

4.3 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値は、表 4.3-1 に示すとおりとする。

表 4.3-1 使用材料及び材料の物性値

材料	諸元	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比 (-)	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	鉄筋 SD390, SD490, SD685 ^{*1*2} コンクリート 設計基準強度50 N/mm^2 ^{*1*3}	24.5 ^{*1}	3.3×10^4 ^{*1}	0.2 ^{*1}	5 ^{*4}
頂版鉄筋コンクリート					
中詰め鉄筋コンクリート					
巻立て鉄筋コンクリート					
中実鉄筋コンクリート					
鋼材	SM490Y ^{*6} , SM520B相当 ^{*7} , SM570 ^{*6} , SBHS500 ^{*8*9} , SBHS700 ^{*9}	77.0 ^{*6*7}	2.0×10^5 ^{*6*7}	0.3 ^{*6*7}	3 ^{*10}
鋼製防護壁					
鋼管杭 ^{*5}					
アンカーボルト					
ベースプレート					

注記 *1: コンクリート標準示方書[設計編](土木学会, 2022年制定)

*2: 鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)(国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編, 令和5年1月)

*3: 道路土工カルバート工指針(平成21年度版)(日本道路協会, 平成22年3月)

*4: 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987(日本電気協会)

*5: 道路橋示方書(I 共通編・IV 下部構造編)・同解説(日本道路協会, 平成29年11月)に基づき
腐食代1 mm を考慮する。杭の断面計算及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代の断面積の低減を考慮する。

*6: 道路橋示方書(I 共通編・II 鋼橋編)・同解説(日本道路協会, 平成14年3月)

*7: 鋼構造物設計基準(II 鋼製橋脚編, 名古屋高速道路公社, 平成15年10月)

*8: 道路橋示方書(II 鋼橋・鋼部材編)・同解説(日本道路協会, 平成29年11月)

*9: 新しい高性能鋼材の利用技術調査研究報告書~SBHS500(W), SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン(案)~
(土木学会, 平成21年11月)

*10: 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)

接合部に用いるアンカーボルトについては、橋梁の設計を想定した鋼構造物設計基準(II 鋼製橋脚編, 名古屋高速道路公社, 平成15年10月)に基づいて設計する。

アンカーボルトには、直接定着方式のアンカーボルトとアンカーフレーム方式のアンカーボルトがある。アンカーフレーム方式は、複数のアンカーボルトを鋼製フレームで一体化して設置する構造であるため、アンカーボルトの軸力が大きくなるとアンカービームが大きくなり平面寸法の制約を受ける。これに伴い、アンカーフレーム方式では、定着するコンクリートの縁端距離不足や輸送・架設上の問題が生じる可能性が高くなることに加えて、高密度に配筋された頂版鉄筋コンクリート内の鉄筋との干渉も想定されることから、同基準において原則としている直接定着方式のアンカーボルトを採用する。直接定着方式のアンカーボルトは、道路・橋梁施設において適用実績がある。

また、同基準では、接合部に用いる直接定着方式のアンカーボルトの材料として、スタッドの溶接性を確保するため、化学成分を調整した SM520B 相当を用いることが規定されている。SM520B 相当の鋼材は、表 4.3-2 に示すとおり、機械的性質及び化学成分が J I S 規格の SM520B と同等の力学特性を満たしている。このため、接合部に用いる直接定着方式のアンカーボルトは SM520B 相当とする。同基準の引用箇所を表 4.3-3 に示す。

表 4.3-2 SM520B 相当と SM520B の比較

項目	SM520B相当 (使用材料)	SM520B (比較材料)	SM520B相当とSM520Bの比較
機械的性質			引張強さ及び降伏点は同等である。
引張強さ	520 N/mm ² 以上	520～640 N/mm ² 以上	
降伏点又は耐力	355 N/mm ² 以上	315 N/mm ² 以上	
化学成分			C, Mnの成分規定に差異があるが、以下により、本施設の環境下での使用は問題ないと考える。 ・Cは、一般的に機械的性質に影響を与える成分であり、Cの増加とともに引張強さが増加するが、上記に示すとおり機械的性質は同等である。 ・Mnは、一般的に機械的性質に影響を与える成分であり、添加により焼き入れ性が向上するが、有意な影響を与えるものでなく、上記に示すとおり機械的性質は同等である。
C	0.22 %以下	0.20 %以下	
Si	0.55 %以下	0.55 %以下	
Mn	1.60 %以下	1.65 %以下	
P	0.035 %以下	0.035 %以下	
S	0.035 %以下	0.035 %以下	
Cu, Ni, Cr, Mo, V	－	－	
判定	SM520B相当は、機械的性質、化学成分ともにSM520Bと同等であることを確認したため、本施設においてSM520B相当を材料として使用することに問題はないと考える。		

表 4.3-3 鋼構造物設計基準(Ⅱ鋼製橋脚編, 名古屋高速道路公社, 平成 15 年 10 月)の引用箇所

表 3.1-1 アンカーボルトの材料

定着方式 鋼 種	直接定着方式		アンカーフレーム方式			
	SM490A 相当	SM520B 相当	SS400	S30CN	S35CN	S45CN
降伏点 または耐力	315 N/mm ² 以上	355 N/mm ² 以上	235 N/mm ² 以上	285 N/mm ² 以上	305 N/mm ² 以上	345 N/mm ² 以上
JIS 注 1)	(G3106) 注 2)	(G3106) 注 2)	G3101	G4051 注 3)	G4051 注 3)	G4051 注 3)

注 1) アンカーボルトの鋼種表示は鉄鋼記号による。

注 2) JIS G 3106「溶接構造用圧延鋼材」には、鋼板、鋼帯、形鋼および平鋼が規定されており、直接定着方式のアンカーボルトに用いる棒鋼はこれらには含まれないが、スタッドの溶接性を確保するため、この化学成分を参考にし、表 3.1-2、表 3.1-3、表 3.1-4 を満足させるものとした。本基準では、直接定着方式のアンカーボルトの材質を、「SM490A 相当」、「SM520B 相当」と表記することとした。

注 3) 機械構造用鋼 S30CN、S35CN、S45CN は JIS G 4051 に示される材質 S30C、S35C、S45C に熱処理として焼きならしを施し、その規格の解説付表に示される機械的性質を満足する材料とする。

表 3.1-2 直接定着方式アンカーボルトに用いる鋼材の化学成分

記 号	化 学 成 分 (%)				
	C	Si	Mn	P	S
SM490A 相当	0.22 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.035 以下	0.035 以下
SM520B 相当	0.22 以下 注 1)	0.55 以下	1.60 以下	0.035 以下	0.035 以下

注 1) JIS G 3106 には、厚さ 100mm を超える場合の C 数値が記載されていないが、機械的性質を考慮して決定した。

表 3.1-3 直接定着方式アンカーボルトに用いる鋼材の機械的性質

記 号	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
SM490A 相当	315 以上	490 以上	23 以上
SM520B 相当	355 以上	520 以上	21 以上

表 3.1-4 直接定着方式アンカーボルトに用いる鋼材のシャルピー吸収エネルギー

記 号	試験温度	シャルピー吸収 エネルギー	試験片
SM520B 相当	0 °C	27J 以上	V ノッチ試験片

注 1) 試験片形状：JIS Z 2202 (金属材料衝撃試験片) による。

注 2) 試験方法：JIS Z 2242 (金属材料衝撃方法) による。

4.4 地盤の物性値

耐津波評価の検討においては、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を用いる。

地盤の物性値を表 4.4-1 に、地盤改良（セメント系）の物性値を表 4.4-2 に示す。

また、地盤改良（薬液注入）は、改良対象の原地盤の解析用物性値と同様の物性値を用い、非液状化層として扱う。

なお、Km 層の物性値は、深度に応じて設定するものとし、具体的な値を表 4.4-3 に示す。

表 4.4-1 地盤の物性値

検討条件		原地盤条件									
		平均Vs									-
対象地盤		埋戻土	第四系								新第三系
項目		f1	du	Ag2	Ac	As	Ag1	D2c-3	D2s-3	D2g-3	Km
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)	深度に応じて設定
	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'_{na} 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_{na} 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	
液状化強度特性	液状化パラメータ	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 4.4-2 地盤改良（セメント系）の物性値

項目		地盤改良（セメント系）	
		一軸圧縮強度（ ≤ 8.5 N/mm ² の場合）*	一軸圧縮強度（ > 8.5 N/mm ² の場合）
物理特性	密度 ρ_t (g/cm ³)	改良対象の現地盤の平均密度 $\times 1.1$	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm ²)	581	2159
	静ボアソン分布 ν_s	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 G_0 (N/mm ²)	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) q_u : 地盤改良体の一軸圧縮強さ (kgf/cm ²)	
	動ボアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma/0.000537}$ γ : せん断ひずみ (-)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma/0.001560}$ γ : せん断ひずみ (-)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma/0.000537}{1 + \gamma/0.000537}$ γ : せん断ひずみ (-)	$h = 0.178 \frac{\gamma/0.001560}{1 + \gamma/0.001560}$ γ : せん断ひずみ (-)
強度特性	ピーク強度 C (N/mm ²)	$C = q_u / 2$ q_u : 地盤改良体の一軸圧縮強さ (N/mm ²)	
	残留強度 τ_0 (N/mm ²)	粘着力 $C = 0$ (N/mm ²) 内部摩擦角 $\phi = 29.1$ (度)	
	引張強度 σ_t (N/mm ²)	下記の式を用いて、 $S_t (= \sigma_t)$ を求める。 $q_u = \frac{S_t \cdot q_u}{\sqrt{S_t \cdot (q_u - 3 \cdot S_t)}}$ $S_t (= \sigma_t)$: 地盤改良体の引張強度 (N/mm ²) q_u : 地盤改良体の一軸圧縮強さ (N/mm ²)	

注記 * : 地盤改良（セメント系）の一軸圧縮強度 : 1.0 N/mm², 1.5 N/mm², 3.0 N/mm²

表 4.4-3 Km層の物性値

区分 番号	設定深度 TP (m) Z	適用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm^3)	動ポアソン比 ν_d	粘着力 C_0 (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ_0 ($^\circ$)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G_{na} (kN/m^2)	基準体積 弾性係数 K_{na} (kN/m^2)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m^2)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 $h_{max}(-)$	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723
57	-82	-83 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758

4.5 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 1-1(2) 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて以下のとおり設定する。

4.5.1 荷重

(1) 固定荷重

固定荷重は、躯体自重、静止土圧、外水圧を考慮する。

(2) 積載荷重

積載荷重は、表 4.5-1 に示す機器・配管荷重を考慮する。

表 4.5-1 機器・配管荷重

機器	荷重 (kN)
スクリーン室クレーン	840

(3) 遡上津波荷重

遡上津波荷重は、朝倉式*に基づき、設計用浸水深の 3 倍を考慮して算定する。設計用浸水深は、防潮堤前面の(最大津波水位標高 - 防潮堤設置地盤標高)の 1/2 倍とする。

注記 *朝倉式の引用文献：「防潮堤に作用する津波波力に関する模型実験」，朝倉良介，岩瀬浩二，池谷毅，高尾誠，金戸俊道，藤井直樹，海岸工学論文集 第 47 巻，pp. 941-945, 2000

(4) 衝突荷重

衝突荷重は、0.69 t の車両の漂流物荷重を考慮して、FEMA*に基づき算定する。表 4.5-2 に衝突荷重を示す。なお、衝突荷重は津波時のみに考慮する。

注記 *FEMA: Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 4.5-2 衝突荷重

津波種別	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
基準津波	11	759
敷地に遡上する津波	15	1035

(5) 余震荷重

余震荷重は、弾性設計用地震動 $S_d - D1$ による地震力及び動水圧を考慮する。

(6) 積雪荷重

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施行細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm 当たりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 とする。重畳時は、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 210 N/m^2 を考慮する。

(7) 風荷重

風荷重は、考慮しない。これは、津波時は堤外側からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用せず、堤内側からの風荷重は考慮しない方が保守的であるためである。

(8) 地下水位

地下水位は地表面に設定する。

4.5.2 荷重の組合せ

(1) 津波時

津波時の荷重の組合せを表 4.5-3 に示し、荷重概念図を図 4.5-1 に示す。

表 4.5-3 荷重の組合せ(津波時)

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P + P_t + P_c + P_s$

G: 固定荷重

P: 積載荷重

P_t: 遡上津波荷重

P_c: 衝突荷重

P_s: 積雪荷重

種別	荷重	算定方法
永久荷重	固定荷重(G)	固定荷重(G)
		躯体自重 ○ ・対象構造物の体積に材料の密度を考慮して設定する。
		静止土圧 ○ ・初期応力解析により設定する。
		外水圧 ○ ・地下水の密度を考慮し、地下水位に応じた静水圧として設定する。
		内水圧 - ・内水はないため考慮しない。
	積載荷重(P)	積載荷重(P)
		機器・配管自重 ○ ・機器・配管の自重を考慮する。
		土被り荷重 - ・土被りはないため考慮しない。
偶発荷重	遡上津波荷重(P _t)	遡上津波荷重(P _t)
		遡上津波荷重 ○ ・基準津波及び敷地に遡上する津波による水平波圧を考慮する。
	衝突荷重(P _c)	衝突荷重(P _c)
		衝突荷重 ○ ・0.69 tの車両の漂流物荷重を考慮する。
	余震荷重	余震荷重
		余震荷重 - ・津波時であることから余震荷重は考慮しない。
変動荷重	積雪荷重(P _s)	積雪荷重
		積雪荷重 ○ ・積雪荷重を考慮する。
	風荷重	風荷重
		風荷重 - ・津波時は堤外側からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用せず、堤内側からの風荷重は考慮しない方が保守的であるため、風荷重は考慮しない。
	その他	その他 - ・発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組合せべき変動荷重はない。

津波時（基準津波）

津波時（敷地に遡上する津波）

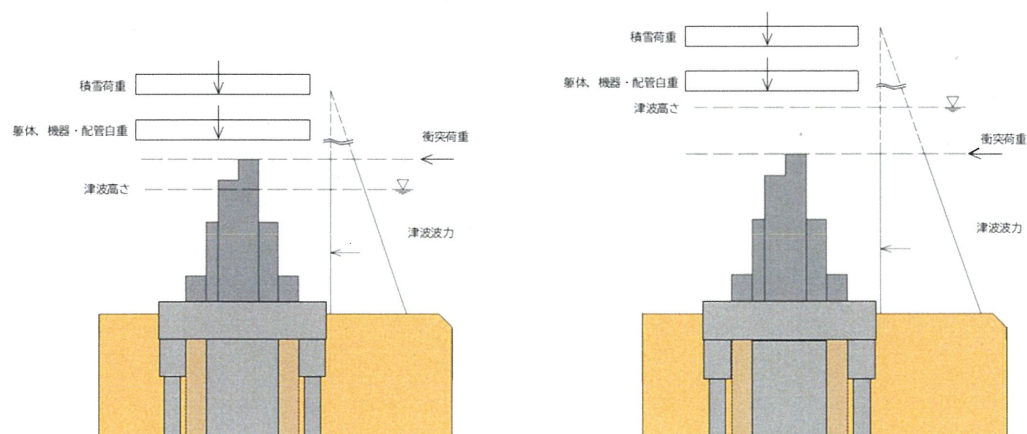


図 4.5-1 荷重概念図(津波時)

(2) 重畳時

重畳時の荷重の組合せを表 4.5-4 に示し、荷重概念図を図 4.5-2 に示す。

表 4.5-4 荷重の組合せ(重畳時)

区分	荷重の組合せ
重畳時	$G + P + Pt + Ksd + Ps$

G: 固定荷重
P: 積載荷重
Pt: 遡上津波荷重
Ksd: 余震荷重
Ps: 積雪荷重

種別	荷重	算定方法
永久荷重	固定荷重(G)	
	躯体自重	○ ・対象構造物の体積に材料の密度を考慮して設定する。
	静止土圧	○ ・初期応力解析により設定する。
	外水圧	○ ・地下水の密度を考慮し、地下水位に応じた静水圧として設定する。
	内水圧	- ・内水はないため考慮しない。
	積載荷重(P)	
	機器・配管自重	○ ・機器・配管の自重を考慮する。
	土被り荷重	- ・土被りはないため考慮しない。
	上載荷重	- ・恒常的に配置された設備等はないことから考慮しない。
偶発荷重	遡上津波荷重(Pt)	
	遡上津波荷重	○ ・基準津波及び敷地に遡上する津波による水平波圧を考慮する。
	衝突荷重	
	衝突荷重	- ・重畳時であることから漂流物の衝突は考慮しない。
	余震荷重(Ksd)	
	余震荷重	○ ・弾性設計用地震動 $S_d - D1$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
変動荷重	動水圧	○ ・重畳時であることから動水圧を考慮する。
	積雪荷重(Ps)	
	積雪荷重	○ ・積雪荷重を考慮する。
	風荷重	
	風荷重	- ・重畳時は堤外側からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用せず、堤内側からの風荷重は考慮しない方が保守的であるため、風荷重は考慮しない。
	その他	- ・発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組合せるべき変動荷重はない。

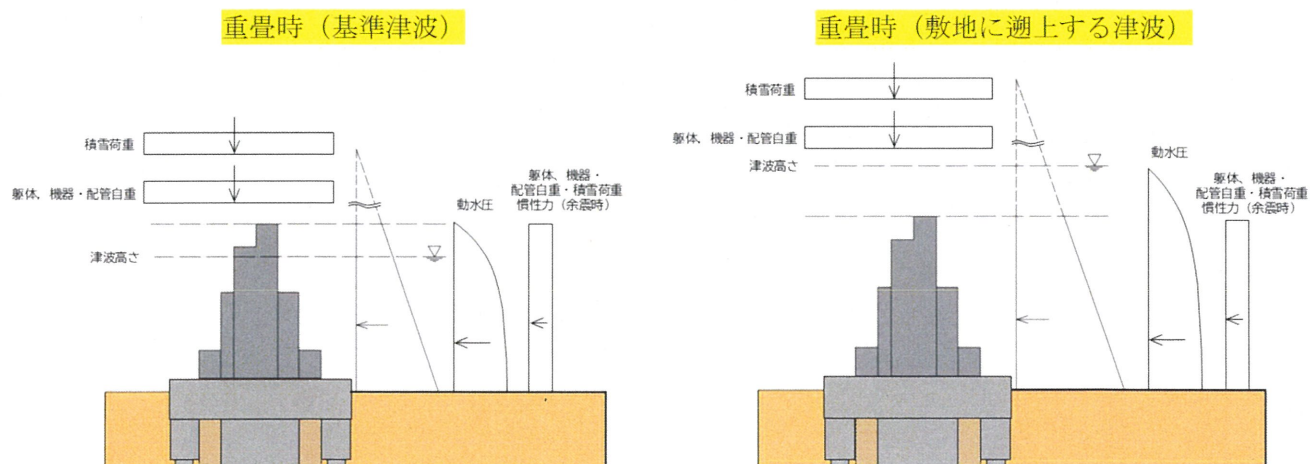


図 4.5-2 荷重概念図(重畳時)

4.6 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-3-別添1-1(2) 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき設定する。

4.6.1 構造部材

(1) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界を表 4.6-1 に示す。許容応力度の割増係数は「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）」に基づき設定する。基準津波時は地震の影響を考える場合に準じて、コンクリート及び鉄筋に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また、敷地に遡上する津波時は、極めてまれな荷重を考える場合とし、コンクリートに対して 2.0 倍、鉄筋に対して 1.65 倍の割増を考慮する。

表 4.6-1 鉄筋コンクリートの許容限界

項目		津波種別			
		基準津波時		敷地に遡上する津波時	
コンクリート		割増係数 ^{*2}	許容限界 (N/mm ²)	割増係数 ^{*2}	許容限界 (N/mm ²)
f'ck=50 N/mm ² ^{*1}	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	1.5	24.0	2.0	32.0
	短期許容せん断応力度 τ_{al}		0.825 ^{*4}		1.1 ^{*4}
	短期許容付着応力度 τ_a		—		6.0 ^{*5}
	短期許容コーンせん断応力度 τ_{coa1}		—		1.1 ^{*5}
	短期許容コーンせん断応力度 τ_{coa2}		—		2.42 ^{*5}
鉄筋		割増係数 ^{*2}	許容限界 (N/mm ²)	割増係数 ^{*2}	許容限界 (N/mm ²)
SD390 ^{*2}	短期許容引張応力度 σ_{sa}	1.5	309	1.65	339.9
SD490 ^{*3}	短期許容引張応力度 σ_{sa}		435		478.5
SD685 ^{*3}	短期許容引張応力度 σ_{sa}		600		660

注記 *1: 道路土工カルバート工指針(平成21年度版)(日本道路協会，平成22年3月)

*2: コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(土木学会，2002年制定)

*3: 道路橋示方書(I 共通編・IV 下部構造編)・同解説(日本道路協会，平成24年3月)

*4: 斜め引張鉄筋を考慮する場合は、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(土木学会，2002年制定)に基づき、次式により算定する短期許容せん断力(V_a)を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで、

V_{ca} : コンクリートの短期許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{al} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の短期許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の短期許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の短期許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

*5: 鋼構造物設計基準(Ⅱ 鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成15年10月)におけるコンクリートの設計基準強度 27 N/mm² に対応する値を適用する。

斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界は、表 4.6-2～表 4.6-4 に示すとおり設定する。

表 4.6-2 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界

(中実鉄筋コンクリート)

項目			単位	北基礎	南基礎				
				上下一律	上部	中央（上）	中央（下）	下部	
適用深度			TP. m	-1.840 ～-52.700	-1.840 ～-18.000	-18.000 ～-24.000	-24.000 ～-39.805	-39.805 ～-46.700	
堤軸 方向	断面形状								
	部材幅		mm	10700	10700	10700	10700	10700	
	部材高		mm	10700	10700	10700	10700	10700	
	有効高		mm	10050	9976	9759	9262	9759	
	斜め引張鉄筋								
	鋼材仕様		-	SD390	SD390	SD390	SD390	SD390	
	径		-	D29	D29	D29	D29	D29	
	本数*1		本	14	18	20	22	14	
	間隔		mm	150	150	150	150	150	
	許容限界: 基準津波時	コンクリート	Vca	kN	38573	38289	37456	35549	37455
		斜め引張鉄筋	Vsa	kN	161908	206640	224602	234484	157222
		合計 (Va=Vca+Vsa)	Va	kN	200481	244929	262058	270033	194677
	許容限界: 敷地に遡上 する津波時	コンクリート	Vca	kN	51430	76309	74648	70847	49941
		斜め引張鉄筋	Vsa	kN	178099	202048	222356	234484	172944
		合計 (Va=Vca+Vsa)	Va	kN	229529	278357	297004	305331	222885
堤軸 直交 方向	断面形状								
	部材幅		mm	10700	10700	10700	10700	10700	
	部材高		mm	10700	10700	10700	10700	10700	
	有効高		mm	10050	9976	9759	9262	9759	
	斜め引張鉄筋								
	鋼材仕様		-	SD390	SD390	SD390	SD390	SD390	
	径		-	D29	D29	D29	D29	D29	
	本数*1		本	14	16	16	18	14	
	間隔		mm	150	150	150	150	150	
	許容限界: 基準津波時	コンクリート	Vca	kN	38573	38289	37456	35549	37455
		斜め引張鉄筋	Vsa	kN	161908	183680	179682	191850	157222
		合計 (Va=Vca+Vsa)	Va	kN	200481	221969	217138	227399	194677
	許容限界: 敷地に遡上 する津波時	コンクリート	Vca	kN	51430	51053	49941	47399	49941
		斜め引張鉄筋	Vsa	kN	178099	202048	197650	211035	172944
		合計 (Va=Vca+Vsa)	Va	kN	229529	253101	247591	258434	222885

注記 *1: せん断補強筋については、軸方向鉄筋（鉛直鉄筋）の機械式継手範囲には配置できないため、実配筋では機械式継手の上下に振り分けて配置する。よって、表中に示す設計上の本数と概略配筋図（実配筋）に示す本数は一致しない。表中には設計上の本数を示す。

表 4.6-3 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界
(巻立て鉄筋コンクリート)

項目				単位	北基礎		南基礎	
					端部	中間部	端部	中間部
堤軸 方向	断面形状							
	部材幅			mm	2800	2800	2800	2800
	部材高			mm	2250	1800	2250	1800
	有効高			mm	1875	1275	1875	1275
	斜め引張鉄筋							
	鋼材仕様			-	SD390	SD390	SD390	SD390
	径			-	D32	D32	D32	D32
	本数			本	4	4	4	4
	間隔			mm	300	300	300	300
	許容限界： 基準津波時	コンクリート	Vca	kN	989	672	989	672
		斜め引張鉄筋	Vsa	kN	5335	3628	5335	3628
		合計 (Va=Vca+Vsa)	Va	kN	6324	4300	6324	4300
	許容限界： 敷地に遡上 する津波時	コンクリート	Vca	kN	1319	896	1319	896
		斜め引張鉄筋	Vsa	kN	5868	3991	5868	3991
		合計 (Va=Vca+Vsa)	Va	kN	7187	4887	7187	4887
堤軸 直交 方向	断面形状							
	部材幅			mm	2250	1800	2250	1800
	部材高			mm	2800	2800	2800	2800
	有効高			mm	2375	2375	2300	2300
	斜め引張鉄筋							
	鋼材仕様			-	SD390	SD390	SD390	SD390
	径			-	D32	D32	D32	D32
	本数			本	3	2	3	2
	間隔			mm	300	300	300	300
	許容限界： 基準津波時	コンクリート	Vca	kN	780	392	755	380
		斜め引張鉄筋	Vsa	kN	5068	3379	4908	3272
		合計 (Va=Vca+Vsa)	Va	kN	5848	3771	5663	3652
	許容限界： 敷地に遡上 する津波時	コンクリート	Vca	kN	1039	522	1006	506
		斜め引張鉄筋	Vsa	kN	5575	3717	5399	3599
		合計 (Va=Vca+Vsa)	Va	kN	6614	4239	6405	4105

表 4.6-4 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界
(頂版鉄筋コンクリート)

項目			単位	北基礎		南基礎	
				西	東	西	東
斜め引張鉄筋							
鋼材仕様			-	SD390	SD390	SD390	SD390
径			-	D35	D38	D35	D38
本数			本	3.333	3.333	3.333	3.333
間隔			mm	150	150	150	150
許容限界： 基準津波時	コンクリート	Vca	kN	1682	1431	1682	1431
	斜め引張鉄筋	Vsa	kN	26790	27161	26790	27161
	合計 (Va=Vca+Vsa)	Va	kN	28472	28592	28472	28592
許容限界： 敷地に遡上 する津波時	コンクリート	Vca	kN	2243	1908	2243	1908
	斜め引張鉄筋	Vsa	kN	29469	29877	29469	29877
	合計 (Va=Vca+Vsa)	Va	kN	31712	31785	31712	31785

注記 : せん断応力の許容限界は堤軸方向と堤軸直交方向の断面を合成して設定する。

(2) 鋼材

鋼材の許容限界を表 4.6-5 に示す。許容応力度の割増係数は「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき設定する。基準津波時には地震の影響を考慮する場合に準じて 1.5 倍，敷地に遡上する津波時には特殊荷重を考慮する場合の 1.7 倍とする。なお，基準津波時には，鋼製防護壁基礎の鋼管杭以外は後述する「4.8.3 (2) b. 鋼製防護壁」に示すとおり，鋼材の評価を行わない。

表 4.6-5 鋼材の許容限界

項目		津波種別			
		基準津波時		敷地に遡上する津波時	
鋼材		割増係数	許容限界 (N/mm ²)	割増係数	許容限界 (N/mm ²)
SM490Y	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	-	-	1.7	355 ^{*1}
	短期許容せん断応力度 τ_{sa}		-		204 ^{*1}
	短期許容応力度 σ_a (ベースプレート)		-		355 ^{*2}
SM520B相当	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	-	-	-	355 ^{*2}
SM570	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	-	-	1.7	433.5 ^{*1}
	短期許容せん断応力度 τ_{sa}		-		246.5 ^{*1}
	短期許容応力度 σ_{wa} (ベースプレート)	-	-	-	450 ^{*2}
	短期許容せん断応力度 τ_a (ベースプレート)	-	-	-	260 ^{*2}
SBHS500	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	1.5	442.5 ^{*1*3}	-	500 ^{*4}
	短期許容せん断応力度 τ_{sa}		255 ^{*1*3}		285 ^{*4}
SBHS700	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	-	-	1.7	697 ^{*1*3}
	短期許容せん断応力度 τ_{sa}		-		399.5 ^{*1*3}

注記 *1: 道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）

上記値は，板厚40mm以下の値を示す。

板厚が40mmを超える場合は，道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説の 3.2.1, 3.2.3, 14.3に示される許容応力度を用いる。

*2: 鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成15年10月）

敷地に遡上する津波時は，1.7倍の割増を考慮した短期許容応力度が降伏応力度を超えるため，降伏応力度を短期許容応力度とする。

*3: 新しい高性能鋼材の利用技術調査研究報告書～SBHS500(W)，SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン(案)～(土木学会，平成21年11月)

*4: 道路橋示方書（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）・同解説（日本道路協会，平成29年11月）

敷地に遡上する津波時は，1.7倍の割増を考慮した短期許容応力度が降伏応力度を超えるため，降伏応力度を短期許容応力度とする。

4.6.2 基礎地盤

基礎地盤の許容限界は、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」に基づき、道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成24年3月）（以下「道路橋示方書Ⅳ」という。）より設定する。

(1) 中実鉄筋コンクリート

中実鉄筋コンクリート基礎底面地盤の許容限界は、Km層の極限支持力度とする。極限支持力は、道路橋示方書Ⅳによる地中連続壁基礎の支持力算定式に基づき設定する。その算定式を以下に示す。

$$R_u = q_d \cdot A$$

R_u : 基礎底面地盤の極限支持力 (kN)

q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

$$* C_{CUU} = q_u / 2 \text{ より, } q_u = C_{CUU} \times 2$$

ここで、 C_{CUU} はKm層の非排水せん断強度

A : 基礎（中実鉄筋コンクリート）の底面積 (m²)

上記にて求められる基礎地盤の極限支持力度を表 4.6-6 に示す

表 4.6-6 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

項目	許容限界
極限支持力度 q_d (kN/m ²) (北基礎)	6116
極限支持力度 q_d (kN/m ²) (南基礎)	5991

注記 * : 非排水せん断強度 $C_{CUU} = (0.837 - 0.00346 \cdot Z) \times 1000$ (kN/m²)

基礎底面標高 北側基礎 : $Z = \text{T.P.} - 52.7$ (m)

南側基礎 : $Z = \text{T.P.} - 46.7$ (m)

(2) 鋼管杭

鋼管杭の基礎底面地盤の許容限界は、Km層の極限支持力度とする。なお、極限支持力度は、鋼管杭の群杭効果を考慮し、表 4.6-7 に示すとおり鋼管杭全体をケーソン基礎とみなして設定する。

表 4.6-7 基礎地盤の支持性能に対する許容限界（鋼管杭）

項目		単位	北基礎	南基礎	算定式
基礎地盤標高	Z	T. P. m	-60.24	-54.24	
基礎地盤の非排水せん断強度	C_{cuu}	kN/m ²	1045.4	1024.7	$C_{cuu} = (0.837 - 0.00346 \cdot Z) \times 1000$
形状係数	α	-	1.043	1.043	$\alpha = 1 + 0.3 \cdot (B/D)$, $B=1.498m$, $D=10.498m$
支持力係数	N_c	-	5.1	5.1	$\phi=0$
ケーソン基礎底面積	A_G	m ²	15.244	15.244	*2
置き換えられる土の有効重量	W	kN	7149.8	6272.6	*3
極限支持力	Q_p	kN	77624	76818	$Q_p = A_G \cdot (\alpha \cdot C_{cuu} \cdot N_c) - W$ *1
許容限界 (極限支持力度)	q_d	kN/m ²	5092	5039	$q_d = Q_p / A_G$

注記 *1: 極限支持力は、道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成24年3月) 記載の式を用いて求める。

$$Q_p = A_G \cdot q_d' - W$$

$$= A_G \cdot (\alpha \cdot C_{cuu} \cdot N_c + 1/2 \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q) - W$$

ここで、

Q_p : 極限支持力 (kN)

A_G : ケーソン基礎底面積 (m²)

W: ケーソンで置き換えられる土の有効重量 (kN)

q_d : 極限支持力度 (kN/m²)

q_d' : ケーソン基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)

C_{cuu} : 基礎地盤の非排水せん断強度 (kN/m²)

α, β : 形状係数

形状係数	基礎底面の形状	帯状	正方形, 円形	長方形, 楕円形, 小判形
α		1.0	1.3	$1 + 0.3 \cdot (B/D)$
β		1.0	0.6	$1 - 0.4 \cdot (B/D)$

B: ケーソン側面幅 (m)

D: ケーソン前面幅 (m)

N_c, N_γ, N_q : 支持力係数

γ_1 : 基礎底面より下にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)

γ_2 : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量 (kN/m³)

D_f : 有効根入れ深さ (m)

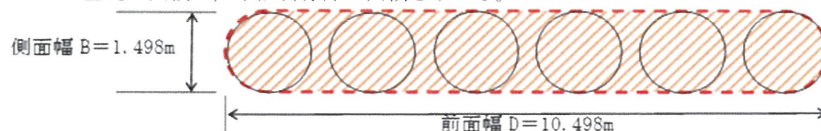
支持性能評価における保守的な配慮として、支持力算定式の第3項 $\gamma_2 D_f N_q$ は0と仮定する。

支持力係数は、せん断抵抗角 $\phi=0$ を踏まえ、 $N_c=5.1$, $N_\gamma=0$ と設定する。

以上より、極限支持力は下式より求める。

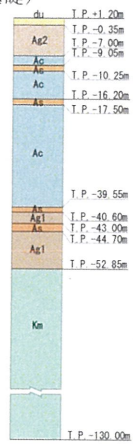
$$Q_p = A_G \cdot (\alpha \cdot C_{cuu} \cdot N_c) - W$$

*2: ケーソン基礎底面積は、下記斜線部の面積を求める。



*3: ケーソンで置き換えられる土の有効重量は、以下のとおりである。

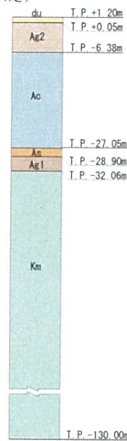
(北基礎)



地盤	層厚 (m)	水中重量 (kN/m^3)	有効重量 (kN/m^2)
du層	1.55	9.6	14.9
Ag2層	6.65	9.9	65.8
Ac層	2.05	6.4	13.1
As層	1.20	7.3	8.8
Ac層	5.95	6.4	38.1
As層	1.30	7.3	9.5
Ac層	22.05	6.4	141.1
As層	1.05	7.3	7.7
Ag1層	2.40	9.9	23.8
As層	1.70	7.3	12.4
Ag1層	8.15	9.9	80.7
Km層	7.39	7.2	53.2
合計			469.0

$\times A_G = 7149.8 (\text{kN})$

(南基礎)



地盤	層厚 (m)	水中重量 (kN/m^3)	有効重量 (kN/m^2)
du層	1.15	9.6	11.0
Ag2層	6.43	9.9	63.7
Ac層	20.67	6.4	132.3
As層	1.85	7.3	13.5
Ag1層	3.16	9.9	31.3
Km層	22.18	7.2	159.7
合計			411.5

$\times A_G = 6272.6 (\text{kN})$

支持力算定式の各支持力係数は図 4.6-1 より求める。

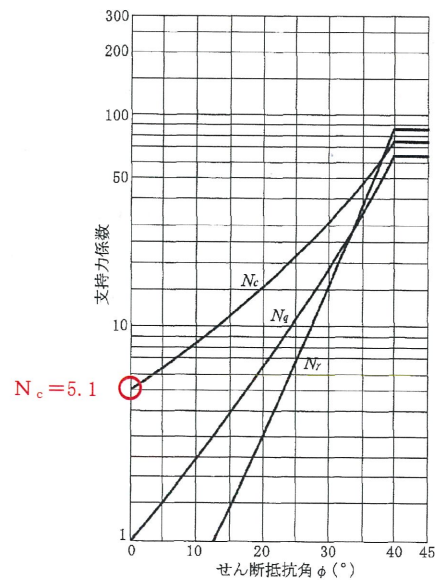


図 4.6-1 支持力係数を求めるグラフ

道路橋示方書・同解説 (I 共通編 IV 下部構造編, 日本道路協会, 平成 24 年 3 月)

4.6.3 止水ジョイント部

止水ジョイント部の変形性能は、止水ジョイント部の異種構造物間（鋼製防護壁と鉄筋コンクリート防潮壁）の相対変位量により評価する。

相対変位量は、地震時の2次元有効応力解析及び津波時・重畳時の3次元静的フレーム解析結果から得られる最大相対変位量とし、許容限界は、その最大相対変位量に余裕を持たせた止水ジョイント部のシート長さとして設定した。止水ジョイント部の変形性評価に対する許容限界を表 4.6-8 に示す。

なお、止水ジョイント部の部材は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、敷地に遡上する津波来襲時の最大津波荷重条件においても有意な漏えいが生じないことを確認しており、実際に設置する止水シートは、許容限界以上の余長を考慮する。

表 4.6-8 止水ジョイント部の変形性評価に対する許容限界

項目	許容限界
止水ジョイント部材の変形性	2.0 m

4.7 評価の考え方

防潮堤（鋼製防護壁）の強度評価方法は、添付書類「VI-3-別添 1-1(2) 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

強度評価は、解析により得られる照査用応答値が「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。

4.7.1 津波時及び重畳時の解析手法

解析手法として、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を用い、地盤は地盤バネを用いてモデル化する。解析コードは、「Engineer's Studio Ver. 11.02.00」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-4-3(2) 計算機プログラム(解析コード)の概要・Engineer's Studio」に示す。

防潮堤（鋼製防護壁）の津波時及び重畳時の解析は、構造部材を線形要素でモデル化し、地盤バネを用いてフレーム解析を行う。鋼製防護壁及び鋼製防護壁基礎については線形の梁要素とし、地盤抵抗については、津波時は受働土圧強度及びせん断強度、重畳時は軸圧縮応力及びせん断応力を上限値とするバイリニア型の非線形バネをモデルに付与する。

津波荷重については地表面から鋼製防護壁天端までの間に分布荷重として載荷する。漂流物については鋼製防護壁に加わる曲げモーメントが最大となるように鋼製防護壁天端に載荷する。重畳時については、1次元有効応力解析により算定された地盤変位を地盤バネの外側から入力する。さらに、1次元有効応力解析から算定された地表面地盤最大加速度を用いてモデル全体に地震時慣性力を与える。

構造部材の津波時及び重畳時の解析手法の選定フローを図 4.7-1 に示す。

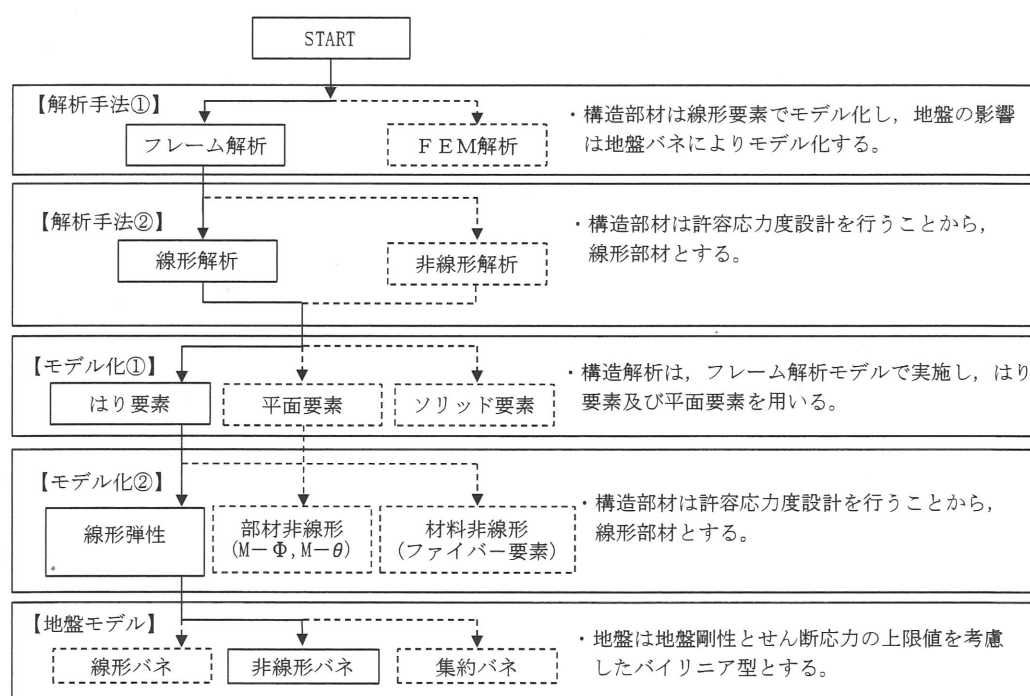


図 4.7-1 構造部材の津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

4.7.2 地盤沈下の考慮

津波時及び重畳時の検討では、津波来襲前に発生する本震に伴って周辺地盤が沈下した状態を想定し、設計荷重や地盤抵抗に対して保守側の検討を実施する。本震に伴う周辺地盤の沈下量として、**既工認の補足説明資料**（補足-60-1【津波への配慮に関する説明書】）の「1.2 遡上・浸水域の考え方について（参考1）敷地内の遡上経路の沈下量算定評価について」における敷地東側の合計沈下量 0.918 m を考慮して保守的に設定した想定沈下量 1.5 m を適用する。本震に伴う地盤沈下の考慮方法を図 4.7-2 に示す。

(1) 荷重

津波波力及び動水圧による荷重は、沈下後の地盤より上側に作用するものとする。

(2) 地盤バネ

地盤バネは、**図 4.7-2 に示す現地盤 T.P. +2.7m から地表面沈下 1.5m を考慮した地表面標高 T.P. +1.2m** 以深に設定するものとする。

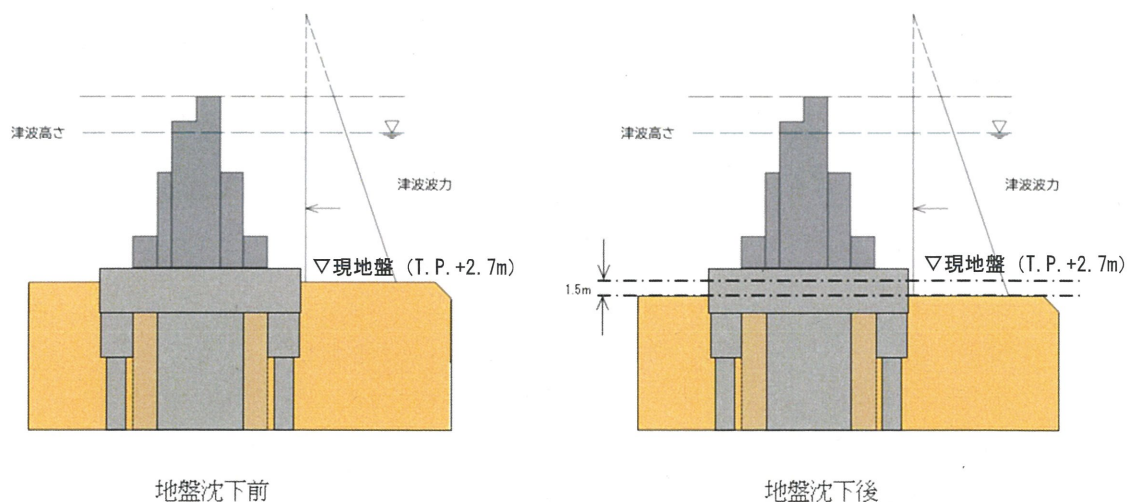


図 4.7-2 本震に伴う地盤沈下の考慮に関する概念図

4.8 解析モデル、解析条件及び評価方法

4.8.1 解析モデル及び解析条件（津波時）

防潮堤（鋼製防護壁）の津波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。

(1) 防潮堤（鋼製防護壁）の解析モデル

a. 解析モデル

津波時における防潮堤（鋼製防護壁）は、鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎を一体とした3次元静的フレーム解析モデルで強度評価を行う。津波時の鋼製防護壁の3次元静的フレーム解析モデル概念図を図4.8-1に示す。

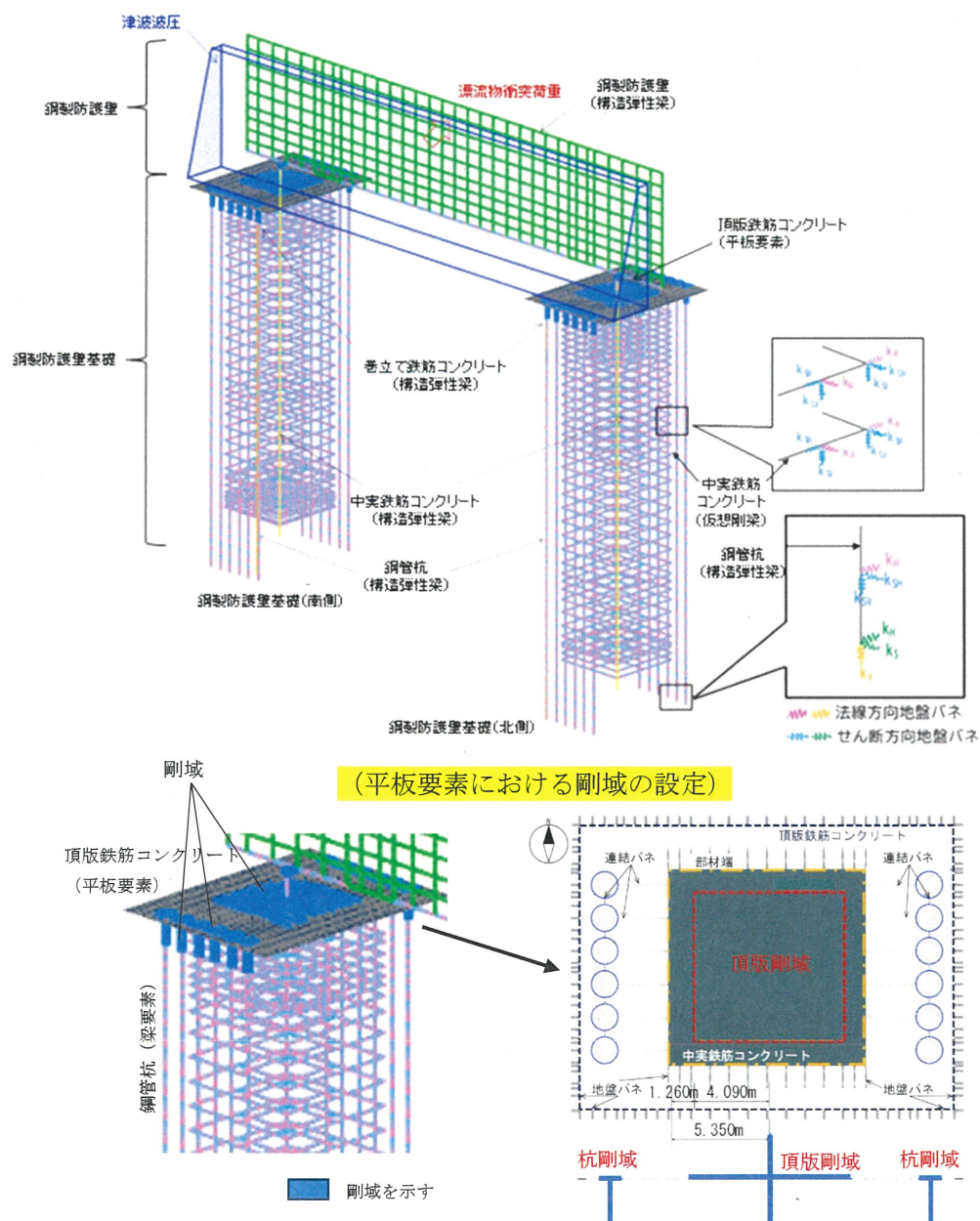


図 4.8-1 3次元静的フレーム解析モデル概念図（津波時）

b. 構造物のモデル化

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 4.8-2 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 4.8-2 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 4.8-2 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主桁部材及び横桁部材に考慮する。

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 4.8-3 に、鉛直梁要素が図 4.8-4 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。

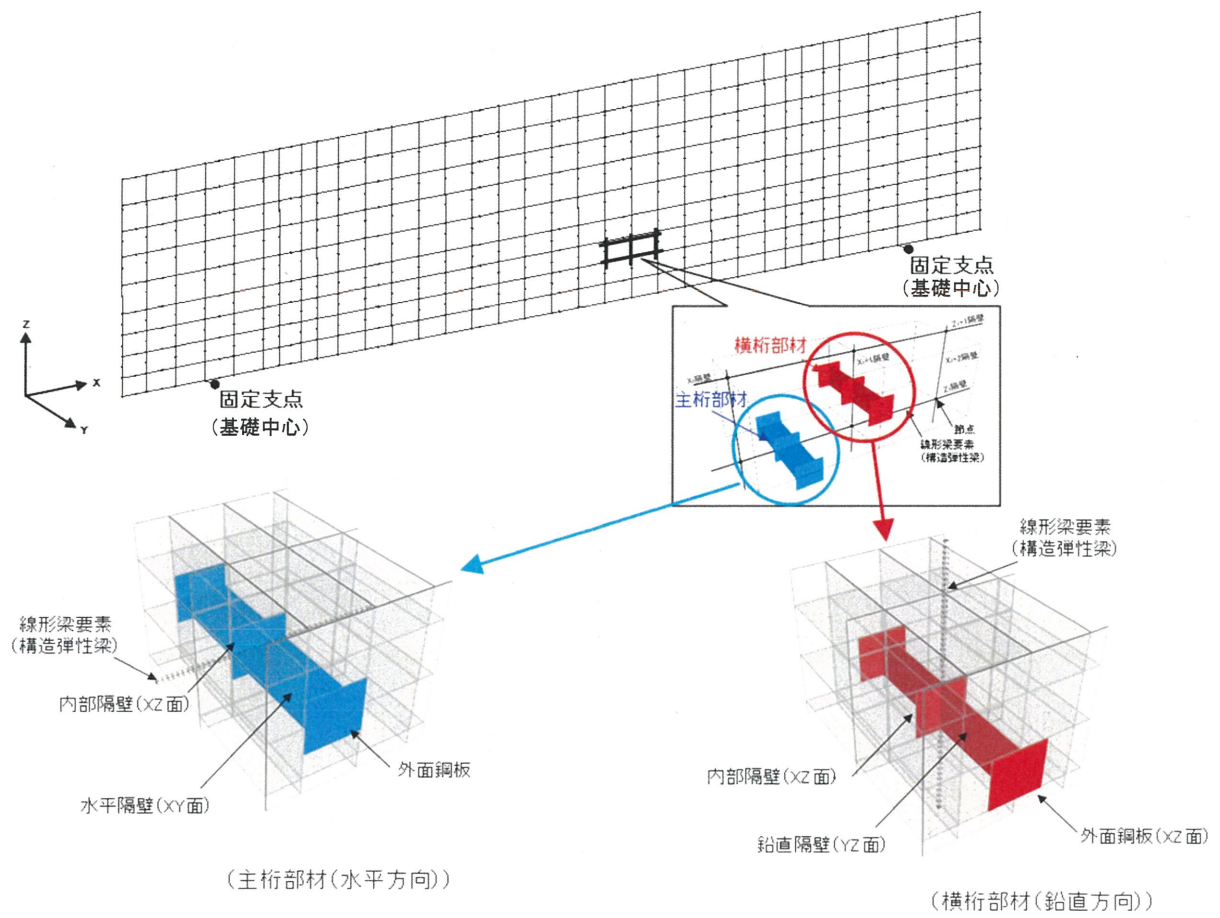
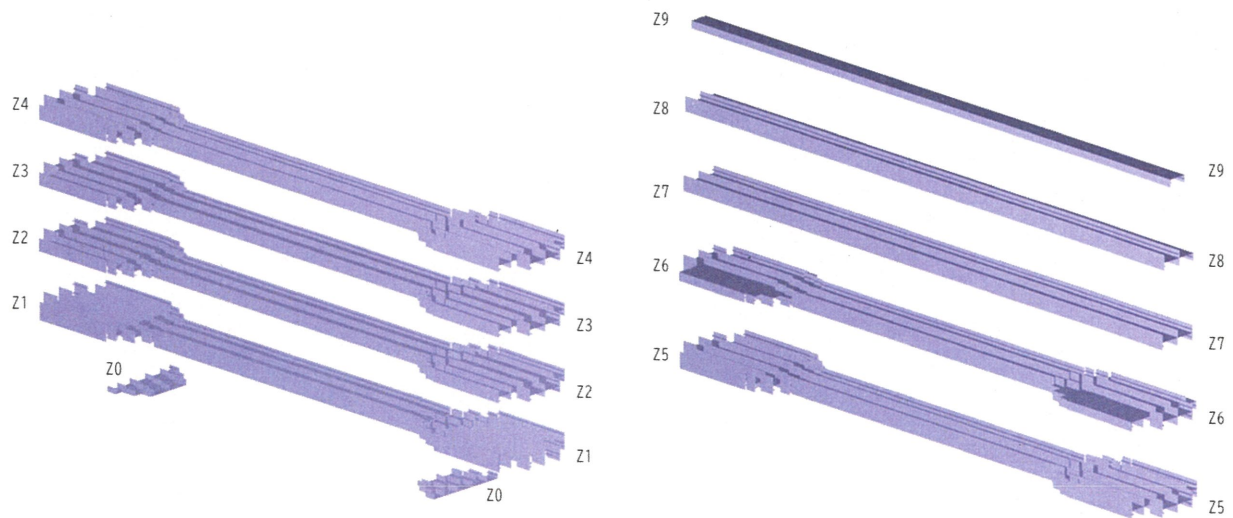
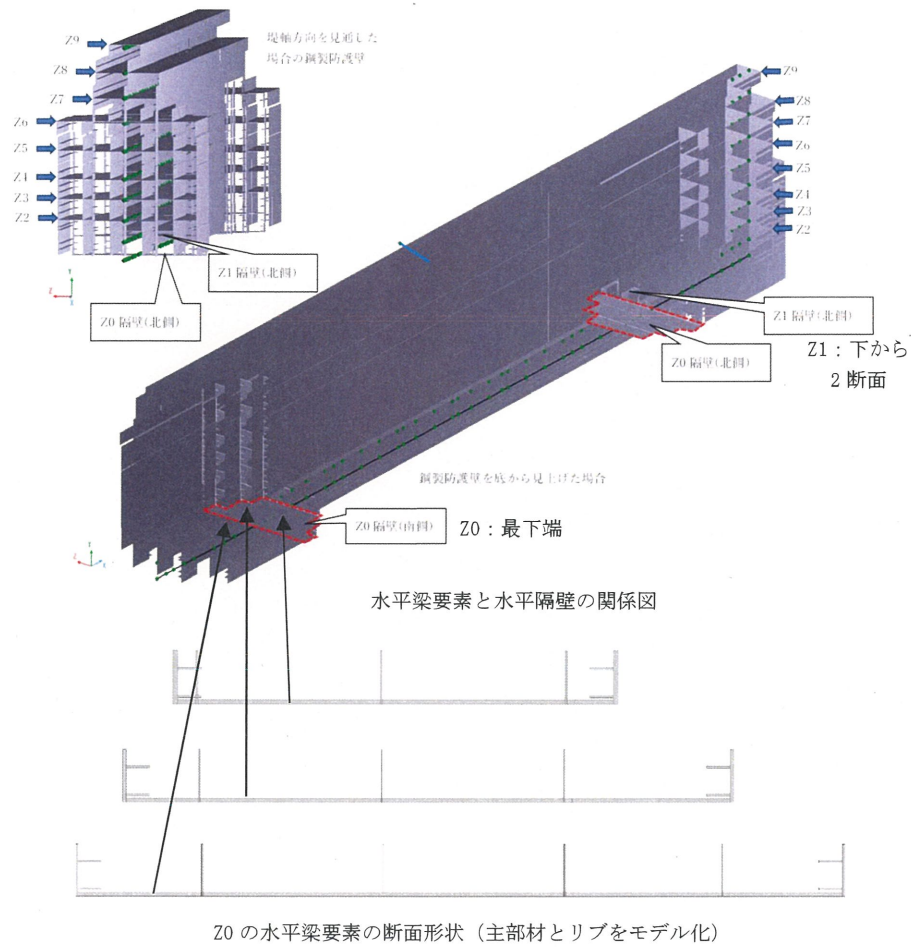


図 4.8-2 鋼製防護壁のモデル化イメージ図



水平梁要素の断面形状 (Z0(最下端)～Z9(頂板)隔壁)

図 4.8-3 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

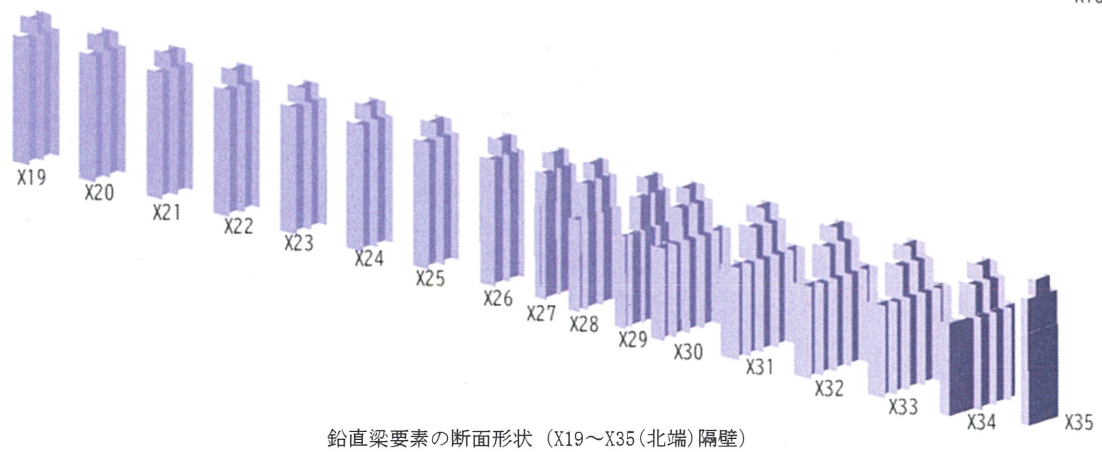
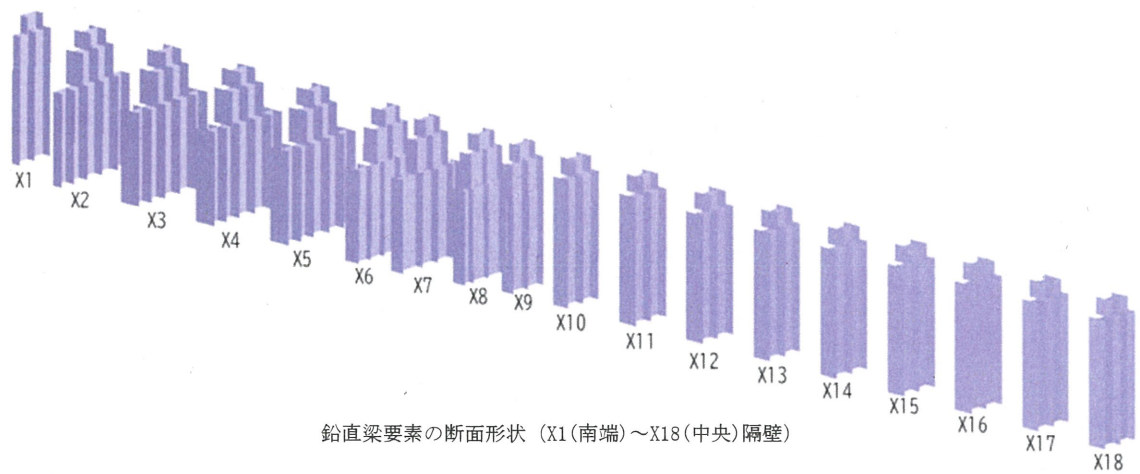
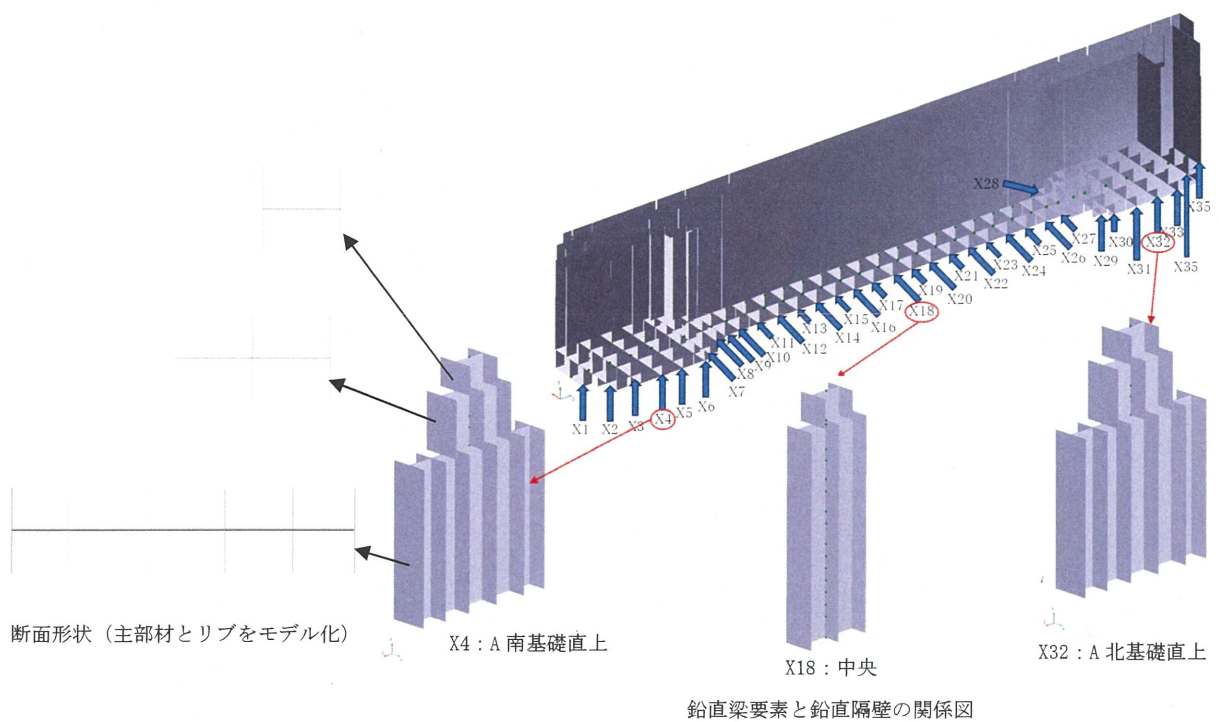


図 4.8-4 鋼製防護壁の格子モデルを構成する鉛直梁要素のモデル化

c. 地盤のモデル化

3次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは、道路橋示方書Ⅳに準拠し、地盤反力係数と反力上限値を考慮したバイリニア型とする。

津波時の地盤反力係数及び地盤反力上限値は、図 4.8-5 に示す地盤剛性 4 種類及び地盤反力上限値 4 種類を用いて設定する。具体的には、地盤の最も高い剛性（初期剛性）と最も大きい強度（平均 V_s 地盤物性のピーク強度）の組合せ及び地盤の最も低い剛性（静弾性係数）と最も小さい強度（ばらつき -1σ を考慮した地盤物性の残留強度）との組合せを採用することで、各構造部位において安全側となる設計とする。

津波時の地盤バネは、上記設定に基づき地盤反力係数及び地盤反力上限値を与えた図 4.8-5 に示す地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 とし、津波来襲前に発生する地震動に起因した地盤の軟化を考慮する。

ここで、地盤バネ 1 を地盤抵抗が最大となるケース、地盤バネ 2 を地盤抵抗が最小となるケースとして設定していることの妥当性を確認するため、後述する重畳時の地盤バネ 3 ～ 5 及び本震 S_s-D1 、 S_s-31 における収束剛性との比較を行った。

なお、これらの収束剛性は 1 次元有効応力解析により算出したものである。地盤剛性の比較結果を図 4.8-6 に示す。同図より、すべてのケースにおいて地盤バネ 1 が最大の地盤剛性を有し、地盤バネ 2 が最小の地盤剛性を有していることを確認した。

以上より、地盤条件の設定に当たり仮定した地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 が、それぞれ地盤抵抗の最大条件及び最小条件となる妥当性を確認した。

荷重条件	地盤剛性	地盤反力上限値
津波時	動的せん断剛性の初期剛性 余震時の収束剛性 本震時の収束剛性 静弾性係数	ピーク強度（平均 V_s の地盤物性） ピーク強度（地盤物性のばらつき -1σ を考慮した V_s の地盤物性） 残留強度（平均 V_s の地盤物性） 残留強度（地盤物性のばらつき -1σ を考慮した V_s の地盤物性）



○津波時の地盤バネは、下表に示す 2 ケース

地盤バネケース名 (決定ケース)	地盤バネの地盤反力係数	地盤バネの 地盤反力上限値	備考
地盤バネ 1	動的せん断剛性の初期剛性 に基づき設定	ピーク強度（平均 V_s の 地盤物性）に基づき設定	地盤抵抗が大きいと仮定 した地盤ケース
地盤バネ 2	静弾性係数に基づき設定	残留強度（地盤物性のば らつき -1σ を考慮した V_s の地盤物性）	地盤抵抗が小さいと仮定 した地盤ケース

図 4.8-5 津波時の地盤バネ設定（地盤バネ 1，地盤バネ 2）

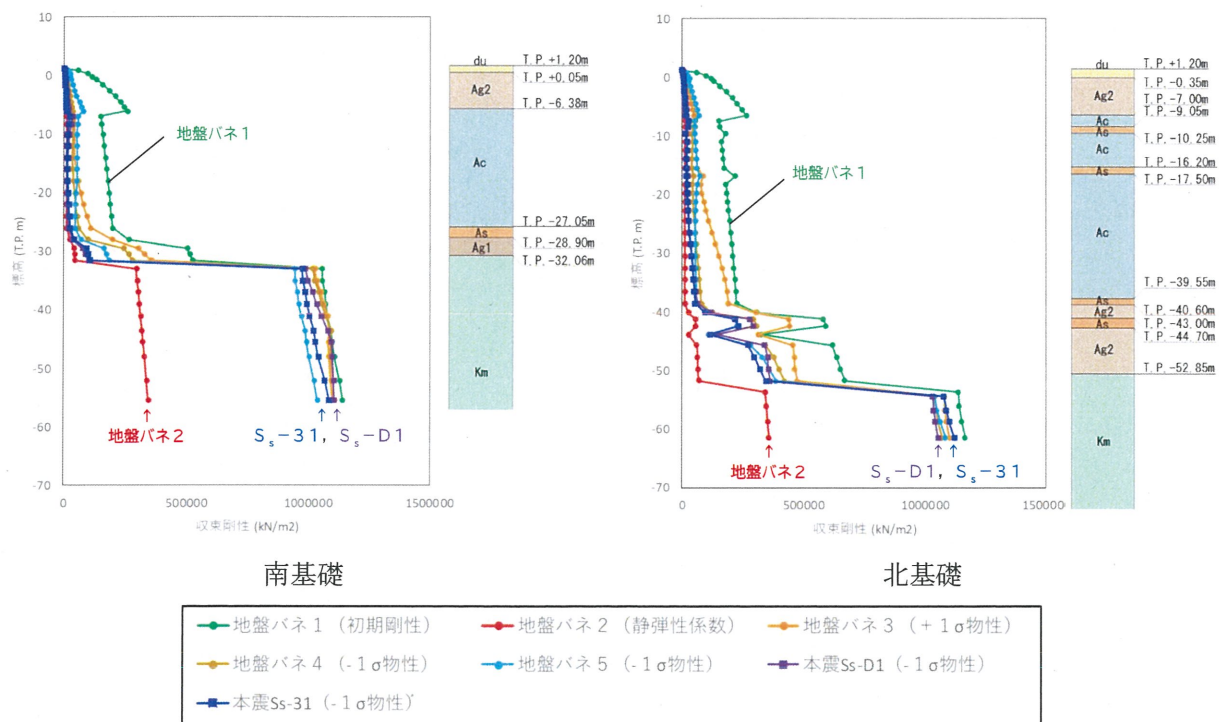


図 4.8-6 各地盤バネの地盤剛性及び本震時の収束剛性の比較

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次元静的フレーム解析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4.8-7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。

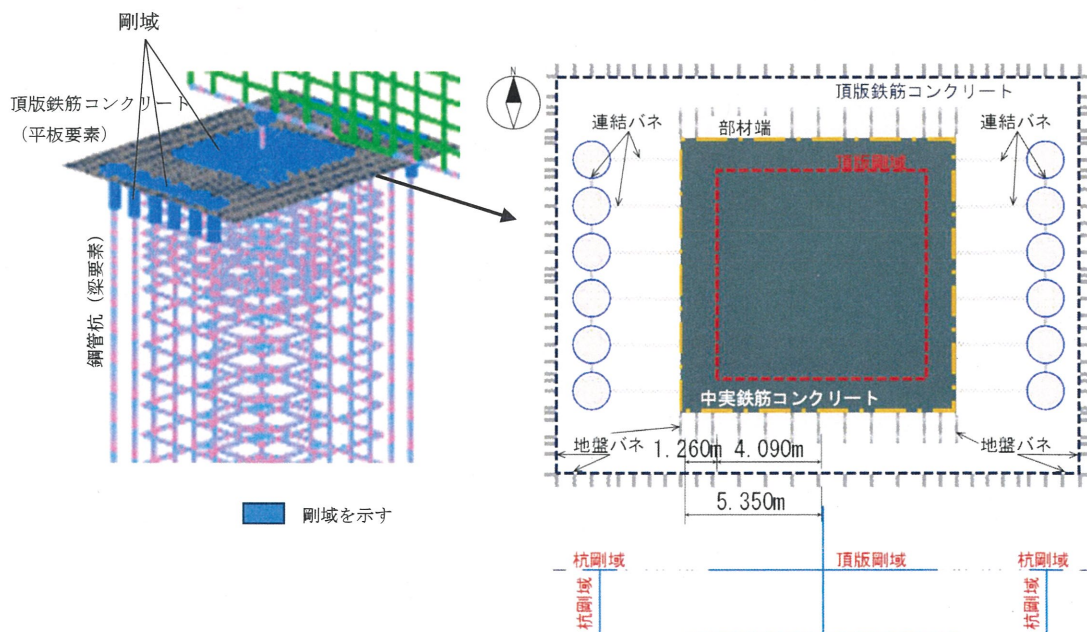


図 4.8-7 平板要素における剛域の設定

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4.8-8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4.8-9に示す。

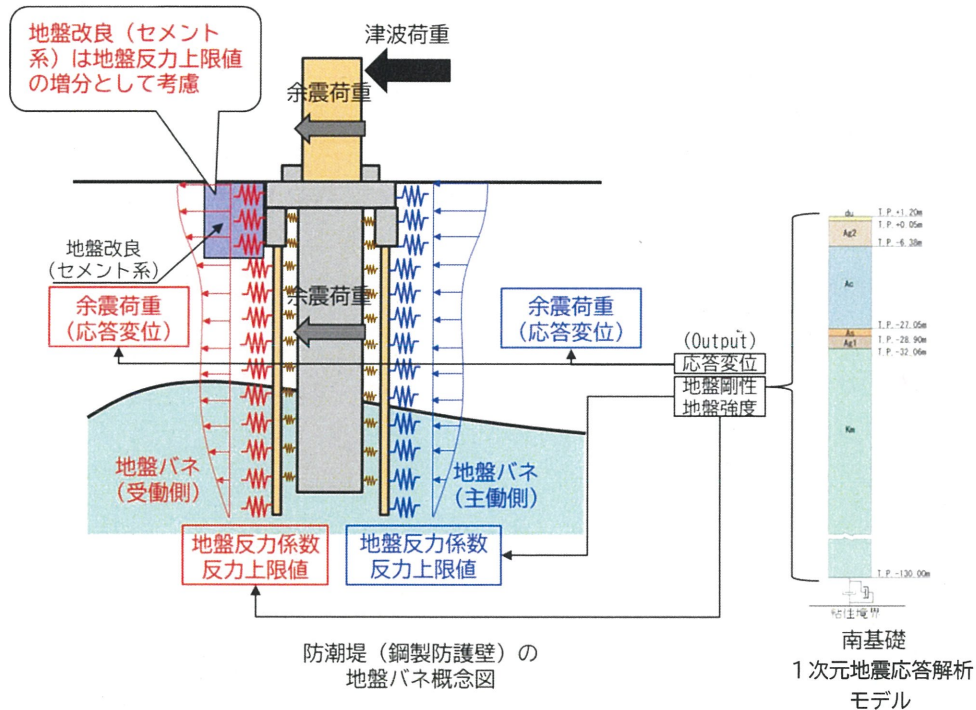


図 4.8-8 地盤バネと地盤反力係数（上限値）のモデル化概念図（津波時及び重畳時）

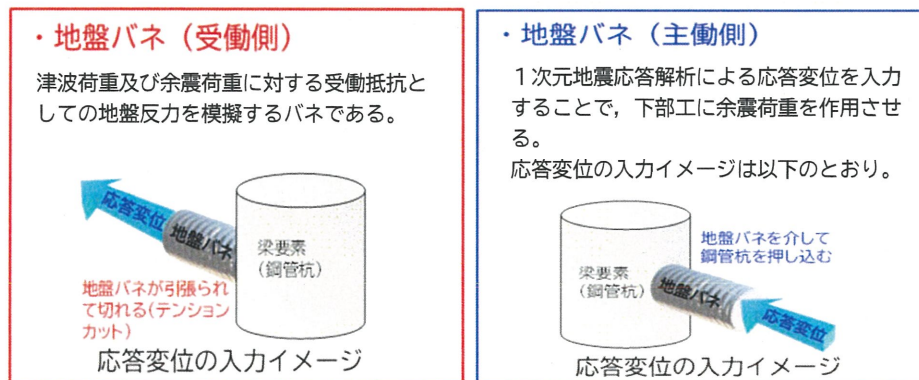


図 4.8-9 地盤バネ（受働側・主働側）に対する応答変位の入力イメージ

(a) 地盤バネ設定

3次元静的フレーム解析における地盤バネのケース及び設定方法を表 4.8-1 に示す。耐津波評価で考慮する地盤バネは地盤バネ 1～5 の 5 種類であり、余震荷重の有無により津波時（地盤バネ 1，2：余震荷重なし）と重畳時（地盤バネ 3～5：余震荷重あり）に区分される。余震荷重を考慮しない津波時の地盤バネは地盤バネ 1 及び 2 の 2 種類である。表 4.8-1 に示すとおり、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」に基づく地盤物性値を用い、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。

表 4.8-1 地盤バネケースの設定概要（津波時）

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 1	余震なし	余震を考慮しない地盤物性値 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直接設定もしくは算出	地盤の動的せん断特性における初期せん断剛性に基づき設定	平均 V_s の地盤特性におけるピーク強度に基づき設定	最大
地盤バネ 2	津波時		地盤の静弾性係数に基づき設定	地盤物性のばらつきを考慮した $-1\sigma V_s$ の地盤物性における残留強度に基づき設定	最小

(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 4.8-10 に示す地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。

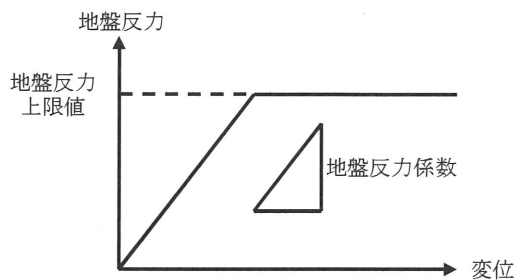


図 4.8-10 地盤バネのモデル (バイリニア型)

(c) 地盤バネの解析モデルへの反映について

イ. 3次元静的フレーム解析モデルにおける地盤バネの設定

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）については、3次元静的フレーム解析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 4.8-11 に示す。また、津波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 4.8-2 に示す。

耐津波設計においては、津波荷重による水平トルクを受ける中実鉄筋コンクリートと巻立て鉄筋コンクリートを含む鋼管杭及び鋼製防護壁の3次元的な挙動を評価する。

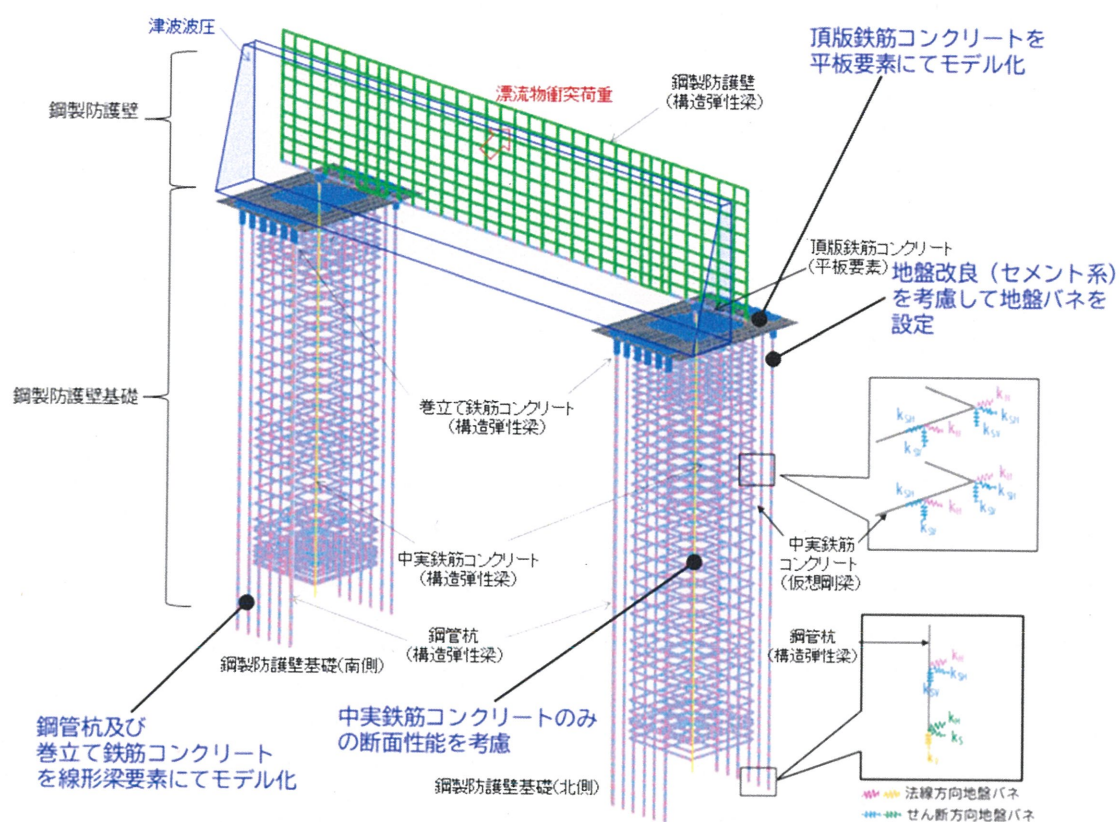


図 4.8-11 解析モデルの概要 (津波時)

表 4.8-2 各地盤ケースの地盤反力係数と上限値 (津波時)

地盤バネケース	地盤反力係数	地盤反力上限値
地盤バネ 1	地盤の動的せん断特性における初期せん断剛性に基づき設定	平均 V_s の地盤物性におけるピーク強度に基づき設定
地盤バネ 2	地盤の静弾性係数に基づき設定	地盤物性のばらつきを考慮した $-1\sigma V_s$ の地盤物性における残留強度に基づき設定

ロ. 各部材に対する地盤バネの設定

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 4.8-12 に示す。

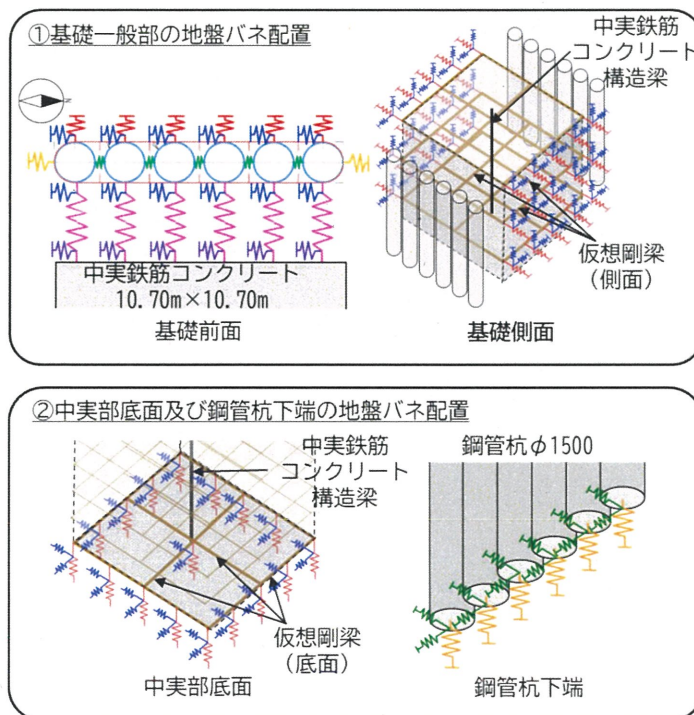
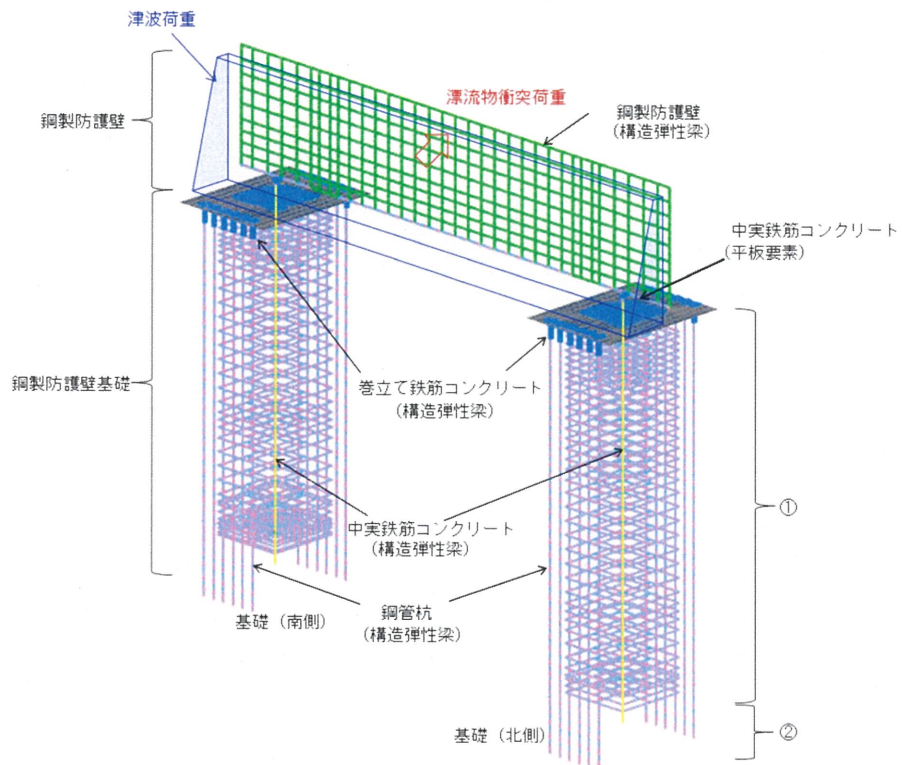


図 4.8-12 各構造部材に対する地盤バネ設定の概念図

(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(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(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 4.8-13 に示す。また、地盤バネの設定条件一覧表を表 4.8-3 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 4.8-4 に示す。

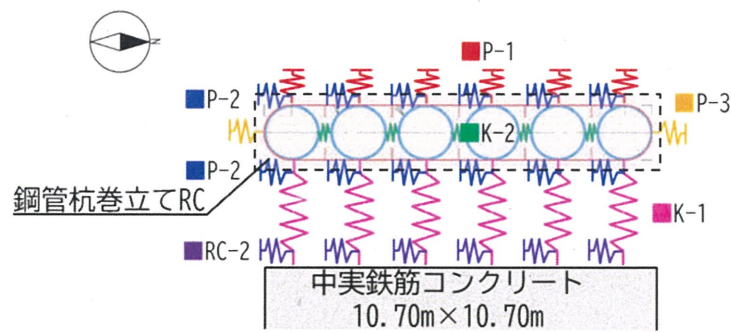
堤軸直交方向(津波荷重作用方向)の基礎前面は、巻立て鉄筋コンクリートが地盤に接する面に赤色の P-1 地盤バネを設定する。P-1 地盤バネの算定方法は表 4.8-4 に示すとおり道路橋示方書Ⅳに準拠する。

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 4.8-4 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 4.8-4 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 4.8-4 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 4.8-3 に示す。

図 4.8-13 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(T.P. -6.0m 以浅)の基礎前面)

表 4.8-3 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(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 4.8-4 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 4.8-4 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 4.8-4 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 4.8-4 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 4.8-4 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 4.8-4 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 4.8-4 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 : コンクリートの弾性係数 (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。 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。)	

(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 4.8-14 に示す。また、地盤バネの設定条件一覧表を表 4.8-5 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 4.8-6 に示す。

堤軸直交方向(津波荷重作用方向)の基礎前面は、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 4.8-6 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、「4.8.1 (1) e. (c) ロ. (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」及び「4.8.1 (1) 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 4.8-6 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 4.8-14 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、「4.8.1 (1) e. (c) ロ. (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」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 4.8-6 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 4.8-6 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。