

## 資料

## 新四ツ木橋事故調査報告

ふく おか まさ み  
福 岡 正 巳\*

## 1. まえがき

本文は建設省の新四ツ木橋事故調査委員会報告書の紹介である。調査は事故発生以来1年3月の長期にわたり土木研究所を中心に実施されたものであり、工学的に従来未解明であったものが次第に明らかにされている。しかしながら特に土質工学に関する部分についてはいまだに十分明らかにされていない問題が残されている。メキシコにおける昨年の土質工学会においてもベック教授を座長にしてタワミ性壁に加わる土圧の問題が討議されたが非常にむずかしいので明快な結論が得られなかったようである。当土質工学会においてもタワミ性壁のシンポジウムがあり、さらに本年の研究発表会にも研究発表がなされているがまだまだ十分とはいいがたい。根切り問題は人命にかかわる重要問題であるので、土質工学

における研究者と現場技術者が一体となって真剣に取り組んでいただきたい。この仮締切は土と構造物の複合体からなっているので単に土圧とか構造とかのたて割りの知識だけでは不十分で、土質工学者も構造力学の知識を理解して現象の解明をしていただきたい。

## 2. 工事の概要

本橋は、一般国道6号線の荒川放水路および綾瀬川にかかる延長547.8m、幅員16.25mの道路橋でその概要を図-1に示す。リングビーム工法の説明図は図-2に示す。事故のあった7号橋脚においては、基礎鋼管グイ(直グイ24本、斜グイ40本、合計64本)打ち込み完了後、図-3に示す位置にサン橋および三脚デリック2基を設置し、図-4に示すリングビームによる仮締切りがなされていた。

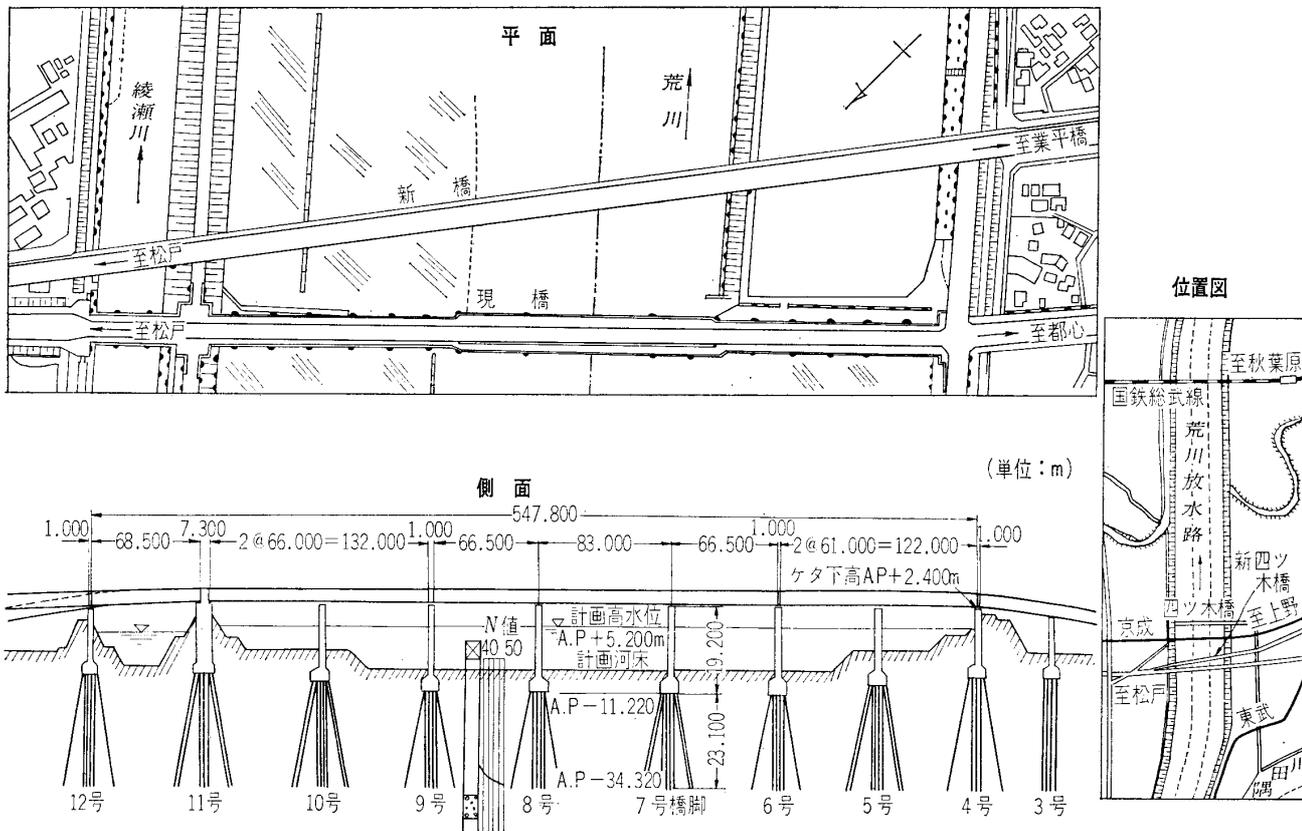


図-1 新四ツ木橋一般図

\* 日本道路公団参与・工博

この仮締切りの施工順序は次のとおりである。

(1) 水中にH型钢ガイ4本を打込み、その上にH型钢を井形に組む。

(2) ついで井型の上にガイドリング（鋼矢板の外側に溝型钢，内側にH型钢）を所定の位置に設置する。

(3) ガイドリングに沿って鋼矢板IV型を打ち込み、

最後に調整鋼矢板で仮締切りの閉合を行なう。

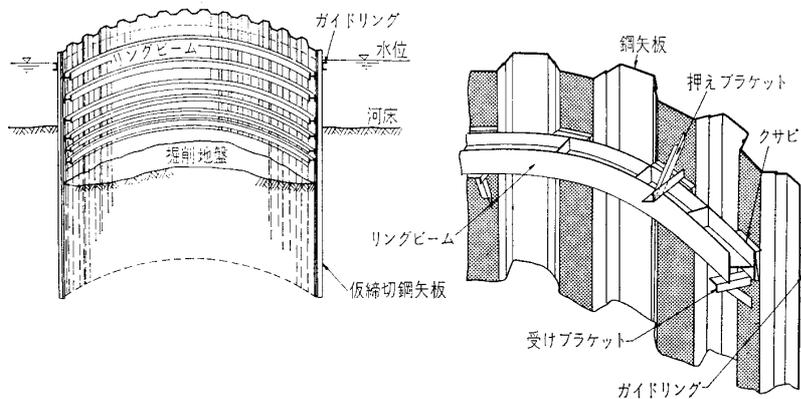
(4) 受けブラケットを水平に取り付けた上に、リングビームを円形に組立てる。

(5) 組立て完了後、リングビームと鋼矢板の間に、直交方向に4ヶ所同時にジャッキで圧力をかけ、所定の力に達したらクサビを入れ、ジャッキを撤去する。

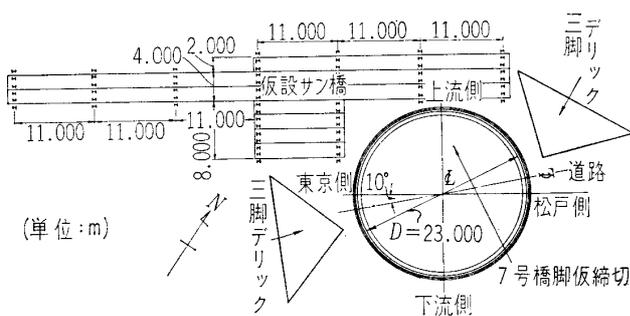
ジャッキングは、円周方向に半周して作業を完了する。ついで押えブラケットを取り付ける。

(6) (4),(5)の作業は、水中部では仮締切り内の水位を下げ、河床面以下では土の掘削を行ない、リングビームを組立てる。1段ごとにこの作業をくり返して行なう。

以上の順序により6段までのリングビームの設置を完了し、7段目のリングビームを設置するため、土の掘削中であつた。



図—2 リングビーム工法説明図



図—3 7号橋脚付近仮設物平面図

### 3. 7号橋脚仮締切りに関する調査項目

#### (1) 事故記録

事故仮締切り、鋼矢板、リングビームの写真記録  
事故当時の情報収集

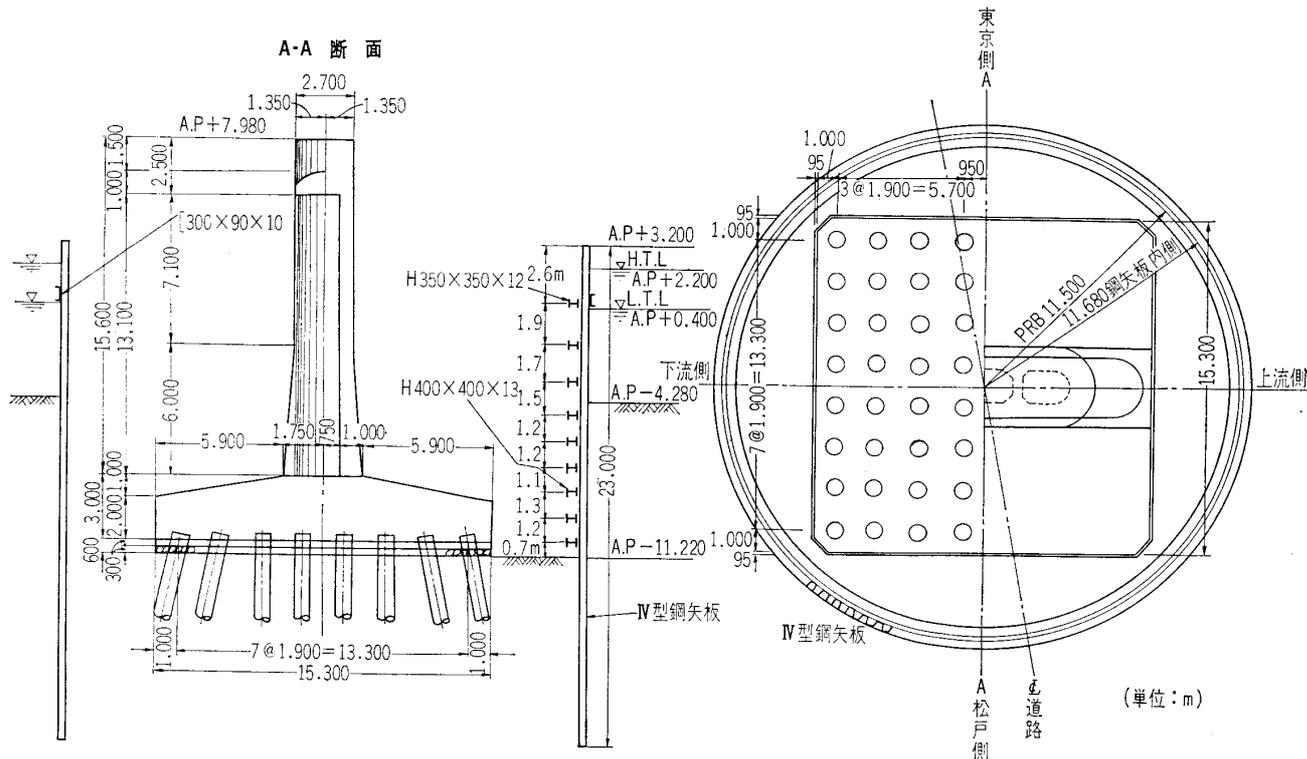
破壊鋼矢板の実測平面図

破壊鋼矢板の写真測量および図化

破壊鋼矢板水中切断状況調査

切断鋼矢板の切断平面測量および切断部高低測量

鋼矢板地中部分の形状追跡調査



図—4 7号橋脚仮締切り施工計画図



れていたと考えられる。

### 6. リングビームの閉合位置と調整鋼矢板位置

1~6 段目リングビームはいずれも 11 本の長尺ピースと調整ピースからなる。調整ピースの長さは次のとおりである。1 段目 3.63 m, 2 段目 2.44+0.70 m, 3 段目不明, 4 段目 1.90 m, 5 段目 1.58 m, 6 段目 1.11 m, 調整ピースの位置はおおむね上流側である。

### 7. 鋼矢板ならびにリングビームの変形状態

破壊後の鋼矢板の変形状態, 傾斜の調査結果を 図-5 に示す。

破壊後水中から引き上げられたリングビームの変形状態を調査するため, リングビームの組立てを行なった。展開見取図を 図-6 に示す。

リングビームの変形状態から, おおむね 4 波の面外座屈を生じていると判断される。なお, ところどころ局部座屈を生じているが, 主としてフランジに発生している。

### 8. 設計計算法とリングビームの配置

設計計算は, 過去に施工されてきた多数の施工実施例にもとづく従来から用いられてきた計算方法によっている。この計算法は, リングビーム各段および掘削地盤面

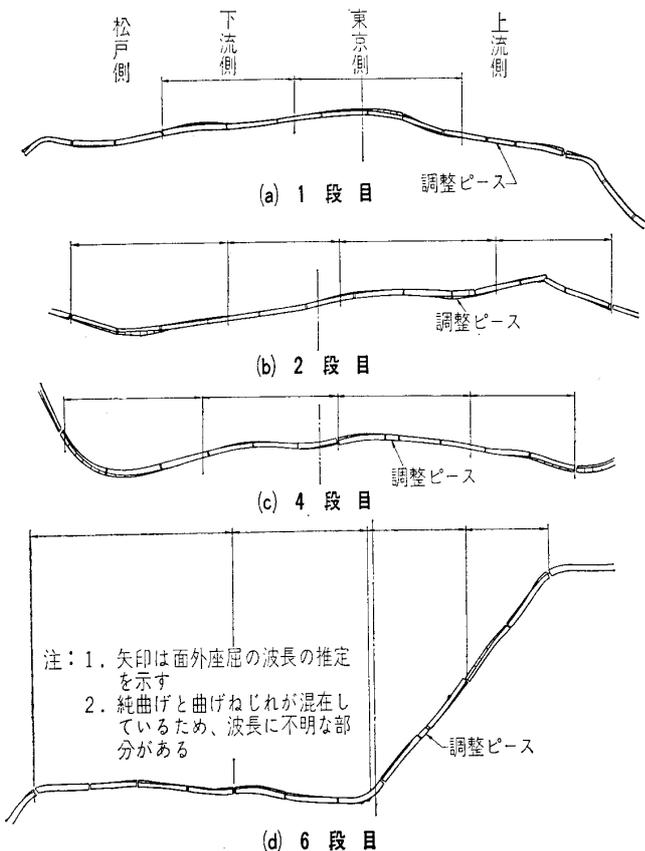
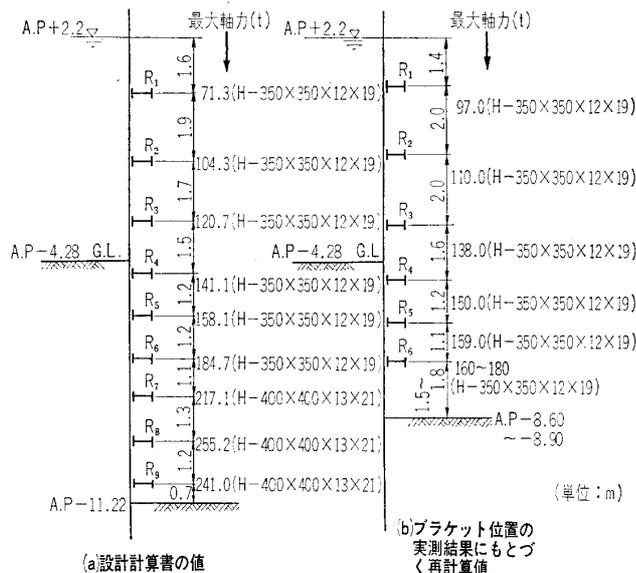


図-6 リングビームの展開見取図と局部座屈の一例



注 (1): 仮締切りの外側の地盤高ならびに圧力は, 設計計算書のとおりとした  
 (2): 掘削底面の地盤には不陸があり, おおむね図に示す範囲にあったものと推定される

図-7 リングビームに働く軸力

を支点と考え, 作用外力に対してそれぞれ支点間の鋼矢板を単純バリとして支点反力を計算する方法である。

リングビームに働く最大作用軸力は, そのリングビームの 1 段下のリングビームを設置する際に生ずる。またリングビームの座屈耐力の計算法は面内座屈に関する M. Lévy の式によっている。

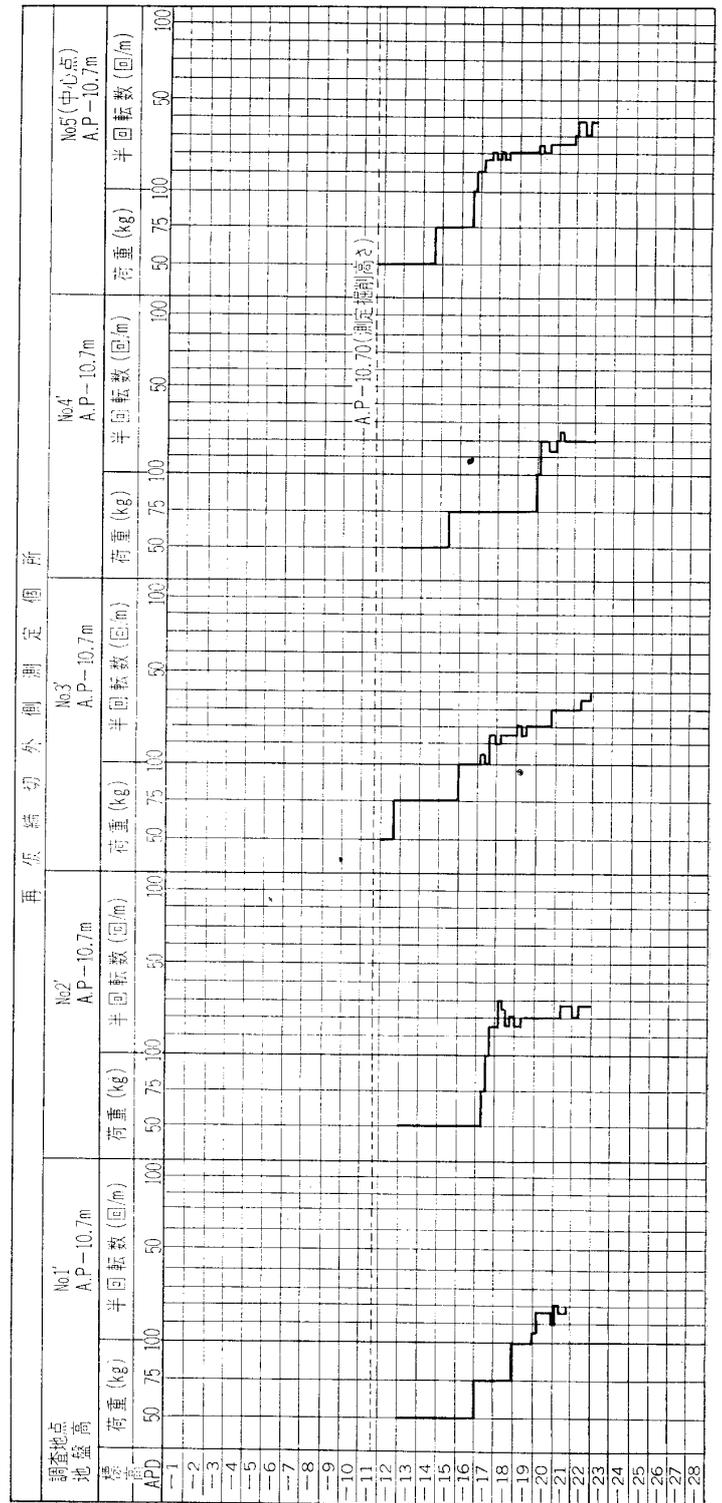
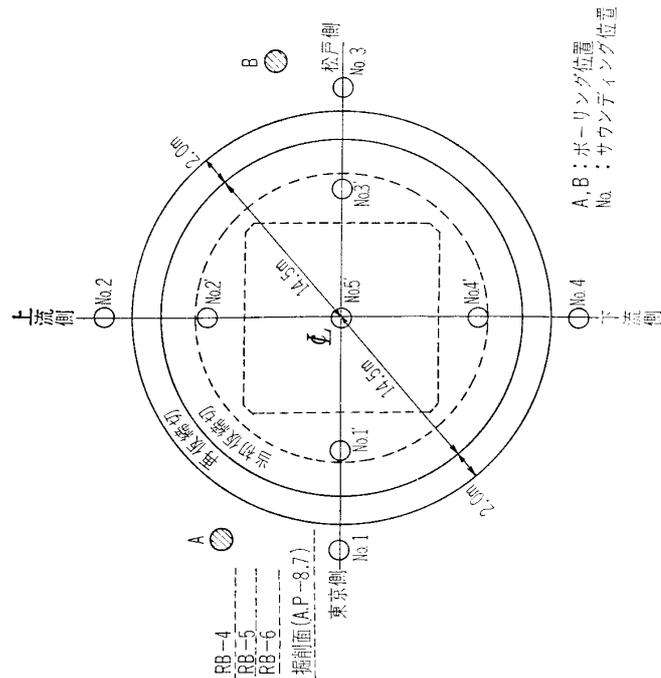
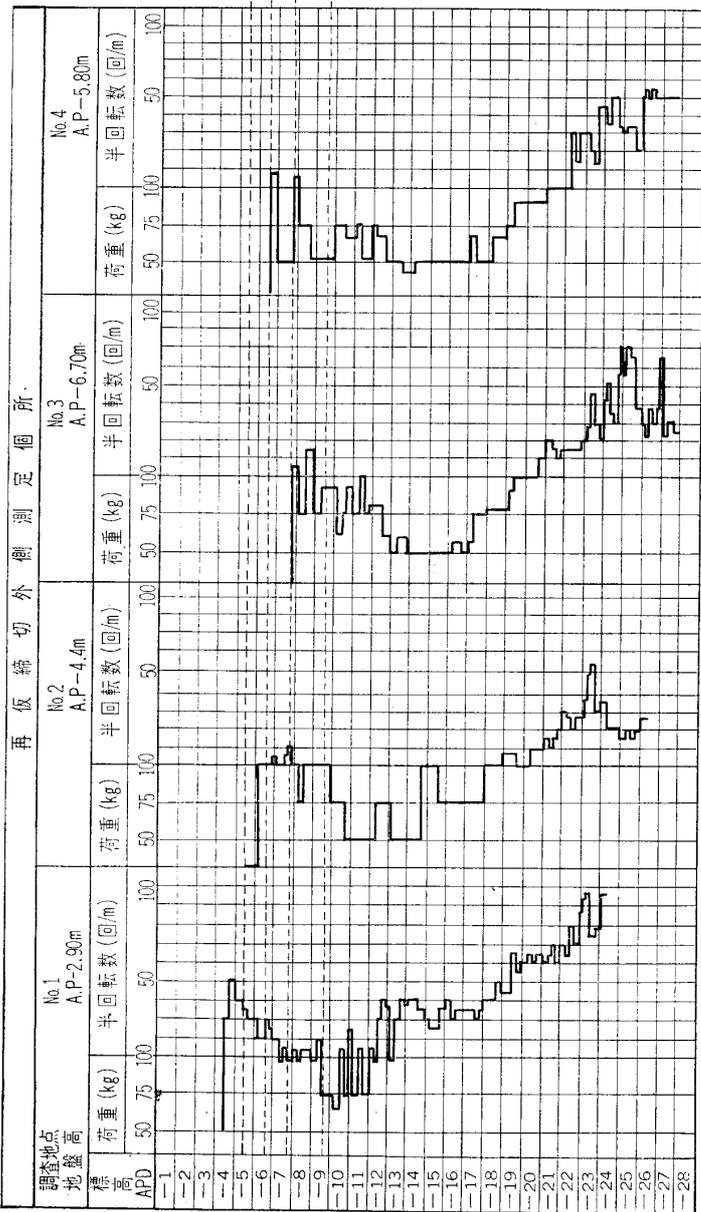
計画時のリングビームの配置と, 施工時のリングビームの配置とは 図-7 に示すように異なっていた。しかしながら, リングビームの間隔の相違による作用軸力の差はわずかである。

### 9. 荷重に関する調査—地形, 土質, 土圧, ヒービング

架橋地点の河川は中堤をはさみ綾瀬川と荒川放水路からなっており, 全体の川幅は約 550 m である。水位は潮位の影響を受け, 満潮時 A.P.+2.2 m, 干潮時 A.P.+0.3 m で最大水深は約 8 m である。7 号橋脚は左岸から約 200 m 離れた低水路にあって, その周辺の地盤は東京側が高く松戸側へ低くゆるく傾斜している。なお仮締切り周辺の地盤高は, 東京側および松戸側でそれぞれ A.P.-5.5 m, A.P.-6.0 m 程度であったと推定される。

土質調査結果の一部を 図-8 に示す。軟弱層は A.P.-5 m から A.P.-20 m の間に厚さ 6~12 m の層となって分布している。東京側の土質は, 松戸側の土質よりも強い。

東京側の土質の深さ方向の変化は次のとおりである。河底面 (A.P.-5.5 m) 付近に厚さ 50~100 cm の有機



● ボーリング結果表

標高	A (東京側)		B (松戸側)	
	単位体積重量 $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	一軸圧縮強さ $q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	単位体積重量 $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	一軸圧縮強さ $q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )
-1.0				
-2.0				
-3.0				
-4.0	1.265 1.294	0.03 0.05-0.104		0.48
-5.0	1.387	0.0812	1.682 1.700 1.664	0.34-0.67 0.73
-6.0	1.710	0.578	1.707	0.63
-7.0	1.738 1.718	0.576, 0.775	1.638 1.688	0.61 0.25-0.68
-8.0	1.761 1.664	0.292-0.614 0.45-0.82	1.691 1.652	0.85 0.59
-9.0	1.683	0.657	1.676	0.68
-10.0	1.685 1.607	0.474 0.919	1.603	0.66
-11.0	1.554 1.577	0.287 0.998	1.539	0.60
-12.0	1.516	0.862	1.482	0.70
-13.0	1.500	0.428	1.502	0.42-0.88
-14.0	1.483	0.327		
-15.0	1.525	0.445	1.534	0.42-0.88

致敏比きわめて高い 致敏比きわめて高い

図一 7号橋脚周辺土質調査結果



## 資料-140

かったと思われる。

昭和44年4月1日午前4時26分に震度Ⅲの地震が発生した。この地震の影響はなかったものと判断される(筆者は軟弱地盤上の盛土が地震発生後約半日後に崩壊したことを知っているため、必ずしも全然影響がなかったかどうか判定しがたいと考えている)。

## 10. リングビームの作用軸力

リングビームの作用軸力のうちもっとも大きなものが6段目のリングビームに加わったことは図-7によってわかる。以下この6段目リングビームの作用軸力についてのべる。

A.P.-7.80 m まで地盤を掘削して、6段目リングビームを組立てた。つぎに鋼矢板とリングビームの間にジャッキを置き、12 t の圧力を加えた。ジャッキングの間隔は 80 cm であった。クサビをソウ入してジャッキをはずす操作で約 15% の損失がおこる。ジャッキング作業終了時における作用軸力は約 150 t と推定される。つぎに 7 段目のリングビーム設置のため、さらに 1.10 m の掘削を進めた。この条件に対し仮定を設けて計算した結果、この作業がきわめて短時間に完了したとすれば約 60 t 程度の軸力が増加すると推算でき、作用軸力は約 210 t 程度になると考えられる。鋼矢板で囲まれた粘土の圧縮ヒズミが約 4% となっていることから掘削底面付近の粘土は一軸圧縮強さにほぼ近い圧力を受けていたことが想像される。持続荷重を受けた場合鋭敏比の高い軟弱粘土の強度は低下しついに急激に破壊し強度はほとんどなくなってしまう。

このような粘土の性質のために、鋼矢板に囲まれた粘土は時間と共に強度が低下し、ひいてはリングビームの軸力の増加をもたらす。この量を推定すると約 30 t となる。

以上の結果を総合すると、作用軸力は 210~240 t 程度になりうると推定される。ただし上にのべた鋭敏比の高い軟弱粘土の持続荷重による強度低下の現象については、目下のところ十分に明らかにされているとはいえない。

## 11. 使用材料および部材強度

鋼矢板3枚1組で作られた調整矢板のうち、1枚が幅方向に3ヶ所破断したものがあつた。部材強度に問題点があるのではなからうかというので、化学分析と引張試験を行なったが異状はなかつた。

リングビームおよび連結部の調査を行なった。リングビームの曲げ加工による残留応力、連結ボルト、溶接部の耐力の試験結果異状は認められなかつた。

ブラケットの強度試験結果によれば 12 t の耐力があ

つた。

クサビの圧縮試験結果、40 kg/cm<sup>2</sup> 近くまで弾性領域で、その弾性係数は 2,800 kg/cm<sup>2</sup> であつた。クサビとクサビの摩擦係数は気乾状態で 0.5 以上、湿潤状態で 0.7 以上、クサビとリングビームまたは鋼矢板との摩擦係数は 0.6 以上である。

## 12. 構造系に関する調査

鋼矢板の円周方向作用力は、外圧による圧縮力とジャッキングによる引張力であるが、ジャッキングによる引張力は、外圧による圧縮力より小さいので、円周方向作用力としては圧縮力のみである。つぎに鋼矢板壁の円周方向曲げ剛性は、深さ方向の曲げ剛性に比べていちじるしく小さいので外圧は、ほとんどリングビームに伝達される。このため鋼矢板の円周方向圧縮力は 1 t/m 以下であつたと推定される。これに対して円周方向耐力調査のため行なった調整鋼矢板部引張試験結果では、5 t/m の載荷でも溶接部、かみ合わせ部、いずれも異状はなかつた。このことから、鋼矢板の円周方向作用力に対する円周方向耐力は十分であつたといえる。したがって調整鋼矢板部にみられた溶接部のはくりは円周方向作用力によるものではなく、破壊過程に生じたものと考えられる。

はりとしての鋼矢板の耐力調査の結果、十分な耐力があつたことが推定された。

リングビームの面外座屈耐力調査は特に6段目のものについて詳細に実施した。事故現場から回収した6段目リングビームの復元組立て調査の結果によれば、ほぼ4波の面外座屈が生じていることが認められた。

受けブラケットのこん跡調査から求めたら、6段目の受けブラケットの間隔から6段目のおうとつが ±6 cm で正弦波状に分布するものとして、4波の面外座屈耐力を求めることにした。また、本仮締切りの場合、クサビがリングビームの面外変形を拘束し、座屈耐力を増加させていたものと考えられる。事故後における室内実験によればクサビは十分な強度を有し、弾性係数 E は 2,800 kg/cm<sup>2</sup>、摩擦係数は 0.6 以上であると期待される。この室内実験を参考とし、現場における作業条件を考慮して求めたクサビ1個当たりのせん断バネ係数は 20~60 t/cm となる。一方クサビはリングビームの周長 0.8 m 当たり1個とかなり密に配置されていたので、その作用をリングビームの外側フランジに対する連続バネで置き換えた。また、バネ反力とリングビームの作用荷重の比がクサビの摩擦係数 0.6 をこえれば、リングビームの面外変形に対する拘束がなくなると考え、このときのリングビームの軸力を座屈耐力とみなすことにした。このようにして求めた4波の面外座屈耐力は、リングビームの軸

力に換算して約 230 t であった。なお、以上の計算は、リングビームが真円であり、かつ円周上の境界条件が均等であると考えて行なったものであり、6号橋脚仮締切りにおける施工状況から判断すると、上記の面外座屈耐力は若干減少するものと考えられる。

6段目リングビームの面内座屈耐力は土の拘束力によって大きくなる。半径方向外側向きの変形に対する周囲の土の拘束をバネに置き換えて求めた面内座屈耐力はリングビームの軸力に換算して 360 t 程度であった。この値は M. Lévy の計算式によって求めた値、4波の面外座屈耐力よりもはるかに大きい。

6段目リングビームの局部座屈耐力は 310~350 t と判断される。

### 13. 結 論

事故を起こした7号橋脚仮締切りは、事故と同時に水没したので、破壊後の生の姿を直接観察、測定することができず、調査は困難をきわめた。

リングビーム工法による仮締切りは、わが国においてすでに 300 余基の施工実績があり、また関東地方建設局管内においてもほぼ同一規模のもの 12 基が施工されている。本工事では、これらの経験をもとに従来のものに改良を加え慎重に計画、施工が行なわれていたにもかかわらず今回の事故が発生した。

本委員会は、事故にもっとも深い関係を有すると思われるつぎの2つの因子について、特に詳細な検討を進めた(図-11 参照)。

#### (1) 外力の大きさと、その作用状態

円形に打った鋼矢板の外側に働く圧力は、設計に用いた値とほぼ等しかったものと判断される。従来用いられてきた計算法による6段目リングビームの作用軸力は約 160~180 t 程度となる。しかしながら鋼矢板の内部地盤の抵抗力は、通常考えられている値よりもかなり低かったものと思われる。この内側地盤の抵抗力が時間の経過とともに減少することを考慮に入れると、6段目リングビームの最大作用軸力は 210~240 t 程度であったものと推定される。

#### (2) 仮締切り構造の耐荷力

鋼矢板とリングビームなどで構成されたリングビーム工法による仮締切り構造の耐荷力は、主としてリングビ

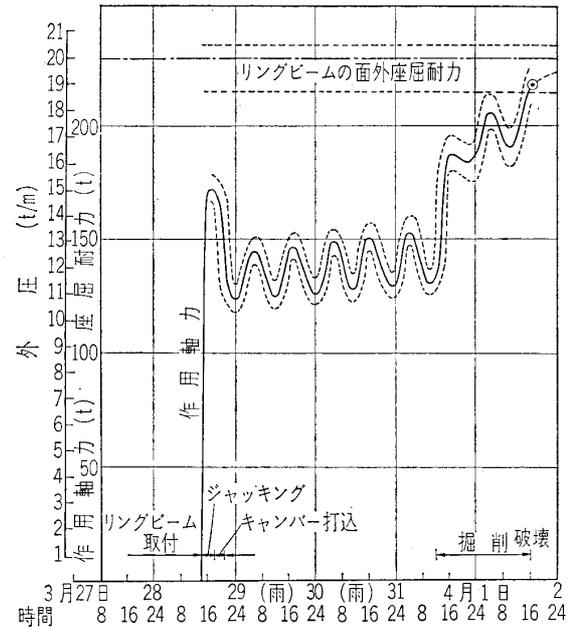


図-11 6段目リングビームの作用軸力の時間的变化

ームの面外座屈耐力によって支配されることが明らかにされた。最大の作用軸力を受けていたとみられる6段目リングビームの面外座屈耐力は、今回の調査結果から、230 t 程度であったものと推定される。

本委員会は、以上の結果を総合して、6段目リングビームの作用軸力がその座屈耐力を超過して、事故が発生したとの判断に達した。

なお今回の原因究明の結果、軟弱地盤、特に水中の軟弱地盤に施工する仮締切りについては、内側地盤の抵抗力が低いことを十分考慮すべきであることを指摘したが、この点は、従来世界的にも明確にされていなかったことである。軟弱地盤、ならびに座屈の工学的な研究について一層の努力が望まれる。

### 14. あとがき

事故により殉職された8名の方々のごめい福を祈るとともに、再び同種の事故発生防止のため技術者の奮起を希望いたします。なお一年有余の長期にわたり、困難な調査に尽力された100~200名の方々のご尽力に対し深く敬意を表わします。

(原稿受付, 1970.8.25)

※

※

※