

西長堀出入路の設計

大阪第二建設部 設計課	吉 田	聰
同 部 同 課	木 代	穰
管理技術センター	吉 川	実

要 約

西長堀出入路は環状線の渋滞解消および神戸線・大阪港線への有効利用等を目的として計画されたランプである。

本ランプは供用路線（神戸線、大阪港線）と交差すること、幹線街路上に建設されること、地下鉄、連絡通路、地下埋設物等が縦横に複雑に入り組んでいること等、地上・地下空間を高度利用された場所に設置されるため、ランプ構造物の設置および施工スペースは非常に制約されている。

このため、設計および施工共難度が高く、検討課題が多岐にわたっている。

そこで、本論文では設計に関する種々の検討課題のうち、次に示す内容についてまとめた。

- (1) 既設構造物の座標、線形等を求めるための測定手法の提案と測量結果にもとづいた新設ランプ線形の既設本線へのすりつけ方法
- (2) 多層構造、曲線桁、桁と橋脚梁との剛結構造を有する立体構造系に対する解析と実設計への適用に関する検討
- (3) 柱に曲面を有する鋼製ラーメン橋脚隅角部のFEM解析による構造検討
- (4) 既設桁（鋼床版箱桁）と新設桁（鋼床版箱桁）とを多数のブラケットにより結合し、荷重分配させる構造形式に対する妥当性の検討

まえがき

西長堀出入路は環状線の負担の軽減を図り、渋滞対策に資するとともに、3号神戸線、16号大阪港線の有効利用と地域サービスの向上を図るものとして計画されたランプである。（図-1）

本ランプが設けられる阿波座駅前交差点付近は、幹線街路「尼崎-堺線」（新なにわ筋）と「築港-深江線」（中央大通）とが平面交差していること、大阪市営地下鉄「中央線」と「千日前線」が地下で交差し、阿波座駅舎連絡通路、階段等が複雑に連絡しあっていること、さらに、地中には、上・

下水道、電気、通信の各幹線および枝線が縦横に埋設されていること等、地上・地中とも立体的に高度利用が図られている地区である。

以上のように、各種既設都市施設に高度に利用された空間にランプ構造物を建設するには非常に多くの制約があり、設計・施工上検討を加える課題が数多くある。

そこで、本論文では設計上の検討課題のうち、次の内容に着目し詳述する。

(1)既設本線との分合流部においては、新設ラン

ブの線形をすりつけるために、既設建造物の座標、線形等を知る必要がある。そこで、既設建造物に対する測量手法および既設の線形に新設の線形をすりつけるための手法について検討を行った。

(2)阿波座駅前交差点において、神戸線および大阪港線それぞれのON、OFFランプの3径間連続鋼床版箱桁がNP-1橋脚に集まり、梁に剛結されている。また、神戸線に取付くランプ桁は既設橋脚上に設置される。

交差点部については、既設、新設を含めた立体構造系として境界条件を設定し、水平力の方向を変化させて解析し、その結果をもと

に設計を行った。

(3)NP-1橋脚(2層鋼製ラーメン)は景観を考慮して脚柱の角に曲面を設けている。隅角部についても曲面部を構造部材として設計上取込んでいる。そこで、応力の流れ等を照査するためにFEM解析を行った。

(4)神戸線へ取付くランプ桁(鋼床版箱桁)は、当初より既設桁(鋼床版箱桁)と、多数のブラケットにより結合する構造として計画されていた。一般的に行われている荷重分配横桁による分配方法と今回の方法との構造上、機能上の整合性について検討を行った。

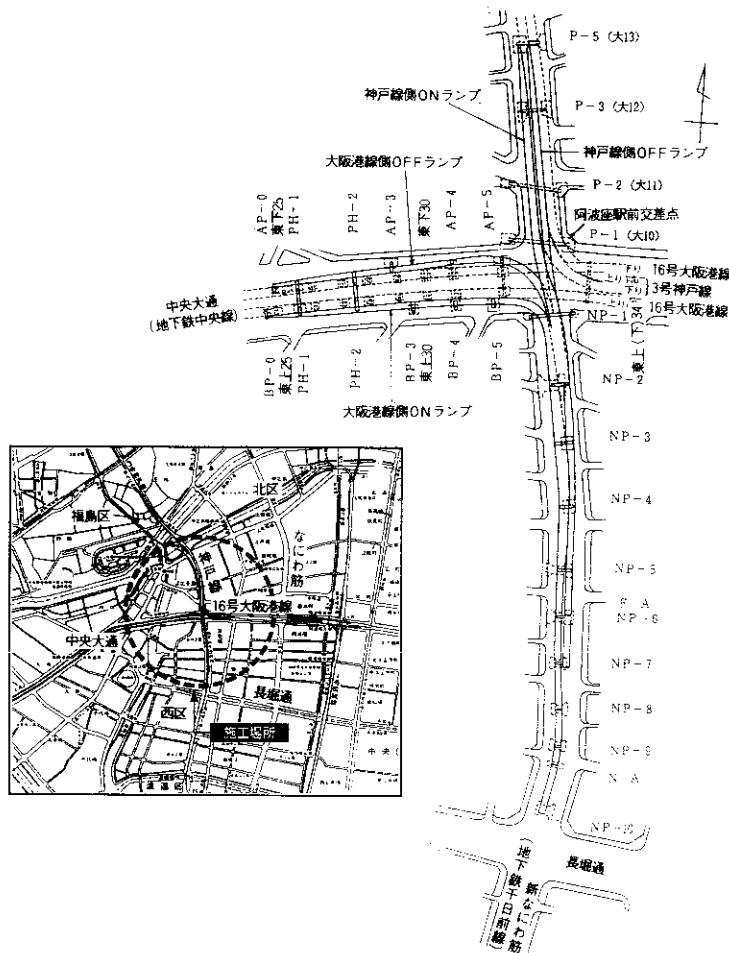


図-1 位置図

1 既設構造物に関する測量および線形計画

1-1 概要

本ランプは神戸線・大阪港線の既設構造物とすりつける計画となっているが、既設構造物の線形が各々小座標系で定義されており、大座標系で定義されている計画線形との関係が不明確であった。そこで、すりつけ部の線形条件の決定および神戸線・大阪港線と4層構造を形成する交差点部の建築限界の確認を主な目的として測量を実施し、その結果をもとに新設部の計画線形を修正した。図-2に測量から線形の定義までの流れ図を示す。

うことになるが、ここでは各々の構造物の線形定義が小座標系で定義され、かつ工区境の座標値が一致しないなど、各々の構造物を測量座標系で再定義する必要が生じた。その方法として

- ①実測した点列から直接的に線形要素を決定し、大座標系に変換する方法
- ②既設構造の線形要素を生かして小座標系を大座標系に変換する方法

の2通りの方法が考えられた。①の方法は線形要素の決定が難しいばかりでなく構造物が2つの線形要素を持つため、将来の管理上問題が生ずることが予想されたので、②の方法を採用した。

一般的に座標変換するためには、図-3に示す

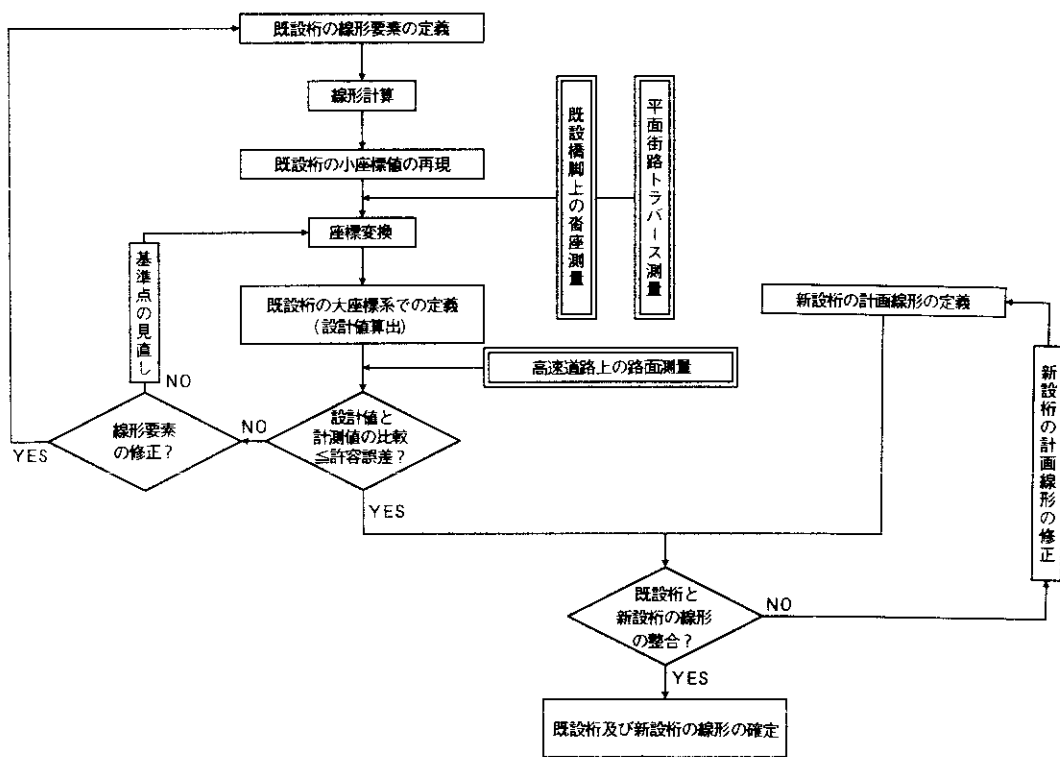


図-2 測量から線形の定義までの流れ図

1-2 既設構造物の線形

既設構造物が測量座標系で定義されていれば、これを設計値として測量にて計画線形の修正を行

うように任意点の小座標値 (x, y) と大座標値 (X, Y) とその方向角 (θ) が与えられれば、式(1)にて変換できる。

$$\left. \begin{aligned} X &= X_0 + x \cos \theta - y \sin \theta \\ Y &= Y_0 + x \sin \theta + y \cos \theta \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

そこで、平面街路トラバース測量と既設橋脚上の既設桁杓座位置の測量結果をもとに式(1)にて座標変換式を算定し、既設桁を大座標系で定義した。

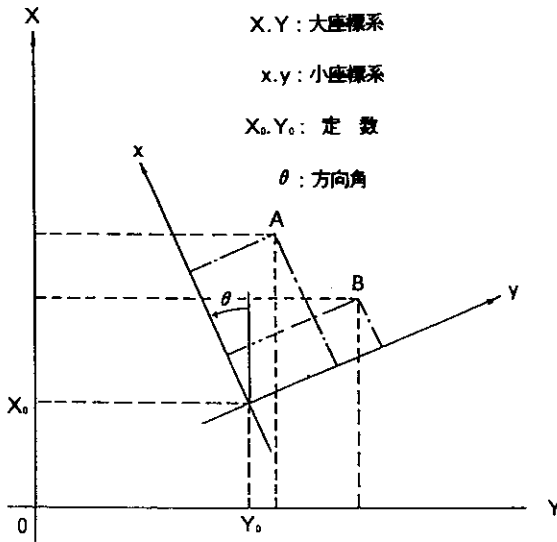


図-3 座標変換説明図

1-3 高速道路上の路面測量

計画線形で既設構造物とスムーズにすりつくか、交差点部の線形コントロールポイントが計画どおりかなど線形計画の妥当性を確認するため、高速道路上の路面測量を行った。計測範囲は図-4に示す神戸線・大阪港線の分合流部と阿波座駅前交差点部とした。計測点は1-2で算定した計算値と比較できるように図-4に示すA-C点に着目し、橋軸方向は各格点位置の座標値を計測した。

1-4 計測結果および線形計画

既設桁の外側線に関する設計値と実測値の比較を表-1に示す。計測結果を総括すると、平面線形のずれは平均で10~30mm程度、標高差が神戸線側で30~40mm、大阪港線側で60~70mm程度、実測値の方が低い傾向であった。

この結果に対して、平面線形のずれは計測誤差も考慮に入ると、許容し得る値と判断し平面線形は変更しないことにした。

標高差に対しては、既設桁のすりつけ区間の縦断線形設計値に対して、下方に所要量シフトした値を修正後の設計値とした。新設桁の縦断線形はノーズ位置や交差点部へ影響が最小限となるように、縦断緩和曲線を平行移動した。(図-5)

表-1 計測結果

[単位: mm]

	神戸線南行	神戸線北行	大阪港線東行	大阪港線西行	
平面線形の差	$\Delta \bar{Y}$	23	8	27	6
	ΔY_{max}	43	14	73	30
	ΔY_{min}	1	0	-2	-27
	σ_n	15	3	18	11
	$\Delta Y_i - \Delta Y_{i-1}$	12	6	34	29
縦断線形の差	$\Delta \bar{Z}$	-34	-44	-65	-67
	ΔZ_{max}	-53	-72	-100	-87
	ΔZ_{min}	-15	-22	-36	-40
	σ_n	11	14	14	11
	$\Delta Z_i - \Delta Z_{i-1}$	13	16	28	46

$\Delta y^*, \Delta Z^*$: 外側線の法線方向の差, 標高差
 $\Delta \bar{y}, \Delta \bar{Z}$: " " " " の平均値
 $\Delta y_{max}, \Delta Z_{max}$: " " " " の最大値
 $\Delta y_{min}, \Delta Z_{min}$: " " " " の最小値
 σ_n : " " " " の標準偏差

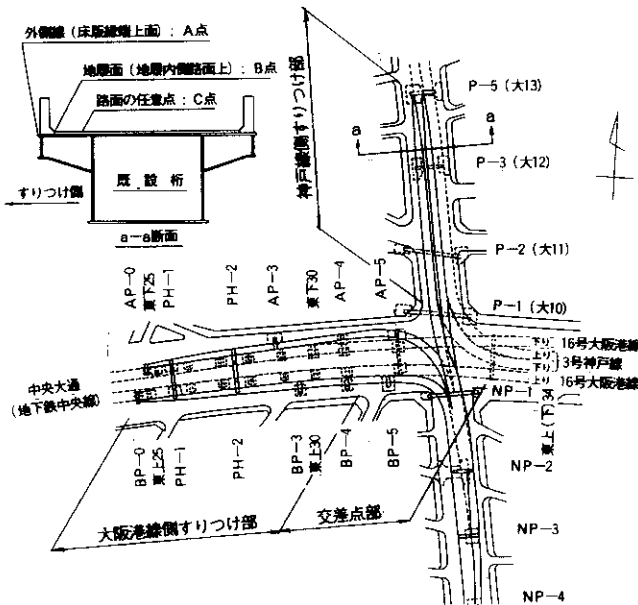


図-4 計測範囲

$\Delta y_i - \Delta y_{i-1}$: 格点間の差の最大値
 $\Delta z_i - \Delta z_{i-1}$
 ※ $\Delta y > 0$ は、計画桁側に既設桁外側線がくい込んでいる事を示す。
 $\Delta z < 0$ は、設計値の方が高い事を示す。

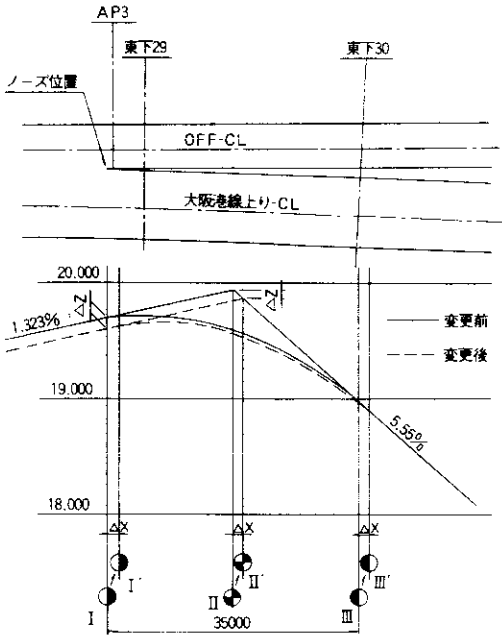


図-5 縦断曲線修正方法

2 交差点部の立体構造の設計

2-1 概要

交差点部の構造系には下記の特徴がある。
 (1) 港線ONランプ、神戸線OFFランプおよび港線OFFランプの鋼桁がNP-1橋脚の水平梁と剛結構造となっており、通常の格子桁としてのモデル化が難しい。
 (2) 橋脚は鋼桁を2層構造で支持する柔な鋼製橋脚であるので、各々の連成パネの影響を考慮する必要がある。
 (3) $R=30\sim60m$ の曲率を有する曲線桁があったり、新設桁と既設桁が既設橋脚上に設置されていたりするので、風や地震などの横荷重に対して相互作用を考慮する必要がある。
 そこで、交差点部の新設桁・橋脚からなる構造に、大P-11~NP-2、東P-31~東P-34

区間の既設桁・橋脚を含めた上・下部一体構造を、立体骨組解析プログラムを用いて詳細設計を行った。

表-2 境界条件

橋脚	I端	J端	フリーの方向	境界条件						備考
				TX	TY	TZ	RX	RY	RZ	
P-2 (大1)	1201	1202	13° 36' 35"	○	○	○	○	○	○	神戸線ON
	1205	1206		○	○	○	○	○	○	
	1211	1212	13° 36' 35"	○	○	○	○	○	○	神戸線OFF
	1215	1216		○	○	○	○	○	○	
	821	903	13° 30' 28"	○					○	神戸線下り
	801	911	13° 30' 29"	○					○	神戸線上り
P-1 (大10)	908	909	-88° 59' 29"		○					ラーメンはり受
	1221	1222	17° 03' 46"	○		○	○	○	○	神戸線ON
	1224	1225	17° 03' 46"	○	○	○	○	○	○	
	1231	1232	15° 02' 29"				○	○	○	神戸線OFF
	1234	1235	15° 02' 29"				○	○	○	
	825	919	28° 08' 52"						○	神戸線下り
NP-1	805	925	32° 46' 50"						○	神戸線上り
	923	924	-85° 55' 32"		○					ラーメンはり受
	79	1311	20° 52' 02"				○	○	○	神戸線ON (東)
NP-2	80	1312	20° 52' 02"				○	○	○	＊ (西)
	135	1291	13° 25' 51"				○	○	○	＊ (東)
	136	1293	13° 25' 51"				○	○	○	＊ (西)
	1241	1242					○	○	○	
BP-4	1244	1245	13° 25' 51"				○	○	○	港線ON
	499	1301	15° 45' 45"				○	○	○	神戸線OFF
	702	1303	15° 45' 45"				○	○	○	港線OFF
	1281	1282	-79° 04' 08"				○	○	○	港線ON
AP-4	1285	1286					○	○	○	
	1271	1272	73° 49' 42"				○	○	○	港線OFF
BP-5	1275	1276					○	○	○	
	1261	1262	-79° 04' 08"				○	○	○	港線ON
AP-5	1264	1265					○	○	○	
	1251	1252	92° 32' 34"				○	○	○	港線OFF
	1254	1255	92° 32' 34"				○	○	○	

注) 1) TX, TY, TZは変位拘束、RX, RY, RZは回転拘束を示す。
 2) 境界条件は、部材座標系に対する拘束を意味する。
 3) フリーの方向は、大座標系X軸に対する角度を示す。
 4) ○印は変位拘束フリーを示す。

2-2 解析モデル

既設桁・橋脚に作用する横荷重の影響を考慮するため、新設桁・橋脚から成る構造系に既設系を追加し、図-6に示すような立体骨組構造にモデル化した。

NP-1橋脚を核に港線ONランプ、神戸線OFFランプ・港線OFFランプが水平梁に剛結され、神戸線ONランプが固定されている。また、大P-10、AP-5、BP-5橋脚は固定支承として、NP-1橋脚への横荷重の集中を緩和している。

新設桁は死荷重および活荷重など鉛直荷重に対

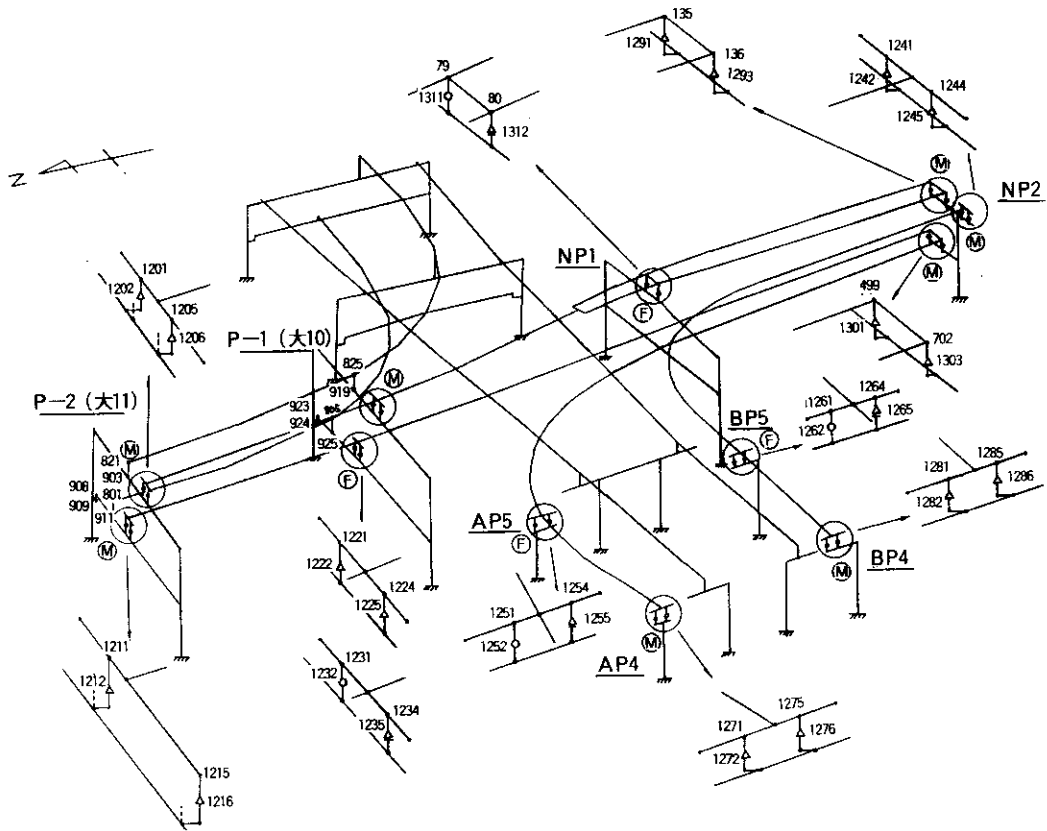


図-6 立体解析モデル

して、影響線解析を行うためダイヤフラム・横桁などを考慮した魚骨構造とした。一方、既設桁は鋼床版2主桁桁橋であったが、等価換算断面性能を有する棒部材とした。

支承のモデル化は立体解析の場合、解析結果に与える影響が大きいため、1箱桁2支承については図-6に示すような門型ラーメンとし、接続する格点を表-2に示す境界条件とした。また、2箱桁で主桁が平行でなく、可動方向が各主桁の接線方向である中間支点部を忠実にモデル化すると、支点上横桁に軸力などが生じてしまうため、支承移動方向は2主桁の平均値方向とした。

2-3 影響線載荷による鉛直荷重解析

交差点部の構造系の場合、既設桁の鉛直荷重が新設桁の断面力に及ぼす影響は極めて小さいので、

鉛直荷重に対しては新設桁の部分にのみ影響線載荷を行った。

2-4 固定荷重載荷による横荷重解析

既設桁・橋脚に作用する風荷重や地震力などの横荷重は、新設桁・橋脚の断面力に影響する。したがって、新設・既設桁および橋脚について、横荷重の方向性を考慮し、固定荷重による横荷重解析を行った。

(1)地震荷重

東西および南北方向を基準とし、15°刻みで地震力を載荷した。

(2)風荷重

東西および南北方向を基準とし、45°刻みで風上・風下側の区別も考慮して載荷した。その他、支点沈下・温度変化・衝突荷重も固定

荷重として解析した。

2-5 設計断面力および断面計算

鉛直荷重解析および横荷重解析の結果を用い、着目点に対して6自由度の断面力を各々抽出し、荷重の組合せを考慮して最大値および最小値を求めた。この時、組み合わされた6自由度の個々の断面力の最大値および最小値に対する同一載荷状態を考え、それら6断面力を設計断面力とした。また、主桁の断面決定は、曲率半径がかなり小さい ($R=30\sim 60\text{m}$) 桁もあるため、この影響を考慮して腹板厚・補剛材断面を決定した。

2-6 動的解析

耐震設計は修正震度法により行ったが、構造系の特殊性を考えると、動的解析の必要性があると判断された。そこで、立体骨組モデルを用いて固有振動解析を行い、加速度応答スペクトル曲線上で各モード毎の応答加速度を算出し、R.M.S応答値を求めた。

さらに、設計震度および加速度応答倍率の確認のため、補正係数 β を算出し、修正震度法の妥当性を確認した。

3 曲面を有する鋼製橋脚柱隅角部の構造と解析

3-1 概要

NP-1橋脚の構造は、図-7に示すように下端固定の鋼製2層門型ラーメン構造である。

橋脚の断面形状は、都市内構造物としての景観への配慮から、片側のコーナー部にのみ曲面を有する2軸非対称な断面となっている。

曲面を有する鋼製橋脚柱の設計については、文献1)があるが、この場合、隅角部の曲面は化粧板を用いており、構造部材とはなっていない。本橋脚の場合、地下埋設物および街路建築限界との関係から柱断面の寸法が制約されているため、隅角部および脚柱部の断面とも曲面を有する断面を構造部材として取扱った。

曲面を有する橋脚柱の隅角部の設計については、

図-8に示すように柱断面を曲面の重心位置にフランジを移動して矩形断面に変換した後、既存の

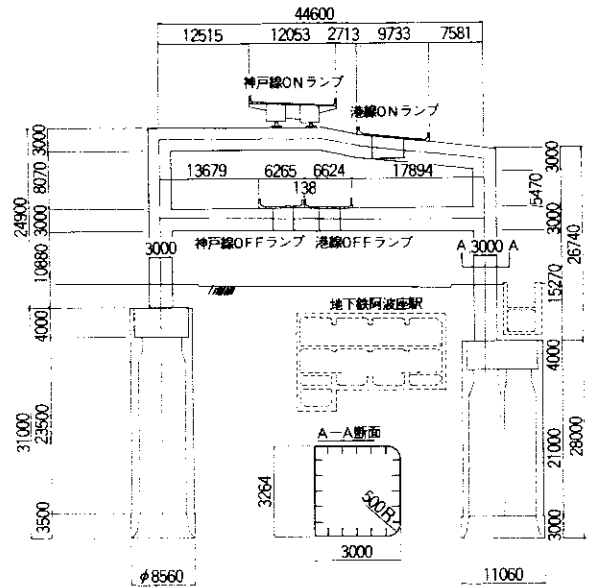


図-7 NP-1橋脚一般図

設計手法を用いて隅角部としての設計を行った。このような設計手法の妥当性を検証するため、弾性FEM解析を行った。

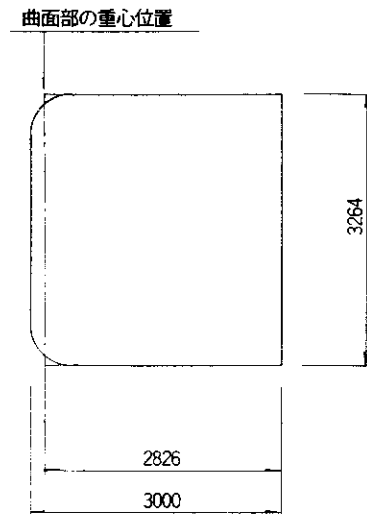


図-8 隅角部計算用の変換断面

3-2 解析モデル

曲面を有する柱断面を矩形断面に簡易化する設計手法の妥当性および曲面を有するフランジが隅角部の応力分布に及ぼす効果を確認するため、図-

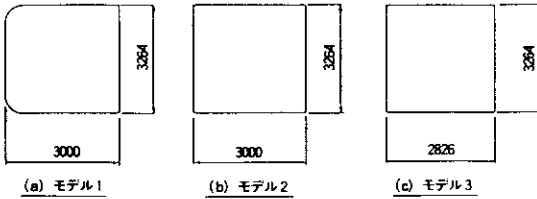


図-9 FEM解析ケース

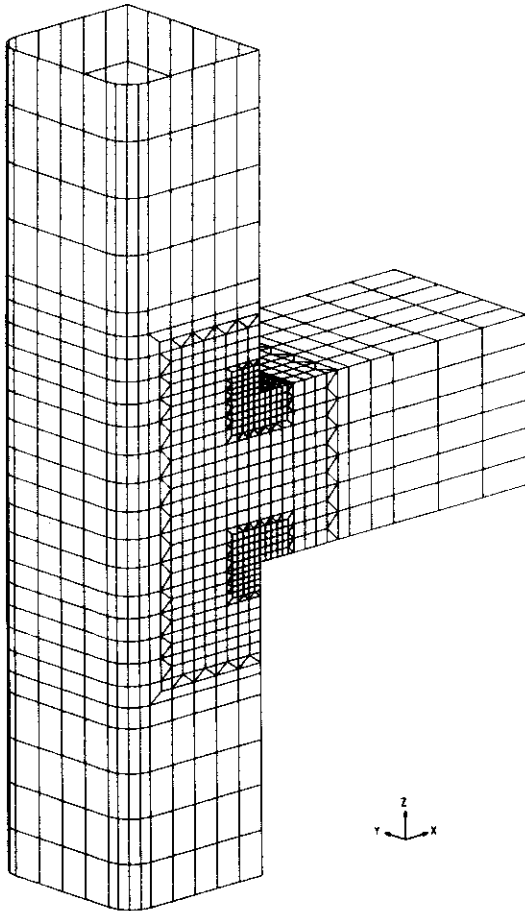


図-10 FEM解析モデル (モデル1)

9に示す3つのモデルの断面形状について、立体FEM解析も行った。

モデル1：実橋脚柱断面 (3000×3264, 500R)

モデル2：矩形断面 (3000×3264)

モデル3：フランジを曲面の重心位置に移動した変換断面 (2826×3264)

解析モデルの一例としてモデル1の場合を図-10に示す。縦リブは梁要素にモデル化されている。境界条件は柱下端を固定とした。

3-3 解析結果および考察

モデル1の解析結果を図-11に、最大応力度の比較を表-3に示す。解析結果より、以下のことが明らかになった。

- (1) 柱ウェブの垂直応力度の分布から、脚内側のフランジの近傍でせん断遅れの影響による局所的な応力集中が見られる。
- (2) 柱フランジの垂直応力度は脚内側フランジで、簡易計算値より約1.5倍となっている。一方、曲面を有する脚外フランジでは、せん断遅れの影響が小さいためか、計算値より小さい。応力集中も小さく、ゆるやかな応力分布となっている。
- (3) 梁ウェブの垂直応力度の分布から、上下フランジの近傍でせん断遅れの影響による局所的

表-3 最大応力度の比較

(単位: kgf/cm²)

着目点	解析ケース	モデル2			モデル1			モデル3		
		簡易計算	FEM	FEM	FEM	FEM	簡易計算	FEM	簡易計算	
柱ウェブ 梁上フランジ	脚外側	-1311	-1368	-1345	-1597	-1444				
	脚内側	1673	2334	2356	2455	1816				
柱ウェブ 梁下フランジ	脚外側	442	289	205	371	509				
	脚内側	-1174	-2021	-2024	-2060	-1263				
柱フランジ 脚外側 梁上フランジ	ウェブ位置	-1311	-1368	-1345	-1597	-1444				
	フランジ中央		-568	-690	-620					
柱フランジ 脚外側 梁下フランジ	ウェブ位置	-442	289	205	371	-509				
	フランジ中央		-293	-280	-306					
柱フランジ 脚内側 梁上フランジ	脚外パネル	1673 (986)	2129	2150	2250	1816 (863)				
	中央パネル		177	181	200					
柱フランジ 脚内側 梁下フランジ	脚外パネル	-1174 (-411)	-1880	-1882	-1927	-1263 (-458)				
	中央パネル		-403	-402	-405					
水平梁ウェブ	1164側	2073	2965	3010	3058	2100				
	1165側	-1727	-2251	-2254	-2279	-1754				
水平梁 上フランジ	脚外パネル	2073 (518)	2894	2906	2948	2100 (545)				
	中央パネル		993	990	972					

注) () 内はせん断遅れによる値を示す。

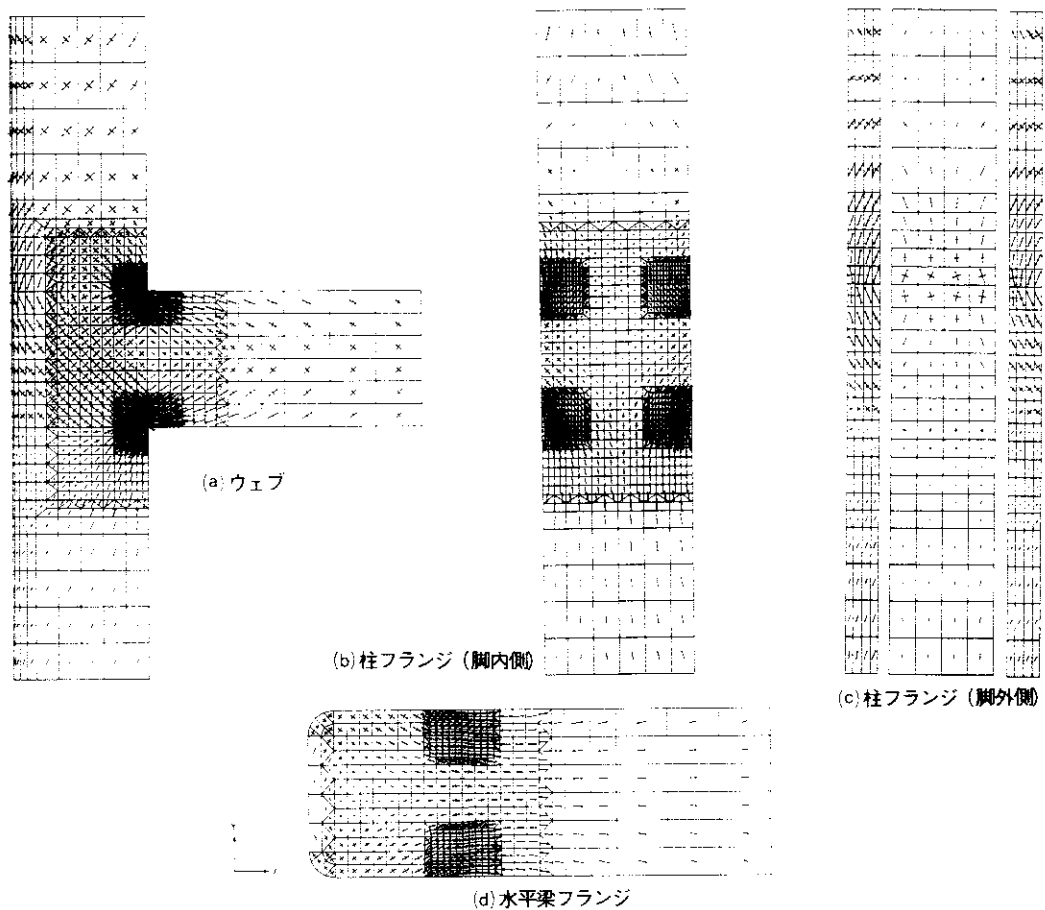


図-11 FEM解析結果（モデル1）

な応力集中が見られる。応力分布の形状は各モデルでほとんど変わらない。

- (4) 曲面を有するモデルのFEM解析による最大応力度は、使用鋼材（SM570）の許容応力度を若干超過している部分があるが、これは局部応力であり、また降伏点強度より小さく、特に問題はないと思われる。
- (5) 置換えモデルを用いた簡易設計手法は、一部FEM解析結果より小さめの値となるものの、最大応力度の推定が充分可能である。

4 既設桁と新設桁の連結

4-1 概要

神戸線側の分合流部においては、当初より既設

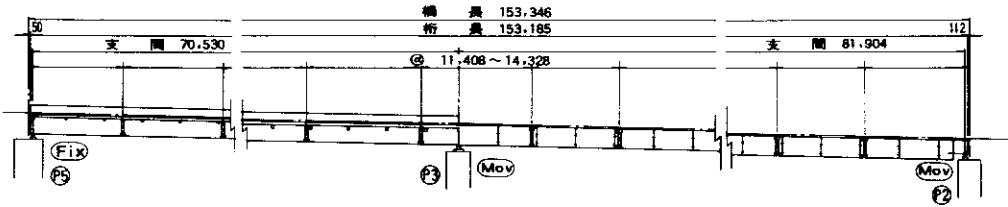
桁と新設桁の鋼床版およびブラケットを剛結することにより2主箱桁とするように計画されていた。このような2主桁の橋梁の場合、一般的には10～15mの間隔で荷重分配横桁を設置する。しかし、本橋の場合荷重分配横桁を設置せずにブラケットのみを連結し、荷重を分配させるように考えられている。（図-12）

そこで、ブラケットのみで連結した場合十分な荷重分配作用があるかどうか検討を行った。

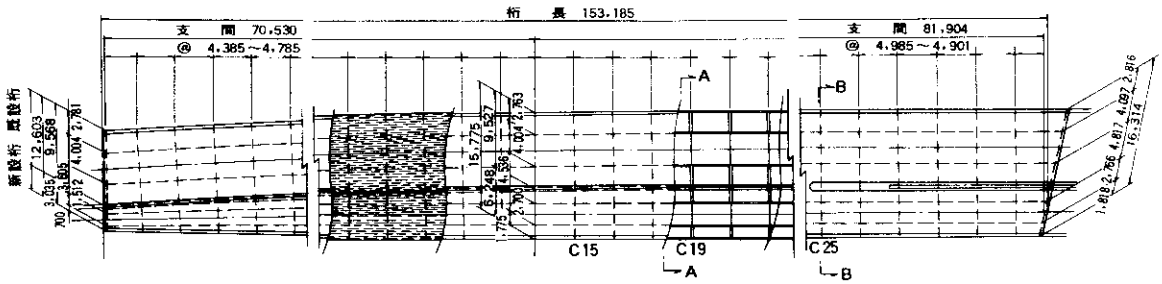
まず、曲げ格子剛度、ねじり格子剛度により分配作用があるかどうかを判断した。次に、格子計算を行って分配の程度を検証した。

以下の検討には神戸線上りの橋梁の数値を使用した。

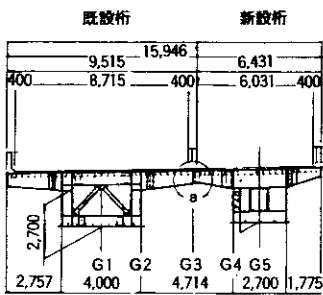
側 面 図



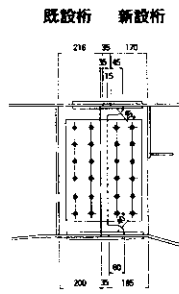
平 面 図



A-A断面



a部詳細



B-B断面

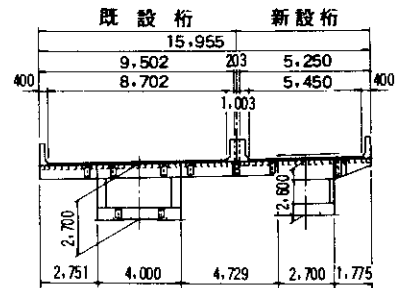


図-12 ブラケット連結された2径間連続鋼床版箱桁 (大11~13、神戸線上り)

4-2 荷重分配の効果

4-2-1 格子剛度による検討

多数の横桁で連結された2主桁橋である本橋の曲げ格子剛度は無限数横桁がある場合の計算式²⁾を適用して次のようになる。

$$Z_{(1)} = 33 \quad (Z_{(2)} \text{以下は省略する})$$

同様に、ねじり格子剛度は

$$Z_{\gamma(1)} = 1.0$$

以上の値より分配係数をみると、 $K_{aa} = 0.55$ であり、90%程度の分配作用があることがわかる。

4-2-2 格子計算による検討

ブラケットのみを連結した場合の荷重分配の程度を検証するために格子計算を行った。分配の程度は次の2種類の構造系のたわみを比較することにより判断した。

ケース1：ブラケットのみで連結した場合

ケース2：分配横桁を設置した場合

荷重は既設桁と新設桁の連結後、新設桁側のみ偏載する舗装荷重を用いた。表-4に新設桁と既設桁のたわみを示す。

表-4よりケース1とケース2を比較すると、ケース1の方が既設桁のたわみは小さくなる傾向

表-4 既設桁と新設桁のたわみ

[単位：mm]

	ケース1 ブラケットのみで連結した場合			ケース2 分配横桁を設置した場合		
	既設桁	新設桁	δ_1 / δ_2	既設桁	新設桁	δ_1 / δ_2
	δ_1	δ_2	δ_2	δ_1	δ_2	δ_2
C2	1.4	3.3	0.42	1.7	3.0	0.57
C5	2.3	5.9	0.39	2.8	5.3	0.53
C8	1.0	4.7	0.21	1.4	4.2	0.33
C11	-1.2	0.9	-1.33	-1.0	0.7	-1.43
C14	-0.9	-0.8	1.13	-0.9	-0.8	1.13
P3 (大2)	0.0	0.0	—	0.0	0.0	—
C15	1.5	2.0	0.75	1.5	1.9	0.79
C18	8.1	12.0	0.68	8.7	11.5	0.76
C21	14.4	20.8	0.69	15.4	19.9	0.77
C24	16.1	22.9	0.70	17.4	21.8	0.80
C27	12.4	17.0	0.73	13.4	16.2	0.83
C30	3.8	3.9	0.97	4.1	3.7	1.10

がみられる。しかし、最大たわみを比較すると、1mm(5%)程度しかなく、両ケースの間に有意な差はないと考えられる。

表-5 横断方向のたわみ

(a)ケース1

ダイヤフラムNo.		C20	C21	C22	C23	C24	C25
たわみ (mm)	y_1	12.7	14.4	15.5	16.1	16.1	15.5
	y_2	13.4	15.2	16.4	17.0	17.0	16.3
	y_3	16.1	18.2	19.6	20.2	20.2	19.3
	y_4	17.9	20.1	21.6	22.2	22.2	21.2
	y_5	18.5	20.5	22.3	23.0	22.9	21.8
たわみ差 (mm)	$\Delta_1=y_2-y_1$	0.7	0.8	0.9	0.9	0.9	0.8
	$\Delta_2=y_3-y_2$	2.7	3.0	3.2	3.2	3.2	3.0
	$\Delta_3=y_4-y_3$	1.8	1.9	2.0	2.1	2.0	1.9
	$\Delta_4=y_5-y_4$	0.6	0.7	0.7	0.7	0.7	0.6
距離 (mm)	l_1	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	l_2	2756.8	2755.7	2754.6	2753.5	2752.5	2751.4
	l_3	1970.7	1979.9	1984.6	1985.7	1983.4	1980.3
	l_4	1350	1350	1350	1350	1350	1350
勾配 ($\times 10^{-3}$)	Δ_1/l_1	3.50	4.00	4.50	4.50	4.50	4.00
	Δ_2/l_2	9.79	10.89	11.62	11.62	11.63	10.90
	Δ_3/l_3	9.13	9.60	10.08	10.58	10.08	9.59
	Δ_4/l_4	4.44	5.19	5.19	5.19	5.19	4.44

(b)ケース2

ダイヤフラムNo.		C20	C21	C22	C23	C24	C25
たわみ (mm)	y_1	13.6	15.5	16.7	17.4	17.4	16.8
	y_2	14.6	16.5	17.8	18.5	18.4	17.7
	y_3	15.9	18.0	19.4	20.0	20.0	19.1
	y_4	17.0	19.1	20.5	21.2	21.1	20.1
	y_5	17.6	19.8	21.3	21.1	21.8	20.8
たわみ差 (mm)	$\Delta_1=y_2-y_1$	1.0	1.0	1.1	1.1	1.0	0.9
	$\Delta_2=y_3-y_2$	1.3	1.5	1.6	1.5	1.6	1.4
	$\Delta_3=y_4-y_3$	1.1	1.1	1.1	1.2	1.1	1.0
	$\Delta_4=y_5-y_4$	0.6	0.7	0.8	0.7	0.7	0.7
距離 (mm)	l_1	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	l_2	2756.8	2755.7	2754.6	2753.5	2752.5	2751.4
	l_3	1970.7	1979.9	1984.6	1985.7	1983.4	1980.3
	l_4	1350	1350	1350	1350	1350	1350
勾配 ($\times 10^{-3}$)	Δ_1/l_1	5.00	5.00	5.50	5.50	5.00	4.50
	Δ_2/l_2	4.72	5.44	5.81	5.45	5.81	5.07
	Δ_3/l_3	5.58	5.56	5.54	6.04	5.55	5.05
	Δ_4/l_4	4.44	5.19	5.93	5.19	5.19	5.19

y : G の位置での鉛直たわみ ($i=1, \dots, 5$)

l : G とG_jとの間の水平距離 ($j=1, \dots, 4$)

4-3 ブラケット部のたわみ形状

最大たわみを生じる大P-12～大P-11の支間中央付近の横断方向にみた格点のたわみは表-5のようになる。

既設主桁中心(G1)、新設主桁中心(G5)のたわみ自体はケース1、ケース2で大きな差はない。しかし、G1～G5の格点のたわみを直線で結んで、たわみの勾配をみると次の特徴がある。

- (1)ケース1では主桁部(G1～G2、G4～G5)の傾斜が小さく、桁間部(G2～G3、G3～G4)では大きくなっている。
- (2)ケース2では主桁部と桁間部の傾斜に大きな差はない。

つまり、主桁間をつなぐ部材の剛度が大きくなると、一方の桁の回転変位が他方の桁に直接伝わり、全体として回転に対して抵抗していると考えられる。

4-4 ブラケット部の応力度

断面力の大きいケースの主桁腹板への取付部のブラケット断面に生じる応力度は、最大でも鋼床版側垂直応力度： $\sigma_v = 290 \text{ kgf/cm}^2$
腹板せん断応力度： $\tau = 109 \text{ kgf/cm}^2$
下フランジ垂直応力度： $\sigma_L = 386 \text{ kgf/cm}^2$ となり、主桁作用による応力度は許容応力度に比べて小さい。

4-5 まとめ

- (1)曲げ格子剛度、ねじり格子剛度および格子計算結果から判断すると、ブラケットのみで連結しても十分な荷重分配が行われていると判断できる。
- (2)ブラケットのみで連結した場合は分配横桁を設けた場合より大きな曲げモーメントがブラケットに生じるが、その応力度は小さい。
- (3)以上のように腹板高が分配横桁の1/2程度のブラケットを多数配置すれば、ブラケットのみで連結しても分配横桁を設置した場合と荷重分配作用に大きな差異はない。

あとがき

西長堀出入路は地上・地下とも高度利用された既存の都市空間に建設される構造物であるため、多くの制約を受けるとともに構造が複雑となっている。

そこで、このような大規模な改築工事を施行していく上で重要となるポイントをあげると、

- (1)関係する既設構造物に対する詳細な測量および既設構造物の線形・座標の、基準となる座標系への統一
- (2)(1)で定義された既設構造物にすりつけるための新設構造物の線形計画
- (3)地下埋設物等の既存施設に対する詳細な調査
- (4)既設構造物に対する補強方法等の検討
- (5)既設構造物を含めた全体としての景観検討
- (6)実施レベルに近い施工法の検討

等が考えられる。以上のことは計画・設計の早い段階から検討していくことが肝要である。

本報告では設計上の検討課題のうちのいくつかを紹介したが、今後の改築工事の参考に活用して頂けるものと思う。

ここで紹介したもの以外に、

- (1)設置場所が制約されたために採用した合成フーチング、合成柱を有する橋脚
- (2)大阪港線側分合流部における縦目地構造および既設桁の補強方法に関する検討
- (3)桁の剛度を上げて活荷重たわみを制限するために採用する鋼・コンクリート合成床版桁に関する検討

等の検討課題があり、鋭意詳細設計を進めている。

最後に、本設計の実施にあたって貴重な御助言を頂いた大阪市立大学 北田助教授をはじめ、御協力頂いた関係各位に深く感謝する次第である。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：コーナー部に曲率をつけた鋼製橋脚の設計・施工要領(案) 昭和63年3月
- 2) 高島春生：道路橋の横分配実用計算法 昭和54年6月