

(a) 地盤バネ設定

3次元静的フレーム解析において設定する地盤バネのケース及び設定方法を、表 4.8-16 に示す。耐津波評価において考慮する地盤バネは、地盤バネ 1～5 の 5 種類である。地盤バネ 1～5 は、余震の有無（津波時は余震荷重なし、重畳時は余震荷重を考慮）により分類され、余震荷重を考慮する重畳時の地盤バネは、地盤バネ 3、4 及び 5 の 3 種類である。

重畳時においては、「4.8.2 (1) b. 地盤のモデル化」及び「4.8.2 (2) c. 地盤のモデル化」のとおり、既工認の添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している地盤の物性値に基づき 1 次元有効応力解析により地盤バネ 3～5 を決定する。

ここで、収束剛性及び収束強度は、表 4.8-16 に示す地盤バネ 3～5 の選定条件である 3 種類の応答値（地表面加速度、基礎下端に対する地表面相対変位及び地盤のせん断ひずみ）が各々最大になる地盤ケースにおいて、最大値発生時刻の地盤応力と地盤ひずみを用いて算出する。

表 4.8-16 地盤バネケースの設定概要（重畳時）

地盤バネのケース	余震の有無	地盤ケース	地盤反力係数	地盤反力上限値	地盤剛性 地盤強度
地盤バネ 3	余震あり 重畳時	以下に示す 3 種類の地盤ケースに対して 1 次元有効応力解析を実施して、地盤の応答値が最大となる地盤条件を選定	地表面加速度が最大となる時刻の収束剛性より設定	地表面加速度が最大となる時刻の収束強度より設定	大
地盤バネ 4		地盤ケース⑤ (平均 V_s による地盤物性 非液化化条件)	地表面変位が最大となる時刻の収束剛性より設定	地表面変位が最大となる時刻の収束強度より設定	小
地盤バネ 5		地盤ケース⑥ ($+1\sigma V_s$ による地盤物性 非液化化条件) 地盤ケース③' ($-1\sigma V_s$ による地盤物性 非液化化条件)	せん断ひずみが最大となる時刻の収束剛性より設定	せん断ひずみが最大となる時刻の収束強度より設定	小

注記 * : 地盤ケース⑤, ⑥, ③' に対し 1 次元有効応力解析を行い、地盤の応答値が最大となる地盤条件を選定
 σ : せん断波速度 V_s の標準偏差

地盤の収束剛性 $E_s(\sigma'_m, \gamma)$ と収束強度の算出式を下式に示す。なお、1 次元有効応力解析の地盤要素及び地盤バネの骨格曲線（応力-ひずみ関係）は、図 4.8-36 に示すとおり 1 次元有効応力解析の地盤要素では双曲線（同図の赤線）でモデル化され、地盤バネはバイリニア曲線（同図の黒線）でモデル化される。地盤バネのバイリニアモデルは、1 次元有効応力解析の地盤要素の骨格曲線を簡易的かつ可能な限り精度良く再現するためのものである。このため、地盤バネにおけるバイリニア曲線の第 1 勾配は、上記の応答値最大時刻のせん断応力 τ_s 及びせん断ひずみ γ の点を通る割線剛性により設定する。

地盤の収束剛性 $E_s(\sigma'_m, \gamma)$ の算出式

$$E_s(\sigma'_m, \gamma) = 2 \times (1 + \nu_d) \times G_s(\sigma'_m, \gamma)$$

$$G_s(\sigma'_m, \gamma) = \frac{\tau_s(\sigma'_m, \gamma)}{\gamma}$$

$$\tau_s(\sigma'_m, \gamma) = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}}\right)^{0.5} + \left| \frac{\gamma}{C \times \cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\phi_{CD}} \right|}}$$

地盤の収束強度の算出式，軸方向強度： $\sigma_f(\sigma'_m)$ ，せん断強度： $\tau_f(\sigma'_m)$

$$\sigma_f(\sigma'_m) = C \times \cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin\phi_{CD})$$

$$\tau_f(\sigma'_m) = C \times \cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\phi_{CD}$$

ここで，

$E_s(\sigma'_m, \gamma)$: 地盤の収束剛性（割線剛性）

σ'_m : 地盤の平均有効応力

γ : 地盤のせん断ひずみ

ν_d : 地盤の動ポアソン比

$G_s(\sigma'_m, \gamma)$: σ'_m 及び γ （応答値最大時）に対応する地盤の収束せん断剛性（割線剛性）

$\tau_s(\sigma'_m, \gamma)$: σ'_m 及び γ （応答値最大時）に対応する地盤のせん断応力

G_{ma} : 地盤の基準せん断剛性

σ'_{ma} : 地盤の基準平均有効応力

ϕ_{CD} : CD 条件の地盤の内部摩擦角

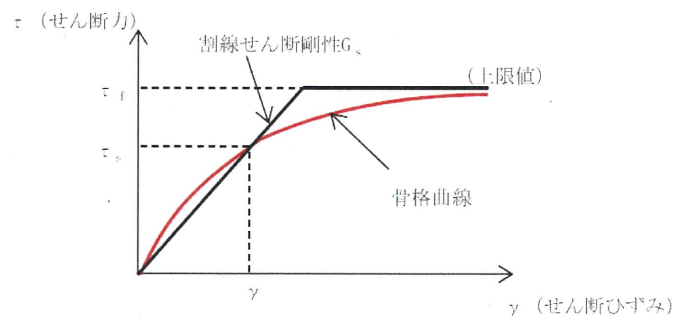


図 4.8-36 1次元有効応力解析における地盤要素及び地盤バネの骨格曲線

収束剛性及び収束強度設定後の地盤バネ設定手順は津波時と同様であり，算出した収束剛性と収束強度を考慮して，後述する地盤反力係数及び地盤反力上限値の算出式（道路橋示方書Ⅳに準拠）により設定する。

(b) 地盤バネのモデル

地盤バネモデルは、道路橋示方書Ⅳに基づき、図 4.8-37 に示す地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。

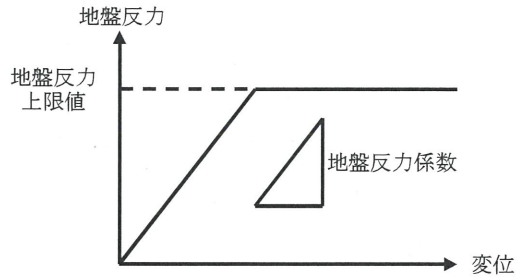


図 4.8-37 地盤バネのモデル（バイリニア型）

（図 4.8-10 の再掲）

(c) 地盤バネの解析モデルへの反映について

イ. 3次元静的フレームモデルにおける地盤バネの設定

重畳時においても津波時と同様に、巻立て鉄筋コンクリートを含む鋼管杭及び地盤改良（セメント系及び薬液注入）について、3次元静的フレームモデルに反映して解析を実施する。耐津波設計モデルの概要を図 4.8-38 に示す。また、重畳時の各地盤ケースの地盤反力係数と上限値の設定の組合せを表 4.8-17 に示す。

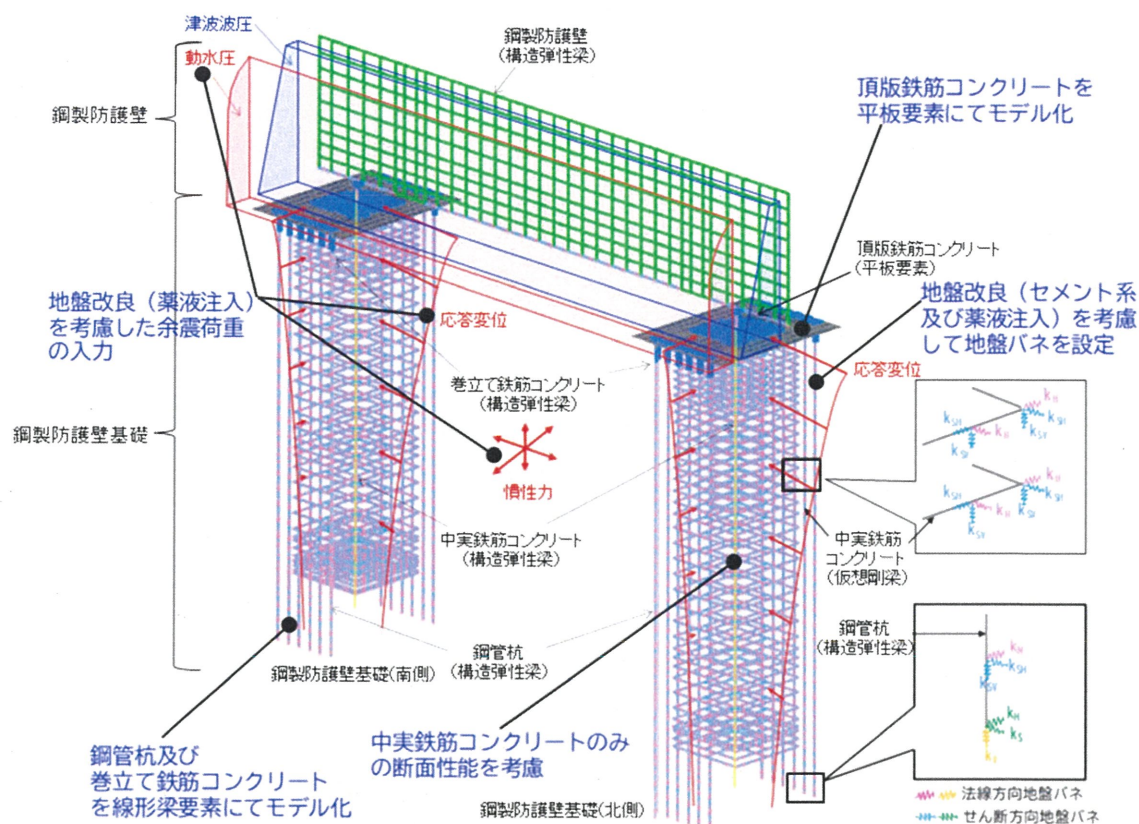


図 4.8-38 解析モデルの概要（重畳時）

表 4.8-17 各地盤ケースの地盤反力係数と上限値（重畳時）

地盤バネケース	地盤反力係数	地盤反力上限値
地盤バネ 3	1次元有効応力解析において地表面加速度が最大になる地盤ケースの最大値発生時刻の収束剛性にに基づき設定	1次元有効応力解析において地表面加速度が最大になる地盤ケースの最大値発生時刻の収束強度に基づき設定
地盤バネ 4	1次元有効応力解析において地表面変位が最大になる地盤ケースの最大値発生時刻の収束剛性にに基づき設定	1次元有効応力解析において地表面変位が最大になる地盤ケースの最大値発生時刻の収束強度に基づき設定
地盤バネ 5	1次元有効応力解析において地盤のせん断ひずみが最大になる地盤ケースの最大値発生時刻の収束剛性にに基づき設定	1次元有効応力解析において地盤のせん断ひずみが最大になる地盤ケースの最大値発生時刻の収束強度に基づき設定

耐津波設計の3次元静的フレーム解析モデルに用いる地盤バネは、道路橋示方書Ⅳに準拠し、地盤反力上限値を考慮したバイリニア型として設定することを基本とする。各部材に対する地盤バネ設定の概念図を図 4.8-39 に示す。

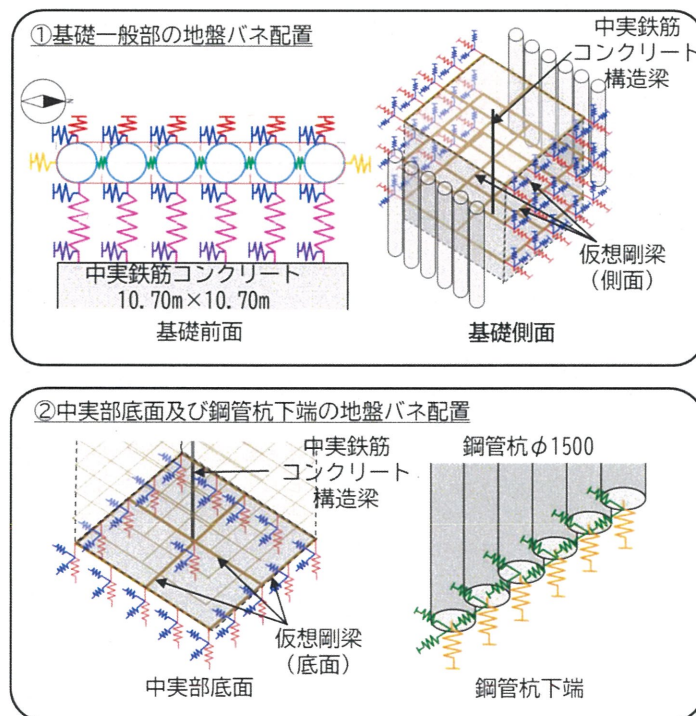


図 4.8-39 各構造部材に対する地盤バネ設定の概念図

(イ) 巻立て鉄筋コンクリート及び中実鉄筋コンクリート断面の(T.P.-6.0m以浅)の基礎前面における地盤バネ

巻立て鉄筋コンクリート及び中実鉄筋コンクリート断面の(T.P.-6.0m以浅)の基礎前面における地盤バネ設定の概念図を図 4.8-40 に示す。また、地盤バネの設定条件一覧表を表 4.8-18 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 4.8-19 に示す。

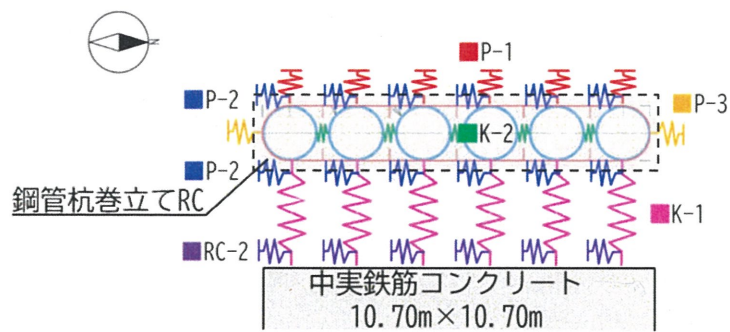
堤軸直交方向(津波荷重作用方向)の基礎前面は、巻立て鉄筋コンクリートが地盤に接する面に赤色の P-1 地盤バネを設定する。P-1 地盤バネの算定方法は、表 4.8-19 に示すとおり道路橋示方書Ⅳに準拠する。

一方、巻立て鉄筋コンクリートが中実鉄筋コンクリートと向き合う部材面には、桃色の K-1 連結バネを設定する。また、巻立て鉄筋コンクリート間にも緑色の K-2 連結バネを設定する。K-1 連結バネ及び K-2 連結バネの算定方法は、表 4.8-19 に示すとおりである。

巻立て鉄筋コンクリートの地盤と接する部材面にはせん断に対する地盤バネとして青色の P-2 地盤バネを、中実鉄筋コンクリートにも同様にせん断に対する地盤バネとして紫色の RC-2 地盤バネを設定する。P-2 及び RC-2 地盤バネの算定方法は、表 4.8-19 に示すとおり道路橋示方書Ⅳに準拠する。

巻立て鉄筋コンクリートの堤軸方向の南北両端部の部材面には、黄色の P-3 地盤バネを設定する。P-3 地盤バネの算定方法は表 4.8-19 に示すとおり道路橋示方書Ⅳに準拠する。

以上で示した P-1 地盤バネ、P-2 地盤バネ、RC-2 地盤バネ及び P-3 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 4.8-18 に示す。

図 4.8-40 地盤バネ設定概念図

(巻立て鉄筋コンクリート及び中実鉄筋コンクリート断面の(T.P. -6.0m 以浅)の基礎前面)

(図 4.8-13 の再掲)

表 4.8-18 巻立て鉄筋コンクリート及び中実鉄筋コンクリート断面の(T.P. -6.0m 以浅)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
■ P-1	巻立て鉄筋コンクリートの地盤側の法線方向の地盤バネ	東西面	法線方向 (外向き)	中間部 1.800 端部 2.250	道路橋示方書Ⅳに基づ く K_H を設定 (表 4.8-19 を参照)	有
■ K-1	巻立て鉄筋コンクリートと中実鉄筋コンクリートの連結バネ		法線方向 (内向き)	中間部 1.800 端部 2.250	連結バネとして設定 (表 4.8-19 を参照)	無
■ P-2	巻立て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	同上	道路橋示方書Ⅳに基づ く K_{SH} , K_{SV} を設定 (表 4.8-19 を参照)	有
■ 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	同上	道路橋示方書Ⅳに基づ く K_{SH} , K_{SV} を設定 (表 4.8-19 を参照)	有
■ P-3	巻立て鉄筋コンクリート南北端部の法線方向の地盤バネ	南北 端部 のみ	法線方向	2.800 (巻立て厚)	道路橋示方書Ⅳに基づ く K_H を設定 (表 4.8-19 を参照)	有
■ K-2	巻立て鉄筋コンクリート間の連結バネ	南北面	法線方向	2.800 (巻立て厚)	連結バネとして設定 (表 4.8-19 を参照)	無

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 4.8-19 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)
巻立て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/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。 $K_{RCR} = E_0 / l_{RC} \quad K_{PR} = E_c / l_{PR}$ K_{RCR} : 中実鉄筋コンクリート基礎と巻立て鉄筋コンクリート間の連結バネ (K-1) の反力係数 (kN/m³) K_{PR} : 巻立て鉄筋コンクリート間の連結バネ (K-2) の反力係数 (kN/m³) E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²) E_c : コンクリートの変形係数 (kN/m²) l_{RC} : 中実鉄筋コンクリート基礎と巻立て鉄筋コンクリート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。 重畳時：地盤バネ 3～5 は、余震時の 1 次元有効応力解析により算出した収束剛性 G に基づき設定する。 (上限値は、ピーク強度(平均)の余震時の収束強度(面直 σ_f, せん断 τ_f) から設定) 1 次元有効応力解析は、3 種類の地盤ケース⑤、⑥及び③' に対して行い、下記の応答値が最大になる地盤ケースを選定する。選定した地盤ケースにおいて、応答値が最大になる時刻の地盤応力、地盤ひずみから変形係数 E_0 及び地盤のせん断弾性係数 G を算出する。 「地盤バネ 3」は、1 次元有効応力解析の結果として地表面加速度が最大になる地盤ケースを選定し、選定した地盤ケースにおいて地表面加速度が最大になる時刻の地盤応力、地盤ひずみから変形係数 E_0 及び地盤のせん断弾性係数 G を算出する。(上限値は、同地盤ケース及び同時刻の地盤応力に基づき算出した地盤強度に基づき算出する。) 「地盤バネ 4」は、1 次元有効応力解析の結果として地表面変位が最大になる地盤ケースを選定し、選定した地盤ケースにおいて地表面変位が最大になる時刻の地盤応力、地盤ひずみから変形係数 E_0 及び地盤のせん断弾性係数 G を算出する。(上限値は、同地盤ケース及び同時刻の地盤応力に基づき算出した地盤強度に基づき算出する。) 「地盤バネ 5」は、1 次元有効応力解析の結果として地盤のせん断ひずみが最大になる地盤ケースを選定し、選定した地盤ケースにおいて地盤のせん断ひずみが最大になる時刻の地盤応力、地盤ひずみから変形係数 E_0 及び地盤のせん断弾性係数 G を算出する。(上限値は、同地盤ケース及び同時刻の地盤応力に基づき算出した地盤強度に基づき算出する。)	

(ロ) 鋼管杭及び中実鉄筋コンクリート断面(T. P. -6. 0m 以深)の基礎前面の地盤バネ

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の概念図を図 4. 8-41 に示す。また、地盤バネの設定条件一覧表を表 4. 8-20 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. 8-21 に示す。

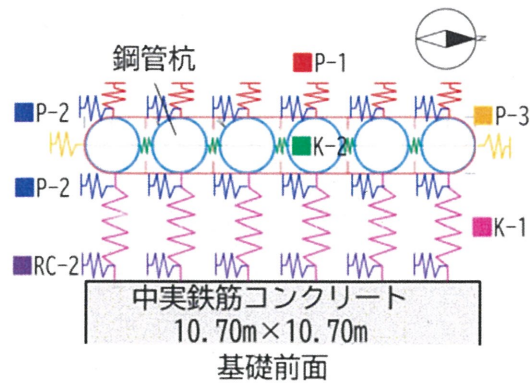
堤軸直交方向（津波荷重作用方向）の基礎前面の地盤バネとして、鋼管杭が地盤に接する面に赤色の P-1 地盤バネを設定する。P-1 地盤バネの算定方法は表 4. 8-21 に示すとおり道路橋示方書Ⅳに準拠する。また、鋼管杭の地盤バネについては、隣接する鋼管杭の中心間隔が狭いため、群杭の低減効果を考慮する。群杭の低減効果の詳細については、「4. 8. 2 (2) e. (c) ロ. (ハ) 群杭効果及び仮想ケーソン基礎断面」及び「4. 8. 2 (2) e. (d) ホ. 群杭の影響を考慮した地盤反力係数の低減 (P-1)」に示す。

一方、鋼管杭が中実鉄筋コンクリートと向き合う部材面には、桃色の K-1 連結バネを設定する。また、鋼管杭間にも緑色の K-2 連結バネを設定する。K-1 連結バネ及び K-2 連結バネの算定方法は、表 4. 8-21 に示すとおりである。また、隣接する鋼管杭の中心間隔が狭い場合には、鋼管杭間の土塊が鋼管杭と一体となって、あたかも一基のケーソン基礎としての挙動を示すようになる。このため、図 4. 8-41 に示す鋼管杭 6 本が土塊を介して 1 列に並んだ小判型の断面を、仮想ケーソン基礎の断面として評価する。この仮想ケーソン基礎断面に連結バネが接続しているものとして、連結バネの負担面積等を設定する。仮想ケーソン基礎の考え方の詳細は、「4. 8. 2 (2) e. (c) ロ. (ハ) 群杭効果及び仮想ケーソン基礎断面」に示す。

鋼管杭の堤軸方向の南北両端部の部材面には、黄色の P-3 地盤バネを設定する。P-3 地盤バネの算定方法は表 4. 8-21 に示すとおり道路橋示方書Ⅳに準拠する。また、P-3 地盤バネは、上記の仮想ケーソン基礎断面を考慮して設定する。

鋼管杭の地盤と接する面にはせん断に対する地盤バネとして青色の P-2 地盤バネを、中実鉄筋コンクリートにも同様にせん断に対する地盤バネとして紫色の RC-2 地盤バネを設定する。P-2 地盤バネの算定方法は表 4. 8-21 に示すとおり道路橋示方書Ⅳに準拠する。また、P-2 地盤バネは、上記の仮想ケーソン基礎断面を考慮して設定する。

以上で示した P-1 地盤バネ、P-2 地盤バネ、RC-2 地盤バネ及び P-3 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 4.8-20 に示す。

図 4.8-41 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)

(図 4.8-14 の再掲)

表 4.8-20 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 4.8-21 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 4.8-21 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 4.8-21 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 4.8-21 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 $\times 0.8$)	道路橋示方書Ⅳに基づく K_H を設定 (表 4.8-21 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 4.8-21 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 4.8-21 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/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 : 動ボアソン比 G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m^2) B_H : 換算載荷幅 (m)	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)
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/m^3) K_{PR} : 鋼管杭間の連結バネ(K-2)の反力係数 (kN/m^3) E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m^2) 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。 重畳時：地盤バネ 3～5 は、余震時の 1 次元有効応力解析により算出した収束剛性 G に基づき設定する。 (上限値は、ピーク強度(平均)の余震時の収束強度(面直 σ_f, せん断 τ_f) から設定) 1 次元有効応力解析は、3 種類の地盤ケース⑤、⑥及び③' に対して行い、下記の応答値が最大になる地盤ケースを選定する。選定した地盤ケースにおいて、応答値が最大になる時刻の地盤応力、地盤ひずみから変形係数 E_0 及び地盤のせん断弾性係数 G を算出する。 「地盤バネ 3」は、1 次元有効応力解析の結果として地表面加速度が最大になる地盤ケースを選定し、選定した地盤ケースにおいて地表面加速度が最大になる時刻の地盤応力、地盤ひずみから変形係数 E_0 及び地盤のせん断弾性係数 G を算出する。(上限値は、同地盤ケース及び同時刻の地盤応力に基づき算出した地盤強度に基づき算出する。) 「地盤バネ 4」は、1 次元有効応力解析の結果として地表面変位が最大になる地盤ケースを選定し、選定した地盤ケースにおいて地表面変位が最大になる時刻の地盤応力、地盤ひずみから変形係数 E_0 及び地盤のせん断弾性係数 G を算出する。(上限値は、同地盤ケース及び同時刻の地盤応力に基づき算出した地盤強度に基づき算出する。) 「地盤バネ 5」は、1 次元有効応力解析の結果として地盤のせん断ひずみが最大になる地盤ケースを選定し、選定した地盤ケースにおいて地盤のせん断ひずみが最大になる時刻の地盤応力、地盤ひずみから変形係数 E_0 及び地盤のせん断弾性係数 G を算出する。(上限値は、同地盤ケース及び同時刻の地盤応力に基づき算出した地盤強度に基づき算出する。)	

(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。

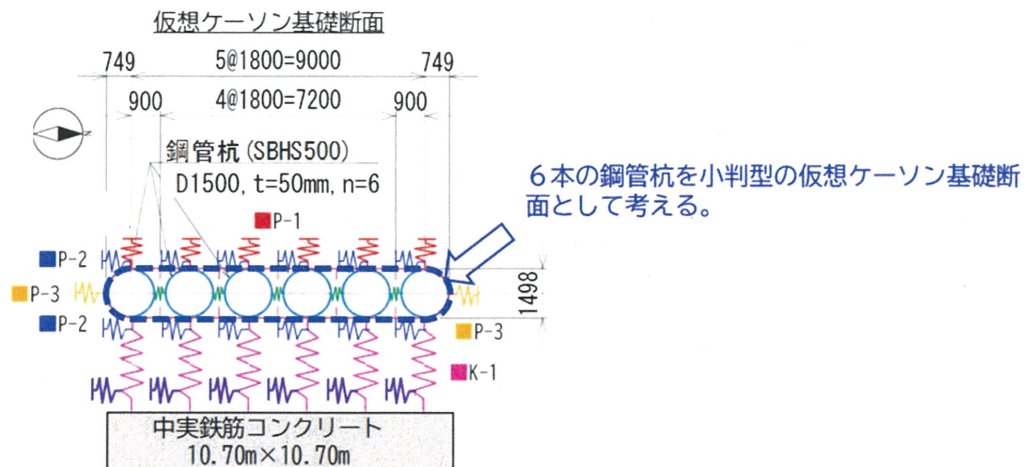
$$\begin{aligned}\mu &= 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) \\ &= 1 - 0.2(2.5 - 1.2) \\ &= 1 - 0.26 = 0.74 \quad [L < 2.5D]\end{aligned}$$

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4.8-42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4.8-22に示す。

同図より、仮想ケーソン基礎断面の考え方を考慮すると、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。



※各地盤バネの色別の凡例を表 4.8-22 に示す。

図 4.8-42 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
(図 4.8-15 の再掲)

表 4.8-22 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 4.8-21 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 4.8-21 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 4.8-21 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 × 0.8)	道路橋示方書Ⅳに基づく K_H を設定 (表 4.8-21 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、 H_{SH} は部材面接線方向の水平地盤反力係数、 H_{SV} は部材面接線方向の鉛直地盤反力係数を示す。

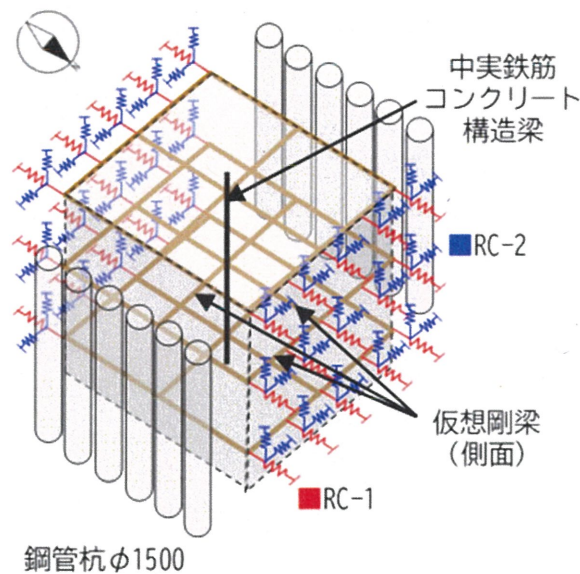
(二) 中実鉄筋コンクリートの基礎側面の地盤バネ

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 4.8-43 に示す。また、地盤バネの設定条件一覧表を表 4.8-23 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 4.8-24 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 4.8-24 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 4.8-23 に示す。

図 4.8-43 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)

(図 4.8-16 の再掲)

表 4.8-23 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 4.8-24 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 4.8-24 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 4.8-24 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/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)	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/m³) K_{SV} : 部材面接線(鉛直せん断)方向地盤反力係数 (kN/m³)
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。 重畳時：地盤バネ 3～5 は、余震時の 1 次元有効応力解析により算出した収束剛性 G に基づき設定する。 (上限値は、ピーク強度(平均)の余震時の収束強度(面直 σ_f, せん断 τ_f) から設定) 1 次元有効応力解析は、3 種類の地盤ケース⑤、⑥及び③' に対して行い、下記の応答値が最大になる地盤ケースを選定する。選定した地盤ケースにおいて、応答値が最大になる時刻の地盤応力、地盤ひずみから変形係数 E_0 及び地盤のせん断弾性係数 G を算出する。 「地盤バネ 3」は、1 次元有効応力解析の結果として地表面加速度が最大になる地盤ケースを選定し、選定した地盤ケースにおいて地表面加速度が最大になる時刻の地盤応力、地盤ひずみから変形係数 E_0 及び地盤のせん断弾性係数 G を算出する。(上限値は、同地盤ケース及び同時刻の地盤応力に基づき算出した地盤強度に基づき算出する。) 「地盤バネ 4」は、1 次元有効応力解析の結果として地表面変位が最大になる地盤ケースを選定し、選定した地盤ケースにおいて地表面変位が最大になる時刻の地盤応力、地盤ひずみから変形係数 E_0 及び地盤のせん断弾性係数 G を算出する。(上限値は、同地盤ケース及び同時刻の地盤応力に基づき算出した地盤強度に基づき算出する。) 「地盤バネ 5」は、1 次元有効応力解析の結果として地盤のせん断ひずみが最大になる地盤ケースを選定し、選定した地盤ケースにおいて地盤のせん断ひずみが最大になる時刻の地盤応力、地盤ひずみから変形係数 E_0 及び地盤のせん断弾性係数 G を算出する。(上限値は、同地盤ケース及び同時刻の地盤応力に基づき算出した地盤強度に基づき算出する。)	

(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 4.8-44 に示す。また、地盤バネの設定条件一覧表を表 4.8-25 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 4.8-26 に示す。

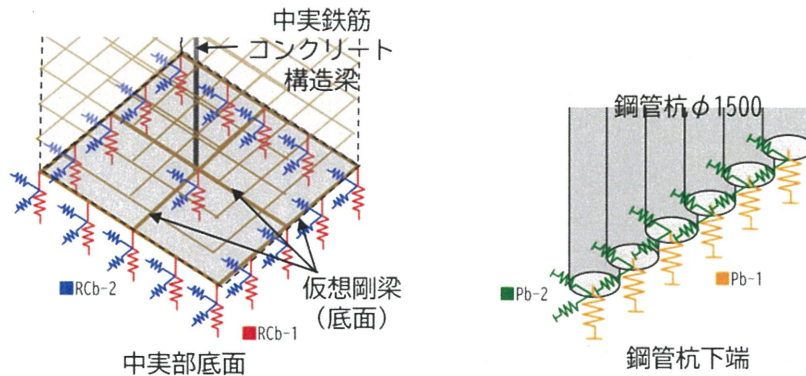
基礎底面の地盤バネとして、中実鉄筋コンクリートの底面の法線方向に赤色の RCb-1 バネを設定する。RCb-1 バネの算定方法は表 4.8-25 に示すとおり道路橋示方書IVに準拠する。

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 4.8-25 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 4.8-25 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 4.8-25 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 4.8-25 に示す。

図 4.8-44 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)

(図 4.8-17 の再掲)

表 4.8-25 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 4.8-26 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 4.8-26 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 4.8-26 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 4.8-26 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 4.8-26 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。 $K_{SL} = K_{ST} = 0.3K_H$ 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。 重畳時：地盤バネ 3～5 は、余震時の 1 次元有効応力解析により算出した収束剛性 G に基づき設定する。 (上限値は、ピーク強度(平均)の余震時の収束強度(面直 σ_p, せん断 τ_p) から設定) 1 次元有効応力解析は、3 種類の地盤ケース⑤、⑥及び③' に対して行い、下記の応答値が最大になる地盤ケースを選定する。選定した地盤ケースにおいて、応答値が最大になる時刻の地盤応力、地盤ひずみから変形係数 E_0 及び地盤のせん断弾性係数 G を算出する。 「地盤バネ 3」は、1 次元有効応力解析の結果として地表面加速度が最大になる地盤ケースを選定し、選定した地盤ケースにおいて地表面加速度が最大になる時刻の地盤応力、地盤ひずみから変形係数 E_0 及び地盤のせん断弾性係数 G を算出する。(上限値は、同地盤ケース及び同時刻の地盤応力に基づき算出した地盤強度に基づき算出する。) 「地盤バネ 4」は、1 次元有効応力解析の結果として地表面変位が最大になる地盤ケースを選定し、選定した地盤ケースにおいて地表面変位が最大になる時刻の地盤応力、地盤ひずみから変形係数 E_0 及び地盤のせん断弾性係数 G を算出する。(上限値は、同地盤ケース及び同時刻の地盤応力に基づき算出した地盤強度に基づき算出する。) 「地盤バネ 5」は、1 次元有効応力解析の結果として地盤のせん断ひずみが最大になる地盤ケースを選定し、選定した地盤ケースにおいて地盤のせん断ひずみが最大になる時刻の地盤応力、地盤ひずみから変形係数 E_0 及び地盤のせん断弾性係数 G を算出する。(上限値は、同地盤ケース及び同時刻の地盤応力に基づき算出した地盤強度に基づき算出する。)	

(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設定する地盤バネ（P-2 地盤バネ及び 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)

二. 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 地盤バネ及び 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/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 ）

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 4.8-45 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。

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

ここで、

μ ：補正係数, $\mu = 0.74$

L ：杭中心間隔(m), $L = 1.8 \text{ m}$

D ：杭径(m), $D = 1.5 \text{ m}$

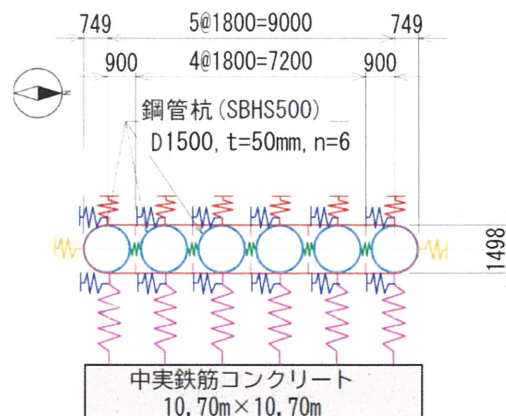


図 4.8-45 鋼管杭配置

(図 4.8-18 の再掲)

(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。ただし、部材面法線方向及び部材面接線（水平せん断及び鉛直せん断）方向の地盤反力上限値の算定については、「4.8.2 (2) e. (a) 地盤バネ設定」のとおり、1次元有効応力解析より算出される収束強度に基づき設定する。

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は1次元有効応力解析から求める地盤の収束強度より設定する。地盤バネ3の上限値は地表面加速度最大時刻の収束強度より設定する。地盤バネ4の上限値は地表面変位最大時刻の収束強度より設定する。地盤バネ5の上限値はせん断ひずみ最大時刻の収束強度より設定する。

$$P_{\text{HU}} = c_{\text{CD}} \times \cos \phi_{\text{CD}} + \sigma'_{\text{m}} \times (1 + \sin \phi_{\text{CD}}) \quad (\text{地盤バネ3, 4, 5})$$

ここで、

P_{HU} : 基礎前面の水平方向地盤反力上限値 (kN/m²)

c_{CD} : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (°)

σ'_{m} : 平均有効主応力 (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は1次元有効応力解析から求める地盤の収束強度より設定する。地盤バネ3の上限値は地表面加速度最大時刻の収束強度より設定する。地盤バネ4の上限値は地表面変位最大時刻の収束強度より設定する。地盤バネ5の上限値はせん断ひずみ最大時刻の収束強度より設定する。

$$\tau_{\text{f}} = c_{\text{CD}} \times \cos \phi_{\text{CD}} + \sigma'_{\text{m}} \times \sin \phi_{\text{CD}} \quad (\text{地盤バネ3, 4, 5})$$

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)

c_{CD} : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (°)

σ'_{m} : 平均有効主応力 (kN/m²)

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は1次元有効応力解析から求める地盤の収束強度より設定する。地盤バネ3の上限値は地表面加速度最大時刻の収束強度より設定する。地盤バネ4の上限値は地表面変位最大時刻の収束強度より設定する。地盤バネ5の上限値はせん断ひずみ最大時刻の収束強度より設定する。

$$P_{BVU} = c_{CD} \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_{m} \times (1 + \sin \phi_{CD}) \quad (\text{地盤バネ3, 4, 5})$$

ここで,

P_{BVU} : 基礎底面の鉛直方向地盤反力上限値 (kN/m²)

c_{CD} : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (°)

σ'_{m} : 平均有効主応力 (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は1次元有効応力解析から求める地盤の収束強度より設定する。地盤バネ3の上限値は地表面加速度最大時刻の収束強度より設定する。地盤バネ4の上限値は地表面変位最大時刻の収束強度より設定する。地盤バネ5の上限値はせん断ひずみ最大時刻の収束強度より設定する。

$$P_{SU} = c_{CD} \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_{m} \times (1 + \sin \phi_{CD}) \quad (\text{地盤バネ3, 4, 5})$$

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_{CD} : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (°)

σ'_{m} : 平均有効主応力 (kN/m²)

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 4.8-46 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。

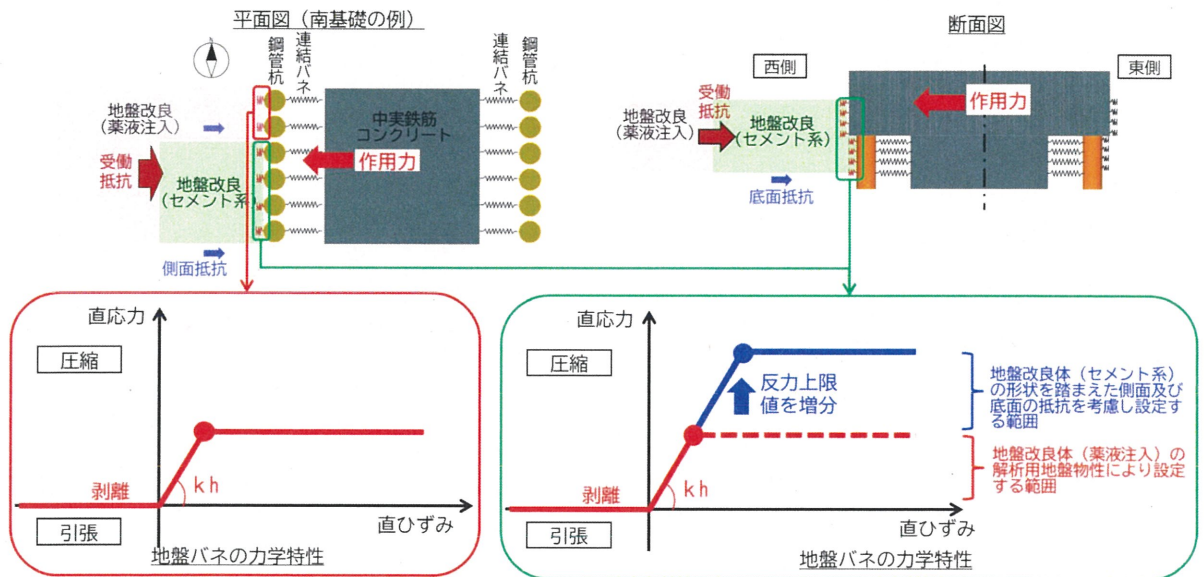


図 4.8-46 地盤改良（セメント系）を考慮した地盤反力上限値の設定方法

(図 4.8-19 の再掲)

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方向の抵抗力が発生する。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4.8-47に示す。また、北基礎の地盤バネ4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4.8-27に示す。

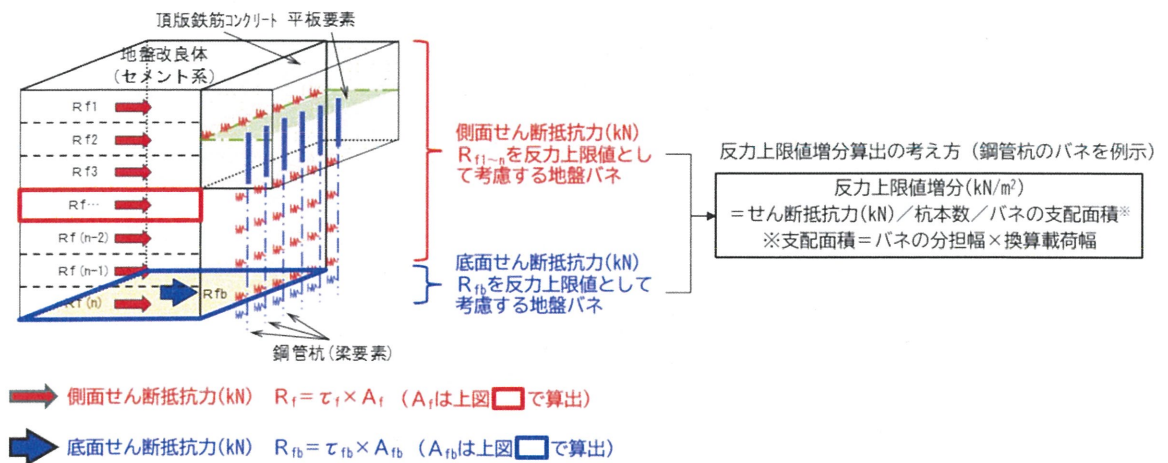


図 4.8-47 地盤改良（セメント系）の地盤反力上限値に係る概念図

（図 4.8-20 の再掲）

表 4.8-27 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4：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	16.1	3.3	21%
巻立て鉄筋コンクリート Be=1.800m	Ag2	-1.84	47.3	9.6	20%
	Ag2	-6.00	99.8	24.2	24%
	Ag2	-6.00	105.5	33.4	32%
	Ag2	-7.00	105.5	35.8	34%
	Ac	-7.00	104.4	52.7	51%
	Ac	-9.05	111.4	55.2	50%
	As	-9.05	139.4	49.6	36%
	As	-10.25	139.4	49.6	36%
	Ac	-10.25	193.9	61.5	32%
	Ac	-16.20	239.8	72.3	30%
	As	-16.20	206.2	73.4	36%
	As	-17.50	206.2	73.4	36%
鋼管杭 Be=1.498m					
鋼管杭 Be=1.498m (改良体底面)	Ac	-17.50	270.6	1320.9	488%

(3) 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。

(4) 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。

(5) 基礎地盤の支持力

重畳時の基礎地盤の支持性能に係る評価は、 S_d-D1 を入力地震動とした2次元有効応力解析で発生する基礎地盤の接地圧に、津波荷重及び動水圧を作用させた2次元静的FEM解析により得られる接地圧を加えた値が許容限界以下であることを確認する。

入力地震動 S_d-D1 により発生する基礎地盤の接地圧は、地盤ケース①～⑥に対して、2次元有効応力解析を実施して求める。2次元有効応力解析に使用する解析モデルは、補足-28の「1. 防潮堤（鋼製防護壁）の耐震計算書に関する補足説明」に記載する2次元有効応力解析モデルと同じモデルを使用する。

津波荷重及び動水圧による接地圧も、地盤ケース①～⑥に対応する地盤剛性を用いて2次元静的FEM解析を実施し求める。2次元静的FEM解析に使用する解析モデルは、補足-28「1. 防潮堤（鋼製防護壁）の耐震計算書に関する補足説明」に記載する2次元有効応力解析における常時応力解析モデルに基づき、図 4.8-48 に示す2次元静的FEM解析モデルを使用し、津波荷重及び動水圧を作用させること及び側方境界条件を水平ローラとすること以外の解析条件は同じとする。

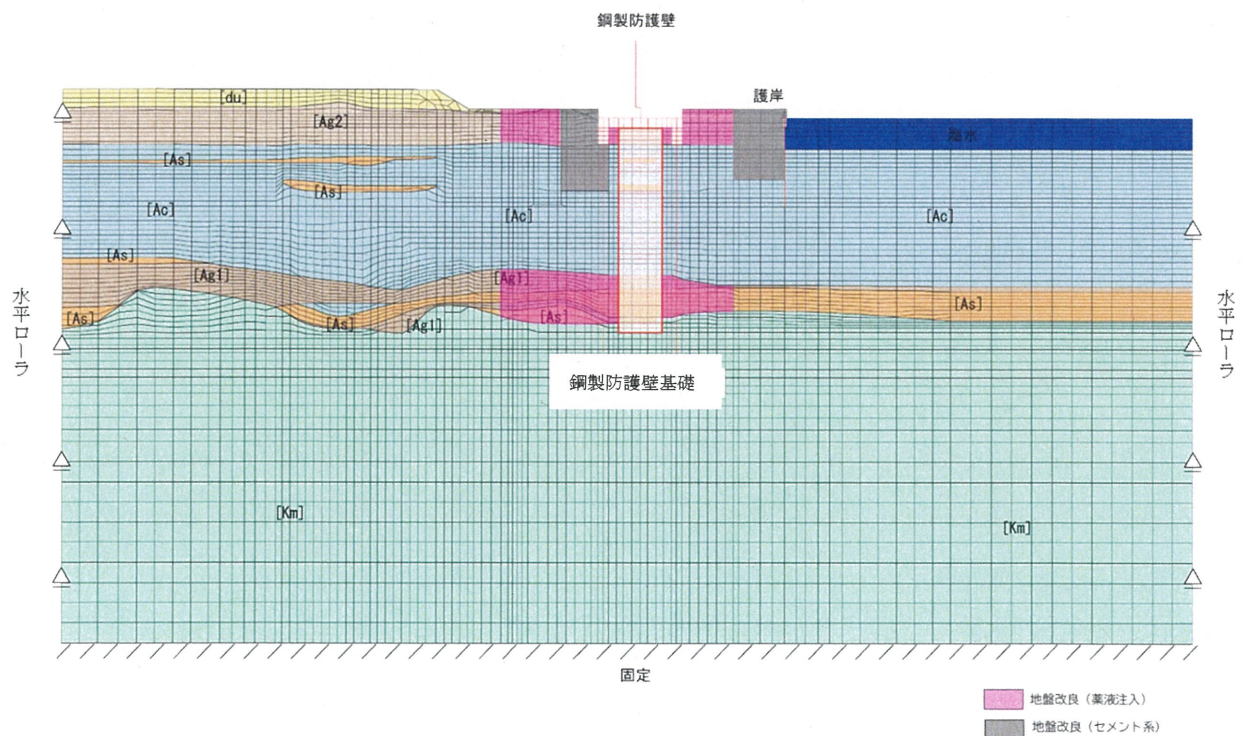
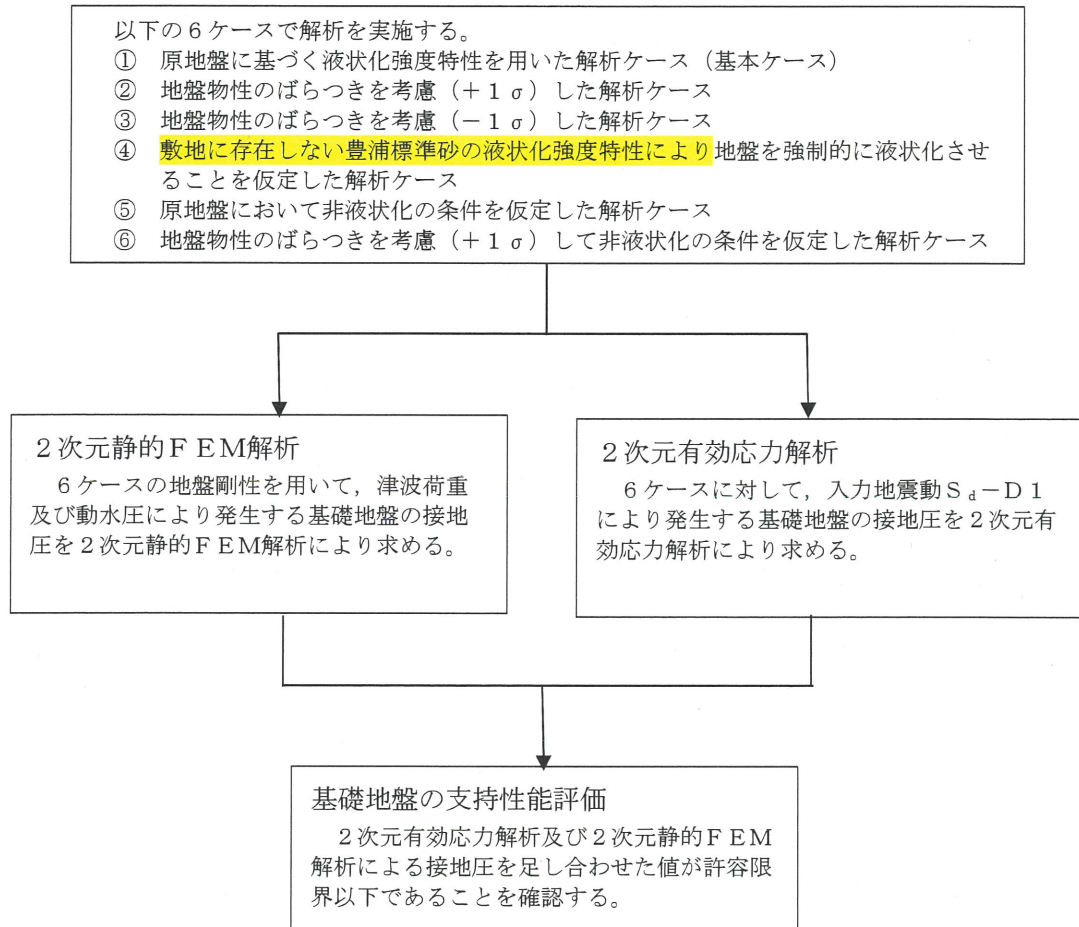


図 4.8-48 2次元静的FEM解析モデル

同じ地盤剛性同士の解析ケースの結果で、余震荷重による接地圧、津波荷重及び動水圧による接地圧を足し合わせた値により、基礎地盤の支持性能を評価する。基礎地盤の支持性能評価フローを図 4.8-49 に、接地圧の算出フローを図 4.8-50 に示す。



注記) 以上の2次元有効応力解析及び2次元静的FEM解析による接地圧の足し合わせは、同じ地盤剛性同士の解析ケースで実施する。

図 4.8-49 基礎地盤の支持性能評価フロー

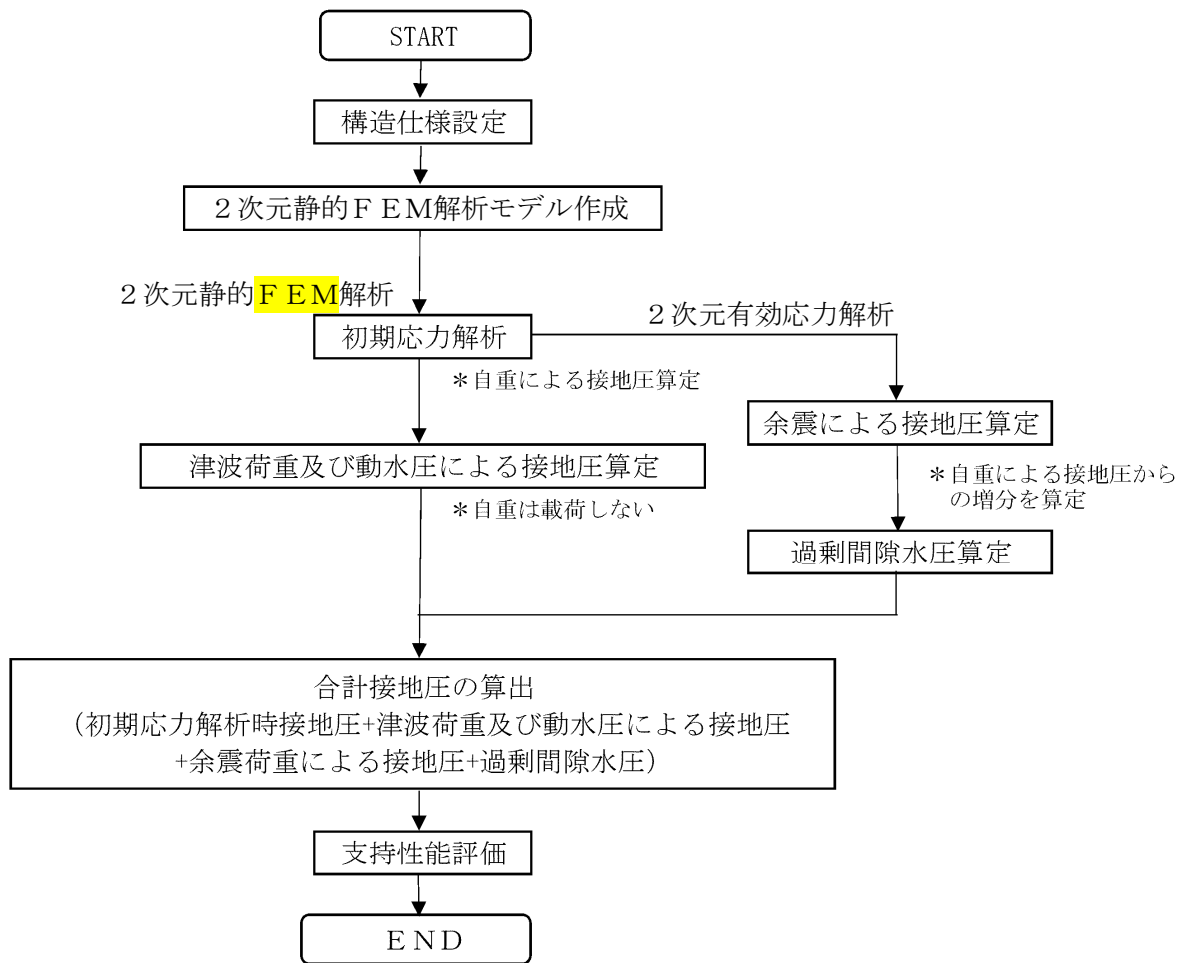


図 4.8-50 接地圧の算出フロー

4.8.3 評価項目及び詳細評価方法

(1) 津波時の評価項目及び評価方法

津波時における防潮堤（鋼製防護壁）の解析モデルを用いた評価項目を整理すると、表 4.8-28 に示すとおりとなる。表 4.8-28 に示す評価項目に対する評価方法の詳細を次頁以降に示す。

表 4.8-28 津波時の評価項目

部材			照査項目	応答値 (発生値)	許容限界
鋼製 防護 壁 基礎	中実鉄筋 コンクリート		曲げ軸力 (二軸曲げ合成)	コンクリート応力度	コンクリート短期許容応力度
				鉄筋応力度	鉄筋短期許容応力度
			せん断力	せん断力	短期許容せん断力
	鋼管杭		曲げ軸力	引張及び圧縮応力度	短期許容応力度
			せん断力	せん断応力度	短期許容せん断応力度
	巻立て 鉄筋 コンク リート	鉄筋 コンク リート	曲げ軸力	コンクリート応力度	コンクリート短期許容応力度
				鉄筋応力度	鉄筋短期許容応力度
			せん断力	せん断力	短期許容せん断力
		鋼管杭	曲げ軸力	引張及び圧縮応力度	短期許容応力度
			せん断力	せん断応力度	短期許容せん断応力度
	杭頭接合部	巻立て鉄筋 コンクリート断面	曲げ軸力 (二軸曲げ合成)	コンクリート応力度	コンクリート短期許容応力度
				鉄筋応力度	鉄筋短期許容応力度
		鋼管杭断面	曲げ軸力 (二軸曲げ合成)	コンクリート応力度	コンクリート短期許容応力度
				鉄筋応力度	鉄筋短期許容応力度
	頂版鉄筋 コンクリート		曲げ軸力	コンクリート応力度	コンクリート短期許容応力度
鉄筋応力度				鉄筋短期許容応力度	
せん断力			せん断力	短期許容せん断力	
鋼製 防護 壁	主部材		津波時は実施しない		
	補剛材				
	添接板継手部				
接 合 部	アンカーボルト				
	ベースプレート				
	中詰め鉄筋コンクリートと 鋼管の接合部				
基礎地盤の 支持性能		中実鉄筋コンクリート 底部	接地圧	接地圧	極限支持力度
		鋼管杭底部	接地圧	接地圧	極限支持力度
地盤改良（セメント系）			内的安定 (せん断照査)	すべり力	せん断抵抗力
止水ジョイント部材			津波時は実施しない		

a. 鋼製防護壁基礎

3次元静的フレーム解析より得られる断面力を用いて、鋼製防護壁基礎における構造部材の健全性評価を行う。

(a) 中実鉄筋コンクリート

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考慮して評価する。曲げ軸力に対する照査は、堤軸方向及び堤軸直交方向の2方向の発生曲げモーメントと軸力を考慮してコンクリート及び鉄筋の発生応力度を算出し、「4.6 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。せん断力に対する照査は、堤軸方向、堤軸直交方向の各々の発生せん断力が「4.6 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(b) 鋼管杭

地盤バネを設定した3次元静的フレーム解析によって得られる断面力を用いて発生応力を算出し、構造部材を評価する。曲げ軸力に対する照査は、堤軸方向及び堤軸直交方向の2方向の発生曲げモーメントと軸力を考慮して鋼管杭の発生応力度を算出し、「4.6 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。せん断力に対する照査は、堤軸方向、堤軸直交方向の各々の鋼管杭の発生せん断応力度が「4.6 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(c) 巻立て鉄筋コンクリート

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考慮して評価する。曲げ軸力に対する照査は、堤軸方向及び堤軸直交方向の2方向の発生曲げモーメントと軸力を考慮してコンクリート、鉄筋及び鋼管杭の発生応力度を算出し、「4.6 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。せん断力に対する照査は、鉄筋コンクリートについては、堤軸方向、堤軸直交方向の各々の発生せん断力が「4.6 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。鋼管杭については、堤軸方向、堤軸直交方向の各々の発生せん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

(d) 杭頭接合部

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考慮して評価する。鋼管杭頭部と巻立て鉄筋コンクリート頭部の堤軸方向及び堤軸直交方向の2方向の曲げモーメントと軸力を考慮して、鋼管杭頭接合部と巻立て鉄筋コンクリート接合部（仮想鉄筋コンクリート断面）のコンクリート及び鉄筋の発生応力度を算出し、「4.6 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。なお、仮想鉄筋コンクリート断面については、道路橋示方書Ⅳに基づいて設定する。

(e) 頂版鉄筋コンクリート

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考慮して評価する。曲げ軸力に対する照査は、堤軸方向、堤軸直交方向それぞれの断面力に対し、コンクリート及び鉄筋の発生応力度が「4.6 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。また、せん断力に対する照査については、堤軸方向、堤軸直交方向の2方向の発生せん断力を合成した発生せん断力が、「4.6 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

b. 鋼製防護壁

津波時における鋼製防護壁の強度評価は、重畳時の荷重条件が津波時の荷重条件を包絡するため実施せず、重畳時のみ行う。

荷重の包絡関係の観点からの一例として、地盤バネ5の場合について共通の荷重を除いた支配的な荷重を比較すると、津波時では衝突荷重 1035 kN が支配的であるのに対し、重畳時では動水圧 46500 kN 及び水平方向慣性力 94774 kN が支配的となり、これらは津波時の衝突荷重に比べて顕著に大きい。これは、地盤バネ3及び4においても同様の傾向を示す。

詳細な荷重条件は、「4.9.1 (2) 津波種別ごとの荷重条件」の表 4.9-2 及び表 4.9-3 と、「4.9.2 (3) 津波種別ごとの荷重条件」の表 4.9-10 及び表 4.9-11 に示す。

c. 基礎地盤の支持性能

津波時における基礎地盤の支持性能の評価は、「4.8.3 (1) b. 鋼製防護壁」と同様に、重畳時の荷重条件が津波時の荷重条件を包絡するため実施せず、重畳時のみ行う。

d. 地盤改良（セメント系）

敷地に遡上する津波におけるせん断照査の評価方法を以下に示す。また、地盤改良（セメント系）の評価対象箇所を図 4.8-51 に示す。

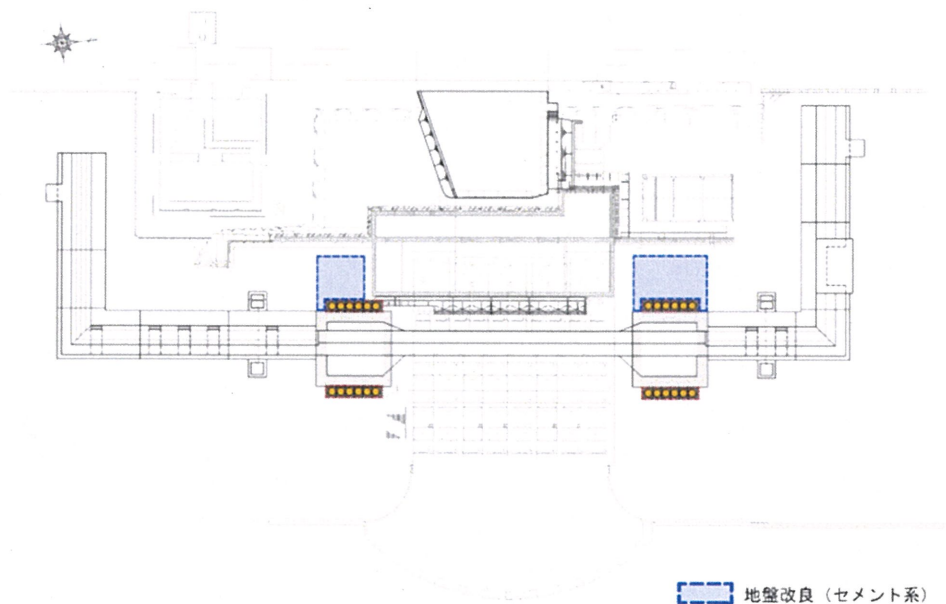


図 4.8-51 地盤改良（セメント系）の照査対象箇所（平面図）

せん断照査は、以下の算定式に基づいて行う。

$$F = R / Q$$

ここに、

F : 安全率 (許容安全率は 1.2 とする)

R : せん断抵抗力 (kN/m²)

Q : すべり力 (kN/m²)

せん断抵抗力は道路橋示方書Ⅳに準拠し、以下の式で算出する。

$$R = (C_B \times A_e + V \times \tan \phi_B) / A_e$$

ここに、

C_B : 粘着力 ($= q_u / 2 = 750 \text{ kN/m}^2$, q_u は一軸圧縮強度 1500 kN/m^2)

A_e : 有効載荷面積 (m²)

V : 鉛直力 (kN)

ϕ_B : 摩擦角 (CU 条件で $\phi_B = 0^\circ$)

一方、すべり力 Q は、3 次元静的フレーム解析結果として得られるバネ反力値を有効載荷面積 A_e で除した値とする。

e. 止水ジョイント部材の変形性

止水ジョイント部材における変形性の評価は、「4.8.3 (1) b. 鋼製防護壁」と同様に、重畳時の荷重条件が津波時の荷重条件を包絡するため実施せず、重畳時のみ行う。