改定案	現行（手引き）
5.5.2　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）	**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）**
応答変位法に用いる設計地震動は表層地盤の固有周期、地震動レベルに応じた速度応答スペクトル及び設計水平震度を用いるものとするとして計算する。 (1) 応答変位法に用いる速度応答スペクトル レベル1地震動においては、単位震度当たりの速度応答スペクトルS_Vを用いる。レベル２地震動においては、速度応答スペクトルS'_Vを用いる。 (2) 地下構造物の設計水平震度 レベル1地震動における地盤の水平変位振幅の算出に用いる設計水平震度は基盤面における設計水平震度とする。 躯体の慣性力や地震時動水圧の算出に用いる設計水平震度は基盤面における設計水平震度及び地表面における設計水平震度とする。	応答変位法に用いる設計地震動は表層地盤の固有周期、地震動レベルに応じた速度応答スペクトル及び設計水平震度を用いるものとするとして計算する。 (1) 応答変位法に用いる速度応答スペクトル レベル1地震動においては、単位震度当たりの速度応答スペクトルS_Vを用いる。レベル２地震動においては、速度応答スペクトルS'_Vを用いる。 (2) 地下構造物の設計水平震度 レベル1地震動における地盤の水平変位振幅の算出に用いる設計水平震度は基盤面における設計水平震度とする。 躯体の慣性力や地震時動水圧の算出に用いる設計水平震度は基盤面における設計水平震度及び地表面における設計水平震度とする。
[解　説] (1) 応答変位法に用いる速度応答スペクトル ａ．レベル1地震動の速度応答スペクトルS_V 単位震度当たりの速度応答スペクトルS_V（レベル1）は、表層地盤の固有周期に応じ**図-5.5.7**から求める。このスペクトルは表層地盤の固有周期、減衰定数h_g（20%）の1自由度系にモデル化し、これに最大加速度を1.0G（G：重力加速度）に引き伸ばした地震動記録を作用させたときに発生する最大相対速度を示したもので、計算結果に工学的判断を加えて単純化したものである。	**[解　説]** (1) 応答変位法に用いる速度応答スペクトル ａ．レベル1地震動の速度応答スペクトルS_V 単位震度当たりの速度応答スペクトルS_V（レベル1）は、表層地盤の固有周期に応じ**図-5.6.7**から求める。このスペクトルは表層地盤の固有周期、減衰定数h_g（20%）の1自由度系にモデル化し、これに最大加速度を1.0G（G：重力加速度）に引き伸ばした地震動記録を作用させたときに発生する最大相対速度を示したもので、計算結果に工学的判断を加えて単純化したものである。

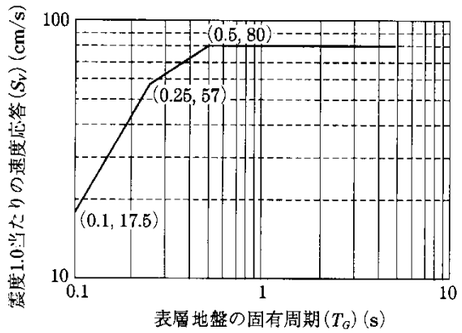
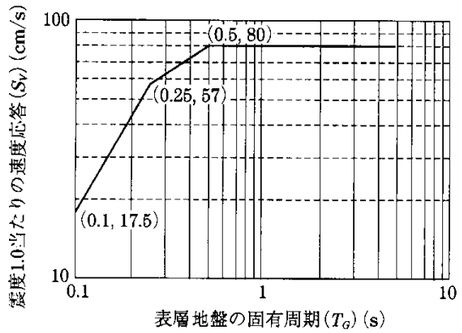
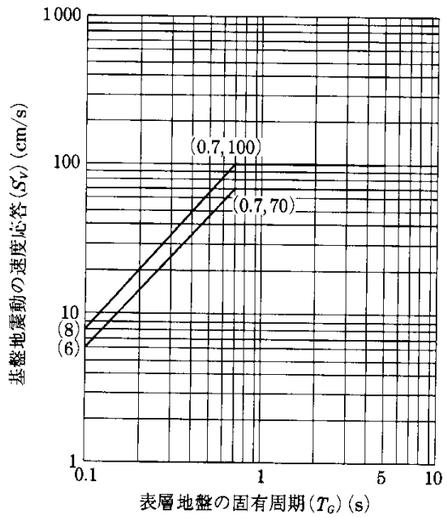
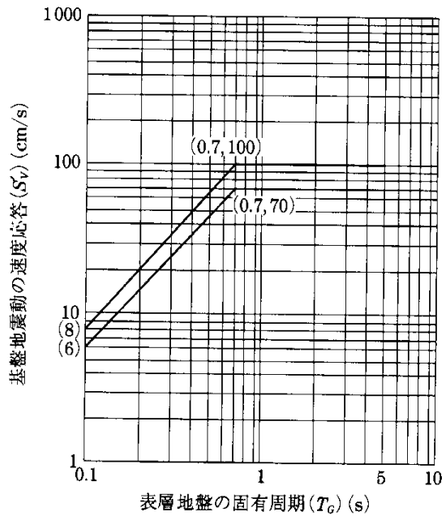

	

図-5.5.7　設計用速度応答スペクトル（レベル1地震動）	**図-5.6.7**　設計用速度応答スペクトル（レベル1地震動）
ｂ．レベル2地震動の速度応答スペクトルS'_V レベル2地震動に対しては、**図-5.5.8**に示す速度応答スペクトルを用いるものとする。**図-5.5.8**は、兵庫県南部地震において、断層から10km以内の基盤及び岩盤表面で観測された5波形をもとに、非超過確率90%（最大値として100cm/s）及び70%（最大値として70cm/s）として設定された速度応答スペクトルである。本指針では、非超過確率90%の速度応答スペクトルを用いることを原則とする。	ｂ．レベル2地震動の速度応答スペクトルS'_V レベル2地震動に対しては、**図-5.6.8**に示す速度応答スペクトルを用いるものとする。**図-5.6.8**は、兵庫県南部地震において、断層から10km以内の基盤及び岩盤表面で観測された5波形をもとに、非超過確率90%（最大値として100cm/s）及び70%（最大値として70cm/s）として設定された速度応答スペクトルである。本手引きでは、非超過確率90%の速度応答スペクトルを用いることを原則とする。

改定案	現行（手引き）
 **図-5.5.8**　設計用速度応答スペクトル（レベル2地震動）	 **図-5.6.8**　設計用速度応答スペクトル（レベル2地震動）
(2) 地中構造物の設計水平震度 a．地中構造物（パイプライン、暗渠（ボックスカルバート）及びポンプ場（吸水槽））において、応答変位法でレベル1地震動の地盤の水平変位振幅を算定するために、震度法による設計に用いる基盤面における設計水平震度K'_{h1}（**式**(5.5.2)参照）を求める。 b．ボックスカルバート（横断面）及びポンプ場において、躯体の慣性力や地震時動水圧を荷重として加える場合、震度法による設計に用いる地表面と基盤面における設計水平震度（**式**(5.5.1)、**式**(5.5.2)）を求め、構造物の上端面及び下端面位置における設計水平震度を求める。 c．設計水平震度を算出するための標準値は、速度応答スペクトルのレベル1地震動、レベル2地震動に応じてそれぞれ用いる。 d．暗渠（ボックスカルバート）及びポンプ場（吸水槽）は、レベル1、レベル2地震動にかかわらず応答変位法及び震度法による慣性力や動水圧を考慮する。 e．震度法による耐震計算に用いる設計水平震度 (a) レベル1地震動における設計水平震度 地中構造物の耐震計算を震度法で行う場合の設計水平震度の標準値（レベル1地震動）は、基盤面K'_{h10}と地表面K_{h10}を用いて求める。基盤面K'_{h10}と地表面K_{h10}の設計水平震度の標準値は、**表-5.5.2**による。なお、各深さにおける設計水平震度はの標準値K'_{h10}とK_{h10}を直線補間して求める。 ア．地表面における設計水平震度 $K_{h1}=C_z \cdot K_{h10}$ ……(5.5.1) イ．基盤面における設計水平震度 $K'_{h1}=C_z \cdot K'_{h10}$ ……(5.5.2) ここに、　K_{h1}　：レベル1地震動の地表面における設計水平震度	(2) 地中構造物の設計水平震度 a．地中構造物（パイプライン、暗渠（ボックスカルバート）及びポンプ場（吸水槽））において、応答変位法でレベル1地震動の地盤の水平変位振幅を算定するために、震度法による設計に用いる基盤面における設計水平震度K'_{h1}（**式**(5.6.2)参照）を求める。 b．ボックスカルバート（横断面）及びポンプ場において、躯体の慣性力や地震時動水圧を荷重として加える場合、震度法による設計に用いる地表面と基盤面における設計水平震度（**式**(5.6.1)、**式**(5.6.2)）を求め、構造物の上端面及び下端面位置における設計水平震度を求める。 c．設計水平震度を算出するための標準値は、速度応答スペクトルのレベル1地震動、レベル2地震動に応じてそれぞれ用いる。 d．暗渠（ボックスカルバート）及びポンプ場（吸水槽）は、レベル1、レベル2地震動にかかわらず応答変位法及び震度法による慣性力や動水圧を考慮する。 e．震度法による耐震設計に用いる設計水平震度 (a) レベル1地震動における設計水平震度 地中構造物の耐震設計を震度法で行う場合の設計水平震度の標準値（レベル1地震動）は、基盤面K'_{h10}と地表面K_{h10}を用いて求める。基盤面K'_{h10}と地表面K_{h10}の設計水平震度の標準値は、**表-5.6.2**による。なお、各深さにおける設計水平震度はの標準値K'_{h10}とK_{h10}を直線補間して求める。 ア．地表面における設計水平震度 $K_{h1}=C_z \cdot K_{h10}$ ……(5.6.1) イ．基盤面における設計水平震度 $K'_{h1}=C_z \cdot K'_{h10}$ ……(5.6.2) ここに、　K_{h1}　：レベル1地震動の地表面における設計水平震度

改定案	現行（手引き）

C_z　：地域別補正係数（**図-4.2.1**、**表-4.2.1**参照）
K_{h10}　：レベル1地震動の地表面における設計水平震度の標準値
K'_{h1}　：レベル1地震動の基盤面における設計水平震度
K'_{h10}　：レベル1地震動の基盤面における設計水平震度の標準値

設計鉛直震度(K_{V1})を考慮する場合には、$K_{V1}=K'_{h1}/2$とする。

レベル1地震動のK_{h10}、K'_{h10}を**表-5.5.2**に示す。

表-5.5.2　地中構造物の設計水平震度の標準値（レベル1地震動）

地盤種別	地表面における設計水平震度の標準値(K_{h10})	基盤面における設計水平震度の標準値(K'_{h10})
Ⅰ種地盤〔$T_G<0.2$(s)〕	$K_{h10}=0.16$	$K'_{h10}=0.15$
Ⅱ種地盤〔$0.2\leqq T_G<0.6$(s)〕	$K_{h10}=0.20$	
Ⅲ種地盤〔0.6(s)$\leqq T_G$〕	$K_{h10}=0.24$	

＊T_Gは地盤の特性値(s)

(b)　レベル2地震動における設計水平震度

基盤面K'_{h2}と地表面K_{h2}の設計水平震度は、**表-5.5.3**による。なお、各深さにおける設計水平震度は直線補間して求める。

レベル2地震動のK_{h2}、K'_{h2}を**表-5.5.3**に示す。

表-5.5.3　地中構造物の設計水平震度（レベル2地震動）

地盤種別	地表面における設計水平震度(K_{h2})の下限値～上限値	基盤面における設計水平震度(K'_{h2})の下限値～上限値
Ⅰ種地盤〔$T_G<0.2$(s)〕	$K_{h2}=0.60$～0.70	$K'_{h2}=0.40$～0.50
Ⅱ種地盤〔$0.2\leqq T_G<0.6$(s)〕	$K_{h2}=0.70$～0.80	
Ⅲ種地盤〔0.6(s)$\leqq T_G$〕	$K_{h2}=0.40$～0.60	

T_Gは地盤の特性値(s)を示す。

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）

C_z　：地域別補正係数（**図-4.2.1**、**表-4.2.1**参照）
K_{h10}　：レベル1地震動の地表面における設計水平震度の標準値
K'_{h1}　：レベル1地震動の基盤面における設計水平震度
K'_{h10}　：レベル1地震動の基盤面における設計水平震度の標準値

設計鉛直震度(K_{V1})を考慮する場合には、$K_{V1}=K'_{h1}/2$とする。

レベル1地震動のK_{h10}、K'_{h10}を**表-5.6.2**に示す。

表-5.6.2　地中構造物の設計水平震度の標準値（レベル1地震動）

地盤種別	地表面における設計水平震度の標準値(K_{h10})	基盤面における設計水平震度の標準値(K'_{h10})
Ⅰ種地盤〔$T_G<0.2$(s)〕	$K_{h10}=0.16$	$K'_{h10}=0.15$
Ⅱ種地盤〔$0.2\leqq T_G<0.6$(s)〕	$K_{h10}=0.20$	
Ⅲ種地盤〔0.6(s)$\leqq T_G$〕	$K_{h10}=0.24$	

＊T_Gは地盤の特性値(s)

(b)　レベル2地震動における設計水平震度

基盤面K'_{h2}と地表面K_{h2}の設計水平震度は、**表-5.6.3**による。なお、各深さにおける設計水平震度は直線補間して求める。

レベル2地震動のK_{h2}、K'_{h2}を**表-5.6.3**に示す。

表-5.6.3　地中構造物の設計水平震度（レベル2地震動）

地盤種別	地表面における設計水平震度(K_{h2})の下限値～上限値	基盤面における設計水平震度(K'_{h2})の下限値～上限値
Ⅰ種地盤〔$T_G<0.2$(s)〕	$K_{h2}=0.60$～0.70	$K'_{h2}=0.40$～0.50
Ⅱ種地盤〔$0.2\leqq T_G<0.6$(s)〕	$K_{h2}=0.70$～0.80	
Ⅲ種地盤〔0.6(s)$\leqq T_G$〕	$K_{h2}=0.40$～0.60	

T_Gは地盤の特性値(s)を示す。

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）

改定案	現行（手引き）
5.5.3　応答変位法における地盤の水平変位振幅	**5.6.3　応答変位法における地盤の水平変位振幅**
応答変位法における構造物に作用する断面力、応力、ひずみなどは地震時における地盤の水平変位振幅から算定する。	応答変位法における構造物に作用する断面力、応力、ひずみなどは地震時における地盤の水平変位振幅から算定する。
［解　説］	**［解　説］**
(1) 地盤変位	(1) 地盤変位
実際の地震によって生ずる地盤の変位分布は極めて複雑と考えられるが、ほとんどの設計基準では、実務設計のために簡略化し、**図-5.5.9**に示すように、水平面内では正弦波形、表層地盤鉛直面内では1/4正弦波形としている。	実際の地震によって生ずる地盤の変位分布は極めて複雑と考えられるが、ほとんどの設計基準では、実務設計のために簡略化し、**図-5.6.9**に示すように、水平面内では正弦波形、表層地盤鉛直面内では1/4正弦波形としている。

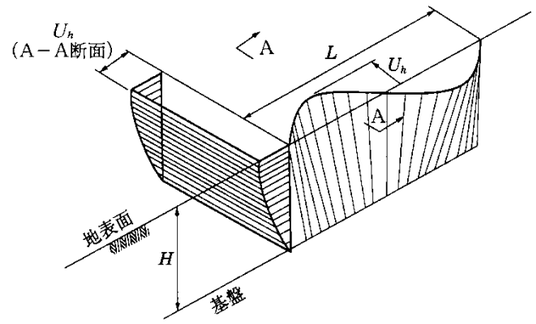
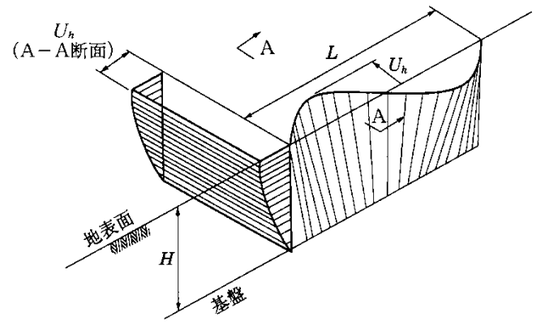

	

図-5.5.9　耐震設計における入力地盤変位	**図-5.6.9**　耐震設計における入力地盤変位
(2) 設計用入力地震動	(2) 設計用入力地震動
地中構造物の設計に用いる入力地震動は、直接構造物に作用する地震動としてではなく、周辺地盤及び地盤－構造物系の振動を評価するために設計基盤位置で設定される。	地中構造物の設計に用いる入力地震動は、直接構造物に作用する地震動としてではなく、周辺地盤及び地盤－構造物系の振動を評価するために設計基盤位置で設定される。
耐震解析法のうち静的解析法では構造物側方の構造物の影響を含まない地盤における水平方向の地盤変位分布、特に構造物位置における水平方向の地盤変位分布が必要となる。それらは、地盤のせん断波速度構造を単純なモデルに置き換え、その1次モードに対する式により求められる。**式(5.5.3)**、**式(5.5.4)**に、この振動理論を用いて求められた式を示す。	耐震解析法のうち静的解析法では構造物側方の構造物の影響を含まない地盤における水平方向の地盤変位分布、特に構造物位置における水平方向の地盤変位分布が必要となる。合わせて、構造物自体の慣性力を評価するための加速度分布も必要となる。それらは、地盤のせん断波速度構造を単純なモデルに置き換え、その1次モードに対する式により求められる。**式(5.6.3)**、**式(5.6.4)**に、この振動理論を用いて求められた式を示す。
(3) レベル1地震動における地盤の水平変位振幅	(3) レベル1地震動における地盤の水平変位振幅
レベル1地震動によって発生する地盤の変位振幅は、地表面からz(m)の位置において**式(5.5.3)**で求める。	レベル1地震動によって発生する地盤の変位振幅は、地表面からz(m)の位置において**式(5.6.3)**で求める。
$$U_h(z)=\frac{2}{\pi^2}S_V T_G K'_{h1}\cos\frac{\pi z}{2H} \quad \cdots\cdots (5.5.3)$$	$$U_h(z)=\frac{2}{\pi^2}S_V T_G K'_{h1}\cos\frac{\pi z}{2H} \quad \cdots\cdots (5.6.3)$$
ここに、$U_h(z)$：地表面からの深さz(m)における地盤の水平変位振幅(m) z：地表面からの深さ(m) S_V：基盤地震動の単位震度当たりの速度応答スペクトル（m/s） （**図-5.5.7**参照） T_G：表層地盤の特性値(s)（「**4.2.2　地盤種別**」参照） K'_{h1}：レベル1地震動の基盤面における設計水平震度	ここに、$U_h(z)$：地表面からの深さz(m)における地盤の水平変位振幅(m) z：地表面からの深さ(m) S_V：基盤地震動の単位震度当たりの速度応答スペクトル（m/s） （**図-5.6.7**参照） T_G：表層地盤の特性値(s)（「**4.2.2　地盤種別**」参照） K'_{h1}：レベル1地震動の基盤面における設計水平震度

改定案	現行（手引き）
（式(5.5.2)による） H　：表層地盤の厚さ（m） また、地盤の鉛直方向変位振幅U_Vを考慮する場合には、$U_V=\frac{1}{2}U_h$とする。 (4) レベル2地震動における地盤の水平変位振幅 レベル2地震動によって発生する地盤の変位振幅は、地表面からz(m)の位置において式(5.5.4)で求める。 $$U_h(z)=\frac{2}{\pi^2}S'_V T_G\cos\frac{\pi z}{2H} \quad \cdots\cdots (5.5.4)$$ ここに、$U_h(z)$　：地表面からの深さz(m)における地盤の水平変位振幅（m） z　：地表面からの深さ（m） S'_V　：基盤地震動の速度応答スペクトル（m/s） （図-5.5.8参照） T_G　：表層地盤の特性値(s) H　：表層地盤の厚さ（m） また、地盤の鉛直方向変位振幅U_Vを考慮する場合には、$U_V=\frac{1}{2}U_h$とする。	（式(5.6.2)による） H　：表層地盤の厚さ（m） また、地盤の鉛直方向変位振幅U_Vを考慮する場合には、$U_V=\frac{1}{2}U_h$とする。 (4) レベル2地震動における地盤の水平変位振幅 レベル2地震動によって発生する地盤の変位振幅は、地表面からz(m)の位置において式(5.6.4)で求める。 $$U_h(z)=\frac{2}{\pi^2}S'_V T_G\cos\frac{\pi z}{2H} \quad \cdots\cdots (5.6.4)$$ ここに、$U_h(z)$　：地表面からの深さz(m)における地盤の水平変位振幅（m） z　：地表面からの深さ（m） S'_V　：基盤地震動の速度応答スペクトル（m/s） （図-5.6.8参照） T_G　：表層地盤の特性値(s) H　：表層地盤の厚さ（m） また、地盤の鉛直方向変位振幅U_Vを考慮する場合には、$U_V=\frac{1}{2}U_h$とする。
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「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）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）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）

改定案

5.5.4　応答変位法による地震力の算定

(1) 暗渠（ボックスカルバート）及びポンプ場（吸水槽）は、地震時の地盤と構造物の相対変位に基づいた地震力（相対変位×地盤ばね定数）、地震時周面せん断力、地震時動水圧、地震時慣性力を適切に算定し、構造物の断面耐力、応力を評価する。

(2) パイプラインは、地震時における地盤変位を求め、これを地盤－管路間の静的な相互作用を表す地盤ばね（地盤の剛性係数）を介して管路に伝播する。すなわち、地盤の水平変位振幅から地盤のひずみを求め、地盤ひずみに伝達係数を乗じて管体ひずみを求め、管体応力は地盤の水平変位振幅、伝達係数、地震時の波長等により求める。

継手の伸縮量及び屈曲角度は地盤の水平変位振幅から求める。

［解　説］

(1) 暗渠（ボックスカルバート）の応答変位法による地震力の算定（横断方向）

地震時水平荷重の算定を、以下に示す。

ａ．地盤ばね定数

地盤ばね定数は、**式(5.5.5)**により求めるものとする。

$$\left.\begin{aligned} k_H &= k_{H0} \times (B_H/0.3)^{-3/4} \\ k_V &= k_{V0} \times (B_V/0.3)^{-3/4} \\ k_{Hs} &= \lambda\, k_H \\ k_{Vs} &= \lambda\, k_V \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (5.5.5)$$

ここに、
- k_H　：躯体側壁の水平方向ばね定数（kN/m³）
- k_V　：躯体底盤の鉛直方向ばね定数（kN/m³）
- k_{Hs}　：躯体側壁のせん断ばね定数（kN/m³）
- k_{Vs}　：躯体底盤のせん断ばね定数（kN/m³）
- k_{H0}　：直径30cmの剛体円版による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数（kN/m³）
- k_{V0}　：直径30cmの剛体円版による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数（kN/m³）
- B_H　：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅（m）
- B_V　：基礎の換算載荷幅（m）
- λ　：1/3～1/4

なお、本項に規定される各因子は以下のとおりである。

(a) 直径30cmの剛体円版による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数k_{H0}について、各種土質試験・調査により求めた変形係数から推定する場合、**式(5.5.6)**により求めてよいものとする。

$$k_{H0} = a \cdot E_0/0.3 \cdots\cdots (5.5.6)$$

ここに、
- a　：地盤反力係数の推定に用いる係数（**表-5.5.4**による）
- E_0　：**表-5.5.4**による方法で測定又は推定した、解析の対象とする位置での地盤の変形係数（kN/m²）

現行（手引き）

5.6.4　応答変位法による地震力の算定

(1) 暗渠（ボックスカルバート）及びポンプ場（吸水槽）は、地震時の地盤と構造物の相対変位に基づいた地震力（相対変位×地盤ばね定数）、地震時周面せん断力、地震時動水圧、地震時慣性力を適切に算定し、構造物の断面耐力、応力を評価する。

(2) パイプラインは、地震時における地盤変位を求め、これを地盤－管路間の静的な相互作用を表す地盤ばね（地盤の剛性係数）を介して管路に伝播する。すなわち、地盤の水平変位振幅から地盤のひずみを求め、地盤ひずみに伝達係数を乗じて管体ひずみを求め、管体応力は地盤の水平変位振幅、伝達係数、地震時の波長等により求める。

継手の伸縮量及び屈曲角度は地盤の水平変位振幅から求める。

［解　説］

(1) 暗渠（ボックスカルバート）の応答変位法による地震力の算定

詳細については、「**6.8.3　地震動の評価及び地震の影響**」を参照する。

地震時水平荷重の算定を、以下に示す。

ａ．地盤ばね定数

地盤ばね定数は、**式(5.6.5)**により求めるものとする。

$$\left.\begin{aligned} k_H &= k_{H0} \times (B_H/0.3)^{-3/4} \\ k_V &= k_{V0} \times (B_V/0.3)^{-3/4} \\ k_{Hs} &= \lambda\, k_H \\ k_{Vs} &= \lambda\, k_V \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (5.6.5)$$

ここに、
- k_H　：躯体側壁の水平方向ばね定数（kN/m³）
- k_V　：躯体底盤の鉛直方向ばね定数（kN/m³）
- k_{Hs}　：躯体側壁のせん断ばね定数（kN/m³）
- k_{Vs}　：躯体底盤のせん断ばね定数（kN/m³）
- k_{H0}　：直径30cmの剛体円版による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数（kN/m³）
- k_{V0}　：直径30cmの剛体円版による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数（kN/m³）
- B_H　：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅（m）
- B_V　：基礎の換算載荷幅（m）
- λ　：1/3～1/4

なお、本項に規定される各因子は以下のとおりである。

(a) 直径30cmの剛体円版による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数k_{H0}について、各種土質試験・調査により求めた変形係数から推定する場合、**式(5.6.6)**により求めてよいものとする。

$$k_{H0} = a \cdot E_0/0.3 \cdots\cdots (5.6.6)$$

ここに、
- a　：地盤反力係数の推定に用いる係数（**表-5.6.4**による）
- E_0　：**表-5.6.4**による方法で測定又は推定した、解析の対象とする位置での地盤の変形係数（kN/m²）

改定案

表-5.5.4　E_0とaの関係

次の実験方法による変形係数E_0（kN/m²）	a	
	常時	地震時
直径30cmの剛体円版による平板載荷試験の繰り返し曲線から求めた変形係数1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験のN値よりE_0＝2800Nで推定した変形係数	1	2

(b) 基礎の換算載荷幅B_Vについては、**式(5.5.7)**により求められるものとする。ただし、底面形状が円形の場合には直径としてよいものとする。

$$B_V=\sqrt{A_V} \quad \cdots\cdots (5.5.7)$$

ここに、　A_V　：鉛直方向の載荷面積（m²）

b．地震時荷重

暗渠躯体に作用する地震時荷重の模式図を**図-5.5.10**に示す。

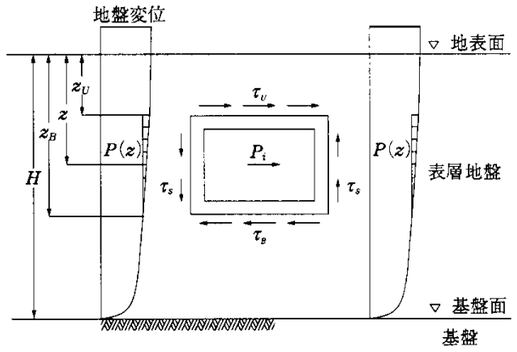


図-5.5.10　地震時荷重図

(a) 地震時水平荷重

地震時水平荷重は、深さzにおける相対変位に地盤ばね定数を乗じるもので、**式(5.5.8)**により求めるものとする。

$U(z)$、$U(zB)$は、**式(5.5.3)**、**式(5.5.4)**により求める。

$$P(z)=k_H\cdot\{U(z)-U(z_B)\} \quad \cdots\cdots (5.5.8)$$

ここに、　$P(z)$　：深さzの点における水平方向荷重（kN/m²）
　　k_H　：単位面積当たりの地盤ばね定数（kN/m³）
　　$U(z)$　：深さzの点における地盤の水平方向変位振幅（m）
　　$U(z_B)$　：深さz_B(m)における地盤の水平方向変位振幅（m）
　　z_B　：地表面から躯体底面までの深さ（m）

現行（手引き）

表-5.6.4　E_0とaの関係

次の実験方法による変形係数E_0（kN/m²）	a	
	常時	地震時
直径30cmの剛体円版による平板載荷試験の繰り返し曲線から求めた変形係数1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験のN値よりE_0＝2800Nで推定した変形係数	1	2

(b) 基礎の換算載荷幅B_Vについては、**式(5.6.7)**により求められるものとする。ただし、底面形状が円形の場合には直径としてよいものとする。

$$B_V=\sqrt{A_V} \quad \cdots\cdots (5.6.7)$$

ここに、　A_V　：鉛直方向の載荷面積（m²）

b．地震時荷重

(a) 地震時水平荷重

地震時水平荷重は、深さzにおける相対変位に地盤ばね定数を乗じるもので、**式(5.6.8)**により求めるものとする。

$U(z)$、$U(zB)$は、**式(5.6.3)**、**式(5.6.4)**により求める。

$$P(z)=k_H\cdot\{U(z)-U(z_B)\} \quad \cdots\cdots (5.6.8)$$

ここに、　$P(z)$　：深さzの点における水平方向荷重（kN/m²）
　　k_H　：単位面積当たりの地盤ばね定数（kN/m³）
　　$U(z)$　：深さzの点における地盤の水平方向変位振幅（m）
　　$U(z_B)$　：深さz_B(m)における地盤の水平方向変位振幅（m）
　　z_B　：地表面から躯体底面までの深さ（m）

改定案

表-5.5.5　地盤の相対変位と地盤ばね定数の例

位　置	節点位置	深度（m）	支配長さ（m）	地盤の絶対変位 $U(z)$（m）	地盤の相対変位 $U(z)$（m）	地盤ばね定数 k_H（kN/m^3）
剛域端	0.000	5.17	0.244	0.0237	0.0000	3,619.9
剛域端	0.088	5.08	0.088	0.0237	0.0001	1,299.5
ハンチ端	0.175	5.00	0.194	0.0237	0.0001	2,877.4
ハンチ端	0.475	4.70	0.574	0.0238	0.0001	8,520.8
	1.323	3.85	0.848	0.0239	0.0002	12,536.2
地下水位	2.170	3.00	0.999	0.0240	0.0004	14,832.4
ハンチ端	3.320	1.85	0.725	0.0241	0.0005	10,767.0
ハンチ端	3.620	1.55	0.194	0.0241	0.0005	2,877.4
剛域端	3.708	1.46	0.087	0.0241	0.0005	1,299.5
剛域端	3.795	1.38	0.219	0.0241	0.0005	3,248.7
底版底面		5.37		0.0237		
基盤面		40.95		0.0000		—

(b) 地震時周面せん断力

ア．地盤に接する暗渠躯体の外周面には、地震時周面せん断力を考慮しなければならない。

イ．地震時周面せん断力は、原則として**式(5.5.9)**により算出するものとする。

$$\left.\begin{aligned}\tau_U &= \frac{G_D}{\pi \cdot H} \cdot S_V \cdot T_G \cdot \sin\frac{\pi \cdot z_U}{2H} \\ \tau_B &= \frac{G_D}{\pi \cdot H} \cdot S_V \cdot T_G \cdot \sin\frac{\pi \cdot z_B}{2H} \\ \tau_S &= \frac{\tau_U + \tau_B}{2}\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5.5.9)$$

ここに、　τ_U ：頂版に作用する地震時周面せん断力（kN/m^2）

τ_B ：底版に作用する地震時周面せん断力（kN/m^2）

τ_S ：側壁に作用する地震時周面せん断力（kN/m^2）

S_V ：基盤面における速度応答スペクトル（cm/s）

T_G ：地盤の特性値（s）

z_U ：地表面から頂版までの深さ（m）

z_B ：地表面から底版までの深さ（m）

H ：表層地盤の厚さ（m）

G_D ：地盤の動的せん断変形係数（kN/m^2）

$$G_D = \frac{\gamma_t}{g} \cdot V_{DS2} \quad (5.5.10)$$

γ_t ：土（地盤）の単位体積重量（kN/m^3）

g ：重力加速度（9.8m/s2）

V_{DS} ：地盤のせん断弾性波速度（m/s）

V_{DS}については**表-5.5.6**により求められるV_{Si}に準拠し、i番目の地層における設計せん断弾性波速度V_{DSi}を**式(5.5.11)**により求めるものとする。

現行（手引き）

表-5.6.5　地盤の相対変位と地盤ばね定数の例

位　置	節点位置	深度（m）	支配長さ（m）	地盤の絶対変位 $U(z)$（m）	地盤の相対変位 $U(z)$（m）	地盤ばね定数 k_H（kN/m^3）
剛域端	0.000	5.17	0.244	0.0237	0.0000	3,619.9
剛域端	0.088	5.08	0.088	0.0237	0.0001	1,299.5
ハンチ端	0.175	5.00	0.194	0.0237	0.0001	2,877.4
ハンチ端	0.475	4.70	0.574	0.0238	0.0001	8,520.8
	1.323	3.85	0.848	0.0239	0.0002	12,536.2
地下水位	2.170	3.00	0.999	0.0240	0.0004	14,832.4
ハンチ端	3.320	1.85	0.725	0.0241	0.0005	10,767.0
ハンチ端	3.620	1.55	0.194	0.0241	0.0005	2,877.4
剛域端	3.708	1.46	0.087	0.0241	0.0005	1,299.5
剛域端	3.795	1.38	0.219	0.0241	0.0005	3,248.7
底版底面		5.37		0.0237		
基盤面		40.95		0.0000		—

(b) 地震時周面せん断力、地震時動水圧、地震時慣性力の詳細は「**6.8.3　地震動の評価及び地震の影響**」を参照する。

改定案	現行（手引き）

表-5.5.6　表層地盤のせん断弾性波速度（せん断ひずみとの関係）

堆積時代別土質		V_{si}（m/s）		
		10^{-3}	10^{-4}	10^{-6}
洪積層	粘性土	$129N^{0.183}$	$156N^{0.183}$	$172N^{0.183}$
	砂質土	$123N^{0.125}$	$200N^{0.125}$	$205N^{0.125}$
沖積層	粘性土	$122N^{0.0777}$	$142N^{0.0777}$	$143N^{0.0777}$
	砂質土	$61.8N^{0.211}$	$90N^{0.211}$	$103N^{0.211}$

$$V_{DSi}=C_V \cdot V_{Si} \quad \cdots\cdots (5.5.11)$$

ここに、　V_{DSi}　：地盤の動的せん断変形係数G_Dの算出に用いるi番目の地層における設計せん断弾性波速度（m/s）

V_{Si}　：**表-5.5.6**により求められる i 番目の地層におけるせん断弾性波速度（m/s）

C_V　：地盤ひずみの大きさに基づく補正係数

C_V＝0.8（V_{si}＜300m/s）

＝1.0（V_{si}≧300m/s）

（c）地震時動水圧

暗渠内が満水状態の壁体単位面積当たりの動水圧Pは、自由水面のない矩形水槽とすると、

$$P=K_h \cdot \gamma_w \cdot \frac{B}{2} \quad \cdots\cdots (5.5.12$$

ここに、　P　：壁体単位面積当たりの動水圧（kN/m2）

K_h　：設計水平震度

γ_w　：水の単位体積重量（kN/m3）

B　：水路幅（m）

（d）地震時慣性力

$$P_i=W \cdot K_h \quad \cdots\cdots (5.5.13)$$

ここに、　W　：躯体重量（kN）

K_h　：設計水平震度

(2) 暗渠（ボックスカルバート）の応答変位法による縦断方向の計算方法

縦断方向の応答変位法に用いる地盤応答値の計算は、以下の方法によるものとする。

a．縦断方向の変位・応力の発生は、縦断方向におけるひずみの発生に起因している。埋設管路の既往の実験やアレー観測等から地盤の変位をsinカーブの進行波として想定し、弾性床上のはりモデルに発生する断面力及び継手部の相対変位量が解析解として提示されている。「共同溝設計指針」や「水道施設耐震工法指針」などでは、これらの解析解を用いた設計計算が標準的な方法として規定されており、本手引きにおいても、原則として**式(5.5.14)**によって計算される地盤ひずみ（管

c．暗渠（ボックスカルバート）の縦断方向の計算

地盤ひずみ、暗渠の縦断方向に生じる断面力、地盤に生じたひずみの構造物に対する伝達率、地盤の剛性係数の詳細は「**6.8.3**」を参照する。

(2) パイプラインの応答変位法による地震力の算定

詳細については、「**6.7.4　地震動の評価及び地震の影響**」を参照する。

地震時の軸方向のひずみの算定を、以下に示す。

a．表層地盤の特性値

地盤を表層（2層）と基盤層の2層モデルに置き換えて、表層地盤の特性値T_Gを求める（「**4.2.2**

改定案	現行（手引き）

改定案

軸方向）を用いるものとする。

$$\varepsilon_G = \pi \cdot U_h / L \quad \cdots\cdots (5.5.14)$$

ここに、 ε_G ：地盤のひずみ（管軸方向）

U_h ：管軸上の地盤の水平変位振幅(m)

L ：波長（m）

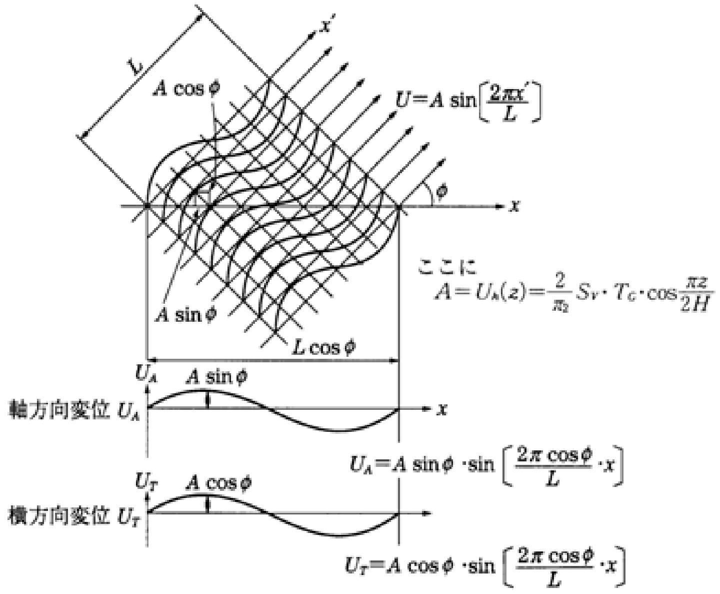


図-5.5.11 暗渠の縦断方向の応答変位法に適用する表層地盤の地震時地盤運動の変位振幅分布

b．地盤が暗渠方向に比較的一様な場合に、暗渠の縦断方向に生じる断面力は以下により求める。
暗渠の継手近傍を除いた断面に生じる断面力は、**式(5.5.15)**により算定する。

$$\left.\begin{aligned} P_h &= \alpha_1 \cdot \xi_1 \frac{\pi E \cdot A}{L} \cdot U_h \\ P_V &= \alpha_1 \cdot \xi_1 \frac{\pi E \cdot A}{L} \cdot \frac{U_h + U_V}{2} \\ M_h &= \alpha_2 \cdot \xi_2 \frac{4\pi^2 E \cdot I_h}{L^2} \cdot U_h \\ M_V &= \alpha_3 \cdot \xi_3 \frac{4\pi^2 E \cdot I_V}{L^2} \cdot U_V \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (5.5.15)$$

ここに、 P_h、P_V ：水平面内及び鉛直面内の地震振動による軸力（kN）

M_h、M_V ：水平面内及び鉛直面内の地盤振動による曲げモーメント（kN・m）

E ：コンクリートのヤング係数（kN/m²）

A ：暗渠の断面積（m²）

I_h、I_V ：暗渠の水平面内及び鉛直面内の断面二次モーメント（m⁴）

U_h、U_V ：暗渠の重心位置の深さにおける地震振動の水平方向及び鉛直方向の変位振幅(m)で、**式(5.5.3)**及び**式(5.5.4)**による。

現行（手引き）

地盤種別」参照)。

b．地震時の波長

波長Lは、表層地盤のせん断震動により地盤変位が最大となるときの波長と表層地盤の固有周期に相当する時間に基盤内に伝播するせん断波動が進む距離の調和平均をとり、次式で求められる。（記号説明は**式(6.7.3)**、**式(6.7.4)**を参照する）

$$L = \frac{2 \cdot L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2} \quad \cdots\cdots (5.6.9)$$

改定案	現行（手引き）

L　：地盤振動の波長（m）

α_1、α_2、α_3　：暗渠の縦断方向と、これに直交する水平面内及び鉛直面内の地盤に生じたひずみの構造物に対する伝達率

ξ_1、ξ_2、ξ_3　：暗渠の継手を設けた場合の断面力低減係数

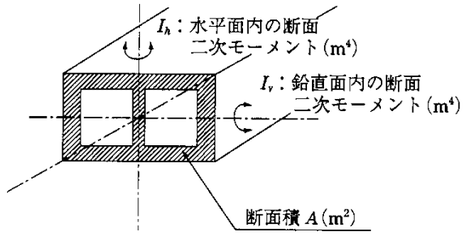
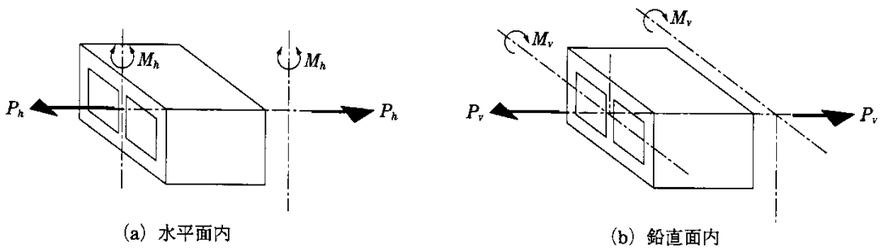


図-5.5.12　暗渠の縦断方向の断面諸定数



(a) 水平面内　　(b) 鉛直面内

図-5.5.13　暗渠の縦断方向の応答変位法で求められる断面力の概念図

c．地盤に生じたひずみの構造物に対する伝達率α_1、α_2、α_3は、**式(5.5.15)**により算出したものを用いてよい。

$$\left.\begin{aligned}\alpha_1&=\frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda_1\cdot L'}\right)^2}\\ \alpha_2&=\frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda_2\cdot L}\right)^4}\\ \alpha_3&=\frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda_3\cdot L}\right)^4}\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(5.5.16)$$

$$\left.\begin{aligned}\lambda_1&=\sqrt{\frac{K_1}{EA}}\,(\mathrm{m}^{-1})\\ \lambda_2&=\sqrt[4]{\frac{K_2}{EI_h}}\,(\mathrm{m}^{-1})\\ \lambda_3&=\sqrt[4]{\frac{K_3}{EI_h}}\,(\mathrm{m}^{-1})\\ L'&=\sqrt{2}\cdot L(\mathrm{m})\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(5.5.17)$$

c．地盤の剛性係数

すべりを考慮しない耐震計算式（パイプラインのレベル1地震動）では、埋設管路の管軸方向及び管軸直交方向の単位長さ当たりの地盤の剛性係数（すなわち、地盤ばねのこと）K_{g1}、K_{g2}が必要となるが、それらは次式によって求める。（記号説明は**式(6.7.5)**、**式(6.7.6)**を参照する）

$$K_{g1}=C_1\cdot\frac{\gamma_t}{g}\cdot V_S^2\quad\cdots\cdots(5.6.10)$$

$$K_{g2}=C_2\cdot\frac{\gamma_t}{g}\cdot V_S^2\quad\cdots\cdots(5.6.11)$$

改定案	現行（手引き）
ここに、　K_1、K_2、K_3：暗渠の縦断方向と、これに直交する水平面内及び鉛直面内の地盤の剛性係数（kN/m²）である。 d．地盤の剛性係数K_1、K_2、K_3は、**式(5.5.18)**により算出したものを用いてよい。 $K_1=C_1\cdot G_D$ $K_2=C_2\cdot G_D$ $K_3=C_3\cdot G_D$　……（5.5.18） ここに、C_1、C_2、C_3：地盤の剛性係数K_1、K_2、K_3に対する定数で実験等による調査結果に基づいて定めるのが望ましい。一般には、C_1、C_2は1.0、C_3は3.0としてよい。 G_D：表層地盤のせん断変形係数（kN/m²）で、式(5.5.19)による。 $G_D=\frac{\gamma_{teq}}{g}\cdot V_{DS}^{\ 2}$　……（5.5.19） γ_{teq}：表層地盤の換算単位体積重量（kN/m³）で、**式(5.5.20)**による。 $\gamma_{teq}=\frac{\Sigma\,\gamma_{ti}\cdot Hi}{H}$　……（5.5.20） γ_{ti}：表層地盤の第i層の土の単位体積重量（kN/m³） H_i：表層地盤の第i層の厚さ（m） H：表層地盤の厚さ（m） V_{DS}：表層地盤のせん断弾性波速度（m/s）で、**式(5.5.21)**による。 $V_{DS}=\frac{4H}{T_G}$　……（5.5.21） T_G：表層地盤の特性値（s） g：重力の加速度（9.8m/s²） e．暗渠の躯体を接続する継手部における変形量（縦断方向の相対伸縮量）の算出は、「共同溝耐震設計要領（案）」に示される次式によって行う。 $\lvert Uj\rvert=U_o\overline{U_j}$　……（5.5.22） ここに、$\lvert Uj\rvert$：軸方向相対伸縮量（m） U_o：無限連続はりとした場合の縦断方向の相対変位量 $\overline{U_j}=\frac{2\gamma_1\lvert\cosh\beta_1-\cos\gamma_1\rvert}{\beta_1\sinh\beta_1}$　……（5.5.23）	d．管軸上の地盤の水平変位振幅 上記a.の表層地盤の特性値を用いて、レベル1、レベル２地震動の水平変位振幅$U(z)$を求める（「**5.6.3　応答変位法による地盤の水平変位振幅**」参照）。 e．管体ひずみ レベル1地震動における一体構造管路（鋼管）の場合を示す。 (a) 地盤ひずみ 地盤ひずみ（管軸方向）ε_Gは、地盤水平変位振幅及び波長から、**式(5.6.12)**により求める（記号説明は**式(6.7.12)**を参照する）。 $\varepsilon_G=\frac{\pi U_h}{L}$　……（5.6.12） (b) 管体ひずみ 管体ひずみは、地盤ひずみに伝達係数を乗じて求める。α_1、α_2は地盤変位の管路への伝達係数であり、その値は管路剛性と地盤ばね剛性の比率によって定まる。地震波動による地盤ひずみε_Gは波長Lと振幅U_hから算定される。また、管路の変形は地盤変形と相似であることから、地震時における管体ひずみ（軸ひずみε_{1L}、曲げひずみε_{1B}）は地盤ひずみに伝達係数を乗じて求められる（記号説明は**式(6.7.13)～式(6.7.19)**を参照する）。 ア．軸ひずみと曲げひずみ $\varepsilon_{1L}=\alpha_1\cdot\varepsilon_G$　……（5.6.13） $\varepsilon_{1B}=\alpha_2\frac{2\pi D}{L}\varepsilon_G$　……（5.6.14） $\varepsilon_{1x}=\sqrt{\gamma\cdot\varepsilon_{1L}^2+\varepsilon_{1B}^2}$　……（5.6.15） $\varepsilon_G=\frac{\pi U_h}{L}$　……（5.6.16） イ．伝達係数 $\alpha_1=\frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda_1 L'}\right)^2}$　……（5.6.17） $\alpha_2=\frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L}\right)^4}$　……（5.6.18） **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）

改定案	現行（手引き）

$$U_o = a_1 U_a$$

$$a_1 = \frac{1}{1+(\gamma_1/\beta_1)^2}$$

$$\beta_1 (= \lambda\ell) = \sqrt{\frac{K_1}{EA}} \cdot \ell = \mu_1 \cdot \nu_1 \qquad \cdots\cdots (5.5.24)$$

$$\tau_1 = \frac{2\pi\ell}{L'} = 2\pi\nu_1, \nu_1 = \frac{\ell}{L'}$$

EA　：伸び剛性（kN）

l　：継手間隔（kN）

K　：伸び剛性（kN）

L'　：みかけの地盤振動の波長で $L' = \sqrt{2}L$ （m）

L　：地盤振動の波長（m）

U_a　：暗渠の縦断方向の地盤の水平地盤振幅（m）

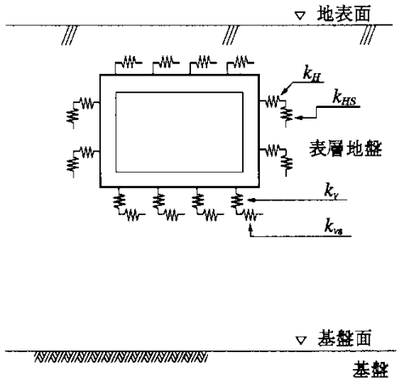
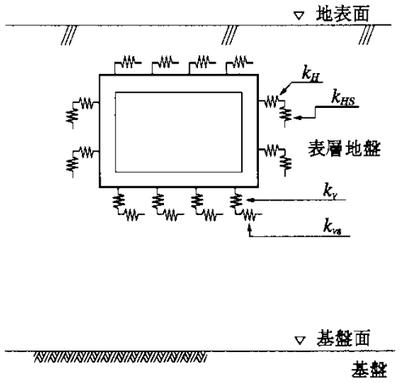
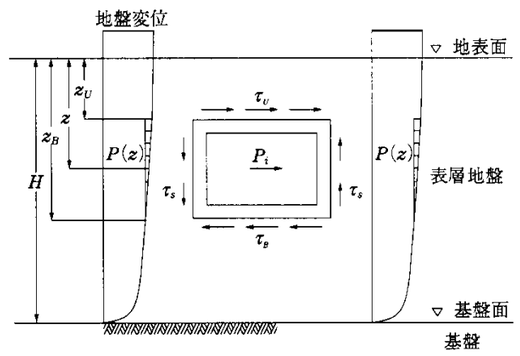
$$U_a = \frac{1}{\sqrt{2}} U_h(z)$$

引用・参考文献

ⅰ）日本道路協会：共同溝設計指針（1986）

ⅱ）日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説（2009）

ⅲ）日本下水道協会：下水道施設の耐震対策指針と解説（2006）

改定案	現行（手引き）
5.5.5　応答変位法の照査内容	**5.6.5　応答変位法の照査内容**
応答変位の照査は、それぞれの構造物の種類に応じて検討する方向と照査項目及び照査法を適用する。 (1) パイプラインは長軸方向において、構造形式に応じ、ひずみ、応力、継手伸縮量・屈曲角度の照査を行う。 (2) ポンプ場は横断方向において、曲げモーメント、せん断力、軸力をレベル1地震動では許容応力度法、レベル2地震動では限界状態設計法で照査を行う。 (3) 暗渠（ボックスカルバート）は横断方向において曲げモーメント、せん断力をレベル1地震動では許容応力度法、レベル2地震動では限界状態設計法にて照査を行う。長軸方向において曲げモーメントをレベル1地震動では許容応力度法、レベル２地震動では限界状態設計法で照査を行うとともに継手部の変位に対する照査を行う。	応答変位の照査は、それぞれの構造物の種類に応じて検討する方向と照査項目及び照査法を適用する。 (1) パイプラインは長軸方向において、構造形式に応じ、ひずみ、応力、継手伸縮量・屈曲角度の照査を行う。 (2) ポンプ場は横断方向において、曲げモーメント、せん断力、軸力をレベル1地震動では許容応力度法、レベル2地震動では限界状態設計法で照査を行う。 (3) 暗渠（ボックスカルバート）は横断方向において曲げモーメント、せん断力をレベル1地震動では許容応力度法、レベル2地震動では限界状態設計法にて照査を行う。長軸方向において曲げモーメントをレベル1地震動では許容応力度法、レベル２地震動では限界状態設計法で照査を行うとともに継手部の変位に対する照査を行う。
［解　説］ それぞれの構造物の種類に応じ照査項目を記述したが、必要に応じて軸力や残留ひずみの照査を行う。 (1) 線状地中構造物（パイプライン） 線状地中構造物の耐震設計は、土地改良事業計画設計基準設計「パイプライン」（2009）等に準拠して計算を行う。まず、速度応答スペクトルから、長軸方向の地盤変位振幅U_h、地盤ひずみε_Gを求め、次に管体応力やひずみ及び継手を用いる場合は継手伸縮量や継手屈曲角度について検討を行う。 (2) 幅広地中構造物（ポンプ場（吸水槽）） 耐震設計モデル図、図-5.5.14に示す。基本的には、このような平面骨組モデルを用いて解析を行い断面力を算定し、部材の耐力照査を行う。照査法はレベル1地震動とレベル2地震動について、それぞれ許容応力度法と限界状態設計法を用いるものとする。	**［解　説］** それぞれの構造物の種類に応じ照査項目を記述したが、必要に応じて軸力や残留ひずみの照査を行う。 (1) 線状地中構造物（パイプライン） 線状地中構造物の耐震設計は、「水道施設耐震工法指針」に準拠して計算を行う。まず、速度応答スペクトルから、長軸方向の地盤変位振幅U_h、地盤ひずみε_Gを求め、次に管体応力やひずみ及び継手を用いる場合は継手伸縮量や継手屈曲角度について検討を行う。 (2) 幅広地中構造物（ポンプ場（吸水槽）） 耐震設計モデル図(**図-5.6.10**)と地震時の荷重図(**図-5.6.11**)を示す。基本的には、このような平面骨組モデルを用いて解析を行い断面力を算定し、部材の耐力照査を行う。照査法はレベル1地震動とレベル2地震動について、それぞれ許容応力度法と限界状態設計法を用いるものとする。
 **図-5.5.14**　耐震設計モデル図	 **図-5.6.10**　耐震設計モデル図  **図-5.6.11**　地震時荷重図
	検討、照査内容の詳細は、「**資料編　耐震設計例**」を参照する。

改定案

(3) 中間的地中構造物（暗渠（ボックスカルバート））

比較的大きい断面を持つ暗渠（ボックスカルバート)については、横断方向も地盤の変位の影響を大きく受けやすい。そのため、前述の幅広地中構造物のポンプ場と同様の方法で、ボックスカルバートの横断方向の検討、照査を行う。照査法は、レベル１地震動には許容応力度法、レベル２地震動には限界状態設計法を用いる。

一方、長軸方向については、パイプラインと同様、長軸方向の地盤ひずみを算定し、部材に発生する管軸方向の断面力と耐力の照査を行う。この場合の照査法も、横断方向と同様、レベル1地震動には許容応力度法を、レベル2地震動には限界状態設計法を適用する。

表-5,5.7 応答変位法における照査法

構造物種類		パイプライン（線状地中構造物）	暗渠（ボックスカルバート）（中間的地中構造物）	ポンプ場（吸水槽）（幅広地中構造物）
検討方向と照査項目		長軸方向： ・継手伸縮量、屈曲角（一体管構造） ・管体ひずみ・応力（継手管構造）	長軸方向、横断方向： ・曲げモーメント、せん断力、変位 長軸方向： ・継手部変位	横断方向 曲げモーメント、せん断力、軸力
照査法	レベル1	応答変位法（地盤と管路間のすべりは考慮しない）	許容応力度法	許容応力度法
	レベル2	応答変位法（地盤と管路間のすべりを考慮する）	限界状態設計法	限界状態設計法
構造物の特徴		長軸方向に沿う軸力、曲げモーメントに支配される。	パイプラインとポンプ場の両方の特徴を併せ持つ。	構造物上下端で変位差が大きく、地盤のせん断変形に基づく周面せん断力が支配的。長手方向の剛性は大きい。

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（1997年版）（1997）

現行（手引き）

(3) 中間的地中構造物（暗渠（ボックスカルバート））

比較的大きい断面を持つ暗渠（ボックスカルバート)については、横断方向も地盤の変位の影響を大きく受けやすい。そのため、前述の幅広地中構造物のポンプ場と同様の方法で、ボックスカルバートの横断方向の検討、照査を行う。照査法は、レベル１地震動には許容応力度法、レベル２地震動には限界状態設計法を用いる。

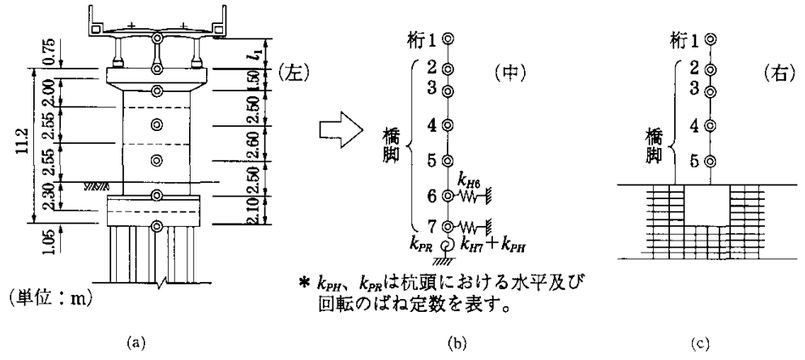
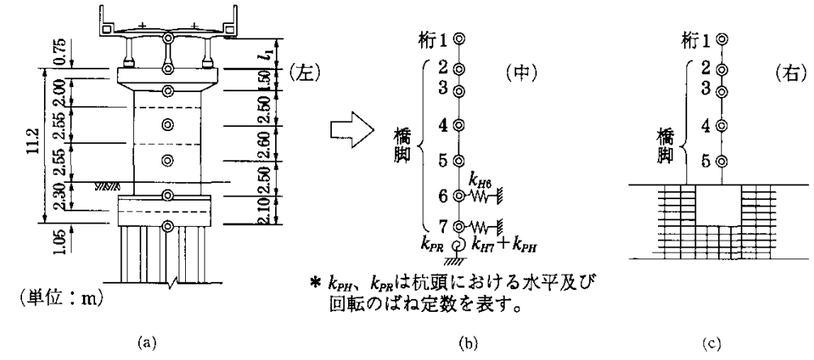
一方、長軸方向については、パイプラインと同様、長軸方向の地盤ひずみを算定し、部材に発生する管軸方向の断面力と耐力の照査を行う。この場合の照査法も、横断方向と同様、レベル1地震動には許容応力度法を、レベル2地震動には限界状態設計法を適用する。

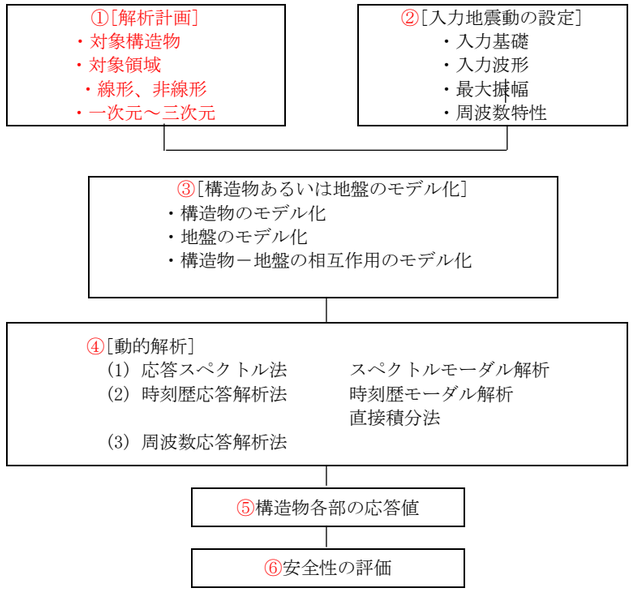
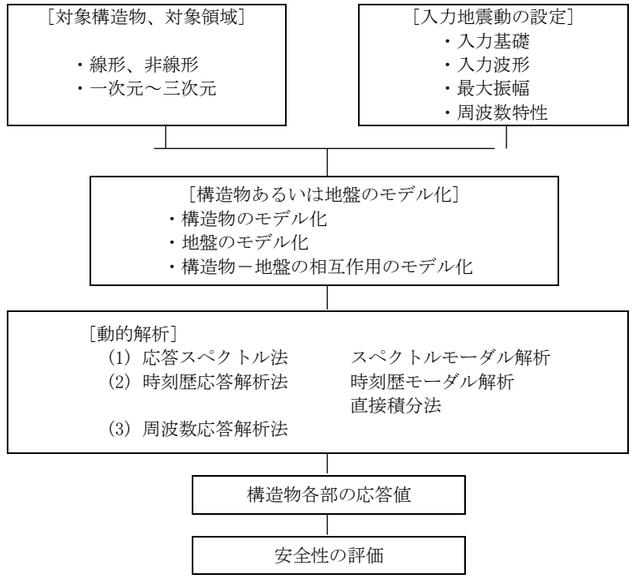
表-5,6.6 応答変位法における照査法

構造物種類		パイプライン（線状地中構造物）	暗渠（ボックスカルバート）（中間的地中構造物）	ポンプ場（吸水槽）（幅広地中構造物）
検討方向と照査項目		長軸方向 管体ひずみ・応力、変位	長軸方向、横断方向 曲げモーメント、せん断力、変位	横断方向 曲げモーメント、せん断力、軸力
照査法	レベル1	応答変位法（地盤と管路間のすべりは考慮しない）	許容応力度法	許容応力度法
	レベル2	応答変位法（地盤と管路間のすべりを考慮する）	限界状態設計法	限界状態設計法
構造物の特徴		長軸方向に沿う軸力、曲げモーメントに支配される。	パイプラインとポンプ場の両方の特徴を併せ持つ。	構造物上下端で変位差が大きく、地盤のせん断変形に基づく周面せん断力が支配的。長手方向の剛性は大きい。

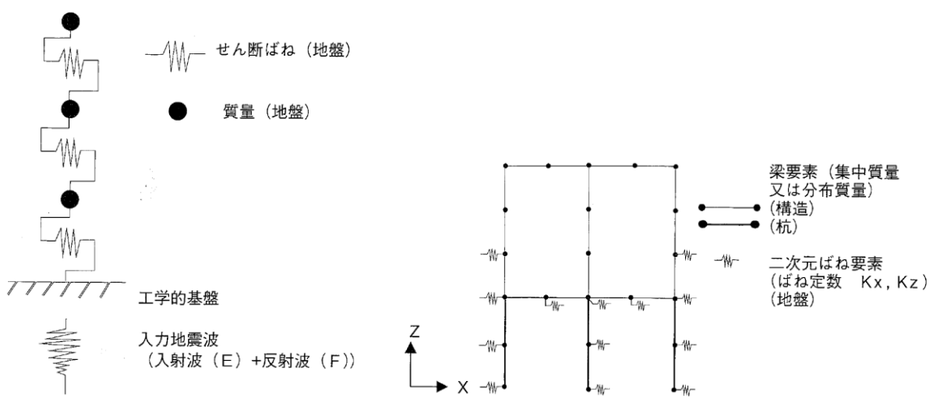
引用・参考文献

ⅰ）日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説（1997年版）（1997）

改定案	現行（手引き）
5.6　動的解析法	**5.7　動的解析法**
動的解析法とは、地震時における構造物の動的な挙動を、動力学的に解析して設計する耐震計算法である。本指針では、エネルギー一定則の適用が限定される場合や振動特性が複数のモードに支配される場合等、振動特性が複雑な構造物に適用するものとする。 動的解析法は、静的解析法に比べて実際の現象に近い挙動を再現でき、いろいろな構造物や地盤に適用できる。しかし、モデル化や入力地震動の設定によって解析結果が大きく変化するので、目的に合った解析法を適用することが必要である。	動的解析法とは、地震時における構造物の動的な挙動を、動力学的に解析して設計する耐震設計法である。本手引きでは、エネルギー一定則の適用が限定される場合や振動特性が複数のモードに支配される場合等、振動特性が複雑な構造物に適用するものとする。 動的解析法は、静的解析法に比べて実際の現象に近い挙動を再現でき、いろいろな構造物や地盤に適用できる。しかし、モデル化や入力地震動の設定によって解析結果が大きく変化するので、目的に合った解析法を適用することが必要である。
［解　説］ (1) 基本的な考え方 a．動的解析は、構造物の耐震計算を行う場合、地震力を実際と同様に時々刻々動的に変化する波として入力し、構造物各部に生じる変位や加速度などの応答を計算して構造物の安全性を検討する設計法である。 震度法や地震時保有水平耐力法は、動的な地震力を静的な地震力に置き換えて行う耐震計算であり、構造物の共振や減衰などの動的な挙動は反映されにくい。 これに対し、動的解析は、構造物の固有周期、減衰定数、非線形履歴特性などの動的特性をモデルで表現し解析するため、定数の設定、モデル化などが適切であれば、ある精度で構造物の動的挙動を計算で表現できる。 動的解析で基礎を含めた全体で動的応答を求める場合、通常は質量が有限個の節点に集中しているとしてモデル化するばね・マス系の質点系（**図-5.6.1**）で解析する。ただし、土構造物で地盤との相互作用に着目する場合は、動的有限要素解析（**図-5.6.1**(c)）を利用する場合もある。	［解　説］ (1) 基本的な考え方 a．動的解析は、構造物の耐震設計を行う場合、地震力を実際と同様に時々刻々動的に変化する波として入力し、構造物各部に生じる変位や加速度などの応答を計算して構造物の安全性を検討する設計法である。 震度法や地震時保有水平耐力法は、動的な地震力を静的な地震力に置き換えて行う耐震設計であり、構造物の共振や減衰などの動的な挙動は反映されにくい。 これに対し、動的解析は、構造物の固有周期、減衰定数、非線形履歴特性などの動的特性をモデルで表現し解析するため、定数の設定、モデル化などが適切であれば、ある精度で構造物の動的挙動を計算で表現できる。 動的解析で基礎を含めた全体で動的応答を求める場合、通常は質量が有限個の節点に集中しているとしてモデル化するばね・マス系の質点系（**図-5.7.1**）で解析する。ただし、土構造物で地盤との相互作用に着目する場合は、動的有限要素解析（**図-5.7.1**(c)）を利用する場合もある。
 **図-5.6.1　動的解析のモデル**	 **図-5.7.1　動的解析のモデル**
b．動的解析により安全性を照査する場合は、以下の点を確認するものとする。 (a) 解析モデルで想定した箇所以外に塑性化が生じていないこと。 (b) 当該部材に塑性化が生じることにより橋全体系が不安定にならないこと。 (c) 塑性化を考慮してはならない部材に塑性化が生じていないこと。	b．動的解析により安全性を照査する場合は、以下の点を確認するものとする。 (a) 解析モデルで想定した箇所以外に塑性化が生じていないこと。 (b) 当該部材に塑性化が生じることにより橋全体系が不安定にならないこと。 (c) 塑性化を考慮してはならない部材に塑性化が生じていないこと。

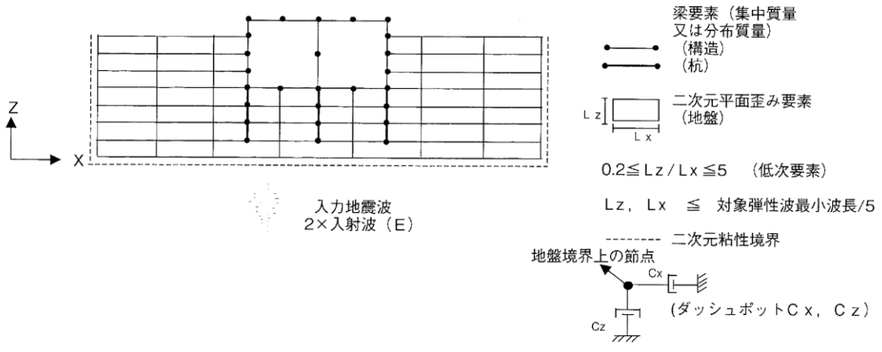
改定案	現行（手引き）
c．**図-5.6.2**に、動的解析法のフローを示す。  **図-5.6.2**　動的解析法のフロー	c．**図-5.7.2**に、動的解析法のフローを示す。入力地震動の設定については、「道路橋の耐震設計に関する資料」（平成9年3月）及び「コンクリート標準示方書（耐震性能照査編）」（2002年12月）によるものとする。  **図-5.7.2**　動的解析法のフロー
d. 各検討項目の概要と留意点について、以下に示す。 ①解析計画 解析の対象とする対象（構造物、地盤あるいは地盤と構造物の連成系）、対象領域（範囲）を決定する。想定される応答の状態によって、線形解析、非線形解析、あるいはそれらの混合のどの手法を用いるか設定する。また、一次元モデル、二次元モデル、三次元モデル（軸対称モデルを含む）を選択する。 ②入力地震動の設定 入力地震動の設定については、「水道施設耐震工法指針・解説」（平成21年）、「道路橋示方書・同解説　Ⅴ耐震設計編」（平成24年)及び「コンクリート標準示方書」（2012年)が参考となる。 動的解析法として応答スペクトル法を用いる場合には、第２章に規定する加速度応答スペクトル（例えば、**図-2.2.2**）を適用することができる。 一方、動的解析法として時刻歴応答解析法を用いる場合には、地震動の強度、周期特性、継続時間、構造物の固有周期、減衰定数等を考慮して、既往の代表的な強震記録を第２章に規定される加速度応答スペクトルに適合するように振幅調整してい求めた加速度波形等を用いることができる。このときの強震波形の選定においては、次の観点に留意する必要がある。 i）振幅の調整量をできるだけ小さくするために、振幅調整しようとする強震記録の加速度応答スペクトルが目標とする加速度応答スペクトルに近似した特性を有すること ii)タイプⅠの地震動については、平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震で得られた強震記録のように継続時間が長い特性を、また、タイプⅡの地震動については、平成7年（1995年）兵庫県南部地震で得られた強震記録のように継続時間は短いが、構造物の非線形応答に与える影響が大きい特性	

改定案	現行（手引き）
を、それぞれ有すること ③構造物あるいは地盤のモデル化 動的解析を行う対象構造物は、構造物（付属設備を含む）、基礎、地盤、液体（内容水等）の組み合わせで構成されている。動的解析モデルは、その対象と目的に応じてそれぞれを適切にモデル化する。また、構造物と地盤、又は、構造物と液体の動的相互作用を必要に応じて考慮できる適切なモデルを採用する。 構造物の解析モデルは「有限要素によるモデル」、「質点と線材によるモデル」がある。また、構造物の応答特性により三次元ではなく二次元のモデルとする場合もある。	



(1) 表層地盤の一次元せん断ばねモデル

(2) 二次元フレームモデル

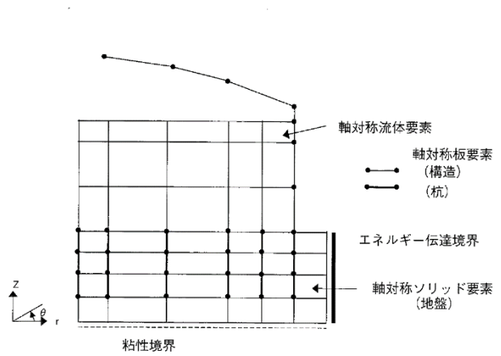


(3) 二次元フレーム・有限要素モデル

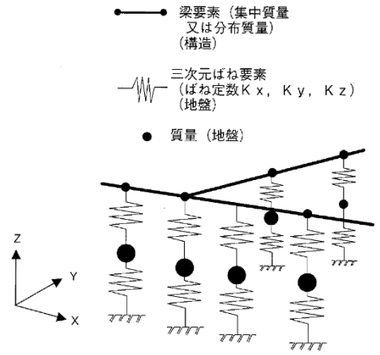
図-5.6.3(1) 解析モデル例の概略図（1）

「水道施設耐震工法指針・解説」（平成21年3月）p.56より

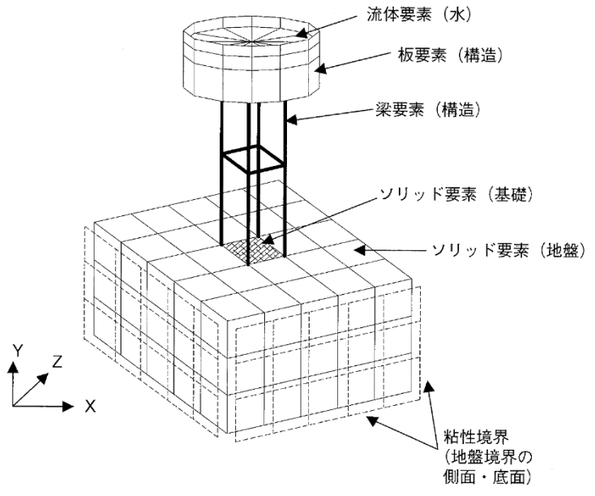
改定案	現行（手引き）



(4) 軸対称有限要素モデル



(5) ばね・質点モデル



(6) 三次元モデル

図-5.6.3(2) 解析モデル例の概略図（2）

「水道施設耐震工法指針・解説」（平成21年3月）ｐ.56より

改定案

④動的解析

動的解析の原理は、対象とする振動系の運動方程式を解くことに帰着するが、その解き方には種々の方法がある。

動的解析法を大別すると、以下のようになる。

ａ．応答スペクトルを用い最大応答を求める方法

(a) 応答スペクトル法

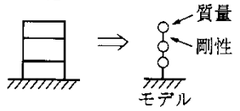
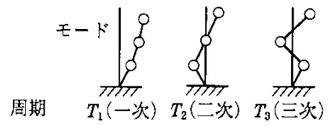
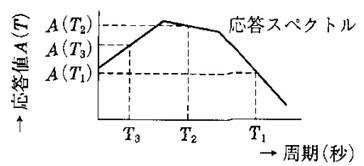
ｂ．想定地震動に対して直接応答を求める方法

(a) 時刻歴応答解析法

(b) 周波数応答解析法

これらの動的解析法の概要を、**表-5.6.4～表-5.6.5**に示す。

表-5.6.4 応答スペクトル法の概要

解析手法	１．応答スペクトル法（スペクトルモーダル解析法）
解説	線形多自由度の振動系の地震応答が各振動モードの重ね合せで与えられることを利用し、各振動モードごとの最大応答値を応答スペクトル曲線を用いて求め、これから最大応答値を求めるものである。 最大応答値の近似値を与える方法として、一般的には上記で示した各次の応答値の二乗和の平方根を取る方法(SRSS法：Square Root of Sum of Squares)が用いられる。 この方法は、異なる振動モードの固有周期が十分に離れているときにはよい近似を与えるが、これらが近接した場合には過大な結果を与える場合がある。このような点を補う方法として、完全二次結合法(CQC法:A Complete Quadratic Combination Method)の適用も考えられる。
解析概要	１．構造物のモデル化  ２．固有周期、固有モードの算出  ３．各モードに対する応答値の決定  ４．応答値の重ね合わせ $A=\sqrt{\sum_{i=1}^{n}\{A(T_i)\}^2}$

現行（手引き）

［参　考］

(1) 動的解析法の分類

動的解析の原理は、対象とする振動系の運動方程式を解くことに帰着するが、その解き方には種々の方法がある。

動的解析法を大別すると、以下のようになる。

ａ．応答スペクトルを用い最大応答を求める方法

(a) 応答スペクトル法

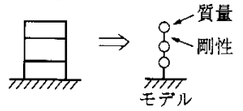
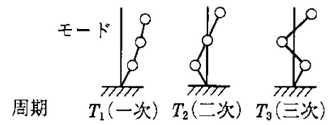
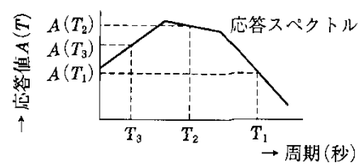
ｂ．想定地震動に対して直接応答を求める方法

(a) 時刻歴応答解析法

(b) 周波数応答解析法

これらの動的解析法の概要を、**表-5.7参1～表-5.7参4**に示す。

表-5.7参1 応答スペクトル法の概要

解析手法	１．応答スペクトル法（スペクトルモーダル解析法）
解説	線形多自由度の振動系の地震応答が各振動モードの重ね合せで与えられることを利用し、各振動モードごとの最大応答値を応答スペクトル曲線を用いて求め、これから最大応答値を求めるものである。 最大応答値の近似値を与える方法として、一般的には上記で示した各次の応答値の二乗和の平方根を取る方法(SRSS法：Square Root of Sum of Squares)が用いられる。 この方法は、異なる振動モードの固有周期が十分に離れているときにはよい近似を与えるが、これらが近接した場合には過大な結果を与える場合がある。このような点を補う方法として、完全二次結合法(CQC法:A Complete Quadratic Combination Method)の適用も考えられる。
解析概要	１．構造物のモデル化  ２．固有周期、固有モードの算出  ３．各モードに対する応答値の決定  ４．応答値の重ね合わせ $A=\sqrt{\sum_{i=1}^{n}\{A(T_i)\}^2}$

改定案

表-5.6.5　時刻歴応答解析法（時刻歴モーダル解析法）

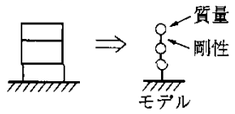
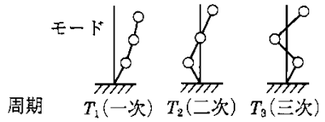
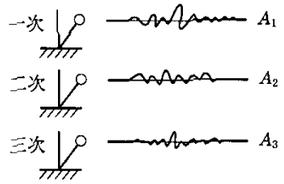
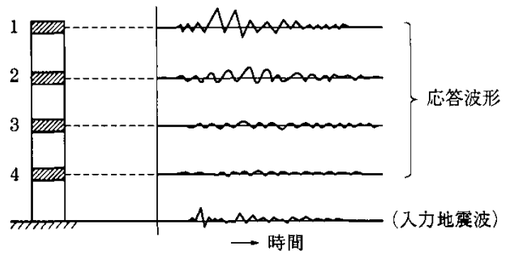
解析手法	2．時刻歴応答解析法 (a) 時刻歴モーダル解析法
解説	運動方程式における減衰マトリックスが比例減衰で表される場合には、モードの直交条件を使うことにより、全体の応答を1自由度系の応答の重ね合せとして表現できる。 この特性を利用し、各モードごとに等価な1質点系モデルの時刻歴応答を計算してそれらの結果を重ね合わせることにより、対象とする振動系の時刻歴応答を求めるものである。
解析概要	1．構造物のモデル化  2．固有周期、固有モードの算出  3．各モードに対する応答値の決定  4．応答値の重ね合わせ $A=\sum_{i=1}^{n}A_i$

表-5.6.6　時刻歴応答解析法（直接積分法）

解析手法	2．時刻歴応答解析法 (b) 直接積分法
解説	振動系の運動方程式を時々刻々、直接数値積分して応答を求めるものである。積分方法としては、種々の方法があるが、よく用いられるのは以下の方法である。 a．ニューマーク（Newmark）のβ法 b．ウィルソン（Wilson）のθ法 c．ルンゲークッタ（Runge-Kutta）法 d．線形加速度法 e．台形則 直接積分法では、ある計算ステップごとに剛性マトリクスを変化させて計算することができるため、非線形振動に対しても、適用が可能である。 この手法は、吊橋等のように高次のモードを多数含む複雑な振動性状を示す構造物や、弾塑性解析の必要のある場合によく用いられる。
解析概要	

現行（手引き）

表-5.7参2　時刻歴応答解析法（時刻歴モーダル解析法）

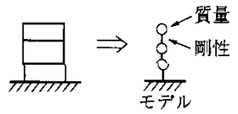
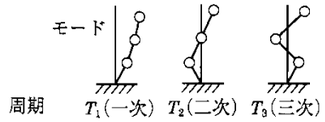
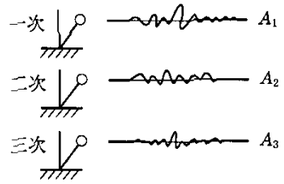
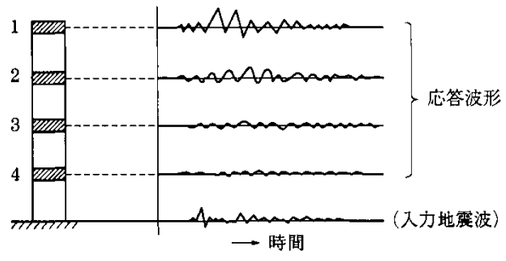
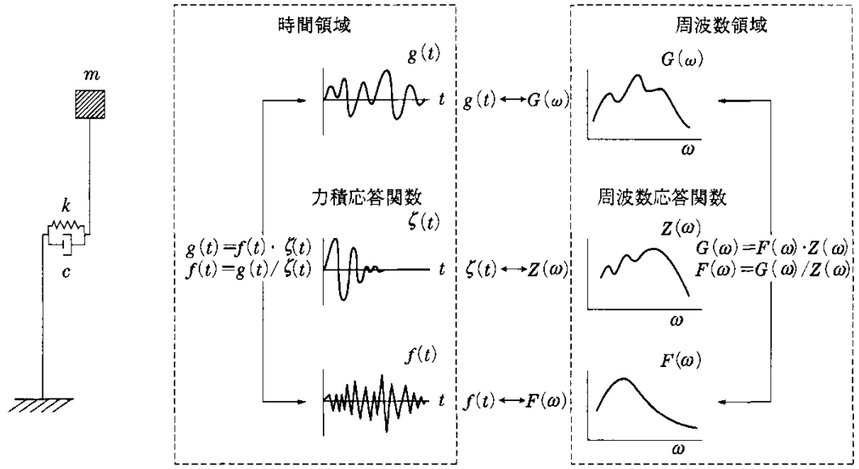
解析手法	2．時刻歴応答解析法 (a) 時刻歴モーダル解析法
解説	運動方程式における減衰マトリックスが比例減衰で表される場合には、モードの直交条件を使うことにより、全体の応答を1自由度系の応答の重ね合せとして表現できる。 この特性を利用し、各モードごとに等価な1質点系モデルの時刻歴応答を計算してそれらの結果を重ね合わせることにより、対象とする振動系の時刻歴応答を求めるものである。
解析概要	1．構造物のモデル化  2．固有周期、固有モードの算出  3．各モードに対する応答値の決定  4．応答値の重ね合わせ $A=\sum_{i=1}^{n}A_i$

表-5.7参3　時刻歴応答解析法（直接積分法）

解析手法	2．時刻歴応答解析法 (b) 直接積分法
解説	振動系の運動方程式を時々刻々、直接数値積分して応答を求めるものである。積分方法としては、種々の方法があるが、よく用いられるのは以下の方法である。 a．ニューマーク（Newmark）のβ法 b．ウィルソン（Wilson）のθ法 c．ルンゲークッタ（Runge-Kutta）法 d．線形加速度法 e．台形則 直接積分法では、ある計算ステップごとに剛性マトリクスを変化させて計算することができるため、非線形振動に対しても、適用が可能である。 この手法は、吊橋等のように高次のモードを多数含む複雑な振動性状を示す構造物や、弾塑性解析の必要のある場合によく用いられる。
解析概要	

改定案

表-5.6.7　周波数応答解析法

解析手法	3．周波数応答解析法
解説	振動系の運動方程式を周波数領域で計算し、構造物の時刻歴応答を求める方法である。時刻領域から周波数領域へ、あるいはその逆の変換は、一般的に高速フーリエ変換（FFT）が用いられる。 最近では地盤と構造物との相互作用を考慮した地震応答解析を行うことがしばしばあるが、この場合、地盤ばねが周波数に依存して変化する複素剛性で表現されるため、本法によって解析を行うことが必要となる。
解析概要	

⑤構造物各部の応答値、安全性の照査

線型モデルの場合は、常時の応答値と地震時の増加分の応答値を重ね合わせて算定する。また、非線形モデルの場合は、常時の加重を考慮した地震応答解析を行って、地震時の応答値を算出する。なお、常時の作用としては、自重、水圧（構造物の内部及び地下水）、上載荷重（覆土、工作物、群集荷重等）などがある。

動的解析で得られた応答値の妥当性を構造物のみならず地盤や地盤と構造物の境界の応答値に対しても不自然なものがないか確認しておくことが重要である。

時刻歴地震応答解析を行う場合はその計算結果が膨大な量になることが多いため、予め計算結果の妥当性の確認方法と照査に必要な応答値を設定しておくとよい。

応答値データの出力の例として次のものがあり、これらから照査に必要なものを出力するとよい。

ⅰ）各節点・要素（地盤/構造物）あるいは着目する節点・要素の最大応答値とその発生時刻

ⅱ）最大応答値発生時刻の変形図、加速度、応力度、ひずみ、断面力（曲げモーメント、せん断力、軸力）の分布又は地震継続時間中のこれらの最大値の分布

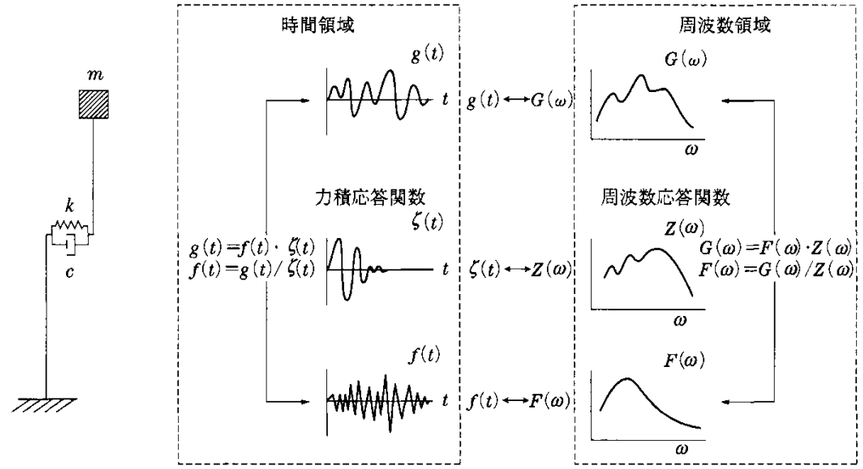
ⅲ）着目する節点の変位・加速度の時刻歴波形及びその周波数特性（フーリエスペクトルなど）

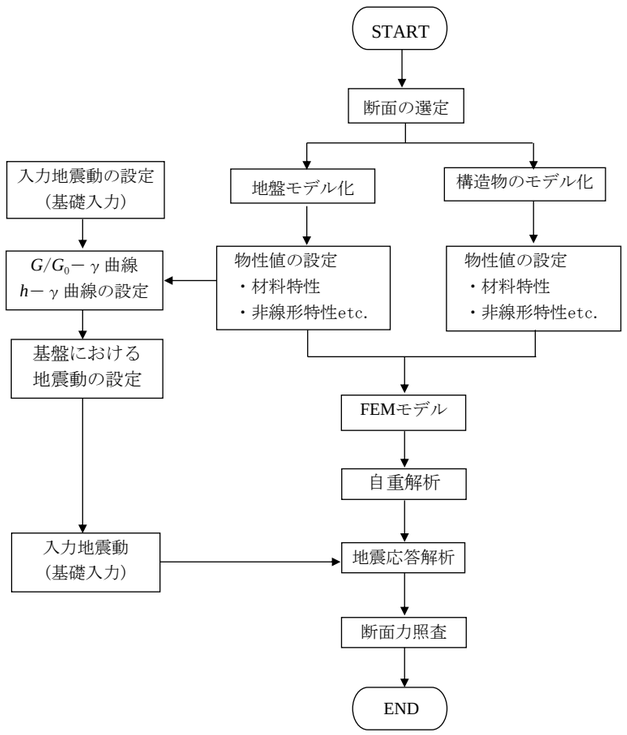
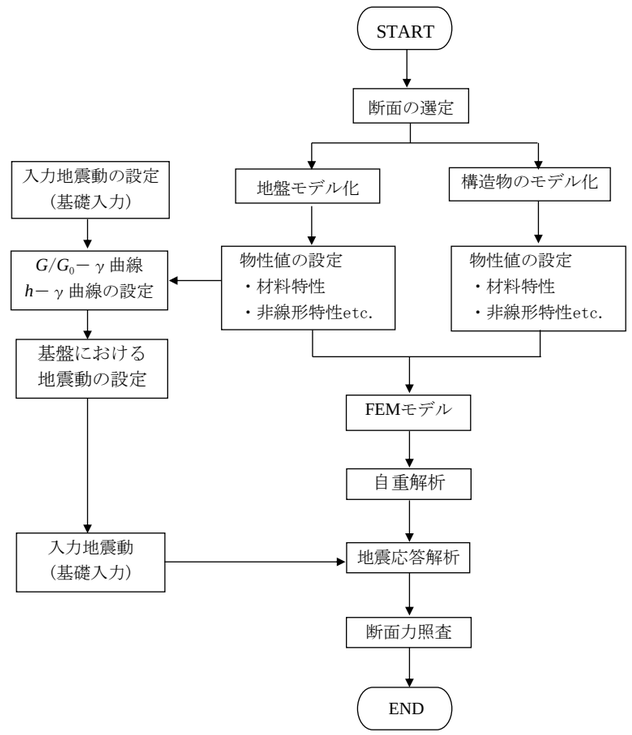
ⅳ）着目する構造要素の曲げモーメント―曲率の履歴図

ⅴ）着目する地盤要素のせん断力―せん断ひずみ関係図

現行（手引き）

表-5.7参4　周波数応答解析法

解析手法	3．周波数応答解析法
解説	振動系の運動方程式を周波数領域で計算し、構造物の時刻歴応答を求める方法である。時刻領域から周波数領域へ、あるいはその逆の変換は、一般的に高速フーリエ変換（FFT）が用いられる。 最近では地盤と構造物との相互作用を考慮した地震応答解析を行うことがしばしばあるが、この場合、地盤ばねが周波数に依存して変化する複素剛性で表現されるため、本法によって解析を行うことが必要となる。
解析概要	

改定案	現行（手引き）
［参　考］頭首工の動的非線形解析例 この解析例はあくまで動的非線形解析の概要をイメージするために示したものである。よって、電算出力もそのままで記述してあり、従来単位であったり、英字であったりする。 **図-5.6参1**に解析フローを示す。解析は、以下の手順で行う。 ①　作用荷重（入力地震動）の設定 ②　モデル化 ③　物性値の設定 ④　解析（静的・動的） ⑤　断面力の照査  **図-5.6参1**　解析フロー	(3) 頭首工の動的非線形解析例 この解析例はあくまで動的非線形解析の概要をイメージするために示したものである。よって、電算出力もそのままで記述してあり、従来単位であったり、英字であったりする。 **図-5.7参1**に解析フローを示す。解析は、以下の手順で行う。 ①　作用荷重（入力地震動）の設定 ②　モデル化 ③　物性値の設定 ④　解析（静的・動的） ⑤　断面力の照査  **図-5.7参1**　解析フロー

改定案

a. 作用荷重（入力地震動）の設定

(a) 作用荷重

ア．常時荷重

常時荷重は、自重及び**表-5.6参1**の重量を考慮する。**図-5.6参2**に、作用位置を示す。

表-5.6参1　常時荷重一覧表

	重量（kN）
管理橋反力	3,332
ゲート重量	245
巻上機	196
巻上機室（機械室）	882

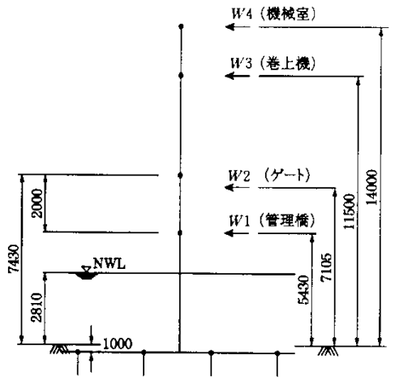


図-5.6参2　常時荷重の作用位置

イ．地震時荷重

表-5.6参1に示す重量を等価質量として与える。**表-5.6参2**に等価質量を示す。作用位置は常時荷重と同じである。

表-5.6参2　等価質量一覧表

	質量（ｔ）	備　　考
管理橋反力	340	重量を重力加速度g＝9.8m/s²で除した値
ゲート重量	25	
巻上機	20	
巻上機室（機械室）	90	

現行（手引き）

a. 作用荷重（入力地震動）の設定

(a) 作用荷重

ア．常時荷重

常時荷重は、自重及び**表-5.7参5**の重量を考慮する。**図-5.7参2**に、作用位置を示す。

表-5.7参5　常時荷重一覧表

	重量（kN）
管理橋反力	3,332
ゲート重量	245
巻上機	196
巻上機室（機械室）	882

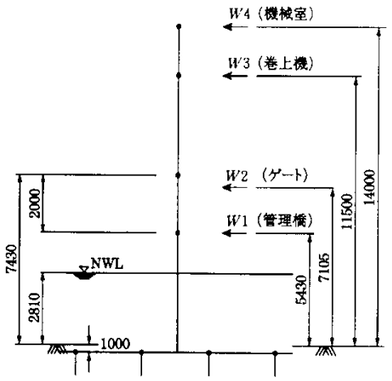


図-5.7参2　常時荷重の作用位置

イ．地震時荷重

表-5.7参5に示す重量を等価質量として与える。**表-5.7参6**に等価質量を示す。作用位置は常時荷重と同じである。

表-5.7参6　等価質量一覧表

	質量（ｔ）	備　　考
管理橋反力	340	重量を重力加速度g＝9.8m/s²で除した値
ゲート重量	25	
巻上機	20	
巻上機室（機械室）	90	

改定案	現行（手引き）
(b) 入力地震動 「道路橋の耐震設計に関する資料」（平成9年3月）によるレベル2地震動（タイプ1）、Ⅱ種地盤の標準地震入力例のうち、最大加速度が388galと最も大きな1968年日向灘沖地震（マグニチュード7.5）の振幅調整波を用いる。**図-5.6参3**に、振幅調整波を示す。	(b) 入力地震動 「道路橋の耐震設計に関する資料」（平成9年3月）によるレベル2地震動（タイプ1）、Ⅱ種地盤の標準地震入力例のうち、最大加速度が388galと最も大きな1968年日向灘沖地震（マグニチュード7.5）の振幅調整波を用いる。**図-5.7参3**に、振幅調整波を示す。

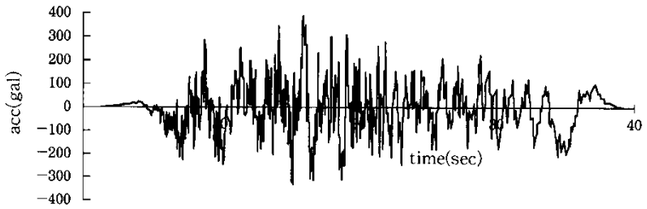
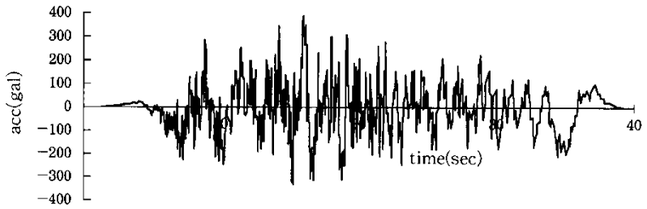

	

図-5.6参3　振幅調整波	**図-5.7参3**　振幅調整波
図-5.6参4は、地盤のh（減衰定数）－γ曲線である。	**図-5.7参4**は、地盤のh（減衰定数）－γ曲線である。

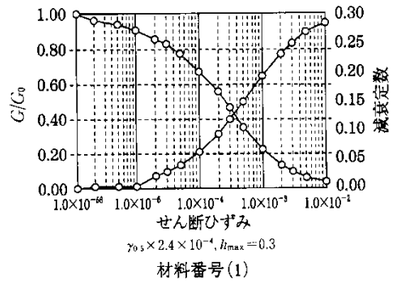
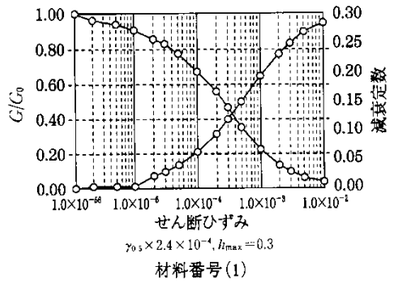

	

図-5.6参4　h（減衰定数）－γ曲線	**図-5.7参4**　h（減衰定数）－γ曲線
ア．湿潤単位体積重量 標準的な値とし、砂質土18kN/m^3、粘性土14kN/m^{3}とした。 イ．初期せん断弾性係数：G_0 **式(5.6参1)**より求める。 $G_0=\frac{\gamma_t}{g}V_S^2$ ……（5.6参1） 粘性土層の場合$V_S=100N^{1/3}$（$1\leqq N\leqq 25$）……（5.6参2） 砂質土層の場合$V_S=80N^{1/3}$（$1\leqq N\leqq 50$）……（5.6参3） ここに、G_0：初期せん断弾性係数 γ_t：土の単位体積重量（kN/cm^3） V_S：せん断波速度（m/s） g：重力加速度（m/s^2） N：N値 ウ．初期減衰定数：h_0 (d)で求める減衰定数－ひずみ依存曲線において、せん断ひずみ1.0×10^{-6}の値とする。	ア．湿潤単位体積重量 標準的な値とし、砂質土18kN/m^3、粘性土14kN/m^{3}とした。 イ．初期せん断弾性係数：G_0 **式(5.7参1)**より求める。 $G_0=\frac{\gamma_t}{g}V_S^2$ ……（5.7参1） 粘性土層の場合$V_S=100N^{1/3}$（$1\leqq N\leqq 25$）……（5.7参2） 砂質土層の場合$V_S=80N^{1/3}$（$1\leqq N\leqq 50$）……（5.7参3） ここに、G_0：初期せん断弾性係数 γ_t：土の単位体積重量（kN/cm^3） V_S：せん断波速度（m/s） g：重力加速度（m/s^2） N：N値 ウ．初期減衰定数：h_0 (d)で求める減衰定数－ひずみ依存曲線において、せん断ひずみ1.0×10^{-6}の値とする。

改定案

エ．$G/G_0-\gamma$、$h-\gamma$ 曲線

$G/G_0-\gamma$、$h-\gamma$ 曲線は、建設省（現国土交通省）土木研究所の式から設定した。

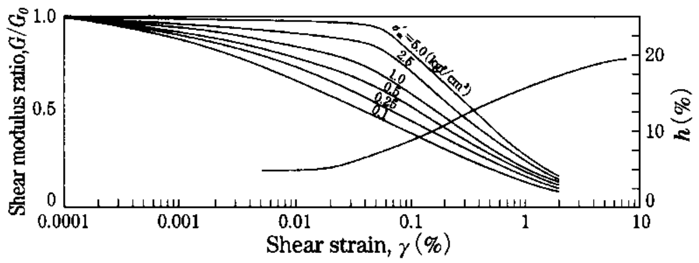


図-5.6参5　沖積粘土に対するひずみ依存性

表-5.6参3　沖積砂質土の動的変形特性

γ	G/G_0	$m(\gamma)-m(\gamma=10^{-6})$	γ	G/G_0	$m(\gamma)-m(\gamma=10^{-6})$
10^{-6}	1.000	0.000	2×10^{-4}	0.689	0.156
2×10^{-6}	0.989	0.018	3×10^{-4}	0.606	0.190
5×10^{-6}	0.978	0.028	5×10^{-4}	0.500	0.260
10^{-5}	0.959	0.040	10^{-3}	0.356	0.350
2×10^{-5}	0.928	0.058	2×10^{-3}	0.228	0.422
3×10^{-5}	0.905	0.064	3×10^{-3}	0.170	0.448
5×10^{-5}	0.867	0.080	5×10^{-3}	0.108	0.476
10^{-4}	0.789	0.116	10^{-2}	0.058	0.480

＊G/G_0は、平均有効主応力9.8N/cm²における値

オ．土層の分割

土層の分割は、せん断波を10Hz透過させるものとし式(5.6参4)より決める。

$$H_{max}=\frac{V_S}{5f_{max}} \quad \cdots\cdots (5.6参4)$$

ここに、
- H_{max}　：分割幅
- V_S　：剛性低下を考慮したせん断波速度（m/s）
  - $V_S=V_{S0}/10$………………砂質土層
  - $V_S=V_{S0}/5$ ………………粘性土層
- V_{S0}　：せん断波速度（m/s）
- f_{max}　：せん断波の透過周波数（10Hz）

現行（手引き）

エ．$G/G_0-\gamma$、$h-\gamma$ 曲線

$G/G_0-\gamma$、$h-\gamma$ 曲線は、建設省（現国土交通省）土木研究所の式から設定した。

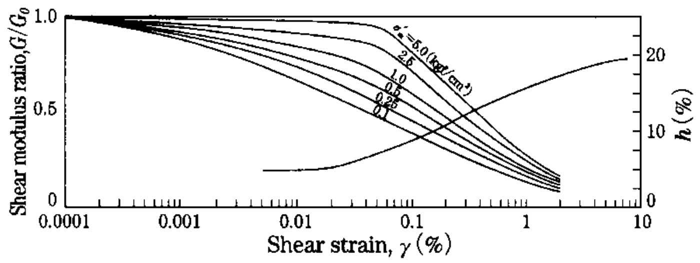


図-5.7参5　沖積粘土に対するひずみ依存性

表-5.7参7　沖積砂質土の動的変形特性

γ	G/G_0	$m(\gamma)-m(\gamma=10^{-6})$	γ	G/G_0	$m(\gamma)-m(\gamma=10^{-6})$
10^{-6}	1.000	0.000	2×10^{-4}	0.689	0.156
2×10^{-6}	0.989	0.018	3×10^{-4}	0.606	0.190
5×10^{-6}	0.978	0.028	5×10^{-4}	0.500	0.260
10^{-5}	0.959	0.040	10^{-3}	0.356	0.350
2×10^{-5}	0.928	0.058	2×10^{-3}	0.228	0.422
3×10^{-5}	0.905	0.064	3×10^{-3}	0.170	0.448
5×10^{-5}	0.867	0.080	5×10^{-3}	0.108	0.476
10^{-4}	0.789	0.116	10^{-2}	0.058	0.480

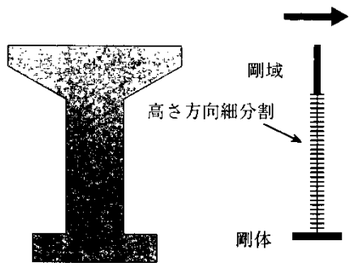
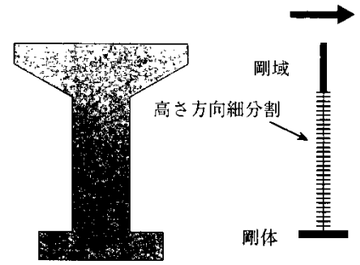
＊G/G_0は、平均有効主応力9.8N/cm²における値

オ．土層の分割

土層の分割は、せん断波を10Hz透過させるものとし式(5.7参4)より決める。

$$H_{max}=\frac{V_S}{5f_{max}} \quad \cdots\cdots (5.7参4)$$

ここに、
- H_{max}　：分割幅
- V_S　：剛性低下を考慮したせん断波速度（m/s）
  - $V_S=V_{S0}/10$………………砂質土層
  - $V_S=V_{S0}/5$ ………………粘性土層
- V_{S0}　：せん断波速度（m/s）
- f_{max}　：せん断波の透過周波数（10Hz）

改定案	現行（手引き）
b. モデル化 (a) 概　要 ア．構造物（上部工） **図-5.6参6**に、上部工のモデル化を示す。はり部、床版は非線形挙動の影響が小さい部位であるため剛体と仮定する。堰柱、門柱は非線形はり要素とする。高さ方向の分割は水平変位δに影響し、その度合いは門柱の高さが大きくなるほど大きくなる。50分割を標準とする。 イ．構造物（下部工） 鋼管杭は非線形はり要素とする。基礎工は剛体とし、はり要素とする。  **図-5.6参6**　上部工のモデル ウ．地　盤 地盤は非線形平面ひずみ要素とする。要素分割は縦方向と横方向に分けられる。縦方向の分割は**式(5.6参4)**による。横方向の分割は縦との比（アスペクト比）が構造物周辺では１：２、境界付近の遠方では1：5程度を限度とする。 エ．川　水 川水による動水圧は水をポテンシャル流体要素でモデル化することにより考慮する。ポテンシャル流体とは粘性を無視（渦なし流れ）した流体である。流体要素に必要な物性値は単位体積重量γ_wで9.8kN/m^{3}とする。 (b) FEMモデル 構造図に基づき、**図-5.6参7**に示す要素分割図を作成する。 (c) 境界条件 ア．自重解析時 自重解析時の境界条件は以下のとおりである。 ・側方境界……鉛直ローラー ・下方境界……完全固定 ・杭～地盤……鉛直ローラー イ．動的解析時 動的解析時の境界条件は、以下のとおりである。 ・側方境界……粘性境界 ・下方境界……粘性境界 ・杭～地盤……ノンスリップ	b. モデル化 (a) 概　要 ア．構造物（上部工） **図-5.7参6**に、上部工のモデル化を示す。はり部、床版は非線形挙動の影響が小さい部位であるため剛体と仮定する。堰柱、門柱は非線形はり要素とする。高さ方向の分割は水平変位δに影響し、その度合いは門柱の高さが大きくなるほど大きくなる。50分割を標準とする。 イ．構造物（下部工） 鋼管杭は非線形はり要素とする。基礎工は剛体とし、はり要素とする。  **図-5.7参6**　上部工のモデル ウ．地　盤 地盤は非線形平面ひずみ要素とする。要素分割は縦方向と横方向に分けられる。縦方向の分割は**式(5.7参4)**による。横方向の分割は縦との比（アスペクト比）が構造物周辺では１：２、境界付近の遠方では1：5程度を限度とする。 エ．川　水 川水による動水圧は水をポテンシャル流体要素でモデル化することにより考慮する。ポテンシャル流体とは粘性を無視（渦なし流れ）した流体である。流体要素に必要な物性値は単位体積重量γ_wで9.8kN/m^{3}とする。 (b) FEMモデル 構造図に基づき、**図-5.7参7**に示す要素分割図を作成する。 (c) 境界条件 ア．自重解析時 自重解析時の境界条件は以下のとおりである。 ・側方境界……鉛直ローラー ・下方境界……完全固定 ・杭～地盤……鉛直ローラー イ．動的解析時 動的解析時の境界条件は、以下のとおりである。 ・側方境界……粘性境界 ・下方境界……粘性境界 ・杭～地盤……ノンスリップ

改定案	現行（手引き）

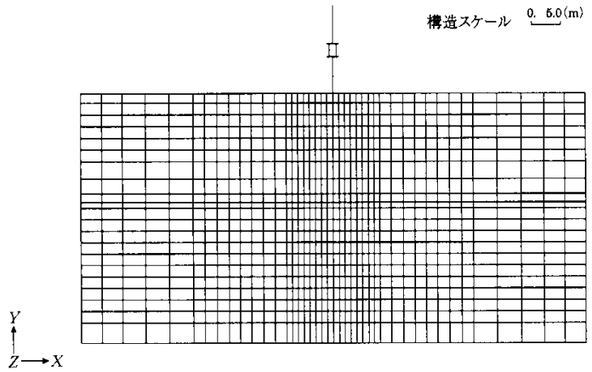


図-5.6参7　要素分割図

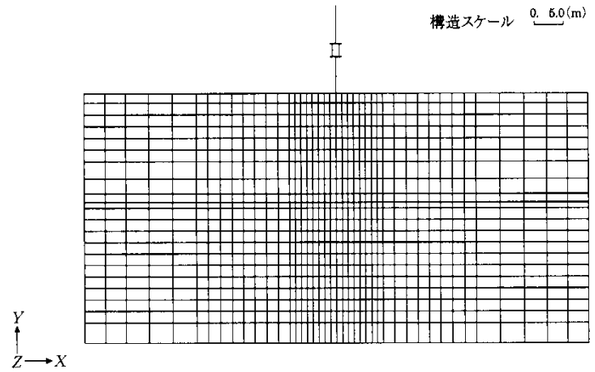


図-5.7参7　要素分割図

c．非線形モデル

(a) 概　要

ア．堰柱、門柱

鉄筋コンクリート構造物は軸力により曲げ耐力が変動する。この現象を考慮するため$M-\phi$の関係に、図-5.6参8に示す軸力変動型トリリニア（江戸型）モデルを使用する。このモデルは、第1降伏点をクラック発生、第2降伏点を断面降伏（コンクリートあるいは鉄筋の降伏）と位置づけたもので、各降伏点は$M-N$インタラクションカーブをもとに軸力により逐次変更される。

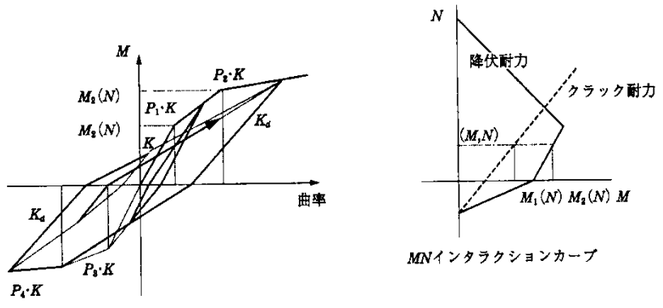


図-5.6参8　軸力変動型トリリニアモデル

イ．第2、3勾配

トリリニアモデルの第2、3勾配パラメータP_1P_2(P_3P_4)を算定するには、図-5.6参9に示すように、トリリニア降伏点（ひび割れ、降伏、終局）の曲げモーメントM及び曲率ϕを決める必要がある。以下に、トリリニア降伏点決定方法を示す。

c．非線形モデル

(a) 概　要

ア．堰柱、門柱

鉄筋コンクリート構造物は軸力により曲げ耐力が変動する。この現象を考慮するため$M-\phi$の関係に、図-5.7参8に示す軸力変動型トリリニア（江戸型）モデルを使用する。このモデルは、第1降伏点をクラック発生、第2降伏点を断面降伏（コンクリートあるいは鉄筋の降伏）と位置づけたもので、各降伏点は$M-N$インタラクションカーブをもとに軸力により逐次変更される。

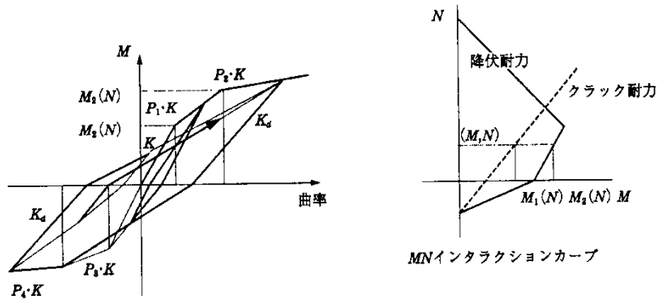


図-5.7参8　軸力変動型トリリニアモデル

イ．第2、3勾配

トリリニアモデルの第2、3勾配パラメータP_1P_2(P_3P_4)を算定するには、図-5.7参9に示すように、トリリニア降伏点（ひび割れ、降伏、終局）の曲げモーメントM及び曲率ϕを決める必要がある。以下に、トリリニア降伏点決定方法を示す。

改定案

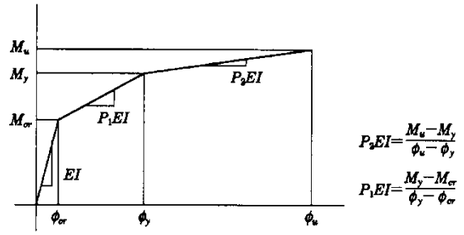


図-5.6参9　トリリニア降伏点（ひび割れ、降伏、終局）

(b)材料パラメータ

ア．堰柱、門柱、杭基礎

表-5.6参4に、堰柱、門柱、杭基礎の材料パラメータを示す。また、**図-5.6参10**に堰軸方向の門柱部に着目した場合のインタラクションカーブを示す。これら降伏、終局水平耐力は、部材断面の応力分布を二次曲線として求めた。

表-5.6参4　堰柱、門柱、杭基礎の材料パラメータ

ア．堰軸方向

区　分	単位体積重量	換算ヤング係数	換算断面二次モーメント	ポアソン比	減衰定数	備　考
	(kN/m^3)	(kN/mm^2)	(cm^4)			
巻上げ機室部	－	－	－	－	－	剛体
門柱部(1)	－	－	－	－	－	剛体
門柱部(2)	24.5	24	105,000,000	0.2	0.02	
門柱部(3)	24.5	25	4,590,000	0.2	0.02	
堰柱部	24.5	24	1,260,000,000	0.2	0.02	
床版	－	－	－	－	－	剛体
杭		210	190,000	0.3	0.02	

イ．流心方向

区　分	単位体積重量	換算ヤング係数	換算断面二次モーメント	ポアソン比	減衰定数	備　考
	(kN/m^3)	(kN/mm^2)	(cm^4)			
巻上げ機室部	－	－	－	－	－	剛体
門柱部(1)	－	－	－	－	－	剛体
門柱部(2)	24.5	24	59,700,000	0.2	0.02	
門柱部(3)	24.5	24	20,700,000	0.2	0.02	
堰柱部	24.5	－	－	0.2	0.02	弾性体
床版	－	－	－	－	－	剛体
杭		210	190,000	0.3	0.02	

現行（手引き）

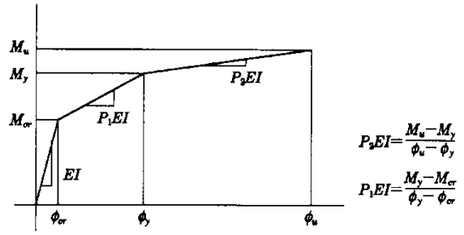


図-5.7参9　トリリニア降伏点（ひび割れ、降伏、終局）

(b)材料パラメータ

ア．堰柱、門柱、杭基礎

表-5.7参8に、堰柱、門柱、杭基礎の材料パラメータを示す。また、**図-5.7参10**に堰軸方向の門柱部に着目した場合のインタラクションカーブを示す。これら降伏、終局水平耐力は、部材断面の応力分布を二次曲線として求めた。

表-5.7参8　堰柱、門柱、杭基礎の材料パラメータ

ア．堰軸方向

区　分	単位体積重量	換算ヤング係数	換算断面二次モーメント	ポアソン比	減衰定数	備　考
	(kN/m^3)	(kN/mm^2)	(cm^4)			
巻上げ機室部	－	－	－	－	－	剛体
門柱部(1)	－	－	－	－	－	剛体
門柱部(2)	24.5	24	105,000,000	0.2	0.02	
門柱部(3)	24.5	25	4,590,000	0.2	0.02	
堰柱部	24.5	24	1,260,000,000	0.2	0.02	
床版	－	－	－	－	－	剛体
杭		210	190,000	0.3	0.02	

イ．流心方向

区　分	単位体積重量	換算ヤング係数	換算断面二次モーメント	ポアソン比	減衰定数	備　考
	(kN/m^3)	(kN/mm^2)	(cm^4)			
巻上げ機室部	－	－	－	－	－	剛体
門柱部(1)	－	－	－	－	－	剛体
門柱部(2)	24.5	24	59,700,000	0.2	0.02	
門柱部(3)	24.5	24	20,700,000	0.2	0.02	
堰柱部	24.5	－	－	0.2	0.02	弾性体
床版	－	－	－	－	－	剛体
杭		210	190,000	0.3	0.02	

改定案

イ．地　盤

地盤の材料パラメータ及び非線形材料パラメータは、**表-5.6参5**に示すとおりである。

表-5.6参5　地盤の材料パラメータ及び非線形材料パラメータ一覧

番　号	層　厚	単位体積重量	初期せん断弾性係数	初期減衰定数	最大減衰定数	R－Oモデルのパラメータ	
	(m)	γ_t(kN/m^3)	G_0(kN/m^2)	h_0	h_{max}	α	β
1	1.5	18	86,240	0.05	0.3	1.72	1.78
2	10.0	18	126,420	0.05	0.3	1.72	1.78
3	3.0	18	126,420	0.05	0.3	1.72	1.78
4	4.0	18	173,460	0.05	0.3	1.72	1.78
5	1.0	18	154,840	0.05	0.3	1.72	1.78
6	10.0	18	147,000	0.05	0.3	1.72	1.78
7	6.0	16	59,780	0.05	0.2	0.94	0.92
8	4.0	16	84,280	0.05	0.2	0.94	0.92
9	3.5	18	135,240	0.05	0.3	1.72	1.78

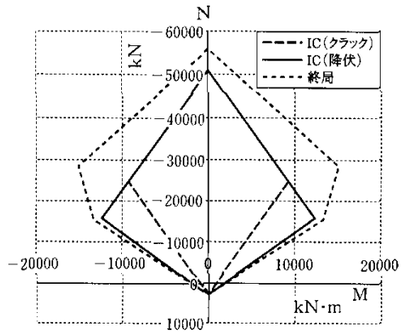


図-5.6参10　堰軸方向：門柱部②のインタクラクションカーブ

ｄ．解析結果

(a) 塑性要素

図-5.6参11、**図-5.6参12**に、堰軸方向、流心方向断面の塑性要素の分布を示す。堰軸方向の断面では、門柱、堰柱とも多くの部材で塑性域に達していることがわかる。**図-5.6参13**、**図-5.6参14**に、門柱、堰柱における代表的な曲げモーメントM－曲率ϕの履歴を示す（要素Ａ、Ｂは**図-5.6参11**参照）。これより、門柱では履歴が曲率の正負側で対象でないことから軸力の変動が大きいことがうかがえる。一方、堰柱は対称的な履歴となっており、門柱ほど軸力の影響がないことがわかる。

また、流心方向の断面では塑性に至る要素はなかった。これより、このようなタイプの樋門では、堰軸方向の断面の耐震性が重要であることがいえる。

現行（手引き）

イ．地　盤

地盤の材料パラメータ及び非線形材料パラメータは、**表-5.7参9**に示すとおりである。

表-5.7参9　地盤の材料パラメータ及び非線形材料パラメータ一覧

番　号	層　厚	単位体積重量	初期せん断弾性係数	初期減衰定数	最大減衰定数	R－Oモデルのパラメータ	
	(m)	γ_t(kN/m^3)	G_0(kN/m^2)	h_0	h_{max}	α	β
1	1.5	18	86,240	0.05	0.3	1.72	1.78
2	10.0	18	126,420	0.05	0.3	1.72	1.78
3	3.0	18	126,420	0.05	0.3	1.72	1.78
4	4.0	18	173,460	0.05	0.3	1.72	1.78
5	1.0	18	154,840	0.05	0.3	1.72	1.78
6	10.0	18	147,000	0.05	0.3	1.72	1.78
7	6.0	16	59,780	0.05	0.2	0.94	0.92
8	4.0	16	84,280	0.05	0.2	0.94	0.92
9	3.5	18	135,240	0.05	0.3	1.72	1.78

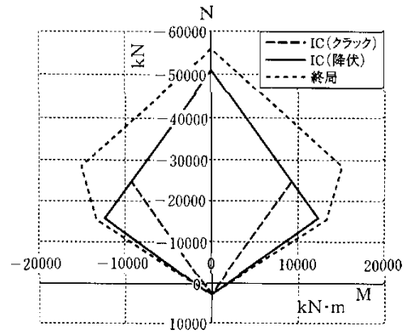


図-5.7参10　堰軸方向：門柱部②のインタクラクションカーブ

ｄ．解析結果

(a) 塑性要素

図-5.7参11、**図-5.7参12**に、堰軸方向、流心方向断面の塑性要素の分布を示す。堰軸方向の断面では、門柱、堰柱とも多くの部材で塑性域に達していることがわかる。**図-5.7参13**、**図-5.7参14**に、門柱、堰柱における代表的な曲げモーメントM－曲率ϕの履歴を示す（要素Ａ、Ｂは**図-5.7参11**参照）。これより、門柱では履歴が曲率の正負側で対象でないことから軸力の変動が大きいことがうかがえる。一方、堰柱は対称的な履歴となっており、門柱ほど軸力の影響がないことがわかる。

また、流心方向の断面では塑性に至る要素はなかった。これより、このようなタイプの樋門では、堰軸方向の断面の耐震性が重要であることがいえる。

改定案

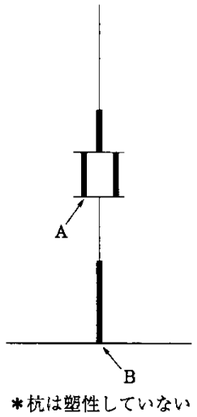


図-5.6参11　塑性要素（堰軸方向）

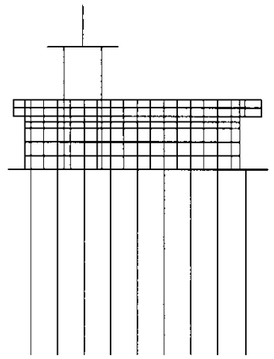


図-5.6参12　塑性要素（流心方向）

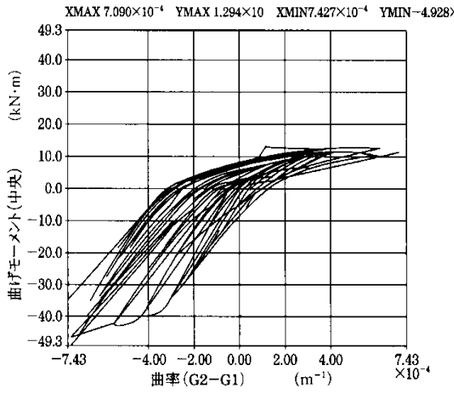


図-5.6参13　堰軸方向断面、要素Aの$M-\phi$曲線

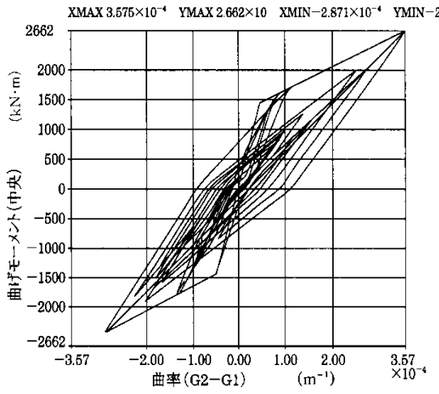


図-5.6参14　堰軸方向断面、要素Bの$M-\phi$曲線

(b) 最大応答値

表-5.6参6は、各最大値をまとめたものである。これらのうち、堰軸方向の断面における天端の加速度は、部材の多くが塑性しているにも関わらず、減衰が小さい。これは、以下のように説明できる。**図-5.6参15**の堰軸方向断面、構造物天端での加速度応答時刻歴とそのフーリエスペクトルから、入力加速度と天端での応答は0.39Hz（周期2.56sec）と共に3.6Hz（周期0.23sec）の高周波数の成分が卓越しているが、構造物基礎では天端に見られる高周波数成分の卓越が見られない（**図-5.6参16**参照）。これより、天端での高周波数（3.6Hz）の卓越は、構造物に起因した現象と考えられる。堰軸方向の構造物の固有周期（初期剛性）を固有値解析から求めると、第１次が0.22sec（周波数4.56Hz）となる。部材の塑性により構造物の固有周期（周波数）が上がる（下がる）ことも考慮すると、天端での応答加速度の非減衰は、構造物の共振現象と考えられる。

現行（手引き）

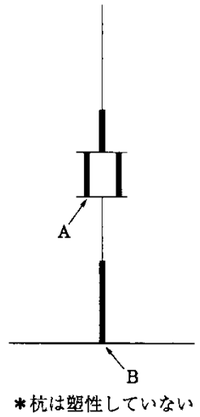


図-5.7参11　塑性要素（堰軸方向）

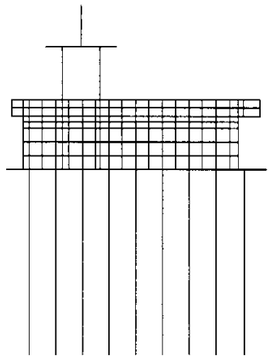


図-5.7参12　塑性要素（流心方向）

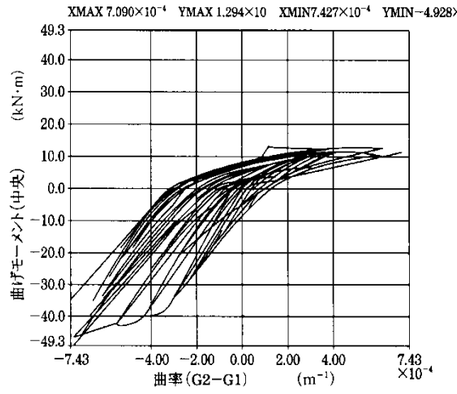


図-5.7参13　堰軸方向断面、要素Aの$M-\phi$曲線

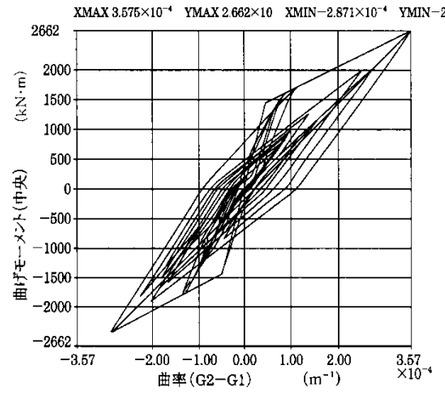


図-5.7参14　堰軸方向断面、要素Bの$M-\phi$曲線

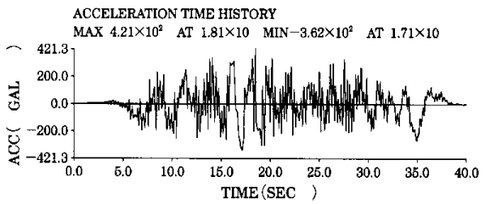
(b) 最大応答値

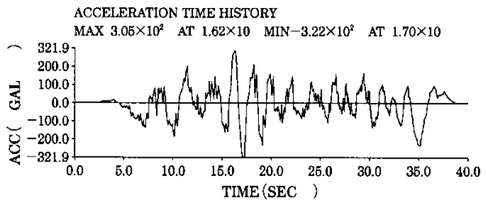
表-5.7参10は、各最大値をまとめたものである。これらのうち、堰軸方向の断面における天端の加速度は、部材の多くが塑性しているにも関わらず、減衰が小さい。これは、以下のように説明できる。**図-5.7参15**の堰軸方向断面、構造物天端での加速度応答時刻歴とそのフーリエスペクトルから、入力加速度と天端での応答は0.39Hz（周期2.56sec）と共に3.6Hz（周期0.23sec）の高周波数の成分が卓越しているが、構造物基礎では天端に見られる高周波数成分の卓越が見られない（**図-5.7参16**参照）。これより、天端での高周波数（3.6Hz）の卓越は、構造物に起因した現象と考えられる。堰軸方向の構造物の固有周期（初期剛性）を固有値解析から求めると、第１次が0.22sec（周波数4.56Hz）となる。部材の塑性により構造物の固有周期（周波数）が上がる（下がる）ことも考慮すると、天端での応答加速度の非減衰は、構造物の共振現象と考えられる。

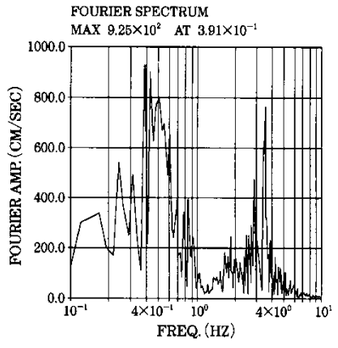
改定案

表-5.6参6　最大値一覧

	堰軸方向	流心方向
①入力最大加速度	452（gal）	452（gal）
②構造物天端での最大加速度	421（gal）	322（gal）
②/①	0.93	0.71
ゲートに作用する最大動水圧	－	199（kN/m²）
ゲートの最大たわみ	－	2.69（cm）
杭に作用する最大動水圧	731（kN/m²）	336（kN/m²）







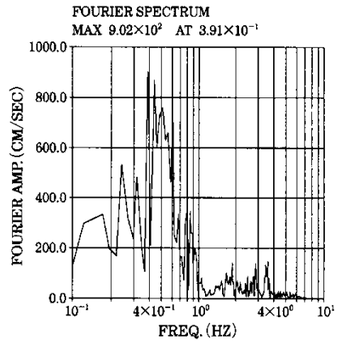


図-5.6参15　流心堰軸方向断面、構造物天端での加速度時刻歴とそのフーリエスペクトル

図-5.6参16　流心堰軸方向断面、構造物基礎での加速度時刻歴とそのフーリエスペクトル

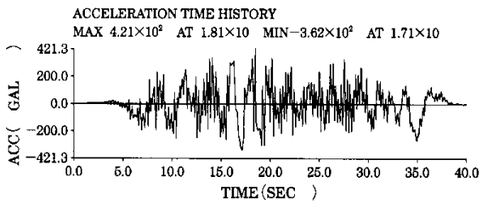
引用・参考文献

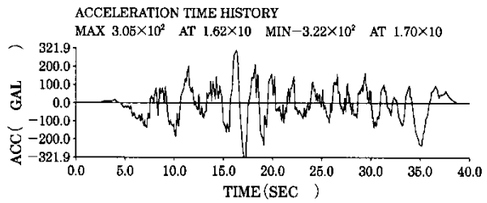
ⅰ）日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅴ．耐震設計編（2002）
ⅱ）土木学会：2002年制定　コンクリート標準示方書（耐震性能照査編）（2002）
ⅲ）土木学会：動的解析と耐震設計　ライフライン施設（1998）
ⅳ）鹿島建設土木設計本部：(土木設計の要点)耐震設計法/限界状態設計法、鹿島出版会（1998）
ⅴ）日本電気協会：火力発電所の耐震設計指針（1992）

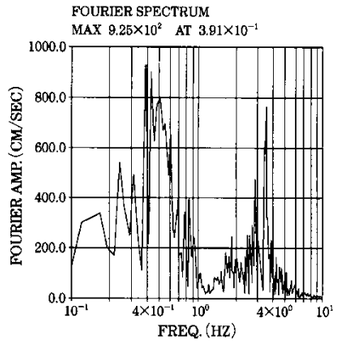
現行（手引き）

表-5.7参10　最大値一覧

	堰軸方向	流心方向
①入力最大加速度	452（gal）	452（gal）
②構造物天端での最大加速度	421（gal）	322（gal）
②/①	0.93	0.71
ゲートに作用する最大動水圧	－	199（kN/m²）
ゲートの最大たわみ	－	2.69（cm）
杭に作用する最大動水圧	731（kN/m²）	336（kN/m²）







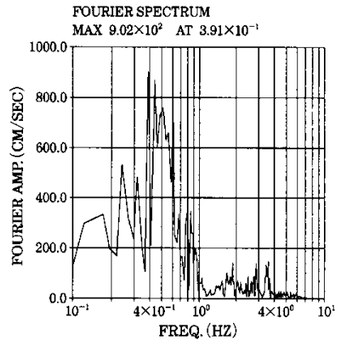


図-5.7参15　流心堰軸方向断面、構造物天端での加速度時刻歴とそのフーリエスペクトル

図-5.7参16　流心堰軸方向断面、構造物基礎での加速度時刻歴とそのフーリエスペクトル

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）土木学会：2002年制定　コンクリート標準示方書（耐震性能照査編）（2002）
ⅲ）土木学会：動的解析と耐震設計　ライフライン施設（1998）
ⅳ）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）
ⅴ）日本電気協会：火力発電所の耐震設計指針（1992）

改定案	現行（手引き）
5.7　耐震性能の照査法（一般） 構造物の耐震性能の照査は、構造物の種類及び設計地震動レベルに応じて照査項目を設定し、所要の耐震性能に見合った照査方法を選択して行うものとする。 ［解　説］ 土地改良施設には多種多様な構造物があり、各構造物の耐震性能の照査は、同一の方法で行うことはできない。したがって、「2.5 部材の限界状態と照査の基本」の規定に基づき、各構造物に対して適切な照査項目及び照査方法を設定して、照査を行うものとする。 本指針では、耐震性能の照査は、設計地震動によって生じる各部材の状態が、限界状態を超えないことを照査することとしており、レベル2地震動に対しては、表-5.7.1に示すように、基本的に、限界状態設計法または地震時保有水平耐力法により行うものとする。一方、レベル1地震動に対する照査方法は、限界状態設計法ではなく、従来の許容応力度法を標準としている。これは、レベル1地震動に対する耐震性能を満足する部材の限界状態「力学的性能が弾性域を超えない限界の状態」に対する照査方法として、従来の許容応力度法が十分な実績を有し、適切であると一般に考えられているためである。なお、上記事項は、RC構造物や鋼構造物における構造部材の照査に関するものであり、部材のパイプライン、ため池の照査及び擁壁等における剛体の安定計算については、この限りではない。 本節では、これらの照査方法のうち、許容応力度法と限界状態設計法に関する一般的事項について述べる。地震時保有水平耐力法による照査の方法については、「5.4 地震時保有水平耐力法」を参照されたい。	**5.8　安全性照査一般** コンクリート、鉄筋、構造用鋼材及びプレストレストコンクリート（PC）鋼材等の構造物の安全性の照査は、構造物の種類及び設計地震動に応じて、構造物の重要度に応じた所要の耐震性能を満足することを照査するものとする。 ［解　説］ 土地改良施設には多種多様な構造物があり、構造物の耐震設計における安全性の照査は、同一の方法で行うことはできない。したがって、**表-5.8.1**に示す各構造物の種類に応じた適切な方法を用いて行う必要がある。

改定案

表-5.7.1　構造物別の標準的な照査方法

構造物名		設計地震動	耐震計算法	照査方法	備　考
①農道橋の橋脚 ②水路橋・水管橋の橋脚 ③頭首工の堰柱		レベル1	震度法	許容応力度法	
		レベル2	地震時保有水平耐力法	地震時保有水平耐力法	
④擁　壁 ⑤開　水　路		レベル1	震度法	許容応力度法	
		レベル2		限界状態設計法 (許容応力度法)	
⑥ファームポンド （ＰＣ構造、ＲＣ構造） ⑪ポンプ場 （吸込、吐出し水槽）		レベル1	震度法	許容応力度法	
		レベル2		限界状態設計法	
⑦ため池		レベル1	震度法	円弧すべり法	
		レベル2	動的応答解析による変形量の計算及び照査		動的応答解析又は塑性すべり解析
⑧パイプライン	縦断方向	レベル1 レベル2	応答変位法	応答変位法	
⑨暗　　渠 （ボックスカルバート）	縦・横断方向	レベル1	応答変位法	許容応力度法	
		レベル2		限界状態設計法	
⑩杭　基　礎		レベル1	震度法	許容応力度法	
		レベル2	地震時保有水平耐力法	地震時保有水平耐力法	

現行（手引き）

表-5.8.1　照査項目

対象構造物	照査項目		備　考
	レベル１	レベル２	
管　路	・継手伸縮量、屈曲角（継手管構造） ・管体応力・ひずみ（一体管構造） ・弾性（線形）計算	・継手伸縮量、屈曲角（継手管構造） ・管体応力・ひずみ（一体管構造） ・管と地盤のすべりを考慮	水道施設耐震工法 指針・解説を参考
暗渠・ポンプ場 （吸水槽）	・部材応力、継手部変位 ・弾性（線形）計算	・部材断面力、継手部変位 ・非線形計算（限界状態設計法）	
橋梁、頭首工 杭基礎	・下部工躯体応力度 ・基礎の安定 ・弾性（線形）計算	・下部工躯体断面力　・基礎の安定 ・支承部、落橋防止構造など ・非線形計算（地震時保有水平耐力法）	道路橋示方書の 関連規定に準拠
ファームポンド (PC, RC)	・側壁、底版躯体応力度(軸引張力、曲げ、せん断力) ・基礎の安定 ・弾性（線形)計算	・側壁、底版躯体の断面力、断面耐力 ・基礎の安定 ・非線形計算（限界状態設計法）	土地改良事業設計 指針 「ファームポンド」 に準拠
擁　壁 （抗土圧構造物）	・躯体応力度（曲げ、せん断力） ・剛体の安定 ・弾性（線形)計算	・同左	
開水路 （抗土圧構造物）	・躯体応力度 ・剛体の安定 ・弾性（線形)計算	・同左	

＊　いずれも静的解析法を基本とするが、必要に応じて動的解析法による照査も実施する。