

国鉄 鉄道技術研究所 正員 岡田 勝也
 “ 正員 川俣 淳
 “ 正員 原田 康朗

1. まえがき

国鉄の鉄道橋りょうの経年構成は極めて古く、建設後30年を経過したものは全体の約70%を占めている。そのうちの約1/3の下部構造物は今後近いうちに取替が必要とされている。その原因の多くである根入不足や地耐力不足を伴ういわゆる弱小橋りょうは通常の河床低下や洪水時の洗掘によって橋脚の安定度を脅されることしばしばである。ここでは洗掘などにより根入深さが低下した弱小橋りょうを対象に、模型の単体橋脚を用いて水平振動試験を行い、振動に及ぼす根入効果などについて検討した。

2. 試験の概要

当試験に供された橋脚は、図-1に示されるが、高さ245cm、躯体の幅40×130cm、フーチング幅100×130cm、鉄筋コンクリート造であり、実物の約1/4の大きさであり、これは鉄研構内の関東ローマ層に埋設されることになった。起振機を用いた動的試験は、根入深さHを0cmから135cmまで増しながら(45cmピッチ)橋軸直角と橋軸方向に水平加振と、H=135cmの鉛直加振である。またH=0と135cmに対しては静的な水平載荷試験が行われた。

動的試験のうち橋軸直角方向加振に対する橋脚天端の水平変位の共振曲線は図-2に示されるように、Hが大きくなると、共振振動数は大きく変位は小さくなる傾向を示すのがわかる。なおH=135/90とあるのは、上流側をH=135cm、下流側をH=90cmとした場合の共振曲線である。また橋脚の変位モードは図-1に示されるが、橋軸方向では躯体の弾性変形の影響が見られるが、橋軸直角では剛体として回転運動しているのがわかる。

3. 地盤反力係数

動的試験から得られた水平地盤反力係数 K_H は図-3に示されるようになる。上図は橋脚天端の水平(橋軸直角方向)変位と K_H 、下図は加振振動数、 f と K_H の関係を表わ

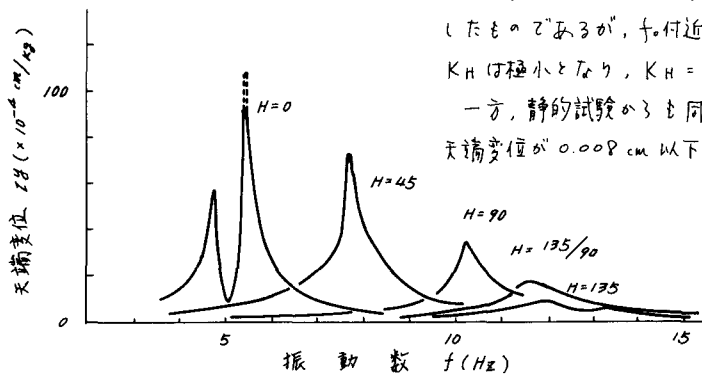


図-2 動的水平載荷試験(橋軸直角方向加振)の共振曲線

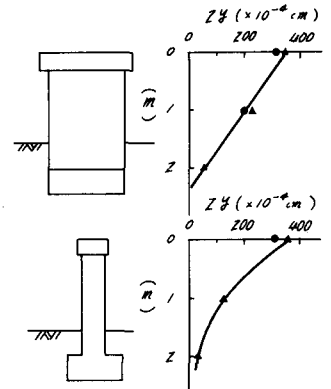


図-1 根入深さ90cmにおける振動モード

したものであるが、 f_0 付近すなわち変位の大きい共振振幅の時には K_H は極小となり、 $K_H = 1.7 \text{ kg/cm}^3$ にほぼ収束するようである。

一方、静的試験からも同様にして K_H を求めることができ、橋脚天端変位が0.008 cm以下では $1.3 < K_H < 1.6 \text{ kg/cm}^3$ 、それ以上では K_H はやや下がる傾向がみられた。またL.Tによる水平地盤係数 K_m の補正值は $K_H = 1.05 \text{ kg/cm}^3$ となった。これを変位の対数に対する K_H のグラフとして描いてみると、 K_H は変位が大きくなるとグラフ上でほぼ直線的に減少する傾向を示すようである。

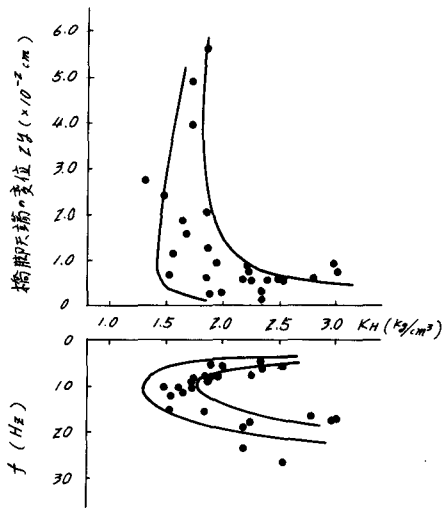


図-3 変位と振動数に対する動的地盤反力係数 K_H の関係 ($H=90\text{cm}$, 橋軸直方向)

$K_V < 3.5$ が得られた。これと K_{MH} , K_{MV} は橋脚の側面に発生する粘着力や摩擦力などを含むとともに土圧分布形状の差も包含するいわゆる見かけの付加的な地盤反力係数と考えられる。

5. 振動に及ぼす根入効果

(i) 減衰定数は H が大きくなると増大する傾向を示し、実験結果によれば、 α , β を定数とすれば、 $\gamma = \alpha H^2 + \beta$ で代表することができる。また、起振機の偏心モーメントが大きくなれば、一般に γ は小さくなる傾向を示した。一方自由振動試験と動的試験の γ を比較するとおおむね前者の方が大きく現われるようである。

(ii) 共振振動数に対する根入効果は図-2 に示されるが、ほぼ H に比例して f_0 は大きくなる。一方、起振機の偏心モーメント F_0 に換算して f_0 を考えてみると、 f_0 は $\log F_0$ に比例してわずかに小さくなるようである。これは K_V , K_H が変位が大きくなれば、小さくなることも一因であると考えられる。

(iii) 変位の最大値に対する根入効果は、橋軸直方向加振ではほぼ H に比例して変位が大きくなるのに対し、橋軸方向加振では図-4 に示されるように H が小さくなれば、橋脚の弾性変型を伴うために変位は急激に大きくなるのがわかる。しかし、共振振動数における最大変位を捉えることは難しく実験値にかなりのバラツキがみられた。

6. 単体橋脚の水平振動に関する理論モデル

橋軸直方向加振では図-1 に示されるように剛体としての回転運動を伴うので、ロッキング・スウェイの単純なモデルが採用される。また橋軸方向加振では、弾性変形を伴うので、フーチングと橋脚上部を剛体とし、その中間を無質量のばりと数箇の集中質点で置きかえたモデルについて解析した。なお、地盤はいわゆる線形ばねとダッシュポットを考慮したが、3. で求めた K_V , K_H および 4. の K_{MV} , K_{MH} を用いた計算結果は図-4 に示されるように比較的良好に一致することが確かめられた。

今後、この単体橋脚の実験をもとに桁付き橋脚についても試験を行い、検討を加える予定である。

動的試験から得られる鉛直地盤反力係数 K_V も図-3 と同様の傾向がみられ、 f_0 付近で極値となり $K_V = 4.5 \sim 5.0 \text{ kg/cm}^2$ が得られた。

4. 橋脚側面への付加地盤反力係数

$H=135\text{cm}$ の静的試験において、水平方向の力のつり合いを考えた場合、水平荷重 P に対して、フーチング底面のせん断バネ、 f_s による反力 P_s , 3. で述べた K_H による水平土圧 P_H とそれ以外の水平方向の反力 P_{MH} が対応し、

$$P = P_s + P_H + P_{MH}$$

が成立しなければならない。 f_s は $H=0$ の静的試験から得られた値を用いることにより P_{MH} を求めることができる。また、 P_{MH} の強度 f_{MH} が、水平地盤反力による土圧強度と同様に载荷方向の変位に比例し、橋脚側面の根入面積に分布するものと仮定すれば、 P_{MH} によって生ずる付加地盤反力係数 K_{MH} は、 $1.5 < K_{MH}/K_H < 1.9$ 程度となった。同様にしてフーチング底面のモーメントのつり合いから鉛直方向について計算することにより、 $2.5 < K_{MV}$

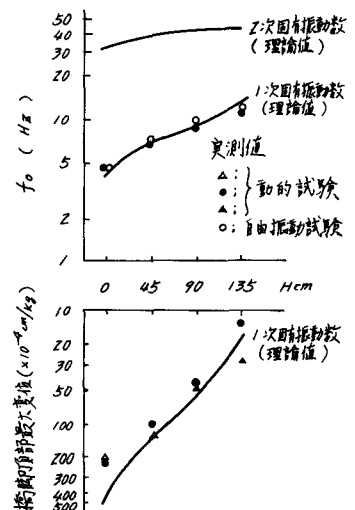


図-4 橋脚頂部の最大変位と固有振動数に関する理論値と実測値の比較