

## 城ヶ島橋梁の計画

——主として箱桁の設計について——

能 登 尙 平\*  
上 前 行 孝\*\*  
関 野 昌 丈\*\*

### 1. ま え が き

三崎漁港は近年漁船数の増加と漁船の大型化につれ、現有施設では万全を期すことができなくなり、現在県では対岸の城ヶ島に埋立地2万坪を完成し、将来は城ヶ島東側海面の埋立を計画している。これら漁業用地の経済的価値を高め、漁港施設の高度の利用化のために城ヶ島と三崎を結ぶ橋梁の必要性が要望され、本計画が米国余剰農産物見返資金の融資の対象となり、昭和32年4月17日起工式が行われた。

工事は昭和34年末完成の予定で、橋梁は有料橋となる。本文は主として、海橋部235mの主径間における三径間連続鋼床板箱桁橋に関する競争設計につき述べた。

### 2. 一般計画概要

#### (1) 計 画

本橋の計画は昭和31年8月頃より本格化し、基本調査を行いつつ、一般計画をすすめた。

港湾計画は航路幅85m、建築限界を満潮面から21mの空間を必要とし、このため海橋の中央径間は95mとなる。地質調査によりこの部分を中央径間とした三径間連続橋が、また側径間は橋長の長いPC単純桁が経済的であり、現在可能なFreyssinet方式では一応40m単純桁が妥当と思われ、取付道路の140mの陸橋とも考え合わせて決定した。

中央の主径間として三径間235mをとりあげた。この比較設計において、コンクリート橋とくにPC橋について考えるべきかどうかについて吉田徳次郎博士を中心に論議された。その結果、長径間PCは施工の方法は別にしても理論的には現在の状態のFreyssinet方式で設計が可能である。従つて設計してみた、その設計について製作・架設に関する施工全般に検討をすべきであるということになり、概算設計をPC製作会社に依頼した。なおこの長径間PCにはF.K.K.の猪股俊司氏に種々御指示を願つた。これより少し前ドイツのDywidag方式でFreivorbauによる設計も考え、Dyckerhoff u. Widmann KGに問合せを行つた。返事によると Rhein-

hausen 鋼棒を日本で使用することは経済的に不可能であるが、目下住友電工と鋼棒製造に関する契約の話し合いを行つており、近く契約が成立すれば日本製鋼棒使用が可能となる、という内容で歓迎はしていたが、時期的に早いということになり断念せざるをえなかつた。

さらに鋼橋の概算設計案を5社から募集した。この概算設計には寸法と建築限界など諸元を示し、一般図、架設概要・概算鋼重・概算見積書の提出を依頼し、提出の際に各社より説明をきき、なお筆者らの質疑について解答願つて種々検討を重ねた。

PC橋については2社協同でFreyssinet方式三径間連続桁を提出した。鋼橋との概算工費との比較ではほとんど同等であるが、地質調査により海面部は干潮位から約18mで凝灰岩がでて、それまでは砂または堆積土のような層であることが確認され、中間橋脚2基はこの凝灰岩にまで達せしめる必要がある。Mosel brückeの上部構造について例をとると、死荷重が橋面積1m<sup>2</sup>当り約2tとなり、一方鋼橋では橋床の軽減を計れば0.6t以下となりうる。この重量の差は本橋のごとき計画の高い橋梁では、下部構造に決定的な差をもたらす。したがつて工事費の面でPC橋は断念しなければならなかつた。

従つて鋼橋について考える方針が決定された。鋼橋については18案が出され、このうち三径間連続箱桁橋が8案あり、さらにこのうち鋼床板で設計したのが2案あつた。前から三径間連続箱桁とくに鋼床板使用の橋梁を想定はしていたが、これらの案をみて製作・架設について、それぞれ設計技術陣と話し合い、十分実現の可能性に対する確信をえて、海橋部の主要径間を三径間連続鋼床板箱桁橋と型式を決定した。

#### (2) 工事概要

事業費：7億円

位 置：神奈川県三浦市

設計荷重：L-20, T-20

橋 梁：海橋 型式 三径間連続鋼床板箱桁橋 235m

側径間 PC 40m 単純桁橋

橋長 575m

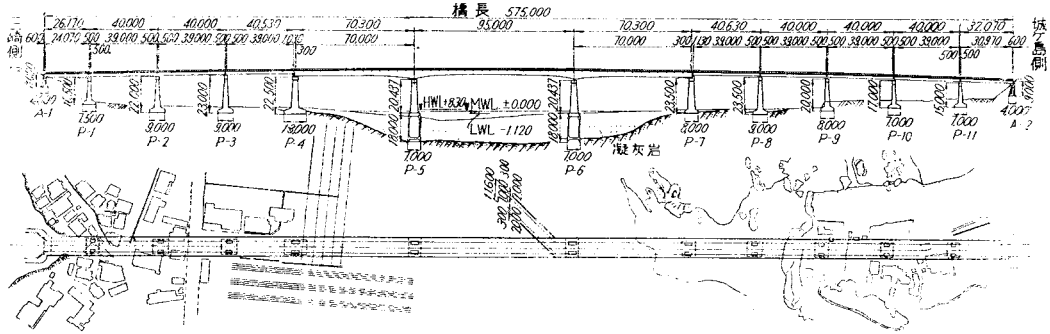
幅員 11m=2m+7m+2m

下部 橋脚11基(うち空気ケーソン  
基礎長18m2基)

\* 正員 神奈川県土木部道路課長

\*\* 正員 神奈川県土木部道路課

図-1 城ヶ島大橋海橋部一般図



橋台 2 基  
 陸橋 型式 PC 40 m 単純桁 3 連  
 鉄筋コンクリート ラーメン  
 橋長 140 m = 3@40.00 m + 20.00 m  
 幅員 9 m  
 下部 橋脚 2 基 橋台 1 基  
 道路：三崎側 延長 1 130 m 幅員 9 m (ほか市道 404 m)  
 城ヶ島側 延長 573 m 幅員 9 m

3. 箱桁設計示方書

中央主径間は本格的箱桁であるので、福田武雄教授の指導により城ヶ島大橋設計示方書(案)を作製し、競争

設計に付した。

城ヶ島大橋設計示方書(案)  
 (1957.1.30)

1. 総則

1. 適用の範囲 本示方書は、城ヶ島大橋、三浦市、三崎城ヶ島入会の主径間、235 m について適用するものとする。

2. 型式 型式は、上路三径間連続鋼床板箱桁構造とする。主橋体には高張力鋼を使用のこす。

3. 鋼材 本橋に使用する鋼材は次のとおりとする。

|                |              |
|----------------|--------------|
| SS 41          | (JIS G 3101) |
| SV 41 A        | ( " 3104)    |
| SC 46          | ( " 5101)    |
| FC 15          | (JIS G 5501) |
| SF 45          | ( " 3201)    |
| SM 41, SM 41 W | ( " 3106)    |
| HSJ 50         | (城ヶ島大橋用高張力鋼) |

4. 建築限界 桁下、下空限界として、別紙に示す限界をおかしてはならない。計画高の基準はすべて東京湾中等潮位 (T.P) をもつて ±0 とする。

5. 適用示方書 本示方書に明示してないものは次の示方書によること。

- 昭和 31 年鋼道路橋設計示方書
- 昭和 31 年鉄筋コンクリート標準示方書
- 昭和 31 年鋼溶接橋設計示方書

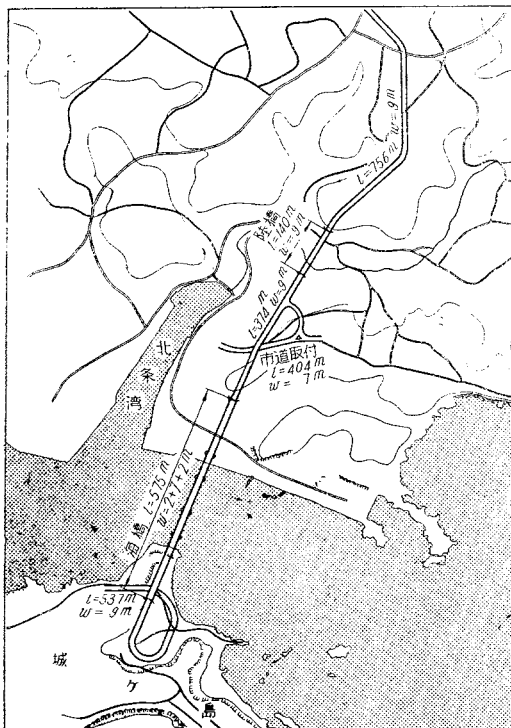
6. 寸法 三崎寄橋台踏掛石中心高 +23 000  
 城ヶ島寄橋台踏掛石中心高 +18 000  
 軌路中心上制限高 +21 830  
 縦断勾配 1/41 前後放物線  
 横断勾配 車道 1.5% 直線勾配  
 歩道 2.0% 片勾配

7. 径間割 70.0 m + 95.0 m + 70.0 m

8. 幅員 2.0 m (歩道) + 7.0 m (車道) + 2.0 m (歩道)

9. 構造 構造はつとめて防水、防錆に留意したものであること、溶接は工場溶接のみとし、現場は銀によるのを原則とするが、主橋体以外はこのかぎりでない。また場合により高張力ボルトの使用を考慮する。

図-2 三崎港平面略図



## 2. 設計

1. 活荷重 1等橋 (L-20, T-20) とする。ただし等分布荷重は  $\alpha \times 300 \text{ kg/m}^2$  とする。

〔解説〕 一般に鋼床板箱桁橋において、鋼床板としての応力と、箱桁としての応力を合成した場合には許容応力の割増しを考えているが、割増しの率は明確でないので、本設計においては許容応力の割増しを考えないことにした。しかし、この型式の橋梁では鋼床板上のある点が、鋼床板としての最大応力を生ずる場合と、箱桁が最大応力となる場合とが重なる機会はいくつもあることを考え、設計荷重を 20 t 自動車とするものの等分布荷重は、鋼示第 9 条解説より、三径間連続桁長が 120 m 以上であることを考え合わせて  $\alpha \times 300 \text{ kg/m}^2$  に逡減している。

2. 地震 地震による水平震度は 0.25、鉛直震度は 0.1 とする。固定端は三崎寄り橋脚とすること。

3. 温度差 橋床上面と、下面との温度差は、最高 20°C を想定し応力の照査を行うこと。

〔解説〕 鋼床板箱桁橋の場合、日照によつて箱桁下面と、鋼床板との温度差によつて大なる応力を生ずるので、特に 20°C の温度差を想定し、応力の検算を行うように規定した。この 20°C は今後実際に測定してその妥当性を確かめたい。

### 4. 高張力鋼 (HSJ 50)

a) 化学成分 (%)

|        | C      | Mn    | Si    | P      | S      | Cu    |
|--------|--------|-------|-------|--------|--------|-------|
| HSJ 50 | <0.180 | <1.40 | <0.50 | <0.040 | <0.040 | <0.40 |

b) 機械的性質

|        | ↓ 下限降伏点                   | 抗張力                         | 伸 び  | 脆 げ<br>( $d=1.5t$ ) |
|--------|---------------------------|-----------------------------|------|---------------------|
| HSJ 50 | >33<br>kg/mm <sup>2</sup> | 50~62<br>kg/mm <sup>2</sup> | >20% | 180°                |

c) 衝撃値：V ノッチシャルピー試験を行い、0°C で 4 kg-m/cm<sup>2</sup> 以上、-20°C で 3 kg-m/cm<sup>2</sup> 以上であること。

d) 硬度試験：ビード溶接を行い、熱影響部、母材ともヴィカース 320 以下であること。

なお、厚さ 25 mm 以上の厚板は焼準を行い、オーストリヤ ビード曲げ試験を行う。

e) 許容応力：

1) 軸方向引張応力(純断面につき) 1900 kg/cm<sup>2</sup>

2) 軸方向圧縮応力(総断面につき)

$$l/r \leq 90 \quad 1700 - 0.1032(l/r)^2 \text{ kg/cm}^2$$

$$l/r \geq 90 \quad 7000000/(l/r)^2$$

3) 曲げ応力

桁の引張縁(純断面につき) 1900 kg/cm<sup>2</sup>

桁の圧縮縁(総断面につき)

$$1700 - 1.0(l/b)^2 \text{ kg/cm}^2$$

4) セン断応力

鋳桁の腹部(純断面につき) 1300 kg/cm<sup>2</sup>

工場鋳 (SV 41 A) 1300 "

現場鋳 (SV 41 A) 1200 "

5) 支圧応力

工場鋳 (SV 41 A) 2600 kg/cm<sup>2</sup>

現場鋳 (SV 41 A) 2300 "

〔解説〕 HSJ 50 は特に鋼床板箱桁橋という溶接を多用した構造に用いるために、溶接構造用の高張力鋼として規定されたものである。従つて降伏比 66% という高性能鋼となつている。また低温における切欠感度の良好なこと、自硬性に優れたものであることが要求されている。軸方向引張力は DIN では、降伏点に対して 1.71 の安全率をとつているが、本橋では 1.74 をとり 1900 kg/cm<sup>2</sup> とした。SS 41 材では 1.77 をとつている。また軸方向圧縮力 ( $l/r=0$ ) では降伏点に対して 1.94 であり、DIN では 1.71 である。

軸方向圧縮力の Euler 領域は  $l/r \geq 114$  であるとされている。HSJ 50 では降伏点が高いので Euler 領域も上るものと考えて  $l/r=90$  をもつて限界とした。DIN では St 52 の場合この限界を 89 としている。

HSJ 50 に打つ釘は SV 41 としたが、この釘値は本県で先に行つた相模大橋架設工事の際、実験によつて確かめたものをそのまま使用した。

5. 曲げコワサ 主桁の曲げコワサは、活荷重(衝撃を含まず)によるタワミが次の制限を超えないこと。

支間の 1/500

〔解説〕 鋼示では活荷重によるタワミが支間の 1/600 と規定されているが、相模大橋、ドイツと同様に 1/500 とした。

6. 応力の検定 箱桁各部の座屈応力、ねじり応力については十分に検定をすること。

7. 鋼材の最少厚 9 mm を最少厚とする。ただし I 型鋼、溝型鋼の腹部においてはこの限度を 8 mm とすることができる。箱桁内部、高欄用材、添材などはこの規定によらなくてもよい。

8. 鋼床板 厚さ 12 mm 以上の鋳を用い、筋装止め波形クリンプ メッシュ類はつけないこと。

9. 振動 上部構造の自己振動周期として 0.2~0.4 sec の範囲を避けること。

〔解説〕 自動車の固有振動周期は 1.5~2.0 sec、人体に感じやすい 0.2~0.5 をさげ、さらに地盤の固有振動周期 0.2~0.4 sec をはずし、共振現象を避ける意味から、この一次振動周期について規定した。

10. 箱桁 箱桁内は、検査、維持のため通行できるような構造とし、路面より人孔をもつて出入できる構造とする。なお箱桁内照明設備を設けること。

11. 検査車 橋梁両側下面に検査、並びに維持用台車

をレールより吊下構造で移動できるように設計し、箱桁外側面、下面に手のとどくような構造とすること。

12. 通気孔 箱桁内部を乾燥状態にするために、通気孔を設けなければならない。

3. 細目

1. 高欄 路面上 90 cm とする。370 kg/m (地覆コンクリートを含む) の荷重を想定のこと。

2. 地覆 車道地覆にはカコウ岩を用いること。

3. 舗装 2層式とし、第1層は厚さ 4 cm の軟質歴青舗装を行い、第2層は厚さ 3 cm の細粒式アスファルトコンクリート舗装とする。

4. 防水層 鋼床板上に厚さ 10 mm 程度のアスファルト系防水層を施す

(例) アルミハク、ビニールハンブ、アスファルト焼つけ  
オパノール BA シート貼付等

5. 伸縮接合 厚さ 25 mm 以上の鋼板、または鋳鋼

を用い、強固なものとする。ろう水に対しては排水樋 (ステンレス スチールまたは亜鉛メッキ) をもつて橋梁下端まで導くこと。

(例) 鋳鋼製フィンガー ジョイント

6. 排水設備 鋳鉄製排水マスを用いて、ステンレススチールまたは亜鉛メッキ樋管をもつて橋梁下端 (ガード下面より 30 cm) へ導くような構造とする。なお、なるべく箱桁外面へは、パイプを出さないようにすること。

7. 照明

8. 添加物

- 水道管 2. 200 mm (鋼管: 外径 220 mm)  
1 本当り 80 kg/m
- 電信管 内径 50 mm × 2  
1 本当り 25 kg/m
- ケーブル管 内径 100 mm × 3  
1 本当り 20 kg/m

表-1

|   | 側面図 | 断面図 | 総重量                                     | 鋼材     | たわみ  |
|---|-----|-----|---|--------|--|
| Y |     |     | 820 t<br>432<br>(HSJ. 50)<br>(=279,705) | 317 kg | $S_1=73$ mm<br>11885<br>$S_2=116$ mm<br>11556  |
| C |     |     | 873 t<br>399<br>(HSJ. 50)<br>(=450.0)   | 338 kg | $S_1=91$ mm<br>11113<br>$S_2=114$ mm<br>11547  |
| I |     |     | 866 t<br>761<br>(HSJ. 50)<br>(=592,013) | 335 kg | $S_1=77$ mm<br>11929<br>$S_2=111$ mm<br>11155  |
| T |     |     | 936 t<br>247<br>(HSJ. 50)<br>(=801,648) | 360 kg | $S_1=105$ mm<br>11716<br>$S_2=122$ mm<br>11522 |
| K |     |     | 916 t<br>130<br>(HSJ. 50)<br>(=457,745) | 352 kg | $S_1=90$ mm<br>11788<br>$S_2=106$ mm<br>11572  |
| M |     |     | 945 t<br>0.35<br>(HSJ. 50)<br>(=636.0)  | 365 kg | $S_1=90$ mm<br>11460                           |

#### 4. 箱桁中央主径間競争設計の概要

各社の設計概要を表-1に示した。

外観的には桁下端に曲線を挿入した Y.K.M 案が美観的に優れている。また直線にしてハンチのない I 案は、PC 側径間との調和を計っているが感じが弱い。ハンチの直線である O 案は製作、計算を簡明ならしめている。下から見上げたとき、1-Box、2-Box と対傾構の類が見えないが、2-Box を並列させて対傾構で結びつけた T 案は桁下美観、維持においておとる。幅員 11 m に対して、径間 95 m くらいであると 1-Box が一番経済的であつて、2 Cell ではねじり応力が働く上に真中の腹板が不経済になる。さらに独立 2-Box 式はねじりは最大で対傾構は大なるものを要する、1-Box は主桁応力が通常の曲げ理論により決定できる利点がある。

鋼床板の計算方法は各案独自の解釈に従っている。鋼床板は箱桁断面の 1 つか、2 つかの決定と同様にその計算方法によって大きく鋼重に影響し、さらに安全率に大きな影響をおよぼすので、できるかぎり細かく解析して実際に合うような設計をする必要がある。

Y 案は格子として次の 3 つに分けておののを合成するという方法をとつている。

- 1) 主桁を支承とした、横桁、縦リブを格子とした第一系
- 2) 横桁を支承とした、縦リブ、鋼床板を格子とした第二系
- 3) 横桁、縦リブに支持された鋼床板の第三系

であり、板の応力は二辺支持と考えている。いずれも影響線は Homberg の数表を用いており、第三系については Timoschenko の理論を用いている。

O 案は Cornelius の理論を用い、縦リブについては実際面とのズレを考えて 60% の余裕を見ている。I 案は福田博士の簡用計算法を用いているが、考え方は Y 案と同じである。

T 案は Cornelius、K 案は Fischer を用いている。ドイツの Speyer 橋においては Fischer の理論を用いているが Cornelius よりは実際に合致した計算法である。鋼床板は 12 mm を用いている。

応力照査については一方向合成応力は許容応力に納め、二方向合成応力は降伏点に対して 1.2 の安全率を見た割増しをしている K 案と、二方向合成応力を 15% 上げた O 案などがある。

座屈の検定は各案とも鋼糸、DIN 4114、Timoschenko 理論を用いて検定しているが、余裕を見たところが多く危険な点は見られない。

K 案は特に、Köln nach Deutz 橋にならい、腹板が

一次的に座屈しても、補剛材がトラスの圧縮材、腹板が引張材として持つように考えて万全を期している。

振動については、自動車の固有振動周期 1.5~2.0 sec 地盤の固有振動周期 0.2~0.4 sec をさけ 0.8~1.0 sec 程度となつているので、共振現象に対して心配はない。

温度応力は、日照による鋼床板上面と箱桁下面との温度差によつて生ずる応力について検定した。20°C に対する曲げモーメントは 1 000 t-m~1 500 t-m におよび、主桁断面決定について無視できなかつた。

#### 5. 採用設計の概要

競争設計のうち採用設計 Y 案についてその設計の概要について述べる。図-3 はその断面図を示す。

写真-1 城ヶ島大橋ボックス ガーダーのスケッチ

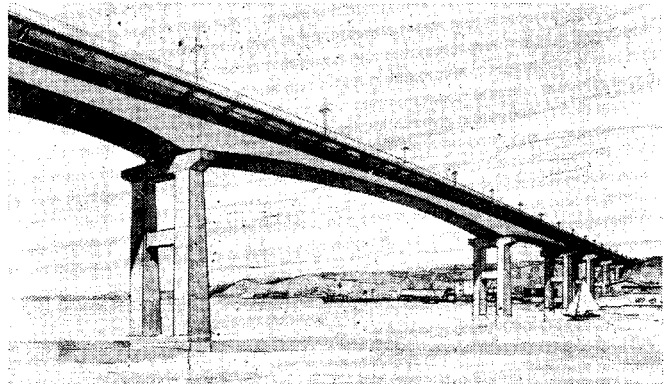
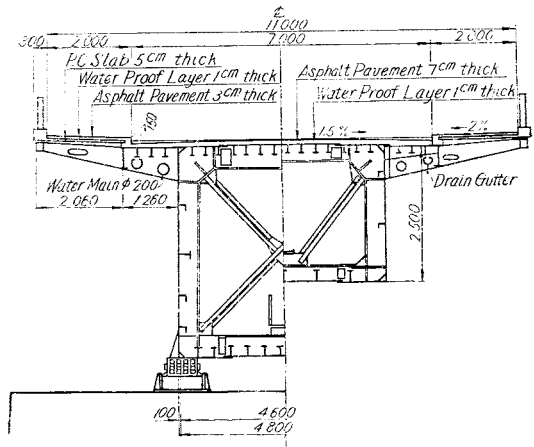


図-3 箱桁横断面図



1) 鋼床板の応力計算 補剛鋼床板構造の計算には全体を弾性板的な見方をして直交異方性板として解く方法と、格子的な見方による格子構造板として解く方法とに分けられるようであるが、本橋では床板の支間が縦リブの間隔にくらべて小さいので、直交異方性板理論の適用には無理があるように思われることと、直交異方性板理論による計算では格点荷重についてはきわめて簡単に算

出しようが、その他の点荷重荷はその部分に特別の考慮を払って計算しなければならず、格子計算ではつぎつぎと区分を小さくして取扱えば、比較的その関係が明らかであること等により、格子構造板として計算を行った。

まず格子構造板を次の三つの系に分ける。

**第1系**：主桁の腹板を支承点と考え横リブを主桁、縦リブを細かい横桁が一様に分布しているものとしての格子構造を解く。

**第2系** 横リブと主桁腹板でかこまれたパネルで横リブを支承と考え、縦リブを連続主桁、デッキ プレート を横桁と考えた格子構造を解く。これにより輪荷重の各縦リブへの荷重分布作用も考える。

**第3系**：縦、横リブに四辺支持された小さいデッキ パネルのパネルを縦、横リブ上で連続する等方弾性板と考える。これによりデッキ プレートの応力がわかる。以上三つの系による応力を加え合わせるにより床板全体としての応力を算出した。

また橋端における床板の連続性の絶たれている点、中間支承上の特に大きい横リブを設けた点の影響を調べた。一般部分は縦、横方向の応力に対して特徴ある数点の各種の応力を、各デッキ プレート厚について求めた。

図-4 は一般部の横リブ支間中央点の曲げモーメント影響面、図-5 は一般部の縦リブ位置の曲げモーメント影響面、表-2 はデッキ プレート厚 14mm で主桁が正

図-4 横リブ曲げモーメント影響面 (スパン センター)

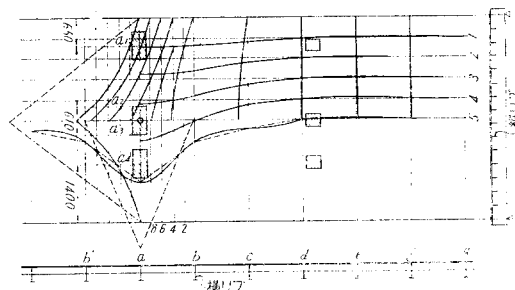
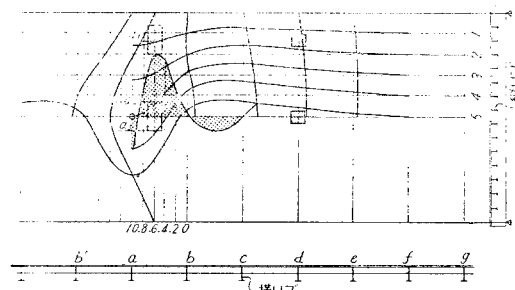


図-5 縦リブ曲げモーメント影響面



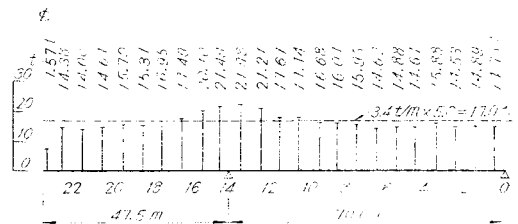
の曲げモーメントを受ける領域での床板各点の橋軸方向応力表を示す。

表-2

|       |           | 主桁腹板       |            |            |            |   |
|-------|-----------|------------|------------|------------|------------|---|
|       |           | 縦リブ        |            |            |            |   |
|       |           | 橋軸中心線      |            |            |            |   |
|       |           | 横リブ        |            |            |            |   |
| 点     | 荷重位置      | $\sigma_0$ | $\sigma_1$ | $\sigma_2$ | $\sigma_3$ | $\frac{\sigma_0 + \sigma_1}{\sigma_2 + \sigma_3}$ |
| A     | デッキプレート上端 | -1144      | -99        | 73         | 345        | -825  |
|       | 下面        | -1144      | -67        | 49         | -345       | -1507   |
| 縦リブ   | 下段        | -898       | 351        | -255       |            | -602  |
|       |           | -1144      | -16        | 73         | 345        | -742  |
| A'    |           | -1144      | -11        | 49         | -345       | -1451   |
|       |           | -896       | 61         | -275       |            | -1112   |
| A''   |           | -1144      | -81        | -130       | 0          | -1355   |
|       |           | -1144      | -54        | -87        | 0          | -1285   |
| A'''  |           | -898       | 286        | 488        |            | -124  |
|       |           | -1144      | -81        | -130       | -345       | -1700   |
| A'''' |           | -1144      | -54        | -87        | 345        | -940  |
|       |           | -898       | 286        | 488        |            | -124  |

**2. 主桁の応力計算** 架設の際中央径間は両側の橋脚から Cantilever Out させ、その状態で中央を閉合するようにしている。この場合実際の鋼重の分布を精算し、それによつて架設時の応力(これは鋼重による死荷重応力として設計応力に入れる)タワミ等を計算している。図-6 に鋼重の分布を示す。また、主桁下フランジを彎曲させ桁高は中央で 2.5m(7/38)、橋脚上で 5.0m(7/19)

図-6



----- は支承音、支脚部、支梁フランジを除いた自重  
Root が考慮されるものとして求めたものである

として美観上よくして、桁下空間の必要な中央径間では桁を薄くし、桁高の自由にとれる橋脚付近では製作輸送の許すかぎり桁高を増大したので、主桁の断面二次モーメントは大きく変化し、橋脚上の値は中央径間中心のその約 5.8 倍となり、主桁の断面力、自由振動周期の計算はいちじるしく、断面の変化する変断面の連続桁の計算を行っている。

図-7 は変化の状態を示し、図-8 はこの場合と各径間ごとに断面二次モーメントが一定であるとした場合と

の橋脚上および中央径間中央点の曲げモーメントの影響線の比較を示す。図-8~13は鋼重、鋼重を除く他の死荷重および活荷重による、それぞれの最大、最小曲げモーメントとせん断力図を示す。図-15は最大最小合計曲げモーメント図と下フランジプレートの抵抗モーメント図を示す。

図-7 断面二次モーメントの分布

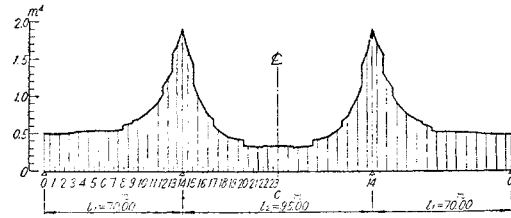


図-8

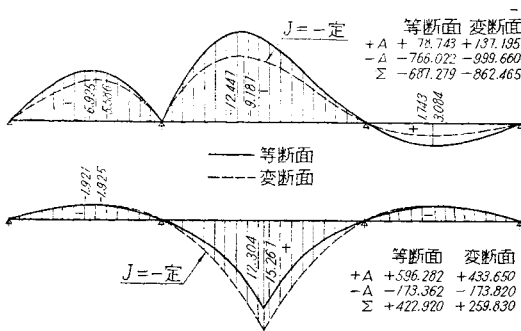


図-9 鋼重による曲げモーメント

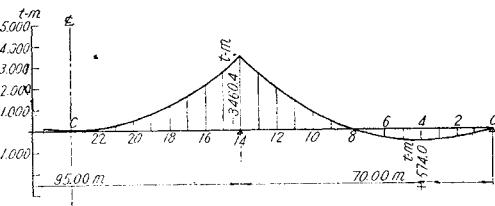


図-10 死荷重（鋼重を除く）による曲げモーメント

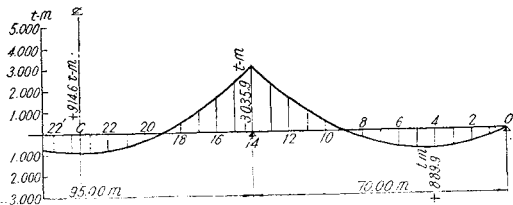


図-11 活荷重による最大、最小曲げモーメント

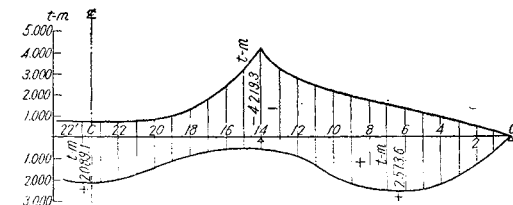


図-12 鋼重によるせん断力

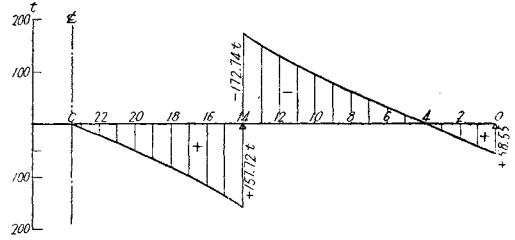


図-13 死荷重（鋼重を除く）によるせん断力

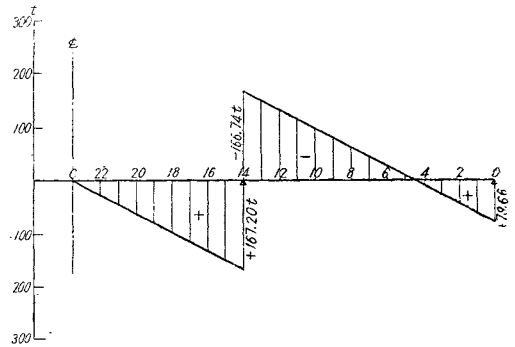


図-14 活荷重による最大、最小せん断力

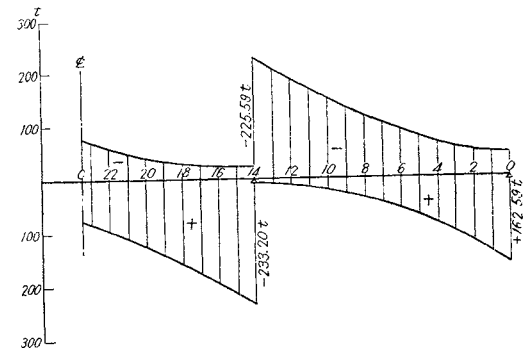
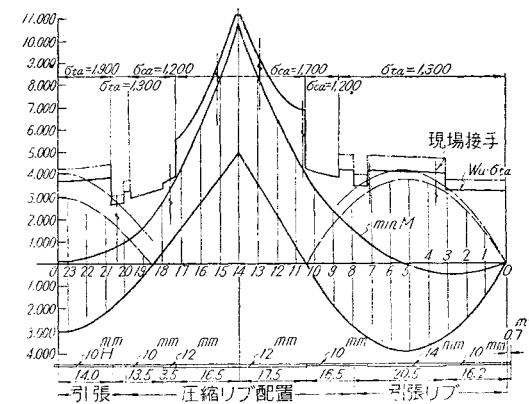


図-15 下突縁抵抗モーメント

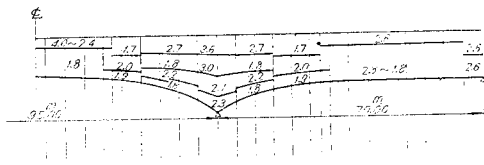


3: タワミと振動 活荷重による中央径間中央点のタワミは 16 cm で 1/594 となり、側径間 0.43 l 点のタワミは 8 cm で 1/875 である。また架設時全部 Cantilever Out した状態での先端のタワミは 16.3 cm である。

本橋の固有振動周期を変断面の連続桁として死荷重の載荷状態で計算の結果、最も発生しやすい一次の Mode で 1.04 sec という比較的長い周期を得たが、これは自動車の固有振動数 1.5~2.0 sec および最も人体に感じやすいといわれる 0.2~0.5 sec を避けているように思われる。

4: 座屈の計算 主桁腹鉞の座屈の計算は DIN 4114 に準拠して行い、多段水平補剛材を有する腹鉞の座屈応力は、曲げ応力とせん断応力を受ける補剛材についてエネルギー法によつて求めた。図-16 は腹鉞座屈安全率の一覧表である。

図-16 波ヶ島大橋腹鉞安全率一覧



5: 温度差応力 橋床上面と下面との間に最高 20℃ の温度差を想定して応力の照査を行ったが、これによる曲げモーメントは橋脚上で  $M_1=1.083 \text{ t}\cdot\text{m}$  に達した。この場合許容応力は鋼示より 15% 増加せしめることにした。

## 6. あとがき

各方面の指導と協力をえて、本邦最初の長大径間箱桁橋の設計が決定した。箱桁橋であることは防錆と耐久性から考えても望ましいし、さらに鋼床板を採用することによつて鋼重  $317 \text{ kg/m}^2$  をえて、このくらいの支間にして経済的となり、一応目的を達することができたと思う。

諸外国の例をみても鋼橋とくに鋼床板桁橋が 100 m 以上の長径間で真価が発揮され、一方 40 m 以下の橋梁では一般的に PC または RC 橋が経済的であると考えている。

目下おもなる工事として、下部工事を清水建設 K K, PC 桁製作・架設をオリエンタル・コンクリート K K に請負い、それぞれ昭和 33 年 3 月には完成する予定である。さらに箱桁は横河橋梁 K K で製作準備中であり、33 年末に架設完了する計画である。これには工場並びに現場における応力測定を計画している。

開通は 34 年夏ごろの予定で、その後の三崎漁港の発展は期してまつべきものがあり、観光的意義もまた大きい。

終りに諸先輩の方々の御指導を深く感謝致し、今後の御協力をお願いする次第である。

以上きわめて概略であるが、諸賢の御批判を頂く次第である。

## 土木学会誌“合本用ファイル”の頒布について

御要望に答えて学会誌合本用の専用ファイルを作りました。ピンで簡単に製本ができ、必要なときにはその号だけ抜き出せる特長があり、購入された方々より非常に便利だとの好評を得ております。目下のところ学会誌だけですが、さらに御希望が多ければ論文集用ファイルも考えております。第 3 回目の製品を目下頒布中ですからなるべく一括して御注文下されれば送料が安くなります。

なお製品はテッサー工業 K K と特約したものであります。

### 記

体 裁: B 5 判 学会誌 12 冊綴用、薄グリーン・クロス装、金文字入り

頒 価: 1 部 170 円 (送共)

申込方法: 御送金次第、折返し送付します。

