

安治川橋について

—地盤沈下地帯における連続桁の計画と施工—

松下 勝二*

1. まえがき

大阪と神戸を結ぶ延長 30 km, 幅員 50 m の第二阪神国道（一級国道 43 号線）は昭和 32 年度から建設省直

轄で施工され、去る 1 月 6 日兵庫県下 18 km 間の開通を見た。安治川橋は、その第二阪神国道の残された大阪市の安治川を通過する橋であり、図-1 にその位置を示す。

図-1 第二阪神国道管内図

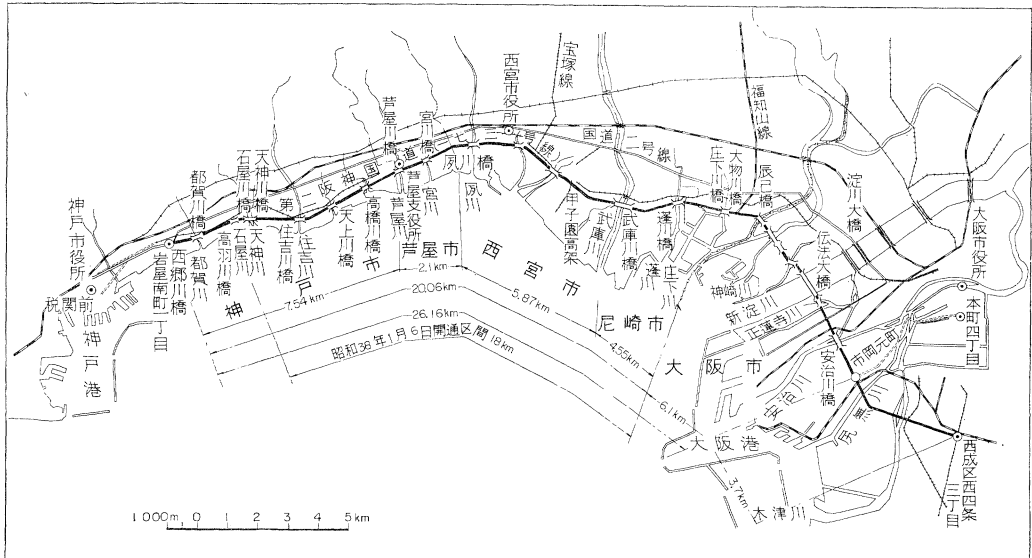


表-1 上部工一覽表

種 類	I	II	III	IV	V
形 式	3 径間連続箱桁	2 径間連続箱桁	単純支持合成箱桁	同 左	同 左
橋 格	1 等 橋	同 左	同 左	同 左	同 左
荷 重	F-20, L-20	同 左	同 左	同 左	同 左
幅 員	車道 13.50 m, 歩道 2.50 m	同 左	車道 13.65 m	同 左	車道 6.50 m
連 数	1	1	12	4	12
橋 長	208 m	118 m	50 m	40 m	40 m
支 間 長	53.25+100.00+53.25 m	58.50+58.50 m	49.10 m	39.20 m	39.20 m
床 版	鋼床版	鉄筋コンクリート床版	同 左	同 左	同 左
舗 装	グース アスファルト舗装	アスファルト舗装	同 左	同 左	同 左
縦 断 勾 配	0.675%放物線	1.35% 直線	1.35%, 2.5%	1.35%~3.0%	3.0%
横 断 勾 配	車道 1.5%, 歩道 2.0%	同 左	車道 1.5%	同 左	同 左
鋼 材 t	SS 41 577 SC, SF 26 SM 50 A 722 計 1325	SS 41 158 SC, SF 21 SM 50 A 330 計 535 SM 50 B 27	SS 41 154 SC, SF 4 SM 41 A 32 計 190	SS 41 132 SC, SF 3.5 SM 50 A 8 計 144	SS 41 59 SC, SF 2 SM 41 A 10 計 71
鋼 重 kg/m ²	392	275	277	253	271
たわみ(活荷重)	1/741	1/750	1/2021	1/1789	1/1613

*正員 建設省第二阪神工事事務所

図-2 安治川橋概要図

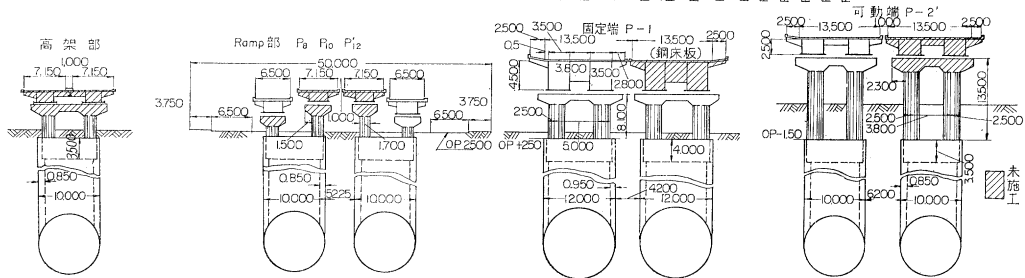
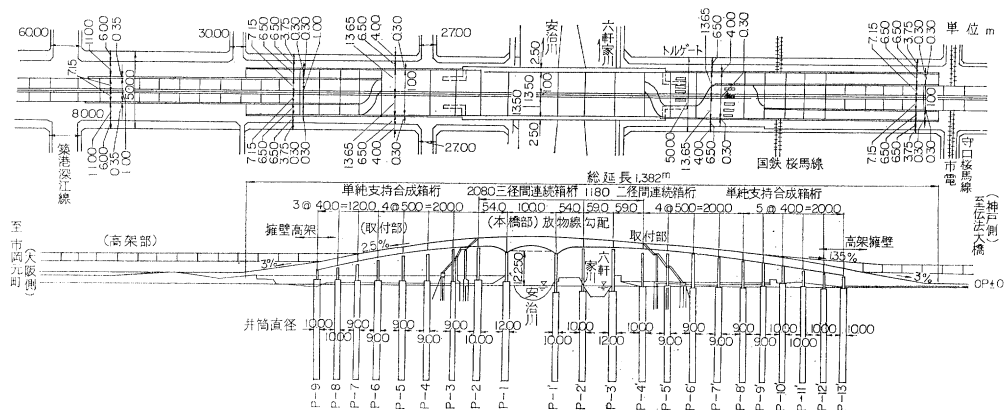
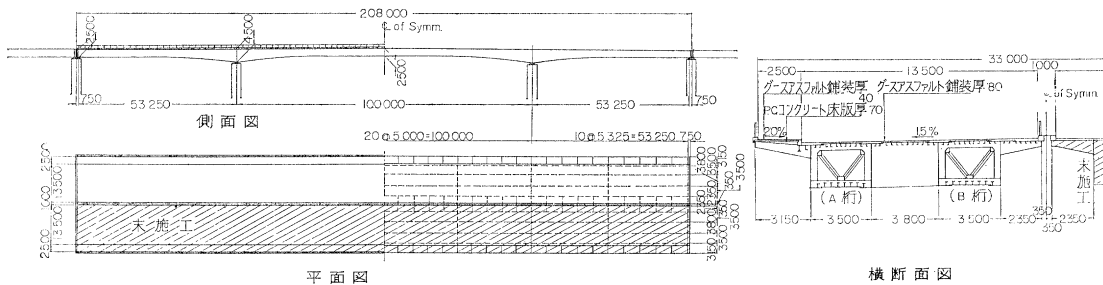
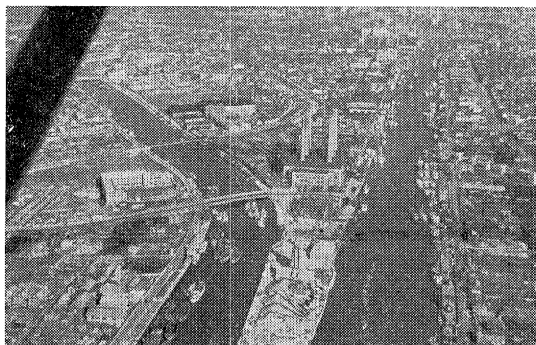


図-3 3径間連続桁設計概要図



安治川橋架橋地点

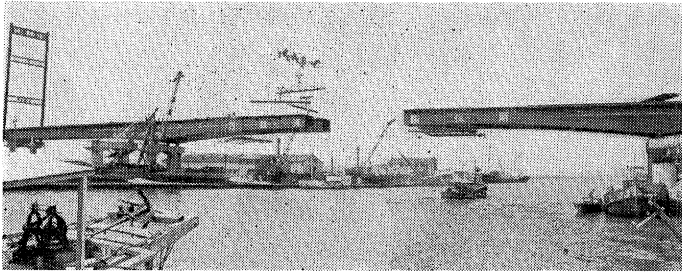


六軒屋川 安治川

安治川橋は大阪市の此花区と港区を結ぶ唯一の道路橋であり、本年4月に供用開始の運びとなり今後これが大阪市内の交通混雑の緩和に果たす役割は非常に大きなものがあると期待されている。安治川橋の全体の概要を図-2および表-1に示す。なお安治川橋の計画、設計および施工の概略については「道路」（昭和38年4月号）を参照されたい。ここでは、安治川橋の中心部である3径間連続桁の計画と設計の特徴および製作、架設工事の概略について報告する。図-3に3径間連続桁の設計概要を示す。

2. 計 画

3 径間連続桁の架設状況



(1) 上部工形式の決定

本橋部は安治川と六軒家川の合流点に架かるため、上部工の構造形式ならびにスパン割についてはいく通りもの案が考えられ、ランガー桁、ゲルバー桁、連続桁のいろいろなスパン割について検討した結果、安治川を54m+100m+54m=208mの3径間連続桁で、六軒家川を59m+59m=118mの2径間連続桁で括げることに決定した。架橋地点の地質は図-4に示すように粘土と砂礫層の互層が地下200~300m以上も続いている、粘土の圧密による地盤沈下がはなはだしく、大阪市計画局地盤沈下防止部の資料によると、昭和10年頃から36年まで26年間に約1.8mも沈下している。最近はずますはげしくなり、年間12~14cm程度の沈下を示している(図-5, 6参照)。これは地表における沈下量であるが、大阪市内の重要建造物の基礎を置いている天満砂礫層も地表の70%程度の沈下を起しているものと推測されている(図-7参照)。

このような地質の悪い、さらに地盤沈下を起してい

るような所には、橋梁は静定構造とするのが、従来からの常識である。しかし静定構造物であっても沈下は避けられず、将来かき上げできるように考慮しておかなければならない。連続桁にすると、不等沈下が問題となり、これを避けるわけにはいかないが、しかしこれは桁をこう上することにより調整が可能であり、3径間連続桁に対して、今仮りに1支点に3cm程度の不等沈下を起したと考えた場合、付加される応力度は約4%にすぎない。この程度の不等沈下による付加応力度は許容応力度内に収めるように設計することは容易である。これ以上の不等沈下を生じた場合には、ジャッキによるこう上で調整することになる。このように考えれば連続桁としてもなんら不安はない。

また中央径間100mともなるとゲルバー桁は構造上も経済的にも無理であり、ランガー桁とすることも考えられるが、道路橋としては上路形式が好ましく、下部工費と一体と考えて経済的とはいえない。

以上のような理由から連続桁を採用することに決定した。ここで問題となるのが、設計に当たっての不等沈下量の推定と維持管理に必要となる不等沈下量の計測手段、桁のこう上方法などでこれらについて次に述べる。

(2) 不等沈下量の推定

不等沈下量の推定は非常にむずかしく、全体沈下量の5~10%ともいわれており、今のところおく測の域を出ない。おそらく土質力学的に算出することは不可能であら

図-4 地質縦断図

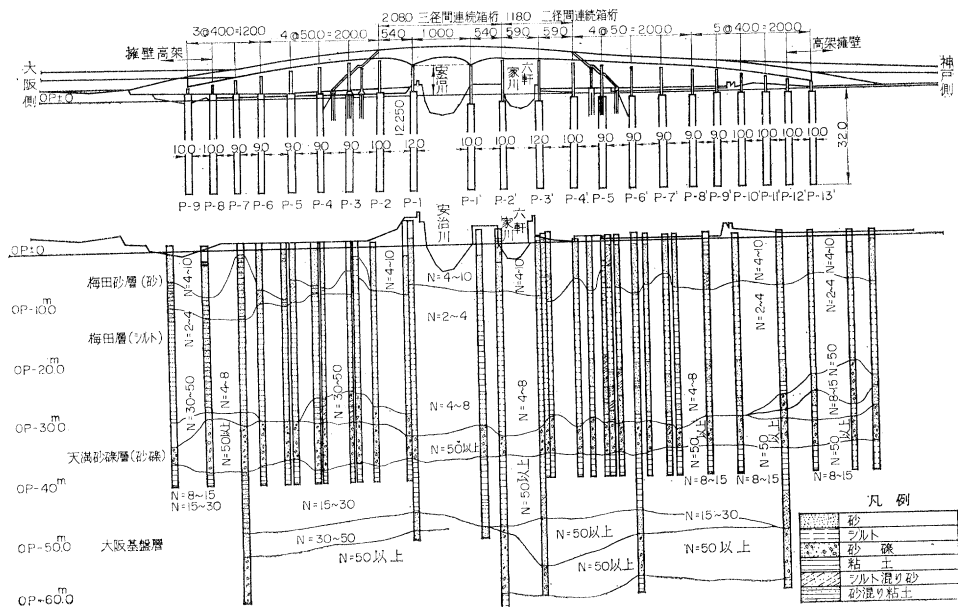


図-5 地盤沈下等量線図

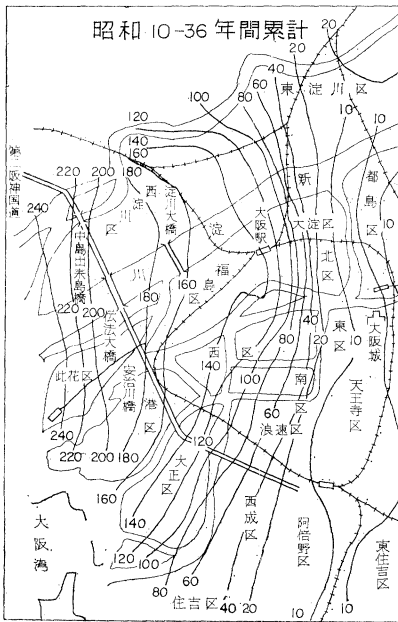


図-6 地盤沈下等量線図

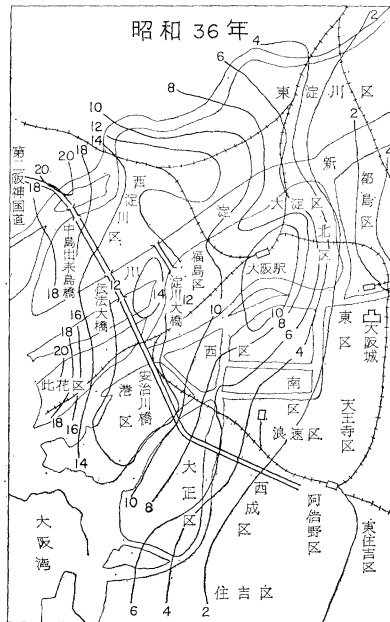
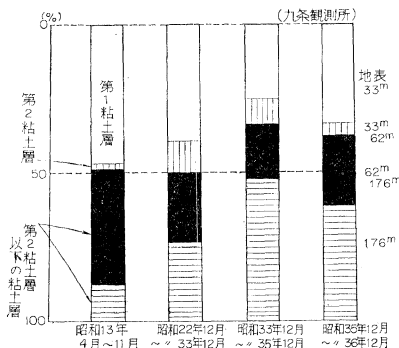


図-7 層別沈下量比率図



う。従来から大阪市内各地で観測されている地盤沈下量から適宜二地点間の沈下量の差を求めてみると、前掲の図-5, 6 から大阪駅の西側の約 1 km 離れた 2 地点間で昭和 10 年から昭和 36 年までの累計において、約 1000 mm の違いが出ており、これが最大となっている。安治川橋架橋地点付近では約 1.5 km 離れた 2 地点間で、200 mm の沈下量の差が出ている。これが昭和 36 年の 1 年間でみると安治川橋架橋地点付近で大体 40 mm である。このようにみえてくると、全般的な地盤沈下等量線図から推測される地盤自体の不等沈下量はほとんど問題とする量ではないことがわかる。しかし 1 級国道 2 号線の淀川大橋 (図-8)、同 43 号線の伝法大橋 (図-9)、の過去の記録から推定される不等沈下量は表-2 に示すようになりに大きく、構造物の影響の入った局部的な不等沈下量は十分考慮されなければならないことを示してい

る。表-2 から井筒基礎工のみを対象とすると伝法大橋の中央ランガー桁部の昭和 16 ~ 37 年間で単位長当りの不等沈下量 3.8 mm/m が最大となり、これを図-10 の昭和 10 年以降の地盤沈下経過図から最近の年間当りの不等沈下量に直してみると 0.3 mm/m/年となる。このような数字は構造物の種類、施工方法などによっても違ってくるものであり、あまり意味があるとも思えないが、一応の目安として算出した。3 径間連続桁の側径間 50 m 間において、30 mm の不等沈下を生ずる年月、すなわち桁をこう上して応力調整する必要になる年月は、このようなことから、最

悪の場合でも 2 年に 1 回ということになる。なお構造物を建造したことによる圧密は生じないように第 2 粘土層 (図-4 参照) におよぼす荷重強度をその先行荷重以下に抑えて井筒を設計した。地盤沈下の今後の見とおしは地下水のくみ上げの規制および工業用水道の整備にかかっており、大阪市計画局地盤沈下防止部によれば、5~7 年以内には大幅に減少するものと予測されている。

(3) 不等沈下量の計測手段および桁のこう上の問題

前述したように不等沈下を予測して連続桁を採用する以上、桁の今後の維持管理には万全を期さなければならないが、この場合問題となるのが不等沈下量の計測方法である。定期的にレベルで水準測量すれば当然結果は出るのであるけれども中央径間が 100 m もあるので精度も上げにくいし、長期間にわたってこれを実施することはなかなかやっかいなことである。そこで自動的に不等沈下状況がわかるような装置として、図-11 のような水管による計測を考えた。この装置の精度を確かめるために試験を行なってみた結果は最大 ±3 mm 程度の誤差は出るが、実用上は支障ないと思われる。試験は水で行なったが、実際には凍らず、蒸発せずさらに長期間にわたって化学的にも安定である液体として潤滑油スワフルード No. 70 を使用している。管は箱桁の内部に敷設し、各支点の位置に目盛を置いて読むようにしてある。

桁のこう上は油圧ジャッキにより施工可能である。このために能力 200 t および 300 t 油圧ジャッキそれぞれ 8 台を必要とする。ジャッキを箱桁のシューの間に図-12 のように装置することとし、このために生ずる局

図-8 淀川大橋沈下状況図

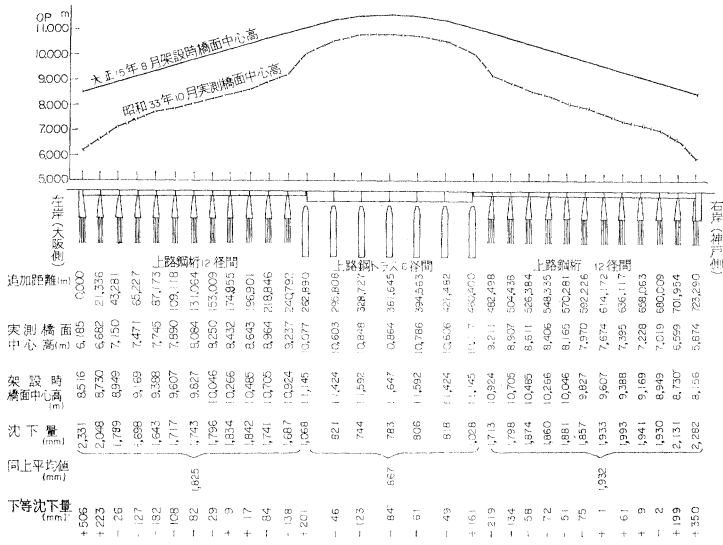


図-9 伝法大橋沈下状況図

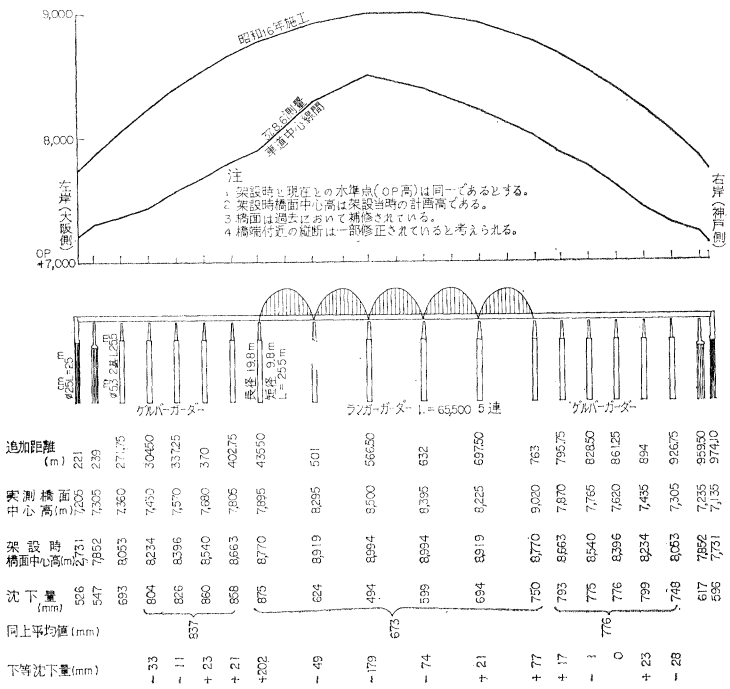


表-2 構造物沈下量一覧表

橋名	部分	基礎工	経過年数	沈下量 mm			最大不等沈下量	
				最大	平均	最小	Amm	Bmm/m
淀川大橋	右岸ガーダー部	くい	32年(昭和1~33年)	2282	1932	1713	569	9.2*
	中央トラス部	井筒	"	1068	867	744	284	2.3
	左岸ガーダー部	くい	"	2331	1825	1643	688	13.3*
伝法大橋	右岸ガーダー部	井筒	21(昭和16~37年)	799	776	748	45	1.6
	中央ランガー桁部	"	"	875	673	494	381	3.8
	左岸ガーダー部	"	"	860	837	804	56	1.0

注: 1. 沈下量のデータはある程度あいまいさがふくまれている。

*基礎が天満砂礫層に達していない

2. 不等沈下量とは、任意の二つの橋脚の間の沈下量の差である。Aはこれの最大値である、Bは不等沈下量をその間の距離で割った値である。

部応力に対して箱桁断面を十分に補強した。ジャッキは1支点4台が油圧により同時に運動しうるように、また取付径間の桁のこう上にも使用できるようにジャッキの高さを低く特別に設計した。

3. 設計

(1) 設計一般

3 径間連続桁の設計に当たっての基本方針とそれぞれの問題点はつぎのとおりである。

a) 中央径間が 100 m になるので、死荷重を極力軽減するために床版は鋼床版とした(図-13)。鋼材は全面的に SM 50 を採用し、厚さも最低 12 mm に押えた。

b) 箱桁断面が最大 3500 mm × 4500 mm とかなり大きいので、製作、運搬、架設において単一断面とすることは無理であるので、現場で箱桁に組立てるように、1 断面を 4 部材に分割した。

c) 荷重分配横桁を設け、箱桁のねじれ抵抗を考慮した格子計算を田原保二氏「箱桁橋の実用設計法」により行なった。この際の荷重でい減率は $\alpha \geq 75\%$ の鋼道路橋設計示方書の規定は適用しない。この設計計算法は変断面計算ではないので、格点力を求めるまでは、この方法により、ここで得た格点力が作用した時の桁の各点の曲げモーメントの影響線数値は変断面計算によるものを使い、両者を混用した。主桁断面の断面 2 次モーメント I 、横桁断面 2 次モーメント I_0 、主桁のねじり抵抗 I_t 、支間 l 、主桁間隔 a により決まる $\varphi =$

図-10 地盤沈下経過図

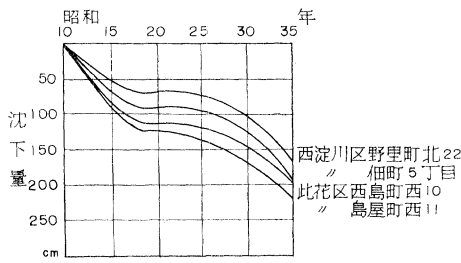


図-11 不等沈下量計測装置

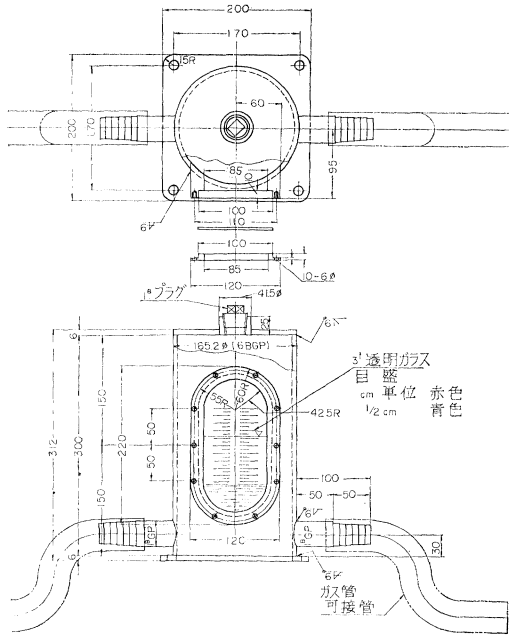


図-12 桁こう上方法図

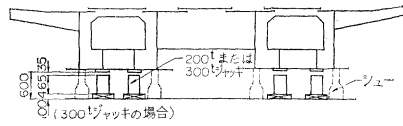
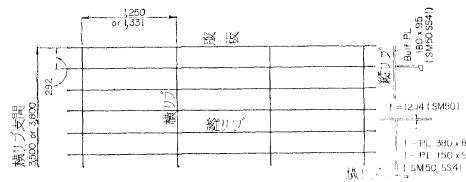


図-13 鋼床版構造図



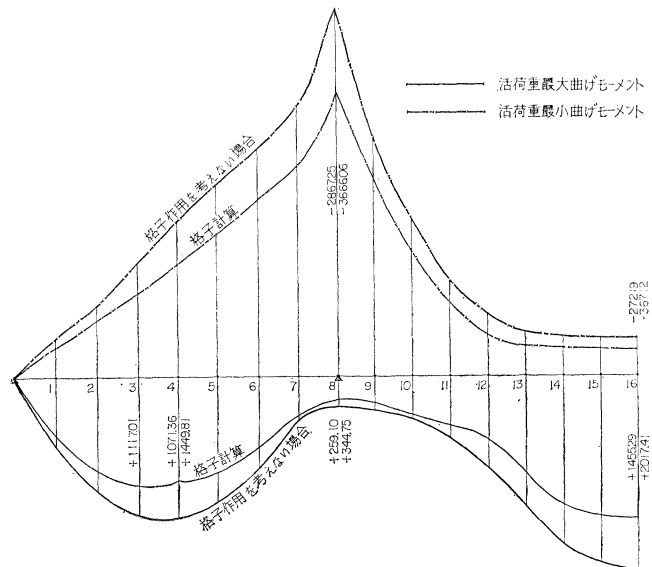
を与える。

f) 座屈に対する照査を十分に行なった。腹板厚は最小 10 mm とし、さらに桁高の 1/300 以上になるようにした。桁高 4500 mm の中央橋脚上で腹板厚は 16 mm である。安全率の総括を 図-15 に示す。安全率が 1.4 以下にならないように垂直水平補剛材を配置した。上フランジ（鋼床版）と下フランジの全体としての座屈安全率を弾性安定要覧により求めたが、それぞれ安全率 $\nu_B = 2.07$ と $\nu_B = 1.90$ である。

g) 桁端の負反力は対重により打消すこととした。中央径間にのみ活荷重を満載すると桁端の反力がわずかではあるが負になって、桁 1 本当たり -13.0 t となる。これは 3 径間連続桁の径間割合が悪いので、やむを得ないのであるが、この負反力を打消すためにコンクリートを桁端に打設することとした。

h) 鋼床版舗装にはグース アスファルトを採用した。

図-14 格子計算曲げモーメント図



$l^3 I_0 / a^3 I$, $\theta = l^2 I_1 / a^2 I$ は側径間で $\varphi = 30$, $\theta = 40$, 中央径間で $\varphi = 200$, $\theta = 150$ となった。図-14 は格子計算による活荷重曲げモーメント図で、格子作用を考慮しない場合との比較も示している。中央径間の中央点で 72.3%, 中央橋脚上で 78.2% と活荷重曲げモーメントが減少している。荷重でい減率 α は桁の各点、載荷状態により異なるが、最小値で線荷重に対しては 59%, 等分布荷重に対して 54% になった。

d) 桁の架設はカンチレバー エレクションとする。中央径間の桁の架設は側径間から張出しながら継ぎ足していくこととし、鋼重による中央径間中央部分の曲げモーメントを減少せしめた。

e) 桁の上下フランジの温度差応力を考慮した。温度差を 20°C として求めると、許容応力度の割増を考慮しても合成応力度に若干の影響

図-15 腹版の水平補剛材配置図と座屈安全率

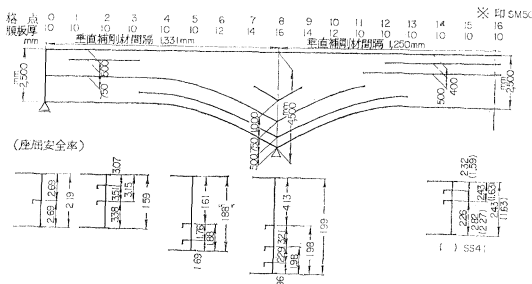
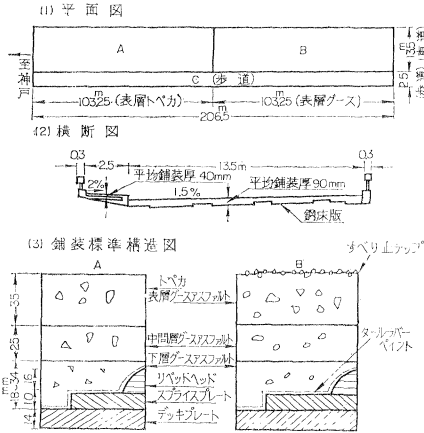


図-16 鋼床版舗装構造図

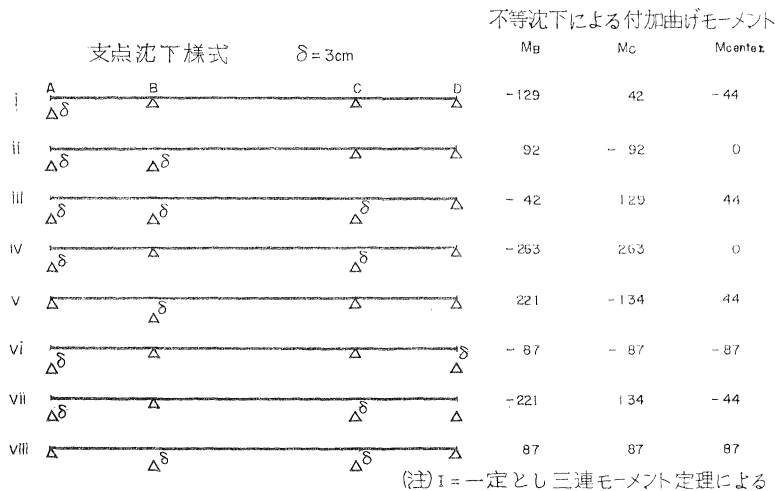


表層にはグース アスファルトとトベカの 2 種類を比較してみることにした。図-16 に舗装の標準構造図を示す。

(2) 不等沈下

支点の不等沈下を設計に際し考慮した。各支点が任意に 3 cm 下った場合の最も不利な組み合わせを考え、これ

図-17 支点沈下様式

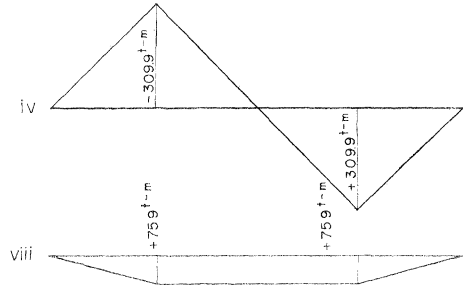


により生ずる付加応力度を許容応力度内に収めた。

各支点の沈下の組み合わせは図-17に示す 8 通りあり、最も桁に対して不利な沈下状態は中央橋脚上の断面については iv の場合、中央径面の中央点にとっては vi および viii の場合である。図-18 は iv と viii の場合に

図-18 支点沈下による曲げモーメント図

注：変断面計算による



について変断面計算により精査した曲げモーメント図を示す。桁の抵抗モーメントと全作用曲げモーメント図から不等沈下に対して最も危険な箇所とその点における余裕モーメントを最終的に求めて許容不等沈下量を算出したのが表-3である。

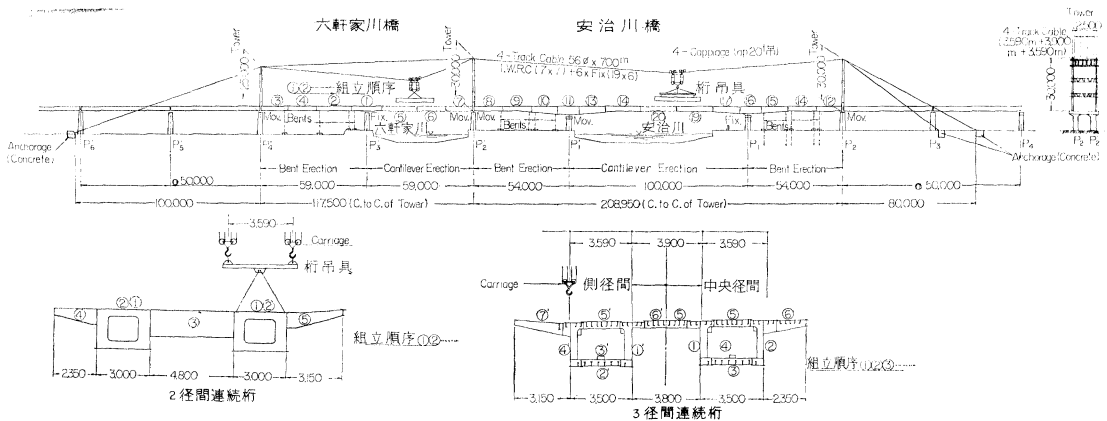
表-3 許容不等沈下量

沈下様式	最小余裕抵抗モーメント		許容不等沈下量 cm	
	箇所	モーメント t-m		
A 桁	iv (支点A,Cの沈下)	上フランジ Panel 4~5	450	7.7
		下フランジ	250	4.3
	viii(支点B,Cの沈下)	上フランジ Panel 14	500	19.8
		下フランジ J ₆	280	11.1
B 桁	iv	上フランジ Panel 4~5	700	10.8
		下フランジ	200	3.1
	viii	上フランジ Panel 14	1200	47.5
		下フランジ	180	7.1

4. 製作

主要部材の鋼材はすべて 4 社製品とし、規格証明付のものを使用した。鋼材は全部ショットブラストをかけ、ウォッシュプライマーを塗布した。板の切断は原則として自動ガス切断とした。製作誤差は支間長 ±5 mm、桁高、フランジ幅は +1/1000~0 とし、やせ馬によるひずみは平均 ±3 mm 以下に押えた。溶接によるひずみの除去はやむを得ない場合には 600°~650°C 程度の線状加熱によることを認めた。突合せ溶接の X線検査は JIS 規格の 2 級以上を合格と

図-19 架設工法要領図



し、突合せ溶接延長の 20% 以上に対して X 線撮影を行なった。溶接延長は鋼重 1 t 当り約 38 m であった。仮組立は全連を 2 回にわけて行なった。

部材輸送はほとんど海上輸送により、延隻数は 19 隻であった。

5. 架 設

2 径間連続箱桁橋とあわせて架設を行なった。架設方法は 図-19 に示すようにケーブルにより部材運搬を行ない、桁は陸上部をベント エレクション、河川部はカンチレバー エレクションによった。

3 径間連続桁のカンチレバー エレクションの場合に、箱桁断面を形成する部材取付順序によって、同一断面で架設応力差を生じないように、部材取付けのつど調整しながら取付けた。張出しによる先端のたわみは計算上 219 mm で、桁の閉合完了直後の実測では約 40 mm の誤差(下りすぎ)を生じた。左右岸の間のくい違いはほとんど問題とならない程度であった。スパン方向には桁全体を水平移動させることにより調整した。

架設工事の仮設備のおもなるものをつぎに列記する。

1. キャリヤー設備

架設工法要領図に示すように、3 径間連続桁および 2 径間連続桁の 2 区間に分け、ケーブル クレーンは 4 系統設けた。

トラック ケーブル 東洋製鋼製 56φ×700 m

保証破断力 210 t

タワー	2 主柱ロックタワー	3 基
	3 径間連続桁区間 (2 基)	主柱幅 12.5 m
		主柱高 35 m
	主柱 1 本当りの耐力	300 t
	2 径間連続桁区間 (1 基)	主柱幅 14 m
		主柱高 25 m
	主柱 1 本当りの耐力	250 t
キャリヤー	耐 荷 力	20 t 吊り
	走行速度	20~40 m/min
	巻揚速度	5 m/min
	走行索	22φ

巻揚索 18φ

原 動 機 50 IP モーター付
複胴ウインチ 4 基

アンカレッジ コンクリート ブロックおよび一部は橋脚基礎の井筒を利用した。

2. 部材置場設備

定置式三脚クレーン (35 t 吊り) 1 基

ゴライアス クレーン 2 系統 有効高 7 m 幅 10 m
10 t 吊り チェーン ブロック付

3. ベ ン ト

基礎 一部基礎ぐい(末口 6 寸×8 m 松くい)を打設
鋼製ベント 一主柱当り耐力 50 t、一支点にて二支柱使用、
頂部にジャッキング装置あり

4. 鉸 設 備

安治川左右岸にそれぞれ 50 HP コンプレッサー 1 基設置
鉸鉸火床数 4 組

5. 足 場 設 備

鋼製パイプ足場を全面的に採用した。

6. 電 力 設 備

30 kVA×6 基, 50 kVA×3 基

塗装はシアナミドヘルゴンを使用, 上塗りにはアゾ系赤色顔料を使用した。

工期は製作運搬が 35 年 10 月~37 年 2 月, 架設が 36 年 4 月~37 年 9 月でちょうど 2 カ年を要した。事業費は約 2 億 3 000 万円 (174 800 円/t) であった。施工は横河橋梁製作所が担当した。

6. あとがき

安治川架橋工事も着工以来 3 年半の才月を経過し、その間下部工の井筒沈下到手間どったり、第二室戸台風に遭遇するなどの苦勞もあったが、大勢の人々の意欲と努力によって無事に完成させることができた。

地質の軟弱なしかも地盤沈下地帯に長径間の連続桁を架けることの妥当性を検討した結果安治川橋の誕生を見たわけであるが、今後の維持管理によってその長所が十二分に生かされ、橋梁技術の進歩に少しでも寄与することになれば幸いである。

(1963.4.8. 受付)