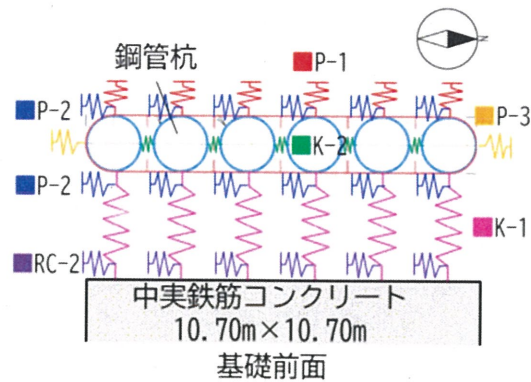




※各地盤バネの色別の凡例を表 4.8-5 に示す。

図 4.8-14 地盤バネ設定概念図

(鋼管杭及び中実鉄筋コンクリート断面(T.P. -6.0m 以深)の基礎前面)

表 4.8-5 鋼管杭及び中実鉄筋コンクリート断面(T.P. -6.0m 以深)の基礎前面における

地盤バネ設定条件一覧表

記号	地盤バネの種類	地盤バネ設定面	部材面に対する地盤バネの方向	換算載荷幅(m)	地盤反力係数等	地盤反力上限値の有無	その他
■ P-1	鋼管杭の地盤側の法線方向の地盤バネ	東西面	法線方向 (地盤側の部材面)	1.498 (鋼管杭外径)	道路橋示方書Ⅳに基づく K_H を設定 (表 4.8-6 を参照)	有	群杭の低減考慮
■ K-1	鋼管杭と中実鉄筋コンクリートの連結バネ		法線方向 (中実鉄筋コンクリート側の部材面)	中間部 1.800 端部 1.499	連結バネとして設定 (表 4.8-6 を参照)	無	仮想ケーソン基礎断面考慮
■ P-2	鋼管杭のせん断方向の地盤バネ		水平・鉛直 せん断方向	同上	道路橋示方書Ⅳに基づく K_{SH} , K_{SV} を設定 (表 4.8-6 を参照)	有	同上
■ RC-2	中実鉄筋コンクリートのせん断方向の地盤バネ		水平・鉛直 せん断方向	10.7	道路橋示方書Ⅳに基づく K_{SH} , K_{SV} を設定 (表 4.8-6 を参照)	有	
■ P-3	鋼管杭南北端部の法線方向の地盤バネ	南北端部のみ	法線方向 (南北端部の部材面)	1.198 (鋼管杭外径 × 0.8)	道路橋示方書Ⅳに基づく K_H を設定 (表 4.8-6 を参照)	有	仮想ケーソン基礎断面考慮
■ K-2	隣接する鋼管杭間の連結バネ	南北面	法線方向 (隣接する鋼管杭の部材面)	同上	連結バネとして設定 (表 4.8-6 を参照)	無	同上

注記) 地盤反力係数等の欄に示す K_H は部材面法線方向の水平地盤反力係数を、 K_{SH} は部材面接線方向の水平地盤反力係数、 K_{SV} は部材面接線方向の鉛直地盤反力係数を示す。

表 4.8-6 各地盤バネの算定式及び算定に用いる係数

地盤反力係数 K_H の算定式 (■P-1, ■P-3)	地盤反力係数 K_{SH} , K_{SV} の算定式 (■P-2, ■RC-2)
鋼管杭の部材面法線方向地盤反力係数の算定式を以下に示す。算定式は、道路橋示方書IVに基づく。なお、地盤の変形係数は、地盤バネの種類に応じて設定するものである。 $K_H = \alpha_k K_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$ K_H : 部材面法線方向地盤反力係数 (kN/m³) α_k : K_H の推定に用いる補正係数 (=1.5) K_{H0} : 直径 0.3 m 剛体円板の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) $K_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$ α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1.0$) E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²) $E_0 = 2(1 + \nu_d)G$ ν_d : 動ポアソン比 G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m²) B_H : 換算載荷幅 (m)	部材面接線方向地盤反力係数の算定式を以下に示す。下式の K_H は左欄で示す部材面法線方向地盤反力係数である。算定式は、道路橋示方書IVに基づく。 $K_{SH} = K_{SV} = 0.3K_H$ K_{SH} : 部材面接線(水平せん断)方向地盤反力係数 (kN/m³) K_{SV} : 部材面接線(鉛直せん断)方向地盤反力係数 (kN/m³)
連結バネの算定式 (■K-1, ■K-2)	
構造物間の連結バネの算定式を以下に示す。 $K_{RCR} = E_0 / l_{RC} \quad K_{PR} = E_0 / l_{PR}$ K_{RCR} : 中実鉄筋コンクリート基礎と鋼管杭間の連結バネ(K-1)の反力係数 (kN/m³) K_{PR} : 鋼管杭間の連結バネ(K-2)の反力係数 (kN/m³) E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²) l_{RC} : 中実鉄筋コンクリート基礎と鋼管杭間の連結バネの長さ (m) l_{PR} : 鋼管杭間の連結バネの長さ (m)	
地盤反力係数の算定において考慮する地盤の変形係数 E_0 及び地盤のせん断弾性係数 G	
地盤の変形係数 E_0 (地盤のせん断弾性係数 G) は、地盤バネの種類に応じて下記のとおり設定する。 津波時：「地盤バネ 1」は、初期せん断弾性係数 G_0 に基づき設定する。(上限値は、ピーク強度(平均 V_s の地盤物性に対する地盤強度)に基づき設定する。) 「地盤バネ 2」は、静弾性係数 E に基づき設定する。(上限値は、残留強度(ばらつき -1σ を考慮した V_s の地盤物性に対する地盤強度)に基づき設定する。)	

(ハ) 群杭効果及び仮想ケーソン基礎断面を考慮した地盤バネ設定

水平力（地盤抵抗力）が作用した場合、本構造物のように鋼管杭の中心間隔が小さい群杭においては、鋼管杭相互の干渉により、各鋼管杭の荷重分担が相違し、鋼管杭単体（単杭）の場合に比べて効果が低下する。このため、単杭に比べ、群杭は受け持つ荷重分担が小さくなる。したがって、群杭状態の鋼管杭においては、単杭の鋼管杭に対して設定した水平方向地盤反力係数を低減する必要がある。低減が必要になる条件及び低減方法は、下記のとおりである。

道路橋示方書Ⅳにおいて、鋼管杭の中心間隔が杭径Dの2.5倍以上であると群杭の影響は比較的小さいと記載しているが、本設計においては杭の中心間隔1.8m/杭径1.5m=1.2倍<2.5倍となるため、鋼管杭の群杭の影響を考慮した水平方向地盤反力係数の低減が必要になる。低減の方法は、下式に基づいて算出される群杭の影響を考慮した補正係数 μ を水平方向地盤反力係数に乘じることに拠る。鋼管杭の中心間隔と鋼管杭径を考慮することで補正係数 $\mu=0.74$ になる。この補正係数を鋼管杭のP-1地盤バネの設定の際に乘じることで、群杭の影響を考慮する。

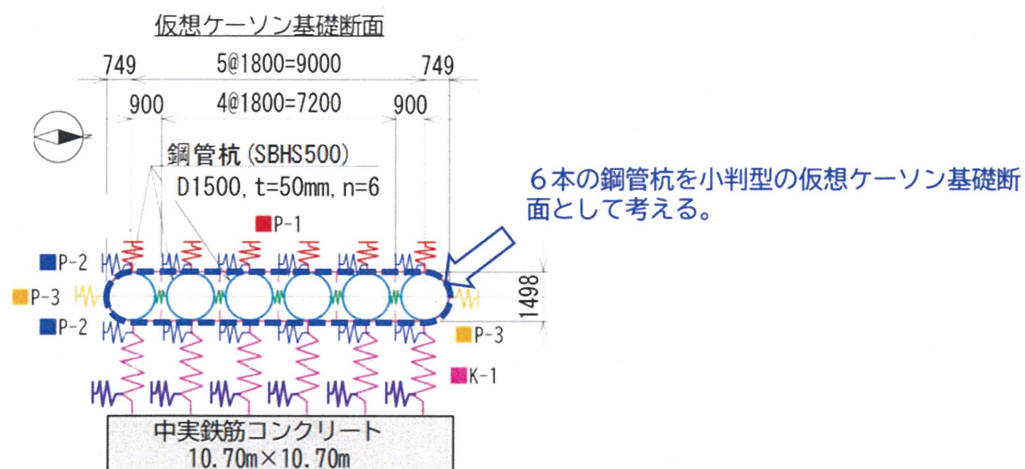
$$\begin{aligned}\mu &= 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) \\ &= 1 - 0.2(2.5 - 1.2) \\ &= 1 - 0.26 = 0.74 \quad [L < 2.5D]\end{aligned}$$

ここで、Lは杭中心間隔（=1.8m）を、Dは杭径（=1.5m）を示す

一方、仮想ケーソン基礎断面を考慮する場合の有効載荷幅を図4.8-15に、群杭の影響及び仮想ケーソン基礎断面を設定する地盤バネの一覧表を表4.8-7に示す。

同図より、仮想ケーソン基礎断面の考え方に基づくと、鋼管杭間の土塊も基礎の一部として考慮されるため、中間にある鋼管杭は鋼管杭径1500mmに土塊の幅300mmを合わせた1800mmが、地盤バネP-2及びK-1の有効載荷幅になる。一方、南北端部の鋼管杭は鋼管杭径1500mmに土塊の幅150mmを合わせた1649mm（端部は、腐食代1mmを考慮）が、地盤バネP-2及びK-1の有効載荷幅になる。

また、南北端部の堤軸方向の地盤バネP-3の有効載荷幅は、鋼管杭径1500mmに腐食代1mmを考慮した1498mmに対し、道路橋示方書Ⅳに基づき0.8を考慮して1198mmとする。



※各地盤バネの色の凡例を表 4.8-7 に示す。

図 4.8-15 仮想ケーソン基礎断面を考慮する場合の有効載荷幅の考え方

表 4.8-7 群杭の影響及び仮想ケーソン基礎断面を考慮する地盤バネ

記号	地盤バネの種類	地盤バネ設定面	部材面に対する地盤バネの方向	換算載荷幅(m)	地盤反力係数等	地盤反力上限値の有無	その他
■ P-1	鋼管杭の地盤側の法線方向の地盤バネ	東西面	法線方向 (地盤側の部材面)	1.498 (鋼管杭外径)	道路橋示方書Ⅳに基づく K_H を設定 (表 4.8-6 を参照)	有	群杭の低減考慮
■ K-1	鋼管杭と中実鉄筋コンクリートの連結バネ		法線方向 (中実鉄筋コンクリート側の部材面)	中間部 1.800 端部 1.499	連結バネとして設定 (表 4.8-6 を参照)	無	仮想ケーソン基礎断面考慮
■ P-2	鋼管杭のせん断方向の地盤バネ		水平・鉛直せん断方向	同上	道路橋示方書Ⅳに基づく K_{SH} , K_{SV} を設定 (表 4.8-6 を参照)	有	同上
■ P-3	鋼管杭南北端部の法線方向の地盤バネ	南北端部のみ	法線方向 (南北端部の部材面)	1.198 (鋼管杭外径 $\times 0.8$)	道路橋示方書Ⅳに基づく K_H を設定 (表 4.8-6 を参照)	有	仮想ケーソン基礎断面考慮

注記) 地盤反力係数等の欄に示す K_H は部材面法線方向の水平地盤反力係数を, K_{SH} は部材面接線方向の水平地盤反力係数, K_{SV} は部材面接線方向の鉛直地盤反力係数を示す。

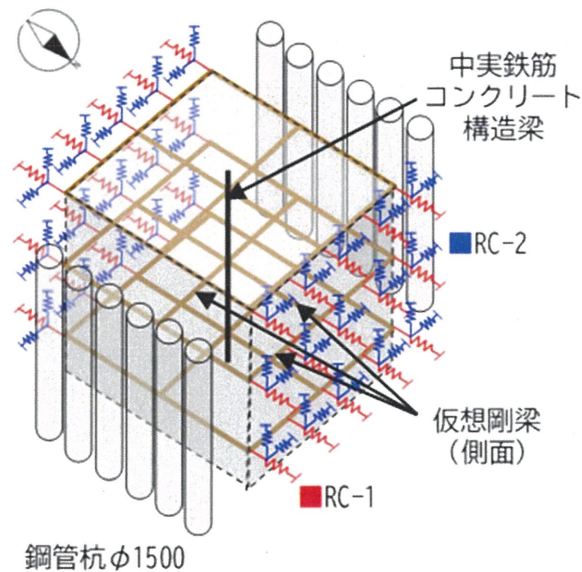
(二) 中実鉄筋コンクリートの基礎側面の地盤バネ

中実鉄筋コンクリートの基礎側面の地盤バネ設定の概念図を図 4.8-16 に示す。また、地盤バネの設定条件一覧表を表 4.8-8 に、地盤バネの算定式及び算定に用いる地盤の変形係数、せん断弾性係数を表 4.8-9 に示す。

基礎側面の地盤バネとして、中実鉄筋コンクリートの南北側面の法線方向に赤色の RC-1 バネを設定する。RC-1 バネの算定方法は表 4.8-8 に示すとおり道路橋示方書IVに準拠する。

中実鉄筋コンクリートの南北側面のせん断方向に青色の RC-2 地盤バネを設定する。RC-2 地盤バネは、鉛直方向及び水平方向のせん断に対する地盤バネである。RC-2 地盤バネ算定方法は表 4.8-24 に示すとおり道路橋示方書IVに準拠する。

以上で示した RC-1 地盤バネ及び RC-2 地盤バネの算定方法については、「(d) 地盤反力係数」及び「(e) 地盤反力上限値」において改めて詳細を示す。



※各地盤バネの色別の凡例を表 4.8-8 に示す。

図 4.8-16 地盤バネ設定概念図

(中実鉄筋コンクリートの基礎側面の地盤バネ)

表 4.8-8 地盤バネ設定条件一覧表

記号	地盤バネの種類	地盤バネ 設定面	部材面に対 する地盤バ ネの方向	換算 載荷幅 (m)	地盤反力係数等	地盤反力 上限値 の有無
■RC-1	中実鉄筋コンクリート南 北面法線方向の地盤バネ	南北面	面直 (南北面)	10.7m	道路橋示方書Ⅳに基づ く K_H を設定 (表 4.8-9 を参照)	有
■RC-2	中実鉄筋コンクリート南 北面せん断方向の地盤バ ネ	南北面	水平・鉛直 せん断 (南北面)	同上	道路橋示方書Ⅳに基づ く K_{SH} , K_{SV} を設定 (表 4.8-9 を参照)	有

注記) 地盤反力係数等の欄に示す K_H は部材面法線方向の水平地盤反力係数を, K_{SH} は部材面接線方向の水平地盤反力係数, K_{SV} は部材面接線方向の鉛直地盤反力係数を示す。

表 4.8-9 中実鉄筋コンクリートの基礎側面の地盤バネの算定式及び算定に用いる係数

地盤反力係数 K_H の算定式 (■RC-1)	地盤反力係数 K_{SH} , K_{SV} の算定式 (■RC-2)
中実鉄筋コンクリートの部材面法線方向地盤反力係数の算定式を以下に示す。算定式は、道路橋示方書IVに基づく。なお、地盤の変形係数は、地盤バネの種類に応じて設定するものである。 $K_H = \alpha_k K_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$ K_H : 部材面法線方向地盤反力係数 (kN/m^3) α_k : K_H の推定に用いる補正係数 ($=1.5$) K_{H0} : 直径 0.3 m 剛体円板の平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m^3) $K_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$ α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1.0$) E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m^2) $E_0 = 2(1 + \nu_d)G$ ν_d : 動ポアソン比 G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m^2) B_H : 換算載荷幅 (m)	中実鉄筋コンクリートの部材面接線方向地盤反力係数の算定式を以下に示す。下式の K_H は左欄で示す部材面法線方向地盤反力係数である。算定式は、道路橋示方書IVに基づく。 $K_{SH} = K_{SV} = 0.3K_H$ K_{SH} : 部材面接線(水平せん断)方向地盤反力係数 (kN/m^3) K_{SV} : 部材面接線(鉛直せん断)方向地盤反力係数 (kN/m^3)
地盤反力係数の算定において考慮する地盤の変形係数 E_0 及び地盤のせん断弾性係数 G 地盤の変形係数 E_0 (地盤のせん断弾性係数 G) は、地盤バネの種類に応じて下記のとおり設定する。 津波時：「地盤バネ 1」は、初期せん断弾性係数 G_m に基づき設定する。(上限値は、ピーク強度(平均 V_s の地盤物性に対する地盤強度)に基づき設定する。) 「地盤バネ 2」は、静弾性係数 E に基づき設定する。(上限値は、残留強度(ばらつき -1σ を考慮した V_s の地盤物性に対する地盤強度)に基づき設定する。)	

(ホ) 中実鉄筋コンクリート底部及び鋼管杭下端の地盤バネ

中実鉄筋コンクリート底部及び鋼管杭下端の地盤バネの設定概念図を図 4.8-17 に示す。また、地盤バネの設定条件一覧表を表 4.8-10 に、地盤バネの算定式及び算定に用いる地盤の変形係数、せん断弾性係数を表 4.8-11 に示す。

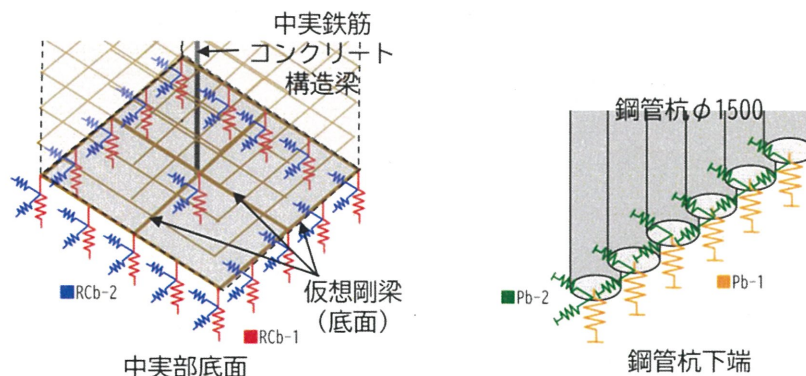
基礎底面の地盤バネとして、中実鉄筋コンクリートの底面の法線方向に赤色の RCb-1 バネを設定する。RCb-1 バネの算定方法は表 4.8-10 に示すとおり道路橋示方書IVに準拠する。

中実鉄筋コンクリートの底面のせん断方向に青色の RCb-2 地盤バネを設定する。RCb-2 地盤バネは、堤軸方向及び堤軸直交方向のせん断に対する地盤バネである。RCb-2 地盤バネ算定方法は表 4.8-10 に示すとおり道路橋示方書IVに準拠する。

一方、鋼管杭下端の法線方向には、黄色の Pb-1 バネを設定する。Pb-1 バネの算定方法は表 4.8-10 に示すとおり道路橋示方書IVに準拠する。

鋼管杭下端のせん断方向に緑色の Pb-2 地盤バネを設定する。Pb-2 地盤バネは、堤軸方向及び堤軸直交方向のせん断に対する地盤バネである。Pb-2 地盤バネ算定方法は表 4.8-10 に示すとおり道路橋示方書IVに準拠する。

以上で示した RCb-1 地盤バネ、RCb-2 地盤バネ、Pb-1 地盤バネ及び Pb-2 地盤バネの算定方法については、「(d) 地盤反力係数」及び「(e) 地盤反力上限値」において改めて詳細を示す。



※各地盤バネの色別の凡例を表 4.8-10 に示す。

図 4.8-17 地盤バネ設定概念図

(中実鉄筋コンクリート底部及び鋼管杭下端の地盤バネ)

表 4.8-10 地盤バネ設定条件一覧表

記号	地盤バネの種類	地盤バネ設定面	部材面に対する地盤バネの方向	換算載荷幅(m)	地盤反力係数等	地盤反力上限値の有無
■RCb-1	中実鉄筋コンクリート底面法線方向の地盤バネ	中実部底面	法線方向(底面)	10.7	道路橋示方書Ⅳに基づく K_v を設定(表 4.8-11 を参照)	有
■RCb-2	中実鉄筋コンクリート底面せん断方向の地盤バネ		水平せん断(底面)	同上	道路橋示方書Ⅳに基づく K_{SL} , K_{ST} を設定(表 4.8-11 を参照)	有
■Pb-1	鋼管杭下端法線方向の地盤バネ	鋼管杭下端	法線方向(下端)	1.328 (等価矩形断面幅)	道路橋示方書Ⅳに基づく K_v を設定(表 4.8-11 を参照)	有
■Pb-2	鋼管杭下端せん断方向の地盤バネ		水平せん断(下端)	同上	道路橋示方書Ⅳに基づく K_{SL} , K_{ST} を設定(表 4.8-11 を参照)	有

注記) 地盤反力係数等の欄に示す K_v は部材面法線方向の鉛直地盤反力係数を, K_{SL} は部材面接線方向の堤軸方向地盤反力係数, K_{ST} は部材面接線方向の堤軸直交方向地盤反力係数を示す。

表 4.8-11 中実鉄筋コンクリート底部及び鋼管杭下端の地盤バネの算定式及び算定に用いる係数

道示 K_V の算定式 (■RCb-1, ■Pb-1)	道示 K_{SL} , K_{ST} の算定式 (■RCb-2, ■Pb-2)
中実鉄筋コンクリート底面及び鋼管杭下端の部材面法線方向地盤反力係数の算定式を以下に示す。算定式は、道路橋示方書IVに基づく。なお、地盤の変形係数は、地盤バネの種類に応じて設定するものである。 $K_V = K_{V0} \left(\frac{B_V}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$ K_V : 部材底面法線方向地盤反力係数 (kN/m^3) K_{V0} : 直径 0.3 m 剛体円板の平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3) $K_{V0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$ α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1.0$) E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m^2) $E_0 = 2(1 + \nu_d)G$ ν_d : 動ポアソン比 G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m^2) B_V : 換算載荷幅 (m)	中実鉄筋コンクリート底面及び鋼管杭下端接線方向地盤反力係数の算定式を以下に示す。下式の K_H は左欄で示す部材面法線方向地盤反力係数である。算定式は、道路橋示方書IVに基づく。 $K_{SL} = K_{ST} = 0.3K_H$ K_{SL} : 部材底面接線(堤軸せん断)方向地盤反力係数 (kN/m^3) K_{ST} : 部材底面接線(堤軸直交せん断)方向地盤反力係数 (kN/m^3)
地盤反力係数の算定において考慮する地盤の変形係数 E_0 及び地盤のせん断弾性係数 G 地盤の変形係数 E_0 (地盤のせん断弾性係数 G) は、地盤バネの種類に応じて下記のとおり設定する。 津波時 : 「地盤バネ 1」は、初期せん断弾性係数 G_0 に基づき設定する。(上限値は、ピーク強度(平均 V_s の地盤物性に対する地盤強度)に基づき設定する。) 「地盤バネ 2」は、静弾性係数 E に基づき設定する。(上限値は、残留強度(ばらつき -1σ を考慮した V_s の地盤物性に対する地盤強度)に基づき設定する。)	

(d) 地盤反力係数

地盤反力係数は、道路橋示方書Ⅳに基づき設定する。部材面方向ごとの地盤反力係数の算出式及び設定方法を以下に示す。

イ. 部材面法線方向地盤反力係数 (P-1 地盤バネ, P-3 地盤バネ及び RC-1 地盤バネ)

部材面法線方向の地盤反力係数の算出式及び設定方法を以下に示す。部材面法線方向のバネは、「(c) 地盤バネの解析モデルへの反映について」において示した巻立て鉄筋コンクリート、鋼管杭及び中実鉄筋コンクリートの部材面法線方向に設定する地盤バネ (P-1 地盤バネ, P-3 地盤バネ及び RC-1 地盤バネ) である。

地盤反力係数の算出式は、下式に示すとおりであり、地盤の変形係数 E_0 に基づき地盤反力係数を算出する。その他のパラメータは、以下に示すとおりである。

$$K_H = \alpha_k K_{H0} (B_H/0.3)^{-3/4}, \quad K_{H0} = 1/0.3 \alpha E_0$$

ここで、

K_H : 部材面法線方向地盤反力係数 (kN/m³)

α_k : K_H の推定に用いる補正係数 (=1.5)

K_{H0} : 直径 0.3 m 剛体円板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)

α : 地盤反力係数の換算係数 (= 1.0)

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²)

$$E_0 = 2(1 + \nu_d)G$$

ν_d : 動ポアソン比

G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m²)

B_H : 換算載荷幅 (m)

- ロ. 部材面接線（水平せん断及び鉛直せん断）方向地盤反力係数（P-2 地盤バネ及び RC-2 地盤バネ）

部材面せん断方向の地盤反力係数の算出式を以下に示す。部材面法線方向のバネは、「(c) 地盤バネの解析モデルへの反映について」において示した巻立て鉄筋コンクリート、鋼管杭及び中実鉄筋コンクリートの部材面せん断方向において設定する地盤バネ（P-2 地盤バネ RC-2 地盤バネ）である。

地盤反力係数の算出式は、下式に示すとおりであり、部材面法線方向の地盤反力係数に 0.3 を乗じることで算出する。

$$K_{SH} = K_{SV} = 0.3K_H$$

ここで、

K_{SH} ：部材面接線（水平せん断）方向地盤反力係数 (kN/m³)

K_{SV} ：部材面接線（鉛直せん断）方向地盤反力係数 (kN/m³)

- ハ. 部材底面法線方向地盤反力係数（RCb-1、Pb-1）

部材底面法線方向の地盤反力係数の算出式及び設定方法を以下に示す。部材底面法線方向のバネは、「(c) 地盤バネの解析モデルへの反映について」において示した中実鉄筋コンクリート及び鋼管杭の部材底面法線方向に設定する地盤バネ（RCb-1 地盤バネ及び Pb-1 地盤バネ）である。

地盤反力係数の算出式は、下式に示すとおりであり、地盤の変形係数 E_0 に基づき地盤反力係数を算出する。その他のパラメータは、以下に示すとおりである。

$$K_V = K_{V0} (B_V/0.3)^{-3/4}, \quad K_{V0} = 1/0.3 \alpha E_0$$

ここで、

K_V ：部材面法線方向地盤反力係数 (kN/m³)

K_{V0} ：直径 0.3 m 剛体円板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)

α ：地盤反力係数の換算係数 (= 1.0)

E_0 ：地盤の変形係数 (kN/m²)

$$E_0 = 2(1 + \nu_d)G$$

ν_d ：動ポアソン比

G ：地盤のせん断弾性係数 (kN/m²)

B_V ：換算載荷幅 (m)

ニ. 部材底面接線（堤軸せん断及び堤軸直交せん断）方向地盤反力係数（RCb-2, Pb-2）

部材底面せん断方向の地盤反力係数の算出式を以下に示す。部材面法線方向のバネは、「(c) 地盤バネの解析モデルへの反映について」において示した巻立て鉄筋コンクリート、鋼管杭及び中実鉄筋コンクリートの部材面せん断方向において設定する地盤バネ（Pb-2 地盤バネ RCb-2 地盤バネ）である。

地盤反力係数の算出式は、下式に示すとおりであり、部材面法線方向の地盤反力係数に 0.3 を乗じることで算出する。

$$K_{SL} = K_{ST} = 0.3K_H$$

ここで、

K_{SL} : 部材底面接線（堤軸せん断）方向地盤反力係数 (kN/m³)

K_{ST} : 部材底面接線（堤軸直交せん断）方向地盤反力係数 (kN/m³)

ホ. 群杭の影響を考慮した地盤反力係数の低減（P-1）

鋼管杭背面の地盤反力係数は、図 4.8-18 に示すとおり杭中心間隔 L が杭径 D に対し小さい [$L < 2.5D$] ことを踏まえ、群杭の影響を考慮して設定する。

低減の方法は、水平方向地盤反力係数に対し下式で求めた補正係数 μ を乗じる。

$$\mu = 1 - 0.2 (2.5 - L/D), L < 2.5D$$

ここで、

μ : 補正係数, $\mu = 0.74$

L : 杭中心間隔 (m), $L = 1.8$ m

D : 杭径 (m), $D = 1.5$ m

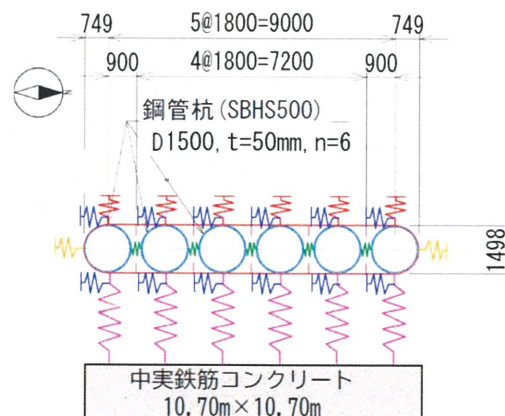


図 4.8-18 鋼管杭配置

(e) 地盤反力上限値

地盤反力上限値は、道路橋示方書Ⅳに基づき設定する。

イ. 部材面法線方向の地盤反力上限値

部材面法線方向の地盤反力上限値を以下のとおり設定する。

$$P_{HU} = \alpha_P P_{EP} \quad (\text{地盤バネ 1, 2})$$

ここで、

P_{HU} : 基礎前面の水平方向地盤反力上限値 (kN/m²)

α_P : 割増係数

$$\alpha_P = 1.0 + 0.5(z/Be) \leq 3.0$$

ただし、 $N = 2$ 以下の粘性土の場合、 $\alpha_P = 1.0$

z : 設計上の地盤面からの深さ (m)

Be : 基礎の有効前面幅 (m)

P_{EP} : 地震時の受働土圧強度 (kN/m²)

ロ. 部材面接線（水平せん断及び鉛直せん断）方向の地盤反力上限値

部材面接線（水平せん断及び鉛直せん断）方向の地盤反力上限値を以下のとおり設定する。

$$\tau_f = \min[5N, c + P_0 \tan \phi, 200] \quad (\text{地盤バネ 1, 2 : 砂質土})$$

$$\tau_f = \min[c + P_0 \tan \phi, 150] \quad (\text{地盤バネ 1, 2 : 粘性土})$$

ここで、

τ_f : 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力上限値 (kN/m²)

N : 標準貫入試験の N 値

c : 粘着力 (kN/m²)

P_0 : 静止土圧強度 (kN/m²)

ϕ : 内部摩擦角 (°)

ハ. 部材底面法線方向の地盤反力上限値

部材底面法線方向の地盤反力上限値を以下のとおり設定する。

$$P_{BVU} = \text{極限支持力度と同一とする} \quad (\text{地盤バネ 1, 2})$$

ここで,

P_{BVU} : 基礎底面の鉛直方向地盤反力上限値 (kN/m²)

ニ. 部材底面接線 (堤軸せん断及び堤軸直交せん断) 方向の地盤反力上限値

部材底面接線 (堤軸せん断及び堤軸直交せん断) 方向の地盤反力上限値を以下のとおり設定する。

$$P_{SU} = c_B + P_V \tan \phi_B + 1/A_e (A_i c + W_S \tan \phi) \quad (\text{地盤バネ 1, 2})$$

ここで,

P_{SU} : 基礎底面の水平方向せん断地盤反力上限値 (kN/m²)

c_B : 基礎底面と地盤の付着力 (kN/m²)

$c_B = 0$ kN/m² (岩とコンクリートの付着力と同一とする)

P_V : 基礎底面の鉛直方向地盤反力度 (kN/m²)

$\tan \phi_B$: 基礎底面と地盤の摩擦係数

$\tan \phi_B = 0.6$ (岩とコンクリートの摩擦係数と同一とする)

A_e : 基礎底面の有効載荷面積 (m²)

A_i : 基礎内部土の面積 (m²)

c : 基礎底面地盤の粘着力 (kN/m²)

W_S : 基礎底面より上の内部土の有効重量 (kN)

ϕ : 基礎底面地盤の内部摩擦角 (°)

ホ. 地盤改良（セメント系）を考慮した地盤反力上限値

防潮堤（鋼製防護壁）の周辺地盤に計画する地盤改良（セメント系）については、地盤バネのバネ剛性には加算せず、地盤反力上限値の増分として考慮し、さらにバネの分担面積を減ずることで保守的な設定となるよう配慮する。

地盤改良（セメント系）が近接する箇所の地盤反力上限値は、図 4.8-19 に示すとおり地盤反力上限値を増分して設定する。

地盤反力上限値は、背面受働抵抗、側面抵抗、底面抵抗を踏まえて設定する。

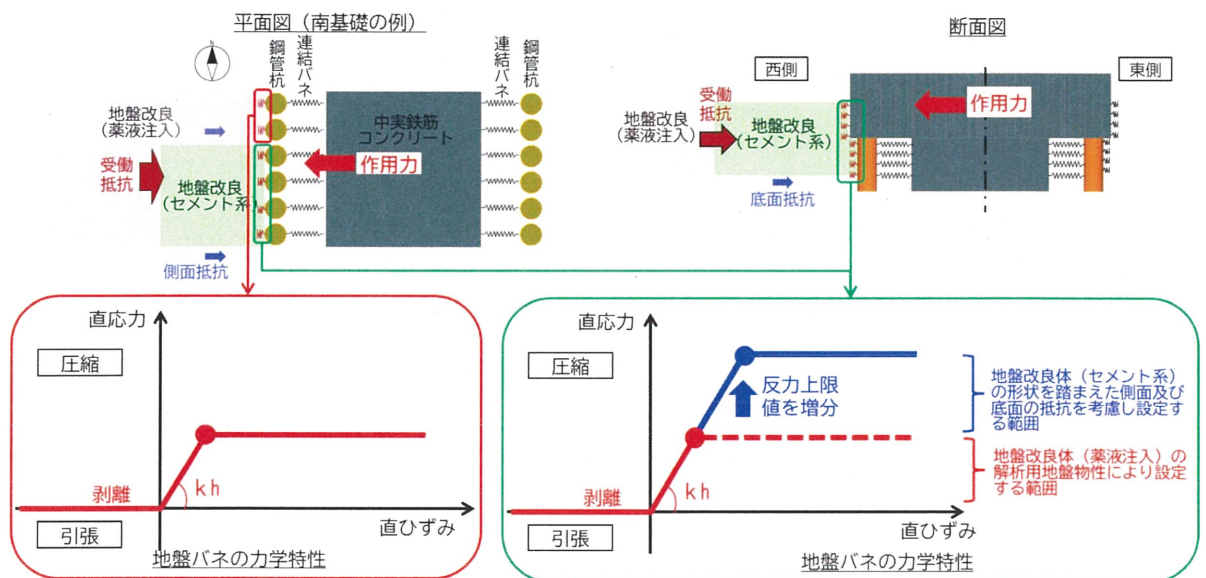


図 4.8-19 地盤改良（セメント系）を考慮した地盤反力上限値の設定方法

地盤改良（セメント系）の形状は直方体となるため、津波荷重に対し、背面（1面）、側面（2面）及び底面（1面）には、周辺地盤から面直及びせん断の2方向の抵抗が発生する。よって、頂版鉄筋コンクリート、鋼管杭及び巻立て鉄筋コンクリートの地盤バネ（受働側）においては、地盤改良（セメント系）による抵抗力を地盤反力上限値増分として考慮する。ただし、地盤バネ（受働側）の地盤反力上限値の増分として考慮する抵抗力は、保守側の配慮として、上記4面のうち側面（1面）と底面（1面）の2面に発生する作用力方向の水平せん断抵抗力とする。地盤改良（セメント系）の地盤反力上限値に係る概念図を図4.8-20に示す。また、北基礎の地盤バネ1を例として、地盤改良（セメント系）による地盤反力上限値の増分値を表4.8-12に示す。

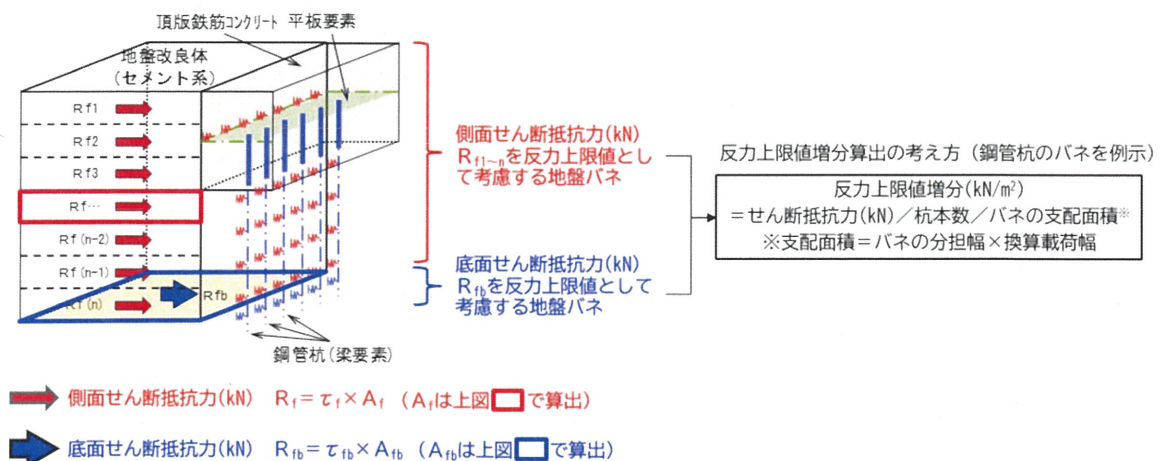


図 4.8-20 地盤改良（セメント系）の地盤反力上限値に係る概念図

表 4.8-12 地盤改良（セメント系）による地盤反力上限値の増分（地盤バネ1：北基礎）

対象構造	土質	標高 (m)	上限値 (kN/m²)	増分 (kN/m²)	増分/ 上限値
頂版鉄筋コンクリート Be=15.500m	du～ Ag2	-0.32	1453.6	17.1	1%
巻立て鉄筋コンクリート Be=1.800m	Ag2	-1.84	1550.8	106.0	7%
	Ag2	-6.00	1955.3	106.0	5%
	Ag2	-6.00	1836.0	127.4	7%
	Ag2	-7.00	1836.0	136.5	7%
	Ac	-7.00	304.5	119.0	39%
	Ac	-9.05	314.3	120.8	38%
鋼管杭 Be=1.498m	As	-9.05	1568.3	32.4	2%
	As	-10.25	1568.3	32.4	2%
	Ac	-10.25	508.7	125.2	25%
	Ac	-16.20	572.4	132.6	23%
	As	-16.20	1786.1	48.6	3%
	As	-17.50	1786.1	48.6	3%
鋼管杭 Be=1.498m (改良体底面)	Ac	-17.50	615.0	2284.5	371%

(2) 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値については、「4.3 使用材料及び材料の物性値」に記載のとおり設定する。

(3) 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せについては、「4.5 荷重及び荷重の組合せ」に記載のとおり設定する。

4.8.2 解析モデル及び解析条件（重畳時）

防潮堤（鋼製防護壁）の重畳時の評価に用いる解析モデル及び解析条件を以下に示す。

重畳時においては、図 4.8-21 に示すとおり余震の影響について水平方向の堤軸直交方向（津波荷重作用方向）F 1，堤軸方向 F 2 と鉛直方向 F 3 で 1.0:0.4:0.4 の水平 2 方向及び鉛直方向地震動の独立载荷による最大断面力に対する組合せ係数法を適用し、津波荷重による断面力と重ね合わせた断面力に対して照査を行う。考慮する組合せケースの一覧表を表 4.8-13 に示す。

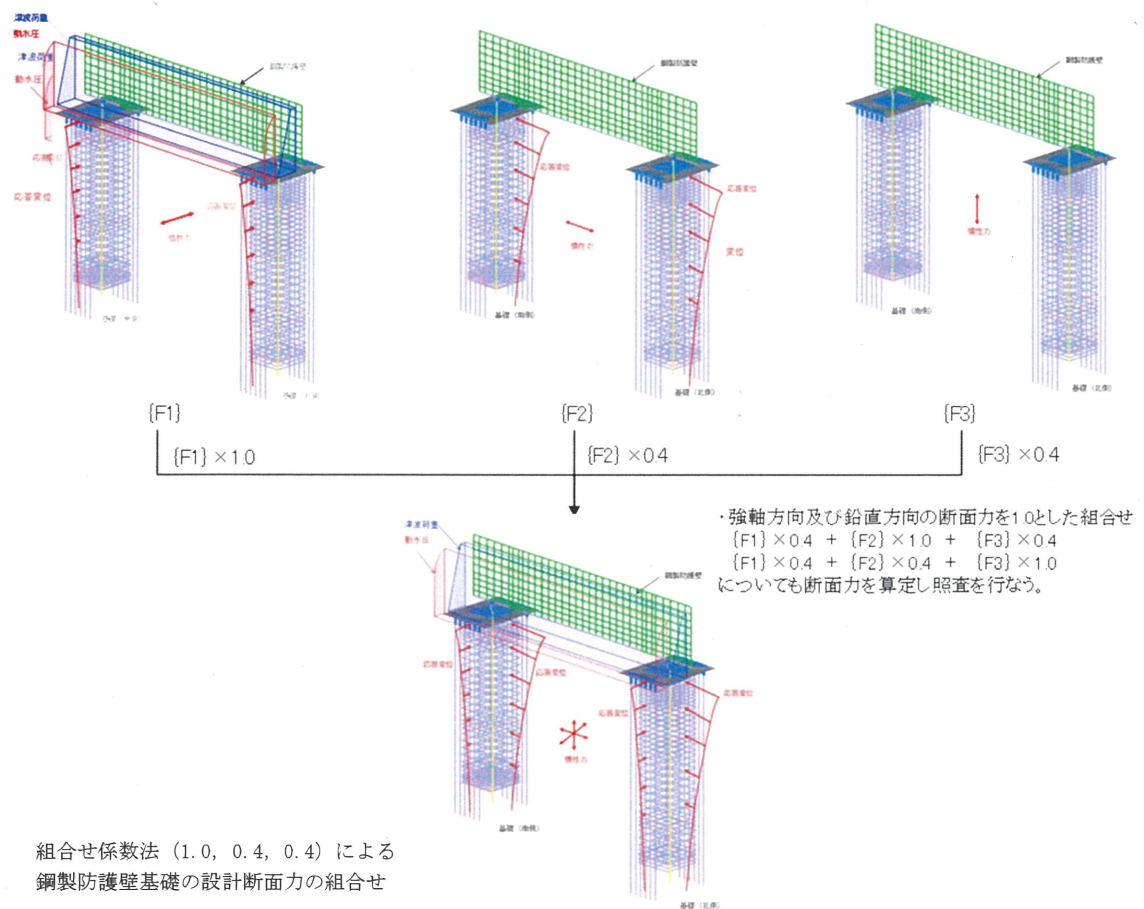


図 4.8-21 重畳時の断面力の組合せ(組合せ係数法)

表 4.8-13 重畳時に考慮する組合せ係数のケース一覧表

組合せ ケース	組合せ係数		
	堤軸直交方向 F1 の係数	堤軸方向 F2 の係数	鉛直方向 F3 の係数
Case-F1-1	西向き 1.0 倍	北向き 0.4 倍	下向き 0.4 倍
Case-F1-2	西向き 1.0 倍	北向き 0.4 倍	上向き 0.4 倍
Case-F1-3	西向き 1.0 倍	南向き 0.4 倍	下向き 0.4 倍
Case-F1-4	西向き 1.0 倍	南向き 0.4 倍	上向き 0.4 倍
Case-F1-5	東向き 1.0 倍	北向き 0.4 倍	下向き 0.4 倍
Case-F1-6	東向き 1.0 倍	北向き 0.4 倍	上向き 0.4 倍
Case-F1-7	東向き 1.0 倍	南向き 0.4 倍	下向き 0.4 倍
Case-F1-8	東向き 1.0 倍	南向き 0.4 倍	上向き 0.4 倍
Case-F2-1	西向き 0.4 倍	北向き 1.0 倍	下向き 0.4 倍
Case-F2-2	西向き 0.4 倍	北向き 1.0 倍	上向き 0.4 倍
Case-F2-3	東向き 0.4 倍	北向き 1.0 倍	下向き 0.4 倍
Case-F2-4	東向き 0.4 倍	北向き 1.0 倍	上向き 0.4 倍
Case-F2-5	西向き 0.4 倍	南向き 1.0 倍	下向き 0.4 倍
Case-F2-6	西向き 0.4 倍	南向き 1.0 倍	上向き 0.4 倍
Case-F2-7	東向き 0.4 倍	南向き 1.0 倍	下向き 0.4 倍
Case-F2-8	東向き 0.4 倍	南向き 1.0 倍	上向き 0.4 倍
Case-F3-1	西向き 0.4 倍	北向き 0.4 倍	下向き 1.0 倍
Case-F3-2	西向き 0.4 倍	南向き 0.4 倍	下向き 1.0 倍
Case-F3-3	東向き 0.4 倍	北向き 0.4 倍	下向き 1.0 倍
Case-F3-4	東向き 0.4 倍	南向き 0.4 倍	下向き 1.0 倍
Case-F3-5	西向き 0.4 倍	北向き 0.4 倍	上向き 1.0 倍
Case-F3-6	西向き 0.4 倍	南向き 0.4 倍	上向き 1.0 倍
Case-F3-7	東向き 0.4 倍	北向き 0.4 倍	上向き 1.0 倍
Case-F3-8	東向き 0.4 倍	南向き 0.4 倍	上向き 1.0 倍

注記) 荷重作用方向に乘じる組合せ係数が 1.0 倍となる箇所を□に示す。

(1) 重畳時の 1 次元有効応力解析

a. 解析モデル

地盤解析モデルは、鋼製防護壁基礎の調査ボーリングの地層構成に基づき作成する。図 4.8-22 に示すとおり南基礎の解析モデルは、地点 1 の地層構成、北基礎の解析モデルは、地点 2 の地層構成に基づき作成する。解析モデル底面は、T.P. -130m として粘性境界を設定する。

なお、解析コードは、「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。解析コードの検証及び妥当性の確認は、添付書類「VI-4-2(2) 計算機プログラム(解析コード)の概要・FLIP」に示す。

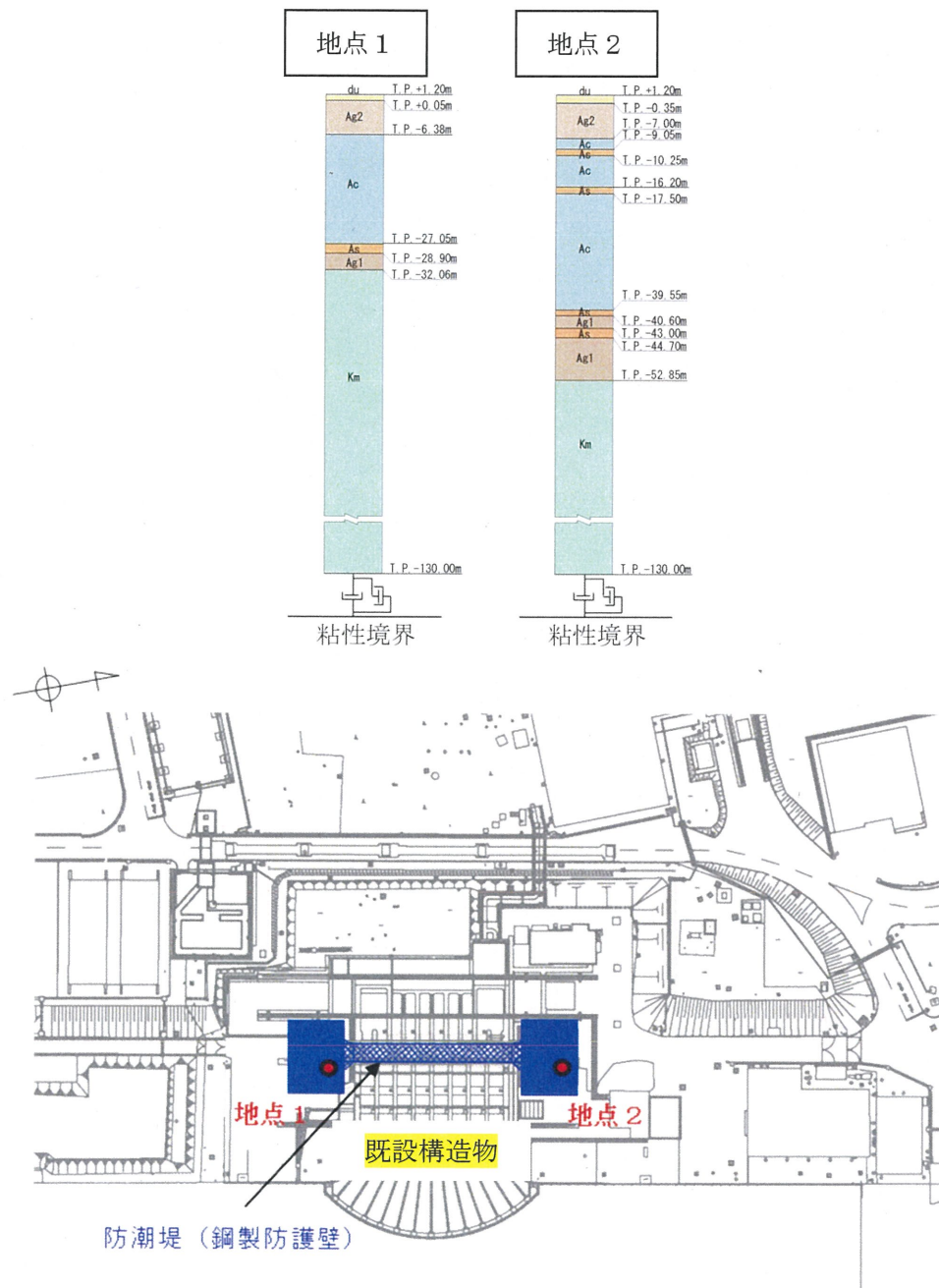


図 4.8-22 1 次元有効応力解析の解析モデル

b. 地盤のモデル化

1次元有効応力解析では、防潮堤（鋼製防護壁）の周辺地盤に地盤改良（薬液注入）を敷設することを踏まえ、図 4.8-23 に示す液状化パラメータを適用する地盤ケース①～④は考慮せず、液状化パラメータを適用しない地盤ケース⑤、⑥及び③'を採用する。なお、地盤ケース③'は、既工認では考慮していない地盤のばらつき（ -1σ ）の非液状化ケースとして、新たに設定する。

1次元有効応力解析モデルにおいては、地盤をマルチスプリング要素及び間隙水要素によりモデル化し、地震時の過剰間隙水圧の上昇に伴う有効応力の変化及び応力-ひずみ関係の非線形性を考慮する。

1次元有効応力解析により、図 4.8-23 に示す「地表面応答加速度」、「地表面相対水平変位」及び「地盤のせん断ひずみ」について、各応答値が最大となる地盤ケースを前述の地盤ケースの中からそれぞれ選定する。選定した地盤ケースについて、最大値発生時刻の地盤応力及び地盤ひずみを抽出し、これに基づき同時刻の地盤剛性及び地盤強度を算出する。これらは地震に伴う剛性低下及び強度低下を反映したものであり、これに基づき3次元静的フレーム解析モデルの地盤バネ（地盤反力係数及び地盤反力上限値）を設定することで、地盤が受ける地震の影響を考慮する。なお、「地表面応答加速度」、「地表面相対水平変位」及び「地盤のせん断ひずみ」がそれぞれ最大となる地盤ケースに基づき設定した地盤バネを地盤バネ3、地盤バネ4及び地盤バネ5とする。

地盤ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた地盤ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつき（+1 σ ）を考慮した地盤ケース	③ 地盤物性のばらつき（-1 σ ）を考慮した地盤ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した地盤ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した地盤ケース	⑥ 地盤物性のばらつき（+1 σ ）を考慮して非液状化の条件を仮定した地盤ケース	③' 地盤物性のばらつき（-1 σ ）を考慮して非液状化の条件を仮定した地盤ケース
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを適用しない	液状化パラメータを適用しない	液状化パラメータを適用しない

注記：地盤ケース③' は、既工認では考慮していない地盤のばらつき（-1 σ ）の非液状化ケースとして、新たに設定する。



重畳時の地盤バネは、上記地盤ケース⑤、⑥、③' により決定

地盤バネケース名 (決定ケース)	地盤バネの地盤反力係数及び 地盤反力上限値	備考
地盤バネ3	S d-D 1 波による1次元有効応力解析から地表面応答加速度が最大になる地盤ケース・時刻の地盤物性により設定	地盤抵抗が大きい地盤ケース
地盤バネ4	S d-D 1 波による1次元有効応力解析から地表面相対水平変位が最大になる地盤ケース・時刻の地盤物性により設定	地盤抵抗が小さい地盤ケース
地盤バネ5	S d-D 1 波による1次元有効応力解析から地盤のせん断ひずみが最大になる地盤ケース・時刻の地盤物性により設定	

図 4.8-23 重畳時の地盤バネ設定（地盤バネ3，地盤バネ4，地盤バネ5）

c. 減衰定数

(a) 設定フロー

動的解析における地盤の減衰は、固有値解析により求められる固有周期及び減衰定数に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰は、 $\alpha = 0$ となる要素剛性比例型減衰とする。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K], \quad \alpha = 0, \quad \beta = h / (\pi \cdot f)$$

ここで、

[C] : 減衰マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : Rayleigh減衰の係数

h : 各材料の減衰定数

f : 固有値解析により求められる1次固有振動数

有効応力解析では、時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトしていくことから、Rayleigh減衰の係数 α, β の両方を用いると、質量比例項の減衰 $\alpha [M]$ の影響により、有効応力解析における減衰係数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 $\alpha [M]$ の影響がない要素剛性比例型減衰では、地盤の1次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1次固有振動モードに対する減衰係数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う1次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1次固有振動モードに対する減衰係数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰係数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 $\alpha [M]$ の影響がない要素剛性比例型減衰を採用した。

地盤の減衰定数は、解析上の安定のためになるべく小さい値として1%とする（参考1を参照）。また、鋼材とコンクリートの減衰定数は、道路橋示方書(V耐震設計編)・同解説(日本道路協会、平成24年3月)より鋼材3%、J E A G 4 6 0 1-1987よりコンクリート5%とする。

図 4.8-24 に Rayleigh 減衰の設定フローを示す。

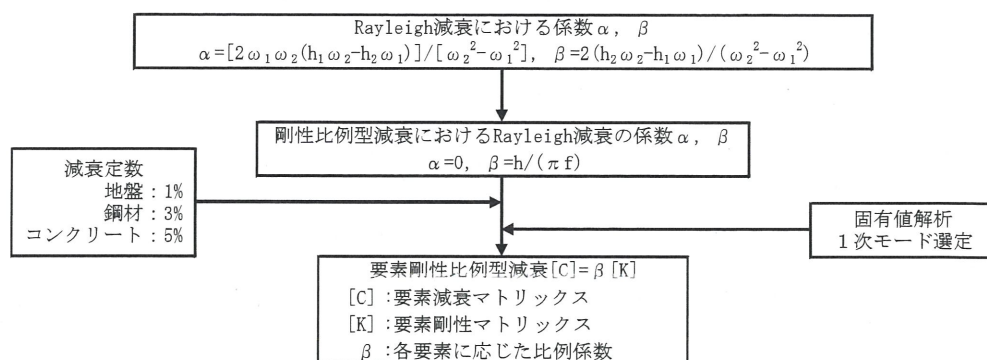


図 4.8-24 Rayleigh 減衰の設定フロー

(b) 固有値解析

固有値解析結果を表 4.8-14 に示す。

表 4.8-14 固有値解析結果

凡例 ◎：地盤の1次固有振動数

検討ケース⑤

北基礎				南基礎			
次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	採用	次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	採用
1	0.556	34.09	◎	1	0.685	37.17	◎
2	1.246	-27.03		2	1.306	-22.98	
3	2.059	9.46		3	2.654	-8.94	
4	3.039	8.22		4	3.355	9.46	
5	3.825	6.84		5	4.668	4.70	
6	4.669	6.01		6	5.423	5.95	
7	5.471	3.32		7	6.552	-2.83	
8	6.405	4.04		8	7.413	-4.41	
9	7.091	3.91		9	8.438	2.30	

検討ケース⑥

北基礎				南基礎			
次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	採用	次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	採用
1	0.587	35.31	◎	1	0.708	38.40	◎
2	1.298	25.78		2	1.378	-21.02	
3	2.212	9.06		3	2.779	-9.92	
4	3.202	8.40		4	3.512	8.28	
5	4.052	6.59		5	4.893	5.55	
6	4.918	5.65		6	5.669	5.12	
7	5.859	-3.01		7	6.911	3.40	
8	6.770	-4.69		8	7.718	3.97	
9	7.462	-2.93		9	8.893	2.42	

検討ケース③'

北基礎				南基礎			
次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	採用	次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	採用
1	0.518	32.68	◎	1	0.654	35.47	◎
2	1.194	-28.20		2	1.235	-25.40	
3	1.887	10.33		3	2.478	-7.76	
4	2.843	-7.80		4	3.224	10.56	
5	3.584	-7.22		5	4.344	3.93	
6	4.379	-6.20		6	5.225	-6.48	
7	5.083	-4.02		7	6.078	-2.73	
8	5.920	3.59		8	7.122	-4.37	
9	6.730	4.03		9	7.895	2.76	

d. 入力地震動

入力地震動は、既工認の添付書類「V-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえ設定する。

入力地震動は、図 4.8-25 に示すとおり解放基盤表面(EL. -370 m)で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を、1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置(EL. -130 m)で評価したものをを用いる。表 4.8-15 に入力地震動の加速度時刻歴と加速度応答スペクトルを示す。

解析コードは、「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性の確認は、添付書類「VI-4-1(2) 計算機プログラム(解析コード)の概要・k-SHAKE」に示す。

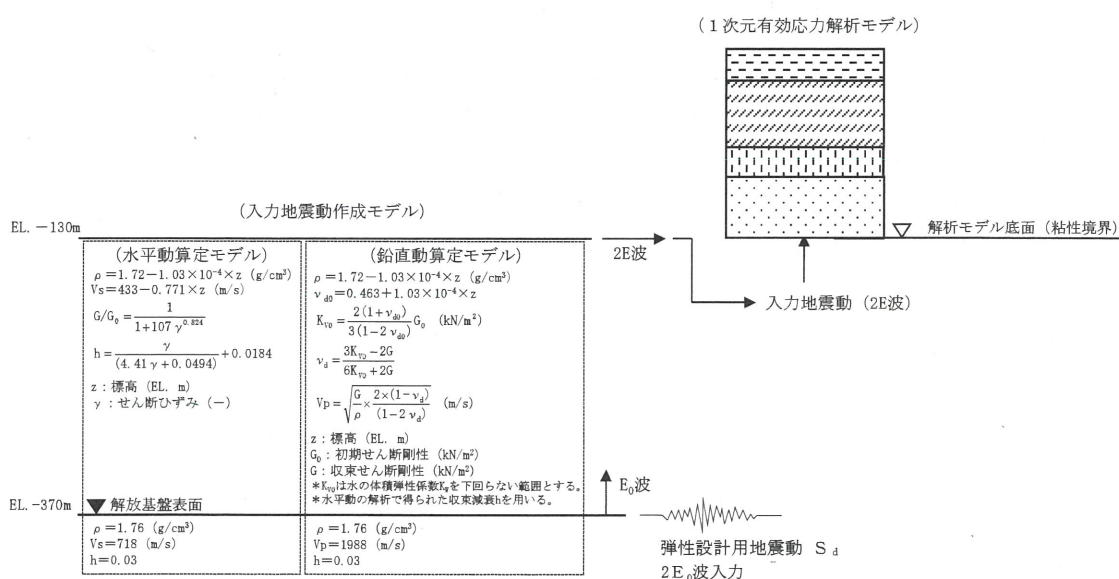
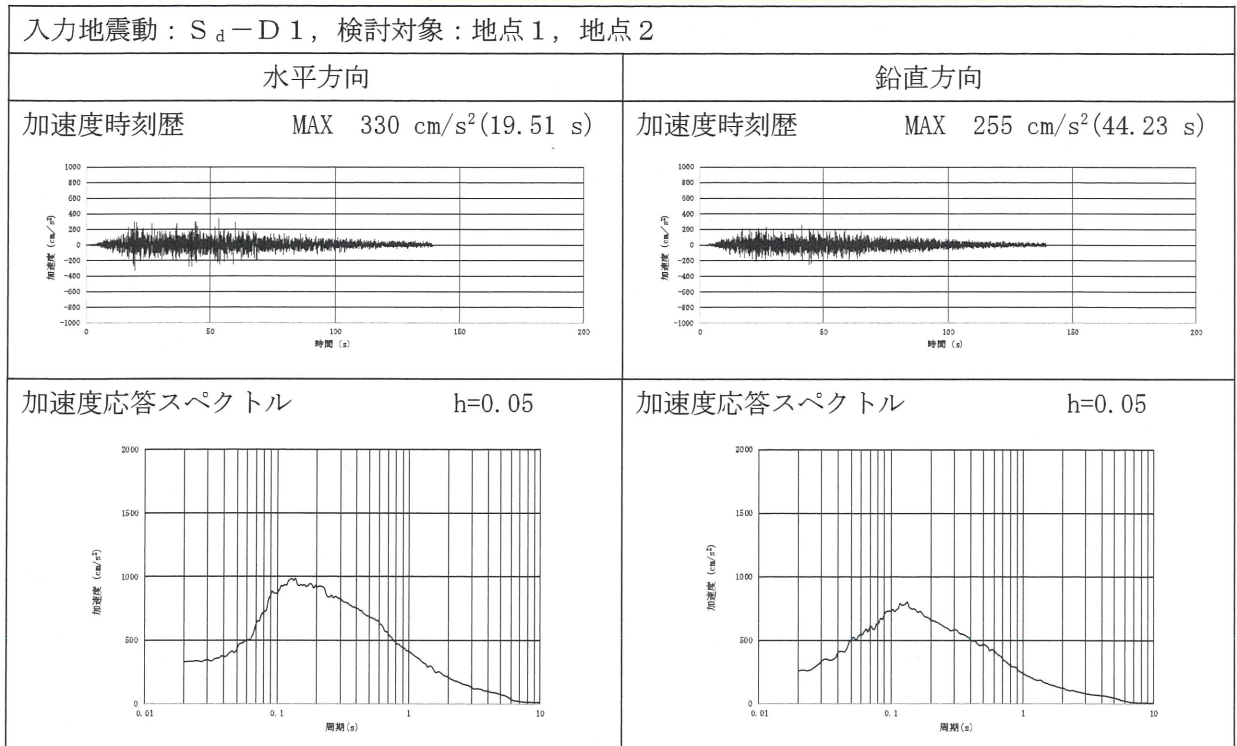


図 4.8-25 入力地震動算定の概念図

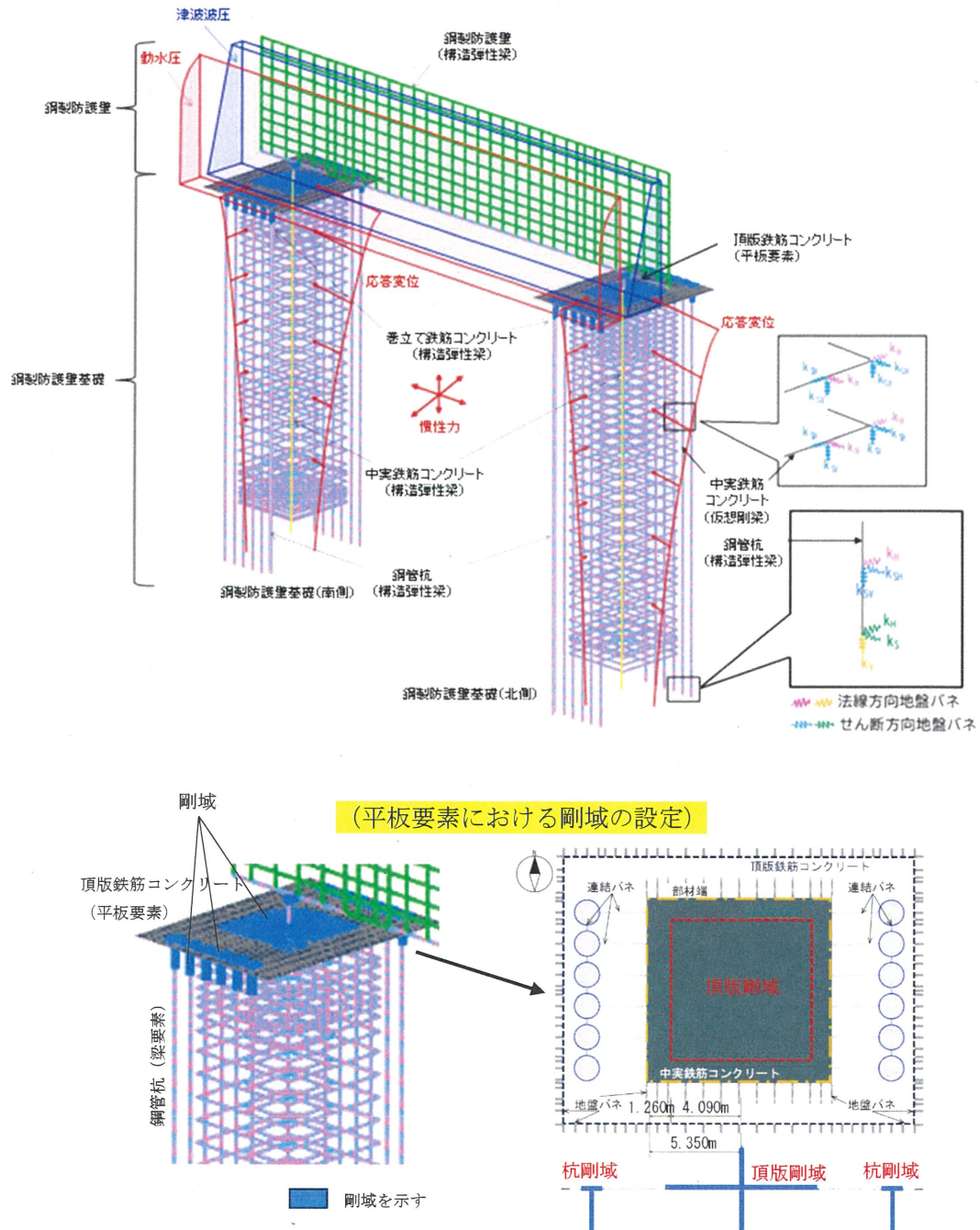
表 4.8-15 入力地震動の加速度時刻歴と加速度応答スペクトル(S_d-D1)



(2) 防潮堤（鋼製防護壁）の解析モデル

a. 解析モデル

重畳時における鋼製防護壁も津波時と同様に鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎を一体とした3次元静的フレーム解析モデルで強度評価を行う。重畳時の防潮堤（鋼製防護壁）の3次元静的フレーム解析モデル概念図を図 4.8-26 に示す。



b. 構造物のモデル化

(a) 3次元静的フレーム解析モデル

防潮堤（鋼製防護壁）は、鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎を一体とし、地盤バネを設定した3次元静的フレーム解析モデルに津波荷重等を載荷して評価する。地中連続壁部（構造部材として考慮しない）の質量は、中実鉄筋コンクリートのモデル化において構造弾性梁を取り囲む正方形の水平梁（仮想梁）の節点に付加質量として設定する。なお、地中連続壁部の付加質量は堤軸方向と堤軸直交方向の水平方向にのみ設定し、鉛直方向には設定しない。このように設定することで、中実鉄筋コンクリートの曲げモーメント及びせん断力を生じさせる水平荷重にのみ地中連続壁部の付加質量が考慮され、軸力には寄与しない設定となる。以上より、曲げ軸力及びせん断力に対して保守的な部材評価を行う。

鋼製防護壁は、水平（X方向）隔壁及び鉛直（Z方向）隔壁の交差位置並びに添接板継手位置を節点とし、それらを結合した梁要素で構成される格子モデルとする。モデル化のイメージ図を図 4.8-27 に示す。

- i) 主桁部材（水平方向）は、外面鋼板及び内部隔壁をフランジ、水平隔壁をウェブとみなした断面とする。隔壁間の剛性、重量を構造弾性梁要素（堤軸方向の水平梁要素）に集約する（図 4.8-27 の青色表示部分）。
- ii) 横桁部材（鉛直方向）は、外面鋼板及び内部隔壁をフランジ、鉛直隔壁をウェブとみなした断面とする。隔壁間の剛性、重量を構造弾性梁要素（鉛直梁要素）に集約する（図 4.8-27 の赤色表示部分）。
- iii) ねじれ剛性は、外面鋼板が連続していることから、箱断面として算定したねじれ剛性を両部材に考慮する。

格子モデルによりモデル化された鋼製防護壁の断面形状を可視化すると、水平梁要素が図 4.8-28 に、鉛直梁要素が図 4.8-29 に示すとおりとなる。

鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎の中実鉄筋コンクリート、巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭は、構造梁要素でモデル化し、頂版鉄筋コンクリートは平板要素でモデル化する。中実鉄筋コンクリート、巻立て鉄筋コンクリートをモデル化した梁要素には仮想剛梁要素を配置し、中実鉄筋コンクリートの幅を考慮する。

鋼製防護壁基礎の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002年5月）に従う。線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの2.0倍以下とし、1.0倍程度とするのが良い旨が示されている。中実鉄筋コンクリートの部材厚で設定すると要素分割が粗くなるため、鋼管杭の厚さ（径）に従って1.5m前後で要素分割を設定する。中実鉄筋コンクリートと巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭は連結バネで連結するため、相互の要素分割を合わせて設定する。なお、鋼製防護壁基礎の要素分割については、重畳時の検討における余震影響としての地盤応答変位を鋼製防護壁基礎に設定することを考慮して、1次元有効応力解析で用いる地盤の要素分割に合わせて設定する。

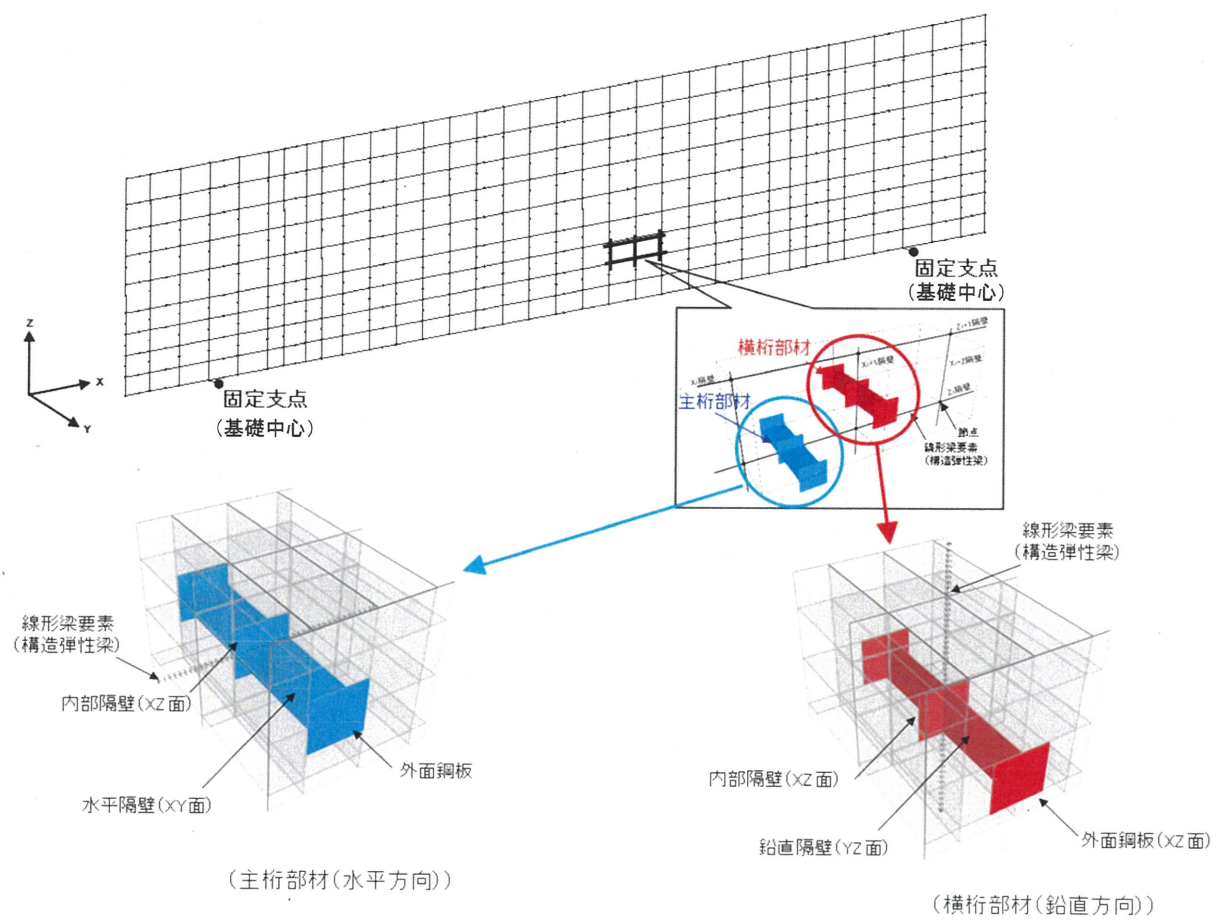
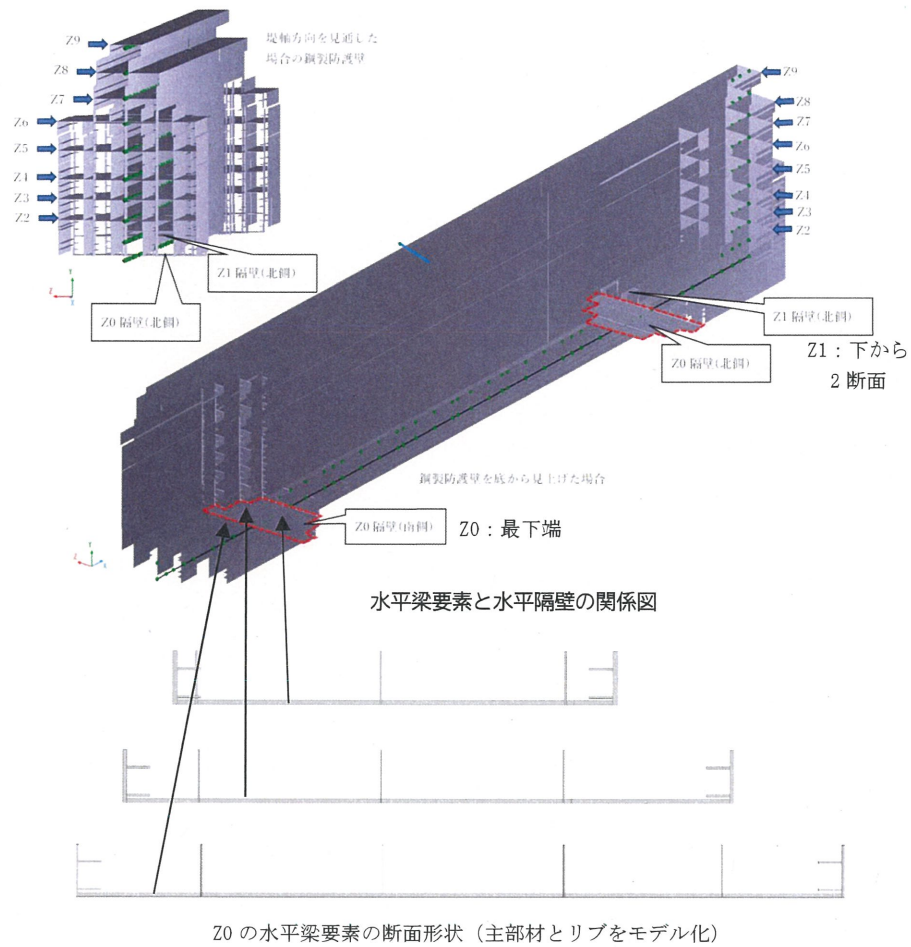
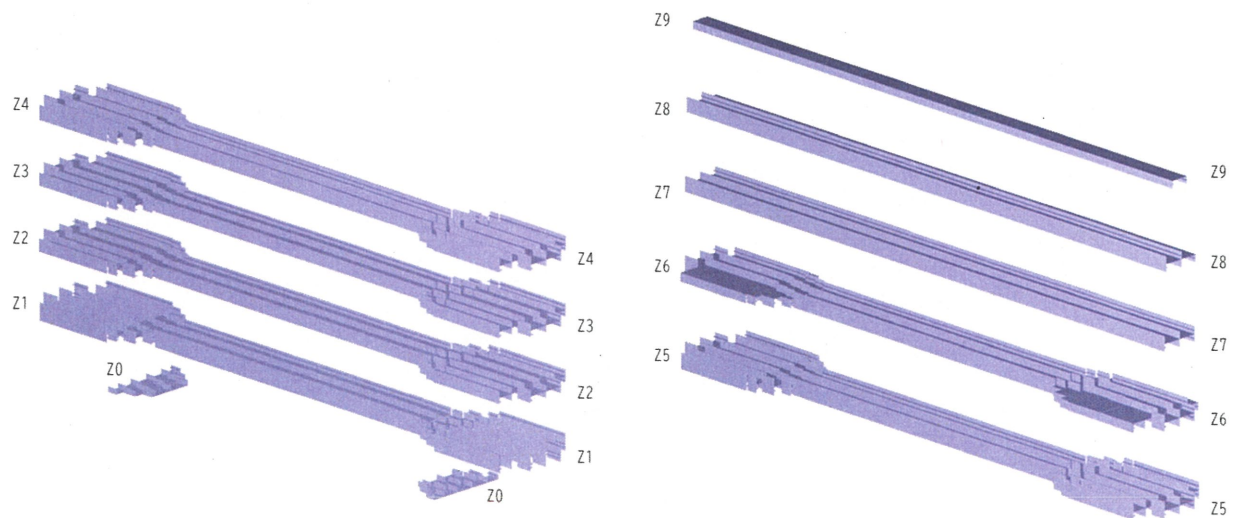


図 4.8-27 鋼製防護壁のモデル化イメージ図

(図 4.8-2 の再掲)



Z0 の水平梁要素の断面形状（主部材とリブをモデル化）



水平梁要素の断面形状（Z0（最下端）～Z9（頂板）隔壁）

図 4.8-28 鋼製防護壁の格子モデルを構成する水平梁要素のモデル化
(図 4.8-3 の再掲)

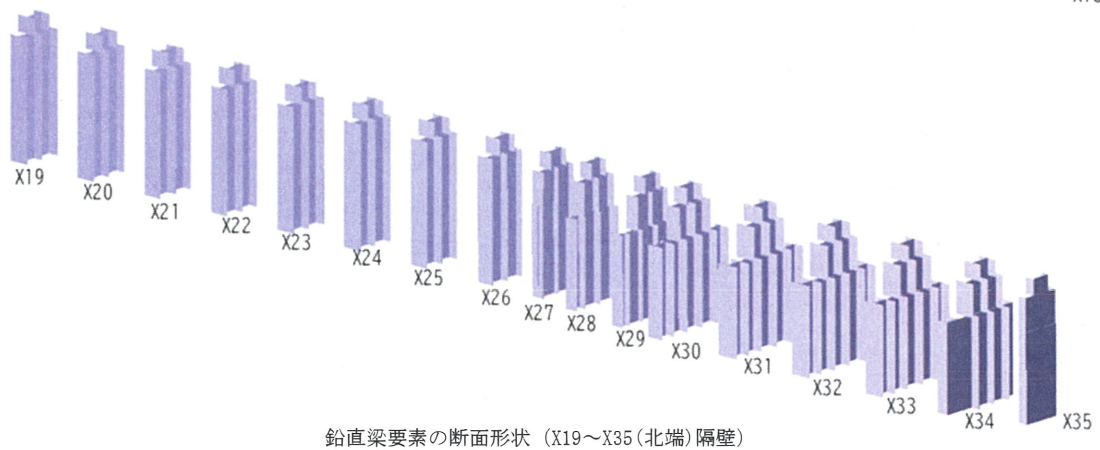
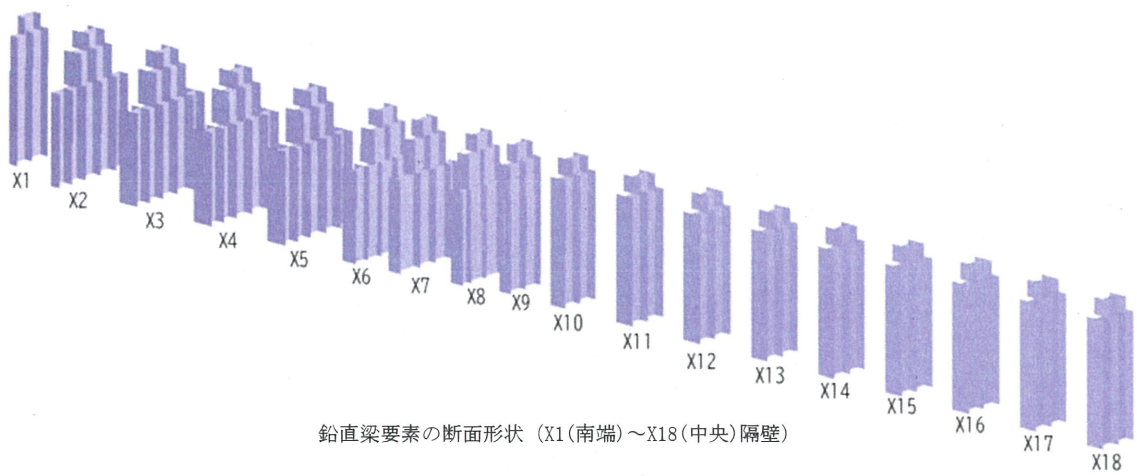
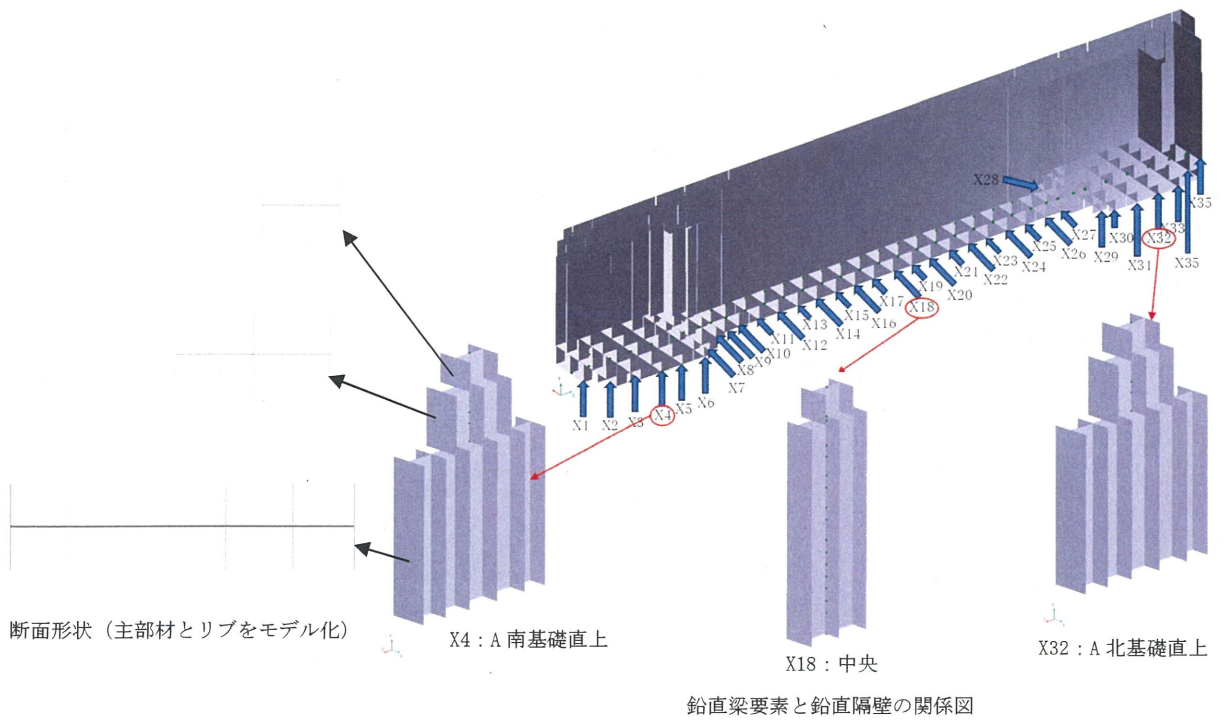


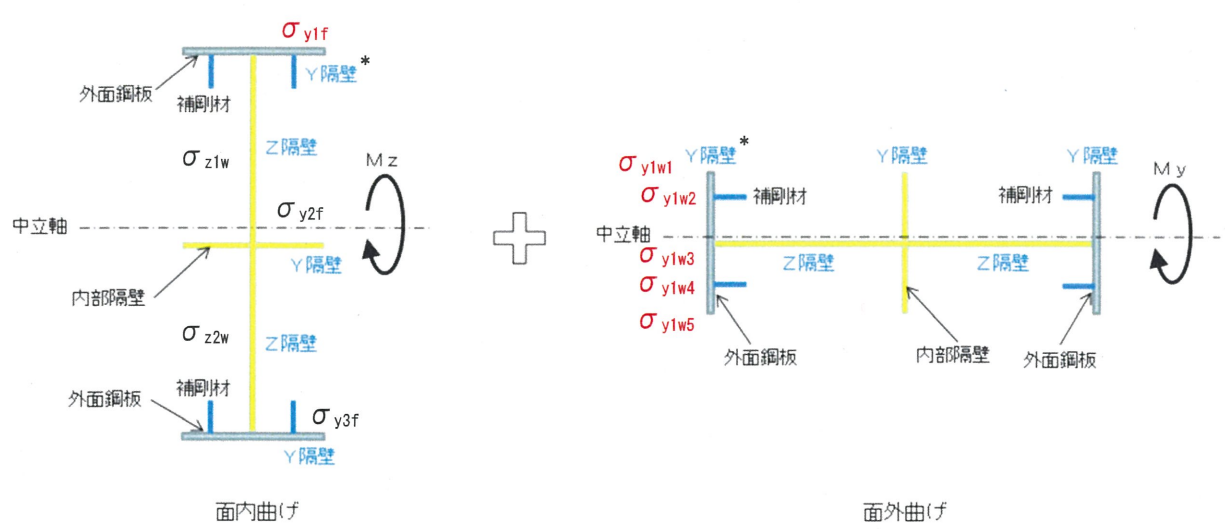
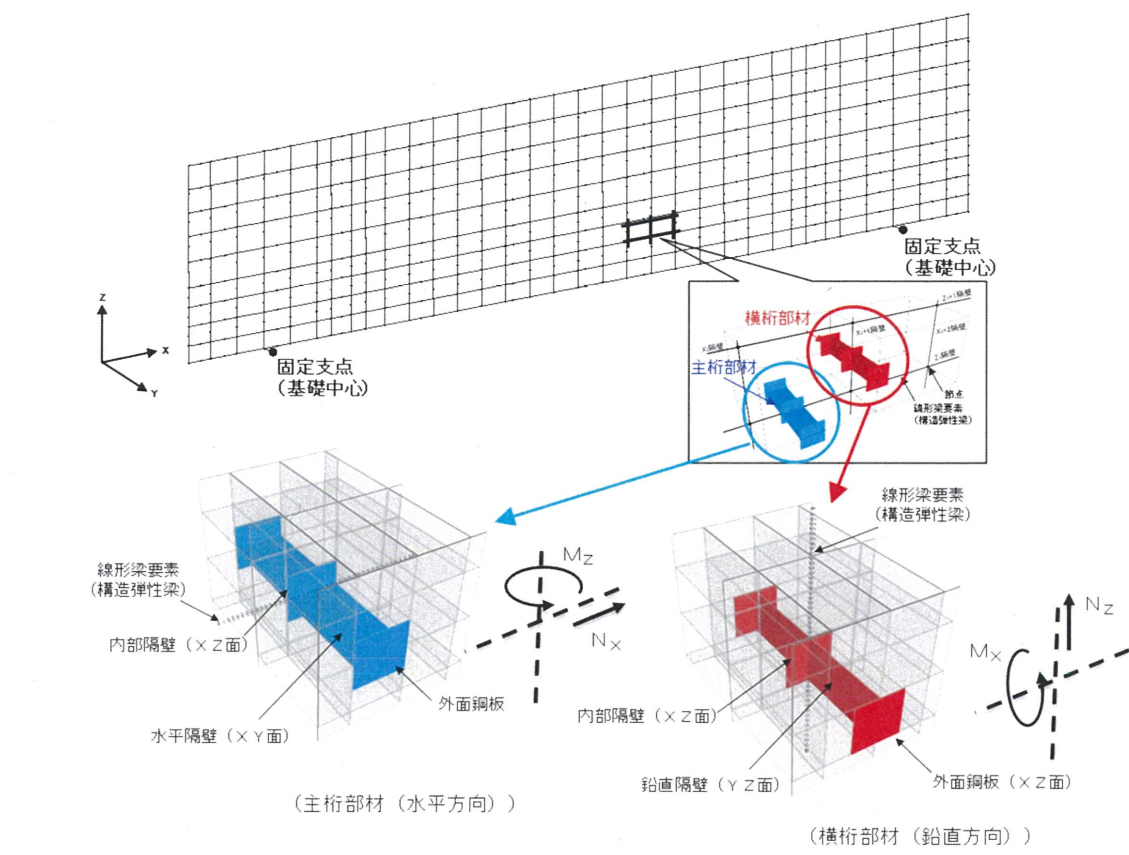
図 4. 8-29 鋼製防護壁の格子モデルを構成する鉛直梁要素のモデル化
(図 4. 8-4 の再掲)

(b) 梁要素の直応力度及びせん断応力度の算出方法

梁要素の発生応力度は、3次元静的フレーム解析により梁要素の断面力を算出し、その断面力と鋼殻の断面性能から算出する。

隔壁の直応力度は、X軸方向の軸力、Z軸回りのモーメントによる直応力度にX軸方向の軸力、Y軸回りのモーメントによる直応力度を加算して求める。なお、Y軸回りのモーメントによる直応力度は、補剛材や隔壁による断面変化位置における値を抽出し、Z軸回りのモーメントによる直応力度に加算する。曲げ軸力による直応力度の算出イメージを図 4.8-30 に示す。

せん断応力度は、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に基づいて算出したI型断面のせん断応力度に、薄肉多室閉断面がねじりモーメントを受けた際に生じるせん断流から算出されるせん断応力度を加算して求める。せん断流理論に基づくせん断応力度の算出イメージを図 4.8-31 に示す。



* Y 隔壁の直応力最大値 = $\max (\sigma_{y1f} + \sigma_{y1w1}, \sigma_{y1f} + \sigma_{y1w2}, \sigma_{y1f} + \sigma_{y1w3}, \sigma_{y1f} + \sigma_{y1w4}, \sigma_{y1f} + \sigma_{y1w5})$
 主桁部材 (水平方向) の例

図 4.8-30 曲げ軸力による直応力度の算出イメージ

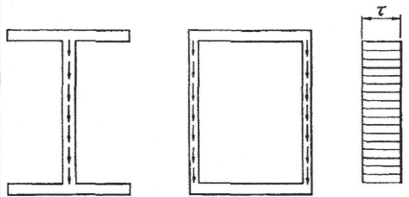
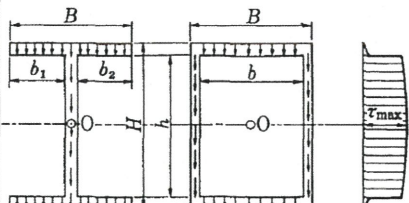
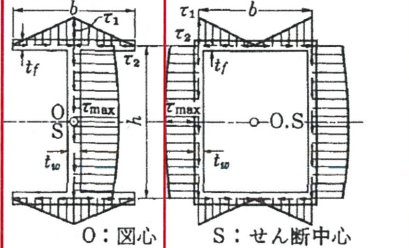
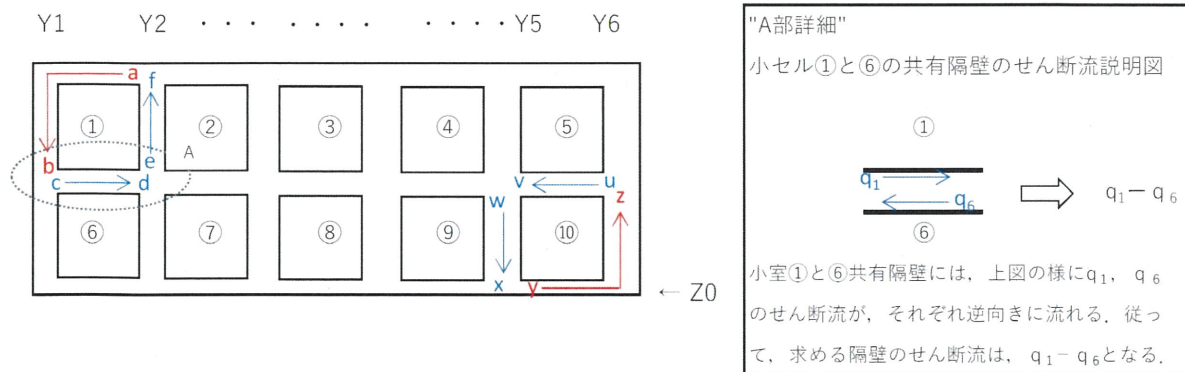
計算式	せん断応力度の分布図	備 考
$\tau = \frac{S}{A_{te}}$		
$\tau = \frac{SQ}{It}$		$\tau_{max} = \frac{3S(BH^2 - bh^2)}{2(BH^3 - bh^3)(B - b)}$ ただし、 $b = b_1 + b_2$
せん断流理論 $\tau = \frac{S}{I \cdot t} \int ty ds$		I 形断面 $\tau_1 = \frac{S}{I} \cdot \frac{bh}{4}$ $\tau_2 = \frac{S}{I} \cdot \frac{bh}{2} \cdot \frac{t_f}{t_w}$ $\tau_{max} = \frac{S}{I} \left(\frac{h^2}{8} + \frac{bh}{2} \cdot \frac{t_f}{t_w} \right)$ 箱形断面 $\frac{S}{I} \cdot \frac{bh}{4}$ $\frac{S}{I} \cdot \frac{bh}{4} \cdot \frac{t_f}{t_w}$ $\frac{S}{I} \left(\frac{h^2}{8} + \frac{bh}{4} \cdot \frac{t_f}{t_w} \right)$

図-解 11.2.1 せん断応力度の計算式

(せん断流理論に基づく I 型断面のせん断応力度の計算式)

「道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」



(せん断流理論に基づくねじりモーメントに対するせん断応力度の計算イメージ)

「構造部材のねじり解析 (高岡宣善, 共立出版株式会社, 昭和 50 年 9 月)」

図 4.8-31 せん断力によるせん断応力度の計算イメージ

c. 地盤のモデル化

重畳時の地盤バネ設定を図 4.8-32 に示す。

重畳時においては、余震を考慮するため、余震に伴い地盤が受ける影響（剛性及び強度低下）を 1 次元有効応力解析により評価することで地盤バネを設定する。1 次元有効応力解析は、弾性設計用地震動 S_d-D1 （余震）に対して実施し、解析対象の地盤ケースは地盤ケース⑤、⑥、③' の 3 ケースである。余震に伴い地盤が受ける影響を考慮した収束剛性及び収束強度は、これら 3 種類の地盤ケースにおいて下記の各応答値が最大となる時刻において算出する。算出した収束剛性及び収束強度に基づき、下記のとおり地盤バネ 3、地盤バネ 4 及び地盤バネ 5 を設定する。

地表面加速度：地表面加速度が最大になる地盤ケース及び最大値発生時刻の収束剛性及び収束強度を算出し、これらに基づき「地盤バネ 3」を設定する。

地表面変位：地表面変位が最大になる地盤ケース及び最大値発生時刻の収束剛性及び収束強度を算出し、これらに基づき「地盤バネ 4」を設定する。

地盤のせん断ひずみ：地盤のせん断ひずみが最大になる地盤ケース及び最大値発生時刻の収束剛性及び収束強度を算出し、これらに基づき「地盤バネ 5」を設定する。

なお、3 次元静的フレーム解析の地盤バネは、道路橋示方書Ⅳに準拠し、地盤反力係数と地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。地盤バネの設定の詳細は、「4.8.2 (2)

e. 地盤バネと地盤反力係数の設定」に示す。

地盤ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた地盤ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつき（+1 σ ）を考慮した地盤ケース	③ 地盤物性のばらつき（-1 σ ）を考慮した地盤ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した地盤ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した地盤ケース	⑥ 地盤物性のばらつき（+1 σ ）を考慮して非液状化の条件を仮定した地盤ケース	③' 地盤物性のばらつき（-1 σ ）を考慮して非液状化の条件を仮定した地盤ケース
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを適用しない	液状化パラメータを適用しない	液状化パラメータを適用しない

注記：地盤ケース③'は、既工認では考慮していない地盤のばらつき（-1 σ ）の非液状化ケースとして、新たに設定する。



重畳時の地盤バネは、上記地盤ケース⑤、⑥、③'により決定

地盤バネケース名 (決定ケース)	地盤バネの地盤反力係数及び 地盤反力上限値	備考
地盤バネ 3	S d-D 1 波による 1 次元有効応力解析から地表面応答加速度が最大になる地盤ケース・時刻の地盤物性により設定	地盤抵抗が大きい地盤ケース
地盤バネ 4	S d-D 1 波による 1 次元有効応力解析から地表面相対水平変位が最大になる地盤ケース・時刻の地盤物性により設定	地盤抵抗が小さい地盤ケース
地盤バネ 5	S d-D 1 波による 1 次元有効応力解析から地盤のせん断ひずみが最大になる地盤ケース・時刻の地盤物性により設定	

図 4.8-32 重畳時の地盤バネ設定（地盤バネ 3，地盤バネ 4 及び地盤バネ 5）

（図 4.8-23 の再掲）

d. 頂版鉄筋コンクリートのモデル化

鋼管杭及び巻立て鉄筋コンクリートが追加されたことに伴い、鋼管杭が南北方向に複数配置されることや中実鉄筋コンクリートからの張出しの影響を評価するため、3次元静的フレームモデルにて頂版鉄筋コンクリートを平板要素としてモデル化する。

平板要素のメッシュサイズは板厚の1/2以下とし、鋼管杭の配置や剛域、曲げ軸力及びせん断照査位置を考慮して分割する。剛域の設定は、道路橋示方書IVに準拠し、以下の通り設定する。図4.8-33に平板要素に対する剛域の設定範囲を示す。

- ・平板要素でモデル化した頂版鉄筋コンクリートの剛域は、中実鉄筋コンクリートの外周面を部材端として、部材端から内側に頂版厚 $\times 0.25$ ($5.040 \times 0.25 = 1.260$ m)を設定する。したがって、剛域内の平板要素には、曲げモーメントもせん断力も発生しない解析条件とする。
- ・巻立て鉄筋コンクリートの頭部と頂版鉄筋コンクリートの軸線でモデル化した平板要素とを剛梁を介した剛結合とすることで、両部材間の荷重伝達をモデル化する。
- ・頂版鉄筋コンクリートをモデル化した平板要素のうち中実鉄筋コンクリート直上の範囲(領域)は、鉄筋コンクリート同士の剛結合としてモデル化するため、平面的な剛域を設定する。中実鉄筋コンクリートをモデル化した鉛直梁が頂版鉄筋コンクリートを貫通して鋼製防護壁に接続される範囲も剛域として設定する。

平板要素としてのモデル化において、中実鉄筋コンクリート範囲内に剛域を設定することで、力学特性を適切に評価する。

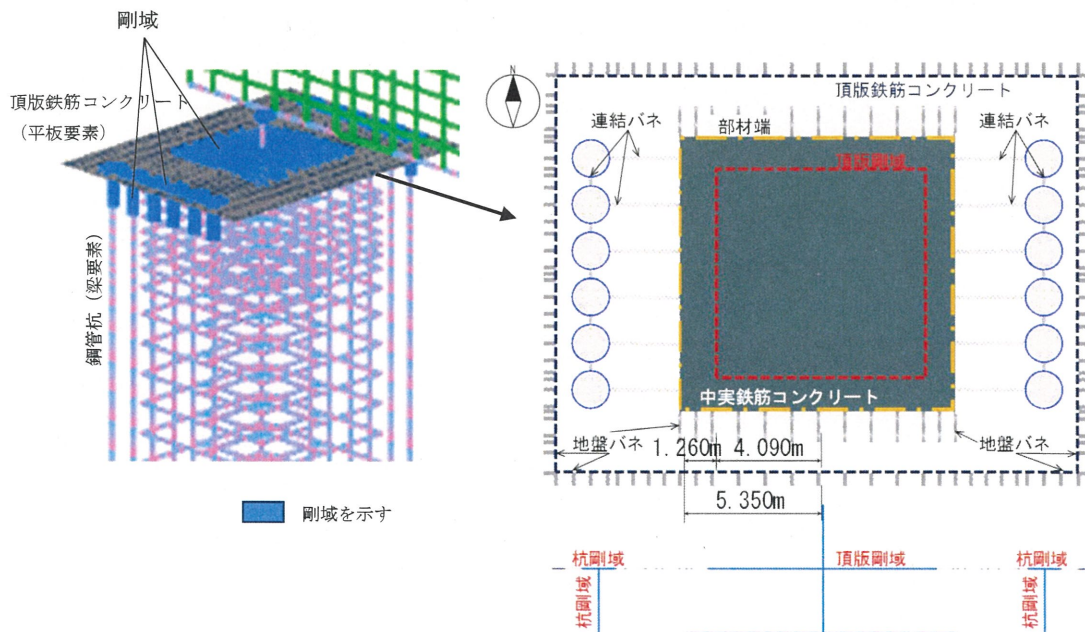


図4.8-33 平板要素における剛域の設定
(図4.8-7の再掲)

e. 地盤バネと地盤反力係数の設定

耐津波においては、津波荷重による鋼製防護壁から鋼製防護壁基礎への荷重伝達及び南北基礎間の相互作用を適切に評価するため、鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎が一体となる3次元静的フレーム解析を採用し、周辺地盤を地盤バネとしてモデル化している。地盤バネの設定と地盤反力係数（上限値）のモデル化概念図を図4.8-34に示す。また、地盤バネに対する応答変位の入力イメージを図4.8-35に示す。

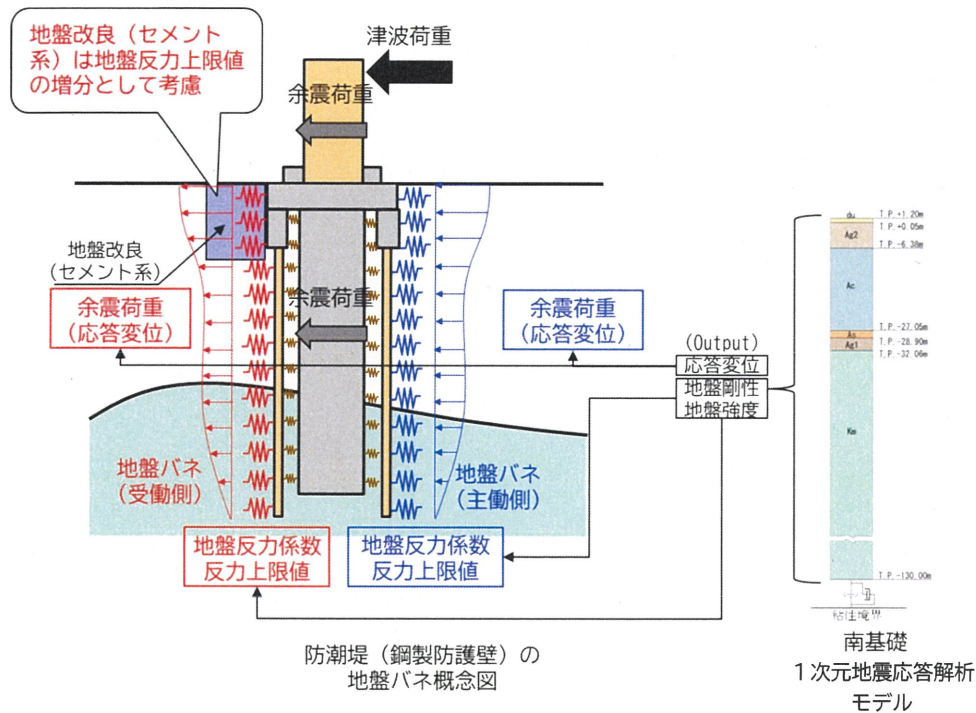


図 4.8-34 地盤バネと地盤反力係数（上限値）のモデル化概念図（津波時及び重畳時）

（図 4.8-8 の再掲）

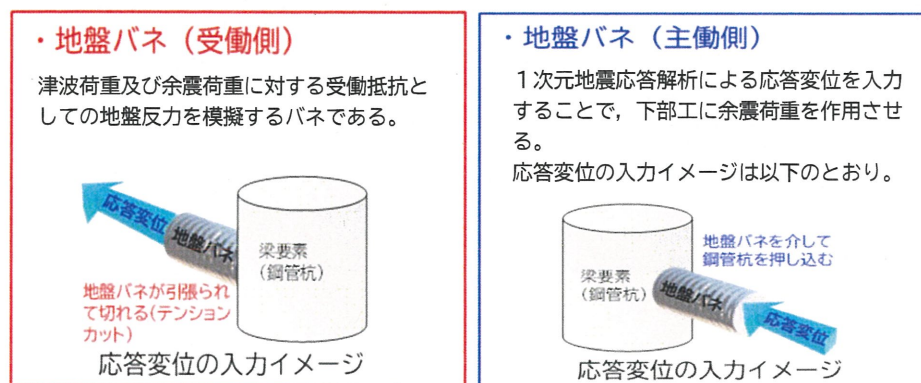


図 4.8-35 地盤バネ（受働側・主働側）に対する応答変位の入力イメージ

（図 4.8-9 の再掲）