第26回橋梁等の耐震設計シンポジウム
講演論文集（2023年7月）

大切畑大橋の非線形動的解析による損傷分析

後藤　僚一[1]・金山　亨[2]・幸左　賢二[3]・渡邊　学歩[4]

[1]正会員　パシフィックコンサルタンツ（株）（〒101-8462 東京都千代田区神田錦町3-22）
[2]正会員　（株）構造計画研究所（〒164-0011 東京都中野区中央4-5-3）
[3]正会員　Ph.D　九州工業大学名誉教授（〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1）
[4]正会員　博士（工学）山口大学大学院創成科学研究科（〒725-8661山口県宇部市常盤台2-16-1）

1. はじめに

2016年熊本地震では，国内史上最大級の揺れが観測され，多数の橋梁が被災している．本論文で対象とする大切畑大橋にも深刻な被害が発生している．

熊本地震では，大切畑大橋の谷側斜面が崩壊し，A2橋台周辺に地すべりが確認され，0.5m程度の地盤変位が橋梁位置に生じている．地盤変状の影響が同橋の被害に影響を与えたとする報告がなされているが，強震動と地盤変状の詳細な影響度については十分には研究されていない．

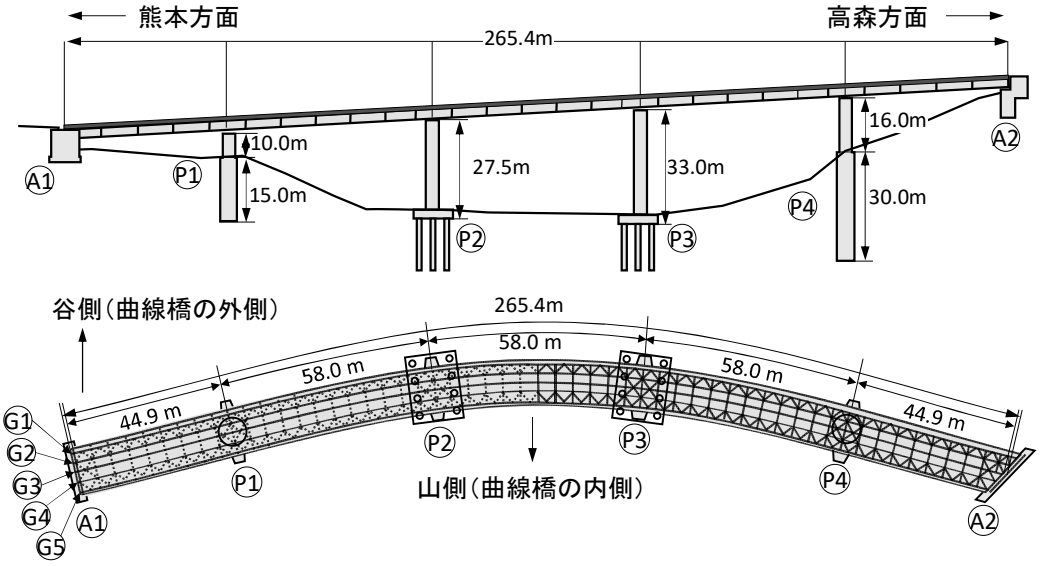
また，橋脚の損傷は大きくないにも拘わらず全ての下部構造で，水平力分散ゴム型の支承が破断もしくは破断に近い損傷が生じているが[1), 2)]，これが地震動の作用によるものか，取り付けボルトなどの支承劣化によるものか判然としないなど未解明な事象も多い．

本論文は，標準的な耐震解析モデルを用いて大切畑大橋の地震応答解析に基づいて地震時挙動をあらためて評価を行い，主たる損傷原因が地震動の揺れによることを明らかにしたものであり，その検討結果についての報告を行う．

2. 大切畑大橋の概要および耐震解析方法

大切畑大橋は熊本市～阿蘇郡高森町を結ぶ熊本県道28号線に位置し，図−1に示す通り曲率半径が 250 m，橋長 265.4 m の5径間連続非合成鋼鈑桁曲線橋である．本橋は上部構造を橋脚高さが不等橋脚で支持する構造を有し，最も低いP1橋脚で10 m，最も高いP3橋脚では 33.5 m となっている．

本橋は平成2年の道路橋示方書に基づき設計され，その後にH8道路橋示方書により修正設計が行われている．これにより，支承は橋軸および橋軸直角の



図−1 大切畑大橋の一般図

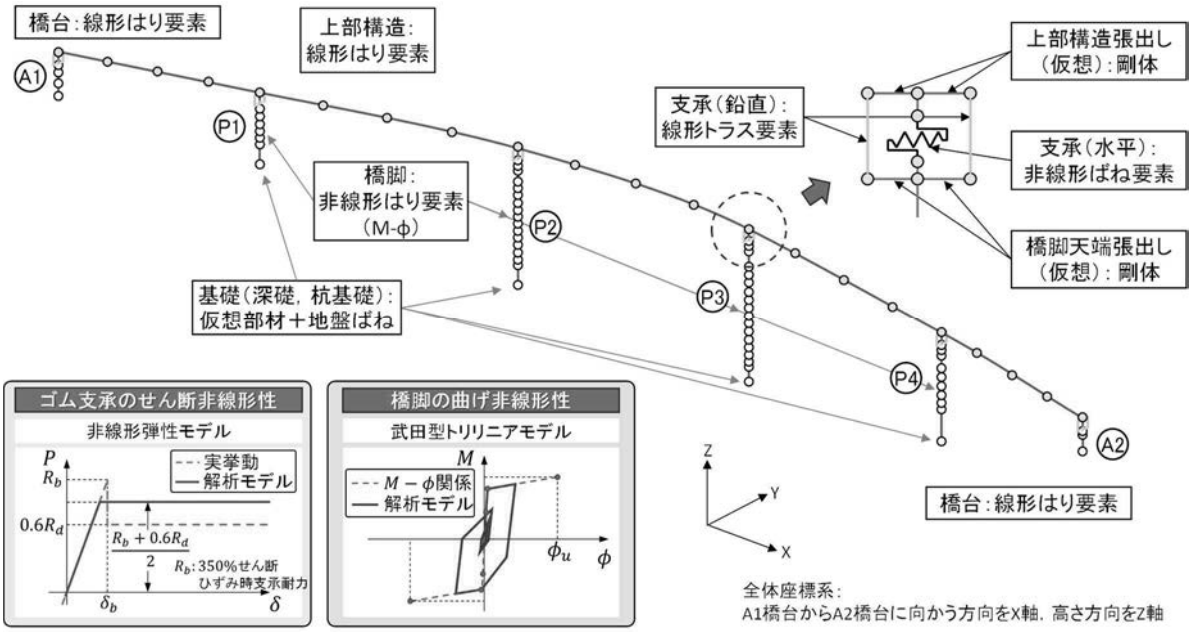
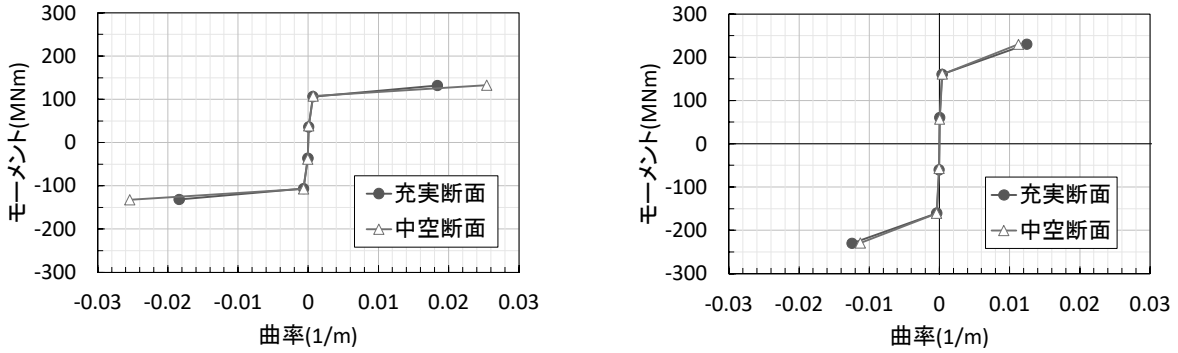


図-2 解析モデル



(a) 橋軸方向　　(b) 橋軸直角方向

図-3 P2 橋脚 M-ϕモデル

両方向に変形が可能な水平力分散ゴム支承に変更された他，下部構造(P2～P4橋脚)も全断面を充実断面とする構造から，一部を中空断面を有する構造に変更されている．

以下に，解析モデルの概要および動的解析で用いた入力地震動について説明を行う．

(1) 解析モデル

解析モデルおよび支承モデルを**図-2**に示す．支承の実挙動は支承が350%のひずみに達すると破断し，その後は支承と構造物とのすべり抵抗 $0.6R_d$(R_d：死荷重時支承反力)で移動すると仮定できる．

しかしながら，本解析ソフトでは支承抵抗力の下降域をモデル化できない．そこで，$0.6R_d$と350%ひずみ時反力(R_b)の中間値に沿った荷重―変位モデルとして近似した．すなわち，中間的な荷重―変位モデルに置き換えている．なお，実モデルにおける350%の支承ピーク値と中間値の差異はピーク値の20%程度であり差異はそれほど大きくはない．

橋脚は，3次元非線形はり要素を用いてモデル化している．橋脚の曲げ非線形性は**図-3**に示す通り，H14道路橋示方書[3]に基づいて充実部および中空部ともに，武田型のM-ϕトリリニアモデルでモデル化している．充実及び中空断面ともM-ϕ特性の差異が小さいが，これは鉄筋量が同じであることや圧縮側の有効幅は圧縮域よりも大きいことなどが，影響していると考えられる．

モデル化の関係上，橋脚中空部は降伏後も横拘束効果を期待できると仮定したこと，水平力分散ゴム支承は破断後も形状を保持すると仮定したことに注意を要する．また，基礎は集中ばねでモデル化した．

なお，ゴム支承のせん断非線形性は**図-2**に示した通りモデル化している．350%せん断ひずみ時の耐力と$0.6R_d$(R_d：死荷重時支承反力)の中間値を中折れ点(降伏点)とする完全弾塑性バイリニア型でモデル化したが，その際の支承の破断ひずみ(支承ひずみ折れ点と仮定)を**表-1**に示す．このようにモデル化したことで，橋台上の支承ではせん断ひずみ250%

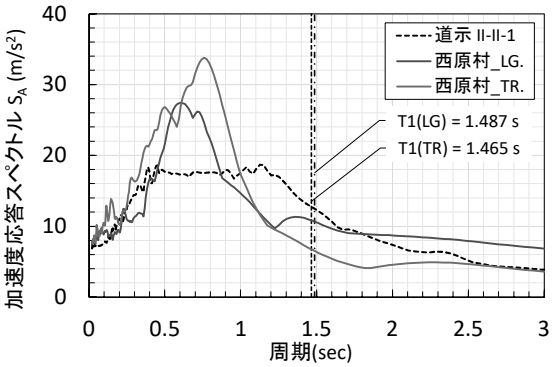


図-4 入力地震動の加速度応答スペクトル

表-1 支承モデル化ひずみ折れ点

	支承ひずみ折れ点		支承ひずみ折れ点
A1	255 %	P3	298 %
P1	298 %	P4	298 %
P2	298 %	A2	240 %

程度，中間橋脚上の支承では300%で支承が塑性化するようになっている．

(2) 入力地震動

入力地震動には気象庁・熊本県西原村小森で観測された強震記録を用いた．大切畑大橋の全体座標系に角度補正を行って算出した加速度応答スペクトルを**図-4**に示すが，後述する大切畑大橋の１次振動固有周期である 1.5 s 付近では，橋軸方向の加速度応答スペクトルが大きく，道路橋示方書Ⅱ種地盤での地震力と概ね同程度であることがわかった．

3. 大切畑大橋の固有振動特性および非線形動的解析に基づく地震時挙動の推定

(1) 固有振動特性

各部材で設定した等価減衰定数を**表-2**に示す．3次元非線形動的解析の粘性減衰には，要素別剛性比例減衰を採用した．なお，大切畑大橋は曲線橋であるため，全方向に変形することが可能な水平力分散ゴム支承に変更を行っている．

固有値解析結果を**表-3**に示すが，橋軸方向および橋軸直角方向の1次振動モードは，**図-5**および**図-6**に示すとおり，1.5 s 付近で水平力分散ゴム支承が変形するモードである．P1～P4橋脚は不等橋脚であるため，それぞれ 0.2 s ～ 0.5 sで振動する．以上から，大切畑橋は分散支承と各橋脚が別々な挙動をする高次振動モードの3次元挙動を行うことがわかる．

(2) 動的解析結果

a) 最大応答値加速度分布図

最大応答加速度分布図を**図-7**に，最大加速度発生時の応答変位図を**図-8**にそれぞれ示す．最大応答加速度が発生した時刻は，X方向で t = 8.3 s，Y方向で 8.1 s 付近で発生しており，各橋脚が破断した方向と整合しており，概ね地震発生後 8.3 s 付近で水平力分散ゴム支承が破断したと推察できる．

b) 時刻歴支承応答変形図

各下部構造の水平力分散ゴム支承の変形応答を**図-9**に示す．**図-9**の四角枠線は**表-1**に示すひずみの達した点を表し，支承のせん断ひずみが破断ひずみに達したことを示す．同図の◆は t = 8.3 s 時刻での支

表-2 等価減衰定数

		材質/地盤種別	要素種別	等価減衰定数
上部構造	桁	鋼	線形はり要素	0.02
下部構造	橋脚	コンクリート	非線形はり要素	0.02
	橋台		線形はり要素	0.05
支承(ゴム沓)		ゴム	線形ばね要素	0.02
基礎-地盤		Ⅱ種地盤	非線形弾性ばね要素	0.20
仮想部材		-	線形ばね要素	0.00

表-3 固有値解析結果

Mode	T (s)	h (%)	有効質量比 (%)			特徴
			X	Y	Z	
1	1.487	4.6	46.8	2.75	0.00	上部構造　橋軸方向１次モード
2	1.465	4.6	3.12	43.9	0.00	上部構造　橋軸直角１次モード
3	1.362	3.2	0.12	0.92	0.00	
4	1.023	3.1	0.02	0.22	0.00	
5	0.683	2.4	0.00	0.00	0.39	
6	0.615	3.1	0.00	0.01	0.00	
7	0.52	8.2	4.34	0.04	0.01	P3 橋脚　橋軸方向１次モード
8	0.517	4.4	0.01	0.05	0.00	
9	0.497	9.8	7.16	0.04	0.00	P2 橋脚　橋軸方向１次モード
10	0.443	10.4	0.10	6.75	0.03	P3 橋脚　橋軸直角１次モード
11	0.400	11.4	0.15	7.00	0.27	P2 橋脚　橋軸直角１次モード
12	0.392	4.0	0.00	1.79	0.92	
13	0.333	3.1	0.04	0.80	0.10	
14	0.328	4.1	0.00	0.00	0.12	
15	0.313	8.2	1.81	0.08	20.4	P4 橋脚　橋軸方向１次モード
16	0.312	10.3	2.31	0.41	12.7	
17	0.305	12.5	0.37	3.43	1.19	P4 橋脚　橋軸方向１次モード
18	0.222	2.6	0.01	0.23	0.00	
19	0.212	15.1	2.94	0.19	0.00	P1 橋脚　橋軸方向１次モード
20	0.208	14.2	0.17	2.68	0.00	P1 橋脚　橋軸直角１次モード

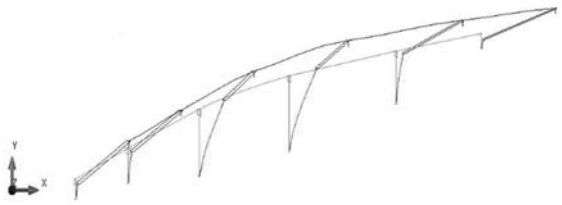


図-5 橋軸方向１次振動モード



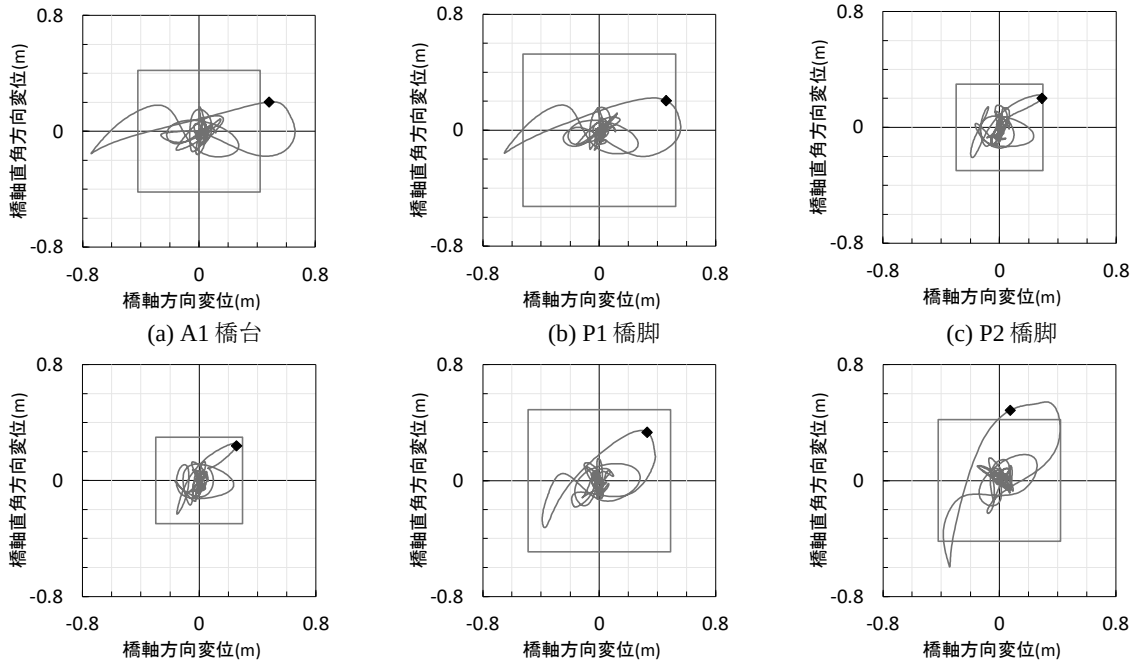
図-6 橋軸直角方向１次振動モード



図-7 最大応答加速度分布図



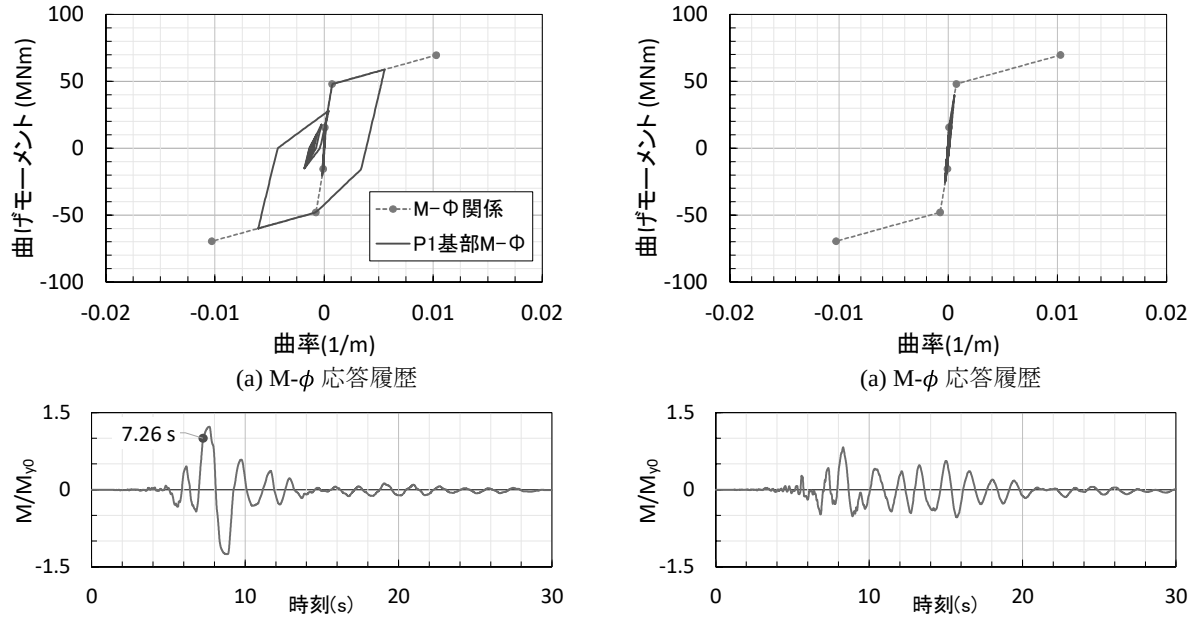
図-8 t = 8.3s 秒の応答変位図



(a) A1 橋台　(b) P1 橋脚　(c) P2 橋脚

(d) P3 橋脚　(e) P4 橋脚　(f) A2 橋台

図-9 支承の地震時の水平面内変形の応答履歴



(a) M-ϕ 応答履歴　(a) M-ϕ 応答履歴

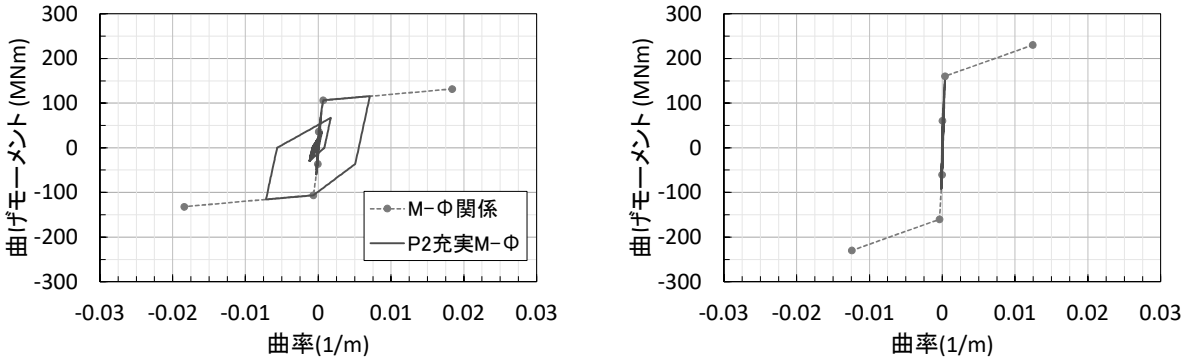
(b) 曲げモーメントの時刻歴応答 (1) 橋軸方向

(b) 曲げモーメントの時刻歴応答 (2) 橋軸直角方向

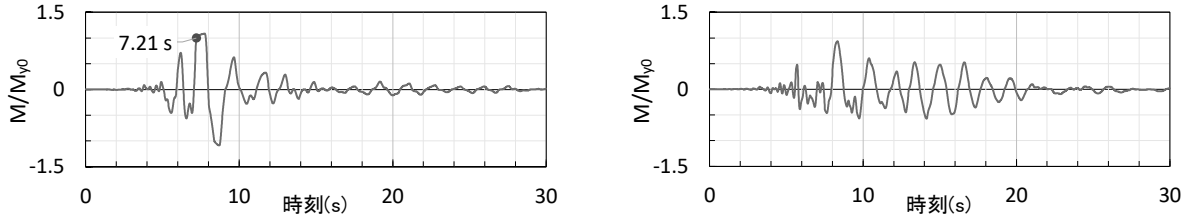
図-10 P1 橋脚の M-ϕ 応答履歴および曲げモーメントの時刻歴応答

承変形量である．

橋脚支承の破断は**図-7**の最大応答加速度発生時刻に発生し，実際の支承破断方向と合致しているため，約300%相当のひずみで破断した可能性が高い[1), 2)]．なお，橋台上の支承のせん断ひずみは橋脚上の支承のせん断ひずみと比べて相対的に大きく，最大応答加速度発生時刻 t = 8.3 s より前に破断していると推察される．各支承の履歴ループを見ると，いずれも同一の傾向となること，破断ひずみに達する点が東北側である支承の位置のずれと一致していることなどが，実際の損傷状況と整合する．



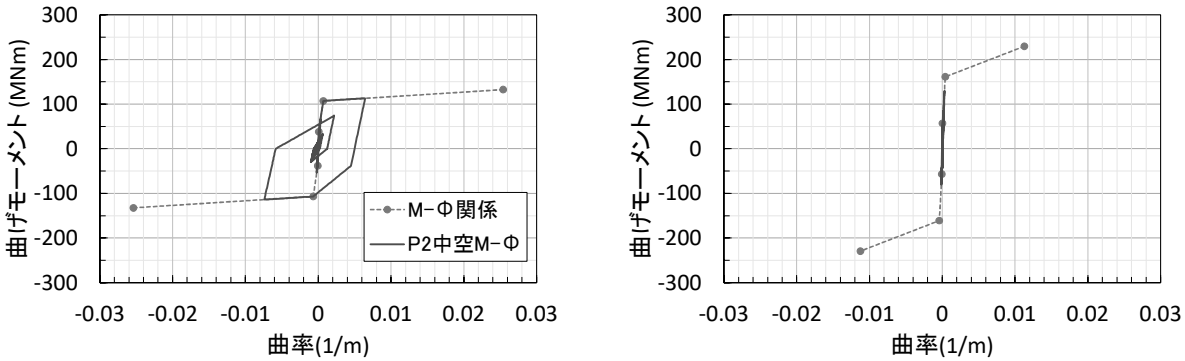
(a) M-ϕ 応答履歴



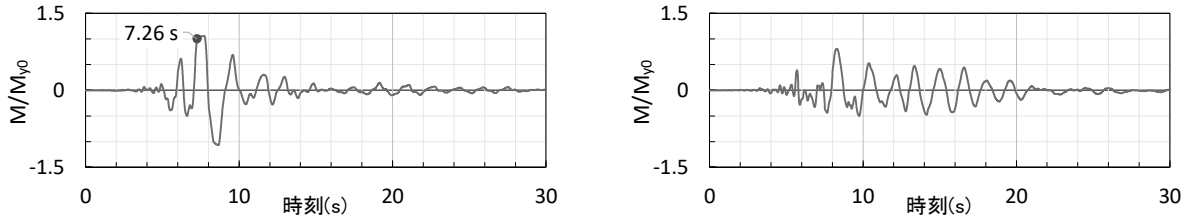
(b) 曲げモーメントの時刻歴応答

(1) 橋軸方向　　(2) 橋軸直角方向

（i） 充実断面



(a) M-ϕ 応答履歴



(b) 曲げモーメントの時刻歴応答

(1) 橋軸方向　　(2) 橋軸直角方向

（ii） 中空断面

図−11 P2 橋脚の M-ϕ 応答履歴および曲げモーメントの時刻歴応答

c） P1橋脚の損傷について

図−10には，橋脚の曲げの履歴応答およびM/My0の時刻歴応答を示す．P1橋脚は t = 7.3 s に橋軸方向で降伏を超えるが，直角方向では降伏していない．

また，橋軸方向では終局曲率の半分もの曲率応答が生じているが，実損傷度ではひび割れ損傷は小さくなっている．現地調査では，橋脚内部の損傷度まで詳細に調べられている訳ではないが，概ね損傷度が対比できていることが分かる．

d） P2橋脚の損傷について

図−11に示すように，P2橋脚の基部（充実部）と直上部（中空部）断面は，t = 7.2 s で橋軸方向で降伏を超える曲げが生じているものの，橋軸直角方向では降伏しない結果を得た．

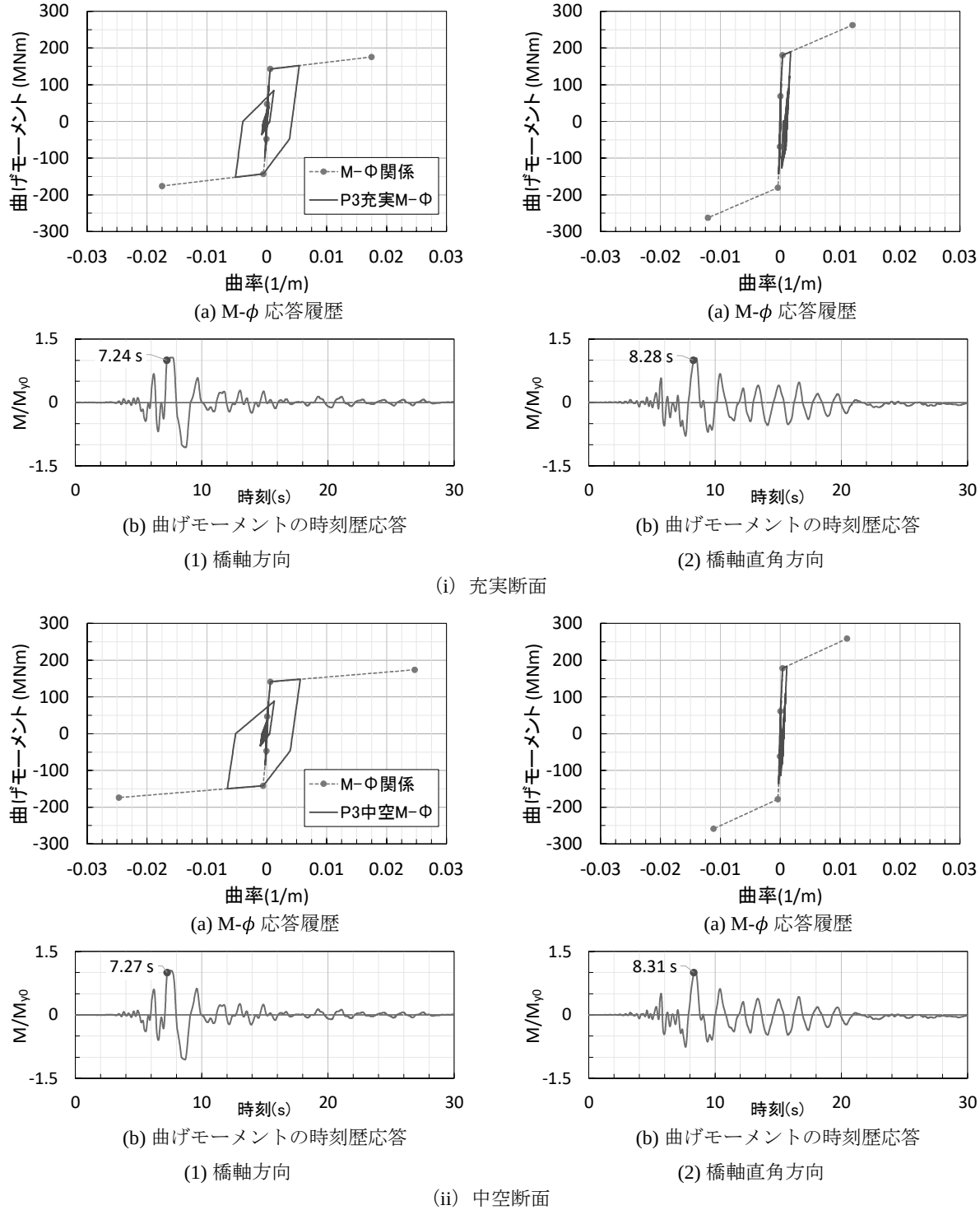
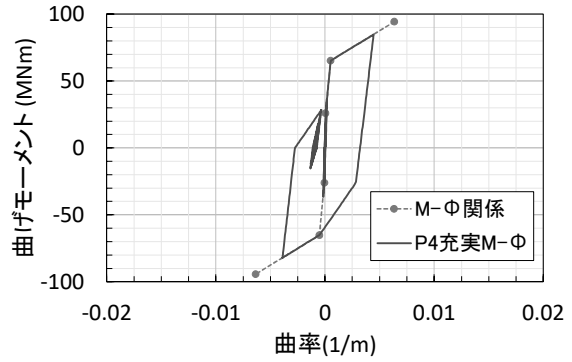


図-12 P3 橋脚の M-ϕ 応答履歴および曲げモーメントの時刻歴応答

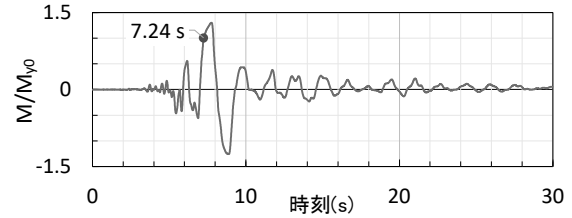
橋軸方向の曲げ曲率は終局曲率の半分程度に達しているが，実損傷でも充実部および中空部，また橋軸および橋軸直角方向ともに，多数のひび割れが発生している．支承の損傷状況は，解析ではかろうじて破断ひずみに達しているが，実損傷では破断には至っておらず，支承と橋脚の実損傷度と解析結果にはやや違いが認められる．

e) P3橋脚の損傷について

図-12より，P3橋脚の基部(充実部)と直上部(中空部)の曲げモーメントは，t = 7.2 s で橋軸方向で降伏を超え，橋軸直角方向は t = 8.3 sで降伏を超える結果を得た．解析結果は，P2橋脚と同様に，橋軸方向には充実部および中空部ともに橋軸方向には終局の1/3程度の損傷，橋軸直角方向には降伏曲率程度の

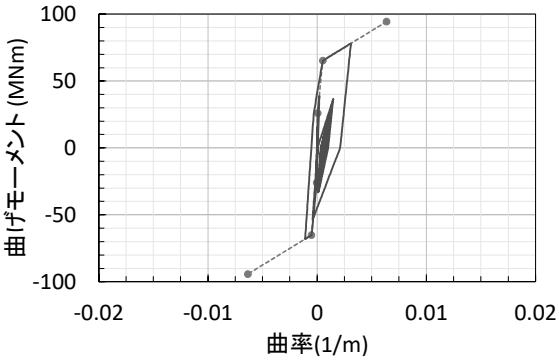


(a) M-ϕ 応答履歴

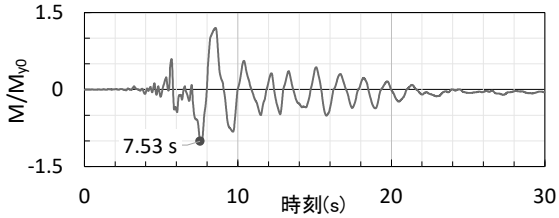


(b) 曲げモーメントの時刻歴応答

(1) 橋軸方向



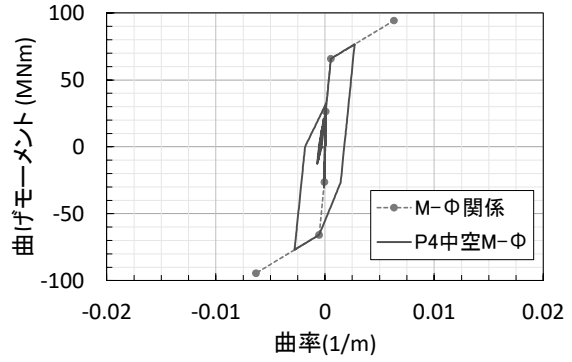
(a) M-ϕ 応答履歴



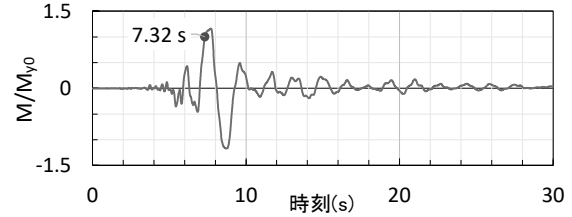
(b) 曲げモーメントの時刻歴応答

(2) 橋軸直角方向

（i） 充実断面

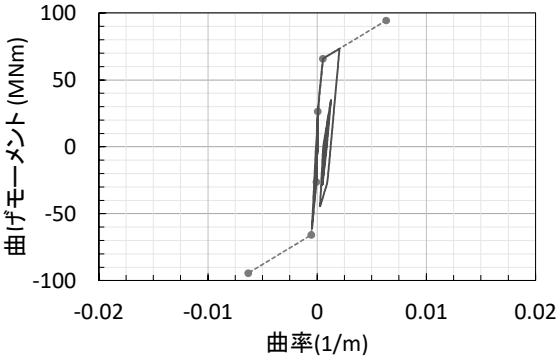


(a) M-ϕ 応答履歴

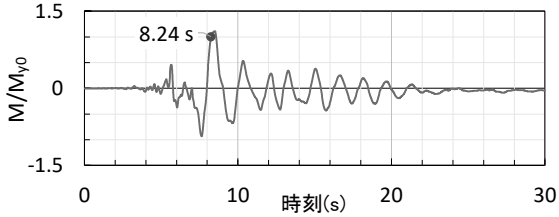


(b) 曲げモーメントの時刻歴応答

(1) 橋軸方向



(a) M-ϕ 応答履歴



(b) 曲げモーメントの時刻歴応答

(2) 橋軸直角方向

（ii） 中空断面

図−13 P4 橋脚の M-ϕ 応答履歴および曲げモーメントの時刻歴応答

損傷が発生している．また，支承は破断ひずみ相当の変形に達しており，実損傷の破断現象を再現できている．実際の橋脚の損傷状況は，橋軸および橋軸直角方向ともにひび割れが発生しており，橋軸直角方向の挙動が実挙動と若干異なる傾向を示している．

f） P4橋脚の損傷について

図−13に示す通り，P4橋脚の基部（充実部）と直上部（中空部）の曲げモーメントは，t = 7.2 s 付近で橋軸方向で降伏を超え，橋軸直角方向は t = 7.5 s，8.2 sで降伏を超える結果を得た．また橋脚損傷度は充実および中空，橋軸および橋軸直角方向ともに曲げ終局の半分程度の曲率の損傷が発生している．実際の橋脚の損傷状況では軽微なひび割れとなっている．これに対して支承損傷が解析では破断には至っておらず，実損傷との間に差異が認められる．

g）支承の損傷について

非線形動的解析による地震応答の再現では多数の支承(A1, P1, P2, P3, A2)が破断に至る現象が発生した．実現象においても多数の支承(A1, P1, P3, P4, A2)が破断に至っている．詳細については検討中であるが，従来より指摘されているように，保有耐力法で設計された本橋において，不等橋脚高や支承減衰の評価の相違などが原因で，支承部に変位が集中し，支承が破断に至ったことが示唆される．

4. まとめ

大切畑橋梁を対象とした非線形動的解析と実損傷挙動を比較した結果を以下にまとめる．

(1) 橋脚降伏と水平力分散ゴム支承の破断順序

解析結果は，各橋脚の基部で概ね t = 7.2 ～ 7.3 s で断面が降伏するのに対して，橋脚上の支承は最大加速度発生時である t = 8.3 s 時に破断している．このことから，大切畑大橋は，橋脚降伏後に，橋脚の水平力分散ゴム支承が破断したこと，損傷順序が橋脚，支承であることが示唆される．

(2) 水平力分散ゴム支承の破断

中間橋脚の水平力分散ゴム支承は，最大加速度発生時の t = 8.3 s において，約 300 % のひずみが発生した時点で東北方向で破断に近い状態に至ったと推察され，解析結果は実際の損傷状況を概ね再現出来ている．

(3) P2橋脚の損傷について

解析では，支承の損傷はわずかに破断ひずみを超える程度，橋脚の損傷は橋軸方向の曲げ曲率は終局曲率の半分程度に達するが，橋軸直角方向には曲げ降伏しない結果となった．損傷調査では，橋軸および橋軸直角方向とも多数のひび割れが確認されているため，全体的には損傷状況を再現出来ているが，橋軸直角方向の損傷度がやや小さめな評価となっている．

(4) P3橋脚の損傷について

解析では，支承に破断ひずみを超える変形が生じている．橋脚についても，P2橋脚と同様に充実部および中空部ともに，橋軸方向には終局曲率の1/3程度の損傷が，橋軸直角方向には降伏曲率程度の損傷がそれぞれ発生している．実際の損傷では，支承が破断するとともに，橋脚には橋軸および橋軸直角方向にひび割れが発生し，3δy相当の損傷が発生している．以上により，支承は実損傷と整合する解析結果，橋脚については橋軸直角方向の損傷度がやや異なる結果がそれぞれ得られた．

(5) 支承の損傷状況について

非線形動的解析による地震応答の再現では，多数の支承(A1, P1, P3, P4, A2)が破断に至る現象が発生した．実際にも多数の支承(A1, P1, P3, P4, A2)が破断に至っている．従来より指摘されているように，保有耐力法で設計された構造物において，不等橋脚高や支承減衰の評価の相違などが原因で，支承が破断に至ったことが示唆される．

参考文献

1) 土木学会　地震工学委員会：性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会活動報告書, 2018. 3.
2) 幸左賢二，渡邊学歩，後藤僚一，金山亨：大切畑大橋の詳細損傷分析，第 26 回橋梁等の耐震設計シンポジウム，2023. 7.
3) （社団法人　日本道路協会）：道路橋示方書・同解説I～V，2002. 3.
4) （公益社団法人 日本道路協会）：道路橋示方書・同解説V耐震設計編に関する参考資料，pp. 210-213，2015. 3.
5) （一般社団法人）九州橋梁・構造工学研究会：2016年熊本地震被害調査・分析報告書，2019.
6) 国土交通省 国土技術政策総合研究所：平成28年(2016年)熊本地震土木施設被害調査報告，国総研資料第967 号，pp. 278-285，2017.