

インドネシア・スラウェシ地震での観測地震動を用いた パル橋の被災再現解析

鍋島 信幸¹・幸左 賢二²・佐藤 崇³・高橋 雅裕⁴

¹正会員 株式会社 長大 第1 構造事業部第2構造技術部（〒305-0812 茨城県つくば市東平塚730）

²正会員 Ph.D 九州工業大学名誉教授（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）

³正会員 博士（工学）株式会社 長大 第1 構造事業部第2構造技術部
（〒305-0812 茨城県つくば市東平塚730）

⁴正会員 修士 株式会社 長大 第1 構造事業部第2構造技術部（〒305-0812 茨城県つくば市東平塚730）

1. はじめに

2018 年 9 月 28 日インドネシア国セラウシ島中部において、マグニチュード 7.5 の地震が発生した。震源地から約 80km の位置にあるパル市（33 万人）では、この地震により高さ 3 メートルを超える津波も報告されており、本地震動及びそれに伴う津波により、デパートや病院、橋梁など多数の構造物に大きな被害が発生した。

図-1 は、本地震動により落橋したパル橋である。パル橋は、パル川の河口付近に架橋された2連のニールセンローゼ橋であり、地元ではモニュメント的位置づけであった橋梁であった。図-2 は、パル橋の地震後の落橋の様子である。アーチリブは、面外方向に座屈が生じることで橋軸直角方向に大きな変形が生じ、河川上流に向かって倒れこむように落橋した。また、後述するように、支承部の縁端のコンクリートには、押し抜きせん断破壊と思われる損傷が生じた。

アーチリブの倒れこんだ方向や発生した津波の大きさから、落橋の要因が津波であった可能性もあったが、幸左ら¹⁾は、落橋の要因について考察・ヒアリングを行い、落橋の要因は地震動であったことを結論づけている。

我々は、本橋の設計・施工を実施した Wagner 社の協力のもと、上部構造の構造諸元に関する情報を入手することができた。入手した構造諸元を用いて 3 次元線形解析モデルを作成し、パル市内で観測された地表面波を入力した線形動的解析を行った。また、その動的応答値を用いて各部材の耐震性能照査を実施し、損傷した位置との関係を確認した。なお、本検討における鋼部材の耐震性能照査は、平成 24 年道路橋示方書Ⅱ鋼橋編に準じて行った。



図-1 パル橋の全景



図-2 東側のパル橋におけるアーチリブ部の座屈状況

2. 対象橋梁

対象橋梁であるパル橋は、全長252m（126m+126m）の2連の鋼ニールセンローゼ橋である。高さが20m、幅員が9m、両側に歩道を有しており、支間中央に幅員拡幅部がある構造となっている。パル橋を構成する各部材の情報を、図-3に示す。アーチ部は箱断面のアーチリブと支材で構成されており、

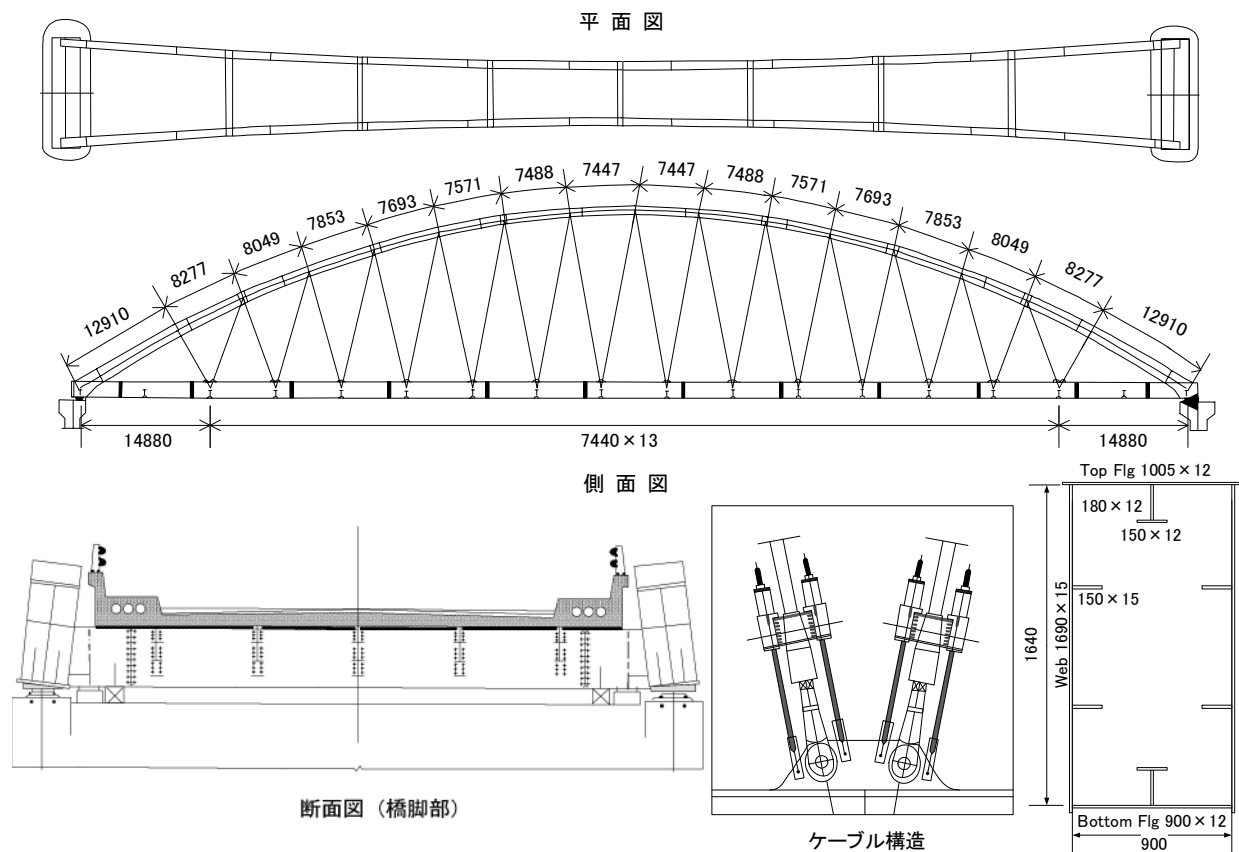


図-3 パル橋を構成する各部材の形状

主桁部はI断面の主桁、縦桁、横桁、下横構で構成されている。使用されている鋼材は、主部材はSM490YB、2次部材はSS400である。アーチリブのウェブの幅は、アーチリブ全域で変化しており、アーチ基部から2本目の横支材の間では、アーチリブのフランジの幅も変化した断面である。

アーチリブと主桁を繋ぐケーブルの諸元を表-1に示す。入手できた設計計算書には、アスファルト設置前と設置後のケーブル張力が示されている。

支承の構造図と拘束条件を図-4と図-5に示す。支承はポットベアリングタイプの支承であり、日本で一般的に行われる支承の配置と異なり、橋軸方向だけでなく橋軸直角方向にも可動-固定の条件となる。温度による収縮への配慮と考えられるが、地震時の水平力も片側に集中しやすい構造であることがわかる。橋軸方向の可動支承は、2連のアーチ橋のいずれも、掛け違い橋脚に配置されていた。

下部構造・基礎構造・地盤に関する設計図書は、現時点では入手できていない。目視により、下部構造は単柱壁式のRC橋脚であることは判明している。なお、ヒアリングの結果、基礎構造は長さ10m程度の杭基礎であることが判明していることから、地盤は、II種地盤またはIII種地盤程度の地盤であったと推察される。

元設計における耐震基準は、インドネシア基準が用いられているおり、設計水平震度0.18Gで設計されていた。

表-1 ケーブルの諸元

Particulars	Technical Indexes
Nominal Diameter	37x d=5.00mm
Yong's Modulus	(1.95~2.1)x10 ⁵ MPa
Tensile Strength	1570~1670 MPa
Yield Strength	1330~1410 MPa
Elongation	Max.4.0%(L=250mm)
Unit Weight of Zinc Coating	Max.300g/m ²

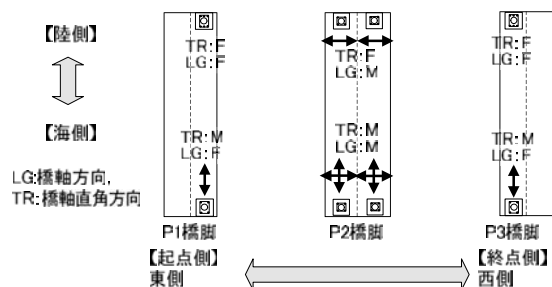


図-4 支承条件

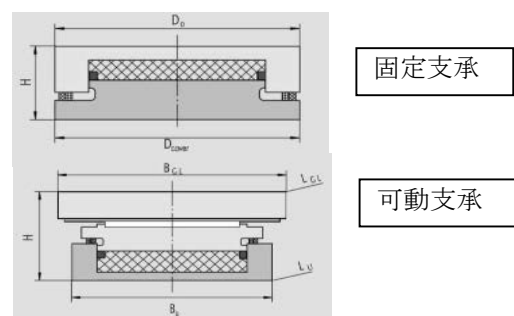


図-5 支承の図面

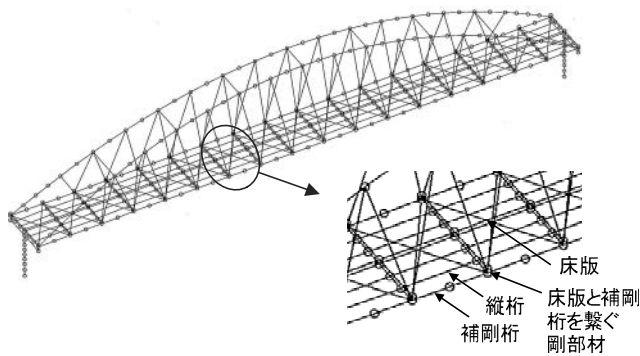


図-6 動的解析モデル

3. 解析モデルと固有振動特性

(1) 動的解析モデル

動的解析は、線形3次元骨組みモデルを用いて線形化有限変位解析で行った。パル橋は、同じアーチ橋が連続する橋梁ではあるが、掛け違い部の橋軸方向の支承条件が、いずれも可動支承であることから、隣接橋が着目橋梁側のアーチ部および支承部の応答に及ぼす影響は小さいと考え、モデル化範囲は図-6に示すように、1つのアーチ橋部のみとした。なお、現時点では、入手できた設計図書が限られていることから、各部材のモデル化には、下記に示すようにある程度の推定値を含む。

アーチリブに代表される鋼断面は、線形はり要素でモデル化した。変断面であるアーチリブの各位置の寸法は、主要断面のダイヤフラムの寸法から推定した。同様に、横支材の寸法についても、横支材位置のアーチリブの寸法から推定した。部材は剛結合を基本としたが、ガセットで接合されている下横構は、ピン結合でモデル化した。主桁部は、2本の補剛桁と5本の縦桁、床版を別々に線形はり要素でモデル化し、非合成桁を想定し、桁と床版重ね梁でモデル化した。

ケーブルは、後述する地震時挙動で張力抜けが生じないことを確認した上で、線形のケーブル要素でモデル化した。幾何剛性で考慮するケーブル張力は、設計計算書に記載された張力とした。

支承は線形ばね要素でモデル化し、橋軸方向及び橋軸直角方向の可動・固定条件通りにモデル化した。すなわち、1支承線2支承の内、橋軸直角方向の固定点は陸側支承の1箇所のみとし、橋軸直角方向の水平力が片側に集中するようにモデル化した。

下部構造の構造寸法は、上部構造の構造一般図に記載された図をスケールアップして読み取り、線形はり要素でモデル化した。なお、現地での調査では、柱部に過度なひび割れ等は生じていなかったことは確認している。

基礎構造及び地盤は、現時点では詳細が不明であることから、基礎ばねは設けずに固定端とした。

上部構造の重量は、竣工図書に記載された単位重量を基にモデル化した。また、下部構造は、構造寸法に単位体積重量 24.5kN/m^3 を乗じて設定した。

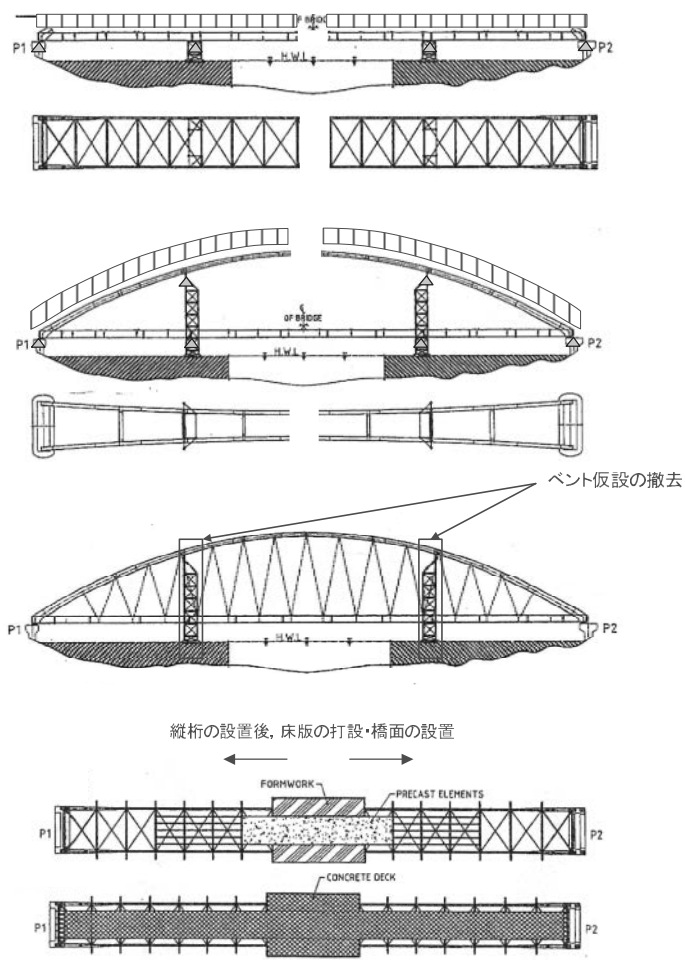


図-7 初期断面力の作成

(2) 初期断面力の作成

アーチ橋の初期断面力は、施工方法、施工ステップによって異なる。本検討に用いる解析モデルの初期断面力は、図-7に示すように、施工ステップを考慮して設定した。上部構造の施工ステップは、以下の通りである。

- ① 主桁の架設
- ② アーチリブの架設
- ③ ケーブル配置とベント架設の撤去
- ④ 縦桁・床版部の架設
- ⑤ ケーブル張力の調整

解析モデルでも、主桁のみモデル化したものから自重を載荷してゆき、最後に床版の荷重を載荷した。ケーブルに与える張力は、ケーブルを設置した段階である程度の緊張力を与え、自重に抵抗できるようにしているものと想定し、③以降のステップにはケーブルが抵抗しているものとみなして載荷した。最終ステップ（ステップ⑤）において、ステップ④で生じたケーブル張力と、設計計算書に記載されたアスファルト設置後のケーブル張力の差を、荷重で載荷し、初期断面力の完成とした。

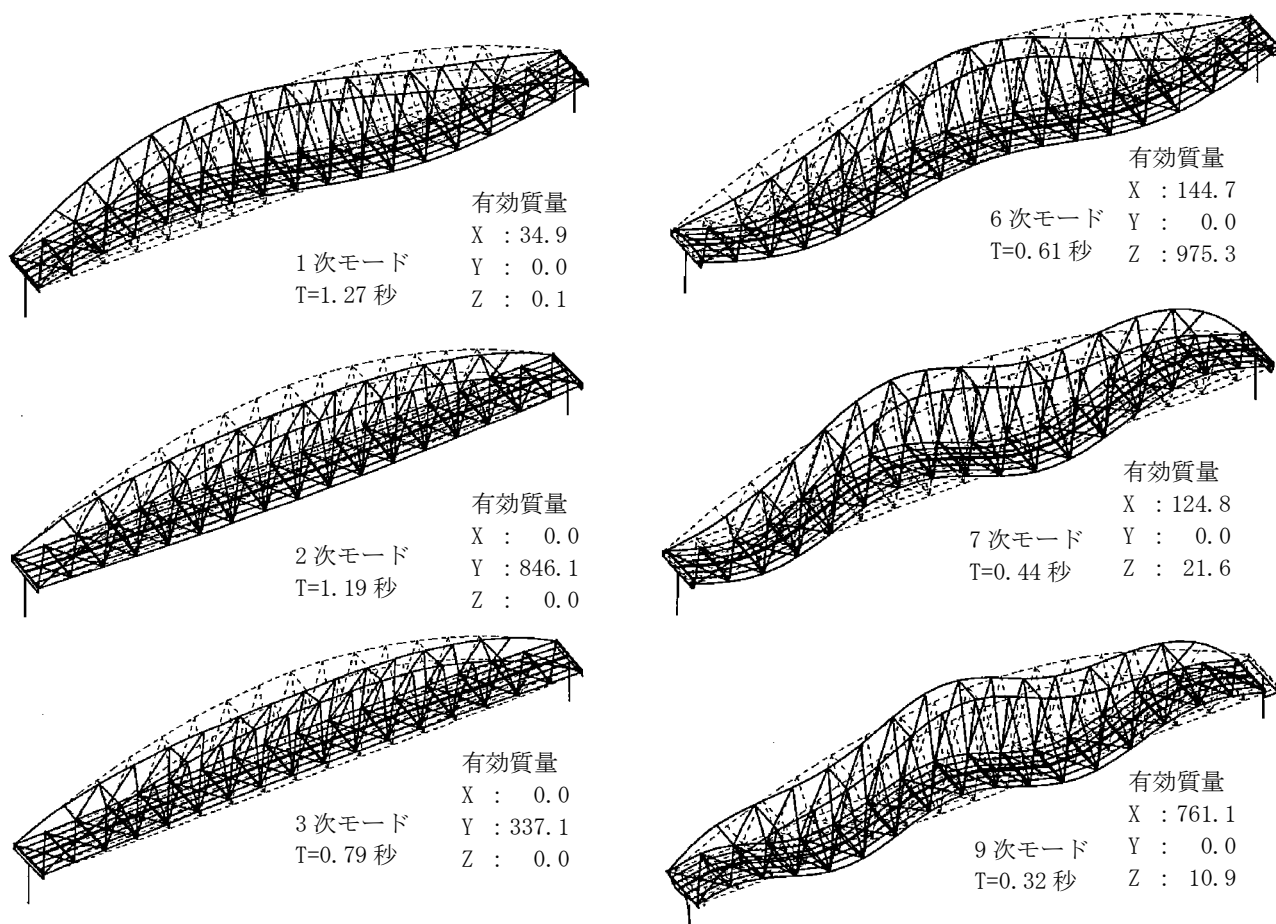


図-8 主要モードの固有振動モード

表-2 固有値解析結果

	モード 減衰	固有 周期	有効質量			累積有効質量比		
			LG	TR	UD	LG	TR	UD
			(%)	(s)	(kN)	(kN)	(kN)	(%)
1	2.00	1.27	34.9	0.0	0.1	2.0	0.0	0.0
2	2.00	1.19	0.0	846.1	0.0	2.0	57.0	0.0
3	1.99	0.79	0.0	337.1	0.0	2.0	79.0	0.0
4	2.00	0.76	0.0	0.0	207.1	2.0	79.0	14.0
5	2.00	0.63	0.0	0.0	0.0	2.0	79.0	14.0
6	2.03	0.61	144.7	0.0	975.3	12.0	79.0	79.0
7	2.06	0.44	124.8	0.0	21.6	20.0	79.0	81.0
8	2.00	0.38	0.0	8.0	0.0	20.0	80.0	81.0
9	2.70	0.32	761.1	0.0	10.9	71.0	80.0	82.0
10	2.00	0.27	0.0	0.0	0.0	71.0	80.0	82.0

(3) 固有振動特性

固有値振動モード及び固有値解析結果を、図-8と表-2に示す。なお、ここで示す有効質量は、上部構造分の質量で表現している。

振動全体系の1次モードは、橋梁全体が鉛直にたわむモードであり、連成して橋軸方向への振動も現れた。同様の傾向は、6次、7次モードにもあった。全体系の2次、3次モードは、アーチ部全体が橋軸直角方向に振動するモードで、この2つのモードで橋軸直角方向の有効質量の約8割を占めた。橋軸方向の振動が主となるモードは、全体系の9次モードに現れ、固定支承を有するP1橋脚が振動するモードであった。図-9に、インドネシア・スラウェシ地震時にパル市内で観測された地震動の加速度応答スペクトルに、固有値解析の結果得られた主要モードの固有周期を併記した。図から、主要モードが作用する周期帯(0.32秒～1.27秒)では、水平方向の加速度はほぼ横ばいであり、上部構造には概ね500gal～700galの加速度が作用していたと思われる。

1～9次モードでいずれの方向の累積有効質量比も7割を超えており、概ね主要モードは現れていると考えられる。また、下部構造の情報が乏しいことによるずれもあると考えられるため、動的解析で用いるRayleigh型粘性減衰は、全体的にアーチ部の振動時に生じる減衰である2%となるように、0.5秒と2.0秒で2%となるように設定した。

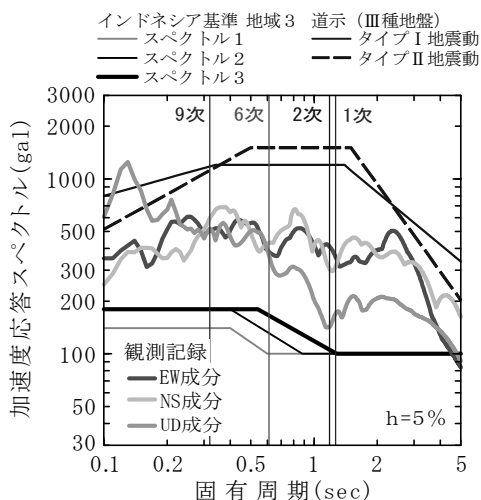


図-9 加速度応答スペクトルと固有周期の関係

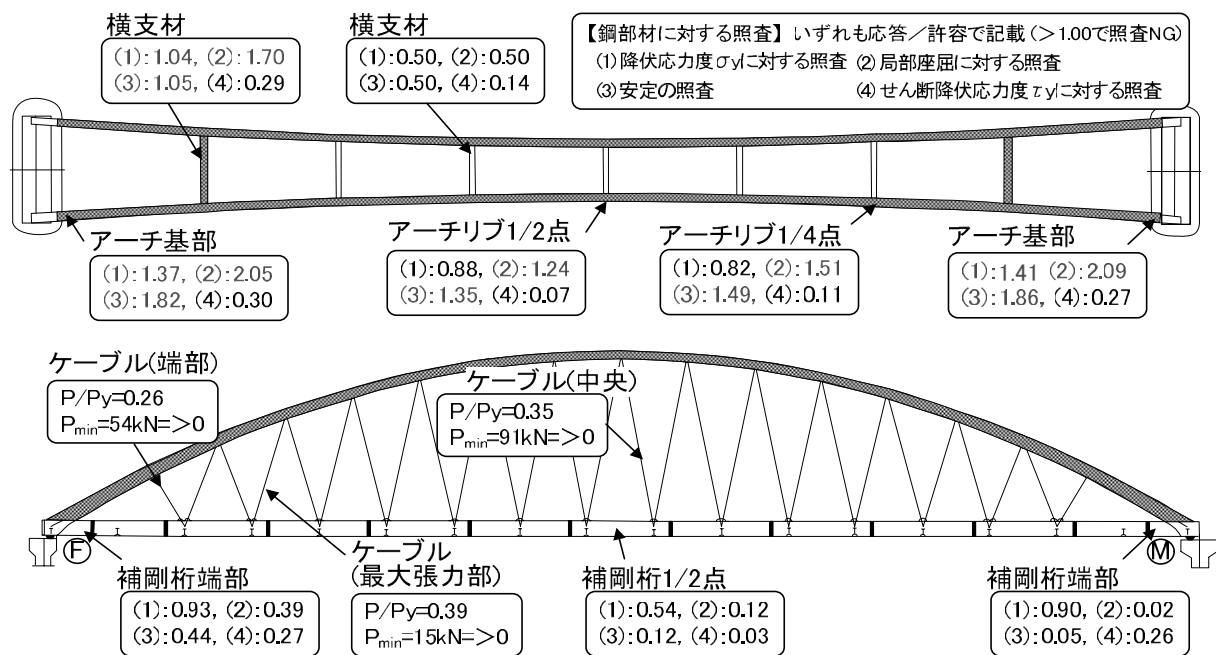


図-10 パル橋の上部構造の照査結果（ケーブルの張力照査結果，鋼断面照査結果）

5. 上部構造の地震応答の分析

動的解析により鋼断面の地震時応答分析を実施した。動的解析における入力地震動は、EW 成分、NS 成分、UD 成分の地震動を 3 方向同時入力した。図-10 には、ケーブルの張力照査結果と各鋼製断面の応力度照査結果を示す。具体的には、ケーブルについては張力抜けの確認と引張降伏に対する照査を行い、鋼断面については、次頁に示す 4 つの照査を基本に行った²⁾。なお、実際に生じた損傷は、参考文献 1 に詳しく記載されているので、ここでは省略する。

- (1) 降伏応力度に対する照査
- (2) 局部座屈に対する照査
- (3) 安定性の照査
- (4) せん断降伏効力度に対する照査

本橋は補剛桁に生じる引張力が持つ復元力がアーチの座屈しようとする力に常につり合い、弾性座屈強度が非常に大きいこと、アーチ支間(L)とアーチリブ間隔(B：平均)の関係が $L/B < 20$ であること、実際に生じた座屈も支材間で生じていたことから、アーチ面内外の全体座屈は生じないと想定した上で、鋼部材の座屈に関する照査には道路橋示方書の照査式を用いた。なお、いくつか提案されている座屈に対する照査式の内、海外の橋梁に対して日本の道路橋基準の照査式を用いた目的は、損傷状況と各項目の照査結果の関係を比較するためである。

座屈に対する照査式である(2)と(3)は、具体的には平成 24 年道路橋示方書Ⅱ鋼橋編 4.3 軸力と曲げモーメントを受ける部材の照査に準じて行った。死荷重状態で圧縮状態のアーチリブは式 (4.3.4)、式

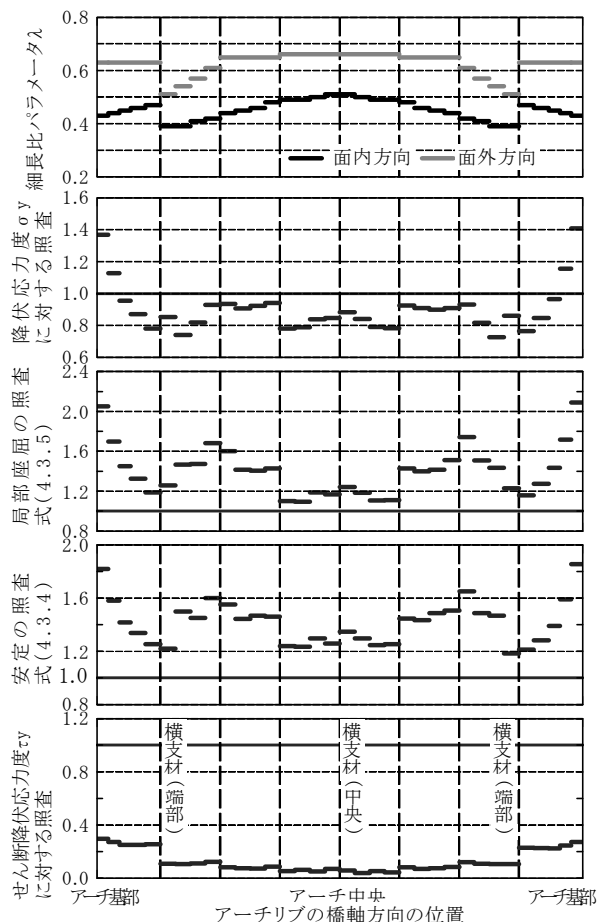


図-11 アーチリブの応力度照査

(4.3.5) を、引張状態の補剛桁は式 (4.3.2)、式 (4.3.3) を用いて照査を行った。なお、補剛材は一部圧縮軸力が生じる箇所があり、その場合は圧縮軸力を受ける部材としての照査も行った。局部座屈は、各鋼部材を構成するフランジやウェブの座屈であり、安定の照査は、桁・柱の部材全体が座屈する現象に対する照査を表している。照査結果は、地震時に着目断面力が最大（最小）になる時刻の断面力（軸力最大時の面内曲げ、面外曲げなど）を用いて照査し、応力／許容値の比率が最大となる照査結果を示した。なお、ここで用いる許容値は降伏強度相当とした。また、道示Ⅱ式(4.3.3)と(4.3.5)は σ_{cal} に対する式であるが、左辺の応答値による応力度を σ_{cal} で除して、許容値に対する比率とした。よって、いずれも図の値が 1.0 を超過すると照査を満足していないことを示す。また、補剛桁に対する道示による照査では、せん断座屈による照査を行うが、現時点では補剛桁の水平、垂直リブの情報が未入手のため、ここでは補剛桁も軸力と曲げを受ける部材として照査した。

ケーブルの照査結果を見ると、地震時の張力変動の程度は、最大で死荷重時張力の 0.9 倍程度であり、張力抜けも生じず、引張荷重に対しても十分余裕があることがわかる。

主部材であるアーチリブは、部材全域で照査を満足していない。そこで図-11 に、アーチリブの各断面の細長比パラメータと各応力度照査結果を整理した。照査結果を見ると、局部座屈・安定の照査ともに、アーチリブ全域で大きく許容値を超過しており、どの部位でも座屈が生じる状態であることがわかる。また、実際に座屈が生じた端部の横構付近は細長比パラメータも比較的大きいこと、アーチリブ基部は座屈に関する照査以外にも降伏以上の応答が生じていることから、アーチ基部～端部の横構までのアーチ部は、最も損傷しやすい鋼断面であったといえる。なお、せん断力に関しては、いずれの断面も照査を満足する結果となった。

図-12 の補剛桁の照査結果をみると、補剛桁端部において一部降伏応力度に近い応力度が生じているものの、いずれの断面もすべての照査を満足していることがわかる。なお、補剛桁は I 桁であり、道示に準ずるならば、別途腹板の照査が必要となるが、垂直リブなどの情報が不足していることから、ここでは実施していない。ただし、道示Ⅱ 11.4.2 の最小腹板厚は満たしていることは確認した ($t=15\text{mm} \geq t_{eq}=14.2\text{mm}$)。

図-10に示すようにアーチリブの横支材では、最も桁端部に近く部材長が長い部材で、せん断応力度に対する照査以外、許容値を超過していることがわかる。ただし、その他の位置の横支材は照査を満足する結果となった。

以上より、パル橋において地震時に最も脆弱な鋼断面はアーチ部で、特にアーチ基部付近で座屈が生じやすい橋梁であったことが推察される。これは、被災後の橋梁の写真を見ても、妥当な評価であると考えられる。

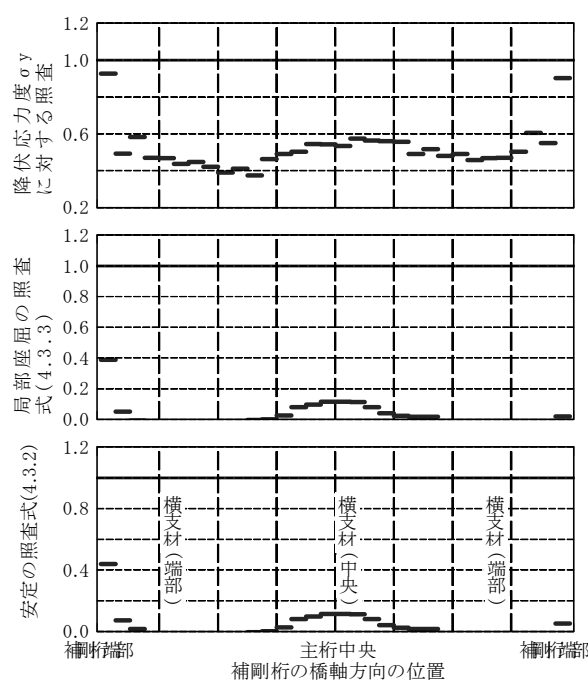


図-12 補剛桁の応力度照査結果

6. 支承部の地震応答の分析

参考文献 1 で整理されているように、パル橋を構成する 2 橋のアーチ橋の各支承では、損傷形態が不明なものを除き、2 通りの損傷形態が表れていた。特に、橋軸方向、橋軸直角方向ともに「固定」の条件である端橋脚上の陸側の支承は、同じ支承条件で同じ分担重量であるにもかかわらず、東側の支承はアンカーバーのせん断損傷、西側の支承は橋座部のせん断破壊という異なる損傷形態であった。現時点では、支承のアンカーバーのせん断耐力は不明であることから、ここでは西側の支承部で発生した橋座部のせん断照査に着目して、検討を行った。

(1) 1 方向の水平力に対する橋座部の照査

動的応答値の最大値を用いて、橋軸方向と橋軸直角方向の橋座部の照査を行った。橋座部の耐力は、平成24年道路橋示方書Ⅳ下部構造編8.6^{3),4)}に示された下記の式を用いた。なお、この式はコンクリートによる抵抗と橋座補強筋による抵抗を足し合わせた式となっているが、下部構造の配筋に関する情報は入手できなかったことから、D16-300mm ピッチと仮定して耐力を算出することとした。

$$P_{bs}=P_c+P_s \quad (1)$$

$$P_c=0.32 \cdot \alpha \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot A_c \quad (2)$$

P_{bs} : 橋座面の耐力(kN)

P_c : コンクリートの負担する耐力(kN)

P_s : 補強筋の負担する耐力 (kN)

α : コンクリートの負担分を算出するための係数

σ_{ck} : コンクリートの設計強度 (N/mm²)

A_c : コンクリートの抵抗面積(mm²)

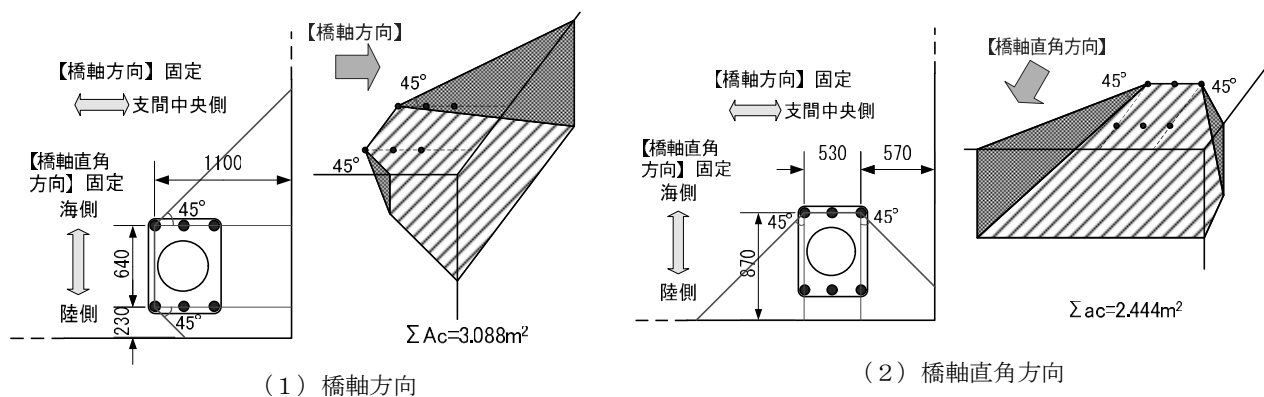


図-13 1方向の荷重に対する橋座部の抵抗面積

橋軸方向、橋軸直角方向の最大水平力に対して抵抗する断面を、図-13 に示した。パル橋の支承は、橋軸方向、橋軸直角方向とともに縁端距離が短く、せん断に対する抵抗面積が橋脚天端の端部にかかってしまうため、耐力算出にはこの断面欠損を考慮した。また、支承の寸法は、一般図からスケールアップし、概算して設定した。

表-3 は、橋軸方向と橋軸直角方向の橋座に対する照査結果である。支承の平面寸法に対して、死荷重反力が比較的大きく、コンクリート抵抗面の支圧応力度が大きくなることで、コンクリートの負担分を算出するための補正係数 α は、大きな値となった。そのため、橋座部の耐力の内、9 割以上がコンクリートが負担する耐力となった。応答水平地震力は、耐力に対して 8 割弱の応答値であり、橋軸方向の水平力だけでは橋座部のせん断損傷は生じなかったであろうことが考えられる。この傾向は、橋軸直角方向の照査結果からも読み取れ、パル橋の支承部には、1 方向の水平力だけでは、橋座部には損傷が生じなかったと推察される。

表-3 橋座の照査結果

			橋軸方向	橋軸直角方向
水平地震力	Ph	kN	3,043	2,621
コンクリートの抵抗面積	Ac	mm ²	3,088,235	2,443,617
支圧応力度	σ_n	N/mm ²	9.18	9.18
コンクリートの負担分を算出するための係数	α		0.75	0.75
コンクリートの負担する耐力	Pc	kN	3,626	2,869
補強鉄筋の負担する耐力	Ps	kN	218	212
橋座部の耐力	Pbs	kN	3,844	3,082
比率	Ph/Pbs	-	0.79	0.85
判定 (Ph ≤ Pbs)			OK	OK



図-14 東側アーチ橋東側橋脚の損傷状況

(2) 2方向の水平力を考慮した時の橋座部の照査

パル橋に作用した地震動では、橋軸方向、橋軸直角方向ともに同程度の加速度が生じており、実際には、支承部にはこの同程度の加速度による水平力がほぼ同時に作用したものと考えられる。図-14 に示す実際の橋座部の損傷状況を改めてみても、橋軸方向または橋軸直角方向の 1 方向ではなく、斜めの方向に損傷しているように見受けられる。そこで、ここでは、2 方向の水平力を考慮した場合の橋座部の照査を行った。

2方向の水平力に抵抗するコンクリート断面は、以下のように想定した。

- 同程度の2方向力が作用すると仮定し、45度方向に水平力が作用した場合の抵抗面積を想定した。
- 過年度の実験により、45 度方向の隅角部を対象として実験では図-15 に示すような三角錐形状の破壊となった⁵⁾。



図-15 二方向実験の破壊面⁵⁾

本破壊形状から、図-16 に示すように長さ 1385mm の三角錐の斜破壊面積は 1.662m² となる。せん断鉄筋効果が小さいことからせん断補強筋を無視すると、押抜きせん断抵抗は 1951kN となった。2 軸考慮の水平力を算出した時の橋軸方向、橋軸直角方向の水平力の向き（波形の正負）や鉛直荷重の状態を確認するために、図-17 に、支承部の水平力及び鉛直力の時刻歴波形を示す。水平力は、橋軸方向と橋軸直角方向の水平力と、2 軸考慮の水平力を示し、いずれも橋座部の耐力を併記した。また、鉛直反力も含め、各波形の最大（最小）応答値をプロットした。

その結果、二方向载荷では抵抗面積が小さいことから、いくつかの時刻に、作用力が橋座耐力を大きく超えることが明らかとなった。また、灰色でハッチングした時刻は、2 軸の水平力が橋座耐力を超過し、且つ角度が 40~50° となり、想定している破壊角度と等価な時刻である。19.8 秒付近と 21.7 秒付近の大きな水平力が作用している時刻の角度もほぼ 45° 方向であることがわかる。

このように橋軸および橋軸直角方向の縁端が小さく、かつ橋軸および橋軸直角方向の作用力がほぼ等しく 45° 载荷となったことにより、急激な押抜きせん断破壊した可能性が指摘できる。

7. まとめ

インドネシア・パル地震で倒壊したパル橋に対する被災再現解析の結果、明らかになった点を以下にまとめる。

- 1) 固有値解析の結果とインドネシア・スラウェシ地震の加速度応答スペクトルを重ね描きした結果、橋軸方向の卓越周期（0.32 秒）と橋軸直角方向の卓越周期（1.19 秒）は、作用地震動がほぼ横ばいの領域であり、いずれの方向も 500gal 程度以上の地震力作用した。
- 2) 上部構造の各部位の照査の結果、最も脆弱な鋼断面はアーチ部で、特に実際に座屈が生じていたアーチリブ基部付近（基部から一番目の横支材までの間）が、照査上でも座屈に厳しい箇所であったといえる。
- 3) 1 方向の水平力を考慮して橋座部の照査を行った結果、橋軸方向及び橋軸直角方向共に、照査を満足する結果となった。
- 4) 2 方向の水平力を考慮し橋座部の照査を行った場合、コンクリートの抵抗面積が 1 方向の場合に比べて小さくなり、概ね 45 度方向に力が作用した時に応答値が水平耐力を超過し、押し抜きせん断破壊が生じた可能性が高いことが判明した。

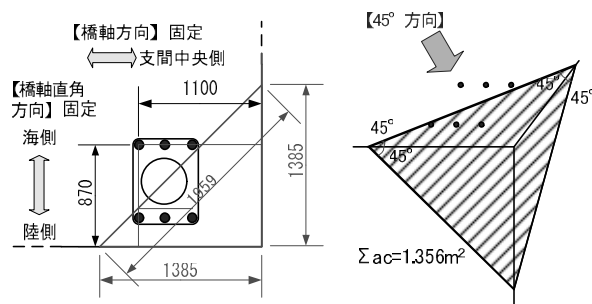


図-16 45 度方向の破壊面積

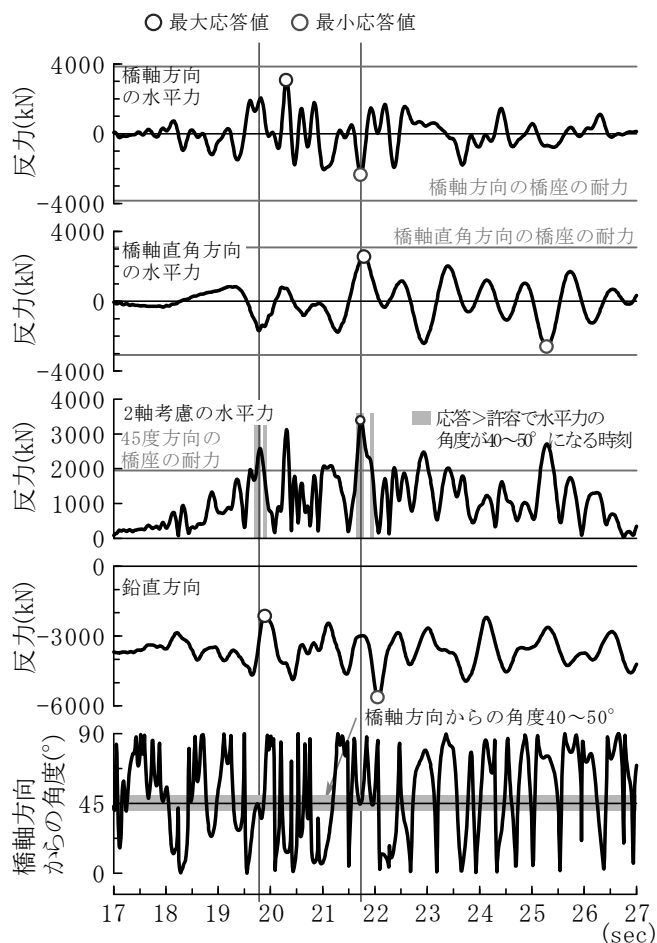


図-17 端橋脚位置の固定支承の応答値

参考文献

- 1) 幸左賢二, 鍋島信幸, Hendra Setiawan, 宮島昌克, 小野祐輔; インドネシア・スラウェシ地震による橋梁被害分析, 第23回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, 2021. 1
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書Ⅱ鋼橋編, 2012.
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書Ⅳ下部構造編, 2012
- 4) 土木研究所資料第 3497 号: 橋座部の水平耐力の評価に関する研究, 1997.
- 5) 幸左賢二, 宮原みか子, 関上直浩, 萩原隆朗: 局所集中荷重を受ける鉄筋コンクリート梁端部の実験的検討, 構造工学論文集Vol. 50A, 2004.