

1. はしがき

柙原通架道橋は、田町～田端間線路増設に伴い、東北本線神田～秋葉原間に昭和31年2月に架設された単線並列合成桁である。本橋設計の際に、鋸桁型式との比較を行った結果、本橋梁既設部分の道床式中路鋸桁の場合は鋼重約35t、新設方橋による上路鋸桁では約31tとなるのに対し、合成桁では鋼重約23t、concrete約21m³となり、上路に比し約25%鋼材減となった。以下、本橋梁の設計及び架設後に行った応力測定について概要を説明する。

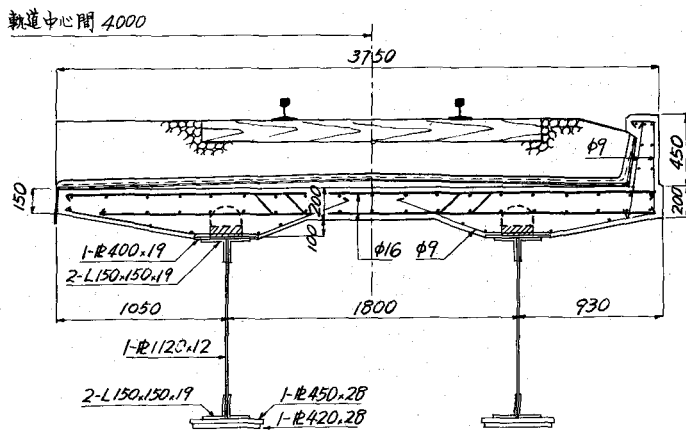


図-1 中央断面

2. 設計概要

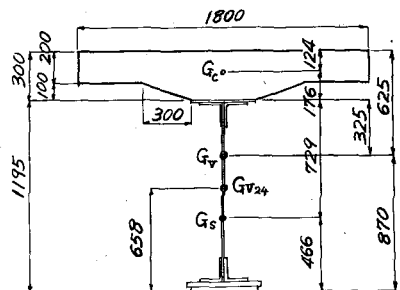
設計は国鉄施設局特殊設計室でなされたが、その要項は次の如くである。

型式 単線合成桁(活荷重合成)

支間 19.9m

活荷重 KS-18

鋼桁高 1.12m (山形背面間)



$$I_c = 2.45 \times 10^5 \text{ cm}^4 \quad I_s = 16.42 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$I_v = 328.93 \times 10^5 \text{ cm}^4 (n=8)$$

$$I_{v24} = 674.17 \times 10^5 \text{ cm}^4 (n=24)$$

(図の寸法の単位はmm)

図-2 計算に使用せる中央断面

(1) 主桁断面

本橋梁は桁下あき高の関係で桁高に極度の制限を受け、flange断面が可成り大きなものとなるので、山形鋼を使用した built-up section を採用し、従って web とは rivet で結合した。flange の構成は溶接々合によった。支間中央に於ける桁断面は図-1 の如くであるが、設計々算の場合には図-2 の如き近似断面を使用した。鋼と concrete のヤング係数の比は $n=8$ と仮定した。支間中央に於ける応力は表-1 の如くである。

合成後に載荷される道床等の荷重によって concrete に creep が生じるが、これに対しては creep 係数

表-1 支間中央に於ける応力

荷重	σ_{80}	σ_{8u}	σ_{30}	σ_{3u}
1 自重	—	—	-401	264
2 道床等重(当初)	-17	-9	-69	189
3 (71-77°)	-11	-7	-166	209
4 活荷重	-40	-21	-167	459
5 衝撃	-24	-13	-100	276
6 乾燥収縮	8	18	-278	56
7 温度差(鋼桁高温)	2	5	-70	14
8 温度差(slab高温)	-2	-5	70	-14
1+2+4+5+8	-83	-48	—	—
1+3+4+5+7	—	—	-1182	1278
許容応力	—	-90	-1200	1300

註：自重：鋼桁及α・slab重量
道床等重：道床及α・軌道重量、その他

$\varphi = 2$ とし、従つて $n = 24$ とし、近似計算によつた。又 concrete の乾燥収縮量は 20×10^{-5} と仮定し、乾燥収縮に伴う creep の影響は考慮してゐない。

温度分布は slab 及び鋼桁で夫々一様であると仮定し、両者間の温度差による応力は 10×10^{-5} の歪に相当するものとした。但し、縁応力の組合せの際はその $1/2$ の値をとり、応力の最も不利な組合せに対しても許容応力の割増しは行はなかつた。

creep 及び乾燥収縮の計算に際し、時間的要素を考慮に入れて精密計算を行えば上記に比し応力が著しく軽減され特に上 flange に大きな影響を及ぼすことになるので、今後の応力実測 data の集積を待つて検討を加えて行きたい。

(2) dübel

境界面に於ける水平剪断力には、自重の $1/2$ を加算し、温度差に基づく剪断力は端部に三角形に分布させて考慮した。本橋は桁高が低く、桁端部の剪断力が大となるので、図-3 の如き dübel を 2_φ 並列使用した。これは、dübel によつて支圧応力を受けてゐる部分と然らざる部分との間の concrete の剪断に対しても考慮したものである。尚、桁中央部では、これより稍々大きな dübel を一列に使用してゐる。

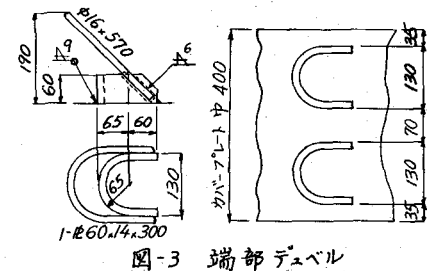


図-3 端部デュベル

(3) 撓み

自重及びその他の死荷重による撓みは 17mm であるが、creep 終了後は 19mm となり、更に乾燥収縮の影響を含めると 22mm となるので、中央に於いて 20mm の製作反りを付けた。活荷重による撓みは 11mm である。

3. 応力測定

(1) 活荷重による応力

本橋架設後に、鉄道技術研究所によつて各種の測定が実施された。活荷重応力測定に当つては試験機関車として C58 型単機（運転整備重量 100.2 ㌧）を使用し、5~35 km/h の各速度で走行せしめた。歪の測定箇所は支間中央に於いて図-4 に示す各点である。使用した wire strain gauge は、鋼桁に対し 20mm の bakelite gauge, concrete に対し 40mm の紙 gauge で、各 6 element の pen-write oscillograph 2 台によつて記録した。

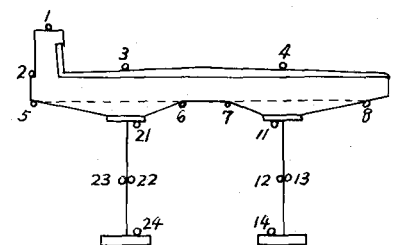


図-4 活荷重歪測定箇所

記録より求められた衝撃率は極めて小さく、高々 6% 程度であり、又速度と最大応力との関係は特に認められなかつた。これは速度が最高 35 km/h 程度の低いものであつた為と思はれる。parapet は slab との間に施工継目を介し更に橋長方向に 3, 所の絶縁目地によつて分割されており、又防水層は asphalt

系防水層の上に保護 mortar（厚 50mm）を打つたものであるが、記録より見れば、何れも活荷重の如き短期荷重に対しては充分抵抗してゐると判断されるので、計算値の算出に当つては両者を含めた全断面を有効と見做した。表-2 は各測定点に於ける計算値と実測値（速

表-2 応力の実測値と計算値の比較

測定点	実測値 σ	計算値 C	σ/C %	速度 km/h
1	24	33	73	5.9
2	12	18	67	"
3	12	20	60	11.6
4	18	20	90	"
5, 6 の平均	9	11	82	7.5
7, 8 "	10	11	91	11.8
11	49	47	104	5.9
12, 13 の平均	82	102	80	"
14	192	258	74	"

度8%以下を静的値と見做す)との比較の一例である。この比率を全測定値について平均して見ると、concrete部について85%,鋼桁について84%となった。

断面内の曲げ歪の分布の一例を示せば図-5の如くなる。図より求めた中立軸の位置は、 $\eta = 8$ として計算されたものより多少下に来る傾向があるが可成りよく一致してゐる。尚試験当日のconcrete 枝令は46日である。測尺5~8は同じ高さに設

けられたものであるが、測定値には可成りの差があり、従つてslab内の横断方向の応力分布は判明しなかつた。

(2)活荷重による撓み

撓みは両主桁について支間中央で測定し、同時に桁端で支点沈下をも測定したが何れもガイゲル変位計を使用した。応力の場合と同様に撓みと速度との関係は特に認められなかつた。撓みの実測値及び計算値並びにその比率は表-3に示す如くであり、全測定値についての比率の平均は76%である。

(3) concreteのヤング係数

concreteの圧縮強度及びヤング係数を調べる為に、slab打設の際に標準供試体10ヶを採取した。その内6ヶについて標準養生後の σ_{28} を求め、他の4ヶについては、屋外に放置して、大々2ヶづつ28日及び135日の強度及びヤング係数を測定した。供試体の歪の測定には相対する面に2枚のwire strain gaugeを貼付け、その平均をとつた。以上の結果は表-4に示す如くである。 E_c の値は応力度によつて変化するので本設計の許容圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 90\%$ に対して E_c を求めたものである。

この試験では供試体の数が少ないので適確な判断はし難いが、 η の値は枝令増加に従つて小さくなるものであり、活荷重試験当日(枝令46日)では $\eta = 74 \sim 86$, 平均8.0と推定される。然し、曲げ歪分布図からは $\eta = 77 \sim 87$, 全平均 $\eta = 8.3$ となり、これは養生条件等の相違によるものと思はれる。

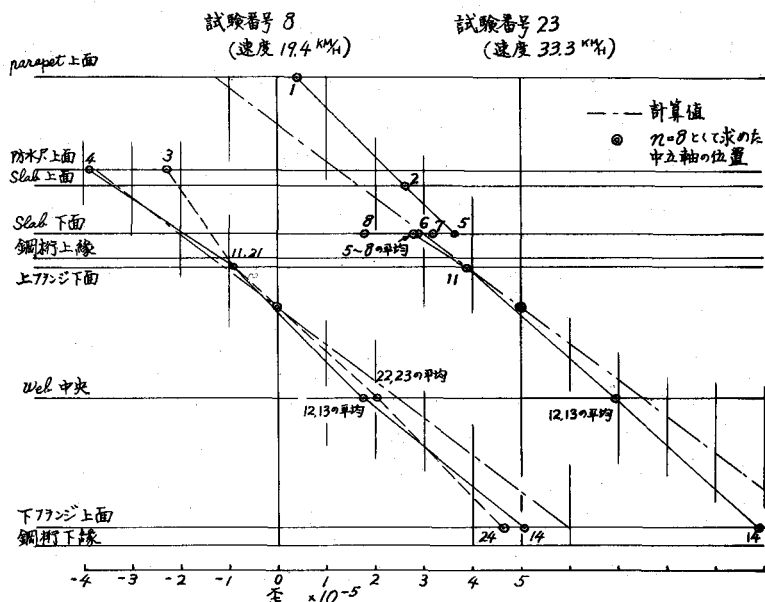


図-5 曲げ歪の分布

表-3 活荷重撓みの実測値と計算値の比較

測定桁	実測値 δ mm	計算値 C mm	δ/C %	速度 %
A	4.7	6.0	78	6.0
"	4.5	"	75	"
B	4.7	"	78	"
"	4.3	"	72	"

註: A桁とはparapetのある側の主桁をさす。
実測値は支点沈下の影響を除いたものである。

表-4 Concreteの強度、ヤング係数及び η の値

枝令日	破壊強度 σ_{cm} %	養生条件	E_c %	η
28	348	標準養生	260	9.9
"	348			
"	388			
"	402			
"	414	屋外放置	211,700	9.1
"	414			
28	259			
"	260			
135	368	屋外放置	355,300	5.9
"	413			
			312,400	6.7

(4) 静的応力測定

前記の活荷重試験は内側線桁（山側桁）について行はれたが、外側線桁（海側桁）については静的応力の長期測定を実施した。即ち、鋼桁架設後、四辺 wire strain gauge による測定を 10 所設け、slab 及び道床重量による応力と共に、creep, 乾燥収縮等による応力の変化を 1 年余に亘って測定した。

slab 打設による鋼桁の曲げ応力は図-6 の如くであるが、図中の計算値は荷重の偏心を考慮して求めたもので、A 桁と B 桁では異なっている。B 桁では中立軸の位置が計算値と殆ど一致するのに対し、A 桁では大きくずれてゐるが、この理由は明かでない。

図-7 は slab 打設後の状態を基準として、上及び下 flange の歪の推移を求めたもので、乾燥道床荷重、及びそれに伴う creep の影響等が加算されて示されてゐる。変化状態が一様でないのは温度差の影響等に基づくものと思われるが、免に用設計の際に期待された最終歪に畧々等しい歪が実際に生じてゐることが判る。

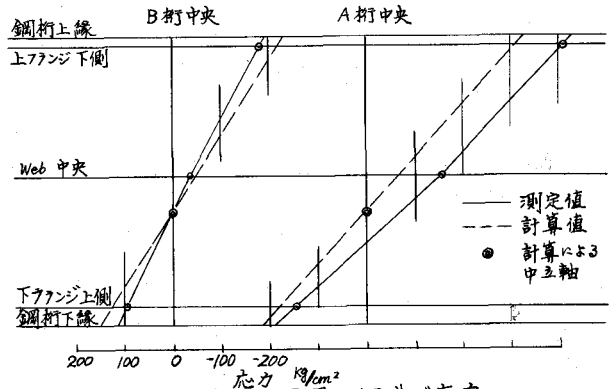


図-6 Slab 重量による曲げ応力

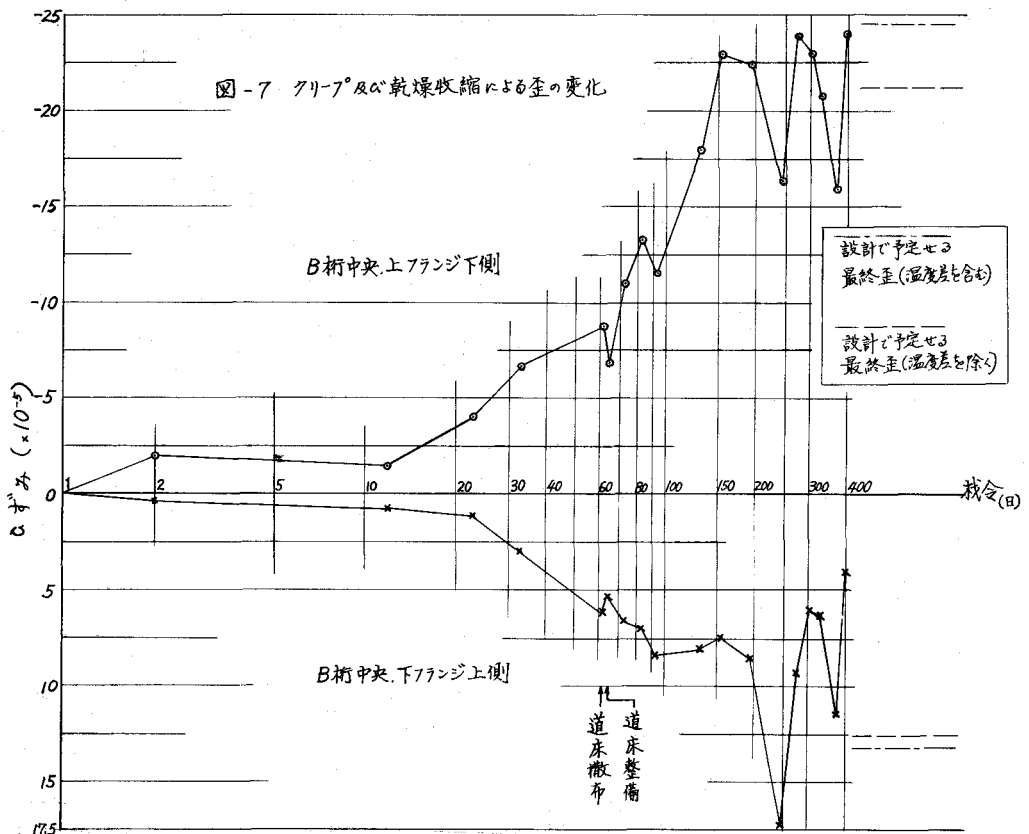


図-7 クリープ及び乾燥収縮による歪の変化