

# 地震により被災したPC桁の再利用

松岡 義幸\*1・北後 征雄\*2・渡辺 忠朋\*3

## 1. はじめに

去る1995年1月17日(火)午後5時46分、兵庫県淡路島の北端付近を震源とするマグニチュード7.2の地震が発生し、関西地方を中心に西日本から東日本にかけての広い範囲で強い揺れを記録した。

気象庁による震度階では、神戸市および淡路島の一部は震度Ⅶ(激震)と発表された。震度Ⅶは1949年に震度階が設定されて以来、今回がはじめての適用となり、地震動の大きさおよび被害の甚大さを物語っている。

この地震では鉄道構造物のみならず、14万5000戸もの家屋、ビルの倒壊、道路および港湾構造物の損壊など、膨大な数の構造物が壊滅的被害を受けた。

鉄道構造物では山陽新幹線で8橋が落橋し、西日本旅客鉄道株式会社(以下、JR西日本)の構造物をはじめとし、神戸を中心として多くの鉄道構造物が大きな被害を受けた。

JR西日本では、被災直後から鉄道復旧作業に取り組み、本年4月1日に全線が開通したが、今回の復旧においては、落橋したプレストレストコンクリート桁の再利用等を行い復旧の工程短縮等を行った。

以下にその概要を示す。

## 2. 被害の全体概要

鉄道路線では、山陽新幹線、東海道線、阪急神戸線・伊丹線、阪神本線などの高架橋や、盛土等の構造物が多く被害を受けた。図-1に鉄道のコンクリート橋梁の主な被害分布を示す。

JR西日本におけるコンクリート橋梁は、新幹線では山陽新幹線新大阪～姫路間で被害を受けており、特に六甲トンネルの新大阪方坑口から起点方へ数km間、および長坂トンネルから西明石駅間の被害が大きい。

在来線では、東海道線住吉～東灘信号場間および三宮～元町間の鉄筋コンクリート高架橋等が多く被害を受

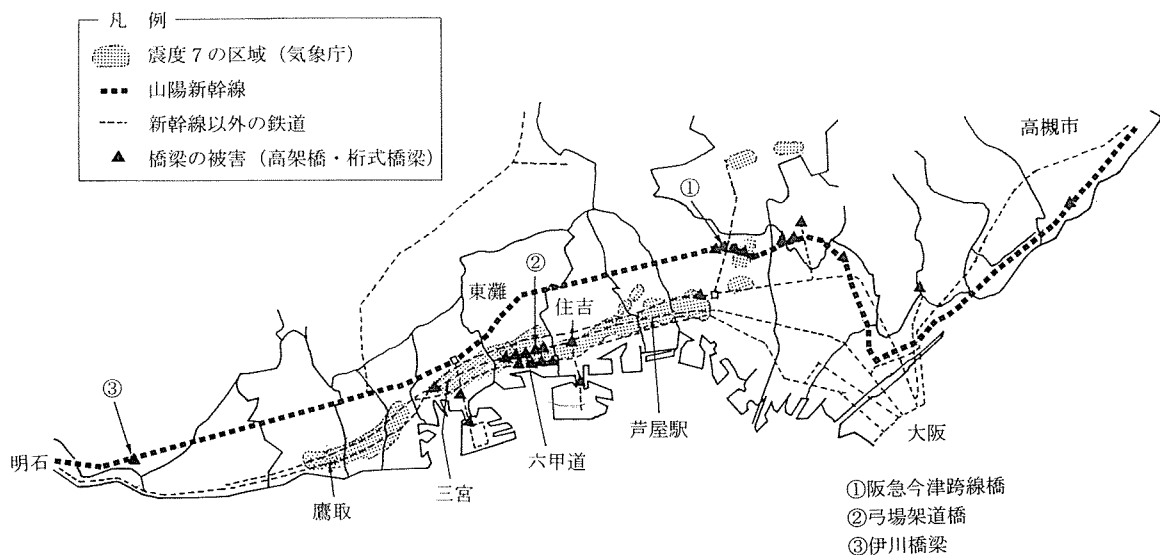


図-1 鉄道の主な被害分布

\*1 Yoshiyuki MATSUOKA  
西日本旅客鉄道(株)  
建設工事部 次長

\*2 Yukio KITAGO  
ジェイアール西日本  
コンサルタンツ(株)

\*3 Tadatomo WATANABE  
(財)鉄道総合技術研究所  
構造物技術開発事業部  
橋梁担当

けた。

コンクリート橋梁の被害は、鉄筋コンクリート高架橋、あるいはラーメン橋台の柱部の破壊により、床スラブの落下や桁の落橋（以下、これらをまとめて落橋という）に至るものであった。

一方、JR西日本におけるPC橋梁に着目すると、PC橋梁の被害の大多数は支承部の損傷であった。

しかし、下部構造の破壊に起因して落橋したPC橋梁が3橋あった。これらの橋梁については、PC桁そのものがほとんど損傷していなかったことから、下部構造のみを再構築し復旧を行った。

以下に、各橋梁の復旧工法等について示す。

### 3. 阪急今津線跨線線路橋

#### (1) 被災状況

阪急今津線跨線線路橋で損傷を受けたのはPC I形桁（単線4主桁、スパン30m、斜角左80°、単線並列）を支持する帽子桁形式のラーメン橋台（杭基礎）で、高さ9.1mである。ラーメン橋台とは、桁橋を支持する1径間のラーメン構造で新幹線が道路・線路などと交差する箇所等で用いられることが多く、その場合には、一方には道路・線路などと交差する比較的長い桁橋が架けられ、他方には比較的短い桁橋が架けられる。

本橋梁は、起点方橋台、終点方橋台とも崩壊したが、終点方のラーメン橋台の方が崩壊の程度がはなはだしく、そのため上部工のPC I形桁は終点方を下に、阪急電鉄今津線を遮断する形で落橋した。すなわち、終点方は完全に落橋し、起点方は橋台にわずかに支持される形となった。

終点方の橋台は前柱、後柱ともせん断破壊し、ラーメン橋台全体は起点方に向かって傾斜し、起点方の橋台は前柱、後柱ともせん断破壊したが、後柱の損傷が顕著であったため、橋台全体の沈下に加えて橋台全体が若干起点方に傾斜し、起点方のゲルバー桁は落橋には至らなかったものの終点方を下にして傾斜した。

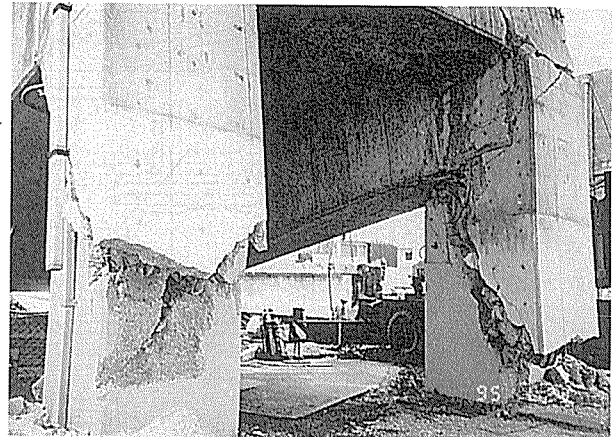


写真-1 被災状況

落橋の状況並びに地中部の構造、柱の配筋について図-2および写真-1に示す。

PC I形桁は、落橋の際に終点方端部に若干の損傷を受けているが、上沓の部分を含めてひび割れ等の損傷は認められず、全体としては健全であると判断した。

#### (2) 復旧方法

復旧手順を図-3に示す。阪急今津線の早期開通を図るため、部材の健全度、施工速度等から判断して、ラーメン橋台の柱より上部は取り壊し、再施工するものとし、PC桁については一部補修して再利用することとした。

##### ① 主桁分離・仮置き

排水勾配コンクリート、中埋めコンクリートをブレイカーを用いてはつり取り、撤去した。次いで、横締め鋼棒をガス切断し、主桁を1連ずつに分割した。分割した主桁を架橋位置の左右の阪急今津線線路上にそれぞれ4本ずつ仮置きした。

##### ② ベント支保工の設置

基礎コンクリート(6m×6m×0.8m)を橋台全面に打設し強度の発現を確認した後、H形鋼(400×400×13×21)を19段交互に積み重ね、ベント支柱を構築した(写真-2)。

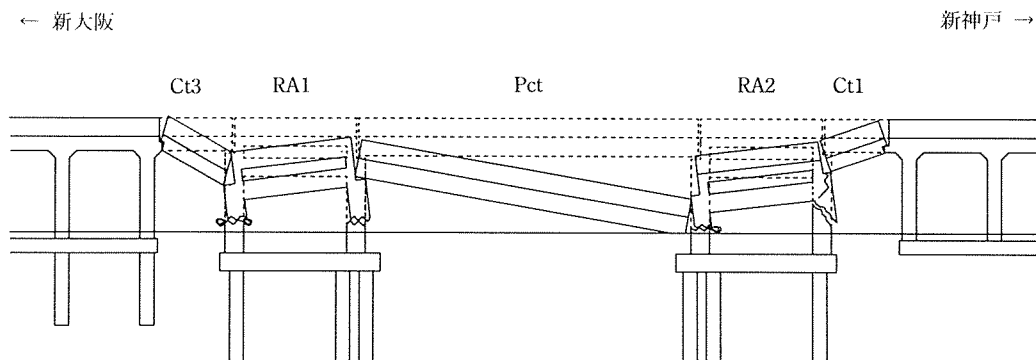


図-2 被災状況 (阪急今津線跨線橋)

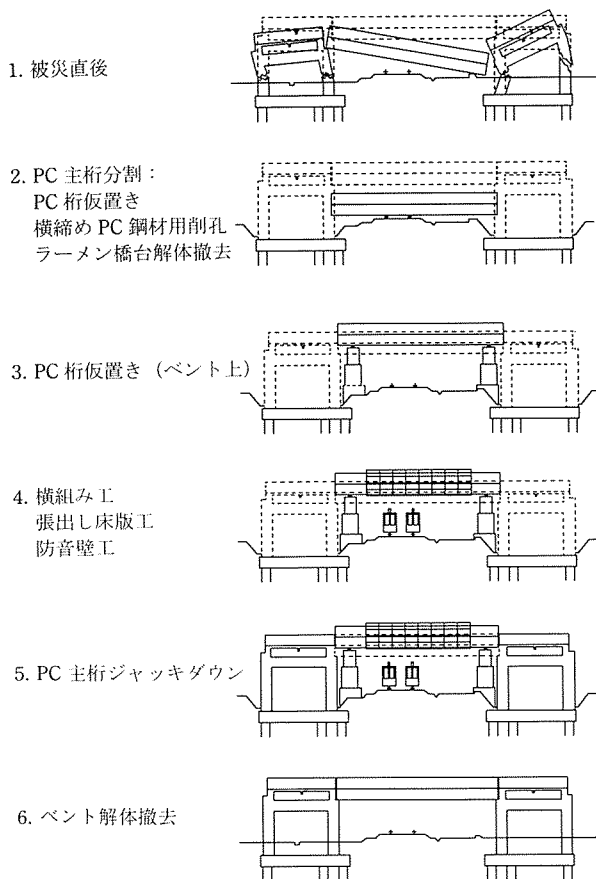


図-3 復旧手順

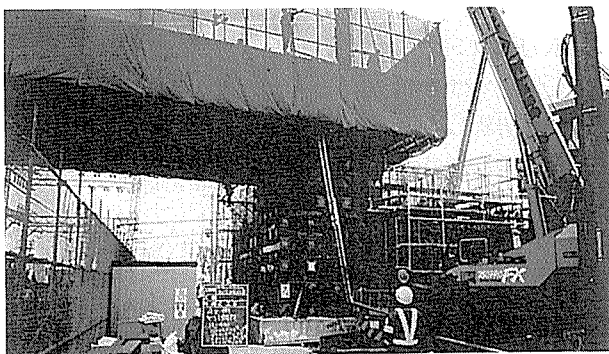


写真-2 ベント支保工

### ③ 横締め鋼棒用ダクトの削孔

床版および横桁に横締め鋼棒を再配置するための削孔を行った。削孔はφ50 mm のダクトを既設 PC 鋼材の配置間隔に合わせて斜角 80° でダイヤモンドコアを用いて削孔した。なお、使用 PC 鋼材は応力検討を行い、施工精度、施工性を考慮して PC 鋼棒φ23 mm からシングルストランド 1 T 21.8 に変更した。

### ④ 横組み工、床版工の施工

ベント支保工設置完了後、その支保工上に架設用ゴム支承を用いて PC I 桁を仮置きして仮設防護工、横組み工、床版工、防音壁の施工を行った。防音壁施工後、ジャッキダウンにより支保工撤去、主桁設置が行われる

ため、仮置き時には十分な精度が要求された。余震等に備えて仮設鋼材を横方向に配置し、転倒防止装置を行うとともにベント支保工に鋼製ピースにより仮固定し、ずれ止めを図った。上下線同時施工となるため、床版横締め PC 鋼材定着具の設置スペースを確保するため、主桁の配置間隔を若干変更した。PC 鋼材配置後、横桁、中埋めコンクリートを打設し、横締め PC 鋼材の緊張を行った。その後、張出し床版（張出し長 1.2 m）コンクリートを施工し、張出し床版部分の PC 鋼材を緊張した後、全体のグラウトを施工した。

### ⑤ 主桁ジャッキダウン・支承の設置

主桁端部下面を樹脂モルタルで補修した後、鋼板、石綿セメント板からなる防音壁を設置した後、主桁のジャッキダウンを開始した。ジャッキダウンは H 形鋼 (150×150×7×10) と片側に 4 台の 100 t ジャッキを使用して支点を盛り替えながら行った。作業は阪急電車最終電車通過から始発電車までの間に行わなければならないため、1 日 4 時間の作業時間で 4 日間を要した。既設上柵は健全であったので、それらに樹脂モルタルで調整用の鋼材を接着し、支圧面積を確保したうえで、その下面に大きさ 600×400×52 のゴム沓を設置した。主桁が新設橋台の上に載ったのは主桁のベント仮置き開始から約 1 ヶ月後であった。

### ⑥ サイドブロック・ストッパーの設置

耐震対策として、柱のせん断補強（鋼板巻立て、耐震壁）と落橋防止を施工することにした。落橋防止対策としては橋軸直角方向に対してサイドブロックの設置、橋軸方向に対してはエポキシゲビンデ PC 鋼棒を使用したストッパーの設置を行った。なお、これらの落橋防止装置の設計は、「鉄道構造物等設計標準・同解説 9.2 地震の影響」に基づき算出した設計水平震度に対して行った。

### ⑦ ベント支保工・基礎の撤去

ベント支保工解体撤去後、基礎コンクリートをダイヤモンドカッターで小割りして撤去した（写真-3）。



写真-3 完 成

#### 4. 弓場架道橋（上り線側）

##### （1）被災状況

在来東海道線では、住吉・東灘間の高架区間 2.2 km に大きな被害が発生した。図-4 に住吉・東灘間の被害発生区間の略図を示す。当該区間の構造物は、昭和 42 年から 51 年にかけて設計施工され、4 線区間であるが、上り 2 線・下り 2 線がそれぞれ独立した構造となっている。

弓場架道橋の上部工は複線 4 主桁の PC I 形桁（スパン 29.23 m, 斜角右 68°40'）で、上り線側に 1 連、下り線側に 1 連、2 連並列に架設されており、落橋したのは上り線側（＝山側）の桁である。橋台は 3 径間のラーメン高架橋の端柱に橋台の機能を持たせたものである。

本橋梁は、起点方の橋台部分、すなわち、第 2 御影高架橋 R 14（3 径間のラーメン高架橋、2.91 m+6.0 m+6.0 m+4.12 m）の終点方端柱がハンチ直下でせん断破壊し、上り線側の PC I 形桁は、起点方を下にして落橋、南北道を塞いだ（写真-4）。また、終点方も桁が北



写真-4 被災状況

側にずれた。

##### （2）復旧方法

震災直後の調査では、桁の終点方が北側にずれたため、余震によって終点方も落橋する可能性があった。直ちに桁下の交通を遮断すると同時に仮バンドを組んで支持することとした。

目視による調査を行った結果、落下して地面に衝突した上り線側の桁の端部は、コンクリートが一部剥落しているものの、定着部からの鋼材の抜けだし等も認められず、PC 桁そのものは健全であると判断した。

なお、下り線（＝海側）の桁については、最も海側の主桁の終点方に幅 2～3 mm 程度のせん断ひび割れが認められた。それらの調査結果を踏まえて、橋台部分の柱より上部は取り壊し、再施工するものとし、PC 桁については一部補修して再利用することとした。

排水勾配コンクリート、中埋めコンクリートをブレイカーに用いてはつり取り、撤去した。次いで、横締め鋼棒をガス切断し、主桁を 1 連ずつに分割した。分割した主桁を架橋位置の山側の道路に仮置きした。

橋台部分の再構築を待って、主桁端部下面を鋼板と無収縮モルタルで補修した主桁（図-5 参照）を再架設した。

本橋梁の復旧の特徴は、床版、横桁に再配置する横締め鋼棒数を減じるために床版部分を RC 構造にした点にある。軌道構造がスラブ軌道であり、レールレベルから桁天端までに余裕を確保することができることがわかった。そこで、桁上面に新たに、図-6 に示すような厚さ 200 mm の RC スラブ（張出し床版部分の厚さは 400 mm）を設けることとし、削孔数をできるだけ減じることとした。

検討の結果、床版の横締め箇所は 5 箇所、横桁部分の

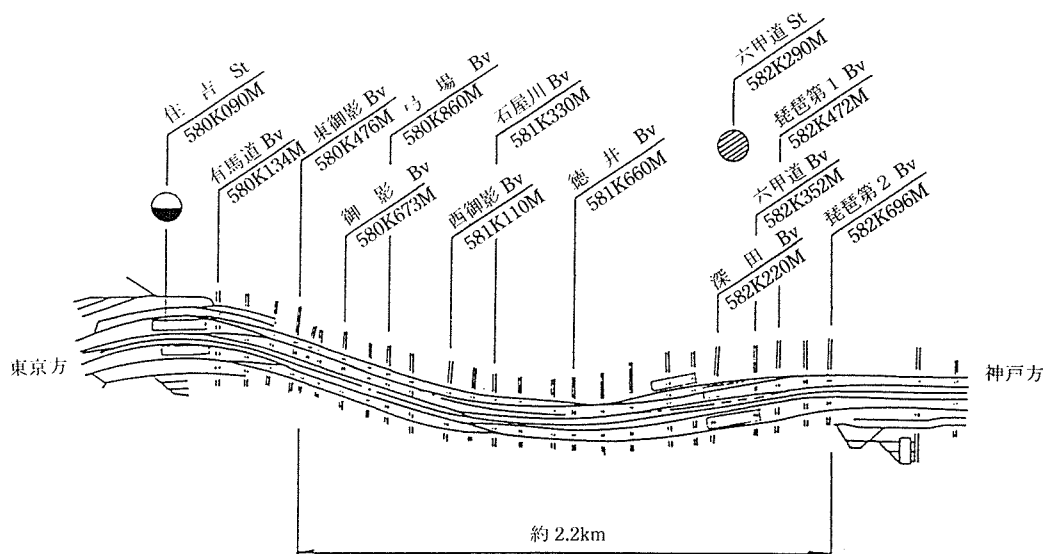


図-4 東海道線住吉・東灘間略図

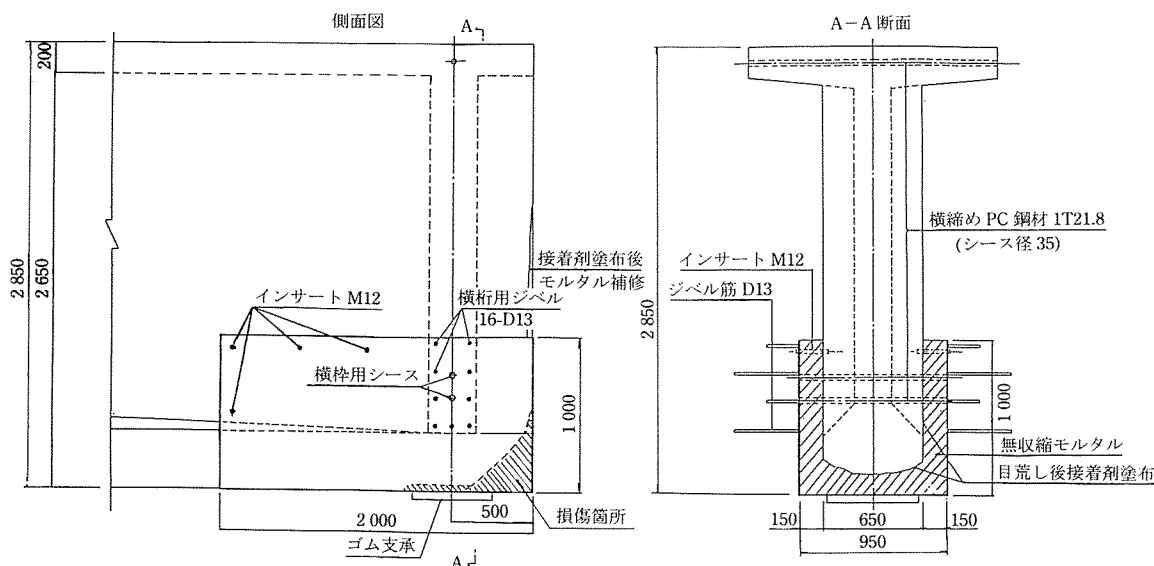


図-5 主桁端部の補修

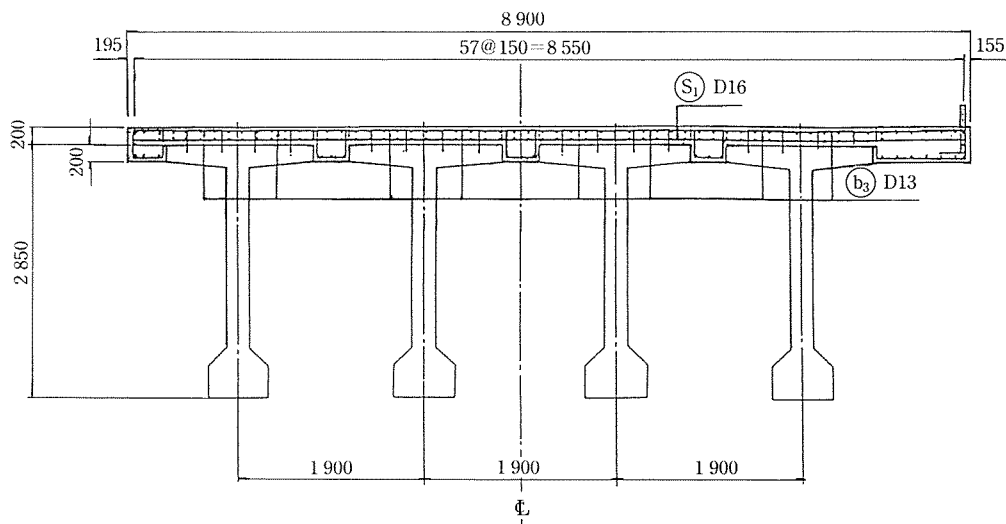


図-6 増設 RC スラブ

横締めは 10 箇所が減じることが可能となった。

削孔はφ50 mm のダクトをダイヤモンドコアを用いて削孔した。使用 PC 鋼材は応力検討を行い、施工精度、施工性を考慮して PC 鋼棒φ23 mm からシングルストランド 1 T 21.8 に変更した。

耐震対策として、柱のせん断補強（鋼板巻立て）と落橋防止を施工することにした。落橋防止対策としては橋軸直角方向に対してサイドブロックの設置、橋軸方向に対してはエポキシゲビンデ PC 鋼棒を使用したストッパーの設置を行った。

## 5. 伊川橋梁

### (1) 被災状況

伊川橋梁は、起点方から PC I 形桁（単線 4 主桁、スパン 40 m、単線並列）2 連と、同じく PC I 形桁（単線

4 主桁、スパン 27.5 m、単線並列）2 連とで構成されている。損傷を受けたのは、PC I 形桁（単線 4 主桁、スパン 40 m、単線並列）を支持する起点方の帽子桁形式のラーメン橋台（杭基礎）で、高さ 9.0 m のものである。橋台は、前柱、後柱ともせん断破壊したが、前柱の損傷がはなはだしく、PC 桁の支点の位置で 3.5 m 沈下、ラーメン橋台全体は終点方に向かって傾斜した。上部工の PC I 形桁は完全な落橋には至らなかったものの起点方を下にして傾斜した。上部工の PC I 形桁が傾斜したことによって、ラーメン橋台上の帽子桁は、PC I 形桁とせり合う形となり、起点方に向かって押され、その結果、隣り合う標準ラーメン高架橋との間のゲルバー桁の桁掛かりが確保できなくなり、ゲルバー桁は、起点方を上にする形で落橋した。落橋の状況並びに地中部の構造について図-7 に示す。

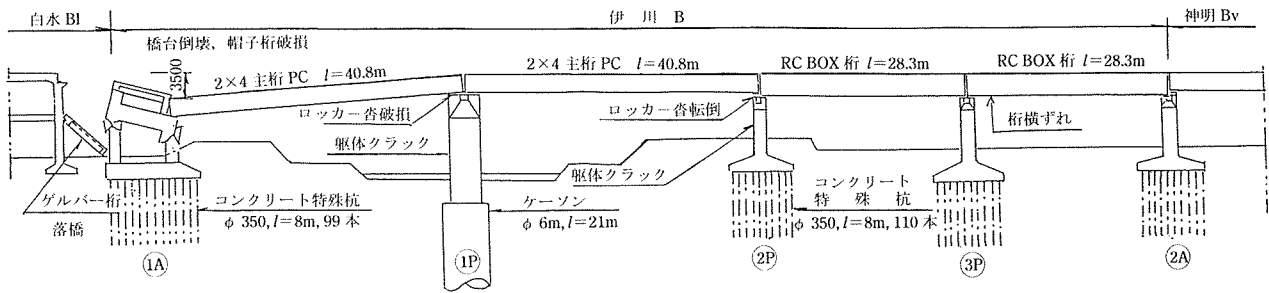


図-7 被災状況 (伊川橋梁)

このほかにも、ロッカー沓の転倒、橋脚の躯体のひび割れ、桁の横ずれ等が発生した。

(2) 復旧方法

復旧は次のように行った。

上部工である PC I 形桁は、ジャッキアップすることによって再使用することとし、ラーメン橋台は、帽子桁を含むフーチングより上の部分を取り壊し、基礎の健全度を確認したうえで再施工する。工期の短縮を図るため、帽子桁については橋軸直角方向に離れた位置に設けた架台上で製作し、横取り架設することとし、ゲルバー桁については直上位置で製作したものをジャッキダウンする。

復旧にあたっての技術的な問題点は次の三つであった。

① 暫定的な桁受けおよび本格仮受け時の安全性確保  
復旧に先立って、これ以上 PC 桁が沈下したり落橋したりしないように暫定的な桁受けを行い、次いで橋台を作り直すための本格仮受けを行う必要があった。

被災状況の項で述べたが、図-7 に示すように PC 桁は破壊した橋台と競り合って、平衡を保っている状態であった。復旧工事の開始時点ではかなり大きな余震も発生しており、桁下での作業はきわめて危険であると考えられた。施工時には、余震が来たら即座に待避するなどの作業の安全性に対処することにした。

支点反力は約 800 t である。それを支持する仮受けのためのベースの大きさは、支持地盤が堤体の盛土である

ことからできるだけ大きくとる必要があった。図-8 に示すように堤体の天端全幅とした。これにより、沈下は約 5 cm に抑えることができた。橋台側についてはジャッキアップを行いながら H 形鋼を積み上げるサンドル工法とした。

② PC 桁と帽子桁の縁切り

競り合って静止している PC 桁と帽子桁を切り放す作業については、PC 桁のもつ特殊性から次のように配慮した。

橋台の復旧のため施工スペースを確保するためにはできるだけ河川側に近づけた位置に仮受けしたいが、PC 桁の特殊性から桁端から 6 m の位置で支持すると破壊する。したがって、仮受けは安全を見て 4 m の位置で支持した。

しかし、この状態で桁端をわずかでも沈下させれば一挙に破壊し落橋することが予想されたので、図-8 に示すように可能な限り鉛直、水平および回転が生じないように固定し、慎重に縁切りを行った。また、縁切りを行っている間は、仮受け側のジャッキは油圧は働かせず、わずかな沈下は追従し、大沈下の時のみ支持することとした。

PC 桁と帽子桁の縁切りが完了した後、仮受けで支持し沓座から下方の部分を直ちに撤去した。

③ 柱施工時の仮土留め

柱を施工するには、ベース天端まで掘削する必要がある。一方、変状することなく残っている基礎が想定どお

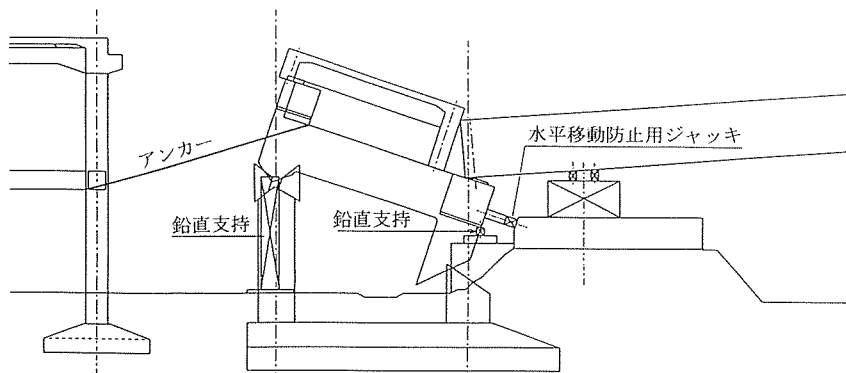


図-8 変位防止工

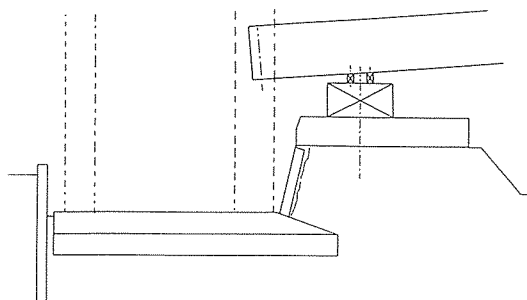


図-9 仮受けベース前面の土留め工

りに健全であるかの確認が必要である。このため基礎上面を全面にわたって掘削する必要があり、図-9に示すように仮受けの前面を掘削しなければならなかった。

このような場合には、切り梁方式が採用されるのが一般的であるが、橋台の柱および梁の支保・型枠を設置しなければならないこと、帽子桁の横取りのためのベントを設置しなければならないことなどを勘案すれば、ベース上部は作業が輻輳することは明らかで、工期を考えると可能な限り切り梁は設けたくない。したがって、ここでは仮受けのベースの端部をH形鋼で支持し、仮受けの安定を確保したうえで、自立式の土留めとなるようにした。

仮受けの支持地盤は盛土で土質が明らかではない。ベースの沈下に関する計測を行いながら、まず、ベースの中央をタヌキ掘りでH形鋼を建て込んで座屈防止としてコンクリートで巻いた後に、さらに1/4を支持する

方法をとった。この状態でH形鋼間にコンクリートを打設し土留めとした。結果としてタヌキ掘り時に近傍のベースは5mmずつ沈下したが、十分安定を確保することができた。

### (3) 工 程

復旧の工期については、

1) 前述のように条件が不明で施工が進まないとその工程・工期が判断できない。また、不測の事態が起こる可能性が十分ある。

2) 残った基礎の健全性が確認されていない。

という、工程を決めるうえで裏のとれない難しい条件があり、さらに施工環境が悪いこともあって、工程の見極めは非常に困難であった。不眠不休の懸命な努力に加えて、現場で発生する条件に対してすばやく即決するなどの高い技術力に支えられ、約1ヵ月半で工程を終えた。

## 6. あとがき

今回、ここで示した事例はいずれにも施工環境等が通常時の施工環境に比べ困難をきわめるものであった。いずれの事例も、当初の工程を大幅に短縮できたことは、関係者の不眠不休の懸命な努力のたまものであり、誌面を借りて関係者に深く感謝する次第である。

なお、ここに示した事例が今後の被災建造物の復旧の一助となれば幸いである。

【1995年9月25日受付】