

第5章 解析手法

5.1 耐震性能照査における応答値の評価に用いる解析手法

5.1.1 解析手法の要件

耐震性能照査においては、以下の要件を満たす解析手法を用いることを標準とする。

(1) 地盤－構造物連成系の時刻歴地震応答解析

地震応答解析において用いられる解析手法は、地盤および構造物の動的挙動の非線形性の程度に応じて線形解析、等価線形解析および非線形解析に大別され、照査の対象となる限界状態に応じて適宜選択される(本指針解説 表 5.2-1 参照)。一般に、厳密な解析手法を用いることにより、簡便な解析手法よりも合理的な照査が可能となることから、本指針では非線形時刻歴地震応答解析を標準としている。しかし、比較的簡便な解析手法は関係資料が豊富にあり、既往の実績も十分に得られている場合が多いことから、これを適用して照査を実施することを否定するものではない。各解析手法では、解析される出力値の種類、解析精度、適用範囲等が異なることから、設定される照査項目に応じて解析手法を選択する必要がある。表 5.1-1 には、耐震性能の区分とその内容、およびそれぞれの区分に対応できる解析手法の分類と照査項目の例を示す。一般に、高度な解析手法は、簡便な解析手法の適用領域を包含する。

表 5.1-1 耐震性能と地震応答解析手法との対応

目標性能		選択される標準的な解析手法と耐震性能の照査に用いる物理量
区分	限界状態	
1	構造物の構成部材が降伏に至らない	手法①: 線形解析 ・鉄筋およびコンクリートの最大応力 ・最大せん断応力 手法②: 等価線形解析 ・鉄筋およびコンクリートの最大応力 ・最大せん断応力 ・最大せん断力 ・最大曲げモーメント
2	構造物が最大耐力に至らない	手法③: 部材非線形の解析 ・最大曲げモーメント ・最大曲率 ・最大せん断力 ・最大変位 ・最大層間変形角
3	構造物が崩壊しない	手法④: 材料非線形の解析 ・最大変位 ・最大層間変形角 ・最大ひずみ

時刻歴地震応答解析を実施するにあたっては、地盤および構造物それぞれのモデル化を行う上で、以下の事項について留意することが肝要である。

- ① 時刻歴地震応答解析開始時点での地盤および構造物の応力状態を定めるために、初期応力解析を行う。
- ② 時刻歴地震応答解析においては、応答結果に大きく影響を与える条件の設定に、特に注意を払うことが必要である。このうち、地盤の境界条件については、波動の伝播、エネルギー吸収能を適切に考慮し

たものでなければならない。

- ③ 周辺地盤の有限要素分割については、時刻歴地震応答解析に用いる入力加速度波形の特徴と、地盤および構造物の変形モードを考慮して行うことが重要である。
- ④ 地中構造物の地震応答挙動は、地盤の応答挙動に支配されるため、地盤および構造物のモデル化を適切に行うためには、あらかじめ自由地盤の時刻歴地震応答解析を行い、地盤のせん断ひずみの最大値に関する深度分布を把握しておくことよい。

(2) 地盤の非線形性を考慮するモデルの適用

地盤の非線形性を考慮するモデルとしては、比較的小さなひずみ範囲を対象とし、主に周波数領域の計算に用いられる等価線形モデル、大規模なひずみ領域の応力-ひずみ関係の非線形性を考慮し、時間領域での逐次非線形解析に用いられる全応力モデル、有効応力モデルなどがある。全応力モデルと有効応力モデルの相異は、後者が地盤のダイレイタンス特性に起因する間隙水圧の変動を考慮できる点である。一般に、考慮できるひずみの範囲が広がるほどパラメータの数や計算時間が増大するため、地盤のひずみレベルや地下水面の位置などを考慮し適切なモデルを選択する必要がある。

(3) 構造物のモデル化

地中構造物をモデル化する際には、地中構造物の特徴(土圧に起因する分布荷重を受けること)や、地盤要素の設定条件との整合性に配慮することが必要である。

鉄筋コンクリート部材の非線形モデルとして、線材モデルや有限要素モデルがある。これらについては、構造物に予想される応答挙動のレベルを考慮して、適宜選択することが肝要である。はり・柱部材は線材要素としてモデル化する。鉄筋コンクリート部材としての非線形性を考慮する比較的簡便なモデルであるため、一般に計算時間は比較的短い。しかし、パラメータの僅かな設定の差異が構造物全体の応答挙動に大きく影響を及ぼすことがあるため、その設定には注意を要する。

一方、有限要素モデルは、現在では多数のモデルが提案されており、一般に、線材要素でモデル化した場合と比べより正確な解析が可能となる。しかし、提案されたモデルの全てが地中構造物の時刻歴地震応答解析に適した構成則であるとは限らないため、その精度と適用範囲が検証されたモデルを用いなければならない。

また、有限要素解析の出力情報は膨大であるため、不適切な離散化や境界条件の設定による解析結果への悪影響を見落とす危険性が高い。このため、耐震性能照査に用いる指標のみならず、その他の物理量についても精査し、時刻歴地震応答解析結果の妥当性を確認することが重要である。

表 5.1-2 には、部材非線形解析および材料非線形解析に用いられる要素を分類したものを示した。詳細については、本マニュアル「5.3 部材非線形解析を用いた応答値の算出」および「5.4 材料非線形解析を用いた応答値の算出」で述べるが、各モデルの特徴と構造物の目標性能(限界状態)とを勘案して選択することが重要である。

表 5.1-2 解析モデルの分類

解析手法	部材非線形モデル		材料非線形モデル	
モデル化	骨組		有限要素	
解析次元	一次元		二次元	三次元
構成則	$M-\phi$, $M-\theta$ など	応力ひずみ関係		
要素	はり要素	ファイバー要素	平面要素	立体要素
ガウス積分	$M-\phi$, $M-\theta$ など	$M-\phi$ に変換	応力-ひずみ	
特徴	汎用性	狭い ← → 広い		
	解析時間	短い ← → 長い		

5.1.2 時刻歴地震応答解析の実施手順

性能照査における応答値算定の手順を図 5.1-1 に示す。解析時に留意する項目も併せて示した。

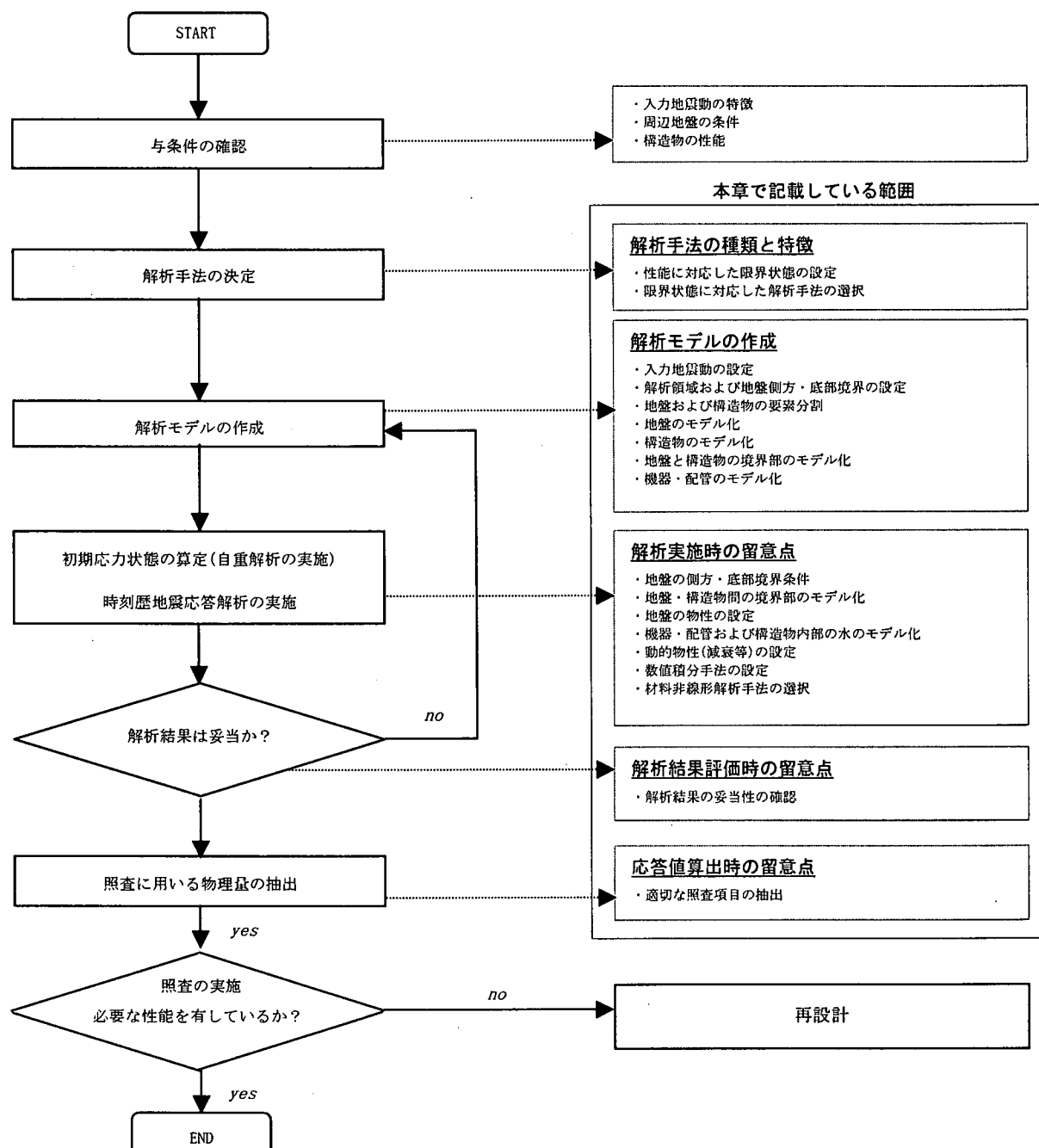


図 5.1-1 地盤-構造物連成系の時刻歴地震応答解析による応答値算出の手順

(4)境界のモデル化

有限要素法を用いて地盤-構造物連成系の時刻歴地震応答解析を行う場合には、仮想境界を設けて地盤をある有限の領域で区切る必要がある。しかし、これによって構造物の振動、あるいは地盤の不規則な構造によって生ずる散乱波のエネルギーは、その系の中で閉じこめられてしまうことになるため、人為的に導入した仮想境界で波動エネルギーを吸収する工夫が必要となる。その際に用いられる境界としては、粘性境界、エネルギー伝達境界、混合境界、境界要素法との結合手法などが存在する¹⁾。解析を行う際には、対象とする問題の性質とそれぞれの境界条件の特徴に留意して、境界条件を設定する。

エネルギー伝達境界、境界要素法との結合手法は、いずれも周波数領域の解析を基本とするため、時間領域で地震応答解析を実施する場合は、粘性境界や混合境界を用いるのが一般的である。粘性境界は、地盤密度および地盤境界部における変位速度と、S波またはP波速度を乗じて求めた応力を仮想境界上に与えるもので、その取り扱いが容易であり、混合境界のように自由度の増加はない反面、境界に対する散乱波の入射角度によっては、境界におけるエネルギー吸収能が他の手法より劣ることもある。混合境界は、固定境界と自由境界、速度一定境界とひずみ一定境界の組み合わせのように、異なる境界条件から求まる解を重ね合わせる手法であり、粘性境界と比較してエネルギー吸収能は良いものの、有限要素網を全域または部分的に二重化するため、自由度が増大するという短所がある。

いずれの境界処理方法を用いた場合でも、その性能は解析領域内で発生する散乱波の吸収によって評価され、解析対象領域外の地形・地盤条件による影響も含めた解析境界上の応答を評価するものではない。したがって、地震波の特性や地盤のS波、P波速度、剛性の非線形化の程度などによって、解析範囲の妥当性を評価するか、地盤領域の広さを変えて計算を行い、設計の対象となる構造物の加速度や変位などの応答値が、解析領域を変えた場合でも、設計上問題のない程度の変化に留まることなどを確認することが望ましい。

なお、要素長に関しては、一般には、対象とする主要な波長との対応および構造物の変形モードを考慮して適切な長さを選択する。その場合、1波長当たり6~8節点以上が目安となる。

5.2 解析に用いる地盤のモデル化

5.2.1 モデル化の基本方針

地盤の非線形性をモデル化する手法は種々存在するが、いずれのモデルにおいても、対象とするひずみレベルを考慮した適切なパラメータを設定しなければならない。すなわち、予め実施した自由地盤の地震応答解析結果や、想定する限界状態に相応しいひずみレベルなどを総合的に考慮した設定が必要となる。地盤と同調して変形する地中構造物の場合は、少なくとも想定される限界状態や応答値に相当する層間変形角と同程度以上のひずみレベルにおいて、適切なモデル化精度を確保していなければならない。

パラメータの設定は、現地試験および室内試験の結果に基づいて行うことを原則とする。すなわち、当該地盤の剛性、剛性の拘束圧依存性・ひずみ依存性などを設定するため、原位置からサンプリングした試料または埋戻し材料などを用いた動的変形試験、原位置での地盤のせん断波速度の計測などが必要となる。

地盤剛性のひずみ依存性に関しては、各ひずみレベルの地盤剛性を微小ひずみレベルの地盤剛性で正規化し、その剛性比とひずみとの関係によって表現されることも多い。原位置での地盤のせん断波速度(V_s)と地盤密度(ρ)から式(5.2-1)を用いて微小ひずみレベルの地盤剛性が得られていれば、それを剛性比とひずみとの関係に代入することで、各ひずみレベルにおける地盤剛性を推定することができる。

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad (5.2-1)$$

ただし、このような方法で剛性のひずみ依存性を設定した場合は、特に大きなひずみレベルにおいて、ひずみと剛性の積として得られる応力が破壊応力を超えている可能性もあり、得られた応力とひずみの関係が適切であることを別途確認しておく必要がある。

動的変形試験によらず地盤のせん断波速度に関する現地試験から地盤剛性のひずみ依存性に関するパラメータを設定した場合など、間接的にパラメータを設定した場合は、それを補完するために、他の基準・指針に示される値との比較、そのパラメータ値のばらつきが地震応答解析結果に及ぼす影響を把握するための感度分析のいずれか、またはその両方を実施しておくことが望ましい。

5.2.2 地盤の非線形モデル

地盤の非線形性をモデル化する手法としては、例えば下記の2種類が挙げられる。

- ・等価線形モデル
- ・履歴モデル

等価線形モデルは、剛性と粘性を考慮した粘弾性体において、発生するひずみレベルに応じた等価な剛性係数と粘性減衰係数を設定したものであり、ひずみが比較的小さい場合は、等価線形化法による解析で比較的精度の良い解を得ることができる。しかし、解析手法そのものは線形の系を解くものであり、本指針では、地震応答解析には非線形解析を用いることを標準としているため、詳細については「旧マニュアル」などを参照されたい。

履歴モデルは時間領域での逐次積分法に用いられ、地盤の応力-ひずみ関係の非線形性を数学モデルで表すものである。逐次積分に用いられる地盤の構成関係という広義の意味では、いわゆる構成式も含まれると言えるが、一般に用いられる履歴モデルは、主に土のせん断応力-せん断ひずみ関係に関する実験結果の観

察により、その関係を数学モデルで表現しようとする一種の近似手法であるのに対して、構成式と称されるものは、弾塑性論など、連続体の理論的な考察に基づき土の構成関係の定式化を目指すものである。使用上の相違点は、構成式が個々の応力・ひずみ成分すべての関係を定義しているため、地盤が有するせん断による体積変化特性(ダイレイタンス)も考慮されているのに対し、いわゆる履歴モデルと称されるものは、多次元化がなされた場合でも、主に応力・ひずみの偏差成分に対して定義されるため、地盤のダイレイタンス特性を表現し、せん断中の体積変化や有効応力の変化を評価するためには、別途ダイレイタンスモデルを使用する必要がある。

(1) 履歴モデルの基本構成

履歴モデルの主な構成要素は、a. 骨格曲線、b. 履歴曲線、c. 履歴法則であり、以下に、骨格曲線を表す代表的なモデルとして、双曲線型の Hardin-Drnevich(以下、H-D)モデル²⁾、指数関数型の Ramberg-Osgood(以下、R-O)モデル³⁾を例に解説する。

a. 骨格曲線

骨格曲線は、処女載荷時の地盤の応力-ひずみ関係を規定するものであり、それぞれの式表現を下記に示す。

H-D モデルの骨格曲線：

$$\sigma = \frac{\mu_r \varepsilon}{1 + \left| \frac{\varepsilon}{\varepsilon_r} \right|} \quad (5.2-2)$$

R-O モデルの骨格曲線：

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} = \frac{\sigma}{\sigma_y} \left[1 + \alpha \left| \frac{\sigma}{\sigma_y} \right|^{r-1} \right] \quad (5.2-3)$$

σ : 応力

ε : ひずみ

μ_r : ひずみが微小なときのせん断定数

ε_r : 規準ひずみ

σ_y : 降伏応力

ε_y : 降伏ひずみ

α : 非線形程度を表すパラメータ

r : 非線形程度を表すパラメータ

これらの式を、特にせん断応力(τ)—せん断ひずみ(γ)関係に適用するものとして、初期せん断剛性(G_0)と規準ひずみ(γ_r)、または初期せん断剛性(G_0)と破壊応力(τ_f)を用いて書き換えると次のように表すこと

ができる。

H-D モデルの骨格曲線：

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|} \quad \text{または} \quad \tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \left| \frac{G_0 \gamma}{\tau_f} \right|} \quad (5.2-4)$$

R-0 モデルの骨格曲線：

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} \left[1 + \alpha \left| \frac{\tau}{G_0 \gamma_r} \right|^\beta \right] \quad \text{または} \quad \gamma = \frac{\tau}{G_0} \left[1 + \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_f} \right|^\beta \right] \quad (5.2-5)$$

ここに、 γ ：せん断ひずみ

γ_r ：規準ひずみ

τ ：せん断応力

τ_f ：破壊応力

G_0 ：初期せん断剛性

α ：非線形程度を表すパラメータ

β ：非線形程度を表すパラメータ

H-D モデルでは、せん断ひずみ(γ)を無限大にした場合のせん断応力(τ)が、 $G_0 \cdot \gamma_r$ または破壊応力(τ_f)に収束するため、 $G_0 \cdot \gamma_r$ または τ_f によってせん断応力の上限を定義することが可能となる。一方、R-0 モデルでは、せん断ひずみ(γ)を無限大とした場合のせん断応力の上限がないため、破壊応力(τ_f)は地盤がそれ以上の抵抗力を発揮しないという意味での破壊応力を示すものではなく便宜的なものである。また、式(5.2-5)の左式は、 $\tau_f = G_0 \cdot \gamma_r$ と置いて右式を書き換えただけのものである。なお、R-0 モデルにおいて原モデル指数部の($r-1$)は β に置き換えた。

両モデルとも観察された地盤の応力-ひずみ関係の非線形性を表現するための実用的な数学モデルであり、目的に応じて種々のパラメータ設定方法が考案されている。例えば大崎ら⁴⁾によると、R-0 モデルのパラメータに下記のような意味づけを行い、土質試験の結果から直接的に設定されるパラメータと、応力-ひずみ関係の全体的なフィッティングに用いるパラメータとを明確に区別している。

$$\gamma = \frac{S_u}{G_0} S (1 + \alpha |S|^\beta) \quad (5.2-6)$$

ここに、 γ : せん断ひずみ

γ_f : 単純せん断試験から求めた破壊時のひずみ

γ_r : 規準ひずみ ($= S_u / G_0$)

G_0 : 初期せん断剛性

S : 規準化せん断応力 ($= \tau / S_u$)

S_u : 単純せん断試験から求めたせん断強度

α : $\alpha = \frac{\gamma_f}{\gamma_r} - 1$

β : $G, h - \gamma$ 関係をフィッティングするパラメータ

この方法にしたがい各パラメータをフィッティングした場合、応力-ひずみ関係は点(γ_f, S_u)を必ず通る。この方法以外にも、式(5.2-7)を用いて、割線せん断剛性(G)が初期せん断剛性(G_0)の半分となる際のせん断ひずみ($\gamma_{0.5}$)を用いた設定も可能であり⁵⁾、 $G = G_0/2$ となる付近でのフィッティング精度が期待できる。

$$\alpha = \left(\frac{2}{\gamma_{0.5} G_0} \right)^\beta \quad (5.2-7)$$

ここに、 β : $G, h - \gamma$ 関係をフィッティングするパラメータ

G_0 : 初期せん断剛性

$\gamma_{0.5}$: 初期せん断剛性(G_0)の半分となる際のせん断ひずみ

これらの数学モデルには長所と短所があり、H-D モデルを使用する場合、破壊時の応力の大きさを明確に規定できること、パラメータが少ないことなどが長所となるが、試験により得られた破壊応力をそのままパラメータとして使用すると、比較的小さなひずみ領域では、モデルの骨格曲線は試験で得られた骨格曲線よりも急激にせん断応力が増大する傾向があること、大ひずみ域で履歴減衰定数(h)が大きくなりすぎることなどの短所もある。一方、R-0 モデルは、H-D モデルよりもパラメータの数は多くなるが、それでも比較的少ないパラメータの数で、H-D モデルよりも高精度に地盤の応力-ひずみ関係をモデル化できることが長所である。しかし、破壊時の応力の大きさが規定できないため、ひずみの増大につれて応力が無制限に大きくなるなどの短所を有する。

図 5.2-1 には、初期せん断剛性(G_0)と破壊応力(τ_f)を用いてフィッティングした例を示すが、H-D モデルにおいて、破壊時のせん断応力を厳密に定義しようとした場合、H-D モデル 1 のようにせん断ひずみの小さい領域で急激に応力が増大することになる。なお、R-0 モデル、H-D モデル 2 とともに、パラメータに破壊応力や初期剛性などの物理的な意味づけをせず、特定のひずみレベルの範囲のみを対象としてフィッティングした場合は、より高精度な近似が可能となる。

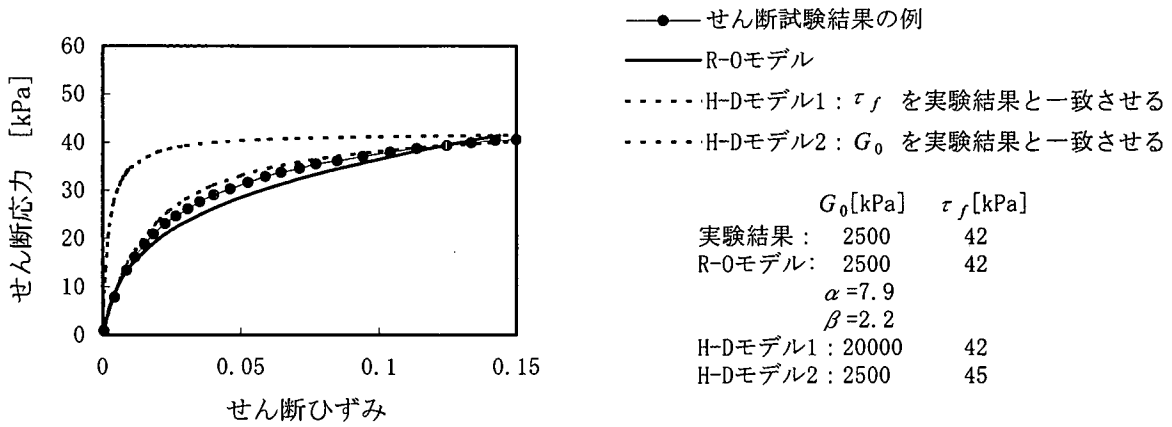


図 5.2-1 R-O モデル, H-D モデルの例

b. 履歴曲線

履歴曲線は、地盤の応力-ひずみ関係における除荷・再載荷過程に用いられる曲線である。H-D モデルではもともと関数形による履歴曲線は提案されていないが、通常は、R-O モデルなどの他のモデルと同様に Masing 則⁶⁾を適用した履歴曲線を使用することが多い。そこで、Masing 則を適用した場合の H-D モデル、R-O モデルの履歴曲線を示す。

Masing 則では、下記の①、②の仮定を用いる

- ① 除荷点と再載荷点での接線剛性($G = d_\tau/d_\gamma$)は、初期せん断剛性(G_0)と等しい
- ② 履歴曲線は、骨格曲線を応力軸・ひずみ軸の両方に対して n 倍したものである
(一般に $n = 2$ とする)

初期せん断剛性および破壊応力で表現した H-D モデル式(5.2-4)、R-O モデル式(5.2-5)を例に用いると、骨格曲線式の τ 、 γ の代わりに、それぞれ $(\tau - \tau_R)/2$ 、 $(\gamma - \gamma_R)/2$ [τ_R 、 γ_R は反転時の τ 、 γ を表す] を代入して、履歴曲線が次のように表される。

H-D モデルの履歴曲線：

$$\tau = \tau_R + \frac{G_0(\gamma - \gamma_R)}{1 + \left| \frac{G_0(\gamma - \gamma_R)}{2\tau_f} \right|} \tag{5.2-8}$$

R-O モデルの履歴曲線：

$$\gamma = \gamma_R + \frac{\tau - \tau_R}{G_0} \left[1 + \alpha \left| \frac{\tau - \tau_R}{2\tau_f} \right|^\beta \right] \tag{5.2-9}$$

ここに、 γ_R : 反転時のせん断ひずみ
 τ_R : 反転時のせん断応力

ここで Masing 則の n は 2 としている (図 5.2-2 参照)。また、履歴曲線を定義することで図 5.2-3 に示すように、履歴曲線の面積で表される損失エネルギーと系に蓄えられる弾性エネルギーとの比より、下記のように履歴減衰定数 (h) を定義することができる。

H-D モデルの履歴減衰：

$$h = \frac{2}{\pi} \left[\frac{1+X}{1-X} + \frac{2X}{(1-X)^2} \ln X \right] \quad X = \frac{G}{G_0} \quad G = \frac{\tau_R}{\gamma_R} \quad (5.2-10)$$

R-O モデルの履歴減衰：

$$h = \frac{2}{\pi} \frac{\beta}{\beta+2} \left(1 - \frac{G}{G_0} \right) \quad (5.2-11)$$

ここに、 h ：減衰

ここで、せん断ひずみ (γ) が無限大となる場合、すなわち、割線せん断剛性 (G) が零となる場合を考えると、H-D モデルの場合は $h = 2/\pi$ に収束し定数となるが、R-O モデルの場合は、

$$h = \frac{2}{\pi} \frac{\beta}{\beta+2} \quad (5.2-12)$$

となるため、逆に実験結果の最大履歴減衰定数 (h_{max}) から、

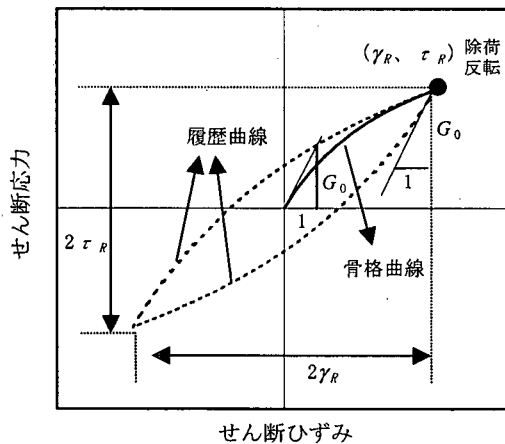


図 5.2-2 骨格曲線と履歴曲線との関係

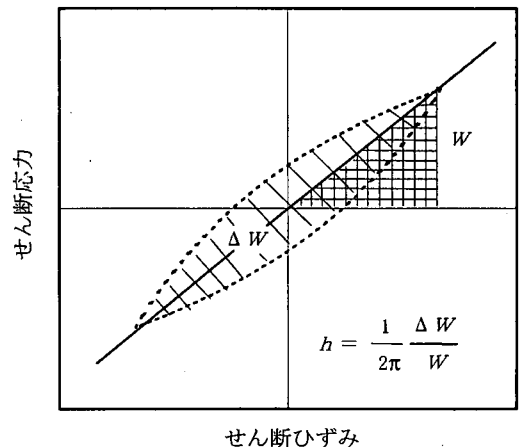


図 5.2-3 履歴減衰係数の定義

$$\beta = \frac{2\pi h_{max}}{2 - \pi h_{max}} \quad (5.2-13)$$

のように β を設定することも可能である。

c. 履歴法則

地震時の地盤の挙動を予測する場合、その不規則に反転する応力-ひずみ関係を追跡する法則が必要となる。すなわち、骨格曲線と履歴曲線、履歴曲線と履歴曲線の相互の乗り移り法則が必要となる。図 5.2-4 を参照すれば、

- ① 最初は骨格曲線を通る (A→B)。
- ② 最初に反転する点 B から履歴曲線に移る (図 5.2-4 (a) での B→C)。
- ③ 履歴曲線上で反転したら、反転の点 C の座標を履歴曲線の式に代入して得られる式に従う (図 5.2-4 (a) での C→D)。D→E, E→F, F→G は、同様な履歴曲線上の反転を示す。
- ④ 例えば、仮に C から反転してそのまま B に向かってゆくと、B に到達した時点で、骨格曲線に戻る (図 5.2-4 (b) での C→B→H)。この仮定がないと、C→B→I のように、履歴曲線は骨格曲線からずれていってしまう。

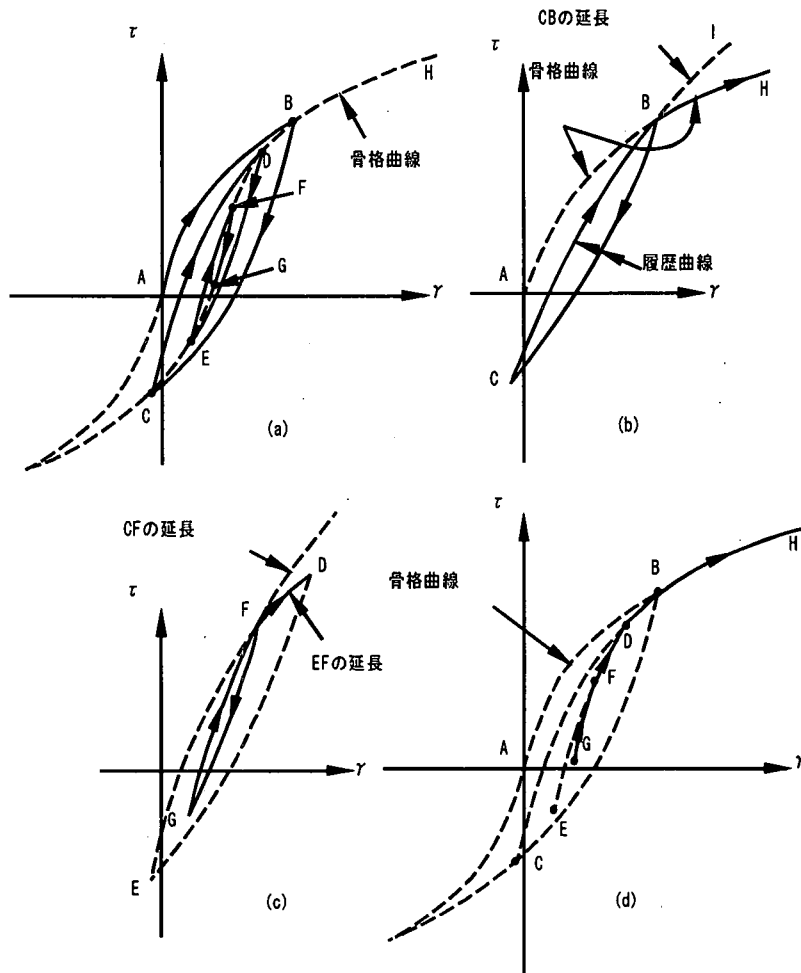


図 5.2-4 骨格曲線、履歴曲線の乗り移り法則

- ⑤ ④の規定を、より一般的にいえば、図 5.2-4 (b)、図 5.2-4 (c)を参照して、2つ前の反転の点(例えば

C から B へ向かう線上にあれば B, G から F へ向かう線上にあれば F がこれに相当する)を越えれば, 越える前の履歴曲線(CB または GF)の延長上からはずれて, 元の骨格曲線(ABH)または履歴曲線(EFD)に戻る. このことは, 図 5.2-4(d)に示すように, F→D→B についても同様に当てはまる.

などが, 一般に用いられる履歴法則である⁵⁾.

(2)履歴モデルと物性試験との対応関係

履歴モデルの基本構成に従い地盤の非線形な変形特性をモデル化した場合, せん断剛性(G)と履歴減衰(h)のひずみ依存性を, すべてのひずみレベルにおいて同時に満足することは一般に不可能である. その原因は, ひずみレベルによらず履歴曲線が骨格曲線の n 倍となるように仮定しているためである. 実際の動的変形試験の結果では, 図 5.2-5 に示すように, 各ひずみ振幅レベルでせん断応力(τ)—せん断ひずみ(γ)関係が異なるのが普通であり, 全てのひずみ振幅レベルにおいて履歴曲線が骨格曲線の n 倍であるという関係は成立しない. 図 5.2-5 では, 各ひずみ振幅レベルのせん断応力(τ)—せん断ひずみ(γ)関係を, 反転時のせん断ひずみ(γ_R)およびせん断応力(τ_R)が零となるように移動して比較したものであり, n 倍に固定した Masing 則が成立するのであれば, 履歴曲線は同一の曲線となるが, 実際の実験結果にはそのような関係は認められない. そこで, 室内試験で得られたせん断剛性(G)—せん断ひずみ(γ)関係, 履歴減衰(h)—せん断ひずみ(γ)関係を直接使用して, 室内試験で結果が得られたすべてのひずみレベルにおいて, 忠実にせん断応力(τ)—せん断ひずみ(γ)関係を再現するモデルも提案されている^{7), 8)}.

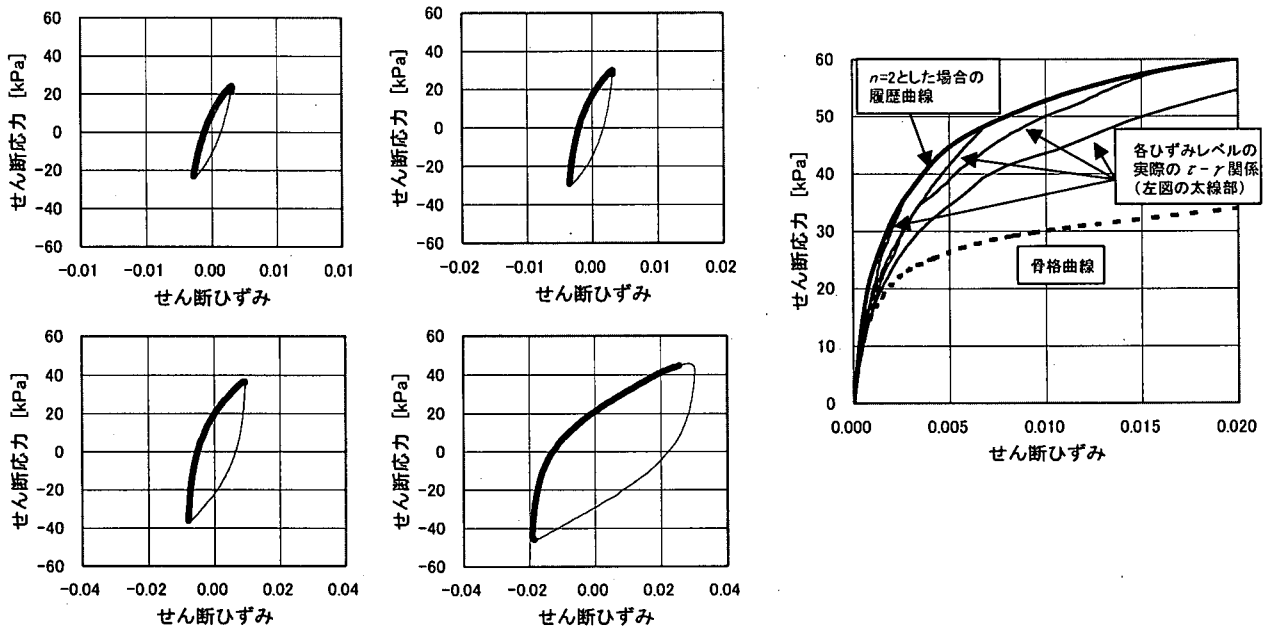


図 5.2-5 動的変形試験におけるせん断応力—せん断ひずみ関係と履歴曲線

これらのモデルは, 各ひずみレベルの履歴曲線に対して仮想の骨格曲線を考える⁷⁾, 瞬間変形係数というパラメータを用いて骨格曲線と履歴曲線との対応関係を調整する⁸⁾という概念上の差および実際に操作するパラメータは異なるものの, 処女載荷時の応力—ひずみ関係と繰返し載荷時の応力—ひずみ関係との間に Masing 則のような一意的な関係を与えず, ひずみレベルに応じて実験結果を直接反映させた両者の関係を設定するという点は共通である. R-0 モデルを例として, その着眼点を具体的に示すと下記のようにまとめら

れる。

上記に示した R-0 モデルでは、繰返し载荷時の閉じたループを表現し履歴減衰を定義するためには、履歴曲線は対称な反転点 (γ_R, τ_R) 、 $(-\gamma_R, -\tau_R)$ を通る必要がある。すなわち、 (γ_R, τ_R) で折り返した履歴曲線、

$$\gamma = \gamma_R + \frac{\tau - \tau_R}{G_0} \left[1 + \alpha \left| \frac{\tau - \tau_R}{n\tau_f} \right|^\beta \right] \quad (5.2-14)$$

は対称点 $(-\gamma_R, -\tau_R)$ を通る必要があるため、これを式(5.2-14)に代入して整理した、

$$\frac{1}{G} = \frac{\gamma_R}{\tau_R} = \frac{1}{G_0} \left[1 + \alpha \left| \frac{\tau - 2\tau_R}{n\tau_f} \right|^\beta \right] \quad (5.2-15)$$

を満たす必要があり、その結果下記の履歴減衰に関する関係が導かれる。

$$h = \frac{2}{\pi} \frac{\beta}{\beta + 2} \left(1 - \frac{G}{G_0} \right) \quad (5.2-16)$$

ここで、せん断剛性と履歴減衰のひずみ依存性を同時に満足するためには、両者に現れるパラメータが異なることに注意して各パラメータを順に設定すればよい。すなわち、まず式(5.2-16)を満足するためには、 β または初期せん断剛性 (G_0) のいずれか一方を実験結果から定め、残りの一方を式(5.2-16)を逆に解いた下記のいずれかの式により求める。ここで実験結果を用いる G および h については、それぞれ G_{exp} 、 h_{exp} として示している。

$$\beta = \frac{2\pi h_{exp} G_0}{(2 - \pi h_{exp}) G_0 - 2G_{exp}} \quad (5.2-17)$$

$$G_0 = \frac{2\beta G_{exp}}{2\beta - \pi(\beta + 2)h_{exp}} \quad (5.2-18)$$

次に、 α 、 n 、 τ_f などのパラメータは式(5.2-16)に現れないので、これらのパラメータを用いて実験結果のせん断応力 (τ) －せん断剛性 (G) 関係を満足するように式(5.2-15)をフィッティングすればよい。

このようなパラメータの設定を各ひずみレベルで行った場合、室内実験での種々の応力レベルにおける一定応力振幅繰返し载荷試験の結果については、ほぼ完全に再現することが可能となる。しかしながら、地震応答解析のような不規則な波形の場合、反転時のひずみレベルが反転毎に異なり、ひずみレベルに応じて調整した履歴曲線では閉じたループとならないため、履歴法則の④項に規定するような乗り移り法則は、応力

またはひずみの一方が2つ前の反転点と同じ値になった場合とするなど、図 5.2-6 に示すような対処が必要となる。また、物性試験においては、一つの供試体を用いた段階荷荷を実施し、各荷荷段階で 11 回の繰返し荷荷を行い、一般的にはそのうち 10 サイクル目の応力-ひずみ関係から骨格曲線を定めるが、各荷荷段階の荷荷履歴が後続の荷荷段階へ与える影響や、各荷荷段階における 9 回の繰返し荷荷による履歴のため、このようにして求められた骨格曲線は、図 5.2-7 に示すように、単調荷荷試験のせん断応力(τ)-せん断ひずみ(γ)関係や他の繰返し回数のせん断応力(τ)-せん断ひずみ(γ)関係とは異なる。すなわち、物性試験結果として提示されているせん断剛性(G)、履歴減衰(h)-せん断ひずみ(γ)関係(一般に各荷荷段階の 10 サイクル目のみ提示)を忠実に再現する骨格曲線や履歴曲線を用いたとしても、それだけでは、必ずしも得られる地震応答解析結果の高精度化と直接結びつくものではない。物性試験結果と実際の応力-ひずみ関係との対応を考慮すると、対象としたひずみレベルのみ必要な精度で満足するように設定した通常の R-0 モデルでも、十分な精度の地震応答解析結果が得られる場合もある。したがって、地震応答解析に必要とされる精度に合わせて、プログラミングやパラメータ設定の容易さも考慮した上で適切な履歴モデルを選択すればよい。

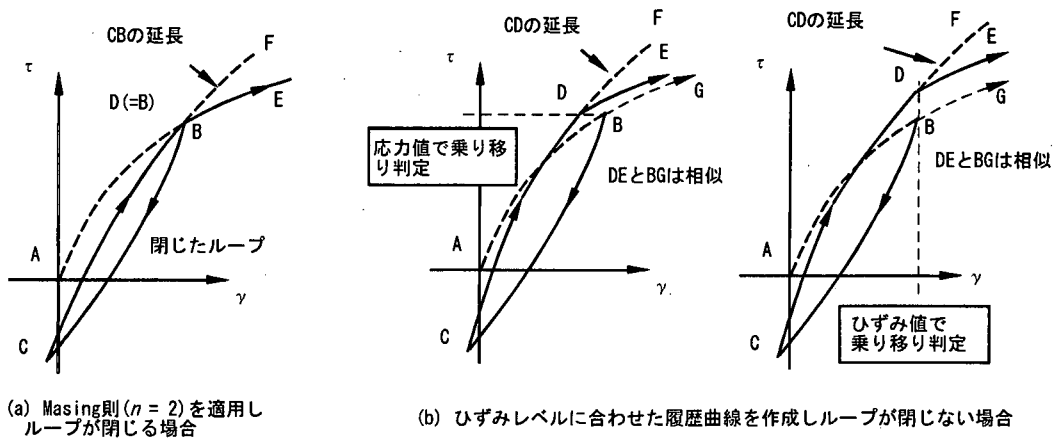


図 5.2-6 履歴曲線と履歴法則(乗り移り)の関係

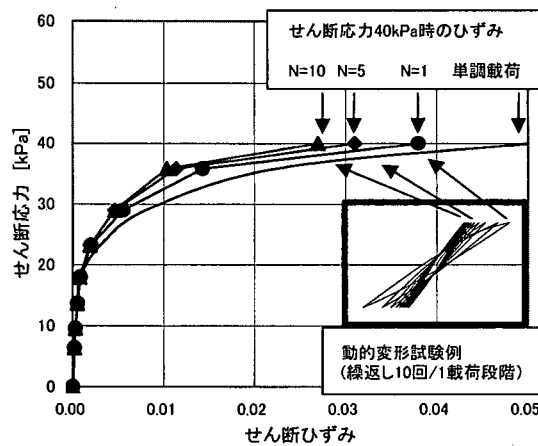


図 5.2-7 動的変形試験による骨格曲線と単調荷荷試験結果の関係

(3) 地盤物性の拘束圧依存性

履歴モデルで用いられる物理的な意味を持つパラメータもしくはパラメータを設定するための実験定数としては、初期せん断剛性(G_0)、破壊応力(τ_f)、規準ひずみ(γ_f)、最大履歴減衰定数(h_{max})などがある。これらの値は、いずれも地盤の拘束状態に依存するため、パラメータの設定に際しては、モデル化手法の特徴を理解して、初期応力状態およびパラメータの拘束圧依存性も適切に考慮する必要がある。特に、せん断剛性(G)の拘束圧依存性については、

$$G = A\sigma_{m0}^B \quad (5.2-19)$$

ここに、 σ_{m0} ：初期平均有効応力

A ：実験定数

B ：実験定数

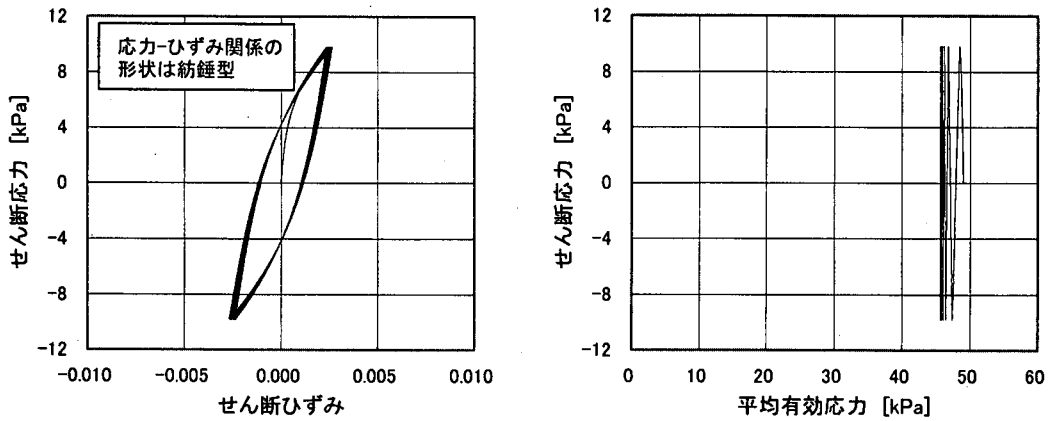
の形式で評価することが一般的であるが、べき乗数 B はひずみの小さなレベルにおいて、 $B=0.4\sim 0.5$ であるのに対し、せん断ひずみが 1×10^{-4} 程度以上になると、その値は増大する傾向にあり、破壊付近では $B=1.0$ となる。地盤のせん断剛性(G)のひずみ依存性を表す場合、せん断剛性(G)—せん断ひずみ(γ)関係を微小ひずみ時のせん断剛性(G_0)で正規化した $G/G_0 - \gamma$ 関係によって表し、初期応力状態に応じて拘束圧依存性を考慮した初期せん断剛性(G_0)を、この $G/G_0 - \gamma$ 関係に代入して、せん断剛性(G)—せん断ひずみ(γ)関係の拘束圧依存性を考慮することも多い。その場合、すべてのひずみレベルにおいて、一定のべき乗数 B を使用していることになるため、地震応答解析で対象とするひずみレベルによっては、無視し得ない誤差を生じることになる。したがって、必要とするひずみレベルにおけるモデル化の精度を向上するためには、その領域での拘束圧依存性を適切に評価する必要がある。

(4) せん断による体積変化特性(ダイレイタンス)について

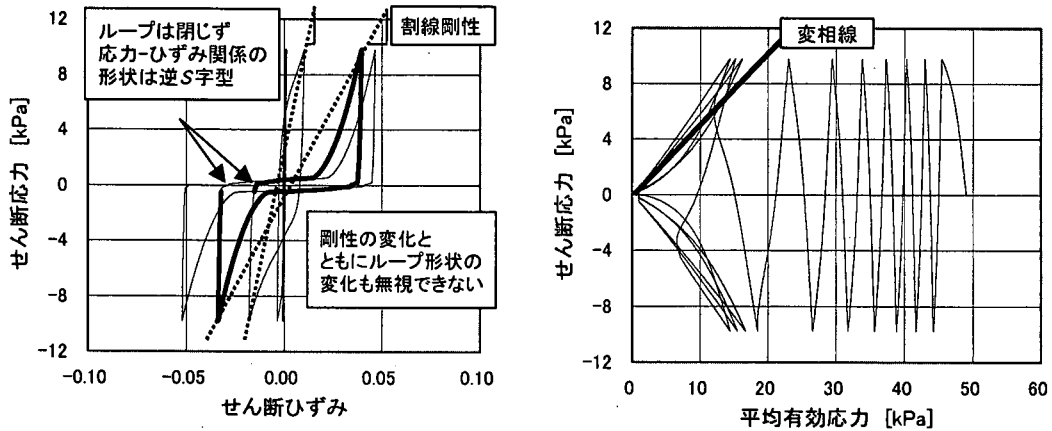
地盤は理想的な弾性体とは異なり、せん断によって無視し得ない量の体積変化を生じる。そのため地震時の地盤中のように排水を拘束されると、せん断による体積変化の量に見合うだけの過剰間隙水圧を発生する。発生するひずみが大きくなると、過剰間隙水圧による平均有効応力の変動が大きくなり、拘束圧に依存する地盤物性は大きく変化するため、非線形な挙動が特に顕著となる。したがって、対象とする地盤において地下水面が高い位置にあり地盤が飽和状態である場合は、地震応答解析で対象とするひずみレベルに応じてそれを考慮する必要がある。

通常小さなひずみ領域、また排水条件と見なせる場合は比較的大ひずみ領域も含めて、繰返し同じ荷重が作用する元での応力—ひずみ関係は、繰返しに伴い履歴ループが小さくなる傾向にある。それに対して、非排水条件の場合は、せん断ひずみが 1×10^{-4} の後半からそれ以降にかけて、過剰間隙水圧が蓄積し繰返しごとに平均有効応力が低下するため、図 5.2-8 に示すように、繰返しに伴い履歴ループが拡大する傾向にある。すなわち、せん断応力の振幅が一定のままであっても、地盤剛性の低下によって発生するひずみは増大することになる。また、応力径路が変相線(土がせん断により圧縮する状態と膨張する状態との境界)と交わるようになると、応力—ひずみ関係のループ形状も紡錘型から逆 S 字型へと変化するため、紡錘型の履歴ループ

ではモデルと実際の現象との間の乖離が著しくなる。その場合、有効応力解析の実施が必要となる。



(a) 過剰間隙水圧が小さく拘束圧の変化による地盤剛性の変化量が小さい場合



(b) 過剰間隙水圧が大きく拘束圧の変化による地盤剛性の変化量が無視できない場合

図 5.2-8 平均有効応力(拘束圧)の変化が地盤の応力-ひずみ関係に与える影響

一般に有効応力解析に用いられている構成則のパラメータの設定には、全応力解析に用いられる履歴モデルと比較してより高度な知識を必要とし、解析コードの特徴を理解した上で適切なパラメータ設定方法を選択しなければならない。有効応力解析に用いられる構成則には、弾塑性論に基づくものでは西・金谷⁹⁾らの提案するモデルなどがあり、全応力モデルの設定に必要なせん断剛性(G)や履歴減衰(h)のひずみ依存性に加えて、地盤のダイレイタンスー特性に関するパラメータを設定するために液状化強度曲線などを必要とする。弾・塑性構成式ならびに材料定数などの詳細については(文献 9)、または技術資料VIを参照されたい。

5.3 部材非線形解析を用いた応答値の算出

5.3.1 モデルの種類と特徴

部材非線形解析は、一般に、鉄筋コンクリートはり部材の非線形性を部材レベルで考慮した比較的簡便なモデルであり、大別して以下の線材モデルに分類される¹⁾。

(1) 材端ばねモデル

材端ばねモデルは、はり・柱部材の部材軸に沿った塑性変形を部材両端における弾塑性ばねで表現するものである(図 5.3-1 参照)。つまり、部材のひび割れを含んだ曲げに関する全ての塑性変形が、その端部の曲げモーメントの値によって表現される。このため、ボックスラーメン構造のように損傷が材端部近傍にほぼ限定される場合には、一般にその適用性が良いが、部材中央部における損傷を評価するためには、モデル作成等に工夫が必要である。しかし、このモデルは、任意の履歴モデルと組み合わせることが可能であること、材端部特有の現象(鉄筋の伸び出し等)を考慮しやすいこと等の利点も多いことから、骨組解析に多く用いられている。

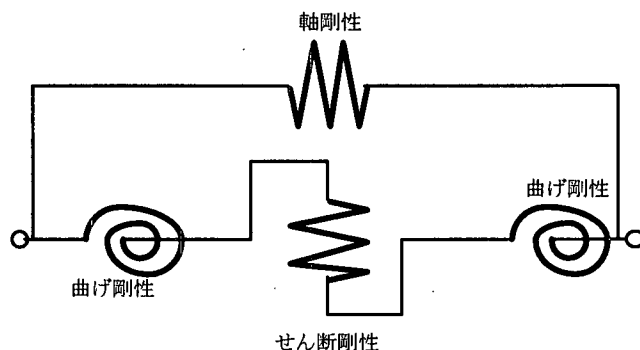


図 5.3-1 材端ばねモデルの概念図

(2) 材軸直交分割モデル

(1)の材端ばねモデルをより精密にしたモデルであり、部材を部材軸方向に適当な長さで分割し、要素毎に非線形ばねを設定し、その非線形性を表したものである。一般に骨組構造物は、部材端部において、その塑性変形が先行して生じるため、材端ばねモデルで十分な場合が多い。しかし、地中構造物は、①地震時には地盤を介して複数の種類の荷重を受けること、②損傷が進行するにしたがって、部材の損傷は中央部にまで及ぶことがあること等から、一般に材軸直交分割モデルを適用することが望ましい。

5.3.2 解析モデルの作成

(1) 構造物のモデル化

線材モデルを用いて鉄筋コンクリート構造物をモデル化する場合、以下の事項に配慮することが必要である。

a. 部材の軸線の設定

線材モデルでは、部材の断面厚さ方向の大きさが直接には考慮されていない。このため、解析モデルの作成時に、まず部材厚さのどの位置に線材モデルを設定するかを定めなければならない。

岩盤上に設置されるボックスラーメン構造では、底版部材の軸線の定め方にいくつかの考え方があ

体的な設定例を図 5.3-2 および表 5.3-1 に示す。最も標準的なモデル化は設定例 1 である。これは「示方書 [構造性能照査編]」にしたがい、図心の位置に一致させて軸線を設定するものである。底版と接する岩盤部が、 $1/2H_1$ (H_1 : 底版部材の部材厚さ) だけ盛り上がったモデルである。設定例 2 は底版-岩盤間の境界部(底版下端)で軸線を設定するモデルであり、内空空間が実際よりもやや広くモデル化される。設定例 3 は、底版の図心の位置が底版・岩盤間と同じレベルになるように設定したもので、底版が $1/2H_1$ だけ岩盤中にあるものの、軸線の位置が岩盤の上面に一致するようにモデル化されていることが特徴である。一般には、いずれの設定によっても地震応答解析に与える影響は小さいが、「示方書 [構造性能照査編]」の規定に則った設定例 1 によるモデル化を標準とするのがよい。ただし、ハンチが特に大きい場合には、軸線を折れ線とし、断面変化も考慮しなければならない。

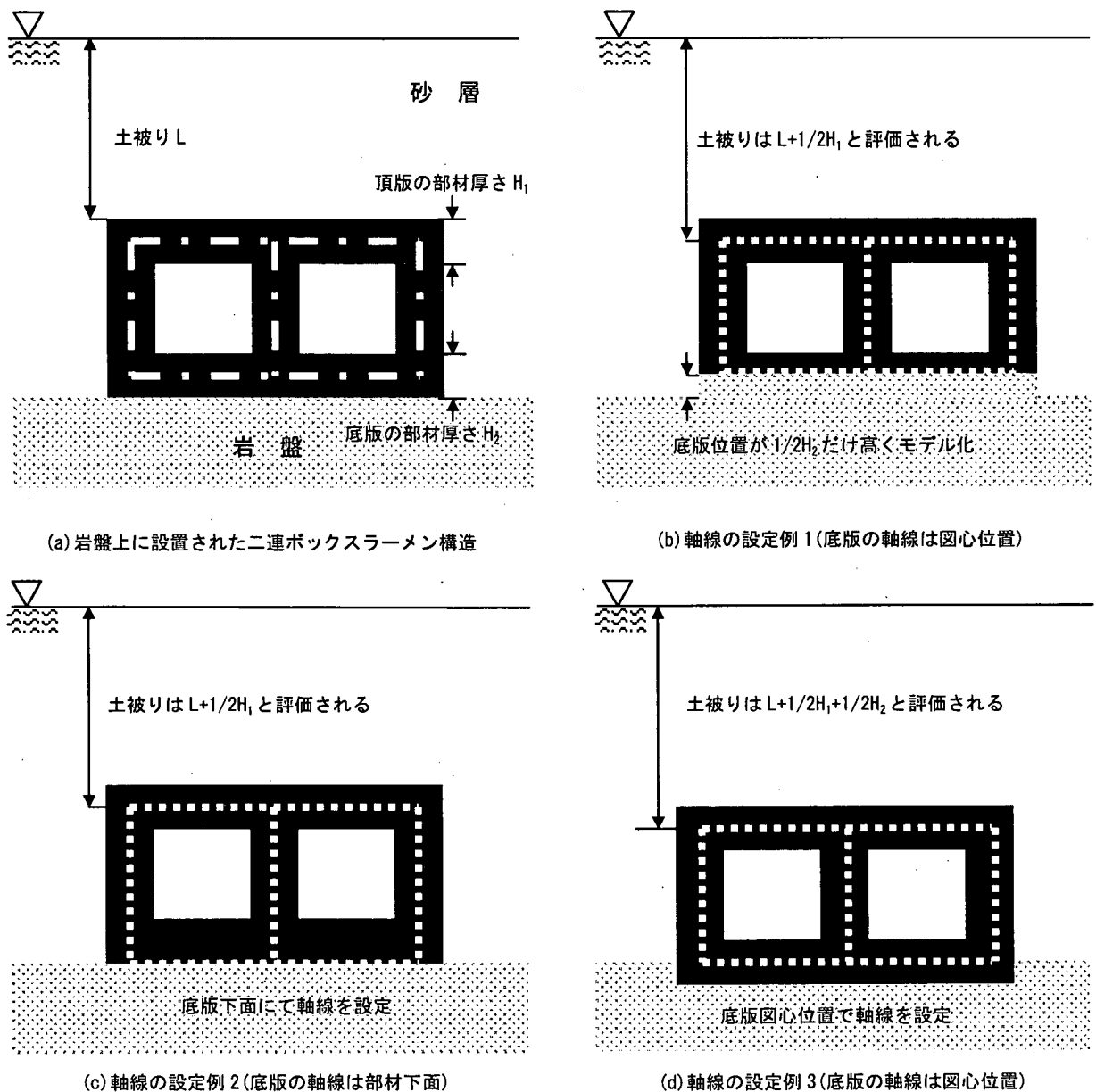


図 5.3-2 軸線の設定例

表 5.3-1 軸線の設定例の特徴

設定例	特徴		
	底版の軸線設定位置	モデル上の土被り厚さ	底版部のモデル化の特徴
1	底版の図心位置	$L+1/2H_1$	底版が実際よりも $1/2H_2$ だけ上方に配置されるため、岩盤部境界面が $1/2H_2$ 上昇する。
2	底版の下面部	$L+1/2H_1$	他のモデル化と比べると内空空間が $1/2H_2$ だけ大きくモデル化される。
3	底版の図心位置	$L+1/2H_1+1/2H_2$	図心位置が岩盤の上部境界面と一致するため、底版と接する岩盤の境界面が $1/2H_2$ だけ下がる。

H_1 : 頂版の部材厚さ, H_2 : 底版の部材厚さ, L : 土被り厚

b. 剛域の設定

剛域の設定については、「示方書 [構造性能照査編]」に準拠するものとし、一般に以下の①～③の方法で定めるものとする(図5.3-3参照)。

- ① ハンチがない場合には、部材端から部材厚さの1/4入った断面より内部を剛域とする。
- ② 部材がその軸線に対して 30° 以上傾斜するハンチを持つ場合には、部材厚さから1.5倍となる断面より内部を剛域とする。ただし、ハンチの傾斜が 60° 以上の場合には、ハンチの起点から部材厚さの1/4入った断面から内部を剛域とする。
- ③ 左右のハンチの差によって、①および②により定めた点が2点以上となる場合には、剛域が大きくなる点を選ぶ。

具体的な剛域の設定例を、図5.3-4に示す。ここでは、部材が 45° の傾斜を有するハンチを持つので、部材の高さの1.5倍の高さとなる断面から節点側が剛域となる。剛域を考慮しないモデルによって解析を行う場合には、図5.3-5(b)のように曲げモーメントをシフトして、その値を部材端部の断面の検討に用いる断面力の値として用いてよい。

剛域の設定の有無については、地盤-構造物連成系でモデル化する場合には、地盤の地震応答特性が支配的であるために剛域の設定の有無が構造物の地震応答挙動に与える影響が小さいこと、一般に、剛域を設定しないと構造物全体のせん断剛性が相対的に小さくなり、その結果、変形の応答値が過大となるため、変形による性能照査の体系では安全側の結果を与えること、構造物の部材寸法に占める剛域長の割合は、通常1/10以下であることから、剛域部の要素分割が他の一般部に比較して細かくなりすぎる傾向にあること等を勘案し、適宜判断するのがよい。

なお、剛域のモデル化では、一般に鉄筋コンクリートはり部材の100倍から1000倍程度の断面二次モーメントを有する弾性要素とする。

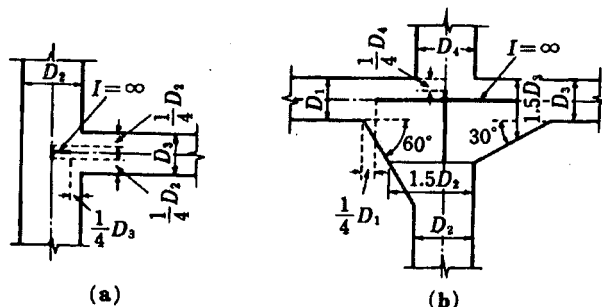


図 5.3-3 剛域の設定例¹⁰⁾

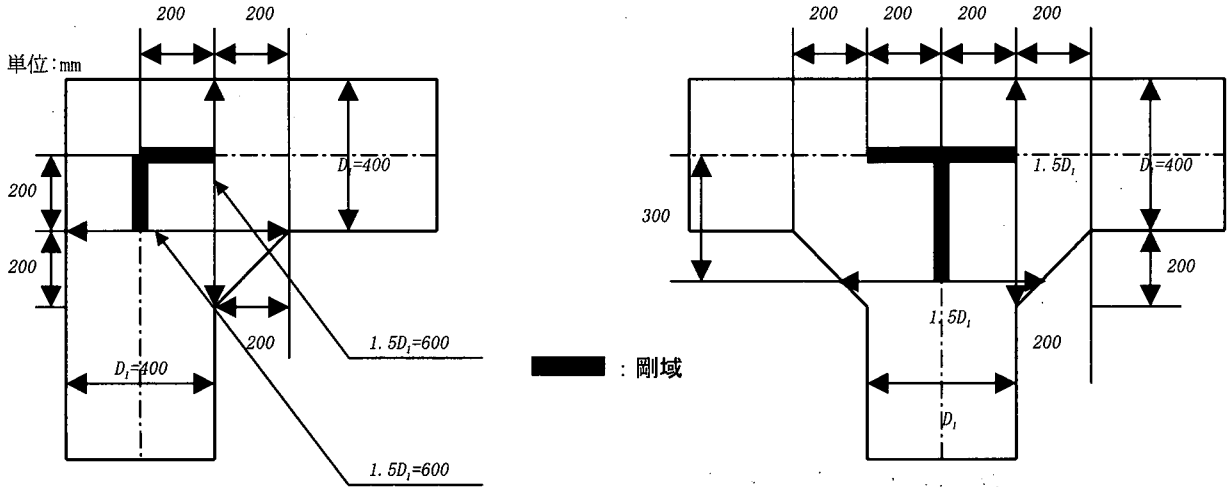


図 5.3-4 具体的な剛域の設定の例

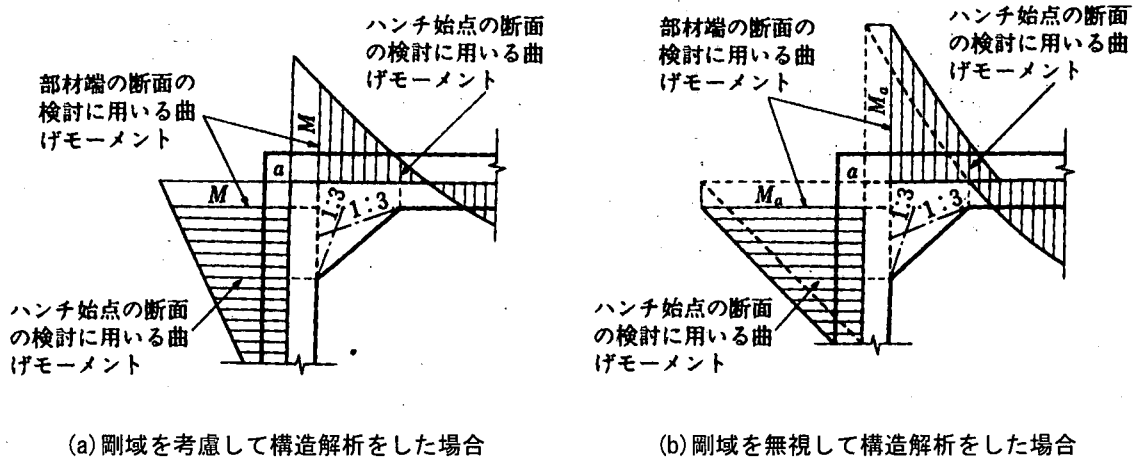


図 5.3-5 部材端の断面の照査に用いる曲げモーメントの評価位置¹⁰⁾

c. はり部材のせん断変形

一般に、部材の曲げ変形のみを考慮するが、部材厚さ L と部材長さ H の比 L/H が0.3以上となる場合には、はり部材をTimoshenko はりで定義するなどして、せん断変形についても考慮することが必要である。

d. 要素分割の原則

地中構造物を構成する部材は、はり・柱部材として設計されるため、線材モデルを用いて部材をモデル化する場合には、はり要素を用いることが一般的である。はりの曲げ変形は、通常4階の微分方程式で記述されることから、はり要素に適用される変位関数には、3次以上の高次関数を用いることが望ましい。

地中構造物では、地盤と接する部材に分布荷重が作用することから、構成する部材を線材モデル(材軸直交分割モデル)とするため、部材を適切な長さの要素に分割してモデル化する必要がある。図5.3-6に示した曲げ破壊およびせん断破壊した鉄筋コンクリートボックスカルバート構造の部材の例から分かるように、曲げ破壊やせん断破壊の領域が、部材の断面厚さまたは有効高さの約1.0倍程度の範囲であることが知られている。したがって、線材モデルの要素分割は、断面厚さまたは有効高さの1.0倍程度とするのがよい。

要素分割を過度に細かくすることは、数値解析上はより多くの情報量を得ることができるものの、解析結

果が力学的に意味を持たなかったり、計算時間が長くなるなどの問題点が多い。しかし、一方で、地盤や機器・配管のモデル化との兼ね合いや、形状が複雑な部位においては要素分割を細かくせざるを得ない場合もある。このような場合には、軸線方向に部材の断面厚さまたは有効高さの1.0倍程度の範囲で、複数の要素での地震応答解析結果を平均的に評価するとよい。

一方、要素分割を過度に粗くすると、地震応答挙動を適切に評価できなくなって解析精度の低下を招くため、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの約2.0倍よりは大きくしてはならない。

なお、有限要素に選択される変位関数や要素分割が解析結果に及ぼす影響の詳細については、文献11を参考にするとよい。

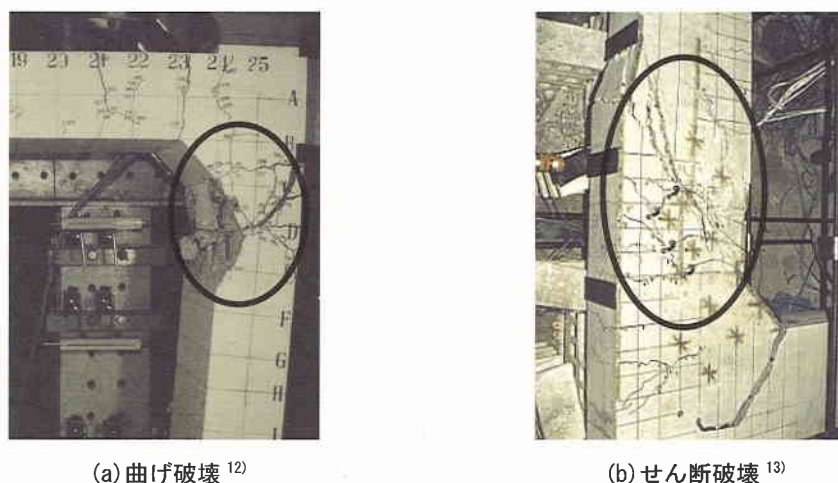


図 5.3-6 鉄筋コンクリート製ラーメン構造の破壊の例

(2) 鉄筋コンクリートはり部材の非線形性のモデル化

a. 部材の断面解析時の仮定

鉄筋コンクリートはり部材の復元力特性および履歴特性をモデル化する場合には、コンクリートのひび割れおよび軸方向鉄筋の降伏以降の非線形性を適切に評価できるものを用いる。また、モデル化にあたっては、部材断面あるいは部材の単位幅について、「示方書 [構造性能照査編]」に準拠し、以下の仮定に基づいて計算を行う。

- ① 維ひずみは、断面の中立軸からの距離に比例するものとする。
- ② コンクリートの引張応力は、ひび割れ発生以降は考慮しない。
- ③ コンクリートの応力-ひずみ曲線は、図 3.2-2 に示すものとする。
- ④ 鋼材の応力-ひずみ曲線は、図 3.3-1 に示すものとする。

鉄筋コンクリートはり部材の非線形性を線材モデルを用いてモデル化する場合には、せん断破壊に対する照査を別途適切な方法で行うことを前提に、部材断面の曲げモーメントと曲率、または回転角の関係等で表すことが一般的である。ここで回転角とは、部材の非線形性を部材端部にて集約した材端ばねの回転角を示す。この場合、材料モデルとして、非線形履歴モデルを用いて部材の復元力特性を求める方法によるか、既往の研究成果に基づいた復元力および履歴モデルを適用することとなる。

b. 鉄筋コンクリートはり部材の復元力特性について

実務においてよく用いられる復元力特性モデルの例を、図 5.3-7 および表 5.3-2 に示す。数値計算上の簡便さを考慮して、各モデルは複数の線分にて特性が評価されている。この種のモデルでは、線分の勾配が変化する点(以下、特性点という)によって、その非線形性が定まることから、その値については慎重に設定しなければならない。また、部材の曲げ終局状態の照査を變形で行う場合、部材の復元力特性における荷重(曲げモーメント)および變形(曲率)のいずれもが、十分な精度で評価される必要があることから、鉄筋コンクリートはり部材の曲げ挙動の特徴を捉えた特性点を定義する必要がある。しかし、定義する特性点が増加すれば、解析実施時の作業の煩雑さと共に計算時間の増大にも繋がる。よって、実務的には予備的な解析結果等から想定される部材の變形と軸力の程度を勘案し、設定すべき特性点を適切に選択することが合理的である。鉄筋コンクリートはり部材の曲げ挙動における特徴的な現象としては、以下の3つが挙げられる。

- ① 曲げひび割れの発生
- ② 断面の降伏
- ③ 断面の終局(圧縮縁においてコンクリートのひずみが 3500×10^{-6} に達する)

したがって、これら①～③の現象の発生を特性点としたトリリニアモデルが標準的である。トリリニアモデルと比較して簡便なモデルである完全弾塑性モデル(図 5.3-7(a)参照)やバイリニアモデル(図 5.3-7 (b)参照)では、断面降伏以前の曲げ剛性をやや過小に評価することになるため、その取り扱いには注意を要する。

一方、テトラリニアモデル(図 5.3-7(d)参照)は、圧縮縁のコンクリートが破壊した以降の曲げ剛性の低下をも考慮したもので、第3特性点以降のひずみ軟化領域をもモデル化し、曲げ剛性が負値で評価した最も厳密な復元力特性モデルであり、以下のような特徴が挙げられる。

- ① 曲げ剛性が負値である場合の数値計算は可能ではあるが、構造形式によっては解析が発散してしまうことがある。
- ② 第2-第3特性点間の曲げ剛性(断面降伏-断面終局間の剛性)および第3特性点以降の曲げ剛性(断面終局後の剛性)は、それぞれ初期剛性の1/1000倍程度、-1/1000倍程度であり、事実上曲げ剛性は零と見なすことができる。

したがって、終局以降の曲げ挙動を考慮した照査が行われるのであれば、実務的にはトリリニアモデルを用いてモデル化するのがよい。(表 5.3-2 参照)

特性点の中で最も重要な点は、断面降伏点である。これは、断面が降伏することによりその部材のせん断耐力が低下すること、降伏後にその断面が安定した塑性領域にあるかどうかの確認(かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈といった局所的な曲げ破壊に対する照査)が必要となるからである。

図 5.3-8 に作用軸力の値が比較的小さい鉄筋コンクリートはり部材の曲げ挙動に、トリリニアモデルを適用した場合の特徴を示す。第1-第2特性点間の挙動を線形補間しているが、これは特性点の値を算出するために行うはりの断面計算において、曲げひび割れ発生後はコンクリートの引張応力の作用を無視することを意味する。実際には、曲げひび割れ発生後も鉄筋とコンクリートとの付着作用により、ひび割れ間ではコンクリートは引張力に対し依然として有効に作用する(引張硬化:テンションスティッフニング)。しかし、ここでは計算時の煩雑さを避けるためにこの影響を考慮していない。これにより、トリリニアモデルによって表された復元力特性は、実現象と比べると曲げひび割れ発生以降の曲げ剛性をわずかに小さく評価することになる。しかし、部材の曲げ破壊についての安全性を變形によって照査する体系下では、これは常に安全側の結果を与える。また、引張鉄筋比が非常に小さい場合(0.2%未満)には、曲げひび割れ発生後の接線剛性

が負値になる場合があるため、この場合には十分な注意が必要である。

この種の復元力モデルでは、その適用範囲に十分留意しなければならない。特に復元力特性モデルで破壊則が定義されていない場合には、その応答値を十分吟味し、モデルの適用範囲内であることを確認した上で照査を行わなければならない。

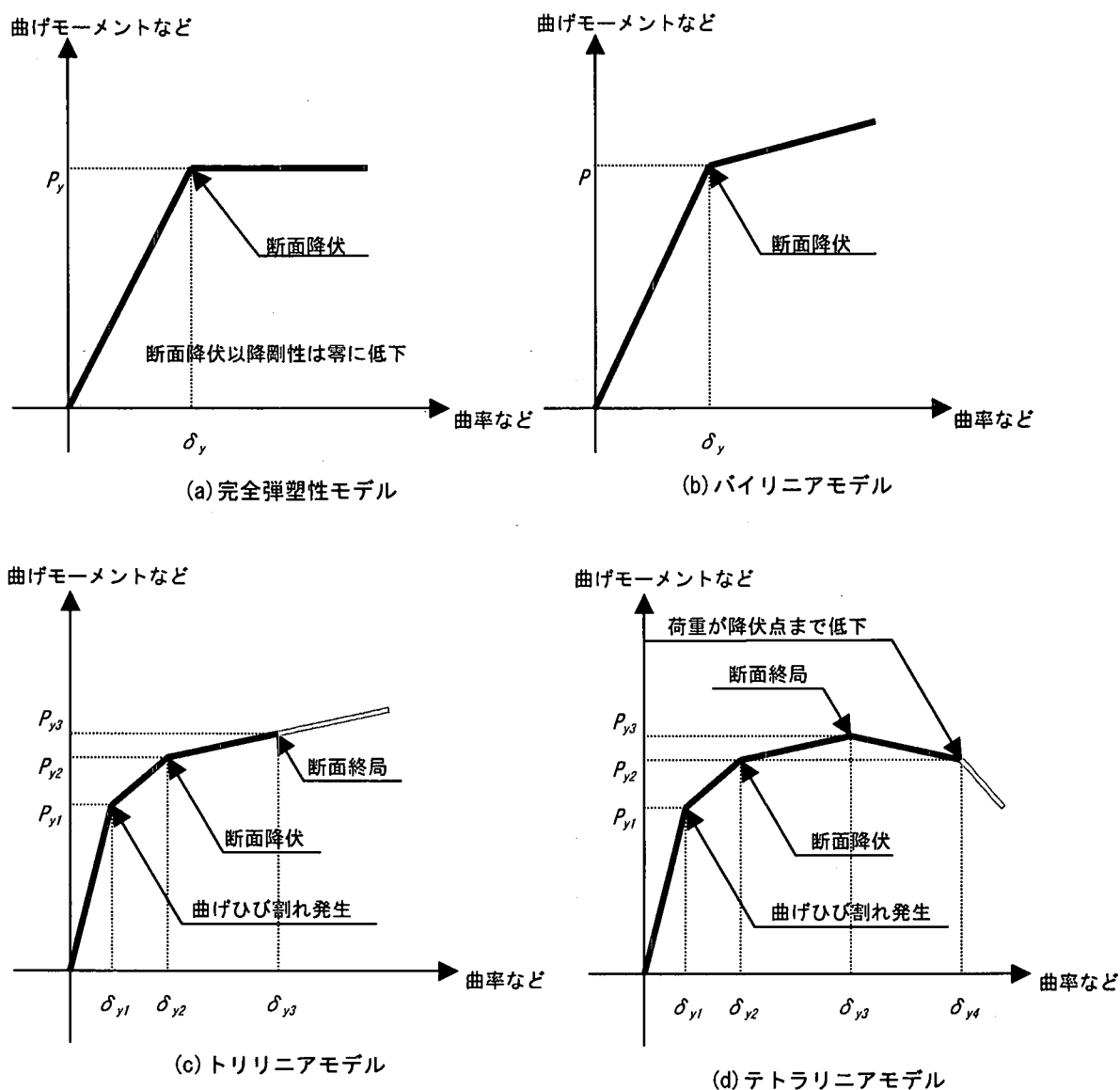
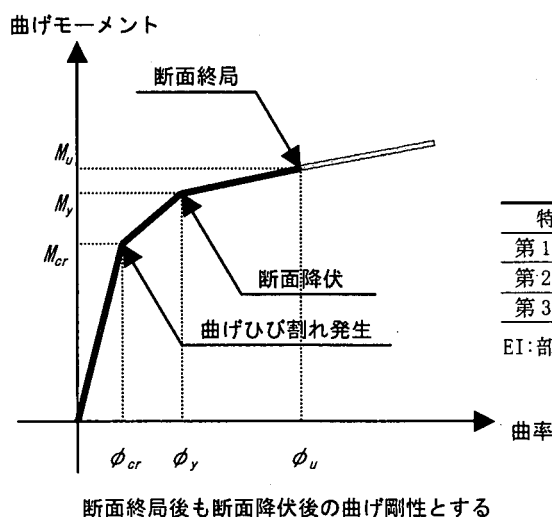


図 5.3-7 復元力モデルの例

表 5.3-2 各種復元力モデルにおける特性点の特徴

モデル	各特性点の特徴				備考
	第1特性点	第2特性点	第3特性点	第4特性点	
完全弾塑性	断面降伏	—	—	—	断面降伏以降は剛性は零に低下
バイリニア	断面降伏	—	—	—	断面降伏以降は剛性が低下(非零)
トリリニア	曲げひび割れ発生	断面降伏	断面終局	—	
テトラリニア	曲げひび割れ発生	断面降伏	断面終局	荷重が降伏点に低下	第3特性点以降の剛性は負値



特性点	発生する損傷	以降の曲げ剛性の残存率
第1特性点	曲げひび割れ発生	0.15EI~0.25EI程度
第2特性点	軸方向鉄筋の降伏	0.001EI程度
第3特性点	圧縮縁でのコンクリートの破壊	同上

EI: 部材の初期曲げ剛性

図 5.3-8 鉄筋コンクリートはり部材にトリリニアモデルを適用した場合の特徴

c. 鉄筋コンクリートはり部材の復元力モデル上の特性点の算出について

トリリニアモデルのような複数の線分から成る復元力モデルを具体的に設定するためには、一般に軸力と曲げを受けるはりの断面計算から断面力や曲率の値を求め、各特性点の値を定めることになる。この時、曲げモーメントー軸力比を逐次変動させて各特性点に対する曲げ軸力相互作用図を作成することになる。図 5.3-9 に、断面終局に対する曲げ軸力相互作用図の概念図を示す。図 5.3-10 に、軸力と曲げ耐力および終局時の曲率との関係の例を示す¹⁴⁾。鉄筋コンクリートの特性が発揮されるのは、純曲げ(軸力零)から釣合破壊の間の範囲であることも踏まえ、部材設計の段階で、鉄筋コンクリートが持つ変形性能(靱性)が十分確保されていることを確認した後、地震応答解析を行うことが重要である。

これらの計算を見通しよく行うために、曲げ軸力相互作用図を特徴づける点(純曲げ等)を算出しておくといよい。これらの点の特徴を表 5.3-3 に示す。

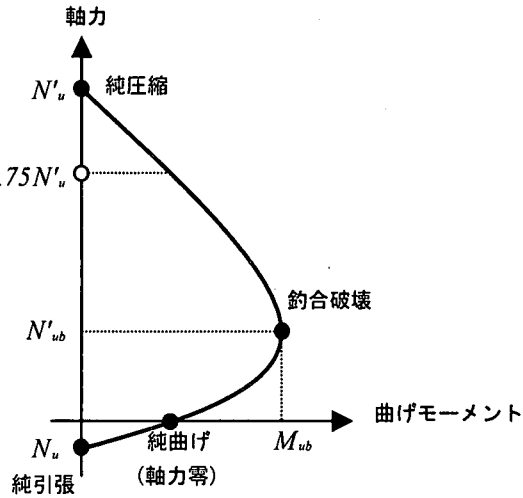
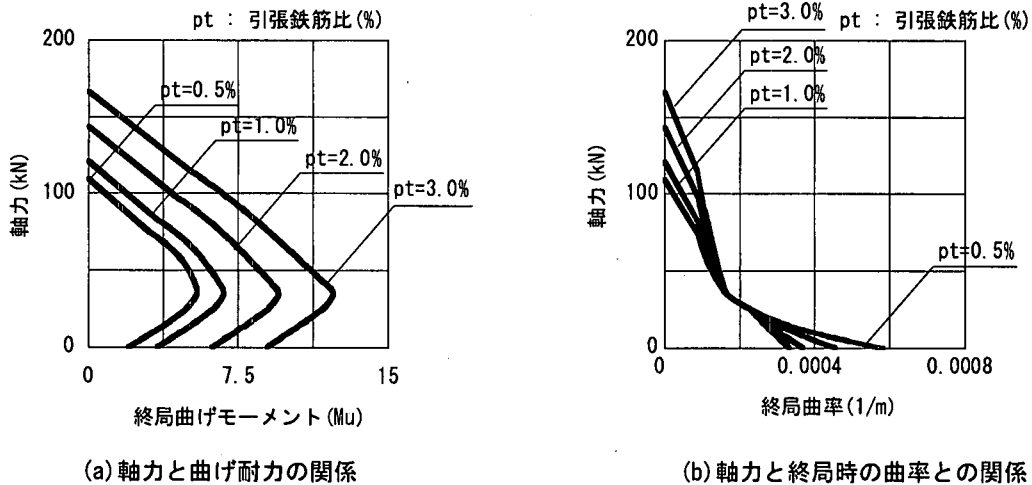


図 5.3-9 曲げ軸力相互作用図



(a) 軸力と曲げ耐力の関係

(b) 軸力と終局時の曲率との関係

図 5.3-10 軸力と曲げ耐力・終局時の曲率との関係 (断面厚:40cm, 断面幅:100cm の対称断面の場合)

表 5.3-3 曲げ軸力相互作用図上を特徴づける点の意味

状態	曲げひび割れ発生	断面降伏	断面終局
純圧縮	-	コンクリートの応力が圧縮強度に達する。	コンクリートのひずみが終局ひずみに達する。
		鉄筋が降伏する。	鉄筋が降伏する。
純引張	コンクリートの応力が引張強度または曲げ引張強度に達する。	コンクリートの応力が引張強度または曲げ引張強度に達する。	鉄筋が降伏する。
純曲げ	引張縁でのコンクリートの応力が引張強度または曲げ引張強度に達する。	引張鉄筋が降伏する。	圧縮縁のコンクリートのひずみが終局ひずみに達する。
		軸力零の条件から中立軸位置が算出される。	軸力零の条件から中立軸位置が算出される。
釣合破壊	-	圧縮縁のコンクリートの応力が圧縮強度に達する。	圧縮縁のコンクリートのひずみが終局ひずみに達する。
		引張鉄筋が降伏する。	引張鉄筋が降伏する。
		上記の条件から中立軸位置が算出される。	上記の条件から中立軸位置が算出される。

d. 初期曲げ軸力比の設定について

(a) 初期曲げ軸力比の設定のための予備解析

c. で示したように鉄筋コンクリートはり部材は、断面諸元とともに軸力の大小により曲げ耐力や変形状が変動する(図 5.3-10 参照)。したがって、復元力モデル上の特性点の値を定める場合、それらの影響を十分に考慮しなければならない。また、使用する解析コードによっては、地震応答解析を開始する時点における初期軸力または初期曲げ軸力比を設定する必要がある場合がある。この場合には、予備的な線形解析の結果等を参照し、構造物がどのような挙動をするかを概略的に把握しておき、それに基づき、初期軸力または初期曲げ軸力比を定める必要がある。ここで、最も重要なのは、構造物の挙動を概略的に把握する方法である。トリリニアモデルを構成する場合の、初期軸力または初期曲げ軸力比を設定する方法のいくつかの例を表 5.3-4 にまとめた。

表 5.3-4 初期軸力または初期曲げ軸力比を設定するための方法の例

手法		設定の概要	備考
非線形解析を複数回実施		<ul style="list-style-type: none"> 非線形解析を実施し、設定値と応答値がほぼ同じ値になるまで収束計算的に繰り返す。 1 回目の非線形解析時のひび割れ発生後の曲げ剛性は初期剛性の 1/5 程度、断面降伏後の曲げ剛性は初期剛性の 1/1000 程度に設定するのがよい。 上記非線形解析は、通常は 2 回繰り返せば、各部材の曲げ軸力比の設定値と応答値はほぼ一致する。 	厳密な手法であるが、作業が繁雑である。
等価線形解析の結果を参照	フレーム解析	各種荷重を集中荷重および分布荷重で評価したフレーム解析の結果を参照する。	実務的な手法である。
	連成系の時刻歴解析	<ul style="list-style-type: none"> 地盤および構造物を等価剛性で評価した連成系の時刻歴解析を実施し、その結果を参照する。 地盤については、等価剛性を用いる代わりに、より精密な非線形モデル(例えば、R-0 モデル)を用いてもよい。 	
初期状態を参照		土被り厚さが大きい場合に適用できる。	条件によって適用できる。
その他		地盤条件等から軸力が作用していない場合には、軸力を零と見なす。	条件によって適用できる。

(b) 要素のグループ化

部材の数が多き構造物(取水ピット等)の場合には、(a)で述べた初期軸力または初期曲げ軸力比の設定のための作業は煩雑となってしまう。したがって、断面諸元が同一で、かつ作用軸力レベルがほぼ同等とみなせる要素については、曲げ軸力比はほぼ同一であるとみなし、これらの要素群を1つのグループにまとめ、グループ単位で初期軸力または初期曲げ軸力比を設定するための作業を行うとよい(図 5.3-11 参照)。

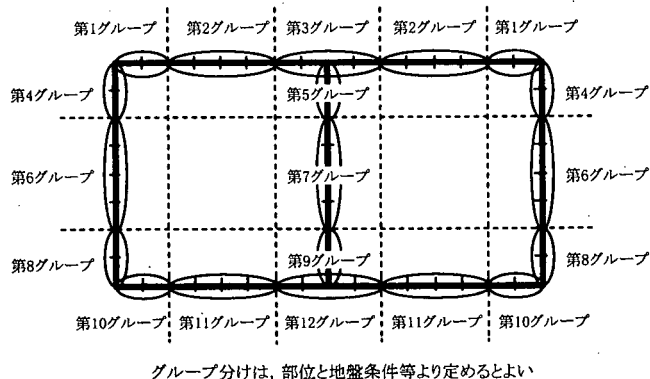
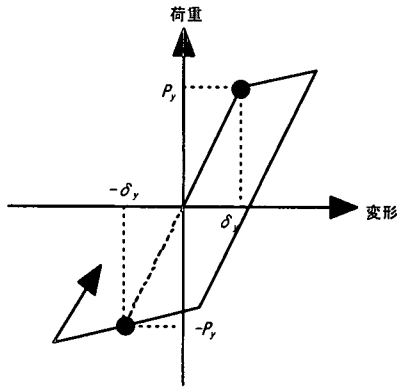


図 5.3-11 初期曲げ軸力比の設定のためのグループ化の例

e. 鉄筋コンクリートはり部材の履歴特性について

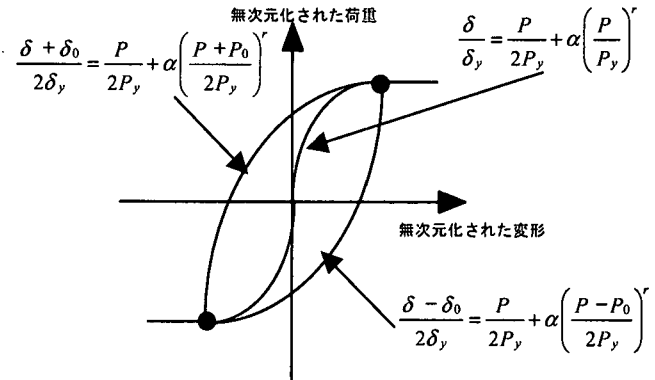
鉄筋コンクリートはり部材の履歴特性は複雑であり、断面降伏後は除荷剛性が低下していくこと、復元力の符号が反転した後は過去に経験した最大変位近傍を指向すること、また、軸力やせん断の影響も受けることが知られている。これらの性状を部材の材料特性と断面諸元から定める一般的な非線形線材モデルは、現状では提案されてはいないが、多数の構造実験の結果を元に定めた有用な履歴則が提案されている。

代表的な履歴モデルの例を図 5.3-12 および表 5.3-5 に示す(対応する復元力モデルも併せて図に示している)。バイリニアモデルや R-O モデルは、鋼構造物の正負交番の繰り返し荷重に対する復元力および履歴特性のモデル化に用いられたものを鉄筋コンクリートはり部材に対して適用されてきたものである。Degrading Stiffness モデル(Clough の剛性低下モデルなど)は、初期剛性または降伏点剛性の係数倍により、簡便に除荷剛性等を規定している。Continually Degrading Stiffness モデル(武田モデルなど)は、多数の構造実験を元に履歴特性をより詳細に規定したもので、部材の履歴特性をよく再現することが知られている。特に塑性変形が進むことが予想される場合には、この種の履歴則の適用性が高い。

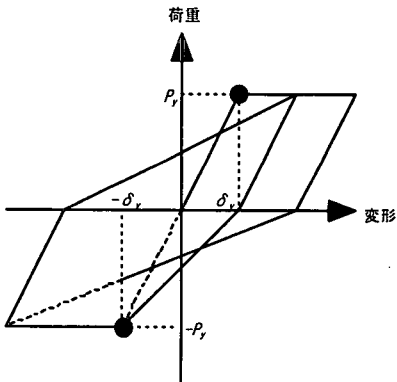


- ・ 特性点は通常降伏点で規定される。
- ・ 除荷剛性および再載荷剛性は初期剛性と規定される。

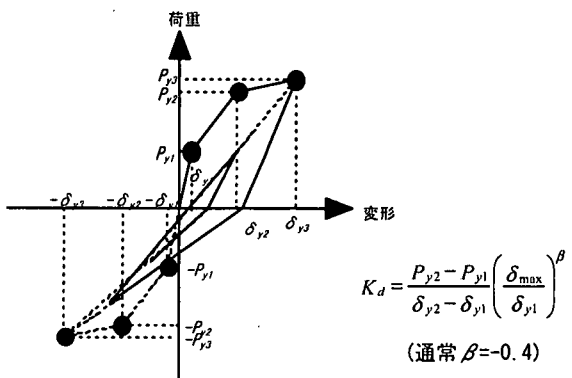
(a) バイリニアモデル



(b) Ramberg-Osgood モデル



(c) Degrading Stiffness モデルの例
(Clough の剛性低下モデル)



除荷剛性は除荷剛性係数 β で規定される

(d) Continually Degrading Stiffness モデルの例
(武田モデル)

図 5.3-12 履歴モデルの例

表 5.3-5 各種履歴モデルの特徴

モデルの種類	復元力特性	履歴特性	備考
バイリニアモデル	・主に降伏点を特性点とし、弾性および降伏後の剛性の二つの直線でモデル化	・除荷剛性は初期剛性とする。 ・繰り返しの影響による強度や剛性の低下は考慮しない。	
R-0 モデル ¹⁵⁾	・指数関数にてモデル化	・Massing 則で規定。 ・繰り返しの影響による強度や剛性の低下は考慮しない。	
Degrading Stiffness モデル	・降伏点を特性点としたバイリニアモデル	・初期剛性または降伏点剛性の係数倍で除荷剛性等を簡便に規定(原点指向, 最大点指向等)	・Clough モデル ¹⁶⁾ , 武藤モデル ¹⁷⁾ , 深田モデル ¹⁸⁾ 等
	・降伏点および断面終局点を特性点としたトリリニアモデル		
Continually Degrading Stiffness モデル	・降伏点および断面終局点を特性点としたトリリニアモデル	・除荷剛性係数にて除荷剛性を設定 ・除荷および再載荷途中での履歴ルールについても規定	・武田モデル ¹⁹⁾ が最も一般的。軸力依存型もあり(江戸モデル ²⁰⁾ 。

(3) 隅角部近傍における軸方向鉄筋の伸び出し

フーチングやラーメン隅角部近傍のように、部材厚さの異なる部材間の接合部では、断面剛性の急変により軸方向鉄筋の伸び出しが観察され、構造物全体の変形挙動に影響を及ぼす場合があるため、この影響を適切に考慮する必要がある。隅角部における鉄筋の伸び出しについては、既に多数の研究実績があることから、これらの内から適宜選択してモデル化時に考慮すればよい。ここでは、部材を線材モデルにてモデル化の例とその影響の程度を示す。

岡村・前川²¹⁾は、鉄筋の伸び出しに伴う鉄筋とコンクリート間の相対変位(すべり量)と鉄筋のひずみについて、以下のような関係式を導いている。

$$s = \epsilon_s (2 + 3500\epsilon_s) \tag{5.3-1}$$

$$s = \frac{Slip}{D} \left(\frac{f'_c}{20} \right)^{2/3} \tag{5.3-2}$$

- ここに、 ϵ_s : 鉄筋のひずみ
- D : 鉄筋径
- f'_c : コンクリートの一軸圧縮強度
- $Slip$: 鉄筋の伸び出し量
- s : 基準化した伸び出し量

これから、 s を消去し、 $Slip$ について解くことにより、伸び出し量($Slip$)と鉄筋ひずみ(ϵ_s)との関係式が得られる。

$$Slip = \epsilon_s (2 + 3500\epsilon_s) \left(\frac{f'_c}{20} \right)^{-2/3} D \tag{5.3-3}$$

ここでは、図 5.3-13(b)に示すように伸び出しに伴う曲率の値を次式のように仮定する。

$$\phi_s = \frac{\theta_s}{L} = \frac{Slip}{dL} \quad (5.3-4)$$

ここに、 ϕ_s : 伸び出しに伴う曲率
 θ_s : 伸び出しに伴う回転角
 L : 要素長さ
 d : 軸方向鉄筋間距離

式(5.3-4)から、伸び出し量に相当する部材の曲率値が算出される。式(5.3-3)は、曲げひび割れ発生後、断面降伏に至るまでの荷重レベルの範囲における伸び出し量を表すものであるから、例えば、復元力特性をトリリニアモデルで表した場合には、図5.3-13(a)に示すように、トリリニアモデルを修正することにより、伸び出しの影響を考慮することができる。なお、ここで示す伸び出しのモデル化では、履歴や軸力の変動の影響は考慮されていない。したがって、これらの影響が大きい場合には別途考慮する必要がある。

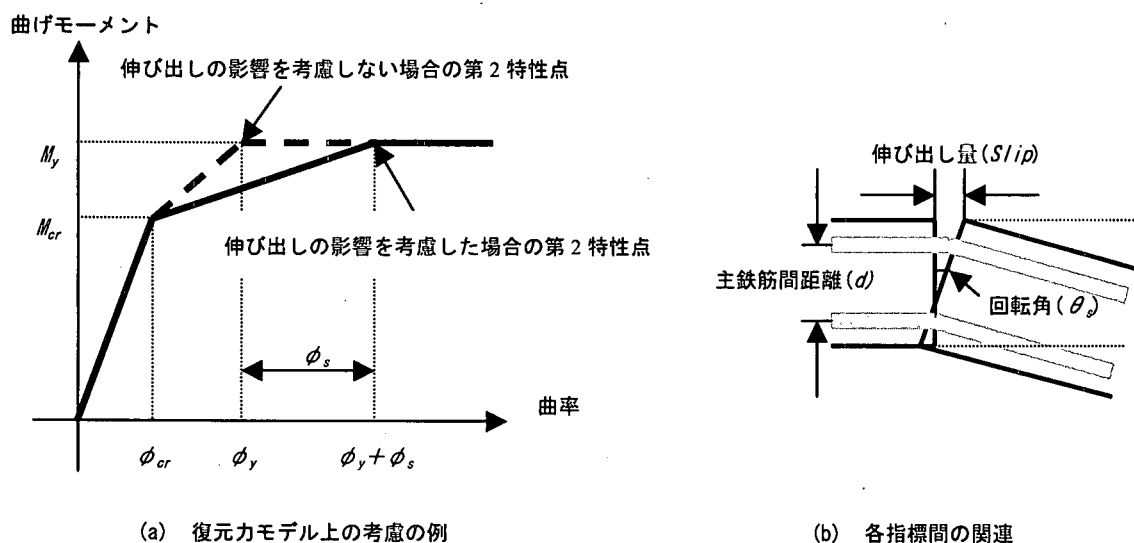


図 5.3-13 隅角部近傍における鉄筋の伸び出しのモデル化の例

上記の簡便式を用い、部材レベルにおける伸び出しが全体の変形に及ぼす影響の程度を調査した結果を図5.3-14に示す。これは、表5.3-6に示すような条件の下で、トリリニアモデルにおける2つの特性点(降伏、終局)において、伸び出しによる隅角部近傍における変形(曲率)の増加率と部材厚さの関係を示したものである。終局時の曲率の増加率の算定には、式(5.3-1)の代わりに、式(5.3-5)を用いて同様に算出している。これより、部材厚さが40cm未満の場合にはその影響が大きいものの、40cmを越えると増加率が急激に減少し、ほぼ1.1倍に収斂していることが分かる。これから部材厚さが大きくなるに従って軸方向鉄筋の伸び出しの影響は相対的に小さくなるため、構造物の変形挙動に与える影響は少なくなり無視できるようになることが分かる。しかし、部材厚さが大きくと、変位量は必ずしも小さくはならないため、例えば、機器や配管が地震時に必要とする空間が確保されるかどうかについて確認しておく必要がある。

$$s = s_y + 0.047(f_u - f_y)(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) \quad (5.3-5)$$

$$s_y = \epsilon_y(2 + 3500\epsilon_y) \quad (5.3-6)$$

ここに、 f_u : 鉄筋の引張強度
 f_y : 鉄筋の降伏点強度
 ϵ_{sh} : 鉄筋のひずみ硬化開始時のひずみ
 ϵ_y : 鉄筋の降伏点におけるひずみ

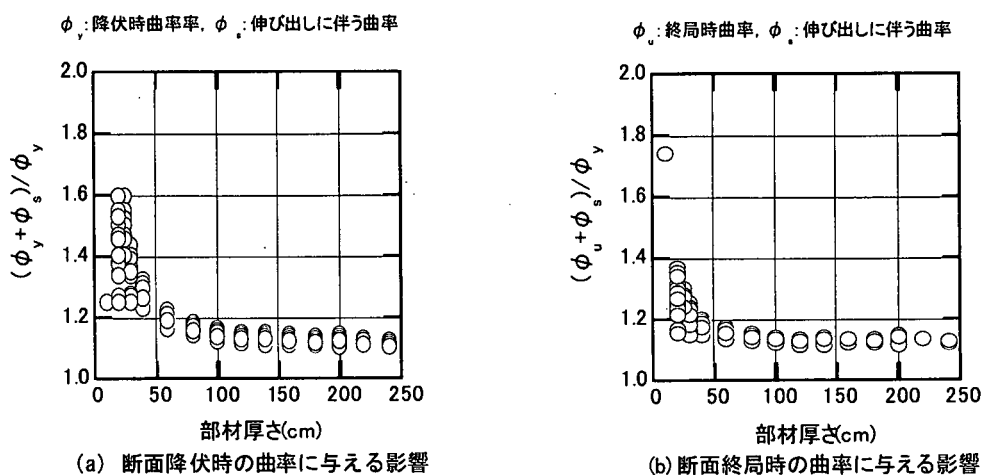


図 5.3-14 鉄筋の伸び出しと部材厚との関係

表 5.3-6 鉄筋の伸び出しの影響を調査した解析の主な条件

	諸特性	設定値
材料特性	コンクリートの圧縮強度	23.5N/mm ²
	使用した鉄筋の種類	引張鉄筋比に合わせて、D6 から D51 の中から適宜選択
部材特性	部材厚さ (cm)	10cm から 240cm の範囲
	引張鉄筋比	0.2%, 0.5%, 0.7%, 1.2%程度
荷重条件		軸力零(純曲げ)

(4) 地盤-構造物間の境界部のモデル化^{22), 23)}

地中構造物は、地盤を介して様々な荷重を受けることが大きな特徴である。地震時ではこれは特に重要であり、どの荷重が構造物の変形に卓越して寄与しているかに留意することが、合理的な解析モデルの作成にあたって重要である。図 5.3-15 および表 5.3-7 に、地震時に地中構造物が受ける主要な荷重を作用系および反作用系に分けて示した。土被りがある場合には、上載土中に発生した応答加速度が転化して頂版に作用するせん断力が、構造物の地震時における主たる変形要因であり、構造物中に発生する慣性力や側壁に作用する動土圧は、その影響の程度は相対的に小さい。また、側壁に作用する動土圧の分布形状については、構造物の損傷の程度や地震動の規模によって変化する。図 5.3-15(b)には構造物が塑性に至る前の典型的な動土圧の分布例を示している。一般に構造物の塑性化が進行して地盤が大きく変形する場合、側壁に作用する動

土圧を正確に評価するためには、地盤のモデル化時に、その体積変化(ダイレイタンス)を考慮することが必要となる。しかし、一般に側壁に作用する動土圧が構造物の変形に及ぼす影響は非常に小さいことから、必ずしも地盤のダイレイタンスを考慮して地盤のモデル化を行う必要はない場合が多い(技術資料VI参照)。

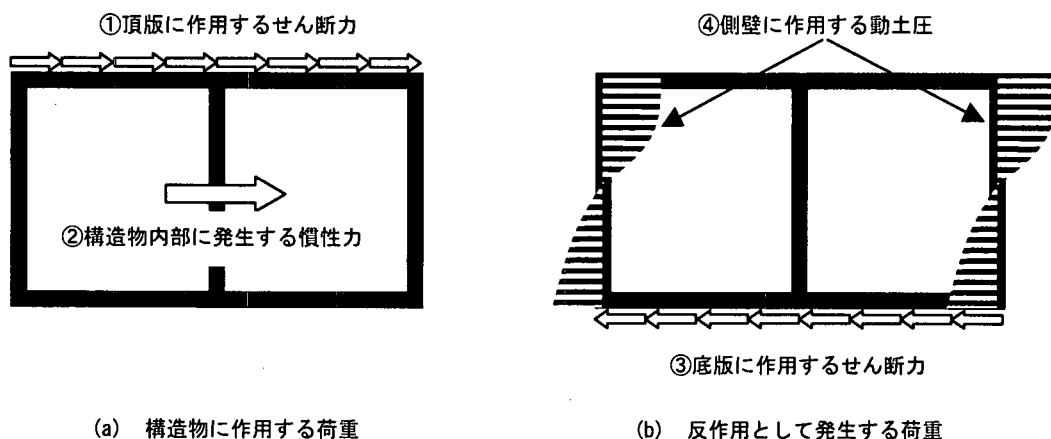


図 5.3-15 地震時に地中構造物に作用する主な荷重とその特徴

表 5.3-7 各種荷重の特徴

荷重の種類		特徴
作用系	① 頂版に作用するせん断応力	上載土中の応答加速度が頂版へのせん断応力に転化したものである。
	② 構造物内に発生する慣性力	一定以上の上載土がある場合の地中構造物の支配的な変形要因である。
反作用系	③ 側壁に作用する動土圧	建屋構造物などの地上構造物のように支配的な変形要因ではない。
	④ 底版に作用するせん断力	慣性力と同様、支配的な変形要因ではない。 構造物が塑性した場合には、地盤のモデル化時にそのダイレイタンスを考慮しないと正確に評価できない。 主たる反作用成分である。

したがって、地盤-構造物間の境界部のモデル化は、まず地盤と頂版間の境界条件のモデル化に注意を払うことが重要となる。地盤-構造物間では、照査に用いる地震動の種類、地盤および構造物のせん断剛性の大小関係等により、境界面において剥離・すべり等の複雑な現象が生じることがあり、構造物全体の応答に影響を及ぼすことが知られている。一般に、これらの現象を構造物等のモデル化時に考慮せず、境界部での剥離・すべりを考慮しない場合(地盤-構造物間を固着条件とする場合)、部材表面に作用するせん断応力を過大に評価する傾向にある。よって、地震時の構造物の挙動をより正確に把握するためには、剥離・すべりを考慮することが重要となる。これら进行评估する簡便なモデルとしてジョイント要素がある。これは、2つの材料間の接触面において法線方向および接線方向の非線形ばねを設置し、その剥離・すべりを評価するものである(図5.3-16参照)。

a. 剥離について

ジョイント要素中の直応力が、あらかじめ定めた引張限界応力値を越えた場合、その要素は引張応力を伝達しないノーテンション要素となる(剥離の発生)。圧縮応力については、剥離を起こした後も伝達される。

なお、引張限界応力値としては零またはコンクリートの引張強度が用いられることが多い。

b. すべりについて

すべりの開始を Mohr-Coulomb の摩擦則で定めた式(5.3-7)により表現するモデルが最もよく用いられている。破壊せん断応力の算定に必要なパラメータ c (粘着力), ϕ (摩擦角)については、例えば他基準類²⁴⁾を参照して定めるとよい。

$$\tau_f = c - \tan\phi \quad (5.3-7)$$

- ここに、 τ_f : 破壊せん断応力
 σ : ジョイント要素中の直応力
 c : 粘着力
 ϕ : 摩擦角

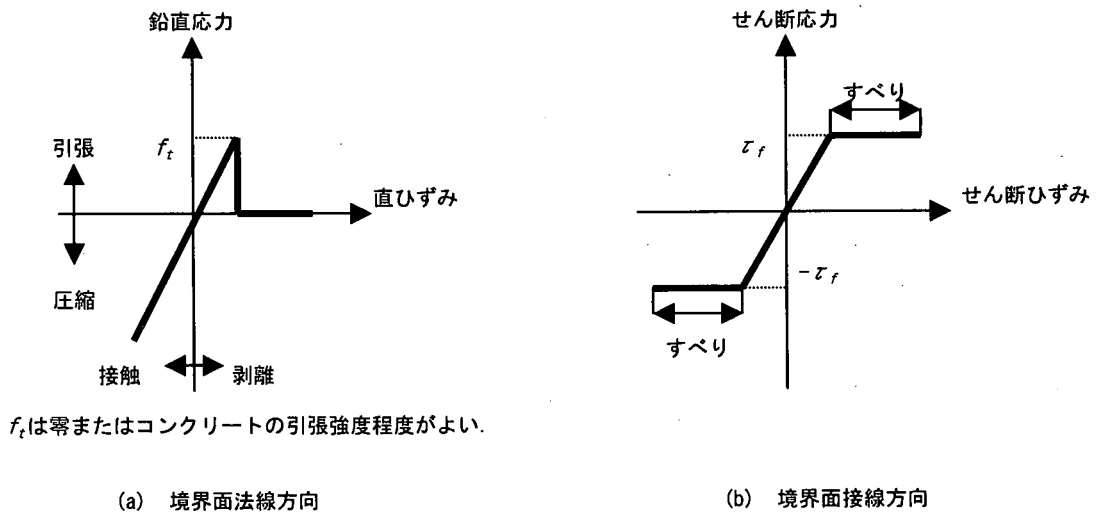


図 5.3-16 ジョイント要素の概念図

ジョイント要素を用いる場合には、式(5.3-7)中のパラメータ c , ϕ の他に接触面における剛性(2種のばね定数の値)を定める必要がある。これについては、ジョイント要素自身が実際には生じ得ないような過大な変形を起こさず、かつ数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に周囲の材料の剛性よりもかなり大きい値を設定しておけばよく、例えば Miura の手法²⁵⁾がある。

なお、ジョイント要素は、節点を地盤要素と共有することや隅角部近傍における応力変動の影響を強く受けることから、その取り扱いには十分注意することが肝要である。

(5) 機器・配管のモデル化

機器・配管を支持する構造物の場合には、地震応答解析に用いるモデルを作成する際に、機器・配管につ

いても適切にモデル化することが重要である。本来は、機器・配管と鉄筋コンクリート構造を連成させた構造系としてモデル化することが望ましい。しかし、現状では、構造物の塑性変形が機器・配管に及ぼす影響については未解明な部分が多いため、それらが設置されている位置における地震時の応答特性(床応答スペクトル等)を求め、別途安全性を照査することとしている(本指針「1.2 耐震性能照査指針の手順」参照)。したがって、機器・配管については、それらの質量に相当する質点を設定するようなモデル化を行うのがよい。

(6) 構造物内の水のモデル化

取水ピットのように、構造物内に相当量の水がある場合、地震時にそれらの慣性力が構造物の挙動に影響を及ぼす場合がある。したがって、これらを適切にモデル化する必要がある。構造物内の水のモデル化としては、付加質量によるモデル化と流体要素でモデル化する方法がある(図 5.3-17 参照)^{26), 27)}。

付加質量によるモデル化を行う場合は、水平震度に対応する加速度によって発生する動水圧を慣性力として計算し、部材に分布荷重として作用するものとする。実際の解析時には、部材の質量密度に動水圧に相当する質量密度を付加する付加質量としてモデル化されることが多い(図 5.3-17(a) 参照)。

流体要素でモデル化する場合には、渦なしの非粘性流体において、流体の変位が微小であると仮定してその運動方程式を解き、水の動水圧を算出していくものである。図 5.3-17(b)に示すように、水が満たされている領域を流体要素で定義することにより、要素毎に逐次動水圧が算出される。

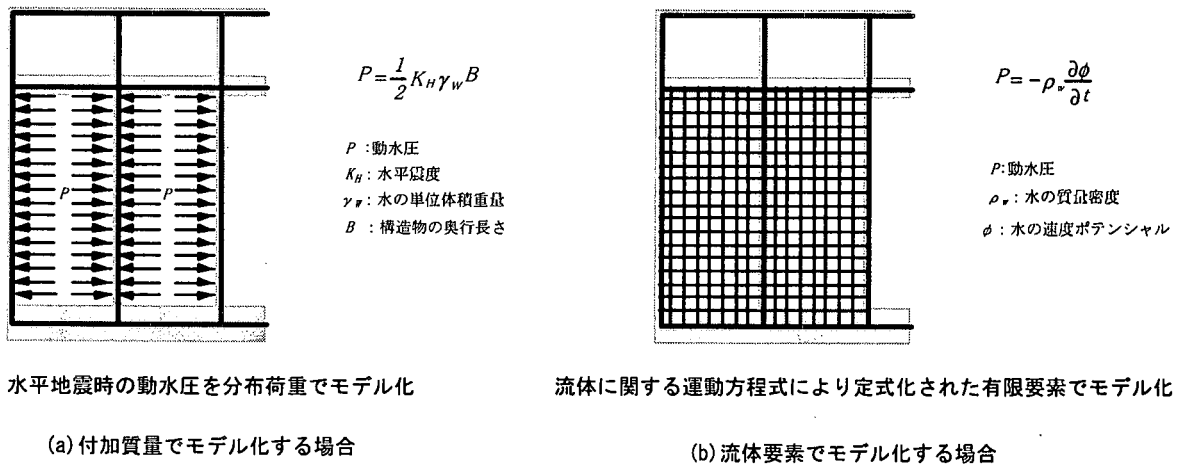


図 5.3-17 構造物内の水のモデル化の例

5.3.3 地震応答解析実施時における留意点

(1) 運動方程式の求解について

時刻歴地震応答解析を実施する際には、部材の力学特性を表す剛性マトリックスの他に、質量マトリックス $[M]$ および減衰係数マトリックス $[C]$ の構成が必要となる。

a. 質量マトリックス

質量マトリックスには、一般に集中質量マトリックス (lumped-mass matrix) および整合質量マトリックス (consistent-mass matrix) がある。集中質量マトリックスは、部材の質量を要素の中央または端部(節点)に、質量を集中して配置するものである。作成される質量マトリックスは、対角成分のみが零でない対角マトリ

ックスとなるため、効率的な数値解析が可能となる。一方、整合質量マトリックスは、部材に連続して質量が分布するように、要素剛性マトリックスを構成する際に用いる変位関数を用いて質量マトリックスを作成したものである。このため、対角成分以外にも一般に零でない値を有するため、集中質量マトリックスと比較すると相対的に数値演算は煩雑となる。整合質量マトリックスを用いた場合における優位な点は、特に高次の固有振動数に対する解析精度が優れていることにある。しかし、地中構造物の地震応答解析においては、比較的低次の振動数成分が問題となるため、質量マトリックスとしては、一般に集中質量マトリックスを用いてよい。

b. 減衰係数マトリックス

減衰の考慮の方法には様々な手法があるが、解析時の効率(例えば、モード減衰に等価な全体減衰係数は一般に全ての要素が零でない)、地盤および構造物にかなりの程度の材料非線形性が想定されることから、Rayleigh 減衰による評価が実務的である。

Rayleigh 減衰は、運動方程式における減衰係数が、質量マトリックスおよび剛性マトリックスの線形結合で減衰が与えられるものと考えて、式(5.3-8)で表される。

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \tag{5.3-8}$$

ここに、 $[C]$: 減衰係数マトリックス

$[M]$: 質量マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α, β は、以下のような手順でその値が算出される。式(5.3-8)は、減衰係数マトリックスについての直交性を仮定したことに他ならない。これに基づき運動方程式を展開していくと、最終的には以下のような式が得られる。

$$h_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \tag{5.3-9}$$

ここに、 h_i : 第 i 次モードの減衰定数

ω_i : 第 i 次モードの固有円振動数

次に 1 次と 2 次の減衰定数 h_1, h_2 を与える。すなわち、式(5.3-9)において、 $i=1$ および 2 の場合の式を連立させて解くと、係数 α および β は以下のように求まる。

$$\alpha = \frac{2\omega_1\omega_2(h_1\omega_2 - h_2\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \tag{5.3-10}$$

$$\beta = \frac{2(h_2\omega_2 - h_1\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (5.3-11)$$

また、式(5.3-8)中の剛性マトリックス[K]には、初期時の剛性マトリックスと、塑性化が進行するに従って改訂されていく接線剛性マトリックスの二通りの設定が考えられる。初期剛性マトリックスを用いた場合には、地盤および構造物の塑性化が進行する変形領域では、減衰が適切に評価されないことがある。一方、接線剛性マトリックスを用いた場合には、減衰係数マトリックスに関する直交性が成立しなくなる。このため、特に剛性マトリックスの選択には注意が必要である。

なお、実在する構造物の減衰特性に関する詳しい調査の結果によれば、解析の対象とすべき振動数が1Hz前後にある場合には、式(5.3-8)の第1項と第2項の寄与はほぼ同程度であり、3Hz以上になると、第2項だけを考えた $\alpha=0$ (剛性比例型)と近似してよいことが知られている²⁸⁾。

(2) 自重解析実施時

地震応答解析の実施に先立ち、地盤および構造物の初期応力状態を算出しておく必要がある(自重解析の実施の必要性)。本来は構造物の施工過程(地盤の掘削→構造物の設置→地盤の埋戻し)に忠実に対応させた解析を実施することが望ましい。しかし、①解析用のメッシュを逐次対応させて変化させながら計算を進めることができる解析コードは現状では少ないこと、②作業が非常に煩雑になる場合が多いこと等から、時刻歴地震応答解析のために用いる解析モデル中の境界条件や材料の物性値を適切に変更させることによって同等な解析を実施することがよく行われている。これについては、用いられる解析コードによって使用できる要素が異なること等から、一般的な手法が確立されてはいないのが現状である。以下に、標準的な解析手順の一例を示す。

a. 解析モデルの境界条件の設定

表 5.3-8 に自重解析実施時の解析モデル中の境界条件の設定例を示した(比較のために、時刻歴地震応答解析時の境界条件についても表 5.3-9 に示した)。

自重解析時における地盤と構造物間の境界条件は、境界部近傍において実際には生じないような過大な応力が発生するのを避けることを意図しているものである。具体的には、①当該節点を二重節点にして節点間のせん断方向の自由度を解放する、②地盤と構造物間の剥離・すべりを考慮するジョイント要素を設定している場合には、せん断方向の剛性を零に近い値を設定する等の方法がある。

表 5.3-8 自重解析実施時の各種境界の設定例

(a) 地盤の仮想境界			(b) 地盤・構造物間境界				
部位	境界条件(拘束条件)		部位		境界条件(拘束条件)		
地盤側方部	水平方向	拘束	地盤-底版間	隅角部	水平方向	拘束	
	鉛直方向	非拘束(自由)			鉛直方向	拘束	
地盤下方部	水平方向	拘束		地盤-側壁間	隅角部以外	水平方向	非拘束(自由)
	鉛直方向	拘束				鉛直方向	拘束
			隅角部		水平方向	拘束	
					鉛直方向	拘束	
			隅角部以外	水平方向	拘束		
				鉛直方向	非拘束(自由)		

表 5.3-9 時刻歴地震応答解析実施時の各種境界に設定例

(a) 地盤の仮想境界		(b) 応答解析時	
部位	境界条件	部位	境界条件
地盤側方部	粘性境界	底版-地盤間境界部	すべり・剥離を考慮したジョイント要素等を設定(考慮しない場合は固着)
地盤下方部	粘性境界		
		側壁-地盤境界部	すべり・剥離を考慮したジョイント要素等を設定(考慮しない場合は固着)

b. 載荷の手順

重力加速度を各節点に作用させる。ここで 1G もの加速度を一度に与えると、数値解析上不具合が生じることがあるので、10 ステップ程度に分割して作用させるとよい。

(3) 時刻歴地震応答解析実施時

a. 運動方程式の数値解法

モデル化が全て完了し、自重解析によって初期応力状態が把握された後に、本マニュアル「第 4 章 地震の影響および環境作用」で設定した地震荷重を用いて時刻歴地震応答解析を実施する。時刻歴地震応答解析は、解析モデルに対する運動方程式を数値的に積分を実施することによって節点変位、節点速度および節点加速度を算出していくが、用途に応じて様々な手法がある。運動方程式の求解時に用いられる代表的な直接積分手法を表 5.3-10 にまとめた。この中で、地盤および構造物の材料非線形を考慮した時刻歴地震応答解析には陰解法が適しており、その中で Newmark の β 法 ($\beta=1/4$) がよく用いられる。また、数値積分を実施する際の積分時間間隔については、b. で述べるような非線形解析について反復解法(例: 修正 Newton-Raphson 法)を用いるのであれば、数値積分の時間間隔を 1/500 秒程度を目安にして解析を行うとよい。しかし、反復解法を用いることによって演算が複雑になり、動的解析が収束しなくなる場合がある。この場合には、反復解法を用いずに時間間隔を 1/2000~1/3000 秒程度に細かく分割して数値積分を行う方法もある。ただし、この場合には、各時間ステップにおける不平衡力が過度に生じていないことや、時間の経過と共にその値が蓄積していないことを必ず確認しなければならない。

表 5.3-10 運動方程式の求解に用いられる数値積分法の例

解法	解析の安定性	解析の精度	主な手法	備考
陽解法	安定性に乏しい	比較的よい	中央差分法	安定性に乏しく、積分時間間隔に注意を要する。
陰解法	安定性に優れる	比較的低い	Newmark の β 法	$\beta \geq 1/4$ であれば常に安定性は保証される。
				$\beta=1/6$ の場合には線形加速度法に一致する。
				$\beta=1/4$ の場合には平均加速度法に一致する。
				$\beta=0$ の場合には衝撃加速度法に一致する。
			Wilson の θ 法	$\gamma=1/2$ で少なくとも 2 次の精度は保証される。
			線形加速度法	$\theta=1$ で Newmark の β 法に一致する。
			平均加速度法	減衰を正しく評価しないと解が発散しやすい。
				最もよく用いられている。

b. 非線形解析の数値解法

地盤および構造物の非線形解析を行うためには、塑性の進行に応じて逐次剛性行列を改訂しながら解析を進めることになる。このために、Newton-Raphson 法、初期応力法、初期ひずみ法等の多くの数値解法が既に

提案されている。これらは、全ての非線形有限要素解析に適用できるわけではないため、非線形解析と数値解法のそれぞれの特徴を勘案し、適切な解法を選択することが重要である。

鉄筋コンクリート構造物の非線形解析のためによく用いられてきた手法とその概要を表 5.3-11^(26), 27)にまとめた。この中で、修正 Newton-Raphson 法が一般に最もよく用いられている。

表 5.3-11 非線形解析によく用いられる解法の例

名称	特徴		
	収束計算に用いる剛性行列	収束性	演算上の合理性
Newton-Raphson 法	各収束ステップ毎に接線剛性行列を作成する。	よい	煩雑
修正 Newton-Raphson 法	第 1 ステップ時の接線剛性行列を 2 ステップ以降も使用する。	よくない	よい
擬似 Newton-Raphson 法	割線剛性等を使用する。	モデルによって様々	

5.3.4 解析結果評価時の留意点

(1) 解析結果の妥当性の確認

時刻歴地震応答解析が終了した後、照査に必要な物理量を抽出する前に、解析が正常に完了していることを確認する必要がある。表 5.3-12 に、解析から得られる主な物理量の種類とその妥当性の確認の要点についてまとめた。これを参考にして、各物理量が妥当な結果を示していることを確認するとよい。

さらに、地盤および構造物の挙動を調べ、応答結果がそれぞれのモデルの適用範囲内にあることを確認しなければならない。特に、破壊則を定義していないモデルを用いた場合には、この確認作業は重要である。これは、破壊則を定義していないモデルを用いた場合、数値解析として正常に演算がなされていても、物理的に意味を持たない応答結果を示している場合があるからであり、注意が必要である。

表 5.3-12 地震応答解析結果を確認する際の目安

ステップ	確認の概要	物理量
1	自由地盤の応答は妥当か？	自由地盤の加速度、速度、変位
2	構造物の層間変位の応答は、同じ高さレベルの自由地盤の応答に対応しているか？	構造物の層間変位
3	構造物周辺の地盤の応答は妥当か？	構造物周辺の地盤の応力、ひずみ
4	構造物の部材の応答は妥当か？	構造物部材の断面力、曲率

(2) 応答値の算出

表 5.3-13 に、部材非線形モデルを用いる場合の構造物の地震応答挙動の解析精度を示す。これらを参考にして、照査項目を抽出するとよい。特に、線材モデルでは、一般にせん断に関する非線形性に対しては、未解明な現象が残されていることから、降伏した断面でのせん断力の評価については注意しなければならない。

表 5.3-13 部材非線形解析における応答値の精度の一覧

		出力項目	解析精度 ¹⁾
層間変位, 層間変形角			◎
部材の断面力	曲げモーメント	曲げひび割れ発生以前(全断面有効時)	◎
		曲げひび割れ発生後, 断面降伏まで(RC 状態時)	◎
		断面降伏以降	○
	軸力		◎
せん断力	部材降伏前	◎	
	部材降伏後 ²⁾	○	
部材の変形	曲率, 回転角		◎

1) 表中の凡例は以下のような意味を持つ。

◎：解析精度は良い， ○：解析精度はややよい， ×：解析精度は良くない

2) 部材降伏後のせん断力については，曲げモーメントの勾配から算出した値が表に示した解析精度を有する。

剛性行列から算出された値についての精度は良くない場合があるので，その取り扱いには注意を要する。

以下に，特に重要な応答値である部材の断面力についての留意事項を示す。

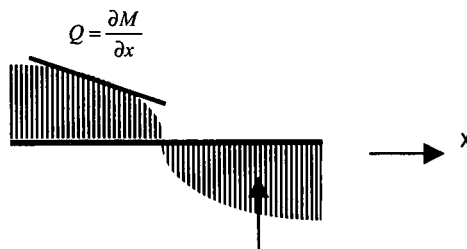
a. 曲げモーメント

要素の端部の値(材端曲げモーメント)ではなく，これらを平均した値(部材中央部の曲げモーメント)を代表値として用いるのがよい。これは，材端ばね要素は，要素の損傷の程度を平均的に評価すること，曲率と評価位置を同一にさせるためである。また，部材が終局状態に達しているかどうかの確認は，曲げモーメントではなく，曲率によって行うことがよい。これは，断面降伏後は曲げ剛性(第2-3 特性点間の勾配)がほぼ零にまで低下し，終局に至るまでに曲げモーメントが 5%程度しか増加しないため，その解析精度が降伏前よりもやや低下しているためである。

b. せん断力

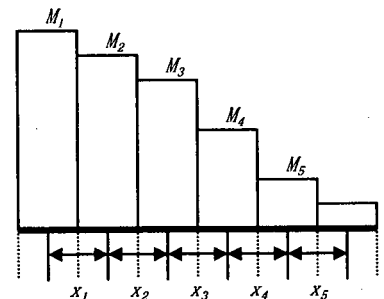
部材厚さ t と部材長さ H の比 L/H が 0.3 以上となる場合には，曲げに伴うせん断変形の影響を考慮するが，この場合においてもせん断力の値は剛性行列から算出される値ではなく，部材の曲げモーメントの分布の勾配を求め，それをせん断力として用いる方がよい場合が多い。これは，鉄筋コンクリートはり部材の断面降伏後のせん断剛性やせん断耐力への影響については，未解明な部分が残されていることによる(図 5.3-18 参照)。

曲げモーメントの勾配としてせん断力を算出



ある部材に作用する曲げモーメント分布

(a) せん断力の求め方



$$Q_1 = \frac{M_1 - M_2}{x_1}, Q_2 = \frac{M_2 - M_3}{x_2}, Q_3 = \frac{M_3 - M_4}{x_3}, \dots$$

(b) 線材要素の場合の算定例

図 5.3-18 曲げモーメント分布の勾配としてのせん断力

c. 軸力

鉄筋コンクリートはり部材の特性から見て、軸力が引張として作用している場合には、その要素の挙動に注意が必要である。これは、引張軸力下では、せん断耐力が急激に低下するため等であり、引張軸力の大きさの程度やその継続時間について、十分に検討しなければならない。

5.4 材料非線形解析を用いた応答値の算出

5.4.1 解析手法の種類と特徴

(1) 構成則の種類と特徴

鉄筋コンクリートの材料非線形解析を実施するにあたっては、コンクリートの物性、鉄筋の機械的性質および鉄筋とコンクリートの付着特性を考慮し、適切にモデル化しなければならない。

表 5.4-1 に材料非線形解析に用いる構成則の種類と特徴を整理した^{29)~36)}。また、図 5.4-1~図 5.4-7 にはこれらの代表例を図示した。材料非線形モデルには様々な種類の構成則があるので、解析の目的と対象に応じて、最も適切なモデルを選択することが重要である。

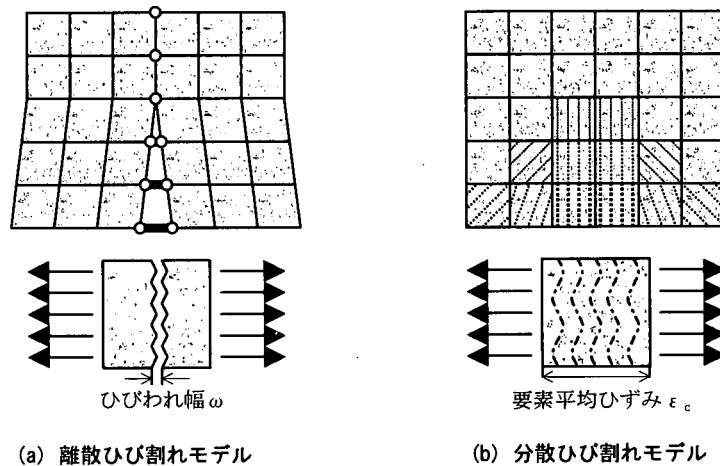


図 5.4-1 コンクリートひび割れのモデル化

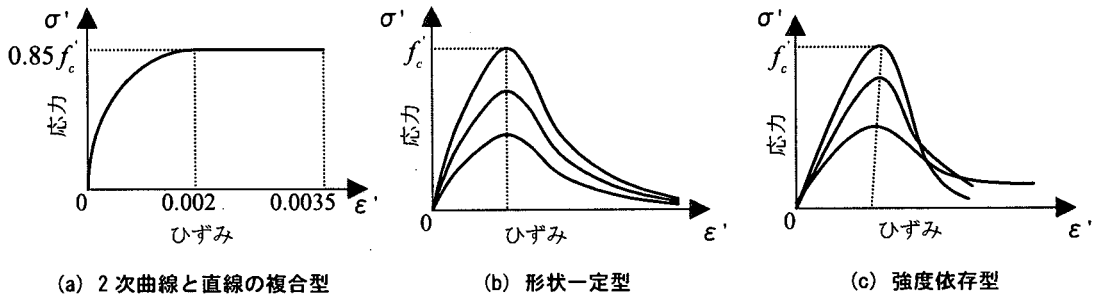


図 5.4-2 圧縮応力下のコンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化³³⁾

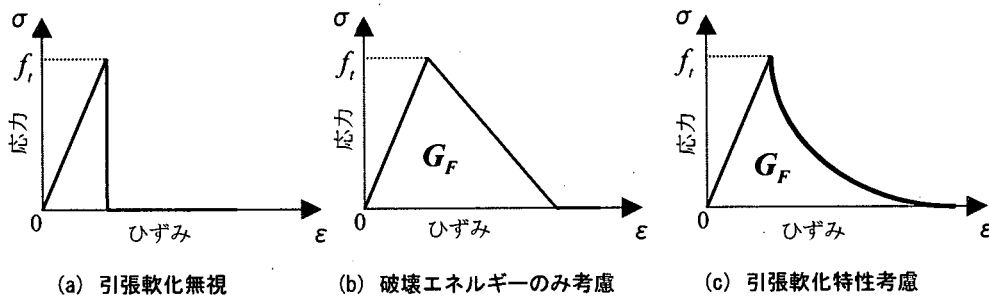


図 5.4-3 引張応力下のコンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化³⁴⁾

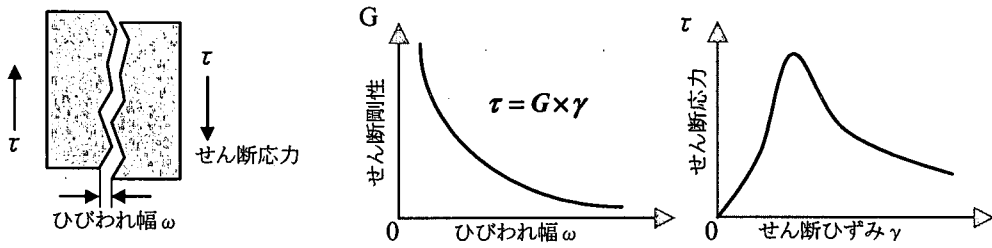


図 5.4-4 せん断応力下のコンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化例²¹⁾

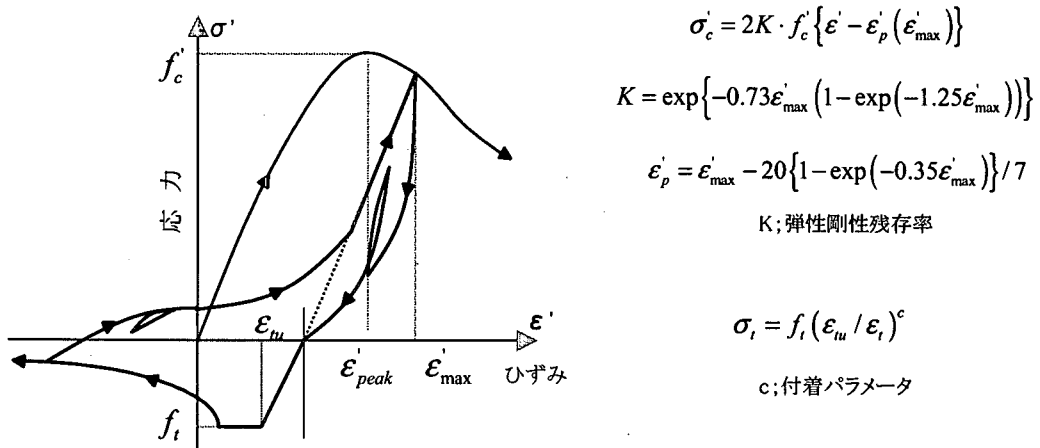


図 5.4-5 引張-圧縮間の履歴特性モデル化例²¹⁾

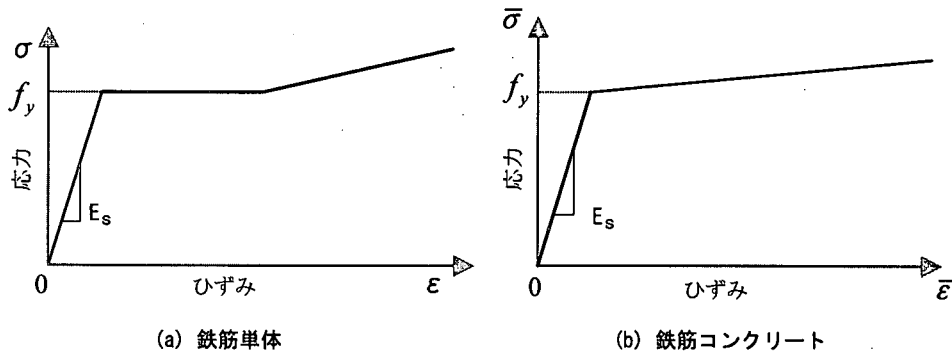


図 5.4-6 鉄筋の応力ひずみ曲線のモデル化²¹⁾

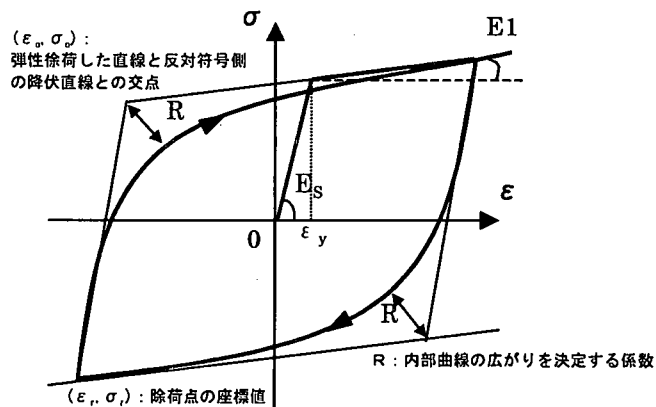


図5.4-7 交番荷重下の鉄筋のモデル化(Menegott-Pintoモデル)

表 5. 4-1 構成則の種類と特徴

構成要素	特性	分類	特徴
コンクリート	ひび割れ	①離散ひび割れモデル	個々のひび割れを直接モデル化する(図 5. 4-1(a)参照)。ひび割れ開口幅、進展長さ(深さ)等を直接評価できる反面、ひび割れ位置が事前に把握できている必要がある。局所的に卓越するよう大きなひび割れを対象とする場合や、ひび割れ自体を直接評価する必要がある場合に用いられる。
		②分散ひび割れモデル	ひび割れ面とその法線方向を主軸とする直交異方性材料としてひび割れをモデル化する(図 5. 4-1(b)参照)。要素剛性は、分散するひび割れ周辺の領域の平均的な剛性として評価される。個々のひび割れ位置や開口幅等は評価できないものの、事前にひび割れ位置を把握する必要がなく、大きな構造系全体の挙動を解析する場合に適している。主応力方向の変化に応じてひび割れ面の回転を許容するかどうかわか、回転ひび割れモデルと固定ひび割れモデルに分かれる。
	応力-ひび割れ	①圧縮応力下	簡易なものには、完全弾塑性型や2次曲線と直線との複合型等がある。現象に忠実な連続曲線型には、コンクリートの強度レベルによらず形状を一定とするモデルや、強度レベルに応じて形状を変化させるモデル等が提案されている。(図 5. 4-2 参照)。
		②引張応力下	簡便性を重視して引張軟化特性を無視したモデル、実用性と収束性を重視して破壊エネルギー G_F と関連付けて軟化勾配を直線で近似したモデル、精度を重視して曲線や多直線でコンクリートの引張軟化特性を詳細に再現したモデル等がある(図 5. 4-3 参照)。
鉄筋	応力-ひび割れ	③せん断応力下	解析上では、平面保持を仮定して、せん断変形を無視する場合も多い。せん断変形を考慮する場合は、ひび割れたコンクリートのせん断剛性をせん断係数を低減させるモデルや、ひび割れ幅の増加によるせん断剛性の低下およびせん断軟化を考慮したモデル(図 5. 4-4 参照)等がある。なお、回転ひび割れモデルでは、主応力方向の回転に伴って、ひび割れ方向も回転するので、せん断応力下のモデル化は必要ない。
		④各モデル間の相互作用(①~③間の整合性)	一般に、地震力を受ける鉄筋コンクリート部材は、応力状態が複雑に変化するため、各モデルは整合性を持つている必要がある。すなわち、載荷・除荷・再載荷においても連続的につなぎ合わされた履歴ループを描けるモデルであることが重要である(図 5. 4-5 参照)。
	その他	①鉄筋単体のモデル	複合応力下での強度は破壊基準に応じて修正するモデルや複数のひび割れ本数を考慮したモデルなど
		②コンクリート中の鉄筋のモデル	通常、鉄筋コンクリートには表面にリブ、ふしといった突起をもつ異形鉄筋が用いられる。その応力ひび割れ曲線の一例を図に示した(図 5. 4-6(a) 参照)。
鉄筋とコンクリートの相互作用	応力-ひび割れ	③繰り返し、履歴モデルなど	鉄筋コンクリート中における鉄筋のモデル化としては、鉄筋単体の特性とコンクリートとの付着作用による影響とを考慮して、パイリニア型の数値解析モデルが用いられている場合が多い(図 5. 4-6(b) 参照)。
		④コンクリートと鉄筋の界面のモデル	鋼材に降伏点を越えて塑性変形域で正負交番軸方向荷重を与えると、バウジンカー効果によって、塑性変形履歴のない場合の降伏点よりもかなり低い応力から応力ひび割れ曲線が非線形となる。(図 5. 4-7 参照)。
	付着特性	①コンクリートと鉄筋の界面のモデル	鉄筋コンクリートの構成則は、コンクリートと鉄筋、そして、鉄筋とコンクリート界面での構成則を組み合わせて表わすことができる。このモデル化方法は、特に鉄筋の配置状態などを詳細に設定したい場合に適用している。
		②鉄筋コンクリートとしてのモデル化	鉄筋とコンクリートの界面の付着特性をテンションステイフネス特性として鉄筋コンクリート要素中に取り込んで、鉄筋コンクリートの構成則を直接与えたモデル。このモデル化方法は、壁などのように、鉄筋が比較的均一に分散して配置された部分に適用している。
その他	鉄筋の座屈やジベル効果などを考慮したモデルなど		

(2) 鉄筋コンクリートのモデル化

a. 鉄筋とコンクリート界面のモデル化

鉄筋コンクリートがコンクリートと鉄筋の複合体として挙動するのは、付着によりコンクリートと鉄筋との界面でせん断応力がやり取りされるからである(図 5.4-8 参照)。付着挙動は、界面のすべり方向にせん断剛性を、それに垂直な方向には軸剛性を有する特性を仮定した接合要素により考慮される(図 5.4-9, 図 5.4-10 参照)。このモデル化方法は、鉄筋の配置を詳細に考慮する場合に適している。鉄筋の仕様や位置を明確にモデル化することにより、局所的な応力やひずみを正確に評価することが可能であるが、一般に要素分割が細かくなり、要素数が多くなる傾向にある。また、モデル化のための付着特性に関するパラメータを実験などで設定する必要がある。

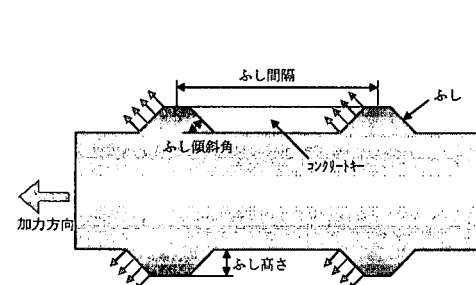


図 5.4-8 異形鉄筋の付着機構³³⁾

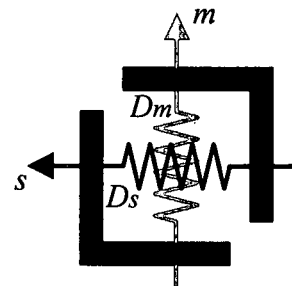


図 5.4-9 付着特性を考慮するため接合要素の例³⁶⁾

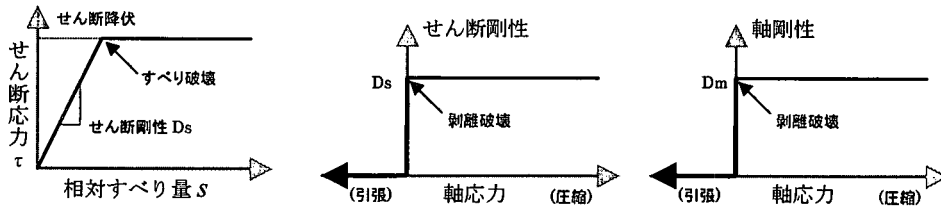


図 5.4-10 鉄筋とコンクリート界面特性のモデル化の例³⁶⁾

b. 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

鉄筋コンクリートのモデル化は、コンクリート、鉄筋、鉄筋とコンクリートの界面での構成則を組み合わせれば表わすことはできるが、鉄筋コンクリートとして構成則を直接与えることも可能である²¹⁾。すなわち、鉄筋とコンクリートの界面の付着特性をテンションステイフィング効果(引張特性が硬化する現象)として、鉄筋コンクリート要素の中に取り込んだモデルである。例えば、鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力 $\bar{\sigma}_{RC}$ は、式(5.4-1)のように表わせる。

$$\bar{\sigma}_{RC} = \frac{A_s}{A_{RC}} \bar{\sigma}_s + \frac{A_c}{A_{RC}} \bar{\sigma}_c \quad (5.4-1)$$

ここに、 $\bar{\sigma}_s$ 、 $\bar{\sigma}_c$: それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

A_s 、 A_c : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積、 $A_{RC} = A_s + A_c$

$\bar{\sigma}_s - \bar{\epsilon}$ 関係は、単体の鉄筋の応力-ひずみ関係とは異なり、鉄筋降伏時の平均ひずみが小さくなり、降伏後の傾きが大きくなる(図 5.4-11 参照)。これは、コンクリートと鉄筋と間の付着により、鉄筋に発生している応力がコンクリートに伝達されるため、ひび割れ部において鉄筋の応力が最大となり、ひび割れ間ではひ

ひび割れから離れるほど鉄筋の応力は小さくなるからである。この結果、ひび割れ部においてまず鉄筋が降伏する。このモデル化方法は、壁などのように、鉄筋が比較的均一に分散して配置された部分に適している。通常の鉄筋コンクリート構造物では、断面内の鉄筋配置により付着効果の影響が及ぶ領域には限界があるので、モデル化や物性の設定などには注意する必要がある(図 5.4-12 参照)。

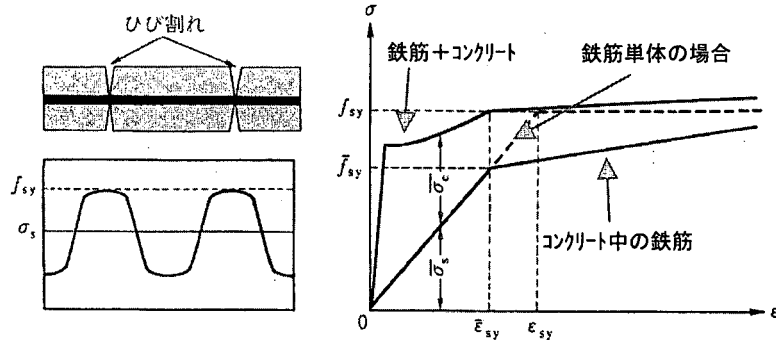


図 5.4-11 鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力-平均ひずみ関係²¹⁾

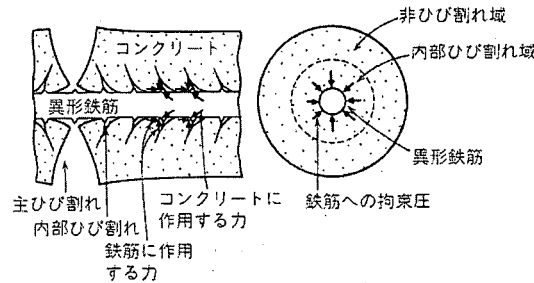


図 5.4-12 コンクリートの付着効果の影響領域³⁷⁾

5.4.2 解析モデルの作成

(1) 解析用入力物性

解析用入力物性については、本マニュアル「第 3 章 材料」に記述したが、用いる解析手法固有の入力データが必要な場合は、適切な方法によって設定する必要がある。

a. 地盤物性

地盤物性については、本マニュアル「5.2 解析に用いる地盤のモデル化」に記載した。

b. コンクリート

コンクリート材料の特性値は、本マニュアル「3.2 コンクリートの材料特性」に記載した。

一般に、コンクリートの圧縮強度と引張強度は、それぞれ圧縮強度試験結果および、割裂引張強度試験結果から求めた特性値を用いてよい。

ただし、コンクリートの圧縮強度は摩擦による端面拘束の影響を受けた結果の値であるので、解析に用いる場合には、試験結果を 90% 程度に低減させると良好な解析結果を得ることができる³⁸⁾。また、割裂引張強度については、解析対象の構造物に生じる乾燥収縮の程度に対応させ、部材厚が小さい場合や既設構造物の照査に用いる場合には、試験結果を 40%~60% 程度に低減することにより解析精度が向上することが知られている³⁷⁾。

c. 鉄筋

鉄筋の強度特性値、ヤング係数、応力-ひずみ関係は、本マニュアル「3.3 鉄筋の材料特性」に記載した。

(2) 要素の選択方法と要素分割

a. 要素分割時の留意点

要素は、解析対象の形状と解析精度を考慮し、用いる要素の特性と予想される応力勾配に応じて、適切な大きさと形状に分割する。

一般に、二次元解析の場合、四角形要素は三角形要素よりも少ない自由度で同等の精度が得られ、メッシュの方向性による影響が少ない。しかし、三角形要素はさまざまな形状に適応性があるため、四角形要素だけでは分割出来ない部分には三角形要素を用いてよい。一般に、要素内の変位分布を仮定する変位関数は、二次関数の方が一次関数よりも少ない要素数で曲線形状を表現できるので、曲げ変形が支配的となる場合は、二次の変位関数を仮定する要素を使用するのがよい。

要素の形状は、著しく扁平にならないように注意しなければならない。四角形要素の縦横比は基本的には1:1が望ましい、応力の流れがほぼ一様となる場合でも、縦横比で1:5程度を限度とすることが望ましい¹¹⁾。ただし、高次要素で適用性が確認されている場合はこの限りではない。

応力が集中する領域の要素分割は細かく、そうでない場合は大きめに設定してもよい。ただし、応力が集中する領域でも要素分割を極度に細かくする必要はない。鉄筋コンクリート部材では、局所的な応力集中が生じれば応力の再分配が行われ、応力は平準化されるからである。

一般的に非線形解析では、要素を細かくするほど厳密な解が得られるが、計算時間は長くなる。しかし、分散ひび割れモデルを用いた解析の場合は、細かい要素分割をするほど厳密な解が得られるとは限らない。分散ひび割れモデルは、ひとつの要素に何本かのひび割れを含んだ有限の領域を連続体と仮定しており、発生するひび割れ間隔よりも細かな要素は、解析上の仮定の範囲を超えてしまう。分散ひび割れモデルを用いた解析では、要素数を細かくするよりも高い精度の内挿関数を有する要素を用いることが望ましい。

b. 鉄筋コンクリート要素を用いた場合の要素分割時の留意点

鉄筋コンクリート要素を用いる場合には、鉄筋位置と無筋領域を適切に考慮して要素分割しなければならない。複鉄筋配置されたはり・柱部材の場合は、鉄筋位置を明確にするために、鉄筋を含む要素と含まない要素あわせて部材厚方向に3分割以上の要素分割とすることが望ましい。鉄筋を含む要素は、鉄筋を中心とするかぶり厚さの2倍とするのが一般的である。無筋領域については、要素形状が極端に扁平にならないように適宜分割数を増加させる。なお、鉄筋の付着有効領域の評価式³⁷⁾を以下に示す。図5.4-13には部材断面の要素分割例を示した。

$$l_{max} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} D_b \sqrt{\frac{f_y}{f_t}} \quad (5.4-2)$$

ここに、 l_{max} : 鉄筋一本当たりの付着有効面積を正方形で考えた場合の一辺の長さ

D_b : 鉄筋の直径

f_y : 鉄筋の降伏強度

f_t : コンクリートの引張強度

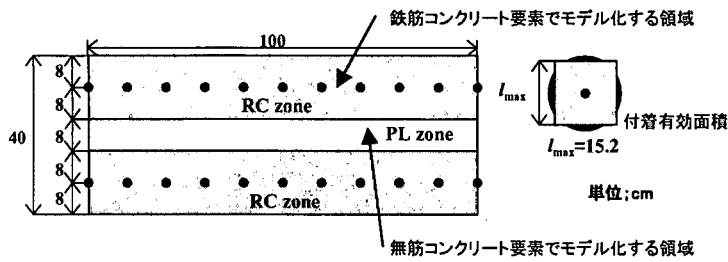


図 5.4-13 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の例

c. 要素分割の影響

鉄筋コンクリート要素の部材厚方向の分割が計算結果に与える影響を検討した例を、図 5.4-14 に示す。これは、実規模のボックスラーメン構造(高さ 4.3m, 幅 8.2m, 部材厚 40cm)を底面固定条件で、頂版に水平加力した状態を解析したものである。鉄筋コンクリート要素は層厚方向に 1 層, 3 層, 5 層とした。1 層分割の場合は、要素内に鉄筋が均一に分散しているという仮定になるが、3 層, 5 層分割の場合は、鉄筋位置を明確に指定しているの、鉄筋降伏後の鉄筋の引張硬化特性が解に反映されやすく、鉄筋コンクリートとしての挙動が適切に表現できているものと考えられる。要素数を 3 層以上にした場合については、層間変形角 1/100 以上の塑性変形域に関しても、全体変形については大きな差異は認められなかった。

一般に、鉄筋の効果が及ばない無筋領域が存在する場合には、3 層以上にモデル化することが望ましい。無筋領域が存在しない場合は、2 層分割または 1 層分割でよい。

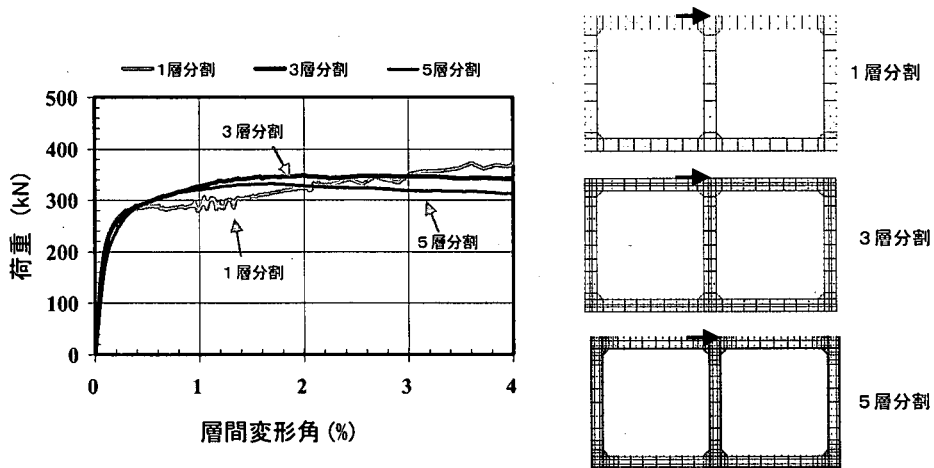


図 5.4-14 要素分割に対する検討(2 連ボックスラーメン構造)

(3) 隅角部近傍における軸方向鉄筋の伸び出し

鉄筋コンクリートのはり・柱部材において、部材厚さの異なる部材の接合部では、鉄筋の伸び出し、接合面でのずれおよびめり込みといった局所的に不連続な変形が生じる。これらの局所変形は、必要に応じて適切に考慮するのがよい。これらの局所変形を取り扱うためには、離散ひび割れモデルに基づく接合要素が採用される。接合要素は、厚さが零で長さのみを持つ要素であり、接合面における引張力と引張変位、圧縮力と圧縮変位およびせん断力とせん断変位との関係を表現するものである²¹⁾。

鉄筋の伸び出しを考慮した接合要素が構造物の変形に与える影響を調べるために、部材厚 10cm の砂地盤に埋設したボックスラーメン構造試験体を用いた大型振動台実験(技術資料Ⅱ参照)を対象として、実験結果と

解析結果の比較を行った(図 5. 4-15 参照). その結果, 応答変位や鉄筋降伏変位を精度良く評価するためには, 鉄筋の伸び出しを考慮する必要があることが示された. ただし, 図 5. 4-16 に示すように, 鉄筋の伸び出しの影響は変位が大きくなるに従って小さくなること, および部材厚が大きくなるほど減少するので, 部材厚が 40cm 以上で, 鉄筋降伏以降の領域を対象とする場合には実務上考慮する必要がないと考えられる.

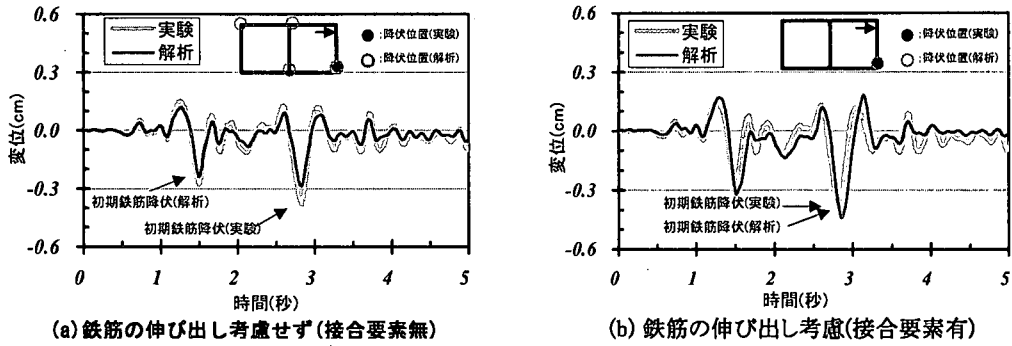


図 5. 4-15 鉄筋の伸び出しの影響評価(大型振動台実験)

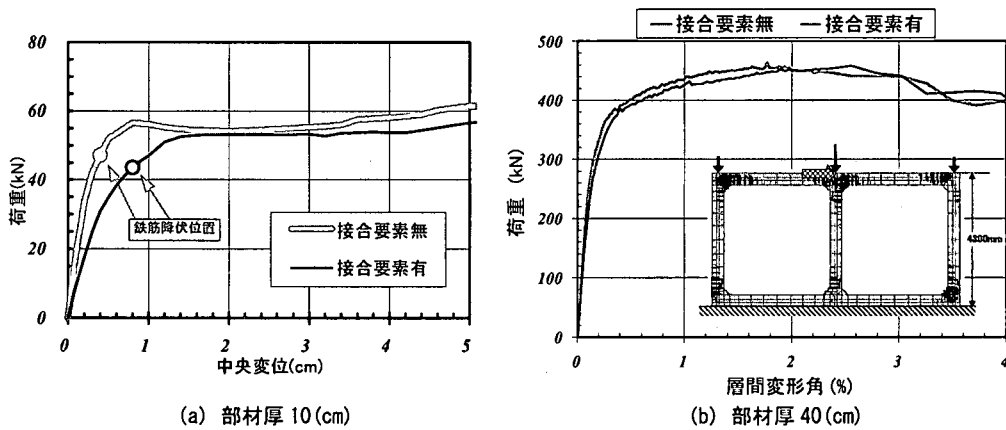


図 5. 4-16 部材厚が鉄筋の伸び出しに与える影響(2連ボックスラーメン構造)

(4) 地盤-構造物の境界部のモデル化

地盤と構造物の境界部の取り扱いについては, 本マニュアル「5. 3 部材非線形解析を用いた応答値の算出」に記載した.

(5) 機器・配管のモデル化

機器・配管のモデル化については, 本マニュアル「5. 3 部材非線形解析を用いた応答値の算出」に記載した.

(6) 構造物内の水のモデル化

構造物内の水のモデル化については, 本マニュアル「5. 3 部材非線形解析を用いた応答値の算出」に記載した.

5.4.3 地震応答解析実施時における留意点

(1) 自重解析

自重解析は、時刻歴地震応答解析において、対象構造物およびその周辺地盤の初期状態を求めるために実施するものである。初期応力状態を求めるためには、本来、構造物の施工過程(地盤の掘削→構造物の設置→地盤の埋戻し)を忠実に模擬した解析を実施する必要があるが、解析用のメッシュを逐次対応させながら計算を進める実用的な解析コードが現状では得られていないこと、技術的には可能であるが作業が非常に煩雑になることから、構造物の完成状態をモデル化して一度に自重解析を行い、初期応力状態を求めることが一般的である。この際、地震応答解析ための解析モデルを用い境界条件や材料物性値(地盤のポアソン比など)を適切に変更することによって、解析を実施することができる。

自重解析で用いられる地盤の側方境界条件は、水平方向を拘束し、鉛直方向を非拘束とする。底面境界条件は固定としてもよい。水平方向を拘束するのは地盤の側方へのはらみだしを防ぐためである。また、構造物の埋設位置が深い場合は、地盤-構造物の間の境界で過大なせん断応力が発生しないように、配慮する必要がある。地盤と構造物間の境界条件については、「5.3 部材非線形解析を用いた応答値の算出」を参照されたい。

(2) 地震応答解析

a. 地盤の境界条件

自重解析と地震応答解析で境界条件が変化するため、リスタート機能の内容によっては一貫して解析できない場合がある。この場合、地盤の解析領域を大きくとるなどして、自重解析の実施方法が地震応答解析の結果に影響を及ぼさないようにしなければならない。底面固定境界を用いる場合は、重複反射理論を用いて引き戻した地震動(入射波+反射波)を入力することとする。底面粘性境界を用いる場合は、地震動(入射波×2)を入力する。

b. 数値積分法

地震応答解析において用いる時間刻みの間隔は、応答値の解析精度と解の安定性を考慮して、用いる時間積分法と反復収束計算法に応じて設定しなければならない。

時間積分法は、Newmark β 法、Wilson θ 法、線形加速度法などが一般的である³⁹⁾。Newmark β 法を用いる場合、収束安定性の点からは $\gamma=0.5$ 、 $\beta=0.25$ (平均加速度法に一致)がよい。また、高周波ノイズを除去する目的からは、 $\gamma=0.7$ 、 $\beta=0.36$ を用いてもよい。 γ 、 β などの値は、時間の離散化を行う際の差分近似の重み係数であるので標準値からずらす場合は、良く吟味する必要がある。

なお、解の安定性を得るのに必要な時間刻みは、Newton-Raphson法のような反復収束解法を用いるのであれば、一般に1/1000~1/20秒程度の間である。解析時間は入力地震動のステップ数に比例するので、極端に時間刻みを細かくする必要はないが、時間刻みを粗くしすぎると解析精度は落ちる。解の妥当性は、時間刻みを変えて(例えば1/200秒と1/100秒)、評価する応答解析結果(照査を行う応力、変位、加速度など)の相違が数%以内であることを確認するのがよい。

c. 減衰について

解析で考慮される減衰は、基本的に履歴減衰と粘性減衰である⁴⁰⁾。非線形解析では、履歴減衰は構成モデルによって自動的に考慮される。粘性減衰については、質量比例型、剛性比例型、Rayleigh型の比例減衰が用いられることが多い。なお、粘性減衰は、線形解析と非線形解析ではその意味合いが異なる。線形解析に

おける粘性減衰には、材料のひび割れ発生による内部減衰、支承部等のエネルギー損失による構造減衰、地盤などへのエネルギー逸散減衰などが全て含まれる。一方、非線形解析では、ひび割れによる減衰は構成則がもつ履歴減衰によって考慮され、地盤へのエネルギー逸散減衰も地盤-構造物連成解析では自動的に考慮されることになる。

非線形解析では解の収束性の向上を図ることを目的として粘性減衰が用いられることがある。収束の不十分な時間ステップが一か所でもであれば、スパイク状の高周波成分が出ることもあるが、適切な粘性減衰を仮定すれば除去できる。しかし、剛性が逐次変化していく非線形解析では粘性減衰の物理的意味が不明確であり、一般にその影響は小さいことから、減衰の機構は全て材料の履歴減衰に依存すると考え、材料非線形モデルを用いた地盤-構造物連成非線形地震応答解析では、粘性減衰については考慮しないことを基本とした⁴¹⁾。収束が不十分なために発生する高周波成分は、高周波フィルターをかけて除去することも可能であるが、敢えて粘性減衰で処理する場合は、応答変位に影響を及ぼさない程度の小さい値とするべきである(粘性減衰で処理する場合については、「5.3.3 地震応答解析実施における留意点」を参照)。

5.4.4 解析結果評価時の留意点

(1) 解析結果の妥当性の確認

地震応答解析が終了した後、解析が正常に完了していることを確認する必要がある。抽出された応答値の妥当性を確認する際の目安を表5.4-2に示した。これを参考にして、各物理量が妥当な結果を示していることを確認するとよい。さらに、地盤および構造物の挙動を調べ、応答結果がそれぞれのモデルの適用範囲内にあることを確認しなければならない。数値解析として正常に演算がなされていても、物理的に意味を持たない応答結果を示している場合があり、注意が必要である。

解析結果に何らかの問題がある場合は、まずは、入力物性、境界条件、収束条件(収束判定値、収束回数など)などの入力データを見直す必要がある。入力データに問題がない場合には、本マニュアル「5.4.2 解析モデルの作成」および「5.4.3 地震応答解析実施時における留意点」を参考に、入力データの設定方針について再度検討する必要がある。

なお、要素に関わる問題点として、アワーグラスモードやロッキングなどと言われるものがある³⁹⁾。通常、複雑なモデルではこのような現象が起こっているのを見つけることは非常に難しいので、出力値や変形図をよく確認しなければならない。万一、異常がある場合は、要素の種類や要素分割等を再考する必要がある。

(2) 応答値の算出

表5.4-3に材料非線形解析における構造物の応答値の解析精度一覧を示した⁴²⁾。応答値算出時には、これらを参考にして、適切な照査項目を抽出するとよい。

照査に用いるコンクリートひずみ値については、部材厚さの平均として評価することとする。部材端部における圧縮縁コンクリートひずみは、図5.4-17に示すように、節点変位間の相対変位として算出するのがよい。ガウス点におけるひずみを用いる場合は、適用性を十分に確認の上使用することとする。

構造物に材料非線形モデルを用いて解析する場合、部材に発生する断面力は、一次量として、出力されないため、着目する断面に並ぶ要素のガウス点における応力度又は等価節点力を積分して断面力を計算する。なお、断面力は要素ごとの平均として計算してよい。

表 5.4-2 解析結果の妥当性を確認する際の目安

区分け	応答値		確認の要点
地盤	変位	変位時刻歴波形, 全体変形, 最大変位分布など	局所的に不自然な変形をしていないか?
	加速度	加速度時刻歴波形, 最大加速度, 最大加速度分布など	発生加速度は入力加速度と比較して妥当な値か? 過大な加速度が発生している場合は, それは, 瞬間的で, かつ局所的なものか?
	応力・ひずみ	地盤の τ - γ 関係 最大せん断ひずみ	地盤の τ - γ 関係は適切な履歴を描いているか? 局所的に過大なせん断ひずみは発生していないか?
地盤と構造物の相互作用	応力・ひずみ	動土圧・せん断ひずみ	構造物周辺部で過大な土圧やせん断ひずみが発生していないか?
	変位	相対すべり変位	相対すべり変位は発生しているか? 発生している場合は妥当な値か?
構造物	変位	変位時刻歴波形, 全体変形, 層間変形など	局所的に不自然な変形をしていないか? 構造物変位は, 地盤変位と比べて妥当か?
	加速度	加速度時刻歴波形, 最大加速度など	発生加速度は入力加速度と比較して妥当な値か? 過大な加速度が発生している場合は, それは, 瞬間的で, かつ局所的なものか?
	力, 応力	断面力, 応力	局所的に過大な値は発生していないか?
	ひずみ	圧縮ひずみ, 引張ひずみ, せん断ひずみ	局所的に過大な値は発生していないか?
	ひび割れ	ひび割れの大きさ ひび割れパターン	ひび割れパターンは変形性状と比較して妥当か? ひび割れの大きさは局所的に大きくなっていないか?
	鉄筋降伏	鉄筋降伏 および部位	鉄筋降伏する部位や順番は変形性状と比較して妥当か?

表 5.4-3 材料非線形解析における応答値の精度一覧

出力項目		解析精度 ¹⁾
断面力	軸力	○
	曲げモーメント	○
	せん断力	○
変位	最大変位	○
	残留変位	△
	時刻歴波形	○
加速度	最大加速度	○
	時刻歴波形	○
応力・ひずみ	コンクリート	○
	鉄筋	○
ひび割れ	ひび割れ発生の判定	◎
	ひび割れ幅	△
	ひび割れ方向	◎
	ひび割れ性状	○
曲率・回転角		△
破壊モード		○

注1) ◎: 精度は非常に良い, ○: 精度は良い, △: 精度はあまり良くない, ×: 精度が悪い又は出力出来ない

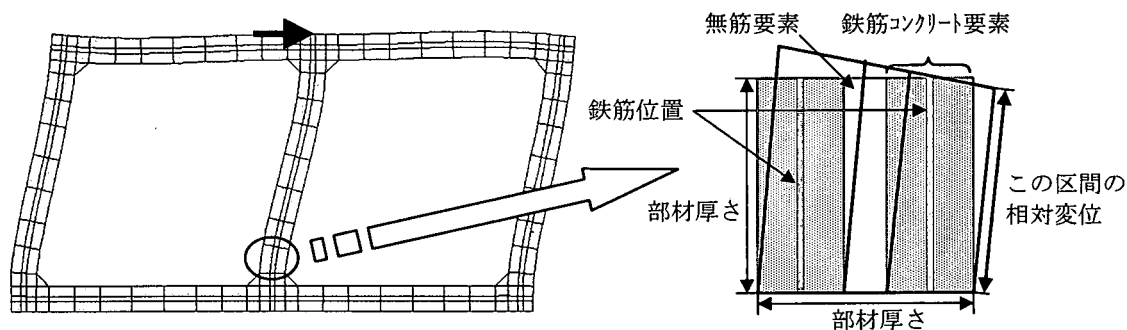


図 5.4-17 照査に用いるひずみ値の算出方法

5.5 環境作用によるコンクリートの経年劣化の評価

構造物の地震時応答挙動を解析したように、耐久性能照査を行うために、環境作用(本指針では、中性化、塩害、凍害)によるコンクリートの経年劣化(環境挙動に対する応答挙動)を評価しなければならない。しかし、本指針の耐久性能照査は、耐震性能照査における限界値が設計耐用期間終了時でも竣工時と同等以上であることを保証することとしており、構造物全体としてではなく、部材断面あるいは材料品質のレベルでの照査としている。耐久性能照査を行うための環境作用による劣化の応答挙動は、一般に陽な形の式として与えられるか、あるいは直接材料(凍害)実験により求めるものであるため、理解を容易にするため、「第6章 性能照査」で限界値と一緒に解説する。

【参考文献】

- 1) 土木学会：動的解析と耐震設計，[第1巻]地震動・動的物性，技報堂，1989.6.
- 2) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P.: Shear Modulus and Damping in Soils, Design Equations and Curves, Proc. ASCE, Vol. 98, SM. 7, pp. 667-692, 1972
- 3) Jennings, P. C.: Periodic Response of a General Yielding Structure, Proc. ASCE, Vol. 90, EM2, pp. 131-166, 1964
- 4) 大崎順彦, 原昭夫, 清田芳治: 地盤振動解析のための土の動力学モデルの提案と解析例, 第5回日本地震工学シンポジウム, pp. 697-704, Nov. 1978
- 5) 足立紀尚, 龍岡文夫: 土木学会編 新体系土木工学 18 土の力学(Ⅲ) - 圧密・せん断・動的解析 -, pp. 252, 技報堂
- 6) Pyke, R.: Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings, Jour. of the GE Div., Proc. of ASCE, Vol. 105, No. GT6, pp. 715-726, Jun. 1979
- 7) K. Ishihara, N. Yoshida & S. Tsujino: Modelling of stress-strain relations of soils in cyclic loading, 5th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, pp. 373-380, Apr. 1985
- 8) 熊崎幾太郎, 上田稔: 全応力履歴モデルによるポートアイランドのまさ土地盤の非線形地震要素シミュレーション, 第34回地盤工学研究発表会講演概要集, pp. 1957-1958, 1999
- 9) 西好一, 金谷守, 当麻純一, 大波正行: 有効応力に基づく地盤の非線形解析手法の開発とその検証, 土木学会論文集, No. 505, III -29, pp. 49-58, Dec. 1994
- 10) 土木学会：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]，2002.3.
- 11) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の設計にFEM解析を適用するためのガイドライン，1989.3.
- 12) 武田智吉, 石川博之, 足立正信：鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの非線形挙動の定量的評価, 電力土木, No. 279, pp. 72-76, 1999.1
- 13) 遠藤達巳, 青柳征夫, 松村卓郎：鉄筋コンクリート製地中構造物の限界状態に用いるせん断耐力評価法, 電力中央研究所報告, U91052, 1992.3.
- 14) Ghosh S. K. and Cohn M. Z.: Computer Analysis of Reinforced Concrete Sections under Combined Bending and Compression, IABSE Publications, 34-I, 1974.
- 15) Jennings, P. C.: Periodic response of a general yielding structures, Proc. ASCE, EM Div., Vol. 90, 1964.4.
- 16) Clough, R. W. and S. B. Jhonson: Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements, 第2回日本地震工学シンポジウム講演集, pp. 227-232, 1966.10.
- 17) 武藤 清ら: 鉄筋コンクリート造原子炉建屋の地震時挙動に関する構造実験とその解析(その1), (その2), 日本建築学会論

文報告集, No. 271, 1978.9.

- 18) 深田泰夫：鉄筋コンクリート造建物の復元力特性に関する研究(その1), 日本建築学会関東支部第40回学術研究発表会, 1969.
- 19) Takeda, T., M. A. Sozen and N. N. Nielsen : Reinforced concrete response to simulated earthquakes, 第3回日本地震工学シンポジウム講演集, pp.357-364, 1970.11.
- 20) 江戸宏彰, 武田寿一, 表佑太郎：3層1スパン鉄筋コンクリート骨組の動的破壊実験(その2. 実験結果の検討), 日本建築学会関東支部 第44回研究報告集, pp.45-48, 1973.
- 21) 岡村 甫, 前川宏一:鉄筋コンクリートの非線形構成則, 技報堂, 1991.5.
- 22) 川本眺万, 林 正夫：地盤工学における有限要素解析 土質力学と岩盤力学へのアプローチ, 培風館, 1978.4.
- 23) 土木学会：動的解析と耐震設計, [第2巻]動的解析の方法, pp.117-120, 技報堂出版, 1989.7.
- 24) 日本道路協会：道路橋示方書(I 共通編・IV下部構造編)・同解説, 1996.12.
- 25) Miura F.: Studies on the nonlinear seismic response of soil-structure interaction systems, Thesis for Doctor of Engineering of Kyoto University, 1983.
- 26) 鷲津久一郎ら：有限要素法ハンドブック I, 培風館, 1981.9.
- 27) 鷲津久一郎ら：有限要素法ハンドブック II, 培風館, 1983.1.
- 28) 土岐憲三：構造物の耐震解析, pp.134-137, 新体系土木工学11, 技報堂出版, 1981.4.
- 29) ASCE Committee on Conc. And Mason. Struc., A state-of-the-art report on finite element analysis of RC, ASCE, 1981
- 30) Finite element analysis of reinforced structures II : American Society of Civil Engineers, 1991
- 31) RC 構造の有限要素解析に関するコロキウム論文集：日本コンクリート工学協会, 1984
- 32) 構成モデル小委員会(301)成果報告書：土木学会・コンクリート委員会, コンクリート技術シリーズ21, 1997年7月
- 33) 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料：日本建築学会, 1987年9月
- 34) 破壊力学の応用研究委員会報告書：日本コンクリート工学協会, 1993年10月
- 35) 地盤・基礎構造物の耐震設計：地盤工学, 地盤工学・実務シリーズ13, 2001年1月
- 36) 遠藤達巳, 青柳征夫, 遠藤孝夫：鉄筋コンクリートの非線形解析に用いるひびわれの最適モデルに関する解析的研究, 電力中央研究所報告, U88006, 1988.10.
- 37) Xuehui AN：せん断を受ける鉄筋コンクリートの破壊解析と耐震性能の照査法に関する研究, 東京大学博士論文, 1996年7月
- 38) 上田田和人, 前川宏一, 岡村甫:コンクリートの一軸圧縮強度, 第4回コンクリート工学年次講演会論文集, 1982
- 39) 土木構造物の耐震設計ガイドライン(案)―耐震基準作成のための手引き―：土木学会・地震工学委員会, 耐震基準小委員会活動報告書, 2001年11月
- 40) 動的解析と耐震設計(第2巻)動的解析の方法：土木学会, 技報堂出版, 1989.7
- 41) 阪神淡路大震災の被害分析に基づくコンクリート構造物の耐震性能照査手法の検証:土木学会, コンクリート技術シリーズ36, 2000
- 42) LNG 地下タンク躯体の構造性能照査指針：土木学会・エネルギー土木委員会, コンクリート技術シリーズ98, 1999年12月