

表 1 耐震設計における地盤ケース

地盤ケース	原地盤条件	地盤改良条件	
		薬液注入	セメント系
地盤ケース①	平均 V_s	非液化化, 平均 V_s	設計基準 V_s
地盤ケース②	平均 $+1\sigma V_s$	非液化化, 平均 $+1\sigma V_s$	$V_s (+1\sigma)$
地盤ケース③	平均 $-1\sigma V_s$	非液化化, 平均 $-1\sigma V_s$	$V_s (-1\sigma)$
地盤ケース④	豊浦標準砂	非液化化, 平均 V_s	設計基準 V_s
地盤ケース⑤	非液化化	非液化化, 平均 V_s	設計基準 V_s
地盤ケース⑥	非液化化 $+1\sigma V_s$	非液化化, 平均 $+1\sigma V_s$	$V_s (+1\sigma)$

注記 地盤ケース①：原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース
 地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース
 地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液化化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース
 地盤ケース⑤：原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
 地盤ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

表 2 地盤の物性値(地盤ケース①)

検討条件				原地盤条件									
				平均Vs									-
対象地盤				第四系							新第三系		
				埋戻土	第四系								Km
項目				f1	du	Ag2	Ac	As	Ag1	D2c-3	D2s-3	D2g-3	深度に 応じて 設定
物理 特性	密度 ○は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.65	1.74	2.01 (1.89)	1.77	1.92	2.15 (2.11)	
	間隙比	e	-	0.75	0.75	0.67	1.59	1.20	0.67	1.09	0.79	0.43	
変形 特性	ボアソン比	ν_{CD}	-	0.26	0.26	0.25	0.10	0.26	0.25	0.22	0.19	0.26	
	基準平均有効主応力 ○は地下水位以浅	σ'_{ms}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	480	378	814 (814)	696	966	1167 (1167)	
	基準初期せん断剛性 ○は地下水位以浅	G_{ms}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	121829	143284	392073 (392073)	285223	650611	1362035 (1362035)	
	最大履歴減衰率	h_{max}	-	0.220	0.220	0.233	0.200	0.216	0.221	0.186	0.192	0.130	
強度 特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.025	0.012	0	0.026	0.01	0	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	°	37.3	37.3	37.4	29.1	41.0	37.4	35.6	35.8	44.4	
液化化 強度 特性	液化化パラメータ	ϕ_P	-	34.8	34.8	34.9	-	38.3	34.9	-	33.4	41.4	
		S_1	-	0.047	0.047	0.028		0.046	0.029		0.048	0.030	
		W_1	-	6.5	6.5	56.5		6.9	51.6		17.6	45.2	
		P_1	-	1.26	1.26	9.00		1.00	12.00		4.80	8.00	
		P_2	-	0.80	0.80	0.60		0.75	0.60		0.96	0.60	
		C_1	-	2.00	2.00	3.40		2.27	3.35		3.15	3.82	

表 3 耐津波設計における地盤ケース

地盤ケース	① 原地盤に基づく液化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 ($+1\sigma$) を考慮した地盤ケース	③ 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した地盤ケース	④ 地盤を強制的に液化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化化の条件を仮定した地盤ケース	⑥ 地盤物性のばらつき ($+1\sigma$) を考慮して非液化化の条件を仮定した地盤ケース	③' 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮して非液化化の条件を仮定した地盤ケース
液化化強度特性の設定	原地盤に基づく液化化強度特性 (標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液化化強度特性 (標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液化化強度特性 (標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂の液化化強度特性	液化化パラメータを適用しない	液化化パラメータを適用しない	液化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 (-1σ) の非液化化ケースとして、新たに設定する。着色部分 ■ は、耐津波設計で考慮する地盤ケース⑤である。

2. 解析モデル

2.1 耐震解析モデル

耐震解析モデルは、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資料」に示すものと同様である。解析断面は、図2に示す解析モデルの断面位置図の②-②断面及び③-③断面（堤軸直交断面）である。

北基礎の解析モデルは、図3に示す②-②断面（堤軸直交断面）をモデル化したものである。一方、南基礎の解析モデルは、図4に示す③-③断面（堤軸直交断面）をモデル化したものである。

なお、耐震解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤により構成される。一方、耐津波解析モデルでは、周辺地盤を成層地盤と仮定した1次元有効応力解析により算出した地盤バネでモデル化するため、地盤のモデル化の方法が異なっている。

また、耐震解析モデルでは、地盤改良（セメント系）が忠実にモデル化されているため、地盤改良（セメント系）の剛性の効果が反映されている。一方、後述する耐津波解析モデルでは地盤改良（セメント系）の効果は、地盤バネ反力度の上限値（地盤の強度）に考慮されるのみで、地盤改良（セメント系）の剛性は考慮されない。

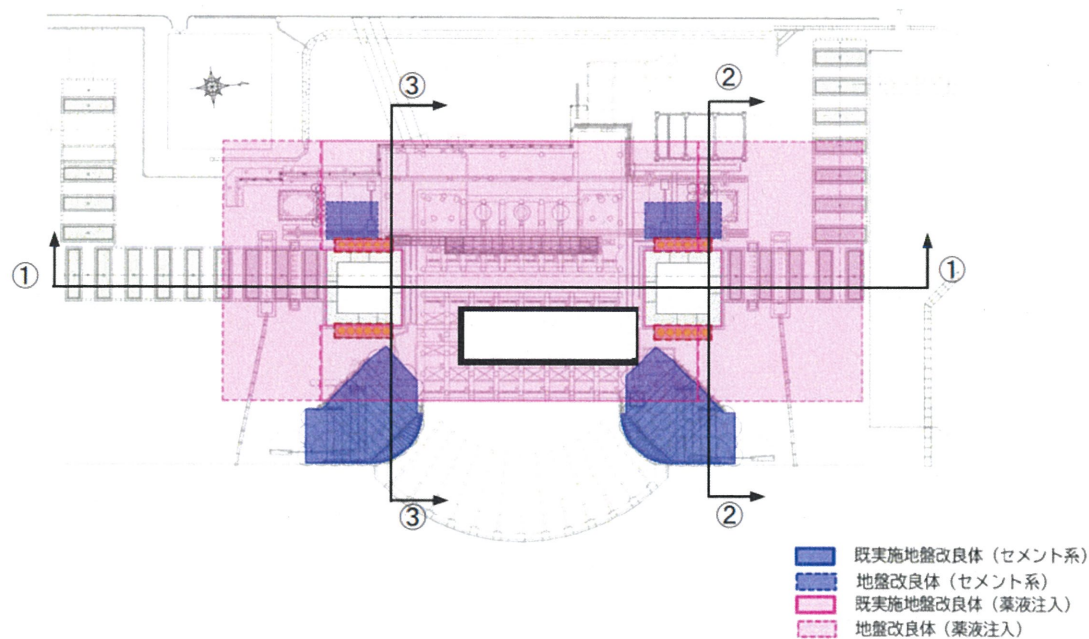


図2 解析モデル（断面位置図）

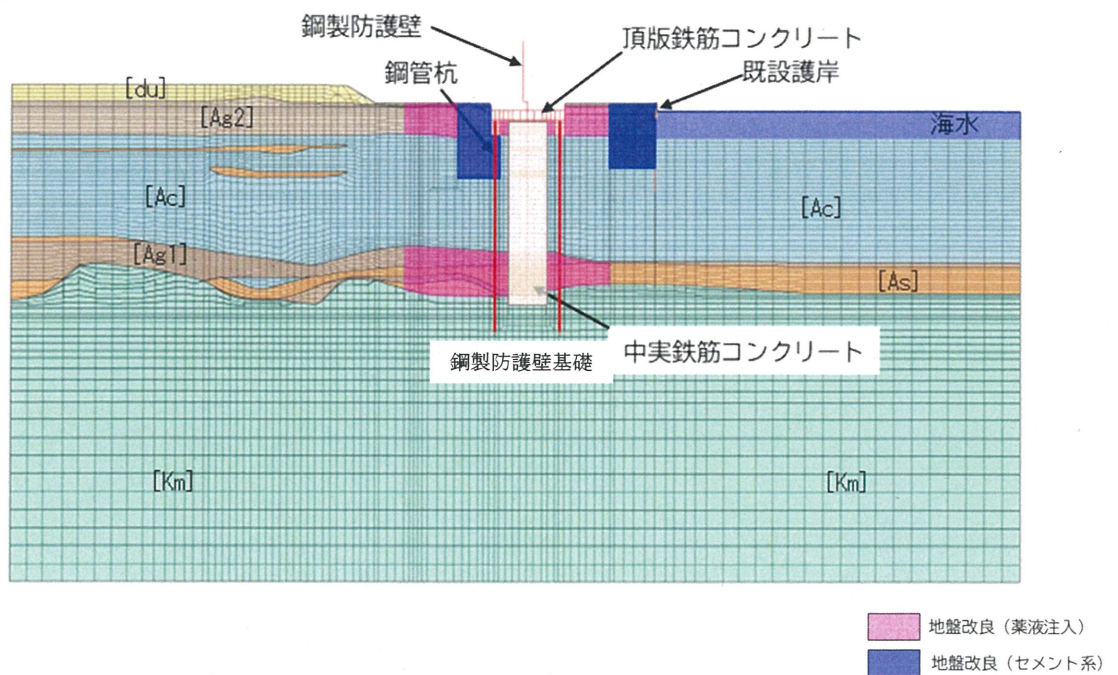


図3 防潮堤（鋼製防護壁）の2次元有効応力解析モデル全体図（北基礎 ②—②断面）

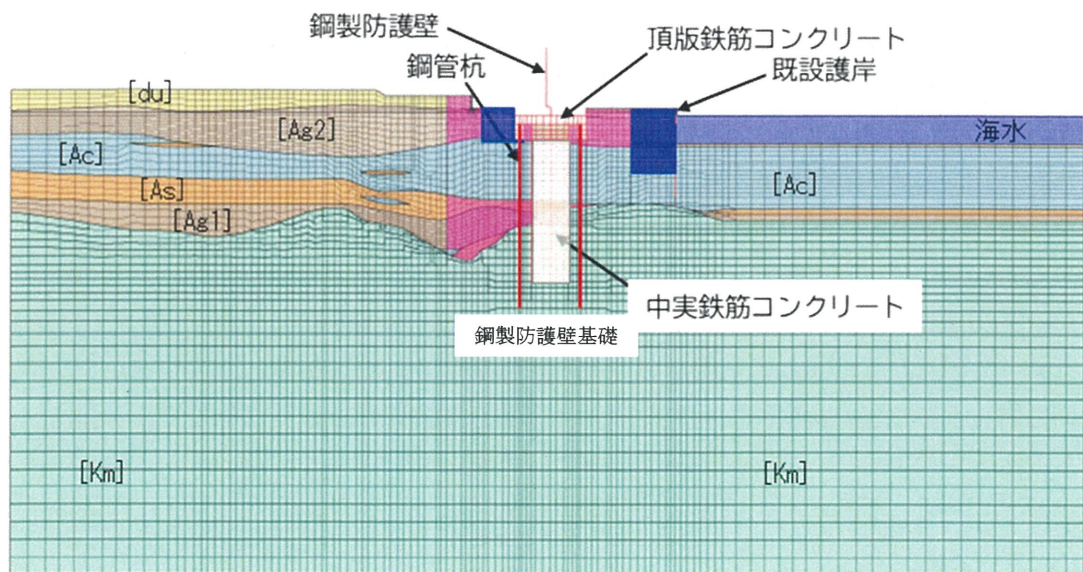


図4 防潮堤（鋼製防護壁）の2次元有効応力解析モデル全体図（南基礎 ③—③断面）

2.2 耐津波解析モデル

耐津波解析モデルを図5に示す。同図は、津波時の荷重条件を示すものである。前述のとおり地盤バネにより周辺地盤をモデル化しており、この点が耐震解析モデルと異なる点である。また、地盤改良（セメント系）の効果は、地盤バネ反力度の上限値（強度）に考慮されるのみで、地盤改良（セメント系）の剛性は考慮されない。

地盤反力係数は、耐震解析モデルにより得られた構造物（頂版鉄筋コンクリート側面、巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭）に隣接する地盤要素の水平変位分布（図6参照）を強制変位として設定することで、図7に示す1次元静的有効応力解析（耐震解析モデルにより算出された地盤変位を強制変位として与える静的解析であるため、 S_s-D1 を入力地震動とする動的な1次元有効応力解析とは区別し、参考9においては1次元静的有効応力解析という）を行って算出した。構造物（頂版鉄筋コンクリート側面、巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭）に隣接する地盤要素の水平変位分布を強制変位として設定して1次元静的有効応力解析を行う理由は、耐震解析モデルで考慮されている津波荷重による地盤剛性の低下を、耐津波解析モデルのバイリニア型の地盤バネにおいても考慮するためである。

津波荷重に伴う低下後の剛性の算出方法は、重畳時の収束剛性（割線剛性）の算出方法と同様であり、変形後の地盤応力及びひずみにより算出する。地盤の収束剛性 $E_s(\sigma'_m, \gamma)$ 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8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 の点を通す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

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

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

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

ここで、

$E_s(\sigma'_m, \gamma)$	: 地盤の収束剛性（割線剛性）(kN/m ²)
σ'_m	: 地盤の平均有効応力 (kN/m ²)
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) (kN/m^2)
$\tau_s(\sigma'_m, \gamma)$	: σ'_m 及び γ (応答値最大時) に対応する地盤のせん断応力 (kN/m^2)
G_{ma}	: 地盤の基準せん断剛性 (kN/m^2)
σ'_{ma}	: 地盤の基準平均有効応力 (kN/m^2)
ϕ_{CD}	: CD 条件の地盤の内部摩擦角 ($^\circ$)

収束剛性設定後の地盤バネ設定手順は津波時と同様であり、算出した収束剛性を考慮して、以下に示す地盤反力係数の算出式 (道路橋示方書IVに準拠) により設定する。なお、ここで示す地盤反力係数の算出式は、部材面法線方向の地盤反力係数の算出式である。その他の部材面せん断方向等の地盤バネの算出式は、本章に示す地盤バネの設定方法による。

$$K_H = \alpha_k K_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

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)

算出した水平方向地盤反力係数分布図を図 9 に示す。

一方、地盤反力度の上限値は、受働土圧強度に基づき設定した。津波荷重は単調増加荷重であり、地震荷重のような交番荷重ではない。したがって、地震荷重作用時のように、地盤の応力ひずみ関係がサイクリックな挙動を描きながら強度低下していく状態にはならないため、受働土圧強度に基づき地盤反力度の上限値を設定することにした。したがって、ここで設置した地盤反力上限値は、津波時の地盤バネ 1 の地盤反力上限値と同様のものである。地盤反力度の上限値分布を図 10 に示す。

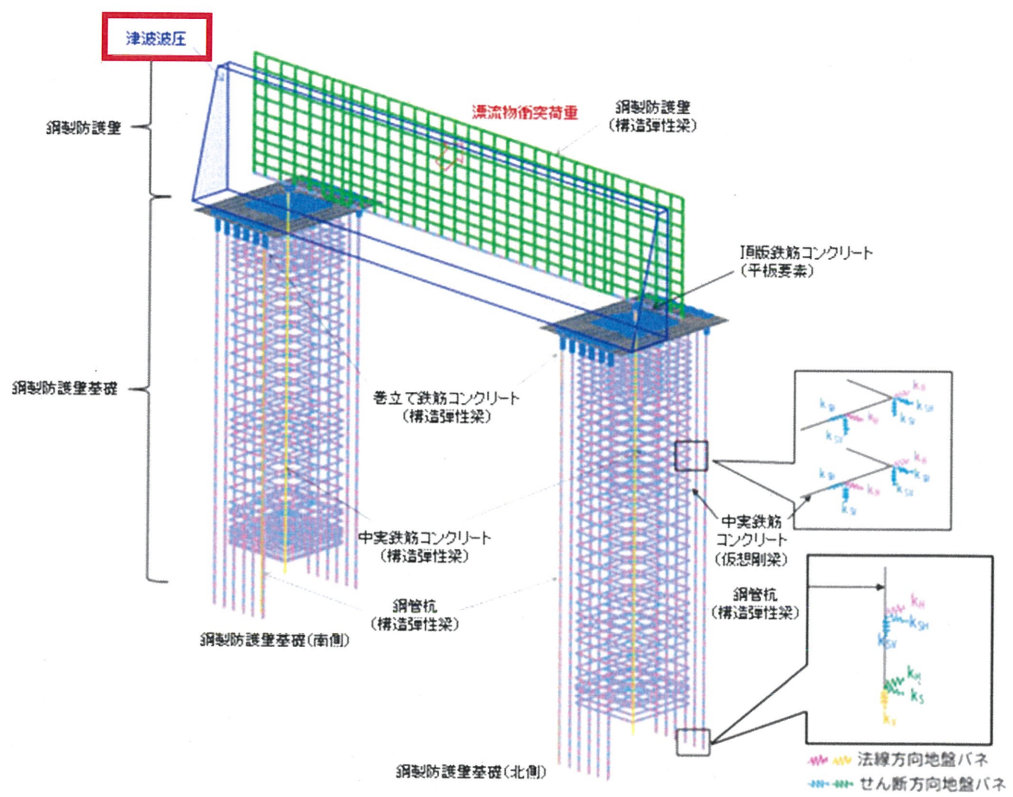


図5 防潮堤（鋼製防護壁）の3次元静的フレーム解析モデルの概念図

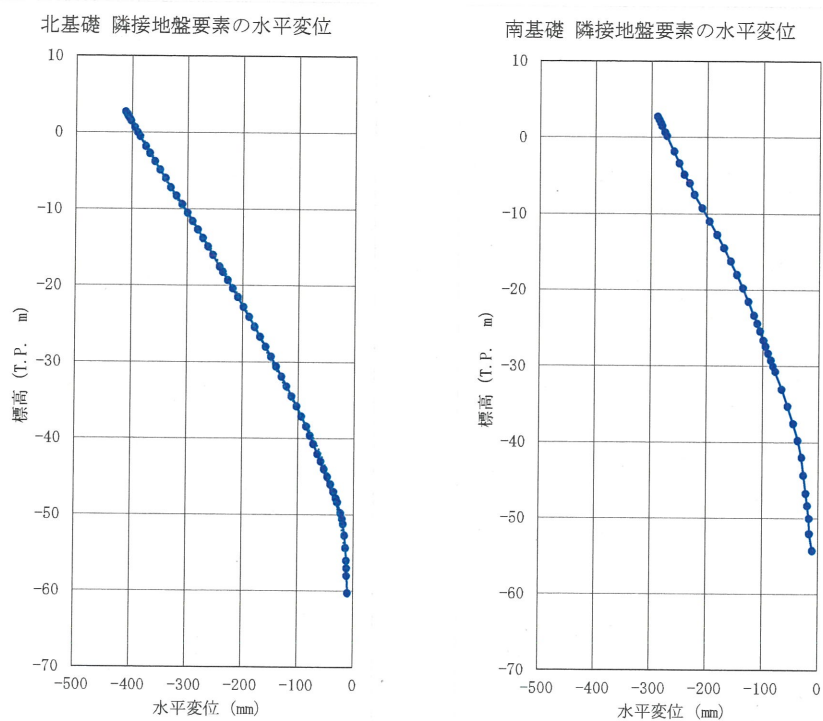


図6 耐震解析モデルの構造物に隣接する地盤要素の水平変位分布図

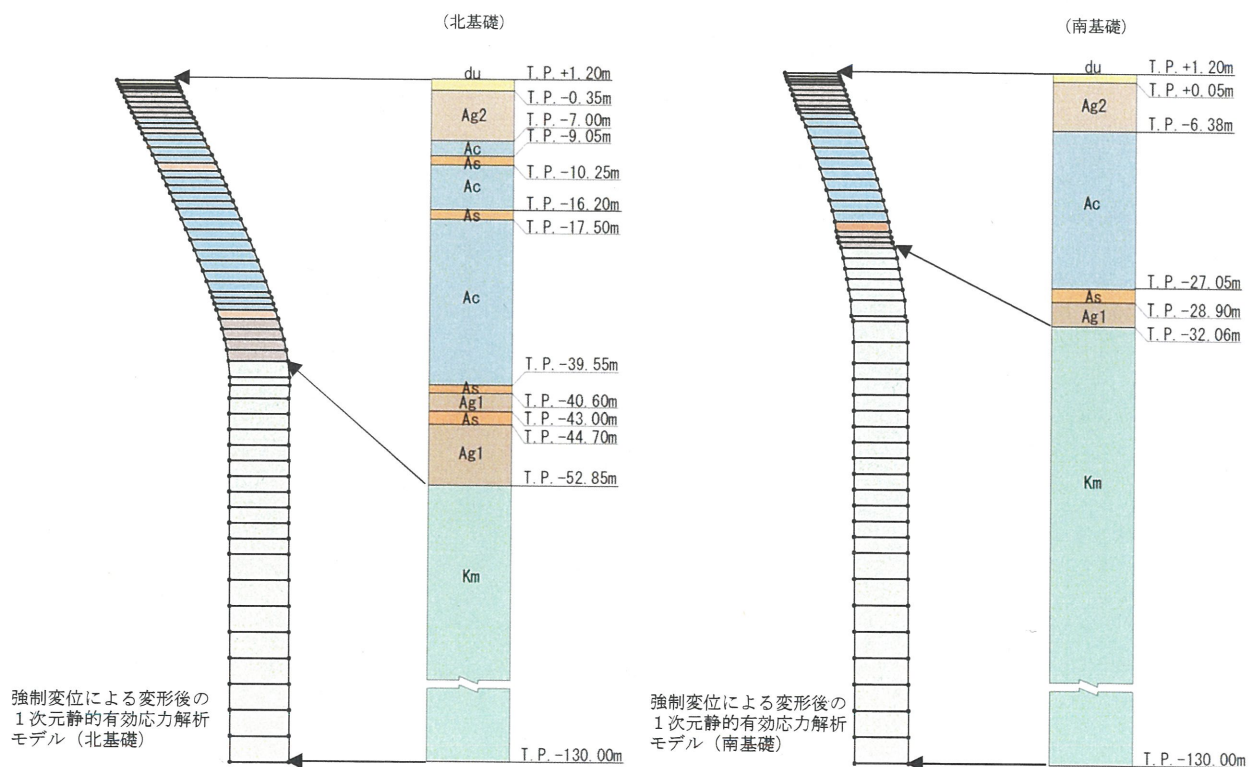


図7 耐震解析モデルの地盤要素の水平変位を強制変位とした1次元静的有効応力解析モデル

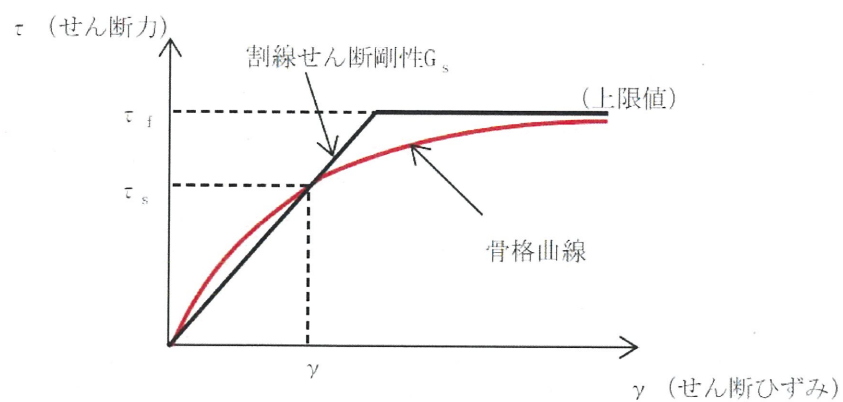


図 8 1次元有効応力解析における地盤要素及び地盤バネの骨格曲線

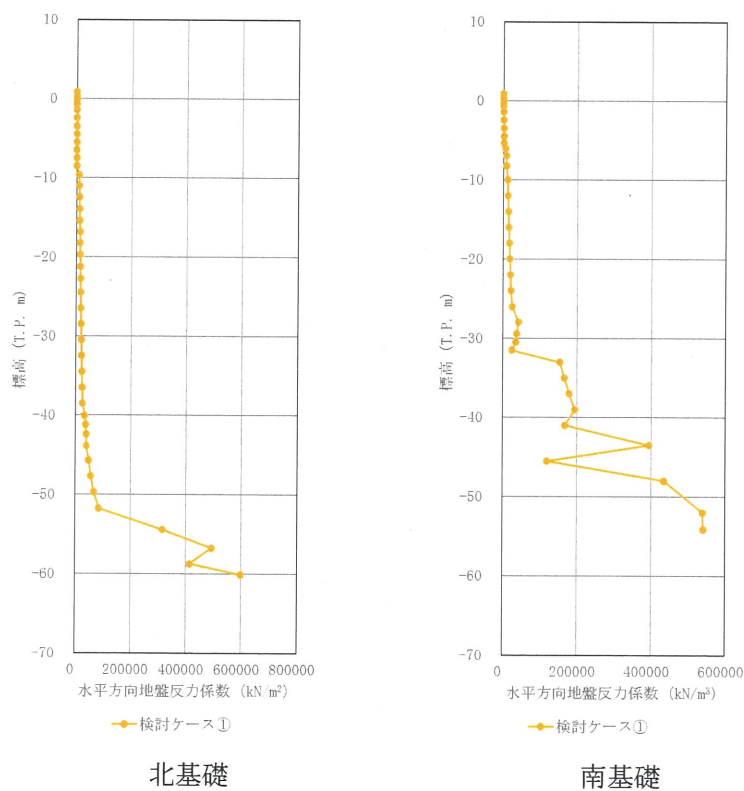
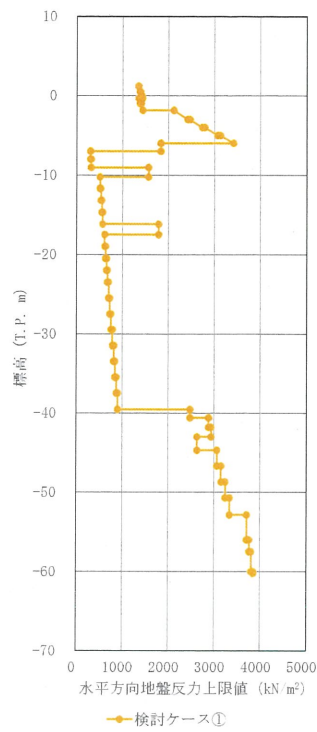
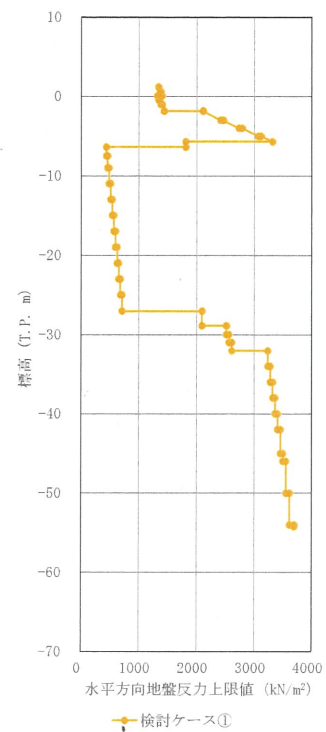


図 9 水平方向地盤反力係数分布図



北基礎



南基礎

図 10 水平方向地盤反力度の上限値分布図

3. 断面力の比較

両解析モデルにより得られた解析結果として、各部材（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，頂版鉄筋コンクリート）の断面力の比較を行った。

3.1 中実鉄筋コンクリートの断面力比較

中実鉄筋コンクリートについて、北基礎の断面力比較図を図 11 に、南基礎の断面力比較図を図 12 に示す。

北基礎の断面力比較図については、曲げモーメント，軸力及びせん断力ともに発生モード及び発生値がほぼ整合している。

南基礎の断面力比較図については、曲げモーメント，軸力及びせん断力ともに発生モード及び発生値がほぼ整合している。

以上のことから、中実鉄筋コンクリートの断面力について、耐震及び耐津波解析モデルの整合性を確認することができた。

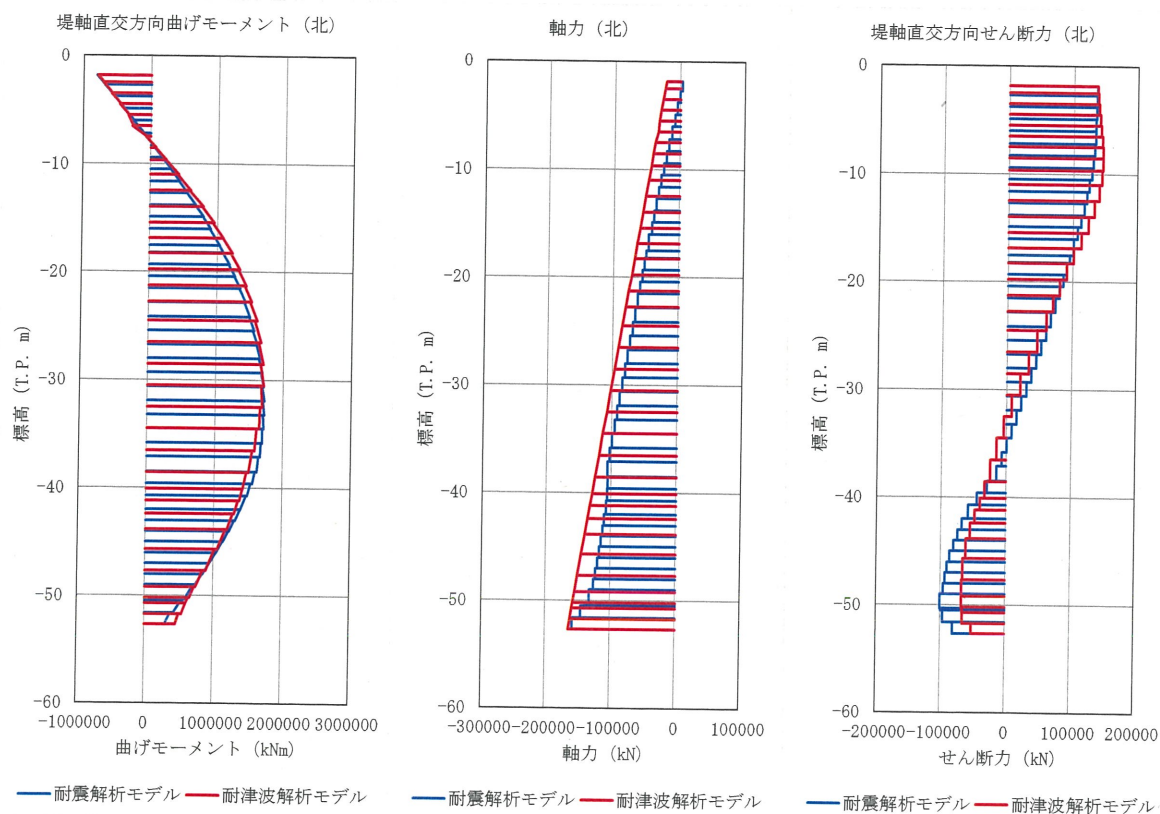


図 11 北基礎の中実鉄筋コンクリートの断面力比較図

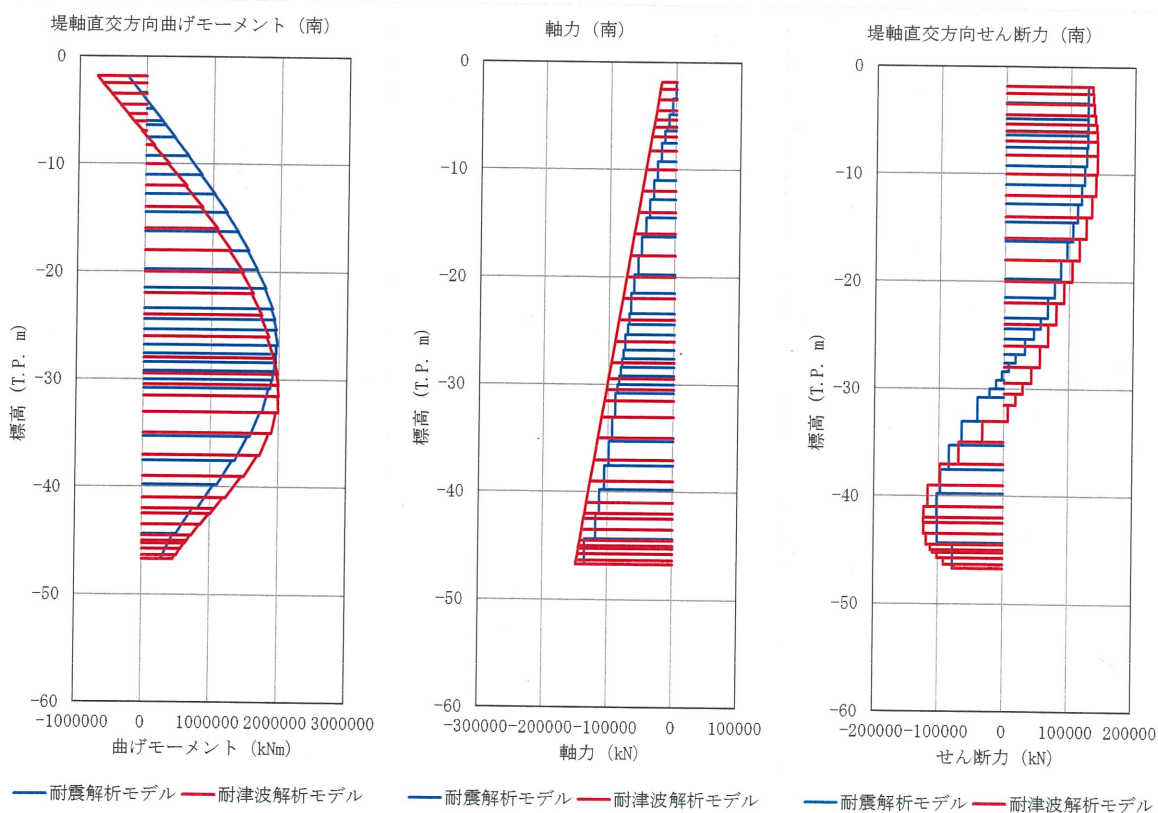


図 12 南基礎の中実鉄筋コンクリートの断面力比較図

3.2 巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の断面力比較

巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭について、北基礎の断面力比較図を図 13 及び図 14 に、南基礎の断面力比較図を図 15 及び図 16 に示す。

北基礎の断面力比較図については、西側、東側ともに両解析モデルによる発生モード及び発生値がほぼ整合している。

南基礎の断面力比較図についても同様に、西側、東側ともに両解析モデルによる発生モード及び発生値がほぼ整合している。

以上のことから、巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の断面力についても、耐震及び耐津波解析モデルの整合性が確保されていることを確認した。

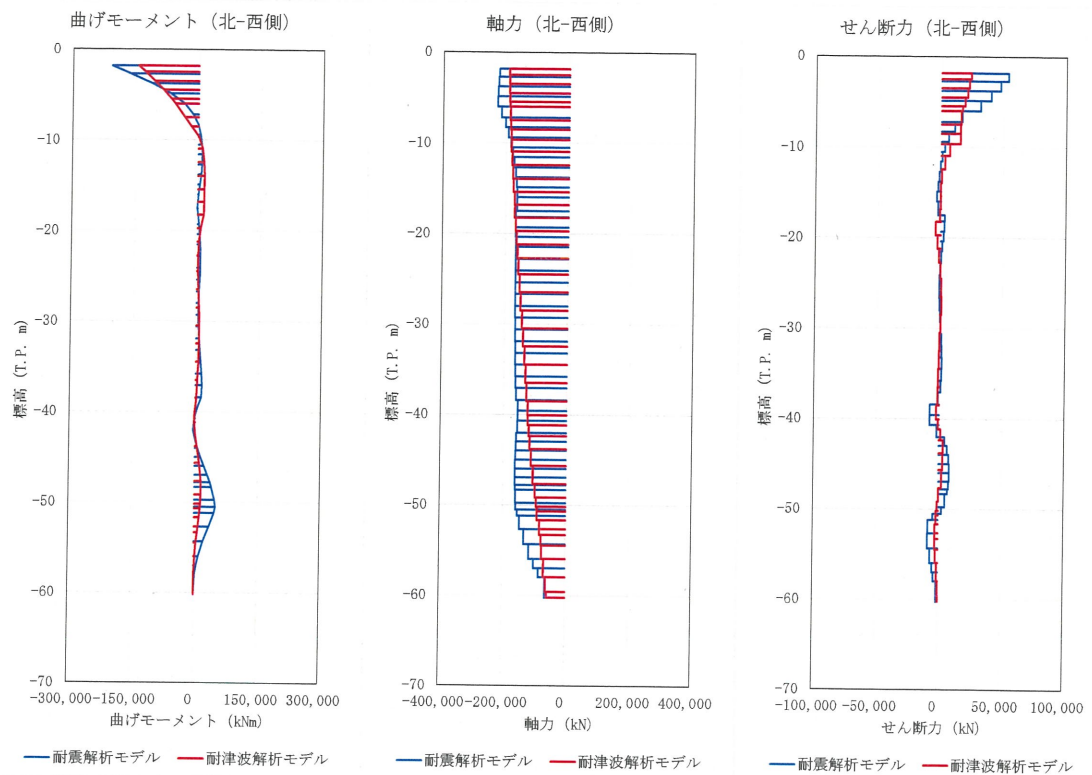


図 13 北基礎（西側）の巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の断面力比較図

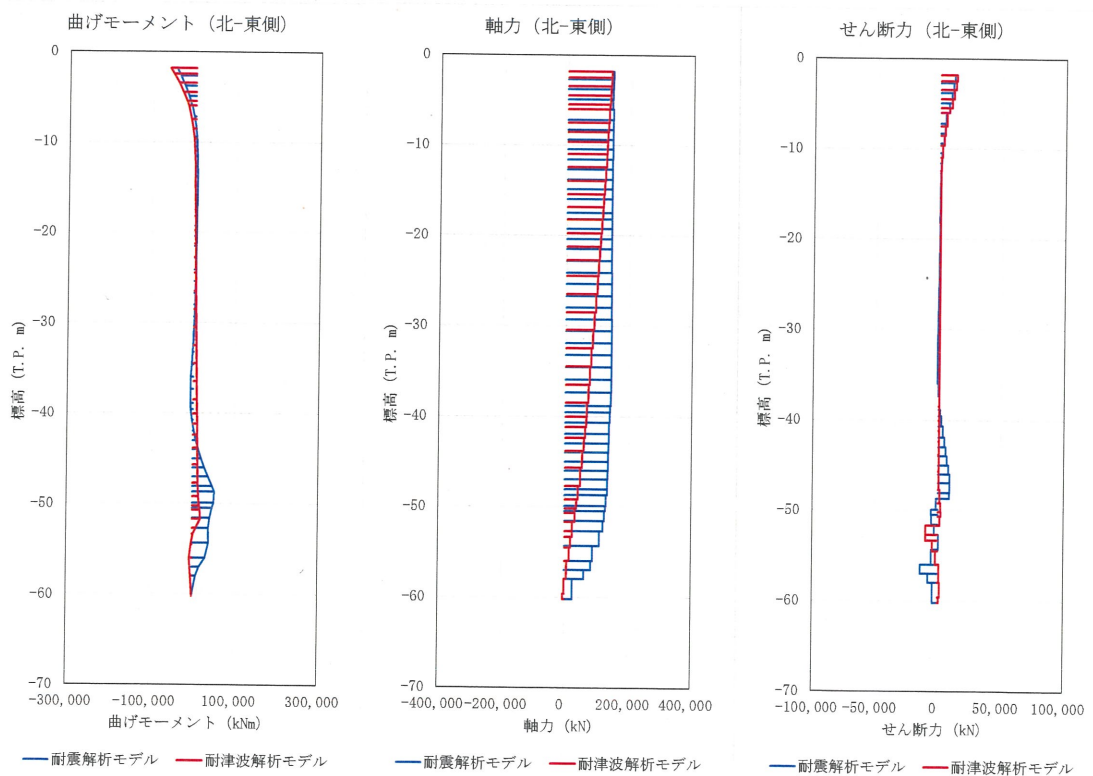


図 14 北基礎（東側）の巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の断面力比較図

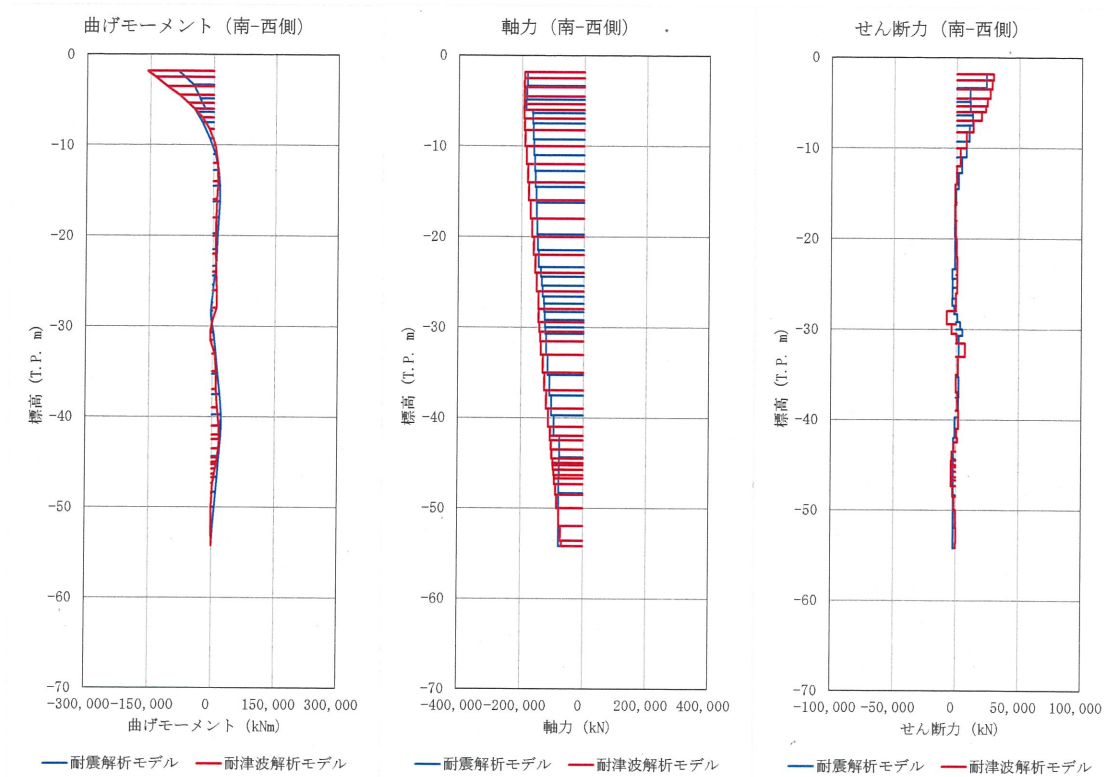


図 15 南基礎（西側）の巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の断面力比較図

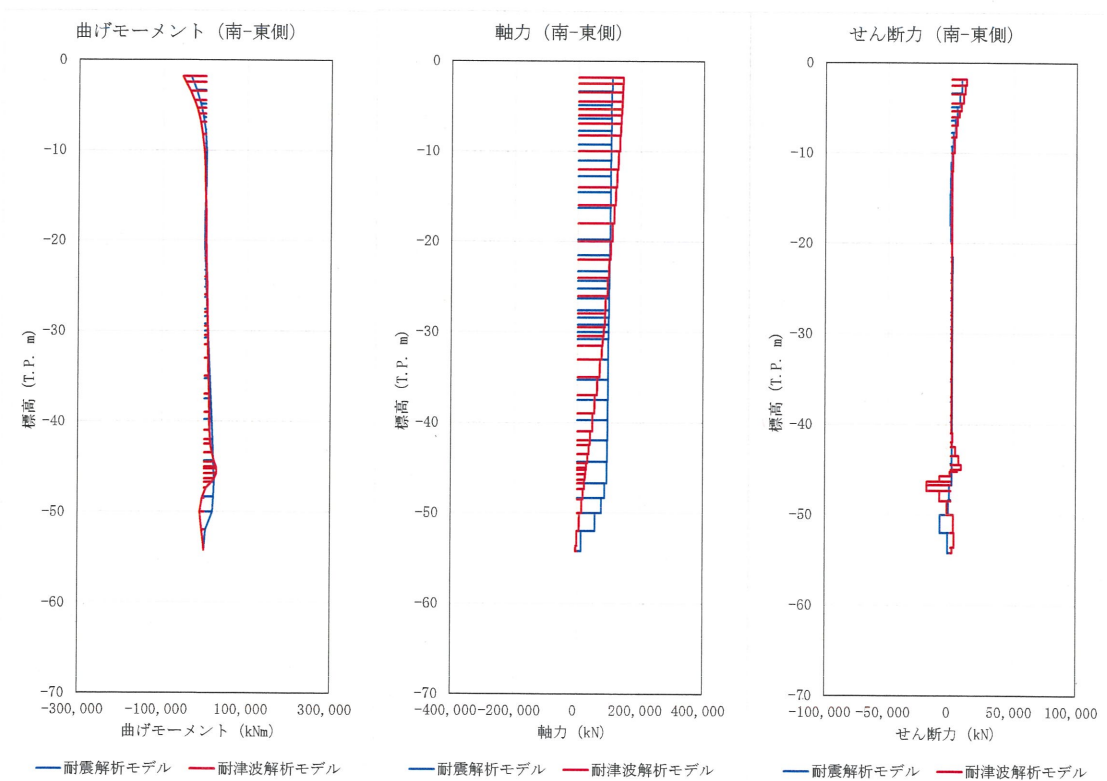


図 16 南基礎（東側）の巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の断面力比較図

3.3 頂版鉄筋コンクリート断面力比較

頂版鉄筋コンクリートについて、北基礎の断面力比較図を図 17 に、南基礎の断面力比較図を図 18 に示す。

頂版鉄筋コンクリートは、耐震解析モデルでは梁要素（2次元）で、耐津波解析モデルでは平板要素（3次元）でモデル化されている。したがって、耐震解析モデルの頂版鉄筋コンクリートは堤軸方向（奥行き方向）に一樣な断面力分布になるが、耐津波解析モデルでは堤軸方向の断面力分布は一樣ではない。このため、耐津波解析モデルでは堤軸方向の断面力を積分することで頂版鉄筋コンクリートの断面力図を作成した。

北基礎の断面力比較図については、上記のとおり梁要素と平板要素によるモデル化の相違が若干表れている（耐津波解析モデルの方が、断面力が若干大きく、保守的な結果である）ものの、西側、東側ともに両解析モデルによる発生モード及び発生値がほぼ整合している。

南基礎の断面力比較図についても同様に、モデル化に伴う相違はあるが、西側、東側ともに両解析モデルによる発生モード及び発生値がほぼ整合している。

以上のことから、頂版鉄筋コンクリートの断面力についても、耐震及び耐津波解析モデルの整合性が確保されていることを確認した。

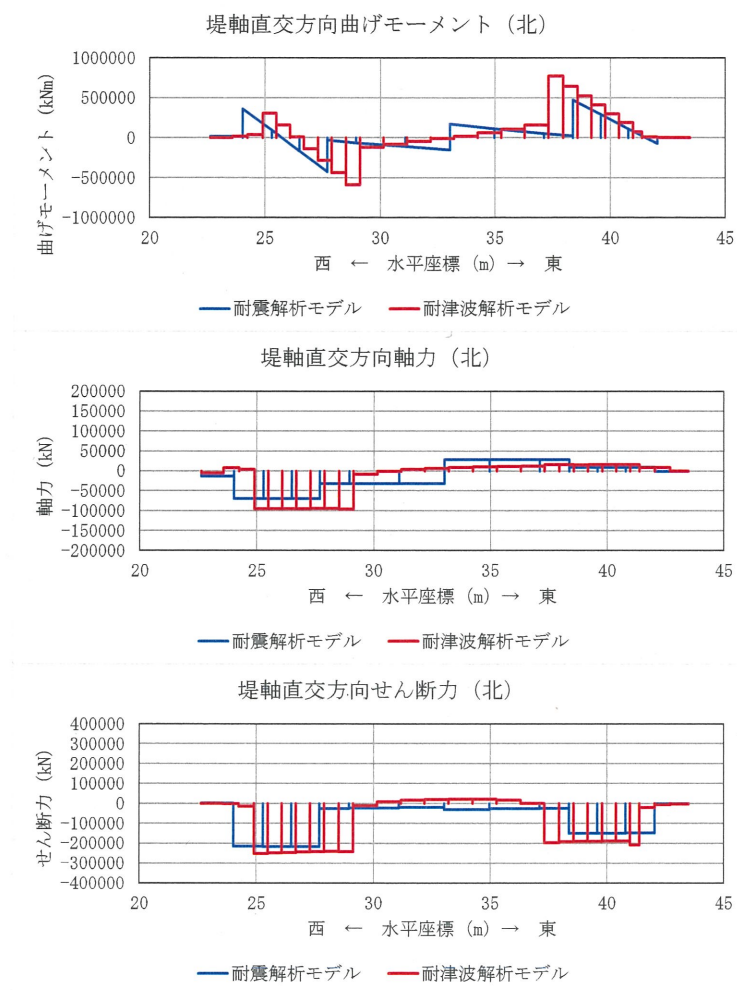


図 17 北基礎の頂版鉄筋コンクリートの断面力比較図

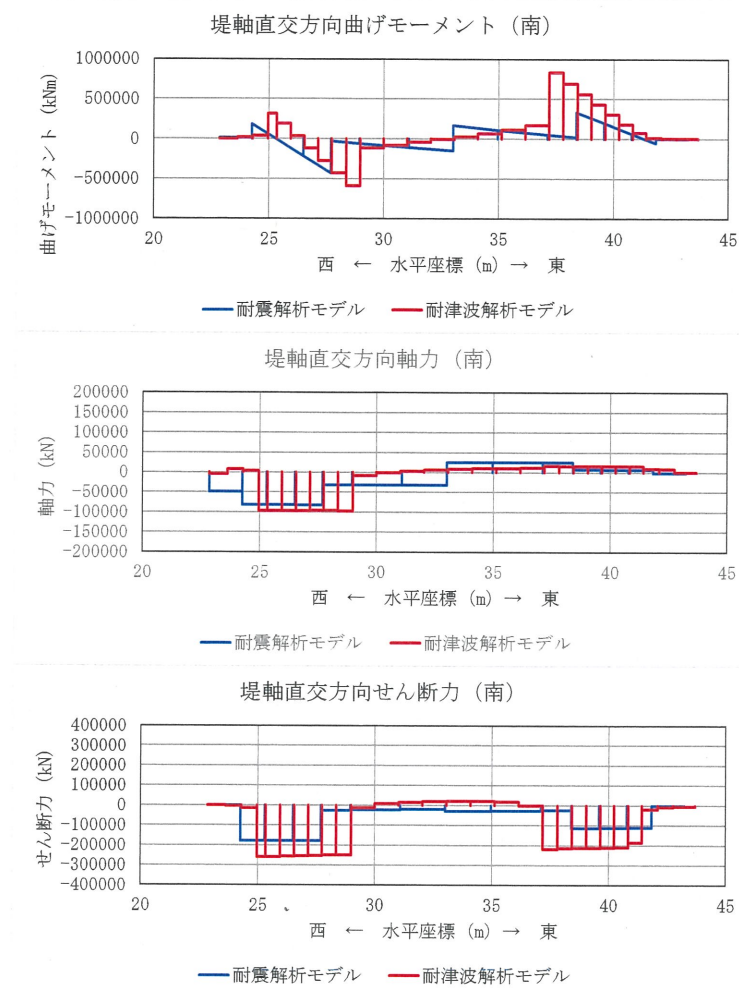


図 18 南基礎の頂版鉄筋コンクリートの断面力比較図

6. まとめ

耐震解析モデル及び耐津波解析モデルを用いて、敷地に遡上する津波の津波荷重作用時の解析を実施し、中実鉄筋コンクリート、巻立て鉄筋コンクリート、鋼管杭及び頂版鉄筋コンクリートに発生する断面力の比較による解析モデルの整合性確認を行った。

中実鉄筋コンクリート、巻立て鉄筋コンクリート、鋼管杭及び頂版鉄筋コンクリートともに、断面力の発生モード及び発生値が、ほぼ整合していることを確認できた。耐震解析モデルと耐津波解析モデルでは、地盤のモデル化の方法（ソリッド要素と地盤バネ）が異なっているが、各々のパラメータの設定方法の整合性が取れているため、応答として得られる断面力も整合したと判断する。

以上のことから、耐震解析モデルと耐津波解析モデルには、整合性があることを確認した。

(参考 10) 3次元静的フレーム解析による支持性能評価について

「4.10.2 (3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果」においては、2次元有効応力解析による鋼製防護壁基礎地盤の重畳時の支持性能評価結果を示した。これに対し、本資料では3次元静的フレーム解析による鋼製防護壁基礎地盤の重畳時の支持性能評価結果を示す。

接地圧の算出位置は、図1に示すとおり中実鉄筋コンクリート底面及び鋼管杭底面である。接地圧は、これらの位置に設定した地盤バネの鉛直方向反力から算出する。中実鉄筋コンクリート底面における支持性能に対する評価結果を表1に、接地圧分布図を図2及び図3に示す。一方、鋼管杭底面における支持性能に対する評価結果を表2に、表2に示した杭記号の位置を図4に示す。

表1、図2及び図3より、中実鉄筋コンクリート底面における接地圧の最大値は、地盤バネ5において北基礎で5479 kN/m²、南基礎で2904 kN/m²であり、いずれも基礎地盤の極限支持力度以下（照査値0.90, 0.49）であることを確認した。

一方、鋼管杭底面については、表2より、接地圧の最大値は地盤バネ2において北基礎で4192 kN/m²、南基礎で1129 kN/m²であり、いずれも基礎地盤の極限支持力度以下（照査値0.83, 0.23）であることを確認した。なお、最大接地圧が最大になる地盤バネ2における各鋼管杭の接地圧は、表3に示すとおりである。表3から北基礎の接地圧の最大値は取水口側のNW1で発生し、南基礎の接地圧の最大値も取水口側のSW6で発生する。これは、図5に示すとおり取水口側の鋼管杭ほど底面地盤に強く押し付けられるためである。

以上のことから、2次元有効応力解析による評価結果と同様に、3次元静的フレーム解析においても中実鉄筋コンクリート底面及び鋼管杭底面の接地圧が許容限界以下であることを確認した。

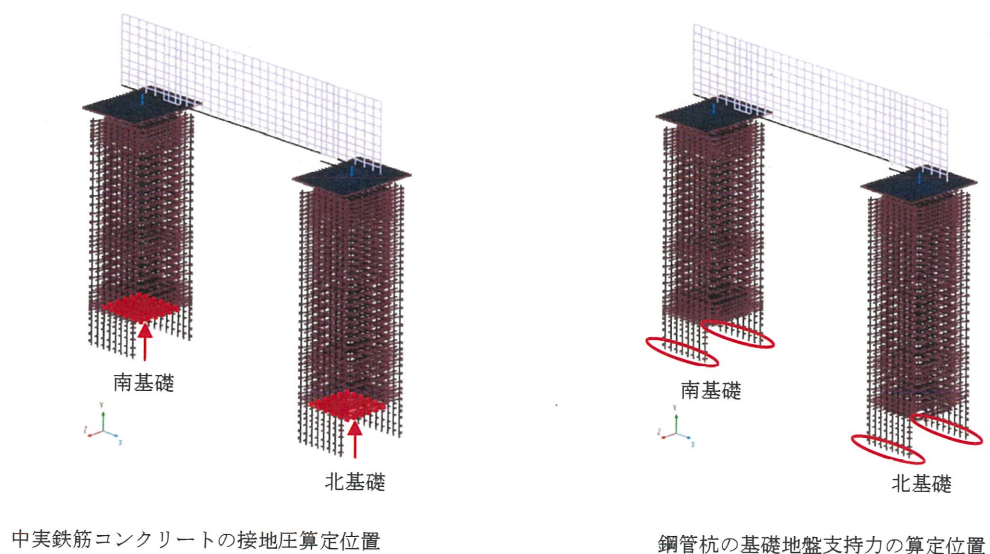
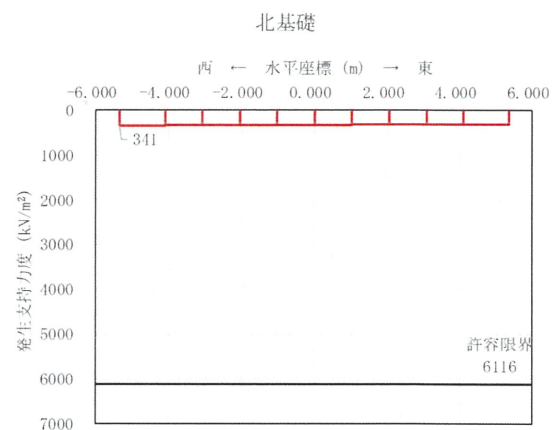
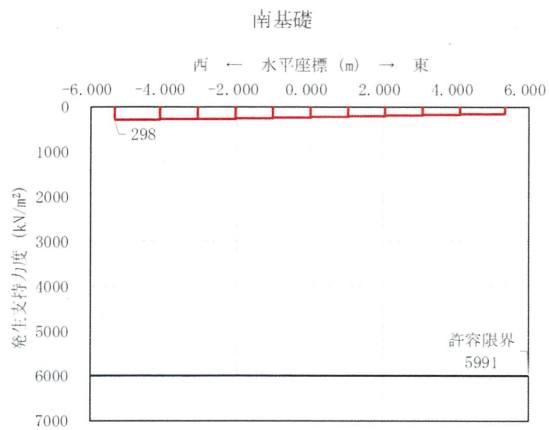


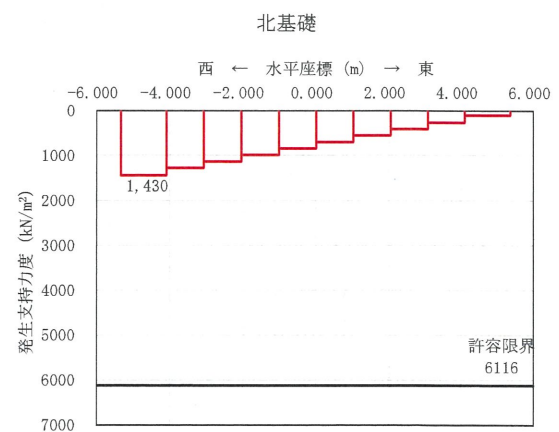
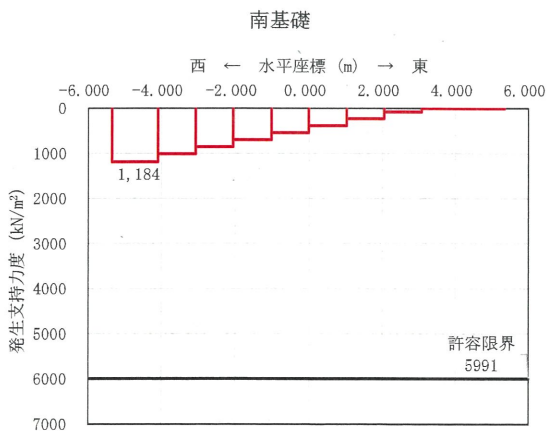
図1 中実鉄筋コンクリート及び鋼管杭の接地圧算出位置

表 1 基礎地盤の支持性能評価結果
(中実鉄筋コンクリート)

荷重条件	地盤バネ ケース	基礎	接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)	照査値
津波時	地盤バネ 1	北基礎	341	6116	0.06
		南基礎	298	5991	0.05
	地盤バネ 2	北基礎	1415	6116	0.24
		南基礎	1184	5991	0.20
重畳時	地盤バネ 3	北基礎	3493	6116	0.58
		南基礎	2281	5991	0.39
	地盤バネ 4	北基礎	4994	6116	0.82
		南基礎	2731	5991	0.46
	地盤バネ 5	北基礎	5479	6116	0.90
		南基礎	2904	5991	0.49

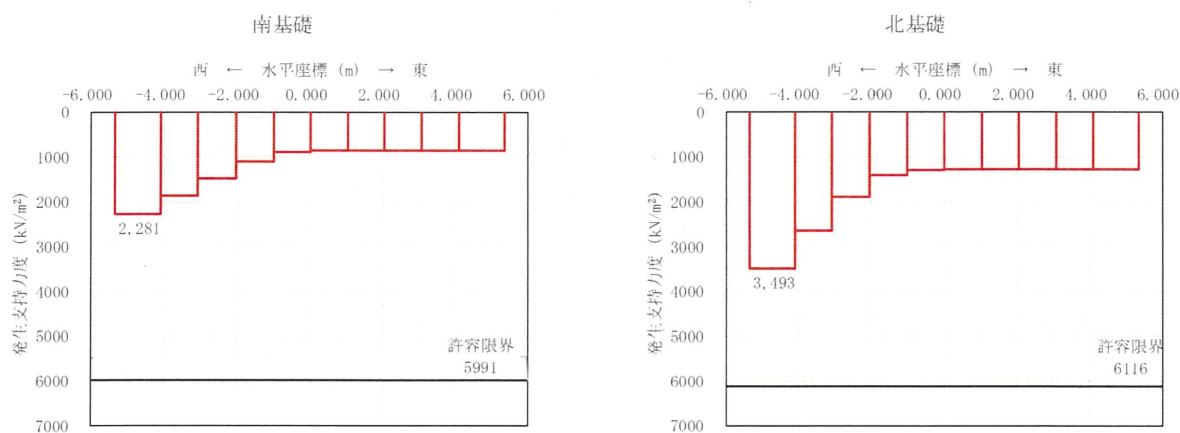


地盤バネ 1 津波時 (敷地に遡上する津波)

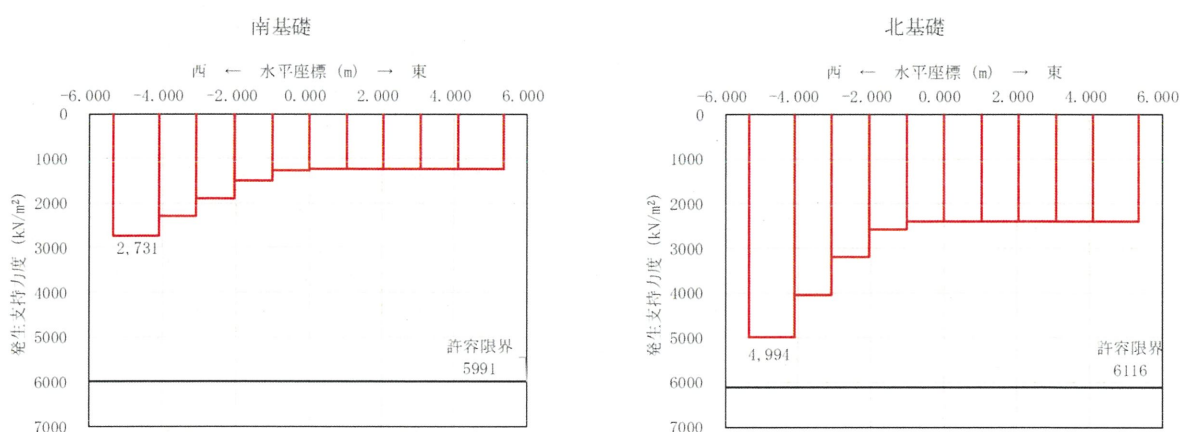


地盤バネ 2 津波時 (敷地に遡上する津波)

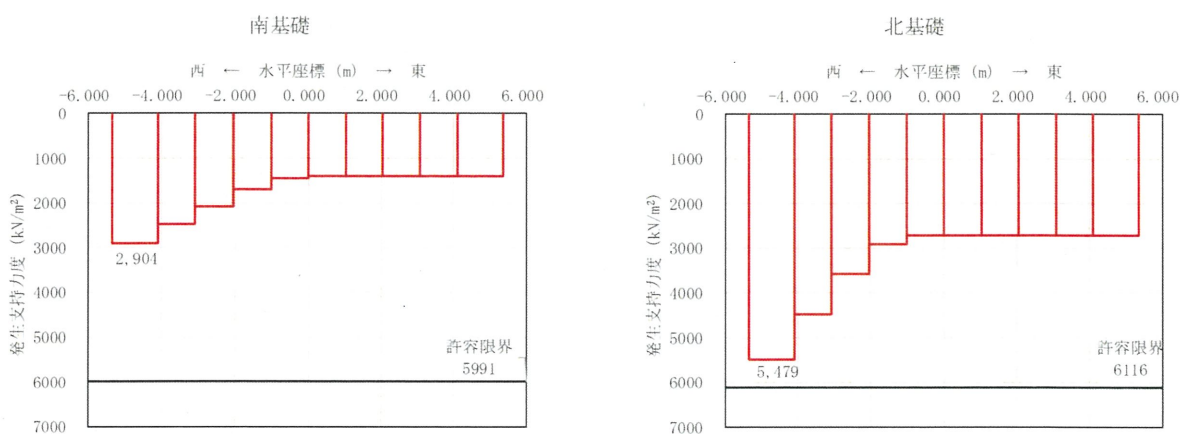
図 2 津波時 (敷地に遡上する) の中実鉄筋コンクリートの接地圧分布図



地盤バネ 3 重畳時 (敷地に遡上する津波)



地盤バネ 4 重畳時 (敷地に遡上する津波)



地盤バネ 5 重畳時 (敷地に遡上する津波)

図 3 重畳時 (敷地に遡上する) の中実鉄筋コンクリートの接地圧分布図

表 2 基礎地盤の支持性能評価結果

(鋼管杭)

荷重 条件	地盤バネ ケース	基礎	杭記号	接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)	照査値
津波時	地盤バネ 1	北基礎	NW2	99	5092	0.02
		南基礎	SW5	81	5039	0.02
	地盤バネ 2	北基礎	NW1	4269	5092	0.84
		南基礎	SW6	4692	5039	0.94
重畳時	地盤バネ 3	北基礎	NW2	1305	5092	0.26
		南基礎	SW2	567	5039	0.12
	地盤バネ 4	北基礎	NW1	1663	5092	0.33
		南基礎	SW1	649	5039	0.13
	地盤バネ 5	北基礎	NW1	1800	5092	0.36
		南基礎	SW1	657	5039	0.14

南基礎

北基礎

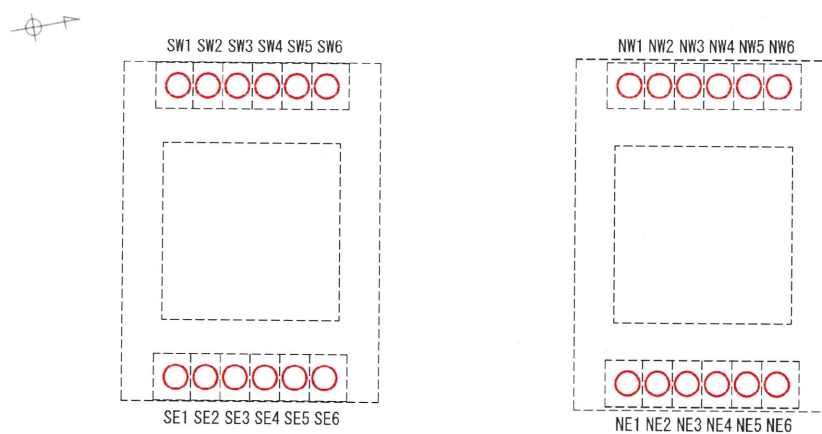


図 4 杭記号位置図 (鋼管杭)

表3 基礎地盤の支持性能評価結果（地盤バネ2の結果詳細）

荷重 条件	地盤バネ ケース	基礎	杭記号	接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)	照査値
津波時	地盤バネ2	北基礎	NW-1	4269	5092	0.84
			NW-2	3628	5092	0.72
			NW-3	3609	5092	0.71
			NW-4	3591	5092	0.71
			NW-5	3574	5092	0.71
			NW-6	4164	5092	0.82
		南基礎	SW-1	4574	5039	0.91
			SW-2	3919	5039	0.78
			SW-3	3938	5039	0.79
			SW-4	3958	5039	0.79
			SW-5	3979	5039	0.79
			SW-6	4692	5039	0.94

注記）津波時及び重畳時の津波種別は、敷地に遡上する津波の重畳時である。

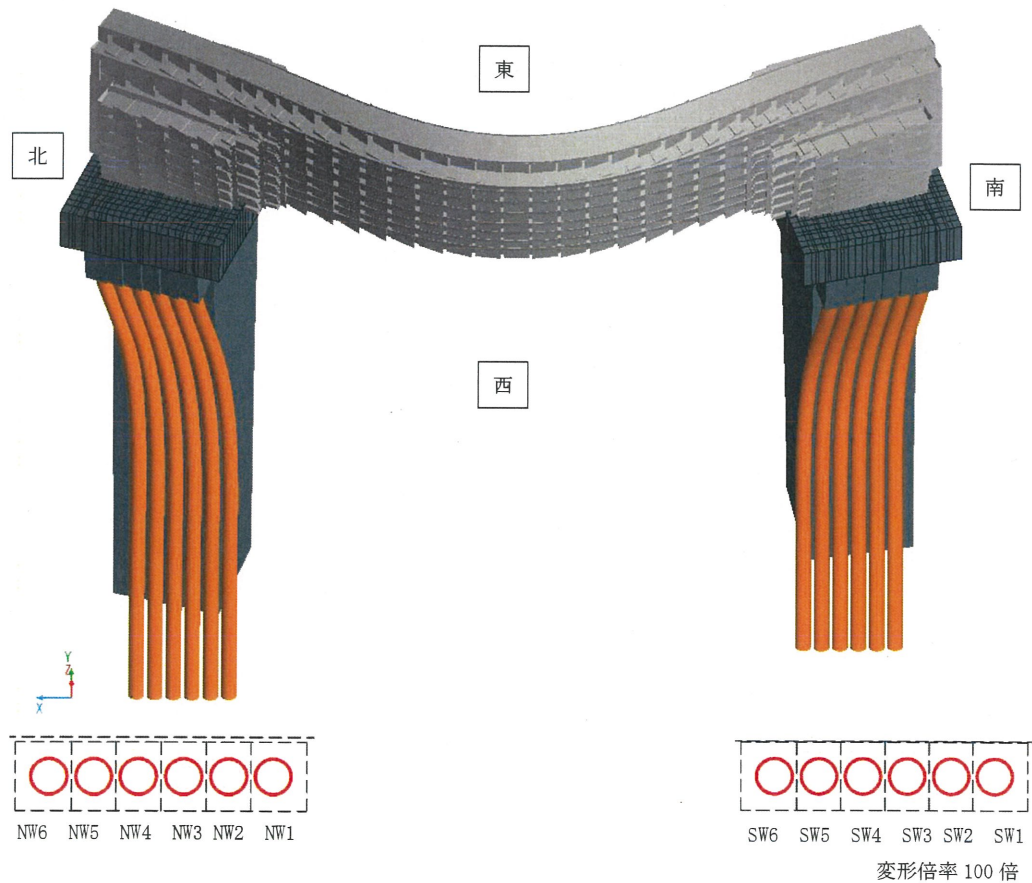


図5 津波時（敷地に遡上する津波）の地盤バネ2における変形図

(参考 11) 鋼管杭に対する引抜き抵抗性能評価について

構造変更後の鋼管杭の引抜き抵抗性能評価については、3次元静的フレーム解析によって算出される杭頭の引張力が、道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(日本道路協会、平成24年3月)に記載する下記の算出式(式1)を参考に求める極限引抜き抵抗以下となることを確認する。なお、評価対象の杭頭の引抜き力は、敷地に遡上する津波に対する津波時と重畳時の杭頭の引抜き力とする。これは、敷地に遡上する津波の津波荷重の合力 368061kN 及び動水圧の合力 46500kN (地盤バネ5において)が、基準津波の津波荷重の合力 228050kN 及び動水圧の合力 26253kN (地盤バネ5において)を明確に上回るためである。杭記号位置を図1に示す。なお、道路橋示方書には記載のないレベル2地震の荷重レベルを超過する敷地に遡上する津波に対する評価であることを考慮し、引抜き抵抗としては表1に示す地盤のせん断強度(CUピーク強度)を考慮する。評価結果を表2に示す。

鋼管杭の杭頭引張力は、北基礎においては重畳時(敷地に遡上する津波)の地盤バネ5において最大の 56735 kN となり、地盤の極限引抜き抵抗 142008 kN 以下である。南基礎においても重畳時(敷地に遡上する津波)の地盤バネ5において最大の 52173 kN となり、地盤の極限引抜き抵抗 146105 kN 以下である。

以上のことから、防潮堤(鋼製防護壁)の基礎地盤が、敷地に遡上する津波に対し、鋼管杭に対する引抜き抵抗性能を有することを確認した。

$$P_u = U \sum (L_i \cdot CU_i) \quad (\text{式 1})$$

ここで、

P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗 (kN)

U : 杭の周長 (m)

L_i : 引抜き抵抗を考慮する層の層厚 (m)

CU_i : 引抜き抵抗を考慮する層のせん断強度 (kN/m²)

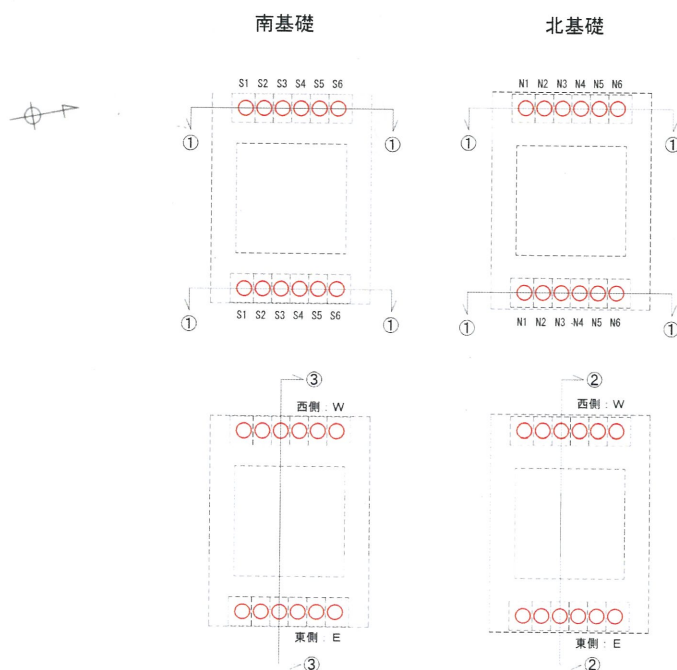


図1 杭記号位置図(鋼管杭)

表 1 地盤のせん断強度 (CU強度)

表 4.1-1 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値

項目	f1層	du層	第四系							新第三系		
			Ag2層	Ac層	As層	Ag1層	D2c-3層	D2s-3層	D2g-3層	1m層	D1c-1層	D1g-1層
物理特性												
密度 ρ_s (g/cm ³) (*1)	1.82	1.89	2.01	1.65	1.74	2.01	1.77	1.92	2.15	1.43	1.77	1.89
	1.98	2.01								1.47		2.01
静の 変形特性												
静弾性係数 (N/mm ²)	4.00×10 ⁹ ・σ _c ¹	10.5×112・σ _c ¹		11.4	2.1×14.8・σ _c ¹	10.5×112・σ _c ¹	32.3×5.46・σ _c ¹	16.0×18.3・σ _c ¹	83.4×160・σ _c ¹	7.26×19.6・σ _c ¹	32.3×5.46・σ _c ¹	10.5×112・σ _c ¹
動の 変形特性												
初期せん断剛性 G ₀ (N/mm ²) (*1)	80.3	109					129	249	538	24.8	139	287
	87.3	116										306
動的 変形特性												
動ポアソン比 ν _d (*1)	0.385	0.286					0.488	0.465	0.462	0.494	0.487	0.382
	0.493	0.491										0.474
せん断剛性 のν _d 依存性 G/G ₀ ~ ν	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
減衰定数 h ~ γ	1+1540 γ ^{1.04}	1+520 γ ^{1.14}	1+22 γ ^{0.351}	1+259 γ ^{0.339}	1+22 γ ^{0.362}	1+1730 γ ¹	1+269 γ ^{0.362}	1+1100 γ ^{0.394}	1+237 γ ^{0.322}	1+222 γ ^{0.355}	1+269 γ ^{0.382}	1+2520 γ ^{1.14}
ピーク強度 C _u (N/mm ²)	0.491P +0.209	1.12P +0.670	1.40P+0.620	0.242P+0.090	1.42P+0.464	1.40P+0.620	0.274P+0.180	0.462P+0.230	0.770P+0.594	0.338P+0.050	0.274P+0.180	1.40P+0.620
残留強度 τ _r (N/mm ²)	0.500P +0.195	1.00P +0.577	1.20P+0.548	0.220P+0.059	1.43P+0.430	1.20P+0.548	0.170P+0.141	0.310P+0.213	0.788P+0.582	0.280P+0.036	0.170P+0.141	1.20P+0.548
備考	新第三系の強度特性は右図より設定する。 $\sigma_1 = 0.141 - 0.00114 \cdot Z$ $\tau_1 = 0.364 - 0.00168 \cdot Z$ $C_{CU} = 0.837 - 0.00346 \cdot Z$ $\phi = 0^\circ$ Z: 標高EL. 表示 (m)											

注記 *1: 上段は地下水位面以浅、下段は地下水位以深に対する値を示す。

P (N/mm²): 圧密圧力 (有効土被圧) G/G₀ (—): 剛性低下率

ρ_{sat} (g/cm³): 飽和密度 h (—): 減衰定数

ν_s (m/s): せん断波速度 γ (—): せん断ひずみ

注記 「補足-340-1 改8 東海第二発電所 耐震性に関する説明書に係る補足説明資料 地盤の支持性能について」の抜粋に加筆

表 2 鋼管杭の引抜き抵抗性能評価結果

荷重 条件	地盤バネ ケース	評価位置	杭記号	杭頭の 最大引張力 (kN)	極限引抜き 抵抗力 (kN)	照査値
津波時	地盤バネ 1	北基礎	NE6	11761	142008	0.09
		南基礎	SE1	12524	146105	0.09
	地盤バネ 2	北基礎	NE6	11689	142008	0.09
		南基礎	SE1	14974	146105	0.11
重畳時	地盤バネ 3	北基礎	NE6	47455	142008	0.34
		南基礎	SE1	45553	146105	0.32
	地盤バネ 4	北基礎	NE6	54512	142008	0.39
		南基礎	SE1	49988	146105	0.35
	地盤バネ 5	北基礎	NE6	56735	142008	0.40
		南基礎	SE1	52173	146105	0.36

(参考 12) 鋼製防護壁の慣性力を 1 次元有効応力解析の地表面加速度に基づき設定する手法の妥当性確認

耐津波評価では、鋼製防護壁の慣性力を 1 次元有効応力解析により算出した地表面加速度に基づいて設定し、3 次元静的フレーム解析モデル（以下「静的解析」という。）を用いて評価を行っている。

本検討では、この地表面加速度に基づく慣性力設定手法について、3 次元動的フレーム解析モデルによる時刻歴応答解析（以下「動的解析」という。）結果との比較により、その妥当性を確認する。

1. 検討方針

動的解析における最大水平応答加速度発生時刻の接合部反力と、静的解析における接合部反力を比較する。

動的解析では、 S_d-D1 に基づく基礎天端の変位時刻歴を入力として、鋼製防護壁の時刻歴応答を評価する。

静的解析では、 S_d-D1 に対する地表面最大水平加速度から求めた水平設計震度 0.23（「4.9 評価条件」）を用い、鋼製防護壁全体に一様に慣性力を作用させる。

鋼製防護壁の動的解析モデルを図 1 に、静的解析モデルを図 2 に示す。

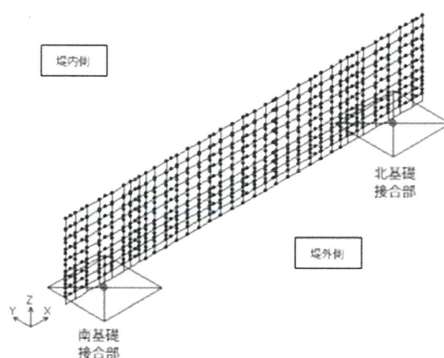


図 1 3次元動的フレーム解析モデル

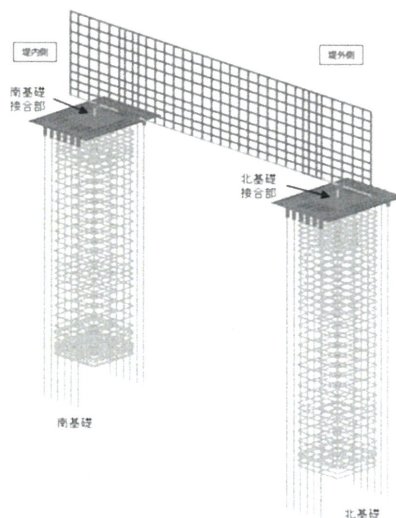


図 2 3次元静的フレーム解析モデル

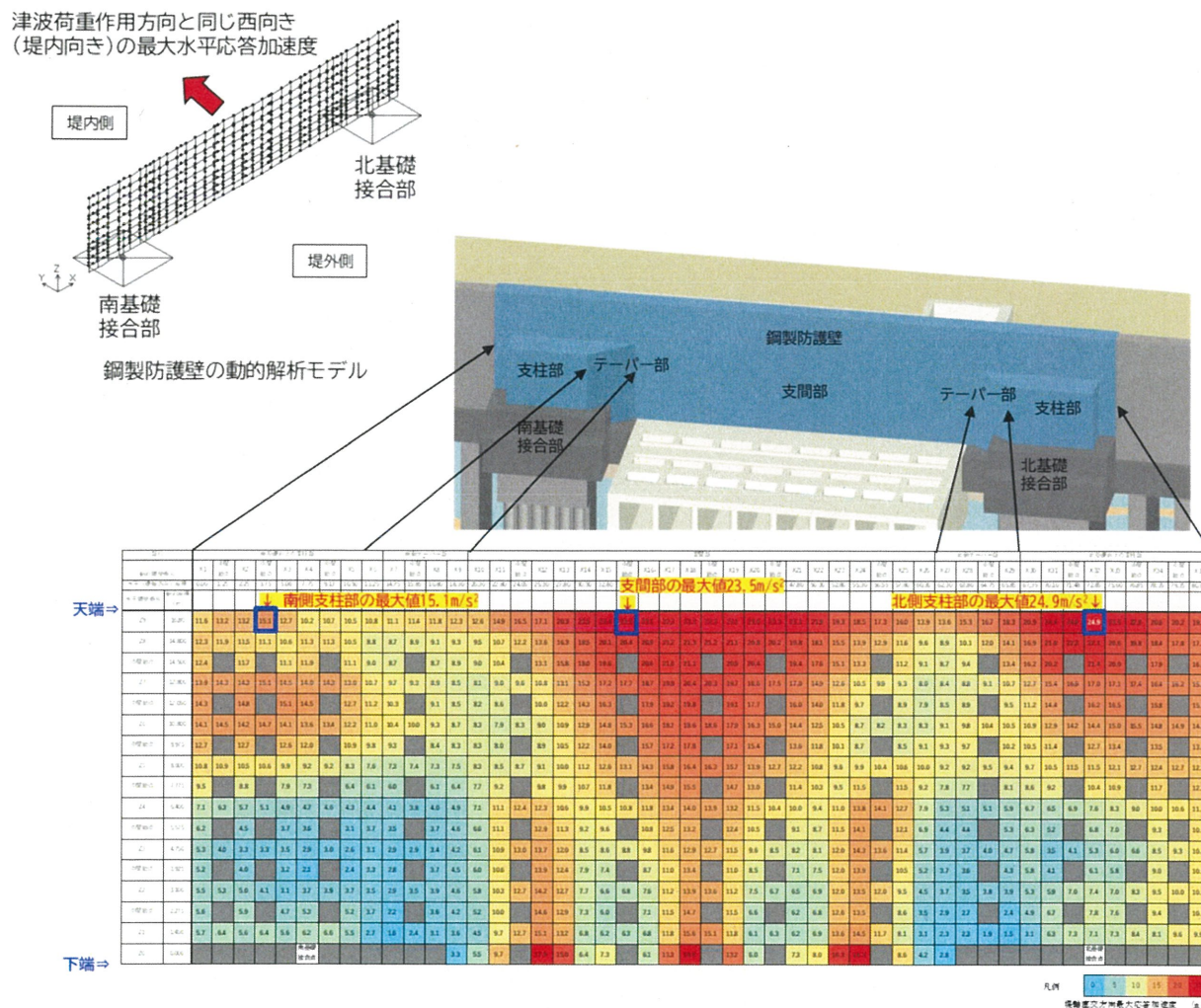
2. 動的解析

2.1 動的解析における水平応答加速度分布

鋼製防護壁の動的解析において S_d-D1 に対して算出される、各節点の西向き（堤内向き）の最大水平応答加速度分布を図3に示す。

最大水平応答加速度分布は、図3に示すとおり鋼製防護壁の天端ほど大きくなる。支間部の最大水平応答加速度が大きい範囲は、支柱部よりも広く分布しており、支間底部における最大水平応答加速度は支柱底部より大きい。

支間部の最大水平応答加速度の最大値は、 23.5 m/s^2 （中央付近天端）である。支柱部の最大水平応答加速度の最大値は、北側では 24.9 m/s^2 （天端）であり、南側では 15.1 m/s^2 （天端）である。



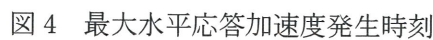
注記：1次元地盤応答解析による S_d-D1 に対する地表面最大水平加速度から求めた水平設計震度 0.23

■：出力節点なしの箇所を示す

図3 最大水平応答加速度分布

鋼製防護壁の動的解析において $S_d - D1$ に対して算出される、各節点の西向き（堤内向き）の最大水平応答加速度発生時刻を図 4 に示す。

支柱部における最大水平応答加速度の大きい範囲の発生時刻は、概ね 53.06～53.52 sの間である。発生時刻のうち北側支柱部の最大水平応答加速度最大値 24.9 m/s²の発生時刻は 53.44 sであり、南側支柱部の最大値 15.1 m/s²の発生時刻は 53.06 sである。



3. 接合部における反力の比較

動的解析において支間部及び南北支柱部で最大水平応答加速度が得られている時刻の接合部の反力を算出し、静的解析による接合部の反力との比較を行った。比較表を表1に示す。

支間部の最大水平応答加速度 23.5 m/s^2 が発生した時刻 19.30 s 、南側支柱部の最大水平応答加速度 15.1 m/s^2 が発生した時刻 53.06 s 及び北側支柱部の最大水平応答加速度 24.9 m/s^2 が発生した時刻 53.44 s の動的解析における各接合部の反力は、静的解析による接合部の反力を下回ることを確認した。

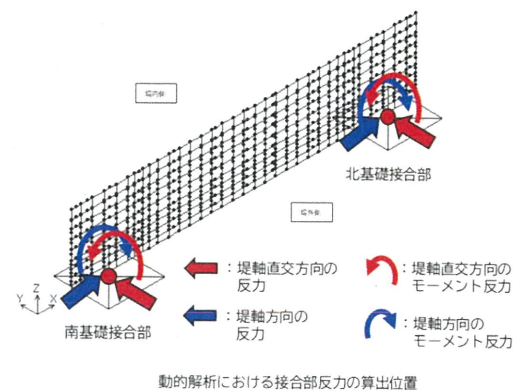
接合部の反力の比較により、動的解析の結果よりも静的解析において考慮した慣性力(1次元有効応力解析の地表面最大応答加速度により設定)の方が大きくなることを確認した。

なお、動的解析の慣性力は全てが同一方向に作用するわけではなく、相反する向きの慣性力が相殺されることで、接合部の反力が低減される。

表1 動的解析と静的解析の接合部における反力の比較表

解析モデル	着目時刻 (s)		南基礎接合部の反力			
			堤軸直交方向反力 (kN)	堤軸直交方向曲げモーメント反力 (kNm)	堤軸方向反力 (kN)	堤軸方向曲げモーメント反力 (kNm)
鋼製防護壁の動的解析モデル	支間部の最大応答加速度発生時刻	19.30	13561	108331	13561	180806
	支柱部の最大応答加速度発生時刻	南: 53.06 北: 53.44	1825	7900	7670	26040
静的解析(耐津波)解析モデル	水平設計震度0.23 (S_d-D1 に対する1次元地盤応答解析の地表面最大応答加速度より設定)	—	20818	112611	25661	280623

解析モデル	着目時刻 (s)		北基礎接合部の反力			
			堤軸直交方向反力 (kN)	堤軸直交方向曲げモーメント反力 (kNm)	堤軸方向反力 (kN)	堤軸方向曲げモーメント反力 (kNm)
鋼製防護壁の動的解析モデル	支間部の最大応答加速度発生時刻	19.30	8730	81261	2012	194134
	支柱部の最大応答加速度発生時刻	南: 53.06 北: 53.44	5076	8091	11569	125100
静的解析(耐津波)解析モデル	水平設計震度0.23 (S_d-D1 に対する1次元地盤応答解析の地表面最大応答加速度より設定)	—	16627	111584	15108	375884



4. まとめ

動的解析結果と静的解析結果を比較した結果、静的解析による接合部反力が動的解析結果を上回ることを確認した。

以上より、1次元有効応力解析により算出した地表面加速度に基づく慣性力設定は動的解析に対して保守的な評価を与えるものであり、鋼製防護壁の耐津波評価において妥当であることを確認した。

(参考 13) 頂版鉄筋コンクリートで局所的に発生する曲げ軸力について

鋼製防護壁に津波荷重が作用した場合、頂版鉄筋コンクリートの平板要素の中の中実鉄筋コンクリート直上に設定した剛域の近傍に局所的な曲げ軸力が発生する。本資料ではその理由を記載する。

図 1 に津波荷重作用時の頂版鉄筋コンクリートの変形及び曲げ軸力の発生状況を示す。東側から西側へ作用する津波荷重の作用方向に対し、鋼製防護壁が東側から西側に倒れ込む方向に変形することから、頂版鉄筋コンクリートの東側端部では、頂版鉄筋コンクリートが引き上げられる力に対し、鋼管杭が抵抗するため、頂版鉄筋コンクリート上面で曲げ引張が生じ、下面では曲げ圧縮が生じる。西側端部では、頂版鉄筋コンクリートが押し下げられる力に対し、鋼管杭が抵抗するため、頂版鉄筋コンクリート上面で曲げ圧縮が生じ、下面では曲げ引張が生じる。頂版鉄筋コンクリート内に設定した剛域内は変形が生じないことから断面力が発生せず、東側端部及び西側端部に発生する局所的な断面力は、この剛域の外側近傍に生じている。

図 2 に示すとおり、曲げ引張は剛域東側に発生し、南基礎では北東角部に集中しており、北基礎では南東角部に集中している。また、曲げ圧縮は南基礎では北西角部に集中しており、北基礎では南西角部に集中している。これは、鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎を一体化した 3 次元モデルで解析していることから、津波荷重による鋼製防護壁が東側から西側に倒れ込む変形と、鋼製防護壁を介して鋼製防護壁基礎に生じる南基礎では反時計回り、北基礎では時計回りの変形が同時に作用するためである。

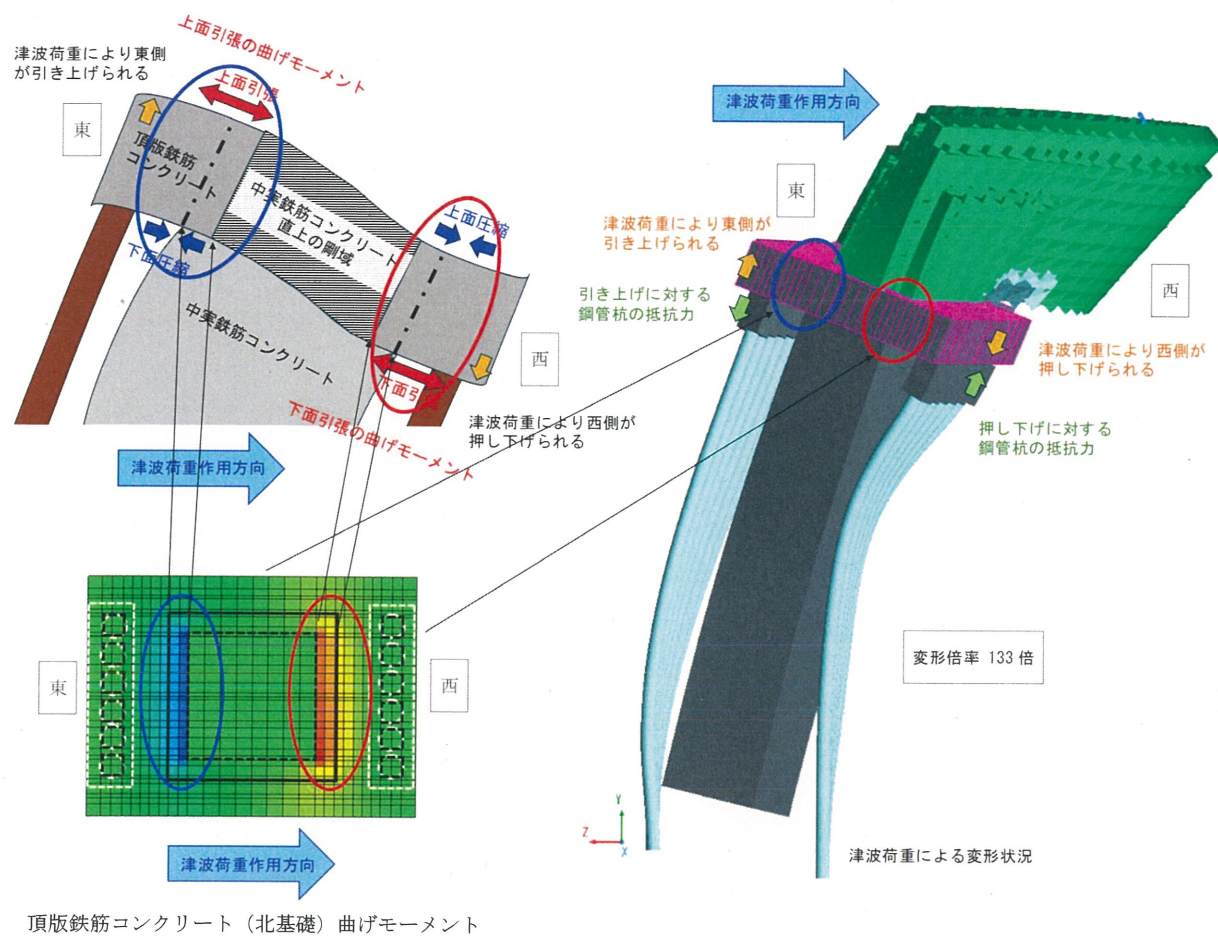


図1 津波荷重作用時の頂版鉄筋コンクリートの变形及び曲げモーメントの発生状況図（概念図）

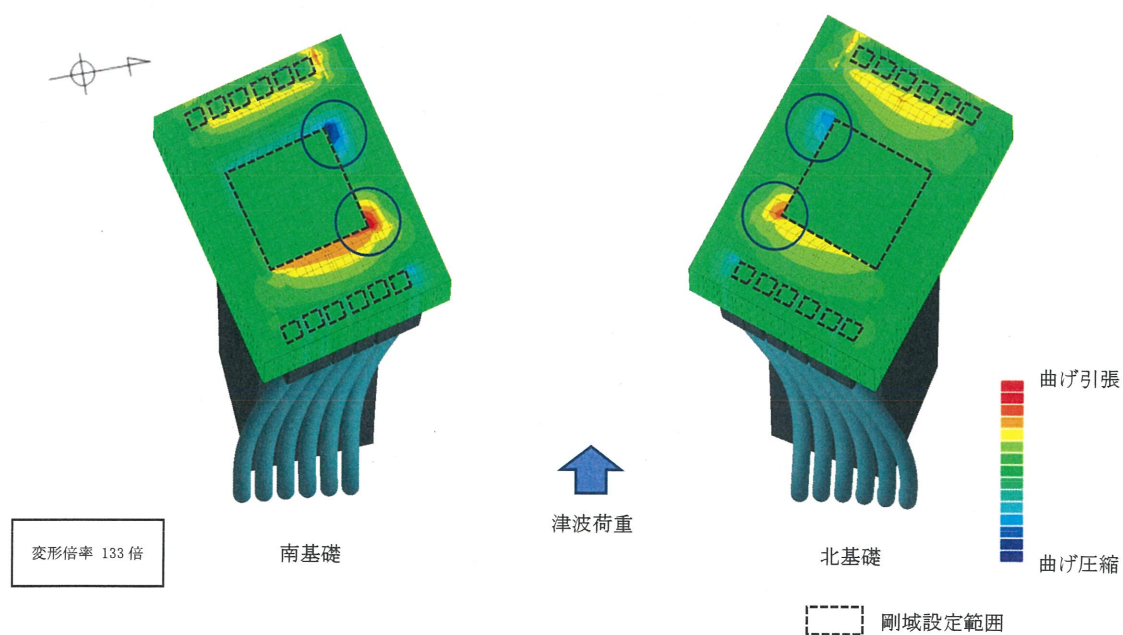


図2 頂版鉄筋コンクリート堤軸方向に生じる曲げモーメント（参考図）