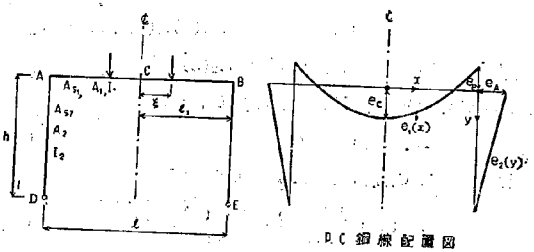
部材の変形に伴なうＰＣ鋼線の附加的な影響を考慮した場合のプレストレストコンクリート門構ラーメンの計算

〔1〕 外力とその載荷法

載荷状態は図—1 の左端のごとく対称であり，このことは図—1(a)，(b) に分けて考えることにより計算を非常に簡単にする．図—2 は以下の計算に用いる門構ラーメンの寸法，断面諸元の表示である．



図—1 載 荷 状 態



ＰＣ 鋼 線 配 置 図

As_1　梁部における PC 鋼線の断面積
As_2　脚柱部における　〃　〃
A_1　梁　部　断　面　積
A_2　脚　柱　部　断　面　積
I_1　梁部断面２次モーメント
I_2　脚柱部断面２次モーメント

図—2 断面諸元の表示

〔2〕 不静定力 H を求めること

(a) 脚柱下端 D, E, が自由に水平に移動し得るとき外力 W による D, E の変位を求むること．

(i) 梁端部 A, B の回転角と梁長 l の長さの変化

梁の中央 C 点を x の原点とし，梁部のＰＣ鋼線の位置を梁の中立軸に対し次式により仮定する．

$$e_1(x)=e_C-\frac{e_B+e_C}{l_1^2}x^2$$

但し

$$l_1=\frac{l}{2}\qquad e_B,\ e_C\geqq 0$$

また柱の上端を y の原点とし下方に $y>0$ にとり脚柱部の PC 鋼線の位置を脚柱部の中立軸に対し次式に

より仮定する．

$$e_2(y)=e_A\left(1-\frac{y}{h}\right) \qquad e_A\geqq 0$$

PC鋼線の附加緊張または弛緩力を梁部，脚柱部について，それぞれ $\Delta P_1(x)$, $\Delta P_2(y)$とする．但し $\Delta P_1(x)$ $\Delta P_2(y)$ は何れも緊張増加の場合を正とし，このときにはコンクリートには圧縮力が働く．

外力 W による梁部の単純桁としての曲げモーメント $\mathfrak{M}_{1W}(x)$ は

$$\mathfrak{M}_{1W}(x)=W(l_1-\xi) \qquad 0\leqq x\leqq\xi$$
$$=W(l_1-x) \qquad \xi\leqq x\leqq l_1$$

PC鋼線の緊張力の変化により附加的に生ずる曲げモーメントを加えると，梁における曲げモーメント $M_{1W}(x)$ は下向き曲げの場合に $M_{1W}(x)>0$ にとれば

$$M_{1W}(x)=\mathfrak{M}_{1W}(x)-\Delta P_1(x)e_1(x)+m_{1W}$$
$$=W(l_1-\xi)-\Delta P_1(x)e_1(x)+m_{1W} \qquad 0\leqq x\leqq\xi$$
$$=W(l_1-x)-\Delta P_1(x)e_1(x)+m_{1W} \qquad \xi\leqq x\leqq l_1$$

但し こゝに $m_{1W}=\Delta P_2(0)e_2(0)$

また梁に働く軸力 $N_{1W}(x)$ は圧縮の場合に $N_{1W}(x)>0$ として

$$N_{1W}(x)=\Delta P_1(x) \qquad 0\leqq x\leqq l_1$$

次に任意の x 断面においてPC鋼線の位置における応力は

$$\sigma_{1W}(x)=\frac{N_{1W}(x)}{A_1}-\frac{M_{1W}(x)}{I_1}e_1(x) \qquad 0\leqq x\leqq l_1$$

中立軸の位置における応力は

$$\sigma_{1W_0}(x)=\frac{N_{1W}(x)}{A_1} \qquad 0\leqq x\leqq l_1$$

$\sigma_{1W}(x)$ によるコンクリートの歪み $\left(\frac{\Delta\delta x}{\delta x}\right)_W$ は，縮みの場合 $(\Delta\delta x)_W>0$ (但し $\delta x>0$ とする) と考え

$$\left(\frac{\Delta\delta x}{\delta x}\right)_W=\frac{1}{E_c}\sigma_{1W}(x)$$

$$=\frac{1}{E_c}\left\{\frac{\Delta P_1(x)}{A_1}-\frac{W(l_1-\xi)}{I_1}e_1(x)+\frac{\Delta P_1(x)}{I_1}e_1^2(x)-\frac{m_{1W}}{I_1}e_1(x)\right\}$$
$$0\leqq x\leqq\xi$$

$$=\frac{1}{E_c}\left\{\frac{\Delta P_1(x)}{A_1}-\frac{W(l_1-x)}{I_1}e_1(x)+\frac{\Delta P_1(x)}{I_1}e_1^2(x)-\frac{m_{1W}}{I_1}e_1(x)\right\}$$
$$\xi\leqq x\leqq l_1$$

$$\therefore\ (\Delta\delta x)_W=\frac{1}{E_cI_1}\left[\Delta P_1(x)\left\{\frac{I_1}{A_1}+e_1^2(x)\right\}-W(l_1-\xi)e_1(x)-m_{1W}e_1(x)\right]\delta x$$
$$0\leqq x\leqq\xi$$

$$=\frac{1}{E_C I_1}\left[\Delta P_1(x)\left\{\frac{I_1}{A_1}+e_1^2(x)\right\}-W(l_1-x)e_1(x)-m_{1w}e_1(x)\right]\delta x$$

$\xi\leqq x\leqq l_1$

一方

$$(\Delta\delta x)_w=-\frac{1}{E_S A_{S1}}\Delta P_1(x)\delta x \qquad 0\leqq x\leqq l_1$$

$$\therefore\ \Delta P_1(x)=\frac{W(l_1-\xi)\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}+\frac{m_{1w}\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2} \qquad 0\leqq x\leqq\xi$$

$$=\frac{W(l_1-x)\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}+\frac{m_{1w}\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2} \qquad \xi\leqq x\leqq l_1$$

但し上式中

$$e=e_n+e_G\geqq 0,\qquad k_1^2=\frac{I_1}{A_1}>0,\qquad \mu_1=\frac{E_G A_1}{E_S A_{S1}}$$ とする.

また

$$(\Delta\delta x)_{w0}=\frac{1}{E_G}\sigma_{1w0}(x)\delta x=\frac{1}{E_G A_1}\Delta P_1(x)\delta x$$

$$=\frac{1}{E_G A_1}\left\{\frac{W(l_1-\xi)\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}+\frac{m_{1w}\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}\right\}\delta x$$

$$=\frac{1}{E_G A_1}\left\{W f_{11}(x)\delta x+m_{1w}f_{10}(x)\delta x\right\} \qquad 0\leqq x\leqq\xi$$

$$=\frac{1}{E_G A_1}\left\{\frac{W(l_1-x)\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}+\frac{m_{1w}\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}\right\}\delta x$$

$$=\frac{1}{E_G A_1}\left\{W f_{12}(x)\delta x+m_{1w}f_{10}(x)\delta x\right\} \qquad \xi\leqq x\leqq l_1$$

また

$$M_{1w}(x)=\frac{W(1+\mu_1)k_1^2(l_1-\xi)}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}+\frac{m_{1w}(1+\mu_1)k_1^2}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}$$

$$=W\varphi_{11}(x)+m_{1w}\varphi_{10}(x) \qquad 0\leqq x\leqq\xi$$

$$=\frac{W(1+\mu_1)k_1^2(l_1-x)}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}+\frac{m_{1w}(1+\mu_1)k_1^2}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}$$

$$=W\varphi_{12}(x)+m_{1w}\varphi_{10}(x) \qquad \xi\leqq x\leqq l_1$$

梁の長さの変化は $l_1=l/2$ に対して Δl_{1W} とし，縮みの場合で $\Delta l_{1W}>0$ にとれば

$$\Delta l_{1W}=\int_0^{l_1}(\Delta\delta x)_{W0}=\frac{1}{E_C A_1}\left\{W\left(\int_0^{\xi}f_{11}(x)dx+\int_{\xi}^{l_1}f_{12}(x)dx\right)+m_{1W}\int_0^{l_1}f_{10}(x)dx\right\} \quad \cdots\cdots ①$$

また梁端部 A, Bの回転角 $\Delta\theta_{1W}$ は下向きの回転を $\Delta\theta_{1W}>0$ にとれば

$$\Delta\theta_{1W}=\frac{1}{E_C I_1}\int_0^{l_1}M_{1W}(x)dx$$

$$=\frac{1}{E_C I_1}\left\{W\left(\int_0^{\xi}\varphi_{11}(x)dx+\int_{\xi}^{l_1}\varphi_{12}(x)dx\right)+m_{1W}\int_0^{l_1}\varphi_{10}(x)dx\right\} \quad \cdots\cdots ②$$

(ii) 脚柱下端 D, E, の変位と柱長 h の長さの変化

柱に生ずる曲げモーメント $M_{2W}(y)$ は門構の内側への曲げを $M_{2W}(y)>0$, 軸力 $N_{2W}(y)$ は圧縮の場合を $N_{2W}(y)>0$ とする．しかるときは

$$M_{2W}(y)=\Delta P_2(y)e_2(y)+m_{2W}\left(1-\frac{y}{h}\right) \qquad 0\leqq y\leqq h$$

但し，こゝに　　$m_{2W}=-\Delta P_1(l_1)e_1(l_1)$

$$N_{2W}(y)=W+\Delta P_2(y)$$

次に任意の y 断面においてPC鋼線の位置における応力は

$$\sigma_{2W}(y)=\frac{N_{2W}(y)}{A_2}+\frac{M_{2W}(y)}{I_2}e_2(y) \qquad 0\leqq y\leqq h$$

中立軸の位置における応力は

$$\sigma_{2W0}(y)=\frac{N_{2W}(y)}{A_2} \qquad 0\leqq y\leqq h$$

$\sigma_{2W}(y)$ によるコンクリートの歪み $\left(\frac{\Delta\delta y}{\delta y}\right)_W$ は縮みのとき $(\Delta\delta y)_W>0$ (但し $\delta y>0$) とすれば

$$\left(\frac{\Delta\delta y}{\delta y}\right)_W=\frac{1}{E_C}\sigma_{2W}(y)$$

$$=\frac{1}{E_C}\left\{\frac{W}{A_2}+\frac{\Delta P_2(y)}{A_2}+\frac{\Delta P_2(y)}{I_2}e_2^2(y)+\frac{m_{2W}\left(1-\frac{y}{h}\right)}{I_2}e_2(y)\right\} \qquad 0\leqq y\leqq h$$

$$\therefore\ (\Delta\delta y)_W=\frac{1}{E_C I_2}\left[\Delta P_2(y)\left\{\frac{I_2}{A_2}+e_2^2(y)\right\}+W\frac{I_2}{A_2}+m_{2W}\left(1-\frac{y}{h}\right)e_2(y)\right] \qquad 0\leqq y\leqq h$$

一方 $$(\Delta\delta y)=-\frac{1}{E_S A_{S2}}\Delta P_2(y)\delta y \qquad 0\leqq y\leqq h$$

$$\therefore\ \Delta P_2(y)=-\frac{Wk_2^2}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}-\frac{m_{2W}e_A\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}$$

$$0\leqq y\leqq h$$

但し　$\mu_2=\dfrac{E_C A_2}{E_S A_{S2}}>0$,　$k_2^2=\dfrac{I_2}{A_2}>0$　とする

また

$$(\Delta\delta y)_{W0}=\frac{1}{E_C}\sigma_{2W0}(y)\,\delta y=\frac{1}{E_C A_2}\{W+\Delta P_2(y)\}\delta y$$

$$=\frac{1}{E_C A_2}\left[\left\{W-\frac{Wk_2^2}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}\right\}-\frac{m_{2W}e_A\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}\right]\delta y$$

$$=\frac{1}{E_C A_2}\left[W\left\{1-\frac{k_2^2}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}\right\}\right.$$

$$\left.-\frac{m_{2W}}{e_A}\left\{1-\frac{(1+\mu_2)k_2^2}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}\right\}\right]\delta y$$

$$=\frac{1}{E_C A_2}\left\{Wf_2(y)\delta y+m_{2W}f_{21}(y)\right\}\delta y$$

また

$$M_{2W}(y)=-\frac{Wk_2^2e_A\left(1-\frac{y}{h}\right)}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}+\frac{m_{2W}(1+\mu_2)k_2^2\left(1-\frac{y}{h}\right)}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}$$

$$=W\varphi_2(y)+m_{2W}\varphi_{21}(y)\qquad 0\leqq y\leqq h$$

したがって柱の長さの変化を Δh_{2W} とし，縮みの場合を $\Delta h_{2W}>0$ にとれば

$$\Delta h_{2W}=\int_0^h(\Delta\delta y)_{W0}=\frac{1}{E_C A_2}\left(W\int_0^h f_2(y)dy+m_{2W}\int_0^h f_{21}(y)dy\right)\cdots\cdots③$$

$$0\leqq y\leqq h$$

また梁下端 D, E の曲げによる変位 Δl_{2W} は門構の外側への変化のとき $\Delta l_{2W}>0$ とし

$$\Delta l_{2W}=\frac{1}{E_C I_2}\left(W\int_0^h\int_0^h\varphi_2(y)dydy+m_{2W}\int_0^h\int_0^h\varphi_{21}(y)dydy\right)\cdots\cdots④$$

$$0\leqq y\leqq h$$

(iii)　W による脚柱下端 D, E の全変位

Δ_W を W による脚柱下端 D, E の全変位とし，門構の外側方向への変位を $\Delta_W>0$ にとれば

$$\Delta_W=(h-\Delta h_{2W})\Delta\theta_{1W}-\Delta l_{1W}+\Delta l_{2W}$$

$$\fallingdotseq h\Delta\theta_{1W}-\Delta l_{1W}+\Delta l_{2W}\cdots\cdots⑤$$

(b)　脚柱下端 D, E が自由に水平に移動し得るとき，不静定力 H による D, E の変位を求むること

(i)　梁端部 A, B の回転角と梁長 l の長さの変化

(a)と同様に考えて，H を門構の外側より内側に働く場合を $H>0$ にとれば，H による梁の曲げモーメン

ト $\mathfrak{M}_{1H}(x)$ は下向き曲げの場合を $\mathfrak{M}_{1H}(x)>0$ とし

$$\mathfrak{M}_{1H}(x)=-Hh \qquad 0\leqq x\leqq l_1$$

PC鋼線の緊張力の変化を梁部，脚柱部についてそれぞれ $\Delta Q_1(x)$，$\Delta Q_2(y)$，但し何れも緊張増加の場合を $\Delta Q_1(x)>0$，$\Delta Q_2(y)>0$ にとれば，梁に働く全体の曲げモーメント $M_{1H}(x)$，軸力 $N_{1H}(x)$ はそれぞれ

$$M_{1H}(x)=\mathfrak{M}_{1H}(x)-\Delta Q_1(x)e_1(x)+m_{1H}$$

$$=-Hh-\Delta Q_1(x)e_1(x)+m_{1H} \qquad 0\leqq x\leqq l_1$$

但し $m_{1H}=\Delta Q_2(0)e_2(0)$

$$N_{1H}(x)=H+\Delta Q_1(x) \qquad 0\leqq x\leqq l_1$$

但し $M_{1H}(x)$ は下向き曲げの場合 $M_{1H}(x)>0$，$N_{1H}(x)$ は圧縮の場合 $N_{1H}(x)>0$ とする．

しかるときは任意の断面 x において，PC鋼線の位置における応力は

$$\sigma_{1H}(x)=\frac{N_{1H}(x)}{A_1}-\frac{M_{1H}(x)}{I_1}e_1(x) \qquad 0\leqq x\leqq l_1$$

また中立軸の位置における応力は

$$\sigma_{1H0}(x)=\frac{N_{1H}(x)}{A_1} \qquad 0\leqq x\leqq l_1$$

$\sigma_{1H}(x)$ によるコンクリートの歪み $\left(\frac{\Delta\delta x}{\delta x}\right)_H$ は縮みの場合で $(\Delta\delta x)_H>0$（但し $\delta x>0$）にとると

$$\left(\frac{\Delta\delta x}{\delta x}\right)_H=\frac{1}{E_C}\sigma_{1H}(x)$$

$$=\frac{1}{E_C}\left\{\frac{H}{A_1}+\frac{\Delta Q_1(x)}{A_1}+\frac{Hh}{I_1}e_1(x)+\frac{\Delta Q_1(x)}{I_1}e_1^2(x)-\frac{m_{1H}}{I_1}e_1(x)\right\}$$

$$\therefore(\Delta\delta x)_H=\frac{1}{E_CI_1}\left[\Delta Q_1(x)\left\{\frac{I_1}{A_1}+e_1^2(x)\right\}+H\left\{\frac{I_1}{A_1}+he_1(x)\right\}-m_{1H}e_1(x)\right]\delta x$$

$$0\leqq x\leqq l_1$$

一方 $$(\Delta\delta x)_H=-\frac{1}{E_SA_{S1}}\Delta Q_1(x)\delta x \qquad 0\leqq x\leqq l_1$$

$$\therefore\ \Delta Q_1(x)=-\frac{H\left\{k_1^2+h\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)\right\}}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}+\frac{m_{1H}\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2} \qquad 0\leqq x\leqq l_1$$

また軸力による縮み $(\Delta\delta x)_{H0}$ は

$$(\Delta\delta x)_{H0}=\frac{1}{E_C}\sigma_{1H0}(x)\delta x=\frac{1}{E_CA_1}\{H+\Delta Q_1(x)\}\delta x$$

$$=\frac{1}{E_CA_1}\left[H\left\{1-\frac{k_1^2+h\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}\right\}\delta x\right.$$

$$+m_{1H}\frac{e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}\delta x\Bigg]$$

$$=\frac{1}{E_GA_1}\left\{HF_1(x)\delta x+m_{1H}F_{10}(x)\delta x\right\}$$

また

$$M_{1H}(x)=-H\left\{h-\frac{k_1^2+h\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)\right\}$$

$$+m_{1H}\left\{1-\frac{\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}\right\}$$

$$=-H\frac{k_1^2\left\{(1+\mu_1)h-\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)\right\}}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}+m_{1H}\frac{(1+\mu_1)k_1^2}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}$$

$$=H\Phi_1(x)+m_{1H}\Phi_{10}(x) \qquad 0\leqq x\leqq l_1$$

したがつて梁の長さの変化を Δl_{1H} とし，縮みに対し $\Delta l_{1H}>0$ にとれば

$$\Delta l_{1H}=\int_0^{l_1}(\Delta\delta x)_{H0}=\frac{1}{E_GA_1}\left(H\int_0^{l_1}F_1(x)\,dx+m_{1H}\int_0^{l_1}F_{10}(x)\,dx\right)\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\textcircled{6}$$

また梁端 A, B の回転角 $\Delta\theta_{1H}$ を下向き回転に対し $\Delta\theta_{1H}>0$ とし

$$\Delta\theta_{1H}=\frac{1}{E_GI_1}\int_0^{l_1}M_{1H}(x)\,dx=\frac{1}{E_GI_1}\left(H\int_0^{l_1}\Phi_1(x)\,dx+m_{1H}\int_0^{l_1}\Phi_{10}(x)\,dx\right)\cdots\cdots\cdots\textcircled{7}$$

（ii） 脚柱下端 D, E の変位と柱長 h の長さの変化

（i）の場合と同様に考え柱に生ずる曲げモーメント $M_{2H}(y)$ は門構の内側への曲げを $M_{2H}(y)>0$ とし，軸力 $N_{2H}(y)$ は圧縮の場合を $N_{2H}(y)>0$ とする．しかるときは

$$\mathfrak{M}_{2H}(y)=-H(h-y)$$

$$M_{2H}(y)=\mathfrak{M}_{2H}(y)+\Delta Q_2(y)e_2(y)+m_{2H}\left(1-\frac{y}{h}\right)$$

$$=-H(h-y)+\Delta Q_2(y)e_2(y)+m_{2H}\left(1-\frac{y}{h}\right)\quad 0\leqq y\leqq h$$

但しこゝに　$m_{2H}=-\Delta Q_1(l_1)e_1(l_1)$

$$N_{2H}(y)=\Delta Q_2(y) \qquad 0\leqq y\leqq h$$

しかるときは任意の断面 y において，PC鋼線の位置における応力は

$$\sigma_{2H}(y)=\frac{N_{2H}(y)}{A_2}+\frac{M_{2H}(y)}{I_2}e_2(y) \qquad 0\leqq y\leqq h$$

中立軸の位置での応力は

$$\sigma_{2H0}(y)=\frac{N_{2H}(y)}{A_2} \qquad 0\leqq y\leqq h$$

$\sigma_{2H}(y)$ によるコンクリートの歪み $\left(\frac{\Delta\delta y}{\delta y}\right)_H$ は縮みに対し $(\Delta\delta y)_H>0$ (但し $\delta y>0$) とすれば

$$\left(\frac{\Delta\delta y}{\delta y}\right)_H=\frac{1}{E_c}\sigma_{2H}(y)$$

$$=\frac{1}{E_c}\left\{\frac{\Delta Q_2(y)}{A_2}-\frac{H(h-y)}{I_2}e_2(y)+\frac{\Delta Q_2(y)}{I_2}e_2^2(y)+\frac{m_{2H}\left(1-\frac{y}{h}\right)}{I_2}e_2(y)\right\}$$

$$0\leqq y\leqq h$$

$$\therefore\ (\Delta\delta y)_H=-\frac{1}{E_cI_2}\left[\Delta Q_2(y)\left\{\frac{I_2}{A_2}+e_2^2(y)\right\}-H(h-y)e_2(y)+m_{2H}\left(1-\frac{y}{h}\right)e_2(y)\right]\delta x$$

$$0\leqq y\leqq h$$

一方 $$(\Delta\delta y)=-\frac{1}{E_SA_S}\Delta Q_2(y)\delta y \qquad 0\leqq y\leqq h$$

$$\therefore\ \Delta Q_2(y)=\frac{Hhe_A\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}-\frac{m_{2H}e_A\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}$$

$$0\leqq y\leqq h$$

また

$$(\Delta\delta y)_{H0}=\frac{1}{E_c}\sigma_{2H0}(y)\delta y=\frac{1}{E_cA_2}\Delta Q_2(y)\delta y$$

$$=\frac{1}{E_cA_2}\left\{\frac{Hhe_A\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}-\frac{m_{2H}e_A\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}\right\}\delta y$$

$$=\frac{1}{E_cA_2}\left[H\frac{h}{e_A}\left\{1-\frac{(1+\mu_2)k_2^2}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}\right\}\right.$$

$$\left.-m_{2H}\frac{1}{e_A}\left\{1-\frac{(1+\mu_2)k_2^2}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}\right\}\right]\delta y$$

$$=\frac{1}{E_cA_2}\left\{HF_2(y)\delta y+m_{2H}F_{21}(y)\delta y\right\}$$

次に

$$M_{2H}(y)=-H\frac{h}{e_A}\left\{e_A\left(1-\frac{y}{h}\right)-\frac{e_A^3\left(1-\frac{y}{h}\right)^3}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}\right\}$$

$$+m_{2H}\frac{1}{e_A}\left\{e_A\left(1-\frac{y}{h}\right)-\frac{e_A^3\left(1-\frac{y}{h}\right)^3}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}\right\}$$

$$=-H\frac{h}{e_A}\frac{(1+\mu_2)k_2^2e_A\left(1-\frac{y}{h}\right)}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}$$

$$+m_{2H}\frac{1}{e_A}\frac{(1+\mu_2)k_2^2e_A\left(1-\frac{y}{h}\right)}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}$$

$$=H\Phi_2(y)+m_{2H}\Phi_{20}(y) \qquad 0\leqq y\leqq h$$

柱の長さの変化を Δh_{2H} とし縮みのとき $\Delta h_{2H}>0$ にとれば

$$\Delta h_{2H}=\int_0^h(\Delta\delta y)_{H0}=\frac{1}{E_CA_2}\left(H\int_0^h F_2(y)dy+m_{2H}\int_0^h F_{20}(y)dy\right) \quad \text{⑧}$$

$$0\leqq y\leqq h$$

梁の下端 D, E の曲げによる変位 Δl_{2H} は門構の外側への変位のとき $\Delta l_{2H}>0$ とすると

$$\Delta l_{2H}=\frac{1}{E_CI_2}\left(H\int_0^h\int_0^h\Phi_2(y)dydy+m_{2H}\int_0^h\int_0^h\Phi_{20}(y)dydy\right) \quad \text{⑨}$$

$$0\leqq y\leqq h$$

(iii) H による脚柱下端 D, E の全変位

Δ_H を H による脚柱下端 D, E の全変位とし門構の外側方向への変位を $\Delta_H>0$ にとれば

$$\Delta_H=(h-\Delta h_{2H})\Delta\theta_{1H}-\Delta l_{1H}+\Delta l_{2H}$$

$$\fallingdotseq h\Delta\theta_{1H}-\Delta l_{1H}+\Delta l_{2H} \quad \text{⑩}$$

(c) m_{1W}, m_{2W}, m_{1H}, m_{2H} の算出

$$\begin{cases}\Delta P_1(l_1)=-\dfrac{e_Ae_B\Delta P_2(0)}{(1+\mu_1)k_1^2+e_B^2} & \text{(a)}\\[2ex] \Delta P_2(0)=-\dfrac{Wk_2^2}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2}-\dfrac{\Delta P_1(l_1)e_Ae_B}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2} & \text{(b)}\end{cases}$$

(a)(b) より $\Delta P_1(l_1)$, $\Delta P_2(0)$ を求めれば

$$\Delta P_1(l_1)=\frac{Wk_2^2e_Ae_B}{\alpha_2^2\alpha_1^2+\alpha_2^2e_B^2+\alpha_1^2e_A^2}$$

$$\Delta P_2(0)=-\frac{Wk_2^2(\alpha_1^2+e_B^2)}{\alpha_2^2\alpha_1^2+\alpha_2^2e_B^2+\alpha_1^2e_A^2}$$

こゝに

$$\alpha_1^2=(1+\mu_1)k_1^2$$

$$\alpha_2^2=(1+\mu_2)k_2^2$$

また

$$\begin{cases} \Delta Q_1(l_1)=-\dfrac{H(k_1^2-he_B)}{(1+\mu_1)k_1^2+e_B^2}-\dfrac{\Delta Q_2(0)e_Ae_B}{(1+\mu_1)k_1^2+e_B^2} & \cdots\cdots(c) \\ \Delta Q_2(0)=\dfrac{Hhe_A}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2}-\dfrac{\Delta Q_1(l_1)e_Ae_B}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2} & \cdots\cdots(d) \end{cases}$$

(c)(d) より $\Delta Q_1(l_1)$, $\Delta Q_2(0)$ を求めれば

$$\Delta Q_1(l_1)=-H\frac{k_1^2\alpha_2^2+k_1^2e_A^2-he_Be_A^2}{\alpha_2^2\alpha_1^2+\alpha_2^2e_B^2+\alpha_1^2e_A^2}$$

$$\Delta Q_2(0)=H\frac{h\alpha_1^2e_A+e_Ae_Bk_1^2}{\alpha_2^2\alpha_1^2+\alpha_2^2e_B^2+\alpha_1^2e_A^2}$$

したがって

$$m_{1W}=\Delta P_2(0)e_2(0)=-\frac{k_2^2(\alpha_1^2+e_B^2)e_A}{\alpha_2^2\alpha_1^2+\alpha_2^2e_B^2+\alpha_1^2e_A^2}W=K_{1W}W$$

$$m_{2W}=-\Delta P_1(l_1)e_1(l_1)=\frac{k_2^2e_Ae_B^2}{\alpha_2^2\alpha_1^2+\alpha_2^2e_B^2+\alpha_1^2e_A^2}W=K_{2W}W$$

$$m_{1H}=\Delta Q_2(0)e_2(0)=\frac{(h\alpha_1^2e_A+e_Ae_Bk_1^2)e_A}{\alpha_2^2\alpha_1^2+\alpha_2^2e_B^2+\alpha_1^2e_A^2}H=K_{1H}H$$

$$m_{2H}=-\Delta Q_1(l_1)e_1(l_1)=-\frac{(k_1^2\alpha_2^2+k_1^2e_A^2-he_B\alpha_2^2)e_B}{\alpha_2^2\alpha_1^2+\alpha_2^2e_B^2+\alpha_1^2e_A^2}H=K_{2H}H$$

但し

$$K_{1W}=-\frac{k_2^2(\alpha_1^2+e_B^2)e_A}{\alpha_2^2\alpha_1^2+\alpha_2^2e_B^2+\alpha_1^2e_A^2},\quad K_{2W}=\frac{k_2^2e_Ae_B^2}{\alpha_2^2\alpha_1^2+\alpha_2^2e_B^2+\alpha_1^2e_A^2}$$

$$K_{1H}=\frac{(h\alpha_1^2e_A+e_Ae_Bk_1^2)e_A}{\alpha_2^2\alpha_1^2+\alpha_2^2e_B^2+\alpha_1^2e_A^2},\quad K_{2H}=-\frac{(k_1^2\alpha_2^2+k_1^2e_A^2-he_B\alpha_2^2)e_B}{\alpha_2^2\alpha_1^2+\alpha_2^2e_B^2+\alpha_1e_A^2}$$

(d) 不静定力 H の決定

$\Delta_W+\Delta_H=0$ なるべきにより

$$h\Delta\theta_{1W}-\Delta l_{1W}+\Delta l_{2W}+h\Delta\theta_{1H}-\Delta l_{1H}+\Delta l_{2H}=0 \quad\cdots\cdots(11)$$

i.e.

$$\begin{aligned} &h\frac{W}{E_cI_1}\left(\int_0^{\xi}\varphi_{11}(x)dx+\int_{\xi}^{l_1}\varphi_{12}(x)dx+K_{1W}\int_0^{l_1}\varphi_{13}(x)dx\right) \\ &-\frac{W}{E_cA_1}\left(\int_0^{\xi}f_{11}(x)dx+\int_{\xi}^{l_1}f_{12}(x)dx+K_{1W}\int_0^{l_1}f_{13}(x)dx\right) \\ &+\frac{W}{E_cI_2}\left(\int_0^{h}\int_0^{h}\varphi_{21}(y)dydy+K_{2W}\int_0^{h}\int_0^{h}\varphi_{23}(y)dydy\right) \\ &+h\frac{H}{E_cI_1}\left(\int_0^{l_1}\phi_1(x)dx+K_{1H}\int_0^{l_1}\phi_{10}(x)dz\right) \\ &-\frac{H}{E_cA_1}\left(\int_0^{l_1}F_1(x)dx+K_{1H}\int_0^{l_1}F_{10}(x)dx\right) \end{aligned}$$

$$+\frac{H}{E_C I_2}\left(\int_0^h\int_0^h \Phi_2(y)\,dy\,dy+K_{2H}\int_0^h\int_0^h \Phi_{20}(y)\,dy\,dy\right)$$

$$=0$$

$$\therefore\ H=-W\frac{\frac{h}{k_1^2}(J_{11}+J_{12}+K_{1W}J_{10})-(J_{21}+J_{22}+K_{1W}J_{20})+\frac{\nu}{k_2^2}(J_3+K_{2W}J_{30})}{\frac{h}{k_1^2}(J_1'+K_{1H}J_{10}')-(J_2'+K_{1H}J_{20}')+\frac{\nu}{k_2^2}(J_3'+K_{2H}J_{30}')}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots⑫$$

但し上式中　$\nu=\frac{A_1}{A_2}$ であり，J_{11}，J_{12}……

などを計算すれば

$$J_{11}=\int_0^\xi \varphi_{11}(x)\,dx=(1+\mu_1)k_1^2(l_1-\xi)\int_0^\xi \frac{1}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_C-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}dx$$

$$=\frac{\alpha_1^2(l_1-\xi)}{4K_1}\left\{\frac{1}{\omega}L_1(\xi)+\frac{1}{\beta_1\gamma_1}\Theta_1(\xi)\right\}$$

$$J_{12}=\int_\xi^{l_1}\varphi_{12}(x)\,dx=(1+\mu_1)k_1^2\int_\xi^{l_1}\frac{l_1-x}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_C-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}dx$$

$$=\frac{\alpha_1^2 l_1}{4K_1}\left\{\frac{1}{\omega}(L_1(l_1)-L_1(\xi))+\frac{1}{\beta_1\gamma_1}(\Theta_1(l_1)-\Theta_1(\xi))\right\}+\frac{\alpha_1}{2\beta_1}(\Theta_2(l_1)-\Theta_2(\xi))$$

$$J_{10}=\int_0^{l_1}\varphi_{10}(x)\,dx=(1+\mu_1)k_1^2\int_0^{l_1}\frac{1}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_C-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}dx$$

$$=\frac{\alpha_1^2}{4K_1}\left\{\frac{1}{\omega}L_1(l_1)+\frac{1}{\beta_1\gamma_1}\Theta_1(l_1)\right\}$$

$$J_{21}=\int_0^\xi f_{11}(x)\,dx=(l_1-\xi)\int_0^\xi\frac{e_C-\frac{ex^2}{l_1^2}}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_C-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}dx$$

$$=\frac{1}{4}(l_1-\xi)\left\{K_2\frac{1}{\omega}L_1(\xi)-K_3\frac{1}{\beta_1\gamma_1}\Theta_1(\xi)\right\}$$

$$J_{22}=\int_\xi^{l_1}f_{12}(x)\,dx=l_1\int_\xi^{l_1}\frac{e_C-\frac{ex^2}{l_1^2}}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_C-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}dx$$

$$-\int_\xi^{l_1}\frac{x\left(e_C-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_C-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}dx$$

$$=\frac{1}{4}l_1\left[K_2\frac{1}{\omega}\left\{L_1(l_1)-L_1(\xi)\right\}-K_3\frac{1}{\beta_1\gamma_1}\left\{\theta_1(l_1)-\theta_1(\xi)\right\}\right]$$

$$+\frac{1}{4\beta_1}\left\{L_2(l_1)-L_2(\xi)\right\}$$

$$J_{20}=\int_0^{l_1}f_{10}(x)dx=\int_0^{l_1}\frac{e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}dx$$

$$=\frac{1}{4}\left\{K_2\frac{1}{\omega}L_1(l_1)-K_3\frac{1}{\beta_1\gamma_1}\theta_1(l_1)\right\}$$

$$J_3=\int_0^h\int_0^h\varphi_2(y)dy\cdot dy=-k_2^2\int_0^h\int_0^h\frac{e_A\left(1-\frac{y}{h}\right)}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}dydy$$

$$=-\frac{k_2^2}{\beta_2^2}\left(e_A-\alpha_2\tan^{-1}\frac{e_A}{\alpha_2}\right)$$

$$J_{30}=\int_0^h\int_0^h\varphi_{20}(y)dydy=\frac{(1+\mu_2)k_2^2}{e_A}\int_0^h\int_0^h\frac{e_A\left(1-\frac{y}{h}\right)}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2\left(1+\frac{y}{h}\right)^2}dydy$$

$$=\frac{\alpha_2^2}{e_A\cdot\beta_2^2}\left(e_A-\alpha_2\tan^{-1}\frac{e_A}{\alpha_2}\right)$$

$$J_1'=\int_0^{l_1}\psi_1(x)dx=-(1+\mu_1)k_1^2h\int_0^h\frac{1}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}dx$$

$$+k_1^2\int_0^{l_1}\frac{\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}dx$$

$$=-\frac{\alpha_1^2h}{4K_1}\left\{\frac{1}{\omega}L_1(l_1)+\frac{1}{\beta_1\gamma_1}\theta_1(l_1)\right\}+\frac{1}{4}k_1^2\left\{K_2\frac{1}{\omega}L_1(l_1)-K_3\frac{1}{\beta_1\gamma_1}\theta_1(l_1)\right\}$$

$$J_{10}'=\int_0^{l_1}\psi_{10}(x)dx=(1+\mu_1)k_1^2\int_0^{l_1}\frac{1}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}dx=J_{10}$$

$$J_2'=\int_0^{l_1}F_1(x)dx=\int_0^{l_1}\left\{1-\frac{k_1^2+h\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}\right\}dx$$

$$=l_1-\frac{k_1^2}{4K_1}\left\{\frac{1}{\omega}L_1(l_1)+\frac{1}{\beta_1\gamma_1}\theta_1(l_1)\right\}-\frac{h}{4}\left\{K_2\frac{1}{\omega}L_1(l_1)-K_3\frac{1}{\beta_1\gamma_1}\theta_1(l_1)\right\}$$

$$J_{31}'=\int_0^{l_1}F_{10}(x)\,lx=\int_0^{l_1}\frac{e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}}{(1+\mu_1)k_1^2+\left(e_G-\frac{ex^2}{l_1^2}\right)^2}dx=J_{31}$$

$$J_3'=\int_0^h\int_0^h\Phi_2(y)dydy=-\frac{h}{e_A}(1+\mu_1)k_2^2\int_0^h\int_0^h\frac{e_A\left(1-\frac{y}{h}\right)}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}dydy$$

$$=-\frac{\alpha_2^2}{\beta_2^2}\left(e_A-\alpha_2\tan^{-1}\frac{e_A}{\alpha_2}\right)$$

$$J_{30}'=\int_0^h\int_0^h\Phi_{20}(y)\,dydy=\frac{(1+\mu_2)k_2^2}{e_A}\int_0^h\int_0^h\frac{e_A\left(1-\frac{y}{h}\right)}{(1+\mu_2)k_2^2+e_A^2\left(1-\frac{y}{h}\right)^2}dydy$$

$$=J_{30}$$

したがって

$$J_{11}+J_{12}+K_{1W}J_{10}=\frac{\alpha_1^2}{4K_1}\left[\frac{1}{\omega}\left\{l_1L_1(l_1)+K_{1W}L_1(l_1)-\xi L_1(\xi)\right\}\right.$$

$$\left.+\frac{1}{\beta_1\gamma_1}\left\{l_1\Theta_1(l_1)+K_{1W}\Theta_1(l_1)-\xi\Theta_1(\xi)\right\}\right]+\frac{\alpha_1}{2\beta_1}\left\{\Theta_2(l_1)-\Theta_2(\xi)\right\}$$

$$J_{21}+J_{22}+K_{1W}J_{20}=\frac{1}{4}\left[\frac{K_2}{\omega}\left\{l_1L_1(l_1)+K_{1W}L_1(l_1)-\xi L_1(\xi)\right\}\right.$$

$$\left.-\frac{K_3}{\beta_1\gamma_1}\left\{l_1\Theta_1(l_1)+K_{1W}\Theta_1(l_1)-\xi\Theta_1(\xi)\right\}+\frac{1}{\beta_1}\left\{L_2(l_1)-L_2(\xi)\right\}\right]$$

$$J_3+K_{2W}J_{30}=\frac{1}{\beta_2^2}\left(K_{2W}\frac{\alpha_2^2}{e_A}-k_2^2\right)\left(e_A-\alpha_2\tan^{-1}\frac{e_A}{\alpha_2}\right)$$

$$J_1'+K_{1H}J_{10}'=-\frac{\alpha_1^2}{4K_1}\left\{\frac{1}{\omega}L_1(l_1)+\frac{1}{\beta_1\gamma_1}\Theta_1(l_1)\right\}(h-K_{1H})$$

$$+\frac{k_1^2}{4}\left\{\frac{K_2}{\omega}L_1(l_1)-\frac{K_3}{\beta_1\gamma_1}\Theta_1(l_1)\right\}$$

$$J_2'+K_{1H}J_{20}'=l_1-\frac{k_1^2}{4K_1}\left\{\frac{1}{\omega}L_1(l_1)+\frac{1}{\beta_1\gamma_1}\Theta_1(l_1)\right\}$$

$$-\frac{1}{4}\left\{\frac{K_2}{\omega}L_1(l_1)-\frac{K_3}{\beta_1\gamma_1}\Theta_1(l_1)\right\}(h-K_{1H})$$

$$J_3'+K_{2H}J_{30}'=\frac{\alpha_2^2}{\beta_2^2}\left(K_{2H}\frac{1}{e_A}-\frac{1}{\beta_2}\right)\left(e_A-\alpha_2\tan^{-1}\frac{e_A}{\alpha_2}\right)$$

但しこゝに

$$\beta_1=\frac{e}{l_1^2}$$

$$\gamma_1^2=\frac{\sqrt{e_G^2+\alpha_1^2}-e_G}{2\beta_1}$$

$$\omega^2=2\beta_1(\sqrt{e_G^2+\alpha_1^2}+e_G)$$

$$\beta_2=\frac{e_A}{h}$$

$$K_1=\sqrt{e_G^2+\alpha_1^2}$$

$$K_2=1+\frac{e_G}{\sqrt{e_G^2+\alpha_1^2}}$$

$$K_3=1-\frac{e_G}{\sqrt{e_G^2+\alpha_1^2}}$$

$$L_1(x)=\log\frac{\beta_1x^2+\omega x+\sqrt{e_G^2+\alpha_1^2}}{\beta_1x^2-\omega x+\sqrt{e_G^2+\alpha_1^2}}$$

$$L_2(x)=\log\{\alpha_1^2+(e_G-\beta_1x^2)^2\}$$

$$\Theta_1(x)=\tan^{-1}\frac{x-\frac{\omega}{2\beta_1}}{\gamma_1}+\tan^{-1}\frac{x+\frac{\omega}{2\beta_1}}{\gamma_1}$$

$$\Theta_2(x)=\tan^{-1}\frac{e_G-\beta_1x^2}{\alpha_1}$$

〔3〕 曲げモーメント及び軸力

梁部及び脚柱部における曲げモーメントをそれぞれ $M_1(x)$, $M_2(y)$ とすれば

$$M_1(x)=M_{1W}(x)+M_{1H}(x)$$

$$=W(\varphi_{11}(x)+K_{1W}\varphi_{10}(x))+H(\Phi_1(x)+K_{1H}\Phi_{10}(x)) \quad \cdots\cdots (12)$$

$$0\leqq x\leqq\xi$$

$$=W(\varphi_{12}(x)+K_{1W}\varphi_{13}(x))+H(\Phi_1(x)+K_{1H}\Phi_{10}(x)) \quad \cdots\cdots (12')$$

$$\xi\leqq x\leqq l_1$$

$$M_2(y)=M_{2W}(y)+M_{2H}(y)$$

$$=W(\varphi_2(y)+K_{2W}\varphi_{21}(y)+H(\Phi_2(y)+K_{2H}\Phi_{21}(y)) \quad \cdots\cdots (14)$$

$$0\leqq y\leqq h$$

また軸力を梁部及び脚柱部についてそれぞれ $N_1(x)$, $N_2(y)$ とすれば

$$N_1(x)=N_{1W}(x)+N_{1H}(x)$$

$$=W(f_{11}(x)+K_{1W}f_{10}(x))+H(F_1(x)+K_{1H}F_{10}(x)) \quad \cdots\cdots (15)$$

$$0\leqq x\leqq\xi$$

$$=W(f_{12}(x)K_{1W}f_{10}(x))+H(F_1(x)+K_{1H}F_{10}(x)) \quad \cdots\cdots ⑮'$$

$$\xi \leqq x \leqq l_1$$

$$N_2(y)=N_{2W}(y)+N_{2H}(y)$$

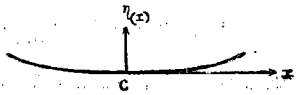
$$=W(f_2(y)+K_{2W}f_{20}(y))+H(F_2(y)+K_{2H}F_{21}(y)) \quad \cdots\cdots ⑯$$

$$0 \leqq y \leqq h$$

〔4〕 梁部における撓み曲線

図—3 のごとく梁の中央C点を坐標の原点にとり $\eta(x)$ は上向きに正とすれば

$$\frac{d^2\eta}{dx^2}=\frac{M_1(x)}{E_cI_1}$$



図—3

したがって撓み $\eta(x)$ は次のように求まる．

$$\eta(x)=\frac{1}{E_cI_1}\int\int M_1(x)\,dx\,dx$$

$$=\frac{W}{E_cI_1}'\left(\int\int\varphi_{11}(x)\,dx\,dx+K_{1W}\int\int\varphi_{10}(x)\,dx\,dx\right)$$

$$+\frac{H}{E_cI_1}\left(\int\int\phi_1(x)\,dx\,dx+K_{1H}\int\int\phi_{10}(x)\,dx\,dx\right)$$

$$=\frac{W}{E_cI_1}(R_{11}(x)+K_{1W}R_{10}(x))+\frac{H}{E_cI_1}(R_1'(x)+K_{1H}R_{10}'(x)) \quad \cdots\cdots ⑰$$

$$0 \leqq x \leqq \xi$$

$$=\frac{W}{E_cI_1}\left(\int\int\varphi_{12}(x)\,dx\,dx+K_{1W}\int\int\varphi_{10}(x)\,dx\,dx\right)$$

$$+\frac{H}{E_cI_1}'\int\int\phi_1(x)\,dx\,dx+K_{1H}\int\int\phi_{10}(x)\,dx\,dx\Big)$$

$$=\frac{W}{E_cI_1}(R_{12}(x)+K_{1W}R_{10}(x))+\frac{H}{E_cI_1}(R_1'(x)+K_{1H}R_{10}'(x)) \quad \cdots ⑰'$$

$$\xi \leqq x \leqq l_1$$

境界条件を満たすように積分常数を定め，$R_{11}(x)$, $R_{12}(x)$, $R_{10}(x)$ $R_1'(x)$, $R_{10}'(x)$ を計算すると

$$R_{11}(x)=\int\int\varphi_{11}(x)\,dx\,dx$$

$$=\frac{1}{4}C_1(l_1-\xi)\left\{\frac{x}{\omega}L_1(x)+\frac{x}{\beta_1\gamma_1}\Theta_1(x)+C_2(\Theta_3(x)-\Theta_3(0))\right\}$$

$$R_{12}(x)=\int\int\varphi_{12}(x)\,dx\,dx$$

$$=\frac{1}{4}\Big[C_1\frac{x}{\omega}(l_1L_1(x)-\xi L_1(\xi))+C_1\frac{x}{\beta_1\gamma_1}(l_1\Theta_1(x)-\xi\Theta_1(\xi))$$

$$-\frac{C_2}{\omega}(L_1(x)-L_1(\xi))+\frac{C_3}{\beta_1\gamma_1}(\Theta_1(x)-\Theta_1(\xi))+C_4x(\Theta_3(x)-\Theta_3(\xi))$$
$$+C_4\left\{l_1\Theta_3(x)-\xi\Theta_3(\xi)-(l_1-\xi)\Theta_3(0)\right\}\Big]$$

$$R_{10}(x)=\int\int\varphi_{10}(x)\,dx\,dx$$
$$=\frac{1}{4}C_1\left\{\frac{x}{\omega}L_1(x)+\frac{x}{\beta_1\gamma_1}\Theta_1(x)+C_2(\Theta_3(x)-\Theta_3(0))\right\}$$

$$R_1'(x)=\int\int\Phi_1(x)\,dx\,dx$$
$$=\frac{1}{4}\left\{\frac{C_5}{\omega}xL_1(x)-\frac{C_6}{\beta_1\gamma_1}x\Theta_1(x)+C_7(L_3(x)-L_3(0))+C_8(\Theta_3(x)-\Theta_3(0))\right\}$$

$$R_{10}'(x)=\int\int\Phi_{10}(x)\,dx\,dx=R_{10}(x)$$

但し上式中

$$C_1=\frac{\alpha_1^2}{K_1}$$

$$C_2=\frac{2K_1}{\beta_1\alpha_1}$$

$$C_3=\frac{\alpha_1^3}{\beta_1}$$

$$C_4=\frac{2\alpha_1}{\beta_1}$$

$$C_5=k_1^2K_2-\frac{\alpha_1^2h}{K_1}$$

$$C_6=k_1^2K_3+\frac{\alpha_1^2h}{K_1}$$

$$C_7=\frac{k_1^2}{\beta_1}$$

$$C_8=-\frac{2\alpha_1^2h}{\beta_1\gamma\omega}$$

$$\Theta_3(x)=\tan^{-1}\frac{x+\frac{\omega}{2\beta_1}}{\gamma}-\tan^{-1}\frac{x-\frac{\omega}{2\beta_1}}{\gamma}$$

$$L_3(x)=\log\left\{\frac{(\beta_1x^2+\omega x+\sqrt{e_0^2+\alpha_1^2})(\beta_1x^2-\omega x+\sqrt{e_0^2+\alpha_1^2})}{\beta_1^2}\right.$$