

不確定性の高い地震作用に対する 構造技術戦略としての鈍構造の提案と その適用事例に関する一考察

高橋良和¹・日高 拳²

¹正会員 博(工) 京都大学准教授 防災研究所 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

E-mail:yos@catfish.dpri.kyoto-u.ac.jp

²学生会員 京都大学大学院工学研究科 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

E-mail:hidaka@catfish.dpri.kyoto-u.ac.jp

本研究では、地震作用による機能損失に鈍感な構造システムを鈍構造と定義し、その実現方法・課題について整理する。そして、鈍構造の概念に基づく適用事例として、「入力の特性的変化に対し、応答の特性の変動が小さいこと」を応答改善効果と考え、振動特性を不均質にした構造システムの応答特性を、不規則振動論に基づき解析的に評価した。その結果、構造特性が均質な場合に比べ、構造特性を不均質にすることで、変位応答平均値の減少に加え、入力の特性的変化に対する最大変位応答値の変動をも小さくすることができる可能性を明らかにした。

Key Words : 鈍構造, 不確定性, 地震作用, 不規則振動論, 応答改善効果

1. はじめに

現在の耐震工学は、耐震・免震・制震という技術を核とする体系を築き上げ、発展してきた。それぞれの体系の枠内で積み重ねてこられた検討により、それぞれの分野のその知識は深まってきた一方で、その枠組みが壁となり、分野間の交流が阻害されてきたことも事実である。科学史家であるKuhnは、科学の飛躍的な進展は、時代の背景とともに、既存の体系の枠組みからはみ出した新しい発想・発見によるものであることを指摘し、これを新しいパラダイムの形成と呼んだ¹⁾。

では、現在、耐震工学においてパラダイムシフトとなり得る概念は何か？そのキーワードのひとつが「地震作用による機能の損失に鈍感な構造（鈍構造）」であると考えられる。土木構造物の建設において考慮すべき荷重等の外乱は、風・水や地震などであり、他の工学分野に比べて極めて不確定性・不確実性が高い。我が国の構造設計において、特に不確定性が高い外乱は、偶発作用である地震であろう。この不確実性の高い地震作用に対し、構造分野はいかに対応すべきか。地震の不確定性が高い以上、それを真正面から対応しては、将来起こり得る地震に対して常に後手にならざるを得ない。地震外力

に鈍感であることが、構造物本来の能力を発揮できる力となる。本論文では、鈍構造を実現するための背景、手法を整理するとともに、その概念に基づく適用事例として、振動特性を不均質にした構造システムの応答改善効果を評価する。

2. 構造物の地震時挙動に関する不確定性

(1) 地震作用の不確定性

地震の不確定性は古くから新しい問題である。地震に関する知識や記録が乏しかった時代はもちろん、観測網が充実し、多くの知識や記録が得られるようになった現代でも、多様な特性を有する地震動が観測されており、地震動の不確定性に対する認識は高まるばかりである。

耐震設計においては、実地震動をモデル化し、設計において地震作用として考慮すべき設計地震動を設定する。兵庫県南部地震以降、大きく研究が進み、社会に還元されてきた分野のひとつとして、工学的地震動が挙げられる。従来の耐震設計では、基本的には日本各地で得られてきた地震観測記録をもとに、そのスペクトル特性を踏まえた地震動を地震作用として用いてきた。兵庫県南部地震以降、耐震基準が改定される中で、断層から発生す

る地震動を推定するよう規定されるようになった基準は少なくない。

さらに地震動の理解度が進むにつれて、外乱に対する予測精度は現状よりも合理的に小さくなる可能性もあるが、新たな断層の発見によりさらに大きくなる事例や、想定したシナリオ以外で巨大地震も発生することは、2011年東北地方太平洋沖地震等からも明らかである。地球内部に対する理解度は人工物である構造物よりも低いと考えざるを得ず、構造物の外乱は構造物の挙動に比べ、圧倒的に不確定性を持っているといえ、構造技術者として、その不確定性に対処する方策を常に考える必要性がある。

(2) 構造物の動的挙動の不確定性

構造物の動的挙動の不確定性に関しては、材料の不確定性に基づく検討は数多くあるものの、定量的評価が可能な構造応答レベルの実データが圧倒的に不足しているのが現状である。筆者らは、E-ディフェンスを用いて16体のRC柱供試体の一斉加振実験を行い、応答が非線形領域に入った100%地震動加振1回目の実験結果を基に、16体の供試体の応答加速度、応答変位などに関し、動的非線形応答の不確定性について定量的な評価を試みた²⁾。その結果、応答変位の最大応答変位の変動係数は、ほぼ入力・システムのばらつきと同程度であり、非線形・動的挙動であることを考えると、そのばらつきは大きくない。これは最大応答変位の領域では既に構造物が大きく非線形化しているものの、荷重-変位関係の骨格曲線はばらつきが小さく、履歴減衰の効果もあって、構造物の動的挙動が安定していると考えられる。一方、残留変形に関しては、最大応答変位と比べて約4倍程度変動係数が大きい。これは損傷発生後の履歴応答の不確定性に起因するものと考えられる。ただし、限られた条件下であるものの、最大応答変位、残留変形における変動係数は、それぞれ3.8%、18.7%程度にすぎず、地震作用と比較して、その不確定性は小さいといえる。

3. 剛構造と柔構造

(1) 剛構造

柱、梁を剛に緊結すると同時に耐震壁や筋交いを用いて構造物全体の変形をできるだけ抑えるという考え方は、剛構造の考え方にに基づくものであり、1923年の関東大震災でも、この設計思想に基づく旧日本興業銀行の建物が無被害であったこともあり、我が国の耐震構造学の基礎が剛構造に基づき確立された。

剛構造の概念は、耐震工学の核となり、広く適用されてきたが、構造物の挙動に関する理解が進む中で、その弾塑性挙動を積極的に利用する手法が提案されてきた。

耐震設計においては、地震時保有水平耐力法として体系化され、現在の終局限界状態設計において主流となっている。

(2) 柔構造

構造物はその固有の周期があり、周期の短い低層の剛な構造物には、地震動の性質から大きな破壊力が作用するが、硬質地盤上の周期の長い高層ビルには、その構造に十分な変形性能を与えることにより、小さな破壊力しか作用しない。これが超高層ビルの実現を可能とした「柔構造」の考え方である。

小堀らが制震構造を提唱した際³⁾、制震とは地震応答を制御するような性質を建築物に与えることであり、条件として次の4つを挙げた。①地震動のエネルギー伝達経路自体を遮断する。②地震のもつ振動数帯から制震系の固有振動数帯をisolateする。③非線形特性を与えて非定常非共振系とする。④エネルギー吸収機構を利用する。現在の免震構造の究極の姿は上記①であるが可能ではないため、振動系の長周期化を図り一次共振をかわすという意味で②に依存し、④を援用している。柔構造は固い地盤に基礎を置く構造物を念頭においているという意味で、比較的短周期成分の帯域を含む地震動を想定しているが、制震構造は、地震動そのものが極めて不明確で分からないという前提に立ち、そのために地震応答をコントロールするという性質を構造物に積極的に与えることを目的としている。

4. 鈍構造

(1) パラダイムシフトとしての構造技術

耐震工学において、大震災が新しいパラダイムの形成の要因となることは少なくない。1923年関東大震災を期に確立した震度法や剛構造、1995年阪神大震災を期にその利用が進んだ免制震構造（柔構造）が挙げられるが、2011年東日本大震災を期に生まれるパラダイムは、地震作用に鈍感な構造（鈍構造）の形成による既存枠組みの再構築であると考えられる。鈍構造とは、地震作用の不確定性を認識した上で、その特性が想定と異なったとしても、構造物が提供する機能の損失に対して鈍感な構造と定義する。

以下に鈍構造を実現するための様々な方法論を示す。これらは従来異なる枠組みの知識、技術であったが、鈍構造という新しいパラダイムにより再構成され、同じ枠組みで議論することを可能とする。

(2) 材料からのアプローチ

不確定な外乱に鈍感であるためのひとつの方法は、構造物が外力の不確定幅を圧倒する性能を保有することで

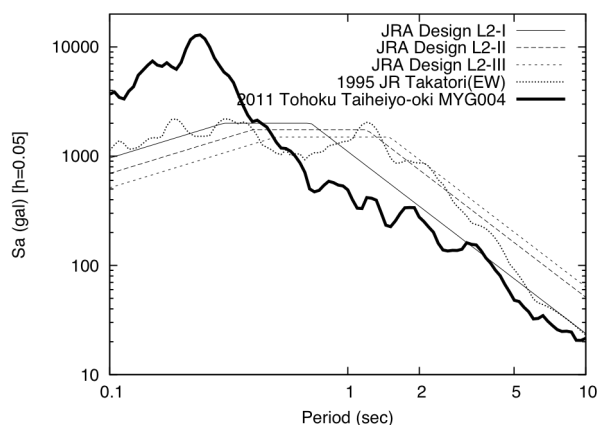


図-1 短周期地震記録と道示スペクトルの比較

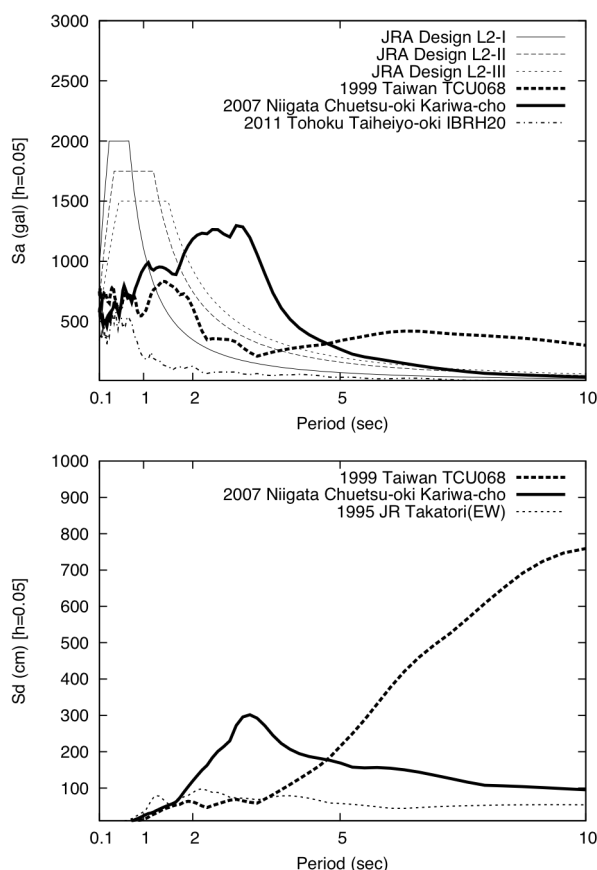


図-2 長周期地震記録と道示スペクトルの比較

ある。いわば超弾性構造の創造である^{例えば5)}。これを実現する手法は様々考えられるが、最も直接的な方法としては材料の性能を圧倒的に向上させることである。従来の構造技術の発展も、材料開発に負うところが多い。超弾性構造を実現すると基礎その他の部位部材に大きな力が作用するため、単に部材の超高強度化ではなく、後で示す構造形態からのアプローチと併用することが必須となる。また超弾性構造を実現するために剛性を高めるとすると、図-1のように短周期レベルで10Gを越える地震記録が得られていることを踏まえ、これをも圧倒できる性能向上が課題となる。

また、損傷しても気づかない（重大時に陥らない）ことも鈍感の特性の一つである。近年、自己修復型材料の開発が積極的に進められているが⁶⁾、これらの材料を効果的に利用できる構造を作り出すことも、鈍構造実現の一つの方法である。地盤の止水目的に、地盤を凍結して人工凍土壁を作成することは、土留め工法の一つとして適用事例があるが⁷⁾、電力が供給できる限り、地震により凍土壁に損傷が発生し、一時的に止水機能が低下したとしても、再び固結し、その遮水性を回復できることは、凍土の材料特性を効果的に利用できる構造の一例である。

もちろん土木構造物は大規模構造物であるが故に、基本的には地球上に多く存在する材料（FeやSi、Cなどの元素）を用いてきた。このような制約のもとで構造使用材料の性能を向上させていくこと、あるいは少量の高性能材料により構造全体の性能を向上させることが今後の材料開発を進める上で重要である。

(3) 構造制御技術からのアプローチ

免震技術はまさに外乱である地震から構造物を免れることを期待した構造であり、外乱に鈍感な構造の実現事例である。しかし橋梁構造に対する免震技術の適用は、既存の支承部を免震支承に置き換えたものがほとんどであり、地震時変形の増大にジョイント部が対応できるためにも2秒程度に周期を設定された構造が多い。あくまで構造物が地震のもつ振動数帯から外れていることが鈍構造であること的前提条件であるものの、地震動の不確定性を考えると2秒程度にも大きなパワーを有する地震動は過去の地震記録でも明らかであり（図-2）、そのような地震動に対しては鈍感であるための超長周期免震を可能とする技術開発を進める必要がある。

また制震技術は地震動の不確定性を認識した上での技術であり、構造制御技術が鈍構造を実現する上で重要な知見を与えてくれることは疑い余地もない。地震作用に対しては、現在はダンパーなど単に減衰を付与する技術の採用が中心であるが、パッシブ制震装置の特性を構造物全体系の応答低減の観点から検討するなど⁸⁾、不確定な外乱に鈍感であるためにも、計測技術やアクティブ／パッシブ制震技術を積極的に活用することは有用である。

(4) 構造形態からのアプローチ

構造形態とは構造物の「かたち」と「ありさま」を表す言葉であり、空間を成立させている骨格そのものと、そこに内在する力が共存した言葉である。構造形態はその材料や我々が有する技術と密接な関係があるが、ここでは現在の構造物の構造形態を決定づける構造的骨格（力学）を考える⁹⁾。現在の構造設計において、その構造的骨格は重力により支配されていると言っても過言ではない。しかし現在は耐震設計において弾性地震荷重は

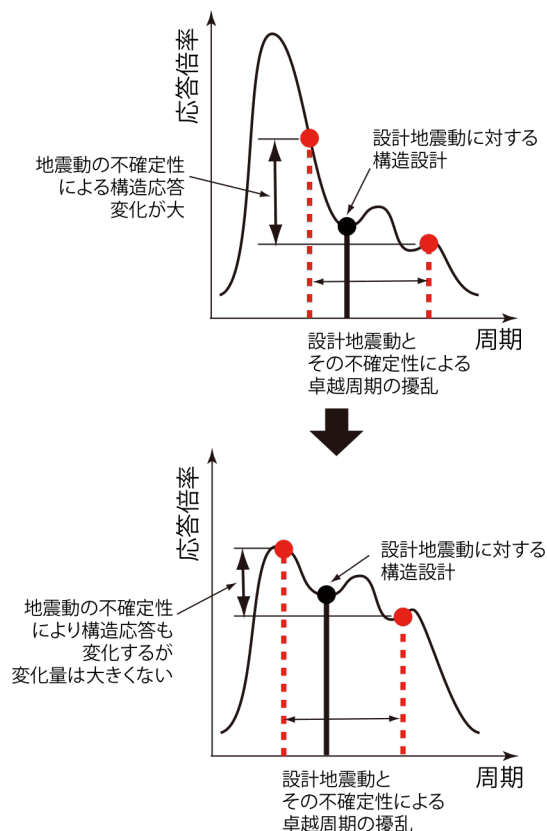


図-3 地震動特性の変化に対する鈍構造特性の概念図

2 G レベルであり、もはや重力(1 G)を越えているにも関わらず、構造形態は旧態依然、重力に対する形からなら変化していない。橋梁構造に対する過去の震災事例を振り返ると、両端橋台の橋や連続桁橋では、下部構造が倒壊しなければ、過去に地震動による落橋の事例はない。つまり、上部構造としては多径間連続を推進することが有用である一方で、下部構造の倒壊を防止するためにも、単柱式ではなく、ラーメン構造の採用も有効である。また、図-2に示すように、地震動の特性によっては、数メートルにも及ぶ変形が発生する可能性があり、従来の構造形態では対応することは難しい。構造デザインの思考の背後に存在する構造と形態の連関性を考えると、不確定地震動に対応した力学的骨格から、新しい形態、造形が生まれてくるのは自然である。地震工学者は構造形態に対して以前より責任を持っていることを自覚する必要がある。

(5) 構造計画・設計からのアプローチ

道路橋示方書¹⁰⁾によると、耐震設計の基本は、「設計地震動のレベルと橋の重要度に応じて、必要とされる耐震性能を確保することを目的として行う。」ことである。また、その解説において、地震後の道路ネットワークの確保等の観点から橋としての機能の回復が速やかに行い

得ることが特に求められる橋に対しては、耐震設計では考慮していないが想定される地震に伴って生じるリスクについて検討することにもなっており、構造計画の観点から、仮に橋に機能的な損失が生じて、できる限り早期に復旧できるような構造形式を採用しておくことも重要であることが述べられている。まさにこれは、構造計画・設計による鈍構造の一つの形態である。

動的照査法により耐震性能を検討するに当たっては、通常3波形程度の設計地震動に対し、その応答値の平均で照査することが一般である。これは、時刻歴応答解析においては、同じ加速度応答スペクトル特性を有する地震動であっても、位相特性の違い等によって応答解析値に差異が生じることを考慮するためである。そして、例えば鉄筋コンクリート橋脚に対する照査では、動的解析により算出される諸量が、設計許容値「以下」となることを照査する。すなわち、3波形異なる地震動を用いたとしても、照査においては応答値の平均値だけしか用いられないのが現状である。構造設計による鈍構造概念の適用としては、異なる地震動に対する応答値のばらつき(分散、変動係数)を積極的に利用し、地震動特性の変化に鈍感な構造(応答値の変動が小さいこと)を実現することが考えられる(図-3)。従来の耐震工学においては、応答改善効果は、「系全体の応答レベルが低下する」ことを指すが、地震作用の不確定性を踏まえ、「入力地震動の卓越振動数が変化しても、応答の特性の変動が小さいこと」も、鈍構造では応答改善効果の一つとして考えられる。

一般に、変動が小さいことと、平均値が小さいことは全く関係がない。つまり変動が小さい構造では、通常の耐震設計の指標となる平均値が大きくなることも予想されるが、応答の平均値が大きいことに対しては、従来技術(強度を大きくすることなど)で対応することが可能であると考えられる。

5. 鈍構造の適用事例と不規則振動論的評価

(1) 検討目的と既往の研究

本検討の目的は、構造特性をあえて不均質にすることにより、その応答の変動を小さくし、鈍構造として成立しうるか、不規則振動論に基づき定量的に評価することである。系全体の応答レベルを低下させ、入力の変動に対して鈍感にさせることは、減衰を大きくすることで当然実現できることである。本検討では、小さな減衰特性にも関わらず、質量(あるいは剛性)を変化させた、異なる振動特性を有する構造を連結させることで、鈍構造としての応答改善効果を発揮できるか検討する。

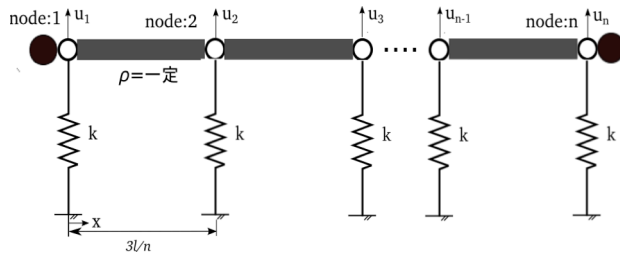


図-4 構造モデル(n 自由度)

筆者らは、設計指標として構造物応答の変動係数を選択することで、構造設計による鈍構造実現の可能性について検討した¹¹⁾。橋梁システムにおいて、4つの桁を支える支承構造特性を様々に変化させ、3つの入力地震動による動的解析を行うケーススタディにおいて、橋脚せん断力の変動係数を算出すると、桁固有周期を全て同じとするよりも、異なる固有周期を有する桁を組み合わせた構造システムが、最も変動係数が小さくなることを報告した。しかしながら、得られた結果は選択した入力地震動の特性に大きく依存するため、結果の一般性を議論することはできず、あくまで一例を示しているにすぎない。

構造物の応答を定量的に評価する手法の一つとして、不規則振動論が用いられる。不規則振動論を用いた多自由度系構造物の応答評価として、Jennings and Newmark¹²⁾やHudson¹³⁾らが提唱している固有モードのRoot mean square response (RMS応答値)が広く用いられるが、モード間の位相差を考慮しておらず、真の応答とは一致しない。山田、竹宮^{14,15)}はモード間の位相差を考慮した厳密解を導出し、系の固有振動数が十分離れている場合には、モード間の相互効果は非常に小さくなり、真値とRMS値がほぼ一致するものの、モードが近接する場合には、高次にわたる固有モードを考慮する必要があるとともに、それらのもつ相互作用が重要となることを示している。本検討では、結果を定量的に評価するため、不規則振動論を採用する。

(2) 振動特性の異なる構造の連結システム

本研究では橋梁を想定した図-4のようなn自由度モデルを用いる。地盤条件が均質で、交差条件に特に制約がない場合、通常的设计では、等スパンの桁を同じ橋脚で支持させることが最適と判断されることが多い。桁は様な分布質量を有する剛梁とし、本来連続した桁橋の一部を取り出した影響を考慮するために、端部には集中質量を設定している。ここで、自由度によらず、桁と端部の集中質量を合わせた系全体の質量は $M=3m$ としている。 $\rho(x)=m/l$ とし、 $m=1$ とした。また、橋脚の剛性は全て k である。このとき、本構造モデル(n 自由度)にお

ける質量行列 $[M](n \times n)$ と剛性行列 $[K](n \times n)$ は、以下のよう

$$[M] = \frac{m}{2n} \begin{bmatrix} 5 & 1 & 0 & \cdots & 0 \\ 1 & 4 & 1 & \ddots & \vdots \\ 0 & 1 & \ddots & \ddots & 0 \\ \vdots & \ddots & \ddots & 4 & 1 \\ 0 & \cdots & 0 & 1 & 5 \end{bmatrix} \quad (1)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & k & \ddots & \vdots \\ \vdots & \ddots & \ddots & 0 \\ 0 & \cdots & 0 & k \end{bmatrix} \quad (2)$$

また減衰型には、レイリー減衰を使用し、一次及び二次の減衰定数(h_1, h_2)を0.01とした。

本研究では、桁をつなぐヒンジ部に様々な集中質量を与えることにより、振動特性を変化させる。

(3) 不規則振動論による応答解析と応答改善効果指標

a) 構造全体系の応答指標

本研究では入力および応答に、より一般性をもたせるために不規則振動論による検討を行う。n自由度系の運動方程式は、質量行列 $[M]$ 、剛性行列 $[K]$ 、粘性行列 $[C]$ 、変位ベクトル $\{u(t)\}$ 、単位ベクトル $\{I\}$ 、水平加速度 $\ddot{z}(t)$ を用いて、次式で表現される。

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = -[M]\{I\}\ddot{z}(t) \quad (3)$$

また、固有値解析により、i次の固有円振動数 ω_i および固有ベクトル ϕ_{ij} を求めることで、式(3)は以下のようにn個の独立な線形微分方程式に分解できる。

$$\ddot{x}_i(t) + 2h_i\omega_i\dot{x}_i(t) + \omega_i^2x_i(t) = -\gamma_i\ddot{z}(t) \quad (4)$$

ここで、 $x_i(t)$ はモード座標である。また、 γ_i は刺激係数であり次式で表わされる。

$$\gamma_i = \sum_{j=1}^n \phi_{ij}[M]\{I\} \quad (5)$$

そして不規則振動論により、定常確率過程における変位応答の自乗平均平方根(RMS応答値)は、以下のように求まる¹⁶⁻¹⁸⁾。

$$u(t)_{RMS} = \sqrt{E[u_k^2(t)]} = \sqrt{\sum_j \sum_i \phi_{kj} \phi_{ki} \gamma_{sj} \gamma_{si} \int_{-\infty}^{\infty} H_j(\omega) H_i^*(\omega) S_f(\omega) d\omega} \quad (6)$$

ここで、 $S_f(\omega)$ は入力ノイズのスペクトル密度関数である。また、 $H_j(\omega)$ はモード座標における周波数応答関数であり、以下で表される。

$$H_j(\omega) = \frac{1}{\omega_j^2 - \omega^2 + i2h_j\omega_j\omega} \quad (7)$$

一般に、固有モードの十分な分散や、減衰が小さい場合などでは式(6)の $j=i$ の項(対角項)のみの計算で近似することができる^{14, 15)}。しかし、本研究ではあえて構造物の特性を不均質にすることにより、複数のモードが励起する。モデルによっては固有モードが近接する場合もあるため、モード間の連成の考慮が必要である。従って $j \neq i$ の項(非対角項)を含め、式(4)の積分を留数定理を用いて展開し¹⁹⁾、厳密解を導出した。

本研究では、入力地震動の特性が想定と異なった場合の応答を考える必要がある。そこで、入力のスペクトル密度関数として、 ω_f を卓越振動数とする狭帯域入力特性をもつ金井・田治見スペクトルを用いる²⁰⁾。

$$S_f(\omega) = S_0 \frac{\omega_f^4 + 4h_f^2\omega_f^2\omega^2}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4h_f^2\omega_f^2\omega^2} \quad (8)$$

この金井・田治見スペクトルは、地震に対して地盤が1自由度系のように振動すると想定したものである。つまり1自由度系に強度 S_0 のホワイトノイズを入力したときの加速度応答スペクトルを、入力の加速度スペクトルに置き換えている。このとき、 ω_f は狭帯域円振動数成分のピーク振動数、 h_f は狭帯域成分の幅を規定するパラメータであり、本研究では、 h_f は0.2とした。式(6)から明らかに、変位応答は、 $H(\omega)$ と $S(\omega)$ の積分により求められるため、入力の大きさを等しくするよう、 ω_f によらず $S(\omega)$ の面積は一定としている(図-5)。

多自由度系のある質点における応答特性は、図-5のような周波数応答関数で表すことができるが、本研究では系全体の応答を評価するため、以下に定義する各質点の応答の平均値を用いる。

$$u_{ave} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{k=1}^n E[u_k^2]} \quad (9)$$

b) 応答改善評価指標

式(9)で定義した全体系の応答指標は入力地震動特性(ω_f)によって変化する。耐震設計においては、最大応答値が重要となるため、入力地震動特性が変化した場合の最大応答値の変動を、応答改善効果の指標として考える。

入力地震動特性 ω_f を正規分布に従う確率変数とみなし、 $u_{ave}(\omega_f)$ が最大となる $\omega_f = \omega_{fmax}$ において、以下式(10)から式(12)で定義される最大変位応答の平均、分散、および変動係数を求める。ここで、 $f(\omega_f)$ は確率密度関数を表す。正規分布は均質モデルにおいて最大応答をとる ω_f に最も重みづけをし、その周辺でばらつくことを表現している。以上より、入力の不確定性を考慮した場合の最大応答の平均、分散、変動係数は式(10)~(12)で表され、

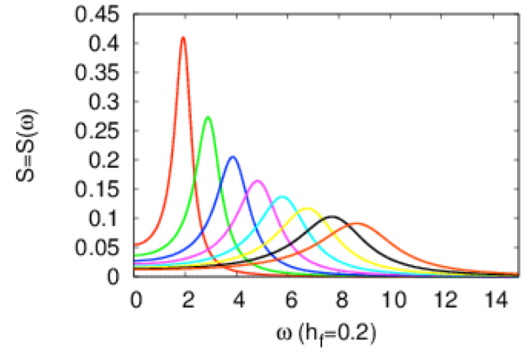


図-5 入力のスペクトル密度関数

これらを応答改善効果の指標とする。ここで正規分布の入力の標準偏差 σ_f は 1.0 とした。

$$\mu_{u_{max}} = \int u_{ave}(\omega_f) f(\omega_f) d\omega_f \quad (10)$$

$$\sigma_{u_{max}}^2 = \int_{-\infty}^{\infty} \{u_{ave}(\omega_f) - \mu_{u_{max}}\}^2 f(\omega_f) d\omega_f \quad (11)$$

$$\delta_{u_{max}} = \sigma_{u_{max}} / \mu_{u_{max}} \quad (12)$$

(4) 3自由度モデル

a) システムの特性の比較

振動特性が均質なモデルと不均質なモデルを比較する。例えば3自由度の場合、各質点に質量(m_1, m_2, m_3)を付加することで振動特性を変化させる。この際、「付加質量の和が一定(等価一自由度系が等しい)」(3Bモデル)を振動特性の異なる構造を比較する際の制約条件とし、 $m_1=m_2=m_3$ とした均質モデル(3B-U)と、各質点の付加質量が異なる不均質モデル(3B-1, 3B-2, 3B-3)を比較する。ここでは、自由度によらず、均質モデルの応答を等しくするために、剛性の合計は300で一定とし、3自由度では $k=100$ 、6章で述べる5自由度では、 $k=60$ とした。

表-1 に選択した構造モデルのパラメータを示す。刺激係数に注目すると、均質モデル 3B-U は一次モードのみの励起であるが、不均質モデルは二次および三次モードの励起がみられる。また図-6 には、以下で定義する各質点の周波数応答関数を平均した平均周波数応答関数を示す。

$$|H_{ave}(\omega)| = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |H_{u_i}(\omega)| \quad (13)$$

ここで $H_{u_i}(\omega)$ は i 点における質点座標における周波数応答関数であり、以下で定義される。

$$H_{u_i} = \sum_j \phi_{ij} \gamma_{xj} H_j(\omega) \quad (14)$$

表-1 3自由度模造モデルのパラメータ

Model		均質	不均質			
		3B-U	3B-1	3B-2	3B-3	
付加質量	m_1	6.00	3.2	3.2	9.0	
	m_2	6.00	3.6	11.6	0.0	
	m_3	6.00	11.2	3.2	9.0	
固有円振動数	ω_1	7.07	6.06	6.15	6.50	
	ω_2	7.39	8.21	8.55	6.54	
	ω_3	8.16	9.04	8.69	12.56	
刺激係数	γ_1	2.45	1.85	2.02	2.36	
	γ_2	0.00	1.60	0.00	0.00	
	γ_3	0.00	0.16	1.39	0.63	

平均周波数応答関数 $|H_{ave}(\omega)|$ は、応答計算に使用するパラメータではないが、各質点の応答の平均値を表す概念図として使用する。図-6をみると、刺激係数に関して均質モデルは一次モードのみの励起しかみられない。しかし、不均質モデルは二次あるいは三次モードが励起することにより、それらのピークが生じているが、その分一次モードの寄与が小さくなり、そのピークが小さくなっていることがわかる。

b) 応答の特性の比較

図-7 に平均応答値を、図-8 には ω_f が正規分布に従う確率変数とみなした場合の平均応答値の平均、標準偏差を、そして図-9 には平均応答値の変動係数を示す。

正規分布の場合では、モデル 3B-1 や 3B-2 のように均質モデルと比べ応答の平均レベルが低下している場合もあることがわかる。また変動係数では、モデル 3B-1、3B-2 は均質モデルより小さい。その理由は、高次モードの励起により、一次モードの寄与が低下し、さらに寄与の大きなモード同士が分散し、最大応答付近の幅が広がるためである。また、正規分布は狭い帯域での変動を比較しているためであり、結果として最大応答付近の変動係数が小さくなると考えられる。しかし、モデル 3B-3 のように、高次モードが離れすぎたためにその効果がないことや、一次モードの寄与が十分低下していないために均質モデル同様、単一のピークとなるために、変動係数が小さくならないモデルもある。このように構造モデルを不均質にすることが、応答改善効果に必ずしもつながらないことがわかる。

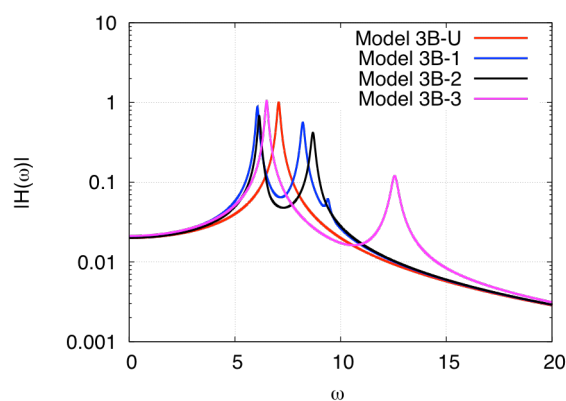


図-6 平均周波数応答関数（3自由度）

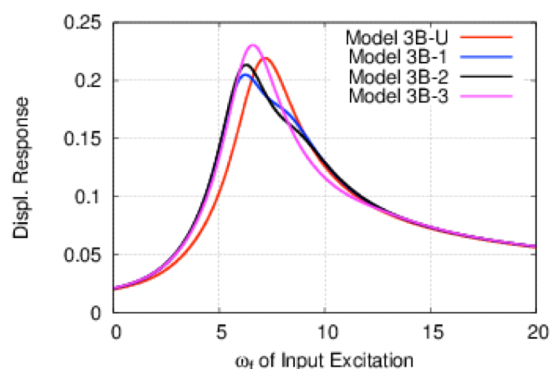


図-7 平均応答値（3自由度）

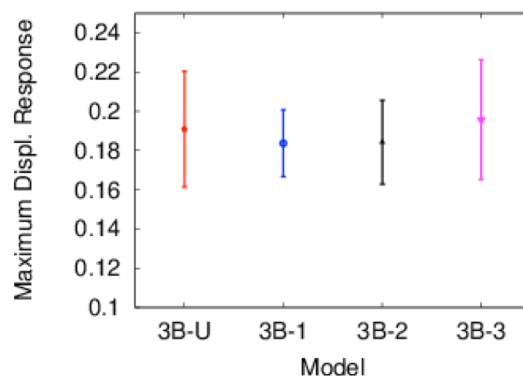


図-8 応答値の平均、標準偏差（3自由度）

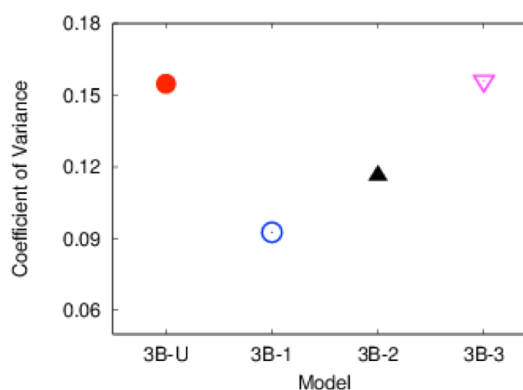


図-9 応答値の変動係数（3自由度）

表-2 5自由度構造モデルのパラメータ

Model		均質	不均質			
		5B-U	5B-1	5B-2	5B-3	
付加質量	m_1	6.0	5.0	2.0	3.0	
	m_2	6.0	4.0	4.0	7.0	
	m_3	6.0	3.0	4.0	12.0	
	m_4	6.0	5.0	4.0	4.0	
	m_5	6.0	13.0	16.0	4.0	
固有円振動数	ω_1	7.07	5.76	5.34	6.06	
	ω_2	7.18	7.57	7.94	7.34	
	ω_3	7.52	8.00	8.50	7.91	
	ω_4	7.99	8.67	9.28	8.83	
	ω_5	8.46	9.95	9.90	9.07	
刺激係数	γ_1	2.45	1.50	1.56	1.68	
	γ_2	0.00	1.57	1.80	1.01	
	γ_3	0.00	1.06	0.13	1.31	
	γ_4	0.00	0.34	0.04	0.61	
	γ_5	0.00	0.15	0.22	0.20	

今回は、均質モデル 3A-U が最大となる点を正規分布の平均 μ_{max} としたが、注目する ω_f によって当然結果は異なる。この部分については慎重な議論が必要であり、目的に応じて適切に選択することが必要であるといえる。

(5) 5自由度モデル

a) システムの特性の比較

3自由度の場合と同様、 $m_1=m_2=m_3=m_4=m_5$ とした均質モデル(5B-U)と、各質点の付加質量が異なる不均質モデル(5B-1, 5B-2, 5B-3)を比較する。先に述べたように、各剛性 k は 60 としている。

表-2 に選択した構造モデルのパラメータを示す。5B-1, 5B-2 モデルは一次より二次モードが励起しやすい。このように、3自由度よりも、二次および三次モードといった高次モードが励起しやすくなることがわかる。また、図-10 には平均周波数応答関数を示す。3自由度と同様に、不均質にすることにより、高次モードを励起させ、一次モードの励起を下げる可以降低ことがわかる。刺激係数に関して、モデル 5B-1 や 5B-2 は、二次モードの方が励起しやすくなっていることがわかる。

(b) 応答の特性の比較

図-11 に各質点の RMS 応答の平均値を、図-12 には ω_f を正規分布とみなした場合の平均応答値の平均、標準偏差、そして図-13 には変動係数を示す。

図-13 の正規分布の場合の変動係数をみると、自由度を上げることで、高次モードがより励起しやすくなり、図-11 の不均質モデルのように、最大応答付近の幅が広がることで、3自由度の場合よりも大きな応答改善効果が確認できる。

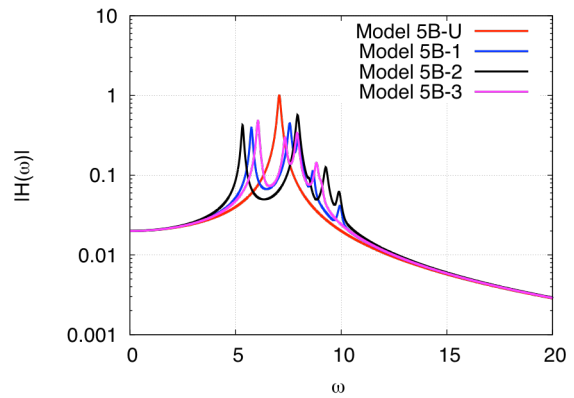


図-10 平均周波数応答関数 (5自由度)

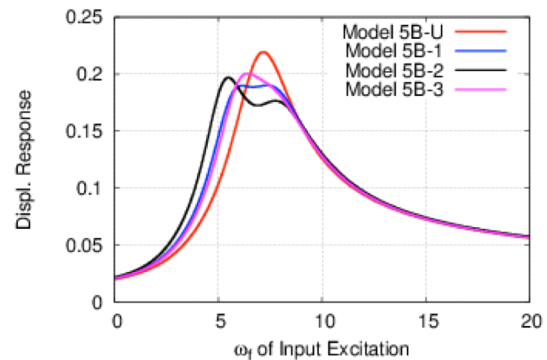


図-11 平均応答値 (5自由度)

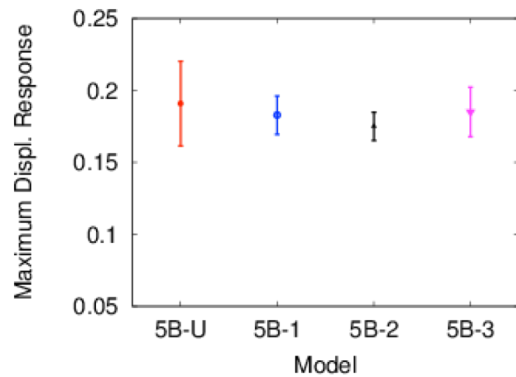


図-12 応答値の平均、標準偏差 (5自由度)

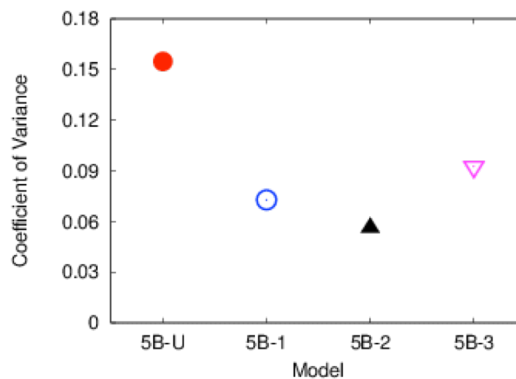


図-13 応答値の変動係数 (5自由度)

7. まとめ

本論文では、耐震工学において新たなパラダイムシフトとなり得る概念として鈍構造を提案し、材料、構造制御技術、構造形態、そして構造計画・構造設計の観点から、その実現方法・課題について整理した。そして、構造設計の観点による鈍構造を実現するため、振動特性を不均質にすることによる応答改善効果について、不規則振動論に基づき解析的に評価した。以下に、本研究で得られた結果を要約する。

- 1) 鈍構造とは、「構造物が提供する機能の損失に対して鈍感な構造」を意味し、不確定性の高い地震作用に対し、鈍構造を実現するための方法論として、材料／構造制御技術／構造形態／構造計画・設計からの観点に分類し、その特徴を整理した。
①材料からのアプローチとは、外力の不確定幅を圧倒する性能を保有させるため、材料技術による超弾性構造を目指す方法と、自己修復型材料などにより損傷しても機能を失うほどの大事にいたらないことを目指す方法などがある。
②構造制御技術からのアプローチは、免制震技術による方法、
③構造形態からのアプローチとは、横向き・繰返し・動的などの地震荷重に対する構造的骨格を考えることにより、新しい構造形態を生み出すことによる方法である。そして、④構造計画・設計からのアプローチは、旧来と同じ技術を用いたとしても、計画・設計で設定する計画理念・設計目標（性能）の設定によって、鈍構造を目指そうというものである。その性能指標として、「入力卓越振動数が変動しても応答の特性の変動が小さくなること」を応答改善効果として提案した。
- 2) 鈍構造を適用とした事例として、等価一自由度系が等しい構造システムを設定し、振動特性が均質なモデルおよび不均質なモデルを選定し、狭帯域入力の卓越振動数成分を変化させることにより、振動特性の異なる構造が連結する多自由度系の応答改善効果を評価した。
- 3) 振動特性を不均質にすると、その系の全体の応答は小さくなる場合がある。
- 4) 振動特性を不均質にすることにより、本研究で新たに提案した、入力の特性の変化に対し、応答の特性の変化が小さくなる可能性を示した。
- 5) 自由度を上げることで高次モードが励起しやすくなり、より応答改善効果がみられる。

謝辞：外乱に対する鈍感構造の提案に関する内容は、2008年より、秋山充良先生（当時東北大学、現早稲田大学）、小国健二先生（当時東京大学、現慶応大学）、本

田利器先生（東京大学）、庄司学先生（筑波大学）と集中的に耐震構造系の将来課題を議論して得た結果である。その議論の場を提供いただいた堀宗朗先生（東京大学）を含め、ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Kuhn, T., *The Structure of Scientific Revelutions*, University of Chicago Press, 1962.（中山茂訳：科学革命の構造、みすず書房、1971）。
- 2) 高橋良和・小林望：縮小RC模型16体一斉加振実験による地震応答の不確定性評価、第14回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、2011.7.
- 3) 小堀鐸二・南井良一郎：制震系の解析（制震構造に関する研究1）、日本建築学会論文報告集、Vol.66, 1960.10.
- 4) 高橋良和：パラダイムシフトとしての鈍構造の提案と橋梁構造システムへの応用、第14回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp1-4, 2011.
- 5) Akiyama, M., et. al. Flexural Strength of Prestressed Reinforced Concrete Piles Using High-Strength Material, Proc. of 3rd fib congress, CD-ROM (ID:17), 2010.
- 6) Ahn, T-H. and Kishi, T., Crack Self-healing Behavior of Cementitious Composites Incorporating Various Mineral Admixtures, *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol.8, No.2, pp.171-186, 2010.
- 7) 生頼孝博：我が国に於ける人工凍土の利用研究、雪氷、Vol.66, No.2, pp.259-268, 2004.
- 8) 阿部雅人・藤野陽三：高架橋構造全体系の耐震性能の向上を考えたパッシブ制震装置の最適化、土木学会論文集、No.605, I-45, pp.241-252, 1998.10.
- 9) 久保田善明、橋梁形式の構造形態操作に関する基礎的研究、土木学会論文集D Vol. 66 No. 1, pp. 64-76, 2009.
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、丸善、2012.
- 11) 高橋良和、山崎伸介：支承部特性を変化させることによる鈍構造実現に向けた基礎的検討、第15回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp283-286, 2012.
- 12) Jennings, R. L., Newmark, N. M: Elastic Response of Multistory Shear Beam Type Structures Subjected to Strong Ground Motion, Proc. of 2 WCEE Vol.2, pp.863-878, 1960.
- 13) Merchant, H.C., Hudson, D.E: Mode Superposition in Multi-degrees of Freedom Systems Using Earthquake Response Spectrum Data, *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol.52 No.2, pp.405-416, 1962.
- 14) Yoshikazu Yamada, Hirokazu Takemiya: Studies on the Responses of Multi-degrees of Freedom Systems Subjected to Random Excitation with Application to the Tower and Pier Systems of Long Span Suspension Bridges, *Memoirs of Faculty of Eng., Kyoto Univ*, pp.371-396, 1968.

- 15) 山田善一, 竹宮宏和:不規則外力による多自由度系の応答解析とその長大つり橋タワー・ピアー系の耐震解析への応用, 土木学会論文報告集, 第163 号, pp17-27, 1969.
- 16) 小西一郎, 高岡宣善:構造動力学, 丸善, 1973.
- 17) 星谷勝:確率論手法による構造解析, 鹿島出版会, 1974.
- 18) 星谷勝:確率論手法による振動解析, 鹿島出版会, 1974.
- 19) J.D.Robson: The Random Vibration Response of a System Having Many Degrees of Freedom, The Aeronautical Quarterly, pp21-30, 1966.
- 20) Kiyoshi Kanai: An Empirical Formula for the Spectrum of Strong Earthquake Motions, Earthquake Research Institute, Vol.39, pp85-95, 1961.

INSENSITIVE STRUCTURAL SYSTEMS AGAINST HIGH UNCERTAINTY OF EARTHQUAKE MOTIONS AND ITS APPLICATIONS

Yoshikazu TAKAHASHI and Ken HIDAKA

Considering high uncertainty of earthquake motions, an insensitive structural system for the loss of its functionality is a good system. In this paper, the methodologies for the insensitive structural system are summarized. And as the application by the structural design, the response of structural system with inhomogeneous dynamic properties is evaluated based on random vibration theory. As the results, maximum response level and the coefficient of variance of maximum response under high uncertainty of earthquake motions can be decreased and the inhomogeneous structural system can be an insensitive structure.