

断層変位の影響を受けにくい橋梁構造に関する研究

研究予算：運営費交付金

研究期間：平30～令3

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：大住道生、横山朋弘、二宮智大、

横澤直人、中尾尚史

【要旨】

本研究では、既往の災害における断層変位に起因する道路橋の損傷被害をふまえて、断層変位の影響を受けにくい橋梁構造の実現を目的として、被災橋梁の支承を用いた載荷実験、断層変位を考慮した解析上の入力条件に関する検討及び断層変位に対する耐力階層化鉄筋を用いた構造の有効性に関する検討を行った。これらの検討から、断層変位の影響を受けた可能性がある道路橋の支承の損傷メカニズムの検証を行うとともに、橋の地震時応答解析における断層変位の入力方法について、熊本地震で被災した大切畠大橋を対象としたケーススタディーにより検討を行った。また、耐力階層化鉄筋を用いた構造が断層変位対策として有効であることが確認された。

キーワード：断層変位、熊本地震、ゴム支承の損傷、地震時応答解析、耐力階層化鉄筋

1. はじめに

近年、地震動に加えて断層変位に起因すると考えられる道路橋の損傷が国内外で確認されている。これをうけて、平成29年に改定された道路橋示方書（以下「道示」という。）V編¹⁾では、断層変位の影響を受けない架橋位置や橋の形式を選定することを標準として、やむを得ず断層変位の影響を受ける可能性がある場合には、少なくとも致命的な損傷が生じないような構造とする等の対策を取ることが規定された。

これまでに断層変位による道路橋被害に関する調査研究^{例えは2)}や、特定の橋梁形式を対象に地震動及び断層変位を考慮した解析的検討はいくつか見られるものの^{例えは3)}、一般的な耐震設計における断層変位の検討方法や断層変位対策に関する検討は進められていない。

そこで、断層変位を考慮した構造設計を実現するために、本研究では以下の3点に着目して検討を行った。

- (1) 実際に断層変位の影響を受けた可能性がある道路橋を対象に、当該橋梁の支承の損傷メカニズムの解明を行う。
- (2) 橋の設計において一般的に用いられる解析手法を対象に、断層変位の入力方法を検討する。
- (3) 断層変位の影響を受けにくい構造とする対策の一例として、シナリオデザイン設計法に基づく耐力階層化鉄筋を用いた構造^{4),5)}の有効性を検証する。

2. 地震の被害を受けた支承の損傷原因に関する実験的検討

2.1 検討の背景

断層変位による道路橋の被害低減対策を検討するにあたっては、断層変位による道路橋の損傷メカニズムを適切に推定する必要がある。

2016年熊本地震では、地震動に加え、断層変位や斜面崩壊により多くの道路橋が機能を喪失する被害を受けた。当該地震において、断層近傍に位置する主要地方道熊本高森線の俵山大橋では、ゴム支承のゴム本体や取付ボルトの破断等の被害が確認された⁶⁾。

そこで本章では、俵山大橋を対象として、外観調査の結果から推定された支承の損傷メカニズムを検証することを目的に、俵山大橋の支承を用いた水平載荷試験を実施し、載荷時の力学的挙動と実験後の支承の損傷状態を検証した。

2.2 俵山大橋の概要と被災状況

2.2.1 俵山大橋の概要

俵山大橋の橋梁一般図を図-2.1に、橋梁諸元を表-2.1に示す。俵山大橋は熊本県阿蘇郡西原村において白川支川を渡河する橋長140m、有効幅員8.5mの鋼3径間連続非合成钣桁橋である。平成8年道路橋示方書に基づいて設計され、平成13年に竣工した。下部構造形式は逆T式橋台及び張出し式橋脚、基礎構造形式は深基礎である。支承形式は矩形の水平力分散ゴム支承で、積層ゴム支承の下沓とベースプレートはボルト接

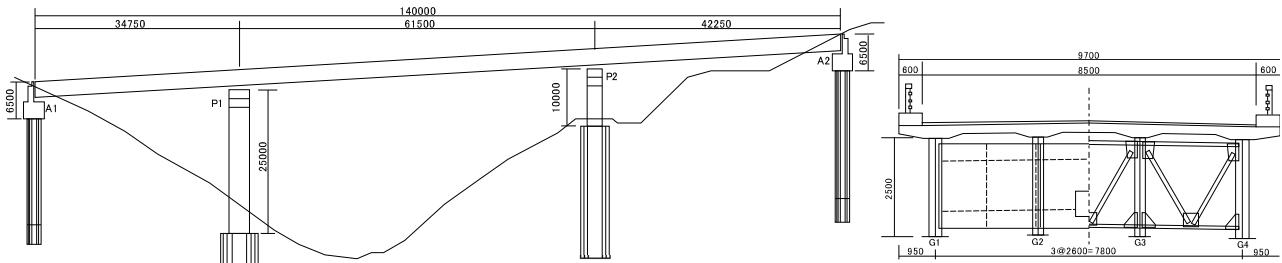


図-2.1 橋梁一般図

表-2.1 橋梁諸元

道路規格	第3種第2級
橋長	140m
支間長	L=34.75m+61.50m+42.25m
有効幅員	8.500m
上部構造形式	鋼3径間連続非合成鉄桁
下部構造形式	橋台:逆T式橋台 橋脚:張出式橋脚
基礎構造形式	深基礎基礎(橋台:組杭単列、橋脚:柱状体)
架設年次	2001年(平成13年)1月
適用基準	平成8年道路橋示方書・同解説

合が用いられており、橋台上の支承にはサイドブロックが設置されていた。

俵山大橋の下部構造の変位を図-2.2に示す。既往の研究⁷⁾において、俵山大橋の下部構造は地震動と地盤変位の影響で、地震前の下部構造位置から北東方向に約1.0mから2.6m程度移動し、各基礎構造は地震前の基礎構造位置より約200mmから500mm程度沈下したと推定されている。また、A1橋台及びA2橋台のパラベットに桁が衝突したと見られる損傷痕があることから、水平方向に変位した主桁がパラベットに衝突したことによって、A1橋台-P1橋脚間の主桁の座屈や伸縮装置の段差、路面のひび割れ等の損傷が生じ、機能の喪失に至ったと推定されている。

ゴム支承の被災状況を写真-2.1に、積層ゴム支承を構成する各部材の呼称を図-2.3に示す。各橋台と橋脚には1支承線上に4基の矩形ゴム支承が設置されていた。

A1橋台上の支承は4基とも全て起点側に200mm以上の残留変形が確認されたが、ゴム支承本体及び取付ボルトの破断は確認されなかった。

P1橋脚上の支承は4基とも全て終点側かつG1桁側に100mm以上の残留変位が確認されたが、ゴム支承本体や取付ボルト部分の破断は確認されなかった。

P2橋脚のG1桁及びG2桁の支承は下沓取付ボルト部分が破断し、上部構造に追随した状態で橋脚上に留まっていた。G3桁の支承は上側支承取付ボルト部分が破断するとともに、ゴム支承本体の上面のゴムが剥離していた。G4桁の支承は下沓取付ボルト部分と上側支承取付ボルト部分が破断し、橋座面から落下していた。

A2橋台のG1桁の支承は下側支承取付ボルト部分が

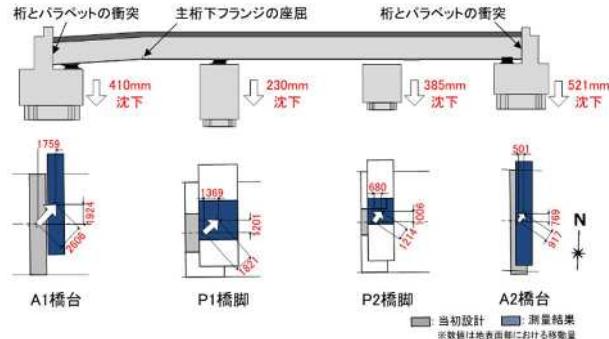


図-2.2 下部構造の変位

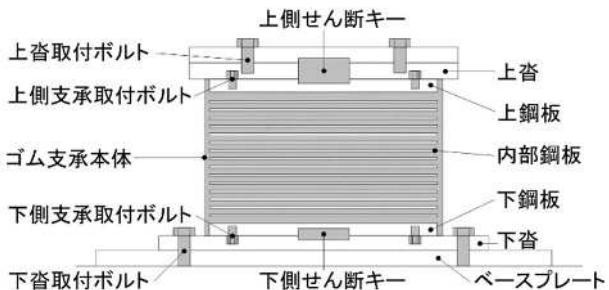


図-2.3 積層ゴム支承を構成する各部材の呼称

破断し、上部構造に追随した状態で橋座から逸脱していた。G2桁の支承は下側支承取付ボルト部分が破断し、上部構造に追随した状態で橋座上に留まっていた。G3桁の支承は上側支承取付けボルト部分が破断していた。G4桁の支承は下沓取付ボルト部分及び上側支承取付けボルト部分が破断していたが、橋座上に留まっていた。

2.2.2 支承損傷原因の推定

俵山大橋の支承のうち、本研究では特徴的な損傷状態であったA2橋台のG3桁を支持する支承(以下「A2G3支承」という。)及びA2橋台のG4桁を支持する支承(以下「A2G4支承」という。)を対象に損傷原因の推定を行う。

A2G3支承及びA2G4支承のゴム支承本体上面における支承取付ボルト部分等の損傷状態を図-2.4に、A2G4支承の損傷状態を写真-2.2に示す。損傷状態から推定される事項を下記に挙げる。

	A1橋台	P1橋脚	P2橋脚	A2橋台
G1 桁				
G2 桁				
G3 桁				
G4 桁				

写真-2.1 ゴム支承の被災状況

- ・A2橋台側の上側支承取付ボルト部分において、雌ねじのねじ山がせん断破壊していることから、ボルトが抜け落ちたと考えられる。
- ・A1橋台側の上側支承取付ボルトが破断しており、かつ、A1G4側のボルト破断面には、A2橋台方向に伸びた形跡がみられることから、A1橋台側の上側支承取付ボルトにせん断破壊が生じた際に、上部構造は支承に対して相対的にA2橋台側に変位していたと考えられる。
- ・ゴム支承本体の断面において、上鋼板のせん断キーはめ込み部がA2橋台側に傾くように変形していることから、上部構造のA2橋台側への変位によって、せん断キーがはめ込み部分に押し込まれたと考えられる。
- ・内部鋼板の曲げ変形が確認されている。

上記事項に加え、俵山大橋の下部構造の変位については、A2橋台の沈下量が他の橋台と橋脚の沈下量よりも100mm程度大きいことから、A2橋台の支承は負反力状態でせん断変形を受けた可能性が考えられる。

以上を踏まえると、A2G3 及び A2G4 支承が損傷に至るまでの挙動は図-2.5 のような挙動と推定される。



写真-2.2 A2G4 支承の損傷状態（上面及び断面）

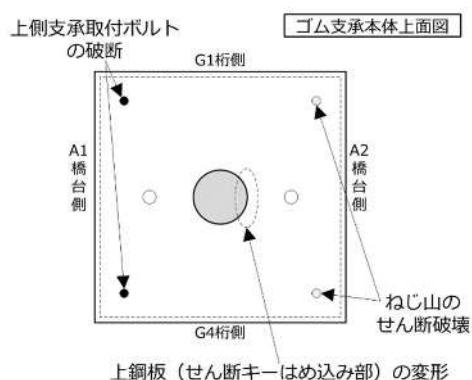


図-2.4 A2G3 支承及びA2G4 支承の損傷状態

- ・A2 橋台側の上側支承取付ボルトに引張力が生じ、雌ねじのねじ山がせん断破断しボルトが抜け落ちる。(図-2.5(a))
- ・せん断キーに作用する水平力が増加し、せん断キーと接触する上鋼板(せん断キーはめ込み部)の変形が大きくなる。(図-2.5(b))
- ・せん断キーが上鋼板から逸脱し、A1橋台側の上側支承取付ボルトがせん断破断する。(図-2.5(c))

2.3 実験概要

支承の損傷状態に基づく地震時挙動の推定を行った結果、引張条件下における上側支承取付ボルトの抜け落ち及びせん断キーの逸脱が損傷の原因と考えられることから、俵山大橋から回収した支承を用いて、引張条件下における支承の挙動の検証を行った。

2.3.1 供試体諸元

供試体寸法を図-2.6に、供試体諸元を表-2.2に示す。A2 橋台上の支承は全て大きな損傷が見られたことから、ゴム支承本体の破断がなく、ボルト孔等の損傷

が比較的少ない A1 橋台の G3 主桁を支持する支承(以下「A1G3 支承」という。)を実橋から回収し、ゴム支承本体、上下沓及び上下せん断キーを用いて供試体を作製した。なお、A1 橋台上の支承は A2 橋台上の支承とゴム層数やゴム 1 層厚が異なるが、その他支承を構成するボルト等の部材寸法や使用材料は同一である。A1G3 支承は、写真-2.3 に示すように A1 橋台側に変形した状態で留まっており、回収後のゴム支承本体の残留変位は A1 橋台側に 5mm、G1 桁側に 1mm であったが、ボルト孔に損傷は見られなかった。

2.3.2 載荷荷重の設定及び実験ケース

本実験では、地盤変状等によって鉛直方向の力が支承に作用した状況を再現するために、図-2.7 及び図-2.8 に示す鉛直力載荷装置を用いて鉛直力を作用させた状態で水平方向に載荷を実施した。実験ケースを表-2.3 に示す。鉛直載荷条件は、Case1 では設計死荷重反力相当を載荷した状態に、Case2 では無載荷状態に、Case3 では鉛直上向きに載荷した状態とした。Case1 及び Case2 では所定の水平変位まで達した後に除荷し、

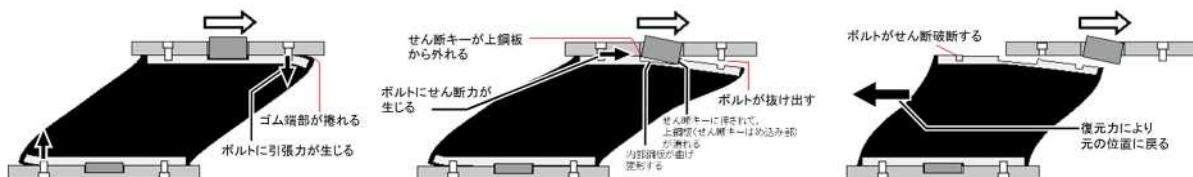


図-2.5 損傷に至るまでの支承の挙動

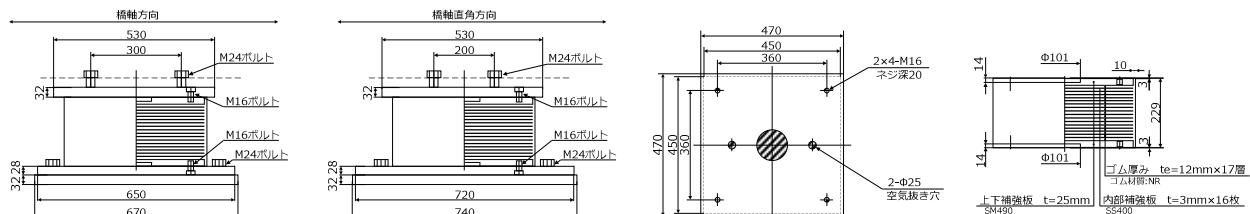


図-2.6 供試体寸法

表-2.2 供試体諸元

支承線	A1	
ゴム本体辺長	橋軸 (mm)	470
	橋直 (mm)	470
ゴム本体全高 T (mm)	308	
ゴム材質	NR	
せん断弾性係数 G (N/mm ²)	0.78	
ゴム1層厚 t (mm/層)	12	
ゴム層数 n (層)	17	
ゴム総厚 Σt (mm)	204	
一次形状係数 S1	9.375	
二次形状係数 S2	2.206	
せん断ばね定数 Ks (kN/mm)	0.778	
圧縮ばね定数 Kv (kN/mm)	452.8	



写真-2.3 A1G3 支承回収時の状況

表-2.3 実験ケース

実験ケース	載荷回数	鉛直荷重(kN)	水平変位(mm)
予備載荷	正負3回	+264.6	±163.5
Case1	片側1回	+264.6	+250
Case2	片側1回	0	+250
Case3	片側1回	-125	+250

Case3 では水平変位が 250mm に到達した後、ボルトの破断に至るまで載荷を行った。支承に設置した鉛直載荷用治具の傾きを制御するため、水平力載荷位置よりも高い位置に PC 鋼棒及び傾き調整用の載荷装置を設置し、水平載荷方向と逆方向に荷重を作成させながら水平荷重を載荷した。なお、供試体回収後から時間が経過していたことから、供用時の状態を再現するために、本載荷前に設計死荷重相当を載荷した状態で水平変位（有効ゴム厚の 80%）を正負繰返しで与えた。地震時水平力分散ゴム支承は 3 回程度の正負交番載荷で履歴曲線が安定する傾向を示す⁸⁾ことから、繰返し回数を 3 回とした。

2.3.3 取付ボルトの照査結果

各 Case における支承取付ボルトの耐力照査結果を表-2.4 に示す。耐力の算出にあたってはゴム支承の鋼材部の設計標準（案）⁹⁾を用いた。Case1 及び Case2 では許容応力値内とし、Case3 で破断することを想定した荷重及び変位を設定した。

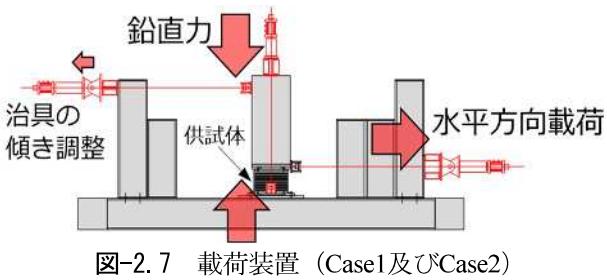


図-2.7 載荷装置 (Case1 及び Case2)

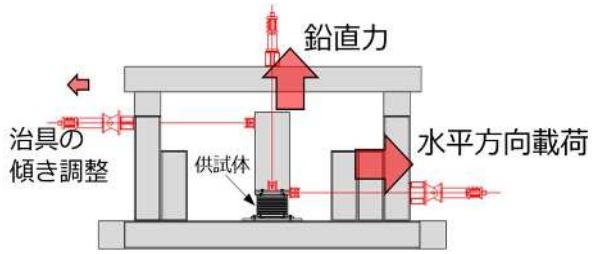


図-2.8 載荷装置 (Case3)

表-2.4 支承取付ボルトの照査結果

	Case1	Case2	Case3
弾性変形量 (mm)	250	250	250
上向反力 (kN)	264.6	0.0	-125.0
引張応力度 (N/mm ²)	326.9	511.7	606.9
許容引張応力度 (N/mm ²)	< 705.0	< 705.0	< 705.0
せん断応力度 (N/mm ²)	330.1	330.2	330.2
許容せん断応力度 (N/mm ²)	< 405.0	< 405.0	< 405.0
合成応力度	0.88	1.19	1.41
許容合成応力度	< 1.20	< 1.20	> 1.20

2.4 実験結果

2.4.1 水平変位-水平荷重の関係

予備載荷時の水平変位と水平荷重の関係を図-2.9に示す。水平変位は上杏の水平載荷方向の変位とし、水平荷重は水平力載荷装置の荷重から載荷治具傾き調整用の荷重を除いた値とした。載荷装置の調整及びジャッキの盛替えのため、荷重が抜け変位が生じている箇所があるが、所定の変位まで安定した荷重履歴関係を示しており、載荷中に損傷等は生じなかった。

各Caseの水平変位と水平荷重の関係を図-2.10に示す。各Caseにおいて水平変位250mmに到達した段階で支承の損傷は見られなかった。桁とA2橋台パラペットの遊間が250mmであることをふまえると、桁がパラペットに当たった段階では、桁は支承上に載っていたと予想される。Case3については水平変位360mm時点での水平載荷に用いたPC鋼棒の取付治具が破断し、上側支承取付ボルト部分が損傷した段階で実験は終了した。Case2と比較して、Case1及びCase3の水平荷重は大きい値となっているが、Case2はCase1の終了直後に実施しており、Case3はCase1及びCase2とは別日に実施していることから、初期載荷の影響でCase1及びCase3の剛

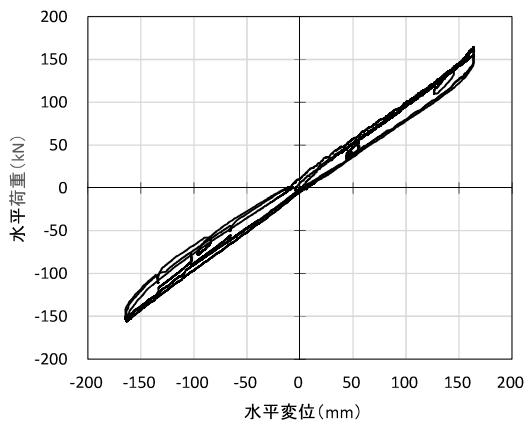


図-2.9 水平変位-水平荷重の関係 (予備載荷)

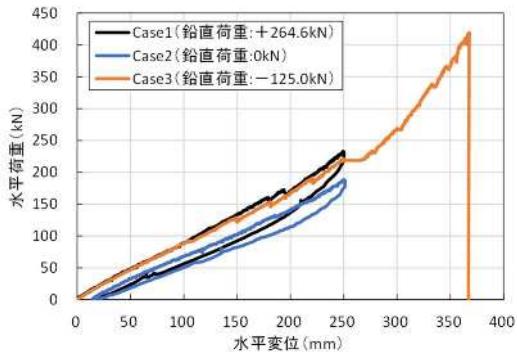


図-2.10 水平変位-水平荷重の関係 (Case1～Case3)

性が大きくなつたと考えられる、また、Case3は水平変位が250mmに到達した後、載荷用治具の位置調整のために鉛直力を除荷したことから、水平変位が15mm程度増加した。水平載荷時においては、写真-2.4に示すとおり、上下の沓とゴム支承本体に開きが生じていることが確認できる。

2.4.2 せん断キーに生じるひずみ量

図-2.11に上側せん断キーに生じたひずみ及び水平変位の関係を示す。上側せん断キーの上面に一軸ひずみゲージを貼付し、載荷方向の引張側を正、圧縮側を負として計測を行つた。なお、水平変位は上沓の水平載荷方向の変位とした。

各Caseにおいて、上側せん断キーに圧縮ひずみが生じていることから、上側せん断キーが載荷治具や上沓、上鋼板のいずれかに挟まれるように接触し、圧縮力が作用したと考えられる。また、Case2及びCase3では水平変位150mm付近や180mm付近において鉛直力や載荷治具の調節を行つたため、圧縮ひずみの増減が見られるが、全体としては、水平変位の増加に対して圧縮

ひずみが増加する傾向がみられる。一方、Case1では水平変位100mm付近で圧縮ひずみが生じ、水平変位170mm付近で圧縮ひずみが減少してくことが分かる。

載荷時における各部材間に生じた相対変位を図-2.12に、相対位置の計測個所を図-2.13に示す。DH1は上沓に対する載荷治具の相対変位、DH2はベースプレートに対する下沓の相対変位であり、いずれも水平載荷方向の変位を正とした。Case1の結果から、水平変位100mm付近で、上沓に対して載荷治具が載荷方向に2mm程度変位し、水平変位180mm付近でベースプレートに対して下沓が載荷方向に4mm程度変位していることが分かる。Case2はCase1で生じた変位が残留しているが、水平変位90mm付近でDH2に変位が生じているのみで目立った変化は見られない。Case3についてはDH1及びDH2に変位が生じているが、これは変位計の設置位置にずれが生じた影響である。

Case1では、上沓との間で滑りが生じた載荷治具が上側せん断キーに接触し、載荷治具から受ける水平力によってせん断キーが上鋼板に押し込まれたため、圧縮

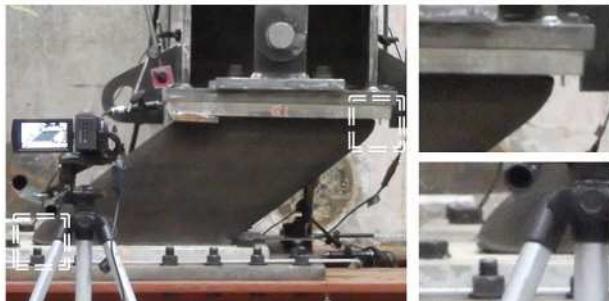


写真-2.4 Case3載荷状況 (変位300mm時点)

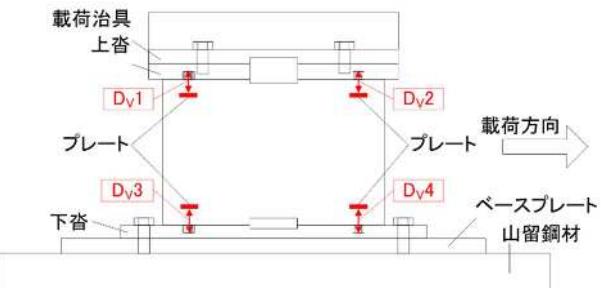


図-2.13 計測個所

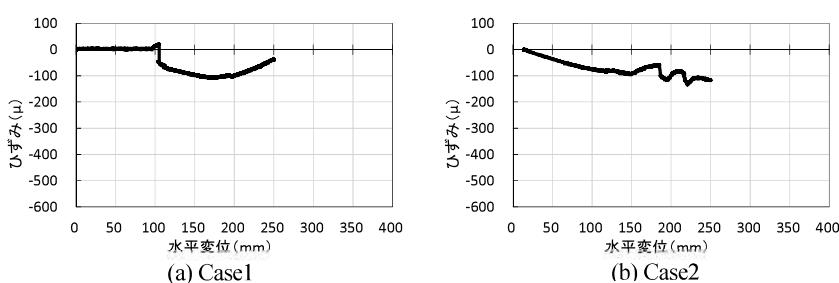


図-2.11 上側せん断キーに生じたひずみと水平変位の関係

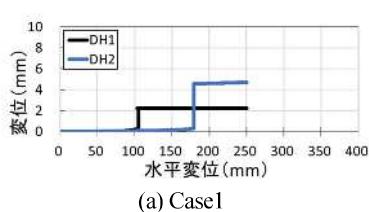
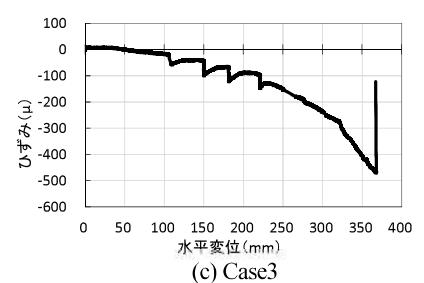


図-2.12 各部材間に生じた相対変位

ひずみが生じたと考えられる。その後、載荷荷重の増加に伴い、ベースプレート-下沓間に滑りが生じたと考えられる。

次に、水平変位250mm時点のひずみに注目すると、Case1に対して、Case2及びCase3で生じる圧縮ひずみの方が大きいことから、Case2及びCase3の上側せん断キーの方がせん断力を負担していることが分かる。各Caseの水平変位250mm時点における水平荷重、上側せん断キーの圧縮ひずみ、上側せん断キーに生じた載荷軸方向の水平荷重及び分担率を表-2.5に示す。分担率は水平荷重に対する上側せん断キーに生じた載荷軸方向の水平荷重の割合である。上側せん断キーに生じた載荷軸方向の水平荷重の算出にあたっては、せん断キー上面に生じたひずみが高さ方向に均等に生じたと仮定し、直径と高さから求めた断面積に応力を乗

表-2.5 上側せん断キーの水平荷重分担(変位 250mm 時点)

実験ケース	水平荷重(kN)	ひずみ($\mu\epsilon$)	上側せん断キー 水平荷重(kN)	分担率
Case1	232.1	-37.5	43.1	18.5%
Case2	188.4	-116.9	134.2	71.2%
Case3	221.1	-149.4	171.5	77.6%

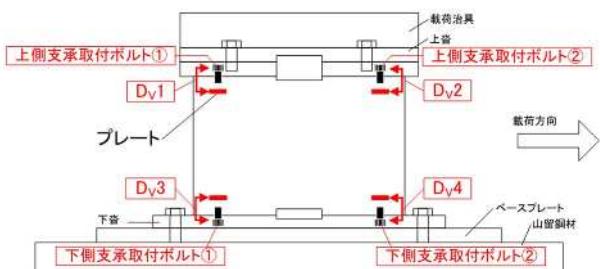


図-2.14 計測個所

じて水平力を算出した。表-2.5の結果から、Case1が最も分担率が低く、Case3が最も分担率が高いことが分かる。これは鉛直下向きに載荷された状態のCase1の方が載荷治具、上沓及びゴム支承本体間に生じる摩擦力が大きく、上側せん断キーが負担するせん断力が小さくなつたためと考えられる。

2.4.3 上下沓とゴム支承本体間の開き

ゴム支承がせん断変形を受けると写真-2.4のようにゴム支承本体が変形するため、支承取付ボルトに引張力が生じると考えられる。この時、支承取付ボルトに生じる引張力は上下の沓とゴム支承本体間に生じる開きの大きさ(以下「開き量」という。)と正の相関があると考えられる。そこで、ゴム支承のせん断変形により図-2.14に示す上下4か所の支承取付ボルトに生じる力の大小関係を整理するため、ゴム支承本体の側面4か所にプレートを設置し、写真-2.5のようにゴム支承端部の開き量を計測した。Dv1及びDv2は上沓とゴム支承本体との開き量、Dv3及びDv4は下沓とゴム支承本体との開き量である。

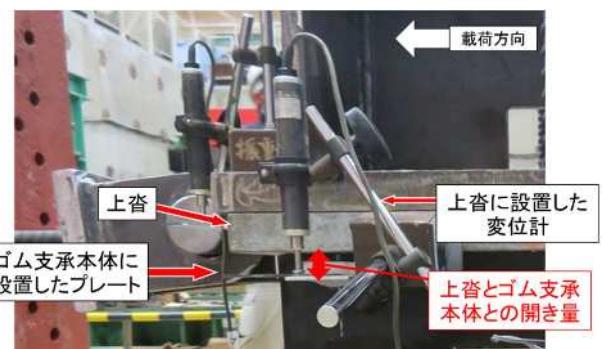
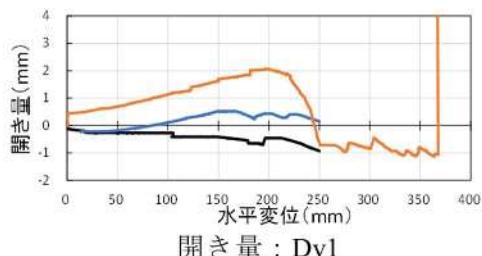
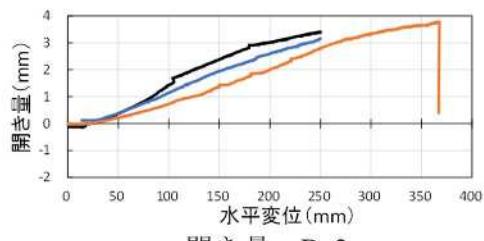


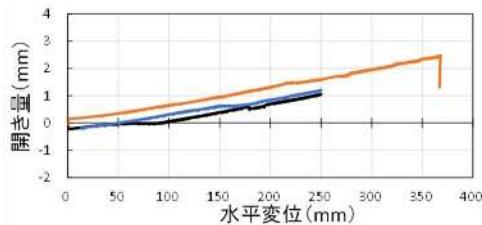
写真-2.5 変位計設置状況



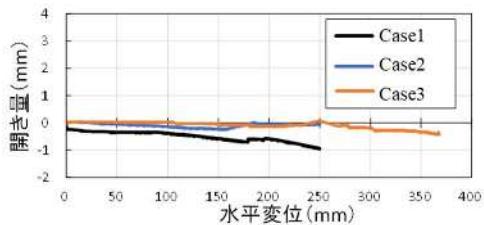
開き量 : Dv1



開き量 : Dv2



開き量 : Dv3



開き量 : Dv4

図-2.15 水平変位と開き量の関係

各 Case における開き量と上沓の載荷軸方向の変位の関係を図-2.15 に示す。Dv1 では各 Case で水平変位の増加に対する開き量が異なることから、支承取付ボルト①では鉛直荷重条件によっては引張力が生じ得ると考えられる。Dv4 では各 Case で開きが生じていないことから、下側支承取付ボルト②ではゴム支承のせん断変形に起因する引張力は生じなかつたと考えられる。

Dv2 及び Dv3 では、各 Case で水平変位の増加に対して開き量が増加していることから、鉛直荷重条件によらず、ゴム支承のせん断変形によって上側支承取付ボルト②及び下側支承取付ボルト①に引張力が生じたと考えられる。特に、Dv2 の開き量の方が他の計測個所と比較して最も大きいことから、せん断変形によって生じる引張力は、上側支承取付ボルト②が最も大きいと予想される。これは 2.2.2 で推定した損傷に至るまでの支承の挙動（図-5(a)、(b)）と整合している。

2.4.4 供試体及び部材の損傷状態

上側せん断キーの実験前後の損傷状態を写真-2.6 に示す。実験前後のせん断キーの表面を確認すると、図-2.16 に示す載荷軸方向の側面（A2 側の側面）の下部に被覆ゴムと考えられる黒い付着物がみられることから、水平載荷により上側せん断キーが上鋼板（せん断キーはめ込み部）に接触していたと考えられる。これはせん断キーに載荷方向の圧縮ひずみが生じたことと整合性が取れるとともに、2.2.3 で推定した損傷に至るまで

の支承の挙動（図-5(b)）とも整合している。

実験後のゴム支承本体、上側支承取付ボルト及びボルト孔の損傷状態を写真-2.7 に示す。本実験では、水平載荷に用いた PC 鋼棒の取付治具が破断した後、上側支承取付ボルト部分が破断したため、A2 橋台側の上側支承取付ボルトが抜け落ちた後に想定していた A1 橋台側の上側支承取付ボルト 2 本のせん断破断は生じなかつたが、A2 橋台側の上側支承取付ボルト部分に関しては、雌ねじのねじ山がせん断破断しており、実橋の支承の損傷状態と整合している。

2.5 本章のまとめ

本研究では熊本地震で被害を受けた俵山大橋の支承を対象に、外観調査結果を基に推定された損傷原因の検証を目的として、同橋から回収した支承の水平載荷実験を実施した。以下にその結果をまとめる。

- 1) 支承取付ボルトの損傷を想定した引張条件下で水平載荷実験を行ったところ、支承で大きな荷重低下が生じず、設計で見込んだ変位において支承取付ボルトの破断はみられなかった。
- 2) 上側せん断キーが上沓とゴム支承本体上面に生じるせん断力を負担しており、引張条件下においては載荷治具、上沓及びゴム支承本体間の摩擦力が減少する分、せん断キーに働くせん断力が大きくなると推定される。



写真-2.6 実験前後における上側せん断キーの損傷状態

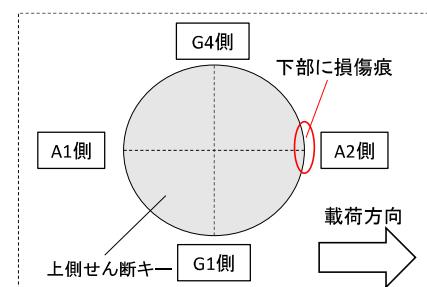


図-2.16 上側せん断キーの損傷



写真-2.7 実験後の供試体の損傷状態

- 3) ゴム支承本体と上下沓間の開き量から支承取付ボルトに生じる力の大小関係を整理した結果、上側支承取付ボルトのうち、水平載荷方向側のボルトに生じる引張力が最も大きくなると推定された。

今後は、支承を構成するボルトやせん断キー等の各部材に作用する力について詳細に把握するため、本実験をふまえた解析的検討を行うことが必要であると考えられる。

3. 橋全体系の地震時応答解析における断層変位の入力方法に関する検討

3.1 検討の背景

断層変位等の地盤変位（以下単に「地盤変位」という。）によって、道路橋が損傷することを避けるために、設計段階において、地盤変位を伴う地震による道路橋の応答を推定し、構造計画を行うことが必要である。地盤変位による道路橋の地震時応答解析を行うためには、地震動に加えて、地盤変位の影響を適切に入力する必要がある。

そこで、本検討では、地震応答解析における地盤変位の入力方法を提案することを目的とした。検討にあたっては、2016年熊本地震において、地盤変位によって被害を受けた大切畠大橋を対象とした。

本章では、大切畠大橋の3次元骨組みモデルを作成し、地震動及び断層変位を入力した解析を行い、実際に発生した損傷と解析結果の整合性を検証し、適切な断層変位の入力方法の提案を行った。また、解析モデルにおける材料強度及び基礎の塑性化の設定方法に関して、損傷の再現性に与える影響を検証した。

3.2 大切畠大橋の概要

3.2.1 大切畠大橋の架橋位置及び構造形式

大切畠大橋は、熊本県の熊本県道28号に位置する橋長265.4mの5径間連続非合成曲線鉄筋橋である。本橋は平成8年道路橋示方書を基に設計されており、2001年に竣工した。橋梁一般図を図-3.1に示す。本橋の支承形式は水平力分散ゴム支承、下部構造形式は逆T式橋台・張出し式橋脚、基礎形式はA1、P1、P2、P3は場所打ち杭、P1、P4、A2は深基礎杭であり、橋台上の支承にはサイドブロックが設置されており、桁と橋台をつなぐ落橋防止ケーブルが設置されていた。

3.2.2 大切畠大橋の被害状況

大切畠大橋の損傷状況を表-3.1に示す。大切畠大橋は地震によってA1橋台背面の舗装が盛り上がり、伸縮

装置が損傷していた。表-3.1に示すように、ゴム支承や落橋防止ケーブル、ジョイントプロテクター取付けボルトが損傷していた。また、P2橋脚以外の支承は、橋桁は支承から脱落していた。橋台及び橋脚は、一部ひび割れが生じていたものの、倒壊に至るような損傷は生じていなかった⁷⁾。

3.3 解析モデル

本検討では、解析ソフトTDAPIIIを用いて、図-3.2に示すような3次元骨組みモデルを構築した。各部材は、地震後に確認された損傷等を参照しつつ、以下に示す方針でモデル化を行った。なお、減衰定数は、道示V編¹⁾に示される標準値を使用した。

3.3.1 上部構造

上部構造は、床版及び桁を個別にモデル化した。床版については、地震後にひび割れが確認されていることから、部材の応力・ひずみ関係及び2軸曲げの影響を評価できるファイバー要素を使用した。また、1次から3次振動モードが考慮できるように、1支間を10程度の節点で分割し、上部構造の重心位置が床版下面位置となるようにした。

主桁及び横桁は、地震により一部に変形及び欠損が発生したことから、個別に全断面有効剛性とした線形はり要素を使用した。剛性は、各桁の断面形状及び板厚を基に算出した値を使用した。

3.3.2 支承部

支承部は1基ずつモデル化し、表-3.2に示すとおり、鉛直方向は固定、回転は自由として、損傷後の挙動を考慮できる非線形ばね要素を使用した。文献¹⁰⁾を参考に、表-3.3及び図-3.3に示すとおり、水平方向の非線形特性として、せん断ひずみが250%を超過すると硬化し、300%に至ると破断するように設定した。

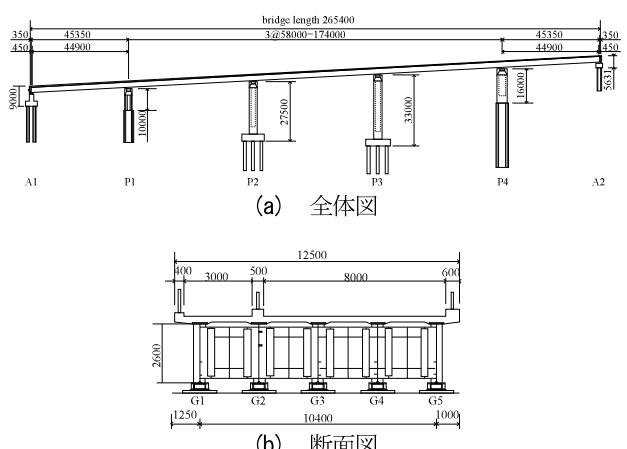


図-3.1 大切畠大橋の一般図

表-3.1 大切畑大橋の損傷状況

	A1	P1	P2
上部構造(主桁)	下フランジの変形	下フランジの変形	下フランジ及び補剛材の変形
上部構造(その他)	損傷なし	損傷なし	損傷なし
伸縮装置	段差の発生(32cm)	-	-
支承	上部構造が支承から脱落	上部構造が支承から脱落	せん断変形(残留変形)
			
ジョイントプロテクター	ジョイントプロテクターの脱落	-	-
	落橋防止ケーブルの破断	-	-
落橋防止ケーブル		-	-
	-	-	-
橋脚及び橋台	橋台胸壁の剥離及びひび割れ 橋台ウイングのひび割れ及び浮き	橋脚基部のひび割れ (最大0.2mm)	橋脚基部のひび割れ(最大4.0mm) 基部かぶりコンクリートの浮き、残留変形
			
基礎	基礎天端における地盤のズレ	基礎天端における地盤のズレ	基礎天端の傾斜
	P3	P4	A2
上部構造(主桁)	下フランジ及び補剛桁の変形	下フランジ及び補剛桁の変形	下フランジ及び補剛桁の変形
上部構造(その他)	横桁の変形	横桁の変形、検査路の変形	損傷なし
伸縮装置	-	-	段差の発生(25cm)
支承	上部構造が支承から脱落	上部構造が支承から脱落	上部構造が支承から脱落
			
ジョイントプロテクター	-	-	ジョイントプロテクターの脱落
	-	-	落橋防止ケーブルの破断及び変形
落橋防止ケーブル	-	-	
	-	-	-
橋脚及び橋台	橋脚基部のひび割れ (最大1.0mm)	橋脚基部のひび割れ (最大1.0mm)	橋台胸壁の変形及び欠損
			
基礎	基礎天端の傾斜	基礎天端の傾斜	擁壁の沈下

また、A1 橋台及び A2 橋台の支承に設置されているジョイントプロテクターの損傷が考慮できるように、正側、負側それぞれについて、図-3.4 に示す非線形特性を有するばね要素を使用した。ジョイントプロテクターの水平耐力は、ジョイントプロテクターを固定するボルトの引張降伏耐力を基に、421.4kN と設定した。

3.3.3 落橋防止ケーブル

大切畠大橋では、落橋防止システムとして、主桁とパラペットにケーブル式の落橋防止構造が設置されているが、上部構造が橋軸方向の地震力によってA2橋台側、直角方向の地震力によってG5側へ大きく移動した結果、A1、A2橋台のケーブルが破断及び変形した。A1橋台のケーブルが全て基部で破断しており、橋軸方向の移動によって生じた引張破断が生じたものと考えられる。また、A2橋台のケーブルは中間部が変形しており、直角方向の移動によって主桁に衝突して引張力又はせん断力が生じたと考えられる。そこで、落橋防止システムに使用されているケーブルのモデル化にあたっては、図-3.5に示す非線形特性を有するばね要素

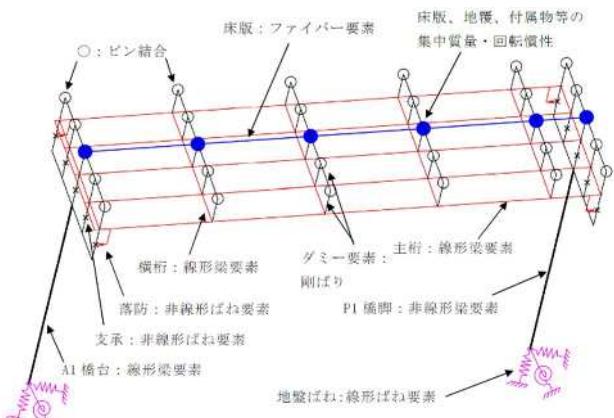


図-3.2 上部構造のモデルの模式図 (A1-P1支間)

表-3.2 支承の解析条件⁹⁾

		ばね定数 (f/mm)	モデル化の条件				
			横軸方向	横軸直角方向	鉛直方向	横軸回り	横軸直角回り
橋台部	A1	168.8	非線形特性	非線形特性	固定	自由	自由
	A2	208.3					
橋脚部	P1	281.7					
	P2	497.1	非線形特性	非線形特性	固定	自由	自由
	P3	497.1					
	P4	301.8					

表-3.3 支承部のゴム及びボルトの耐力

		支承ゴム硬化開始(kN)	支承ゴム破断耐力(kN)	ボルト破断耐力(kN)
橋台部	A1	496.1	1091.5	1081.9
	A2	612.5	1347.5	1081.9
橋脚部	P1	1035.1	2277.3	1380.6
	P2	1035.1	2277.3	1380.6
	P3	1035.1	2277.3	1380.6
	P4	1035.1	2277.3	1380.6

を使用し、計算された変位量を基に、損傷の判定を行うこととした。なお、ケーブルのせん断破壊はモデル上で評価することができないため、別途、地震時応答値（引張力）と直角方向の変形量による考察を行うこととした。損傷の判定においては、ケーブル降伏時の変位を破断変位とみなし、解析による応答変位が破断変位を超過する場合を「破断」と判定した。

3.3.4 橋脚

地震後に一部の橋脚では基部にひび割れが確認された。そこで、コンクリートのひび割れ及び鉄筋の降伏を考慮できるトリリニア型の非線形はり要素（M-Φ）を使用した。なお、M-Φ関係及び塑性ヒンジの算定は、道示V編¹⁾を基に行った。

3.3.5 橋台

地震後に胸壁のひび割れ、変形、欠損等が確認されているが、橋台背面の土砂の影響を考慮することが困難であるため、本研究では、線形梁要素を使用した。

3.3.6 基礎

道示V編¹⁾に基づき、基礎及び地盤間の抵抗特性を表現するばね要素を使用した。各ばね定数は、設計報告書から設定した。

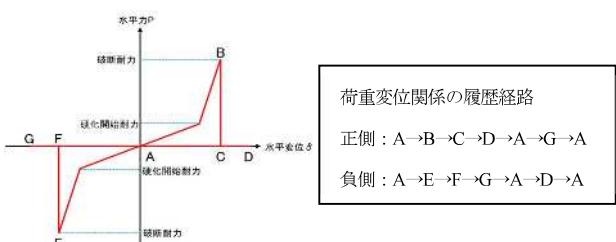


図-3.3 ゴム支承本体の非線形特性⁹⁾

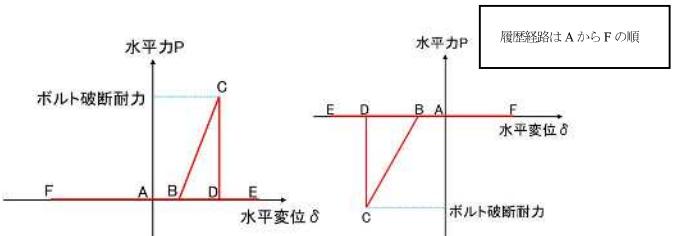


図-3.4 ジョイントプロテクターの非線形特性⁹⁾

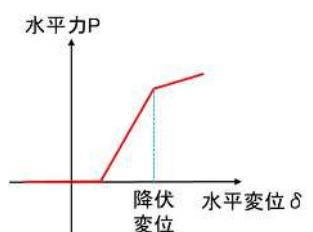


図-3.5 落橋防止ケーブルの非線形特性⁹⁾

また、地震後の調査においては、P2橋脚の基礎に塑性化が確認されている。そのため、P2橋脚の基礎の塑性化を考慮することで、損傷の再現性が向上することが期待される。ただし、動的解析において基礎の塑性をモデル化する一般的な手法は確立していない。そこで、以下のような非線形特性を設定することで、疑似的に基礎の塑性を表現した。

図-3.6に示すとおり、地震後に塑性化が確認されたP2橋脚のフーチング下端から基礎の集約ばねの間にバイリニア型の非線形要素を有する仮想部材を設置し、当該要素の降伏曲げモーメント M_y は、以下のように設定した。

$$M_y = [P2\text{支承のせん断耐力}] \times [\text{フーチング下端から支承までの高さ}] \times [\text{低減率}]$$

ここで、低減率は、ゴム支承本体の破断よりも先行して基礎が降伏するように0.8と仮定した。

3.4 材料強度の設定

大切畠大橋の実強度は計測されていないため、既往の研究¹¹⁾に基づき、表-3.4に示す設計基準強度に対して、コンクリート部材は1.24倍(24N/mm²の場合)又は1.30倍(21N/mm²の場合)、鋼部材については1.22倍を乗じることで、実強度に相当する強度を算出した。

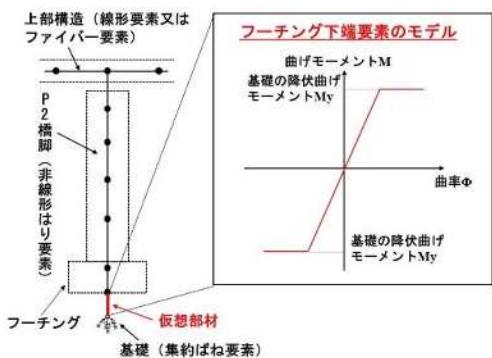


図-3.6 基礎の非線形特性のイメージ

表-3.4 部材ごとの材料強度

位置	工種	Con. 圧縮強度	鉄筋降伏強度
床版	-	24N/mm ²	295N/mm ² (SD295A)
A1 橋台	躯体	21N/mm ²	295N/mm ² (SD295A)
	場所打ち杭	30N/mm ²	295N/mm ² (SD295A)
P1 P4 橋脚	躯体	21N/mm ²	295N/mm ² (SD295A、B)
	深基礎杭	24N/mm ²	295N/mm ² (SD295A)
P2 P3 橋脚	躯体	21N/mm ²	345N/mm ² (SD345)
	場所打ち杭	30N/mm ²	295N/mm ² (SD295A)
A2 橋台	躯体	21N/mm ²	295N/mm ² (SD295A)
	深基礎杭	24N/mm ²	295N/mm ² (SD295A)

3.5 入力条件

3.5.1 入力地震動の推定

本解析に用いる入力地震動は、当該橋で熊本地震後に実施された余震観測で得られた記録を基に評価された、当該橋のサイト增幅特性¹²⁾を用い、サイト特性置換手法¹³⁾より地震動を推定した。

サイト特性置換手法に用いる地震動の位相特性は、熊本地震本震時に西原村役場で観測された地震動(以下「西原村小森」という。)¹⁴⁾を用いた。西原村小森は、一部の周期において地盤と構造物の相互作用の影響があったことが示唆されている¹⁵⁾ものの、当該橋と一番近い観測点であること、さらに、観測された地震動は、2m近い変位が観測記録に含まれていることが指摘されて¹⁶⁾おり、地盤変位の影響が考慮されると期待できることから選定した。

当該橋におけるA1、A2橋台の表層地盤の增幅特性は、A1橋台及びA2橋台で実施したPS検層結果より推定した地盤モデルを基に推定した。なお、地盤の非線形特性は、土木研究所資料¹⁷⁾を基にフィッティングして設定した。A1橋台位置の表層地盤のモデルを表-3.5に示し、A2橋台位置の表層地盤のモデルを表-3.6に示す。

上記に基づき、推定した地震動の時刻歴波形を図-3.7に、推定した地震動の加速度応答スペクトルを図-3.8に示す。

3.5.2 地盤変位の入力方法

地震後の現地測量結果から、A1橋台に対する各橋脚及びA2橋台の相対移動量を図-3.9に示す。解析では、A1橋台を基準にして算出した各橋脚及びA2橋台の相対移動量を、フーチング下面に強制変位として作用させることとした。

表-3.5 A1橋台位置の地盤モデル

番号	土質区分	深さ(m)	層厚(m)	密度(g/cm ³)	Vs(m/s)	減衰定数(Vs)	Vp(m/s)	減衰定数(Vp)
1	盛土	3.00	3.00	1.50	130	3.85	430	1.92
2	火山灰質砂質シルト	9.00	6.00	1.60	150	3.33	430	1.67
3	自破碎安山岩質	18.00	9.00	1.90	310	1.61	770	0.81
4	工学的基盤面	-	-	1.95	500	0.50	1800	0.25

表-3.6 A2橋台位置の地盤モデル

番号	土質区分	深さ(m)	層厚(m)	密度(g/cm ³)	Vs(m/s)	減衰定数(Vs)	Vp(m/s)	減衰定数(Vp)
1	盛土	1.90	1.90	1.50	160	3.13	450	1.56
2	非溶結凝灰岩	4.50	2.60	1.90	220	2.27	450	1.14
3	非溶結凝灰岩	8.50	4.00	1.90	340	1.47	810	0.74
4	非溶結凝灰岩	10.90	2.40	1.90	340	1.47	810	0.74
5	非溶結凝灰岩	12.65	1.80	1.90	240	2.08	810	1.04
6	工学的基盤面	-	-	1.95	500	0.50	1800	0.25

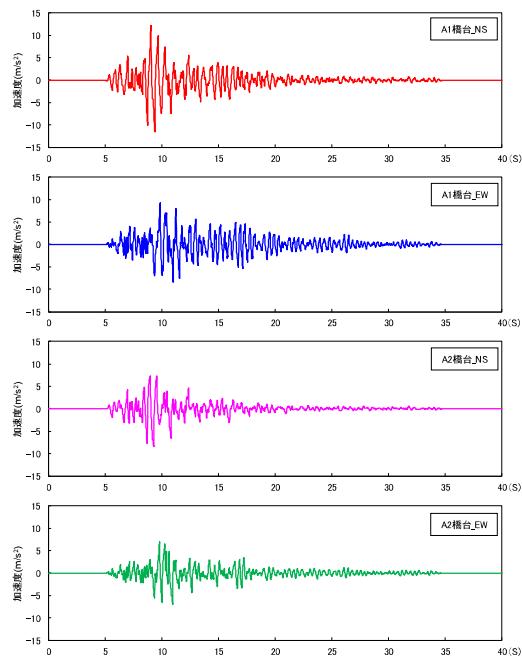


図-3.7 推定地震動の時刻歴波形

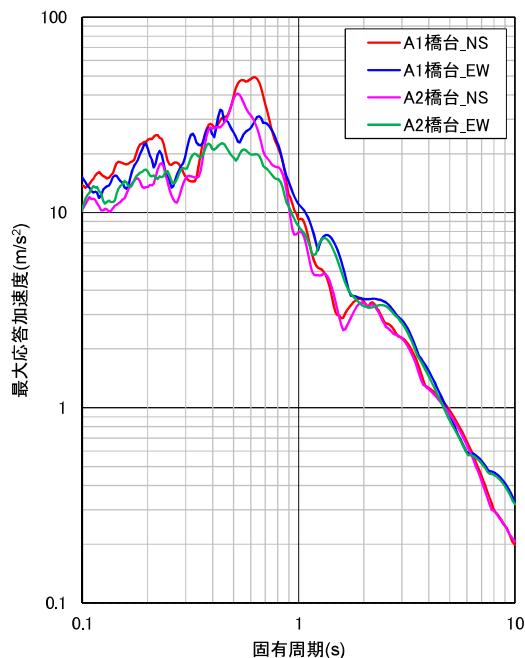


図-3.8 推定地震動の加速度応答スペクトル
(減衰定数0.05)

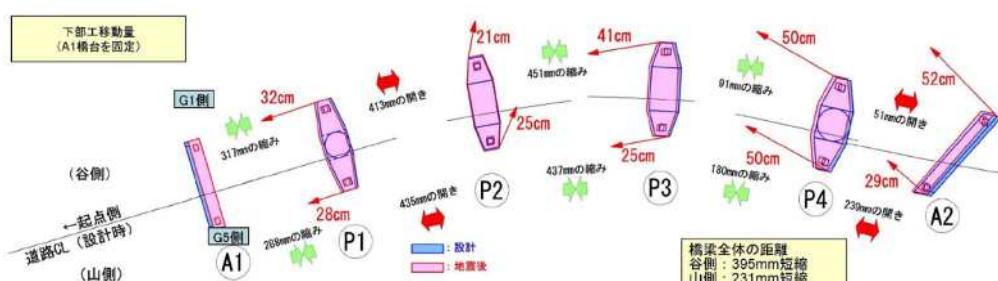


図-3.9 A1 橋台を基準とした各橋脚及び A2 橋台の相対移動量

3.6 検討ケース及び解析結果の評価

3.6.1 検討ケース

解析モデルの材料強度及び基礎の非線形特性の設定有無並びに入力条件を変化させた6ケースを行い、実際の損傷状況との比較を行った。検討ケースを表-3.7に示す。Case-1及びCase-2並びにCase-3及びCase-4の比較を通じて、入力・解析方法の妥当性を検証する。また、Case-4、Case-5及びCase-6の比較を通じて、解析モデルの設定方法のうち、材料強度及び基礎の非線形特性の設定有無の影響を検証する。

3.6.2 解析結果の評価

表-3.8に示すとおり、各部材の応答値に基づく破壊に対する照査を行い、実損傷と照査結果を比較することで、解析結果の評価を行った。

支承については、地震後に①ゴム支承本体が破断(A1、A2橋台)、②ゴム支承本体のせん断変形の残留(P2橋脚)、③上沓及び下沓取付ボルトの破断及び抜け出し(P1、P3、P4橋脚)の3通りの損傷が確認された。そこで、ゴム支承本体の破断耐力(変位)とボルトのせん断降伏耐力に着目して照査を行い、4通りの評価を行った。このうち、せん断キーが荷重を分担すると考えられることから、ボルトのせん断耐力を超える支承水平反力が作用した場合でも、必ずしもボルトが破断するとは判断できないため、「非損傷又は破断」という評価を行っている。

表-3.7 検討ケース

ケース	材料強度	基礎の非線形特性	入力・解析方法
Case-1	実強度相当	なし	断層変位のみ作用させる強制変位解析
Case-2	実強度相当	なし	地震動のみ作用させる時刻歴応答解析
Case-3	実強度相当	なし	時刻歴加速度波形及び時刻歴変位波形同時に作用させる動的解析
Case-4	実強度相当	なし	断層変位を想定した強制変位を作用させた後に、地震動を作用させた応答解析を実施
Case-5	設計基準強度	なし	断層変位を想定した強制変位を作用させた後に、地震動を作用させた応答解析を実施
Case-6	実強度相当	あり	断層変位を想定した強制変位を作用させた後に、地震動を作用させた応答解析を実施

表-3.8 評価項目

部材	照査式（照査結果）	評価
支承	以下の①かつ②が成立するとき ①ゴム支承本体の破断耐力>支承水平反力 又は ゴム支承本体の破断変位>支承応答変位 ②取付ボルトのせん断降伏耐力>支承水平反力 又は セットボルトのせん断降伏耐力>支承水平反力	非損傷
	以下の①かつ②が成立するとき ①ゴム支承本体の破断耐力>支承水平反力 又は ゴム支承本体の破断変位>支承応答変位 ②取付ボルトのせん断降伏耐力≤支承水平反力 又は セットボルトのせん断降伏耐力≤支承水平反力	非損傷 又は破断
	以下の①かつ②が成立するとき ①ゴム支承本体の破断耐力≤支承水平反力 又は ゴム支承本体の破断変位≤支承応答変位 ②取付ボルトのせん断降伏耐力>支承水平反力 又は セットボルトのせん断降伏耐力>支承水平反力	ゴム支承本体 の破断
	以下の①かつ②が成立するとき ①ゴム支承本体の破断耐力≤支承水平反力 又は ゴム支承本体の破断変位≤支承応答変位 ②取付ボルトのせん断降伏耐力≤支承水平反力 又は セットボルトのせん断降伏耐力≤支承水平反力	破断
橋脚	応答曲率<ひび割れ曲率	非損傷
	ひび割れ曲率≤応答曲率<降伏曲率	ひび割れ
	降伏曲率≤応答曲率<許容曲率	基部降伏
	許容曲率≤応答曲率 超過	許容曲率を 超過
ジョイント プロテクター	取付ボルトの引張耐力に至る水平力>支承水平反力	非損傷
	取付ボルトの引張耐力に至る水平力≤支承水平反力	損傷
落橋防止 ケーブル	最大変形量<遊間+破断変位	非損傷
	最大変形量≥遊間+破断変位	損傷

橋脚については、地震後に①基部にひび割れ（P1、P3、P4 橋脚）、②基部にひび割れ及び残留変位（P2 橋脚）が生じる損傷が確認されたことから、応答曲率の大小に応じた評価を行った。なお、許容曲率は、限界状態 3 に相当する曲率である。

ジョイントプロテクターについては、地震後に取付ボルトの損傷（A1、A2 橋台）が確認されている。そのため、水平反力を算出し、水平反力により生じる曲げ引張が取付ボルトの引張耐力を超過すれば、取付ボルトが損傷したと評価することとした。また、落橋防止ケーブルについては、地震後にケーブルの引張破断（A1、A2 橋台）が確認されている。そこで、変位を算出し、最大変形量が遊間と破断変位の和を超過すれば、ケーブルが破断したものとした。ここでは、破断変位として、ケーブル降伏時の変位を仮定した。

表-3.9 に全ケースの解析評価結果を示す。表-3.9 は解析が実際の損傷と一致するか、あるいは解析が実際の損傷を過大または過小に評価するかで色分けを行っている。ここで、支承の評価について、解析では支承のせん断ひずみが 300% に至ると破断すると仮定しているが、実際は取り付けボルトまたはセットボルトの破断とゴム支承本体の破断のどちらが先行するかは特定できないため、実際の損傷「ゴム支承本体の破断」

「取付ボルトの損傷」と表-3.8 による評価における支承の「破断」は同等のものと判断した。

断層変位又は地震動のみ作用させた Case-1 は全体的に実際の損傷より解析結果は過小な評価となった。橋脚については、どのケースでも実際の損傷と解析結果が一致しなかった。これは、モデル化の方法や設定した物性値が実際の損傷を再現するのに適していなかったものと考えられる。Case-2~6 は、部材によって、また設置位置によって、過大に評価をする場合と過小に評価をする場合が 1 つのケースの中に混在しており、評価結果に一定の傾向を見出すことはできなかった。

表-3.9 解析評価結果

部材	実際の損傷	解析結果				
		Case-1	Case-2	Case-3	Case-4	Case-5
支承	ゴム支承本体 の破断	非損傷	非損傷	破断	破断	ゴム支承本体 の破断
	P1 橋脚	取付ボルトの 損傷	非損傷	非損傷	破断	非損傷
	P2 橋脚	ゴム支承本体 の残留変形	非損傷	破断	破断	破断
	P3 橋脚	取付ボルトの 損傷	非損傷	非損傷 又は破断	非損傷 又は破断	非損傷 又は破断
橋脚	P4 橋脚	取付ボルトの 損傷	非損傷	非損傷	非損傷	非損傷
	A1 橋台	ゴム支承本体 の破断	非損傷	非損傷	破断	非損傷 又は破断
	P1 橋脚	基部ひび割れ	非損傷	基部降伏	許容曲率を 超過	基部降伏
	P2 橋脚	基部ひび割れ 残留変形	基部降伏	基部降伏	許容曲率を 超過	基部降伏
ジョイント プロテクター	P3 橋脚	基部ひび割れ	非損傷	基部降伏	許容曲率を 超過	基部降伏
	P4 橋脚	基部ひび割れ	ひび割れ	許容曲率を 超過	基部降伏	基部降伏
	A1 橋台	損傷	非損傷	損傷	損傷	損傷
	A2 橋台	損傷	損傷	損傷	損傷	損傷
落橋防止 ケーブル	A1 橋台	破断	非損傷	非損傷	非損傷	非損傷
	A2 橋台	破断	非損傷	非損傷	非損傷	非損傷

■ 実際の損傷と一致
■ 実際の損傷より被害を過小に評価
■ 実際の損傷より被害を過大に評価

3.7 本章のまとめ

本章では、橋の耐震設計において比較的簡便に実施できる断層変位評価手法を検討することを目的に、大切畠大橋の骨組みモデルを作成し、入力条件及び解析モデルの設定を変化させた複数のケースを対象に実際の損傷状況との比較を行った。その結果、本検討の解析条件では、実際の損傷状況を精度よく再現することはできなかった。解析において設定した作用やその与え方、モデル化、物性値等の設定に課題があると考えられる。部材や設置位置によても過大・過小に評価をすることに一定の傾向はなく、断層変位の影響を精度よく評価するためには引き続き検討が必要となる。

4. 断層変位に対する耐力階層化鉄筋を用いた RC 橋脚の有効性に関する検討

4.1 検討の背景

前章では、既往の被災事例を基に、断層変位の入力条件及びモデル化方法について検討したが、設計においては、想定される断層変位や損傷部材の予測に大き

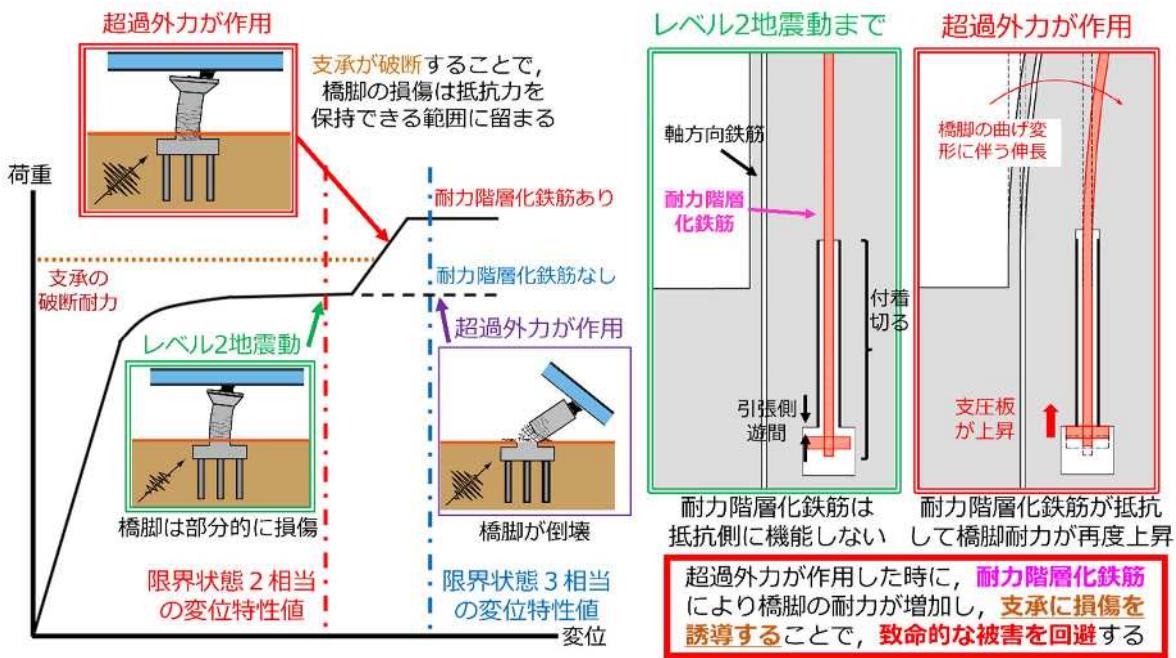


図-4.1 耐力階層化鉄筋のイメージ¹⁸⁾

な不確実性が伴う。このような不確実性の下では、設計で想定する断層変位量をどのように設定した場合でも、想定を上回る事象が発生する可能性を排除することは出来ない。一方、作用する断層変位量を無限大まで大きく設定するならば、橋の要求性能に対する照査が出来ず、設計自体が成立しないことになる。

断層変位のように、作用する外力が極めて大きな不確実性を有する事象への対策として、シナリオデザイン設計法が提案されている⁴⁾。シナリオデザイン設計法は、超過外力が作用した場合の橋の破壊モードや部材等の破壊する順序を制御することで、想定される橋が崩壊に至るまでの過程（シナリオ）のうち、望ましいシナリオの実現を図る設計法である。

シナリオデザイン設計法の実現に向けて、特に支承部に損傷を誘導することを目的として、図-4.1に示す耐力階層化鉄筋が提案されている^{5), 18)}。

耐力階層化鉄筋は、フーチング埋込部及び柱内部の一部分の付着を切り、下端部に遊間を設けており、橋脚の変位が限界状態2に相当する変位に至った後に始めて作動し、限界状態3に至る前に橋脚耐力を増加させる構造となっている。想定を上回る外力が作用した際には、耐力階層化鉄筋によって増加した橋脚の耐力が支承部の耐力を上回ることで、支承部に損傷が誘導され、橋脚が限界状態3に至るような致命的な被害を回避することが可能になる。

これまでに、設計地震動を上回る地震動に対する耐力階層化鉄筋を用いた橋脚の応答やシナリオデザイン

設計法の有効性について、解析や載荷実験を通じて検証されてきた^{5), 18)}。そこで、本章では、断層変位対策としての耐力階層化鉄筋を用いた構造の有効性を解析的に検証することを目的とした。

4.2 解析モデル

解析モデルは、図-4.2に示すような「道路橋の耐震設計に関する資料」¹⁹⁾に示される鋼5径間連続桁橋並びにそれを支持する橋脚及び橋台を基として、耐力階層化鉄筋、桁-橋台衝突ばね、パラペット破壊ばね及び背面土ばねを追加する等して作成した。なお、橋脚については、寸法形状は変更せず、道示V編¹⁾に基づく静的解析による照査を満足するように配筋を見直した。また、解析にあたっては解析ソフトウェア TDAP III を使用した。

4.2.1 上部構造のモデル化

上部構造は、文献¹⁹⁾に示されている断面諸元を基に、1本棒としてモデル化した。また、支間鉛直2次モードが再現できるような要素数で分割した。

4.2.2 橋脚のモデル化

橋脚は、文献¹⁹⁾に示されている橋脚を基として、現行の設計基準¹⁾で地震時保有水平耐力法による照査を満足するように、材質及び鉄筋径を変更したうえで、表-4.1のとおりモデル化した。また、耐力階層化鉄筋は、後述のとおり塑性ヒンジ領域（柱基部から0.8044mまでの区間）で作用するものとして、M-φ要素を使用した。

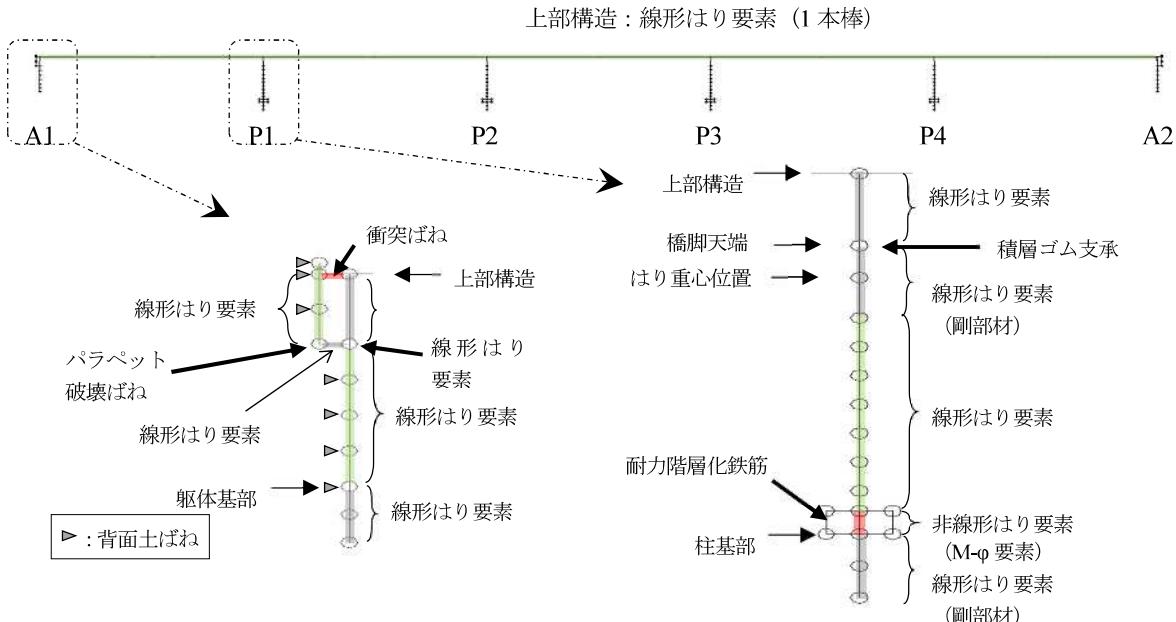


図-4.2 解析モデルの概要

4.2.3 耐力階層化鉄筋のモデル化

耐力階層化鉄筋は塑性ヒンジ区間で有効に作用することを想定し、塑性ヒンジ区間に非線形ばね要素を設置した。耐力階層化鉄筋は図-4.3に示すように、4500mmの幅に125mmピッチで片側に37本配筋するものとして、1本1本すべてモデル化した。また、鉄筋の非線形性を表す非線形ばね要素と、遊間および圧縮荷重を負担しないような荷重変位関係を与えた非線形ばね要素を直列に設置し、耐力階層化鉄筋をモデル化した²⁰⁾。表-4.2に耐力階層化鉄筋の諸元を示す。なお、遊間はプッシュオーバー解析において、限界状態2に到達した後に作用するように設定した。

4.2.4 支承のモデル化

支承条件は、文献¹⁹⁾に基づき、橋軸方向については、全ての橋台（A1, A2）及び橋脚（P1～P4）を積層ゴム支承とし、橋軸直角方向については、橋台は固定条件、橋脚は積層ゴム支承としてそれぞれモデルを作成した。

積層ゴム支承は、支承アンカーボルト破断後にベースプレート及び沓座モルタル間の摩擦力のみ負担するようにモデル化した。橋台及び橋脚上の積層ゴム支承の諸元は、文献¹⁹⁾と同様の諸元とした。また、支承ばねは、橋軸方向と橋軸直角方向に分けて設定することとしており、アンカーボルトの破断は橋軸方向と橋軸直角方向に連動しないようになっている。

今回作成する解析モデルでは、橋脚が限界状態2を超えた後、耐力階層化鉄筋が作動開始し、限界状態3に至るよりも前に支承のアンカーボルトが破断するよう

表-4.1 橋脚諸元

項目	諸元
地盤種別	II種地盤
地域区分	A1
支承条件	分散ゴム支承
梁高さ	2.5m
軀体高さ	7.5m
軀体断面高さ	2.2m
軀体断面幅	5.0m
基礎形式	場所打ち杭
コンクリート圧縮強度	30.2N/mm ²
コンクリートヤング率	28100 N/mm ²
鉄筋材質	SD345
鉄筋降伏強度	393 N/mm ²
鉄筋ヤング率	191000 N/mm ²
軸方向鉄筋径	D35-2段
帯鉄筋径(間隔)	D22(150mm)
上部構造死荷重	7262kN
活荷重	2550kN
L1 分担重量	7262kN
L2 分担重量	7262kN
慣性力作用高さ	0.25m
設計水平震度の標準値(L1)	0.25
設計水平震度の標準値(L2タイプI)	1.30
設計水平震度の標準値(L2タイプII)	1.75

に耐力を階層化することとした。耐力階層化鉄筋が作動していない(限界状態2)時の橋脚の耐力に対して、支承アンカーボルトの耐力が1.15倍以上に、耐力階層化鉄筋が有効に作用した時の橋脚の耐力が支承アンカーボルトの耐力の1.15倍以上になるように、事前に

プッシュオーバー解析を行って耐力階層化鉄筋及び支承アンカーボルトの諸元を決定した。

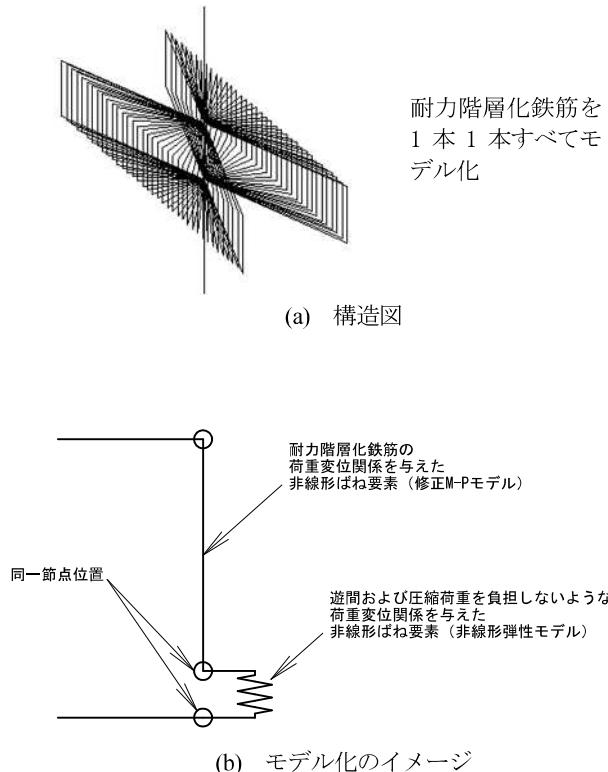


図-4.3 耐力階層化鉄筋のモデル化

表-4.2 耐力階層化鉄筋の諸元

項目	諸元
引張側鉄筋本数（呼び径）	37本（D51）
遊間	12.8mm
塑性ヒンジ長	0.8044m
鉄筋降伏強度	41900kN
鉄筋ヤング率	191000N/mm ²
1本あたりばね定数	480000kN/m
降伏変形量	2.36mm

支承アンカーボルト破断後の摩擦抵抗力については、死荷重解析時における各支承の鉛直反力に対して、動摩擦係数を乗じた値を使用する。動摩擦係数の値は別途事前に実施した解析結果から 0.56 とした。

4.2.5 橋台のモデル化

橋台軸体の断面寸法及びコンクリートのヤング係数は、文献¹⁹⁾に記載されている曲げ剛性から推定し、表-4.3 のとおりとした。また、パラペットの断面高は文献¹³⁾と同様の値を使用し、断面幅は橋台軸体と同じ値とした。

図-4.4 に橋台及びパラペットの解析モデルの概要

を示す。橋台及びパラペットは、線形はり要素としてモデル化した。また、パラペットの破壊は非線形ばね要素（以下「破壊ばね」という。）でモデル化することとした。

解析モデルでは、桁の衝突に伴う曲げ破壊がせん断破壊に先行することから、図-4.5 のようにパラペット基部に曲げ破壊ばねを設定した。曲げ破壊ばねは表-4.3 のような諸元の二重節点ばねとして、基部に M-θ ばねを設定し、桁がパラペットに衝突する方向のみに非線形特性（履歴吸収なし）を設定した。

背面土ばねは、既往資料²¹⁾を参考に、N 値=15、単位重量 $\gamma=18\text{kN/m}^3$ と仮定し、ばねの引張側には抵抗せず圧縮側のみ履歴吸収を描くモデルとした。背面土ばねの概要を図-4.5 に示す。

表-4.3 橋台軸体及びパラペットの諸元

項目	橋台軸体	パラペット
断面高	2.0m	0.6m
断面幅	12.0m	12.0m
高さ	5.1m	2.9m
コンクリートヤング係数	23500N/mm ²	23500N/mm ²
コンクリートせん断弾性係数	10200N/mm ²	10200N/mm ²

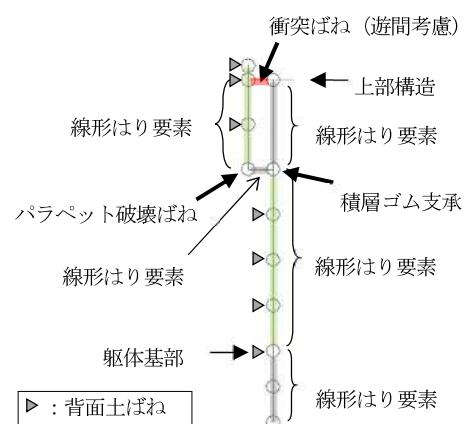
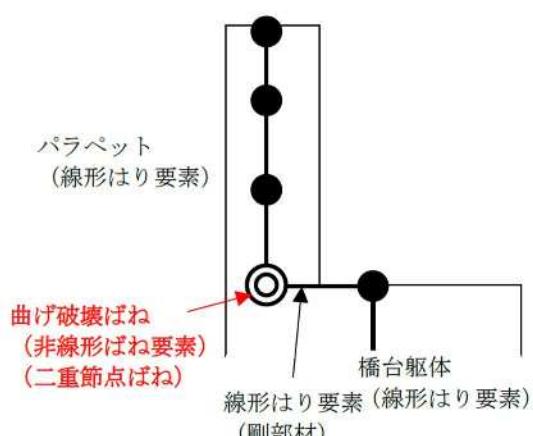


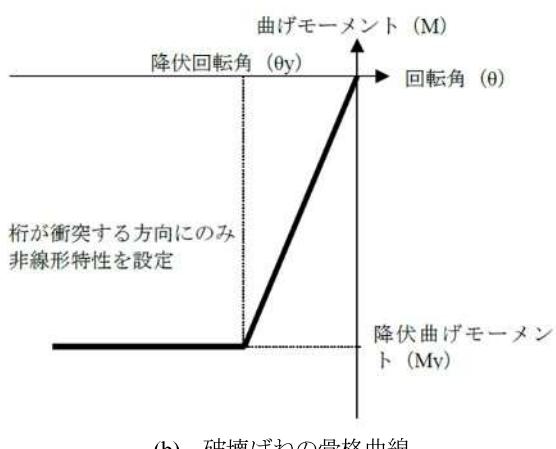
図-4.4 橋台及びパラペットの解析モデル

4.2.6 基礎のモデル化

基礎・地盤の抵抗は、図-4.6 に示すように、基礎の重心位置に連成項を 0 としたばね（基礎ばね）を設置することでモデル化した。基礎ばねの諸元は、文献¹⁹⁾を基に、表-4.4 に示す連成項を 0 とした時のばね定数の値を算出した。



(a) モデルの概要

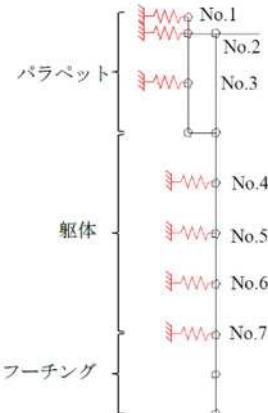


(b) 破壊ばねの骨格曲線

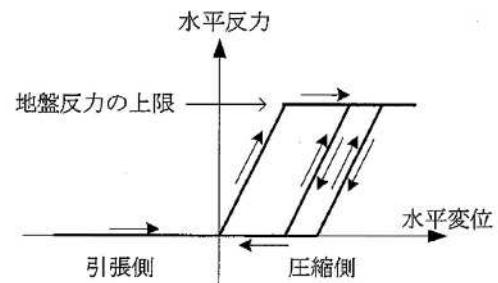
図-4.4 パラペットの破壊ばねのモデル化

表-4.3 曲げ破壊ばねの諸元

項目	値
パラペット断面高	0.6m
パラペット断面幅	12.0m
断面二次モーメント	$0.216m^4$
ヤング係数	23500000kN/m ²
曲げ剛性	5080000kN · m ²
降伏曲げモーメント	6105.4kN · m
柄衝突反力作用高	2.5m
曲げ降伏時反力	2442.16kN
降伏変位	0.002506m
降伏回転角	0.001002rad
M-θ ばね剛性	6091000kN · m/rad



(a) モデルの概要



(b) ばねの骨格曲線

図-4.5 背面土ばねのモデル化

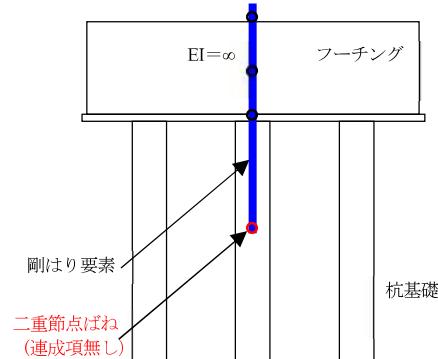


図-4.6 基礎のモデル化

4.2.7 柄-橋台間の衝突ばねのモデル化

柄及び橋台の衝突を考慮するために、資料^{19), 20)}に基づき、初期遊間を有する衝突ばねを設定した。衝突ばねの概要を図-4.6に、諸元を表-4.5に示す。

4.2.8 減衰のモデル化

全体系モデルから各非線形ばね（耐力階層化鉄筋、パラペットの曲げ破壊ばね、背面土ばね、柄-パラペット衝突ばね）を除いたモデルで固有值解析を行い、橋軸方向及び橋軸直角方向それぞれの卓越モードの組み合わせである Rayleigh 型減衰を設定した。

表-4.4 基礎ばねの諸元

基礎位置	橋軸方向の各ばね定数			橋軸直角方向の各ばね定数			減衰定数
	水平方向 ($\times 10^3 \text{kN/m}$)	鉛直方向 ($\times 10^3 \text{kN/m}$)	回転方向 ($\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m/rad}$)	水平方向 ($\times 10^3 \text{kN/m}$)	鉛直方向 ($\times 10^3 \text{kN/m}$)	回転方向 ($\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m/rad}$)	
A1	3.593	6.142	4.749	3.593	6.142	8.802	0.2
P1	2.763	4.012	3.201	2.763	4.012	3.201	0.2
P2	2.763	4.012	3.201	2.763	4.012	3.201	0.2
P3	2.763	4.012	3.201	2.763	4.012	3.201	0.2
P4	2.763	4.012	3.201	2.763	4.012	3.201	0.2
A2	3.593	6.142	4.749	3.593	6.142	8.802	0.2

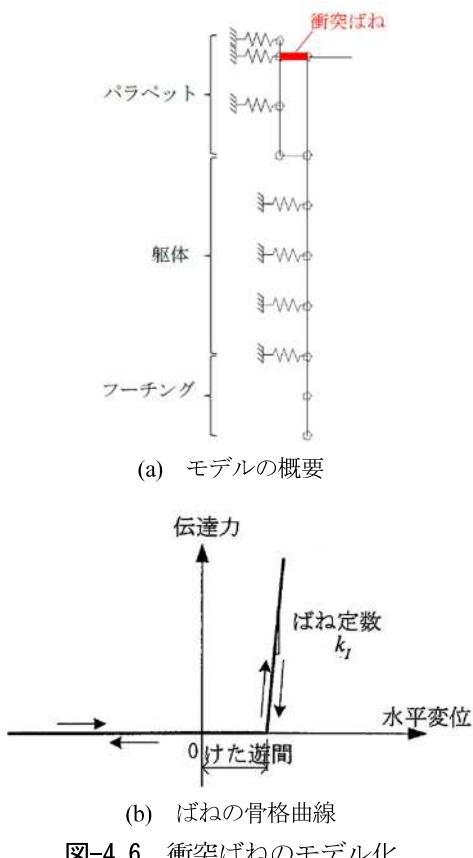


図-4.6 衝突ばねのモデル化

表-4.5 衝突ばねの諸元

項目	値
桁断面積	0.588m ²
ヤング係数	200000000kN/m ²
桁長	200m
剛性比	2
要素分割数	10
衝突ばね剛性	11760000kN/m
初期遊間	250mm

また、既往の研究²²⁾で指摘されているように、橋脚の質量及び塑性ヒンジの減衰力を考慮した場合、耐力階層化が適切に行なうことが出来ないことから、ここでは、橋脚の質量及び塑性ヒンジ部の減衰力を考慮しないモデルとした。

4.3 入力条件

4.3.1 断層変位の影響を含む地震動の考え方

解析で使用する地震動及び断層変位の条件を表-4.6に示す。地震動として、道示V編¹⁾で規定される標準波形フーリエ変換し、周波数領域で2回積分した後に、ノイズ処理として0.1Hz以下および20Hz以上の周波数領域を除去するフィルタリングを行って作成した変位波形を使用した。また、本検討では断層変位を考慮する必要があることから、絶対系入力を行った。

断層変位の変位波形は入力地震動の開始時刻を一致させ、変位波形の最大値が生じる時刻に断層変位が終了するように設定した。断層変位の変位速度2m/sは、2016年熊本地震における観測結果（西原村小森）を参考に設定した。既往の報告¹⁶⁾では、西原村小森での速度波形では、最大2.6m/sが確認されるが、これは振動成分も含まれるため、断層変位速度としては2m/sと設定した。また、速度波形において、断層変位以外の時間で0.6m/s以上の速度振幅も確認されるが、入力する断層変位の速度が大きい方が安全側の評価になると判断し、上記のように設定した。

4.3.2 地震動及び断層変位の入力方向及び位置

地震動による変位及び断層による変位が同時に作用するものとして、変位波形を足し合わせて作用させることとした。図-4.7に示すように、地震動変位波形及び断層変位波形は、橋軸方向に対して斜め45度方向で作用する状況を想定しており、橋軸方向と橋軸直角方向に元の波形を $1/\sqrt{2}$ 倍した波形を入力した。また、P1橋脚及びP2橋脚間で断層変位が生じると仮定し、A1橋台及びP1橋脚には地震動による変位のみを入力し、P2橋脚～A2橋台は地震動による変位と断層による変位を入力した。A1橋台及びP1橋脚並びにP2橋脚～A2橋台に入力する変位波形を図-4.8に示す。

表-4.6 地震動及び断層変位の条件

入力地震動	道路橋示方書 標準加速度波形 II種地盤レベル2地震動（タイプII）1波目	
	橋軸方向及び橋軸直角方向に同時に作用	
対象とする方向	地震動入力方法	
断層変位諸元	変位量	3m
	角度	45度
	作動時刻	4.09秒～5.59秒(1.5秒間)
	変位速度	2m/s

4.4 解析結果

4.4.1 橋脚の荷重変位関係

図-4.9に全時刻歴(0秒～44秒)の橋軸方向及び橋直角方向の各橋脚の荷重変位を示す。断層変位が作用する前では、橋軸方向及び橋直角方向とともに、全

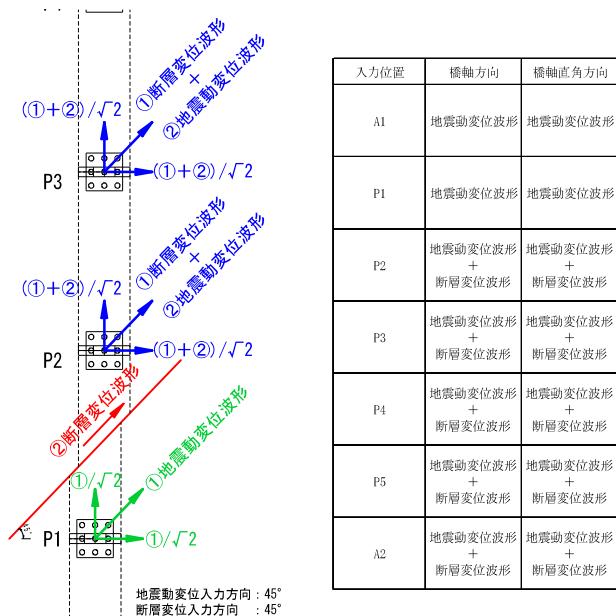
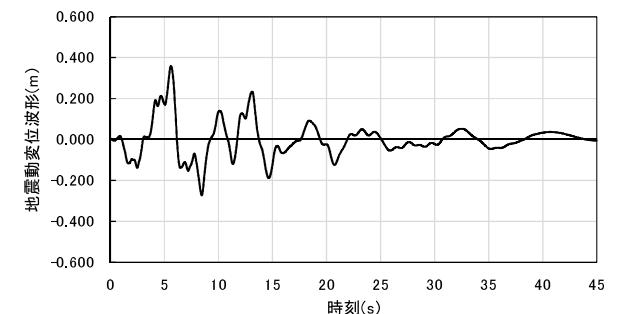
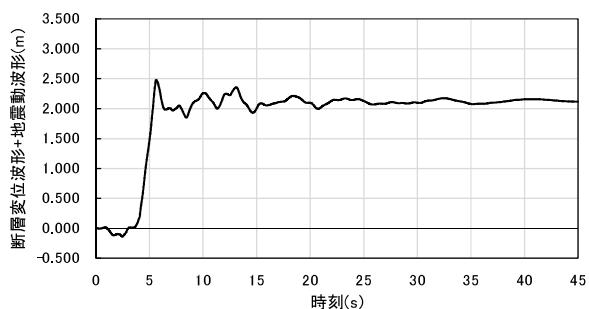


図-4.7 変位波形の入力方法



(a) A1 橋台及びP1 橋脚に入力する変位波形 (橋軸方向、橋直角方向共通)



(b) P2 橋脚～A2 橋台に入力する変位波形 (橋軸方向、橋直角方向共通)

図-4.8 橋台及び橋脚に入力する変位波形

ての橋脚が弾性域であった。断層変位が作用している間では、橋軸方向について、P1 橋脚が正方向に降伏し、耐力の上昇が確認された。断層変位終了後では、橋軸

方向について、P2～P4 橋脚が正負両方向で降伏し、耐力の上昇が確認された。

4.4.2 断層変位による橋台及び橋脚の移動の傾向

断層変位の作用が完了した直後(5.59秒)時点での各橋台、橋脚の移動状況を図-4.10に示す。なお、図-4.10は橋脚の質量及び塑性ヒンジの減衰を考慮したモデルの結果であり、移動量は異なるものの、傾向を確認するために示した。

図-4.10(a), (b)から、断層変位波形を与えたP2 橋脚～A2 橋台では、断層変位終了直後においてそれらの基部が断層変位方向に移動したことが確認された。上部構造・橋脚天端間の橋軸方向の相対変位量に着目すると、図-4.10(a)及び(c)から、断層位置(P1 橋脚・P2 橋脚間)を境に、A1 橋台、P1 橋脚側で相対変位量が大きく、P2 橋脚～A2 橋台側で相対変位量が小さい。また、A1 橋台、P1 橋脚における相対変位の方向をみると、橋脚天端から見て上部構造がA2 橋台方向に変位している。このような応答が生じた理由としては、断層変位波形を与えたP2 橡脚～A2 橋台側のゴム支承を並列ばねとした時の合計の剛性が断層変位波形を与えないA1 橋台、P1 橋脚側のゴム支承のそれよりも大きいため、P2 橡脚～A2 橋台側に上部構造が移動し、A1 橋台、P1 橋脚は上部構造の変位に追随するように支承が変形したためと考えられる。

同様に、橋軸直角方向における断層変位終了直後の上部構造・橋脚天端間相対変位方向に注目すると、図-4.10(c)から、断層位置を境として、P1 橋脚では橋脚天端からみて上部構造が断層変位波形入力方向と逆方向に変位し、P2 橡脚及びP3 橡脚では橋脚天端からみて上部構造が断層変位入力方向に変位していた。また、その相対変位量をみると断層位置に近いP1 橋脚及びP2 橡脚で大きく、それらに比べてP3 橡脚は小さかった。なお、橋台位置については橋軸直角方向の支承条件を固定としているため相対変位は生じなかった。

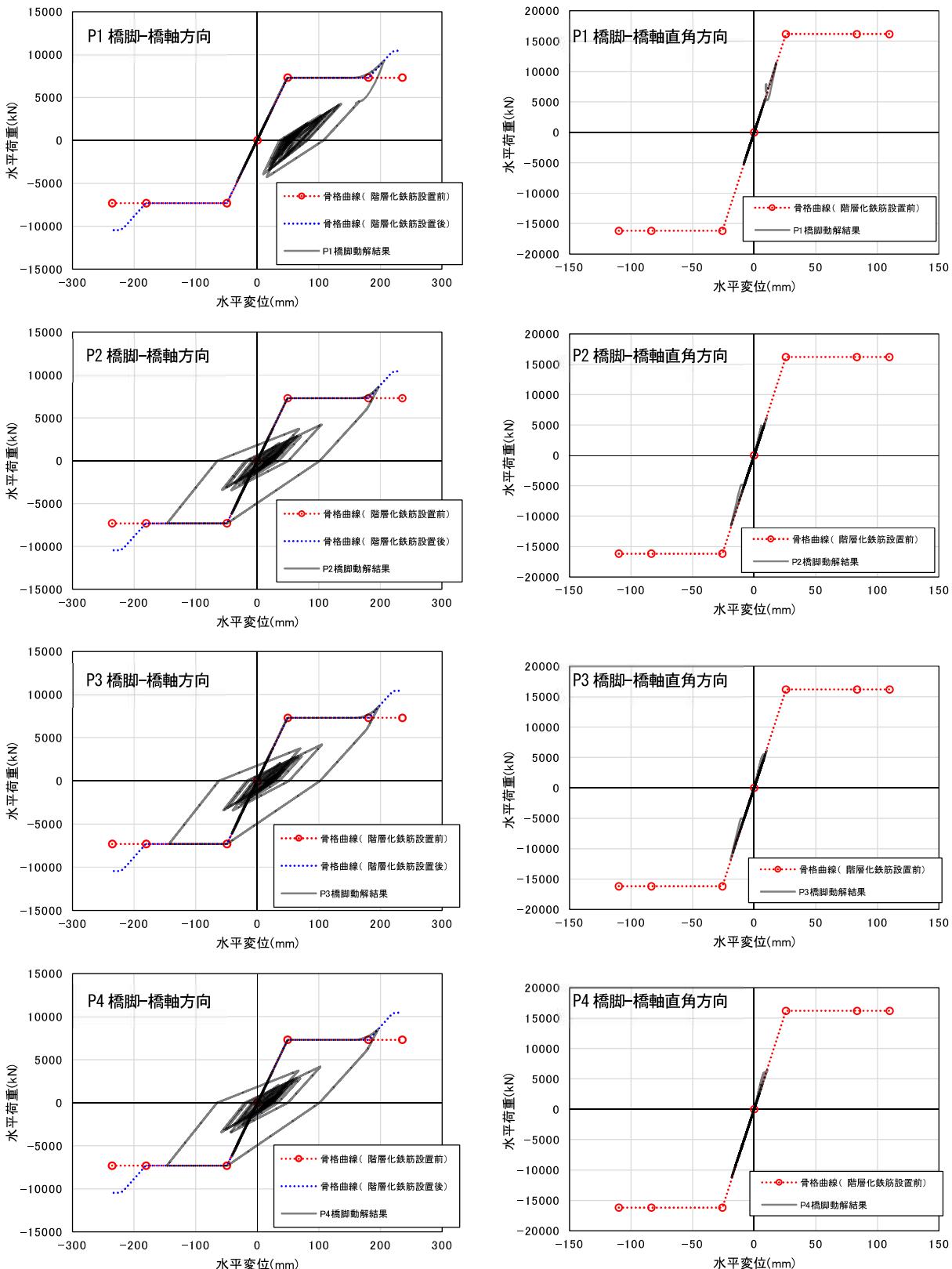


図-4.9 各橋脚の荷重変位関係

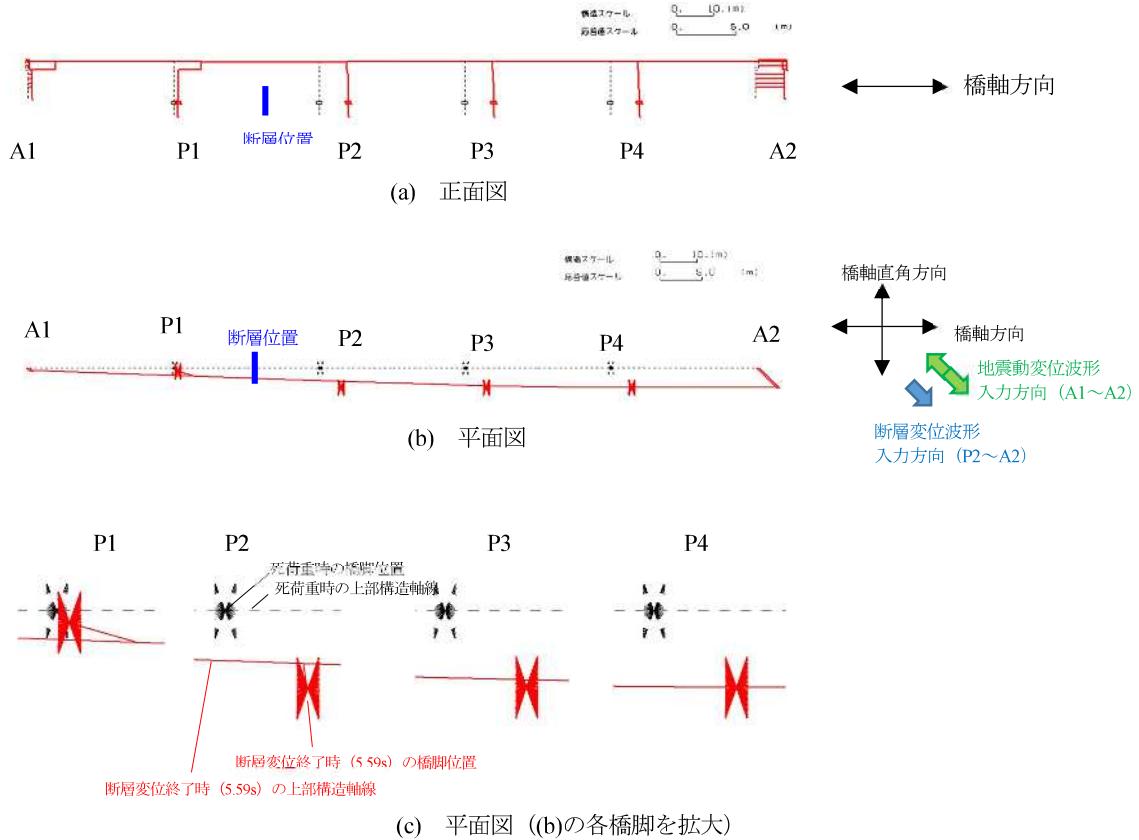


図-4.10 各橋台及び橋脚の移動状況

4.4.3 上部構造-橋脚天端間の相対変位量の時刻歴応答

上部構造-橋脚天端間の相対変位量の時刻歴応答を図-4.11に示す。橋軸方向の結果を示す図-4.11(a)において、橋脚天端を基準として上部構造がA2橋台側に移動した場合を正方向、A1橋台側に移動した場合を負方向としている。また、橋軸直角方向の結果を示す図-4.11(b)において、A1橋台を基準として、上部構造が右側に移動した場合を正方向、左側に移動した場合を負方向としている。

断層変位が作用している4.09秒から5.59秒にかけて、橋軸方向の結果においては、A1橋台及びP1橋脚

がA2橋台側に大きく移動したが、P2橋脚～P4橋脚には大きな変位は無く、ほとんど同様の応答を示した(図-4.11(a))。橋軸直角方向の結果においては、断層近傍のP1橋脚及びP2橋脚で変位量が大きく、断層から離れるにしたがって変位量が小さくなっている。また、断層位置を境に、P1橋脚及びP2～P4橋脚の変位方向が反対になっている(図-4.11(b))。

断層変位が終了した後、約6.00秒で橋軸方向及び橋軸直角方向で相対変位量が極大に達している。図-4.11

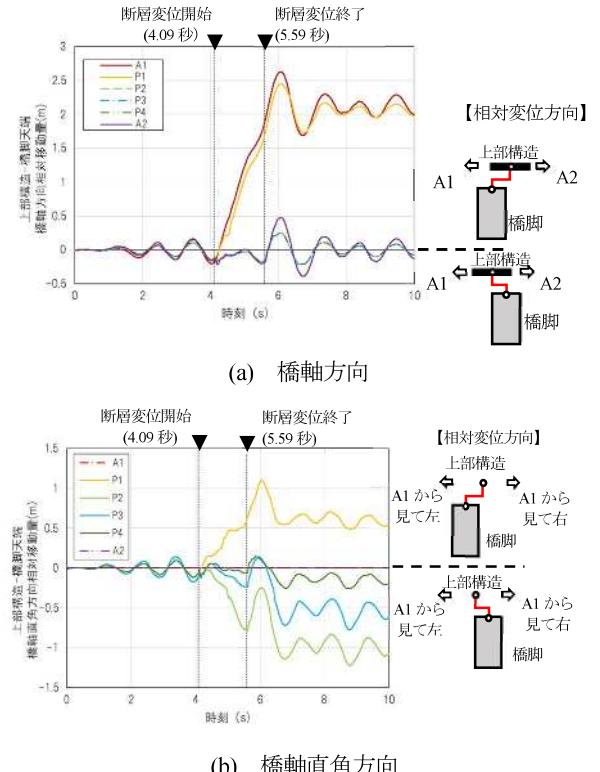
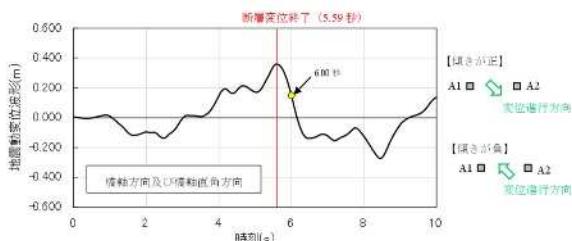


図-4.11 上部構造-橋脚天端間の相対変位量の時刻歴応答

から、橋軸方向では上部構造が A2 橋台側に移動し、橋軸直角方向では上部構造が A1 橋台を基準に右側に移動していることが分かる。図-4.12 に示す入力変位波形においては、5.59 秒から 6.40 秒まで、全ての橋台、橋脚について、変位波形の勾配が負方向となっており、橋台、橋脚は、橋軸方向では A1 橋台側に、橋軸直角方向では A1 橋台を基準に右側に移動することになる。一方、上部構造と下部構造はゴム支承で接続されており、上部構造は下部構造と比較して変位の位相が遅れたため、約 6.00 秒で相対変位量が極大値に達したと考えられる。

4.4.4 ゴム支承反力の時刻歴応答

橋軸方向及び橋軸直角方向における支承反力の時刻歴応答を図-4.13 に示す。断層変位が作用している 4.09 秒から 5.59 秒にかけて、橋軸方向については、断層変位開始と同時に A1 橋台及び P1 橋脚で支承反力が増加し、P1 橋脚では 4.57 秒に、A1 橋台では 4.56 秒にアンカーボルトの耐力に到達した（図-4.13(a)）。また、橋軸直角方向については、P1 橋脚及び P2 橋脚で断層変位途中にアンカーボルトの耐力に達した（図-4.13(b)）。断層変位が作用している間に破断が確認された支承位置は、断層変位に伴う上部構造-橋脚天端間の相対変位量が大きい箇所であり、断層変位に伴ってゴム支承が大きく変形し、反力も上昇してアンカーボルトの破断に至ったと考えられる。なお、P1 橋脚の橋軸方向のア



(a) A1 橋台及び P1 橋脚の入力変位波形

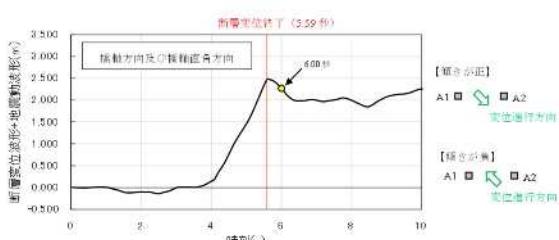
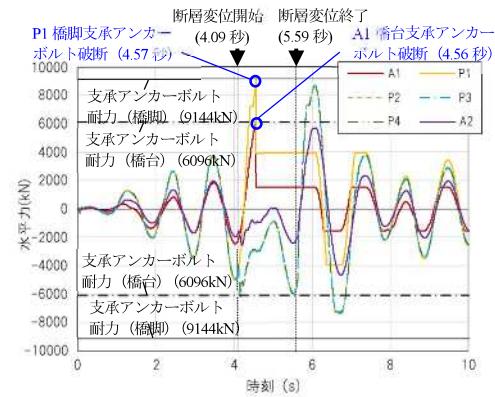
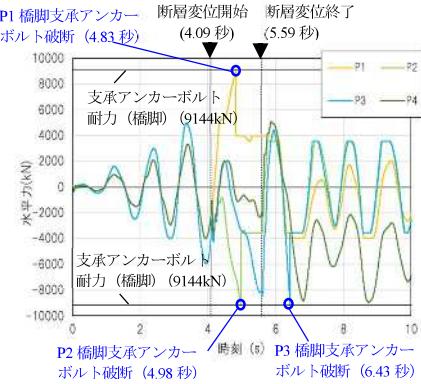


図-4.12 入力変位波形（0 秒から 10 秒まで）



(a) 橋軸方向のゴム支承反力の時刻歴応答



(b) 橋軸直角方向のゴム支承反力の時刻歴応答
図-4.13 ゴム支承の水平反力の時刻歴応答

ンカーボルトの破断時刻と橋軸直角方向のアンカーボルトの破断時刻が一致していないのは、橋軸方向と橋軸直角方向に独立した支承ばねを設定しているためである。

断層変位終了後では、橋軸方向で P2～P4 橋脚及び A2 橋台でゴム支承の水平反力が上昇しているが、アンカーボルトの破断には至らなかった。一方、橋軸直角方向では、P3 橡脚及び P4 橡脚においてゴム支承の水平反力が上昇し、このうち P3 橡脚は 6.43 秒にアンカーボルトの耐力に達した。

橋軸方向及び橋軸直角方向に関して、断層変位終了直後から支承反力が急に変化したのは、前述したように上部構造と橋脚の変位に位相差が生じることで上部構造-橋脚天端間の相対変位量が増大し、ゴム支承の水平反力も増大したためである。また、断層変位終了後に P3 橡脚で橋軸直角方向の変位によってアンカーボルトが破断したが、これは P1、P2 橡脚の支承アンカーボルトが破断したことで、P3 橡脚の分担荷重が増大したためと推測される。

表-4.7 耐力階層化鉄筋の作用箇所とトリガー要素作用荷重最大時刻

橋脚	耐力階層化鉄筋								アンカーボルト 破断時刻	
	①番		②番		③番		④番			
	○：作用した ×：作用せざ	作用荷重 最大時刻	○：作用した ×：作用せざ	作用荷重 最大時刻	○：作用した ×：作用せざ	作用荷重 最大時刻	○：作用した ×：作用せざ	作用荷重 最大時刻	橋軸 方向	直角 方向
P1	×	-	×	-	○	4.57 s	○	4.57 s	4.57 s	4.83 s
P2	×	-	×	-	○	6.15 s	○	6.06 s	-	4.98 s
P3	×	-	×	-	○	6.11 s	○	6.04 s	-	6.43 s
P4	○	6.7580 s	×	-	○	6.12 s	○	6.04 s	-	-

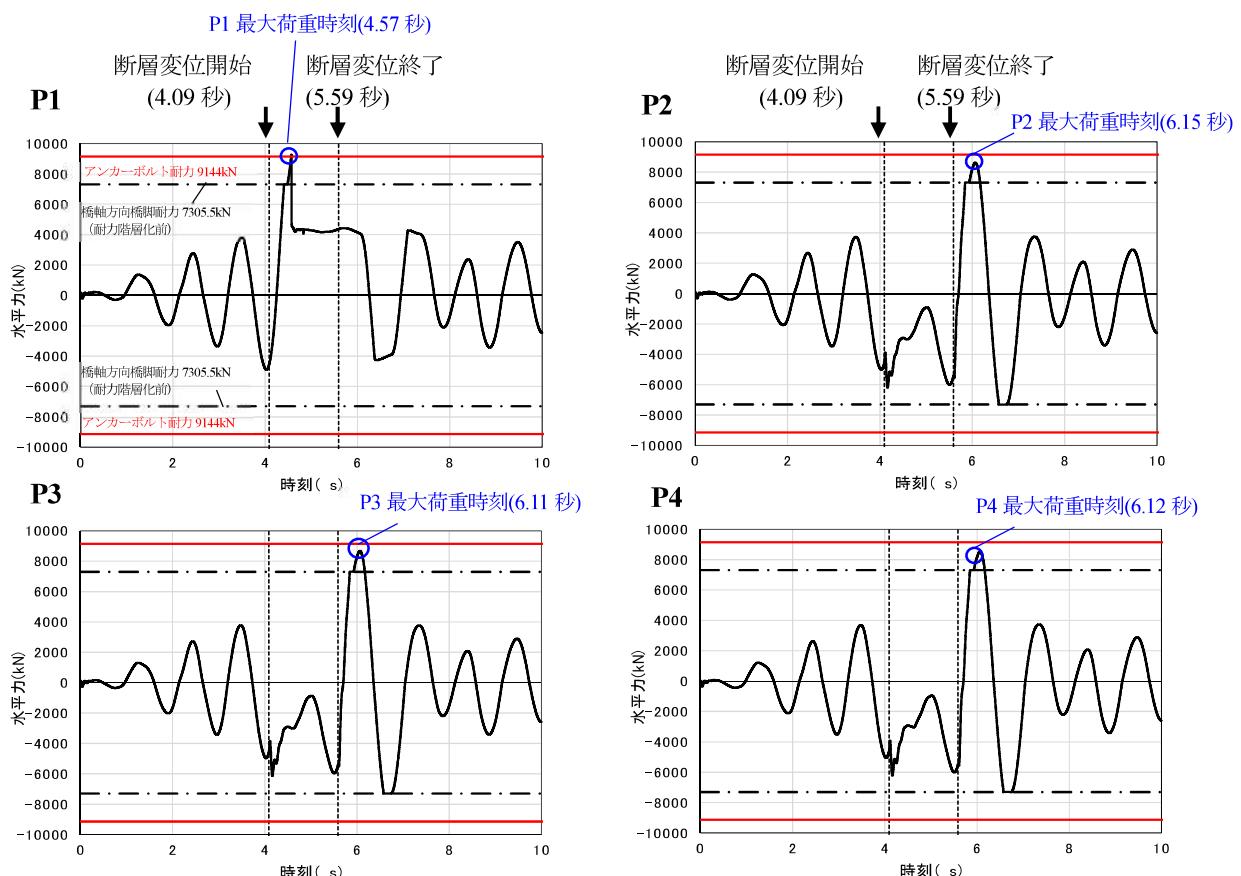


図-4.14 各橋脚における橋軸方向水平荷重の時刻歴応答

4.4.5 支承アンカーボルトの破断及び耐力階層化鉄筋の作動の関係性

各橋脚の耐力階層化鉄筋のトリガー要素のうち、四隅に位置する要素の作用荷重の時刻歴応答に関して、耐力階層化鉄筋の作用箇所とトリガー要素作用荷重最大時刻をまとめた結果を表-4.7に示す。

P1 橋脚の橋軸方向について、支承アンカーボルトの破断時刻と同時に耐力階層化鉄筋が作動を開始し、図-4.14に示すように、橋脚の耐力上昇が確認された。

また、橋軸直角方向のアンカーボルトが破断したP1～P3 橋脚では、アンカーボルトの破断時刻と耐力階層

化鉄筋の作動開始時刻は一致しなかった。これは、橋軸直角方向については、アンカーボルトの耐力（9144kN）よりも橋脚の耐力（16181.9kN）の方が大きいため、耐力階層化鉄筋の作動開始時刻とは独立して支承アンカーボルトが破断したと考えられる。

耐力階層化鉄筋が作動したP2、P3、P4 橋脚については、図-4.14に示すように、いずれも作動開始時刻とほぼ同じタイミングで橋脚の耐力は上昇しているが、アンカーボルトの耐力（9144kN）には達していないため、アンカーボルトの破断には至らなかった。

4.5 本章のまとめ

本章では、断層変位に対して、道路橋が致命的な被害を受けにくくする対策として、耐力階層化鉄筋を用いた構造に関する解析的検討を実施した。解析の結果、耐力階層化鉄筋を用いることで橋脚の耐力が増加し、支承アンカーボルトに損傷を誘導することが出来た。これによって、橋脚の倒壊等、致命的な被害を回避することが可能になり、断層変位対策として、耐力階層化鉄筋を使用することが有効であることが確認された。

一方、本研究では、橋脚間に断層が存在する架橋位置を想定し、2016年熊本地震における観測データを基に、入力値として使用する断層変位量を設定した。しかしながら、実際の設計では、正確な断層位置の推定や変位量の設定は困難である。また、複数の断層をまたいで架橋せざるを得ない場合も考えられる。そのため、今後は入力値の設定及び断層変位が発生する位置等の不確実性を考慮した検討を行う必要がある。

謝辞

第3章で使用した地震動波形は、気象庁から公開された熊本県震度計波形データを基に作成され、国土交通省九州地方整備局熊本河川国道事務所から提供を受けたものである。ここに、記して謝意を表する。

参考文献

- 1) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V 耐震設計編, 2017.
- 2) 九州工業大学建設社会工学科耐震グループ：1999年9月21日台湾集集地震橋梁被害調査報告書, 2000.
- 3) 田中智行, 三井欣二, 北台修一, 大塚久哲：断層変位を受けるコンクリート連続桁橋の安全性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.1285-1290, 2003.
- 4) 大住道生, 石崎覚史, 中尾尚史：極大地震動に対する道路橋の崩壊シナリオデザイン設計法の提案—性能規定型設計法のエンパワーメント—, 土木技術資料, Vol.62, No.12, pp.8-11, 2020.
- 5) 大住道生, 中尾尚史, 石崎覚史, 庄司学：破壊応度の制御による道路橋の崩壊シナリオデザイン設計法の提案, 土木学会論文集A1(構造・地震工学), Vol. 77, No.4, pp.I_360-I_372, 2021.
- 6) 国土技術政策総合研究所, 土木研究所: 平成28年(2016年)熊本地震土木施設被害調査報告, 國土技術政策総合研究所資料第967号, 土木研究所資料第4359号, 2017.
- 7) 大住道生, 星隈順一: 熊本地震により被害を受けた道路橋の損傷痕に基づく要因分析, 第20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, pp.121-128, 2017.
- 8) (公社) 日本道路協会：道路橋支承便覧, 2018.12.
- 9) (一社) 日本支承協会, ゴム支承協会：ゴム支承の鋼材部の設計標準(案), 2005.
- 10) ゴム支承の地震時の性能の検証方法に関する共同研究報告書, 土木研究所共同研究報告書No.512, 2020.
- 11) 村越潤, 梁取直樹, 有馬敬育, 清水英樹, 小森大資：鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査, 土木研究所資料 No.4090, 2008.
- 12) 中尾吉宏, 片岡正次郎：平成28年熊本地震の余震観測に基づくサイト增幅特性の分析, 第20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, pp. 251-256, 2017.
- 13) Y. Hata, A. Nozu, K. Ichii : A Practical Method to Estimate Strong Ground Motions after an Earthquake, Based on Site Amplification and Phase Characteristics, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.101, No.2, pp.688-700, 2011.
- 14) 気象庁ウェブサイト：
https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/1604160125_kumamoto/index2.html#chui, (2022年2月28日閲覧)
- 15) Y.Ishii, M.Yamada, S.Yagi, S.Kataoka : Verification Of Observation Record Of The 2016 Kumamoto Earthquakes By A Soil-Structure System, The 17th World Conference on Earthquake Engineering.
- 16) 岩田知孝：益城町宮園・西原村小森本震記録の解析,
<http://sms.dpri.kyoto-u.ac.jp/topics/masiki-nishihara0428ver2.pdf> (2022年2月28日閲覧)
- 17) 建設省土木研究所：地盤の地震時応答特性の数値解析法—SHAKE:DESRA—, 土木研究所資料第1778号, 1982.
- 18) 横澤直人, 河原井耕介, 中尾尚史, 石崎覚史, 大住道生：崩壊シナリオデザイン設計法の実現に向けた耐力階層化鉄筋を用いたRC橋脚の載荷実験, 土木学会論文集A1(構造・地震工学), Vol.78, No.4, 2022. (掲載決定)
- 19) (公社) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.
- 20) 堀淳一, 川島一彦：部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正 Menegotto-Pinto モデルの提案, 土木学会論文集, No.738/I-64, pp.159-169, 2003.
- 21) (一財) 海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集, 2005.

- 22) 福富将, 岡崎太一郎, 松井良太, 麻里哲弘 : 粘性減衰モデルが弾塑性系の時刻歴応答解析に与える影響 (その 1) : 減衰モデルの比較, 日本建築学会構造系論文集, Vol.85, No.778, pp.1555-1563, 2020.

RESEARCH ON IMPERVIOUS BRIDGE DESIGN TO FAULT DISPLACEMENT

Research Period: FY2018-2021

Research Team: Bridge and Structural Engineering Research Group

Author: OHSUMI Michio

YOKOYAMA Tomohiro

NINOMIYA Tomohiro

YOKOZAWA Naoto

NAKAO Hisashi

Abstract: The aim of this research project is to propose the design method on the impervious bridge structure to fault displacement. At first, this project reveals the destruction mechanism of the bearing damaged in The 2016 Kumamoto Earthquake, then proposes the input method on fault displacement in seismic analysis. Finally, it is shown that the bridge structure with strength-stratifying rebar is effective against fault displacement.

Keywords: Fault displacement, The 2016 Kumamoto Earthquake, Damage of rubber bearing, Seismic analysis, Strength-stratifying rebar