

# 免震構造の応答と長周期地震動に対する課題



明治大学 教授

平石 久廣

## 1 はじめに

免震構造はどのような構造ですかという問いについては読者の皆様は明快な専門的な解をお持ち合わせだと思えます。また耐震構造、制振構造とはという問いについても、何をいまさらと思われると思えます。しかしながら耐震というものは誠に難解な学問であることは地震被害の度に思い知らされます。

本稿では筆者らが誘導した耐震理論に基づき免震構造の地震時応答を俯瞰するとともに、現在大きな課題となりつつある長周期地震動に対する免震構造の課題を考えてみた。

## 2 地震時の応答

建物が地震時にどのように揺れるかは入力地震動の特性によって大きく左右される。例えば短周期成分が卓越するような地震動では建物の固有周期が短い低層の建物では大きな加速度が生じるが、周期の長い超高層や免震構造ではほとんど揺れない。一方長周期成分が卓越するような地震動では低層の建物などはほとんど揺れないが超高層や免震構造では大きく揺れる。

ただし建物にどのような地震動が入力されるかを正確に想定することは現在の科学ではほぼ不可能に近い。このため、法令では、超高層の設計や限界耐力計算では1秒を超えるような建物周期の建物に対してはどのような周期を有する建物においても建物有効単位質量当たり一定のエネルギーが生じるようなスペクトルを有する地震動を解放工学的基盤で設定し、地盤の増幅を考慮して求めた建物の応答が規定値を満足することを要求している。

以下では上記の大地震時の告示のスペクトルを有する地震動に対して、想定する地盤を我が国の大都市では一般的な地盤種別である第2種地盤とし、便

宜的にその地盤の増幅係数が、精算値に比べ少し大きい、告示で定められている簡易的な数値で表されるとした場合の建築物の応答について検討する。この場合の建物の応答は(1)式で表わされる。<sup>1), 2)</sup>

$$\delta = \frac{0.278}{C_B} F_h^2 \dots (1)$$

ただし

$\delta$  : 建物代表高さの変位 (単位 m)

$C_B$  : 一質点系とした場合のベースシア係数 (建物全重量に対してはその約0.82倍の値)

$F_h = \frac{1.5}{1+10h}$  : 減衰による応答低減係数

$h$  : 減衰定数

ここで建物の代表高さの変位は一般的な耐震、制振では建物のほぼ2/3程度の高さにおける水平変位であり、ピロティ建物では1階の層間変位、免震建物では免震層の変位にほぼ相当する。(1)式より減衰による応答低減係数 $F_h$ の値が同じとすると建物の強度と変形はトレードオフの関係が成立することが分かる。すなわち減衰定数が同じであれば高い強度を有する(応答加速度が大きい)耐震構造では建物の変形は小さく、強度の小さい(応答加速度が小さい)免震構造では免震層の変位(結果として建物の変位)は大きくなる。

## 3 免震構造に要求される減衰

(1)式は建物の地震時応答を極めて簡潔に示しており、これより建物の大地震時の性状を容易に把握することができる。例えば大地震時でも建物が弾性範囲にとどまるような鉄骨造200m級の超高層であれば建物の応答は極めて大きくなり、例として減衰

定数5%としても ( $Fh=1$ )、ベースシア係数が0.1程度であれば(1)式より建物応答は2mを超える(建物の頂部の変形はこの変形の少なくとも1.5倍程度3mを超える)。これは免震構造でも同様でありベースシア係数を0.2とすると免震層の変形を50cm程度にとどめるためには $Fh=0.6$ 、減衰定数にして15%程度が必要となる。

#### 4 長周期地震動に対応するためには

近年長周期地震動に対する対策の必要性が指摘され、既に60mを超える超高層などの建物の構造審査に供する地震動のスペクトルなどが公にされている。これは南海トラフ地震などを対象として作成されたものであるが、静岡や、名古屋及び大阪の湾岸に近い地域ではかなり大きな地震動が提示され、これらの地域では4~7秒を超えるような周期帯まで現在の告示スペクトルの1.5倍の地震動が、特に湾岸に近い地域では2倍の地震動が提示されている。以下ではこのようなスペクトルを有する地震動に対応するために免震構造に必要な方策を検討してみた。

1) 建物の強度を強くまたは許容する変形を大きくする。

地震動のスペクトルの大きさを強くすることは $Fh$ を大きくすることと同様な効果であり、例えばスペクトルを1.5倍とすると(1)式より変形と強度の積に要求される値は2.25倍になる。強度、変形のどちらか一方でこの要求を満たすことは困難であり、強度、変形の両方に対応するとしてもかなり難しいと思われる。また、対応する強度を大きくすると一般に周期が短くなることに注意が必要である。なお、2倍のスペクトルに対してはこのような方法では不可能のように思われる。

2) 減衰を大きくする。

例えばスペクトルの値を1.5倍としても $Fh$ の値を1/1.5とすれば現在の強度と同じ仕様で対応できる。この場合減衰定数が現状で15%とすると必要な減衰定数は約25%程度となる。かなり大きな値であり上記の強度と変形の効果も含めて対応するのが現実的

であろう。また、2倍のスペクトルに対して対応するのは極めて困難であろう

3) 8秒を超えるような固有周期とする。

現在提示されているスペクトルではほとんどの地域で8秒あたりから告示のスペクトルとほとんど同様かより小さくなる。従って8秒の固有周期を有すればその影響は小さくなる。一方、建物の周期(免震層の周期)は(2)式であらわされる。(2)式より $T=8$ を代入すると最大応答時の免震層のベースシア係数を0.1程度とすると免震層に必要な変形は1.5m程度となる。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\delta}{C_B \cdot g}} \dots (2)$$

#### 5 まとめ

免震構造は上部構造の設計の自由度を高めかつ上部構造にはほとんど被害を及ぼさない優れた構造であり、その地震時応答性状は極めて容易に把握でき設計も容易である。ただし、長周期地震動は免震構造にとって厄介な課題である。今後相模トラフを対象とした地震動の提示も予想され、その場合、神奈川の湾岸部辺りも影響を受けるものと想定される。このような課題に対応するためにはより変形可能な免震層や優れた減衰装置の開発が望まれる。なお本稿で記した値はあくまで概算値である。実際には地盤の条件など(特に地盤の増幅係数)で大きく数値は異なる。また免震構造において必要とした上述の数値は上部構造の変形を無視した数値であり、上部構造の変形を加味すれば各要求値は記した数値よりも若干小さくなることを付記する。

#### 参考文献

- 1) 平石久廣、稲井栄一、和田寿一、福島徹：鉄筋コンクリート造建築物の地震応答と耐震性能評価に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第613号、pp. 105-112、2007.3
- 2) 平石久廣、稲井栄一、福島徹：鉄筋コンクリート造建築物の耐震基準における規定の意義とその合理化について、日本建築学会構造系論文集、第622号、pp. 163-168、2007.12