

門型標識柱基部構造の改良について

保全施設部 保全技術課 宮 脇 潔
保全施設部 保全技術課 時 讓 太
京都建設事務所 桃山工事事務所 奥 西 史 伸

要 旨

供用中の橋梁に取り付けられた門型標識柱の基部において、リブプレートの回し溶接頭部で円周方向の割れが発見された。この原因として、情報提供量の増加に伴う電光掲示板の大型化により、門型標識柱の振動特性が変化したことが考えられ、今後も、同種の門型標識柱には同様な損傷が生じることが懸念された。

本論文では、このような損傷を未然に防止するため、門型標識柱の補強法に関する検討を行い、既設門型標識柱基部に対しては無収縮モルタル充填による補強、新設門型標識柱基部に対してはダブルング構造とすることが、門型標識柱構造物の耐久性向上に対して効果的であることを明らかにした。

キーワード：門型標識柱，補強，構造改良，固有振動数規定

はじめに

近年、道路標識柱に設置される電光掲示板は、道路利用者へのサービス向上を図る必要性から、大型化・重量化が進んでいる。そのような状況下で、供用中の橋梁に取り付けられている門型標識柱（以下、標識柱という）の基部に割れが発生するという損傷が見られた（写真-1）。この標識柱の設置状況は以下のようであった。

- ①設置後、短期間で破損している。
- ②梁上に重量の大きな電光掲示板を設置している。

そこで、既設標識柱の補強方法と新設標識柱の構造改良について検討した。まず検討に先立って、実橋での標識柱に生じる振動特性を調査した。続いて前者については、実際に損傷し、その後撤去した標識柱を用いた静的載荷試験を行うことにより補強方法を検討し、実橋での試験施工を実施し



写真-1 実橋での損傷例

てその効果を確認した。一方、後者については柱基部構造の部分試験体を用いて静的載荷試験および疲労試験を実施し、構造改良を検討した。そして、今後の設計手法を確立するために、標識柱の構造を固有振動数により規定する手法を検討した。

1. 電光掲示板設置により標識柱に生じる振動特性

電光掲示板重量が標識柱の振動・疲労性状に及ぼす影響を把握するため、実橋に設置した標識柱の電光掲示板設置前後の加速度および変位測定を行った。図-1に調査対象橋梁と標識柱の概要を示す。対象橋梁は支間39.24mの単純1箱桁橋で、可動側支点より1.7m支間中央側に2脚式門型標識柱が設置されている。図-2に一般車両走行時の標識柱の加速度・周波数分析結果を示す。なお、標識柱は面外方向に大きく振動していたため、ここでは面外方向の結果のみを示す。変位測定結果については省略する。

図-2より、主桁および支承部の固有振動数は2.8Hzである。一方、標識柱は電光掲示板の設置前後で卓越周波数が変化し、設置後は3.4Hz付近の振動数が卓越し、主桁の固有振動数に近づいたため、加速度振幅は設置前より大きくなっている。

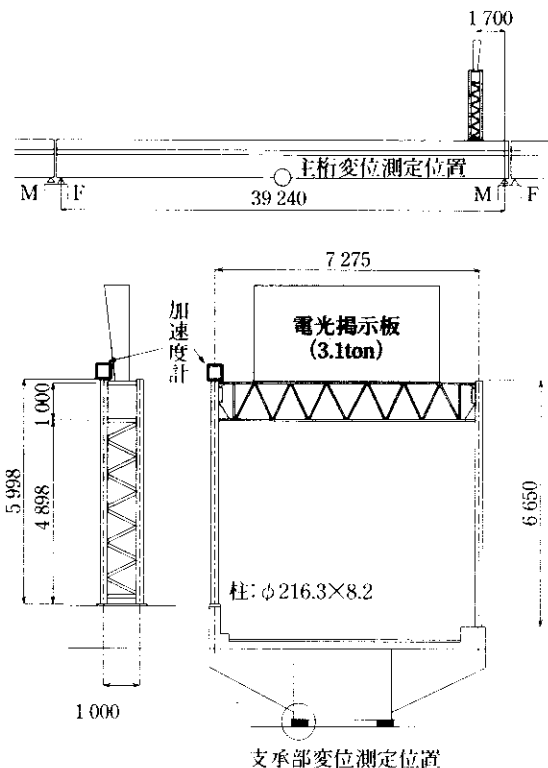


図-1 調査対象標識柱

2. 既設標識柱の補強対策

現構造の点検着目箇所および改良が必要な箇所を把握するため、損傷により撤去されていた標識柱を用いて、面内・面外方向の静的載荷試験を行った。また、実橋での試験施工により応力頻度測定を行った。

2-1 撤去標識柱での静的載荷試験

静的載荷試験は、図-3に示すように柱基部を地面に固定し、ワイヤーにより標識柱面内・面外方向に荷重9.8kNを載荷した。また、既設標識柱の補強方法検討のため、柱基部に無収縮モルタルを基部より1mまで打設し、同様に静的載荷試験

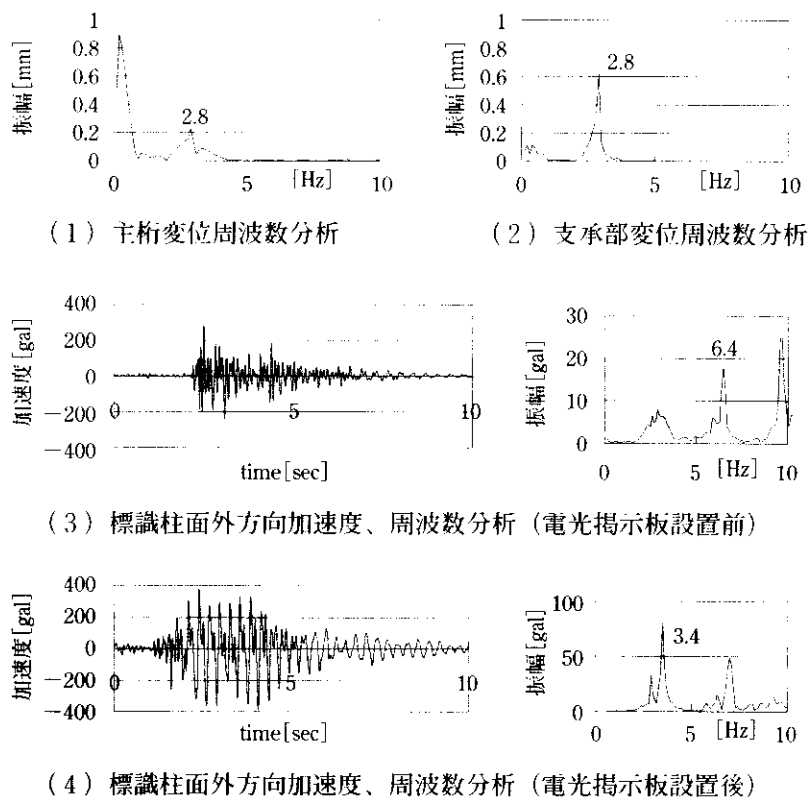


図-2 車両走行時の加速度・周波数分析結果

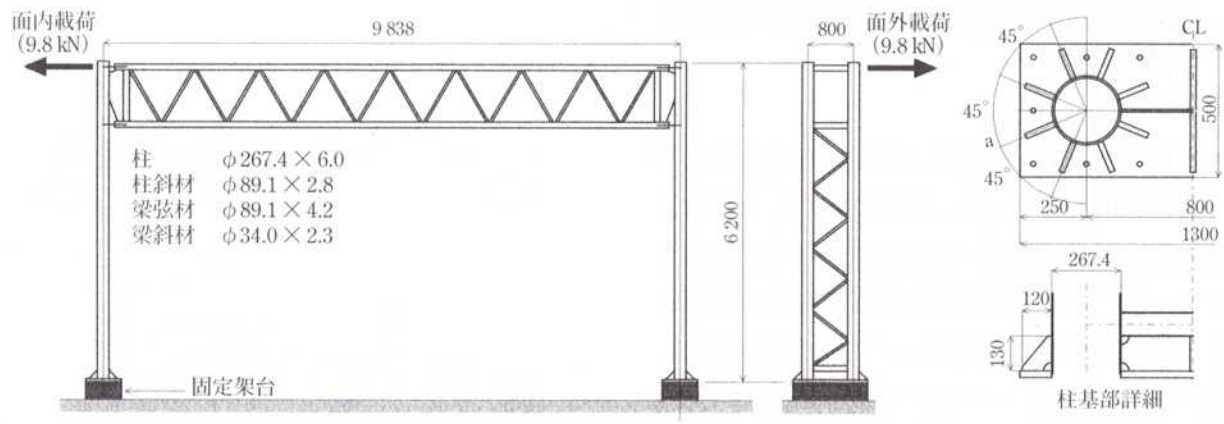


図-3 静的載荷試験概要図（3号神戸線弁天工区の門型標識柱）

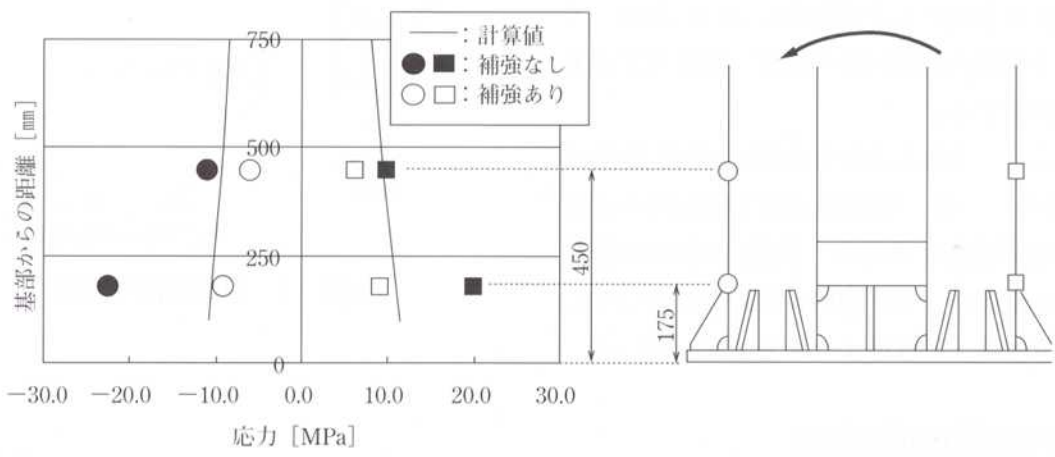


図-4 モルタル打設前後の応力分布（面外）

を行った。

ひずみは、大きな応力が発生すると考えられる柱基部において測定した。また、載荷試験の結果を考察するため、試験体骨組モデル（補強無し）による弾性解析を行い、測定結果と比較した。図-4に面外方向の結果を示す。

図-4より、モルタル打設前の柱一般部（基部から450mm離れた位置）での応力は、弾性解析による計算値とほぼ等しいが、リブ先端溶接部の近傍（基部から175mm離れた位置）では計算値を大きく上回っており、応力集中があるものと考えられる。しかし、モルタル打設による補強後は、リブ先端溶接部の応力は半減し、応力集中は顕著でなくなっている。これは、面内方向の載荷試験についても、同様の傾向を示した。

2-2 実橋での試験施工

モルタル充填による補強効果を確認するために、実橋での試験施工を行った（写真-2）。計測は補強前後それぞれ24時間にわたり、柱基部のリブ先端溶接止端部より10mm離れた位置で応力頻度測



写真-2 実橋での試験施工

定を実施した。試験施工の結果を図-5に示す。

修正マイナー則により疲労損傷度を算出したところ、柱基部のリブ先端の損傷度は補強により0.11~0.26倍になり、疲労寿命は約4~9倍となることが明らかになった。

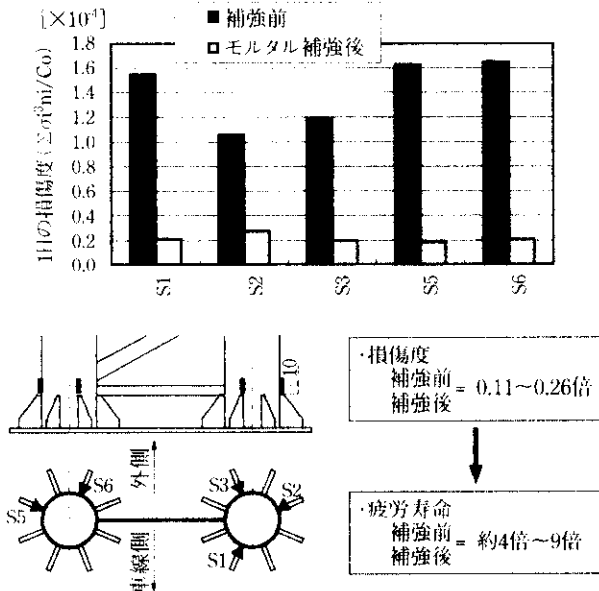


図-5 モルタル充填補強実橋試験施工結果

3. 新設構造物の構造検討

新設標識柱の構造改良について検討するため、柱基部の部分モデル試験体を製作し、静的載荷試験および疲労試験を行った。

3-1 静的載荷試験

柱基部試験体は、図-6に示すような二つの柱を底面で接合する構造とした。TYPE1が従来の基本構造、TYPE2はTYPE1の柱断面を太くし、リブ高さを130mmから200mmとした構造、TYPE3はリブ頭部にプレートを設置したダブリング構造である。

試験は、図に示す両端支点で支持した状態で、中央部に荷重9.8kNを載荷した。また、ひずみ測定箇所は、リブ先端溶接部での応力（ホットスポット応力）を把握するため、引張側リブ先端部からそれぞれ4、6、8、10、12mm離れた位置にひ

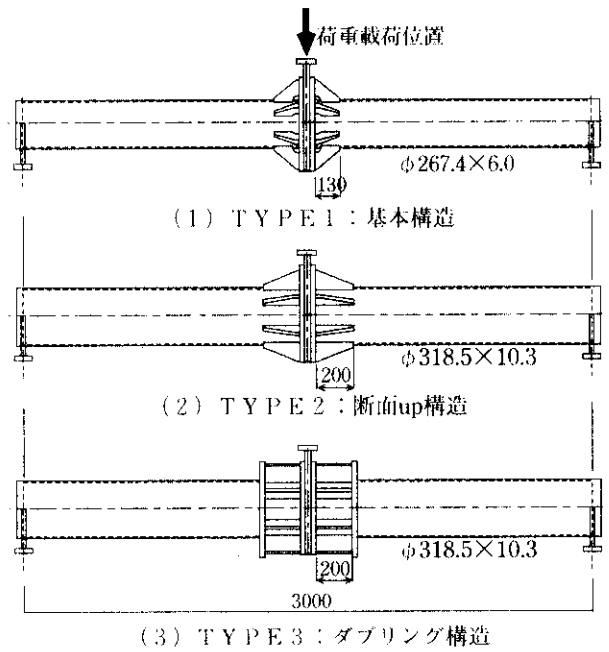


図-6 柱基部部分モデル疲労試験体

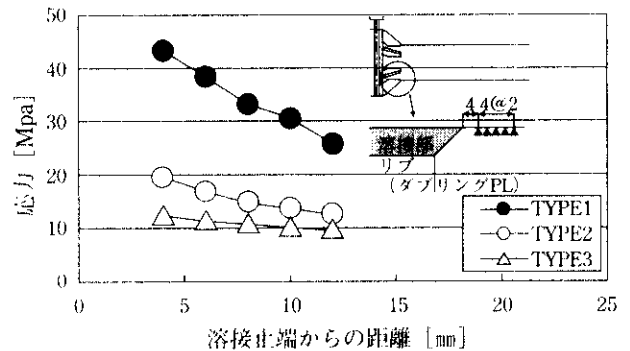


図-7 静的載荷試験結果

ずみゲージを貼付した。図-7に静的載荷試験結果を示す。

図-7より、TYPE 2、3のリブ先端溶接部での応力値は、TYPE 1と比較して5割以下となった。また、溶接部より12mm位置での応力は、TYPE 2とTYPE 3とではあまり差はないが、溶接部より4mm位置ではその差が大きくなっている。従って、ホットスポットでの応力はさらに大きな差となってくるのが明らかであり、この結果からTYPE 3のダブリング構造の方が耐久性に優れていることがわかった。

3-2 疲労試験

疲労試験は図-6と同様の供試体を用いて行っ

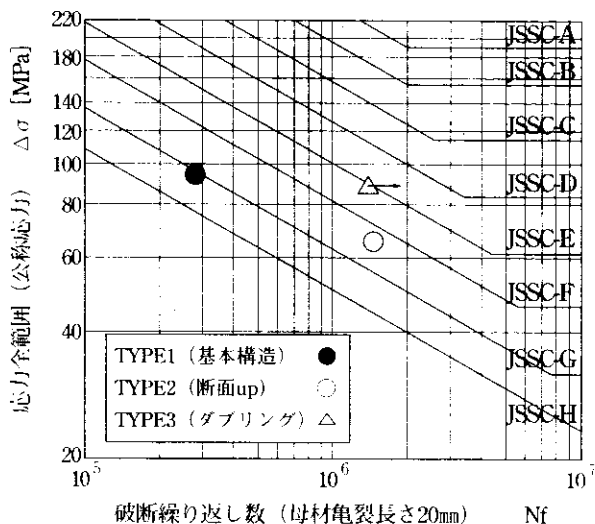
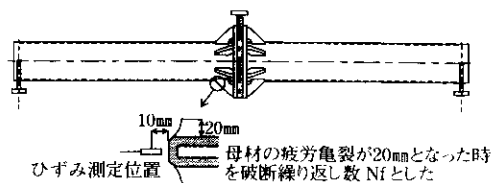


図-8 柱基部分モデル疲労試験結果

た、ひずみ測定箇所は、リブ先端溶接部の止端から10mm離れた位置にゲージを貼付した。図-8に試験概要とその結果を示す。図で、破断繰返し回数は母材の疲労亀裂が20mmになったときの回数 N_f とした。図の縦軸は公称応力で整理した。

図-8より、TYPE3のダブリング構造の疲労強度等級はJSSC-E等級¹⁾以上で、他の構造と比較して疲労強度が高いことが確認された。

4. 固有振動数規定の検討

柱断面の耐久性を向上させるためには、柱基部応力の低減を図ることが重要である。このため、標識柱の設計においては振動を抑制する規定が必要となる。

その規定方法は、①交通振動による標識柱のたわみ量を規定する方法、②交通振動による標識柱基部の応力を規定する方法、③標識柱が取り付けられている橋梁との共振を避けるために標識柱の固有振動数を規定する方法、が考えられる。ここでは、固有振動数の算定が比較的容易で実用的なことから、③の標識柱の固有振動数を規定する方法を

検討した。

固有振動数規定では、橋梁（外力）振動数の規定方法、またそれに対する標識柱の振動数をどのように規定するかが問題となるため、ここではそれらの規定方法について検討を行った。

4-1 橋梁の固有振動数

鋼橋の固有振動数は「振動便覧²⁾」（土木学会）によると、橋梁支間をパラメータとした次式により求める方法が提案されている。

$$f = 49.1 \cdot L^{-0.779} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 f は走行車両による橋梁の振動数 (Hz) であり、 L は橋梁の支間 (m) である。

図-9に、式(1)の曲線と過去に阪神高速道路公団で実施された実橋調査から求めた橋梁の交通振動による卓越周期をプロットした結果を示す。

図より、橋梁支間30~40mで橋梁の実挙動と式(1)は比較的よく一致し、相関性がとれていることが確認できた。

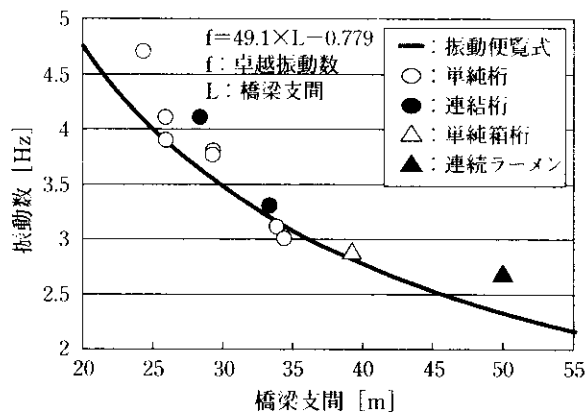


図-9 既往の測定結果と振動便覧式

4-2 動的解析による検討

(1) 検討概要

図-10に示すモデルを用いた動的解析により、196kN車両走行時の標識柱の応答を求めた。モデルは、阪神高速道路の一般的な単純工桁橋（5主桁）とし、支間は25m、30m、35mの3通りとした。

車両走行時の橋梁振動は、支間中央の標識柱直下の主桁G1、G2に変動荷重（東大阪線、西大

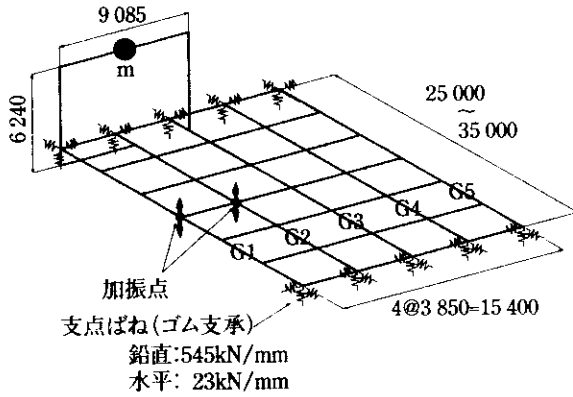


図-10 動的解析モデル

阪線等での196kN車両走行時の主桁振動測定結果をもとに、支間中央の加速度振幅を60galと設定)を与えることにより再現した。

また、橋梁モデルに与える加振周波数は式(1)により、支間25mでは4.0Hz、支間30mでは3.5Hz、支間35mでは3.0Hzと定めた。

標識柱の柱断面は、一般的な断面であるφ267.4×9.3mmとした。梁上の質量mを変化させることにより、標識柱構造の固有振動数を変化させた。

(2) 検討結果

標識柱の振動数比(=橋梁の振動数 f / 標識柱の固有振動数 f_0)と応答加速度振幅との関係を図-11に示す。

図より、振動数比が1.0近くになると標識柱の応答加速度振幅が大きくなり、橋梁の振動と共振していることがわかる。

次に、柱基部の疲労照査結果を図-12に示す。現在、このような振動現象に対する疲労照査方法は確率されていないが、ここでは参考としてJSSCの疲労設計指針³⁾に準じて検討を行った。

図ではJSSCの疲労設計指針のT-60と対比するため、T-20による解析結果に割増係数3.0を乗じて図示したものである。図より、橋梁の支間が変化しても柱基部に発生する応力には大きな変化がな

いことがわかる。

JSSCの疲労設計指針では、T-60台による発生応力が疲労設計曲線の一定振幅応力の疲労限以下であれば、詳細照査を行わなくてもよいとしている。ここで、JSSC-E(荷重伝達型すみ肉溶接継手)の疲労限である応力全範囲 $\Delta\sigma_{ce}=62\text{MPa}$ 以下となるような振動数比(f/f_0)を求めると0.88となる。すなわち、標識柱の固有振動数が橋梁の振動数の1.14倍以上とすれば、柱基部の応力全範囲を許容応力以下にすることができる。

なお、逆に標識柱の固有振動数を橋梁の固有振動数より小さくする方法も考えられるが、標識柱の2次以上の卓越振動数が橋梁の固有振動数と一致することがあるため、好ましくないと考えられる。

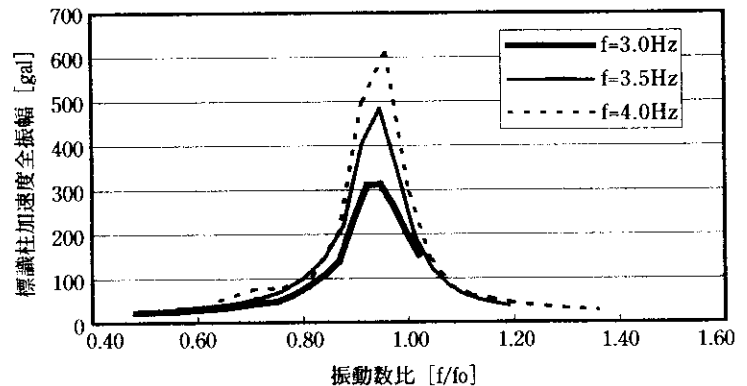
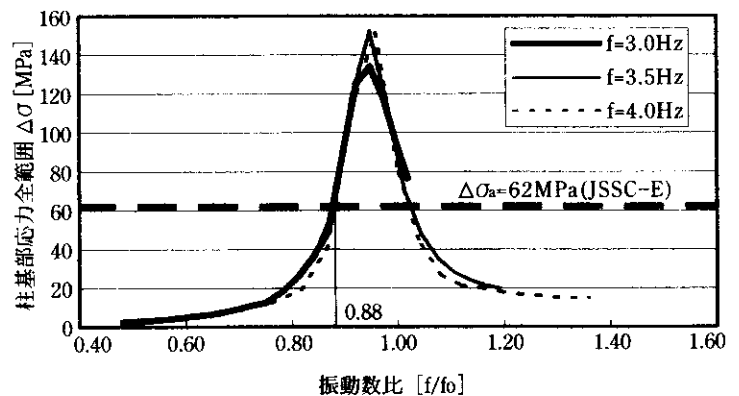


図-11 標識柱応答加速度



$\Delta\sigma_a$: 196kN走行想定結果×割増係数3.0(T-60)

f : 外力(上部工)の振動数

f_0 : 標識柱の固有振動数

$\Delta\sigma_a = \Delta\sigma_{ce}$ (JSSC-E: ダブリング構造 = 荷重非伝達型隅肉溶接継手)

図-12 疲労照査結果(T-60想定)

5. まとめ

調査の結果、梁上重量が大きいトップヘビーな標識柱は、その固有振動数が橋梁の固有振動数(3 Hz~4 Hz)に接近するため、振動が大きくなる。そのため、対策について検討した結果、以下のことが確認できた。

- 1) 既設標識柱の補強方法としては、柱基部にモルタルを充填することにより応力集中が低減でき、補強効果が高くなる。
- 2) 新設標識柱は、柱基部をダブルリング構造とすることにより、柱基部に生じる応力集中が低減でき、疲労強度が大きくなる。
- 3) 標識柱の固有振動数を橋梁の固有振動数とある程度以上大きめの方向に離すような構造とすることで、橋梁との共振を避けることができ、耐久性が向上する。

あとがき

これらの結果を受けて、既設標識柱に対しては柱基部にモルタル注入の補強を行い、新設標識柱に対しては柱基部をダブルリング構造とした標準図

改訂の検討を行っている。また、今後は固有振動数規定を導入するためのより詳細な検討を行い、この結果にもとづく構造についても検討していく予定である。しかしながら、道路交通による各種構造物の振動は非常に複雑な現象であるため、橋梁と標識柱が共振する要因を固有振動数規定だけによらず、たとえば、標識柱の取り付け位置などを明確に規定することで、標識柱の疲労損傷を防ぐことがより重要であると考えられる。

最後に、本稿をまとめるにあたり「鋼橋の耐久性に関する検討委員会(委員長:大阪大学堀川浩甫教授)」の関係各位には、適切な御指導を頂いた。ここに記して謝辞とする。

参考文献

- 1) JSSC: 疲労設計指針(社)日本鋼構造協会: 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 技報堂出版, pp.5~6, 1993)
- 2) 土木学会: 土木技術者のための振動便覧, pp.467~468, 1985.
- 3) 1) のpp.1~50

Improvement of the basal structure of gantry road sign columnus.

Kiyoshi Miyawaki, Jouta Toki, Fuminobu Okunishi

During work to replace a bridge, which was in use at the time, radial cracks were discovered at the head portion of box-welded rib plates that were resting on a foundation of portal marker columns. To collect more data to determine the cause we used a large-scale monitor screen to study changes in the vibration characteristics of the portal marker columns in more detail. We considered whether the same type of portal marker columns are like to incur similar damage in the future.

Here we also report the results of an investigation into anticipatory measures that can be taken to prevent this type of damage: we considered ways to strengthen the portal marker columns. Existing portal marker columns were reinforced with non-shrinkage mortar filling and new portal marker columns were built with a doubling structure. These measures were clearly effective in improving the durability of the structure of portal marker columns.

Keywords: portal marker columns, reinforcement, structural improvement, allowance for natural frequency.