

洲浜橋（斜張橋）の動的解析による2013年淡路島地震における応答評価

矢部正明¹・森伸一郎²

¹正会員 博士（工） 株式会社長大 耐震技術部（〒305-0812 茨城県つくば市東平塚730）
²正会員 博士（工） 愛媛大学准教授 大学院理工学研究科（〒790-8577 愛媛県松山市文京町3）

1. はじめに

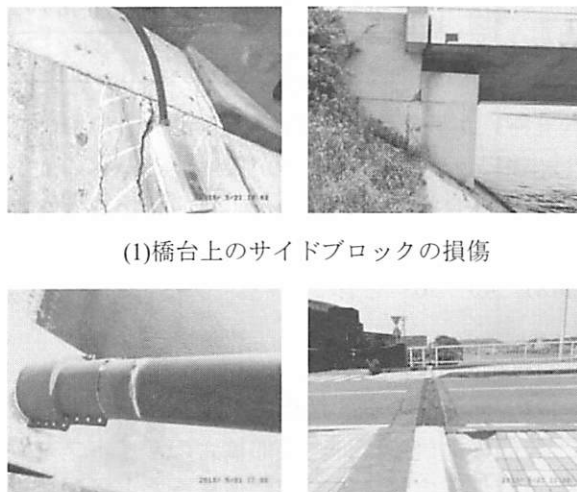
2013年4月13日5時33分に発生した淡路島付近を震源とする $M_j6.3$ の地震によって損傷が生じた2径間連続PC斜張橋洲浜橋¹⁾を対象に、震害によって推定された地震動²⁾を用いて動的解析を行い、洲浜橋の地震応答を推定した。写真-1は、洲浜橋に生じた主な損傷痕を整理したものである。両端部橋台では、後施工されたサイドブロックと橋台頂部の境界部と橋台頂部から躯体にかけてクラックが生じていることから、橋軸直角方向に変位した桁が水平査に接触しさらに桁が橋軸直角方向に変位しようとしたために、サイドブロックには設計で考慮した水平力を超える力が作用したと予想される。多くの斜材で、外套管端部とPC鋼材をコーキングしている材料が剥がれ外套管の端部とPC鋼材でコーキング材料跡がずれていることから、斜材には相応の変形（軸力）が生じていたと予想される。歩道側の伸縮装置の移動痕から、桁が橋軸方向にも相応の変位を生じたことが予想される。本報告では、洲浜橋の損傷痕から推定される斜張橋の地震応答が動的解析によって再現できるかを検討した。

本検討は、（公社）土木学会地震工学委員会東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会（委員長：幸左賢二 九州工業大学教授）が実施している委員会活動の一環として実施したものである。

2. 洲浜橋の構造概要と動的解析モデル

(1) 構造概要

表-1は、道路管理者である洲本市都市整備部より提供して頂いた竣工図書から、洲浜橋の構造概要を



(1)橋台上のサイドブロックの損傷

(2)コーキング材料のずれ

(3)伸縮装置移動

写真-1 洲浜橋の地震による損傷痕

整理したものである。

洲浜橋は、1993年3月に建設された2径間連続PC斜張橋であり、主桁はディビダーク工法、斜材定着部はフレシネ工法が採用されている。建設後、約2年が経過した時点で、1995年1月17日の兵庫県南部地震を経験したことになる。設計基準は、昭和55年道路橋示方書を用いて設計されており、道路橋にレベル2地震動に対する耐震設計が導入される前に設計された橋である。

N値から推定したせん断弾性波速度によって求めた地盤の基本固有周期は約0.7～0.8秒と長く、耐震設計上の地盤種別はⅢ種地盤となる。支承条件は、橋軸方向に関しては、両端部の橋台上で可動・主塔橋脚位置で固定の一点固定方式となっている。橋軸直角方向は、両端部の橋台は今回損傷したサイドブロックで固定・主塔橋脚位置で固定の多点固定方式となっている。橋台上には、鉛直査としてゴム支承

表-1 洲浜橋の構造概要一覧

橋梁形式	2 径間連続 PC 斜張橋	設計水平震度	主桁・主塔・橋脚：0.30
橋長・幅員	149.0m・17.0m（歩道 7.0m，車道 7.0m）		A1 橋台・A2 橋台：0.24
斜角	81°40'36"	支承条件	橋軸：可動-固定-可動
主桁	3 室逆台形 PC 箱桁， $\sigma_{ck}=40N/mm^2$		直角：固定-固定-固定
主塔	準 A 形 RC 製主塔， $\sigma_{ck}=40N/mm^2$	橋台上 支 承 構 造	鉛直沓
斜材	配置：準ハープ形 2 面吊り，SWPR7B		クロロプレンゴム G8
	$\sigma_{pu}=1860N/mm^2$ ， $\sigma_{py}=1570N/mm^2$		600mm×600mm×122mm
A1 橋台	逆 T 式橋台・場所打ちコンクリート杭		水平沓
A2 橋台	$\sigma_{ck}=21N/mm^2$		クロロプレンゴム G8
			800mm×350mm×52mm
P1 橋脚	壁式橋脚・鋼管矢板井筒	RC 製サ イドブ ロック	設計軸方向力（直角）2873kN
	$\sigma_{ck}=30N/mm^2$ （橋脚） $24N/mm^2$ （フーチング）		1600mm×1516mm×800mm
地盤の基本 固有周期	A1 橋台：0.71 秒，A2 橋台：0.76 秒		設計水平力（直角）3825kN 作用位置：橋台頂部から 500mm
	P1 橋脚：0.75 秒		

（2点支持）が設置されており，橋台位置の桁の側面には，桁とサイドブロックが接触するときの衝撃力を緩和する目的でゴム支承（水平沓）が設置されている．

斜角81° 40′ 36″ を有している．

(2) 動的解析モデル

図-1は，洲浜橋の動的解析モデルを示したものである．今回の地震では，両端部橋台のサイドブロックを除けば地震応答は線形域に留まったと予想されたので，線形梁要素でモデル化した．橋台部の場所打ち杭基礎は，フーチング底面位置の基礎構造-地盤間ばね，主塔橋脚の鋼管矢板井筒基礎は，基礎構造頂部位置の基礎構造-地盤間ばねとしてモデル化した．ばねの剛性は，平成24年道路橋示方書に従って，地盤のせん断剛性の低下率を見込んだ等価剛性を用いて算出している．

ケーブルの質量は主塔と主桁に配分し，その弾性係数数は，サグの影響を考慮して低減した．ケーブルの軸力は，図-1に示した解析モデルに死荷重を作用させて各ケーブルの発生軸力を求め，その軸力と竣工図書に記載された斜材張力の差分を解析モデルのケーブルに初期軸力として与えた．このように作成した解析モデルの死荷重時の曲げモーメント分布が設計時に想定した完成系のものと近似していることを確認した．

写真-1に示すように，洲浜橋の両端部橋台上のサイドブロックは，損傷しており設計で想定した桁の橋軸直角方向への変位を拘束する機能が低下してい

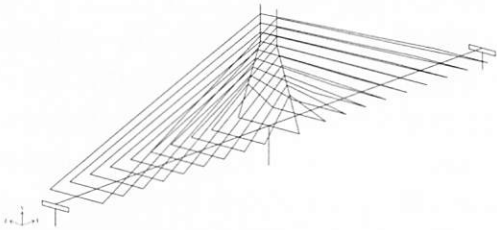


図-1 洲浜橋動的解析モデル概況

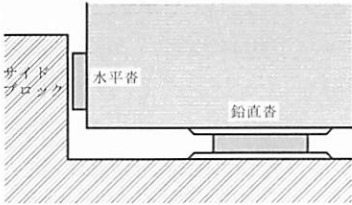


図-2 橋台上の支承構造

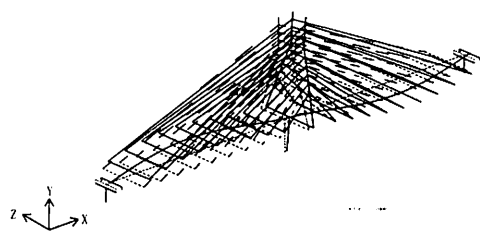
るので，図-2に示す橋台上の橋軸直角方向の支承構造は，次の3つの状態を想定してモデル化した．なお，何れの場合も，図面に表記されている遊間7mmを無視してモデル化した．

状態1：サイドブロックが健全に機能しているとし橋軸直角方向を固定としたモデル．

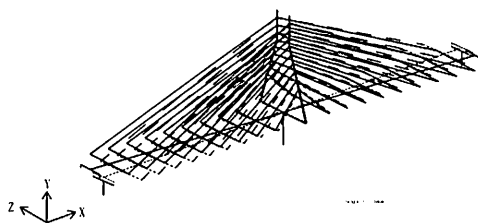
状態2：サイドブロックが健全に機能し水平支承と桁が接触し，橋軸直角方向に鉛直沓のせん断剛性と水平沓の軸方向剛性によって弾性支持されたモデル．

状態3：サイドブロックが橋軸直角方向に変位する桁を拘束する機能を失い，橋軸直角方向に鉛直沓のせん断剛性だけで弾性支持されたモデル．

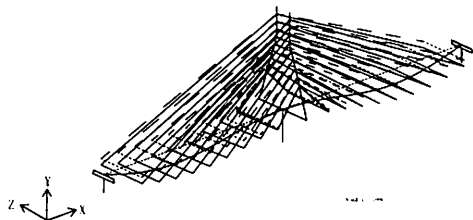
上述した3種類の動的解析モデルを用いて固有値



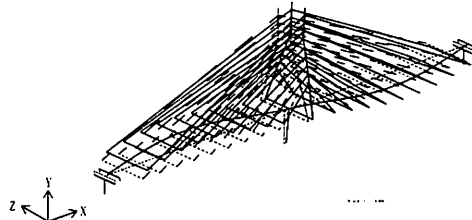
全体系 1 次 1.11 秒 (橋軸方向卓越)



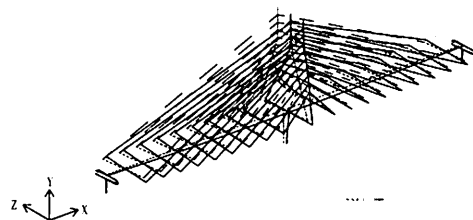
全体系 1 次 1.28 秒 (橋軸直角方向卓越)



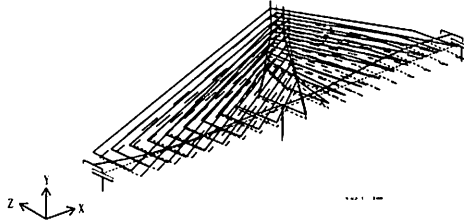
全体系 2 次 0.72 秒 (鉛直方向卓越)



全体系 2 次 1.11 秒 (橋軸方向卓越)



全体系 4 次 0.49 秒 (橋軸直角方向卓越)

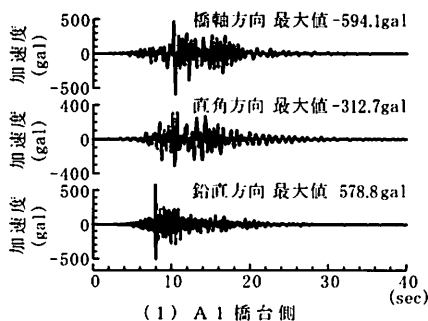


全体系 3 次 0.74 秒 (橋軸直角方向卓越)

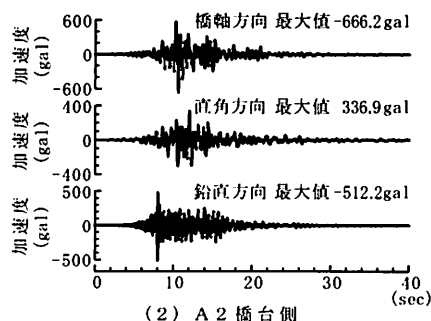
(1) 橋台上の橋軸直角方向固定

(2) 橋台上の橋軸直角方向弾性固定

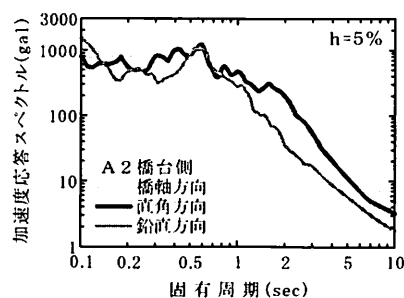
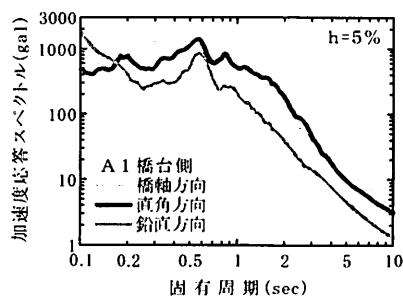
図-3 洲浜橋の橋台上の橋軸直角方向支承条件の変化が固有振動特性に与える影響



(1) A1 橋台側



(2) A2 橋台側



(3) 加速度応答スペクトル

図-4 洲浜橋架橋地点の A1 橋台側と A2 橋台側で推定された地震動

解析を行った結果、水平沓の軸方向剛性が硬いため、状態1と状態2の固有値解析結果は近似していたので、状態1と状態3を想定した動的解析モデルを用いて、洲浜橋の地震応答を推定した。以後、状態1を「橋台上の橋軸直角方向固定」、状態3を「橋台上の橋

軸直角方向弾性固定」と呼ぶ。洲浜橋の実際の挙動は、桁と水平沓の間に遊間があることから、上述した3つの状態が時々刻々と変化していると予想される。

図-1に示す解析モデルは、節点数120、要素数166、

総自由度数720，総質量331成分であり，解析は初期軸力による幾何剛性の影響を考慮した線形化有限変位理論によった。

3. 洲浜橋の固有振動特性と入力地震動

(1) 洲浜橋の固有振動特性

図-3は，橋台上の橋軸直角方向固定としたモデルと橋台上の橋軸直角方向弾性固定としたモデルの主要な固有振動モードを整理したものである。

橋台上の橋軸直角方向固定では，1次は桁の鉛直たわみ逆対称1次が主たる振動でそれに連成するように桁が橋軸方向にSwayし主塔や橋脚も変形する振動モードで1.11秒，2次が桁の鉛直たわみ対称1次で0.72秒，3次は桁の橋軸方向Swayが主たる振動でそれにより主塔と橋脚が曲げ変形し桁の鉛直たわみ逆対称も連成した振動モードで0.70秒，4次は橋軸直角方向に主塔が変位しそれに連成するように桁の水平たわみ対称1次が生じた振動モードで0.49秒である。

橋台上の橋軸直角方向弾性固定では，1次が主塔を中心にA1橋台側とA2橋台側の桁が逆位相で橋軸直角方向に変位する振動モードで1.28秒，2次は橋軸直角方向固定時の1次の振動モードに等しく1.11秒，3次は桁が橋軸直角方向に変位する振動モードで0.74秒，4次は橋軸直角方向固定時の2次の振動モードに等しく0.72秒である。

橋台上の橋軸直角方向の拘束度が相対的に低い橋台上の橋軸直角方向弾性固定では，両端部橋台位置の橋軸直角方向への振動が大きくなっていることがわかる。

地震応答を求める際に必要な橋の減衰定数は，ひずみエネルギー比例減衰法によって求めたモード減衰定数を用いた。各構造要素の減衰定数は，平成24年道路橋示方書を参考にPC桁とゴム支承は3%，主塔・橋脚・橋台は5%，軸力部材である斜材は1%，基礎構造-地盤間ばねは20%とした。

(2) 洲浜橋への入力地震動

図-1に示した解析モデルに，素らによって推定された架橋地点の両端部における地震動²⁾を作用させた。洲浜橋の橋軸方向は，NS軸から北を0度とし反時計回りに約25度傾いているので，素らが推定したNS-EW成分²⁾を洲浜橋の橋軸方向と橋軸直角方向に座標変換した。図-4は座標変換後の地震動で，文献2)中のLeft BankはA1橋台側，Right BankはA2橋台側となる。図の(3)に示した加速度応答スペクトルよ

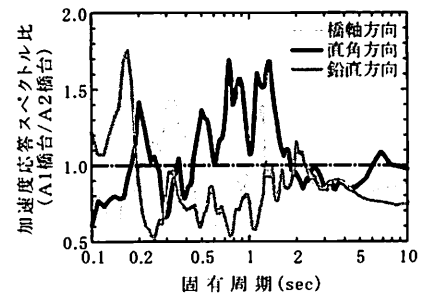


図-5 A1橋台側とA2橋台側の加速度応答スペクトル比

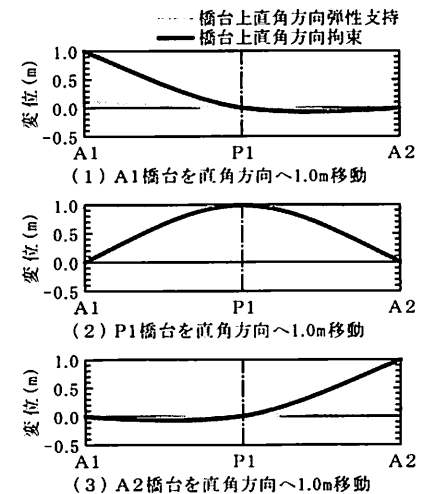
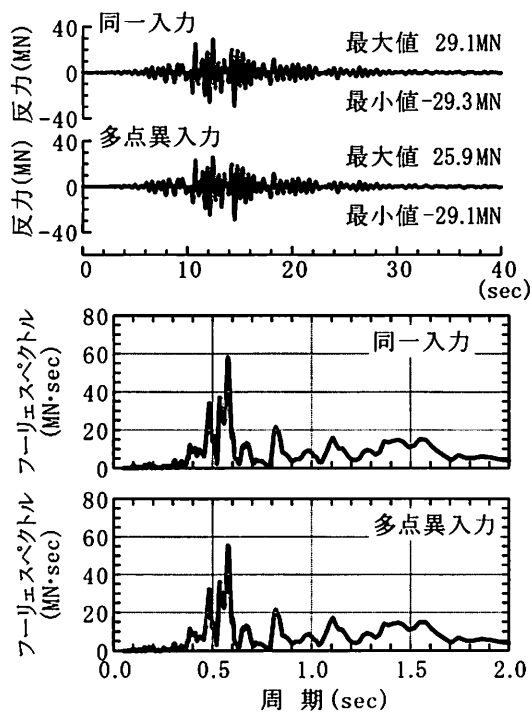


図-6 支点変位が桁の橋軸直角方向変位に与える影響
り，洲浜橋の固有振動モードが存在する周期1.0秒付近から短周期側では，水平方向2成分とも約1000gal，鉛直方向も約600galから300galという地震応答が得られていることがわかる。

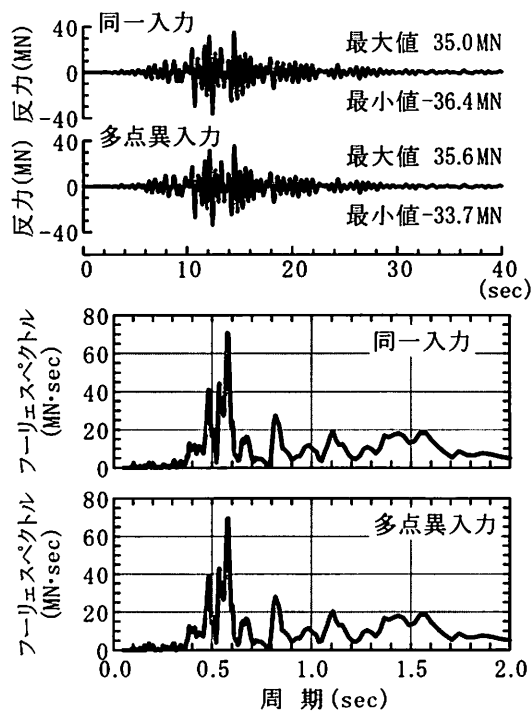
図-5は，A1橋台側とA2橋台側の加速度応答スペクトルの比を示したものである。周期2.0秒より短周期側で両端部橋台位置の加速度応答スペクトルの比が激しく変化しており，橋台上サイドブロックに損傷を生じさせた橋軸直角方向の地震動は，A1橋台側の地震動の方が加速度応答が大きいことがわかる。

A1橋台位置，P1橋脚位置，A2橋台位置で異なる地震動を3方向から作用させる多点異入力解析と，A1橋台位置，P1橋脚位置，A2橋台位置に同じ地震動を作用させる同一入力解析を行った。なお，地震動が推定されていないP1橋脚位置には，表-1に示す地盤の基本固有周期に近いA2橋台位置の地震動を作用させた。同一入力の場合は，橋台上サイドブロックの損傷が大きかったA2橋台位置で推定された地震動を全ての基礎に作用させた。

多点異入力問題を解くためには，地震動の作用位置に単位変位を生じさせた時の変位の影響マトリックス³⁾が必要となる。図-6は，A1橋台とP1橋脚およびA2橋台の橋軸直角方向に単位変位を与えたときの桁の橋軸直角方向変位を示したものである。図より，



(1) 橋台上の橋軸直角方向固定(上流側)



(2) 橋台上の橋軸直角方向固定(下流側)

図-7 洲浜橋 A2 橋台上のサイドブロックに生じる橋軸直角方向水平力の地震応答

橋台上の橋軸直角方向の支点条件によって、両端部橋台位置の支点変位が桁の橋軸直角方向変位に与える影響が大きく異なることがわかる。洲浜橋の全径間に渡る桁の変位という観点では、両端部の橋台位置に生じる支点変位の影響は小さく、圧倒的に主塔橋脚位置に生じる支点変位の影響が大きいことがわかる。このことは、洲浜橋の地震応答は、P1橋脚位置から作用する地震動の影響が圧倒的に大きいことを表しており、後述する同一入力解析と多点異入力解析より得られた地震応答も、P1橋脚位置に作用させる地震動が両解析で同じため、得られる結果に大きな差は生じていない。

4. 洲浜橋の地震応答

(1) 橋台上サイドブロックの地震応答

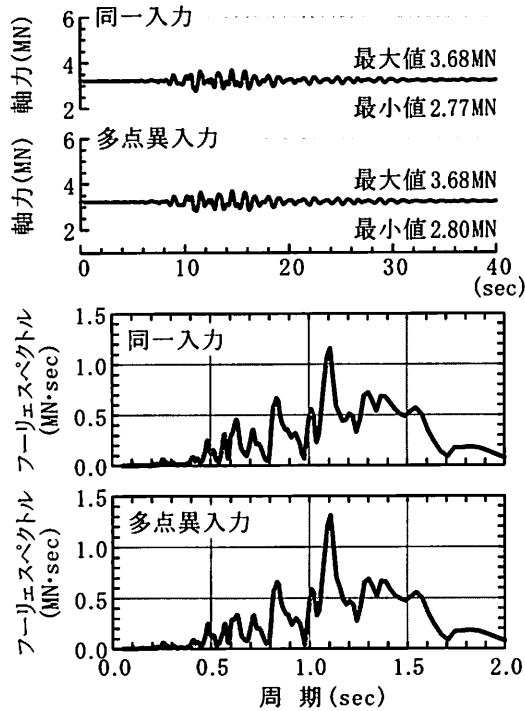
図-7は、橋台上の橋軸直角方向固定モデルより得られたA2橋台上サイドブロックに生じた橋軸直角方向の水平力の応答波形とそのフーリエスペクトルである。図には、同一入力と多点異入力の結果を併記してあるが、両者に大きな差はなく、同一入力の方がわずかに最大値が大きく得られている。斜角を有しているため、A1橋台側は上流側のサイドブロック、A2橋台側は下流側のサイドブロックに最大応答が生じている。フーリエスペクトルに着目すると、橋軸方向Swayの1.1秒付近と橋軸直角方向1次の0.49秒付近に洲浜橋の固有振動に起因する明瞭なピークが見

られる。

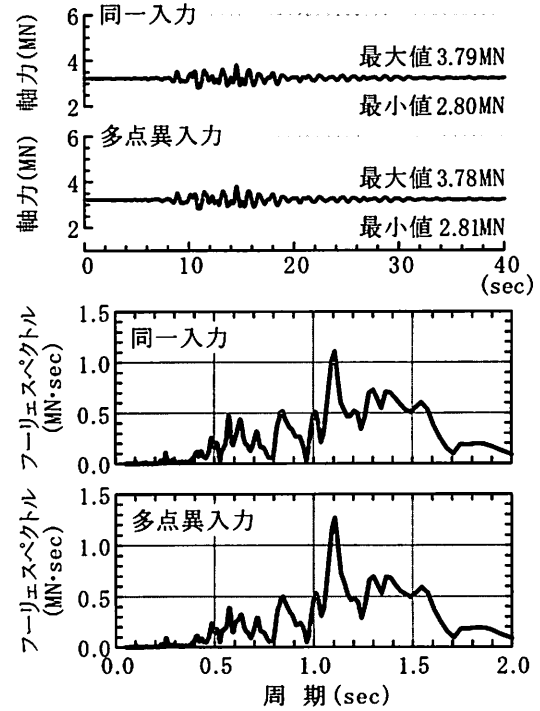
サイドブロックの曲げ耐力やせん断耐力および橋座部の耐力を、平成24年道路橋示方書に準じて算出すると次のようになる。曲げ耐力は軸方向引張鉄筋(D29-12本)だけを考慮し、コンクリートの応力度-ひずみ関係は道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編の図4.4.2を用いて算出した。降伏耐力が $P_y = 5.8MN$ 、終局(破壊抵抗曲げ)耐力が $P_u = 6.2MN$ となった。せん断耐力は、道路橋示方書Ⅳ下部構造編5.2.3に準じて算出すると $P_{sb} = 2.5MN$ 、さらに道路橋示方書Ⅳ下部構造編8.7.4に示されるせん断スパン比の影響を考慮して算出すると $P_{sd} = 5.4MN$ となった。道路橋示方書Ⅳ下部構造編8.6橋座部の設計に準じて橋座部の耐力を算出した。橋座部の耐力は $P_{bs} = 1.1MN$ となった。終局曲げ耐力とせん断耐力および橋座部の耐力を比較すると、サイドブロックの曲げ耐力やせん断耐力よりも、実際に損傷が生じている橋座部の耐力が一番小さいことがわかる。図-7に示すサイドブロックに生じた橋軸直角方向水平力は30MN以上あり、橋座部がその力に耐えることができなかったことがわかる。

現在のサイドブロックと同じ寸法(せん断耐力は $P_{sd} = 5.4MN$ を採用)で、既設のせん断補強鉄筋は撤去するという条件でサイドブロックを補強するために必要なせん断補強鉄筋量を算出すると、 $A_w = 129478mm^2$ となる。現在ある軸方向鉄筋12本に

降伏引張強度 5.98 MN

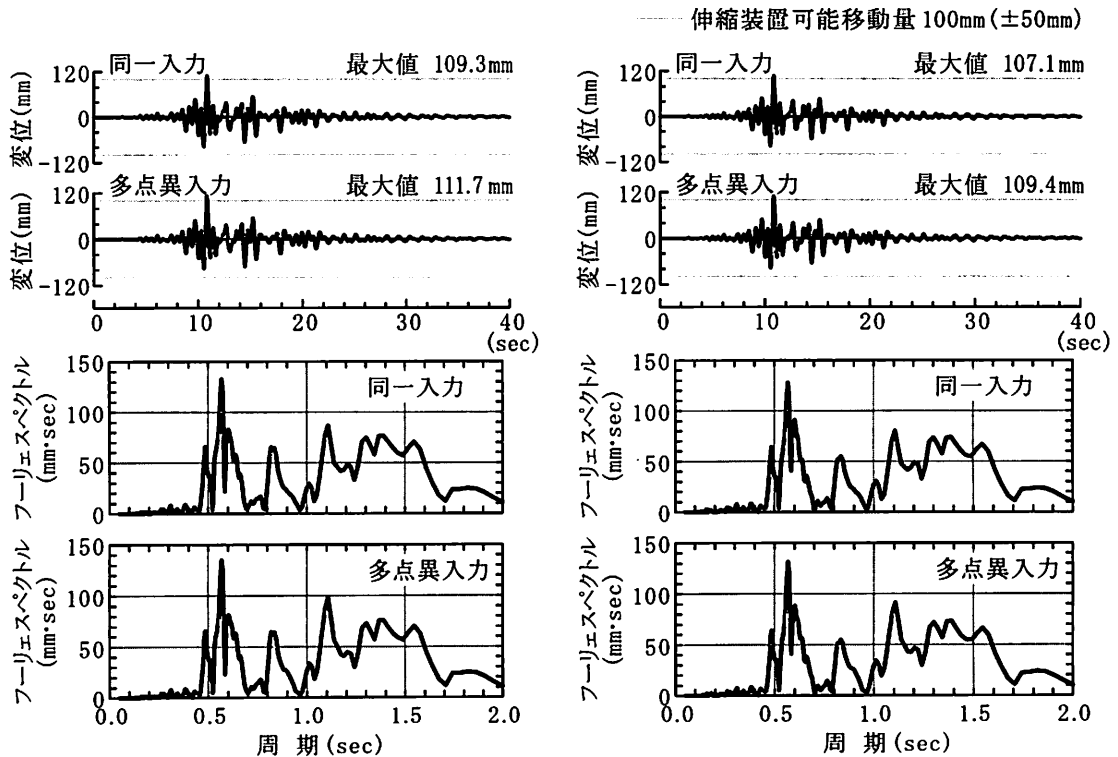


(1) 橋台上の橋軸直角方向弾性固定



(2) 橋台上の橋軸直角方向固定

図-8 洲浜橋 A2 橋台側最上段斜材に生じる軸力の地震応答



(1) 橋台上の橋軸直角方向弾性固定

(2) 橋台上の橋軸直角方向固定

図-9 洲浜橋桁端と A2 橋台間の橋軸方向相対変位の地震応答

沿わせるようにD32のせん断補強筋12本を配置しても $A_w = 9530.4 \text{ mm}^2$ としかならず、現在のサイドブロックの寸法を保持したままでの補強では、十分な補

強効果が望めないことがわかる。

(2) 斜材の地震応答

図-8は、A2橋台側の最上段の斜材に生じる軸力の

鉛直沓(クロプロレングム)の許容せん断ひずみ 85.4 mm

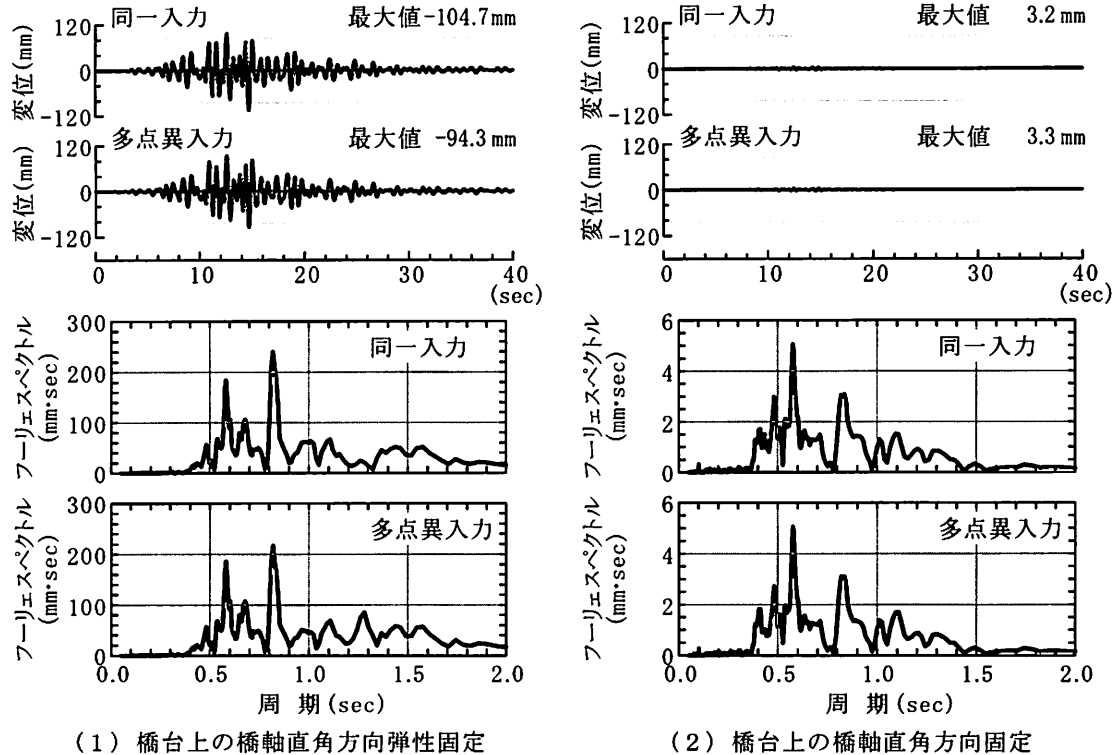


図-10 洲浜橋の桁端とA2橋台間の橋軸直角方向相対変位の地震応答

応答波形とそのフーリエスペクトルである。図には、洲浜橋に用いられているSWPR7B・T15.2(27H15)の降伏強度に相当する軸力5.98MNを併記してある。

図より、斜材には降伏強度の約65%に相当する軸力が作用したことがわかる。フーリエスペクトルより橋台上の橋軸直角方向の支点条件にかかわらず、橋軸方向Swayの1.1秒と桁の鉛直たわみ対称1次の0.72秒および橋軸直角方向1次の0.49秒付近に洲浜橋の固有振動に起因する明瞭なピークが見られる。

(3) 橋台と桁間の相対変位

図-9と図-10は、A2橋台と桁端の相対変位の応答波形とそのフーリエスペクトルである。図-9の橋軸方向の相対変位は、洲浜橋に設置されている伸縮装置の可能移動量100mm(±50mm)の伸縮装置の可能移動量を、図-10の橋軸直角方向の相対変位は、洲浜橋に設置されている鉛直沓の許容せん断ひずみ70%に相当する変位量をそれぞれ併記してある。

地震が起きた時に、洲浜橋の桁端がどの位置にあったかわからないので、橋軸方向の相対変位は、伸縮装置の可能移動量の最大値と比較しているが、図-9より、洲浜橋は、伸縮装置の可能移動量に相当する応答変位が生じていたことがわかる。洲浜橋の伸縮装置の伸縮量は、乾燥収縮・クリープ・温度変化(±15℃)に余裕量21mmを考慮して定められているが、地震の影響を考慮していないため、伸縮量

が小さく設定されていることから伸縮装置の可能移動量の最大値に相当する応答変位が生じている。フーリエスペクトルには、橋軸方向Swayの1.1秒と橋軸直角方向1次の0.49秒付近に洲浜橋の固有振動に起因する明瞭なピークが見られる。

図-10より、橋台上の橋軸直角方向弾性固定となった場合には、鉛直沓のゴム支承には、許容せん断ひずみ70%相当の変位を超えるせん断変位が生じることがわかる。フーリエスペクトルには、橋軸方向Swayの1.1秒と橋軸直角方向1次の0.49秒付近に洲浜橋の固有振動に起因する明瞭なピークが見られる点は、他の着目量と同じであるが、橋台上の橋軸直角方向弾性固定の多点異入力の解には、図-3の(2)に示した主塔を中心にA1橋台とA2橋台が逆位相で振動するモードの固有周期1.28秒にも明瞭なピークが現れている。主塔を中心にA1橋台とA2橋台が逆位相で振動するため、橋軸直角方向のモード寄与率が0.0となる同一入力の解にはこのピークは現れない。

(4) 斜角の影響

図-11は、橋台上の橋軸直角方向固定の時の橋台上のサイドブロックに生じる水平力の応答を地震動の作用方向毎に示したものである。図より、洲浜橋は斜角を有しているため、橋軸方向から作用する地震動によって桁が橋軸方向に変位する時も、サイドブロックには、橋軸直角方向の水平力が作用しその

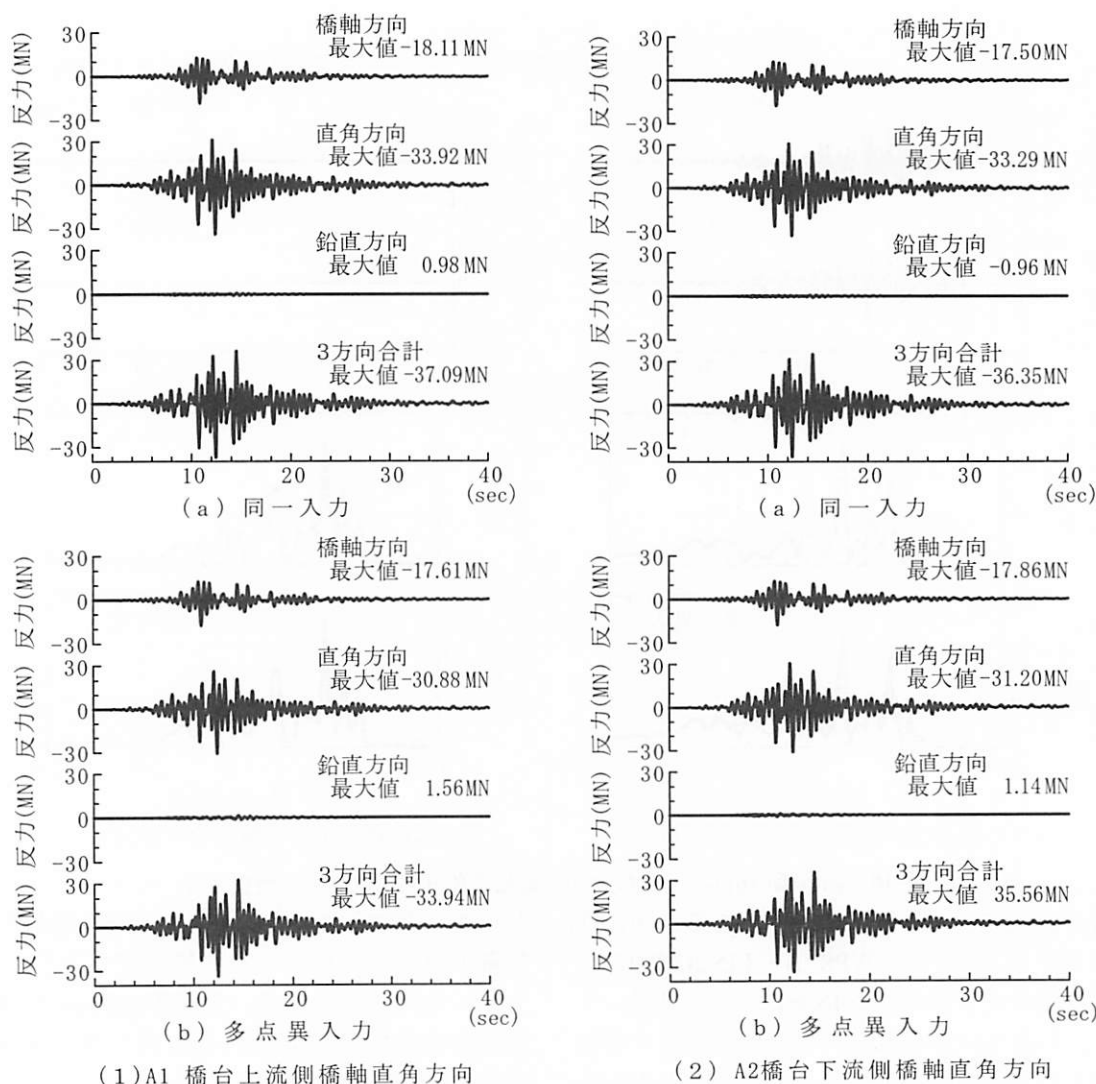


図-11 洲浜橋が有する斜角が橋の地震応答に与える影響（橋台上サイドブロックの橋軸直角方向水平力）

大きさは、橋軸直角方向から作用する地震動の地震応答の約50%と大きいことがわかる。

5. まとめ

秦らによって推定された2013年4月13日5時33分に発生した淡路島付近を震源とする $M_j6.3$ の地震による洲浜橋架橋地点の地震動²⁾を用いて、洲浜橋の動的解析を行い、その地震応答を推定した。今回の検討で得られた知見を以下に示す。

- 1) 動的解析より得られたサイドブロックの橋軸直角方向の水平力の地震応答、斜材の軸力の地震応答はともに、洲浜橋で確認された損傷痕生じさせる大きさであった。
- 2) 斜角を有している洲浜橋は、橋軸方向から作用する地震動によって桁が橋軸方向に変位する際に、サイドブロックに橋軸直角方向の水平力を生じさせ、その大きさは橋軸直角方向から作用する地震動による地震応答の約50%と大きいことがわかった。

謝辞：本検討を行うにあたり、洲本市都市整備部より洲浜橋の竣工図書を提供していただきました。本検討で重要となる洲本維持出張所の観測記録は、国土交通省近畿地方整備局兵庫国道事務所および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から提供していただきました。記してここに、深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 森伸一郎：2013年淡路島地震における洲浜橋（斜張橋）の地震被害と被害メカニズム，第16回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，2013. (this issue)
- 2) 秦吉弥，山田雅行，森伸一郎，矢部正明：2013年淡路島地震で被災した洲浜橋での余震観測と地震動の推定，第16回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，2013. (this issue)
- 3) 青柳史郎：地震動の位相差を考慮した長大吊橋の地震応答について，土木学会論文報告集，第190号，pp.37-48，1971.