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）

モデル化の違いに着目した補強済単柱鋼製橋脚の地震応答解析の比較検証

藤田　雅義[1]・冨　健一[2]・梅林　福太郎[3]・横田　貴大[4]
田嶋　仁志[5]・庄司　学[6]・松原　拓朗[7]

[1]JIPテクノサイエンス株式会社　建設ソリューション事業部（〒102-0074 東京都千代田区九段南1-3-1）
[2]正会員　工博　株式会社長大　大阪支社（〒550-0013 大阪府大阪市西区新町2-20-6）
[3]正会員　工修　株式会社オリエンタルコンサルタンツ　関東支社　特殊構造部（〒151-0071 東京都渋谷区本町3-12-1）
[4]正会員　パシフィックコンサルタンツ株式会社　大阪本社　交通基盤事業部（〒530-0004 大阪府大阪市北区堂島浜1-2-1）
[5]正会員　工博　株式会社IHIインフラシステム　（〒108-0023 東京都港区芝浦3-17-12）
[6]正会員　工博　筑波大学　システム情報系（〒305-8573 つくば市天王台1-1-1）
[7]正会員　工博　首都高速道路株式会社　東京東局（〒103-0015 東京都中央区日本橋箱崎町43-5）

1. はじめに

これまでの研究[1)]は座屈パラメータの一部が満足していない既設鋼製橋脚を対象とし，道路橋示方書[2)]で提示されている梁モデル（バイリニアモデル），日本鋼構造協会[3)]や土木学会[4)]から提示されているファイバーモデルを用いると共に，幾何学的非線形が計算可能な解析コードSeanFEM[5)]を交えながら，モデル化の違いに着目した単柱鋼製橋脚の地震応答解析の応答値を比較した．

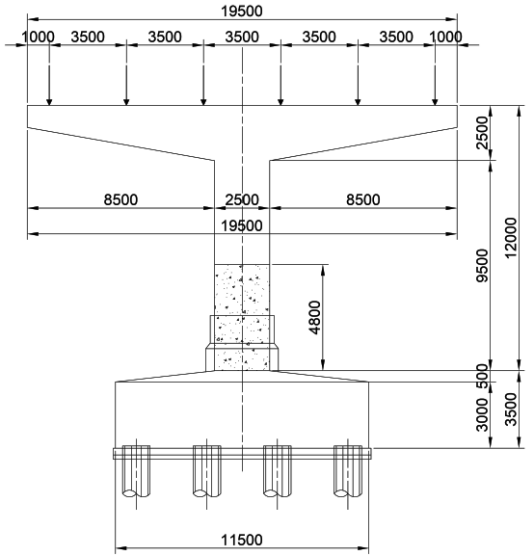
これまでの研究[1)]の比較ではバイリニアモデルとファイバーモデルの応答値に差が大きいことを踏まえ，本研究では梁モデルのトリリニアモデルを追加し，補強済単柱鋼製橋脚に対して**表-1**に示す解析ケースの地震応答解析結果を比較した．以後，本研究では解析ケースを略称表記とする．

表-1　解析ケース

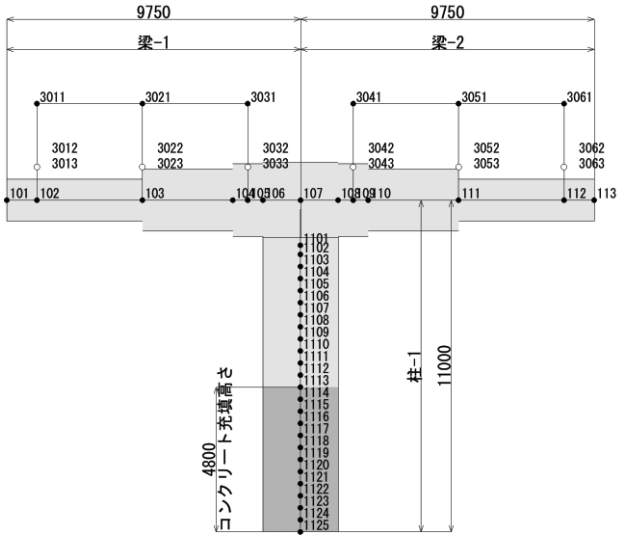
	解析手法	解析コード	略称
ﾄﾘﾘﾆｱﾓﾃﾞﾙ	材料非線形	TDAPⅢ	Trilinear
ﾊﾞｲﾘﾆｱﾓﾃﾞﾙ	材料非線形	TDAPⅢ	Bilinear
ﾌｧｲﾊﾞｰﾓﾃﾞﾙ1	材料非線形	TDAPⅢ	Fiber1
ﾌｧｲﾊﾞｰﾓﾃﾞﾙ2	材料非線形＋幾何学的非線形	SeanFEM[5)]	Fiber2

2. 対象構造物

昭和54年に竣工し，平成11年に充填コンクリート直上の制御断面の縦リブを補強した首都高速道路の鋼製橋脚を本研究の対象構造物とした（**図-1**）．なお，竣工された橋脚は柱基部にコンクリートが充填



(1) 橋脚正面図



(2) 解析モデル図

図-1　解析対象橋脚

されているが，本研究では充填コンクリート有無の2ケースを検証した．

また，竣工された橋脚は柱の補剛板厚や材質が断面ごとに変化している．断面諸元を変更せずに解析すると，充填コンクリート直上と柱基部の両方の位置で塑性化する結果となった．複数の位置で塑性化する場合は，プッシュオーバー解析による橋脚天端のP-δ曲線図の比較検証が難しくなるため，本研究では**表-2**に示すように補剛板厚を変更すると共に，材質をSM490材で統一し，柱基部で塑性化するように調整した．なお，補強済橋脚をモデル化したため，道路橋示方書[2)]に示されている座屈パラメータの規定は全て満足している（**表-2**）．

表-2　橋脚断面諸元と座屈パラメータ

	充填CON無		充填CON有	
	Flg	Web	Flg	Web
補剛板	2000×28	2500×28	2000×28	2500×28
Rib	3-220×24	4-220×24	3-180×20	4-180×20
0.3≦Rf≦0.5	0.334	0.336	0.463	0.468
0.3≦Rr≦0.5	0.373	0.373	0.373	0.373
補剛材剛比	1.253	1.236	1.188	1.154

3. 解析条件

充填コンクリート無の条件で算出した橋脚下端要素の曲げモーメントと曲率の関係を**図-2**に示す．充填コンクリート無の場合は初期断面力として死荷重軸力による圧縮力が作用しているため，引張縁よりも圧縮縁が先行して降伏することから，Trilinearモデルの骨格曲線はyc－yt－aを結んだ線として定義した．また，Bilinearモデルの骨格曲線は道路橋示方書[2)]に基づきyc－aを結ぶ線として定義した．

充填コンクリート有の条件で算出した橋脚下端要素の曲げモーメントと曲率の関係を**図-3**に示す．充填コンクリート有の場合は，釣合い条件を満たす中立軸が断面中央近傍に位置し，かつ圧縮縁側に位置する充填コンクリートが死荷重軸力による圧縮力の大部分を受け持つため，曲率が小さくなると共に引張縁が先行して降伏することになる．よって，Trilinearモデルの骨格曲線はyt－yc－aを結んだ線として定義した．また，Bilinearモデルの骨格曲線は道路橋示方書[2)]に基づきyt－aを結ぶ線として定義した．なお，**図-2**と**図-3**に示した数値は初期勾配と降伏後の勾配比率ならびにMaを示している．

Fiber1,2の断面分割は，板厚方向を1分割，補剛板幅方向を10分割，縦リブを2分割とした（**図-4**）．

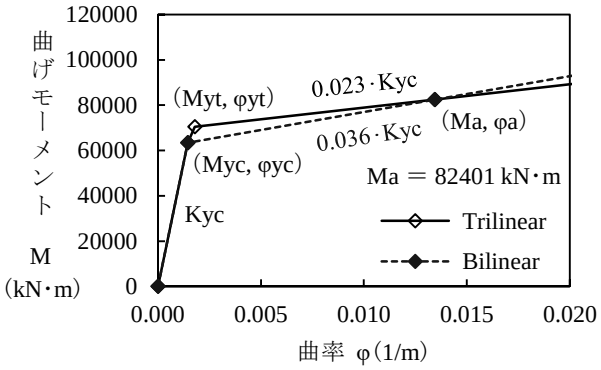


図-2　曲げモーメントと曲率の関係（充填CON無）

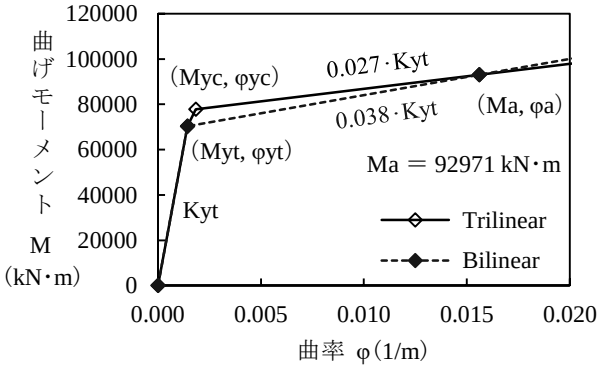


図-3　曲げモーメントと曲率の関係（充填CON有）

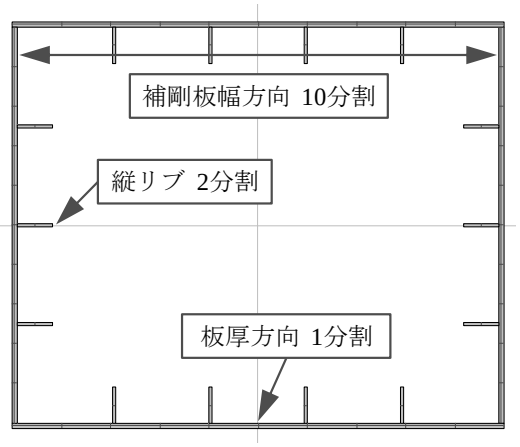


図-4　Fiber1,2の断面分割

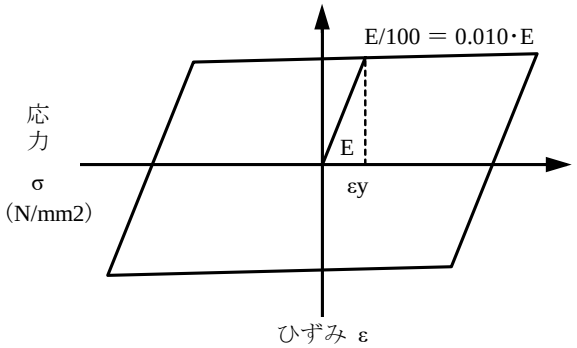


図-5　鋼材の応力－ひずみ関係

鋼材の応力－ひずみ関係は，2次勾配を初期勾配の1/100としたバイリニア型の骨格曲線で定義し，材料構成則は移動硬化則を用いた（**図-5**）．充填コンクリートの応力－ひずみ関係は道路橋示方書[2)]に基づき，圧縮力のみに抵抗し，引張力には抵抗しないモデルとした（**図-6**）．

橋脚の要素分割（要素長400mm）は各モデルで統一し，橋脚下端の拘束条件は基礎ばねを用いずに固定条件とした．検証波形は道路橋示方書[2)]で定義されたレベル2地震動の標準波形とし，本研究ではⅢ種地盤－タイプⅡ－第1波を用いた．

検証項目は，固有値解析結果の比較，プッシュオーバー解析による橋脚天端のP-δ曲線図の比較，検証波形による動的解析の時刻歴応答図と履歴図，最大最小応答値とし，各解析ケースの結果を比較した．

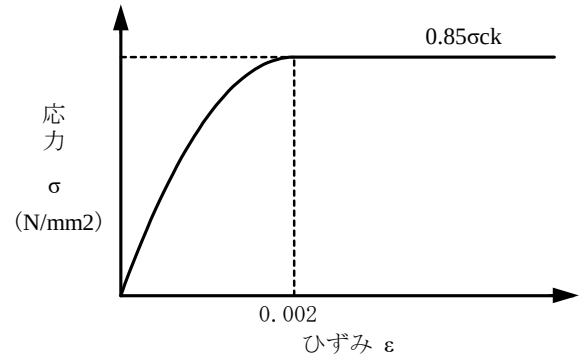


図-6　充填コンクリートの応力－ひずみ関係

4. 固有値解析結果の比較

各解析ケースの橋軸方向1次モードの固有値解析結果を**表-3**に示す．なお，橋軸方向1次モードの形状は各解析ケースで大きく変わらないため，本研究では充填コンクリート無のTrilinearケースのモード図を代表として示した（**図-7**）．

表-3　橋軸方向1次モード　固有値解析結果

充填CON	略称	振動数 (Hz)	固有周期 (sec)
無	Trilinear	1.171	0.854
	Bilinear	1.171	0.854
	Fiber1	1.171	0.854
	Fiber2	1.157	0.864
有	Trilinear	1.219	0.821
	Bilinear	1.219	0.821
	Fiber1	1.430	0.699
	Fiber2	1.347	0.743

充填コンクリート無の場合は，全てのケースで固有周期がほぼ一致した．一方で，充填コンクリート有の場合の固有周期はTrilinear, Bilinearと比べて，Fiber1,2の方が短くなった．これは充填コンクリートのモデル化の違いによって生じていると考えられる．具体的には，Trilinear, Bilinearは充填コンクリートの圧縮応力のみを有効とし，引張応力を無視してM-φ骨格曲線を定義しているのに対し，Fiber1,2は充填コンクリートの圧縮応力と引張応力が共に評価されるため，固有周期が短くなったと考えられる．

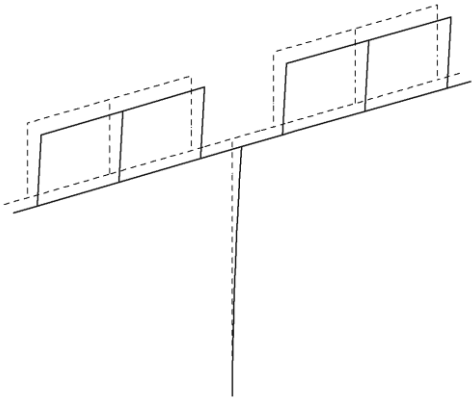


図-7　橋軸方向1次モード（充填CON無　Trilinear）

5. プッシュオーバー解析結果の比較

(1) 充填コンクリート無の場合

充填コンクリート無の条件で，橋軸方向にプッシュオーバー解析をした場合の水平荷重と水平変位の関係を**図-8**に示す．Trilinear, Bilinearに関しては初期勾配，降伏点，降伏後の勾配の全てが**図-2**に近似している．Fiber1,2はWeb要素の降伏（yc, yt）の他にFlg要素も徐々に降伏していくため，曲線形状を示しながら徐々に水平荷重が上がっていく傾向を示す．

次に，充填コンクリート無の条件で，橋軸方向に

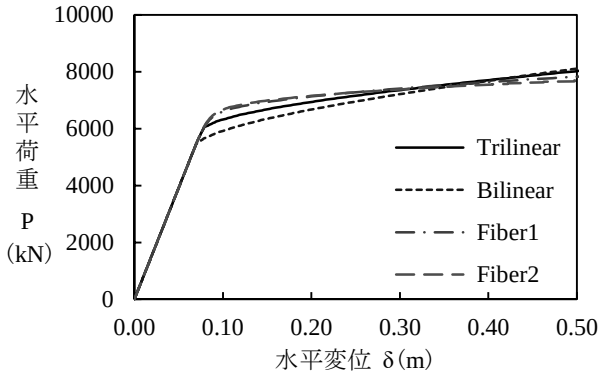


図-8　水平荷重と水平変位の関係（充填CON無）

プッシュオーバー解析をした場合の水平荷重と鉛直変位の関係を**図-9**に示す．Trilinear, Bilinearは鉛直方向に変位しなかったが，Fiber1,2は降伏荷重を超えた後に下向きの鉛直変位が発生している．特に断面力が不連続となっている訳でもなく，水平荷重によって降伏した要素のみが鉛直方向に変位しているため，筆者らはファイバー要素自体が縮みながら，平面保持の仮定を成立させるように中立軸を算定していると考えている．なお，幾何学的非線形を考慮したFiber2では，降伏後に下向きの鉛直変位が急増することがわかった．

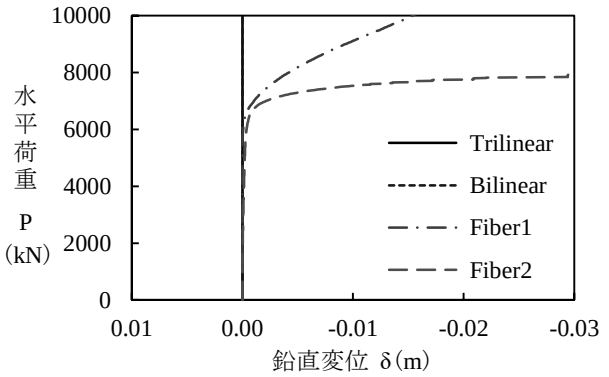


図-9　水平荷重と鉛直変位の関係（充填CON無）

(2) 充填コンクリート有の場合

充填コンクリート有の条件で，橋軸方向にプッシュオーバー解析をした場合の水平荷重と水平変位の関係を**図-10**に示す．Trilinear, Bilinearに関しては初期勾配，降伏点，降伏後の勾配の全てが**図-3**に近似している．Fiber1,2はWeb要素の降伏（yt, yc）の他にFlg要素も徐々に降伏していくため，曲線形状を示しつつ徐々に水平荷重が上がっていく傾向を示す．

次に，充填コンクリート有の条件で，橋軸方向にプッシュオーバー解析をした場合の水平荷重と鉛直変位の関係を**図-11**に示す．Trilinear, Bilinearは鉛直方向に変位しなかったが，Fiber1は降伏荷重を超えた後に上向きの鉛直変位が発生している．一方で，Fiber2では降伏荷重を超えた後に上向きの鉛直変位が微増した後に変曲点があり，下向きの変位に至っている．この現象は幾何学的非線形を考慮した時に発生することがわかった．

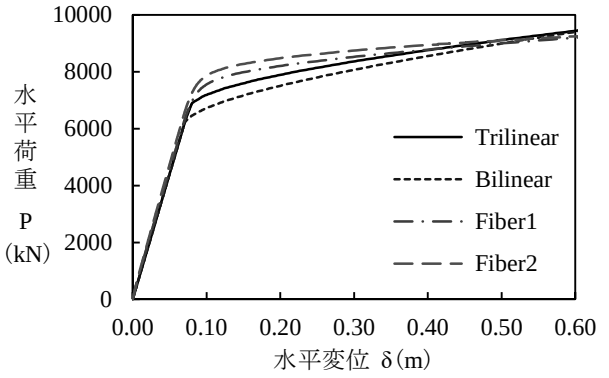


図-10　水平荷重と水平変位の関係（充填CON有）

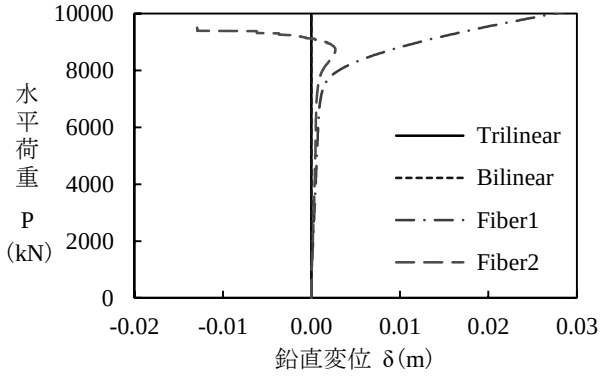


図-11　水平荷重と鉛直変位の関係（充填CON有）

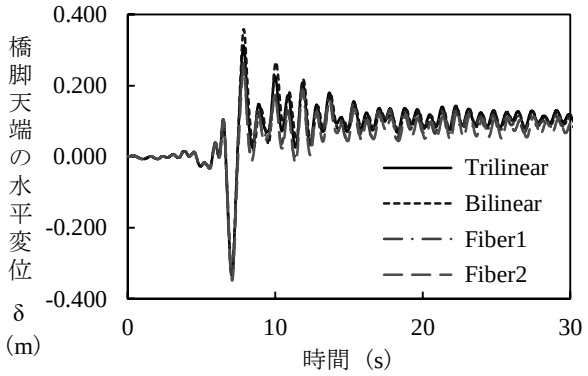
6. 動的解析結果の比較

(1) 充填コンクリート無の場合

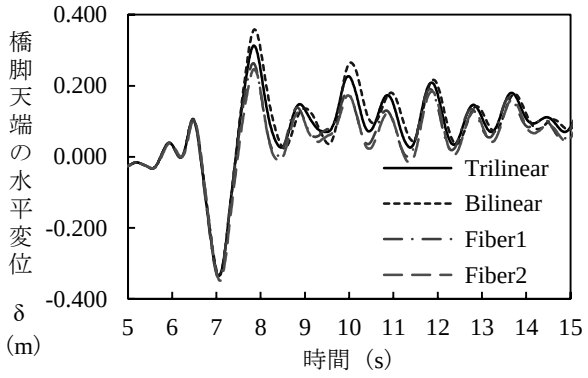
充填コンクリート無の条件で，橋軸方向に対して動的解析を行った．**図-12**に橋脚天端の水平変位，**図-13**に橋脚天端の鉛直変位，**図-14**に橋脚下端の軸力，**図-15**に橋脚下端の曲げモーメントと曲率，**図-16**に橋脚下端のせん断力と橋脚天端の水平変位，**表-4**に橋脚天端の最大最小変位，**表-5**に橋脚下端の最大最小断面力をそれぞれ示す．なお，**図-12～図-14**に関しては解析ケースごとの応答値の違いが分かるように，0～30秒区間の全体図と5～15秒区間の拡大図を示すこととした．また，**図-15**のみTrilinear, Bilinear, Fiber1ケースの応答値を示す．

橋脚天端の水平変位（**図-12**）に関しては，最小変位（1回目のピークで，**表-4**のmin値）まではほぼ一致するものの，最大変位（2回目のピークで，**表-4**のmax値）で大きく差が出ており，それ以後の残留変位も差が発生する結果となった．ただ，最大変位（**表-4**のmax値）を小さい順に並べると，Fiber2, Fiber1, Trilinear, Bilinearとなり，これは**図-2**と**図-5**に示した降伏後の勾配の大きさの順序と同様の傾向を示しており，降伏後の最大変位（2回目のピーク）は降伏後の勾配比率が関与する結果となった．

橋脚天端の鉛直変位（**図-13**）に関しては，Trilinear, Bilinearでは鉛直変位が発生していない．一方で，Fiber1は1回目と2回目のピーク時に下向きの鉛直変位が急増し，それ以降は大きな変動がない．

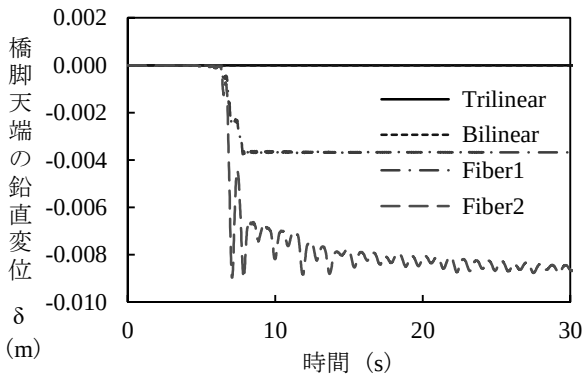


(1)全体図 (0～30秒)

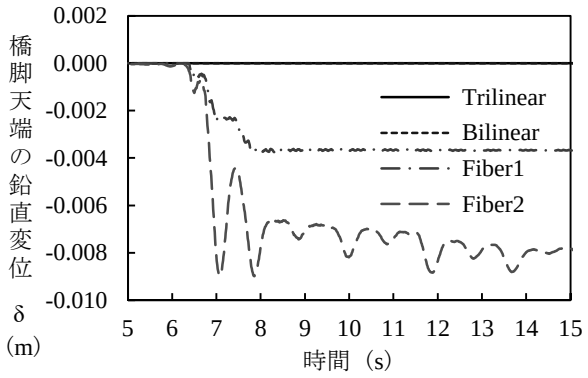


(2)拡大図 (5～15秒)

図-12 橋脚天端の水平変位 (充填CON無)

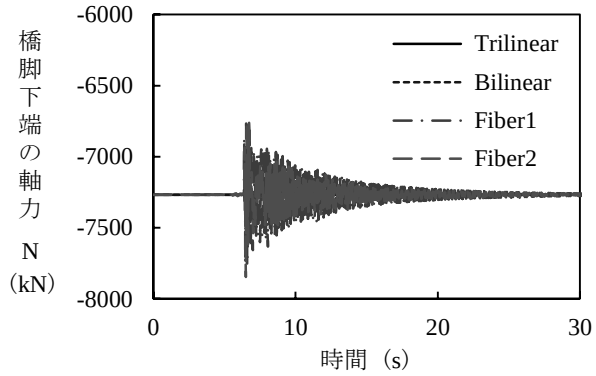


(1)全体図 (0～30秒)

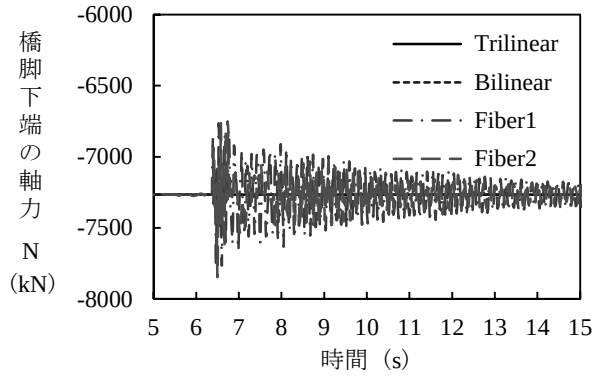


(2)拡大図 (5～15秒)

図-13 橋脚天端の鉛直変位 (充填CON無)



(1)全体図 (0～30秒)



(2)拡大図 (5～15秒)

図-14 橋脚下端の軸力 (充填CON無)

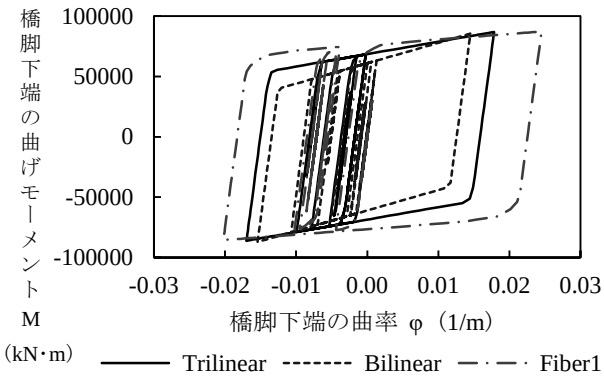


図-15 橋脚下端の曲げモーメントと曲率 (充填CON無)

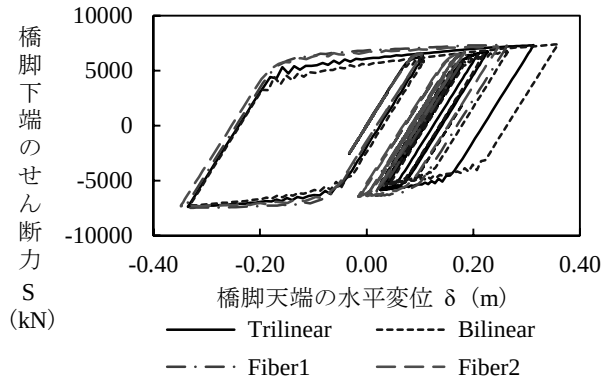


図-16 橋脚下端のせん断力と橋脚天端の水平変位

Fiber2では1回目と2回目のピークで特に大きな値を示しつつも，総じて振幅を伴った下向きの鉛直変位が発生している．この現象はプッシュオーバー解析結果の比較で示したように，平面保持の仮定に基づいてファイバー要素自体が圧縮側に変形しながら中立軸を算定していることが原因と考えている．

橋脚下端の軸力（**図-14**）に関しては，Trilinear, Bilinearでは軸力が一定値を示しているのに対して，Fiber1,2は死荷重時軸力（-7267kN）から500kNほどの増減が発生した．構造形式が単柱橋脚であるため，本来であれば鉛直変位と軸力に相関関係は見られるはずだが，**図-13**と**図-14**からは鉛直変位と軸力に相関関係が認められない結果となった．

橋脚下端の曲げモーメントと曲率（**図-15**）に関しては，降伏後の曲げモーメント増分量は降伏後の勾配比率の大きさに準じて大きくなることが確認できるが，履歴図形状そのものについてはそれぞれのケースで大きく異なる結果となった．また，曲率はTrilinearとBilinearを比べると，Bilinearの方が小さい値を示している．これは**表-5**に示す最大最小曲げモーメントのそれぞれが**図-2**で示したMaを超過していることが原因と考えられるが，一般的な設計業務においては最大応答曲げモーメントがMaを超過することがないため，応答曲率はBilinearの方が大きくなり，安全側の解析モデルとなると考えられる．

橋脚下端のせん断力と橋脚天端の水平変位（**図-16**）に関しては，最小変位（1回目のピークで，**表-4**のmin値）まではほぼ一致するものの，最大変位（2回目のピークで，**表-4**のmax値）で大きくバラツキが発生する結果となった．

表-4　橋脚天端の最大最小変位（充填CON無）

	水平変位(m)		鉛直変位(m)	
	max	min	max	min
Trilinear	0.313	-0.335	0.000	0.000
Bilinear	0.359	-0.332	0.000	0.000
Fiber1	0.263	-0.340	0.000	-0.004
Fiber2	0.247	-0.349	0.000	-0.009

表-5　橋脚下端の最大最小断面力（充填CON無）

	軸力(kN)		せん断力(kN)	
	max	min	max	min
Trilinear	-7267	-7267	7310	-7382
Bilinear	-7267	-7267	7400	-7248
Fiber1	-6765	-7766	7313	-7458
Fiber2	-6752	-7847	7195	-7326
	曲げM(kN･m)		ひずみε（-）	
	max	min	max	min
Trilinear	86954	-86043	---	---
Bilinear	85549	-87095	---	---
Fiber1	87261	-85485	0.022797	-0.026938
Fiber2	86020	-83640	0.022965	-0.027748

(2) 充填コンクリート有の場合

充填コンクリート有の条件で，橋軸方向に対して動的解析を行った．**図-17**に橋脚天端の水平変位，**図-18**に橋脚天端の鉛直変位，**図-19**に橋脚下端の軸力，**図-20**に橋脚下端の曲げモーメントと曲率，**図-21**に橋脚下端のせん断力と橋脚天端の水平変位，**表-6**に橋脚天端の最大最小変位，**表-7**に橋脚下端の最大最小断面力をそれぞれ示す．なお，**図-17～図-19**に関しては解析ケースごとの応答値の違いが分かるように，0～30秒区間の全体図と5～15秒区間の拡大図を示すこととした．また，**図-20**のみTrilinear, Bilinear, Fiber1ケースの応答値を示す．

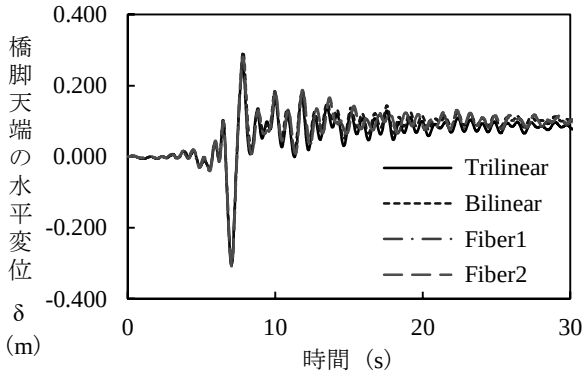
橋脚天端の水平変位（**図-17**）に関しては，最小変位（1回目のピークで，**表-6**のmin値）まではほぼ一致するものの，最大変位（2回目のピークで，**表-6**のmax値）で大きく差が出ており，それ以後の残留変位も差が発生する結果となった．

橋脚天端の鉛直変位（**図-18**）に関しては，Trilinear, Bilinearでは鉛直変位が発生していない．一方で，Fiber1では1回目と2回目のピーク時に特に大きな上向きの鉛直変位が発生し，14.0秒以降は大きな変動はない．Fiber2では振幅を伴う上向きの鉛直変位が発生した．この現象も平面保持の仮定に基づいてファイバー要素自体が引張側に変形しながら中立軸を算定していることが原因と考えている．

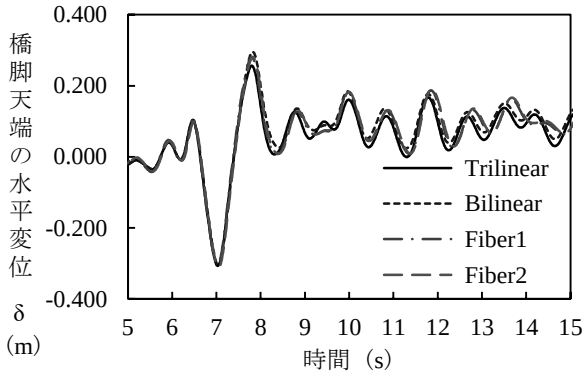
橋脚下端の軸力（**図-19**）に関しては，Trilinear, Bilinearでは軸力が一定値を示しているのに対して，Fiber1,2は死荷重時軸力（-7792kN）から2000～3400kNほどの増減が発生した．構造形式が単柱橋脚であるため，本来であれば鉛直変位と軸力に相関関係は見られるはずだが，**図-18**と**図-19**からは関係性が認められない結果となった．

橋脚下端の曲げモーメントと曲率（**図-20**）に関しては，降伏後の曲げモーメント増分量は降伏後の勾配比率の大きさに準じて大きくなることが確認できるが，履歴図形状はそれぞれのケースで大きく異なっている．充填コンクリート無の場合と同様で，本研究ではFiber1の曲率が最も大きい値を示した．

橋脚下端のせん断力と橋脚天端の水平変位（**図-21**）に関しては，最小変位（1回目のピークで，**表-6**のmin値）まではほぼ一致するものの，最大変位（2回目のピークで，**表-6**のmax値）で大きくバラツキが発生する結果となった．

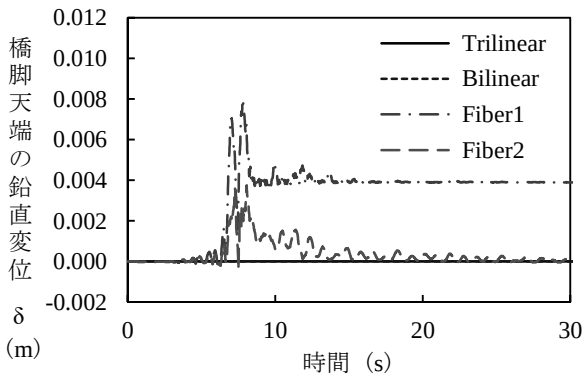


(1)全体図 (0～30秒)

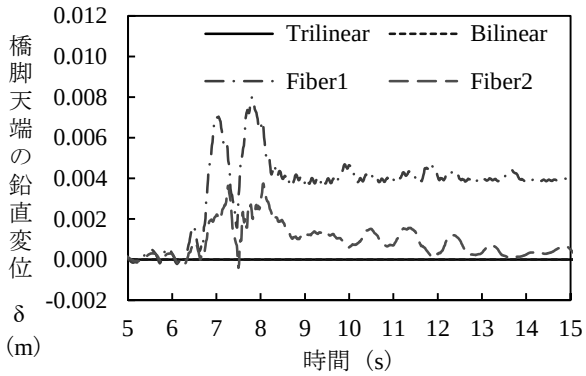


(2)拡大図 (5～15秒)

図-17 橋脚天端の水平変位 (充填CON有)

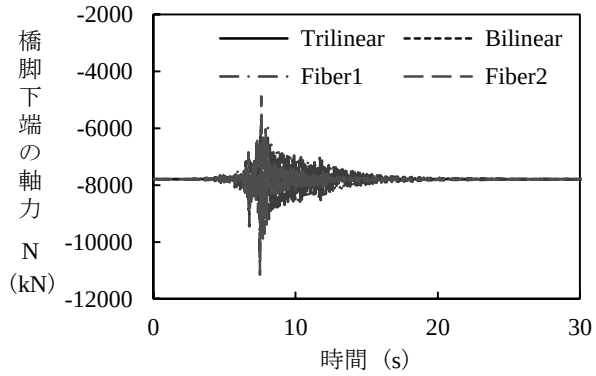


(1)全体図 (0～30秒)

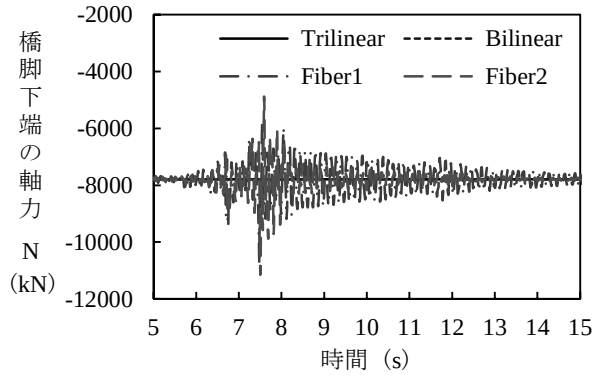


(2)拡大図 (5～15秒)

図-18 橋脚天端の鉛直変位 (充填CON有)



(1)全体図 (0～30秒)



(2)拡大図 (5～15秒)

図-19 橋脚下端の軸力 (充填CON有)

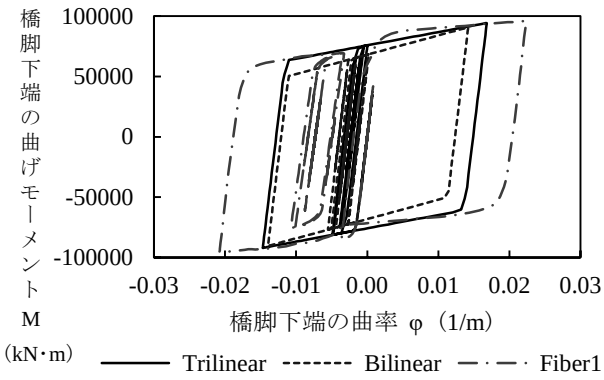


図-20 橋脚下端の曲げモーメントと曲率 (充填CON有)

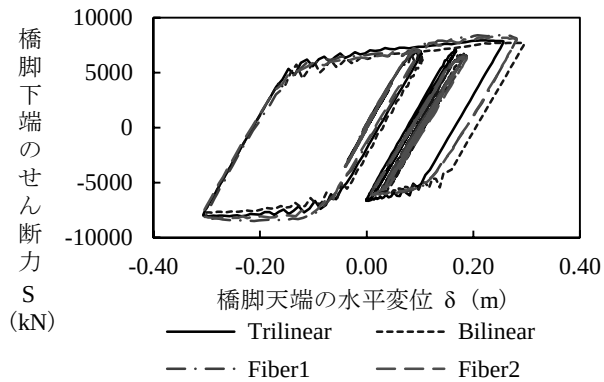


図-21 橋脚下端のせん断力と橋脚天端の水平変位

表-6　橋脚天端の最大最小変位（充填CON有）

	水平変位(m)		鉛直変位(m)	
	max	min	max	min
Trilinear	0.257	-0.307	0.000	0.000
Bilinear	0.296	-0.303	0.000	0.000
Fiber1	0.281	-0.302	0.008	0.000
Fiber2	0.281	-0.310	0.004	0.000

表-7　橋脚下端の最大最小断面力（充填CON有）

	軸力(kN)		せん断力(kN)	
	max	min	max	min
Trilinear	-7792	-7792	7947	-8051
Bilinear	-7792	-7792	7713	-7722
Fiber1	-5809	-10788	8416	-8474
Fiber2	-4878	-11150	8253	-8232
	曲げM(kN･m)		ひずみε（−）	
	max	min	max	min
Trilinear	94324	-91973	---	---
Bilinear	90742	-90353	---	---
Fiber1	96131	-95446	0.029200	-0.016116
Fiber2	94620	-93690	0.029455	-0.016625

7. 結論

モデル化の違いに着目した補強済単柱鋼製橋脚の地震応答解析の比較検証を充填コンクリート有無の条件で行った．これまでの研究[1]と本研究で明らかになった事項をまとめると以下となる．

(1) 固有値解析結果に関しては，充填コンクリート無の場合は橋軸方向1次モードの固有周期が全てのケースでほぼ一致した．これに対して，充填コンクリート有の場合は充填コンクリートの引張応力のモデル化の違いにより，固有周期はTrilinear, Bilinearに比べてFiber1,2の方が短くなった．

(2) プッシュオーバー解析結果の水平荷重と水平変位の関係に関しては，降伏点の大きさはBilinear, Trilinear, Fiberモデルの順となり，降伏点超過後は降伏後の勾配比率の大きさに準じて水平荷重が大きくなった．

(3) プッシュオーバー解析結果の水平荷重と鉛直変位の関係に関しては，Trilinear, Bilinearでは鉛直変位が発生しない結果となった．これに対して，充填コンクリート無の場合ではFiber1,2は下向きの鉛直変位が発生した．一方で，充填コンクリート有の場合ではFiber1は上向きの鉛直変位が発生し，Fiber2は上向きの鉛直変位が発生した後に下向きの変位に至る結果となった．

(4) 動的解析結果の橋脚天端の水平変位に関しては，1回目のピークまでは応答変位がほぼ一致するものの，降伏後の応答変位や残留変位に差が見られた．

(5) 動的解析結果の橋脚天端の鉛直変位に関しては，Trilinear, Bilinearでは鉛直変位が発生しない結果となった．これに対して，Fiber1,2では充填コンクリート無の場合は下向きの鉛直変位が発生し，充填コンクリート有の場合は上向きの鉛直変位が発生した．

(6) 動的解析結果の橋脚下端の曲げモーメントと曲率に関しては，降伏後の曲げモーメント増分量は降伏後の勾配比率の大きさに準じて大きくなることが確認できるが，履歴図形状そのものについてはそれぞれのケースで大きく異なる結果となった．

(7) 動的解析結果の橋脚下端のせん断力と曲橋脚天端の水平変位に関しては，最小変位（1回目のピーク）まではほぼ一致するものの，最大変位（2回目のピーク）で大きくバラツキが発生した．

(8) プッシュオーバー解析と動的解析に関しては，梁モデル（Trilinear, Bilinear）とファイバーモデル（Fiber1,2）の応答値を一致させることはできなかったが，道路橋示方書[2]で提示されているBilinearモデルをTrilinearモデルに変更することで，Fiber1,2の応答値に近づけることができた．

謝辞：本研究は，鋼橋技術研究会 「耐震・免震・制震デバイス研究部会（部会長：田嶋仁志）」の活動内容であり，関係各位からご指導いただきましたことを感謝いたします．

参考文献

1) 藤田雅義，冨健一，梅林福太郎，横田貴大，田嶋仁志，庄司学，松原拓郎：モデル化の違いに着目した単柱鋼製橋脚の地震応答解析の比較検証，第25回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集，2022.7.
2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説I～V，2012.3.
3) 日本鋼構造協会：鋼橋の耐震・制震ガイドライン，2006.9.
4) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書【耐震設計編】，2008.
5) 野中哲也，吉野廣一：パソコンで解くファイバーモデルによる弾塑性有限変位解析，丸善出版，2010.