

第5章 推定地震波による構造物の動的応答

5.1 解析対象構造物とモデル化

図5.1に解析対象構造物の一般図（線路直角方向）を示す。

第三小田原BIについては、脱線に至る詳細なメカニズムを解明するために、第三小田原BIから金剛院丁Bvまでの区間を3次元骨組みモデルにより表現する。全体概略モデル図を図5.2に示す。詳細モデル図を図5.3（第三小田原BIの2P橋脚を例に示す）に示す。その他の構造物については、高架橋であれば1ブロックのみ、橋脚であれば1橋脚のみを、3次元骨組みモデルとしてモデル化する。

る。概略モデル図を図5.4に示す。

構造物のモデル化は基本的には「鉄道構造物等設計標準」に準拠して設定するが、構造物細部の照査が目的ではなく、構造物上を走行する車両の挙動を評価することが目的なので、橋梁全体系の挙動、特に水平方向の挙動を評価することを主眼にモデル化を行った。モデル化の方針を表5.1に示す。なお、第一三本木トンネルについては、4章において軌道位置の加速度波形が得られているため、モデル化は行わない。

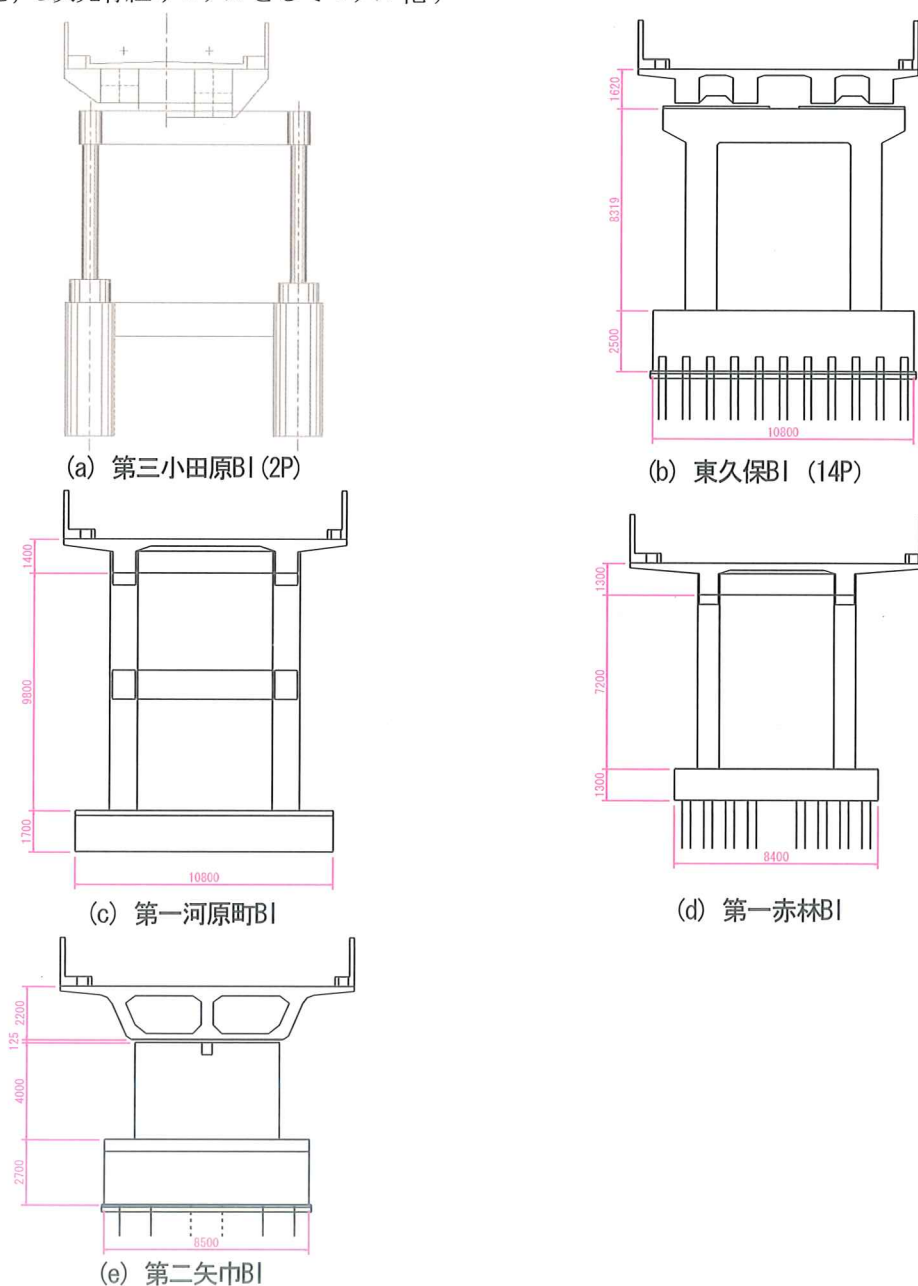


図5.1 対象高架橋の一般図

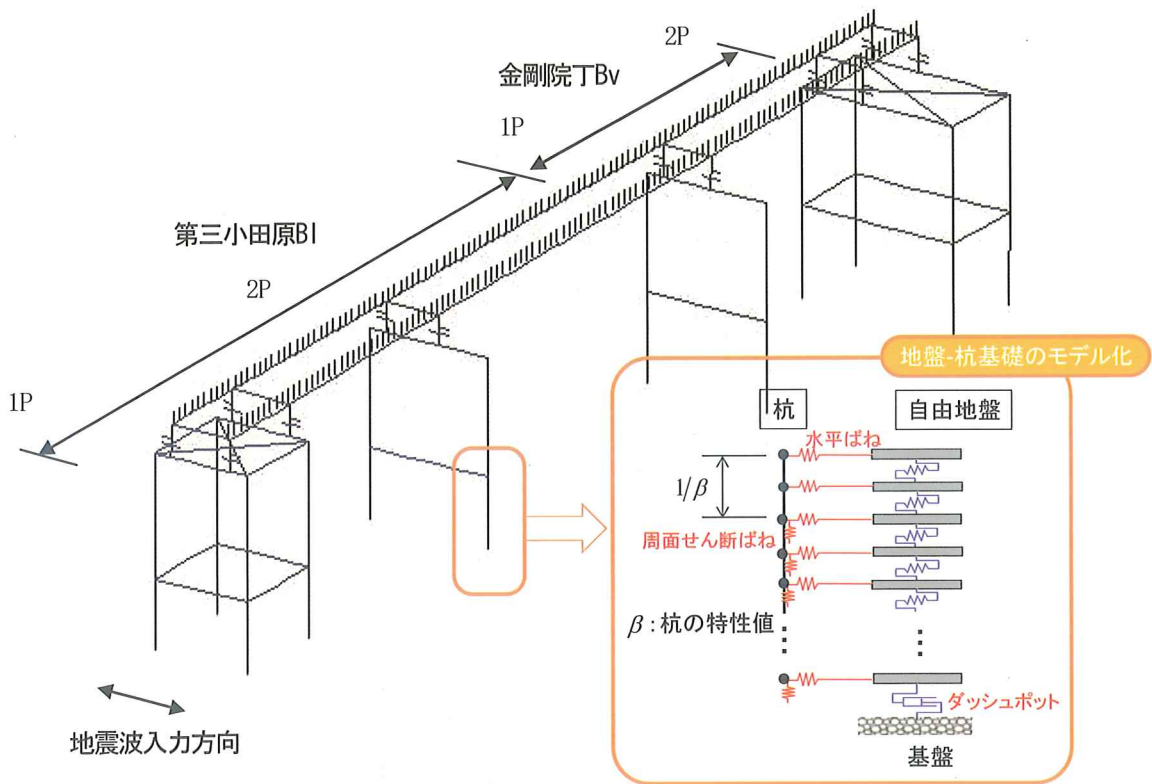


図5.2 第三小田原BI～金剛院TBvの全体概略モデル図

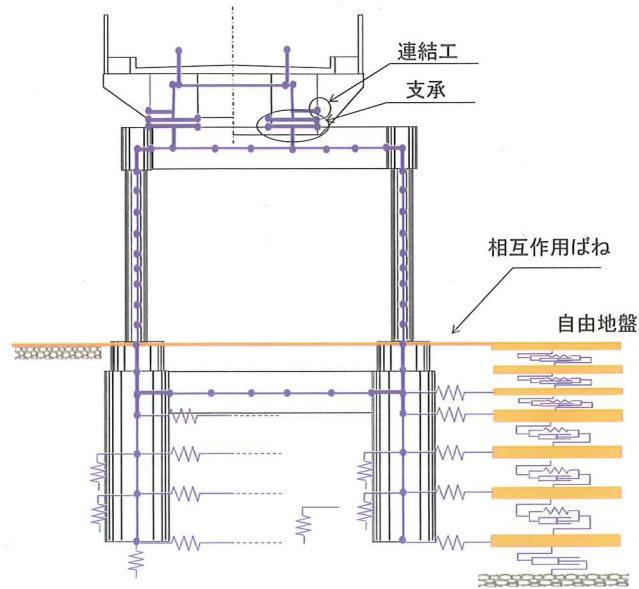
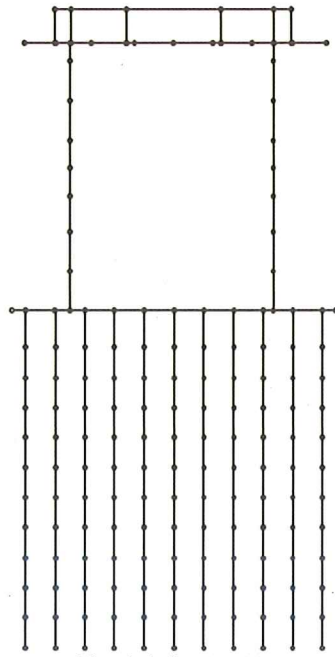
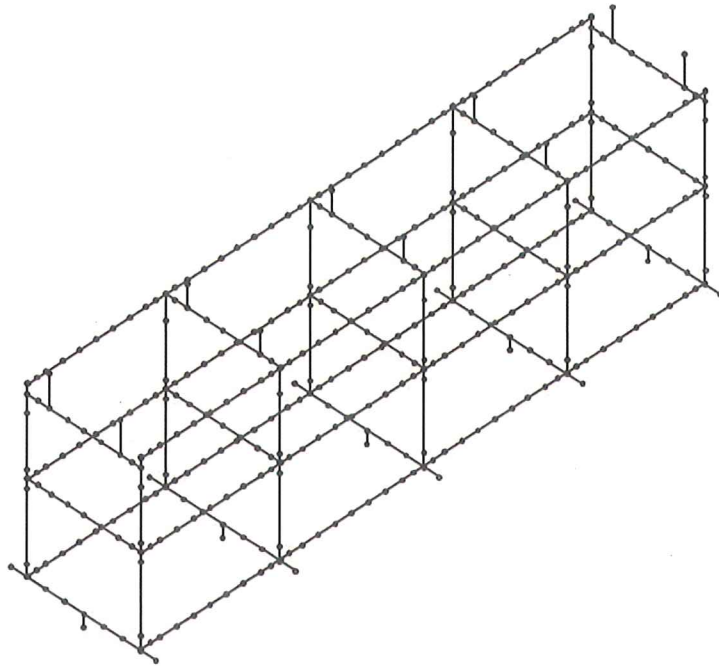


図5.3 第三小田原BI (2P) の詳細モデル図

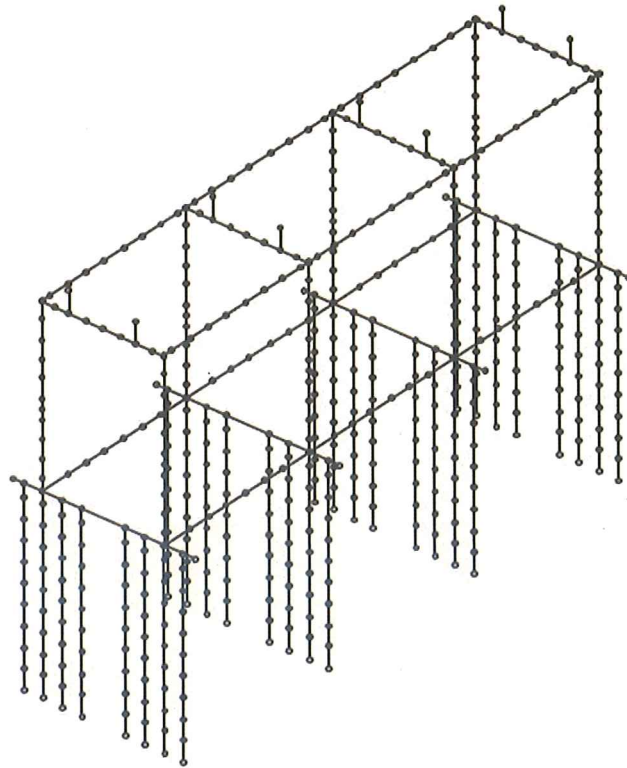


(1) 東久保B1 14P

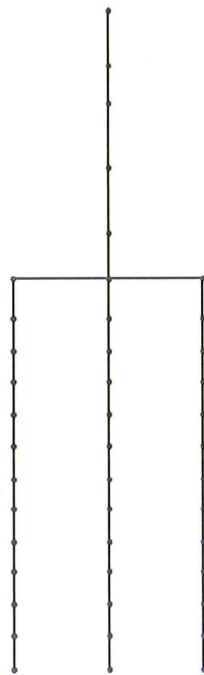


(2) 第一河原町B1

図5.4 (その1) 解析モデルの概略モデル図
(自由地盤および地盤ばね省略して表記)



(3) 第一赤林BI



(4) 第二矢巾BI

図5.4 (その2) 解析モデルの概略モデル図
(自由地盤および地盤ばね省略して表記)

表5.1 モデル化の方針

	第三小田原BI	東久保BI 第一河原町BI 第一赤林BI 第二矢巾BI
自由地盤	<ul style="list-style-type: none"> 自由地盤は、4.5節と同一のモデルであり、非線形特性はGHE-Sモデルとした。 ただし、自由地盤は構造物モデルの影響を受けないように、構造物に対して十分に大きな領域をモデル化した（基礎面積の100倍程度）。 地震動は、図4.10に示す基盤波を下端から入力する。 	
基礎・周面地盤ばね	<ul style="list-style-type: none"> 予備計算の結果、杭や地中梁は損傷しないと判断されたため、杭および地中梁は弾性梁でモデル化した。 杭と自由地盤間の相互作用はばねでモデル化した。ばねの特性は、基礎標準（『構造物等設計標準・同解説（基礎構造物）』）に基づき設定し、非線形特性はバイ・リニア型とした。 	
柱、上層梁および中層梁	<ul style="list-style-type: none"> 各部材は、梁要素でモデル化した。 橋脚は断面特性および材質（SCW-520-CF）をもとに部材剛性等を設定した。柱は非線形性を考慮した。非線形性は鋼標準（『構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物）』）に基づき、M-φモデルにより設定（軸力変動を考慮）した。なお、骨格曲線は図5.5に示すようにYb点モデルを採用した。 	<ul style="list-style-type: none"> 各部材は、梁要素でモデル化した。 柱は非線形性を考慮するものとし、配筋をもとにコンクリート標準（『構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）』）に基づき設定し、M-φもしくはM-θでモデル化した。 上層梁は弾性梁でモデル化した。 中層梁は非線形性を考慮するものとし、配筋をもとにコンクリート標準（『構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）』）に基づき設定し、M-θでモデル化した。
支承	<ul style="list-style-type: none"> 線路方向は固定(F)ー可動(M)に応じてモデル化した。固定支承は桁側の節点と梁側の節点を共有させることで完全に固定とし、可動支承は、完全にフリーとしてモデル化した。 現地での観察では支承部の損傷が見られなかったため、線路直角方向は移動制限装置を考慮して固定とした。 	<ul style="list-style-type: none"> 支承は、線路直角方向の検討であるため固定とした
桁	<ul style="list-style-type: none"> 桁は剛な梁要素でモデル化した。桁は線路直角方向には十分な剛性があるので面外方向の変形は極めて小さい。また、上下方向には、ある程度の撓みが生じると思われるが、鉛直振動が列車の走行性に与える影響は小さいことから無視した。 桁重量は設計図面をもとに設定した。 桁同士を連結する連結工については、ばね要素でモデル化した。ばね要素に与える剛性は、現地調査において、桁連結部付近に顕著な損傷や角折れの痕跡が見られなかった結果を反映して設定した。 	
減衰定数	<ul style="list-style-type: none"> 対象構造物において余震観測を実施した（3章）。余震測定データから、当該橋梁の固有周期と減衰定数は表5.2のように同定された。 減衰マトリクスは要素剛性比例減衰（レーリー減衰）を用いて設定し、構造物の1次と2次のモーダル減衰が、表5.2に示す余震観測で得られた減衰定数となるように設定した。 地盤に与える減衰マトリクスは、Q値に関する既存の提案式に出来る限り一致するように設定した。 	

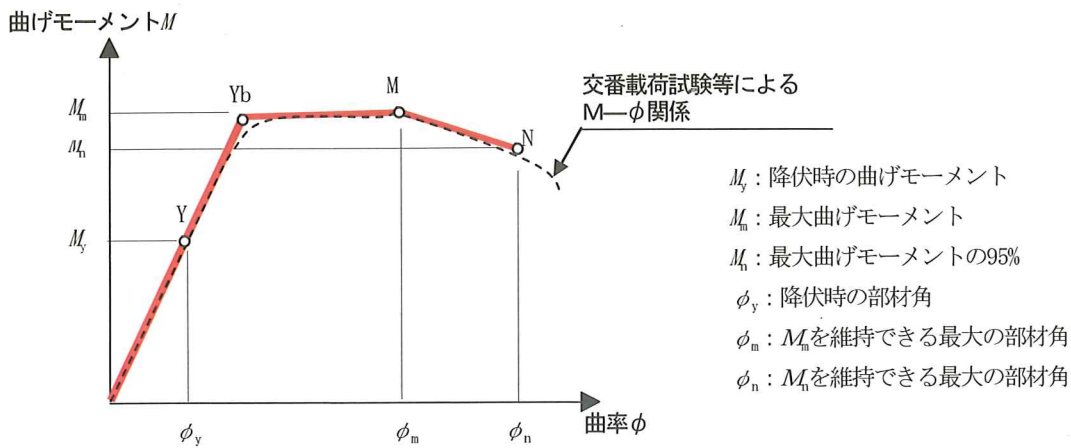


図5.5 骨格曲線の概念図

表5.2 構造物の弾性周期および減衰（余震観測の結果）

対象区間	参照橋梁*1)	固有周期 (秒)	減衰定数
第三小田原BI 2P	第三小田原BI 2P	0.53	0.015
東久保BI 14P	東久保BI 4P	0.22	0.099
第一河原町BI	第二河原町BI	0.36	0.041
第一赤林BI	第二下矢次BI	0.46	0.075
第二矢巾BI	第一矢巾BI	0.34	0.171

*1) 実際に測定した場所

5.2 構造物への入力地震動

入力地震動は、4.4節で得られた解析対象地点の推定基盤波（図4.10）を、自由地盤モデルの基礎下端位置に入力した。

5.3 構造物の動的解析結果

上記の解析モデルに基盤地震波を入力して、時刻歴非線形解析により応答値を算定した。運動方程式の積分にはNewmark法を用いて、積分時間刻みは $\Delta t=0.005(s)$ とした。

表5.3に各橋梁・高架橋の最大応答値を示す。なお、図4.13に示すように今回の地震は主要動に2つのフェーズが見られるが（第1および第2主要動）、脱線したタイミングは第1主要動の揺れを受けた時と思われるので、表中には第1主要動までの構造物の応答値も併記した。

図5.6、図5.7には、着目点における構造物天端の絶対応答波を示す。この波形が車両への入力波となる。ここで注目されるのは、第三小田原BIは減衰定数が1.5%と小さく、その結果、他の橋脚・高架橋に比べて、加速度・

変位とも大きく、橋脚の固有振動数に対応した振動成分が著しく増幅するとともに、橋脚上の振動の継続時間が伸びている。

図5.8は全時刻（解析時間200秒）を対象とした入力波に対する各構造物天端の相対応答値の最大値の分布を表す。ただし、各節点で最大値を計算しているため、図5.8の変形状態は同時には生じていないことに注意が必要である。この図から仙台方の構造物の方が盛岡方の構造物よりも大きく応答している。これは、図5.2からも分かるように、金剛院丁Bvの方が第三小田原BIの1Pよりも直角方向の柱間隔が大きく、地震時に踏ん張ったためと考えられる。

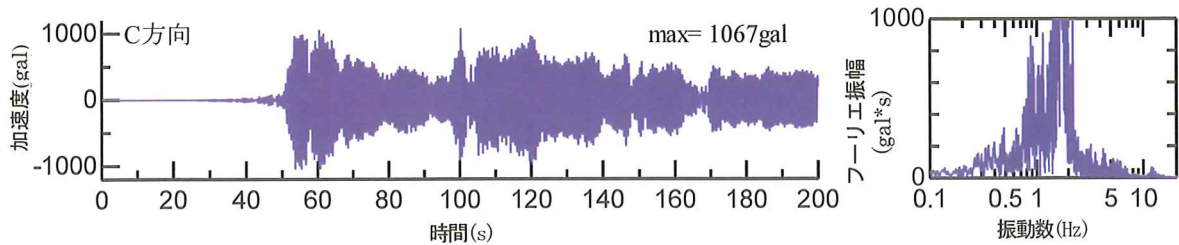
図5.9には第三小田原BIの柱の曲げモーメント~曲率関係の応答履歴図を示す。柱上下端で降伏モーメントを越えて塑性域（最大で降伏変位の約2倍）に入っているものの、その程度は限定的であり、当該橋脚では目立った損傷がなかったという調査結果と概ね整合しているとと思われる。

表5.3 最大応答総括表

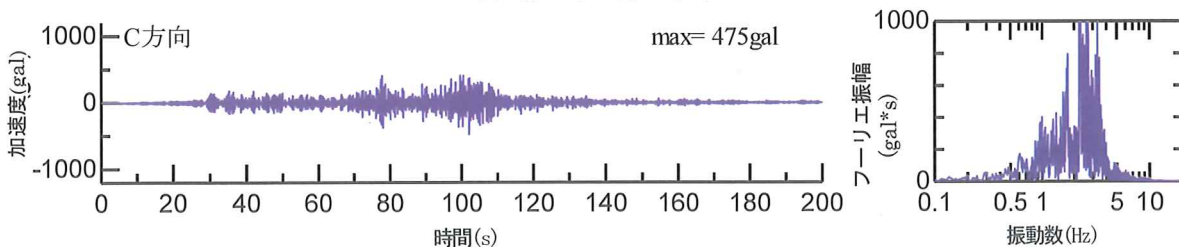
対象区間	相対変位 (cm)	相対速度 (kine)	絶対加速度 (gal)	絶対速度 (kine)	絶対変位 (cm)
第三小田原BI (2P)	11.3 (10.5)	111.2 (104.4)	1067.0 (1045.8)	112.7 (112.7)	16.7 (13.7)
東久保BI	3.85	33.1	475.3	40.6	5.87
第一河原町BI	(2.81)	(32.6)	(568.5)	(59.0)	(7.44)
第一三本木 トンネル	※構造解析を実施して いないため省略		198.0	16.13	6.46
第一赤林BI	9.39	73.2	611.7	73.6	11.6
第二矢巾BI	5.32	50.4	577.3	59.6	9.74
第一矢巾BI ^{*1)} (参考)	—	—	780.5	76.0	11.6

()は第1主要動までの最大値

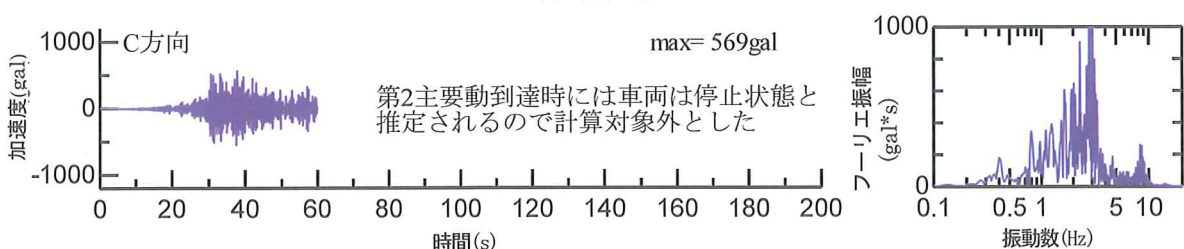
*1) 第一矢巾BIについては、多自由度詳細モデルではなく、1自由度系モデルとした。このモデルは中越地震の際のシミュレーションに用いたものと全く同等のモデルであり、十分に実績のある手法である。パラメータは全て設計計算書より算出したが、減衰だけは未定なので、ここでは5%を採用した。その根拠は、当該高架橋の柱高さが11mであり比較的高いこと、また、土木構造物の減衰として用いられることが多い値であることを勘案して決定した。



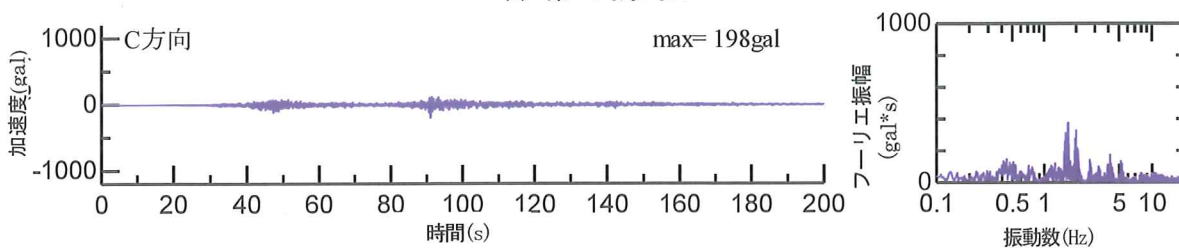
(a) 第三小田原I (2P)



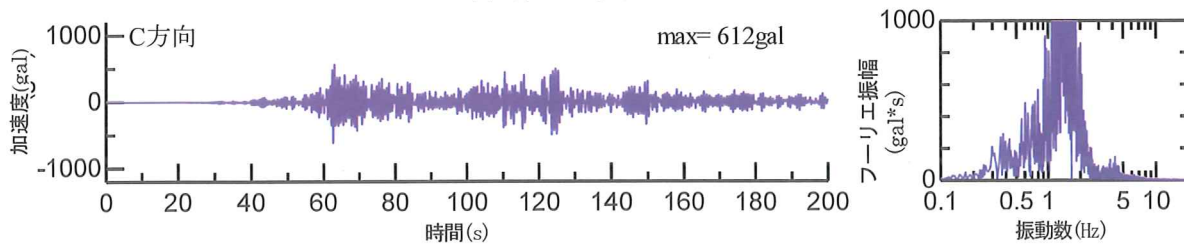
(b) 東久保I



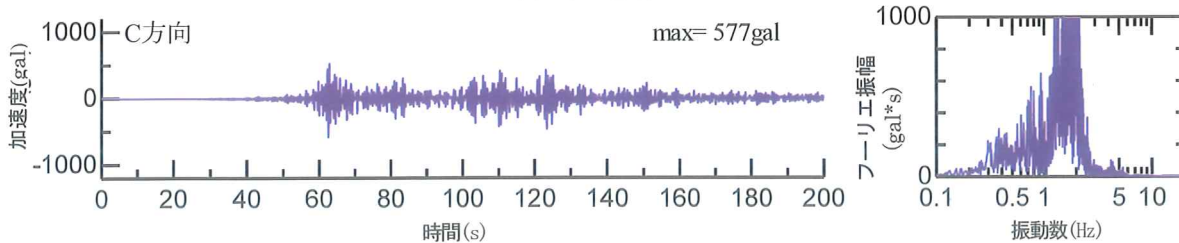
(c) 第一河原町I



(d) 第一三本木トンネル

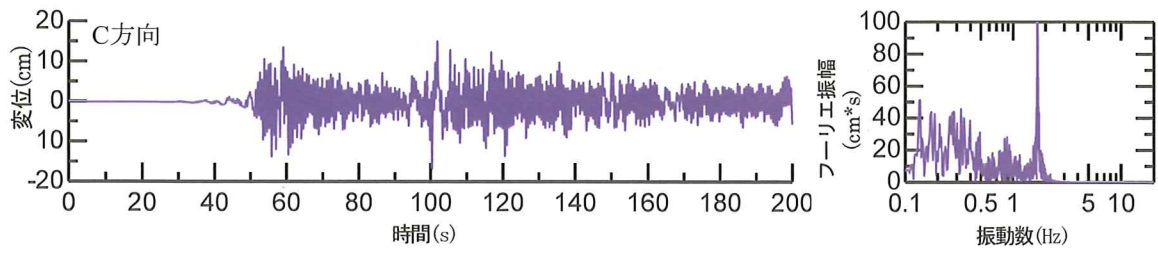


(e) 第一赤林I

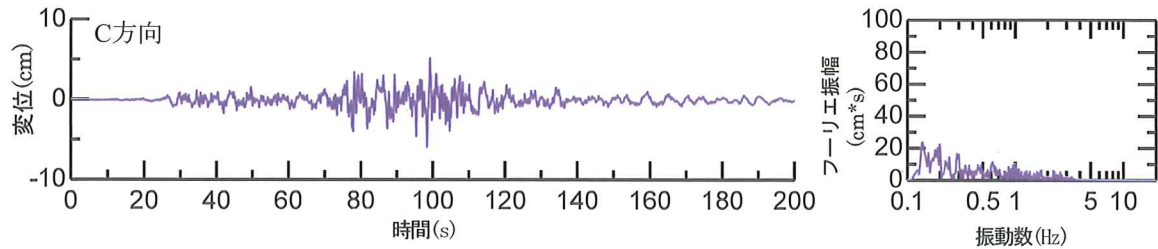


(f) 第二矢巾I

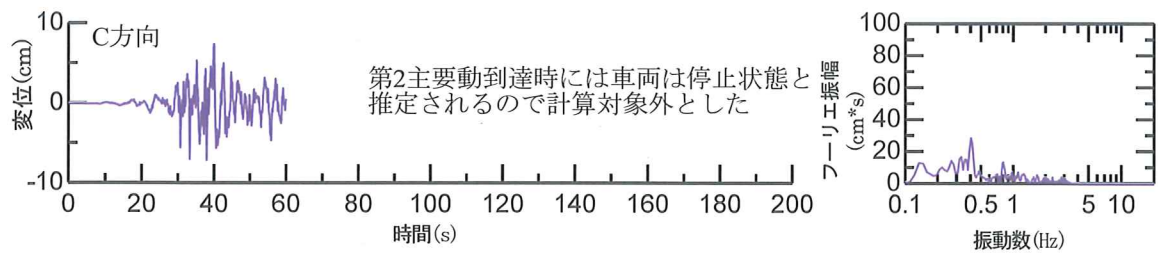
図5.6 構造物天端の絶対加速度応答波形（線路直角方向）



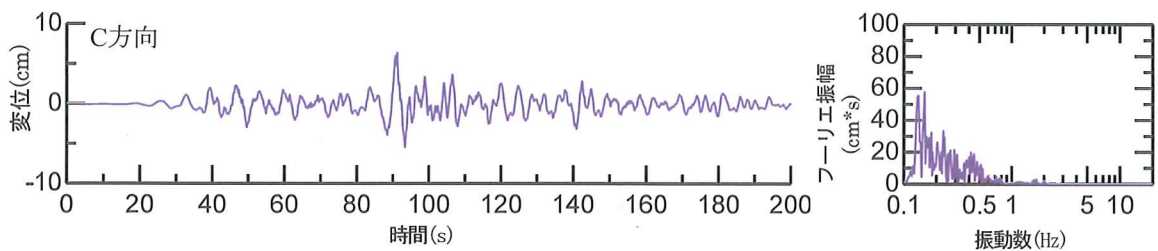
(a) 第三小田原BI (2P)



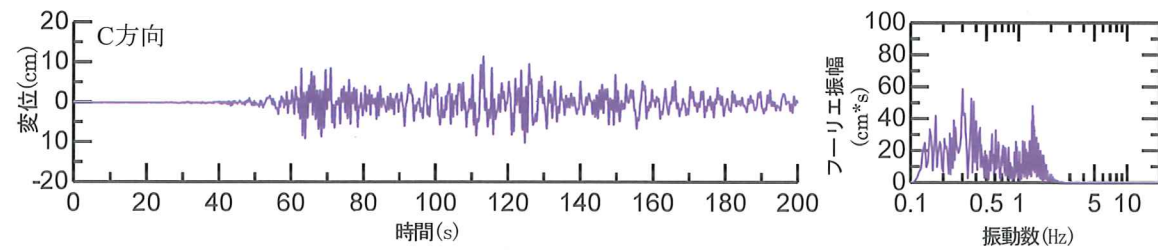
(b) 東久保BI



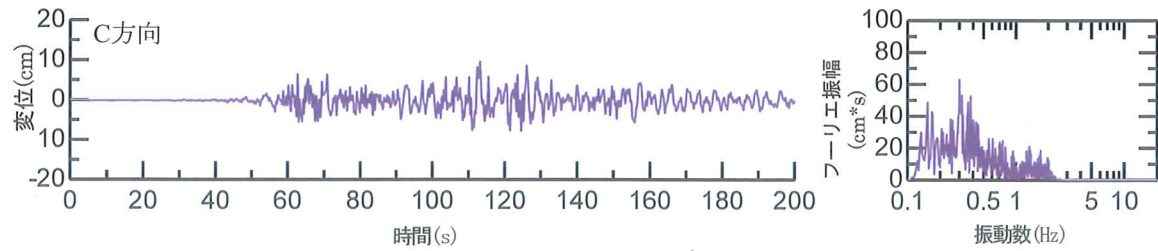
(c) 第一河原町BI



(d) 第一三本木トンネル



(e) 第一赤林BI



(f) 第二矢巾BI

図5.7 絶対変位応答波形 (線路直角方向)

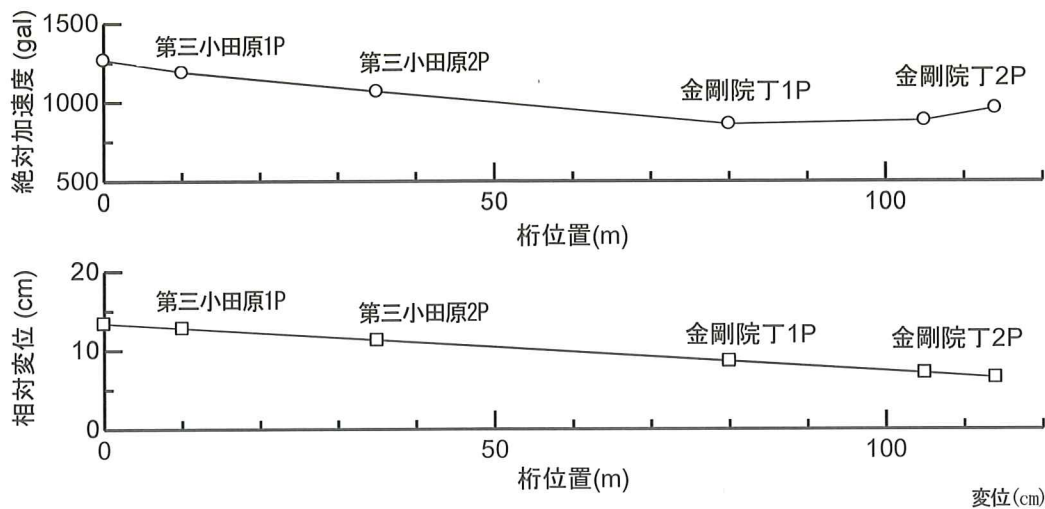
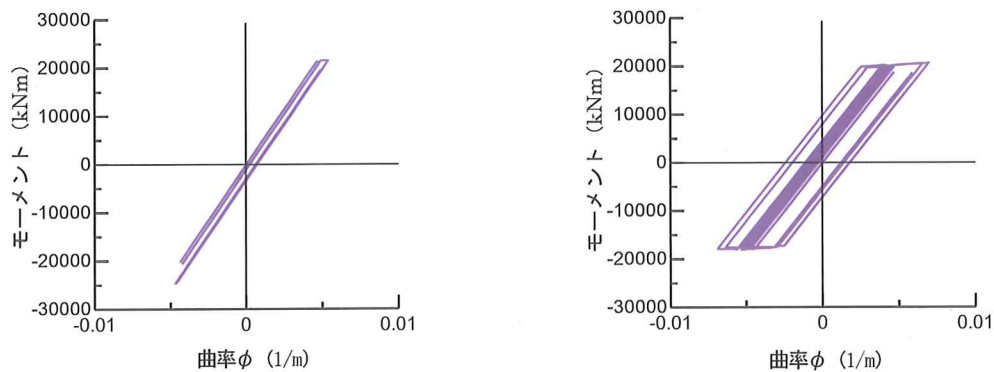


図5.8 桁の各節点における最大応答値



(a) 柱上端

(b) 柱下端

図5.9 第三小田原BI (海側) 柱の応答曲げモーメント～曲率関係の履歴図

5.4 5章のまとめ

脱線箇所および非脱線箇所について、構造物の挙動の推定を行った。

脱線箇所の第三小田原BI (7932B) では、構造物天端位置で1000(gal), 100(kine)という大きな加速度、速度で振動したと推定される。このように、脱線地点の構造物が大きく揺れた原因としては、地震動そのものが大きかったことに加え、構造物の減衰定数が小さいことが大きく影響していると思われる。

一方、新幹線が脱線しなかった、第一河原町BI (144B), 東久保BI (142B), 第一赤林BI (59B: 第2主要動) および第二矢巾BI (59B: 第1主要動) では、構造物天端位置の加速度応答として約500~600gal程度の水平応答が作用したものと推定された。これは、脱線箇所と比較して0.5倍程度であり、構造物の揺れはそれほど大きくなかったことが分かった。また、第一三本木トンネ

ル (3027B) については、トンネル内で地盤が良好であるため地震動が増幅せず、軌道位置の加速度応答は他の箇所に比べて小さいことが分かった。