

船舶の衝突により損傷した名島弁天橋の桁復旧工事の施工とこれに伴う諸検討

磯邊 雅敏*1・牧角 龍憲*2・西原 和彦*3・西尾 浩志*4

1. まえがき

博多湾に流れ込む多々良川の河口付近に架かる名島弁天橋(PC単純T桁橋)は、福岡市の交通渋滞の解消のため都心部と東部とをつなぐ道路として同市が建設している都市計画道路箱崎香椎線の一部で、1991年(平成3年)9月には、架設・横組工を終わり、橋面工を待つ状態であった。

同月、日本を縦断し、各地に大きな被害をもたらした台風19号の影響により、多々良川河口部に避難投錨し

ていた港湾工事用ボックスバージ2隻が流され、博多湾側から名島弁天橋主桁に衝突した。この結果、同橋の桁のうちの数本が損傷した。

この事故に対して、被害状況の調査、損傷を受けた桁の撤去方法、撤去時の横締めPC鋼材の切断方法、主桁架替え方法の検討および架替え時の横締めプレストレス再導入に関する信頼性などの調査・検討を行い、これらに基づき、復旧工事を施工した。

本報告は、この名島弁天橋の桁復旧工事の施工の概略について記述するとともに、これに伴って行われた諸検討についてもふれるものである。

図-1に橋梁位置図を示す。

2. 橋梁概要

名島弁天橋は、福岡市の都心部と東部とをつなぐ都市計画道路「箱崎香椎線」の一部として同市が建設する多々良川河口部に架かる橋梁である。上下2層の構造となっており、上部には都市高速1号線が通り、本橋はその真下に位置している。

橋梁の概要を以下に、橋梁略図を図-2に示す。

所在地：福岡市東区箱崎ふ頭3丁目地内

構造種別：プレストレストコンクリート道路橋

構造形式：ポストテンション単純T桁橋

橋長：234.000 m (河川部)

桁長：5 @ 46.750 m

支間：5 @ 45.850 m

幅員：2 @ (2.500 m+7.500 m)

設計荷重：TL-20

3. 台風19号の概要

台風19号は、1991年(平成3年)9月27日長崎県佐世保市の南に上陸し、その中心気圧は935 mb、中心付

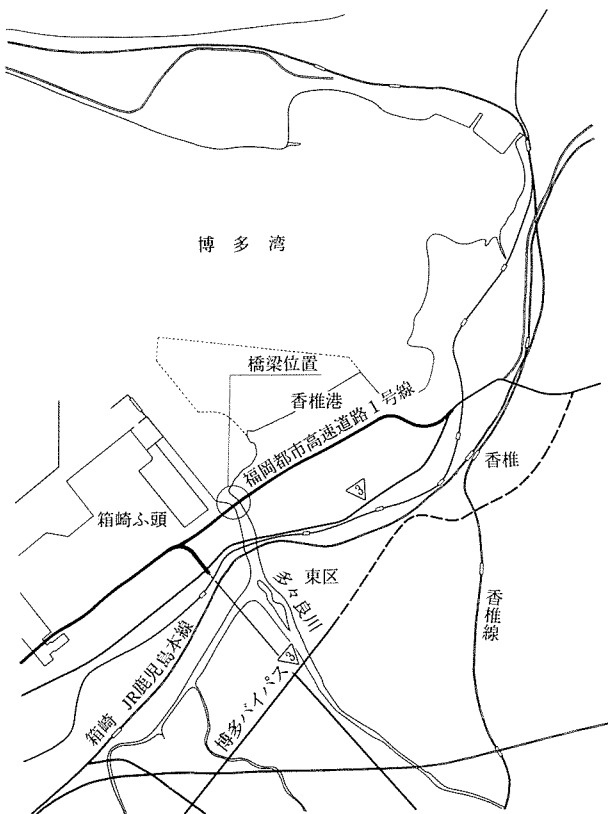


図-1 橋梁位置図

*1 Masatoshi ISOBE : 福岡市 土木局道路建設部街路課

*2 Tatsunori MAKIZUMI : 九州大学 工学部建設都市工学科 助教授

*3 Kazuhiko NISHIHARA : (株) 安部工業所 福岡支店工務部 工事長

*4 Hiroshi NISHIO : (株) 安部工業所 本社技術部 部長代理

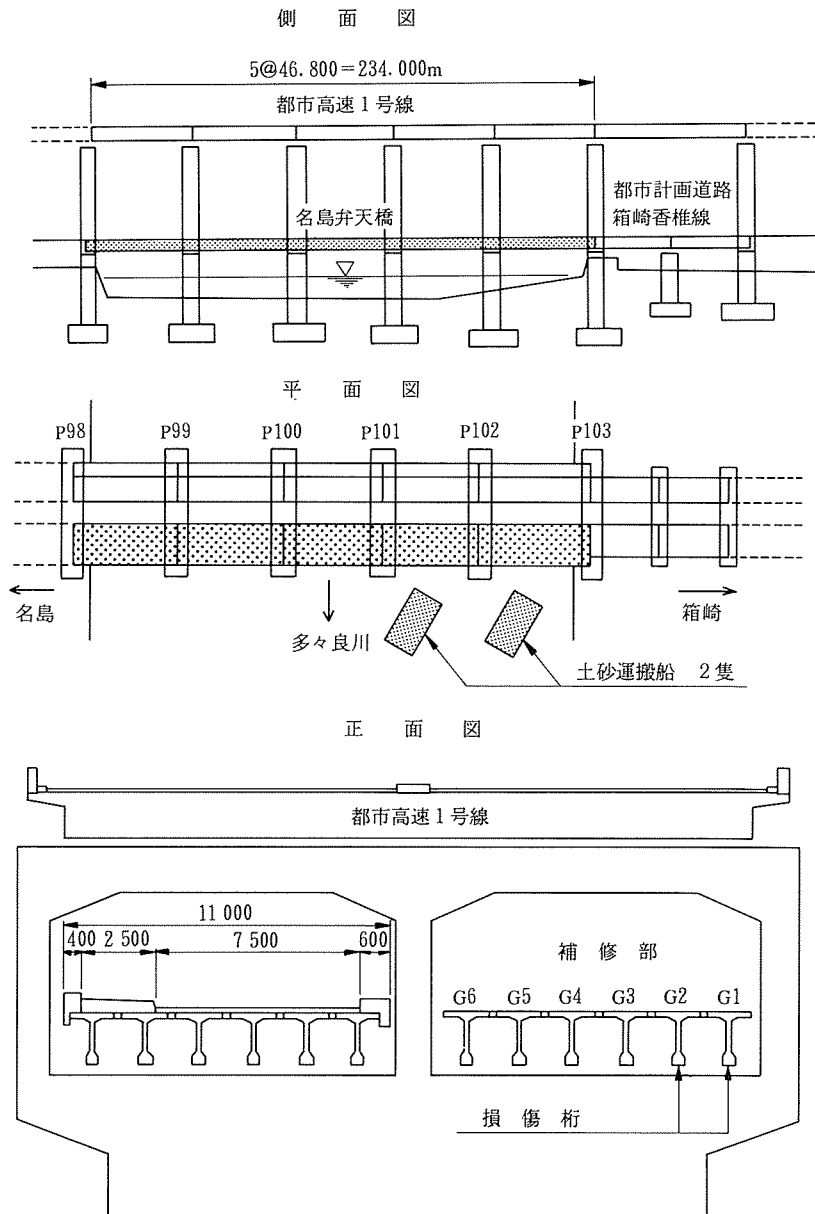


図-2 橋梁略図

近の最大風速は 50 m/s で、上陸後速度を早めて北東に進み長崎、佐賀、福岡、山口の各県を通過し日本海に進んだ。この際、森林、家屋および農作物などに被害を及ぼした。その後も東北地方に再上陸し、リングなどにも被害を及ぼした。

阿蘇測候所で最大瞬間風速 60.9 m/s を観測したほか、九州北部地方の 11 の観測所で観測開始以来最も大きな最大瞬間風速を記録した台風であった。

4. 桁の損傷状況

ボックスバージ 2 隻の衝突により桁に損傷を受けた径間は、P 101～P 102 径間と、P 102～P 103 径間との 2 径間に及んでいた。また、損傷を受けた桁はこれらの径間の博多湾側耳桁 (G 1) およびその内側の中桁 (G 2)

であった。写真-1 に損傷を受けた径間の状況を示す。

主桁、横桁、支承部などについて、目視、クラック

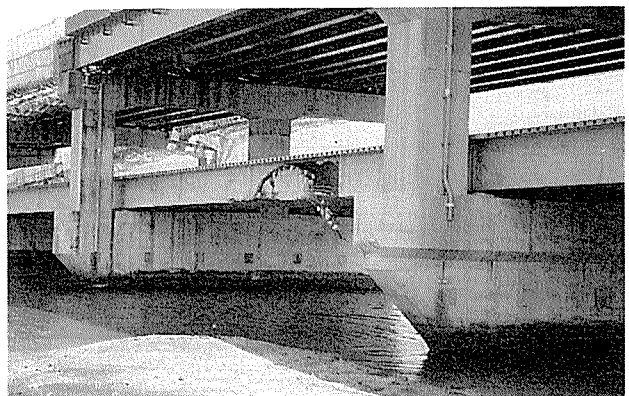


写真-1 損傷を受けた径間の状況 (P 101～P 102)

◇工事報告◇

ゲージ、テストハンマーなどによって調査し、橋面高さをレベルにて測定した結果などから明らかになった桁の損傷状況の概要を以下に示す。

4.1 P 101～P 102 径間

P 101～P 102 径間は耳桁 (G 1) と中桁 (G 2) とが損傷を受けており、特に G 1 桁は大きな損傷を受けていた。写真-2 に損傷の状況を示す。

(1) 耳桁 (G 1)

全長の 2/3 程度にわたって損傷が認められた。特に、第 3 横桁と支間中央の第 2 横桁間は、ウェブと下フランジ部が長さ 11.5 m にわたって完全に破壊されており、下縁部の鉄筋および PC 鋼材も全数切断されており、主桁プレストレスは完全に消失しているものと考えられた。また、第 2 および第 3 横桁付近のウェブには放射状のひびわれ、ウェブと上フランジの境界にもずれによるひびわれが生じていた。

図-3 に耳桁の損傷状況を示す。

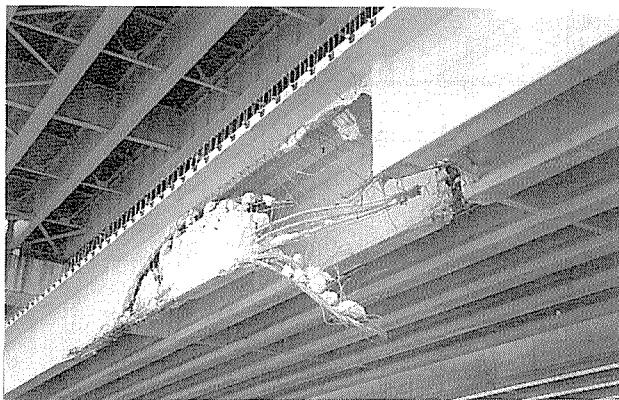


写真-2 損傷状況 (P 101～P 102, 耳桁 (G 1))

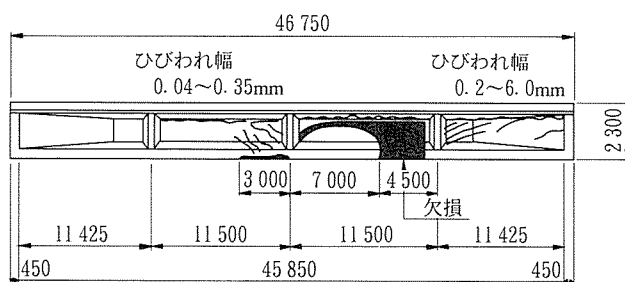


図-3 P 101～P 102 径間 耳桁 (G 1) 損傷状況

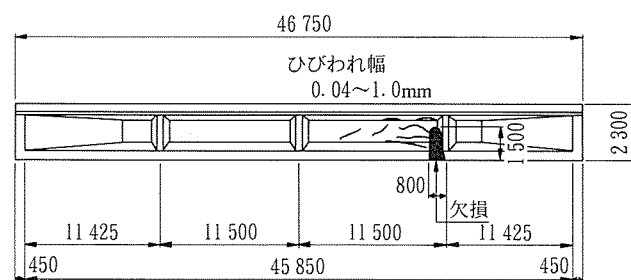


図-4 P 101～P 102 径間 中桁 (G 2) 損傷状況

(2) 中桁 (G 2)

第 3 横桁付近の 0.8 m の区間においてウェブと下フランジが完全に破壊されており、下縁部の鉄筋および PC 鋼材 4 本が切断されており、主桁のプレストレスが減少しているものと考えられた。また、ウェブには G 1 桁と同様の放射状のひびわれが生じていた。

図-4 には中桁の損傷状況を示す。

(3) 横 桁

第 3 横桁が G 1 桁と G 2 桁間で下側 1/3 程度破壊され、鉄筋および横締め PC 鋼材が切断されていた。

(4) 全 体

損傷を受ける前 (竣工時) と受けた後との橋面高さを比較すると、スパン中央位置で、G 1 桁側が約 25 mm 下がり、G 6 桁側が約 5 mm 上がっていることがわかった。このことから、G 1 桁が床版および横桁を介して他の主桁にぶら下がった状態であると推察された。また、損傷を受けた桁の支承には 1～2 mm の横ずれが認められた。

以上の状況から、G 1 桁は全くその耐荷力を失い、横締めにより、他の主桁にぶら下がった状態であること、G 2 桁も耐荷力が低下し、使用不能の状態になっていると考えられた。

一方、損傷を受けていないその他の主桁、横桁などには特に異常は認められず、支承についても、据え付けられた状態のままであった。また、損傷を受けた桁の床版上面には、桁の損傷が著しいにもかかわらず異常は全くなく、すなわち、桁下端に衝撃が集中したことが推察された。

4.2 P 102～P 103 径間

P 102～P 103 径間も耳桁 (G 1) と中桁 (G 2) とが損傷を受けており、G 1 桁の損傷程度が大きかった。

写真-3 および 4 に損傷の状況を示す。

(1) 耳桁 (G 1)

全長の 1/2 程度にわたって損傷が認められた。第 3 横桁と第 2 横桁間は、0.1～0.2 m の深さの損傷を受け、破壊状態となっており、特に、第 3 横桁から端横桁方向



写真-3 損傷状況 (P 102～P 103, 耳桁 (G 1))

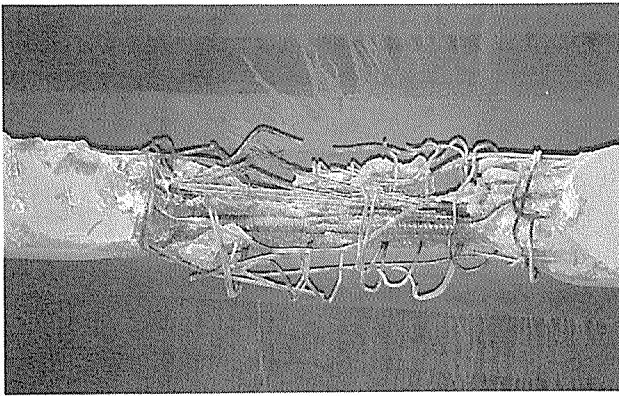


写真-4 損傷状況 (P 102~P 103, 中桁 (G 2))

に 3 m の位置では、ウェブと下フランジ部が約 1.0 m × 1.4 m の大ききで完全に破壊されていて、下縁部の鉄筋および PC 鋼材 3 本が切断されており、主桁プレストレスは完全に消失しているものと考えられた。また、第 2 および第 3 横桁付近のウェブには放射状のひびわれ、ウェブと上フランジの境界にもずれによるひびわれが生じていた。

図-5 に耳桁の損傷状況を示す。

(2) 中桁 (G 2)

第 2 横桁と第 3 横桁間の下フランジが、0.1 m 程度の深さの損傷を受け、破壊状態になっており、第 3 横桁か

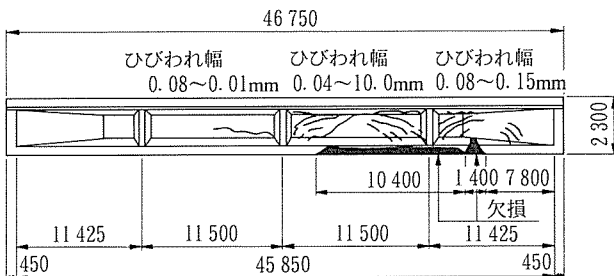


図-5 P 102~P 103 径間 耳桁 (G 1) 損傷状況

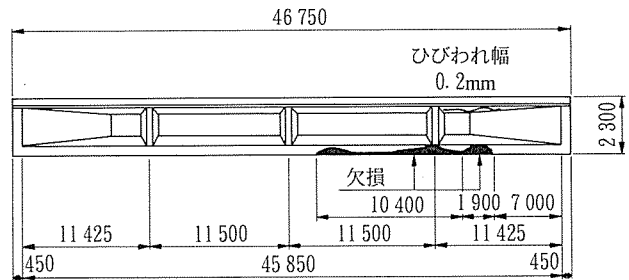


図-6 P 102~P 103 径間 中桁 (G 2) 損傷状況

ら端横桁方向に 3.5 m の位置では、ウェブと下フランジ部が約 1.9 m × 0.3 m の大ききで破壊されていて、下縁部の鉄筋および PC 鋼材 2 本が切断されていた。また、ウェブと上フランジとの境界にはずれによるひびわれが生じていた。

図-6 に中桁の損傷状況を示す。

(3) 横 桁

第 3 横桁の下側部分が G 1 桁と G 2 桁間で破壊され、鉄筋が切断されていた。

(4) 全 体

以上の状況から、G 1 および G 2 桁は耐荷力が低下し、使用不能の状態になっていると考えられた。

一方、損傷を受けていないその他の主桁、横桁などには特に異常は認められず、支承についても、据え付けられた状態のままであった。また、損傷を受けた桁の床版上面には、P 101~P 102 径間と同様に、異常は全く認められなかった。

5. 桁の復旧方法の検討

被害状況の調査の結果 P 101~P 102 径間および P 102~P 103 径間の博多湾側耳桁 (G 1) およびその内側の中桁 (G 2) の計 4 本については、補修あるいは補強が困難な状況にまで損傷を受け使用不能で、架替えによ

表-1 桁復旧方法の検討比較

方法項目	第 1 案 全体を架け替える方法	第 2 案 損傷桁を合成桁として架け替える方法	第 3 案 損傷桁を当初設計と同じ T 桁で架け替える方法
構造上の検討	1) すべてが原設計の状態になるので問題はない。	1) 既設桁と復旧桁との桁剛性が異なるので、種々の問題が生じる。 2) 合成桁の適用スパンを越え、桁高の制約もあり、検討が複雑となる。 3) 既設桁と復旧桁との間の横締め鋼材の接続方法および横締めプレストレスの連続性について十分検討する必要がある。	1) 構造的には原設計と同様になるので、問題はない。 2) 既設桁と復旧桁との間の横締め鋼材の接続方法および横締めプレストレスの連続性について十分検討する必要がある。
施工上の検討	1) すべての桁について撤去・架替えとなり、他案に比べ工期が最も長くなる。	1) 工期的には第 3 案と同様比較的短い。 2) 被損傷桁の撤去、横締め鋼材の施工に関し、十分検討し、作業する必要がある。 3) 主桁が 1 桁となり、重量も増えるので、架設に細心の注意が必要である。	1) 工期的には第 3 案と同様比較的短い。 2) 被損傷桁の撤去、横締め鋼材の施工に関し、十分検討し、作業する必要がある。
経済性の検討	1) 桁を全本数撤去し架け替えるので、最も不経済である。	1) 3 案中中位である。	1) 3 案中最も経済的である。

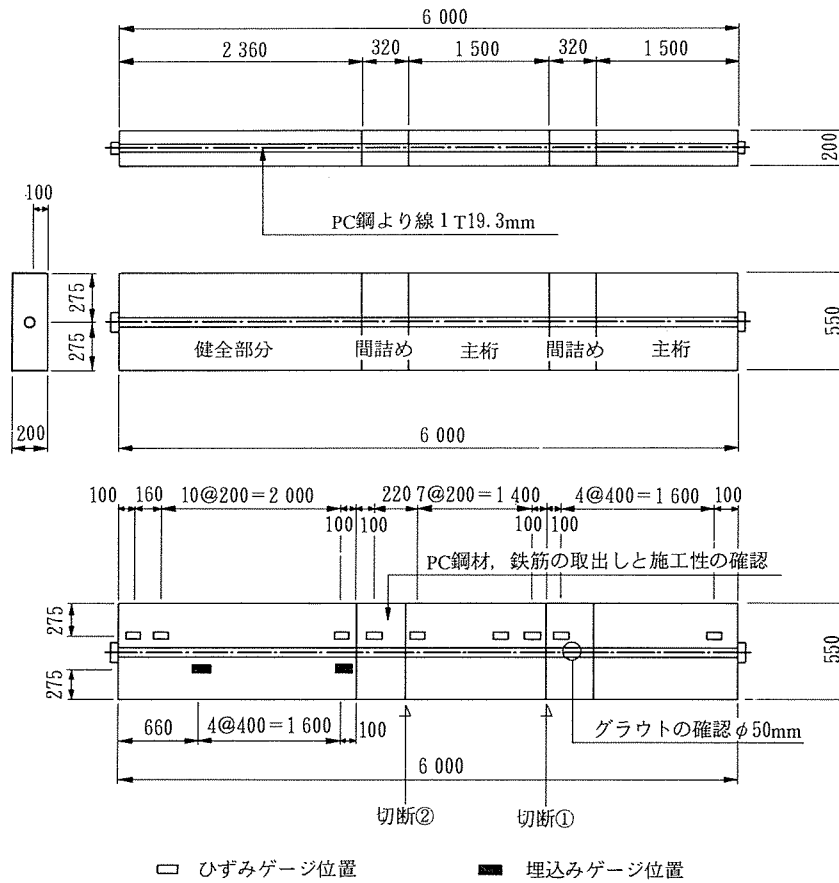


図-9 一次供試体

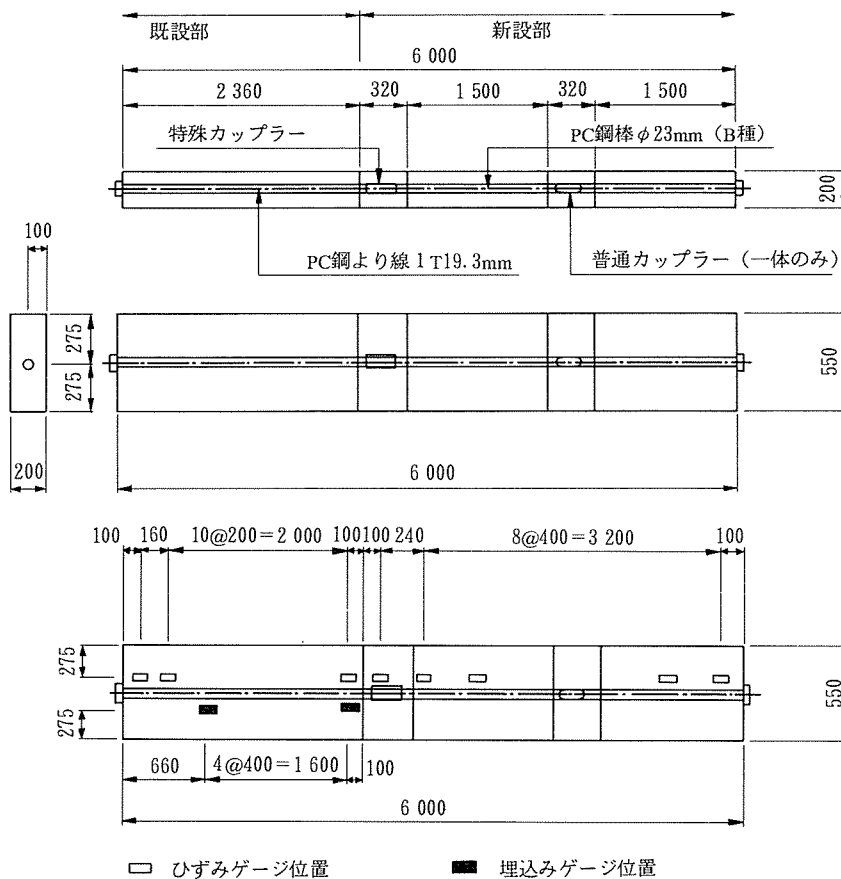


図-10 二次供試体

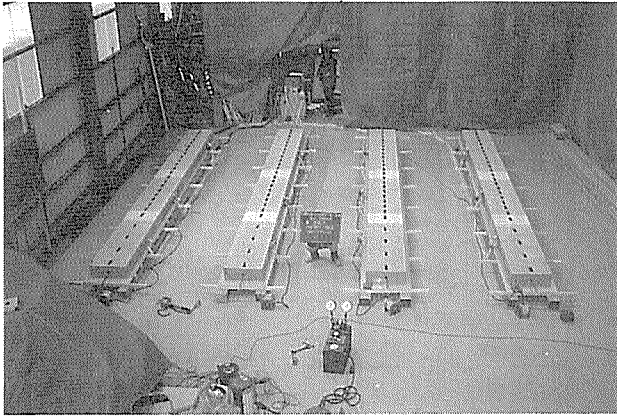


写真-5 横締め PC 鋼材確認試験供試体

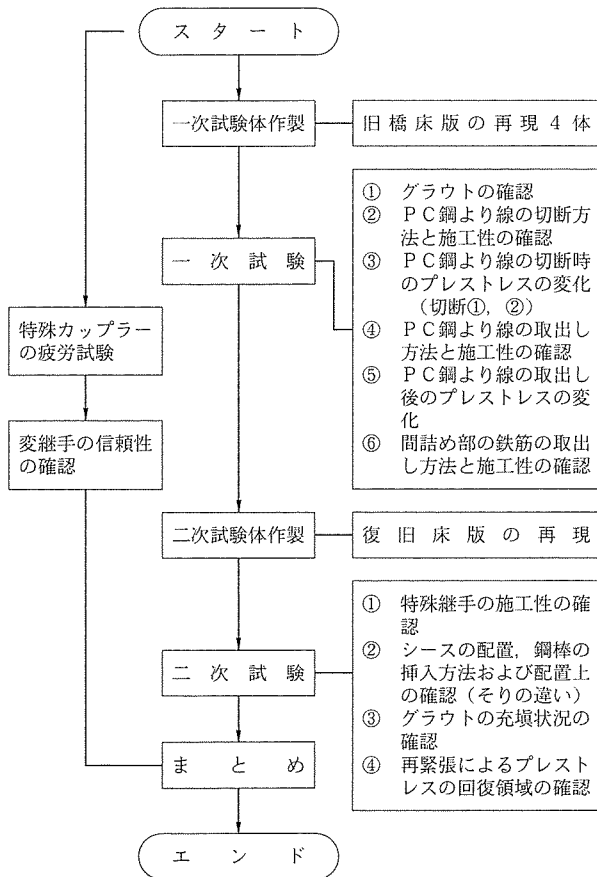


図-11 横締め PC 鋼材に関する確認試験全体フロー

試験の全体フローを図-11 に示す。一次供試体（全体を PC 鋼より線で緊張）の間詰め部を切断し、コンクリートのひずみの減少状況を調べた。G 1, G 2 に相当する部分を撤去後、新設桁に相当する部分を施工し、特殊カップラーを用いて既設 PC 鋼より線と新設 PC 鋼棒とを間詰め部で連結し、間詰めコンクリートを打設して二次供試体を作製した。PC 鋼棒端部から緊張し、再緊張によるコンクリートのひずみの回復状況を調べた。

6.3 試験結果および考察

(1) プレストレスに関して

図-12 に代表的な供試体の一次緊張後（一次供試体全

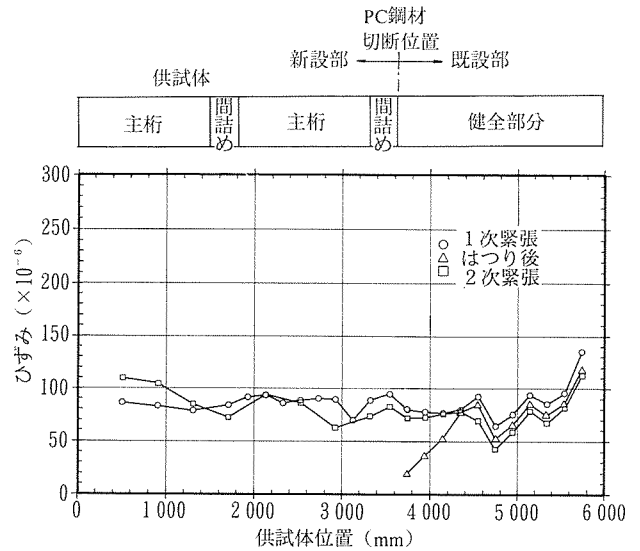


図-12 供試体 (No. 4) のコンクリートひずみ分布

体を PC 鋼より線で緊張後), はつり後 (間詰め部で切断, 鋼より線をむき出した後) および二次緊張後 (二次供試体の PC 鋼棒端部を緊張後) におけるコンクリートのひずみ分布を示す。

切断, はつり後において, PC 鋼より線むき出し面から約 60~70 cm (鋼材径の約 30~40 倍) の深さまではコンクリートのひずみが減少するものの, それより深い位置では PC 鋼材とグラウトの付着によって切断の影響はほとんどないことがわかる。また, 鋼材切断面付近のコンクリートのひずみの減少は, 再緊張 (二次緊張) によりほぼ回復していることがわかる。

(2) その他

その他, 試験結果より次のようなことがわかった。

- 1) 損傷を受けた桁とその他の桁の切断はダイヤモンドカッターを用いて可能である。
- 2) 横締め PC 鋼材の接続は特殊カップラーを用いて可能である。
- 3) 新設桁床版・横桁の横締めシースは, 横締め鋼材の位置および向きによる, それらの連結の施工性を考慮して $\phi 65$ mm とするのがよい。
- 4) 復旧部の横締め鋼材のグラウトは十分充填される。

以上の結果, 横締め PC 鋼材の切断, 連結および再緊張に関して, 前述の方法で施工することに問題はないことがわかった。

7. 施工

名島弁天橋桁復旧工事の全体施工手順を図-13 に, また, 桁の撤去, 架設方法の概念図を図-14 に示す。以下に, 損傷を受けた桁の撤去方法, 復旧桁の架設方法などについて, 具体的に説明する。

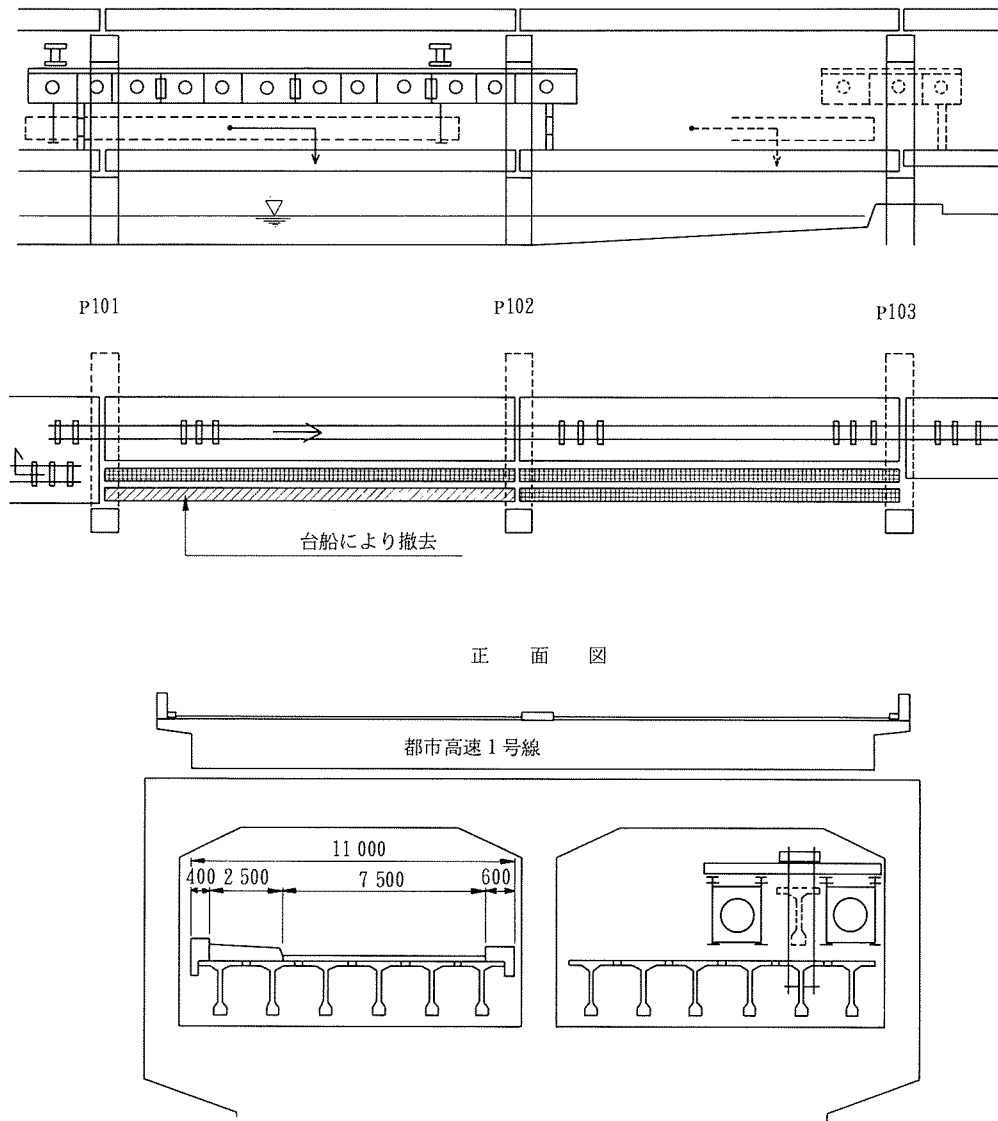


図-14 桁撤去・架設方法概念図

順次取り壊し、次いで上フランジ部を撤去する方法を採用した。取り壊したコンクリート塊は台船にて搬出した。

この撤去の状況を写真-6に示す。

(2) 中桁(G2)の撤去

G2桁は健全な桁と隣接しており、G1桁と同じ方法で取り壊すと健全な桁を痛める可能性があった。また、桁下および桁上空間ともに制約があり、損傷桁全体をガーダーで桁の上または下から直接支持したうえで、ワイヤーソー等にて10ブロック程度に切断し、撤去することは困難であった。

桁の損傷程度からみて、桁が自重に耐えられるように補強することが可能と考えられたので、そうしたうえで二組のガーダーを利用し、吊り上げ、横取りし、引き出した後、小割、解体して搬出する方法を採用した。桁の補強は、欠落部分の断面を修復し、ひびわれに樹脂を注入し、PCケーブル切断位置には外ケーブル(PC鋼棒



写真-6 台船・圧碎機による桁撤去状況

φ 26 mm) によって補強することにより行った。

桁補強の状況を写真-7に、ガーダーによる桁の撤去状況を写真-8に示す。

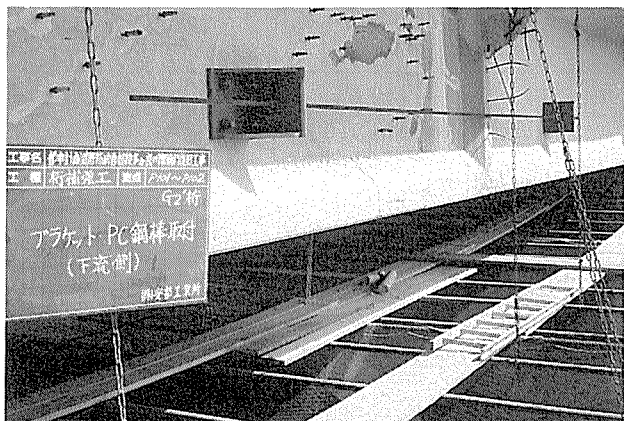


写真-7 桁補強状況



写真-9 特殊カップラーによる横締め鋼材連結状況

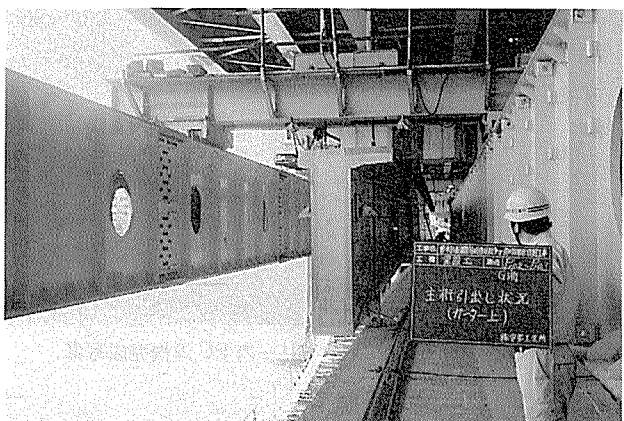


写真-8 ガーダーによる桁撤去状況

(3) 復旧桁の架設

復旧桁の架設は、損傷桁の撤去に用いた二組のガーダーを利用して行った。都市高速橋の橋脚との関係で G 1 桁上にガーダーを設置することが不可能であったので、G 2 上に設置したガーダーで、まず G 1 桁を橋脚上に降ろし、ころ台車にて横取りし、所定の位置に据え付けた後、G 2 桁を架設した。

7.3 P 102～P 103 径間の施工

(1) 損傷桁の撤去

本径間における多々良川の水深は 0～1 m 程度で、河川上より台船によって桁を撤去する方法は不可能であった。また、桁の損傷程度からみて、桁が自重に耐えられるように補強することが可能と考えられたので、P 101～P 102 径間における G 2 桁と同様の方法を採用した。

まず、G 2 桁をガーダーを用いて撤去し、その後、G 1 桁を撤去した G 2 桁の位置まで横取りし、G 2 上のガーダーで吊り上げ撤去した。

(2) 復旧桁の架設

復旧桁の架設は P 101～P 102 径間と同様に行った。

7.4 横組工

既設の PC 鋼より線と新設の PC 鋼棒との接合は、前述のように特殊カップラーを用いて行った。復旧桁と既設桁とのたわみ差を考慮してクリープがある程度進むまで復旧桁を放置した。横締め鋼材の位置および向きの施工誤差を考慮してφ 65 mm のシースを用いたため、連結はすべて問題なく行うことができた。

特殊カップラーによる横締め PC 鋼材の連結状況を写真-9 に示す。

8. おわりに

台風 19 号の影響により流されたボックスバージの衝突により、主桁に損傷を受けた名島弁天橋の桁復旧工事の施工について報告した。この施工に際し、種々の検討がなされ、これらに基づいて慎重に施工した結果、計画どおり、無事復旧することができた。横締めにより一体化された主桁の一部を切り放し架け替える、あるいは、拡幅のため主桁を付け加える際など、既存の横締め鋼材を用いて再緊張する方法の有用性が実際の施工によって確認された。今後、このような方法を用いる際の参考になると考える。

なお、本復旧工法の検討は、福岡市からの委託により(社)プレストレストコンクリート建設業協会九州支部によって行われた。

最後に、本復旧工法の検討、施工に当たりご尽力いただいた関係各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) 岩田邦彦・佐藤浩孝・小嶺啓蔵著：船舶の衝突によって損傷した波の上橋(PC T 桁橋)の補修計画と施工について、プレストレストコンクリート Vol. 26, No. 5, Sept. 1984

【1993年2月1日受付】