

構造物の耐震設計と安全性

西村 昭彦*

1. はじめに

1978年は地震の当年であったと言えるだろう。被害の伴った地震としては、1月の伊豆大島近海地震、2月の宮城県沖の地震、6月の島根県三瓶山付近の地震、宮城県沖地震が挙げられる。特に宮城県沖に2度続けて起こった地震は、建設中の東北新幹線をはじめ、道路の橋梁にかなりの被害を生じたことは記憶に新しいところである。被害状況、原因等は各種報告書に述べられており、対策等も講じられた。今回の地震によって、現状の耐震設計に問題点のあることがわかり、それについてすでに多くの方が意見を述べられ、今さらの観がないでもないが、私見をまじえて整理をしてみたい。皆様の御意見、御批判を頂ければ幸いである。

2. 震度法

土木構造物の耐震設計は特別の検討を要する物以外は震度法によって行われてきた。震度法は昭和6年土木学会制定の鉄筋コンクリート標準示方書で現行に近い形で規定されて以来長い歴史をもち、土木技術者に親しまれてきた。この方法は言うまでもなく、震度と称される係数を構造物の重量に乗じて水平力を算定し、それを構造物に静的に作用させて構造物を設計する方法である。この方法により、地震時の設計を他の荷重に対する設計と同様の手順で行い得ることとなり、複雑な構造物にも容易に適用し得ることとなった。これは震度法の利点であるが、欠点もあり、震度法のよってきたるところを忘れて間違いを起しかねない。震度は主として経験により決められたものであるが、物理的意味としては次のように考えられる。図-1に示すような構造物の基礎地盤に加速度 $\alpha(t)$ の地震動が作用したとする。構造物を剛体とし、構造物と地盤の相対変位が無視できれば、構造物には $\alpha(t)$ と逆向きの加速度が作用する。したがって構造物の重心に作用する地震力は、その質量を M として $-M \cdot \alpha(t)$ となる。すなわち地震の加速度波形と等しく変動する力が重心に作用する。そこで設計には $\alpha(t)$ の最大値 α_{\max} を考慮すればよいこととなる。震度法による水平力は、構造物の重量 W に震度 K_h を乗じ

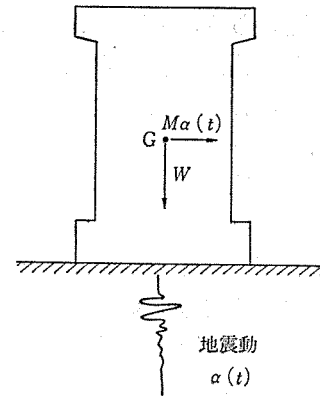


図-1 震度法の力

た力であるから、これが地震時の最大慣性力 $M\alpha_{\max}$ と等しいとすると、

$$K_h W = M\alpha_{\max} \dots\dots\dots (1)$$

しかして、 $W = Mg$ (ただし、 g : 重力加速度) であるから、

$$K_h = \frac{\alpha_{\max}}{g} \dots\dots\dots (2)$$

となる。よって震度は地震動の最大加速度と重力加速度の比として意味づけることができる。通常、橋梁の設計震度は 0.2 を標準として、地盤係数、重要度係数等をこれに乗じて 0.1~0.3 程度の値を用いる。

しかし近年になっていろいろと問題が生じてきた。それらを挙げると次のようなものである。

2.1 地震動

近年は地震観測の精度が上がり、観測網も整備されて地震に関する知識が豊富になってきた。その結果加速度もかなり大きな値が記録されている。例えば、宮城県沖地震でも開北橋の地盤で 270 gal, 橋脚上で 500 gal 以上、またサン・フェルナンド地震ではダム上で $1g$ 以上の加速度が記録された。しかしいずれも構造物は被害を受けていない。したがって実際の地震の加速度はかなり大きいのではないか、また構造物は加速度のみで破壊に至るのではなく、変位や速度も関係しているのではないかということが問題となってきた。

2.2 構造物と地盤の動きの差異について

最近では構造物が大型化し、材料としてプレストレストコンクリートが使用されるなど、スパンも 100 m を超

* 国鉄構造物設計事務所基礎土構造主席

耐震安全性

える橋梁が続々建設されるようになってきた。大型構造物は一般に周期が長くなり、地震の際、地盤の挙動と違った動きをすると考えられる。また周期が長くなると一次の固有振動のみでなく高次の固有振動の影響も無視できなくなり、震度法による設計では十分にそれをカバーできない。

2.3 軟弱地盤について

近年は用地問題、あるいは新幹線のように高速で走るため、線形が運転性能（例えば曲線半径は4000m以上）で決定される場合は、従来さけていた軟弱地盤を通過しなければならないが、そういう事態が多くなってきた。大地震の被害は地盤が軟弱なほど多いと言える。例えば、家屋の倒壊、築堤の破壊などは多くみられる。橋梁では、基礎の沈下、傾斜、残留変位等が起りやすく、橋台または斜面にある橋脚の水平変位とそれに伴う砂利止め、アンカーボルトの切断等の被害が多い。また横に盛土があったためにそれが破壊し側方流動を生じ、高架橋を水平に変位させた例として、1968年の十勝沖地震の際の姉沼高架橋が挙げられる（図-2）。このように軟弱地盤は被害が多いことは確かであるが、地震時の加速度は必ずしも大きいとは言えない。表-1は建設省土木研究所の岩崎氏がまとめた資料¹⁾から作成したものである。この加速度は記録地震波の最大加速度の平均であるからバラツキはあるが、必ずしも加速度は軟弱地盤の方が大きいとは言えない。図-3は建設省土木研究所で求めた応答スペクトル（1970）である。ここでは第1種と第4種地盤をのせたが、これを見ると、第4種地盤の方が卓越周期（応答スペクトルの倍率の最も高い周期と考えてよい）が長くなっており、また倍率の高い範囲も広い。したがって速度および変位は軟弱地盤の方が大きい

表-1 各種地盤での加速度記録の最大値の平均 (gal)

マグニチュード	震央距離		
	6.1 < M < 6.9	6.8 < M < 7.5	7.5 < M < 7.9
地盤区分	△ < 20 km	△ < 20 km	20km < △ < 60 km
1 種	110	178	214
2 種	112	182	219
3 種	123	200	240
4 種	120	195	234

表-2 地盤区分

区 分	地 盤 種 別
1 種	(1) 第三紀以前の地盤（以下岩盤と称する）。 (2) 岩盤までの洪積層の厚さが10m未満。
2 種	(1) 岩盤までの洪積層の厚さが10m以上。 (2) 岩盤までの沖積層の厚さが10m未満。
3 種	沖積層の厚さが25m未満かつ軟弱層の厚さが5m未満。
4 種	上記以外の地盤（ただし極軟弱地盤は除く）。

と言える。速度や変位によって被害が支配されれば軟弱地盤の被害の多いことの説明がつくことになる。このようなことから軟弱地盤の設計には変位に対する配慮も必要であると考えられる。

以上の諸問題はいずれも難しく、現状では十分に説明されているとは言えないが、耐震工学の進歩によって新しい設計法も提案されているので以下に簡単にそれらについて述べる。

3. 修正震度法

構造物の基礎地盤に地震動が作用した場合、構造物は地盤の加速度と同じ加速度で振動するとは限らない。むしろ違った値をとることが多い。その違いの程度は周期が長くなってくると大きくなる。このことは図-3の応

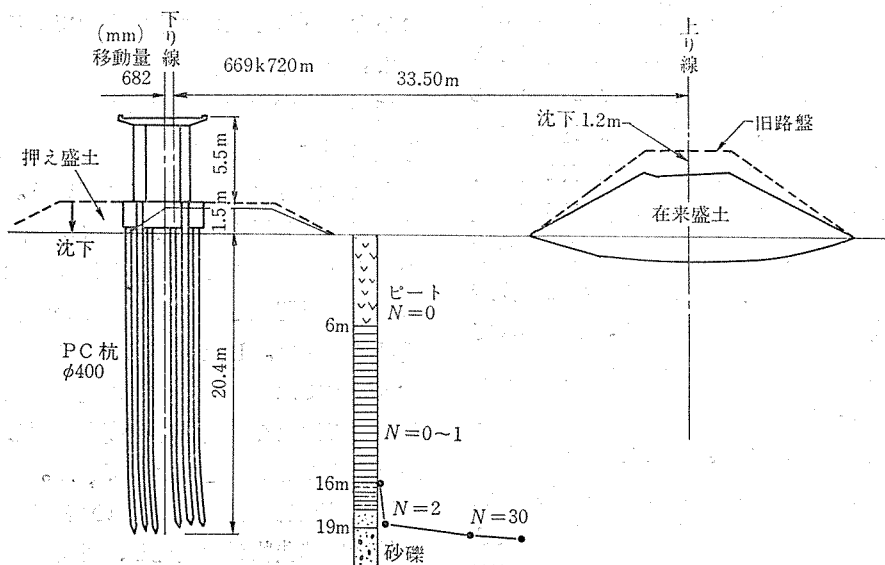


図-2 東北本線姉沼高架橋の移動

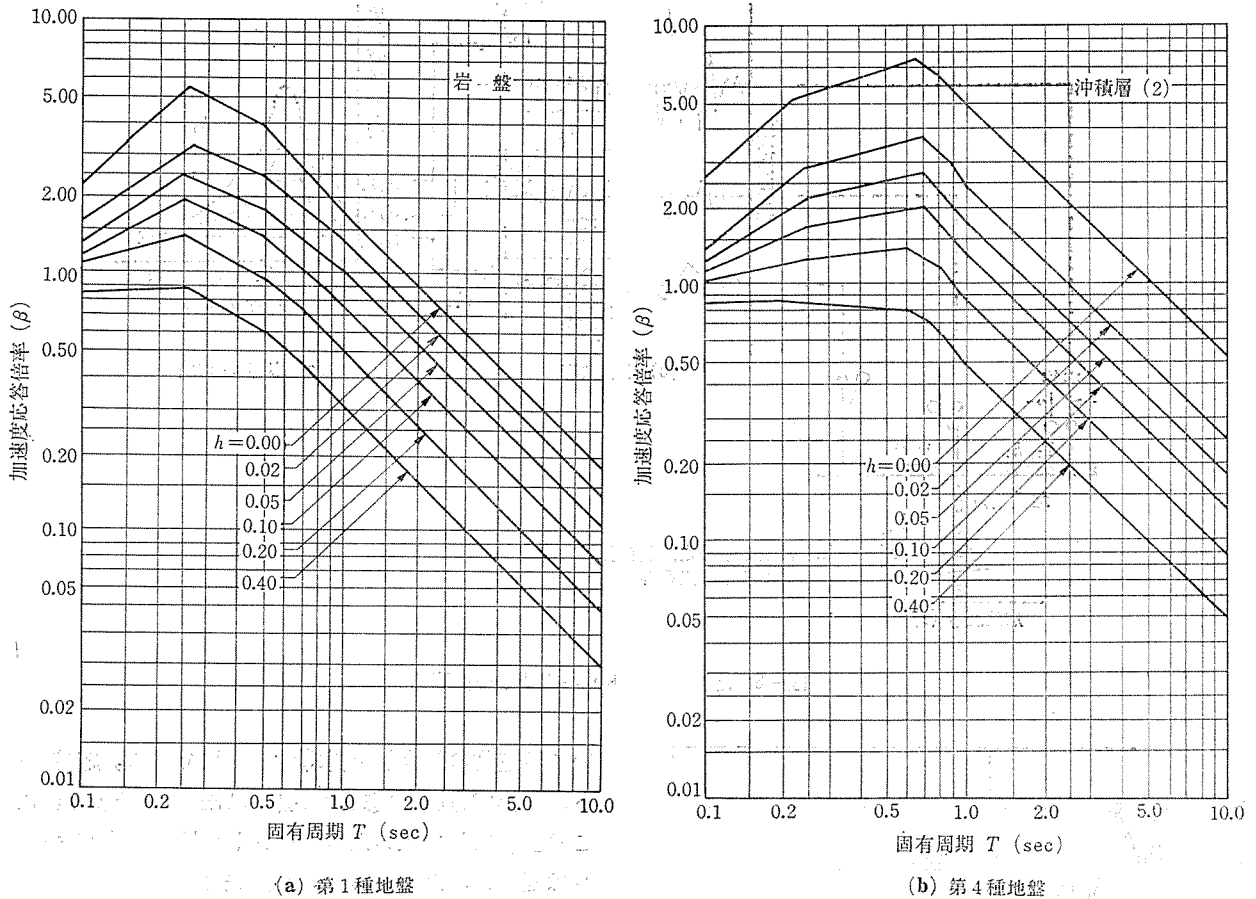


図-3 平均加速度応答スペクトル

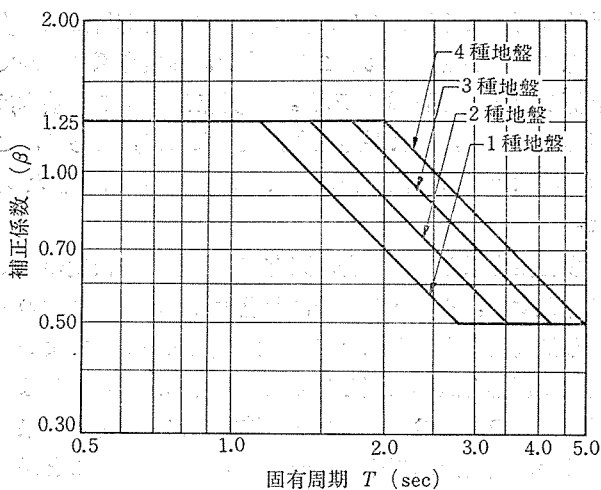


図-4 設計水平震度の補正係数

答スペクトルを見ても明らかであろう。そこで構造物の固有周期に応じた震度を設計に用いる方法が採用された。これが修正震度法と呼ばれるものである。これは一種の応答スペクトル法と考えられ、構造系の一次の固有周期に着目し、その震度を固有周期に応じた加速度応答

倍率から求めるものである。この応答倍率は、観測結果に基づく地震動の特性（主として応答スペクトル）に種種の工学的判断を加えて作成される。道路橋耐震設計指針（昭和47年4月）では、図-3に示した応答スペクトルをもとに作成したものが、水平震度の補正係数として地盤種別ごとに与えられている（図-4）。これにより、地盤動と構造物の挙動の差は勘案されることとなったが、2.2で述べた高次の固有振動の影響は取り扱えない。そこで構造物の動きを動的に追跡する動的解析法を用いることとなる。

4. 動的解析法

動的解析法といっても特別な計算をするわけではな

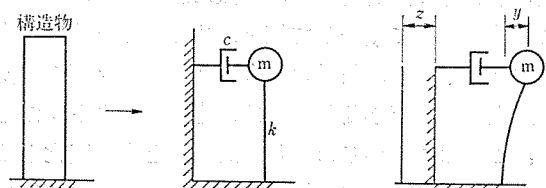


図-5 力学モデル

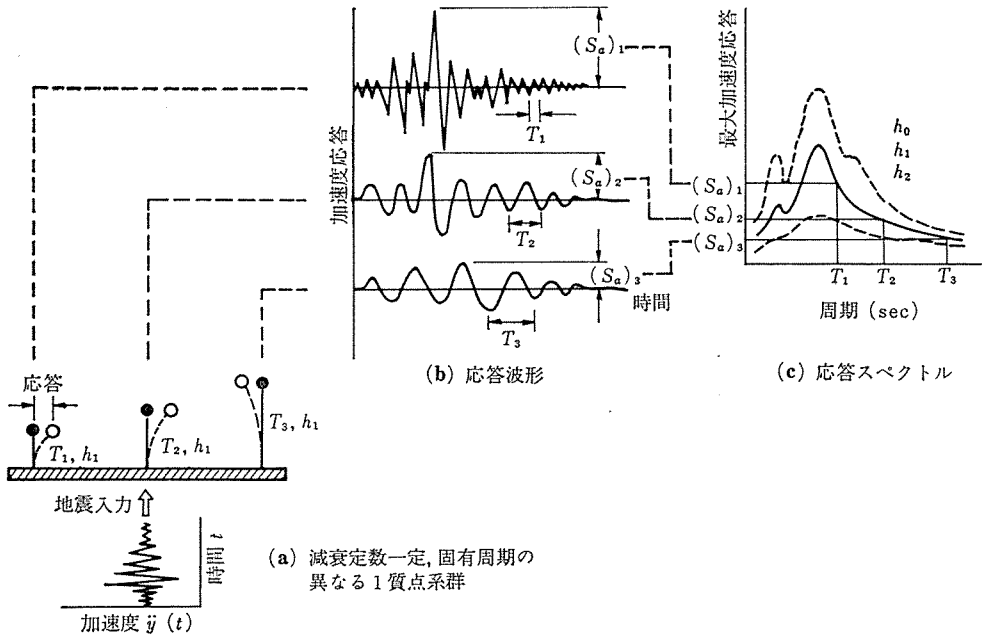


図-6 応答スペクトルを求める模式図

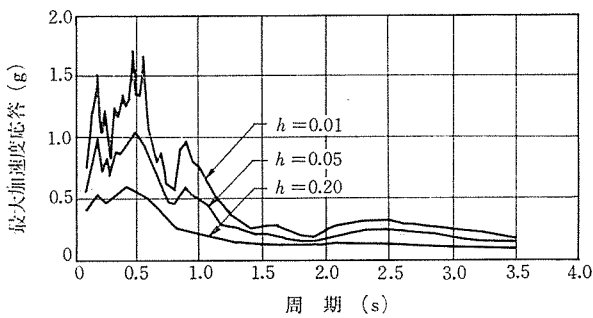


図-7 加速度応答スペクトル (エルセントロ地震動による)

く、力学の釣合条件式を解くことにより構造物の応答を求めるのである。地盤の運動と構造物の応答を例示するためによく図-5が挙げられる。図中、 m は質量、 k はばね係数、 c は減衰係数とすれば、釣合式は次のようになる。

$$m(\ddot{x} + \ddot{z}) + c\dot{x} + kx = 0$$

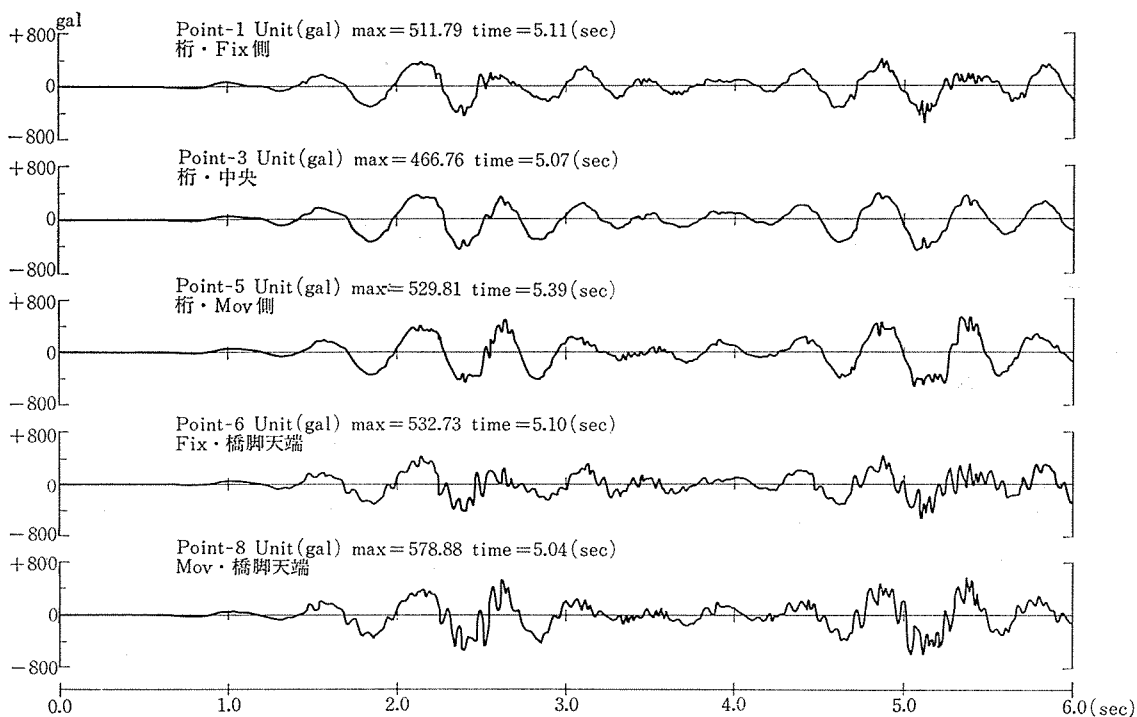
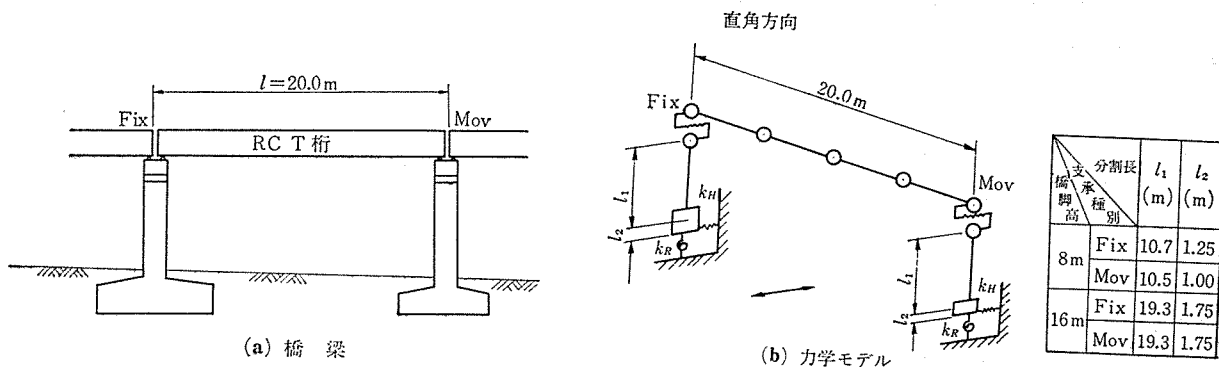
$$\therefore m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{z} \dots\dots\dots(3)$$

この左辺の第1項は慣性力、第2項は減衰力、第3項は復元力、右辺は地震力である。これが静的な場合と異なるのは、第1項の慣性力と第2項の減衰力である。この式の解き方で動的解析法は2法に分かれる。 \ddot{z} を経時的に数値で与えて積分して値を求める方法を時刻歴応答解析法と呼ぶ。また設計の場合のように時々刻々の変化より最大値の方が必要な場合は、応答スペクトル法を用いる。これはあらかじめ(3)式の m と k を変化させ、一つの地震波について、構造物の固有周期と減衰数に応じた最大値を求めて作成した応答スペクトル曲線を用

いて構造物の最大値を計算する方法である。応答スペクトルの作成方法を模式的に書けば図-6²⁾のようになる。このようにして求めたエルセントロ地震の応答スペクトルは図-7のようである。また先に挙げた図-3は我が国で観測された地震のうち44成分を用いて作成されたものである。次に構造物のモデル化であるが、よく用いられる方法に多質点系モデルと有限要素法がある。

このうち、有限要素法は、ダム、盛土あるいは地盤の動的解析によく用いられ、橋梁本体の動的解析には、多質点モデルが用いられることが多い。多質点系モデルで計算した例を 図-8 に示す。多質点といっても基本は(3)式であり、それが連立方程式になるだけである。この方法は電子計算機の発達により、計算が可能となった。

多自由度系とした場合、固有周期はその自由度の数だけ存在する。そのうち設計に考慮するのは、吊り橋のような長周期のものを除いてたかだか数次のものでよい。高次の影響を調べた例として図-9を挙げる。これは高橋脚単独のものエルセントロ地震波による応答結果であるが、橋脚上部で応答モーメントに差があることがわかる。しかしながらこの方法にもまだ問題点がある。その一つは入力地震波の問題である。(3)式を見ればわかるように構造物の変位 x は地震動 z の特性によって左右される。一般に地震波の特性は地震の規模、震源のメカニズム、震源距離、伝播経路における地質や地形、建設地点の地盤の特性により変化するとされている。現時点でこれらの要素をすべて考慮した地震波の選定はでき



(c) 解析結果(エルセントロ地震波による)

図-8 動的解析例

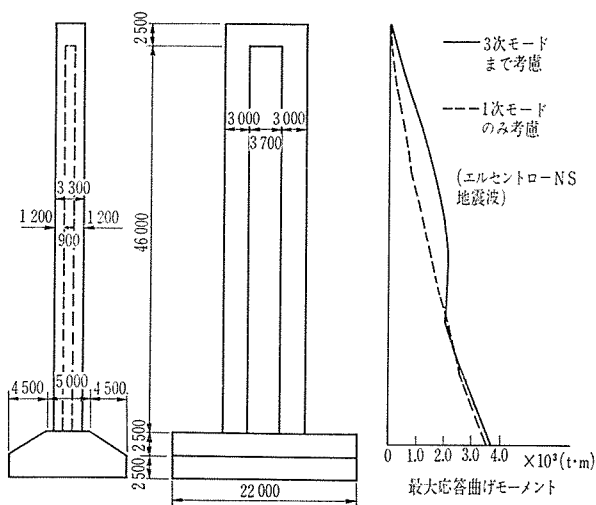


図-9 橋脚(鉄骨鉄筋コンクリート造)の動的解析例

ない。したがって、建設地点で観測された波形を用いるのがよいが、これもなかなか難しいことである。したがって条件の近似した地点での波形を用いたりすることとなる。また、設計条件に応じて地震動の統計的性質を設定し、これをもとにして人工地震波を作成する試みもある。しかし、これも現時点では完全なものとは言いがたい。このため、将来大地震が起こったとき、橋梁が安全であるかどうかの判定が難しい。もう一つは破壊の問題である。構造物が地震を受けて破壊に至るまでの過程は、線形(許容応力以内)からしだいに塑性域に入りそして破壊するものと考えられる。現在、構造物は 200 gal 相当の震度で弾性設計されているが、200 gal 以上の地震動は存在するし、構造物も応答倍率が 1 以上の値となり、大きな加速度を生じ、弾塑性の状態になると考えられる。したがってこの弾塑性の状態がよく説明され

ない限り、やはり安全性の判定は難しいものとなる。

5. 応答変位法

軟弱地盤の地盤の変形に対応する設計法として用いられるものに応答変位法がある。これは地震時の表層地盤のせん断変形を求め、この変形を橋梁の基礎や、地中構造物に作用させて、その変位量や応力を求めるものである。この方法は石油パイプラインの技術基準に規定されて以来、主として地中構造物の設計に用いられてきた。

橋梁の基礎に用いる場合は、地盤の変形のモードが問題となる。これを規定した国鉄の耐震設計指針(案)の例を図-10に示す。また石油パイプラインのように線形に長く続くもの、国鉄の橋梁のように、水平方向の折れ角が列車の走行安全上問題となるもの、PC連続橋のように桁の横方向の変形の許容量が小さいものについては、波長を考慮しなければならない。しかし応答変位法は歴史も新しく、地盤の κ 値のとり方、地震時の地盤の歪の程度、地盤内の波動の減衰等に注意する必要がある。

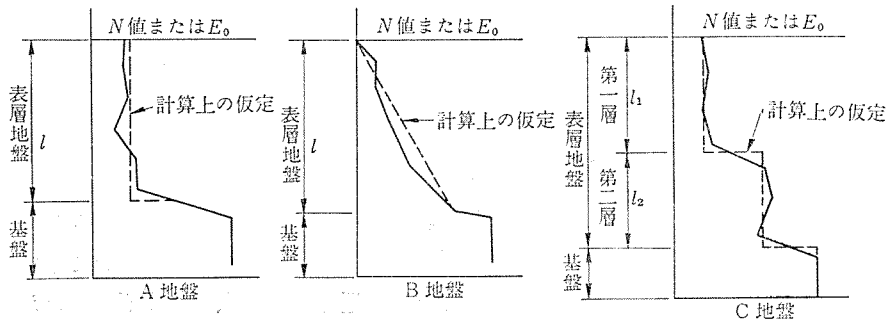
6. シューの耐震設計

宮城県沖地震では建設中の東北新幹線のコンクリート桁のシューが数多く破壊した。この原因としては、①設計値以上の加速度が生じた、②ソールプレートとこれにかん合するベッドプレートの水平荷重を支持する爪との

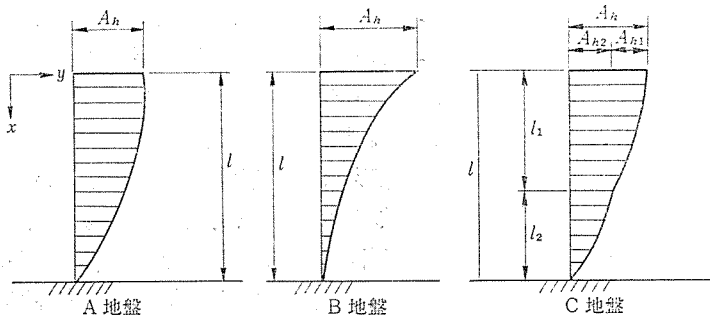
間に、施工上の必要から5mmの遊間が設けられており、この遊間を桁が地震動により滑動して爪に衝突し大きい衝撃力を生じた、③遊間が均でないため各個撃破が生じた、などが考えられる。しかしシューの材料が、じん性の乏しい铸铁であったことも地震に対して不利であった。地震荷重は死荷重や土圧などの静荷重のように一方向に長時間持続するものではない。したがって材料のじん性は地震に対して有利である。この部分は過去の地震でも被害を多く受けた個所であり、落橋防止からも重要な部材であるので、設計震度の割り増し、じん性のある材料の使用などが望ましい。

7. 入力地震波

4の項で述べたように、橋梁の耐震設計および安全性の評価をするには、地震波の特性を知ることが大切である。地震波の特性とは地震動の強度、周期特性、継続時間等を言う。最近では我が国で得られた強震記録を確率論的に処理して、これらの特性と地震のマグニチュード、震源距離の関係が求められている。しかし周期特性についてはランダム性も強く一義的には決まらないようである。周期特性については、断層の力学モデルから計算する手法も開発され、その論文も出されているが、橋梁の耐震設計に重要な数秒より短周期の波の説明が十分でない。したがって現状では、弾性解析では平均応答スペクトル、塑性域を考慮した解析では統計解析から求め



(a) 地盤状態



(b) 地盤変位の鉛直方向分布

図-10 地盤の変位モード

た人工地震波、ないしは地盤条件を考慮して選んだ数個の観測波を使用するのが一般である。

8. 安全性の評価

橋梁の耐震設計に用いる震度は先に述べたように $K_h = 0.2$ を標準としており、これに補正係数を乗じて求めるようになっている。しかし修正震度法の項で述べたように応答倍率 (β) は 1.25 を最高としており、実地震時にはこれを超える可能性はかなり高い。それならばこの震度で設計されている橋梁が危険であるとも言いきれない。一般に設計計算は弾性計算による許容応力度法が用いられ、弾性限界に対して一定の安全率が見込まれている。ところが実際の構造物は、その材料がレンガ造、無筋コンクリートなどを除いて一定のじん性を有し、塑性域においても相当の変形に耐え得る。これは過去の震害やあるいは実験によって証明できる。また塑性域に入った構造物は減衰効果も大きくなることは非弾性応答解析の結果によって証明されている。したがって設計値以上の地震を受けた構造物は必ず破壊するとは言えないのである。構造物の真の安全率は、入力地震波の特性、構造物の終局限界状態までの過程が明白になった時に求まる性質のものである。これらの性質については研究が進められつつあり、やがて解明されよう。評価とは関係な

いが耐震設計においては次の点に注意されるとよい。

1968年十勝沖地震、1978年宮城県沖地震の鉄筋コンクリート構造物の被害によって、構造物に十分な変形能力を持たせることが耐震設計上重要であることがわかった。

このことは RC 部材ではせん断破壊を防ぎ、曲げ変形については、非弾性域に入っても安定な履歴ループを描きうるよう帯鉄筋を増やし、コンクリートを十分に拘束することが大切なことを示している。

9. むすび

以上現状の耐震設計の現状と問題点について述べた。記述が具体的なものにならなかったことはおわびいたします。耐震問題については、各分野で実験や観測あるいは地震の被害の解析などが精力的に行われており、それらのデータの集積によって、新しい設計体系が確立される日も近いと思います。

参考文献

- 1) 岩崎, 片山, 佐伯: わが国の地盤上で得られた地震動の加速度波形記録および応答加速度スペクトルの特性について, 耐震工学委員会研究会資料, 昭和52年4月
- 2) 大崎順彦: 地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, 昭和51年7月

◀刊行物案内▶

第 18 回研究発表会講演概要

- 体 裁: B5判
 定 価: 1,000 円 (送料: 200 円)
 内 容: (1)アンボンド PC 鋼材の耐食性試験, (2)アンボンド PC 部材の疲労試験, (3)アンボンド PC 部材の曲げ破壊耐力略算法について, (4)経年 PC 構造物の鋼材の腐食及び機械的性質の調査について, (5)PC 部材における鋼材のレラクセーションについて, (6)一体式 PC ラーメン構造のプレストレス導入時歪応力に関する研究, (7)PC 構造物のクリープ, 乾燥収縮の実測, (8)PC 工事の施工管理の一考察, (9)PC ばりの疲労強度に関する実験的研究, (10)PC ラーメンの復元力特性に関する研究, (11)PC タンクの現場応力測定, (12)超高強度 PC くいの開発研究, (13)〔特別講演〕新しく制定される土木学会プレレストコンクリート標準示方書の概要について, (14)PC 押出し工法における接合構造の試験および考察, (15)版と柱とが合成された PC 連続中空版橋の設計について, (16)ノースゲート橋上部工報告, (17)移動式支保工施工による PC 橋の設計施工, (18)熊本交通センター前 PC 舗装工事について, (19)久慈線小本川橋梁の設計と施工について, (20)プレキャスト部材の接合について