第５章　直立消波堤

5.1　概要

5.1.1　直立消波ブロックの特性

直立消波ブロックの特性を、表-5.1 に示す。

表-5.1　直立消波ブロックの特性

配置条件	● 直立消波ブロック自体に消波機能を有するため、一般の直立型に比べ反射波、伝達波、波力を軽減できる。さらに、越波の軽減を図れる。 ● 航路や泊地が狭隘な漁港内で、消波機能が必要な内港防波堤などに適用されている場合が多い。 ● 外洋からの進入波や港内における航跡波の反射を低減し、かつ堤体が垂直となることから、岸壁や物揚場で適用されている場合が多い。
自然条件	● 特殊な大型の直立消波ブロックを除き、一般には波高の小さいところで適用されているケースが多い。 ● 直立消波ブロックにおける消波・反射構造は、各ブロックによって異なっており、設置箇所の波高や周期を十分検討する必要がある。特に周期によって、消波機能等は大きく異なる。
材料条件	● 使用する材料がコンクリートであることから、材料の入手が容易である。
施工条件	● 規格化された型枠を使用して直立消波ブロックを製作することから、製作が容易である。 ● 直立消波ブロックを単純に積み上げていく施工方式となるため、施工が容易である。 ● 施工規模によっては、広いブロック製作ヤードが必要となる。

5.1.2　直立消波ブロック式構造の用途

「**漁港計算例 p.222　第 2 編第 6 章 6.1.2 直立消波ブロック式構造の用途**」より、直立消波ブロック式構造は次のような場所に用いる。

①　防波堤背後の反射波防止構造

防波堤背後に直立消波構造を設置することにより、防波堤に沿って港内奥部まで進入する沿い波や、港内で発生する風波、漁船等の航行によって生じる航跡波などを有効に消波することができる。

②　防波堤・波除堤

港内のあまり大きくない波を対象とした防波堤、波除堤にも直立消波構造を使用することができる。港内の直立消波構造は波の港奥への進入を防ぎ、しかも反射波を軽減する。

③　護岸

波高が小さく水深の深い場所での護岸や、航路護岸など、法面消波の構造が不向きな場所では直立消波構造が有利である。反射波を軽減すると同時に、越波量や打ち上げ高を減じることができる。

④　岸壁・物揚場

外海の波が直接進入する場所に面した岸壁・物揚場などには、港内を静穏にするため直立消波構造が必要である。直立消波構造を使用することにより、岸壁・物揚場の稼働率が向上する。

⑤　縦桟橋

縦桟橋は構造的には、防波堤と同じである。透過構造にすれば、消波と海水交流の両方を同時に満足する。

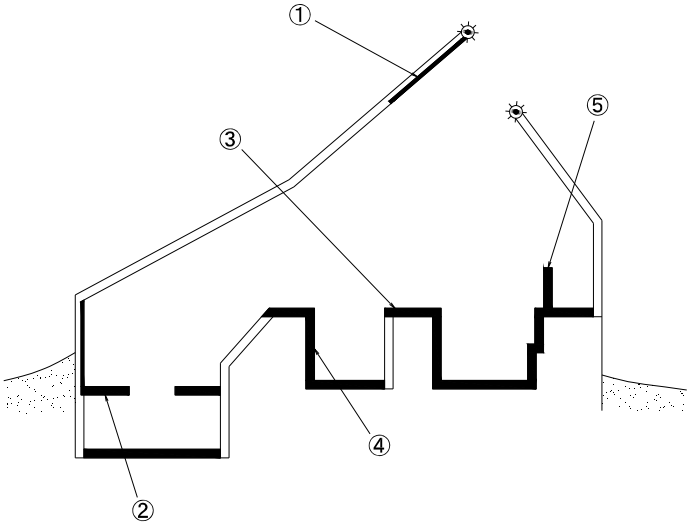

図-5.1　直立消波ブロック式構造の用途

5.2　直立消波ブロック式防波堤

5.2.1　設計条件

(1)　海象条件

1)　設計潮位

「**参考図書 p.28　第 2 編第 2 章 潮位**」により定める。設計潮位は、構造物にとって最も危険となる作用が生じる潮位であり、対象とする構造物の目的によって、また、目的を同じくする構造物においても、その施設の機能や構造安定の検討により異なる。

2)　設計波高

構造物の安全性を検討する設計波高の諸元は、「**本書 p.1-1-3　第 1 編第 1 章 1.3.2 設計波**」により定める。

3)　入射角

「**本書 p.1-1-3　第 1 編第 1 章 1.3.3 波の入射角**」により定める。

(2)　材料

1)　単位体積重量

「**参考図書 p.207　第 3 編第 1 章 1.2 材料の単位体積重量等**」により、表-5.2 に示すものを用いることができる。

表-5.2　材料等の密度と単位体積重量（一部抜粋）

材料等	密度 (t/m³)	単位体積重量 (kN/m³)	材料等	密度 (t/m³)	単位体積重量 (kN/m³)
鉄筋コンクリート	2.45	24.0	石材（花こう岩）	2.6	26.0
無筋コンクリート	2.3	22.6	石材（砂岩）	2.5	25.0
セメントモルタル	2.2	21.0	砂、砂利、栗石（空中湿潤）	1.8	18.0
海水	1.03	10.1	砂、砂利、栗石（空中飽和）	2.0	20.0

2)　基礎捨石

「**参考図書 p.226　第 3 編第 4 章 4.2 石材**」により定める。

(3)　その他

1)　摩擦係数

「**参考図書 p.231　第 3 編第 5 章 5.1 摩擦係数**」により、表-5.3 に示すものを用いることができる。

表-5.3　静止摩擦係数

プレキャストコンクリートと捨石	0.6
プレキャストコンクリートと岩盤	0.5
プレキャストコンクリートとプレキャストコンクリート	0.5
水中コンクリートと捨石	0.7
水中コンクリートと岩盤	0.7～0.8
場所打ちコンクリートと捨石	0.8
場所打ちコンクリートと岩盤	0.8
場所打ちコンクリートとプレキャストコンクリート	0.7
捨石と捨石	0.8
摩擦増大マットと捨石	0.7～0.8

2)　安全率

「**参考図書 p.379　第 5 編第 2 章 2.2.4 (2) 安全性に関する性能照査**」、「**参考図書 p.248　第 4 編第 2 章 2.4 地盤支持力の算定**」、「**参考図書 p.253　第 4 編第 2 章 2.6 (4) 安全率**」により、表-5.4 に示すものを標準値とする。

表-5.4　安全率（防波堤）

検討項目	安全率
堤体の滑動に対して	1.2 以上
堤体の転倒に対して	1.2 以上
地盤支持力に対して	2.5 以上
偏心傾斜荷重に対して	1.0 以上

5.2.2　構造諸元

(1)　天端高

「**本書 p.1-1-4　第 1 編第 1 章 1.4.3 天端高**」により定める。

(2)　直立消波ブロックの上端および下端高

「**参考図書 p.395　第 5 編第 2 章 2.2.8 (1) b) 直立消波ブロック式の堤体工天端高**」により、堤体工天端高は H.W.L.＋0.5*H* より高く、下端高は L.W.L.－2.0*H* 程度以深まで確保することが望ましい。なお、堤体工天端高を決定する際には、上部コンクリートが構造上必要な厚さを確保できるよう留意する。

(3)　上部工

a)　上部工の厚さは、「**参考図書 p.386　第 5 編第 2 章 2.2.5 (3) 構造細目 g)**」により、一般に設計波高 2m 以上の場合は 1m 以上、設計波高 2m 未満の場合、50cm 以上とすることが望ましい。

b)　上部工の幅については型枠の建込みを考慮し、堤体幅の両側でそれぞれ 0.1m 程度短くする事例が多い。

(4)　堤体工

a)　堤体の安定は、一般に滑動の検討により定まるが、場合によっては基礎地盤の支持力の検討によって定まる場合もある。

b)　直立消波ブロックおよび底版ブロック 1 個の重量は、起重機船の吊上げ能力なども考慮して決定する。

(5)　基礎工

a)　基礎マウンドの肩幅は、「**参考図書 p.394　第 5 編第 2 章 2.2.7 (2) 構造細目 ①**」により、一般に設計波高に応じて表-5.5 のように行っているケースが多い。なお、偏心傾斜荷重の性能照査でビショップ法を用いる場合には、ビショップ法で計算された所要の肩幅を満足することを標準とする。

表-5.5　基礎マウンドの一般的な天端幅

設計波高　H	基礎マウンド肩幅	
	港 外 側	港 内 側
H<3.5m	3m 以上	2m 以上
H≧3.5m	5m 以上	3m 以上

b)　基礎マウンドの厚さは、「**参考図書 p.394　第 5 編第 2 章 2.2.7（2）構造細目 ③**」により、直立部の荷重を地盤に広く分布させること、及び波による地盤の洗掘を防止するため、一般には 1m 以上としている。ただし、基礎地盤が岩盤で、岩盤を床掘して捨石を敷きならす場合において、洗掘の恐れが少ないと判断できる箇所については、基礎マウンドの厚さを 50cm 以上としてもよい。ただし、この場合、使用する石材の寸法を考慮して厚さを決定する必要がある。

c)　基礎マウンドの法面勾配は、「**参考図書 p.392　第 5 編第 2 章 2.2.6（3）構造細目 ①**」により、港外側 1：2 程度、港内側 1：1.5 程度で実施している例が多い。

5.2.3　外力

(1)　波力および揚圧力

堤体に作用する波力および揚圧力は、「**参考図書 p.94　第 2 編第 4 章 4.2.5 直立消波ブロック堤に作用する波力**」により、「**参考図書 p.84　第 2 編第 4 章 4.2.1 ①壁面に波の山がある場合**」の波圧式により算定することを標準とする。なお、波力および揚圧力の算定に用いる補正係数は、λ_1＝λ_3＝1.0、λ_2＝0 を用いてよい。

5.2.4　安定計算

(1)　滑動および転倒に対する検討

滑動および転倒に対する検討は、「**参考図書 p.379　第 5 編第 2 章 2.2.4（2）安全性に関する性能照査**」の照査式により検討することを標準とし、各層毎について検討を行うことを原則とする。

(2)　地盤支持力の検討

地盤支持力の検討は、「**参考図書 p.236　第 4 編第 2 章 平面基礎の支持力**」により行うことを標準とする。なお、「**参考図書 p.239　第 4 編第 2 章 2.3.2（4）捨石マウンドの許容端趾圧**」より、捨石マウンドの基礎の底面における支持力の検討においては、最大地盤反力強度 p_1＜許容端趾圧とするが、捨石マウンドの許容端趾圧は 400～500kN/m^2 としている場合が多い。

1)　平面基礎の底面に働く地盤反力

平面基礎の底面に働く地盤反力は、「**参考図書 p.236　第 4 編第 2 章 2.3.1 平面基礎の底面に働く地盤反力**」により算定することを原則とする。

2)　二層地盤の境界面に働く地盤反力

二層地盤の境界面に働く地盤反力は、「**参考図書 p.239　第 4 編第 2 章 2.3.3 二層地盤の境界面に働く地盤反力**」によることができる。

3)　捨石マウンドの底面に働く地盤反力

捨石マウンドの底面に働く地盤反力は、「**参考図書 p.241　第 4 編第 2 章 2.3.4 捨石マウンドの底面に働く地盤反力**」によることができる。

4)　地盤支持力の算定

地盤支持力の算定は、「**参考図書 p.248　第 4 編第 2 章 2.4 地盤支持力の算定**」によることができる。

(3)　偏心傾斜荷重に対する検討

偏心傾斜荷重に対する検討は、「**参考図書 p.251　第 4 編第 2 章 2.6 偏心傾斜荷重に対する支持力**」により、簡易ビショップ法による円弧すべり解析によって行うことを標準とする。簡易ビショップ法による解析に用いる捨石マウンド材及び基礎地盤の強度定数は、「**参考図書 p.253　第 4 編第 2 章 2.6（5）捨石マウンド材及び基礎地盤の強度定数**」より、以下を参考とすることができる。

1)　捨石マウンド材

a)　捨石マウンド材の強度定数を正確に推定するには、相似粒度の試料を用いた三軸圧縮試験を実施することが望ましい。

b)　強度試験を行わない場合は、一般に用いられている通常の捨石に対する標準的な強度定数として、粘着力 c＝20kN/m^2、内部摩擦角 ϕ＝35°とすることができる。

2)　基礎地盤

a)　砂質土地盤

砂質土より成る基礎地盤の ϕ の標準値として、以下の値が用いられている。

i)　N 値が 10 未満の砂地盤：ϕ＝40°

ii)　N 値が 10 以上の砂地盤：ϕ＝45°

b)　粘性土地盤

「**参考図書 p.140　第 2 編第 9 章 9.5.2 粘性土地盤のせん断強さ**」で述べられている方法で強度定数を設定することができる。

3)　平面基礎の底面に働く等価地盤反力

等価地盤反力は、「**参考図書 p.239　第 4 編第 2 章 2.3.2 平面基礎の底面に働く等価地盤反力**」により算定するのがよい。

(4)　マウンド被覆材の検討

「**本書 p.1-2-1　第 1 編第 2 章 混成堤のマウンド被覆工**」により行う。

5.3　設計計算例（直立消波ブロック式防波堤）

図-5.2 に示す漁港の防波堤の設計例を示す。防波堤は、直立消波ブロック式防波堤として検討を行う。

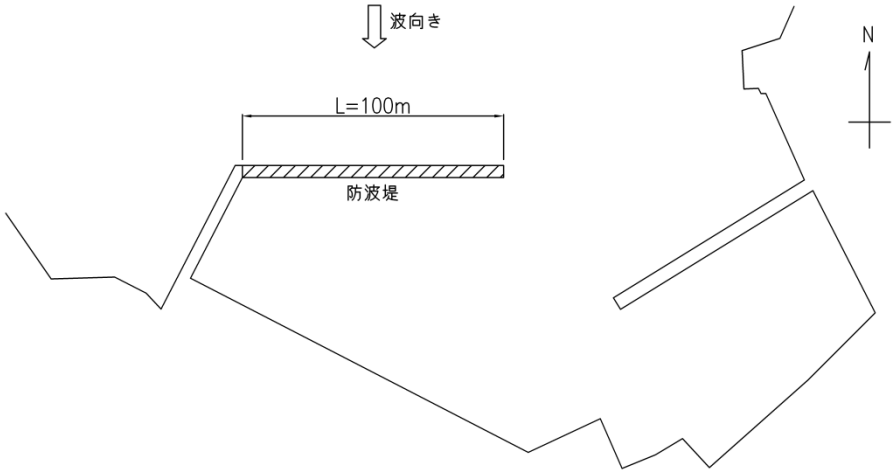

図-5.2　漁港防波堤計画位置図

5.3.1　設計条件

(1)　設置条件

a)　設置位置の水深：－5.50m

(2)　海象条件

a)　設計潮位：H.W.L.＋1.50m
　　L.W.L.±0.00m

b)　設計波高：設計波高　H_d＝1.50m、波高の補正係数 λ_0＝1.80　（H.W.L.時、L.W.L.時）
　　周期　T＝7.5sec

c)　入射角：β＝0°（補正後）

(3)　地盤条件

a)　基礎地盤の土質条件：N 値 15 の砂質土

b)　海底勾配：1/30

(4)　材料

a)　単位体積重量：無筋コンクリート：（空中）22.6kN/m^3　（水中）12.5kN/m^3
　　海水　：10.1kN/m^3
　　基礎捨石　：（湿潤）18.0kN/m^3　（水中）10.0kN/m^3
　　砂質土　：（湿潤）18.0kN/m^3　（水中）10.0kN/m^3
　　（**表-5.2** 参照）

b)　基礎捨石：許容支持力　400kN/m^2
　　（「**本章 p.1-5-5　5.2.4（2）地盤支持力の検討**」参照）

(5)　その他

a)　摩擦係数：場所打ちコンクリートとプレキャストコンクリート　：0.7
　　プレキャストコンクリートとプレキャストコンクリート　：0.5
　　プレキャストコンクリートと捨石　：0.6
　　（表-5.3 参照）

b)　安全率：堤体の滑動・転倒に対して　：1.2 以上
　　偏心傾斜荷重に対して　：1.0 以上
　　（表-5.4 参照）

5.3.2　構造諸元

(1)　天端高

天端高：H.W.L.＋1.0*H*＝＋1.50＋1.0×1.50＝＋3.00m

(2)　直立消波ブロックの上端および下端高

a)　直立消波ブロック上端高：H.W.L.＋0.5*H*＝＋1.50＋0.5×1.50＝＋2.25　⇒　＋2.30m

b)　直立消波ブロック下端高：L.W.L.－2.0*H*＝±0.00－2.0×1.50＝－3.00　⇒　－3.70m
　　（直立消波ブロック 1 個の高さを 2.00m、3 段積と仮定。）

(3)　上部工

設計波高が *H*＝1.50m と 2m 未満であり、かつ天端高＋3.00m および直立消波ブロック上端高＋2.30m との関係から、上部工の厚さを 0.70m と設定する。

(4)　堤体工

基礎マウンド天端高を－4.50m とし、直立消波ブロック下端高－3.70m との関係から、底版ブロックの厚さを 0.80m と設定する。なお、この場合の基礎マウンドの厚さは設置位置水深が－5.50m であることから、1.00m となる。

(5)　基礎工

設計波高が *H*＝1.50m で 3.50m 未満であることから、基礎マウンド肩幅は港外側を 3.00m、港内側を 2.00m と設定する。また、法面勾配は港外側を 1：2.0、港内側を 1：1.5 と設定する。

5.3.3　堤体諸元の仮定

(1)　直立消波ブロック諸元

直立消波ブロック式防波堤に使用する直立消波ブロックは、図-5.3 に示す A ブロックとする。A ブロックの諸元表および層別体積表を表-5.6、表-5.7 にそれぞれ示す。

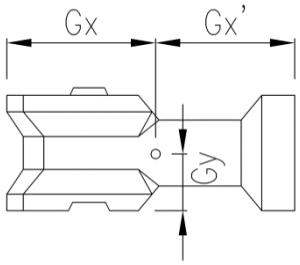

図-5.3　直立消波ブロック形状図（A ブロック）

表-5.6　諸元表（A ブロック）

外郭寸法（m）			重心位置（m）			実質量	コンクリート量
B	*H*	*L*	*Gx*	*Gx'*	*Gy*	(t)	(m^3)
6.00	2.00	2.40	2.99	3.01	1.02	39.4	17.114

表-5.7　層別体積表（A ブロック）

高さ	体積（m^3）			高さ	体積（m^3）		
(cm)	単体積	下累加	上累加	(cm)	単体積	下累加	上累加
200	0.970	17.114	0.970	100	0.768	8.372	9.510
190	0.891	16.144	1.861	90	0.768	7.604	10.278
180	0.928	15.253	2.789	80	0.768	6.836	11.046
170	0.904	14.325	3.693	70	0.814	6.068	11.860
160	1.019	13.421	4.712	60	0.912	5.254	12.772
150	0.912	12.402	5.624	50	1.019	4.342	13.791
140	0.814	11.490	6.438	40	0.904	3.323	14.695
130	0.768	10.676	7.206	30	0.928	2.419	15.623
120	0.768	9.908	7.974	20	0.815	1.491	16.438
110	0.768	9.140	8.742	10	0.676	0.676	17.114

※□部は、本章で用いた層別体積を示す。

(2)　仮定断面図

仮定した堤体断面図を**図-5.4** に示す。

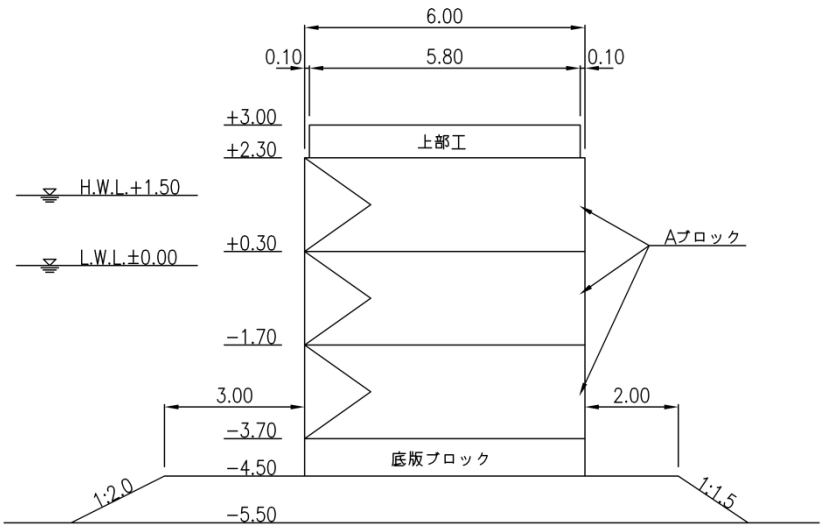

図-5.4　仮定断面図

5.3.4　堤体重量および外力の計算

(1)　堤体重量および抵抗モーメント

堤体を**図-5.5** のように区分し、浮力を考慮した堤体重量および抵抗モーメントを算定する。算定結果を**表-5.8** に示す。

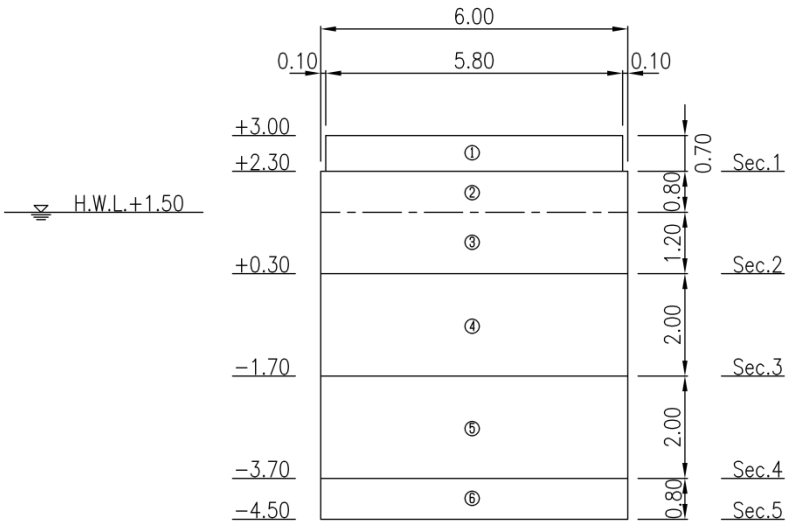

図-5.5　堤体区分図（H.W.L.時）

表-5.8　浮力を考慮した堤体重量および抵抗モーメント（H.W.L.時）

	W（kN/m）		x（m）		$W \cdot x$（kN･m/m）
①	5.80×0.70×22.60	91.756	1/2×5.80	2.90	266.092
Sec.1		91.756			266.092
				0.10	9.176
②	7.206/2.40×22.60	67.857		3.01	204.250
③	9.908/2.40×12.50	51.604		3.01	155.328
Sec.2		211.217			634.846
④	17.114/2.40×12.50	89.135		3.01	268.296
Sec.3		300.352			903.142
⑤	17.114/2.40×12.50	89.135		3.01	268.296
Sec.4		389.487			1171.438
⑥	6.00×0.80×12.50	60.000	1/2×6.00	3.00	180.000
Sec.5		449.487			1351.438

(2)　波力および転倒モーメント

波圧強度を算定する。

$L = 56.91\mathrm{m}$（水深 $h = 7.00\mathrm{m}$ における波長）

$$\eta^* = 0.75 \times (1 + \cos 0) \times 1.00 \times 1.80 \times 1.50 = 4.05\mathrm{m}$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \times \left\{\frac{4 \times \pi \times 7.00/56.91}{\sinh(4 \times \pi \times 7.00/56.91)}\right\}^2 = 0.838$$

$$\alpha_2 = \min\left\{\frac{7.00 - 6.00}{3 \times 7.00} \times \left(\frac{1.80 \times 1.50}{6.00}\right)^2, \frac{2 \times 6.00}{1.80 \times 1.50}\right\} = \min\{0.010, 4.444\}$$
$$= 0.010$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{6.00}{7.00} \times \left\{1 - \frac{1}{\cosh(2 \times \pi \times 7.00/56.91)}\right\} = 0.795$$

$$p_1 = 0.5 \times (1 + \cos 0) \times (0.838 \times 1.00 + 0.010 \times 0.00 \times \cos^2 0)$$
$$\times 1.03 \times 9.81 \times 1.80 \times 1.50 = 22.862\mathrm{kN/m^2}$$

$$p_2 = \frac{22.862}{\cosh(2 \times \pi \times 7.00/56.91)} = 17.401\mathrm{kN/m^2}$$

$$p_3 = 0.795 \times 22.862 = 18.175\mathrm{kN/m^2}$$

波圧分布図を**図-5.6** に、波力および転倒モーメントの算定結果を**表-5.9** に示す。

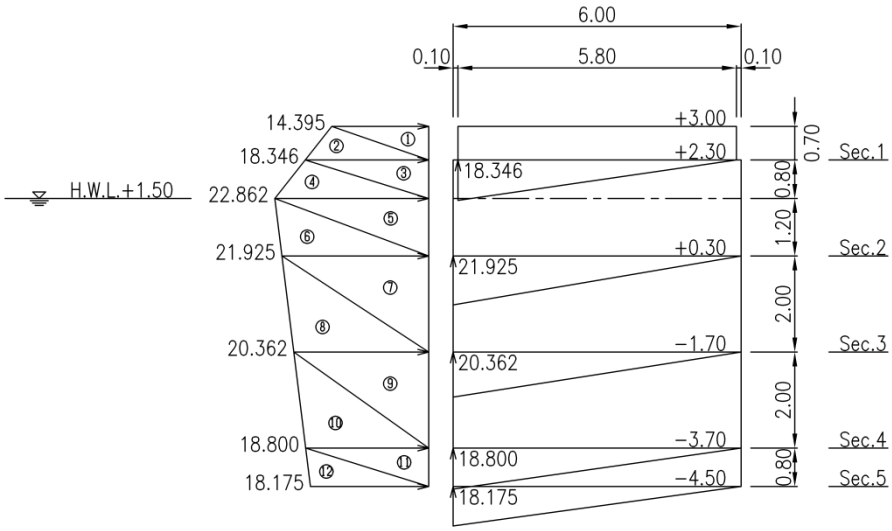

図-5.6　波圧および揚圧力分布図

表-5.9　波力および転倒モーメント

	P_H（kN/m）		y（m）		$P_H \cdot y$（kN・m/m）
①	1/2×14.395×0.70	5.038	2/3×0.70	0.47	2.368
②	1/2×18.346×0.70	6.421	1/3×0.70	0.23	1.477
Sec.1		11.459			3.845
				2.00	22.918
③	1/2×18.346×0.80	7.338	2/3×0.80＋1.20	1.73	12.695
④	1/2×22.862×0.80	9.145	1/3×0.80＋1.20	1.47	13.443
⑤	1/2×22.862×1.20	13.717	2/3×1.20	0.80	10.974
⑥	1/2×21.925×1.20	13.155	1/3×1.20	0.40	5.262
Sec.2		54.814			69.137
				2.00	109.628
⑦	1/2×21.925×2.00	21.925	2/3×2.00	1.33	29.160
⑧	1/2×20.362×2.00	20.362	1/3×2.00	0.67	13.643
Sec.3		97.101			221.568
				2.00	194.202
⑨	1/2×20.362×2.00	20.362	2/3×2.00	1.33	27.081
⑩	1/2×18.800×2.00	18.800	1/3×2.00	0.67	12.596
Sec.4		136.263			455.447
				0.80	109.010
⑪	1/2×18.800×0.80	7.520	2/3×0.80	0.53	3.986
⑫	1/2×18.175×0.80	7.270	1/3×0.80	0.27	1.963
Sec.5		151.053			570.406

(3)　揚圧力および転倒モーメント

堤体底面の前趾に作用する揚圧力強度を算定する。なお、底面より上の検討面では前面波圧強度を揚圧力強度とする。

$$p_u = 0.5 \times (1 + \cos 0) \times 0.838 \times 0.795 \times 1.00 \times 1.03 \times 9.81 \times 1.80 \times 1.50 = 18.175\mathrm{kN/m^2}$$

揚圧力分布図を**図-5.6** に、揚圧力および転倒モーメントの算定結果を**表-5.10** に示す。

表-5.10　揚圧力および転倒モーメント

	P_U（kN/m）		x（m）		$P_U \cdot x$（kN・m/m）
Sec.1	1/2×18.346×5.80	53.203	2/3×5.80	3.87	205.896
Sec.2	1/2×21.925×6.00	65.775	2/3×6.00	4.00	263.100
Sec.3	1/2×20.362×6.00	61.086	2/3×6.00	4.00	244.344
Sec.4	1/2×18.800×6.00	56.400	2/3×6.00	4.00	225.600
Sec.5	1/2×18.175×6.00	54.525	2/3×6.00	4.00	218.100

(4)　堤体重量および外力の総括

算定された堤体重量および外力の総括を、**表-5.11** および**表-5.12** に示す。

表-5.11　堤体重量および外力の総括（波圧時：鉛直方向）

	堤体重量		揚圧力		総計	
	W (kN/m)	$W \cdot x$ (kN・m/m)	P_U (kN/m)	$P_U \cdot x$ (kN・m/m)	V (kN/m)	M_V (kN・m/m)
Sec.1	91.756	266.092	−53.203	−205.896	38.553	60.196
Sec.2	211.217	634.846	−65.775	−263.100	145.442	371.746
Sec.3	300.352	903.142	−61.086	−244.344	239.266	658.798
Sec.4	389.487	1171.438	−56.400	−225.600	333.087	945.838
Sec.5	449.487	1351.438	−54.525	−218.100	394.962	1133.338

表-5.12　堤体重量および外力の総括（波圧時：水平方向）

	波力		総計	
	P_H (kN/m)	$P_H \cdot y$ (kN・m/m)	H (kN/m)	M_H (kN・m/m)
Sec.1	11.459	3.845	11.459	3.845
Sec.2	54.814	69.137	54.814	69.137
Sec.3	97.101	221.568	97.101	221.568
Sec.4	136.263	455.447	136.263	455.447
Sec.5	151.053	570.406	151.053	570.406

5.3.5　安定計算

(1)　滑動および転倒に対する検討

滑動および転倒に対する検討を行う。検討結果を**表-5.13** に示す。

表-5.13　滑動および転倒に対する検討結果（波圧時）

	滑　動		転　倒	
Sec.1	$Fs = \dfrac{0.7 \times 38.553}{11.459} = 2.35 \geqq 1.20$	*OK*	$Fs = \dfrac{60.196}{3.845} = 15.65 \geqq 1.20$	*OK*
Sec.2	$Fs = \dfrac{0.5 \times 145.442}{54.814} = 1.32 \geqq 1.20$	*OK*	$Fs = \dfrac{371.746}{69.137} = 5.37 \geqq 1.20$	*OK*
Sec.3	$Fs = \dfrac{0.5 \times 239.266}{97.101} = 1.23 \geqq 1.20$	*OK*	$Fs = \dfrac{658.798}{221.568} = 2.97 \geqq 1.20$	*OK*
Sec.4	$Fs = \dfrac{0.5 \times 333.087}{136.263} = 1.22 \geqq 1.20$	*OK*	$Fs = \dfrac{945.838}{455.447} = 2.07 \geqq 1.20$	*OK*
Sec.5	$Fs = \dfrac{0.6 \times 394.962}{151.053} = 1.56 \geqq 1.20$	*OK*	$Fs = \dfrac{1133.338}{570.406} = 1.98 \geqq 1.20$	*OK*

(2)　地盤支持力の検討

地盤支持力の検討を行う。**図-5.7** に算定結果を示す。

$$\theta = \tan^{-1}(151.053/394.962) = 20.9°$$

$$x = \frac{1133.338 - 570.406}{394.962} = 1.43\mathrm{m}$$

$$e = \frac{6.00}{2} - 1.43 = 1.57\mathrm{m}$$

$e = 1.57\mathrm{m} > b/6 = 1.00\mathrm{m}$　より、地盤反力は三角形分布となる。

$$p_1 = \frac{2 \times 394.962}{3 \times 1.43} = 184.131\mathrm{kN/m^2}$$

$$p_2 = 0.000\mathrm{kN/m^2}$$

$$b' = 3 \times \left(\frac{6.00}{2} - 1.57\right) = 4.29\mathrm{m}$$

$p_1 = 184.131\mathrm{kN/m^2} < 400\mathrm{kN/m^2}$　　$\cdots$OK

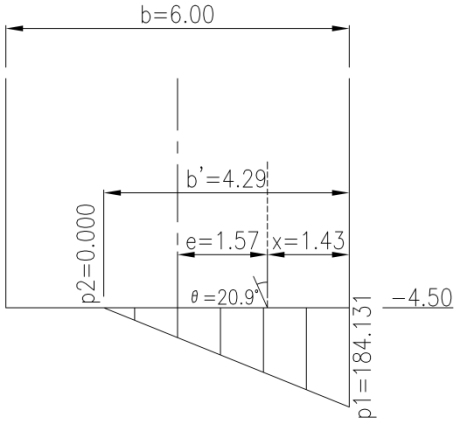

図-5.7　堤体底面の地盤反力（波圧時）

(3)　偏心傾斜荷重に対する検討

偏心傾斜荷重に対する検討は、簡易ビショップ法による解析によって行う。

1)　捨石マウンド材の強度定数

一般に用いられている通常の捨石に対する標準的な強度定数を採用する。

粘着力：c＝20kN/m^2、内部摩擦角：ϕ＝35°

2)　基礎地盤の強度定数

N 値が 10 以上の砂地盤：ϕ＝45°

3)　偏心傾斜荷重に対する検討

簡易ビショップ法における入力値を**表-5.14** および**表-5.15** に、算定結果を**図-5.8** に示す。

$e = 1.57\mathrm{m} > b/6 = 1.00\mathrm{m}$　より、

$$q = \frac{4.29}{4 \times 1.43} \times 184.131 = 138.098\mathrm{kN/m^2}$$

荷重分布幅：$2x = 2 \times 1.43 = 2.86\mathrm{m}$

$F_s = 1.25 > 1.00$　・・・OK

表-5.14　簡易ビショップ法における入力値（荷重値：波圧時）

ケース	荷重分布幅 (m)	等価地盤反力 q (kN/m^2)	水平力 H (kN/m)
波圧時	2.86	138.098	151.053

表-5.15　簡易ビショップ法における入力値（強度定数）

層番号	飽和重量 (kN/m^3)	湿潤重量 (kN/m^3)	内部摩擦角 ϕ (度)	粘着力 c (kN/m^2)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	20.00	18.00	35.00	20.00	0.00	0.000	0.000
2	20.00	18.00	45.00	0.00	0.00	0.000	0.000

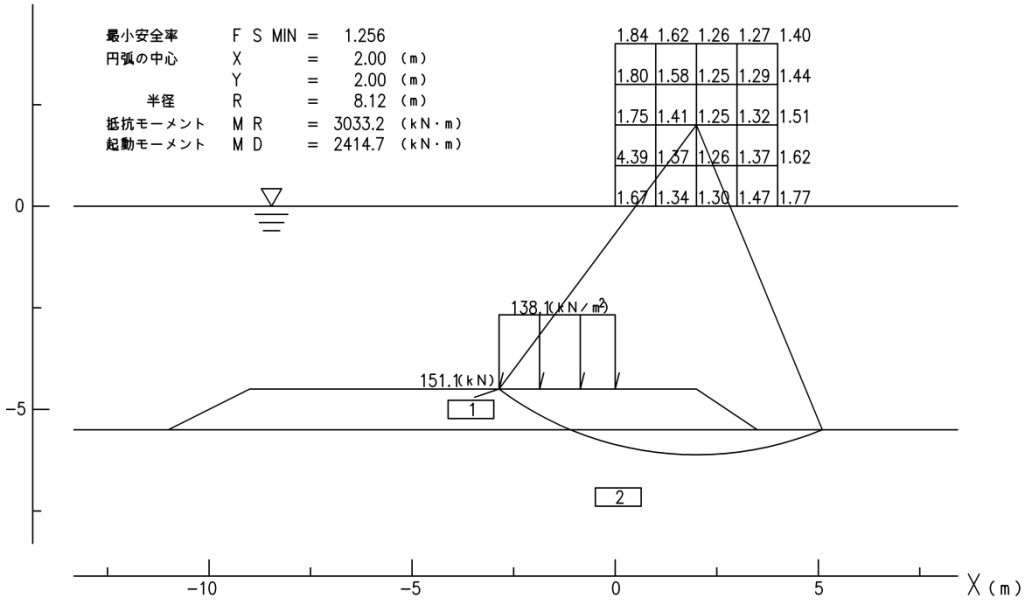

図-5.8　偏心傾斜荷重に対する検討結果（波圧時）

(4)　マウンド被覆材の検討

マウンド被覆材の検討は、「**本書 p.1-2-1　第 1 編第 2 章 混成堤のマウンド被覆工**」により行うものとする。波高 H＝1.50m（L.W.L.±0.00m 時）より、マウンド天端高－4.50m は－2.5H 以深となることから、特に被覆材を設けないものとする。

5.3.6　標準断面図

以上の検討結果より、標準断面図は図-5.9 となる。

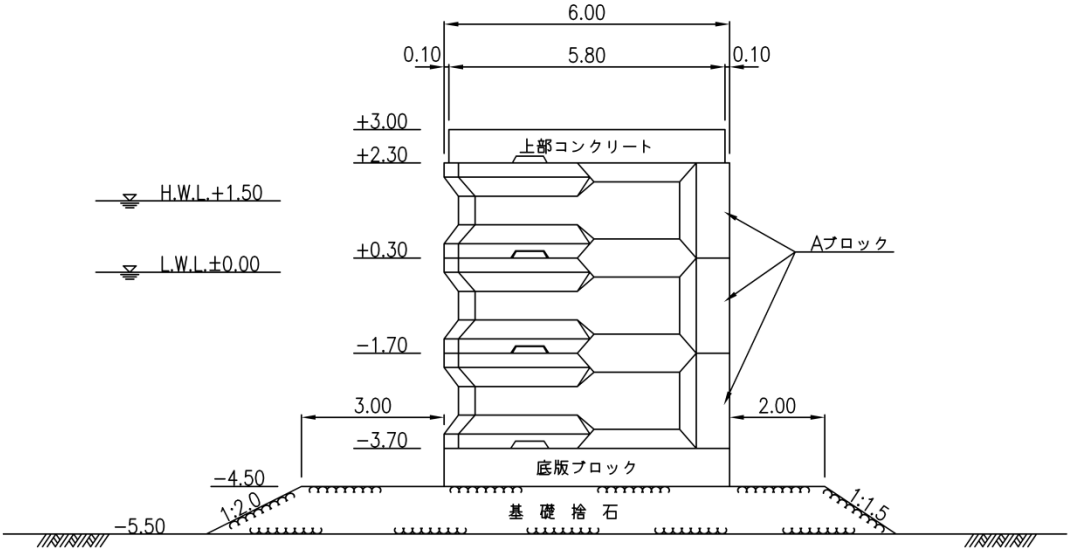

図-5.9　標準断面図

5.3.7　（参考）地震時動水圧の検討

「**参考図書 p.157　第 2 編第 10 章 10.2.2 動水圧**」により、必要に応じて動水圧を考慮することができる。特に設計水平震度が大きく、かつ、マウンド水深が大きい場合など、その影響が懸念される場合には、必要に応じて動水圧を考慮するのがよい。動水圧の算定は、「**港湾基準 p.380　第 3 編第 5 章 2.2 動水圧**」によることができる。

5.3.8　（参考）津波時の検討

津波波力の算定は、「**参考図書 p.104　第 2 編第 5 章 5.2 津波の波力**」により、谷本式と水工研式を用いてもよい。

5.4　直立消波ブロック式係船岸

5.4.1　設計条件

(1)　海象条件

設計潮位は、「**本章 p.1-5-3　5.2.1（1）1）設計潮位**」により定める。

(2)　利用条件

1)　設置目的

陸揚げ、出漁準備、休けいなどの別を定める。

2)　対象漁船等の諸元

入港漁船の型式、寸法等が不明でその喫水を明確に決定しがたい場合は、「**参考図書 p.194 第 2 編第 14 章 14.1.1 漁船の諸元**」による表-5.16 を参考としてもよい。

表-5.16　漁船の諸元

船型 (G.T.)	船の長さ L (m)	船の幅 B (m)	喫　水	
			最大 dmax（m）	最小 dmin（m）
1	7.0	1.8	1.0	—
2	8.0	2.2	1.2	—
3	9.0	2.4	1.4	—
4	10.0	2.6	1.6	—
5	11.0	2.8	1.8	—
10	13.0	3.5	2.0	1.9
20	17.0	4.3	2.2	2.1
30	20.0	4.7	2.5	2.3
40	22.0	5.2	2.7	2.5
50	24.0	5.5	2.9	2.6
100	30.0	6.5	3.7	3.2
150	35.0	7.2	4.2	3.5
200	40.0	7.6	4.6	3.8
300	46.0	8.4	5.2	4.2
400	52.0	8.9	5.6	4.5
500	55.0	9.4	5.9	4.8

3)　天端高

「**参考図書 p.496　第 6 編第 2 章 2.5 天端高**」により、潮位、漁船の船型、利用形態を考慮し適切に定めることを原則とする。計画される利用漁船の形式・寸法を特定しがたい場合は、陸揚げ及び準備係船岸では、朔望平均満潮面（H.W.L.）に表-5.17 の値を加えたものを天端高として用いてもよい。なお、休けい用係船岸においては、さらに表-5.17 に示す休けい用係船岸加数値を加えることができる。

a)　陸揚げ及び準備用係船岸の天端高＝H.W.L.＋表-5.17 の値

b)　休けい用係船岸の天端高＝H.W.L.＋表-5.17 の値＋表-5.17 の加数値

表-5.17　天端高の算定値

潮　位　差 (H.W.L.－L.W.L.)	対　象　漁　船（G.T.）			
	0～20 トン	20～150 トン	150～500 トン	500 トン以上
0m～1.0m	0.7m	1.0m	1.3m	1.5m
1.0～1.5	0.7	1.0	1.2	1.4
1.5～2.0	0.6	0.9	1.1	1.3
2.0～2.4	0.6	0.8	1.0	1.2
2.4～2.8	0.5	0.7	0.9	1.1
2.8～3.0	0.4	0.6	0.8	1.0
3.0～3.2	0.3	0.5	0.7	0.9
3.2～3.4	0.2	0.4	0.6	0.8
3.4～3.6	0.2	0.3	0.5	0.7
3.6 以上	0.2	0.2	0.4	0.6
休けい岸壁加数	0m	0～0.5m	0.5～1.0m	1.0m

4)　計画水深

「**参考図書 p.496　第 6 編第 2 章 2.4 計画水深及びバース長**」により、計画水深は係船岸に接岸する漁船のうち、最大の漁船の喫水に余裕値を加えた値とする。なお、計画水深は 0.5m 単位に切り上げる。

係船岸の計画水深 ＝ 最大の漁船の喫水 ＋ 余裕水深

対象とする漁船の喫水は、陸揚げ及び準備用の係船岸は満載喫水、休けい用係船岸は空喫水の値を用いる。また、対象とする利用漁船の形状寸法が不明で、その喫水を定めがたい場合は、表-5.16 を参考に定めてもよい。

余裕水深は、港内の静穏度等を考慮し適切に定めるが、一般に次の値としていることが多い。波の影響が著しい場合は、この値をさらに大きくすることができる。

a)　海底の地盤が硬質地盤の場合：0.5m 以上

b)　海底の地盤が軟質地盤の場合：0.5m

5)　構造水深

計画水深に地盤条件などを勘案して決定する。

6)　エプロン幅

「**参考図書 p.497　第 6 編第 2 章 2.7.1 ①エプロン幅**」により、係船岸の利用方法、背後地の状況及び係船岸の構造等を勘案して決定するのがよい。利用方法等によりエプロン幅を決定できない場合は、表-5.18 の値を用いてもよい。

表-5.18　エプロン幅

分　　類		エプロン幅（m）
陸揚用	漁獲物をすべて上屋に搬入	3.0
	エプロン上から自動車により直送	10.0
出漁準備用		10.0
休けい用		6.0

7)　エプロン勾配

「**参考図書 p.498　第 6 編第 2 章 2.7.1 ②エプロン勾配**」により、利用方法、背後の状況及び排水等を勘案して決定するのがよい。一般に 1/30～1/50 とすることが多い。

(3)　材料

1)　単位体積重量

「**本章 p.1-5-3　5.2.1（2）1）単位体積重量**」により、表-5.2 に示すものを用いることができる。

2)　基礎捨石

「**本章 p.1-5-3　5.2.1（2）2）基礎捨石**」により定める。

3)　裏込材

「**参考図書 p.226　第 3 編第 4 章 4.2.3 裏込材**」により、適切な強度、耐久性及び比重を有しているものを選定することを原則とする。裏込材の内部摩擦角及び単位体積重量は、土質試験によって決定するのが望ましいが、それによらない場合は、便宜的に表-5.19 の値を参照してもよい。

表-5.19　裏込材の標準値

	内部摩擦角（°）	単位体積重量	
		残留水位上 (kN/m³)	残留水位下 (kN/m³)
割石			
一般のもの	40	18	10
もろい材質のもの	35	16	9
玉石	35	18	10
きれいな砂または砂利	35	18	10
切込砂利 (注)	30	18	10

（注）切込砂利とは選別されていない砂利で、砂と砂利が半々くらい混じっているものをいう。

(4)　その他

1)　摩擦係数

「**本章 p.1-5-3　5.2.1（3）1）摩擦係数**」により、表-5.3 に示すものを用いることができる。

2)　安全率

「**参考図書 p.507　第 6 編第 3 章 3.4.4（2）構造物の安全性に関する性能照査**」、「**参考図書 p.248　第 4 編第 2 章 2.4 地盤支持力の算定**」、「**参考図書 p.253　第 4 編第 2 章 2.6（4）安全率**」により、表-5.20 に示すものを標準値とする。

表-5.20　安全率（係船岸）

検討項目	安全率	
	常時	地震時
堤体の滑動に対して	1.2 以上	1.0 以上
堤体の転倒に対して	1.2 以上	1.1 以上
地盤支持力に対して	2.5 以上	2.5 以上
偏心傾斜荷重に対して	1.2 以上	1.0 以上

5.4.2　構造諸元

(1)　直立消波ブロックの上端および下端高

「**参考図書 p.508　第 6 編第 3 章 3.4.4 ④細部の照査 d)**」により、堤体天端高さは H.W.L.＋0.5*H* より高く、下端高さは L.W.L.－2.0*H* 程度以深まで確保することが望ましい。なお、上部コンクリ

ートが構造上必要な厚さを確保できるよう留意する必要がある。

(2)　上部工

堤体上への車両などの乗り入れが考えられる場合には、必要に応じて上部工に鉄筋を配置するよう留意する。

(3)　堤体工

a)　堤体の安定は、一般に滑動の検討により定まるが、場合によっては基礎地盤の支持力の検討によって定まる場合もある。

b)　直立消波ブロックおよび底版ブロック 1 個の重量は、起重機船の吊上げ能力なども考慮して決定する。

c)　小型漁船において、接岸時に直立消波ブロック内部に潜り込む恐れがある場合は、防護ネットなどを設置するよう留意する。

(4)　基礎工

a)　「**参考図書 p.508　第 6 編第 3 章 3.4.5（3）基礎工 ①**」により、基礎捨石の幅は、堤体の両側からの合力の作用線に対し 30°外側に引いた線が基礎地盤と交差した点までを所要幅としてよい。

b)　「**参考図書 p.509　第 6 編第 3 章 3.4.5（3）基礎工 ④**」により、捨石マウンド基礎において、波浪、潮流、船舶のスクリュー等により洗掘の恐れがある場合には被覆工を設置してよい。

c)　「**参考図書 p.509　第 6 編第 3 章 3.4.5（3）基礎工 ⑤**」により、基礎地盤が砂質の場合の基礎捨石の厚さの参考値として、一般に 1m 以上としていることが多い。ただし、基礎地盤が岩盤で、床掘して捨石を敷きならす場合でかつ洗掘の恐れの少ない箇所については、0.5m 以上としてよい。

(5)　裏込工

「**参考図書 p.509　第 6 編第 3 章 3.4.5（4）裏込工**」により、堤体背後には、堤体に対する土圧軽減や土砂の吸出し防止の観点から、切込砕石、割栗石等による裏込工を設けることを原則とする。

a)　裏込石はできるだけ面の粗なものを使用するのがよい。

b)　裏込工による土圧減少の程度を、「**参考図書 p.154　第 2 編第 10 章 10.1.8 裏込め土による土圧の減少の程度**」により検討することを原則とする。

c)　係船岸（護岸を含む）は、地盤条件や波浪条件等を考慮し、堤体背後の裏込材や埋立土が吸い出しを受けないよう、防砂板と防砂シートの両方を設置することが望ましい。

i)　防砂板をブロック等の目地部に設置する場合は縦目地のみに設置することが多いが、縦断方向のブロック等の幅を考慮し、全面張りとの経済比較を行うことが望ましい。

ii)　吸い出し等により埋立材が裏込材側へ混入すると、埋立材の沈下が発生するとともに裏込材の内部等の状態が変化し危険な状態となる恐れがあるため、防砂シートを裏込材の背後等に設置するのがよい。

(6)　付属工

1)　防舷材

「**参考図書 p.604　第 6 編第 10 章 10.1.4 防舷材**」により定める。

2)　係船柱および係船環

「**参考図書 p.607　第 6 編第 10 章 10.1.5 係船柱・係船環**」により、係船柱（曲柱）の位置は、水際線に近い方が船からの操作や背後の利用上便利であることを考慮して、水際線から係船柱（曲柱）中心までの距離を 0.5～1.0m 程度としてよい。また、配置間隔は、表-5.21 を参考としてもよい。

表-5.21　係船柱（曲柱）の配置間隔

係船岸水深	係船柱配置間隔
－3m 以下	5.0 m
－3m 超～－5m 未満	7.5 m
－5m 以上	10.0 m

3)　その他

その他の付属工については、「**参考図書 p.609　第 6 編第 10 章 10.1.6 車止め、照明設備、その他の付属設備**」により定める。

5.4.3　外力

(1)　土圧および土圧の鉛直分力

堤体に作用する常時および地震時の土圧、および土圧の鉛直分力は、「**参考図書 p.146　第 2 編第 10 章 10.1 土圧**」により算定することを標準とする。なお、壁面摩擦角 δ は±15°の値を用いることができる。

(2)　残留水圧

「**参考図書 p.155　第 2 編第 10 章 10.2.1 残留水圧**」により、施設の前後面に水位差が生じる場合には、残留水圧を考慮することを原則とする。なお、係数 α については、通常は表-5.22 を標準としてよい。

表-5.22　係数 α の値

構造物 ＼ 裏込材あるいは中詰材	排水が良好な構造（重力式など）	排水が不良な構造（矢板式など）
割石・砂岩	1/3	2/3
砂	1/3	2/3
粘　土	2/3	1

（注）単塊式で基礎が岩盤の場合は、排水が不良な構造とし、また、基礎が捨石マウンドの場合は、排水が良好な構造とするものとする。

(3)　地震力

地震力の算定に当たっては、「**参考図書 p.158　第 2 編第 11 章 地震力**」によるものとし、係船岸のレベル 1 地震動に対する耐震性能の照査については、震度法によって地震力を算定することを標準とする。震度法を用いる際は鉛直方向の震度を考慮せず、水平方向の震度（設計水平震度）のみで照査を行う。

震度法による地震力は、「**手引き p.117　第 2 編第 10 章 10.1（2）震度法**」により、自重及び上載荷重の和あるいは自重のみに設計震度を乗じた値とし、危険な方をその重心に作用させる。こ

の際、自重からは浮力を差し引かないこととし、上載荷重は常時の 1/2 とする。

レベル 1 地震動に対する耐震性能の照査を震度法で行う場合、**表-5.23** の値を用いることを標準とする。

表-5.23　地域別の工学的基盤最大加速度及び設計水平震度

	北海道（根室、釧路、十勝、日高）、関東（千葉県、東京都の八丈島及び小笠原諸島を除く地域、神奈川県）、中部（福井県、静岡県、愛知県）、近畿（三重県、滋賀県、大阪府、兵庫県、和歌山県）	東北（青森県の尻屋崎以南の太平洋岸、岩手県、宮城県、福島県）、関東（茨城県）、近畿（京都府）、四国（徳島県、高知県）	北海道（胆振、渡島、檜山）、東北（青森県の尻屋崎以南の太平洋岸を除く地域、秋田県、山形県）、中部（新潟県、富山県、石川県）、中国（鳥取県、広島県）、四国（愛媛県）、九州（熊本県、大分県、宮崎県、鹿児島県の奄美諸島）	北海道（網走、後志、石狩、空知、留萌）、中国（島根県、岡山県）、四国（香川県）、九州（佐賀県、長崎県の五島列島、壱岐及び対馬を除く地域、鹿児島県の奄美諸島を除く地域、沖縄県の大東諸島を除く地域）	北海道（宗谷）、関東（東京都の八丈島及び小笠原諸島）、中国（山口県）、九州（福岡県、長崎県の五島列島、壱岐及び対馬、沖縄県の大東諸島）
係留施設 A	0.18（0.22）	0.16（0.19）	0.14（0.17）	0.13（0.16）	0.10（0.12）
親水施設	0.18（0.22）	0.16（0.19）	0.14（0.17）	0.13（0.16）	0.10（0.12）
係留施設 B	0.15（0.20）	0.13（0.16）	0.12（0.14）	0.11（0.13）	0.08（0.10）
外郭施設	0.15（0.20）	0.13（0.16）	0.12（0.14）	0.11（0.13）	0.08（0.10）
工学的基盤の最大加速度（Gal）	350	250	200	150	100

（注 1）第四紀層（沖積層、洪積層）の厚さが、下記のいずれかの場合は（　）書の設計水平震度を用いる。

①一般の砂及び粘土地盤の厚さが 25m 以上の場合

②軟弱地盤の厚さが 5m 以上の場合

ここでいう軟弱地盤とは、N 値が 4 以下の砂地盤、または一軸圧縮強度が 20kPa 以下の地盤であり、通常の軟弱地盤の概念とは若干異なる。

（注 2）係留施設 A は、耐震強化岸壁、耐震強化岸壁に準じる岸壁及びその他の耐震性能を強化する岸壁、又は定期船・フェリーが発着する岸壁であることを基本とする。係留施設 B は、係留施設 A 以外の岸壁及び物揚場である。

（注 3）親水施設は、親水性を考慮した護岸及び防波堤である。

（注 4）外郭施設は、親水施設及び道路護岸を除く外郭施設である。

(4)　上載荷重

「**参考図書 p.192　第 2 編第 13 章 13.3 上載荷重**」により、上載荷重は地域の実情に応じて設定することが望ましいが、それによりがたい場合は**表-5.24** の値を用いることができる。また、地震時及び津波時における上載荷重は、常時の 1/2 とすることができる。

表-5.24　上載荷重（常時、ただし雪荷重を除く）

区　分	荷重（kN/m^2）	区　分	荷重（kN/m^2）
陸揚岸壁	10	物揚場	5

出漁準備岸壁	10	護岸・堤防	5
休けい（繋）岸壁	5		

(5)　けん引力

「**参考図書 p.197　第 2 編第 14 章 14.2.2 けん引力**」により、漁船のけん引力は、漁船の総トン数、係留隻数等を考慮して算定することを原則とし、表-5.25 を標準とする。

表-5.25　漁船のけん引力（けい船柱 1 基につき）

漁船の総トン数		平常時
	10 トン未満	10 kN
10 トン以上	50　〃	30 kN
50　〃	100　〃	50 kN
100　〃	200　〃	70 kN
200　〃	500　〃	100 kN
500　〃	2,000　〃	150 kN

5.4.4　安定計算

(1)　滑動および転倒に対する検討

滑動および転倒に対する検討は、「**参考図書 p.507　第 6 編第 3 章 3.4.4（2）構造物の安全性に関する性能照査**」の照査式により検討することを標準とし、各層毎について検討を行うことを原則とする。

(2)　地盤支持力の検討

地盤支持力の検討は、「**本章 p.1-5-5　5.2.4（2）地盤支持力の検討**」により行うことを標準とする。

(3)　偏心傾斜荷重に対する検討

偏心傾斜荷重に対する検討は、「**本章 p.1-5-6　5.2.4（3）偏心傾斜荷重に対する検討**」により行うことを標準とする。

5.5　設計計算例（直立消波ブロック式係船岸）

図-5.10 に示す漁港の－3.0m 岸壁の設計例を示す。－3.0m 岸壁は、直立消波ブロック式係船岸として検討を行う。

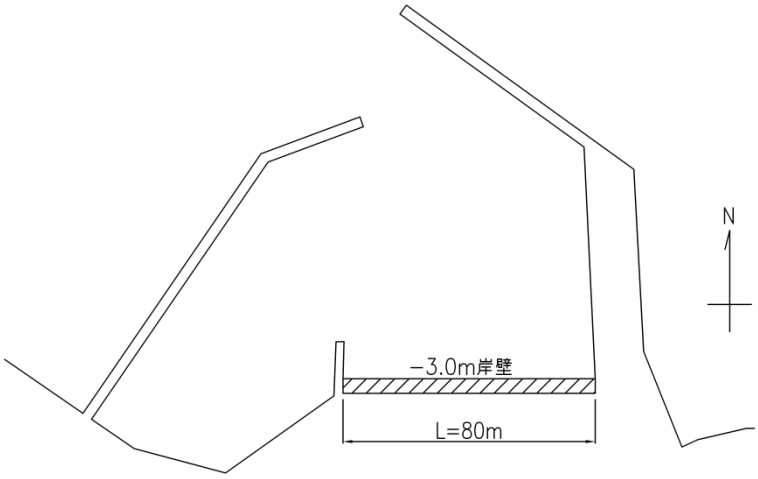

図-5.10　漁港岸壁計画位置図

5.5.1　設計条件

(1)　設置条件

a)　設置位置の水深：－4.00m

(2)　海象条件

a)　設計潮位：H.W.L.＋1.50m
　　L.W.L.±0.00m

b)　残留水位：排水が良好な構造（α＝1/3）として算出する。（**表-5.22** 参照）
　　R.W.L.＝1/3×{＋1.50－(±0.00)}＝＋0.50m

c)　陸揚が可能な最大波高：0.40m

(3)　地盤条件

a)　基礎地盤の土質条件：N 値 15 の砂質土

b)　設計震度：係留施設 B で基盤最大加速度 350Gal の地域と設定する。よって、k＝0.15。
　　（**表-5.23** 参照）

(4)　利用条件

a)　設置目的：漁獲物の陸揚げに使用する。

b)　対象漁船などの諸元：30G.T.型漁船、満載喫水 2.50m。（**表-5.16** 参照）

c)　天端高：潮位差＝{＋1.50－(±0.00)}＝1.50m より、**表-5.17** の値は 1.00m。
　　陸揚用係船岸の天端高＝＋1.50＋1.00＝＋2.50m → ＋2.50m

d)　計画水深：2.50m（対象漁船の満載喫水）＋0.50m（余裕水深）＝3.00m → －3.00m（岸

壁）

e） 構造水深：設置位置水深が－4.00m であることから、計画水深－3.00m を構造水深と設定

する。

f） エプロン幅：10.0m（表-5.18 参照：エプロン上から自動車により直送）

g） エプロン勾配：1/50（2%勾配）

（「**本章 p.1-5-17　5.4.1（2）7）エプロン勾配**」参照）

(5)　材料

a） 単位体積重量：無筋コンクリート：（空中）22.6kN/m^3　（水中）12.5kN/m^3

海水　：10.1kN/m^3

基礎捨石、裏込材：（湿潤）18.0kN/m^3　（水中）10.0kN/m^3

砂質土　：（湿潤）18.0kN/m^3　（水中）10.0kN/m^3

（表-5.2 参照）

b） 基礎捨石：許容支持力　400kN/m^2

（「**本章 p.1-5-5　5.2.4（2）地盤支持力の検討**」参照）

c） 裏込材：内部摩擦角　ϕ＝40°（割石：一般のもの、表-5.19 参照）

壁面摩擦角　δ＝15°

（「**本章 p.1-5-20　5.4.3（1）土圧および土圧の鉛直分力**」参照）

(6)　その他

a） 上載荷重：（常時）10kN/m^2　（地震時）5kN/m^2　（陸揚岸壁：表-5.24 参照）

b） 摩擦係数：プレキャストコンクリートとプレキャストコンクリート　：0.5

プレキャストコンクリートと捨石　：0.6

（表-5.3 参照）

c） 安全率：堤体の滑動に対して　：（常時）1.2 以上　（地震時）1.0 以上

堤体の転倒に対して　：（常時）1.2 以上　（地震時）1.1 以上

偏心傾斜荷重に対して　：（常時）1.2 以上　（地震時）1.0 以上

（表-5.20 参照）

5.5.2　構造諸元

(1)　直立消波ブロックの上端および下端高

a） 直立消波ブロック上端高：H.W.L.＋0.5H＝＋1.50＋0.5×0.40＝＋1.70m 以上が望ましい

b） 直立消波ブロック下端高：L.W.L.－2.0H＝±0.00－2.0×0.40＝－0.80m 以深が望ましい

（※H は陸揚が可能な最大波高）

(2)　上部工

上部工の厚さを 0.50m と設定する。

(3)　堤体工

a） 天端高：＋2.50m

b） 直立消波ブロック上端高：＋2.50－0.50＝＋2.00m（＋1.70m 以上）

c） 直立消波ブロック下端高：＋2.00－1.40×3＝－2.20m（－0.80m 以深）

（直立消波ブロック 1 個の高さを 1.40m、3 段積と仮定。）

d） 構造水深：－3.00m　（底版ブロックの厚さ：3.00－2.20＝0.80m）

(4)　基礎工

設置位置水深－4.00m と構造水深－3.00m から、基礎捨石の厚さは 1.00m とする。なお、洗掘の恐れはないものとし、被覆工は設置しない。

(5)　裏込工

1)　裏込材

裏込材には、割石（一般のもの）を用いるものとする。

2)　防砂板・吸出し防止シート

堤体背後の裏込材や埋立土が吸い出しを受けないよう、防砂板と防砂シートの両方を設置することとする。

(6)　付属工

1)　防舷材

本章においては検討を省略する。

2)　係船柱および係船環

a)　対象漁船が 30G.T.型より、けん引力は 30kN（1 基当り）と設定する。（**表-5.25** 参照）

b)　計画水深が－3.00m（岸壁）であることから、係船柱（曲柱）の配置間隔は 5.0m と設定する。（**表-5.21** 参照）

以上の設定より、1m 当りに作用するけん引力は、30kN/5.0m＝6.00（kN/m）とする。なお、けん引力の作用高さは、天端高（＋2.50m）上 0.20m の位置（＋2.70m）と仮定する。

3)　車止め

本章においては検討を省略する。

4)　その他

本章においては検討を省略する。

5.5.3　堤体諸元の仮定

(1)　直立消波ブロック諸元

直立消波ブロック式－3.00m 岸壁に使用する直立消波ブロックは、**図-5.11** に示す B～D ブロックとする。B～D ブロックの諸元表を**表-5.26** に、C ブロックの層別体積表を**表-5.27** にそれぞれ示す。

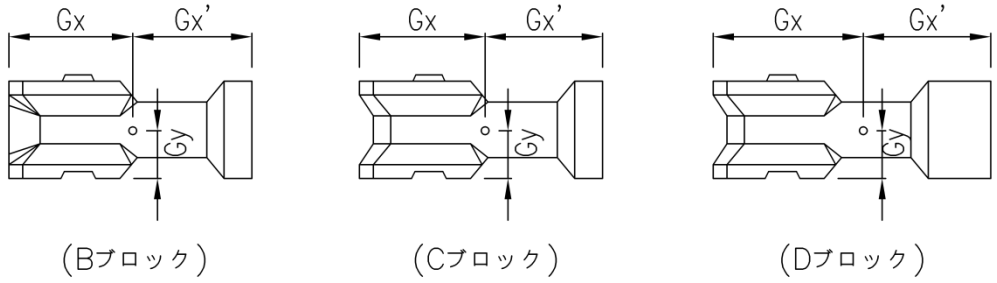

図-5.11　直立消波ブロック形状図（B～D ブロック）

表-5.26　諸元表（B～D ブロック）

	外郭寸法（m）			重心位置（m）			実質量	コンクリート量
	B	*H*	*L*	*Gx*	*Gx'*	*Gy*	(t)	(m^3)
B ブロック（防舷材取付型）	3.50	1.40	1.60	1.70	1.80	0.71	10.9	4.732
C ブロック（標準型）	3.50	1.40	1.60	1.75	1.75	0.72	10.5	4.586
D ブロック（標準＋後壁 0.5m 拡幅型）	4.00	1.40	1.60	2.15	1.85	0.71	13.1	5.706

表-5.27　層別体積表（C ブロック）

高さ	体積（m^3）			高さ	体積（m^3）		
(cm)	単体積	下累加	上累加	(cm)	単体積	下累加	上累加
140	0.361	4.586	0.361	70	0.296	2.241	2.641
130	0.353	4.225	0.714	60	0.296	1945	2.937
120	0.345	3.872	1.059	50	0.320	1.649	3.257
110	0.374	3.527	1.433	40	0.374	1.329	3.631
100	0.320	3.153	1.753	30	0.345	0.955	3.976
90	0.296	2.833	2.049	20	0.353	0.610	4.329
80	0.296	2.537	2.345	10	0.257	0.257	4.586

※□部は、本章で用いた層別体積を示す。

(2)　仮定断面図

直立消波ブロック式係船岸の安定性は一般的に L.W.L.時が危険となるため、本設計例では L.W.L.時で検討を行う。仮定した堤体断面図を図-5.12 に示す。

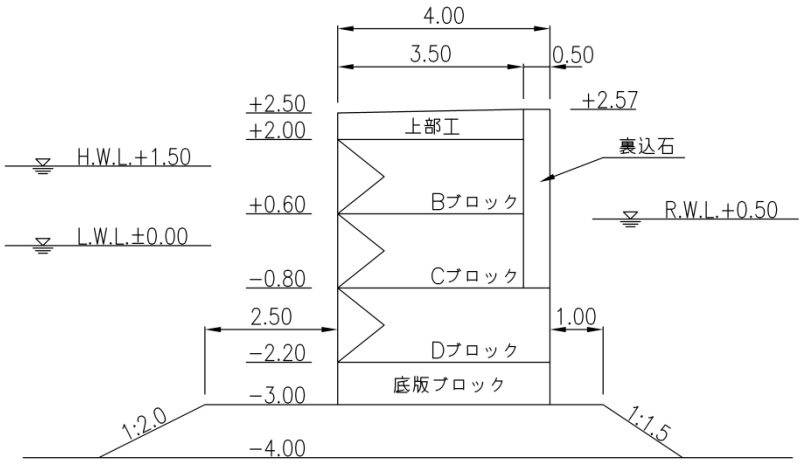

図-5.12　仮定断面図

5.5.4　堤体重量および外力の計算

(1)　堤体重量および抵抗モーメント

堤体を**図-5.13** のように区分し、浮力を考慮した堤体重量および抵抗モーメントを算定する。算定結果を**表-5.28** に示す。

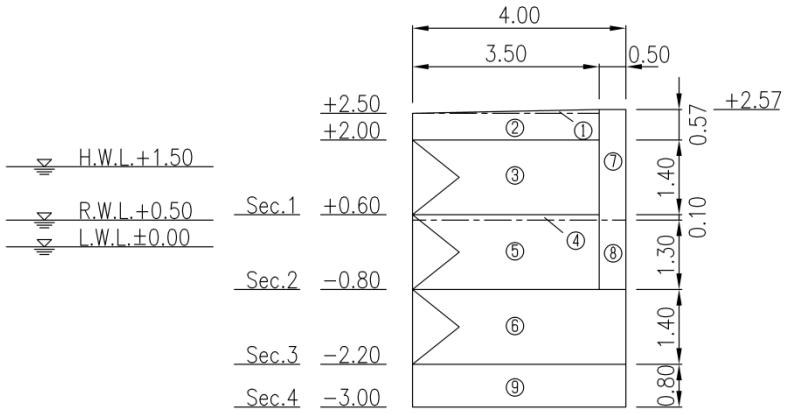

図-5.13　堤体区分図（L.W.L.時）

表-5.28　浮力を考慮した堤体重量および抵抗モーメント（L.W.L.時）

	W（kN/m）		*x*（m）		*W*･*x*（kN･m/m）
①	1/2×3.50×0.07×22.60	2.769	2/3×3.50	2.33	6.452
②	3.50×0.50×22.60	39.550	1/2×3.50	1.75	69.213
③	4.732/1.60×22.60	66.840		1.70	113.628
Sec.1		109.159			189.293
④	0.361/1.60×22.60	5.099		1.75	8.923
⑤	4.225/1.60×12.50	33.008		1.75	57.764
Sec.2		147.266			255.980
⑥	5.706/1.60×12.50	44.578		2.15	95.843
⑦	0.50×2.07×18.00	18.630	1/2×0.50＋3.50	3.75	69.863
⑧	0.50×1.30×10.00	6.500	1/2×0.50＋3.50	3.75	24.375
Sec.3		216.974			446.061
⑨	4.00×0.80×12.50	40.000	1/2×4.00	2.00	80.000
Sec.4		256.974			526.061

(2)　土圧および転倒モーメント

常時および地震時の土圧強度を算定する。

1)　常時

算定された土圧係数および土圧強度を**表-5.29**、**表-5.30** にそれぞれ示す。

表-5.29　土圧係数（常時）

作用位置 (m)	β (°)	ϕ (°)	δ (°)	ψ (°)	*Kn*
2.57	0.0	40.0	15.0	0.0	0.2011
0.60	0.0	40.0	15.0	0.0	0.2011
0.50	0.0	40.0	15.0	0.0	0.2011
−0.80	0.0	40.0	15.0	0.0	0.2011
−2.20	0.0	40.0	15.0	0.0	0.2011
−3.00	0.0	40.0	15.0	0.0	0.2011

表-5.30　土圧強度（常時）

作用位置 (m)	h (m)	γ (kN/m^3)	$\gamma \cdot h$ (kN/m^2)	$\Sigma\gamma \cdot h$ (kN/m^2)	ψ (°)	$w \cdot \cos\psi / \cos(\psi - \beta)$	$Kn \cdot \cos(\delta + \psi)$	p_n (kN/m^2)
2.57	0.00	18.00	0.000	0.000	0.0	10.000	0.1942	1.942
0.60	1.97	18.00	35.460	35.460	0.0	10.000	0.1942	8.828
0.50	0.10	18.00	1.800	37.260	0.0	10.000	0.1942	9.178
−0.80	1.30	10.00	13.000	50.260	0.0	10.000	0.1942	11.702
−2.20	1.40	10.00	14.000	64.260	0.0	10.000	0.1942	14.421
−3.00	0.80	10.00	8.000	72.260	0.0	10.000	0.1942	15.975

土圧分布図を**図-5.14** に、土圧および転倒モーメントの算定結果を**表-5.31** に示す。

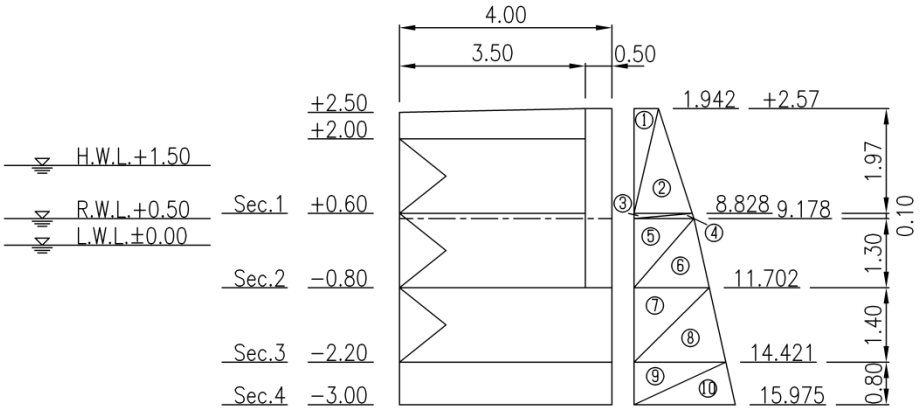

図-5.14　土圧分布図（常時）

表-5.31　土圧および転倒モーメント（常時）

	P_H (kN/m)		y (m)		$P_H \cdot y$ (kN・m/m)
①	1/2×1.942×1.97	1.913	2/3×1.97	1.31	2.506
②	1/2×8.828×1.97	8.696	1/3×1.97	0.66	5.739
Sec.1		10.609			8.245
				1.40	14.853
③	1/2×8.828×0.10	0.441	2/3×0.10＋1.30	1.37	0.604
④	1/2×9.178×0.10	0.459	1/3×0.10＋1.30	1.33	0.610
⑤	1/2×9.178×1.30	5.966	2/3×1.30	0.87	5.190
⑥	1/2×11.702×1.30	7.606	1/3×1.30	0.43	3.271
Sec.2		25.081			32.773
				1.40	35.113
⑦	1/2×11.702×1.40	8.191	2/3×1.40	0.93	7.618
⑧	1/2×14.421×1.40	10.095	1/3×1.40	0.47	4.745
Sec.3		43.367			80.249
				0.80	34.694
⑨	1/2×14.421×0.80	5.768	2/3×0.80	0.53	3.057
⑩	1/2×15.975×0.80	6.390	1/3×0.80	0.27	1.725
Sec.4		55.525			119.725

2)　地震時

水中における見かけの震度 k' を算定する。

$$k' = \frac{2 \times (18.0 \times 2.07 + 20.0 \times 0.00 + 5.00) + 20.0 \times 3.50}{2 \times (18.0 \times 2.07 + 10.0 \times 0.00 + 5.00) + 10.0 \times 3.50} \times 0.15 = 0.19$$

算定された土圧係数および土圧強度を**表-5.32**、**表-5.33** にそれぞれ示す。

表-5.32　土圧係数（地震時）

作用位置 (m)	β (°)	ϕ (°)	δ (°)	ψ (°)	k or k'	θ (°)	Kn
2.57	0.0	40.0	15.0	0.0	0.15	8.53	0.2833
0.60	0.0	40.0	15.0	0.0	0.15	8.53	0.2833
0.50	0.0	40.0	15.0	0.0	0.15	8.53	0.2833
0.50	0.0	40.0	15.0	0.0	0.19	10.76	0.3098
−0.80	0.0	40.0	15.0	0.0	0.19	10.76	0.3098
−2.20	0.0	40.0	15.0	0.0	0.19	10.76	0.3098
−3.00	0.0	40.0	15.0	0.0	0.19	10.76	0.3098

表-5.33　土圧強度（地震時）

作用位置 (m)	h (m)	γ (kN/m^3)	$\gamma \cdot h$ (kN/m^2)	$\Sigma\gamma \cdot h$ (kN/m^2)	ψ (°)	$w \cdot \cos\psi / \cos(\psi - \beta)$	$Kn \cdot \cos(\delta + \psi)$	p_n (kN/m^2)
2.57	0.00	18.00	0.000	0.000	0.0	5.000	0.2736	1.368
0.60	1.97	18.00	35.460	35.460	0.0	5.000	0.2736	11.070
0.50	0.10	18.00	1.800	37.260	0.0	5.000	0.2736	11.562
0.50	0.00	10.00	0.000	37.260	0.0	5.000	0.2992	12.644
−0.80	1.30	10.00	13.000	50.260	0.0	5.000	0.2992	16.534
−2.20	1.40	10.00	14.000	64.260	0.0	5.000	0.2992	20.723
−3.00	0.80	10.00	8.000	72.260	0.0	5.000	0.2992	23.116

土圧分布図を**図-5.15** に、土圧および転倒モーメントの算定結果を**表-5.34** に示す。

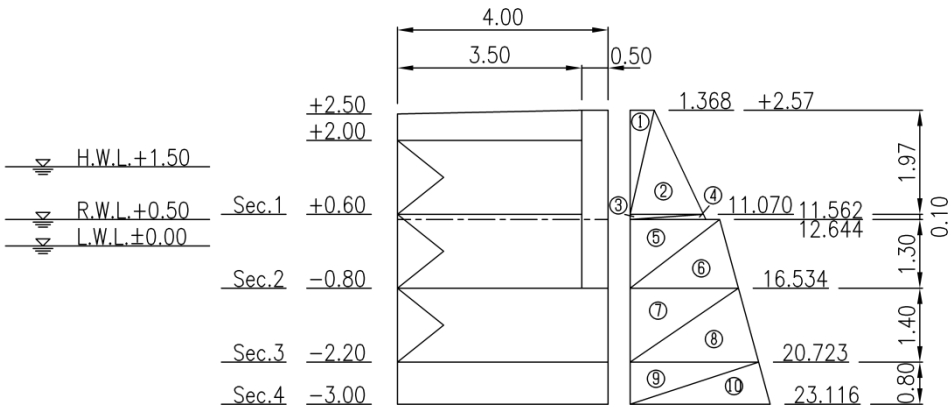

図-5.15　土圧分布図（地震時）

表-5.34　土圧および転倒モーメント（地震時）

	P_H（kN/m）		y（m）		$P_H \cdot y$（kN･m/m）
①	1/2×1.368×1.97	1.347	2/3×1.97	1.31	1.765
②	1/2×11.070×1.97	10.904	1/3×1.97	0.66	7.197
Sec.1		12.251			8.962
				1.40	17.151
③	1/2×11.070×0.10	0.554	2/3×0.10＋1.30	1.37	0.759
④	1/2×11.562×0.10	0.578	1/3×0.10＋1.30	1.33	0.769
⑤	1/2×12.644×1.30	8.219	2/3×1.30	0.87	7.151
⑥	1/2×16.534×1.30	10.747	1/3×1.30	0.43	4.621
Sec.2		32.349			39.413
				1.40	45.289
⑦	1/2×16.534×1.40	11.574	2/3×1.40	0.93	10.764
⑧	1/2×20.723×1.40	14.506	1/3×1.40	0.47	6.818
Sec.3		58.429			102.284
				0.80	46.743
⑨	1/2×20.723×0.80	8.289	2/3×0.80	0.53	4.393
⑩	1/2×23.116×0.80	9.246	1/3×0.80	0.27	2.496
Sec.4		75.964			155.916

(3)　土圧の鉛直分力および抵抗モーメント

土圧の鉛直分力を算定する。算定された土圧の鉛直分力および抵抗モーメントを表-5.35、表-5.36 にそれぞれ示す。

表-5.35　土圧の鉛直分力および抵抗モーメント（常時）

	P_H (kN/m)	$\tan(\delta+\psi)$	P_V (kN/m)	x (m)	$P_V \cdot x$ (kN･m/m)
Sec.1	10.609	0.268	2.843	3.50	9.951
Sec.2	25.081	0.268	6.722	3.50	23.527
Sec.3	43.367	0.268	11.622	4.00	46.488
Sec.4	55.525	0.268	14.881	4.00	59.524

表-5.36　土圧の鉛直分力および抵抗モーメント（地震時）

	P_H (kN/m)	tan(δ＋ψ)	P_V (kN/m)	x (m)	$P_V \cdot x$ (kN・m/m)
Sec.1	12.251	0.268	3.283	3.50	11.491
Sec.2	32.349	0.268	8.670	3.50	30.345
Sec.3	58.429	0.268	15.659	4.00	62.636
Sec.4	75.964	0.268	20.358	4.00	81.432

(4)　残留水圧および転倒モーメント

残留水圧強度を算定する。

$$h_w = 0.50 - 0.00 = 0.50\mathrm{m}$$

$$p_w = 0.50 \times 10.10 = 5.050\mathrm{kN/m^2}$$

残留水圧分布図を**図-5.16** に、残留水圧および転倒モーメントの算定結果を**表-5.37** に示す。

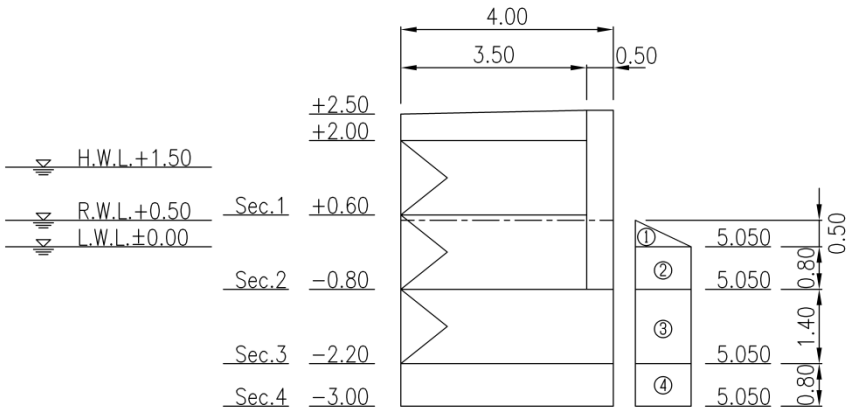

図-5.16　残留水圧分布図

表-5.37　残留水圧および転倒モーメント

	P_w (kN/m)		y (m)		$P_w \cdot y$ (kN・m/m)
Sec.1		0.000			0.000
①	1/2×5.050×0.50	1.263	1/3×0.50＋0.80	0.97	1.225
②	5.050×0.80	4.040	1/2×0.80	0.40	1.616
Sec.2		5.303			2.841
				1.40	7.424
③	5.050×1.40	7.070	1/2×1.40	0.70	4.949
Sec.3		12.373			15.214
				0.80	9.898
④	5.050×0.80	4.040	1/2×0.80	0.40	1.616
Sec.4		16.413			26.728

(5)　地震力および転倒モーメント

堤体を**図-5.17** のように区分し、地震力および転倒モーメントを算定する。算定結果を**表-5.38** に示す。

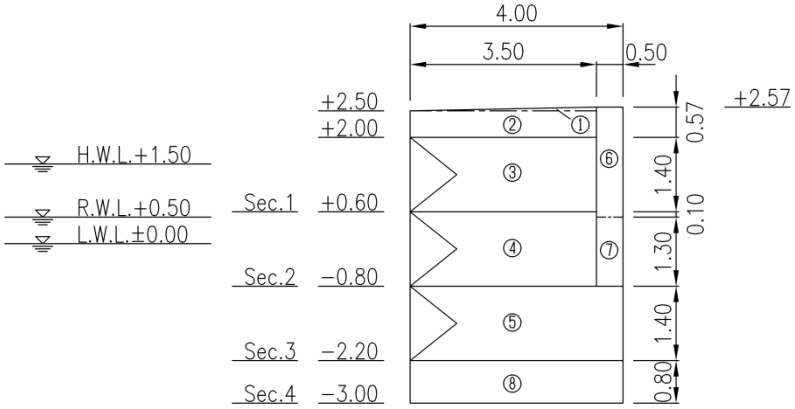

図-5.17　堤体区分図

表-5.38　地震力および転倒モーメント

	W（kN/m）		k	P_F（kN/m）	y（m）		$P_F \cdot y$（kN･m/m）
①	1/2×3.50×0.07×22.60	2.769	0.15	0.415	1/3×0.07＋1.90	1.92	0.797
②	3.50×0.50×22.60	39.550	0.15	5.933	1/2×0.50＋1.40	1.65	9.789
③	4.732/1.60×22.60	66.840	0.15	10.026		0.71	7.118
Sec.1				16.374			17.704
						1.40	22.924
④	4.586/1.60×22.60	64.777	0.15	9.717		0.72	6.996
Sec.2				26.091			47.624
						1.40	36.527
⑤	5.706/1.60×22.60	80.597	0.15	12.090		0.71	8.584
⑥	0.50×2.07×18.00	18.630	0.15	2.795	1/2×2.07＋2.70	3.74	10.453
⑦	0.50×1.30×20.00	13.000	0.15	1.950	1/2×1.30＋1.40	2.05	3.998
Sec.3				42.926			107.186
						0.80	34.341
⑧	4.00×0.80×22.60	72.320	0.15	10.848	1/2×0.80	0.40	4.339
Sec.4				53.774			145.866

(6)　けん引力および転倒モーメント

けん引力作用図を**図-5.18** に、けん引力および転倒モーメントの算定結果を**表-5.39** に示す。

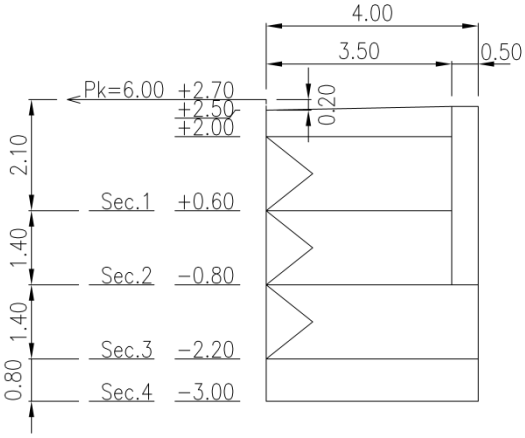

図-5.18　けん引力作用図

表-5.39　けん引力および転倒モーメント

	P_k (kN/m)	y (m)	$P_k \cdot y$ (kN・m/m)
Sec.1	6.000	2.10	12.600
Sec.2	6.000	3.50	21.000
Sec.3	6.000	4.90	29.400
Sec.4	6.000	5.70	34.200

※けん引力の作用位置は、天端から 0.20m 上がりの位置と仮定

(7)　堤体重量および外力の総括

算定された堤体重量および外力の総括を、表-5.40～表-5.43 に示す。

表-5.40　堤体重量および外力の総括（常時：鉛直方向）

	堤体重量		土圧		総計	
	W (kN/m)	$W \cdot x$ (kN・m/m)	P_V (kN/m)	$P_V \cdot x$ (kN・m/m)	V (kN/m)	M_V (kN・m/m)
Sec.1	109.159	189.293	2.843	9.951	112.002	199.244
Sec.2	147.266	255.980	6.722	23.527	153.988	279.507
Sec.3	216.974	446.061	11.622	46.488	228.596	492.549
Sec.4	256.974	526.061	14.881	59.524	271.855	585.585

表-5.41　堤体重量および外力の総括（常時：水平方向）

	土圧		残留水圧		けん引力		総計	
	P_H (kN/m)	$P_H \cdot y$ (kN・m/m)	P_w (kN/m)	$P_w \cdot y$ (kN・m/m)	P_k (kN/m)	$P_k \cdot y$ (kN・m/m)	H (kN/m)	M_H (kN・m/m)
Sec.1	10.609	8.245	0.000	0.000	6.000	12.600	16.609	20.845
Sec.2	25.081	32.773	5.303	2.841	6.000	21.000	36.384	56.614
Sec.3	43.367	80.249	12.373	15.214	6.000	29.400	61.740	124.863
Sec.4	55.525	119.725	16.413	26.728	6.000	34.200	77.938	180.653

表-5.42　堤体重量および外力の総括（地震時：鉛直方向）

	堤体重量		土圧		総計	
	W (kN/m)	$W \cdot x$ (kN・m/m)	P_V (kN/m)	$P_V \cdot x$ (kN・m/m)	V (kN/m)	M_V (kN・m/m)
Sec.1	109.159	189.293	3.283	11.491	112.442	200.784
Sec.2	147.266	255.980	8.670	30.345	155.936	286.325
Sec.3	216.974	446.061	15.659	62.636	232.633	508.697
Sec.4	256.974	526.061	20.358	81.432	277.332	607.493

表-5.43　堤体重量および外力の総括（地震時：水平方向）

	土圧		残留水圧		地震力		総計	
	P_H (kN/m)	$P_H \cdot y$ (kN・m/m)	P_w (kN/m)	$P_w \cdot y$ (kN・m/m)	P_F (kN/m)	$P_F \cdot y$ (kN・m/m)	H (kN/m)	M_H (kN・m/m)
Sec.1	12.251	8.962	0.000	0.000	16.374	17.704	28.625	26.666
Sec.2	32.349	39.413	5.303	2.841	26.091	47.624	63.743	89.878
Sec.3	58.429	102.284	12.373	15.214	42.926	107.186	113.728	224.684
Sec.4	75.964	155.916	16.413	26.728	53.774	145.866	146.151	328.510

5.5.5　安定計算

(1)　滑動および転倒に対する検討

滑動および転倒に対する検討を行う。検討結果を**表-5.44** および**表-5.45** に示す。

表-5.44　滑動および転倒に対する検討結果（常時）

	滑　動		転　倒	
Sec.1	$Fs = \frac{0.5 \times 112.002}{16.609} = 3.37 \geqq 1.20$	*OK*	$Fs = \frac{199.244}{20.845} = 9.55 \geqq 1.20$	*OK*
Sec.2	$Fs = \frac{0.5 \times 153.988}{36.384} = 2.11 \geqq 1.20$	*OK*	$Fs = \frac{279.507}{56.614} = 4.93 \geqq 1.20$	*OK*
Sec.3	$Fs = \frac{0.5 \times 228.596}{61.740} = 1.85 \geqq 1.20$	*OK*	$Fs = \frac{492.549}{124.863} = 3.94 \geqq 1.20$	*OK*
Sec.4	$Fs = \frac{0.6 \times 271.855}{77.938} = 2.09 \geqq 1.20$	*OK*	$Fs = \frac{585.585}{180.653} = 3.24 \geqq 1.20$	*OK*

表-5.45　滑動および転倒に対する検討結果（地震時）

	滑　動		転　倒	
Sec.1	$Fs = \frac{0.5 \times 112.442}{28.625} = 1.96 \geqq 1.00$	*OK*	$Fs = \frac{200.784}{26.666} = 7.52 \geqq 1.10$	*OK*
Sec.2	$Fs = \frac{0.5 \times 155.936}{63.743} = 1.22 \geqq 1.00$	*OK*	$Fs = \frac{286.325}{89.878} = 3.18 \geqq 1.10$	*OK*
Sec.3	$Fs = \frac{0.5 \times 232.633}{113.728} = 1.02 \geqq 1.00$	*OK*	$Fs = \frac{508.697}{224.684} = 2.26 \geqq 1.10$	*OK*
Sec.4	$Fs = \frac{0.6 \times 277.332}{146.151} = 1.13 \geqq 1.00$	*OK*	$Fs = \frac{607.493}{328.510} = 1.84 \geqq 1.10$	*OK*

(2)　地盤支持力の検討

地盤支持力の検討を行う。**図-5.19** に算定結果を示す。

1)　常時

$$\theta = \tan^{-1}(77.938/271.855) = 16.0°$$

$$x = \frac{585.585 - 180.653}{271.855} = 1.49\mathrm{m}$$

$$e = \frac{4.00}{2} - 1.49 = 0.51\mathrm{m}$$

$0 < e = 0.51\mathrm{m} \leqq b/6 = 0.67\mathrm{m}$　より、地盤反力は台形分布となる。

$$p_1 = \left(1 + \frac{6 \times 0.51}{4.00}\right) \times \frac{271.855}{4.00} = 119.956\mathrm{kN/m^2}$$

$$p_2 = \left(1 - \frac{6 \times 0.51}{4.00}\right) \times \frac{271.855}{4.00} = 15.971\mathrm{kN/m^2}$$

$p_1 = 119.956\mathrm{kN/m^2} \ < \ 400\mathrm{kN/m^2}$　　$\cdots$OK

2)　地震時

$$\theta = \tan^{-1}(146.151/277.332) = 27.8°$$

$$x = \frac{607.493 - 328.510}{277.332} = 1.01\mathrm{m}$$

$$e = \frac{4.00}{2} - 1.01 = 0.99\mathrm{m}$$

$e = 0.99\mathrm{m} \ > \ b/6 = 0.67\mathrm{m}$　より、地盤反力は三角形分布となる。

$$p_1 = \frac{2 \times 277.332}{3 \times 1.01} = 183.057\mathrm{kN/m^2}$$

$$p_2 = 0.000\mathrm{kN/m^2}$$

$$b' = 3 \times \left(\frac{4.00}{2} - 0.99\right) = 3.03\mathrm{m}$$

$p_1 = 183.057\mathrm{kN/m^2} \ < \ 400\mathrm{kN/m^2}$　　$\cdots$OK

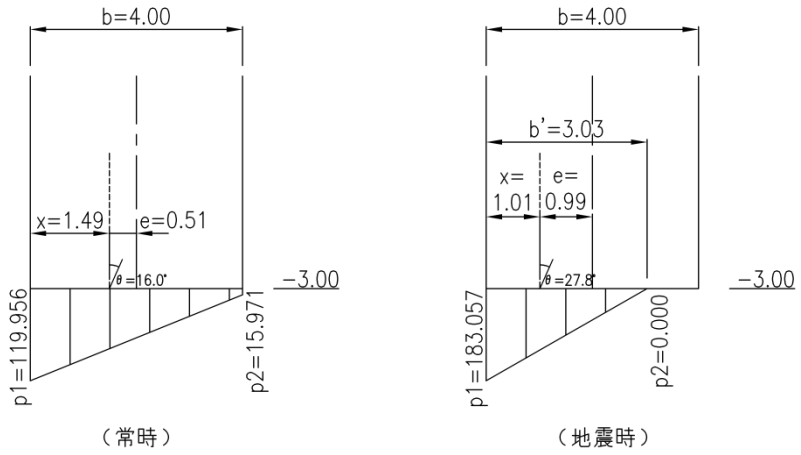

図-5.19　堤体底面の地盤反力（常時・地震時）

(3)　偏心傾斜荷重に対する検討

偏心傾斜荷重に対する検討は、簡易ビショップ法による解析によって行う。

1)　捨石マウンド材の強度定数

一般に用いられている通常の捨石に対する標準的な強度定数を採用する。

粘着力：c＝20kN/m^2、内部摩擦角：ϕ＝35°

2)　基礎地盤の強度定数

N 値が 10 以上の砂地盤：ϕ＝45°

3)　偏心傾斜荷重に対する検討

簡易ビショップ法における入力値を表-5.46～表-5.48 に、算定結果を図-5.20 および図-5.21 に示す。

a)　常時

$0 < e = 0.51\mathrm{m} \leqq b/6 = 0.67\mathrm{m}$　より、

$$q = \frac{4.00}{4 \times 1.49} \times (119.956 + 15.971) = 91.226\mathrm{kN/m^2}$$

荷重分布幅：$2x = 2 \times 1.49 = 2.98\mathrm{m}$

$F_s = 1.70 > 1.20$　・・・OK

表-5.46　簡易ビショップ法における入力値（荷重値：常時）

ケース	荷重分布幅 (m)	等価地盤反力 q (kN/m^2)	水平力 H (kN/m)
常時	2.98	91.226	77.938

表-5.47　簡易ビショップ法における入力値（強度定数）

層番号	飽和重量 (kN/m^3)	湿潤重量 (kN/m^3)	内部摩擦角 ϕ (度)	粘着力 c (kN/m^2)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	20.00	18.00	35.00	20.00	0.00	0.000	0.000
2	20.00	18.00	45.00	0.00	0.00	0.000	0.000

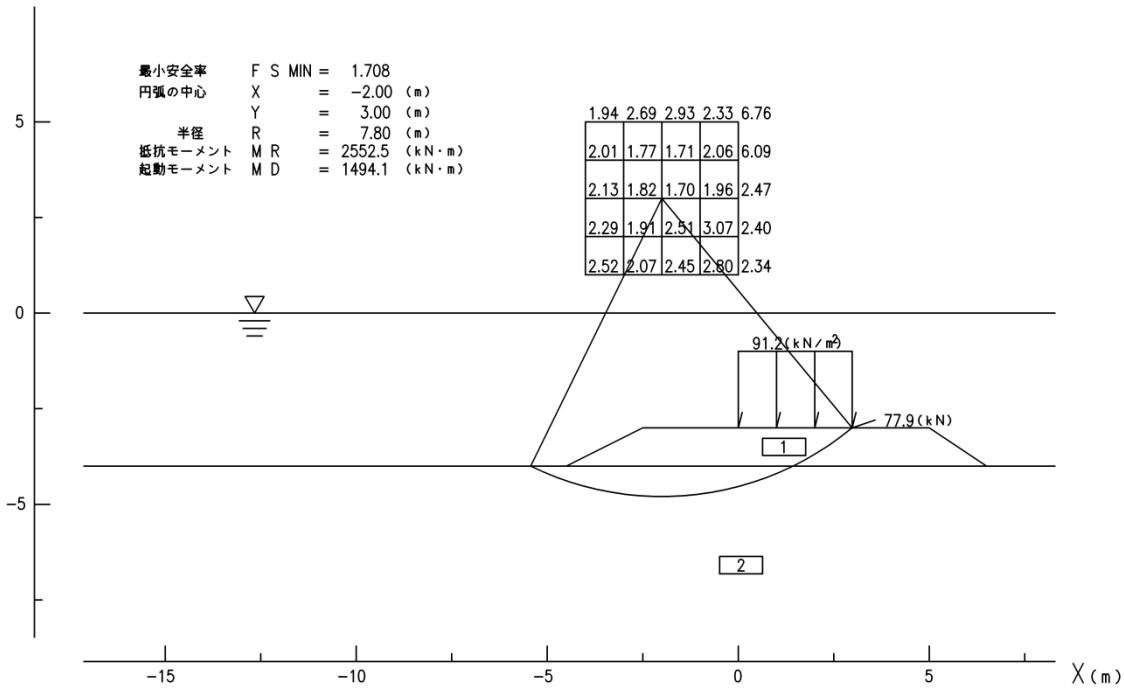

図-5.20　偏心傾斜荷重に対する検討結果（常時）

b)　地震時

$e = 0.99\mathrm{m} > b/6 = 0.67\mathrm{m}$　より、

$$q = \frac{3.03}{4 \times 1.01} \times 183.057 = 137.293\mathrm{kN/m^2}$$

荷重分布幅：$2x = 2 \times 1.01 = 2.02\mathrm{m}$

$F_s = 1.01 > 1.00$　　・・・OK

表-5.48　簡易ビショップ法における入力値（荷重値：地震時）

ケース	荷重分布幅 (m)	等価地盤反力 q (kN/m²)	水平力 H (kN/m)
地震時	2.02	137.293	146.151

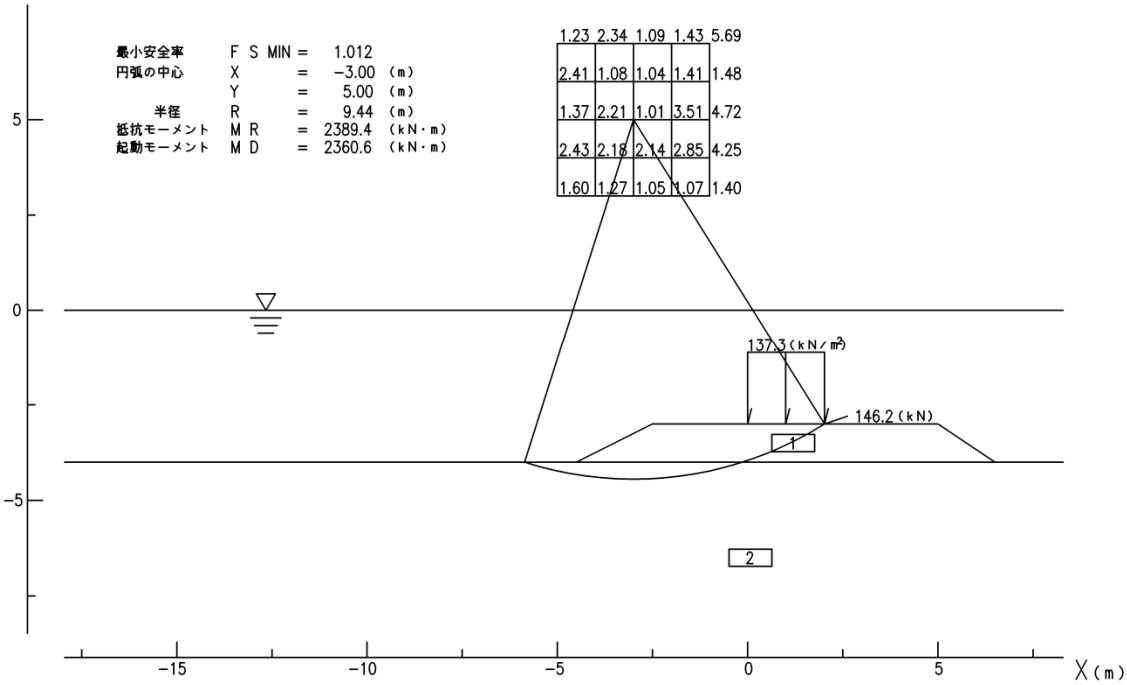

図-5.21　偏心傾斜荷重に対する検討結果（地震時）

5.5.6　標準断面図

以上の検討結果より、標準断面図は図-5.22 となる。

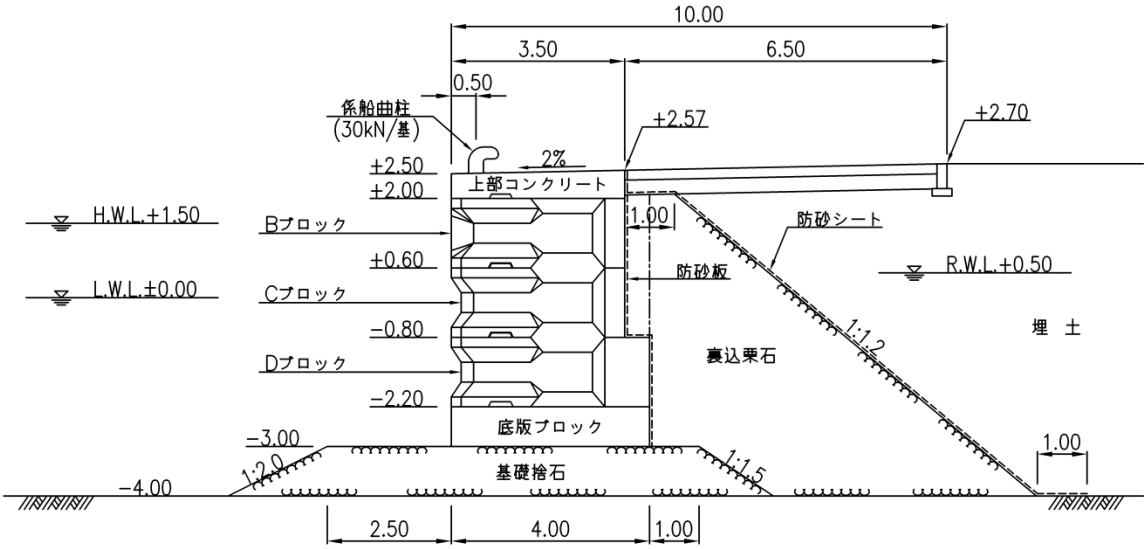

図-5.22　標準断面図

5.5.7　（参考）津波時の検討

津波時の検討は、「**参考図書 p.110　第 2 編第 5 章 5.4 直立消波ブロック式係船岸における上部工に作用する波圧**」による波圧算定式を用いてもよい。なお、越流時の揚力係数 C_L については、水産庁の調査[1)]によると、今次津波により発生する水位に対して係数を試算した結果、概ね C_L＝2.4 程度となる報告があるので、これを参考としてもよい。

5.6　直立消波ブロック式護岸

5.6.1　設計条件

(1)　海象条件

1)　設計潮位

「**本章 p.1-5-3　5.2.1（1）1）設計潮位**」により定める。なお、護岸の天端高の算定においては、「**参考図書 p.442　第 5 編第 3 章 3.5.1（1）設計潮位**」により、以下に示す 2 つの方法のいずれかを標準とする。

a)　既往最高潮位（H.H.W.L.）

b)　朔望平均満潮面（H.W.L.）＋既往の最大潮位偏差（実測値又は推算値）

2)　設計波高

構造物の安全性を検討する設計波高の諸元は、「**本書 p.1-1-3　第 1 編第 1 章 1.3.2 設計波**」により定める。

(2)　材料

1)　単位体積重量

「**本章 p.1-5-3　5.2.1（2）1）単位体積重量**」により、表-5.2 に示すものを用いることができる。

2)　基礎捨石

「**本章 p.1-5-3　5.2.1（2）2）基礎捨石**」により定める。

3)　裏込材

「**本章 p.1-5-18　5.4.1（3）3）裏込材**」により、便宜的に表-5.19 の値を参照してもよい。

(3)　その他

1)　摩擦係数

「**本章 p.1-5-3　5.2.1（3）1）摩擦係数**」により、表-5.3 に示すものを用いることができる。

2)　安全率

「**参考図書 p.444　第 5 編第 3 章 3.5.2（1）安全性に関する性能照査の基本**」により、常時および地震時の検討においては「**本章 p.1-5-18　5.4.1（4）2）安全率**」に示される表-5.20、負圧時の検討においては「**本章 p.1-5-4　5.2.1（3）2）安全率**」に示される表-5.4 に準じるものとし、表-5.49 を標準値とする。

表-5.49　安全率（護岸）

検討項目	安全率		
	常時	地震時	負圧時
堤体の滑動に対して	1.2 以上	1.0 以上	1.2 以上
堤体の転倒に対して	1.2 以上	1.1 以上	1.2 以上
地盤支持力に対して	2.5 以上	2.5 以上	2.5 以上
偏心傾斜荷重に対して	1.2 以上	1.0 以上	1.0 以上

5.6.2　構造諸元

護岸堤体の構造諸元については、「**参考図書 p.445　第 5 編第 3 章 3.6 構造細目**」により、「**本章 p.1-5-4　5.2.2 構造諸元**」、「**本章 p.1-5-18　5.4.2 構造諸元**」に準じるものとする。

(1)　天端高

「**参考図書 p.442　第 5 編第 3 章 3.5.1 利用性に関する性能照査**」により、護岸の天端高は、自然条件や護岸背後の状況、要求される機能及び構造形式等を考慮し、適切な算定式又は水理模型実験により決定することを原則とする。護岸の天端高の算定は、以下を標準とする。

天端高 ＝ 設計潮位 ＋ 設計波に対する必要高 ＋ 余裕高

設計波に対する必要高を求める方法としては、次のようなものがある。

a)　越波量による必要高の算定方法（「**参考図書 p.70　第 2 編第 3 章 3.7.1 越波量**」、「**参考図書 p.資_56　資料 2.6 直立護岸と消波工付護岸の越波流量**」、「**参考図書 p.資_61　資料 2.7 許容越波流量と限界越波流量**」を参照）

b)　打ち上げ高による必要高の算定方法（「**参考図書 p.71　第 2 編第 3 章 3.7.2 打ち上げ高**」、「**参考図書 p.資_62　資料 2.8 直立堤と一様勾配斜面堤の打ち上げ高**」、「**漁港海岸手引き p.76　3-2-5（4）打ち上げ高による必要高の算定法**」を参照）

c)　簡便法による必要高の算定方法

それぞれの方法の使い分けは、以下を標準とする。

a)　設置位置における設計高潮位からの水深が換算沖波波高 H_0'の 1 倍程度以上の深さである場合は、越波流量から算定することを原則とする。

b)　設置位置が設計高潮位時の汀線より陸側の場合は、打ち上げ高から決定することを原則とする。

c)　設置位置における設計高潮位からの水深が換算沖波波高 H_0'の 1 倍程度以下の深さで、設計高潮位時の汀線より海側の場合には、原則として打ち上げ高及び越波流量の 2 つの方法で計算し、両方の結果と既存施設又は隣接施設の過去の越波状況等を勘案して決定する。

d)　打ち上げ高及び越波流量より天端高を決定することが困難な場合には、簡便法により天端高を求め、判断基準としてもよい。

(2)　直立消波ブロックの上端および下端高

「**漁港海岸手引き p.129　3-2-6　c．直立消波ブロック式**」により、少なくとも天端高については、H.W.L.上対象波高の 0.5 倍以上としなければならない。また、下端高については、L.W.L.下対象波高の 2 倍以上の深さとすることが望ましい。

(3)　上部工

「**本章 p.1-5-4　5.2.2（3）上部工**」に準じる。

(4)　堤体工

「**本章 p.1-5-4　5.2.2（4）堤体工**」に準じる。

(5)　基礎工

「**本章 p.1-5-4　5.2.2（5）基礎工**」、「**海岸基準 p.3-54　3-2-6 f）根固工**」に準じる。

(6)　裏込工

「**本章 p.1-5-19　5.4.2（5）裏込工**」に準じる。

5.6.3　外力

護岸堤体に作用する外力については、「**参考図書 p.441　第 5 編第 3 章 3.4 護岸の性能照査に用**

いる主な作用」により、「**本章 p.1-5-20　5.4.3 外力**」に準じるものとする。

(1)　土圧および土圧の鉛直分力

「**本章 p.1-5-20　5.4.3（1）土圧および土圧の鉛直分力**」により算定する。

(2)　残留水圧

「**本章 p.1-5-20　5.4.3（2）残留水圧**」により算定する。

(3)　地震力

「**本章 p.1-5-20　5.4.3（3）地震力**」により算定する。

(4)　上載荷重

「**本章 p.1-5-21　5.4.3（4）上載荷重**」に示される表-5.24 を用いることができる。

(5)　負圧および負の揚圧力

堤体に作用する負圧および負の揚圧力は、「**参考図書 p.94　第 2 編第 4 章 4.2.5 直立消波ブロック堤に作用する波力**」により、「**参考図書 p.86　第 2 編第 4 章 4.2.1 ②壁面に波の谷がある場合**」の波圧式により算定することを標準とする。

5.6.4　安定計算

護岸堤体の安定計算については、「**参考図書 p.444　第 5 編第 3 章 3.5.2（1）安全性に関する性能照査の基本**」により、「**本章 p.1-5-5　5.2.4 安定計算**」、「**本章 p.1-5-22　5.4.4 安定計算**」に準じるものとする。

(1)　滑動および転倒に対する検討

滑動および転倒に対する検討は、「**本章 p.1-5-22　5.4.4（1）滑動および転倒に対する検討**」により検討することを標準とし、各層毎について検討を行うことを原則とする。

(2)　地盤支持力の検討

地盤支持力の検討は、「**本章 p.1-5-5　5.2.4（2）地盤支持力の検討**」により行うことを標準とする。

(3)　偏心傾斜荷重に対する検討

偏心傾斜荷重に対する検討は、「**本章 p.1-5-6　5.2.4（3）偏心傾斜荷重に対する検討**」により行うことを標準とする。

(4)　マウンド被覆材の検討

「**本書 p.1-2-1　第 1 編第 2 章 混成堤のマウンド被覆工**」により行う。

5.7　設計計算例（直立消波ブロック式護岸）

図-5.23 に示す漁港の護岸の設計例を示す。護岸は、直立消波ブロック式護岸として検討を行う。

直立消波ブロック式護岸における安定計算については、常時および地震時、負圧時の検討が考えられるが、常時および地震時については「**本章 p.1-5-23　5.5 設計計算例（直立消波ブロック式係船岸）**」と同様な検討手法・内容となるため、本設計例においては負圧時の検討のみを記述することとする。なお、常時および地震時についても検討は行っており、所要の安全率を満足していることを確認していることを付記する。

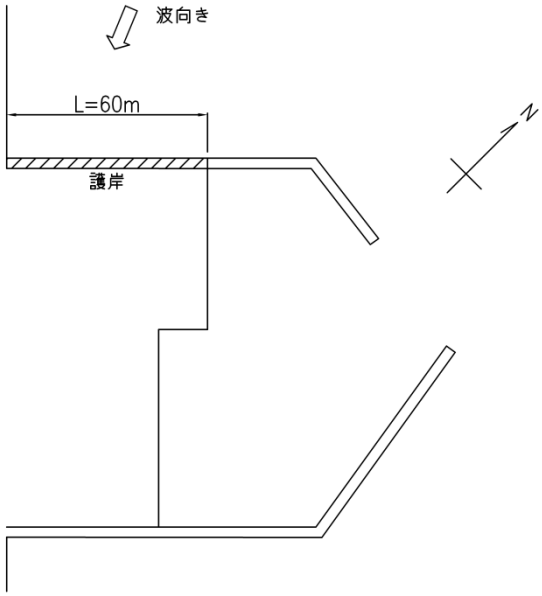

図-5.23　漁港護岸計画位置図

5.7.1　設計条件

(1)　設置条件

a)　設置位置の水深：－2.00m

(2)　海象条件

a)　設計潮位：H.H.W.L.＋2.00m
H.W.L.＋1.50m
L.W.L.±0.00m

b)　残留水位：排水が良好な構造（α＝1/3）として算出する。（表-5.22 参照）
R.W.L.＝1/3×{＋1.50－(±0.00)}＝＋0.50m

c)　設計波高：H_0'＝2.00m
T＝6.0sec
H_d＝2.00m（H.H.W.L.時：直立消波ブロック上端高検討用）
H_d＝2.00m、波高の補正係数　λ_0＝1.45
（H.W.L.時：安定計算、マウンド被覆材、直立消波ブロック上端高検討用）

H_d＝1.50m（L.W.L.時：マウンド被覆材、直立消波ブロック下端高検討用）

(3)　地盤条件

a)　基礎地盤の土質条件：N 値 15 の砂質土

b)　設計震度：外郭施設で基盤最大加速度 250Gal の地域と設定する。よって、k＝0.13。
（表-5.23 参照）

c)　海底勾配：1/30

(4)　材料

a)　単位体積重量：無筋コンクリート：（空中）22.6kN/m^3　（水中）12.5kN/m^3
海水　：10.1kN/m^3
基礎捨石、裏込材：（湿潤）18.0kN/m^3　（水中）10.0kN/m^3
砂質土　：（湿潤）18.0kN/m^3　（水中）10.0kN/m^3
（表-5.2 参照）

b)　基礎捨石：許容支持力　400kN/m^2
（「**本章 p.1-5-5　5.2.4（2）地盤支持力の検討**」参照）

c)　裏込材：内部摩擦角　ϕ＝40°　（割石：一般のもの、表-5.19 参照）
壁面摩擦角　δ＝15°
（「**本章 p.1-5-20　5.4.3（1）土圧および土圧の鉛直分力**」参照）

(5)　その他

a)　上載荷重：（常時）5kN/m^2　（地震時）2.5kN/m^2　（負圧時）5kN/m^2
（護岸・堤防：表-5.24 参照）

b)　摩擦係数：プレキャストコンクリートとプレキャストコンクリート　：0.5
プレキャストコンクリートと捨石　：0.6
（表-5.3 参照）

c)　安全率：堤体の滑動に対して　：（常時）1.2 以上　（地震時）1.0 以上　（負圧時）1.2 以上
堤体の転倒に対して　：（常時）1.2 以上　（地震時）1.1 以上　（負圧時）1.2 以上
偏心傾斜荷重に対して：（常時）1.2 以上　（地震時）1.0 以上　（負圧時）1.0 以上
（表-5.49 参照）

5.7.2　構造諸元

(1)　天端高

1)　算定法の選定

「**本章 p.1-5-40　5.6.2（1）天端高**」と与えられた設計条件を基に、天端高の算定法の選定を行う。設計高潮位時における水深 h は 4.00m（＝H.H.W.L.－設置位置水深）であり、これは換算沖波波高 H_0'（＝2.00m）の 1 倍程度以上の深さとなる。よって、天端高は越波流量から算定することとする。

2)　天端高の算定

天端高の算定に当り許容越波流量を設定する必要があるが、その目安が「**参考図書 p.資_61 資料 2.7 許容越波流量と限界越波流量**」に示されている。本設計例においては、「**参考図書 p.71 第 2 編第 3 章 3.7.1（3）許容越波流量と限界越波流量**」を参考とし、許容越波流量として 0.02m^3/m/s を設定する。

天端高は、「**参考図書 p.資_56　資料 2.6 直立護岸と消波工付護岸の越波流量**」記載の越波流量推定図を用いて算定するが、与えられている図は直立護岸と消波工付護岸の 2 形式のみであり、直立消波ブロック式護岸の推定図は記載が無い。「**漁港海岸手引き p.97　3-2-5 c．直立消波ブロック式護岸**」によれば、越波流量から推定する所要天端高については便宜的に直立護岸と消波工付護岸の平均値を採用するとあることから、本設計例においてもこの方針に従うものとする。

$H_0'/L_0 = 2.00/(1.56 \times 6.0^2) \fallingdotseq 0.036$　→ 0.036 の図を使用　　$(L_0 = 1.56T^2)$

許容越波流量：$q = 0.02\mathrm{m}^3/\mathrm{m/sec}$

$h = 4.00\mathrm{m}$　(H. H. W. L. −設置位置水深)

$h/H_0' = 4.00/2.00 = 2.00$

$q/\sqrt{2\mathrm{g}(H_0')^3} = 0.02/\sqrt{2 \times 9.81 \times 2.00^3} \fallingdotseq 1.6 \times 10^{-3}$

直立護岸の場合　　：$h_c/H_0' = 1.15$　→　$h_c = 2.30\mathrm{m}$

消波工付護岸の場合　　：$h_c/H_0' = 0.77$　→　$h_c = 1.54\mathrm{m}$

直立消波ブロック式護岸の場合：$h_c = (2.30 + 1.54)/2 = 1.92\mathrm{m}$　(上記 2 つの平均値)

以上より、

天端高：H. H. W. L. $+h_c = +2.00 + 1.92 = +3.92$　→　$+4.00\mathrm{m}$

(2)　直立消波ブロックの上端および下端高

「**本章 p.1-5-40　5.6.2（2）直立消波ブロックの上端および下端高**」によれば、少なくとも上端高については、H.W.L.上対象波高の 0.5 倍以上としなければならないとある。ここで、本設計例においては、天端高算定における設計潮位を H.H.W.L.と設定していることから、H.H.W.L.上対象波高の 0.5 倍の高さも考慮するものとする。

a)　直立消波ブロック上端高：H.W.L.＋0.5*H*＝＋1.50＋0.5×2.00＝＋2.50m 以上
b)　直立消波ブロック上端高：H.H.W.L.＋0.5*H*＝＋2.00＋0.5×2.00＝＋3.00m
c)　直立消波ブロック下端高：L.W.L.－2.0*H*＝±0.00－2.0×1.50＝－3.00m 以深が望ましい

(3)　上部工

上部工の断面形状は、堤体上部を開放したパラペット形状とする。パラペットの形状および寸法については特に定められた基準はないが、「**漁港海岸手引き p.132　3-2-6（5）波返工**」を参考とし、天端幅を 0.50m、裏法勾配を 1：0.5 と設定する。

(4)　堤体工

a)　天端高：＋4.00m
b)　直立消波ブロック上端高：＋3.00m
c)　直立消波ブロック下端高：＋3.00－1.00×4＝－1.00m
(直立消波ブロック 1 個の高さを 1.00m と仮定。直立消波ブ

ロック下端高－3.00m を確保できないが、設置位置水深が－2.00m であることから、ブロック 4 段積と仮定。）

d)　構造水深：－1.50m（底版ブロックの厚さ：1.50－1.00＝0.50m）

(5)　基礎工

基礎捨石の厚さは 1.00m とする。なお、設置位置水深－2.00m と構造水深－1.50m から、0.50m の床掘を行う。

(6)　裏込工

1)　裏込材

裏込材には、割石（一般のもの）を用いるものとする。

2)　防砂板・吸出し防止シート

堤体背後の裏込材や埋立土が吸い出しを受けないよう、防砂板と防砂シートの両方を設置することとする。

5.7.3　堤体諸元の仮定

(1)　直立消波ブロック諸元

直立消波ブロック式護岸に使用する直立消波ブロックは、**図-5.24** に示す E ブロックとする。E ブロックの諸元表および層別体積表を**表-5.50**、**表-5.51** にそれぞれ示す。

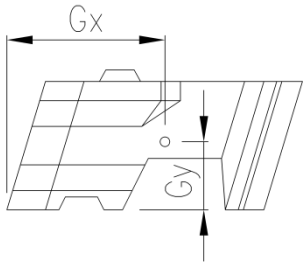

図-5.24　直立消波ブロック形状図（E ブロック）

表-5.50　諸元表（E ブロック）

外郭寸法（m）			重心位置（m）		実質量	コンクリート量
B	*H*	*L*	*Gx*	*Gy*	(t)	(m^3)
2.00	1.00	1.00	1.22	0.57	2.8	1.223

表-5.51　層別体積表（E ブロック）

高さ	体積（m^3）			高さ	体積（m^3）		
(cm)	単体積	下累加	上累加	(cm)	単体積	下累加	上累加
100	0.162	1.223	0.162	50	0.115	0.541	0.797
90	0.149	1.061	0.311	40	0.105	0.426	0.902
80	0.138	0.912	0.449	30	0.104	0.321	1.006
70	0.118	0.774	0.567	20	0.117	0.217	1.123
60	0.115	0.656	0.682	10	0.100	0.100	1.223

※□部は、本章で用いた層別体積を示す。

(2)　仮定断面図

仮定した堤体断面図を**図-5.25** に示す。

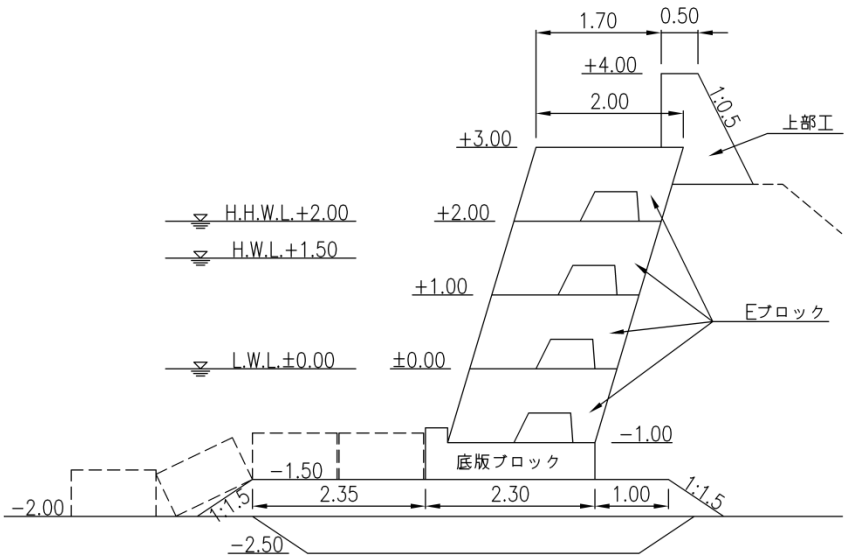

図-5.25　仮定断面図

5.7.4　堤体重量および外力の計算

(1)　堤体重量および抵抗モーメント

堤体を**図-5.26** のように区分し、浮力を考慮した堤体重量および抵抗モーメントを算定する。算定結果を**表-5.52** に示す。

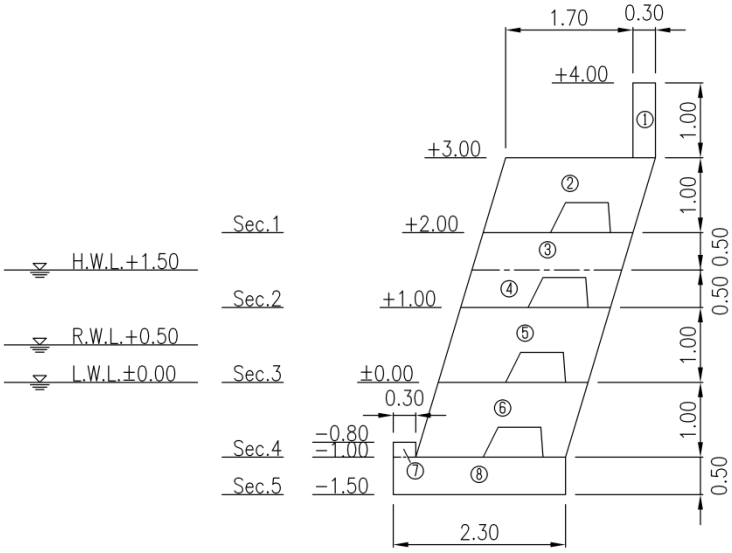

図-5.26　堤体区分図（H.W.L.時）

表-5.52　浮力を考慮した堤体重量および抵抗モーメント（H.W.L.時）

	W（kN/m）		x（m）		$W \cdot x$（kN・m/m）
①	0.30×1.00×22.60	6.780	1/2×0.30＋2.00	2.15	14.577
②	1.223/1.00×22.60	27.640		1.22	33.721
Sec.1		34.420			48.298
				0.30	10.326
③	0.682/1.00×22.60	15.413		1.22	18.804
④	0.541/1.00×12.50	6.763		1.22	8.251
Sec.2		56.596			85.679
				0.30	16.979
⑤	1.223/1.00×12.50	15.288		1.22	18.651
Sec.3		71.884			121.309
				0.30	21.565
⑥	1.223/1.00×12.50	15.288		1.22	18.651
Sec.4		87.172			161.525
				0.30	26.152
⑦	0.30×0.20×12.50	0.750	1/2×0.30	0.15	0.113
⑧	2.30×0.50×12.50	14.375	1/2×2.30	1.15	16.531
Sec.5		102.297			204.321

(2)　土圧および転倒モーメント

負圧時の土圧強度を算定する。算定された土圧係数および土圧強度を表-5.53、表-5.54 にそれぞれ示す。

表-5.53　土圧係数（負圧時）

作用位置 (m)	β (°)	ϕ (°)	δ (°)	ψ (°)	Kn
3.00	0.0	40.0	15.0	−16.7	0.1084
2.00	0.0	40.0	15.0	−16.7	0.1084
1.50	0.0	40.0	15.0	−16.7	0.1084
1.00	0.0	40.0	15.0	−16.7	0.1084
0.00	0.0	40.0	15.0	−16.7	0.1084
−1.00	0.0	40.0	15.0	−16.7	0.1084
−1.00	0.0	40.0	15.0	0.0	0.2011
−1.50	0.0	40.0	15.0	0.0	0.2011

表-5.54　土圧強度（負圧時）

作用位置 (m)	h (m)	γ (kN/m^3)	$\gamma \cdot h$ (kN/m^2)	$\Sigma\gamma \cdot h$ (kN/m^2)	ψ (°)	$w \cdot \cos\psi / \cos(\psi-\beta)$	$Kn \cdot \cos(\delta+\psi)$	p_n (kN/m^2)
3.00	0.00	18.00	0.000	0.000	−16.7	5.000	0.1084	0.542
2.00	1.00	18.00	18.000	18.000	−16.7	5.000	0.1084	2.493
1.50	0.50	18.00	9.000	27.000	−16.7	5.000	0.1084	3.469
1.00	0.50	10.00	5.000	32.000	−16.7	5.000	0.1084	4.011

0.00	1.00	10.00	10.000	42.000	−16.7	5.000	0.1084	5.095
−1.00	1.00	10.00	10.000	52.000	−16.7	5.000	0.1084	6.179
−1.00	0.00	10.00	0.000	52.000	0.0	5.000	0.1942	11.069
−1.50	0.50	10.00	5.000	57.000	0.0	5.000	0.1942	12.040

土圧分布図を**図-5.27** に、土圧および転倒モーメントの算定結果を**表-5.55** に示す。

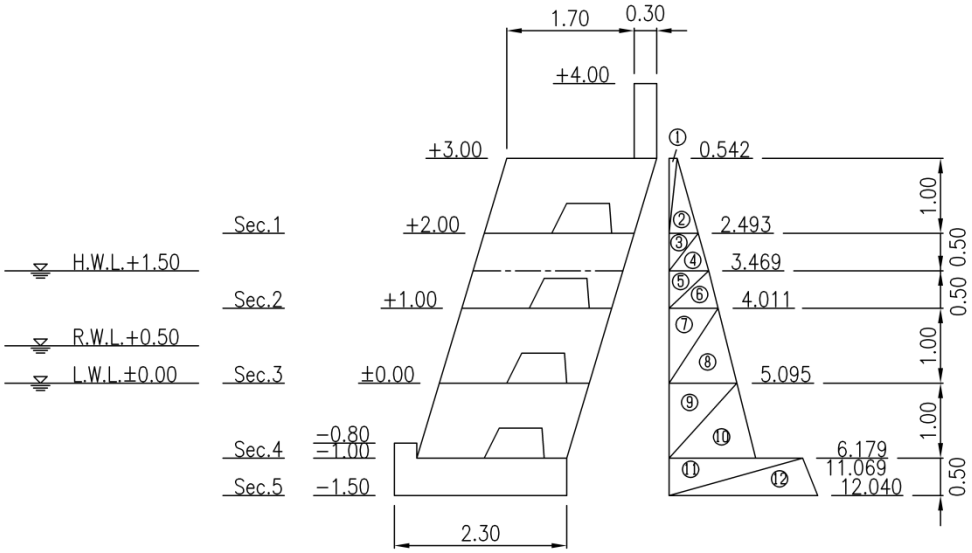

図-5.27　土圧分布図（負圧時）

表-5.55　土圧および転倒モーメント（負圧時）

	P_H（kN/m）		y（m）		$P_H \cdot y$（kN･m/m）
①	1/2×0.542×1.00	0.271	2/3×1.00	0.67	0.182
②	1/2×2.493×1.00	1.247	1/3×1.00	0.33	0.412
Sec.1		1.518		(0.39)	0.594
				1.00	1.518
③	1/2×2.493×0.50	0.623	2/3×0.50＋0.50	0.83	0.517
④	1/2×3.469×0.50	0.867	1/3×0.50＋0.50	0.67	0.581
⑤	1/2×3.469×0.50	0.867	2/3×0.50	0.33	0.286
⑥	1/2×4.011×0.50	1.003	1/3×0.50	0.17	0.171
Sec.2		4.878		(0.75)	3.667
				1.00	4.878
⑦	1/2×4.011×1.00	2.006	2/3×1.00	0.67	1.344
⑧	1/2×5.095×1.00	2.548	1/3×1.00	0.33	0.841
Sec.3		9.432		(1.14)	10.730
				1.00	9.432
⑨	1/2×5.095×1.00	2.548	2/3×1.00	0.67	1.707
⑩	1/2×6.179×1.00	3.090	1/3×1.00	0.33	1.020
Sec.4		15.070		(1.52)	22.889
				0.50	7.535
⑪	1/2×11.069×0.50	2.767	2/3×0.50	0.33	0.913
⑫	1/2×12.040×0.50	3.010	1/3×0.50	0.17	0.512
Sec.5		20.847		(1.53)	31.849

(3)　土圧の鉛直分力および抵抗モーメント

土圧の鉛直分力を算定する。算定された土圧の鉛直分力および抵抗モーメントを**表-5.56** に示す。

表-5.56　土圧の鉛直分力および抵抗モーメント（負圧時）

	P_H (kN/m)	$\tan(\delta+\psi)$	P_V (kN/m)	x (m)		$P_V \cdot x$ (kN・m/m)
Sec.1	1.518	−0.030	−0.046	0.3×0.39+2.00	2.12	−0.098
Sec.2	4.878	−0.030	−0.146	0.3×0.75+2.00	2.23	−0.326
Sec.3	9.432	−0.030	−0.283	0.3×1.14+2.00	2.34	−0.662
Sec.4	15.070	−0.030	−0.452	0.3×1.52+2.00	2.46	−1.112
	15.070	−0.030	−0.452	0.3×1.52+2.30	2.76	−1.248
	5.777	0.268	1.548		2.30	3.560
Sec.5	20.847		1.096			2.312

(4)　残留水圧および転倒モーメント

堤体の前後面に水位差が生じないため、残留水圧は作用しない。

(5)　負圧および転倒モーメント

負圧強度を算定する。

$$p_n = 0.5 \times 1.03 \times 9.81 \times 1.45 \times 2.00 = 14.651\,\mathrm{kN/m^2}$$

負圧分布図を**図-5.28** に、負圧および転倒モーメントの算定結果を**表-5.57** に示す。

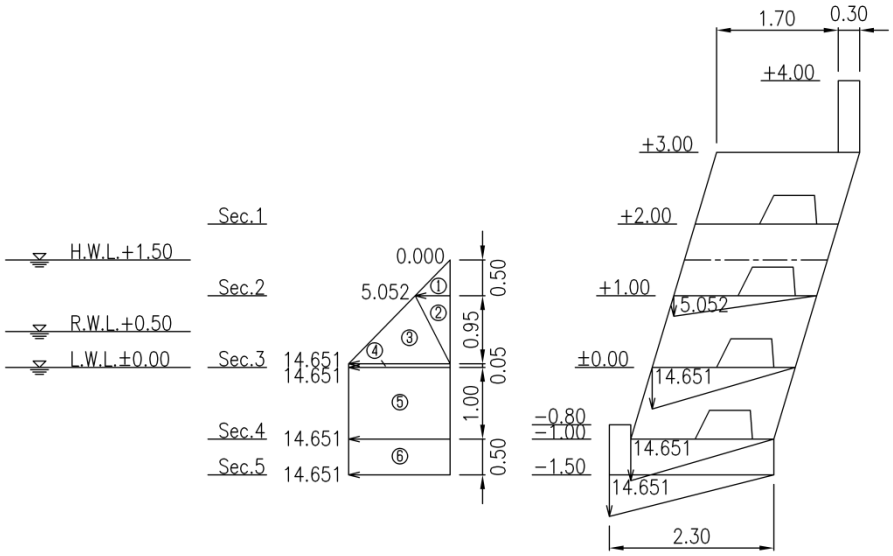

図-5.28　負圧および負の揚圧力分布図

表-5.57　負圧および転倒モーメント

	Pn（kN/m）		y（m）		$Pn \cdot y$（kN・m/m）
Sec.1		0.000			0.000
①	1/2×5.052×0.50	1.263	1/3×0.50	0.17	0.215
Sec.2		1.263			0.215
				1.00	1.263
②	1/2×5.052×0.95	2.400	2/3×0.95＋0.05	0.68	1.632
③	1/2×14.651×0.95	6.959	1/3×0.95＋0.05	0.37	2.575
④	14.651×0.05	0.733	1/2×0.05	0.03	0.022
Sec.3		11.355			5.707
				1.00	11.355
⑤	14.651×1.00	14.651	1/2×1.00	0.50	7.326
Sec.4		26.006			24.388
				0.50	13.003
⑥	14.651×0.50	7.326	1/2×0.50	0.25	1.832
Sec.5		33.332			39.223

(6)　負の揚圧力および抵抗モーメント

前面負圧強度を揚圧力強度とし、後趾で 0 となる三角形分布として算定する。負の揚圧力分布図を**図-5.28** に、負の揚圧力および抵抗モーメントの算定結果を**表-5.58** に示す。

表-5.58　負の揚圧力および抵抗モーメント

	P_U（kN/m）		x（m）		$P_U \cdot x$（kN・m/m）
Sec.1	作用しない	0.000			0.000
Sec.2	1/2×5.052×2.00	5.052	1/3×2.00	0.67	3.385
Sec.3	1/2×14.651×2.00	14.651	1/3×2.00	0.67	9.816
Sec.4	1/2×14.651×2.00	14.651	1/3×2.00	0.67	9.816
Sec.5	1/2×14.651×2.30	16.849	1/3×2.30	0.77	12.974

(7)　堤体重量および外力の総括

算定された堤体重量および外力の総括を、**表-5.59** および**表-5.60** に示す。

表-5.59　堤体重量および外力の総括（負圧時：鉛直方向）

	堤体重量		土圧		負の揚圧力		総計	
	W (kN/m)	$W \cdot x$ (kN・m/m)	P_V (kN/m)	$P_V \cdot x$ (kN・m/m)	P_U (kN/m)	$P_U \cdot x$ (kN・m/m)	V (kN/m)	M_V (kN・m/m)
Sec.1	34.420	48.298	−0.046	−0.098	0.000	0.000	34.374	48.200
Sec.2	56.596	85.679	−0.146	−0.326	5.052	3.385	61.502	88.738

Sec.3	71.884	121.309	−0.283	−0.662	14.651	9.816	86.252	130.463
Sec.4	87.172	161.525	−0.452	−1.112	14.651	9.816	101.371	170.229
Sec.5	102.297	204.321	1.096	2.312	16.849	12.974	120.242	219.607

表-5.60　堤体重量および外力の総括（負圧時：水平方向）

	土圧		負圧		総計	
	P_H (kN/m)	$P_H \cdot y$ (kN・m/m)	Pn (kN/m)	$Pn \cdot y$ (kN・m/m)	H (kN/m)	M_H (kN・m/m)
Sec.1	1.518	0.594	0.000	0.000	1.518	0.594
Sec.2	4.878	3.667	1.263	0.215	6.141	3.882
Sec.3	9.432	10.730	11.355	5.707	20.787	16.437
Sec.4	15.070	22.889	26.006	24.388	41.076	47.277
Sec.5	20.847	31.849	33.332	39.223	54.179	71.072

5.7.5　安定計算

(1)　滑動および転倒に対する検討

滑動および転倒に対する検討を行う。検討結果を**表-5.61** に示す。

表-5.61　滑動および転倒に対する検討結果（負圧時）

	滑　動		転　倒	
Sec.1	$Fs = \dfrac{0.5 \times 34.374}{1.518} = 11.32 \geqq 1.20$	*OK*	$Fs = \dfrac{48.200}{0.594} = 81.14 \geqq 1.20$	*OK*
Sec.2	$Fs = \dfrac{0.5 \times 61.502}{6.141} = 5.00 \geqq 1.20$	*OK*	$Fs = \dfrac{88.738}{3.882} = 22.85 \geqq 1.20$	*OK*
Sec.3	$Fs = \dfrac{0.5 \times 86.252}{20.787} = 2.07 \geqq 1.20$	*OK*	$Fs = \dfrac{130.463}{16.437} = 7.93 \geqq 1.20$	*OK*
Sec.4	$Fs = \dfrac{0.5 \times 101.371}{41.076} = 1.23 \geqq 1.20$	*OK*	$Fs = \dfrac{170.229}{47.277} = 3.60 \geqq 1.20$	*OK*
Sec.5	$Fs = \dfrac{0.6 \times 120.242}{54.179} = 1.33 \geqq 1.20$	*OK*	$Fs = \dfrac{219.607}{71.072} = 3.08 \geqq 1.20$	*OK*

(2)　地盤支持力の検討

地盤支持力の検討を行う。**図-5.29** に算定結果を示す。

$$\theta = \tan^{-1}(54.179/120.242) = 24.3°$$

$$x = \frac{219.607 - 71.072}{120.242} = 1.24\text{m}$$

$$e = \frac{2.30}{2} - 1.24 = -0.09\text{m}$$

$e = -0.09\mathrm{m} < 0$　より、地盤反力は等分布とする。

$$p_1 = p_2 = \frac{120.242}{2.30} = 52.279\mathrm{kN/m^2}$$

$$p_1 = p_2 = 52.279\mathrm{kN/m^2} \ < \ 400\mathrm{kN/m^2} \qquad \cdots\mathrm{OK}$$

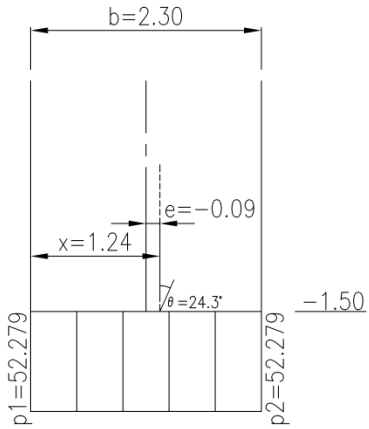

図-5.29　堤体底面の地盤反力（負圧時）

(3)　偏心傾斜荷重に対する検討

偏心傾斜荷重に対する検討は、簡易ビショップ法による解析によって行う。

1)　捨石マウンド材の強度定数

一般に用いられている通常の捨石に対する標準的な強度定数を採用する。

粘着力：c＝20kN/m^2、内部摩擦角：ϕ＝35°

2)　基礎地盤の強度定数

N 値が 10 以上の砂地盤：ϕ＝45°

3)　偏心傾斜荷重に対する検討

簡易ビショップ法における入力値を**表-5.62** および**表-5.63** に、算定結果を**図-5.30** に示す。

$e = -0.09\mathrm{m} \leqq b/6 = 0.38\mathrm{m}$　より、

$$q = \frac{2.30}{4 \times 1.15} \times (52.279 + 52.279) = 52.279\mathrm{kN/m^2}$$

荷重分布幅：$2x = 2 \times 1.15 = 2.30\mathrm{m}$

$$F_s = 1.75 \ > \ 1.00 \qquad \cdots\mathrm{OK}$$

表-5.62　簡易ビショップ法における入力値（荷重値：負圧時）

ケース	荷重分布幅 (m)	等価地盤反力 q (kN/m^2)	水平力 H (kN/m)

負圧時	2.30	52.279	54.179

表-5.63　簡易ビショップ法における入力値（強度定数）

層番号	飽和重量 (kN/m³)	湿潤重量 (kN/m³)	内部摩擦角 φ (度)	粘着力 c (kN/m²)	粘着力の一次係数	水平震度	鉛直震度
1	20.00	18.00	35.00	20.00	0.00	0.000	0.000
2	20.00	18.00	45.00	0.00	0.00	0.000	0.000

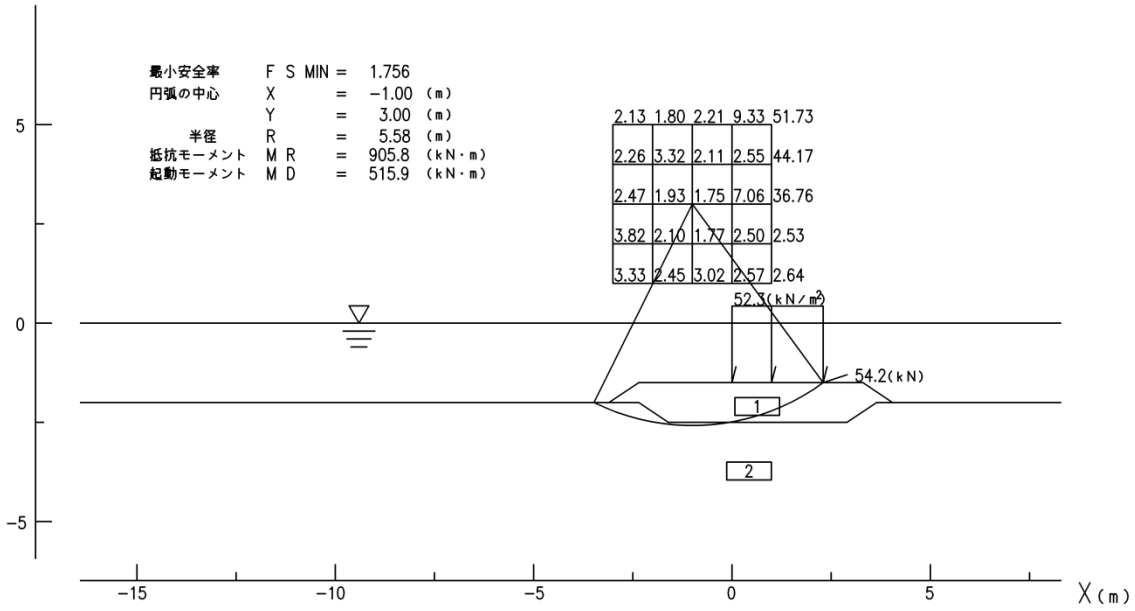

図-5.30　偏心傾斜荷重に対する検討結果（負圧時）

(4)　マウンド被覆材の検討

マウンド被覆材の検討は、「**本書 p.1-2-1　第 1 編第 2 章　混成堤のマウンド被覆工**」により行うものとする。検討の結果、1 トン型のブロックを使用する。

5.7.6　標準断面図

以上の検討結果より、標準断面図は図-5.31 となる。

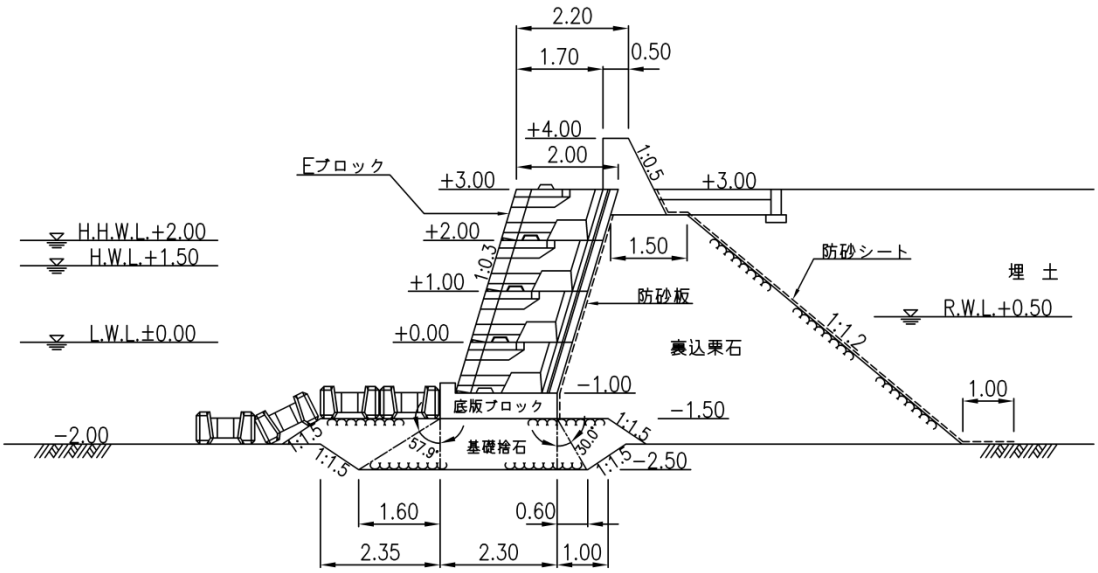

図-5.31　標準断面図

5.8　参考文献

1)　八木宏，中山哲嚴，大村智宏，杉松宏一，門安曇，滑川順，佐藤勝弘，奥野正洋，劔崎聖生：漁港施設の津波被災の特徴と耐津波設計への取り組み，水産工学，Vol.52，No.2(2015)，pp.103-112