

鋼箱桁斜張橋の架設系と完成系における実橋計測実験

FIELD TESTS OF A STEEL CABLE-STAYED BRIDGE DURING ERECTION AND AFTER CONSTRUCTION

野中幸治*・伊藤義人**

By Kohji NONAKA and Yoshito ITOH

In this paper field tests of the Meiko-Nishi Bridge which is a 3 span continuous steel cable-stayed bridge having the center span of 405 m are dealt with. A simplified cable anchorage using steel pipes to the steel box girder rather than to cross beam is adopted in this bridge.

First of all, measurements of deflections and stresses at the towers, girder and cables are discussed to check the rigidity and safety of the bridge. Then, stress distribution measurements at the cable anchorage during cantilever erection small segments and after construction are described, which were performed to capture the local stress distribution. The field test results are compared with those of the numerical calculations by the FEM and the design procedure.

Keywords: cable-stayed bridge, dynamical behavior, FEM analysis, design technique, cable anchorage

1. まえがき

昭和60年3月に完成した名港西大橋は、中央径間405 mの世界有数の鋼製斜張橋である。その特徴としてケーブル配置はマルチケーブル12段2面吊りの構成で主桁側のケーブル定着は逆台形箱桁の外側ウェブに直接定着用鋼管を割り込み溶接した特徴ある鋼造となっている。塔および主桁ともスレンダーな鋼造であり景観的にも美しい橋梁である。また、本格的マルチケーブル方式の斜張橋で張出し架設により施工したのは、わが国で最

初の例である。一方、比較的軟弱な地盤のため下部構造の負担をより軽減する目的でA形鋼製塔とし、橋軸方向の挙動に対して塔と主桁間を緊張ケーブルで連結し弾性拘束することにより、温度変化や地震時の作用力の低減を図った。図-1に名港西大橋の一般図を示す。

一般に橋梁の建設において、設計段階で考えた力学的挙動は、仮定や種々の誤差に起因し実際の完成橋では異なる挙動を示す場合がある。また、長大斜張橋の実橋に関する実証的検討の資料が少なく、国内での実験例として隅田川の新大橋、大阪湾岸線の大和川橋を始めとして

最近は数例あるのみである。完成系において静的、動的載荷試験を実施し、主桁の変形、ひずみおよびケーブルの張力に関し安全性を確認し動的特性等の確認を行う必要がある。長大橋を建設するに際して、最近の傾向は風洞実験を実施して設計の基本方針を定

め、完成系において振動試験や載荷試験を行い設計の妥当性を確認する方法が一般的である。名港西大橋では、力学的挙動を把握するため、まず側径間の主桁大ブロック架設が終了し、中央径間の主桁小ブロック架設段階で

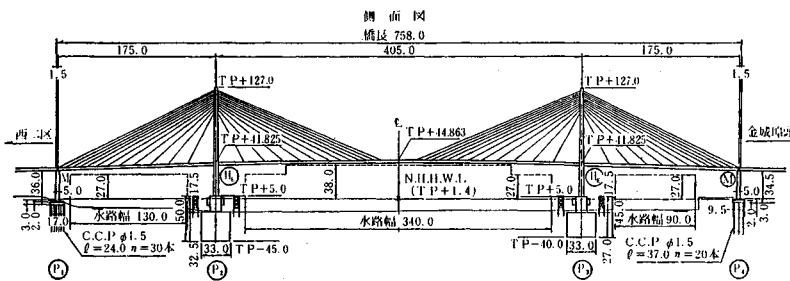


図-1 名港西大橋一般図

* 正会員 福岡道路エンジニア(株)構造技術部長
(〒810 福岡市中央区渡辺通2-4-8 小学館ビル)

** 正会員 工博 名古屋大学助教授 工学部土木工学科
(〒462-01 名古屋市千種区不老町)

架設系における計測実験を実施した。また、桁架設用デリッククレーンの除去や舗装荷重による桁のたわみを測定し、剛性等の評価を行った。さらに、完成系において車両の載荷試験（静的載荷試験と車両走行試験）を実施した。静的載荷試験では20tのダンプトラック20台を使用し、トラック荷重による各部の応力、変形を測定し測定値と理論値を検証し最終安全性の確認を行った。車両走行試験では、動的載荷に対する各部の応力を測定した。この試験では、起振試験、常時微動試験等の振動特性試験の一環として車両走行時の不規則振動による振動性状を検討し、衝撃係数の検討、車両走行時の機能性を確認した。本論文では、完成系における橋梁全体の計測結果を報告し、次に、架設系および完成系における鋼箱桁側ケーブル定着部の応力測定結果については報告し、FEMを用いた解析結果および設計に用いられた応力分布を仮定した簡易計算法による計算値との比較について述べる。

2. 完成系における静的載荷試験⁷⁾

(1) 載荷方法

荷重として約20tの転炉スラグ砕石を積載したダンプトラック20台を使用した。載荷ケースは合計8ケースである。図-2に載荷ケース、測定項目と載荷要領を示す。基本ケースは、20台のダンプトラックを中央径間の中央に配置したケース③である。このケースは中央径間中央のたわみが設計最大値の2/3となるように決定した。

ケース①、②はケース③を基本とし車両台数の増減による影響を確認する目的である。ケース④は塔頂、桁端の水平変位、ケース⑤はC17ケーブル定着部近傍の応

力、ケース⑥は支点上の断面力、ケース⑦は側径間中央のたわみ、ケース⑧はねじりに主眼をおいている。

(2) 測定項目および測定方法

測定した項目（着目量）は、ケーブル張力、主桁鉛直たわみ、塔頂水平変位、桁端・中央支点の水平変位である。測定位置を図-3に示す。測定方法は次のとおりである。

a) ケーブル張力

サーボ型加速度計（明石製作所401B）を用いてケーブルの固有振動数を求め架設時に得ている張力・振動数の関係からケーブル張力を算出した。

対称1次振動

$$T = \frac{4w}{g} (f_1 \cdot l)^2 \left\{ 0.857 - 10.89 \left(\frac{c}{f_1} \right)^2 \right\}, \quad 3 \leq \zeta \leq 17$$

$$T = \frac{4w}{g} (f_1 \cdot l)^2 \left\{ 1 - 2.2 \frac{c}{f_1} - \left(\frac{c}{f_1} \right)^2 \right\}, \quad \zeta \geq 17$$

逆対称1次振動

$$T = \frac{w}{g} (f_2 \cdot l)^2 \left\{ 1.02 - 6.26 \frac{c}{f_2} \right\}, \quad \zeta \geq 10$$

ここに、 $c = \sqrt{EI/Wl^4}$ 、 $\zeta = \sqrt{T/EI}$ 、 f_n ：n次の固有振動数、 w ：PE管を含まない単位長さ当たりのケーブル重量、 EI ：ケーブルの曲げ剛性、 T ：張力、 g ：重力の加速度

b) たわみ測定、水平変位測定

桁の鉛直たわみ測定は、連通管を使用して測定した。連通管を用いた測定とは水を満たした管路を橋面上に配置し、両端を鉛直方向に折り曲げ延長させ、両端の自由水面の水位変動に着目し、その相対変位を求めるものである。この測定では、確認のため部分的にレベル測量を併用し連通管による測定精度を確かめた。塔の水平変位

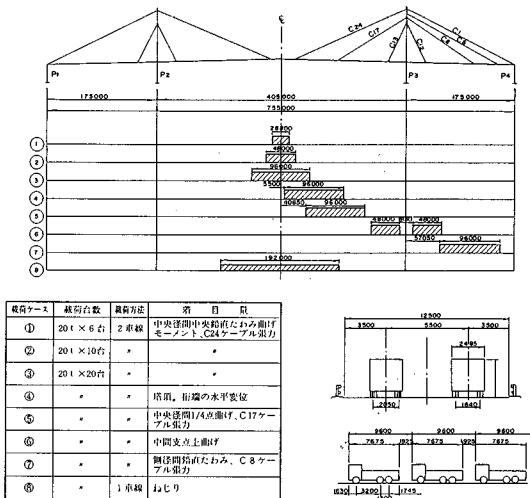


図-2 載荷ケースおよび載荷要領

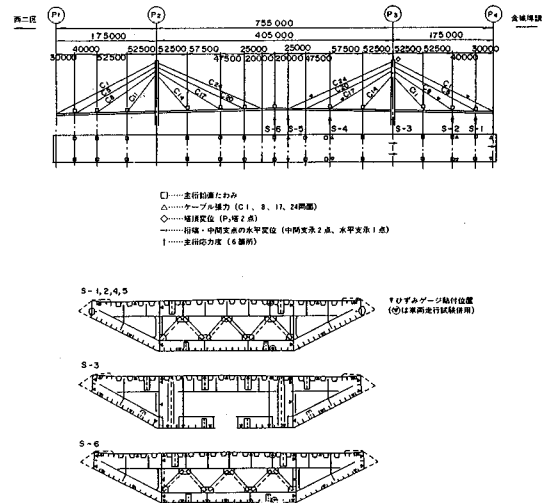


図-3 測定位置図

はレーザートランシットで測定した。桁端、中間支点の水平変位はスライド式変位計を使い上査、下査の相対変位を測定した。

c) 主応力

1 ゲージ3線式の単軸ゲージを用い橋軸方向のひずみを測定した。ただし、応力度の測定は全体的な力の流れの把握に限定した。温度計測には熱電対を使用した。

(3) 理論値

完成系における微小変形理論と有限変形理論による解析値の関係を明確にする目的で、ケース③について両者の比較を行った。比較結果を表-1に示す。両者間にケーブル張力等の差異は認められるが、構造モデルに対する諸仮定値の精度、測定精度等を考慮すると微小変形理論による解析値を理論値としても問題ないとする。また、車両荷重を等分布荷重とした場合と集中荷重と考えた場合の解析結果も比較したが、両者の差はほとんど認められなかった。したがって、本試験で用いる理論値は微小変形理論、等分布荷重とした。計算上のトラック荷重は20tfとしたが、実際に使用したトラック荷重は2.5%増で20.5tfであった。

(4) 試験結果および考察

a) 主桁の鉛直たわみおよびねじれ

主桁の鉛直たわみとねじれの測定結果を図-4に示した。表-2にケース①-⑤、⑦の鉛直たわみ、ケース⑧のねじれ、デリッククレーン除去時、舗装荷重の鉛直たわみに関しおのおのについて最大変位が発生する点における理論値と測定値を比較した。これらの結果をまとめると次のとおりである。

i) 載荷荷重が数値解析で用いた荷重に比し2.5%大きかったにもかかわらず、一部を除いて測定値はわずかに理論値より小さかった。その量は、鉛直たわみが3~4%、ねじれが9%であり理論値と測定値は比較的よい一致をみた。

ii) ケース③ではレベル測量も行っているが、連通管による測定値と数mm以内で一致することが確認できた。本橋の理論値と測定値が比較的よい一致を示す理由は、明確ではないが、本橋特有の構造特性にあるのでは

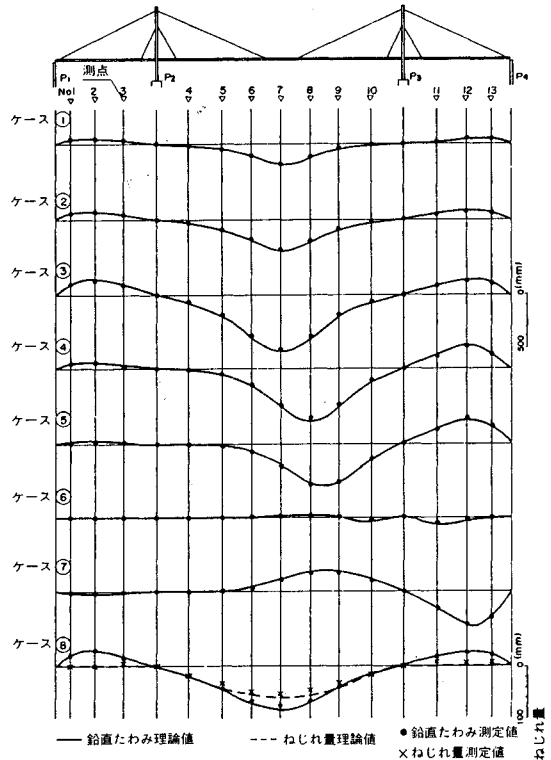


図-4 主桁鉛直たわみ、ねじれ

ないかと考えられる。本橋の主桁自体の面内剛性は車線数が少ないため一般の斜張橋に比し小さい。また、一般の斜張橋は、主桁あるいは主構の剛性への依存度が大きいのに対し、本橋では主桁剛性の影響よりも主ケーブルの伸び剛性への依存度が高いと考えられる。主ケーブルの伸び剛性の評価は他の部材の曲げ剛性に比べ不確定要素も少なく、構造全体としてのたわみ剛性の信頼性を高めているものとする。

完成後の橋梁全体のたわみ剛性を高めるような主桁床組みの共同作用、横構の共同作用、高欄の共同作用等の不確定要素の少ない構造であることも完成後の桁剛性を実際の剛性に近く評価できた要因と考える。他の剛性を高める要素として舗装がある。アスファルトのヤング係

表-1 解析値の比較 (ケース③)

測定項目	有限変形 (A)			微小変形 (B)			(A)-(B)			
	値	単位	方向	値	単位	方向	値	単位	方向	
鉛直たわみ (mm)	S-1	-112		-111		-1	S-1 M	-1690	-1613	13
	S-2	-153		-152		-2	N	-349	-338	-11
	X=122m*	-82		-82		0	S-2 M	-942	-909	-33
	X=228m*	73		75		-2	N	-416	-410	-6
	S-4	203		203		0	S-3 M	60	59	1
	S-5	412		408		4	N	-422	-423	1
水平変位 (mm)	S-6	537		533		4	S-4 M	-859	-829	-30
	橋支点	5		4		1	N	-470	-466	-4
中間支点 (mm)		-10		10		0	S-5 M	1971	1972	-1
	橋脚	129		128		1	N	-54	-53	-1
ケーブル張力 (t)	C1	139		132		7	S-6 M	2700	2968	-268
	C8	-2		0		2	N	-54	-52	-2
	C17	19		20		1				
	C24	99		92		7				

*橋支点(P1)からの距離を示す。

表-2 測定値と理論値の比較

ケース	測定値δ _m	理論値δ _t	δ _m /δ _t
①	182mm	184mm	0.989
②	287	297	0.966
③	512	533	0.961
④	471	490	0.961
⑤	372	382	0.974
⑦	312	315	0.990
⑧(ねじれ)	53	58	0.914
デリッククレーン除去	-432	-423	1.022
舗装載荷	419	436	0.961

(注) ねじれは南北の高気差

数は温度に大きく依存し、評価は難しいがヤング係数を $5 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ と仮定した場合、主桁の曲げ剛性は4%増加しこの影響も考えられる。

b) 塔頂、桁端、中間支点の水平変位

理論値と測定値の関係を図-5に示す。塔頂の変位は、主桁の鉛直変位と同じく誤差10%以内で理論値と実測値は一致した。桁端、中間支点の変位についても同様のことがいえるが、中間支点の変位は測定値が理論値より20~30%も小さい。この原因として、桁は橋軸方向には自由に遊動可能で、橋軸直角方向は拘束する理論であるが、弾性拘束ケーブルの張力導入時に測定した動摩擦係数は0.07~0.08であり、完成時で約40tfの摩擦が支

点に発生していることがわかった。この摩擦を考慮した場合は最大±3.5mmの差が生じる。図-5は載荷後と除荷後の差を測定値として図示した。

c) 応力度および換算断面力

図-6にケース③、⑥、⑧における主桁断面の橋軸方向直応力度分布を示す。ここでは初等は理論による解析値を理論値とした。計測応力から最小二乗法で算定した換算曲げモーメントと換算軸力を図-7に示す。図-6では内ウェブから外ウェブにかけて上下フランジにシアラグの傾向がある。しかし、その影響は小さく、車両載荷状態により度合いも異なり一概にはいえないが、全断面有効としてもよいと考えられる。中間支点部はウェブを除いて応力度が低減しており、換算断面力においても理論値とかなり異なった値を示している。これは、開口部、支承等の断面補強構造の影響を受けていると考えられる。換算断面力については、中立軸および断面定数の仮定やひずみゲージから算定した応力を使用したため、ある程度の誤差を含むと考える。しかし、全体的にはほぼ一致しており本橋の構造特性をよく示している。

d) ケーブル張力の変動

ケーブル張力に関する実測結果と理論値の比較を表-3に示す。測定値は理論値に対し、測定誤差+6~-4tfの範囲にあつて全体的には少し高め傾向を示した。

3. 架設系および完成系における定着部測定実験

名港西大橋で採用した定着用鋼管のウェブ割り込み構造は、従来用いられてきた定着桁構造に比べ構造的に単

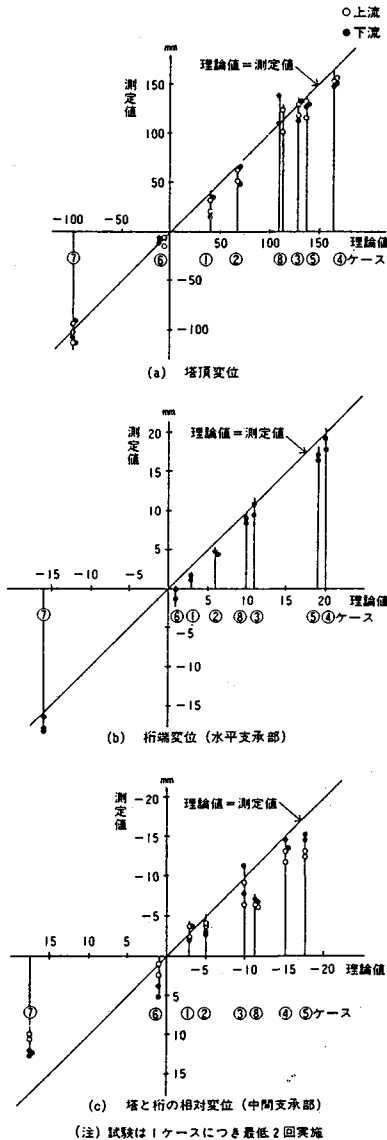


図-5 塔頂等の変位

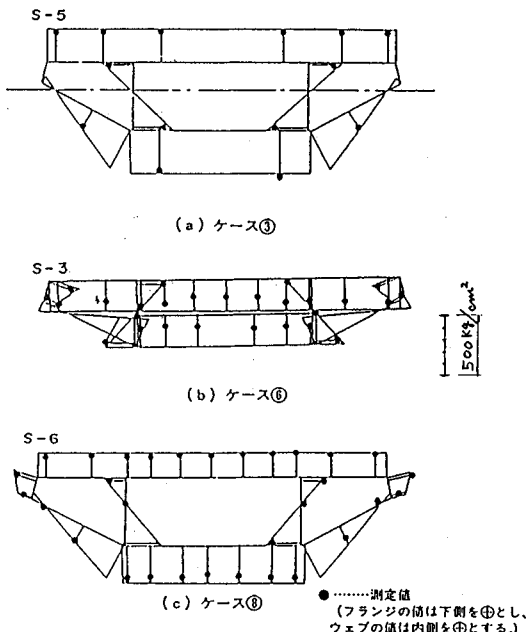


図-6 応力度分布の一例

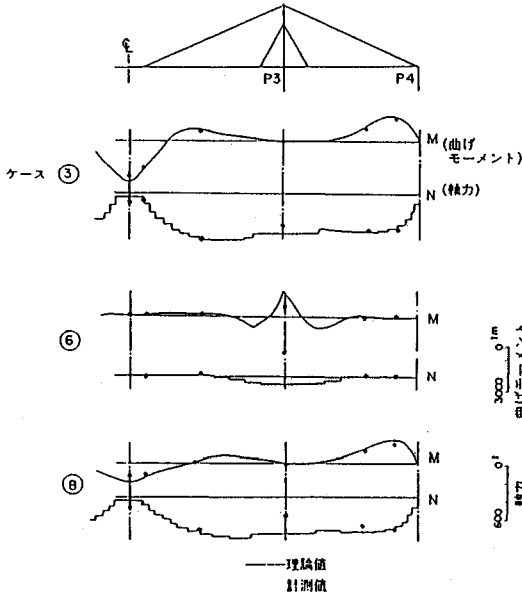


図-7 換算断面力図

表-3 ケーブル張力

ケーブル	ケース①		ケース②		ケース③		ケース④		備考	
	測定値	理論値	測定値	理論値	測定値	理論値	測定値	理論値		
C1	N	22	21	36	34	68	66	88	83	
	S	23	21	37	34	72	66	87	83	
C8	N	3	0	0	0	-2	0	1	0	
	S	4	0	2	0	2	0	0	0	
C17	N	1	2	4	4	9	10	48	45	
	S	2	2	5	4	9	10	44	45	
C24	N	19	17	30	27	49	46	22	18	
	S	20	17	28	27	49	46	18	18	

ケーブル	ケース⑤		ケース⑥		ケース⑦		ケース⑧		備考	
	測定値	理論値	測定値	理論値	測定値	理論値	測定値	理論値		
C1	N	77	71	-5	-2	-56	-55	59	57	
	S	76	71	-3	-2	-55	-56	63	59	
C8	N	0	0	1	4	48	50	-3	-2	
	S	3	0	4	4	52	50	2	1	
C17	N	54	53	3	0	-1	-1	13	14	
	S	55	53	2	0	0	-1	24	25	
C24	N	0	-3	2	2	9	12	27	23	
	S	-6	-3	1	2	12	12	37	35	

純で、美観的にも優れているが、長大橋での採用実績がなく、設計手法も確立されていなかった。そのため、ケーブル定着部の前後6パネルの主桁を取り出した大型模型実験と単一箱桁の両ウェブに鋼管を割り込ませた基本⁴⁾模型実験を実施した。ここでは、ケーブル張力が定着鋼管を介してどのような応力の流れによって主桁内へ伝達し分布するかを実橋計測によって検討する。また、ケーブルの張力導入時から以降の張出し架設のいくつかのステップについて実橋の定着部付近の応力測定実験を行い、実橋の安全性の確認と今後の定着用鋼管のウェブ割り込み構造に対する設計法の検討を行った。

(1) 計測位置

応力測定的位置は図-8に示すように中央径間東側の約1/4点のG8ブロックである。このブロックにはケーブル番号C17のケーブルが引き込まれる。G8ブロックを選んだのは、前後に複数のケーブルが配置されること、架設系としてこの時点でステージングから分離された張

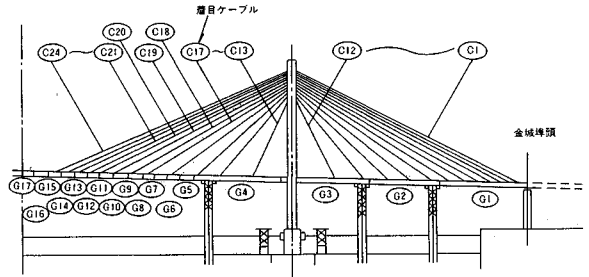


図-8 応力計測試験着目ケーブル

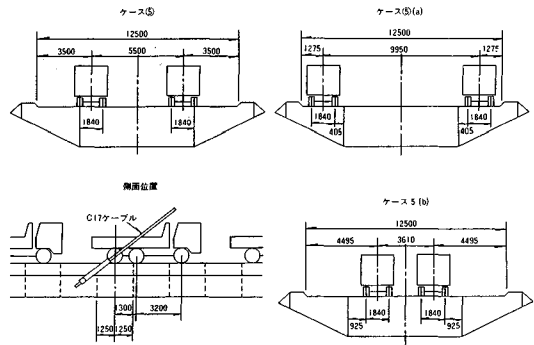


図-9 ケーブル定着部応力計測試験における荷重ケース

出し架設系となるからである。ひずみゲージは全部で116点で、1軸ゲージ45点、3軸ゲージ71点の全要素数は258である。ひずみゲージは工場ではG8ブロックを組み立てる時点で接着し、完全なコーティングを行い長期間の測定にそなえ運搬した。図-9に荷重ケースを示した。G8ブロックをボルト接合する時点に応力測定の0点として、ひずみゲージの初期化を行い、これ以降G9ブロックからG12ブロックに定着するC21ケーブルの引き込み時までを計測した。

また、C17ケーブルの引き込み時には設計導入張力より75tfさらに付加させた場合に関しても(+75tf荷重)測定した。表-4には測定ステップと各ステップごとのC17ケーブル張力の設計(目標)値を示した。

(2) 計測結果

a) 架設段階における主応力図

初期の架設段階から最後の架設段階までの各測定段階

表-4 応力計測試験の計測ステップ

計測ステップ	計測時期	C17ケーブル張力(t)		増分張力(t)	
		目標張力	実効張力	目標張力	実効張力
①	G8ブロック剛接後	0	0	0	0
②	C17ケーブル引き込み後	174	175	174	175
③	C17ケーブル75tステップ緩衝	250	249	75	74
④	G9ブロック剛接後	250	253	76	78
⑤	C18ケーブル引き込み後	162	146	-88	-107
⑥	G10ブロック剛接後	211	198	49	52
⑦	C19ケーブル引き込み後	153	138	-58	-60
⑧	G11ブロック剛接後	176	-	23	-
⑨	C20ケーブル引き込み後	141	-	-35	-
⑩	G12ブロック剛接後	152	-	11	-
⑪	C21ケーブル引き込み後	134	142	-18	-
⑫	後河試験時	141	132	53	54

のうち、G9ブロック架設後の主応力図を図-10に示した。定着管まわりの応力集中状態は、模型実験の場合と同傾向であり、局部的に大きな応力の発生はない。

図-11に示すように各架設ステップによる橋軸方向応力は進展とともに応力の流れの傾向もそのまま持続しており主桁断面力の変化によく追従している。

b) 架設ステップにおける橋軸方向直応力の変化

図-11は、各ステップごとの橋軸方向発生応力の変化を示している。図には比較のため全体系棒要素モデルによる解体計算で求めた架設時の断面力から計算した主桁応力を点線で示した。実線と点線との差は、主桁応力に対する付加応力を示すものと考えられる。両者は全般的により一致を示しており、鋼管近傍のゲージ点の初期架設ステップのみ付加応力が発生している。

c) +75tfステップ载荷における付加応力の分布

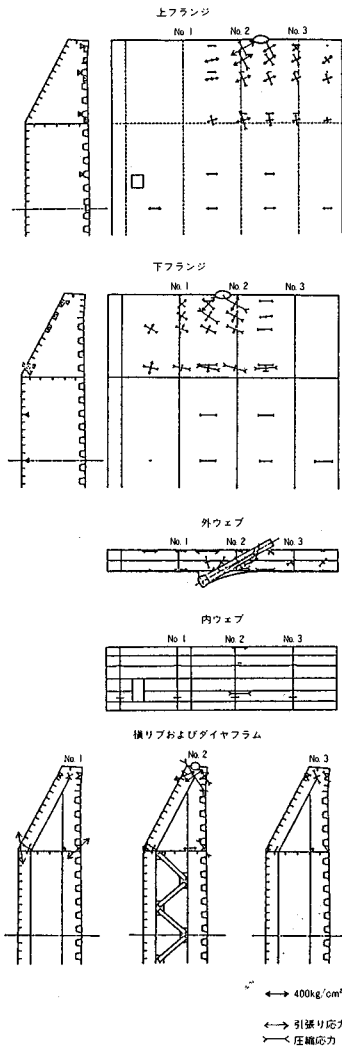


図-10 G9ブロック架設後の主応力図

75tfステップ载荷時の橋軸方向直応力(実測)からb)で説明した計算値を差し引き、応力の分布図としたのが図-12である。上フランジの鋼管前方に圧縮の付加応力が発生し、鋼管のごく一部に引張りの付加応力が発生した。

斜めフランジや内ウェブでも鋼管の前方に圧縮の付加応力、後方には引張りの付加応力が発生した。

(3) 計測結果と解析結果の比較

次の3つの解析を行い計測結果との比較を行った。

- ① 板要素FEM解析(図-13を参照)
- ② 定着部部分骨組みモデル解析(図-14を参照)
- ③ 簡易設計法(実橋の設計で使用)

図-15に概略の説明として図表を示した。

表-5は実橋での計測値、板要素のFEM解析値、定着部部分骨組みモデルによる格子解析値と慣用法と書いた。

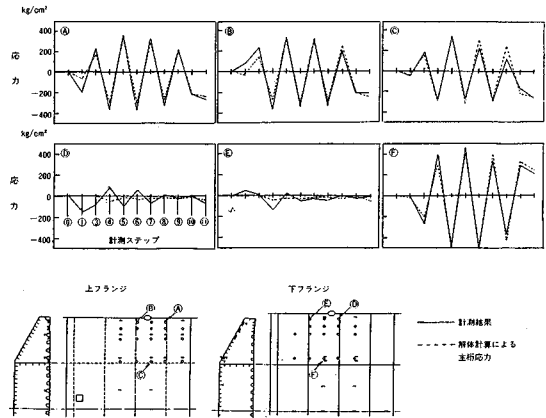
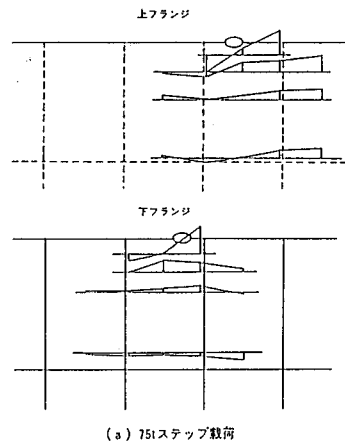


図-11 上下フランジのゲージ点の橋軸方向増加直応力の変化図



(a) 75tfステップ载荷

図-12 上下フランジにおける橋軸方向付加応力(計測値-主桁応力)

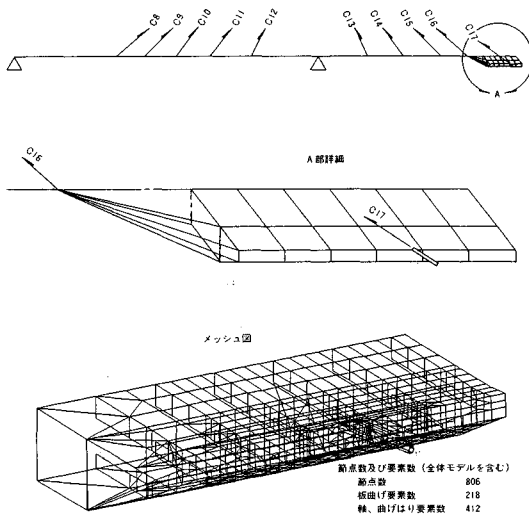


図-13 FEM 解析モデル図およびメッシュ図

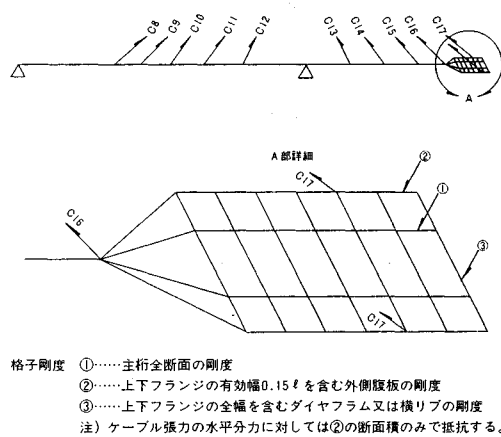


図-14 定着部分骨組モデル

たが、本橋の設計で使用した簡易設計法についておのの値を比較した。

a) 板要素 FEM 解析結果との比較

鋼管と鋼管の周辺部で FEM 解析値の方がかなり高いが橋軸方向、橋軸直角方向の応力とも部分的な差はあるものの傾向は似ている。

b) 定着部分骨組みモデル解析結果との比較

鉛直分力に対する外ウェブの板桁作用、ダイヤフラムと横リブとの荷重分配作用を精度よく示している。しかし、水平力に対する付加応力に関してはあまり一致していない。なお、この格子解析法の場合、内ウェブでの支持条件を固定として4パネル程度を取り出し、簡易なモデルとして解析した場合でもほとんど差がない。したがって、全体系を考慮しなくてもよいことがわかった。

項目	内容
概事項	1. ケーブル定着部応力(σ)=主桁応力($\bar{\sigma}$)+付加応力($\Delta\sigma$) 2. 付加応力に対する総引張力=ケーブルの全強 3. ケーブル張力は水平分力(H)と鉛直分力(V)に分けて考える。
水平分力による付加応力の仮定	外側腹板……等分布主桁応力として全水平分力が外側腹板に広がる。 上下フランジ……右図分布角度・範囲にて上下フランジに広がる。 ◎分担水平力……上下フランジの断面積比により水平力を分担する。ただし下フランジについては50%の割増しを行なう。 ◎付加応力の大きさ……2次放物線で仮定し、訂出 ◎付加応力の符号……2軸応力限値で危険側となるように決定 上フランジ→引張り、下フランジ→圧縮
鉛直分力による付加応力の仮定	内側腹板を固定端とした上下フランジ、鉛直ダイヤフラムから成る片持梁に全鉛直力が挿入される。 ◎上下フランジの有効幅……道幅係数 β 8.3.4より $0.6b$
定着部応力の仮定	ケーブル張力Tの1.25倍(偏心を考慮)が軸方向圧縮力及びせん断力として挿入される。なお腹板の主桁応力 $\bar{\sigma}_x$ による相対応力は以下の通りである。 鋼管軸方向応力 $\bar{\sigma}_x \cdot x = \sigma_x$ 鋼管直角方向応力 $\bar{\sigma}_y \cdot y = \sigma_y$ (内ウェブが集中荷重 σ_x を受ける場合の応力として算出)

図-15 簡易設計法の概要

表-5 主要点における実験値と各解析結果との比較 (75 t ステップ載荷)

位置	計測値	FEM		格子		慣用法		計測値		FEM		格子		慣用法	
		(kg/cm ²)													
σ_x (橋軸方向応力)															
上フランジ	1	-90	-46	-230	24(54)	-16	-24	-11	0						
	2	26	-7	-34	38(50)	-20	-10	-17	-101						
	3	-45	-44	-38	19(57)	-39	-32	-35	0						
	4	-4	-13	-28	23(37)	-45	-43	-52	-255						
下フランジ	5	-64	-77	-539	-82(-82)	23	52	7	0						
	6	19	24	0	-82(-83)	10	24	10	0						
	7	9	7	2	-66(-50)	18	41	44	0						
8	3	5	6	-77(-72)	24	22	29	0							
σ_y (橋軸直角方向応力)															
ウェブ	9	-45	-43	-223	-282(-238)	-42	-55	47	0						
	10	-84	-128	-540	-253(-238)	-20	-2	47	0						
	11	-9	49	354	-14(0)	17	29	47	46						
	12	12	27	1	2(0)	-20	-2	47	59						
σ_{xy} (鋼管軸方向応力)															
測	13	-37	-74	-324	-542	-51	62	-19	-102						
	14	-132	-154	-470	-550	-68	-11	-104	-107						
	15	-41	-306	-432	-364	23	-36	-82	0						
σ_{xy} (橋軸直角方向応力)															
横ダイヤフラム	16	-30	-42	-17	-101	65	52	73	185						
	17	-31	-9	-52	-255	50	41	79	201						
	18	-12	-9	-35	0	11	10	53	0						
	19	-9	-1	-30	0	7	9	42	0						

(注) 慣用法の値は(付加応力+主桁応力)、()内は付加応力のみ。

c) 簡易設計法による計算結果との比較

応力分布の仮定にあたり簡易設計法^{1)-3),6)}では、計算値が安全側の値となるように設定している。したがって、実測応力と必ずしも一致しない。設計の仮定と実橋との主たる相違点は次のとおりである。

簡易設計法では鉛直分力に対し、上、下フランジの $0.6b$ (b :内ウェブからの張出し長)の有効幅⁵⁾とダイヤフラムで構成する片持ちばりで抵抗する仮定である

が、実橋では外ウェブの板桁作用により前後の横リブで1/2~1/3の割合で鉛直分力を分担している。水平分力による上、下フランジの橋軸方向付加応力の分布範囲は仮定より狭く、外ウェブの近傍に限られている。その符号は2軸応力の照査時に不利となるよう上フランジで引張り、下フランジで圧縮と仮定したが実際には両フランジとも圧縮が支配的で、上フランジの鋼管後方のみ引張り応力が発生した。計測した外ウェブの橋軸方向圧縮応力は、計算した応力に対し最大で1/3程度であり、実際の水平分力は外ウェブから直ぐ上、下フランジへ流れこれらを含めた断面で水平分力に抵抗している。計測した鋼管の軸方向圧縮応力は、最大で計算値の1/2以下である。実際のケーブル張力は、鋼管から直ぐウェブやダイヤフラムに流れ、これらを含めた断面でケーブル張力に抵抗している。

(4) 架設系における計測結果の考察

名港西大橋の中央径間において、5つの小ブロックの張出し架設時、ケーブル定着部の応力測定を行った。その実測値を各理論解析や設計法の数値と比較し次の考察結果を得た。

a) 架設時の主桁とケーブル定着部に関する応力測定の結果、主桁に発生した応力は全体系棒モデルで計算した架設時の値とよい一致を示し、極端な異常値の発生はなく実橋の安全性を確認できた。

b) 板要素を基本に複合要素を用いたFEM解析結果と実測値は、ケーブル張力による付加応力も含めよい一致を示した。この種の構造解析にFEM解析を適用することの妥当性が認められた。

c) ケーブル定着部の主桁を部分骨組みとし、その外を連続ばりとした構造モデルを用いた架設系における応力の流れは、ある程度把握できた。ケーブル張力による鉛直分力に対する外ウェブの板桁作用、ダイヤフラムと横リブとの荷重分配作用は精度よく把握できた。水平分力に対する付加応力に関しては骨組みの部材剛性の取り方を検討する必要がある。

d) 簡易設計法では上、下フランジの応力分布の仮定で設計値が安全側になるよう、応力の符号と形状を定めため実測の応力分布と必ずしも一致せず、設計法に改良の余地がある。

e) ケーブル張力による鉛直分力は、ダイヤフラムだけで抵抗する仮定であるが、外ウェブの板桁作用を経て横リブにも伝達されており、横リブの設計において荷重分配作用を考慮する必要がある。

f) 上、下フランジの橋軸直角方向の応力は、簡易設計法では $0.6b$ の有効幅だけを考えたが、ダイヤフラムの前後2パネル程度の領域で発生しており2軸応力の照査時にこれを考慮しなければならない。

g) 簡易設計法を改良すべき内容

上、下フランジの橋軸方向付加応力の分布から次の4点が指摘できる。

i) 圧縮の付加応力は、鋼管の後方に引いた45度の線より後にはほとんど発生しない。

ii) 圧縮の付加応力は、鋼管前方の圧縮側で最大となり後方で0となる分布形状である。

iii) +75tfステップ載荷における、引張りの付加応力は、鋼管の極近傍で圧縮の付加応力の最大値の約60%の大きさであり、完成系での仮定より大きな範囲となる傾向である。

iv) 付加応力の分布は、外ウェブの近傍に集中しており、付加応力に対する水平分力は、簡易設計法での仮定より小さい。

4. 完成時トラック載荷によるケーブル定着部の応力計測実験

完成時において、ダンプトラック20台を使用し、ケーブル定着部付近の応力の流れを把握するため実橋での計測実験を実施した。実験には架設時の計測用のゲージをそのまま利用した。載荷方法は図-2で示した静的載荷と同じケース⑤である。20台のトラック載荷の結果ケーブルの変動値54tfにより、上、下フランジとも鋼管の前方に圧縮の付加応力が発生し、後方には引張り応力が発生した。ただし、内ウェブについては、鋼管の周りは前後とも引張り応力が発生し、ダイヤフラムを挟むパネルの1つ外側のパネルに圧縮の付加応力が発生していた。図-16は載荷ケースを示している。また、図-17に計測した応力から全体系棒モデルを用いた解析による

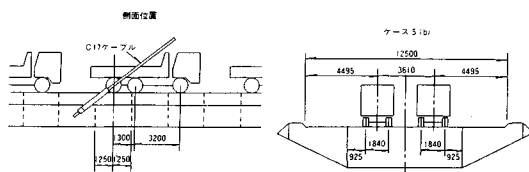


図-16 ケーブル定着部応力計測試験における載荷ケース

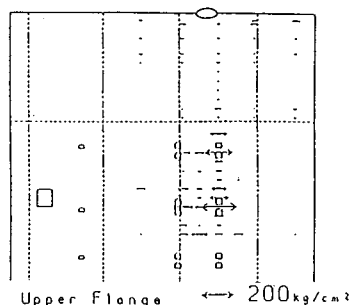
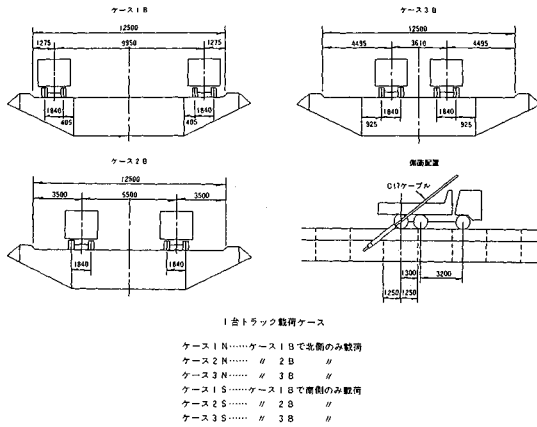
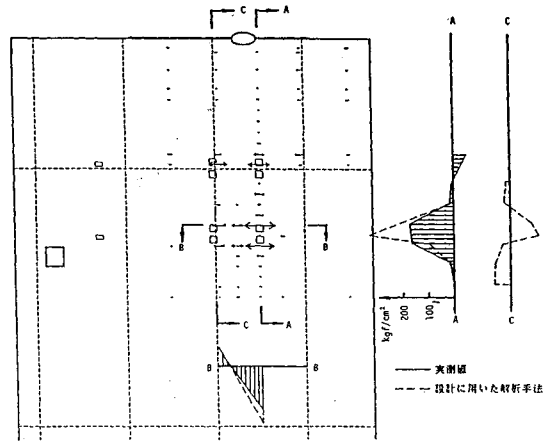


図-17 主桁の一部としての発生応力を差し引いた case 5(b)の橋軸方向応力



図—18 1台および2台トラックの載荷ケース



図—19 U形リブ下面の格子解析値と実測値の比較 (Case 2B)

主桁応力を差し引いた、橋軸方向付加応力の一例を示すが鋼管前方は圧縮の付加応力が支配的である。

5. 鋼床版の床組としての応力測定

完成時の載荷試験において、ダンプトラック1台または2台の載荷を行い、鋼床版とUリブの応力を計測し鋼床版の床組作用について調査した。また、格子モデルによる解析と実橋の設計に使用した簡易計算法による計算値と計測値との比較を実施した。図—18に載荷ケースを示す。

以下におおのこの計算値と実測値との比較を行い考察する。

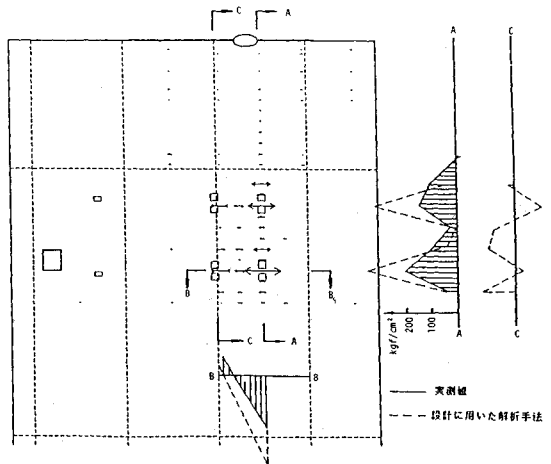
(1) 格子モデル解析と計測結果の比較

a) 解析モデル

デッキを平板とはり部材で構成する4辺支持の平面構造モデルとして取り扱う。すなわち、デッキプレートは平板とし、Uリブ、ダイヤフラムを曲げとねじり剛性を有するはり部材と考えた。ここでは、グースアスファルト舗装の荷重分配は考慮していない。橋軸方向は、横リブ間隔を1パネルとし5パネルを考えた。

b) 計測結果との比較

Uリブ下面の応力度について、トラック2台載荷の場合で、ケース1B、2B、3Bの計測値と解析値を比較した。ピーク値に関しては計測値は解析値の71%であった。これは、グースアスファルト舗装を考慮しなかったことに原因があると考えられる。計測時期は1月の深夜であり、外気温は0度を下回っていた。したがって、舗装の剛性は通常より大きかったと考えられる。ケース2Bの場合は、後輪荷重の位置がUリブとUリブの間であって、荷重は隣合うUリブで均等に分担している。図—19のA~A断面の応力分布をみればその状況がわかる。



図—20 実橋設計手法による実測値の比較 (Case 3B)

(2) 実橋設計での解析値と計測値の比較

a) 設計での輪荷重応力の算定

輪荷重による鋼床版床組の断面力算定には、直交異方性床版橋設計便覧に示されたPelikan-Esslingerの直交異方性版理論を用いた。

b) 計測結果との比較

ケース3BについてUリブ閉断面、下面の橋軸方向直応力の計測値と解析値の比較を図—20に示す。A~A断面、B~B断面とも計測値よりも設計に使用した計算値の方がピーク値は大きい、形状は似ている。

(3) 完成時のトラック載荷試験まとめ

完成時のトラック載荷による主桁側ケーブル定着部の応力測定試験を行って得た実測結果を架設時の測定結果と理論解析値、実橋の設計値とを比較した。これらの比較から得た主な結論は、次のとおりである。

a) 20台のトラック載荷の場合、ケーブル張力の変

動による付加応力は、架設時の付加応力と同傾向であるが、引張りの付加応力は大きくなる傾向である。

b) 輪荷重によるUリブを用いた鋼床版の床組としての応力は、輪荷重の近傍で限られた領域にだけ発生し橋軸直角方向への荷重分配は、ほとんどなく、横リブを介しての分配だけ考えてよい。

c) Pelikan-Esslinger で用いる版理論の仮定は妥当であり、Uリブに対し実測値より大きな値を与え安全側である。デッキプレートのUリブ間に輪荷重が載った場合橋軸直角方向に応力が発生する。Uリブ間隔を大きくした場合の発生応力は、Uリブの隅肉溶接に悪影響を与えるおそれがあり、設計にあたり十分配慮すること。

d) トラック載荷を実施した結果、特に異常な応力は、どこにも発生しなかった。また、平面骨組の解析結果とよい一致を示し、実橋の静的安全性が認められた。

6. あとがき

マルチケーブル方式の鋼箱桁斜張橋の架設および完成系における実橋計測実験の実施結果を報告した。最近国内において斜張橋の建設が目立ってきたが、まだその数は少ない。名港西大橋も設計時の仮定を実験で確認しながら完成した。上部構造の安定性関連の実験として、風洞実験、起振試験、常時微動試験、完成時車両走行実験、ケーブル定着部の模型実験等があるが、本稿では除

いた。本報告が、今後の鋼箱桁斜張橋の計画、建設の技術者に役立てば幸いである。最後に、日本道路公団、名港西大橋特別委員会の委員の方々に心から感謝を申し上げます。また、大阪大学の福本先生をはじめ名古屋大学土木工学科の先生方には特別のご厚情をもってご指導とご鞭撻を賜りました。厚く御礼を申し上げます。建設現場では、4社JVの技術者の方々に多くのご協力を得ることができました。改めてお礼を申し上げます。

参 考 文 献

- 1) Aschenberg, H. und Freudenberg, G. : Die Brücke über die Norderelbe im Zuger der Bundes-autobahn, Südliche Umgehung Hamburg, Der Stahlbau, 9/1963, S. 281-287.
- 2) Tammas, F. und Beyer, E. : Kniebrücke Düsseldorf, Ein neuer Weg über den Rhein, Beton-Yerlag GmbH, Düsseldorf, 1969.
- 3) 近藤和夫・小松定夫・小松紘士・井上洋里・松川昭夫：豊里大橋（斜張橋）のケーブル定着点の設計について、土木学会論文集，第192号，1971.8.
- 4) 福本啓士・伊藤義人：名港西大橋ケーブル定着部の強度に関する実験的研究，名大土木研究報告書，No.8302，1983.7.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1980.2.
- 6) 日本道路公団：名港西大橋設計計算書，1984.4.
- 7) 日本道路公団：名港西大橋工事誌，1986.3.

(1990.4.4・受付)