免震構造

免震構造の可能性

和田 章●東京工業大学建築物理研究センター教授

開発から普及へ

免震構造の考え方は，よく紹介されているように，わが国でも約100年以上前に具体的な提案があり，それ以前でも大きな地震の起きるたびに建物を地面から縁を切って造っておけば，こんな被害に遭わなくても済むものに，と考えた人々がいたに違いない。関東大震災の後に多くの免震構造の特許が提出されたのも興味深いが，この中に実現したものは1，2例しかない。

積層ゴムのアイソレータによって建物を鉛直方向にはしっかりと，水平方向には柔らかく支え，各種のダンパーにより地震時のエネルギーを吸収させる今の免震構造は，日本では多田英之と山口昭一によって実用化され，それから10年以上の歳月が過ぎている。その後，各建設会社によって自社の研究所の建物や社宅の建設に多く応用されたが，免震構造のよさが理解されて一般の建物に使われたのはこの数年であり，数も少なかった。

兵庫県南部地震後の免震構造への対応は，過去の地震災害後の状況と大きく異なる。免震構造に関する研究開発が地震の前に行われていて，免震構造が実用段階に入っていたからである。こうして，一般の建築への免震構造の爆発的な応用が始まった。免震構造の建設には㈶日本建築センターの評定が義務づけられているが，最近では1月当り30件に近い申込みが続いているそうである。地震前には年間でも10件以下であったから，画期的な出来事と言える。この増え方は一時的と言う人もいるが，免震構造のよさが多くの人に理解されれば，1月に100件，1月に1,000件のように，さらに増えていくに違いない。

適用範囲の拡大

免震構造の適用領域は，ほとんどの建築をカバーしていると考える。病院，学校，市役所，美術館，音楽ホール，住宅，原子力発電所，研究所，計算センター，消防署，警察署など，すべての種類の建築に用いられている。工場や体育館などの鉄骨造の大スパン構造は，地震力よりも風圧力に対する設計が支配的になるので，免震構造が使われない唯一の建築と思われていた。しかし，200mクラスのスパンの大屋根の場合，自重が大きく風よりも地震で決まることになり，兵庫県南部地震において大屋根構造にも被害が生じたこともあり，ここにも免震構造が使われようとしている。

このほか，歴史的建築物の耐震性向上のための免震化工法がある。米国では新築の数と同じくらいの数に上っている。最も象徴的なのが，ロスアンゼルスとサンフランシスコの市庁舎に対して，同時期に免震構造による耐震化工事が進められていることである。日本国内でも，上野の国立西洋美術館，大阪の中之島公会堂が免震構造を用いて耐震化されることが発表されている。

積層ゴムを支承にした免震構造の場合，住宅のように軽量で小規模の建物への適用は難しい。滑りの仕組みを応用するなどの新しい方法の開発が望まれる。

設計自由度の拡大

免震構造を採用することにより，大地震時にも上部構造はほとんど弾性範囲の挙動に収めることが可能になるため，上部構造に必要な性能は強度だけであり，塑性変形能力はそれほど必要ない。このほか，上部構造の平面計画に若干の偏心や，階ごとの剛性に若干の不つり合いがあっても，この影響を考慮して設計が行われていれば，一般の構造のように上部構造のねじれ変形が急増したり，特定層に破壊が集中することはない。これらの免震構造の特長をよく理解して設計を行えば，設計の自由度はかなり大きくなるに違いない[1]。

鋼構造の免震構造の場合，筋かいの設計は地震時に発生する軸力より座屈強度を高めておけば，細長比の絶対値を気にしなくてよい。一般の工法では筋かいの座屈による急激な耐力低下が耐震性を悪化させるとのことで，筋かいの細長比と水平力分担率に応じて建物の保有水平耐力を割り増さなくてはならないことになっているが，免震構造ではそんな心配は不要である。

鉄筋コンクリート構造の場合は，耐震壁を有効に活かした設計が行える。日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準には，耐震壁のせん

断強度の計算式に2つの式があり，1つはコンクリートのせん断強度に期待してひび割れ前の強度を活用する式であり，2つ目は耐震壁内に配筋した鉄筋の強度とその両側の柱のせん断強度を加算する考え方で，先の式よりも大きなせん断変形が生じた時を考えた式である。できれば，免震構造には1番目の式が適していると考える。上部構造に損傷を与えたくないという考えからである。筋かいの場合と同様，耐震壁の水平力分担率が100%に近くても，問題はない。

基礎固定建築との比較

免震構造の開発の初期には，一般の基礎固定の建築構造と免震構造の耐震性を直接に比較して，互いの優劣を競うのはやめておこうという風潮があった。しかし，兵庫県南部地震の際の一般建築の被害経験をみると，これからは，両者を明確に比較することが必要と考える。

1981年以降の新耐震設計法によった一般の建築がそれ以前の建築に比べて被害が少ないと言われているものの，地震中および地震後の建物内部の状態はとても耐震構造と呼べるものではなかった。梁降伏型の設計により，建物全体の倒壊は免れたものの，地震後の点検費が膨大であること，補修費が新築費の半額近くまで上るものがあり，取壊しになった建物もある。

現行の建築基準法の考え方が，震度7クラスの地震動に対しては人命を尊重し，建物の再利用は諦めることになっているから，その意味では問題ないことになるが，科学技術の発達した今日において，基準法で示されているレベルの耐震性では満足できないと多くの人が感じていると思う。基礎固定の建物の耐震性レベルを向上するために，設計用層せん断力を割増しする考え方があるが，構造物本体の耐震性は向上しても，建物内部の揺れや，地震後の状況は改善されない。

上部構造の塑性化

建築構造物に対する耐震性を，入力の大きさに対応した上部構造の状態で表すことにして，免震構造の場合を一般の基礎固定の建築構造と対応させて比較する。地震動として80～100 cm/sec² の入力に対して許容応力度状態，400～500 cm/sec² 程度の入力に対して上部構造に生じる応答が上部構造の塑性変形を期待して計算した保有水平耐力を超えない状態の2つを考えることになる。しかし，免震構造の設計の実体は，これに比べるとかなり高い状態にある。ほとんどの場合，基準法施行令の2次設計に相当する後者の入力に対して，上部構造は許容応力度設計が行われている。この比較によると，5倍の入力に対して上部構造を同じ許容応力度域内に収めているから，免震構造は5倍の安全性を持つことになる。この時，上部構造を安易に塑性化させないのは，免震構造と名乗るからには，同じ程度の地震を受けた場合に一般の建物よりよい状態にしたいことが第一にある。そして，免震構造の場合，上部構造への水平力は上部構造の固有周期に比べて非常にゆっくりと作用するため，上部構造に早期から塑性変形を許容すると上部構造に大きな塑性変形が生じてしまうことが2つ目の理由である。

耐震設計の難しさ

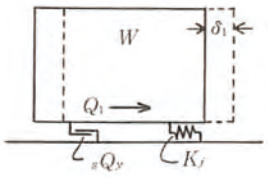
コンクリートの固まりのような構造物を造れば，どんな大地震が来ても壊れない。このように考えれば耐震設計に何も難しい点はない。しかし，建築の機能，美しさ，経済性を満足する中で，人間の寿命を超える長い間隔で発生する大地震を対象にして耐震設計を行わなければならないところに，その難しさがある。

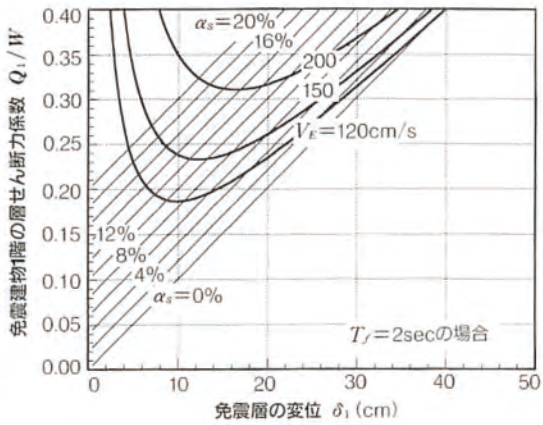
突き詰めると，一般的な基礎固定の建築構造の耐震設計も免震構造の耐震設計も，その難しさの原点は考えるべき地震入力の設定にある。ここを決めてしまえば，若干の過信はあるとしても，今の技術でかなりのところまで，思いどおりの構造を造ることができる。しかし，現状では，来たるべき地震動が決められないことを原点として考えざるを得ない。

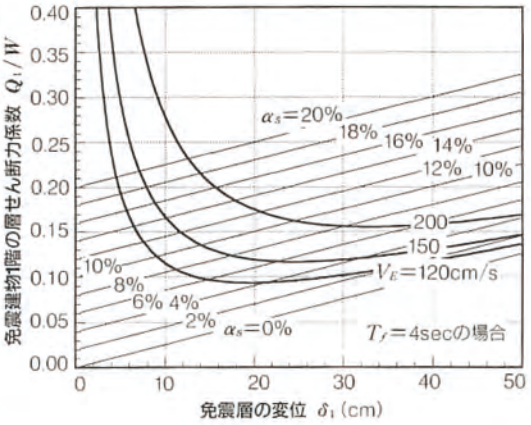
一般の建築構造では，この地震動の不確かさを，構造物に生じる塑性変形量の不確かさに置き換えている。層間変形角が1/100，1/50などと表現するが，考えている大地震動に比べ発生した地震動が2倍になり，層間変形が考えていた値の2倍を超えたところで，壊れていることには変わりがなく，倒壊さえしなければ大きな違いではない。ただ問題は，この度の兵庫県南部地震で10棟以上の建物に発生した層倒壊が生じないようにすることである。このためには，建物全体に地震時の入力エネルギーを分散させることが重要である。これには，構造物の高さ方向の強さ分布が大きく影響するが，地震動の性質がわからないという前提で，最適な強さ分布を決めることは難しい。たとえ，この分布が決められたとしても，そのとおりの構造物を実現させるのも簡単ではない。

建物内に連層耐震壁を組み込み建物の心棒として働かせる，柱を梁より強く設計し梁降伏型の建物を造るなどにより，損傷が特定層に集中しないようにする必要がある。しかし，このような建物は建物全体に被害が分散するため，地震後の点検，補修は簡単ではない。建物内に地震のエ

秋山宏より日本建築学会の免震構造設計指針（1989，1993）に提案された，免震構造の応答を定性的・定量的に表す設計式を高山峯夫がグラフ化[2][3]







T_f：アイソレータ群のみの水平剛性に基づく固有周期（$T_f=2\pi\sqrt{\frac{W}{K_f \cdot g}}$）

V_E：地震エネルギー入力の等価速度。120 cm/s, 150 cm/s および 200 cm/s は，おのおの建築基準法施行令 2 次設計レベルの 1 種，2 種および 3 種地盤に対応させた値である

Q_1 ：1 階の最大せん断力　　W ：上部構造の全重量
α_s ：ダンパー群の降伏せん断力係数（$\alpha_s={}_sQ_y/W$）
$_sQ_y$ ：ダンパー群の降伏せん断力
K_f ：アイソレータ群の水平剛性
δ_1 ：免震層の最大変形

図 1　ダンパーの多少による 2 秒免震と 4 秒免震の応答比較

ネルギーを吸収するダンパーを組み込み，柱や梁の損傷を減らす方法が，免震構造ほどではないが，有効である。

免震構造の設計

上に述べたように一般の建築構造の耐震設計は簡単ではないが，免震構造は，積層ゴムとダンパーで構成される免震層に地震時のエネルギーを集中させることから，ある意味では明快な構造と言える。上部構造の設計は自由度が増し，一般的な建築構造よりやりやすい。基礎構造についても，作用する地震力が一般的な構造の場合より減るので，設計しやすい。

問題は免震層の設計に集約される。積層ゴムアイソレータを用いる場合，鉛直荷重を安定して支持しつつ水平に変形できる限界を見極め，その中に収まっていることが重要である。

静的な外力と構造部材の強度の比較によって構造物の安全性を計る一般的な構造物の場合，部材の断面を大きくすればするほど，安全性は増す。これと同じように考え，免震構造を安全な構造にするために，建物の重量に比べ，断面積の大きな積層ゴムを数多く配置したほうが安全性が高まると誤解されることがある。このようにしてしまうと，免震構造の固有周期が短くなってしまい，免震構造としての効果がなくなってしまう（図 1 左）。最近では積層ゴムに作用させる常時の面圧を 100 kg/cm² 以上にし，積層ゴムの剛性と，建物重量で決まる固有周期を 4 秒以上とする性能の高い免震構造が造られている（図 1 右）。

次に，免震クリアランスと言われる上部構造とその周辺の動かない部分との隙間の確保が必要である。これには，免震構造が並進運動だけでなく，ねじれ運動を起こすことも考慮しなくてはならないであろう。

図 1 からわかるように，適切な量のダンパーの設置によって応答変位を低減し，上部構造への入力も減らす必要がある。設計入力をある大きさに設定したまま，ダンパーの量を増やしていくと，上部構造に生じる加速度は徐々に減ってくるが，ダンパーの量を過多にすると免震効果は薄れ，上部構造に作用する加速度は増加してしまう。設計入力の大きさに対し，上部構造の応答を最も小さくするダンパーの量があることになる。免震層に生じる水平変形は，ダンパーの量を増やすに従い減少する。ダンパーの設計は上部構造の応答低減と免震層に生じる水平変形量に注目して行うことになる。応答低減にとって最適なダンパーの量は，設計する入力レベルを程々にした場合には程々になり，入力レベルを過大に設定すると過剰なダンパーを設置する必要が生じる。後者のような設計を行うと，頻度の高い中小地震はもちろん，寿命中に発生する可能性のある中の高いレベルの地震動に対しても免震効果が薄れてしまう。これをよい免震構造と簡単には言えない。

免震構造の安全性は積層ゴムとダンパーで決まる。しかし，ここの安全性ばかりに気を取られていては，免震構造が免震構造でなくなってしまう。救いたいのは上部構造であり，積層ゴムとダンパーには精一杯，活躍してもらわなくてはならない。現状では，設計用地震入力の設定に頭を悩まさざるを得ないが，過酷な状況に置かれても安定性を失わない積層ゴムとダンパーの開発，応用が第一に重要である。

（わだ　あきら）

【参考文献】

1）日本免震構造協会編：免震構造入門，1995
2）日本建築学会：免震構造設計指針，1993
3）秋山宏：“第 1 層エネルギー集中型柔剛混合構造の地震応答予測”，日本建築学会論文報告集，第 400 号，1989.6