

V-413

兵庫県南部地震に対するT型橋脚の耐震性

(株)大林組技術研究所 正会員 大内 一

1. はじめに

1995年1月17日の兵庫県南部地震では、下部に主筋の段落しを有する1柱式の鉄筋コンクリートT型橋脚が甚大な被害を被った。同タイプの橋脚は大都市圏の高速道路に用いられる機会が多く、今回の悲劇を今後の耐震設計に活かすことが重要である。そこで、昭和40年代初頭の設計を意識した典型的な試設計橋脚を対象に、今回のような大入力を受けた時の橋軸直角方向および上下方向の耐震性を解析的に検討するとともに、今後の耐震設計上の留意点に触れる。

2. 解析方法

図-1に示す試設計橋脚を対象とする。主筋量は脚部で2%で、その1/3の量がフーチング天端より3m位置で段落しされ、帯筋量は全断面0.15%である。なお常時の軸圧縮応力度を $\sigma_0 = 20 \text{ kgf/cm}^2$ となるよう上部重量を仮定している。橋軸直角方向の耐震性に着目し、モデルスペクトル応答解析を行う。T型橋脚を線材曲げ要素の集合でモデル化し、マスを全て上部の梁に分布させる。剛性については、主筋段落し位置から定着長さを差し引いた断面から上の1D区間は降伏剛性(I_y)を、その他の柱部分はひび割れ剛性(I_{cr})を、そして上部梁は全て弾性剛性を用いる。なお、これらの剛性は別途に計算した平面保持則にもとづく図-2のモーメントー曲率計算から定める。スペクトルには、神戸気象台記録(NS,UD成分)による加速度応答スペクトルを用いる(図-3、4)。同記録は神戸市の高台で観測されたもので、必ずしも一般的な高速道路のサイト条件に対応するものではないが、今回の地震記録のうち最大級のものである(NS:818gal, EW:617gal, UD:332gal)。

3. 解析結果

図-5に固有モードを示す。1、2次は橋脚の曲げモード、3～5次は上部梁の1～3次曲げモードである。1次の固有周期は0.968秒であり、図-3、4に示したスペクトルでパワ-の強い領域にある。

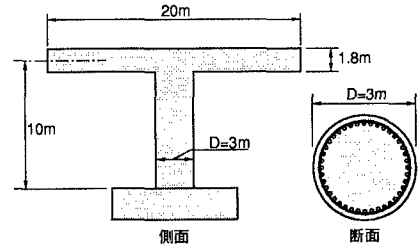


図-1 試設計橋脚

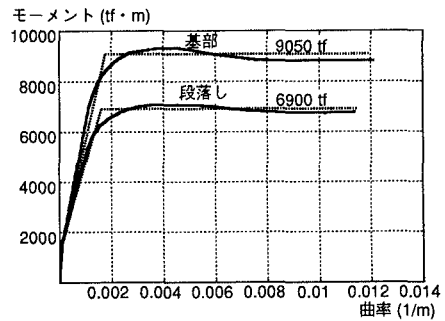


図-2 モーメントー曲率関係

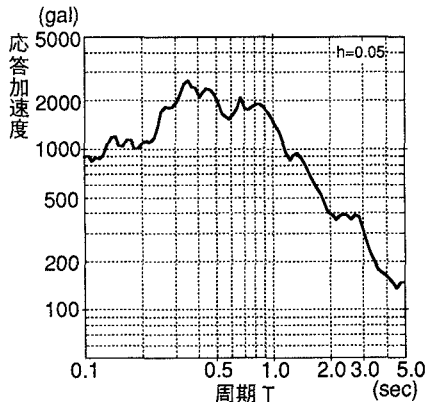


図-3 神戸気象台加速度応答スペクトル (NS成分)

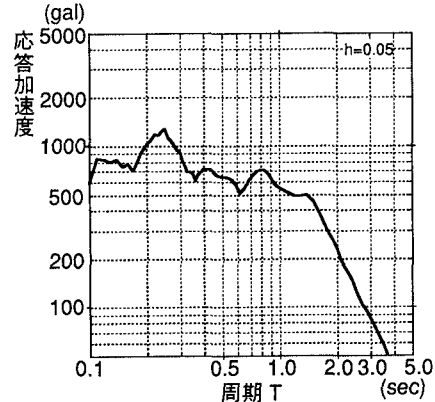


図-4 神戸気象台加速度応答スペクトル (UD成分)

図-6に水平NS成分スペクトルに対する最大曲げモーメントの分布を示す。図中には1次までの結果と3次まで考慮した結果を併せて示している。橋脚については特に1次が支配的である。注目すべきは上部梁に分布したマスの回転慣性による曲げモーメントが大きく、脚部の1/3強に達していることである。

図-7には鉛直成分スペクトルに対する最大軸力を示す。図-5に示したモードのうち、3次が圧倒的に卓越する。橋脚に作用する軸力は、1,200tf程度であり、自重に対する軸圧縮力に比し小さい。従って上下動により橋脚に軸引張力の作用することはない。

次に、これらの結果から破壊の可能性を検討する。モデルスペクトル応答解析から求まる弾性曲げモーメント M_E と、図-2中に示される降伏モーメント M_y より要求靱性率を求める。ここに、検討段落し断面(主筋定着長さを実際の段落し位置から引いた位置)での降伏が基部に先行することから、要求靱性は同位置で決定される。要求靱性率 μ^D は次式により求める。

$$\mu^D = [(M_E/M_y)^2 + 1] / 2$$

解析結果と降伏モーメントを上式に代入して $\mu^D=3.8$ を得る。なお上の降伏モーメントから求まる降伏震度は0.52であり、せん断破壊が先行することはない。

ところで段落しを有する橋脚模型($a/d=6$)の水平加力試験[1]によると、段落し位置で曲げ破壊し $\delta_u=2\sim3\delta_y$ (δ_u : 最大変位、 δ_y : 降伏変位)との結果を得ている。また別途の模型試験($a/d=5.4$ & 9.9)では、 $\delta_u=5\sim6\delta_y$ レベルで段落し部でせん断破壊したことが報告されている[2]。ここで対象としている橋脚は $a/d=3\sim4$ とスパンが短いこともあり、これらの模型に比しせん断破壊し易い。また上下動の影響により圧縮軸力が低下して、その結果せん断強度の低下することも考えられる。これらのことを考えあわせる時、段落し部で曲げ降伏した後、比較的小さい変形で残存耐力を失う可能性があると思われる。

4. あとがき

試設計された鉄筋コンクリートT型橋脚の橋軸直角方向を対象に、神戸気象台観測記録による加速度応答スペクトルを用いてモデルスペクトル応答解析を実施し、その耐震性を検討した。その結果、上部横梁の分布マスによる回転慣性の影響により、柱上部で柱脚部の1/3強に相当する曲げモーメントが作用すること、段落し部での降伏が先行した後生き残るためには4以上の靱性率が必要であること、上下動の影響は1次的ではないことなどが分かった。

5. 参考文献

- [1] G.M.Calvi, M.J.N.Priestly: Seismic Design and Retrofitting of Reinforced Concrete Bridges, Proceedings of the International Workshop, Italy, April 1991, pp469-501
- [2] K.Kawashima and M.J.N.Priestley: Seismic Inspection and Seismic Strengthening of Reinforced Concrete Bridge Piers with Termination of Main Reinforcement at Mid-Height, Proceedings of the 1st US-Japan Workshop on Seismic Retrofit of Bridges, Dec. 1990, pp.251-279

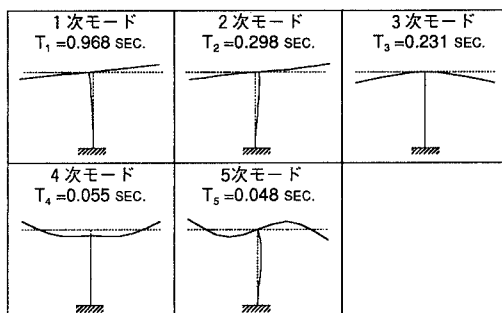


図-5 固有モード

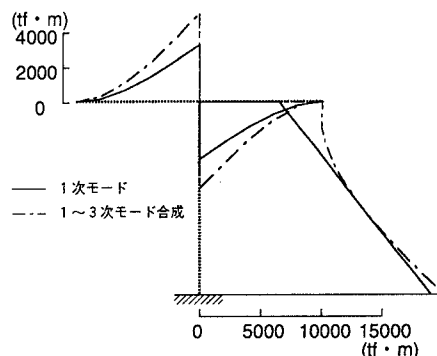


図-6 最大曲げモーメント分布

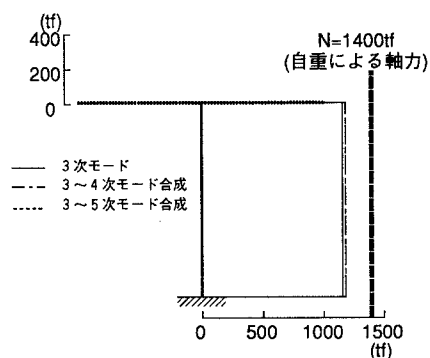


図-7 最大軸力 (UD成分)