



Title	強震動研究と建築構造物の入力地震動評価
Author(s)	加藤, 研一; KATO, Kenichi
Citation	北海道大学地球物理学研究報告, 73, 87-100
Issue Date	2010-03-19
DOI	https://doi.org/10.14943/gbhu.73.87
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/44460
Type	departmental bulletin paper
File Information	73_09_p87-100.pdf



強震動研究と建築構造物の入力地震動評価

加藤 研一

鹿島小堀研究室

(2009年12月28日受理)

Strong motion studies and their influence on input motions for seismic design of building structures

Kenichi KATO

Kobori Research Complex, Kajima Corporation

(Received December 28, 2009)

The seismic provisions of the Building Standard Law of Japan were revised in 2000 towards a performance-based design code. This is a drastic revision since the input ground motions are defined on the outcropped engineering bedrock in terms of acceleration response spectra. In addition, the revised seismic design code for structures taller than 60 m accepts to use site-specific design ground motions due to scenario earthquakes. Recently, extremely large acceleration more than 1 *g* were often observed in near fault regions of crustal earthquakes. The amplitude level of those records exceeds the above-mentioned design ground motions on the outcropped engineering bedrock. After the brief review of the seismic provisions of the Building Standard Law, I shall propose the basic concept of site specific design ground motions by combining both scenario and non-scenario earthquakes, considering the recent development of strong motion studies.

I. はじめに

2000年の建築基準法の改正により、工学的基盤で規定された地震動が建築構造物の設計用地震動として採用されるようになった。加えて、60 mを越す高さの構造物については、敷地周辺の活断層や震源から敷地への波動伝播特性、敷地固有の地盤増幅特性を考慮したサイト波を設計用地震動として用いることも可能となった。強震動研究の成果が実務設計に反映される道筋がつけられたことは意義深いと思われる。その一方、強震観測網の飛躍的發展や度重なる大地震の発生により、大振幅の記録がいたるところで観測されている。その地震動レベルは工学的基盤で一律に設定された現状の設計用地震動を大きく上回る場合も見られる。ここでは先ず、現状の設計用入力地震動レベルの設定経緯の概要を述べた後、近年の大加速度振幅の観測事例および地震動

振幅の上限値に関する研究事例をレビューした。これらの観測事例を踏まえ、震源とサイトを特定した強震動評価の重要性を示すと共に、強震動研究を反映した建築構造物の入力地震動評価の望まれる姿を述べる。

II. 現状の設計用入力地震動レベルの設定経緯

1. 地震荷重の変遷

地震荷重の変遷に関する資料は数多くあるが（最近では日本建築学会，2009 a），ここでは加藤（2002）に基づき概要をまとめた。

1916年（大正5年）に佐野利器博士は「家屋耐震構造論」を発表し、設計震度 k の提案を行った。

$$k = a / g \quad (1)$$

a は最大加速度， g は重力加速度を示す。 m を建物質量とすれば，建物に作用する地震力 F は下式で表せる。

$$F = m \times a = k \times W \quad (2)$$

ここで W は建物重量を表す。すなわち，Fig. 1 の左図に示すように，建物の重量の何割かの力を水平方向に地震力として加える設計法であり，その後の耐震設計法の最も基本的な考え方が示された。「震度」と表される学術用語は様々な使われ方をされているが，気象庁による震度階（0～VII）と区別するために，(1)式で定義される震度を設計震度と呼ぶ。なお，地震による地盤

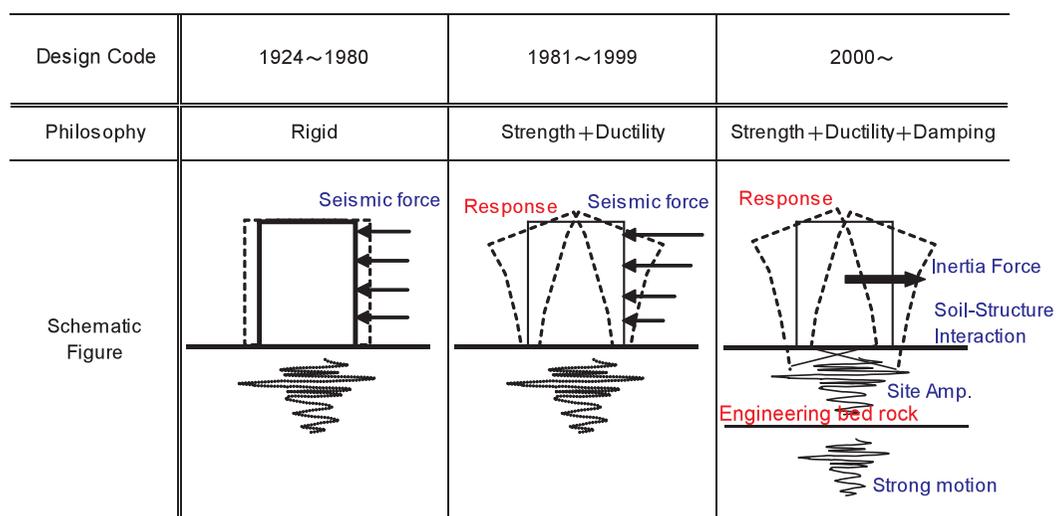


Fig. 1. Basic concept of seismic load applied in seismic regulation at each era.

震動の強さを(1)式を用いて表す場合もあり、その際は地盤震度と称することとする。

当時の状況を振り返ると、明治時代に招聘されたミルンやユーイングらにより機械式地震計が発明された。強震記録は得られ始めているものの、地震そのものの発生原因については定説がない時代であった。このような状況にありながら、地震が建物に及ぼす複雑な効果を(2)式に示した設計震度の概念により等価な静的水平力に置き換え、地震力を巧妙な形で規定しているのが震度法の特徴である。

「家屋耐震構造論」には設計震度以外にも興味深い記述が多々ある。例えば、“構造物に破壊的打撃を与える地動の周期は1秒ないし1.5秒であるから、構造物がこれに共振しないようにその剛性を定める”とある。この指摘は兵庫県南部地震以後に再認識された“やや短周期地震動”の重要性（例えば、川瀬，1998）に通じる趣旨である。また、地盤状況や家屋の重要度に応じて設計震度を増減させる地盤係数・用途係数的な考え方も既に指摘されている。以上のように、現在の耐震設計の基本が佐野利器によって大正時代の初期に築かれたと言える。

この震度法の考え方は、1924年市街地建築物法および1950年の建築基準法にも引き継がれ、1981年に新耐震設計法が運用されるまでの約50年間にわたって適用されている。もともと地震力とは、建築物の基礎に地震波が入力されて上部構造が揺れ、その慣性力（質量×応答加速度）として建築構造物に加わるものである（Fig. 1の右図参照）。従って、地震力を設定するには構造物の応答の概念が必要となるが、当時の建築物は整形で窓が小さく、壁量も多かったため、地動とほとんど同じに揺れる剛構造物と考えてよかった。むしろ、震度法による耐震規定が建築物の剛性・強度を高くして、外力に対して変形しにくい剛構造を指向していたと言える。

その後1953年に開始されたSMACによる強震観測網により、日本においても大地震の加速度記録が蓄積され始め、地震動の性質も徐々に明らかになってきた。また、電子計算機も発達し、地震動に対する建築物の揺れを計算によって知ることができるようになった。加速度記録の蓄積と電子計算機の発達により、経験を主体としてきた耐震設計から理論に基づく設計に切り換ろうとした時代である。建築基準法（1950）の制定以後、剛構造を指向した静的震度法による設計体系が継続されてきたが、次第に設計が自由になり、整形で窓が小さく壁が多い従来のデザインとはかけはなれたものが登場し始めた。構造的性質が変化すると、剛構造を指向した従来の設計体系を再考する必要性が生じてきた。1950年以後、1964年新潟地震、1968年十勝沖地震、1978年宮城県沖地震が発生し、構造物被害を伴った。崩壊等の被害を受けた建築物は、構造的強度、柱や耐力壁等のつりあいやねばり、終局的な耐力を有しておらず、静的震度法のみでは地震に対して必ずしも万全ではないことが明らかとなった。

以上の背景のもと、1981年の新耐震設計法において地震外力は以下のように規定された。

$$Q_i = W_i * C_i \quad (3)$$

$$C_i = Z * R_i * A_i * C_o \quad (4)$$

ここに,

- Q_i : i 層の水平せん断力
- W_i : i 層以上の階の全重量
- Z : 地震地域係数 1.0~0.7
- R_i : 振動特性係数
- A_i : 高さ方向の C_i の分布係数
- C_0 : 標準せん断力係数

従来の水平設計震度は剛構造物を念頭において設定されていたのに対し, (3)式の C_i には構造物の応答の概念が取り入れられている (Fig. 1 の中央図参照). すなわち, 建築物の基礎に地震波が入力されて上部構造が揺れ, その慣性力として建築構造物に加わる水平せん断力を地震外力として直接規定している. C_0 の値として, 大地震を想定した 2 次設計の保有水平耐力検討用は 1.0 以上が設定されている. 建築物全体を 1 質点系にモデル化し, 地震動を入力させると, その加速度応答値は 2.5~3 倍となる. 従って, 大局的な捉え方をすれば, $C_0 = 1.0$ は 300 ~ 400 gal の地震動入力を想定していることになる.

2000 年の改正建築基準法では, 建物への入力を工学的基盤における加速度応答スペクトルで規定し, 更に表層の地盤増幅 G_s と地盤~建物の相互作用を考慮して地震荷重を設定している (Fig. 1 の右図参照). 設計用地震力の変遷と設計クライテリアを Fig. 2 に示す. ここで工学的基盤において定義された安全限界検討用の地震動スペクトル (以後, 告示スペクトルと称す) は, 従来の地震荷重レベルとの連続性を維持するため, 新耐震設計法の 2 種地盤における地震力レベルに基づいて設定されている. 工学的基盤で地震動が規定されているが, 簡易法の G_s を用いる限りは, 新耐震設計法の地震荷重レベルがそのまま継承されている. 新耐震は建築基準法 (1950) のレベルを, 建築基準法は市街地建築物法 (1924) のレベルを継承し, その設定根拠をさかのぼると, 最終的には今村による関東地震の東京下町の地盤震度 0.3 (震災予防調査会報告, 1925) に行き着くことになる.

2. 設計用スペクトルの地震像

前節は最大加速度に関する記述であるが, 関東地震を対象とした予測地震動に基づいてスペクトルレベルを考察した (加藤, 2009). Wald and Somerville (1995) は地殻変動データと遠地実体波データの同時インバージョンから, 1923 年関東地震の断層面上の不均質すべり分布を求めている. すべりの大きい領域は小田原付近と三浦半島から房総半島南端付近の 2 ヶ所にあり, すべり分布を基にしてアスペリティを抽出した結果を Fig. 3 に示す.

この断層パラメータを基にして, 東京・大手町の地震動レベルを距離減衰式に基づく経験的手法により評価した. 距離減衰式は断層面の面的な広がりを等価震源距離 X_{eq} で考慮した Nishimura et al. (2001) を用い, $M_j = 7.9$, $X_{eq} = 58$ km, $V_s = 500$ m/s を入力パラメータとして設定した. X_{eq} を求める際には, 各アスペリティと背景領域のすべり量で重み付けしている. 応答スペク

Seismic design code	 (Moderate earthquake) (Large earthquake) Estimated ground motions during the 1923 Kanto earthquake (0.3g)		Defined depth of input motion
1924 building code	Seismic Load: Safety factor of 3.0		Surface
1950 building code	Seismic Load: Safety factor of 1.5		
1981 building code			
Lower than 60m	Seismic Load: $C_0=0.2$	Seismic Load: $C_0=1.0$	Surface
Higher than 60m		Level 1 input motion (200~250gal) (20~25cm/s)	Gravel layer
2000 building code			
Lower than 60m	Design spectrum (64gal)	Design spectrum (320gal)	Engineering bedrock $V_s=400\text{m/s}$
Higher than 60m	Design spectrum (64gal)	Design spectrum (320gal) or Site specific	
	Practice		Gravel layer
		Design spectrum & observed motions (200~250gal, 20~)	Design spectrum & observed motions (400~500gal, 40~)

Allowable stress design method
 Elasto-plastic design method

Fig. 2. Relationship between seismic load and design criteria of building structures in seismic regulation at each era. k denotes the design seismic coefficient ($k = a/g$) where a is maximum acceleration of ground motion and g is gravity acceleration. C_0 denotes story shear coefficient.

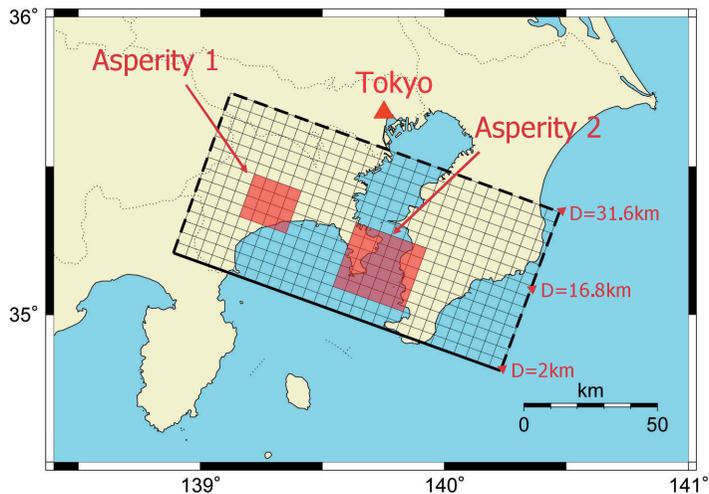


Fig. 3. Fault model of the 1923 Kanto earthquake. Two asperities are extracted from the slip distribution by Wald and Somerville (1995).

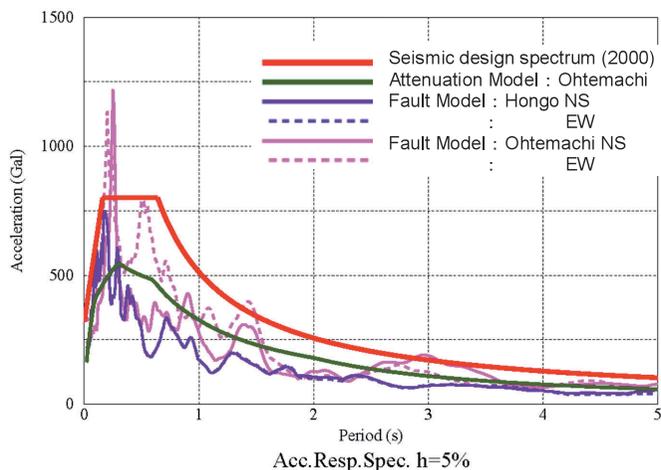


Fig. 4. Comparison of acceleration response spectra. Red line shows regulation spectra used in practical seismic design defined on the outcropped engineering bedrock. Green line shows the predicted spectrum at Tokyo for the 1923 Kanto earthquake based on empirical attenuation relation. Other lines correspond to the predicted spectra based on the fault model.

トルの評価結果を告示スペクトルと比較して Fig. 4 に示す。

日本建築学会（2007）は海溝型巨大地震の予測強震動波形を公開している。その中に断層モデルに基づく1923年関東地震の東京・大手町と本郷の予測波（佐藤・他，1998；佐藤・他，1999）も含まれており，両地点の応答スペクトルをFig. 4に併記する。周期4秒以上の長周期側は3次元差分法，短周期側は経験的グリーン関数法（大手町，地表）および統計的グリーン関数法（本郷， $V_s = 400$ m/s相当）により計算し，両者をハイブリッド合成している。断層モデルに基づく評価結果は大手町の0.2秒付近で告示スペクトルを上回るが，地表位置で計算されていることもあり，表層付近の地盤増幅の影響を受けている可能性がある。その他の周期帯は告示スペクトルと同等，または下回るレベルとなっている。また，距離減衰式に基づく結果とも概ね整合している。

以上より，告示スペクトルの地震像として，1923年関東地震における大手町や本郷の予測地震動とほぼ対応するレベルと言える。

3. 実務設計で用いる入力地震動

日本建築センター等の指定確認検査機関による現在の運用状況を見ると，免震構造物や高層建築物の実務設計で用いる入力地震動は，告示スペクトルに乱数位相や観測波形の実位相を与えて作成した模擬地震動に加え，既往波の速度波形を50 cm/sに規準化した波形も入力地震動として使用されている。ここでは既往波として1940年Imperial Valley地震におけるEL Centro（NS成分），1952年Kern County地震におけるTaft（EW成分），および1968年十勝沖地震における八戸港湾（NS成分）を，模擬地震動として八戸港湾の実位相を用いた場合と乱数位相を用いた

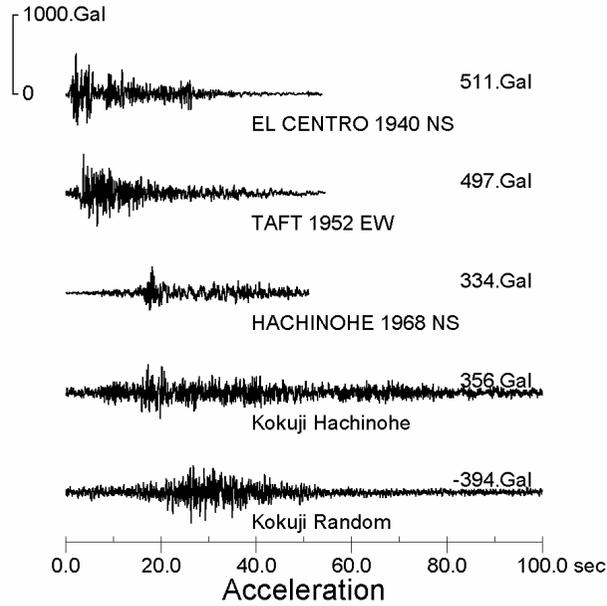


Fig. 5. Acceleration time histories used in practical seismic design.

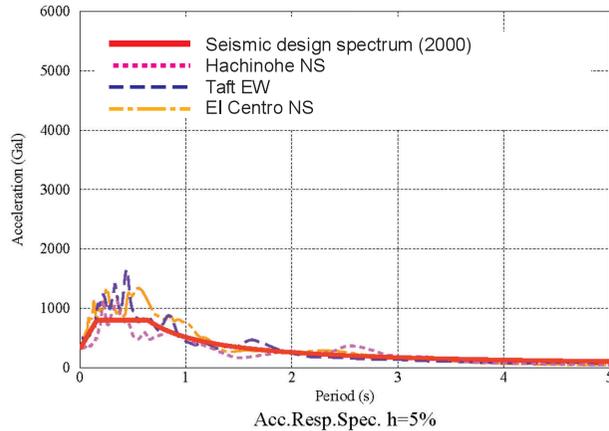


Fig. 6. Acceleration response spectra used in practical seismic design. Red line shows regulation spectra defined on the outcropped engineering bedrock. Other lines show observed spectra of which velocity amplitude normalized to 50 cm/s.

場合を例とし、加速度波形を Fig. 5 に、減衰定数 5% の加速度応答スペクトルを Fig. 6 に示す。これらの波形を近年の観測記録と比較する。

III. 大加速度振幅の観測事例

1995年兵庫県南部地震以後、頻繁に内陸地殻内地震が発生するようになった。西南日本で発生する内陸地殻内地震と、東海・東南海・南海地震等の南海トラフで発生する巨大地震は相関があることが指摘されている。例えば、堀・尾池（1999）は最も史料が充実している京都とその周辺地域について、795年～1995年の1200年間における20年間ごとの被害地震の頻度分布を調べたところ、南海トラフの地震前の数10年間と後10年間に被害地震が集中して発生することを示し、その統計的有意性も確認している。地震調査研究推進本部（2008）によれば、今後30年以内に南海トラフ沿いでM8クラスの地震が発生する確率は、東南海地震が60～70%、南海地震が50%程度と推定されている。これらの指摘を考え合わせると、今後も様々な地震を経験せざるをえない状況にある。

1995年兵庫県南部地震以後に発生した主な内陸地殻内地震の震央位置と震源メカニズムをFig. 7に示す。各々の本震の震源近傍で得られた代表的な加速度波形をFig. 5と横軸と縦軸を統一してFig. 8に示す。Fig. 5に示した実務設計で用いる入力地震動に比べ、主要動の継続時間は10秒前後と短いものの、最大値が1g（gは重力加速度で約980 cm/s/s）を上回る記録が数多く得られている。

減衰定数5%の加速度応答スペクトルをFig. 9に示す。図中には告示スペクトルのレベルを太線で示した。地表観測記録は様々な地盤条件の基で得られているため、 $V_s = 400$ m/s程度以上

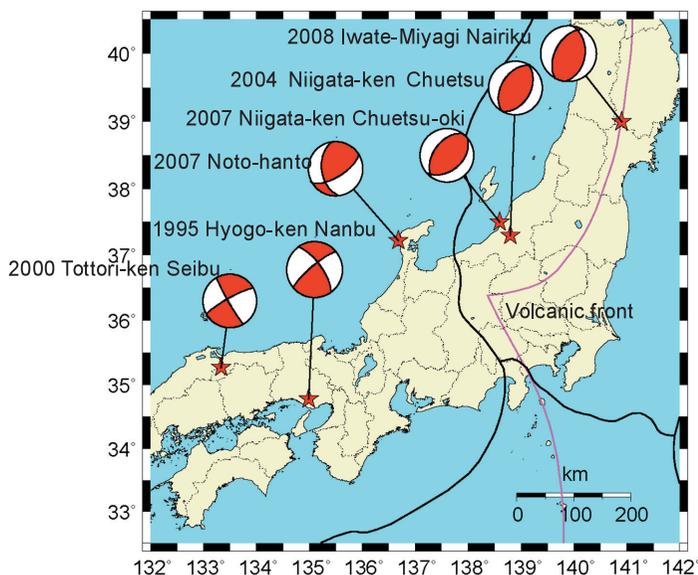


Fig. 7. Focal mechanism of inland earthquakes with magnitude around 7.0 occurred after 1995

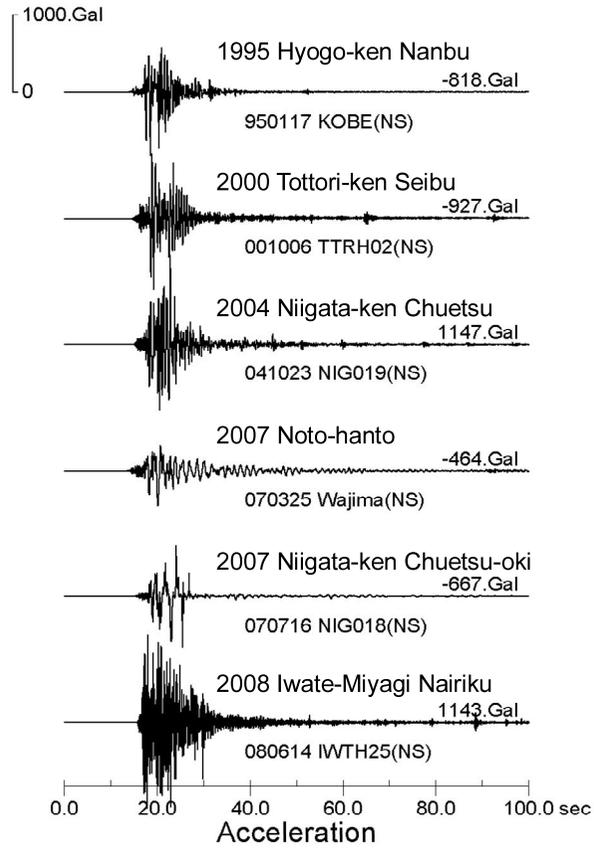


Fig. 8. Acceleration time histories observed at near fault regions of recent inland earthquakes

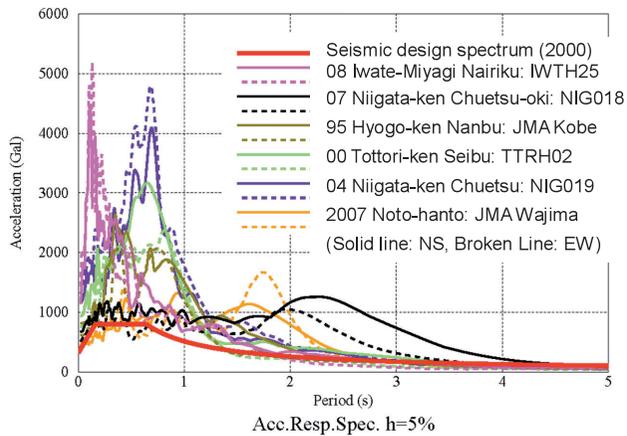


Fig. 9. Acceleration response spectra observed at near fault regions of recent inland earthquakes. Red line shows regulation spectra used in practical seismic design.

として設定された告示スペクトルと厳密に比較することはできないが、震源近傍の観測記録の多くが告示スペクトルを大きく上回っている。図中には兵庫県南部地震の神戸海洋気象台の記録も含まれているが、それを上回る記録が次々と得られているのが現状である。

それでは、地震動振幅に上限は存在するのであろうか。Bommer et al. (2004) は地表の地震動振幅の上限を支配する以下の3要素：①震源から射出される地震動強さの上限、②破壊伝播効果や伝播経路による地震波の増幅的干渉、③表層地盤のせん断強度に起因する地震動振幅の上限、を指摘している。

震源に起因する地震動強さの上限に関する研究はカリフォルニアで古くから着手されている。例えば、Housner (1965) は当時までに蓄積されていた最大加速度値のデータや断層運動を簡略化した式を基にし、最大加速度は0.5gを超えないと指摘している。データベースが充実する以前の検討であるため、経験的な要素が強い結果と思われる。

断層のすべり運動に基づく理論的な検討からも上限値が検討されている。Hanks and Johnson (1976) は $3.2 \leq M \leq 7.1$ の地震について、震源距離 R が10 km程度に位置する観測点の最大加速度値 \ddot{u} を収集した。 $M \geq 4.5$ の地震については \ddot{u} の M 依存性が明瞭でないことから、最大加速度値 \ddot{u} を

$$\ddot{u}(R) = \frac{1}{\rho} \frac{\bar{\sigma}}{R} \quad (5)$$

とモデル化している。ここで $\bar{\sigma}$ は断層面における動的なせん断応力の変化量、 ρ は密度を表す。最大加速度は断層面上の局所的な破壊に起因し、それを支配する $\bar{\sigma}$ は M に依存しないとの考えである。 $\bar{\sigma}$ は地震が発生する地域によって異なるが、平均的に $\bar{\sigma} = 2 \text{ kbar}$ とし、 $\rho = 2.8 \text{ g/cm}^3$ 、 $R = 10 \text{ km}$ とすれば $\ddot{u} = 0.75 \text{ g}$ が上限となる。なお、 $\bar{\sigma} = 5 \text{ kbar}$ とすれば $\ddot{u} = 1.8 \text{ g}$ となる。その後、McGarr (1982) は同様な考えを断層の不均質すべりを考慮した場合に拡張し、 \ddot{u} の上限値を検討している。 \ddot{u} は地震のタイプにより異なり、正断層では $\ddot{u} = 0.4 \text{ g}$ 、横ずれ断層では $\ddot{u} = 0.7 \text{ g}$ 、逆断層では $\ddot{u} = 2.0 \text{ g}$ と推定している。

最大速度の理論的上限值については、米国西部のユッカ・マウンテンにある Solitario Canyon 断層を対象とし、Andrews et al. (2007) が2次元の動力学的方法に基づいて検討している。断層の地表変位を15 mと仮定すると、断層から1 km離れた地点の最大速度値は水平方向が3.6 m/sになると推定されている。これは破壊伝播速度がレーリー波速度とほぼ等しい場合に生じており、理論的に起こるかもしれない最悪の条件下の推定値である。

以上に示したように、震源に起因する地震動強さの上限の研究事例はあるものの、その絶対値はパラメータの与え方により変動する。さらに震源から射出された波動が破壊伝播効果や伝播経路による地震波の増幅的干渉を経て工学的基盤に達することを考えると、上限値を一律に設定することは難しそうである。一方、工学的基盤に浅に存在する堆積層に大振幅の地震波が入射すると、地盤はそのせん断強度以上のせん断力を上層に伝えることができないため、地表の地震動には上限値が存在すると指摘されている。

末冨・他(2000)は内部摩擦角をパラメータとしてせん断強度を与えた簡易な2層地盤モデルを対象とし、H-Dモデルを応力-ひずみ関係に用いた非線形地盤応答解析を実施した。最大加速度、計測震度、SI値については地盤の内部摩擦角を要因とする上限値が存在し、内部摩擦角が小さいほど小入力レベルで地震動の上限値に達している。一方、最大速度と最大変位には必ずしも上限値が認められない。また、岩盤サイトについては震源と伝播経路の特性がそのまま反映され、最大加速度であっても上限値が存在しないと予想される。

IV. 設計用入力地震動の望まれる姿

内陸地殻内地震の震源近傍の観測記録が、現状の設計用入力地震動レベルを上回る事例を示してきた。また、その地震動レベルの上限値を定めることは難しいことも指摘した。このことは、建設サイト周辺で発生する可能性のある地震を想定し、強震動研究の知見を反映しながら伝播経路特性や地盤増幅特性を適切に考慮した予測地震動を作成し、建築構造物の耐震安全性を検討することの重要性を示している。

近年の蓄積された強震記録を見ると、同一観測点で得られた地震記録であっても、地震種別、震源位置や伝播経路が異なれば、地震動特性に違いが生じることが観測事実として明らかとなってきた(加藤, 2009)。観測された地震動記録は地震のタイプや伝播経路の影響を受けるため、建設サイト周辺で発生する地震のシナリオを構築し、各地震の特徴を反映させた予測地震波を作成する必要性を示している。以上を踏まえ、望ましい設計用地震動の姿の案をFig. 10に示す。図の左側の流れがシナリオ地震に基づく地震動評価に相当する。例えば、サイト近傍に活断層が存在する場合は、断層の長さや幅、破壊開始点の位置など、いくつかのシナリオを構築し、距離減衰式や断層モデルなどの各種手法を用いて地震動を評価する。いずれの手法にも長所と短所があり(日本建築学会, 2009b)、設計用地震動を評価する場合は両手法をバランス良く使いこなすことが重要である。

Fig. 10の右側は震源を事前に特定する・しないに関わらず、設計上考慮すべき地震動レベルに対応する。シナリオを組まないという意味で、ここでは非シナリオ地震と呼ぶこととし、全国一律に適用する最低限の地震動レベルである。その意味づけとしては以下の2点が挙げられる。第1点目の意味として、仮に、左側のフローでシナリオを組んだ場合であっても、シナリオで想定した以外の地震が発生することもありえる。シナリオどおりに地震が発生したとしても、現状の強震動評価技術は発展途上にあることから、予測結果に当たり・はずれの幅があると予想される。したがって、このような地震動評価結果の不確かさを補うために、最低限このぐらいの地震動レベルは設計上考えておくべきとの立場である。第2点目の意味としては、実際にシナリオを組めない地震、いわゆる「震源を予め特定しにくい地震」に対応する地震動レベル(加藤・他, 2004)である。

現状の設計体系に当てはめると、告示スペクトルが非シナリオ地震に相当する。告示スペク

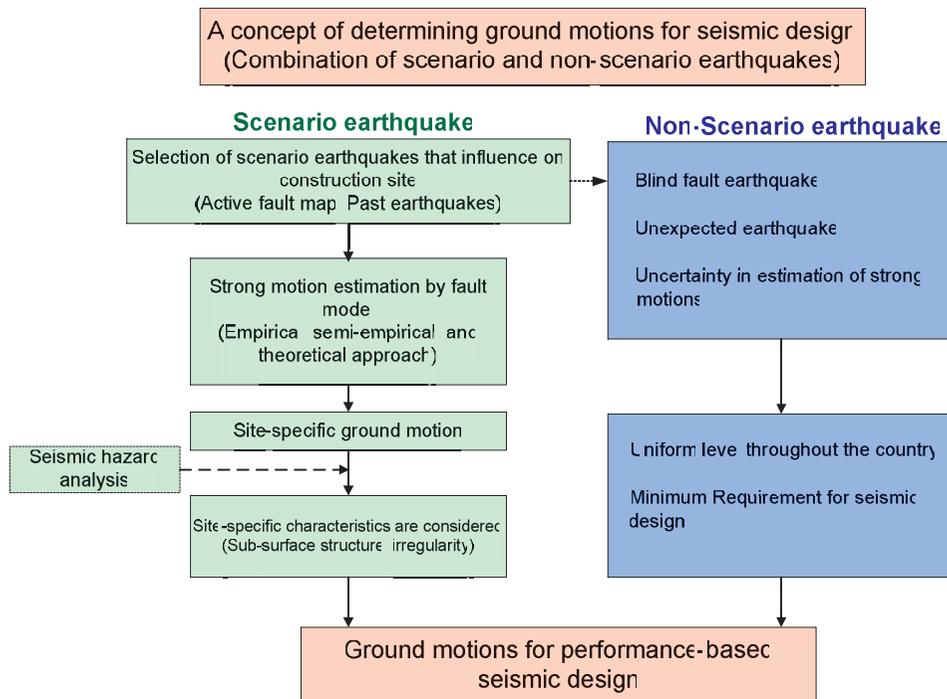


Fig. 10. A concept of determining input ground motions for seismic design of building structure.

トルを用いて最低限の耐震性能を担保し、さらにシナリオ地震に基づくサイト波を考慮することにより、建設地点固有の地域特性を加味することが設計用地震動の望まれる姿と考えている。将来、強震動研究がさらに発展し、シナリオ地震に基づく地震動評価の精度が向上すれば、全国一律に適用する最低限の地震動レベルも徐々に低下させていくのが理想である。

V. ま と め

2000年の建築基準法の改正により、工学的基盤で規定された地震動が建築構造物の設計用地震動として採用されるようになった。現状の設計用入力地震動として用いられている告示スペクトルの設定根拠をさかのぼると、最終的には今村博士による1923年関東地震の東京下町の地盤震度0.3に行き着くこと、関東地震を対象とした予測地震動からも、関東地震における大手町や本郷の予測地震動と告示スペクトルがほぼ対応することを示した。

一方、近年発生した内陸地殻内地震の震源近傍では大加速度振幅の記録がいたるところで観測され、これらは告示スペクトルを大きく上回っている。地震動振幅の上限を調べたところ、最大加速度には表層地盤のせん断強度に起因する上限が存在する可能性があるが、最大速度と最大変位については認められない。また、岩盤サイトでは震源と伝播経路の特性がそのまま反映され、

最大加速度であっても上限値が存在しないと予想される。

以上より、震源と建設サイトの位置関係によっては、大振幅の地震動が生じる可能性がある。建設サイト周辺で発生する可能性のある地震を想定し、伝播経路特性や地盤増幅特性を適切に考慮した予測地震動を作成して耐震安全性を検討することが望まれる。

予測地震動の精度は向上しているが、震源のモデル化や地震動の評価手法の相違により、評価結果にばらつきが生じているのも事実である。たとえば、同一地点（KiK-net 此花）を対象とし、異なる手法で南海地震を評価したところ、卓越周期やスペクトル振幅が異なる傾向を示している（日本建築学会，2007）。予測地震動を設計に反映させるには、ばらつきを減らすことが必要であり、強震動研究の益々の発展が望まれる。

謝辞 K-NET, KiK-net, および気象庁 95 型震度計による記録を使用させていただいた。

文 献

- Andrews, D. J., T. C. Hanks and J. W. Whitney, 2007. Physical Limits on Ground Motion at Yucca Mountain, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **97**, 1771-1792.
- Bommer, J. J., N. A. Abrahamson, F. O. Strasser, A. Pecker, P.-Y. Bard, H. Bungum, F. Cotton, D. Fäh, F. Sabetta, F. Scherbaum and J. Studer, 2004. The Challenge of Defining Upper Bounds on Earthquake Ground Motions, *Seism. Res. Lett.*; **75**, 82-95.
- Hanks, T. C. and D. A. Johnson, 1976. Geophysical assessment of peak accelerations, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **66**, 959-968.
- 堀高峰・尾池和夫, 1999. 過去約 1000 年間の西南日本の地震活動に見られる南海トラフの地震との相関, 月刊地球 号外, **24**, 50-55.
- Housner, G. W., 1965. Intensity of ground shaking near the causative fault, *Proceedings of the Third World Conference on Earthquake Engineering, Auckland*, **1**, 81-94.
- 加藤研一, 2002. 改正建築基準法に至る地震外力の考え方—設計適用の観点から見た現状と課題—, 第 30 回地盤震動シンポジウム, 日本建築学会, 13-23.
- 加藤研一・宮腰勝義・武村雅之・井上大榮・上田圭一・壇一男, 2004. 震源を事前に特定できない内陸地殻内地震による地震動レベル—地質学的調査による地震の分類と強震観測記録に基づく上限レベルの検討—, 日本地震工学会論文集, **4**, 46-86.
- 加藤研一, 2009. 観測地震動と設計用入力地震動, 2009 年度日本建築学会大会（東北）, 構造部門（振動）, パネルディスカッション資料, 2-13.
- 川瀬博, 1998. 強震動特性と地下構造—兵庫県南部地震における震災帯の生成メカニズム—, 第 26 回地盤震動シンポジウム, 9-20.
- McGarr, A., 1982. Upper bounds on near-source peak ground motion based on a model of inhomogeneous faulting, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **72**, 1825-1841.
- 日本建築学会, 2007. 各種波形予測手法に基づいた海溝型巨大地震の予測強震動波形収集資料, 東海地震等巨大災害への対応特別調査委員会・地震動小委員会, 269 pp.
- 日本建築学会, 2009 a. 建築物の耐震性能評価手法の現状と課題—限界耐力計算・エネルギー法・時刻歴応答解析—, 327 pp.
- 日本建築学会, 2009 b. 最新の地盤震動研究を活かした強震波形の作成法, 163 pp.
- Nishimura, I., S. Noda, K. Takahashi, M. Takemura, S. Ohno, M. Tohdo and T. Watanabe, 2001. Response spectra for design purpose of stiff structures on rock sites, *Transactions of SMiRT* 16, Paper #1133, 1-8.

- 佐藤俊明・壇一男・R. W. Graves・P. G. Somerville, 1998. 1923年関東大地震 (Ms 8.2) の断層の非一様すべり破壊を考慮した3次元有限差分法と半経験的方法のハイブリッドによる東京の広帯域強震動シミュレーション, 第10回日本地震工学シンポジウム, 第一分冊, 679-684.
- 佐藤俊明・渡辺基史・壇一男, 1999. 3次元有限差分法と統計的グリーン関数法を用いた広帯域ハイブリッド法による1923年関東大地震の東京と横浜の強震動シミュレーション, 日本地震学会秋季大会, P 13.
- 震災予防調査会報告: 第百号 (甲), 1925. 353 pp.
- 末富岩雄・沢田純男・吉田望・土岐憲三, 2000. 地震動の上限値と地盤のせん断強度の関係, 土木学会論文集, **654**, 195-206.
- Wald, D. J. and P. G. Somerville, 1995. The slip history of the 1994 Northridge, California, earthquake determined from strong-motion, teleseismic, GPS, and leveling data, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **85**, 159-177.
- 地震調査研究推進本部: 全国を概観した地震動予測地図, 2008. 2008年版, (http://www.jishin.go.jp/main/chousa/08_yosokuchizu/index.htm).