

P C斜張橋の地震応答特性に関する一検討

堺 淳一¹・中尾尚史²・星隈順一³

- ¹正会員 博士（工学）（独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター
橋梁構造研究グループ 主任研究員（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）
²正会員 博士（工学）（独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター
橋梁構造研究グループ 専門研究員（同上）
³正会員 博士（工学）（独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター
橋梁構造研究グループ 上席研究員（同上）

1. まえがき

2013年4月13日午前5時33分頃に、淡路島の中部を震源とするマグニチュード6.3、震源深さ15kmの地震が発生し、淡路市で最大震度6弱を観測した。この地震により、洲本市にあるP C斜張橋（洲浜橋）において、両端の橋台の両脇に設置された鉄筋コンクリート製のサイドブロックとそれが取り付く橋台部に損傷が生じた。

地震による斜張橋の被災としては、1995年兵庫県南部地震において比較的規模の大きな鋼斜張橋において損傷が生じた事例¹⁾がある。東神戸大橋（橋長885m、中央支間長485m）においては、端部橋脚のウィンド沓の破損とそれに伴うペンデル沓のピンの抜けが生じ、桁端部の浮き上がりが生じた。また、ベンダンパーの取付部の破壊や桁端部の鋼製橋脚の局部座屈などの損傷も確認された。天保山大橋（橋長640m、中央支間長350m）においては、ケーブルそのものの振動が原因とみられるケーブル表面の擦り傷が確認され、桁端部においては耐震連結装置の変形や支承部の軽微な損傷が生じた。また、1999年台湾集集地震においては、建設中のP C斜張橋（支間長120m×2）において、主として橋軸直角方向の地震力による主塔基部のコンクリートの剥離、一部のケーブル定着部の破断等の損傷が生じた例がある^{2) 3)}。このように斜張橋の震災事例は少ないが、地震時の挙動が複雑な橋であり、耐震性能を適切に評価していくためにも、今回の地震による被災事例を分析し、構造の特性に応じた地震時損傷部位とその生じ方等に関する知見を蓄積していくことが重要である。

そこで、本研究では、今回の地震により損傷が生

じた比較的橋長の短いP C斜張橋を対象に、地震応答特性の評価とその被災メカニズムの検討を行った。本稿では、当該P C斜張橋の被災状況の概要とともに検討結果を報告する。

2. 解析対象橋の概要と被害状況

(1) 橋の概要

地震により被害が生じた洲浜橋は、洲本川の河口にかかる図-1に示すような2径間のP C斜張橋である。本橋の供用開始は1993年3月である。適用基準は、昭和55年の道路橋示方書であり、設計水平震度としては0.30が考慮されている。架橋地点の地盤条件はⅢ種地盤である。

橋長は149mであり、柱基部から主塔の頂部までの高さは51.5mである。上部構造の幅は17mであり、斜角が約81°である。主桁は、PC箱桁であり、主塔部には剛結されている。

主塔部を支える橋脚は、柱基部は4.35m（橋軸方向）×12.7m（橋軸直角方向）の小判型断面であり、上方にいくにつれて橋軸方向の断面高さは小さくなり、橋軸直角方向の断面高さは大きくなる変断面となっている。主塔と剛結する部分付近の断面は3.69m（橋軸方向）×22.2m（橋軸直角方向）の小判型断面である。主塔部の橋脚は深さ40mの鋼管矢板井筒基礎に支持されている。

両端の橋台は、同形状、同寸法の逆T式橋台であり、フーチング底面からパラペット頂部までの高さは8m、幅は15m、橋台の壁の厚さは2.1mである。橋台は、場所打ち杭（杭長36m、φ1.2m、8本）に支持されている。写真-1に示すように橋台部において、主桁は2基の積層ゴム製の鉛直沓により支持されて

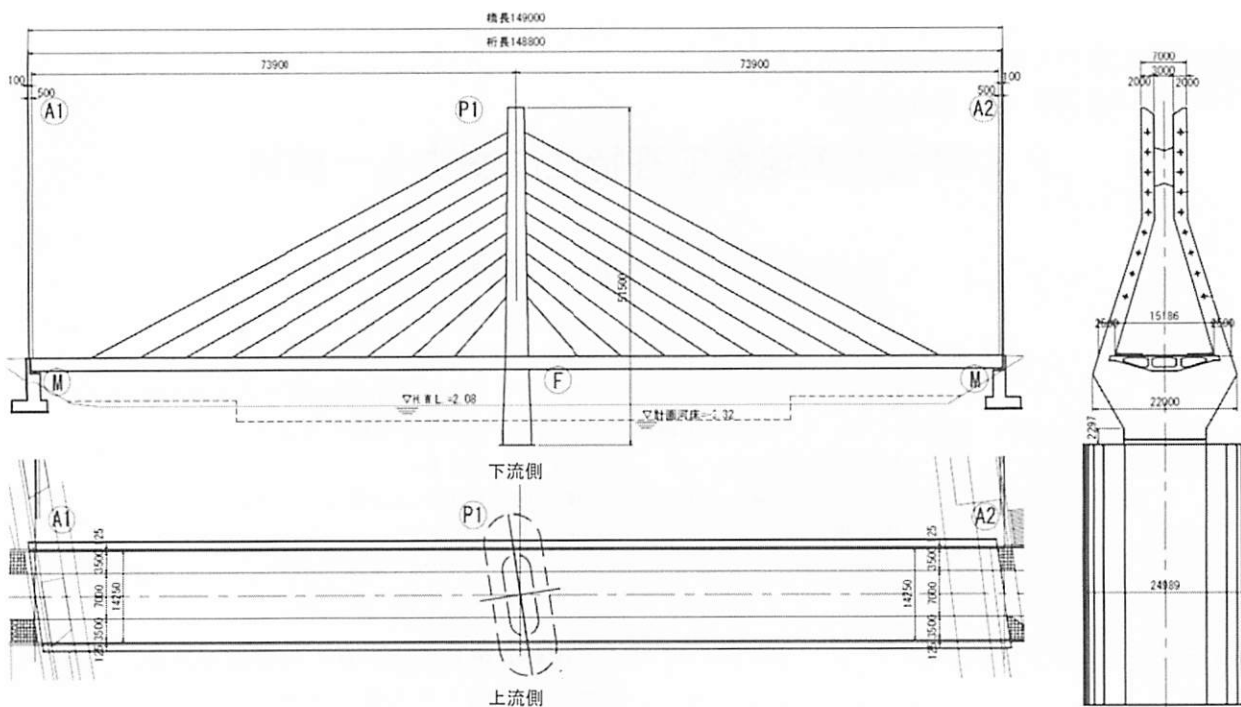


図-1 解析対象橋

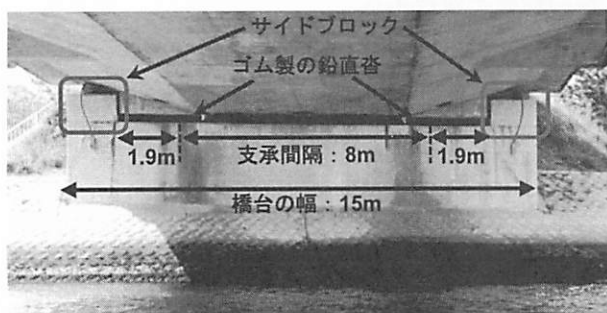


写真-1 橋台部の構造

いる。積層ゴム部の高さは122mmである。橋軸方向の設計条件は可動である。橋軸直角方向に対しては、固定条件の設計となっており、この固定条件とするために、桁の外側に鉄筋コンクリート製のサイドブロック（高さ800mm×幅1516mm×奥行き1617mm）が設置されている。サイドブロックと上部構造には65mmの遊間があり、その間に積層ゴム製の水平沓（厚さ58mm）が設置されている。なお、サイドブロックは鉛直沓の中心位置から1.9m離れた位置に設置されている。

(2) 被害状況

本橋には、写真-2に示すように、両端の橋台部のサイドブロックとその取付部の橋台にひび割れが生じた。両端橋台の両脇の計4個のいずれのサイドブロックにも被害が生じていたが、損傷の程度は、A2橋台の上流側が最も大きく、次いで、A1橋台の上流側とA2橋台の下流側が同程度、A1橋台の下流側が相対的に被害が小さいという状況であった。上述の

ように上部構造とサイドブロックには設計上は65mmの遊間がとられているが、被害後は90～100mmの遊間となっていた。これは、上部構造がサイドブロックを押し、それによって主として当該サイドブロックの橋台への取付部に損傷が生じた結果だと考えられる。

なお、橋台部で主桁を支持するゴム製の鉛直沓や上部構造に被害は確認されなかった。橋脚にも損傷は確認されていない。

サイドブロックの取付部に上記のような損傷が生じたが、橋台部の両脇に設置されたサイドブロックは桁を支持するゴム製の鉛直沓からは1.9m離れているため、鉛直支持機能に影響を及ぼすような被害、すなわち落橋・倒壊が懸念されるような被害ではなかったと考えられる。

3. 解析モデル

上記のような被害が生じた本斜張橋の被災メカニズムを検討するために、図-2に示すように、橋全体系をばね要素を用いてモデル化して地震応答解析を行った。被災状況も踏まえ、本研究では、簡単のために材料非線形は考慮しなかった。

橋台部の橋軸直角方向の抵抗特性としては、主桁を支えるゴム製の鉛直沓の水平抵抗とともに、水平沓とサイドブロックの抵抗を線形ばね要素によりモデル化した。図面上は7mmの遊間があることになるが、簡単のためにこの遊間は考慮していない。また、この解析ケースに加えて、上述したサイドブロック

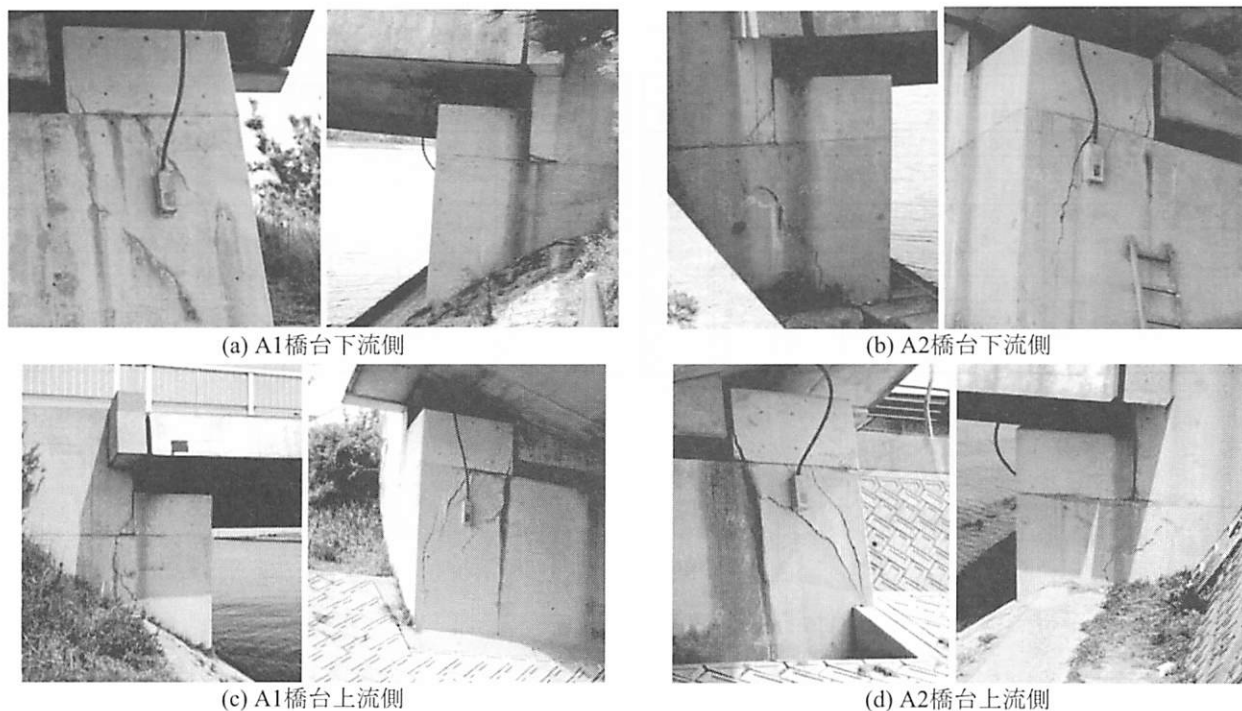


写真-2 鉄筋コンクリート製サイドブロックの被害

表-1 橋脚の耐力

	橋軸方向	橋軸直角方向
初降伏曲げモーメント (MNm)	323	751
降伏曲げモーメント (MNm)	374	1017
初降伏耐力 (MN)	20.5	47.7
降伏耐力 (MN)	23.7	64.6
道示Vに基づく橋脚基部のせん断耐力 (MN)	30.4	36.6 (44.7)*
式(1)に基づく橋脚基部のせん断耐力 (MN)	33.9	38.3 (49.8)*

*) 括弧内の数字は、ディープビームの効果を考慮した場合の値

表-2 橋脚の橋軸直角方向のサイドブロックの耐力

(a) サイドブロック本体の耐力 (kN)

終局水平耐力	8800
せん断耐力	5500

(b) 橋座部の耐力 (kN)

水平鉄筋を考慮しない場合	800
水平鉄筋を考慮する場合	1000

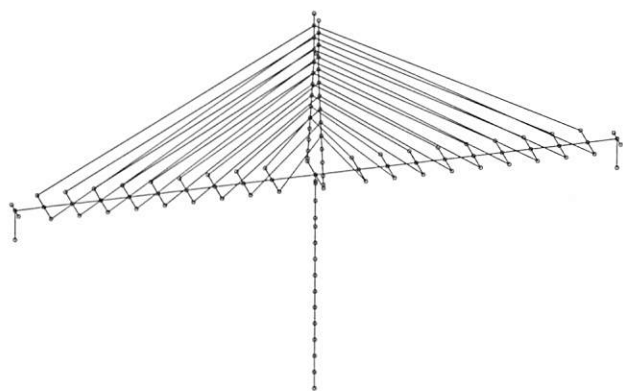


図-2 解析モデル

の損傷状況から、被災後はこのサイドブロックによる固定機構がもはや機能しない状況になっていると考え、サイドブロックの抵抗がないケースも解析の対象とすることとした。その際には、水平査とサイドブロックの抵抗をあらわす線形ばね要素を付けずにモデル化することとした。

解析モデルにおいては材料非線形を考慮していないが、応答値の大きさをその耐力と比較するために、

橋脚の初降伏曲げモーメント、降伏曲げモーメントとこれに相当する曲げ耐力、及びせん断耐力を求めた。この結果を表-1に示す。ここで、曲げモーメントから曲げ耐力を算出する際には、主塔と桁の重心位置を上部構造の慣性力の作用位置とした。また、せん断耐力については、橋脚が変断面であることから精度よく求めるのは容易ではないが、橋脚基部の断面に対して道路橋示方書V耐震設計編⁴⁾の計算方法に従って求める場合と、コンクリートが負担できる平均せん断応力度を式(1)から求めた値を用いた場合の結果を参考までに示している。

$$\tau_c = 0.72 \times d^{-0.33} \times \left(\frac{24}{\sigma_{ck}} \right)^{-1/3} \times \left(\frac{1.2}{p_t} \right)^{-1/3} \quad (1)$$

ここで、 d 、 σ_{ck} 、 p_t は、それぞれ断面の有効高(m)、コンクリート強度(N/mm²)、軸方向鉄筋比(%)である。式(1)は現行の道路橋示方書に示されるせん断耐力評価式の根拠資料となった合計34体の大型RCはりに対する実験結果⁵⁾から得られた平均せん断

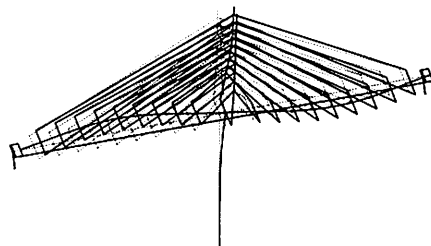
表-3 固有振動モード

(a) 橋台の橋軸直角方向の拘束がある場合

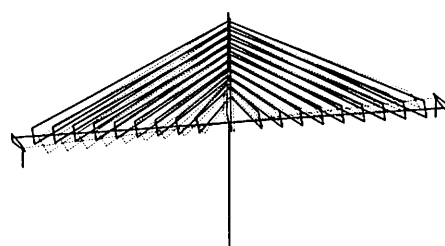
次数	固有振動数(Hz)	固有周期(sec)	有効質量			累積有効質量比		
			橋軸	直角	鉛直	橋軸	直角	鉛直
1	1.04	0.96	3687	0	0	34	0	0
2	1.55	0.64	0	0	4562	34	0	42
3	1.56	0.64	5421	54	0	83	0	42
4	1.78	0.56	61	7604	0	83	70	42
5	2.72	0.37	0	0	0	83	70	42
6	3.28	0.30	28	1533	0	84	84	42
7	3.38	0.30	101	424	0	85	88	42
8	3.44	0.29	0	0	48	85	88	42
9	3.55	0.28	0	0	21	85	88	42
10	3.61	0.28	1	685	0	85	94	42

(b) 橋台の橋軸直角方向の拘束がない場合

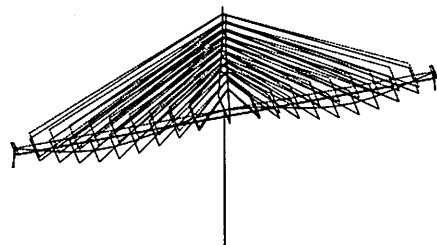
次数	固有振動数(Hz)	固有周期(sec)	有効質量			累積有効質量比(%)		
			橋軸	直角	鉛直	橋軸	直角	鉛直
1	0.79	1.27	0	0	0	0	0	0
2	1.04	0.96	3687	0	0	34	0	0
3	1.30	0.77	2	7896	0	34	72	0
4	1.55	0.64	0	0	4562	34	72	42
5	1.56	0.64	5467	3	0	83	72	42
6	2.22	0.45	15	540	0	83	77	42
7	3.36	0.30	123	0	0	85	77	42
8	3.43	0.29	0	0	43	85	77	42
9	3.54	0.28	0	0	25	85	77	42
10	3.57	0.28	5	64	0	85	77	42



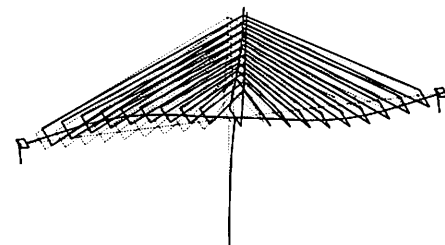
(a) 1次モード (0.96秒) (逆対称1次モード)



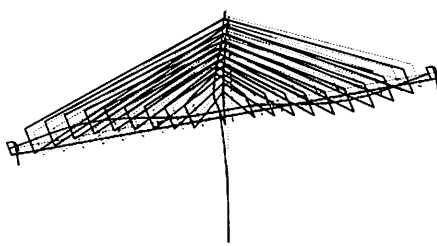
(a) 1次モード (1.27秒) (鉛直軸周りのモード)



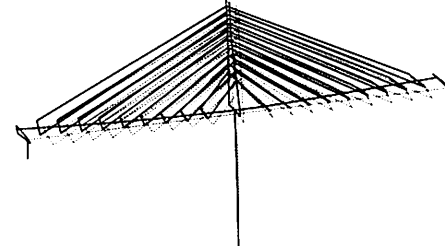
(b) 2次モード (0.64秒) (対称1次モード)



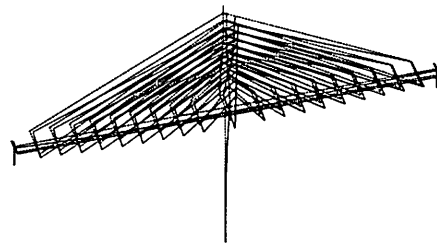
(b) 2次モード (0.96秒) (逆対称1次モード)



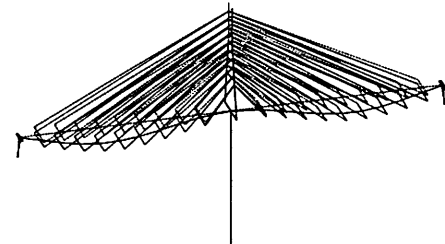
(c) 3次モード (0.64秒) (逆対称2次モード)



(c) 3次モード (0.77秒) (橋軸直角方向のモード)



(d) 4次モード (0.56秒) (橋軸直角方向のモード)



(d) 4次モード (0.64秒) (対称1次モード)

(1) 橋台の橋軸直角方向の拘束がある場合

(2) 橋台の橋軸直角方向の拘束がない場合

図-3 主要な固有振動モード

応力度の平均値を近似的に表す式であり、道路橋示方書に示されるコンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_c は設計上の安全側の配慮により式(1)の値から2倍の標準偏差を引いた値となっている。さ

らに、道路橋示方書IV下部構造編⁶⁾の計算方法に基づき、橋脚基部から主塔と桁の重心位置までの距離をせん断スパンとしてディープビームを考慮した場合の耐力も示している。なお、荷重の正負交番繰返

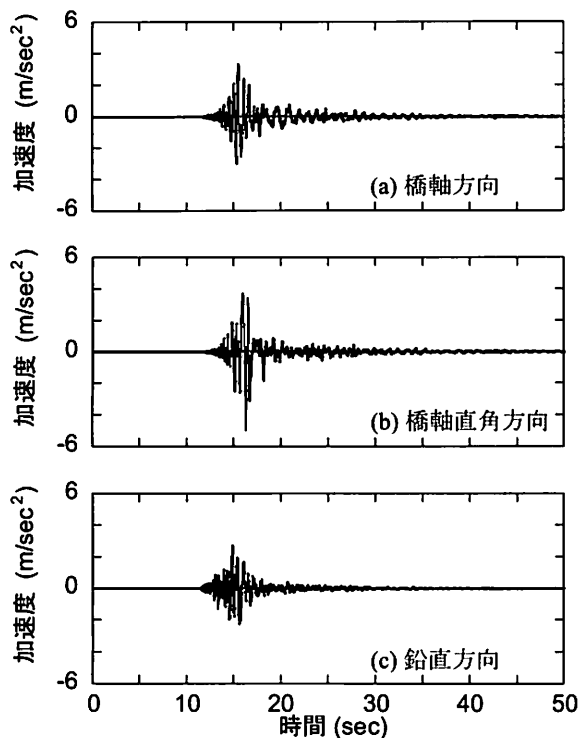


図-4 洲本維持出張所で観測された強震記録

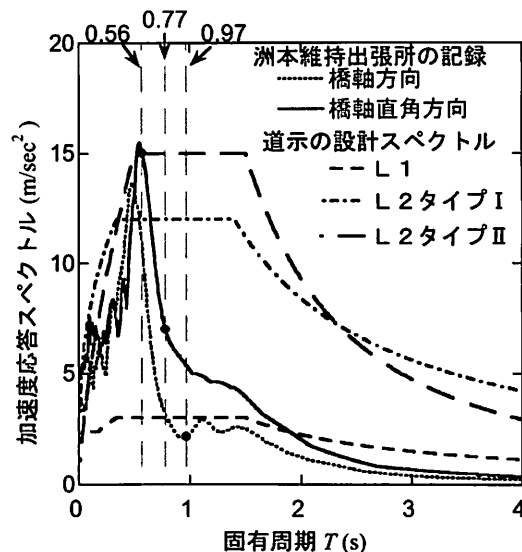


図-5 洲本維持出張所で観測された強震記録の
加速度応答スペクトル

し作用の影響に関する補正係数は、橋脚の応答がおおむね弾性範囲に留まることから1.0とした。

表-1に示す耐力は、計算上の様々な仮定に基づくものであり、また設計上の安全余裕も含まれているため、その推定精度については今後精査が必要であるが、この結果によれば、橋軸方向には、曲げ耐力の方がせん断耐力よりも小さいため、本橋脚は曲げ破壊先行型であると言える。一方、橋軸直角方向については、変断面であるため、実際のせん断耐力はこれより大きい可能性もあるが、表-1に示す結果に基づけば、最終的にはせん断破壊が先行する破壊形態となる可能性がある。

損傷が生じた橋台のサイドブロックについては、橋台との取付部から橋台にひび割れが生じていたことを踏まえ、サイドブロック自体の耐力だけでなく、橋台との取付部（橋座部）の耐力についても評価した。この結果が表-2である。それぞれの耐力の算出は道路橋示方書IV下部構造編⁶⁾の計算方法によっている。なお、サイドブロック自体はせん断スパン比が1/2未満と小さく、そもそもせん断破壊するような形状ではないが、参考までにせん断スパン比を0.5としてディープビームを考慮した場合のせん断耐力も算出し、これを表-2に示している。これによれば、サイドブロック自体の耐力（曲げ耐力8800kN、せん断耐力5500 kN）に比べて、橋座部の耐力が著しく小さいことが分かる。

4. 固有振動モードと橋の周辺で観測された地震動の特性

(1) 固有振動モード

表-3に固有値解析の結果を、図-3に主要な固有振動モードを示す。ここでは、橋台の橋軸直角方向の拘束があるケースとないケースの結果をそれぞれ示している。

橋台の橋軸直角方向の拘束があるケースでは、1次のモードは橋軸方向に卓越した逆対称モードであり、その固有周期は0.96秒である。橋軸直角方向に卓越するモードは4次モードであり、その固有周期は0.56秒である。一方、橋台の橋軸直角方向の拘束がないケースでは、モード寄与率は小さいが、1次のモードとして鉛直軸周りのモードがあらわれる。橋軸方向のモードは橋台の橋軸直角方向の拘束の有無の影響はほとんどないが、橋軸直角方向のモードは橋台の拘束がなくなることにより、固有周期が長くなり、3次モードとしてあらわれる。この固有周期は0.77秒である。

(2) 橋の周辺で観測された地震動の特性

本検討の地震応答解析においては、橋から直線距離にして約300mに位置する国土交通省近畿地方整備局兵庫国道事務所洲本維持出張所において観測された記録⁷⁾を用いることとした。ボーリング柱状図に基づけば、両地点の地層構成はおおむね同じである。記録としては、南北成分の記録と東西成分の記録が観測されているが、地震応答解析は、橋軸方向と橋軸直角方向への入力を対象とするため、観測記

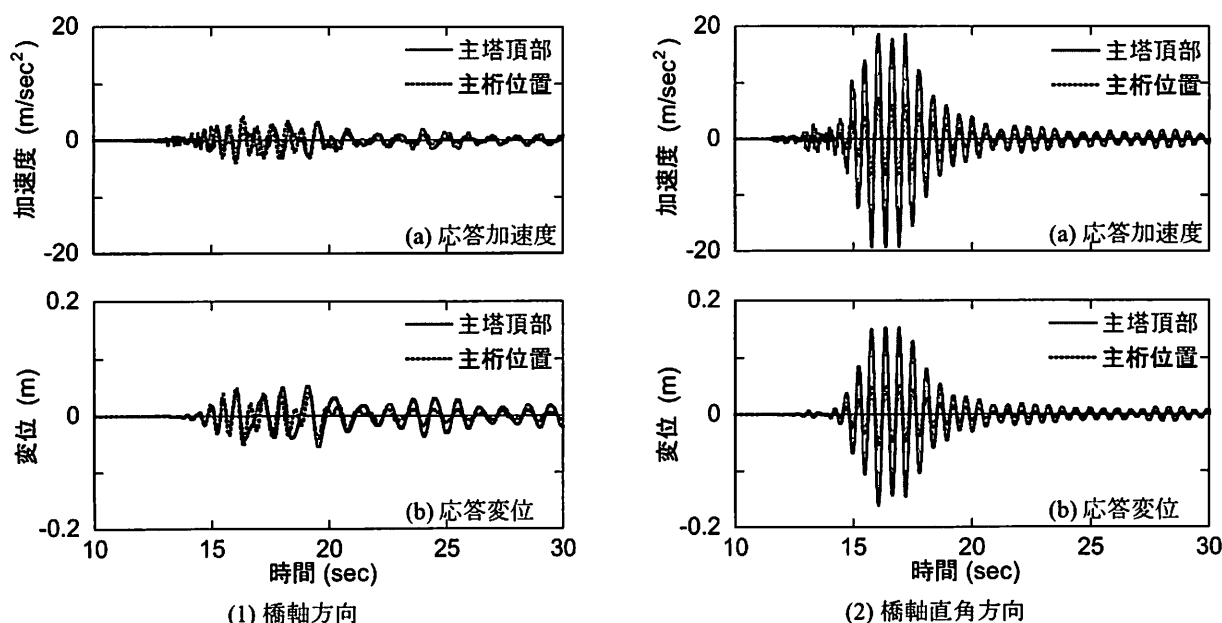


図-6 橋台の橋軸直角方向の拘束がある場合の主塔の応答加速度及び応答変位

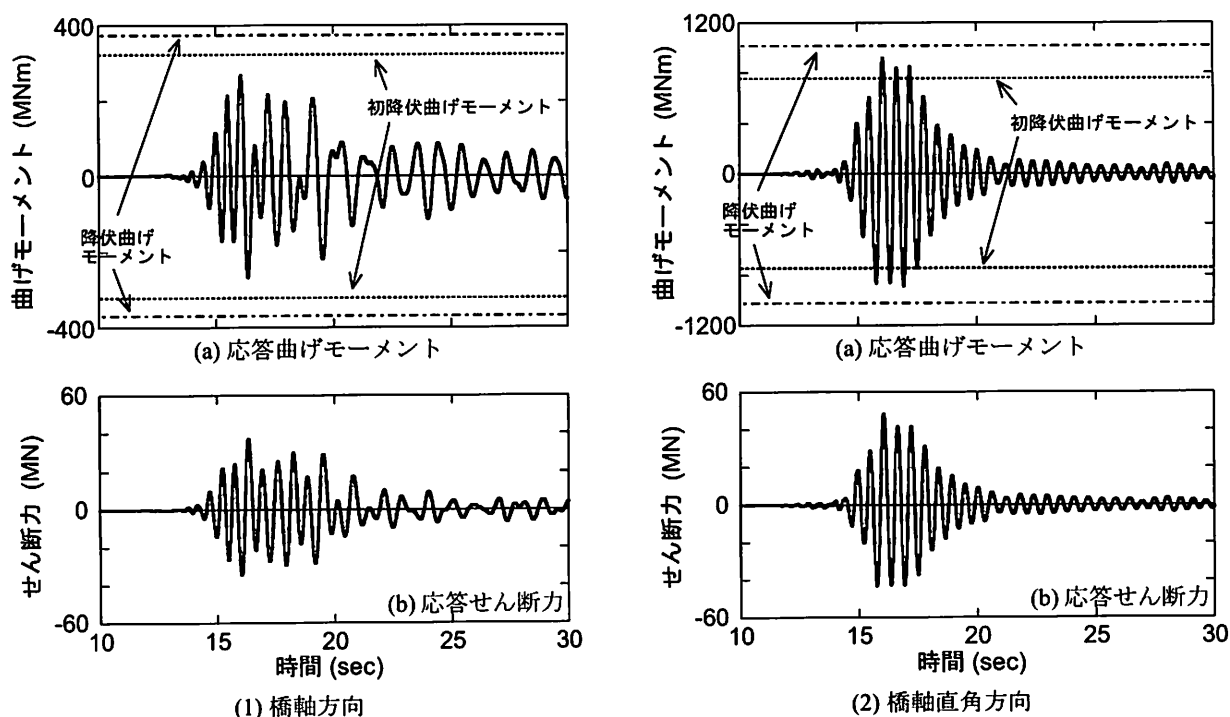


図-7 橋台の橋軸直角方向の拘束がある場合の橋脚の応答断面力

録を橋軸方向と橋軸直角方向に合うように回転させた。この記録を図-4に示す。橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向の最大加速度は、それぞれ 3.3m/s^2 、 4.9m/s^2 、 2.7m/s^2 である。

図-5は、減衰定数に5%を仮定して求めた本記録の加速度応答スペクトルを道路橋示方書のⅢ種地盤の標準加速度応答スペクトルと比較した結果である。図-5には、橋の応答の卓越周期もあわせて示している。これによれば、洲本維持出張所の記録は、橋軸直角方向の地震動のピークは 15m/s^2 を上回っており、この周期は橋台の橋軸直角方向の拘束がある場合の

橋軸直角方向の振動モードの卓越周期と概ね一致する。このことから、本橋の橋軸直角方向には、現行の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に規定されているレベル2地震動（タイプⅡ）相当の地震力が作用したことが推測される。なお、橋台の橋軸直角方向の拘束がない場合の卓越周期（0.77秒）における応答スペクトルは 7.2m/s^2 と、拘束がある場合の半分以下の応答加速度となっている。橋軸方向の地震動もスペクトルの最大値としては固有周期が0.4秒程度においてレベル2地震動（タイプⅡ）（Ⅲ種地盤）に相当する強度があるが、橋軸方向の卓越周期（0.96秒）

をみると、橋軸方向の地震動の応答加速度は 2.2m/s^2 と、レベル1地震動の強度よりも小さい。

5. 橋の地震時挙動の推定

図-6に橋台の橋軸直角方向の拘束がある場合の主塔部の応答を示す。グラフとしては、大きな応答が生じた10～30秒の間を示している。応答加速度、応答変位ともに橋軸直角方向の方が大きな値を生じている。応答変位としては、主桁の位置において橋軸方向、橋軸直角方向ともに0.05mの変位が生じている。主塔の頂部では、橋軸方向の応答変位は主桁の位置と同程度であるが、橋軸直角方向には0.16mの変位が生じる。

図-7は、橋脚の応答曲げモーメント及び応答せん断力を示した結果である。橋脚の応答曲げモーメントは橋軸方向に対しては初降伏曲げモーメントを超えてもおらず、橋軸直角方向において初降伏曲げモーメントを上回るが降伏曲げモーメント以下に留まっている。応答せん断力については、橋軸方向、橋軸直角方向のそれぞれに対して37MN、48MNとなっており、いずれも表-1に示したせん断耐力に相当するような応答が生じたことが推定される。

図-8は、橋台の直角方向を拘束するサイドブロックに作用する水平力を示した結果である。最大で8700kNを超える水平力が生じるという計算結果となっており、これは表-2に示した橋座部の耐力の8倍以上の応答となっている。本解析では、損傷が生じた橋座部に対して部材の非線形特性を考慮せずに線形でモデル化しているため、当然のことながら実際の挙動として8700kNの水平力が作用したわけではないが、橋座部の耐力を超える水平力の作用により、サイドブロックの取付部の損傷が起因となって写真-2に示したような損傷が生じたと考えられる。

図-9は、仮に橋台の橋軸直角方向の拘束がないと仮定した場合の主塔部と橋台部の応答変位を示した結果である。なお、橋軸方向の応答は橋台の拘束の有無の影響をほとんど受けないので、ここには橋軸直角方向の応答のみを示している。これによれば、主塔部の頂部の応答変位は半分以下となっている。主塔部の主桁位置の応答変位は0.03mである。橋台部の主桁には直角方向の拘束がなくなったことにより0.1mの変位が生じることになる。

図-10は、橋脚の橋軸直角方向の応答断面力を示した結果である。橋台の橋軸直角方向の拘束がないことにより、応答曲げモーメントは50%以上、応答せん断力は約40%小さくなる。この結果、表-1に示した曲げ耐力、せん断耐力以下の応答におさまるこ

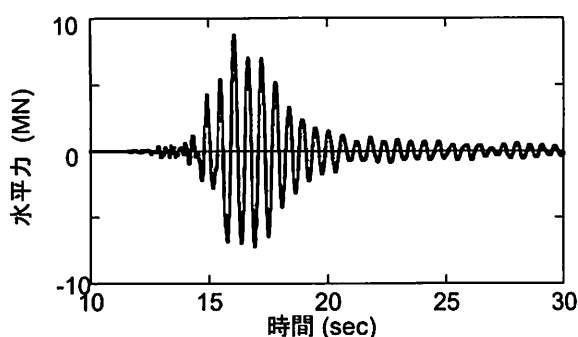


図-8 橋台のサイドブロックに作用する水平力
(橋軸直角方向)

とになる。

橋台の橋軸直角方向の拘束がないことにより、応答が小さくなったのは、図-5からも分かるように、橋軸直角方向の主要な振動モードの周期が入力地震動の卓越周期に一致しなくなるためと考えられる。

なお、ここには示さなかったが、ケーブルには地震応答により大きな張力変動は生じておらず、降伏までは余裕のある状態であったと推定される。また、ケーブルの応答は、橋台の橋軸直角方向の拘束の有無の影響をほとんど受けないことも本解析結果から確認している。

6. 結論

本研究では、2013年4月13日に発生した淡路島の地震で被災した比較的橋長の短い既設のPC斜張橋を対象として、当該橋の耐力の分析、近傍で観測された地震動の分析及びこの地震動を用いた地震応答解析を実施し、被災メカニズムの検討を行った。本研究で得られた知見は次のとおりである。

- 1) 地震では橋台部の橋軸直角方向の変位を拘束するサイドブロックに損傷が生じたが、サイドブロック自体の耐力と比較すると橋台との取付部の耐力が著しく小さく、このためその部位から損傷が生じた可能性がある。ただし、サイドブロックは桁を支持している鉛直査からは1.9m外側に離れた位置に取り付けられているため、当該損傷によって桁の鉛直支持機構に影響が及ぶものではないと考えられる。
- 2) 橋の近傍で観測された地震動は、橋軸直角方向に対する加速度応答スペクトルで見れば、固有周期0.5秒付近で道路橋示方書V耐震設計編に規定されるレベル2地震動(タイプII)(Ⅲ種地盤)相当の強度を示す。この周期帯は、対象橋の橋軸直角方向の主要な振動モードの固有周期と概ね一致する。一方、橋軸方向の地震動もスペクトルの

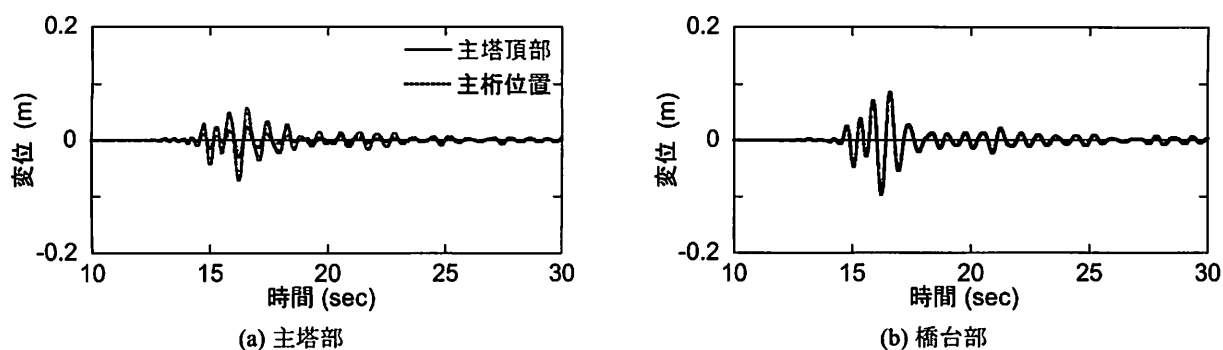


図-9 橋台の橋軸直角方向の拘束がない場合の主塔部と橋台部の橋軸直角方向の応答変位

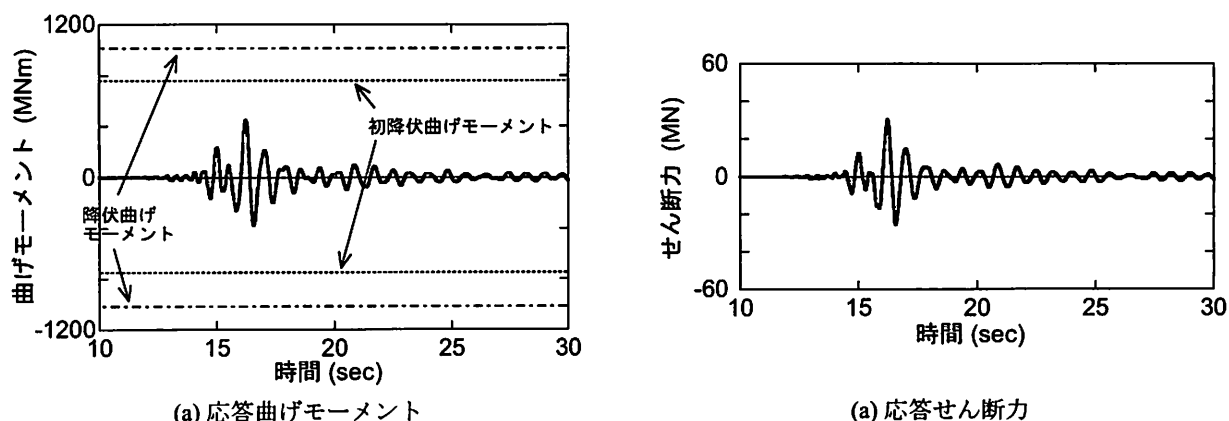


図-10 橋台の橋軸直角方向の拘束がない場合の橋脚の橋軸直角方向の応答断面力

最大値としてはレベル2地震動（タイプⅡ）（Ⅲ種地盤）に相当する強度があるが、対象橋の橋軸方向の主要な振動モードの固有周期におけるスペクトル強度はレベル1地震動の強度よりも小さい。

このような特性は、橋台部の橋軸直角方向の挙動を拘束するサイドブロックに損傷が生じたという被害状況と整合する。

- 3) 橋の近傍で観測された地震動を入力すると、対象橋の応答は橋軸直角方向の方が大きくなる。橋脚には、設計計算上の曲げ耐力相当、せん断耐力相当の応答が生じると推定される。また、損傷が生じた橋台部のサイドブロックには、取付部の耐力を上回る水平力が作用したと推定される。
- 4) 仮に橋台の橋軸直角方向の拘束がないと仮定した場合には、橋軸直角方向の主要な振動モードの周期が入力地震動の卓越周期に一致なくなるため、橋の応答は橋台の橋軸直角方向の拘束がある場合に比べて小さくなる。

7. 謝辞：橋の被災調査及び橋の図面や設計図書の入手の際には、洲本市及び国土交通省近畿地方整備局の関係各位に大変お世話になりました。調査は、国土交通省近畿地方整備局のTEC-FORCE及び国土交通省国土技術政策総合研究所道路研究部道路構造物管理研究室と合同で実施しました。また、解析に

用いた国土交通省近畿地方整備局兵庫国道事務所洲本維持出張所の強震記録については、国土交通省国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震防災研究室より提供頂きました。さらに、検討においては土木研究所橋梁構造研究グループの各位に協力を得ました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて 震災復旧工事誌，1997。
- 2) Japan Society of Civil Engineers: The 1999 Ji-Ji Earthquake, Taiwan -Investigation into the damage to civil engineering structures-, 1999。
- 3) 田崎賢治，幸左賢二，池田隆明，小郷政弘：台湾集集地震で被災したPC斜張橋（集鹿大橋）の詳細分析，構造工学論文集，Vol. 50A，pp.487-494，2004。
- 4) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2012。
- 5) 河野広隆，渡辺博志，菊森佳幹：大型RCはり供試体のせん断強度に関するデータ集，土木研究所資料，第3426号，1996。
- 6) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，2012。
- 7) 国土交通省国土技術政策総合研究所：国土交通省河川・道路等施設の地震計ネットワーク情報ホームページ，<http://www.nilim.go.jp/japanese/database/nwdb/>