

無筋コンクリート橋脚の実態と 地震時の被災状況についての考察

Study on the plain concrete piers for railway and
their damage caused by earthquakes

西日本旅客鉄道株式会社 構造技術室

坂岡 和寛

Structural Engineering Office, West
Japan Railway Company

Kazuhiro SAKAOKA

西日本旅客鉄道株式会社 構造技術室

大坪 正行

Structural Engineering Office, West
Japan Railway Company

Masayuki OOTSUBO

関西大学 社会安全学部

小山 倫史

Faculty of Societal Safety Sciences,
Kansai University

Tomofumi KOYAMA

SUMMARY

Plain concrete piers mainly constructed from the Taisho to early Showa era instead of masonry piers and have been used. Since the resistance of plain concrete piers to earthquakes is weaker than the reinforced concrete piers constructed after 1955, serious damage caused by earthquakes is observed in some plain concrete piers. Therefore, in this study, we investigated the current conditions of plain concrete piers for railway bridge and their damage caused by earthquake to obtain the fundamental data for further development of the effective countermeasure of plain concrete piers without increasing the cross section. According to the investigation of current situation and damage caused by earthquakes, the plain concrete piers were seriously damaged by even earthquakes with small seismic intensity. This may be caused by the fact that the criteria for seismic design of railway piers was not established before 1930. In addition, some slides occurs along the construction joint of concrete in the direction perpendicular to the railway track and serious damage was observed in the lower part of the construction joints. In the future, a series of shaking table tests using large scale replica of plain concrete pier and their numerical simulations are planed in order to clarify the damage mechanism of the plain concrete piers during earthquakes.

Key words

Plain concrete piers, Earthquake, Railway structures, Construction joint of concrete

1. はじめに

無筋コンクリート橋脚（以下 無筋橋脚という）は、鉄筋コンクリート橋脚（以下 RC 橋脚という）に比べて耐震性に劣るため、現在は新設されることのない構造形式であるが、鉄道構造物においては、大正～昭和初期を中心に建造され、現在も数多く供用されている。

無筋橋脚は耐震性に劣るため、耐震性能を向上させるため耐震補強を行う必要がある。無筋橋脚の耐震補強は、鉄筋コンクリートや鋼板による巻立て補強を行うことが一般的であるが、河川内に設置されている無筋橋脚では、巻立て補強を行うと橋脚断面の増加を伴うため、河積阻害率の観点から河川管理者との協議が難航することが想定される。そのため、橋脚断面を増加させずに対策を講ずる必要があるが、最適な工法がないのが現状である。そこで、新たに、地震時の橋脚崩壊危機の低減や早期復旧を目指した地震対策工法開発に関する研究を行うこととした。

工法開発に当たっては、まず、地震時の無筋橋脚の挙動や損傷メカニズムを解明する必要がある。しかし、既往の研究では、鉄筋コンクリート巻立てによる無筋橋脚の補強効果についての研究は、多く行われている^[1]ものの、無筋橋脚の地震時挙動や損傷について研究された例は少ない。そこで、地震時の挙動や損傷メカニズム解明の基礎資料として無筋橋脚の実態および被災状況を取りまとめることとした。

本研究では、まず、無筋橋脚の実態について調査し、建造され始めた時期や当時の設計思想について取りまとめる。次に、被災状況の調査結果をもとに、地震動や発生応力に関する検討・考察を行い、損傷メカニズムの解明に向けた基礎資料として整理する。

2. 無筋橋脚の建造の歴史と現状

無筋橋脚の維持管理及び地震対策の開発を行う上で、当時の設計思想や背景を知ることが重要である。そこで、本章では無筋橋脚の建造の歴史と現状について述べる。

橋脚の建造に用いられる材料や構造の変遷を図1に示す。橋脚には、まず最初にレンガや石を積上げた組積構造が用いられた。その後欧米からの技術の導入によりレンガや石に変わって、コンクリートが用いられるようになった。ここでは、設置条件によって無筋コンクリート、鉄筋コンクリート両方が用いられている。後述するがコンクリート構造の橋梁として最初に施工された鳥田川橋梁は鉄筋コンクリート構造である。そのため組積構造からコンクリート構造への変遷については、使用材料としてレンガ、石からコンクリートに変化していくことを重視し、無筋及び鉄筋コンクリートの両方を区別なく記述する。これについては、2.1節にて取りまとめる。

次に2.2節で、無筋橋脚が用いられていた当時の設計の考え方について取りまとめる。

2.3節では、無筋橋脚が用いられなくなり、全てRC橋脚への移り変っていった背景について取りまとめる。

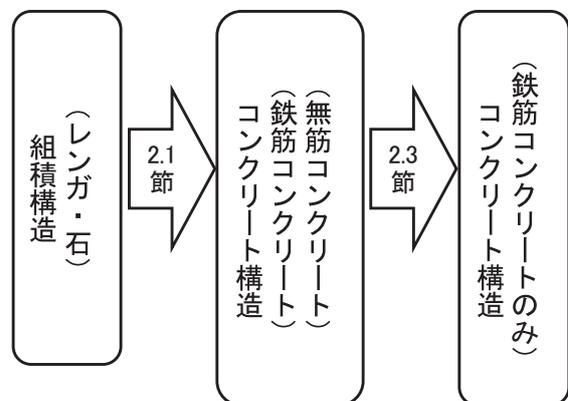


図1 橋脚の構造および材料の変遷

ここまでは、全国の鉄道構造物を対象とするが、2.4節では、詳細なデータが入手可能なJR西日本管内における無筋橋脚の形態について詳しく取りまとめることとする。

2.1 組積構造からコンクリート構造へ

本節では、組積構造からコンクリート構造への変遷について取りまとめる。ここでのコンクリート構造とは、それまでの煉瓦積構造、石積構造といった組積構造に対してコンクリートを主材料とした構造を示し、無筋及び鉄筋コンクリートの両方を示すこととする。

昭和30（1955）年と古い資料ではあるが、国鉄において昭和28年度末に実施された調査結果を基にした、橋台、橋脚の建造年代別の材質別の内訳を表1^[2]に、示す。コンクリートを使用した建造物は、大正～昭和初期にかけて多く建造され始め、それまでの煉瓦積構造、石積構造といった組積構造に代わって建造数が増加していることがわかる。

数多くある橋梁に関する文献では、上部工については詳細に記述されているが、橋台・橋脚を表す下部工についての記述は非常に少ない。明治時代の橋脚に関しては、小西の論文^[3]に詳述されているが、明治時代は煉瓦積・石積構造

が多いことから、これらが主体に記述されている。しかし、大正5（1916）年～大正15（1926）年の間に煉瓦積・石積構造が急速に減少してコンクリート構造にとって代わり、時代が移行していったことが報告されている。

一方、煉瓦積・石積構造からコンクリート構造へ変遷する過程については小野田の論文^[4]に詳しく述べられている。初期のコンクリート構造物は、アーチ構造物や橋梁下部工、擁壁への導入が試みられている。これらの構造物は上部からコンクリートを打設できることから比較的容易に施工することが可能であり、変遷期の初期の段階で急速に施工例が広がったものと考えられる。

当初のコンクリートは、煉瓦橋脚の中埋めに適用され、明治28（1895）年に建設された関西本線長島～桑名間の揖斐川橋梁や、明治34（1901）年に建設された東海道本線吹田～大阪間の上淀川橋梁で用いられた。

明治37（1904）年には山陰本線米子～安来間の島田川橋梁に鉄道としては最初の鉄筋コンクリート構造が採用された。これは、径間6ft.（1.83m）のアーチ構造である。

煉瓦積、石積構造からコンクリート構造への転換はこの時代に建設された路線の構造物を調

表1 橋台・橋脚の建造年代別、材質別内訳^[2]

単位：基

建造年代	煉瓦	石	コンクリート (無筋, 鉄筋)	鋼等	計	%
明治30年以前	9,827	5,608	53	10	15,498	14.0%
明治31年～40年	7,231	4,654	38	4	11,927	10.8%
明治41年～大正4年	6,368	5,639	3,731	99	15,837	14.3%
大正5年～大正14年	1,600	1,660	16,970	120	20,350	18.4%
大正15年～昭和10年	284	436	28,758	539	30,017	27.1%
昭和11年～昭和20年	119	100	12,650	160	13,029	11.8%
昭和21年～昭和28年	15	37	3,836	96	3,984	3.6%
計	25,444	18,134	66,036	1,028	110,642	100.0%
比率 (%)	23.0%	16.4%	59.7%	0.9%	100.0%	

べることによりわかる。表2は、九州地区で建設された路線において、区間ごとに橋梁下部工に用いた材料別の橋梁数を集計したもので、小野田の調査結果を基にまとめたものである。調査は橋台面間長100ft.(30.5m)以上の橋梁を対象としている。線名は、建設当時の名称で、現在の日豊本線および吉都線である。

表2 日豊本線、吉都線における使用材料の変遷

線	区間	竣工年	下部工材料別の橋梁数	
			煉瓦, 石	コンクリート
大分線	柳ヶ浦～大分	M42～44 (1909～1911)	15	0
佐伯線	大分～佐伯	T2～5 (1913～1916)	11	0
日豊北線	佐伯～延岡	T8～12 (1919～1923)	0	11
日豊南線	延岡～広瀬	T8～10 (1919～1921)	0	18
宮崎線	宮崎～吉松	T45～5 (1912～1916)	32	0

大正5(1916)年までに竣工した大分線、佐伯線、宮崎線の橋梁下部工は、すべて煉瓦、石積構造であったが、それ以降、大正10(1921)年～大正12(1923)年に竣工した日豊北線、日豊南線では、すべてコンクリート構造となっており、この間に劇的とも言えるほどの早さでコンクリート構造への転換が行われたものと考えられる。

2.2 無筋橋脚の設計

前節で、組積構造からコンクリート構造への変遷を取りまとめた。本節では、コンクリート構造が用いられ始めた当時の設計の考え方について取りまとめる。本節以降は、無筋コンクリートと鉄筋コンクリートを区別して記述することとする。

この時期の鉄道構造物の橋梁下部工(橋台、

橋脚)設計に用いられた基準は、「大正3(1914)年6月12日達684号 鉄筋混凝土橋梁設計心得」^[5]である。施工に用いられた示方書は「大正6(1917)年10月22日1060号 土工其ノ他工事示方書標準」^[6]が最初のもので、第22条「膠泥、混凝土工及畳築工」においてモルタル(膠泥)、コンクリート(混凝土)とも構造物の種類や使用部位に応じてその配合が示方されている。この示方書はその後改訂が行われ、のちの「土木工事標準示方書」へと継承されている。

「鉄筋混凝土橋梁設計心得」には、荷重、許容応力度、部材の設計、構造細目、材料、施工法など設計、施工に関する事項が含まれ、鉄道橋のみでなく、道路橋その他の構造物についても記載されている。また、「鉄筋混凝土橋梁設計心得」という名称であるが、これに対して無筋コンクリート構造の設計基準が存在していたわけではなく無筋コンクリート、鉄筋コンクリート両方の構造物に対して適用されていた。

この心得に基づき、「大正5(1916)年10月14日達1007号 混凝土拉橋標準及参考圖」「大正5(1916)年11月11日達1111号 鐵筋混凝土函渠標準及参考圖」「大正5(1916)年12月8日達1215号 混凝土井筒定規」「大正5(1916)年12月28日達1305号 函渠用鐵筋混凝土蓋竝混凝土側壁標準及参考圖」「大正6(1917)年3月20日達200号 鐵道鈹桁竝輾壓工形桁橋臺及橋脚標準」の各種標準図が作成された。これらの標準図に示される橋台および橋脚は、すべて無筋コンクリート構造、組積構造である。標準図の変遷については「建造物保守管理の標準・同解説」^[7]に詳細に示されている。標準の参考資料を参考に、橋台および橋脚の標準図の変遷を表3に示す。

これらの橋台および橋脚標準図では、鈹桁(径間20～80ft.(6.10～24.38m))、I型桁(径間3～18ft.(0.91～5.49m))、下路構(トラス)桁

表3 鉄道用橋台および橋脚標準図の変遷

年月番号	名称	内容
大正6（1917）年3月 達200號	鉄道鉸桁並輾壓工形桁橋臺及橋脚 標準	活荷重 E33 橋台 I型桁用 甲型, 乙型, 丙型 径間 3'~18' 鉸桁用 甲型, 乙型 径間 20'~80' 橋脚 I型桁用矩形, 楕円形, 円形 径間 8'~18' 鉸桁用矩形, 楕円形, 円形 径間 20'~80'
大正6（1917）年6月 設甲58號	下路構けた用橋臺橋脚參考圖	活荷重 E33 橋台 甲型, 乙型 径間 100', 150', 200' 橋脚 径間 100', 150', 200' 架違橋脚 径間 150'-70', 200'-70'
大正8（1919）年6月 達541號	輾壓工形桁及鉸桁用橋臺橋脚標準 圖	活荷重 E33 橋台 I型桁用 甲型, 乙型, 丙型 径間 3'~18' 鉸桁用 甲型, 乙型 径間 18'~80' 橋脚 I型桁用矩形, 楕円形 径間 8'~18' 鉸桁用矩形, 楕円形, 円形 径間 20'~80'
大正9（1920）年7月 達178號	輾壓工形桁及鉸桁用橋臺橋脚標準 圖	活荷重 E40 橋台 I型桁用 甲型, 乙型, 丙型 径間 3'~15' 鉸桁用 甲型, 乙型 径間 20'~80' 橋脚 I型桁用矩形, 楕円形 径間 8'~18' 鉸桁用矩形, 楕円形, 円形 径間 20'~80'
昭和5（1930）年2月 建工169號	上路鉸桁, 工形桁用橋脚參考圖	活荷重 KS-12 15 橋脚 I型桁用矩形, 楕円形 径間 2.9m~6.7m 鉸桁用楕円形, 円形, 矩形 径間 8.2m~31.5m
昭和11（1936）年8月 建工907號	單丁桁用コンクリート橋脚設計例	活荷重 KS-15 橋脚 鉄筋コンクリート T型桁用円形, 楕円形, 矩形 径間 5.0m~14.5m

（径間 100~200ft. (30.48~60.96m)）といった鋼橋を支持する下部工を対象として作成されており、当時の上部工は、鋼構造が主体で、鉄筋コンクリート構造をあまり使用していなかったことがわかる。しかし、「大正5（1916）年12月28日達1305號 函渠用鐵筋混凝土蓋並混凝土側壁標準及參考圖」では、径間 3ft. (0.91m)~10ft. (3.05m) までの鉄筋コンクリート単版桁が示され、かつ組み合わされる無筋コンクリート側壁（橋台）高さも径間と同じとされており、最大高さ 10ft. (3.05m) で、小規模な橋梁については鉄筋コンクリート桁が取り入れられてきていることがわかる。

最初に作成された「大正6（1917）年3月20日達200號 鐵道鉸桁並輾壓工形桁橋臺及橋脚標準」の表紙に記載されている使用心得によれば、「橋臺橋脚ノ材料ハ石材, 煉化石及混凝土 (1:3:6) ノ内何レヲ用フルモ差支ナシ」と示

されており使用材料が過渡期であったことが推測される。標準図の参考図にある設計要旨には“地震ニ對スル許容加速度”として、躯体に生じる引張応力度が、應張力（65封度/平方吋 (0.45N/mm²))を上回る加速度をAとして計算している。許容値として設定されている0.45N/mm²を、現在の鉄道構造物の設計基準である鉄道構造物等設計標準・同解説 鉄筋コンクリート構造物（以下、RC標準）^[8]に示されている引張強度と比較してみる。RC標準では、コンクリートの引張強度は以下の式で示されている。

$$f_{tk} = 0.23f'_{ck}{}^{2/3}$$

ここに f_{tk} : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

コンクリートの圧縮強度 f'_{ck} を、現在一般的に無筋コンクリート構造物に用いられている 18N/mm² とすれば、引張強度 f_{tk} は 1.58N/mm² となり安

全率を3とすれば許容応力度は $0.53\text{N}/\text{mm}^2$ となり、当時の値と大きく異なるものではない。

参考図には、各形状の計算結果が示されており、地震に対する許容加速度 A は、 $1050\sim 2330\text{mm}/\text{sec}^2$ ($105\sim 233\text{gal}$) で、最も多いのは $1400\text{mm}/\text{sec}^2$ (140gal) 程度である。重力加速度で除した水平震度 (kh) としては $kh=0.107\sim 0.238$ となる。最多は 0.142 で、これは以降の耐震設計で用いられる設計水平震度 0.20 に比べると小さな値である。

大正12(1923)年には、関東大震災が発生し、それを考慮して制定された設計基準が、鉄筋コンクリート標準示方書(昭和6(1933)年土木学会)^[9]である。これには地震の加速度として水平 $g/5$ 、鉛直 $g/10$ が示されている。ここに、 g は重力加速度である。これを水平震度で表すと水平 0.20 、鉛直 0.10 となる。解説では、“どの位の加速度を有する地震に対して安全であるように、構造物を設計するということは、結局設計者の判断による外はない。本項で示した標準は、今日日本で多く用いられている標準値である”と記載され、水平震度 0.20 という震度が当時一般的に用いられたことがわかる。同時期に制定された、「昭和5(1930)年2月建工169号 上路鋼桁、工形桁用橋脚参考圖」でも、地震荷重として 0.20 の水平震度を考慮しており、耐震設計が体系化されたものと考えられる。

「昭和11(1936)年8月建工907号 単丁桁用コンクリート橋脚設計例」では、同時に制定された鉄筋コンクリート単純T桁(径間 $5.0\sim 14.5\text{m}$)を支持するもので、鋼桁に比べ重量の大きな鉄筋コンクリート桁を支持するため、橋脚断面寸法も従来の鋼桁用よりも大きくなっている。

もう少し後の昭和28年に発行された書籍^[10]では、無筋橋脚とRC橋脚の経済比較が行われている。上部工径間 L と橋脚高 H を変数とし

て、以下を満足すれば、RC橋脚が安価となるとされている。

円形橋脚の場合

$$L=31.5\text{m}, H<10.5\text{m}$$

$$L=25.4\text{m}, H<11.5\text{m}$$

$$L=22.3\text{m}, H<12.0\text{m}$$

$$L=19.2\text{m}, H<11.5\text{m}$$

$$L=16.0\text{m}, H<10.0\text{m}$$

楕円形橋脚の場合

$$L=31.5\text{m}, H<9.5\text{m}$$

$$L=25.4\text{m}, H<9.5\text{m}$$

$$L=22.3\text{m}, H<8.0\text{m}$$

$$L=19.2\text{m}, H<8.0\text{m}$$

$$L=16.0\text{m}, H<6.5\text{m}$$

鉄筋コンクリート構造とした場合、躯体形状を小さくすることが可能であり、コンクリート体積が削減できるため、橋脚高さが高くなった場合に無筋コンクリート構造と鉄筋コンクリート構造とのコンクリート体積の差が大きくなり、鉄筋分の工事費増加分がまかなえることがその理由である。

国鉄の構造物設計事務所により昭和34(1959)年の雑誌^{[11][12][13]}に河川を渡る橋梁の無筋橋脚の設計例が連載されている。この中で「流水面積を大きくするために、特に鉄筋コンクリートとして流下をさまたげる面積を少なくするほどの必要はなく、地盤、応力度上可能ならば、施工上、経済上有利な無筋コンクリート小判型橋脚が最も目的にあうものと考えられる」と記述されており、昭和34(1959)年当時でも、耐震性が低いことなどはあまり問題とされず、無筋橋脚が一般的に採用されていたことがわかる。また、この計算例では躯体は無筋コンクリート構造としながらも、フーチングについては、無筋コンクリート構造で厚さを増大させるより、鉄筋コンクリート構造として薄くして掘削土量を少なくしたほうが有利と考える記述があり、

施工性や経済性から鉄筋の有無が選定されていたことがわかる。

2.3 無筋コンクリート構造から鉄筋コンクリート構造へ

(1) コンクリートの引張強度

その後、国鉄において昭和30（1955）年～昭和36（1961）年にかけて設計基準^{[14][15][16]}が制定されている。これには、「第6章 橋台および橋脚」の中で無筋コンクリート構造の場合として、橋脚躯体に発生する引張応力度を許容曲げ引張応力度以下とするように規定され、無筋コンクリートの許容曲げ引張応力度は $\sigma'_{28} / 7$ とされている。ここで、 σ'_{28} はコンクリートの材令28日における引張強度である。算出される許容応力度の上限値は 0.3N/mm^2 とされており、それまでの65封度/平方吋（ 0.45N/mm^2 ）と比較すると、かなり厳しい値となっている。

さらに、その改訂版である昭和49（1974）年の設計基準^[17]では、無筋コンクリートの許容曲げ引張応力度は変更されていないが、新たに目安値として、 $\sigma_{ta} = \sigma_{ck} / 80$ 、（ただし 0.3N/mm^2 以下）が示されている。ここで、 σ_{ck} は設計基準強度である。例えば $\sigma_{ck} = 18\text{N/mm}^2$ とすれば許容曲げ引張応力度は 0.23N/mm^2 となり、さらに厳しい値になっている。また「第3節 橋脚」の中で、無筋コンクリート構造の場合についての記述で、応力度の制限だけではなく、地震時以外での荷重の作用位置を図心から圧縮縁までの1/2までに抑えるように制限しており、躯体にあまり引張応力が生じないように配慮されている。

(2) 耐震設計

国鉄からの研究依頼で土木学会が行った昭和39（1964）年度の報告書^[18]には「第6条 橋脚」として「無筋コンクリート造は原則として避け

なければならない」と規定され、解説には「耐震構造としては、無筋コンクリートは伸び変形量が少なくショックに弱いので原則としては避けるべき」と記述されている。

この報告書に合わせ、昭和40（1965）年に、土木構造物設計図集が国鉄構造物設計事務所から発行されているが、この図集に含まれている橋脚は、すべて鉄筋コンクリート構造であり、無筋橋脚は含まれていない。

これらを契機として、急速に無筋コンクリート構造から鉄筋コンクリート構造に転換されていったものと考えられる。これは後述する（図3）ように昭和40年代以降は、ほとんど無筋橋脚は建設されていないことも合致するものである。

2.4 JR西日本管内における橋脚の形態

前節までで、全国を対象とした無筋橋脚の実態や設計思想について取りまとめた。本節では、無筋橋脚の形態について取りまとめを行うにあたり、JR西日本管内に存在する無筋橋脚について詳細なデータを入手し分析を行った。JR西日本管内では、無筋橋脚が数多く建造された大正～昭和初期に開業した路線も多く、現在でも多くの無筋橋脚が供用されており、地域的な特殊事情もないことから、JR西日本管内の形態を調査することは十分に妥当性を有しているものと考えられる。

JR西日本では、土木構造物保守管理システムにより土木構造物の維持管理を行っている。本項では、このシステムの一部であるBRAMS（Bridge Analysis and Maintenance System）のデータを用いて調査を行った。BRAMSには、建設時期や諸元、検査データも保存されているため、前項までに比べ、現在供用中の無筋橋脚についての詳細調査が可能である。

JR西日本は、新幹線812.6km（2線区）、在

来線 4194.5km (50 線区) で鉄道事業を行っている。橋脚は新幹線に 4639 基、在来線に 7144 基ある。新幹線は、山陽新幹線および北陸新幹線 (上越妙高～金沢) で、無筋橋脚は存在しない。

在来線の橋脚 7144 基を使用材料毎にまとめたものを図 2 に示す。

最も多いのは 45% の鉄筋コンクリート構造であるが、無筋コンクリート構造の 34% がそれに続く。しかも、無筋コンクリート構造に煉瓦積・石積構造の 15% を加えると 49% となり、鉄筋コンクリート構造よりも多くなる。

また、無筋橋脚 2462 基を幹線と地方交通線で分類すると、幹線 1431 基 (58%)、地方交通線 1031 基 (42%) である。延長は幹線 2646.5km (63%)、地方交通線 1548.0km (37%) であり、無筋橋脚基数の比率と大きな差はない。これは、無筋橋脚が線区や重要度に関係なく用いられ、特に閑散線区等の重要度が低い箇所によく用いられてきたわけではないことがわかる。

無筋橋脚の施工年代と建設された軌道延長を図 3 に示す。最も多く施工された年代は、大正 15 (1926) 年～昭和 10 (1935) 年、次いで大正 5 (1916) 年～大正 14 (1925) 年からの間であり、表 1 に示す全国の建設数量とも一致する。この年代は全国各地で盛んに新線の建設や線増

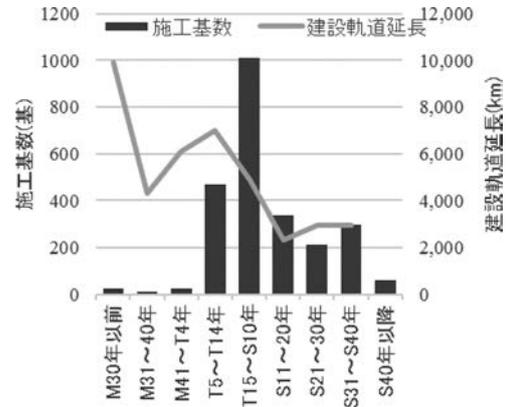


図 3 無筋橋脚の施工年代

工事が行われており施工された橋脚の全体数量も多く、無筋橋脚も一般的に選定、施工されている。その後は、戦中・戦後で橋脚全体の施工数量が少なくなったことに加え、徐々に鉄筋コンクリート構造が増加していくことが考えられる。

無筋橋脚が支持している上部工について図 4 に示す。鋼桁を支持している橋脚が 1968 連 (80%)、コンクリート桁を支持している橋脚が 494 基 (20%) である。これは前項でも述べたとおり、無筋橋脚が多く建設された大正～昭和初期は、上部工は鋼構造が主体で、鉄筋コンクリート構造はあまり使用していなかったことが要因と考えられる。

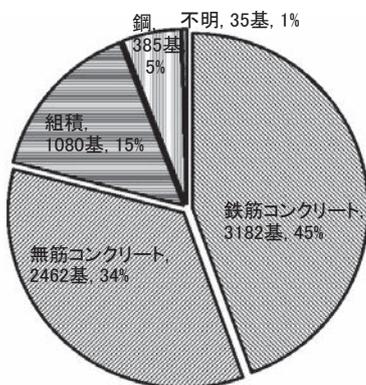


図 2 在来線橋脚の使用材料

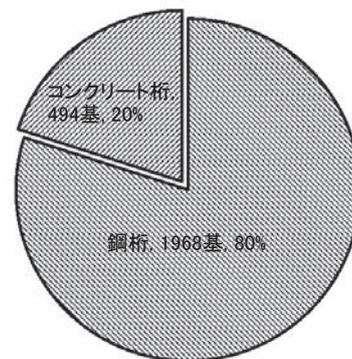


図 4 無筋橋脚が支持する上部工の種別

無筋橋脚が支持する上部工の径間長を図5に示す。ここで、コンクリート桁を支持する無筋橋脚で径間長3m以下が135基（27%）と比較的多いのに比べて、鋼桁を支持する無筋橋脚では径間長3m以下はほとんどなく、径間長4～6mが299基（15%）と多いことがわかる。一般的に短径間の橋梁は、一对の橋台で一連の上部工を支持しており、橋脚は存在しない。径間が長くなると、複数の桁を橋脚で支持する必要が生じる。したがって、無筋橋脚が支持することが可能な上部工の最大径間長に関係が認められる。

鋼桁の標準設計（明治42年10月20日達第875号）では、簡易なI型桁が径間3～18ft.（0.91～5.49m）で示されていることから6m以下の径間長が多い。これに対してコンクリート桁は前述の標準図（大正5年12月28日達1305号函渠用鉄筋混凝土蓋竝混凝土側壁標準及参考圖）で、径間3～10ft.（0.91～3.05m）までが示されていることから、3m以下の径間長が多いと推測される。

また、その後制定された標準図（昭和10年4月建工455号 鉄筋コンクリート単版桁標準設計、昭和11年8月建工907号 鉄筋コンクリート単丁桁標準設計）では、単版桁が径間1.0～6.0m、単T桁は径間5.0～14.5mが示されて

いる。

無筋橋脚を支持するコンクリート桁の径間長は4～6mが190基（38%）と最も多く、ほとんどが9m以下である。最も径間長が長いものでも13mであり、鋼桁に比べると明らかに短い。これは、当時の技術では長径間の鉄筋コンクリート桁の設計が困難であったことと、長径間化による桁重量の増加に対して無筋橋脚の躯体形状が大きくなり、RC橋脚に比べ経済性に劣ったことが考えられる。

国鉄時代の鋼桁の標準図は、鉸桁（径間20～80ft.（6.10～24.38m））、I型桁（径間3～18ft.（0.91～5.49m））、下路構（トラス）桁（径間100～200ft.（30.48～60.96m））があり、JR西日本管内でも、径間200ft.（60.96m）の鋼トラス橋があり、これらも無筋橋脚で支持されている。また一般に多く用いられる鉸桁の径間は、20～80ft.（6.10～24.38m）であり、このことは橋脚基数の分布からもわかる。

3. 無筋橋脚の被災状況

3.1 代表的な地震による被害

過去に国内で発生した代表的な地震における鉄道構造物、特に無筋橋脚の被災状況についてまとめる。表4にこれまでに発生した代表的な地震の諸元と、鉄道の被害状況をまとめる。無筋橋脚に大きな損傷が発生した地震については、3.2節以降で詳細に損傷状況を述べる。

兵庫県南部地震では、各種構造物に甚大な被害が発生したにもかかわらず無筋橋脚の被害は報告されていない。この地震では、JR東海道本線芦屋駅～神戸駅間で被害が発生しているが、この区間の無筋橋脚は少なく2箇所のみであった。この2箇所とも支間10m以下と小規模で、かつ橋脚の高さも低いものである。さらに当該区間は複々線区間であり、線路直角方向の幅が非常に大きいため地震に対する耐力が大きく損

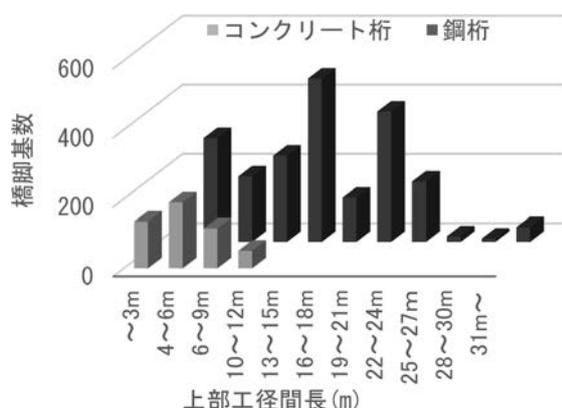


図5 無筋橋脚が支持する桁の径間長

表4 代表的な地震の諸元および鉄道の被害状況^{[19][20][21][22][23][24][25][26][27][28][29][30]}

地震名	発生日時	震源地	マグニチュード	最大震度	鉄道の被害状況	無筋橋脚の被害
宮城県沖地震	昭和53年(1978)	宮城県金華山沖南部	7.4	5	路盤変状・軌道変状：488箇所 橋台・橋脚変状：36箇所 トンネル変状：6箇所 土留壁・護岸変状：44箇所 停車場変状：86箇所	東北本線 江合川橋梁
日本海中部地震	昭和58年(1983)	秋田県沖	7.7	5	路盤陥没・亀裂：103箇所 築堤崩壊：11箇所 橋梁変状：27箇所 トンネル：8箇所	五能線 磯崎川橋梁, 桜沢川
兵庫県南部地震	平成7年(1995)	淡路島北部	7.3	7	山陽新幹線, 在来線ともに高架橋や擁壁, 駅舎の破壊・損傷といった非常に大きな被害が発生した。	なし
鳥取県西部地震	平成12年(2000)	鳥取県西部	7.3	6強	橋梁損傷：5箇所 斜面崩壊：9箇所 盛土変状：18箇所 落石：6箇所 ホーム変状：5駅	伯備線 第3～7日野川橋梁
芸予地震	平成13年(2001)	安芸灘	6.7	6弱	山陽新幹線ラーメン高架橋 中層梁損傷(ひび割れ)197箇所 (内12本鉄筋露出)	なし
新潟県中越地震	平成16年(2004)	新潟県中越地方	6.8	7	脱線：とき325号 高架橋損傷： (幹)第一和南津高架橋, 第三和南津高架橋 橋梁損傷： (幹)(在)魚野川橋梁 トンネル変状： (幹)魚沼トンネル, 妙見トンネル (在)天王トンネル, 和南津トンネル 盛土：多数	飯山線 魚野川橋梁
東北地方太平洋沖地震	平成23年(2011)	東北地方太平洋沖	9.0	7	東北新幹線 高架橋柱等の損傷：約100ヶ所 JR在来線 橋桁流出・埋没：101ヶ所, 損傷：約150ヶ所 民鉄・3セク等 橋桁流出・埋没：9ヶ所, 損傷：約330ヶ所	現時点ではなし

傷が生じなかったものと考えられる。他の無筋橋脚の被災例もすべて幅の狭い単線構造であり、複線構造に比べると耐力は小さいことも損傷が生じる一因であると考えられる。

芸予地震では、震源に近い三原～広島にかけて鉄道構造物も各所で被災した。特に山陽新幹線三原駅西方の高架橋中層梁(線路直角方向)が多数損傷した。しかし近傍の在来線に無筋橋脚(沼田川橋梁)が存在したが、損傷は生じていなかった。これについては5. 無筋橋脚の損傷方向に関する考察で検討を行う。

東北地方太平洋沖地震では、津波により、無筋橋脚の打継目部が折損した事例(写真1)は多く報告されているが、地震動による無筋橋脚の被害については、現時点では、報告されていない。しかし、福島第一原発警戒区域のため調査が十分に行われていない区間もあり今後の調査結果報告が待たれる。

3.2 宮城県沖地震

宮城県沖地震では、江合川橋梁に大きな損傷が発生した。江合川橋梁は、東北本線小牛田～田尻駅間に位置し北上川水系江合川(一級河



写真1 津波により折損した無筋橋脚 [筆者撮影]

川) に架設された延長約 160m の単線並列鉸桁橋梁で、このうち損傷したのは上り線橋梁である。

上り線橋梁は昭和 19 (1944) 年に着手し、橋梁下部工が竣工したところで戦争により工事は一時中断された。その後昭和 28 (1953) 年に工事が再開され上部工の架設と河川改修に伴う 1 径間の拡張を行って翌 29 (1954) 年 9 月に複線使用開始されたものである。なお、下り線橋梁は明治 23 (1890) 年に建設されたが、その後、橋桁交換をするとともに上り線増設時に下部工 (煉瓦積構造) の躯体に鉄筋コンクリート巻立て補強、基礎補強を実施しているため損傷は生じていない。

上り線の橋脚 7 基のうち 2P, 3P および 4P 橋

脚に損傷が生じた。損傷状況を写真 2~3, 図 6 に示す。2P 橋脚では、打継目部水平貫通ひび割れ、打継目下部コンクリート剥落が発生し、3P 橋脚については、躯体の 2/3H 部 (打継目部) で橋軸直角方向左側に約 300mm 水平ずれ、打継目下部コンクリート剥落が発生した。損傷はいずれも線路直角方向である。

3.3 日本海中部地震

五能線では、震源域に直面する海岸線に沿っている陸奥岩崎~五所川原駅間に被害が大きく全域的に路盤陥没が発生している。橋梁変状では、橋台、橋脚の傾斜・躯体亀裂が多く発生している。特に磯崎川橋梁では無筋橋脚である 2P 橋脚の打継目に水平貫通ひび割れが発生した。また、桜沢川橋梁においても同様に 2P 橋脚の打継目に水平貫通ひび割れが発生した。いずれも水平ずれは生じていない。

3.4 鳥取県西部地震

鳥取県西部地震では、震源地に近い伯備線に被害が発生した。被害は黒坂~根雨駅間を中心とした山間部に集中した。

損傷した無筋橋脚は、第 3~7 日野川橋梁で、5 橋梁・7 橋脚において打継目で水平ひび割れが発生している。第 6 日野川橋梁 4P 橋脚では打



写真2 損傷状況 (2P 橋脚) [20]

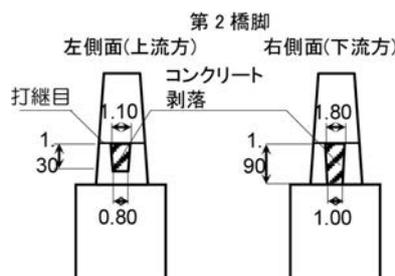


図6 損傷状況 (2P 橋脚) [20]



写真3 損傷状況 (3P 橋脚) [20]



写真 4-1 第 6 日野川橋梁の損傷状況^[26]

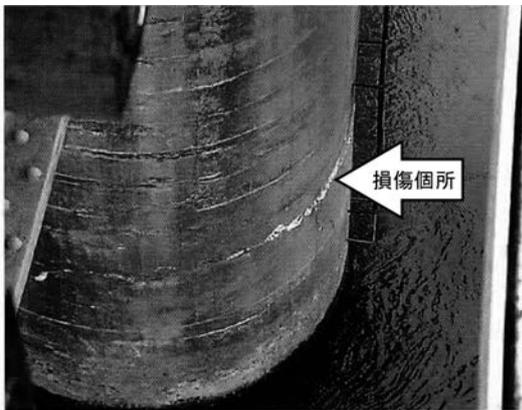


写真 4-2 第 6 日野川橋梁の損傷状況^[26]



写真 5 復旧状況 (第 6 日野川橋梁)^[26]

継目下部のコンクリートの剥落も生じている (写真 4)。コンクリート剥落は全て線路直角方向で生じている。

地震後、ひび割れに樹脂を注入し、鋼製型枠および鉄筋コンクリートで巻立てを行い復旧した (写真 5)。

3.5 新潟県中越地震

新潟県中越地震では、飯山線・魚野川橋梁に大きな被害が発生した。魚野川橋梁 (橋梁全長 364m) は、1920 年代に完成した単線上路鉸桁橋 (20 連) であり、信濃川水系一級河川魚野川および国道 17 号線、主要地方道小千谷・川口・大和線を跨いでいる。

橋脚は河川部 (3P~11P 橋脚) が組積構造 (内部にコンクリートが充填された石積み構造)

で河川部以外は無筋コンクリート構造である。基礎構造は、河川部がケーソン基礎形式、河川部以外は直接基礎形式であり、河川部の 3P~10P 橋脚については、1970 年代に基部の周辺に根巻き補強が施されている。以下に魚野川橋梁の全体一般図および主な損傷状況を示す (図 7)。

①断面貫通ひび割れおよび打継目下部のコンクリート剥落 (3~10P, 16P, 17P, 19P)

躯体に水平方向へ貫通ひび割れが発生した。それに伴い、下部のコンクリートや石積みが剥落するものもあった。ひび割れは、河川部の躯体部が組積構造のものについては石積み (300×300mm 程度) の目地部分 (10mm 程度) に沿って入っており、河川部以外の無筋橋脚については打継目に沿って入っていた。(写真 6, 7)

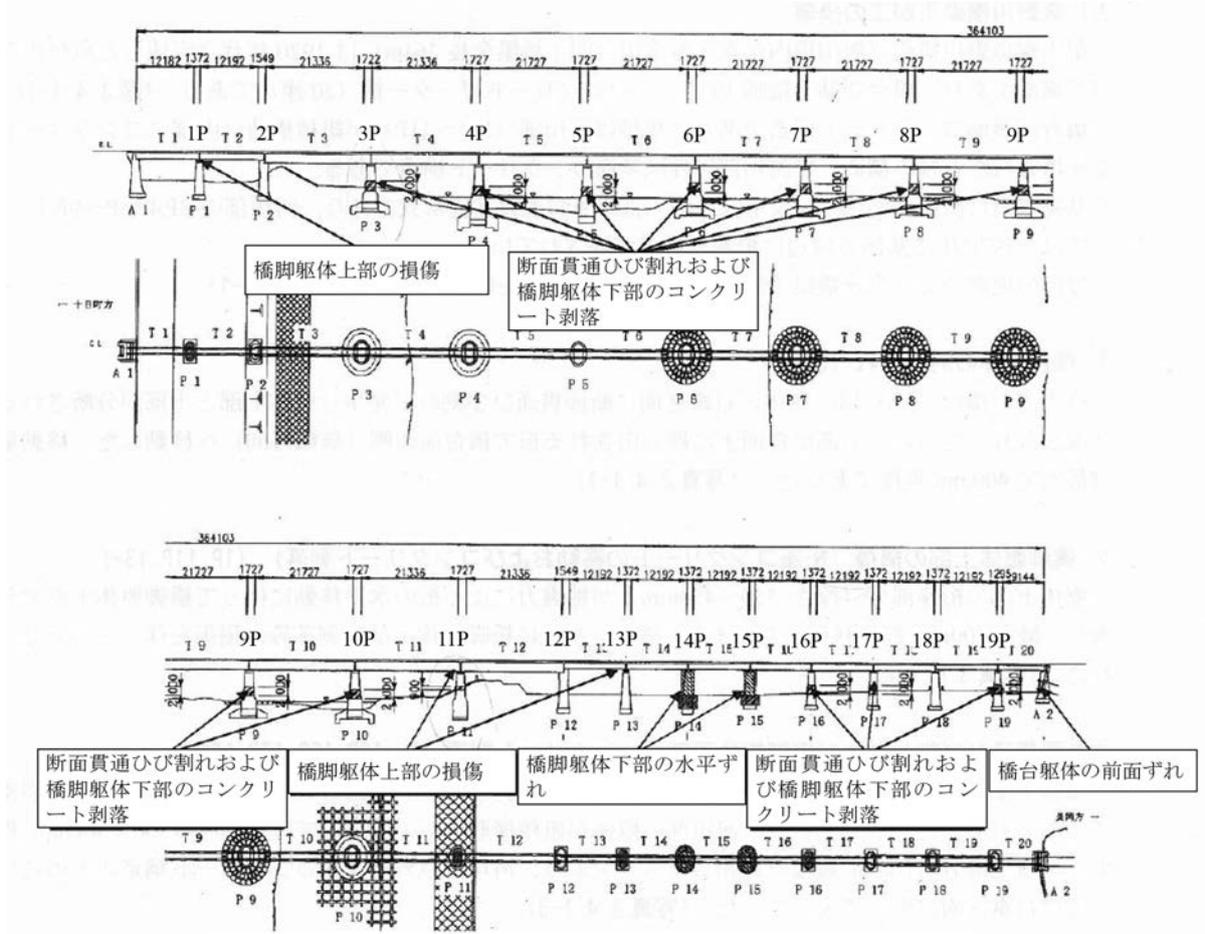


図7 魚野川橋梁全体図および主な損傷状況^[27]



写真6 貫通ひび割れおよび打継目下部コンクリートの剥落 (17P)^[27]



写真7 打継目での水平ずれ (14P)^[27]



写真8 打継目での水平ずれ (15P) [27]



写真9 打継目での水平ずれ (15P) [27]

②橋脚躯体下側の水平ずれ (14P, 15P)

①の損傷のさらに大きなものとして、無筋橋脚の一部(14P, 15P)に、打継ぎ面に発生した貫通ひび割れにより躯体上部・下部が分断したあとさらに躯体上部が水平に移動したのも見られた。移動量は最大で400mm程度であった。(写真8, 9)

いずれの橋脚においても、ずれやコンクリート剥落は線路直角方向に生じている。

地震後、水平ずれが大きかった14P, 15Pは、RC巻立てにより復旧された。その他の橋脚は断面修復およびアラミド繊維シートにより巻立てて、応急復旧された。

その後恒久対策として、全ての橋脚にRC巻立てによる耐震補強が行われた(図8)。

4. 第6日野川橋梁の被害調査

4.1 概要

前章では、過去に国内で発生した代表的な地震における無筋橋脚の被災状況について、資料調査によりまとめた。本章では、詳細な現地調査を行い、調査結果を基に検討を行うこととする。被災した無筋橋脚の内、JR西日本管内にあり、かつ部分的な補修を行っているため現在でも損傷部位が特定しやすい、伯備線第6日野川橋梁について現地調査を行った。第6日野川橋梁は、鳥取県西部地震で被災した橋脚である。この区間は、大正12(1923)年11月28日に開通した。建設概要^[31]によれば、第6日野川橋梁は、伯備北線第3工区として、大正9年3月16日着手、大正11年3月10日竣工で施工されている。径間長60ft(18.29m)の鋼鈹桁を用いた橋長137m、7径間の橋梁である(図9, 写真10)。

橋脚は、無筋コンクリート構造で、年代、形状より「大正8(1919)年6月達541号 輾壓工形桁及鈹桁用橋臺橋脚標準圖」により施工されたと思われる。躯体の形状は図10に示すように2タイプが混在している。これは、標準図の

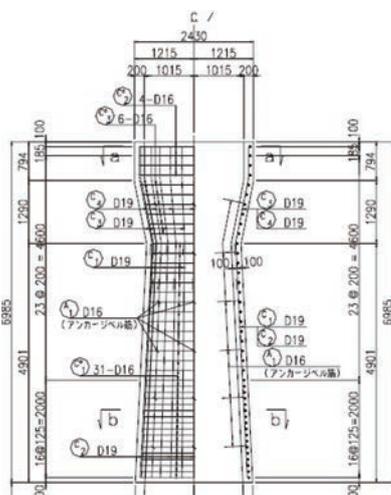


図8 無筋橋脚 耐震補強配筋図 [29]

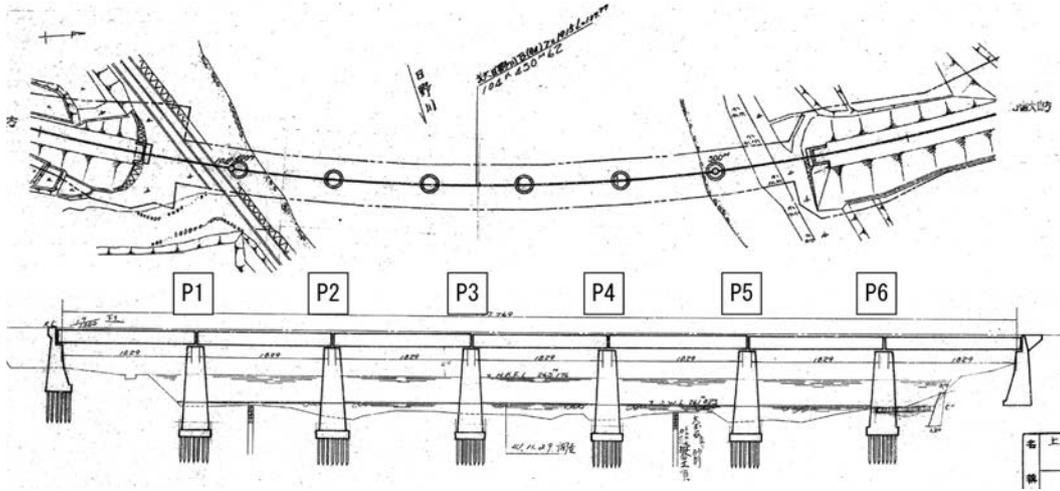


図9 第6日野川橋梁一般図



写真10 第6日野川橋梁

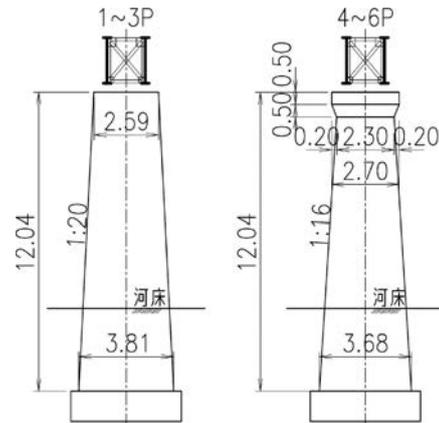


図10 橋脚形状 単位:m

改正時期と施工が接近しているため、施工途中で変更になったものと考えられる。

4.2 橋脚の損傷位置と打継目

3.4節に示すとおり、橋脚には、打継目に貫通ひび割れが発生している。貫通ひび割れが発生した打継目には、巻立て補修が行われているため、正確な打継目位置は不明であるが、巻立て範囲（1.8m）の中心とした。

損傷位置と打継目の位置を図11に示す。

河床よりも下の打継目は確認できなかったが、4P、5Pは最も下側の打継目が損傷していた。3P

は、下から2番目の打継目が損傷し、橋脚の下方に損傷が集中している。

ここで、各打継目に生じた応力度を表5に示す。算出に用いた加速度は、5.1節の図12の応答スペクトルを参考に1500gal（水平震度1.50）とした。 H は、着目した打継目から桁座までの高さで、 σ_c は着目した打継目に生じる圧縮応力度、 σ_t は引張応力度である。着色部が損傷を生じた打継目である。損傷した打継目には、1.65～1.88N/mm²の引張応力が発生していたと考えられる。

同時期に施工された紀勢線の橋脚では、コン

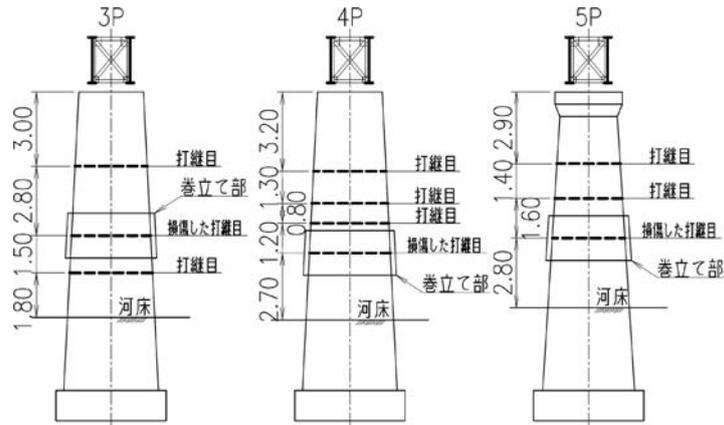


図 11 橋脚の損傷位置と打継目位置

表 5 打継目に生じる引張応力

		3P	4P	5P
1	H (m)	3.00	3.20	2.90
	σ_c (N/mm ²)	0.98	1.04	0.95
	σ_t (N/mm ²)	-0.79	-0.85	-0.77
2	H (m)	5.80	4.50	4.30
	σ_c (N/mm ²)	1.92	1.46	1.40
	σ_t (N/mm ²)	-1.65	-1.23	-1.17
3	H (m)	7.30	5.30	5.90
	σ_c (N/mm ²)	2.47	1.74	1.96
	σ_t (N/mm ²)	-2.15	-1.49	-1.68
4	H (m)	----	6.50	----
	σ_c (N/mm ²)	----	2.17	----
	σ_t (N/mm ²)	----	-1.88	----

クリートの圧縮強度が 24N/mm² 以上であった^[32]ことを参考に、コンクリートの圧縮強度を 24N/mm²として引張強度を算出すれば、2.2無筋橋脚の設計より 1.9N/mm²となる。打継目の引張強度は、それよりもかなり小さいと考えられるため、地震時には、打継目の引張強度以上の大きな引張応力が発生したと思われる。

下方になるに従い、曲げモーメントが増加して圧縮、引張応力ともに増加しており、これが下方に損傷が集中した理由と考えられる。3Pにおいて、より引張応力の大きな最下段ではなく

2番目の打継目に損傷が発生した理由について、各打継目での引張強度に差が大きかったことが原因であると推測されるが、今後の検討課題としたい。

5. 無筋橋脚の損傷方向に関する考察

前項の調査で、水平ずれや、下部コンクリートの剥落は、全て線路直角方向に発生していることがわかった。

そこで、鳥取県西部地震で損傷した第6日野川橋梁、芸予地震で損傷しなかった沼田川橋梁、中越地震で損傷した魚野川橋梁について、地震動と損傷状況の関係を検討する。具体的には観測された地震動を、線路方向、線路直角方向に換算して、応答加速度を算出する。応答加速度は、減衰比5%として算出し、一般的な橋脚の固有周期である0.5~1.0秒の間で応答スペクトルを作成し比較する。

5.1 鳥取県西部地震：第6日野川橋梁

橋梁より3.2km離れた日野(kik-net TTRH02)で観測された地震動を用いて検討する。日野川橋梁の方位角は、線路方向38°、線路直角方向128°である。線路方向、線路直角方向に変換した加速度応答スペクトルを図12に示す。

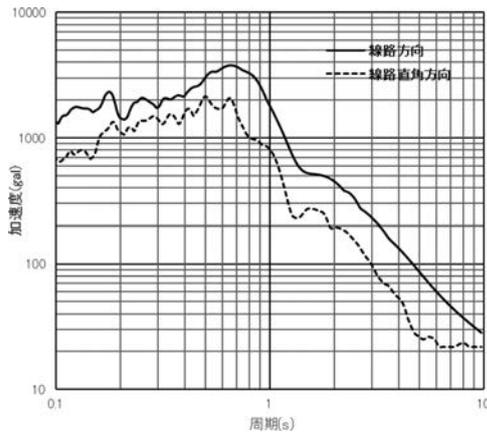


図 12 加速度応答スペクトル
日野（kik-net TTRH02）

応答加速度は線路方向のほうが大きいにもかかわらず、線路直角方向のみに損傷が生じた。

5.2 中越地震：魚野川橋梁

橋梁より 0.5km 離れた川口支所で観測された地震動を用いて検討する。魚野川橋梁の方位角は、線路方向 40°、線路直角方向 130°である。線路方向、線路直角方向に変換した加速度応答スペクトルを図 13 に示す。応答加速度は線路方向、線路直角方向とで大きな差はないにもかかわらず、線路直角方向のみに損傷が生じた。

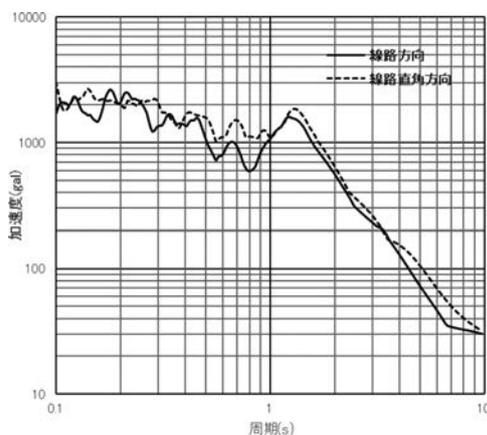


図 13 加速度応答スペクトル
川口支所

5.3 芸予地震：沼田川橋梁

芸予地震では、震源に近い三原～広島にかけて鉄道構造物が各所で被災した。図 14 は土木学会の被害調査報告^[33]に筆者が在来線の無筋橋脚位置を追記したものである。特に山陽新幹線三原駅西方の宮浦町高架橋中層梁（線路直角方向）が多数損傷した。この地区は、もともと海の埋立地および水田で地盤が軟弱であったことが、被害が集中した一因と考えられる。

中層梁に多くの損傷が生じた新幹線高架橋の近傍を通る在来線（呉線）の沼田川橋梁に無筋橋脚が存在したが、損傷は生じていない。

橋梁より 2.0km 離れた三原（k-net HRS017）で観測された地震動を用いて検討する。沼田川橋梁の方位角は、線路方向 180°、線路直角方向 90°である。ほぼ南北方向のため、NS 成分を線路方向、EW 成分を線路直角方向として作成した加速度応答スペクトルを図 15 に示す。

加速度応答スペクトルより、応答加速度は線路方向のほうが大きい波形が観測されていることがわかる。しかし短周期が卓越しており、橋梁の固有周期 0.5～1 秒での加速度応答は非常に小さい、これは、HRS017 観測点が、崖下で地盤が堅いところに設置していることが原因であ

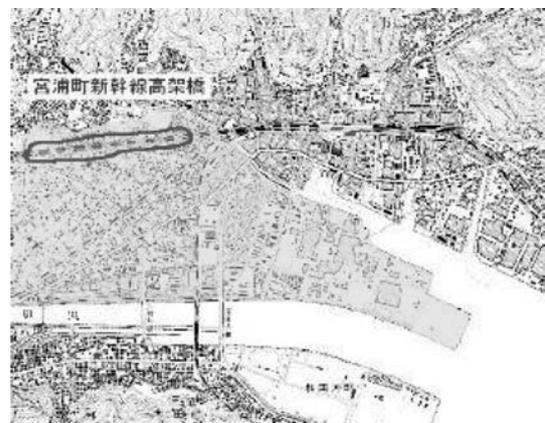


図 14 橋梁の位置関係^[33]

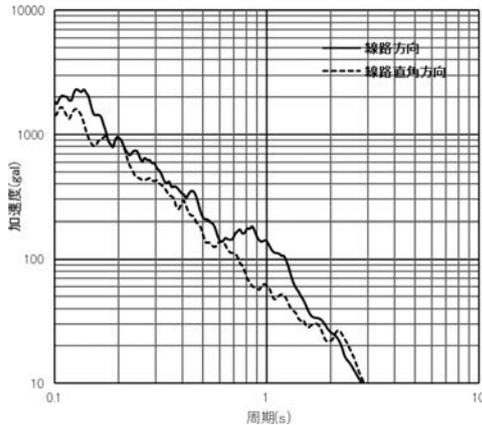


図 15 加速度応答スペクトル
三原 (k-net HRS017)

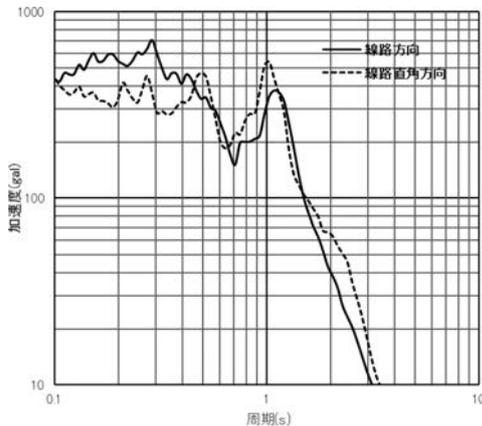


図 16 加速度応答スペクトル
竹原 (kik-net HRS018)

と思われる。山陽新幹線高架橋や呉線沼田川橋梁は、埋立地や水田の軟弱地盤に存在するため、地表面での地震動の増幅が異なることが想定される。そこで、参考として16km離れた比較軟弱な地盤にある観測点である竹原(HRS018)での加速度応答スペクトルを図16に示す。ここでは、周期0.1~1秒まではほぼ均等に分布している。これらを考慮すると、沼田川橋梁付近では、橋梁の固有周期である0.5~1秒での範囲の加速度応答も、大きな加速度応答が生じたものと考えられる。

地震動の方向では、線路方向に大きな加速度

が作用し、線路直角方向の加速度は小さかった。その結果、沼田川橋梁では損傷は生じなかったと考えられる。

5.4 ストラット効果

前項での調査により、無筋橋脚の損傷は線路直角方向に発生し、線路方向には発生していないことが分かった。被災写真にも見られるように無筋橋脚の形状は円形もしくは小判型が一般的である。小判型の断面2次モーメントは、線路方向に比べ線路直角方向の方が圧倒的に大きく、耐力も大きい。同程度の地震力が作用した場合には、線路方向の損傷が大きくなるはずである。しかし、前述のように地震力が同程度であっても、損傷は線路直角方向にのみ生じている。そこで、線路方向と線路直角方向の違いについて考察する。

橋台、橋脚といった下部工の線路方向と線路直角方向の違いで最も大きなものは桁(上部工)の影響である。上部工と下部工は支承で接続されている。支承は鉛直方向に支持するだけではなく、水平方向に桁が移動しないように拘束している。支承には、線路方向に固定している固定支承と、桁の温度伸縮等を拘束しないようにある程度移動可能な可動支承の2種類がある。線路直角方向には、伸縮がほとんどないため固定支承、可動支承ともに固定されている。これにより地震力により下部工に線路方向の変位が生じた場合でも、可動支承のずれにより桁は下部工を拘束しないはずであり、設計上も各下部工は単独の構造物として考えられている。しかし可動支承の実際の可動量(すき間)は数十mm程度であり、下部工に損傷が生じるような大地震時の変位量に比べると小さく、可動支承も固定支承と同様の挙動を示し、下部工頭部を拘束することとなる(図17)。この拘束により下部工の地震応答は大幅に減少する。これが無筋橋

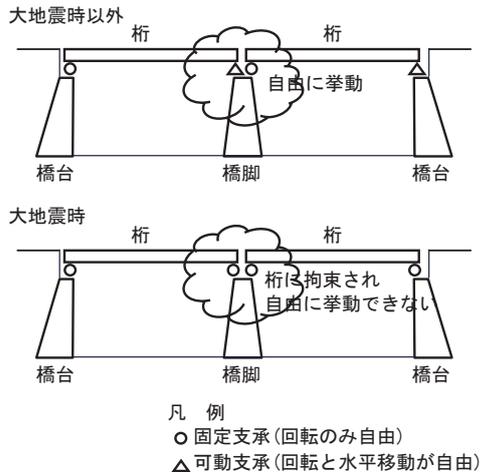


図 17 ストラット効果略図

脚は線路方向に損傷していない理由であると考えられる。これに対して、線路直角方向は、全ての支承が固定であるが、その固定度は線路方向に比べて小さい。線路方向は、桁の橋軸方向力に対しての剛性であり、線路直角方向は、桁の弱軸（面外）方向の曲げもしくはねじりに対しての剛性であり、無筋橋脚に一般的に用いられている鋼桁では床板が存在しないため非常に小さなものである。

この桁が水平方向支柱（ストラット）の役割を果たして下部工を拘束することをストラット効果と呼ぶこととし、このストラット効果により無筋橋脚の損傷は線路直角方向のみに生じていると考えられる。

5.5 まとめ

水平ずれや、下部コンクリートの剥落は、全て線路直角方向に発生している。芸予地震では、線路方向に大きな加速度が作用し、線路直角方向には加速度が小さかったため、沼田川橋梁に損傷は発生しなかった。中越地震では、線路方向、線路直角方向に同程度の加速度が作用したが、損傷は線路直角方向のみであった。さらには、鳥取県西部地震では、線路方向の加速度が

大きいにもかかわらず、損傷は線路直角方向のみであった。これは、線路方向は橋桁で結ばれており、桁のストラット効果により、線路直角方向のみに損傷が生じたと考えられる。

6. おわりに

本研究では、まず、無筋橋脚の実態について調査し、建造され始めた時期や当時の設計思想について取りまとめた。無筋橋脚は大正期から昭和 30 年代まで一般的に多く建設され、現在でも供用されている。

昭和 5 年以降は、耐震設計として水平震度 0.20 を考慮しているが、それ以前は統一された設計水平震度が定められていないため、小さな震度で損傷する可能性が高いことがわかった。

次に、日本で発生した代表的な地震における無筋橋脚の被災状況の調査を行い、地震動や応力と損傷状況の関係について考察した。その結果、水平の貫通ひび割れや水平ずれは、全てコンクリート打継目で生じていることが確認できた。また、水平ずれや、下部コンクリートの剥落は、全て線路直角方向に発生している。これは、線路方向が橋桁で拘束されているストラット効果により、線路直角方向のみに損傷が生じたと考えられる。無筋橋脚に複数の打継目がある場合、曲げモーメントが大きくなる下方の打継目で損傷すると考えられるが、打継目の引張強度の差により、必ずしも最下段で損傷するとは限らないと考えられる。

今後、これらの研究結果を基礎資料とし、無筋橋脚の地震時における損傷メカニズムの解明に向け、供試体での地震時挙動を確認する振動台実験や、動的挙動解析を行い、地震対策工法の開発を目指す予定である。

謝辞：地震観測波は、強震観測網（K-NET/KiK-net）のデータを使用させていただきました。

また、観測波の変換、加速度応答スペクトルの作成には、鎌田輝男氏作成のフリーソフトWAVEANA4.1を使用させていただきました。感謝いたします。

参考文献

- [1] 例えば 鈴木雄大・小林薫, 無筋コンクリート橋脚を対象とした合理的な耐震補強工法に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, 2009
- [2] 高坂紫朗(1955), 鉄道防災改良施工法 三報社 pp254-360.
- [3] 小西純一(1995), 明治時代における鉄道橋梁下部工 序説 土木史研究 第15号 pp145-158.
- [4] 小野田滋(1991), わが国における鉄道用煉瓦構造物の技術史的研究 研友社 pp389-433.
- [5] 鉄道院(1914), 鉄筋混泥土橋梁設計心得
- [6] 鉄道院(1917), 土工其ノ他工事示方書標準
- [7] (公財)鉄道総合技術研究所(1987), 建造物保守管理の標準・同解説 コンクリート構造 pp7-9.
- [8] (公財)鉄道総合技術研究所(2004), 鉄道構造物等設計標準・同解説 【コンクリート構造物】 p71.
- [9] 土木学会(1923), 鉄筋コンクリート標準示方書解説 p65.
- [10] 後藤清(1953), 橋梁下部構造の設計と施工 工学出版社 pp128-129.
- [11] 日本国有鉄道構造物設計事務所(1959), 無筋コンクリート橋脚(小判型)の設計例(その1) 鉄道土木第1巻第5号 pp27-33.
- [12] 日本国有鉄道構造物設計事務所(1959), 無筋コンクリート橋脚(小判型)の設計例(その2) 鉄道土木第1巻第6号 pp35-43.
- [13] 日本国有鉄道構造物設計事務所(1959), 無筋コンクリート橋脚(小判型)の設計例(その3) 鉄道土木第1巻第7号 pp47-57.
- [14] 日本国有鉄道(1955), 無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート構造物の設計基準(案) 第1編
- [15] 日本国有鉄道(1958), 無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート構造物の設計基準(案) 第2編
- [16] 日本国有鉄道(1961), 無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート構造物の設計基準(案) 第3編
- [17] 土木学会(1974), 国鉄建造物設計標準解説 pp65-205
- [18] 日本国有鉄道建設局線増課(1965), 耐震構造設計に関する研究報告書 昭和39年度 pp59-61.
- [19] 宮城県ホームページ“宮城県沖地震の概要” <http://www.pref.miyagi.jp/soshiki/kikitaisaku/ks-nizihigai-miyagioki.html> (2015年10月4日確認)
- [20] 土木学会東北支部1978宮城県沖地震調査委員会(1980), 1978年宮城県沖地震調査報告書, pp155-207
- [21] 伯野ら(1983), 1983年日本海中部地震調査報告—土木関係を主として—, 地震研究所彙報 58巻, pp.879-926.
- [22] 日本国有鉄道 鉄道技術研究所(1984), 1983年日本海中部地震調査報告, pp.149-162
- [23] 気象庁ホームページ“平成7年(1995年)兵庫県南部地震の概要” http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/1995_01_17_hyogonanbu/ (2015年10月4日確認)
- [24] 気象庁ホームページ“日本付近で発生した主な被害地震(平成8年以降)” <http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/higai/higai1996-new.html#higai1996> (2015年10月4日確認)
- [25] 社団法人日本コンクリート工学協会(2002), 2000年鳥取県西部地震および2001年茨予地震被害調査WG報告書
- [26] 西日本旅客鉄道(株)米子支社(2001), 鳥取県西部地震(平成12年10月)
- [27] 東日本旅客鉄道(株)構造技術センター(2005), SED—STRUCTURAL ENGINEERING DATA—2005-8 No.24 特集「新潟県中越地震と鉄道」 pp104-108
- [28] 九州工業大学災害調査団(2004), 平成16年新潟県中越地震—第二次被害調査速報— pp23-26
- [29] 鋪屋ら(2006), 新潟県中越地震により被災した無筋コンクリート橋脚の災害復旧 土木学会年次学術講演会講演概要集 第61巻4号 pp703-704
- [30] 東北地方太平洋沖地震(東日本大震災)被害報【最新】総務省消防庁HP

<http://www.fdma.go.jp/bn/higaihou/pdf/jishin/151.pdf>

（2015年10月4日確認）

- [31] 鉄道省（1928）. 伯備線建設概要 p33
- [32] 坂岡ら（2015）. 無筋コンクリート橋脚の打継目性状に関する基礎的検討 土木学会年次学術講演会講演概要集 第70巻 V-114
- [33] （社）土木学会芸予地震被害調査団. 2001年3

月24日芸予地震被害調査報告

<http://www.jsce.or.jp/report/13/01/report.pdf>

（2016年7月28日確認）

（原稿受付日：2015年11月30日）

（掲載決定日：2016年8月30日）

