

表 4.10-84 重畳時における基礎地盤の支持性能評価結果

(②-②断面 北基礎：鋼管杭)

地盤ケース		杭位置	最大接地圧	極限支持力度
			(kN/m ²)	(kN/m ²)
基準津波	①	W	3805	5092
	②	W	3756	5092
	③	W	3825	5092
	④	W	3731	5092
	⑤	W	3818	5092
	⑥	W	3767	5092
敷地に遡上する 津波	①	W	4122	5092
	②	W	3932	5092
	③	W	4338	5092
	④	W	4132	5092
	⑤	W	4135	5092
	⑥	W	3943	5092

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

(4) 地盤改良（セメント系）の内的安定に対する評価

敷地に遡上する津波の津波時及び重畳時の内的安定における照査方法概念図を図 4.10-273 に、照査結果を表 4.10-85 に示す。全ての地盤ケースにおいて、許容安全率 1.2 以上を満足することを確認した。

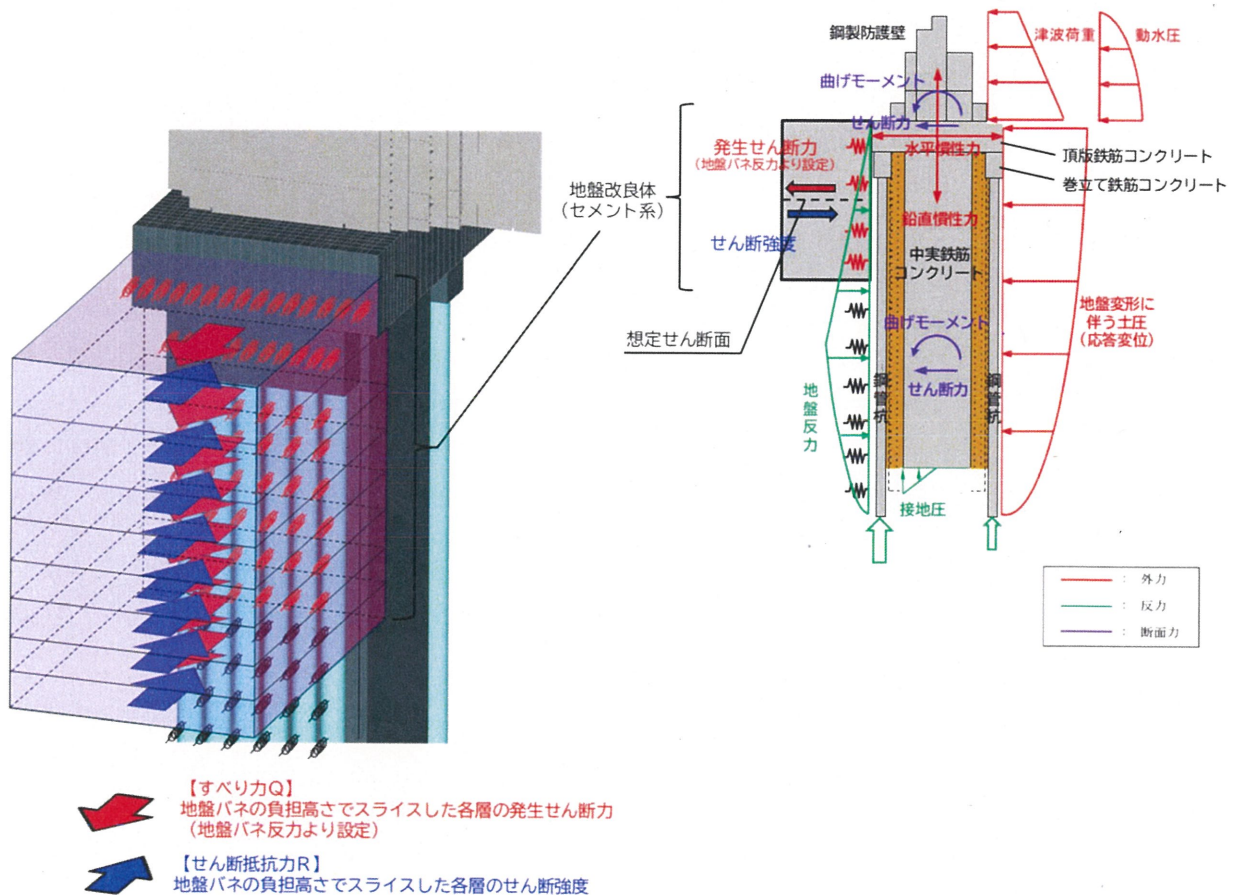


図 4.10-273 内的安定における照査方法概念図

表 4.10-85 地盤改良（セメント系）のせん断照査結果

照査位置		改良体の諸元				津波時（軟地に遡上する津波）				余震直撃時（軟地に遡上する津波）														
標高 （照査位置） （T.P. m）	標高 （照査位置） （T.P. m）	滑り抵抗算定		せん断 抵抗力 C _s （kN/m ² ）	せん断 抵抗力 R （kN/m ² ）	南北方向の幅 B _L （m）	東西方向の幅 B _T （m）	有効載荷面積 A _e （B _L ×B _T ） （m ² ）	地盤パネ1		地盤パネ2		地盤パネ3		地盤パネ4		地盤パネ5							
		地盤反力 （kN）	すべり力 Q （kN/m ² ）						安全率 F=R/Q	地盤反力 （kN）	すべり力 Q （kN/m ² ）	安全率 F=R/Q	地盤反力 （kN）	すべり力 Q （kN/m ² ）	安全率 F=R/Q	地盤反力 （kN）	すべり力 Q （kN/m ² ）	安全率 F=R/Q	地盤反力 （kN）	すべり力 Q （kN/m ² ）	安全率 F=R/Q	地盤反力 （kN）	すべり力 Q （kN/m ² ）	
北基礎	0.68	750	750	15.5	8.85	137.18	16259.4	118.5	6.32	10449.04	76.2	9.84	2097.1	2081.3	30.5	24.62	2130.1	1990.8	30.0	24.96	2127.1	1990.8	30.0	24.98
	-2.50	750	750	15.5	8.85	137.18	11758.1	85.7	8.74	9032.722	65.8	11.38	1159.1	684.6	13.4	55.80	1175.2	654.9	13.3	56.21	1174.8	654.9	13.3	56.22
	-3.50	750	750	15.5	8.85	137.18	12216.7	89.1	8.42	9572.263	69.8	10.74	1598.1	684.6	16.6	45.06	1615.4	654.9	16.5	45.31	1615.1	654.9	16.5	45.32
	-4.50	750	750	15.5	8.85	137.18	11904.1	86.8	8.64	9961.228	72.6	10.32	2079.5	684.6	20.2	37.22	2098.3	654.9	20.1	37.36	2095.5	654.9	20.0	37.40
	-5.50	750	750	15.5	8.85	137.18	11147.3	81.3	9.22	10272.04	74.9	10.01	2611.3	684.6	24.0	31.21	2628.6	654.9	23.9	31.33	2625.1	654.9	23.9	31.36
	-6.00	750	750	15.5	8.85	137.18	6118.2	44.6	16.81	4597.574	33.5	22.37	1931.6	684.6	19.1	39.32	1938.0	654.9	18.9	39.67	1934.2	654.9	18.9	39.73
	-7.50	750	750	15.5	9.70	150.35	2387.1	15.9	47.23	1682.834	11.2	67.00	2243.6	691.6	19.5	38.41	2239.2	661.5	19.3	38.87	2239.6	661.5	19.3	38.86
	-8.53	750	750	15.5	9.70	150.35	2195.5	14.6	51.36	1741.834	11.6	64.73	2367.9	726.2	20.6	36.44	2362.4	694.6	20.3	36.88	2364.2	694.6	20.3	36.86
	-9.65	750	750	15.5	9.70	150.35	2189.4	14.6	51.50	3894.668	25.9	28.95	2600.9	780.1	22.5	33.35	2588.6	746.2	22.2	33.81	2583.0	746.2	22.1	33.87
	-10.98	750	750	15.5	9.70	150.35	1622.8	10.8	69.48	1777.023	11.8	63.45	3278.8	1002.8	28.5	26.33	3455.7	959.2	29.4	25.54	3453.6	959.2	29.4	25.55
南基礎	-12.45	750	750	15.5	9.70	150.35	1373.0	9.1	82.12	1573.431	10.5	71.66	3086.7	1037.4	27.4	27.34	3695.8	992.3	31.2	24.05	3692.1	992.3	31.2	24.07
	-13.95	750	750	15.5	9.70	150.35	1193.1	7.9	94.51	1382.407	9.2	81.56	3083.5	1037.4	27.4	27.35	3941.9	992.3	32.8	22.85	3924.0	992.3	32.7	22.93
	-15.45	750	750	15.5	9.70	150.35	1054.0	7.0	106.98	1210.807	8.1	93.13	3116.8	1037.4	27.6	27.14	3920.8	992.3	32.7	22.95	4134.3	992.3	34.1	21.99
	-16.85	750	750	15.5	9.70	150.35	1151.6	7.7	97.92	2181.027	14.5	51.70	3145.3	845.1	26.5	28.25	3682.2	808.4	29.9	25.11	3775.4	808.4	30.5	24.60
	0.68	750	750	10.0	9.00	90.00	10123.0	112.5	6.66	6541.342	72.7	10.31	1502.7	1365.5	31.9	23.53	1508.0	1306.2	31.3	23.98	1525.5	1306.2	31.5	23.83
	-2.50	750	750	10.0	9.00	90.00	10820.7	120.2	6.23	7326.051	81.4	9.21	192.8	449.2	7.1	105.14	870.2	429.7	14.4	51.92	895.2	429.7	14.7	50.94
	-3.50	750	750	10.0	9.00	90.00	11715.8	130.2	5.76	7875.893	87.5	8.57	266.1	449.2	7.9	94.36	265.9	429.7	7.7	97.04	272.4	429.7	7.8	96.15
	-4.50	750	750	10.0	9.00	90.00	12097.8	134.4	5.57	8228.014	91.4	8.20	346.4	449.2	8.8	84.84	345.5	429.7	8.6	87.08	354.4	429.7	8.7	86.09
	-5.35	750	750	10.0	9.00	90.00	11884.5	132.0	5.67	8480.368	94.2	7.95	421.2	449.2	9.7	77.55	419.5	429.7	9.4	79.49	429.5	429.7	9.5	78.56
	-6.00	750	750	10.0	9.00	90.00	6327.4	70.3	10.66	3668.152	40.8	13.40	303.2	449.2	8.4	89.71	301.2	429.7	8.1	92.35	307.4	429.7	8.2	91.58

(5) 構造物の変形性に対する評価結果

重畳時の止水ジョイント部の異種構造物間（防潮堤（鋼製防護壁）と鉄筋コンクリート防潮壁間）の相対変位量に対する照査結果を表 4.10-86 に示す。異種構造物間の相対変位は、防潮堤（鋼製防護壁）と鉄筋コンクリート防潮壁の各方向（X, Y, Z）における発生変位を方向ごとに足し合わせて求めた δ_x , δ_y , δ_z の3成分を合成して算出する。異種構造物間の相対変位の算定図を図 4.10-274 に示す。

重畳時における止水ジョイント部の異種構造物間の相対変位量に対する照査を行った結果、止水ジョイント部の相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

なお、止水機構の評価については、「5. 防潮堤（鋼製防護壁）の止水機構に関する補足説明」に示す。

表 4.10-86 異種構造物間の重畳時相対変位量（天端）

	δ_x (m)	δ_y (m)	δ_z (m)	3成分合成(m)	許容限界(m)
地震時最終変位（鋼製防護壁）	0.014	0.209	0.015		
地震時最終変位（鉄筋コンクリート防潮壁）	0.201	0.399	0.019		
重畳時（鋼製防護壁）	0.105	0.401	0.011		
合計	0.320	1.009	0.045	1.059	2.0

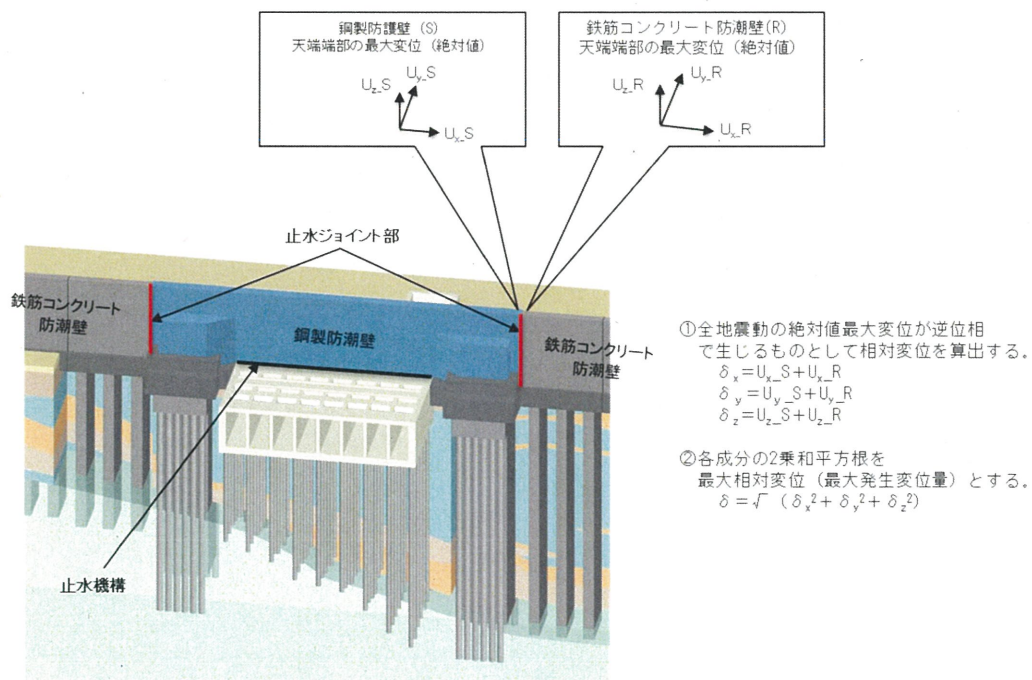


図 4.10-274 異種構造物間の相対変位の算定図

5. まとめ

防潮堤（鋼製防護壁）について、津波時及び重畳時に対し、構造物の曲げ軸力及びせん断力に対する照査結果が許容限界以下であることを確認した。また、基礎地盤の接地圧並びに構造物の変形性に対する照査結果についても許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、防潮堤（鋼製防護壁）は、津波時及び重畳時に対して要求機能を維持できる。

また、主要部材における構造変更前後の照査結果を比較し、以下のとおり考察する。

鋼製防護壁基礎については、構造変更後の中実鉄筋コンクリートの曲げ軸力に対する最大照査値は、構造変更前の地中連続壁基礎を考慮した基礎と比較して大きく低減している。これは、巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の増設や、中実鉄筋コンクリート内の軸方向鉄筋増設によるものである。また、構造変更前の地中連続壁基礎が負担していた荷重については、構造変更後においては増設した巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭が負担しており、結果として当該部材の最大照査値が比較的高い値を示している。

一方、鋼製防護壁については、構造変更後に実施した鋼板の材質及び板厚のランクアップに伴い、構造変更後の最大照査値が低減し、安全裕度が向上している。

その他の構造部位（接合部、止水ジョイント等）においても、最大照査値は構造変更前と同等またはそれを下回る結果となっており、以上の考察により、構造変更後の防潮堤（鋼製防護壁）が、構造変更前と同等の安全性及び機能を有していることを確認した。

なお、接合部におけるアンカーボルト、ベースプレート、中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートについては、本計算書に示す設計の妥当性を再確認するため、複雑な応力状態を精緻に評価可能な3次元解析（COM3）を実施した。3次元解析（COM3）の実施内容及び結果については、「4. 防潮堤（鋼製防護壁）の接合部アンカーに関する補足説明」に示す。

防潮堤（鋼製防護壁）の耐津波安全性評価に関する参考資料

(参考1) 1次元有効応力解析における減衰定数の設定について

有効応力解析における減衰については、固有値解析により求められた固有周期及び減衰比に基づき、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 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、応答変位法において地盤の低次のモードの変形が特に支配的となることから、地盤全体系に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。設定した Rayleigh 減衰を図 1～図 8 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤がせん断変形しているモードを選定している。なお、初期減衰定数は、地盤については 1% (解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1% を採用している。) とする。

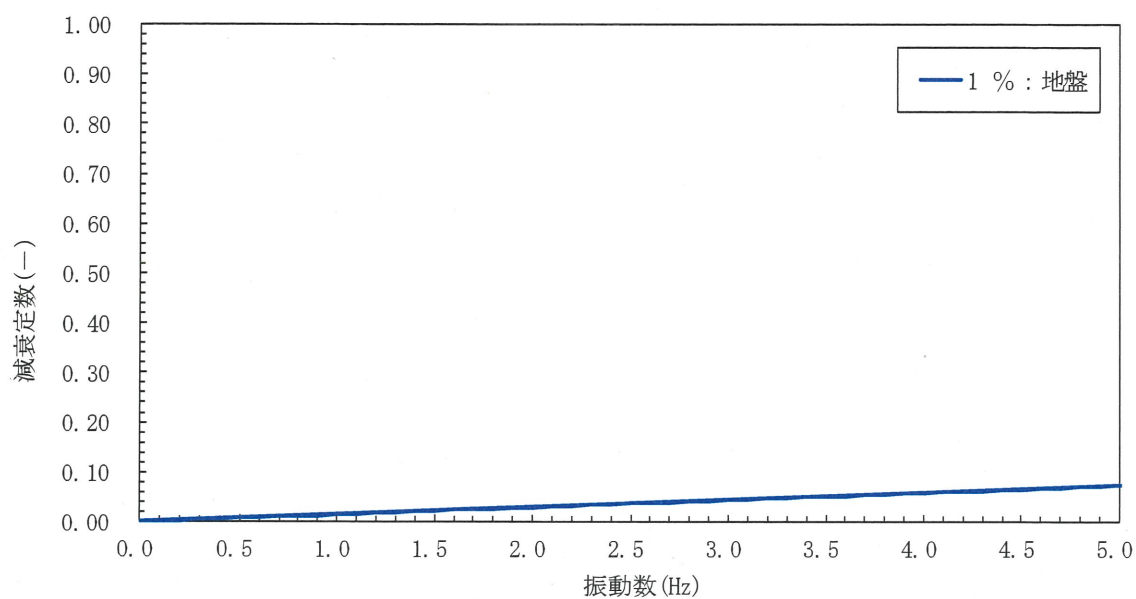


図1 設定した Rayleigh 減衰

(地盤ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
(地点①)

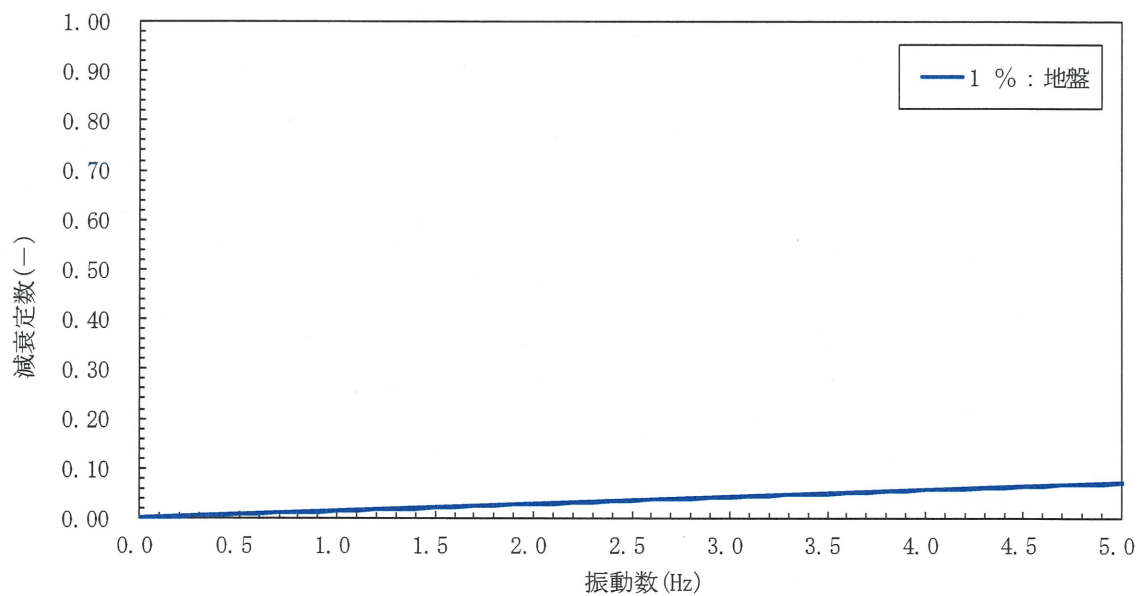


図2 設定した Rayleigh 減衰

(地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
(地点①)

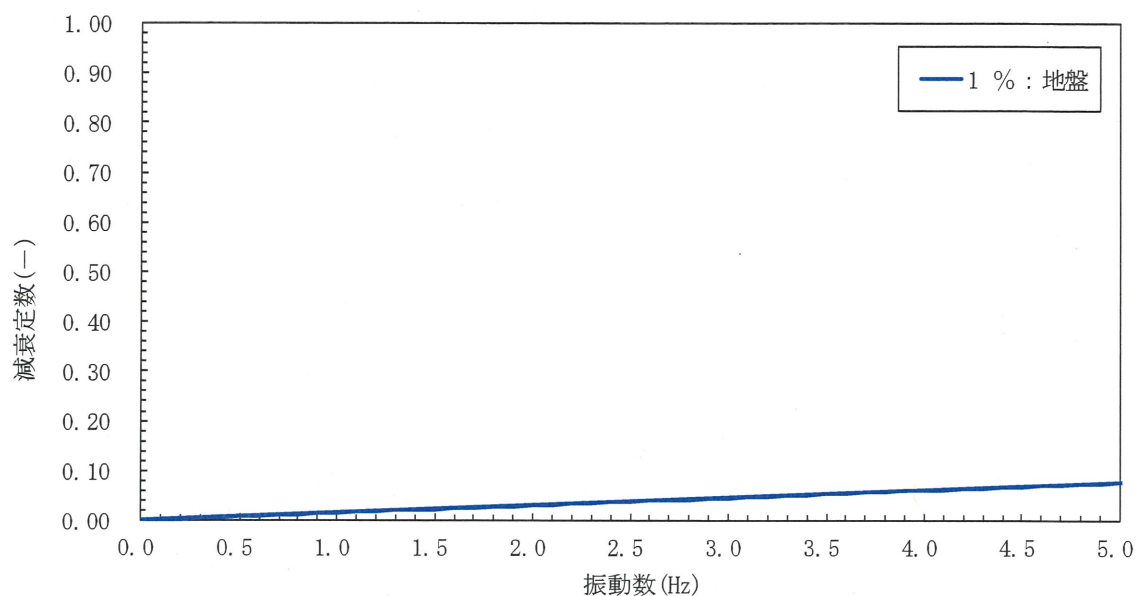


図3 設定した Rayleigh 減衰
 (地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (地点①)

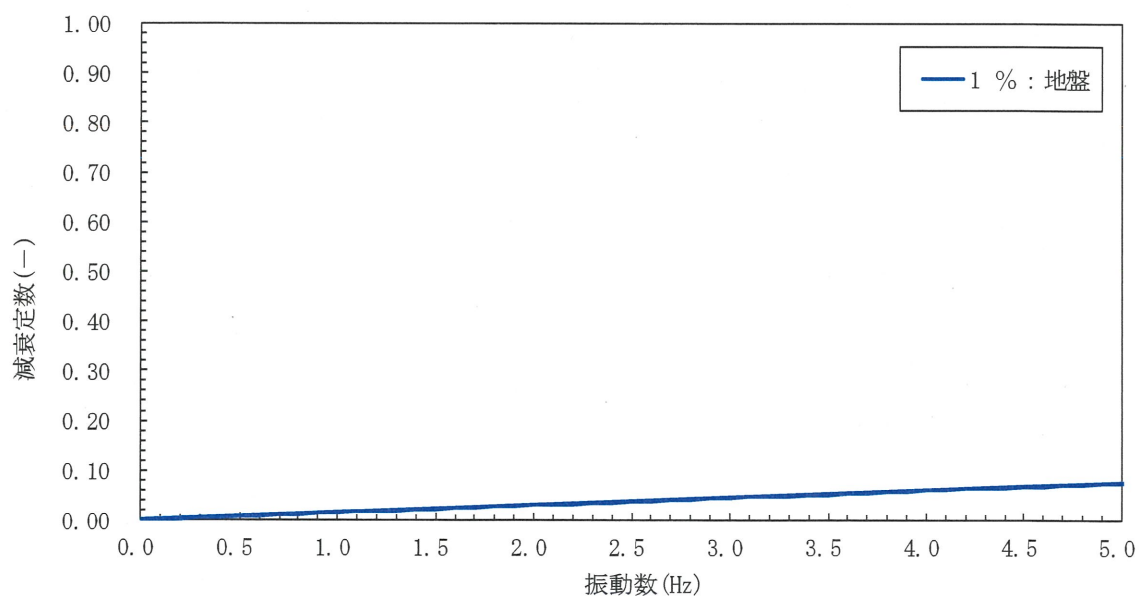


図4 設定した Rayleigh 減衰
 (地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (地点①)

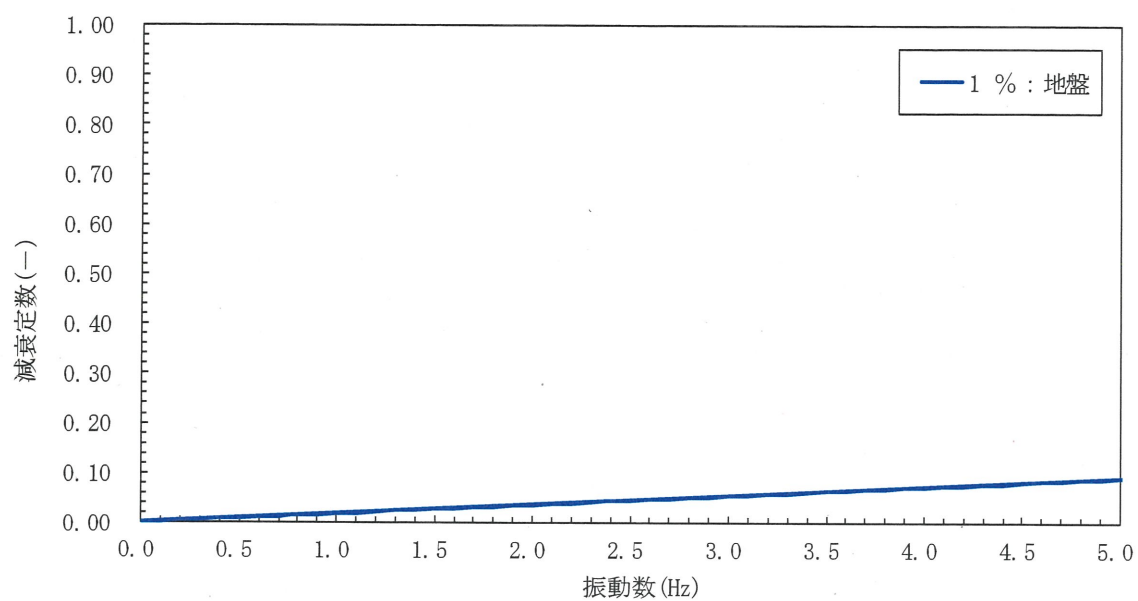


図5 設定した Rayleigh 減衰
 (地盤ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (地点②)

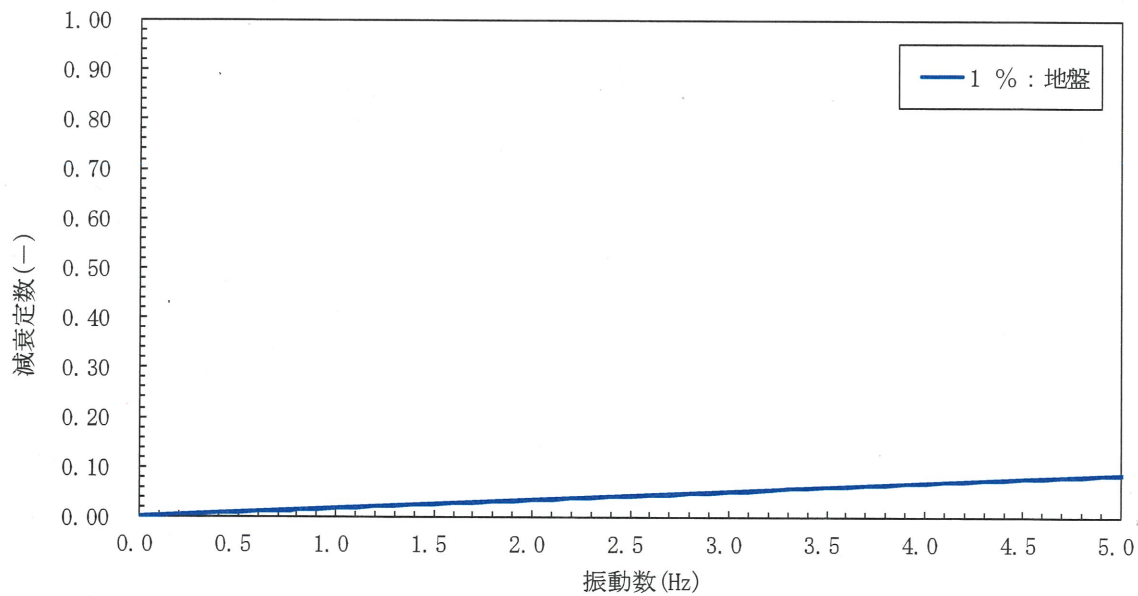


図6 設定した Rayleigh 減衰
 (地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
 (地点②)

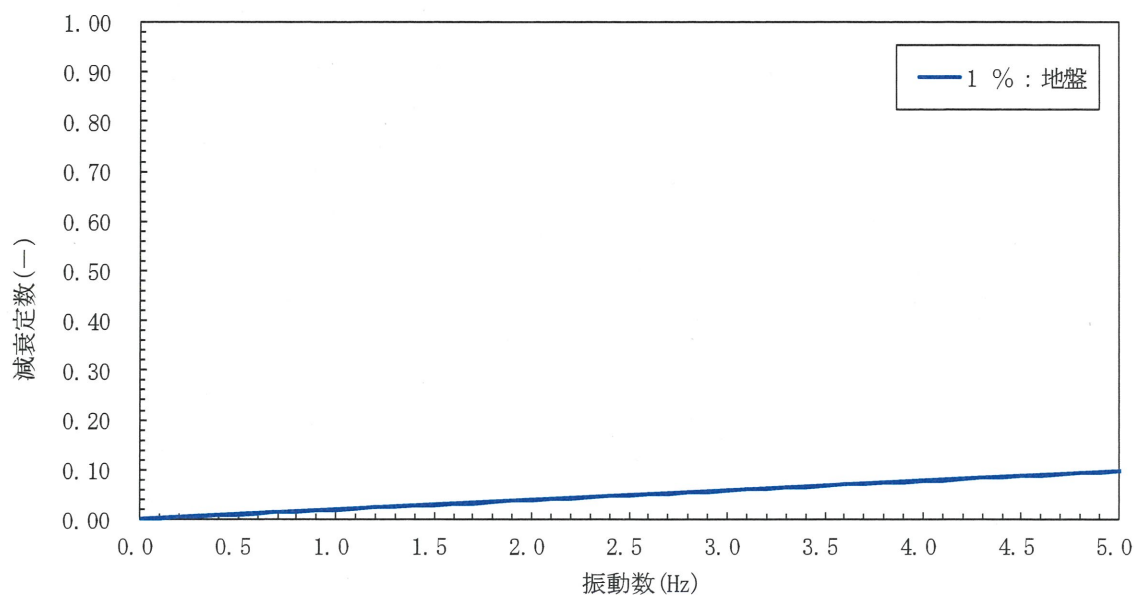


図7 設定した Rayleigh 減衰
 (地盤) ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 (地点②)

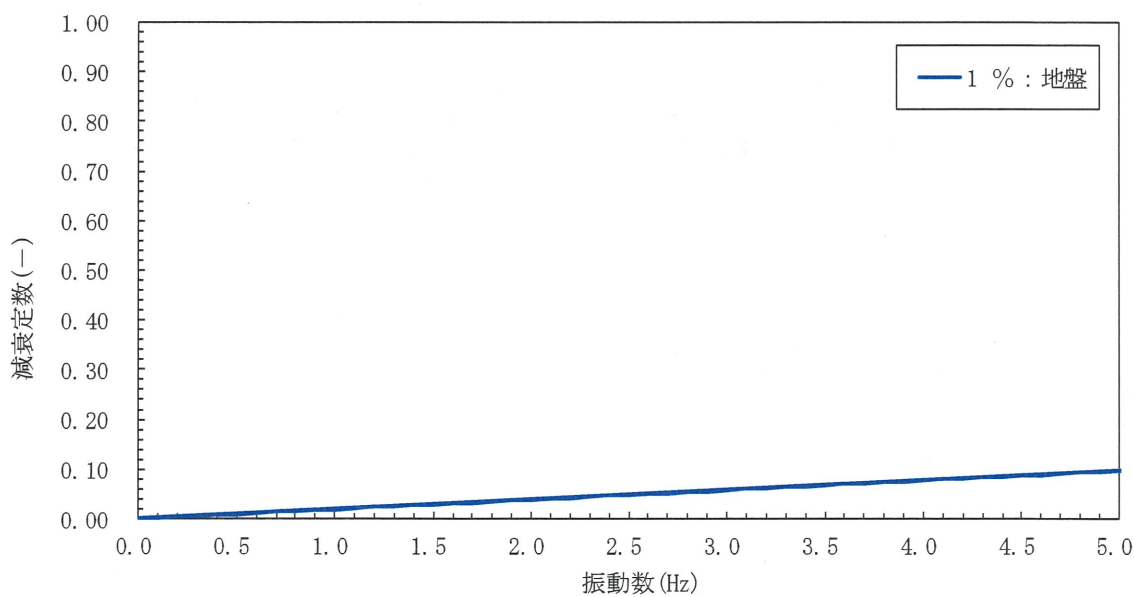


図8 設定した Rayleigh 減衰
 (地盤) ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 (地点②)

(参考 2) 本震後における地盤の剛性低下について

津波時の地盤バネは地盤反力係数及び地盤反力上限値を設定し、津波襲来前に発生する地震動に起因した地盤の軟化を考慮する。津波時の地盤バネのうち、最も地盤抵抗が小さいと仮定した地盤バネ 2 について、基準地震動 S_s 地震時の地盤剛性（1次元有効応力解析による収束剛性）との比較を行い、本震後における地盤の剛性低下を確認する。

図 1 及び図 2 に示すとおり、地盤バネ 2 の地盤剛性（静弾性係数による）は、基準地震動 S_s によって軟化した地盤剛性よりも小さいため、耐津波設計における地盤バネ（受働側）が設計条件として妥当であることを確認した。

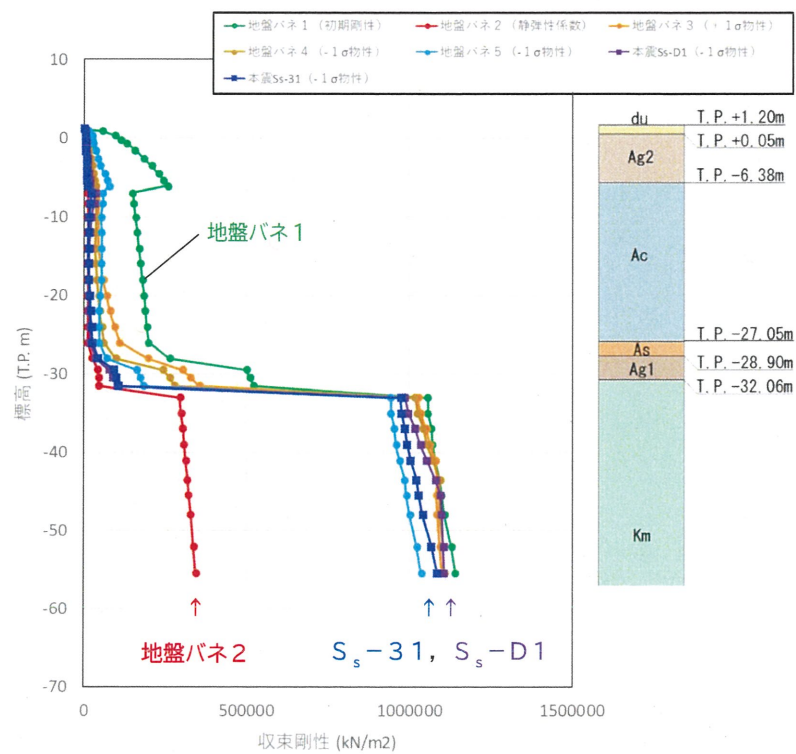


図1 南基礎における収束剛性の比較

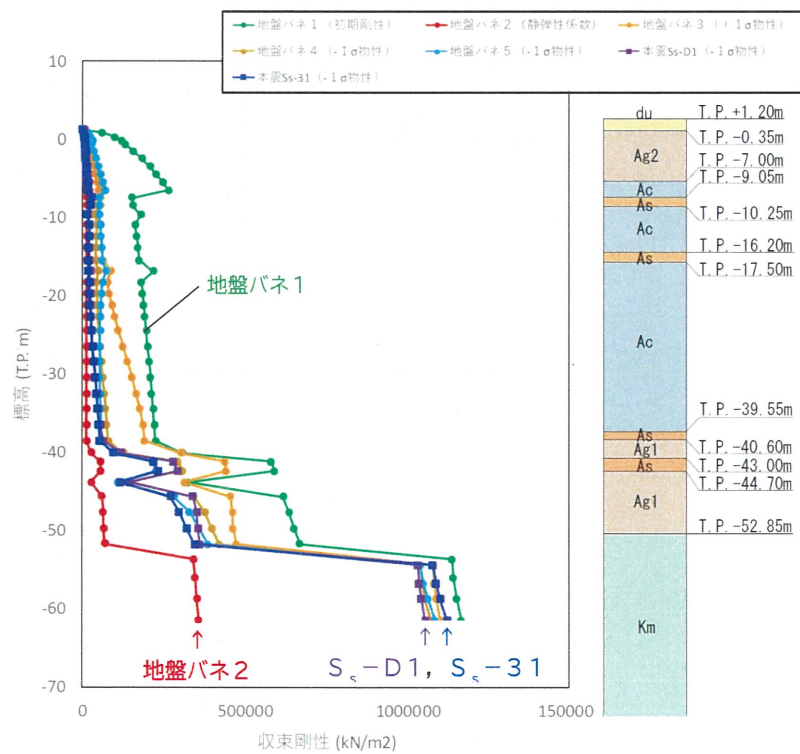


図2 北基礎における収束剛性の比較

(参考3) 鉄筋コンクリート部材におけるヤング係数比及びコンクリートの許容応力度

防潮堤（鋼製防護壁）の設計において、鉄筋コンクリート部材断面の応力度計算に用いるヤング係数比 n については、道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編）（日本道路協会，平成 24 年 3 月）に基づき、設計基準強度 60 N/mm^2 以下に対して $n=15$ を採用する。

一方、コンクリートの設計基準強度 50 N/mm^2 における許容応力度は同書に記載がないため、ヤング係数比 $n=15$ 及びレベル 2 地震動による作用荷重を規定している道路土工カルバート工指針（日本道路協会，平成 22 年 3 月）の値を採用する。

各基準における鉄筋コンクリート部材断面の応力度計算に用いるヤング係数比の記載を図 1 に、コンクリートの設計基準強度 50 N/mm^2 の許容応力度を図 2 に示す。また、道路土工カルバート工指針（日本道路協会，平成 22 年 3 月）においてレベル 2 地震動を作用荷重として考慮する記載内容を図 3 に示す。

3.3 設計計算に用いる物理定数

(4) コンクリートのヤング係数は次による。

- 1) 鉄筋コンクリート構造物の不静定力又は弾性変形の算出及びプレストレストコンクリート部材の設計計算に用いるヤング係数は表-3.3.3 の値とする。
- 2) 鉄筋コンクリート部材の応力度の計算に用いるヤング係数比 n は 15 とする。

表-3.3.3 コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
ヤング係数	2.35×10^4	2.5×10^4	2.65×10^4	2.8×10^4	3.1×10^4	3.3×10^4	3.5×10^4

道路橋示方書（Ⅰ 共通編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）

5-4-2 曲げモーメント及び軸方向力が作用するコンクリート部材

鉄筋コンクリート部材断面に生じるコンクリート及び鉄筋の応力度については、軸ひずみは中立軸からの距離に比例し、鉄筋とコンクリートのヤング係数比は 15、さらにコンクリートの引張応力度は無視するものと仮定して算出するものとする。また、それぞれの応力度は、4-5 に示す許容応力度を超えてはならない。

許容応力度法による鉄筋コンクリート部材の曲げモーメントに対する照査の基本的な考え方について示したものである。曲げモーメント及び軸方向力を受ける鉄筋コンクリート部材の応力度を計算するための仮定については、従来から一般的に行われている仮定を適用するものとした。

道路土工カルバート工指針（日本道路協会，平成 22 年 3 月）

図 1 ヤング係数比について

4-5-2 コンクリートの許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 鉄筋コンクリート部材におけるコンクリートの許容圧縮応力度及び許容せん断応力度は、表 4-3 の値とする。

表 4-3 コンクリートの許容圧縮応力度及び許容せん断応力度 (N/mm ²)		コンクリートの設計基準強度(σ_{ck})						
応力度の種類		21	24	27	30	36	40	50
曲げ圧縮応力度		7.0	8.0	9.0	10.0	12.0	14.0	16.0
せん断 応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 τ_{cd}	0.22	0.23	0.24	0.25	0.26	0.27	0.27
	斜引張鉄筋と協働して負担する場合 τ_{cd}	1.6	1.7	1.8	1.9	2.2	2.4	2.4

道路土工カルバート工指針(日本道路協会, 平成 22 年 3 月)

図 2 コンクリートの許容応力度について

4-1-2 想定する作用

カルバートの設計に当たって、想定する作用は、以下に示すものを基本とする。

- (1) 常時の作用
- (2) 地震動の作用
- (3) その他

(2) 地震動の作用

地震動の作用としては、レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動の 2 種類の地震動を想定する。ここに、レベル 1 地震動とは供用期間中に発生する確率が高い地震動、また、レベル 2 地震動とは供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動をいう。さらに、レベル 2 地震動としては、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプ I の地震動、及び、内陸直下型地震を想定したタイプ II の地震動の 2 種類を考慮することとする。

レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動としては、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」に規定される地震動を考慮するものとし、その詳細は「道路土工要綱 巻末資料」を参照するのがよい。

道路土工カルバート工指針(日本道路協会, 平成 22 年 3 月)

図 3 想定する作用荷重 (レベル 2 地震動の作用) について

(参考 4) 中実鉄筋コンクリートにおける釣合い鉄筋比について

防潮堤（鋼製防護壁）の耐津波・耐震設計においては、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）に準拠し，軸方向引張鉄筋量が釣合い鉄筋比以下であることを確認する。なお，釣合い鉄筋比とは，圧縮縁のコンクリートの終局ひずみと引張鉄筋の降伏ひずみが同時に生じる状態の引張鉄筋量の比のことである。

上記の引張鉄筋量については，道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）において，釣合い鉄筋比に近い引張鉄筋量又はそれ以上の引張鉄筋量を配置すると，引張鉄筋が降伏する前にコンクリートが圧壊するため，部材がもろい破壊性状を示すことになることと示されている。さらに，一般には，配置する引張鉄筋量を釣合い鉄筋比の 75% 以下とすることが望ましいとされている。

ここでは，道路橋示方書に準拠し，軸方向鉄筋量が最大となる南基礎の中実鉄筋コンクリートの中央（下）の釣合い鉄筋比について評価を行う。

なお，引張鉄筋量の算出方法としては，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）によると，軸方向引張鉄筋量は断面の中立軸よりも引張側にある鉄筋断面積の総和から求めることを規定しているが，「計算の簡略化のため断面の図心位置から引張側にある軸方向鉄筋の断面積の総和から求めてもよい」とされている。引張鉄筋比を算出する中実鉄筋コンクリートは，正方形断面であり，軸方向鉄筋の配置も対称であるため，軸方向鉄筋の 1/2 が引張鉄筋になる。そこで，軸方向鉄筋の 1/2 を引張鉄筋とみなした場合の引張鉄筋量を算出し，釣合い鉄筋比との比較をおこなう。一方，釣合い鉄筋比の算出においては，軸圧縮力が大きいほど釣合い鉄筋比が小さくなるため，軸圧縮力が大きい残置影響評価モデルに対して評価を行う。この評価ケースを①（a）に示す。

これに対し，道路橋示方書においては，厳密には，軸方向引張鉄筋量は断面の中立軸よりも引張側にある鉄筋断面積の総和から求めることを規定している。このため，残置影響評価モデルにおいて算出した曲げモーメント及び軸力に基づいて中立軸を算出し，引張鉄筋量を算出する評価を実施する。この評価ケースを①（b）に示す。

また，上記の 2 ケースは，残置影響評価モデルに対する評価であるため，本来の設計モデルである工認設計モデルに対して釣合い鉄筋比の評価を行う。工認設計モデルに対する評価では，算出した曲げモーメント及び軸力に基づいて中立軸を算出し，引張鉄筋量を算出する。この評価ケースを②に示す。

①残置影響評価モデルの釣合い鉄筋比の評価

(a) 軸方向鉄筋量の 1/2 を引張鉄筋とみなして引張鉄筋量を算出した場合

残置影響評価モデルでは、南基礎の中実鉄筋コンクリート中央（下）（以下、南中央（下）という）の鉄筋の曲げ軸力の最大照査値が 0.90 であり、軸方向鉄筋量が最大の部材であるため、南中央（下）を評価対象とする。軸方向鉄筋の 1/2 を引張鉄筋とみなす場合には、南中央（下）の引張鉄筋は図 1 に示す赤破線内の軸方向鉄筋となる（SD490 材の D51 の異形鉄筋 1802 本）。

引張鉄筋量 p_t は、道路橋示方書に従い次式により算出する。算出の結果は、表 1 に示すとおり $p_t=3.69\%$ になる。

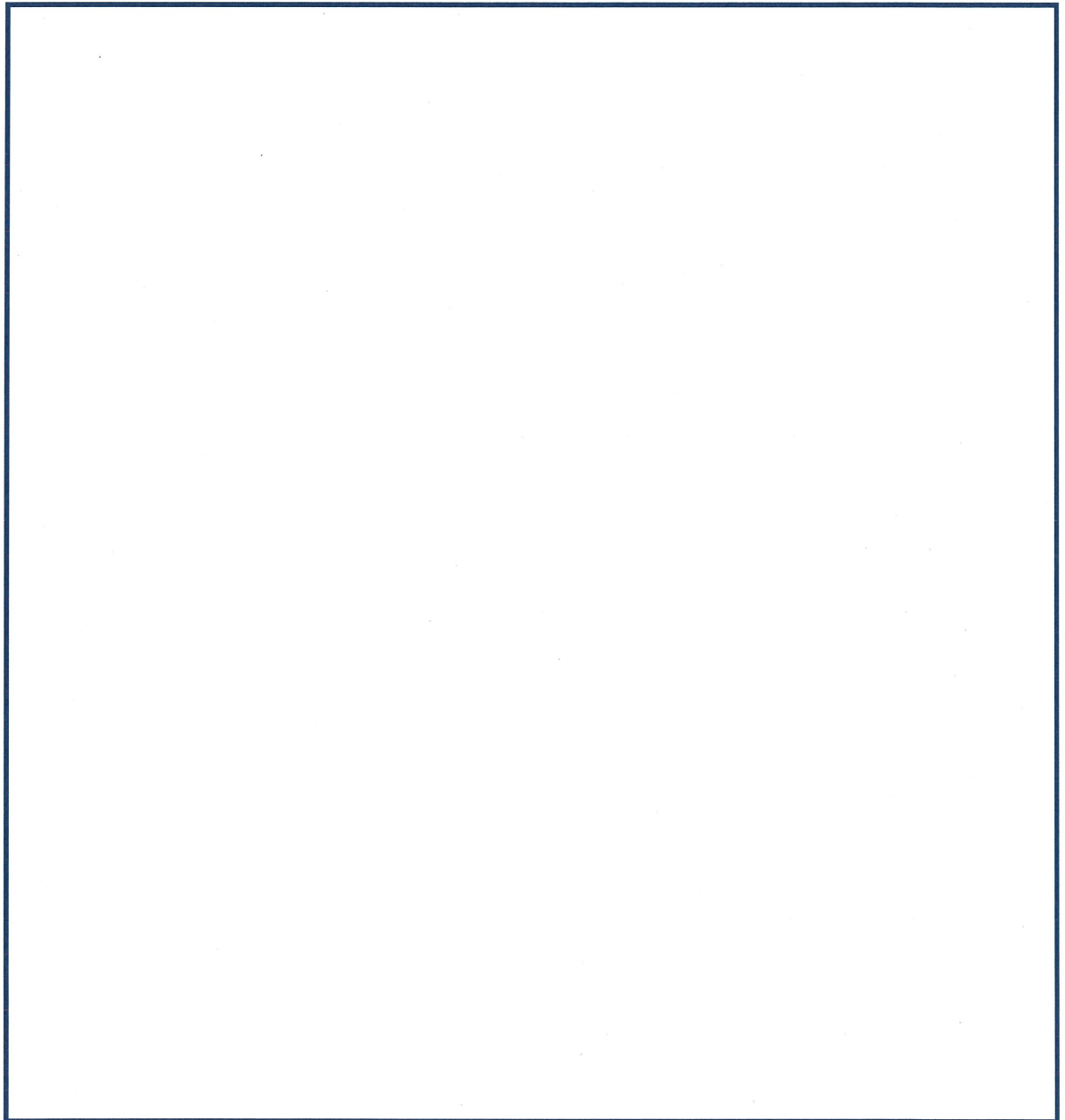


図 1 中実鉄筋コンクリート配筋図（南基礎）

$$p_t = \frac{A_s}{bd} = \frac{3652654}{10700 \times 9262} = 0.0369 \quad (= 3.69\%)$$

釣合い鉄筋比 p_b は、の次式により算出され、表 1 及び表 2 に示すとおり 4.94%になる。

$$p_b = \frac{A_{sb}}{bd} = \left(0.68 \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} - \frac{N_d}{bd\sigma_{ck}} \right) \frac{\sigma_{ck}}{\sigma_{sy}} + \frac{A'_s \sigma'_s}{bd\sigma_{sy}}$$

$$= \left(0.68 \times \frac{0.0035}{0.0035 + 0.00245} - \frac{303327357}{10700 \times 9262 \times 50} \right) \frac{50}{490} + \frac{3652654}{10700 \times 9262} \times \frac{197.4}{490}$$

$$= 0.0494 \quad (= 4.94\%)$$

上式中の記号は下記のとおりである。

A_{sb} : 終局釣合い引張鉄筋量 (mm^2)

b : 部材幅 (mm), 10700 mm

d : 部材断面の有効高 (mm), 9262 mm

ε_{cu} : コンクリートの終局ひずみ, 0.0035

ε_{sy} : 引張鉄筋の降伏ひずみ, 0.00245

$$\varepsilon_{sy} = \sigma_{sy} / E_s$$

E_s : 引張鉄筋の弾性係数 (N/mm^2), 200000 N/mm^2

σ_{sy} : 鉄筋の降伏点 (N/mm^2), 490 N/mm^2

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2), 50 N/mm^2

N_d : 終局荷重作用時の軸方向力 (軸圧縮力) (N), 303327357 N

※303327357 N は、残置影響評価モデルにおいて算出された南基礎

中央 (下) の軸圧縮力の最大値

A_s : 引張鉄筋量 (mm^2), 3652654 mm^2

A'_s : 圧縮鉄筋量 (mm^2), 3652654 mm^2

σ'_s : 圧縮鉄筋の応力度 (N/mm^2), 197.4 N/mm^2

以上のことから、引張鉄筋量と釣合い鉄筋比の 75%を比較すると、以下のとおりになり、釣合い鉄筋比の 75%以下の条件を満足する。

引張鉄筋量 : 3.69% < 釣合い鉄筋比の 75% : 3.71% ($= 4.94 \times 0.75$)

この評価結果は残置影響評価モデルに対するものであるため、地中連続壁部の重量を中実鉄筋コンクリートが負担し、地中連続壁部の断面を考慮せず中実鉄筋コンクリート断面のみで鉄筋量を評価しているため、保守的な評価結果であると言える。

表 1 中実鉄筋コンクリート（南基礎）の釣合い鉄筋比に係る確認結果

照査の種類	終局釣合い鉄筋比 (%)	引張鉄筋比 (%)	判定	備考
釣合い鉄筋比	3.71	3.69	OK	詳細を表 2 に示す

表 2 中実鉄筋コンクリート（南基礎）の詳細結果

鉄筋降伏ひずみ	ε_{sy}	0.00245	
鉄筋の降伏点	σ_{sy}	490	N/mm ²
鉄筋の弾性係数	E_s	200000	N/mm ²
圧縮鉄筋総断面積	A_s'	3652654	mm ²
鉄筋総本数	n	3604	本
D51 断面積	$A_{s'}_{D51}$	2027	mm ² /1 本
コンクリート設計基準強度	σ'_{ck}	50	N/mm ²
コンクリートの終局ひずみ	ε_{cu}	0.0035	
圧縮鋼材の応力度	σ'_s	197.4	N/mm ²
終局荷重作用時の軸方向力	N_d	303327357	N
終局釣合い鋼材比	p_b	0.0494	
終局釣合い鋼材比に乗じる係数 75%		0.75	
終局釣合い鋼材比×0.75	$0.75p_b$	0.037	
終局釣合い鋼材比×0.75 の百分率表示		3.71	%
有効断面積	$A=Bd$	99099833	mm ²
引張鉄筋本数	n_s	1802	本
引張鉄筋の総断面積	A_s	3652654	mm ²
引張鉄筋比	p_t	0.0369	
引張鉄筋比の百分率表示		3.69	%

(b) 曲げ軸力により中立軸を算出し引張鉄筋量を算出した場合

残置影響評価モデルの南中央（下）の鉄筋の曲げ軸力の最大照査値は、前述のとおり 0.90 である。同照査値に対応する断面力は、表 3 に示すとおりであり、曲げ軸力照査では堤軸方向及び堤軸直交方向の 2 方向の曲げモーメントを考慮している。表 3 に示す断面力を用いて鉄筋の引張領域を算出した結果を図 2 に示す。2 方向の曲げモーメントを考慮しているため、中立軸が約 45 度に傾き、南東の引張領域内にある軸方向引張鉄筋量は全鉄筋の 54%，1950 本（圧縮鉄筋は全鉄筋の 46%，1654 本）になる。

表 3 残置影響評価モデルにおける最大照査値発生時の断面力

堤軸方向曲げモーメント (kNm)	4232453
堤軸直交方向曲げモーメント (kNm)	4815254
軸圧縮力 (kN)	230097

上記の引張鉄筋に対して引張鉄筋量と釣合い鉄筋比を以下で算出する。釣合い鉄筋比の算出においては、表 3 に示す軸圧縮力ではなく、保守的に南基礎の中央（下）の軸圧縮力の最大値 303327357N を考慮する。軸圧縮力の最大値を考慮する理由は、軸圧縮力が大きいほど釣合い鉄筋比が小さくなり、配置できる引張鉄筋量が小さくなる評価結果が得られるためである。

道路橋示方書に示す引張鉄筋量及び釣合い鉄筋比の算出式を下式に、中実鉄筋コンクリートの釣合い鉄筋比の評価結果を表 4 及び表 5 に示す。引張鉄筋量及び釣合い鉄筋比の算出式は、前述の算出式と同じである。

引張鉄筋量（比） p_t は、下式により算出され、3.988%になる。

$$p_t = \frac{A_s}{bd} = \frac{3952650}{10700 \times 9262} = 0.03988 \quad (= 3.988\%)$$

釣合い鉄筋比 p_b は、の下式により算出され、5.32%になる。

$$p_b = \frac{A_{sb}}{bd} = \left(0.68 \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} - \frac{N_d}{bd\sigma_{ck}} \right) \frac{\sigma_{ck}}{\sigma_{sy}} + \frac{A'_s \sigma'_s}{bd \sigma_{sy}}$$

$$= \left(0.68 \times \frac{0.0035}{0.0035 + 0.00245} - \frac{303327357}{10700 \times 9262 \times 50} \right) \frac{50}{490}$$

$$+ \frac{3360442}{10700 \times 9262} \times \frac{269.3}{490}$$

$$= 0.0532 \quad (= 5.32\%)$$

以上のことから、引張鉄筋量と釣合い鉄筋比の 75%を比較すると、以下のとおりになり、釣合い鉄筋比の 75%以下の条件を満足する。

引張鉄筋量：3.988% < 釣合い鉄筋比の 75%：3.990% (=5.32×0.75)

① (a) の評価結果と同様に、(b) の評価結果も残置影響評価モデルに対するものであるため、保守的な評価結果であると言える。また、実際に中立軸を求めた軸圧縮力ではなく、南中央(下)の軸圧縮力の最大値を考慮していることから保守的な評価結果である。

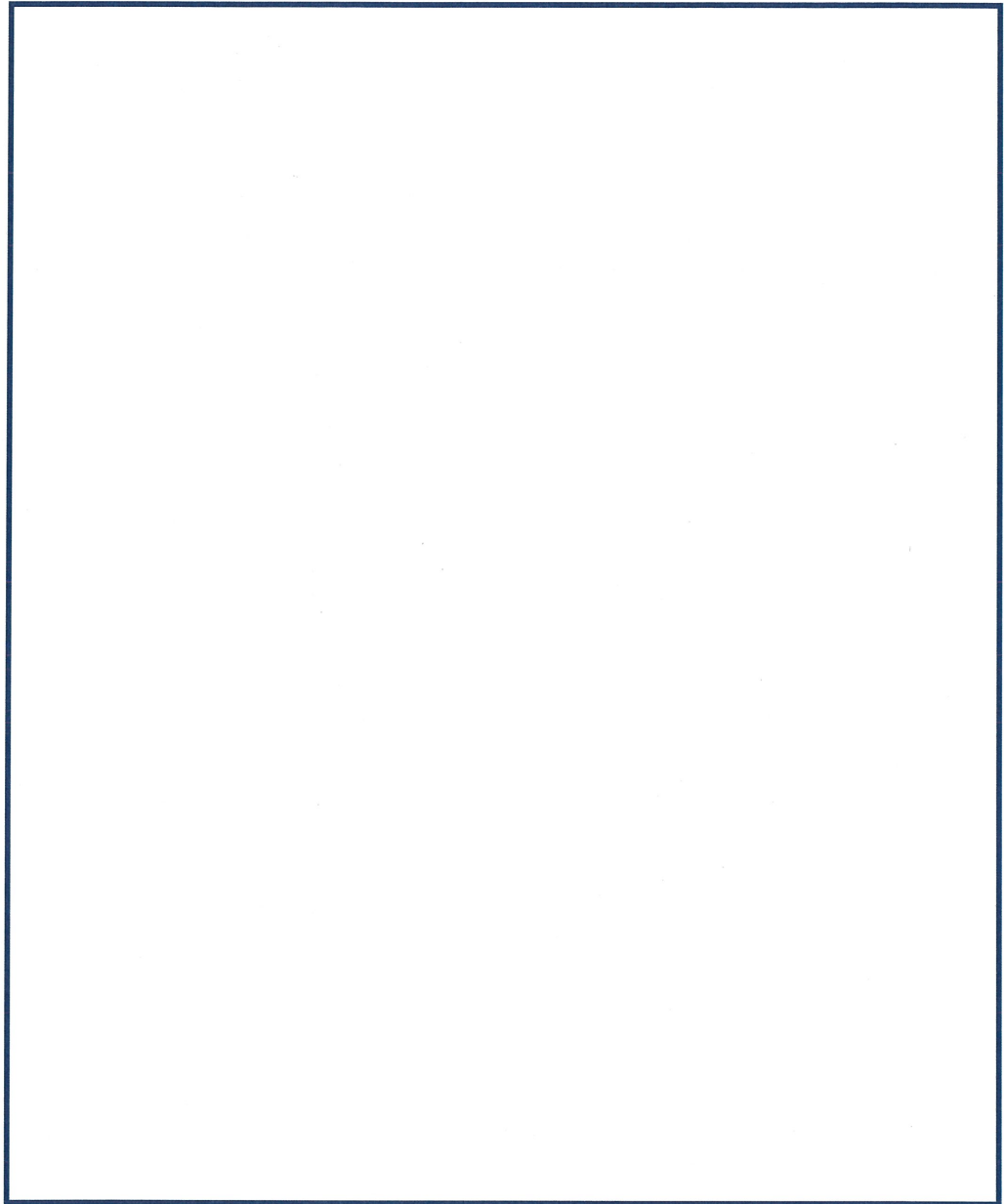


図 2 中実鉄筋コンクリートの軸方向引張鉄筋の範囲
(残置影響評価モデルの南基礎中央 (下))

表 4 中実鉄筋コンクリート（残置影響評価モデルの南基礎中央（下））の

釣合い鉄筋比に係る評価結果

照査の種類	終局釣合い鉄筋比 (%)	引張鉄筋比 (%)	判定	備考
釣合い鉄筋比	3.990	3.988	OK	詳細を表 5 に示す

表 5 中実鉄筋コンクリート（残置影響評価モデルの南基礎中央（下））の評価結果詳細

鉄筋降伏ひずみ	ε_{sy}	0.00245	
鉄筋の降伏点	σ_{sy}	490	N/mm ²
鉄筋の弾性係数	E_s	200000	N/mm ²
圧縮鉄筋総断面積	A_s'	3360442	mm ²
鉄筋総本数	n	3604	本
D51 断面積	$A_{s'}_{D51}$	2027	mm ² /1 本
コンクリート設計基準強度	σ'_{ck}	50	N/mm ²
コンクリートの終局ひずみ	ε_{cu}	0.0035	
圧縮鉄筋の応力度	σ'_s	269.3	N/mm ²
終局荷重作用時の軸方向力	N_d	303327357	N
終局釣合い鋼材比	p_b	0.0532	
終局釣合い鋼材比に乗じる係数 75%		0.75	
終局釣合い鋼材比×0.75	$0.75p_b$	0.03990	
終局釣合い鋼材比×0.75 の百分率表示		3.990	%
有効断面積	$A=Bd$	99103400	mm ²
引張鉄筋本数	n_s	1950	本
引張鉄筋の総断面積	A_s	3952650	mm ²
引張鉄筋比	p_t	0.03988	
引張鉄筋比の百分率表示		3.988	%

②工認設計モデルの釣合い鉄筋比の評価

本来の設計モデルである工認設計モデルにおける釣合い鉄筋比について確認を行う。南基礎の中央（下）の鉄筋の曲げ軸力の最大照査値は 0.56 である。同照査値に対応する断面力は、表 6 に示すとおりであり、曲げ軸力照査では堤軸方向及び堤軸直交方向の 2 方向の曲げモーメントを考慮している。表 6 に示す断面力を用いて鉄筋の引張領域を算出した結果を図 3 に示す。2 方向の曲げモーメントを考慮しているため、中立軸が約 45 度に傾き、引張領域内にある引張鉄筋量は全鉄筋の 54%，1950 本（圧縮鉄筋は全鉄筋の 46%，1654 本）になる。したがって、軸方向引張鉄筋の領域は、残置影響評価モデルの場合とほぼ同じである。

表 6 残置影響評価モデルにおける最大照査値発生時の断面力

堤軸方向曲げモーメント (kNm)	2410340
堤軸直交方向曲げモーメント (kNm)	3162210
軸圧縮力 (kN)	140311

上記の引張鉄筋に対して引張鉄筋量と釣合い鉄筋比を以下で算出する。釣合い鉄筋比の算出においては、表 6 に示す軸圧縮力ではなく、保守的に南基礎の中央（下）の軸圧縮力の最大値 195191608 N を考慮する。

なお、工認設計モデルの南基礎の中実鉄筋コンクリートの中央（下）の軸圧縮力の最大値 195191608 N は、地中連続壁の重量を考慮した残置影響評価モデルの軸圧縮力の最大値 303327357 N の約 64%であるため、工認設計モデルの釣合い鉄筋比は、以下に示すとおり残置影響評価モデルよりも大きくなる。

道路橋示方書に示す引張鉄筋量及び釣合い鉄筋比の算出式を下式に、中実鉄筋コンクリートの釣合い鉄筋比の計算結果を表 7 及び表 8 に示す。

道路橋示方書に示す引張鉄筋量及び釣合い鉄筋比の算出式を以下に示す。

引張鉄筋量（比） p_t は、下式により算出され、3.988%になる。

$$p_t = \frac{A_s}{bd} = \frac{3952650}{10700 \times 9262} = 0.03988 \quad (= 3.988\%)$$

釣合い鉄筋比 p_b は、の下式により算出され、5.54%になる。

$$\begin{aligned}
 p_b &= \frac{A_{sb}}{bd} = \left(0.68 \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} - \frac{N_d}{bd\sigma_{ck}} \right) \frac{\sigma_{ck}}{\sigma_{sy}} + \frac{A'_s \sigma'_s}{bd \sigma_{sy}} \\
 &= \left(0.68 \times \frac{0.0035}{0.0035 + 0.00245} - \frac{195191608}{10700 \times 9262 \times 50} \right) \frac{50}{490} \\
 &\quad + \frac{3360442}{10700 \times 9262} \times \frac{269.3}{490} \\
 &= 0.0554 \quad (= 5.54\%)
 \end{aligned}$$

以上のことから、引張鉄筋量と釣合い鉄筋比の 75%を比較すると、以下のとおりになり、釣合い鉄筋比の 75%以下の条件を満足し、残置影響評価モデルよりも釣合い鉄筋比に対する余裕があることを確認した。

引張鉄筋量：3.988% < 釣合い鉄筋比の75%：4.155% ($=5.54 \times 0.75$)

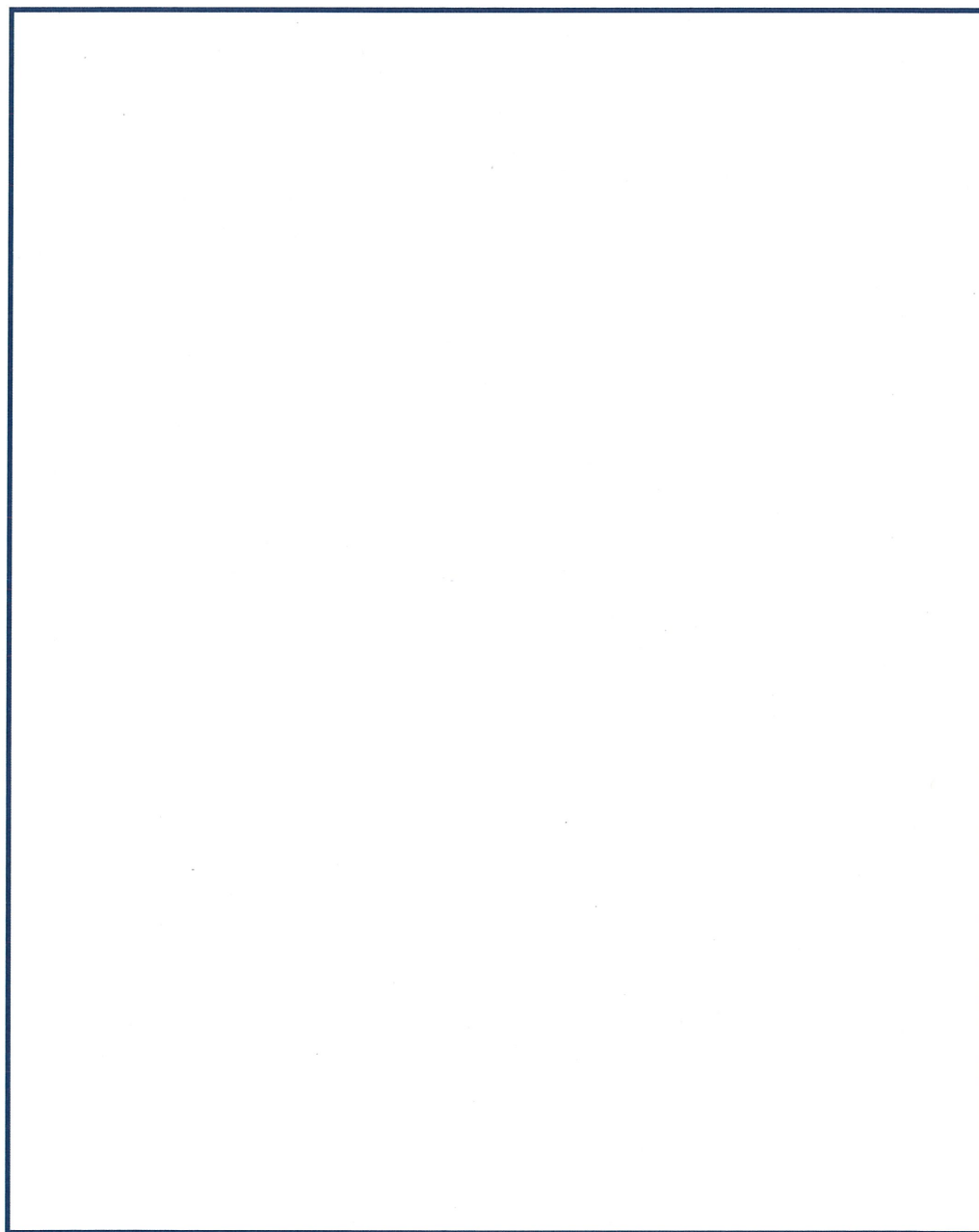


図3 中実鉄筋コンクリートの軸方向引張鉄筋の範囲
(工認設計モデルの南基礎中央(下))

表 7 中実鉄筋コンクリート（工認設計モデルの南基礎中央（下））の

釣合い鉄筋比に係る評価結果

照査の種類	終局釣合い鉄筋比 (%)	引張鉄筋比 (%)	判定	備考
釣合い鉄筋比	4.155	3.988	OK	詳細を表 8 に示す

表 8 中実鉄筋コンクリート（工認設計モデルの南基礎中央（下））の評価結果詳細

鉄筋降伏ひずみ	ε_{sy}	0.00245	
鉄筋の降伏点	σ_{sy}	490	N/mm ²
鉄筋の弾性係数	E_s	200000	N/mm ²
圧縮鉄筋総断面積	$A_{s'}$	3360442	mm ²
鉄筋総本数	n	3604	本
D51 断面積	$A_{s'}_{D51}$	2027	mm ² /1 本
コンクリート設計基準強度	σ'_{ck}	50	N/mm ²
コンクリートの終局ひずみ	ε_{cu}	0.0035	
圧縮鉄筋の応力度	σ'_s	269.3	N/mm ²
終局荷重作用時の軸方向力	N_d	195191608	N
終局釣合い鋼材比	p_b	0.0554	
終局釣合い鋼材比に乗じる係数 75%		0.75	
終局釣合い鋼材比×0.75	$0.75p_b$	0.042	
終局釣合い鋼材比×0.75 の百分率表示		4.155	%
有効断面積	$A=Bd$	99103400	mm ²
引張鉄筋本数	n_s	1950	本
引張鉄筋の総断面積	A_s	3952650	mm ²
引張鉄筋比	p_t	0.03988	
引張鉄筋比の百分率表示		3.988	%

③まとめ

以上で示した「①残置影響評価モデルの釣合い鉄筋比の評価」及び「②工認設計モデルの釣合い鉄筋比の評価」から、中実鉄筋コンクリートの鉄筋量が最大になる南基礎の中央（下）において、軸方向引張鉄筋量が釣合い鉄筋比の 75%以下であることを確認した。したがって、中実鉄筋コンクリートが、地震荷重及び津波荷重に対して脆性的な破壊性状を示すことはないことを確認した。

（参考 5）地盤改良（セメント系）の考慮方法の妥当性

地盤改良（セメント系）を地盤バネの地盤反力上限値の増分として考慮する考え方について、傍証のための 3 次元 F E M 解析を実施した。

1. 目的

3 次元 F E M 解析において、地盤改良（セメント系）のモデル化に着目した 2 つの解析モデルを作成し、同一の荷重条件に対し鋼製防護壁基礎の水平変位量を比較する。

図 1 は、地盤改良（セメント系）を地盤バネの地盤反力上限値として考慮した解析モデルであり、工認設計モデルと同様の地盤バネ条件にて側方抵抗を模擬している。図 2 は、地盤改良（セメント系）をソリッド要素でモデル化し、その外側に地盤バネを設けることで、地盤改良（セメント系）が鋼製防護壁基礎の側方抵抗として寄与する効果を精緻に表現している。

図 1 及び図 2 の解析モデルによる鋼製防護壁基礎の水平変位量の大小関係を比較することで、地盤改良（セメント系）を地盤バネの地盤反力上限値の増分として考慮することの妥当性を確認する。

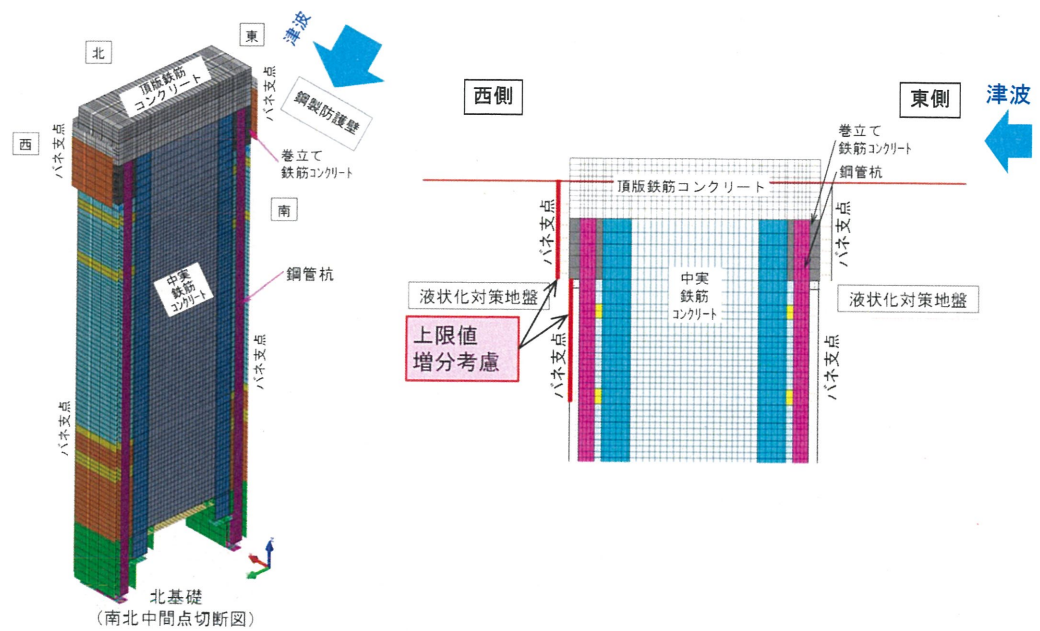


図1 地盤改良（セメント系）を地盤バネの地盤反力上限値として考慮した解析モデル（解析ケース1）

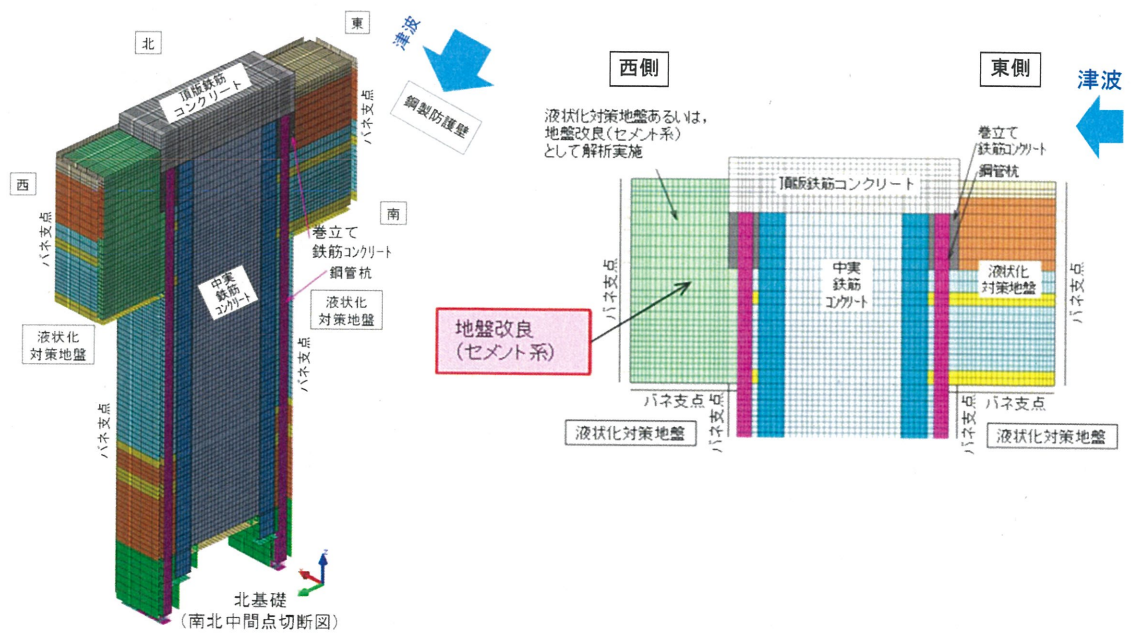


図2 地盤改良（セメント系）をソリッド要素としてモデル化し、その外側に地盤バネを考慮した解析モデル（解析ケース2）

2. 解析結果

水平変位については、地盤改良（セメント系）を地盤バネの地盤反力上限値として考慮した解析モデル（解析ケース 1）が地盤改良（セメント系）をソリッド要素として考慮した解析モデル（解析ケース 2）より頂版鉄筋コンクリート天端の変位が大きくなる結果が確認された。

よって、耐津波評価における地盤改良（セメント系）の取扱いとしては十分に保守的であることを確認した。

解析ケース 1 及び解析ケース 2 の解析結果を表 1 に示す。また、水平変位の深度分布図を図 3 に示す。

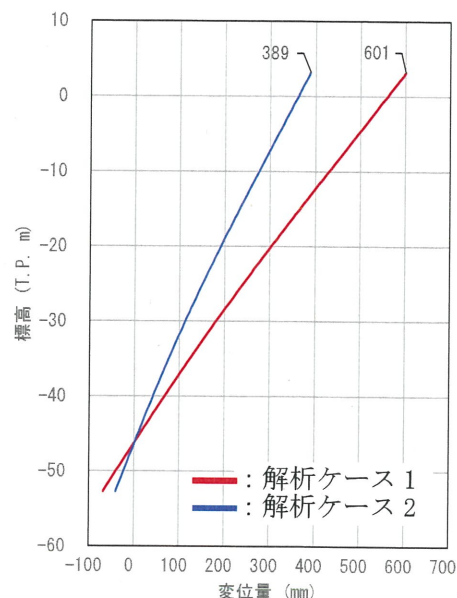


図 3 水平変位深度分布図

表 1 解析結果（水平変位量の比較）

解析 ケース	解析ケース 1	解析ケース 2
改良体の モデル化	地盤バネ	ソリッド要素
改良体の モデルへの 反映方法	地盤バネの地盤反力上限値の増分	ソリッド要素にて実形状を考慮
変位 コンター		
基礎天端 水平変位量 (mm)	601	389

(参考6) 頂版鉄筋コンクリート内杭頭の支圧応力度及び水平押抜きせん断照査

1. 評価対象箇所及び評価項目の確認

1.1 評価対象箇所の確認

図1に杭頭の評価対象箇所と評価項目を示す。

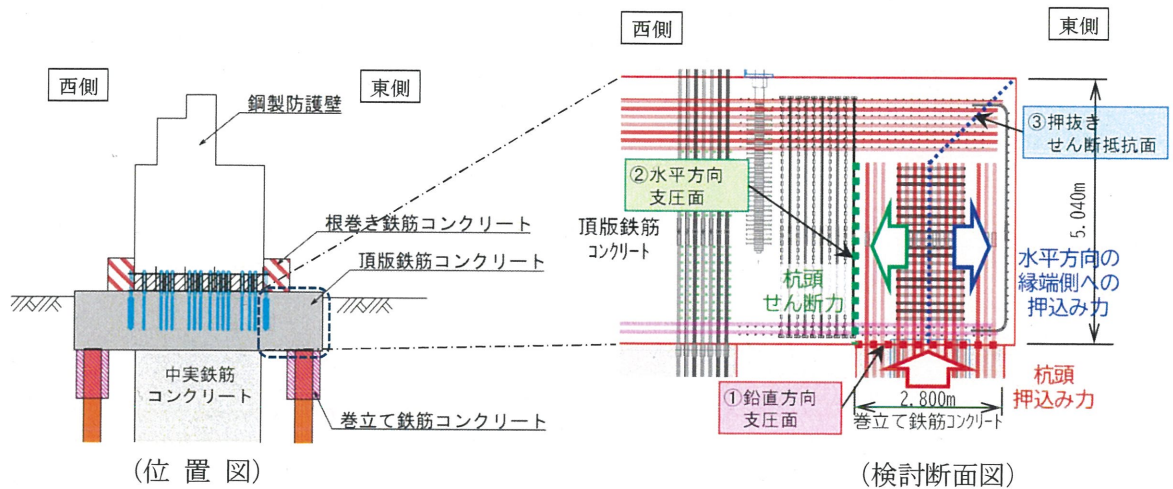


図1 杭頭の評価対象箇所と評価項目

1.2 鉛直、水平方向の支圧応力度

道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編)・同解説(日本道路協会, 平成24年3月)に基づき, 杭頭押込み力及びせん断力に対して巻立て鉄筋コンクリートの頂版定着部断面で許容支圧応力度以内であることを確認する。

1.3 水平方向の縁端側への押抜きせん断応力度

道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編)・同解説(日本道路協会, 平成24年3月)に基づき, 杭頭せん断力のうち頂版縁端方向に作用するせん断力に対してコンクリートの許容押抜きせん断応力度以下であることを確認する。

2. 評価方法

2.1 許容限界

評価に用いる許容限界は、道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編）・同解説（日本道路協会、平成24年3月）に基づき、津波種別に応じて割増係数を考慮して設定する。

(1) 鉛直、水平方向の許容支圧応力度

コンクリートの許容支圧応力度は、同解説の式（3.2.1）により算出する値とする。

有効支圧面積 A_c は、局部載荷面の幅及び長さより算出する。支圧を受けるコンクリート面積 A_b は、支圧を受ける面に対する載荷面の大きさや縁端距離等を考慮して算出する。

$$\sigma_{ba} = \left(0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b} \right) \sigma_{ck} \quad \dots\dots\dots (3.2.1)$$

ただし、 $\sigma_{ba} \leq 0.5 \sigma_{ck}$

ここに、 σ_{ba} ：コンクリートの許容支圧応力度（N/mm²）

A_c ：局部載荷の場合のコンクリート面の有効支圧面の面積（mm²）

A_b ：局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積（mm²）

σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度（N/mm²）

(2) 水平方向の縁端側への許容押抜きせん断応力度

コンクリートの許容押抜きせん断応力度は、同解説の表-3.2.7より頂版鉄筋コンクリート（50 N/mm²）の基準値を1.40 N/mm²とする。

表-3.2.7 許容押抜きせん断応力度（N/mm²）

コンクリートの設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
押抜きせん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00	1.20	1.40	1.50

2.2 支圧面積及び押抜きせん断面積の算定

支圧面積及び押抜きせん断面積は、抵抗面積として算定する。

抵抗面積は、図1に示す①、②の鉛直、水平方向支圧面及び③の押抜きせん断抵抗面に対し、図2に示す端部杭と中間部杭の分担幅及び高さを考慮して算出する。

算定結果を表1及び表2に示す。

表1 鉛直、水平方向の抵抗面積及び許容支圧応力度の算定

照査方向	照査対象	幅 (m)	高さ1 (m) ※1	高さ2 (m) ※2	載荷面の面積 A_b (㎡) (抵抗面積)	有効支圧面積 A_c (㎡)	許容支圧応力度 σ_{ba} (N/mm ²)
鉛直	端部杭	2.245	2.800	2.900	6.29	6.51	30.2
	中間部杭	1.790	2.800	2.900	5.01	5.19	30.2
水平	端部杭	2.245	3.435	3.435	7.71	7.71	30.0
	中間部杭	1.790	3.435	3.435	6.15	6.15	30.0

※1；鉛直方向の高さは、巻立て鉄筋コンクリートの堤軸直交方向の幅である。

水平方向の高さは、巻立て鉄筋コンクリート鉛直鉄筋の定着部先端までの高さである。

※2；鉛直方向の高さ2については、高さ1に縁端距離50mmを東西両側に考慮した値である。
水平方向の高さ2については、縁端距離なしとした。

表2 押抜きせん断抵抗面積の算定

照査方向	照査対象	杭頭部			側部 ※1	抵抗面積 ΣA (㎡)
		B (m)	H (m)	A_1 (㎡)	A_2 (㎡)	
水平	端部杭	2.245	1.605	3.60	9.16	12.76
	中間部杭	1.790	1.605	2.87	—	2.87

※1；端部杭の側部面積は、 $B1.900m \times H3.436m = 6.53(m^2)$ に

頭部の扇状部面積(2.63㎡)をCadより計測し加算し、 $A_2 = 9.16(m^2)$ とした。

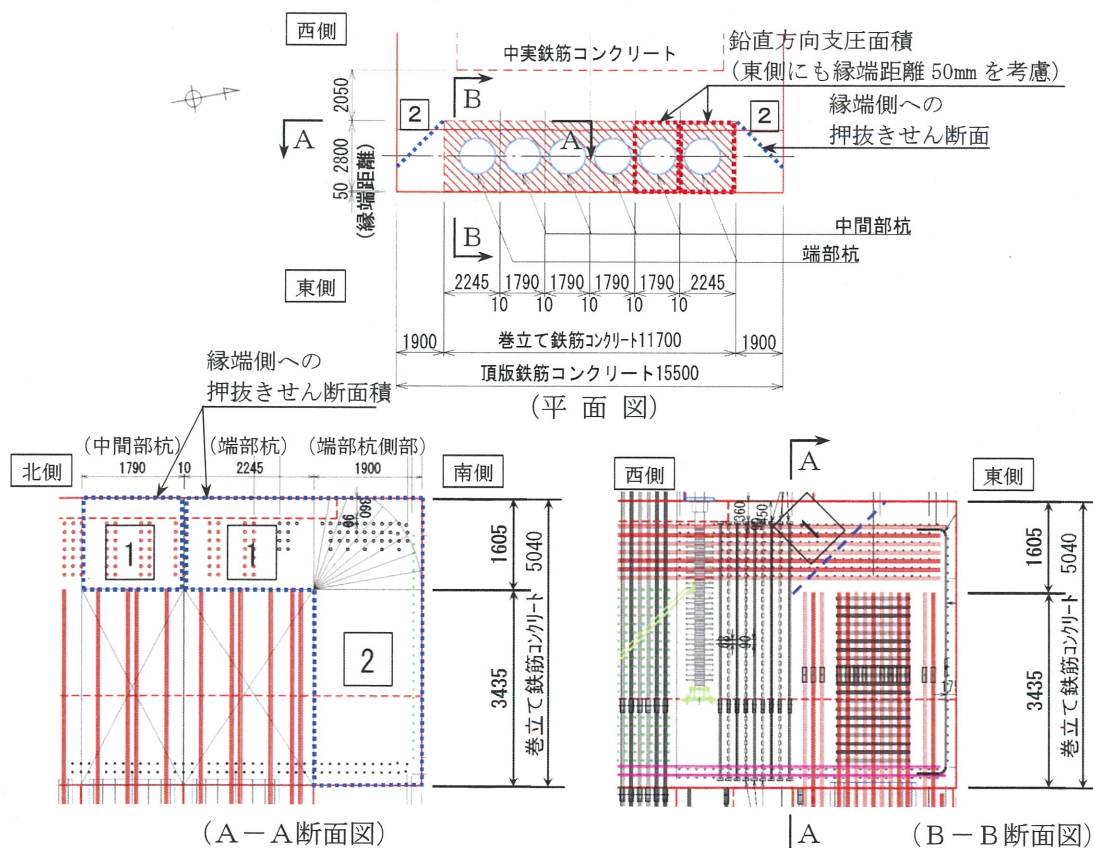


図2 支圧面積及び押抜きせん断面積算定図 (南基礎)

3. 評価結果

鉛直，水平方向の支圧応力度及び水平方向の縁端側への押抜きせん断応力度について，表 3 に示すとおり，許容限界を満足することを確認した。

表 3 鉛直，水平方向の支圧応力度及び水平方向の縁端側への押抜きせん断応力度の照査結果

照査方向	照査の内容	照査対象	決定ケース	設計作用力(kN)	抵抗面積(m ²)	作用応力度(N/mm ²)	許容限界(N/mm ²)	照査値
鉛直	支圧応力度	端部杭	地盤バネ 5	54371	6.29	8.65	30.2	0.29
		中間部杭	地盤バネ 5	48147	5.01	9.61	30.2	0.32
水平	支圧応力度	端部杭	地盤バネ 1	26436	7.71	3.43	30.0	0.12
		中間部杭	地盤バネ 1	18168	6.15	2.95	30.0	0.10
	押抜きせん断応力度(縁端方向)	端部杭	地盤バネ 4	2123	12.76	0.17	2.10	0.09
		中間部杭	地盤バネ 4	1712	2.87	0.60	2.10	0.29

(参考 7) 中実鉄筋コンクリートの基礎底面地盤におけるせん断抵抗性能評価について

構造変更後の中実鉄筋コンクリートの基礎底面地盤におけるせん断抵抗性能評価については、2次元有効応力解析によって算出されるせん断力が、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)に記載する算出式(式 1)から求まる許容せん断抵抗力以下となることを確認する。中実鉄筋コンクリートの基礎底面地盤におけるせん断抵抗性能評価について、Km 層への根入れが浅い北基礎について、基礎底面のせん断抵抗力について照査を実施した。北基礎の評価結果を表 1 に示す。

基礎地盤のせん断力は、北基礎の中実鉄筋コンクリート底面において、敷地に遡上する津波の重畳時(地盤ケース⑤、②-②断面)で最大の 79294 kN であり、基礎地盤のせん断抵抗力 116700 kN 以下である。

以上のことから、防潮堤(鋼製防護壁)の基礎地盤は、余震重畳荷重に対し、せん断抵抗性能を有することを確認した。

$$H_u = c_B A_e + V \tan \phi_B \quad (\text{式 1})$$

ここに、

H_u : Km 層のせん断抵抗力 (kN)

c_B : Km 層の粘着力 c_{cuu} (kN/m²)

A_e : 基礎底面の有効載荷面積 (m²)

V : 基礎底面に作用する鉛直力 (kN) ただし、浮力を差引いた値とする。

ϕ_B : Km 層の地震時の内部摩擦角 ($\phi_{cuu} = 0^\circ$)

表 1 ②-②断面北基礎地盤のせん断抵抗性能評価結果（中実鉄筋コンクリート底面）

荷重条件	地盤ケース	最大せん断力	c_B	A_e	ϕ_B	せん断抵抗力 H_u
		(kN)	(kN/m ²)	(m ²)	(°)	(kN)
基準津波の 重畳時	①	56089	1019	114.49	0	116700
	②	52299	1019	114.49	0	116700
	③	59742	1019	114.49	0	116700
	④	54140	1019	114.49	0	116700
	⑤	60674	1019	114.49	0	116700
	⑥	58042	1019	114.49	0	116700
敷地に遡上 する津波の 重畳時	①	74709	1019	114.49	0	116700
	②	72247	1019	114.49	0	116700
	③	79036	1019	114.49	0	116700
	④	72414	1019	114.49	0	116700
	⑤	79294	1019	114.49	0	116700
	⑥	77990	1019	114.49	0	116700

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

(参考8) 巻立て鉄筋コンクリートと鋼管杭のスタッドによる一体化について

1. スタッドの設計方針

鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリートの接合面を一体化するため、杭の曲げ変形による鋼管杭と鉄筋コンクリートの間のせん断力に対するずれを生じさせないように、スタッドを適切な位置に所要の本数を配置して確実な接合を行う。

スタッドの配置については、道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）（日本道路協会，平成24年3月）及び複合構造標準示方書（土木学会，2014 制定）に基づき設定する。

鋼管杭と鉄筋コンクリートの接合面に作用するせん断力の概念図を図1に示す。

$$S_d < S_a \times N$$

ここで、 S_d ：巻立て断面に作用するせん断力

S_a ：コンクリート強度から求まる頭付きスタッドの短期許容せん断力

N ：頭付きスタッド本数（本）

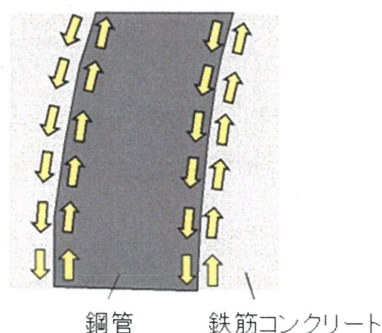


図1 鋼管杭と鉄筋コンクリートの接合面に作用するせん断力の概念図

2. スタッドの評価フロー

スタッドの評価フローを図2に示す。

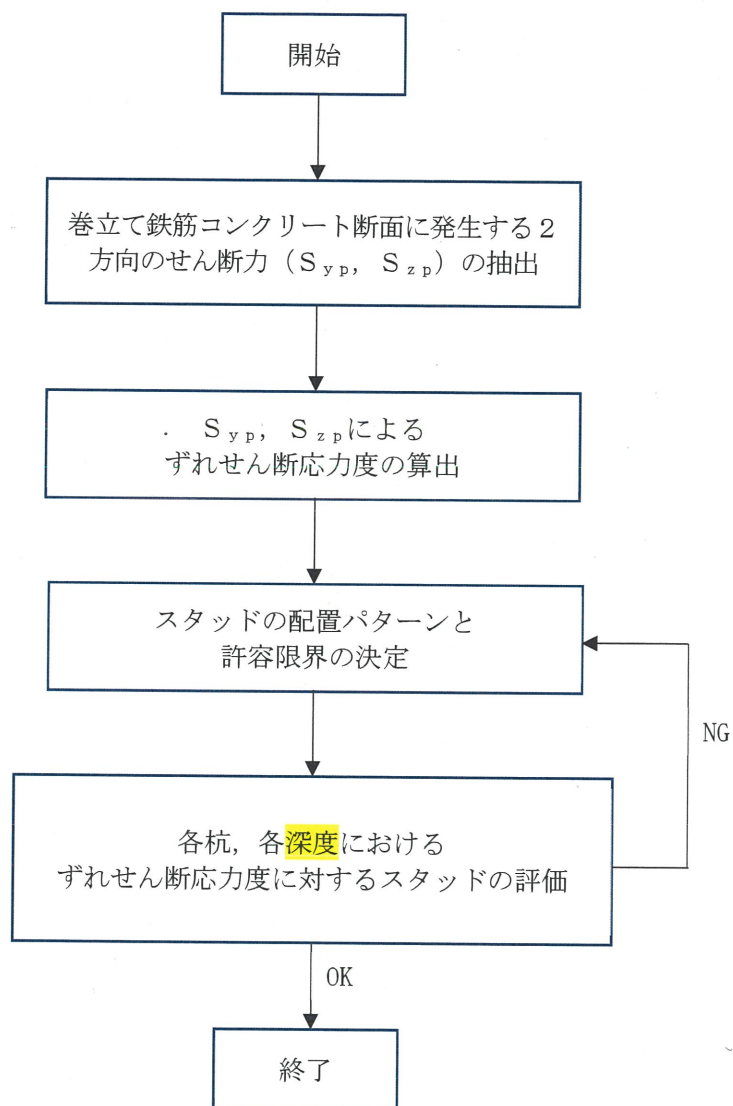


図2 スタッドの評価フロー

3. スタッドの配置パターンと許容限界

鋼製防護壁基礎の東西面に配置される鋼管杭及び巻立て鉄筋コンクリートの平面配置を図3に示す。スタッドの設置に当たっては、表1に示すとおり、標高ごとにNo. 0～5までの配置パターンを設定する。配置パターンごとの許容限界（許容せん断応力度）を表2に示す。また、スタッド1本当りの許容限界（許容せん断応力度）については、複合構造標準示方書（土木学会，2014 制定）に準拠して算出する（図4参照）。

スタッドの評価は、基準地震動 S_e の地震力により作用するずれせん断応力度が、スタッドの許容せん断応力度以下であることを確認する。

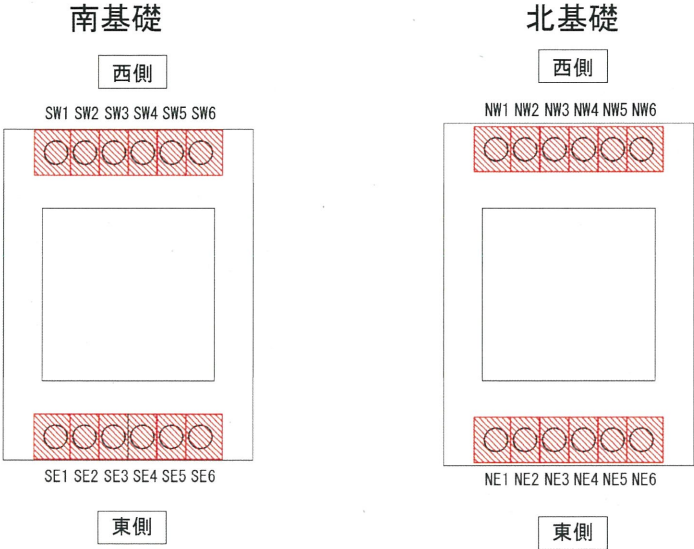


図3 鋼管杭及び巻立て鉄筋コンクリートの平面配置

表1 部材ごとのスタッド配置パターン

T. P.	南基礎 西側						南基礎 東側						北基礎 西側						北基礎 東側					
	SW1	SW2	SW3	SW4	SW5	SW6	SE1	SE2	SE3	SE4	SE5	SE6	NW1	NW2	NW3	NW4	NW5	NW6	NE1	NE2	NE3	NE4	NE5	NE6
-1.840～-2.500	4	4	4	4	4	5	1	1	1	1	1	1	5	4	4	4	4	4	1	1	1	1	1	1
-2.500～-3.500	2	2	2	2	2	3	1	1	1	1	1	1	4	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1
-3.500～-4.500	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1
-4.500～-5.500	2	1	1	1	1	2	1	1	1	1	1	1	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
-5.500～-6.000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

表2 パターンごとの許容限界

パターン	水平間隔 (mm)	鉛直間隔 (mm)	許容せん断応力度 τ_a (N/mm ²)
0	117.8	340	1.525
1	117.8	300	1.728
2	107.1	150	3.801
3	98.2	150	4.147
4	90.6	150	4.493
5	84.1	140	5.184

$$V_{ssud} = (31A_{ss} \sqrt{(h_{ss}/d_{ss}) f'_{cd}} + 10000) / \gamma_b \quad (\text{解 5.2.5})$$

$$V_{ssud} = A_{ss} f_{ssud} / \gamma_b \quad (\text{解 5.2.6})$$

ここに、 V_{ssud} : 頭付きスタッドの設計せん断耐力 (N)

A_{ss} : 頭付きスタッドの断面積 (mm²)

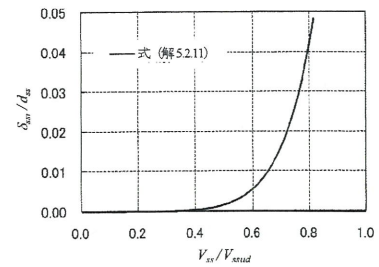
d_{ss} : 頭付きスタッドの軸径 (mm)

h_{ss} : 頭付きスタッドの高さ (mm)

f_{ssud} : 頭付きスタッドの設計引張強度 (N/mm²)

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²). ただし, ここでは $\gamma_c=1.0$ として設計圧縮強度を求めてよい.

γ_b : 部材係数. 一般に 1.3 としてよいが, 頭付きスタッドのせん断耐力を小さく設定した方が構造物の性能を危険側に評価する場合には 1.0 とする.



解説 図 5.2.3 除荷前のせん断力と残留ずれ変位との関係

残留ずれ変位は, 残留ずれ変位が急激に大きくなる点よりも小さいこととすると, 0.1mm 程度となる. このとき, 除荷前のずれ変位は 0.4mm 程度であり, 除荷前のせん断力は, 以下の式で与えられるものとしてよい.

$$V_{ss} = 0.3V_{ssud}$$

V_{ss} : 残留ずれ変位を考慮した頭付きスタッド 1 本当りの許容限界

図 4 スタッド 1 本当りの許容限界の算出

複合構造標準示方書(土木学会, 2014 制定)

4. 接合面に発生するずれせん断応力度の算定方法

鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリートの接合面に発生するずれせん断応力度の算定方法及びせん断変形概念図を図5に示す。

鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリートの接合面に発生するずれせん断応力度は、巻立て鉄筋コンクリートに発生するY方向せん断力 S_{yp} 及びZ方向せん断力 S_{zp} を元に算定する。

巻立て鉄筋コンクリートのY方向（x-y面）及びZ方向（x-z面）のせん断力に対するせん断応力度 τ_{cxy} 及び τ_{cxz} は、式(1)及び式(2)で算出する。ここで、x方向は、巻立て鉄筋コンクリートの部材軸方向とし、 τ_{cxy} 及び τ_{cxz} は、せん断応力度の理論解である。

巻立て鉄筋コンクリートのせん断応力度 τ_{cxy} 、 τ_{cxz} の発生方向と鋼管杭の接合面の角度は、鋼管杭の円周上で変化するため、鋼管杭の円周上におけるY方向（x-y面）及びZ方向（x-z面）のせん断力に対するずれせん断応力度 τ_{xya} 、 τ_{xza} は、算出点をa点とし、Z軸からa点までの角度を θ とすると、式(3)（図5中の赤線分布参照）及び式(4)（図5中の青線分布参照）で算出され、Y方向及びZ方向の合成応力度を式(5)として算定する。

$$\text{Y方向（x-y面）せん断応力度} \quad \tau_{cxy} = \frac{3}{2} \cdot \frac{S_{yp}}{A_c} \cdot \left\{ 1 - \left(\frac{2 \cdot y}{b} \right)^2 \right\} \quad \cdots \text{式(1)}$$

$$\text{Z方向（x-z面）せん断応力度} \quad \tau_{cxz} = \frac{3}{2} \cdot \frac{S_{zp}}{A_c} \cdot \left\{ 1 - \left(\frac{2 \cdot z}{h} \right)^2 \right\} \quad \cdots \text{式(2)}$$

$$\text{Y方向（x-y面）ずれせん断応力度} \quad \tau_{xya} = \tau_{cxy} \cdot \sin \theta \quad \cdots \text{式(3)}$$

$$\text{Z方向（x-z面）ずれせん断応力度} \quad \tau_{xza} = \tau_{cxz} \cdot \cos \theta \quad \cdots \text{式(4)}$$

$$\text{Y, Z方向合成ずれせん断応力度} \quad \tau_{YZa} = \tau_{xya} + \tau_{xza} \quad \cdots \text{式(5)}$$

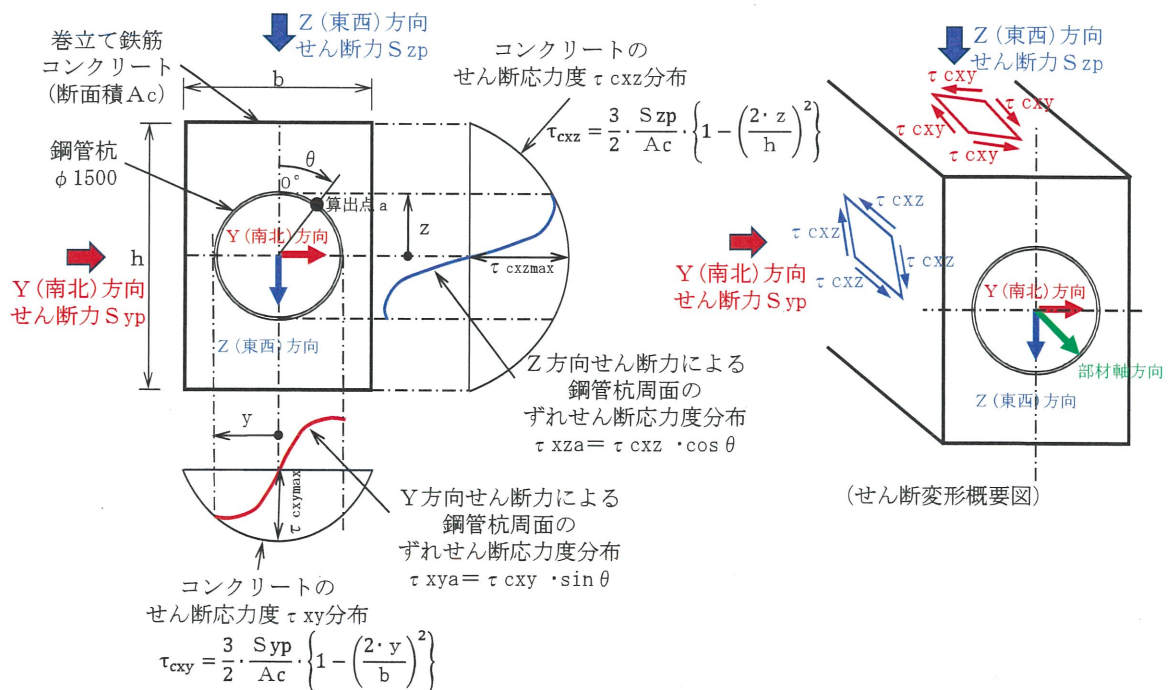


図5 ずれせん断応力度の算定方法及びせん断変形概念図

5. スタッド評価結果

スタッドに発生する最大ずれせん断応力度を表3に、照査結果を表4に示す。

スタッドの耐震評価における最大照査値は、北基礎の西側杭（NW1～NW3）にて0.93であり、最大ずれせん断応力度が許容限界以下であることを確認した。

表3 最大ずれせん断応力度

(南基礎)

T. P.	南基礎 西側						南基礎 東側					
	SW1	SW2	SW3	SW4	SW5	SW6	SE1	SE2	SE3	SE4	SE5	SE6
-1.840～-2.500	2.831	3.149	3.410	3.886	4.114	4.406	0.722	0.644	0.696	0.691	0.720	1.406
-2.500～-3.500	2.328	2.520	2.691	2.945	3.242	3.664	0.767	0.583	0.562	0.562	0.593	1.022
-3.500～-4.500	1.809	1.880	2.004	2.129	2.250	2.780	1.129	0.502	0.446	0.432	0.465	0.848
-4.500～-5.500	1.419	1.231	1.340	1.412	1.404	1.696	1.135	0.357	0.407	0.401	0.388	0.871
-5.500～-6.000	1.167	1.117	1.119	1.147	1.009	0.856	0.473	0.509	0.489	0.484	0.546	0.790

単位：N/mm²

(北基礎)

T. P.	北基礎 西側						北基礎 東側					
	NW1	NW2	NW3	NW4	NW5	NW6	NE1	NE2	NE3	NE4	NE5	NE6
-1.840～-2.500	4.815	4.163	3.698	3.428	3.105	2.883	1.424	0.725	0.745	0.723	0.620	0.827
-2.500～-3.500	3.949	3.225	2.991	2.758	2.517	2.417	1.087	0.630	0.587	0.548	0.486	0.845
-3.500～-4.500	2.922	2.494	2.295	2.108	1.928	1.901	0.940	0.502	0.461	0.416	0.409	1.097
-4.500～-5.500	2.100	1.702	1.604	1.484	1.324	1.396	1.011	0.403	0.386	0.349	0.265	1.310
-5.500～-6.000	0.927	1.065	1.056	1.044	1.042	1.109	0.816	0.639	0.584	0.543	0.500	0.344

単位：N/mm²

表4 照査結果

(南基礎)

T. P.	南基礎 西側						南基礎 東側					
	SW1	SW2	SW3	SW4	SW5	SW6	SE1	SE2	SE3	SE4	SE5	SE6
-1.840～-2.500	0.64	0.71	0.76	0.87	0.92	0.85	0.42	0.38	0.41	0.40	0.42	0.82
-2.500～-3.500	0.62	0.67	0.71	0.78	0.86	0.89	0.45	0.34	0.33	0.33	0.35	0.60
-3.500～-4.500	0.48	0.50	0.53	0.57	0.60	0.74	0.66	0.30	0.26	0.25	0.27	0.50
-4.500～-5.500	0.38	0.72	0.78	0.82	0.82	0.45	0.66	0.21	0.24	0.24	0.23	0.51
-5.500～-6.000	0.77	0.74	0.74	0.76	0.67	0.57	0.32	0.34	0.33	0.32	0.36	0.52

(北基礎)

T. P.	北基礎 西側						北基礎 東側					
	NW1	NW2	NW3	NW4	NW5	NW6	NE1	NE2	NE3	NE4	NE5	NE6
-1.840～-2.500	0.93	0.93	0.83	0.77	0.70	0.65	0.83	0.42	0.44	0.42	0.36	0.48
-2.500～-3.500	0.88	0.85	0.79	0.73	0.67	0.64	0.63	0.37	0.34	0.32	0.29	0.49
-3.500～-4.500	0.77	0.66	0.61	0.56	0.51	0.51	0.55	0.30	0.27	0.25	0.24	0.64
-4.500～-5.500	0.56	0.45	0.93	0.86	0.77	0.81	0.59	0.24	0.23	0.21	0.16	0.76
-5.500～-6.000	0.61	0.70	0.70	0.69	0.69	0.73	0.54	0.42	0.39	0.36	0.33	0.23

* 上記着色は照査値最大を示す

(参考 9) 解析結果の整合確認 (静的震度法による応答比較)

1. 検討方針

防潮堤 (鋼製防護壁) の耐震及び耐津波設計における解析結果の整合性を確認するために、同一の荷重条件に対して耐震解析モデル (2 次元有効応力解析モデル) 及び耐津波解析モデル (3 次元静的フレーム解析モデル) による解析を実施した。

荷重条件は、図 1 に示す堤軸直交方向に作用する「敷地に遡上する津波の津波荷重」を考慮した。なお、荷重条件として「敷地に遡上する津波の津波荷重」を選定したのは、ほとんどの部材で評価結果が最も厳しくなる重畳時において、慣性力、動水圧、応答変位荷重等の他の荷重に比べて「敷地に遡上する津波の津波荷重」が最も支配的な荷重であったためである。津波荷重の作用に伴い発生する断面力は、重畳時に発生する断面力の 6~7 割程度を占める。

地盤条件は、表 1 に示す耐震設計の地盤ケースから基本ケースとなる地盤ケース① (原地盤に基づく液状化強度特性を用いた地盤ケース) を選定した。耐震設計の地盤ケース①は、構造物周辺の薬液注入 (液状化対策工) を実施する地盤を非液状化条件としてモデル化している。これに対して、耐津波設計では地盤を地盤バネでモデル化するため、表 1 に示すような原地盤 (液状化対象地盤) と地盤改良 (薬液注入及びセメント系) が混在した詳細な地盤状況を考慮することができない。したがって、耐津波設計では、構造物周辺の薬液注入を実施する地盤に着目して耐震設計の地盤条件と整合を取るため、地盤ケース⑤を選定した。以上のことから、耐震及び耐津波設計における構造物周辺の地盤条件は、いずれも現地盤に基づく非液状化条件とする。そのうえで、耐震設計は地盤ケース①による 2 次元有効応力解析を、耐津波設計は地盤ケース⑤に対応した地盤バネを設定した 3 次元静的フレーム解析をそれぞれ実施し、解析結果の整合性を確認する。

地盤ケース①の地盤の物性値を表 2 に示す。

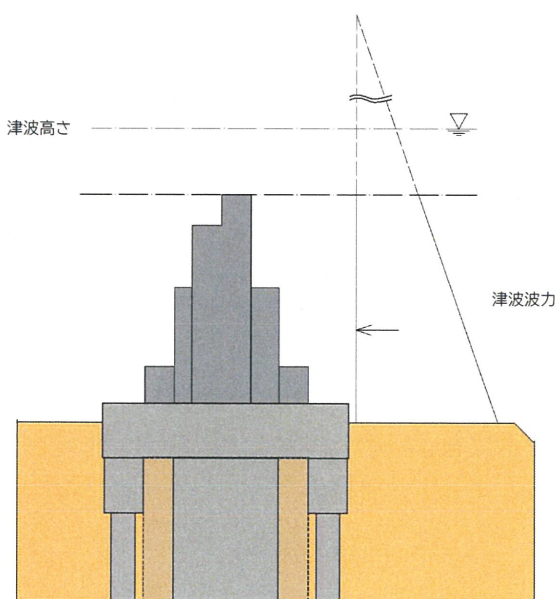


図 1 敷地に遡上する津波の津波荷重の概念図