

第1講：鉄筋コンクリートの耐震性能と耐震設計

まえがき

地震時に構造物が大きく揺れ動き、時として大きな震害を被るのは、どのようなメカニズムによるものだろうか？そして、どのように設計すれば、合理的な耐震設計と言えるのであろうか？

まずは、応答する構造物から震源域まで遡り、図 1-1 のような模式図を描いてみた。震源断層から発生した地震波は、数 km から数 10 km に及ぶ距離の基盤を伝播し、建設地点の地盤にて変化/増幅する。ついには、地震波が基礎より入力することにより、構造物は激しく応答/振動する。このため、土木/建築構造物に対する耐震性能の照査には、震源断層の調査から始まり、伝播/距離減衰、表層地盤における増幅、地盤と構造物の相互作用と入力損失、構造物の応答解析、など異なる多くの固有技術の集積とインテグレーションが必要とされる。さらには、免震/制震、耐震補強、などのハード的対処、加えて、信頼性理論、性能照査法、リスクアナリシス、の観点からの探求も近年の特長である。しかし一方では、不幸にして甚大な地震被害を経験し、今なお、耐震解析/耐震設計を根源から見直すことを余儀なくされている。

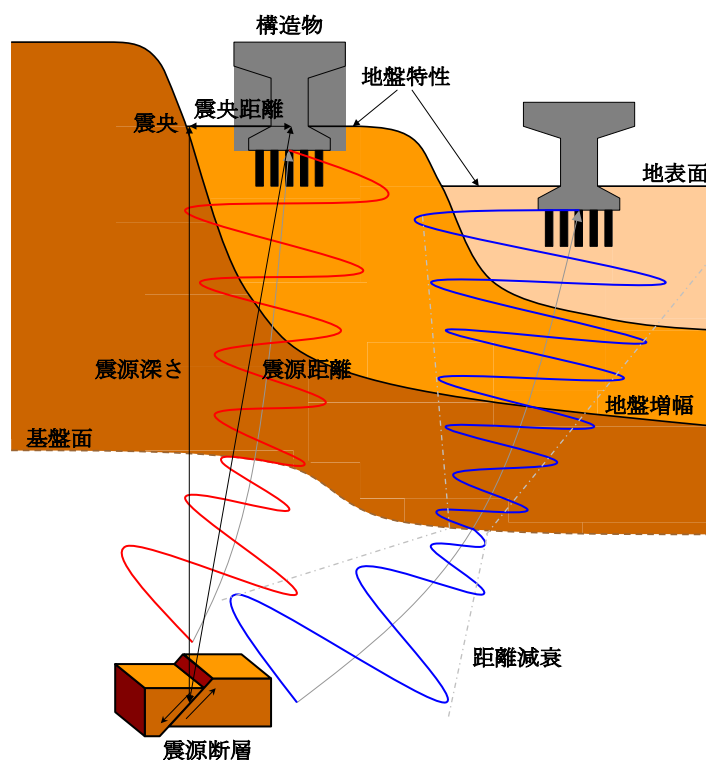


図 1-1 地震波の発生/伝播/増幅/と構造物の応答

本文の対象とする鉄筋コンクリート構造の場合、実際の震害例や研究室での実験・解析を含めて、その耐震性に関する情報は、そのほかのどの構造材料より、もっとも多くの情報

が得られている (Dowrick, D.J.(1987) [1]) ことも事実である。このことは、鉄筋コンクリート造が多く採用されている一方で、靱性確保が必ずしも十分になされていないことによる。言い換えると、適切に設計され、適切に施工された鉄筋コンクリート構造物は、高地震地域にきわめて適合するものであるが、一方ではまた、この2つの要件を十分に達成するには、なお、より精緻な議論と研究、および現行手法の見直し・改善の余地を残すものである。

1. 地震時における構造物の応答と震害

地震時における地上構造物の挙動は、活荷重・死荷重を受ける場合に比べて、複雑な力学的応答を呈するが、この特徴は次のようにまとめられる。

- ① 地盤の振動によって励起される地震荷重(earthquake loading)は、慣性力 (inertial force) である。入力する地震動と応答する構造物の両者が、それぞれ固有の動的特性 (周波数特性、減衰特性) を持ち、両特性の兼ね合いにより震害が大きく異なる。
- ② 地震動は、深層の基盤から構造物が位置する地盤を介して、構造物に作用する。このため、周辺地盤の条件と基礎の形式により、構造物に入力する地震動の特性は大きく異なる。以上の2点は、地盤と構造物との相互作用(interaction)と呼ばれ、なお、多くの議論がなされている。
- ③ 地震荷重は構造物に、短時間ではあるが繰り返し作用する。これは、正負の異なる方向に繰り返し作用することにより、構造体に激しい劣化を強いるものである。
- ④ 予想される地震の規模、継続時間、周波数特性などは、建設地点を限定してもその不確実性が極めて大きい。一方、塑性域に及ぶ構造物の力学挙動も不確定な要素が多く、結果として、構造物の被害予測も極めて困難なものとなり、信頼性理論、リスク解析などが、試みられている。



写真 1-1 鉄筋コンクリート橋脚の地震時の被害例

写真 1-1 は、阪神淡路大震災 (1995) における鉄筋コンクリート橋脚の地震被害例を2件、示したものである。

右写真の震害例は、地震時の曲げモーメントの繰返し作用により、被りコンクリートが剥落し、軸方向筋が露出している。軸方向筋は降伏域を数回越えていると推察されるが、大きな傾斜／倒壊には至っていない。他方、左の例は、典型的なラーメン橋脚のせん断破壊（橋軸方向力によると思われる）であり、柱部は完全に崩壊し、上部工橋面は1～2m程度落下していると思われる。

2. 鉄筋コンクリート構造物の耐震性

コンクリート構造物の耐震性能は、土木／建築構造物に多用される構造材料である、鋼構造、木造構造、礎石造と比較されることが多い。まずは、以下に、構造材料として見た、コンクリート構造物の長所と短所を列挙する。

① 長所：

- ・ 一般に、コンクリート構造物は十分な靱性（ductility）を有することが第一の特徴として挙げられ、特に曲げ部材については優れた靱性が認められている。
- ・ 脆性的な引張破壊、せん断破壊については、適当な配筋によって回避することができ、圧縮破壊に関しては、横拘束（lateral confinement）によって靱性の向上を図ることができる。
- ・ コンクリートと鉄筋は、既往技術として親しみのある材料であり、安価である。また、入手が容易ということも、設計上の有利な点である。
- ・ 場所打ちコンクリートの場合、一体性が確保され、これは鋼構造、木造などに比べて、設計上の優位点である。

② 短所：

- ・ 強度に対する重量が大きく、単位重量あたりの強度は鋼構造より劣る。これは、橋桁の死荷重がかさむ場合のみならず、耐震性からもより多くの入力を招くことになる。
- ・ ひび割れを生じ易いことがよく知れており、維持管理に対して障害となることが多い。また、引張破壊、せん断破壊など脆性破壊することが多く、設計上回避されなければならない。

さらに、鉄筋コンクリートの耐震性に関して（とくに梁、柱、フレーム構造などの棒状構造物について考えると）、以下の諸事項が耐震設計の重要な視点である。

- ① 強大地震時のエネルギー消費は、主として、十分な靱性を有しかつ補修し易い部材／部位によってなされるようにする。鉄筋コンクリート橋梁では、橋脚部（柱部）に塑性ヒンジ（plastic hinge）を形成することが必要であり、上部工、地中の基礎部での損傷は回避したい。また、鉄筋コンクリート建物の場合、梁部でのエネルギー消費を期待し、柱での降伏は回避する必要がある（strong column/weak beam）。

- ② 同様に、地震時のエネルギー消費は、部材の曲げ降伏機構（いわゆる塑性ヒンジの形成）によって、なされるべきで、靱性に乏しいせん断破壊に到底期待できない。このため、クリティカルとなる断面／部位に関しては、曲げ破壊がせん断破壊より先行するよう、配慮されなければならない。
- ③ 本来の崩壊メカニズムに達する前に、鉄筋のフックや定着の不良による破壊、局所的な破壊、接合部の破断、などが発生すると、当初の設計意図に反する早期破壊を生じ、その構造物の耐震性能を著しく低減させることになる。これに対しては、これまでの震害例からの教訓、ならびに構造細目の規定、耐震補強などによって、対処されることになる。
- ④ さらに、既存構造物の耐震診断と耐震補強、先端的な装置（免震/制震装置、エネルギー消費装置など）の開発/導入、リスクマネジメントの適用、ファイナンス手法による地震損失の補填と転嫁など、いわゆる‘耐震設計の領域’が、拡大していることも現今の時流であると言える。

3. 耐震設計の耐震性能規定

耐震設計は、構造物に与える設計地震力の設定、および対象構造物の静的/動的特性の特定という、2つの異なる作業から始まる。さらに、構造物の要求耐震性能 (seismic performance demand, seismic criteria) と設計地震規模 (seismic level) を組み合わせて、規定することが重要である。すなわち、どのくらいの地震なら、このくらいの損傷を許容できる (acceptable risks) ということを多段階にて設定することである。

これは、予想される最強地震に対して、ある構造物の損害をゼロに抑えるように設計することは、工学的にも経済的にも得策ではなく、例えば、次のような設計思想を導入することが多い。

- ① 最強地震に対しては、構造物のある程度の損傷は許容するものの、構造崩壊の回避と人命保護の確保は強く保証する。
- ② 供用期間中に、数回程度起こると予想される地震荷重に対しては、構造的な損傷を回避するとともに、素早い供用開始が確保する。

このような2段階 (two level criteria) の設計照査は、それぞれ、終局限界(ultimate limit) および使用限界(Serviceability limit)と呼ばれ、‘限界状態設計法’の名のもとに以前から提唱され、各国の示方書に取り入れられている。

さらに、昨今の‘性能照査型設計法’ (performance-based design) では、耐震性能規定 (performance objectives : 要求耐震性能と地震規模のセット) を多段階に規定することがポイントであり、多くの示方書/ガイドラインにて、提示されつつある (文献[2], [3])。

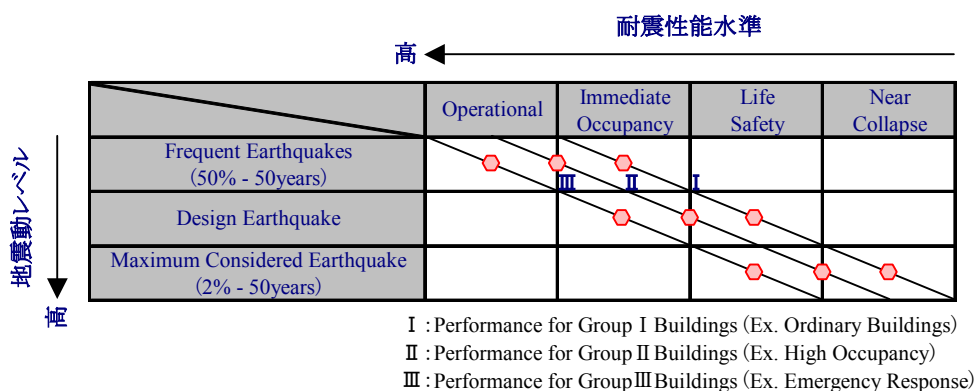


図 1-2 多段階レベルに設定した耐震設計の考え方 : NEHRP(1997)による性能マトリックス

複数の耐震レベルに設定した耐震性能の一例として、NEHRP(1997) Provision(文献[2])を図 1-2 に示した。これは、縦軸に地震動レベル(下方ほど、強地震)と横軸に耐震性能水準(左ほど、高性能)とし、両者の対応をマトリックス中に示している。この場合、一つの耐震性能(performance objectives)は右下がりに連結され、左下がり方向に高耐震性能ということになる。この NEHRP 基準では、図中の、Group I が通常の建造物のものであり、Group III が最も高耐震性能となり、病院などの緊急施設を対象としている。

【参考文献】

- [1] Dowrick, D.J. : Earthquake resistant design: for engineers and architects, Second Edition, John Wiley & Sons, 1987
- [2] PETER FAJFAR and HELMUT KRAWINKLER (ed.) : Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, A. A. Balkema, 1997
- [3] 土木学会 : 2002 年制定コンクリート標準示方書[耐震性能照査編]

第2講：鉄筋コンクリートの基本特性：非線形挙動と耐荷機構

梁，柱，またはそれらの組合せによる骨組み構造に，自重，活荷重，地震力などの外力が作用すると，曲げモーメント，せん断力，軸力，ねじりモーメントが生じる。

本講では，これらのうち，耐震設計上最も重要な，単軸圧縮挙動，曲げモーメントを受ける部材（軸力が作用しない場合，作用する場合），およびせん断力を受ける部材について，その非線形挙動と耐荷機構について，説明したい。

1章 単軸挙動と拘束コンクリートの力学挙動

鉄筋コンクリートの力学挙動の最も基本となる，圧縮荷重下における単軸挙動を考える。

まず，プレーンコンクリート（無筋コンクリート）の特性を説明し，次に軸方向筋や横補強筋が配筋される場合の圧縮挙動について考察する。

鉄筋コンクリート柱は，一般にコンクリート柱体に軸方向筋（主筋）とこれを囲む横補強筋が配されている。軸方向圧縮力に対しては，コンクリートと軸方向筋によって分担，支持される。さらに，横補強鉄筋は軸方向筋の座屈を防ぐとともに，コンクリート本体の横変形を拘束し，強度と靱性の向上に間接的に寄与する。これがRC柱の基本的な力学特性であり，軸圧縮力を受けるコンクリートを Confined Concrete（拘束コンクリート）と呼ばれる[1]。

過大な地震力を受けた場合には，鉄筋コンクリート橋脚は，弾性域を越えて非線形挙動を示すが，帯鉄筋により，軸方向鉄筋およびコアコンクリートを十分に拘束すれば，変形性能・耐震性能が向上する。

1. プレーンコンクリートの圧縮特性

コンクリートは，引張荷重に対しては脆弱であるが，圧縮荷重に対しては高強度が得られ，かつ特有の非線形挙動を呈することが知られている（これは細／粗骨材とセメントペーストとの複合性に起因する）。図1は単軸圧縮荷重を受けるコンクリートの応力～ひずみ関係（横ひずみ ϵ_2 と体積ひずみ ϵ_v およびポアソン比も含む）を模式的に示したもので，コンクリートの特徴的な変形挙動をよく反映している。

これは次のような4段階に分けて説明することができる。

- ① セメントペーストの水和・硬化・乾燥過程における収縮により，内部には引張応力が励起され，載荷前に，既に若干の付着ひび割れが生じている。
- ② 荷重を増加させると，ペースト－骨材間には新たな付着ひび割れが形成される。こ

の段階でひび割れは安定的に伝播するが、内部での応力再分配によって、応力～ひずみ関係は若干曲線的な非線形性を示す。横ひずみもほぼ線形的に増加し、ポアソン比は 0.2 程度を推移する。

- ③ 圧縮強度の 50～60%を超えると、付着ひび割れのためにモルタルひび割れが発生し始める。この時のひび割れは裁荷荷重の方向に沿って成長するが、まだ安定している。
- ④ 圧縮強度の近傍に達すると、さらにモルタルひび割れが多発するとともに連結し始める。このため応力～ひずみ関係の勾配が徐々に低下してくる。横ひずみ ϵ_2 は急激に増加し始めるとともに、体積ひずみ ϵ_v がそれまでの減少から一転して増加の方向へ向かう。これ以降、内部ひび割れは不安定に発達し、やがて最大耐力（圧縮強度 f'_c ）を迎える。その後、点線で示したような応力降下域（軟化域）に向かう。

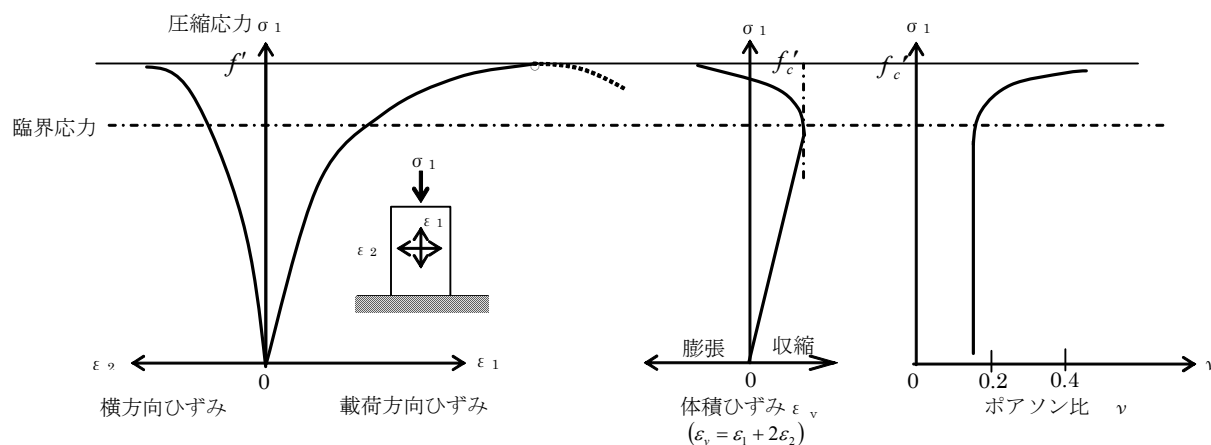


図 1 圧縮応力下における荷重方向ひずみ、横方向ひずみ、体積ひずみ、ポアソン比の変化

2. 鉄筋コンクリートの柱の耐荷機構

(1) 軸方向鉄筋と横補強筋の役割

軸方向圧縮力に対しては、コンクリートと軸方向筋によって分担、支持される。横補強筋（帯鉄筋とらせん鉄筋に大別される）は軸方向筋の座屈を防ぐとともにコンクリート本体の横変形（前図の横方向ひずみ ϵ_2 ）を拘束し、強度と靱性の向上に間接的に寄与する。

軸圧縮力 N' の作用に対して、コンクリートおよび軸方向筋によって構成される鉄筋コンクリート柱は、両材料の「圧縮応力×断面積」によって対抗する。すなわち

$$N' = \sigma'_c A_c + \sigma'_s A_s \quad (1)$$

この時の変形挙動は、図 2 に示すように両材料にそれぞれの断面積 (A_c , A_s) を乗じ、重ね合わせればよい。終局耐荷力は、上式の応力を強度に置き換え、さらに横補強筋による

耐荷力増加分を上積みすればよい。すなわち

$$N'_u = k_3 f'_c A_c + f'_y A_s + (\text{横補強筋の拘束力による増加分}) \quad (2)$$

ここで重要なことは、軸方向筋は初期降伏後座屈が回避されれば、ほぼ充分な変形能力を維持するのに対して、コンクリートはピーク強度以降軟化し準脆性的に破壊する。(このためコンクリートの圧縮ひずみに対して $\epsilon'_c = \epsilon'_{cu}$ 、強度に対して $k_3 = 0.85$ なる制約が必要になる)。ここで、破壊近傍での変形性能の向上や耐力の保持は横補強筋の出番となる。

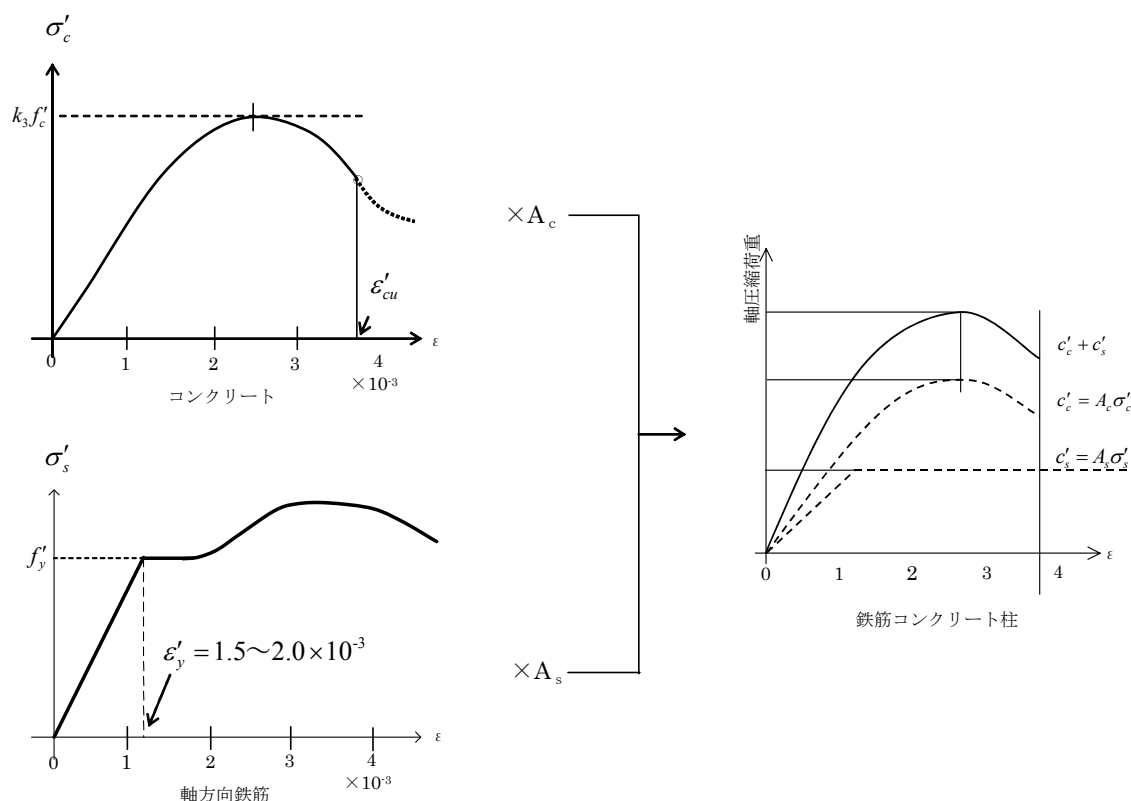


図2 軸圧縮荷重に対する鉄筋コンクリート柱の荷重分担と支持機構

(2) 横補強筋の種類と効果

柱部材の軸方向を取り囲む横補強筋は、帯鉄筋とらせん鉄筋の2種類があり、これらを用いた柱を帯鉄筋柱およびらせん鉄筋柱と呼ぶ。

軸圧縮力を受けるコンクリートは横方向にふくらみ(ポアソン効果による変形)、これが横補強筋の拘束力によって押し返されることになる。これはいわば受動的な圧縮反力ではあるが、これによってコンクリートは3次元圧縮応力状態になり(図3)、**confined concrete**(拘束コンクリート)とも呼ばれる由縁である。このことによって鉄筋コンクリート柱の強度および靱性が改善され、これが横補強筋の基本的な役割である(図4)。また、横補強筋は軸方向筋を保護する役割も果たし、その周辺を取り囲むことにより軸方向筋の座屈の

発生を遅らせる。

3. Confined Concrete の耐力/変形の解析

拘束コンクリート (Confined Concrete) に関する拘束効果の定量化は、現在までに Park らの研究をはじめとして、国内外で数多くの研究が行われている。ここでは、比較新しい研究として、①Mander らによる提案モデル、②吉川らによる解析モデル、③道路橋示方書による計算モデル、などの3例を紹介する、

① Mander らによる提案モデル (文献[1])

Mander は、分数関数 (式(3)) を用い、応力の上昇域と下降域を単一の式で評価できるモデルを提案した。最大圧縮応力に対する拘束効果の評価式では、Sheikh と同様な手法に基づき、円形、正方形、壁式の各断面形状に対して有効拘束係数を定義し、評価式を提案している。ここでは円柱体の場合のみ記述する。

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r-1+x^r} \quad \left(x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right) \quad (3)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right], \varepsilon_{co} = 0.002$$

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_i}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_i}{f'_{co}} \right), \quad f'_i = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh}; \quad \left(\rho_s = \frac{4 A_{sp}}{d_s s} \right)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s} \right)^2}{1 - \rho_{cc}} : \text{circular hoops}, \quad k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s} \right)}{1 - \rho_{cc}} : \text{circular spiral},$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}; \quad E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \text{ (MPa)}, \quad E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

ここに

f'_{co} : コンクリート強度, ε_{cc} : 圧縮コンクリートひずみ, f'_{cc} : 拘束コンクリート強度

s' : フープ筋間隔, d_s : フープ筋の中心間隔, ρ_{cc} : 鉄筋比, f_{yh} : フープ筋降伏強度

s : フープ筋の中心と中心の間隔, A_{sp} : 横補強筋の断面積

E_c : 弾性コンクリートの弾性係数, E_{sec} : 破壊時のコンクリートの弾性係数

②解析モデルによる応力からひずみ関係 (吉川[5])

本モデルは、釣合い条件、ひずみの適合条件、非線形構成則の基本支配方程式により、拘束効果を解析的に導出したものである。3次元圧縮応力状態にあるコンクリートを、拘束係数 μ を介して、等価な単軸モデル ($\sigma'_0 \sim \varepsilon'_0$ 関係) に置換することができる。

文献[5]、[6]によれば、次式のように表すことができる。

$$\sigma'_0 = \mu E_c \varepsilon'_0, \quad \text{ただし} \quad \mu = \frac{1 + (1 - \nu)np}{1 + (1 + \nu)(1 - 2\nu)np} \quad (4)$$

ここで、 μ は横補強筋による拘束効果を意味し、ポアソン比 ν と横補強筋比 p と弾性係数比 n によって表せる。これらは、次のような両極端を持つ。

$$\nu = \begin{cases} 0.0 \text{ のとき} & \mu = 1 \\ 0.5 \text{ のとき} & \mu = 1 + \frac{np}{2} \end{cases} \quad (5)$$

$$np = \begin{cases} 0 \text{ のとき} & \mu = 1 \\ \infty \text{ のとき} & \begin{cases} \mu = \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} & (\nu < 0.5) \\ \mu = \infty & (\nu = 0.5) \end{cases} \end{cases} \quad (6)$$

また、横補強筋が引張降伏するとき ($\sigma_s = f_y$ とすると)、下式で表される。

$$\sigma'_0 = \frac{1 + (1 - \nu)np}{\nu np} p f_y \quad (7)$$

これは、横補強筋の効果が最大限発揮された時の軸方向への寄与を表し、前述の式(2)の右辺第3項に相当する。例えば、らせん鉄筋柱について、らせん鉄筋の換算断面積 A_{spe} ($A_{spe} =$ コア断面積 \times 体積鉄筋比 $= \pi d_{sp} A_{sp} / s$) を用い、 $\nu = 1/6$ を採用すると、軸力 $N'_0 = 2.5 f_{py} A_{spe}$ となり、現行の土木学会コンクリート標準示方書の式(6.2.2) [3]に帰着する。

さらには、非線形構成則として3次元弾塑性軟化モデルをテンソル表示にて定式化し、上記モデルは、拡張/一般化している(文献[6]、[7])。

③道路橋示方書による計算モデル[2002] (文献[2])

道路橋示方書V耐震設計編では、コンクリートの拘束効果を評価して、これに基づいて橋脚の耐力や靱性率を算出することが示されている。

とくに、地震時保有水平耐力法では、帯鉄筋による拘束効果を適切に評価することが重

要であり、このときのコンクリートの応力～ひずみ関係式が次式のように提示されている。

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} & : \text{上昇域} \\ \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) & : \text{下降域} \end{cases} \quad (8)$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \quad \sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8\alpha\rho_s \sigma_{sy} \quad \varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033\beta \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}}$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \sigma_{sy}}$$

$$\varepsilon_{cu} = \begin{cases} \varepsilon_{cc} & (\text{タイプ I 地震動}) \\ \varepsilon_{cc} + \frac{0.2\sigma_{cc}}{E_{des}} & (\text{タイプ II 地震動}) \end{cases}$$

σ_c : コンクリート応力度, σ_{cc} : 横拘束筋で拘束されたコンクリート強度

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度, ε_c : コンクリートひずみ

ε_{cc} : 最大圧縮応力時ひずみ, ε_{cu} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ

E_c : コンクリートのヤング係数, E_{des} : 下降勾配

ρ_s : 横拘束筋の体積比, A_h : 横拘束筋の断面積, s : 横拘束筋の間隔,

d : 横拘束筋の有効長, σ_{sy} : 横拘束筋の降伏点強度

α, β : 断面補正係数,

円形の場合 : $\alpha = 1.0, \beta = 1.0$, 中空円形断面/中空矩形断面 : $\alpha = 0.2, \beta = 0.4$

4. 数値シミュレーションによる比較

ここで、40cm*40cm の正方形断面を例にとり、拘束コンクリートの応力～ひずみ関係を、主要算定式にて試算/比較を行う。数値シミュレーションの解析諸元を表 1 に示し、結果を図 3、図 4 に示した。本シミュレーションにて採用したモデルの紹介など、解析の詳細は、文献[7]を参照されたい。

表 1. 断面諸元

f_c	コンクリート強度	24N/mm ²
P_s	主筋比	0.025
P_w	横補強筋比	0.003
f_y	横補強筋強度	295MPa
s	横補強筋間隔	45mm
d_h	有効高さ	296mm

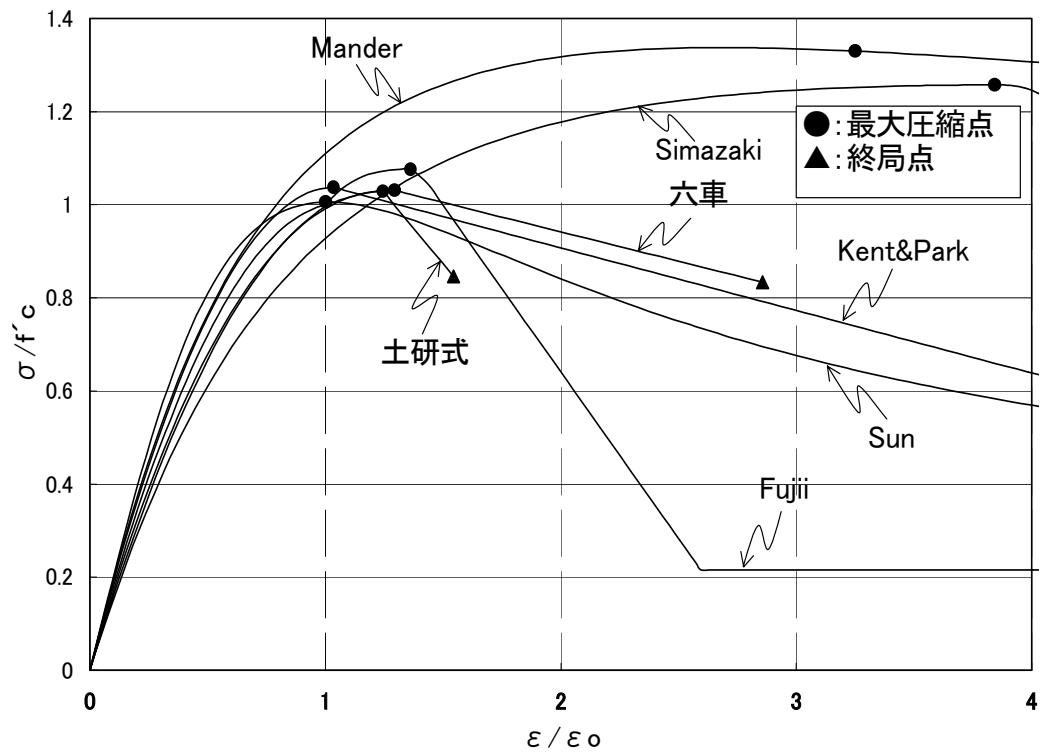


図3 各提案式による比較 (無次元量による比較)

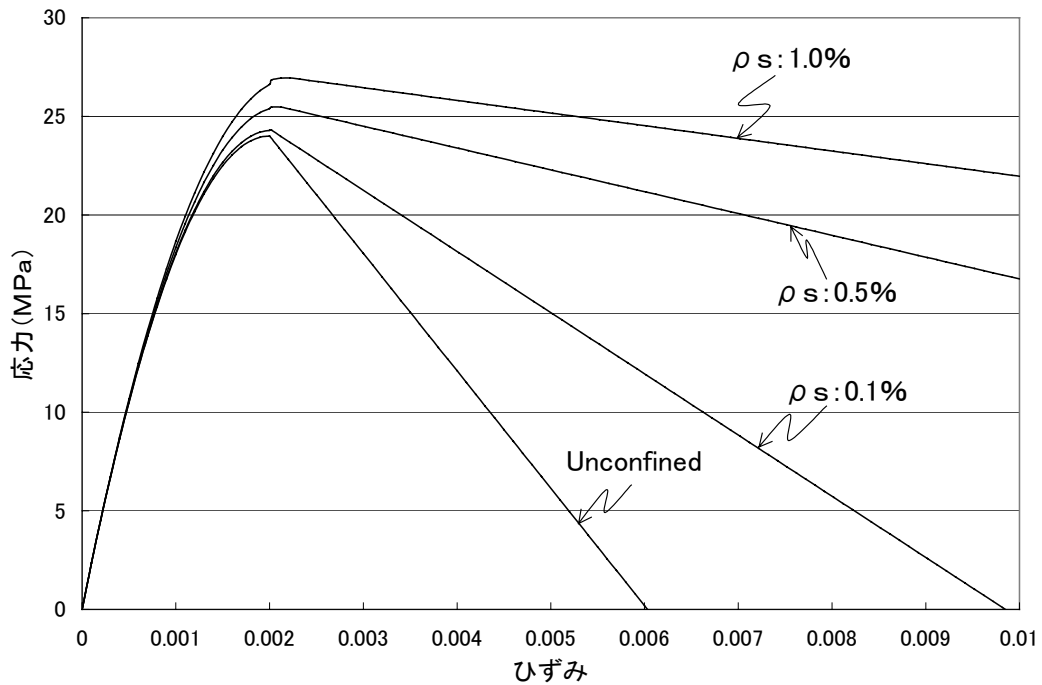


図4 横補強筋(体積比 ρ_s) による比較: Kent & Park Model [4]

図5では、Mander, Shimazakiによる算定結果がともに大きく算出され、その他のモデルでは、これを下廻る応力～ひずみ曲線となった。これらは上昇域では、ほとんど同じ軌跡をたどるのに対して、応力軟化域にて大きな乖離が認められる。供試体の断面形状と寸法、配筋詳細など、それぞれの実験条件が異なることに起因するもので、なお、幅広い実験の実施と詳細な考察が必要である。

次に、Kent&Park式によるモデル[1]を用いて、横補強筋量（体積比 ρ_s ）をパラメータとするシミュレーションを行ない、図6に示した。当然のことながら、横補強筋を多く配筋することにより、圧縮強度は増大し、軟化過程においても緩やかな下り勾配となっている。また、プレーンコンクリートに比較して、最大応力（圧縮強度）はそれほど大きな増進はないが、軟化過程において大幅な差異が認められ、横拘束筋が靱性に大きく寄与していることが分かる。

【参考文献】

- [1] Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R.: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Structural Division, ASCE, Vol.114, No.ST8, pp-1804-1826, Aug.1988
- [2] 日本道路協会：道路橋示方書・V耐震設計編〔平成14年度版〕
- [3] 土木学会コンクリート委員会：2002年制定コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕
- [4] Kent, D. C. and Park, R: Flexural Members with Confined Concrete, Structural Division, ASCE, Vol.97, No.ST7, pp1969-1990, July1971
- [5] 吉川弘道：鉄筋コンクリートの解析と設計、(株)丸善出版、平成7年
- [6] Yoshikawa, H. and Yamakawa, K.: Analysis of Inelastic Behavior and Failure Modes of Confined Concrete by Elasto-Plastic Softening Model, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures Under Seismic Loads, ASCE/SEI, pp79-97, June, 2001
- [7] 山川和弘：多軸応力下における準脆性材料のひずみの局所化に関する解析的研究，武蔵工業大学修士論文，1999

2章 曲げモーメントを受ける部材の力学特性 -断面の力学特性：耐荷力と変形性能-

まえがき

曲げモーメントを受ける部材の力学挙動は、鉄筋コンクリート構造学の出発点であり、耐震性能の評価に最も重要となる。ここでは、先ず、RC部材の非線形特性について特徴を考える。塑性解析（等価矩形応力ブロック法）によるRC断面の終局曲げ耐力の算定法を提示する。併せて、 $M \sim \phi$ 関係について考察し、曲率と靱性率にも触れる。

1. 曲げモーメントを受けるRC部材の非線形挙動

曲げモーメントを受ける部材の変形（例えば、単柱形式の柱）と断面の応力分布は、図1のように説明できる。ある断面の変形挙動は、曲げモーメント-曲率関係として表され、さらに、曲げモーメント M が与えられたときの断面の応力（または、ひずみ）は、線形分布となり、図1右図のように図示できる。

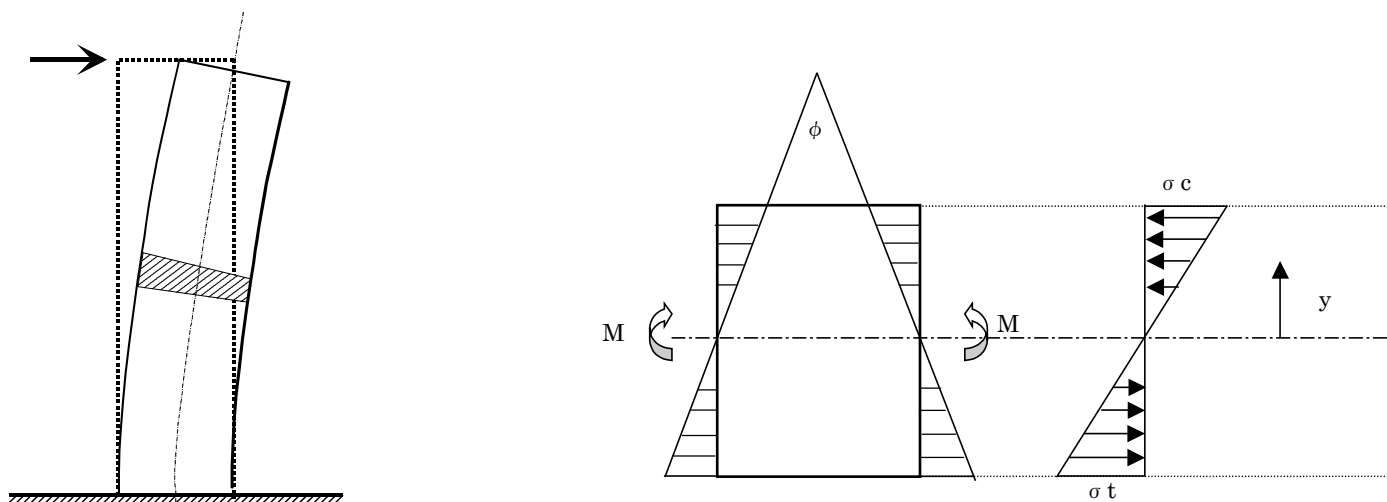


図1 曲げモーメントを受ける単柱部材の変形と断面の性状

このような、断面挙動と応力分布に関して、

よく知られた次式によって表わすことができる。

・ 曲げモーメント-曲率関係： $M(\phi) = E \cdot I \cdot \phi$ (1)

・ 断面の応力分布： $\sigma(y) = \frac{M}{I} y$ (2)

さらに、終局に至るまでの変形特性は、複雑な非線形挙動を呈し、図2のようにまとめられる。このうち、図中における主要点A、B、C、D、Eの5段階に分けて考えると理解しやすい。

- A 純弾性状態（ひび割れ発生前）：** 初期段階では、ひずみ分布/応力分布とも直線的に変化する純弾性状態になり、中立軸もほぼ中心に位置する。上式(1)，(2)が成立する。
- B 初期ひび割れ発生：** 荷重を増大させるとコンクリート引張側の応力度が引張強度を超え、ひび割れが生じ、これまでの線形弾性挙動から乖離し、曲率も増大する。
- C ひび割れ進展段階：** さらに荷重を増大させるとひび割れの本数と開口量も増加し、個々のひび割れは中立軸付近まで進行する。このためコンクリート引張域の抵抗力のほとんどが失われ、これに代わって引張鉄筋が受け持つことになる。
- D 最大荷重近傍：** さらに荷重を増やすと圧縮コンクリートの塑性化が進行し、その分布が曲線形を呈するとともに、引張鉄筋にも大きな引張力が作用する。やがて両材料（引張鉄筋と圧縮コンクリート）の最大負荷能力に近づく。
- E 終局状態：** 過鉄筋ではない場合、引張鉄筋降伏後も中立軸の上昇によって荷重が若干増え、D点を通り軟化状態になる。ここで大切なことはその後も荷重を減らしつつ断面の追随能力が残存することで靱性が確保されていることである。耐震性の良否については、この段階の変形能力がポイントとなる。

また、右図に示したとおり、ひずみ分布は、ある区間の平均をとると（平均ひずみで考えると）終局時まで線形分布と仮定できるが、一方、応力分布は、早期より引張側が喪失し、圧縮側が非線形分布（放物線上）となることがわかる。

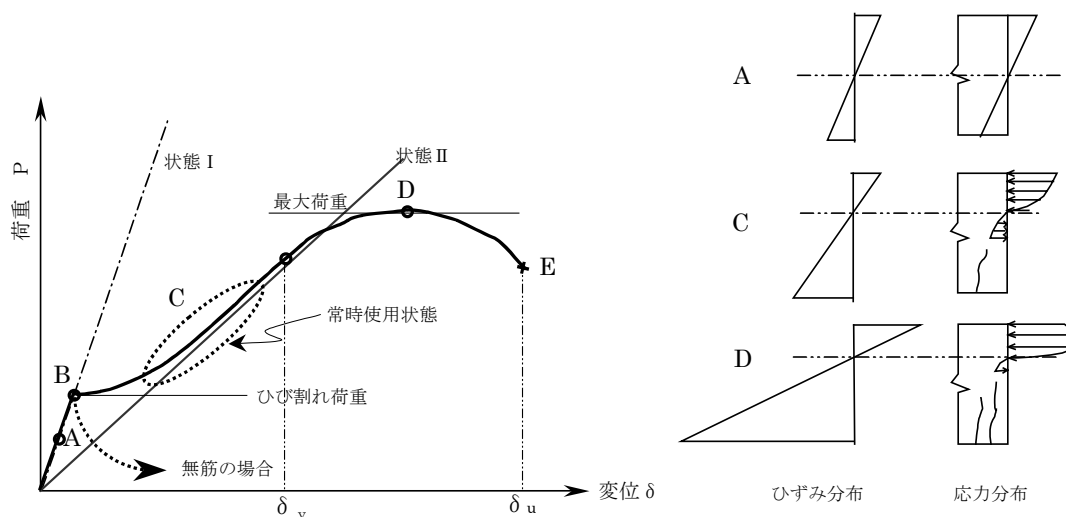


図2 左：RC部材の荷重と変形の関係，右：A, C, Dにおけるひずみ/応力分布

2. 断面の終局曲げ耐力

曲げ部材に対する終局耐力の算定に際しては、等価矩形応力ブロックが最も多く用いられる。等価矩形応力ブロックは、図2に示したDにおける応力分布を想定し、放物線状の応力分布（コンクリートの圧縮応力）を、力学的に等価な矩形応力ブロックに置き換えるものである（図3）。

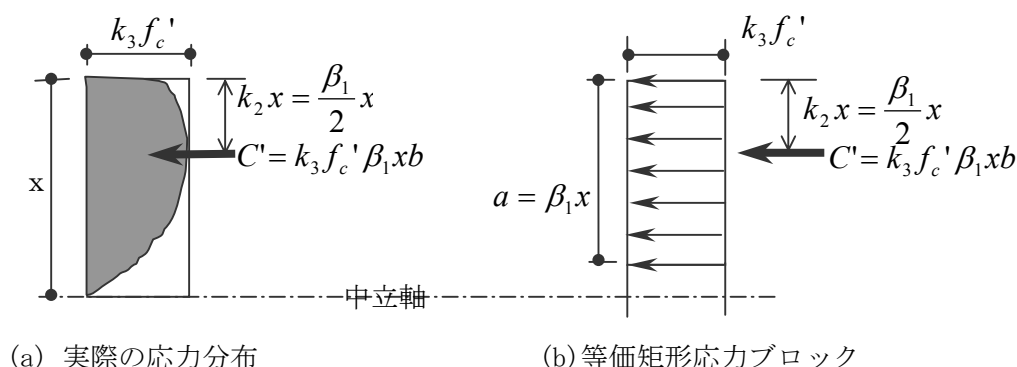


図3 放物線応力分布から等価応力ブロックへの変換

これは、当初ACI規準により、とりまとめられた方法で、圧縮域コンクリートの等価ブロックに対する次のような3係数 (β_1 、 k_2 、 k_3) によって特徴付けられる。

β_1 : コンクリートの最大応力 $k_3 f_c'$ に対する平均応力の比 ($a = \beta_1 x$)

k_2 : 上縁から中立軸までの距離 x に対する圧縮合力までの距離比。

k_3 : 標準供試体の圧縮強度 f_c' に対するコンクリートの最大応力比。

例えば、我国のコンクリート標準示方書 ([1]) では、以下のような数値与えられている。

- ・ 等価応力ブロックの3係数 : $\beta_1 = 0.52 + 80 \varepsilon'_{cu}$, $k_2 = \beta_1 / 2$,
 $k_3 = 1 - 0.003 f_c' \leq 0.85$
- ・ 終局ひずみ : $\varepsilon'_{cu} = \frac{155 - f_c'}{30} \cdot 10^{-3} \leq 3.5 \times 10^{-3}$

旧示方書 ([2]) では、普通コンクリートを対称として、次の一定値を与えている。

- ・ 等価応力ブロックの3係数 : $\beta_1 = 0.80$, $k_2 = \beta_1 / 2$, $k_3 = 0.85$
- ・ 終局ひずみ : $\varepsilon'_{cu} = 0.0035$

このような手法により、例えば、引張鉄筋比 p_1 / 圧縮鉄筋比 p_2 を持つ複鉄筋長方形断面の断面判定と終局耐荷力は、次式によって示される(例えば, [3])。

・ 断面判定 :

$p_1 - p_2 < p_b \Rightarrow$ 鉄筋降伏先行型 (under-reinforcement) :

$p_1 - p_2 > p_b \Rightarrow$ コンクリート圧縮破壊型 (over-reinforcement) :

$$\text{ただし, 釣り合い鉄筋比 : } p_b = \frac{\beta_1 k_3 f_c'}{f_y} \cdot \frac{\varepsilon'_{cu}}{\varepsilon'_{cu} + f_y / E_s} = \frac{0.68 f_c'}{f_y} \cdot \frac{700}{700 + f_y} \quad (3)$$

・曲げ終局耐力：

$$\text{実単位による表示：} \quad M_u = A_{s1}f_y \left(d_1 - \frac{a}{2} \right) + A_{s2}f_y \left(\frac{a}{2} - d_2 \right) \quad (4)$$

ここで、 A_{s1} ：引張鉄筋量、 A_{s2} ：圧縮鉄筋量、 $a = \frac{1}{1.7} \cdot \frac{pf_y}{f'_c} \cdot 2d$

$$\text{無次元量による表示：} \quad \frac{M_u}{bd^2f'_c} = \psi_1 \left(1 - \frac{\psi_0}{1.7} \right) + \psi_2 \left(\frac{\psi_0}{1.7} - \gamma \right) \quad (5)$$

ここで、引張鉄筋係数

$$\text{：} \psi_1 = \frac{p_1 f_y}{f'_c}, \quad \text{圧縮鉄筋係数：} \psi_2 = \frac{p_2 f_y}{f'_c}, \quad \psi_0 = \frac{(p_1 - p_2) f_y}{f'_c} = \psi_1 - \psi_2$$

上式(4)、(5)は、鉄筋降伏先行型の場合の曲げ終局耐力であり、コンクリート圧縮破壊型は設計上回避されなければならない、ここでは算定式は省略した。

このような終局曲げ耐力式を単鉄筋長方形断面に適用すると、

$$\frac{Mu}{bd^2} = pf_y \left(1 - \frac{k_2}{\beta_1 k_3} \cdot \frac{pf_y}{f'_c} \right) = pf_y \left(1 - \frac{1}{1.7} \cdot \frac{pf_y}{f'_c} \right) \quad (6)$$

のように表されるが、これを図4のような数値シミュレーションとして例示した。

ここでは、曲げ終局耐力 $\frac{M_u}{bd^2 f'_c}$ と引張鉄筋量 $\frac{pf_y}{f'_c}$ との関係として示したもので、縦軸と横軸

が無次元となっていることに注意されたい。また、図中2曲線の交点が釣合い鉄筋比を示すもので、これを境界として、前式(3)に従い破壊形式が識別される。

鉄筋降伏先行型の場合、引張鉄筋量の2次関数として曲げ耐力は上昇するが、コンクリート強度にはあまり影響されない。一方、圧縮破壊型の場合、曲げ耐力は微増にとどまるが、コンクリート強度の影響は大きい。

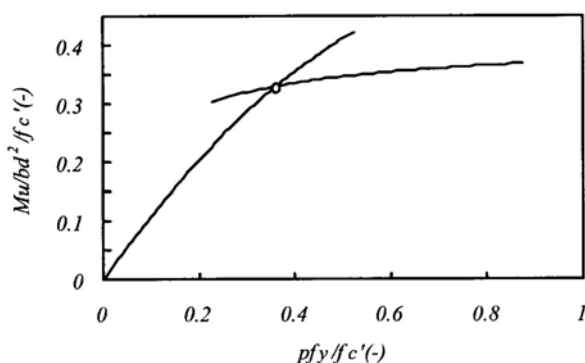


図4 単鉄筋長方形断面の破壊モードの識別と曲げ終局耐力

3. 曲げモーメント～曲率関係と断面靱性率

次に、変形特性を考えるため、鉄筋コンクリート断面の曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係を示す。先述の曲げ終局耐力 M_u に加えて、鉄筋降伏時の曲率を ϕ_y とし、終局時の曲率を ϕ_u とすると、これら4者の関係は、図5のように模式的に示すことができる。

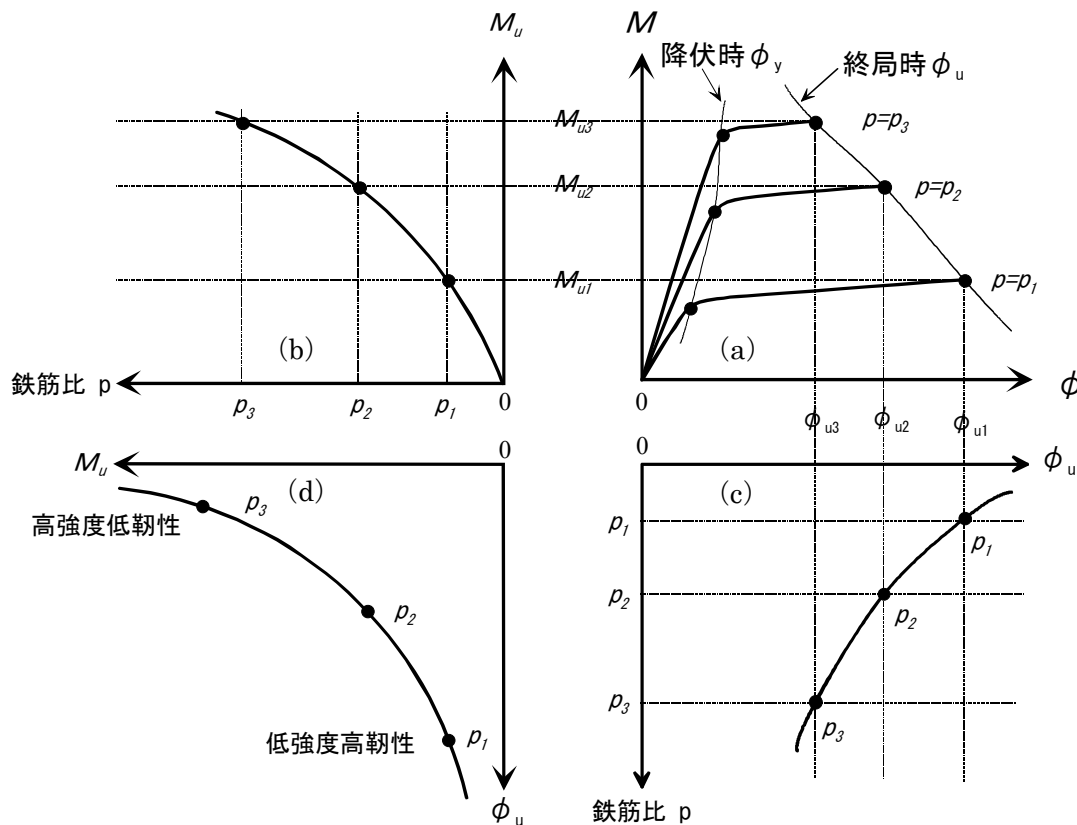


図5 曲げモーメント～曲率関係，鉄筋比と曲げ耐力/終局曲率との関係

これは、鉄筋比 p をパラメーター ($p_1 < p_2 < p_3$) として、(a) M - ϕ 関係、(b) p - M_u 関係、(c) p - ϕ_u 関係、(d) ϕ_u - M_u 関係、の4図を関連して表している。

図(a)からわかるように、引張鉄筋比が増大とともに、剛性、耐力ともに増加するが、主鉄筋降伏後の変形追随能力は減退する。断面靱性について言えば、 ϕ_y が若干増加し、 ϕ_u が減少し、したがって、 $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$ にて定義される断面靱性率は減少する。図(d)から直接判断できるが、低鉄筋比の方が低強度高靱性となり、耐震性の観点から、エネルギー吸収能力において優れていると言える。

断面靱性率は、複鉄筋長方形断面（各一段配筋）に対して、解析解が得られており、次式のように整理できる（ただし、引張/圧縮両鉄筋が降伏する場合）。

$$\cdot \text{降伏時の曲率} : \phi_y d = \frac{f_y}{(1-k)E_s} \quad (7)$$

$$\cdot \text{終局時の曲率} : \phi_u d = \frac{0.68\epsilon'_c f'_c}{f_y(p_1 - p_2)} \quad (8)$$

$$\cdot \text{断面靱性率} : \mu_\phi \equiv \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{0.68E_s \epsilon'_c f'_c}{f_y^2 (p_1 - p_2)} (1-k) \quad (9)$$

$$\text{ここで, } k = \left[n^2 (p_1 + p_2)^2 + 2n(p_1 + p_2) \right]^{\frac{1}{2}} - n(p_1 + p_2), \quad \gamma = \frac{d_2}{d_1} \quad (10)$$

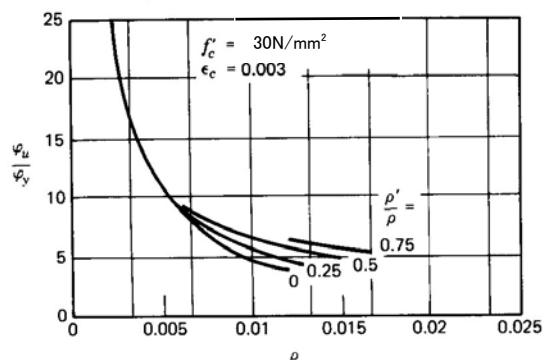


図6 断面靱性率と鉄筋量との関係（複鉄筋長方形断面の場合）

このように、断面靱性（または断面靱性率）は、コンクリート強度、鉄筋規格、引張/圧縮鉄筋量に影響を受け、柱断面のように多段配筋の場合、側方鉄筋量にも影響される。

圧縮鉄筋量の効果が重要で、一例を図6に例示したが、引張鉄筋量が多いほど、圧縮鉄筋の増加による変形性能（断面靱性率）の向上が著しいことがわかる。

【参考文献】

[1] 土木学会コンクリート委員会：2002年制定コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]
 [2] 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書[平成3年版]設計編
 [3] 吉川弘道：鉄筋コンクリートの解析と設計—限界状態設計法の考え方と適用—，丸善(株)，1995年

3章 軸力と曲げモーメントを受ける部材 —断面の力学特性：耐荷力と変形性能—

まえがき

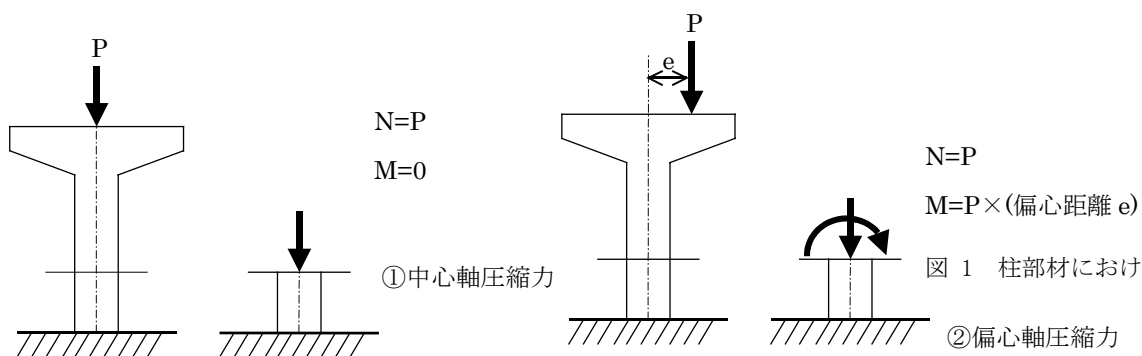
次に、軸力と曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート部材の力学挙動を考える。これは前章の曲げモーメントをうける場合と同じ断面仮定を用いるが、軸力が加わることによりやや煩雑なモデル化と定式化が強いられる。ここでは軸力をパラメーターとした力学特性の見地から、断面の曲げ挙動を解説している。

まず、軸力作用下（通例圧縮軸力）における曲げ部材の変形挙動（ $M \sim \phi$ 関係）を概観する。終局耐力の算定式（塑性解析：等価矩形応力ブロック法）を提示し、軸力と曲げの相互作用図について説明する。併せて、断面の曲率と靱性率にも考察し、これは鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能の評価にきわめて重要となる。

軸力+曲げモーメント下における力学特性は、耐力算定については、欧米の成書（例えば、文献[1]）に詳述されているが、変形性能については近年の耐震解析書に限定される。本章では、これら両者をバランスよく整理・記述し、次講につながるように配慮したつもりである。

1. 軸力と曲げモーメントを受けるときの非線形挙動

まず、図1のような、鉛直荷重 P を受ける単柱形式の柱部材を例にとり、作用する断面力（ N' =軸力、 M =曲げモーメント）を考える。



これは、

① 中心軸圧縮状態：断面には、軸力 N （圧縮）のみが作用

② 偏心軸圧縮状態：断面には、軸力と曲げモーメントが作用

のように分類できる。ここで、 e は断面図心からの偏心距離を表し、 $e = M / N$ により定義されるが、 $M = e \cdot N$ のように考えてよい。

次に、軸力 N' をパラメーターとした断面の変形挙動と終局時の特性を図 2 のように、模式的にまとめた。これは、図 (a) $M \sim \phi$ 関係、図 (b) 軸力 N' \sim 終局曲げ耐力 M_u 関係、図 (c) 軸力 N' \sim 終局曲率 ϕ_u 関係、の 3 図を関連させて示したものである。パラメーターとした軸力（圧縮のみを考える）は、小さい方から、① \sim ⑤のように付番した 5 つのレベルに設定しており、とくに、① $N' = 0$ 、③ 釣合い破壊（後述にて説明）、⑤ 軸圧縮破壊の 60% 程度、としていることに留意されたい。

軸力レベル①、②、③の範囲では、軸力 N' が増加すると、 $M \sim \phi$ 関係は上昇し、最大耐力 M_u は増加するが、一方では、終局時の曲率 ϕ_u は減少する。今度は、軸力レベルが③、④、⑤の場合を見ると、軸力 N' が増加に従い、 $M \sim \phi$ 関係は下回りし、最大耐力 M_u および終局曲率 ϕ_u がともに減少する。このことは、図 (b) $N' \sim M_u$ 関係、図 (c) $N' \sim \phi_u$ 関係において、 M_u および ϕ_u を軸力 N' の関数として見ると容易に判断できる。すなわち、軸力 N' の増加に伴い、最大耐力 M_u は③釣合い破壊点にてピークを有するのに対して、終局曲率 ϕ_u は単調減少となる。

ここで、軸力レベル③は釣合い破壊時の軸力を用いたもので、これを境として、

- ・ 軸力レベル①、②、③の範囲 ($N' \leq N'_b$) \Rightarrow 鉄筋降伏先行型
- ・ 軸力レベル③、④、⑤ ($N' \geq N'_b$) \Rightarrow コンクリート圧縮破壊型

のように、破壊形式を分類できる。

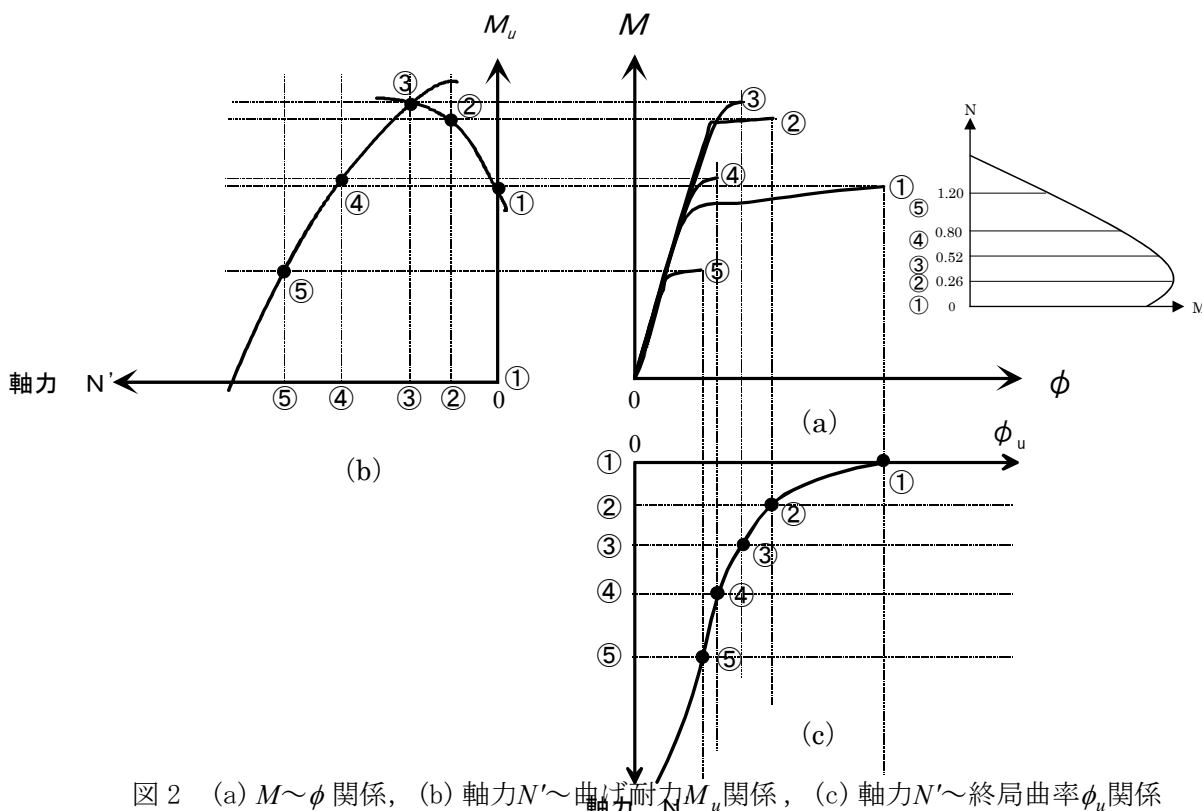


図 2 (a) $M \sim \phi$ 関係、(b) 軸力 N' \sim 終局曲げ耐力 M_u 関係、(c) 軸力 N' \sim 終局曲率 ϕ_u 関係
 また、軸力をさらに増大して軸力のみで破壊した状態が、本講の「1 章 単軸挙動」、軸

カレベル① $N'=0$ が、本講「2章 曲げ挙動（軸力がない場合）」に相当し、図 2 はこれらを包含するものである。

2. 終局耐力の算定方法と算定式

ここで、断面の終局耐力を M_u, N'_u のように表示し、その算定法を考える。これは、図 3 のような断面仮定と記号を用いる（一例として、複鉄筋長方形断面を考える）もので、その算出法は以下のようにまとめられる（文献[4]）。

- ① 偏心量 e に対する終局耐力を求めるが、軸方向力と曲げモーメントの釣合いが基本式となる。
- ② ひずみ分布は断面内で線形分布と仮定し、コンクリートの応力については引張側を無視し、圧縮側は等価応力ブロックを採用する。
- ③ 圧縮/引張鉄筋については、弾性状態（降伏前）か降伏後を判定する必要がある。
- ④ 断面の終局状態は、「コンクリートの圧縮縁ひずみはその限界値 ϵ'_{cu} に達したとき」により定義される。

ここで、土木学会コンクリート標準示方書[2]では、具体的な数値として次式を与えている。

- ・ 等価応力ブロックの 3 係数： $\beta_1 = 0.52 + 80\epsilon'_{cu}$ ， $k_2 = \beta_1 / 2$ ， $k_3 = 1 - 0.003f'_c \leq 0.85$
- ・ 終局ひずみ： $\epsilon'_{cu} = \frac{155 - f'_c}{30} \cdot 10^{-3} \leq 3.5 \times 10^{-3}$

上記は最新の改訂示方書の値であるが、普通コンクリートの場合、旧示方書（[3]）の値が簡便であり、概略値として覚えておくとよい。

- ・ 等価応力ブロックの 3 係数： $\beta_1 = 0.80$ ， $k_2 = \beta_1 / 2$ ， $k_3 = 0.85$
- ・ 終局ひずみ： $\epsilon'_{cu} = 0.0035$

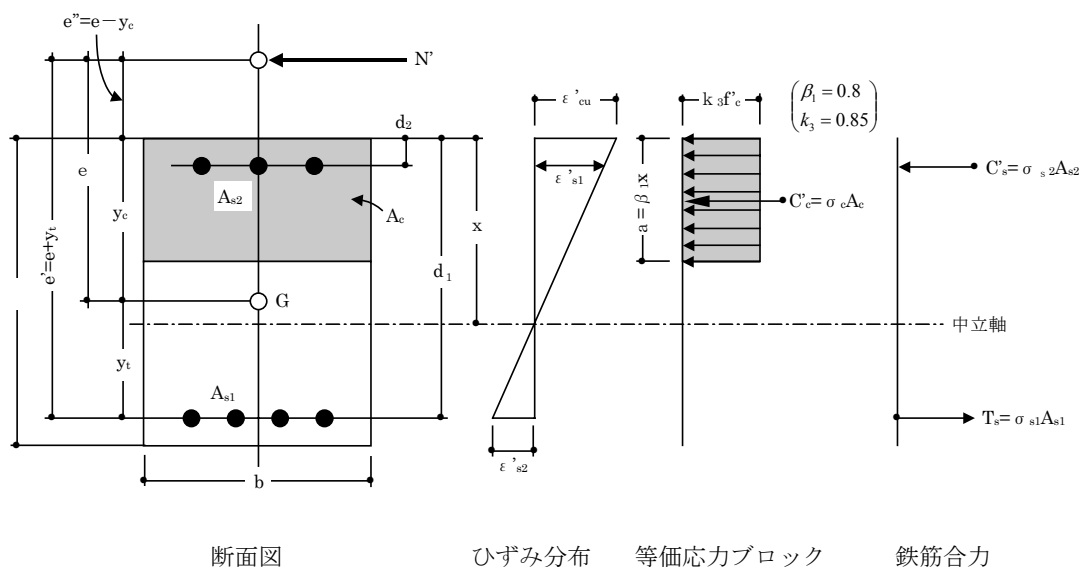


図3 終局耐力の算定に関する断面仮定と記号

このような仮定のもとに断面の終局耐力 M_u, N_u に関する釣合い式は、以下のように整理することができる。

$$N_u' = k_3 f_c' b a + A_{s2} f_y' - A_{s1} f_y \quad (1)$$

$$M_u = k_3 f_c' b a \left(d_1 - \frac{a}{2} \right) + A_{s2} f_y' (d_1 - d_2) - N_u' (e' - e) \quad (2)$$

また、断面耐力に無次元表示 $\overline{N}_u, \overline{M}_u$ を用いると、次式のようにも記述できる。

$$\overline{N}_u \equiv \frac{N_u'}{k_3 f_c' b d_1} = \frac{a}{d_1} + \psi_2 - \psi_1 \quad (3)$$

$$\overline{M}_u \equiv \frac{M_u}{k_3 f_c' b d_1^2} = \frac{a}{d_1} \left(1 - \frac{a}{2d_1} \right) + \psi_2 \left(1 - \frac{d_2}{d_1} \right) - \overline{N}_u \frac{e' - e}{d_1} \quad (4)$$

ここで、偏心量： $e' = e + y_t, \quad e'' = e - y_c$

$$\text{鉄筋係数： } \psi_1 = \frac{A_{s1} f_y}{k_3 f_c' b d_1} = \frac{p_1 f_y}{k_3 f_c'}, \quad \psi_2 = \frac{p_2 f_y'}{k_3 f_c'}$$

以上の算定式右辺のうち、コンクリート応力ブロック高さ a (図3参照) のみが未知数であり、これは、それぞれの破壊形式に対して、以下のように与えられる。ただし、 $\gamma = d_2 / d_1$ としている。

・釣合い偏心状態 (添え字 b を付している) :

$$\frac{a_b}{d_1} = \beta_1 \frac{x_b}{d_1} = \frac{\beta_1 \epsilon'_{cu}}{\epsilon'_{cu} + f_y / E_s} \quad (5)$$

・鉄筋降伏先行型 ($N'_u \leq N'_{ub}$, $e \geq e_b$) の場合 :

$$\frac{a}{d_1} = -\frac{e''}{d_1} + \sqrt{\left(\frac{e''}{d_1}\right)^2 + 2\left\{(1-\gamma)\psi_2 + \frac{e'}{d_1}(\psi_1 - \psi_2)\right\}} \quad (6)$$

・コンクリート圧縮破壊型 ($N'_u > N'_{ub}$, $e < e_b$) の場合 :

$$\left(\frac{a}{d_1}\right)^3 + 2\frac{e''}{d_1}\left(\frac{a}{d_1}\right)^2 + 2\left\{\left(\frac{\varepsilon_{cu}'}{\varepsilon_y}\psi_1 + \psi_2\right)\frac{e'}{d_1} - (1-\gamma)\psi_2\right\}\frac{a}{d_1} - \frac{2\beta_1 e'}{d_1} \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_y}\psi_1 = 0 \quad (7)$$

ここで、圧縮/引張鉄筋の応力が、未降伏（弾性状態）の場合、作用している鉄筋応力を算出して、これを降伏強度の代わりに用いる必要があり、詳しくは関連文献（例えば、[4]）を参照されたい。

以上を整理すると、一連の算定手順は、

(i) 与えられた材料条件と断面諸元により、諸係数を準備する。

$$d_1, \psi_1, \psi_2, \gamma, e, e', e'', \varepsilon_y, \varepsilon'_{cu}.$$

(ii) 釣合い破壊時における断面耐力と偏心量 (M_{ub}, N'_{ub} , $e_b = M_{ub} / N'_{ub}$ のように記す) をもとめる。

(iii) 与条件となる偏心量 e または軸力 N'_u から、破壊形式を識別する。

(iv) 該当する算定式を用い、 a を算出し、終局耐力 (M_u, N'_u) を求める。

3. $M_u \sim N'_u$ 曲線：破壊包絡線（相互作用図）

つぎに、偏心量を、 $e=0$ から始まるパラメーターとして考え、断面のひずみ分布を描くと、図4のように図示できる。

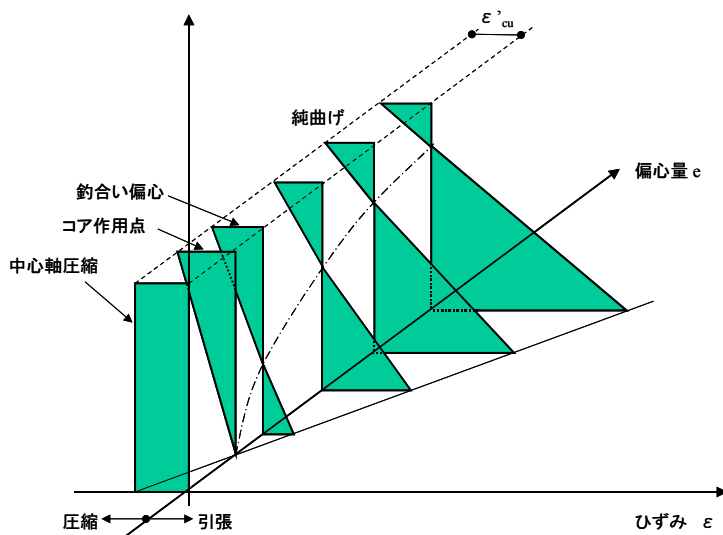


図4 種々の偏心量 e における断面のひずみ分布

ここで、釣合い破壊時およびこれによって分類される2つの破壊形式に対して、引張鉄筋のひずみ ϵ_{s1} とコンクリートの圧縮縁ひずみ ϵ'_c を、次のように整理できるので、図4と関連して確認されたい。

- ・釣合い破壊時 ($N'_u = N'_{ub}$, $e = e_b$) \Rightarrow 両材料のひずみ: $\epsilon_{s1} = f_y / E_s$, $\epsilon'_c = \epsilon'_{cu}$
- ・鉄筋降伏先行型 ($N'_u \leq N'_{ub}$, $e \geq e_b$) \Rightarrow 両材料のひずみ: $\epsilon_{s1} > f_y / E_s$, $\epsilon'_c = \epsilon'_{cu}$
- ・コンクリート圧縮破壊型 ($N'_u > N'_{ub}$, $e < e_b$) \Rightarrow 両材料のひずみ: $\epsilon_{s1} < f_y / E_s$, $\epsilon'_c = \epsilon'_{cu}$

ここで、両材料の限界ひずみを、引張鉄筋に対して $\epsilon_y = f_y / E_s$ 、圧縮コンクリートに対して、前述した $\epsilon'_{cu} = (155 - f'_c) / 3 \times 10^4$ のように与えられる。

ここで、大切なことは、図4の図示した終局時ひずみ分布は、いずれの場合も、コンクリートの圧縮縁に対して、 $\epsilon'_c = \epsilon'_{cu}$ なる条件にて終局と定義されていることである。

さて、以上の考察をもとに、偏心量 e をパラメーターとして終局耐力 M_u, N'_u を算出すると、図5のような相互作用図(interaction curve)を作画することができ、これは破壊包絡線(failure envelop)と呼ぶこともある。

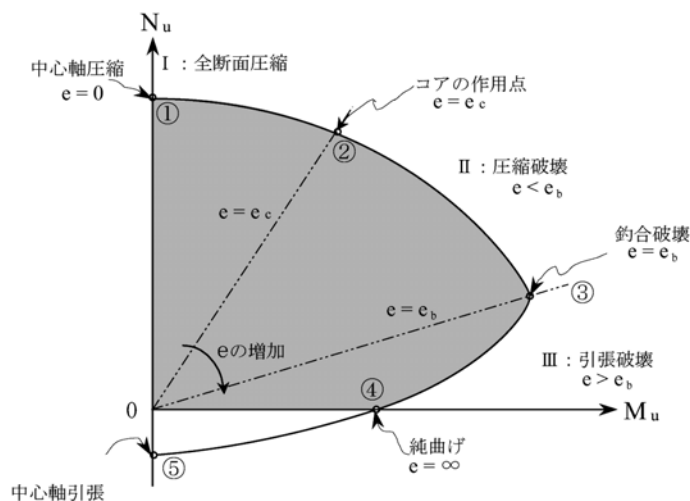


図5 M_u, N'_u に関する相互作用図 (破壊包絡線)

図5の相互作用図では、まず、図中に記した①、②、③、④、⑤の主要点を理解することがポイントである。すなわち、 $e=0$ から出発して、順に、①：単軸圧縮破壊 ($e=0$)、②：コア作用点 ($e=e_c$)、③：釣合い破壊 ($e=e_b$)、④：純曲げ破壊 ($e=\infty$)、⑤：単軸引張破壊のように定義できる。与えられた設計断面力 (M_d, N'_d) が、この相互作用図の線上もしくは外側にあれば破壊、内側にあれば破壊していないことを示す。

また、③：釣合い破壊 ($e=e_b$) を遷移点として、2つの破壊形式に分類できることは、前述のとおりであるが、これは、次のように整理できる。

- ・ 鉄筋降伏先行型 ($N'_u \leq N'_{ub}, e \geq e_b$) : 曲げモーメントの増大に伴い、引張ひび割れの発生/進展、中立軸の上昇、引張鉄筋の降伏、圧縮コンクリートの圧縮破壊、と典型的な非線形挙動を観察することができる。これは軸力のレベルが小さいので、純曲げの場合 (2章に詳述) と同様な挙動を示す。破壊の様相も穏かであり、比較的靱性に富むことは、図2にて説明したとおりである。
- ・ コンクリート圧縮破壊型 ($N'_u > N'_{ub}, e < e_b$) : 曲げモーメントの増大に伴い引張ひび割れは発生するが、ほとんど進展がなく、引張鉄筋が未降伏のまま、コンクリートの圧縮破壊を迎える。これは、ひずみ分布 (図5) から判断されるように、中立軸が図心軸より下方にあり、引張鉄筋の負荷が小さいことによる。終局時には、明瞭な予兆のない脆性的な破壊となり、急激な耐力低下を呈する。偏心量がさらに小さい場合 ($e < e_c$)、引張ひび割れの発生もなく、部材は爆裂的な終末となることが知られている。このような特性は、(引張鉄筋未降伏のため、脆性的に破壊するという意味で) 純曲げ状態の過鉄筋 (over-reinforcement) と同じではあるが、純曲げの場合、設計上 (配筋上) 回避されなければならないのに対

して、過鉄筋でない断面（under-reinforcement）であっても、軸力が加わることにより、釣合い破壊およびコンクリート圧縮破壊型はその包絡線上に必ず存在する。

4. 降伏/終局時の曲率と曲率靱性率： $N'_u - M_u - \phi$ 曲線

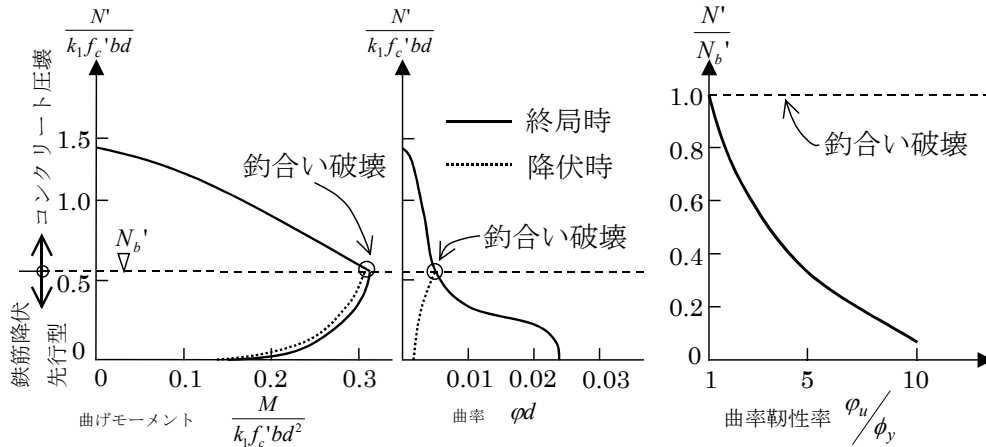


図 6 降伏時の曲率 ϕ_y ，終局時の曲率 ϕ_u ，曲率靱性率 μ_ϕ

今度は、相互作用図に、降伏時および終局時の曲率を加えると、図 6 のようにまとめることができ、ここでも軸力をパラメーターとして考えると理解しやすい。曲げ部材の曲率 ϕ は、平面保持の仮定が成立している断面のひずみ分布の勾配をあらわすもので、軸ひずみが、 $\epsilon(y) = \epsilon_0 + \phi y$ のように与えられることは、弾性問題にて学習したとおりである。曲率 ϕ の次元は [1/長さ] となり、例えば、1/m が用いられるが、無次元量として、 ϕd のようにすることが多い。鉄筋コンクリート断面の場合、中立軸の位置を x とし、一般に下式のいずれかにて算定される。

$$(8) \quad \phi = \frac{\epsilon'_c}{x}, \quad \phi = \frac{\epsilon_{s1}}{d - x}, \quad \phi = \frac{\epsilon'_c + \epsilon_{s1}}{d}$$

降伏時の曲率 ϕ_y および終局時の曲率 ϕ_u も、上式に従い同様に求めることができる。ただし、実際の算定に際しては、中立軸位置と引張/圧縮鉄筋の降伏判定など、複鉄筋長方形断面に限定しても、解析解が得られにくく、通例、断面を層状に離散化したファイバーモデルが用いられる。

また、図 6(a),(b)では、降伏時を点線、終局時を実線にて表しているが、断面耐力(降伏モーメント M_y , 終局耐力 M_u)を含めて考えると、RC 断面の力学的特性をよく表していると言える（これは、鉄筋降伏先行型 ($N'_u \leq N'_{ub}$, $e \geq e_b$) に限定されるが)。すなわち、軸力の増大とともに ($N' = 0 \Rightarrow N'_b$)、断面耐力は M_y , M_u ともに増加するが、

M_y から M_u の伸びがほとんどない（ほとんど同値である）のに対して、降伏曲率 ϕ_y は増加，終局曲率 ϕ_u は減少していることがわかる。

ここで，両者の比をとり，断面の曲率靱性率を $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$ のように定義する．曲率靱性率（curvature ductility）は，曲げモーメントを受ける断面の降伏から終局までの変形（曲率）の伸び，もしくは降伏後耐力が低下しない度合いを示すもので，断面の靱性を端的に表すものである．図 6(c)に図示したように，軸力の増加とともに，曲率靱性率 μ_ϕ は減少する。

【参考文献】

- [4] 例えば，Nilson, A.H. and Winter, G.: Design of Concrete Structures, 11th ed., McGraw-Hill, Inc.,1991
- [2] 土木学会コンクリート委員会：2002年制定コンクリート標準示方書[構造性能照査編]
- [3] 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書[平成3年版]設計編
- [4] 例えば，吉川弘道：鉄筋コンクリートの解析と設計—限界状態設計法の考え方と適用—，丸善(株)，1995年

4章：せん断挙動：耐荷メカニズムと算定式

梁/柱部材に生じるせん断破壊 (shear failure) は、腹部 (web 部) に斜め方向のひび割れが生じ、急激な崩壊を助長することが知られている。これは、曲げ破壊 (flexural failure) に比べて、極めて脆性的な崩壊過程を呈し、耐震設計の立場から、回避されなければならない。

せん断破壊に至る耐荷メカニズムは極めて複雑で、その耐荷力は、断面形状、配筋量 (せん断補強筋、主鉄筋)、軸力、材料強度によって決まり、さらには、地震荷重の場合、荷重履歴にも左右される。

本章では、単純梁部材を例にとり、作用する断面力 (曲げモーメント、せん断力) による応力分布と主応力を復習し、鉄筋コンクリート特有のひび割れパターンを考える。さらに、せん断補強筋のない場合/ある場合の耐荷機構を考察する。また、せん断耐荷力の算定方法として、トラス近似、修正トラス理論について説明し、併せて国内外の主要算定式についても統一的に紹介する。

1. 梁部材の断面力/応力/ひび割れ

対称集中荷重を受ける単純梁を例にとると、発生する曲げモーメントとせん断力の分布は、図 1(a) のように表すことができる。ここで、 a は荷重点と支点を結ぶ距離を表し、

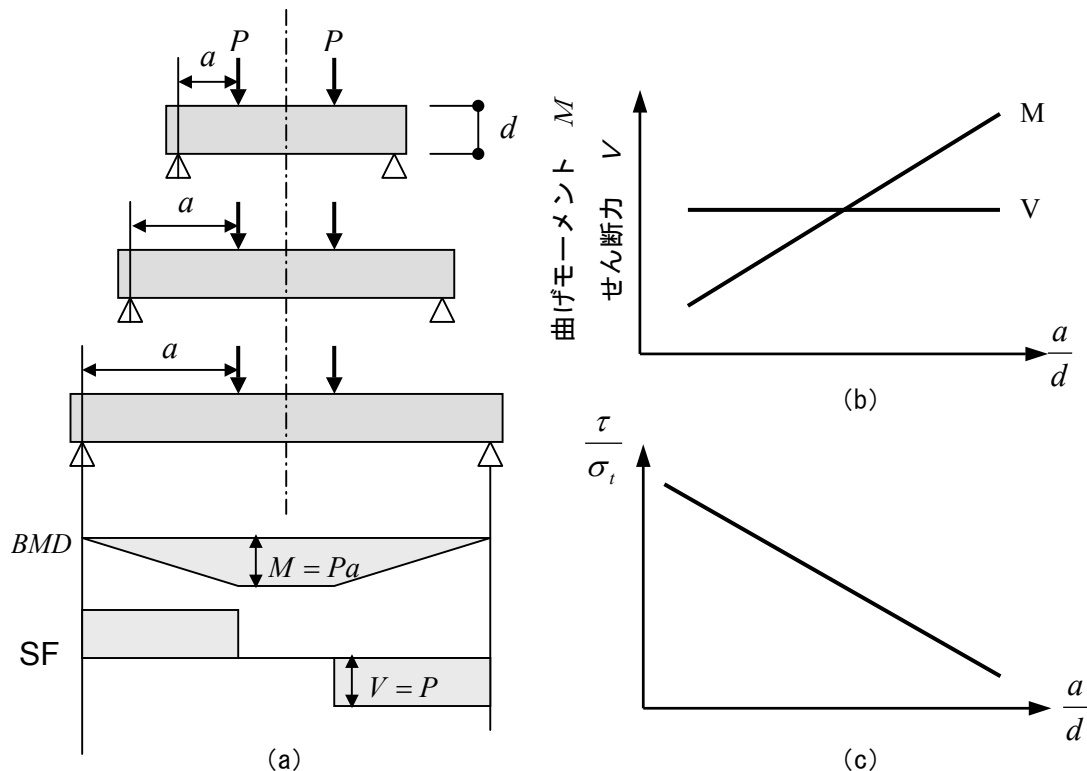


図 1 対称 2 点集中荷重を受ける単純梁の曲げモーメント/せん断力

この区間では、曲げモーメントよりせん断力が卓越することから、せん断スパンと呼ばれる。(通例、有効高さ d によって除したせん断スパン比 a/d によって、表される。)

ここで重要なことは、せん断スパン比 a/d が大きい場合、曲げモーメントの比率が大きくなり、 a/d が小さい範囲ではせん断力の比率が大きくなり、従ってせん断破壊の可能性が高くなるということである。これは、 M と V の比率を見ると $M/V = a$ となることからわかる。

荷重点間の純曲げ区間は、圧縮(上縁側)または引張(下縁側)の直応力 σ_t のみであるが、せん断区間では、これらにせん断応力 τ が加わる(図2)。このときの両応力は、腹部幅を b_w 、高さを d として、次式のように表される。

$$\tau = q_{shr} \frac{V}{b_w d}, \quad \sigma_t = q_{ftx} \frac{M}{b_w d^2} \quad (1)$$

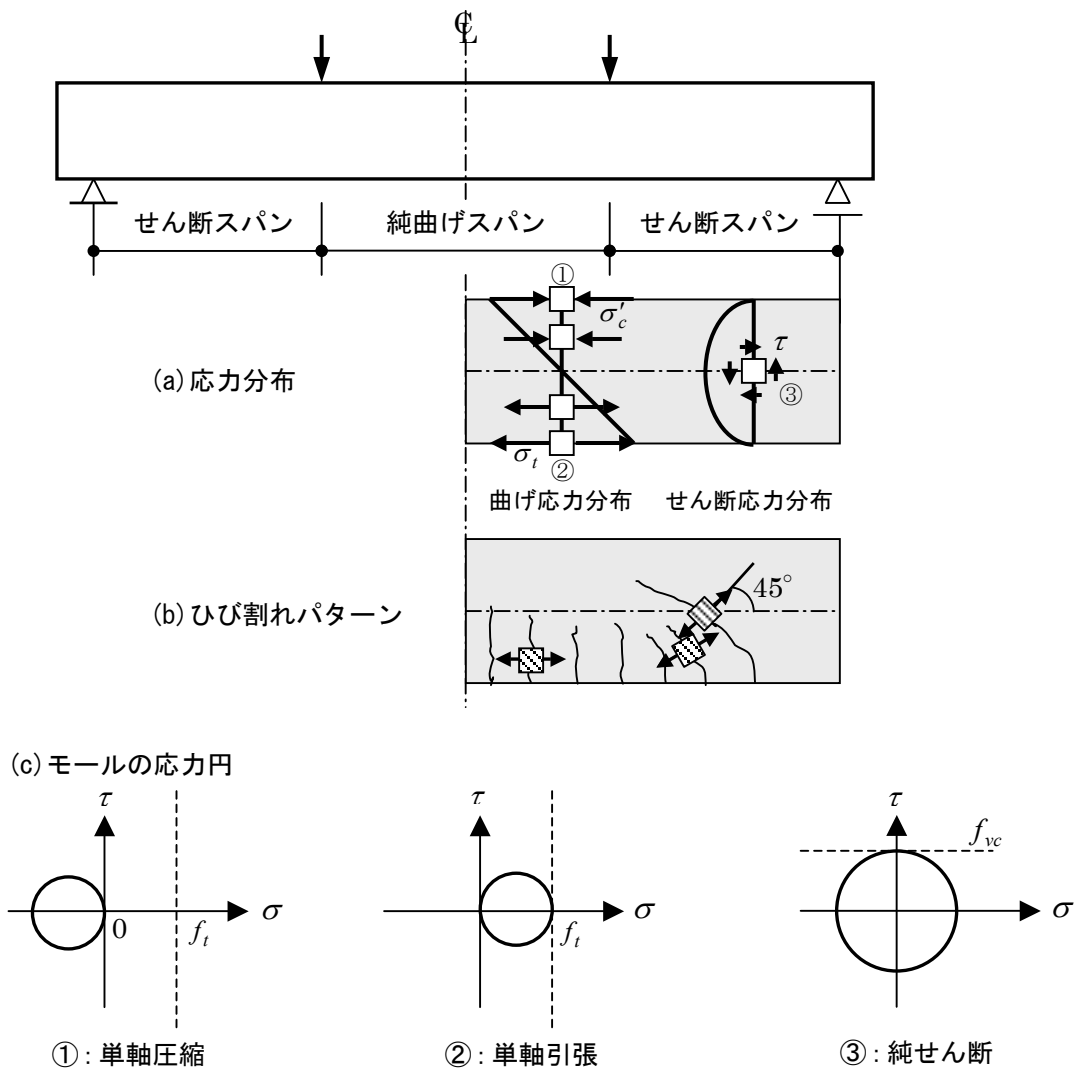


図2 単純梁に生じる応力とひび割れ：曲げ vs. せん断

q_{shr} , q_{flx} は、断面形状で決まる係数を表す。両応力の比をとると次式のように表される。

$$\frac{\sigma_t}{\tau} = \frac{q_{flx}}{q_{shr}} \frac{M}{Vd} = \frac{q_{flx}}{q_{shr}} \frac{a}{d} \quad (2)$$

この式から、 a/d が大きい $\Rightarrow\sigma_t$ が大きい、 a/d が小さい $\Rightarrow\tau$ が大きい、となり、せん断スパン比が小さいと、せん断応力が（曲げ応力に比べて相対的に）大きくなるのがわかる（図1(b), (c)）。さらに、両応力に各々の材料強度を代入して（すなわち $\sigma_t = f_t$, $\tau = f_{vc}$ として）、式(2)を書き換えると、次式を得る。

$$\frac{a}{d} = \frac{q_{shr}}{q_{flx}} \frac{f_t}{f_{vc}} \quad (\text{ただし, } f_t : \text{引張強度, } f_{vc} : \text{せん断強度}) \quad (3)$$

これは、梁下縁に曲げひび割れ、腹部中央にせん断ひび割れが同時に発生する場合のせん断スパン比を意味している。一例として、普通コンクリート（ $f'_c = 30\text{N/mm}^2 \Rightarrow f_t = 2.22\text{N/mm}^2$, $f_{vc} = 0.621\text{N/mm}^2$: コンクリート標準示方書の算定式を適用）を用い、長方形断面の場合（ $q_{shr} = 3/2$, $q_{flx} = 6$ ）を考えると、次式のような算定結果を得る。

$$\frac{a}{d} = \frac{q_{shr}}{q_{flx}} \frac{f_t}{f_{vc}} = \frac{3/2}{6} \cdot \frac{2.22}{0.621} = 0.25 \times 3.57 \approx 1.0 \quad (4)$$

すなわち、せん断スパン比が、おおむね1以下でせん断ひび割れが先行、1以上で曲げひび割れが先行することを示している。実際の鉄筋コンクリート部材では、曲げひび割れ先端から、斜めひび割れが励起されるなど、上記の試算が必ずしもあてはまらないが、大略の傾向を示唆していると言える（T型断面の場合形状係数が異なり、軸力の存在により、主応力/せん断応力が変わる）。

ここで、図2に戻ると、曲げ応力により、梁下縁部から曲げひび割れが垂直に、せん断区間にて腹部に斜めひび割れが45°方向に発生する。これは、それぞれ主引張応力の直交方向に発生すると考えると、統一的に見ることができる。ただし、多くの実験結果によれば、 $a/d = 2 \sim 5$ の場合、曲げひび割れがせん断ひび割れに展開し（flexural shear crack）、T型断面の場合、腹部に斜めひび割れ（inclined tension crack）が突然発生することが多く、実際の鉄筋コンクリート部材の力学挙動はさらに複雑である。

2. せん断破壊の形式と分類：せん断補強筋のない梁

上記までの説明は弾性解による考察であり、これによりひび割れパターンなどを推察できる。次に、主鉄筋のみが配筋されている（せん断補強筋を持たない）鉄筋コンクリート梁を考えると、せん断スパン比によって異なる破壊形式を図3のようにまとめることができる（文献[3]より、一部省略して引用した）。これは、横軸をせん断スパン比 a/d 、縦軸を最大耐力（曲げモーメント $M_u = P \cdot a$ にて示し）をとり、両者の関係を示すとともに、併せて破壊形式を示した。

図 3 は、曲げ破壊以前にせん断破壊する場合を示したもので、これが、同図からせん断スパン比が 6 以下であることがわかる。ここで、せん断破壊の破壊形式として、

- ・せん断圧縮破壊（図中の右下がりの曲線）：

曲げせん断ひび割れが圧縮主応力（引張主応力の直交方向）に沿って、載荷点近傍に達し（図 2 (b) 参照）、コンクリート圧縮域にて圧縮破壊を誘発する。

- ・斜め引張破壊（図中の右上がりの曲線）：

斜めひび割れの先端が、梁上縁（圧縮域）まで付き抜けて破壊する。または、斜めひび割れの他端が下縁（引張域）に伸び、引張鉄筋に沿って枝分かれすることにより、鉄筋の定着破壊を励起する（この場合、せん断付着破壊と呼ぶ）。

この 2 つの破壊形式のうち、大なる方で最大耐力が決定されることに注意されたい。また、せん断スパン比がさらに小さい場合、Deep Beam としての解析が必要になり、せん断スパン比が十分に大きい領域では、曲げ破壊を呈し、本講第 2 章、第 3 章にて説明した取扱いとなる。これらを文献[3]に従って定量的に整理すると、以下のように分類できる。

- $a/d \leq 1$: 平面保持が成立せず、高さ方向に非線形な応力分布となる (deep beam)
- $1 \leq a/d \leq 2.5$: せん断圧縮破壊 (short beam)
- $2.5 \leq a/d \leq 6.0$: 斜め引張破壊, せん断付着破壊
- $6.0 \leq a/d$: 曲げ破壊 (slender beam)

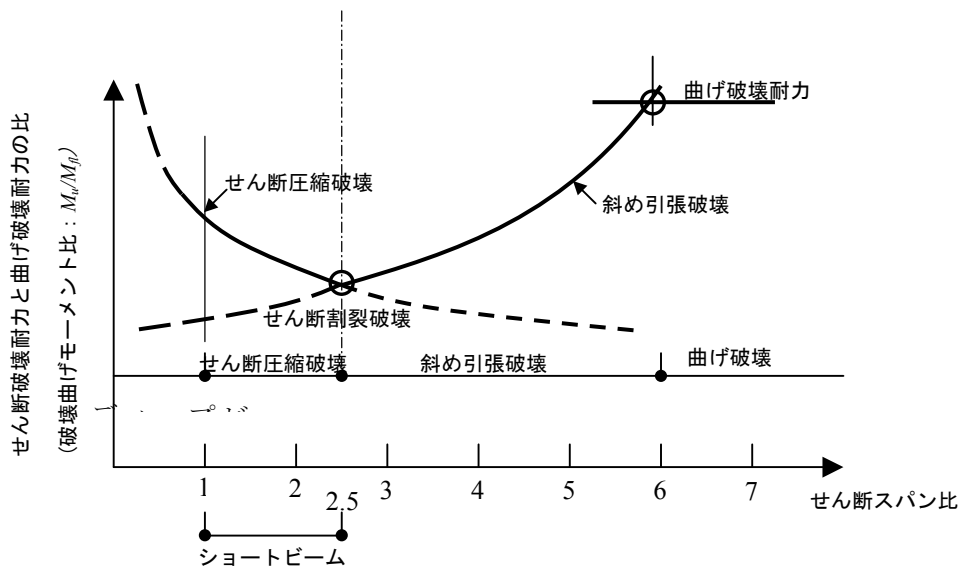


図 3 せん断スパン比 a/d と最大曲げ耐力の関係

このような、主鉄筋のみを有する梁部材のせん断破壊は、古くより研究が行われ、多くの成書にまとめられている（例えば、文献[1], [2]）。また、このようなせん断破壊は、斜めひび割れの発生によるコンクリートの応力解放を適当な鉄筋で肩代わりすることによって、回避することができ、梁部材では腹鉄筋（web reinforcement）、柱部材では、横補強筋（lateral reinforcement）と呼ばれる。

3. せん断耐力の算定式：せん断補強筋を有する場合

3.1 せん断抵抗メカニズム

せん断補強筋を有する梁部材は、外的に作用するせん断力に対して、コンクリートと鉄筋が分担する内力によって抵抗する。これは、図4のような模式図によって理解することができる（これは、ACI-ASCE426 委員会報告[2]の図表に加筆したものである）。

すなわち、図4(a)に示したような、せん断破壊面にて切出した自由物体を考えると、作用せん断力 V に抵抗する内力として、

- ・ 腹鉄筋よる負担分 V_s ：鉛直スターラップによる抵抗力
- ・ コンクリート負担分 V_{cz} ：圧縮域コンクリートによる抵抗力
- ・ ひび割れ面に沿ったせん断伝達力の鉛直成分 V_{ay} ：骨材の噛合い効果（aggregate interlock）
- ・ 主鉄筋のダウエル力 V_d ：軸方向筋を直角方向に横切る抵抗力(dowel action)

が挙げられ、これらの総和として、次式が成立する。

$$V = V_s + V_{cz} + V_{ay} + V_d = V_s + V_c + V_d \quad (\text{ただし、} V_c = V_{cz} + V_{ay} \text{ としている}) \quad (5)$$

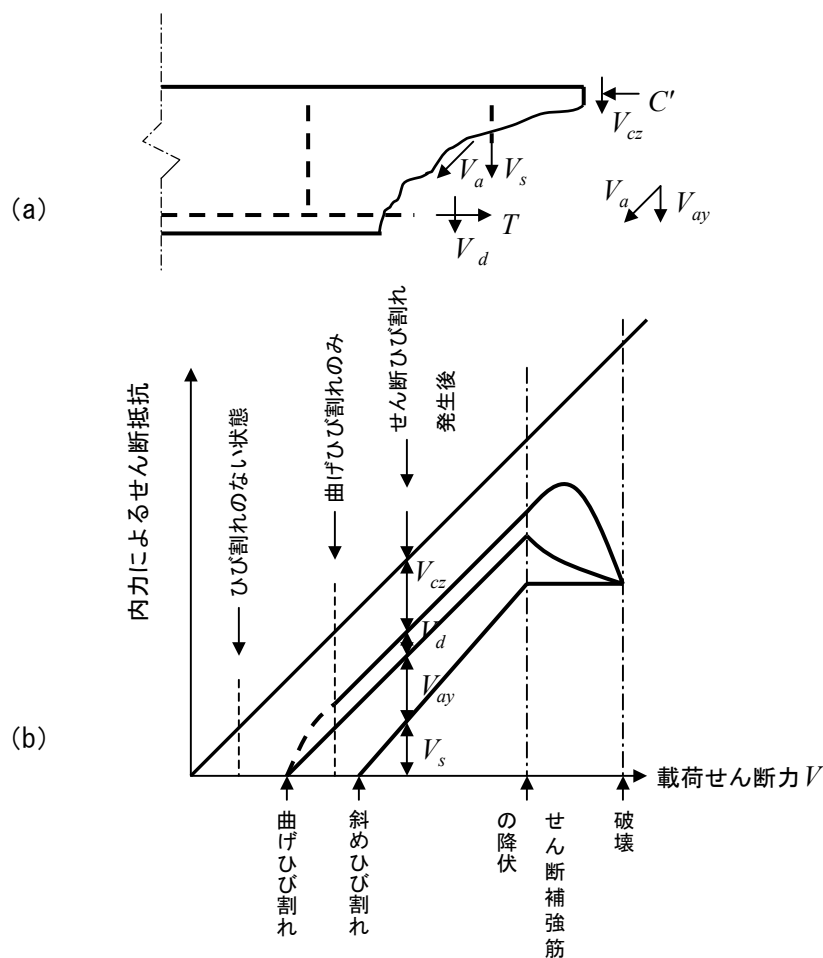


図4 載荷せん断力に対する内力の抵抗せん断力の分担割合

図 4(b)を観察することにより、これら内力 4 成分の分担比率が、荷重過程（横軸は荷重せん断力）に従って変化していることがわかる。これは、曲げひび割れ、せん断ひび割れ、鉄筋降伏により、内的な抵抗メカニズムが変化しているためである。

ここで大切なことは、終局時には 2 成分 V_d , V_{ay} が消失し、

$$V = V_s + V_c \quad (6)$$

のような抵抗メカニズムとなっていることである。これは、後述する修正トラス理論の基本的論拠となるもので、終局せん断耐力式の原型と言えるものである。同図の報告書[2]は、30 年前のものであり、その後さらなる研究成果が得られ、いくつかのせん断理論が発表され、また、地震時を想定した繰返し大変形下におけるせん断実験による蓄積があることを付記する。

現在、せん断耐力については多くの算定式が提案されており、各国の示方書/ガイドラインに反映されている。ただし、例えば、設計曲げ耐力の場合、多くの国・地域にて、等価応力ブロック法が多く用いられているのに対して、設計せん断耐力式は、いまだ統一的な手法への同意は見られないのが現状である。このような状況にて、修正トラス理論、ストラット・タイモデル、塑性理論（降伏線理論）が、設計せん断耐力式として用いられている主要な手法と考えられるが、本講では最も代表的なトラス理論を紹介する。

3.2 トラス近似によるせん断耐力式

・トラス近似による基本式

トラス近似 (truss analogy) は、斜めひび割れを有する鉄筋コンクリート梁のせん断耐荷機構を明瞭に説明できる古典理論としてよく知られている。これは、コンクリートの圧縮ストラット（斜めひび割れに沿った圧縮材）、腹鉄筋による斜材（スターラップの場合は鉛直材）、上弦材（圧縮鉄筋もしくは圧縮部コンクリート）、および下弦材（引張鉄筋）を組み合わせることにより、トラスモデルとして近似するものである（図 5）。斜めひび割れの発生した腹部コンクリートは圧縮主応力方向（ひび割れ方向）に、なお内力として抵抗すると考えるものである。

ここで圧縮ストラットの角度を θ 、腹鉄筋の角度を α （図 5 では、鉛直スターラップを用いているので $\alpha = 90^\circ$ となる）とする。静定トラスの釣合い条件より、各部材力は次式のように求めることができる。

$$\text{腹鉄筋の分担せん断力} : V_s = T_w \sin \alpha, \quad \text{上/下弦材の付加軸力} : 2N = V_s \cot \theta \quad (7)$$

ここで、斜材の軸力 T_w をトラスの 1 区間を通過する腹鉄筋の集合、 C'_d をコンクリートの圧縮斜材の合力とすると、最終的に次式を導くことができる。

$$T_w = \frac{A_w f_{wy} z (\cot \theta + \cot \alpha)}{s}, \quad C'_d = f'_{wc} b_w z (\cot \theta + \cot \alpha) \sin^2 \theta \quad (8)$$

A_w : 区間 s における腹鉄筋の総断面積, s : 腹鉄筋の間隔, f_{wy} : 腹鉄筋の降伏強度,

z :せん断有効高さ ($z = jd, j = 7/8$)

上記第1式は、腹鉄筋が塑性状態であること (plastic truss model), 第2式は、コンクリートの圧縮ストラットが圧縮破壊していることを想定している。

式(8)の第1式から、せん断耐力 V_s は、以下のように算定される。

$$V_s = \frac{A_w f_{wy} z (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (9)$$

さらに簡略化して、ストラット角度 θ に弾性解 (45° トラス理論) を用いて、

$$V_s = \frac{A_w f_{wy} z}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (10)$$

鉛直スターラップまたは帯鉄筋の場合、その角度を $\alpha = 90^\circ$ として、次式を得る。

$$V_s = \frac{A_w f_{wy} z \cot \theta}{s} \quad (11)$$

そして、これらを両用すると、以下のような単純な式に至る。

$$V_s = \frac{A_w f_{wy} z}{s}, \quad \tau_s \equiv \frac{V_s}{b_w d} = j p_w f_{wy} \quad (12)$$

ただし、せん断補強筋比を $p_w = A_w / b_w d$ としている。

一方、式(8)の第2式から、コンクリート圧縮斜材破壊時の耐力 V_{wc} が算出できるが、詳しくは関連文献 (例えば[8]) を参考にされたい。

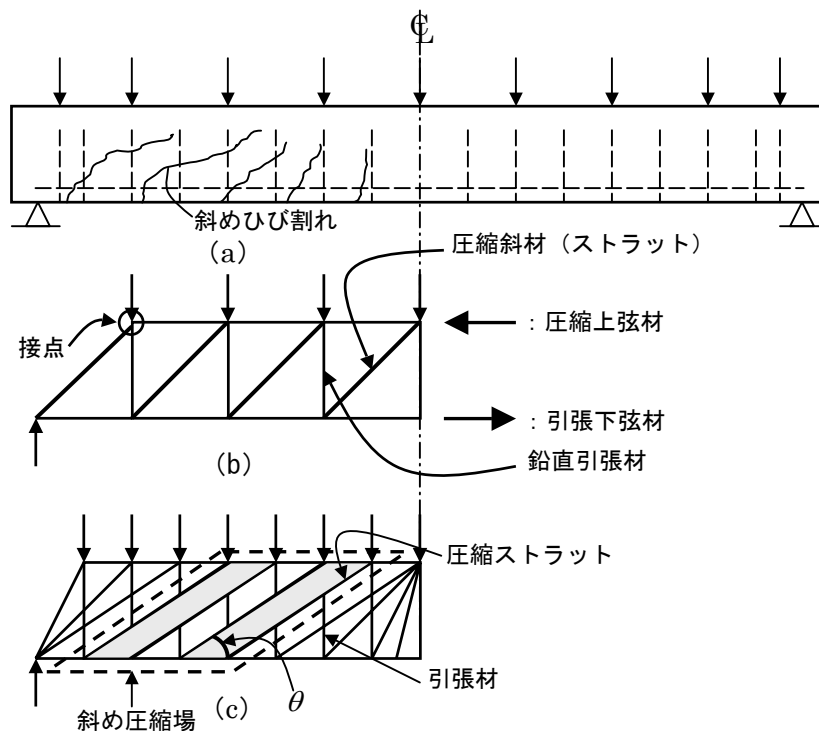


図5 せん断補強を有する梁に対する、トラス近似による耐荷メカニズム

3.3 修正トラス理論 (modified truss theory)

上記のトラス理論を実験結果に適用すると、実験値がトラス理論による計算値 V_s を上回ることが多く、このため、トラス理論の余剰分 (other contribution) として、コンクリート寄与分 V_c が導入された。すなわち、せん断耐力 V_y を、

$$V_y = V_s(\text{せん断補強筋による負担分}) + V_c(\text{コンクリート寄与分}) \quad (13)$$

のように表すもので、これを修正トラス理論と呼ぶ。これは、前述の式(6)と同じ意味合いをもつ。コンクリート寄与分 V_c は、通例実験式によって表されることが多く、コンクリート強度、軸方向力、軸方向筋、部材の寸法効果などの影響因子を含むもので、多くの提案式がある。

4. 各国の設計算定式

最後に、せん断耐力に関する各国設計算定式を列举/紹介したい。ここでは、上記の V_s および V_c によって整理してみる。

ただし、各国示方書では、使用記号/添え字の表記法が異なるが、ここでは原文のまま用いることにした。したがって、同じ物理量が異なる記号にて表されている。また、一部、安全係数が含まれている。詳しくは、各々の参照原典を参考にされたい。

① 土木学会コンクリート標準示方書 (構造性能照査編) [4] :

棒部材の設計せん断耐力 : $V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{ped}$ (14)

ここで、各項は、以下のように与えられる (γ_b は部材係数を示す)。

コンクリート寄与分 : $V_{cd} = \beta_d \beta_p \beta_n f_{vcd} b_w d / \gamma_b$

せん断補強筋負担分 : $V_{sd} = \frac{A_w f_{wyd} z (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)}{s_s} / \gamma_b$

軸方向緊張材の負担分 : $V_{ped} = P_{ed} \cdot \sin \alpha_p / \gamma_b$

$\beta_d, \beta_p, \beta_n$: 有効高さ/軸方向筋/軸方向力に関する係数, f_{vcd} : コンクリートのせん断強度

P_{ed}, α_p : 軸方向緊張材の有効引張力/部材軸となす角度

② 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説 [5]

・柱およびはりのせん断強度 A 法を示す

せん断信頼強度 : $V_u = (\text{トラス機構負担分 } V_t) + (\text{アーチ機構負担分 } V_a)$ (15)

ここに、2成分は、

トラス機構負担分 : $V_t = b j_t p_w \sigma_{wy} \cot \phi$

アーチ機構負担 : $V_a = \tan \theta (1 - \beta) b D v \sigma_B / 2$

$\tan \theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D$, $\beta = \left\{ (1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy} \right\} / (v \sigma_B)$, σ_B, v : コンクリート圧縮強度
 と有効係数, ϕ : トラス機構のコンクリート圧縮束の角度, σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度,
 b, j_t, D, L : 部材の幅, 主筋中心間距離, 全せい, 内法長さ

③ ACI Code Provision [6]

精査式: $V_n = (\text{コンクリート負担分 } V_c) + (\text{せん断補強筋負担分 } V_s)$ (16)

$$\text{コンクリート寄与分: } V_c = \frac{1}{6} \left(\sqrt{f'_c} + 100 \frac{p_w V_u d}{M_u} \right) b_w d \leq 0.3 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\text{せん断補強筋負担分: } V_s = \frac{A_v f_y d}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

M_u : 設計曲げモーメント, V_u : 設計せん断力, A_v : せん断補強筋の面積

④ The European Concrete Standards in Practice [7]

梁の強度式: $V_{Rd} = (\text{コンクリート負担分 } V_{Rd1}) + (\text{せん断補強筋負担分 } V_{wd})$ (17-1)

$$\text{コンクリート寄与分: } V_{Rd1} = \left[\tau_{Rd} k (1.2 + 40 \rho_1) + 0.15 \sigma_{cp} \right] b_w d$$

$$\text{せん断補強筋負担分: } V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0.9 d f_{ywd}$$

τ_{RD} : 基本せん断強度 = $0.25 f_{ck}^{0.05} / \gamma_c$, $k = 1.6 - d \leq 1$, (d in m), ρ_1 : 軸方向鉄筋比,

σ_{cp} : 設計軸応力, A_{sw} : フープ筋の断面積 (区間 s における),

f_{ywd} : フープ筋の設計降伏強度

$$\text{腹部コンクリートの圧縮耐力式: } V_{Rd} = 0.5 \left(0.7 - \frac{f_{ck}}{200} \right) f_{cd} b_w 0.9 d \quad (17-2)$$

【参考文献】

- [1] McCoromac, J. C. : Design of Reinforced Concrete, 4thed., Addison-Wesley, 1997
- [2] ACI-ASCE Committee 426 : The Shear Strength of Reinforced Concrete Members, ASCE St. Div., Vol.99, ST6, June 1973
- [3] 谷川, 小池, 太田, 中塚, 馬場, 畑中 : 鉄筋コンクリート構造-理論と設計- (第2版), 森北出版, 1997
- [4] 土木学会コンクリート委員会 : 2002年制定コンクリート標準示方書[構造性能照査編]
- [5] 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990 制定
- [6] 例えば, Hoffman, E.S., Gustafson, D. P. & Gouwens, A. J. : Structural Design Guide to the ACI Building Code, Kluwer Academic Publishers 1998
- [7] Betonvereniging, The Concrete Society & Deutscher Beton-Verein : Design Aids for EC2 Design of Concrete Structures, E & FN Spon 1997
- [8] 吉川弘道 : 鉄筋コンクリートの解析と設計、(株)丸善出版、平成7年

第2講 : あとがき

本第2講では、第1章～4章で構成されるが、いずれも、主として、梁・柱部材などの棒部材（ほとんど梁部材）を対象として、その力学挙動と耐力/変形について説明を行った。これは、コンクリート構造学では梁部材の力学が基本であり、戦後の主たる研究領域となっていたためである。

しかし、近年の重大な地震被害を契機に、耐震性に関する研究が活発化したことは言うまでもない。鉄筋コンクリート関連では、特に、土木構造物では柱部材（橋脚）、建築分野では、柱/フレーム構造、壁式構造を対象にしたものが多く、いずれも大変形に及ぶ交番載荷実験が数多く行われ、耐力と変形能（靱性）に対する多くの知見が得られている。これらについては、本講の延長として、断面挙動から部材挙動、耐力評価から靱性評価の観点から、続く第3講にて詳述したい。

第3講：鉄筋コンクリート部材の非線形挙動：耐力と靱性

ようこそ、第3講へ。

本講では、いよいよ、部材レベル（特に、梁/柱部材を中心）における非線形特性を考えたい。耐震設計が主目的であることから、部材の靱性（ductility 粘り）の確保が重要であり、次いでRC梁/柱部材特有の塑性ヒンジの形成がポイントとなる。

本講では、変形挙動と破壊形式、繰返し挙動、変形性能（靱性評価）の3章の構成にて、議論を進める。ここでは、まだ加速度、慣性力の概念を用いることなしに論じており、準静的な状態での考察であることを付記する。

第1章：変形挙動と破壊形式

ここでは、まず構造物の非線形変形挙動の見方から始まり、 $P-\delta$ 曲線を理解する。また、RC橋脚を例にとり崩壊過程（曲げ破壊とせん断破壊）を説明するとともに、各種構造形式に対する塑性ヒンジの形成を概観する。塑性ヒンジは、RC構造物の靱性確保に必要な重要なキーワードである。最後に、RC部材の崩壊過程の順序立て（hierarchy）の考え方を twining link model によって整理し、failure mode control の重要性を考えたい。

1. 構造物の変形挙動：高耐力低靱性 vs. 低耐力高靱性

鉄筋コンクリートの構成材料であるコンクリートと鉄筋は、次のような非線形（material nonlinearity）が存在することはよく知られており、多くの研究報告がある。

- ・ コンクリート：ひび割れ、圧縮破壊
- ・ 鉄筋：引張・圧縮降伏、はらみ出し/座屈、フックのはずれ、疲労破断
- ・ 両材料間の付着特性：すべりと付着破壊、定着破壊

そして、RC部材の非線形挙動と崩壊は、これらを起源（nonlinear source）として、部材形式/構造形式ごとの非線形性（structural non-linearity）を呈することになる。（材料非線形については他書に譲り、断面の非線形性については第2講にて取扱った。部材/構造レベルの非線形特性を本講の対象とする）。

構造物の非線形挙動は、荷重-変位曲線（ $P-\delta$ 曲線とも呼ばれる）によって、明快に表され、その構造部の特徴を如実に表現している。実地震波のもとでは、不規則な正負繰返し挙動となるが、耐震性を考察する場合、まずはその包絡線を観察することが重要である。

図1は、いくつかの主要部材形式のうち、(a) 剛構造、(b) 柔構造の2例を模式的に図化したものである。せん断スパン比の小さい橋脚、壁式構造は、高耐力高剛性が得られるが、比較的靱性に乏しい。一方、(b)のような背の高い橋脚、フレーム構造では、十分な靱性が得られる（適切なレイアウトと断面設計がなされていることが前提ではあるが）。すなわち、

高耐力となるほど低靱性となることが、一般的な特徴と言える。

現行の諸示方書では、耐力による照査 (force-based design), 変形性能による照査 (displacement-based design) が使い分けられており、両者の積となるエネルギーによる照査 (energy-based design) などの方法も提案されている。建築建物について、古くは、耐力によって抗するか、スレンダーな長周期構造にすべきかという論議 (関東大震災直後のいわゆる剛柔論争) があったことも付記したい。いずれにしても、耐力(strength)と靱性(ductility)が、構造性能(structural performance)の表裏をなすということを認識することが、耐震問題の出発点であると言える。

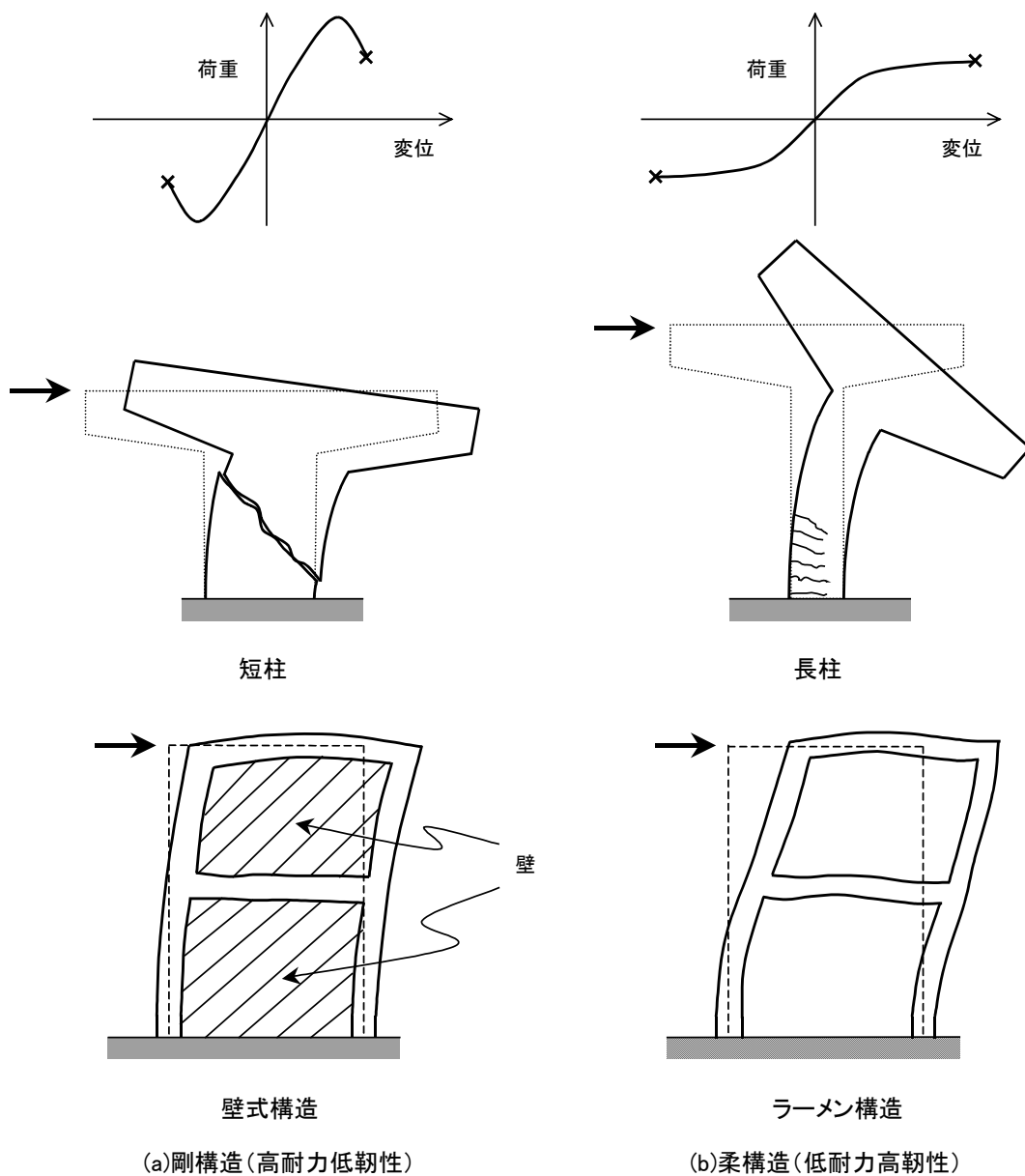


図1 P-δ 曲線で見えた構造物の応答特性：高耐力低靱性 vs. 低耐力高靱性

2. RC部材の崩壊過程と塑性ヒンジ

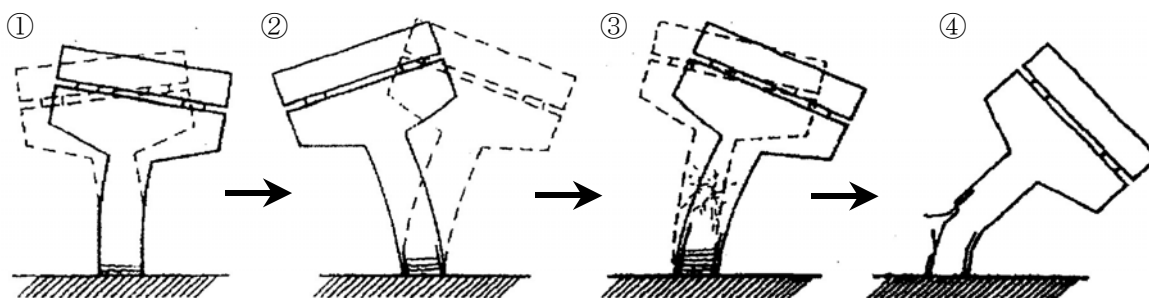
(1) RC脚の崩壊過程：曲げ破壊 vs. せん断破壊,

鉄筋コンクリートの耐震性を論議する場合、その破壊形式を理解することが重要であり、単柱式RC橋脚の崩壊の様子を図2のようにまとめた。ここでは、曲げ破壊 vs. せん断破壊の特徴と違いを理解することがポイントとなる。

曲げ破壊における崩壊過程：

- ① 柱基部（曲げモーメント最大点）において、曲げひび割れが水平に発生する。
- ② 曲げひび割れが進展し、主鉄筋の引張応力が徐々に増加する。主鉄筋はやがて降伏し、基部に塑性ヒンジが形成される。
- ③ 変形量の増大によってかぶりコンクリートが次第に剥離し、塑性ヒンジが拡大する。
- ④ 条件によって異なるが、主鉄筋の座屈（圧縮側）または破断（引張側）、および圧縮側コンクリートの圧縮破壊によって、耐力が低下する。これは、比較的粘りのある安定的な破壊であり、耐震設計上望ましい。

(a) 曲げ破壊の場合



(b) せん断破壊の場合

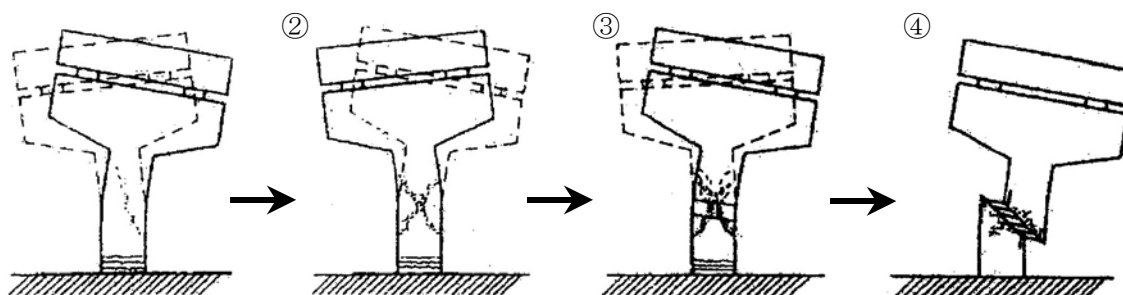


図2 RC橋脚の崩壊過程：曲げ破壊 vs. せん断破壊

せん断破壊における崩壊過程

- ① 柱基部で、まず曲げひび割れが水平に発生する。ここまでは、曲げ破壊の場合とほとんど変わらない。
- ② 曲げひび割れ、せん断ひび割れが、進展していく。柱中央部ではせん断ひび割れが斜めに発生することがある。
- ③ せん断ひび割れが局所的に発達し、帯鉄筋の降伏を助長する。
- ④ せん断破壊は急激な耐荷力の低下を招き、粘りが乏しく、脆性的な破壊となる。

このような2つの崩壊過程の様相は、なお、いくつかの異論・異なる解釈があるが、これまでの震害記録とモデル試験体による実験結果を分かりやすく要約したものと理解いただきたい。これまでの議論と考察によると、橋脚の形状寸法、断面の形状と配筋、軸力（圧縮・引張）の規模（変動するか一定か）、橋軸方向か直交方向か、ねじりモーメントの作用と大きさ、繰返し荷重のランダム性/回数/載荷速度（地震荷重の時刻歴/周波数上の特徴）、などが、なお、議論の対象となっていることを付記する。

また、以上のような主たる破壊形式に加えて、鉄筋の座屈/引張破断、横補強筋のフックのはずれなど、設計上好ましくない局所的な破壊要因があり、これらは早期かつ脆性的な終末を助長することになる。

（2）塑性ヒンジの形成

したがって、せん断破壊を回避して、健全な塑性ヒンジを意図した箇所に形成する（expected plastic hinging）ように、計画/設計することが肝要である。図3は、主要形式における塑性ヒンジの形成を模式的に図化したものである。いずれも、曲げモーメントの最大点にて形成されることは言うまでもないが、靱性確保のため、いくつかの要件を満たしていることが必須となる。

すなわち、①十分なエネルギー消費（energy dissipation）による靱性の保証、②修復しやすい位置と構造（repairability）、③全体構造の冗長性（redundancy）の確保、の諸点が挙げられよう。①については、RC柱の場合、横補強筋による十分な拘束（confinement）が必須条件であり、②は地中の基礎部ではなく地上構造に発生させること、③に関しては、例えば多層フレーム構造の場合、水平梁部材にヒンジを先行させること（strong column weak beam）が重要であると言える。

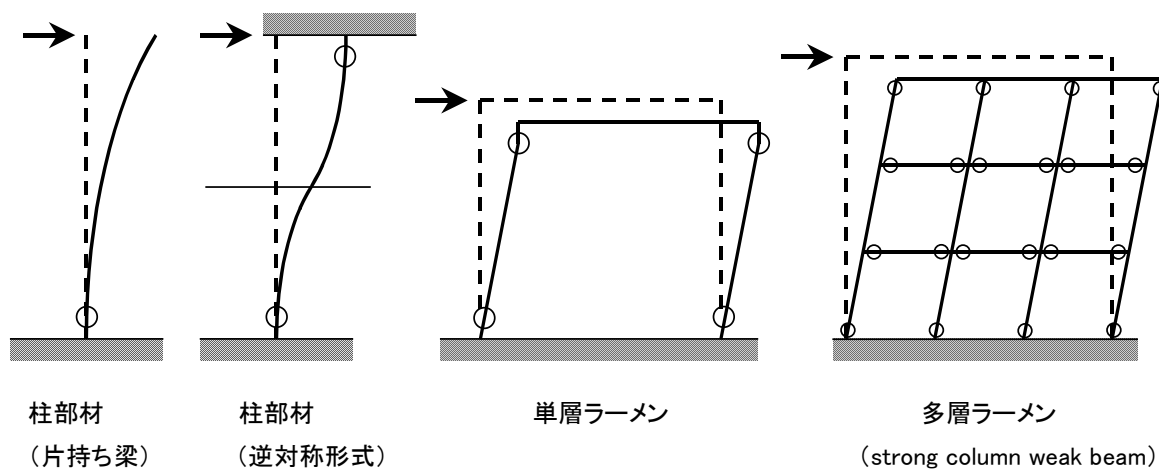


図3 各種構造形式における塑性ヒンジの形成

3. 橋脚の破壊形式の考え方 : Twining Link Model

それでは、RC部材の破壊形式と耐力/靱性をどのように理解し、どのように表現したらよいのだろうか。合理的かつ明快な破壊形式の階層化 (hierarchical consideration) が必要であろう。例えば、Paulay による weak chain model (最弱理論) [1], 最近では Capacity Design[6]がよく知られ、いくつかの成書にて解説されている。

本章では、RC橋脚を例にとりあげ、P- δ 曲線を複合リンクモデル (twining link model) によって説明したい (図4)。

これは、変形リンクと強度リンクの異なる2つリンクが存在し、変形リンクは、複数の変形要因の直列結合 (ここでは3成分の合算) として表現され、一方、強度リンク (耐力リンク) は、崩壊までの道筋 (ここでは、大きく3つのコースと局所破壊) を、並列結合としてモデル化したものである。この2つのリンクで部材崩壊を包括的に取りまとめ、概観することができると思う。

ここで大切なことは、耐震性のあるRC橋脚とは、予想を越える過大な荷重作用下では最終的に曲げ破壊によって、本来の一生を閉じることが意図され、靱性 δu が保証されていることである。それに対して、横補強筋 (せん断補強筋) の不足による早期にせん断破壊が発生すること、また、主鉄筋の座屈、横補強筋の構造細目の不備などにより、意図された終末が達成されず、所定の靱性が得られない。図4はこれらのことを模式的に図化したものであり、破壊形式の制御 (failure mode control) の観点から、明快な解釈を与えてくれる。

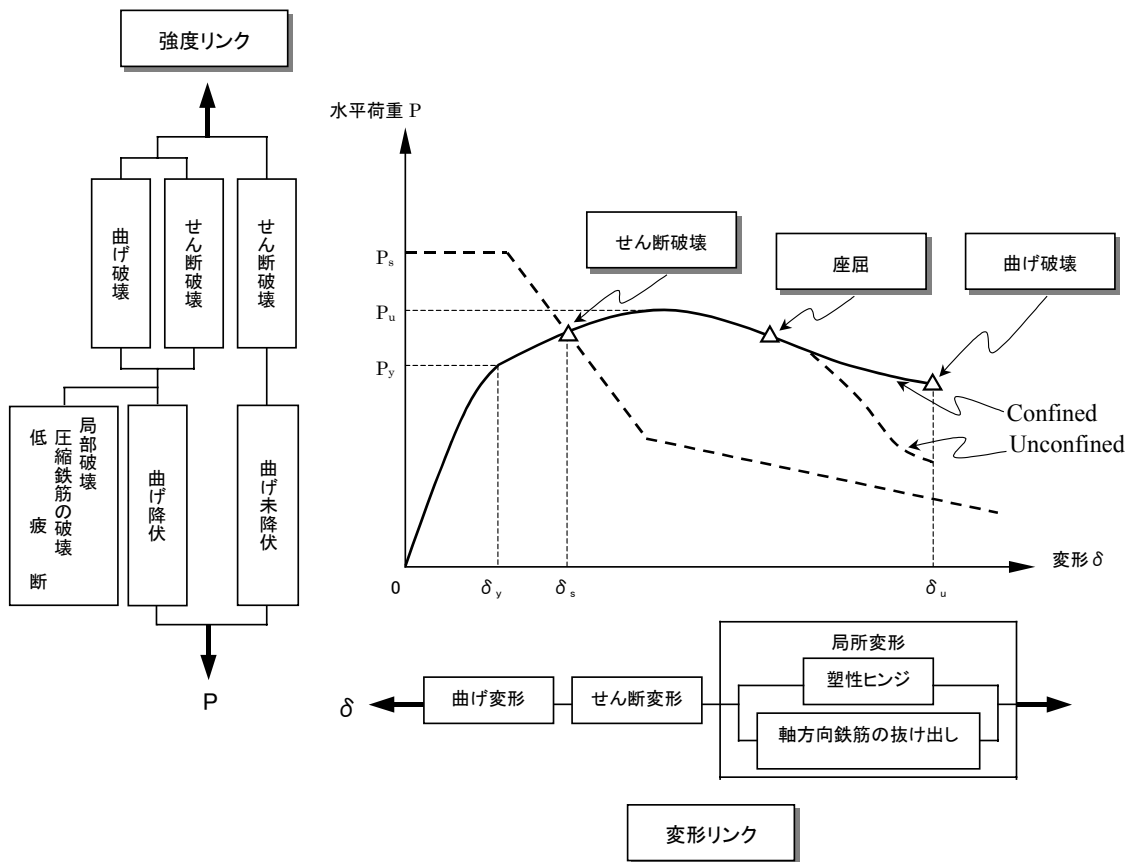


図4 Twining link modelによるRC橋脚の破壊形式の考え方

第2章 R C部材の繰返し挙動：骨格曲線と復元力特性

地震時の挙動を把握するには、繰返し載荷時における部材の応答性状を仔細に観察し、理解することから始まる。第2章では、主として、モデル試験体による載荷実験の実験結果を紹介し、解説したい。耐震性に関する載荷実験は、通例、変位制御による正負交番載荷を行い、崩壊に至るまでの繰返し挙動から、耐荷力、変形性能、エネルギー吸収能力、破壊形式を観察するものである。

1. 実験結果から見た繰返し挙動：P～ δ 関係

まず、3体のモデル試験体による静的載荷実験の実験結果を図1に紹介する。これは、下端固定/上端載荷による片持ち梁形式（高さ（スパン）=1.2m）による交番載荷実験であり、橋脚（柱部材）を対象にした最も典型的な静的耐震実験である。本実験では、寸法形状および軸方向筋量（主鉄筋比）を含む断面諸元を同一とし、横補強筋（せん断補強筋の間隔と鉄筋径）をパラメータとして、実験したものである。実験諸元については、図中の諸記と参考文献[7]を参照されたい。3試験体の名称とせん断補強筋量は、以下のとおりである。

- ・ S 20 試験体：D6-SD295A@45mm, $p_w=0.47\%$ (主鉄筋：D13-SD295A, $p_s=2.5\%$)
- ・ S 10 試験体： $\phi 6$ -SR235@330mm, $p_w=0.06\%$ (主鉄筋：D13-SD295A, $p_s=2.5\%$)
- ・ S 05 試験体： $\phi 6$ -SR235@330mm, $p_w=0.06\%$ (主鉄筋：D13-SD490, $p_s=2.5\%$)

また、耐震性を実証する実験であるため、載荷履歴が重要となる。通例、主鉄筋の初期降伏時変位 δ_y 以降、その整数倍の変位を数回（ここでは3回ずつ）正側と負側を行き来させ（+1 δ_y ～-1 δ_y を3回繰返し、+2 δ_y ～-2 δ_y を3回繰返し、+3 δ_y ～-3 δ_y を3回繰返し、+4 δ_y ～-4 δ_y -----），崩壊するまで、柱頭(上端)変位を逐次増加させるものである。このような載荷方法は、正確に言えば、「降伏変位整数倍漸増による正負交番等変位制御型繰返し載荷」と呼ぶことができよう。

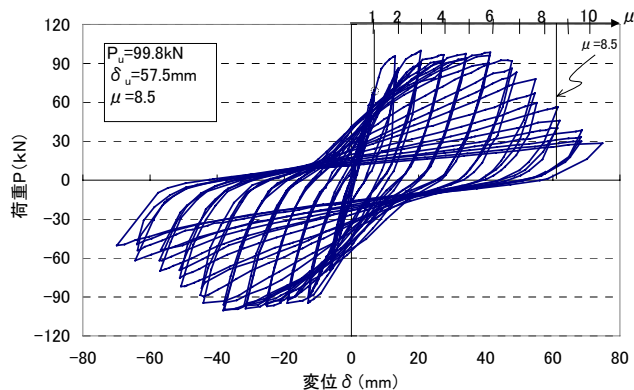
そして、図1の3試験体を概観すると、最大耐力はほぼ同じであるが、せん断補強の程度により、繰返し挙動と靱性が著しく異なることを、容易に判断することができる。一方、ひび割れパターンと破壊過程（破壊モード）も全く異なる様相となり、次のようにまとめられる。

- ・ S 20 試験体：基部に塑性ヒンジを形成し、健全な曲げ破壊を呈する。基部のかぶりコンクリート剥落後も帯鉄筋による拘束によって、穏やかな終末となっている。
- ・ S 10 試験体：軸方向筋の初期降伏後、塑性ヒンジの形成により荷重を保持していたが、 $\mu=4$ 以降の載荷過程において斜めひび割れが進展し、せん断破壊によって崩壊した。
- ・ S 05 試験体：軸方向筋は未降伏状態のまま、せん断破壊を生じた。これは、破壊時の大

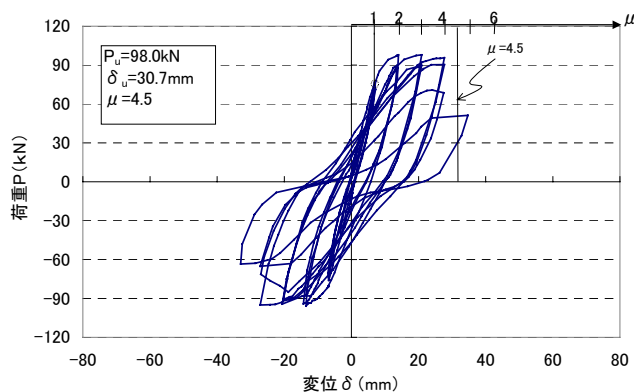
音響を伴う急激な脆性破壊となった。

すなわち、S20 試験体が十分な耐震性を有し、S10 試験体は、これに比べてせん断補強が不十分なるが故に、靱性が劣る結果となった。今度は、S10 試験体を基準にして、

①S20 試験体(曲げせん断耐力比 2.51, 曲げ破壊)



②S10 試験体(曲げせん断耐力比 1.08, 曲げせん断破壊)



③S05 試験体(曲げせん断耐力比 0.72, せん断破壊)

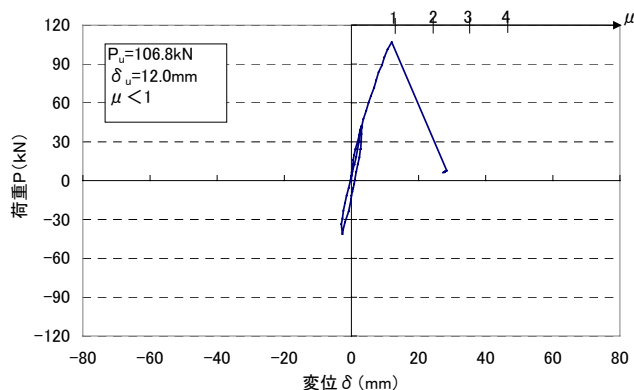


図1 正負交番変位制御型繰返し载荷実験の実験結果
 (構造寸法：片持ち梁形式，高さ(スパン)=1.2m，断面 32cm×32cm，軸力=0)

その主鉄筋の規格をあげることにより、すなわち、主鉄筋の降伏強度を SD295A から SD490 に変更した S05 試験体は、全く脆性的なせん断破壊となった。すなわち、曲げ耐力を増加させたことにより（これは、over-strength と考えると分かり易い）、望ましくない破壊モードに変化したことになる。

ここで、図中に記した曲げせん断耐力比と変位靱性率 μ は、柱部材の重要な耐震性指標となるが、これらは次のように定義される。

$$\text{曲げせん断耐力比} = \text{せん断耐力} / \text{曲げ耐力} \quad (1)$$

$$\text{部材靱性率 } \mu = \text{終局変位 } \delta u / \text{降伏変位 } \delta y \quad (2)$$

（式(1)の両耐力は、断面耐力ではなく、柱頭の水平荷重によって表されている）。

一般に、曲げせん断耐力比が大きいほど、変位靱性率 μ が向上するが、図中の試験結果は、このことをよく表していると言える。

本例にて紹介した実験のほかにも、軸力（一定または変動）をパラメータにしたもの、2方向に載荷する2軸載荷、ランダム載荷により（静的ではあるが）実地震時の挙動を再現したものなど、多種多様な実験が計画/試行されてきた。

さらには、試験体基盤での加振による動的載荷実験も多く行われるが、これは高価な加振装置（shaking table）を必要とし、試験体の規模も限定される。

以上のような実験手法は、いずれも多かれ少なかれ、実際の地震時挙動とは異なるものであるが、部材/構造系の耐震性評価に関する有用な知見を与え、数値解析、震害調査、とともに耐震研究の骨子となっている。

実際の動的荷重の作用下では、ひずみ速度効果（strain rate effect）および粘性減衰力（viscous damping force）が存在する。本章にて紹介した準静的実験（quasi static test）では、これらを勘案しないことを意味するが、地震荷重の下では、ひずみ速度の影響は小さく、また、粘性減衰は剛性低下とともに小さくなると考えられていることを付記したい。

2. 実験結果から見た繰返し挙動：主鉄筋／帯鉄筋のひずみ

今度は、内部に配筋されている鉄筋の繰返し挙動を観察しよう。このため、帯鉄筋（せん断補強筋）と主鉄筋（軸方向筋）の繰返し挙動をまとめ、図2に示した。

これらは、リブ部を平滑化した異型鉄筋にひずみゲージ（ゲージ長 65mm）を貼付・固定し、鉄筋の伸び縮みを電気抵抗の変化によって、ひずみ量として検出したものである（最小検出値： 1×10^{-6} ）。図2では、鉄筋ひずみを横軸、載荷荷重を縦軸として表し、参考として P- δ 関係も併記した。

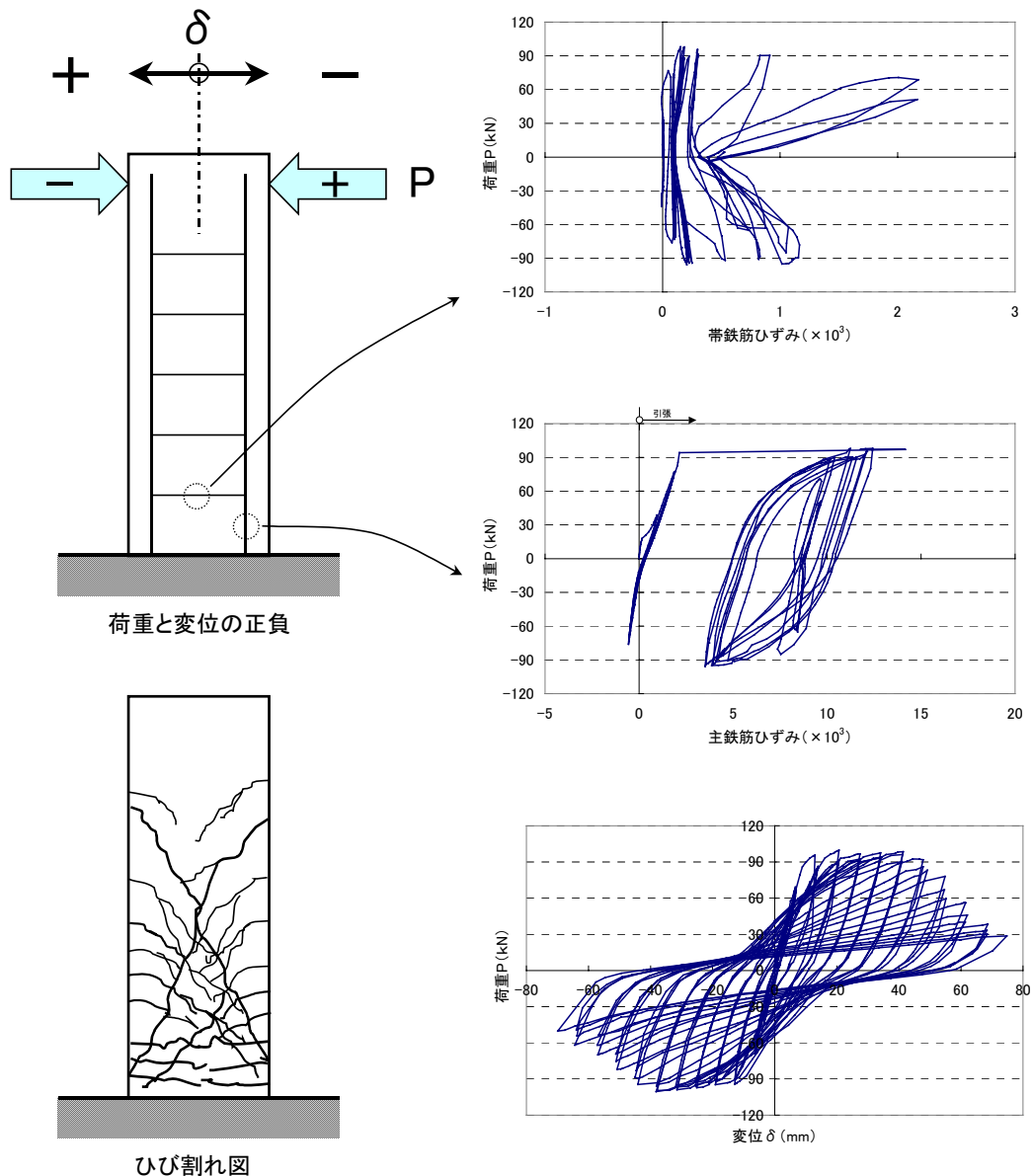


図2 正負繰返し載荷実験における帯鉄筋と主鉄筋の繰返し挙動

・帯鉄筋のひずみ履歴:

帯鉄筋は、斜めひび割れの発生/進展に伴い、コンクリートの引張力を代替するものであるが、正負交替載荷にいずれも引張りひずみ（伸びひずみ）として応答していることが特徴である。図2の試験体図において、正荷重（右から左への載荷）に対しては、左下がりが45°方向に斜めひび割れが発生し、負荷重（左からの載荷）では右下がり45°方向となるが、両ひび割れと交差する帯鉄筋は、いずれも引張応力として抵抗するという事に留意されたい。

鉄筋の降伏ひずみは、 $\epsilon_y = \text{降伏強度} / \text{弾性係数} = 444 \text{ N/mm}^2 / 192 \text{ k N/mm}^2 = 2.31 \times 10^{-3}$ であり、本例では、終局まで未降伏であったこと（従って曲げ破壊）が推察される。

・主鉄筋のひずみ履歴：

一方、主鉄筋は、弾性時～初期降伏までは、正側荷重に対して引張ひずみ、負側荷重に対して圧縮ひずみとして、ほぼ弾性的（直線的）に応答している。しかし、一旦、引張降伏し大きく塑性領域に入ると、今度は、引張側に偏して繰返し履歴を呈し、荷重＝ゼロの状態でも大きな引張ひずみ（残留ひずみ）を生じている。ここで大切なことは、主鉄筋は見掛け上引張ひずみ域において、弾性除荷/塑性負荷を繰り返しているが、正側荷重に対して引張応力、負側荷重に対して（引張ひずみではあるが）‘圧縮応力’として抵抗している。

（このような応力とひずみの関係は、弾塑性材料の移動効果または Bauschiger 効果として、よく知られた力学的特性である）。そして、帯鉄筋による十分な拘束のもと、主鉄筋（圧縮/引張鉄筋）が、塑性ヒンジの保持に貢献していることである。

最終的に、コンクリートの圧縮崩壊によって終局状態となるが、主鉄筋の座屈（圧縮応力時）、または、繰返し履歴による疲労破断（引張応力時）が生じて、部材の終末を早めることもある（このことに関しては、前章の Twining-Link Model を参照されたい）。

このように、帯鉄筋と主鉄筋の量と配筋方法および両者のバランスは、柱部材の繰返し挙動/靱性/破壊モードに直接影響するもので、従って、両鉄筋の部材内における機能と挙動をよく理解することが肝要である。さらに、断面性能/構造性能が、計算どおりに成立するには、配筋の詳細がきちんとなされていることが大前提であることを加えたい。このために、鉄筋のフックの形状、継手方法、配筋間隔などが、耐震構造細目として仔細に規定されている。

3. 復元力特性：骨格曲線と履歴性状

（1）実験結果からの考察

以上のような、実験的に得られた複雑な実挙動を、今度は、適当な簡略化/理想化により、設計手法/計算ツールに使用可能なモデルに置換えなければならない。詳しくは、第4講の範疇となるが、ここでは、繰返し挙動（復元特性）を特徴付ける骨格曲線と履歴性状について、紹介したい。

そこで、再度、正負交番等変位漸増繰返し载荷実験の実験結果（ $P \sim \delta$ 曲線）を参照して、図3のようにまとめた。図(a)の実線は、繰返し挙動のうち、正側と負側のピーク値を連ね、骨格曲線（包絡線）として表し、図(b)は繰返し载荷過程のうち3段階の1サイクル分（1回の繰返し）を抜出し、図化したものである。

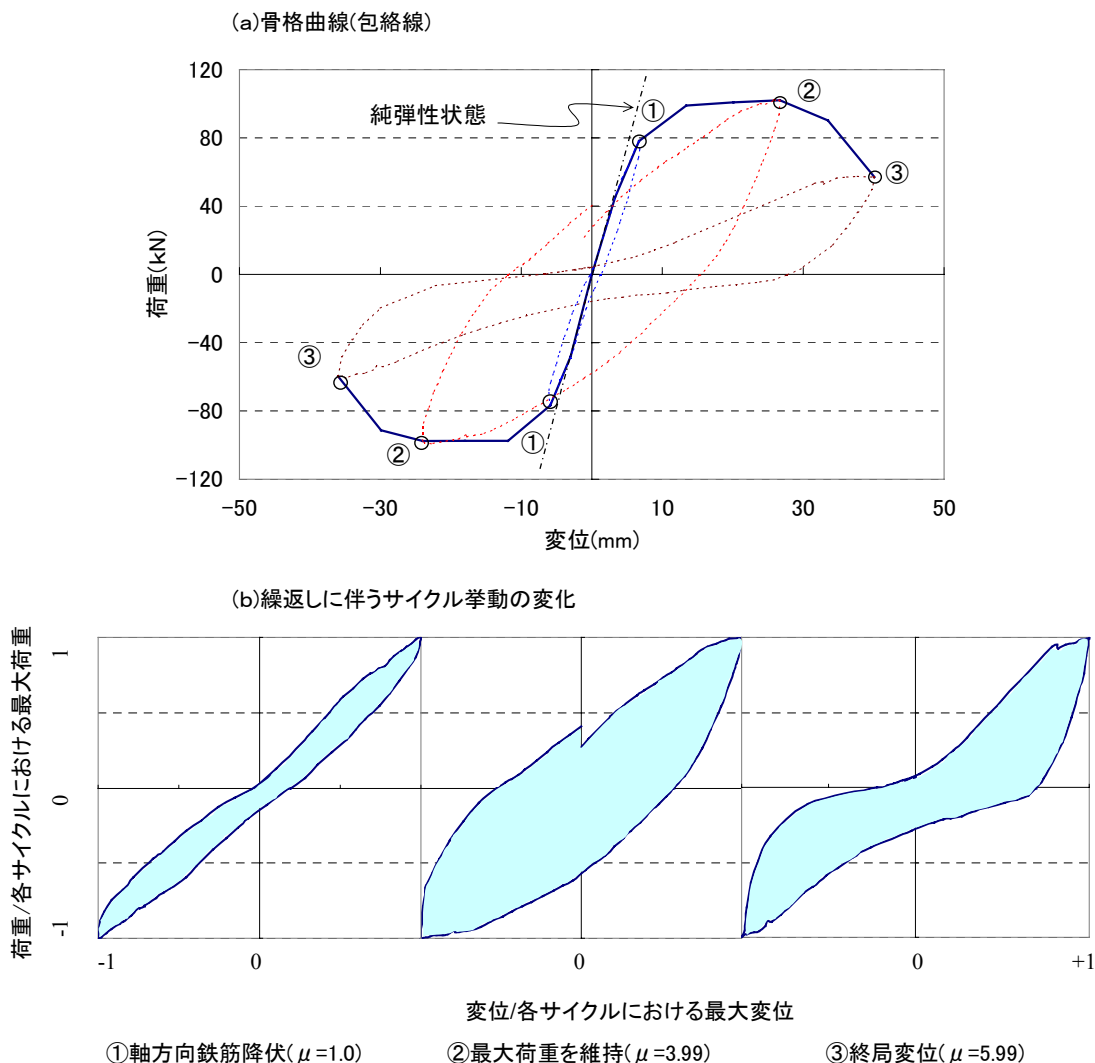


図3 繰返し挙動の特徴：骨格曲線と1サイクルの挙動(S15 試験体)

骨格曲線（包絡線）は、ひび割れ発生、初期降伏、最大値などによって、特徴付けられることがわかる。履歴性状（サイクル挙動）に関しては、各サイクルの正負ピーク時にて正規化して図示しているので、その形状とループ面積に注目されたい。すなわち、①軸方向鉄筋降伏時は、ほぼ弾性状態（剛性が弾性値と同じで、残留ひずみはほとんどない）を維持しており、②最大荷重時では、いわゆる紡錘型のループを呈し、十分なエネルギー消費を観察することができる。しかし、③終局時のサイクルは、今度は部材劣化に伴うS字型のサイクルとなっており、ループ面積が減少していることが分かる。

以上を整理すると、繰返し変位履歴に伴い、等価剛性（原点とピークの勾配）は減少するが、主鉄筋降伏とコンクリートのひび割れ/非線形挙動により、1サイクルのループ面積は大きくなり、動的作用時には減衰性能が高まる。やがては、終末を迎えることになるが、

どの程度の変位まで抵抗力の保持と履歴減衰を発揮できるかが、耐震性能の優劣を決することになる。

(2) 復元力特性（骨格曲線と履歴性状）に関するモデル化

・骨格曲線：

骨格曲線 (skeleton curve) は、部材の非線形特性を表す最も重要な情報であるが、これは、実験的に得られた曲線を多直線にて近似/モデル化することが多い (図4)。

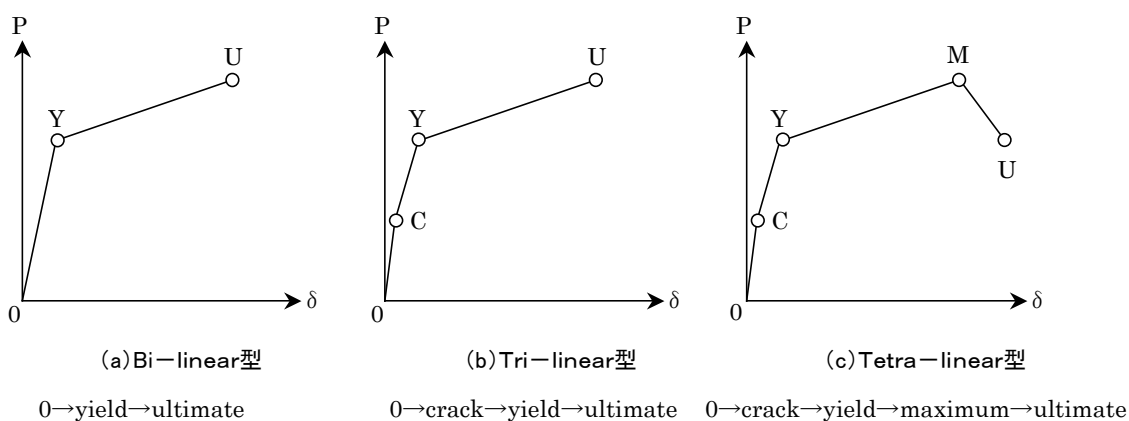


図4 骨格曲線に関する種々のモデル化 (C: crack, Y: yield, M: maximum, U: ultimate)

ここでは、4つのポイントC, Y, M, Uが言わば特異点であり、順に、ひび割れ (crack), 降伏 (yield), 最大値 (maximum), 終局 (ultimate) を意味する。実挙動を正確に再現しようとするれば、右図のように4直線 (tetra-linear) となるが、点Mと点Uを計算にて予測することが困難なこともあり、3直線 (tri-linear) とすることが多く、さらには、設計上の簡便さから2直線 (bi-linear) を採用し、動的応答解析に用いることも少なくない。

・履歴性状（ループ特性）：

復元力特性のモデル化として、骨格曲線とループ特性を組合わせて、図5に2つ例示した。このような復元力特性は、正側での弾性から始まり、降伏 (载荷), 除荷, (反転して) 負側の载荷, 除荷, (再度反転して), 正側での再载荷, 除荷のように、複雑な様相を呈するが、図5の両図にてこの一連の展開を辿ってもらいたい (ここで‘载荷’ (loading) とは、降伏状態を示し、bi-linear の場合、第2勾配上にあることを意味している)。単一の弾塑性材料であれば、‘塑性ヒステリシス’ と呼ばれ、いくつかの解析モデルが構築されているが、鉄筋コンクリートはさらに煩雑なモデル化を強いられる。

図5左図は、骨格曲線が bi-linear, 履歴則は非劣化モデルであり、除荷は常に弾性時の

剛性（初期剛性）と同一であり、最も簡便な繰返しモデルである。右図の場合、tri-linear による骨格曲線と劣化型の履歴性状を組合せたもの（degrading tri-linear model）である。劣化型モデルは、除荷時の剛性（戻り勾配）が、それまでの最大変位が大きくなるほど、低下している（寝てくる）ことが特徴的である。

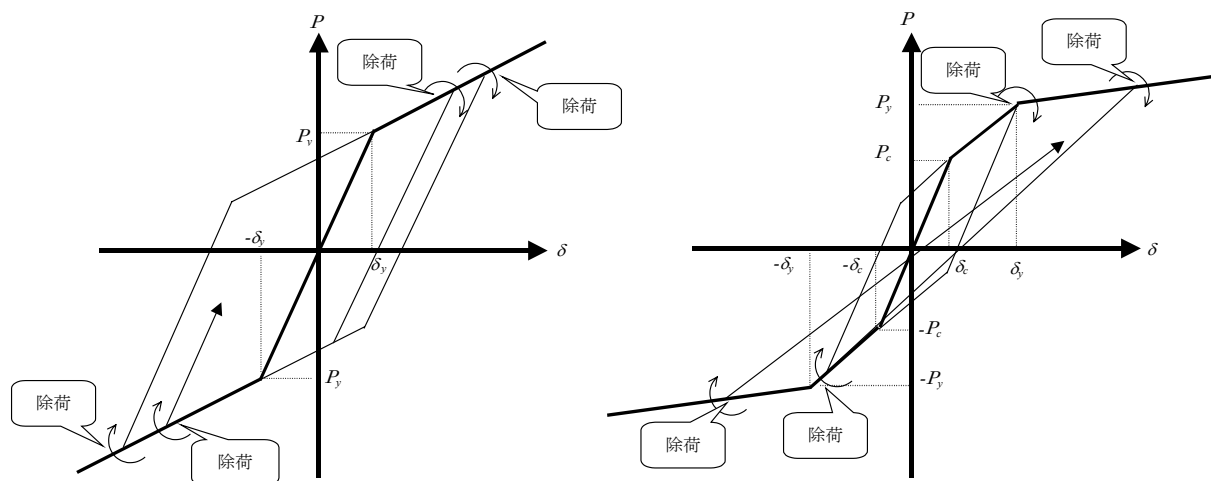


図5 復元特性の特徴とモデル化：非劣化モデル／劣化モデル

以上のような復元特性（骨格曲線と履歴性状）は、動的応答解析における部材モデルに用いられ、これまで多くの研究例とモデル化の提案[8]がある。発案者の名前を冠したモデルもあり、例えば、武田モデルは、1970年台に提案され、つとに有名である。

非線形動的応答解析に用いる復元力特性に関しては、次講第4講にて改めて解説することになる。

第3章：RC部材の変形性能と靱性評価

地震時におけるRC部材は、本講の第1章、第2章に説明したように複雑な繰返し挙動を呈するが、設計時には、終局変位もしくは靱性率の評価が、耐震性能に直接関係する。ここでは、RC柱部材（橋脚）を対象として、終局変位の考え方について述べるとともに、靱性率の評価方法について説明したい。とくに、曲率靱性率と変位靱性率の考え方、および靱性評価に関する既往手法については、詳細にまとめたつもりである。

1. RC柱部材の終局変位の算定

(1) 曲率/傾斜角/変位の定義

まずは、梁/柱などの棒部材の応用力学を思い出して、曲率/傾斜角/変位の定義を復習しよう。

断面の曲率 ϕ は、断面の幾何学的な考察から次式で表される（部材軸方向を x 、たわみ（変形）を y としている）。

$$\phi = -\frac{d^2y/dx^2}{\{1+(dy/dx)^2\}^{1/2}} \cong -\frac{d^2y}{dx^2} \quad (1)$$

さらに、点 $x=x_1 \sim x_2$ 間の回転角 θ と変形 y は次式のような積分にて得られる。

$$\text{回転角} : \theta = \int_{x_1}^{x_2} \phi dx, \quad \text{変位} : y = \int_{x_1}^{x_2} \phi x dx \quad (2)$$

(2) RC柱部材の総変位の分離

大変形を受けるRC部材の変形 δ は、ひび割れ、鉄筋降伏、基部の拔出しなど、複雑な非線形挙動を呈するが、通例、図1に示したような3成分 $\delta_{flex}, \delta_{shr}, \delta_{slip}$ に分離し、それらの総和として合算される。

$$\delta = \delta_{flex} + \delta_{shr} + \delta_{slip} \quad (3)$$

これら3成分は、次式にて表される（図1再度参照）。

$$\cdot \text{曲げ変形} : \delta_{flex} = \int_{\text{全高さ}} \phi(x) x dx, \quad \phi(x): x \text{における曲率} \quad (4)$$

$$\cdot \text{せん断変形} : \delta_{shr} = \int_{\text{全高さ}} \gamma(x) dx, \quad \gamma(x): x \text{におけるせん断ひずみ} \quad (5)$$

$$\cdot \text{軸方向筋の拔出し} : \delta_{slip} = \theta_{slip} L = \frac{\Delta}{d-x} L, \quad \Delta : \text{軸方向筋の拔出し量} \quad (6)$$

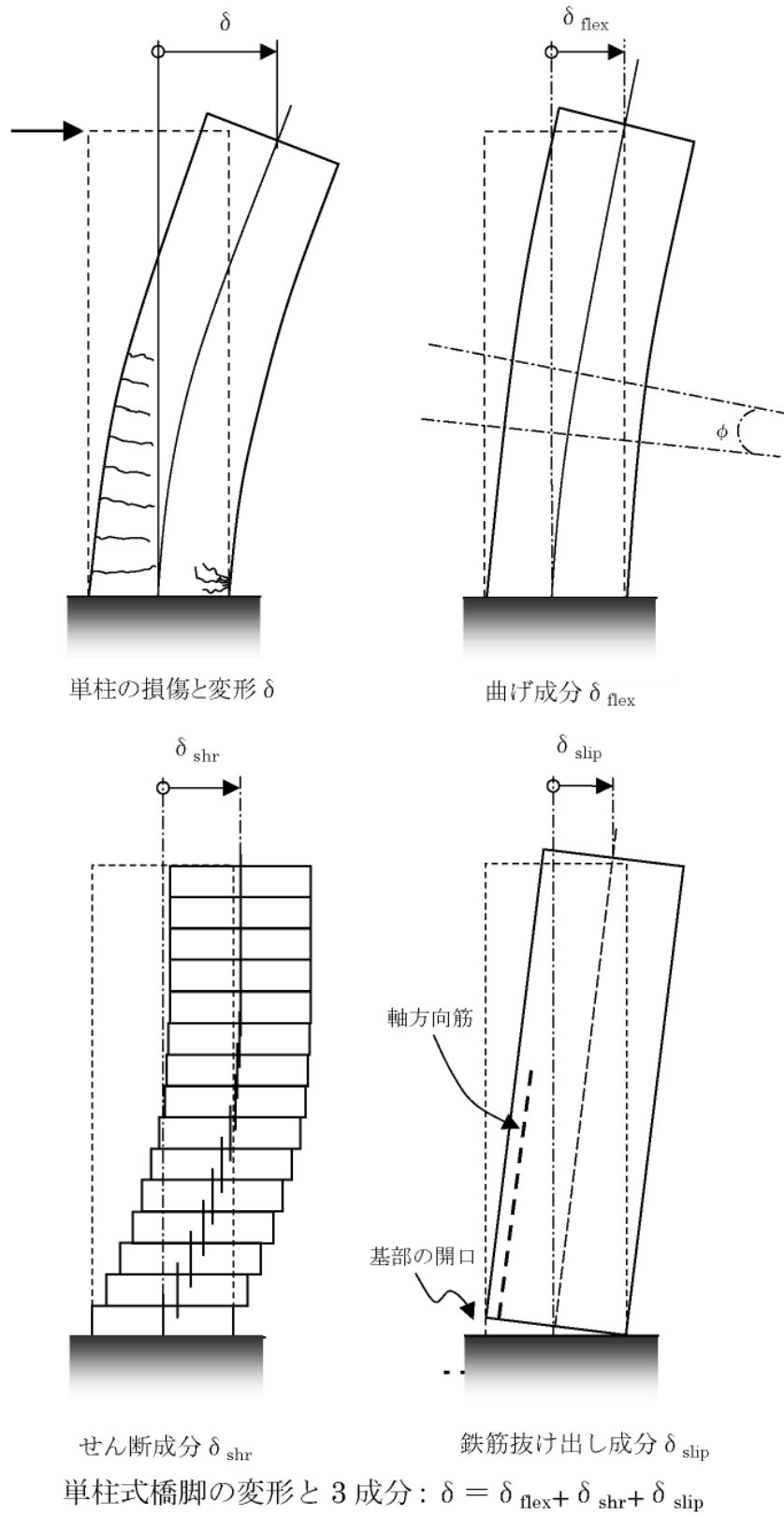


図1 单柱式橋脚の変形と3成分の考え方

曲げ変形 δ_{flex} は躯体変形のうち曲げ成分を示し、ある位置（最大曲げモーメント位置）にて降伏した後は、ヒンジ部における塑性回転成分を含むことになる。そこで、 δ_{flex} = 降伏曲率までの変形 δ_y + ヒンジ部の塑性変位 δ_p のように仮定し（図2）、次のように算定する。

$$\delta_y = \int_0^L \phi(x) x dx$$

$$\cong \text{曲率分布の面積} \cdot \text{重心位置までの距離} = \left(\frac{\phi_y L}{2}\right) \cdot \left(\frac{2L}{3}\right) = \frac{1}{3} L^2 \phi_y \quad (7)$$

$$\delta_p = \int_{L-L_p}^L \{\phi_u(x) - \phi_y(x)\} x dx$$

$$\cong \text{基部の回転角} \cdot \text{塑性ヒンジ重心までの距離} = \theta_p \left(L - \frac{1}{2} L_p\right) = (\phi_u - \phi_y) L_p \left(L - \frac{1}{2} L_p\right) \quad (8)$$

ここで、 ϕ_y, ϕ_u, ϕ_p = 降伏時、終局時、塑性曲率を表し、 $\phi_p = \phi_u - \phi_y$ である。 θ_p = 塑性ヒンジ領域の回転角、 L_p = 等価塑性ヒンジ長さを表し、両者は $\theta_p = \phi_p L_p$ のように関係付けられて定義されたもの。

2成分 δ_y, δ_p に対する式(7)、式(8)では、いずれも最終式が設計計算用の近似式としてよく知られている。ここで、塑性ヒンジによる基部回転角を $\theta_p = \phi_p L_p$ のように簡易的に表しているため、実際の柱頭変位とよく合致するように、 ϕ_p と L_p が算定されなければならない。

なお、等価塑性ヒンジ長さは、いくつかの実験式が提案されており、通例、断面高さの半分程度（すなわち、 $L_p \approx 0.5h$, (h : 有効高さ)) となるが、次式のような提案式がよく知られている[13]。

$$L_p = 0.08L + 0.022d_s f_y \leq 0.044d_s f_y, \quad f_y: MPa$$

ここで、 L = 部材高さ、 f_y = 軸方向筋の降伏強度、 d_s = 軸方向筋の直径である。

これは、第1項が柱本体の塑性ヒンジの長さを示し、部材高さに比例する（ここでは、部材高さの0.08倍）ことを意味している。第2項は、軸方向筋の基礎部への貫入(tensile strain penetration)による影響を表している（これは、軸方向筋の降伏強度と直径に比例する式となっている）。

一方、せん断変形 δ_{shr} は躯体変形のうちせん断成分によるもので、一般に、変形に占める割合が小さく、とくにせん断スパン比 a/d が大きい場合考慮しないことが多い。せん断スパン比が小さい場合、また、曲げ変形の繰返しによりせん断剛性が劣化した場合など、せん断変形の成分が無視し得ないこともある。

式(6)に示した δ_{slip} は、部材基部での軸方向筋の拔出しによる変位を示すもので、拔出し量 Δ_s によって生じた回転角 $\theta_{slip} = \Delta_s / (d - x)$ による剛体変位と考えることができる。

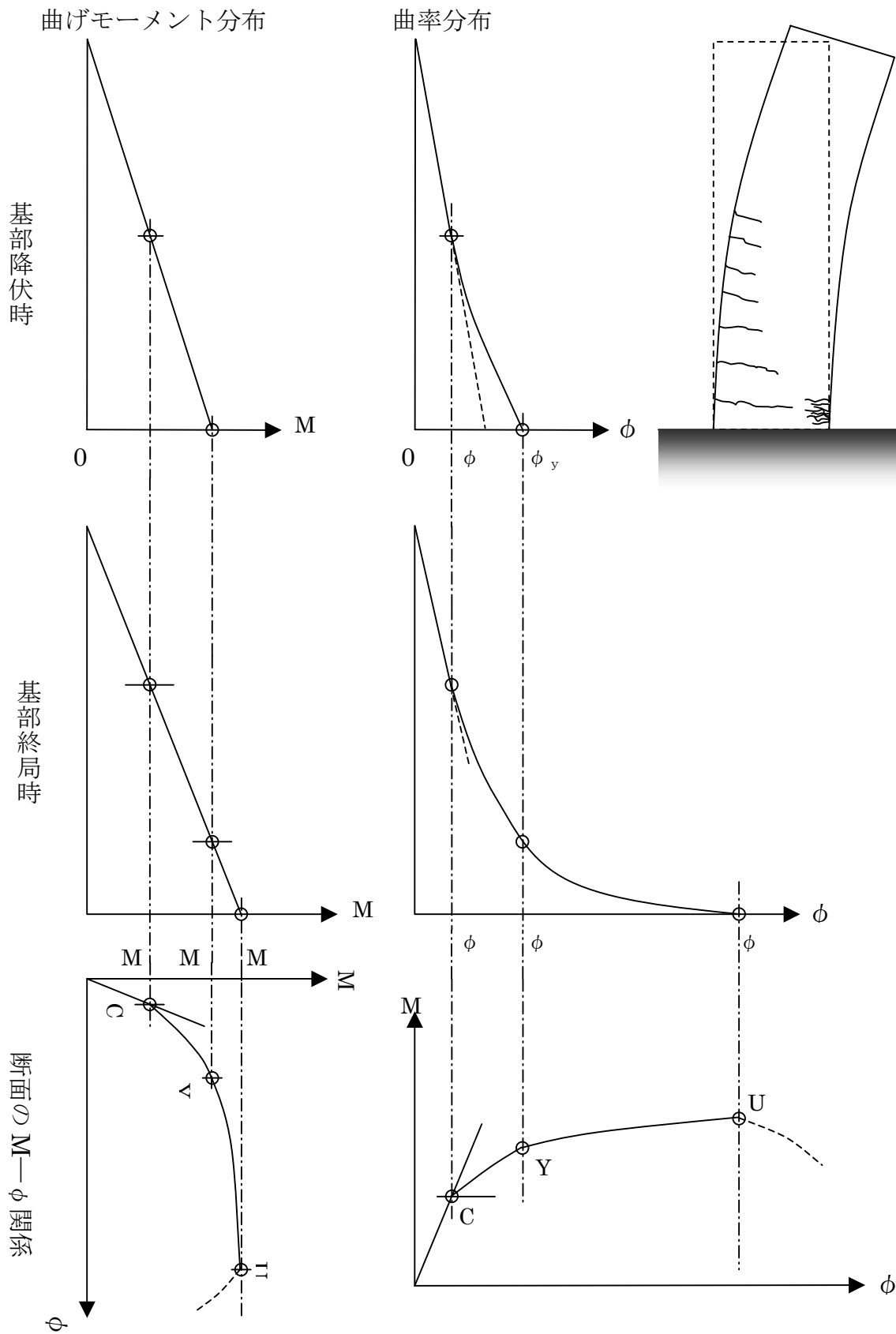


図2 柱部材の曲げモーメント分布と曲率分布

2. 曲率靱性率と変位靱性率の算出

(1) 靱性率の定義

断面と部材の靱性は、初期の降伏以降、耐荷力を保持しながら変形に追随する能力を示すものである。ここでは、終局時の変形（下添え字 u : ultimate）を軸方向鉄筋降伏時（添え字 y : yield）について除した（正規化した）ものを靱性率(ductility factor)と称し、基準となる変位量によって、次の3つが定義される。

$$\text{曲率靱性率} : \mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}, \quad \text{回転角靱性率} : \mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y}, \quad \text{変位靱性率} : \mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (9)$$

文献[2]によれば、RC単柱の場合、 $\mu_\phi < \mu_\theta \ll \mu_\delta$ となることが多い。

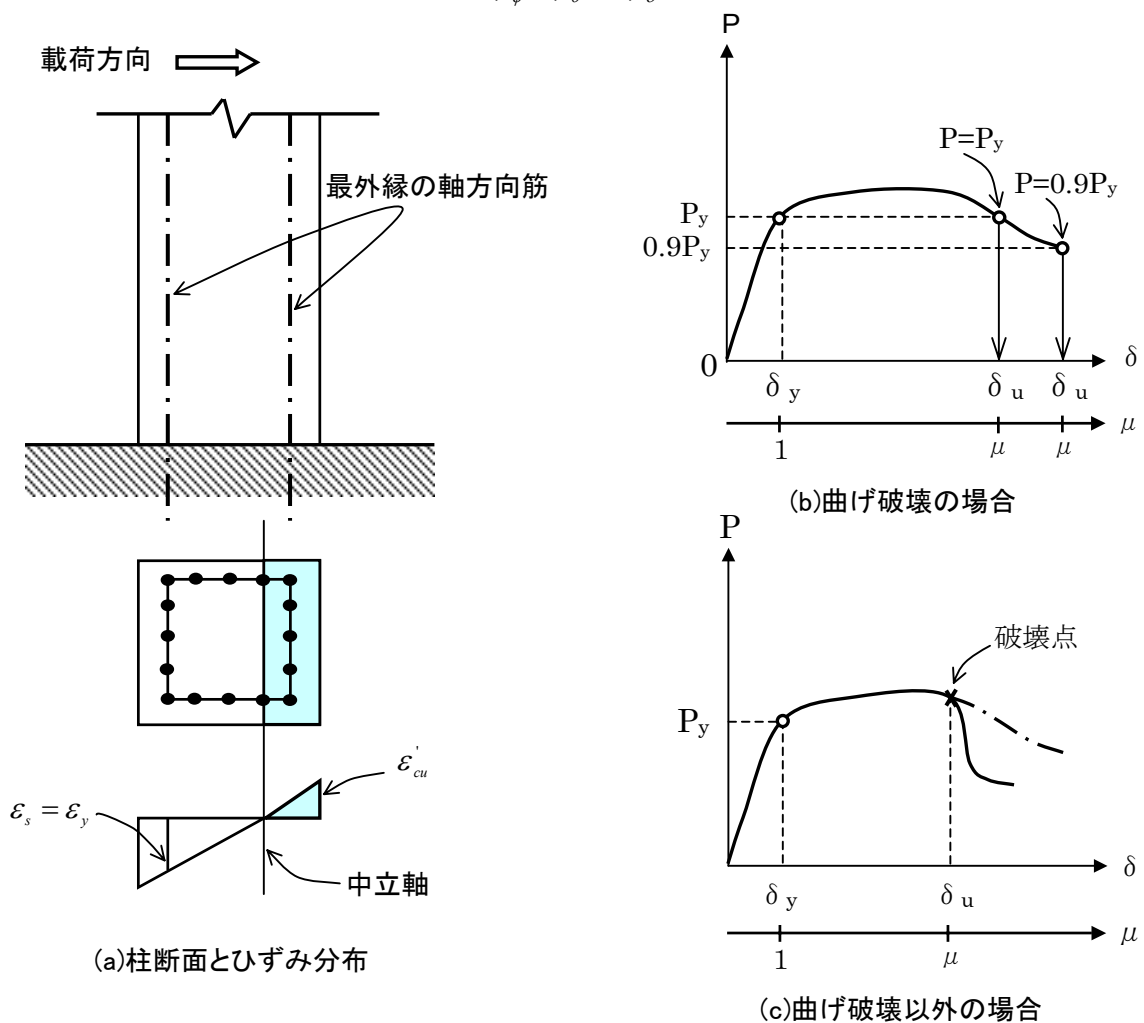


図3 構造物のP-δ曲線と降伏/終局変位の定義

ここで、変位靱性率を例にとり、その分子 δ_y と分母 δ_u の定義を図3によって例示したい。すなわち、 δ_y :引張鉄筋が最初に降伏したときの変位（柱断面は数段の軸方向筋が配される

が、通例、引張側の最外縁の鉄筋を用いる)。 δ_u : 曲げ破壊の場合、圧縮側最外縁のコンクリートひずみが終局ひずみに達した場合をもって、曲げ終局状態することが多いが、圧縮側最外縁の鉄筋位置におけるコンクリートひずみを用いることもある (図3 (a)).
 このような定義とは別に、部材のP- δ 曲線 (包絡線) の様子から、靱性を定義することも多い。例えば、曲げ破壊の場合では、初期降伏時変位 δ_y のときの荷重 P_y を、その後の荷重履歴の過程で下回るとき (もしくは、その90%を下回る) 時点をもって、終局とすることも工学的な方法として用いられる (図3 (b)). また、せん断破壊、鉄筋の座屈など、唐突な破壊 (言わば、accidental failure) が生じれば、そのときが終局であることは言うまでもない (図(c)).

このような靱性率 (曲率の場合) を具体的に求めると、例えば軸力がない場合、第2講3章の算定結果

$$\phi_y d = \frac{f_y}{(1-k)E_s}, \quad \phi_u d = \frac{f'_c \epsilon'_{cu}}{(p_1 - p_2)f_y} \quad (10)$$

を用いて、曲率靱性率を次式のように算定することができる。

$$\mu_\phi = \frac{f'_c \epsilon'_{cu} E_s}{(p_1 - p_2)f_y^2} (1 - k) = \frac{\zeta \epsilon'_{cu} \epsilon_y (1 - k)}{\psi_1 - \psi_2} \quad (11)$$

ただし、 $\zeta = \beta_1 k_3$ (等価応力ブロック係数)、 $k =$ 中立軸比、 $\psi_1, \psi_2 =$ 引張/圧縮鉄筋係数

また、軸力がある場合は、やや煩雑となるが、例えば、次式が (Penelis & Kappos [1997] [2]) 有用な算定方法である。

$$\mu_\phi = 1.2 \frac{E_s}{f_y} \left[\frac{0.6}{\nu + (\rho_1 - \lambda \rho_2) f_y / f_c} - 1 \right] \epsilon_{cu} \quad (12)$$

ここで、 $\nu =$ 軸力比、 $\lambda =$ 圧縮応力係数 ($\nu < 0.1 \Rightarrow \lambda = 0.5 + 18\rho_1$, $\nu = 0.1 \Rightarrow \lambda \approx 2/3$, $\nu = 0.2 \Rightarrow \lambda \approx 0.9$),

一方、変位靱性率については、前述の算定結果、式(7)、(8)を用いて、

$$\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{\delta_y + \delta_p}{\delta_y} = 1 + \frac{\delta_p}{\delta_y} = 1 + 3(\mu_\phi - 1) \frac{L_p}{L} (1 - 0.5 \frac{L_p}{L}) \quad (13-1)$$

のように表され、降伏耐力 M_y から終局耐力 M_u までに増加があるときは、下式にて修正される。

$$\mu_\delta = \frac{M_u}{M_y} + 3(\mu_\phi - 1) \frac{L_p}{L} (1 - 0.5 \frac{L_p}{L}) \quad (13-2)$$

また、Priestley and Park[1987][6]は、基礎形式の剛性係数 C を導入し、式(13-1)を次式のように書き換えている。

$$\mu_{\delta} = 1 + \frac{3}{C} (\mu_{\phi} - 1) \frac{L_p}{L} (1 - 0.5 \frac{L_p}{L}) \quad (13-3)$$

ここで、剛基礎：C = 1，柔基礎：C > 1

これら式(13)は、曲率靱性率 μ_{ϕ} から変位靱性率 μ_{δ} を算出するものであるが、耐震設計に際しては、逆に要求靱性率（変位）からこれを満たす曲率靱性率 μ_{ϕ} を求めることになり、断面設計での要求性能の一つとなる。これは、例えば、式(13-2)を書き換えて、次ように表現できる。

$$\mu_{\phi} = 1 + \frac{\mu_{\delta} - \frac{M_u}{M_y}}{3 \frac{L_p}{L} (1 - \frac{L_p}{L})} \quad (14)$$

すなわち、右辺の諸量を代入して、曲率靱性率 μ_{ϕ} を求解し、これを満足する断面設計を行うものである。

(2) 部材靱性率に関する各種提案手法

変位靱性率 μ_{δ} を解析的に精度よく求めることは困難なことが多く、実験的/統計的な手法によることが多い。単柱形式の橋脚を対象とし場合、いくつかの提案手法が設計示方書に取り入れられているので、以下に主要なものを紹介する。（式中の記号については、参照した原典のままを用いているので、同じ物理量が異なる記号で表記されている）

① 旧コンクリート標準示方書[平成8年制定][3]

$$\mu_d = \left[\mu_0 + (1 - \mu_0) \frac{\sigma_0}{\sigma_b} \right] / \gamma_b, \quad \text{ただし、} \mu_0 = \frac{12(0.5V_{cd} + V_{sd})}{V_{mu}} - 3$$

ここで、 μ_0 = 軸力が無いときの靱性率、 σ_0, σ_b = 軸圧縮応力度、釣合い破壊時の軸圧縮応力度、 V_{cd}, V_{sd}, V_{mu} = 部材のせん断耐力のうちコンクリート寄与分、せん断補強筋による成分、曲げ耐力、を表す。

② 鉄道構造物等設計標準・同解説[5]、石橋らによる提案式：

$$\text{部材靱性率：} \mu_{\delta} = \frac{\mu_0 \delta_{y0} + \delta_{u1}}{\delta_{y0} + \delta_{y1}}$$

ここで、 μ_0 = 躯体の靱性率、 $\delta_{y0}, \delta_{y1}, \delta_{u1}$ = 降伏時の躯体変位によるもの、降伏時の軸方向筋抜出しによるもの、終局時の軸方向筋抜出しによるもの。

$$\text{躯体の靱性率：} \mu_0 = -1.6 + 5.6 \frac{V_{yd} L_a}{M_u} + (11.4 P_s - 1.4) P_s$$

ここで、 V_{yd} = 設計せん断耐力、 L_a = せん断スパン、 M_u = 曲げ耐力、 P_s = せん断補強筋比

③ せん断余裕度による評価式

建築分野では、せん断余裕度（第2講第2章参照）による部材靱性率を表すことが多く、算定式を導いている。文献[14]の委員会報告によれば、例えば、

荒川・末永の研究[1977]： $\mu = a - b \times (1/\text{せん断余裕度})$

係数 a, b を 107 体の試験体から、下限値として、 $a=18.8$, $b=20$ を得ている。

松崎らの研究[1992]： $\mu = a \times \text{せん断余裕度} - b$

梁部材の試験体約 30 体から、係数 a, b を同定している。例えば、せん断耐力の算定に、建築学会終局指針A法（非靱性）を用いた場合、 $a=3.12$, $b=2.09$ を同定している。

これらは、解析的な考察なしに、多くの実験データベースから実験式を導くものであり、破壊モードの区別が考慮されないが、実験結果をよく表すものである。

3. 破壊モードを考慮した靱性評価

(1) 提案手法[8]の概要

上記のような陽形式の算定式は、簡便であり設計向けの手法と言える。多くの実験結果を満足するものではあるが、理論的な根拠が必ずしも明確ではない。そこで、破壊モードを合理的に識別するとともに、適当な数値解析法を併用すると、部材靱性率を解析的に算出することができる。例えば、ファイバーモデルにより δ_{flex} 、実験式により δ_{slip} を算定し、別途、繰返し大変形によるせん断耐力の低減を算定し、破壊モードを識別することにより、部材靱性率を合理的に算定することができ、文献[7], [13]から以下に紹介したい。

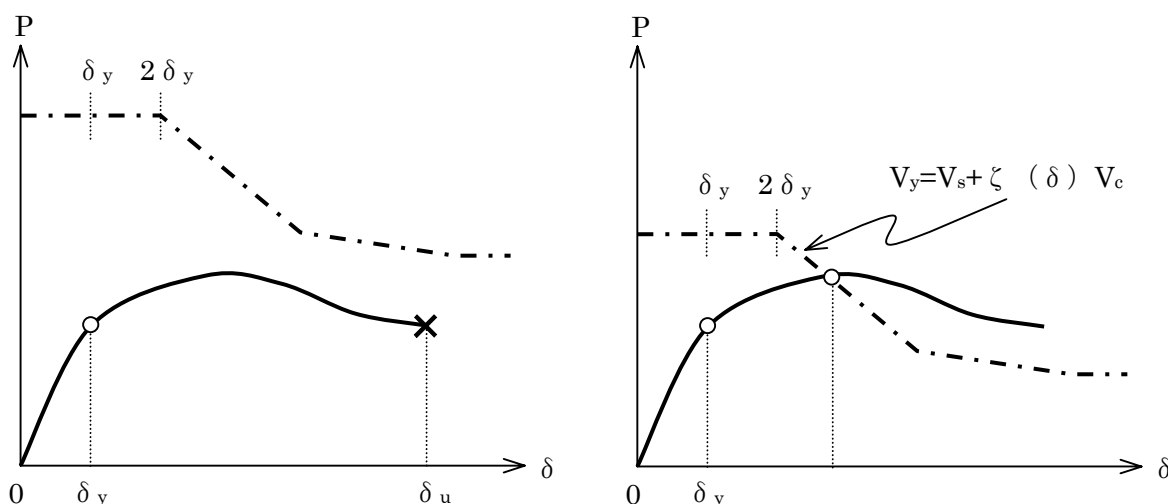


図4 P~δ曲線とせん断耐力との比較による靱性評価

これは、図4のように、 $P\sim\delta$ 曲線（図中実線）とのせん断耐力の劣化曲線（図中一点鎖線）との併記/比較により、終局変位 δ_u （従って、部材靱性率 μ ）を算出するものである。ここでは、荷重～変形曲線（ $P\sim\delta$ 曲線）は、前述の式(3)を適用し、（躯体）曲げ変形成分をファイバーモデルと塑性ヒンジの仮定による算定、軸方向筋の抜出しによる変位成分（式(6)の適用）については鉄道標準設計[5]に従うものである（せん断変形成分は無視している）。

つぎに、修正トラス理論を適用して、せん断耐力を考えるが、これは、第2講（第4章、式(13)）での表示法、 $V = V_s + V_c$ を用いる。ただし、強震時のような、軸方向筋の降伏を超える大変形繰返し荷重下ではせん断耐力が劣化することが指摘され、これを上式の第2成分（コンクリート寄与分） V_c に反映させる。このため、コンクリート寄与分の劣化係数 $\xi(\mu)$ （ ≤ 1 ）を導入して、次のように書き直す[11]。

$$V = V_s + \xi(\mu)V_c \quad (19)$$

劣化係数 $\xi(\mu)$ は、変形の増大とともに、初期の1から徐々に低下することが実験的に認められており、ここでは、変位靱性率の単調減少関数と考える。地震時におけるコンクリート寄与分の劣化は、文献[13]に詳しく、例えば、変位靱性率の場合 $\mu_\delta = 2$ から、曲率靱性率で考えると $\mu_\phi = 3$ から、せん断低下が開始するモデルを提案している。

以上のような準備のもと、次のような3つの破壊モードを定義・識別するものとする。

①せん断破壊（曲げ降伏以前にせん断破壊）：

$$P \geq V = V_s + V_c$$

② 曲げせん断破壊（曲げ降伏後にせん断破壊, 図4の右図）：

$$P \geq V = V_s + \xi(\mu)V_c$$

③ 曲げ破壊（せん断破壊を回避, 図4の左図）：

$$P \leq V = V_s + \xi(\mu)V_c, \quad \varepsilon'_c = \varepsilon'_{cu}$$

ここで図4に戻ると、せん断劣化曲線（図中：一点鎖線）が、荷重～変形曲線（図中：実線）と交差しない場合、上記③の曲げ破壊（図(a)）となり、交差するとその時点でせん断破壊（図(b)は、②曲げせん断破壊を示している）と判定するものである。従って、最大耐力 P_{\max} と靱性率（変位） μ は、3つの破壊モードごとに、次のようにまとめられる。

①せん断破壊： $\mu \leq 1, \quad P_{\max} \leq P_y$

②曲げせん断破壊： $1 \leq \mu \leq \mu_{mu}, \quad P_y < P_{\max} < P_{mu}$

③曲げ破壊： $\mu = \mu_{mu}, \quad P_{\max} = P_{mu}$

ここで、 μ_{mu} = 曲げ終局による靱性率、 P_y = 降伏時の荷重、 P_{mu} = 曲げ破壊時の最大荷重

(2) 数値シミュレーション

次に、断面諸元（鉄筋比、寸法）、材料条件、構造寸法などをパラメーターとした数値シミュレーションを実施し、その解析結果を図5、図6のようにまとめた。

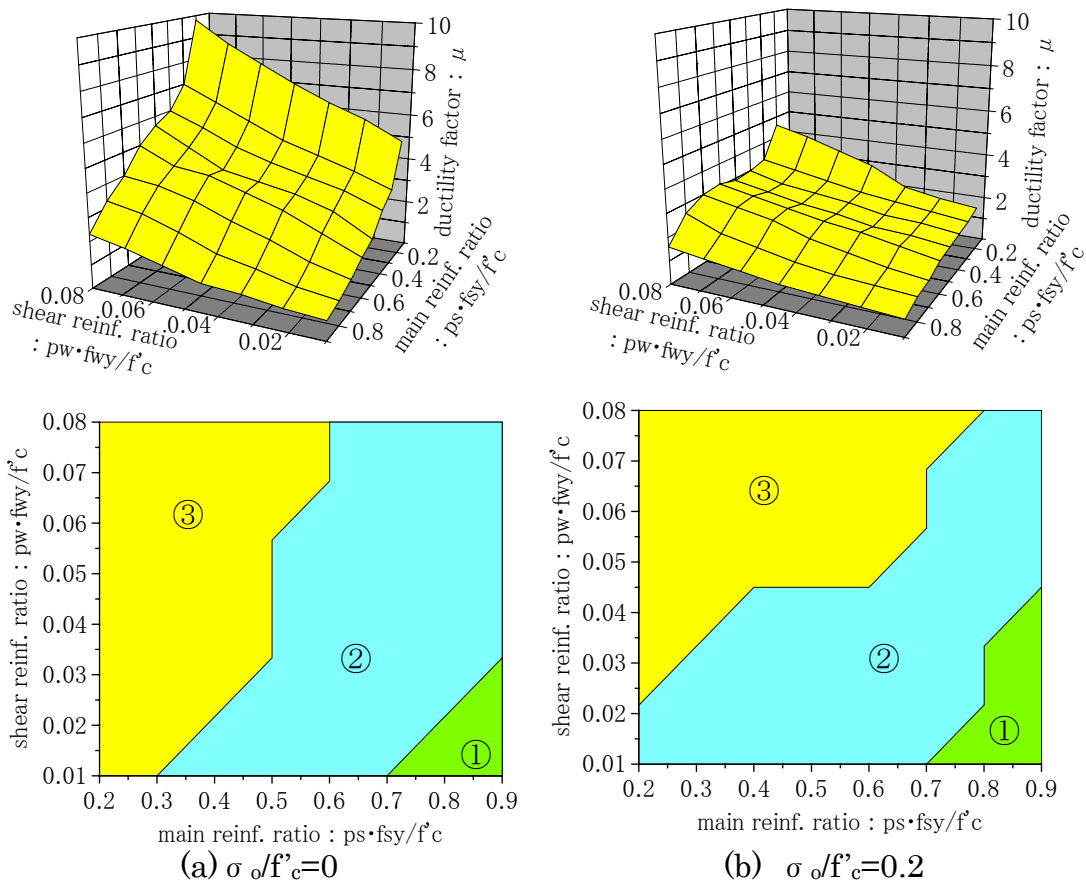


図5 軸方向筋比とせん断補強筋比によって表したRC柱の破壊モードと靱性率[15]

(a) $\sigma_o/f'_c=0$, (b) $\sigma_o/f'_c=0.2$ (σ_o : 軸力, f'_c : 圧縮強度)

図5では、軸方向筋（主鉄筋）とせん断補強筋（土木：帯鉄筋，建築：あばら筋）に関する鉄筋係数を両軸として整理した。ここでは、軸方向筋の鉄筋係数が0.2~0.8、せん断補強筋の鉄筋係数0.01~0.08となっていることに注意されたい（当然のことながら、軸方向筋量の方が多い）。同図の算定結果は、軸方向筋が少ないほど、帯鉄筋が多いほど、①せん断破壊 ⇒ ②曲げせん断破壊 ⇒ ③曲げ破壊、のように移行し、また、そのような破壊モードの改善により、部材の脆性的性質が改善されるのが特徴的である。

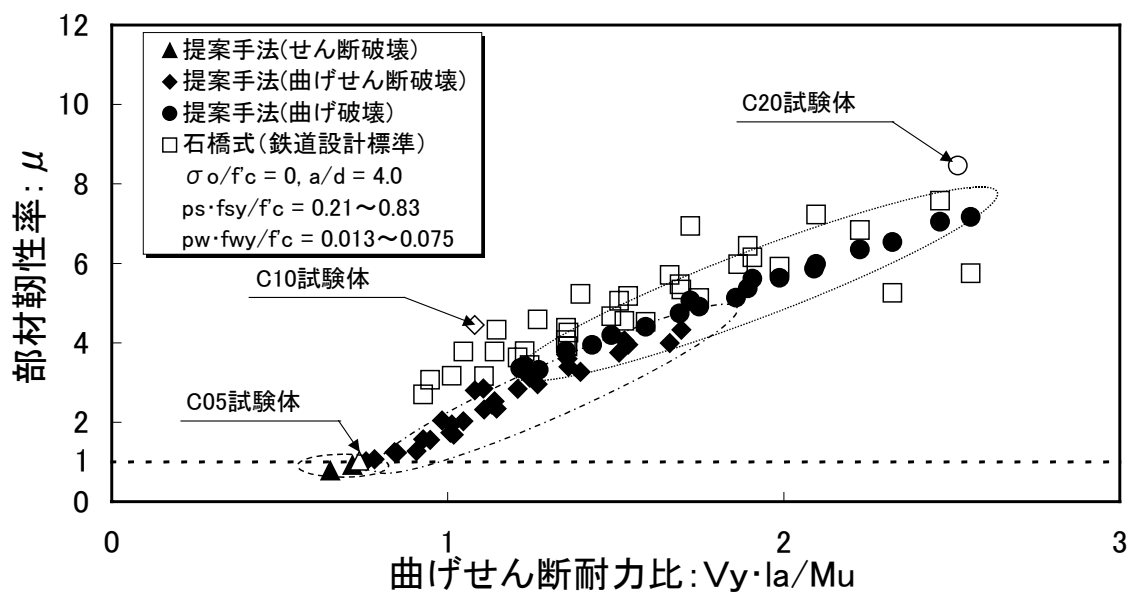


図6 曲げせん断耐力比によって表した部材靱性率
 (数値シミュレーションと実験結果) [7]

図6では、数値シミュレーションによる計算結果を曲げせん断耐力比によって整理し、図中には、3つの破壊モードを示した。また、鉄道構造物等設計標準[5]による設計値、および3体の実験結果（本講第2章にて紹介した試験体、同章の図1参照）を併記した。

同図は、本提案手法が、実験結果および鉄道構造物等設計標準とほぼ同程度（若干安全側）であることがわかり、その有効性を示すものである。また、これら一連の考察は、曲げせん断耐力比（本講第2章、式(1)）によって、部材靱性率 μ をほぼ一義的に評価し得ることを示唆するものである。

【参考文献】

- [1] Paulay, T. : *Simplicity and Confidence in Seismic Design*, John Wiley & Son
- [2] Penelis, G. G., and Kappos, A. J. : *Earthquake-Resistant Concrete Structures*, E & FN SPON, 1997
- [3] 土木学会 : 平成8年制定コンクリート標準示方書[耐震設計編]
- [4] 土木学会 : 2002年制定コンクリート標準示方書[耐震性能照査編]
- [5] 鉄道総合技術研究所 : 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 平成11年10月, 丸善
- [6] Priestley, M. J. N. and Park, R: *Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns under Seismic Loading*, *ACI Structural Journal*, 84(1), pp.61-76, 1987 服部, 宮城, 増田, 池谷, 吉川 : 鉄筋コンクリート柱の破壊形式の判定と靱性評価, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, 第2分冊, pp.2157-2162, 平成10年11月
- [7] 例えば, CRC 総合研究所 : DYN2E (構造物の動的解析プログラム) 理論説明書, Ver. 6. 3 解説
- [8] 吉川弘道 : 鉄筋コンクリートの解析と設計, (株)丸善出版、平成7年
- [9] 吉川弘道 : 『もっと知りたいコンクリート講座』耐震設計入門講座
http://c-pc8.civil.musashi-tech.ac.jp/RC/tai_a.htm
- [10] 大江亮二, 吉川弘道 : 繰返し大変形を受ける鉄筋コンクリート単柱のせん断強度劣化の評価に関する研究, No. 711/V-56, pp. 59-71, 2002. 8
- [11] 池谷和之, 吉川弘道, 宮城敏明, 服部尚道 : 鉄筋コンクリート柱の破壊形式の判定と靱性評価, コンクリート工学年次論文報告集 (日本コンクリート工学協会), Vol. 20, No. 3, pp. 259-246, 1998. 6
- [12] Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M. : *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, A Wiley-Interscience Publication, 1996
- [13] 日本コンクリート工学協会 : 「塑性域の繰返し劣化性状」に関するシンポジウム—過大地震入力による構造物の崩壊防止をめざして—委員会報告書/論文集, p. 376, 1998年8月
- [14] Yoshikawa, H. and Miyagi, T. : *Ductility and Failure Modes of Single Reinforced Concrete Columns*, ASCE Structural Engineering Institute, *Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures Under Seismic Loads*, Committee Report, June 2001, pp. 351-368.

第4講 動的応答特性:時刻歴応答/応答スペクトル/応答塑性変形

本Webセミナーの続編，長らくお待たせしましたが，第4講に入ります。

第4講では，鉄筋コンクリート部材の動的応答特性を考える。これは，構造部材が，地震作用を受けたときに，どのように反応し/揺れるか（これを動的応答：dynamic response という）を考察するもので，耐震設計の最も核心部分となる。

特に重要なことは，（地盤から）部材基部を通して伝達される地震荷重（多くは，加速度を用いる）に対する，部材の時刻歴上の応答特性（変位，加速度など），および，応答値のスペクトル特性（構造物の固有周期に依存した最大応答値）を知ることであり，本講の第1章，第2章の主題となる。また，これら両者は，やや煩雑な数値計算を必要とするが，耐震設計上，最も重要な最大応答加速度（弾性応答）と最大応答変位（弾塑性応答）については，各種の簡易式/設計式が提案/条文化されており，これを第3章として議論する。

第1章 時刻歴動的応答解析

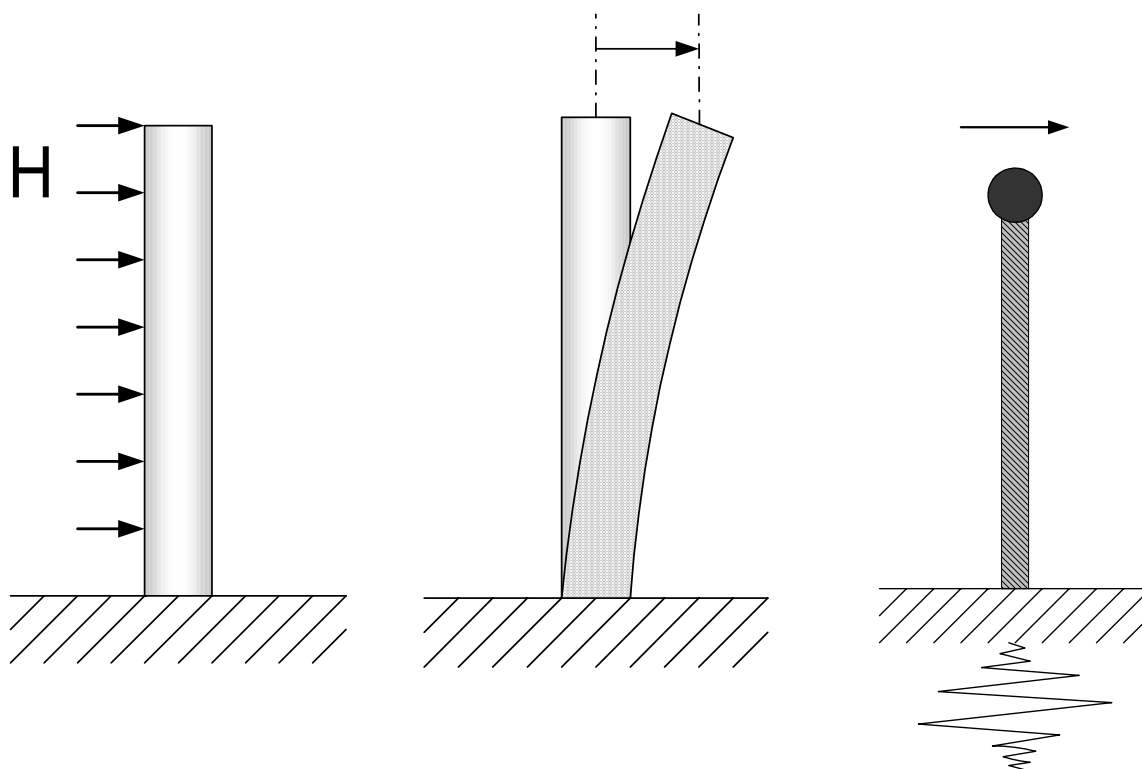
第1章では，部材の時刻歴上での応答解析について説明する。まずは，これまでの静的載重と比較しながら動的荷重を考え，これを表現する運動方程式を提示する。1自由度の振動子の理論解については，結果を表にまとめ，その物理的な意味を考察する。次に，単柱式のRC橋脚（片持ち梁形式の一本棒）を解析対象として，動的応答解析の手法を説明する。この動的応答解析では，線形モデルと非線形モデルの両者について，各種の数値シミュレーションを実際に行い，その結果を考察する。

1. 動的応答とは

(1) 静的荷重 vs, 動的荷重

荷重や変形が時間的に変化することを動的問題（dynamic problem）といい，変位の時間的な変化（速度，加速度）がなく，静止している場合を静的問題（static problem）という。これを図1のような例により，静的荷重と動的荷重を比較してみよう。図(a)は，荷重が静的に作用しときに変位が応答し釣合っている場合であり，図(b)は変位が与えられ荷重が応答し，やはり釣合っている場合で，いずれも静的応答となる。一方，図(c)は部材の質点に加速度 α が作用し，慣性力 $-m\alpha$ が生じるため，動的に応答している場合である。（ただし，静的荷重の場合も，これをどんなにゆっくり作用させても，多少の速度/加速度が生じるので，準静的問題（quasi static problem）と呼ぶことがある）。

このような力学問題は，図(a)と図(b)の場合，後述する式(1)により，図(c)では式(2)、(3)によって記述される。

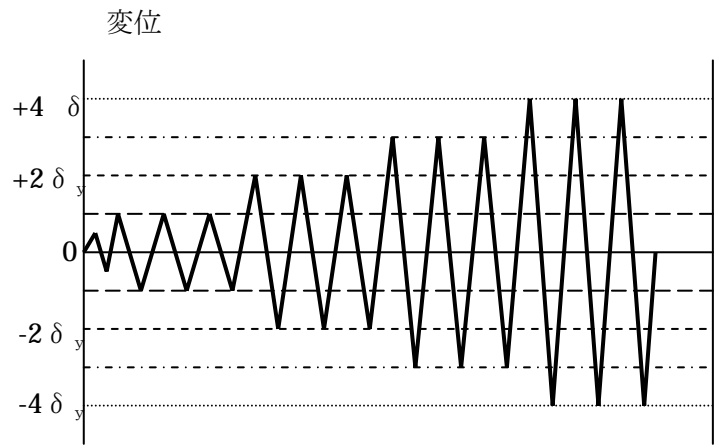
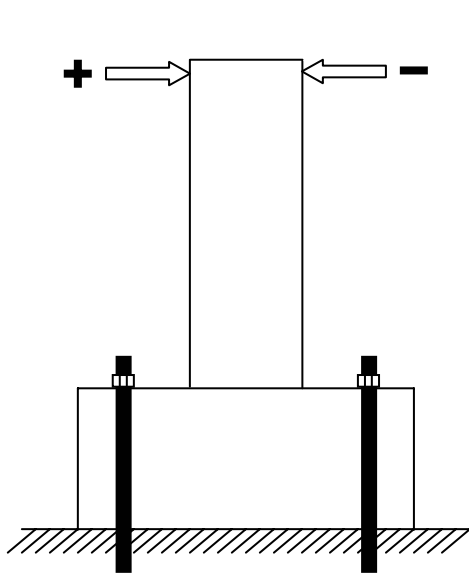


(a) 静的応答 (荷重制御), (b) 静的応答 (強制変位), (c) 動的応答 (地震荷重)

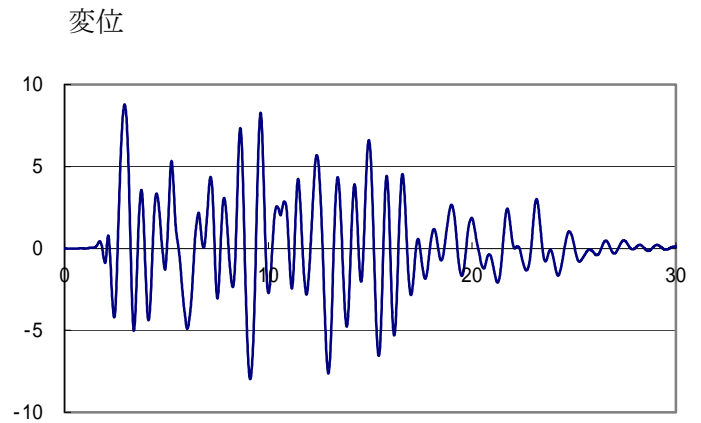
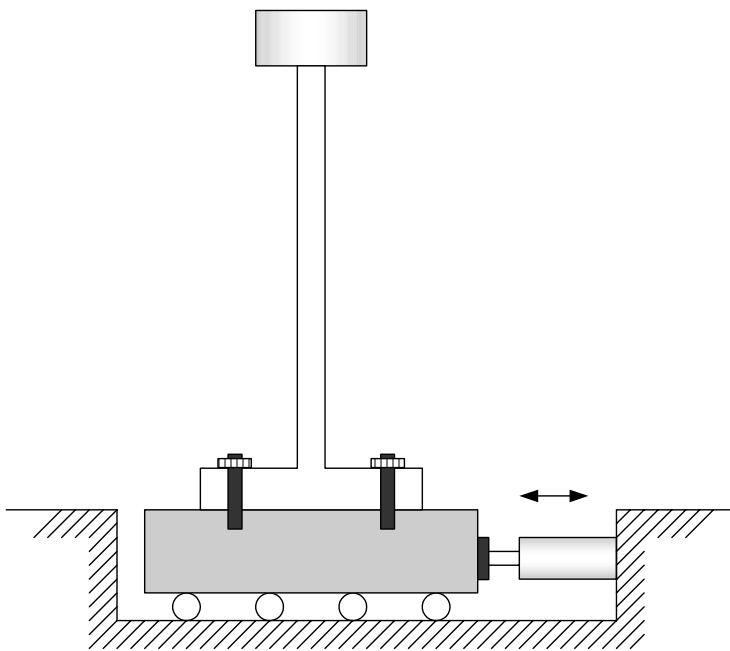
図1 静的荷重と動的荷重

このような比較はまた、図2のようなRC橋脚を対象とした室内実験(図(a)静的荷重による模型実験および、図(b)振動台による振動実験)の比較により、理解することができよう。これは、図(a)では、地震荷重を想定するが、ある設定した変位を、部材に直接、静的に付与し、部材の性能を調査するのに対して、図(b)では、部材の基部から加速度(規則波、または不規則波)を入力し、部材の応答する力学的な挙動(動的応答)を調べるものである。これらの実験は、いずれも部材の耐震性を照査するものであるが、静的荷重と動的荷重という意味で異なる手法である。言い換えると、両実験とも柱頭に(規則波であれ、不規則波であれ)変位を生じるが、図(a)静的荷重の場合、実験者が意図した変位を与えているのに対して、図(b)振動実験では、柱頭変位は、慣性力として言わば‘(応答)結果’であることに本質的な違いがある。(図(a)静的荷重の場合であっても、繰り返し荷重を負荷することから、‘動的載荷’と呼ぶことがある)。

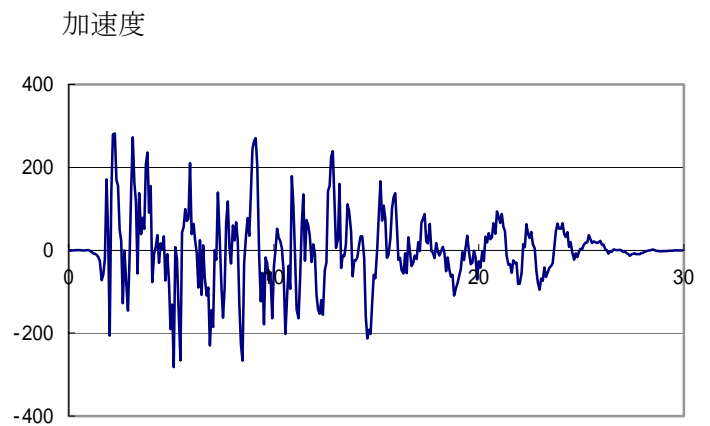
なお、第3講でも触れたが、前者の静的載荷実験は、比較的大型の試験体を実験することが可能であるが、慣性力を入力するものではなく、付与する変位履歴は予め決められたものである。一方、後者は動的実験ではあり、部材にはその動特性に応じた挙動を示すが、振動台の加振能力から試験体規模が限定される(両者の利点を利用したものが、仮動的応答実験または擬似動的実験(pseudo dynamic test)である)。



(a) 漸増型変位制御による模型実験



頂部質点の応答変位



基部への入力加速度

(b) 振動台による動的载荷

図2 静的荷重と動的荷重—RC橋脚の模型実験の例—

2. 動的応答解析-単純なモデルによる振動特性-

(1) 1 質点系の運動方程式

動的応答は、通例、運動方程式によって表され、これを図3のような、質量/ダンパー/バネによって構成される振動子（1 質点 1 自由度モデル）を用いて考える。ここでは、質量 m 、減衰定数 c 、復元力係数 k とし、質点の変位を x としている。

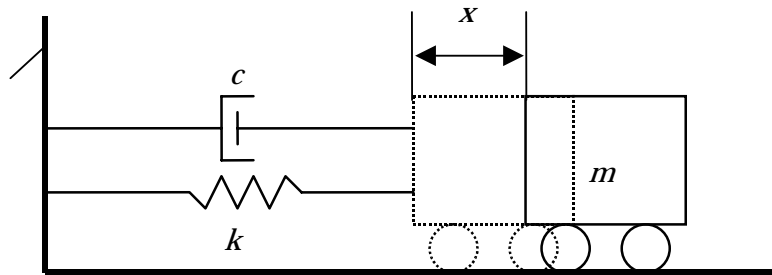


図3 質量/ダンパー/バネによって構成される 1 質点モデル

振動子に‘ゆっくりと’荷重 P を载荷（準静的载荷）すると、これはよく知られた剛性方程式によって表される。

$$kx = P : \text{静的応答 (静止している構造系)} \quad (1)$$

記述の都合上、 $P = kx$ としていない。次に、加速度 \ddot{x} ($\ddot{x} = d^2x/dt^2$) が作用すると、

$$m\ddot{x} + kx = P : \text{非減衰強制振動} \quad (2)$$

これに、粘性減衰を考慮するため、減衰項を加える。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = P : \text{減衰強制振動} \quad (3)$$

また、振動子に荷重 P が直接作用しない場合、次式のような自由振動となる。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 : \text{減衰自由振動} \quad (4)$$

自由振動は、初期条件によって振動する。

振動子の 3 要素を改めて、以下のように整理する

- ・ $m\ddot{x}$ 慣性力 (inertia force) : ニュートンの第 2 法則によって生じる力
- ・ $c\dot{x}$ 粘性減衰力 (viscous damping) : 速度の逆方向に、振動を減少しようとする力
- ・ kx 復元力 (restoring force) : 元の位置に戻ろうとする (変位と逆方向の) 力

これらの 3 要素は、いずれも‘力の単位’になっているが、次式のような形式にも書き直すことができる。

$$\ddot{x} + 2h\omega_0\dot{x} + \omega_0^2x = P/m \quad (5)$$

すなわち，‘加速度単位’の表示となり，3係数 m ， c ， k は次の2係数に書換えられる．

$$\text{円固有振動数} : \omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}, \quad \text{減衰定数} : h = \frac{c}{2\sqrt{mk}} \quad (6)$$

(2) 単純な振動問題に関する解析解

このような振動問題のうち，いくつかは理論解（定常/非定常解）を得ることができ，多くの成書に紹介されている．ここでは，解析結果（理論解）を表1と表2に整理し，その特徴を概観することにする．

まず，式(4)のような自由振動（非減衰/減衰振動）について，その理論解を表1のようにまとめた．

表1 自由振動(非減衰/減衰振動)における理論解

	非減衰自由振動	減衰自由振動
運動方程式	$m\ddot{x} + kx = 0$ $\ddot{x} + \frac{k}{m}x = 0$ $\ddot{x} + \omega_0^2 x = 0$	$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0$ $\ddot{x} + \frac{c}{m}\dot{x} + \frac{k}{m}x = 0$ $\ddot{x} + 2h\omega_0\dot{x} + \omega_0^2 x = 0$
理論解	<p>・ 変位 x の一般解</p> $\begin{cases} x = x_0 \cos \omega_0 t + \frac{v_0}{\omega_0} \sin \omega_0 t \\ = x_{\max} \sin(\omega_0 t + \alpha) \end{cases}$ $x_{\max} = \sqrt{x_0^2 + \left(\frac{v_0}{\omega_0}\right)^2}$ $\tan \alpha = \frac{v_0}{x_0 \omega_0}$ <p>初期条件 $t=0$ のとき 変位 $x = x_0$，速度 $\dot{x} = v_0$</p>	<p>($h < 1$: 減衰振動の場合)</p> <p>$x = (\text{減衰項}) \times (\text{定常振動項})$</p> $\begin{cases} \text{減衰項} : A \exp(-h\omega_0 t) \\ \text{定常振動項} : \sin(\sqrt{1-h^2}\omega_0 t + \phi) \end{cases}$ <p>A, ϕ: 初期条件で決まる</p>
備考	固有円振動数 : $\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}$	減衰定数 : $h = \frac{c}{2\sqrt{mk}}$

次に，強制振動状態の場合で，特に一定周期外力（正弦波入力）が作用する場合として，以下の2例を考える．

$$\text{周期外力による振動} : m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = P(t), \quad P(t) = P_0 \sin \omega t \quad (7)$$

$$\text{加速度入力による振動} : m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_e, \quad x_e(t) = a_0 \sin \omega t \quad (8)$$

このような振動系の場合、振動子は、やがて一定振動数/一定振幅にて振動し、これを定常振動 (steady state vibration) と呼ぶ (地震・風などによる振動は定常的なものではなく、不規則なものであり、これを過渡振動 (transient vibration) という)。周期外力に対する強制振動における定常振動を、表 2 にまとめた。

表 2 強制振動における定常振動(荷重入力/加速度入力)

	荷重外力	地震外力
運動方程式	$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = P_0 \sin \omega t$ $\ddot{x} + 2h\omega_0\dot{x} + \omega_0^2 x = \frac{P_0}{m} \sin \omega t$	$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_e$ $\ddot{x} + 2h\omega_0\dot{x} + \omega_0^2 x = a_0 \omega^2 \sin \omega t$
理論解	$x = x_0 \sin(\omega t - \phi)$ $x_0 = \frac{P_0}{k} \frac{1}{\left[\left\{ 1 - (\omega/\omega_0)^2 \right\}^2 + (2h\omega/\omega_0)^2 \right]^{1/2}}$ $\tan \phi = \frac{2h(\omega/\omega_0)}{1 - (\omega/\omega_0)^2}$	$x = x_0 \sin(\omega t - \phi)$ $x_0 = a_0 \frac{(\omega/\omega_0)^2}{\left[\left\{ 1 - (\omega/\omega_0)^2 \right\}^2 + (2h\omega/\omega_0)^2 \right]^{1/2}}$ $\tan \phi = \frac{2h(\omega/\omega_0)}{1 - (\omega/\omega_0)^2}$
備考	ω : 外力の円振動数 ω_0 : 部材の円振動数	\ddot{x}_e : 地震の加速度 $x_e = a_0 \sin \omega t$

表 1, 表 2 の理論解は、いずれも、調和振動 (単振動, simple harmonic vibration) に帰着するが、このときの振幅 (amplitude) と位相角 (phase angle) は、自由振動の場合、2 定数 (ω_0 , h) および初期条件によって決定され、強制外力が加わる場合、強制外力側の円固有振動数 ω と振動子の円固有振動数 ω_0 との比によって決まることに注意されたい。減衰/非減衰に対する自由振動/強制振動の数学的な展開は多くの教科書に詳述されているが、解析結果の物理的 (動力的) 意味合いをきちんと理解することが肝心であろう。

ここで、強制外力 (式(7)) の場合における動的応答変位 (表 2 中、左覧の x_0) の最大値と静的最大変位 $a_0 (= P/k)$ との比を変位応答倍率と呼び、これを図 4 に示した。同図は、横軸が、振動数比 (= 周期外力の円固有振動数/振動子の円固有振動数 = ω/ω_0) となっていることに注意されたい。まず、図 4 では、振動が成立する臨界減衰以下 ($0 < h \leq 1$) を示したものであるが、減衰定数 h が大きいほど応答倍率小さくなる (動的応答は抑えられる) ことがわかる。そして、

・ $\omega/\omega_0 < 1$: まず、 $\omega/\omega_0 = 0$ は振動しないことを表しており、静的に力を加えたことと同等である (応答倍率は 1 となる)。振動数比の増加 (強制外力がより高周波数、振動子がより低固有周波数) により、応答倍率は急激に増加する。

・ $\omega/\omega_0=1$: 入力の変動数と振動子の振動数が等しいとき、共振現象 (resonance) を呈し、変位応答倍率はピーク値となる (厳密に言うと、減衰定数が大きくなるとピーク値は図中の左側にずれる)。このときのピーク値は、 $1/2h$ で表され、例えば、 $h=0.2$ のときは 2.5 倍に、 $h=0.05$ のとき 10 倍に、なる。(上記の事柄は、表 2 の理論解から確認されたい)。このようなことは、構造物の固有周期が地震動の代表周期に近いとき、大きな応答変位を示す (従って、大きな震害を被る) ことと等価である。

・ $\omega/\omega_0 > 1$: この場合、 ω/ω_0 が増加すると応答倍率は徐々に減少する。やがて、応答倍率が 1 より小さくなり (動的変位が静的変位より小さくなる)、 $\omega/\omega_0 \rightarrow \infty$ のとき、応答倍率はゼロに漸近する。

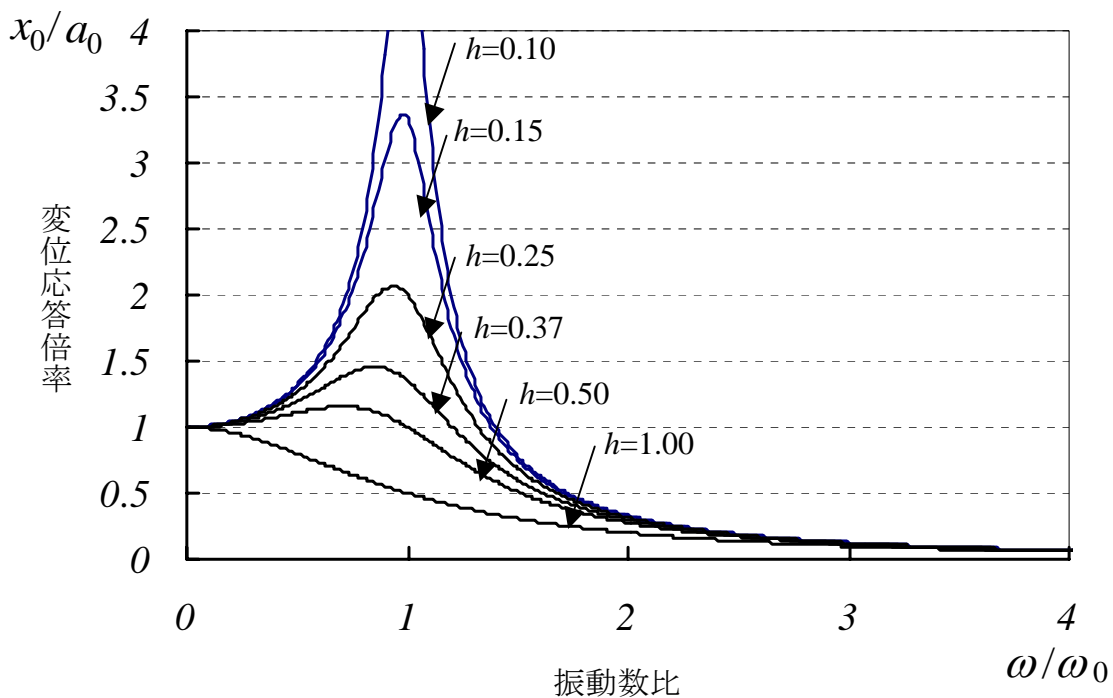


図4 周期外力を受けるときの定常振動変位応答倍率

再度繰り返すことになるが、 ω = 周期外力の円固有振動数、 ω_0 = 部材 (振動子) の円固有振動数、であり、その定常振動時の最大値 (調和振動の振幅) は、両者の比と減衰定数によって決する。振動理論で用いられる円固有振動数 ω_0 や固有振動数 (f とする) の代わりに、構造物の応答解析を行う耐震工学分野では、固有周期 T (単位: 秒) が多く用いられる。これらは、

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}, \text{ したがって, } T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega_0}$$

のような関係にあることを付記する.

(3) 不規則振動に対する数値解法: Newmark - β 法

地震波などの不規則を考える場合, 例え 1 自由度であっても, 上記の解析解はもはや通用しないのは, 容易に理解されよう. このため, 微小時間に分割しステップごとに求める数値解 (逐次積分法: step-by-step integration method) を導入するのが得策で, 線形加速度法, Wilson の θ 法, Newmark- β 法がよく知られている ([1], [2], [3]). ここでは, 地震応答解析用の汎用コードで最も多用される Newmark- β 法について解説する (主として, 文献 [1], [4] を参考にしている).

時間的に変化する外力 $P(t)$ を微小時間 Δt 間隔に区分し, 前出の式 (3) を, $(i+1)$ ステップにおける運動方程式に書き直す.

$$m\ddot{x}_{i+1} + c\dot{x}_{i+1} + kx_{i+1} = P_{i+1} \quad (9)$$

ここで, Δt における加速度変化を仮定するため, 係数 β を用いると, 加速度 \ddot{x}_{i+1} を次式のように記述することができる (算定結果のみを示す).

$$\ddot{x}_{i+1} = \left(m + \frac{\Delta t}{2}c + \beta\Delta t^2k \right)^{-1} \left[P_{i+1} - c \left(\dot{x}_i + \frac{\Delta t}{2}\ddot{x}_i \right) - k \left\{ x_i + \Delta t\dot{x}_i + \left(\frac{1}{2} - \beta \right) \Delta t^2\ddot{x}_i \right\} \right] \quad (10)$$

さらに, \ddot{x}_{i+1} を知るにより, 速度/変位を下式のように求めることができる.

$$\dot{x}_{i+1} = \dot{x}_i + \frac{1}{2}\Delta t(\ddot{x}_i + \ddot{x}_{i+1}) \quad (11)$$

$$x_{i+1} = x_i + \Delta t\dot{x}_i + \left(\frac{1}{2} - \beta \right) \Delta t^2\ddot{x}_i + \beta\Delta t^2\ddot{x}_{i+1} \quad (12)$$

計算順序は, (i) ステップの全量を既知として, 式 (10) で加速度 \ddot{x}_{i+1} を求め, 式 (11) で速度 \dot{x}_{i+1} , 式 (12) で変位 x_{i+1} を求めるものである. 次に, \ddot{x}_{i+1} , \dot{x}_{i+1} , x_{i+1} を既知量として $(i+2)$ ステップでの加速度, 速度, 変位を算出し, 以降時刻歴に従い, 順次数値解析をすすめることができる. また, 時刻歴解析のため, 初期条件として, 時間 $t=0$ のときの速度 \dot{x}_0 , 変位 x_0 を必要とする.

Newmark- β 法を用いる場合, 加速度係数 β は, $0 \leq \beta \leq 0.25$ をとればよいが, 特に, 次のような対応関係にあることは, よく知られている.

- $\beta = 1/4$ 平均化速度法: 微小区間 Δt 内で, 加速度は一定
- $\beta = 1/6$ 線形加速度法: 微小区間 Δt 内で, 加速度の変化は線形,
- $\beta = 1/8$ 段階加速度法: 中央点で加速度が段階的に変化する

動的応答解析では, 数値計算の安定性および解の精度を勘案し, 最適な加速度係数 β を

決定する必要があるが、経験的に選択することも少なくない。

そこで、Newmark- β 法による非線形動的応答解析を行い、理論解との比較を図5に示した（細線は理論解、太線はNewmark- β 法による数値解析結果を示している）。

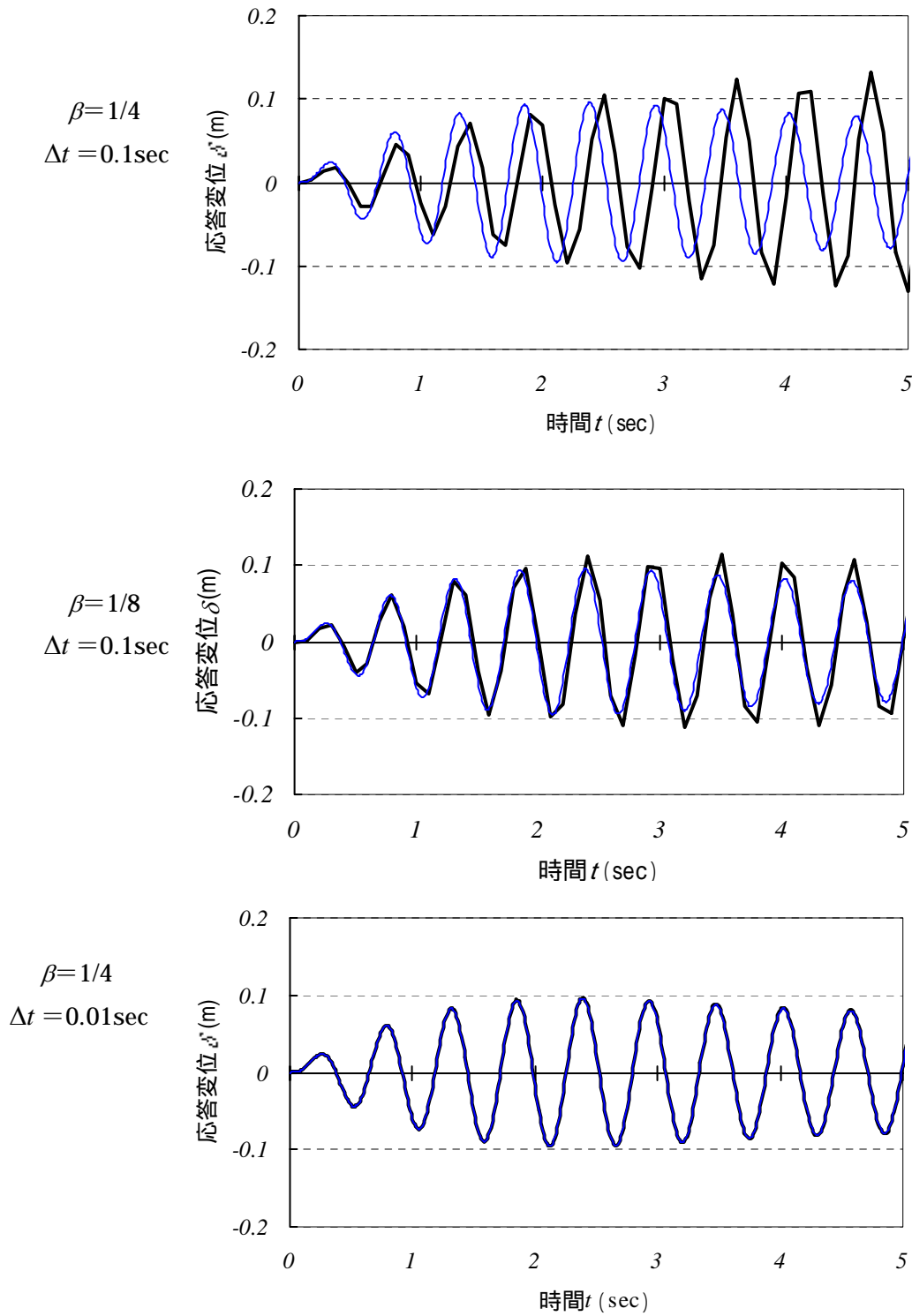


図5 Newmark- β 法による動的応答解析と理論解との比較

これは、 $\Delta t = 0.1\text{sec.}$ とした場合(実際にはもっと細かくするが)、 $\beta = 1/4$ のとき(上図)、振幅は過大(overshoot)となり、位相遅れが生じているが、解は安定している(時間きざみにかかわらず無条件安定)。これを $\beta = 1/6$ 、 $\beta = 1/8$ (中図)とすることで、誤差は改善されることがわかる。また、 $\Delta t = 0.01\text{sec.}$ とすることにより、 $\beta = 1/4$ の場合(下図)でも、誤差はほとんど解消され、解の安定も保証される。

Newmark- β 法による遷移解(加速度, 速度, 変位)は、加速度係数 β と時間きざみ Δt との関数(式(10), (11), (12))として表されるため、解の精度と安定は、 Δt の大きさに依存するが、これは系の固有周期 T との比によって決定される。例えば、文献[3]での説明によれば、解の安定条件として、下式が与えられている。

$\beta \geq 1/4$ のとき : 常に安定

$$0 \leq \beta < 1/4 \text{ のとき : } \frac{\Delta t}{T} \leq \frac{1}{\pi\sqrt{1-4\beta}} \text{ ならば安定} \quad (13)$$

このような逐次積分法では、計算時間を勘案しつつ(心配しながら)、解の精度と計算の安定性(発散しないこと)を確保することが肝要であるが、これら両者はお互いに背反する傾向にある[2]。しかし、昨今、パソコン性能が著しく向上しているので、時間刻み Δt を十分小さくし(例えば、 $\Delta t = 0.005$ 秒)、絶対安定である $\beta = 1/4$ を採用することにより、十分な解析精度を達成することができる。

3. 動的応答解析- R C 橋脚の線形/非線形解析-

さて、いよいよ、実際の R C 構造物（単柱式の R C 橋脚）を解析対象として、動的応答解析の手法を紹介したい。この動的応答解析では、線形解析と非線形解析を両者について、各種の数値シミュレーションを実際に行い、その結果を考察する。

(1) 構造物の解析モデル

鉄筋コンクリート造の橋脚を解析対象とし、これを多質点多自由度モデルに置換し（図 6）、動的解析を行う。本例は、単柱形式の T 型橋脚（円形断面）であり、これを片持ち梁形式のいわゆる 1 本棒に置換する。実地震動を基部から直接入力し、時刻歴上の動的応答解析を実行する。

このため、前述の図 3 に示した、1 質点 1 自由度モデルの基本振動子（定数； m, k, c ）を、図 6 に示す多質点多自由度モデルに拡張した。まず、対象系の全質量を、橋脚本体に分布する質量 W_u （図中に小さい黒丸 3 つ）と上部の積載荷重 W_p （最上の大きな黒丸）に代表させる（lumped mass method）。剛性 k は、片持ち梁の場合、静的性質である、 $\delta = (L^3 / 3EI)P$ から算出され、断面剛性 EI は、通例、主鉄筋降伏時の鉄筋コンクリート断面から計算する。減衰定数としては、通例、鉄筋コンクリート造の場合 $h = 5 \sim 7\%$ 、鉄骨造の場合 $h = 2 \sim 3\%$ 、が用いられ、本例では $h = 5\%$ 、と仮定した（図 6 には、ダッシュポットのマークを省略している）。

道路橋の場合、橋軸方向の解析（図 6 (a)）と橋軸直交方向（図 6 (b)）のモデル化に際して、上部構造物の質点 W_u の位置が異なる（道路橋示方書 V 耐震設計編 [5]）。従って、両方向の解析モデルは、断面性状（橋脚円形断面のため）と上部/本体質量の大きさが同一で、質点作用位置のみ異なることになる。この結果、図 6 の場合、等価固有周期 T_{eq} は、橋軸直

交方向： $T_{eq} = 0.86$ 秒，橋軸方向： $T_{eq} = 0.68$ 秒となり、橋軸直交方向の方が、若干長周期となる。

ただし、このような多質点多自由度系モデルは、構造物の応答性状を詳細に表現できるが、多くの計算時間を必要とし、非線形領域にて発散する場合がある。このため、本例では、線形/非線形解析ともに、次式のような道路橋示方書の規定に従い、等価質量 W に縮約させた。

$$W = W_u + C_p W_p \quad (\text{曲げ変形系：} C_p = 0.3, \text{せん断変形系：} C_p = 1,)$$

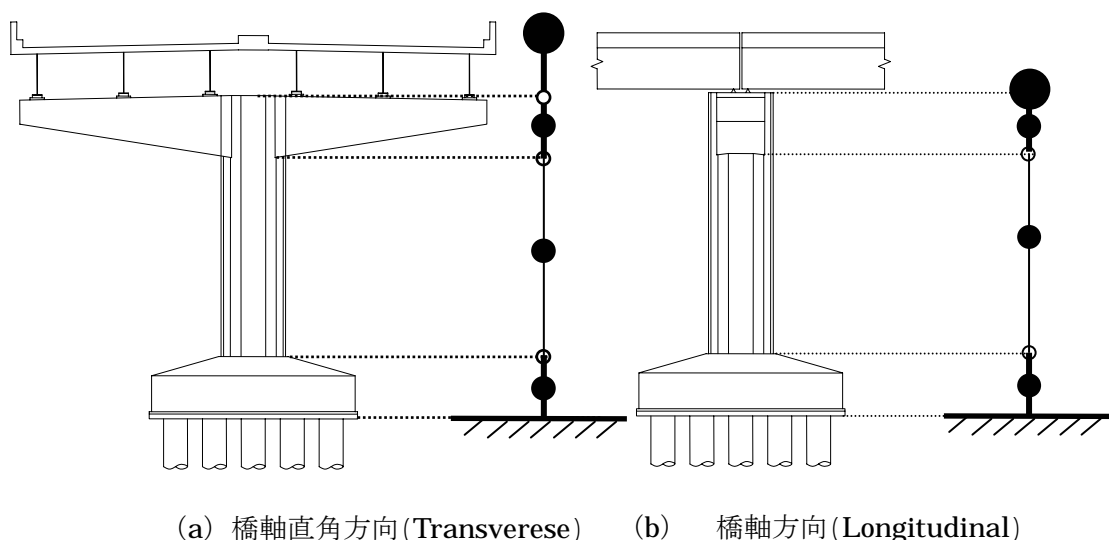


図6 単柱式T型RC橋脚のモデル化(多質点多自由度モデル)

以下に、(2) 動的線形解析、(3) 動的非線形解析、として説明する。

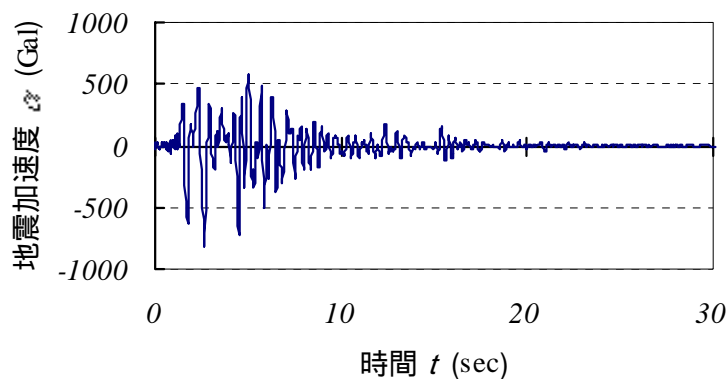
(2) 線形動的解析

まず、線形動的応答解析を実行するため、その解析条件として、以下のように設定した。

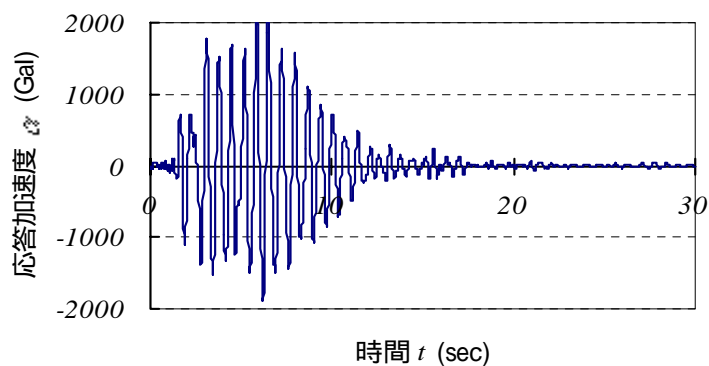
- (ア) 解析モデル：1 質点 2 自由度モデルに単純化し、線形解析を行った。
- (イ) モデル基部：固定端とし、地震波（加速度）を直接入力とした
- (ウ) 数値計算法：数値積分法（Newmark β 法、 $\beta=1/4$ ）、時間刻み $\Delta t = 0.001$ 秒
- (エ) 入力地震波：神戸海洋気象台 JMA KOBE NS, 1996 年 (Max = -818Gal)。

解析結果として、入力地震波に対する構造物の応答性状（時刻歴応答加速度，時刻歴応答変位）を、図7に示した。

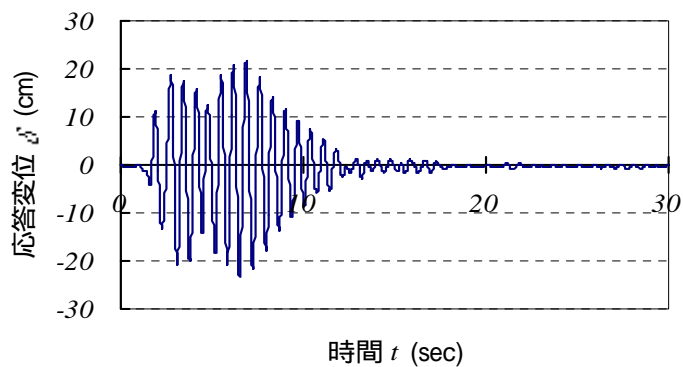
本地震波の場合、初動から約10秒にて極めて大きな強震が発生し(図(a))，その応答変位/応答加速もその間に最大値が呼応している。とくに、応答加速度は、2000Gal を超え(図(b))，これは、応答倍率として、 $2090\text{Gal}/818\text{Gal} \approx 2.6$ 倍となっている。また、応答変位は約20cmとなっているが(図(c))，これは、変位角 θ を算出すると、 $\theta = 23.2\text{cm}/1090\text{cm} \approx 1/50$ となる。



(a) 入力地震動(JMA-Kobe NS)



(b) 応答加速度



(c) 応答変位

図7 時刻歴応答解析の計算結果 (橋軸方向)

(a)入力地震動 (JMA-Kobe NS) , (b)応答加速度, (c)応答変位

次に、入力地震波を 300~1200Gal まで 100Gal 刻みで振幅調整し、各最大地盤加速度 (P.G.A.) における応答加速度と応答変位の最大値を算出し、図8に示した (このような解析を、パラメトリックシミュレーションと呼ぶ)。これは、地震波として JMA KOBE NS

を用いるが、この最大加速度-818Gal を上記のように増減させ、動的応答解を実行するものである。この場合、線形動的応答解析であるため、応答値（最大応答加速度、最大応答変位）は、入力地震波の最大加速度に比例して直線的に増加していることがわかる（図8）。

同図のもう一つの着目点は、橋軸方向と橋軸直角方向との比較であるが、これは、両ケースの固有周期の差異で説明できる。最大応答加速度は、短周期の橋軸方向 ($T_{eq} = 0.68$ 秒) が、橋軸直角方向 ($T_{eq} = 0.86$ 秒) より大きくなり、一方、最大応答変位は、長周期の橋軸直角方向の方が大きくなっている。

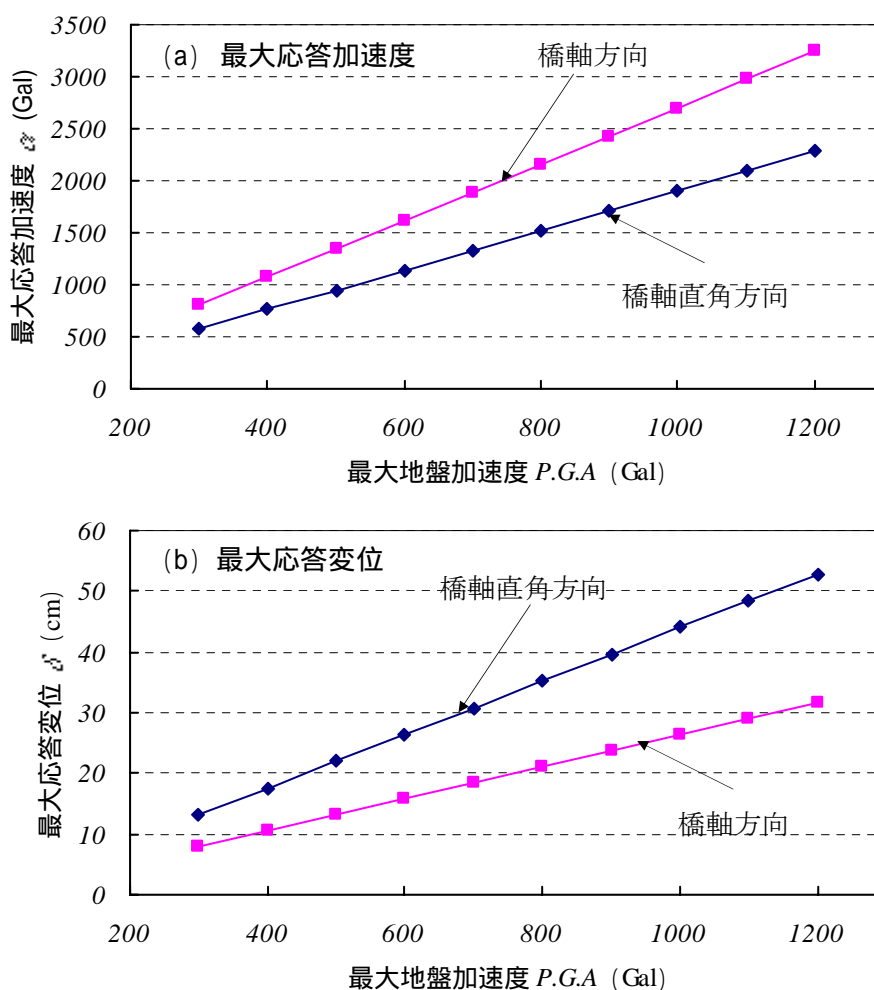


図8 最大地盤加速をパラメーターとした、(a)最大応答加速、(b)最大応答変位

(3) 非線形動的解析

・運動方程式：

入力加速度が大きくなり、部材がひび割れの発生、鉄筋降伏、コンクリートの剥離/圧壊により、非線形領域を突入する。この場合、前講第1章、2章にて示したとおり、荷重～変形関係は非線形弾塑性挙動を呈する。このことを運動方程式に表せば、下式のような（地震波（加速度）を \ddot{x}_e としている）。

$$m\ddot{x} + P(\dot{x}, x, t) = -m\ddot{x}_e \quad (14-a)$$

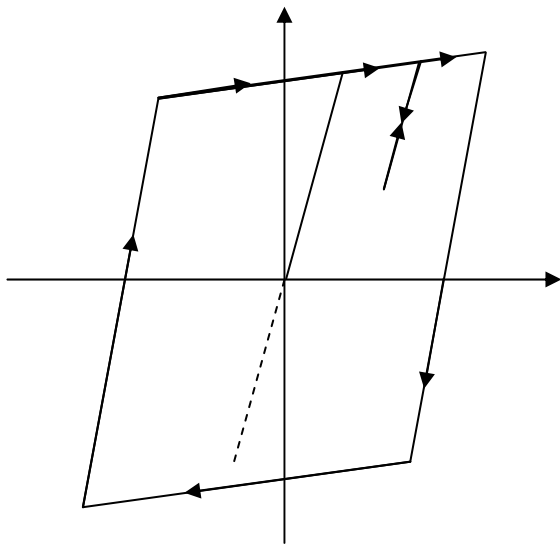
左辺第2項の復元力 P は複雑な弾塑性を示すことになるが、粘性項は線形として、前出のとおり分離し、復元力を変位のみ関数 $P(x)$ として単純化することが多い。すなわち、

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + P(x) = -m\ddot{x}_e \quad (14-b)$$

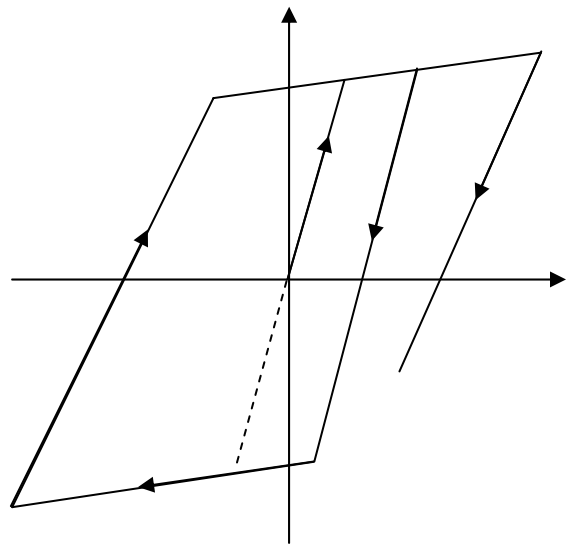
・復元力特性モデル

この場合、この復元力特性 $P(x)$ をどのようにモデル化/数式化するかが問題となり、鉄筋コンクリート造に限定しても、これまでに多くの検討が行われてきた（これらの研究は、建築分野における1970年代に遡る[6]）。

復元力特性の特徴は、第3講第2章に説明したとおり、骨格曲線（包絡線:skeleton curve）と履歴性状（ループ特性）の組合せによってモデル化される。復元力特性のモデル化は、RC造、鉄骨造、地盤など、材料の種類、および、ラーメン、梁/柱部材、壁構造などの構造形式によって著しく異なり、これまで実験的検討と解析モデルに関する多くの研究の積み重ねがある。ここでは、それらの代表例として、4つのモデルを図9に示した。（これら4例は、構造物、地盤など耐震解析に多く採用されるモデルであるが、これらの特徴と適用法については、関連する参考文献を参照されたい。）



(a) 2直線非劣化モデル



(b) 2直線劣化モデル

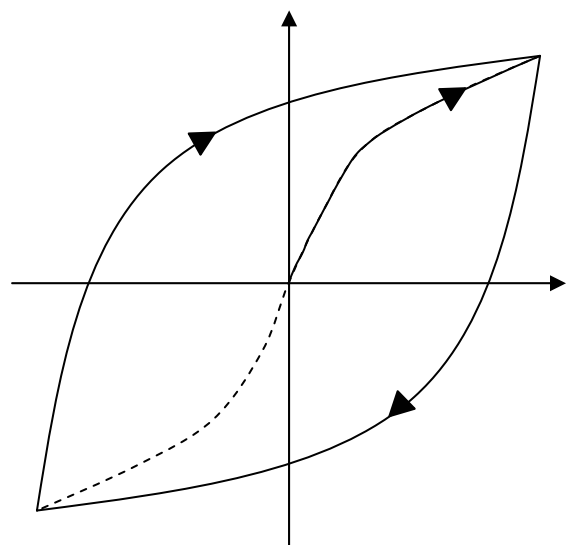
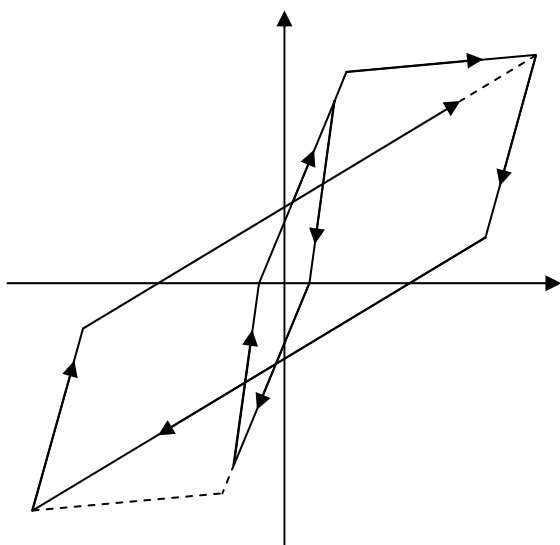


図9 復元力特性履歴ループのモデル化の代表例：
 (a) 2直線非劣化モデル，(b) 2直線劣化モデル，
 (b) 武田モデル（3直線履歴劣化型），(c) Ramberg Osgood モデル

このうち、曲げ破壊型のRCに対する復元力モデルとして、骨格曲線を Tri-Linear とし、履歴ループを武田モデルとした例を図10に示した。

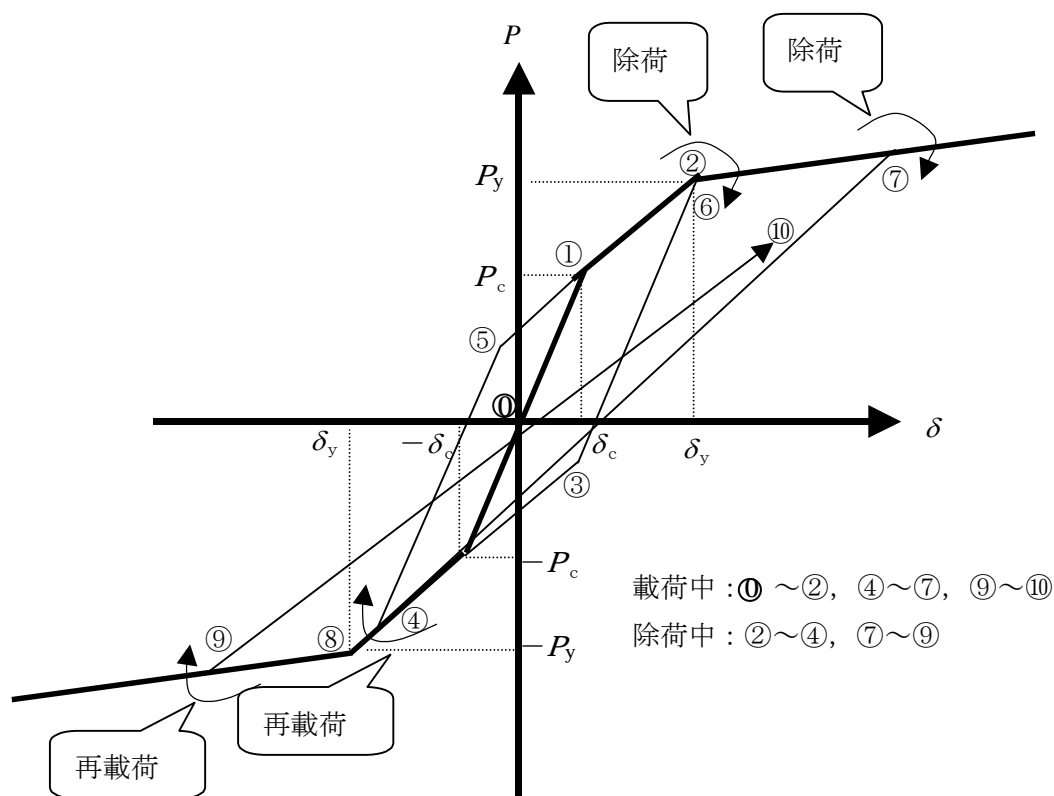


図 10 対象橋脚の復元力モデル：Tri-Linear&Degrading Model (3直線劣化モデル)

・弾性/除荷剛性のデモル化

非線形解析では、部材剛性のモデル化/数式化が重要なキーポイントとなるが、若干補足したい。まず、いわゆる弾性剛性（骨格曲線の初期剛性）は、部材降伏時の割線剛性が用いられ、これは次式で表される。

$$\text{初期剛性 (降伏剛性)} : k_y = \frac{EI_y}{\zeta L^3} \quad (15)$$

ここで、断面の曲げ剛性 EI_y は、鉄筋：降伏時、コンクリート：圧縮側弾性、引張側無視、などの仮定のもとに算出される。また、 ζ は部材の形式によって決まる形式であり、片持ち梁形式： $\zeta = 1/3$ 、両端固定の柱： $\zeta = 1/12$ のようになる。骨格曲線状の、降伏後第1勾配 k_1 、降伏後第2勾配 k_2 (Tri-linear の場合) は、以下のように表される。

$$\text{降伏後第1勾配} : k_1 = \beta_1 k_y, \quad \text{降伏後第2勾配} : k_2 = \beta_2 k_y \quad (1 > \beta_1 \geq \beta_2 > 0) \quad (16)$$

ここで、係数 β_1, β_2 の決定に際しては、例えば、静的載荷（繰返さない押し切り）による非線形解析 (Static Push-over Analysis) によって求めるができ、また、関連示方書にも計

算方法が記載されている場合もある（例えば、[5]、[7]）。

次に除荷時の剛性は、一般的なものとして、

$$\text{除荷時剛性 (非劣化/劣化モデル)} : k_r = k_y \times \left| \frac{\delta_{\max}}{\delta_y} \right|^{-\alpha} \quad (17-1)$$

ここで、 δ_{\max} : 最大変位、 δ_y : 降伏変位であり、除荷剛性の低下指数 α を調整することにより、例えば、 $\alpha = 0$: 非劣化モデル、 $\alpha > 0$: 劣化モデルとなる。すなわち、降伏領域において ($\delta_{\max} > \delta_y$)、履歴中におけるそれまでの最大変位 δ_{\max} の程度によって除荷剛性が決定され、その程度は低下指数 α によってコントロールされる ($\alpha = 0.4$ とすることが多い)。

武田モデルの場合、次式のように、ひび割れ発生時と降伏時の変位と荷重を含むもので、さらに複雑な形式となる。

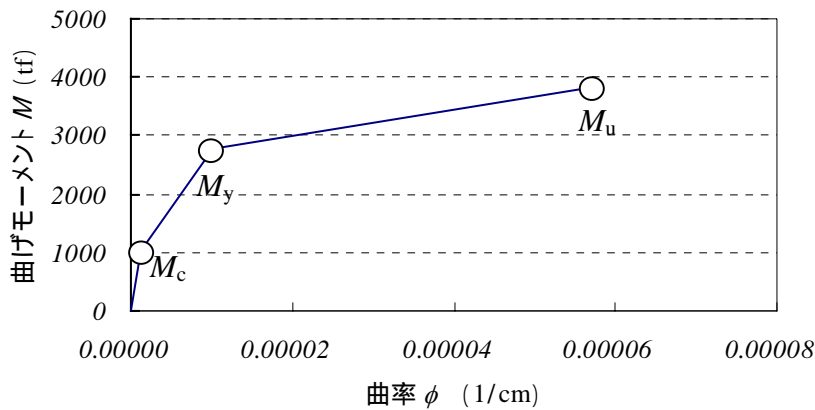
$$\text{除荷時剛性 (武田モデル)} : k_r = \frac{P_c + P_y}{\delta_c + \delta_y} \times \left| \frac{\delta_{\max}}{\delta_y} \right|^{-\alpha} \quad (17-2)$$

ここで、 δ_c, P_c : ひび割れ発生時の変位と荷重、 δ_y, P_y : 降伏時の変位と荷重、を示す。

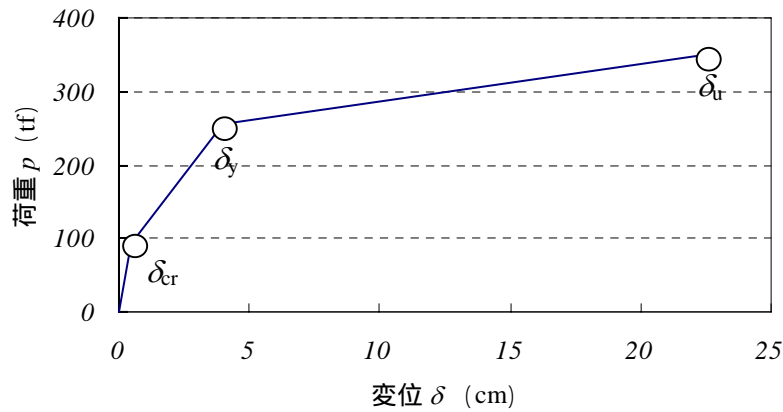
以上のような、鉄筋コンクリート造を対象とした復元力モデルに対して、土質のような材料では、明確な降伏点を持たず (non-yielding material)、剛性が連続的に変化する。この場合、異なる数式化が必要で、例えば、Ramberg Osgood モデル (前出の図 9(c))、Hardin Drnevich モデルがよく知られ、履歴法則として Masing rule を併用することが多い (詳しくは、関連文献を参照されたい)。

さて、図 6 に示した単柱式 T 型 RC 橋脚に戻り、採用した復元力特性として、武田モデル (3 直線 (tri-linear) による骨格曲線 (M - ϕ 曲線, P δ 曲線)) を、具体的に示す (図 11)。これは、まず、断面の特性 (断面形状, 配筋, 材料特性) から、図 11 (a) M - ϕ 曲線が算定され、次に部材長さなど構造形状によって図 11 (b) P δ 曲線が決定される。

解析モデル	1 質点 1 自由度系モデル
骨格曲線	Tri - Linear 型
復元力モデル	武田モデル
計算法	Newmark - β 法 ($\beta=1/4$)
減衰定数	0. 05
積分時間間隔 (sec)	0. 001



(a) 断面の骨格曲線(M ϕ 曲線)



(b) 部材の骨格曲線(P δ 曲線)

図 11 対象橋脚の非線形解析の解析概要とモデル化

(a) 断面の骨格曲線 (M- ϕ 曲線), (b) 部材の骨格曲線 (P- δ 曲線)

・非線形解析結果

以上の準備のもと、非線形時刻歴応答解析を実施し、解析結果として加速度の時刻歴応答を図 12 に示した。(ここでは、非線形解を実線、比較的として、線形解析の結果を細線にして併記した)。初動数秒にて、両ケースは同様の時刻歴を辿るが、非線形領域に入ると

(部材が降伏すると), 非線形解析の場合, 応答加速度は著しく減退している. すなわち, 部材降伏による剛性の低下によって, 応答する加速度が減少したことになる. これは, また, $T_{eq} = \sqrt{m/k}$ にて表される部材等価固有周期が長周期化して, 応答する加速度が減退したとも解釈できる.

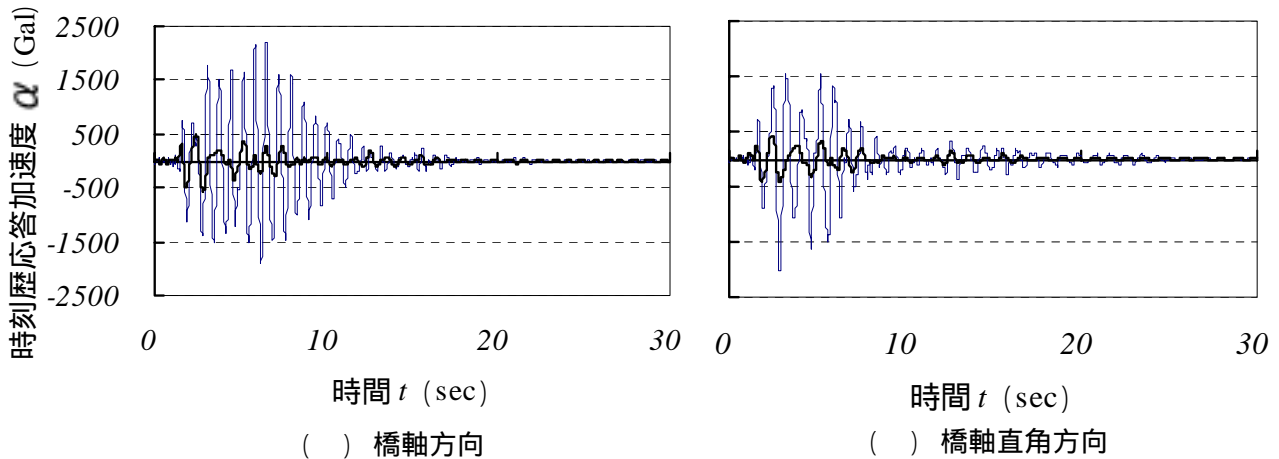
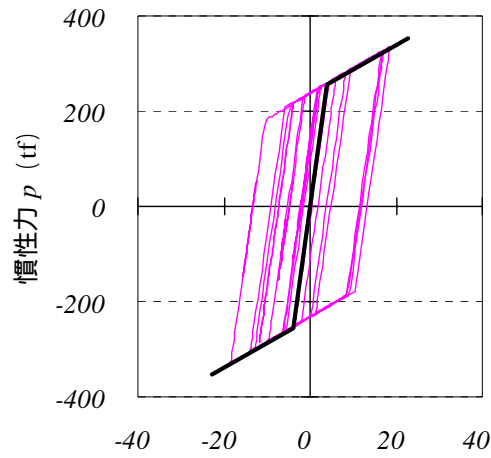
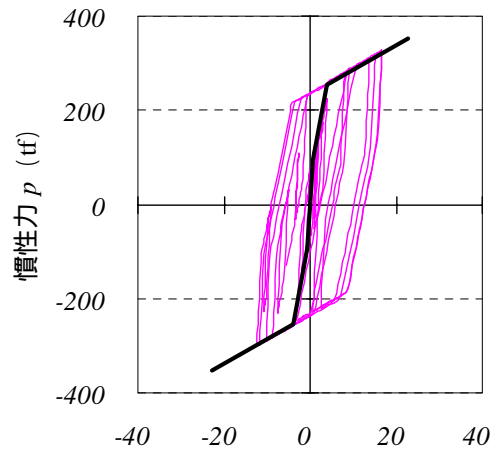


図 12 時刻歴応答解析の計算結果：線形解析と非線形解析の比較

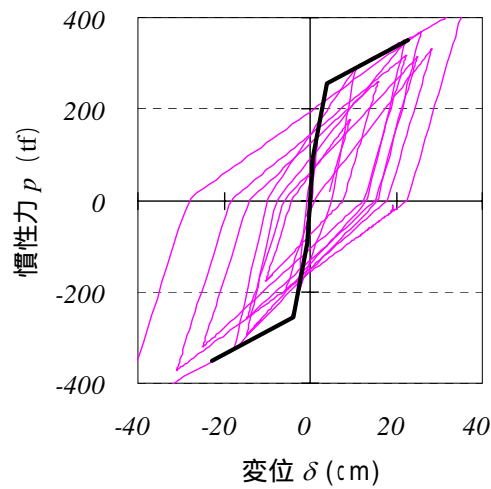
また, 3つの異なる骨格曲線を用いた復元力特性を適用し, 非線形解析を行い, その応答結果をP- δ 軸上に整理した(図13). これは, 図(a) 2直線非劣化モデル, 図(b) 3直線非劣化モデル, 図(c) 3直線繰返し劣化モデル(武田モデル)であり, その骨格曲線を各図の右側に示しているので, 応答結果の違いを確認されたい.



(a) Bi Linear モデル



(b) Tri Linear モデル



(c) 武田モデル

図 13 骨格曲線の差異による応答結果 (P- δ 曲線) への影響 : 3モデルによる比較

4. 動的応答解析のまとめ

本講第1章として、耐震設計の根幹をなす動的応答解析について述べた。ここでは、1自由度モデルに限定して、運動方程式を示し、その特徴と見方を説明した。鉄筋コンクリートの代表構造である単柱形式の橋脚を例として、動的応答解析を実施した。従って、多自由度系の応答解析、モード法、固有値解析などの振動解析については、それぞれ専門書を参照されたい。また、地盤と構造物の相互作用についても、本講の対象外として省略し、基部から直接地振動を入力している。

次の第2章では、構造物の応答特性のもうひとつの要である、応答に関するスペクトル特性（応答スペクトル）について考える。特に、周波数領域での見方と適用方法を学び、耐震設計の常套手法を理解することが大切である。

【参考文献】

- [1] 平井一男，水田洋司：耐震工学入門，森北出版株式会社，1977. 9
- [2] 土木学会編：動的解析と耐震設計[第2巻] 動的応答解析法，技報堂出版，1987年
- [3] 柴田明德：最新構造解析シリーズ9，最新 耐震構造解析，森北出版. 1981年
- [4] CRC 総合研究所：DYNA2E（構造物の動的解析プログラム）理論説明書，Ver.6.3 解説
- [5] 道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 平成8年12月，1966. 12
- [6] 梅村/大澤監修、武田編：新しい耐震設計講座、鉄筋コンクリート構造の耐震設計、オーム社、1984年
- [7] 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，平成11年10月，丸善

第2章 応答スペクトル

地震荷重のようなランダムな入力加速度を付与すると、質点もしくは構造部材はそれに呼応して不規則な揺れ（時刻歴応答）を示す。前章では、時刻歴上で応答の様子を考察したが、耐震工学上は、応答の最大値が重要となる。応答スペクトルは、振動数領域上で（または固有周期の関数として）、この最大応答値をプロットしたもので、耐震設計では欠かせないツールとなっている。応答スペクトルは、入力地震動の規模と周波数特性の両者を物語る最も大切な情報源であるとも言える。

本章では、まず、弾性応答スペクトルの作製法、特徴、使い方を考察するとともに、実地震動による解析例を示す。また、いわゆる梅村スペクトルによるパターン化、擬似応答スペクトルの使い方を考える。後半部では、さらには、トリパーティット表示、加速度/変位複合スペクトル、非線形スペクトルと必要強度スペクトルについて、事例を交えて紹介する。

1. 地震時の弾性応答と応答スペクトル

(1) 時刻歴応答における最大値の抽出

前章で考察した、1質点系の運動方程式を再記する。

$$\text{荷重単位表示} : m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx = -m\ddot{x}_e(t) \quad (1-a)$$

$$\text{加速度単位表示} : \ddot{x}(t) + 2h\omega\dot{x}(t) + \omega^2 x = -\ddot{x}_e(t) \quad (1-b)$$

各定数の定義については、前章を参照されたい。これをニューマーク法に代表される数値解析により、応答の3成分（ $x(t)$: 変位、 $\dot{x}(t)$: 速度、 $\ddot{x}(t)$: 加速度）を時刻 t の関数として求解した。今度は、その時刻歴上で最大値を考えるため、まずは、次の3つスペクトル量を定義する。

$$S_d = \left| x(t) \right|_{\max} : \text{最大応答(相対)変位} \quad (2-a)$$

$$S_v = \left| \dot{x}(t) \right|_{\max} : \text{最大応答(相対)速度} \quad (2-b)$$

$$S_a = \left| \ddot{x}(t) + \ddot{x}_e(t) \right|_{\max} : \text{最大応答(絶対)加速度} \quad (2-c)$$

(2) 最大応答値のスペクトル表示

図1は、実際に記録された地震波を用いた時の弾性応答解析（ $h=0.05$ ）の一例を示したものであり、固有周期の異なる2つの部材の結果である。図(a)のようなランダムな地震動の入力に対して、周期 $T_1=0.5\text{sec}$ の部材は速く揺れ、周期 $T_2=1.5\text{sec}$ ではゆっくり

りと（したがって、より小さな加速度で）揺れていることが、図（b）の時刻歴応答から判断できる．そして、その時刻歴の中での最大値（最大応答加速度）を縦軸に、構造物の固有周期 T を横軸としてプロットしたものが、応答スペクトル（図（c））となる．

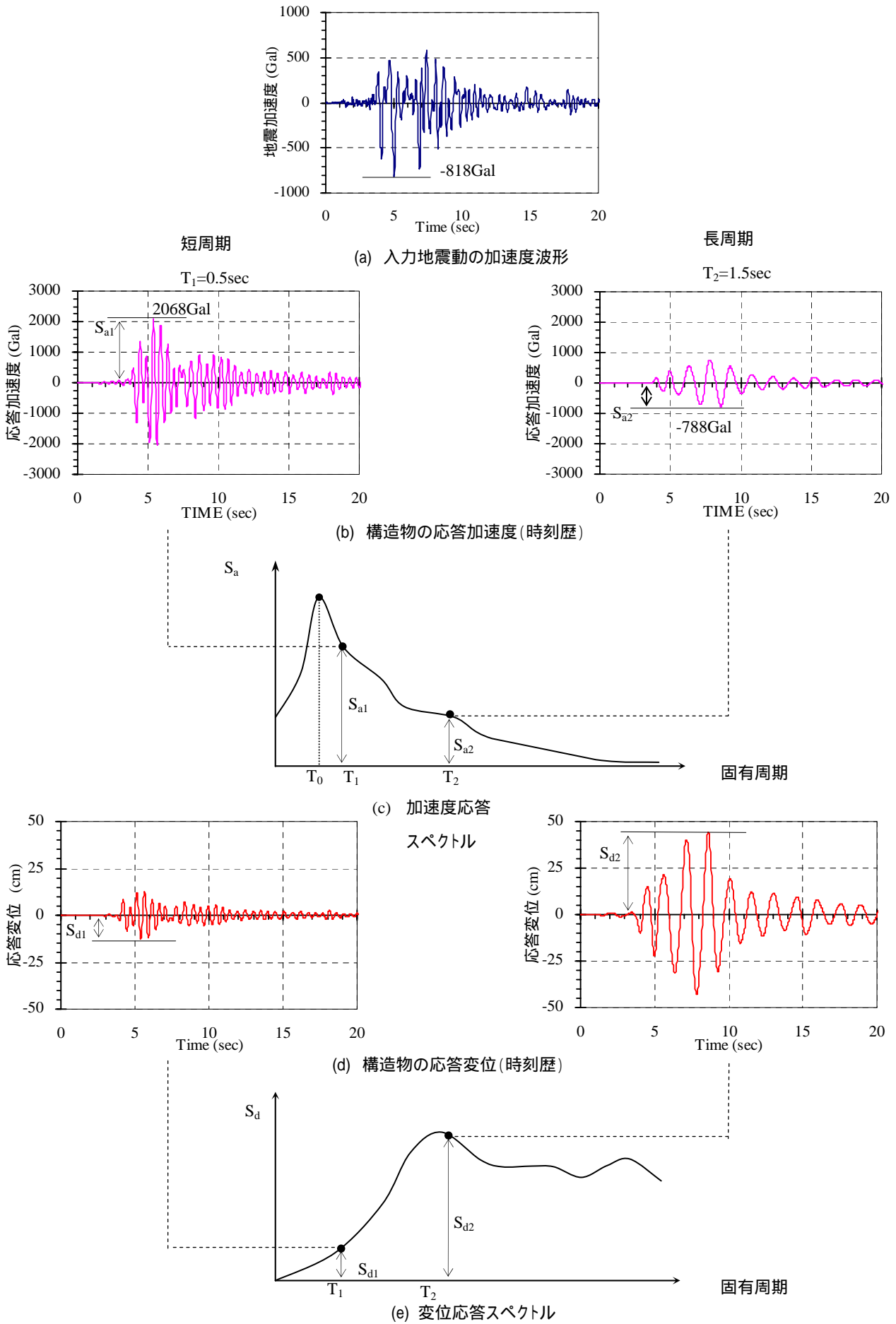


図1 構造物の時刻歴応答と応答スペクトル

応答加速度スペクトルは、地震動の特性により、図中のように T_0 にてピークを持つことが多く（すなわち、最も大きな応答加速度を受け）、これに近い周期 T_1 の構造物が、比較的大きな応答加速度を持つことがわかる（ $S_{a1} > S_{a2}$ ）。

今度は、応答変位に着目すると、図(d),(e)のような結果を得ることになり、前例と同様に部材の動的特性（固有周期）の違いにより、その応答が異なることに着目されたい。最大応答変位では長周期 T_2 をもつ部材の方が大きくなり、前例の逆の結果となる（すなわち、 $S_{d1} < S_{d2}$ ）。この変位応答スペクトル（図(e)）は、加速度応答スペクトル（図(c)）

と全く異なる様相を呈している。

耐震設計でスペクトルと言えば、通例、弾性応答スペクトルを指すが、この他にもいくつかのスペクトルが用いられる。例えば、弾性応答スペクトルに対して、弾塑性モデルによって非線形応答スペクトルを描くことができる。これは、塑性変形量（応答塑性率）をパラメータとし、降伏荷重によって表されるものである。また、1質点の全エネルギーを等価速度に換算し、固有周期ごとにプロットすることにより、エネルギースペクトルを作成することができる。

一方、応答スペクトルはフーリエスペクトルと似て非なる関係にある。地震動のフーリエスペクトルは、地震動そのものの周波数特性を表すもので、構造物（部材）という考え方はなんら介入しない（また、両スペクトルの横軸も意味が異なる）。従って、構造物の応答スペクトルという工学的概念とは基本的に異なるが、ランダム振動である地震動というソースが同一であることから、比較されることもある[1]。

このような応答スペクトルの概念に対する理解をさらに深めるため、今度は写真1に、手動式の振動模型を示した。まず、写真(a)のように、架台上に3つの振動子を装着する。これら振動子は、上部質量は同一であるが、高さが異なる故、固有周期が異なる。そして、この架台を手動にてランダムな振動を与える（もちろん地震動を模擬するためであるが、この模型を「振動応答習得機」[4]と呼んでいる）。そうすると、3つの振動子は、写真(b)や写真(c)のように異なる揺れ方（応答）を呈する。適当な地震動の継続時間での、最大値が応答スペクトルとなる。

もっと分かりやすく言えば、固有周期が少しずつ異なる、(例えば)100個の振動子に対して振動実験を行い、それぞれの最大値を記録すれば、応答スペクトルを描くことができる。この応答スペクトルの形状は、手動にて付与する地震動の、大きさ、振動数、継続時間によって、様相が異なることも容易に理解されよう。応答スペクトルは、正しくこのような100個の振動子をもつ振動応答習得機を介して、地震動の大きさと周波数特性を示すものである。



(a) 3つの振動子の装着(静止状態)



(b) 振動時の応答の様子



(c) 振動時の応答の様子

写真1 振動応答習得機による振動実験

(3)減衰定数の影響

スペクトル特性は粘性減衰の程度にも影響され、減衰定数が大きいほど応答値は減少する。ただし、減衰定数が与える影響の程度はやや複雑で、地震動に対して共振的に応答する場合、減衰の効果は大きく、地震動が衝撃的に作用する場合、その効果は小さい、と言われている。

また、構造物種別ごとに若干異なり、これまでの慣用値として、次の値が多く用いられる。

- ・鋼構造：2～3%
- ・鉄筋コンクリート：5～7%
- ・組石造：7～10%

これは、振動時の粘性減衰であり、降伏域に及ぶ大変形領域では履歴減衰などが加味されることになり、これは部材の弾塑性によるものである。

(4)応答スペクトルから何がわかるか

以上のように応答スペクトルは、時刻歴上の複雑な挙動を設計上重要となる最大値のみに着眼したものである。応答スペクトルの形状は、地震動ごとに異なり、どのような周波数成分が優勢である（卓越している）かがわかる（したがって、地震動そのものの表しているとも言える）。いったん応答スペクトルが求まると、構造物の動的特性（固有周期と減衰定数）により、その地震動に対する最大応答値を知ることができ、設計示方書で多く用いられる由縁である。ただし、一方では継続時間を無視することになり、注意を要する。例えば、鉄筋コンクリート橋脚の耐震性は、応答の繰返し回数に影響を受け、応答スペクトルのみでは振動中の橋脚の損傷と劣化を正しく評価することができない。

さて、応答スペクトルの使われ方として、次のような工学量があり、いずれも耐震設計上必須事項である（例えば、[2],[5]）。

・最大応答加速度 S_a :これは、式(2-c)に示したとおり絶対加速度であり、質量 m を乗じて最大せん断荷重 Q_{\max} （最大荷重）となる。

$$\text{最大せん断荷重} : Q_{\max} = mS_a \quad (3)$$

これは、いわゆる地震荷重 (seismic load) であり、この操作により、動的な概念を静的荷重に変換でき、設計上は好都合である。この関係式の単位を確認するため、次のように記した。

$$\text{SI 単位系} : [N] = [kg] \left[\frac{m}{\text{sec}^2} \right], \quad \text{従来単位系} : [kgf] = \left[\frac{kgf \cdot \text{sec}^2}{m} \right] \left[\frac{m}{\text{sec}^2} \right]$$

SI 単位、従来単位ともに、式(3)と照らし合わせながら、確認されたい。さらに、このせん断荷重 Q_{\max} を mG で除すことにより、震度 (seismic coefficient) C が得られる。

$$\text{震度} : C = \frac{Q_{\max}}{mG} = \frac{S_a}{G} \quad (4)$$

これは、（最大）応答加速度を重力加速度で正規化（従って、無次元化）したものと考えられ、また、建築設計ではベースシヤ係数 (base shear coefficient) とも呼ばれ、耐震設計上多用される。そして、震度 C に質点の重量 W を乗じることにより、今度はせん断力 (地震荷

重) Q_{\max} になる(というか、式(3)に戻ることを確認してもらいたい)。

$$\text{せん断力: } Q_{\max} = CW (= \frac{S_a}{G} \cdot mG = mS_a) \quad (5)$$

・最大応答速度 S_v : 速度は、運動エネルギーと直接結びつくもので、次式で関係付けることができる。

$$\text{運動エネルギー: } E_{\max} = \frac{1}{2} mS_v^2 \quad (6)$$

また、ハウスナーのスペクトル強度 (spectral intensity) I_h は、速度応答スペクトルのある区間(固有周期が $T=0.1 \sim 2.5$ 秒)における積分値として、提案されている[1],[2]。

$$\text{スペクトル強度: } I_h = \int_{0.1}^{2.5} S_v(h, T) dT \quad (7)$$

これまでの地震記録と地震の被害調査から、このスペクトル強度 I_h の大小によって地震の被害量が予測できる。

・応答倍率: 入力地震波に対する応答値の比を応答倍率と呼ぶ。動的応答特性の主要な指標となり、これはまた構造物の固有周期と減衰に左右される。図1の例で(JMA-Kobe1995NS波, 最大加速度 818Gal, $h=5\%$) で試算すると、次のようになる。

$$\begin{aligned} \cdot T=1.5\text{sec の場合: 加速度応答倍率} &= \left| \frac{-788\text{Gal}}{-818\text{Gal}} \right| = 1.0 \\ \cdot T=0.5\text{sec の場合: 加速度応答倍率} &= \left| \frac{2068\text{Gal}}{-818\text{Gal}} \right| = 2.5 \end{aligned}$$

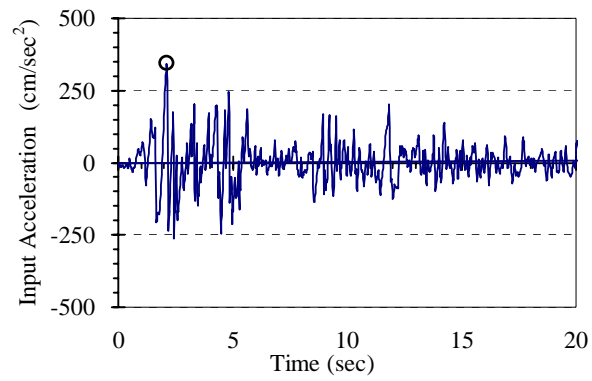
短周期部材に対する加速度応答倍率 2.5 はやや大きい値ではあるが、これまでの強震記録波に比べて入力加速度 818Gal そのものが大きく、従って、応答加速度 2068Gal が前例のない値となっていることを付記する。

2. 応答スペクトルの算定例と特徴

(1) 応答スペクトルの算定

次に、記録された地震動の波形を用いて、弾性応答スペクトルを算定してみよう。このため、強震記録として有名な米国の EL Centro NS(1940)を用いて、1質点モデルの動的非線形解析(減衰定数 5%)を実施し、その結果を図2(a)のように図示した。ここでは、固有周期が $T_1=0.5\text{sec}$ と $T_2=1.5\text{sec}$ の2例を示すもので、同図上から、順に、加速度、速度、変位に関する時刻歴上の応答波形であり、その様子と差異を観察されたい。

Elcentro 1940 NS (MAX.342gal)
 INPUT



RESPONSE

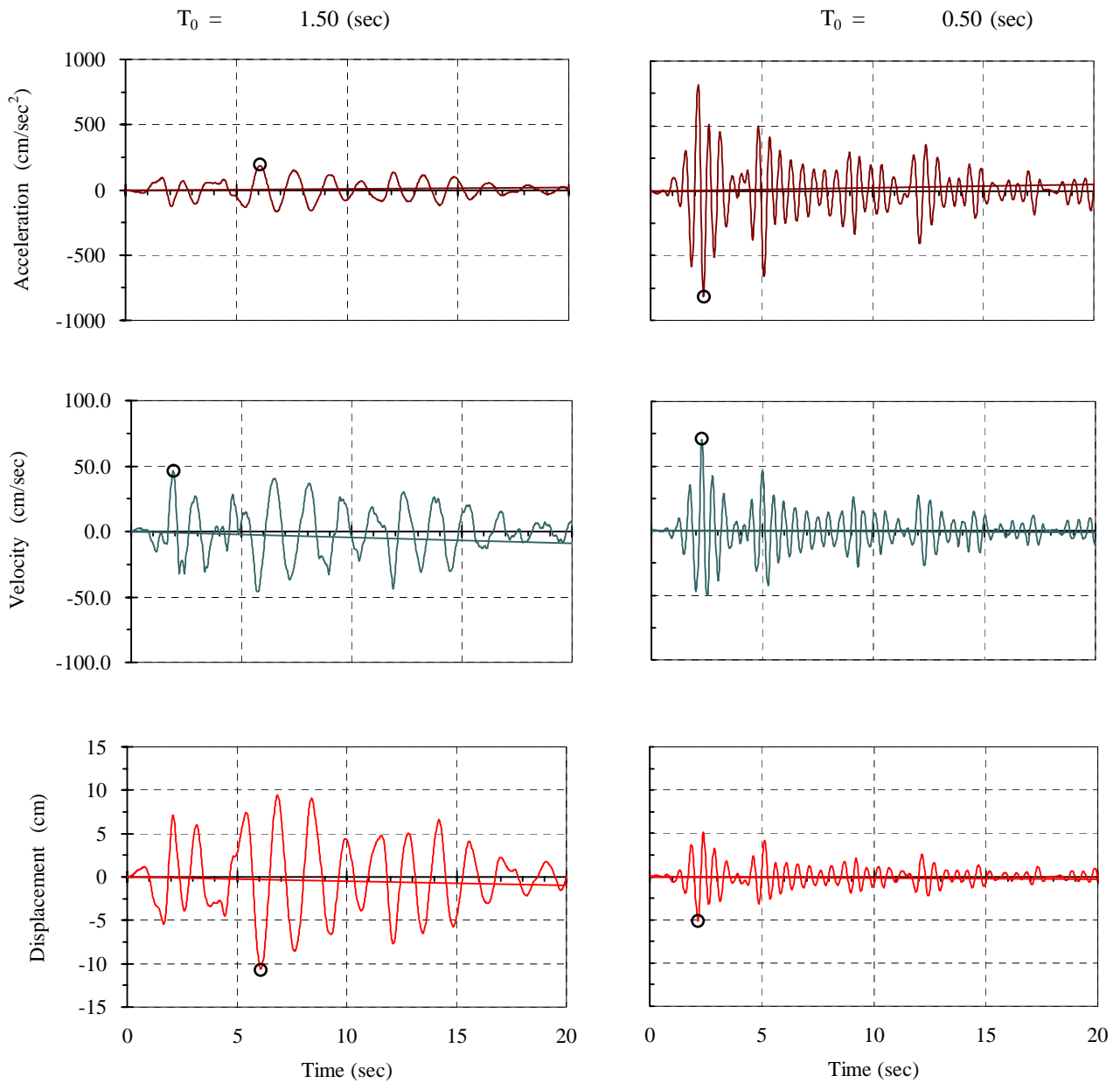


図2(a) 時刻歴応答解析結果 (EL Centro NS(1940))

EL-Centro

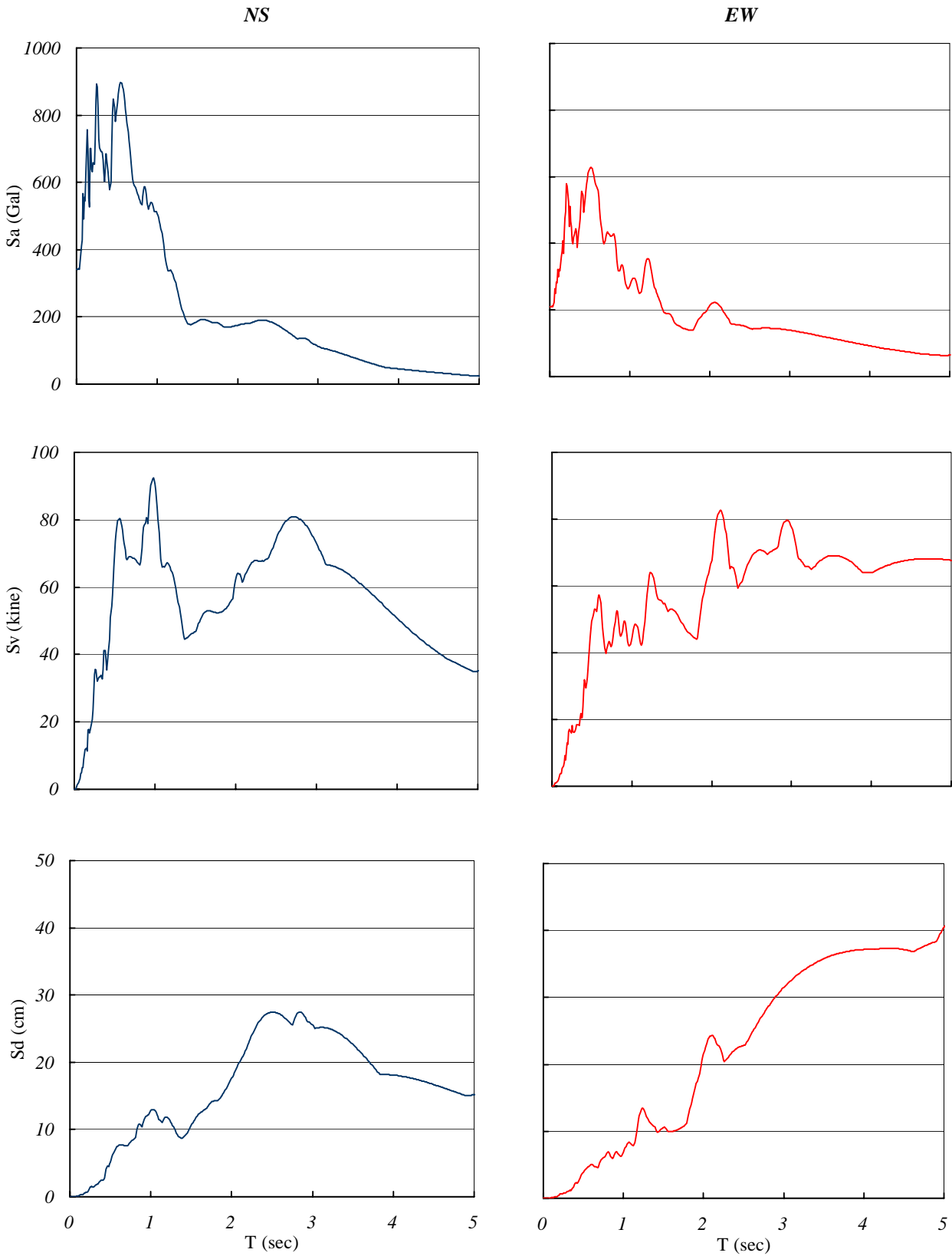


図2(b) 応答スペクトルによる表示 (EL Centro NS, EL Centro EW:1940)

固有周期の差異による応答波形の違いを察知することができる(固有周期が 0.5sec の場合の方が、小刻み、すなわち高周波数にて揺れていることが、明瞭にわかる)が、ここでは、その最大値に着目することが重要である。特に、図 1 にて指摘したとおり、最大値の大きさは、固有周期に影響を受けることは明らかで、また、この最大値が記録される時刻が、この図 2 (a)の 2 地震波 * 3 応答量 = 6 例で、全て異なることも確認されたい。

さらに、固有周期を 0 秒から 5 秒まで 0.01 秒刻みにて(従って、500 回の解析を)、動的応答解析を実施し、そのときの最大値を抽出し、これを図 2 (b)のように図化すれば、応答スペクトルが得られる。ここでは、E L C e n t r o 波のうち、左段: N S 波(南北方向)、右段: E W 波(東西方向)にて、示した。これらの解析により、固有周期による最大値の違い、および、これが加速度 S_a 、速度 S_v 、変位 S_d 、の各スペクトルによって異なることを直ちに判断することができる。また、スペクトルの図が、ギザギザになることも(特に、加速度/速度スペクトルの場合)、実地震波のようにランダムな波形を用いることによる帰結でもある。

これに対して、周期外力(正弦波)に対する応答倍率スペクトルを思い出してもらいたい(本講第 1 章、図 4)。この場合、入力正弦波と振動子の振動数が合致した点(振動数比 = 1)にてピーク(共振点)を呈し、滑らかな曲線(しかも、解析解が得られている)となっている。これに対して、本例ではランダム波に対する応答特性であり、数値解析による結果の連続打点である。

一方、図 2 (a)にて観察される、継続時間、繰返し回数、ランダム性などの波形情報は、図 2 (b)のスペクトルでは、一切反映されないことを再度付記する。

(2)応答スペクトルの特徴

このような 3 量の弾性応答スペクトルは、もちろん地震動特性によって異なるが、大略次のような特徴をもつ。

加速度応答スペクトル S_a : 通例、固有周期が $T=0.1 \sim 0.5$ sec 程度で最大値を示す。固有周期がゼロに近づくとつれて入力地震動そのものの加速度となり、一方、固有周期が大きくなるにしたがって減少し、ゼロに収束する。加速度応答スペクトルは絶対量(地盤の揺れ+構造物の応答)であることを再度付記する。

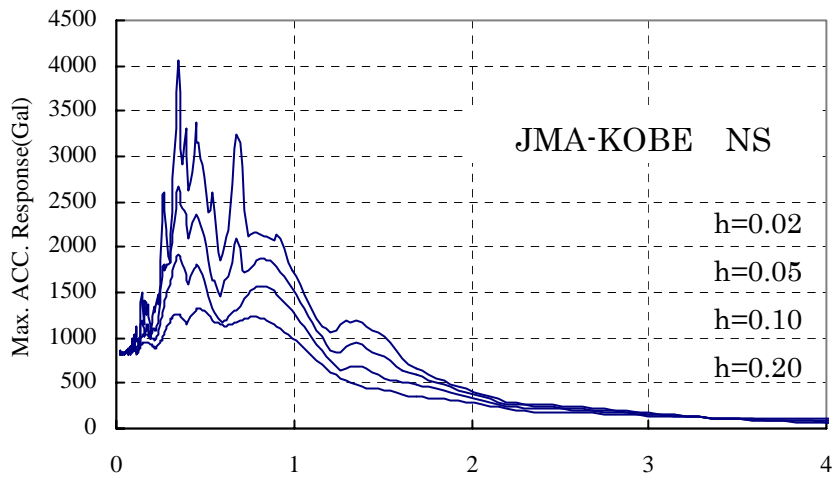
速度/変位応答スペクトル: 速度応答スペクトル S_v 、変位応答スペクトル S_d は、地盤からの相対量(相対速度、相対変位)によって示している。固有周期が十分小さくなるとゼロに近づき(すなわち、地盤と同じ動きをする)、周期が長くなれば応答は増大する。さらに長周期領域では、速度応答スペクトルの場合徐々に減少するが、変位応答スペクトルでは一定となることが多い。

(3) 減衰定数の影響と取り扱い

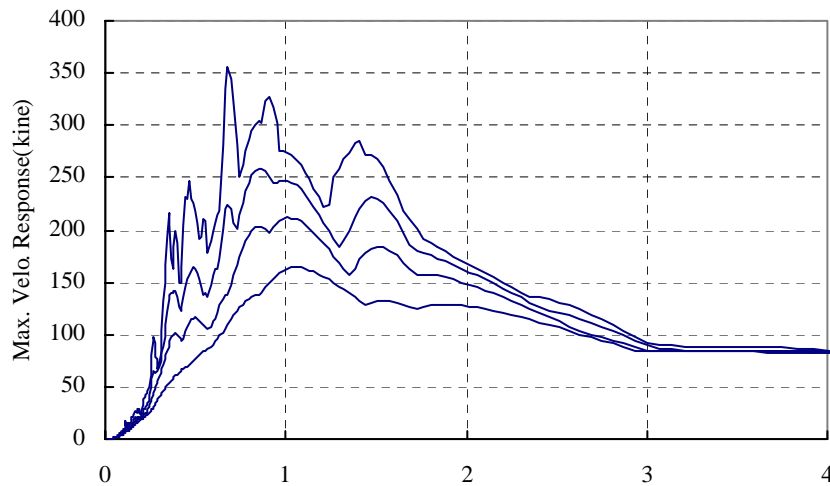
減衰定数の影響の度合いを見るため、 $h=0.02, 0.05, 0.10, 0.20$ の場合について、加速度/速度/変位応答スペクトルを作成し、図3に示した。ここでは、先の図1にて採用したJMA-KOBENS(1995)に対する応答スペクトルである。同図により、減衰定数の増大により、応答値が減少していることが直ちにわかる。また、ギザギザ(多峰性)が緩和され、平準化されることも特徴である。

このような減衰定数の影響は、本第4講第1章に記した、強制振動(正弦波)に対する定常解(表2, 図4)における減衰定数 h の影響と基を一にするもので、確認されたい。

Acceleration Response Spectrum



Velocity Response Spectrum



Displacement Response Spectrum

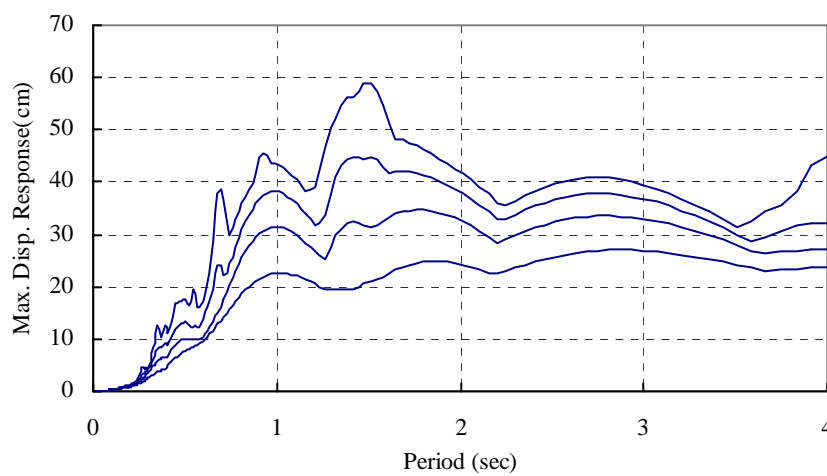


図3 応答スペクトル:減衰定数の影響 (h = 0.02, 0.05, 0.10, 0.20)

ただし、このような減衰定数による影響（効果と呼ぶべきか）は、まずは数値解析上の弾性動特性として、理解いただきたい。前節 1.(3)にて記したとおり、鉄筋コンクリート構造物では、 $h=5\sim 7\%$ が用いられるので、 $h=0.10, 0.20$ は法外な値に見られが、等価線形化法を採用した場合意味をもつ。すなわち、非線形化に伴う履歴減衰をこの減衰定数に代替して弾性解析を実施するので、その影響（効果）を知ることは重要である。

ここで、減衰定数 $h=0$ のときの応答スペクトルを S_0 （非減衰スペクトル）、減衰時のスペクトルを S_h （減衰スペクトル）として、両者の比を S_h/S_0 を考える。これは、従来から、次式が用いられている [2]。

$$\frac{S_h}{S_0} = \frac{1}{1+10h} \quad (8-a)$$

$$\frac{S_h}{S_0} = \frac{1}{\sqrt{1+30h}} \quad (8-b)$$

また $h=0.05$ のスペクトルを $S_{0.05}$ に対して、次式のような近似式が提示されている。

$$\frac{S_h}{S_{0.05}} = \frac{1.5}{1+10h} \quad (8-c)$$

3. 応答スペクトルの一定領域と梅村スペクトル

(1) 擬似応答スペクトル

応答スペクトルの形状と特徴を考察するため、擬似応答スペクトルの考え方を導入したい。最大応答変位 $S_d = |x(t)|_{\max}$ をもとに、擬似応答の考え方を示すと、下式のように求めることができる。

$$\text{擬似応答速度： } S_{pv} = \omega S_d = \frac{2\pi}{T} S_d \quad (9-a)$$

$$\text{擬似応答加速度： } S_{pa} = \omega S_{pv} = \omega^2 S_d = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 S_d \quad (9-b)$$

擬似応答速度(pseudo-velocity) S_{pv} 、擬似応答加速度(pseudo-acceleration) S_{pa} は、各々、添え字 p (pseudo-)を付し、前述までの直接求めた応答値（これを真の値として）と区別している。そして、 $S_v \approx S_{pv}$ 、 $S_a \approx S_{pa}$ となることを利用して、擬似応答量が重宝されるが、これまでの考察によれば、応答加速度に関しては、この関係 $S_a \approx S_{pa}$ がほぼ成立する。

応答速度については、両者に若干の乖離があり、中間振動数帯（0.5Hz～5Hz）では擬似応答速度は応答速度によく合致するが、これより低振動域では $S_v > S_{pv}$ 、高振動域では

$S_v < S_{pv}$ となることが指摘されている[3] .

例えば, 両スペクトルの関係式として、下式のような提案[3]があり、紹介する .

$$\frac{S_v}{S_{pv}} = a_v T^{b_v} \quad (10)$$

ただし、 $a_v = 1.095 + 0.647\beta - 0.382\beta^2$ 、 $b_v = 0.193 + 0.838\beta - 0.621\beta^2$ 、 β : 減衰定数。

このような両スペクトルの差異はあるが、擬似応答スペクトルの概念は式(9), 式(11)を介して、多く用いられている。

(2) 応答スペクトルのパターン化と一定領域

これまでの多くの応答スペクトルの形状を概観すると、これは模式的に図4のようにパターン化できる。すなわち、短周期側 ($T=0$) から、加速度一定領域, 速度一定領域, 変位一定領域のように区分けするものである (T_1 と T_2 は, これら3つの一定領域の遷移点を示し、重要な意味を持つ)。そして、擬似応答スペクトルの関係式 (式(9)) から、

$$S_d \propto \frac{S_{pv}}{T} \propto \frac{S_{pa}}{T^2} \quad (11-a)$$

$$S_d T \propto S_{pv} \propto \frac{S_{pa}}{T} \quad (11-b)$$

$$S_d T^2 \propto S_{pv} T \propto S_{pa} \quad (11-c)$$

のいずれかを用い、各一定領域において3つの応答スペクトルを関係付けることができる。

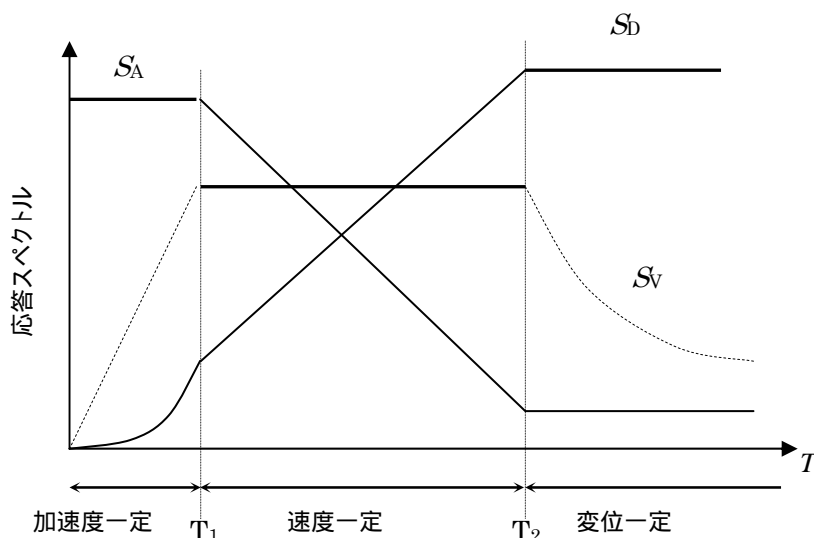


図4 応答スペクトルの特長と一定領域

(3) 梅村スペクトル[2]

耐震学者梅村は、種々の強震記録から応答スペクトル($h=0.05$)をまとめ、標準応答スペクトルとして提案したが、これをわかりやすく理解するため、表1のように一覧化するとともに、図5のように図示した(ただし、重力加速度： $g = 980/\text{sec}^2$ 、地震動震度： $k_G = \text{最大加速度}/\text{重力加速度}$)。

標準応答スペクトルは、文献[2](柴田著)での解説を引用して、‘梅村スペクトル’と呼ぶことにする。表1と図5から、3つの一定領域を確認するとともに、その遷移周期が、本例では、 $T_1=0.5\text{s}$ 、 $T_2=3.0\text{s}$ として、提案されていることがわかる。なお、図5では、減衰定数の影響を下式にて補正している。

$$\frac{S_h}{S_{0.05}} = \frac{1.5}{1+10h} \tag{12}$$

これにより、地震動規模 k_G および減衰定数 h を決めれば、3つのスペクトルを直ちに描くことができる。

表1 梅村による標準応答スペクトルの一覧化

固有周期の領域	変位スペクトル S_d (cm)	速度スペクトル S_v (cm/s)	加速度スペクトル S_a (cm/s^2)
$T < 0.5 \text{ s}$	$90T^2 k_G$	$566T k_G$	$3.6g k_G$ 加速度一定領域
$0.5 \text{ s} < T < 3 \text{ s}$	$45T k_G$	$283 k_G$ 速度一定領域	$1.8g k_G / T$
$3 \text{ s} < T$	$135 k_G$ 変位一定領域	$849 k_G / T$	$5.4g k_G / T^2$
擬似スペクトル		$S_{pv} = (2/T) S_d$	$S_{av} = (2/T)^2 S_d$

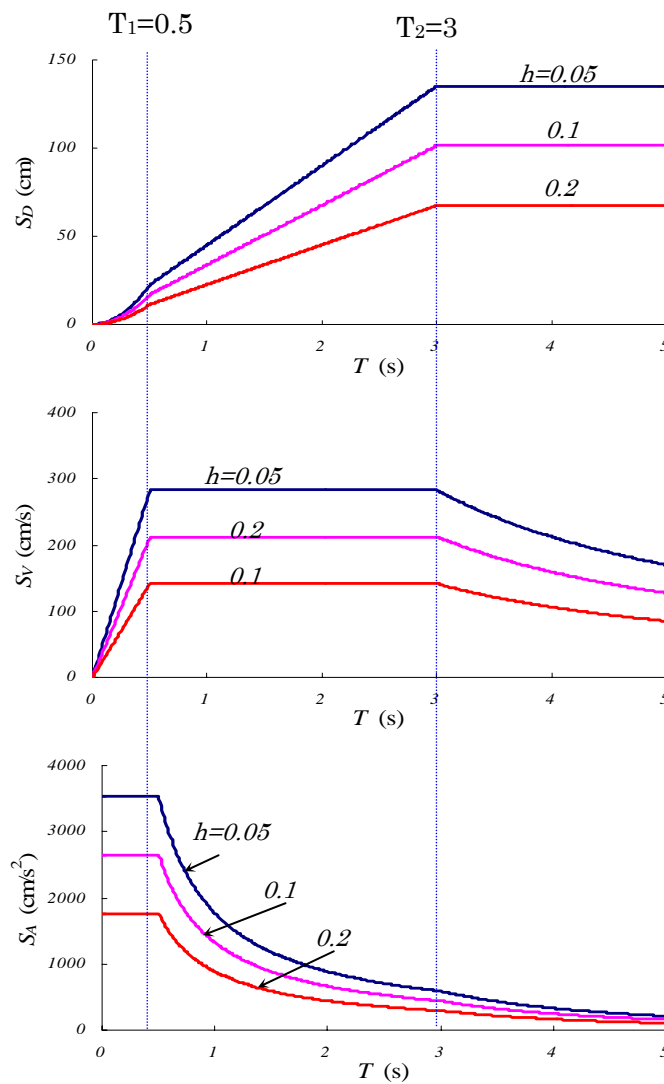


図5 梅村スペクトルの図化 ($k_G=1$ の場合、 $h=0.05, 0.1, 0.2$)

(4) 既往強震記録へのあてはめ

以上のような梅村スペクトルの考え方を、既往の強震記録に適用し、応答スペクトルのパターン化を試みる[6]。このため、式(4)と表1の関係式を一般化して、式(13)のようにモデル化する。ここでは、各応答スペクトルについて、3つの領域での関係式を併記しており、境界となる遷移周期を T_1, T_2 ($T_1 < T_2$) とする。

・変位応答スペクトル: $S_d = aT^2, bT, c$ (13-a)

・速度応答スペクトル: $S_v = 2\pi aT, 2\pi b, 2\pi c/T$ (13-b)

・加速度応答スペクトル: $S_a = (2\pi)^2 a, (2\pi)^2 b/T, (2\pi)^2 c/T^2$ (13-c)

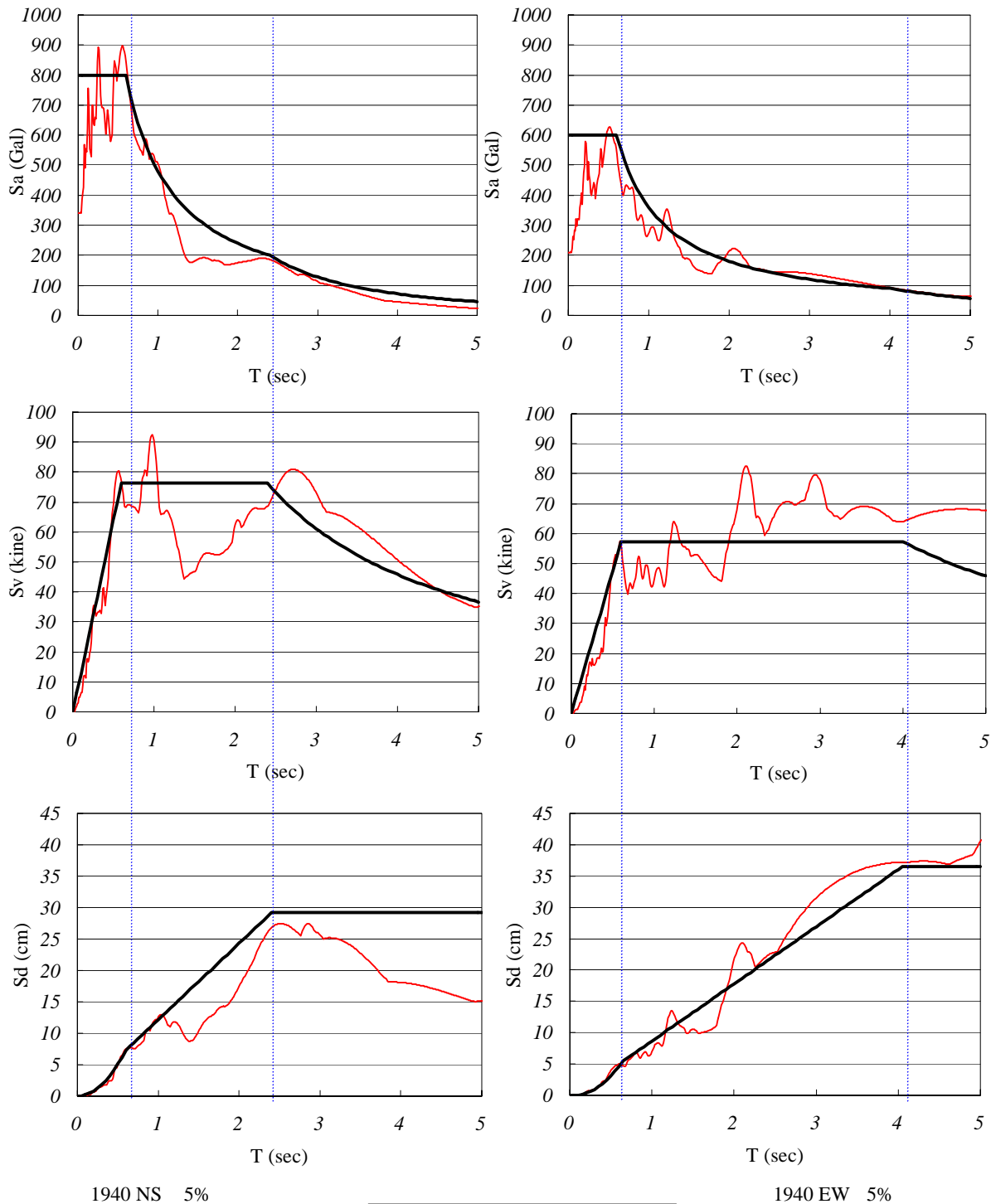
ここで、 a, b, c はスペクトル形状を決定する定数であり、遷移周期 T_1, T_2 とともに、地

震ごとに特定される特性値である。

さらに、強震記録の例として、EL Centro NS EW(1940), JMA-Kobe の場合に適用し、図 6 (a), (b)に示した。ここでは、必ずしも数学的/統計的な手法は使うことは得策ではなく、変位/速度/加速度応答スペクトルのすべてを満遍なく満たすように係数を決定している。図中には、同定した3係数と2つの遷移周期、および最大加速度 ($S_a(T_1)$) を併記しているので確認されたい。

なお、著者による既報[6]の検討では、第1遷移周期(加速度一定領域 速度一定領域) T_1 が、 $T_1=0.6\sim 0.9$ s、第2遷移周期(速度一定領域 変位一定領域) T_2 が、 $T_2=1.5\sim 4.0$ sであることがわかった(ただし、数少ない強震記録からの推定であり、さらなる解析と考察が必要である)。

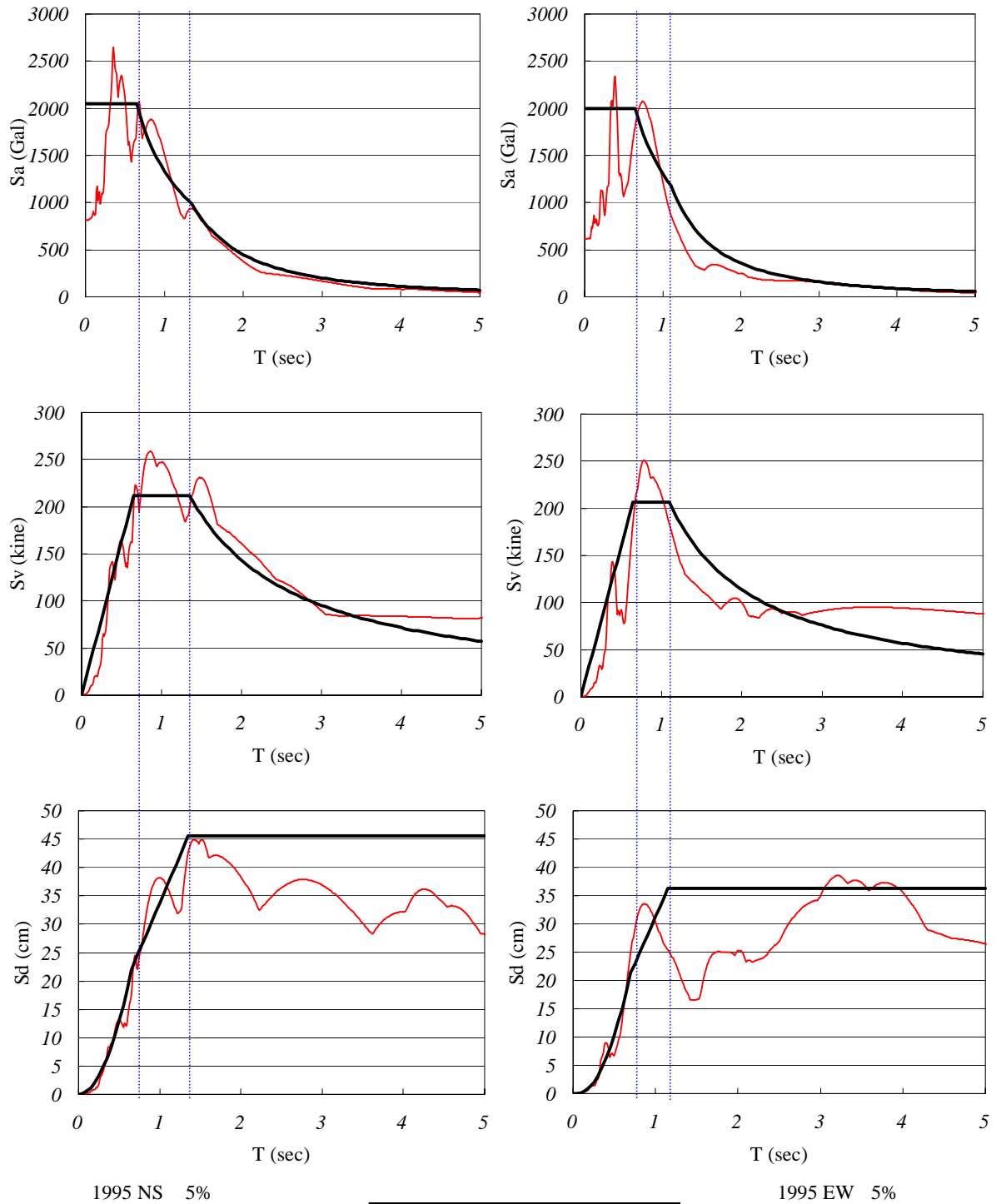
EL-Centro



修正梅村スペクトル地震動特性		
EL-Centro	1940 NS	1940 EW
$T_1=T_g$	0.60	0.60
$S_a(T_1)$	800	600
T_2	2.40	4.00
a	20.264	15.198
b	12.159	9.119
c	29.181	36.476

図6 (a) 梅村スペクトルへのあてはめ(EL Centro)

JMA-KOBE



修正梅村スペクトル地震動特性		
JMA-KOBE	1995 NS	1995 EW
$T_1=T_g$	0.65	0.65
$S_a(T_1)$	2050	2000
T_2	1.35	1.10
a	51.927	50.661
b	33.753	32.929
c	45.566	36.222

図6(b) 梅村スペクトルへのあてはめ(JMA-Kobe)

4. 応答スペクトルのバリエーションと応用例

(1) 応答スペクトルのトリパータイト表示

地震時の応答スペクトルは、前例のように、通例、加速度・速度・変位に関する応答スペクトルを、それぞれ別の図に描くが、ここではこれらを 1 つの図におさめることを考える。これら、3つの応答スペクトルは、擬似応答スペクトルの特性を用いて、お互いに($T/2$)の乗除によって求めることができ、下式のようになる(式(9)の再記である)。

$$\left. \begin{aligned} S_d &\cong \frac{1}{\omega} S_v = \frac{T}{2\pi} S_v \\ S_v &= S_v \\ S_a &\cong \omega S_v = \frac{2\pi}{T} S_v \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

これを対数表示に直すと、次式のように表わせる。

$$\left. \begin{aligned} \log S_v &= \log S_a - \log(2\pi) + \log T \\ \log S_v &= \log S_d + \log(2\pi) - \log T \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

このような 3 応答値の関係を利用して同一図上に作画したものが、トリパータイト応答スペクトル(tripartite response spectrum)である。図7は、EL Centro地震に適用したトリパータイト応答スペクトルの算定例である。

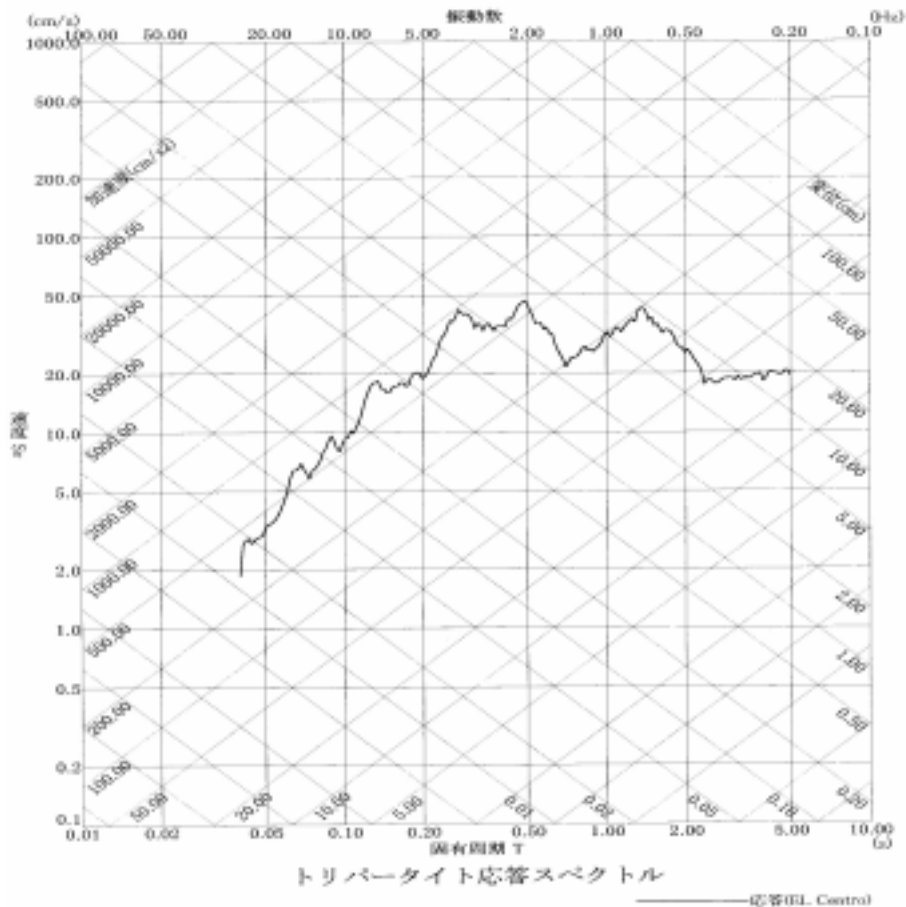


図7 トリパータイト表示による応答3量の図化(EL Centro による例)

右上がりの軸に対しては応答加速度，縦軸は応答速度，そして右下がりの軸は応答変位を表している（図7）。この図法は，同一曲線にて3つの応答スペクトルを表し，ある固有周期Tに対する対応点から，3つの座標上にて加速度/速度/変位の応答値を同時に読み取ることができ，トリパータイトならではの特徴である。

(2) 加速度/変位複合応答スペクトル

3つの応答スペクトルのうち，応答加速度と応答変位を組み合わせることができ，加速度/変位複合応答スペクトル(combined acceleration and displacement elastic response spectra)と呼ぶ。図8に例示したとおり，固有周期を横軸とする通常の加速度応答スペクトル（左上）と変位応答スペクトル（右下）に対して，固有周期をパラメーターとして，両者を結合したものが加速度/変位複合応答スペクトル（右上）である。同図では，既往強震記録(JMA-Kobe NS)に対する複合応答スペクトルを作成したもので，減衰定数 h を 2%，5%，10%と仮定している。

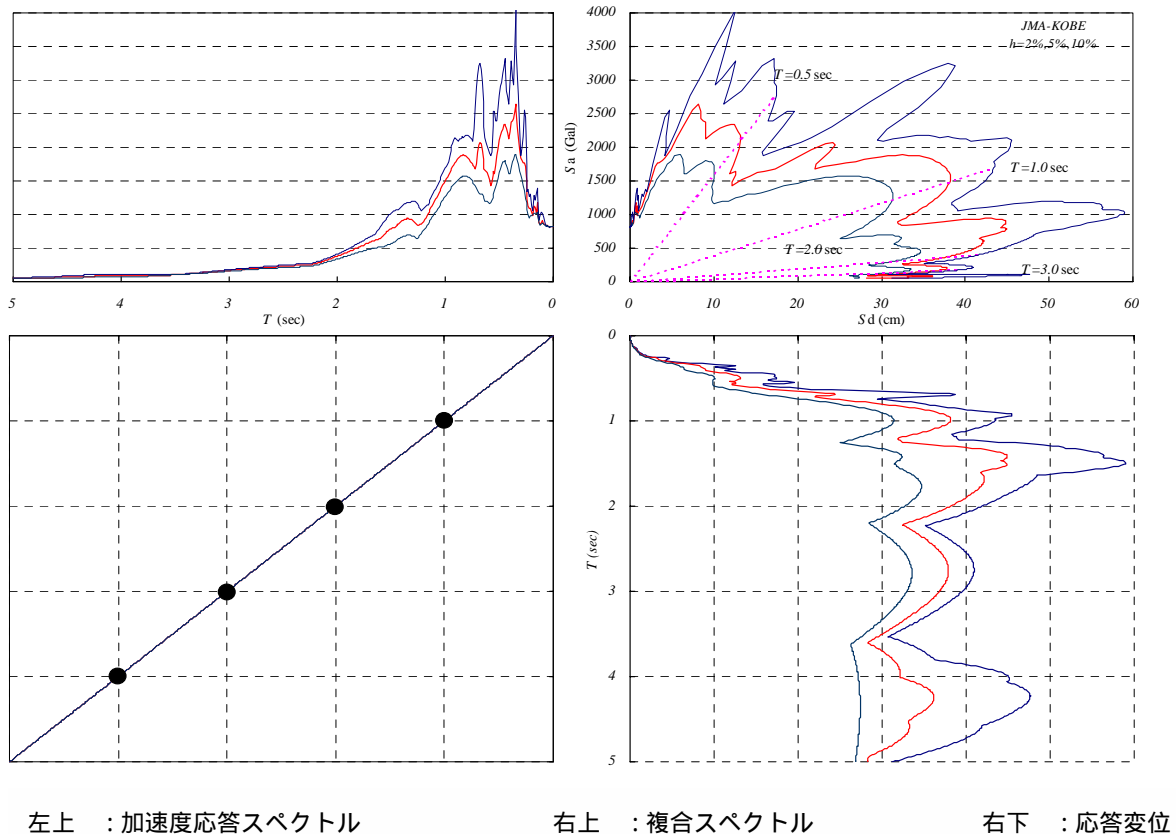


図 8 加速度/変位複合応答スペクトル

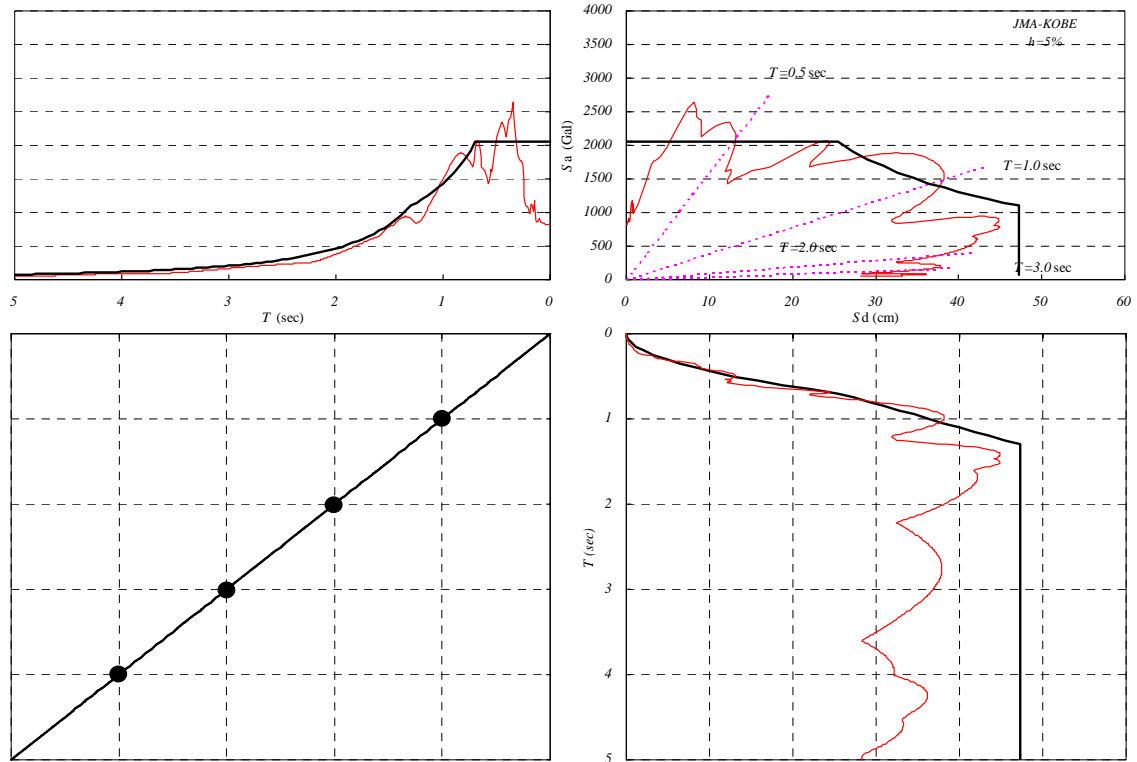
さらに、減衰定数 5% の場合の複合スペクトルを抽出し、梅村スペクトルを併記し、図 9 に示した。

地震動に対する応答スペクトルは、通例、短周期領域で、応答加速度 S_a が大きく、応答変位 S_d が小さく、長周期になるに従って、加速度が減少し変位が増加するが、加速度/変位複合応答スペクトルは、この様子を端的に映し出す。すなわち、「3. 応答スペクトルの一定領域と梅村スペクトル」にて説明した、加速度 S_a 一定領域、変位 S_d 一定領域、および、その中間領域を、同一図中にて読み取ることができる。ちなみに、この中間領域における両応答スペクトルの関係は、式(13)から次式にて表される。

$$S_a = \frac{(2\pi b)^2}{S_d}, \text{ただし, } b = 33.753 \text{ (図 6 (b) 参照)} \quad (16)$$

例えば、複合スペクトルにより、加速度/変位ともに大きな応答となる固有周期（構造物の特性）を特定できることも、工学的に有用である。さらに、複合応答スペクトルは、縦軸に応答加速度、横軸に応答変位としているが、これは部材の非線形 P~ 曲線（荷重~変位関係）と符合する。このことにより、対象とする部材の P~ 曲線を、想定する地震動（設計地震動）の複合応答スペクトル中に併記/比較することにより、耐震性を評価することが

できる(これは,第5講に解説の予定)。



左上 : 加速度応答スペクトル

右上 : 複合スペクトル

右下 : 応答

図9 複合応答スペクトルと梅村スペクトル

(3) フーリエスペクトルとの比較

応答スペクトルとフーリエスペクトルは,基本的に異なるものであるが,ランダム波の周波数領域における特性ということで,比較されることがある.そこで,図10に,地震動の時刻歴波形(加速度)のフーリエ変位スペクトル(下段)と,減衰定数をゼロとした速度応答スペクトル(上段)を求め,例示した[8].同図は,JMA KOBE-NS(左列),EL CENTRO-NS(右列)の2波に対して算出/図化したものであるが,横軸はいずれも振動数 f としている.

これら2波ともに,両スペクトルが酷似していることが直ちにわかる.これは,両スペクトルの定義する数学的表現がほぼ同一であることの帰結である(詳しくは,文献[1],[9]を参考にされたい).

ただし,両図の横軸は,フーリエスペクトルの場合は地震動を近似する各成分波の振動数であり,速度応答スペクトルでは構造物の固有振動数(または固有周期)であることに,本質的な違いがあることを付記する.また,この類似性は,工学的には,利用されること

は少なく，上記の2文献など取上げられることは少ないと思われる。

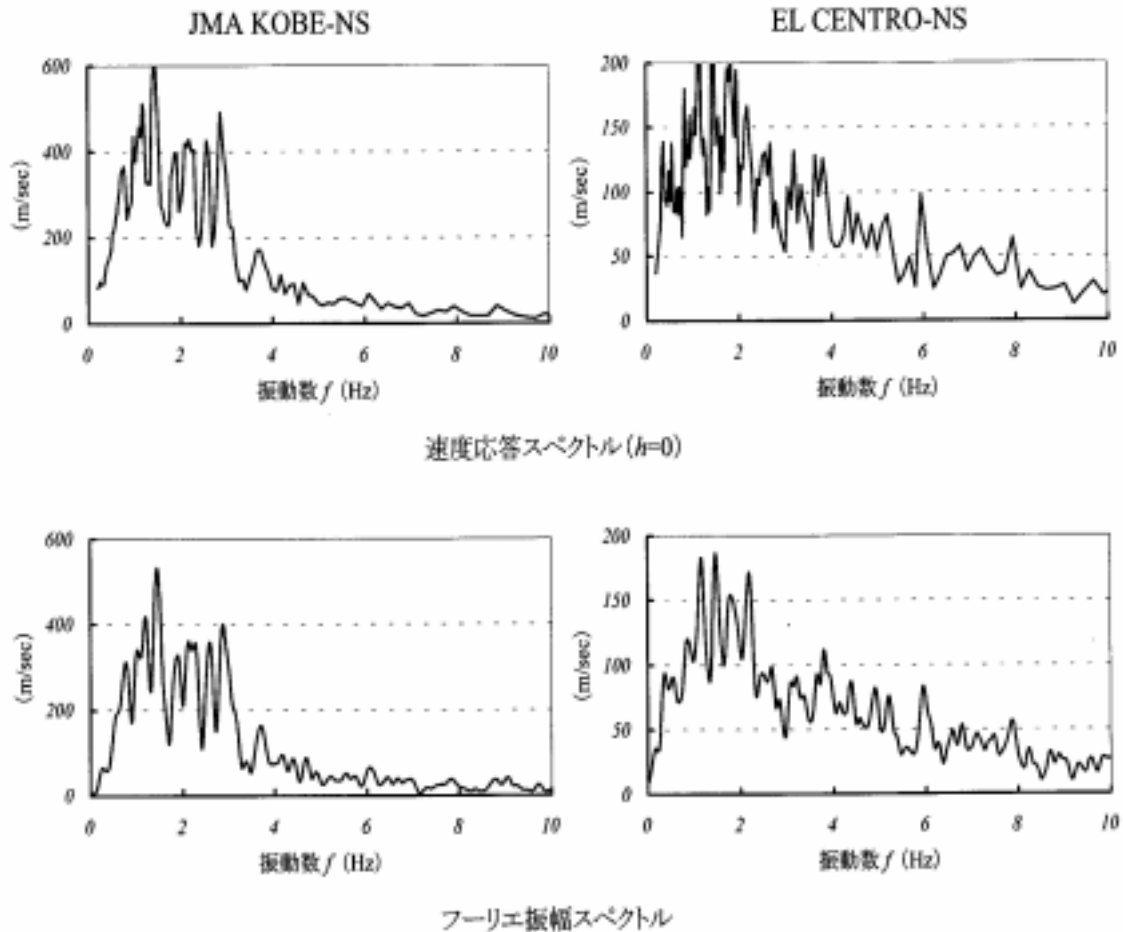


図 10 速度応答スペクトルとフーリエスペクトル

5. 非線形応答スペクトルの考え方と作成

(1) 非線形応答スペクトルとは

非線形応答スペクトル(nonlinear response spectrum)は，バイリニア - (もしくはトライリニア -) に仮定した非線形モデルを用いたときの応答変位を示したものである。ただし，応答塑性変位 (初期降伏変位を超えた塑性領域に及ぶ応答変位) として，通例，応答塑性率 μ を用いるが，この応答塑性率をパラメーター (例えば， $\mu = 8$) とし，横軸を弾性固有周期 (通例，降伏時固有周期)，縦軸を降伏強度 (通例， mG にて除した震度表示) にて，図化したものである (‘応答塑性率’ は，「 $\mu = \text{応答変位} / \text{軸方向筋降伏時の変位}$ 」にて定義され，第3講 第3章の式(9)にて提示した，‘変位靱性率’ と対比される)。また，応答塑性率が指定された値 (例えば， $\mu = 8$) になるために必要な降伏強度の意味合いが

ら、所要強度（震度）スペクトルと呼ばれることも多い。

一例として、図 11 に非線形応答変位スペクトルを示したが、応答塑性率 μ を $\mu=1, 2, 5, 10$ の 4 ケースを示している（ $\mu=1$ の場合は、弾性応答と言うか、丁度、応答変位 = 降伏変位となる）。計算条件は以下のとおりである（これは、後述する鉄道構造物等設計標準・同解説 [7] に記載されている、所要降伏震度スペクトル [12] を再現しようとしたものである）。

- ・ モデル：1 質点 1 自由度モデル
- ・ 入力地震動：鉄道標準耐震設計 地表面設計地震動標準波 L 2 地震動(スペクトル II)
G 3 地盤用
- ・ 非線形特性：修正武田モデル、除荷勾配 $\beta = 0.2$ (Clough モデルの近似モデル)
- ・ 減衰定数 = $0.04/T$ (T : 固有周期)、逸散減衰効果を考慮
- ・ G 3 地盤：普通～軟弱地盤 (固有周期 = $0.5 \sim 0.75$ 秒)

ここでは、非線形スペクトルの見方を身に付けることが大切である。まず、図 11 から、固有周期が一定のとき、応答塑性率を大きくすると、降伏震度が減少することがすぐわかる。あるいは、降伏震度（部材の降伏耐力（最初の折れ点）と考えたほうがわかりやすい）を減少させると（耐力を下げると）、応答塑性率（これも単純に応答塑性変位）が増大する、と理解した方がわかりやすい。また、固有周期との関係は、（この地震動の場合）長周期側に移行するに従って、降伏震度は減少し、また、降伏震度を一定とすると、応答塑性率（応答塑性変位）が減少することを示している（ただし、 $\mu=1$ と $\mu=2$ の場合では、固有周期の増加に対して単調減少でなく、固有周期 = 0.5 秒付近にて、ピークを持っているので、この領域は除外される）。

この非線形スペクトルは、“必要降伏強度スペクトル法”、または“非線形応答スペクトル法”とも呼ばれ、部材の塑性設計（displacement-based design）において多用される。ただし、非線形スペクトルの算出に際しては、やや煩雑な数値解析のテクニックと繰返し計算を必要とし、本例では、CRC ソリューションズの D-Spec [10] を用いている。応答塑性率 μ は、非線形動的応答解析の数値解析結果であるため、予め、例えば、（ $\mu=5.99$ でもなく、 $\mu=6.01$ でもない）丁度 $\mu=6$ の場合を求めるには、効率的な繰返し計算のアルゴリズムが必要であり、詳しくは、文献 [10] を参照されたい。

所要降伏震度スペクトル図 (, G4)

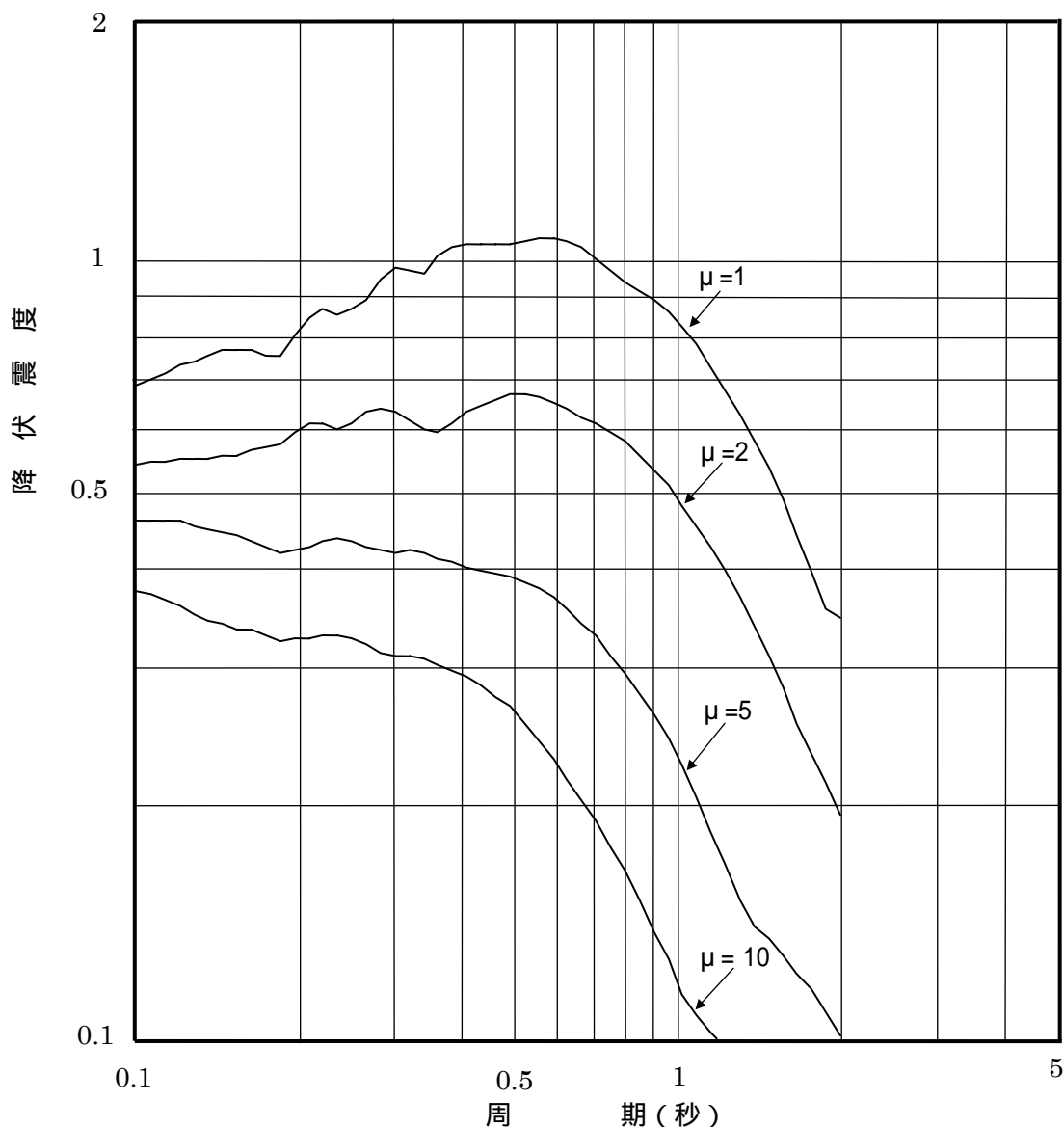
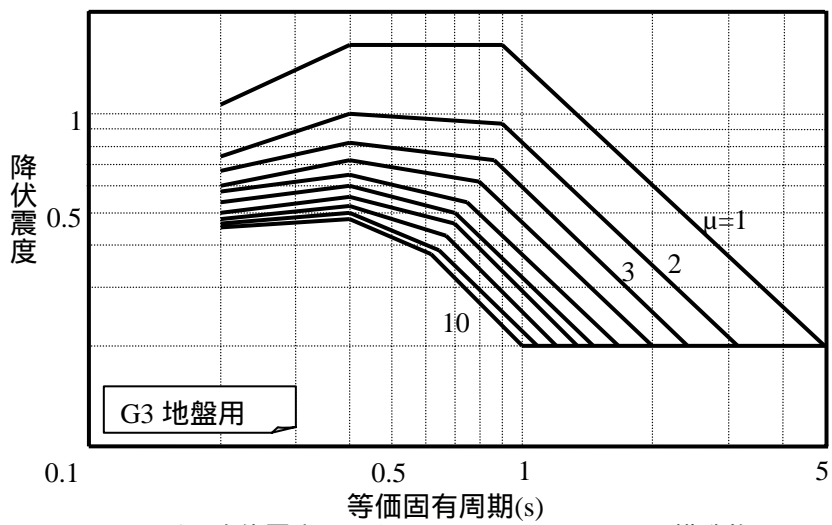


図 11 非線形スペクトルの作成例 ($\mu=1, 2, 5, 10$)

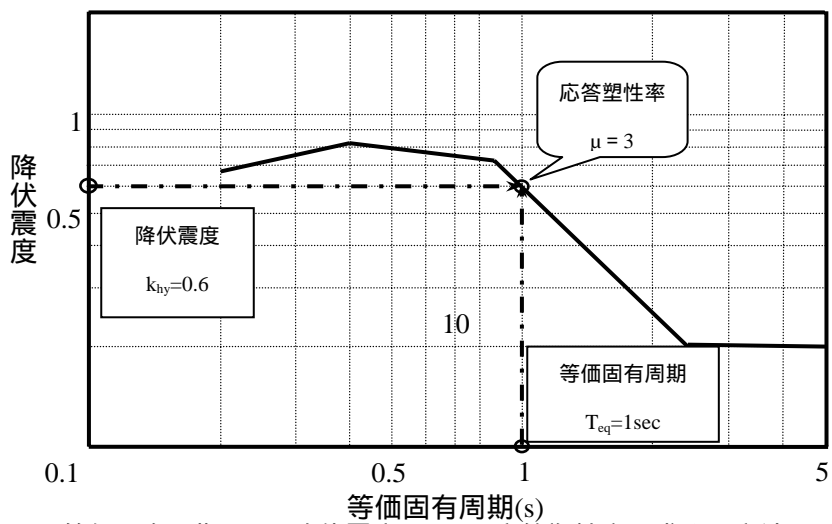
(2) 鉄道構造物等設計標準・同解説における例

次に、既往の設計仕方書への適用例として、鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計[7] (以下、鉄道標準耐震設計と略記)を示す。鉄道標準耐震設計では、設計用の基盤入力地震動として、地盤種別ごと(G0~G7)に地表面設計地震動の弾性加速度応答スペクトル(L1地震動, L2地震動(スペクトル とスペクトル))を提示している。ここで、強大なレベル 地震動に対しては、非線形領域に入ることを許容せざるを得ず、塑性応答変位を所要降伏震度スペクトルとして、提示ノ一覧化している[12]。この一例を図 12 に示した。

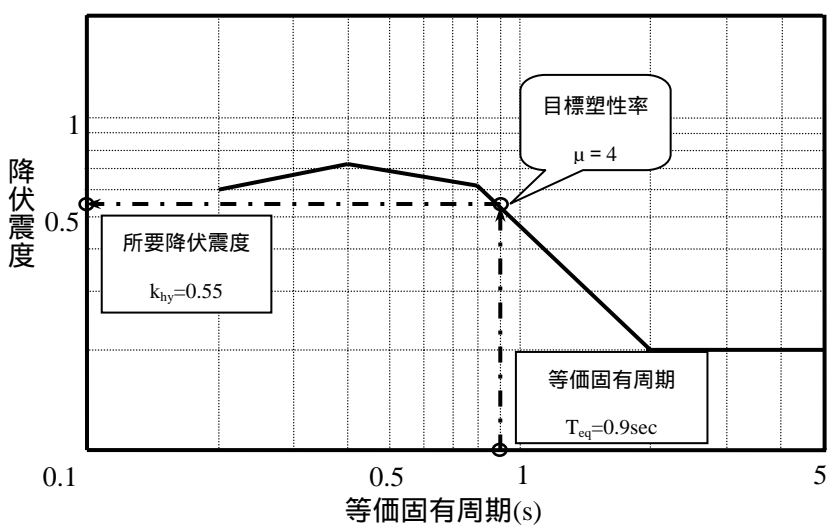
図 12(a)は、 $\mu=1 \sim 10$ の 10 本が併記され、先例の図 11 と異なり、多くの応答解析の上限値(非超過確率が 5%)として平滑化されていることを確認されたい。



(a) 所要降伏震度スペクトル (RC・SRC・CFT 構造物)



(b) 等価固有周期 T_{eq} と降伏震度 k_{hy} から応答塑性率を求める方法



(c) 等価固有周期 T_{eq} と設計塑性率 μ が既知の場合に所要降伏震度を求める方法

図12 所要降伏震度スペクトルの例示とその使い方 (鉄道標準耐震設計[7])

さらに、図 12(b), (c)では、設計上の使い方を例示したもので、図(b)では、等価固有周期 $T_{eq} = 1$ 秒、と降伏震度 $k_{hy} = 0.6$ が与えられた場合、同図から、応答塑性率を $\mu = 3$ を読み取ることができる（この場合、図中の線上にヒットすることはなく、図中の曲線間に来ることがほとんどであろう。この場合、隣接曲線から補間して求めることになる）。あるいは、図(c)では、等価固有周期 $T_{eq} = 0.9$ 秒と設計塑性率 $\mu = 4$ が既知の場合、同図より、所要降伏震度 $k_{hy} = 0.55$ を求めることができる。

(3) ニュージーランド (New Zealand Standard NZS 4203 (1992))

非線形応答スペクトルの設計仕方書への適用例として、ニュージーランドの設計基準 New Zealand Standard NZS 4203 (1992) [11] を示す。これは、3つの地盤種別に対して、与えられており、図 13 は、このうち、Subsoil Category (2) Normal soil sites (Intermediate Soil) の場合を示した。これら3つの非線形スペクトルは、いずれも、応答塑性率が $\mu = 1, 1.25, 2, 3, 4, 6$ の6曲線にて提示されている。図 13 は、固有周期が 0~0.4 秒まで一定で ($\mu = 1$ を除く)、以降単調減少していることが特徴である。また、設計降伏震度 $C_b(T, \mu)$ は、前例の鉄道標準耐震設計 (図 12(a)) に比して、著しく下回ることも確認されたい（もしくは、鉄道標準耐震設計の方が、厳しい基準と考えるべきか）。

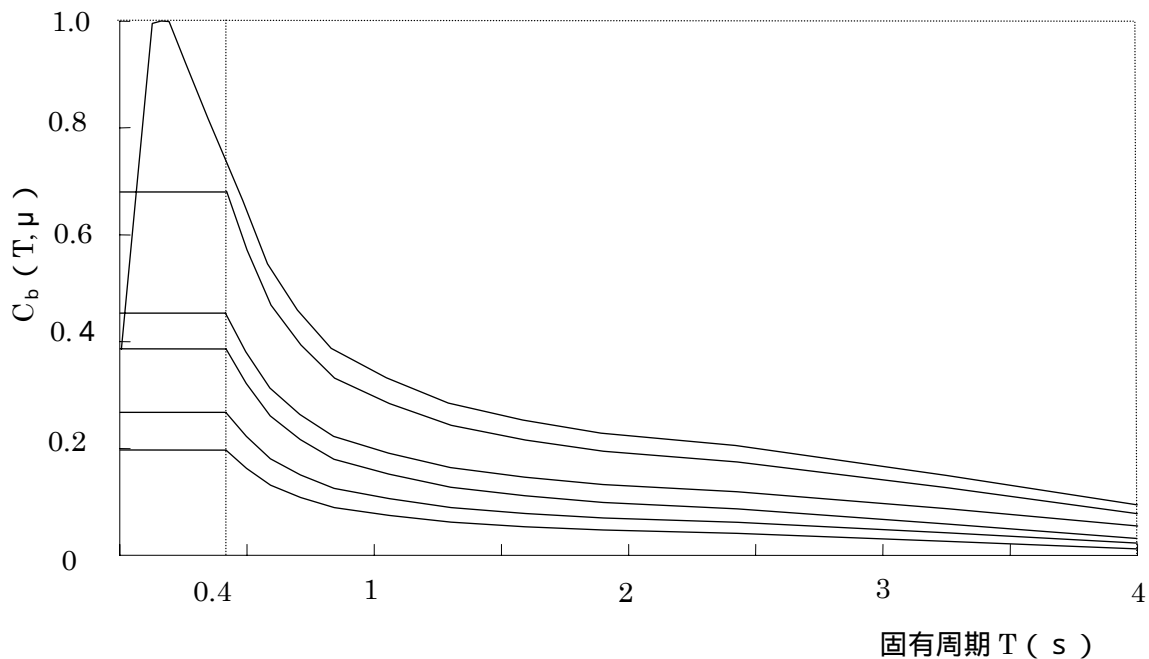


図 13 耐震設計基準(ニュージーランド)

6. あとがき

本第4講第2章では、耐震設計の基本テクニックである応答スペクトルがテーマであるが、多様な図表の例示とシミュレーションによる解説を試みた。振動理論やスペクトル理論では、とかく数学的記述の展開と数値解析のテクニックに腐心するが、本講では、解析例、数値シミュレーション、および設計示方書を基本に展開した（他の講もそのようにしたつもりであるが）。

このようにまとめみると、応答スペクトルの種類/応用例が多いことにも気が付く。加速度/速度/変位に関する弾性応答スペクトルから始まり、スペクトルのパターン化（梅村スペクトル）、トリパータイト表示、擬似スペクトル、非線形スペクトル（必要降伏強度スペクトル法）、フーリエスペクトルとの類似性、そして各国仕方書での適用例（本章では2例にとどまるが）、などである。著者自身もこのように一同に勢揃いさせたことは初めてであり、ランダム振動を入力とする構造部材の応答スペクトルが、また、研究者/設計者を魅了する興味ある研究対象であることも率直な感想である。

【参考文献】

- [1] 大崎順彦, 新・地震動のスペクトル解析入門(11章), 鹿島出版, 1994
- [2] 柴田明徳: 最新構造解析シリーズ9, 最新 耐震構造解析, 森北出版. 1981年
- [3] Farzad Naeim: The Seismic Design Handbook, Second Edition, Kluwer Academic Publication, 2001
- [4] 武蔵工業大学 HP: 振動習得機(1号機、2号機) 『もっと知りたいコンクリート講座』
> 教育教材のページ > 視触覚教材の紹介
<http://c-pc8.civil.musashi-tech.ac.jp/RC/index.htm>
- [5] Yu-Xian Hu, Shih-Chi Liu and Weimin Dong: Earthquake Engineering, 13 Principles of seismic design of structures, E & FN SPON 1996
- [6] 吉川弘道・北本廣平: 構造物の動的弾性応答と応答スペクトル、『もっと知りたいコンクリート講座』> 電子サイバー講座> 耐震設計入門
<http://c-pc8.civil.musashi-tech.ac.jp/RC/index.htm>
- [7] 運輸省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説, 耐震設計, 平成11年10月, 丸善(株)
- [8] 近藤由樹: 地震動に対する応答スペクトルとフーリエスペクトル, 『もっと知りたいコンクリート講座』> 電子サイバー講座> 耐震設計入門
- [9] 理論地震動研究会編: 地震動 その合成と波形処理、第4章 経験的地震動評価, pp.110~111、鹿島出版会
- [10] (株)CRC ソリューションズ: D-SPEC(非線形応答スペクトル算出プログラム) 操作説明書/ユーザーズマニュアル
- [11] Mario Paz ed.: International Handbook of Earthquake Engineering Codes, Programs and Examples, 26 New Zealand, Chapman & Hall, 1994
- [12] 上記文献[7]: 付属資料 6-1 所要降伏震度スペクトル、pp.394-405

第3章 強震時の塑性応答変位の推定

第4講における、これまでの時刻歴応答解析(第1章)、応答スペクトル法(第2章)は、いずれも、耐震設計の常套手段であり、土木/建築/船舶などの工学分野、鋼構造/コンクリート構造など、すべての構造物に共通するものである。このような基本的手法に対して、コンクリート構造物の耐震設計では、特有の応答塑性変形および損傷の推定法が研究されており、多くの示方書に定着している。

本章では、まず、エネルギー一定則/変位一定則に代表される経験則を詳述し、動的応答解析と比較/考察する。また、欧米の設計示方書で採用されている荷重低減係数法(force reduction factor)を解説するとともに、現行の設計用応答スペクトル(塑性変位)についても紹介する。

1. 応答変位の推定:エネルギー一定則/変位一定則

(1) 両一定則の概要

非線形部材の塑性応答変位の概略値を与える手法として、エネルギー一定則と変位一定則(本文では、これらを‘両一定則’と略す)がよく知られている(例えば,[3],[4],[5])。

まずは、主要記号を次のように定義するので、図1を参照して確認されたい(質量 m 、重力加速度 G とする)。

線形弾性体の特性(添え字 E):

応答変位 δ_E , 応答荷重(せん断力) Q_E , 応答荷重の震度換算 $C_E = Q_E/mG$

主筋降伏時の特性(添え字 y):

降伏時の変位 δ_y , 降伏荷重(降伏耐力) Q_y , 降伏荷重の震度換算 $C_y = Q_y/mG$

弾塑性応答(添え字なし):

応答変位

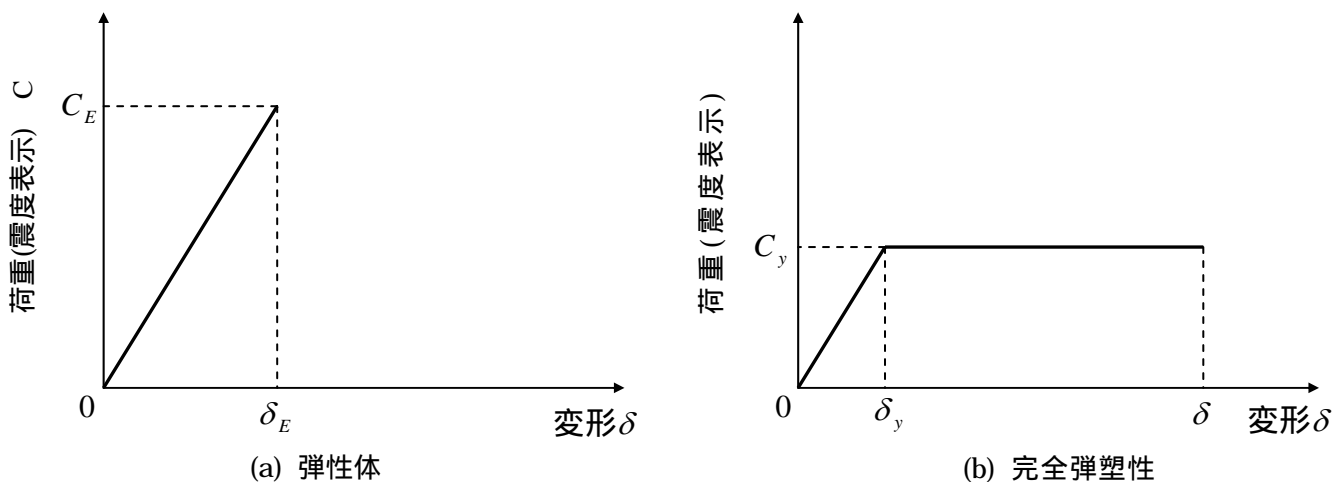


図1 線形弾性体/完全弾塑性体の荷重～変形関係

そして、変位一定則とエネルギー一定則を結果のみを記すと、以下のように記述できる。

$$\text{変位一定則} \quad : \delta = \delta_E, \quad \mu = \frac{C_E}{C_y} \quad (1)$$

$$\text{エネルギー一定則} : \delta = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{C_E}{C_y} \right)^2 + 1 \right\} \delta_y, \quad \mu = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{C_E}{C_y} \right)^2 + 1 \right\} \quad (2)$$

(ここでは、応答塑性率を、 $\mu = \delta / \delta_y$ のように用いており、これは応答塑性変位 δ を、主鉄筋降伏時の変位 δ_y で正規化したものと判断できる)。上式では、第1式を実単位の応答塑性変位量 δ で、第2式を、無次元化した応答塑性率 μ にて記した。変位一定則では、応答変位は、弾性/弾塑性の特性に関係なく一定となることを示している。エネルギー一定則では、弾性応答値 C_E の増大、降伏耐力 C_y の減少により、応答塑性量が増大することを意味する。

(2) エネルギー一定則の誘導

ここで、上記の一定則のうち、エネルギー一定則の定式化過程を示そう(変位一定則は文字通り、‘降伏強度に関わらず、応答変位が一定’という全くの経験則であるので、誘導は不要であろう)。

Newmark の提案したエネルギー一定則 (property of energy conservation) [2] は、図1、図2を用いて、明快に誘導することができる。

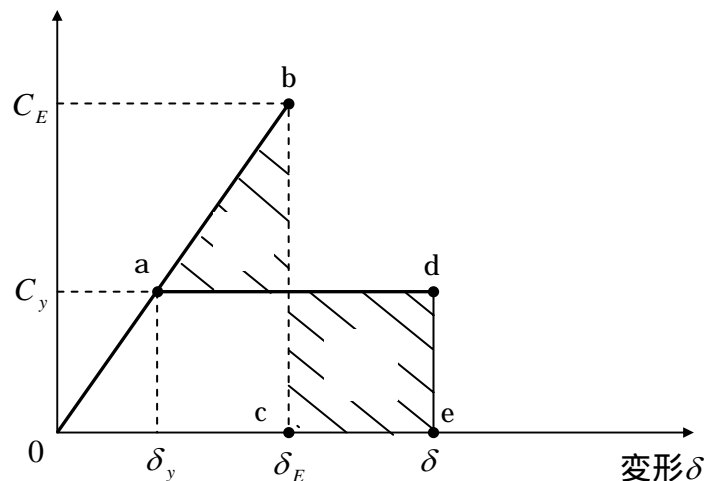


図2 エネルギー一定則の考え方
 線形弾性体 / 完全弾塑性体

まず、図1に示した(a) 線形弾性体、および (b) 完全弾塑性体の2つの荷重～変形関係を確認されたい(先述の(1)にて定義した諸記号を参照)。この2つのエネルギー入力が一

となるように、エネルギー一定則を適用する。すなわち、図2を参考にして、(a) 線形弾性体の入力エネルギー（三角形 obc ）が、今度は(b)完全弾塑性体における入力エネルギー（四角形 oad ）と等値であると考えられる。

従って、図2のハッチの面積 = ハッチの面積、となる。すなわち、

$$\frac{1}{2}(\delta_E - \delta_y)(C_E - C_y) = (\delta - \delta_E)C_y \quad (3)$$

これは、例えば、次式のようにも書き換えられる。

$$\frac{C_E}{C_y} = 2 \frac{\delta - \delta_E}{\delta_E - \delta_y} + 1 \quad (4)$$

また、図2のうち、弾性応答値 a と降伏点 b から次式を得る。

$$\frac{C_E}{C_y} = \frac{\delta_E}{\delta_y} \quad (5)$$

ここで、弾塑性性応答変位に関して、次式のような係数 μ と ϕ を定義する。

$$\mu = \frac{\delta}{\delta_y}, \phi = \frac{\delta}{\delta_E} \quad (6)$$

従って、 $\delta = \mu\delta_y$ 、 $\delta = \phi\delta_E$ となることに留意されたい。係数 μ は、応答塑性率（降伏変位

による正規化）は先述のとおりで、新たに導入された係数 ϕ は、弾性応答に対する増幅率と解釈することができる。また、両係数は、その定義から、 $\mu \geq \phi \geq 1$ となることも容易に判断できる。

以上のような諸式の準備から、最終的に、エネルギー一定則として次式を導くことができる。

$$\mu = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{C_E}{C_y} \right)^2 + 1 \right\} \quad (7)$$

また、2つの荷重（震度表示） C_E と C_y の比は、次式のようにも記述できる。

$$\frac{C_E}{C_y} = \sqrt{2\mu - 1}, \quad \frac{C_y}{C_E} = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (8)$$

一方、 $\phi = (C_y / C_E) \mu$ を用いて、式(4)に代入すると、以下の諸式を導出することができる。

$$\phi = \frac{1}{2} \left(\frac{C_E}{C_y} + \frac{C_y}{C_E} \right) \quad (9)$$

$$\frac{C_E}{C_y} = \phi + \sqrt{\phi^2 + 1} \geq 1, \quad \frac{C_y}{C_E} = \phi - \sqrt{\phi^2 - 1} \leq 1 \quad (10)$$

さらには、両係数 と μ については、次のように示すことができる。

$$\phi = \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}}, \quad \mu = \phi(\phi + \sqrt{\phi^2 - 1}) \quad (11)$$

ここで、式(7)、式(8-2)の関係を図化し、図3に示したが、これは、

- ・左図から： C_E/C_y の増大（弾性応答値が増加、または降伏荷重が減少）に従って、応答塑性率 μ が増大する。
- ・中図から：応答塑性率 μ の増大に従い（応答塑性変位を大きく許容できることにより）、 C_y/C_E が減少（降伏強度が減少、弾性応答値が減少）する。

ことを読み取ることができ、諸式の基本的な考え方を理解されたい。

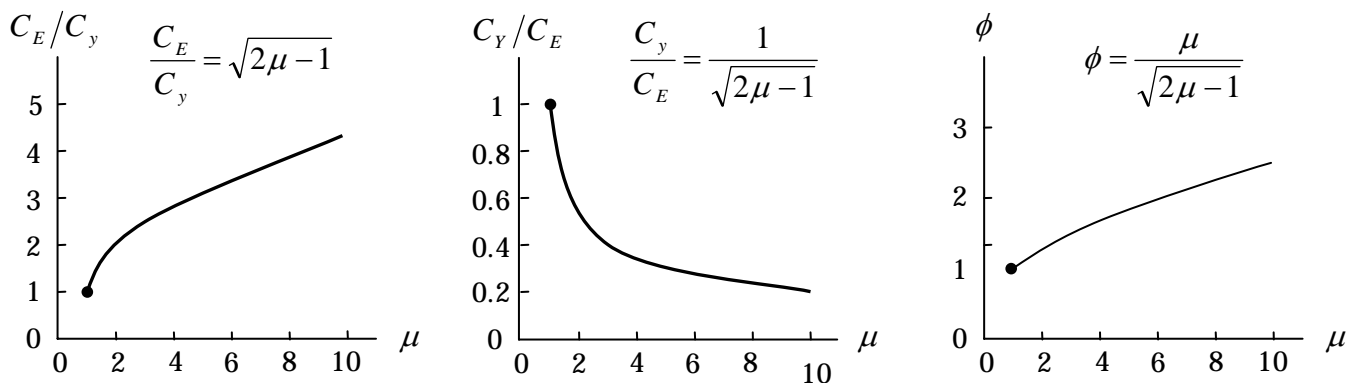


図3 応答塑性率を各種係数との関係

さて、このような両一定則の耐震設計上での使い方を図4のように例示した。これは、対象部材の固有周期から弾性応答値（応答せん断力） C_E を求め、次に、応答塑性量 μ の許容値（部材の保有靱性率と読換えると分かりやすい）に従って（図では $\mu = 5$ ）、部材の所要降伏耐力 C_y を算定するものである。

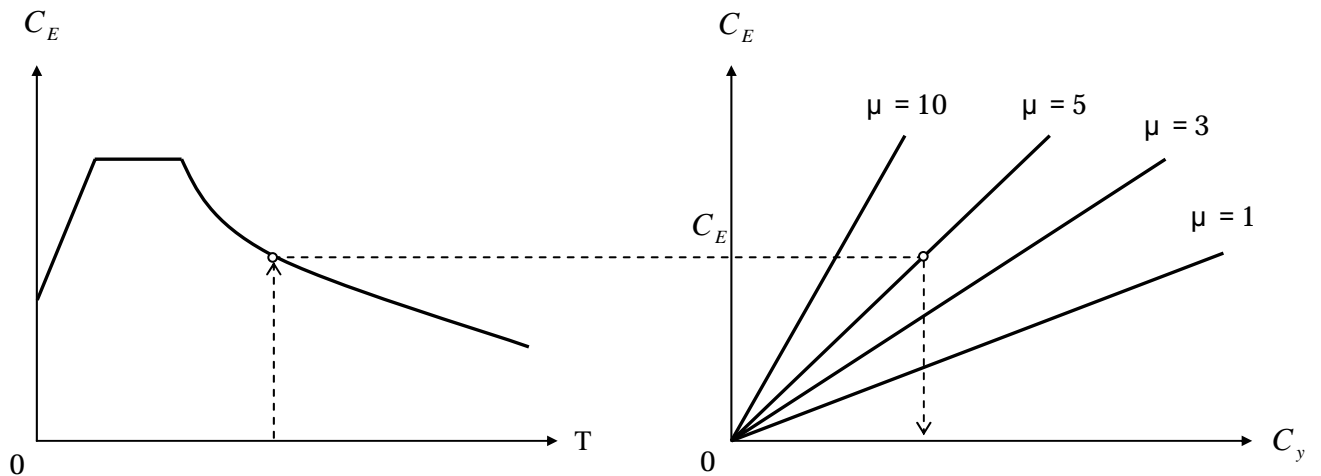


図4 エネルギー一定則の適用方法
 弾性応答値 C_E から降伏耐力 C_y の決定

2. 両一定則の推定精度と拡張

(1) 動的応答解析との比較

次に、非線形動的応答解析を実行し、両一定則による推定値と比較し、その推定精度を考察する([5],[11])。ここでは、解析対象として、既設の道路橋脚(P92橋脚)を用いた。ただし、入力地震波の最大加速度を400, 600, 800Galの3種類に振幅調整し、地震規模をパラメータとして、線形/非線形動的応答解析を実行した(詳しくは、第3講第2章: 動的応答解析でのシミュレーション例題を参考にされたい)。

上記3ケースの最大入力加速度と最大応答値(せん断力 Q と応答変位)を検討対象とし、解析結果を図5に整理/比較した。各プロットは、

- : 弾性応答における最大応答値であり、弾性剛性上に位置する
- : 非線形応答解析より得られた応答値であり、骨格曲線上を上昇している。
- : エネルギー一定則から算定された最大応答値である。

ここで、非線形応答の最大値は $_{resp}$ 、エネルギー一定則による推定値を $_{ener}$ 、変位一定則の場合を $_{disp}$ (これは、弾性応答値と等しい)とし、入力加速度800Galの場合に着目してみよう。そうすると、図中から、 $_{disp} = 21.3\text{cm}$ 、 $_{resp} = 24.0\text{cm}$ 、 $_{ener} = 63.6\text{cm}$ となっている。すなわち、これらは $_{disp} < _{resp} < _{ener}$ のような大小関係となる。

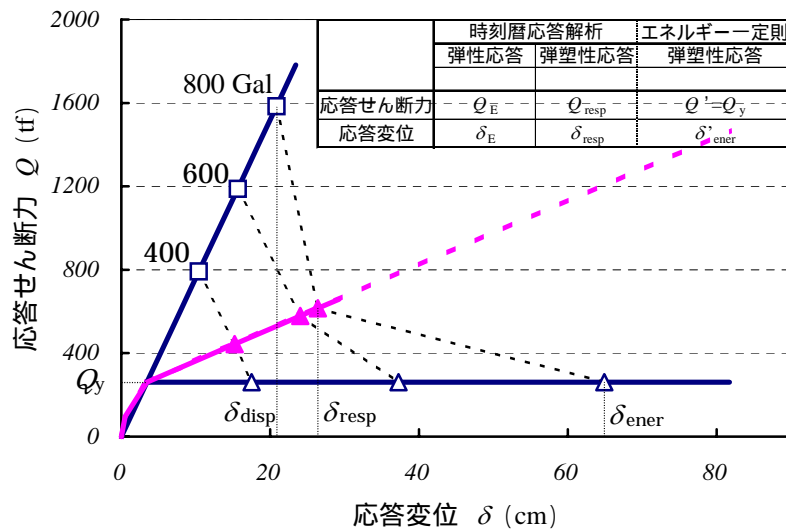


図5 応答せん断力と応答変位との関係
 非線形応答解析と両一定則との比較

このように経験則（両一定則）による評価は、非線形動的応答解析による結果 δ_{resp} と必ずしも合致しないことが多く、その適用性については多くの議論がなされている（例えば、[3], [4], [15]）。本例のように対象構造物の固有周期が $T=0.3 \sim 1\text{sec}$ の場合、前述のように $\delta_{disp} < \delta_{resp} < \delta_{ener}$ ($\mu_{disp} < \mu_{resp} < \mu_{ener}$) のような大小関係となることが多く、入力加速度の増大とともに μ_{resp} は μ_{ener} より乖離し、 μ_{disp} に近付くことがわかる。また、エネルギー一定則が非線形動的応答解析より大きな変形量を算出していることは、耐震設計上安全側の値を与えていることになる。

(2) Degrading Trilinear モデルへの適用[3]

鉄筋コンクリート構造の復元力モデル（曲げ破壊型の場合）は、武田モデルに代表される Degrading Trilinear モデルが適用されることが多く、第3講にて示したとおりである。このため、完全弾塑性を前提としたエネルギー一定則の適用に際しては、修正/拡張が必要である。ここでは、文献[3]に紹介されている2例を以下に示したい。

最初の方法は、先述の式(9)を、等価固有周期 T_{eq} を用いて書き換えるものである。すなわち、

$$\phi(T_{eq}) = \frac{1}{2} \left(\frac{C_E(T_{eq})}{C_y} + \frac{C_y}{C_E(T_{eq})} \right) \quad (12)$$

このようにして得られた $\phi(T_{eq})$ を用いて、次式から塑性応答変位 δ_{pl} を求めるものである。

$$\delta = \phi(T_{eq})\delta_E(T_{eq}) \quad (13)$$

ここで、等価固有周期 T_{eq} は以下のように定義していることが、本モデルのポイントである。

$$T_{eq} = 1.5 - C_y / K_G \quad \text{ただし、} T_1 \leq T_{eq} \leq T_2 \quad (14)$$

ここで、 T_1 ：初期の弾性固有周期、 T_2 ：降伏時の固有周期、 C_y ：降伏強度（震度表示）、 K_G ：最大地震動（震度表示）。上記に示した式(14)の意味するところは、等価固有周期として、 $T_{eq} = 1.5 - C_y / K_G$ を提唱するものであるが、初期の弾性固有周期 T_1 から降伏時の固有周期 T_2 に変化（長周期化）する部材の固有周期を上下限とするものである。

本手法を単柱式橋脚（ $T_1=0.44\text{sec}$ 、 $T_2=0.66\text{sec}$ ）に適用した浦野らの試算[6]によれば、非線形動的応答解析と比較すると、両者は大略合致するか、本手法の方が大きい値となった、と報告している。

もうひとつの Degrading Trilinear モデルへの拡張方法は、エネルギー一定則（式(8)）を Degrading Model に拡張するもので、次式のような手法が有効である。

$$\frac{C_y}{C_E} = \frac{0.75(1+0.05\mu)}{\sqrt{2\mu-1}} \quad (15)$$

これは、弾性固有周期が 0.2~0.5 秒の部材の、種々の Degrading Trilinear モデルに対する動的応答解析結果を整理したもので[3]、実用的な概略式として有用であろう。

(3) 両一定則の特徴と適用範囲

エネルギー一定則と変位一定則は、Bi-linear 型の骨格曲線を持つ非線形部材に適用される経験則であるが、非線形動的応答解析と比較すると、

- ・両一定則：弾性応答値 Q_E と降伏強度 Q_y （ C_E と C_y ）だけで求めることができる。
- ・非線形動的応答解析：地震動の時刻歴波形、部材の固有周期と粘性減衰、履歴モデルを必要とする。

ことの違いがあり、入力される情報量に根本的な差異があることを補足したい。

一方、両一定則の適用範囲としては、概ね次のようにまとめることができる。

- ・短周期の構造物は、エネルギー一定則との適合性がよい。また、誤差を生じる場合でも、エネルギー一定則は、大き目の値を与えるので設計上安全側となる。
- ・比較的長周期の構造物では、変位一定則に従うことが多い。
- ・言い換えると、エネルギー一定則は、弾性応答スペクトル上の加速度一定領域（本講 第2章 応答スペクトル、3. 応答スペクトルの一定領域と梅村スペクトル）での適合性がよく、変位一定則は速度一定領域にてよく合致するということになる。

さらには、次ぎのことが追記される。

- Bi-linear 型以外のモデルへの拡張など、建築構造を対象として、多くの検討[3],[9]がなされている。
- 入力地震波の規模/特性に関する情報としては、弾性応答値 Q_E しか反映されないが、その次の情報として、地震波の周波数特性(応答スペクトル上の遷移点)が重要である。このような点については、次節にて、実用的な提案手法として5例示した。

3. 荷重低減係数法による評価

(1) 荷重低減係数の定義

このような塑性変形を（所要）降伏耐力の低減係数に換算することが多く，荷重低減係数としてよく知られている．すなわち，弾性応答せん断力 Q_E と弾塑性設計する際の（所要）降伏耐力 Q_y の比 Q_E/Q_y （震度換算すれば， C_y/C_E ）を荷重低減係数（R-Factor：Force Reduction Factor）と呼ぶ．すなわち，

$$R = \frac{Q_E}{Q_y} \quad \text{または} \quad R = \frac{C_E}{C_y} \quad (16)$$

のように定義され， $R > 1$ となる．一旦，荷重低減係数 R が求まると，今度は，

$$Q_y = \frac{Q_E}{R}, \quad C_y = \frac{C_E}{R}, \quad (17)$$

のようにして，部材の所要耐力である降伏耐力 Q_y を，低減係数 R を用いて低減するものである（図1，2参照）．すなわち，部材の塑性変形能力 μ に応じて，降伏耐力を決定する（減じる）もので，弾塑性設計では非常に重要な考え方である．設計作業に際して，非線形動的応答解析を回避する手法としても重宝される．ただし，海外の示方書によって，上記の逆数として定義されることもあり，本書では，このような場合，荷重低減係数を Z と表記する．すなわち，

$$Z = \frac{Q_y}{Q_E} (= \frac{1}{R}) \quad (16)'$$

$$Q_y = ZQ_E \quad (17)'$$

ここで，先述のエネルギー一定則，変位一定則を適用して，荷重低減係数 R を記述すると以下のように表わされる．

$$\cdot \text{エネルギー一定則} : R = \sqrt{2\mu - 1}, \quad Z = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (18)$$

$$\cdot \text{変位一定則} : R = \mu, \quad Z = \frac{1}{\mu} \quad (19)$$

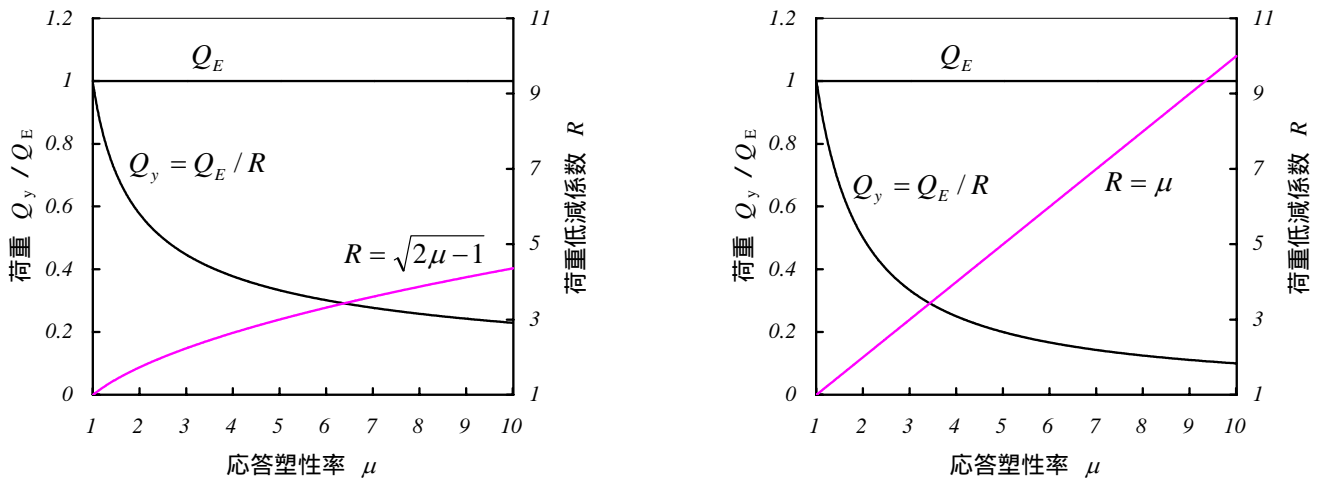


図6 両一定則における降伏耐力と荷重低減係数

すなわち、応答塑性率 μ の増大とともに、いずれかの一定則に従って荷重低減係数 R は増加し、その分降伏耐力 Q_y が低減される（変位一定則の低減効果の方が大きく、エネルギー一定則の方が安全側であることがわかる）。

ただし、このような降伏耐力の低減は、部材の保有靱性率（member ductility）が十分保証され、予想される応答塑性率を上回っていることを前提とするものである。

(2) 荷重低減係数の特徴

このように定義された荷重低減係数は、実際の値（例えば、非線形動的応答解析の結果）との適合性に関して、前述の 2.(3)と同様の議論がある。

一例として、両一定則の予測精度を荷重低減係数の観点から検討した渡邊・川島[12]の報告を紹介したい。ここでは、荷重低減係数 R を下式のように記述している。

$$R(T, \mu_T, \xi_{EL}, \xi_{NL}) = \frac{F_R^{EL}(T, \xi_{EL})}{F_Y^{NL}(T, \mu_T, \xi_{NL})} \quad (20)$$

ここで、 F_R^{EL} / F_Y^{NL} = 線形系/非線形系の復元力（せん断力）、 ξ_{EL} / ξ_{NL} = 線形系/非線形系の算定に用いた減衰定数。次に地盤上で得られた強震記録 70 成分の非線形動的応答解析（減衰定数として、 $\xi_{EL} = 0.05$ 、 $\xi_{NL} = 0.02$ を仮定）を実施し、上記式(20)に基づき荷重低減係数 R を算出した。得られた荷重低減係数は、強震波ごとに大きなばらつきがあるが、大略次ぎのようにまとめられる[12]。

- ・ 荷重低減係数の算定に際しては、粘性減衰定数に値に注意を要する。本解析では、 $\xi_{EL}=0.05$ 、 $\xi_{NL}=0.02$ としているが、 $\xi_{EL}=\xi_{NL}=0.02$ 、 $\xi_{EL}=\xi_{NL}=0.05$ とすると、荷重低減係数 R は大きく算出される。
 - ・ エネルギー一定則に適合のよい固有周期：
種地盤：0.2～0.36 秒， 種地盤：0.26～0.4 秒， 種地盤：0.4～0.6 秒
 - ・ 変位一定則に適合のよい固有周期：
種地盤/ 種地盤：1～1.4 秒， 種地盤：1.5～2.4 秒
- このように、短周期部材にはエネルギー一定則が適合し、長周期部材には変位一定則がよく合致することは、先述の 2.(3)と同様の結論であるが、地盤種別ごとに、適合する固有周期を具体的に指摘していることが特徴である。

4. 荷重低減係数による提案手法 既往提案手法の紹介

次に、荷重低減係数法の具体的な適用について、既往研究例または示方書での記述をとりあげ、その概要と特徴を紹介する。これらの既往例によれば、荷重低減係数は、対象構造物の固有周期および地震動の周期特性に依存することが指摘されている。塑性率のみによって決定されるエネルギー一定則、変位一定則に修正項目が付加されていることが特徴と言える（例えば、文献[5]に要約されている）。

Paulay & Priestley による提案[7]

本研究では、まず両一定則の適用について次のような知見から出発している。すなわち、

・ 長周期に対して： $R = \mu$ (21a)

・ 短周期に対して： $R = \sqrt{2\mu - 1}$ (21b)

・ 剛体 ($T = 0$) に対して： $R = 1$ (塑性率に関係しない) (21c)

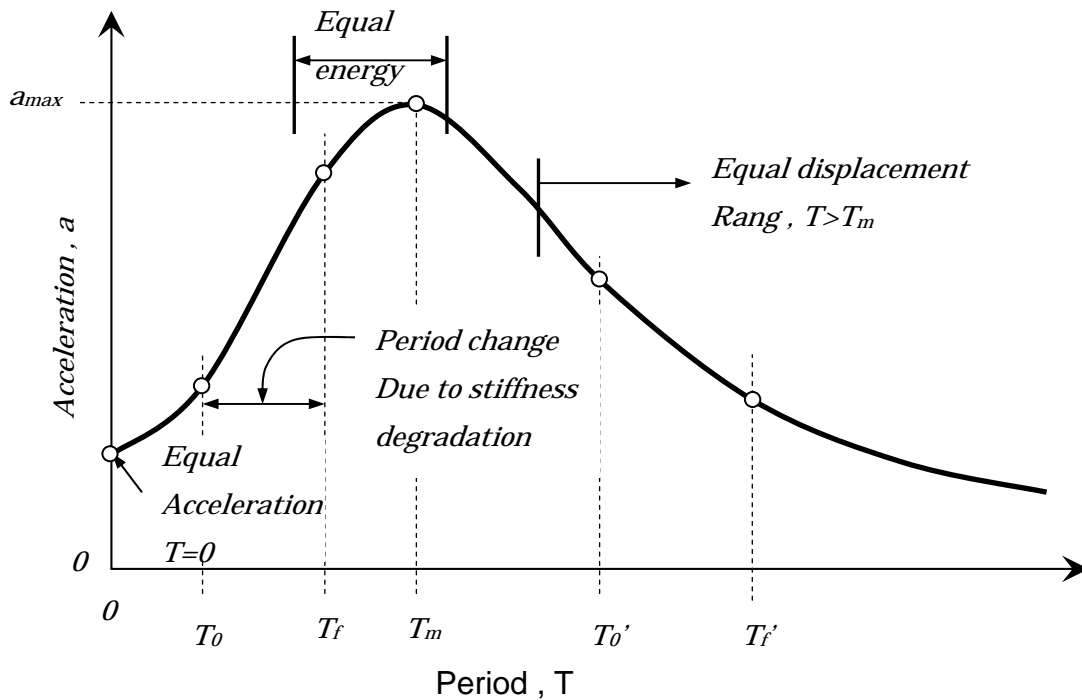


図7 Influence of Period on Ductile Force Reduction [7]

-低減係数に関する固有周期上での影響

加速度応答スペクトル上にて、エネルギー一定則の適合する領域と変位一定則の適合する領域を示し、構造物の固有周期に応じて使い分けるというものである（加速度応答スペクトルのピーク値を $T_0=0.35$ sec と考えている）。これは、 $T > 0.70$ sec の長周期に対して式(21a)を、 $T=0$ sec に対して式(21c)を用いるものであるが、この中間領域 $T=0 \sim 0.70$ sec に対しては、式(21b)の代わりに次式を適用する。

$$R = 1 + (\mu - 1) \frac{T}{0.7} \quad (22)$$

これは、 $T=0$ または $\mu = 1$ $R=1$ 、および、 $T=0.7$ $R=\mu$ を両極端とし、固有周期 T について補完したものと言える。この提案式はエネルギー一定則（式(21b)）の代替となるものである。例えば、応答塑性率が $\mu = 6$ のとき、 $T=0.3$ sec 付近にて両式はほぼ同様の評価式となる。すなわち、

エネルギー一定則 : $R = \sqrt{2\mu - 1} = \sqrt{11} = 3.32$

提案式(22) : $R = 1 + (6 - 1)0.3/0.7 = 3.14$

David J. Dowrick (文献[8]) による提案

本著に例示されている非線形スペクトル(図8)は、New Zealand の seismic zone C に

おける設計コードの適用例であり，uniform risk response spectra (consistent risk spectra) とも呼ばれる．同図にて， $\mu=1$ における設計スペクトル（弾性応答）が2例示されているが，両者は大きく乖離し，強震記録にもとづく設計処理の困難さとばらつきを示すものである．

さらには，前例の文献[7] (Paulay and Priestley) と同様な考え方にに基づき，次式のような荷重低減係数が与えられている．

・ $T=0$ に対して： $Z = 1.0$ (23a)

・ $0 < T < 0.7$ に対して： $Z = \frac{0.7}{(\mu - 1)(T + 0.7)}$ (23b)

・ $T \geq 0.7$ に対して： $Z = \frac{1}{\mu}$ (23c)

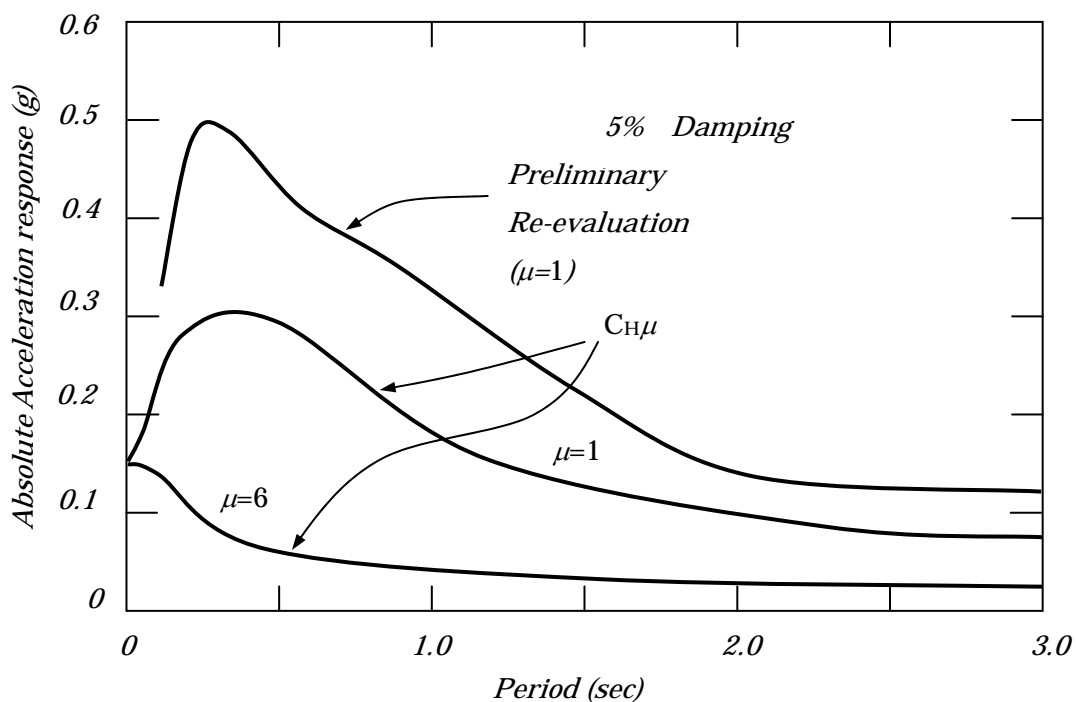


図8 Uniform Risk Response Spectra (文献[8])
 弾性応答スペクトル上での考察

ここに記述されている低減係数 Z (R の逆数)は，前述の式(16)'，(17)'のように， $Z = Q_y / Q_E = 1 / R$ として定義されており， $Q_y = Z Q_E$ にて降伏耐力を照査するものである．ある地震動を対象としたスペクトルをもとに作成されており，かつ構造物の固有周期 T を採り入れて，その固有周期に応じて式を使い分けているのが特徴である．ただし，構造形状や使用材料によるバラツキも考えられ，設計上の応答塑性率は $\mu > R = Q_E / Q_y$ としている．

梅村，大沢，武田による検討 (文献[10])

我国の耐震建築大家による検討結果を紹介したい(文献[10]に基づくもので、20年前に遡る)。ここでは、人工地震波5波による応答結果の平均値を用いて、降伏震度および構造物の弾性周期を変化させたパラメトリックシミュレーション結果より導出されたものである(表1)。ここで、低減係数 Z は、前述と同様の定義である。

表1 低減係数 Z と塑性率 μ との関係(文献[10])

復元力	S_V 一定領域 ($T_0 > 1$)	S_V 一定領域 ($T_0 \cong 0.5$)
Bi Linear	$Z = \mu^{-0.88}$	$Z = \mu^{-0.66}$
D Tri	$Z = 0.65\mu^{-0.75}$	$Z = 0.75\mu^{-0.50}$
原点指向1	$Z = \mu^{-0.52}$	$Z = \mu^{-0.26}$
原点指向2	$Z = \mu^{-0.61}$	$Z = \mu^{-0.36}$

この方法で特徴的なのは、復元力特性(表中のように4種類)ごとに提示したこと、および地震動の特性周期 T_0 の導入である。これは、人工地震波の応答スペクトルにおいて速度一定領域となる周期 T_0 と構造物の弾性周期 T との比を $T_0 = T/T_0$ として表したものである。すなわち、地震動スペクトルの加速度一定領域($T_0 \cong 0.5$)と速度応答スペクトル一定領域($T_0 > 1$)(図9)において式を使い分けるものである。

RC建物を対象としたD-Triモデルの式の場合、 T_0 の前後で連続性のない式ではあるが、塑性率 $\mu = 2$ を仮定したとき、 $T_0 > 1$ では $Z = 0.386$ (R になおすと $1/Z = 2.59$)、 $T_0 \cong 0.5$ では $Z = 0.530$ (R になおすと $1/Z = 1.89$)である。すなわち、地震動の周期 T_0 に比べ長周期である構造物は、より大きな荷重低減係数が得られるようになっている。ちなみにエネルギー一定則からは $R = \sqrt{2 \cdot 2 - 1} = 1.73$ 、変位一定則からは $R = 2$ であり、どちらの周期域においてもエネルギー一定側より大きな荷重低減係数を与えている。

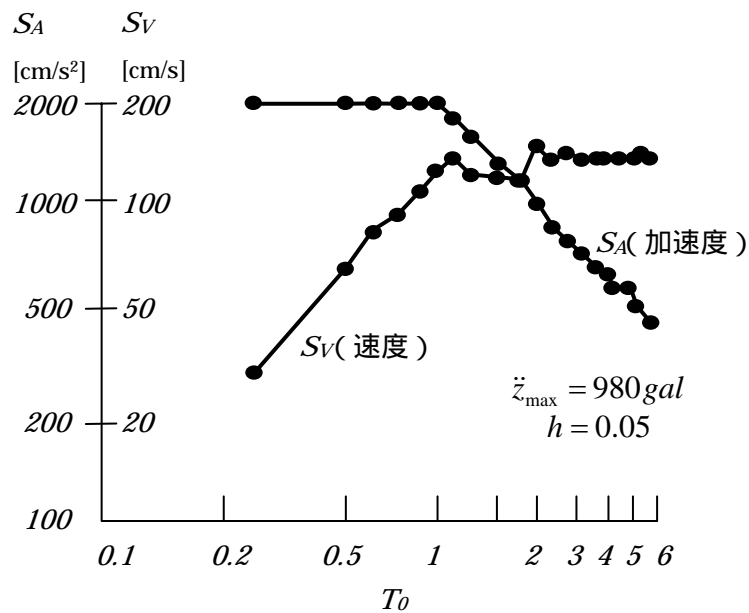


図9 検討に用いた人工地震波の応答スペクトル[10]

Priestley, Seible, and Calvi による提案[9]

本提案では、荷重低減係数として以下の式が記述されている。

$$R = 1 + 0.67(\mu - 1) \frac{T}{T_m} \quad (24)$$

これは、前述での提案式(22)を改良したものと考えられ、地震動の特性(スペクトルピークの周期 T_m)と構造物の動特性(弾性周期 T)との比を用いている。

ここで、 $\mu = 2$ の場合を考えると、 $T/T_m = 0.5$ のとき $R = 1.34$ 、 $T/T_m = 1.5$ のとき $R = 2.01$ となる。一方、エネルギー一定則からは $R = 1.73$ 、変位一定則からは $R = 2$ であり、荷重低減係数の評価において概ね以下のような傾向となる。

短周期側 ($T/T_m < 1$): エネルギー一定則以下の評価

長周期側 ($T/T_m > 1$): 変位一定則と同程度の評価

ただし、実際の設計に際しては変位一定則以上の荷重低減係数を期待しないように、 R μ なる制約条件を課している。

青戸/吉川の検討と提案(文献[5],[11],[15])

上記の4例を含む、既往提案手法のリビューを行うと、大略、次のことが言える。

- ・ 構造物の動的特性として、弾性周期(降伏時の周期)が用いられている。
- ・ 地震動の特性として、応答スペクトルの特性周期が用いられている。
- ・ 両一定則の修正法としては、これら2つの周期の比(例えば、式(22)、(24))を用いるのが得策である。

・ 動的応答解析との乖離は、地震動規模(あるいは、応答塑性率の大小)にも影響されるが、このことは考慮されない。

さらに、塑性応答変位がエネルギー一定則と変位一定則の間に収まることから、荷重低減係数の一般式として、次式を定義している[11]。

$$R = 1 + \beta(\mu^\gamma - 1) \quad (25)$$

すなわち、両一定則を一般化し、 β と γ による2パラメータモデルを導入するもので、代数的に以下のような特徴を持つ。

・ $\beta=1$ の場合: $\gamma \cong 0.7$: エネルギー一定則に近似 (25a)

$\gamma = 1.0$: 変位一定則に一致

・ $\gamma=1$ の場合: $\beta = 0.5$: エネルギー一定則に近似 (25b)

$\beta = 1.0$: 変位一定則に一致

すなわち、パラメータ β 、 γ を調節することで、エネルギー一定則と変位一定則およびそれらの中間領域を包含することができる。

そして、多くの動的解析結果(8地震波, 16成分)から、実用的な塑性率の領域($\mu = 2 \sim 5$)での適合性を考慮して、式(25)の具体的な形として、次式を導出している。

$$R = 1 + 0.98\left(\mu - 1\right)\frac{T_y}{T_g} = 1 + 0.65\left(\mu - 1\right)\frac{T_y}{T_m} \quad (26)$$

すなわち、 $\gamma = 1, \beta = 0.98T_y/T_g$ (上式第2式)とし、さらに加速度応答スペクトルのピーク

ク周期 T_m との特性周期 T_g との関係 $T_g = 1.5T_m$ (文献[11])から、上記第3式を提示してい

る。これは、特性周期を $T_g = 0.69 \text{ sec}$ とすると、式(22)と合致することがわかる。

また、式(26)第3式は、Priestleyらによる式(24)と酷似し、文献[9]の検討を追認する結果となった。

島崎/和田による提案(文献[13],[14])

島崎らは、弾性応答スペクトルと構造物の固有周期から、非線形の応答変位に関する推定式を導出し、これにより等価線形化法の精度向上を図るものである。

まず、部材の弾性固有周期 T_0 に対して、塑性変形に対応する等価固有周期 T_e を定義する(最大応答変位に対する割線係数を、 $k_e = k/\mu$ としている)。

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_e}} = T_0 \sqrt{\mu} \quad (27)$$

上式は、応答塑性率により、等価固有周期が増加する（すなわち、長周期化する）ことを意味する。加えて、次の3つの記号を定義する（ここでの応答スペクトルとは、5%減衰時の弾性応答値である）。

- ・強度比 $SR = \text{降伏強度 } Q_y / \text{応答せん断力 } Q_E$
- ・周期比 $TR = \text{構造物の初期周期 } T_0 / \text{応答スペクトル上の遷移周期 } T_1$
- ・変位応答比 $DR = \text{最大応答変位} / \text{初期周期 } T_0 \text{ における応答変位 } \delta_E$

これらの諸記号は、塑性応答変位をよりの確に表すための無次元化パラメータであり、本提案モデルの要点である（ Q_y と Q_E について、本章の図1、図2を、遷移周期 T_1 は、前章（2章 応答スペクトル）での図4と図5を再度参照されたい）。

著者らは、バイリニア - 型の履歴モデルを用いた、数多くのパラメトリック非線形応答解析結果を整理/吟味して、弾塑性応答変位に関する次のような傾向を把握した（[16],[13]）

- ・ $SR + TR > 1$ のとき：弾塑性応答値は、応答スペクトル値を越えないという、変位一定則が成立し、また、履歴モデルの影響は少ない。
- ・ $SR + TR < 1$ のとき：変位応答比 DR は、強度比 SR に反比例して双曲線的に増大し、また、履歴モデルによる影響（エネルギー吸収能力の大小）が大きい。
- ・最終的に、対象とする地震動の応答スペクトル上の遷移周期 T_1 、および構造物の特性周期である初期周期 T_0 、塑性変形に対応する等価周期 T_e との大小関係から、次のような分類と提案式の導出に至った。

$$\cdot T_1 < T_0 < T_e \text{ のとき: } DR = \frac{(0.4 + SR)^2}{1.96SR} \quad (28a)$$

$$\cdot T_0 < T_e < T_1 \text{ のとき: } DR = \frac{SR}{\{1.4 - 0.4/(SR)\}^2} \quad (28b)$$

$$\cdot T_0 < T_1 < T_e \text{ のとき: } DR = \frac{(0.4 + SR)^2}{1.96SR} \cdot \frac{1}{TR} \quad (28c)$$

すなわち、塑性変形の過程にて、構造物（部材）の固有周期は $T_0 \sim T_e$ のように長周期化するが、長周期化の範囲（ $T_0 \sim T_e$ ）と地震動の特性周期 T_1 （加速度一定領域 速度一定領域への遷移点）との大小関係から、上記のような分類を提案している。

本提案は等価線形化法への適用を意図するもので、変位応答比 $DR = \delta_E / \delta_y$ による表示となっているが、本章の目的である応答塑性率 μ に変換するには下式のような手順となる。

$$\mu \equiv \frac{\delta}{\delta_y} = \frac{\delta}{\delta_E} \cdot \frac{\delta_E}{\delta_y} = \frac{\delta}{\delta_E} \cdot \frac{Q_E}{Q_y} = \frac{DR}{SR} \quad (29)$$

例えば、式（28a）は、次ぎのように容易に書き換えられる。

$$\mu = \frac{(0.4 + SR)^2}{1.96SR^2} \quad (28a)'$$

本例では、5つの提案モデルをとりあげ、算定式を提示している。使用される記号は、元

文献のまま引用したものと、本章の共通記号に変更したものと、が混在することをお断りします。

5 . あとがき

第3章は、鉄筋コンクリート構造物を対象とした応答塑性変形の推定方法をテーマとしたもので、エネルギー一定則/変位一定則の古典的手法、欧米の設計示方書での手法、荷重低減係数法を取上げた。これらは、いずれも、弾性応答値（変位、またはせん断力）と部材の降伏強度から、塑性変形量を推定するもので、非線形動的応答解析を回避するための代替手法と言える。弾性応答値と部材強度は必要最低限の入力情報であり、いずれかを欠いた推定は、もはや‘占い’の域を超えない。より精度を向上させるため、弾性応答スペクトルの特性周期（遷移周期）または塑性変形時の部材固有周期を加味した各種手法が提案されていると理解している。このような推定手法は、構造系は単純で（例えば、1自由度系）その応答特性が明確な場合、設計時には多用され、既に各国の設計示方書に定着して、10年以上経過していると言える。

最後に、本第4講は3つの章によって構成され、これを復習すると、第1章：時刻歴動的応答解析、第2章：応答スペクトル法、第3章：塑性応答量の推定、であり、いずれも動的応答時の挙動、より正確には、最大値を求解するための各種手法と言換えることができる（弾性解析には加速度、非線形解析の場合、変位（塑性変位）が重要となっていることを付記する）。そして、予想される最大応答値が、今度は、最大耐荷力、保有靱性率などの最大能力（第3講 第3章にて詳述）を越えるか、越えないかによって、構造物の耐震性能が決定される。これは、次の「第5講 鉄筋コンクリートの耐震設計法」の主たるテーマとなる。

【参考文献】

- [1] 例えば、日本コンクリート工学協会：「塑性域の繰り返し劣化性状」に関するシンポジウム-過大地震入力による構造物の崩壊防止をめざして-、過大繰り返し地震力を受けるコンクリート部材の塑性域劣化性状研究委員会、1998年8月
- [2] Veletsos, A.S. and Newmark, N.M.: Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, 2nd WCEE, Vol. , pp.895-912, 1960.7
- [3] 梅村魁 編：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続(中層編), 3.2 弾性応答による弾塑性応答の推定, pp.310-316, 技報堂出版、1982
- [4] 柴田明德：最新構造解析シリーズ9, 最新 耐震構造解析, 森北出版. 1981年
- [5] 吉川, 青戸, 北本, 近藤：RC橋脚の非線形応答変位と荷重低減係数, p.19, 耐震設計入門講座 > 電子サイバー講座 > 『もっと知りたいコンクリート講座』,
<http://c-pc8.civil.musashi-tech.ac.jp/RC/index.htm>
- [6] 浦野, 松原, 吉川, 青戸：弾塑性応答量 (D-Tri モデル) 推定式の橋脚構造への適用に関する一検討, pp.568-569, 284, 土木学会第52回年次学術講演会, 平成9年9月
- [7] Paulay, T. and Priestley, M.J.N.: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, 「2.3.4 Inelastic Response Spectra」, John Wiley & Sons, INC., 1992
- [8] David J. Dowrick: Earthquake Resistant Design for Engineers and Architects, 「4.3.3.4 Inelastic Response Spectra, pp.126 ~ 129
- [9] Priestly, M.J.N., Seidle, F. and Calvi, G.M.: Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, INC., 1996
- [10] 梅村, 大沢, 武田：鉄筋コンクリート構造の耐震設計、「5.2.1 弾塑性応答変形」, オーム社、1984.1
- [11] 青戸 拓起：鉄筋コンクリート構造物の地震時挙動と耐震性評価, 武蔵工業大学工学研究科土木工学専攻 修士学位論文、1998.3.
- [12] 渡邊学歩, 川島一彦：強震記録に基づく荷重低減係数の評価, p.62, 天然資源の開発利用に関する日米会議, 耐風・耐震構造専門部会第34回合同部会概要, 独立行政法人土木研究所, 2002
- [13] 島崎和司、和田章：鉄筋コンクリート構造の地震時水平変位、日本建築学会構造系論文報告集、No.444, pp.95-104, 1993年2月
- [14] 日本建築学会 関東支部：鉄筋コンクリート構造の設計-学びやすい構造設計-(第5版) 5.6 動的弾塑性解析、pp.233-261、2001年1月
- [15] 青戸, 吉川, 松原, 浦野, 石川：RC単注橋脚の弾塑性応答推定に関する考察, pp.2385 ~ 2390, G1-19, 第10回日本地震工学シンポジウム, 1998
- [16] Shimazaki, K., and Sozen, M.A. : Seismic Drift of Reinforced Concrete Structures, Technical Research Report of Hazama-Gumi Ltd., pp.145-166, 1984.

第5講：鉄筋コンクリートの耐震設計法：

ようこそ、第5講へ。本講では、最終講として、耐震設計 (seismic design) を扱う。我々人類はこれまで多くの震害を経験したが、耐震設計法の歴史は19世紀に遡る。格段の進歩を遂げた前20世紀での耐震設計法は、大まかに言って3つの段階に分けて考えることができる[1]。

第1段階 静的解析：前世紀前半（～1950年頃まで）

第2段階 応答スペクトル法：1930年代から始まる

第3段階 動的解析：概ね1970年ころ始まり、現在に至る。

本第5講では、まず、一般構造設計法の基本的な考え方と手法を整理・解説し、次に耐震設計についての具体的な手法を考える。加えて、前講までに記述した固有技術と知識を随時参照して、鉄筋コンクリー構造物への適用を考察するものである。

第1章：耐震設計の考え方と照査法

1. 構造設計の意義

そもそも、‘設計(design)する’とは、どのような理念に基づき、どのような目的によってなされるものであろうか？土木・建築・海洋構造物は、長期間（50～100年間）供用され、かつ公共性の高い構造物が多く、設計段階における十分合理的／経済的な検討がなされなければならない。公的な構造物は、それが構築される目的に合致し、かつ所要の安全性を有し、さらには経済的であり、また、これが使用者に分かりやすく周知されなければならない。

まずは、秋山の著書[9]のうち‘2.3 設計における分析と総合’の記述を抜粋しよう。

『構造物の設計は、分析と総合の所産である。構造物の挙動を支配するのは、材料、構造形式などの無数ともいえる設計変数である。構造設計は、これらの中から設計条件を満たす組み合わせを決定する行為であり、この決定には構造挙動の総合的認識が不可欠である。また、構造物の設計と条件を満たすことを立証するためには、分析的な解析も欠かせない。』

このような設計行為のためには、どのような認識と事前情報が必要であらうか？これはまた、構造設計者 (structural/civil engineers) と意匠設計者 (architects) とでは、その捉え方が異なるであろう。ここではその答えの一つとして、Chanakya Arya[12]による design philosophy を紹介したい。すなわち、1. client brief(発注者による説明), 2. experience(経験), 3. imagination(想像力), 4. site investigation(建設地点の調査), 5. model and laboratory test(室内実験), 6. economic factors(経済要因), 7. environmental factors(環境要因)、など

設計段階における必要な7項目を提示している。

次に、構造設計の意義/目的を、構造設計に関する成書からいくつか引用してみよう。例えば、Fritz Leonhardt [2]によれば、① 十分な終局耐力と安定性、② 利用範囲における良好な使用性、③ 十分な耐久性、の3点を挙げている。

また、MacGregor の成書[3]によれば、構造物の具備すべき条件として、① 使用目的と環境に対する適合性、② 経済性、③ 強度と使用性に対する構造要件、④ 維持管理に関する保守性、の4項目を提示している。

また、Dowrick[8]は、設計の基本理念 (basic principle) に関する3つの基準 (criteria) として、① Function (機能)、② Cost (価格)、③ Reliability (信頼性)、を挙げている (ただし、これら3基準が相互に関連するとしている)。

2. 設計法小史

次に、構造設計における代表的な設計法を簡単にレビューしてみよう (本章では、‘照査’ という用語が頻出するが、これは、‘(2つの事柄を) 照らし合わせて検査/審査する’ と言い換えられよう)。

① 許容応力設計法 : allowable (working) stress design

これは、部材の各種断面力から、材料に作用する応力 σ_j を算出し、別途材料試験から得られた材料強度 F_k から許容応力度 σ_a を設定する。そして、両者の関係が、

$$\sum_{j=1}^k \sigma_j \leq \sigma_a = \frac{F_k}{\gamma} \quad (1)$$

であれば、安全性が照査される (ここで、 γ は安全係数を示す)。この場合、材料に作用している応力が、その材料の許容値を下回ればOKということで、鉄筋コンクリートの場合、コンクリート (圧縮域のみ) と鉄筋の両者に対して別個になされる。

許容応力設計法は、弾性解析を用いること、応力/強度レベルで比較することなど、簡便かつ分かりやすい設計法であり、多くの工学分野に用いられてきた。一方では、作用応力での照査が、終局時の安全性と直接結びつかないこと、1つの安全係数 γ ですべての安全性を包含していることなど、いくつかの欠点が指摘されている。

② 終局強度設計法 : ultimate strength design

上記のような反省のもと、使用時の荷重レベルではなく、部材の終局時に着目した設計法 (終局強度設計法) が開発された。これは、設計断面力 S_d と設計耐力 R_d の両者に対して、次の照

査式を適用するものである。

$$S_d \leq R_d \quad (2)$$

ここでは、応力/強度レベルではなく、断面力（曲げモーメント、せん断力など）レベルにて考えるものである。また、終局強度設計法への移行期は、曲げ破壊、せん断破壊など断面終局強度理論の成熟期と軌を一にする[6]。また、式(2)の両辺には、それぞれ複数の安全係数が含まれ、荷重系の安全性（左辺）と耐力系の安全性（右辺）が独立して扱われていることも特徴である。また、反面、設計計算が煩雑化したことも否めない。

これらの両設計法は、土木・建築構造物の設計史における重要な論点であり、その比較/差異を図1に模式化した。

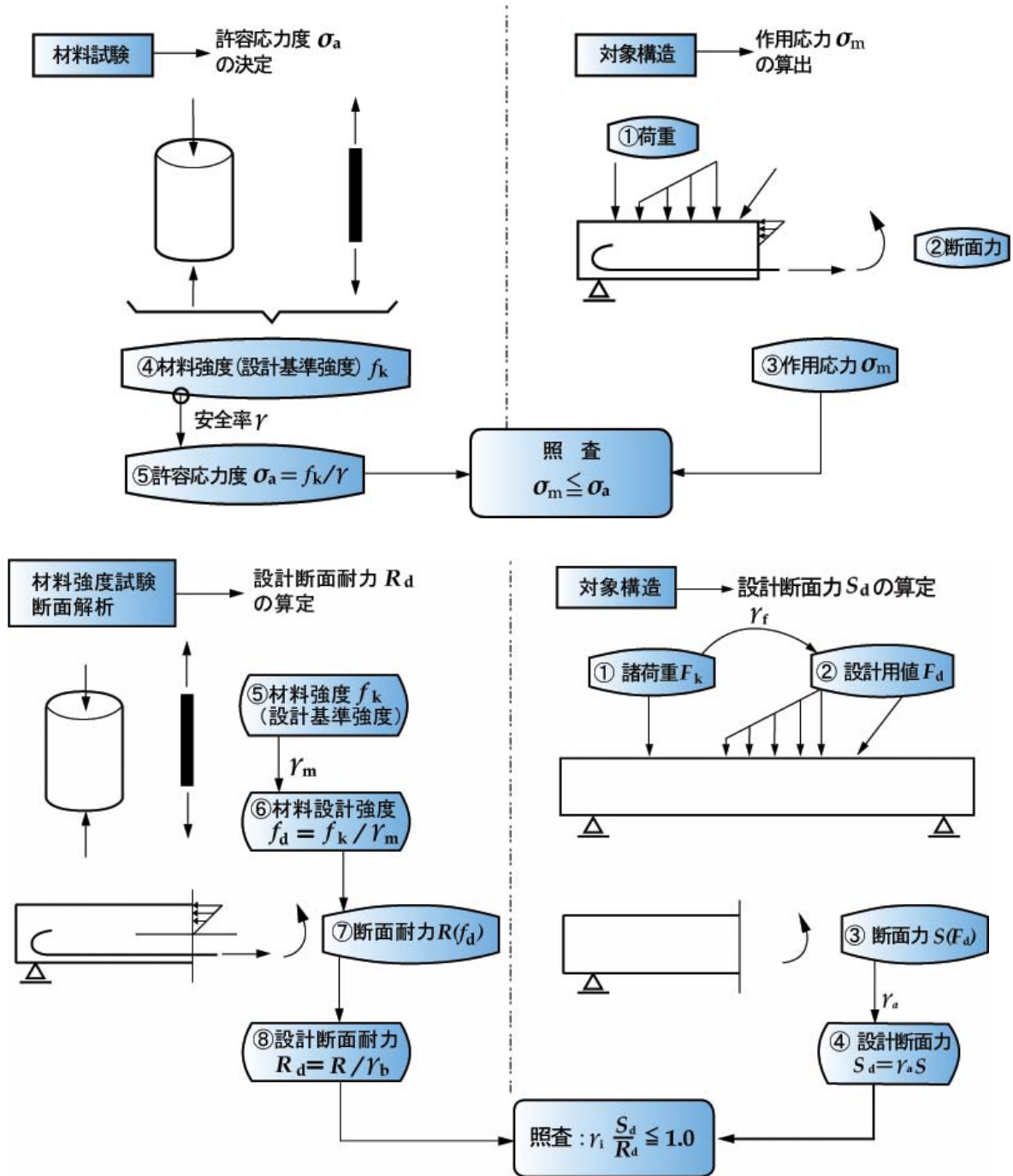


図1 許容応力度設計法と終局強度設計法の比較

③ 信頼性理論 : reliability theory

上記の式(2)は、最大と考えられる設計荷重 S_d と最小とみなされる設計耐力 R_d とを照合させるものであるが、本来、 S_d と R_d は、ばらつきを有する確率量である。このような両変数を確率変数として取り扱い、安全性を検討することが信頼性理論である。確率理論を適用した信頼性理論は多岐に亘るが、平均値と標準偏差を用いた2次モーメント法(second-moment method)が古典的/代表的手法である(例えば[13],[14])。

ここで、 S_d と R_d 両者から定まる性能関数(performance function)を、 $Z = R_d - S_d$ のように定義すると、(正規分布に従う確率量である場合)破壊確率は‘Zが負なる時の確率’によって与えられる。さらに、設計耐力 R_d の平均値と標準偏差を μ_R, σ_R , および設計荷重 S_d の平均値と標準偏差を μ_S, σ_S , とし、安全性指標 β を $\beta = (\mu_R - \mu_S) / \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$ のように定義すると、破壊確率は最終的に下式によって与えられる。

$$p_f = \text{Prob}(Z < 0) = 1 - \phi(\beta) \quad (3)$$

ここで、 $\phi(*)$ は、平均値0/標準偏差1の正規確率分布関数である。そして、許容破壊確率 p_{fa} 、または、許容安全性指標 β_a を別途定めることにより、信頼性理論による照査(信頼性設計と呼ぶべきか)は、下式のような形式となる。

$$p_f \leq p_{fa} \quad \beta \geq \beta_a \quad (4)$$

ここでは、破壊確率 p_f は小さいほど、安全性指標 β は大きいほど安全側となることを念頭に、式(4)の不等号を確認されたい。

④ 荷重強度係数設計法 : load and resistance factor design

本設計法(LRFD)は、設計荷重と設計耐力の公称値(nominal value) S_n, R_n を用い、次式により照査する。

$$\phi R_n \leq \gamma S_n \quad (5)$$

ここで、 ϕ =強度係数(resistance factor)、 γ =荷重係数(load factor)であり、これら両係数(部分安全係数)は信頼性理論と明瞭に結びついている。すなわち、

$$\phi = 1 - \frac{3}{4} \beta_a V_r < 1, \gamma = 1 + \frac{3}{4} \beta_a V_s > 1 \quad (6)$$

各係数は、 β_a =許容安全性指標、 V_r, V_s =設計耐力と設計荷重の変動係数を意味する。大切なことは、強度係数 ϕ と荷重係数 γ が許容値と確率量から算出される安全係数であり、当然のことながら、 $\phi < 1, \gamma > 1$ となる。

これら③、④の手法は、星谷・石井[14]の分類に従えば、式(4)の第1式を‘設計水準レベル1’、式(4)の第2式を‘設計水準レベル2’、式(5)を‘設計水準レベル3’と呼ぶことができる。

以上の各種議論のまとめとして、信頼性理論をベースに限界状態設計法(終局限界状態)を関連させ、これを図2に示した。ここでは、右縦軸の作用荷重と左縦軸の材料強度は異なる量(従って異なる単位量)を表すが、最終的に、設計断面力と設計断面耐力とが同一の力学量となり、横軸上にて対比/照査されている。

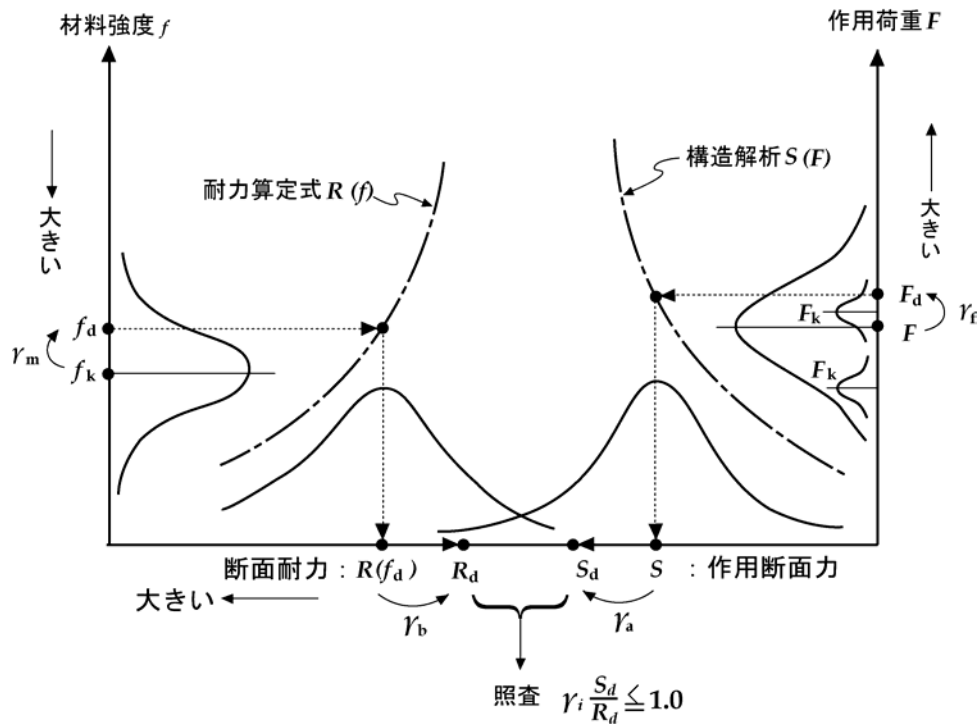


図2 信頼性理論と限界状態設計法の比較
 (図中諸記号は、コンクリート標準示方書[7]のものを用いている)

⑤ 限界状態設計法 : limit state design

上記の手法のうち、①許容応力設計法では使用時の荷重 (working stress at service load) を想定し、②終局強度設計法は最大耐力 (ultimate strength) を検討するものであり、異なる荷重状態を扱っていることになる。より合理的に考えるのであれば、両者を別個の限界状態 (limit state) として設定するべきである。すなわち、前者を ‘使用限界状態 (serviceability limit state)’、後者を ‘終局限界状態 (ultimate limit state)’ として、各々独立に照査するもので、1970～80年代頃から欧米各国の潮流となっている。

ただし、我国のコンクリート標準示方書 (土木学会[7]) では、これに ‘疲労限界状態 (fatigue limit state)’ が加わり、3つの限界状態を考えている。ここでは、このコンクリート標準示方書の限界状態設計法に従い、採用している照査式を呈示したい。

・使用限界状態: $\gamma_i \frac{\text{使用時の設計値}}{\text{許容限界状態}} \leq 1.0$ (7-1)

・終局限界状態: $\gamma_i \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0$ (7-2)

・疲労限界状態: $\gamma_i \frac{\sigma_{rd}}{f_{rd} / \gamma_b} \leq 1.0$: 応力ベース、 $\gamma_i \frac{S_{rd}}{R_{rd}} \leq 1.0$: 断面力ベース (7-3)

本例は、荷重と耐力 (または設計値と許容値) との比を用いたこと、構造物係数 γ_i を導

入したこと、疲労限界状態を第3の限界状態に設定したことが特徴であり、詳しい説明は、標準示方書[7]または解説書[11]を参照されたい。

以上のように構造設計に関するフォーマット（設計照査の形式）は、時代の推移とともに、各種提案/実行され現在に至っている。これらのまとめとして、精査する項目と照査フォーマットを表1に一覧化した。表中には、後述する性能設計などの最新設計法も含めたが、これら7例は、必ずしも同じレベルで並列的に比較されるものではなく、また各種の安全係数の意味合いが異なることを付記する（具体的な設計計算例を文献[11]の例題に示されているので、参照されたい）。

さて、表1では、いずれも、右欄が許容値/保有性能（耐力、靱性）などの構造性能であるのに対して、左欄は、設計荷重下における応答値、もしくは要求性能であることを確認されたい。すなわち、精査項目は次のように整理/対比される。

- ・ 右欄⇐保有性能（許容値、保有耐力、保有靱性率 etc.）：材料特性と部材諸元から（施工の良否/精度も含めて）、決定される。
- ・ 左欄⇐作用応力/断面力、要求性能 etc.：一般的には設計外力（常時荷重、地震荷重 etc.）によって決定される。性能設計の枠組みでは、要求される構造物の仕様、機能、種別などで決まる。

このような対比の一例として、限界状態設計法（終局限界）では、右欄⇐設計断面耐力、左欄⇐設計断面力となり、基本的に異なる力学量であるが、用語が酷似し紛らわしい。これらを英語で言えば、前者が‘ultimate capacity of section’、後者が‘section force’となり、差異が明確になる。

著者の独断で言えば、設計断面耐力は、言わば‘守り’であり、設計断面力は‘攻め’ということで比喻できよう。守りが勝れば（設計断面耐力>設計断面力）、構造物は壊れない（性能が発揮できる）ことになる。

表1 各種設計法における照査の項目と形式

	要求性能:外力による 作用値、応答値		保有性能:許容値、 保有耐力、保有靱性能
許容応力度設計法 allowable (working) stress design	(荷重により発生する)材料応力 working stress : σ_m	$\sigma_m \leq \sigma_a$	(材料強度から定まる)許容応力度 allowable stress: σ_a
終局強度設計法 ultimate strength design	(荷重により発生する)設計断面積力 member force: S_d	$S_d \leq R_d$	設計断面積力 member strength: R_d
限界状態設計法:使用限界状態 limit state design	(予想)ひび割れ幅 predicted crack width: W_{cr}	$W_{cr} \leq W_a$	許容ひび割れ幅 allowable crack width: W_{cr}
荷重強度係数設計法 load and resistance factor design	公称荷重: S_n 、荷重係数: γ	$\gamma S_n \leq \phi R_n$	公称強度: R_n 、強度係数: ϕ
信頼性設計法 reliability theory	安全性指標: β 破壊確率: p_f	$\beta \geq \beta_a$ $p_f \leq p_{fa}$	許容安全性指標: β_a 許容破壊確率: p_{fa}
耐震設計:変位法 displacement-based seismic design	応答塑性率 response: μ_d	$\mu_d \leq \mu_{rd}$	保有靱性能 member ductility: μ_{rd}
性能設計法 performance-based design	要求性能: required performance 要求性能指標: PI_R	$PI_R \leq PI_P$	構造(保有)性能: member performance 構造性能指標: PI_P

以上までの記述は、一般構造設計における、活荷重（例えば、車輛走行荷重）、死荷重（例えば、各種重量）などを対象としたものであり、本書の耐震設計に際しては（例えば地上構造物の場合）、次の4点に留意する必要がある（第1講での記述を再記した）。

- ① 地盤の振動によって励起される地震荷重 (earthquake loading) は、慣性力 (inertial force) である。入力する地震動と応答する構造物の両者が、それぞれ固有の動的特性（周波数特性、減衰特性）を持ち、両特性の兼ね合いにより震害が大きく異なる。
- ② 地震動は、深層の基盤から構造物が位置する地盤を介して、構造物に作用する。このため、周辺地盤の条件と基礎の形式により、構造物に入力する地震動の特性は大きく異なる。以上の①、②は、地震学 (seismology) および地盤と構造物との相互作用 (interaction) のように呼ばれ、なお多くの議論がなされている。
- ③ 地震荷重は構造物に、短時間ではあるが繰返し作用する。これは、正負の異なる方向に繰返し作用することにより、構造物に激しい劣化を強いるものである。
- ④ 予想される地震の規模、継続時間、周波数特性などは、建設地点を限定してもその不確定性きわめて大きい。一方、塑性域に及ぶ構造物の力学挙動も不確定な要素が多く、結果として、構造物の被害予測も極めて困難なものとなり、古くから信頼性理論の対象となり、近年では、リスク解析などが試みられている。

3. どの物理量/工学量で耐震設計をするか？

さて、耐震設計とは、構造物が慣性力という地震動を受けたとき、構造物が壊れるか否か、壊れないまでもどのような損傷を受けるのか、期待した性能を発揮できるかどうか---、を判断することである。そして、これらをどのような物理量または工学量で判断するのが合理的なのだろうか。これは耐震設計の根源的な問題である。

扱う対象が動的問題なので、応答する加速度、速度、変位のいずれかが、まず取り上げられる。付与される加速度、または慣性力をいわゆる‘(静的な)地震荷重’に換算することができれば、表1に示した7例すべての設計手法を適用することができ、これまでもそのようにされてきた。すなわち、通例の構造設計と同様に、部材に作用する、応力（鉄筋とコンクリート）、または断面力（曲げモーメント、せん断力 etc.）にて考える場合も多い。

一方、近年の耐震設計で特徴的なのは、さらに実際の震害に近い形での設計法が試みられていることである。例えば、靱性設計では塑性領域に及ぶ応答変位量にて照査し、Capacity Design では崩壊メカニズムを検討する。性能設計では損傷や残留変形などよりわかりやすい形で表現し、さらには、損害規模と確率の乗算で定まる地震リスクの算定も試みられている[17],[18]。このような新たな設計法の発展が、一般構造設計と異なる点であり、これまで手痛い地震被害を目の当たりにしたことの所産でもある。

ここでは、まずは古典的な話題である、荷重設計 vs. 変位設計を図化し、整理したい（図3）。まず、弾性応答解析から得られる最大せん断力 P_{max} を算出し、これを、許容応力度設

計法では、材料の許容応力度と対比し、終局限界を想定した応答では、最大耐荷力と比較照査する。これが、荷重設計 (load-based design) となり、最も基本的な手法である。一方、変位に基づく設計 (displacement-based design) では、弾塑性解析を行い、降伏点を越える場合応答せん断力は頭打ちとなる一方で、応答変位は増大する。そして、部材の保有する保有靱性能 (表 1 の右欄) との対比により照査が行われ、これは靱性設計とも呼ばれる。これらは、前者が線形解析 (elastic analysis)、後者が非線形解析 (inelastic analysis) をベースとするものである

このような弾性応答せん断力と弾塑性応答変位との関係は、鉄筋コンクリートの場合、第 4 講、第 3 章にて詳述したとおりであり、変位一定則/エネルギー一定則、荷重低減係数法などを適用することになる。

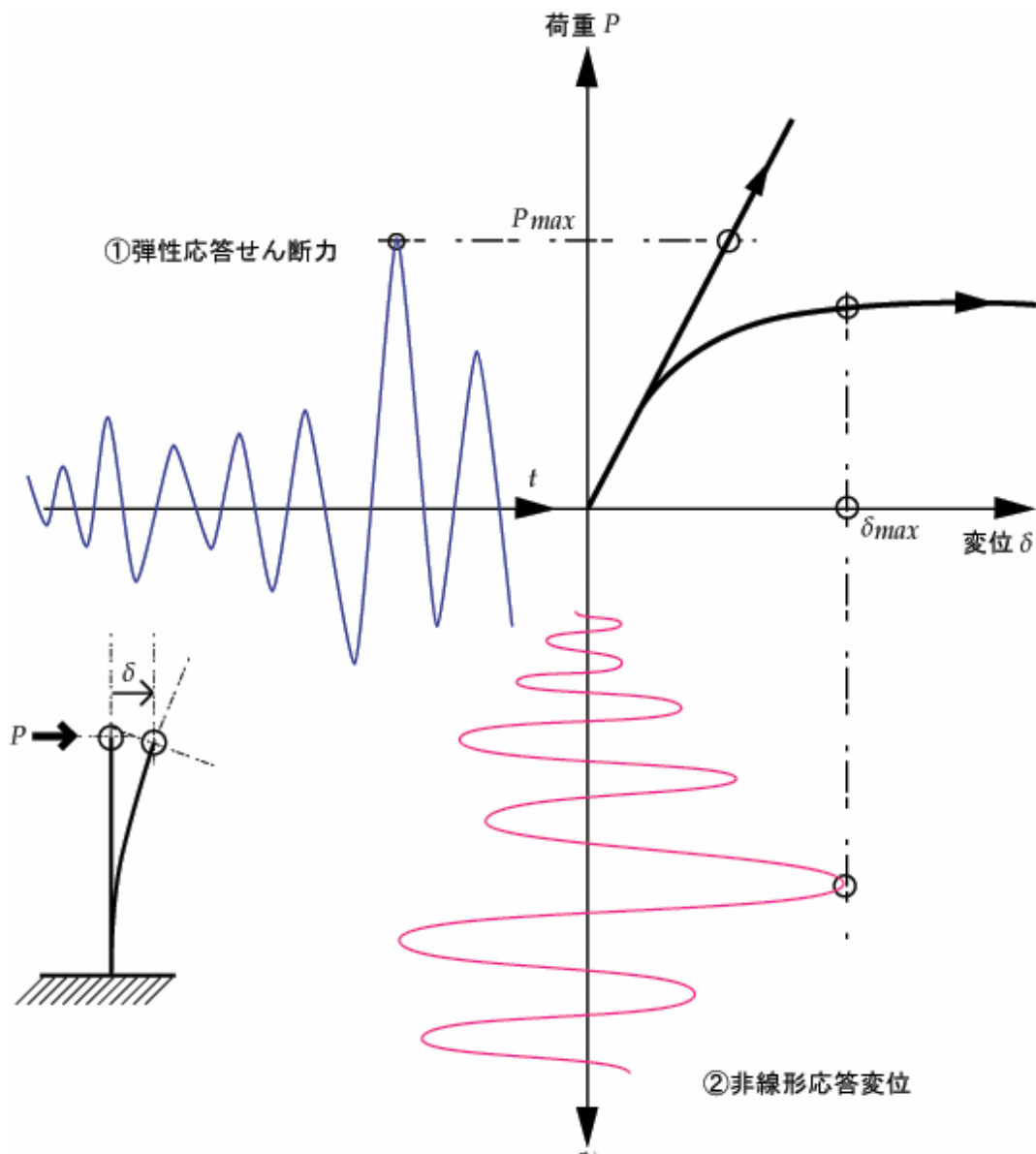


図3 構造物の応答と設計：耐荷力設計 vs. 靱性設計

ここで大切なことは、‘線形解析が非線形解析より劣る’ということではなく、動的問題の場合、線形解析から耐震設計上多くの情報が得られる。そして、忘れてはいけないことは、

- ・ 線形解析：応答加速度（地震力）、が主たる出力であり、応答倍率なるものを知ることができる。
- ・ 非線形解析：弾塑性応答変位が基本情報であり、さらに、損傷程度、残留変位、などの貴重な情報が得られる。

ことを再認識いただきたい。これに対応して、線形／非線形の応答スペクトルを定めることができるが、両ベクトルは似て非なる関係にあり、固有周期を横軸として、縦軸が、

- ・ 線形応答スペクトル：加速度（またはその震度換算値）
 - ・ 非線形スペクトル：塑性応答変位をパラメータとする降伏荷重（またはその震度換算値）
- となることを再記する。さらには、線形解析から非線形時の応答量に変換する方法は、構造物ごとに多くの試算/提案があり、端的に言えば、‘線形解析でも耐震設計が十分可能である’ということである。

4. 震度法と修正震度法

さて、耐震設計法の基本的な照査法を概観したが、まずは、基本的な手法として、震度法/修正震度法の説明が必要である。

(1) 震度法

質点に作用する地震力は、構造物が応答する絶対加速度によって生じる慣性力であることは、Newton の運動方程式が教えるところである。すなわち、慣性力は、質量 m に加速度 α を乗じ、慣性力 $=m\alpha$ によって表される。この加速度を重力加速度 G で除したものを震度 (seismic coefficient) と呼ぶ。応答加速度を水平方向と鉛直方向に分けて、 α_h = 水平方向の加速度、 α_v = 鉛直方向の加速度、とすると、各々の震度は次式となる。

$$\text{水平震度: } k_h = \frac{\alpha_h}{G}, \text{ 鉛直震度: } k_v = \frac{\alpha_v}{G} \quad (8)$$

いったん震度が定まると、重量 W の質点が受ける地震力は、次式となる。

$$\text{水平方向の地震力} = k_h W, \text{ 鉛直方向の地震力} = k_v W \quad (9)$$

以上のような手法を震度法と呼び、簡便さもあって古くから耐震設計の重要な考え方となっている。震度法は、剛性が高く比較的マッシブな（従って固有周期の短い）構造物に適するもので、対象とする構造物の動的特性に無関係に設計震度が定まることが特徴である。

これまでの耐震設計に用いられてきた震度は、概ね、レベル1地震動（供用期間中に数回発生する地震動）の場合 $k_h = 0.2 \sim 0.3$ ，レベル2地震動（供用期間中に発生する最強地震動）の場合 $k_h = 1.0$ 程度であることを付記する。ここで、‘水平震度 $k_h = 1.0$ ’ の物理的意味を理解いただけるであろうか。これは、例えば、上部に総質量 1000ton を有する橋脚を ‘ゆっくり 90° 真横にした状態’ と等価である。すなわち、上載重量がそのまま水平方向に作用したと考えればよく、極めて過酷な荷重状態である。

(2) 修正震度法

構造物の受ける地震作用（加速度、速度、変位など）は、同じ地震動でも、構造物の形式、構造寸法/剛性によって変化し、そもそも地盤の特性によって異なる。このため、構造物の特性/地盤特性によって、設計震度を調整することが合理的であり、これを修正震度法と呼ぶ。

このような修正震度法は、式(9)に応答倍率を導入することになり、例えば、水平力の場合、次式で表せる。

$$\text{水平方向の地震力} = k_h \lambda(T) W \quad \text{、ただし、} \lambda(T) = S_a(T) / \alpha_{\max} \quad (10)$$

ここで、 $\lambda(T)$ = 加速度応答倍率、 T = 固有周期、 $S_a(T)$ = 加速度応答スペクトルを表す。

修正震度法では、通例、構造物の固有周期と地盤の力学的特性によって、最大震度（設計震度）を調整するもので、設計コードでは地盤種別ごとの設計（震度）スペクトルが与えられる。

修正震度法の例として、道路橋示方書[15]での設計水平震度を図4に示した。ここでは、設計水平震度 k_{hc} を次式により与えるものである。

$$k_{hc} = c_s c_z k_{hc0} \quad (11)$$

すなわち、設計水平震度の標準値 k_{hc0} （図4）に、地域別補正係数 c_s と構造物特性補正係数 c_z を乗じて算出するものである。構造物特性補正係数 c_z は、 $c_z = 1 / \sqrt{2\mu_a - 1}$ によって算出されるが（ μ_a : 許容塑性率）、これはエネルギー一定則を準用しており、間接的に靱性設計がなされていることを示唆するものである。すなわち、許容塑性率 μ_a が大きい \Rightarrow 構造物特性補正係数 c_z が小さい \Rightarrow 設計水平震度 k_{hc} が小さい、ということである。保有靱性が良好であるほど、設計震度を減らすことができる。

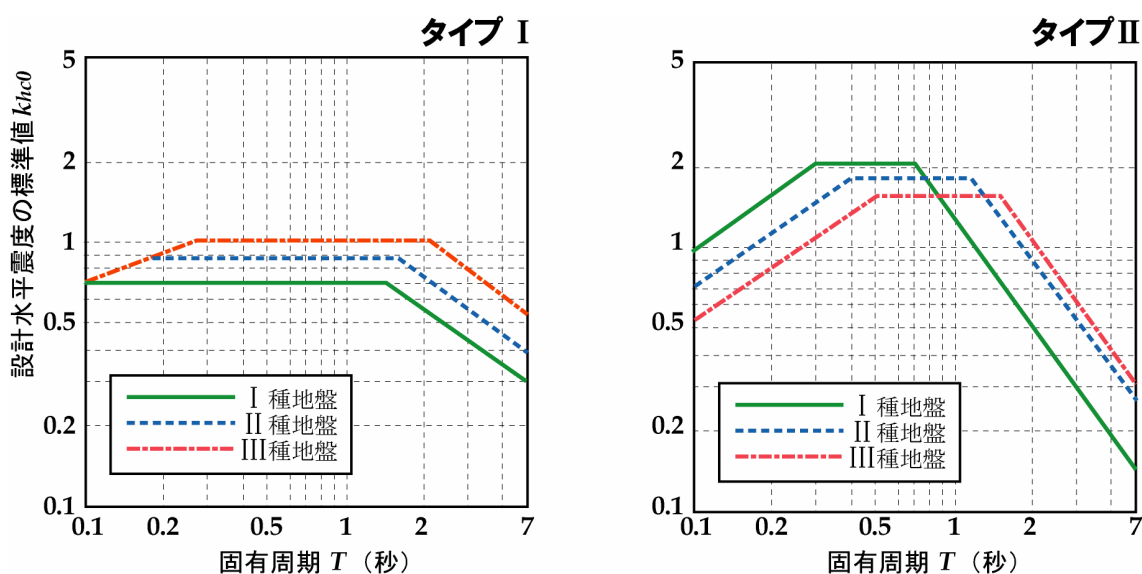


図4 修正震度による応答スペクトルの例
—道路橋示方書レベル2地震動（タイプI、タイプII）—

なお、レベルII地震動での震度は1.0に及ぶことを先述したが、レベルII地震動タイプIIでは、さらに震度2.0を与えていることがわかる。これは、阪神大震災にける震害の教訓から設定されたものであり、さらなる高震度・高耐震性を課すものである。

このような震度法/修正震度法は、通例、許容応力度設計法をベースとして用いられてきたが、いくつかの問題点が指摘されているので、ここに紹介したい。例えば、Priestleyら

は、文献[4]にて次のように説明している。

- ① 設計水平力が小さく、このため応答変位を過小評価する。特に、断面をひび割れ断面とせず、全断面有効として算定することにより、さらに過小の変位量となっている。
- ② 設計地震力が小さいので、重力（自重）と地震力との比率が、実際の場合と一致しない。これにより、曲げモーメントが小さくなるばかりでなく、分布形状が間違っただけとなり、正負の反転位置も正しくない。
- ③ 過大な地震力が作用した場合、部材の非線形挙動、および靱性とキャパシティデザインの考え方は、弾性設計の範囲では考慮されない。従って、ヒンジの形成位置やせん断破壊の回避は、許容応力度設計法をベースとした震度法では全く反映されない。

5. 新しい耐震設計法—限界状態設計法／Capacity Design／性能設計

さて、上記のような許容応力度設計法をベースとした震度法/修正震度法に替わって、新しい手法が提案/具現化されており、かいつまんで説明したい（ここで、‘新しい設計法’と称したが、いくつかは、数10年を経過/定着しているが、古典的手法に比してこのように呼ぶことをお断りしたい）。

① 限界状態設計法: seismic limit states design

複数の限界状態を設定することが合理的であり、耐震解析においても活用されてきた。一例として、3段階の限界状態を次のように定義/分類できる。

- ・ 使用性限界(serviceability limit state) : 軽微な損傷に止め、機能維持を保証する。RC構造の場合、曲げひび割れを許容するが、鉄筋の降伏は回避する。供用期間に数回発生する地震動を対象とする。
- ・ 損傷制御限界(damage control limit state) : かなりの損傷（鉄筋降伏、ひび割れ幅の増大、コンクリート剥離）を許容するものの、修復により構造物が早期に供用し得る限界。供用期間に発生する可能性の小さい地震動を対象とする。
- ・ 生存限界(survival limit state) : 最強地震動を対象として、修復不可能な損害を被るも、人命を保護し得る限界。

限界状態設計法は、既に1970年代より、欧米にて提唱[4]されてきたが、通例2段階とすることが多く、上例のうち‘損傷制御限界’が、耐震限界の特徴であると言える。

また、‘生存限界’（または、崩壊限界）は、後に‘capacity design’として具体化し、限界状態設計法そのものは、‘性能設計’として進化したものと理解している。

② キャパシティデザイン: capacity design

大地震下における十分な靱性確保のため、キャパシティデザインの概念が提唱された。これは、崩壊メカニズムを明確に設定し、意図した位置での塑性ヒンジの形成を前提とし、十分なエネルギー吸収能を確保して、靱性の確保を合理的に保証するものである。この場合、例えば、せん断破壊、定着破壊による脆性破壊は、本来の耐震容量(seismic capacity)を阻害するものとして、回避されなければならない。このことにより、設計上の最強地震

を、万が一超えた場合にも、最悪の被害を回避しようとするものである。

③ 性能設計：performance-based design

建造物の建設目的と建設地点の環境によって、発注者の要求する（必要とする）性能があり、一方、建造物は、その構造形状、使用材料の仕様、施工具合によって、特有の構造性能を有する。ただし、ここで言う性能（performance）とは、耐荷力や変形能にとどまらず、安全性、使用性はもとより、美観、（貯蔵物の）遮蔽性など、建造物本来の特性（もしくは、期待される機能）を表すものでなければならない。

そして、性能設計とは、これらの要求性能と構造性能とを対比し、性能レベルにて対比/照査するものである。性能設計では、慣用的に採用された‘材料’、または示方書に規定された個々の‘仕様（specification）’に制約されず、要求する‘性能（performance）’をよりダイレクトに追求することができる。従って、これまでの仕様設計（specification-based design）と本質的に区別される。

性能照査は、予め分類/設定された限界状態について検討されることが多く、この意味では、従前の限界状態設計法の延長線上にあるとも言える。

表1には、文献[10]にて提案された Asian Concrete Model Code を引用しているが、この場合、性能指標（performance indices）による照査式を用い、 $PI_p > PI_R$ のような照査フォーマットによって、性能設計を実施している。性能設計では、多くの場合、いわゆる‘性能マトリックス’にて照査するもので、次章に詳しく例示する。

6. まとめ

最終第5講の第1章として、耐震設計法（seismic design）を考察したが、前半は一般構造設計をレビューし、後半では耐震設計について考えた。一般構造設計では、許容応力度設計法から限界状態設計法への脱皮、信頼性理論の発展と適用が、過去40年間の主たる潮流であると言える。耐震設計に関しては、許容応力度設計法から終局強度設計法への転換、近年の大規模震害、そしてキャパシティデザインと性能設計法の導入がキーワードであると言える。

続く、第2章、第3章にてさらに具体的な耐震設計法を紹介・説明したい。

【参考文献】

- [1] Y-X.Hu, S-C.Liu and W.Dong : Earthquake Engineering, E & FN SPON, 1996
- [2] F.レオンハルト、E.メニッヒ（横道監訳、成井、上坂、三ヶ月共訳）：鉄筋コンクリートの設計-レオンハルトのコンクリート講座①-、鹿島出版会(1986)
- [3] MacGregor, J.G. : Reinforced Concrete, Mechanics and Design, Prentice Hall (1988)
- [4] Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M.: Seismic Design and Retrofit of Bridges, A Wiley-Interscience Publication, 1996
- [5] Edmund Booth ed. : Concrete Structures In Earthquake Regions: Design & Analysis, Concrete Design & Construction Series, Longman Scientific & Technical, 1994
- [6] 土木学会：鉄筋コンクリート終局強度理論の参考、コンクリート・ライブラリー第 34 号、1972 年 8 月
- [7] 土木学会：2002 年制定 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]、[耐震性能照査編]
- [8] David J. Dowrick : Earthquake Resistant Design for Engineers and Architects, 2nd ed., JOHN WILEY & SONS, 1996
- [9] 秋山宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計、技報堂出版, 1999.11
- [10] International Committee on Concrete Model Code: Asian Concrete Model Code, Level1 & 2 Document –second draft-, March 1999
- [11] 吉川弘道：鉄筋コンクリートの解析と設計（第 2 版）-限界状態設計法と性能設計-、第 3 章 鉄筋コンクリート部材の設計法、pp. 45～70, (株)丸善出版、2004. 2
- [12] Chanakya Arya : Design of Structural Elements, second edition, Concrete, steelwork, masonry and timber design to British Standards and Eurocodes, ‘Chapter 1 Philosophy of Design’, Spon Press, 1999
- [13] 土木学会編：構造物の安全性・信頼性、昭和 51 年 10 月
- [14] 星谷勝・石井清：構造物の信頼性設計法、鹿島出版会、1986
- [15] 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、2002
- [16] Robert E. Melchers : Structural Reliability Analysis and Prediction, 2nd ed., John Wiley & Sons, 1991
- [17] 遠藤昭彦・吉川弘道：鉄筋コンクリート橋脚に対する地震リスク評価方法の適用、構造工学論文集、Vol. 49A, pp.435-445, 2003 年 3 月
- [18] 遠藤昭彦・吉川弘道：RC 橋脚に対する地震リスクカーブ作成法、『もっと知りたいコンクリート講座』>電子サイバー講座>耐震設計入門講座
http://c-pc8.civil.musashi-tech.ac.jp/RC/tai_a.htm

第2章 耐震性能と性能設計

構造物の設計思想もしくは設計体系の確立には、合理的/客観的な体系化がきわめて重要となり、前世紀より多くの議論がなされてきた。これまで、許容応力度設計法，終局強度設計法，限界状態設計法，の変遷を経て，近年では，性能設計への移行が世界の潮流となっている（前章の記述のとおり）。第2章では，この新しい設計法である性能設計法を採り上げる。まず，性能設計の基本的な概念と特徴を考え，次に事例を挙げながら，具体的な適用示方書を概観したい。対象は，国内外の適用事例を参考とし，また，我国の建築構造物での適用例に多く触れている。性能設計は，今だ種々の解釈と異なる適用法があり，本章での記述は，国内外の現状の解釈と説明を目指すものである。

1. 性能設計とは。

・性能設計法を簡単にまとめると：

構造物の建設に際しては，その建設目的と建設地点の環境によって，発注者または使用者の要求する（必要とする）性能がある。一方，構造物は，その構造形状，使用材料の仕様，施工具合によって，特有の構造性能（達成性能と呼ぶこともある）を有する。ただし，ここで言う性能（performance）とは，これまで算定された耐荷力や変形能にとどまらず，安全性，使用性，美観，（貯蔵物の）遮蔽性など，構造物本来の特性（もしくは，期待される機能）を表すものでなければならない。

従来手法	新世代の手法
仕様設計 specification-based design	性能設計 performance-based design
構造寸法，材料，手法・手段を示方書などに規定し，これに基づき設計する。	要求性能を明確に規定し，これに基づき設計する。
非崩壊設計 no-collapse-based design	性能設計 performance-based design
崩壊するか，崩壊しないかの設計法。靱性設計（荷重低減係数法，変位に基づく規定）が用いられてきた。	多段階の性能と多段階の外力（地震力）レベルを規定し，両者のセットにて性能規定する。

図1 性能設計法と従来手法との比較

そして，性能設計（performance-based design）とは，これらの‘要求性能’と‘構造性能’とを対比する，性能レベルにて設計照査するものである。すなわち，構造性能が要求

性能を上回ることにより、設計照査が達成される。あるいは、発注者の求める要求性能をもとに、目標性能を策定し、建造物が設計／施工される、と捉えてもよい。

従って、許容応力レベルまたは耐荷力レベルでの対比（照査）とは異なり、これまでの仕様設計とも本質的に区別される。性能設計では、慣例的に採用された‘材料’、または示方書に規定された個々の‘仕様（specification）’に制約されず、要求する‘性能（performance）’をよりダイレクトに追求できることが大きな特徴である（図 1 上段）。ただし、性能照査が、設定された限界状態（終局限界（安全性）、使用限界（供用性）など）について検討されることが多く、従前の限界状態設計法の延長線上にあるとも言える。

このような性能設計は、例えば、プロ野球選手の年棒査定に似て異なる点がある。彼らは、結果（1年間の成績）が全てであり、どれだけ練習したか、どれだけ身体能力があるかは関係なく、どれだけ成績（performance）を残せたかが、次のシーズンの年棒として評価される。建造物も同様で、どんな高価な材料を用い、どんな高度な解析法を駆使しても、結局のところ、発注者/使用者/オーナーにとっては、建造物としての性能が最も重要となる。ただし、両者の決定的な違いは、前者が1年間の成績が数値としてはっきりと残るのに対して、後者は、その性能の客観的な立証が容易ではなく、数百年に一度の強大地震には、終ぞ遭遇しないまま、供用を終えることが多い。

性能設計の導入は、新材料/新工法の開発、高度な解析や設計手法の採用を促すものとなり、所要の性能（もしくは機能）を満足するための、最も経済的な設計が期待できる。すなわち、性能水準を満たすことが重要であり、使用材料、解析手法などに拘束されない、自由度の大きい設計行為を行うことができる。

性能設計のもう一つの特徴は、これまでの設計法にある、‘壊れるか、壊れないか（0-1議論）’ではなく、その中間状態を工学的に規定し、荷重レベルとのセットで性能規定することである。従って、図1の下段に示したように、設計図書にあるような、‘OK’か‘NG’のいずれかの照査（no-collapse-based design[2]）と対比され、性能設計の重要な特徴であると言える（実際の設計図書では、‘NG（No Good）’はあってはいけないが）。

ただし、性能設計の導入は、一方では、担当者に対して、いくつかの義務と心構えが要求され、かつ科学的普遍的な手法による立証も必須となる。性能設計の導入は、一つのパラダイムシフト（Paradigm Shift：規範変換）であり、性能設計が成立するための要件として、① 情報開示（information disclosure）、② 説明責任（accountability）、③ 自己責任（liability）、など3つの基本原理（[11], [12]）が挙げられる。

・海外の動向と我国の対応：

このような性能設計は、近年、欧米諸国に始まり、現今の国際標準化を契機に、我国においても種々の検討がなされ、現行示方書（ガイドライン）の性能規定化に反映されている（[6]、[7]）。前者については、WTO（world trading organization：国際貿易機構）協定におけるTBT条項（technical barriers to trades）の締結に始まり、並行して、I

ISO (international organization for standardization : 国際標準化機構) における国際標準の性能規定化と国際標準化への圧力、が性能設計導入に大きく関係している。これに呼応して、我国では、土木学会、建築学会、構造工学委員会による委員会活動、および既往標準示方書の性能規定化 (国内の示方書として [15], [16], [21], [22]) が進んでいる。

このような動向は、また、近年の巨大地震災害 (Loma Prieta (1989 年)、Northridge (1994 年)、神戸大地震 (1995 年)) も大きく影響している。大震災の経験を通して、災害復旧技術や高耐震性技術の向上/蓄積もさることながら、稀に発生する巨大地震に対する合理的な耐震設計法として、性能設計導入の契機となったと言える。

このように性能設計は、初期の基本検討と概念形成、関連する国際会議の開催、各種構造物への適用、示方書/ガイドラインでのコード化、など、既に 10 年近く歳月が流れているが、設計概念 (conceptual framework)、コード化の問題点、書式 (format) の統一、など、なお議論が続いている。本第 2 章は、国内外の成書、論説、論文などをもとに、著者の判断により再構成したものと理解いただき、‘未だ論議の収斂しない性能設計’ を取り扱うものである以上、多かれ少なかれ、統一性を欠くことは避けられず、いくつかの議論の余地を残すものであることを承知いただきたい。

2. 性能設計法の考え方と適用法

・性能設計の基本用語：

まずは、読者諸氏が分かりやすいように、性能設計に関する基本用語を表1のようにまとめた。これらの用語の定義については今だ議論が続いているが、読者の便を図るため、主要図書、示方書、委員会報告などをもとにとりまとめ、著者の解釈にて再整理したものである。なお、本章の主題である、性能設計には、現在までに、‘性能規定型設計’、‘性能照査型設計’、‘性能明示型設計’などの名称があり、ここに付記する。

表1 性能設計に関する基本用語

性能 (performance)	構造物 (部材) の発揮する能力、または遂行し得る能力
機能 (function)	構造物 (部材) の発揮する役割、または発揮すべき能力
仕様規定 (specification-based)	構造物の形状、寸法、使用材料などを技術基準の中で規定すること
性能規定 (performance criterion)	構造物の要求される性能とそのレベルを規定すること
要求性能 (performance requirement)	構造物が具備すべき (必要とする) 性能。発注者によって決定される。
構造性能 (structural performance)	構造物の保有している (達成した) 性能。形状寸法、断面諸元、使用材料、施工の程度により実現される性能である。
照査 (verification)	構造物が所要の性能を満足しているか判定を行うための行為

・性能設計の適用法：

構造物の性能とは、構造物が外乱 (持続荷重、衝撃、強制変形、慣性力 (地震力) など) を受けたときの ‘挙動/ふるまい (behavior)’、または ‘応答/反応 (response)’ の出来/不出来とすることができよう。言い換えると、普段の状態で (常時荷重に対して)、および、いざという時に (偶発荷重に際して) ‘構造物の発揮する (遂行し得る) 能力’ と説明できる。そして、想定される外乱 (設定された設計荷重) に対して、微動だにしないこともあれば、ひび割れを生じる場合もあり、また、場合によっては、倒壊することも予測され、(良い悪い、想定内/想定外は別にして) 種々の性能が想定される。

性能を具体的に示すと、土木構造物の場合、安全性、使用性がまずは重要であり、加えて、耐久性、(震災後の) 復旧性、美観などが挙げられる (これらすべてが、定量的、客観的に評価/照査できるかどうかは別として)。これらの検討項目である、安全性、使用性、復旧性は、前述の限界状態の項目が用いられることが多く、コンクリート系示方書の多くは、従来の限界状態設計法の枠組みを踏襲していると言える。

次に、このような性能規定のために、次の2つの性能を設定することになる。

・要求性能 (performance requirement, target performance, demand)：

構造物が具備すべき（もしくは必要とする）性能であり、使用者/発注者によって決定されることが多い。

・ 構造性能 (structural performance, capacity) :

構造物の保有している（具現化した、あるいは達成した）性能であり、（実際の）形状寸法、断面諸元、（使用された）材料、（実際の）施工の程度による、実現された（される）性能である。

そして、これら両性能を比較し、単純に言えば、構造性能が要求性能を満足すれば（上回れば）、設計照査が達成されることになる。または、発注者が要求性能を策定し、これに従って、目標性能を決定する（従って、設計/施工が遂行される）、とも解釈することができる。このような照査は従来の限界状態設計法のフォーマット（例えば、[15]）を踏襲し、荷重/強度を応答変位/限界変位に置きかえれば、下式のような記述となる。

$$\gamma_i \frac{\delta_{\max}}{\delta_u} \leq 1.0 \quad (1)$$

ここに、 δ_{\max} =最大応答変位、 δ_u =変位の限界値、 γ_i =構造物係数である。このような性能レベルの照査を直接的に記述しようとするれば、次式のような書式[2]となる。

$$\frac{Demand}{Capacity} \leq DC_{accept} \quad (2)$$

ここで、*Demand*=要求性能、*Capacity*=保有性能であり、荷重設計で言えば、前者は（断面力として、曲げを考えれば）**factored moment** であり、後者は **factored strength capacity** となり、変位設計で言えば、分子が **factored displacement (factored rotation deformation)** であり、分母（後者）は **factored deformation capacity** となる。また、 DC_{accept} =両性能比

の許容値であるが、荷重ベース設計の場合、 $DC_{accept} \geq 1$ （弾性応答値を **force demand** としているため）、変位ベース設計では、 $DC_{accept} \leq 1$ となる。

他方、Asian Concrete Model Code[18]では、性能指標 *PI* (performance index) を導入し、次式のフォーマットを提案している。

$$PI_R \leq PI_P \quad (3)$$

ここで、 PI_R =要求性能指数 (index of required performance)、 PI_P =構造（保有）性能指数 (index of member performance) となる。

ただし、式(2)、式(3)のような書式にて提示されているのは稀な例であり、多くの示方書/マニュアルには具体的な呈示は少ないと言える。

以上のような性能照査の書式を、既往設計法および信頼性設計法と対比すると、表2のように整理することができる（これは、前章の表1を再構成したものである）。いずれの場合も、不等号の意味するところをきちんと理解することが大切である。

表2 性能設計と従来の設計法との比較

		上:要求性能:外力による作用値、応答値 下:保有性能:許容値、保有耐力、保有靱性能
性能設計/Capacity Design		
性能設計	Demand/Capacity < DC _{accept}	Demand:要求性能 Capacity:保有性能
耐震設計:変位法 displacement-based seismic design	$\mu_d \leq \mu_{rd}$	応答塑性率 response: μ_d 保有靱性率 member ductility: μ_{rd}
Asian Concrete Model Code アジアコンクリート基準	$PI_R \leq PI_P$	要求性能指標: PI_R 構造性能指標: PI_P
これまでの設計法/Conventional Design		
終局強度設計法 ultimate strength design	$S_d \leq R_d$	設計断面力: member force S_d 設計断面耐力 member strength: R_d
荷重強度係数設計法 load and resistance factor design	$\gamma S_n \leq \phi R_n$	公称荷重: S_n 、荷重係数: γ 公称強度: R_n 、強度係数: ϕ
信頼性設計法 reliability theory	$\beta \geq \beta_a$ $p_f \leq p_{fa}$	安全性指標: β 、許容破壊確率: p_f 許容安全性指標: β_a 、許容破壊確率: p_{fa}

3. 性能照査型耐震設計法と性能マトリックス

性能設計は、耐震設計において数多く検討/具体化されており、特に重要な意味を持つ。これは、ロマプリータ地震 (Loma Prieta: 1989年)、ノースリッジ地震 (Northridge: 1994年)、阪神淡路大震災 (1995年) などの巨大地震の経験に基づくものである。

性能照査型耐震設計では、耐震性能 (seismic performance objectives: 地震規模と性能レベルのセット) を多段階に規定することポイントであり、多くの示方書/ガイドラインにて、成文化されている。

このような耐震性能規定の好例として、SEAOC (Structural Engineering Association of California: カルフォルニア構造技術協会) [1]による性能規定を図2に例示した。これは、耐震性能水準を横枠、地震動レベルを縦枠にとり、マトリックス形式 (性能メニューと呼ぶこと

もある) となっていることが特徴である。

ここでは、耐震性能水準として、

- **fully operational (serviceable)** : 完全機能維持 (供用可能)
施設がほとんど損傷を受けず、機能を維持している、
- **operational (functional)** : 機能維持
施設は、軽微な損傷受けるが機能を維持し、2 次的な機能に若干の障害が生じる
- **life safe** : 人命の安全確保
人命安全を確実に確保する。中程度の損傷を生じている。
- **near collapse (impending collapse)** : 崩壊の回避
人命が脅かされ、相当量の損傷を受ける。しかし、構造上の崩壊は避ける。

のように分類され、右方向に性能が低下 (左方向に性能が向上) している。

一方、地震動レベルでは、上から、順次、次のように規定されている。

- **frequent** : たびたび発生する地震
再現期間 43 年 (30 年間で超過確率 50%にて発生する地震)
- **occasional** : 時々発生する地震
再現期間 72 年 (50 年間で超過確率 50%にて発生する地震)
- **rare** : 稀に発生する地震
再現期間 475 年 (50 年間で超過確率 10%にて発生する地震)
- **very rare** : ごく稀に発生する地震
再現期間 970 年 (100 年間で超過確率 10%にて発生する地震)

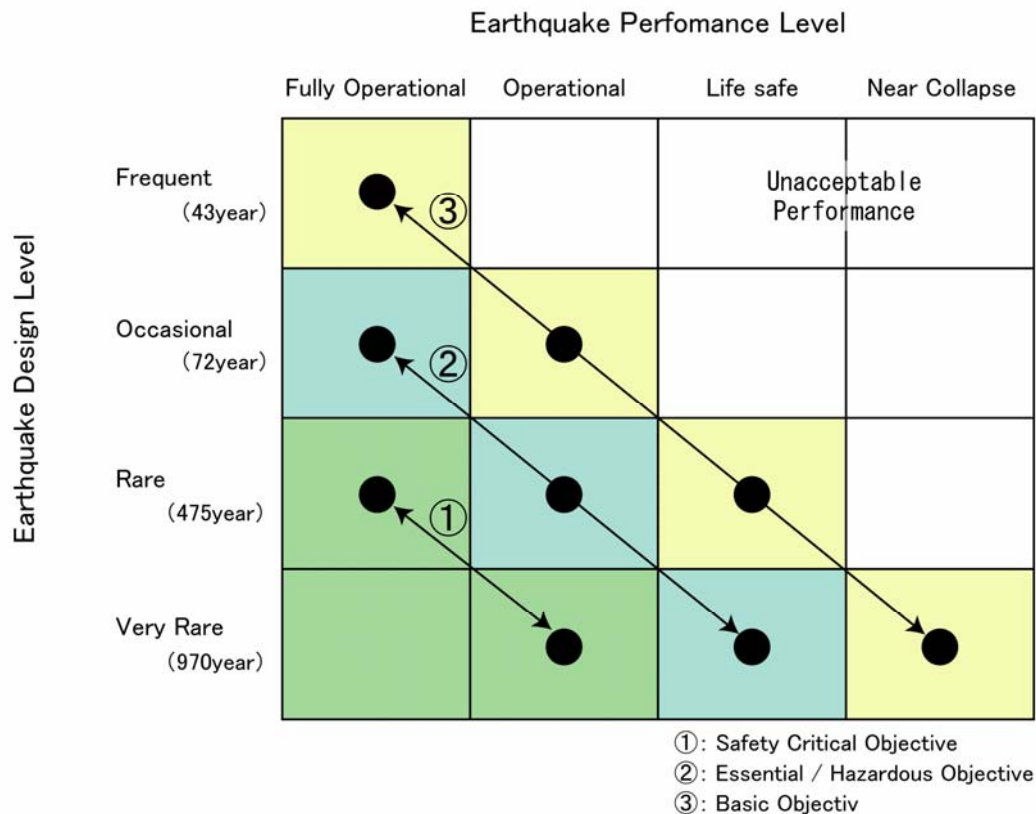


図2 耐震性能マトリックス (SEAOC Vision 2000[1])

このような4×4のマトリックス項目のうち、両極端である、最右上と最左下の各マスを考えてマトリックスの意味合いが明確になる。例えば、最右上は、frequent earthquakes (小規模地震) に対して near collapse (崩壊の回避) を意味し、これは当然 (最小限) の耐震性能である。一方、最左下の枠は、very rare (ごく稀に発生する地震) に対して、fully operational (完全な機能維持) を期待することであり、このような性能を達成することはほぼ不可能であり、実現できたとしても経済的とは言えない。

そして、設定する耐震性能として、図中の

- ① Safety Critical Objective
- ② Essential/Hazardous Objective
- ③ Basic Objective

のような、右下がりの性能特性が設定される。これら3つの性能のうち、①が最も高性能の耐震基準となっていることを確認されたい。

4. 性能項目の種類と定義

性能設計の適用に際しては、性能の種類と定義を具体的に示すことが必須である。通例、

① 安全性(safety), ② 使用性(serviceability), ③ 修復性(reparability)、などが提示され、土木系/建築系ともほぼ同様な考え方である。

安全性は、構造物の崩壊を回避し、人命の保護を全うするものであり、構造物の具備すべき最も基本的な性質である。使用性は、快適に構造物を使用するための性能であり、言い換えると常時荷重における使い易さであり、耐震設計に際しては、地震被災後の使用性（常時荷重時の使用性とは異なる）も含むものである。これら2つの性能は、これまでの限界状態設計法と対応することができ、終局限界と疲労限界は安全性に相当し、使用限界は、文字どおり使用性と同一である。また、近年の震災経験から、あらたに、修復性（または復旧性）などが加わり、被災後に速やかに修復し、早期の機能復帰（供用再開）を期待するものである。関連するものとして、維持管理性、施工性、景観性なども提唱されており、示方書の対象構造物、適用範囲、によって異なると言える。

具体的な照査項目の例として、土木構造物への適用例として表3に、建築構造物のガイドラインとして表4に例示した。

表3は、複合構造物の性能照査指針（案）（土木学会）[19]より、解説表2.2.1を抜粋し、具体的な性能事例（橋梁を想定した性能）として示したものである。この場合、（基本的な）要求性能（3項目）⇒目標性能の項目（5項目）⇒照査項目（限界状態）（13項目）⇒照査指標の例（13事例）、のように順次、階層化/細分化されていることが表から判断できる。実際の適用に際しては、このように複数設定される限界状態（limit state）に対して、数値化できる照査指標によって、要求性能（目標性能）が達成されるべく、設計業務が遂行なされることとなる。

表3 要求性能/目標性能/照査項目/照査指標：複合構造物の性能照査指針[19]

要求性能	目標性能の項目	照査項目(限界状態)	照査指標の例
安全性	構造物または部材の 破壊・崩壊	部材破壊	断面力
		疲労破壊	断面力または応力
		構造物の破壊	構造物の変位・変形
		剛体の不安定	構造物または基礎の変位・変形
使用性	使用上の快適性	走行性・歩行性	加速度・振動 変位・変形
		外観	ひび割れ幅
		視覚的安全性	鋼材腐食状況
		騒音・振動	騒音・振動
	第三者影響度	局所的損傷	ひび割れ幅
		外観	ひび割れ密度
	遮蔽・透過性	水密性	構造体の透水係数 ひび割れ幅
		気密性	構造体の透気係数 ひび割れ幅
		遮蔽性	物質・エネルギーの漏洩量
		透過性	構造体の透水係数 ひび割れ幅
復旧性	性能の回復	復旧の難易度	部材または構造物の損傷状況

他方、鉄筋コンクリート造の建築物を対象とした性能評価ガイドライン[14]でも、ほぼ同様の定義を行っており、これを次表にまとめた。この場合、安全性、使用性、耐久性、修復性といった基本性能はほぼ同一であり、階層化による具体的な項目が提示されている。ただし、諸項目では、安全性の場合、居住者に対する空間確保/避難経路の確保などがあり、使用性に際しては、感覚的な性能、什器/設備機器に関する性能があり、これらは建築物として特徴的な性能である。

表4 鉄筋コンクリート造建築物の性能評価ガイドラインにおける基本性能[14]

安 全 性	建築物内外の空間を保持し、倒壊などから人命を保護する機能についての性能で、社会通念上不可欠と考えられる性能である。
使 用 性	建築物の機能のうち、安全性以外に関する建築物の用途に応じて必要とされる使用上の機能についての性能で、一般的には非常時には機能が発揮されなくても許容される性能である。
耐 久 性	安全性や使用性の時間変化率に関する性能である。
修 復 性	建築物の基礎性能（安全性、使用性、耐久性）の維持に関する性能であり、維持管理や性能低下時の修復の容易性、ならびにその時の建築物の機能代替に係わる費用や容易性の観点から任意に定められる機能である。

性能項目

基本性能	基本性能の項目	関連する物理現象の例	基本性能の項目を規定する工学量の例
安全性	a. 構造物内外の空間の確保	剛体転倒、損傷、崩壊、倒壊、落階	鉛直力残余支持強度、転倒復元力、最大変形、塑性率、崩壊機構形式
	b. 構造部材・非構造部材の脱落・飛散による危害の防止	構造部材に取り付けられた部材の脱落・飛散	部材加速度、強制変形
	c. 設備機器・什器の落下・転倒・移動による危害の防止	構造部材に取り付けられた設備機器の転倒・落下・移動	部材加速度、強制変形
	d. 安全な避難経路の確保	ドア開閉・避難誘導具の損傷	部材加速度、強制変形
使用性	a. 使用性能(感覚的(視覚的/感覚的))の確保	たわみ・傾斜・破損・凹凸・段差・振動・きしみ音・ひび割れによる美感の変化	部材変化、傾斜、剛性損傷
	b. 日常安全性	床面の凹凸・段差などにより生じる歩行者のつまづきなど	部材変化、傾斜、剛性損傷
	c. 気密・防水・遮音・断熱性の確保	たわみ・ひび割れ・破損による外気・水・音・熱の侵入	部材変化、傾斜、剛性損傷
	d. 可動部分に関する機能保持	破損・変形による機構の破損	部材加速度、強制変形
	e. 設備機器の機能保持	振動・変形・傾斜による設備機器の破損	部材変化、傾斜、剛性損傷
	f. 什器の機能保持	什器の破損	部材変化、傾斜、剛性損傷
耐久性	a. 安全性、使用性の低下	材料劣化	中性化、断面欠損

【参考文献】

- [1] Structural Engineers Association of California : VISION 2000 Performance Based Seismic Engineering of Buildings, Final Report, April 3, 1995
- [2] Duan, L., and Li, F. : Seismic Design Philosophies and Performance-Based Design Criteria, Bridge Engineering: Seismic Design, pp.5-1～5-35, edited by Chen, W.-F. & Duan, L., CRC Press, 2003
- [4] Bertero, V.V. : Performance-Based Seismic Engineering: Critical Review of Proposed Guidelines, Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, (Fajfar & HELMUT Krawinkler ed.), 1-31, Balkema, 1997
- [5] Tanabe, T. (ed.) : Comparative Performances of Seismic Design Codes for Concrete, Elsevier, 1999
- [6] 島崎敏一、畑久仁昭：土木基準の2000年問題は大丈夫か？—国際標準への対応—、土木学会誌、Vol. 83, pp. 25-28, 1998
- [7] 香月智：構造設計の国際標準化と性能設計法（その1 国際標準化の動き）、砂防学会誌、vol. 53, No. 4, pp. 60-63, 1999
- [8] 建築基準法、建築基準法施行令：
- [9] 土木学会構造工学委員会 構造設計国際標準研究小委員会：活動報告書 国際標準に基づく構造物の設計法、構造工学技術シリーズ No. 18、平成12年8月
- [10] 星谷勝：第1回 性能設計概論（前半）、平成14年度 性能基準に関する講習会資料集、（財）日本農業土木総合研究所
- [11] 中島賢二郎：性能設計に関するメモ、平成14年度 性能基準に関する講習会資料集、（財）日本農業土木総合研究所
- [12] 日本建築学会 関東支部：鉄筋コンクリート構造の設計 学びやすい構造設計、改定5版、2002. 1. 30
- [13] 西川・稲田・岩原・河村・堤：性能型構造設計入門、243p, 培風館、2003. 4. 25
- [14] 建設省大臣官房技術調査室監修（社）建築研究振興協会編：鉄筋コンクリート造建築物の性能評価ガイドライン、283p, 技法堂出版、平成12年7月
- [15] 土木学会 コンクリート委員会：2002年制定コンクリート標準示方書[耐震性能照査編]
- [16] 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、平成14年3月
- [17] 土木学会 コンクリート委員会 コンクリート標準示方書改定小委員会：コンクリート技術シリーズ No. 48 コンクリート構造物の耐震性能照査技術—現状と将来展望—、II 損傷と復旧を考慮した耐震設計、pp. 47～63, 平成14年12月
- [18] International Committee on Concrete Model Code: Asian Concrete Model Code, Level1 & 2 Document –second draft-, March 1999
- [19] 土木学会：構造工学シリーズ 11 複合構造物の性能照査指針（案）、平成14年10月

[20] 国土交通省 Web : 住宅の品質確保の促進等に関する法律

<http://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/house/torikumi/hinkaku/hinkaku.htm>

[21] 鉄道総合技術研究所 編：鉄道構造物等標準設計・同解説 コンクリート構造物、丸善、540p, 平成 16 年 4 月

[22] 鉄道総合技術研究所 編：鉄道構造物等標準設計・同解説 耐震設計、丸善、467p, 平成 11 年 10 月

第3章 各種示方書における耐震設計

第3章では、各種示方書における耐震設計の適用例を概観したい。本章に採り上げる標準示方書、指針、ガイドラインは、自ずと性能設計の立場をとるもので、前章にて詳述した性能設計の具体的な適用例をまとめたことになる。

対象事例としては、土木系/コンクリート系の示方書または指針類、建築構造物では、関連文献の引用をもとに、その考え方と現状を紹介する。欧米での耐震設計については、主要指針の名称の紹介に止める。

1. 土木系構造物の性能設計

① コンクリート標準示方書（土木学会）

我国では、コンクリート構造物を対象として「コンクリート標準示方書」が昭和6年に制定され、以来、技術の進歩に応じて改定され、設計・施工・試験に携わる技術者のみならず、学校教育現場においても広く用いられてきた。コンクリート標準示方書の最新版（2002年版）では、[構造性能照査編]、[耐震性能照査編]、[施工編]、[維持管理編]、[ダムコンクリート編]、[舗装編]、[基準編]の分冊形式にて刊行されている。

このうち構造設計を規定する[構造性能照査編]では、改定に際して‘性能照査型の設計の流れを前提として、静的な荷重（疲労荷重を含む）に対する構造性能の定量的評価法の精度と適用範囲を一層高めることに主眼を置いている’ことが明記されている[1]。具体的手法として、異なる複数の限界状態を設定し、各限界状態に対する性能照査を行うものであり、限界状態として、これまでの終局限界状態、使用限界状態、疲労限界状態がそのまま用いられている。その照査項目と作用に関して、次のように整理している。

- ① 使用性の照査： 常時荷重+環境条件下の使用限界状態
- ② 安全性の照査： 静的最大荷重下の終局限界状態
- ③ 安全性の照査： 繰り返し荷重下の疲労限界状態
- ④ 耐震性の照査： 動的荷重下の安全、機能、復旧性に関する限界状態
- ⑤ 耐久性の照査： 常時荷重+環境条件下の材料劣化に関する限界状態

このうち、①～③がコンクリート標準示方書[構造性能照査編][1]の取扱う範囲であり、④の耐震性の照査は、コンクリート標準示方書[耐震性能照査編][2]にて記述されている。

構造性能照査編[1]では、従来の3つの限界状態の定義と分類が、そのまま踏襲されており、具体的な設計計算の手順も従来どおりと考えてよい。

耐震性能照査編[2]にて規定されている耐震性能と設計地震動については、鉄道標準とほぼ同一であるので、次項にて説明するものとし、ここでは、‘1.3 耐震設計の原則’を要約するにとどめる。

『耐震設計は、地震時の構造物の安全性を確保するとともに、人命の損失を生じさせるような壊滅的な損傷を防ぐこと、および、地域住民の生活と生産活動に支障を与えるよう

な機能低下を抑制することを目標として行わなければならない』。

② 鉄道構造物等設計標準・同解説（鉄道総合技術研究所）

鉄道構造物の設計に関しては、「鉄道構造物等設計標準・同解説」（以降、鉄道標準と呼ぶ）にまとめられ、従前より構造形式別に10冊が編集/刊行されており、ここでは、コンクリート構造物[3]、耐震設計[4]をとりあげ、両標準の記述をもとに性能設計の具体的な適用方法を紹介したい。

これら両鉄道標準によれば、国の基準である「鉄道に関する技術上の基準を定める省令」（国土交通省令 151 号、平成 13 年 12 月公布）により、仕様規定型から性能規定型への改定が謳われているが、先んじて、耐震設計[4]が、兵庫県南部地震を踏まえて平成 11 年制定にて性能設計型の設計体系となり、コンクリート構造物[3]では平成 16 年より性能照査型設計を導入している。とくに、性能照査型設計の体系化に際しては、図 1 のような階層化システムを呈示している。すなわち、上位より、「目的」→ 設計基準類の社会的目的、「機能的要求」→ 目的を実現するための要求、「要求水準」→ 機能的要求を実現するための要求水準、が順次規定されることを説明している。さらに、最下位において、要求水準を検証する方法としての「検証方法」、または検証を満足するための具体的な「適合みなし仕様」を示している。さらには、このような性能規定によって、①新技術・個別事情への柔軟な対応、② 性能に関する情報開示、③ ライフサイクルコストの評価への展開、など3つの効用（利点）を挙げている。

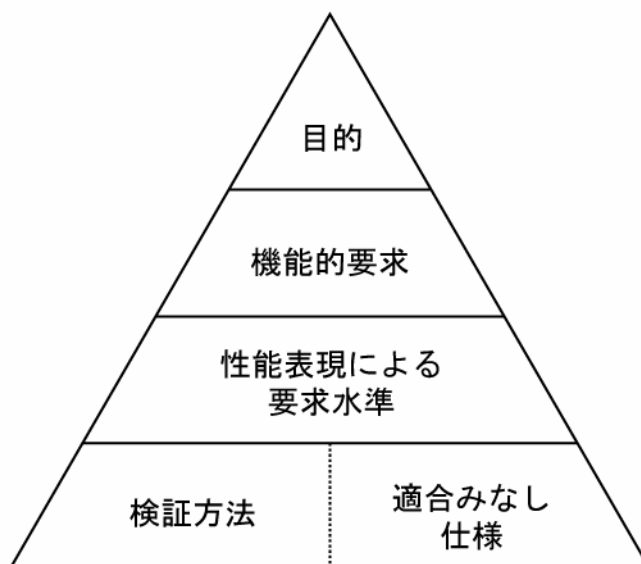


図 1 性能照査型設計の階層化モデル[3]

さらに、鉄道標準 耐震設計[4]においては、設計地震動と耐震性能を以下のように規定し

ている。

・設計想定地震動

L1地震動：設計耐用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動

L2地震動：設計耐用期間内に発生する確率は低い、非常に強い地震動

・耐震性能

耐震性能Ⅰ：地震後にも補修せずに機能を保持でき、かつ過大な変位を生じない

耐震性能Ⅱ：地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる

耐震性能Ⅲ：地震によって構造物全体が崩壊しない

そして、これらの組合せを性能マトリックスによって整理すると、表1のようになる。とくに、L2地震動のような大規模地震では、構造物の損傷を認めるものとし、重要構造物に対して耐震性能Ⅱ、その他の構造物に対して耐震性能Ⅲを満足する旨、補記されている。

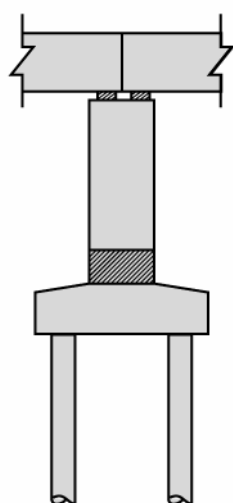
表1 鉄道標準における耐震性能マトリックス

		耐震性能Ⅰ	耐震性能Ⅱ	耐震性能Ⅲ
L1地震動	設計耐用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動	○		
L2地震動	設計耐用期間内に発生する確率は低い、非常に強い地震動		○ 重要度の高い構造物	○ その他の構造物

さらに鉄道標準の特徴は、構成する要素ごと、例えば、部材に対して‘損傷レベル’、基礎に対して‘安定レベル’を具体的に明示して、耐震性能の制限値を与えている(表2と図2)。(本講では、対象としないが、盛土については、‘変形レベル’にて規定している)。これは、図1の階層化モデルの下位の性能項目を具体的に示唆しているものと理解できる。

表2 コンクリート部材の損傷レベルと適用補修工法（鉄道標準[4] 解説表 2.2.5）

	損傷のレベル	補修工法のイメージ
損傷レベル1	無損傷	無補修(必要により耐久性上の配慮)
損傷レベル2	場合によっては補修が必要な損傷	必要によりひび割れ注入・断面修復
損傷レベル3	補修が必要な損傷	ひび割れ注入・断面修復 必要により帯鉄筋等の整正
損傷レベル4	補修が必要な損傷で、場合によっては部材の取替えが必要な損傷	<ul style="list-style-type: none"> ひび割れ注入・断面修復・帯鉄筋等の整正 軸方向鉄筋、鉄骨の座屈が著しい場合は、部材の取替え



■ 損傷部位

構造物	耐震性能Ⅰ	耐震性能Ⅱ	耐震性能Ⅲ
部材の損傷レベル	1	3	3
基礎の安定レベル	1	2	3

図2 単柱式橋脚の損傷部位(左図:解説図 2.2.4[4])
 および損傷レベルと安定レベルの制限値(右付表:解説表 2.2.1[4])

③ 道路橋示方書 (道路協会)

道路構造物を対象とした耐震設計は、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」[5] (以下、道路橋示方書と呼ぶ) としてまとめられ、我国における代表的構造設計書/耐震設計書としてよく知られ、長い実用の歴史を誇る。近年、兵庫県南部地震以降、2回の改定を経て、現在に至っている。本示方書の基本方針は以下のようにまとめられる (道路橋示方書[5] ‘2章 耐震設計の基本方針’ を要約)。

『橋は、地震後において避難路、輸送路、社会活動の基幹路など、重要な役割が期待される。従って、その耐震設計に際しては、地震時における安全性はもとより、橋の重要度に応じて、供用性、修復性の性能を充分確保することが重要である』。このため、道路橋示方書[5]は、性能規定型の技術基準書を目指し、橋の耐震性能、設計地震動および重要度の分類を明記している。これらは、以下のように整理できる。

- 設計地震動：
 - レベル1地震動：橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動
 - レベル2地震動：橋の供用期間中に発生する確率は低い、大きな強度を持つ地震動
 - タイプⅠ：プレート境界型の大規模地震動、タイプⅡ：内陸直下型を想定した地震動
- 耐震性能の区分と定義：
 - 耐震性能1：地震によって橋としての健全性を損なわない性能
 - 耐震性能2：地震による損傷が限定的で、機能が短期間で回復でき、補強を必要としない。
 - 耐震性能3：地震による損傷が橋として致命的とならない性能

・ 橋の重要度：

A 種の橋（重要度が標準的な橋）：下記以外の橋

B 種の橋（重要度が高い橋）：

高速自動車国道、都市高速道路、指定都市高速道路、本州四国連絡道路、一般国道の橋

都道府県道、市町村道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋、および地域の防災計画上の位置付けや当該道路の利用状況等からとくに重要な橋

以上のような分類と定義のもと、道路橋に対する性能マトリックスは、表 3 と表 4 のようにまとめられる。表 3 は、3 つの耐震性能と 3 つの限界状態（安全性、供用性、修復性）との対応関係を示したものである（ただし、表中における、‘落橋に対する安全性’ は、耐震性能 3 に対するものと理解するべきであろう）。表 4 は、設計地震動と耐震性能との関連を示した性能マトリックスで、橋の重要度（A 種、B 種）に応じて記述されることが、本示方書の特徴である。

表 3 耐震性能の観点（道路橋示方書[5] 表-解 2.2.1 を簡略化）

橋の耐震性能	安全性	供用性	修復性	
			短期的修復性	長期的修復性
耐震性能 1	落橋に対する安全性を確保する	地震前と同じ橋としての機能を確保する	機能回復のための修復を必要としない	軽微な修復でよい
耐震性能 2		地震後、橋としての機能を速やかに回復できる	機能回復のための修復が応急修復で対応できる	比較的容易に恒久修復を行うことが可能である
耐震性能 3		—	—	—

表 4 道路橋示方書における性能マトリックス（道路橋示方書[5] 表-解 2.2.2 を再整理）

設計地震動	A 種の橋 重要度が標準的な橋	B 種の橋 重要度の高い橋
レベル 1 地震動	耐震性能 1 地震によって橋としての健全性を損なわない性能	
レベル 2 地震動 タイプ I の地震動 タイプ II の地震動	耐震性能 3 地震による損傷が橋として致命的とならない性能	耐震性能 2 地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能

・ 道路橋示方書における耐震設計の流れ：

道路橋示方書における具体的な耐震設計の流れは、図3のように整理することができ（道路橋示方書[5] 図-解 5.1.1 を再整理）、これは、第1段階（レベル1地震動に対する照査）と第2段階（レベル2地震動に対する照査）に大別される。レベル1地震動に対する検討では、耐震性能1（橋の健全性の確保）を満足するもので、例えば、応答値を部材（コンクリートと鋼材）の許容応力度以内におさめるものである。レベル2地震動の検討では、耐震性能2（損傷が限定的で早期の機能回復）および耐震性能3（安全性確保⇒落橋回避）を照査するものである。

ここでは、部材の塑性変形に及ぶ非線形領域上にて検討するもので、‘塑性化を考慮した部材にのみ塑性変形を認め、かつ修復が容易な範囲にとどめる（耐震性能2）’、または‘塑性化を考慮した部材にのみ塑性変形を認め、これが保有塑性変形性能を超えない（耐震性能3）’ことを照査する。これはいわゆる、‘塑性ヒンジ’の考え方を導入するもので、具体的な‘想定する塑性化領域’の典型例を図4に示した（道路橋示方書[5]）。例えばラーメン構造（不静定架構）の場合、地震力による最大曲げモーメント部のうち、柱部に‘主たる塑性化’、水平梁部材または杭に‘副次的な塑性化’を想定している。これは、第3講第3章に示した塑性ヒンジの要件に従うものである。

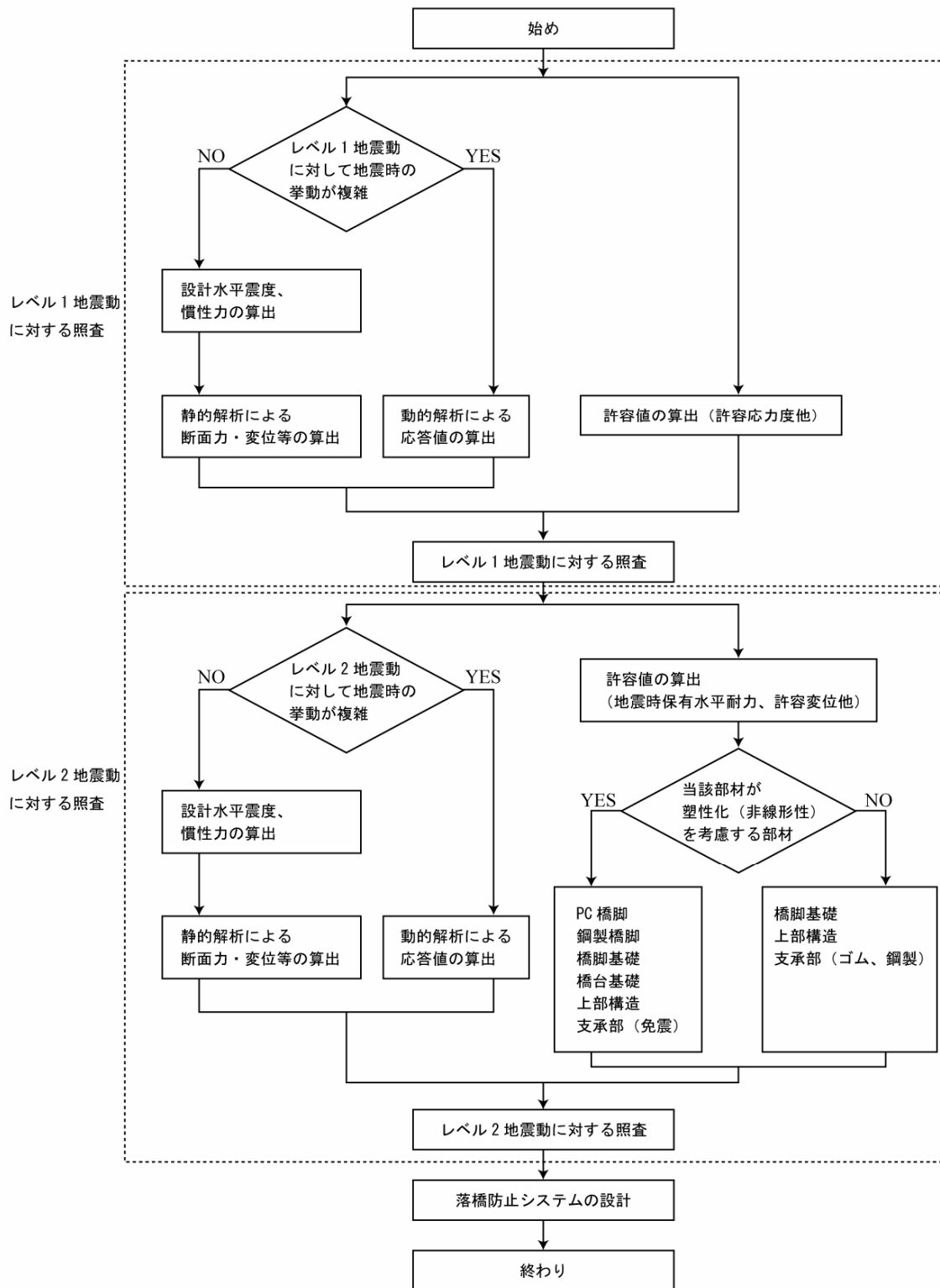


図3 耐震設計の流れ（道路橋示方書[5]、図-解 5.1.1 を簡略化）

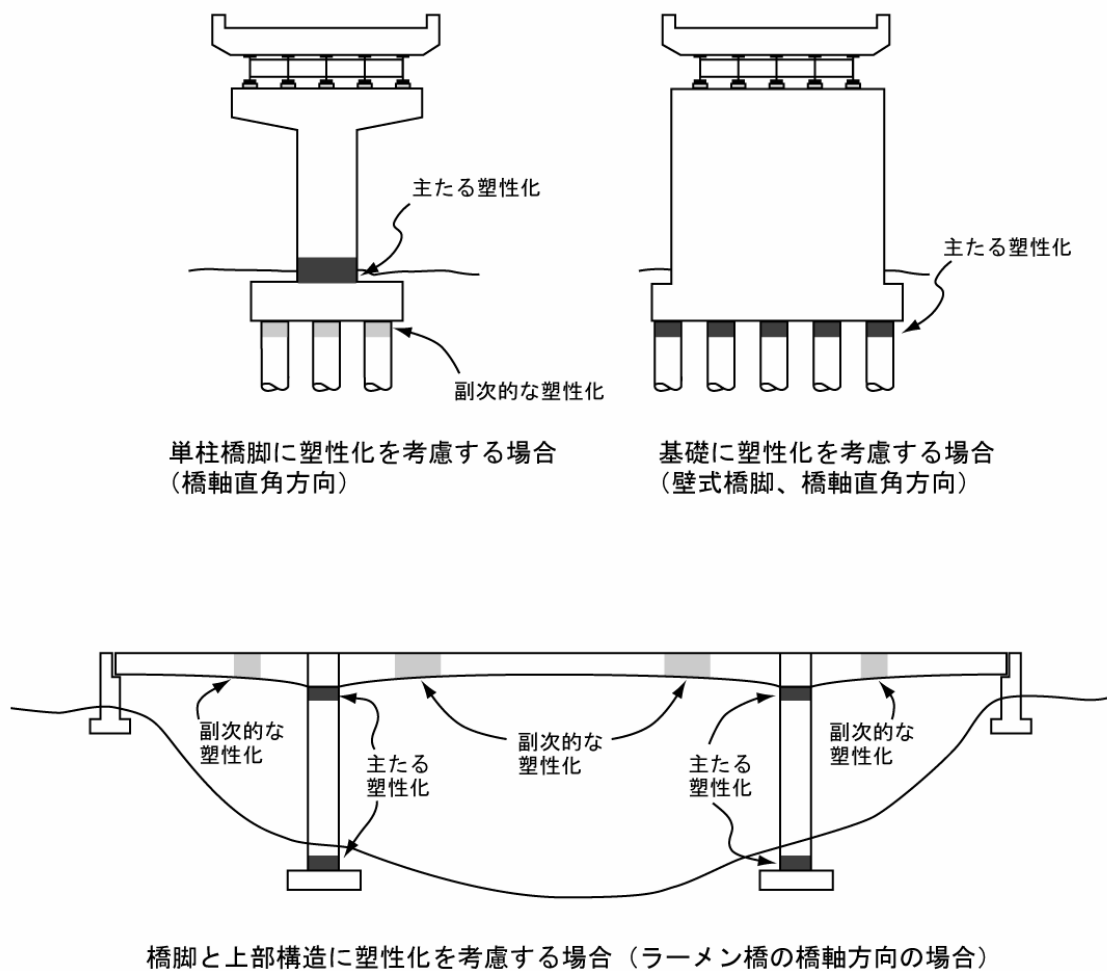


図4 塑性化を考慮する部材の組合せの例 (道路橋示方書[5]、図-解 5.3.1 から 3 例抜粋)

2. 建築構造物の性能設計

土木構造物の多くは公共施設であるが、オフィスビル、集合住宅など建築構造物は、私的所有物であることが多く、性能設計法はより明確な意味合いを持ち、多くの実施例がある。建築構造物は、損害保険の対象物として長い歴史を持ち、また、直接に売買される私的所有物であり、証券化される不動産であることも、土木構造物とは根本的に異なる点である。

まず、性能設計に関する、西川ら[7]の定義によれば、

「性能型構造設計とは、建築物に要求される構造的機能から構造性能を定量的に定め、確かな信頼性のもとで、その構造設計を設定どおりに設計することであり、一方、その設計された建築物を建築主や消費者が評価・選定できる設計法といえることができる。」

また、このような設計法を完遂するための設計実務の流れとして、次のように例示することができる。

売主（建築主）のコンセプトと建築目的の明確化

- ⇒ 目標性能を設定し、関係者の合意を得る
- ⇒ 目標性能実現のための設計とその検証
- ⇒ 構築された構造物の保有性能の確認

整理すると、建築物の性能規定に際しては、要求性能 ⇒ 目標性能 ⇒ 保有性能 のような流れが明確に適用し得るものであり、性能の良し悪しが物件価格に反映されることも大きな特徴と理解している。

建築構造物の構造設計は、建築基準法および建築基準法施行令（基準法を実施するための技術基準）[8]、および国土交通省告示によって規定/指導されていることはよく知られているが、これが国の法律としての拘束力を持つことが、土木系示方書およびガイドラインと異なる。加えて、日本建築学会による各種基準書（例えば、「鉄筋コンクリート構造計算基準」）の刊行、および国土交通省（当時、建設省）主導による総合プロジェクトなどの実施によって、性能設計/耐震設計の技術的な側面をバックアップしていると言える。

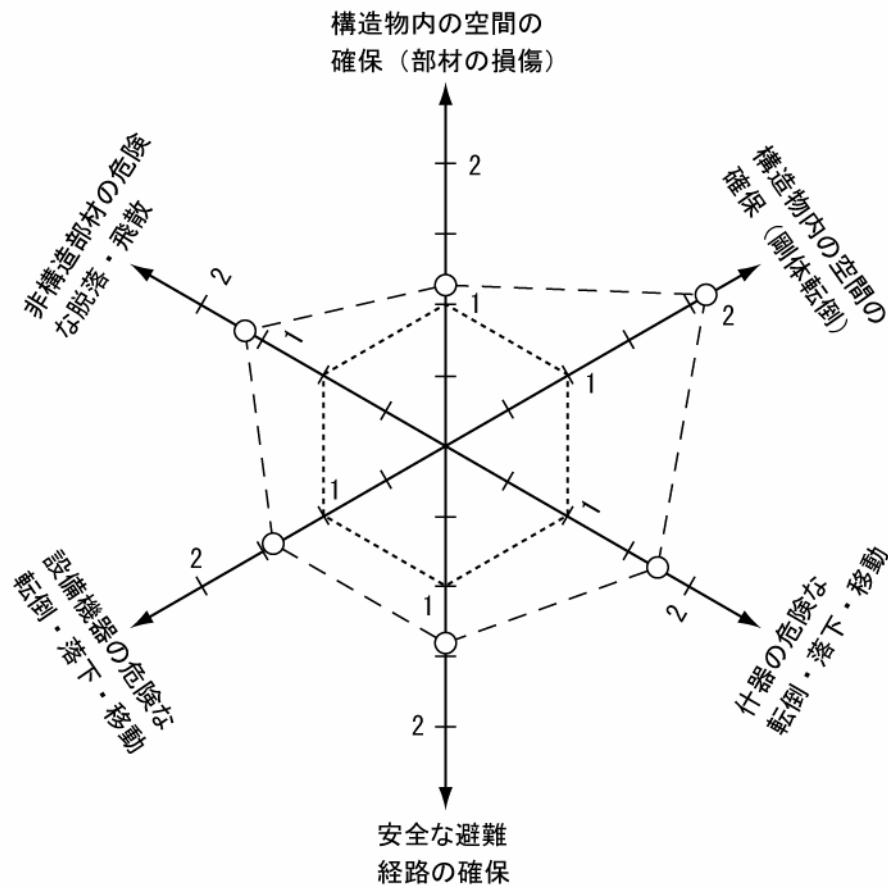
現在は、新耐震と呼ばれる 1981 年施行の建築基準法を規範とするが、自由度の高い建築構造物の容認、および性能規定の導入機運と相俟って、1998 年に建築基準法施行令が大幅に改定された。ここでは、新しい手法として、‘限界耐力計算法’、‘時刻歴応答計算法’を活用することにより、仕様規定適用が免除される（限界耐力計算法については、後章にて紹介される）。現行の建築物の耐震設計法は、仕様規定と性能規定が混在し、設計者が選択することになる。

柔剛論争から始まる建築耐震の変遷は興味あるところではあるが、ここでは、性能設計の考え方と現状を紹介したい。

例えば、総合技術開発プロジェクト「新建築構造体系の開発」（旧建設省）は、性能を基盤とした自由な市場の醸成を可能とする建築構造体系の開発を目的とするもので、性能設計に関する 4 課題を提示している。

- ① 性能指向型の建築構造設計のフレームワーク
- ② 建築構造に要求される性能の考え方
- ③ 性能水準の設定と性能評価の枠組み
- ④ 性能を基準とした体系のための新たな社会機構

建築物は、人間の居住空間、社会活動空間であることから、その性能項目はより多岐に亘る。ここでは、性能評価ガイドライン（文献[9]）から抜粋した耐震性能評価法を図 5 に紹介した。これは、レーダーグラフにより表示したものであるが、6 軸の数値は標準地震動（応答値が限界値に達するときの地震動を 1 としたもの）にて表していることに注意されたい。



耐震安全性の性能表示の一例

応答値が限界値に達する時の地震動の大きさの標準地震動に対する倍率

図5 ある特定建物の耐震安全性能の評価結果 (文献[9]からの抜粋)

さらには、住宅の品質確保の促進等に関する法律（いわゆる品確法）が制定／公布され、これは、住宅性能表示基準の新設、住宅紛争処理体制の整備、瑕疵担保責任の明確化、を3本柱とするものである。とくに、日本住宅性能表示基準[10]では、新築住宅の性能標示に関する評価を、指定住宅性能評価機関から、有償にて評価を受けるものである。評価性能は、構造の安定、火災時の安全、住居（温熱、空気、光 etc.）環境など9項目で構成されるが、3～5段階の等級のうち、建築主（集合住宅に際しては、売主）が選択／表示することになる。

表 5 日本住宅性能表示基準における構造等級[10] (耐震等級のみ抜粋)

項目	結果		適用範囲
1-1 耐震等級 (構造躯体の 倒壊等防止)	地震に対する構造躯体の倒壊、崩壊等のしにくさ		戸建て又は 共同
	3	極めて稀に(数百年に一度程度)発生する地震による力の1.5倍の力に対して倒壊、崩壊等しない程度	
	2	極めて稀に(数百年に一度程度)発生する地震による力の1.25倍の力に対して倒壊、崩壊等しない程度	
	1	極めて稀に(数百年に一度程度)発生する地震による力に対して倒壊、崩壊等しない程度	
1-2 耐震等級 (構造躯体の 損傷防止)	地震に対する構造躯体の損傷(大規模な修復工事を要する程度)の著しい損傷)の生じにくさ		戸建て又は 共同
	3	稀に(数十年に一度程度)発生する地震による力の1.5倍の力に対して損傷を生じない程度	
	2	稀に(数十年に一度程度)発生する地震による力の1.25倍の力に対して損傷を生じない程度	
	1	稀に(数十年に一度程度)発生する地震による力に対して損傷を生じない程度	

ここで、本章の対象となる耐震等級を抜粋し、表 5 に示した。表中の記述は、先述の限界状態の区分と比較すると、「1-1 耐震等級」が安全性、「1-2 耐震等級」が供用性(修復性)に対応すると判断できる。

この耐震等級は、1, 2, 3の3段階(順にグレード(性能)が向上する)に表示されており、最下位の耐震等級1が建築基準法に相当し、さらなる上位の耐震等級を提示している。これは、建築基準法の規定が「安全性/居住性の最低基準」を示すものであり[8]、現行の「建築確認」制度によって保証されるが、さらなる高性能を品確法により提示しているものと理解できよう。

ただし、表5に示した耐震等級(構造躯体の倒壊防止、構造躯体の損傷防止)については、集合住宅(例えば、分譲マンション)の場合、最下位である等級1を採用することが多く、建設コスト(分譲価格)を勘案して選択されることが現実である。

3. 国内外の性能設計

先述では、1.にて土木構造物の主要設計示方書、2.にて建築構造物についての適用事例を紹介したが、コンクリート構造物(またはコンクリートを含む一般設計)の耐震設計書として、さらにいくつかの事例がある。本章にてそれらすべてを紹介するには紙幅に限りがあり、ここではそれらの性能設計に関する基本事項を記すに止める。

・ 国内のそのほかの設計指針類：

① 複合構造物の性能照査指針（案）（土木学会）[11]

鋼とコンクリートからなる複合構造物の設計・施工に関する統一指針案。内容的には、共通編、合成はり編、合成版編、鉄骨鉄筋コンクリート柱編、コンクリート充填鋼管柱編、混合構造編、の6編によって構成されている。いずれも性能設計の形式となっている。性能項目について詳細な記述があり、要求性能（3つの性能）⇒目標性能（5項目）⇒照査項目（13の限界状態）⇒照査指標（具体的な例を提示）、のように階層化/細分化して示している（前章の表3にて紹介している）。

② 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針[12]

原子力発電所の耐震重要度分類（4クラス）のうち、最上位のAsクラスとAクラス（およびこれらと同等の地震動）の機器・配管を支持する鉄筋コンクリート構造物を対象として、性能照査を行うものである。目標性能は、耐震性能と耐久性能に分類される。耐震性照査では、照査1（曲げ系の破壊）と照査2（せん断破壊）に大別され、耐久性能は、環境作用による経年劣化（ひび割れ、中性化、塩害、凍害）を対象とし、耐震性への影響を照査するものである。

③ 日本水道協会：水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針・解説[13]

本指針は、プレストレストコンクリート製円筒形タンク（容量が、30,000m³以下）に適用するもので、常時の部材安全性は許容応力度法によって照査し、地震時の安全性は、地震動レベルとPCタンクの重要度に応じて、性能照査を行う。

④ LNG地下タンク躯体の構造性能照査指針[14]

LNG地下タンクの鉄筋コンクリート製躯体に対する性能照査の考え方と方法を提示。性能区分として常時性能と耐震性能に分け、各々について、要求性能と目標性能を設定する。耐震性能については、要求性能として安全性と使用性とを規定し、これらを満足するため、目標性能として耐荷性能（変形性能）と止水性能とを、工学的に設定する。

・ 海外の主要耐震設計：

欧米主要国では、20世紀後半の重大な震災を契機とし、性能設計の検討/導入が盛んに試みられてきており、代表例として、SEAOCによるVision 2000[15]が挙げられ、耐震性能に関する先例として頻繁に引用される。ここでは、主要示方書・指針類のリストアップを以下に示した（なお、文献[6]および文献[16]（耐震性能設計法の比較に関する国際会議）にて、これら指針類の説明と試設計による比較[16]がなされ、参考としている）。

① Caltrans(US Code)： California Department of Transportation/カルフォルニア運輸局：

カルフォルニア州の高速道路、橋梁、鉄道による運輸に関する計画、建設、維持管理に関する統括部局

② AASHTO(US Code)： American Association of State Highway and Transportation Officials/

高速道路と運輸に関する全米協会

・AASHTO LRFD Bridge Design Specification/荷重強度係数設計法(load and resistance factor design)による橋梁設計法

・The Standard Specification for Highway Bridges/高速道路の標準示方書

③ Eurocode 8 (Eu Codes): Design of Structures for Earthquake Resistance

EU 域内の統一設計基準として策定された。Eurocode0～Eurocode9 によって構成され、code0 と code1が設計の基本、2～9 が個々の構造形式に対する示方書となり、このうち code8 が耐震設計となる。

④ Bridge Manual of Transit New Zealand (New Zealand):

ニュージーランド公道の高速道路橋に関する設計マニュアル

【参考文献】

- [1] 土木学会 コンクリート委員会：2002 年制定コンクリート標準示方書[構造性能照査編]
[2] 土木学会 コンクリート委員会：2002 年制定コンクリート標準示方書[耐震性能照査編]
[3] 鉄道総合技術研究所 編：鉄道構造物等標準設計・同解説 コンクリート構造物、丸善、540p, 平成 16 年 4 月
[4] 鉄道総合技術研究所 編：鉄道構造物等標準設計・同解説 耐震設計、丸善、467p, 平成 11 年 10 月
[5] 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、平成 14 年 3 月
[6] Duan, L., and Li, F.: Seismic Design Philosophies and Performance-Based Design Criteria, Bridge Engineering: Seismic Design, pp.5-1～5-35, edited by Chen, W.-F. & Duan, L., CRC Press, 2003
[7] 西川・稲田・岩原・河村・堤：性能型構造設計入門、243p, 培風館、2003. 4. 25
[8] 建築基準法、建築基準法施行令
[9] 建設省大臣官房技術調査室監修 (社) 建築研究振興協会編：鉄筋コンクリート造建築物の性能評価ガイドライン、283p, 技法堂出版、平成 12 年 7 月
[10] 国土交通省 Web：住宅の品質確保の促進等に関する法律
<http://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/house/torikumi/hinkaku/hinkaku.htm>
[11] 土木学会：構造工学シリーズ 11 複合構造物の性能照査指針 (案)、平成 14 年 10 月
[12] 土木学会 原子力委員会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル、2005 年 6 月
[13] 日本水道協会：水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針・解説 1998 年版、平成 10 年 5 月
[14] 土木学会 エネルギー土木委員会 LNG地下タンク設計合理化小委員会：コンクリー

トライブラリー 98 LNG地下タンク躯体の構造性能照査指針 平成11年12月 丸善

[15] Structural Engineers Association of California : VISION 2000 Performance Based Seismic Engineering of Buildings, Final Report, April 3, 1995

[16] Tanabe, T. (ed.): Comparative Performances of Seismic Design Codes for Concrete, Elsevier, 1999

[17] International Committee on Concrete Model Code: Asian Concrete Model Code, Level1 & 2 Document –second draft-, March 1999

第4章 次世代の耐震設計法：地震リスク解析とリスクマネジメント

本講第3章までは、耐震設計法の考え方と適用法などを詳述したが、本章では、耐震性評価法の新しい手法として、地震リスク解析とリスクマネジメントを紹介したい。‘リスク’とは、‘被害の発生確率とそのときの被害規模との合積’にて表される工学指標である。特に、地震に対するリスク評価である地震リスクは、既にいくつかの分野にて試算／活用されている。さらに、リスクマネジメントは、リスク指標を活用した総合的地震防災計画である。

地震リスク解析は、リスクの定量化（Risk Quantification）であるとともに、従前の耐震設計の範疇を超えるより先端的な構造物の耐震性指標であり、次世代の耐震設計法として期待できる。

1. 広義のリスクと狭義のリスク

- ・ ‘リスク’ って何だろう？

リスクという言葉は日常においても頻繁に使われが、一体、‘リスク’ って何だろう？まづは、百科事典から引用すると、例えば次のように説明される。

- ・ 大辞林：①予測できない危険（リスクが大きい）、②保険者の担保責任
- ・ 広辞苑：①危険（リスクを伴う）、②保険で損害を受ける可能性

これに呼応して、リスクィー(risky:危険な、冒険的な、きわどい)なる用語もたびたび用いられ、日常的に馴染みのある言葉であろう。特に、リスクということばは、‘滅多に起こらないが、もし起きると大変なことになる’ということが、言外にあることが重要な意味合いを示唆する。

さて、これらを、‘広義のリスク’と考え、本章では、工学的に定義される‘狭義のリスク’が重要となり、詳述される。

工学分野における狭義の意味でのリスクを考えるが、これまでの成書および報告(文献[1]～[7])を参考として、まとめるものである。

狭義の工学的リスクは、ある構造物（または地域）のある一定期間における損失によって表される。例えば、

‘M5以上の地震が発生する確率’、‘この建物が倒壊する確率’

のような単一の事象の確率（地震の発生確率や震害の確率）ではなく、

‘○△地域における、今後30年間において2500戸全壊する確率は10%’

‘△□橋梁は、単年度で120万円の損傷が見込まれる’

のように、発生確率と地震発生による損傷または被害をセットで示すことである。

- ・ リスクの計算例/通勤定期の購入：

ここで、わかりやすいリスクの例題として、(唐突ですが)通勤定期券の例をとりあげ、

リスクの試算してみよう。通例、通勤定期の購入によって交通費は割引きされるが、一方では、紛失の心配（＝潜在的なリスク）がある（特に、著者の場合）。そこで、著者が利用する東急電鉄大井町線/東横線の場合を例にとり、算定してみた。表1の上段のように、計算条件を設定し、#1（定期券を買わない）、#2（1ヶ月定期購入）、#3（3ヶ月定期購入）の3ケースを試算/比較した。ここでは、リスクを「紛失リスク＝紛失の確率×紛失した時の余計な出費」、にて定義し、「総期待値＝定期券代＋紛失リスク」によって算定した。

結論として、表1の試算のとおり、‘#2：1ヶ月定期券を購入’が、最も安価（僅差であるが）となり、交通費の期待値は5,860円となる。もちろん、定期券の割引率と紛失確率の大小によって期待値は異なる。当然のことながら、紛失リスクがゼロであれば、長期定期券ほど安くすむことは明らかである。

なお、いずれの場合も、(互いに背反となる) 全事象の確率の総和は1となっていることに注意されたい。例えば、#3の場合、4つの独立事象で構成されるが、この場合(表1の順番で) 総和をとると、 $\sum_{j=1}^k p_j = 0.0500 + 0.0475 + 0.0451 + 0.8574 = 1.000$ となる。

表1 通勤費のリスク計算

計算条件：
交通費：月平均 20 往復通勤。1 往復（尾山台駅⇄鶴の木駅）：300 円。 定期券：1ヶ月定期券 5,710 円、3ヶ月定期券 16,280 円。 紛失リスク：1月当たり 5%とする(少々あわてん坊ということ)。
#1：定期券なし/20往復の切符をその都度購入。
1 往復 300 円×20 往復 <div style="text-align: right;">300 円/1 往復×20 往復=6,000 円</div>
#2：1ヶ月定期券を購入。ただし、購入後、紛失した場合、残りの通勤(期待値 10 回)時には切符(300 円/1 往復)を購入。
紛失しない ⇒ 0.95×0 円=0 円 紛失する ⇒ 0.05×10 回×300=150 円 <div style="text-align: right;">合計：5,710+150=5,860 円</div>
#3：3ヶ月定期券を購入。ただし、購入後、紛失する危険性(各月 5%)があり、紛失した場合、残り通勤の都度切符(300 円/1 往復)を購入。
1ヶ月目に紛失する ⇒ 0.05×50 回×300=750 円 (残り、50 往復) 2ヶ月目に紛失する ⇒ (1-0.05) ×0.05×30 回×300=428 円 <div style="text-align: right;">(残り 30 往復)</div> 3ヶ月目に紛失する ⇒ (1-0.05) ² ×0.05×10 回×300=135 円 <div style="text-align: right;">(残り 10 往復)</div> 紛失しない ⇒ (1-0.05) ³ ×0=0 円 <div style="text-align: right;">合計：16,280+(750+428+135) =17,593 円, ⇒1 月あたり：5,864 円</div>

・ 狭義のリスク：Engineering Risk

さて、以上のような前段のもと、リスクを構造物の損傷期待値として表すと、次式のように明確に定義される(文献[1]~[7])。

リスク(Risk)=被害の発生確率(Hazard)×そのときの被害 (Vulnerability) (1)
 単純に表現すれば、「リスク=発生確率×影響度」と明快に説明できる。これを数学的に表現すると、次式で示される。

地震リスクR=損失の発生する確率p×損失の規模D (2a)

$$R = \sum_{j=1}^k (p_j \times D_j), \text{ただし、} \sum_{j=1}^k p_j = 1 \quad (2b)$$

上式(2b)のような場合、イベントツリー上に整理するとわかりやすく、RC橋脚の地震損傷を例にとり、図1のような例示することができる。ここでは、最大加速度が $\alpha = 350\text{gal}$ のときの、各損傷レベル ($j=1\sim 4$) での発生確率 p_j 、損害額 D_j 、リスク (損害期待値) R_j (条件付き確率) を示したものである。そして、式(2b)の適用により、地震リスク (損害額の期待値の総額) は、 $R=2.81$ 百万円となり、これは、再調達価格の 5.9%に相当する。リスク R は、地震動の大きさと橋脚の脆弱性 (または耐震性能) の両者に左右されることが容易に判断されよう。

損傷レベル j	発生確率 P_j	損害 D_j (百万円)	リスク R_j (百万円)
損傷しない	0.63	0	0
曲げ降伏	0.30	2	0.60
曲げ終局	0.05	25	1.25
せん断破壊	0.02	48	0.96
$\Sigma P_j = 1.00$		再調達価格： 48百万円	$R = \Sigma R_j$ = 2.81百万円
		$\frac{\text{リスク} R}{\text{再調達価格}} = \frac{2.81}{48} = 5.9\%$	

図-1 各事象の発生確率 P /損傷額 D /リスク R の試算例
 —RC 橋脚 : $\alpha = 350\text{gal}$ の場合—

さらには、複雑な構造システムを取り扱う場合、式(2a),(2b)の代わりに、ベクトル/マトリックスによる定式化[1]が提案されており、以下に付記する。

$$[R_{ij}] = [H_j] [V_{ij}] \quad (3)$$

ここで、 $[R_{ij}]$: 地震動 j による要素 i の損傷発生確率、 $[H_j]$: レベル i の地震動を経験する確率、 $[V_{ij}]$: 地震動 j による要素 i の脆弱性

地震動は大小様々なレベルを考慮する必要があり、一方、構造物の耐震性能も、ひび割れ発生、初期降伏、終局などいくつかのレベル（限界状態:limit state）がある。従って、本例（図1のような場合）は、さらに複雑な算定過程を要することになるが、これは、次節の計算例にて例示する。

・地震ロス関数と地震リスク曲線

次に、以降の数式を交えた展開が分かりやすいように、地震リスク解析によって得られる‘成果(product)’を先に紹介しよう。

図2は、構造物の構造性能（P- δ 曲線）を示すもので、通例、構造解析にて得られ、お馴染みのものである。これに対して、図3は、構造物の地震ロス関数（Seismic Loss Function）を模式的に示すものであり、地震動規模に対する構造物の損傷程度を対応させたものである。ここでは、地震動規模として最大基盤加速度を、損傷レベルを損失額（または再調達価格）にて例示している。すなわち、地震ロス関数によって、「どのくらいの加速度が入力したら、どれくらいの損害を被るか」を端的に説明してくれる。

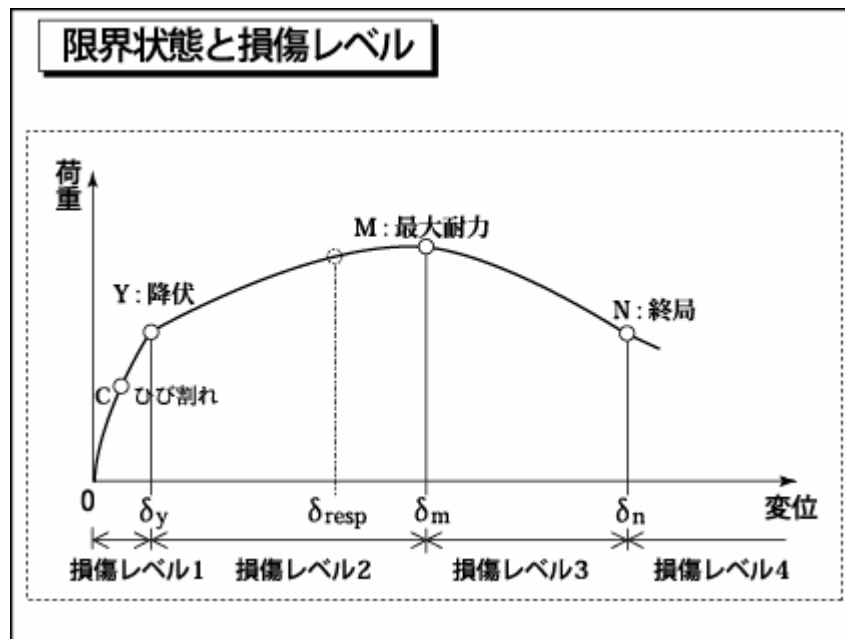


図2 構造物の耐震性能（P- δ 曲線）-限界状態と損傷レベル-

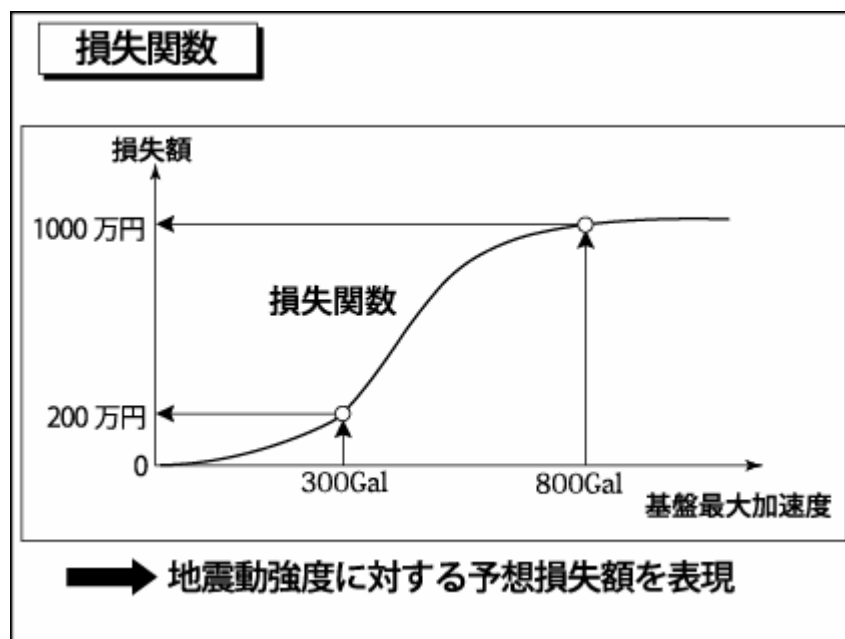


図3 地震ロス関数 (Seismic Loss Function)

図2では、横軸：変形、縦軸：荷重であるのに対して、図3では、横軸：(入力) 加速度、縦軸：損害額、となっていることに着目されたい。両図は、いずれも構造物の特性を示すものであり、‘親戚関係’にあると言える。

そして、最終的に、地震動規模を消去して、地震損傷レベル(損失額)の発生確率(超過確率)を求め、これを地震リスク曲線(Seismic Risk Curve)と呼ぶ。図4では、リスクカーブを模式的に表したもので、例えば、損失額100万円⇒1.5%、損失額1000万円⇒0.1%、となっている。このようにして、地震による損失レベルが直接的に求まることが特徴である。地震リスク曲線には、もはや、基盤加速度に代表される地震規模は直接現れないので、例えば、他の災害ハザード(洪水、地滑り、津波)と同等に比較し、また対象構造物が同じであれば合算できる。

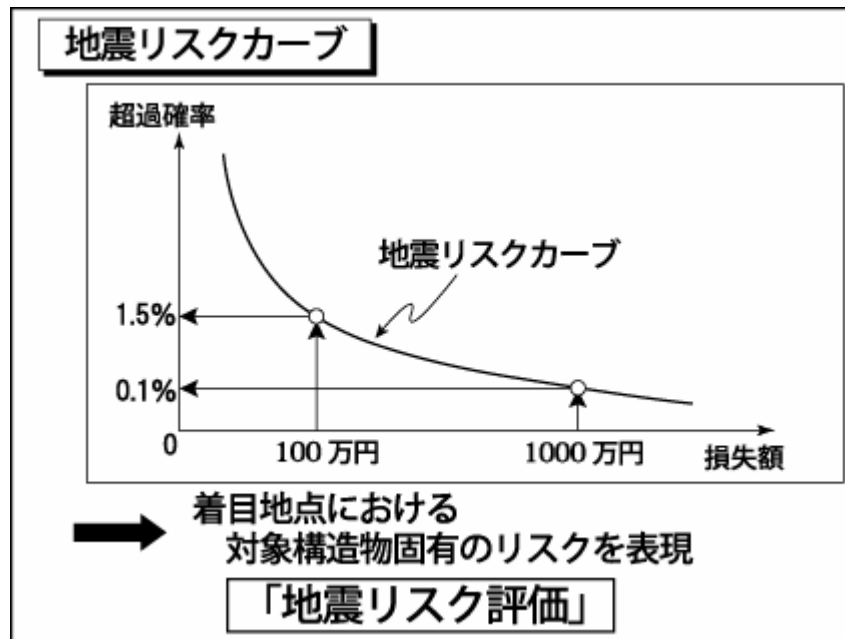


図4 地震リスク曲線 (Seismic Risk Curve)

2. 地震リスクの手法 -RC 橋脚への適用例-

次に、地震リスクを鉄筋コンクリート橋脚に適用して、その解析フローを追ってみよう(図 5)。ここでは、建設地点の地震ハザード曲線(図 6)と対象構造物の構造性能(または耐震性能)を表す P- δ 曲線(前出 図 2)が準備されていることを前提とする。両関数の解析は必ずしも容易ではないが、これらを与えられたとして話しを進める。

・解析フローチャート

ここでは、図 5 のように、全体を Step I ~ Step IV で構成される地震リスクの解析フローに従う。

・ **Step I** : 建設地点の地震情報となる地震ハザード曲線を設定する。これは、通例、歴史地震および活断層記録から主要地震を抽出し、建設地点までの伝播距離から減衰を考慮して、当該地点の最大地震動が与えられる。通例、地震ハザード曲線は、地震動規模を横軸とする超過確率関数にて表示されるが、地震動規模として、最大加速度(gal, cm/s²)が用いられる場合 ([8])、最大速度(kine, cm/s)が用いられる場合 ([10]) がある。

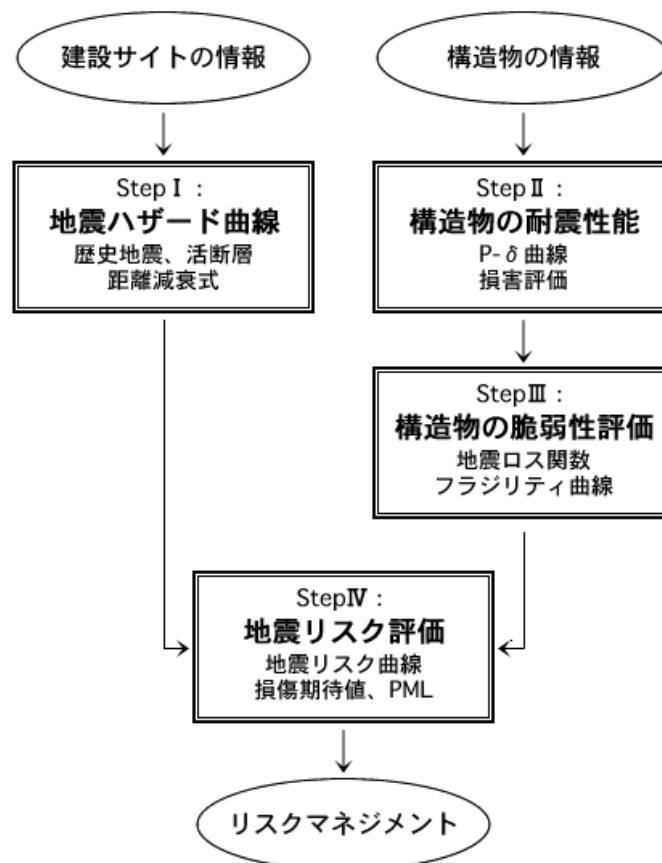


図 5 地震リスク解析のフローチャート
—単柱式 RC 橋脚の場合—

一方、対象構造物に対しては、Step IIにてその耐震性能評価、Step IIIにてその脆弱性を評価する。

・**Step II**：耐震性能評価として、いわゆるPush-over解析（静的単調荷重による押し切り）により、その構造物のP- δ 関係（水平荷重とその変形の関係）を定めることから始まる。そして、主鉄筋の初期降伏以降の領域で損傷が顕在化し、コンクリートの劣化、鉄筋降伏（まれに座屈）、終局段階における損傷評価（復旧費、復旧日数）を評価する。

・**Step III**：ここでは、動的応答を考慮し、入力地震動（例えば、基盤最大加速度）に対する損傷評価を行う。このような作業を確率的に行うことにより、フラジリティ曲線（Seismic Fragility Curve）、地震ロス関数（Seismic Loss Function）が得られ、地震リスク評価のための前準備となる。

・**Step IV**：最終的に、Step IとStep IIIの両者の成果をもとに、Step IVにて地震リスク評価がなされる。すなわち、地震ハザード曲線と地震ロス関数から、損傷度期待値が得られ、さらには地震リスクカーブを求めることができる。

・ハザード曲線とフラジリティ曲線

このように地震リスク解析の場合、建設サイト情報としての地震ハザードと、構造物の構造性能（または耐震性能）を表す変形特性（P- δ 曲線）を前提としているが、これらを説明するため、図 6 および図 7 を用意した。

図 6 は、地震規模として最大加速度を用い、この超過関数として表す地震ハザード曲線を例示したものである（商用コード[8]による解析結果である）。これは、基盤最大加速度を年間超過確率（ $=1 - \text{分布関数}$ ）として示したもので、当然のことながら右下がり（縦軸は対数表記）となっている。また、同図で、例えば、 $\alpha \cong 400 \text{ cm/s}^2 \Rightarrow P = 0.001$ （再現期間 1000 年）となっている事を確認されたい。（ここでは、発生確率として年超過確率 P が用いられているが、この逆数となる再現期間を右縦軸に付記している）。なお、図 6 は、（基盤）最大加速度 α が地震規模を表すものであるが、このほか、最大速度やマグニチュードが用いられることもある。

地震ハザード曲線

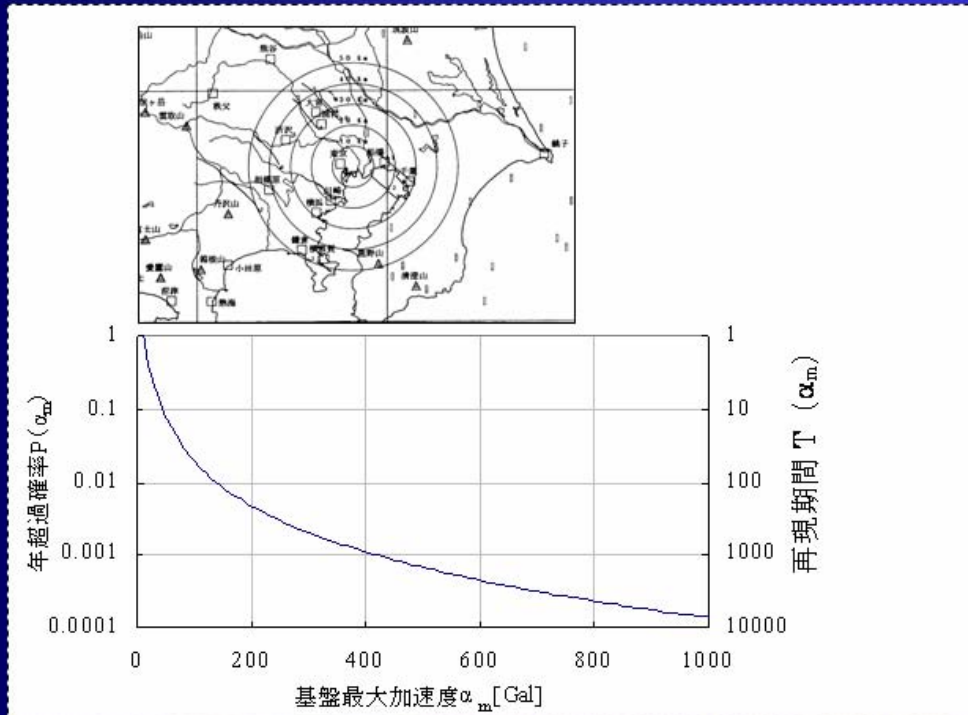


図 6 地震ハザード曲線 -地震危険度解析プログラム[8]による算出例-

一方、図 7 は、対象構造物の構造性能を、荷重-変形関係 ($P-\delta$ 曲線) として表した例であるが、鉄筋コンクリート橋脚の典型的な非線形特性を模式的に表したものである。すなわち、初期弾性から始まり、**C** : ひび割れ、**Y** : 降伏、**M** : 最大耐力、**N** : 終局の 4 つの特異点にて多直線近似したものである。これは Push-Over 解析により得られ、第 3 講第 2 章にて記した復元力特性に相当する (図 7 上図は、4 直線モデル (tetra-linear model) である)。このような特異点は、限界状態を仕切るもので、地震リスク算定に際しては、これらが、損傷規模 (損傷レベル 1 ~ 損傷レベル 4) とセットになっていることが重要である。

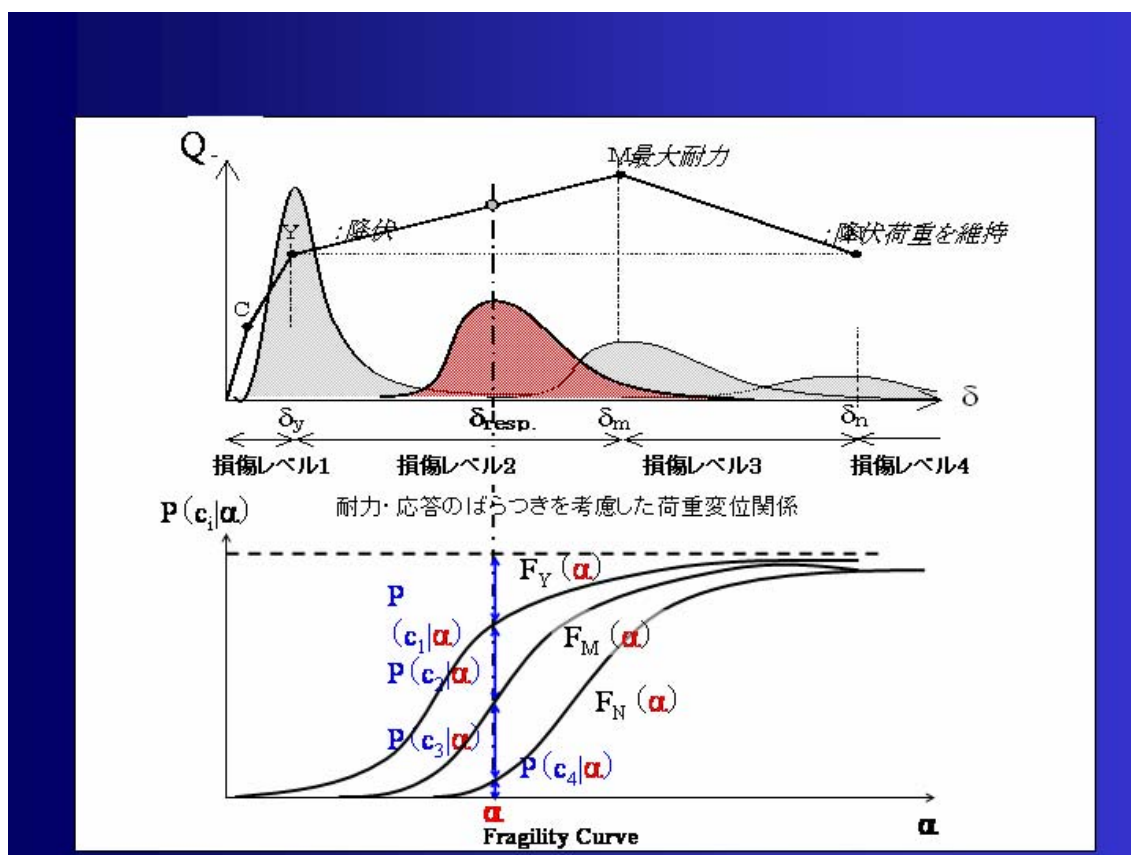


図 7 RC 橋脚の構造性能曲線と fragility 曲線

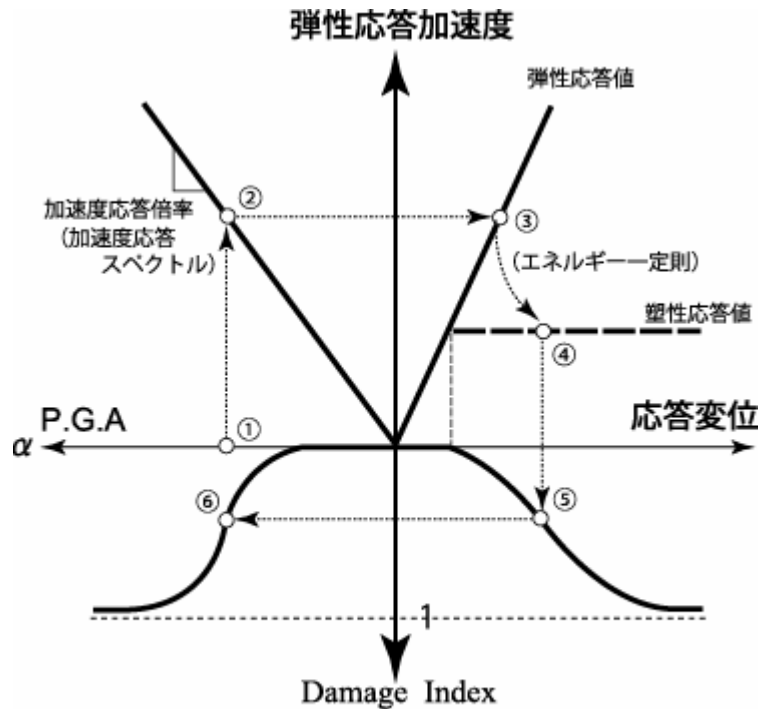
上図：構造性能である $P \sim \delta$ 曲線を示しているが、図中の薄いハッチは、3つの限界状態 (Y, M, N) の確率密度関数であり、濃いハッチは、応答変位 $\delta_{resp.}$ の発生密度関数を表している。

下図：3つの限界状態に対する fragility 曲線となっているが、(ある $\delta_{resp.}$ に対応する) 入力加速度 α のとき、3つの限界状態が各々の発生確率に従って、'混在' していることを示唆している。

このような $P \sim \delta$ 曲線をもとに、今度は、構造物の応答変形量と損傷レベルを推定する必要がある。そこで、図 8 は、最大加速度 α が与えられた (α を与条件とした) ときの、損傷レベルを求めるための一連の手順を整理したものである。すなわち、最大加速度 α に対する構造物の弾性応答加速度を求め、最終的にこれを塑性応答変位に変換するものである。図中の①～⑥まで操作により、最大加速度 α に対する損傷度 D がえられ、これを地震ロス関数 (Seismic Loss Function) と呼ぶ (図 8 に基づく一連の解析では、動的非線形応答解析などの数値解析を回避し、簡易的に求解することがポイントである)。

被災による損傷度を表す尺度はいくつか考えられ、(損傷なし=0、全損=1 とした) 0-1 指数、構造物の補修費、または、復旧日数 (言い換えれば、不通日数) などがある。同図で

は、これらの損傷度の総称として、地震損失指標 (Damage Index) と呼び、0-1 指数にて表示している。地震被害は、鉄道や道路施設であれば営業損失を伴い、また、直接被災しなくても、関連する産業と地域の生活は重大な損害を被り、これらの適確な数値的評価も次の課題となる。



Damage Index の等定手順

図 8 地震損失 (Damage Index) の算定手順

左上の象限から、右廻りに順じ算定され、①入力加速度から、最終的に⑥損傷度(Damage Index)が得られることを示している。左下の象限の図が、地震ロス関数 (Seismic Loss Function) そのものである。

・地震損傷期待値

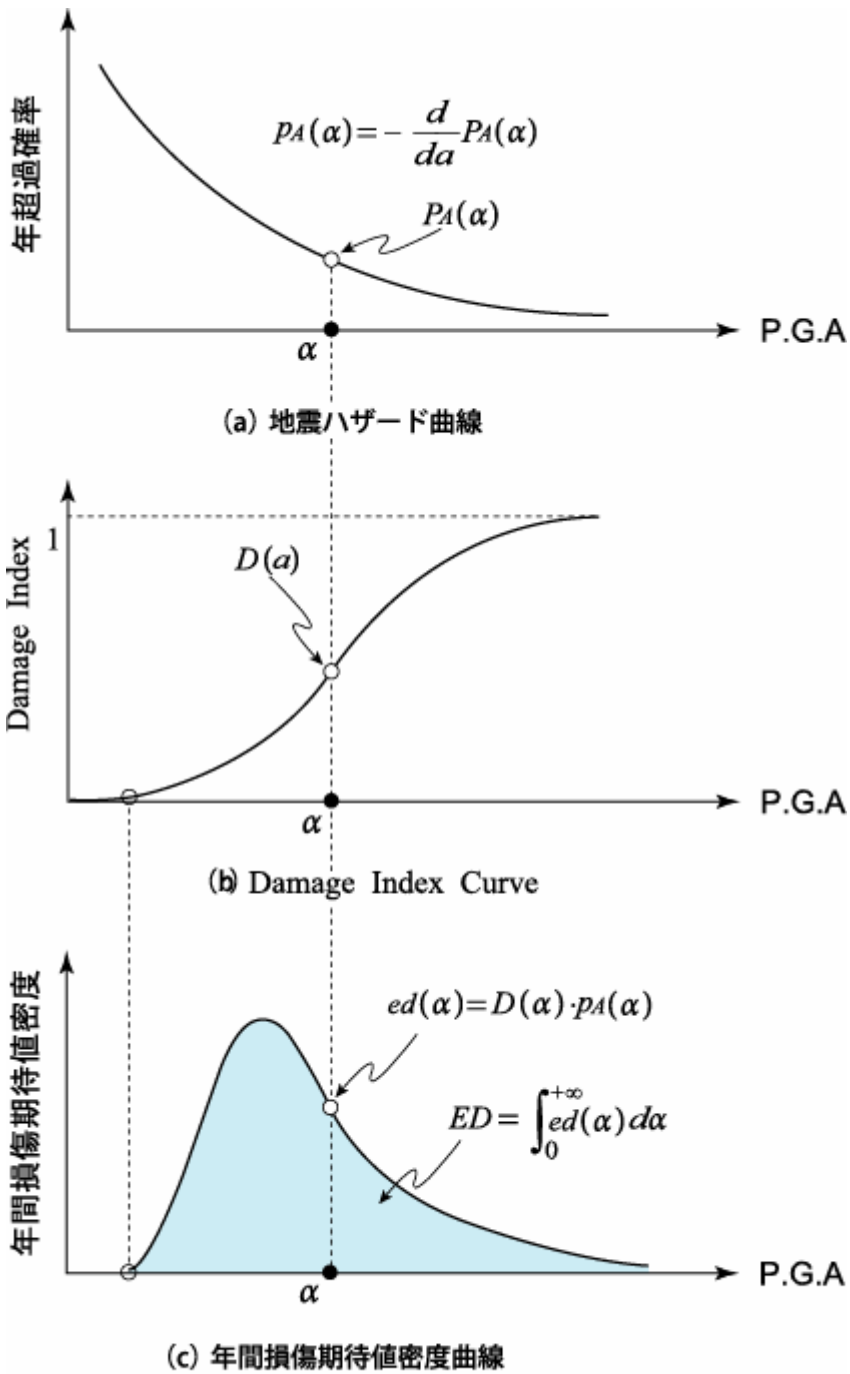
さて、以上のような準備のもと、建設地点の地震ハザード曲線と併用して、損傷期待値を算定する (図 9) ことができ、いよいよ最終段階の StepIVとなる。これは、地震ハザード曲線 $P_A(\alpha)$ を確率密度関数 $p_A(\alpha)$ (図 9(a)) に変換し、これを地震ロス関数 (同図(b)) との合積をとり、損傷期待値密度関数 (同図(c)) を算定する。すなわち、

$$\text{損傷期待値密度: } ed(\alpha) = D(\alpha) \cdot p_A(\alpha)、\text{ただし、} p_A(\alpha) = -\frac{dP_A(\alpha)}{d\alpha} \quad (4)$$

ここで、損傷期待値密度 $ed(\alpha)$ は、基盤最大加速度 α の関数であり、これを全加速度に対して積分すると、下式のような年間の損傷期待値となる。

$$\text{損傷期待値} : ED = \int_0^{+\infty} ed(\alpha) d\alpha = \int_0^{+\infty} D(\alpha) \cdot p_A(\alpha) d\alpha \quad (5)$$

式(4)で与えられる期待値の密度関数は、予想される大小様々な地震動（最大加速度）に対するリスクの大きさを表すもので、式(5)では（年間の）損傷に対する期待値の総和になり、これが狭義の地震リスクを定量的に表したものである（換言すると、リスクの定量化（Risk Quantification）に他ならない）。



年間損傷期待値の算定

図9 地震損傷期待値の算定手順

・地震リスク曲線

そして、最終的に、地震動規模を表す変数を消去して、地震損傷レベル(損失額)の発生確率(超過確率)を求め、これを地震リスク曲線(Seismic Risk Curve)と呼ぶ。

ここで、中村[5]による定式化を引用して、(単年度あたりの)地震リスク曲線 $G_s(s)$ の算定法を説明したい(記号も含めて、文献[5]から抜粋する)。ここでは、 $h(x)$:ハザード曲線の導関数(密度関数)、 $p(y|x)$:地震動の大きさ x を条件とした地震ロス関数とする。この2つの関数から、地震リスク曲線 $G_s(s)$ を次式のように表現できる(特に、地震ロスが、 $y=s \sim s_{\max}$ となる確率(損傷 s を超える超過確率)を求解していることに注意されたい)。

$$G_s(s) = \int_0^{\infty} h(x) \int_s^{s_{\max}} p(y|x) dy dx \quad (6)$$

ここでは、式(6)が地震ロス s の積分方程式となっていることに注目されたい。さらに、この地震リスク曲線 $G_s(s)$ と微積分関係に地震損失密度関数 $f_s(s)$ を

$$G_s(s) = 1 - \int_s^{\infty} f_s(\xi) d\xi \quad (7)$$

のような記述することができ、最終的に損失期待値 E は、次のように求められる。

$$E(S) = \int_0^{\infty} s f_s(s) ds \quad (8)$$

さらには、確率的な扱いを加味した遠藤・吉川の定式化[3]を紹介したい(記号は、文献[3]と同一とするため、上記の式(6)~(8)とは異なる)。まづ、基盤最大加速度 α の条件付き損傷確率密度関数 $f(x|\alpha)$ に対して、損傷度 $c \sim c_{\max}$ の損傷度 $R(c|\alpha)$ を次式のように表す(下式は、損傷度 c に対する積分方程式となっている)。

$$R(c|\alpha) = \int_c^{c_{\max}} f(x|\alpha) dx \quad (9)$$

次に、ハザード曲線によって与えられる地震動 α の確率密度関数を $h(\alpha; \lambda, \zeta)$ として、地震動のばらつきを考慮して損傷 $\Omega(c|\alpha_m)$ を次式のような形式にて記述する。

$$\Omega(c|\alpha_m) = \int_0^{\infty} h(\alpha; \lambda, \zeta) R(c|\alpha) d\alpha \quad (10)$$

そして、地震ハザード曲線の確率密度関数を $p(a)$ を用いて、地震リスク曲線 $G(c)$ を下式にて算定する。

$$G(c) = \int_0^{\infty} p(\alpha_m) \cdot \Omega(c | \alpha_m) d\alpha_m \quad (11)$$

詳しくは、文献[3],[9],[11], [14]にて、RC橋脚に対する地震リスクの算定事例があり、参照されたい。

本節の最後に、文献[4],[5]の記述を引用して、地震リスクの意味合いを再度確認したい。「地震リスクは、施設が位置する地点の地震危険度(Hazard)と施設の示す地震ロス関数(Fragility)の合積[4]」によって求められるものであり、「Hazard は対策によって改善できない施設の潜在的な危険度を表し、Fragility は対策によって改善することができる施設固有の脆弱性を示す[5]」のように説明している。

3. 地震リスク解析の応用例

地震リスク解析にて提供される、フラジリティ曲線、地震ロス関数、損傷期待値、地震リスク曲線の実例を主要文献から引用し、リスク解析の‘美味しいところ’を紹介したい。

まず、図 10 は、RC 造の地下構造物（ボックスカルバート）の耐震性能をフラジリティ曲線として表したものである[12]。左図はいずれも、a：構造物の動的応答、b：構造物の保有靱性を確率密度関数（対数正規分布）として同一図上に対比させたものであり、①→②→③の順に入力地震動のレベルを大きくして、3段階を図化している（b：構造物の靱性が3図とも同一であること、ラーメン構造のため変形として隔壁の層間変形角を用いている、ことを確認されたい）。

そして、このような作業を多段階の地震動レベルにて実施し、これを地震動レベル（ここでは最大加速度）にて連続関数として表せば、右図のフラジリティ曲線に至る。この図は、フラジリティ曲線の定義で言えば、「変位基準に基づく終局状態という条件に合致する発生確率」として説明できる。

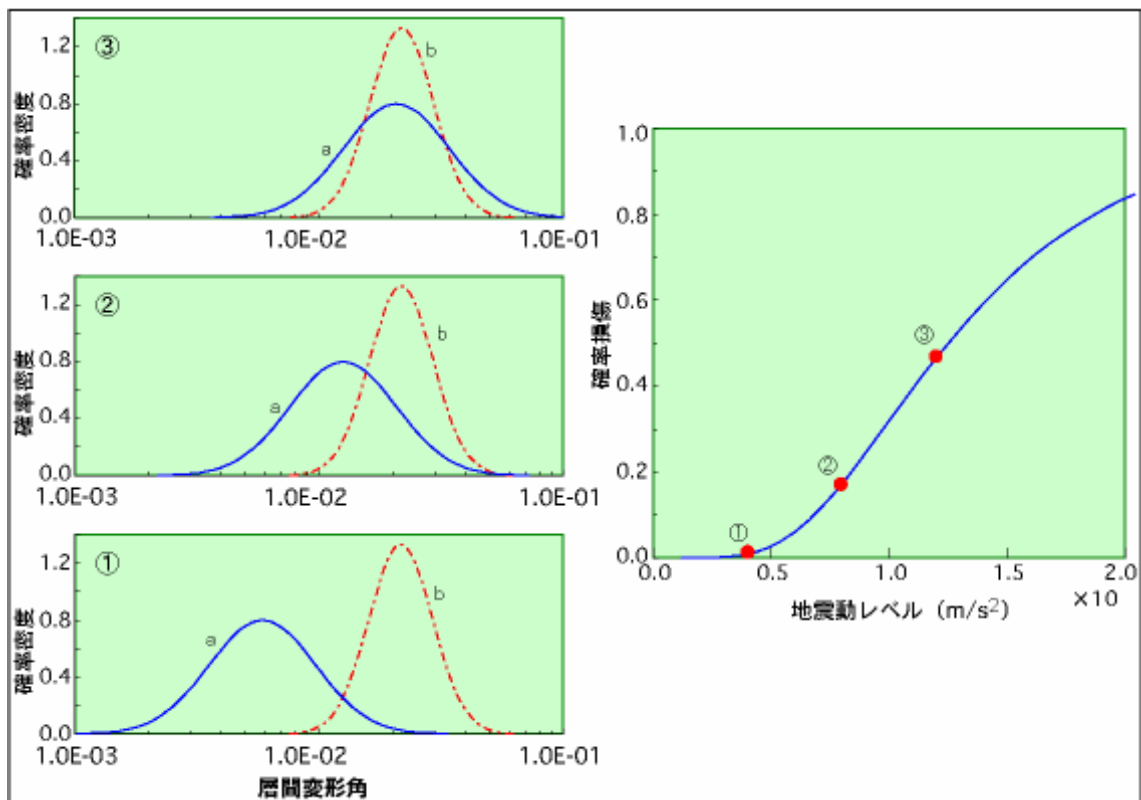


図 10 地下構造物のフラジリティ曲線の算定手順[12]

—左図：a/構造物の動的応答 b/構造物の保有靱性、右図：得られたフラジリティ曲線—

次に示す図11は、道路橋システムの地震ロス関数を算定したもので、80基の RC 橋脚を直列システムとして解析／算定したものである[13]。すなわち、個々のフラジリティ曲線（軽微および大破）

から、システムとしての地震ロス関数を求めたものである。ここでは、損失量として、右上図:物的損失率(大破=100%)、および右下図:機能停止日数(最大100日)として、さらに補強前と補強後の2種の曲線を併記している(特に、補強後の曲線が右側に移行していることに着目されたい)。

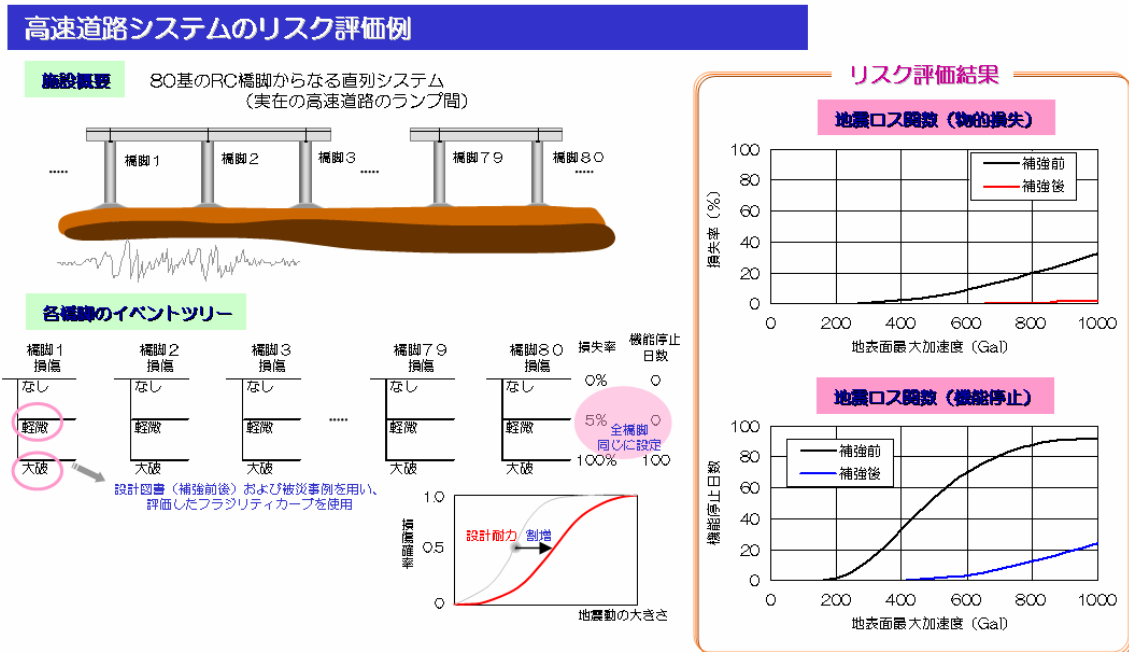
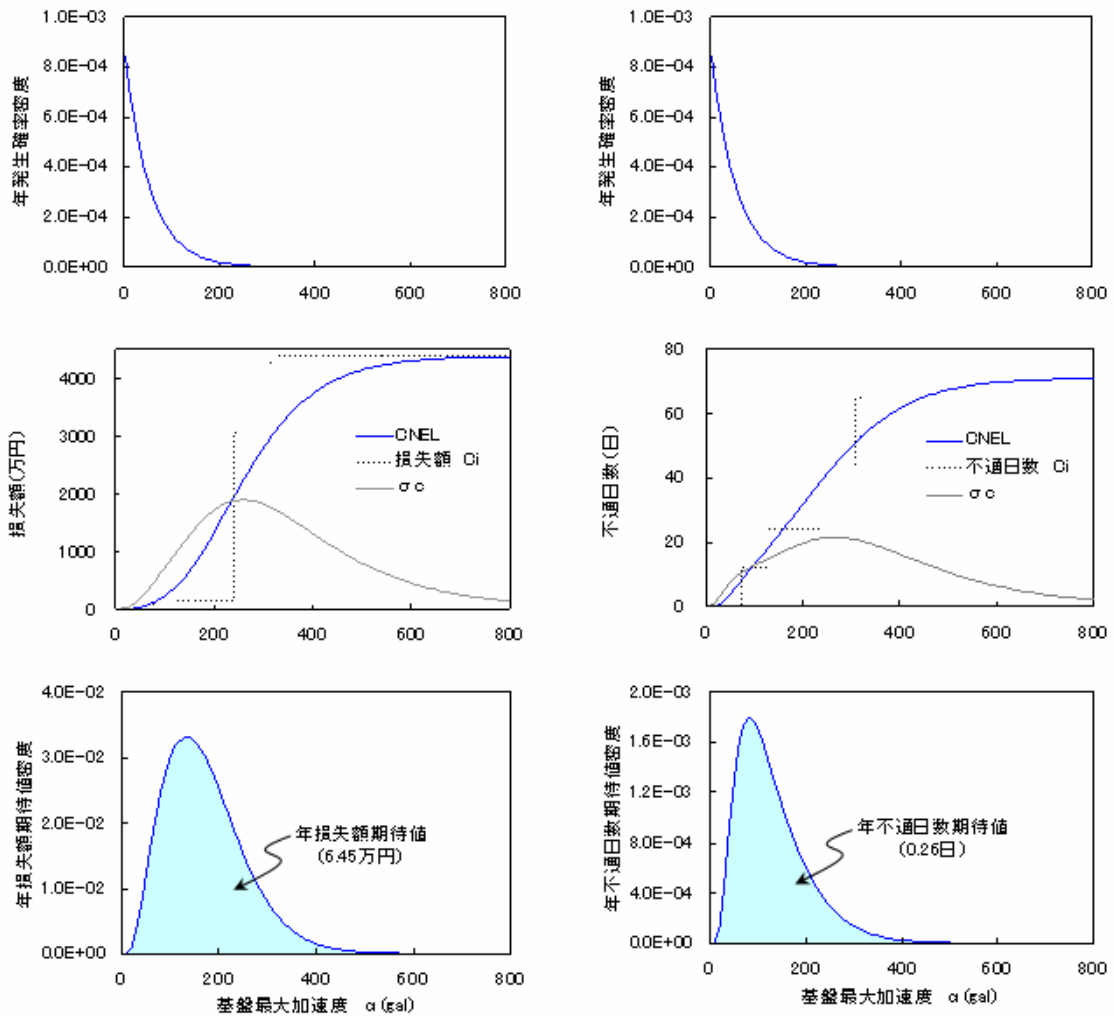


図 11 地震リスク曲線の算出例-道路システムの地震リスク評価-[13]

図 12 は、鉄道施設に多く用いられる RC 造のラーメン高架橋への適用結果[14]である。これは、地震ハザード曲線(最上段)と地震ロス関数(中段)から、(年間)損失期待値密度関数(最下段)を算定したもので、前述図 9 での例示を具体化したものである。また、図 12 では、左列(a) 損失額による損失評価、右列(b) 不通日数による損失評価、として算出しており、上図の地震ハザード曲線が両列共通であること、全 6 図とも横軸が基盤最大加速度としていることを付記する。

なお、最下段の損傷期待値密度関数を積分することにより、単年度当りの損傷期待値となるが、この場合、(a) 損失期待値 = 6.45 万円、(a) 不通日数期待値 = 0.26 日、となった。



(a) 損失額による損失評価

(b) 不通日数による損失評価

図 12 鉄道ラーメン高架橋の地震損失期待値密度関数[14]

-上図：地震ハザード曲線（密度関数）、中図/地震ロス関数、下図/損失期待値密度関数-

予想損失額の超過確率関数の算定例[15]を図 13 に示した。これは、(ハザード曲線のような関数近似(平滑化)された地震情報の代わりに)建設地点における個々の想定地震に対する損失額を算定し、損失額の大なる順に(大地震から)プロットしたものである。影響を与える想定地震(イベント)毎に示すため折れ線状になっており、これを‘イベントカーブ’と呼んでいる[15]。

ここで、同図中の 2 点、

- ・ 年超過確率 = 1% (再現期間 100 年) ⇒ 52 億円以上の損失
- ・ 予想最大損失：年超過確率 = 0.142% ⇒ 最大損失額 108 億円の損失

を読み取ることができ、イベントカーブの有用なことを物語るもので、まさしくリスクの

定量化が可能となる。

なお、文献[15]によれば、このようなイベントカーブに対して、地震損失の不確実性を織り込み、予想損失規模とその損失が生じる超過確率との関係を示したものがリスクカーブ（先述の図4）となる。

イベントカーブとリスクカーブとも、地震動規模が消去されているので、このほかの災害ハザードに対するリスク（例えば、洪水、津波など）と同じ土俵にて対比できることも大きな特徴である。

さらに、このイベントカーブによって囲まれる面積は、 Σ （予想損失額×年発生率）によって算出され、これが年間損失期待値となる。

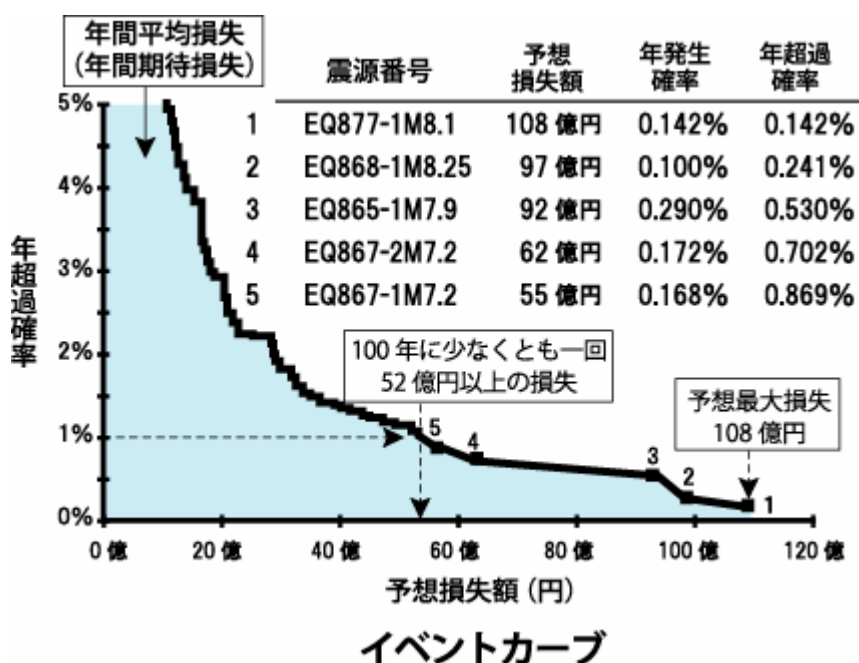


図 13 地震リスクの算出例-イベントカーブを用いた例-[15]

文献[15]では、発生頻度が小さいが、一旦発生すれば大きな損害をもたらす巨大災害リスクを、‘CAT リスク (Catastrophe Risk)’と呼んでおり、これを評価するイベントカーブの有用性を説いている。

なお、以上までの事例は、リスク状態が時間的に一定とするもので、地震発生 of 切迫性、または構造物の経過時間に伴う劣化（例えば、[23]）が、今後の課題と言える。

4. 地震リスクマネジメント SRM への展開

- ・リスクマネジメントの手順：3つの Step

さて、以上のような地震リスク解析による定量的客観的な情報をもとに、災害低減のための具体的かつ効果的な施策を講ずることができる。本章では、このような総合的な防災対策を‘地震リスクマネジメント (Seismic Risk Management : SRM 略す)’と呼ぶ。これは

また、「企業が地震によって生じ得る問題を認識し、また、想定されるリスクを理解して、その状態を軽減、あるいは転嫁するなどの方法で対処すること」のように説明できる[16]。

リスクマネジメントの考え方と実践方法は、多くの試案と提案 ([4], [5], [15]~[19]) があるが、ここでは、図 14 (文献[16]より図化した) のような流れで説明を行いたい。

これは3つのステップにて構成され、次のように説明できる。

Step 1 リスクの認識：

対象施設（鉄道施設、道路高架橋 etc.）にどのようなリスク、すなわち危険因子が存在するかを確認することから始まる（ここで言うリスクは、広義のリスクである）。そして、特定されたハザードによる具体的な被害／損害の可能性を分析する。SRM では、まず、隠れたリスクを顕在化させることから始まり、この Step 1 は大切な出発点となる。

Step 2 リスクの把握：

次に、対象地域にどの程度の自然災害が生じ、その災害が生じた時にどの程度の被害が生じるか、定量的に分析／調査する。地震リスクの場合、本章にて詳述した各関数や指標が、この Step 2 にて活かされる。すなわち、ハザード曲線によって当該地域の地震規模を表すことができ、地震ロス関数によって地震発生時の被害を定量化できる。また、地震による損失は、物的被害に加えて、営業損失、インフラ機能の喪失、地域社会への影響、あらゆる不測の事態を想定しなければならない。

Step 3 リスク対策の実行：

リスクの全貌が詳らかになれば、今度はリスクを軽減するための対策を立案し、実行策を選定することが最終的な段階となる（SRM では、‘リスクが軽微なので、このままで大丈夫（リスクの保有）’ということもあり得る）。リスク低減は、従来のような、耐震補強にとどまらず、リスクの保有、および損害保険のようなファイナンスによる転嫁など、防災対策の選択肢は多岐に渉る。

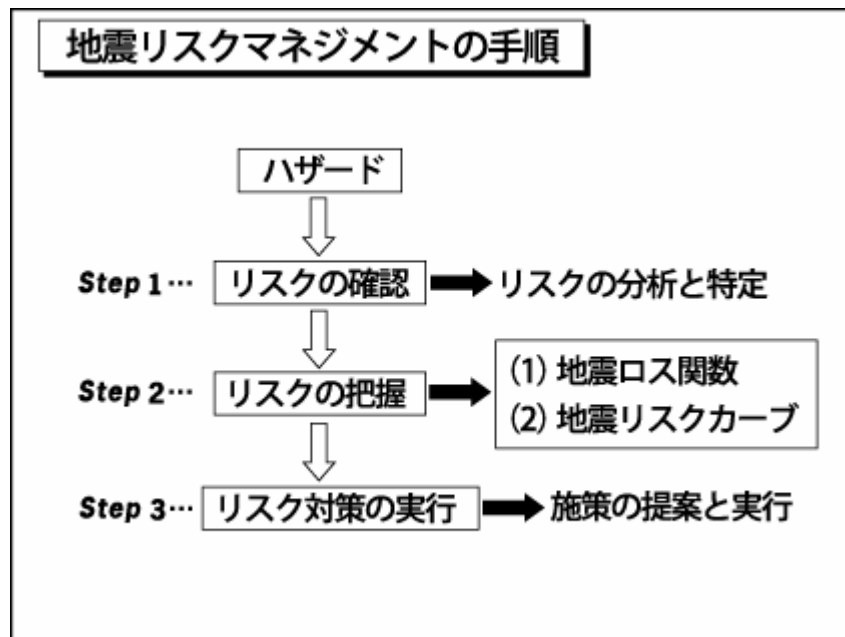


図 14 地震リスクマネジメントの構成と手順

・ リスクマネジメントにおける保有/転嫁/回避

Step 3 における対策の立案に際して、図 15 のような説明図が多く用いられ（例えば、[4], [17], [19]）、ここでは文献[4]より引用/加筆している（図 15 では、横軸/損失の発生確率 P 、縦軸/損失 D 、となっており、先出の図 4 とは異なることに注意されたい）。

まずは、図中に 3 本の曲線 a, b, c を示したが、これらはいずれも、 $P \times D = \text{一定値}$ なる双曲線であり、この線上では同一のリスク値となる。さらに、 a, b, c の順により（右上方に位置するほど）大きなリスクとなっていることを確認されたい。

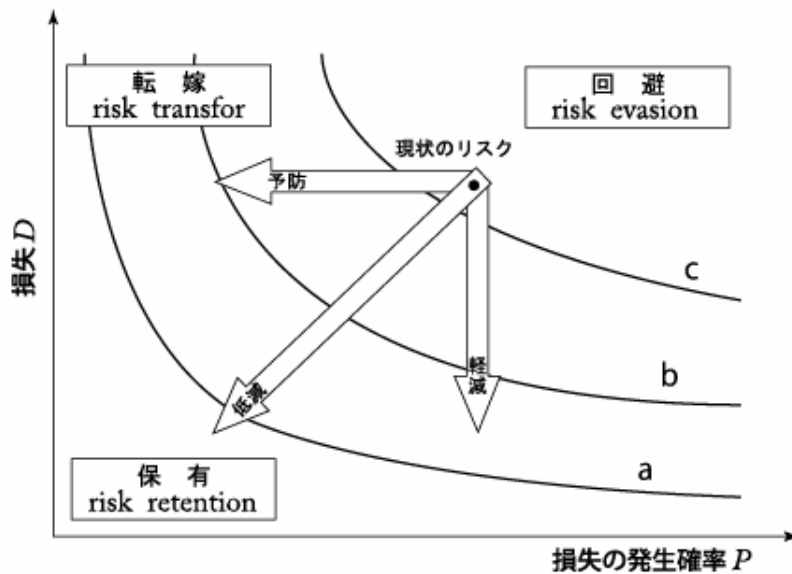


図 15 地震リスクマネジメントにおける保有/転嫁/回避 (文献[4]に一部加筆)

そして、現状のリスクがリスク c の近傍にあるとして、何らかの対策により、この位置を左下のリスク a のレベルに低減させたい (**Risk Mitigation**)。このためには、発生確率 P を左方向へ移動させる対策 (これは予防に他ならない)、および損失 D を下方に移動させる対策 (これは軽減となる) の 2 者の組合せが考えられる。そして、損失 D と発生確率 P の分布領域から、概念上、同図中の 3 つの隅に示したように低減対策 (保有/転嫁/回避) に大別される。これらは、以下のように説明できる (文献[4]の記述を再整理した)。

- ・ 保有 (**Risk Retention**) : リスクによる損失が小さい領域であれば、発生確率の大小に関係なく、リスクの低減を試みずに保有しておくことが経済的には得策である。リスクを低減するための対策費がリスクに比べて非常に大きくなる場合は、相当額の対策費を緊急対応など別の対策に充てる方が有効である。
- ・ 転嫁 (**Risk Transfer**) : リスクが低頻度・大損失の領域にある場合、共済、保険 (地震損害保険) などのファイナンス (**Risk Finance**) により、万が一の損失を転嫁することが有効である。すなわち、費用等を考えると耐震補強のような物理的低減策は‘効き目が薄く’、例えば、損害保険料を支払って、地震リスクを転嫁することが得策となる。
- ・ 回避 (**Risk Evasion**) : リスクが大頻度・大損失の領域にある場合 (図 15 の右上)、地震リスクとして、極めて憂慮される状況にある。本来なら、このような領域にプロットされるリスクを有する施設は、建設されないはずである。

損害保険の採用 (リスクの転嫁) はリスク軽減の有力な手段であり、特に、建築構造物の場合、加入件数が 1 千万件 (居住用建物、生活用動産に限る) を超えており [22]、土木系構造物にも適用を広げる必要がある。

・ 予想最大損失率 PML

最後に、リスクマネジメントに最も多く使用される地震予想最大損失率 (**PML : Probable Maximum Loss**) を紹介する ([7], [13], [19], [20], [21])。PML は、通例、対象施設の供用期間において、予想される地震動に対する最大の損失額をその施設の再調達価格 (再構築に必要な総額) にて除した値 (パーセント表示) である。ここで、参考 Web[21]を用いて整理すると、

- ・ 対象地震：再現期間 475 年相当の地震 = 50 年間で 10% の超過確率
- ・ 対象とする損失：予想される最大の損失 (90% の非超過確率)
- ・ $PML = \text{予想される最大損失} / \text{再調達価格}$

のようにまとめることができる。先述の式(5)にて定義した損失期待値 ED は、平均的な単年度当りの損傷期待値であり、PML は、正しく確率論的に定義した予想最大値である。

PML は小さいほど地震リスクが小さいことを示すが、10% 以下が一つの目安になる。文献[21]によれば、建築構造物については、1981 年に建築基準法 (新耐震設計法) が制定されたが、

- ・ 1981 年以降に設計された建物：PML = 10 ~ 20%
- ・ 1981 年以前の旧建築基準法により設計された建物：PML = 20% 以上

となることが多いとの事例を示している。PML は、また、建築物の資産評価、不動産投資信託 (R e i t) には必須の指標となり、土木系構造物にもその重要さは変わらない。

5. あとがき

1975年以降の強震記録を見ると、日本全土で震度6以上の地震（本震）が15個以上発生している。これにより、例えば、当講座で扱うコンクリート構造物は、コンクリートのひび割れと剥落、鉄筋降伏、せん断破壊、倒壊、など様々な被災を経験し、ある意味、想定し得る‘ひととおりの地震被害’を実学習したことになる。逆説的ではあるが、その他の構造物、その他の地域では、被災を受けておらず、今後の供用期間でも、‘たぶん’被災を受けないであろう。これは、L2地震に代表される大地震の再現期間が数百年に及ぶことの当然の帰結である（もちろん、このような大災害や小災害でも、日本のあちこちで生じては、非常事態である）。

狭義のリスクは、（あまり、褒められる例えではないが）次のような宝くじの例を見れば、容易に理解できる。例えば、次の2つの一等賞金があったとする（実在しない想定例題である）。

① 1等賞金2億円。発行2千万本のうち3本当選。

② 1等賞金1億円。発行6百万本のうち2本当選。

購入者は、賞金額に目を奪われ勝ちであるが、冷静に考えると、両者の期待値は、

$$\textcircled{1} \quad 2\text{億円} \times \frac{3\text{本}}{2\text{千万本}} = (2 \cdot 10^8) \frac{3}{2 \cdot 10^7} = 30\text{円}$$

$$\textcircled{2} \quad 1\text{億円} \times \frac{2\text{本}}{6\text{百万本}} = (1 \cdot 10^8) \frac{2}{6 \cdot 10^6} = 33\text{円}$$

となること単純に算定される。すなわち、期待値から見ると、②の方が、上回ることが定量的客観的に判断できる。ただし、宝くじ②の購入者は、この33円を受け取ることはない。1枚買っても、多分‘はずれ’であり、極々稀に一億円が当ることになる。

同様な考え方で、高耐震性とは発生確率は極めて小さい（供用期間中にはおそらく被災しない）が、一旦被災すると大きな損傷を受け、かつ運行停止など社会的な影響が大きいことに対処することである。従来型の耐震設計は、‘これだけの地震に耐えられる’ことを照査するものであり、地震リスクは、‘これだけ、壊れるかもしれない’ことを示すものと理解いただきたい。また、LCC（ライフ サイクル コスト）には、必ず、地震損失の期待値（ここで言う狭義のリスクに他ならない）が算入される。この損失期待値は、初期コスト、ランニングコストなどと同列の金銭値になることが一番の特徴である。

さて、以上のように、地震規模と構造物の耐震性能の両者によって表される地震リスクは極めて有効な指標となることが期待でき、また、最新の設計法である性能設計でも、及ばない領域であると考えられる。建築基準法、道路橋示方書、鉄道標準などの現行基準は、安心/安全な設計と建設のための基準書に留まる。事実、地震保険などリスクファイナンス、不動産投資信託（Reit）、国際会計標準などでは、対象施設がきちんと現行設計基準をクリアし、その上で、地震リスク解析による諸算定結果が重要な数値的根拠となる。

【参考文献】

- [1] Andrew Coburn, Robin Spencer : Earthquake Protection, 2nd Ed., 9 Earthquake Risk Modeling JOHN WILEY & SONS, LTD., 420p., 2002
- [2] 土木学会 地震工学委員会 地震防災普及小委員会第2WG : 第7回地震災害マネジメントセミナー、「地震災害のリスク管理と危機管理-ハザード評価からマネジメントの実践へ-」、平成18年3月
- [3] 遠藤昭彦、吉川弘道 : 鉄筋コンクリート橋脚に対する地震リスク評価手法の適用、構造工学論文集、Vol. 49A, pp. 435-446, 2003年3月
- [4] 星谷勝、中村孝明 : 建造物の地震リスクマネジメント、山海堂、2002年4月
- [5] 米倉亮三 (監修)、中村孝明 (著) : 確率論的資産マネジメント-民間資本から社会資本へ-、最新建設技術シリーズ第2巻、山海堂、平成17年3月
- [6] Mark G. Stewart, Robert E. Melchers(原著)、酒井信介 (監訳)、小林12名 (共訳) : 技術分野におけるリスクアセスメント、森北出版、2003年10月
- [7] 中村孝明, 中村敏治 : ポートフォリオ地震予想最大損失額 (PML) 評価, 日本リスク研究学会誌 12 (2), pp69-76, 2000
- [8] CRCソリューションズ:地震危険度・基盤加速度予測システム: D-SEIS
http://www.civil-eye.com/software/taishin/d-seis/d-seis_top.htm
- [9] 遠藤昭彦:鉄筋コンクリート橋脚に対する地震リスク評価手法の適用, 武蔵工業大学土木工学専攻、修士学位論文, 2002.3
- [10] 防災科学技術研究所 : 地震ハザードステーション J-SHIS: Japan Seismic Hazard Information Station: <http://www.j-shis.bosai.go.jp/>
- [11] 岩本篤、青戸拡起、吉川弘道 : RC橋脚の損傷期待値に関する一手法、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 21, No. 1, p. 427-432, 1999
- [12] CRCソリューションズ:技術資料
- [13] 榊塚研究所 公式Webサイト: 土木建造物の地震リスク評価>高速道路システムのリスク評価例、<http://www.shinozukaken.co.jp/>
- [14] 大滝、服部、前田、野口、吉川 : 鉄道ラーメン高架橋の地震リスク解析と損傷期待値の算定、応用力学論文集 Vol. 9, 2006. 8. (投稿中)
- [15] 兼森孝:地震リスクの定量的分析とその活用、第7回地震災害マネジメントセミナー、「地震災害のリスク管理と危機管理-ハザード評価からマネジメントの実践へ-」、pp. 37-50, 土木学会地震工学委員会、平成18年3月
- [16] 和田、岩田、清水、安部、川合 : 建築物の損傷制御設計、6. 地震リスクマネジメント、pp. 195-216, 平成10年9月、丸善(株)、
- [17] 宮本幸治 : 設計の自由度拡大とリスクマネジメント、土木学会誌、Vol. 85 July, pp. 24-27, 2000
- [18] 小林潔司 : リスクマネジメントとは、土木学会誌、Vol. 85 July, pp. 8-12, 2000

- [19] 遠藤昭彦、吉川弘道：地震リスクマネジメントの考え方<電子サイバー講座、
『もっと知りたいコンクリート講座』、<http://c-pc8.civil.musashi-tech.ac.jp/RC/>
- [20] 損害保険料率算出機構/ディスクロージャー：地震PMLの現状と将来
<http://www.nliro.or.jp/disclosure/index.html>
- [21] 日本建築構造技術者協会：地震リスクと予想最大損失額
<http://www.jsca.or.jp/>
- [22] 損害保険料率算出機構：ニュースリリース、
<http://www.nliro.or.jp/news/index.html>
- [23] 吉川弘道、劉汝剛、磯部正太、中公雄介：腐食環境下にある鉄筋コンクリート橋脚の
地震リスクと損傷期待値、応用力学論文集 Vol. 7, pp. 863-873, 2004. 8

第 6 講 各種構造物の耐震設計

本講座、第 5 講にて小休止していましたが、「第 6 講 各種構造物の耐震設計」として、再スタートします。本第 6 講では、代表的な土木系コンクリート構造物として、道路橋、鉄道橋（いずれも下部工）、地中構造物（ボックスカルバート）、などを採り上げ、構造形式、性能設計法、被害事例、設計手法、などを紹介/解説する予定です。

第 1 章：地中構造物の耐震設計

地中に構築される構造物は地上構造物とは異なる動的挙動を呈し、その挙動は構造物の形状と特性および地盤条件によって異なり、強震時の被災メカニズムは複雑である。地中構造物は周辺地盤に囲まれており、十分な耐震性を保有すると考えられてきたが、先の阪神大震災で地下鉄施設にて重大な被災（中柱の連続崩壊）を受け、大きな教訓となった。

本章では、主として、鉄筋コンクリート製のボックスカルバート地中構造物（箱型ラーメン構造物）を対象とし、まずは、その構造形式を示し、地震による被災例を紹介する。さらに、地中構造物の耐震性能について最新の示方書から例示する。そして、地中構造物の代表的な耐震設計法について解説する。

1. 地中構造物の種類と地震害例

地中に構築される鉄筋コンクリート構造物は、山岳トンネル、都市型トンネル（共同溝、地下鉄、下水道）を始めとして、いわゆる暗渠（農業用水、地下鉄）およびボックスカルバート（箱型のラーメン構造となる）がよく知られる。さらには、鉛直方向に構築される立坑もあり、地下街など広域に構造物が構築されることも少なくない。また、断面形状は、箱型（単層単室、多層多室）が多用されるが、トンネル、立坑、地下タンクなどは円形断面が有利になることが多い。

近年では、大型重要構造物として、沈埋トンネル、LNG 地下タンク、原子力発電所屋外土木構造物（取水ピット、各種ダクト）などが計画/構築され、より精緻かつ合理的な耐震設計法が望まれる(例えば、[1], [2]にて示方書・指針として整備/文書化されている)。

ここでは、地中鉄筋コンクリート構造物の典型例として、図 1 のような単層 2 室箱型躯体のボックスカルバート構造とこれを囲む周辺地盤によって構成される 2 次元横断面モデルを提示したい。このような構造系は、下部基盤面より地震力が入力され、地盤を介して構造物を揺動する（このことが、1 質点系または多質点系にてモデル化される上部構造物と基本的に異なる）。強震時には、周辺地盤と構造物（鉄筋コンクリート）ともに非線形領域での大変形を余儀なくされる（図 1 右に模式図を示す）。しかし、一方では、周辺地盤に

よって構造物が保持/拘束され、さらに、その地盤が非線形化することにより構造物への地震荷重は緩和されるが、その動的非線形挙動は地上構造物に較べて複雑で、実験的な検証も限定される。

また、周辺地盤は、地上面には自由解放面となるが、横方向と下方向には無限の領域を有し、解析上どのように取扱うかが、設計上論点となる。

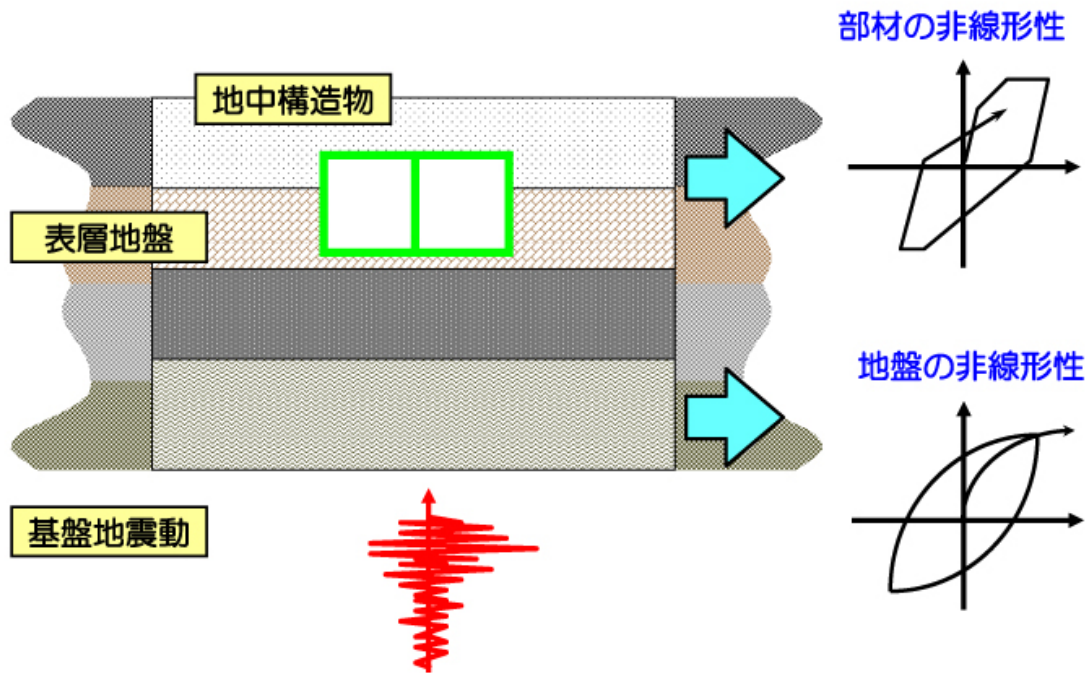


図1 地中構造物の構造例と非線形挙動 [4]

次に、兵庫県南部地震(1995)における神戸高速線大開駅での被災写真を紹介する(写真1:地震発生直後の状況)。横断面方向の被害としては、図1のように4断面を図化した[5]。このうち、地下駅軌道階の最も激しい被災箇所(Aゾーン)では、中柱が路線方向に連続崩壊し、被害延長距離は120mに及んだ。これは、いわゆる鉛直荷重支持部材の崩壊であり、地中構造物としてほとんど前例のない地震被害であり、当時から頻繁に紹介されている。

写真1(a)は軌道階での被災状況で、(写真右側にて)中柱基部にて損傷を受け、コンクリートが剥離し、鉄筋が露出していることがわかる。この写真から判断して、横断面方向(路線直交方向)に損傷し、斜めひび割れが認められることからせん断破壊と推察される。

写真1(b)の被災写真では、中柱基部にて崩壊し、軸方向筋が両側に押し出されていることがわかり、垂直保持機能は完全に喪失している。この柱23は、最も被害が激しい軌道階のAゾーンに位置するもので、上床階が下側に凸に折れ曲がり最大2.9m沈下した[5]。

写真1(c)は、中柱23の鉄筋の状況を近影している(損傷したコンクリートは除去している)。軸方向筋が座屈し、せり出していることがわかる。帯鉄筋も見られるが、軸方向筋の

座屈を完全に防ぐことはできなかった。この例では、鉄筋が 1 方向にせり出しているのに対して、写真(b)の鉄筋は両方向に完全にせり出し（提灯座屈）、崩壊/落下しているケースとは異なる。

横断方向の被害状況は図 2 のようにゾーンによって分類されているが、中柱の損傷が大きい場合は、上床版が M 字型に崩壊している（A ゾーンでは地上部にて陥没している）。中柱の担うべき垂直保持機能の喪失が、甚大な被害に直結することの教訓であったと言える。



(a)



(b)



(c)

(a) 軌道階における被災状況全般 (b) 柱 23 (A ゾーン) (c) 柱 34(C ゾーン)での鉄筋の様子

写真 1 神戸高速線大開駅の地震被害[5]：神戸高速線 大開駅軌道階（佐藤工業：提供）

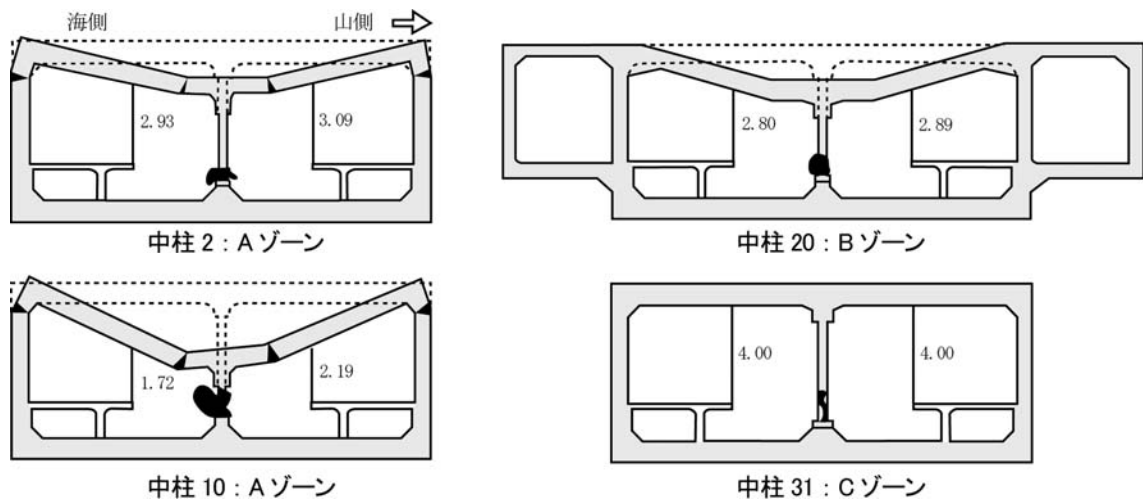


図 2 神戸高速線大開駅：横断面の被害状況[5]

なお、このような甚大な被害により、当初、「地下トンネルの完全復旧は困難で、少なくとも数年は寸断。新たなトンネルの建設も必要。」のように報道されていた[6]。しかし、本件の復旧工事記録によれば、24 時間体制の突貫工事により、地震発生 7 ヶ月後に通過駅として鉄道が開通し、1 年後に駅として営業開始した[5]。

2. 地中構造物の耐震性能

さて、新設される構造物の設計に際して、このような地中構造物は、どのような耐震性能が具備されるべきであろうか？地震時の損傷を制御し、機能維持の低下を抑制することが肝要であり、加えて人命に対する安全性確保が重要である。垂直材（柱部材、壁部材）の軸力機能保持は絶対的に確保されなければならない。地中に構築される構造物は、文字どおり、閉合された空間であり、出水や火災による二次災害の危険性が高く、また被災後の修復・補強が容易でなく、入念な耐震性照査が必須である。

ここで、地中構造物の耐震性能として表 1 のような試案を例示したい[4]。これは、5 段階の許容損傷レベル（道路橋にて採用されている損傷区分：損傷度 $A_s \sim D$ ）を用い、レベル 1 地震動およびレベル 2 地震動に対して、耐震性能（1～3）を定義したものである。（表中の空欄は、定義されない（認められない）ことを意味する）。このような性能マトリックスの見方については、「第 5 講第 4 章：性能設計」を参照されたい。

なお、この表では、 $A_s \sim D$ の損傷度を、層間変形角（上床板と下床板との相対的水平変位を構造物高さによって除したもの）によって具体的／数値的に関連付けていることが特徴である。

表 1 地中構造物の耐震性能と許容レベルの試案 [4]

損傷度	構造レベルの損傷	層間変形角	構造レベル重要度区分			
			特別な構造物		普通の構造物	
			レベル1地震動	レベル2地震動	レベル1地震動	レベル2地震動
As	構造体が完全に崩壊 (復旧不可能、再構築が必要)	5/200以上	—	—	—	—
A	かなりの損傷レベル 残留変位が大きい (一部を残して、再構築)	3/200 ~5/200	—	—	—	耐震性能3
B	中位の損傷を受けるが安定している 人命の安全は守られる (補強により復旧する)	1/200 ~3/200	—	—	耐震性能2	耐震性能2
C	比較的軽微な損傷すぐに使用可 (補修によって復旧)	1/400 ~1/200	—	耐震性能2	耐震性能2	耐震性能2
D	損傷なし、または軽微な損傷	1/400以下	耐震性能1	耐震性能1	耐震性能1	耐震性能1

次に、表 2 は、LNG（液化天然ガス）貯蔵用タンクの耐震性能（構造性能）を構造性能指針[2]から抜粋したものである。本指針は、地下タンク躯体（鉄筋コンクリート）の耐震性能を下記のように構成し、耐震性能 1、耐震性能 2、耐震性能 3 に対して規定している。

- ・ 要求性能：所有者/管理責任者の意図（安全性/使用性の 2 段階）
- ・ 目標性能：要求性能を工学的表現で記述したもの（耐荷性能/止水性能の 2 種類）

表 2 は、このような一連の性能体系のうち、耐荷性能（変形性能）に対する目標性能を示したものである（止水性は省略した）。

表 2 LNG タンク躯体の耐震性能（構造性能） [2]

性能設定の分類		性能の水準		
		耐震性能1 [健全]	耐震性能2 [機能維持]	耐震性能3 [崩壊せず(液拡散なし)]
目標性能	躯体の構造性能 耐荷性能 (変形性能)	○地震作用時および地震後の躯体の変位・変形は次の条件を満たす程度に十分小さい ・貯液容量(躯体内容積)の変化は微小(実用上無視し得る程度) ・メンブレン・屋根の液密・気密性能の低下はない ○地震後の躯体の耐力低下はない	○地震後の躯体の変位・変形は次の条件を満たす程度である ・貯液容量(躯体内容積)の変化は一定の許容量以下 ・メンブレンの液密・気密性能および屋根の気密性能の低下は一定の許容量(継続使用が可能な範囲)以下 ○地震後の躯体の耐力低下はない	○地震後の躯体の変位・変形は次の条件を満たす程度である ・貯液容量(躯体内容積)の変化はLNGが流出しない程度以下 ・地震後の作用荷重によって躯体の変位・変形が進行しない ・メンブレンの液密性能は著しく低下しない(構内の保安設備により安全性確保が可能) ・屋根の気密性能は著しく低下しない(構内の保安設備により安全性確保が可能)
	止水性能	(省略)		

鉄筋コンクリートの基本的な構造設計/耐震設計については、土木学会コンクリート標準示方書（構造性能照査編と耐震設計編）にて示され、成文化された文献[1],[2]にて、特定

構造物（LNG タンク、原子力施設など）に対する具体的な記述がなされている。

3. 地中鉄筋コンクリート構造物の耐震解析法

このような地中構造物を対象とした耐震設計は、大きく見ると図 3 のようにまとめられよう。すなわち、静的解析手法と動的解析手法に大別され、いずれの解析手法にも 2 次元平面モデルと 3 次元立体モデルがある（多くは 2 次元平面解析が用いられる）。

静的解析手法の場合、慣性力である地震力を静的に変換し、この地震力を構造物に付与する手法によって、応答変位法または応答震度法に分けられる。動的解析手法では、応答スペクトル法と時刻歴応答解析に分けられる。現在では、非線形構成則の研究が成熟し、かつ計算機能力の発展により、後者が主流となっている。

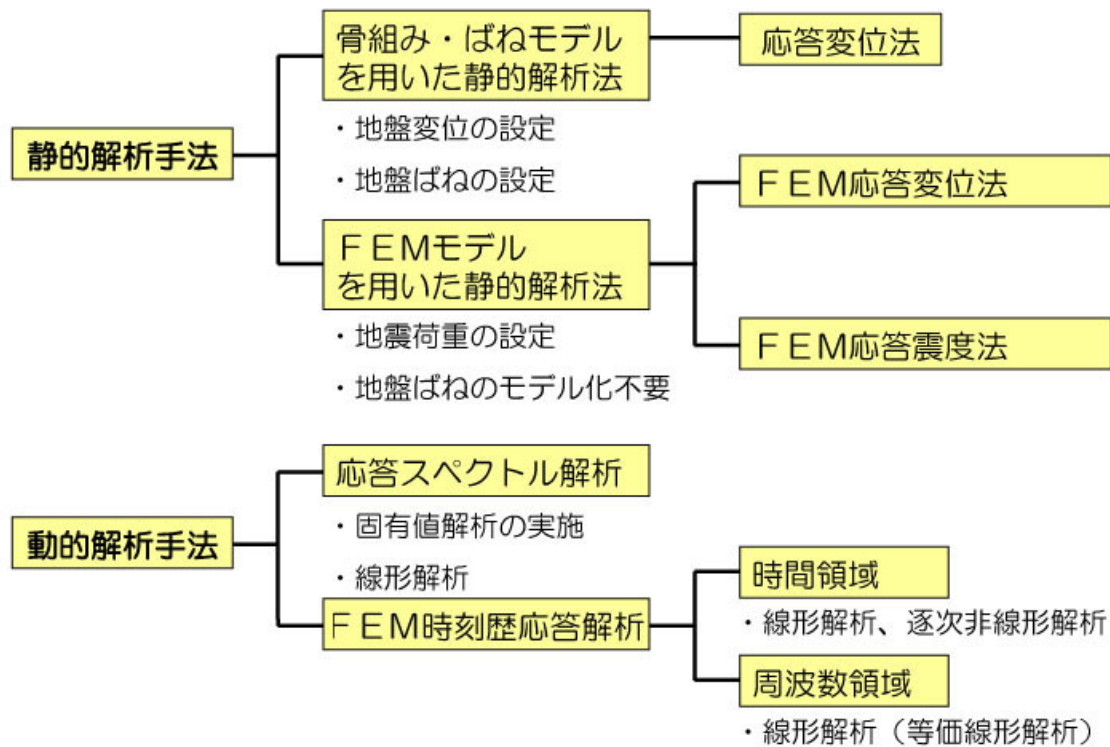


図 3 耐震解析手法と体系化 [3]

図 3 のような各手法のうち、最も多く用いられるものとして、応答変位法(図 4)、FEM 応答震度法(図 5)、時刻歴応答解析(図 6)を解説したい。

まず、応答変位法では、構造物を骨組みモデル、周辺地盤をバネモデルにより代替し、対象とする構造系をモデル化する（図 4）。別途、1 次元の地盤応答解析（図 4 左図に概念図を示す）を実行して、周辺地盤の最大応答変位（深さ方向の変位分布）を得る（これは 2 次元でもよいが、計算労力を節約するため 1 次元解析とすることが多い）。そして、右端/左端部の地盤ばねに、得られた最大応答変位を直接与え、かつ、上面/下面には周面せん

断力を地盤バネに与える。上下左右4界面のバネ群を介して構造物に地震荷重を（静的に）付与するものであり、同時に構造物に慣性力を入力する。

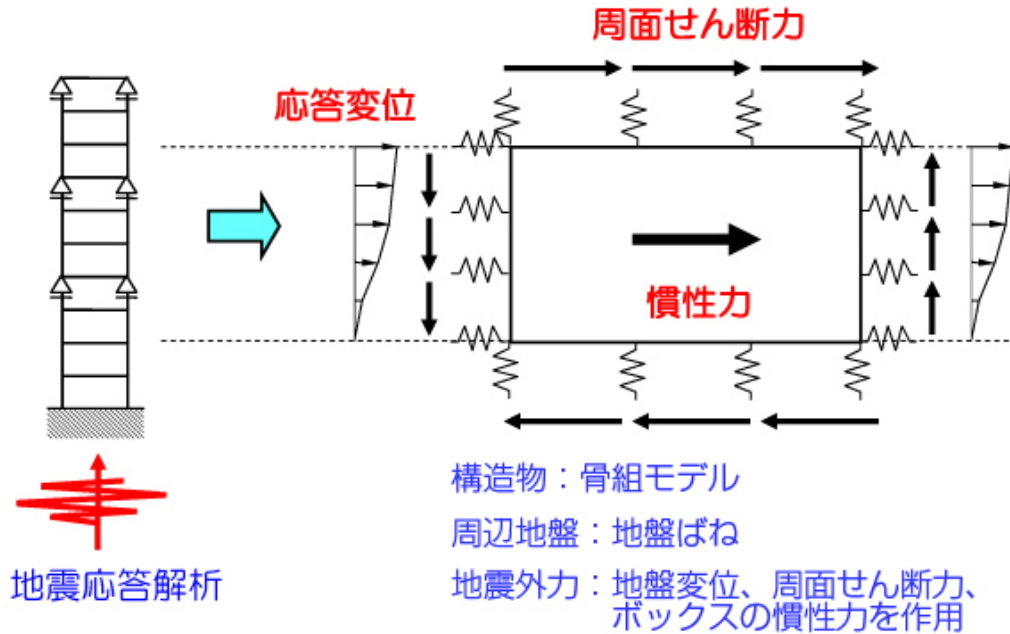


図4 応答変位法による耐震設計

応答変位法に対して、FEM応答変位法、FEM応答震度法（これを図5に示す）は、構造物を骨組みモデルとし、周辺地盤はFEM平面要素（平面ひずみ）によりモデル化するものである。

そして、地盤応答解析による算定結果から、最大応答値（最大層間変位時の応答値）における結果を全節点に付与する。この場合、せん断応力を等価節点力（=せん断応力×要素の支配面積）に変換して全節点に与える場合（FEM応答変位法）、または、応答加速度（最大値）を用い、これを等価節点力（等価節点力=節点質量×応答加速度）に変換する場合（これが、FEM応答震度法）の2つの手法がある（ただし現在は、FEM応答変位法はほとんど用いられない）。

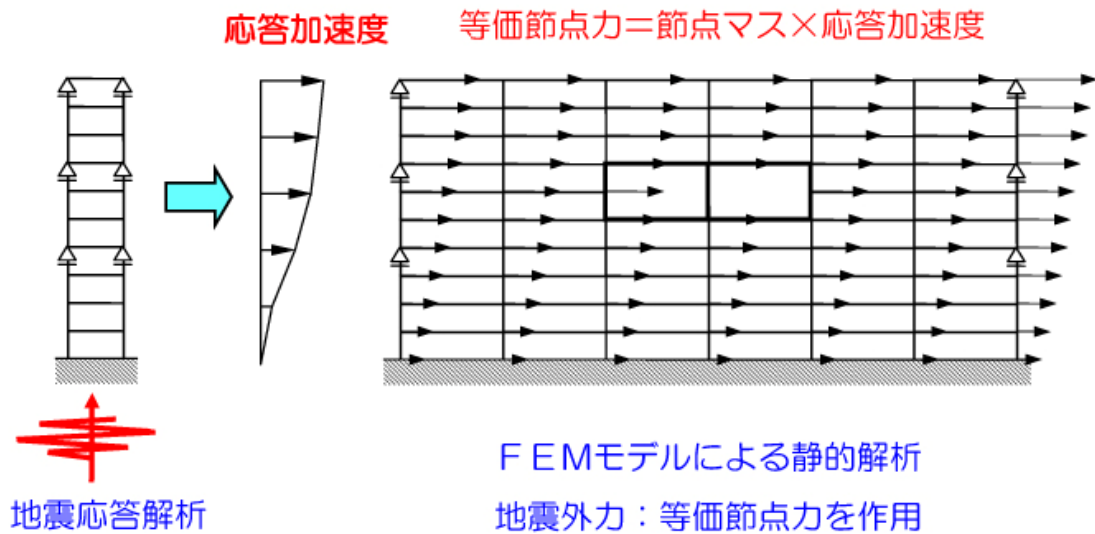


図5 FEM 応答震度法による耐震解析

以上の手法はいずれも地盤の動的応答は、構造物抜きで時刻歴応答解析を実施するものであり、構造物（ボックスカルバート）への静的な伝達方法に差異と工夫がある（設計の実務レベルでは4例のうち応答変位法またはFEM 応答震度法が一般的であろう）。

これらの静的手法に対して、動的解析は、地盤+構造物の構造系をセットにて、直接時刻歴上にて応答解析を行うものである。図6は、FEM（有限要素法）による時刻歴応答解析の要素図の一例[7]を示したものである。ここでは、地盤：平面ひずみ要素、構造物：梁要素よりモデル化/レイアウトされ、底面から直接加速度の履歴を与える。すなわち、底面から周辺地盤を介して、構造物に地震力が（動的に）与えられ、地盤/構造物連成系として数値解析を実行することができる。ただし、半無限性を有する周辺地盤を有限な領域にてモデル化する必要があり、境界条件の設定については種々の制約と工夫がある（図7に一例を示した）。

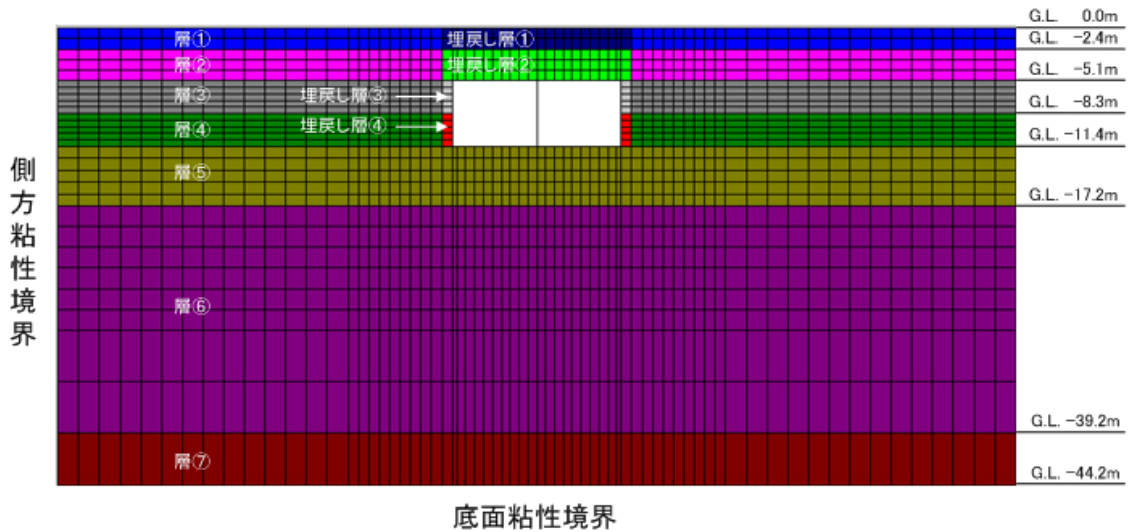
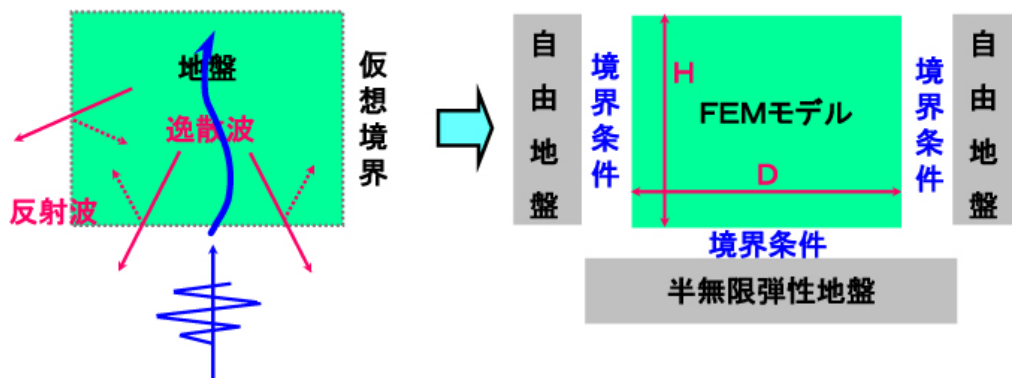


図 6 FEM による時刻歴応答解析



境界条件	解析手法	モデルの深さ	モデルの幅
伝達境界	周波数領域解析	-	$D \geq 2d$
粘性境界	時間領域解析	$H \geq d$	$D \geq 5d$
繰返し境界	主に有効応力解析	-	$D \geq 10d$

図 7 FEM 解析における半無限周辺地盤の境界条件

FEM 時刻歴応答解析では、構造物および地盤の非線形性を適確に考慮することがポイントである。構造物の場合、通例、骨組みモデル（梁要素を採用）を採用することが多く、パイリニア/トリリニアによる骨格モデルと武田モデルによる履歴モデルが多用される。周辺地盤のモデル化については、Ramberg-Osgood モデルとその修正モデルなど、多くの非線形履歴モデルが提案/活用されているが、これについては他書を参照されたい。

また、近年、構造物をも平面/立体の FEM モデルを適用し、強震時の大変形繰返し挙動

に対する非線形解析が試みられている[8]。

このような FEM 時刻歴応答解析は、不整形地盤の取り扱い、地盤／構造物の非線形の考慮などが可能で、図 3 に示した耐震解析手法のうち最も現実に近いものと言える。この場合、高速／大容量のコンピューターにより利用されるが、近年、緻密な非線形構成則（地盤、構造物）を組込んだ高精度な FEM 専用コードが開発されている。

4. あとがき

近年、地中構造物は、LNG 地下タンク、原子力発電所屋外施設など大型化と高機能化が顕著であり、我国の都市部においても益々活用の機会が広がるであろう（それらの多くは鉄筋コンクリート製となる）。一方、地中構造物の耐震性能は、構造物と地盤との連成挙動など、多質点系にモデル化される地上構造物とは根本的に異なる。また、地中構造物の要求性能をどのように設定したらよいかについても検討の余地があり、地震リスクの観点からも未知であると言わざるを得ない。

兵庫県南部地震における貴重な教訓を生かし、事業主体が、地盤工学/コンクリート工学/耐震工学など専門分野のエキスパートと連携することによって、強震時の挙動解明と十分な安全性確保を期待したい。

謝辞:

本章の執筆に際しては、伊藤忠テクノソリューションズ(株)の馬淵倉一氏、野口利雄氏からの助言があり、文献[3]の提供とも併せ、御礼申し上げます。また、佐藤工業(株) 辻野修一氏からは、文献[5]と被害写真の提供があり、ここに深謝いたします。

【参考文献】

- [1] 土木学会 原子力土木委員会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針，土木学会，2005.6
- [2] 土木学会 エネルギー土木委員会 LNG 地下タンク設計合理化小委員会：LNG 地下タンク躯体の構造性能照査指針，コンクリートライブラリー98、土木学会、1999.12
- [3] 伊藤忠テクノソリューションズ (ppt 技術資料)：建設技術者のためのテクニカルセミナー、「動的解析・応答変位法・FEM 応答変法の比較」，2004.3/17
- [4] 土木学会：コンクリート技術シリーズ 34、コンクリート構造物の耐震性能照査-検討課題と将来像-、4.地中構造物の要求性能と照査技術、pp75-89, 2000.1
- [5] 佐藤工業株式会社：神戸高速鉄道東西線大開駅災害復旧の記録，1997.1
<http://www.lib.kobe-u.ac.jp/directory/eqb/book/11-276/>
- [6] 朝日新聞 平成 7 年 1 月 22 日(日) 朝刊神戸版
- [7] 笠原啓：ボックスカルバートの非線形動的応答解析と中柱の靱性評価、武蔵工業大学 工学研究科 都市基盤工学科専攻 修士論文 2007.3

[8] Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H., : *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*,
SPON Press (London) , 2003.