

神崎川橋(ニールセンローゼ橋)の設計

高瀬 和男¹⁾ 稲村 和彦²⁾
長谷川敏之³⁾ 金井 光吉⁴⁾

神崎川橋梁は、阪神高速道路湾岸線の淀川地区のランドマークとして計画された橋梁であり、床版には鋼床版を採用し補剛桁と合成された構造を持ち、非常に広幅員のニールセンローゼ橋である。

本文においては、バスケットハンドル型ニールセンローゼ橋における解析手順・解析方法・各部材の設計方法や、吊曳航による大ブロック一括架設時の付加的荷重の予測等についての概要を報告するものである。

ま え が き

神崎川橋梁は、阪神高速道路湾岸線（神戸市東灘区から大阪府泉佐野市まで総延長約55.6km）が神崎川河口部（大阪市西淀川区西島2丁目）を横断する部分に架かる橋長150m、ライズ30mのバスケットハンドル型ニールセンローゼ橋である。

神崎川橋梁は、昭和62年9月、阪神高速道路公団（以下阪公という）より駒井・春本建設共同企業体として受注したものであり、架橋位置は、昭和63年に当社が設計、製作、架設を行った新淀川第3工区（3径間連続鋼床版箱桁、全断面溶接継手）の北隣りに当たる（図-1参照）。

神崎川は、大型船舶の航行があり、航路限界（水路幅110m、高さ20.3m）の制約条件がある。そのため、本橋は水面上21mの高さに架設されるよう計画された。

本橋の北隣りには中島ランプがひかえているため、本橋は、湾岸線の6車線幅員27.260mから橋脚P80上では一部ランプ車線を加え、幅員30.375mに拡張した広幅員という特徴をもつニールセン橋である。

架設は、4100t吊りフローティングクレーン（以下FCという）による全重量3200tの吊曳航による大ブロック一括架設で行う。

昭和63年度には、工場製作がほぼ完了し、現在、大阪府泉大津の助松埠頭において地組立作業中である。ここでは、本工事報告の前編として、本橋の特色を紹介しながら設計の概要について報告する。

1. 工 事 概 要

本工事の概要を以下に示す。また一般図を図-2に示す。

道 路 名：大阪府道高速湾岸線

工 事 名：神崎川工区上部工事

道路構造規格：第2種第1級

設 計 速 度：80km/h

橋 格：1等橋（TL-20, TT-43）

形 式：バスケットハンドル型ニールセンローゼ桁

橋 長：150m（道路中心線上）

149.964m（構造中心線上）



図-1 位置図

1) 大阪橋梁技術部 設計第1課係長 2) 東京橋梁技術部 設計課副課長
3) 大阪橋梁技術部 設計第1課係長 4) 技術士 大阪橋梁技術部次長

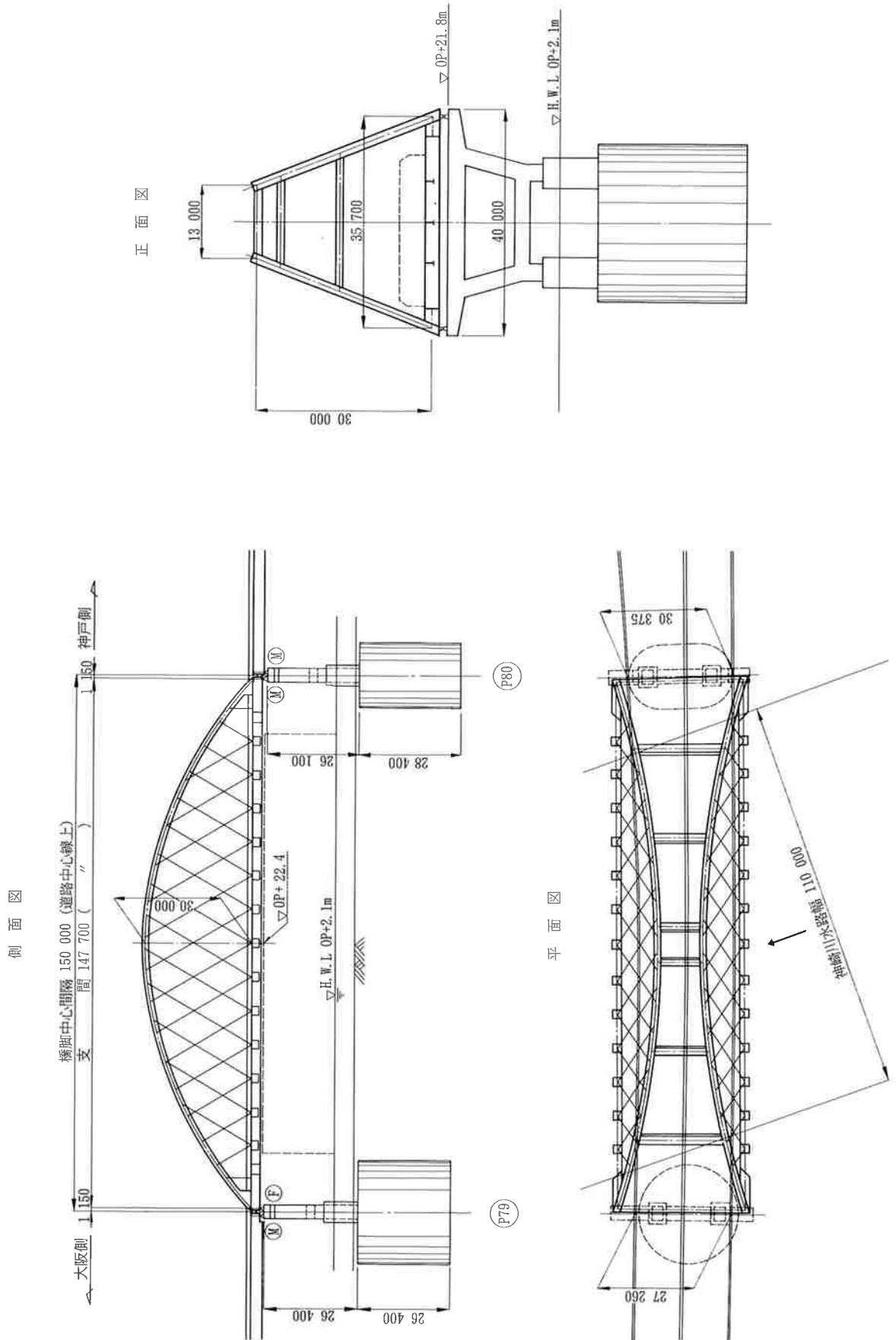


図-2 一般図

支 間 長 : 147.7m (道路中心線上)
 147.664m (構造中心線上)
 ラ イ ズ : R = 30m (ライズ比 R/L = 1/5)
 幅 員 : 27.260~30.375m
 主 構 間 隔 : 基部 35.7m 頂部 13.0m
 吊 材 間 隔 : 9.375m (吊材傾斜角 60° 一定)
 主構のたおれ角 : 70°
 主 要 鋼 材 : SM58, SM50Y, SS41
 吊 材 断 面 : SWPR7B
 φ 15.2 - 19本 (アルミカバー付)
 総 鋼 重 : 3100t

2. 線形条件

本橋の平面線形としては、道路中心線が直線とクロソイドから構成されている。また隣接する中島ランプへの導入車線のため、地覆は円とクロソイドとのパラメーターを共有した線形となっている。

また横断勾配は平面線形の変化に伴い、2%の山形勾配より2%の片勾配へと変化する (図-3参照)。

したがって、橋梁としては曲線橋を避け、左右橋脚位置において、長方形の橋面を確保するように橋梁を配置されている。そのため、中央分離帯が橋梁を斜めに横切するような線形となり、デッキプレートの折り曲げ位置がトラフリップに干渉するという製作が難しい構造となっている (図-4参照)。

3. 主構造の概要

本橋は、主構造をローゼ桁としている。しかし、補剛桁においては、アーチリブと補剛桁とが同一平面上になく、完成時に軸方向引張力が支配的になることや、曲げモーメントに対しては鋼床版が有効に働くこと、さらに経済性などを考慮して補剛桁がI桁形

式となっている。またケーブル定着部は、補剛桁からブラケットを張出した形式を採用している (図-5参照)。

アーチリブは、面外方向剛性を高めるために、両側の主構造面を傾斜させたバスケットハンドル型となっている。

アーチリブの間隔については、道路建築限界や下部工の形状より、基部において35.7m、また頂部において13mとなっている。

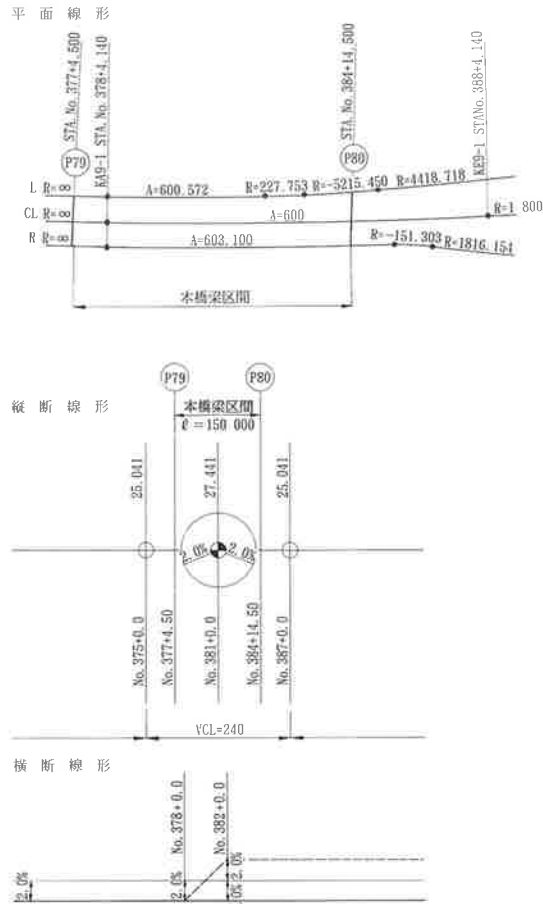


図-3 線形要素

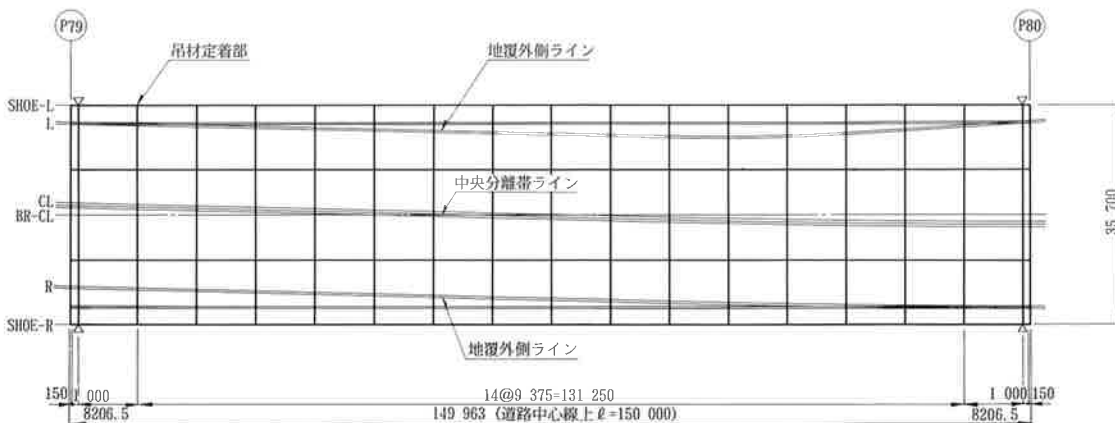


図-4 鋼床版平面線形図

アーチライズは、経済性および景観を考慮し、30m (ライズ比1/5) となっている。そのため、主構の傾きは、 $69^{\circ} 16' 36''$ となる。

アーチリブ軸線は、2次放物線を選定したが、補剛桁軸線は、ケーブル定着部が鋼床版である性格上、路面勾配に添った形で設定した。ただし、鋼床版と補剛桁との合成による軸心の偏心については考慮している。

アーチリブの断面については、運転者への圧迫感や景観を考慮し、上横繫材をできる限り少なくした関係上、面外方向の座屈に対しては箱断面を横長になるよう取り付けて剛性を確保することにより対処した。この場合、本橋はアーチリブを吊り上げる大ブロッカー括架設のため、部材に対して極端に大きな補強を行う必要がない断面であることを事前に照査し、設計を行った。

床組は、トラフリブを用いた鋼床版とし、吊材間隔の1/2ごとに横桁を、その1/2の間隔に横リブを配置した。また縦桁は、補剛桁が鉸桁形式となっていることにより、荷重分配作用を向上させるため3本配置することとした。

吊材配置については、本橋の規模から考慮し、吊材のネットワーク効果が十分に発揮され、張力の変動があまり大きくならない傾斜角一定 (60°) のダブルワーレン形式が採用されている。なお、端部吊材は、常時において圧縮力を生じさせないように鉛直とした。

4. 2方向面内力を受ける補剛版の座屈検討

本橋の最大の特徴は、鋼床版を補剛桁に協力させた合成構造としている広幅員をもったニールセンサー桁であるということである (図-6参照)。

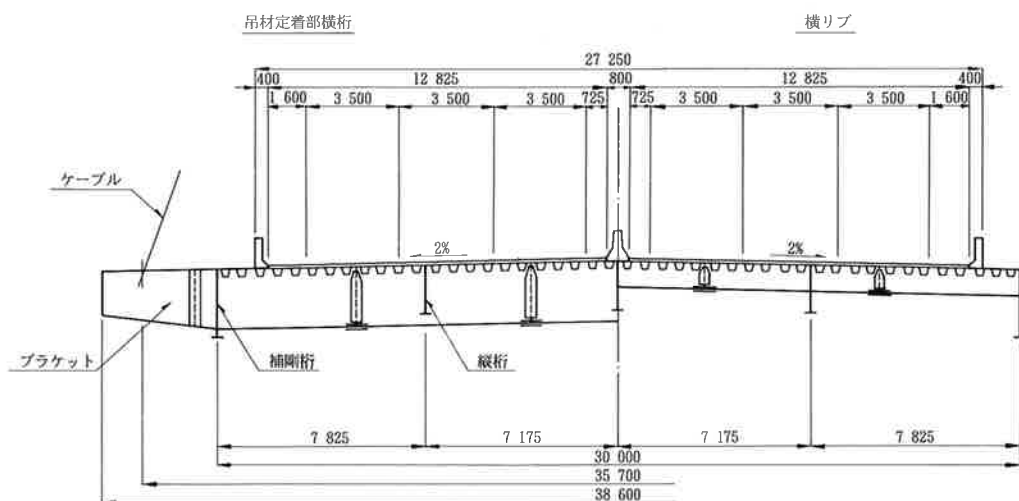


図-5 標準断面図

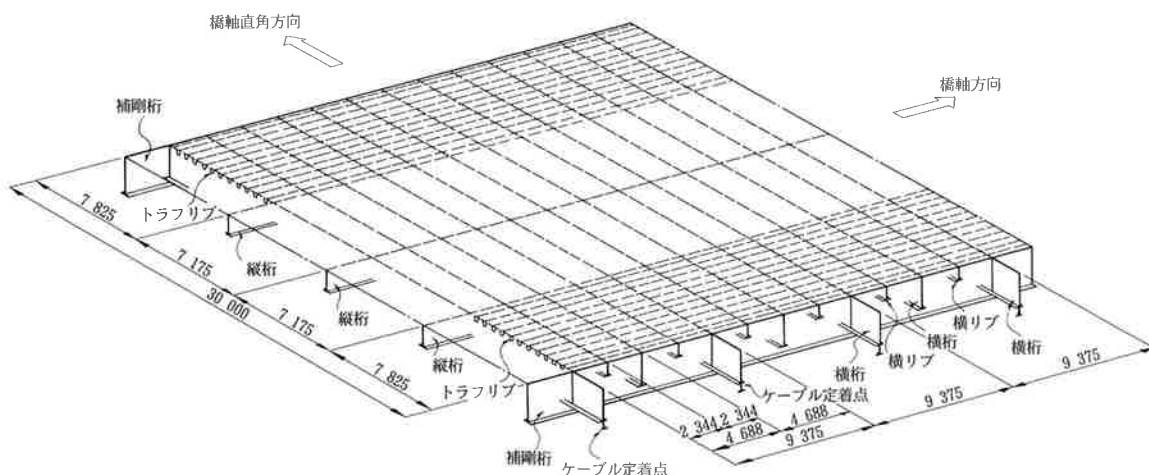


図-6 床組構造図

そのため、鋼床版には主桁作用として橋軸方向に最大500kg/cm²の引張応力が発生する。また、従来のニールセン橋に比べ主構間隔が30mと広く、そのため床組作用として鋼床版橋軸直角方向には、横桁の圧縮フランジとして900kg/cm²程度の圧縮応力が発生する。

しかしながら、計画段階においては、鋼床版のトラフリブは橋軸方向にのみ配置されており、橋軸直角方向にも大きな圧縮力が生じるにもかかわらず、デッキプレートは無補剛の状態に置かれている。そのため、2方向面内力を受ける補剛板としての座屈安定照査が必要である。本橋においては、大阪市立大学の中井教授、北田助教授の指導のもと、参考文献⁹⁾により鋼床版の座屈照査を行うとともに、経済的な床組構造について検討を行った。また、決定された鋼床版の床組構造に対して有限要素法解析を行い、鋼床版に発生する応力特性について検討を行った。さらに、弾塑性有限変位解析を行うことにより、2方向面内力を受ける補剛板としての座屈強度を把握した。

2方向面内力を受ける補剛板の耐荷力については、阪神高速道路公団の委託により、大阪市立大学において確認実験が行われている。

5. 設計荷重

(1) 完成系の設計荷重

本橋の完成系設計荷重としては道路橋示方書（以下道示という）、阪公基準に準じた設計荷重の他に、次のものを考慮した。

1) 風荷重

本橋のようなアーチ橋の場合、アーチリブの面外座屈の照査に対しては、風荷重の評価が特に重要になる。しかし、阪公基準は、主に桁橋を対象にしている。また高さに対しての規定も40mまでしか設定されていない。そこで、「新浜寺大橋設計指針(阪公)」に基づき、風荷重強度を設定した。その結果、アーチリブの設計風速は69m/sec、風荷重は590kg/m²となった。

2) 架設誤差

架設後のケーブルには設計どおりの張力が導入されているわけではなく、過去の実績から考えて張力管理は完全には行えない。その場合の誤差を考慮し、「死荷重+プレストレス」による張力の10%をケーブルに作用させることとし、これを荷重とみなして取り扱った。

3) 支点移動の影響

支点移動の影響としては、各橋脚の橋軸直角方向の回転を考慮するものとした。回転量は、主構間隔の1/1000とした。

(2) 架設系の設計荷重

本橋の吊曳航による大ブロック架設系の設計荷重としては、以下のとおりとした。

1) 基本鉛直荷重

架設時死荷重、仮設備重量、および架設機材重量を考慮した。

2) 温度差荷重

補剛桁の上フランジと下フランジとの温度差として腹板の上部300mmでの三角形分布とし、その温度差としては、15℃とした。

3) 衝撃荷重

FCの動揺を考慮し、衝撃荷重として衝撃係数を0.15とした（9項に詳述）。

4) 不均衡荷重

FCの各フックの負荷は、荷重計により厳密に管理することが可能である。また各フック内の吊点の作用力は、イコライザーを用いて均一化させる。しかし、橋体の重心の誤差やワイヤーの摩擦等による不均衡は無視することはできない。そのため、割り増し係数として、0.10を考慮した。

5) 特殊荷重

本橋の架設手順としては、ケーブル張力の調整を地組立では行わず、現場架設後に行う計画である。したがって、架設時にはケーブル張力の誤差が残った状態であり、これを特殊荷重として考慮した。

割り増し係数として、下弦材0.25,上弦材0.10,ケーブル0.15とした（10項に詳述）。

6. 解析モデル

本橋の解析では、完成系および架設系とも立体解析モデルを用い、面内ならびに面外荷重を同時に扱うこととした。図-7には、その設計手順を示す。

本橋梁は、平面線形上曲線区間に位置し、支点となる4点の高さが統一されていない。そのため、両主構造のアーチライズをそれぞれ30mに確保すると、設計・施工上非常に複雑な線形を持ったアーチリブになってしまう。そのため、図-8に示すように、アーチリブ構造引き付点4点の高さを同一高さとし、アーチリブはL側、R側ともに同一骨組線とした。

また、補剛桁においては、支間中央部がI桁、支点付近が箱桁と変化している。そのため、構造軸心位置が補剛桁内で変化することになる。そこで、図-8に示すように、補剛桁軸線をそれぞれの構造軸心位置に設置し、その偏心による曲げモーメントをアーチリブでも分担するように計画した。

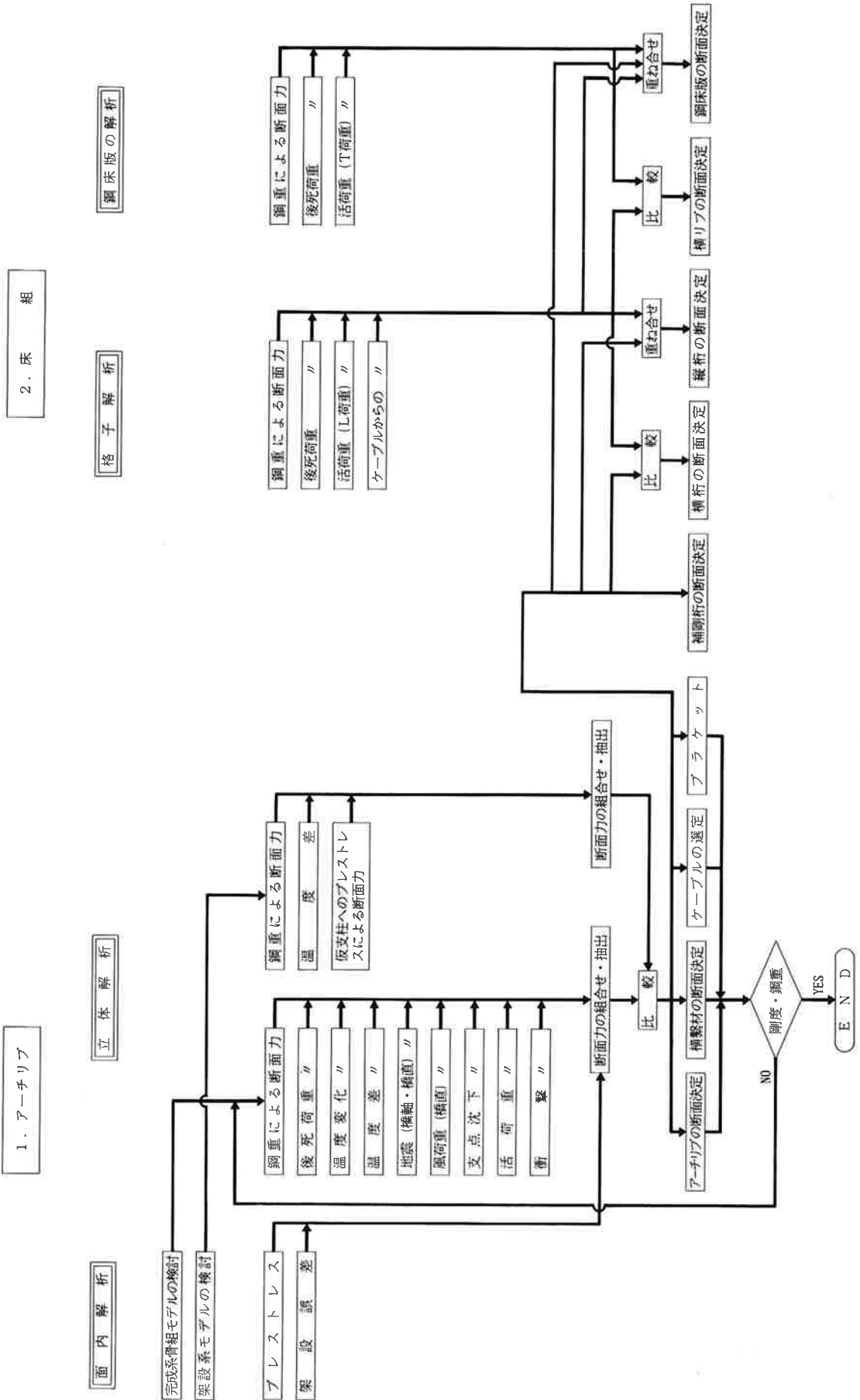


図-7 設計手順

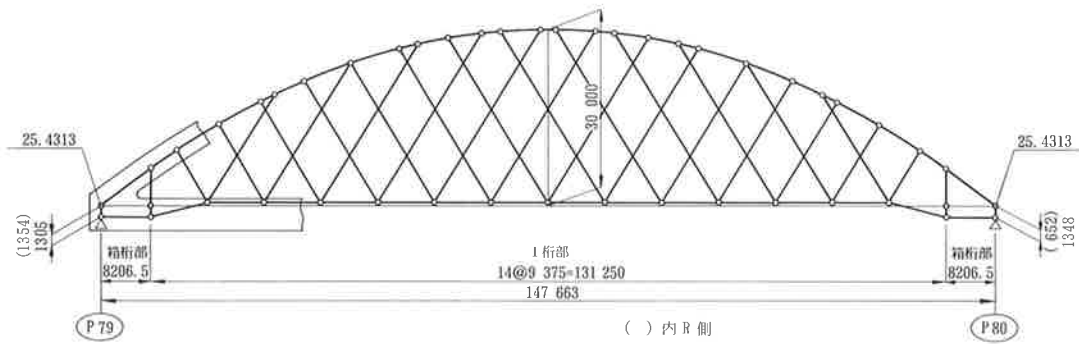


図-8 骨組図

7. 各解析における床組の有効幅の考え方

本橋の設計においては、大きく区別して、次の3通りの解析を行った。

- ①主構造の平面解析
- ②全体の立体解析
- ③床組の格子解析

また、それぞれの場合、軸力と曲げモーメントとに対する有効幅を考慮した。

(1) 主構造の平面解析

主構造の平面解析においては、傾斜したアーチ主構造を面内とし、荷重は、アーチ面内の傾斜角度に相当する割増しを行い、解析を行った。

本橋の鋼床版は、補剛桁と合成構造となっていることを考慮し、軸力に対する有効幅と曲げに対する有効幅を設計に考慮することとした。

曲げモーメントに対する有効幅については、図-9において、平面解析によって算出された曲げモーメント

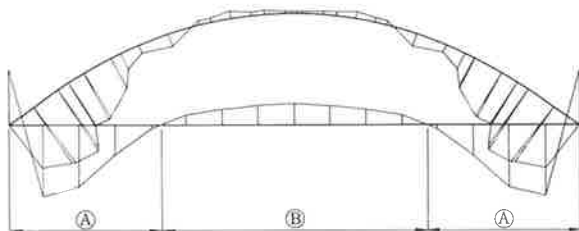


図-9 平面解析による曲げモーメント図

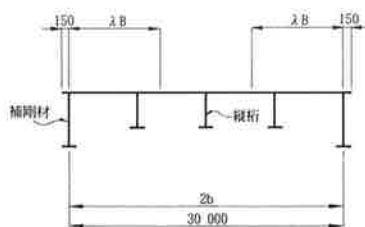


図-10 平面解析の有効幅

トの形状により④部を三角形分布、⑤部を放物線分布とし、フランジ片側突出幅は、図-10のようにして算出した。

また軸力に対する有効幅については、端部付近で鋼床版の全断面が有効に働いているとは考えられない。そのため、有限要素法解析により、端部付近の応力分布を調査した(図-11参照)。

その結果、端部より30°の角度を有して、漸増する有効幅を設定した。

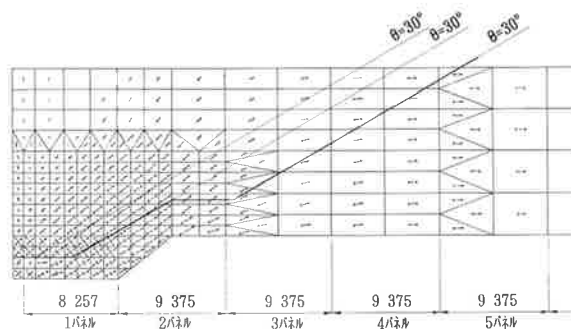


図-11 軸引張力に対する鋼床版の応力分布

(2) 全体の立体解析

立体解析のモデルでは、図-12に示すように、補剛桁と縦桁とを区別した。

そのため、鋼床版においては、補剛桁および縦桁の有効幅をそれぞれ考慮する必要がある。

この解析結果の断面力は、平面解析結果とほぼ同等と考えられるため、曲げに対する等価支間長は平面解析と同様とするが、片側フランジ突出幅については、補剛桁および縦桁にそれぞれ単独の剛性を持たせるように設定した(図-13参照)。

また軸力については平面解析と同様な考えを採用し、解析に当たっての仮定断面積は補剛桁のみを考慮するものとした。

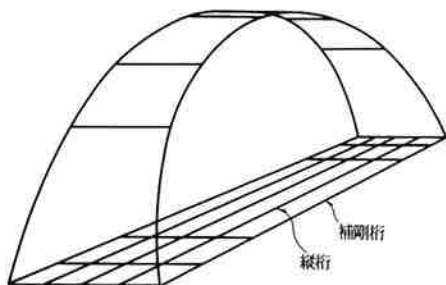


図-12 立体解析のモデル図

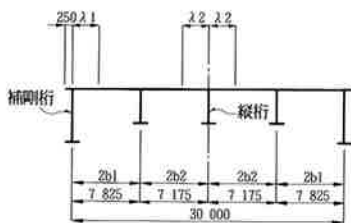


図-13 立体解析時の有効幅

(3) 床組の格子解析

格子解析は、図-6に示すような構造モデルについて行った。一般に、縦桁の有効幅を決定する等価支間長は、横桁間隔の0.6倍として計算される。本橋の場合、中間縦桁の曲げモーメント分布は、図-14のようになる。この曲げモーメント分布より等価支間長としてケーブル定着位置横桁間隔の2パネル分をとることとし、三角形分布として考慮した。

補剛桁の曲げモーメントについては、活荷重に対して若干の縦桁としての影響がみられるものの、ほぼ放物線分布をすると考えてよいと思われる。また等価支間長は、ケーブル定着位置横桁間隔の3パネルとした。

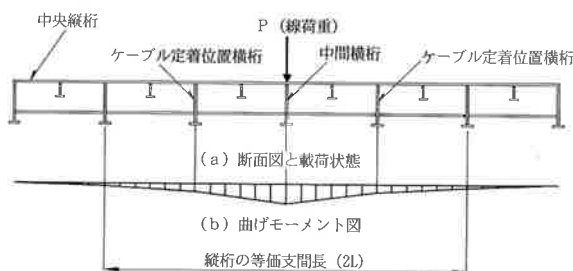


図-14 中央縦桁の曲げモーメント図

8. 主構造の断面構成

図-15、16には、完成系、架設系の断面力図と断面構成図を示す。つぎに、特筆すべきことを以下に示す。

(1) アーチリブの設計

アーチリブの設計においては、部材の格点間の曲がりによる付加応力度を一般に考慮するが、本橋においては、さらにフランジの曲がりについても検討を行った。

フランジに軸方向力および曲げモーメントによる応力が作用した場合においては、部材の曲がりによる付加応力度と同様に、ダイアフラム間において図-17のような付加曲げモーメントが発生する。

本橋においては、この付加曲げモーメントが縦リブとフランジからなるT断面で抵抗すると考え、あらかじめ、その最大と思われる付加応力度 ($\delta fc = 132 \text{ kg/cm}^2$) を計算し、これを発生応力度に加えることとした。

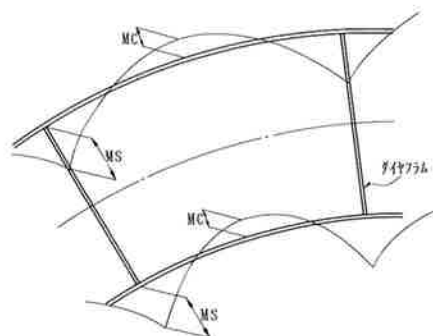


図-17 フランジの曲がりによる付加曲げモーメント

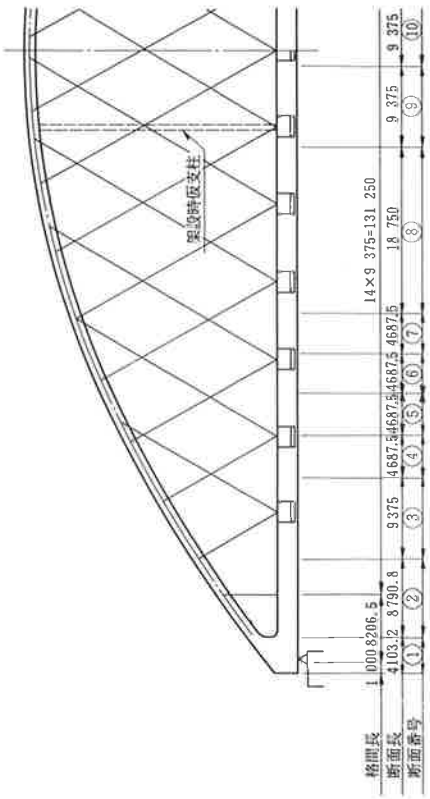
(2) 補剛桁・縦桁の設計

補剛桁および縦桁の腹板では、架設系において発生する軸方向圧縮力に対処するため、道示 式(解8.4.5)によって圧縮補剛板の座屈照査を行っている。

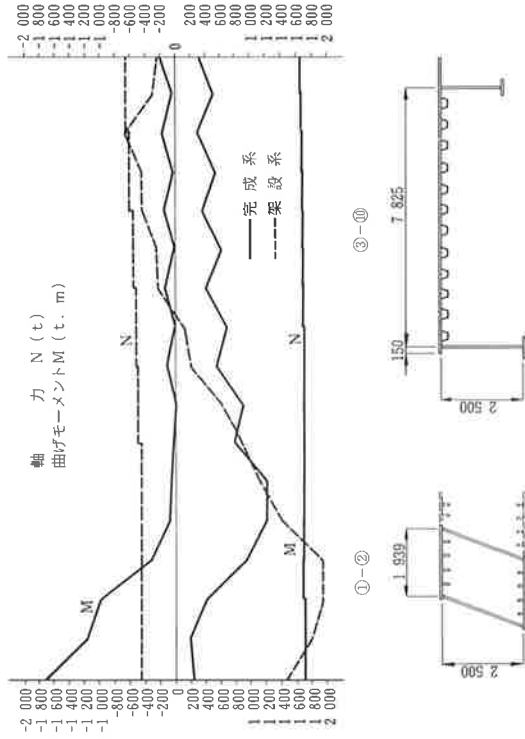
(3) 上横繫材の設計

上横繫材は、アーチリブの座屈防止材であると同時に、面外方向の風荷重および地震荷重によるアーチリブの面外曲げモーメントを分担する部材として設計した。

この場合、設計としては、「阪公基準10.2隅角部の設計」により、せん断遅れに伴う応力度も付加している。しかし、アーチリブがバスケットハンドル型で傾斜しているため、アーチリブと上横繫材は直交せず、フランジにナックル点を持っている。そのため、通常のラーメン隅角部とは相違した応力分布状態になっていることが考えられる。したがって、有限要素法解析を用いて、その断面の安全性を照査した。

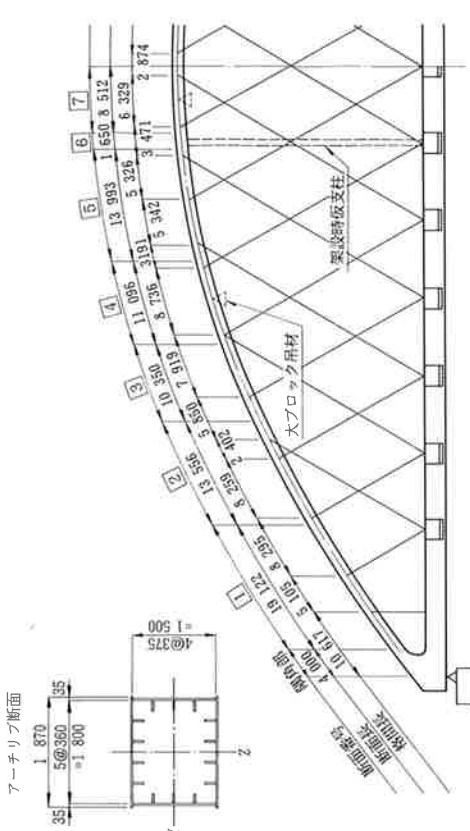
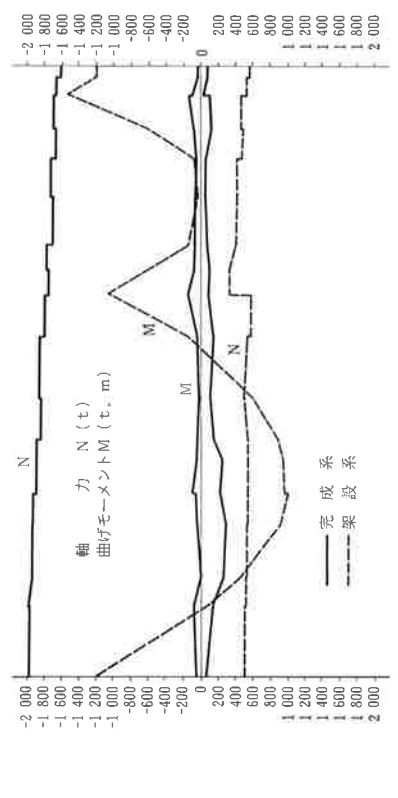


格間長	1000	206.5	9375	4687.5	4687.5	4687.5	18750	9375	9375
断面長	1	2	3	4	5	6	7	8	10
断面番号	1	2	3	4	5	6	7	8	10



断面番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
断面決定系	完成系	完成系	完成系	完成系	完成系	完成系	完成系	完成系	架設系	完成系
Deck P1 mm (材質)	32 (SM58)	19 (SM50Y)	19 (SM50Y)	19 (SM50Y)	16 (SM50Y)	16 (SM50Y)	14 (SM50Y)	14 (SM50Y)	14 (SM50Y)	14 (SM50Y)
Web P1 mm (材質)	38 (SM58)	23 (SM58)	23 (SM58)	16 (SM58)	16 (SM58)	12 (SM50Y)	12 (SM50Y)	12 (SM50Y)	12 (SM50Y)	12 (SM50Y)
L Flg P1 (材質)	32 (SM58)	32 (SM58)	700×34 (SM58)	700×30 (SM58)	600×25 (SM58)	600×25 (SM58)	450×22 (SM50Y)	450×22 (SM50Y)	570×25 (SM50Y)	450×22 (SM50Y)

図-16 補剛断面構成図



アーチリブ断面	1	2	3	4	5	6	7
断面長	1067	1067	1067	1067	1067	1067	1067
断面番号	1	2	3	4	5	6	7

断面番号	隅角	1	2	3	4	5	6	7
断面決定系	完成系	完成系	完成系	完成系	完成系	完成系	架設系	架設系
材質	SM58	SM50Y	SM50Y	SM50Y	SM50Y	SM50Y	SM50Y	SM50Y
U Flg P1 mm	32	16	22	16	22	14	22	32
Web P1 mm	38	16	16	14	19	14	14	22
L Flg P1 mm	32	16	22	16	22	14	22	32
Rib P1 mm	200×25	200×19	200×19	200×19	200×19	170×16	170×16	220×23

図-15 アーチリブ断面構成図

(4) 端横桁の設計

端横桁は、完成系および架設系の立体解析による断面力とジャッキアップ時の断面力を考慮して設計した。

(5) 桁端部隅角部の設計

本橋のアーチリブ、補剛桁と端横桁との隅角部は、部材が交差する構造となり、部材相互の応力伝達状況は複雑となる。このため、隅角部の設計に当たっては、有限要素法解析を用いて各部の応力状況を把握し、隅角部構造の安全性を確認した。

解析モデルは、隅角部付近を取り出した部分モデルとした。この部分モデルを構成する要素のうち、隅角部近傍の主部材は板要素で、隅角部から離れて影響が小さいと思われる部材ならびに縦リブ等の補剛材は線要素で構成した。

解析結果の一例を、図-18に示す。

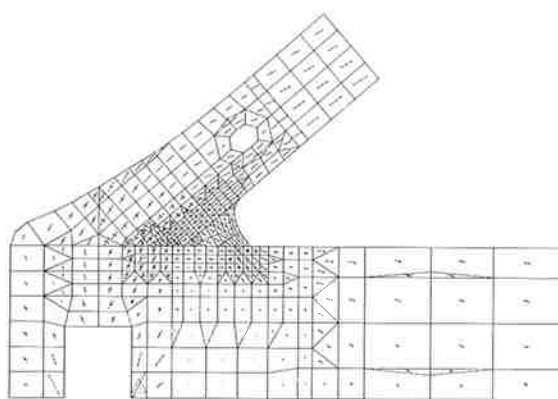


図-18 桁端隅角部のFEMの解析結果

9. 架設時の動的解析の検討

吊運搬時および架設時にはFCの動揺により、橋体に動的な荷重が作用する。動的解析に当たって、本橋の構造上の特性およびブロック架設時の特性を、以下に示す。

① 本ニールセン橋は、その重量が大きく、また鋼床版の幅員が大きいことから、全重量に占める補剛桁側の重量比率が大きい。

また補剛桁はI桁断面であり、その剛性が小さい。

② 一般にアーチ系橋梁は、完成系（支点支持系）において、アーチリブが軸力部材であることから、全体構造としてたわみにくい鋼造物である。しかし、今回のように、アーチリブに吊点を設けた大ブロック架設系においては、アーチリブが曲げ部

材となり、たわみやすい構造物となっている。

したがって、完成系に比較して、架設系における橋体の固有周期は大きいと考えられる。

③ 斜材は非抗圧のケーブルであり、ケーブルを圧縮する側の変動に対しては抵抗しない。

以上より、本橋は、たとえばトラス橋等に比較して全体として柔な構造物であり、架設時の動荷重に対して、その応答が敏感であるという可能性がある。したがって、本検討においては、橋体の動的解析を行い、架設時の安全性を照査する。

解析は平面モデルを使用し、架設時に圧縮となる斜材は除去した。なお、支点は、大ブロック架設吊点とする。動的荷重としては、FCの動揺による橋体の加速度計算を行って、その値を0.10gとした。

1~20次の振動モードに対する固有値と周波数0.05~15.0Hz（この間で40種の周波数を設定）に対する応答値（軸力、せん断力、曲げモーメント）を計算した。大ブロック架設系の固有値の解析結果は、

1次モード	周期	2.7秒
2	"	0.71秒
3	"	0.54秒

であった。FCの動揺周期が、6~7秒と想定され、橋体の固有周期との差が大きいことから、共振現象は起こり得ないと考えられる。

FCの動揺周期を6秒と仮定した場合の橋体の応答を、図-19、20に示す。応答値は、静荷重による断面力のほぼ1割程度であり、加速度0.10gと一致す

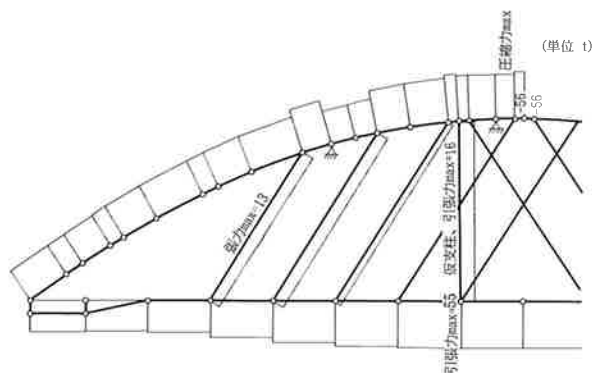


図-19 周期6秒時の応答軸力図

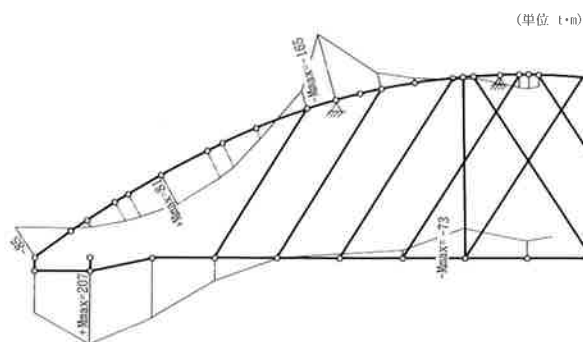


図-20 周期6秒時の応答曲げモーメント

る。したがって、橋体は、FCの動揺に対して剛体運動をしていると考えられる。

架設系の橋体の照査および仮支柱の設計における荷重として、衝撃係数を0.15としているが、上記の結果より、適切であり安全であると言える。

10. 架設時の特殊荷重の検討

「5.(2) 架設系設計荷重」の項で述べたように、ケーブル張力の調整を現地架設時に行うとした場合、ケーブル張力の誤差が架設時には残存したままであり、橋体の架設時断面力に影響を与える。ケーブル張力に影響する誤差として、次のようなものが考えられる。

① 解析誤差

- a) 荷重誤差
 - ・ 仮定鋼重と実鋼重との差
 - ・ メッキ、溶接、塗装、孔、板厚等による誤差
- b) 剛度誤差
- c) 骨組形状誤差

② 計測誤差

- a) 計測誤差

- ・ 地組立時のケーブル定着点間距離の計測誤差
- b) 温度誤差
 - ・ 計測時間内での、本体構造物の温度変化
 - ・ 計測時の、橋体各部の温度差

③ キャンバー誤差

(無応力組立時に、内部応力として入っている誤差)

- a) 組立誤差
- b) 鋼床版現場溶接による上げ越し量の誤差

④ ケーブルの誤差

- a) ケーブルの弾性係数の誤差
- b) 無応力長の計測誤差

これらの誤差について定量的な想定を行い、各部材の断面力を算出し、その変化率を算出したものを表-1に示す。

以上の誤差による断面力変化率を、誤差伝播の法則によって求め、各部材への特殊荷重における割り増し係数として設定した。

$$\begin{aligned} \text{下弦材} &= \sqrt{\alpha_1^2 + \alpha_2^2 + \alpha_3^2 \dots} = 0.208 \rightarrow 0.25 \\ \text{上弦材} &= \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad = 0.077 \rightarrow 0.10 \\ \text{ケーブル} &= \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad = 0.116 \rightarrow 0.15 \end{aligned}$$

表-1 各誤差による断面力の変化率

誤差	誤差の要因	設定誤差	着目点	変化率 α	備考
解析誤差	荷重誤差	仮定荷重と実荷重との誤差		+ 0.025	
	剛度誤差	下弦材の剛度誤差	鋼床版	下弦材 + 0.043	
			全幅有効	上弦材 - 0.077	
	"	上弦材吊点位置の剛度誤差	フランジ	下弦材 - 0.055	
全幅有効	上弦材 - 0.000	ケーブル - 0.068			
骨組誤差	解析モデルと実モデルとの誤差		下弦材		製作架設時の骨組形状誤差については断面力に与える影響は小さいので無視する
上弦材		ケーブル			
ケーブル定着点間距離誤差	計測誤差	ケーブル定着点間距離の測定誤差	± 5 mm	下弦材 ± 0.091	
	温度誤差	ケーブル定着点間距離の測定時の温度による誤差	± 5 °C	上弦材 ± 0.044	
				ケーブル ± 0.079	
キャンバー誤差	組立誤差	上弦材組立時、ベント反力の誤差	10 t	下弦材 ± 0.030	
	鋼床版溶接によるキャンバー誤差	鋼床版溶接の縮みによるキャンバー誤差	± 50 mm	上弦材 ± 0.014	
				ケーブル ± 0.000	
ケーブル誤差	弾性係数誤差	ケーブルの弾性係数の誤差	$1.95 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ $\sim 1.97 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$	± 0.010	
	無応力長の計測誤差	ケーブル無応力長の計測誤差	± 5 mm	下弦材 ± 0.091	
				上弦材 ± 0.044	
				ケーブル ± 0.079	

あ と が き

本文では、神崎川橋梁の設計の基本的な考え方についての概要を述べた。

近年、橋梁構造物の長大化が進み、広幅員の鋼床版を持つ橋梁が多くなると予想される。そのような場合、2方向面内力の座屈検討、各部材への有効幅の検討方法、解析手順および架設時の検討方法などが、今後の設計の参考となれば幸いである。

本橋は、平成元年7月に大ブロック架設により、神崎川にその雄姿を現わす予定である。架設計画、工事内容、ケーブルの選定、張力調整についての報告は、次の機会にゆずる。

最後に、本橋の設計に当たって、大阪市立大学の中井教授、北田助教授をはじめ、阪神高速道路公団の関係者の方々に種々ご指導をいただいたことに対して心より感謝の意を表するものである。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、I 共通編、II 鋼橋編、丸善、昭和55年2月
- 2) 中井博、北田敏行、田井戸米好、福岡悟：縦・横補剛材および縦桁を有する圧縮板の一設計法、構造工学論文集 Vol.31A、pp.103 - 114、1985. 3.
- 3) 小西一郎編：鋼橋、設計編 I、丸善、昭和50年3月
- 4) Taido.Y., Hayasi.H., Kitada.T., and Nakai. H. : A Design Method of Stiffend Plates subjected to Uniaxial and Biaxial Compression, Der Stahbau, 54 Jahrgang, 1985 - 5, S.149 - 155
- 5) 北田俊行、中井博、古田富保、鈴木広昌：2方向面内力を受ける補剛板の極限強度に関する研究、構造工学論文集 Vol.34A、pp.203 - 214、1988. 3.
- 6) 阪神高速道路公団・第3建設部、東京エンジニアリング株式会社：神崎川工区上下部予備設計および施工法検討業務、昭和58年3月
- 7) 阪神高速道路公団、(財)大阪都市協会・都市技術研究所：二方向面内力を受ける補剛板の設計法に関する研究、昭和63年3月
- 8) 阪神高速道路公団・第一建設部：新浜寺大橋上部工設計指針
- 9) 江口政秋、西村九郎、高山弘美、大辻秀明：灘大橋の設計、橋梁と基礎 Vol.18、pp.35-41、1984. 1.
- 10) 本州四国連絡橋公団：鋼床版設計要領（案）、鋼床版現場溶接施工基準（案）、昭和53年3月
- 11) 吉川紀、山田幸裕、袴田文雄：新浜寺大橋の設計、阪神高速道路公団技報第7号、pp.105 - 118、1987.
- 12) 阪神高速道路公団、(財)災害科学研究所：ニールセン橋の座屈耐荷力に関する研究業務報告書、昭和62年3月