

岸和田大橋上部工の設計

神戸建設部	東神戸工事事務所	松本雅治
計画部	企画課	中村忠春
大阪第三建設部	工事第一課	安田扶律

要 約

岸和田大橋は、3径間連続中路式バランスドアーチ橋である。吊材は、HiAmアンカーケーブル（7φ×91）で、繁雑感を避けるために鉛直吊りとしている。主構の解析は、立体骨組モデルを用いて行い、断面決定した。鋼床版・床組については格子解析、等価格子桁法、有限帯板法により得られた断面力により、設計を行っている。また、本橋は、構造部材をラーメン形式で結合していることから、各結合部についてFEM解析を実施し、応力照査のうえ、必要な補剛を行った。このように設計された断面について、次のような検討および断面補強を実施している。まず、地盤特性を反映した動的地盤モデルを用いて地震応答解析を行い、上部工設計用の応答スペクトルを求めた。この応答スペクトルにより地震応答解析を行い、部材の断面補強を行った。また、鋼床版に対し、2方向面内力をうける補剛板としての耐荷力照査を行い、鋼床版の一部断面アップを行った。さらに、弾塑性有限変位解析により、アーチリブの座屈耐荷力照査を実施している。耐風安定性に関しては全橋模型による風洞実験を実施し、耐風特性を検討するとともに安全性を確認している。

キーワード：中路式バランスドアーチ、隅角部の設計、動的地盤モデル、風洞試験、
アーチリブの有効座屈長、2方向面内力、鋼床版

まえがき

本橋は、岸和田旧港再開発地区を横断する形で計画され、当地区のシンボルとなるよう期待されている橋梁である。上部工形式は、95m+255m+95mの3径間連続中路式アーチで、アーチ部材はバスケットハンドル型とし、優美さと軽快感を出すとともに面外方向の剛性を高めている。特に近景において視認されることを考慮し、部材の繁雑感を避けるために吊材には鉛直吊り形式のケーブルを用いるとともに、横構を設けず、支材とア

ーチリブからなるラーメン構造として横荷重に抵抗するようにしている。また、アーチ支点が軟弱地盤中に位置するため、支点に生じる水平反力を橋体内で自定するバランスドアーチ構造としている。V脚は本橋の特徴的なフォルムを形成し景観上のポイントとなるほか、橋梁に安定感を与え補剛桁の実質的な支間を短くする利点を有している。床版は死荷重の軽減のために鋼床版形式とし、経済性と全体剛性向上のため、補剛桁との合成構造としている。

上部工の架設工法は、岸和田旧港入口にある水

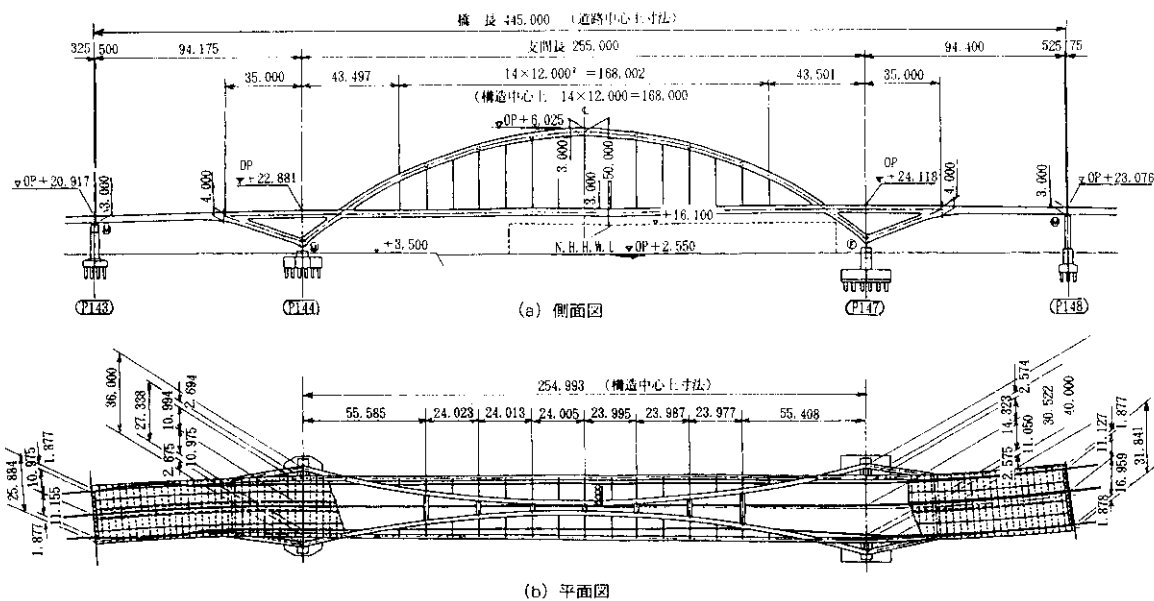


図-1 一般構造図

門の制約から、700tクラスの海上クレーンしか進入できないことや、埋立て護岸近傍にベントの設置ができないことから、中ブロックベント架設と斜吊り架設工法を採用している。

本稿では、岸和田大橋上部工の設計概要および設計にともない実施した特徴的な解析・検討について報告する。

1 主構の設計

まず、一般的な設計条件を表-1に示す。

1-1 解析方針

本橋の側径間およびV脚部の区間は、アーチリブを補剛しない中桁を有している。これらの区間では、中桁と補剛桁が共存しているため、鉛直荷重（死荷重、活荷重当）に対して、平面解析では両者の荷重分担を明確に評価できない。また、両側径間の補剛桁は、経済性から道路線形に沿った曲線配置としているため、構造中心は非対称な形

表-1 設計条件

路線名	大阪府道高速湾岸線
道路規格	第2種第1級
設計速度	80 km/hr
形式	3径間連続中路式ローゼ折橋
等級	1等級 (TL-20、およびTT-43)
橋長	445.000 m
桁長	444.575 m
支間割り	94.175 m + 255.000 m + 94.000 m
幅員	21.930 m ~ 27.886 m
舗装	アスファルト舗装 80mm
床版	鋼床版 12cm
縦断勾配	2.096 % ~ 1.126 %
横断勾配	-4.629 ~ -2.000 ~ -4.000 %、4.629 ~ 2.000 ~ -4.000 %
設計震度	橋軸方向 $K_n = 0.22$ 橋軸直角方向 $K_n = 0.29$
適用基準類	道路橋示方書・同解説 (平成2年2月) 阪神高速道路公団 設計基準 第1部 計画基準 (昭和59年4月) 第2部 構造物設計基準・構築編 (平成2年6月) 第3部 構造物設計基準・土構造物等編 (昭和60年4月) 第4部 構造物設計基準・付属構造編 (平成元年12月)

状となっている。したがって、主構は3次元的な挙動をするため、主構の解析は、立体骨組モデルを用いた。

1-2 解析モデル

鋼床版は補剛桁と合成されているため、補剛桁に作用する断面力を分担する。このうち、軸力については、FEM解析により鋼床版への分布状態を調べ、鋼床版の有効幅をV脚部で $0.25b$ (b :補剛桁の骨組線間距離)とし、そこから 18° の角度で拡がる幅とした。(図-2参照)

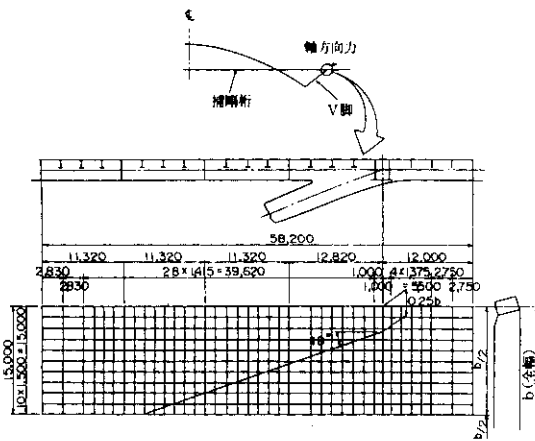


図-2 鋼床版の軸力に対する有効幅

主構は、吊材を除きすべて梁部材とし、吊材は軸力のみ抵抗する部材としてモデル化した。アーチリブは格点間を直線でモデル化し、モデルと実際の骨組中立軸との偏心は、付加曲げモーメントとして断面決定時に考慮している。鋼床版と合成されている補剛桁についても、箱桁の図心より中立軸が上方にあるため、骨組線と実際の中立軸との偏心は付加曲げモーメントとして断面決定時に考慮した。

1-3 断面決定

断面決定は、立体骨組解析および後述する地震応答解析の結果により得られた断面力を用いて行った。なお、アーチリブの断面設計では、6-2

に示す弾性固有値解析により決定した有効座屈長を用いている。

また、応力の算出時に次の応力を考慮した。

(1)アーチリブウェブの板曲げ応力度

上支材は景観に配慮した円形断面としたため、アーチリブと上支材の交差部のウェブは、上支材の曲げにより板曲げ応力を受ける。板曲げ応力度の評価式を決定し、FEM解析によりその妥当性を確認した。

(2)アーチリブフランジの曲率による付加応力

アーチリブのフランジは曲率を持っているためその垂直応力度の作用によりフランジ面外方向への応力が作用する。したがって、面外方向への応力による付加曲げ応力を断面計算に考慮した。

(3)補剛桁フランジの板曲げ応力

補剛桁はアーチ主構に沿って傾斜しているため鋼床版とは角度を持って交差する。したがって、鋼床版の床組応力によりフランジに作用する面外方向力を考慮した。

2 鋼床版・床組の設計

鋼床版・床組は、中央径間では吊材により弾性支持された補剛桁と縦桁を有した構造であり、側径間では3主桁で支持された構造である。こうした構造を考慮し、格子解析、等価格子桁法、有限帯板法および立体構造解析により得られた断面力を用いて設計を行った。(表-2参照)

表-2 鋼床版・床組の解析方法

	中央径間	側径間
縦リブ	等価格子桁法	有限帯板法
縦桁	格子解析	————
横桁	格子解析	全体立体解析
横リブ	格子解析	有限帯板法
備考	吊材で弾性支持された格子桁を解析モデルとした。吊材の剛性をばね定数 $K=2,200\text{tf/m}$ として評価。	

また、設計にあたっては、吊材張力の水平成分による作用力および検査車荷重の水平力を横桁に考慮している。

さらに、解析により得られた断面力を用いて、次の項目も照査した。

- ①鋼床版、縦リブおよび縦桁における主構作用による応力と床組作用による応力との重ね合わせ
- ②横桁下フランジと補剛桁および中桁の下フランジとの交差部での2軸応力状態

3 隅角部の設計

本橋は景観に配慮し、構成部材をラーメン形式で結合した構造を採用している。このため、結合部の設計は、基本的には「阪神高速道路公団 設計基準 第2部」(平成2年6月)のラーメン隅角部によっている。その上で、設計の妥当性をFEM解析により照査している。

3-1 補剛桁とV脚交差部

交差部では、補剛桁下フランジが不連続となっているが、一般的な隅角部の設計を行い、下フランジを長くすることでフランジ力のウェブへの応力移行を円滑にするように考えている。

FEM解析では、ウェブ、下フランジお大きな応力の乱れはなく設計は安全側であることを確認した。しかし、横梁フランジは、補剛桁の挙動により橋軸方向の大きな圧縮応力を受けることがわかったため、補剛リブを追加した。

3-2 補剛桁アーチリブ交差部

補剛桁とアーチリブの交差部では、フランジコーナー部のフィレットに許容応力を超える応力集中が生じた。応力集中に対する照査法は一般的には定められていないが、本橋では「主塔設計要領：本州四国連絡橋公団」の規定を準用し、von misesesの相当応力が $0.8\sigma_y$ を超えないことを確認した。

また、フィレットについては、弾性座屈解析の結果、局部座屈の耐荷力が降伏点以上であること

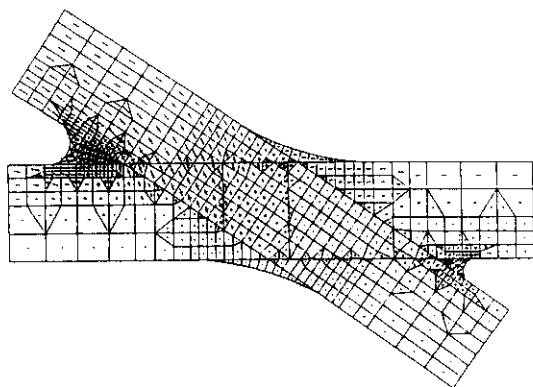


図-3 隅角部主応力分布
(両内曲げモーメント最大時)

を確認した。

3-3 上支材とアーチリブの結合部

上支材とアーチリブの結合部は、桁高が異なるため、上支材がアーチリブ腹板と剛結された構造となっている。さらに、上支材は曲げ引張部材であるので、アーチリブ腹板には、板厚方向に引張力が作用する。このため、結合部には、耐ラメラティア材を部分的に用いている。

FEM解析により、断面決定時に用いた板曲げ応力度の算定式の打と妥当性を確認した。

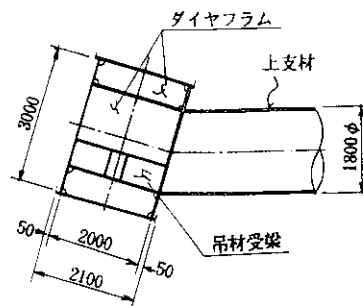


図-4 上支材とアーチリブの結合部

3-4 中間支点部

応力集中の有無およびジャッキアップ時の反力の円滑な流れをFEM解析により確認したところ、応力度はすべて許容応力度以下であり、応力集中は見られなかった。

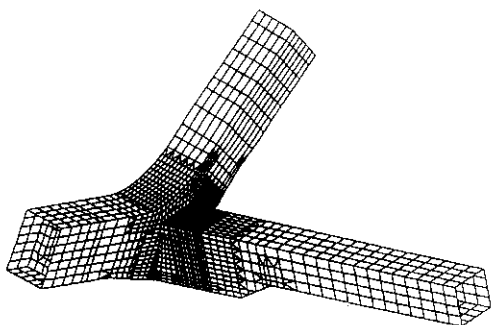


図-5 中間支点部解析モデル

4 地震応答解析

本橋は、中間橋脚での一点固定支持であることから、橋軸方向の固有周期が約 2.6秒とやや長周期系橋梁となっている。一方、当該地の常時微動観測によると 2.4秒にピークを示す地盤の卓越周期が観測されている。したがって、強震時には上部工の固有周期と地盤の卓越周期が接近し、共振現象により上部工に通常設計以上の応答が生じることも考えられる。

そこで、地盤特性を反映した動的地盤モデルを作成し、上部工、下部工および地盤からなる全体系の動的地震応答解析を行い、上部工設計用の応答スペクトルを得た。(図-7参照)

この応答スペクトルを用いて地震応答解析を実施し、耐震上の安全性を照査している。また、下部工については、動的地震応答解析で得られた橋脚下端の作用力、フーチングの加速度をもとに、杭と地盤の滑りや地盤の弾塑性を考慮した静的解析も実施し、基礎耐力を確認している。

4-1 動的地盤モデル

地表部常時微動測定(平成元年4月実施)のフーリエスペクトルとパワースペクトルにおける周期1秒以上のピーク周期の出現状況を整理すると 2.4秒および 1.7秒のピークがすべてのスペクトルに共通して出現している。一般に、周期1秒以上のピーク周期は、常時微動においては波浪の影響を受けたり各種の表面波成分が出現したりする

とされており、必ずしも地質構造を反映させたものではない可能性もある。しかしながら、2.4秒および 1.7秒のやや長い周期成分については当該地のボーリング時の常時微動観測でも出現しており、地下深部の構造を反映したものとして考慮することにした。

この常時微動のピーク周期に焦点を当てて、試行により動的地盤モデルを作成した。方法は、微小ひずみ時の仮定基盤に対する地表面の増幅度を求めるという伝達関数解析による。地震基盤としては、常時微動とよく対応するものとして、洪積地盤の「S-4層(o.p.-306m)」を選んだ。

入力地震動としては、本橋が長大橋梁でその重要度も高いことから、地震基盤での基準とする強度を、再現期間 100年、Ⅱ種地盤として算定される加速度応答スペクトルとした。また、地震波形としては、日向灘沖地震板島記録とEl Centro NS記録を振幅調整して用いた。

4-2 地盤の地震応答解析

地盤の地震応答解析は、電算プログラム「SHAKE」を用いて、弾性波動法を適用し基盤面において入射波を作用させて応答を算定した。

その結果、地表面最大加速度は260gal程度となり、o.p.-60m以深の地中部では100-140galではほぼ一定である。地震基盤の最大加速度は、130gal程度となった。

地盤ひずみは、o.p.-40m以深で $1/10000 \sim 1/1000$ のオーダーであり、破壊ひずみ領域ではなく弾塑性的な挙動を示す領域と考えられる。

基盤波に対する地表面波の増幅度をみると、1次周期については微小ひずみ時 2.4秒であったものが2割程度長周期化し、上部工の1次周期とほぼ一致している。

4-3 全体系の地震応答解析

(1)解析の方法

地震応答解析法としては周波数領域による複素応答解析法で行い、電算プログラムは「DYNAS」を使用した。また、境界条件の影響を除くためモデルの両側端にエネルギー伝達境界を設けた。

上部工については、資点を減じた簡略モデルを設定し、詳細な立体モデルと振動特性が一致しているか検証した上で用いた。さらに、地盤は平面ひずみ要素としてモデル化するため、奥行き幅（端軸直角方向49m）を基準として構造物の合成、質量を換算し、上部工・橋脚・杭を梁要素としてモデル化した。

(2)解析結果

下部工躯体および杭頭について、設計値は設計震度 $K_h=0.24$ で算出されているが、今回の解析値はこれを下回っている。橋脚下端での最大加速度は、150-170galであり、震度に換算しても $K_h=0.17$ である。解析結果の一部を図-6に示す。

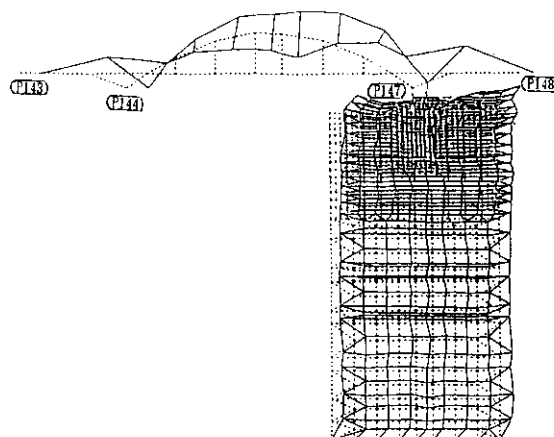


図-6 解析結果例（最大加速度：板島橋波）

4-4 上部工設計用地震荷重

本解析では、上部工を簡略化しているものの詳細なモードは一致させており、地盤と構造物の動的な相互作用が適切な精度で反映されていると思われる。したがって、本解析から得られた基礎天端の加速度応答スペクトル（図-7参照）を上部工設計時に用いて、地震時の応答を再現することとした。

設計スペクトルとして生の地震スペクトルを用いることも考えられるが、ここでは地震動の不確実性や地盤モデルが推定に基づいていることから上のような設計用スペクトルを作成した。なお、スペクトル作成にあたっては、減衰定数 $h=2\%$ は道路橋示方書と整合させている。

4-5 上部工の地震応答解析

前項に示した加速度応答スペクトルを用いて応答スペクトル法により解析を行った。

解析モデルとしては、静的解析における水平横荷重載荷時と同じ立体骨組みモデルを用いた。鋼床版は等価なせん断剛性をもつ仮想のトラス部材としてモデル化している。構造減衰は、上部工2%、下部工5%とした。

解析はRMS法で行い、応答値は有効質量が95%は以上となる振動モードまで考慮した。

解析結果から、いずれの部材においても、橋軸あるいは橋軸直角方向の応答が卓越していたため、

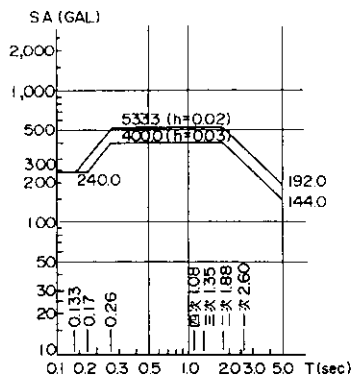


図-7 上部工設計用応答スペクトル

両者の応答により部材の照査を行った。その結果、橋軸方向の地震に対して固定支承側のV脚部および側径間補剛桁を、橋軸直角方向の地震に対しては可動支承側の上支材を各々断面補強した。

5 動的耐風性の検討（風洞試験）

耐風安定性についての机上検討では、本橋の最低次の固有振動数が0.43Hzと低い値であること、架橋地点が港湾部にあり、風の乱れが小さいと推定されることから、低風速で限定振動が発生することが予想された。しかしながら、アーチ橋一般

の動的耐風性に関しては、現在のところ研究例も限られており、まだ不明な点も多い。一方、本橋はバスケットハンドル型のアーチリブを有するほか橋軸線が緩やかなS字を描き、主桁部の断面形状も橋軸方向に変化する等、3次元性の強い形状である。

以上のことより、耐風性の定量的な評価においては、これらの特徴を考慮に入れることができるよう、橋梁全体の3次元全体模型を用いた風洞試験を実施した。

5-1 試験方法

風洞試験は大型境界層風洞（測定部断面：幅6m×高さ5m）において縮尺1/100の模型を用いて実施した。模型は、金属製剛性棒の周囲に木製外形材ブロックを付加した構造として橋梁全体を再現した。なお、アーチ橋であることから、とくに主桁部を魚骨タイプの剛性棒としてモデル化し、その仕様については試算を重ねて決定している。（写真-1参照）実橋および模型の振動特性を表-3に示す。



写真-1 試験状況

5-2 試験結果

一様流中で認められた振動は、鉛直曲げモードの限定振動であり、実橋風速にして十数m/sから各モード毎の振動がみられた。（図-8参照）発現風速は、無次元風速 U/fB （ B ：主桁部幅員）にしていずれも0.8程度であり、一般的にいわれている $U/fB=1.67$ 付近の風速の半分程度となっ

表-3 振動特性

モード	モード図	—:実橋解析値 △○:模型実測値	振動数
1次鉛直曲げ			0.430 Hz (4.570)
2次鉛直曲げ			0.563 Hz (6.660)
3次ねじれ (アーチリブ) 水平曲げ			0.825 Hz (8.220)
4次鉛直曲げ			0.995 Hz (10.50)
5次鉛直曲げ			1.115 Hz (13.50)

注) 振動数は、実橋解析値(模型実測値)の順に示す。

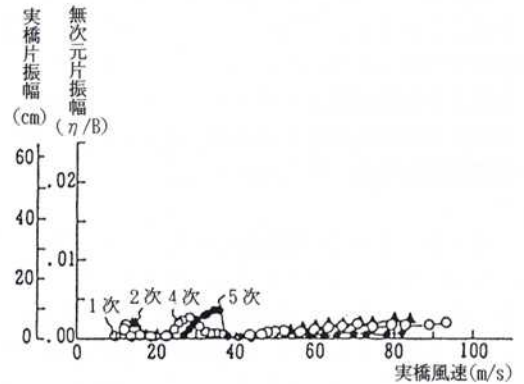


図-8 風洞試験結果① (一様流中)

ている。これは、本橋の断面形状が主桁部両端に傾斜した長方形断面の補剛桁を有する特徴的な形状であることに関連したものであることが考えられる。また、3次モードの振動がみられないのは、主桁部のねじれ変形にアーチリブの水平曲げが伴

うモードであるため、アーチリブの変位が等価極慣性モーメントを増大させているからと考えられる。風向を変化させたケースも、応答振幅の増減はあるものの、ほぼ同様の特性を示した。

境界層乱流中では、一様流中で見られた限定振動は消滅し、かわって低次モードのパフェッティングが発達する結果となった。(図-9参照)

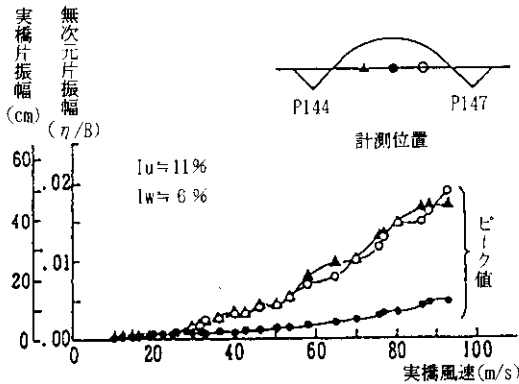


図-9 風洞試験結果②(境界層乱流中)

試験結果を用いた橋体応答の照査の結果、初通過破壊、累積疲労、使用性について現設計で問題のないことが確認できた。

6 アーチリブの耐荷力照査

ニールセン・アーチ橋のアーチリブの耐荷力特性については、弾塑性有限変位解析や実験的研究により、かなり明らかにされている。しかし、本橋のような鉛直吊り形式のケーブルを有するバスケットハンドルタイプのアーチリブで構成された3径間連続中路式バランスド・アーチ橋のアーチリブの耐荷力特性については、まだ、ほとんど明らかにされていない。本橋のアーチリブは、弾性座屈解析で決定した有効座屈長を用いて慣用的な方法で設計している。したがって、このように設計されたアーチリブが、座屈耐荷力に対して、道路橋示方書の安全率を確保しているかどうかを弾塑性有限変位解析により検討した。

6-1 弾性座屈解析

解析に用いた基本荷重は、次の3ケースとしている。

- ①CASE 1 : D+L+I:アーチリブ軸力の最大となる荷重(活荷重満載)
- ②CASE 2 : D+L+I:アーチリブ変位の最大となる荷重(活荷重半載)
- ③CASE 3 : D+EQ:アーチ面外荷重のうちアーチリブ軸力の最大となる荷重(設計水平震度kh=0.29)

解析結果のモード図を図-10に示す。

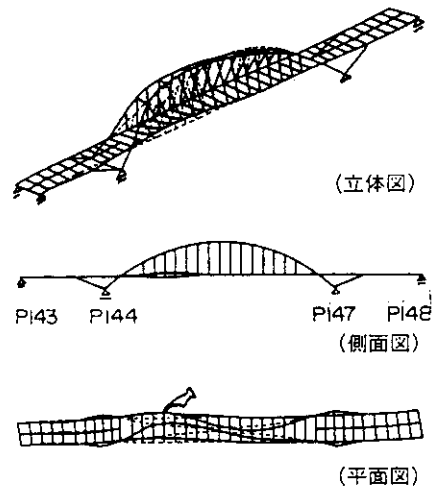


図-10 解析モード図(CASE 1, 1次)

6-2 有効座屈長

弾性座屈解析により得られた座屈時の軸力を用い、各部材の有効座屈長を次式により求めた。

$$l_{e,i} = \pi \sqrt{\frac{EI_i}{N_{cr,i}}}$$

ここに、

i : 部材番号 N_{cr} : 部材の座屈時軸圧縮力

l_e : 有効座屈長、 $E I$: 部材の曲剛度

さらに、有効座屈長は、部材および載荷量により種々に変化すること、また弾性座屈解析では考慮していない支点沈下や温度変化等の影響も考

合わせ、採用する有効座屈長は、座屈解析結果をもとに安全側にまらめた値として、これを図-11示す。

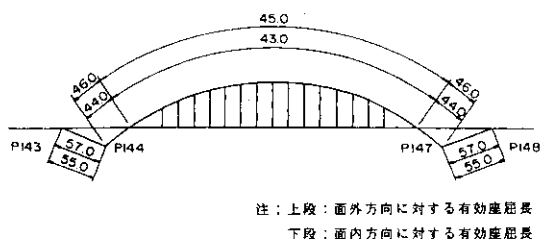


図-11 アーチリブの有効座屈長

6-3 アーチリブの有効座屈長

本解析では、ケーブルを有する3次元骨組構造物のための専用プログラム「EPASS」を用いた。解析モデルでは、アーチリブ、V脚および上支材について弾塑性を考慮した箱型断面要素としている。

弾塑性有限変位解析で得られた結果をまとめると、次のとおりである。

①岸和田大橋のアーチリブおよびV脚の終局強度は、道路橋示方書に定められている安全率を上回っており、アーチリブおよびV脚は座屈に対して十分に安全側の設計となっている。

②活荷重中央径間全載荷の場合、断面積が小さい中央径間中央付近のアーチリブで、主として軸方向圧縮力によって断面が全塑性状態となり、終局状態になった。これは、曲げモーメントが大きくなるアーチリブおよびV脚の断面が地震による動的解析結果によって決まっているためと考えられる。

③活荷重中央径間半載荷の場合、活荷重が載荷されている側のV脚において降伏が生じるが、その後、変位および塑性域がアーチリブ全体で徐々に増加し、終局状態になった。

7 鋼床版の耐荷力照査

本橋の鋼床版は、補剛桁間28.154mの幅広いも

のとなっており、全橋にわたりトラフリブが橋軸方向のみ配置されている。

この鋼床版は補剛桁に剛性された構造となっているため、主桁作用として最大1137kgf/cm²の橋軸方向の引張応力が発生する。また、格子解析によると、橋軸直角方向には、横桁の圧縮フランジとして最大846kgf/cm²の圧縮応力が発生する。しかし、橋軸直角方向には鋼床版は無補剛桁であることから、座屈照査を行い、安全性を確認した。

7-1 鋼床版の耐荷力照査

鋼床版の橋軸方向の作用面内応力度 σ_x は3次元骨組構造解析により、橋軸直角方向の作用面内応力度 σ_y は格子解析およびFEM解析により各々求め、鋼床版を2方向面内力を受ける補鋼板として、文献1)の極限強度相関曲線および文献2)、3)で示された簡易計算法により求めた縦方向圧縮強度を用いて、座屈照査を行った。その結果をまとめると次のとおりとなる。(なお、補剛板パネル位置を図-12に示す。)

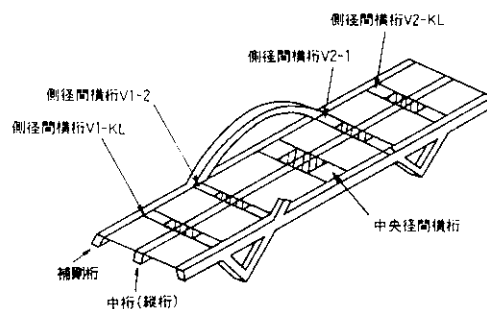


図-12 補剛板パネルの位置

①鋼床版の座屈に関しては、側径間の横桁V2-KLおよびV1-KLの中央部付近の板厚を12mmから13mmに増加することによって、本橋の鋼床版はすべての領域において座屈に対し、道路橋示方書の安全率1.7を満足することがわかった。

②座屈解析に先立ち実施したFEM解析をもとに鋼床版設計に用いた格子解析による σ_y を検討してみると、鋼床版に発生する σ_y は格子解析により精度よく求められることがわかった。しかし、

横リブウェブに発生する σ_y は、格子解析では正確に求められていない。このため、鋼床版横リブウェブについて、さらに座屈照査を行なうこととした。

7-2 鋼床版横リブウェブの座屈照査

横リブウェブを圧縮、曲げおよびせん断を受ける補剛桁にモデル化し、文献5)、および「座屈設計ガイドライン」の圧縮板の耐荷力曲線を用いて補剛桁モデルの座屈照査を行った結果、縦桁付近の横リブウェブの中央を1本の水平補剛材で補剛すれば、道路橋示方書の安全率1.7を満足することがわかった。

あとがき

岸和田大橋は、鉛直吊りケーブルを有する中路式バランスドアーチという過去にあまり例のない形式であることもあり、その設計にあたっては、慣用的な線形方法のみでは解決できない点多かった。そこで、本稿で紹介したような種々の検討を実施している。その中には、アーチリブの有効座屈長の取り方、隅角部の応力照査、2方向面内力を受ける鋼床版の耐荷力照査、アーチでは数少ない風洞試験等、本橋と同種の橋梁を設計する際に一助となる検討結果も多い。したがって、本橋だけに限らず阪神高速道路公団で設計施工した他のアーチ橋の検討結果も含めて、今後のアーチ橋設計に反映できるように、より一般的な形にまとめていくことも必要であると考え。

最後に、風洞試験の実施に際し貴重な御助言をいただいた京都大学 白石成人教授、全橋および鋼床版の耐荷力照査に御指導・御尽力いただいた

大阪市立大学 中井博教授、大阪市立大学 北田俊行助教授、また、実設計に携わられた岸和田旧港工区上部工JVの皆様へ深謝する次第である。

参考文献

- 1) Kitada T., H. Nakai and T. Furuta: Ultimate strength and interaction curve of stiffened plates subjected to biaxial in-plane forces, Proc. of JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol. 8, No. 3, pp. 113s, October 1991
- 2) 北田俊行・中井博・古田富保: 横方向圧縮力を受ける補剛板の極限強度とその一簡易算定法に関する研究、土木学会論文集(1992年4月)
- 3) 北田俊行・中井博・宮坂佳洋・古田富保: 2方向面内力を受ける補剛板の極限強度に関する実験的研究、土木論文集、No.437/I-17, pp. 79-88, 1991年10月
- 4) 小松定夫・北田俊行: 初期不整をもつ補剛された圧縮板の極限強度の実用計算法、土木学会論文報告集 第296号 pp. 1-12, 1980年4月
- 5) Kloppel, K. und J. Scheer: Beulwerte, an-gesteigter Recherchplatten, I. und II. Band, Verlag von Wilhelm Ernst Sohn, 1960 und 1968
- 6) 財) 災害科学研究所: 岸和田大橋の全橋および鋼床版の耐荷力照査、平成3年3月
- 7) 安田扶律・白石成人・松本雅治 他: 長径間アーチ橋(岸和田大橋)の風洞試験、土木学会第47回年次学術講演会論文集、平成4年9月
- 8) 松本雅治・安田扶律: 岸和田大橋の耐震解析: 阪神高速道路公団第23回技術研究発表会論文集