

長岡技術科学大学 学生員 桜谷 秀樹

長岡技術科学大学 正会員 鳥居 邦夫

長岡技術科学大学 正会員 小長井一男

§ 1. まえがき

一般の単支間橋梁の多くは、一端ヒンジ他端スライドの支持形式が用いられている。この支持形式は上部構造を外的に静定にし、桁に不静定力が作用しないようにするため用いられるものであり理論的には合理的な支持形式といえる。ところが、実際には可動支承部が錆び付いたり、伸縮継手が走行車両によって破壊されるといった被害が生じている¹⁾。また、近年における大地震、特に新潟地震や宮城県沖地震に於いては、可動支承部での遊間のアンバランス、左右橋台間の振動性状の違いなどにより、可動支承が各個撃破の状態で破壊し、大きな交通疎外の原因となったことが報告されている²⁾。

以上の点に着目し、先の研究^{3,4)}に於いては、支持形式改良案としての両端ヒンジ支持および両端埋め込み支持の静的解析を行ないその安全性を確認した。そこで本研究に於いては、従来の支持形式である一端ヒンジ他端スライド支持形式における可動支承部での衝突の有無について再検討を加える。さらに両端ヒンジ、両端埋め込み支持の地震時における安全性について検討をおこなうものである。

§ 2. 解析モデルと解析仮定

解析対象としては、図-1に示すような、上部構造は単支間のプレートガーダ、下部構造は左右とも橋台といった構造系を考える。また基礎は杭基礎とする。これを解くに当たって、構造を図-2に示すような離散系モデルに置き換える。このモデルにおいて、下部工と地盤間の相互作用を表わすバネはフォークトモデルで表わす。このフォークトモデル中のバネ定数 k および減衰定数 C はNOVAKらの理論⁵⁾から算出した。また質量マトリックスとしては整合質量マトリックスを用いるものとし、減衰としてはRayleigh減衰を仮定した。両端埋め込み支持を除く他の支持形式に於いては、支承は桁の中立軸から偏心した位置に設置される。そこでこの影響については、図中に示した部材Aのような仮想部材を導入することにより考慮した。またこの解析に於いては、橋台背面で起こる橋台と背面地盤間の剥離についても考えた。地盤については、地盤は沖積層地盤と考えた。また地震波は基盤から入力されるものとし、この基盤は剛であるとする。従って、この基盤からの波の地下への逸散減衰は無いものとした。

§ 3. 解析手法

前述した解析モデルに対して運動方程式を立てると次式ようになる。

$$[m] \{\ddot{Y}\} + ([C] + [C_E]) \{\dot{Y}\} + ([K] + [K_E]) \{Y\} = -[m] \{\ddot{U}_g\} + [C_E] \{\dot{y}\} + [K_E] \{y\}$$

これを解くに当たっては、右辺中の地盤の応答変位 $\{y\}$ および応答速度 $\{\dot{y}\}$ を求める必要がある。これに関しては、地盤は上、下部構造に比べて質量が大きく、地震時にはそれ自身の慣性に従って運動すると考えられるため、 $\{y\}$ 、 $\{\dot{y}\}$ としては地盤のみの場合の応答を求めこれを入力として用いるものとする。この地盤の応答は、汎用構造解析プログラムSAP4を用いて求めた。全体構造解析には、橋台背面で生じる剥離現象を容易に取り扱える有限要素法を用い時刻歴応答解析を行なった。解析手法としてはWilsonの θ 法($\theta=1.4$)を用いた。

§ 4. 数値計算

数値計算に際しては、表-1に示すような入力データを用いる。上部工に関しては、桁断面の概略設計プログラムを用い断面諸量を求めた。また杭については、杭径 $d=50\sim70\text{ cm}$ までの鋼管杭を用いた。地盤に関しては、先に述べたように地盤は沖積層地盤であると考え V_s 等を決めた。地震波としては、表層の1次の固有周期に等しい周期を有する正弦3波を用いた。またその最大加速度は 250 gal とした。

従来の支持形式である、一端ヒンジ他端スライド支持に於いては、先に述べたように、

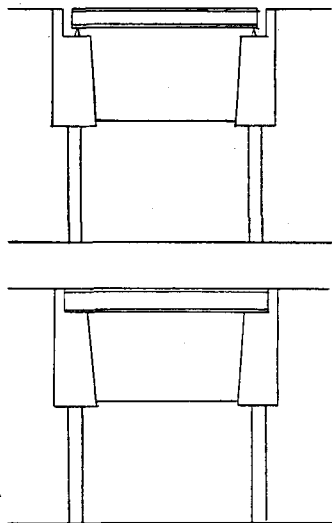


図-1 両端ヒンジ、両端埋め込み支持

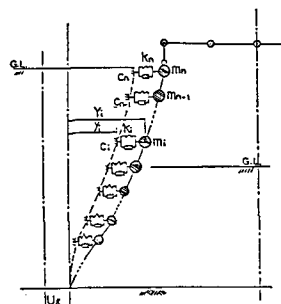


図-2 動的解析モデル

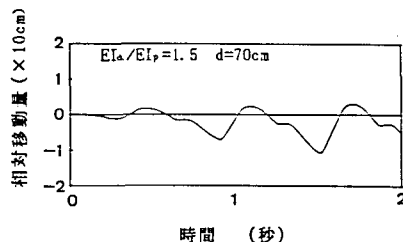


図-3 可動支承部の相対移動量

表-1 入 力 デ ー タ

地 盤	上 部 構 造	下 部 構 造
密 度 $\gamma_s=1.75 \text{ t/m}^3$ せん断弾性係数 $G=7000 \text{ t/m}^2$ せん断波速度 $V_s=200 \text{ m/s}$ ポアソン比 $\nu=0.33$	密 度 $\gamma=7.85 \text{ t/m}^3$ 支 間 $l=12.0 \text{ m}$ 桁 高 $h=0.78 \text{ m}$ 断面2次モーメント $I=0.06 \text{ m}^4$ 断面積 $a=0.136 \text{ m}^2$	橋台高 $H=10.0 \text{ m}$ 密 度 $\gamma_s=2.4 \text{ t/m}^3$ 杭 長 $L=20.0 \text{ m}$ 杭 径 $d=\begin{cases} 0.5 \text{ m} \\ 0.6 \\ 0.7 \end{cases}$ 密 度 $\gamma_p=7.85 \text{ t/m}^3$

可動支承部における支承と橋台間の相対移動量が問題となる。これについての計算結果を示したのが図-3である。これより、可動支承部での最大移動量は約10cmにも達していることが分かる。現在の可動支承部における許容移動量から考えてもこの値は大きすぎる。従って、地震時には、この可動支承部で衝突がおきる可能性がきわめて高いと言える。橋梁の公共性、安全性等から考えてもこのような事態は何としても避けなければならない事柄である。

支持形式改良案としての両端ヒンジ支持、両端埋め込み支持においては桁端部を拘束することによって桁端で不静定力が作用する。そこでこれに対する安全性の検討を行なう必要がある。両支持形式に於いて、桁に働く動的最大応力と下部工の剛性比との関係を示したのが図-4である。両端ヒンジ支持の場合、桁に働く動的最大応力は約400 kg/cm² となっている。一方、両端埋め込み支持の場合は約1100 kg/cm² の応力が桁に生じている。これらの応力は、地震時に於いては許容応力の割り増しが許されていることや、地震時に設計で考慮したような活荷重が作用している可能性も小さいことから十分許容できる値である。

§ 5. 結 論

以上の計算結果から次のことが分かった。

- 1) 現在一般に用いられている一端ヒンジ他端スライドの支持形式では、可動支承部に於いて支承と移動制限装置との衝突が起こる可能性が極めて高い。
- 2) 両端ヒンジ支持、両端埋め込み支持は桁に対しては悪影響をおよぼさない。
- 3) 両端ヒンジ支持に於いては大きい水平力が作用してもいいようなヒンジ支承の開発が必要である。
- 4) 両端埋め込み支持に於いては桁と橋台との接合部の補強が必要である。

§ 6. あとがき

本研究に於いては現在用いられている支持形式の問題点を解決するために、両端ヒンジ支持、両端埋め込み支持といった支持形式を取り上げその安全性を確認した。これらの両支持形式は、維持補修の面からみてもすぐれた支持形式であり、これが採用されることにより現在支承部で生じている事故を減少することが期待できる。このことから、これらの支持形式のさらに詳細な研究を続けることは意義のあることと考える。

§ 7. 参考文献

- 1) 日本道路公団における支承の現状；橋梁と基礎、1983. 8. P165-169
- 2) 宮城県沖地震橋梁調査報告書；宮城県、横河工事株式会社、1978
- 3) 佐藤和義；両端をヒンジ支持にした橋梁の静的および動的特性に関する研究
長岡技術科学大学大学院修士論文，1983
- 4) 横井光浩；地盤の弾性を考慮した両端埋め込み支持橋梁に関する一考察
土木学会年次講演会概要集，1984. 10 , P. 361-362
- 5) NOVAK , NOGAMI ; DYNAMIC SOIL REACTIONS FOR PLANE STRAIN CASE
ASCE, AUGUST, 1978, P. 953-959

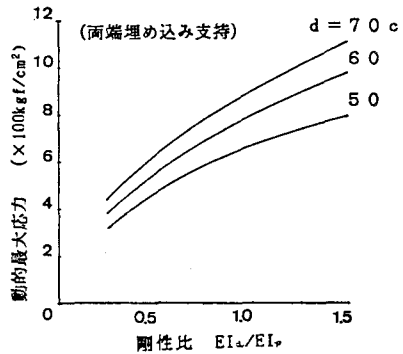
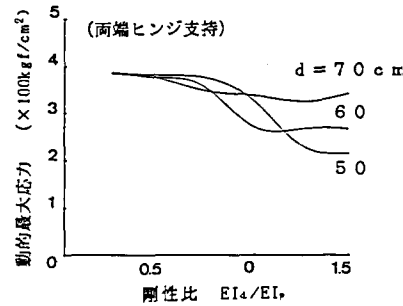


図-4 下部工の剛性比と
桁に働く動的最大応力との関係