

高橋脚・長スパン鉄道橋梁の地震時列車走行性とその可視化

A study on train-running quality during earthquake for railway long span bridge and its visualization

曾我部 正道*, 池田 学**, 涌井 一***, 松本 信之⁺, 田辺 誠⁺⁺

Masamichi Sogabe, Manabu Ikeda, Hajime Wakui, Nobuyuki Matsumoto, Makoto Tanabe

* 博(工) 鉄道総合技術研究所, 鉄道力学研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

** 工修 鉄道総合技術研究所, 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

*** 博(工) 鉄道総合技術研究所, 鉄道力学研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

⁺ M.S. 鉄道総合技術研究所, 鉄道力学研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)⁺⁺ 工博 神奈川工科大学教授, 機械システム工学科 (〒243-0292 神奈川県厚木市下荻野 1030)

Due to higher bridge piers and massive girder loads, long span bridges over rivers tend to have a longer natural period of equivalence. Therefore, during an earthquake, train-running quality is impaired on the railway long span bridges. In this study, the authors analyzed numerically dynamic behavior of the train-running quality on a long span bridge, and clarified the following items: Firstly, the train-running quality on the bridge becomes lower on girders in the middle of the bridge. Secondly, folding displacement at edges of the bridge did not largely affect the train-running quality. In addition, the authors studied on improvement measures by taking rigidity of piers and bearing as a parameter, and clarified that the train-running quality be improved with provisions of a large-size caisson or a sliding bearing.

Key Words: railway bridge, continuous girder, running quality during earthquake, sliding bearing

キーワード: 鉄道橋梁, 連続桁, 地震時列車走行性, すべり支承

1. はじめに

長スパンの河川橋梁は, 一般に橋脚が高く, また橋脚負担重量も大きいため, 等価固有周期が長くなり, 地震時列車走行性の確保が課題となる^{1),2)}. しかしながら当該構造形式と車両との基本的な連成挙動や, 各種パラメータが地震時列車走行性に及ぼす影響等については, ほとんど検討が行なわれていないのが実状である. この理由としては, 解析が複雑な非線形動的相互作用問題となること, 解析モデルの自由度が大きいこと, 地震の規模や列車走行位置を考慮すると解析ケースが膨大となること, などが挙げられる.

そこで本研究では, 4 径間連続合成桁橋梁を解析事例として取り上げ, 新幹線車両と鉄道構造物との動的相互作用解析プログラム DIASTARS II を用いて^{3),4),5)}, スーパーコンピュータを用いた数値実験により下記の課題について検討することとした.

- (1) 車両と橋梁の相互作用, 車両の振動モード, 橋梁の横方向の振動変位と不同変位 (本研究では特に角折れ) の寄与度⁶⁾など, 基本的な性状を明らかにする.
- (2) 列車走行位置, 橋梁の減衰定数, 列車速度等の各種パラメータの影響を明らかにする.
- (3) 橋脚の剛性, 支承方式等による地震時列車走行性の

改善方法を明らかにする.

また併せて, 車両と構造物の複雑な動的挙動に対する工学的な理解を深めるために, 地震時の車両と長大橋梁との相互作用に関する解析結果の可視化についても検討を行なった.

2. 解析手法

2.1 橋梁の力学モデル

図-1 に本研究で解析対象とした 4 径間連続合成桁橋梁 (スパン長 80+80+80+80m) の形状寸法を示す. 本橋梁の諸元は, 標準的な新幹線合成桁橋梁を参考にモデル橋梁として定めたもので, 地震時の列車走行性上重要となる構造物の等価固有周期の観点から見て, スパン長 70~100m の合成連続桁及び PC 連続桁の河川橋梁に対して一般化した知見が得られるように設定した. 地盤種別は G4²⁾とした. 文献 2) では, 表層地盤のせん断弾性波速度に基づく表層地盤の固有周期で地盤種別を区分しており, G4 は固有周期 0.5~0.75 秒の範囲にある普通~軟弱地盤である. 橋脚高さ 20m, ケーソンの深さ 20m で, 始点側 P1 橋脚及び終点側 P5 橋脚で橋脚高さが変化する構造となっている.

図-2 に橋梁の力学モデルを示す. 解析モデルの総

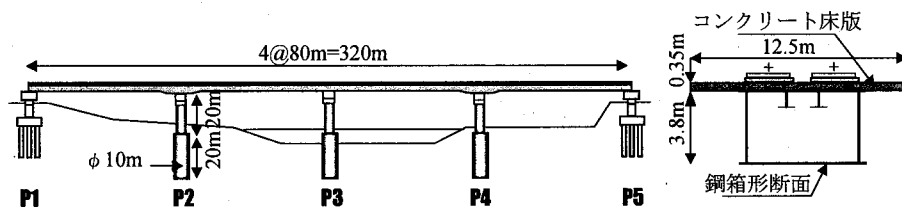


図-1 解析対象橋梁の一般図

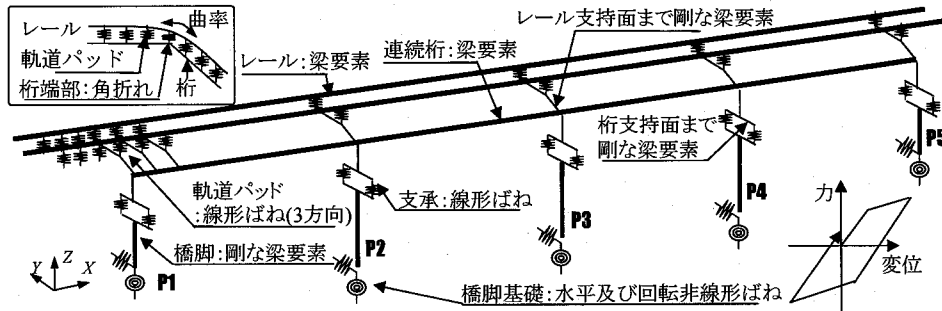


図-2 橋梁の力学モデル

表-1 橋脚下端ばねの諸元

橋脚	水平ばね	
	初期勾配 (MN/m)	降伏変位 (m)
P1	350	0.043
P2	260	0.061
P3	190	0.077
P4	290	0.058
P5	340	0.046

橋脚	回転ばね	
	初期勾配 (MN・m/rad)	降伏角 (rad)
P1	29,000	0.0055
P2	41,000	0.0080
P3	31,000	0.0090
P4	48,000	0.0067
P5	30,000	0.0065

※G4 地盤 (普通～軟弱地盤)

表-2 力学モデルに用いた記号

名 称	記号	名 称	記号	名 称	記号
前後台車心さら間距離/2	L	半車体質量	m	牽引装置弾性	K_1
軸距/2	a	車体重心ロール慣性モーメント/2	I_x	ヨーダンパー減衰定数	C_1
車輪・レールの接触点間隔/2	b	車体重心ピッチ慣性モーメント/2	I_y	左右枕ばね定数 (1台車片側)	K_2
ヨーダンパー左右間隔/2	b_0	車体重心ヨー慣性モーメント/2	I_z	左右枕ばね減衰定数	C_2
軸ばねの左右間隔/2	b_1	台車枠質量	m_T	上下枕ばね定数 (1台車片側)	K_3
枕ばねの左右間隔/2	b_2	台車重心ロール慣性モーメント	I_{Tx}	上下枕ばね減衰定数	C_3
レール面上車体重心の高さ	H_b	台車重心ピッチ慣性モーメント	I_{Ty}	前後ばね定数 (1台車片側)	K_{wx}
レール面上台車重心の高さ	H_T	台車重心ヨー慣性モーメント	I_{Tz}	左右ばね定数 (1台車片側)	K_{wy}
車軸中心-車体重心間高さ	h_1	輪軸質量	m_w	軸ばね定数 (1台車片側)	K_{wz}
枕ばね中央-車体重心間高さ	h_2	輪軸重心ロール慣性モーメント	I_{wx}	軸ばね減衰定数	C_{wz}
台車-枕ばね中央高さ	h_s	輪軸重心ヨー慣性モーメント	I_{wz}	静輪重	P_s
車輪の公称半径	r				
車両長/2	L_c				

節点数は 5040, 総要素数は 7085 である。主桁は線形の梁要素でモデル化した。主桁の平均質量は 30t/m, 鋼材換算断面積は 1.1m², 鋼材換算断面 2 次モーメントは水平方向 10m⁴, 鉛直方向 4.0m⁴とした。支承は, ゴム支承を想定し, 鉛直方向及び線路方向は線形ばねで支持し, 橋軸直角方向は固定とした。表-1 に橋脚下端ばねの諸元を示す。橋脚及び基礎の非線形性は, 別途, 静的非線形解析を行ない, 下端ばねに集約した。非線形ばね履歴モデルは標準型バイリニアとした。橋梁の減衰定数 ξ は, 鉛直方向の振動モードに対して 2%, 水平方向の振動モードに対して 5%とした²⁾。

車両の輪重変動や横圧は, 車輪の走行面, 即ちレール頭頂面の曲率の影響を受ける。本研究では, 桁端の角折れ区間におけるレール頭頂面の曲率が適切に表現できるように, レールと軌道パッドを含めてモデル化を行なった⁷⁾。軌道はスラブ軌道を想定し, 軌道スラブ上面までは主桁と一体と仮定して, 剛な梁要素でレールを支持した。

橋梁系の運動方程式は, 橋梁の非線形ばね項を右辺

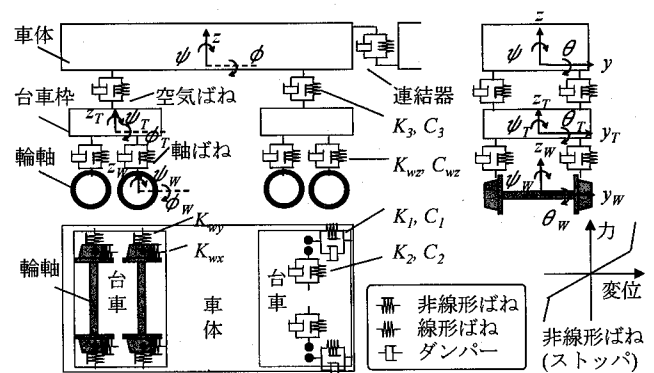


図-3 車両の力学モデル

に移項し, 式(1)のように表せる。

$$M^B \ddot{X}^B + C^B \dot{X}^B + K^B X^B = F_L^B + F_T^B(X^V, X^B) + F_N^B(X^B) \quad (1)$$

ここに, 添え字 V, B はそれぞれ車両, 橋梁を表す。 X^B は橋梁の変位ベクトル, M^B, C^B, K^B はそれぞれ橋梁の質量, 減衰, 剛性マトリックス, F_L^B は地震や風等の橋梁に働く荷重ベクトル, $F_T^B(X^V, X^B)$ は車両との相互

作用力に関する節点荷重ベクトル, $F_N^B(X^B)$ は外力扱いとした橋梁モデルの非線形ばね力の荷重ベクトルである。

2.2 車両の力学モデル

表-2 に力学モデルに用いた記号を示す。図-3 に車両の解析モデルを示す。車両の力学モデルでは、車体、台車、輪軸を剛体質点と仮定した。各車体は、重心位置で水平 (y)、鉛直 (z)、ロール (ϕ)、ピッチ (θ)、ヨー (ψ) の 5 自由度を持つ。また、各台車も、それぞれ重心位置で水平 (y_T)、鉛直 (z_T)、ロール (ϕ_T)、ピッチ (θ_T)、ヨー (ψ_T) の 5 自由度を持つ。輪軸は、水平 (y_w)、鉛直 (z_w)、ロール (ϕ_w)、ヨー (ψ_w) の 4 自由度を持つ。

これら剛体質点でモデル化した車体、台車、輪軸の各要素を、ばね、ダンパで結合し、車両モデルを構成した。実車では、各構成要素間に、著大な相対変位を抑制できるストッパが設けられている。これを考慮できるように、ばねの一部には、バイリニア形の非線形ばねを用いた。この力学モデルを任意両数連結して解析に用いる。このような力学モデルの妥当性については、振動台と実物大車両模型を用いた加振実験により既に検証が実施されている⁸⁾。

具体的な車両諸元は、近年の高速新幹線車両を参考に仮定した。主な入力諸元(空車時)は、車両長 25m、車体質量 32.0t、台車質量 3.0t、輪軸質量 2.0t、空気ばね定数(1 台車片側)鉛直 300kN/m、水平 180kN/m、空気ばね減衰定数(1 台車片側)鉛直 50kN/s・m、水平(左右動ダンパ)40kN/s・m、軸ばね定数(1 軸片側)1200kN/m、軸ばね減衰定数(1 軸片側)40kN/s・m である。また、各ストッパの遊間はそれぞれ 20~30mm で設定した。本研究では、車両は 8 両編成とした。

車両系の運動方程式は、車両座標系において、各構成要素間の非線形ばね項を右辺に移項し、式(2)のように表せる。

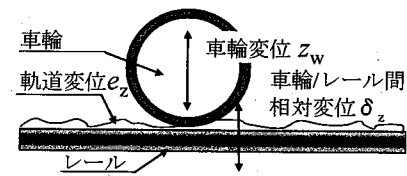
$$M^V \ddot{X}^V + C^V \dot{X}^V + K^V X^V = F_L^V + F_T^V(X^V, X^B) + F_N^V(X^V) \quad (2)$$

ここに、 X^V は車両の変位ベクトル、 M^V, C^V, K^V はそれぞれ車両の質量、減衰、剛性マトリックス、 F_L^V は風荷重等の車両への荷重ベクトル、 $F_T^V(X^V, X^B)$ は橋梁との相互作用力、 $F_N^V(X^V)$ は外力扱いとした車両モデル内の非線形ばね力の荷重ベクトルである。

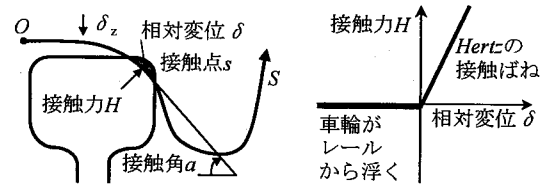
2.3 車輪とレール間の力学モデル

(1) 鉛直方向

図-4 に鉛直方向の力学モデルを示す。車輪とレール間の鉛直方向相対変位 δ_z は、式(3)で表せる。

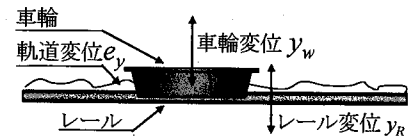


(a) 相対変位の概念図

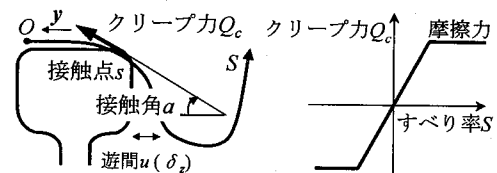


(b) Hertz の接触ばね

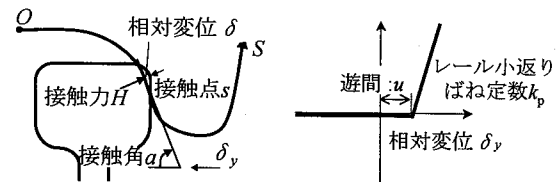
図-4 車輪とレール間の鉛直方向の力学モデル



(a) 相対変位の概念図



(b) クリープ力



(c) フランジ圧

図-5 車輪とレール間の水平方向の力学モデル

$$\delta_z = z_R - z_W + e_z + e_{z0}(y) \quad (3)$$

ここに、 z_R と z_W はそれぞれレールと車輪の接触点における鉛直変位、 e_z は図-4 に示すレール上に存在する鉛直方向の軌道変位である。 e_{z0} は接触点における車輪の直径の初期接触点からの変動分で、車輪とレールの水平方向相対変位 y の関数として表される。

相対変位 δ_z に対する接触点 s 、接触角 a は、車輪とレールの水平方向相対変位 y と車輪及びレールの幾何学形状に基づき定めた接触関数とから算出する。車輪とレールがそれぞれ二次曲面から構成されている場合、接触面法線方向の車輪とレールの相対変位 δ と接触力 H との関係は、式(4)に示すように Hertz の接触ばねにより表すことができる。

$$H = H(\delta) = H(\delta_z \cdot \cos a) \quad (4)$$

この接触力 H の鉛直方向及び水平方向の分力を車輪及びレールにそれぞれ与えて相互作用力とする。

(2)水平方向

図-5 に水平方向の力学モデルを示す。車輪とレールの水平方向相対変位 y は、式 (5) のように表すことができる。

$$y = y_w - y_R - e_y \quad (5)$$

ここに、 y_R と y_w はそれぞれレールと車輪の接触点 s における水平変位、 e_y はレール上に存在する水平方向の軌道変位である。

また、車輪フランジとレールの水平方向相対変位 δ_y は、式 (6) のように表すことができる。

$$\delta_y = y - u(\delta_z) \quad (6)$$

ここに、 $u(\delta_z)$ は車輪フランジとレールの遊間で、鉛直方向相対変位 δ_z の関数で表すことができる。

相対変位 δ_y に対する接触点 s 、接触角 α は、車輪とレールの鉛直方向相対変位 δ_z と車輪及びレールの幾何学形状に基づき定めた接触関数とから算出する。

$\delta_y < 0$ の時、車輪フランジとレールは未接触と考える。この場合には、車輪とレールの接触面の接線方向にクリープ力(すべり力)が働く。クリープ力は、車輪がレール上を転がりながら進む時のクリープ(すべり)により発生する接線力で、式(7)で表わすことができる。このクリープ力はすべり率が大きくなると摩擦力を上限として飽和する。

$$Q_c = C \cdot S_y = C \cdot (\dot{y}_w + r \dot{\phi}_w - v \phi_w) / v \quad (7)$$

ここに、 Q_c はクリープ力、 C はクリープ係数、 S_y は横方向すべり率、 v は列車速度、 r は車輪公称半径、 y_w 、 ϕ_w 、 $\dot{\phi}_w$ はそれぞれ輪軸の水平変位、ロール角、ヨー角である。

$\delta_y \geq 0$ の時、車輪フランジとレールは接触していると考え。フランジ接触については、接触力 H の水平分力に相当するフランジ圧 Q_f のみを考慮する。フランジ圧 Q_f は、レールの小返りばね k_p を用いて式(8)で表すことができる。

$$Q_f = k_p \cdot \delta_y \quad (8)$$

2.4 数値解析法

効率的な数値解析を行うために、式(1)及び式(2)に示した橋梁及び車両に関する運動方程式をモーダル変換する。得られる橋梁及び車両のモーダル座標系上での運動方程式を、Newmark の平均加速度法により時間増分 Δt 単位に解いていく。ただし、運動方程式が非線形であることから、不釣合力が十分小さくなるまで Δt 内において反復計算を行う。

表-3 解析条件

(a)橋梁のモデル		(b)列車の走行開始位置	
Case	内 容	Sub Case※2	橋梁始点からの距離(m)
Case 1	基本ケース※1	A	-175
Case 2	P3 橋脚ばね剛性 2.0 倍	B	-375
Case 3	P2~P4 橋脚ばね剛性 1.5 倍	C	-575
Case 4	P2~P4 橋脚ばね剛性 2.0 倍	D	-775
Case 5	P2~P4 橋軸直角方向すべり支承	E	-975
Case 6	主桁水平剛性 2.0 倍	F	-1175
		G	-1375

※1 基本ケースは列車速度 4 種類、減衰定数 2 種類について検討

※2 各 Sub Case は入力地震動の規模 10 種類について検討

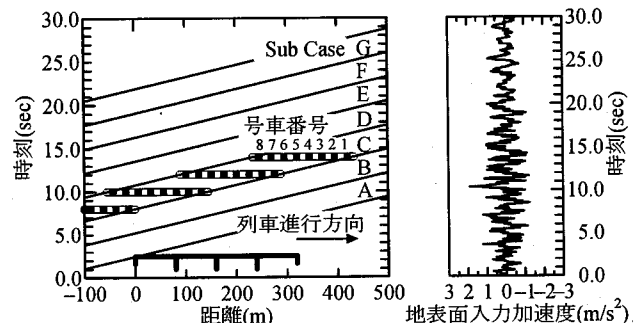


図-6 列車走行位置と地表面入力加速度 (列車速度 260km/h)

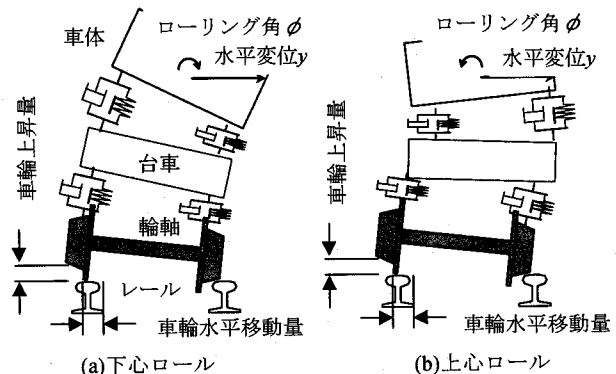


図-7 地震時の列車走行性に関する評価指標の概念図

2.5 解析条件

表-3に解析条件を示す。Case1の基本条件については、橋梁の減衰定数や列車速度の影響についても検討した。橋梁モデルとしては、Case 2~Case 6に示す列車走行性の改善方法について検討した。解析にはL1地震動G4地盤用地震波(地表面波)を用い²⁾、各橋脚下端に同位相で入力した。線路方向及び鉛直方向の地震動の影響は少ないと考えられるため⁸⁾、加振は線路直角方向のみの一方向加振とした。

鉄道構造物等設計標準・解説(変位制限)¹⁾では、11種類のランダム波に対する列車走行性の検討結果を踏まえ、安定した結果の得られるL1地震動を列車走行性の検討波としている。この地震動は1波で適切な結果が得られるように継続時間の長い波となっており、様々な等価固有周期の構造物に対して安定した応答スペクトルが得られるように振幅及び位相が調整されて

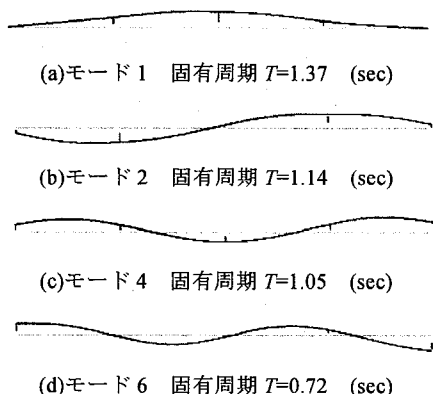


図-8 橋梁の水平方向の固有振動モード(降伏剛性)

いる。一方、この地震動の特性を生かして妥当な解を与えるためには、様々な周期成分が含まれる地震動の継続時間全体に対して漏らさず評価が行えるように、列車の走行位置を変えて検討を行う必要がある。このため各Caseを、更に7つのSub Caseに分割して解析を実施した。図-6に列車速度260km/hにおける列車走行位置と地表面入力加速度の関係を示す。このように各Sub Caseでは、設計で定められたL1地震動を異なる卓越周期を持つ7波に変換して検討を行っていることに相当する。また地震動の規模は、線形に10段階変化させて解析を行なった。

総解析数は700ケース、1ケース当たりの計算時間は672Gflopsのスーパーコンピュータを用いて8~24時間程度となった。

2.6 評価指標

図-7に地震時の列車走行性に関する評価指標の概念図を示す。評価指標には、鉄道構造物等設計標準・同解説(変位制限)¹⁾に基づき、車輪水平移動量を用いた。また、その限界値は70mmとした。この値は、車輪がレール頭頂部の幅(65mm)を超えてレールの内側又は外側に落ちる限界として定められた。また実際には、車輪水平移動量は、車輪上昇量がフランジ高さ(30mm)を超えると急激に増加するため、車輪上昇量についても併せて示した。

地震時の車両の脱線モードは0.8Hz以下で卓越する下心ロールと1.3Hz以上で卓越する上心ロールに大別されるが、これは図-7に示す車体の水平動とローリング動の位相により判別される(座標系は図-3参照)。

3. 解析結果

3.1 固有振動モード

図-8、図-9に橋梁の固有振動モードを示す。ここでの固有周期は、表-1に示した初期勾配、即ち降伏剛性を用いたものであり、設計上の等価固有周期と同等である。支配的な振動モードである1次モードの固

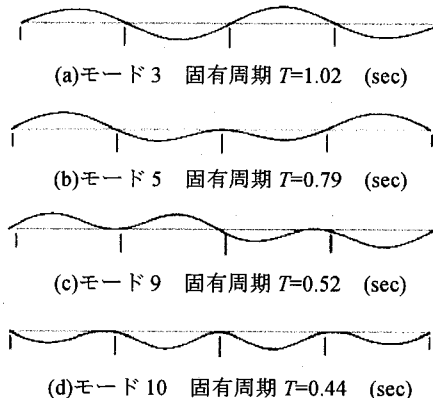


図-9 橋梁の鉛直方向の固有振動モード

有周期は1.37秒で、G4地盤における地震時の横方向の振動変位から定まる等価固有周期の限界値にほぼ等しくなっている¹⁾。

3.2 地震時列車走行性の基本性状

図-10に各橋脚位置での耐震基盤面からの相対応答変位、各号車の車輪上昇量及び車体加速度の時刻歴波形を示す。列車速度260km/h、列車走行開始位置：橋梁始点から-575m、地表面最大入力加速度 1.9m/s^2 の場合について示した。

図-10(a)~(c)より、最大水平相対変位は、地表面入力加速度が最大となる10.5秒前後で生じており、橋梁中央部のP3橋脚位置で約300mmと大きい。また、15秒前後でも大きな値となっている。橋脚中央部は、概ね1.4秒前後で振動しており、1次モードが支配的であることが分かる。なお、桁端に発生した最大角折れ量は2mradであった。図-10(d)~(f)より、水平絶対加速度は、水平相対変位と同様の傾向にあることが分かる。P1橋脚では主桁軌道面における増幅が比較的小さいが、P3橋脚では入力力の3倍程度の応答となっていることが分かる。図-10(g)~(i)より、車輪上昇量 δ_z は、桁端部の局所的な不同変位(角折れ)が原因で生じているのではなく、P2~P4橋脚間における橋梁中央部付近の横方向の振動変位により生じていることが分かる。図-10(j)~(l)より、車輪が上昇している時刻で車体加速度も最大となっている。当該時刻付近では車体水平加速度と車体ロール加速度の位相差は $\pi/2$ 前後であり、車両の脱線モードは下心ロールと上心ロールの間の遷移領域の挙動であると判断される。

図-11に列車の走行位置が地震時列車走行性に及ぼす影響を示す。列車速度260km/h、地表面最大入力加速度 1.9m/s^2 の場合について示した。主桁の最大相対水平変位及び最大絶対加速度の分布は、P3橋脚位置で最も大きくなっている。橋梁の応答は列車の走行位置により影響を受ける。P3橋脚位置での変位は、列車載荷位置によっては列車無載荷時と比較して最大で10%減少しており、増加した例は見られなかった。特に、

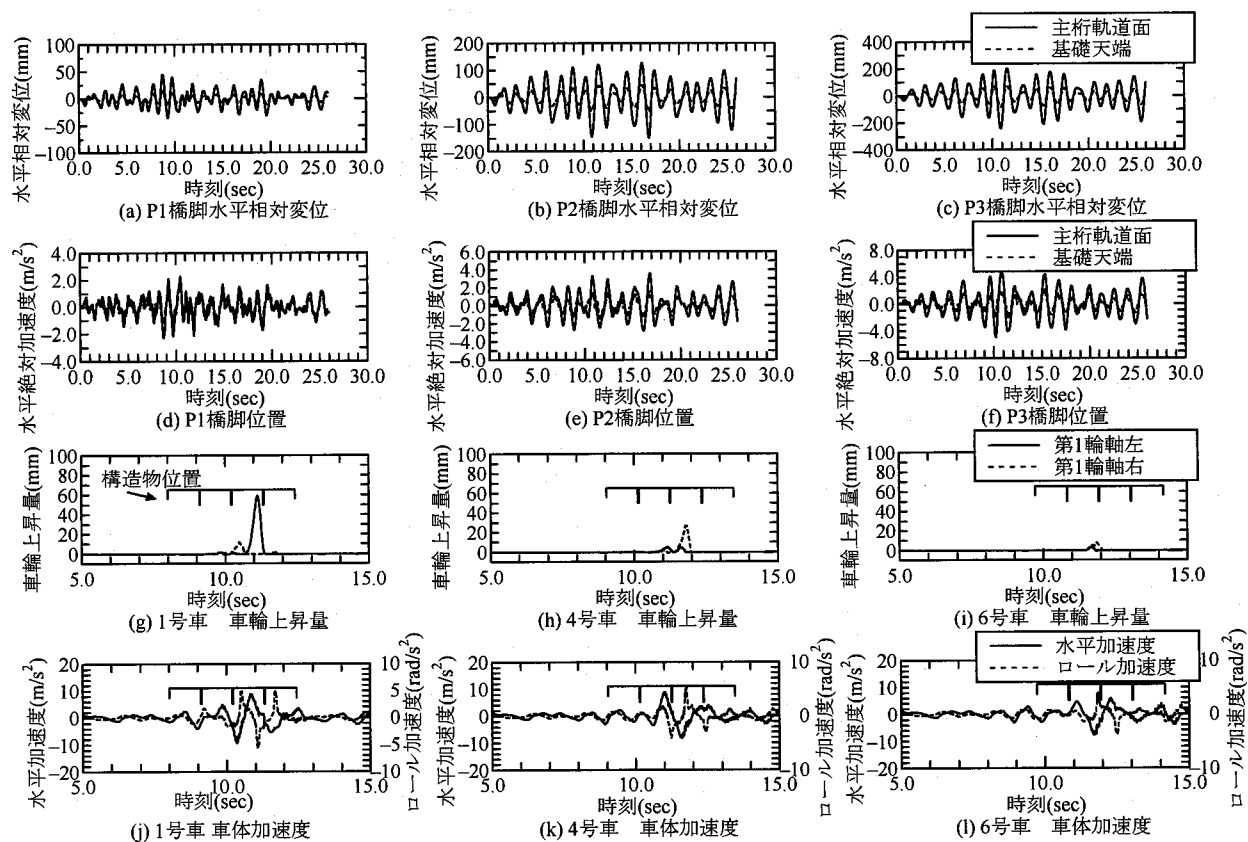


図-10 時刻歴波形 (列車速度 260km/h, 列車走行開始位置: 橋梁始点から-575m, 地表面最大入力加速度 1.9m/s^2)

地表面加速度が最大となる 10.5 秒付近で列車が橋梁上を走行している Sub Case B, C において, 橋梁の応答が小さくなる結果となった。これは車両の振動系により, 橋梁の振動系の共振増幅が乱されたためであると考えられる。一方車両は, 主桁軌道面の相対水平変位が最大となる 10.5 秒付近で, 列車が橋梁の中央部付近を通過することとなる Sub Case C において最大応答を示した。

図-12 に減衰定数 ξ が地震時列車走行性に及ぼす影響を示す。列車速度は 260km/h とした。以下, 図-12, 13, 16 では, 全 Sub Case を集約して最大値で示した。脱線後の車両の応答は, 本研究の力学モデルでは適切に表せないため車輪上昇量及び車輪水平移動量が 100mm 以上となる場合には, 一律 100mm として表示した。

最大相対水平変位及び車輪水平移動量はともに, 減衰定数の影響を受けていることが分かる。P3 橋脚下端のばねは, 地表面入力加速度が 1.9m/s^2 以上の場合に非線形化するが, 主桁軌道面の最大相対水平変位は解析範囲では, ほぼ線形の挙動を示している。減衰定数 10% では車輪水平移動量が 70mm となる入力加速度が 1.7m/s^2 から 2.2m/s^2 と 30% 高くなる。本研究では, 現行の横方向の振動変位の設計体系と整合を取り, 減衰定数 5% を基本としたが¹⁾, 部材毎に, 主桁及び橋脚く体 2%, 地盤ばね 10% を設定すると, 1 次モード減衰定数は 8%

程度となる。

図-13 に列車速度が地震時列車走行性に及ぼす影響を示す。図から列車速度の影響については, 橋梁及び車両の応答ともに影響が小さいことが分かる。車輪水平移動量が 70mm となる入力加速度と比較すると, 列車速度 260km/h の 1.7m/s^2 に対して, 最大でも 5% 程度の差であることが分かる。これは地震時列車走行性が, 前述のように速度依存性の少ない横方向の振動変位に支配され, 速度依存性の強い不同変位 (角折れ) の影響が少ないためであると考えられる。

3.3 地震時列車走行性の改善方法とその効果

以上のような基本性状の検討結果を踏まえて, 地震時列車走行性の改善方法について検討した。

図-14 に鉄道構造物等設計標準・同解説 (変位制限) で用いられている, 地震時の横方向の振動変位に係る変位の照査に用いるノモグラムを示す^{1),9)}。図中の限界値は, 等価固有周期毎に作成した 1 自由度系の構造物モデル上において, 車輪とレール間の水平変位が 70mm となる構造物天端の絶対加速度応答波形を算出し定めたものである。構造物天端の限界絶対加速度応答波形から, 更に構造物上の 1 自由度系の速度スペクトルを求め, スペクトル強度の限界値 SI_L を算定している。

応答値は, 等価固有周期毎に作成した 1 自由度系の

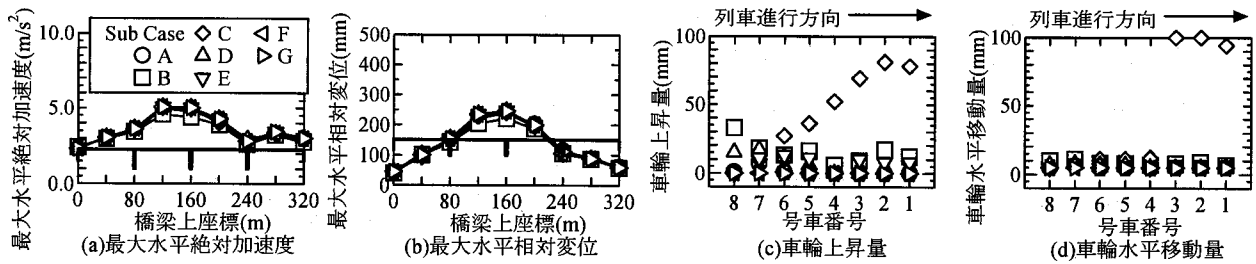


図-11 列車の走行位置が及ぼす影響
(列車速度 260km/h, 地表面最大入力加速度 1.9m/s^2)

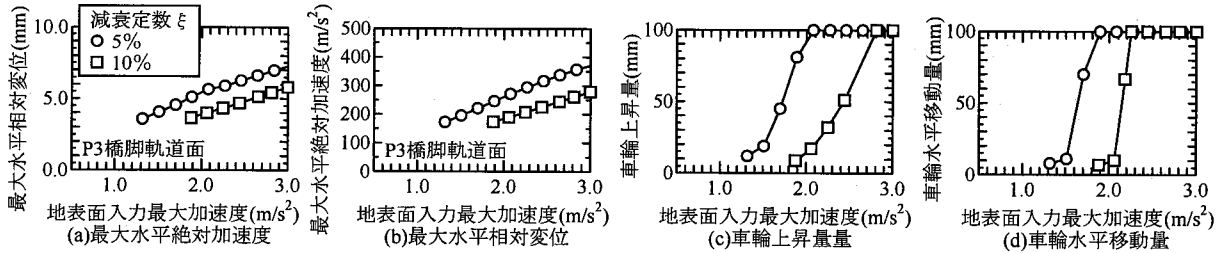


図-12 減衰定数 ξ が地震時列車走行性に及ぼす影響

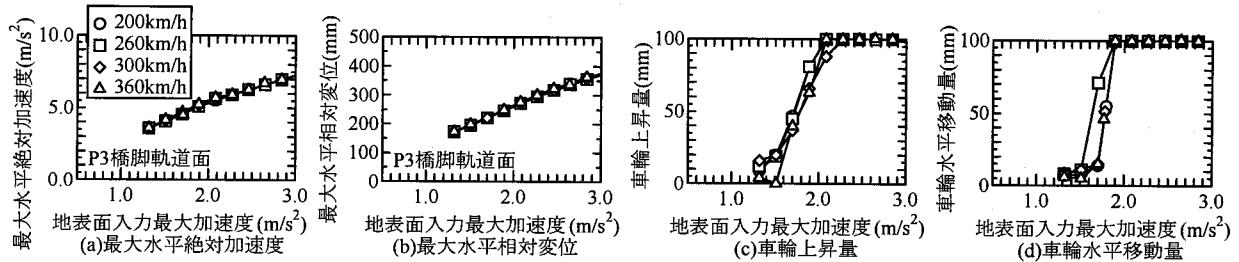


図-13 列車速度が地震時列車走行性に及ぼす影響

構造物モデルに対して、L1 地震動に対する構造物の天端の絶対加速度応答波形を算出し、構造物天端の絶対加速度応答波形から、更に構造物上の 1 自由度系の速度スペクトルを求め、スペクトル強度の応答値 SI を算定している。両者とも構造物の減衰定数 ξ は 5% としている。

設計実務では、静的非線形解析により等価固有周期を求めることにより、一義的に応答値及び限界値が定まり照査が行なわれることとなる。

図から、等価固有周期が 1.2 秒以上となる高橋脚の橋梁構造物では、等価固有周期により定まる設計上の応答値が限界値に近いこと、本橋梁の等価固有周期の前後では応答値と限界値が平行の状態となっており、抜本的に構造系が変化しないと、照査結果を改善することが困難であることなど、長大橋梁の地震時列車走行性の問題点を読み取ることができる。また、計算上は等価固有周期が 1.7 秒以上となる構造物も照査を満たすこととなるが、振動変位及び構造物境界での不同変位が非常に大きくなるため、スペクトル強度による簡易照査法では図のように応答値が割増されており、構造物全体をモデル化し検討することが推奨されている。

本研究で検討した具体的な改善方法は、表-3 に示したとおりであるが、短周期化及び長周期化の両面から検討を行なった。図-15 に鉄道橋梁におけるすべり

支承の例を示す。長周期化については、実用例や解析事例は少ないが、既に図に示したようなすべり支承を採用している事例がある^{10),11)}。

図-16 に地震時列車走行性の改善方法の検討結果を示す。Case2 の P3 橋脚のばね剛性 2 倍では、主桁軌道面の最大相対変位は減少しているものの、車輪水平移動量に対して効果が少ないことが分かる。Case3 の P2~P4 橋脚ばね剛性 1.5 倍も同様の結果となった。

Case4 の P2~P4 橋脚ばね剛性 2.0 倍では、主桁軌道面の最大相対変位が Case1 の半分程度となっている。車輪水平移動量が 70mm となる地表面入力加速度は 2.4m/s^2 であり、Case1 の 1.7m/s^2 と比較して 40% 程度改善していることが分かる。主桁軌道面の変位は、ケーソン基礎の回転及び水平移動、橋脚の変形等により生じているが、ばね剛性を 2.0 倍とするためには、ケーソンの直径を 2.0 倍程度に増す必要があり、コスト増の要因となる。従って実務面では、主桁の軽量化や橋脚高さの低減等と併せた方法が必要となる。

Case5 の P2~P4 橋軸直角方向すべり支承では、主桁軌道面の最大相対変位が Case1 に比べて大きく増加しているが、車輪水平移動量が 70mm となる地表面入力加速度は 2.4m/s^2 であり、Case1 の 1.7m/s^2 と比較して 40% 程度改善していることが分かる。前述のようにすべり支承は既に幾つかの橋梁で実績があるが、経済的な列車走行性の改善方法の一つとして効果が期待でき

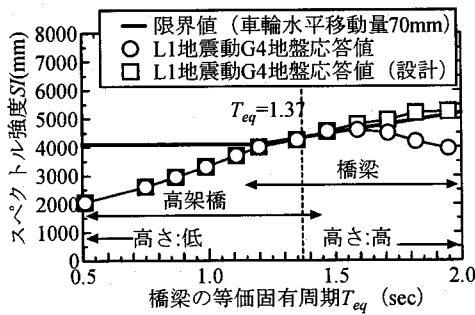


図-14 地震時の横方向の振動変位に係る変位の照査に用いるノモグラム

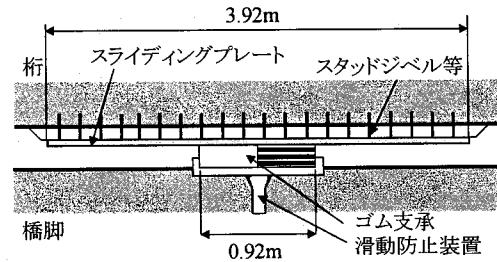


図-15 鉄道橋梁におけるすべり支承の例

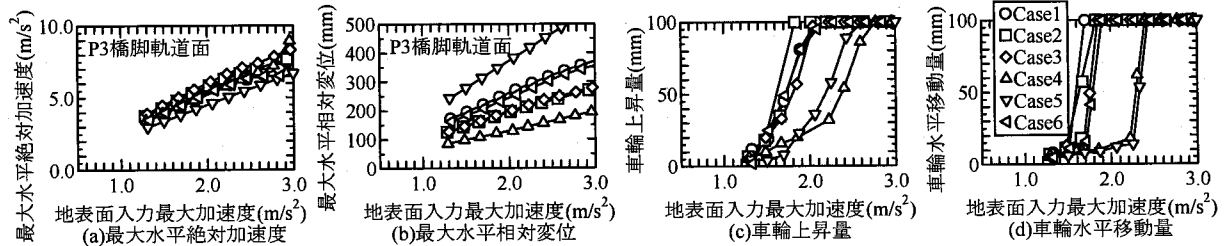


図-16 各種改善方法が地震時列車走行性に及ぼす影響

ると考える。

Case6 の主桁水平剛性 2 倍は、解析結果に及ぼす影響が少ない。このことから橋梁の応答においては橋脚剛性が支配的であることが分かる。

これらの知見を踏まえ 3 径間連続桁 2 連(各スパン 70m, 橋長 420m)及び 4 径間連続桁(各スパン 100m, 橋長 400m)の 2 橋梁についても別途検討を行なった。両橋梁とも速度依存性が少ないこと、橋梁中央部付近で車両が最も応答すること等は前述の知見と同様であったが、走行性改善効果については、後者で 1 次の固有周期が 1.46 秒と若干長くなったため、ばね剛性を 2.0 倍とする手法では改善効果が得られない結果となった。この理由については図-14 で概ね説明できると考えられる。

4. 解析結果の可視化

4.1 可視化手法

(1) システムの概要

近年、ハードウェアの長足の進歩に伴い、有限要素法による様々な動力学現象の解析がなされている。本研究もその事例の一つであるが、大規模解析における、微小な時間増分ごとの時々刻々の動的応答解析結果は膨大であり、その数値結果を瞬時に理解することは、多くの困難を伴う。

そこで本論では、大規模な解析結果を可視化し、相互作用の実態や、全体の挙動における解析上の評価ポイントの抽出を試みることにした^{10),11)}。

図-17 に可視化システムの概要を示す。近年、映画等の分野において CG(Computer Graphics)技術の進歩

は著しく、また比較的容易にこうした技術の利用が可能となってきた。そこで本研究では、可能な限り既存 CG 技術を利用し、可視化システムの構築を図ることとした。

具体的には、車両や構造物等のオブジェクト作成、可視化空間でのオブジェクト配置、カメラ設定、光源指定、描画、画像圧縮等は、幾つかの既存モジュールと組み合わせて処理することとし、解析結果のモーションキャプチャーと可視化空間座標へ変換、応答の拡大率の調整等を行うモジュールのみを新たに作成することとした。

(2) 車両オブジェクトの作成

DIASTARS II では、前述のように、車両を構成する車体、台車、輪軸などの構成要素を剛体質点とみなし、これらをばねやダンパで結合してモデルを用いている。従って、その解析結果は、剛体オブジェクトの 6 自由度(ただし、線路方向には等速走行)の応答として表すことができる。

図-18 に車両の剛体オブジェクトモデルを示す。通常、有限要素法による動的解析の可視化では、要素メッシュをそのまま通常のワイヤーフレームとして表現する方法が一般的であるが、本研究では、車両の各構成要素が剛体質点であることから、別途実車ベースの形状データを作成し、シェーディング表示(陰線消去、陰影、塗りつぶし)により各剛体質点を表現することとした。

車両の形状は、図面に基づきポリゴン(四角形の面要素)を立体的に組合せて作成した。また、各ポリゴンの表面に、着色指定したテクスチャー(画像データ)を貼り付け、オブジェクトを作成した。図の車両のオブジ

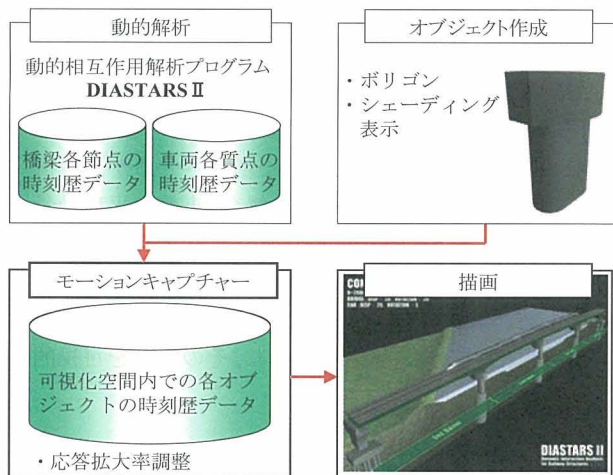
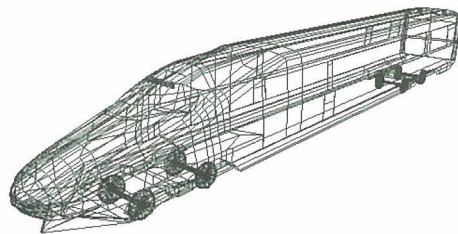


図-17 可視化システムの概要



(a)ポリゴンモデル



(b)シェーディングモデル

図-18 車両のオブジェクトモデル

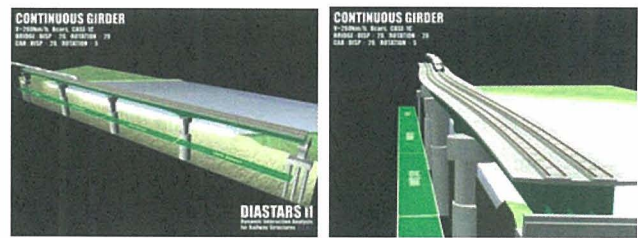


図-19 橋梁のオブジェクトモデル

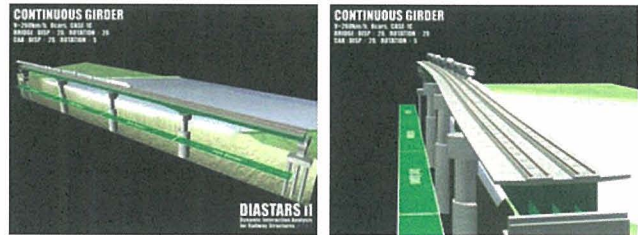
ェクトモデルは、車体、台車、輪軸の各剛体オブジェクトから構成されており、1両当たり合計3521のポリゴンを使用している。

オブジェクト表面における質感を表現するために、各ポリゴンに対して、環境光、光沢、反射、透過度、陰影などの特性を、材質に合わせて指定した。

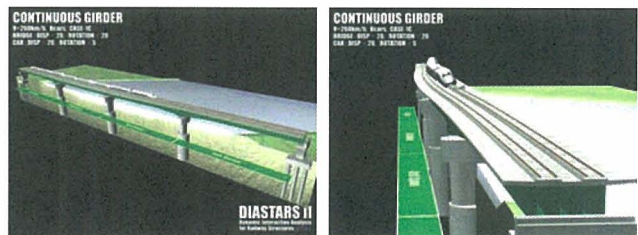
窓や扉などのディテールは、ポリゴンを用いた形状作成を行わず、テクスチャーによるバンプ(凹凸)表現により行い、描画に対する負荷の低減を図った。



(a) $t=9.5$ (sec) 285 frame



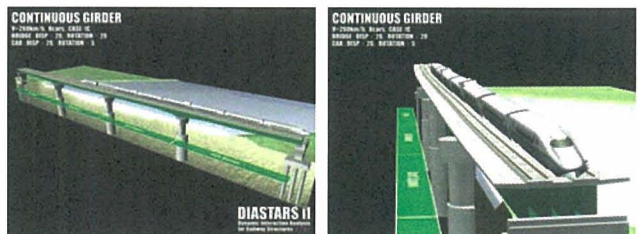
(b) $t=10.5$ (sec) 315 frame



(c) $t=11.0$ (sec) 330 frame



(d) $t=12.0$ (sec) 360 frame



(e) $t=12.5$ (sec) 375 frame

図-20 可視化結果の例 (列車速度 260km/h, Case1, Sub Case C, 地表面最大入力加速度 1.7m/s^2)

(3)橋梁オブジェクトの作成

DIASTARS IIでは、前述のように、橋梁は、梁、トラス、シェル、ソリッドなどの有限要素でモデル化され、その応答解析結果は、節点変位により時々刻々とえられる。可視化においては、必ずしも全有限要素節点の挙動が必要ではないことから、代表的な節点を見極めて、剛体オブジェクトを作成し、これを連結することにより、構造物全体の挙動を表現することとした。

図-19 に橋梁の有限要素オブジェクトの例を示す。

本研究では、主桁を 5m 単位の剛体オブジェクトに分割することとした。主桁は数値解析上は梁要素でモデル化されているが、これに対して車両と同様にボリゴンによる剛体モデルを構築した。このオブジェクトの挙動は、5m 区間の重心位置節点の変位履歴により表される。

(4) モーションキャプチャー

構築したモーションキャプチャーモジュールにより、DIASTARS II により得られる変位応答履歴を、可視化空間座標内での剛体オブジェクトのモーションデータに変換した。ただし、車両や構造物の実挙動は、構造物全体の大きさに比べ微小であるため、動的問題の理解のためには、応答を一定比率で拡大する必要がある。そこで、可視化空間座標への変換の過程で、変位や回転角に対して、任意の拡大率を指定できるものとした。

(5) 描画

各オブジェクトを可視化空間内に配置し、それぞれに対してモーションデータを指定した後、簡易描画を参考に、カメラ配置、光源指定、背景画などを決定する。描画(レンダリング)は、30fps(frame per second)で 1 フレームずつ行い、フレーム内及び時間方向に画像圧縮をかけて最終的な動画ファイルを作成した。

4.2 可視化結果

図-20 に可視化結果の例を示す。列車速度 260km/h、Case1, Sub Case C、地表面最大入力加速度 1.7m/s^2 図中左列は、カメラを遠景に設置し列車の走行位置や構造物の全体挙動を捕らえたもの、右列は、カメラを P5 橋脚付近に設置し、車両の振動挙動を捉えたものである。

桁が高次のモードを若干交えながらも全体として 1 次モードに支配されながら振動していること、これにより車両が時刻 11 秒付近で橋梁を通過中に大きく振動していること、橋梁両端の角折れの影響はそれほど大きくないことなど、図-10 の時刻歴波形で示した地震時における車両と長大橋梁との動的相互作用に関する基本挙動に関する知見を、高度な専門知識なしでも容易に読み取ることができる。このような工夫により、地震時における長大橋梁の車両のロッキングモーション、主桁、橋脚等との複雑な連成振動などを視覚的に容易に捉えることが可能となった。

5. 結論

高橋脚・長スパン連続桁橋梁の地震時列車走行性に関して、その基本性状及び改善方法を検討した。本論文で得られた知見は以下の通り。地震時列車走行性は、

- (1) 応答変位が最も大きくなる橋梁中央付近の横方向の振動変位に支配され、桁端部の局所的な不同変位

(角折れ)の影響は少ない。

- (2) 橋梁の減衰定数 10% の場合、同 5% の場合と比較して、車輪水平移動量が 70mm となる入力加速度が 1.7m/s^2 から 2.2m/s^2 となり 30% 程度改善される。
- (3) P2~P4 橋脚の剛性を 2 倍以上増加させるか、主桁を線路直角方向にすべらせた場合、車輪水平移動量が 70mm となる地表面入力加速度が 1.7m/s^2 から 2.4m/s^2 となり 40% 程度改善される。
- (4) 地震時における車両と長大橋梁との動的相互作用を可視化するシステムを構築し、その挙動を可視的に示した。

本研究の一部は、橋梁モデル作成においては(独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構の協力を頂いた。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説—変位制限，丸善，2006。
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説—耐震設計，丸善，1999。
- 3) 涌井一，松本信之，松浦章夫，田辺誠：鉄道車両と線路構造物の連成応答解析法に関する研究，土木学会論文集，No.513/I-31，pp.129-138，1995。
- 4) 曾我部正道，松本信之，藤野陽三，涌井一，金森真，宮本雅章：共振領域におけるコンクリート鉄道橋の動的設計法に関する研究，土木学会論文集，No.724/I-62，pp.83-102，2003。
- 5) 松本信之，曾我部正道，涌井一，田辺誠：構造物上の車両の地震時走行性に関する検討，鉄道総研報告，Vol.17，No.9，pp.33-38，2003。
- 6) 曾我部正道，宮本岳史，松橋宏治，涌井一，松本信之：地震時振動変位の影響を考慮した構造物不同変位の照査法，鉄道総研報告，Vol.20，No.5，pp.5-10，2006。
- 7) 佐藤吉彦，三浦重：走行安全ならびに乗心地を考慮した線路構造物の折角限度，鉄道技術研究報告，No.820，1972。
- 8) 宮本岳史，松本信之，曾我部正道，下村隆之，西山幸夫，松尾雅樹：大変位軌道振動による実物大鉄道車両の加振実験，日本機械学会論文集(C編)，Vol. 72，No.706，pp.1849-1855，2005。
- 9) Luo Xiu: Study on Methodology for Running Safety Assessment of Trains in Seismic Design of Railway Structures, J Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Elsevier Science Ltd., Vol.25, No.2, pp.79-91, 2005。
- 10) 山洞晃一：超軟弱地盤おぼれ谷を 12 径間連続 RC 桁で通過，日本鉄道施設協会誌，Vol.41，No.9，pp.38-40，2003。
- 11) 曾我部正道，涌井一，青木一二三，松本信之：鉄道車両と構造物との動的相互作用解析の可視化に関する検討，第 60 回年次学術講演会講演概要集，I-559(CD-ROM)，2005。
- 12) 曾我部正道，松本信之，金森真，涌井一：エクストロード橋の衝撃係数・列車走行性解析とその可視化，鉄道力学論文集，No.10，pp.25-30，2006。

(2007 年 4 月 12 日受付)