改定案

5.4.10　地震時保有水平耐力法による安全性の判定

(1) 地震時保有水平耐力の照査

橋脚に対しては、**式(5.4.31)**を満足するように耐震設計を行う。

$$P_a \geqq K_{hc} W \quad \cdots\cdots (5.4.31)$$

ここに、 P_a ：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力（N）

K_{hc} ：レベル2地震動の設計水平震度

W ：地震時保有水平耐力法に用いる等価重量(N)で、以下により算出する。

$$W = W_U + {}_{CP}W_P \quad \cdots\cdots (5.4.32)$$

c_p ：等価重量算出係数で、**表-5.4.6**による。

表-5.4.6　等価重量算出係数

曲げ破壊型又は 曲げ損傷からせん断破壊移行型	せん断破壊型
0.5	1.0

W_U ：当該橋脚が支持している上部構造部分の重量（N）

W_P ：橋脚の重量（N）

(2) 橋脚の残留変位の照査

重要度ＡＡ種の橋梁に対しては、**式(5.4.33)**により地震後の残留変位を判定する。

$$\delta_R \leqq \delta_{Ra} \quad \cdots\cdots (5.4.33)$$

ここに、 δ_R ：橋脚の残留変位（㎜）で、**式(5.4.34)**により算出する。

$$\delta_R = c_R (\mu_r - 1)(1 - \gamma)\delta_y \quad \cdots\cdots (5.4.34)$$

δ_{Ra} ：橋脚の許容残留変位(㎜)で、原則として橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さの1/100とする。

c_R ：残留変位補正係数で、鉄筋コンクリート橋脚では0.6とする。

μ_r ：橋脚の最大応答塑性率で、**式(5.4.35)**により算出する。

$$\mu_r = \frac{1}{2}\left\{\left(\frac{C_z \cdot K_{hc0} \cdot W}{P_a}\right)^2 + 1\right\} \quad \cdots\cdots (5.4.35)$$

r ：橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比で、鉄筋コンクリート橋脚では0とする。

δ_y ：橋脚の降伏変位（㎜）

C_z ：4.2.1に規定する地域別補正係数

K_{hc0} ：5.2.5に規定するレベル2地震動の設計水平震度の標準値

［解　説］

(1) 地震時保有水平耐力の照査

式(5.4.31)は、地震時保有水平耐力法では、「当該部材の地震時保有水平耐力が設計水平震度に

現行（手引き）

5.4.10　地震時保有水平耐力法による安全性の判定

(1) 地震時保有水平耐力の照査

橋脚に対しては、**式(5.4.31)**を満足するように耐震設計を行う。

$$P_a \geqq K_{hc} W \quad \cdots\cdots (5.4.31)$$

ここに、 P_a ：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力（N）

K_{hc} ：レベル2地震動の設計水平震度

W ：地震時保有水平耐力法に用いる等価重量(N)で、以下により算出する。

$$W = W_U + {}_{CP}W_P \quad \cdots\cdots (5.4.32)$$

c_p ：等価重量算出係数で、**表-5.4.6**による。

表-5.4.6　等価重量算出係数

曲げ破壊型又は 曲げ損傷からせん断破壊移行型	せん断破壊型
0.5	1.0

W_U ：当該橋脚が支持している上部構造部分の重量（N）

W_P ：橋脚の重量（N）

(2) 橋脚の残留変位の照査

重要度ＡＡ種の橋梁に対しては、**式(5.4.33)**により地震後の残留変位を判定する。

$$\delta_R \leqq \delta_{Ra} \quad \cdots\cdots (5.4.33)$$

ここに、 δ_R ：橋脚の残留変位（㎜）で、**式(5.4.34)**により算出する。

$$\delta_R = c_R (\mu_r - 1)(1 - \gamma)\delta_y \quad \cdots\cdots (5.4.34)$$

δ_{Ra} ：橋脚の許容残留変位(㎜)で、原則として橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さの1/100とする。

c_R ：残留変位補正係数で、鉄筋コンクリート橋脚では0.6とする。

μ_r ：橋脚の最大応答塑性率で、**式(5.4.35)**により算出する。

$$\mu_r = \frac{1}{2}\left\{\left(\frac{C_z \cdot K_{hc0} \cdot W}{P_a}\right)^2 + 1\right\} \quad \cdots\cdots (5.4.35)$$

r ：橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比で、鉄筋コンクリート橋脚では0とする。

δ_y ：橋脚の降伏変位（㎜）

C_z ：4.2.1に規定する地域別補正係数

K_{hc0} ：5.2.5に規定するレベル2地震動の設計水平震度の標準値

解　説］

(1) 地震時保有水平耐力の照査

式(5.4.31)は、地震時保有水平耐力法では、「当該部材の地震時保有水平耐力が設計水平震度に構

改定案	現行（手引き）
構造物の等価重量を乗じて求められる地震力を上回るように設計する」ことを意味している。 橋脚の慣性力を求める際の等価重量算出係数は、曲げ破壊型か、曲げ損傷からせん断破壊移行型か、又はせん断破壊型かに応じて**表-5.4.6**の値を用いる。 曲げ破壊型と判定された場合は、橋脚躯体の等価重量を橋脚躯体重量の1/2としているが、これは上部構造の慣性力の作用位置に等価重量を作用させた場合の曲げモーメントと橋脚躯体に等分布に慣性力を作用させた場合の曲げモーメントが躯体基部で等しくなるようにしたためである。 (2) 残留変位の照査 重要度ＡＡ種の橋梁（水路橋、水管橋）及び頭首工については、**式(5.4.33)**により、地震後の残留変位を照査する。 残留変位の照査の目的は、橋脚の非線形域において大きなじん性を許容する設計を行えば、それに応じた非線形（塑性）応答変位が生じることにより、地震後に大きな残留変位が生じるためである。残留変位が過大になると、復旧工事が困難になることから、過度のじん性に頼った設計は避けなければならない。 ａ．応答残留変位 残留変位の照査は**式(5.4.33)**を用いて行う。**式(5.4.34)**の残留変位は、わが国で得られたマグニチュード6.3以上の強震記録に対して、バイリニア型の履歴特性を有する橋脚の平均的な残留変位を設計用のスペクトルとして与えたものである。 ｂ．許容残留変位 許容残留変位は、原則として橋脚下部から上部構造の慣性力の作用位置までの高さの1/100、すなわち橋脚の回転角として1/100(rad)とする。 以上の説明は、一本柱形式のRC橋脚に対する地震時保有水平耐力法の設計概念である。ラーメン橋脚やラーメン橋等の不静定構造の橋に対しても、可能な限り一本柱の手法に準じた形の地震時保有水平耐力法が開発されており、「**5.4.11　部材の非線形性を考慮した静的増分解析（プッシュオーバー解析）の流れ**」で概説する。 **引用・参考文献** ⅰ）農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準設計「頭首工」（2008） ⅱ）日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅴ．耐震設計編　(2002)	造物の等価重量を乗じて求められる地震力を上回るように設計する」ことを意味している。 橋脚の慣性力を求める際の等価重量算出係数は、曲げ破壊型か、曲げ損傷からせん断破壊移行型か、又はせん断破壊型かに応じて**表-5.4.6**の値を用いる。 曲げ破壊型と判定された場合は、橋脚躯体の等価重量を橋脚躯体重量の1/2としているが、これは上部構造の慣性力の作用位置に等価重量を作用させた場合の曲げモーメントと橋脚躯体に等分布に慣性力を作用させた場合の曲げモーメントが躯体基部で等しくなるようにしたためである。 (2) 残留変位の照査 重要度ＡＡ種の橋梁（農道橋、水路橋、水管橋）及び頭首工については、**式(5.4.33)**により、地震後の残留変位を照査する。 残留変位の照査の目的は、橋脚の非線形域において大きなじん性を許容する設計を行えば、それに応じた非線形（塑性）応答変位が生じることにより、地震後に大きな残留変位が生じるためである。残留変位が過大になると、復旧工事が困難になることから、過度のじん性に頼った設計は避けなければならない。 ａ．応答残留変位 残留変位の照査は**式(5.4.33)**を用いて行う。**式(5.4.34)**の残留変位は、わが国で得られたマグニチュード6.3以上の強震記録に対して、バイリニア型の履歴特性を有する橋脚の平均的な残留変位を設計用のスペクトルとして与えたものである。 ｂ．許容残留変位 許容残留変位は、原則として橋脚下部から上部構造の慣性力の作用位置までの高さの1/100、すなわち橋脚の回転角として1/100(rad)とする。 なお、橋脚基礎の耐震設計は、「**資料編1.5.3　杭基礎の安全性の判定**」を参照されたい。 以上の説明は、一本柱形式のRC橋脚に対する地震時保有水平耐力法の設計概念である。ラーメン橋脚やラーメン橋等の不静定構造の橋に対しても、可能な限り一本柱の手法に準じた形の地震時保有水平耐力法が開発されており、「**5.4.11　部材の非線形性を考慮した静的増分解析（プッシュオーバー解析）の流れ**」で概説する。 **引用・参考文献** ⅰ）日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅴ．耐震設計編（2002）

改定案

5.4.11　部材の非線形性を考慮した静的増分解析（プッシュオーバー解析）の流れ

レベル2地震動では、構造物の塑性域における部材の非線形性を考慮して、終局時の断面力（構造計算）と断面耐力を適切に把握し、部材の安全性を照査する必要がある。特に複数の塑性ヒンジが発生する不静定構造物については、静的増分解析（プッシュオーバー解析）を行い、その崩壊メカニズムを把握する場合もある。

［解　説］

断面力の計算は部材の非線形性を考慮しなければならないが、エネルギー定則が成立する場合は、弾性（線形）骨組計算でよい。しかし、暗渠（ボックスカルバート）、ラーメン橋脚、ラーメン橋、ポンプ場（吸水槽）及び杭基礎（ラーメン構造）は不静定構造物となり、プッシュオーバー解析（増分解析）を実施して、塑性ヒンジの発生状況など、崩壊メカニズムを追跡して設計することを原則とする。不静定構造物の計算についてラーメン橋脚を例にとり、地震時保有水平耐力法に基づく断面耐力の算定法及び断面力の算定や計算の流れを示す。

なお、ラーメン橋は、「道路橋示方書　Ⅴ耐震設計編」では、レベル2地震動に対して、動的解析法を適用することになっている。しかし、静的解析制御法であるプッシュオーバー解析は、不静定構造物の崩壊に至るまでのプロセスと構造系全体の最終耐力の確認、さらに作用地震力に対する応答変位の照査の点から、他の構造物と同様、非常に有効な方法である。

(1) 崩壊メカニズムと静的増分解析（プッシュオーバー解析）

a．ラーメン橋脚は、地震荷重を受けた場合、橋脚基部以外に橋脚上部に塑性化が発生することから、塑性ヒンジの発生予想箇所に塑性回転ばねを用い、またその他の箇所のはり要素、柱要素については線形要素を用いて、橋梁系全体の塑性ヒンジの発生荷重、耐力や塑性変位の照査を行う必要がある。ラーメン橋を骨組構造モデルで表し、変位を増加させた静的増分解析（プッシュオーバー解析）が一般的である。

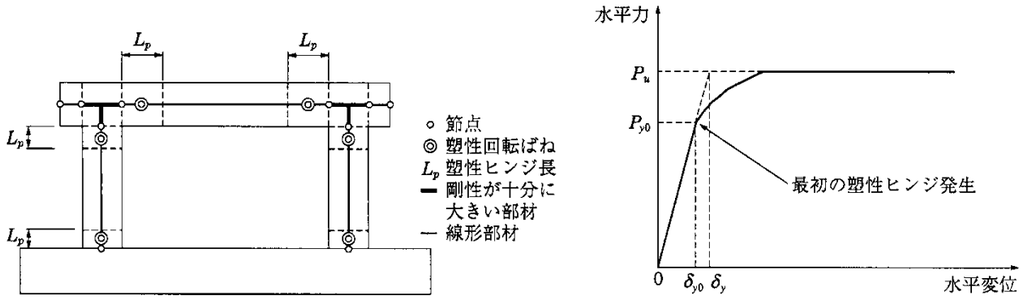


図-5.4.11　プッシュオーバー解析のモデル例（ラーメン橋）

現行（手引き）

5.4.11　部材の非線形性を考慮した静的増分解析（プッシュオーバー解析）の流れ

レベル2地震動では、構造物の塑性域における部材の非線形性を考慮して、終局時の断面力（構造計算）と断面耐力を適切に把握し、部材の安全性を照査する必要がある。特に複数の塑性ヒンジが発生する不静定構造物については、静的増分解析（プッシュオーバー解析）を行い、その崩壊メカニズムを把握する場合もある。

［解　説］

断面力の計算は部材の非線形性を考慮しなければならないが、エネルギー定則が成立する場合は、弾性（線形）骨組計算でよい。しかし、暗渠（ボックスカルバート）、ラーメン橋脚、ラーメン橋、ポンプ場（吸水槽）及び杭基礎（ラーメン構造）は不静定構造物となり、プッシュオーバー解析（増分解析）を実施して、塑性ヒンジの発生状況など、崩壊メカニズムを追跡して設計することを原則とする。不静定構造物の計算についてラーメン橋脚を例にとり、地震時保有水平耐力法に基づく断面耐力の算定法及び断面力の算定や計算の流れを示す。

なお、ラーメン橋は、平成14年3月に改訂された「道路橋示方書　Ⅴ耐震設計編」では、レベル2地震動に対して耐震性能2[1)]及び3[1)]の照査を行う場合、動的解析法を適用することになっている。しかし、静的解析制御法であるプッシュオーバー解析は、不静定構造物の崩壊に至るまでのプロセスと構造系全体の最終耐力の確認、さらに作用地震力に対する応答変位の照査の点から、他の構造物と同様、非常に有効な方法である。

(1) 崩壊メカニズムと静的増分解析（プッシュオーバー解析）

a．ラーメン橋脚は、地震荷重を受けた場合、橋脚基部以外に橋脚上部に塑性化が発生することから、塑性ヒンジの発生予想箇所に塑性回転ばねを用い、またその他の箇所のはり要素、柱要素については線形要素を用いて、橋梁系全体の塑性ヒンジの発生荷重、耐力や塑性変位の照査を行う必要がある。ラーメン橋を骨組構造モデルで表し、変位を増加させた静的増分解析（プッシュオーバー解析）が一般的である。

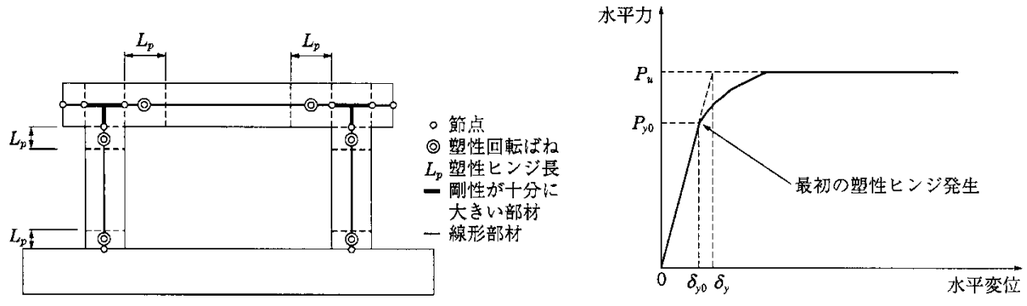
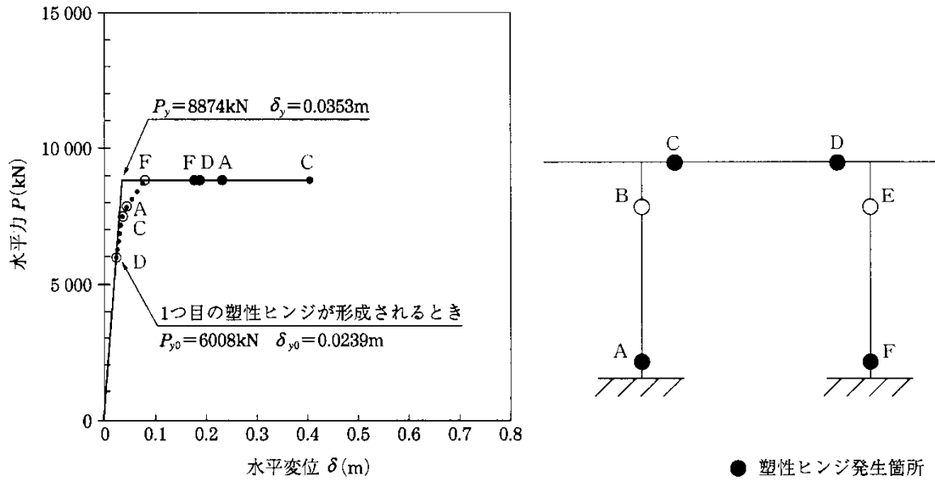
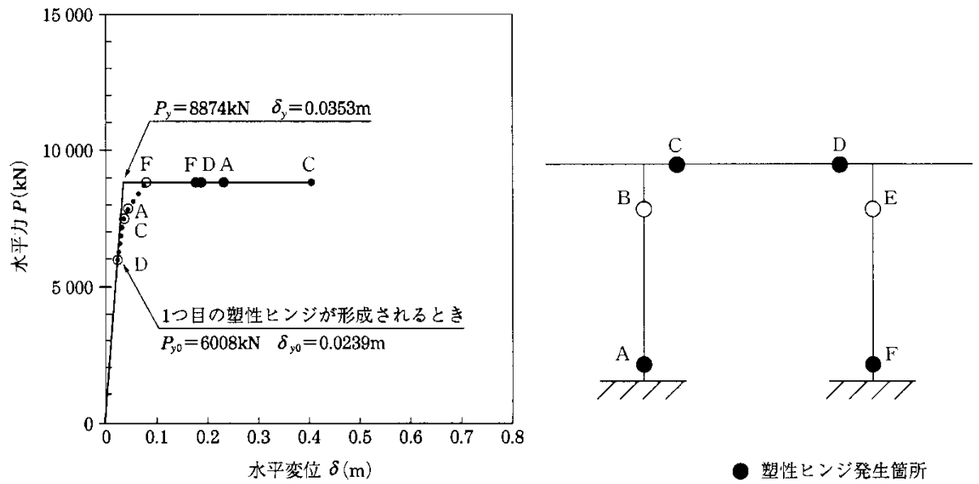


図-5.4.11　プッシュオーバー解析のモデル例（ラーメン橋）

1）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なものにとどまり、橋としての機能の回復を速やかに行い得る性能
耐震性能3：地震による損傷が橋として致命的にならない性能

改定案	現行（手引き）
b．ラーメン橋脚やラーメン橋、暗渠（ボックスカルバート）、さらにポンプ場（吸水槽）、杭基礎などの不静定構造物が大規模な地震動を受ける場合、構造物の各部材に順次複数の塑性ヒンジが発生するが、一本柱のように塑性ヒンジが発生し、すぐに崩壊することはない。したがって、このような不静定構造物については、構造物全体系の崩壊メカニズムを追跡して、構造物全体系の耐力を把握し設計する必要がある。 　このような現象を考慮した構造計算法として、静的増分解析（プッシュオーバー解析）が適用されることが多い。 　ここで下図のようなラーメン橋脚を例に、塑性ヒンジの特定及び終局水平耐力の算定の方法を簡単に説明する。 　ラーメン橋脚にＡからＦまでの6個の塑性ヒンジを設定し、上部構造の慣性力の作用位置に水平力を静的に漸増させると、水平力－水平変位の関係が得られる。この結果、6箇所の塑性回転ばねのうちＤ、Ｃ、Ａ、Ｆと順次降伏が生じ、4個の塑性ヒンジが生じていることがわかる。このときの水平力の最大値を終局水平耐力P_uとするものである。	b．ラーメン橋脚やラーメン橋、暗渠（ボックスカルバート）、さらにポンプ場（吸水槽）、杭基礎などの不静定構造物が大規模な地震動を受ける場合、構造物の各部材に順次複数の塑性ヒンジが発生するが、一本柱のように塑性ヒンジが発生し、すぐに崩壊することはない。したがって、このような不静定構造物については、構造物全体系の崩壊メカニズムを追跡して、構造物全体系の耐力を把握し設計する必要がある。 　このような現象を考慮した構造計算法として、静的増分解析（プッシュオーバー解析）が適用されることが多い。 　ここで下図のようなラーメン橋脚を例に、塑性ヒンジの特定及び終局水平耐力の算定の方法を簡単に説明する。 　ラーメン橋脚にＡからＦまでの6個の塑性ヒンジを設定し、上部構造の慣性力の作用位置に水平力を静的に漸増させると、水平力－水平変位の関係が得られる。この結果、6箇所の塑性回転ばねのうちＤ、Ｃ、Ａ、Ｆと順次降伏が生じ、4個の塑性ヒンジが生じていることがわかる。このときの水平力の最大値を終局水平耐力P_uとするものである。
 図-5.4.12　上部構造の慣性力の作用位置における水平力P-水平変位δの関係	 上部構造の慣性力の作用位置における水平力P-水平変位δの関係
このように、静的増分解析は、構造物を骨組構造モデルで表し、変位若しくは荷重を漸次増加させて各部材の降伏や破壊（塑性モデルの発生）を逐次追跡して、構造物全体系の崩壊へ至るプロセスを表現する静的解析法である。地震時保有水平耐力法、限界状態設計法の両方に適用される。	このように、静的増分解析は、構造物を骨組構造モデルで表し、変位若しくは荷重を漸次増加させて各部材の降伏や破壊（塑性モデルの発生）を逐次追跡して、構造物全体系の崩壊へ至るプロセスを表現する静的解析法である。地震時保有水平耐力法、限界状態設計法の両方に適用される。

改定案

(2) 静的増分解析（プッシュオーバー解析)の流れ（ラーメン橋脚）

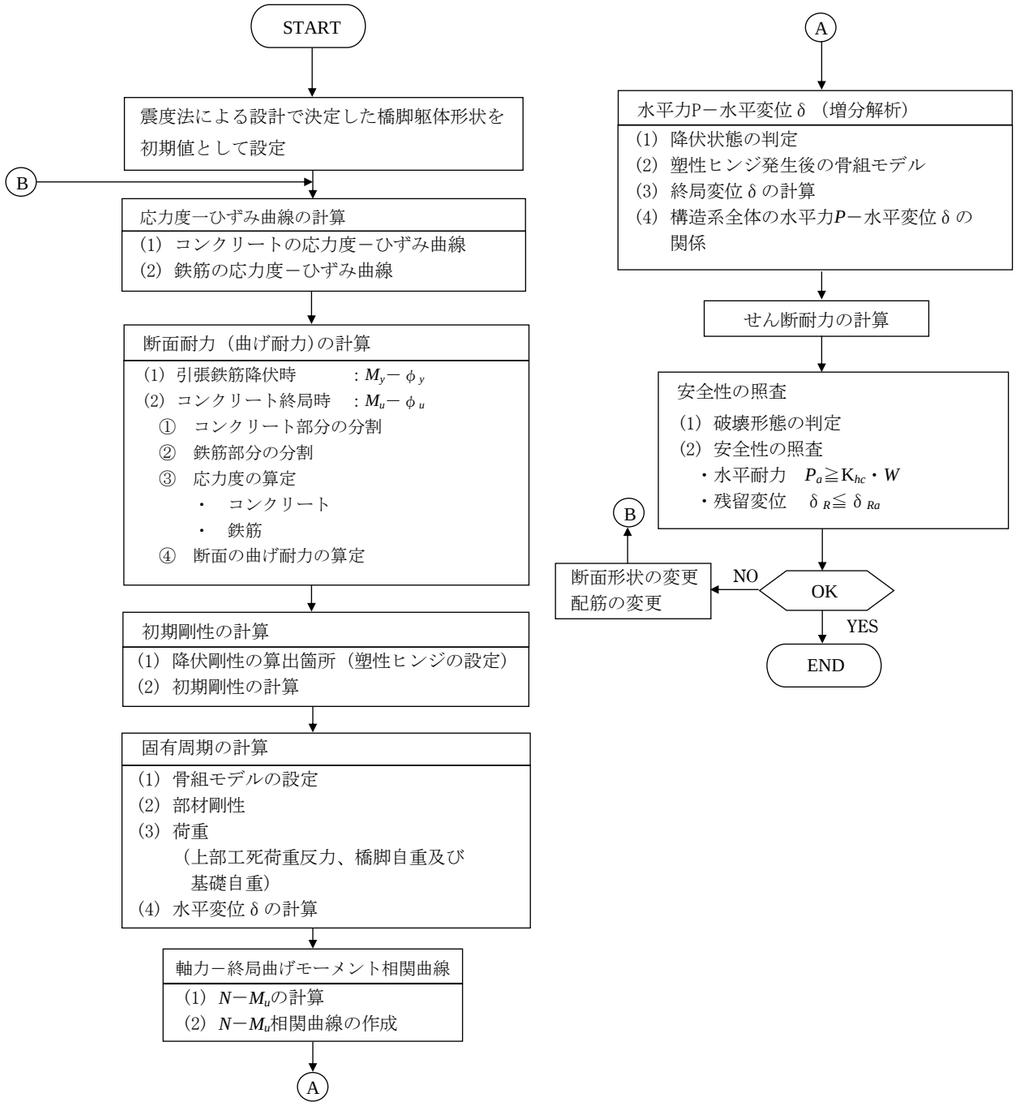


図-5.4.13 静的増分解析（プッシュオーバー解析)の流れ（ラーメン橋脚）

現行（手引き）

(2) 静的増分解析（プッシュオーバー解析)の流れ（ラーメン橋脚）

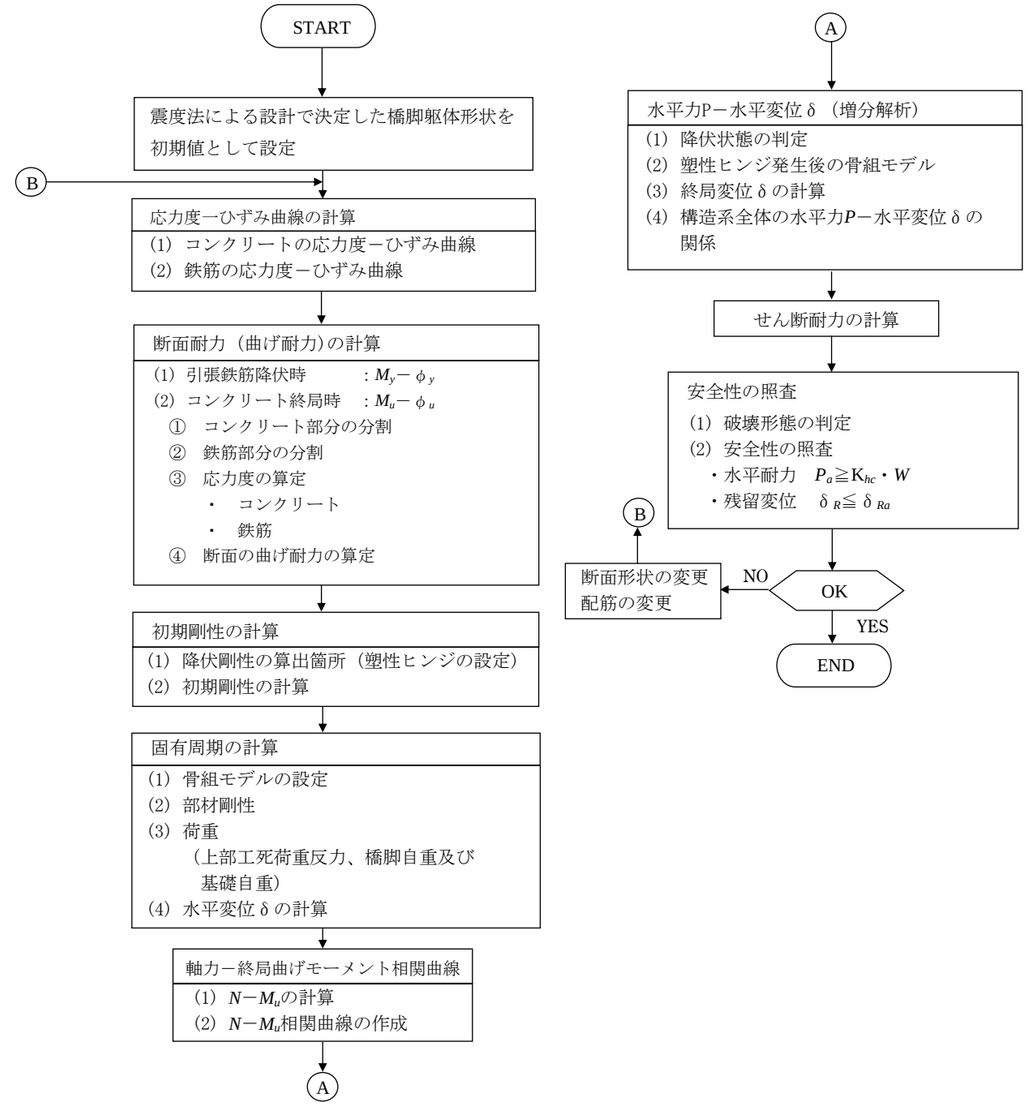


図-5.4.12 静的増分解析（プッシュオーバー解析)の流れ（ラーメン橋脚）

改定案	現行（手引き）
(3) 終局水平耐力 **図-5.4.13**で示すように、コンクリートの応力度－ひずみ曲線、鉄筋の応力度－ひずみ曲線を計算し、非線形解析を行う。帯鉄筋による横拘束効果を見込んだ応力度－ひずみ曲線を使用する。 コンクリートは、**図-5.4.7**に基づき、**式(5.4.3)～式(5.4.9)**によって算出する。鉄筋は**図-5.4.8**に示すとおりである。なお、部材の曲げモーメント－曲率関係により復元力特性を定義した簡便な骨組モデルによっても、実用上は十分な精度で鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率を算定することができる。	(3) 終局水平耐力 **図-5.4.12**で示すように、コンクリートの応力度－ひずみ曲線、鉄筋の応力度－ひずみ曲線を計算し、非線形解析を行う。帯鉄筋による横拘束効果を見込んだ応力度－ひずみ曲線を使用する。 コンクリートは、**図-5.4.7**に基づき、**式(5.4.3)～式(5.4.9)**によって算出する。鉄筋は**図-5.4.8**に示すとおりである。なお、部材の曲げモーメント－曲率関係により復元力特性を定義した簡便な骨組モデルによっても、実用上は十分な精度で鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率を算定することができる。
(4) 面耐力の算定 断面の曲げ耐力はコンクリート部分及び鉄筋部分を適切に分割して求めた応力度－ひずみ関係式を用いた水平力と水平変位の関係により求める。 以下に断面の曲げ耐力を求める計算の概要を述べる。曲げ耐力は軸力Nを受ける場合を想定してN－M関係を考慮した条件で計算する。	(4) 面耐力の算定 断面の曲げ耐力はコンクリート部分及び鉄筋部分を適切に分割して求めた応力度－ひずみ関係式を用いた水平力と水平変位の関係により求める。 以下に断面の曲げ耐力を求める計算の概要を述べる。曲げ耐力は軸力Nを受ける場合を想定してN－M関係を考慮した条件で計算する。
a．コンクリート部分の分割 断面をn等分した細片に分割して計算する。 (a) 矩形断面	a．コンクリート部分の分割 断面をn等分した細片に分割して計算する。 (a) 矩形断面

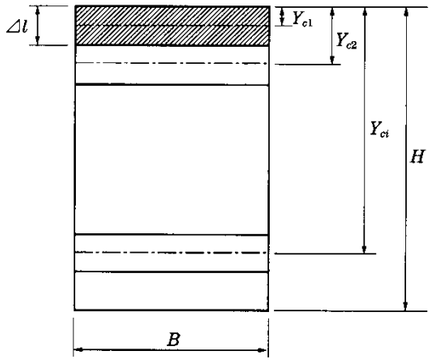
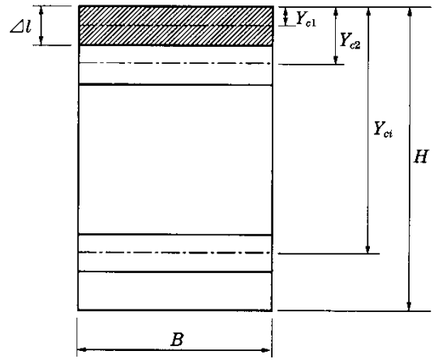

	

図-5.4.14 矩形断面の耐力算定用分割	**図-5.4.13** 矩形断面の耐力算定用分割
$\Delta l = \dfrac{H}{n}$ ····· (5.4.36)	$\Delta l = \dfrac{H}{n}$ ····· (5.4.36)
$\Delta A_i = \Delta l \cdot B \quad (i=1、2、3\cdots n)$ ····· (5.4.37)	$\Delta A_i = \Delta l \cdot B \quad (i=1、2、3\cdots n)$ ····· (5.4.37)
$Y_{ci} = (i-1) \cdot \Delta l + \dfrac{\Delta l}{2} \quad (i=1、2、3\cdots n)$ ····· (5.4.38)	$Y_{ci} = (i-1) \cdot \Delta l + \dfrac{\Delta l}{2} \quad (i=1、2、3\cdots n)$ ····· (5.4.38)
ここに、B ：断面幅（cm） H ：断面高（cm） n ：コンクリート断面の分割数 Δl ：コンクリート断面の細片の長さ（cm） ΔA_i ：〃 の断面積（cm^2） Y_{ci} ：圧縮縁からコンクリート細片図心までの距離（cm）	ここに、B ：断面幅（cm） H ：断面高（cm） n ：コンクリート断面の分割数 Δl ：コンクリート断面の細片の長さ（cm） ΔA_i ：〃 の断面積（cm^2） Y_{ci} ：圧縮縁からコンクリート細片図心までの距離（cm）

改定案	現行（手引き）
(b) 円形断面	(b) 円形断面

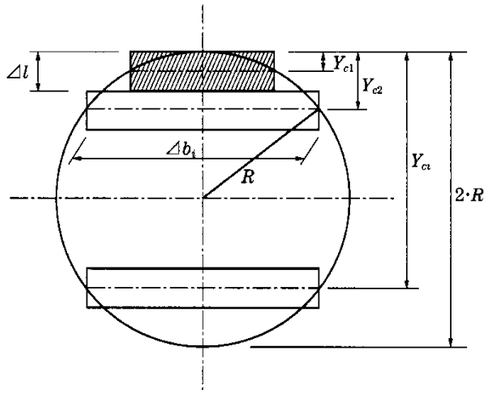


図-5.4.15　円形断面の耐力算定用分割

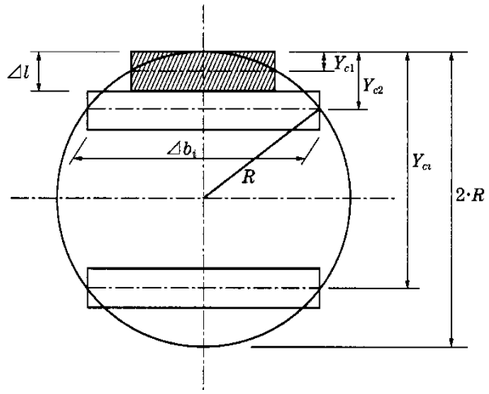


図-5.4.14　円形断面の耐力算定用分割

$$\Delta l = \frac{2 \cdot R}{n} \quad \cdots\cdots (5.4.39)$$

$$Y_{ci} = (i-1) \cdot \Delta l + \frac{\Delta l}{2} \quad (i=1、2、3 \cdots n) \quad \cdots\cdots (5.4.40)$$

$$\Delta b_i = 2 \cdot \sqrt{R^2 - (Y_{ci} - R)^2} \quad (i=1、2、3 \cdots n) \quad \cdots\cdots (5.4.41)$$

$$\Delta A_i = \Delta l \cdot \Delta b_i \quad (i=1、2、3 \cdots n) \cdots\cdots (5.4.42)$$

ここに、　R ：コンクリート断面の半径（cm）
n ：コンクリート断面の分割数
Δl ：コンクリート断面の細片の高さ（cm）
Δb_i ：〃　の幅（cm）
ΔA_i ：〃　の断面積（cm²）
Y_{ci} ：圧縮縁からコンクリート細片までの距離（cm）

$$\Delta l = \frac{2 \cdot R}{n} \quad \cdots\cdots (5.4.39)$$

$$Y_{ci} = (i-1) \cdot \Delta l + \frac{\Delta l}{2} \quad (i=1、2、3 \cdots n) \quad \cdots\cdots (5.4.40)$$

$$\Delta b_i = 2 \cdot \sqrt{R^2 - (Y_{ci} - R)^2} \quad (i=1、2、3 \cdots n) \quad \cdots\cdots (5.4.41)$$

$$\Delta A_i = \Delta l \cdot \Delta b_i \quad (i=1、2、3 \cdots n) \cdots\cdots (5.4.42)$$

ここに、　R ：コンクリート断面の半径（cm）
n ：コンクリート断面の分割数
Δl ：コンクリート断面の細片の高さ（cm）
Δb_i ：〃　の幅（cm）
ΔA_i ：〃　の断面積（cm²）
Y_{ci} ：圧縮縁からコンクリート細片までの距離（cm）

b．軸方向主鉄筋
(a) 矩形断面

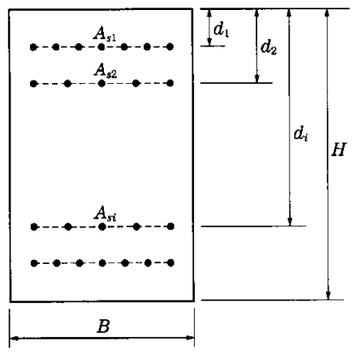


図-5.4.16　軸方向主鉄筋（矩形断面）

b．軸方向主鉄筋
(a) 矩形断面

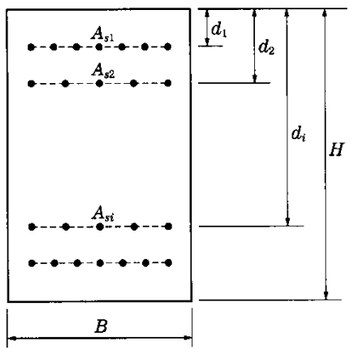


図-5.4.15　軸方向主鉄筋（矩形断面）

改定案	現行（手引き）

改定案

ここに、　B　：断面幅（cm）

H　：断面高（cm）

d_i　：圧縮縁から鉄筋図心までの距離（cm）

A_{si}　：鉄筋量（cm²）（i＝1、2、3…n_d）

n_d　：鉄筋の配置段数

軸方向鉄筋は、主鉄筋と側鉄筋に分けて考える。

主鉄筋は、圧縮鉄筋、引張鉄筋にそれぞれ圧縮縁からの距離と、その位置での鉄筋量を与える。

(b) 円形断面

円形断面は、円周上に均等に分布する帯状の鉄筋として扱い、円周上を等分割した細片として計算する。

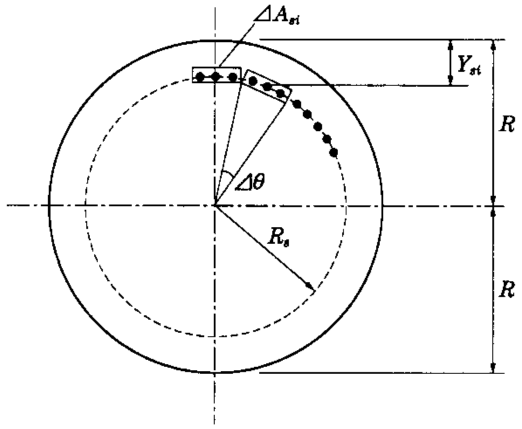


図-5.4.17　円形断面の鉄筋

$$\varDelta\theta=\frac{2\pi}{n_s} \quad \cdots\cdots (5.4.43)$$

$$\varDelta A_{si}=\frac{A_s}{n_s} \quad \cdots\cdots (5.4.44)$$

$$Y_{si}=(R-R_s)+(R_s-R_s\cdot\cos\theta_i) \quad \cdots\cdots (5.4.45)$$

$$\theta_i=(i-1)\cdot\varDelta\theta+\frac{\varDelta\theta}{2} \quad (i=1、2、3\cdots n) \quad \cdots\cdots (5.4.46)$$

ここに、　Δθ　：分割角度（rad）

A_s　：全鉄筋量（cm²）

ΔA_{si}　：全鉄筋細片の断面積（cm²）

Y_{si}　：圧縮縁から細片図心までの距離（cm）

n_s　：分割数

R_s　：円形断面中心から円周上に均等に分布する鉄筋までの距離（cm）　θ_i

：圧縮縁から直角に引いた円形断面中心線からi番目の細片の円形断面中心線からの角度(°)

現行（手引き）

ここに、　B　：断面幅（cm）

H　：断面高（cm）

d_i　：圧縮縁から鉄筋図心までの距離（cm）

A_{si}　：鉄筋量（cm²）（i＝1、2、3…n_d）

n_d　：鉄筋の配置段数

軸方向鉄筋は、主鉄筋と側鉄筋に分けて考える。

主鉄筋は、圧縮鉄筋、引張鉄筋にそれぞれ圧縮縁からの距離と、その位置での鉄筋量を与える。

(b) 円形断面

円形断面は、円周上に均等に分布する帯状の鉄筋として扱い、円周上を等分割した細片として計算する。

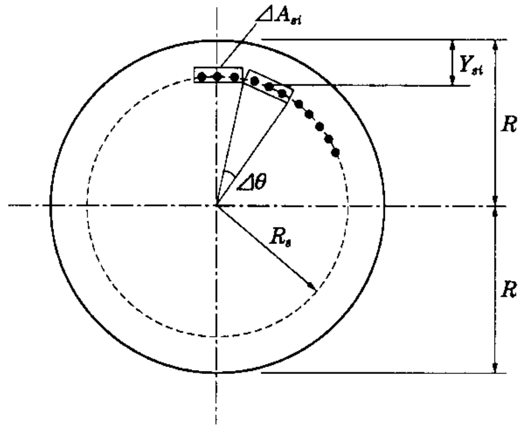


図-5.4.16　円形断面の鉄筋

$$\varDelta\theta=\frac{2\pi}{n_s} \quad \cdots\cdots (5.4.43)$$

$$\varDelta A_{si}=\frac{A_s}{n_s} \quad \cdots\cdots (5.4.44)$$

$$Y_{si}=(R-R_s)+(R_s-R_s\cdot\cos\theta_i) \quad \cdots\cdots (5.4.45)$$

$$\theta_i=(i-1)\cdot\varDelta\theta+\frac{\varDelta\theta}{2} \quad (i=1、2、3\cdots n) \quad \cdots\cdots (5.4.46)$$

ここに、　Δθ　：分割角度（rad）

A_s　：全鉄筋量（cm²）

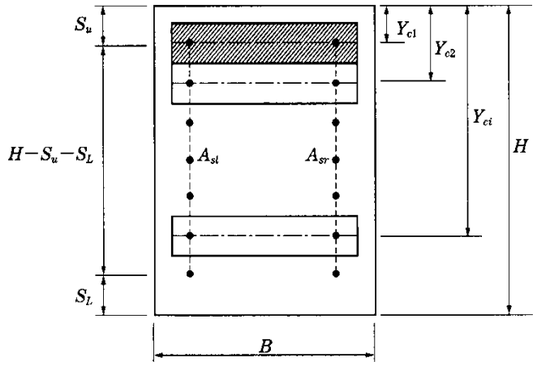
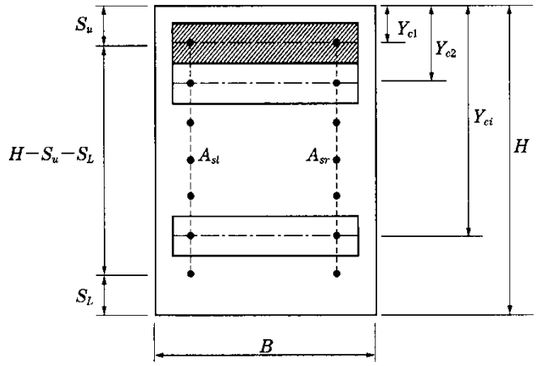
ΔA_{si}　：全鉄筋細片の断面積（cm²）

Y_{si}　：圧縮縁から細片図心までの距離（cm）

n_s　：分割数

R_s　：円形断面中心から円周上に均等に分布する鉄筋までの距離（cm）　θ_i

：圧縮縁から直角に引いた円形断面中心線からi番目の細片の円形断面中心線からの角度(°)

改定案	現行（手引き）
c．側鉄筋 側鉄筋は、均等に分布する帯状の鉄筋として扱う。 コンクリートの分割長 Δl になる分割数を決定し、側鉄筋を細片に分割する。	c．側鉄筋 側鉄筋は、均等に分布する帯状の鉄筋として扱う。 コンクリートの分割長 Δl になる分割数を決定し、側鉄筋を細片に分割する。
 図-5.4.18　側鉄筋	 図-5.4.17　側鉄筋
$n_s = \dfrac{H - S_u - S_L}{\Delta l}$ ……（5.4.47）	$n_s = \dfrac{H - S_u - S_L}{\Delta l}$ ……（5.4.47）
$\Delta l_s = \dfrac{H - S_u - S_L}{n_s}$ ……（5.4.48）	$\Delta l_s = \dfrac{H - S_u - S_L}{n_s}$ ……（5.4.48）
$\Delta A_{ss} = (A_{sl} + A_{sr}) \cdot \dfrac{\Delta l_s}{H - S_u - S_L}$ ……（5.4.49）	$\Delta A_{ss} = (A_{sl} + A_{sr}) \cdot \dfrac{\Delta l_s}{H - S_u - S_L}$ ……（5.4.49）
$Y_{ci} = S_u + (i-1) \cdot \Delta l_s + \dfrac{\Delta l_s}{2}$　（i=1、2、3…n_s）……（5.4.50）	$Y_{ci} = S_u + (i-1) \cdot \Delta l_s + \dfrac{\Delta l_s}{2}$　（i=1、2、3…n_s）……（5.4.50）
ここに、　B　：断面幅（cm） H　：断面高（cm） S_u　：断面圧縮側の鉄筋無効長（cm） S_L　：断面引張側の鉄筋無効長（cm） A_{sl}　：左側鉄筋の全鉄筋量（cm²） $\dfrac{A_{sl}}{H - S_u - S_L}$ の鉄筋量が（$H - S_u - S_L$）の幅に均等に分布しているものとする。 A_{sr}　：右側鉄筋の全鉄筋量（cm²） $\dfrac{A_{sr}}{H - S_u - S_L}$ の鉄筋量が（$H - S_u - S_L$）の幅に均等に分布しているものとする。 Δl　：コンクリート分割長（cm） n_s　：側鉄筋の分割数 Δl_s　：　〃　分割長（cm） ΔA_{ss}　：　〃　細片の断面積（cm²） Y_{ci}　：圧縮縁からコンクリート細片までの距離（cm）	ここに、　B　：断面幅（cm） H　：断面高（cm） S_u　：断面圧縮側の鉄筋無効長（cm） S_L　：断面引張側の鉄筋無効長（cm） A_{sl}　：左側鉄筋の全鉄筋量（cm²） $\dfrac{A_{sl}}{H - S_u - S_L}$ の鉄筋量が（$H - S_u - S_L$）の幅に均等に分布しているものとする。 A_{sr}　：右側鉄筋の全鉄筋量（cm²） $\dfrac{A_{sr}}{H - S_u - S_L}$ の鉄筋量が（$H - S_u - S_L$）の幅に均等に分布しているものとする。 Δl　：コンクリート分割長（cm） n_s　：側鉄筋の分割数 Δl_s　：　〃　分割長（cm） ΔA_{ss}　：　〃　細片の断面積（cm²） Y_{ci}　：圧縮縁からコンクリート細片までの距離（cm）

改定案	現行（手引き）
d．応力度 (a) コンクリート コンクリートの各細片位置でのひずみを与えて、$\sigma - \varepsilon$ 曲線より応力度分布を求める。	d．応力度 (a) コンクリート コンクリートの各細片位置でのひずみを与えて、$\sigma - \varepsilon$ 曲線より応力度分布を求める。

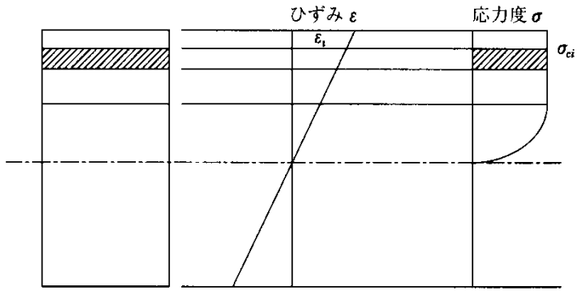
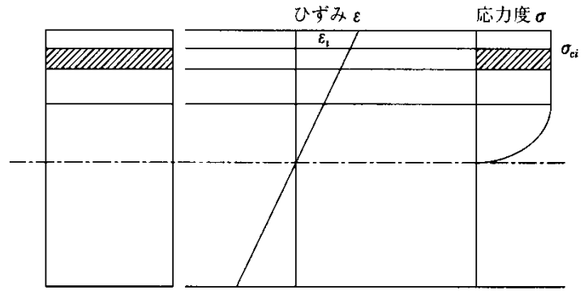

	

図-5.4.19　応力度分布	図-5.4.18　応力度分布
(b) 主鉄筋 軸方向主鉄筋位置でのひずみ ε_{si} を与えて、主鉄筋の $\sigma - \varepsilon$ 曲線より応力度 σ_{si} を求める。	(b) 主鉄筋 軸方向主鉄筋位置でのひずみ ε_{si} を与えて、主鉄筋の $\sigma - \varepsilon$ 曲線より応力度 σ_{si} を求める。

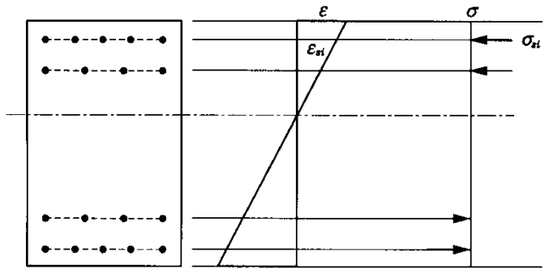
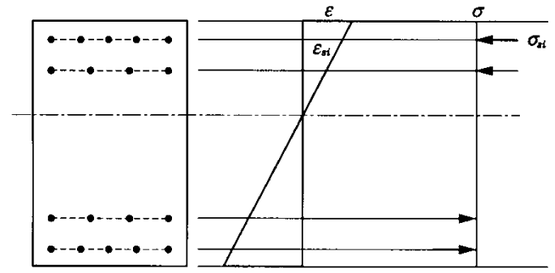

	

図-5.4.20　応力度 σ_{si}	図-5.4.19　応力度 σ_{si}
(c) 側鉄筋 側鉄筋の各細片位置でのひずみ ε_{ssi} を与えて、主鉄筋の $\sigma - \varepsilon$ 曲線より応力度 σ_{ssi} を求める。	(c) 側鉄筋 側鉄筋の各細片位置でのひずみ ε_{ssi} を与えて、主鉄筋の $\sigma - \varepsilon$ 曲線より応力度 σ_{ssi} を求める。

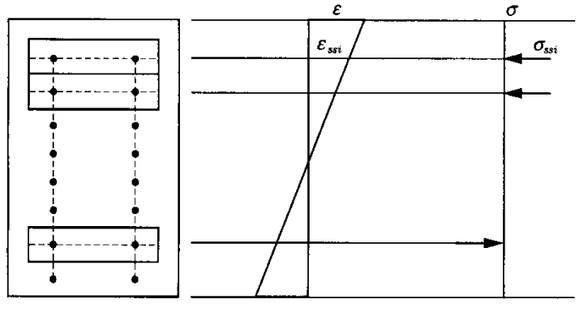
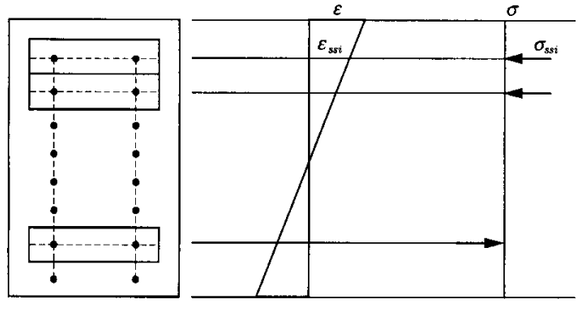

	

図-5.4.21　応力度 σ_{ssi}	図-5.4.20　応力度 σ_{ssi}

改定案

e．断面の曲げ耐力

(a) コンクリートの圧縮力C

$$C=\sum_{i=1}^{n}\Delta A_i\cdot\sigma_{ci}\ \text{(N)} \quad \cdots\cdots (5.4.51)$$

ここに、　ΔA_i　：細片の面積（mm²）

σ_{ci}　：細片の中心でのコンクリートの応力度（N/mm²）

n　：コンクリート断面の分割数

(b) 軸方向主鉄筋T_1

$$T_1=\sum_{i=1}^{nd}A_{si}\cdot\sigma_{si}\ \text{(N)} \quad \cdots\cdots (5.4.52)$$

ここに、　A_{si}　：各段の主鉄筋の断面積（mm²）

σ_{si}　：　〃　の応力度（N/mm²）

n_d　：主鉄筋の配置段数

(c) 側鉄筋T_2

$$T_2=\sum_{i=1}^{ns}\Delta A_{ss}\cdot\sigma_{ssi}\ \text{(N)} \quad \cdots\cdots (5.4.53)$$

ここに、　ΔA_{ss}　：細片の面積（mm²）

σ_{ssi}　：細片の中心での応力度（N/mm²）

n_s　：側鉄筋の分割数

(d) 断面耐力

作用軸力Nと内力$C+T_1+T_2$がつり合う中立軸Xを求めれば、曲げ耐力M_yは、

$$N=C+T_1+T_2 \quad \cdots\cdots (5.4.54)$$

$$M_y=\sum_{i=1}^{n}\Delta A_i\cdot\sigma_{ci}(Y_0-Y_{ci})+\sum_{i=1}^{n_d}A_{si}\cdot\sigma_{si}(Y_0-Y_{si})+\sum_{i=1}^{n_s}\Delta A_{ss}\cdot\sigma_{ssi}(Y_0-Y_{ssi}) \quad \cdots\cdots (5.4.55)$$

より求まる。

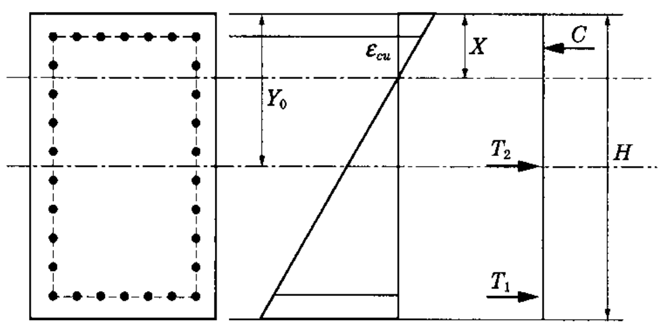


図-5.4.22　終局曲げ耐力

現行（手引き）

e．断面の曲げ耐力

(a) コンクリートの圧縮力C

$$C=\sum_{i=1}^{n}\Delta A_i\cdot\sigma_{ci}\ \text{(N)} \quad \cdots\cdots (5.4.51)$$

ここに、　ΔA_i　：細片の面積（mm²）

σ_{ci}　：細片の中心でのコンクリートの応力度（N/mm²）

n　：コンクリート断面の分割数

(b) 軸方向主鉄筋T_1

$$T_1=\sum_{i=1}^{nd}A_{si}\cdot\sigma_{si}\ \text{(N)} \quad \cdots\cdots (5.4.52)$$

ここに、　A_{si}　：各段の主鉄筋の断面積（mm²）

σ_{si}　：　〃　の応力度（N/mm²）

n_d　：主鉄筋の配置段数

(c) 側鉄筋T_2

$$T_2=\sum_{i=1}^{ns}\Delta A_{ss}\cdot\sigma_{ssi}\ \text{(N)} \quad \cdots\cdots (5.4.53)$$

ここに、　ΔA_{ss}　：細片の面積（mm²）

σ_{ssi}　：細片の中心での応力度（N/mm²）

n_s　：側鉄筋の分割数

(d) 断面耐力

作用軸力Nと内力$C+T_1+T_2$がつり合う中立軸Xを求めれば、曲げ耐力M_yは、

$$N=C+T_1+T_2 \quad \cdots\cdots (5.4.54)$$

$$M_y=\sum_{i=1}^{n}\Delta A_i\cdot\sigma_{ci}(Y_0-Y_{ci})+\sum_{i=1}^{n_d}A_{si}\cdot\sigma_{si}(Y_0-Y_{si})+\sum_{i=1}^{n_s}\Delta A_{ss}\cdot\sigma_{ssi}(Y_0-Y_{ssi}) \quad \cdots\cdots (5.4.55)$$

より求まる。

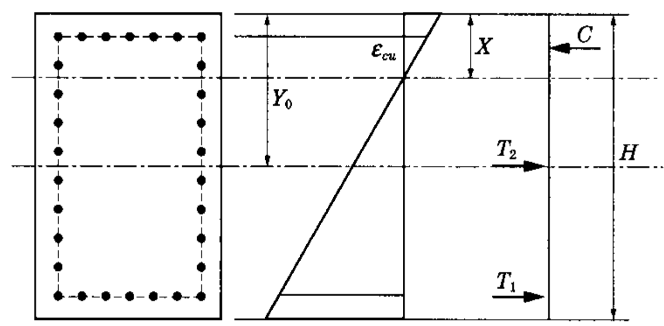
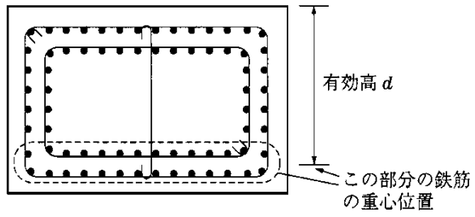
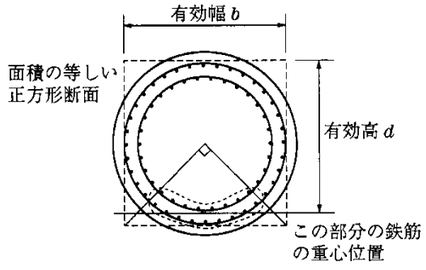
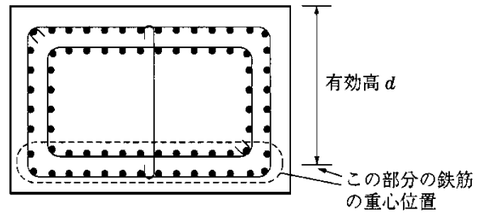
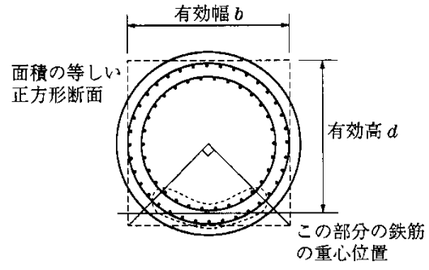


図-5.4.21　終局曲げ耐力

改定案	現行（手引き）
ｆ．せん断耐力P_sの計算 終局水平耐力時に各塑性ヒンジ点に発生するせん断力と各塑性ヒンジ点でのせん断耐力を求める。 せん断耐力は次式により求めるが、詳細は「**5.4.6せん断耐力**」を参照する。 $P_s=S_c+S_s$ ……(5.4.56) ここに、 S_c ：コンクリートが負担するせん断耐力（N） S_s ：帯鉄筋が負担するせん断耐力（N） $S_c=c_c\cdot c_e\cdot c_{pt}\cdot \tau_c\cdot b\cdot d$ ……(5.4.57) $S_s=\dfrac{A_w\cdot \sigma_{sy}\cdot d(\sin\theta+\cos\theta)}{1.15a}$ ……(5.4.58) **表-5.4.1～表-5.4.4**を用いるに当たって、コンクリートの設計基準強度、断面の有効高、軸方向引張鉄筋比が表に示した値の中間にある場合は、線形補間によってτ_c、c_e、c_{pt}を求めてよい。 (a) 有効高dの取り方 部材断面の有効高dの取り方を、矩形断面、円形断面及び中空矩形断面の場合について、**図-5.4.23**、**図-5.4.24**に示す。矩形断面では、有効高は圧縮縁から側方鉄筋を無視した引張鉄筋の重心位置までの距離とする。円形断面では、円形断面を面積の等しい正方形断面に置き換え、置き換えられた正方形断面の圧縮縁から、引張鉄筋の重心位置までの距離を有効高とする。なお、円形断面での幅の取り方としては面積の等しい正方形断面の幅とする。 ア．矩形断面での有効高d  **図-5.4.23** 有効高 イ．円形断面での有効高d及び有効幅 b 鉄筋は全鉄筋量、A_sが円周上に均一に分布しているものとする。  **図-5.4.24** 有効高及び有効幅	ｆ．せん断耐力P_sの計算 終局水平耐力時に各塑性ヒンジ点に発生するせん断力と各塑性ヒンジ点でのせん断耐力を求める。 せん断耐力は次式により求めるが、詳細は「**5.4.6せん断耐力**」を参照する。 $P_s=S_c+S_s$ ……(5.4.56) ここに、 S_c ：コンクリートが負担するせん断耐力（N） S_s ：帯鉄筋が負担するせん断耐力（N） $S_c=c_c\cdot c_e\cdot c_{pt}\cdot \tau_c\cdot b\cdot d$ ……(5.4.57) $S_s=\dfrac{A_w\cdot \sigma_{sy}\cdot d(\sin\theta+\cos\theta)}{1.15a}$ ……(5.4.58) **表-5.4.1～表-5.4.4**を用いるに当たって、コンクリートの設計基準強度、断面の有効高、軸方向引張鉄筋比が表に示した値の中間にある場合は、線形補間によってτ_c、c_e、c_{pt}を求めてよい。 (a) 有効高dの取り方 部材断面の有効高dの取り方を、矩形断面、円形断面及び中空矩形断面の場合について、**図-5.4.22**、**図-5.4.23**に示す。矩形断面では、有効高は圧縮縁から側方鉄筋を無視した引張鉄筋の重心位置までの距離とする。円形断面では、円形断面を面積の等しい正方形断面に置き換え、置き換えられた正方形断面の圧縮縁から、引張鉄筋の重心位置までの距離を有効高とする。なお、円形断面での幅の取り方としては面積の等しい正方形断面の幅とする。 ア．矩形断面での有効高d  **図-5.4.22** 有効高 イ．円形断面での有効高d及び有効幅 b 鉄筋は全鉄筋量、A_sが円周上に均一に分布しているものとする。  **図-5.4.23** 有効高及び有効幅

改定案	現行（手引き）
(b) 引張鉄筋比p_t ア. 矩形断面での引張鉄筋A_{st} 引張側の断面高1/2の範囲にある鉄筋を引張側鉄筋とする。	(b) 引張鉄筋比p_t ア. 矩形断面での引張鉄筋A_{st} 引張側の断面高1/2の範囲にある鉄筋を引張側鉄筋とする。

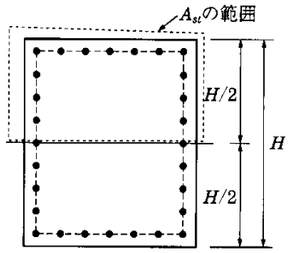
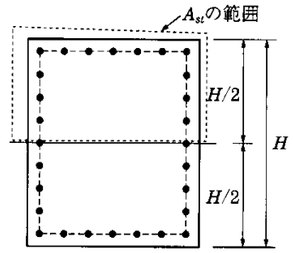

	

図-5.4.25　引張鉄筋	図-5.4.24　引張鉄筋
イ. 円形断面での引張鉄筋A_{st} 総鉄筋量の1/4を引張鉄筋とする。	イ. 円形断面での引張鉄筋A_{st} 総鉄筋量の1/4を引張鉄筋とする。

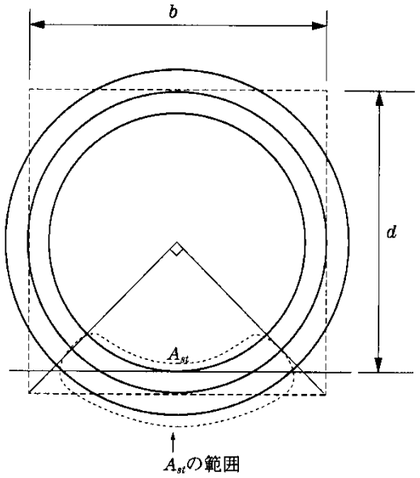
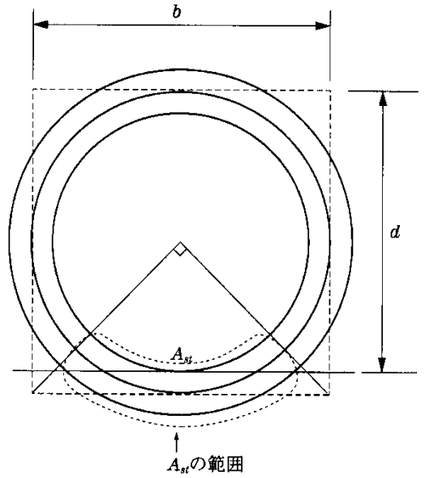

	

図-5.4.26　円形断面での引張鉄筋	図-5.4.25　円形断面での引張鉄筋
$A_{st}=\frac{A_s}{4}$ ……(5.4.59) ここに、　A_s　　：全鉄筋量（cm²）	$A_{st}=\frac{A_s}{4}$ ……(5.4.59) ここに、　A_s　　：全鉄筋量（cm²）
ウ. 引張鉄筋比p_t 引張鉄筋比p_tは、次式より求める。	ウ. 引張鉄筋比p_t 引張鉄筋比p_tは、次式より求める。
$p_t=\frac{A_{st}}{b\cdot d}$ ……(5.4.60)	$p_t=\frac{A_{st}}{b\cdot d}$ ……(5.4.60)
最外縁の圧縮鉄筋位置でのひずみがコンクリートの終局ひずみε_{cu}になり、作用軸力Nと内力$C+T_1+T_2$がつり合う中立軸Xを求めれば、終局曲げ耐力M_uは、	最外縁の圧縮鉄筋位置でのひずみがコンクリートの終局ひずみε_{cu}になり、作用軸力Nと内力$C+T_1+T_2$がつり合う中立軸Xを求めれば、終局曲げ耐力M_uは、

改定案	現行（手引き）

$$N=C+T_1+T_2 \cdots\cdots (5.4.61)$$

$$M_u=\sum_{i=1}^{n}\Delta A_i\cdot\sigma_{ci}(Y_0-Y_{ci})+\sum_{i=1}^{nd}A_{si}\cdot\sigma_{si}(Y_0-Y_{si})+\sum_{i=1}^{ns}A_{ss}\cdot\sigma_{ssi}(Y_0-Y_{ssi}) \cdots\cdots (5.4.62)$$

より求まる。

g．断面耐力

軸力*N*が作用する場合、鉄筋降伏時曲げ耐力は、引張側最外側の鉄筋が降伏ひずみε_{sy}になるものとして耐力を求める。

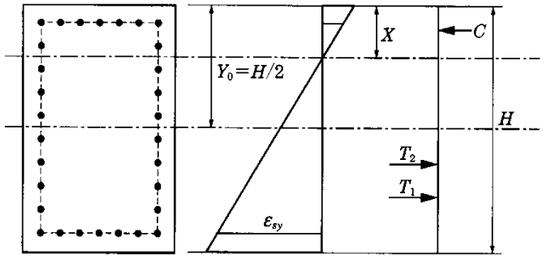


図-5.4.27　断面耐力

ここに、　$Y_0=\dfrac{H}{2}$　（矩形断面）

$Y_0=R$　（円形断面）

h．初期剛性の計算

固有周期及び地震時保有水平耐力の照査に用いる「初期剛性」は、骨組モデル（全断面有効）に死荷重を作用させ、各塑性ヒンジの発生する可能性がある箇所で生じている軸力に基づき求められる曲げモーメント*M*－φ関係より算出される「降伏剛性」とする。また、はり弾性域は、はり中央断面の*M*－φ関係より算出される降伏剛性とする。

(a) 降伏剛性

降伏剛性は以下の8箇所程度で算出することを標準とする。

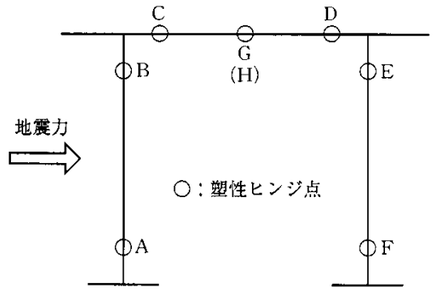


図-5.4.28　塑性ヒンジの想定位置

A：引張側柱下端部塑性ヒンジ点　　B：引張側柱上端部塑性ヒンジ点
C：はり端部下面引張部塑性ヒンジ点　D：はり端部上面引張部塑性ヒンジ点
E：圧縮側柱上端部塑性ヒンジ点　　F：圧縮側柱下端部塑性ヒンジ点
G：はり中央下面引張部　　H：はり中央上面引張部

$$N=C+T_1+T_2 \cdots\cdots (5.4.61)$$

$$M_u=\sum_{i=1}^{n}\Delta A_i\cdot\sigma_{ci}(Y_0-Y_{ci})+\sum_{i=1}^{nd}A_{si}\cdot\sigma_{si}(Y_0-Y_{si})+\sum_{i=1}^{ns}A_{ss}\cdot\sigma_{ssi}(Y_0-Y_{ssi}) \cdots\cdots (5.4.62)$$

より求まる。

g．断面耐力

軸力*N*が作用する場合、鉄筋降伏時曲げ耐力は、引張側最外側の鉄筋が降伏ひずみε_{sy}になるものとして耐力を求める。

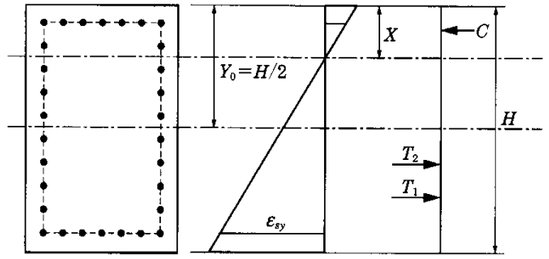


図-5.4.26　断面耐力

ここに、　$Y_0=\dfrac{H}{2}$　（矩形断面）

$Y_0=R$　（円形断面）

h．初期剛性の計算

固有周期及び地震時保有水平耐力の照査に用いる「初期剛性」は、骨組モデル（全断面有効）に死荷重を作用させ、各塑性ヒンジの発生する可能性がある箇所で生じている軸力に基づき求められる曲げモーメント*M*－φ関係より算出される「降伏剛性」とする。また、はり弾性域は、はり中央断面の*M*－φ関係より算出される降伏剛性とする。

(a) 降伏剛性

降伏剛性は以下の8箇所程度で算出することを標準とする。

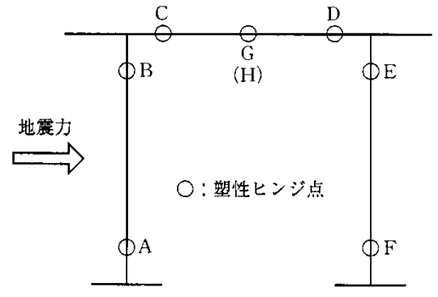


図-5.4.27　塑性ヒンジの想定位置

A：引張側柱下端部塑性ヒンジ点　　B：引張側柱上端部塑性ヒンジ点
C：はり端部下面引張部塑性ヒンジ点　D：はり端部上面引張部塑性ヒンジ点
E：圧縮側柱上端部塑性ヒンジ点　　F：圧縮側柱下端部塑性ヒンジ点
G：はり中央下面引張部　　H：はり中央上面引張部

改定案	現行（手引き）
降伏剛性は、全断面有効とした骨組モデルに死荷重を作用させ、各降伏剛性算出箇所に生じる軸力に基づき、最外縁引張鉄筋が降伏する場合の曲げモーメントM_yと曲率ϕ_yより算出する。	降伏剛性は、全断面有効とした骨組モデルに死荷重を作用させ、各降伏剛性算出箇所に生じる軸力に基づき、最外縁引張鉄筋が降伏する場合の曲げモーメントM_yと曲率ϕ_yより算出する。

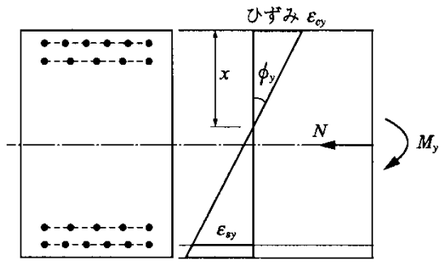


図-5.4.29　降伏曲げモーメントM_yと曲率ϕ_yの算定

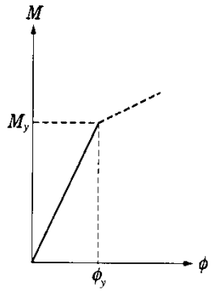


図-5.4.30　降伏曲げモーメントM_yと曲率ϕ_y

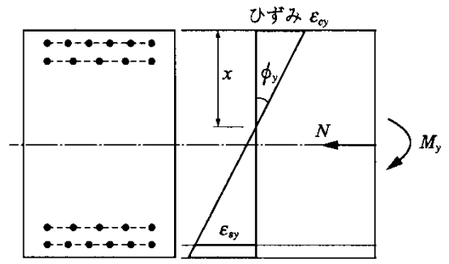


図-5.4.28　降伏曲げモーメントM_yと曲率ϕ_yの算定

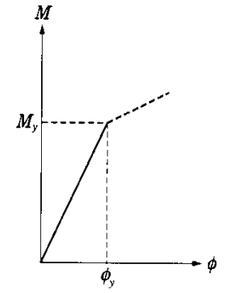


図-5.4.29　降伏曲げモーメントM_yと曲率ϕ_y

ε_{sy}　：鉄筋の降伏ひずみ
ε_c　：コンクリートの圧縮ひずみ
x　：中立軸（cm）
N　：作用軸力（kN）
M_y　：鉄筋降伏時の曲げ耐力（kN・m）

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_c}{x} \quad (\mathrm{m}^{-1}) \cdots\cdots (5.4.63)$$

$$EI = \frac{M_y}{\phi_y} \quad (\mathrm{kN \cdot m^2}) \cdots\cdots (5.4.64)$$

EI　：降伏剛性

(b) 塑性回転モデルの採用（はりにハンチの影響を考慮する場合）

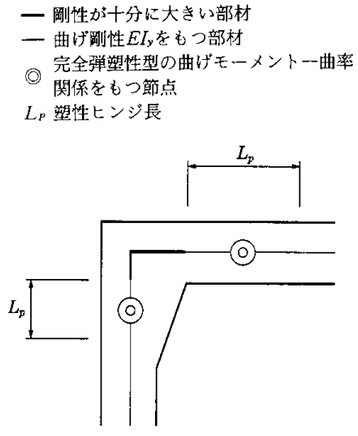


図-5.4.31　ハンチの影響

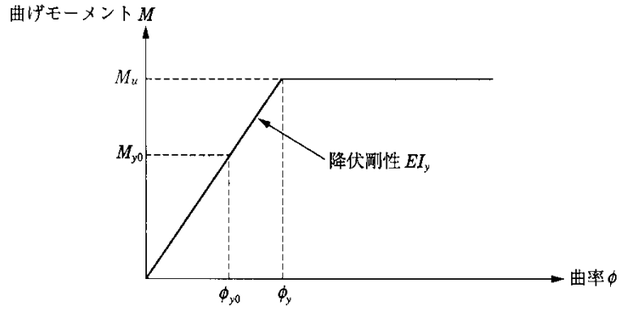


図-5.4.32　塑性回転ばねモデル（完全弾塑性型）

(b) 塑性回転モデルの採用（はりにハンチの影響を考慮する場合）

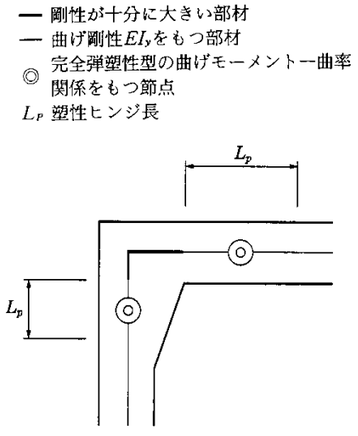


図-5.4.30　ハンチの影響

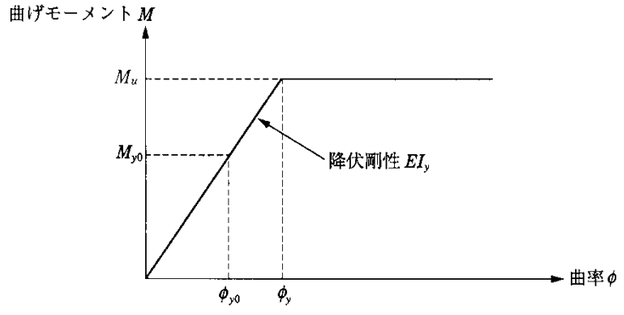
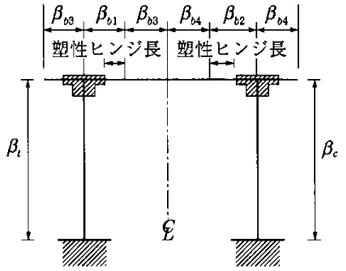
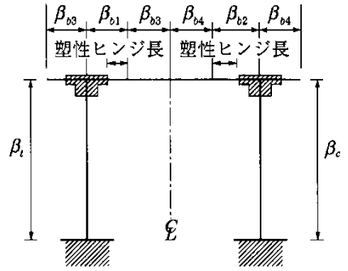


図-5.4.31　塑性回転ばねモデル（完全弾塑性型）

改定案	現行（手引き）
(c) 初期剛性 初期剛性、降伏剛性算出箇所で求まった降伏剛性と、その位置での全断面有効の剛性との比（低下係数)を求め、各部材の全断面有効の剛性を低下係数を用いて低減する。 低下係数の部材適用範囲は、**図-5.4.33**のとおりである。	(c) 初期剛性 初期剛性、降伏剛性算出箇所で求まった降伏剛性と、その位置での全断面有効の剛性との比（低下係数)を求め、各部材の全断面有効の剛性を低下係数を用いて低減する。 低下係数の部材適用範囲は、**図-5.4.32**のとおりである。
 **図-5.4.33** 剛性低下係数の部材適用範囲	 **図-5.4.32** 剛性低下係数の部材適用範囲
β_t ：引張側柱剛性低下係数 β_c ：圧縮側柱剛性低下係数 β_{b1} ：はり端部（下面引張)剛性低下係数 β_{b2} ：はり端部（上面引張)剛性低下係数 β_{b3} ：はり中央部（下面引張)剛性低下係数 β_{b4} ：はり中央部（上面引張)剛性低下係数	β_t ：引張側柱剛性低下係数 β_c ：圧縮側柱剛性低下係数 β_{b1} ：はり端部（下面引張)剛性低下係数 β_{b2} ：はり端部（上面引張)剛性低下係数 β_{b3} ：はり中央部（下面引張)剛性低下係数 β_{b4} ：はり中央部（上面引張)剛性低下係数
各降伏剛性算出位置（位置図)の低下係数を、β_a～β_fとすれば、初期剛性算出時の低下係数は、 $\beta_t = \dfrac{\beta_a + \beta_b}{2}$ ……(5.4.65) $\beta_c = \dfrac{\beta_e + \beta_f}{2}$ ……(5.4.66) ここに、$\beta_{b1}=\beta_c$、$\beta_{b2}=\beta_d$、$\beta_{b3}=\beta_e$、$\beta_{b4}=\beta_f$ で与えられる。	各降伏剛性算出位置（位置図)の低下係数を、β_a～β_fとすれば、初期剛性算出時の低下係数は、 $\beta_t = \dfrac{\beta_a + \beta_b}{2}$ ……(5.4.65) $\beta_c = \dfrac{\beta_e + \beta_f}{2}$ ……(5.4.66) ここに、$\beta_{b1}=\beta_c$、$\beta_{b2}=\beta_d$、$\beta_{b3}=\beta_e$、$\beta_{b4}=\beta_f$ で与えられる。
ｉ．固有周期の計算 設計振動単位が、1基の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合は、以下の条件で固有周期を計算する。 $T = 2.01\sqrt{\delta}$ ……(5.4.67) ここに、 T ：設計振動単位の固有周期(s) δ ：耐震設計上の地盤面より上にある下部構造の重量の80%と、それが支持している上部構造部分全重量に相当する力を、慣性力の作用方向に作用させた場合の上部構造の慣性力の作用位置における変位（m）	ｉ．固有周期の計算 設計振動単位が、1基の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合は、以下の条件で固有周期を計算する。 $T = 2.01\sqrt{\delta}$ ……(5.4.67) ここに、 T ：設計振動単位の固有周期(s) δ ：耐震設計上の地盤面より上にある下部構造の重量の80%と、それが支持している上部構造部分全重量に相当する力を、慣性力の作用方向に作用させた場合の上部構造の慣性力の作用位置における変位（m）

改定案	現行（手引き）
(a) 骨組モデル 固有周期計算用の骨組モデルは、次の2モデルを考慮する。	(a) 骨組モデル 固有周期計算用の骨組モデルは、次の2モデルを考慮する。

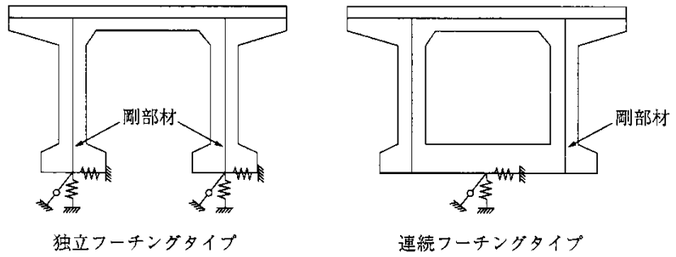
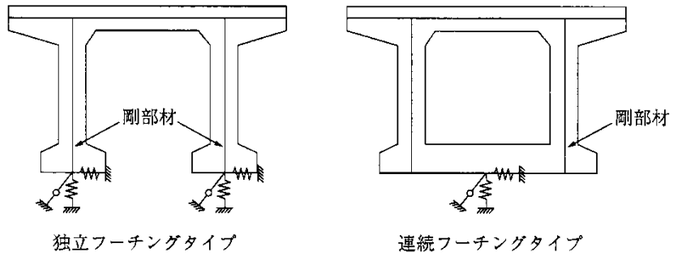

	

図-5.4.34　骨組モデル（固有周期計算用）	図-5.4.33　骨組モデル（固有周期計算用）
(b) 部材剛性 部材剛性は、降伏剛性より算出した初期剛性を用いる。	(b) 部材剛性 部材剛性は、降伏剛性より算出した初期剛性を用いる。
(c) 荷　重 固有周期計算用の荷重は、上部工死荷重反力、橋脚自重及び基礎自重を考慮する。	(c) 荷　重 固有周期計算用の荷重は、上部工死荷重反力、橋脚自重及び基礎自重を考慮する。
ア．上部工死荷重反力 上部工反力を水平力として載荷する。	ア．上部工死荷重反力 上部工反力を水平力として載荷する。

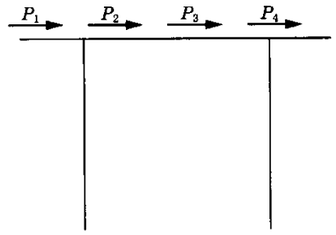
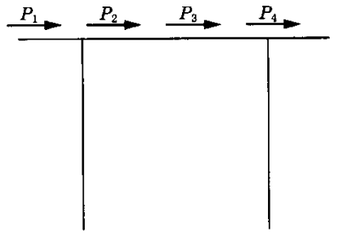

	

図-5.4.35　上部工死荷重反力	図-5.4.34　上部工死荷重反力
イ．自　重 橋脚自重は、重量の80%を水平力として載荷する。	イ．自　重 橋脚自重は、重量の80%を水平力として載荷する。

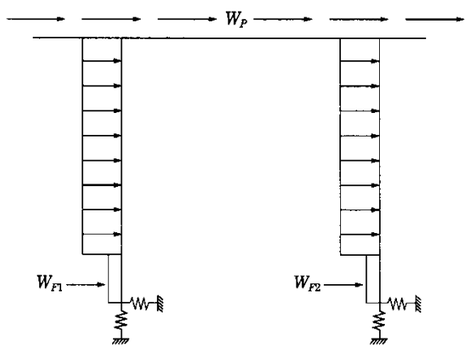
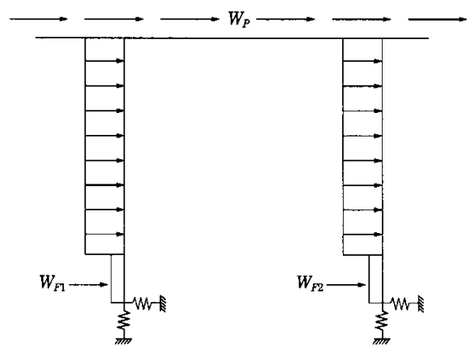

	

図-5.4.36　自重	図-5.4.35　自重

改定案

$W_P = A_c \cdot \gamma_c \cdot 0.8$ (kN /m) ···································· (5.4.68)

ここに、 A_c ：部材断面の断面積（m^2）

γ_c ：鉄筋コンクリートの単位体積重量（kN /m^3）

基礎重量相当分の水平荷重は、フーチング重量W_{F1}、W_{F2}（入力値）の80%を載荷する。

ウ．水平変位

固有周期計算のための変位は、以下より求める。

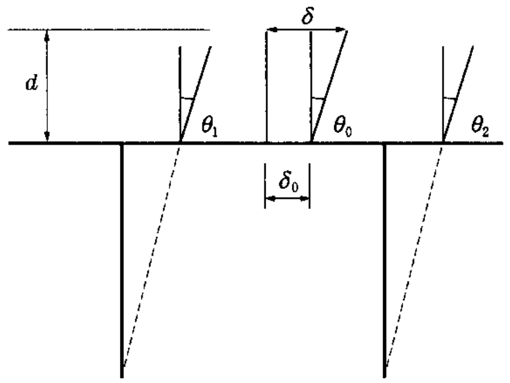


図-5.4.37 水平変位δ

δ ：上部工慣性力作用位置での水平変位（m）

d ：はり軸線から上部工慣性力位置までの距離（m）

δ_0 ：はり中央点でのはり軸線上の変位（m）

θ_1 ：左柱上端位置での回転角（rad）

θ_2 ：右柱上端位置での回転角（rad）

とすれば、δは次式より求まる。

$$\delta = \delta_0 + \theta_0 \cdot d \quad \cdots\cdots (5.4.69)$$

$$\theta_0 = \frac{(\theta_1 + \theta_2)}{2} \quad \cdots\cdots (5.4.70)$$

現行（手引き）

$W_P = A_c \cdot \gamma_c \cdot 0.8$ (kN /m) ···································· (5.4.68)

ここに、 A_c ：部材断面の断面積（m^2）

γ_c ：鉄筋コンクリートの単位体積重量（kN /m^3）

基礎重量相当分の水平荷重は、フーチング重量W_{F1}、W_{F2}（入力値）の80%を載荷する。

ウ．水平変位

固有周期計算のための変位は、以下より求める。

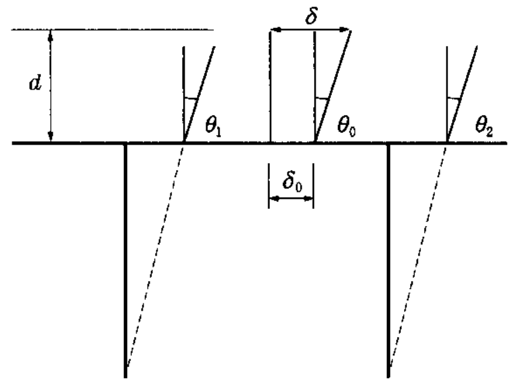


図-5.4.36 水平変位δ

δ ：上部工慣性力作用位置での水平変位（m）

d ：はり軸線から上部工慣性力位置までの距離（m）

δ_0 ：はり中央点でのはり軸線上の変位（m）

θ_1 ：左柱上端位置での回転角（rad）

θ_2 ：右柱上端位置での回転角（rad）

とすれば、δは次式より求まる。

$$\delta = \delta_0 + \theta_0 \cdot d \quad \cdots\cdots (5.4.69)$$

$$\theta_0 = \frac{(\theta_1 + \theta_2)}{2} \quad \cdots\cdots (5.4.70)$$

改定案	現行（手引き）
j．軸力－終局曲げモーメント相関曲線 塑性ヒンジの発生する可能性のある点（塑性ヒンジ点）での軸力Nと終局曲げモーメントM_uの相関を中立軸をいろいろ変化させて計算し、相関曲線を作成する。 (a) $N-M_u$の計算	j．軸力－終局曲げモーメント相関曲線 塑性ヒンジの発生する可能性のある点（塑性ヒンジ点）での軸力Nと終局曲げモーメントM_uの相関を中立軸をいろいろ変化させて計算し、相関曲線を作成する。 (a) $N-M_u$の計算

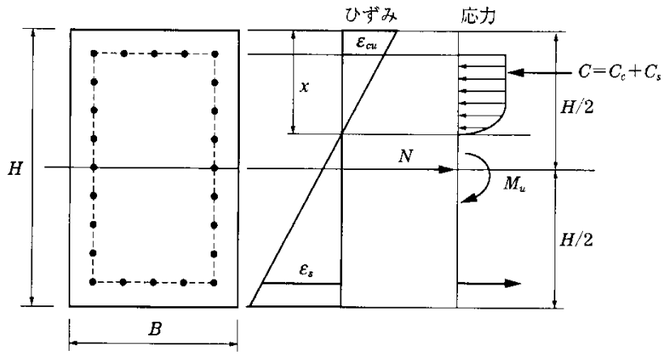
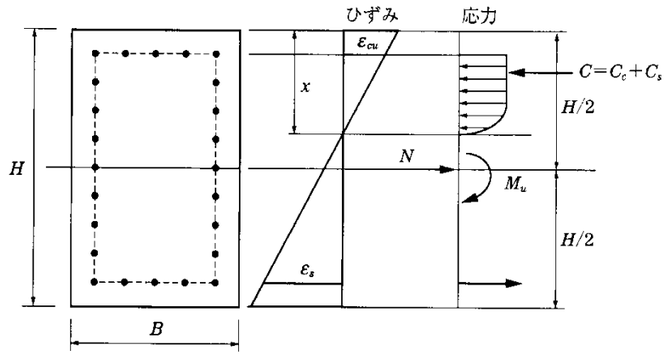

	

図-5.4.38　軸力N－終局曲げモーメントM_uの計算	図-5.4.37　軸力N－終局曲げモーメントM_uの計算
ア．圧縮側最外縁鉄筋位置でのコンクリートのひずみを終局ひずみε_{cu}とする。 イ．中立軸xを仮定し、ひずみ分布を求める。 ウ．応力度σ－ひずみεの関係から、応力度を求める。 エ．応力度σから断面図心（$H/2$位置）での断面に働く軸力N、曲げモーメンM_uを求める。	ア．圧縮側最外縁鉄筋位置でのコンクリートのひずみを終局ひずみε_{cu}とする。 イ．中立軸xを仮定し、ひずみ分布を求める。 ウ．応力度σ－ひずみεの関係から、応力度を求める。 エ．応力度σから断面図心（$H/2$位置）での断面に働く軸力N、曲げモーメンM_uを求める。
(b) $N-M_u$相関曲線 中立軸xをいろいろと変化させて、それぞれ$N-M_u$の関係を計算し、それぞれの点を直線で結んだ曲線を相関曲線とする。	(b) $N-M_u$相関曲線 中立軸xをいろいろと変化させて、それぞれ$N-M_u$の関係を計算し、それぞれの点を直線で結んだ曲線を相関曲線とする。

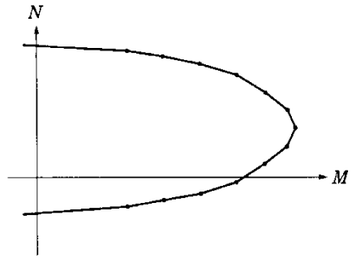
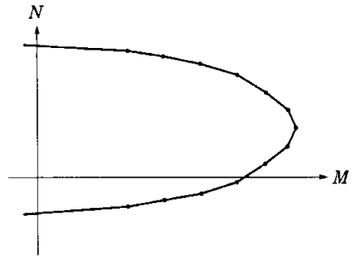
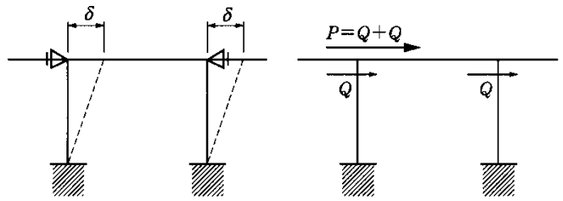
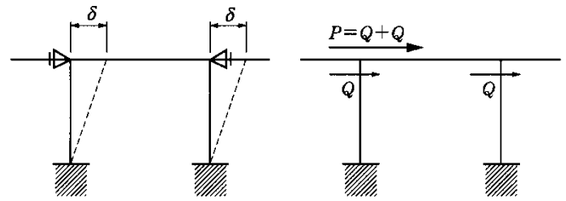
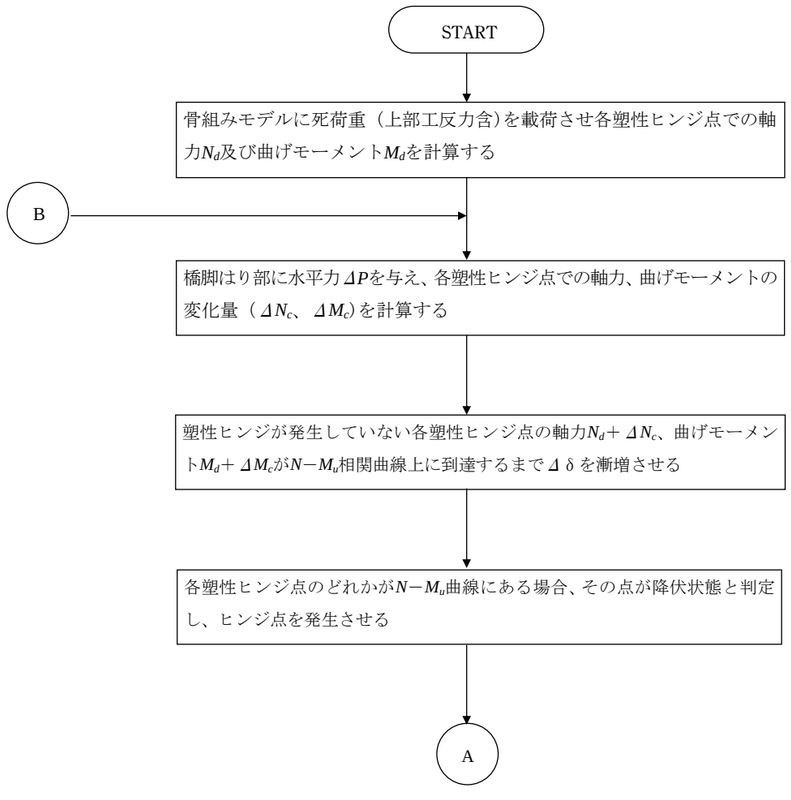
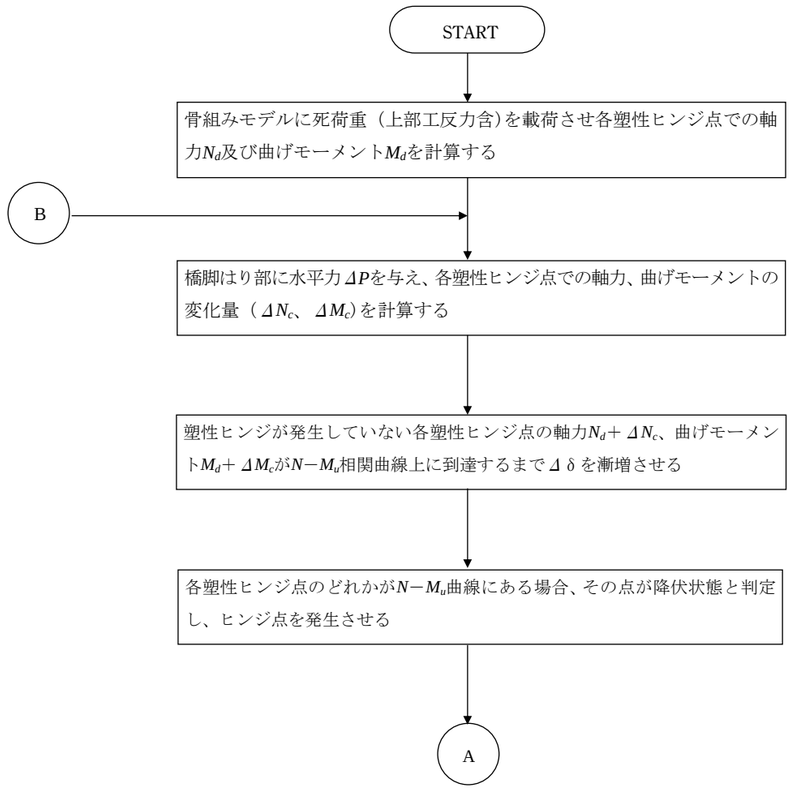

	

図-5.4.39　$N-M_u$相関曲線	図-5.4.38　$N-M_u$相関曲線

改定案	現行（手引き）
(5) 増分解析 増分解析により構造系全体の水平力と水平変位の関係を求める。 ラーメン橋やラーメン橋脚等の不静定構造物の場合、複数の塑性ヒンジが発生することから、部材の降伏状態を順次追跡して、構造物全体系の崩壊機構（メカニズム）を把握して、耐力、変位を求める必要がある。計算手順としては、上部構造の慣性力の作用位置において水平力を漸増させ、水平力－水平変位の関係から、構造物全体系の、降伏及び終局の耐力及び変位を順次求めるものである。以下にその算定方法を示す。	(5) 増分解析 増分解析により構造系全体の水平力と水平変位の関係を求める。 ラーメン橋やラーメン橋脚等の不静定構造物の場合、複数の塑性ヒンジが発生することから、部材の降伏状態を順次追跡して、構造物全体系の崩壊機構（メカニズム）を把握して、耐力、変位を求める必要がある。計算手順としては、上部構造の慣性力の作用位置において水平力を漸増させ、水平力－水平変位の関係から、構造物全体系の、降伏及び終局の耐力及び変位を順次求めるものである。以下にその算定方法を示す。
 図-5.4.40　断面力算定の水平荷重	 図-5.4.39　断面力算定の水平荷重
a．計算の手順	a．計算の手順
 	

改定案	現行（手引き）

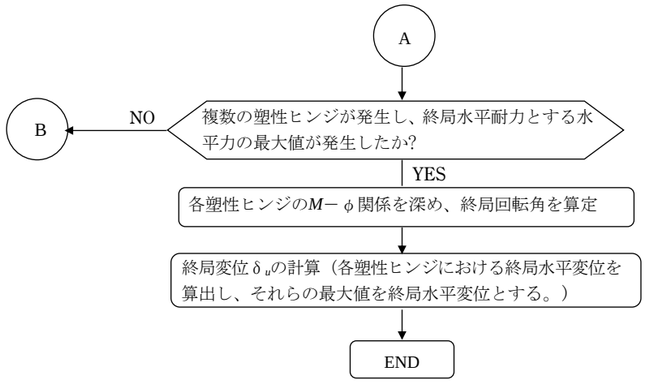


図-5.4.41　計算フローチャート

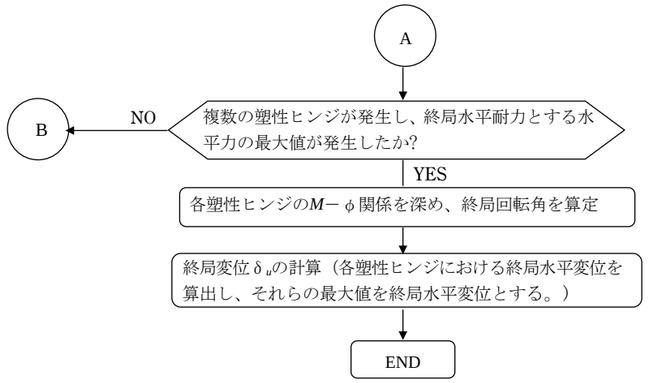


図-5.4.40　計算フローチャート

b．降伏状態の判定

各塑性ヒンジ点に生じる断面力（軸力、曲げモーメント）が$N-M_u$相関曲線上に到達する水平力P_iを求める。

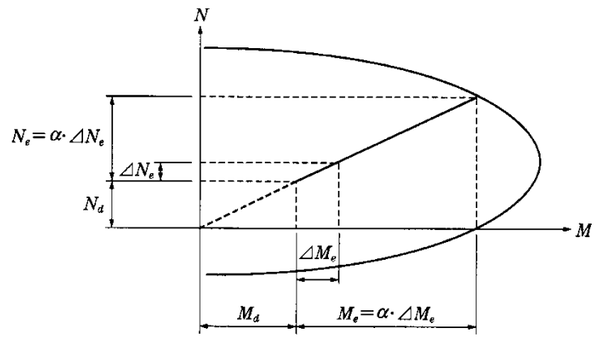


図-5.4.42　$N-M_u$関係

$$M_e=\alpha\cdot\Delta M_e \quad \cdots\cdots (5.4.71)$$

$$N_e=\alpha\cdot\Delta N_e \quad \cdots\cdots (5.4.72)$$

ここに、　M_d　：死荷重による曲げモーメント（kN・m）
　　N_d　：死荷重による軸力（kN）
　　ΔM_e　：単位水平変位$\Delta\delta$による曲げモーメント（kN･m）
　　ΔN_e　：単位水平変位$\Delta\delta$による軸力（kN）
　　M_e　：降伏状態になる水平変位力による曲げモーメント（kN･m）
　　N_e　：降伏状態になる水平変位力による軸力（kN）

αが求まれば、この場合の水平力P_iは、次式により求まる。

$$P_i=\alpha\cdot\Delta P \quad \cdots\cdots (5.4.73)$$

b．降伏状態の判定

各塑性ヒンジ点に生じる断面力（軸力、曲げモーメント）が$N-M_u$相関曲線上に到達する水平力P_iを求める。

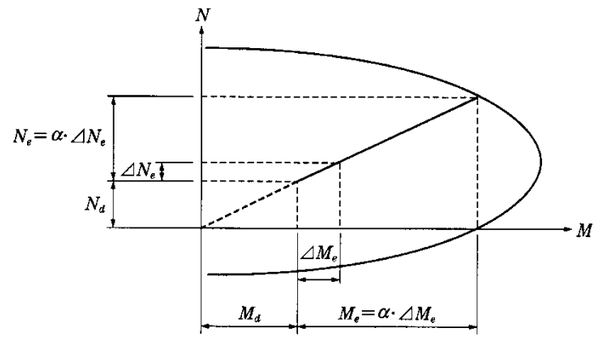


図-5.4.41　$N-M_u$関係

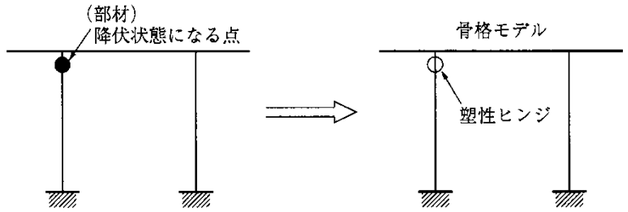
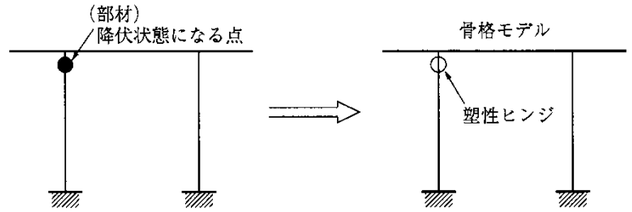
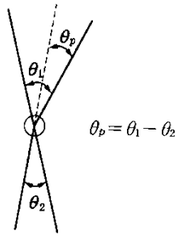
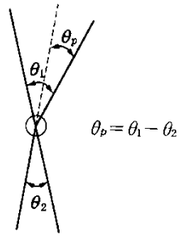
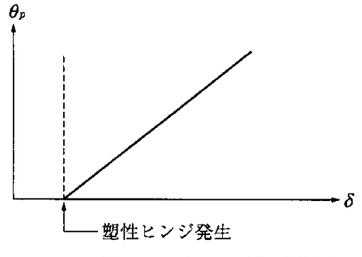
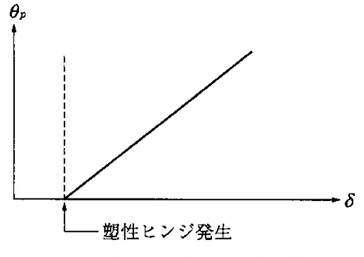
$$M_e=\alpha\cdot\Delta M_e \quad \cdots\cdots (5.4.71)$$

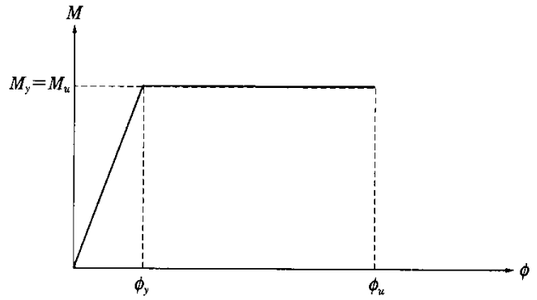
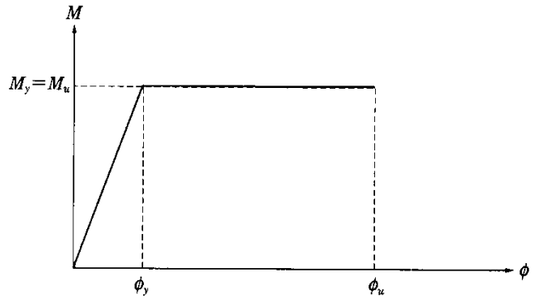
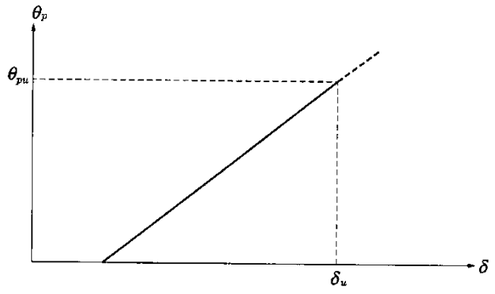
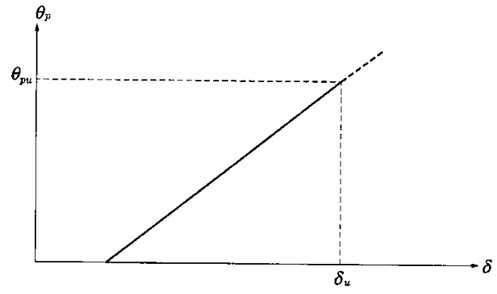
$$N_e=\alpha\cdot\Delta N_e \quad \cdots\cdots (5.4.72)$$

ここに、　M_d　：死荷重による曲げモーメント（kN・m）
　　N_d　：死荷重による軸力（kN）
　　ΔM_e　：単位水平変位$\Delta\delta$による曲げモーメント（kN･m）
　　ΔN_e　：単位水平変位$\Delta\delta$による軸力（kN）
　　M_e　：降伏状態になる水平変位力による曲げモーメント（kN･m）
　　N_e　：降伏状態になる水平変位力による軸力（kN）

αが求まれば、この場合の水平力P_iは、次式により求まる。

$$P_i=\alpha\cdot\Delta P \quad \cdots\cdots (5.4.73)$$

改定案	現行（手引き）
ここに、ΔP　　：単位水平変位$\Delta\delta$による水平力（kN）	ここに、ΔP　　：単位水平変位$\Delta\delta$による水平力（kN）
各塑性ヒンジ点でP_iを求め、最小のP_iである塑性ヒンジ点が最初に降伏する。	各塑性ヒンジ点でP_iを求め、最小のP_iである塑性ヒンジ点が最初に降伏する。
ｃ．塑性ヒンジ発生後の骨組モデル	ｃ．塑性ヒンジ発生後の骨組モデル
塑性ヒンジに達した点は塑性ヒンジ点として部材端処理を行い、引き続き水平力を漸増して、次の塑性ヒンジ発生点を見つける。	塑性ヒンジに達した点は塑性ヒンジ点として部材端処理を行い、引き続き水平力を漸増して、次の塑性ヒンジ発生点を見つける。
 図-5.4.43　塑性ヒンジ発生後の骨組モデル化	 図-5.4.42　塑性ヒンジ発生後の骨組モデル化
ｄ．終局変位δ_uの計算	ｄ．終局変位δ_uの計算
終局変位は、各塑性ヒンジ発生箇所における塑性回転角θ_p－水平変位δ関係と、それぞれの箇所での終局塑性回転角θ_{pu}とから求まる各終局変位δ_{ui}のうち最も大きな値をδ_uとする。	終局変位は、各塑性ヒンジ発生箇所における塑性回転角θ_p－水平変位δ関係と、それぞれの箇所での終局塑性回転角θ_{pu}とから求まる各終局変位δ_{ui}のうち最も大きな値をδ_uとする。
ｅ．θ_p－δ関係	ｅ．θ_p－δ関係
変位δを漸増し、その時の塑性ヒンジ点での塑性回転角θ_pを求める。	変位δを漸増し、その時の塑性ヒンジ点での塑性回転角θ_pを求める。
 図-5.4.44　塑性回転角θ_p	 図-5.4.43　塑性回転角θ_p
 図-5.4.45　塑性ヒンジ点での塑性回転角θ_p	 図-5.4.44　塑性ヒンジ点での塑性回転角θ_p

改定案	現行（手引き）
f．終局塑性回転角 θ_{pu} θ_{pu}は、次式より求める。 $$\theta_{pu}=\left(\frac{\phi_u}{\phi_y}-1\right)\cdot L_p\cdot\phi_y \quad \cdots\cdots (5.4.74)$$ ここに、 θ_{pu} ：塑性ヒンジにおける終局塑性回転角（rad） ϕ_y ：降伏時の曲率（m^{-1}） ϕ_u ：終局時の曲率（m^{-1}） L_p ：塑性ヒンジ長（m） ϕ_y、ϕ_uは、終局水平耐力時の各塑性ヒンジ位置に生じている軸力に基づき求められる曲率である。  **図-5.4.46** 終局水平耐力時の各塑性ヒンジ位置の曲率	f．終局塑性回転角 θ_{pu} θ_{pu}は、次式より求める。 $$\theta_{pu}=\left(\frac{\phi_u}{\phi_y}-1\right)\cdot L_p\cdot\phi_y \quad \cdots\cdots (5.4.74)$$ ここに、 θ_{pu} ：塑性ヒンジにおける終局塑性回転角（rad） ϕ_y ：降伏時の曲率（m^{-1}） ϕ_u ：終局時の曲率（m^{-1}） L_p ：塑性ヒンジ長（m） ϕ_y、ϕ_uは、終局水平耐力時の各塑性ヒンジ位置に生じている軸力に基づき求められる曲率である。  **図-5.4.45** 終局水平耐力時の各塑性ヒンジ位置の曲率
g．終局変位 δ_u 終局変位 δ_uは、$\theta_p-\delta$関係から、塑性回転角 θ_pが終局塑性回転角 θ_{pu}になる変位を終局変位 δ_uとする。  **図-5.4.47** 塑性回転角 θ_pと変位 δの関係	g．終局変位 δ_u 終局変位 δ_uは、$\theta_p-\delta$関係から、塑性回転角 θ_pが終局塑性回転角 θ_{pu}になる変位を終局変位 δ_uとする。  **図-5.4.46** 塑性回転角 θ_pと変位 δの関係

改定案

h．水平力P－水平変位δの関係

水平変位漸増解析及び塑性回転角から、以下の水平力－水平変位関係が得られる。

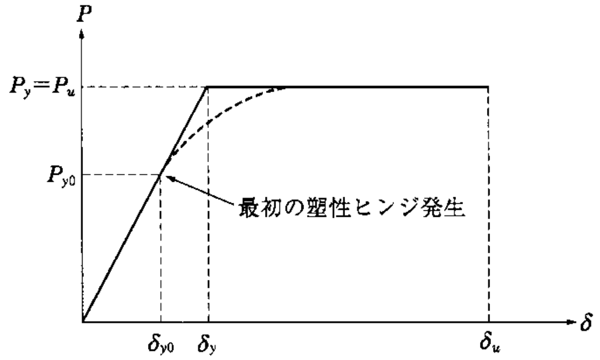


図-5.4.48　水平力－水平変位関係

$$\delta_y=\delta_{y0}=\frac{P_u}{P_{y0}} \cdots\cdots (5.4.75)$$

ここに、
- δ_y　：降伏時の水平変位（m）
- δ_{y0}　：一つ目の塑性ヒンジが形成されるときの水平変位（m）
- δ_u　：終局時水平変位（m）
- P_u　：終局水平耐力（kN）
- P_{y0}　：一つ目の塑性ヒンジが形成されるときの水平力（kN）

引用・参考文献

ｉ）農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準設計「頭首工」（2008）
ⅱ）日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅴ．耐震設計編　（2002）
ⅲ）日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料（1997）

現行（手引き）

h．水平力P－水平変位δの関係

水平変位漸増解析及び塑性回転角から、以下の水平力－水平変位関係が得られる。

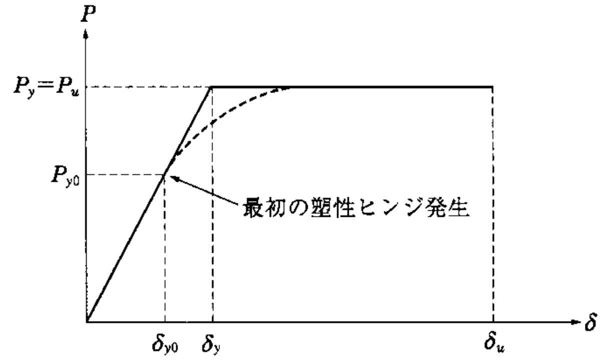


図-5.4.47　水平力－水平変位関係

$$\delta_y=\delta_{y0}=\frac{P_u}{P_{y0}} \cdots\cdots (5.4.75)$$

ここに、
- δ_y　：降伏時の水平変位（m）
- δ_{y0}　：一つ目の塑性ヒンジが形成されるときの水平変位（m）
- δ_u　：終局時水平変位（m）
- P_u　：終局水平耐力（kN）
- P_{y0}　：一つ目の塑性ヒンジが形成されるときの水平力（kN）

引用・参考文献

ｉ）日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅴ．耐震設計編（2002）
ⅱ）日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料（1997）

改定案	現行（手引き）
	5.5　限界状態設計法 **5.5.1　一般事項** レベル2地震動におけるファームポンド（PC、RC）、ポンプ場（吸水槽）、暗渠（ボックスカルバート）の破壊に対する安全性の照査は、限界状態設計法により行うものとする。 本手引きでは、レベル2地震動に対する構造物の耐震性能は、「致命的な損傷を防止する」というレベルを目標とすることから、構造物躯体の終局限界状態を想定し、部材の終局耐力を求め、設計地震動による断面力が曲げ破壊及びせん断破壊に対して致命的な損傷を防止できるかどうかを照査するものとする。 また、曲げモーメントMと曲率ϕの関係、若しくは水平力と水平変位の関係についてエネルギー定則が成立する形のバイリニア型で定義し、部材の材料非線形性を考慮する。また必要に応じ変位などについて照査する。 **［解　説］** 限界状態設計法は大規模なレベル2地震動に対し、構造物躯体の塑性域までを考慮して、構造物の耐震性能を評価する合理的な耐震設計法のひとつである。部材のひび割れ、初降伏、降伏及び終局状態を考慮し、降伏状態からの塑性域を考慮して部材の耐力や応答塑性率などによる変形について照査を行うことから、健全性を損なわない場合や致命的な損傷を防止する等の構造物の耐震性能に関連付けた耐震設計が可能であり、性能照査型の設計を行うものである。 限界状態設計法自体は構造物躯体の断面解析における照査法であり、耐震設計に用いる地震動の評価は定義していない。そのため、ファームポンド（PC、RC）、ポンプ場（吸水槽）の地震動の評価については、設計水平震度K_{hc2}をもとに慣性力で評価することになる。一方、暗渠（ボックスカルバート）、ポンプ場（吸水槽、応答変位法）の地下構造物については、地震動を速度応答スペクトルで評価し、応答変位法によって地盤のせん断変位から、構造物への作用力を算定する必要がある。 (1) 耐震設計における限界状態設計法の位置付け レベル2地震動に対する耐震設計においては、地震動の大きさが極めて大きく、変形が非線形領域に大きく入り、地震荷重を力として据えることが難しくなり、エネルギを考えた変形よる安全性評価が必要となる。 すなわち、耐力の照査と併せて、変形に関する判断規準（限界状態）を規定して、安全性を評価するという限界状態設計法を適用することにした。 これは、部材の断面力と断面耐力を照査するという従来の力の体系からより発展した形態であり、地震時保有水平耐力法も基本的に同じ考え方に立っている。 ここでは、「許容応力度法」及び「終局強度設計法」と比較して、「限界状態設計法」の特徴を概説する。

改定案	現行（手引き）
	a．許容応力度法 部材の各断面に作用する応力度が、部材を構成する材料の許容応力度以下であることを確認することにより、安全性、使用性等を照査する設計法である。 許容応力度法は、**式(5.5.1)**で算定される。 $\sigma_a = \frac{\sigma_0}{\nu}$ ····· (5.5.1) ここに、 σ_a ：許容応力度 σ_0 ：材料の強度 ν ：安全率 設計計算は各材料を弾性体として仮定して行われるので、「弾性設計法」とも呼ばれる。許容応力度は、部材を構成する各材料の力学特性（応力－ひずみ関係）に応じて適切に設定することにより、各材料は常時の荷重に対して弾性範囲内にあるように設計され、これによって破壊に対する安全性が確保される。また、同時に、過大な変形や変位による使用性の低下や、過大なコンクリートのひび割れ発生による耐久性の低下に対する安全性も間接的に考慮される。 この設計法は非常に簡便であり、実績も豊富である。しかし、以下のような問題点が指摘されている。 (a) 材料の力学特性が非線形を示す場合、断面力とそれにより材料に発生する応力度が比例しないため、破壊に対する安全率と許容応力度を定める際の安全率が必ずしも一致しない。すなわち、構造物又は部材の終局状態に対する安全率が不明確であり、破壊に対する安全性を一定に保つためには合理的ではない。 (b) 材料強度や作用荷重のばらつき、構造解析における誤差、部材寸法のばらつき、構造物の重要度等の不確定要因を一つの安全率に総括して考慮している。そのため、各不確定要因と安全率との関係が不明確である。 b．終局強度設計法 材料の非線形性を考慮して求めた部材断面の破壊耐力が、その断面に作用する設計断面力以上であることを確認することにより、破壊に対する安全性を確保する設計法である。一般に、荷重の種類に応じて設定される荷重係数を設計荷重に乗じた荷重に対して設計断面力を算出するので、「荷重係数設計法」とも呼ばれる。 この設計法は、破壊に対する安全性を許容応力度法よりも合理的に確保することができるのが特徴である。しかし、以下のような問題点が指摘されている。 (a) 常時の使用性の確保については、別途検討しなければならない。 (b) 材料強度や作用荷重のばらつき、設計方法の近似の影響や構造解析における誤差、部材寸法のばらつき等の不確定要因を、荷重係数だけで考慮している。そのため、各不確定要因と荷重係数との関係が不明確である。 c．限界状態設計法 「限界状態設計法」は、以下のような特徴を有しており、「許容応力度法」や「終局強度設計法」の不合理な点を排除した、合理的な設計法として位置付けることができる。 (a) 限界状態という概念が導入され、これが定量的に定義されたことにより、安全性、使用性、耐久性等の確保といった、部材断面の異なる状態（使用状態、終局状態）に対する要件が、一

改定案	現行（手引き）

つの設計体系としてまとめられている。

(b) 荷重と材料強度に関する事項が別々に扱われており、それらに関する不確定要因が、要因ごとに部分安全係数により合理的に考慮されている。

(2) 限界状態の定義

限界状態とは、「その限界を超えると、構造物が機能を失い、設計の目的とする条件を満足しなくなる状態」のことである。検討すべき限界状態には各種のものがあるが、荷重レベルや検討方法の相違に基づいて、終局限界状態、使用限界状態、疲労限界状態の3つに大別するのが一般的である。たとえば、「コンクリート標準示方書」（1996年）によれば、各限界状態は以下のように定義されている。

a．終局限界状態

終局限界状態は、最大耐荷能力に対応する限界状態である。すなわち、構造物又は部材が破壊したり、転倒、座屈、大変形等を起こし、安定や機能を失う状態である。**表-5.5.1**に、主な終局限界状態の例を示す。

表-5.5.1 終局限界状態の例

断面破壊の終局限界状態	構造物又は部材の断面が破壊を生じる状態
剛体安定の終局限界状態	構造物の全体又は一部が、一つの剛体の構造体として転倒その他により安定を失う状態
変位の終局限界状態	構造物に生じる大変位によって構造物が必要な耐荷能力を失う状態
変形の終局限界状態	塑性変形、クリープ、ひび割れ、不等沈下等の大変形によって構造物が必要な耐荷能力を失う状態
メカニズムの終局限界状態	不静定構造物がメカニズムへ移行する状態*

＊不静定構造物等が部分的な損傷によって、当初期待していた支持機構（耐荷機構若しくは支持メカニズム）と異なる（不安定な）支持機構に移行する状態（又は支持機構そのものの喪失）

b．使用限界状態

使用限界状態は、通常の使用性や耐久性に関連する限界状態である。すなわち、構造物又は部材が過度のひび割れ、変位、変形、振動等を起こし、正常な使用ができなくなったり、耐久性を損なったりする状態である。**表-5.5.2**に主な使用限界状態の例を示す。

表-5.5.2 使用限界状態の例

ひび割れの使用限界状態	ひび割れにより美観を害するか、耐久性又は水密性や気密性を損ねるかする状態
変形の使用限界状態	変形が構造物の正常な使用状態に対して過大となる状態
変位の使用限界状態	安定、平滑を失うまでには至らないが、正常な状態で使用するには変位が過大となる状態
損傷の使用限界状態	構造物に各種の原因による損傷が生じ、そのまま使用するのが不適当となる状態
振動の使用限界状態	振動が過大となり、正常な状態で使用できないか、不安の念を抱かせる状態
有害振動発生の使用限界状態	地盤等を通じて周辺構造物に有害振動を伝播し、不快感を抱かせる状態

c．疲労限界状態

疲労限界状態は、構造物又は部材が繰返し荷重により疲労破壊を生ずる状態である。構造物又は部材が破壊するという意味で終局限界状態に含めて考える場合もあるが、破壊が荷重強度でなく、応力振幅や繰返し数で規定されるため、終局限界状態とは別に定義されている。

改定案	現行（手引き）
	(3) 限界状態設計法が具備すべき条件 限界状態設計法は、「いくつかの限界状態を設定し、設計時点における各種の不確定要因を設計変量として考慮することにより、構造物又は部材が限界状態に達する確率を許容限度以下とするための設計体系」と定義できる。すなわち、限界状態設計法が具備すべき条件として、以下の事項をあげることかできる。 ａ．限界状態の定量的な定義 (2)で述べた各限界状態が、定量的及び明確に定義されていなければならない。たとえば、構造物又は部材の終局限界状態は、その状態における構造物又は部材の強度により、また使用限界状態は、その状態で構造物又は部材が満足しなければならない変形量、ひび割れ幅等の条件により定量的に定義される必要がある。 ｂ．設計時点における不確定要因の合理的な取扱い 構造物の設計時点においては、以下のような種々の不確定要因が存在する。 (a) 使用期間内に作用する外力の変動、並びに実際に作用する外力と設計荷重との差異 (b) 材料強度のばらつき、断面寸法の誤差、材料試験結果を実構造物へ適用する際に含まれる不確実さによる部材及び構造物の強度のばらつき (c) 施工精度のばらつき (d) 解析、設計計算における仮定、近似 これらの不確定要因を合理的に考慮することにより、構造物又は部材が限界状態に達する確率を許容限度以下にすることが可能となる。 限界状態設計法には、設計時点における不確定要因を確率事象としてとらえ、確率論（信頼性理論)により限界状態に達する確率を直接求めるものから、工学的判断により全く確定論的に設計を行うものまで種々の方法がある。その中で、限界状態設計法に基づく設計基準類に一般的に採用されている部分安全係数設計法は、荷重作用の変動及び材料強度のばらつきを統計データに基づいて確率論的に扱い、他の不確定要因は部分安全係数と呼ばれる安全係数で考慮する方法である。 (4) 安全係数と修正係数 部材の断面力や断面耐力の計算を行う上で、荷重や部材、材料剛性さらに、部材寸法などのばらつきや、構造解析の不確実性等について、「コンクリート標準示方書　構造性能照査編」(2002年、土木学会)に準じて考慮するものとする。 a．安全係数 (a) 安全係数は、材料係数γ_m、荷重係数γ_f、構造解析係数γ_a、部材係数γ_b及び構造物係数γ_iとする。 (b) 材料係数γ_mは、材料強度の特性値からの望ましくない方向への変動、供試体と構造物との材料特性の差異、材料特性が限界状態に及ぼす影響、材料特性の経時変化等を考慮して定めるものとする。 (c) 荷重係数γ_fは、荷重の特性値からの望ましくない方向への変動、荷重の算定方法の不確実性、設計耐用期間内の荷重の変化、荷重特性が限界状態に及ぼす影響、環境作用の変動等を考慮して定めるものとする。 (d) 構造解析係数γ_aは、断面力算定時の構造解析の不確実性等を考慮して定めるものとする。構造解析係数γ_aは、一般に1.0としてよい。 (e) 部材係数γ_bは、部材耐力の計算上の不確実性、部材寸法のばらつきの影響、部材の重要度、すなわち対象とする部材がある限界状態に達したときに、構造物全体に与える影響等を考慮し

改定案	現行（手引き）

て定めるものとする。

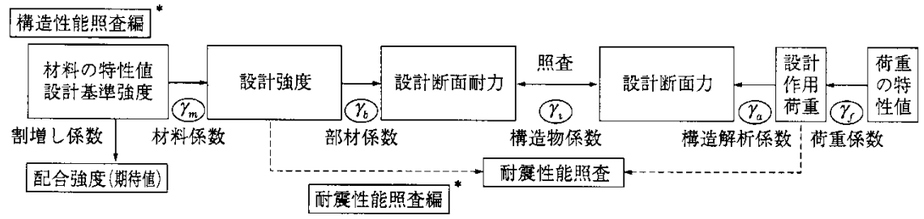
部材係数 γ_b は、断面耐力算定式に対応して、それぞれに定めるものとする。

(f) 構造物係数 γ_i は、構造物の重要度、限界状態に達したときの社会的影響等を考慮して定めるものとする。

構造物係数 γ_i は、一般に1.0～1.2としてよい。

b．終局限界状態による安全性照査

部材断面の破壊を対象とする終局限界状態による安全性照査においては、荷重から設計断面力を求める仮定で荷重係数 γ_f と構造解析係数 γ_a の2つの安全係数を、また、材料強度から設計断面耐力を求める過程で材料係数 γ_m と部材係数 γ_b の2つの安全係数を設定し、さらに設計断面力と設計断面耐力を比較する段階で構造物係数 γ_i を設定した。これらの安全係数は、その数値はともかく、概念的には他の限界状態に対しても適用できる。性態照査の流れに対する安全係数を**図-5.5.1**に示す。また、安全係数により配慮されている内容を**表-5.5.3**に、標準的な安全係数の値を**表-5.5.4**に示す。



＊2002年制定　コンクリート標準示方書

図-5.5.1　構造性能照査

表-5.5.3　安全係数により配慮されている内容

	配慮されている内容	取扱う項目
断面耐力	1．材料強度のばらつき (1) 材料実験データから判断できる部分 (2) 材料実験データから判断できない部分（材料実験データの不足・偏り、品質管理程度、供試体と構造物との材料強度の差異、経時変化等による） 2．限界状態に及ぼす影響の度合 3．部材断面耐力の計算上の不確実性、部材寸法のばらつき、部材の重要度、破壊性状	特性値 f_k (N/mm^2) 材料係数 γ_m 部材係数 γ_b
断面力	1．荷重のばらつき (1) 荷重の統計的データから判断できる部分 (2) 荷重の統計的データから判断できない部分（荷重の統計的データの不足・偏り、設計耐用期間内の荷重の変化、荷重の算定方法の不確実性等による） 2．限界状態に及ぼす影響の度合 3．断面力等の算定時の構造解析の不確実性	荷重の特性値 F_k 荷重係数 γ_f 構造解析係数 γ_a
構造物の重要度、限界状態に達したときの社会的経済的影響等		構造物係数 γ_i

改定案	現行（手引き）

表-5.5.4　標準的な安全係数の値

安全係数 / 限界状態	材料係数 γ_m		部材係数	構造解析係数	荷重係数	構造物係数
	コンクリート γ_c	鋼材 γ_s	γ_b	γ_a	γ_f	γ_i
終局限界状態	1.3	1.0又は1.05	1.1～1.3	1.0	1.0～1.2	1.0～1.2
使用限界状態	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
疲労限界状態	1.3	1.05	1.0～1.1	1.0	1.0	1.0～1.1

c．修正係数

材料強度及び荷重に関して、特性値とは別の体系の規格値又は公称値が決まっている場合は、これらの特性値は規格値又は公称値を修正係数によって変換する必要がある。

(a) 修正係数は、材料修正係数 ρ_m 及び荷重修正係数 ρ_f とする。

(b) 材料修正係数 ρ_m は、材料強度の特性値と規格値との相違を考慮して定めるものとする。

(c) 荷重修正係数 ρ_f は、荷重の特性値と規格値又は公称値との相違を考慮して、それぞれの限界状態に応じて定めるものとする。

(5) 地震動の評価

限界状態設計法では地震動の評価を定義していないことから、固有周期と構造物特性係数を考慮する設計水平震度 K_{hc2} や応答変位法による速度応答スペクトル S'_V を別途算定して適用するものとする。

a．固有周期と構造物特性係数を考慮する設計水平震度 K_{hc2} を用いる場合

地震時保有水平耐力法と同様に、構造物の塑性変形によるエネルギ吸収能力を考慮し、構造物特性係数 C_{S2} を適切に決定して設計水平震度の標準値 K_{hc2} を低減させた設計水平震度 K_{hc2} を算定する必要がある。ファームポンド及びポンプ場（吸水槽）の場合、構造物部材の塑性変形能力によるエネルギ減衰を考慮して、構造物特性係数 C_{S2} を用いて、設計水平震度を補正する。

b．速度応答スペクトルを用いる場合

地中構造物、たとえば暗渠（ボックスカルバート）やポンプ場（吸水槽）など地震時の挙動が地盤変位に支配される場合は、速度応答スペクトルを用いる。速度応答スペクトルは「水道施設耐震工法指針」のレベル2地震動に対する設計用速度応答スペクトル S'_V を採用する。

(6) 照　査

照査を行うには、以下に示す項目に留意して、設計地震力のもとで部材に発生する断面力や変位（曲率）を算定しなければならない。また、部材の断面耐力を求めるとともに、曲げモーメントー曲率の関係式を求める必要がある。

a．設計水平震度を用いて、静的な計算を行う場合は、力学特性を線形とした線形モデルを用いてもよい。ただし、この場合の剛性は降伏剛性とする。なお、断面力、変位はエネルギ一定則等、適切な方法で求めなければならない。

b．不静定構造物の場合には、構造物全体系が崩壊しないことを確かめるために、崩壊機構を追跡できる増分解析（プッシュオーバー解析）による非線形静的解析を実施するものとする。対象構造物としては、ラーメン橋脚や杭基礎（複数杭）等がある。

改定案	現行（手引き）

レベル２地震動に対する耐震設計における照査内容については、第2章で述べたように、重要度ＡＡ種の橋梁と頭首工については、「致命的な損傷を防止する」以外に「限定された損傷にとどめる」と定義される耐震性能を考慮する。一方、これ以外の重要度Ａ種の構造物については、「致命的な損傷を防止する」のレベルのみについて、検討することにしている。1996年制定の「コンクリート標準示方書　耐震設計編」において定義されている耐震性能レベルと照査内容は、**表-5.5.5**のように対応している。

なお、耐震性能レベルと照査内容は、「コンクリート標準示方書　耐震性能照査編」(2002)に新たに定義されているが、本手引きでは他の示方書等との整合を図るため、1996年制定の「コンクリート標準示方書　耐震設計編」の規定を踏襲することとする。

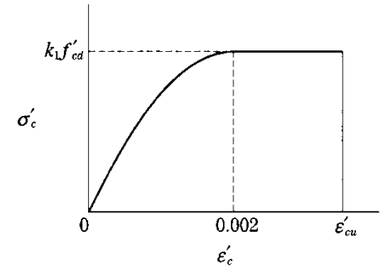
表-5.5.5　限界状態設計法における耐震性能レベルと照査内容（レベル2地震動）

対象構造物*	耐震性能	コンクリート標準示方書・耐震設計編（1996年制定）	
		耐震性能レベル	照査内容
重要度Ａ種の構造物 1. ファームポンド 2. 暗渠 （ボックスカルバート） 3. ポンプ場 （吸水槽）	致命的な損傷を防止する。	耐震性能：致命的な損傷を防止する。 構造物全体系が崩壊しない。 部材の一部ぶ耐荷力を失っても、構造系としては地震直後に作用している荷重すなわち、構造物の質量、上載荷重、土圧、水圧等に対し、抵抗する余力を残していることが必要である。	1. 破壊モードの判定 2. 塑性じん性率と応答塑性率 塑性じん性率を超える部材の塑性ヒンジ部は次式を満足する必要がある。 $V_{yd}/V_{mu} \geqq 2$ V_{yd}：曲げ降伏が想定される区間の設計せん断力 V_{mu}：部材が曲げ耐力M_uに達する時の、部材各断面のせん断力 3. 塑性化しても耐荷力を保持することが必要な部材については、耐震性能2に対する照査と同じ検討が必要。 （詳細は「**5.5.6　限界状態設計法における安全性の照査**」参照）

＊重要度ＡＡ種の橋梁及び頭首工は、耐震性能の「限定された損傷にとどめる」について、地震時保有水平耐力法によって照査を行う。

引用・参考文献

ⅰ）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）(2002)
ⅱ）土木学会：コンクリート標準示方書（設計編）(1996)
ⅲ）鹿島建設土木設計本部：(土木設計の要点)耐震設計法/限界状態設計法、鹿島出版会（1998）

改定案	現行（手引き）
	5.5.2　設計地震動の算定 限界状態設計法により照査を行う構造物の設計地震動は、地上構造物（ファームポンド（PC、RC））に対しては、土地改良事業設計指針「ファームポンド」に準じ、設計水平震度K_{hc2}（レベル2地震動のタイプⅠ）を適用する。一方、地中構造物（暗渠（ボックスカルバート）及びポンプ場（吸水槽））については、「水道施設耐震工法指針」のレベル2地震動に対する速度応答スペクトルS'_Vを適用するものとする。 ［解　説］ 限界状態設計法自体では、レベル2地震動に対する設計地震動の算定を定義していない。このため、算定式に「水道施設耐震工法指針」を、設計水平震度の標準値に「道路橋示方書　Ⅴ耐震設計編」における設計水平震度（K_{hc}：レベル2地震動（タイプⅠ））を用いた固有周期と構造物特性係数を考慮する設計水平震度K_{hc2}及び「水道施設耐震工法指針」における速度応答スペクトルS'_Vを用いる。それぞれの算定式及び設計用速度応答スペクトルの詳細は、「**5.2.4　固有周期と構造物特性係数を考慮する設計水平震度の算定方法**」及び「**5.6.2　応答変位法における設計地震動（速度応答スペクトル、設計水平震度）**」を参照するものとする。 **5.5.3　応力－ひずみ曲線** (1) コンクリートの応力－ひずみ曲線 コンクリートの応力－ひずみ曲線は、**図-5.5.2**に基づき、**式(5.5.4)**によって算出するものとする。 限界状態設計法の適用対象構造物は、レベル2地震動のタイプⅠのみを考慮するファームポンド（PC、RC）及びポンプ場（吸水槽）、レベル２地震動のタイプⅡのみを考慮する暗渠（ボックスカルバート）及びポンプ場（吸水槽）であり、橋梁の橋脚における帯鉄筋等の拘束筋によるコンクリート強度σ_{ck}の増加は考慮しないものとする。 a．限界状態の検討の目的に応じて、コンクリートの応力－ひずみ曲線を仮定するものとする。 b．曲げモーメント及び曲げモーメントと軸方向力を受ける部材の断面破壊の終局状態に対する検討においては、一般に、**図-5.5.2**に示したモデル化された応力－ひずみ曲線を用いてよい。なお、軽量骨材コンクリートの場合もこの検討には**図-5.5.2**の応力－ひずみ曲線を用いてよい。 $k_1 = 1 - 0.003 f'_{ck} \leqq 0.85$ ・・・・・・・・・・・・・・・ (5.5.2) $\varepsilon'_{cu} = \dfrac{155 - f'_{ck}}{30000}$　$0.0025 \leq \varepsilon'_{cu} \leq 0.0035$ ・ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ (5.5.3) ここで、f'_{ck}の単位はN/mm^2 曲線部の応力ひずみ式  **図-5.5.2**　コンクリートの応力－ひずみ曲線

改定案	現行（手引き）

$$\sigma'_c = k_1 f'_{cd} \times \frac{\varepsilon'_c}{0.002} \times \left(2 - \frac{\varepsilon'_c}{0.002}\right) \cdots\cdots (5.5.4)$$

c．使用限界状態に対する検討においては、コンクリートの応力－ひずみ曲線を直線としてよい。この場合のヤング係数は、以下のように定めるものとする。

(a) コンクリートのヤング係数は、原則としてJIS A 1149「コンクリートの静弾性係数試験方法」によって求めるものとする。

(b) コンクリートのヤング係数E_cは、一般に**表-5.5.6**に示した値としてよい。

表-5.5.6 コンクリートのヤング係数

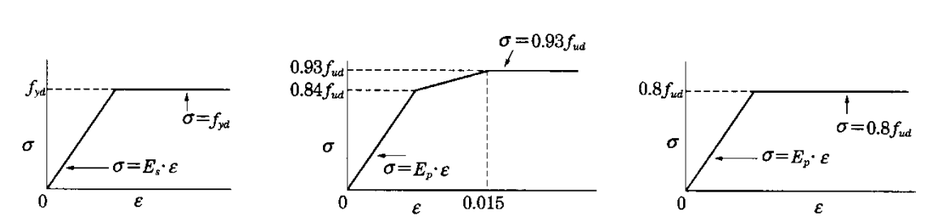
コンクリート設計基準強度f'_{ck}（N/mm²）		18	24	30	40	50	60	70	80
E_c（kN/mm²）	普通コンクリート	22	25	28	31	33	35	37	38
	軽量骨材コンクリート*	13	15	16	19	－	－	－	－

＊骨材を全部軽量骨材とした場合

(2) 鋼材の応力－ひずみ曲線

a．鋼材の応力－ひずみ曲線は、検討の目的に応じて適切な形を仮定するものとする。

b．終局限界状態の検討においては、一般に**図-5.5.3**に示したモデル化された応力－ひずみ曲線を用いてよい。



(a) 鉄筋及び構造用鋼材の応力－ひずみ曲線　(b) PC鋼線、PC鋼より線及びPC鋼棒１号の応力－ひずみ曲線　(c) PC鋼棒2号の応力－ひずみ曲線

図-5.5.3 鋼材のモデル化された応力－ひずみ曲線

［解　説］

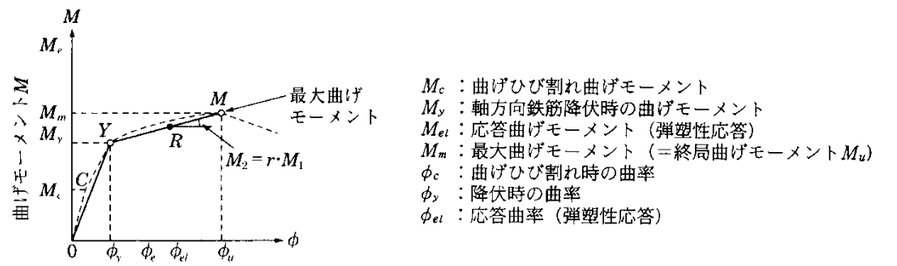
(1) コンクリートの応力－ひずみ曲線

通常のコンクリートの場合でも、応力－ひずみ曲線はコンクリートの種類、材齢、作用する応力状態、載荷速度及び載荷経路等によって相当に異なる。しかしながら、棒部材の断面終局耐力のように、応力－ひずみ曲線の相違が大きな影響を与えない場合がある。このような場合には、応力－ひずみ曲線は、一般に用いられてきている**図-5.5.2**あるいは長方形などの適当な形を仮定してもよい。

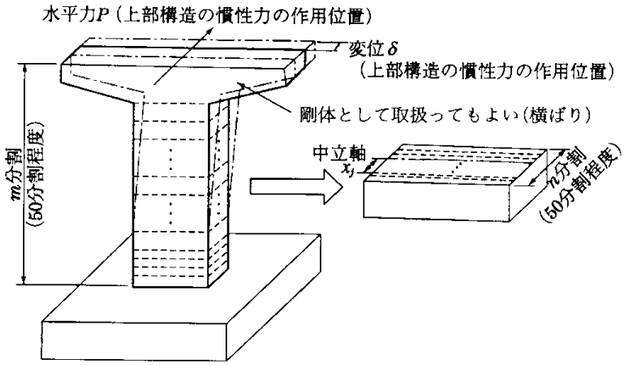
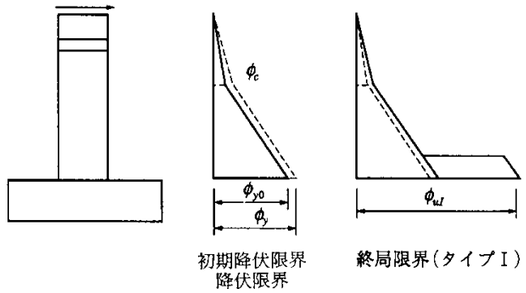
なお、**図-5.5.2**は、曲げ及び軸力を受ける場合の終局耐力を算定するためのモデルである。終局状態に至る変形まで詳細に検討する場合は、終局状態近傍では応力－ひずみ曲線の影響が大きいので、本来ならば下降域を含め実際に即した応力－ひずみ曲線を仮定する必要がある。

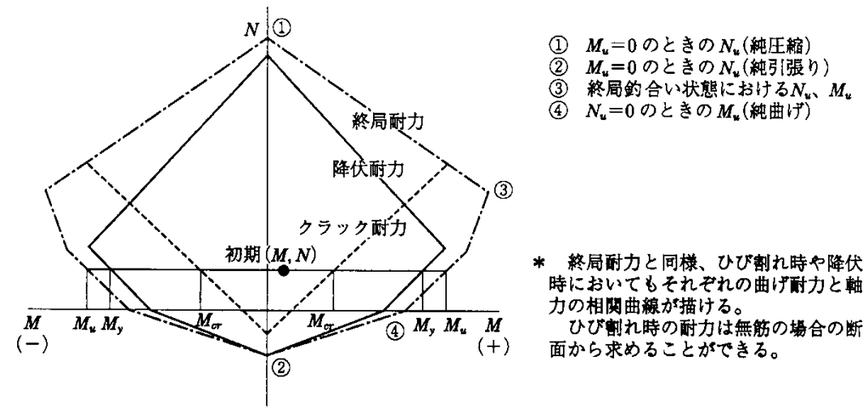
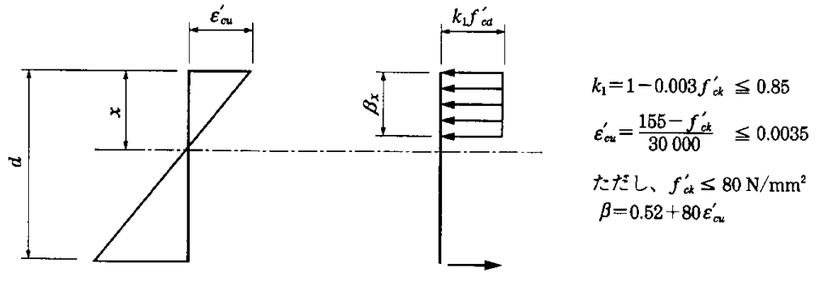
(2) 鋼材の応力－ひずみ曲線

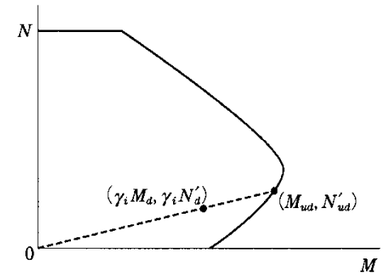
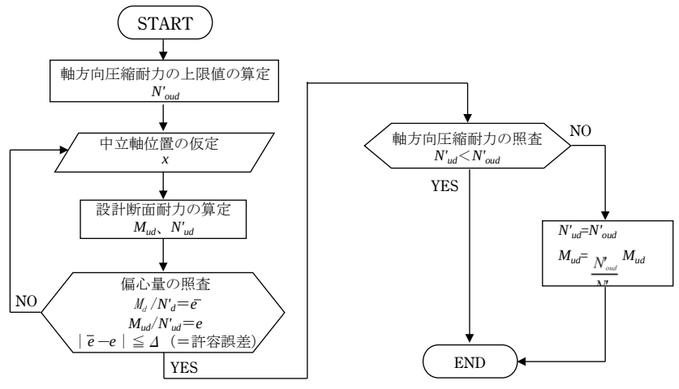
鋼材の応力－ひずみ関係は、降伏までは線形弾性を示し、降伏後はひずみ硬化開始点までは応力が増加しないまま、ひずみが増加し（降伏域）、ひずみ硬化後は引張強度まで応力が増加する。さらに、その後は応力が低下し、破断に至る挙動を示す。

改定案	現行（手引き）
	この関係を簡略化し、**図-5.5.3**(a)及び(c)のように、2本の直線で表すバイリニアモデルとすることも多い。ただし、**図-5.5.3**(b)のようにPC鋼線、PC鋼より線及びPC鋼棒1号については、３本の直線のトリリニアモデルとしてもよい。 **図-5.5.3**に示す応力－ひずみ曲線は、一般に部材断面の応力度、耐力等の検討に用いてよい。 **引用・参考文献** ⅰ)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）(2002) **5.5.4　曲げモーメントと曲率の関係と曲げ耐力** レベル2地震動は、鉄筋コンクリート部材の変形性能について検討が必要となる。その場合、材料の非線形特性及び部材の損傷状態を考慮して構造解析を行い、変形状態について安全性を検討しなければならない。 材料の非線形特性はバイリニア型の曲げモーメントMと曲率ϕの関係を適用するものとする。 **[解　説]** (1) 曲げモーメントと曲率の関係 鉄筋コンクリート部材の変形性能は、コンクリートのひび割れ、軸方向鉄筋の降伏やかぶりコンクリートのはく離、軸方向鉄筋の座屈等の部材の損傷状態を考慮して算定する必要がある。 限界状態設計法においても、地震時保有水平耐力法の場合と同様に、変形性能を表現する線形モデルとしてバイリニアモデルを適用するものとし、ひび割れ時、引張鉄筋の初降伏時、降伏時及び終局状態に対して曲げモーメント及び曲率を、以下のように定義する。  **図-5.5.4**　部材断面の曲げモーメントと曲率の関係 **図-5.5.4**に示す、各折れ点の曲げモーメント及び曲率は、以下により算定する。 ａ．Ｃ点（ひび割れ） (a) 曲げモーメントM_c 曲げひび割れ発生時の曲げモーメントで、コンクリートの縁引張応力度が部材寸法の影響を考慮したコンクリートの曲げ強度に達するときの曲げモーメントとする。 (b) 曲率ϕ_c 全断面を有効として算定したM_c時の曲率とする。

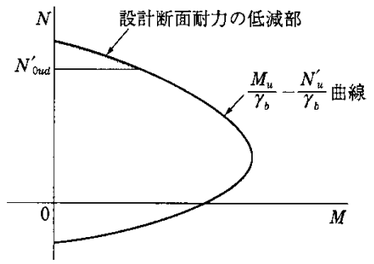
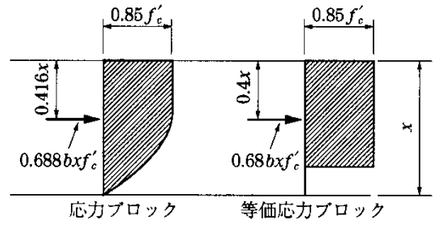
改定案	現行（手引き）
	b．Y_0点（初降伏点） (a) 曲げモーメントM_{y0} 引張鉄筋が降伏するときの曲げモーメントとする。 (b) 曲率ϕ_{y0} 断面の最も外側に配置された軸方向引張鉄筋が降伏するときの曲率で、**式(5.5.5)**により求める。 $$\phi_{y0}=\varepsilon_{xy}/(d-x_{y0}) \cdots\cdots (5.5.5)$$ ここに、 ϕ_{y0} ：Y_0点における曲率 ε_{xy} ：引張鉄筋の降伏ひずみ d ：有効高さ x_{y0} ：降伏時の中立軸 c．M点（終局状態） (a) 曲げモーメントM_u 最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置におけるコンクリートの圧縮ひずみε'_{cu}が、$0.0025 \leqq \varepsilon'_{cu} \leqq 0.0035$の時の曲げモーメントとする。 (b) 曲率$\phi_u$ 塑性ヒンジ部の平均曲率を用いる。 d．Y点（骨格曲線における降伏点） (a) 曲げモーメントM_y 完全弾塑性型のバイリニアモデルとする。 $M_y=M_u$ (b) 曲率ϕ_y $$\phi_y=\frac{M_u}{M_{y0}}\phi_{y0} \cdots\cdots (5.5.6)$$ 上記で定義した各限界状態における曲げモーメントとそれに対応する曲率の算定方法は、**図-5.5.5**に示すように各要素の断面を慣性力の作用方向に細分割し、平面保持の仮定力を成立するものとして求めた中立軸からの距離に比例する縁ひずみ及びこれに対応する応力度が各微小要素内で一定として、力のつり合い条件を満足する中立軸を、試算によって求める。 これは、「**5.4　地震時保有水平耐力法**」の「**5.4.4　曲げモーメントと曲率の関係**」で示した算定法と同じであり、限界状態設計法を用いる場合においてもこの方法を適用してよいものとする。 また、初期降伏変位は、**図-5.5.6**に示すように、上部構造の慣性力の作用位置に初期降状水平耐力を作用させたときの曲率分布により算出してもよい。

改定案	現行（手引き）
	 図-5.5.5　鉄筋コンクリート部材の水平力、変位及び分割  図-5.5.6　塑性ヒンジ領域を考慮した曲率分布 (2) 曲げ耐力の算定 構造物躯体の部材には、一般的には軸力が作用する状態において、曲げモーメントが作用することを想定しておく。与えられた断面形状、材料定数等を用いて、ひずみの適合条件と力のつり合い条件とを同時に満足するように、RC部材断面の各限界状態（ひび割れ、降伏及び終局）曲げ耐力を算定する方法としては、以下の2通りがある。 **[解法1]** 与えられた断面形状、材料定数の他に死荷重などによって与えられた軸方向力の設計値（N_d）を用いて、ひずみの適合条件及び力のつり合い条件を同時に満足する中立軸の位置を求め、破壊抵抗曲げモーメントM_uを計算する方法。 これは、「**5.4.4　曲げモーメントと曲率の関係**」で述べた曲げモーメントの算定法がこの解法にあてはまる。

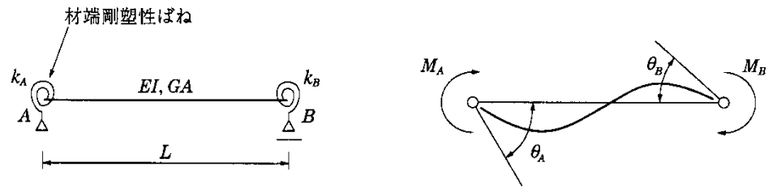
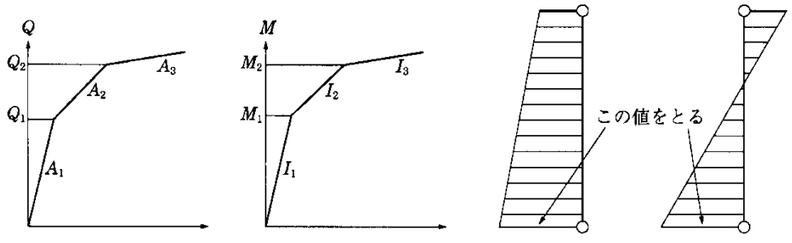
改定案	現行（手引き）
	[解法2] 与えられた断面形状、材料定数を用いて中立軸の位置を仮定し、ひずみの適合条件及び力のつり合いを同時に満足する部材断面の終局強度(N_u、M_u)を求め、曲げモーメントと軸力の相関図（**図--5.5.7**)を作成する方法。  **図-5.5.7** 曲げモーメント－軸力の相関図* **[解法1]**と**[解法2]**とでは、基本的な考え方に変わるところはない。同一断面形状で軸方向力の設計用値が種々変化しているような鉄筋コンクリート構造物の破壊に対する安全性の検討を行う場合、たとえば、ポンプ場の吸水槽や杭基礎などの不静定構造物等の場合には、[解法1]の方法ではそのつど繰返し計算を行う必要があるので、**[解法2]**の方が便利であるのに対し、一つの部材断面に対して軸方向力の値が変化しない場合には、**[解法1]**の方が便利と考えられる。 終局耐力は、軸力との相関（①つり合い偏心状態の場合、②鉄筋降伏先行型の場合、③コンクリート圧壊型の場合、④その他の領域の場合)により算出する。部材の断面のひずみがすべて圧縮となる場合以外は、コンクリートの圧縮応力度の分布を、**図-5.5.8**に示す長方形圧縮応力度の分布（等価ブロック)と仮定してもよい。ちなみに、地震時保有水平耐力法における終局曲げ耐力M_uは、等価ブロックを用いず、非線形応力分布から求めている。  **図-5.5.8** 等価応力ブロック

改定案	現行（手引き）
	［参　考］　曲げモーメントと軸力の相関図を用いた算定方法  **図-5.5参1**　$M-N$相関図 曲げ及び軸方向力に対する安全性の検討では、**図-5.5参1**に示すように、点（$\gamma_i M_d$、$\gamma_i N'_d$）が、$M_{ud}-N'_{ud}$曲線の内側、すなわち原点側に入ることが基本的な考え方である。 設計断面力に対応する設計断面耐力は、設計断面力の偏心量e（$=M_d/N'_d$）と設計断面耐力の偏心量となるM_{ud}とN'_{ud}の組合わせとして求められる。 設計曲げ耐力M_{ud}、設計軸方向耐力N'_{ud}はそれぞれの力のつり合い条件より中立軸の位置xの関数として与えられるので、$M_{ud}/N'_{ud}=e$となる中立軸の位置を求めることにより設計断面耐力を算定できる。中立軸の位置xは、$M_{ud}/N'_{ud}=e$よりxに関する高次方程式を導き、これを解くことにより求められる。この高次方程式を解くことはかなり煩雑となることから、ここでは実用的な解法の例を以下に示す。 中立軸の位置xを仮定して、**式(5.5.参2)～式(5.5.参5)**から設計曲げ耐力M_{ud}、設計軸方向耐力N'_{ud}を算定し、M_{ud}とN'_{ud}の比がeとなるまで繰返し計算を行う。この方法は、曲げ及び軸方向に対する断面耐力算定式のみの計算を行って解を得ることができる。この方法による設計断面耐力の算定方法の流れは、**図-5.5参2**に示すとおりである。  **図-5.5参2**　設計断面耐力の実用的算定方法のフロー

改定案	現行（手引き）
	(1) 軸方向圧縮耐力の上限値の算定 軸方向圧縮力を受ける部材の設計軸方向圧縮耐力の上限値N'_{oud}は、帯鉄筋を使用する場合の**式(5.5参1)**を用いるものとする。 $$N'_{oud}=\frac{\left(k_1 f'_{cd} A_c + f'_{yd} A_{st}\right)}{\gamma_b} \cdots\cdots (5.5.参1)$$ ここに、 k_1 ：強度の低減係数（＝1－0.003f'_{ck}≦0.85） f'_{ck}：コンクリート圧縮強度の特性値（N/mm^2） A_c ：コンクリートの断面積（mm^2） A_{st} ：軸方向鉄筋の全断面積（mm^2） f'_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度（N/mm^2） f'_{yd} ：軸方向鉄筋の設計圧縮降伏強度（N/mm^2） γ_b ：部材係数 (2) 中立軸の位置の仮定 圧縮縁から中立軸までの距離xを仮定する。 (3) 設計断面耐力の算定 中立軸が仮定した位置にある場合の設計曲げ耐力M_{ud}と、設計軸方向耐力N'_{ud}を、**式(5.5.参2)～式(5.5参5)**により算定する。 (4) 偏心量の照査 断面耐力の偏心量M_{ud}/N'_{ud}が、断面力の偏心量M_d/N'_dに許容誤差範囲で一致することを確認する。一致しない場合は、中立軸位置を修正して一致するまで(2)～(4)を繰返す。 a．複鉄筋矩形断面の断面耐力は、曲げモーメント及び軸方向力のつり合い条件を示す**式(5.5参2)**、**式(5.5参3)**から算定される。 $$M_u=C'\left(\frac{h}{2}-x_c\right)+T'_{sc}\left(\frac{h}{2}-d_c\right)+T_{st}\left(d-\frac{h}{2}\right) \cdots\cdots (5.5参2)$$ $$N_u=C'+T'_{sc}-T_{st} \cdots\cdots (5.5参3)$$ ここに、 M_u ：曲げ耐力 N'_u ：軸方向耐力 C' ：コンクリート圧縮合力（$C'=0.688f'_{cd}bx$） x_c ：圧縮縁からコンクリート圧縮合力までの距離（$x_c=0.416x$） T'_{sc} ：圧縮鉄筋の圧縮合力（$T'_{sc}=A_{sc}E_s\varepsilon'_s$又は$A_{sc}f_{yd}$） T_{st} ：引張鉄筋の合力（$T_{st}=A_{st}f_{yd}$又は$A_{st}Es\,\varepsilon'_s$） b．設計曲げ耐力M_{ud}と設計軸方向耐力N'_{ud}は、上記の断面耐力と部材係数から、**式(5.5参4)**、**式(5.5参5)**によって求める。 $$M_{ud}=\frac{M_u}{\gamma_b} \cdots\cdots (5.5参4)$$ $$N'_{ud}=\frac{N'_u}{\gamma_b} \cdots\cdots (5.5参5)$$

改定案	現行（手引き）
	(5) 軸方向圧縮耐力の照査 $M/N'=e$が小さく、圧縮が支配的な断面では、軸方向圧縮耐力の上限値N'_{oud}に対する照査を行う。**図-5.5参3**に示すように、算定された設計軸方向耐力N'_{ud}がN'_{oud}より大きければ、設計軸方向耐力はN'_{oud}に低減する。このとき、曲げ耐力も**式(5.5参6)**によって低減する。 $$M_{ud}=\frac{N'_{oud}}{N'_{ud}}M_{ud} \quad \cdots\cdots (5.5参6)$$ なお、**式(5.5参2)**、**式(5.5参3)**中の圧縮力C'については、応力分布をそのまま用いる。 また、「コンクリート標準示方書」に示す等価応力ブロックを用いた場合と、応力分布をそのまま用いた場合の係数値の相違を比較して、**図-5.5参4**に示す。  **図-5.5参3**　軸方向圧縮耐力の低減部  **図-5.5参4**　圧縮部のモデル化 **引用・参考文献** ⅰ）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）（2002） ⅱ）日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅴ．耐震設計編（2002） ⅲ）日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅴ．耐震設計編（1990） ⅳ）岡村甫、國分正胤：新示方書によるコンクリート構造物の設計の例シリーズ第2巻　土圧を受ける構造物の設計、技報堂出版（1987）

改定案	現行（手引き）
	5.5.5　構造解析 断面力は構造特性を十分考慮し、適切な解析モデル及び構造解析方法により算定しなければならない。 (1) 構造解析は基本的に静的解析を用いる。 (2) 断面力の算定に当たっては、一般に力学特性を線形とした線材モデルを用いる。この場合の剛性は、降伏剛性としてよい。ただし、地盤の応答変位を受ける地中構造物は、エネルギ一定則が、そのまま適用できず、特に長軸方向の挙動については、力学特性を線形で表すと過大な構造物の設計となる可能性もあり、このような場合には、非線型性を考慮した線材モデルの適用を原則とする。 **［解　説］** (1) 本手引きにおいて、限界状態設計法を用いる対象構造物は、ファームポンド（PC、RC）、暗渠（ボックスカルバート）、ポンプ場（吸水槽）であり、構造解析は静的解析を原則とする。ただし、特に重要度が高く、複雑な振動特性を示す構造物については、必要に応じて適切な動的応答解析を行うものとする。 (2) 静定構造物の場合には、降伏剛性を用いた線形の線材モデルを用いて構造解析を行う。ただし、この場合は「**5.4.4　曲げモーメントと曲率の関係**」で定義したように、部材の曲げモーメントM－曲率ϕの関係を算定しておくものとする。$M-\phi$関係は、完全弾塑性型のバイリニアモデルとし、エネルギ一定則を用いて、応答塑性率や応答変位など部材の変形性能について設計じん性率や残留変位の安全性を検討できるようにする。 また、ボックスカルバートやラーメン構造の不静定構造物は非線形解析を行うことが望ましい。 (3) 地盤の応答変位を受ける地中構造物の場合、地盤の構成状態なども起因して、塑性ヒンジの発生箇所が設計時に特定できないことがある。このような場合を想定して、降伏点を超えた塑性変形に伴う材料非線形性を曲げモーメントMと曲率ϕの関係で定義する$M-\phi$要素を用いるものとする。$M-\phi$曲線の勾配は曲げ剛性EIであることから、変形に伴ってEIを変化させることで、弾塑性挙動を表すものである。

改定案	現行（手引き）
	［参　考］　材料非線形剛性 材料非線形剛性は、要素のモデル化により評価方法が異なり、はり要素では以下に示す方法を採用することが多い。 ・材端剛塑性ばね法 ・*EI*、*GA*一律低減法 (1) 材端剛塑性ばね法 材端剛塑性ばね法は、地震荷重が作用した場合に、はり要素の逆対称モーメントにより、材端に生じる塑性ヒンジをモデル化したものである。**図-5.5参5**に模式図を示す。  **図-5.5参5**　材端剛塑性ばね法 この方法は、要素の曲げに対する危険断面位置は材端とし、塑性ヒンジなどを材端の剛塑性ばねの回転によって表すようにモデル化した方法である。はりの曲げによる塑性変形成分の柔性を危険断面位置の柔性として評価している。 (2) *EI*、*GA*一律低減法 *EI*、*GA*一律低減法は、要素のいずれかの位置の応力について、弾・塑性判定を行い、それに応じて*EI*（曲げ剛性）又は*GA*（せん断剛性）を低減するものである。 *EI*、*GA*一律低減法は、曲げ及びせん断に対してそれぞれ別々の応力－ひずみ関係式より弾・塑性判定を行い、曲げについては断面二次モーメント、せん断については弾面積がその要素内で一律に低減するものとする（**図-5.5参6**参照）。  **図-5.5.参6**　*EI*、*GA*一律低減法 **引用・参考文献** ｉ）(株)構造計画研究所：3次元立体構造物の静的・動的非線形解析プログラム、RESP－T理論マニュアル（1998）

改定案	現行（手引き）

5.5.6　限界状態設計法における安全性の照査

断面破壊に対する検討は、設計断面力S_dの設計断面耐力R_dに対する比に構造物係数γ_iを乗じた値が、1.0以下であることを確かめることにより行うものとする。

$$\gamma_i S_d / R_d \leqq 1.0 \quad \cdots\cdots (5.5.7)$$

(1) 材料の設計強度f_dは、材料強度を材料係数γ_mで除した値とする。

(2) 設計荷重は、荷重に荷重係数γ_fを乗じて定めるものとする。

(3) 設計断面耐力R_dは、材料の設計強度f_dを用いて部材断面の耐力R（Rはf_dの関数）を算定し、これを部材係数γ_bで除した値とする。

(4) 設計断面力S_dは、設計荷重（レベル2地震動）により生ずる断面力とする。

［解　説］

(1) 鉄筋コンクリート構造物の各部材に生じる曲げモーメント、せん断力、軸方向力は、原則として線形理論により計算することとする。

(2) レベル2地震動の破壊に対する安全性の照査は、「コンクリート標準示方書 設計編」第３、４及び６章に準じて行うものとする。

ａ．一般的な破壊に対する安全性の照査

レベル2地震動の破壊に対する安全性の照査は、式(5.5.7)により設計断面力S_dの設計断面耐力R_dに対する比に、構造物係数γ_iを乗じた値が、1.0以下であることを確かめることにより行うものとする。

$$\gamma_i S_d / R_d \leqq 1.0 \text{（構造物係数}\gamma_i = 1.0\text{）}$$

(a) 設計断面耐力R_dは、部材断面の耐力$R(f_d)$を算定し、これを部材係数γ_bで除した値とする。

$$R_d = R(f_d) / \gamma_b \quad \cdots\cdots (5.5.8)$$

部材係数γ_bは、表-5.5.4を参照。

(b) 設計断面力S_dは、断面力$S(F_d)$を算定し、これに構造解析係数γ_aを乗じた値を合計したものとする。

$$S_d = \Sigma\, \gamma_a S(F_d) \text{（構造解析係数}\gamma a = 1.0\text{）} \quad \cdots\cdots (5.5.9)$$

ｂ．設計断面力の算定

設計断面力S_dは、構造計算により求めた曲げモーメントM及びせん断力Sに荷重係数γ_fと構造解析係数γ_aを乗じて求める。

設計曲げモーメント　$M_d = \gamma_a \cdot \gamma_f \cdot M$（N･mm）$\cdots\cdots$ (5.5.10)

設計せん断力　$V_d = \gamma_a \cdot \gamma_f \cdot S$（N）$\cdots\cdots$ (5.5.11)

ここに、V_d　：設計せん断力

ここで、荷重係数は設計荷重に乗じるべきであるが、本手引きが対象とする荷重はすべて荷重係数γ_fが1.0であるため、曲げモーメント及びせん断力に乗じてよいものとする。

ｃ.曲げモーメントに対する安全性の照査

(a) 設計断面耐力

設計曲げ耐力M_{ud}（単鉄筋長方形断面の場合）は、式(5.5.12)により算定するものとする。

改定案	現行（手引き）
	$M_{ud}=A_s\cdot f_{yd}\left(d-\dfrac{A_s\cdot f_{yd}}{1.7\cdot f'_{cd}\cdot b}\right)/\gamma_b$ （N/mm²）・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ (5.5.12) ここに、 A_s ：引張鉄筋の断面積（mm²） f_{yd} ：鉄筋の設計引張降伏強度（f_{yk}/γ_s）（N/mm²） f_{yk} ：鉄筋の引張降伏強度（SD295Aの場合、295N/mm²） γ_s ：鋼材の材料係数＝1.0 d ：部材の有効高さ（mm） f'_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度（f'_{ck}/γ_c）（N/mm²） f'_{ck} ：コンクリート設計基準強度（N/mm²） γ_c ：コンクリートの材料係数＝1.3 γ_b ：部材係数＝1.15 b ：部材幅（mm） (b) 破壊に対する安全性の照査 破壊に対する安全性は、**式(5.5.13)**を満足することとする。 $\gamma_i\cdot M_d/M_{ud}\leqq 1.0$（構造物係数$\gamma_i$＝1.0）・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ (5.5.13) d．軸方向力に対する安全性の照査 (a) 設計断面耐力 軸方向圧縮耐力は、以下の方法で算定する。 軸方向圧縮力を受ける部材においては、軸方向圧縮耐力の上限値N'_{oud}は、帯鉄筋を使用する場合は**式(5.5.14)**により、また、らせん鉄筋を使用する場合は、**式(5.5.14)**と**式(5.5.15)**のいずれか大きい方により、それぞれ算定するものとする。 $N'_{oud}=(0.85f'_{cd}A_c+f'_{yd}A_{st})/\gamma_b$・・ (5.5.14) $N'_{oud}=(0.85f'_{cd}A_e+f'_{yd}A_{st}+2.5f_{pyd}A_{spe})/\gamma_b$・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ (5.5.15) ここに、 A_c ：コンクリートの断面積（mm²） A_e ：らせん鉄筋で囲まれたコンクリートの断面積（mm²） A_{st} ：軸方向鉄筋の全断面積（mm²） A_{spe} ：らせん鉄筋の換算断面積（$=\pi d_{sp}A_{sp}/s$） （mm²） d_{sp} ：らせん鉄筋で囲まれた断面の直径（mm） A_{sp} ：らせん鉄筋の断面積（mm²） s ：らせん鉄筋のピッチ（mm） f'_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度（N/mm²） f'_{yd} ：軸方向鉄筋の設計圧縮降伏強度（N/mm²） f_{pyd} ：らせん鉄筋の設計引張降伏強度（N/mm²） γ_b ：部材係数で、一般に1.3としてよい。 (b) 破壊に対する安全性の照査 破壊に対する安全性は、**式(5.5.16)**を満足することとする。 $\gamma_i\cdot N'_d/N'_{oud}\leqq 1.0$（構造物係数$\gamma_i$＝1.0）・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ (5.5.16) ここに、 N'_d ：設計軸方向圧縮力（N）

改定案	現行（手引き）
	（下記のとおり）

ｅ．せん断力に対する安全性の照査

(a) 設計せん断耐力V_{yd}

$$V_{yd}=V_{cd}+V_{sd} \cdots\cdots (5.5.17)$$

ここに、V_{cd} ：せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力(N)で、式(5.5.18)による。

$$V_{cd}=\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d/\gamma_b \cdots\cdots (5.5.18)$$

ここに、 $\beta_d=\sqrt[4]{1000/d}$　ただし、β_d>1.5となる場合は、1.5とする。

$\beta_p=\sqrt[3]{100p_w}$　ただし、β_p>1.5となる場合は、1.5とする。

$p_w=A_s/(b_w \cdot d)$

As ：引張鋼材の断面積（mm^2）

p_w ：引張鋼材断面積の腹部断面積に対する比率

$\beta_n=1+M_0/M_d$（N'_d≧0の場合）　ただし、β_n＞2となる場合は2とする。

$\quad=1+2M_0/M_d$（N'_d＜0の場合）ただし、β_n＜0となる場合は0とする。

M_d ：設計曲げモーメント（N・mm）

M_0 ：設計曲げモーメントMdに対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打消すのに必要な曲げモーメント（N・mm）

$f_{VCd}=0.20\sqrt[3]{f'_{cd}}$ （N/mm^2）

f'_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度（N/mm^2）

b_w ：腹部の幅（mm）

d ：有効高さ（mm）

γ_b ：部材係数、一般に1.3としてよい。

V_{sd} ：せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力(N)で、式(5.5.19)による。

$$V_{sd}=\{A_w f_{wyd}(\sin\alpha_s+\cos\alpha_s)/S_s\}z/\gamma_b \cdots\cdots (5.5.19)$$

ここに、 A_w ：区間s_sにおけるせん断補強筋の総断面積（mm^2）

f_{wyd} ：せん断補強筋の設計降伏強度（N/mm^2）で、400N/mm^{2}以下とする。

α_s ：せん断補強筋が部材軸となす角度(°)

S_s ：せん断補強筋の配置間隔（mm）

z ：圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離(mm)、一般に、d/1.15としてよい。

γ_b ：部材係数、一般に1.15としてよい。

(b) 破壊に対する安全性の照査

破壊に対する安全性は、式(5.5.20)を満足することとする。

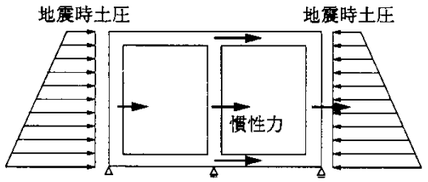
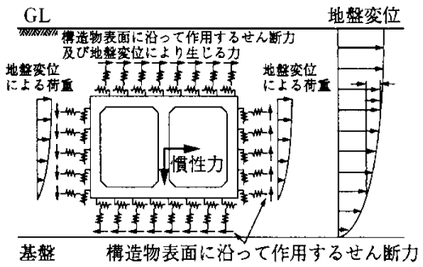
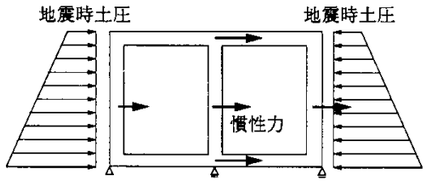
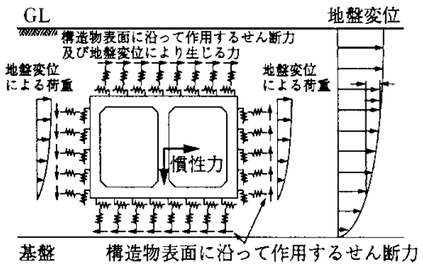
$$\gamma_i \cdot V_d/V_{yd} \leqq 1.0 \text{（構造物係数}\gamma_i=1.0\text{）} \cdots\cdots (5.5.20)$$

ここに、 V_d ：設計せん断力（N）　V_{yd} ：設計せん断耐力（N）

引用・参考文献

ⅰ）農林水産省構造改善局建設部：土地改良事業設計指針「ファームポンド」（1999）

改定案	現行（手引き）
5.5　応答変位法 **5.5.1　一般事項** 地中構造物のように地盤の動きに構造物の動きが依存する場合、地盤各部の相対変位に応じて構造物に外力が生じることになる。この相対変位を地盤ばねを介して、構造物に静的に作用させる方法が応答変位法である。 (1) 線状地中構造物（パイプライン）は長軸方向、幅広地中構造物（ポンプ場（吸水槽））は横断方向、中間的地中構造物（暗渠（ボックスカルバート））は長軸方向と横断方向について検討する。 (2) パイプライン継手部は管軸方向継手伸縮量及び屈曲角度について検討する。 さらに、付帯構造物との取付け部等の特殊部分や地盤急変部等の複雑な挙動が予想される部分の耐震計算については、必要に応じて動的解析を行って安全性を照査する。 (3) 規模の大きい暗渠（ボックスカルバート）、ポンプ場（吸水槽）等では、地盤の変位の影響のみならず、構造物の慣性力や水槽内の動水圧についても考慮する必要がある。	**5.6　応答変位法** **5.6.1　一般事項** 地中構造物のように地盤の動きに構造物の動きが依存する場合、地盤各部の相対変位に応じて構造物に外力が生じることになる。この周辺地盤と構造物との相対変位を地盤ばねとして介し、構造物に静的に作用させる方法が応答変位法である。 (1) 線状地中構造物（パイプライン）は長軸方向、幅広地中構造物（ポンプ場（吸水槽））は横断方向、中間的地中構造物（暗渠（ボックスカルバート））は長軸方向と横断方向について検討する。 (2) パイプライン継手部は管軸方向継手伸縮量及び屈曲角度について検討する。 さらに、付帯構造物との取付け部等の特殊部分や地盤急変部等の複雑な挙動が予想される部分の耐震計算については、必要に応じて動的解析を行って安全性を照査する。 (3) 規模の大きい暗渠（ボックスカルバート）、ポンプ場（吸水槽）等では、地盤の変位の影響のみならず、構造物の慣性力や水槽内の動水圧についても考慮する必要がある。
［解　説］ 埋設管路及び暗渠（ボックスカルバート）は、一般に断面の外周の長さと比較して構造物軸方向の長さが長く、かつ、見かけの単位体積重量も周辺地盤と比較して相対的に軽いために、地震時に自身の慣性力よりも、周辺地盤の動きに支配されるものと考えられる。地中の線状構造物である埋設管路及び暗渠（ボックスカルバート）の耐震計算は応答変位法によることを原則とし、計算される管体発生応力、ひずみ等により安全性を照査する。 また、暗渠（ボックスカルバート）及びポンプ場（吸水槽）の横断面の耐震計算については、埋設管路に比べ比較的マッシブであるという理由などから、従来震度法が多く採用されているが、それぞれの構造物の挙動特性を考慮して応答変位法又は震度法によって計算することにする。 一方、付帯構造物との取付け部等の特殊部分や地盤急変部等については、その種類や条件によって、地震時に局所的に大きな応力、ひずみ及び相対変位を生じる場合のあることが予想されるために、応答変位法等によるほか、必要に応じて動的解析等を行って安全性を照査することが望ましい。 (1) 地中構造物の耐震解析法 地中構造物に関する既往の設計基準類で示されている耐震解析法には静的解析法として震度法及び応答変位法、動的解析法として有限要素法がある。ここで、静的解析法は、地中構造物が地震時に変形する状態のうち、構造系に最もクリティカルな状態を静的な地盤一構造物系モデルに置き換え、静的に置き換えられた地盤変位及び地震荷重をそのモデルに作用させることにより、構造物の応答を評価する手法である。この手法では、地盤一構造物系モデルへの静的地震外力を求めるため、地盤のみの地震応答解析を実施する必要はあるものの、地盤一構造物系全体の地震応答解析の実施と、そのために必要な構造部材の復元力特性の履歴特性を与える必要がなく、動的解析法に比べて解析時間やモデル化に必要な情報量が少ないという利点を有している。しかし、地中構造物の地震時挙動を静的過程に置き換えていることから、構造物の各部位の損傷から崩壊に至る過程を時々刻々評価していないため、その手法の精度は動的な損傷・崩壊過程と同様である場合にのみ保証されているということに留意する必要がある。 レベル1地震動に対する耐震性能を照査する手法として震度法が用いられてきたが、兵庫県南部地震以降、応答変位法及び動的解析が主要な耐震解析法として用いられるようになっている。ここで、	**［解　説］** 埋設管路及び暗渠（ボックスカルバート）は、一般に断面の外周の長さと比較して構造物軸方向の長さが長く、かつ、見かけの単位体積重量も周辺地盤と比較して相対的に軽いために、地震時に独自の振動をすることはなく、周辺地盤の動きに支配されるものと考えられる。地中の線状構造物である埋設管路及び暗渠（ボックスカルバート）の耐震計算は応答変位法によることを原則とし、計算される管体発生応力、ひずみ等により安全性を照査する。 また、暗渠（ボックスカルバート）及びポンプ場（吸水槽）の横断面の耐震計算については、埋設管路に比べ比較的マッシブであるという理由などから、従来震度法が多く採用されているが、それぞれの構造物の挙動特性を考慮して応答変位法又は震度法によって計算することにする。 一方、付帯構造物との取付け部等の特殊部分や地盤急変部等については、その種類や条件によって、地震時に局所的に大きな応力、ひずみ及び相対変位を生じる場合のあることが予想されるために、応答変位法等によるほか、必要に応じて動的解析等を行って安全性を照査することが望ましい。 (1) 地中構造物の耐震解析法 地中構造物に関する既往の設計基準類で示されている耐震解析法には静的解析法として震度法及び応答変位法、動的解析法として有限要素法がある。ここで、静的解析法は、地中構造物が地震時に変形する状態のうち、構造系に最もクリティカルな状態を静的な地盤一構造物系モデルに置き換え、静的に置き換えられた地盤変位及び地震荷重をそのモデルに作用させることにより、構造物の応答を評価する手法である。この手法では、地盤一構造物系モデルへの静的地震外力を求めるため、地盤のみの地震応答解析を実施する必要はあるものの、地盤一構造物系全体の地震応答解析の実施と、そのために必要な構造部材の復元力特性の履歴特性を与える必要がなく、動的解析法に比べて解析時間やモデル化に必要な情報量が少ないという利点を有している。しかし、地中構造物の地震時挙動を静的過程に置き換えていることから、構造物の各部位の損傷から崩壊に至る過程を時々刻々評価していないため、その手法の精度は動的な損傷・崩壊過程と同様である場合にのみ保証されているということに留意する必要がある。 レベル1地震動に対する耐震性能を照査する手法として震度法が用いられてきたが、兵庫県南部地震以降、応答変位法及び動的解析が主要な耐震解析法として用いられるようになっている。ここで、震

改定案	現行（手引き）
震度法とは図-5.5.1に示すように、地震時に構造物周辺地盤から構造物に作用する土圧、躯体慣性力を構造物モデルに作用させることにより構造物に発生する変位、断面力を求める手法であり、剛な壁体を有する構造物の設計に用いられる手法である。 また、応答変位法は、図-5.5.2に示すように、構造物を地盤と構造物の相互作用を表す軸方向ばねとせん断ばねで支持し、地盤変位による構造物に作用する土圧、構造物周辺のせん断力、さらに躯体慣性力を作用させることにより構造物に発生する変位、断面力を求める手法である。	度法とは図-5.6.1に示すように、地震時に構造物周辺地盤から構造物に作用する土圧、躯体慣性力を構造物モデルに作用させることにより構造物に発生する変位、断面力を求める手法であり、剛な壁体を有する構造物の設計に用いられる手法である。 また、応答変位法は、図-5.6.2に示すように、構造物を地盤と構造物の相互作用を表す軸方向ばねとせん断ばねで支持し、地盤変位による構造物に作用する土圧、構造物周辺のせん断力、さらに躯体慣性力を作用させることにより構造物に発生する変位、断面力を求める手法である。
 図-5.5.1　震度法による解析モデルの概念	 図-5.5.2　応答変位法による開削工法による地中構造物の解析モデルの概念
(2) 応答変位法の設計フロー 応答変位法の設計フローは図-5.5.3に示すとおりであり、その設計手順を以下に示す。 a . 地盤変位の算定手法の選定を行う。これには以下のような手法がある。 (a) 既往の実測記録を用いて推定する手法 (b) 地盤応答解析によって地盤変位を算定する手法 (c) 応答スペクトル曲線を用いて地盤変位を求める手法 b . a. の手法により、地盤変位分布を算定する。 c . 地盤ばね定数を算定する。 d . 対象構造物の断面を仮定する。 e . b. で算出した地盤変位を、c. の地盤ばねを介して作用させ、構造物の応力等を求める。 f . 構造物の安定照査及び断面照査を行い、不適正な構造であれば断面を変更して再び照査する。	 図-5.6.1　震度法による解析モデルの概念  図-5.6.2　応答変位法による開削工法による地中構造物の解析モデルの概念 (2) 応答変位法の設計フロー 応答変位法の設計フローは図-5.6.3に示すとおりであり、その設計手順を以下に示す。 a . 地盤変位の算定手法の選定を行う。これには以下のような手法がある。 (a) 既往の実測記録を用いて推定する手法 (b) 地盤応答解析によって地盤変位を算定する手法 (c) 応答スペクトル曲線を用いて地盤変位を求める手法 b . a. の手法により、地盤変位分布を算定する。 c . 地盤ばね定数を算定する。 d . 対象構造物の断面を仮定する。 e . b. で算出した地盤変位を、c. の地盤ばねを介して作用させ、構造物の応力等を求める。 f . 構造物の安定照査及び断面照査を行い、不適正な構造であれば断面を変更して再び照査する。

改定案

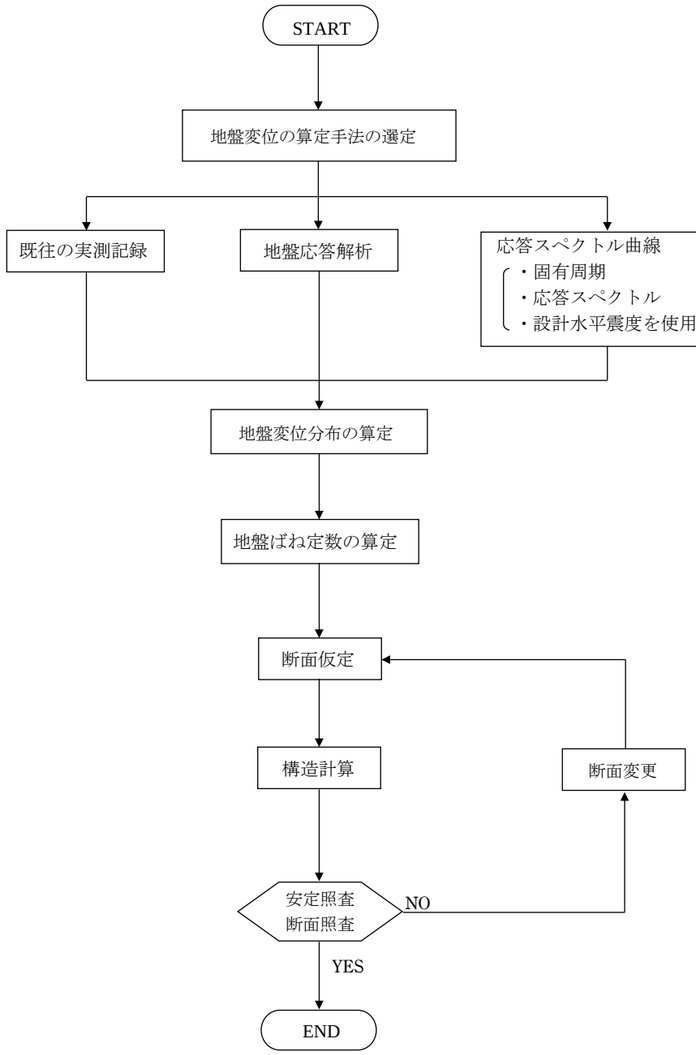


図-5.5.3　応答変位法による設計フロー

現行（手引き）

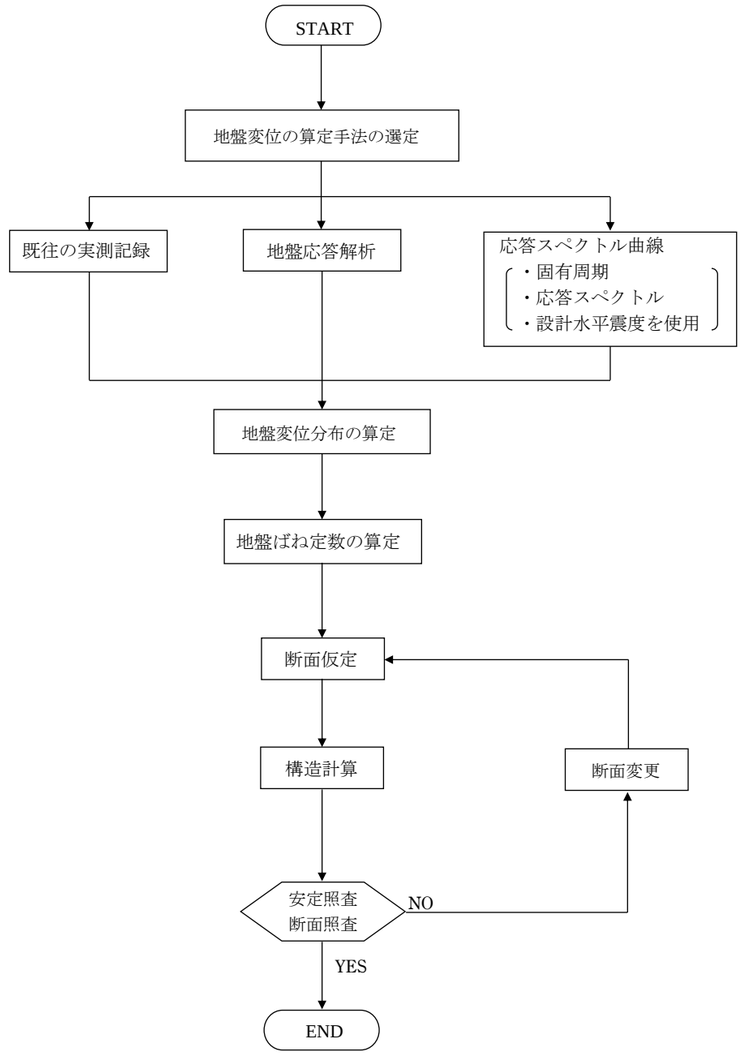


図-5.6.3　応答変位法による設計フロー

改定案

(3) 応答変位法による耐震計算のモデル化による分類

地中構造物には、その用途に応じていろいろな構造形式や規模があるが、地震時の地盤の振動特性（**図-5.5.4**参照）と応答変位法による耐震計算におけるモデル化という観点から分類すると、**表-5.5.1**に示す3種類に分類され、下記a.～c.に示す地中構造物の形状的な特徴を踏まえて各種設計基準が整備されている。

表-5.5.1　地中構造物の特徴

構造物種類	構造物特性
a．線状地中構造物（パイプライン）	長手方向に長く、主として長手方向に沿う軸力、曲げモーメントが支配的となる地下構造物
b．幅広地中構造物（ポンプ場（吸水槽））	平面的に幅が広く、主として地震時の地盤のせん断変形に基づく周面せん断力が支配的となる地中構造物
c．中間的地中構造物 暗渠（ボックスカルバート）	a．とb.の中間的な挙動を示す地中構造物

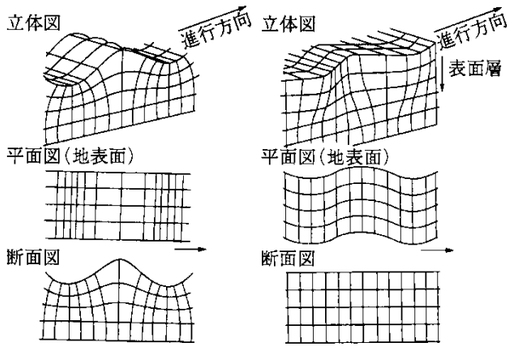


図-5.5.4　地震時の表層地盤の波形

a．線状地中構造物

長手方向に沿う軸力、曲げモーメントを対象とした耐震設計法を採用している構造物には、パイプラインの埋設管路がある。

図-5.5.5に示すように、線状地中構造物では、(b)のように、構造物周囲の地盤が一様に運動すれば、地震動の加速度の大きさに反比例し、構造物の応力は大きくならない。これに対して、(c)、(d)のように、地盤の運動が一様でなければ、地震動の加速度が比較的小さくても、構造物は曲げを受けたり圧縮伸張を受けたりし、大きな応力が発生する可能性がある。したがって、長手方向の地震による地盤変位(c)、(d)から構造物に生じる応力や断面力を算出し、構造物の耐力を照査するものとする。

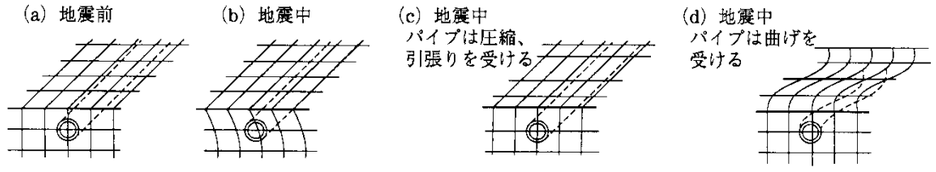


図-5.5.5　地盤の変位と線状地中構造物

現行（手引き）

(3) 応答変位法による耐震計算のモデル化による分類

地中構造物には、その用途に応じていろいろな構造形式や規模があるが、地震時の地盤の振動特性（**図-5.6.4**参照）と応答変位法による耐震計算におけるモデル化という観点から分類すると、**表-5.6.1**に示す3種類に分類され、下記a.～c.に示す地中構造物の形状的な特徴を踏まえて各種設計基準が整備されている。

表-5.6.1　地中構造物の特徴

構造物種類	構造物特性
a．線状地中構造物（パイプライン）	長手方向に長く、主として長手方向に沿う軸力、曲げモーメントが支配的となる地下構造物
b．幅広地中構造物（ポンプ場（吸水槽））	平面的に幅が広く、主として地震時の地盤のせん断変形に基づく周面せん断力が支配的となる地中構造物
c．中間的地中構造物 暗渠（ボックスカルバート）	a．とb.の中間的な挙動を示す地中構造物

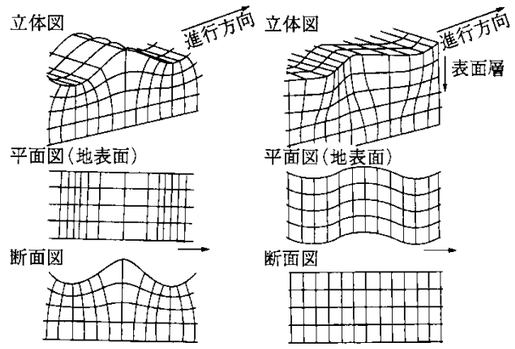


図-5.6.4　地震時の表層地盤の波形

a．線状地中構造物

長手方向に沿う軸力、曲げモーメントを対象とした耐震設計法を採用している構造物には、パイプラインの埋設管路がある。

図-5.6.5に示すように、線状地中構造物では、(b)のように、構造物周囲の地盤が一様に運動すれば、地震動の加速度の大きさに反比例し、構造物の応力は大きくならない。これに対して、(c)、(d)のように、地盤の運動が一様でなければ、地震動の加速度が比較的小さくても、構造物は曲げを受けたり圧縮伸張を受けたりし、大きな応力が発生する可能性がある。したがって、長手方向の地震による地盤変位(c)、(d)から構造物に生じる応力や断面力を算出し、構造物の耐力を照査するものとする。

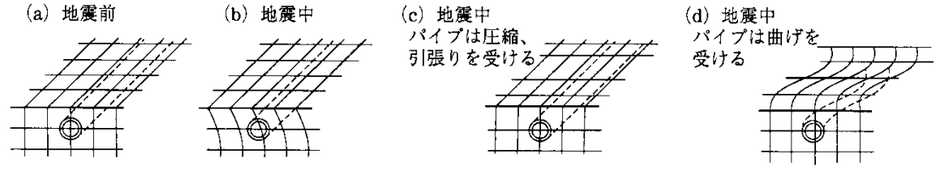
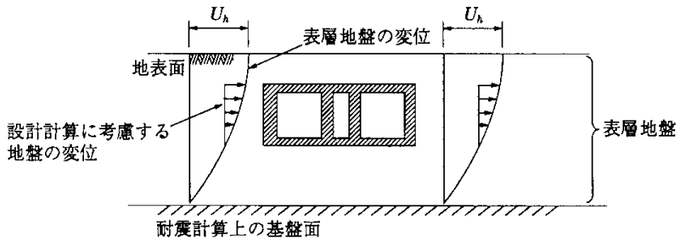
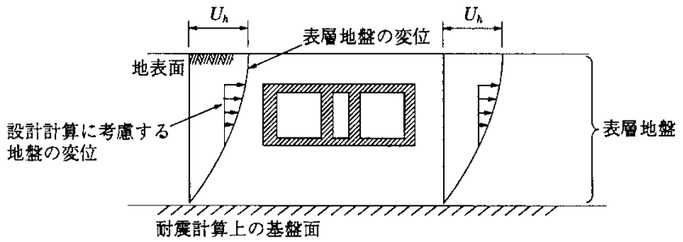


図-5.6.5　地盤の変位と線状地中構造物

改定案	現行（手引き）
ｂ．幅広地中構造物 横断面の地盤のせん断変形に基づく周面せん断力を対象とした耐震設計法を採用する構造物には、ポンプ場（吸水槽）がある。 **図-5.5.6**に示すように、幅広地中構造物では、**図-5.5.5**(b)のように構造物周囲の地盤が運動した場合、構造物の断面が大きいため、構造物上下端で変位差が生じ、常時の応力に対して地震に伴う大きな負荷応力が発生する可能性がある。これに対し、**図-5.5.5**(c)、(d)のように、構造物長手方向に曲げや圧縮伸張を受けても、長手方向、軸直角方向の剛性が大きいため、構造物の応力は大きくならない。 したがって、横断面の地震による地盤変位差から構造物に生じる応力や断面力を算出し、構造物の耐力を照査するものとする。	ｂ．幅広地中構造物 横断面の地盤のせん断変形に基づく周面せん断力を対象とした耐震設計法を採用する構造物には、ポンプ場（吸水槽）がある。 **図-5.6.6**に示すように、幅広地中構造物では、**図-5.6.5**(b)のように構造物周囲の地盤が運動した場合、構造物の断面が大きいため、構造物上下端で変位差が生じ、常時の応力に対して地震に伴う大きな負荷応力が発生する可能性がある。これに対し、**図-5.6.5**(c)、(d)のように、構造物長手方向に曲げや圧縮伸張を受けても、長手方向、軸直角方向の剛性が大きいため、構造物の応力は大きくならない。 したがって、横断面の地震による地盤変位差から構造物に生じる応力や断面力を算出し、構造物の耐力を照査するものとする。
 **図-5.5.6**　地盤の変位と幅広地中構造物（ポンプ場）	 **図-5.6.6**　地盤の変位と幅広地中構造物（ポンプ場）
ｃ．中間的地中構造物 線状地中構造物と幅広地中構造物の両者の設計法による耐震設計法を採用している構造物には、暗渠（ボックスカルバート）がある。	ｃ．中間的地中構造物 線状地中構造物と幅広地中構造物の両者の設計法による耐震設計法を採用している構造物には、暗渠（ボックスカルバート）がある。
引用・参考文献 ⅰ）農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準設計「パイプライン」（2009） ⅱ）日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説（2009） ⅲ）鹿島建設土木設計本部：(土木設計の要点)耐震設計法/限界状態設計法、鹿島出版会（1998） ⅳ）地盤工学会：地盤・基礎構造物の耐震設計（2001） ⅴ）建設コンサルタンツ協会：橋梁・地下構造物の耐震設計の現状と地震災害時における土木技術者のありかたについて（2000）	**引用・参考文献** ⅰ）日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説（1997年版）（1997） ⅱ）鹿島建設土木設計本部：(土木設計の要点)耐震設計法/限界状態設計法、鹿島出版会（1998） ⅲ）地盤工学会：地盤・基礎構造物の耐震設計（2001） ⅳ）建設コンサルタンツ協会：橋梁・地下構造物の耐震設計の現状と地震災害時における土木技術者のありかたについて（2000）