

江別大橋の計画と設計——特に仮締切り兼用の鋼管矢板井筒について

○ 札幌開発建設部 道路建設課 熊谷 勝弘

1. はじめに.

江別大橋は、一般国道12号に於ける著しい交通量の増大に伴う機能マヒに対処する抜本的対策として、又、道央の二大経済中心圏である札幌—旭川地域を連結する重要幹線道路の整備拡充を目的とした、江別バイパスの内千歳川と横断する箇所に架設されるものである。(図-1)

江別大橋は、昭和48年度に着工、昭和50年度完成を期して、現在施工中のものである。本橋の特徴は、下部工特に、橋脚P-7, 8, 9で、本道では初めての試みである仮締切り兼用の鋼管矢板井筒工法を採用したことである。鋼管矢板井筒工法については、すでに、石狩河口橋で施工された経験があるが、本工法は、これに、仮締切という仮設の要素をとり入れたものである。

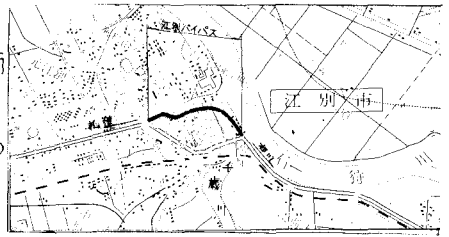


図-1

本論では、江別大橋の一般的構造概要と、上記基礎工法の設計及び施行箇所での杭の載荷試験について論ずるものである。

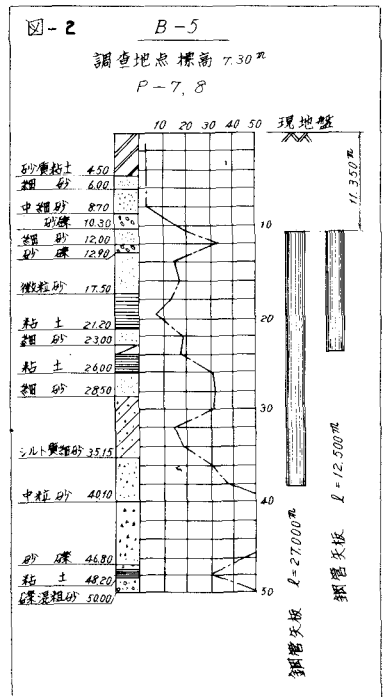
2. 地質概要

江別バイパスの計画路線は、石狩低湿地帯に接近しており、架橋地帯は、石狩川と千歳川との合流地になり、さきわけて複雑な地盤構成状態にある。本橋の設計にあたり、ボーリング調査を各所にわたり行った。図-2は、橋脚P-7, 8の位置付近のものであるが、調査の代表的な例としてあげる。

この調査によると、N値、50近くの支持層と推定される位置は、地表面下40mという深層にいたっている。

それまでの中間層は、地表面近くの軟質な粘土層が約70%ほど、これに続いて、3%ないし10%の礫を含む砂礫層が10%ほどの層をなしている。さらに下方は、砂質シルト層が70%、風化した砂岩等、以下支持層まで粘土交りの腐蝕土が続いており、複雑な互層を呈している。

地下水位は、場所によって差異を生ずるが、地表面下、5.00~6.00の範囲にあつて、特に湧出するような被圧性地下水ではなかった。基礎の横抵抗を検討する際の重要な要素となる、横方向K値の測定結果では、上位の一部をのぞいて、 $K > 2 \text{ kg/cm}^2$ が得られている。また、ボーリング孔を利用してRosenqvistの方法による地盤の複極率と比抵抗値の測定、標準貫入採取試料によるP.H.の測定を行ったが、当地盤の腐蝕程度は中位から弱い範囲(比抵抗値5.00~12.00 kg/cm^2)にあり、腐蝕シロとして、通常の2.0%を考慮にいたれた。



3. 工事概要

江別大橋の工事概要について記する。

一般形状は 図-3に示した

路線名 一般国道12号江別バイパス

橋長 $L = 521.3^m$

幅員 $W = 2.25 \sim 16.00 \sim 2.25$

上部型式

主径間 3及び2径間連続曲線箱桁

側径間 3径間連続鋼鈹桁、2連

下部型式

主径間 仮締切り兼用鋼管矢板井筒

及び鋼管杭基礎 ($\phi 800$)

側径間 鋼管杭基礎 ($\phi 800$)

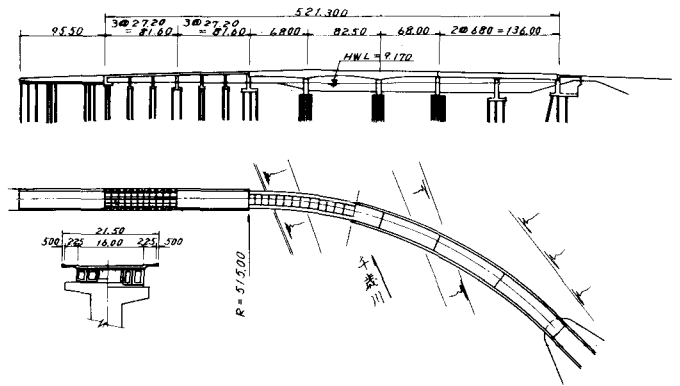
支間割

主径間 $(68.0 \sim 82.5 \sim 68.0) + (68.0 \sim 68.0)$ 側径間 $(3 @ 27.2^m) \times 2$ 連

河川概況

河川名 千歳川 H.W.L. = 9.170^m

図-3 新江別橋一般図



上部型式として、主径間部分には、曲線半径 $R = 515.0^m$ がはいっているため、ネジリ剛性のすぐれた箱桁断面とし、床版構造については、工費比較により、鋼床版の工費の約90%でできるRC床版構造とした。又側径間については、橋長を、擁壁部との工費の切合点で延長を決め、比較的、設計施工上問題の少ない、3径間連続鋼鈹桁とした。

下部型式について、主径間部分は、できるだけ、河川に対する阻害率を小さくすることと、河川の合流点のため、石狩川のバックウォーターの関係もあり、流心が定まらないところより、半径 $R = 515.0^m$ の逆丁張出し式九ピヤを採用したが、上部工の自重及び、活荷重に対する抵抗より、張出し部にはプレストレスを与えることにしてある。側径間部については、一般的逆丁式橋脚とした。

4. 仮締切り兼用鋼管矢板井筒 ——— 橋脚P-7, 8, 9について

4-1 一般概要

本工法は、すでに各方面で、施工の例があり、その報告も多々有るが、本道では、初めての試みであることについては前述した、そこで、江別大橋について、本工法の採用について述べることにする。

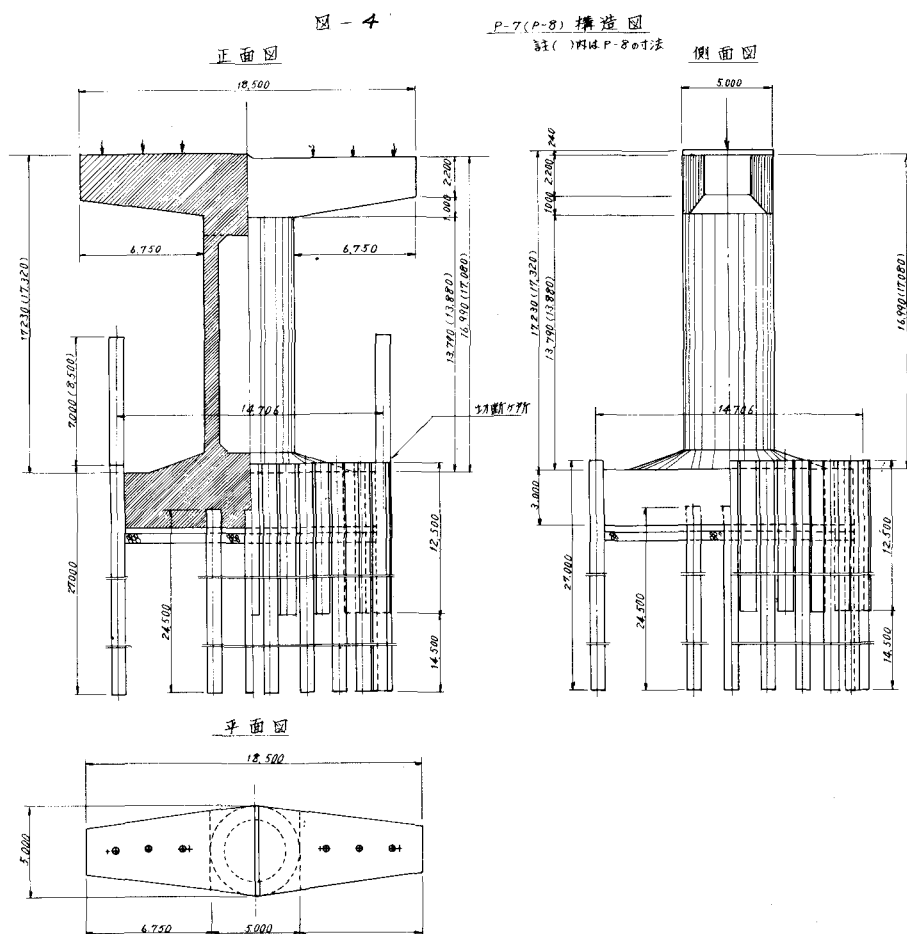
基礎工法の選定基準として、次の項目を満足せしめることに注目した。つまり

- 1 外力に対して安定である
- 2 工期短縮、省力化 施工の安全性と積極的に考慮する
- 3 経済性に富む
- 4 施工時の環境保全(騒音、振動、水質汚濁)対策と意図することらである。

ところで、一般に、支持層が深部にいたる場合に考えられる基礎工としては、鋼管杭による平行組杭方式、井筒方式、鋼管矢板式等であり、平行組杭方式について述べると、河川内の施工には築島をし、仮締切り後、杭の打設が行われるが、本施工箇所にあつての矢板締切りは、フーテイング下端より、約100ほどの根入れを必要とするもので、矢板深長 200の締切りとなり、腹起し、切バリ等の補材を複雑に設置しなければならない、とすれば、施工空間の確保が困難であり、危険性もともない、二重締切りにした場合では、経済性に富むとはいえない、又、井筒方式については、垂直、水平支持に対しては良好であるが、基礎地盤の支持力の推定が不安であり、施工的に安定をとることや、底ざらいなども困難である。

平行組杭、井筒工法に共通して、築島の必要性があるが、本橋架設箇所付近には、製紙工場の取水口があり、橋脚ローフは、特に、水質汚濁に関与する、従って、仮設構築物は、できるだけ土砂の運搬役機のない施工法を要求することになる、

仮締切り兼用鋼管矢板井筒工法は、鋼管矢板井筒を水面上まで立ち上らせ、基礎は支持層まで打ち込み、鋼管矢板はジャンクションパイルにより連続し、この継手部に止水性を持たせることにより仮締切りと、基礎本体とを兼用させたもので、井筒の一体性を期待して従来のケーソンに匹敵する構造特性を持たせたものである、図-4 (P-7について同様な型状である)



なら、仮締切り部の鋼管は、その機能を果たした後は、水中切断により除去され、他の杭基礎に転用される。本工法によれば、外力に対しては安定とすることが可能であり、施工性、安全性、経済性の面からも良好であり又、水質の汚濁の不安が解消されるため、前述の必要4項目を満足する工法であると考えられた。

4-2 井筒部の設計

本工法の設計にあたっては、土の弾塑性的挙動と頭部から先端までの連続条件を考慮した高谷、横江の理論によった。

その仮定として

1. 井筒部は、有限剛度を有する弾性床土上の梁と考え側面反力は受働土圧をこえない、
2. 井筒の剛度 および土の K_L 、受働土圧係数は深さおよび土質により変化するものと考え理論式の誘導を行う、その際に相対剛性率 Γ を導入する、
3. 脚部の杭は竹下氏の理論に従う、すなわち 脚付井筒は、井筒下面で組杭が連続しているという条件で解かれる、

設計に当っては、次の4点について検討をくわえた

- (1) 井筒部の断面2次モーメントの評価、特に合成効率について
- (2) 水平方向バネ定数の評価
- (3) 鉛直方向支持力と根入れ
- (4) 荷重の伝導機構

(1) について、井筒部の断面2次モーメントは、杭材個々の I の外に、杭の配置による影響を考えなければならない。断面2次モーメントは次式による、 $I = \frac{\pi}{4} I_1 + \pi R^2 A_1^2$ (各記号については参考文献(6)を参照)
 I_1 は、理論的には0.0~1.0までの範囲で変動する数値であるが、鋼管矢板相互間の継手形状、及び、継手処理に大きく影響するものである。本設計では、石狩河口橋等の実績をもとに $I_1 = 0.6$ と仮定した、

(2) の水平方向バネ定数の推定であるが、Terzaghi をはじめ、多くの提案があり、いずれを採用するかによって、得られる値が異なってくる、が、単一の提案値だけとりあげることは、はなはだ危険であり 現位置試験の資料をも参考とし、総合的に判断する必要がある。本橋梁では、設計の終了した段階で杭試験を行った、その結果、仮定した $K_L = 0.8 \sim 1.0$ とほぼ一致していた、

(3) の鉛直支持力は、井筒部を構成する短杭を無視し、最杭の先端だけで受けるものと考えた、Terzaghi 及び Meyerhof とから支持力を推定 $R_u = 700$ と仮定した、

(4) の荷重の伝導機構については、井筒部を構成する短杭は鉛直方向で無視する、つまり、ジャンクション部分での摩擦を0と考えるのである、フーチングの鉛直方向反力は、脚部の長杭を有効と考える。曲げモーメント、水平力は、井筒全体に伝達し、地盤と作用する、次に、フーチングより、上載荷重を長杭に伝えるために支圧板と、せん断抵抗板を設けた、

以上の理論式、及び設計条件により P-7, 8 について、次の計算結果が得られた(図-5) P-9 についても同様な結果が得られている、

図-5 大踏作用外力(橋軸垂直方向地震)

P-7, 8

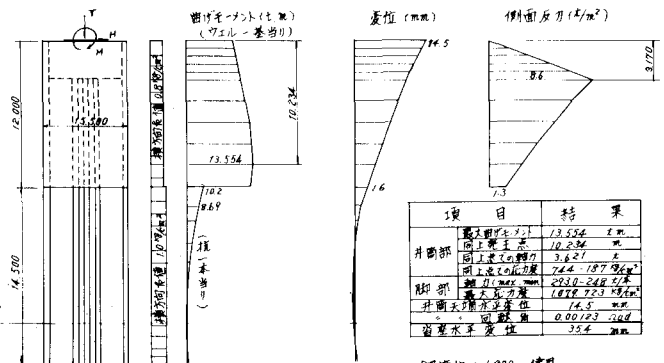
	V (t)	H (t)	B.M (t.m)
常時	4.150	0	0
地震時	3.620	860	9.020

4-3、支圧板、及び、せん断抵抗板
 板、支圧板、及び、せん断抵抗板をも
 って、上載荷重を杭に伝えることについて
 前述したが、ここでは、これらの設計
 について述べる、

支圧板には、地震時の杭反力 $R = 293t$ が作用するものとして、コンクリートの許容支圧応力 δc を

$$\delta c = \delta_{ck} \times 0.3 = 210 \times 0.3 = 63 \text{ kg/cm}^2 \text{ とすれば、所要の支圧面積 } a \text{ は } a = \frac{293000}{63 \times 1.5} = 3100 \text{ cm}^2 \text{ となる}$$

図-6の支圧板は、 $a = 3489 \text{ cm}^2$ をとっている、この支圧板に作用する鉛直力を、2枚のプレートすなわち、せん断抵抗板によってとらせている、



鋼管杭はφ800 使用

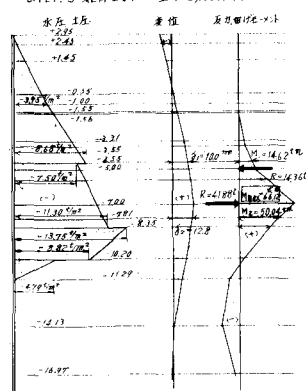
5、仮締切り部分の応力状態について、
仮締切り部井筒天端高は、河川の平水位(+1.55)、
H.W.L.=+9.17 $\bar{0}$ 、又、観測水位(毎年5~9回にか
けて+4~5.0 $\bar{0}$ 程度)とから判断して、P-7で+2.85、
P-8, 9で+4.45とした。よって施工中には、水
没の可能性があるが、天端を、9.00まで上げ、水没
を防止する方が良策であるかどうかとなると、工事
中の全体的な安全性、安定性、経済性につながって

仮締切り部井筒天端高は、河川の平水位 (+1.55)、 $W.L.=+9.70$ 、又、観測水位(毎年5~9回にわたって+4~5.0程度)とから判断して、P-7で+2.95、-8、9で+4.45とした。よって施工中には、水の可能性があるが、天端を、 9.70 まで上げ、水没防止する方が良策であるかどうかとなると、工事の全体的な安全性、安定性、経済性につながって

鋼管パイル打設後、仮締切り部の土砂を所定のフーチング底部まで堀削する際に、外部水圧及び土圧との均衡を考慮して、フーチング底部まで水中堀削を行い、底部に水中コンフリート厚さ80^{mm}程度を打設後水替を行い、腹起しを設置して施工する場合と、外力に対する鋼管パイルの抵抗性を期待して、はじめから各ステップごと水替を行いながら腹起しを設け最後に水中堀削の場合と同じく、底部からの止水と、切バリ代りのコンフリート打設を行う場合との二方法がある。どちらの工法を採用するかは、実際の施工期での現場条件は、後者の方に注目して、水圧、土圧が鋼管矢板に及ぼす影響について論ずるものである。

4) 作用荷重の範囲は、水中掘削の場合主働土圧と受働土圧との均衡表、ドライ掘削の場合は、掘削及び、水質による荷重の合計と受働土圧との均衡表とした。

1) STEP 1 + 1.45まで水替した状態



- 2) STEP 2 第1段腹起しを取付けた後、-1.55まで掘削水替
- 3) STEP 3 第2段腹起しを取付けた後、-4.55まで掘削水替
- 4) STEP 4 第3段腹起しを取付けた後、-8.35まで掘削水替
- 5) STEP 5 躯体完了後、土砂埋戻し井筒内注水した状態

仮設時の変位、反力、曲げモーメントについて整理比較したのが下記表である。

使用鋼管矢板φ800×16の最大曲げモーメント時ににおける曲げ応力を算出すると

$$\text{DRY} \quad \sigma_{\text{DRY}} = 9.15 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_a = 2.100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{WET} \quad \sigma_{\text{WET}} = 8.15 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_a = 2.100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

工種	最大反力		最大曲げモーメント		変位	
	反力	時期位置	B.M.	時期位置	スチール 上端	スチール 下端
WET	14.80 ^t	STEP-2	-58.98 ^{t-m}	STEP-2	STEP-2	STEP-2
		+2.35		-7.95 ^{t-m}	11.8 ^{mm}	4.2 ^{mm}
DRY	45.96 ^t	STEP-4	66.12 ^{t-m}	STEP-5	STEP-5	STEP-5
		-3.65 ^m		-7.00 ^{t-m}	10.0 ^{mm}	12.8 ^{mm}

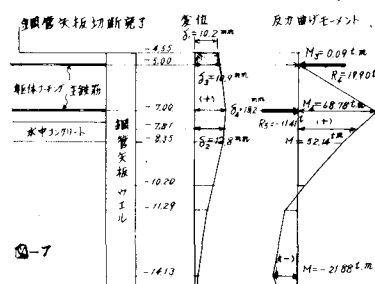
の結果を得る。

又、腹起しにはH-300×300×16×16のH鋼を使用することにしたが、腹起しの断面性能から生ずる応力は次のような状態となる。

なら、腹起しには軸力の他に、腹起しの製作上、施工上、誤差を生じることから、精円化することになり、腹起しには、この精円量に応じた曲げモーメントが発生すると考え、この量を腹起しの直径の0.3%程度と仮定した

なら、所定のフーチング下部、及び躯体の施工が完了した時より、締切り部を構成していた鋼管矢板は不要となるため水中切断されることになり、切断完了時に残る鋼管に残留応力及び変位が残ることになる。図-7、はそれだ。DRYの場合とWETの場合とをそれぞれ示す。

工種	腹起し残り		
	N/A	M/Z	σ
DRY	1158	463	1631
WET	746	298	1044



6. 現地での杭試験について

本橋の設計がほぼ完了した昭和48年1月下旬より同年3月下旬にかけて、橋脚P-10の位置にあたる箇所において、杭の載荷試験を行った。試験内容は次のごとくである。

1. 打込み時に残る鋼管の応力及び軸力分布
2. 鉛直載荷試験
3. 単杭水平加力試験
4. 組杭水平加力試験
5. 単杭の振動試験
6. 組杭の振動試験

6-1 打込み時に残る鋼管の応力及び軸力分布

図-8、9は、いずれも重量60kgのハンマーで打込んだ時の杭に発生した、応力と軸力の分布を示すものである。

この記録によれば、鋼管に発生する応力は、最大で約1700kg/cm²程度であり、上記ハンマーでの打撃による鋼管杭の安全性が判明された。又、軸力は、深度15mぐらまでは、600t、杭先端付近では200tとなり、この時の貫入量は1打撃当り4mmであった。

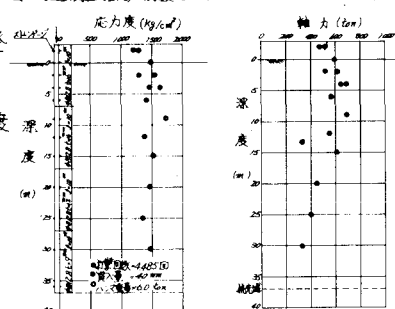
6-2 鉛直載荷試験

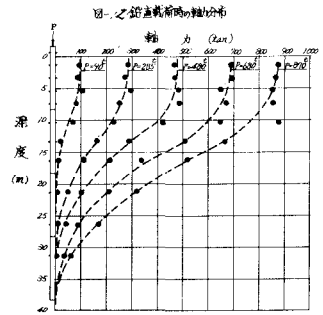
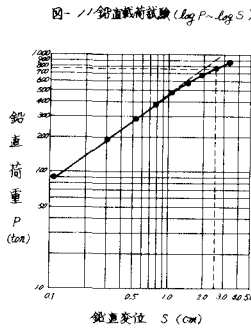
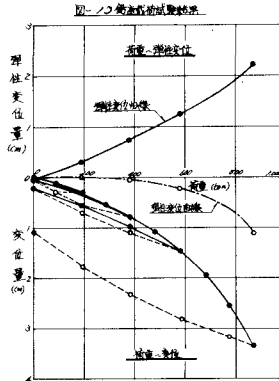
鉛直載荷試験は、繰返しサイクル方式で最大鉛直荷重で約900t（行った、その結果を図-10に、鉛直荷重(P)と鉛直変位(S)との関係を

図-11に示す。これらによると、杭の極限支持力が870tより大きいことがわかる。そこでS=2.5cmのときの荷重すなわちP=775tを降伏荷重と考えて、さらに、杭の鉛直方向バネ定数K_vは、図-10の弾性変位曲線のP=200~400tの平均勾配よりK_v=442t/cmとした。

図-12は、各荷重段階での杭の軸力分布を示したもので、荷重が870tのときでも杭先端の軸力はほとんど0

図-8 打込み時鋼管の応力(深度=37.0) 図-9 打込み時鋼管の軸力(深度=37.5)





に等しく、杭の支持機構としては、摩擦杭である。したがって、杭の先端閉塞効果については特に心配する必要はないと考えられる。

6-3 単杭水平加力試験

横方向地盤反力係数、いわゆる K_n 値を求めるために行ったもので、繰連多サイクル方式で試験を行った。図-13は、試験装置を示すもので、図-14、15は、その結果を表わしたものである。図-14は103の杭についてであるが、104も同様の性状を呈するので、ここでは、その結果を省略した。

図-15は $Chang$ の式より求めた理論解を用いて、図上で K_n 値を求める試みである。この図でもわかるように K_n 値は水平変位、又は水平力によって異なった値を持つが、一応水平変位の目標値を 1.5 cm とし、 K_n 値を 0.9 kg/cm^2 とした。ただし、試験は地表面下 1 m の高さで行なわれたものであるのに対し、実際のフーチングは地表面下約 10 m の位置につくられるため、この試験値をそのまま用いるわけにはいかない。しかし地表面下約 10 m より深い部所での地盤の方が、浅いところの地盤よりも良好であるため、実際には 0.9 kg/cm^2 以上の値を期待してもよいと考えられる。

図-13 単杭水平加力試験装置

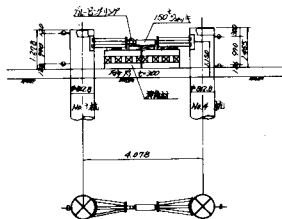


図-15 単杭の K_n 値

* 実験は水圧断端圧力ゲージにて求めた。

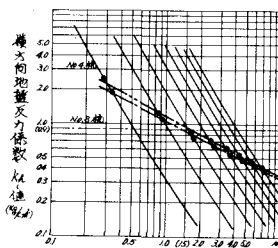
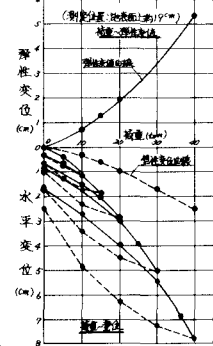


図-14 単杭水平加力試験結果 (No. 3 杭)



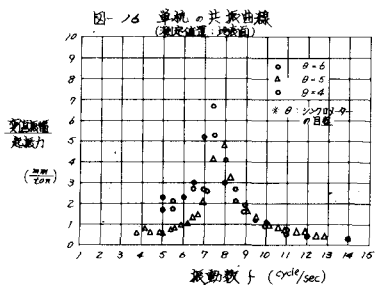
6-4 単杭及び組杭振動試験

共振振動数と、減衰定数をもとめるため、強制振動試験を行った。図-16は、質量 2.5 ton 、最大出力 10 ton 可変振動数の範囲が $3 \sim 15\text{ cycle/sec}$ の起振機を用いて行った単杭の試験結果の一部である。(変位は加速度より推定した)

図-16によると、共振振動数は、約 7.5 cycle である。この値は他の測定箇所においても、又、ストレンより求めた共振間隔でも、ほぼ等しい値である。又減衰定数については、約 0.07 の値が得られた。

組杭の場合については、共振振動数は $5 \sim 6\text{ cycle}$ 、減衰定数については 0.15 の値が得られた。

なら、制振動試験の他に、別な観点より、減衰定数を求めるため、単杭による水平交替試験を行ってみた。その結果、単杭については、約 0.07 であった。



7. おわりに

以上、江別大橋の計画と設計、ならびに、現位置の杭の載荷試験結果について述べてきた。ここでとりあげた基礎型式については、いまだ種々の検討を要するものである。特に仮締切り部に作用する荷重に対する鋼管矢板の応力状態、又、切断箇所での残留応力について、支圧板、及び、せん断抵抗板の効果、さらに、動的外力が作用した場合のウェル全体の性状などあるがこれらの問題のいくつかについては現在、施工段階において、検討測定中であり、今後、機会を得て発表の予定である。

なら、本橋の計画設計に関しては、帯広開発建設部（道路課長）高橋陽一氏に全面的な御指導をいただいた。又、川崎製鉄の倉員氏、及び、北海道開発コンサルタントの、渡辺、九里、両氏には、設計、ならびに杭試験について協力して下さったことに対して感謝の意を表するものである。

参考文献

- 1) 高谷、横江「ウェル基礎の一解法 ― とくにクイ付ウェルの解法」土木技術 Vol. 24. 1 1969. 1
- 2) 高橋、新山、三浦「石狩河口橋基礎計画について」技術報告資料 109 土質学会道支部 1969. 2
- 3) 三浦、高橋「大口径パイの載荷実験について」第12回開発局技術研究発表会論文集 1969. 2
- 4) 高橋、高谷「鋼管矢板を用いたセル型ウェルの設計」第4回土質工学研究発表会論文集 1969. 6
- 5) 竹下「組杭計算法」土木技術 Vol. 19 8-10 1964
- 6) 矢板式基礎の設計と施工指針 矢板式基礎研究委員会 1972. 1
- 7) 場所打ちコンクリートグライの設計施工指針（案） 日本鉄道施設協会