

近年の地震記録に基づいた L2 地震動の考え方とその設定方法

坂井 公俊* 室野 剛隆* 佐藤 勉**

Evaluation of the Level 2 Earthquake Motion by Using Recent Records

Kimitoshi SAKAI Yoshitaka MURONO Tsutomu SATO

The Level-2 earthquake used in designing railway facilities is specified mainly based on the records observed in the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake. These records observed at that site were largely amplified because of the influence of the deep seismic bedrock. However, the ground motion is not so much amplified at a site with shallow bedrock. We, therefore, have examined the level of the response spectra for the Level-2 earthquake by considering the effects due to the depth of the seismic bedrock. In addition, we have proposed a method to prepare a time history of the Level-2 earthquake for seismic design. By using the Level-2 earthquake proposed based on the examination, it is possible to design structures having adequate safety even under strong earthquakes.

キーワード：L2地震動，応答スペクトル，時刻歴波形，地震基盤，位相スペクトル

1. はじめに

土木構造物の安全性を照査するための地震動は、土木学会¹⁾において「現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さを持つ地震動」と定義されている。鉄道構造物の安全性を照査するための地震動（L2地震動）は、海溝型地震と内陸活断層による地震という性質の異なる2つの地震を考慮している²⁾。このうち内陸活断層による地震を念頭に置いたL2地震動（スペクトルII）の応答スペクトルレベルは、主に1995年兵庫県南部地震における観測記録を中心にして検討された結果である³⁾。ところが、兵庫県南部地震を契機として急激に発達した高密度地震観測網による観測記録から、深部地下構造の影響で地震動のスペクトル特性が変化することが明らかになってきた¹⁾。そのため、兵庫県南部地震による強震域とは深部地下構造が大きく異なる山間部等では、発生する地震動の特性が現在のL2地震動とは異なる可能性が考えられる。また、海溝型地震を念頭に置いたL2地震動（スペクトルI）も同様に、深部地下構造の影響を無視した地震動の設定を行っている。つまり、設計地震動を設定する際に、深部地下構造の違いを考慮することで、地点の特性をより反映させた適切な設計が行えると考えられる。

近年の地震観測網の急激な発展と活発な地震活動の結果、大規模地震による観測記録が多数得られている。また、深層ボーリングや各種物理探査の結果を統合した全国の深部地下構造もある程度把握されてきており、深部

地下構造の違いを考慮に入れた設計地震動を設定するだけの材料は揃いつつあると言える。そこで本研究では、深部地下構造の影響を考慮したL2地震動の標準的な弾性加速度応答スペクトルのレベルについて検討を行う。

さらに、L2地震動に対しては、構造物の応答は非線形領域に及ぶことが前提であり、この場合弾性加速度応答スペクトルだけでなく時刻歴波形が必要となる。ところが、同一の弾性加速度応答を示す振幅、位相の組合せは多数存在すると考えられ、この組合せの中から構造物の設計にとって適切な波形を選択する必要がある。特に地震動の位相特性は構造物の非線形応答に大きな影響を与えることが知られており、筆者らは位相の震源特性、伝播経路特性、サイト特性を考慮した位相スペクトル算定手法の提案を行っている⁴⁾。そこで、L2地震動の弾性加速度応答スペクトルに適合し、かつ構造物の非線形応答量を適切かつ安全側に算定することが可能な時刻歴波形についても検討を行う。

なお、今回の対象とする地盤条件は、耐震設計上の基盤面²⁾（工学的基盤面、 $V_s=400\text{m/s}$ 程度の連続地層）である。

2. 地震基盤深度を考慮したL2地震動の応答スペクトル評価

2.1 観測記録の収集

本検討では、L2地震動の標準地震動として内陸活断層による地震（ $M_w=7.0$ ，断層直上）と海溝型地震（ $M_w=8.0$ ，断層最短距離60km）の2つの地震を想定した。そこで、震源規模、震源距離が想定している地震動レベルと近く、地盤条件が良好である（耐震設計上の基

* 構造物技術研究部 耐震構造研究室

** 構造物技術研究部

特集：構造物の耐震設計技術

表1 本検討で用いた地震の一覧（内陸活断層による地震）

No.	地震名	発震日	Mj ^{*)}	Mw ^{**)}	記録数
1	兵庫県南部地震	1995.01.17	7.3	6.9	10
2	鳥取県西部地震	2000.10.06	7.3	6.8	34
3	新潟県中越地震	2004.10.23	6.8	6.7	22
4	新潟県中越地震（余震）	2004.10.23	6.5	6.4	24
5	福岡県西方沖地震	2005.03.20	7.0	6.7	30
6	能登半島地震	2007.03.25	6.9	6.7	10
7	新潟県中越沖地震	2007.07.16	6.8	6.6	22
計					152

表2 本検討で用いた地震の一覧（海溝型地震）

No.	地震名	発震日	Mj ^{*)}	Mw ^{**)}	記録数
1	宮城県沖地震（1978年）	1978.06.12	-	7.57	2
2	北海道南西沖地震	1993.07.12	-	7.83	2
3	北海道東方沖地震	1993.10.04	-	7.58	2
4	芸予地震	2001.03.24	6.7	6.8	20
5	三陸南地震	2003.05.26	7.1	7.0	22
6	十勝沖地震（本震）	2003.09.26	8.0	8.0	22
7	十勝沖地震（余震）	2003.09.26	7.0	7.3	12
8	紀伊半島南東沖地震（前震）	2004.09.05	7.1	7.3	8
9	紀伊半島南東沖地震（本震）	2004.09.05	7.4	7.5	10
10	釧路沖地震（本震）	2004.11.29	7.1	7.0	16
11	釧路沖地震（余震）	2004.12.06	6.9	6.8	14
12	宮城県沖地震（2005年）	2005.08.16	7.2	7.1	20
13	茨城県東方沖地震	2005.10.19	6.3	6.3	4
計					154

*) Mj:気象庁マグニチュード

**) Mw:モーメントマグニチュード

盤面までの深度が10m以内)、大きな加速度が得られている記録を収集した。今回の地震動選定条件に適合しているものの、スペクトル形状などから表層地盤の非線形の影響を明確に含んでいることが指摘されている記録に関しては、検討対象記録から除いた。最終的に用いた地震、観測記録数を表1、表2に示す。

2.2 観測記録の補正

前節の手続きにより収集された観測記録は、耐震設計上の基盤面までの深度が10m未満と比較的良好な地盤での記録である。しかし、収集した記録は加速度レベルの大きな記録であり、表層地盤の塑性化の影響が少なからず含まれている可能性がある。そこで、これらの記録に対して補正を施し、耐震設計上の基盤位置での地震記録を推定する。補正には等価線形化法による一次元の地盤応答解析 (FDEL⁵⁾) を用いた。なお解析手法、地盤のモデル化の不確定性などを考慮して、補正を行う記録は耐震設計上の基盤面までの深度が5m以上の記録とし、基盤深度が0~5mの記録については、それをそのまま基盤位置での記録として取り扱った。

さらに、これらの観測記録は、L2地震動の標準地震動として想定しているものとは、地震規模（マグニチュード）および震源距離が異なる。そのため、記録の補正を行い、標準地震動として想定した地震規模、震源距離の応答スペクトルを推定した。これらの補正の考え方は、現在の鉄道構造物の設計時に用いられるL2地震動²⁾ 設定時の考え方と同様である³⁾。補正式は、震源深さの影響を考慮した応答スペクトルの距離減衰式⁶⁾を用いた。なお、内陸活断層によるL2地震動の標準地震動としては、Mw=7.0の地震が直下で発生した場合を想定しているが、この地震の断層最短距離を3kmと設定した。これは、地表面数kmには地震を起こしにくい領域があるとされており^{例えば7)}、地表に断層面が現れている場合でも、この範囲では応力降下がほとんど発生していないことが指摘されていることを考慮したものである。

上記手法を用いて、全観測記録の補正を行った。図1に補正後の全観測記録の応答スペクトルを重ねて描く。これらの記録は、全て同じ地震規模、震源距離、地盤条件に補正されているものの、大きくばらついている。このバラツキの原因としては、断層最短距離は等しいもの

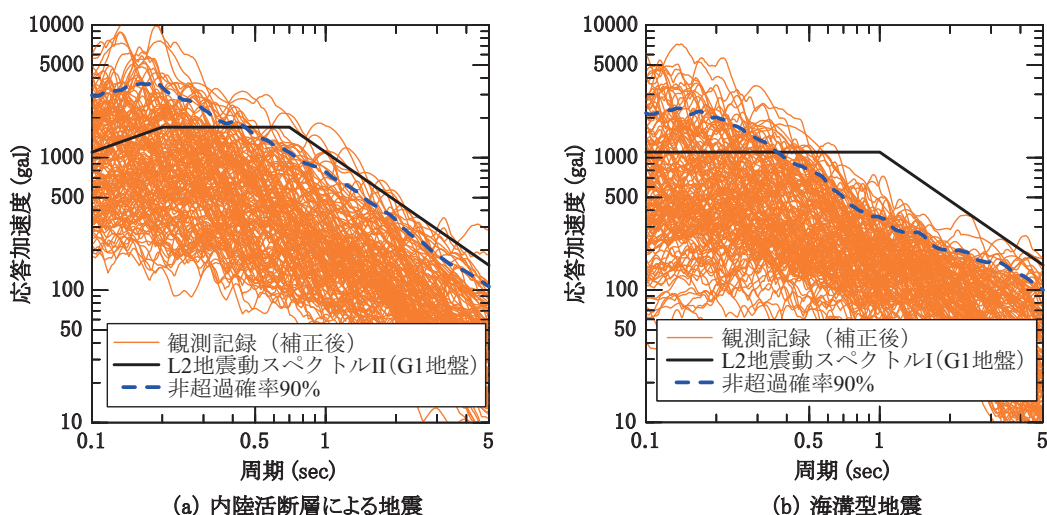


図1 補正した観測記録の応答スペクトルとL2地震動スペクトルI, IIとの比較 (h=0.05)

の、アスペリティからの距離が異なっていること、断層の破壊伝播の影響などを無視していること、表層地盤の非線形性の影響が完全に切り除けていないこと、耐震設計上の基盤面よりも深部の地盤構造の影響により地盤増幅特性が異なること、などが考えられる。

さらに図1には鉄道構造物の安全性照査に用いるL2地震動の弾性加速度応答スペクトルも重ねて示してあるが、周期0.5秒以上においては観測記録をほぼ包絡しており、このL2地震動を用いて設計することの妥当性が確認できる。これとは逆に、周期0.5秒よりも短周期側では多くの観測記録がL2地震動を上回っている。

こういった現象が起こる原因の一つには、深部地下構造の影響が考えられる。現在のL2地震動スペクトルII(図1(a))は主に兵庫県南部地震の観測記録をもとにして設定されているが、この地震の強震域は地震基盤と呼ばれるせん断弾性波速度が3km/sを超えるような地盤が非常に深いため、地震基盤から耐震設計上の基盤面へ地震波が到達する際に地盤増幅の影響を強く受けているものと考えられる。しかしながら、山間部のような地震基盤深度が浅い地域では、同規模地震であっても、地盤の増幅特性が異なるために、地表面付近の地震動としては、兵庫県南部地震のような記録とは大きく異なることが予想される。図1の結果はこういった深部構造の違いを無視して全結果を重ね描いているために、現在のL2地震動とは異なる傾向を示しているのではないかと推察される。

2.3 地震基盤深度による記録の分類

本節では、観測地点の地震基盤深度毎に記録を分類し、深部構造の変化に伴うスペクトル特性の違いを考察する。分類は、地震基盤深度が200～500m程度よりも浅い地点での記録と深い地点での記録で行った。ここで深度200～500mというある程度幅を持った分類を行ったのは、地震基盤までボーリングを行っている観測点で

は精度の高い地震基盤深度が評価可能であるのに対し、ボーリングが地震基盤まで実施されていない観測点では、全国の深部地盤構造モデル⁸⁾を参考にして推定する必要があるため、推定精度にバラツキが生じるためである。このように、大まかに2つに分類されたスペクトルを図2(内陸活断層による地震)、図3(海溝型地震)に示す。

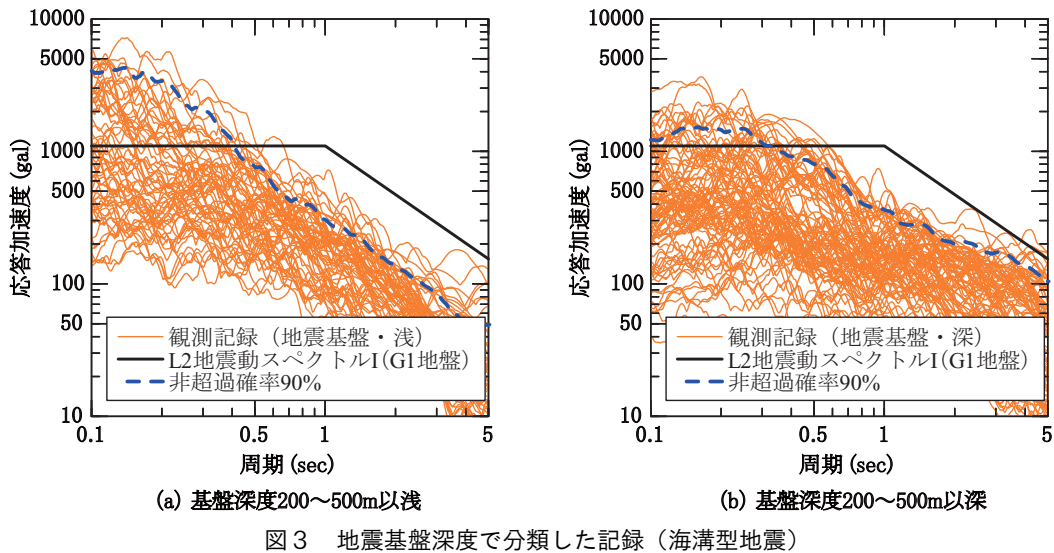
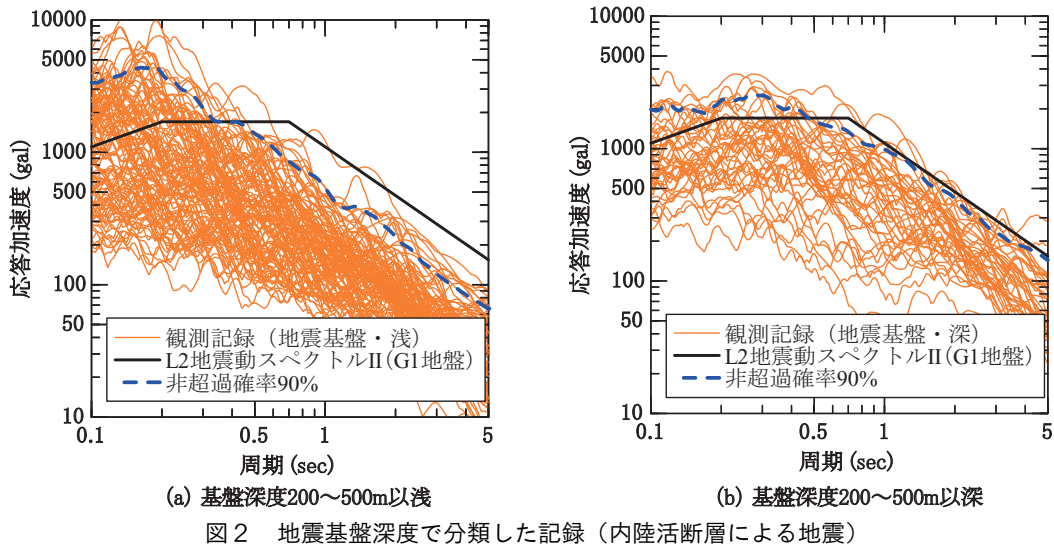
内陸活断層、海溝型の地震種別によらず、地震基盤深度の大まかな分類によって、応答スペクトルの特性が変化していることが分かる。地震基盤が浅い地域(各図(a))における応答スペクトルは短周期側では大きく、周期が長くなるにつれて応答が急激に小さくなる。これとは対照的に、地震基盤が深い地域(各図(b))では、浅い地域と比較すると、短周期側での応答はそれほど大きくないが、長周期側において応答が大きくなっている。以上により、地震基盤から耐震設計上の基盤面までの地盤増幅率の差によってスペクトル形状が大きく変化すること、この増幅率の違いは地震基盤深度によって大まかに評価できることが確認された。

現在のL2地震動を設定した当時は、内陸活断層による大規模地震の観測記録は兵庫県南部地震での記録が大半を占めており、その結果としてこれらの強震域における地盤増幅特性を加味した地震動となっていたことが考えられる。近年では高密度地震観測網が整備され、さらに大規模地震が活発に発生した結果、硬質な地盤条件を有する地点での観測記録が蓄積されている。そこで次節において、地震基盤深度を考慮した標準的なL2地震動の提案を行う。

2.4 地震基盤深度を考慮したL2地震動の応答スペクトル

本節では、耐震設計上の基盤面以深の地震動増幅の影響を考慮した標準的なL2地震動の応答スペクトルについて検討する。L2地震動の定義は、土木学会¹⁾等では「現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級

特集：構造物の耐震設計技術



の強さを持つ地震動」とされているが、今回は最大級の定義として既往の研究を参考に、「各分類ごとの観測記録を非超過確率90%で包絡するもの」とした³⁾。なお非超過確率90%のスペクトルを算出する際に、想定している地震の規模、距離と観測記録の震源距離や地震規模の差が大きい観測記録に関しては、スペクトル補正による誤差をより多く含んでいると考えられる。そこで、補正倍率に対して重みを考慮した検討を行う。つまり次式で表現されるように、地震規模 M_w^{obs} 、断層最短距離 R^{obs} [km] の観測記録に対して、補正前後のスペクトル比の逆数を観測点番号 n 、周期 t [sec] での重みとして与える。

$$W_n(t) = \frac{1}{SA(t)[M_w^{obs}, D^{obs}, R^{obs}] / SA(t)[M_w^{att}, D^{obs}, R^{att}]} \quad (1)$$

ここでは $SA(t)[M_w, D, R]$ 、地震規模 M_w 、震源深さ D [km] の地震が距離 R [km] の観測点において距離減衰式より想定される周期 t [sec] での応答加速度である。得られた非超過確率90%のスペクトルも図2, 3に示した。

この結果より、地震基盤が500m程度よりも深い地域（各図 (b)）では、観測記録の非超過確率90%のスペクトルが、現在の鉄道構造物の設計に用いるL2地震動と概ね一致していることが分かる。ただし、図3 (b) の海溝型地震の結果に着目すると、周期1秒程度で、現在のL2地震動（スペクトルI）は、観測記録を大きく上回っている。この要因としては、マグニチュードの大きな海溝型地震において顕著になると考えられる長周期地震動への配慮や、長周期側で内陸活断層によるL2地震動とスペクトルレベルを一致させるという設計上の配慮などが考えられる。以上を勘案すると、地震基盤が深い地域におけるL2地震動としては、現在用いられているものと同程度で良いことが分かる。

しかしながら、地震基盤が浅い地域（各図 (a)）では、非超過確率90%のスペクトルは、短周期側では現在のL2地震動を大きく上回り、周期0.5秒よりも長周期側では下回るような結果となっている。この非超過確率90%の線を満足するようなスペクトルをL2地震動として設定

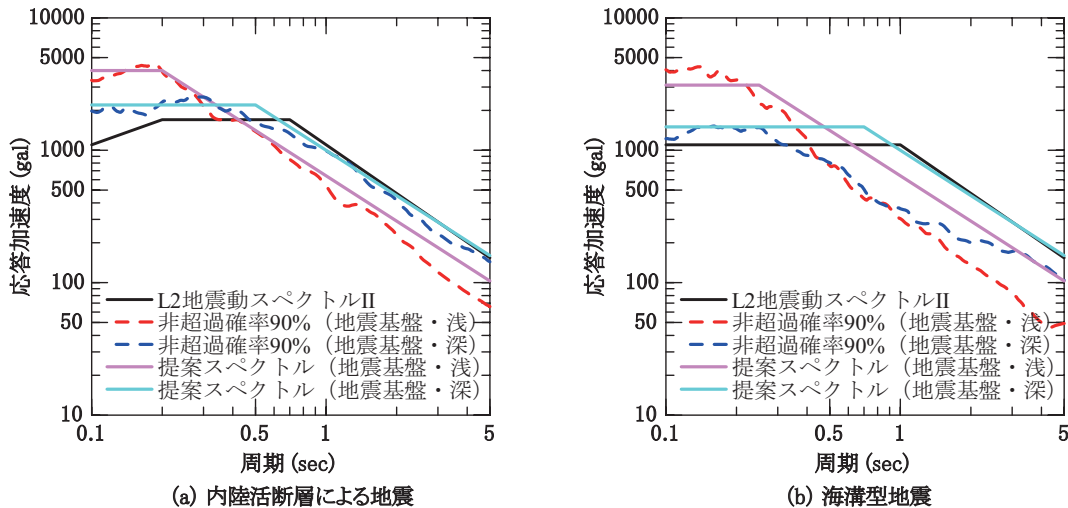


図4 提案する標準的なL2地震動の弾性加速度応答スペクトル (h=0.05)

することで、サイトの地盤特性を考慮した設計地震動とすることが可能である。

以上の結果を踏まえて、地震基盤深度を考慮したL2地震動を図4に提案する。これは、各応答スペクトルについて非超過確率90%を満足する線をもとに、簡単な直線で描くことを基本に設定したものである。上述のとおり、地震基盤が深い地点では現行のL2地震動と同程度、浅い地域では短周期で大きく、長周期側で現行を下回っている。つまり一般的な高架橋の周期帯(概ね周期0.5秒～1.0秒程度)を考えると、山間部等の地震基盤が浅い地域では、現在よりも合理的な設計が行える可能性があることが分かる。

3. L2地震動の時刻歴波形の評価

3.1 時刻歴波形群の作成

L2地震動に対しては、構造物の応答は非線形領域に及ぶことが前提であり、この場合、弾性加速度応答スペクトルだけでなく時刻歴波形が必要となる。そこで本章では、L2地震動の時刻歴波形についての検討を行う。今回対象とする地震は、図4(a)の地震基盤の深い地域における内陸活断層による地震とした。

検討手順としてはまず、対象とする弾性加速度応答スペクトル(図4(a)水色線)に適合し、かつ筆者らが提案している位相スペクトル算定手法⁴⁾を用いて、対象とする地震規模、震源距離、地盤条件の中で起こり得る時刻歴波形を多数作成する。これらの地震動群の中から構造物の非線形応答量として適切な1波を抽出し、これを設計地震動の時刻歴波形として選択する。時刻歴波形の作成は以下の条件、手順に従って実施する。

(1) 位相のモデル化⁴⁾

ここでは、震源、伝播経路特性、サイト特性を考慮し

た位相スペクトル算定手法について概略的に述べる。まず地震動 $O(t)$ は、震源特性 $S(t)$ 、伝播経路特性 $P(t)$ 、サイト特性 $L(t)$ の積によって表現できる。この時、そのフーリエ変換は式(2)のように表現される⁹⁾。

$$O(\omega) = S(\omega) \cdot P(\omega) \cdot L(\omega) \cdot \exp\{i[\phi^S(\omega) + \phi^P(\omega) + \phi^L(\omega)]\} \quad (2)$$

ここで、 $S(\omega), P(\omega), L(\omega)$ はそれぞれ震源特性、伝播経路特性、サイト特性のフーリエ振幅、 $\phi^S(\omega), \phi^P(\omega), \phi^L(\omega)$ は各特性のフーリエ位相である。つまり、地震動位相 $\phi^O(\omega)$ は各特性の位相の線形和で表現される。さらに、地震動の群遅延時間 $t_{gr}^O(\omega)$ は位相の微分であるためこの線形関係はそのまま保存され以下のように表現することが出来る。

$$t_{gr}^O(\omega) = t_{gr}^S(\omega) + t_{gr}^P(\omega) + t_{gr}^L(\omega) \quad (3)$$

この群遅延時間 $t_{gr}^O(\omega)$ が各振動数ごとに正規分布に従うとした時、群遅延時間の平均値 $\mu_{igr}^O(\omega)$ 、標準偏差 $\sigma_{igr}^O(\omega)$ についても次式のように震源、伝播経路、サイトの各特性に分離される。

$$\mu_{igr}^O(\omega) = \mu_{igr}^S(\omega) + \mu_{igr}^P(\omega) + \mu_{igr}^L(\omega) \\ (\sigma_{igr}^O(\omega))^2 = (\sigma_{igr}^S(\omega))^2 + (\sigma_{igr}^P(\omega))^2 + (\sigma_{igr}^L(\omega))^2 \quad (4)$$

このうち震源項 $\mu_{igr}^S(\omega), \sigma_{igr}^S(\omega)$ については、断層の破壊過程に従ったインパルス列の重ね合わせで表現する¹⁰⁾。伝播経路、サイト特性については観測記録に基づいた群遅延時間の推定式を提案している。位相モデル化の詳細については、文献⁴⁾を参照されたい。

(2) 地震動合成の条件

位相の震源特性は、断層の破壊過程と対象地点の位置関係によって大きく変化するものと考えられる。そこで、今回は図5に示すような観測点を断層の周りに8地

特集：構造物の耐震設計技術

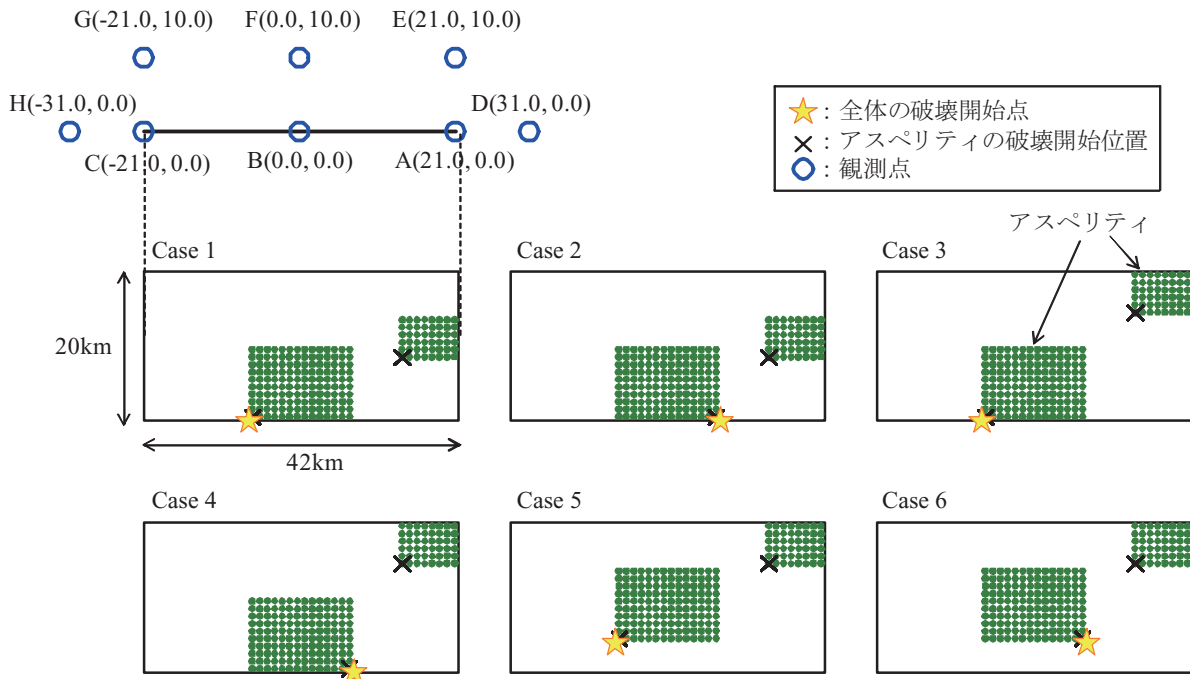


図5 観測点，断層の破壊開始点，アスペリティ位置の配置

点配置 (Site A ~ H) し，6 パターンのアスペリティ位置，破壊開始点の位置 (Case 1 ~ 6) を設定し，計 $8 \times 6 = 48$ パターンについて震源特性の評価を行った。断層は傾斜角 90 度とし，断層上面を地表面から深さ 3km の位置に設定した。その他巨視的震源特性および微視的震源特性については，過去の内陸活断層による地震をもとに提案されている手法^{11) 12)} に基づき設定している。アスペリティは2つ設定し，破壊開始点付近に大きなアスペリティ1と，それより上部にサイズの小さなアスペリティ2を配置した。破壊は破壊開始点より同心円状に 2.8km/s で広がり，アスペリティ内の破壊は全体の破壊開始点に最も近いコーナーから同心円状に進行するものとした。震源特性評価の結果として，破壊の指向性を適切に表現できていることは別途確認済みである¹³⁾。

続いて伝播経路特性であるが，今回は断層直上での地震動を想定しているため，断層からの距離はほぼ等しい。そのため，今回は距離 3km を固定して用いることとした。

サイト特性については，以下のように設定した。著者らの研究⁴⁾ ではサイト特性の群遅延時間は次式のように対象地盤のせん断弾性波速度と関連付けてモデル化している。

$$\begin{aligned} \mu_{\text{gr}}^L(\omega) &= \gamma_1(\omega) \cdot (3000 - V_s)^2 \\ \sigma_{\text{gr}}^{L,2}(\omega) &= \gamma_2^2(\omega) \cdot (3000 - V_s)^2 \end{aligned} \quad (5)$$

ここで V_s は観測地点直下地盤のせん断弾性波速度 (m/s) $\gamma_1(\omega), \gamma_2^2(\omega)$ は回帰係数である。これは観測記録に基づき設定したものであるが，式 (5) は大きなバラツキを持っていることが分かっている。そこで，今回は式 (5)

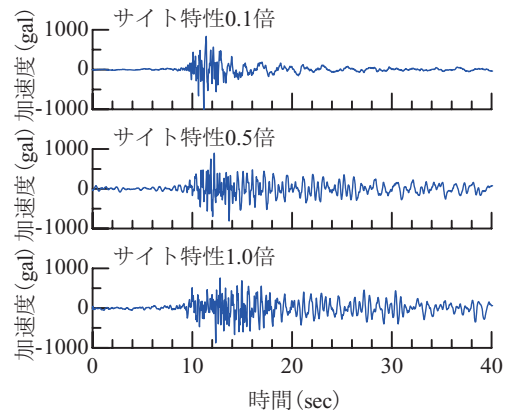


図6 時刻歴波形算定結果の例 (Case 5, Site A)

の $\mu_{\text{gr}}^L(\omega)$ と $\sigma_{\text{gr}}^{L,2}(\omega)$ を 1.0 倍 ~ 0.1 倍まで 0.1 刻みで 10 通りの変化をさせることで，位相サイト特性の不確定性の影響を検討することとした。また，設定した $\mu_{\text{gr}}^L(\omega)$ と $\sigma_{\text{gr}}^{L,2}(\omega)$ となる正規分布に従った群遅延時間を発生させる際には，各条件ごとに 10 通りの初期乱数を設定した。

最終的に発生させた群遅延時間は， 6 (震源特性) $\times 8$ (観測点) $\times 10$ (サイト特性のバラツキ) $\times 10$ (サイト特性の初期乱数) = 4800 ケースである。

以上の流れに従うことで，各ケースごとの位相特性 $\phi^0(\omega)$ が設定された。続いて振幅特性は図4 (a) (水色線) の応答スペクトルにフィッティングさせることで与えることとした。フィッティングの方法としては，フーリエ振幅スペクトルは非減衰の速度応答スペクトルと概ね一致するという関係¹⁴⁾ を用いて，初期のフーリエ振幅スペクトル $A_0(\omega)$ を設定し，繰り返し計算により振幅

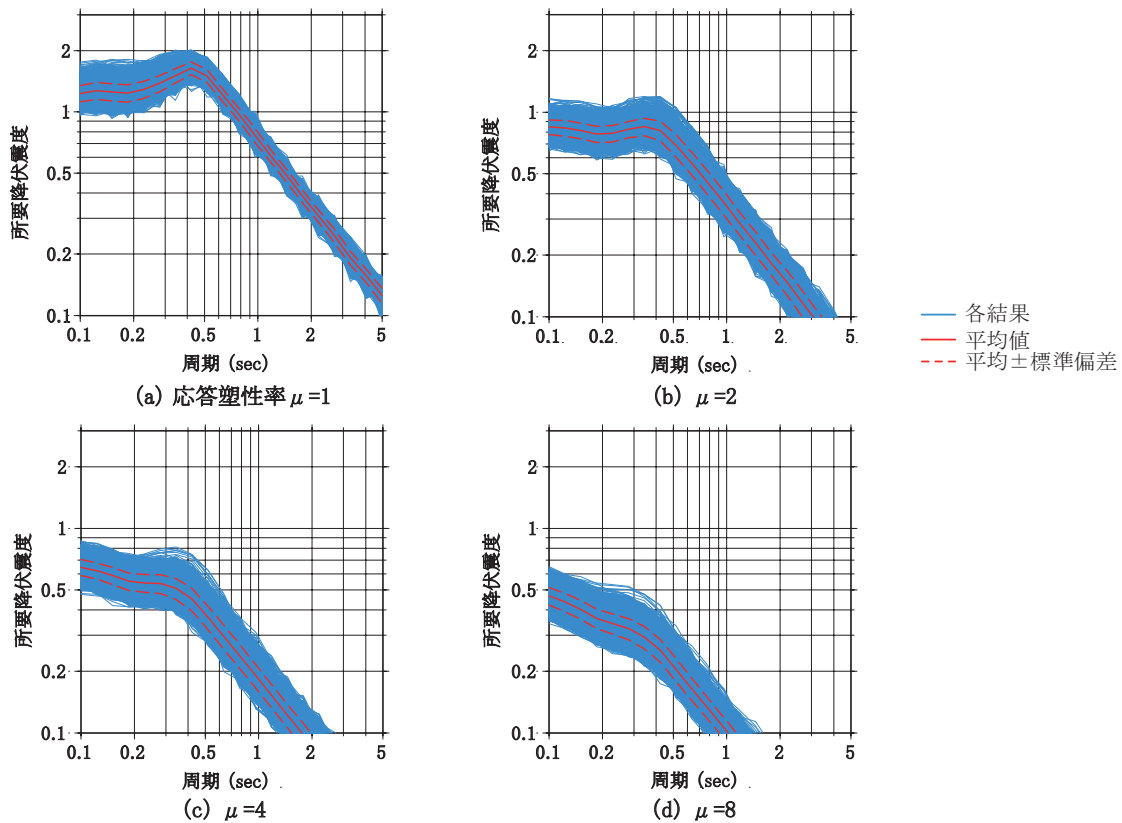


図7 所要降伏震度スペクトル算定結果

を調整することで、目標応答スペクトルに適合させた¹⁵⁾。得られた時刻歴波形の例を図6に示す。これらの結果より、各特性の影響を受けて波形の最大加速度や継続時間が大きく変化していることが分かる。

3.2 L2地震動として用いる時刻歴波形の選択

前節で設定された多数の時刻歴波形は全て提案したL2地震動の応答スペクトルに一致した時刻歴波形である。つまり弾性加速度応答スペクトルを基準として設計地震動を選択した場合に、いずれも選択される可能性のある地震動である。ただし、構造物の設計を念頭に置いた場合、非線形領域に踏み込んだ応答についても適切に把握する必要がある。そこで、作成された地震動波形群に対して構造物の非線形応答量を算定し、ある一定の安全性を確保した波形を設計地震動として抽出することとした。構造物の非線形応答量算定手法としては、所要降伏震度スペクトルを用いることとした。所要降伏震度スペクトル作成条件として、骨格はバイリニアモデル、履歴はクラフモデル¹⁶⁾とする。第1勾配に対する第2勾配の比は0.05、除荷時の剛性低下指数は0.2とし、減衰定数 h は $0.04/T(0.10 \leq h \leq 0.20)$ とした。これらの条件は、鉄道用RC構造物の設計時に用いられている所要降伏震度スペクトル作成条件と同一である²⁾。

上記条件に基づいて所要降伏震度スペクトルを算定し、まとめたものを図7に示す。なお、計算する応答塑性率

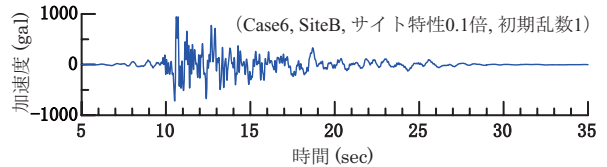


図8 抽出された時刻歴波形

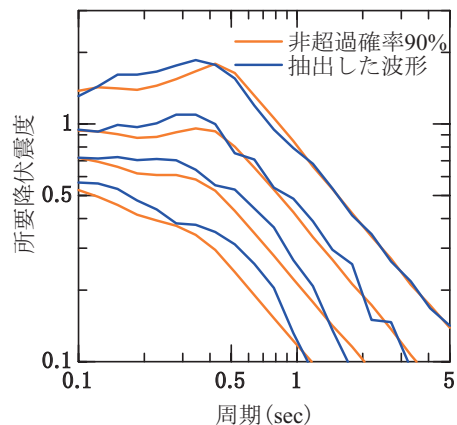


図9 抽出された波形の所要降伏震度スペクトル ($\mu=1, 2, 4, 8$)

μ は、1 (弾性)、2、4、8の4種類とした。この図より、各結果は大きくばらついていることが分かる。例えば(c)において、周期0.5秒、 $\mu=4$ の構造物を設計する場合に構造物に要求される降伏震度は0.30～0.60と大きく変

特集：構造物の耐震設計技術

化している。またここで、減衰定数 $h=0.05$ の弾性加速度応答スペクトルにおいては、全波形の変動係数(=標準偏差/平均値)は0.05程度となっており、目標とした弾性加速度応答スペクトルと良好に一致していることは確認済みである。つまり図7の結果は、選択する位相特性の違いによって、構造物の非線形応答量が変化しているものと考えられる。

ここで、構造物の設計地震動を考えた場合、弾性応答のみならず非線形応答に対してもある程度の安全余裕度を有した地震動となっていることが望ましい。この安全余裕度としては、弾性加速度応答スペクトルを設定する際には、想定される地震動を非超過確率90%で包絡するような地震動を設定している。そこで構造物の非線形応答量としても、図7の所要降伏震度スペクトルを各応答塑性率、各周期において非超過確率90%で包絡するような時刻歴波形を抽出することで、ある程度の安全性を担保することが出来るものと考えた。

この条件に基づいて抽出された波形、所要降伏震度スペクトルを図8、図9に示す。図9より抽出された波形の所要降伏震度スペクトルは、概ね全周期帯域において非超過確率90%のスペクトルを包絡しており、図8の時刻歴波形を用いることで非線形応答としても安全側の設計を行うことが可能であると考えられる。

4. まとめ

本検討ではまず、近年観測された大規模地震の観測記録に基づいて、L2地震動の弾性加速度応答スペクトルの見直しを行った。その結果、建設地点の地震基盤深度によってスペクトル特性が変化することを明らかにするとともに、この影響を考慮したL2地震動のスペクトルを提案した。

さらに、L2地震動に対しては、構造物の応答は非線形領域に及ぶことが前提であり、この場合弾性加速度応答スペクトルだけでなく時刻歴波形が必要となる。そこで、L2地震動の弾性加速度応答スペクトルに適合し、かつ構造物の非線形応答量を適切かつ安全側に算定することが可能な時刻歴波形の作成手法についても検討を行った。提案した時刻歴波形を用いて設計を行うことで、同一弾性加速度応答スペクトルを有する地震動に対してもある程度の安全余裕度を有する設計が可能となる。

なお、今回検討を行なった応答スペクトル、時刻歴波形は、3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震との関係を整理した後、耐震設計標準に反映する予定である。

文献

- 1) 土木学会・地震工学委員会・耐震基準小委員会：土木構造物の耐震設計ガイドライン(案) -耐震基準作成のための手引き-、委員会活動報告書、2001
- 2) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・解説耐震設計、1999
- 3) 玉海波、西村昭彦、長縄卓夫：基盤入力地震動の考え方と応答スペクトルの設定、鉄道総研報告、Vol. 13, No. 2, pp. 11-18, 1999
- 4) 室野剛隆、川西智浩、坂井公俊：位相のインバージョンに基づく地震波形合成法、鉄道総研報告、Vol.23, No.12, pp.5-10, 2009
- 5) 杉戸真太、合田尚義、増田民夫：周波数特性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する一考察、土木学会論文集、493/Ⅲ-27, pp. 49-58, 1994
- 6) 内山泰生、翠川三郎：震源深さの影響を考慮した工学的基盤における応答スペクトルの距離減衰式、日本建築学会構造系論文集、No. 606, pp. 81-88, 2006
- 7) 武村雅之：日本列島における地殻内地震スケーリング則-地震断層の影響および地震被害との関連-、地震第2輯、Vol. 51, No. 2, pp. 211-228, 1999
- 8) 藤原広行、河合伸一、青井真、先名重樹、大井昌弘、松山尚典、岩本綱司、鈴木晴彦、早川譲：強震動評価のための深部地盤構造初期モデル、第12回日本地震工学シンポジウム論文集、No. 0340, pp. 1466-1469, 2006
- 9) 澤田純男、盛川仁、土岐憲三、横山圭樹：地震動の位相スペクトルにおける伝播経路・サイト特性の分離、第10回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.915-920, 1998
- 10) 佐藤忠信、室野剛隆、西村昭彦：震源・伝播・地点特性を考慮した地震動の位相スペクトルのモデル化、土木学会論文集、No.612/I-46, pp.201-213, 1999
- 11) 入倉孝次郎：強震動予測レシピー大地震による強震動の予測手法一、京都大学防災研究所年報、47A, 2004
- 12) 地震調査研究推進本部地震調査委員会：震源断層を特定した地震の強震動予測手法(「レシピ」)、http://www.jishin.go.jp/main/kyoshindo/08apr_kego/recipe.pdf, 2008
- 13) 坂井公俊、室野剛隆：位相の不確実性が構造物応答に及ぼす影響に関する基礎的検討、第13回日本地震工学シンポジウム講演論文集、pp.3276-3283, 2010
- 14) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門、鹿島出版会、1994
- 15) 荒川直士、川島一彦、相沢興：応答スペクトル特性を調整した時刻歴地震応答解析用入力地震動波形、土木技術資料、第26巻、第7号、1984
- 16) Clough, R. W. and S. B. Johnston : Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements, 第2回日本地震工学シンポジウム梗概集、pp.227-232, 1966