

地震による被害とその対策

大阪大学工学部助教授 井 上 豊

1. はじめに

「地震による被害とその対策」という大変な題目を頂戴し、考えてみればみる程、実は何もわかっていないではないかということになってしまい、仲々筆も進まず弱っている次第である。というのも、わが国は宿命的な地震国であり、地震によってひき起こされる大災害の恐怖については、幾多の例を持ち出すまでもなく多くの人達にとって強烈な印象となっていることは確かである。そして、その度ごとに対策について議論が賑やかとなるが、根本的にその恐怖を消し去ることが出来るような地震対策は何ら具体的になっていないのが現状である。もっとも、幾度かの貴重な経験を生かして、地震後の2次的災害を防ぐための防火であるとか、避難であるとかについてはある程度の注意が徹底し、混乱を拡大させないためのこれらの方途はここに述べるまでもないと思われるけれども、地震による直接の被害を無くすることは容易ならざることだといえよう。

地震による1次的災害を軽減するために地震学あるいは地震工学の研究者が取り組んでいるが、まず基本的には種々の建築構造物をはじめ道路、橋梁、ダムなどの土木構造物を耐震的にすることであり、第2には大地震発生を予知して、あらかじめ必要な準備ないしは避難を可能にすることであろう。不幸にして地震被災の経験豊富なわが国では、前者に対してそれらの経験を生かした構造物の耐震設計法が古くから施行されているが、大地震には種々相があり、最近の震害の例を考えてみても、その盲点を衝くような被害、あるいは法規の運用上比較的軽視されている点を暴露するような被害、さらに研究者から指摘されてはいるが実施面で活かされていない点が現れるような被害などを生じさせており、残念ながら構造物の耐震設計規定は完

備されているとはいいい難い。また地震予知については、震源深さ数 km から数十 km、場合によっては百 km 以上にも及ぶ地中の応力ないしは変形の状態を地表の観測のみで知ろうとするものであり、極めて密な観測網によって微細な地表面の変形状態を長期間に亘って知ることが不可欠である。しかしながら、わが国がこの分野で諸外国に指導的位置にあるとはいえないものの、昭和40年頃から全国的な観測・測定ネットワーク形成が始められたところであり、未だ当分の間は研究段階にあると考えなければならない。

これらのことを踏まえて、ここでは構造物の耐震設計に関連し、とくに筆者の専攻する建築構造物の地震による応答特性について主として定性的な考察を中心に述べてみたいと思う。

2. 地震による被害

世界で最も活動的な環太平洋地震帯の真ただ中に位置するわが国では、表1に示すように殆んど毎年のように被害の生じた地震が発生している。また、世界全体についてみるとごく近年に限ってもその有被害地震は表2に示すように頻発している。これらの地震による被害のうち人的被害を除外して考えると、地震による1次的被害は次のように大別することが出来る。

1. 大きい地震
2. 地震動による構造物の崩壊
3. 津 波

人的被害の直接の原因となるものは上記の大地震・津波等自然の地形や海面の大変動か、あるいは構造物の崩壊によってもたらされたものであり、いずれにしても偶発性を伴っているので地震による直接的な被害から除外して考えるものとする。

表1 我が国の最近の主な有被害地震

発 生 年 月 日	北 緯 東 経	地 震 名	M	被 害 概 要
昭和 18.9.10 (1943)	(35.5° 134.2°	鳥 取 地 震	7.4	鳥取市付近：死1,083, 全壊7,485, 半壊6,158, 地変大
19.12.7 (1944)	(33.7° 136.2°	東 南 海 地 震	8.0	熊野灘：死998, 全壊26,130, 半壊46,950, 流失3,059, 津波
20.1.13 (1945)	(34.7° 137.0°	三 河 地 震	7.1	愛知県南部：死1,961, 全壊5,539, 半壊11,706, 断層
21.12.21 (1946)	(33.0° 135.6°	南 海 地 震	8.1	潮岬沖：死1,330, 不明102, 全壊11,591, 半壊23,487, 流失1,451, 浸水33,093, 焼失2,598, 隆起沈降, 津波
23.6.28 (1948)	(36.1° 136.2°	福 井 地 震	7.3	福井平野：死3,895, 全壊35,420, 半壊11,449, 焼失3,691, 断層
27.3.4 (1952)	(42.2° 143.9°	十 勝 沖 地 震	8.1	十勝沖：死28, 不明5, 全壊815, 半壊1,324, 流失91, 津波
36.8.19 (1961)	(36.0° 136.8°	北 美 濃 地 震	7.0	岐阜北部：死8, 全壊12, 山くずれ
38.3.27 (1963)	(35.8° 135.8°	越 前 岬 沖 地 震	6.9	越前岬沖：全半壊 6
39.6.16 (1964)	(38.4° 139.2°	新 潟 地 震	7.5	新潟県中栗島付近：死26, 全壊1,960, 半壊6,640, 浸水15,297, 地盤の流動, 津波
40.8.3~ (1965~)		松 代 群 発 地 震		長野市松代周辺：1969年末までに松代で有感地震62,621回, 震度V9回, IV50回, 総エネルギーM=6.3に相当, 全体で傷15, 全壊10, 半壊4
43.2.21 (1968)	(32.0° 130.7°	え び の 地 震	5.7	宮崎県えびの町：死3, 傷42, 全壊368, 半壊636, 山くずれ
43.5.16 (1968)	(40.7° 143.6°	1968年十勝沖地震	7.9	十勝沖：死49, 不明3, 傷330, 全壊673, 半壊3,004, 山くずれ, 津波

1. の大きい地変については、1964年の「Alaska 地震」に見られるような大規模な地送りや地盤の陥没、1948年の「福井地震」では死者を出したといわれる地割れ、1945年の「三河地震」によって生じた9kmの延長を有する断層（最大ずれは水平1.5m, 上下2.0m）——米国の「San Francisco 地震」（1906年）によるSan Andreas 断層は最も有名で、延長440km 最大ずれは水平6.4mであった——、1968年の「えびの地震」ではシラス地盤において多発した山崩れ、あるいは一昨年の「Peru 地震」（1970年）における氷河崩壊による超大型の土石流の発生、さらに1964年の「新潟地震」における飽和砂質地盤の液状化現象等々、地震発生地域の局所的な自然条件・地盤条件によって種々な現れ方を示している。地層構造の複雑なわ

が国においては、地震によって生じるこれらの大きい地変の予測は特に困難であり、現状ではこれについて一般的に論じることが避けざるを得ない。

2. の地震による構造物の崩壊を防ぐことはわれわれ地震工学研究者の目指しているものであり、地震災害の軽減・防ぎよの主目的とされよう。このために構造物の耐震規定を定め耐震設計を実施している国が、わが国をはじめ太平洋地域、地中海地域を中心に30ヶ国ある。しかしながら表1、表2に見られるように、貴重な人命を損うような地震災害が最近においても未だ多く発生し、かつ、その大多数は構造物の崩壊に伴ったものと考えて良い。昨年2月に米国Los Angeles 近郊で発生した「San Fernando 地震」によって、竣工後間もない鉄筋コンクリ

表2 世界の最近の主な有被害地震

発生年月日	緯度	経度	M	被害概要
1964. 3. 28	61.1 N	147.6 W	8.4	East of Anchorage, Alaska : 死不明114, 傷多数, 津波による死12
1965. 3. 28	32.4 S	71.2 W	7~7 $\frac{1}{4}$	Near coast of central Chile : 死約400
1966. 3. 20	0.6 N	30.2 E	6 $\frac{3}{4}$ ~7	Uganda : 死100以上, 建造物に大被害
1966. 8. 19	39.2 N	41.7 E	7	Turkey : 死3,000以上, 傷多数
1966. 10. 17	10.7 S	78.7 W	7 $\frac{1}{2}$	Near coast of Peru : 死125, 傷3,000以上, 3mの津波
1967. 2. 9	2.9 N	74.9 W	7.3~7.5	Colombia : 死100以上, 傷多数
1967. 7. 22	40.7 N	30.8 E	7 $\frac{1}{4}$	Turkey : 死173, 傷183
1968. 6. 19	5.6 S	77.2 W	7	Northern Peru : 死41, 傷100
1968. 8. 1	16.5 N	122.2 E	7	Luzon, Philippine Is. : 死207以上, 傷多数
1968. 8. 14	0.2 N	119.8 E	7 $\frac{3}{4}$	Northern Celebes : 津波, 死200
1968. 8. 31	34 N	59 E	7~7 $\frac{1}{4}$	Iran : 死11,000以上, 傷6,000
1968. 9. 1	34 N	58.2 E	7.0	Iran : 死2,000以上
1970. 1. 4	24.1 N	102.5 E	7.5	Yunnan Province, China : 大被害か?
1970. 3. 28	39.2 N	29.5 E	7.3	Turkey : 死1,086, 傷1,174, 倒家13,815
1970. 5. 31	9.2 S	78.8 W	7.6	Near Coast of northern Peru : 死不明7万, 家を失った人100万以上
1970. 12. 10	4.0 S	80.7 W	7	Peru-Ecuador border : 死81, 傷多数

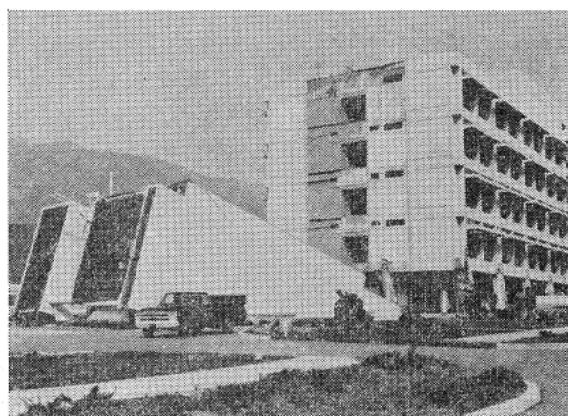


写真1 側面の階段室の転倒

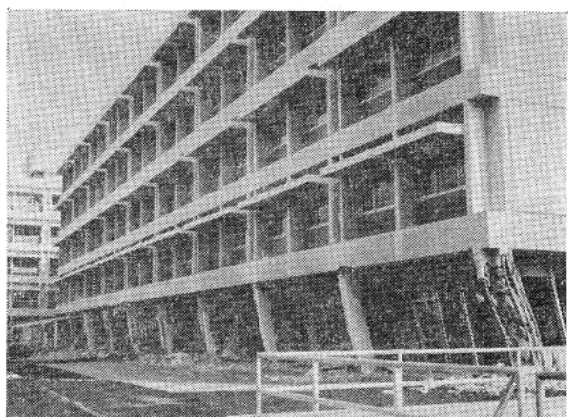


写真2 建物1階の大変形の状況

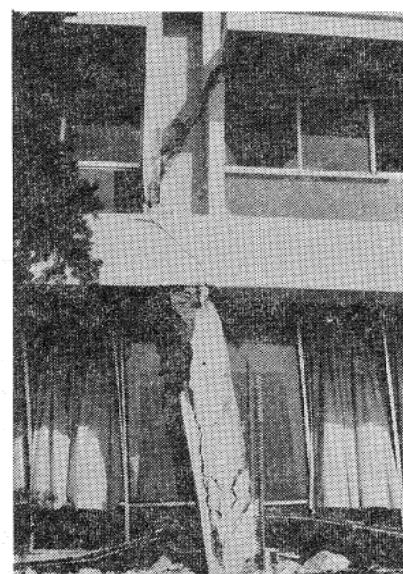


写真3 スパイラル・フープを用いた柱の被害

ート造の Olive View 病院では, 1階柱の上下端が破壊され横方向に約 45cm 変形したが辛じて倒壊を免れるという被害を生じ (写真 1~4), また, 「1968年十勝沖地震」では同様な鉄筋コンクリート造の中層建築物が多くの大被害を生じたことは記憶に新しい。これらの建築物はいずれも現行の耐震規定に基づいて設計されていることを考えると, 構造物の耐震設計に関

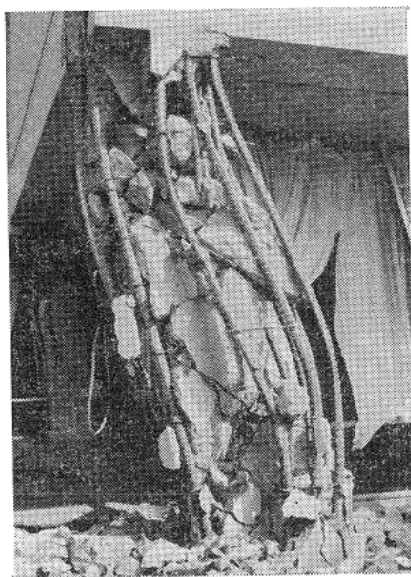


写真4 通常のフープを用いた隅柱の被害

しては現行の耐震規定では未だ不充分であり、新しい研究の成果を取り入れながら整備充実させて真に合理的な耐震設計法の確立を目指さなければならない。この点については後に述べる予定である。

3. の津波については表1から判るように、わが国の地形の有する複雑な海洋線によって主として太平洋沿岸で発生した地震による被害が多く生じている。過去の地震津波の最大の記録は1933年の「三陸地震」における岩手県綾里の波高25mであり、この地震津波によって東北地方を中心に約3千人の死者が出た。その後も1944年の「東南海地震」では熊野灘沿岸に波高8~10mの津波が来襲し数百名の死者が出、さらに1946年の「南海地震」、1952年の「十勝沖地震」でも津波による被害が生じている。また、1960年の「Chile 地震」による津波は太平洋の対岸であるわが国の海岸線に波高3~6mで到達し、三陸沿岸を中心に大被害（死者・行方不明140名）をもたらした。津波の伝播速度は $V = \sqrt{gH}$ (g : 重力の加速度, H : 海深) で与えられ、地震のマグニチュード、震源位置が定まれば湾の定数を用いて波高、到達時刻が計算されて必要な場合は津波警報が出されるようになっている。

これら地震の1次的被害のうち大地変および津波によるいわば天変地異に属する被害は、定

量的に予測するとしても不確定の要素が多く、また、そのような被害の発生頻度は特定の地域に限ったならば極めて小となり、これに対する工学的な対策を講じることは困難であろう。将来、地震予知が可能となった時にはその情報に基づいて準備・避難などを行って、大地変ないしは津波の来襲による人的被害を最小限に留めることが出来るようになるものと思われる。そして最も重要な震害防ぎよの努力は構造物の耐震化であり、これについて如何なる現状にあるかについて以下にふれてみよう。

3. 地震動の性質

地震の大きさとしてまず引き合いに出されるものはマグニチュード M である。このマグニチュードは次のようにして定められている。ある地震が発生した時、少なくとも4点以上の観測点における初動の到達時刻から、発震時刻、震源およびその地表面への投影である震央が定められ、各観測点における震央距離が算出される。また、各観測点における直接の地震記象から地震計の機械・電気的特性による補正を行ってその地震による各観測点の最大振巾を算出する。この両者を用いてマグニチュード M は

$$M = \log_{10} A + 1.73 \log_{10} \Delta - 0.83 \quad (1)$$

で計算されている。ここに、 A は $\mu(10^{-6}\text{m})$ で表わした最大変位振巾、 Δ は km で表わした震央距離である。震源決定には多くの観測点の情報が用いられるが、これらを総合すると必ずしも点として震源位置が定まるわけではなく、通常多くの情報に最も良く合うように平均的に定めている。震源決定に際して一般的に行なわれる初動の記象を用いたこの方法はあくまで初動の震源位置を決定しようとするものであり、1つの地震といえどもその震源は数十 km 程度の3次元的拡がりを持っている場合もある。例えば「1968年十勝沖地震」の場合のように、震度分布、被害状況が初動の震央と位置的に若干く違うことから主要動の初相について調べてみると、約45km 西方に移動した点が主要動の震源と判明した例もある。しかしながら、主要動の初相等は初動のように明確でない場合が多

く解析に手間取るので、通常は初動から定めているようである。また、最大振巾については観測点付近の地盤条件、地震計の設置条件、地震計の機械・電気的特性などの影響を受け易く、マグニチュードの推定値もバラツキが予想されるが、これも震源決定時のように多くの観測点から平均的に定められている。表2に $M=7\sim 7\frac{1}{4}$ とあるように推定値に巾をもたせている例もある。

地震のマグニチュードとエネルギー E との間の関係式は

$$\log_{10} E = 11.8 + 1.5M \quad (2)$$

で与えられている。ここに E の単位は $\text{erg}(=\text{dyn}\cdot\text{cm})$ である。したがって $M=7$ の地震は $M=8$ の地震の約 $\frac{1}{30}$ のエネルギーしか持たないことを意味している。

地震のマグニチュードはこのように震源における地震の大きさを示す指標であるが、一般にわれわれに直接関係するある特定の地点における地震の感じ方の程度を示すものに震度が用いられている。わが国においては表3の気象庁震度階が採用されているが、米国をはじめ多くの外国では12段階に分けられた修正メルカリ震度階 (*MM Intensity*) が採用されている。表3の震度階のうち、震度Ⅱ～Ⅲ程度までは観測員の体感をもとにして発表されているが、強い地震については強震計等の計測器によっている。

最近の大地震による最大の震度については、「1968年十勝沖地震」、「えびの地震」、「新潟地震」において被害激甚地域ではいずれも震度Ⅴ (局所的には震度Ⅵを含む) と発表されている。なお松代地震では震度Ⅴの地震が9回発表されているが目立った被害は生じなかった。マグニチュードが地震動の変位振巾によっているのに対し、震度は加速度振巾に関係が深いことに注目する必要がある。

マグニチュードと震度との間の関係について、河角広氏は単純化された次式で推定出来ることを提唱している。

$$M = 0.5 I_{100} + 4.9 \quad (3)$$

ここに、 I_{100} は $L=100(\text{km})$ における震度であり、 $M=M$ に対して $I_{100}=4$ 、 $M=8$ に対して $I_{100}=6$ を与える上式は工学的に妥当な近似式であろう。

以上のような地震学上の関心としての地震動の初動または最大パルスのみ注目した地震の見方の他に、土木および建築構造物の耐震設計の必要上、大地震の特性について詳しく知るために強震計による地震の観測が平行してなされている。強震の観測については、まず米国においては1930年代に太平洋沿岸を中心に強震計が設置され、1933年10月の地震による *Vernon* での記録、1934年12月の地震による *El Centro* での記録など大地震の加速度波形の記録が得られ

表3 気象庁震度階 (1949年)

震 度	名 称	加 速 度 範 囲	地 震 の 程 度
0	無感	0.8 gal(=cm/sec ²)以下	人体に感じないで地震計に記録される程度
I	微震	0.8 ~ 2.5 gal	静止している人や、地震に特に敏感な人に感じる程度
II	軽震	2.5 ~ 8.0 gal	大ぜいの人が感じ、戸・障子がわずかに動く程度
III	弱震	8.0 ~ 25.0 gal	家屋がゆれ、戸・障子が鳴り、電灯などの吊り下げ物が相当にゆれ、器内の水面が動くのがわかる程度
IV	中震	25.0 ~ 80.0 gal	家屋が激しくゆれ、座りの悪い器物が倒れ、器内の水があふれ出、歩いている人にも感じられ、大ぜいの人戸外に飛び出す程度
V	強震	80.0 ~ 250 gal	壁に割れ目のはいり、墓石・石灯ろうなどが倒れ、煙突・石垣などが破損する程度
VI	烈震	250 ~ 400 gal	30%以下の家屋が倒壊し、山崩れ・地割れが起こり、大ぜい人がすわっていることが出来ない程度
VII	激震	400 gal 以上	30%以上の家屋が倒壊し、山崩れ・地割れ・断層などが起こり、地平線に波状の変化が見られる程度

はじめた。わが国においても1952年頃から強震計が大規模な土木および建築構造物などに設置され、比較的大きい地震の加速度波形が着々と得られつつある。これらの波形は非常に貴重な地震動の記録ではあるが、一般的に特徴づけるためにはあまりにもそれぞれに異った様相を示す不規則な波形である。

観測点における地震波形を特徴づける要素としては、地震の発震機構、震源位置、地震規模などの震源における多種多様な条件とともに、震源から観測点までの伝播距離やその経路の媒質の力学的な性質、特に観測点付近の地盤の地表面下十数mから数十m程度の表層地盤の地下構造や媒質の影響、さらに地震計が設置されている構造物の動力学特性の影響等々、非常に多くのものが考えられ、これらが複雑に絡み合った結果として不規則な地震波形が得られている。例えば、建築物の最下階に設置された地震計の記録を地動と称するとしても、一般には建築物の無い時の地盤そのものの動きと異なることはもちろんである。地盤の上に構造物が作られると地盤と構造物とは互いにフィードバックを有する連成した振動系を構成し、その構成要素の動力学特性に基づいて連成系の振動特性が定まる。これは入力である地震動に対して特有のフィルター作用を示し、その結果としての建築物最下階での記録波形は、いわば連成系の応答そのものといって良い。したがって同一の地震であっても観測点が異なれば当然地震記録は異なった波形を示すし、また同じ観測点で記録されたいくつかの波形もそれぞれに異なるものであって、1つの地震記録はある特定の地震による非常に複雑な1つの動力学系の一応答例にすぎないのである。

このように複雑で不規則な地震波形のもつ性質を定性的・定量的に表わすために、通常パワースペクトル密度分布や応答スペクトルが用いられる。種々の周波数をもつ調和波に種々の振巾と位相を与えて数多く重ね合わせると不規則な波形が得られるが、パワースペクトル密度は逆に不規則な波形が種々の周波数をもつ波をどのような割り合いで重ね合わせられたものであるかを振巾の面から分析した結果である。数学

的には、無限の継続時間を有し、かつ連続的なスペクトルをもつ定常不規則波形の時間に関する平均パワーに対する各周波数成分の寄与を密度分布の形で表わしたもので、自己相関関数のフーリエ変換、あるいは波形のフーリエ変換の絶対値の自乗の時間平均の極限として与えられる。このようにパワースペクトル密度は元来地震波のような、ある時刻から始めて振巾が急激に大きくなり、その後徐々に小さくなるという非定常な不規則波に対して定義されたものではなく、時間に関して確率統計的な性質の変らない定常不規則波形を対象としたものであるが、継続時間が比較的長く、かつ非定常性の弱い地震波形に対しては、近似的に波形の確率統計的な性質を表わす尺度としてパワースペクトルの概念を用いることが出来よう。

一方応答スペクトルは、線形1自由度系の入力として地震加速度波形を用いた時の最大応答に着目したものである。すなわち

$$\frac{d^2x}{dt^2} + 2h\omega \frac{dx}{dt} + \omega^2 x = f(t) \quad (4)$$

において、 t は時間、 $f(t)$ は地動加速度、 ω は無減衰系の固有円振動数（固有周期 T は $T = 2\pi/\omega$ で与えられる）、 h は臨界減衰比とすると、相対変位 x は

$$x = \frac{1}{\omega\sqrt{1-h^2}} \int_0^t f(\tau) e^{-h\omega(t-\tau)} \times \sin\omega\sqrt{1-h^2}(t-\tau) d\tau \quad (5)$$

で表わされる。この系の最大応答は上式の積分表示部の最大値で定められるので、これを用いて

$$S_v = \left| \int_0^t f(\tau) e^{-h\omega(t-\tau)} \times \sin\omega\sqrt{1-h^2}(t-\tau) d\tau \right|_{\max} \quad (6)$$

で与えられる S_v を定義する。 S_v を T を変数、 h をパラメータとして描いたものが速度応答スペクトルである。一般の構造物を対象とすると $0 < h \ll 1$ と考えられるので、変位応答スペクトル S_d 、加速度応答スペクトル S_a は、

$$S_d = \frac{S_v}{\omega}, \quad S_a = \frac{S_v}{\omega^2} \quad (7)$$

$$S_a = \omega S_v = \omega^2 S_d \quad (8)$$

で表わされる。

これらの応答スペクトルは、不規則波形を比較的鋭いピークをもつ線形のフィルターに通して得られる出力の絶対最大値の表示であり、地震波形の一種の周波数解析と考えられる。また、非定常不規則波形による弾性構造物の最大応答を、いわゆるモーダルアナリシスによって推定する際に応答スペクトルは便利な形のものであることは周知の通りである。応答スペクトルの例として、米国の典型的な8つの強震記録波形による平均応答スペクトルを図1、図2に示す。これらの図においては、各記録波形の最大加速度振巾を $4\text{ft/sec}^2 = 122\text{gal} = 0.125\text{g}$ に規準化した後に平均操作を行なっている。

これらの方法による強震記録の解析結果で

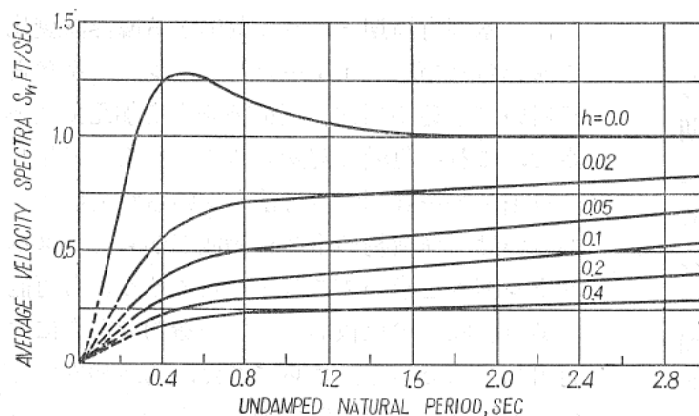


図-1 平均速度応答スペクトル (Housner による)

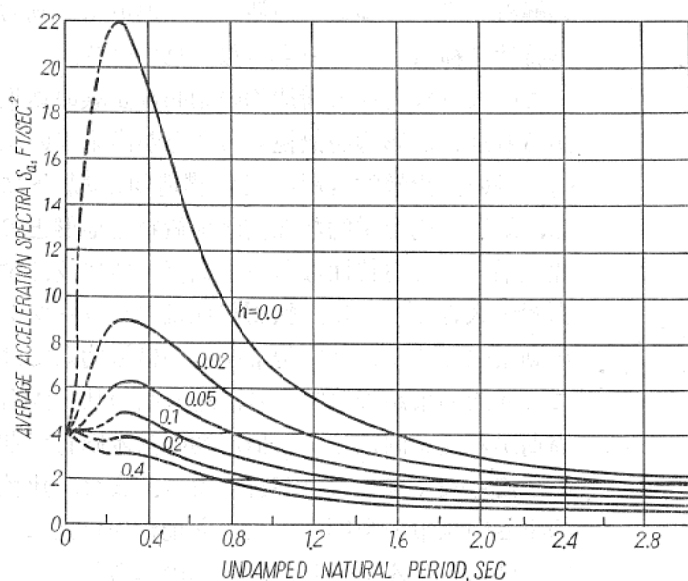


図-2 平均加速度応答スペクトル (Housner による)

は、スペクトルは地震記録によってそれぞれ異なった形をしているが、一般的にいて地動加速度について0.3ないし0.5秒から1秒程度までの周期、また周波数でいえば $1H_z$ から2ないし $3H_z$ までの間にスペクトルの最大値を有することが多く、長周期側にゆるやかに減少している。また、最大値の生じる周期や最大値の大きさ、スペクトルの形など詳細な点については震源・伝播経路・観測点などの動力学的な性質の影響によって左右される。すなわち、同一の地震の異なった観測点における記録のスペクトルは類似点も見られるが観測点による相違もかなり顕著であり、同様に同一の観測点における異なった地震記録のスペクトルには類似性ととも相違する傾向も認められるのが普通である。

一方、同一の地点で構造物の耐震設計の対象となるような強震記録を数多く得て、それらの解析結果から将来生起するであろうと考えられる地震の強度やスペクトル特性について定量的に予測することはほとんど期待薄であろう。したがって、今日の構造物の耐震設計においては、建設地付近で観測された一般に比較的小さい強震記録や、地盤特性などには無関係に過去の大地震の記録などの波形が動的解析用に採用されている。しかしながら、以上のような本質的な地震波の不確定的な性質を考えると、耐震設計の立場からはこのような地震記録をそのまま用いることは不適當と考えられる。設計しようとする構造物に予想される動力学特性や建設地の地盤の動特性を考慮しながら、過去の強震記録に共通な性質、たとえば加速度記録で最大振巾が400~500 gal 程度であり、パワーの卓越する周期が0.3ないし1秒程度のランダム波であることなどの性質に基づいて、ある程度の巾をもたせた一群の不規則地震外乱群を想

定して、これに対して包括的な耐震設計を行なうのが現在の段階では妥当と思われる。

4. 建築物の振動性状と耐震性

耐震設計の対象とすべき地震動の特性は前述のように概括的に指摘出来るものとして、設計の目的である構造物の方はどのような動力学的な性質を持っているのであろうか。建築構造物の動力学モデルとしては、床位置に集中する質量、梁・柱で構成される架構あるいはこれに壁・筋違を含めた水平力抵抗要素のバネ特性、および種々の機構による振動減衰性を等価的に置換した粘性減衰特性からなる多自由度の振動系に一般的に抽象化することが出来る。さらに、基礎および地盤を固定と考えるか、あるいは状況に応じて基礎—地盤系を適当な動力学モデルに置換して地盤と構造物の連成系モデルとして抽象化される場合もある。

このような構造物を主体とした振動系の最も代表的な動力学特性の指標として基本固有周期を求めてみると、通常の建築構造物では大体において1階当り0.05ないし0.08秒、長い場合で0.1秒程度となっている。具体例として最近の高層建築物について、その計算上の基本固有周期と地盤面からの軒高の関係をプロットして図3に示している。もっとも固有周期は建築構造

物の形や構造設計法によって異なるものであり、また、このようにして計算上得られる固有周期は動力学モデルの簡略化などのための仮定が含まれているので、実際の構造物の固有周期と比較する場合に幾分差異が生じるのが普通である。設計しようとする構造物の地震時におけるような大振巾での振動時の固有周期の推定という立場から、その値にバラツキを与える種々の要因があるので、構造物の固有期についてはかなりの変動域を設計時に考えておかねばならないだろう。

建築構造物の固有周期や臨界減衰比を求めるための比較的簡単な実験として、実在建築構造物の起振器による共振試験は古くから行なわれて来たが、特に近年高層建築物の動的耐震設計が重要視されて来て以来、種々の建築構造物について起振器試験の結果が報告されている。また、基本固有周期とこれに対応する臨界減衰比を求めるため、ワイヤーロープやジャッキなどを用いて構造物頂部付近に強制力を加えて変形させ、これを急激に解除することによって生じる自由振動を計測する方法も用いられている。あるいは、構造物の常時微動波形からそのスペクトル密度を求めてこれらを定めることも可能であり、減衰の比較的小さい構造物の場合には有用な方法である。さらにまた、構造物内いくつかの場所や周辺地盤に地震計を設置して、自然地震による構造物系各部の応答を観測し、その解析結果から地盤と構造物との連成系の動力学特性を検討することも行なわれている。

このような実在の構造物の動的な試験の結果からも地盤の影響を無視することが出来ない場合が多い。比較的低層の剛な構造物の場合には、地盤の動力学的な性質が構造物と地盤との連成系の復元力特性ならびに減衰特性に及ぼす影響が大きく、特に、軟弱な地盤やロッキング振動を生じやすい基礎地業をもつ構造物系ではこの連成効果が顕著であり、連成系の基本固有周期が基礎を固定とした構造物の基本固有周期の数倍も長くなることが有り得る。また、比較的小さい振巾の範囲を考えても地盤の特性についてはもちろんであるが、上部の構造物についても完全な弾性的性質を有することは無く、一

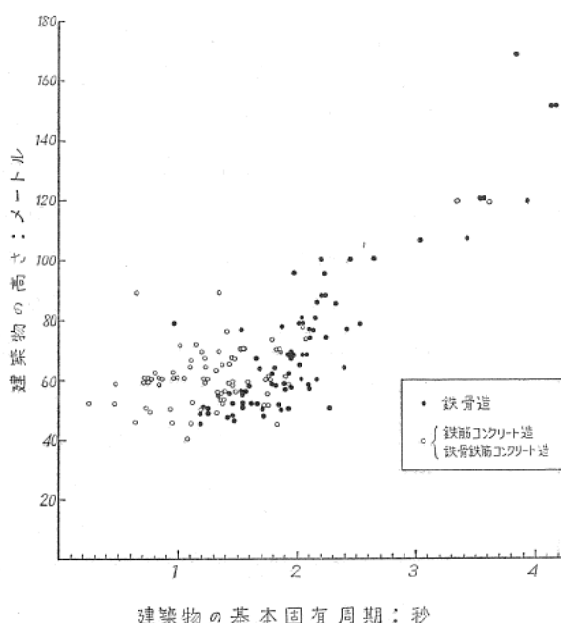


図-3 建築物の基本固有周期と高さの関係

般にソフトスプリング形の復元力特性が予想されるために、動的な試験を行なってもその荷重振巾の大きさによって現われて来る特性は漸次異なってくる。特に関心の深い大地震時には、構造物や地盤内で局部的には弾性領域から弾塑性領域へ移ることが予想され、弾性時とは大きく異なった復元力特性を示すことになるので、構造物系の動力学特性としては非常に複雑になって来る。

大局的に見れば、微小変形による実在構造物の動的試験結果から求めた基本固有周期も抽象化モデルによる推定値と大体において一致しているようであり、したがって、従来の十数階程度までの高さをもつ中低層の建築物は高々1秒程度の基本固有周期をもっていて、それは大略地震加速度の一般的特性として示されるパワーの卓越した周期範囲内にあるものといえよう。

さらに高い建築物として高層ないし超高層建築物を考えると、図3に示されるようにその基本固有周期は長くなる傾向を有する。構造物が高くなると一般にその基部も横の広がりをもつ場合が多く、また、大きな地下室部分を有し、かつ、大きい固定荷重に見合うような堅固な基礎地盤に支持されるために、これらの構造物においては地盤の影響は小さくなる傾向に進むと思われる。高層建築物の場合、地盤の影響を一応無視して、適当な動的耐震設計を考慮した結果予想される基本固有周期は、高さの $\frac{1}{2} \sim 1$ 乗に比例して長くなると考えられる。したがって、中低層建築物が地震加速度のパワーの卓越した周期範囲に一致する基本固有周期をもつものに対して、高層ないし超高層建築物の基本固有周期はこれをはずれた長周期側に移り、同調するような地震加速度のパワー成分は漸次減少することになって来る。このように中低層建築物と高層ないし超高層建築物とでは、その動的応答に支配的な作用をもつ基本固有振動の周期と地震加速度のパワーが卓越する周期範囲との関係が大いに異なってくることは、耐震設計上重要な点であろう。

いま簡単のために、地盤に関する影響を無視し、また構造物の地震応答において基本固有振動が圧倒的に優勢であると仮定して、ふたたび

図2を参照する。通常の建築構造物に想定される減衰比 $h = 0.01 \sim 0.05$ に着目すると、周期1秒以下の構造物においては、その動的効果によって応答加速度値は図の左端 $T=0$ における地動加速度値よりも大きく、極端な場合には数倍にも増巾されるものと考えられる。これに対して周期2秒以上の構造物においては、応答加速度値は地動加速度値の $\frac{1}{2}$ 以下に減少することを示している。すなわち、中低層建築物においては地震加速度パワーの卓越周期範囲と同調する動力学特性を有することから過大な地震応力が生じる可能性があるのに対して、高層ないし超高層建築物においては地震動と構造物のスペクトル特性の関係から比較的小さい地震応力しか生じないものと考えられる。

わが国の建築構造物に対する現行の耐震規定においては、中低層建築物の耐震設計における水平震度を0.2と定めているが、上記の動的効果を考慮するならば0.05~0.1g程度の最大地動加速度を対象としていることに対応している。設計対象とすべき最大級の地震を、その発生頻度は小さいとしても少なくとも0.4~0.5gと想定せざるを得ないわが国の地震活動性から考えると、このような地震によって中低層建築物に生じる地震応力は設計応力をはるかに超えたものとなることは確かである。このギャップは構造材料や部材に課せられた比較的小さい安全率などに基づく構造物の余力と、構造物が弾性限界を超えた後に示す靱性にとり莫然と期待しているのが現状であろう。もちろん、中低層建築物においては前述のように地盤との動的連成効果は無視することは出来ず、この効果によって、入力となる地動加速度振巾が減少させられること、基本固有周期が長くなることによって周期の同調関係が僅かながら避けられること、地盤への逸散エネルギーにより減衰性が増加することなど有利側に作用する面も考えられるが、これらの作用は定量的には未解明の分野に属しており、一般的に言って中低層建築物の終局耐震性を支えるものは構造物の塑性変形能力—靱性—であると考えねばならない現状にある。

一方、高層ないし超高層建築物においては、

ベースシャー係数（構造物基部のせん断力係数、すなわち基部より上の単位重量当りの基部せん断力）の推奨値を $0.18/T \sim 0.36/T$ 以上としており、図2から判断されるように $0.4g$ 程度の最大地動加速度に対しても構造物の応力が概ね弾性域内に収まる範囲にある。したがって、このような構造物に対する靱性の要求は、基本固有振動のみに関しては中低層建築物に対するものよりもむしろ小さくて良いといえる。

基本固有振動に対する応答としては、このようにその周期が長くなるにしたがって応答量が小さくなる傾向が示されるが、構造物は通常多自由度の振動系であり、基本固有振動が優勢であるとしても入力と系の周期の関係から、一般には高次振動の影響も考慮しなければならない。多くの建築構造物では2次、3次、…の高次振動の周期は基本固有周期のおよそ $1/2 \sim 1/4$, $1/4 \sim 1/8$, …に存在している。したがって、特に高層ないし超高層建築物においては、基本固有周期が地震加速度パワーの卓越した周期範囲からはずれて来るが、高次振動の周期がこれと同調する可能性が大となり、その影響が比較的大きくなることに注意しなければならない。

高次振動の影響は通常構造物の上部に現われ易く、例えば、構造物の頂部付近の剛性及び強度が小さすぎる場合には、いわゆるむち振り現象が生じてその部分の応答が非常に大きくなる場合のあることが指摘されている。したがって、高層建築物の耐震設計に際してはその動力学特性分布を適正に与えるために、構造物系の地震応答解析を基礎とした研究の成果として提唱されているせん断力分布あるいはせん断力係数分布に基づいて、動力学特性分布をあらかじめ設計し、この設計構造物に対する地震応答解析を実施して必要な設計の修正を行なうという過程が取られている。

5. ま と め

すでに述べて来たように、基本固有周期が1秒程度までの比較的低い建築構造物では、地盤との連成振動効果が考えられるものの基本固有周期が地震加速度パワーの卓越する周期領域に入るために、基本固有振動が圧倒的に優勢とな

って地動の増巾効果がはなはだしく、弾塑性応答特性を差置いて強震時の応答性状や動的耐震設計を論じることが出来ない。一方、基本固有周期の長い高層ないし超高層建築物の場合には、それが卓越する周期領域を逃れて、地震加速度のスペクトル密度の漸減する領域に移行するために、例えば、応答解析の結果から得られるせん断力係数は周期の伸長とともに低減され、したがって弾性域を対象としても動的耐震設計がある程度経済的に可能となる。この場合、基本固有周期が長くなるにしたがっていわゆるベースシャー係数を低減させる形の耐震規定が、すでに諸外国においては取り入れられている例も多いし、わが国でも高層建築物に適用する耐震設計の考え方はその方向にある。ただし、周期が非常に長くなって来た場合に横力によるチェックが無くなることは危険であり、不安定な架構を生じさせないためにも設計用ベースシャー係数の最低値が決められている。また、このような高層ないし超高層建築物の場合には、高次振動が誘発される可能性が大きく、これに対して横力係数ないしはせん断力係数を構造物頂部で大きく採ることによって過大な地震応答を生じさせないような対策が取り入れられている。

以上述べて来たことは、低層から超高層に至るまでの建築構造物を対象にして、主として通常考えている程度の強震に対して示されるごく一般的な応答性状について指摘される傾向に関する考察であるが、現在および比較的近い将来においても地震外乱の不確定性は、構造物の耐震安全性の検討の前提とならざるを得ない。したがって構造物の耐震設計においては、現在行なわれているような比較的発生頻度の大きい中震ないし強震程度を対象とした弾性許容応答設計法のみでなく、頻度の小さい烈震ないし激震を対象とするような外乱安全率を大に採るとともに、構造物の終局状態を忠実に評価して応答安全率を小に採った動的終局耐震設計法を併用させることが合理的であると思われる。

この動的終局耐震設計法においては、当然、弾塑性領域における地震応答性状を中心に考える必要があり、単に強度設計のみではなく、塑

性域に入ってからの変形能力に対する検討が重要となろう。また、中低層建築物については、既にふれたように高層建築物に比較して振動系として連成する周辺地盤の明する動力学特性の影響が、上部の構造物の地震応答性状を大きく支配する傾向にあり、耐震安全性の合理的な検討のためには、地盤連成の効果を正當に評価してゆかねばならない。しかる後に、これらの結果を総合することによって、中低層建築物から高層建築物に至る一貫した合理的な動的耐震設計法の定量化が可能となって来るであろう。

最後に、昨年2月の「San Fernando 地震」発生後、阪大工学部、佐藤邦彦教授、五十嵐定義教授、脇山広三助教授と筆者は日本建築学会からの派遣で現地踏査を行ない、その結果は本稿をまとめるに際して大変参考となった。

この被害調査に当っては、阪大名誉教授鷺尾健三先生の御高配にあずかる処多く、また春本鉄工所神前良治氏、片山鉄工所島田孝治氏より絶大な御援助をいただきました。末筆ながらここに深甚の謝意を表する次第です。