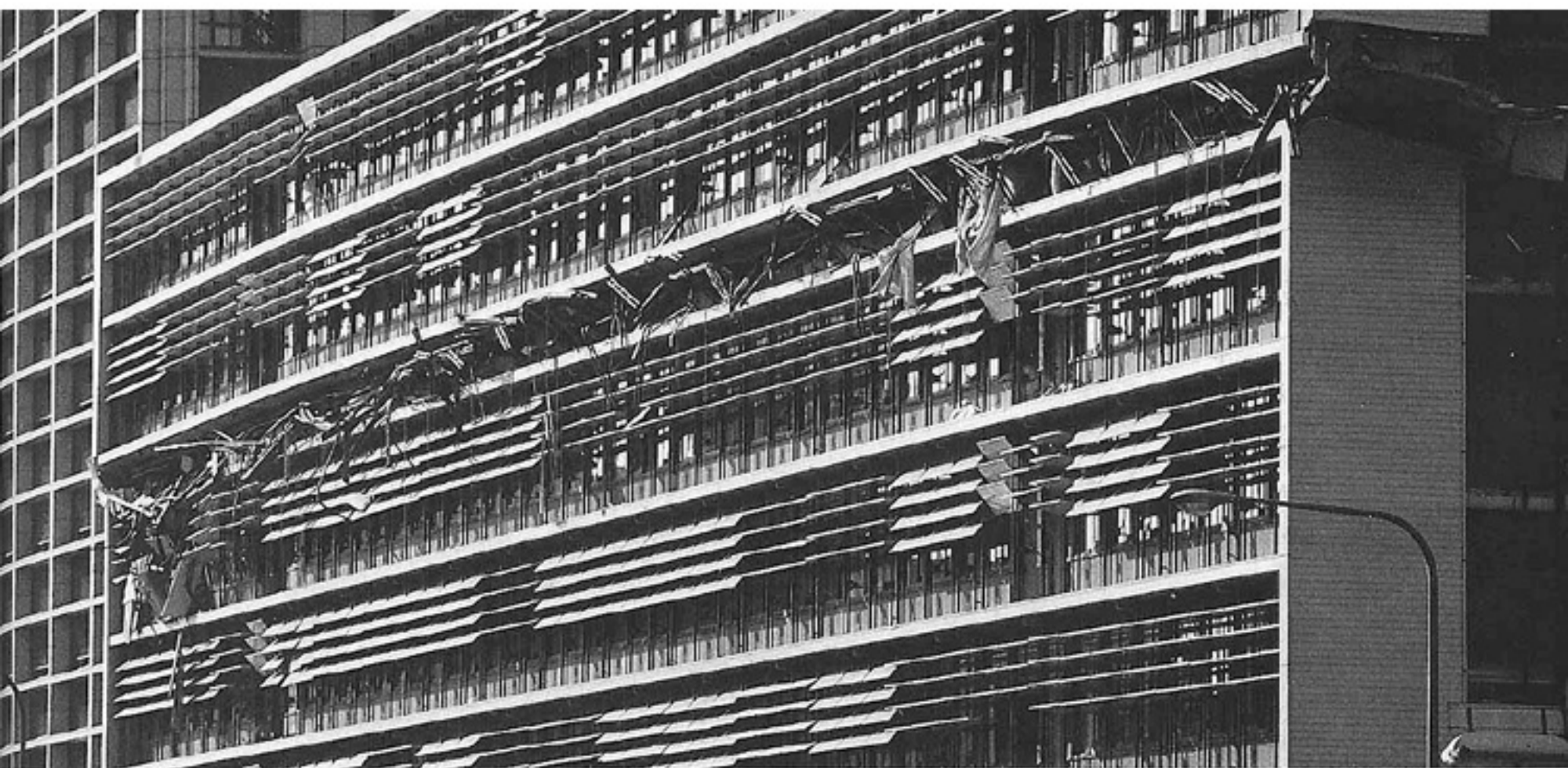




神戸市庁舎旧館。6階部分が完全に圧壊した。

兵庫県南部地震の教訓

—耐震安全性と経済設計のあり方を巡って

西澤英和 (京都大学講師)

1995年1月17日午前5時46分、淡路島北東3kmを震源地とするマグニチュード7.2の「兵庫県南部地震」が発生した。神戸・芦屋・西宮市等の都市を直撃した直下型の地震により、多数の人命、家屋・建物、鉄道・道路等のインフラ、水道・電気・ガス等のライフラインなど甚大な被害がもたらされた。家屋・建物の損壊の凄さに建築専門家も大きな衝撃を受けた。専門家は、この地震をどう受け止め、どう乗り越えたらよいのか。本誌は、この地震を大阪にて体験した構造学者の西澤英和氏にインタビューを行い、以下の感想、考察を得た。今回程度の地震規模は2,30年に一度起きるものであり、建築の主体構造に重大な損傷を生じさせてはならない、という氏の発言は貴重なものとする。

(編)

Photos: M. Ishiguro (*印) 神戸市民田区の焼失区域





*



*

■2,30年に一度の地震だった

震災後、はくは大阪の煉瓦造のチャペル等の応急補強を片付けて、1週間後に神戸に入りました。現地に入った初日は、1日中半泣きになって歩き回りましたが結局何もできませんでした。交通手段がないことや水が思うように手に入らない等の現地の状況が、行って初めてわかったわけです。現地の救済活動が最優先ですから、建物の震災調査というのはその後でないと実際問題として活動ができません。現地では鉄骨造を専門に調査する人と一緒に行動しましたが、その一方で文化財や歴史の関係者と共に多くの文化財も見歩きました。

現地の印象ですが、この地震は強い地震で甚大な被害が出ましたが、テレビなどで報道されているように、何百年に一度とか千年に一度という地震ではなく、近畿や中部では20~30年に一度起きる、ごく普通の規模の地震だということです。今回は、たまたま神戸という人口の密集した近代都市で起こったために、大変な都市災害の様相を呈しましたが、例えば大正5年には今回と同じ明石海峡を震源とする直下型地震がありました。しかし、この時は被害が小さかったので、この直下地震のことは今では話題にも上りません。

関西は地震がないとは誰が言い出したのかよくわかりませんが、実際には直下型の地震が多く、戦後は昭和23年の福井地震以降大きな直下地震が少ないのが不気味であると、地震学の専門家の間では言われていました。

例えば、幕末の20年間にはこれに匹敵する被害地震が36回もあり、内7回は近畿の被害が大きかったです。特に安政元年(1854年)、ペリー来日翌年の陽暦7月には伊勢松阪の直下地震(M7.1)、12月23日には有名な安政東海(M8.4)、その34時間後に安政南海(M8.4)地震が立て続けに起こり、2日で全土は壊滅状態になりました。たまたま、薩摩や長州は震災を免れたために、明治維新を引き起こすことができたのではないかとされているほどです。特に、中部・近畿の活断層は激しい直下地震の巣と言われているように、明治に入ってから、明治5年浜田地震(M7.1)、同24年には根尾谷断層が動いた濃尾地震(M8.0)、同42年には琵琶湖岸の姉川地震(M6.8)などの直下地震がありました。また、大正5年には先の明石、同14年但馬震災(M6.8)、昭和2年の丹後震災(M7.3)、また、昭和11年には河内大和地震(M6.4)、同18年に

鳥取地震(M7.2)、さらに真珠湾攻撃の3年目にあたる19年12月7日には東南海地震(M7.9)、その約1ヵ月後には三河の直下地震(M6.8)と続き、戦後の昭和23年に福井地震(M7.1)があって、その後やや地震が少なかっただけです。こう見ると、つくづく関西は地震が多いと思います。

今まではなぜか海洋型の地震だけが問題にされてきましたが、これとまったく様相が異なる直下地震のことは、ずっと前から知られていました。例えば、昭和2年の震災予防調査会報告第百一号(但馬地震調査報告)は東京帝国大学の今村明恒博士がまとめられたものですが、この中に次のような記述があり、今回の地震とよく似た直下地震のありさまを伝えています。

“— 今回ノ地震ハ先般ノ関東大地震ニ比シ、地震動ノ性質ニ於テ著シキ相違ガアル。先ズ地震動ノ継続時間ガ非常ニ短ク、震央地方ニ於テ有感時間ガ僅ニ二十秒以内デアッタラウ。ソレニ初期微動継続時間ハ概ノ崎ニ於テハ数秒間、港村ニ於テハ一・二秒間、長クモ三秒間デアッタアラウ。又主要振動即チ破壊作用ヲナシタ地震動ハ僅ニ一・二回ノ往復振動デアッタラシイ。(中略)竹野川ノ中央ニ居合セタ役場員ガ二十間ヲ駆ケテ対岸ニ到着スルマデニ地震ハ終ツタト云フ。”

今度の地震は大変強かったのですが、この程度の地震は近畿や中部日本では20~30年に一度は起こるものであり、またこれより規模の大きな地震も過去何度もあったのですから、今回程度の地震で主体構造に重大な損傷を生じるようなことは避けなければなりません。また、事実激甚災害地域でも大半の建物は構造的に大した損傷を受けなかったわけで、現地を踏査して自分の設計が間違っていなかったと、むしろ自信を深めた構造設計者が多かったのです。要するに、激しい地震ではあったが、これくらいではびくともしない建物をつくらなければならないこと、そしてそれは技術的に十分可能なことをはっきり認識しました。

■耐震の地域係数をなくして一律にすべきだ

戦後、昭和25年に建築基準法が公布される前の、昭和22年に建築規格3001号ができましたが、この内容はどんなことをしてでも震災復興を実行しなければならなかったために、大変な経済設

計をめざしたもので、この頃の考え方が、現在の構造設計にいろんな意味で尾を引いています。その一つに地域係数があります。これは東京付近を1として、各地域ごとに設計用地震力を0.9とか0.7掛けというように低減するものですが、このベースになったのが河角マップです。これは過去の地震を研究して地震の起こりやすい場所はここだということをまとめたものです。このマップは河角廣博士の研究に基づいていたのですが、観測機器の性能の低かった時代でもあり、今では多くの問題点が指摘されてい

図1a 200年間に発生の可能性のある地震の最高震度期待値の分布(単位: gals)
河角廣、「わが国における危険度の分布」、『建築雑誌』第66巻第773号(昭和26年)より



図1b 地域と震度の比率
震度の低減について、基準法に関する委員会第1小委員幹事(竹山謙三郎記)、『建築雑誌』第66巻第773号(昭和26年)より



図1c 地震地域係数Zの分布(現行規定)





ます。しかし、昭和25年頃は、河角先生の研究しかなかったのですから(図1a)、これに基づいて地域係数が決められたようです。この辺の経緯については、昭和26年頃の『建築雑誌』に竹山謙三郎先生が報告されています。(図1b, c)

このマップとの関連で特に重大なのは、地震危険度の評価に用いた地震のマグニチュードの値が間違っていたことです。お気づきの方もあられるかもしれませんが、東京天文台編纂の『理科年表』の、「日本附近の被害地震年代表」のマグニチュードは、昭和64年版で大きく訂正されているのです。それ以前の値は河角先生が決められたものですが、先生の評価式が他の研究と整合しないことから、没後に急速修正されたのです。この辺の事情については、萩原尊禮博士の『続・古地震』に詳しく書かれていますので、ぜひ読まれたらと思います。いずれにしても、地域係数の学術的な根拠については根本的に見直すべきだという専門家が多いのです。地球上ではほんの点にしか過ぎないわが日本列島で、どこが地震が多いの少ないのという議論することに意味があるのでしょうか？ ぼくは、地域係数はなくてよいと思います。

■地盤の影響について

むしろもっと検討すべきは、地盤によって被害が大きく異なることをどう耐震設計に反映させるかということです。これと関連するのは振動特性係数の考え方です。今回の地震でも被害率は地域によって大きな差異がありましたが、これは関東大震災の下町と山手の木造建築の被害率など、どの地震でも常に指摘されるところです。このことは、地震被害は震源距離など巨視的な要因もさることながら、微視的な地勢に大きく影響されることを意味しており、これをきめ細かに耐震設計に取り入れる必要が大です。例えば、今回の地震では三宮付近の被害が目立ちましたが、図2の明治18年の「参謀本部陸軍部製図部製図(神戸)」を見ますと、被害区域は旧生田川の氾濫原とその西側の崩落区域に一致し、さらに昭和13年の阪神風水害での激甚被害地域ともほぼ符号しているようです。活断層の存在も言われますが、私はむしろ近世以降の土地利用と地質状況の関係も精密に調査する必要があると思います。

さて、地盤の硬軟と上部構造物の固有周期によって、設計用地震力を補正しようという考え方はずいぶん古く、建築基準法が施行された昭

和25年頃は、地盤の種別—第1種から第4種地盤に対し、その上に建つ構造物の種別—木造、RC造、S造との組み合わせによって、震度を0.6掛けから最大1.5掛けまで考慮する案がありました。このような地盤による入力強度の補正は現在の振動特性係数(この計算の中に地盤種別と構造物の1次固有周期の影響が加味するよ



図2 神戸市中央区附近の地形図
(参謀本部陸軍部製図部製図 明治18年より)

うになっている)に引き継がれています。

しかしながら、現行の振動特性係数の考え方では評価がまだ粗いため、個々の建物の立地条件に即した細かな入力強度の評価を行うのは難しいそうです。

これと関連して思い出されるのは、昭和20年1月の三河の直下地震の震源域で実施された爆破による弾性波動の観測の試みです。実験は終戦直後の昭和21年に京都大学の棚橋源、佐々憲三、石原藤次郎の三教授が実施しましたが、S波速度と表面波速度の比が震害と密接な関係があることを示すなど、画期的な成果を収めました。同様の実験は、昭和22年に鳥取市でも実施され、昭和18年の鳥取地震の震害を波動観測から検証しています。そしてさらに驚くべきことに、この頃すでに神戸市でも観測が行われ、その解析結果は今回の兵庫県南部地震での震害をも予測していたのです。常時微動の観測と同様に、このような波動の伝播特性の現地測定データを集めることは重要で、最近では京大防災研究所の赤松博士も新しい手法で研究を進めてお

られます。

波動論的な観測が重要な理由についてですが、地震は陸上に起こる「津波」と考えたらどうでしょう。断層で引き起こされた波動が、上部地盤という一種の海を一挙に攪乱しながら伝わっていくからです。震災地に見られる地盤の大きな凹凸は、そのような波動の痕跡と考えられます。今回の地震を水平動だ、上下動だと議論する人がありますが、地震は波動ですから、本来立体的な運動で、この地震で初めて上下動の大きいことが分かったなどと言うのは認識不足です。カリフォルニア工科大学が前から公開している地震波のデータベースの中には今回ぐらゐの上下動の記録は幾つもあるのですから…。

こんなことで、振動特性係数をより精密な式で評価するのも一方ですが、例えば各自治体が地盤の動特性を測定し、その解析結果を例えばマイクロ・ゾーニングの形式で柱状図等とともに公開すれば、将来震害は大幅に減らせるはずです。

余談ですが、関東大震災の直後、東京帝国大学の佐野利器博士は東京・横浜地区の地盤構造に関するデータがないことを憂慮されて、被災地区の深層ボーリングを迅速かつ徹底的にされました。当時日本には上総掘りしかなかったために、まずこの方法で着手し、さらに米国から強力なボーリング機械を導入して、深層の地盤構造を初めて明らかにされたのです。これら佐野博士や棚橋博士ら先駆者に倣って、地盤特性の基礎資料の収集と公開を望みたいものです。

■日本で初めて超高層が大地震の洗礼を受けた今回の地震がもつ意味は土木構造物は別として、建築の構造に関して言えば、超高層建築が大地震の洗礼を受けたということ、そしてごく一般的な建物に関しては新耐震設計法を含めた戦後の日本の構造学の真価が試され、ここでしっかりと解答が出たということです。

その一つは鉄骨系の超高層が健全に残ったこと。ただし、芦屋浜のシーサイドタウンを除いて。もう一つは戦後に建てられたRC造建物の多くが脆くも崩れさったのに対して、戦前につくられた小学校などのRCの建物はほとんど無被害だったこと、また、一般的な鉄骨建物については、手抜きがなければこの規模の地震に十分耐えられるということがはっきりしました。今回、潰れた建物をざっと見た範囲では、手抜



写真1 強かった戦前のRC造建築 灘区魚崎小学校
周囲の戦後のRC造は大被害を受けたのに、戦前の学校校舎が無被害に残った例が至る所で見られた。RC造建築の耐震構造技術が低下して、ついに関東大震災前の水準に戻ったものがあった。

高層評定物件などの動的応答解析を行う場合、近畿地方ではレベルⅠ相当の入力速度を20カイン、レベルⅡを40カインとしており、この数値は関東の0.8掛けとなっていました。今回の地震は神戸海洋気象台の観測では南北818ガル・90.4カイン、東西617ガル・75カイン、上下332ガル・40カインでした。平面架構で考えますが、実際の入力速度は設計時の想定速度に比べて南北方向で約2倍、加速度で4倍も大きかったのです。速度が2倍大きいということは、大雑把に言って地震の入力エネルギーはその2乗で約4倍であったことを意味しますが、4倍の入力に対して損傷を受けないためには図3の右側に示すように、通常の短期の設計応力度をF値の半分にしておくことです。こうすれば降伏までに蓄積しうる歪みエネルギーはハッチ部の4倍になり、架構はほぼ弾性範囲に収まります。戦前の剛構造は短期許容応力度をおおむね現在のF/2以下に抑えていたのですから、弾性限までのエネルギーで4倍の余力が出てきます。このことが、地震で構造被害を出さなかった大きな理由だと思います。実際には3次元的な地震波を考えると、これよりまだ入力は大いのですが、これは壁体などが総合的に余力を発揮するように設計上配慮するのです。

一方、超高層建築が今回の地震で構造損傷を受けなかった理由ですが、それは以下のように

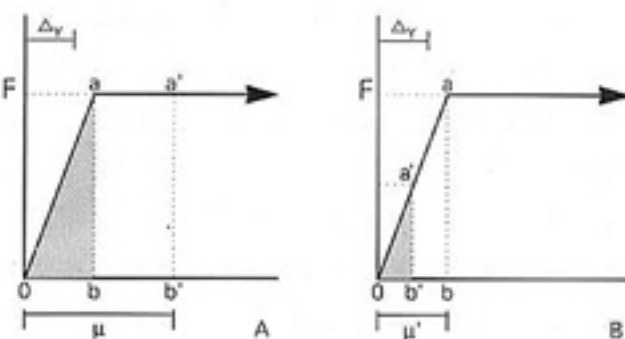


図3 許容応力度と地震時の歪エネルギーの関係
A. 現行設計

地震時(短期)には応力はFに達する。もし、設計レベル(ハッチ部)の4倍の入力エネルギーがあると、変形は弾性限界bを超えて、 $\mu = 2.5\Delta y$ に達する。耐力が不足したり変形性能が劣ると点bに達する前に架構は大きな損傷を受ける。今回の地震被害はこのように烈震の入力強度を甘く見て、構造強度を小さく想定した安全率の小さいものや、設計・施工の技量不足から、十分な変形能力を確保しきれなかったものが多い。現行の高応力度設計のリスクを認識する必要がある。

B. 戦前のRC造や超高層建築

地震時(短期)の応力はF/2以下に収まる。もし、ハッチ部の4倍の入力エネルギーがあっても、架構の変形は弾性限界bに収まる。 $(\mu' = \Delta y)$ したがって、架構には重大な損傷は生じない。そして、より強い激震を受けたとき初めて架構は塑性域に入るが、その割合は現行の高応力度設計より小さい範囲に収まる。今回の地震は歴史的に見てさほど強いものではないので、この程度の応力度に抑えるのが望ましいが、今日ではこのような低応力度設計を行っても経済的な負担増は少ない。

考えることができます。一般に、超高層の動的解析ではレベルⅡの入力に対して、層間変形角や層の塑性率をそれぞれ1/100以下、2.0以下を目安にする場合が多く、実際にはこの数値よりかなり安全側をめざして、塑性率も局所的に1.0を僅かに超えるかどうかというのが実務的なところ。また、架構の塑性化を考慮した荷重係数(荷重安全率)もおおむね1.5ぐらいとなるので、結論的には現行のレベルⅡ相当の部材応力はF値の半分程度に収まります。このことが、超高層建築が想定地震の4倍もの激震に耐えた最大の理由だと思います。

これは、超高層の所要鋼材量を考えるとわかりやすいのです。超高層では1m²当たり150~200kgの鋼材を使いますが、普通の中低層では70~80kgに収めますから、超高層では2倍以上の鋼材を使うのです。これは、コンピュータで地震波に対する動的応答解析を行い、層間変形や塑性率が過大にならないようにするため、断面を厚くして架構の剛性を大きくしているからです。したがって地震時に生じる応力は、断面が大きいぶんだけ余力が生じます。基礎が深かったことなど有利な条件もありますが、一見まったく設計思想が異なる超高層と戦前のRC構造には、根底において共通点が多いのです。

なお、地震時の単位質量当たりの入力エネルギーは構造種別(S、RC、W造など)によらず、架構の弾性最大速度応答値の2乗にほぼ比例すると考えて差し支えありません。これに対して、変わるのは受け手の構造物の復元力特性で、図3の左側のS造のように塑性に富む場合は降伏耐力が低くとも、入力エネルギーにバランスするところまで塑性変形を生じて、大した破壊を生じませんが、RC造や煉瓦造は塑性変形にほとんど耐えないので降伏耐力に達するまでに大きな余力が必要です。地震で被害を生じるのは、地震の強大な入力エネルギーに耐えるのに必要な変形に到達するまでに主体構造が破壊されるためです。基準ギリギリで設計したRC造など脆い構造物の被害が甚大だったのも容易に理解できましょう。地震という自然現象を甘く見て、構造体の余力(安全率)を切り詰める無謀な経済設計を行うと、大被害を招く危険性が急激に高まります。

■剛構造の成立と柔剛論争

話は横道に逸れますが、現行の許容応力度について今一度考えてみるため、設計基準値の変遷

きはいわずもがなですが、設計のプリンシプルにおいて、いわゆる安直な最小重量設計、経済設計など、要するに数字だけつじつまを合わせればよいと考えた建物には大きな被害が出ました。ですからこれを機会に、長らえてきた建物を見直し、設計および施工では何が重要かという原則を考える機運が出てくるとよいと思います。以下、もう少し詳しく検討してみましょう。

■4倍の入力エネルギー

写真1に示すように、戦前の学校などのRC造建築がほとんど被害を受けなかったのに対し、戦後のRC造建築は新耐震設計以降のものでも相当な被害を生じたものがあり、それはなぜかを検討することは今回の地震被害を考察する上で重要です。

ここでヒントとなるのは、市街地建築物法の許容応力度の値です。例えば現在、鋼材の短期許容応力度は2.4t/cm²の値を使っていますが、昭和初期の鋼材の機械的性質は今とほとんど変わりませんが、短期許容応力度は1.0t/cm²弱、現在の半分以下だったことです。ただし震度は0.1ですが、設計用の積載荷重の値などは、例えば教室では現在地震用が110kg/m²のところ、当時は床用一種類で420kg/m²などずいぶん大きく、また階数による減減などありませんでしたので、実質的には大きな床荷重に対して、現在より小さい震度を想定して、小さな応力に収まるように設計していました。現在はまったく逆で、小さい床荷重に対して、比較的大きな横力をかけて、高い応力レベルで設計しているわけですが、このあたりの差異が、今回の地震被害に歴然とした差をもたらしたようです。

ところで、戦前の剛構造と対照的に現在の超高層建築などではどうしているのでしょうか。

注1 最近の研究によると、本郷における関東大震災時の最大速度は38.8カイン、最大加速度320ガル程度だったと言われている。但し、表層地盤の増幅を考慮すると、場所によってこの倍程度の加速度が想定される。

の歴史を辿ってみましょう。

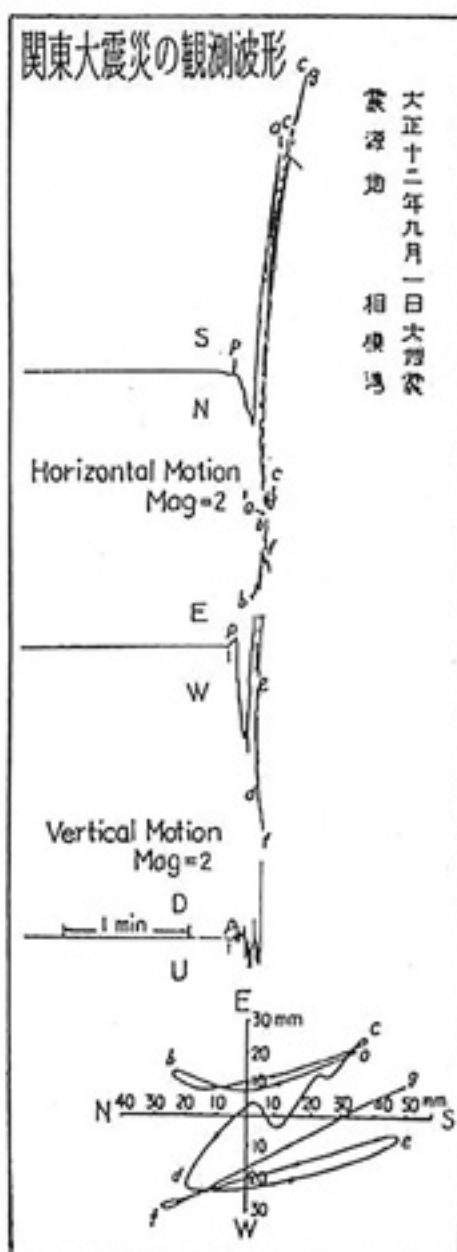
大正8年に市街地建築物法が公布されましたが、当時は東京・大阪・横浜・神戸などの市街地を対象としたもので、構造の単体規定よりも都市計画的な視点に立った集団規定の色彩が強かったようで、当初は耐震規定はなく、構造的にはいわばどんな建物を建ててもよかったのです。しかし、4年後に関東大震災に遭遇し、悲惨な状況を経験した後、震度0.1という耐震規定が初めて導入されたのです。

ところで、大正11年から12年にかけて、早稲田大学の内藤多伸博士は「架構建築耐震構造論」という一連の論文を発表しており、この理論に基づいて日本興業銀行などが建設されていましたが、この論文発表の直後に関東大震災が起こり、博士の設計された多くの建物、これらは耐震壁と鉄骨鉄筋コンクリート構造を特色としていましたが、いずれもまったく無被害でした。また、別に米国コーネル大学でコンクリート工学の博士号をわが国で初めて取得された阿部美樹志博士も同様に壁体を生かした建築を数多く設計していましたが、これらもまったく被害を受けなかったのです。

このような試練を経て、大正末頃に耐震壁を有効に利用したわが国独自の耐震構造、いわゆる「剛構造」の設計思想が確立しました。

ついでに申しますと、震災直後には、有名な「柔剛論争」がありました。この論争は二期に分かれるのですが、最初は海軍技師の真島健三郎博士と東大教授佐野利器博士の間でかわされました。真島博士は実は佐世保海軍基地でわが国で初めての鉄筋コンクリート構造の建物を実現した方で、鉄骨構造を主体とする柔構造の考え方を提唱されました。この考えに基づいて実現されたものに、舞鶴の旧海軍機関学校の立派な建物があります。

当時の論文を読みますと、真島博士は大正時代、すでに今日のモード解析法を駆使するなど、動的応答解析の分野でも先駆者であったことがわかります。しかしながら、この頃の柔・剛両構造の固有周期の目安が、どうも、本郷地震学教室内で記録された関東大震災時の変位地震計の観測波形、これは図4に示すように初期数秒で振り切れていたのですが、この地動をサイン波形と仮定すると、その周期は1.35秒であるとする地震研究所の今村明恒博士の分析結果をもとに、これより短周期の構造をめざすのが剛構造、逆を柔構造とするというような考え方が底



$A_{max} = \omega^2 \cdot \delta_{max} = (2\pi/T)^2 \cdot \delta_{max}$
 $(2 \times 3.14 / 1.35)^2 = 8.83 / 2 = 9.55 \text{ cm/s}^2 \sim 100 \text{ cm/s}^2 = 0.1G$
 図4 関東大震災時の本郷の変位波形の観測データ

流にあったようです。今から考えると根拠が曖昧ですが、加速度観測ができなかった時代でもあり、議論はかみあわないままに下火になりました。いずれにしても昭和の初め頃は、振動論や地震学が大発展を遂げた時期です。これはおそらく、ワシントン条約の影響下、航空機やエンジン、さらに通信制御など軍需技術の近代化とからんで振動工学が開花したためと思われるのですが、こんな中、昭和8年頃から棚橋諒博士が「立体振動解析」の手法や「速度ポテンシャル論」という終局耐震設計の考え方を展開し、これが柔剛論争の第2ラウンドに発展します。この中で、入力エネルギーや塑性設計の考え方も明確になっていきますが、これら先駆的な耐震設計についての議論もやがて、支那事変勃発後、戦時体制へ急速に移行する中で、むしろ防空・耐爆研究などに押されてしまいました。

■震度0.1について

少し話が逸れましたが、関東大震災後の大正13

年に市街地建築物法が改正され、先に述べたように、この時初めて、震度0.1の横力規定が導入されました。ここで、0.1の数字の根拠はあまりよく分かりませんが、ぼくは多分こうではないかと推定しています。

つまり、今村博士は図4の本郷での不完全ながら記録された唯一の変位波形の検討の結果、最大全振幅88.6mm、単弦振動相当周期 $T=1.35$ 秒と判断しましたので、変位波形の微分値から最大加速度は 95.5 cm/s^2 となりますので、近似として0.1Gと定められたのではないかと。

したがって、時々「この建物は関東大震災の3倍の地震に耐えられるように設計した」などと言われますが、今述べたように、関東大震災の地震動については十分な観測データがないので、このような議論はあいまいです。しかしながら、例えば現在の標準剪断力係数の0.2という値も辿れば、戦中に許容応力度を2倍に引き上げた時にこれに応じて震度を2倍にしたことに由来します。72年も前の関東大震災当時の数値が今に引き継がれていることは面白いと思います。(22)

時々、0.2という数値を金科玉条のように言う人がありますが、これは関東大震災の観測から得た単なる目安に過ぎないことを忘れてはならないでしょう。もっとも、それなら、水平力の規定を最新の観測に合わせて改定していくべきかということですが、所詮それも地震現象の一面を数値で示したにすぎません。震度法のよさは、地震力を等価な横力に置き換えて設計するという工学的に優れた手法を示したことだと思います。そして、これに基づいて、激震に耐えうる建築を実現するため、耐震壁やSRC構造、D値法などの要素技術とともに構造計画を特に重視するなど、実務に優れた設計体系をつくり上げました。さらに、施工技術面では主として米国の技術をもとに、枠塔やウオセクレータ、イナデータなどのコンクリートの現場施工技術を高度化させて、短期間に高さ100尺程度までの中層建築物に対する確固たる耐震手法を構築したところに、戦前、特に震災復興期のいわゆる「剛構造」の総合技術体系としての素晴らしさがあります。これは、戦後開発されたわが国の超高層建築が、スペクトル解析、動的応答解析、弾塑性解析などの解析体系とともに、鉄骨架構の製作、現場組立て、揚重技術など施工を含めた総合技術として高層の耐震建築を実現したのと、よく似た点があったように思います。



■構造の規制緩和の流れ

話をもう少し続けます。市街地建築物法の時代は先のように、許容応力度も現在の半分ぐらいでしたが、これは戦中から戦後にかけて大幅に規制緩和されていきます。つまり、昭和12年の七夕の日に、支那事変が勃発して、日本は戦時体制—国家総動員体制に移行します。こんな中、鋼材は戦略物資として特に重要なため、民需用途への使用規制が強化されます。有名なのが同年10月の鉄鋼工作物築造許可規則で、軍需工場などを除き、総鋼材量が50tを超える建築は建てられなくなり、これをもって戦前の建築技術は終焉を迎えたのです。その後、昭和17年には日本建築学会に「戦時規格作成委員会」ができて、昭和19年8月に内閣告示第21号、俗にいう「戦時規格臨JES532、533号」が公布されたのです。この内容は凄いのもので、長期の鋼材の許容応力度をFとするほどのものでした。

さすがに、このような基準では建物はいつ崩壊するかわからないので、戦後、建築資材の割当統制下にあった昭和22年に有名な建築規格3001号が制定され、戦時規格を少し引き下げて、現在と同じ鋼材ならば長期2F/3、短期Fの数値になったもので、これと対応して、震度を0.1から0.2に変更したのが、昭和25年公布の建築基準法の規定と考えてよいでしょう。前に、戦前の床荷重がずいぶん大きかったと言いましたが、現行の床荷重の規定値は実は戦時規格第523号第8条の緩和値を使っているのです。床用・ラーメン用・地震用の床荷重の軽減条項も戦時規格以来のものです。

もちろんこのように、構造の規制緩和が行われた背景には、塑性設計など構造物の荷重係数を評価するための研究や、外力評価など基礎研究の発展もあったのですが、根底には何といっても、戦中戦後の厳しい状況の中で、徹底した経済設計を追求しなければならなかったという現実があったのです。戦後の構造設計者はいかに鋼材を節約するかを競ったそうです。空襲で国土は徹底的に破壊され、復員兵と大量の失業者を抱えたわが国は、戦前の高度な機械化施工を捨て、人力に頼る石器時代さながらの状況から建築技術を再建しなければならなかったのです。

しかしながら、戦後50年、鋼材を初め建築資材が豊富な時代になっても、未だに戦時さながらの経済設計・最小重量設計を行うことに価値があるかどうか、今回の悲惨な体験に鑑みて根

本的に問い直す必要があります。資材がただほど安い時代に、度を越えた過積載の設計を行って、予測の困難な地震に対してほとんど安全率のない脆弱な建物をつくり続けることが、社会的に有意義だとは言えません。断面をけちっても、せいぜい数%安くなるかどうか、ちょっとした商業建築なら、ほんの数日の売上分を浮かせる代償に、20~30年に一度の地震で肝心の建物に大被害を与えては元も子もありません。構造安全性を犠牲にしてまで経済設計を行っても決して得にはならないのです。

地震の発生確率と経済性とのバランスを考慮して建物の耐震強度を決めるべきだという意見もありますが、地震国日本ではこんな考えは設計思想というより、危険を知りつつ行う無謀なギャンブルに過ぎません。どこに出しても恥ずかしくないような、堂々たる建築をつくれる世にやっとなったのですから、社会ストックとなりうる堅固な建築をめざすべきでしょう。

関東大震災の教訓として、戦前、学校建築はシェルターたるべしという理念があったので、今回の地震でも当時の校舎は無傷で残ったのだと思います。基準さえ満たせば、どう建ててもよいという身勝手は絶対に許されないのが都市建築です。田圃の真ん中なら、地震で潰れても周辺に迷惑はかかりませんが、都市ではそうはいきません。だから、戦前の都市建築は市街地建築物と呼んで、耐震耐火の恒久建築物として少なくとも三百年の耐久性をもつよう公共性を第一に設計する、という暗黙の了解とモラルが建築家にありました。都市の経済メリットを吸収することだけをひたすら追求するような昨今の設計姿勢は、本当に考え直さないといけないとつくづく思います。

■RC造の被害

今回、大きな被害が出たのは、純ラーメン系、もしくはそれに近い耐震壁付き架構が多かったようですが、被災現場に立つと、関東大震災直後の情景を見ているような錯覚を覚えました。それほど破壊状況が72年前の姿に似ているわけで、これらの建物は関東大震災の苦い教訓を生かしていないのではないか、というのが率直な気持ちです。

写真2に示すように関東大震災ではRC造、S造を含めて骨組架構の上に、ホローブロックや煉瓦あるいは、硝子窓などを取りつけた円筒式構造(一種のカーテンウォール構造)と呼ばれる



写真2 関東大震災時の円筒式構造の被害例



米国流の建物が壊滅的な被害を受けました。これは、柱梁の接合部の強度がやや甘いラーメン構造と言えるもので、このような構造は耐震性がまったく期待できないということが関東大震災の大きな教訓となり、こうして、わが国独特の耐震壁と剛節構造を主体とする低層建築の耐震技術である剛構造が成立したのです。

ところが、いつしか円筒式構造をラーメン構造と横文字で呼ぶようになると、関東大震災の教訓を忘れ、開口が大きければモダンデザインを体現できるというわけでしょうか、耐震性を軽視して安易な流れに乗った嫌いがあります。戦後のデザインを見ると、バンシャフトのレバーハウスとか、ミースの高層建築とか、コルビュジェのピロティなどに皆憧れたものでしたが、考えてみるとピロティなどモダンデザインの手法ほど、耐震設計上厄介なものはありません。

ここで思い出すのは、山口文象先生が、パウハウスから帰国後、有名な日本歯科医専・附属病院(写真3)を設計された時、警視庁建築課の北沢五郎氏が法規を楯にピロティに反対し、一部に耐震壁をつけさせたという事件です。横河工務所の田中正蔵氏が構造を担当されたとある本に書かれていましたが、モダニズムの象徴ともいえるピロティを認めなかったために、当時の建築行政を山口先生は大いに批判されたようですが、構造の立場からみると、北沢氏の見解のほうに軍配を上げたい気がするのです。

このようなモダニズム建築のデザイン手法は欧米の重厚な組積造建築を見慣れた人には強いインパクトを与えるもので、地震が少なく鉛直荷重を主に考えればよい欧州では、鉄筋コンクリートの新しい造形として大いに主張できたで



写真3
日本歯科医専・附属病院

しょうが、強烈な地震を受ける日本では、ヨーロッパの建築雑誌引き写しでは強度的な懸念が大きい、怖いデザインです。したがって、戦後の丹下健三先生のピースセンターを見ましても、柱はずいぶん頑丈ですし、前の東京都庁舎でも柱列の背後にがっちりした耐震壁が控えていたことに注意する必要があります。このように現代デザインを日本で実現するのは実は大変な構造的配慮がいるわけで、今度の地震で安直なガラス貼り、下駄履きの一見モダンなキッチン建築が、72年前さながらに軒並み大被害を出したことを深刻に受け止める必要があります。

また、今は何でもカーテンウォールと言いますが、米国の鉄骨高層建築の歴史をみても、カーテンウォール建築は実はかなり構造的に無駄や無理が多く、ある時期これ以上の高層建築は実現できないと思われた時期があったそうです。この技術課題はファズラー・カーンがバンドル・チューブ構造を考案したことによって克服され、シアーズ・タワーをはじめ大規模超高層建築が新たな発展を遂げたのですが、彼の着想は鉄骨建築の外殻を煉瓦造と同じようなベアリング・ウォールに改めたことにあったわけです。この辺については望月重・石田邦夫氏の「現代世界の構造デザイナー(アメリカ編)」に詳しいのですが、要するに何でもカーテン・ウォールというのはもったいないのです。耐力壁の合理性がこの地震でも証明されましたが、多少工夫すれば、甲殻類のように頑丈で、かつ斬新な建物も可能なわけです。まだまだ、RC造の構造デザインには発展の余地がありそうです。

それから、詳細な調査結果はこれからでしょうが、新耐震以降のRC建物の被害は目立たないようでした。RCの専門家の話では、新耐震以降の物件についてはなぜか関係者のガードが厳しくて、学術調査が困難で実体が十分把握できていないそうですが、ぼくはRC造によらず、設計用地震力の規定が従来の震度法では4階まで0.2、それ以上は逆三角形分布だったものが、昭和56年の新耐震設計法以降、層剪断力分布係数 A_i の方式に改良されて、地震力がより実情に近いものになったことなどから、やはり損傷を受けた建物が少なかったのではないかと思います。中間層破壊の原因についても、いろいろな説が出ていますが、ぼくは旧基準の逆三角形分布をそのまま信じて柱断面を絞っていくと、実際の地震力より小さな耐力の層がああたりに当然出てきますし、それに連層耐震壁とラーメ

写真4 S造建物の被害

(ヒトがつくったとは思えない仕事。サル並みのレベル)

- 1) 鉄筋筋違がほとんど溶接されていない
- 2) 単にパイプを差し込んだ程度の筋違



1) 2)

ンの混合架構では、建物の高さの1/3付近に柱が複曲率曲げを受ける層ができることが知られていますので、案外簡単に中間層の破壊の理由が説明できる気がします。

いずれにしても耐震設計で重要なのは設計用地震力の評価ですが、 A_i 分布によってこの点が大いに改善されたことは一致して認めるところです。この式は、先般亡くなられた京都大学防災研究所の南井良一郎先生の研究を拠り所に行っていることはほとんど知られていませんが……。

また、RC柱についてはフープ間隔を細かくしたことは確かに有効だったようで、これによって、RC建物の被害ランクが下がったようです。1971年のサン・フェルナンド地震でのオリブ・ビュー病院などでスパイラルフープ(螺旋鉄筋)を見直す契機となったことはよかったと思います。ただ、スパイラルフープの考え方は、1899年のフランス人コンシデール(Concider)が発明した黎明期の特許工法で日比忠彦博士の『鉄筋混凝土の理論及其応用』や、阿部美樹志博士の『鉄筋混凝土工学』など大正5年に書かれた2冊の名著に詳しく紹介されています。これが70年ぶりのリバイバル技術であったことは面白いことです。

なお今回驚いたのは、新耐震設計法に従って構造計算し、剪断補強筋のピッチを細かくしさえすれば、どんな強い地震がきてもRC建物は壊れないと信じている人が多かったことです。これは魔法の耐震設計法ではなく、たとえコンクリート柱の粘りは改善されても、建物の耐力が何倍にも上がるものではないのですが……。

要するに常用のコンクリートは機械的な強度において煉瓦造とさほど異なりません。この不利な点を鉄筋によって辛うじて改善しているわけで、耐震性という点では、比強度や粘りの点に優れた鉄骨と比べると、ハンディはあまりにも大きいのです。この点を常に意識していただきたいのです。

■鉄骨構造の被害

1993年の統計では神戸市の非木造建築の着工棟数3,331棟(床面積203万 m^2)の内、S造は2,433棟73%(93万 m^2)、RC造788棟24%(72万 m^2)、SRC造55棟2%(38万 m^2)でした。全国の着工棟数の割合はそれぞれ80%・16%・1%でしたので、神戸市の比率は全国平均よりやや少ないのですが、純S造が約3/4を占めることは事実で、この傾向はもうずいぶん長く続いています。そこ

でS造の被害率がどれくらいかということですが、母数が他の構造に比べて圧倒的に多いので、被害建物が目立っても被害率はずいぶん小さいと推測されます。

大きな損傷を受けたものについては、今まで建っていたのが不思議だというのが大半でした。3階を支持するのも難しいようなヒョロヒョロの柱で7階建ては無理なこと、基礎のない建物を建ててはならないこと、鉄は溶接しないとつかないことなど、それすら知らなかったらしく、これら異様な建物はヒトではなく、サルがつくったのではないかと思えるほどでした。(写真4:無様な鉄骨の被害例)

このことは別の見方をすると、基本に忠実な鉄骨建築は目立った構造被害を受けなかったことを示唆します。鉄骨建築は同規模のRC造に比べて躯体重量は半分以下のため、地震力ははるかに小さく、さらに材料の降伏後の変形能力が優れるので、耐震設計上これほど有利な構造はありません。したがって、常軌を逸した上述のような例さえなければ、S造が大被害を出すなど考えられないわけで、すべてが若干の補修ですむ範囲に収まったはずで、今回見られた奇怪な鉄骨建築群がなぜ許されたのか、忌まわしくなりません。

しかしながら、詳細に見ると腐食による断面欠損が被害の原因になった例が多く、外装・雨仕舞い、結露対策への配慮の重要性を痛感しました。また、最近の建物でもALC版の脱落による被害が目立つなど2次部材の取付けについて慎重な配慮が望まれます。屋上のタンクなど設備機器の耐震結合も同様です。

それから、基礎の施工不良が上部の鉄骨架構の損傷を大きくした例も多かったのです。これについては、ぼくの前からの主張ですが、現在の信頼性の乏しいRC造の基礎梁は止めて、すべてS造もしくはSRC造とすべきです。これによって鉄骨建物の耐震安全性は大幅に向上しますし、現場での台直しやアンカーセットなどの無駄な工程をなくして、工場ですべての品質管理をすればよいわけです。そして、S造の基礎梁をセットしたら直ちに上部鉄骨の建て方に移れば、工期もずいぶん短縮できるはずです。

ついでながら、わが国では鉄骨躯体を被覆してRC造に見せかけるのが一般的です。これは主に耐火条件からですが、今では耐火鋼材や耐候性鋼などの新鋼材が利用できるのです。鉄骨骨組を見せた都市建築がもっとあってよいと思い

注2 横綱級の地震：地震の地動速度の最大値は1994年1月17日のノースリッジ地震の際のシルマーでの観測値128カインとされている。これは神戸海洋気象台でのNS方向の観測値90.4カインの1.4倍である。なお、JR鷹取駅(神戸市須磨区)で観測された最大速度はNS-138カイン、EW-131.2カイン、UD-20.1カインであったとの報告もある。



ます。この方が、万一地震などで部材が損傷しても修復が容易です。

最後に、中低層鉄骨建築の鉄骨量をこの際、超高層並みに増やすべきだと思います。鉄骨造は剛性不足と座屈が厄介ですが、断面を厚くすれば問題は簡単に解決します。さらに今度の地震は相撲で言えば、小結か関脇クラスですから、将来の大関や横綱(注2)との対戦を考えると、まだ足腰を強める必要があります。もし、万一、超ド級の横綱とブチ当たることになれば、その時こそ、身を挺して鉄骨の塑性変形能力という伝家の宝刀を抜けばよいのです。こうすれば、絶対に地震に負けることはないでしょう。また、断面がゴツければ層間変形も減少しますので、多少の地震ではガラスや外装の破壊、配管やタンク、エレベーターなどの2次被害は十分防げます。

幸い、今では鉄骨量を倍増させても、建築コストは一割も増えないことは周知の事実です。贅沢すぎる設備などを少し削れば、トータルコストの上昇は僅かですむので、建築家の方々にはこれくらいの思い切った配慮を期待したいところです。

■木造の被害

木造建築が軒並み倒れたので、瓦屋根は危険だとか、伝統木構造は耐震性がないとかの議論がなされるのは大変問題です。確かに、鉄骨系プレファブや2×4系統の住宅がほとんど被害を受けなかったことは事実で、本当によかったと思います。ただ、日本建築センターの性能認定を受けた工業化住宅は、躯体重量が軽いので風圧力が支配的で、地震力では普通は断面が決まりません。特に鉄骨系のプレファブはもとが鋼構造ですから、これくらいの地震で破壊されることは考えられないわけで、むしろ耐風設計に気を使うところだと思います。それと工業化住宅の多くは新築に近く、老朽化の懸念がなかったことも幸いでした。

在来木構造については甚大な被害が出ましたが、多くは神戸大空襲後の戦災復興期から高度経済成長期の建築で、屋根は土下地・和瓦葺き、外壁はラスモルタル仕上げが大部分でした。木造の耐震設計については現行の建築基準法施行令に詳しく規定されていますが、令第45条や第46条に完全に適合した建物は少なかったようです。多くは、外壁のバラ板の釘が腐食し、モルタル壁や土壁が耐力を発揮しない重いだけの構

法で、しかも筋違がなかったり、あっても軸部との結合がほとんど期待できないものでした。また、柱や梁のほぞが粗末で、水平抵抗はほとんど期待できないものが目立ちました。どの町も同じ状況で次の地震が大変心配です。

木造建築の今回の被害を前に感じたのは、簡単な方法で倒壊は防止できたということです。木造建物の耐震化については、一つは筋違を重視する方法があり、建築基準法もこの方向です。これはいわば木造建築をトラス構造化するものです。

木造建築の屋根は重いといっても、せいぜい葺土を入れても水平面当たり100kg/m²にも満たないのです。普通は60~70kg程度だと思います。もし、屋根面積が100m²なら屋根重量は多くとも10t程度です。地震時の水平力を震度1と大きく見積もったとしても、設計用水平力は10tですから、これを角度45度のターンバックルの筋違で受けるとすると、必要断面積は14t/(2.4t/cm²)=約6cm²程度です。直径16mmの鉄棒の断面積は約2cm²ですから、各方向に3~4本も配置すれば十分ことがわかります。できれば筋違を天井面にも入れればよいわけですし、真壁形式なら仕事は容易だと思います。

筋違が不便なら、柱と胴差など区切られた壁面に耐力合板を釘打ちでもすれば簡単に木造耐震パネルができるわけです。2×4に比べたら、伝統木構造の柱や梁は減法丈夫ですので、木質パネル化すれば今回程度の地震で被害を出すことなど完全に避けられると思います。ぼくはこの手法を被災木構造の復旧に利用しています。

もう一つの行き方は、水平材を重視する方法で、これは架構をラーメン構造化する方法で、伝統木構造はこの方向で発展してきました。これに関し、京都の数寄屋建築の棟梁・木下孝一氏の書かれた震災後の所見がありますので、少し引用させていただきます。

“— この度、芦屋、山本、住吉、御影地区をみて、これは明らかに人災に近いものであると思った。木造建築2階建ての場合は、通柱と下だちの柱のほぞ、壁とによって軸組が構成されるものである。倒壊している木造建築の通柱が細く材質も悪く、ほぞが短く本来の役目を果たしていない。建築基準法によって、土台・柱・筋違または、ひうちも入っている。それは何の用もなしていない。根本的な原因は2階の胴さしが細く、従って長くいれられないことによる。

通柱は折れている所もあるが、ちぎれていると表現して良いものが多かった。木材がちぎれるということは、建てた時から不適合な材料、材質、寸法であると思われる。1階と2階の胴さしの下で、柱がちぎれて2階が下に重なったようになっている。バリバリという音もしないくらいアッという間に2階が1階になったのではないだろうか。

木工機械も25年くらい前から使われており、ほぞを深く掘るという工程は面倒でもなく単価の上がるものではない。通柱は通常、建坪20坪前後なら6本位使い、4寸角のものと5寸角(2階建ての家で5寸角の檜柱であれば、瓦屋根でも折れることはまずない)のものとは5千円くらいの違いで、6本であれば計3万円の差で、それに伴って胴の梁を少し大きくしても10万円も変わらないのである。筋違を頼りにするあまり、ほぞが短くなり、横がけ材(梁)も細くなった。もう少し建築基準法の見直しが必要である。

土壁というのは、筋違の代わりにもなれば、断熱材の役目も果たしている。今回の倒壊した家の多くの壁は簡単に練って固めた土で、バサバサであり強度がなく重いだけであった。壁土が従来のように完全によく練ってあれば強度のある壁の用を果たしたはずである。現在ではミキサーを使って十分な土壁が安価でつくられている。”

北淡町の状況を見ると、あの直下地震の後でも、入母屋屋根が少しも緩まず、しっかりと建っている伝統木構造が幾棟も見られました。これが、日本建築の技であり、実力ではないでしょうか？ それに、ここでは、昔ながらに大工棟梁が活躍して、倒壊した木造建物を次々と建て起こして、修復されているそうです。伝統建築は設計・施工・改修・復旧にいたるまでの優れたシステムであることがこの震災で改めて認識され、伝統技術が再評価されつつあると思います。

もし、この地震が戦前に起こっていたら、木造建築の大部分は今のように解体除却の後、新築という資源浪費型の選択ではなく、町毎の棟梁を中心に速やかに修理・補強・復旧の手法で対応し、多数の木造建築はこの時期には大分復旧されていたのではないのでしょうか。今回の震災長期化の一因は、伝統的な大工組織がこの30年の間に解体したことによるとの指摘が多いのです。