

新幹線走行に伴う沿線地盤振動低減のための 高架橋補強工の開発

原 恒雄¹・吉岡 修²・神田 仁³・舟橋秀磨³・根岸 裕⁴・藤野陽三⁵・吉田一博⁶

¹フェロー 工博 東海旅客鉄道㈱ (〒108-8204 東京都港区港南 2-1-85)

²正会員 工博 東海旅客鉄道㈱ 総合技術本部 技術開発部 (〒485-0801 愛知県小牧市大山 1545-33)

³正会員 工修 東海旅客鉄道㈱ 総合技術本部 技術開発部 (同上)

⁴正会員 東海旅客鉄道㈱ 総合技術本部 技術開発部 (同上)

⁵フェロー Ph.D. 東京大学教授 工学系研究科社会基盤工学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷 7-3-1)

⁶工博 ㈱大崎総合研究所 (〒100-0011 東京都千代田区内幸町 2-2-2)

本論文は、東海道新幹線の高架橋区間における列車走行に伴う地盤振動特性を把握し、それに基づく振動対策工を開発した研究成果を述べるものである。実高架橋での測定と3次元応答シミュレーション解析から、東海道新幹線の高架橋に特有の張出し部が振動の発生に影響を与えていることを明らかにするとともに、高架橋張出し部の端部を連続化することにより振動低減を図れることを明らかにした。そして、この考え方に基づき、新幹線高架橋に適用可能な振動対策工「X型端部補強工」を考案し、新幹線のある高架橋とその沿線地盤を試験箇所として施工したところ、特定の振動数成分の振動低減に効果があることを確認した。

Key Words : vibration reduction, Shinkansen, rigid frame bridge, Shinkansen-induced vibrations, 3D analysis

1. はじめに

1964年に世界初の高速鉄道として開業した東海道新幹線は、高い安全性をもって大容量の輸送を高頻度で正確に提供してきた実績から、我が国はもとより世界の注目をも集め続けており、まさに高速鉄道の先導的役割を果たすとともに、我が国の経済の発展と利便性の高い生活を支えている。その使命を果たすため、現在まで新型車両開発による速度向上や設備改良を伴う列車本数増強等が進められ、今後も更なる輸送力増強が期待されている。そのような輸送力増強を検討する場合、同線はとくに我が国最大の人口稠密地を結ぶことから、沿線の騒音振動防止についても最大限の配慮が必要である。

新幹線列車走行に伴う沿線地盤の振動低減対策については、いままでに車両軽量化や弾性まくらぎ投入等の対策手法が実用化され、実際に広く導入されている。しかし、さらに振動低減を図りたい場合に、確実性の高い他の具体策が見あたらず、新たな実用的対策手法が求められている¹⁾。特に新幹線の線路構造物は沿線環境への配慮がより必要な市街地ほど主にラーメン式の高架橋であるため、その区間に適用可能な振動低減対策の検討が望まれる。

そこで本論文は、東海道新幹線のラーメン高架橋区間を対象とした、実用的対策手法を提案する。この手法は、既設の高架橋自体に対策を行うという意味において、振動低減対策としては従来ほとんど提案されなかった範疇のものである。

現在供用中の高架橋に対策を施すことは制約条件も多く、特に新幹線の場合には試験的とはいえ容易には実施できないため、従来、高架橋における振動低減対策手法の検証例は乏しい。

旧国鉄の時代から、振動と変動要因の関係が、実測データの統計を基に調査されている。それらの結果は後に、江島^{2), 3)}、吉岡・芦谷⁴⁾、吉岡⁵⁾等により整理されている。これらの調査からは、高架橋の各部位がマッシブでリジッドな区間ほど、沿線振動が相対的に低い傾向にあること等が認識され、東北・上越新幹線の高架橋の設計概念に取り入れられた(例えば、文献6))。しかし、現在供用中の高架橋をマッシブ・リジッド化する手法は、改良が構造全体に波及しかねず列車運休を伴う大規模な施工となる恐れがある等、詳細検討を躊躇させる困難が容易に予見される。そのため、試験的とはいえ殆ど試みられていない。ただ、阪神淡路大震災を契機に耐震補強工として普及した鋼板巻き補強工は、新幹線ラーメン高架橋

の柱を他の部材に波及せらずにリジッドにし得る工法で、沿線振動の低減にも多少は寄与する可能性があると思われる。関⁷⁾は、この補強工の施工前後における沿線振動の測定から、実証的に効果を評価した事例を示した。しかし、それによると、水平振動の低減効果は認められるが、鉛直振動については効果ははっきりしないと論じている。結局現時点では、この手法の定量的評価はまだ定まっていないと考えられる。同じく関⁷⁾は、上下線2本の柱の間をブロックを積んで壁状(ブロック壁)にする施工を試み、これによる沿線振動への影響を調査したが、この事例では期待された効果は得られていない。

一方、他の原理を利用し、結果的により些少の改良で済ませる試みが、いくつか行われてきた。その一つが桁式高架橋の脊(シュウ)に弾性を付与する方式である。これについて、東北新幹線小山試験線の実高架橋において、隣接区間の弾性脊の枚数を変えた条件を建設時に設定し、沿線振動の比較測定が行われたが、明瞭な効果は認められていない。また、フーチングから放射される振動にその底面形状に依存した放射指向性が認められるとの模型実験的研究⁸⁾に基づき、新幹線の実ラーメン高架橋のフーチングの形状を変更する試みがなされたこともあるが、この事例でも期待された結果は得られていない。他に、制振装置を応用する方向があり得る。最近では、構造物における振動低減方法として、制振装置が多く用いられている(例えば、文献⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾)。しかし、これらの文献によると、実用上は望ましいパッシブ型制振装置の代表であるTMD装置は、タワー状構造物の風による共振防止等には既に実用化されているものの、交通振動の制御で成功を収めた事例は少ない。新幹線でも、旧国鉄時代に、沿線振動の卓越振動数に同調させたTMDを実ラーメン高架橋に試験的に設置した例はあるが、はっきりした評価を得るに至らなかった。一方、研究的にはアクティブ制振への志向が強まっているが、まだ基礎的段階にあると考えられる。

結局、現状においては、高架橋自体に手を加える振動低減手法の検討状況は初期的な試みが断片的になされた段階に留まっており、実用的手法の獲得からは程遠い状態にあることがわかる。そこで、我々は、既往研究は参考しつつも原点に戻って、東海道新幹線のラーメン橋区間における振動低減手法の方向性を工学的に検討することを考えた。

2. 高架橋と周辺地盤の振動の特徴

(1) 対象高架橋

東海道新幹線の標準的な高架橋はラーメン高架橋と桁橋に大別され、道路・河川等を跨ぐ等がない箇所はほぼ

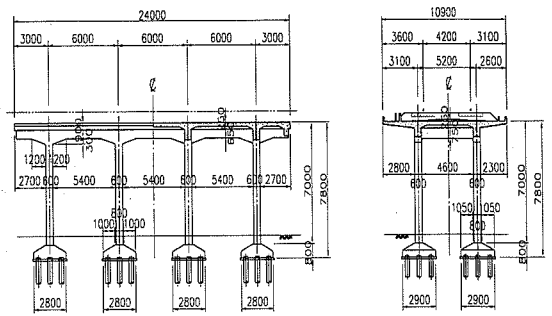


図-1 標準ラーメン高架橋の概要

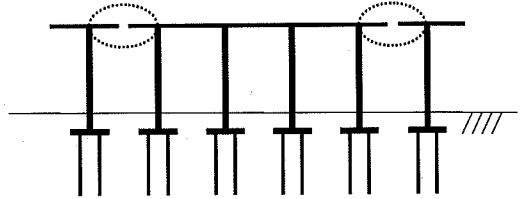


図-2 各ブロック間の構造概要

ラーメン高架橋である。ラーメン高架橋は、標準的には、スパン6mの中央3スパン部と両端3mの張出し部からなる全長24mのラーメン構造を単位(ブロック)として建設されている(図-1)。両隣のブロックとは構造的には切れており(図-2)、レールでつながるだけである。このような接続形式は、東海道と山陽新幹線(岡山以东)の特徴で、後に建設された新幹線ラーメン高架橋の接続形式とは異なる。

新幹線走行時の高架橋と周辺地盤の振動の特徴を把握するため、東海道新幹線の岐阜県内の高架橋で、新幹線走行時の振動を調査した。

調査地の高架橋は高さ7.3mの3径間標準ラーメン高架橋(図-1の高さが少し高いもの)、軌道は有道床、地盤は沖積である。高架橋に対しては、柱の頭部・脚部、梁の端部・中央部、スラブの中央部の各位置に加速度計を取り付け、高架橋自体の振動性状を把握する他、列車から高架橋への加振力(解析用の等価的な加振力)の把握等にも利用した。また、周辺地盤に対しては、高架橋からの距離を変えていくつかの加速度計を配置し、まさに防振対象となる位置における振動性状、振動数や距離に伴う振動変化等の把握に利用した。また、測定では水平成分についても測定したが、江島²⁾によると振動レベルとしては水平成分に比べ鉛直成分が卓越することから、鉛直成分に着目して振動特性を把握した。

以下、高架橋躯体と周辺地盤に分け、本論に関係する振動特性を整理する。

(2) 高架橋における振動特性

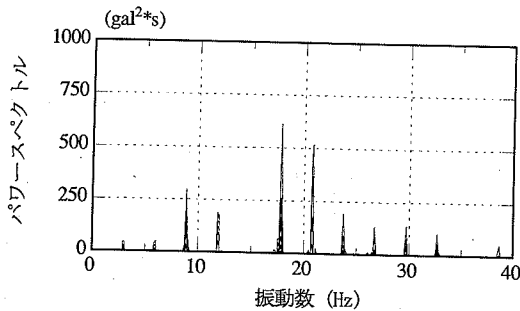
まず、実測加速度波形のパワースペクトル等に見られる振動数成分の含まれ方を整理する。

図-3 は、各測定点において同一列車の記録から加速度鉛直成分のパワースペクトルを求め同一スケールのグラフに重ね書きしたもので、300 系車両の 2 通りの列車速度の場合を示してある。これから次のような著しい特徴が見られ、これらは基本特性として常に念頭におく必要がある。

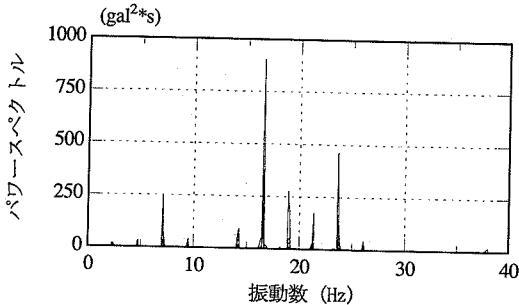
- ① どの測定点のスペクトルも、基本振動数 f_0 の整数倍の振動数 $n \times f_0$ ($n=1, 2, \dots$) の成分だけから構成された線スペクトル的な形状を示す。
- ② $n \times f_0$ の値は振源側の特性に起因し、構造物の共振などに依るものではない。したがって、各測定点の線スペクトルの横軸位置 (振動数) は重なる (縦軸 (高さ) は測定点に依る)。
- ③ f_0 の値は列車速度に比例する。
- ④ $n=3, 4$ および $n=6, 7$ の成分が卓越し、 $n=5$ の成分は現れない。

ただし、これらは従来から指摘されている特徴で、高架橋の動特性ではなく、列車の車軸間隔といった振源側の特性 (台車内の車軸間隔、車両内の台車間隔、車両長が与える 3 種類の周期性の一つまたは複数の干渉) に起因すると解釈されている (例えば、文献 5) 参照)。

次に、高架橋の柱位置による特性に着目する。図-4 は列車速度 270km/h の 300 系列車通過時の高架橋 1 ブロック内の 4 本の柱における鉛直成分 (Z 成分) の振動振幅を振動数別に比較したもので、図-4a は柱頭部、図-4b は柱脚部の振動を表す。データは加速度計の設置側線路を



(a) 列車速度 270km/h の場合



(b) 列車速度 220km/h の場合

図-3 各測定点のパワースペクトルの重ね書き

通過した列車のものである。なお、高周波の振動で、振幅値やレベル値を評価する場合は、バンド幅内の積分された平均的な振幅を表す 1/3 オクターブバンドスペクトルの方が値が安定して便利であるため、ここでもその形態で示した。図から以下の特徴が認められる。

- ① ブロック内の柱位置や柱頭部・柱脚部に依らずに共通に、中心振動数 3.2Hz, 8Hz, 10Hz, 20Hz の成分が認められる。
- ② 各成分の大きさはブロック内の柱位置や柱頭部・柱脚部に依存する。
- ③ 3.2Hz 成分については、他と比較してピークの値が小さく、また、ブロック内の柱位置に依らず概ね同じ振幅である。柱脚部は、柱頭部より振幅が幾分 (2~3 割) 低下するが、その大きさは柱位置には依らない。
- ④ 一方、8Hz, 10Hz, 20Hz 成分については、柱頭部を見ると、ブロック中央に比べブロック端に位置する柱の方が振幅が大きい傾向を示している。柱脚部では、振幅が柱頭部より全体的に 4~5 割程度低下するが、柱位置による振動大小の傾向は、やはりほぼ保たれている。

なお、このような柱のブロック内位置に依存した振動の違いは、その後の東海道新幹線におけるいくつかのラーメン高架橋における柱近傍地盤の振動測定例においても確認されている (図-5)。

また、このことは、従来の測定からもある程度は示唆されてきている。例えば、吉岡・永井他¹²⁾は、東海道新

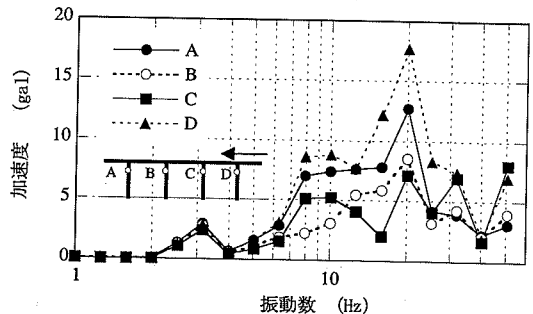


図-4a 柱頭部測定点の 1/3 オクターブバンドスペクトルの比較 (Z 方向)

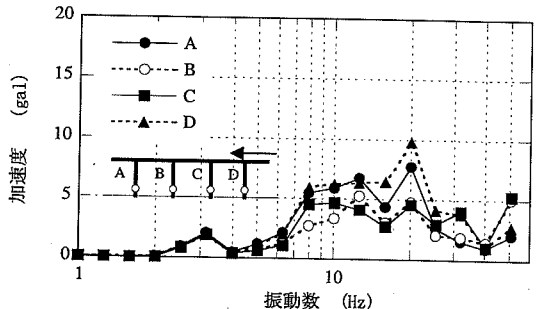


図-4b 柱脚部測定点の 1/3 オクターブバンドスペクトルの比較 (Z 方向)

幹線のラーメン高架橋区間で複数ブロックの柱近傍地盤（柱から50cm離れ）に振動計を設置して同じ列車による振動を調べ、振動性状がラーメン高架橋のブロックを単位に周期的に変化すると指摘した。しかし、この影響は小さいとし、それ以上の議論には発展しなかった。関⁷⁾は、東海道新幹線ラーメン高架橋のブロック端部が構造的に切れているため鉛直振動が発生しやすいことを実橋での測定例から報告し、この振動の抑止が沿線振動防止に寄与すると論じている。

(3) 周辺地盤における振動特性

図-6は、高架橋から線路直交方向に距離を変えたいくつかの地表測定点で測定された、300系列車通過時の鉛直成分加速度の1/3オクターブバンドスペクトルである。図から次の性質がわかる。

- ①どの距離においても、優勢な成分は中心振動数3.2Hz, 8Hz, 10Hz, 20Hzのバンドにあり、(2)に述べた高架橋躯体の場合の振動数と対応している。
- ②高架橋から離れるほど高振動数側から大きい減衰がかかるため、地盤の7.6~22.6m離れになると、高架橋躯体では最大ピークであった20Hz成分は減衰してしまい、8~10Hz成分が最も優勢になる。
- ③同じ距離7.6~22.6mで、3.2Hz成分は高架橋躯体と同じく小さい。

すなわち、この調査地では、沿線において環境振動が直

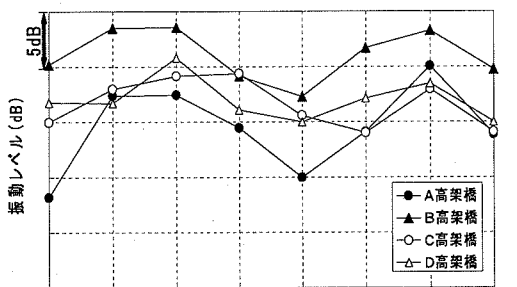


図-5 柱直下地盤振動のブロック内位置による比較

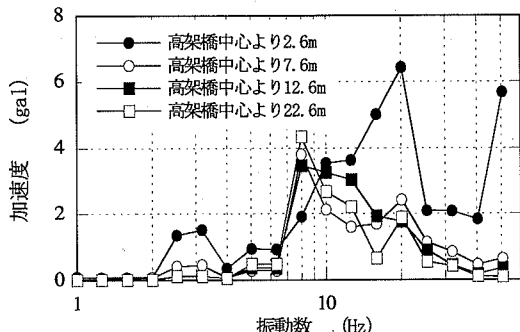


図-6 300系列車通過時の地盤上測定点の1/3オクターブバンドスペクトル(Z方向)

接問題になる距離で見ると、8~10Hz成分が最も優勢である。また、3.2Hz成分は非常に小さい。この関係は、人体感覚補正を施した振動レベル¹³⁾で評価しても殆ど変わらない(8~10Hzは平坦特性域3.15~8Hzに近接)から、結局、この調査地で振動低減を考えるには、8~10Hz成分の低減が重要であると言える。

これまでの事例において、他の場所で地盤条件が異なる場合でも列車速度が同様ならば、当調査地と同様に、概ね3.2Hz, 8Hz, 10Hz, 20Hzに優勢な成分が見られる⁹⁾。

以上の(2), (3)項をまとめると、東海道新幹線の沿線地盤では8~10Hz成分と20Hz成分が卓越している。一方、高架橋のブロック端部の柱でブロック中央部の柱には見られない付加的な振動が発生し、これは8Hz, 10Hz, 20Hzの帯域で生起している。よって、高架橋の端部柱の付加的な振動が抑止できれば、沿線振動低減に有用な可能性が高いと考えられる。

3. シミュレーション解析手法に基づいた各種振動低減対策工の検討

前章の実測結果は振動低減対策工開発に対して重要な示唆を提供していると考えられる。これを異なる角度から確認し、そのメカニズムを探り、振動低減対策工の具体策に繋げるために、高架橋と柱近傍地盤の振動シミュレーションが可能な数値解析モデルを構築することを考えた。

(1) 高架橋と柱近傍地盤の振動シミュレーション解析手法^{14), 15)}

a) 高架橋と柱近傍地盤のモデル

高架橋の3次元の振動特性を表現するため、高架橋の立体的な有限要素モデルを作成した。対象高架橋は前章で測定を行った高架橋とした。図-7に作成した解析モデルの一例を示す。この例は高架橋1ブロック分をモデル化したものであるが、前後に隣接ブロックを設けた3ブロックモデルも用いた。モデル化にあたっての各部材

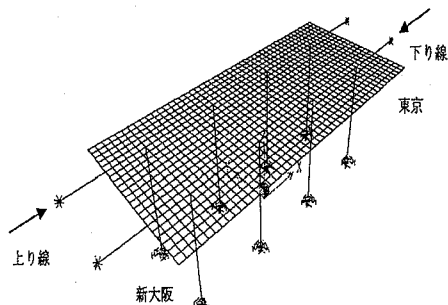


図-7 3次元高架橋立体解析モデル

表-1 各部材の詳細条件

部材名	要素種類	条 件
柱	梁要素	正方形断面 (60cm×60cm) コンクリート強度 35.3 N/mm ² (梁・スラブも同強度)
梁	梁要素	有効幅を考慮したT型断面
スラブ	板要素	厚さ: 50cm 四方の面積で分割した領域の平均 積載荷重: 1軌道の単位当りの重量
フーチング	梁要素	設計図書に記載された断面 コンクリート強度 29.4 N/mm ²
地盤 および 基礎杭	地盤ばね	地盤定数と群杭の効果を考慮した 3次元薄層法により複素ばねを算定
隣接 高架橋間 接合部	梁要素	レール等により隣接高架橋と若干の連続性があるものとし、長さ 2cm の要素 (EI=86N・m ² , GA=4×10 ⁹ N) で連結

の詳細条件を表-1 に示す。このモデルの軌道相当位置で加振力を移動させる (次項) ため、解析は時間領域で行う。その時間刻みは十分な計算精度を確保するため 0.001s とした。なお、柱、梁、スラブのモード減衰定数は 3% と仮定した。

b) 加振力の設定

振動系その他、系の駆動力もモデル化する必要がある。その駆動力は、厳密に言えば車両と構造物との連成を考慮すべきで、最近では車両をモデル化した例もある (例えば、文献 16))。但し、一般の RC 高架橋は剛性が高く、対象としている列車速度の範囲では影響¹⁰⁾は小さくなく、本解析では車両が軌道に与える加振力は対策工の有無によらず一定との立場で考えた。なお、対策工施工前の列車走行による高架橋の振動実測結果と解析結果と整合させることで、連成作用の効果ほかモデル化に含まれていない部分を間接的に反映させている。本項での加振力の設定フローを図-8 に示す。

まず、新幹線 1 車軸の重量が静的に軌道相当の弾性床上の梁に乗った時の弾性床支持部に与える圧力を 1 車軸の与える加振力として、これを列車の車軸配置に従って車軸数だけ配置する。次に、この車軸群を列車速度に従って軌道相当位置を移動させる。これにより加振力が一応決まるが、実データの再現性を良好にするため、ここではさらに振動数軸上でその加振力にある補正フィルタをかけ、解析の結果が実測結果に整合するようにそのフィルタを定めた。従って、加振力は実データに合うように定めた、いわば等価的なものである。具体的には、補正フィルタは、実測結果の 1/3 オクターブバンドスペクトルと解析結果が整合するように、列車走行速度に応じてそれぞれ設定した。実測結果と解析結果の比較は、柱頭位置と柱脚位置の鉛直加速度 (4 本×2 箇所) につ

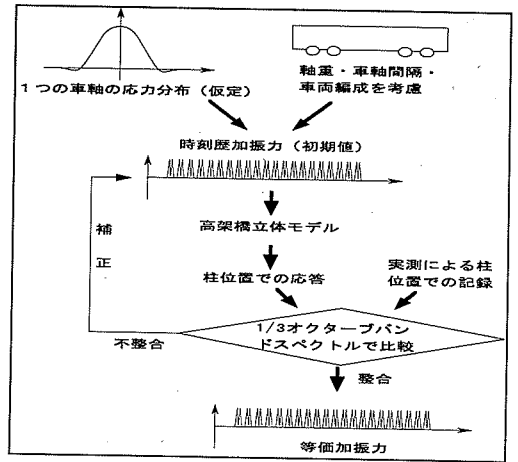


図-8 等価加振力推定フロー

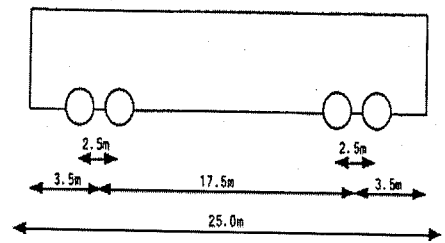


図-9 新幹線の車軸間隔

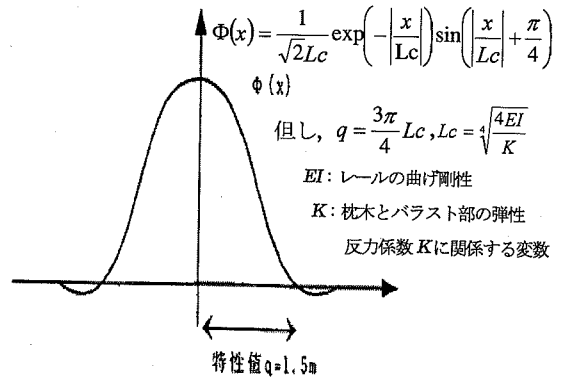


図-10 路盤への載荷分布 $\Phi(x)$

いて行い、特に柱脚位置における整合性を重視した。

なお、ここでの加振力は高架橋立体モデルの走行軌道側の梁上位置の節点 (50cm 間隔) に、列車速度に応じて時間をずらしながら載荷した。車両は 300 系車両を対象とし、1 列車 16 両編成とした。

図-9 に新幹線車両の車軸間隔を示す。1 車軸の重量 (乗車率 100%) は全車両とも一律に 111.8kN とした。また、これが高架橋スラブに加わる場合には、図-10 および図中に示す式のような線路方向に広がりを持った分布になると仮定した。以上述べた設定方法により作成した、300 系車両が速度 270km/h で走行した時の振動数補正フィルタを図-11 に、等価加振力の時刻歴波形とパワースペクトルを図-12、図-13 に示す。

c) 実測結果と解析結果の比較

前項までに求めた高架橋の3次元立体解析モデルおよび等価加振力を用いて、下り線側を新幹線が走行する際の前章で測定を実施した高架橋の振動応答を計算し、実測結果との比較を行う。なお、本研究で検討対象とした

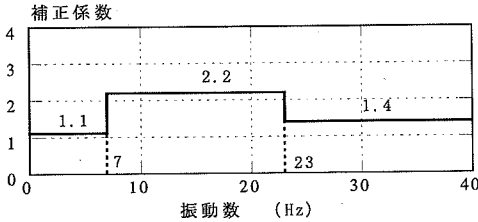


図-11 振動数補正フィルタの例

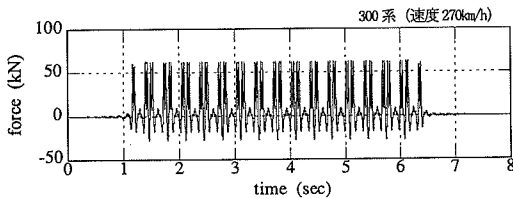


図-12 フィルター処理後の等価加振力の時刻歴波形

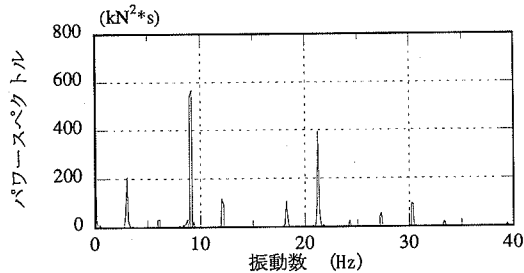
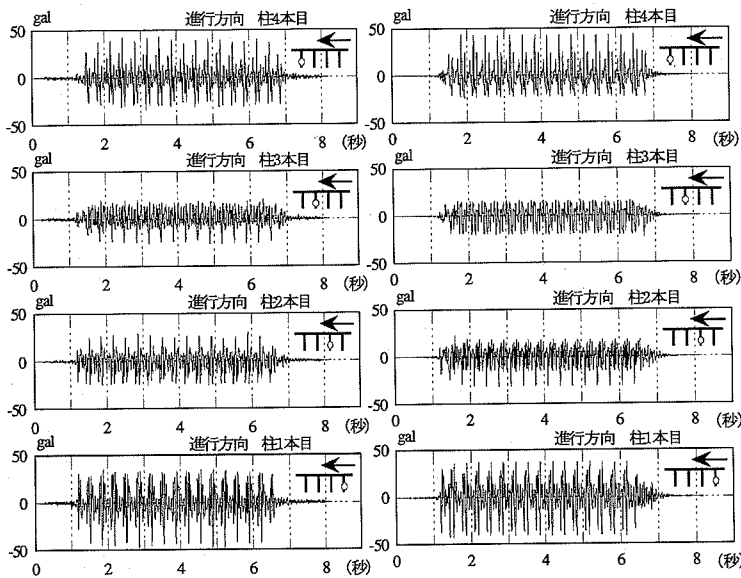


図-13 等価加振力のパワースペクトル



(a)実測結果

(b)解析結果 (補正後)

図-14 加速度時刻歴波形の比較 (柱脚部)

主たる振動数帯域は40Hz以下であるので、実測結果にも40~50Hzにcos型のフィルタをかけて高振動数成分をカットした。

解析結果と実測結果の比較は、下り線側柱脚部4測点の鉛直成分について行った。列車速度270km/hの300系列車を対象に、図-14に実測結果と前項で述べた半経験的な解析結果の加速度時刻歴波形を示した。実測と解析の最大値はほぼ対応しており、波形の形状も約0.3s間隔でスパイク状の応答が表れるなど、解析結果は実測結果をよく表現している。

図-15は加速度の1/3オクターブバンドスペクトルにおける比較である。図中では解析結果を○印、実測結果を●印で示している。この比較でも実測と解析の結果はよく一致している。

以上から、解析結果は実測結果とよく一致しており、本節の解析モデルや手法は鉛直方向の実現象を表現できていると判断される。

(2) 高架橋端部の影響についてのシミュレーション解析による検討

本節では、前節において構築した高架橋および柱近傍の振動を解析するモデルを用いて、振動低減対策を検討する。前章で高架橋のブロック端部の柱において、中央部では見られない振動が発生していることを述べた。そこで、この端部を隣接高架橋と連続的に繋げば振動が低減するのではないか、というアイデアを着想した。これを確認すべく、図-7で示した解析モデルの3ブロックモデルを用いて、端部に何も対策を施さない場合(以下、標準モデル)と、隣接高架橋間を剛接した場合(以

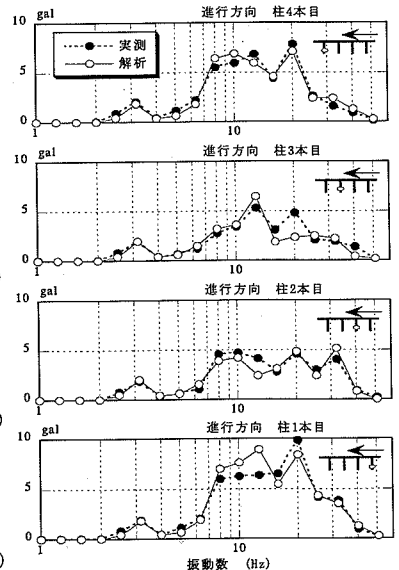


図-15 1/3オクターブバンドスペクトルの比較 (柱脚部)

下、剛接モデル)を解析で比較してみた。ここで、剛接モデルは現実には2cmの隙間をもってブロック端部で切れている隣接高架橋間を剛接したモデルで、接合部の断面積は一般部の梁やスラブと等しいもの ($EI=8.58 \times 10^{10} \text{N}\cdot\text{m}^2$, $GA=3.97 \times 10^{11} \text{N}$) とした。一方、標準モデルでは、隣接高架橋間にレールの剛性を考慮し、梁の剛性を低下させた梁要素 (断面積 $EI=86 \text{N}\cdot\text{m}^2$, $GA=4 \times 10^9 \text{N}$) を設定した。

解析結果として、地盤振動に寄与すると考えられる柱脚部の4本の柱における鉛直加速度 1/3 オクターブバンドスペクトルを比較した結果を図-16 に示す。隣接高架橋間を剛接すると現状(対策前)に比べ、8Hz以上の振動数領域で4本の柱の柱脚部全てで振動が低減しており、特に端部柱で大きく振動が低減していることが分かる。

この結果から、隣接高架橋間を剛接することにより、柱脚部での振動が大きく低減することが確認できる。これは、高架橋端部に対策を行うことで沿線地盤振動の低減につながることを示す知見である。

(3) 隣接高架橋間剛接対策と他の対策との振動低減効果の比較

ここでは、前節までに着想した隣接高架橋の剛接という対策手法と、従来型のマッシュ・リジッド化の対策手法とをシミュレーション解析により低減効果の予測の面から比較し、隣接高架橋間剛接対策の位置づけをより明瞭化する。

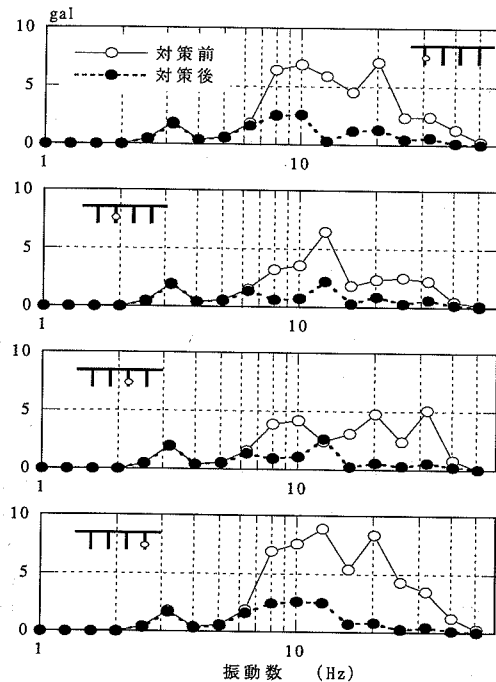


図-16 対策なしと隣接高架橋間剛接対策の柱脚部加速度 1/3 オクターブバンドスペクトル比較

a) 比較対象とした振動低減対策工

比較検討の対象とした振動低減対策工は、表-2 に示すように、線路方向に壁、ブレースまたはダンパー付きブレースを配置した対策、線路直交方向に同じく壁、ブレースまたはダンパー付きブレースを配置した対策、線路直交方向の柱脚を基礎梁で連結した対策、耐震補強と同様に柱を鋼板巻きした対策の合計9種類とした。具体的仕様を以下に示す。

対策1 (線路直交方向壁) : 線路直交方向にRC壁 (1枚×4構面) を配置したモデル。壁厚は20cm、コンクリート強度は上部構造と同じ $f_{ck}=35.3 \text{N/mm}^2$ とする。

対策2 (線路方向壁) : 線路方向にRCの壁 (3枚×2構面) を配置したモデル。壁厚およびコンクリート強度は対策1と同じとする。

対策3 (線路直交方向ブレース) : 線路直交方向にX型ブレース (1ヶ所×4構面) を配置したモデル。ブレースは鉄骨で $H=400 \text{mm} \times 400 \text{mm} \times 13 \text{mm} \times 21 \text{mm}$ とする。

対策4 (線路方向ブレース) : 線路方向にX型ブレース (3ヶ所×2構面) を配置したモデル。ブレースは対策3と同じ鉄骨とする。なお、対策3、対策4のブレースのの交点に関して、フリー、固定とそれぞれの場合について解析を行い検討したが結果に大きな差は見られなかったため、フリーにした場合の解析結果を用いる。

表-2 比較検討の対象とした対策工の一覧

対策工法	概略図
標準モデル (対策なし)	
隣接高架橋間剛接	
対策1 線路直交方向壁	
対策2 線路方向壁	
対策3 線路直交方向 ブレース	
対策4 線路方向ブレース	
対策5 線路直交方向 ブレース+ダンパー	
対策6 線路方向 ブレース+ダンパー	
対策7 線路直交方向 K型ブレース	
対策8 線路直交方向 基礎梁	
対策9 柱鋼板巻き	

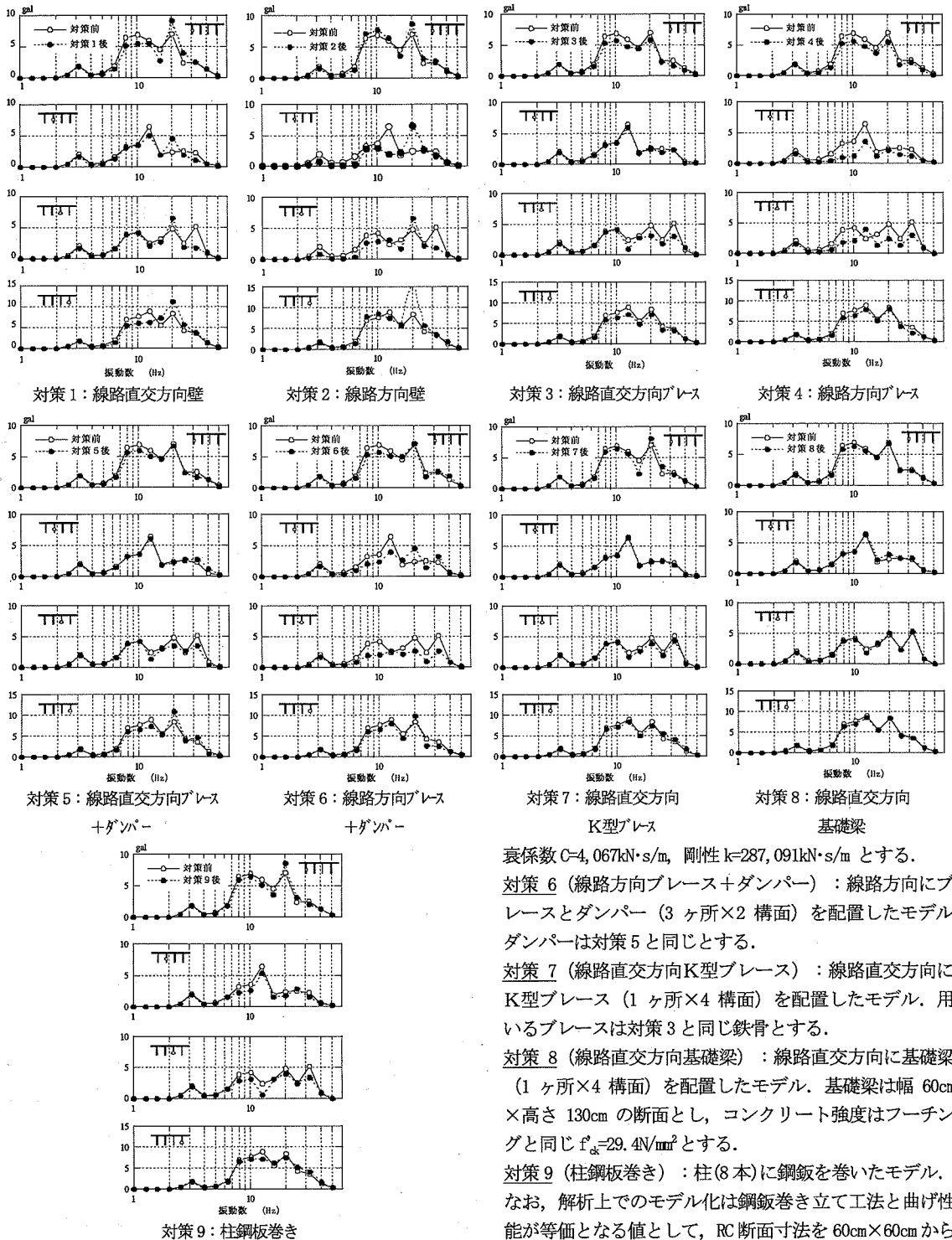


図-17 柱脚部加速度1/3オクターブバンドスペクトルの比較

対策 5（線路直交方向ブレース+ダンパー）：線路直交方向にブレースとダンパー（1ヶ所×4構面）をX型に配置したモデル。ダンパーは粘弾性体として、厚さ1cm×幅45cm×長さ300cmと設定し、温度条件等から粘性減

衰係数 $C=4,067\text{kN}\cdot\text{s}/\text{m}$ 、剛性 $k=287,091\text{kN}\cdot\text{s}/\text{m}$ とする。

対策 6（線路方向ブレース+ダンパー）：線路方向にブレースとダンパー（3ヶ所×2構面）を配置したモデル。ダンパーは対策5と同じとする。

対策 7（線路直交方向K型ブレース）：線路直交方向にK型ブレース（1ヶ所×4構面）を配置したモデル。用いるブレースは対策3と同じ鉄骨とする。

対策 8（線路直交方向基礎梁）：線路直交方向に基礎梁（1ヶ所×4構面）を配置したモデル。基礎梁は幅60cm×高さ130cmの断面とし、コンクリート強度はフーチングと同じ $f_{ck}=29.4\text{N}/\text{mm}^2$ とする。

対策 9（柱鋼板巻き）：柱（8本）に鋼板を巻いたモデル。なお、解析上でのモデル化は鋼板巻き立て工法と曲げ性能が等価となる値として、RC断面寸法を60cm×60cmから76cm×76cmに変更した。これは、耐震補強で用いられる一般的な手法であり、その低減効果を調べる目的で対策の一つに取り入れた。

b) 振動低減効果の評価

列車速度270km/hの300系列車に対して、各対策工の解析を行い、4本の柱の柱脚部加速度の1/3オクターブ

バンドスペクトルと標準モデルのそれとを比較した。結果を図-17に示す。対策1から対策9の全てで若干の低減効果が現れているが、その低減度合は隣接高架橋間剛接対策(図-16)と比べて明らかに小さいことが分かる。

以下、参考として対策1~9の結果について、その差異に特に着目して簡単に述べる。

対策1(線路直交方向壁)：10Hz前後の特に端部で低減効果が表れている。しかし、20Hz前後で振動が増幅する傾向が見られ、逆効果になる恐れもある。

対策2(線路方向壁)：8Hz以下の低振動数領域では振動低減効果が大きく、12Hz前後では両端の柱ではやや増幅しているが、中央の柱では低減効果が表れている。対策1と同様に高振動数領域では増幅する傾向が見られる。

対策3(線路直交方向ブレース)：すべての測定点において、低振動数領域ではほとんど低減効果が見られない。8Hz以上の高振動数領域では、特に両端の柱で低減効果が表れている。

対策4(線路方向ブレース)：両端の柱は対策3とほぼ同様の傾向が見られる。中央の柱は低振動数領域から低減効果が見られ、特に8Hz以上の振動数領域での効果が大きい。

対策5(線路直交方向ブレース+ダンパー)：両端の柱の10Hz前後で低減効果が見られるが、その他の振動数領域および中央の柱ではあまり低減効果が見られない。

対策6(線路方向ブレース+ダンパー)：対策4とほぼ同様の傾向が見られる。また、20Hz前後のスペクトルが対策4に比べて大きい。

対策7(線路直交方向K型ブレース)：8~25Hzでやや低減しているが、その効果はあまり大きくない。

対策8(線路直交方向基礎梁)：両端の柱の10Hz前後で低減効果が見られるが、その他の振動数領域および測定点では変化が見られない。

対策9(鋼板巻き)：低振動数領域では効果が見られないが、10Hz前後では効果が見られる。

なお、ここでは列車速度270km/hの300系列車の場合の解析結果を示したが、列車速度220km/hの300系列車の場合でも低減効果は同様な傾向にあり、列車の違いによる対策工の効果の差は小さいことを確認している。

したがって、この検討によれば、隣接高架橋間を剛接する対策は、比較検討した他の対策工の標準的な仕様の場合に比べ、格段に大きな振動低減効果があることになる。なお、他の対策工といっても場合を全て尽くしたわけではなく、各々についても代表的仕様の一つを取り上げたに過ぎないが、施工性やコスト面を勘案した現実的な範囲の仕様を想定すると、隣接高架橋間を剛接する対策の方向でより詳細な検討を進めることは、実用上十分な意義があるものと判断した。

4. 新しい振動低減対策工の提案

前章までの検討で、隣接高架橋間を剛接することが振動低減を図る一つの有効な対策であると判断した。そこで次に、この知見を基に、既設構造物へ適用可能となるような低減対策工の仕様を検討した。

(1) 実用的な振動低減対策工—端部補強工—の提案

前章での検討の結果、隣接高架橋間を剛接することが振動低減を図る有効な対策であることが分かったが、既設高架橋の端部に設けた隙間は温度応力に対する構造物の安全上必要不可欠であり、高架橋端部を剛接して連続化することは大きな構造変更を伴い、実現不可能である。そこで、端部を剛接することに準ずる方策として、同様に荷重の隣接ブロックへの乗り移りをスムーズにするために、既設のフーチングから基礎コンクリートを介して鋼材を立ち上げ、杢構造によって既設の縦梁を下から支える仕様を考えた。この方法は、列車走行に供している高架橋上面側ではなく、高架下の空間を利用できること、また、既設の構造物基礎に支えを取ることで構造形式が比較的簡易となる上に、隣接ブロックの基礎へ確実に荷重を伝達させることができるものである。

具体的な端部補強工を図-18~図-20に示すX型補強工、 π 型補強工、門型補強工の3種類考案し、施工性の難易及び低減効果の観点から最適な対策工を検討した。

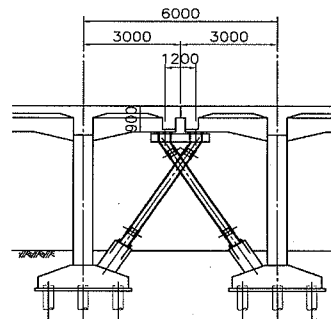


図-18 X型補強工概要図

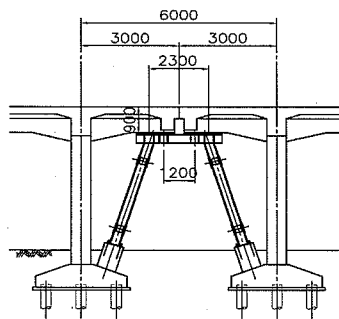


図-19 π 型補強工概要図

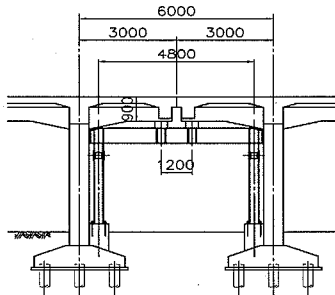


図-20 門型補強工概要図

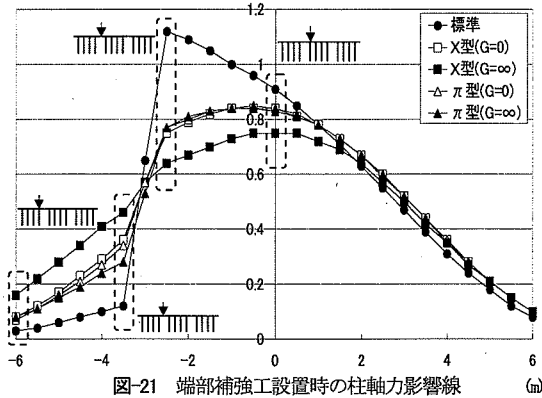


図-21 端部補強工設置時の柱軸力影響線 (m)

(2) 端部補強工の振動低減メカニズム

本節では、端部補強工を設置した場合の振動低減メカニズムを高架橋の端部柱の軸力の影響線を用いて考察するとともに、3種類の対策工の優劣を比較し、最適な仕様を選定する。解析モデルは高さ7mの高架橋(3ブロック)のものを用いた。

図-21は単位の上下荷重が移動する時の中央ブロック左端の柱軸力の大きさを載荷点に対して示した影響線(計算値)である。横軸は荷重位置であり、0mの時には中央ブロック左端の柱上にあり、-6mの時には進入してくる側のブロック右端の柱上にある。図中では、対策前の標準モデルを中塗り丸のプロットとした。X型補強工を設置する場合で、既設高架橋と補強工の接合部に沓を設けて、線路長手方向に沓の摩擦がなくすべる構造、つまりせん断弾性係数 $G=0$ とした場合を中抜き四角のプロット、接合部の沓の線路長手方向の剛性が鋼材程度に十分に大きく、せん断弾性係数 $G=\infty$ とした場合を中塗り四角のプロットとした。また、 π 型補強工を設置する場合で、 $G=0$ とした場合を中抜き三角のプロットで、 $G=\infty$ とした場合を中塗り三角のプロットで示した。尚、門型補強工は π 型補強工と同形式で、柱を広げた構造であるため、 π 型補強工の結果を準用する。

この図より高架橋間をレール等の剛性で結んだ標準モデルでは、隣接ブロック右端の柱上(-6m位置)に荷重がある場合には中央ブロック左端の柱には僅かの力が流れるだけであるが、荷重がブロック継ぎ目(-3m位置)を越

えると急激に1を越える力が中央ブロック左端の柱に加わることが分かる。一方、X型補強工あるいは π 型補強工を設置した場合には、隣接ブロック右端の柱上(-6m位置)に荷重がある場合にも中央ブロック左端の柱に幾分の力が流れることに加え、荷重の移動に伴って着目している中央ブロック左端の柱にはスムーズに力が伝達していることが分かる。

また、X型補強工と π 型補強工の影響線を比較すると、X型補強工で $G=\infty$ としたケースが最もスムーズに荷重を伝達している。実際の現場に設置するX型補強工の沓部にはゴム沓を採用するため、せん断弾性係数 G は0と ∞ の間の有限値となり、軸力影響線も $G=0$ の線と $G=\infty$ の線の間にくると考えられる。ゴム沓の G は、メーカーの公称値で $1\text{N}/\text{mm}^2$ 程度であり、現場設置状況により多少異なってくるが、 $G=0$ に近い挙動をすると思われる。X型補強工で G を有限値とした時の影響線と、 π 型補強工で G を有限値とした場合の影響線を比較すると、X型補強工の方が荷重をややスムーズに伝えることができることが分かる。

なお、新幹線の列車速度は通常 $60\sim 75\text{m}/\text{s}$ ($216\sim 270\text{km}/\text{h}$)であるから、対策前とX型補強工設置後で考察の軸力が大きく変化する-6m位置から0m位置の6m間を列車は $0.08\sim 0.1$ 秒で通過することになる。つまり、荷重の伝達が滑らかになることにより、振動数で言えば10Hz前後の振動が低減することになる。

(3) 最適な対策工の選定

(1)で考案した3つの対策工は、設置による既設構造物への影響は共にほとんどなく、施工性の難易さにも大きな優劣はなかったため、シミュレーション解析による低減効果の優劣差により最適な対策工を選定することとした。

シミュレーション解析により各対策工の低減効果(4本の柱の柱直下地盤での振動レベルの単純平均値)を求めた結果、接合部の沓の線路長手方向の剛性 G を0にした場合、 G を ∞ にした場合ともに、同一鋼材量で比較すると、X型補強工が π 型補強工、門型補強工に比べて、振動低減効果が大きかった。このことは、前項の端部柱の軸力の影響線による考察で、X型補強工が他のタイプよりも荷重の乗り移りがスムーズであることと符号している。そこで、「X型補強工」を端部補強工の基本タイプとして選定した。

5. 端部補強工の設計、試験施工とその振動低減効果

前章で考案した端部補強工の振動低減効果および施工

性を確認するために、東海道新幹線の愛知県内の高架橋において試験施工を実施した。

(1) 設計

a) 設計内容

対策工の設計は、東海道新幹線の標準高架橋（高さ7.0m）を対象に行った。鉄道構造物設計標準に基づき、対策工の構造詳細および断面諸元を限界状態設計法で設計した。

①全体

設計で用いた軌道構造条件を表-3に示す。構造諸元は標準高架橋設計図（図-1）の内容に基づいた。

②各部

対策工は既設構造物の中に嵌め込む構造であり、かつ支持機能が求められるので、何らかの方法で既設構造物に密着させる必要があるため、鋼製架台下部は固定し、架台上部と既設高架橋の張出し梁の間に設置した各部分でジャッキアップする構造を開発した。ジャッキアップ装置はフラットジャッキを採用し、中に注入する液体に樹脂を用いることによって支持体とする機能を持たせた。

b) 対策工設置による既設構造物への影響

対策工の設置による既設構造物への影響の検討を行った。

①使用限界状態の照査

対策工では縦梁張出し部先端の下を支えることとなるため、対策前と対策後の支持機構が変化し、既設構造物に発生する応力が異なることが予想される。このため、

表-3 軌道構造条件

項目	内容
線名	東海道新幹線
設計列車荷重	P-16
設計列車速度	270km/h
平面線形	直線
縦断線形	平坦
軌道構造	バラスト軌道 60レール

表-4 既設構造物の使用限界状態の照査結果

計算位置	断面種別		縦梁	柱	フーチング	
	幅	高さ	矩形	矩形	矩形	
曲げ	線引張応力度/設計曲げ強度	N/mm ²	4.76 > 2.06	4.11 > 2.62	1.78 < 2.38	
	鉄筋応力度/制限値	N/mm ²	-	-	106.7 < 140	
	安全度		-	-	OK	
	耐久	ひび割れ幅/制限値	mm	0.10 < 0.21	0.09 < 0.22	-
	外観	ひび割れ幅/制限値	mm	-	0.13 < 0.3	-
せん断	安全度		OK	OK	-	
	設計せん断耐力/制限値	KN	710.1 > 296.7	82.6 < 223.7	855.4 > 458.7	
	せん断補強筋の応力度/制限値	N/mm ²	26.9 < 120	-	0.736 < 0.75*	
安全度		OK	OK	OK		

※せん断補強筋が配置されていないため、コンクリートのせん断応力の照査（旧構造物設計標準）を適用

既設構造物の列車走行時における使用限界状態の照査を行い、既設構造物への影響の有無の確認を行った。

使用限界状態の照査は、対策工を設置することにより最も影響のある対策工隣接の梁、柱、基礎の部材について行った。

照査の結果を表-4に示す。曲げに対する検討では、フーチングは応力度で設計強度以下、縦梁と柱はひび割れ幅で制限値以下であった。せん断に対する検討では、柱は設計せん断力が制限値以下、縦梁とフーチングはせん断補強筋応力度が制限値以下となった。以上のことから、曲げ、せん断ともに既設構造物への影響はないことを確認した。

②地震時の検討

静的非線形 pushover 解析により施工前と施工後の耐震性能（損傷レベルと破壊形態）を比較し、対策工によって既設構造物の耐震性能への影響を確認した。対策工を設置しない場合とX型補強工を設置した場合の2ケースについて解析を行った。解析モデルは、上部構造物系と基礎構造物系を一体としたモデルとし、各構造物材は線材モデル、地盤についてはバネモデルで評価した。対策工と既設高架橋の支承部分のモデル化は、水平方向および回転をフリーとし、鉛直方向のみを拘束した接続部材とした。また、対策工とフーチングとの接続部はピン接合とした。荷重は死荷重および地震時活荷重による慣性力を漸増させて用いた。ただし、列車荷重については水平震度0.2を上限とした。解析は変位制御で実施し、スラブ位置の水平変位が300mmとなるまで、30分割で解析を実施した。

検討の結果を図-22に示す。荷重-変位曲線は、対策工設置前後でほぼ同じ形状となった。降伏荷重は、対策工設置前後とも荷重970kNで柱の上部が降伏した。水平震度kh=0.2における発生曲げモーメントと降伏曲げモーメントの比(M/My)の値は、対策前とほぼ同程度であった。また、部材の破壊形態の比較を行なったが、対策工施工前後の部材の破壊形態は変化していなかった。以上のことから、対策工の設置が既設構造物の耐震性能に与える影響はないことを確認した。

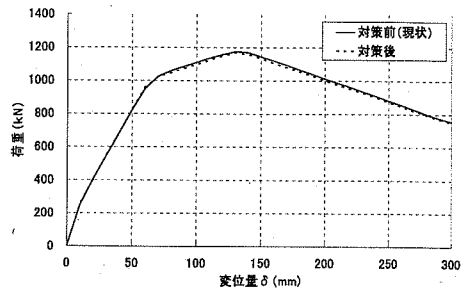


図-22 荷重-変位曲線

(2) 施工

試験施工箇所を設置したX型補強工の全体の構造一般図を図-23に、脊部の詳細図を図-24に示す。また、試験施工箇所を設置したX型補強工の完成写真を図-25に示す。

(3) 対策工の評価

試験施工箇所における高架橋本体およびその周辺地盤での振動低減効果を評価するため、対策工の施工前後で柱の加速度の測定、および柱直下の地盤、高架橋上の軌道中心から12.5m、25m離れた位置の地盤での地盤振動測定を実施した。

X型補強工を設置した端部に隣接する柱の加速度時刻歴波形の施工前後の比較を図-26に、柱直下地盤での加速度時刻歴波形の施工前後の比較を図-27に、柱直下地盤振動の1/3オクターブバンドスペクトルの施工前後

の比較を図-28に示す。柱加速度の時刻歴波形、柱直下地盤の加速度時刻歴波形ともに、施工後は施工前に比べて加速度が30~50%程度減少しており、対策工により高架橋本体およびその近傍地盤の振動が低減していることが分かる。また、1/3オクターブバンドスペクトルの結果から施工前に卓越していた振動数8~10Hzの領域で振動が施工前の半分程度となっていることが分かる。これは前章で述べた「端部補強工は10Hz前後の領域で振動が低減する」という解析結果と一致している。

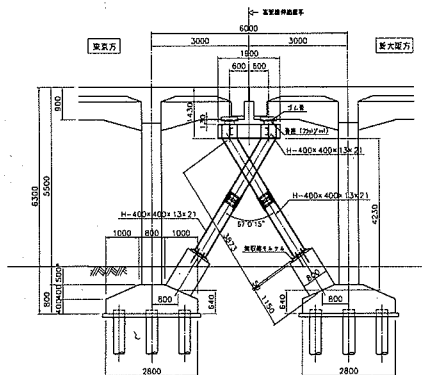


図-23 X型補強工構造一般図

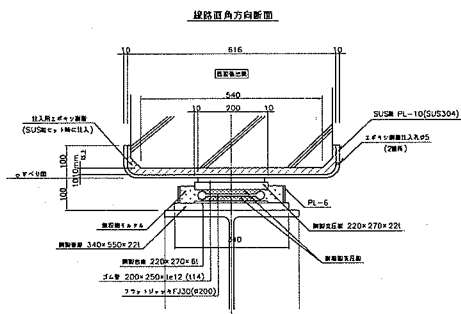
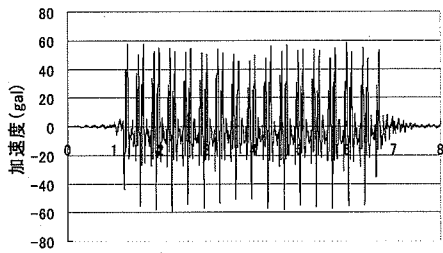


図-24 補強工脊部詳細図

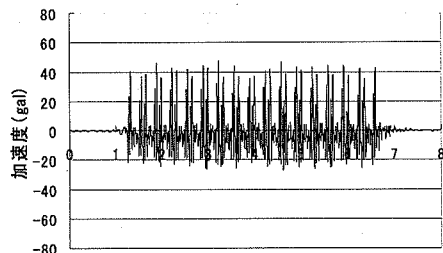


図-25 X型補強工完成写真



時間(sec)

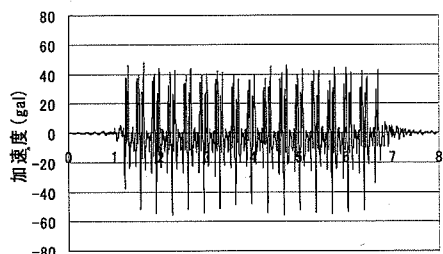
(a) 施工前



時間(sec)

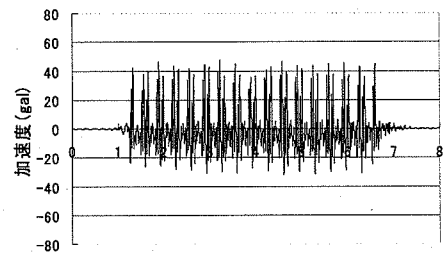
(b) 施工後

図-26 柱加速度波形の施工前後比較



時間(sec)

(a) 施工前



時間(sec)

(b) 施工後

図-27 柱直下地盤加速度波形の施工前後比較

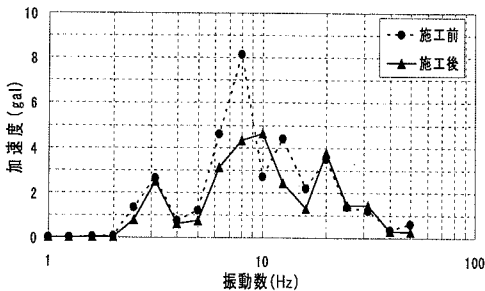


図-28 柱直下地盤振動の1/3オクターブバンドスペクトル

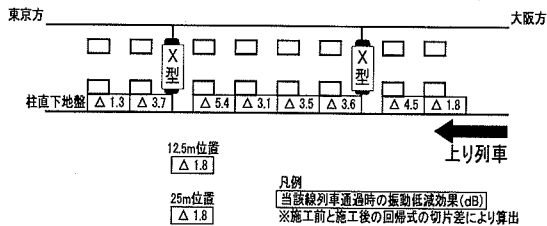


図-29 柱直下地盤及び周辺地盤での低減効果一覧

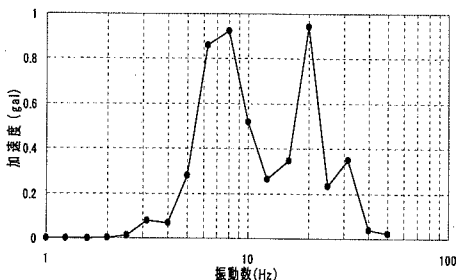


図-30 沿線地盤 (12.5m位置) の地盤振動
1/3オクターブバンドスペクトル

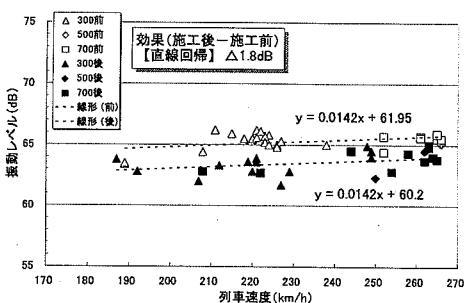


図-31 25m位置地盤振動レベルの施工前後比較

柱直下地盤および高架橋上の軌道中心から 12.5m, 25m 離れた位置での地盤振動測定結果から求めたオーバーオール振動レベルの振動低減効果 (施工後-施工前) の一覧表を図-29 に示す。柱直下地盤では 1~5dB 程度の効果があった。また、ブロックの中央の柱直下地盤よりも端部の柱直下地盤の方が低減効果が大きかった。次に、高架橋上の軌道中心から 12.5m, 25m 離れた位置での地盤では 1.8dB の振動低減効果があった。この値である 1.8dB は、従来、新幹線で実施されてきた弾性まくらぎによる

効果とほぼ同等である。沿線地盤における振動低減効果が柱直下地盤のそれと比較して小さくなったのは、当地では、図-30 に示すように 20Hz の成分が 8~10Hz 成分と同程度に優勢であるため、8~10Hz 成分の低減が、オーバーオールの振動レベルで見るとやや目減りしたと思われる。このことから分かるように、本稿で提案した対策工は、設置箇所の地盤振動特性により、低減効果に差異が現れることになる。

振動低減効果を示す一例として、高架橋上の上り線側の軌道中心から 25m 離れた位置の地盤における上り列車通過時の施工前後でのオーバーオールの振動レベル値の比較と振動低減効果を示したものを図-31 に示す。図中では施工前の測定値を白抜きのプロットで、施工後の測定値を中塗りのプロットで、車種 (300 系, 500 系, 700 系) によりシンボルマークを変えて示している。施工後の振動レベルは施工前の振動レベルよりも全体的に低い傾向となっていることが認められる。施工前と施工後の直線回帰式が平行となるように引き、その切片の差を算出した結果、その値が 1.8dB となった。

以上の結果から、考案した端部補強工は当該高架橋およびその周辺地盤において発生している振動の低減に効果があることが確認できた。ただし、効果値の大小は当該地盤の動的特性にも左右されるため、本対策工の一般性については、更なる検討が必要であると考えている。

6. まとめ

本論は、a) 東海道新幹線の高架橋及び周辺地盤の振動の特徴を把握し、b) それを再現するための振動シミュレーション解析手法を確立するとともに、c) それらの知見を用いて、新しい振動低減対策工としての「端部補強工」を考案し、d) 実高架橋にこれを設置した結果、高架橋の振動の特定振動数成分が実際に低減したことを示したものである。得られた主な成果は以下の通りである。

- 1) 東海道新幹線の沿線地盤では、8~10Hz成分と20Hz成分が卓越しており、高架橋のブロック端部の柱で同帯域に付加的な振動が発生していることが分かった。
- 2) 3次元動的FEM解析により各種振動低減対策工の効果を評価した結果、隣接高架橋間を剛接した対策工の効果が大きく、8Hz以上の振動数領域で大きな低減効果があることが分かった。
- 3) 隣接高架橋間の剛接に準ずる、新幹線高架橋に適用可能な方法として張出し部端部を下から支える「X型補強工」を考案し、構造設計を行って実用に適した高架橋振動対策工として仕様を提案した。
- 4) X型補強工を試験施工箇所に設置した結果、柱直下の地盤で 3dB 程度、沿線地盤で 1.8dB の振動低減効果が

得られた。また、8~10Hzの振動数領域の振動が低減したことは本文中のメカニズムで説明される振動低減域と一致しており、理論的な妥当性を確認できた。

しかしながら、本対策工による振動低減効果は地盤の振動特性にも左右されるため、一般の高架橋区間における適用性については今後更に検討する必要がある。

参考文献

- 1) 原恒雄：東海道新幹線の高速化技術発展の足跡，運輸と経済，(財)運輸調査局，第63巻第12号，pp. 32-44，2003。
- 2) 江島淳：地盤振動と対策，287p.，集文社，1979。
- 3) 江島淳：新幹線鉄道の桁式高架橋における地盤振動低減対策のための基礎的研究，鉄道技術研究報告，No. 1192，1981。
- 4) 吉岡修，芦谷公稔：新幹線鉄道振動と変動要因との関係，鉄道総研報告，Vol. 2，No. 7，pp. 26-32，1988。
- 5) 吉岡修：新幹線鉄道振動の発生・伝播モデルとその防振対策法への応用，鉄道総研報告，特別No. 30，268p.，1999。
- 6) 鉄道施設技術発達史編纂委員会：鉄道施設技術発達史，(社)日本鉄道施設協会，953p.，1994。
- 7) 関雅樹：固有振動数に着目した東海道新幹線構造物の維持管理システムに関する研究，岐阜大学学位論文，202p.，2001。
- 8) Yoshioka, O.: Basic characteristics of Shinkansen-induced ground vibration and its reduction measures, *Proc. of International Workshop WAVE2000, Ruhr University Bochum, Germany*, pp. 219-237, Balkema, 2000。
- 9) 土木学会構造工学委・振動制御小委：構造物の振動制御，第1回振動制御コロキウム論文集，Part A，172p.，1991。
- 10) 土木学会構造工学委・振動制御小委：構造物の振動制御(2)，第2回振動制御コロキウム論文集，Part A，273p.，1993。
- 11) 土木学会構造工学委・振動制御小委：構造物の振動制御(3)，第3回振動制御コロキウム論文集，Part A，265p.，1995。
- 12) 吉岡修，永井望也，兼間強，三塚隆：落重実験等による列車走行時地盤振動の予測法，物理探鉱，Vol. 33，No. 6，pp. 334-351，1980。
- 13) JIS C 1510 振動レベル計，(財)日本規格協会，1995。
- 14) 森川和彦，福喜多輝，根岸裕，渡辺宏一，田村和夫，内藤繁：高速鉄道の高架橋の振動解析(その1)解析モデルと等価加振力，日本建築学会2000年度大会学術講演梗概集，D-1環境工学I，pp. 353-354，2000。
- 15) 渡辺宏一，福喜多輝，根岸裕，森川和彦，吉田一博，内藤繁：高速鉄道の高架橋の振動解析(その2)隣接高架橋間の連結条件，日本建築学会2000年度大会学術講演梗概集，D-1環境工学I，pp. 355-356，2000。
- 16) 川谷充郎，関雅樹，西山誠治，白神亮，神菌卓海，西村宣男：高速鉄道高架橋の交通振動解析に及ぼす車両モデルの影響，土木学会第57回年次学術講演会，I-553，pp. 1105-1106，2002。
- 17) 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。

(2004. 1. 23 受付)

DEVELOPMENT OF A NEW METHOD TO REDUCE SHINKANSEN-INDUCED WAYSIDE VIBRATIONS APPLICABLE TO RIGID FRAME BRIDGES: BRIDGE-END REINFORCING METHOD

Tsuneo HARA, Osamu YOSHIOKA, Hitoshi KANDA, Hidemaro FUNABASHI,
Hiroshi NEGISHI, Yoza FUJINO and Kazuhiro YOSHIDA

Tokaido Shinkansen plays a major role in the domestic transportation system, while in some cases it gives rise to noise and vibration problems in the wayside. Many efforts have been made to solve the problems, but practical measures for reducing the vibration to acceptable level are not developed until now. This paper proposes a new vibration reduction method applicable to rigid frame bridges with cantilever girders adopted in urban areas. At first, field vibration measurement is made and a numerical analysis tool is developed to simulate the traffic induced vibration. Based on the field measurement and numerical study, a new method that rigidly connects the cantilever girders is proposed and the practical structural system is carefully designed. The new measure is installed to an actual rigid frame bridge. The numerical as well as field investigation shows satisfactory behavior for the reduction measure. Successful agreement of field data in the effectiveness with numerical ones is also confirmed.