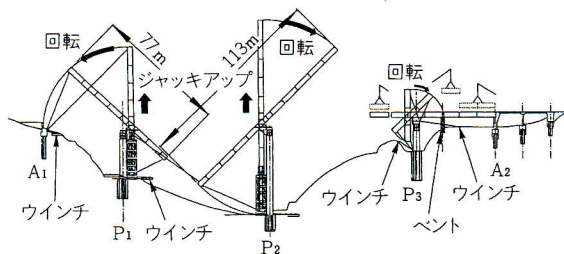


(a) ジャッキアップ手順



(b) 回転架設手順

図-3 ジャッキアップ回転架設工法の概要

桁橋である。このような地形においては送出し架設工法が一般的に採用されている。しかし、本橋梁架設現場の前後は、トンネル、長大切土に挟まれ送出しヤードの確保が困難な条件にあった。工事発注に先立ち、工費の低減を図るため、架設工法に対し契約時 VE 提案を募集し、ジャッキアップ回転架設工法を採用した。契約時 VE 提案では、入札をする前に参加者が発注者の示した標準工法の代替案を提案することができる。発注者が代替案を施工可能と認めれば、提案者は代替案価格で入札できる。落札は、標準工法および代替案の最も安い参加者となる。以下にジャッキアップ回転架設工法¹⁾の概略を示す。

ジャッキアップ回転架設工法とは、図-3 に示すように、所定の長さに分割された桁ブロックをジャッキアップ装置内に送り込み、順次 HT ボルト接合あるいは溶接しジャッキにより上昇させ、桁を組み立てていく。桁の組立て完了後、ウインチにより桁を回転させ、全橋長にわたり連結し一体化する工法である。当工法は、山岳地および狭隘な峡谷部など、高橋脚が必要となる場合には従来工法に比べ以下のような利点がある。

- ・機械化施工による労務費の節減。
- ・高所作業の低減。
- ・工期短縮。
- ・橋脚下部からの施工によるヤードの確保。
- ・現場溶接位置および溶接姿勢の固定による品質の安定。

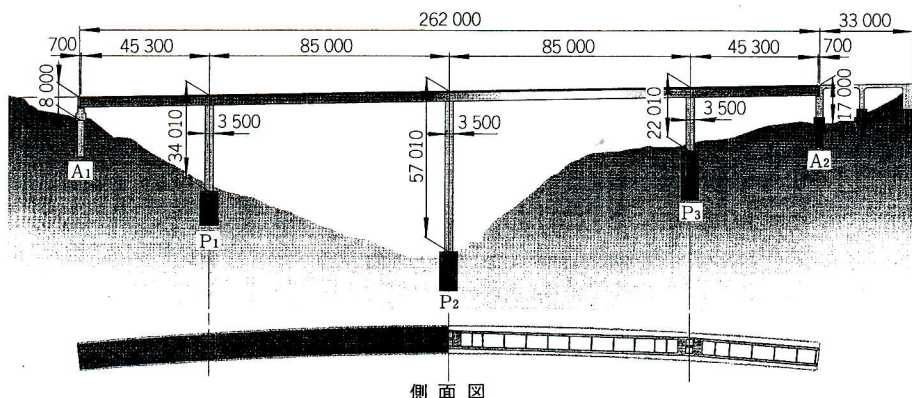


図-4 宿茂高架橋の一般図

表-1 設計条件

橋 長	262.0m (道路中心)
支 間 長	45.3+85.0+85.0+45.3m (道路中心)
構 造 形 式	4 径間連続複合ラーメン鋼 2 主桁橋
有効幅員	9.0m
線 形 要 素	平面線形: $R=1400\text{m}$ 縦断勾配: 1.9% 横断勾配: 3.0%
地震係数	I 種地盤, $c_z=0.85$, $k_h=0.17$
適用示方書	道路橋示方書 I ~ V (以下, 道示) ²⁾ 設計要領第二集 (平成10年 4 月)
主要材料	コンクリート強度: $\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$ PC 鋼材: SWPR19-1T25.4ctc450 鉄筋: SD 345 鋼板: SMA400W, SMA490W, SMA570W

2. 工事概要

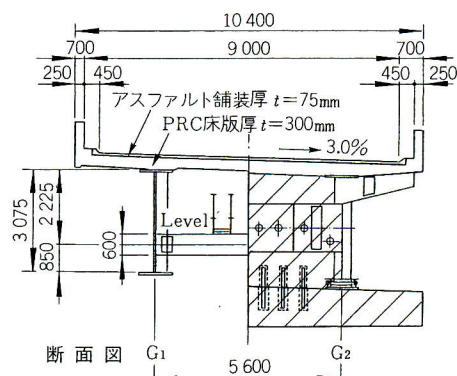
近年、走行性の向上、維持管理の低減、耐震性の向上等を目的として、上部工を多径間にわたり連続化した構造が採用されている。さらに、鋼橋の経済性と合理化の一環として少数主桁橋や複合構造が採用されてきている。このような上部構造から、さらに支承をなくしたラーメン橋は支承の維持管理が不要となるばかりでなく、耐震性の向上が期待される。従来、大規模なラーメン橋では、PC 多径間連続ラーメン橋として建設されたものが多いが、上部工の自重の軽減による耐震性の向上、下部工のスリム化、工期短縮のメリットを考慮し、上部工を鋼桁、柱部を RC 構造とした複合ラーメン橋が建設されてきている。

宿茂高架橋は、これからの主流と考えられる 2 主桁橋で、中間支点で RC 下部工と剛結した複合ラーメン橋とすることで、支間の長大化を図っている。図-4 に一般図を示す。主桁は、平面線形 $R=1400\text{m}$ に対して中間支点で折れ桁としている。上下フランジの板厚は下逃げとし、上フランジ上面よりウェブ下端まで 3075mm と一定である。鋼材は耐候性鋼材の裸使用としランニングコストの低減を図っている。床版は総幅員 10.4m 、床版支間 5.6m 、床版厚 300mm で、固定型枠による場所打ち施工のプレストレストコンクリートである。表-1 に設計条件を示す。

3. 設計概要

3-1 床版の設計概要

床版構造は、橋軸直角方向は PRC 構造、橋軸方向は RC 構造であり、設計上ともにコンクリートの引張り応力



の発生を許容するものである。PRC 構造の設計において考慮するコンクリートの応力状態は、以下のとおりである³⁾。

死 荷 重：引張り応力を発生させない。

死+活荷重：引張り応力を許容するが、ひび割れを発生させない許容引張り応力度以下とする。

風 荷 重：ひび割れの発生を許容するが、ひび割れ幅に制限値を設ける。

衝 突 荷 重：ひび割れ幅の照査は行わず、割増しを考慮した鉄筋の許容応力度にて照査する。

床版厚は道示IIIのプレストレストコンクリート床版の式により算出した。

$$T \geq (4 \cdot L + 11) \times 0.9 = 30.06 \text{ cm}$$

ここに、

T ：床版厚 (cm)

L ：床版支間 (m)

上式より、床版厚を30cmとした。

従来の長支間床版の死荷重曲げモーメントは、張出しを考慮し、主桁位置で床版を単純支持したモデルにより算出されてきた。しかし、横桁による支点部拘束の影響を考慮した主桁位置で固定支持したモデルが提案⁴⁾されていることから、本橋では両モデルより算出した断面力を比較し、危険側となる断面力を用いて設計した。活荷重曲げモーメントについては道示IIIによった。

プレストレス導入直後の PC 鋼材応力度は、PC 鋼材とシースとの摩擦、定着具のセット量およびコンクリートの弾性変形により減少する。その後、コンクリートのクリープ、乾燥収縮および PC 鋼材のリラクセーションによる減少を考慮して、有効プレストレス量を決定する。また、コンクリート応力には、クリープ、乾燥収縮による変形を鉄筋が拘束することにより生じる断面力（鉄筋：圧縮、コンクリート引張り）を考慮する⁵⁾。図-5にPC鋼材の配置を、表-2にPC鋼材の応力分布およびコンクリート応力の結果を示す。

3-2 主構造の設計概要

本橋は、中間橋脚と鋼桁を剛構造としており、固定型枠による PC 床版施工を行うことから、平面線形 $R=1400 \text{ m}$ に対して、桁製作を優先し中間橋脚上で折れ桁としている。主桁間隔および PC 床版張出し長は、 G_1 、 G_2 桁に作用する断面力が同程度になるように設定した。床版の張出し長は、端支点において左右2400mmとし、各中

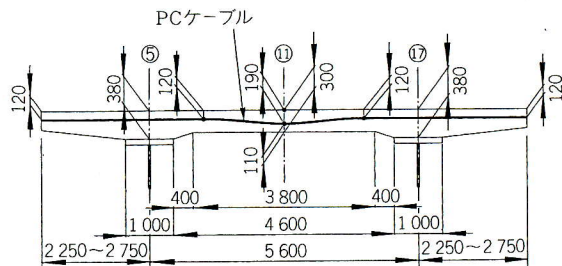


図-5 PC鋼材の配置

表-2 PC鋼材およびコンクリート応力

PC鋼材応力度 (N/mm ²)	節点5		節点11		節点17	
摩擦力による損失後	1268		1233		1199	
セット量による損失後	1094		1129		1162	
弾性変形による損失後	1078		1112		1147	
導入直後の平均応力	1121		1120		1121	
クリープ・乾燥収縮による減少後	1030		1023		1037	
リラクセーションによる減少後	974		966		981	
コンクリート応力度 (N/mm ²)	節点5		節点11		節点17	
	σ_u	σ_l	σ_u	σ_l	σ_u	σ_l
床版自重 D_1	-0.34	0.34	0.52	-0.52	-0.93	0.93
橋面荷重 D_2	-0.69	0.69	0.12	-0.12	-1.23	1.23
活荷重 L	-2.46	2.46	5.75	-5.75	-3.28	3.28
鉄筋拘束力 S	-0.74	-0.17	-0.33	-0.93	-0.58	-0.32
導入直後のプレストレス P_{st}	5.76	-0.28	0.70	6.23	5.76	-0.28
有効プレストレス時 P_{se}	5.01	-0.25	0.60	5.38	5.05	-0.25
プレストレス導入直後 $D_1 + P_{st}$	5.42	0.06	1.22	5.71	4.83	0.65
死荷重時 $D_{PS} = D_1 + D_2 + S + P_{se}$	3.24	0.61	0.90	3.81	2.31	1.58
活荷重時 $D_{PS} + L$	0.78	3.07	6.65	-1.94	-0.97	4.86

注) 許容引張り応力 $\sigma_a = -2.22 \text{ N/mm}^2$

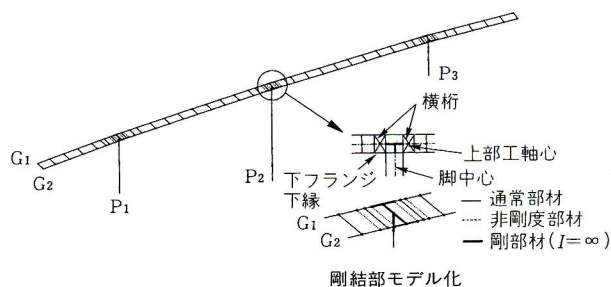


図-6 立体骨組解析モデル

間橋脚上で、 G_1 側 (Rの外側) を1900mm、 G_2 側 (Rの内側) を2900mmとしている。

主桁の設計においては、架設工法による影響、またラーメン橋であることから、地震力による主桁の断面力分担の影響を反映させる必要がある。本設計においては、立体骨組解析により完成系の断面設計を行い、架設工法による影響と耐震検討の結果を反映させた最終断面について再度剛度修正を行い、断面確認を行っている。

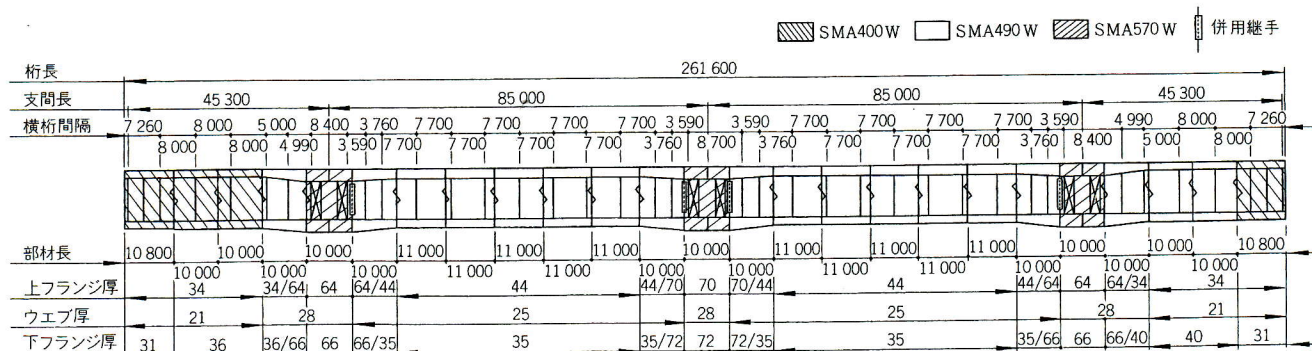


図-7 断面構成

3-2-1 主桁の設計

立体骨組解析モデルを図-6に示す。鋼桁とRC橋脚の剛結部、鋼桁に囲まれたコンクリート部分は剛域と仮定し、RC橋脚は全断面有効としてモデル化している。剛結部鋼桁の断面は、剛域との境界部の断面力を用いて決定している。図-7に断面構成を示す。主桁のフランジ幅は、上下とも1000mmと一定とし、断面変化は添接位置のみで行っている。板厚は31~72mmを使用しており、中間支点付近の急激な曲げモーメントの変化に対しては、効果的な断面諸元となるLPプレートを使用している。最大テーパーはP₂橋脚付近に用いた3.7mm/m (1-LP 1000×72/35×10000)である。

現場継手としては、桁形状を早期に保持でき施工速度が速いこと、現場作業を軽減できることを考慮し、高力ボルト継手を主に採用した。フランジ厚が厚くなる中間支点付近ではフランジを現場溶接、ウェブを高力ボルト接合とする併用継手を採用した⁶⁾。また、LPプレートの接合には、フランジに等厚部を設けることなくテーパーを勾配の異なるフランジとそのまま締め付ける高力ボルト継手を採用した⁶⁾⁷⁾。主桁ウェブについては、製作の省力化の観点より補剛材を極力省略することを考え、道示Ⅱに示される水平補剛材のないときの最小腹板厚とした。垂直補剛材については、正曲げモーメントが支配的な支間部は横桁位置のみ(アスペクト比 $\alpha=2.6$)とし、せん断力の大きい支点付近は垂直補剛材の間隔照査を満足するように配置した⁸⁾。

1) 架設工法による影響

本橋はジャッキアップ回転架設工法を採用していることから、架設時のやじろべえ状態の断面力およびたわみ値が完成系と大きく異なる。これらの処理方法として以下の2点が考えられる。

- ① 架設ステップに沿った断面力・たわみ値を累積させ、断面計算および製作キャンバーに反映させる。
- ② 中間橋脚上であらかじめ桁を上げ越しておき、桁閉合後、ジャッキダウンによる支点沈下の考えに基づき、架設時の断面力・たわみ値を相殺させる。

①の方法だと、設定する製作キャンバー値が大きく架設設備的に不利になること、また桁閉合個所の桁回転角についての処理が困難なことを考慮し、②に示すジャッキダウ

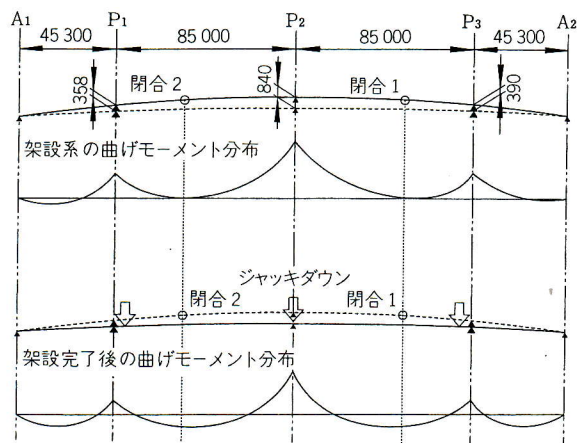


図-8 閉合およびジャッキダウン

ンによる方法を採用した。ジャッキダウン量については、閉合桁の回転角が同程度となる量と、ジャッキダウンによる断面力の相殺量を考慮し設定した。この概念を図-8に示す。検討の結果、架設系を考慮しても桁断面の変更の必要はなかった。

2) 地震による影響

本橋は、橋脚高さが大きく異なる多径間連続の複合ラーメン橋であり、地震時には複雑な挙動をするものと考えられることから、部材の非線形性を考慮した時刻歴応答解析により耐震性の照査を行った。

鋼上部構造を有するラーメン橋の場合、床版の合成効果や床版を含めた復元力モデルの算出については未解明な点が残されていることから、本橋での耐震設計の基本方針を以下のように定めた。

- ① 橋脚基部を先行塑性化させる。
- ② 上部構造を降伏させない。
- ③ 上部構造とRC橋脚との接合部は塑性化させない。

a) 解析モデル

上部工の部材剛度は、2主桁とコンクリート床版からなる構造系を全断面有効とした線形梁要素でモデル化した。なお、床版の剛性評価は、鋼材とコンクリートのヤング係数比 $n=7$ と15の場合を比較し、上部構造の断面力が大きくなる $n=7$ とした。下部工は、コンクリートのひび割れ、鉄筋の降伏を考慮したトリリニア型のスケルトンカーブとし、剛性低下型トリリニアモデル(武田型)とした。RC橋脚の上下端は塑性ヒンジの発生が予想されるが、この部材の曲げモーメント-曲率関係の算出には、死荷重作用時の軸力を用い、軸力の変動は橋脚間隔が広いことから小さいものと考えられ、これを無視した。各構造部材の減衰定数は上部構造、下部構造および基礎構造に対してそれぞれ、0.02, 0.02および0.20とした。なお、解析プログラムはTDAPⅢを用いた。

b) 主桁断面照査

上部構造の降伏に対する照査は、タイプⅠ、タイプⅡの標準各3波を用いた時刻歴応答解析より得られた3波平均の断面力に対して、鋼桁と床版の橋軸方向鉄筋を一体とした抵抗断面を仮定し、最外縁が降伏するときの抵抗モーメントと比較した。中間支点付近において、主荷重による完成系の急激な曲げモーメントの変化に対して、地震時は緩やかな分布となるため、断面抵抗が小さくなる相反部が降

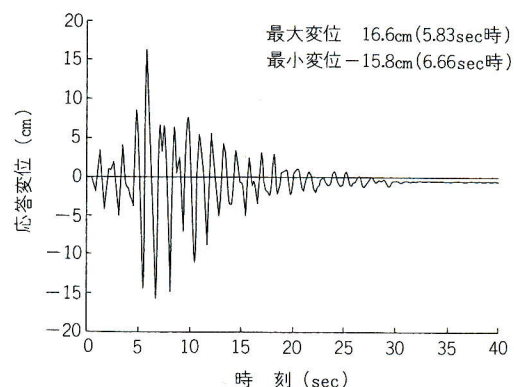


図-9 タイプⅡ-I-1の時刻歴応答

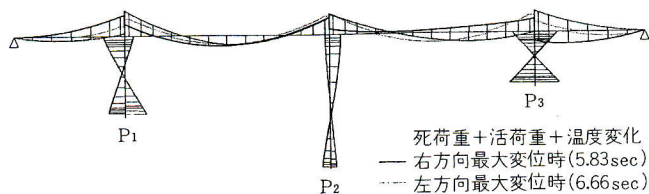


図-10 最大応答時の曲げモーメント分布

表-3 鋼上部工の曲げモーメント

部位	単位	死+活+温度	タイプII地震時	降伏モーメント
P ₁ 橋脚部	(kN・m)	113 651	152 664	165 453
P ₂ 橋脚部	(kN・m)	122 647	145 167	176 057
P ₃ 橋脚部	(kN・m)	112 259	155 918	165 453

注) 数値は、G₁桁・G₂桁の合計を示す。

表-4 RC橋脚の曲げモーメント

部 位	単 位	最大曲げ モーメント	初降伏時曲げ モーメント	許容曲げ モーメント
P ₁ 橋脚	上 端 (kN・m)	123 470	132 790	174 567
	下 端* (kN・m)	131 065	130 594	170 245
P ₂ 橋脚	上 端 (kN・m)	85 426	97 127	124 499
	下 端 (kN・m)	66 218	97 274	117 541
P ₃ 橋脚	上 端 (kN・m)	128 056	146 108	192 295
	下 端* (kN・m)	153 566	146 823	189 551

注) * : 塑性化した部位を示す。

伏する結果となった。とくに完成系における断面抵抗が小さくなる端支間断面については断面アップを行った。図-9にタイプII-I-1の地震波による時刻歴応答解析結果を、図-10に最大応答時の曲げモーメント分布を示す。また、鋼上部工に働く曲げモーメントおよび降伏モーメントを表-3に示す。

c) 橋全体の耐震性の照査

タイプII地震波による橋脚上下端の最大曲げモーメント値を表-4に示す。P₁橋脚とP₃橋脚の下端が塑性化しているが、接合部にあたる上端は降伏に達していない。本橋の耐震設計の基本方針を満足しており、所定の耐震性を有していると判断できる。また、最大応答変位は16.6cmであり、桁遊間を20cmとして対処した。

3-2-2 併用継手

これまで現場継手方法としては、高力ボルト継手あるいは現場溶接継手が主に採用されている。ボルト継手は溶接継手に比べ施工速度が速く、現場作業の軽減が可能であるが、板厚の増大に伴い、ボルト本数が多くなり添接板も大きくなる。一方、溶接継手は添接板や孔引きによる鋼重増加はないものの、溶接施工時間、非破壊検査等の品質管理に課題が残されており、それぞれに長所と短所がみられる。併用継手は、厚板となるフランジを溶接継手とし、薄板のウェブをボルト継手とするものであり、両者の長所を取り入れた接合方法と言える。併用継手においては、ウェブが高力ボルトで連結されていると現場溶接されるフランジの溶収縮により引張り応力が発生し、溶接部の割れおよびフランジに近いウェブのボルトの部分すべり等の発生する可能性がある。本橋ではこれらの問題に対処するため、図-11に示すように、フランジに近い5行のウェブボルト

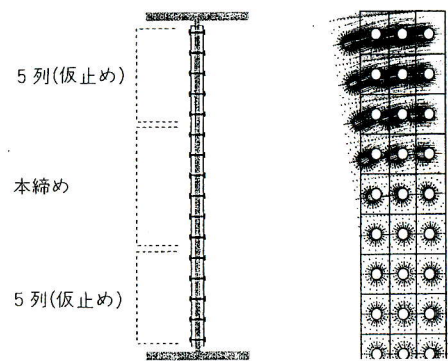
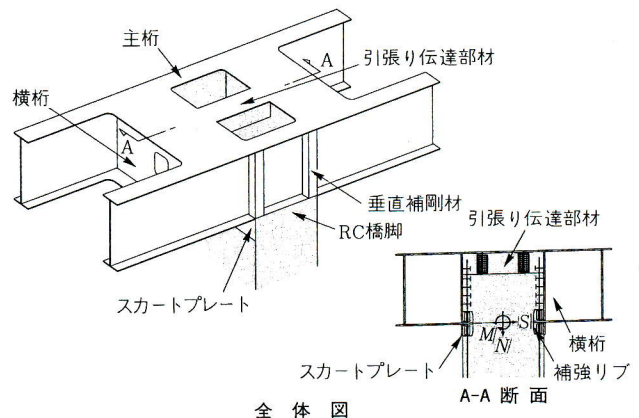
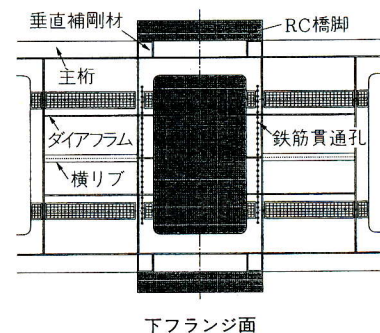


図-11 併用継手



全体図



下フランジ面

図-12 剛結構造

(ウェブ高の約1/5)については仮止め状態とし、フランジ溶接完了後に本締めを行うこととした。仮止めボルトの行数については、あらかじめ行った溶接施工試験より得られた溶収縮量2mmを基にウェブ側変形の影響範囲を弾塑性有限変位解析により調査し、フランジ残留応力とウェブボルトに悪影響がないように決定した¹⁰⁾。

3-2-3 剛結構造

本橋の剛結構造の概略を図-12に示す。RC橋脚は、主桁間に立ち上げられ、主桁上フランジの上面までコンクリートを充填する。RC橋脚が貫入する剛結構造部分では、主桁および横桁の上下フランジ以外には鋼桁フランジのない構造となる。しかし、鋼桁→剛結コンクリート→橋脚コンクリートへの応力の流れに着目すると、RC橋脚の貫入部分に上下フランジのない構造は、応力伝達の劣るものとなる。さらに本構造は2主桁であり、既往の研究¹¹⁾より主桁近傍に応力が集中することが知られている。

そこで、本橋の剛結構造では、主桁からの断面力を主桁間の橋脚全幅に平均的に分散させるための構造を検討した。本橋の剛結構造の特徴を以下に示す。

- ① 2主桁に剛結部の手前で箱形式の横桁を配置し、主桁間の橋脚全面に主桁からの断面力を分散させる。
- ② 主桁下フランジのウェブ外側への支圧応力の分散をよくするために、外側に垂直補剛材を設置する。
- ③ 接合面コンクリートの欠け落ち防止のため、スカートプレートを横桁ウェブの延長線上に設置する。また、横桁の下フランジ面にリブプレートを取り付け、スカートプレートを固定する。
- ④ RC橋脚の貫入部は、上下フランジのない構造となっており、横桁に伝達される主桁からの引張り力に対処するため、横桁上フランジ中央部に引張り伝達部材を設置する。実構造は1 m角の筒状とし、検査路機能を兼用させている。

1) FEM解析

コンクリートは引張り抵抗が小さいという特性を有しており、剛結部コンクリートに引張り力が働く部位については、ひび割れあるいは剥離のおそれがあることから、剛結部の劣化状態を以下のように想定し解析を行った。

- ① すべてが健全な状態、コンクリートは全断面有効とする（以下、全断面有効モデル）。
- ② 接合面ではコンクリートの引張り抵抗を無視する慣用RC計算の状態。活荷重の繰返し載荷によるひび割れ状態を考える（以下、接合面の開口モデル）。
- ③ 主桁作用による負の曲げモーメントは、主桁上フランジ側で引張り応力として伝達され、横桁からコンクリートへ伝達される。ここでは、横桁ウェブ上端と剛結部コンクリート間の引張り抵抗を無視し、両者が離れる状態を考える（以下、横桁ウェブ面の離れモデル）。

鋼桁下面に働く支圧力によるコンクリートの圧壊は、橋脚断面の不足やかぶり量の不足の原因となり、構造全体の健全性を損なうものと判断し、上述の劣化状態に対して許容値を満足することを基本とした。FEM解析によるコンクリートの支圧応力は、圧縮縁となる橋脚前面に集中する傾向となる¹²⁾が、局部的に発生するものであるから、その評価にあたっては欠け落ちのおそれのある主鉄筋と橋脚前面の間、すなわちかぶり部分の平均応力で行うものとした。

2) 解析モデル

剛結部における鋼桁からRC橋脚への荷重伝達機構、鋼断面の応力および変形挙動を明らかにするため、前述した劣化状態に対して3次元FEM弾性解析を行った。図-13に解析モデルを示す。解析モデルは、橋軸直角方向の対称

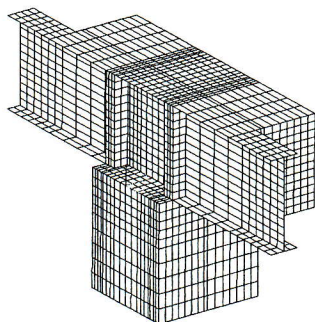


図-13 解析モデル

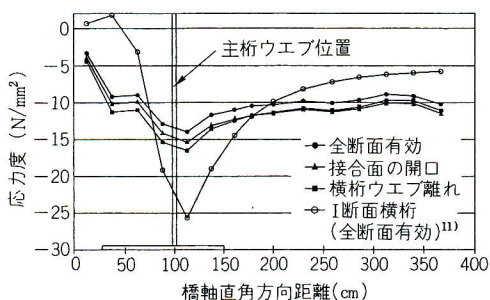


図-14 橋軸直角方向の支圧応力分布

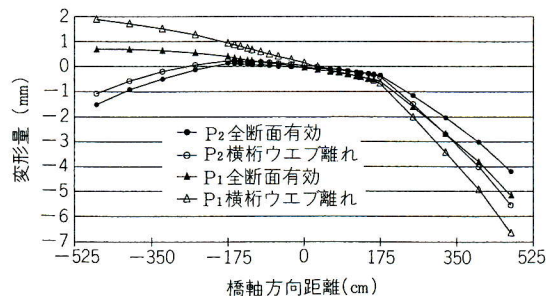


図-15 主桁の変形分布

表-5 断面力

		P ₁ 橋脚			P ₂ 橋脚		
		左側端部	剛結部	右側端部	左側端部	剛結部	右側端部
G ₁	M (kN・m)	-5 618	—	-35 507	-22 228	—	-34 137
	S (kN)	-1 223	—	3 161	-2 030	—	3 145
	N (kN)	18	—	-2 578	-1 790	—	-2 480
G ₂	M (kN・m)	-5 779	—	-30 961	-21 002	—	-28 000
	S (kN)	-1 318	—	2 810	-2 024	—	2 716
	N (kN)	32	—	-2 640	-1 955	—	-2 498
合計	M (kN・m)	-11 397	-68 009	-66 468	-43 230	-26 715	-62 137
	S (kN)	-2 541	-5 027	5 971	-4 053	-949	5 861
	N (kN)	51	-11 208	-5 218	-3 746	-12 536	-4 978

性を考慮した1/2モデルとした。モデル化の範囲は、橋軸方向に全長14m（張出し長は主桁高の1.75倍）、高さ方向は接合面から4 m（橋脚幅の1.15倍）とし、下端で固定支持の境界条件を与えた。解析に用いる要素は、鋼桁にはシェル要素、コンクリートにはソリッド要素、鉄筋にはビーム要素、スタッドジベルは2方向せん断ばね要素とし鉛直ばねは考慮していない。本解析では、鋼桁とコンクリートの接触・剥離状態および付着を表現するために、同一座標にある鋼桁とコンクリートの節点を別々に設け、二重節点とした。載荷荷重は剛結部に発生する曲げモーメントの絶対値が最大となる状態を立体骨組解析より算出し、「死荷重+活荷重+温度変化時」の断面力を鋼桁両端に外力として載荷した。このとき、剛結部コンクリートは桁架設完了後の打設となるため鋼重を除いた断面力としている。また、支間割りの関係で、P₁、P₂橋脚については主桁に働く曲げモーメントがアンバランスとなることから、剛結部に働く曲げモーメントが大きくなる。P₂橋脚は主桁に働く曲げモーメントは大きいもののバランスしていることから、剛結部に働く曲げモーメントは小さい。本解析は、曲げモーメント性状の違うP₁、P₂橋脚の2つの断面力状態について行うこととした。表-5に断面力一覧を示す。なお、解析プログラムはANSYS Rev.5.4を使用した。

3) 解析結果と考察

a) 接合面コンクリートの支圧応力

図-14は、P₁橋脚の接合面コンクリートに働く支圧応力の橋軸直角方向分布を示したものである。主桁直下に支圧応力の集中する傾向がみられるものの、主桁間の支圧応力は応力比で6～7割となり、主桁からの断面力の分散が図られているものと考えられる。P₁およびP₂橋脚とも劣化状態の進展に伴い主桁直下の支圧応力が高くなる傾向にあるが、これは、図-15の鋼桁の変形分布に示すように、全

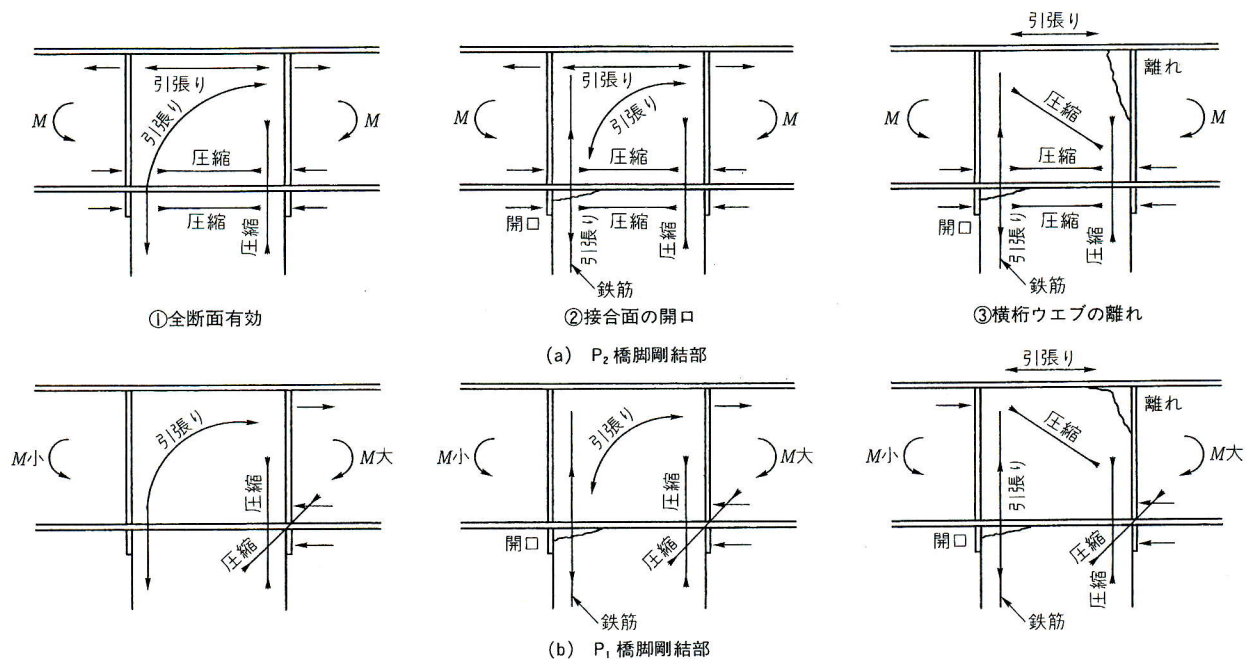


図-16 剛結部の荷重伝達機構

断面有効モデルから横桁ウェブの離れモデルへと劣化した場合に橋脚天端の境界部において、鋼桁のたわみ角が大きくなることに起因している。支圧応力の許容値をRC断面照査時の許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ck}/3$ ($=40/3=13.3\text{N/mm}^2$) に温度変化時の割増し係数1.15を乗じて 15.3N/mm^2 とすると、 P_1 橋脚の局部において 16.2N/mm^2 と許容値を若干越えるところがあるが、スカートプレートで固定され三軸応力状態になっており、圧壊は防止できていると考えられる。

b) 荷重伝達機構

図-16に各劣化状態における鋼桁→剛結コンクリート→橋脚コンクリートへの荷重伝達機構の概念を示す。

① 全断面有効モデル

作用力のバランスのよい P_2 橋脚では、主桁の応力は上フランジ側でコンクリートに引張り応力として、下フランジ側で圧縮応力として水平方向に伝達される。そして、モーメントのアンバランス分に対し、右側上フランジ部の引張り応力が左側下フランジ部のコンクリートの引張り応力として伝達される。作用モーメントが偏っている P_1 橋脚では、右側の大きなモーメントに対し、右側下フランジ部を支点とする剛体の動きのようになり、接合面コンクリートに引張り応力および支圧応力として伝達される。

② 接合面の開口モデル

それぞれ全断面有効モデルと同様であるが、引張り側のコンクリートの引張り応力が主鉄筋にすべて受け持たれる。

③ 横桁ウェブ面の離れモデル

上フランジ側のコンクリート引張り応力は横桁ウェブ面が離れることにより鋼桁上フランジおよび引張り伝達部材に伝達される。図-17は P_1 橋脚部の全断面有効モデルと横桁ウェブ面の離れモデルの主桁応力分布を比較したものである。下フランジ側の圧縮応力分布には変化がないものの、上フランジ側は剛結部内の主桁応力が増加しており、コンクリートの引張り応力が主桁へ流れていることがわかる。 P_1 橋脚においては、鋼桁の上フランジに伝達された引張

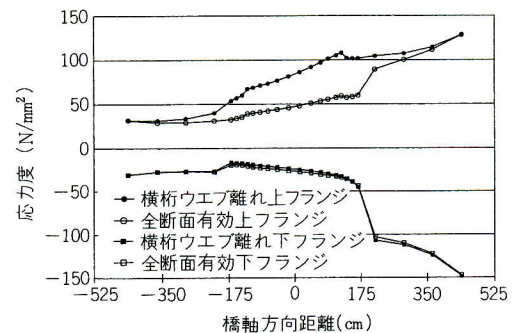


図-17 P_1 剛結部の主桁応力分布

り応力は左側の上フランジ部の剛結コンクリートに対し、圧縮応力として伝達され、剛結コンクリートには、左上から右下に向かって圧縮領域が形成される。

c) スタッドジベルのせん断力

横桁ウェブ面のスタッドジベルに作用するせん断力の合計は、 P_2 橋脚で725N、 P_1 橋脚で627Nといずれも小さな値となった。スタッドジベルの許容せん断力28.8N/本を考えると、本構造の場合は鋼桁と剛結コンクリートとの定着確保を目的とする程度で十分であると考えられる。

主桁ウェブ面のスタッドジベルについては、横桁ウェブ面の離れモデルで最大せん断力が88Nを超える個所がある。これは、主桁の変形に伴う剛結コンクリートとのずれによるものであり、上フランジ側に近い個所ほど大きな値を示している。スタッドジベルは、降伏に対して3以上、破壊に対して6以上の安全率²⁾があることを考えると、最大せん断力の生じているスタッドジベルは降伏状態であるが、破壊に対して2倍程度の安全率をもつこと、またその発生は数個所であること、本劣化状態は発生しにくいと思われることから、全体の安全性を損ねることはないと考えられる。

d) 剛結部の床版

剛結部の床版支間部においては、剛結コンクリートおよび箱形式の横桁が、床版の横締めを行う際に、変形を拘束するため、プレストレスの導入効果が減少する。そのため、

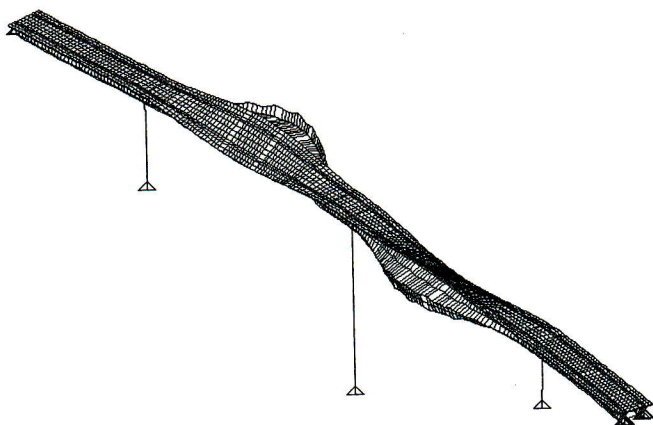


図-18 ねじれ1次振動モード

本橋では、剛結区間の床版を横桁上フランジ部に打ち下ろし、輪荷重による曲げモーメントの発生を抑える構造を採用した。このとき、橋軸方向の床版挙動を拘束しないために、横桁上フランジ部にはずれ止め等を配置していない。

3-3 耐風安定性

鋼2主桁橋は、横構および対傾構を省略し、横方向部材は簡易な横桁のみとすることで構造を簡略化し、経済性を発揮している。道路橋耐風設計便覧¹³⁾（以下、便覧）によれば、鋼桁橋のねじれ発散振動については、耐風設計は不要とされているが、従来の多主桁橋に比較し、ねじれ剛性が小さくなっており、また本橋のように中央支間85mと長い場合には風荷重によるフラッター現象（ねじれ発散振動）の発生が懸念される。便覧によるフラッターに対する照査は、発現風速 U_{cf} が照査風速 U_{rf} より高いこと ($U_{cf} > U_{rf}$) を確認する。それぞれの推定式を以下に示す。

$$U_{cf} = 2.5 \cdot f_{\theta} \cdot B$$

$$U_{rf} = 1.2 \cdot E_n \cdot U_d$$

ここに、 f_{θ} ：ねじれの1次固有振動数 (Hz)

B ：総幅員 (m)

E_n ：自然風の変動に基づく補正值

U_d ：設計基準風速 (m/sec)

1) 固有振動数

フラッターの発現風速の算出にあたり、本橋の固有振動数を求めるため、上下部一体とした立体モデルを用いて固有値解析を行った。床版の合成効果の評価については現時点ではその判断が困難なことから、床版を合成と非合成の場合について固有振動数を算出し、両者の平均値を用い、その結果ねじれ振動数は $(2.02 + 1.72) / 2 = 1.87 \text{ Hz}$ となる。図-18にねじれ1次振動モードを示す。

2) 推定式による照査

発現風速 U_{cf} は、

$$U_{cf} = 2.5 \cdot f_{\theta} \cdot B$$

$$= 2.5 \cdot 1.87 \cdot 10.4 = 48.6 \text{ m/sec}$$

となる。一方、照査風速 U_{rf} は、基本風速30m/secに架設地点の高さ補正等を考慮し48m/secとなる。したがって、推定式によるフラッターの振動照査は、 $U_{cf} > U_{rf}$ を満足する。しかし、床版を非合成と考えた場合には発現風速が照査風速を下回ることで、現状では2主桁橋に対する動的耐風安定性については明らかにされていないことから、本橋

では縮尺1/60の部分模型を用いた風洞実験により安定性の確認を行っている。

あ と が き

宿茂高架橋は、日本道路公団で初めての架設 VE 提案型として発注された橋梁であり、ジャッキアップ回転架設工法という新しい架設工法が我が国で初めて採用された。

本橋では、架設工法以外にも現状で施工可能な新しい技術を取り入れ、鋼橋の経済性と合理化を目指した。

- ① 2主桁複合ラーメン橋とすることで、これまで以上の長スパン化を実現した。
- ② 箱形式の横桁を剛結構造に用いることにより、2主桁から橋脚への円滑な応力伝達を図った。
- ③ LPプレートのテーパ率拡大により、合理的な桁断面の構成が可能になり、鋼重の低減を図った。また、LPプレートへのHTボルト接合を採用することで製作コストの縮減を図った。
- ④ 併用継手の採用により、施工時間の短縮、現場作業の低減を図った。

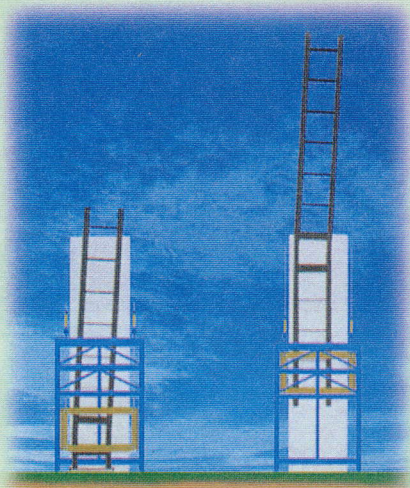
本橋は非合成桁として設計を行ったが、昨今、連続合成桁設計や腹板の薄板化といった、より経済性を追求した研究が進められている。今後の鋼橋の発展に、本報告がいくらかでも参考になれば幸いである。また、架設については別に報告する予定である。

最後に、本工事の計画・設計に際して貴重なご意見、ご指導をいただきました大阪大学の西村宣男教授、横浜国立大学の宮田利雄教授・山田均教授、山岳橋梁架設検討グループならびに剛結構造の検討および解析にご協力いただいた住友金属工業（株）の由井洋三氏、関係各位に心より感謝の意を表します。

[参考文献]

- 1) 山岳橋梁架設技術検討グループ、新井、雨森、五十畑、濱田：ジャッキアップ回転架設工法における桁回転実験、土木学会第54回年次学術講演会、I-A346(1999.9)
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I～V (1996)
- 3) 日本道路公団：設計要領第二集 (1998.4)
- 4) 作川、八部、大垣、高橋、高畑、川尻：横桁の影響を考慮した2主桁橋床版の死荷重曲げモーメントに関する一提案、土木学会第52回年次学術講演会、I-A260(1997.9)
- 5) 財団法人総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物、丸善(1992.10)
- 6) 日本鋼構造協会：合理化桁に関するデザインマニュアル (中間報告)、合理化桁の設計法研究小委員会 (1998.8)
- 7) 中村、亀井、西村、高木、秋山：等厚部を省略したLP鋼板摩擦接合継手のすべり強度実験、土木学会関西支部年次学術講演会、I-76(1999.5)
- 8) 田村、大垣、川尻、作川：PC床版連続合成2主桁橋千鳥の沢川橋の設計、橋梁と基礎(1998.9)
- 9) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料 (1998.10)
- 10) 中村、亀井、西村、雨森、新井：高力ボルト・溶接併用継手における高力ボルト施工要領、土木学会第54回年次学術講演会、I-A196(1999.9)
- 11) 中嶋、望月、築山、雨森：鋼2主桁複合ラーメン橋の剛結構造に関する一検討、土木学会第54回年次学術講演会、I-A133 (1999.9)
- 12) 松井、湯川、和田、石崎、田中：複合ラーメン橋・鋼桁-RC脚剛結部の力学性状について、構造工学論文集、Vol.43A (1997.3)
- 13) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧 (1991.7)

ジャッキアップ工法



Step 1

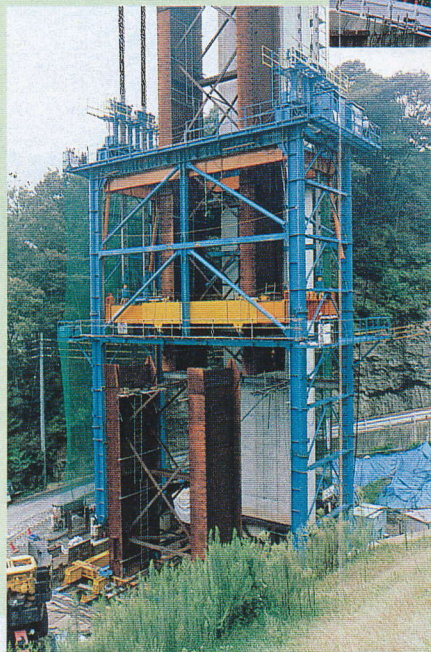
Step 2

ジャッキアップステップ

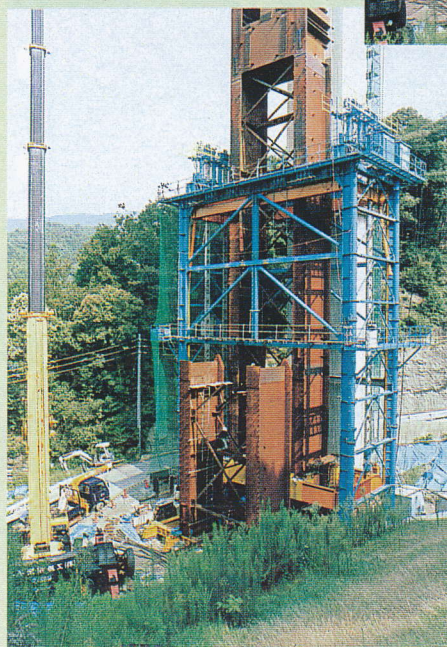
③ジャッキアップ挿入完了



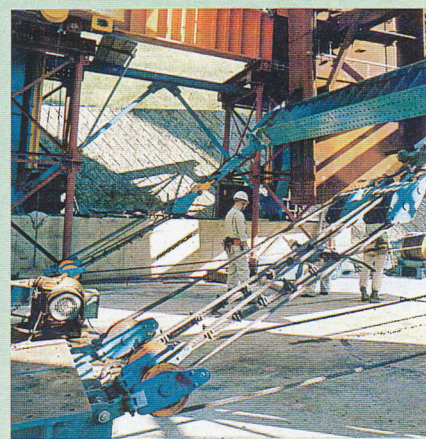
②ジャッキアップ状況



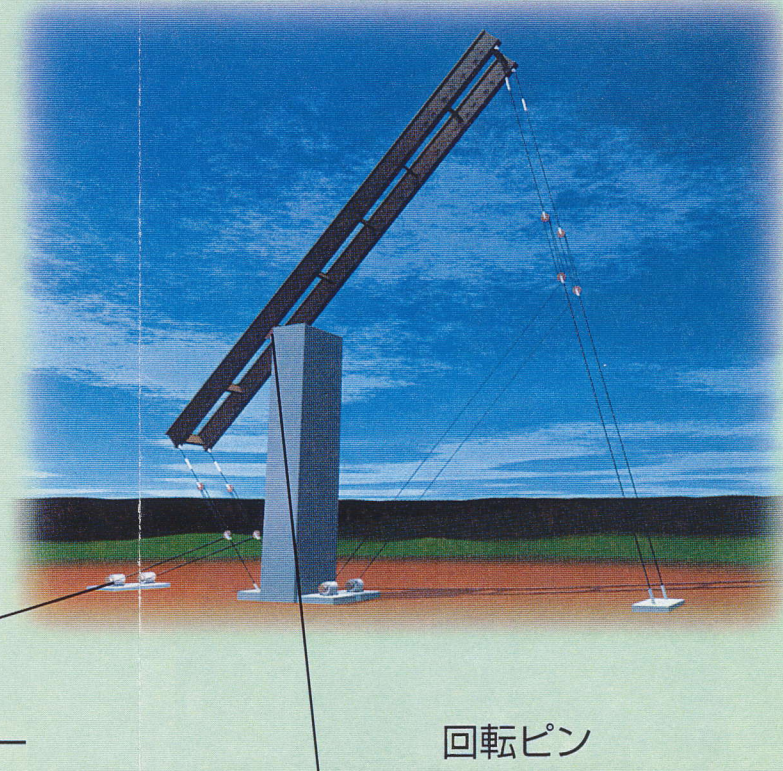
①挿入ブロック組立て



回転用ワイヤリ

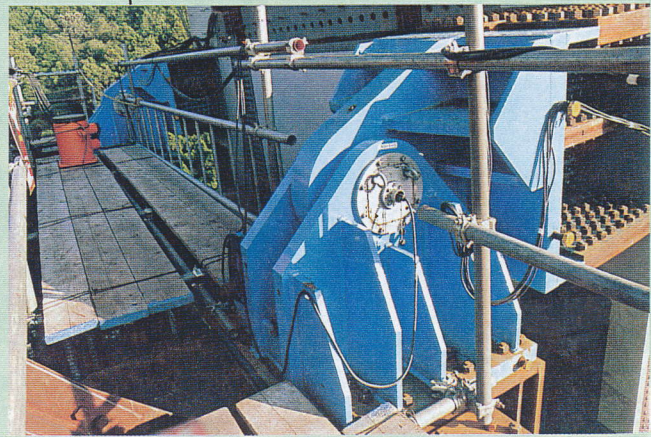
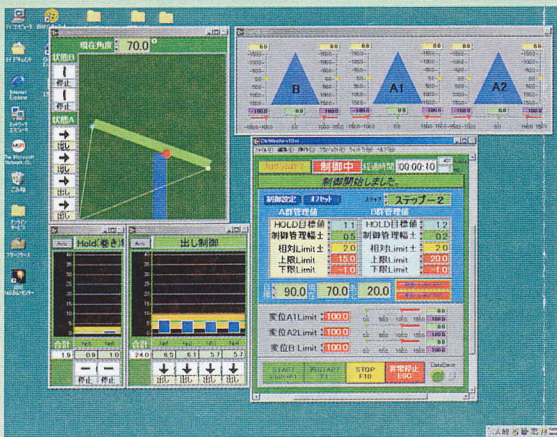


回 轉 工 法



回転ピン

一回制御モーター





1



2



3



4



5



6



7



8



9



10

松山自動車道 宿茂高架橋

ジャッキアップ回転架設工法



 日本道路公団

 株式会社巴コーポレーション

山岳橋梁架設技術検討グループ

(新日本製鐵(株)／日本鋼管(株)／川崎製鐵(株)／住友金属工業(株)／(株)神戸製鋼所／(株)巴コーポレーション)