

地震工学講座 3

3-1 道路橋の耐震設計

松崎彬麿

道路橋の設計に考慮すべき地震作用の規定は鋼道路橋設計示方書につきの条文がある。

“地震の影響は死荷重だけを受ける状態において考えるものとする。地震の水平震度はつぎのとおりとする。

地 域	軟弱地盤	やや良好な地盤	良好な地盤
しばしば大地震が起こった地域	0.35~0.30	0.30~0.20	0.20~0.15
大地震が起こったことのある地域	0.30~0.20	0.20~0.15	0.15~0.10
その他の地域	0.20	0.15	0.10

地震の鉛直震度は0.1を標準とする”。

もともと鋼道路橋設計示方書は上部工を対象としているが、当時はこの示方書が道路橋の荷重を取り扱っている唯一の示方書であった関係から、この条文は一応下部工への適用も考慮しながら決めたものである。しかし、この示方書のおもな対象が地震の影響の少ない上部工であるから、地震荷重に対する検討は活荷重の改正などに比較して簡単にすまされていることは否定できない。そのため、解説にも述べられているように適用にあたっては、既往の大地震の記録を調べ、同時に地盤、地質の調査を行ってから、構造物の形状や重要性を考慮してこの範囲の適当な値を求めなければならない。

しかし、設計に用いる地震の規模、その表面層における増幅（地盤係数）、これに対する構造物の挙動を定めて設計に用いるのは地震動そのものがはっきりしていないので非常に困難である。

首都高速道路は日本でも最も地震危険度の大きな東京に建設されるので、耐震設計の良否によって直接に数十億円の工事費を節約できるから、設計に用いる地震力の決定は非常に重要な問題であり、岡本博士を委員長とす

る委員会のご指導によって、これに対する一つの考え方をまとめ、まず当面の設計に用いる震度をきめ、引き続き実験観測によってこれを補正して行くこととした。まだ、講座としてそのまま通用するほどに固まったものではないが、考え方の方向に示すものとして記述する。

耐震設計の基本として、どの程度の地震にどの程度まで耐えうる構造物とするかが問題になり、設計地震の規模を定めるには地震危険度の分布図を用いることもできるが、幸か不幸か東京には安政地震、関東地震などの豊富な資料があるので、これを利用することとし、関東地震程度の強さの地震がきた時に構造物に大きなきれつが入り、高速道路としての機能を失なっても、倒壊して周囲に被害をおよぼすことのない程度の構造物とすることを目標とした。したがって許容応力度としては、たとえば鋼材に対しては降伏点まで許すこととした。

東京の大部分は東京礫層を基盤とし、その上に上部東京層、関東ローム層、沖積層などが5~40m厚さに堆積している。したがって地震動は東京礫層までは一様に伝わり、これが上部東京層以上の表面層で増幅されて、地表に表われるものと考えてよかろう。

関東震災の時に基盤層がどのように動いたかを直接に知る資料がないので、地表の動きから類推することとした。東京下町の地表面の地震動は約350galであったとされているので、この地域の増幅率を浦安での測定結果などから考えて2とすると東京礫層の地震動はで350/2galあったことになる。基盤の加速度は周期によって変化するといわれており、これを周期の-0.3乗に比例するものと仮定し、かつ地表面の350galは木造家屋の倒壊率から得られたものであるから木造家屋の固有振動周期0.3秒に相当するものと考えれば、基盤における加速度は(350/2)(T/0.3)^{-0.3}galと定まる(Tは周期)ここで加速度は周期の-0.3乗に比例するとしたが、周期別の最大エネルギーが地震によって一定であるとする加速度は周期に反比例することになるものである。

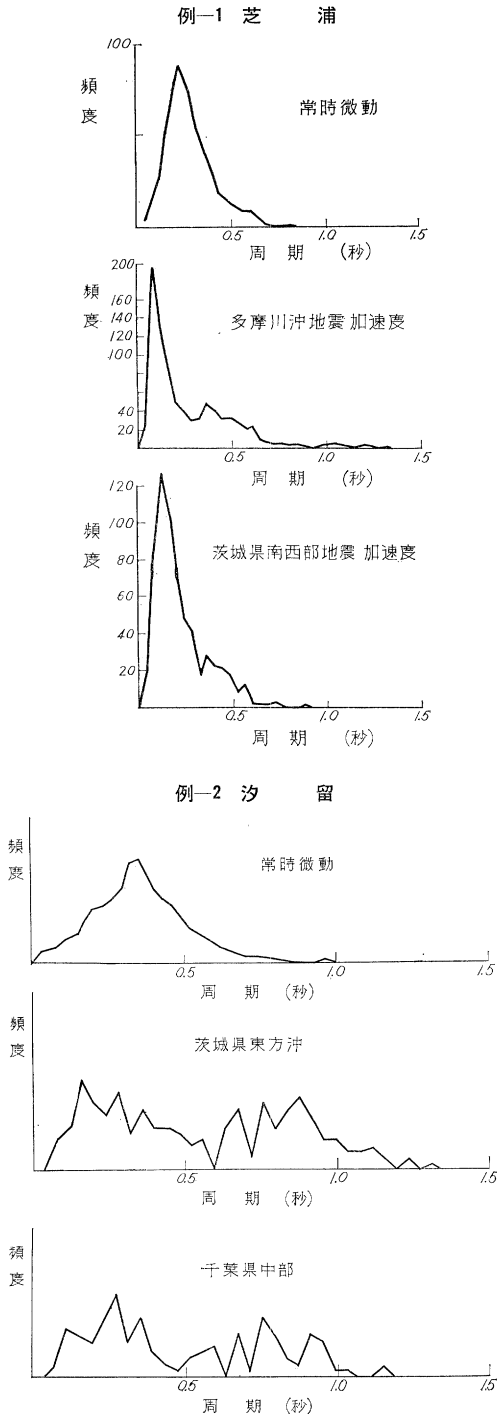
さて、この基盤層にきた波のうち、表面層の卓越周期に近い周期を持つ波は表面層で増幅され、それ以外の波はそのままの大ききで表面まで伝わるものとする。表面層の卓越周期を求めるには常時微動を用いることとしたが、実際に常時微動の測定を行ってみて、再検討の必要を感じている。それは、都市においては夜間でも交通の絶え間がなく、構造物も多く、測定が困難であること、地震観測値(最大加速度80galまでの地震を速度計を用いて観測した)と比較してみると必ずしも良い一致を示さないこと(図-1)、測定結果の解釈のしかたにかなり任意性があること、一方、東京では豊富な地質調査結果や震害記録などを利用できることなどのためである。また表面層の増幅率は表面層の厚さや表面層と基盤

カット写真：関東大地震による東海道本線 酒匂川橋梁の崩落箇所

層の関係などによって異なるもので、10倍という値も測定されているが、ここでは周期に関係なく一律に2倍とした。

この結果、地表における地震動の加速度は

図-1 常時微動と実際の地震観測値との周期頻度分布比較



$$\text{表面層の卓越周期付近} \quad \alpha = 350 \left(\frac{T}{0.3} \right)^{-0.3} \text{ gal}$$

$$\text{それ以外} \quad \alpha = \frac{350}{2} \left(\frac{T}{0.3} \right)^{-0.3} \text{ gal}$$

となり、これが構造物に伝えられるものとした。ところが高架橋の基礎は、ほとんど井筒または、くいによって基礎と考えた下部東京層に達しているので基礎構造の下端は基礎と同一の振動をしているはずである。そうすれば基礎周辺の表面層の動きは当然基礎によって影響される。したがって構造物に伝えられる振動も別のものになるはずである。また基礎構造の設計方法自体が基礎と周辺の土との相対的な動き方によって変えなければならないものであろう。このことを確かめるために、くいおよび井筒の中とその周辺に地中地震計を設置してその振動性状を観測しているが、まだ十分な結果が得られていない。

さて地震動と構造物の振動の関係を求めるには、地震動を与えてそれに対する構造物の応答を求めなければならないが、与えるべき強震記録がなかったのでアメリカの例から増幅率を $(1/2h)^{0.4}$ 倍であるとした。ここに h は減衰係数であって、その時までに行なった橋脚の振動実験の結果から、これを 0.03 とした。その後直径 1 m の場所打ちくい上の単独橋脚、φ400 mm の既製パイル上の上部工を架設した橋脚などについて振動実験を行ない、設計死荷重に約 0.1 g の水平力を与えた場合に 0.186 の減衰係数を得た。

同時にこの振動実験の結果からくい打ち基礎上のコンクリート橋脚の場合には橋脚下端でいちじるしいロッキング現象がみられ、橋脚下端を固定点とみなしがたいこと、基礎構造とともにかなりの土量が振動することなどが認められた。

さて、当時は微小な弾性振動から求めた減衰係数を用いたので当然大きな地震の際には割引きされるものと考え、係数 1/2 を乗ずることとした。この結果、構造物の振動は地表の振動につぎの係数をかけたものになる。

$$\frac{1}{2} \left(\frac{1}{2h} \right)^{0.4} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2 \times 0.03} \right)^{0.4} = 1.5$$

結局、構造物に作用する加速度は
地盤の卓越周期に近い地震動に対して

$$\alpha = 350 \times 1.5 \left(\frac{T}{0.3} \right)^{-0.3} \text{ gal} \dots\dots\dots (1)$$

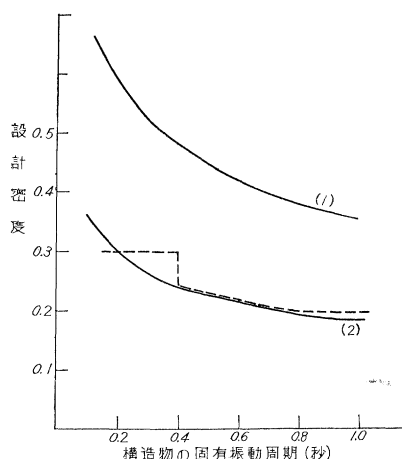
それ以外の地震動に対し

$$\alpha = \frac{350}{2} \times 1.5 \left(\frac{T}{0.3} \right)^{-0.3} \text{ gal} \dots\dots\dots (2)$$

となった。

これを図示すると 図-2 となる。上の曲線が式(1)を下の曲線が式(2)を表わし、横軸は構造物の固有振動周期、縦軸は設計震度を表わす。たとえば、表面層が 0.4

図-2



秒までの地震動に対し共振を示す場合には0.4秒までは(1)の曲線をたどり、これからは下の曲線をたどる。ただ、今までの震害などから考えて震度を0.3以上にとることはあまりにも不経済であると思われると同時に破壊時にはエラストプラスチックな性質を示し、完全な弾性体として導いたこの式とは異なってくるとも思われるので、設計震度の上限を0.3とした。また周期の長い振動も測定値が少ないので0.2を下限とした。

この設計震度を示すのが図-2の破線である。この破線を各地盤ごとに求めておけば、構造物の固有振動周期さえ定まれば設計震度が決定する。

以上が首都高速道路に対する設計震度の求めかたとその問題点である。

その中には非常に数多くの仮定をふくんでいるので、結局は常識的なわく内におさえることになったが、この仮定を実験によって確かめてゆきたいと努力している。さらには標準強震地動を定め、それに対する構造物の応答を求める方向にも向かいたいと思う。

この方法を地方で応用してゆく時には、基盤の加速度を求めるのに地震危険度分布図を参考とし、卓越周期は常時微動などから総合的に判断すれば、なっとくのゆく設計震度が得られるであろう。

〔筆者：正員 首都高速道路公団工務部第二設計課長〕

3-2 鉄道橋の耐震設計

小寺重郎

1. 鉄道構造物の耐震設計方法

昭和30年に定められた「無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート土木構造物の設計基準(案)」の地震に関

する項目を中心にして、現在行なわれている鉄道の土木構造物の耐震設計方法の概要を紹介する。

地震力は死荷重の重心に作用する静的な水平力と考え、その大きさは死荷重に一定の係数 k を乗じて求める。 k は過去の地震の発生状態を参照して、地域別にこれを定め、0.15、0.20または0.30としている。鉛直方向の地震力は一般に考えていないが、これを考えるときには水平方向地震力の1/2としている。

地震時の土圧についてはとくにその計算方法を定めていないが、物部博士の方法、または土の内部摩擦角が $\theta = \tan^{-1}k$ だけ減ずると考える佐野博士の方法によっているのが普通である。

地震の影響を考えるときには一般に活荷重その他一時的な荷重は組み合わせでは考えないものとし、コンクリート、鉄筋の許容応力は常時の50%ましとしている。とくに活荷重にも地震の影響を考える必要があるときには、許容応力の割まは100%としている。

地震時の地盤、くいの許容支持力についてはとくに定めていないが、常時と同じ値をとって設計している例が多い。

構造物全体の滑動に対する安全度は一般に1.5以上と定めているが、地震時にもこれを満たすには実際の設計にあたってはかなり無理があるようである。

井筒の地震時の安定に関しては、側面に働く抵抗土圧、またはそれと底面支持力とによって地震力に耐えられることを検討している。

2. 震害調査からみた耐震上の注意

1. へのべたような地震力を静的水平力と考えた計算方法は、複雑な地震現象を十分に表わしていない。これを改善するには動的な計算方法、材料の耐震強度についての研究成果をまたねばならないが、貴重な実験結果ともいえる震害を調査してみても設計する上に教えられることが多い。筆者は幸い、国鉄の依頼により土木学会で研究されている「耐震構造設計に関する研究会」の幹事として橋梁の震害を調査する機会があったので、ここにその結果、気のついた二、三の注意点をあげてみよう。

(1) 桁の落下を防ぐこと一桁支承部の設計一

地震をうけて、桁が下部構造の上をずれ動き、とくに地震のはげしいところでは落下した例(図-1、写真-1)はかなりみられる。

写真-1はRC桁がパットを介して橋脚上にのっただけで、桁と橋脚と全然結合されていないという最も悪い例であるが、桁が固定されているときでも支承のアンカーボルトが切断し、桁がずれ動いた例もある。この場合、ボルトの断面からボルトの破断力を求めると桁重量の1.2~1.8倍にも達することがある。付近の他の構造

物の状況などから察すると、必ずしもこのように大きな地震力が作用したとは考えられない。その原因としては、ボルト全数が同時に抵抗しなかったり、ボルト断面がさびにより減少したりして、実際に作用した力は上記の計算値よりも小さかったのではないかとすることも考えられるが、筆者はその震害状況からみて下部構造の動きが一樣でなかったことが大きな原因ではないかと推定している。とくに桁が橋台間にかかっているときには、地震時土圧による橋台の前進に対して桁がストラットの作用をし、その結果、支承部に衝撃的な水平力を生じて切断されたと思われる例が多い。関東地震震害報告によるとこのようなボルトの切断は鉄道橋でおよそ20件に達している。

このような被害を防ぐには、ソ連の耐震規定で定められているように、他の構造部材の計算よりも大きい地震力を考える（ソ連では5倍）のが最も直接的な対策であるが、大きな地震ではある程度の被害はやむをえないという立場にたてば、支承の被害による桁のある程度のずれは許容しても、落下だけは防止するということも考えられるのではなからうか。桁のスパン方向の落下を防ぐには、桁端相互の間隔、桁端と橋台パラペットとの間隔をできる限り小さくすること、あるいは適当な目地材をそう入すること、橋台およびそのパラペットが桁の橋台背面方向への動きに対して十分抵抗することなどがある程度役に立つと思われる。図-2はP C鉄道橋をゴム支承できさせた場合に、桁が橋軸直角方向に落下しないように橋脚上に設けたコンクリートずれ止めの一例である。

図-1 福井地震、板垣橋の震害図

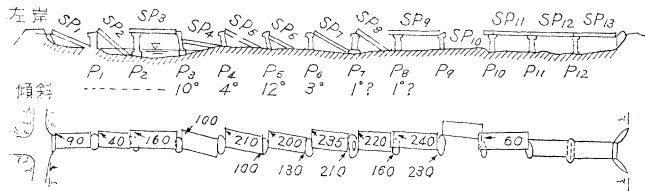


写真-1 板垣橋の震害

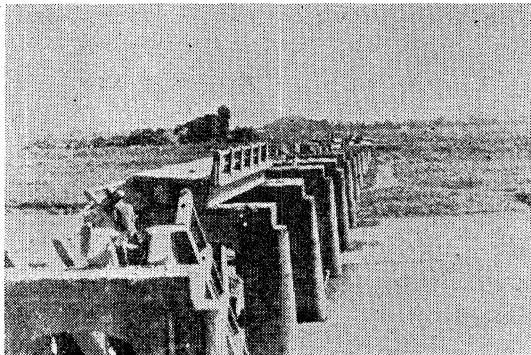
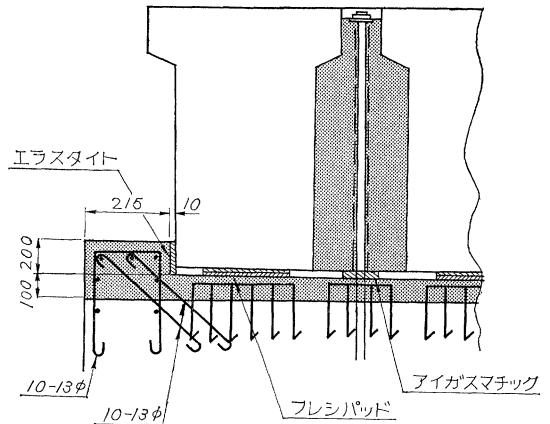


図-2 ゴム支承を用いたP C桁のずれ止め



桁が落下すれば、桁が破損することはもちろんであるが、桁の落下により橋脚の被害が増大したと思われるケースも多い。これはとくに桁が橋軸方向に落下した場合にいえることであり、図-1にみるように落下した桁に押されて橋脚が傾斜したと思われる被害が多い。桁のよりかかりによってかなり大きな静的水平力（桁重量の40～60%）が橋脚に作用することは簡単な計算によっても明らかなことであり、桁が落下して大きな衝撃をともなって橋脚によりかかる場合には、それが橋脚の傾斜、転倒をひきおこすことは想像に難くない。

最後に、支承が水平力に十分抵抗しうるためには、下部構造の天端のコンクリートが支承から伝わる水平力に十分耐えうる強さをもっていることと、それに対して配筋されていることが必要であることを付記しておく。

(2) 橋脚基礎の震害を防ぐには

橋脚基礎の震害としては、水平変位、沈下、傾斜がある。震度計算からいうと、橋脚基礎は曲げモーメントをうけるので、震害としては傾斜が一番多いと思われるが、傾斜のいちじるしい震害例は比較的少ない。

図-3は複線橋脚の片側にだけくいを用いた例で、橋脚はくいのない方向に傾斜している。この橋脚は厚い粘土層の上にある砂層でできえられていて、その砂層の支持力が地震の影響によりいちじるしく低下し、破壊したのではないかとと思われる特殊なケースであるが、このような基礎の不均等が、傾斜の原因となることを示している。橋脚が傾斜面、または護岸にそってたっているときには、地震時に土圧をうけて水平変位または傾斜することがある。この種の震害を防ぐには、基礎の水平抵抗をますなり、(3)に述べるように桁をストラットとして活用するなりすべきであろう。しかしながら場合によっては大地震ではある程度の橋脚の水平変位は許容してもよ