

港 灣 技 研 資 料

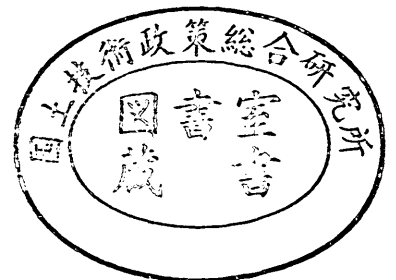
TECHNICAL NOTE OF
PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 30 April 1967

北島昭一・阪本 浩
港湾構造物設計基準作成にあたっての諸問題について…岸 正平・中野拓治
柿崎秀作

昭和 42 年 4 月

運輸省港湾技術研究所



港湾構造物設計基準作成にあたっての諸問題 について

目 次

	頁
概 要	
第1章 L型壁の設計に用いる土圧の壁面マサツ角について	1
1.1 要 旨	1
1.2 現行設計法の問題点	2
1.3 L型構造物の模型化	7
1.4 クーロン土圧より求めた傾斜壁面上と鉛直壁面上の壁面マサツ角の関係	8
1.5 すべり出しの検討	11
1.6 地盤反力の検討	14
1.7 結 論	17
参考資料 他の機関におけるL型壁(擁壁)の設計例	19
第2章 防波堤に関する調査	22
2.1 要 旨	22
2.2 堤頭部に関する調査	22
2.3 上部工コンクリートの厚さに関する調査	25
2.4 蓋コンクリートの厚さに関する調査	29
2.5 ま と め	30
第3章 裏込めの土圧軽減効果について	34
3.1 要 旨	34
3.2 すべり面の形状	34
3.3 計 算 式	34
3.4 計算式の変形	36
3.5 計算条件	36
3.6 計算結果および考察	36
3.7 裏込めと工費の関係	37
3.8 結 論	38
第4章 コーピングに働く水平荷重の分散効果について	45
4.1 要 旨	45
4.2 船舶のけん引力によるタイロッドへの影響	45
(1) 計 算 式	45
(2) 計算条件	45
(3) 計算結果	46
(4) 考 察	46
4.3 船舶の衝撃力によるコーピングの検討	47
(1) 計 算 式	47
(2) 計算条件	47
(3) 計算結果	47

(4) 計算例.....	49
4.4 まとめ.....	49
第5章 ゴム防げん材の配置間隔について.....	54
5.1 要 旨	54
5.2 防げん材の配置の現状	55
5.3 船形から決まる防げん材の間隔	58
5.4 ゴム防げん材の配置間隔の基準	63
付録「防げん材の取付け高さ」.....	65
「防げん材に関する事故，苦情の実態」.....	67

On Some Problems Being Concerned with Preparation for the Design Standards on Port and Harbour Structures

Hiroshi Sakamoto *
Shohei Kishi *
Takuji Nakano *
Syusaku Kakizaki *

Synopsis

This report deals with various problems, which we have examined under preparation for design standards on port and harbour structures ; on values of coefficients of wall friction along backs of L-shaped concrete blocks, thickness of top concrete slabs on concrete caissons served as breakwater, a effect of deducing earth pressure with back filling, a effect of deducing anchor pull through bollards with concrete coping, and arrangement for rubber fenders.

On coefficients of wall friction along backs of L-blocks ; when we examine the stability of L-blocks, it is safe and convenient to assume 15 degree as angle of wall friction along assumed back walls, and to regard assumed back walls vertical planes through heels of blocks. The proposition is examined with numerical calculations based upon the Coulomb's earth pressure theory and designed examples.

On thickness of top concrete slabs of breakwaters ; Investigating examples of constructed ones in Japanese ports and presence of their damage, we propose how much thick the top and covered concrete slabs should be, referring to assumed wave height.

On a effect of deducing earth pressure with dack filling ; We calculate earth pressure on quay walls with back filling according to the Coulomb's earth wedge theory, which are many shaped and many seized, and whose internal friction angle range 35 degree to 45 degree. We figure the deducing ratio in charts, which of earth pressure on walls with back filling to ones without it are.

On a effect of deducing a concentrated loads with a coping ; We calculate deformation and bending moment of elastically surported concrete beams under concentrated loads such as pull of ships through bollards and thrust of ships through fenders. Considering computed results, we propose the pull reaction to tie-rod usually are less than a quarter of the pull.

On arrangement for rubber fenders ; We investigate the distance between rubber fenders in typical Japanese ports, and propose the arrangement for them, classified with water depth in berthes, as follow.

depth in berthes	distance between fenders
4m ~ 6m	4m ~ 7m
6m ~ 8m	7m ~10m
8m ~10m	10m ~15m

* Research Engineer, Design Standard Section.

港湾構造物設計基準作成にあたっての諸問題 について

阪 本 浩 *
岸 正 平 **
中 野 拓 治 ***
柿 崎 秀 作 ****

概 要

この資料は「港湾構造物設計基準」の作成にあたり、設計基準課において種々の作業を行なったので、これらの作業をとりまとめたものである。したがって、内容も雑然として多岐にわたり、構造物の破壊現象の考察、設計公式の検討、電子計算機を利用した設計図表の作成、現地調査結果などがこの資料の内容となっている。すなわち、

① L型壁に作用する土圧を求める場合の壁面摩擦角は、現行の設計では、底版後趾を通る鉛直面より前の部分を仮想壁体として、 $0^{\circ}\sim 40^{\circ}$ とかなりばらついた値を用いている。ここでは検討結果から、底版後趾を通る鉛直面より前の部分を仮想壁体と考えて、壁面摩擦角として 15° をとることを提案している。

② 防波堤の設計において、従来経験的に決められていた、上部工の厚さ、ケーソン形式の防波堤の蓋コンクリートの厚さ、堤頭部の設計法について実態調査を行ない、その結果を検討し具体的な数値を示している。

③ 重力式けい船岸において、裏込めを行なった場合の土圧軽減の効果について検討を行ない、裏込め材の内部摩擦角を $30^{\circ}\sim 45^{\circ}$ にとった場合の土圧軽減の効果を求める図表、および裏込めの標準的形状について述べてい

る。

④ けん引力や防げん材の衝撃力のような水平荷重が上部工に作用するとき、けい船岸の上部工の荷重分散効果について検討し、荷重分散効果を算定する図表を提案している。

⑤ 防げん材の配置について、実態調査と操船面より検討を行ない、適正な防げん材の配置間隔について、次の表のように提案している。なお表においてA、B形式とは1箇所に防げん材1個を水平または垂直に取り付けたものである。

けい船岸の水深	AまたはB形式の防げん材の配置
4m~6m	4m~7m
6~8	7~10
8~10	10~15

第1章 L型壁の設計に用いる土圧の壁面マサツ角について

1.1 要 旨

護岸なりけい船岸にL型ブロックがよく使用されている。これら構造物の安定計算の方法は、設計外力である

* 設計基準部 設計基準課、標準設計係長
** 設計基準部 設計基準課、設計基準係長
*** 設計基準部 設計基準課、特殊設計係長
**** 設計基準部 計算室

土圧をL型ブロック底盤後端に立てた鉛直面に作用させ、鉛直面を壁体面と考えてその壁体のすべり出し、転倒、地盤反力などをチェックしている。この安定計算の手法は統一されているが、作用させる土圧のとり方となると統一したものがないようである。今回、各建設局より出ている設計計算書より、L型壁設計上の不統一点を洗ってみたが、壁面マサツ角をいくらにとるかという点の不統一が目についた。

そこで、今回、従来の構造物の安定計算に使われている壁面マサツ角を検討すると共に、新しく傾斜壁体面を持つ単純化したL型模型を考え、クーロンの土圧理論を使って傾斜面と鉛直面上の壁面マサツ角の関係を求め、鉛直面を仮想壁体面として安定計算を行なう場合の、使用すべき壁面マサツ角の値を求めその統一を試みた。

1.2 現行設計法の問題点

現行のL型壁の安定計算は、図-1.1のような断面に

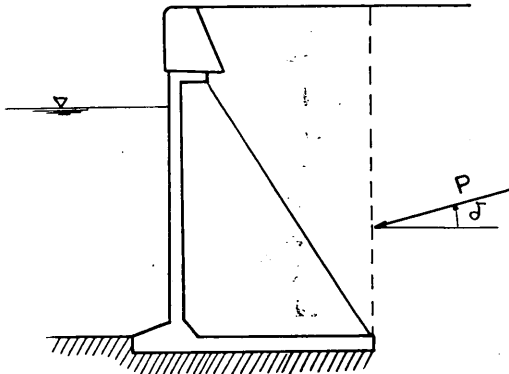


図-1.1

において、底盤と底盤後端を通る鉛直面で囲まれた裏込めとL型壁を単体の仮想壁体と見なして、その鉛直面に働く土圧による仮想壁体のすべり出し、転倒に対する安全および地盤反力のチェックを行なっている。現在行なわれている各設計とも、仮想壁体のとり方に変わりはないが、その壁体に作用する土圧については、多少の差異がみうけられる。

安定計算に必要な因子、いわゆる設計条件として挙げられる項目は、水深、天端高、潮位、残留水位、上載荷重、地震震度、材料の単位体積重量、土砂の内部マサツ角および壁面マサツ角などであるが、これらの実態および安定計算結果を設計計算書その他より拾ってまとめたのが表-1.1である。

表-1.1を見ると、地震震度、残留水位、上載荷重など地方条件、施設利用計画で変わるものは別として、本来はほぼ同じであるべき壁面マサツ角の δ の値のバラツキが目につく。もちろんこれは内部マサツ角 ϕ によっても異なるであろうが、同じ ϕ でも δ が異なっている。この δ を含め、この表の作成作業中に明らかとなった現行のL型設計法として差異のあった事項は以下に示す6項目である。

- 1) 地震時の動水圧を考慮するかどうか
- 2) 土圧の鉛直成分を考慮するかどうか
- 3) 同一の裏込め材の内部マサツ角を水上と水中で変えるかどうか
- 4) 内部マサツ角の異なる二層の境界層での土圧係数をどうとるか
- 5) 地震時の ϕ または δ を常時に比べ下げるかどうか
- 6) 壁面マサツ角の値をいくらにするか

現行設計法の大体の方向としては、1)地震時の動水圧は考慮せず、2)土圧の鉛直成分は壁体重量に加えてい

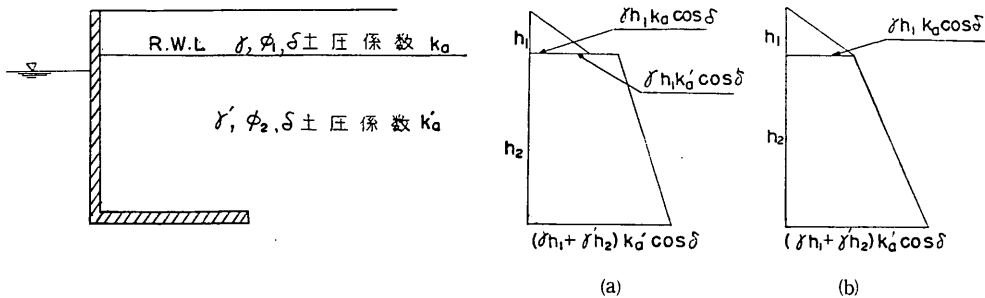


図-1.2

る。壁面マサツ角を考慮する以上、土圧の鉛直成分も存在するはずだから、壁体重量に加えるべきであろう。3)、4)を具体的に示すと図-1.2となる。これは同一裏込め材の ϕ を残留水位の上下で変えて δ は一定とした場合である。(a)の方法は残留水面の上下面で異なる土圧を作用させたものであり、(d)は残留水面での土圧をこの面より上層の土で決まる土圧係数より求め、この面での土圧の不連続をなくしている。現行設計法の大勢としては、計算の簡単な(b)の土圧分布を採用し、 ϕ の値も水上と水中で変わらないと変えている。(チェボタリオフによると「砂の内部マサツ角は密度によって変わるが、乾燥状態でも水中に浸った状態でも元来同じ値である。’)5) ϕ を下げた例はG港に一例見られる。 δ を下げる例も2、3見られるが、どちらも土圧を大きくするという点では同じであり、 ϕ を下げる方が一般に δ を下げる場合より土圧が大きくなる。現行では常時も地震時も同じ ϕ 、 δ を使って設計する場合が多い。

6)の壁面マサツ角は前述したようにかなりバラついている。表でもわかるように一般にL型の寸法は地震時のすべり出し安全率で決まるので、常時の計算は省くこともある。したがって、地震時の δ をいくらにとるかが重要な問題となってくる。しかし、現在コンクリート面に接した砂質土の δ は、地震時は 15° 以下にするように決められているが(「常時は一般に $15^\circ\sim 20^\circ$ とする」と決められている)、L型の仮想鉛直壁体面のように同一物質内での壁面マサツ角を決めた基準はない。そのために設計者の判断によって、L型の仮想鉛直壁体面をケーソンと同じに考え、 $\delta = 15^\circ\sim 20^\circ$ の値をとる場合もあれば、仮想鉛直壁体面を裏込め内のすべり面とみなして、 δ を内部マサツ角 ϕ までとる場合もあるわけである。

常時の δ も、耐震設計をしている場合と同じ値をとる例が多く、地震時の δ より大きい δ を使う例は北海道の設計例を除き、ほとんど見当らなかった。耐震設計をしていない最近のL型は6例(表-1.1の⑥⑦⑧⑬⑭⑳)あったが、その壁面マサツ角 δ は最大土圧を与える $\delta = 0^\circ$ の場合が多く4例ある。なお、表-1.1の右端の数字は現存の構造物に $\delta = 0^\circ$ 、 $\delta = 10^\circ$ の土圧を作用させた時の常時のすべり出し安全率で、参考までに示した。

ここで注意しなければならないのは安全率と壁面マサツ角 δ の関係である。

$\delta = 0^\circ$ は主働土圧として最大の土圧を与えるものである。今までの設計要覧では、安全率としてすべり出しに対し、常時1.2、地震時1.0以上と規定しているが、 δ の値についてまで規定はしていないから、 $\delta = 0^\circ$ に対しても、1.2以上をとっている。したがって耐震設計はし

ていなくても、 $\delta = 0^\circ$ で設計しておけば、現行の耐震設計でチェックして見ると多少の地震には耐え得る構造物ができ上がっていることになる。土圧に不明な点が多い現在、不明な点を安全率に頼るのは仕方ないとしても、他に比べ甘い設計が目につく。たとえば表-1.1の⑥は耐震設計はしていないが、このままでは、0.1の地震に対しても安全率1.1以上で十分もっていることになる。

なお、L型ブロックについては陸上においても擁壁として用いられているので、他の機関の設計を参考までに調べたので付録として最後に載せておく。

上記のように壁面マサツ角に現在基準がなく、その値が統一されていないので、このレポートでは、L型ブロック設計の場合壁面マサツ角を何度にすべきか検討することにする。なお以下の章でL型の扶壁の傾きを問題にするので、現存のものを29ケース集め、L型の諸元の寸法比をとってみた(表-1.2, 表1.3)。

これによると、全壁高Hに対するL型ブロックの高さ、底盤の中および扶壁の傾きは図-1.3のようになっている。

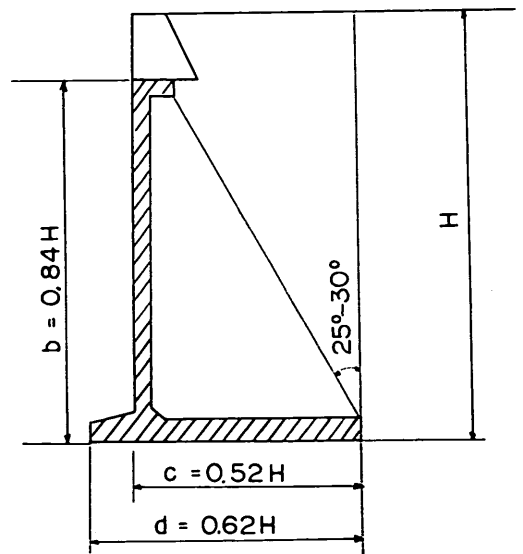


図-1.3

L型ブロックの高さ； (0.79~0.88) H
L型ブロック底盤巾； (0.61~0.64) H
扶壁の鉛直面に対する傾き； $25^\circ\sim 30^\circ$

表-1.1 L 型 壁 設 計 諸 元

	設計年度	天端高	H. W. L	R. W. L	常 時 の 設 計						
					上 荷	載 重	裏 込 材 料	r	φ	δ	す べ り
1. S港- 4.0m	40年度	+ 4.5	+ 2.86	+ 1.0	1.6	不明	1.8 1.0	30° 25° 20°	20°	1.45	2.90
2. N港- 7.5m	"	+ 4.3	+ 3.3	+ 1.5	2.0	"	1.8 1.0	35° 30°	20° 20°	1.44	2.25
3. N港- 5.5m	"	"	"	"	2.5	栗石	1.8 1.0	35°	15°	1.31	2.04
4. K港- 11.0m	39年度	+ 3.3	+ 1.5	+ 1.0	2.5	不明	1.8 1.0	35° 30°	20° 20°	1.41	2.10
5. H港- 7.5m	"	+ 3.4	+ 2.23	"	1.0	"	1.8 1.0	30°	20°	1.40	2.38
6. M港- 3.0m	"	+ 3.8	+ 2.41	"	2.0	"	1.8 1.0	30°	20°	1.36	1.77
7. B港- 5.5m	40年度	+ 3.5	+ 2.10	+ 0.7	0.5	"	1.8 1.0	35°	0°	1.36	
8. B港- 3.0m	39年度	"	"	"	1.0	"	1.8 1.0	30°	15°	1.26	
9. L港- 5.0m	41年度	+ 3.8	+ 2.90	+ 1.0	1.5	雑石 (5~80kg)	1.8 1.0	30°	15°	1.50	2.32
10. L港- 4.0m	"	"	"	"	2.0	栗石 (5~80kg)	1.8 1.0	30°	15°	1.25	1.88
11. G港- 4.0m	37年度	+ 3.5	+ 1.8	+ 1.0	1.5	不明	1.8 1.0	35°	15°	1.95	3.50
12. Y港- 4.5m	38年度	+ 3.8	+ 2.0	+ 1.3		砂岩	1.6 1.0	40°			
13. Y港- 4.5m	"	"	"	"	2.0	鈹滓	1.6 1.0	40°			
14. Y港- 4.0m	37年度	+ 3.7	"	+ 0.7	3.0	不明	1.8 1.0	40°			
15. Y港- 4.5m	"	"	"	"	1.5	砂岩	1.8 1.0	40°			
16. Z港- 4.0m	"	+ 3.0	"	"	1.0	"	1.8 1.0	35°			
17. O港- 3.0m	"	+ 2.2	+ 0.40	+ 0.6	1.0	中, 小 割石	1.8 1.0	45°	20°	2.0	
18. P港- 4.0m	"	+ 1.5	+ 0.35	0	1.0	雑割石	1.6 2.0 1.0	35° 25° 25°	0°	1.28	
19. Q港- 3.5m	38年度	+ 2.5	+ 1.5	+ 0.5	1.6	砂岩	1.8 1.0	30°		1.8	
20. R港- 3.5m	"	+ 2.0	+ 1.3	+ 0.7	1.0	小割石	2.0 1.0	25°	0°	(1.1)	
21. C港- 5.5m	39年度	+ 2.4	+ 1.2	+ 0.4		雑割石	1.8 1.0	30°			
22. D港- 4.0m	"	+ 2.5	+ 1.5	+ 0.5	1.6	"	1.8 1.0	40° 30°	20°	1.8	
23. E港- 4.5m	40年度	+ 1.7	+ 0.3	0	1.6	小割石	1.6 1.0	35° 25°	0°	1.46	2.71
24. A港- 3.0m	"	+ 2.3	+ 1.5	0.5		雑割石	1.8 1.0	35°			
25. F港- 5.5m	4年度	+ 1.5	+ 0.55	+ 0.3	2.0	割石	1.6 1.0	35°			
26. T港- 5.0m	9年度	+ 3.34	+ 2.14	+ 1.0	2.0	割栗石	1.6 1.0	30°			
27. U港- 3.0m	11年度	+ 3.40	+ 2.23	"	1.0	割石	1.9 1.0	30°			

- 注 1. r, φ, δ の欄で上段はR. W. L (残留水位) 以上, 下段はR. W. L以下の値である。
 2. ⑥⑦⑧⑩⑪⑫⑬は耐震設計をしていない。
 3. ⑫は動水圧を考えている。⑬ではクレーン荷重を考えている。
 4. ⑫~⑯では常時の計算を省略している。
 5. ④, ⑤では同一レベルで異なる土圧係数を使っている。

お よ び 安 定 計 算

		地 震 時 の 設 計								常時のすべり出し安全率		
P ₁	P ₂	震 度	上 荷 載 重	δ	すべり	転 倒	P ₁	P ₂	設計に依 つたもの	土圧の鉛 直成分	δ=0°	δ=10°
t/m ² 18.2	t/m ² 5.59	0.05	t/m ² 0.8	20°	1.25	2.97	t/m ² 21.0	t/m ² 3.0	○	考 慮	1.12	1.30
29.9		"	1.0	20°	1.11	1.71	39.8		○	"	1.09	1.25
27.0		"	1.5	15°	1.13	1.74	32.3		○	"	1.10	1.24
35.0		"	2.0	20°	1.14	1.72	44.7		○	無 視	1.26	
22.4		"	0.5	20°	1.06	1.78	29.7		○	"	1.30	
29.0									○	"	1.35	
										無 視	1.13	1.29
19.2	4.4	0.05	0.0	15° 0°	1.23	2.05	30.0	2.2	○	"	1.34	
22.7		"	1.0	15°	1.02	1.57	30.5		○	"	1.08	1.24
16.3	4.1	0.1	0.75	15°	1.13	2.0	24.4		○	考 慮	1.67	
		"	1.0	40°	1.42	1.93	28.2		○	"		
		0.2	1.0	40°	1.24	2.61	30.7		○	"		
		"	2.0	40°	1.19	2.51	21.1	3.1	○	"		
		0.15	1.0	40°	1.17	1.51	43.0		○	"		
		"	0.5	35°	1.16	1.97	23.3		○	"	1.60	
11.9		0.1	0.5	15°	1.25		14.2			不 明		
15.0												
		0.1	0.8	40° 30°	1.2					不 明		
											0.98	1.13
		0.15	0.5	15°	1.13					不 明		
		0.1	0.8	15°	1.06					"		
7.05	5.61											
		0.15	0.5	15°	1.2		16.4			不 明		
18.3		0.2	2.0				27.6			"	1.26	
19.7		0.2	1.0				23.7			"	1.09	1.26
17.9		0.15	0.5				35.7			"	1.14	

6. ①では地震時のφを30°に落している。
7. 設計計算書のあったものは○印，○印のないものは集覧その他に依った。
8. ②は原設計で残留水圧を考慮してない。これを考慮すると安全率は1を切る。
9. 右端の常時のすべり出し安全率は，原設計で壁体重量のわかるものについて一般的な方法で試算したものである。ただし③，④，⑤は壁体重量を推定して計算したものである。

表-1.2 L型の諸元表 (構造物集覧第2集より)

港名	施設	全壁高 (H)	L型高さ (b)	底盤巾 (c)	底盤巾 (d)	扶壁傾き (θ)	b/H	c/H	d/H
F 港	-5.5m 岸壁	7.3	7.3	3.35	4.25	22° 10'	1.00	0.46	0.58
T 港	-5.0 "	8.9	6.5	4.70	6.00	29° 27'	0.73	0.53	0.67
S 港	-4.5 "	9.0	7.2	3.60	5.45	21° 57'	0.80	0.40	0.60
I 港	-4.5 "	6.9	5.5	4.5	5.00	34° 07'	0.80	0.65	0.72
H 港	-4.0 物揚場	7.3	7.1	4.0	4.80	28° 18'	0.97	0.55	0.66
A 港	-3.6 "	5.8	4.0	2.9	3.70	30° 45'	0.69	0.50	0.64
R 港	-3.0 "	5.63	4.53	2.5	3.00	17° 05'	0.80	0.40	0.53
S 港	-2.7 "	5.94	5.75	3.49	3.94	28° 58'	0.97	0.59	0.66
C 港	-2.6 "	5.5	5.20	3.0	4.00	17° 01'	0.95	0.55	0.73
M 港	-2.4 "	6.87	6.66	3.19	3.79	22° 48'	0.97	0.46	0.55
M 港	-1.8 "	5.74	5.45	3.18	3.48	27° 49'	0.95	0.55	0.61
S 港	-1.8 "	5.1	4.85	3.18	3.48	30° 59'	0.96	0.62	0.68
平均						25° 34'	0.88	0.53	0.64

表-1.3 L型の諸元表 (最近の設計より)

港名	施設	全壁高 (H)	L型高さ (b)	底盤巾 (c)	底盤巾 (d)	扶壁傾き (θ)	b/H	c/H	d/H	ϕ	地震時 δ
H 港	-10.0m 岸壁	13.9	11.5	8.0	9.0	23° 08'	0.83	0.58	0.65	30°	20°
"	-7.5 "	11.1	9.3	6.2	7.5	31° 45'	0.84	0.56	0.68	"	"
K 港	-11.0 "	14.7	12.4	8.0	9.0	30° 15'	0.84	0.54	0.61	"	"
N 港	-7.5 "	12.3	10.0	6.1	7.1	28° 14'	0.81	0.50	0.58	"	"
"	-5.5 "	10.3	8.0	5.0	6.0	29° 24'	0.78	0.49	0.58	35°	15°
L 港	-5.0 "	9.2	6.9	4.5	5.5	29° 51'	0.75	0.49	0.60	30°	※ 0°
"	-4.5 "	8.8	6.4	4.2	5.5	35° 04'	0.73	0.48	0.63	"	15°
S 港	-4.0 "	8.9	6.9	5.0	6.0	26° 55'	0.78	0.56	0.67	25°	20°
B 港	-5.5 "	9.4	7.3	4.0	4.8	26° 34'	0.78	0.43	0.51	35°	(0°)
"	-3.0 物揚場	7.0	4.7	3.5	4.0	30° 10'	0.67	0.50	0.57	30°	(15°)
M 港	-3.0 "	7.2	5.4	4.0	4.5	30° 58'	0.75	0.56	0.63	"	(20°)
V 港	-3.5 "	5.8	4.8	3.5	4.0	36° 31'	0.83	0.60	0.69	"	20°
G 港	-4.0 "	8.0	6.5	5.2	6.0	扶壁なし	0.81	0.65	0.75	"	15°
Y 港	-4.5 "	8.3	7.0	3.5	4.0	26° 56'	0.84	0.42	0.48	40°	40°
Z 港	-4.0 "	7.0	5.6	4.0	4.5	37° 16'	0.80	0.57	0.64	35°	35°
R 港	-3.5 "	5.5	4.2	2.8	3.3	30° 07'	0.76	0.51	0.60	25°	(0°)
E 港	-4.0 "	6.5	5.3	3.75	4.5	35° 15'	0.82	0.58	0.69	25°	(0°)
平均						30° 31'	0.79	0.52	0.61		

注 ※常時の δ を15°にしている。

δ の欄で()のついているのは耐震設計をしていないもの
G港のLは扶壁部にH型鋼の斜材を使っている。

1.3 L型構造物の模型化

前章で述べたように現行のL型構造物の設計では、底盤後端を通る仮想鉛直壁体面を仮定し、L型壁の高さおよび底盤巾を二辺とする長方形構造物が外力に抵抗すると考えている。これはケーソンと全く同じ安定計算方法である。しかしブロック積み構造物の設計では、壁体自体の破壊パターンを考えて、ブロックが各層でのすべりについて検討を行なうように、構造上ケーソンと異なるL型においてもL型なりの破壊パターンを考慮して設計を行なう必要がある。ここで問題となるのは、真の壁体面がどこにあるのかである。

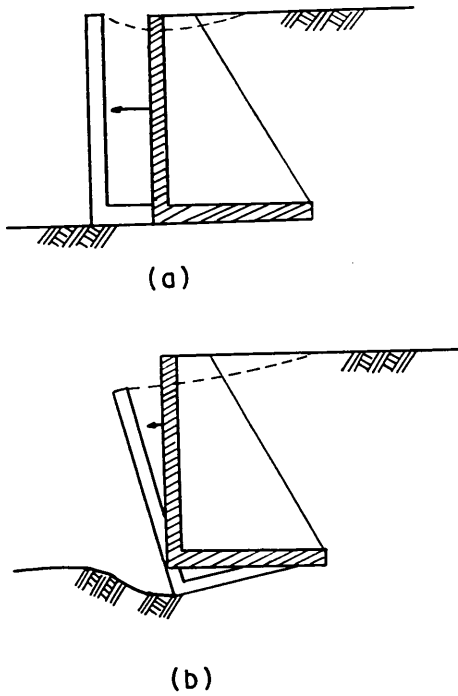


図-1.4

L型の破壊パターンとして考えられるものは、図-1.4 (a)に示すすべり出し、(b)に示す前シ部の支持力不足による前傾がある。このような破壊を起こしたときのL型背後の裏込めの変形状況を想定すると、実質壁体と裏込め部との境界面は鉛直面ではなく傾斜面を考えるのがより妥当と考えられる。なぜなら壁体と考えてよいのはL型ブロックと共に動く裏込めの部分であって、L型ブロックと同一の変位をしない部分まで壁体と考えるのは不合理である。この意味からL型壁の場合、扶壁で囲まれた部分の裏込めは、他の部分の裏込めよりL型ブロックと同一の変位をする可能性が大きいので、実質壁体面と

しては、扶壁面あるいはそれに近い傾斜面を考えるのがより合理的となる。

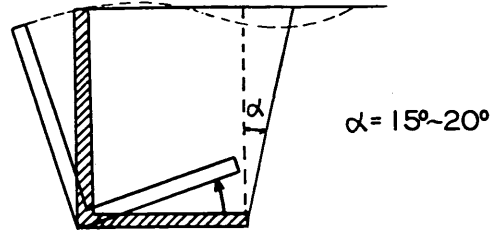


図-1.5

今一つ考えられるL型の破壊パターンとして、底盤後端が上向きに変位する転倒が考えられる（これは図-1.4 (b)の現象に含まれる）。この時の実質壁体面の位置を計算すると内部マサツ角に関係せず鉛直面から時計方向に15°~20°の値となる。この実質壁体面の位置は次の要領で計算できる。

L型の後端が浮き上がる時は、当然、後端と地表面との間にはすべりが発生している。またこのすべり面は、全せん断抵抗が最小となる位置に発生する。今すべり面を直線と仮定すると、後端を通る無数の直線のうち、最小せん断抵抗を示す直線がすべり面、つまり実質壁体面となる。地表面が水平で、すべり面が鉛直面に対して α 傾いているとき、水平面に対する鉛直方向応力 v とすべり面に働くせん断応力 τ との間には図-1.6に示すMohrの円より

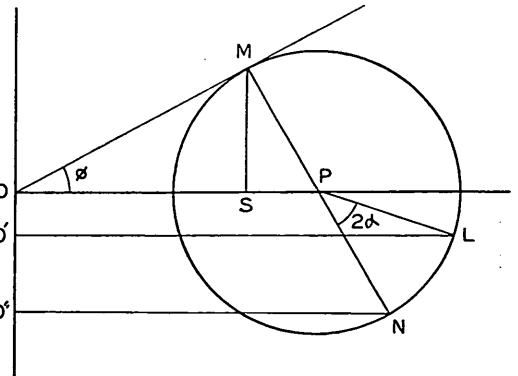


図-1.6

$$\lambda = \frac{\tau}{v} = \frac{MS}{O'L}$$

なる関係があることがわかる。また鉛直面がすべり面であったときは、

$$\lambda_0 = \frac{\tau_0}{v_0} = \frac{MS}{O''N}$$

が成り立つ。同一深度における両者のせん断抵抗の比を ν とすると、

$$\nu = \frac{\tau'}{\tau_0} = \frac{\tau \sec \alpha}{\tau_0} = \frac{\lambda \nu \sec \alpha}{\lambda_0 \nu_0}$$

となる。ここで τ' は単位深当りのせん断抵抗力であり、
 $\tau' = \tau \sec \alpha$
 で表わされる。鉛直応力 ν は裏込めの土柱の自重とみなせば、 ν は一定であるから

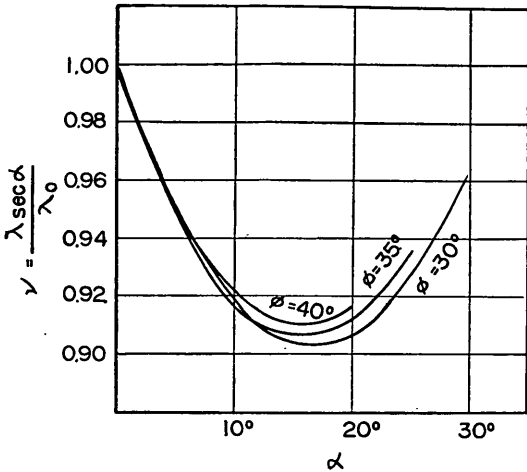


図-1.7

$$\nu = \lambda \sec \alpha / \lambda_0$$

となる。 λ 、 λ_0 ともに深度には関係なく一定であるから全せん断抵抗力の比も ν で表わされる。したがって発生すべきすべり面の傾きは、 ν を最小とする α である。

図-1.7 に $\phi = 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$ のときの ν と α の関係を示す。

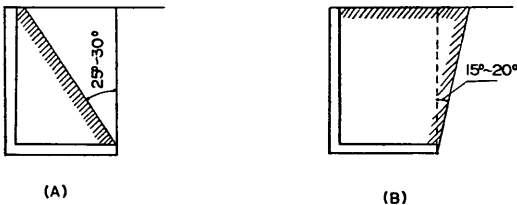


図-1.8

上記のような二種の壁体を考えた場合、現行通り仮想鉛直面を用いて安定計算をするためには、いかなる δ を使えばよいかを検討するのが本題であるが、この検討を単純化するため、L型壁を次のように簡単化する。L型本体を構成する鉄筋コンクリートと裏込めの単位体積重量は等しく、裏込めの内部マサツ角は一定とし、L型壁

は全部水上にあるか、全部水中に浸っているものと考え。そして図-1.8 (A)に示すようにして扶壁面を壁体面と考えた模型を模型Aとし、図-1.8 (B)に示すように鉛直面から扶壁面と逆方向に $15^\circ \sim 20^\circ$ の傾いた壁体面を持つ模型を模型Bとする。なお、両模型とも、壁体面が裏込め中にあるので、壁面マサツ角は内部マサツ角と同じとする。

1.4 クーロン土圧より求めた 傾斜壁面上と鉛直壁面上の壁面マサツ角の関係

L型構造物の実質壁面は、図-1.8 に示すような傾斜面であるが、安定計算では便宜上、仮想鉛直壁面を用いる。この報告の本題は、くりかえし述べているが、仮想壁体面での壁面マサツ角を何度にするかである。この解明の第一歩として、まず裏込めが同じ主働状態であるとき、(主働崩壊面の傾斜が同じとき)の鉛直面と傾斜面での応力状態、いいかえれば、それぞれの面に働く応力の傾き(垂直応力とせん断応力の比)を比較してみよう。

我々が重力式構造物の設計をするときは、クーロン土圧を用いるので、この作業もクーロン土圧によって行なう。

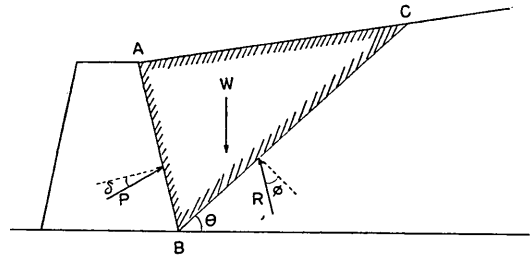


図-1.9

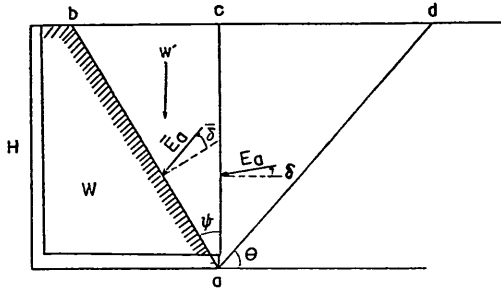
クーロンの主働土圧は、図-1.9 において重量 W の三角形クサビ ABC が、下方にすべり落ちようとするときに擁壁に作用する力 P のうち最大のものである。図-1.10において傾斜壁面 ab に作用するクーロン土圧 E_a は、土楔 $b a d$ がすべり面 $b a$ 、 $d a$ に沿ってすべり落ちようとする時に作用する土圧である。この時の崩壊角 θ は

$$\cot \theta = -\tan(\phi + \bar{\delta} + \phi) + \sec(\phi + \bar{\delta} + \phi) \times \sqrt{\frac{\cos(\phi + \bar{\delta}) \sin(\phi + \bar{\delta})}{\cos \phi \sin \phi}}$$

で表わされる。また鉛直面 ac に作用している主働土圧 E_a は土楔 $c a b$ がすべり面 $c a$ 、 $d a$ 沿いすべり落ちようとしたときの $c a$ 面に働く力である。このときの崩壊角 θ は

$$\cot\theta = -\tan(\phi + \delta) + \sec(\phi + \delta)$$

$$\times \sqrt{\frac{\cos\delta \cdot \sin(\phi + \delta)}{\sin\phi}}$$



図—1.10

で表わされる。ここで傾斜壁面と鉛直面とのなす角を ϕ 、作用する土圧 \overline{E}_a の壁面マツ角を $\overline{\delta}$ 、 E_a の壁面マツ角を δ 、裏込めの内部マツ角を ϕ とする。

\overline{E}_a と E_a とが等質、同じ主動状態であるということは、背後の裏込めの状態が同一であるということであり、具体的にいえば、それぞれの崩壊角が相等しいということである。つまり、 $\overline{\theta} = \theta$ となるような $\overline{\delta}$ と δ の関係が、傾斜壁面での壁面マツ角と鉛直面での壁面マツ角との関係である。 $\overline{\theta}$ 、 θ は共に、 ϕ 、 ϕ 、 δ 、 $\overline{\delta}$ の複雑な関数なので、グラフを用いて、 $\cot\overline{\theta} = \cot\theta$ を解くことにする。

図—1.11, 1.12, 1.13に地震がないときの、裏込めの内部マツ角が 30° , 35° , 40° のときの傾斜壁面マツ角 $\overline{\delta}$ と鉛直壁面マツ角 δ との関係を示す。ただし、傾斜壁面の傾度は $0^\circ \sim \phi$ としている。このグラフを使えば、 ϕ だけ傾いた壁体面に $\overline{\delta}$ の壁面マツ角を持つ土圧 \overline{E}_a を鉛直面上の土圧に換算することができる。

地震時に傾斜面に働く土圧を鉛直面上の土圧に換算するに必要なグラフも、常時と同じ方法で求めることができる。

傾斜面に作用する地震時土圧 \overline{E}_a に対する崩壊角 $\overline{\theta}$ は

$$\cot\overline{\theta} = -\tan(\phi + \overline{\delta} + \phi) + \sec(\phi + \overline{\delta} + \phi)$$

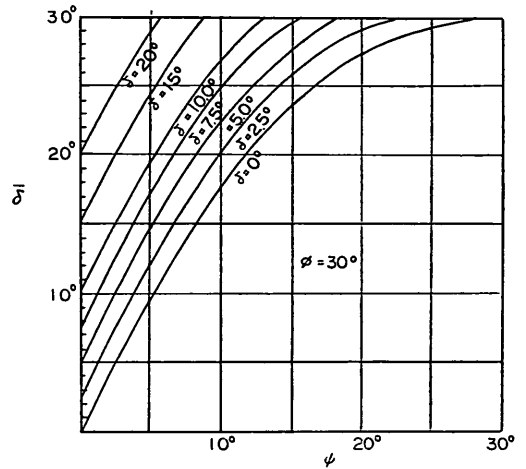
$$\times \sqrt{\frac{\cos(\phi + \overline{\delta} + \theta) \sin(\phi + \overline{\delta})}{\cos\phi \cdot \sin(\phi - \theta)}}$$

で表わされ、鉛直面に作用する地震時土圧 E_a に対する崩壊角 θ は

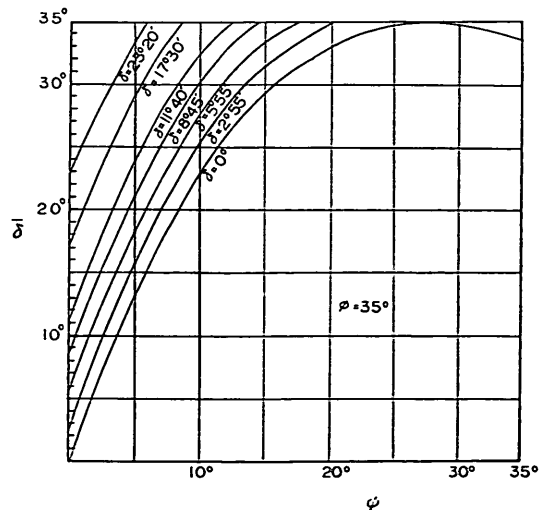
$$\cot\theta = -\tan(\phi + \delta) + \sec(\phi + \delta)$$

$$\times \sqrt{\frac{\cos(\delta + \theta) \sin(\phi + \delta)}{\sin(\phi + \theta)}}$$

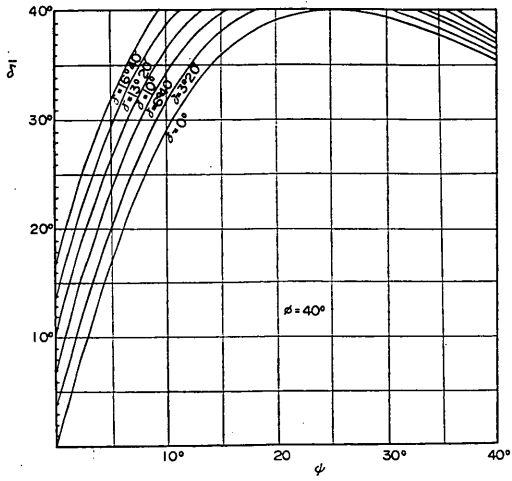
で表わされる。ここに $\theta = \tan^{-1}k$ で、 k は水平震度である。同じ手法で求めた $\overline{\delta}$ と δ とのグラフ図—1.14~1.19に示す。これらのグラフは、水平震度0.1, 0.2に対し、 $\phi = 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$ の時の、 ϕ 、 $\overline{\delta}$ と δ の関係を示している。傾斜面に働く壁面マツ角 $\overline{\delta}$ を、 $\overline{\delta} = \phi$ とおくと、図—1.11~1.19はまとめられ、図—1.20となる。つまり図—1.20は傾斜面上の壁面マツ角が内部マツ角と等しいときの鉛直面上に等質土圧を与える壁面マツ角 δ と傾斜面の傾き ϕ との関係を示す。



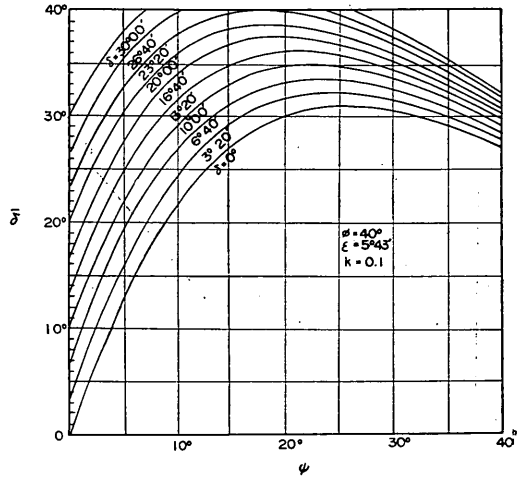
図—1.11



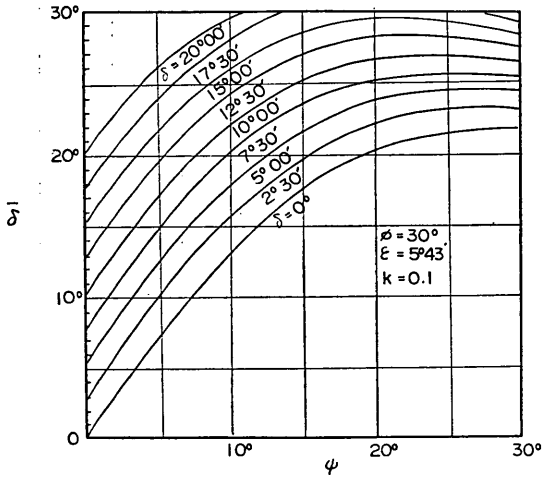
図—1.12



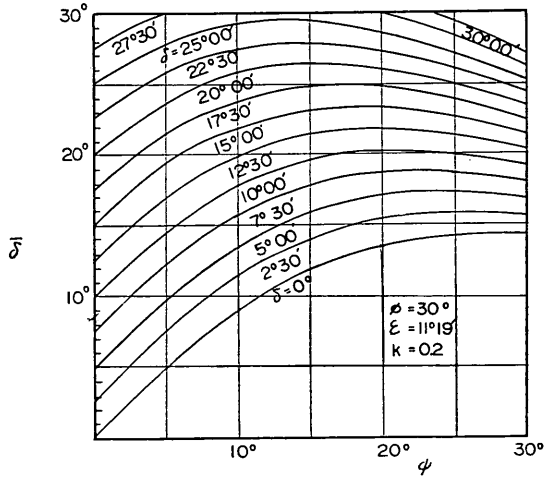
图—1.13



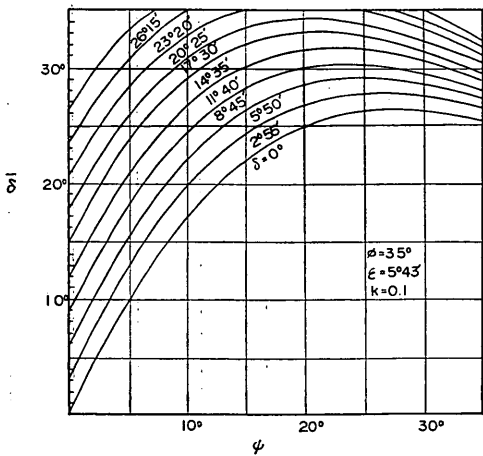
图—1.16



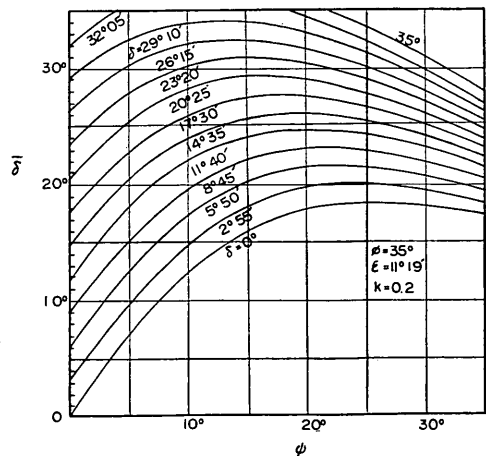
图—1.14



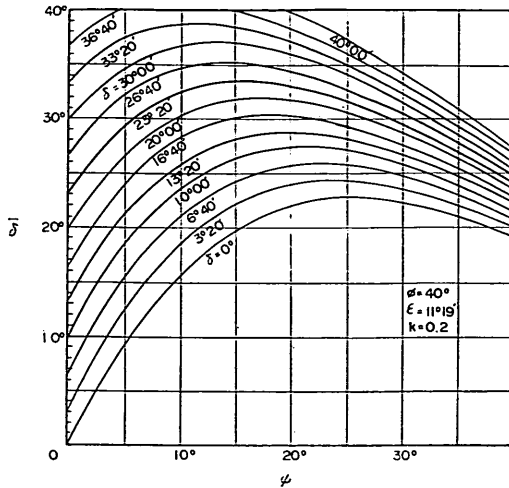
图—1.17



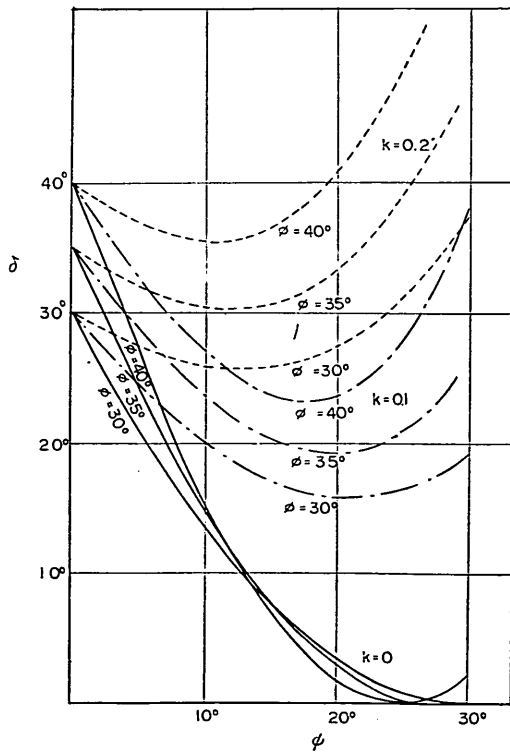
图—1.15



图—1.18



図—1.19



図—1.20

1.5 すべり出しの検討

前節ではクローンの主働土圧の崩壊面を等しいとおい、傾斜面と鉛直面に働く壁面マツ角の関係を求めた。本節では、そのように求めた関係が重力式構造物のすべり出しの検討においても等しい結果がえられるか、

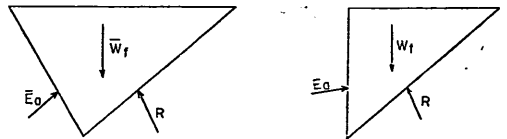
いいかえれば、傾斜壁面をもった構造物と鉛直面をもった構造物とが同じ安全率を示すか否かを検討することにする。さらにその後、L型のすべり出しの検討で仮想壁面マツ角は何度にとるべきかを検討する。

L型壁がすべり出そうとするときは、その壁体として3節に示したA模型を考えるのが妥当である。

(1) 常時の場合

実質壁体（傾斜面を壁面とする）と仮想壁体（鉛直面を壁面）の自重を W , W' とし、それぞれの壁面に働く主働土圧を \bar{E}_a , E_a とし壁面マツ角を $\bar{\delta}$, δ とする。図—1.10にこれらの関係を示す。ここで、主働土圧 \bar{E}_a , E_a の算出方法にもどってみる。

図—1.21で明らかのように、それぞれの力をベクトルであらわすと、



図—1.21

$$\bar{W}_f = \bar{E}_a + R$$

$$W_f = E_a + R$$

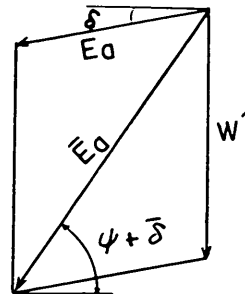
となる。 W_f , \bar{W}_f は土楔の自重であり、 R は崩壊面に働く反力である。両土圧とも崩壊面は等しいのであるから、 R は等しい。したがって

$$\bar{W}_f - W_f = \bar{E}_a - E_a$$

また、両土楔の重量差が図—1.10の土塊の重量 W' と等しい。したがって、

$$W' = \bar{E}_a - E_a$$

となり、これを図示すると図—1.22となる。図—1.22を



図—1.22

式で示せば、

$$\begin{cases} \bar{E}_a \sin(\psi + \bar{\delta}) = W' + E_a \sin \delta \\ \bar{E}_a \cos(\psi + \bar{\delta}) = E_a \cos \delta \end{cases} \quad (1.1)$$

となる。底面のマサツ係数を μ とすると仮想壁体の E_a による滑動安全率は

$$f = \frac{(W+W'+E_a \sin \delta) \mu}{E_a \cos \delta} \quad (1.2)$$

となる。 \bar{E}_a による実質壁体の滑動安全率は

$$\bar{f} = \frac{\{W+\bar{E}_a \sin (\varphi+\bar{\delta})\} \mu}{\bar{E}_a \cos (\varphi+\bar{\delta})} \quad (1.3)$$

となる。この(1.3)式に(1.1)式に示した関係を代入すると、 $\bar{f}=f$ となり、**図—1.11~1.13**に示す $\bar{\delta}$ と δ との換算を行なっているかぎり、実質壁体についての滑動安定計算と鉛直面の仮想壁体についての滑動安定計算とは同一の結果を示すことが明らかとなる。

ここで、すべり出しの検討を行なうとき、仮想壁面での壁面マサツ角を何度にとるべきかが問題となる。

まず、実質壁面の傾き φ であるが、3節で述べているように裏込めの変位状態を想定すると、扶壁の外線を通る面あるいはそれに近い面とみなすべきである。**表—1.2**、**表—1.3**から判断すると、現在あるL型の扶壁面の傾きは平均して25°ないしは30°程度であるので、実質壁面の傾きは25°~30°とする。実質壁面での壁面マサツ角 $\bar{\delta}$ について検討してみる。**図—1.9**に示したクーロンの土楔においてBC面は一種のすべり面である。また、実質壁面である扶壁の外線を通る面の一部はコンクリートと裏込めの接触面ではあるが、大部分は裏込め内部を横切っているので壁面マサツ角は、内部マサツ角 ϕ と同じとみなせる。

図—1.20は傾斜壁面の壁面マサツ角が内部マサツ角であったときの傾斜面の傾きと鉛直面での壁面マサツ角との関係を示している。実質壁面が傾斜面であり、しかも壁面マサツ角が $\bar{\delta}=\phi$ であり、鉛直面である仮想壁面での壁面マサツ角を求めるのであるから、**図—1.20**を使うことができる。実質壁面の傾きが25°~30°であるとするとき、仮想壁面の仮想壁面マサツ角は**図—1.20**より、内部マサツ角にあまり関係なく、 $\bar{\delta} \approx 0^\circ$ であることがわかる。したがって、 $\varphi=25^\circ \sim 30^\circ$ の扶壁を持つL型壁の常時のすべり出し安定計算では、 ϕ に関係なく仮想壁面である鉛直面に $\bar{\delta}=0^\circ$ の土圧を働かせる必要がある。

$\bar{\delta}=0^\circ$ という主働土圧は、鉛直面に作用する土圧のうち、最大土圧を与えるものであるが、不明の点があれば設計は安全側の計算をすべきであるとの観点に立つと、 $\bar{\delta}=0^\circ$ ということは別の面でも意味をもっている。しかしまた設計法は、明確な理論的保証がなくても、現実とその設計法で造られた構造物が現存し使用に役立っているとすれば、それはそれで立派な設計法といえる。この

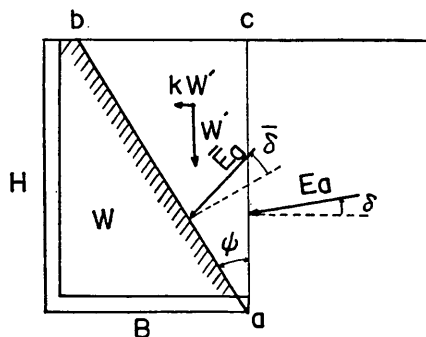
観点に立って現在のL型構造物の設計法をながめてみる。**表—1.1**にL型壁の設計諸元を載せておいたが、今、壁面マサツ角 δ を問題にしているのも内部マサツ角 ϕ の算定は正しかったとして δ とすべり出し安全率の関係を調べてみる（実際には δ は ϕ に関係するものであるが、L型壁の裏込め材料はほとんど、その ϕ を30°~40°と考えるので、一定と見なしてここでは考慮しないことにする）。

現行設計での、耐震設計を行なわない場合の、常時の壁面マサツ角 δ の値は、 $\delta=0^\circ$ を採っているのが4例、 $\delta=15^\circ$ 、 20° のが各1例である。このうち⑩は $\delta=0^\circ$ に対し安全率が1.0を切っているが、⑧が1.13の他はすべて $\delta=0^\circ$ に対し1.2以上の安全率を持っている。耐震設計をしているもので常時計算を行なっているものは、大体 $\delta=15^\circ \sim 20^\circ$ を採っている。これに $\delta=0^\circ$ の土圧を作用させると、安全率が1.2を切るのが4例ある。したがってすべり出し安全率の基準を1.2にする限り、上の計算で求めた $\delta=0^\circ$ をそのまま現行設計に持ちこむのは、現在、常時の設計荷重に対し何ら支障を来たしていない構造物の断面を、更に大きくすることになり合理的でない。しかし何度にするのがいいのかは、現在の常時のすべり出し安全率が、安全率の点から見て余裕のある設計をしているのが多いので、決めるのが難しいのであるが、一応現行の $\delta=15^\circ \sim 20^\circ$ の設計で支障を来たしていないという点を考慮し、 $\delta=15^\circ$ と決めて差し支えないと考える。

(2) 地震時の場合

地震時に仮想壁体、実質壁体に働く土圧、自重、地震力を**図—1.23**に示す。ここで k は設計水平震度である。

図—1.14~1.19に示す関係を満足するように φ 、 $\bar{\delta}$ 、 δ を決めると、仮想壁面に働く土圧 E_a 、実質壁面に働く土圧 \bar{E}_a 、実質壁面と仮想壁面に囲まれた土塊の自重と地震力 W' 、 kW' 、との間には**図—1.24**に示す関係となるのは明らかである。したがって



図—1.23

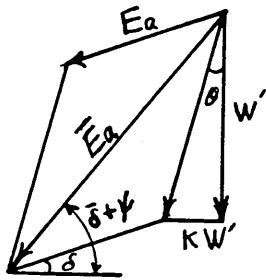


図-1.24

$$\overline{E_a} \sin(\varphi + \overline{\delta}) = W' + E_a \sin \delta \quad (1.4)$$

$$\overline{E_a} \cos(\varphi + \overline{\delta}) = E_a \cos \delta + kW'$$

となる。図-1.23に示すL型壁の滑動に対する安定計算を仮想壁体で行なうと、

$$f = \frac{(W + W' + E_a \sin \delta) \mu}{E_a \cos \delta + (W + W') k} \quad (1.5)$$

となり、実質壁体で行なうと、

$$\overline{f} = \frac{\{W + \overline{E_a} \sin(\varphi + \overline{\delta})\} \mu}{\overline{E_a} \cos(\varphi + \overline{\delta}) + Wk} \quad (1.6)$$

となるが、(1.6)式に(1.4)式の関係を代入すると $f = \overline{f}$ となる。したがって地震時の滑動安定も仮想壁体について仮想壁面マサツ角を用いて計算しても問題のないことがわかる。

地震時の実質壁面マサツ角 $\overline{\delta}$ も、常時と同じく内部マサツ角とみなせる。図-1.20を利用して、各震度での仮想壁面マサツ角をよみると、表-1.4に示すような値となる。

表-1.4

ϕ	φ	k=0.1		k=0.2	
		δ	δ/ϕ	δ	δ/ϕ
30°	20°	15.9°	0.5	27.5°	0.9
"	25°	16.4°	0.5	31.3°	1.0
"	30°	19.3°	0.6	37.8°	1.3
35°	20°	19.2°	0.5	33.4°	1.0
"	25°	20.5°	0.6	39.1°	1.1
"	30°	26.7°	0.8	47.9°	1.4
40°	20°	23.7°	0.6	40.9°	1.0
"	25°	28.3°	0.7	48.9°	1.2
"	30°	38.1°	0.9	59.7°	1.5

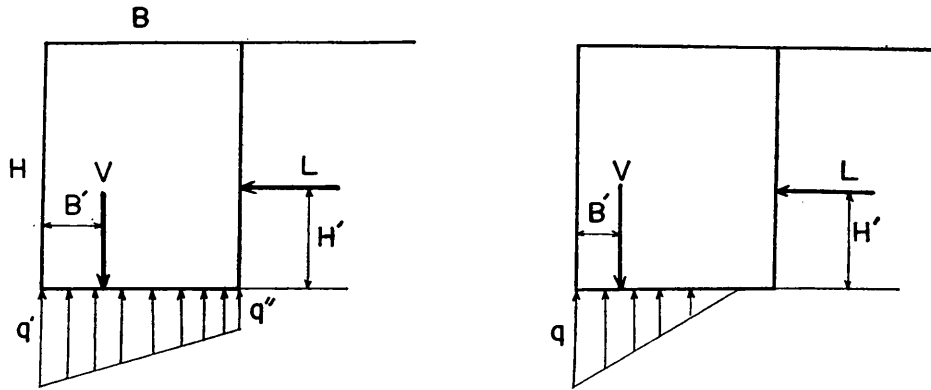
なおL型壁が全部水中にある時は、裏込めの単位体積重量を r 、水平震度を k とすると、水中における見かけの水平震度 k' は

$$k' = \frac{r}{r-1} k$$

となるから、 $r = 2.0t/m^3$ とすれば上表の $k = 0.1, 0.2$ はそれぞれ水平震度0.05, 0.10に相当するものと考えればよい。この表によると、常時の δ が ϕ 、 φ の値の如何にかかわらず 0° に近い値になったのに対し、地震時の δ は ϕ 、 φ 、 k の値によって広範囲にバラついている。特に $k = 0.2$ となると、 δ の値は内部マサツ角よりも大きな値となるなど不合理な点もあらわれている。震度が大きくなるにつれて、仮想壁面マサツ角 δ が大きくなる傾向は、地震時土圧の計算値を少なくする方向にあるので、もしこの現象が正しければ、当然設計に組入れるべきである。しかし、目下のところその根拠はクーロン土圧を伸介にした計算結果にしかなく、事実の裏付けがないので、直ちに設計の際にこのことを計算に組入れるには問題が残る。一方、設計する立場からみると、 k, ϕ, φ の値によって δ を使い分けるとすると甚だ不便である。したがってここで比較的問題のない基準となる δ を決めておきたい。 δ が 0° に近くなる程、土圧は大きくなるから安全を考えれば 0° に決めればよい。しかし現行の地震時 δ は表-1.3に示すように $0^\circ \sim 40^\circ$ となっている。これら現行の値で構造物として安全かどうかは設計で考えた地震をいまだ経験していないので、常時の場合のように、全面的に現在の設計の結果にたよりきれない。したがって、ここでは、現行の設計条件をなるべく変えず、しかも安全性を考慮し、図-1.20より求まる δ の小さい方に合わせ、 $\delta = 15^\circ$ と決めることが無難であろう。仮想壁面マサツ角 δ を $\delta = 15^\circ$ とすると、 $\varphi = 25^\circ \sim 30^\circ$ の実質壁面での壁面マサツ角 $\overline{\delta}$ は次の表のとおりとなり $k = 0.1$ で $\overline{\delta} \approx 0.9\phi$ 、 $k = 0.2$ で $\overline{\delta} \approx 0.7\phi$ と実質壁面では、 ϕ に近い値を示しており比較的妥当な結果となる。

表-1.5

ϕ	k=0.1		k=0.2	
	δ	δ/ϕ	δ	δ/ϕ
30°	28° ~ 30°	0.9	21° ~ 23°	0.7 ~ 0.8
35°	31° ~ 33°	0.9	24° ~ 26°	0.7
40°	35° ~ 37°	0.9	27° ~ 29°	0.7



図—1.25

1.6 地盤反力の検討

L型壁が傾むくなど回転運動をともなった破壊を起こすときは、3節の図—1.8に示したような二種類の実質壁体について検討すべきである。すなわち、前傾しながら全体として沈下するときはA型壁体を、L型ブロック後部が浮き上るような動きを起こす破壊現象に対してはB型壁体を考えるべきである。この節ではL型前シでの地盤反力が実質壁体で検討したときと仮想壁体で検討したときと異なるか否かを比較し、仮想壁面マサツ角を何度にとるべきかを検討する。図—1.25に示すような重力式構造物の最大地盤反力 q は、底面反力の合力がミドルサードの外におちると、

$$q = \frac{2V^2}{3(VB' - LH')} \quad (1.7)$$

ミドルサードの内におちると

$$q' = -\frac{2}{B^2} \{2VB - 3(VB' - LH')\} \quad (1.8)$$

となる。ここで H は壁高、 B は壁体巾、 V は壁体に働く鉛直力の合力、 L は水平力合力、 H' は水平力合力の作用高、 B' は鉛直合力の作用点の前シからの距離である。

ここで $M_V = VB'$ 、 $M_L = LH'$ とする。それぞれの最大反力は次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} q &= \frac{2V^2}{3(M_V - M_L)} = \frac{2}{3} \frac{V^2}{M_L} \frac{1}{F-1} \\ q' &= -\frac{2}{B^2} \{2VB - 3M_L(F-1)\} \end{aligned} \right\} \quad (1.9)$$

ここで明らかのように、最大地盤反力は転倒の安全率 F と密接な関係がある。

(1) 常時の場合

まずA型模型から検討しよう。前シでの地盤反力の比較の前に、地盤反力に密接な関係のある転倒に対する安

全率を先に比較してみる。

図—1.10において、 Ea による仮想壁体（鉛直壁面をもつ壁体）の転倒安全率 F は

$$F = \frac{(W+W') \frac{B}{2} + Ea \sin \delta \cdot B}{Ea \cos \delta \cdot \frac{H}{3}} \quad (1.10)$$

$\bar{E}a$ による実質壁体（傾斜壁体面を持つ壁体）の転倒安全率 \bar{F} は

$$\bar{F} = \frac{(W+W') \frac{B}{2} - W' \left(B - \frac{1}{3} H \tan \phi \right) + \bar{E}a \sin (\phi + \bar{\delta}) \cdot \left(B - \frac{1}{3} H \tan \phi \right)}{\bar{E}a \cos (\phi + \bar{\delta}) \cdot \frac{H}{3}} \quad (1.11)$$

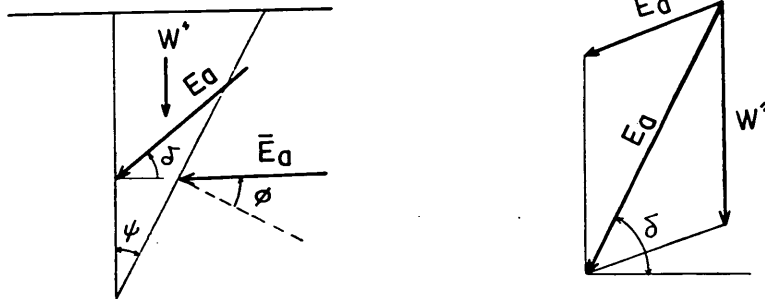
で表わされる。(1.8)式に(1.11)式の関係を代入すると、それぞれの転倒に対する安全率の間には

$$\bar{F} = F - \tan \delta \cdot \tan \phi \quad (1.11)'$$

のような関係がある。いいかえれば仮想壁体を用いて転倒安全率を求めると、実質壁体での計算値より $\tan \delta \times \tan \phi$ だけ大きめに出てくる。したがって前シの地盤反力は、仮想壁体を用いると小さくなる。その程度を2、3の例について検討してみる。我々の調査したL型（表—1.3）によると、L型の壁高巾比は0.6程度であり、実質壁面の傾きも 30° 程度なので、計算するL型は壁高巾比が $B/H=0.6$ 、 $\phi=30^\circ$ とする。表—1.6に内部マサツ角 $\phi=30^\circ$ 、 40° のときの仮想、実質壁体についての主動土圧、転倒の安全率、前シ地盤反力を示す。ここで δ は仮想壁面での壁面マサツ角であって実質壁面での壁面マサツ角でないことに注意されたい。実質壁面マサツ角との関連についてはあとで説明する。

表—1.6

	δ	$W+W'/rH^2$	Ea/rH^2	F	q/rH	\bar{F}	\bar{q}/rH	q/\bar{q}
ϕ 30°	0°	0.6	0.167	3.23	1.93	3.23	1.93	1.00
	10°	"	0.154	3.87	1.75	3.77	1.84	0.95
	20°	"	0.149	4.51	1.61	4.30	1.77	0.91
ϕ 40°	0°	"	0.109	4.97	1.60	4.97	1.60	1.00
	10°	"	0.102	5.70	1.49	5.79	1.56	0.96
	20°	"	0.100	6.42	1.41	6.22	1.51	0.93



図—1.26

ここで、 δ の意味を考えてみるが、 $\delta=0^\circ$ のときは前のべたように実質壁面では $\bar{\delta}=\phi$ である。したがって $\delta=0^\circ$ の状態が厳密な意味でA型模型である。この場合には実質壁体と仮想壁体では差異はない。しかしすべり出しの検討で仮想壁面マサツ角は $\delta=15^\circ$ とした。このときの実質壁体と仮想壁体との地盤反力を比較すると、表に明らかなごとく、転倒安全率の両者の差異は実用上無視できるほど小さい。地盤反力の差異も $\delta=10^\circ\sim 20^\circ$ の範囲では10%以下の違いであるから、実質壁体でなく仮想壁体で検討しても実用上差し支えないといえる。

L型壁を図—1.8に示すB型模型とみなすと、鉛直面での壁面マサツ角はいくらにとればよいか。図—1.26に示すように実質壁面に働く土圧 $\bar{E}a$ と、実質壁面と仮想壁面とに囲まれた裏込め土塊重量 W' の合力は、仮想壁面に働く土圧 Ea に等しい。両壁面の夾角 ϕ を 15° 、裏込の内部マサツ角 ϕ を $30^\circ\sim 40^\circ$ とすると、仮想壁面マサツ角 δ は $59^\circ\sim 72^\circ$ となり、この値はL型壁の壁体をA型模型とみなした場合の δ より大きくなっている。壁面マサツ角が内部マサツ角よりも大きくなるのは不合理であるが、このことは主働土圧そのものを小さくさせる傾向にあるので、A型模型に働く土圧よりもB型模型に働く土圧は小さいものと推定できる。したがって、L型後端

が浮き上がるような回転を伴う破壊であっても、A型模型について検討を行なっておけば十分であることがわかる。

(2) 地震時の場合

図—1.23に示すようなL型構造物で仮想壁面に働く地震時主働土圧 Ea による仮想壁体の転倒安全率は

$$F = \frac{(W+W') \cdot \frac{B}{2} + Ea \sin \delta \cdot B}{Ea \cos \delta \cdot \frac{H}{3} + (W+W') k \cdot \frac{H}{2}} \quad (1.12)$$

実質壁面に働く地震時主働土圧 $\bar{E}a$ による実質壁体の転倒安全率は

$$\bar{F} = \frac{(W+W') \cdot \frac{B}{2} - W'(B - \frac{H}{3} \tan \phi) + \bar{E}a \sin(\phi + \bar{\delta})}{\bar{E}a \cos(\phi + \bar{\delta}) \cdot \frac{H}{3} + (W+W') k \cdot \frac{H}{2}} \quad (1.13)$$

$$\frac{(\phi + \bar{\delta}) \cdot (B - \frac{H}{3} \tan \phi)}{\frac{H}{2} - k \cdot W' \cdot \frac{2}{3} H}$$

と表わされる。(1.13)式に(1.4)式の関係を代入すると、

$$\bar{F} = \frac{(W+W') \cdot \frac{B}{2} + E_a \sin \delta \cdot (B - \frac{H}{3} \tan \varphi)}{E_a \cos \delta \cdot \frac{H}{3} + (W+W') \cdot k \cdot \frac{H}{2} - k \cdot W' \cdot \frac{H}{3}} \quad (1.13)'$$

となる。(1.12)式と(1.13)'式を比べると、(1.13)'式の分子が $E_a \sin \delta \times \frac{H}{3} \tan \varphi$ 、分母が $k \cdot W' \cdot \frac{H}{3}$ だけ(1.12)式に比べて小さい。常時では、仮想壁面マサツ角 δ が $\delta = 0^\circ$ の場合には、実質壁体と仮想壁体との安定状態は等しかったが、地震時では $\delta = 0^\circ$ でも $F \neq \bar{F}$ であり、地盤反力の計算も異なってくることに注意しなければならない。

仮想壁体の最大地盤反力を(1.9)式によって計算する。

ここで(1.12)式より

$$\left. \begin{aligned} M_v &= (W+W') \cdot \frac{B}{2} + E_a \sin \delta \cdot B \\ M_L &= E_a \cos \delta \cdot \frac{H}{3} + (W+W') \cdot k \cdot \frac{H}{2} \end{aligned} \right\} (1.14)$$

となり、(1.5)式より

$$V = W + W' + E_a \sin \delta \quad (1.15)$$

となる。したがって

$$\left. \begin{aligned} q &= \frac{2V^2}{3(M_v - M_L)} \\ q' &= \frac{2}{B^2} \{2VB - 3(M_v - M_L)\} \end{aligned} \right\} (1.16)$$

となる。一方実質壁体面での最大地盤反力 \bar{q} 、 \bar{q}' も同様にして求められる。

(1.13)'式と(1.14)式より

$$\left. \begin{aligned} \bar{M}_v &= M_v - E_a \sin \delta \cdot \frac{H}{3} \tan \varphi \\ \bar{M}_L &= M_L - kW' \cdot \frac{H}{3} \end{aligned} \right\} (1.17)$$

となり、(1.4)式と(1.15)式から

$$\bar{V} = V$$

となり、 \bar{q} 、 \bar{q}' は

$$\left. \begin{aligned} \bar{q} &= \frac{2V^2}{3(M_v - M_L) - H(E_a \sin \delta \cdot \tan \varphi - kW')} \\ \bar{q}' &= \frac{2}{B^2} \{2VB - 3(M_v - M_L) + H(E_a \sin \delta \cdot \tan \varphi - kW')\} \end{aligned} \right\} (1.18)$$

と表わされる。(1.16)式と(1.18)式を比べればわかるように、 $(kW' - E_a \sin \delta \tan \varphi)$ の正負によって \bar{q} が q に比べ小さくなったり、大きくなったりする。この影響を常時と同じように、壁高巾比 $B/H = 0.6$ 、 $\varphi = 30^\circ$ のL型壁について計算した結果を表-1.7に示す。転倒に対する安全率は、常時のときと反対に、 δ に無関係に常に仮想壁体の方が小さくなっている。いいかえれば、仮想壁体で検討しておけば、より安全であるといえる。一方、最大地盤反力については、多少異なった傾向を示す。 $\delta < 15^\circ$ の状態では、すべてのケースで仮想壁体の最大反力の方が実質壁体の値より大きく安全側である。しかし、 $\delta = \varphi$ となると、仮想壁体の最大反力の方が小さくなることもあるが、その差異は5%程度にすぎない。すべり出しの検討で、 $\delta = 15^\circ$ と決めたが、この場合、 k の値が0.1のときは q と \bar{q} は殆んど同じ値にな

表-1.7

$\varphi = 30^\circ$

k	δ	$W+W' / \gamma H^2$	$E_a / \gamma H^2$	$M_v / \gamma H^3$	$M_L / \gamma H^3$	F	$q / \gamma H$	\bar{F}	$\bar{q} / \gamma H$	q / \bar{q}
0.1	0°	0.6	0.198	0.18	0.096	1.88	2.86	2.09	2.50	1.14
"	10°	"	0.187	0.20	0.0914	2.19	2.48	2.38	2.34	1.06
"	20°	"	0.183	0.218	0.0874	2.49	2.21	2.66	2.32	0.95
"	30°	"	0.186	0.236	0.0837	2.82	2.08	2.96	2.19	※ 0.95
0.2	0°	0.6	0.237	0.18	0.139	1.30	5.80	1.51	4.00	1.45
"	10°	"	0.227	0.204	0.135	1.52	3.88	1.70	3.28	1.18
"	20°	"	0.227	0.227	0.131	1.73	3.23	1.89	3.01	1.07
"	30°	"	0.236	0.251	0.128	1.96	2.81	2.10	2.81	1.00

$\phi = 40^\circ$

k	δ	$W+W'/\gamma H^2$	$Ea/\gamma H^2$	$M_v/\gamma H^3$	$M_L/\gamma H^3$	F	$q/\gamma H$	\bar{F}	$\bar{q}/\gamma H$	q/\bar{q}
0.1	0°	0.6	0.134	0.18	0.0748	2.41	2.29	2.78	2.10	1.09
"	10°	"	0.128	0.193	0.0720	2.69	2.13	3.05	2.07	1.03
"	20°	"	0.126	0.206	0.0697	2.96	2.04	3.31	2.04	※ 1.00
"	30°	"	0.129	0.219	0.0674	3.25	1.88	3.60	1.99	※ 0.94
"	40°	"	0.137	0.233	0.0651	3.58	1.84	3.92	1.95	※ 0.94
0.2	0°	0.6	0.164	0.18	0.115	1.57	3.64	1.89	2.86	1.27
"	10°	"	0.159	0.197	0.112	1.75	3.22	2.06	2.61	1.23
"	20°	"	0.159	0.213	0.110	1.94	2.73	2.23	2.57	1.06
"	30°	"	0.166	0.230	0.108	2.13	2.53	2.42	2.53	1.00
"	40°	"	0.180	0.249	0.106	2.36	2.38	2.62	2.38	1.00

※ q' より算出した最大地盤反力

り、 $k=0.2$ になると q が \bar{q} より 10% ぐらい大きめの値となる。仮想壁面マサツ角 $\delta = 15^\circ$ として仮想壁体について安定計算をしておけば転倒安全率、地盤反力とも安全側の設計となる。

つぎに L 型の壁体を B 型模型とみなした場合の地震時の転倒、耐支圧を検討してみる。この際には、図-1.26 に示す土楔 W'' の地震力を働かせねばならない。常時の場合と同様にして実質壁面での壁面マサツ角 $\bar{\delta}$ を $\bar{\delta} = \phi$ として、 $\bar{E}a$ 、 Ea 、 W'' 、 kW'' の 4 つの力の釣合から仮想壁面マサツ角 δ を算出すると下表のようになる。

表-1.8

	k=0.1	k=0.2
$\phi = 30^\circ$	$\delta = 50^\circ$	$\delta = 43^\circ$
35°	58°	49°
40°	63°	55°

この値は 1.5、(2) に示した表-1.4 の値に比べいずれの場合も大きい。したがって L 型の設計外力としては、壁体を模型 A で考えた場合よりも小さくなるから、常時の場合と同様、模型 A で安定であれば、特に模型 B でさらに検討を加える必要はない。

1.7 結 論

L 型構造物の設計では、L 型後端を通る鉛直面より前

方を壁体とみなし、安定計算を行なっている。しかし、この仮想壁面での壁面マサツ角については、多少くいちがいがみられる。そこで、現実の壁体と仮想壁体との安定計算を比較して仮想壁面マサツ角を何度とすべきかを検討することにした。

第一の作業として、同一崩壊角をもつ直立壁と傾斜壁に働く土圧の壁面マサツ角の関係を求めた。L 型の変位によって生ずる裏込めの変位状態よりみて、現実の壁体背面としては、扶壁外線を通る面とすべきである。またこの背面は、裏込めの中に存在するものであるから、裏込めが主働状態となったときは、壁面マサツ角は内部マサツ角と等しいはずである。また、現在ある L 型構造物の扶壁面の傾斜をとりまとめると、傾きは $25^\circ \sim 30^\circ$ である。実壁面の傾きを $25^\circ \sim 30^\circ$ 、壁面マサツ角を $\bar{\delta} = \phi$ とすると、同一土圧効果をもたらす仮想壁面マサツ角は

$$\delta = 0^\circ \quad (k=0)$$

$$\delta = \frac{\phi}{2} \sim \phi \quad (k=0.1)$$

$$\delta > \phi \quad (k=0.2)$$

となる。 $k=0.2$ となると、仮想壁面での壁面マサツ角 δ が内部マサツ角 ϕ よりも大きくなるということからみて、この考え方を単純に持込むことは問題となる。

第二の作業として、実壁体に働く土圧による壁体の安定（すべり出し、地盤反力）と仮想壁体に働く等質土圧による壁体の安定とを比較してみる。ここで等質土圧というのは、仮想壁面に働く土圧の壁面マサツ角が、第一

作業段階で求めた δ となるような土圧である。すべり出しによる安全率は、常時であっても、地震時であっても、実壁体と仮想壁体との間には差異は全くない。いいかえれば、仮想壁体としての安定を検討すれば、それはそのまま実壁体の安定の検討と同じであるということである。しかし、地盤反力の算定になると、仮想壁体の反力と実壁体の反力とは必ずしも等しくない。常時で、実壁面での壁面マサツ角 $\bar{\delta}$ を $\bar{\delta}=\phi$ とすると($\delta=0^\circ$)、両地盤反力は等しい。しかし、 $\delta=15^\circ$ とすると、仮想壁体の反力は実壁体より、10%弱、小さめに算出される。地震時($k=0.2$)では、 $\delta=\phi$ ($\bar{\delta}=0.9\phi$)のとき、両者の地盤反力は等しく、また、 $k=0.1$ の地震では $\delta=0.5\phi$ ($\bar{\delta}=0.9\phi$)のときもまた、両地盤反力はほぼ等しくなっている。

いいかえれば、常時と同じに $\bar{\delta}=\phi$ の場合には両地盤反力の間の差異は設計上無視できる。また、 $\delta=15^\circ$ とすると、仮想壁体の地盤反力は、実壁体とほぼ同じか若干大きめとなる。

第三の作業は具体的に仮想壁面での壁面マサツ角を決める。常時の場合、第一の作業では $\delta=0^\circ$ と求まったわけであるが、現実の設計例を検討してみると、すべり出しの安全率が1.2以上と決まっている現在、 $\delta=0^\circ$ は採用できない。つまり、 $\delta=0^\circ$ とすると現在安定なL型、したがって、ここでは耐震設計をしたL型までその断面を大きくする必要がある(図-1.27参照)。現存の構造物が今までの設計法で安定である点を考え、基準として $\delta=15^\circ$ が妥当と考えられる。地震時の設計法の妥当性は、設計された構造物が設計条件にかなうような地震を

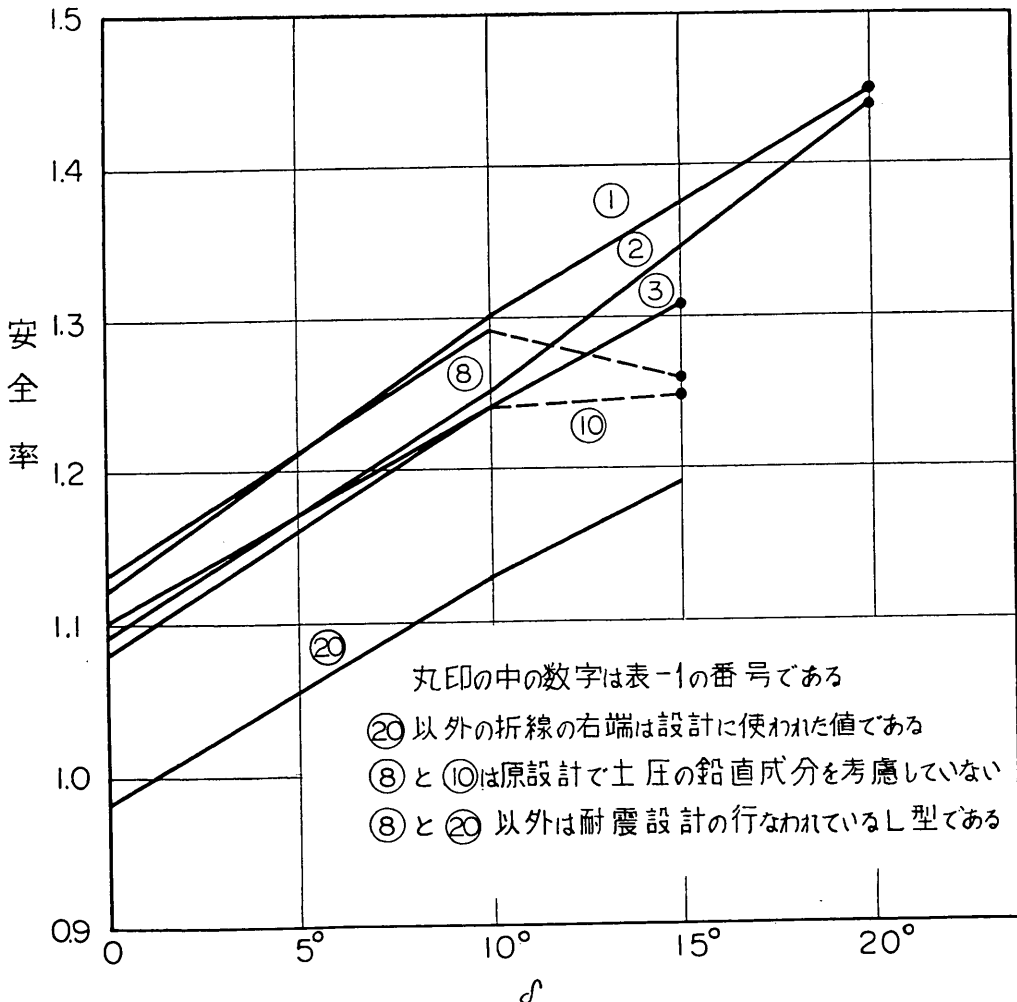


図-1.27 壁面マサツ角 δ と常時すべり出し安全率の関係

受けてないので直接検討できない。しかし常時と同じように $\delta = 15^\circ$ としても、すべり出しにしても、最大地盤反力にしても、実壁体と仮想壁体の間には大した差異がないこと、しかもこの場合の計算値 ($\delta = 15^\circ$ の仮想壁体) は実壁体 ($\delta = \phi$) の計算値よりも安全側であることなどからみて適当な値とみなせる。結論として、L型壁の安定計算はL型後端を通る鉛直面を仮想壁体面とみなし、仮想壁体面での壁面マサツ角を $\delta = 15^\circ$ として行なってよい。

参考資料 他の機関におけるL型壁（擁壁）の設計例

擁壁の設計については、壁体のとり方、作用さす土圧、安全率、耐震設計の方法などについて、各機関の間でも多少の違いが見受けられる。ここでは参考までに、それら設計法のうち作用さす土圧およびすべり出し、転倒に対する安全率について概略を紹介しておく。

1. 道路技術基準

1) 土圧について

盛土個所の擁壁設計に用いる土圧は、通常下記のように計算する。

A. 高さ10m以下の擁壁に作用する土圧は盛土の土質およびコウ配により図—1.28に示す土圧係数をとって計算するものとする。

$K_H = \gamma k_H$; 水平土圧係数

$K_V = \gamma k_V$; 垂直土圧係数

図—1.28における記号は次の土質区分を示す。

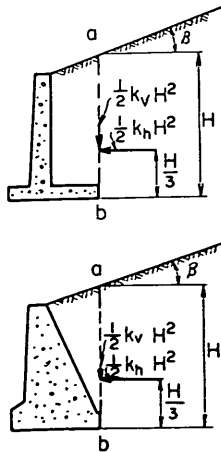
- (a) 細かな土粒子を含まない粗粒土，非常に透水性大（きれいな砂または砂利）①
- (b) シルト質の粒子を含むために透水性の低い粗粒土②
- (c) 石や細かなシルト質砂を含んだ堆積土，および粘土を顕著に含んだ粒状土③
- (d) 非常に軟らかい，または軟らかい粘土，有機質シルト，またはシルト質粘土④
- (e) 塊状に堆積し，洪水または豪雨中もその中の間ゲキにほとんど水が入らないようになっている普通の硬さの粘土ないし硬い粘土⑤

B. 高さ10mを超す擁壁にあっては原則として盛土材料および基礎地盤の土質調査と試験を行ない，その結果に基づいて土圧を決定するものとする。

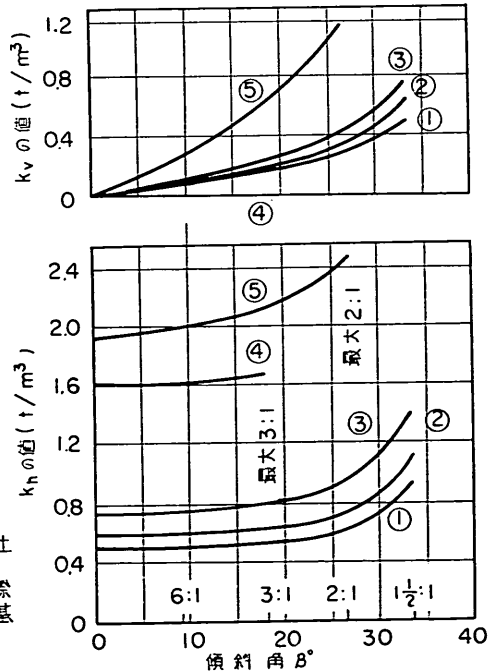
2) 安定計算について

A. 転倒に対する安定：合力 (R) の作用点が壁底内にはいなければならない (図—1.29参照)。A点についての土圧によるモーメントMと抵抗モーメントMrの間には次の関係が必要である。

$$\frac{Mr}{M} > 1.5 \text{ (安全率)}$$



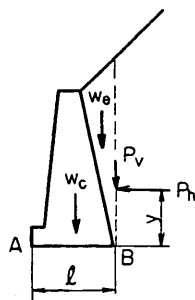
注意：
 曲線上の数字はAに示した土の種類を表わす。
 種類5の土については実際のHより1.2m小さな値に基づいて計算しなければならない



図—1.28 擁壁に加わる裏込め圧力を算定する図

B. 滑動に対する安定：
擁壁を滑動させようとする力は、土圧 P_h であり、これに抵抗する力は擁壁の自重

(W_c) と擁壁背後の土の重量 (W_e) と垂直方向の土圧力 (P_v) の合力による擁壁底面と地盤との間の摩擦抵抗である。すなわち擁壁底面と地盤との摩擦角を ϕ' とすると、次の関係が必要である。



図一. 29

$$\frac{(W_c + W_e + P_v) \tan \phi'}{P_h} > 2 \text{ (安全率)}$$

なお、地震時については、「上に示した土圧係数、安全率で安定計算をしておけば地震力は一般に考慮しなく

てよい」としている。

2. 土質工学ハンドブック

1) 土の定数について

裏込め土の土質試験を行わない場合は、次の基準に従って主動土圧の計算を行なってよい。

表一. 9 は建築学会のもので、Terzaghi が示した土圧の実用的概算値を換算修正したものである。

表一. 10 は国鉄のもので、水中の内部摩擦角は表に示された値より 5° 低いものをとっている。裏込めが盛土または埋もどしときは、土の状態のうちやや軟かいもの(砂)、ややゆるいもの(普通土)を採用し、裏込め土に活荷重が作用するときには、土の単位体積重量は表中の数値のそれぞれの状態の最大値を、内部摩擦角は最小値をとることにしている。

なお土圧式に代入する壁摩擦角 δ は $1/2\phi \sim 2/3\phi$ とする。

表一. 9 土の定数の表 (建築学会の基準書より)

	裏込め土の種類	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	粘着力 c (t/m^2)	単位体積重量 (t/m^3)
1	きれいな砂または砂利	35	—	1.80
2	シルトまたは粘土を含む透水性の低い砂質土	30	—	1.80
3	粘土を多量に含む砂質土	24	—	1.75
4	軟質な有機質シルトまたはシルト質粘土	0	—	1.60
5	硬質粘土	0	1.20	1.70

表一. 10 土の定数の表 (国鉄の基準書より)

種別	状態	単位重量 (t/m^3)	水中の単位重量 (t/m^3)	内部摩擦角 ($^\circ$)	備考
砕石	—	1.6 ~ 1.9	1.0 ~ 1.3	35 ~ 45	1.6 は石灰岩または砂岩
砂利	—	1.6 ~ 2.0	1.0 ~ 1.2	30 ~ 40	2.0 は切込砂利
炭がら	—	0.9 ~ 1.2	0.4 ~ 0.7	30 ~ 40	1.2 はよく締め固ったもの
砂	締まったもの	1.7 ~ 2.0	1.0	35 ~ 40	ゆるい細砂、シルト質細砂を除く
	ややゆるいもの	1.6 ~ 1.9	0.9	30 ~ 35	
	ゆるいもの	1.5 ~ 1.8	0.8	25 ~ 30	
普通土	固いもの	1.7 ~ 1.9	1.0	25 ~ 35	砂質ローム、ロームおよび砂質粘土を含む。1.5 は関東ローム
	やや軟かいもの	1.6 ~ 1.8	0.8 ~ 1.0	20 ~ 30	
	軟かいもの	1.5 ~ 1.7	0.6 ~ 0.9	15 ~ 25	
粘土	固いもの	1.6 ~ 1.9	0.6 ~ 0.9	20 ~ 30	粘土ローム、シルト質粘土、粘土を含む
	やや軟かいもの	1.5 ~ 1.8	0.5 ~ 0.8	10 ~ 20	
	軟かいもの	1.4 ~ 1.7	0.4 ~ 0.7	0 ~ 10	
シルト	固いもの	1.6 ~ 1.8	1.0	10 ~ 20	シルトロームを含む。1.4 はヘドロ状のもの
	軟かいもの	1.4 ~ 1.7	0.5 ~ 0.7	0	

2) 土圧式の適用

擁壁に作用する土圧の計算は、擁壁の形式、断面の形状によって Coulomb か Rankine の土圧式を使用する。

A. 重力式または半重力式擁壁で、底板後部の突出部がないか、または少ない場合には、裏込め土砂は塑性平衡時に、壁の背面に沿ってすべる。この場合には、壁の背面に Coulomb の土圧式による土圧を作用させる。

B. 擁壁底板の後部の突出長が長い場合には、裏込め土の塑性平衡状態において、すべり面は壁の背面に沿って生ぜず、図-1.30(b)に示したように土中の面 cb, bd に沿って生ずる。この場合には土中の鉛直面 ab に Rankine 土圧を作用させる。

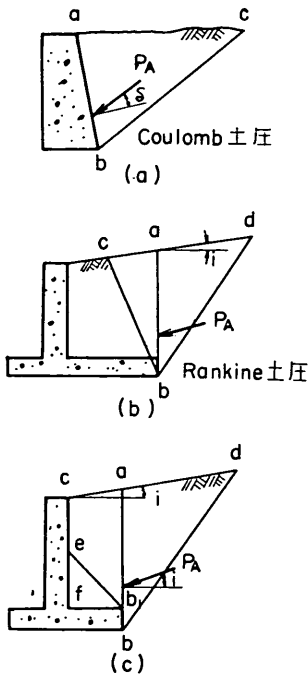


図-1.30 土圧式の適用

C. 図-1.30(c)に示すように、多くの擁壁の場合は裏込め土の塑性平衡状態において、裏込め土砂は壁の背面の上部 ce 区間においては壁面に沿ってすべるが、壁の下部においては土中のすべり面 eb₁に沿ってすべりを起こす。この場合、ce の長さが短い場合には、B と同様に鉛直面 ab に Rankine 土圧を利用させても、実用上さしつかえない。ce ≥ 0.4cf の場合には ab 面に Coulomb 土圧式で与えられる土圧を作用させる。ただし cf は壁頂 c より測って、図に示させる底面上端 f までの深さである。この場合、壁摩擦角 δ は、裏込め土砂表面を一つの平面で置き換えたとき、その平面の水平面に対す

る傾斜角度 i をとる。すなわち δ = i とする。

3) 擁壁の安定計算

擁壁は壁体の転倒とすべり出しに対しては十分な安全率を有するかどうかを検討しなくてはならない。

壁体の転倒に対する安全率 F_s は

裏込め土が砂質土の場合は、F_s = 1.5

裏込め土が粘性土の場合は、F_s = 2.0

壁体のすべり出しに対する安全率は、F_s = 1.5 以上であることが必要である。

A. 転倒に対する検討

壁体は土圧ならびに地震力によって底面の前端のまわりに回転を引き起こそうとする。場合の回転モーメントに抵抗するモーメントは壁体の自重、ならびに底面上の土砂の重量による底面前端のまわりのモーメントで、これを安定モーメントと称する。

転倒に対する安全率は次式で与えられる。

すなわち、図-1.31で地震力を考えない場合は

$$F_s = \frac{W \cdot a_1}{P_{AH} \cdot h_1 - P_{AV} \cdot l}$$

ここに、W；壁体の自重+底面上の土砂の重量

P_{AH}, P_{AV}；土圧 P_A の水平ならびに鉛直分力

擁壁の安定計算では、壁の前面の根入れ部に作用する抵抗土圧は無視するのが普通である。

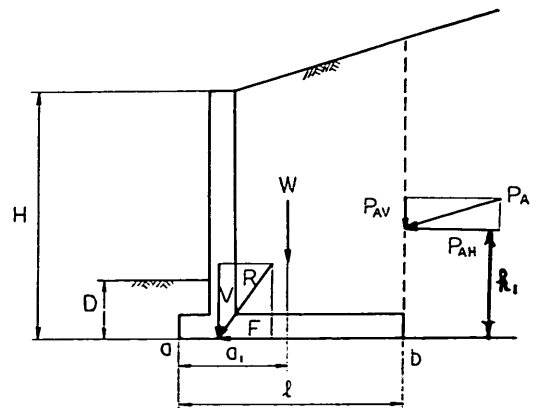


図-1.31 擁壁の安定計算

B. 壁体のすべり出しに対する検討

壁体をその底面に沿ってすべらせる力は壁体に作用する地震力の水平分力と、土圧の水平分力である。上述したように安定計算では抵抗土圧を一般に無視するから、すべり出しに抵抗する力は底面に沿う摩擦力と粘着力である。場所打ちコンクリートの場合にはすべり出しに抵

抗する場合の摩擦係数は $\tan \phi$ に等しいが、密な砂の場合には基礎地盤が乱されるおそれがあるので、一般に ϕ の値をいくぶん少なめにとる。ここに ϕ は土の内部摩擦角である。図—1.31は地震力が作用していない場合の例であるが、壁体の自重（底面上の土の重量を含む） W と土圧 P_A とを合成し、合力を R とする。 R を底面で鉛直分力 V と水平分力 F にあける。底面に沿うすべり出しの安全率 F_s は

$$F_s = \frac{V \cdot \mu + c \cdot l}{F} \geq 1.5$$

ここに、 l ；底面幅

c ；底版と土との間の粘着力で、これは土の粘着力に等しいと仮定する。

μ ；底版と土との間の摩擦係数

粘土では $\phi = 0$ として計算する。粘性土の粘着力は、施工時の地盤土のかく乱、ならびに地下水の影響を考慮して実測値よりも少なめにとる。

一般に使用されている μ の値は表—1.11に示してある。

表—1.11 壁体底面と基礎との摩擦係数

		場 所 打	場 所 打 ち で な い も の
土 と コ ン ク リ ー ト	シルトなしの粗砂	tan ϕ	0.55
	シルトを含む粗砂		0.45
	シルト		0.35
玉石とコンクリート		0.5	0.5
割石とコンクリート		0.6	0.6
岩とコンクリート		0.6	0.6

3. 土木構造物の設計基準（案）

昭和36年8月、日本国有鉄道の出した無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート土木構造物の設計基準（案）では、倒立T形および控え壁擁壁の安定計算を行なう場合、壁体を前壁上端と底版後端を通る斜めの面より前側とし、この仮想背面には内部マサツ角に等しい壁面マサツ角を持った土圧を作用させている。また鉛直の設計では $\delta = \frac{\phi}{2}$ としている。

1) 安定計算について

A. 滑動に対する安定

支承面、基礎底面などにおける摩擦その他による抵抗力の滑動面に平行な分力は、滑動を起こそうとする力の滑動面に平行な分力の最大値の1.5倍以上なければならない。

摩擦による抵抗力はつぎのようにとる。

$$N \cdot \tan \phi'$$

ここに、 N ；滑動面に垂直に作用する力

ϕ' ；滑動面の摩擦角

土とコンクリート

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{場所打ちコンクリート； } \phi' = \phi \\ \text{場所打ちでないもの； } \phi' = \frac{2}{3}\phi \end{array} \right.$$

ここに ϕ は土の内部摩擦角である（表—1.10に示す）

岩とコンクリート $\tan \phi' = 0.6$

B. 転倒に対する安定

基礎底面上の荷重の合力の作用点は構造物が土を基礎とする場合には、底面の幅の1/3点より内側に、岩盤、杭基礎またはこれに準ずる強固なものを基礎とする場合には1/4点より内側にしなければならない。

基礎が軟弱であって不等沈下のおそれのある場合には、合力の作用点はなるべく基礎底面の中央附近にあるのがよい。ただし、地震を考慮して計算する場合には、地盤反力または杭頭荷重の最大値が24条の許容支持力（省略）を超えなければ、合力の作用点は上記の限度より外側に出てもよい。

第2章 防波堤に関する調査

2.1 要 旨

設計基準の作成にあたって従来、経験的処理していた問題に関する調査を行なった。その中で防波堤に関するものとして防波堤堤頭部の安定の検討、上部工コンクリートおよび蓋コンクリートの厚さがある。

防波堤堤頭部の安定については、今まで設計要覧においては具体的検討方法を示していなかった。今回新しく設計基準作成にあたり、現状の堤頭部の検討方法、施工状況、並びに被害状況がどのようなものかを調べてみた。

上部工コンクリートの厚さについては、今まで堤体の安定上、上部工の施工上等から決定されとくに厚さを決める設計法というものはない。蓋コンクリートの厚さについても今まではほとんど経験上から決定され、その厚さを決める計算式というものはない。そこで現状はどうなっているか、現在の方法では不都合が生じているかどうかを調べ適当な厚さを求めて見た。

2.2 堤頭部に関する調査

(1) 調査範囲

この調査に、様式—1のような調査表を作り次の全国直轄港湾工事事務所をお願いしたものである。

波堤

一 建	6港	9防波堤
二 建	7港	11防波堤
三 建	5港	6防波堤
四 建	8港	10防波堤
五 建	4港	5防波堤

の計47港58防波堤についての結果である。

(2) 防波堤の構造様式

防波堤の構造様式及び直立部形式は次のようになっている。

イ) 構造様式

混成堤	51例
直立堤	7例

ロ) 直立部形式

ケーソン	50例
セルラー	5例
ブロック	3例

(3) 防波堤堤頭部の設計外力

設計外力としては次のようなものが考えられている。

イ) 波のみを考えている 38例 (66%)

ロ) 波と風を考えている 4例 (7%)

(灯台有り 2例, 灯台設置予定 1例, 灯台なし 1例)

ハ) 波と地震力を考えている 3例 (5%)

ニ) 無記 13例 (22%)

(4) 堤頭部の回転検討例

回転の検討例は次の4例である。

- 秋田港南防波堤先端部
- 富山新港東防波堤
- 荊田港北防波堤
- 鹿児島新港北防波堤

このうち富山新港, 鹿児島新港については資料があり内容は次のとおりである。

イ) 富山新港東防波堤 (灯台有り)

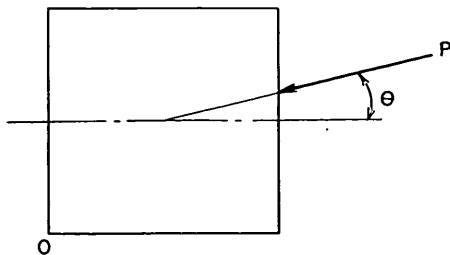


図-2.1

外力として風圧, 波圧を考えケーソンの隅O点を中心

とした回転について検討を行なっている。(図-2.1)。

ここで

$$\text{風速 } V = 34.2 \text{ m/sec}$$

$$\text{波力 } P = 61.6 \text{ t/m}$$

$$\text{自重 } W = 157 \text{ t}$$

外力によりO点に作用するモーメント M_0 は $\theta = 0$ のとき最大となる。

$$M_0 = \frac{1}{2} P l^2 = 3774 \text{ t} \cdot \text{m}$$

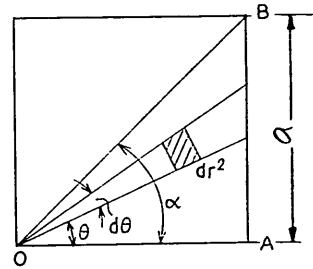


図-2.2

抵抗モーメントは次の要領で計算している(図-2.2)。

$\triangle OAB$ のO点のまわりのモーメント M_{or} は

$$M_{or} = \int_0^{\alpha} \int_0^a \frac{1}{\cos \theta} r^2 \cdot dr \cdot d\theta$$

であり1函当りの抵抗モーメント M_r は

$$M_r = 2M_{or} \cdot h \cdot w_0 \cdot f$$

となる。

ここで

$$f = 0.6$$

$$h = 10.8$$

$$w_0 = 1.29$$

とすれば

$$M_r = 7387 \text{ t} \cdot \text{m}$$

となり, 回転の安全率は

$$S. F = \frac{M_r}{M_0} = 2.0$$

となる。

ロ) 鹿児島新港 北防波堤

外力として波力だけを考えケーソンの隅O点を中心とした回転について検討を行なっている(図-2.3)。

ここで

$$\text{波高 } H = 3.6 \text{ m}$$

a面に対して 40° , b面に対して 50° の角度で作用する。

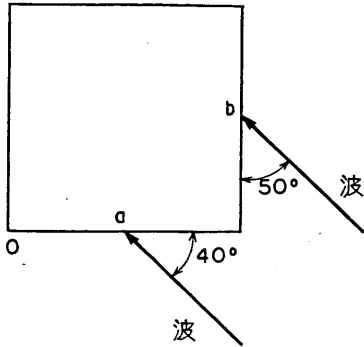


図-2.3

自重 $W=914t$

堤高 $h=11m$

a面の波圧 p_a は

$$p_a = 1.5 \times 1.03 \times 3.6 \times \sin^2 40^\circ = 2.3t/m^2$$

b面の波圧 p_b は

$$p_b = 1.5 \times 1.03 \times 3.6 \times \sin^2 50^\circ = 3.3t/m^2$$

となり、a面の全波力 P_a は

$$P_a = 2.3 \times 9 \times 11 = 228t$$

b面の全波力 P_b は

$$P_b = 3.3 \times 9 \times 11 = 322t$$

となる。外力によりO点に作用するモーメント M_o は

$$M_o = 4.5 (228 + 322) = 2480 t \cdot m$$

O点の抵抗モーメント M_r は

$$M_r = 914 \times 0.6 \times 6.4 = 3490t \cdot m$$

となり、回転の安全率は

$$S.F. = \frac{M_r}{M_o} = 1.41$$

(5) 堤頭部断面の割増し

イ) 直立部が標準部と同じ大きさの断面は31例(53%)あり内容は次のとおりである。

- | | | |
|-----|--------------------------------|-----|
| i | 全く標準部に同じもの | 23例 |
| ii | 捨石部を大きくしたもの | 3例 |
| iii | フーチングをつけたもの | 2例 |
| IV | 銅がらみプレバクトコンクリートの中詰に使用したもの(秋田港) | 1例 |
| V | 根固め方塊を用いたもの | 1例 |
| VI | 被覆石を増量したもの | 1例 |

ロ) 直立部を標準部より大きくした例は26例(45%)

で内容は次のとおりである。

- | | | |
|-----|-----------------|-----|
| i | 経験上大きくした | 19例 |
| ii | 灯台を設置することにより大きく | 3例 |
| iii | 設計波を標準部より大きくとった | 1例 |
| IV | その他 | 3例 |

設計波高と堤頭部の割増率(堤頭部幅/標準部幅)の関係を図-2.4に示す。両者の間には相関性は見られないようである。堤頭部(標準断面よりも大きくなっている

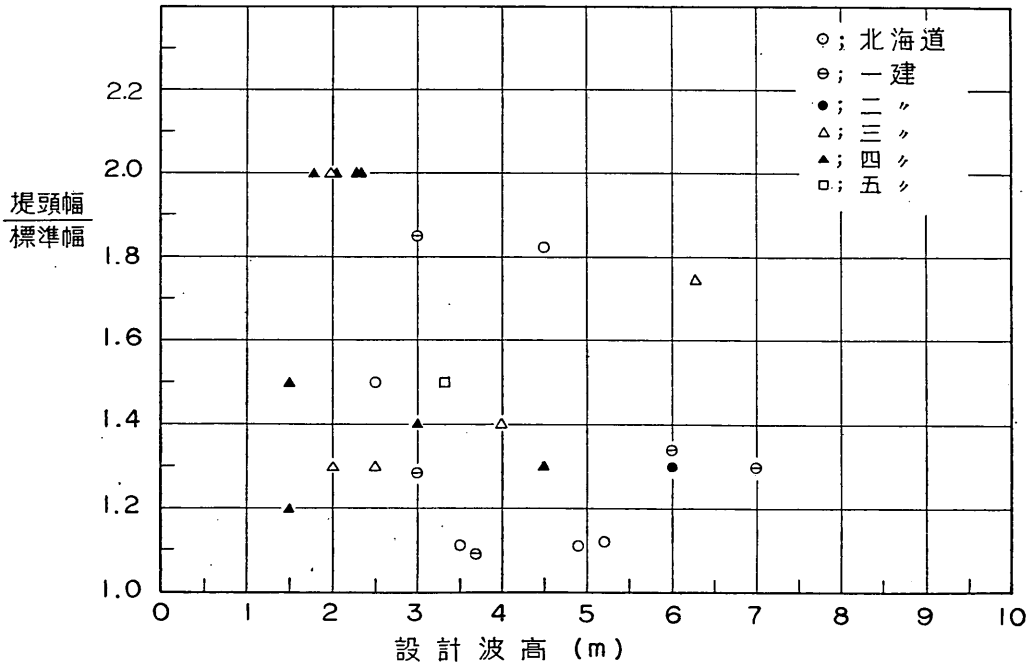


図-2.4

区間)は次のとおりである(防波堤先端からの距離)。

堤頭部	5~10m	9例
	11~15	7例
	16~20	2例
	21~30	3例
	31~50	1例
	51以上	4例

ハ) 直立部断面が分らない1例(2%)

(6) 灯台の有無

イ) 灯台有り(設置予定9例含む)	43例
ロ) 灯台無し	15例

(7) 堤頭部の被災

堤頭部の被災としては表-2.1の6例があるが、回転の被災を受けたものはなく表中堤頭部だけが波により被害を受けた例は酒田港、清水港、田後港の三港である。

表-2.1 堤頭部被災

港名 防波堤	施工年月日	構造様式 直立部形式	設計波	土地の有無	堤頭部 断面	被災年月日	被災原因	被災時 推定波	被災状況
雄冬港 西防波堤	S27.4 ~40.3	混成堤 ケーソン	4.0m	有	標準部に 同じ	40.12.16	波	7.0m	堤頭部より60mにわたり内側に30cm移動, 10cm沈下した。
酒田港 北防波堤	S12.7 ~18.3	混成堤 ケーソン	—	有	標準部の 2割増し	—	波	—	沈下, 傾斜
清水港 津防波堤	S38 ~40.8	混成堤 ケーソン	4.5	有	標準部に 同じ	40.9.18	波	6.0	台風の波浪により堤頭函が約20cm滑動した。
田後港 第四防波堤	S30.4 ~43	直立堤 ブロック積	6.0	有	標準部に 同じ	40.12~ 41.3	波	5.5	基礎の洗堀による堤体との間隙。
高松港 西防波堤	S35.4 ~40.3	混成堤 ケーソン	2.0	有	標準部の 3割増し	40.1	船舶衝突	フェリー ト	傾斜
鹿児島新港 北防波堤	S39.4 ~40.9	混成堤 ケーソン	3.6	有	標準部の 10割増し	40.9.24	波	—	台風による沈下(約10cm)

注: 酒田, 田後は洗堀による被災である。

雄冬, 鹿児島新港は標準断面も被害を受けている。

2.3 上部工コンクリートの厚さに関する調査

(1) 調査範囲

この調査も様式-1と同様に様式-2を作り次の全国直轄港湾工事事務所にお願いしたものである。

北海道	17港	17防波堤	17断面
一 建	8港	12防波堤	12断面
二 建	8港	14防波堤	16断面
三 建	7港	9防波堤	10断面
四 建	10港	13防波堤	13断面
五 建	4港	10防波堤	14断面

の計54港75防波堤82断面についての結果である。

(2) 防波堤の構造様式

防波堤の構造様式及び直立部形式は次のようになっている。

イ) 構造様式

混成堤	77断面
直立堤	5断面

ロ) 直立部形式

ケーソン	66断面
------	------

セルラー 12断面

ブロック 4断面

(3) 上部工の厚さ及び決定根拠

厚さ決定は下記の条件(イ)~(ロ)の一つの条件からだけ決らずに二つか三つを考合せて決めていると思われるものもあるが、主なる理由は次の通りである。

イ) 安定上	41例 (50%)
ロ) 施工上	15例 (18%)
ハ) 経済上	7例 (9%)
ニ) 経験上	1例 (1%)
ホ) 無記	18例 (22%)

(イ)~(ロ)の内容としては次のようなことを考えて区別し詳細を説明してもらうつもりだったが、説明してくれたものは少なかった。

安定上とは上部工のみの安定上又は堤全体としての安定上から。

施工上とは潮汐その他施工上の関係から。

経済上, 経験上とは文字通りの意味。

上部工厚さと設計波高との関係を図-2.5に示す。両者

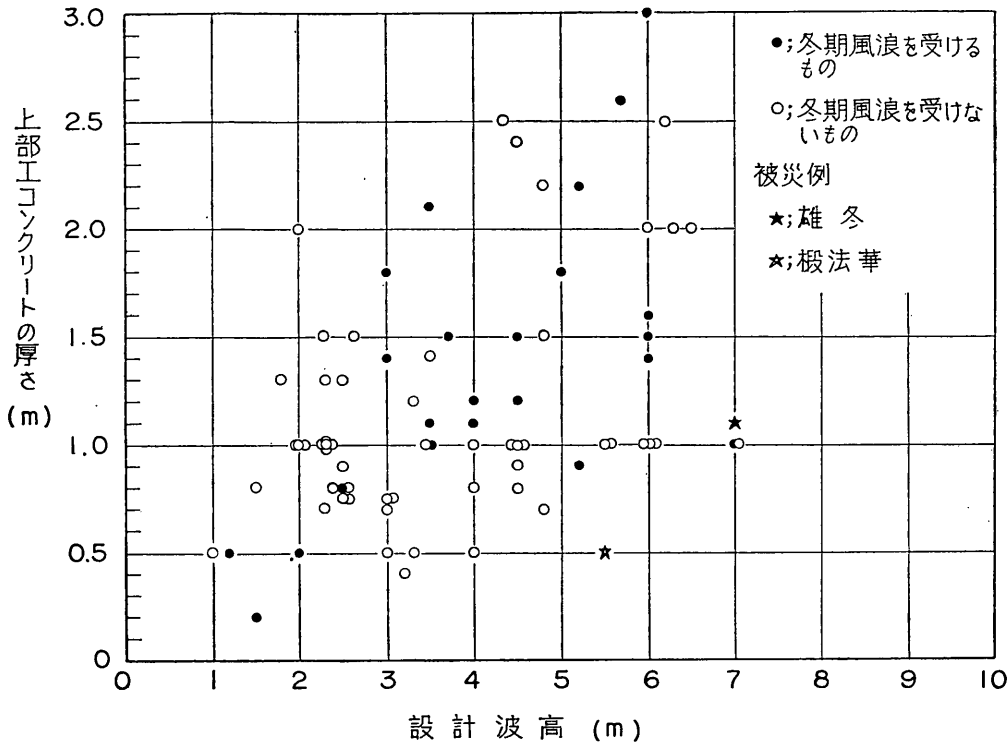


図-2.5

の間には相関性はあまり見られないが被災例が所定波高に対するコンクリート厚としては薄い例におきているのは興味深い。

(4) 本体中詰材料

本体（ケーソン，セルラー）の中詰材料としては次のようなものがある。

イ) 砂	31例 (40%)
ロ) 割石 (屑石, 砕岩)	18例 (23%)
ハ) 砂+割石	12例 (15%)
ニ) コンクリートブロック	6例 (8%)
ホ) 砂利	5例 (6%)
ヘ) プレパクト	3例 (4%)
ト) 鉱さい	1例 (1%)
チ) 中詰なし	1例 (1%)
リ) 無記	1例 (1%)

(5) 上部工と本体工との接続状態

上部工と本体工との接続状況は次のようになっている。

イ) 本体工にくいこます (図-2.6)	33例 (40%)
ロ) 蓋コンクリートに図-7 のように凹凸をつける	16例 (20%)

- ハ) 鉄筋を使用している (防水蓋止ボルトをそのまま使用しているものを含む) 13例 (16%)
- ニ) ベタ継ぎ 6例 (7%)
- ホ) 鉄筋を使用し, 更に本体工にくいこます。 4例 (5%)
- ヘ) 古レールを使用す。 2例 (2%)
- ト) 無記 8例 (10%)

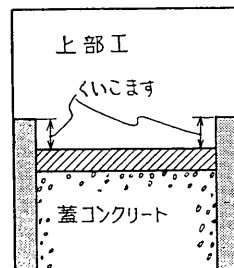


図-2.6

(6) 上部工コンクリート使用セメント量

上部工コンクリートの使用セメント量は図-2.8, 9のようになり大体240kg/cm³~320kg/cm³使用している。

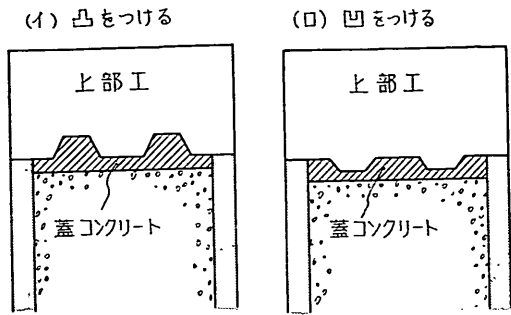


図-2.7

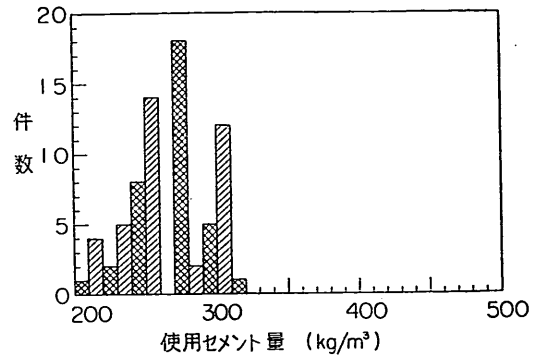


図-2.8

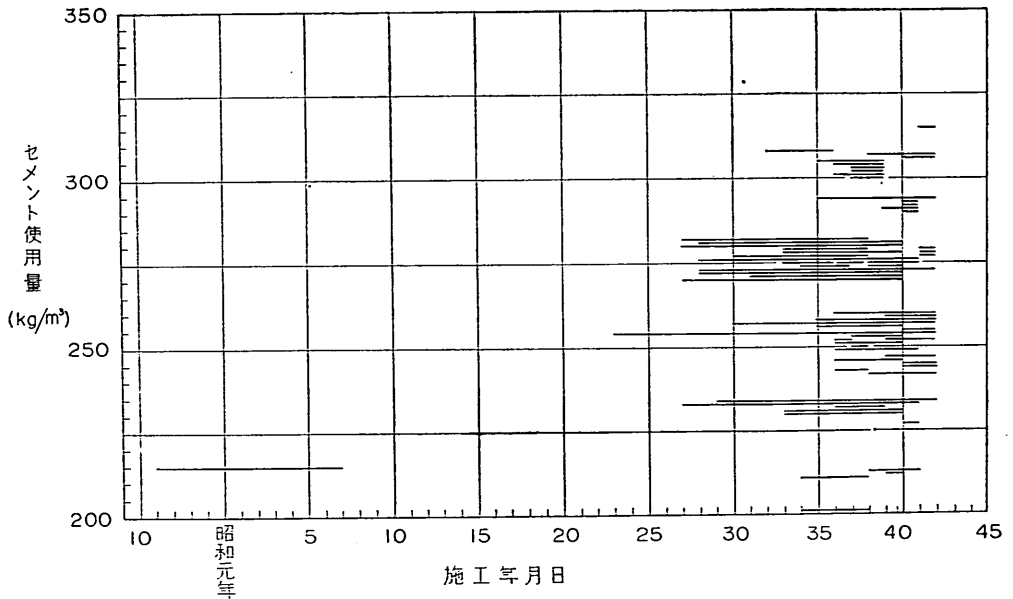


図-2.9

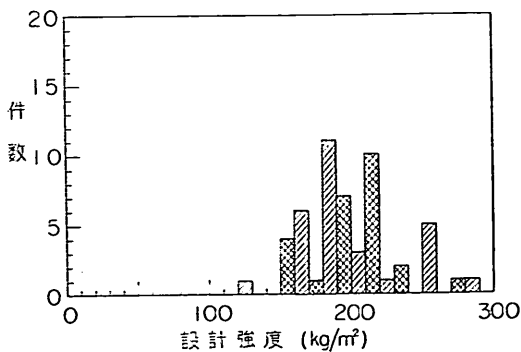


図-2.10

(7) 上部工コンクリート設計強度

上部工コンクリートの設計強度は図-2.10のようになり大体160kg/cm²~260kg/cm²となっている。

(8) 上部工目地間隔

上部工目地間隔は図-2.11のようになり大体4~16mになっている。

(9) 上部工コンクリート使用セメント種類

上部工コンクリートの使用セメント種類は次のようになり高炉セメントがポルトランドセメントについて多く使用されている。

ポルトランドセメント	38例 (46%)
高炉セメント (B種11例)	25例 (31%)

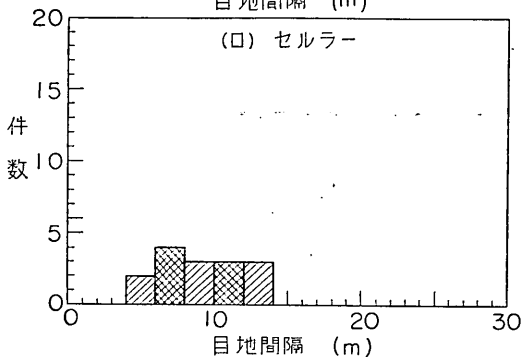
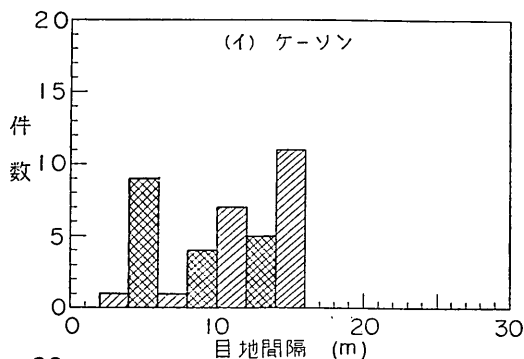


図-2.11

フライアッシュセメント 3例 (4%)
無記 16例 (19%)

(10) パラペット高
パラペットの高さは図-2.12のようになっており大体1m前後である。

(11) 上部工被災
被災は表-2.2の5例であるが純然たる上部工の被災は雄冬, 段法華の2例のみで他は堤体本体の被災に伴うものである。

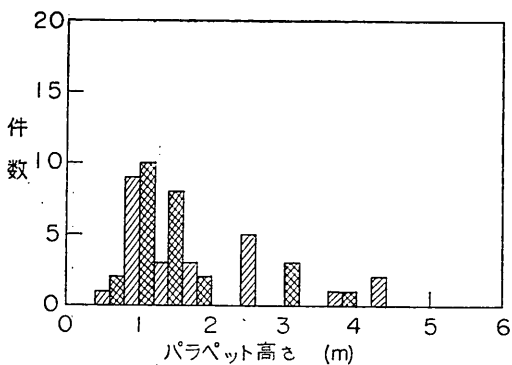


図-2.12

表-2.2 上部工コンクリート被災例

港防波堤名	施工年月日	設計波	上部工厚さ	コンクリート配合 σ_{28}	被災年月日	被害原因	被災時推定波	被災状況
雄冬港 西防波堤	S27.4 ~ 40.3	m 4.0	m 1.1	C = 270kg/m ³ S = 639kg/m ³ G = 1310kg/m ³ σ_{28} = 210kg/cm ²	40.12.16	波	m 7.0	堤頭の目地より3mくらい一部流失
段法華港 東防波堤	S36.4 ~ 38.3	4.9	0.5	C = 270 S = — G = — σ_{28} = 270	39.10.16	波	5.5	上部工完全流失
清水港 興津防波堤	S38~ 40.8	4.5	1.0	C = 213 S = 604 G = 1360 σ_{28} = 180	40.9.18	波	6.0	上部工及びパラペットにクラックが入る(堤頭函の移動が原因)
鹿児島新港 北防波堤	S39.4 ~ 40.9	1.8	1.3	C = 210 S = 660 G = 1350 σ_{28} = —	40.9.24	波	3.8	台風により堤体沈下, これにより上部工約6cm沈下す。
鹿児島新港 南防波堤	S34~ 38.3	4.5	0.8 1.0	C 210 S 660 G 1350 σ_{28} —	40.9.24	波	—	台風により堤体沈下, これにより最大約40cm沈下す。

注: 清水港, 鹿児島港の被災は堤体の被災であるから図-2には入れていない。

2.4 蓋コンクリートの厚さに関する調査

(1) 調査範囲

この調査も2.3, (1)上部工コンクリートの厚さの調査範囲と同じ。

(2) 蓋コンクリートの厚さ及びその決定根拠

決定根拠の解答のあった55例すべて経験上から決めてあり計算上決めているものはなかった。蓋コンクリートの厚さと設計波高の関係をプロットしたのが図-2.13のようになり、設計波高との相関性は見られない。

(3) 蓋コンクリートの使用セメント量

蓋コンクリートの使用セメント量は図-2.14のように

なり $200\text{kg/m}^3 \sim 320\text{kg/m}^3$ 使用している。

(4) 蓋コンクリートの設計強度

蓋コンクリートの設計強度は図-2.15のようになり大体 $150\text{kg/cm}^2 \sim 240\text{kg/cm}^2$ となっている。

(5) 蓋コンクリートの処置

上部工施工にあたり蓋コンクリートの処置は解答例では埋殺しが55例と多く破砕はわずか4例(ケーソン2例, セルラー2例)だけだった。

(6) 蓋コンクリートの被災

被災は表-2.3の6例であるが、洞海湾若松北防波堤, 荇田港南防波堤の被災はコンクリートがまだ硬化し

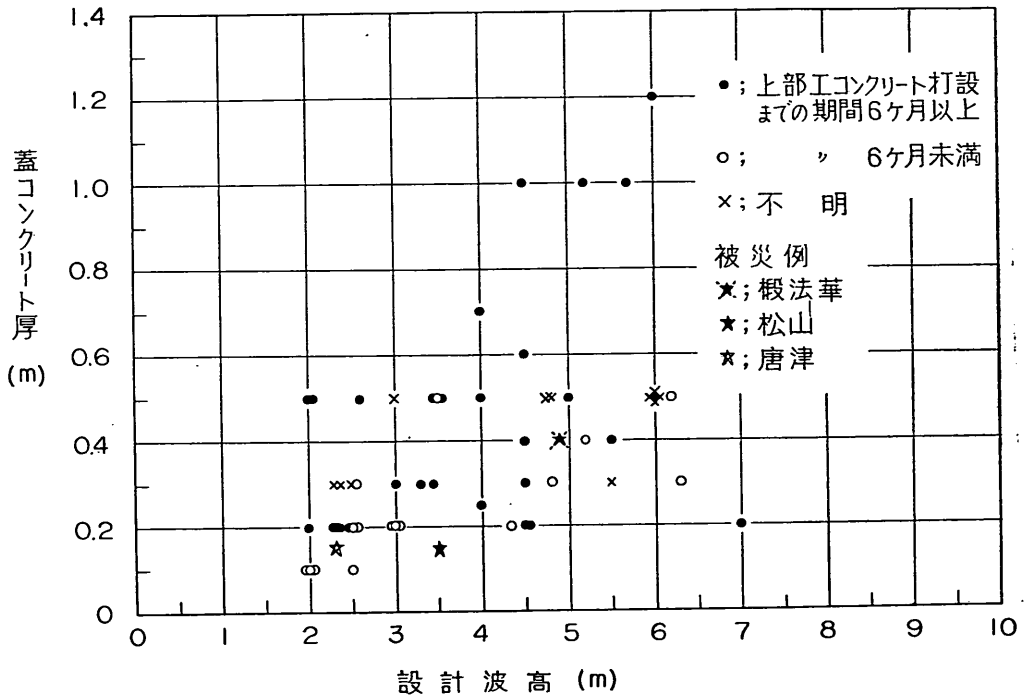


図-2.13

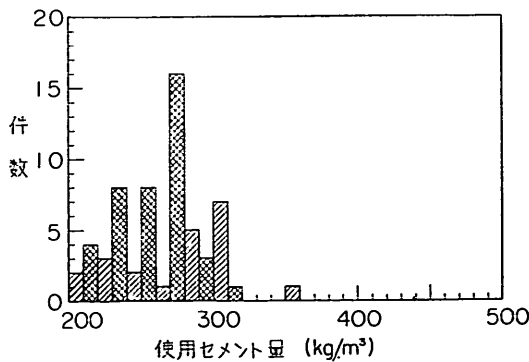


図-2.14

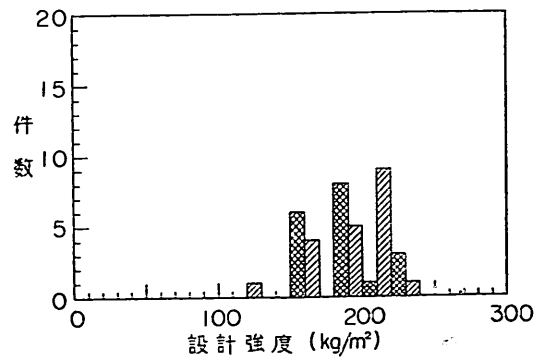


図-2.15

ないうちの被災であり、一方小名浜港三崎防波堤は蓋コンクリートは無被害であり、周囲が被害を受け中詰がすい出されることにより蓋コンクリートがたんに沈下しただけであるから蓋コンクリートの被害としては他の3例である。

2.5 ま と め

堤頭部の問題としては標準部に比べるとマウンドが洗掘されやすく（被災例は酒田港、田後港）、滑動に対しても張りから（被災例は清水港）標準部に比べマウンド、直立部断面等を割増しをしてやる必要があると思われる。又堤頭函の回転の問題は実際に施工完了した防波堤堤頭函が回転したという実例があって生じた問題点ではなく、今回の調査でも堤頭部の被害のうち回転している例は見受けられなかった（回転の計算をする必要の有

無は別としてその計算方法については別に報告する予定である。）

上部工コンクリートの厚さについては、コンクリートの品質、施工法などと密接に関係があるのでこれをたんに数式などで決めるのは困難である。現状の被災例は少ないが1m以上は必要であり、波が小さい場合でも50cm以上は必要と思われる。

蓋コンクリートについてはその性質から言って上部工施工まで中詰の流出の心配がなければ壊れても大いして影響のあるものではない。実際の被災例は3例と少く30cmで十分と思われる又施工上から言ってもあまり薄いと施工しにくく30cmぐらいが適当と思われる。但し日本海沿岸で越冬などする場合又は1年以上放置する場合などのようにその港の最大波のように大きな波を経験する場合は50cm以上必要と思われる。

表—2.3 蓋コンクリート被災例

港防波堤名	施工年月日	設計波	蓋コンクリート厚	リコンクリート配合 σ_{28}	被災年月日	被災原因	被災時推定波	被災状況
段法華港 東防波堤	S36.4 ~38.3	4.9	0.40	C = 270kg/cm ³ S = — kg/cm ³ G = — kg/cm ³ σ_{28} = — hg/cm ₂	39.10.16	波	5.5	破壊、かん没
小名浜港 三崎防波堤	S35 ~41	4.5	0.40	C = 295 S = 710 G = 1174 σ_{28} = —		波	4.0	周囲場所打コンクリートが破壊され中詰がすい出され、蓋コンクリートが沈下した。
松山港 外港防波堤	S23.4 ~45.3	3.5	0.15	C = 224 S = 773 G = 1126 σ_{28} = —	29.9.27	波	—	中詰が沈下していた所え波が当たって破壊、以後0.2mとする。
洞海湾 若松北防波堤	S29.4 ~44.3	2.0	0.20	C = 230 S = 673 G = 1350 σ_{28} = —		波	1.2	打設した当日夜半流失
唐津港 防波堤	S39.4 ~44.3	2.3	0.15	C = 240 S = 760 G = 1270 σ_{28} = 210	41.3.7	波	—	一函だけ蓋が割れ中詰が流失
荇田港 南防波堤	S35 ~44	2.3	0.30	C = 290 S = 710 G = 1150 σ_{28} = 150		波		硬化せぬうちに天候異変により被害を受けた。

注；小名浜港、洞海湾、荇田港の被災は異質の被災であるから図—10には入れていない。

様式 1

防波堤堤頭部に関する調査

14 地盤 a 砂質土 b 粘性土 c 岩盤 d その他

15 地盤改良の方法 a 置換 b サンドドレーン c 杭打 d その他

16 堤頭部の設計外力として考えたもの

a 波 b 津波 c 船舶の衝撃

d 風 e 地震 f その他

17 堤頭部防玄材有無の a 有 b 無

18 16の具体的内容

記入者 所属

氏名

1 港名	
2 防波堤名	
3 構造様式	混成堤 直立堤 その他
4 直立部形式	ケーソン セルラー その他
5 設計機関	
6 施工期間	年 月～ 年 月
7 潮位	L. W. L = M. W. L = H. W. L =
8 波	H $\frac{1}{3}$ = T = H $\frac{1}{10}$ = Hmax =
9 設計波	
10 設計潮位	
11 設計波向	
12 天端高	
13 設計水深	

19 灯台の有無 a 有 b 無

20 灯台に対し考慮した外力

21 灯台の諸元 重量 ton 高さ m 基礎の寸法

22 堤頭部設計の考え方

イ a 標準部と同じ断面 b 直立部の断面を大きくした c 捨石部を大きくした d その他

ロ (イ)でbの場合

a 標準部に比べ経験上断面を大きくした 標準部の割増

b 標準部に比べ設計波高を大きくした 標準部H = , 堤頭部H =

c 標準部に比べ安全率を大きくした 標準部f = , 堤頭部f =

d 灯台の大きさからきめた

e その他

ハ (イ)でc. dの場合の具体的内容

23 安定計算 外力 滑動f = 転倒f = 端趾圧p. =

24 堤頭部のローテーションに対する検討 有 無

25 (24)で有の場合その具体的内容

26 堤頭部とそれに続く直立部との間隔 上部 cm 下部 cm

27 堤頭部と接続部の上部工は a 一体 b 目地がある

28 この防波堤の経験した最大波

29 堤頭部被災の有無 有 無

a その原因と被災内容

b その対策

30 防波堤標準部並びに堤頭部の位置図, 平面図, 断面図, 各一部

様式 2

上部工コンクリート並びに蓋コンクリートの厚さに関する調査

記入者 所属

氏名

1 港名	
2 防波堤名	
3 構造様式	a 混成堤 b 直立堤 c その他
4 直立部形成	a セルラー b ケーソン c その他
5 設計機関	
6 施工期間	年 月～ 年 月
7 潮位	L. W. L = m M. W. L = m HWL = m
8 波	H $\frac{1}{3}$ = m T = sec H $\frac{1}{10}$ = m Hmax = m
9 設計波	H = m T = sec
10 設計潮位	

11 蓋コンクリートについて

イ 中詰の種類 a 砂利 b 砂 c その他

ロ 蓋コンクリートの施工法 a 場所打 b プレキャスト

ハ 蓋コンクリート打設より上部土打設までの期間, 時間

ニ コンクリート

a 配合セメント = kg/m³ 砂 = kg/m³ 砂利 = kg/m³ セメント:砂:砂利 = : :

b 設計強度 σ_{28} = kg/cm²

c セメントの種類

ホ 蓋コンクリートの厚さ及び寸法

ヘ 厚さ決定の根拠

a 経験上

b 計算上 (その手法)

c 仮置き中の波をどう考えているか

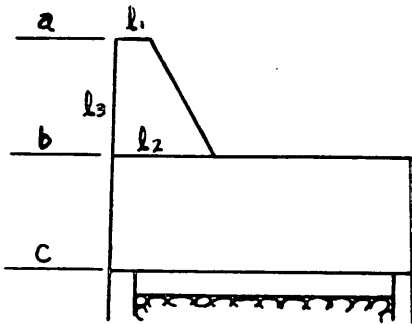
ト 蓋コンクリート被災の有無 有 無

a 被災状況

- ・ b 外的条件（破壊時）推定波高 $H = \quad m$ 推定潮位 $W. L = \quad m$
- c 対策

チ その防波堤の蓋コンクリートの経験した最大波 $H = \quad m$ 最大波時の潮位 $W. L = \quad m$

12 上部工コンクリートについて



- イ 上部工下面高さ $c =$
 - ロ 天端高さ $a = \quad b =$
 - ハ 上部工の厚さ $b - c =$
 - ニ パラペットの有無 有 無,
有の場合 $l_1 = \quad l_2 = \quad l_3 =$
 - ホ ケーソン（セルラー）と上部工の接続状態
 - ヘ 上部工の打設量及施工目地
 - ト 蓋コンクリートの処置 a 埋殺し b 破壊
 - チ コンクリート
 - a 配合セメント $= \quad kg/m^3$ 砂 $= \quad kg/m^3$ 砂利 $= \quad kg/m^3$ セメント:砂:砂利 $= \quad : \quad :$
 - b 設計強度 $\sigma_{28} = \quad kg/cm^2$
 - c セメントの種類
 - リ 厚さ決定の根拠 a 施工上 b 安定上 c 経済上
 - d その他
その内容
 - ヌ 上部工の被災の有無 有 無
 - a 被災の状況
 - b 外的条件（破壊時）推定波高 $H = \quad m$ 推定潮位 $W. L = \quad m$
 - c 対策
 - ル その防波堤の経験した最大波
- 13 位置図，平面図，断面図を一部

重力式けい船岸などの背後に，土圧の軽減と壁体前面と背後の水位差を少なくするため裏込めを行ない，壁体を経済的な断面にすることが行なわれている。

市原博士の実験¹⁾では，砕石で裏込めを行なった場合，砂のみによる土圧の70%に，コークスを用いたときは平均30%に減少することを確かめている。

現行の設計法²⁾では，裏込めの形状が三角形の場合（図—3.3 参照）は，裏込めのノリコウ配を裏込材の安息角より緩くしておけば，壁体に作用する土圧は，裏込材で埋立てられたものとして計算してよいとしている。また長方形の場合（図—3.2 参照）は，裏込めの幅が壁高の1/2程度の場合，壁体に作用する土圧は，裏込材による土圧と埋立土砂による土圧の平均の土圧が作用するものとし，裏込めの幅が壁高より大きい場合は，裏込材で埋立てられたと考えて土圧を計算する。また裏込めの幅が壁高の1/5 以下の場合は裏込めの効果を無視するとしている。

ここでは裏込めの形状が，三角形の場合，長方形の場合について，裏込めの幅，裏込めノリ面の傾斜の変化により裏込めの効果がどのようになるかを電子計算機（T O S B A C 3400）を用いて検討したものである。

3.2 すべり面の形状

壁体の背後に裏込めがある場合の壁体変位時の裏込め材および埋立柱のすべり面の形状は市原の実験では図—3.1 に示すようになることが確かめられている。したがってすべり面は壁体の下端より発生し，実用上直線をなしているとみなしてよいと思う。また図—3.1 (b)において上部の埋立柱は流出，沈下しており，埋立柱のすべり面の形状が明らかでないが，ここでは図—3.2 に示すように直線を考えている。

Coulomb の土圧理論では，深さ方向に対し壁面摩擦角を一定として，すべり面の角度を変化させた場合，土圧合力の極大値が求める土圧を与え，このときのすべり面が求めるすべり面を与える。しかし Coulomb の土圧理論は裏込めのあるときのように二層系の土圧を求める場合には境界面における壁面摩擦角のとり方に問題がある。二層系の場合の裏込め材に発生するすべり面の角度は異なると思われるが，以上のように直線として土圧を求めた。すなわち裏込め材に発生するすべり面の角度と埋立柱に発生するすべり面の角度の中間値を求めたこととなる。

第3章 裏込めの土圧軽減効果について

3.1 要 旨

- 1) 市原松平；“裏込め粗石による岸壁背後に作用する土圧軽減について” 土木学会論文集, No. 29, (昭和30年12月)
- 2) 日本港湾協会；“港湾工事設計要覧” (昭和26年)

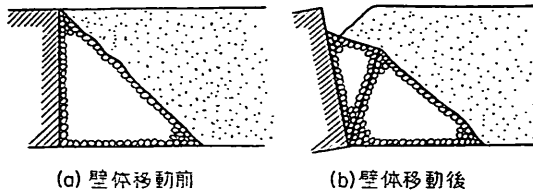


図-3.1

3.3 計算式

(1) 長方形の場合

以下の計算式に用いる記号は次のとおりである。

- P ; 土圧合力 (t)
- W_{ij} ; 各部の土楔重量 (t)
- R_i ; すべり面における反力 (t)
- φ_i ; 内部摩擦角 (°)
- θ₁ ; 地震合成角 (°)
- θ₂ ; みかけの地震合成角 (°)
- α ; すべり角 (°)
- H ; 壁高 (m)
- h ; 残留水位高 (m)
- B ; 裏込め幅 (m)
- r ; 空中の土の単位体積重量 (t/m³)
- r' ; 水中の土の単位体積重量 (t/m³)
- δ ; 壁面摩擦角 (°)
- q ; 単位面積当り上載荷重 (t/m₂)
- β ; 裏込めノリ面の傾斜角 (°)

図-3.2 において各要素の釣合を考えると式 (3.1)、式 (3.2) をうる。

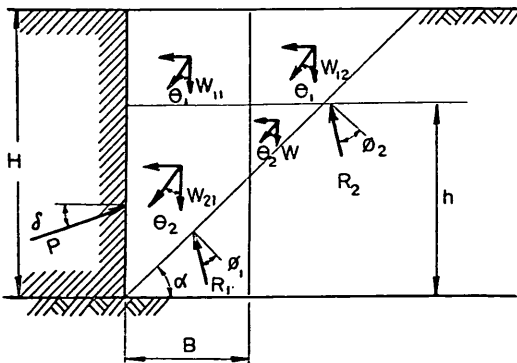


図-3.2

$$P \cos \delta = (W_{11} + W_{12}) \sin \theta_1 + (W_{21} + W_{22}) \sin \theta_2 + R_1 \sin(\alpha - \phi_1) + R_2 \sin(\alpha - \phi_2) \dots (3.1)$$

$$P \sin \delta = (W_{11} + W_{12}) \cos \theta_1 + (W_{21} + W_{22}) \cos \theta_2 + R_1 \cos(\alpha + \phi_1) + R_2 \cos(\alpha + \phi_2) \dots (3.2)$$

ここで、知数が R₁, R₂, P と 3 つあるため、すべり面における反力 R₁, R₂ がその上の土楔重量 W₁₁ + W₂₁ と W₁₂ + W₂₂ に比例するとし、 $\lambda = \frac{R_1}{R_2} = \frac{W_{11} + W_{21}}{W_{12} + W_{22}}$ と置く

$$P = \left[\lambda \{ (W_{11} + W_{21}) \sin(\theta_1 + \alpha - \phi_1) + (W_{21} + W_{22}) \sin(\theta_2 + \alpha - \phi_1) \} + (W_{11} + W_{12}) \sin(\theta_1 + \alpha - \phi_2) + (W_{21} + W_{22}) \sin(\theta_2 + \alpha - \phi_2) \right] / \{ \lambda \cos(\delta - \alpha + \phi_1) + \cos(\delta - \alpha + \phi_2) \} \dots (3.3)$$

ただし、

$$\begin{aligned} (\lambda = 0 \text{ の時}) \\ W_{11} = 0 \\ W_{12} = \frac{\{(H^2 - h^2)r + 2qH\} \sec \theta_1}{2 \tan \alpha} \\ W_{21} = 0 \\ W_{22} = \frac{h^2 r' \sec \theta_2}{2 \tan \alpha} \end{aligned} \dots (3.4)$$

$$\begin{aligned} (\lambda \neq 0, B \tan \alpha < h \text{ の時}) \\ W_{11} = \{(H - h)r + q\} B \sec \theta_1 \\ W_{12} = \left\{ \frac{(H^2 - h^2)r}{2 \tan \alpha} - (H - h)B \right. \\ \quad \left. + q(H \cot \alpha - B) \right\} \sec \theta_1 \\ W_{21} = B \left(h - \frac{B \tan \alpha}{2} \right) r' \sec \theta_2 \\ W_{22} = \frac{(h - B \tan \alpha)^2 r' \sec \theta_2}{2 \tan \alpha} \end{aligned} \dots (3.5)$$

$$\begin{aligned} (\lambda \neq 0, B \tan \alpha \geq h \text{ の時}) \\ W_{11} = \left\{ \left\{ (H - h)B - \frac{(h - B \tan \alpha)^2}{2 \tan \alpha} \right\} r \right. \\ \quad \left. + Bq \right\} \sec \theta_1 \\ W_{12} = \left\{ \frac{(H - B \tan \alpha)^2 r}{2 \tan \alpha} \right. \\ \quad \left. + q(\cot \alpha - B) \right\} \sec \theta_1 \\ W_{21} = \frac{h^2 r' \sec \theta_2}{2 \tan \alpha} \\ W_{22} = 0 \end{aligned} \dots (3.6)$$

(2) 三角形の場合

土圧の計算式は式 (3.3) と同一である。図-3.3 において B と β の関係を求めると、

$$B = \frac{\cos \alpha \cos \beta H}{\sin(\alpha + \beta)} \dots (3.7)$$

式 (3.7) を式 (3.4) ~ 式 (3.6) に代入すると式 (3.8) ~ 式 (3.10) をうる。

(λ = 0 の時)

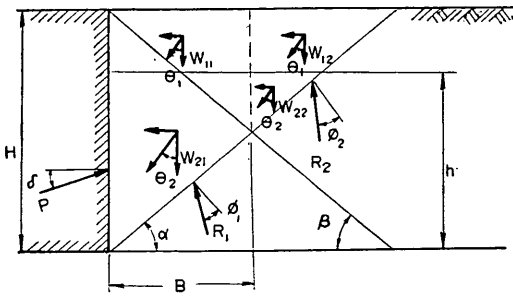


図-3.3

$$\left. \begin{aligned} W_{11} &= 0 \\ W_{12} &= \frac{\{(H^2 - h^2)\gamma + 2qH\} \sec\theta_1}{2\tan\alpha} \\ W_{21} &= 0 \\ W_{22} &= \frac{h^2\gamma' \sec\theta_2}{2\tan\alpha} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.8)$$

($\lambda \neq 0$, $\frac{H \sin\alpha \cos\beta}{\sin(\alpha + \beta)} < h$ の時)

$$\left. \begin{aligned} W_{11} &= \left\{ (H-h)\gamma + q \right\} \frac{H \cos\alpha \cos\beta \sec\theta_1}{\sin(\alpha + \beta)} \\ W_{12} &= \left\{ \frac{(H^2 - h^2)\gamma}{2\tan\alpha} - \frac{(H-h)H\gamma \cos\alpha \cos\beta}{\sin(\alpha + \beta)} \right. \\ &\quad \left. + q \left\{ H \cot\alpha - \frac{H \cos\alpha \cos\beta}{\sin(\alpha + \beta)} \right\} \right\} \sec\theta_1 \\ W_{21} &= \left\{ h - \frac{H \sin\alpha \cos\beta}{2 \sin(\alpha + \beta)} \right\} \frac{\gamma H \cos\alpha \cos\beta \sec\theta_2}{\sin(\alpha + \beta)} \\ W_{22} &= \left\{ h - \frac{H \sin\alpha \cos\beta}{\sin(\alpha + \beta)} \right\}^2 \frac{\gamma' \sec\theta_2}{2\tan\alpha} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.9)$$

($\lambda \neq 0$, $\frac{H \sin\alpha \cos\beta}{\sin(\alpha + \beta)} \geq h$ の時)

$$\left. \begin{aligned} W_{11} &= \left\{ \frac{(H-h)\gamma H \cos\alpha \cos\beta}{\sin(\alpha + \beta)} \right. \\ &\quad \left. - \left\{ h - \frac{H \sin\alpha \cos\beta}{\sin(\alpha + \beta)} \right\}^2 \frac{\gamma}{2\tan\alpha} \right. \\ &\quad \left. + \frac{q H \cos\alpha \cos\beta}{\sin(\alpha + \beta)} \right\} \sec\theta_1 \\ W_{12} &= \left\{ \left\{ 1 - \frac{\sin\alpha \cos\beta}{\sin(\alpha + \beta)} \right\}^2 \frac{H^2\gamma}{2\tan\alpha} \right. \\ &\quad \left. + q \left\{ H \cot\alpha - \frac{H \cos\alpha \cos\beta}{\sin(\alpha + \beta)} \right\} \right\} \sec\theta_1 \\ W_{22} &= \frac{h^2\gamma' \sec\theta_2}{2\tan\alpha} \\ W_{21} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.10)$$

3.4 計算式の変形

計算を壁高に関して無次元化して行なう。すなわち式(3.3)～式(3.10)において $B=bH$, $h=h/H$ と置く
と次のように変形される。

$$P/H^2 = \left[\lambda \{ (\bar{W}_{11} + \bar{W}_{12}) \sin(\theta_1 + \alpha - \phi_1) + (\bar{W}_{21} + \bar{W}_{22}) \sin(\theta_2 + \alpha - \phi_1) \} + (\bar{W}_{11} + \bar{W}_{12}) \sin(\theta_1 + \alpha - \phi_2) + (\bar{W}_{21} + \bar{W}_{22}) \sin(\theta_2 + \alpha - \phi_2) \right] / \{ \lambda \cos(\delta - \alpha + \phi_1) + \cos(\delta - \alpha + \phi_2) \} \dots\dots\dots (3.11)$$

(1) 長方形の場合

($\lambda = 0$ の時)

$$\left. \begin{aligned} \bar{W}_{11} &= 0 \\ \bar{W}_{12} &= \left\{ (1-h^2)\gamma + \frac{2q}{H} \right\} \frac{\sec\theta_1}{2\tan\alpha} \\ \bar{W}_{21} &= 0 \\ \bar{W}_{22} &= \frac{h^2\gamma' \sec\theta_2}{2\tan\alpha} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.12)$$

($\lambda \neq 0$, $b \tan\alpha < h'$ の時)

$$\left. \begin{aligned} \bar{W}_{11} &= \left\{ (1-h')\gamma + \frac{q}{H} \right\} b \sec\theta_1 \\ \bar{W}_{12} &= \left\{ \frac{(1-h'^2)\gamma}{2\tan\alpha} - b(1-h')\gamma \right. \\ &\quad \left. + \frac{q}{H} (\cot\alpha - b) \right\} \sec\theta_1 \\ \bar{W}_{21} &= \left(h' - \frac{b \tan\alpha}{2} \right) b \gamma' \sec\theta_2 \\ \bar{W}_{22} &= \frac{(h' - b \tan\alpha)^2 \gamma' \sec\theta_2}{2\tan\alpha} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.13)$$

($\lambda \neq 0$, $b \tan\alpha \geq h'$ の時)

$$\left. \begin{aligned} \bar{W}_{11} &= \left\{ \left\{ b(1-h') - \frac{(h' - b \tan\alpha)^2}{2\tan\alpha} \right\} \gamma \right. \\ &\quad \left. + \frac{bq}{H} \sec\theta_1 \right. \\ \bar{W}_{12} &= \left\{ \frac{(1 - b \tan\alpha)^2 \gamma}{2\tan\alpha} \right. \\ &\quad \left. + \frac{q}{H} (\cot\alpha - b) \right\} \sec\theta_1 \\ \bar{W}_{21} &= \frac{h'^2 \gamma' \sec\theta_2}{2\tan\alpha} \\ \bar{W}_{22} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.14)$$

(2) 三角形の場合

($\lambda = 0$ の時)

$$\left. \begin{aligned} \bar{W}_{11} &= 0 \\ \bar{W}_{12} &= \left\{ (1-h'^2)\gamma + \frac{2q}{H} \right\} \frac{\sec\theta_1}{2\tan\alpha} \\ \bar{W}_{21} &= 0 \\ \bar{W}_{22} &= \frac{h'^2\gamma' \sec\theta_2}{2\tan\alpha} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.15)$$

($\lambda \neq 0$, $\frac{\sin\alpha \cos\beta}{\sin(\alpha + \beta)} < h'$ の時)

$$\begin{aligned} \bar{W}_{11} &= \left\{ (1-h')r + \frac{q}{H} \right\} \frac{\cos\alpha\cos\beta\sec\theta_1}{\sin(\alpha+\beta)} \\ \bar{W}_{12} &= \left\{ \frac{(1-h')r}{2\tan\alpha} - \frac{(1-h')r\cos\alpha\cos\beta}{\sin(\alpha+\beta)} \right. \\ &\quad \left. + \frac{q}{H} \left\{ \cot\alpha - \frac{\cos\alpha\cos\beta}{\sin(\alpha+\beta)} \right\} \right\} \sec\theta_1 \\ \bar{W}_{13} &= \left\{ h' - \frac{\sin\alpha\cos\beta}{2\sin(\alpha+\beta)} \right\} \\ &\quad \frac{r'\cos\alpha\cos\beta\sec\theta_2}{\sin(\alpha+\beta)} \\ \bar{W}_{22} &= \left\{ h' - \frac{\sin\alpha\cos\beta}{\sin(\alpha+\beta)} \right\}^2 \frac{r'\sec\theta_2}{2\tan\alpha} \end{aligned} \quad \dots(3.16)$$

($\lambda \neq 0$, $\frac{\sin\alpha\cos\beta}{\sin(\alpha+\beta)} \geq h'$ の時)

$$\begin{aligned} \bar{W}_{11} &= \left\{ \frac{(1-h')\cos\alpha\cos\beta}{\sin(\alpha+\beta)} - \left\{ h' - \frac{\sin\alpha\cos\beta}{\sin(\alpha+\beta)} \right\}^2 \frac{r}{2\tan\alpha} + \frac{q\cos\alpha\cos\beta}{H\sin(\alpha+\beta)} \right\} \sec\theta_1 \\ \bar{W}_{12} &= \left\{ \left\{ 1 - \frac{\sin\alpha\cos\beta}{\sin(\alpha+\beta)} \right\}^2 \frac{r}{2\tan\alpha} \right. \\ &\quad \left. + \frac{q}{H} \left\{ \cot\alpha - \frac{\cos\alpha\cos\beta}{\sin(\alpha+\beta)} \right\} \right\} \sec\theta_1 \\ \bar{W}_{21} &= \frac{h'^2 r' \sec\theta_2}{2\tan\alpha} \\ \bar{W}_{22} &= 0 \end{aligned} \quad \dots(3.17)$$

3.5 計算条件

計算は壁高に關して無次元化して行なう。したがって計算条件は次のとおりである。

- 設計震度; $k_h = 0, 0.1, 0.15, 0.2$
- 上載荷重; $q/H = 0, 0.1, 0.2, 0.3$
- 裏込め土の内部摩擦角; $\phi_1 = 35^\circ, 40^\circ, 45^\circ$
- 埋立土の内部摩擦角; $\phi_2 = 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$
- 壁面摩擦角; $\delta = 0, 15^\circ$
- 残留水位; $h/H = 0.7, 0.8, 0.9$
- 裏込めの幅; $B/H = 0 \sim 1.5$ (0.1間隔)
- 裏込め傾斜角; $\beta = 25^\circ \sim 75^\circ$ (5° 間隔)

3.6 計算結果および考察

計算結果は圖—3.8~圖—3.23に示すとおりで、縦軸に裏込めの効果(裏込めのあるときの土圧と埋立土の土圧の比 P/P_0)、横軸に裏込め幅と壁高の比(B/H)をとり、裏込めの効果に影響のある要因をパラメーターにしてプロットしたものである。この図で問題となるのは P/P_0 の値が一定になる B/H の値と、一定になった P/P_0 の値である。すなわち実際の設計では P/P_0 の値が一定になる B/H の範囲に裏込めを行なえば、裏込め土の内部摩擦角を用いて土圧を算定してよいことになる。このときの効果が P/P_0

の値となるわけである。以下要因別に考察を加える。

(1) 内部摩擦角の影響について

内部摩擦角は裏込めの効果に最も大きな影響を与える。圖—3.8~圖—3.11に示すように裏込め材の内部摩擦角(ϕ_1)と埋立土の内部摩擦角の差の絶対値が大きい程土圧の軽減率が大きく、震度0の場合、 $\phi_1 = 45^\circ$, $\phi_2 = 30^\circ$, $\delta = 0^\circ$ の条件で、 $B/H = 0.5$ のとき最大で52% ($P/P_0 = 0.52$)に減少している。また震度0.2の場合も同様に $\phi_1 = 45^\circ$, $\phi_2 = 30^\circ$, $\delta = 0^\circ$ の条件で最大で58%に減少している。すなわちこのことは、震度0の場合、 $\phi_1 = 45^\circ$, $\phi_2 = 30^\circ$, $\delta = 0^\circ$ の条件では、壁高の50%、震度0.2の場合は、同様の条件で壁高の70%の幅で裏込めを行なえば、裏込め材の内部摩擦角を用いて土圧を算定してよいことになる。また裏込め材の内部摩擦角と埋立土の内部摩擦角の差の絶対値が同じ場合、裏込めの効果がほぼ同じ傾向になることがわかる。

(2) 震度の影響について

震度による土圧の軽減率は、 $\phi_1 = 45^\circ$, $\phi_2 = 30^\circ$, $\delta = 0^\circ$ の条件で、 $B/H = 0.4$ 附近で最大で、震度0と震度0.2のときで約15%の差があるが、震度の影響で重要なのは、 P/P_0 の値が一定になる点が震度0の場合 $B/H = 0.6$ 、震度0.1の場合 $B/H = 0.7$ 、震度0.15の場合 $B/H = 0.7$ 、であるが震度0.2の場合 $B/H = 1.0$ とかなり大きくなることである。すなわち裏込め材の内部摩擦角を用いて土圧を算定するためには、震度0の場合壁高の50%幅の裏込めを行なえばよいが、震度0.2の場合は壁高に等しい幅の裏込めが必要になる。

(3) その他の要因の影響について

その他の要因として壁面摩擦角(δ)、残留水位と壁高比の(h/H)、上載荷重と壁高の比(q/H)があるが、 P/P_0 への影響としては、 δ を $0^\circ \sim 15^\circ$ に変化させたとき最大で約2%である。また q/H を0, 0.1, 0.2, 0.3に変化させたとき最大で約8%でこれらの要因は内部摩擦角、震度に比べ P/P_0 への影響は非常に小さい。

(4) 三角形の場合について

裏込めの形状が三角形の場合、長方形の場合の裏込め幅(B)と、三角形の場合の裏込めの傾斜角(β)の関係を圖—3.24, 圖—3.25に示す。したがって β を B に換算すれば、長方形の場合と同様な結果になる。

3.7 裏込めと工費の関係

裏込めを行なった場合工費がどのように変化するか、-10m級の岸壁(圖—3.4)をモデルにして検討したのが表—3.1である。これによると、埋立土の内部摩擦角 $\phi_2 = 25^\circ$ のところに内部摩擦角 $\phi_1 = 40^\circ$ の裏込めを行なうと約10%の工費の節減ができることがわかる。

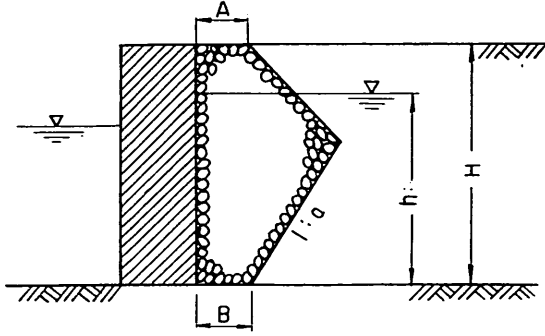


図-3.6

例えば、 $H=10\text{m}$ 、 $k=0.2$ 、 $h'=0.8$ 、 $q/H=0.15\text{t/m}$ 、 $\phi_2=25^\circ$ 、 $\delta=15^\circ$ のとき、 $\phi_1=35^\circ$ の裏込めを行ない、その効果を100% ($\alpha=1.0$)にしたい場合は、図-3.7(a)を用い、 $B/H=0.25$ の点より1:1.5で裏込め下面の線を引き、 $B/H0.5\sim 1.0$ の線と $\alpha=1.0$ の交点を通り、こう配1:1 (任意)の線を引き、①②③④が求める裏込めの形状である。

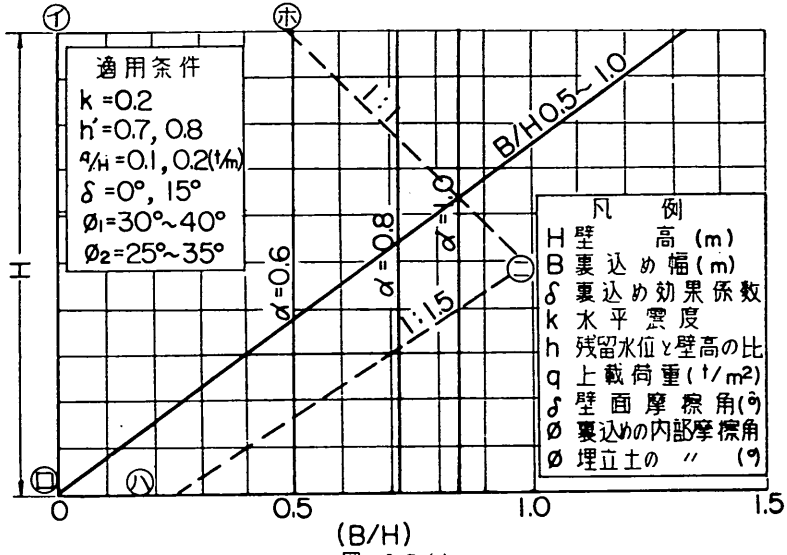


図-3.7 (a)

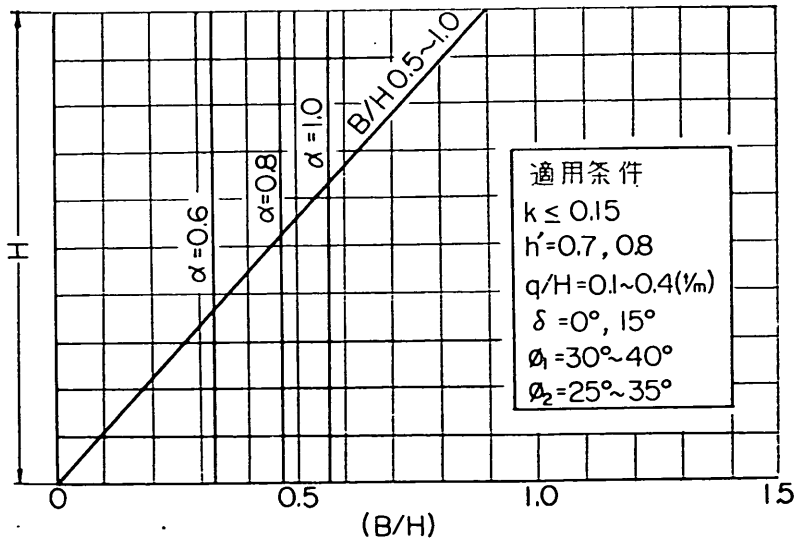
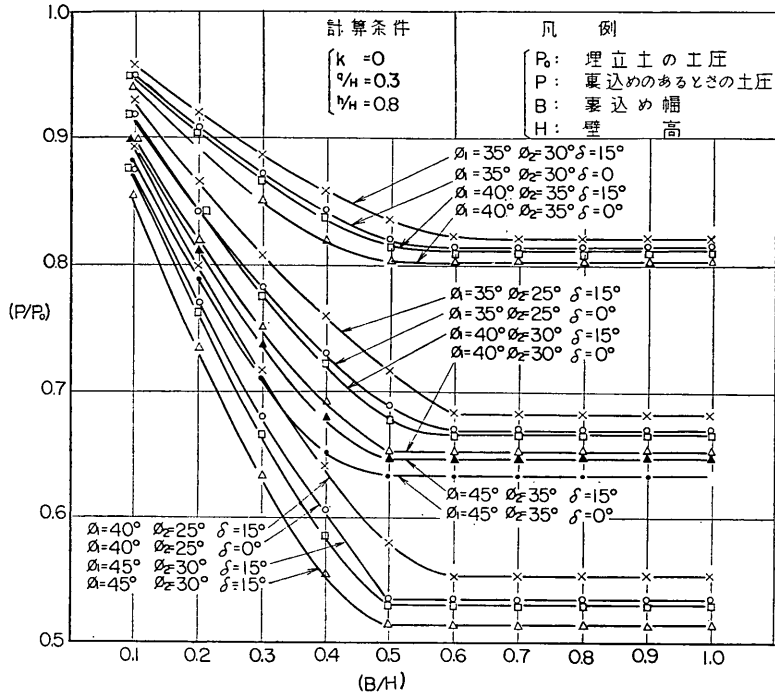
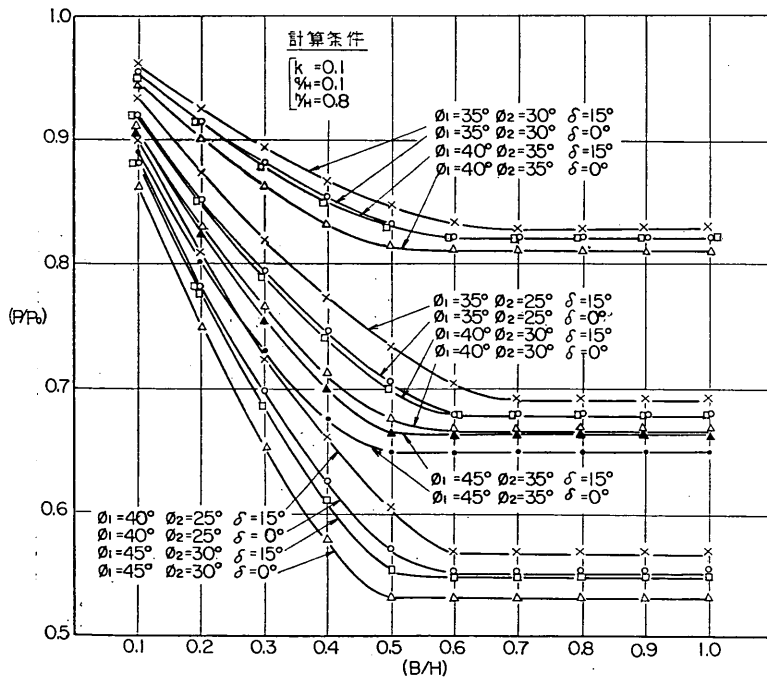


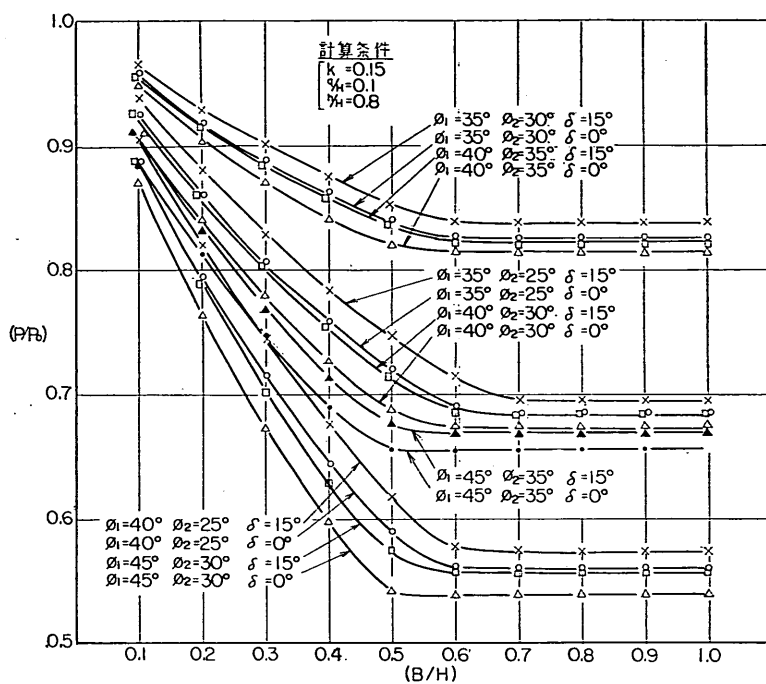
図-3.7 (b)



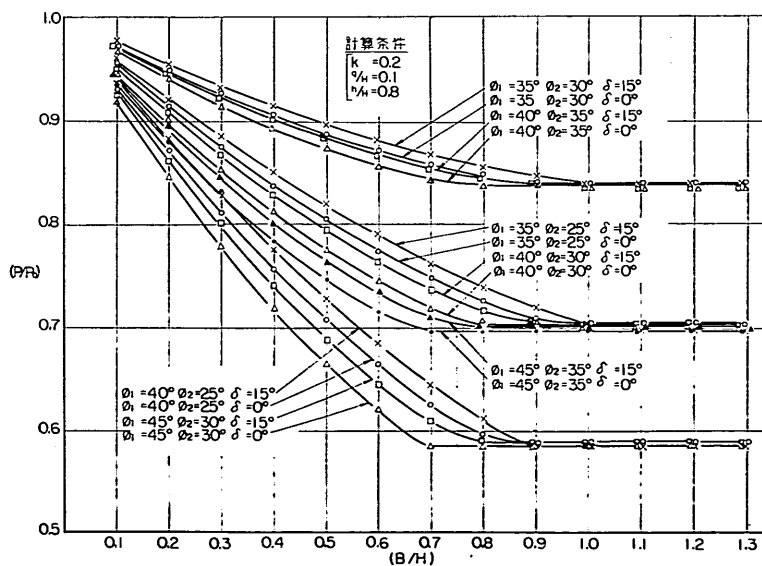
図—3.8 P/P₀—B/H 関係図



図—3.9 P/P₀—B/H 関係図



圖—3.10 P/P_0 — B/H 關係圖



圖—3.11 P/P_0 — B/H 關係圖

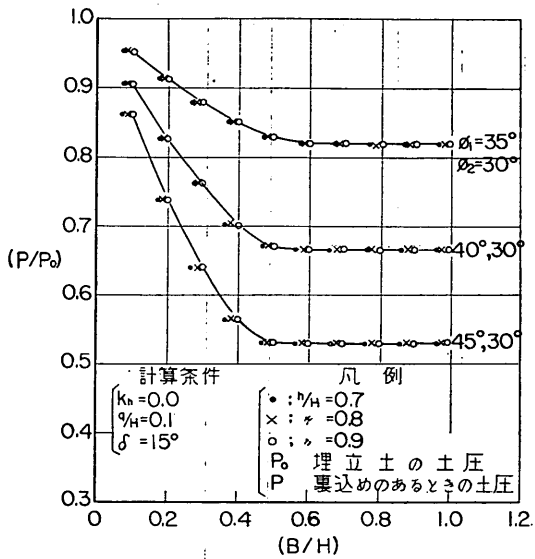


図-3.12 $P/P_0-h/H$ 関係図

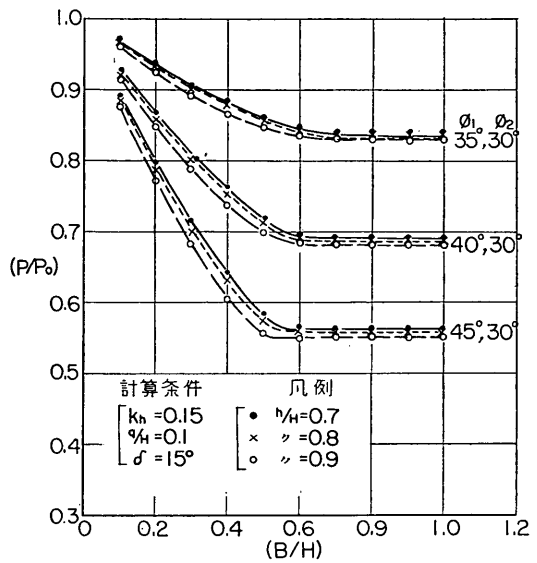


図-3.14 $P/P_0-h/H$ 関係図

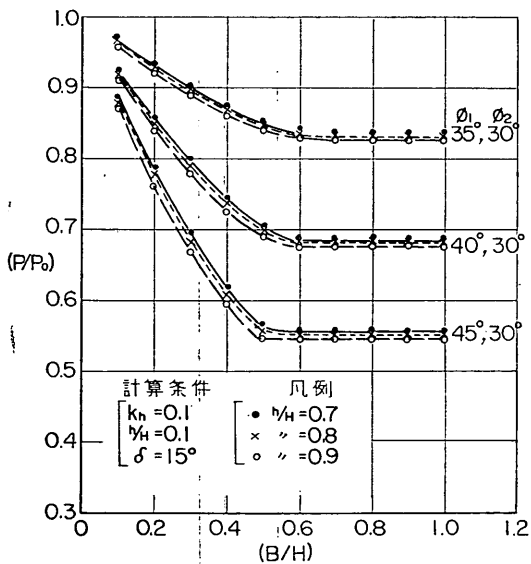


図-3.13 $P/P_0-h/H$ 関係図

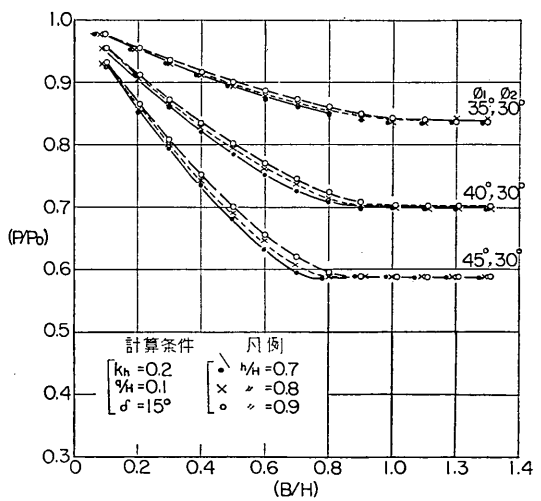
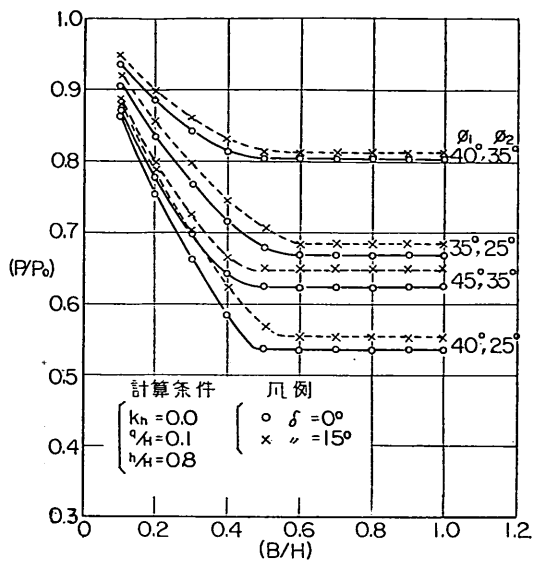
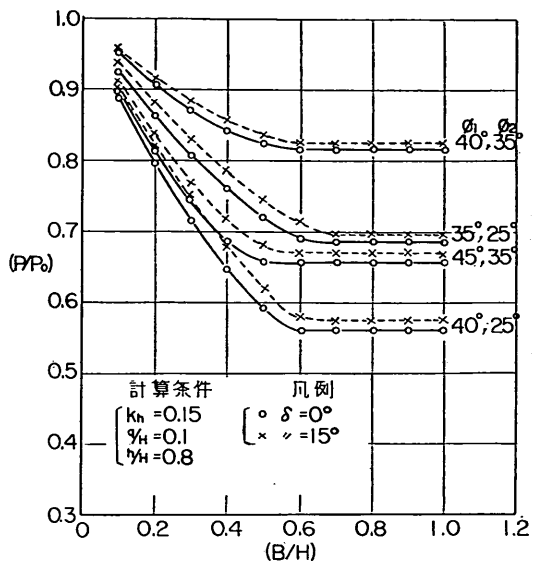


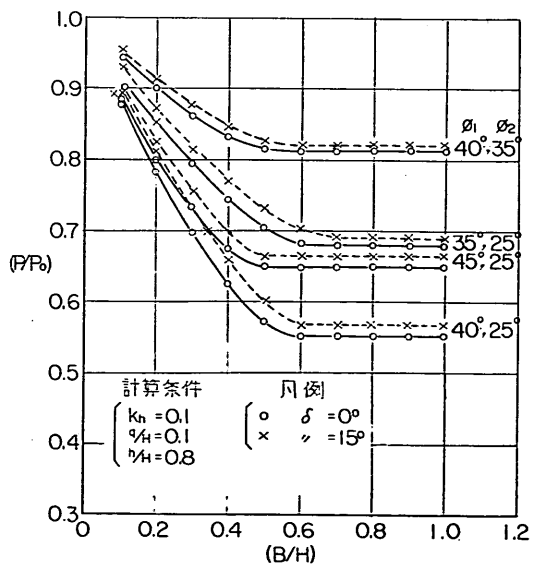
図-3.15 $P/P_0-h/H$ 関係図



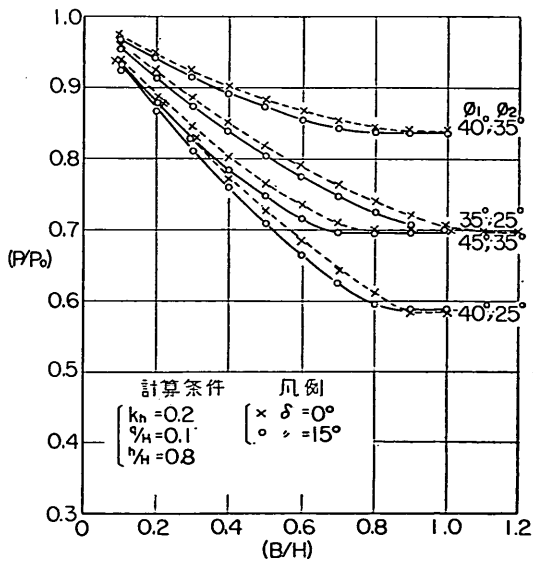
図—3.16 $P/P_0-\delta$ 関係図



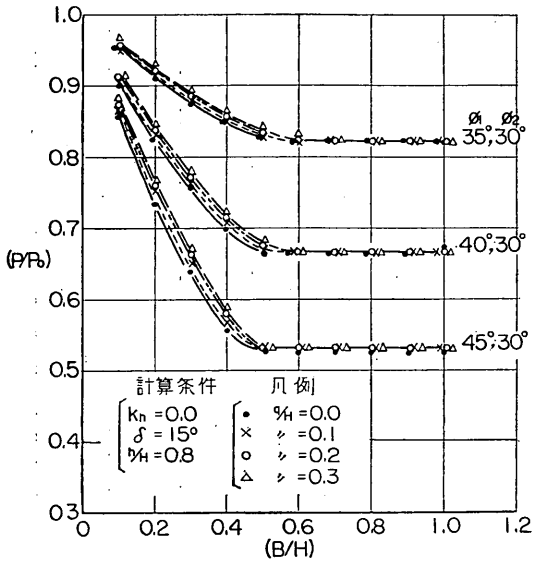
図—3.18 $P/P_0-\delta$ 関係図



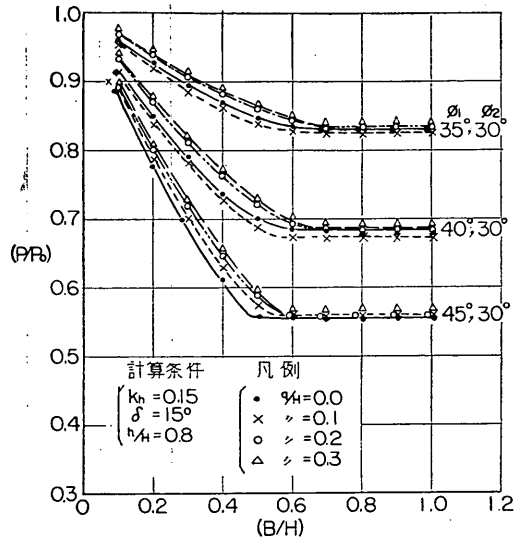
図—3.17 $P/P_0-\delta$ 関係図



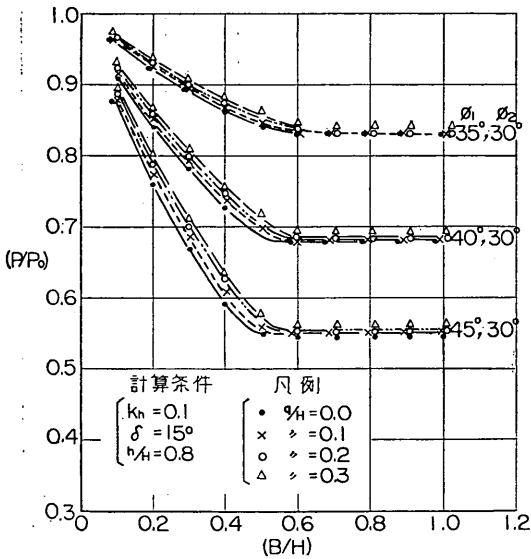
図—3.19 $P/P_0-\delta$ 関係図



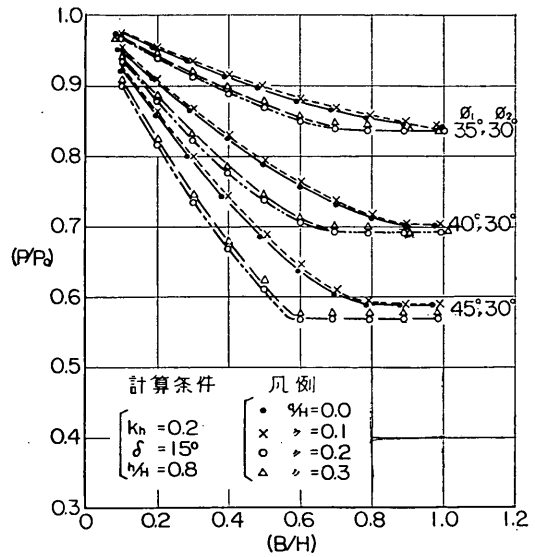
圖—3.20 P/P_0 — q/H 關係圖



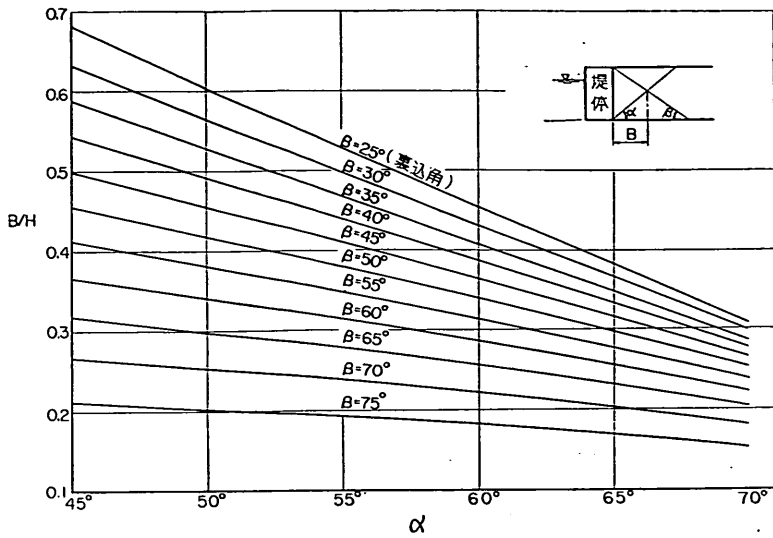
圖—3.22 P/P_0 — q/H 關係圖



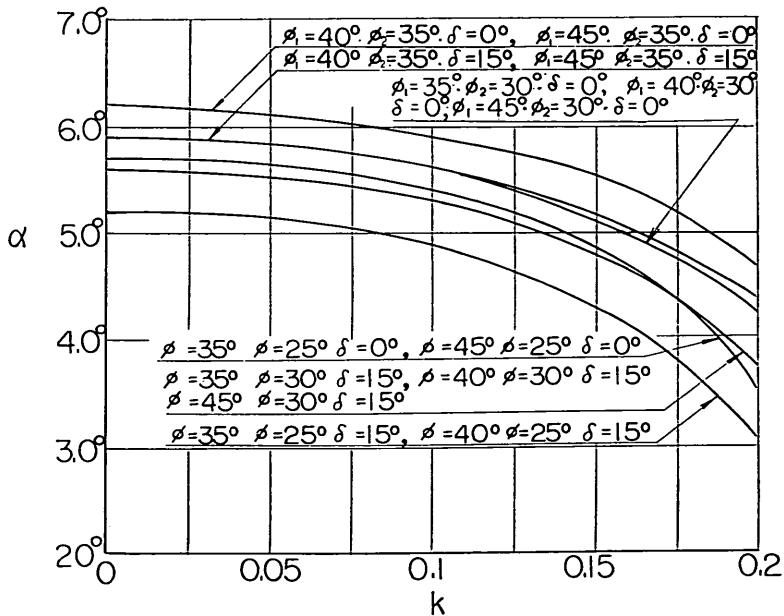
圖—3.21 P/P_0 — q/H 關係圖



圖—3.23 P/P_0 — q/H 關係圖



図—3.24 B/H— α 関係図



図—3.25 α —k 関係図

第4章 コーピングに働く水平荷重の分散効果について

4.1 要 旨

この章では矢板式けい船岸の上部工として用いられているコンクリートコーピングに水平力が作用した場合の

応力の分散の状態を把握し、コーピング設計に際し利用できる資料として図表化することが目的である。

コーピングに働く水平力としては接岸船舶のけい引力および衝撃力が考えられる。

ここではそれぞれ法線に直角方向に働く集中荷重および分布荷重と仮定して計算式を立て、具体的な例について計算を行なう。

計算はコーピングを弾性支承上の梁と仮定し、集中荷重によって生ずる矢板壁のタイロッド張力および分布荷重によるコーピングのたわみおよび曲げモーメントを求める。

4.2 船舶のけん引力によるタイロッドへの影響

(1) 計算式

矢板式けい船岸の標準断面を図-4.1に示す。けい船柱はコーピングの中央に配置してあるものとする。けん引力Pが作用するとタイロッド張力Tが生じ、矢板に曲げモーメントが生ずる。ここではPはタイロッド張力Tと釣り合うものとする弾性方程式は式(4.1)で表わ

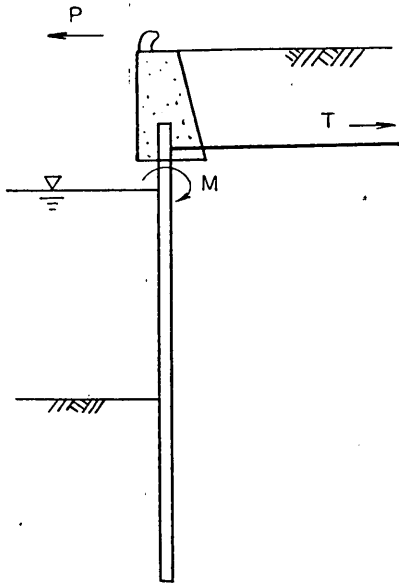


図-4.1

される。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + ky = 0 \quad (4.1)$$

ここに

E ; コーピングのヤング係数

I ; コーピングの断面二次モーメント

k ; タイロッドのバネ常数

y ; コーピングのたわみ量

この微分方程式の解は式(4.2)で表わされる。

$$y = e^{\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x) \quad (4.2)$$

ここに

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}$$

A, B, C, D ; 積分常数

境界条件

x=0 (コーピング中央)

曲げモーメント最大

$$\frac{dy}{dx} = 0 \quad (4.3)$$

せん断力 = P/2

$$S = -EI \frac{d^3 y}{dx^3} = \frac{P}{2} \quad (4.4)$$

x=l (コーピングの端)

曲げモーメント = 0

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = 0 \quad (4.5)$$

せん断力 = 0

$$\frac{d^3 y}{dx^3} = 0 \quad (4.6)$$

したがって積分常数A, B, C, Dの間には式(4.7)～式(4.10)の関係がある。

$$A + B + C + D = 0 \quad (4.7)$$

$$-A + B + C + D = \frac{P}{4EI\beta^3} \quad (4.8)$$

$$e^{\beta l} (-A \sin \beta l + B \cos \beta l) + e^{-\beta l} (C \sin \beta l - D \cos \beta l) = 0 \quad (4.9)$$

$$e^{\beta l} \{- (A + B) \sin \beta l + (-A + B) \cos \beta l\} + e^{-\beta l} \{- (C + D) \sin \beta l + (C + D) \cos \beta l\} = 0 \quad (4.10)$$

コーピング中央に集中荷重Pが働いたとき、この荷重の分散反力qは式(4.11)で表わされる。

$$q = ky \quad (4.11)$$

(2) 計算条件

イ) コーピングの長さ l=20m

ロ) コーピングの断面二次モーメント (I)

矢板式クイ式けい船岸施設集覧によれば、水深-3m~-9mの矢板式けい船岸ではコーピングの断面二次モーメントは0.037m⁴~0.22m⁴であり、アンローダーの基礎と一体となっているものでは8m⁴~36m⁴ (13m)のものもある。したがって、計算に用いるIとして次の7個の値をとる。

I = 0.02, 0.05, 0.1, 0.2, 0.5, 1.0, 2.0 (m⁴)

ハ) タイロッドのバネ常数 (k)

コーピングを水平方向に支えているのは、タイロッドとアンカー版の合成構造物であるから、このバネ常数も合成構造物のバネ常数でなければならない。ここでは計算を簡単にするためにアンカーは不動とし、タイロッドは一本の等断面の鋼棒とする。

タイロッド一本あたりのバネ常数k₀は式(4.12)で表わされる。

$$k_0 = \frac{AE}{l} \quad (4.12)$$

ここに

A; タイロッドの断面積

l; タイロッドの長さ

E; 鋼材のヤング係数

矢板式けい船岸集覧によると鋼棒の径は、30~75mmで、タイロッドの長さ l は 7~20m である。

したがって

$$k_0 = 1.4 \times 10^8 \sim 9 \times 10^8 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

しかし、タイロッドは 1.6m 間隔に配置されているものとすれば、分布バネ常数 k は次のように換算される。

$$k = k_0 / 1.6 = 0.9 \times 10^8 \sim 5.5 \times 10^8 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

実際のタイロッドは一本の鋼棒ではなく、リンクジョイント、ターンバックル、ワッシャー、ナットなどが介在しているので、全体としての弾性定数はヤング係数 $E = 2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2$ よりも小さいはずである。また、アンカー版自体にしても前面の受働土圧やぐいによって支えられているものであるからやはりバネを形成している。これらを考察すると全体のバネ常数 k は k_0 よりも小さいはずである。 k_0 は前に示したように多少変化している

が I にくらべると変化量が小さいので、バネ常数 k は

$$k = 1.0 \times 10^8 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

とする。

ニ) コンクリートのヤング係数 (E)

コンクリートのヤング係数はコンクリートの応力によって変化するがここでは

$$E = 1.4 \times 10^6 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

とする。

かりに

$$E = 2 \times 10^6 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

であったとしても、

$$k = 1.5 \times 10^8 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

であるとすれば同じ計算結果となる。また、I を 33% に減少みても同じ結果となる。

(3) 計算結果

図-4.2 に計算結果を示す。ここではコーピングの中央に $P = 1.0 \text{ t}$ の集中荷重が作用したときのタイロッドの反力を示す。

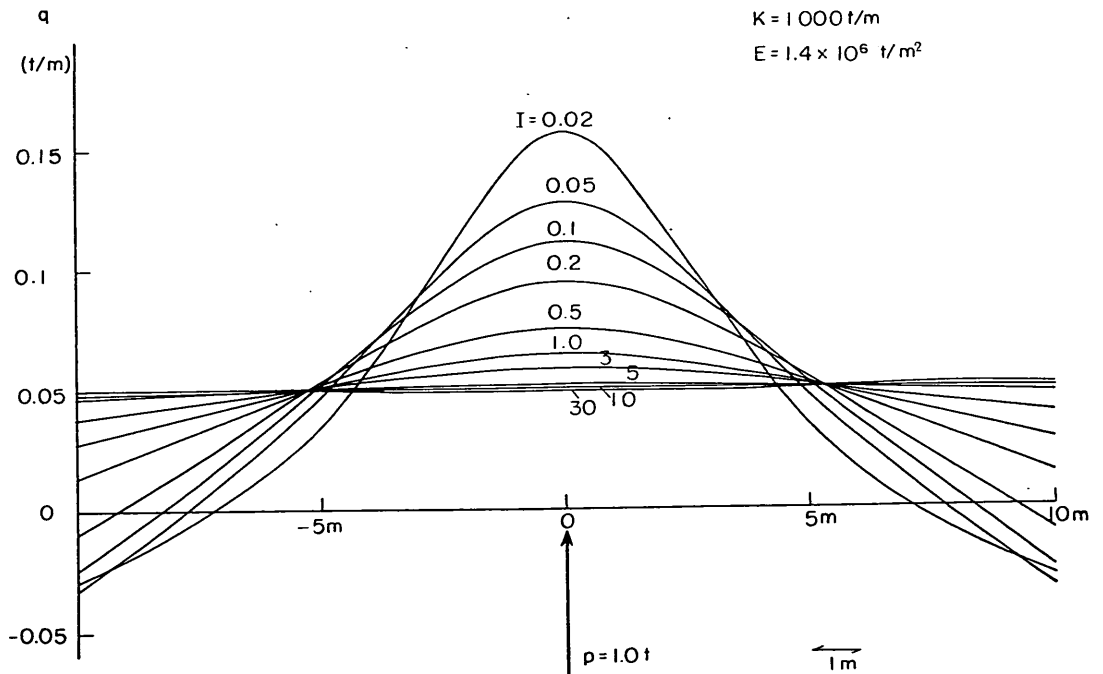


図-4.2 けい引力によるタイロッドへの荷重分布

(4) 考 察

コーピングの断面寸法が高さ 1.5m、幅 0.55m のとき、 $I = 0.02 \text{ m}^4$ 、コーピング中央での反力は 0.16 t/m となる。しかし、コーピングの中央に幅 1.6m の区間をとると平均反力は 0.15 t/m となる。したがってこの点のタイ

ロッド反力は

$$\Delta T = 0.15 \times 1.6 = 0.24 \text{ t}$$

となる。これは集中荷重の 1/4 が中央のタイロッドに生ずることになる。コーピングの上端に集中荷重が働いたとき、この集中荷重はタイロッド 4 本に分担すると考えれ

ば充分安全である。

例として船舶のけん引力を 50t とすると、タイロッド 1 本当りの反力は

$$\Delta T = 50/4 = 12.5t/\text{本}$$

となる。一方 -9.0m 岸壁 (天端高 +3.5m, 上載荷重 3.0 t/m², 裏込めの内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$) の常時のタイロッド張力は $T_0 = 24t/m$ である。同じ岸壁で震度 $k = 0.2$ のときは (上載荷重 1.5t/m²), タイロッド張力 $T_e = 32t/m$ となる。この岸壁が耐震設計されていれば、異常時に

$$\Delta T = T_e - T_0 = 8t/m$$

の張力が増大しても安全な構造になっている。一方けん引力による張力の増大は

$$\Delta T = 12.5/1.6 = 7.8t/m$$

であるから、この岸壁では $P = 50t$ のけん引力が作用しても十分安全であることがわかる。

4.3 船舶の衝撃力によるコーピングの検討

(1) 計算式

コンクリートコーピングに作用する船舶の衝撃力を図 4.3 に示すように水平な等分布荷重と仮定する。また、計算を簡単にするためにこの荷重はコーピング中央より左右に対称に働くものとする。この衝撃力に釣合うものとしてコーピング後面の地盤反力を考える。

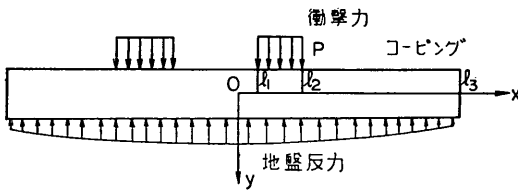


図-4.3

この場合、弾性方程式は分布荷重の働く部分と働かない部分で異なる。コーピング中央で左右対称であることから座標の原点をコーピング中央にとり、 $x > 0$ の部分にだけ考え、弾性方程式およびその一般解を求めると式 (4.13) ~ 式 (4.18) のようになる。

$$0 < x < l_1$$

$$EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} + E_s y_1 = 0 \quad \dots \dots \dots (4.13)$$

$$y_1 = e^{\beta x} (A_1 \cos \beta x + B_1 \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C_1 \cos \beta x + D_1 \sin \beta x) \quad \dots \dots \dots (4.14)$$

$$l_1 < x < l_2$$

$$EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} + E_s y_2 = P \quad \dots \dots \dots (4.15)$$

$$y_2 = e^{\beta x} (A_2 \cos \beta x + B_2 \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C_2 \cos \beta x + D_2 \sin \beta x) + \frac{P}{E_s} \quad \dots \dots \dots (4.16)$$

$$l_2 < x < l_3$$

$$EI \frac{d^4 y_3}{dx^4} + E_s y_3 = 0 \quad \dots \dots \dots (4.17)$$

$$y_3 = e^{\beta x} (A_3 \cos \beta x + B_3 \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C_3 \cos \beta x + D_3 \sin \beta x) \quad \dots \dots \dots (4.18)$$

ただし

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}}$$

ここに

- E, I ; 既出
- E_s ; 地盤反力係数
- P ; 単位長あたり分布荷重
- y_1, y_2, y_3 ; コーピングのたわみ量
- $A_1, B_1, C_1, D_1, A_2, B_2, C_2, D_2, A_3, B_3, C_3, D_3$; 積分常数

境界条件

$$x = 0$$

$$\text{たわみ角} = 0 \quad \frac{dy_1}{dx} = 0 \quad \dots \dots \dots (4.19)$$

$$\text{せん断力} = 0 \quad \frac{d^3 y_1}{dx^3} = 0 \quad \dots \dots \dots (4.20)$$

$$x = l_1$$

たわみ, たわみ角, 曲げモーメント, せん断力が連続

$$\frac{d^{(n)} y_1}{dx^{(n)}} = \frac{d^{(n)} y_2}{dx^{(n)}} \quad (n=0, 1, 2, 3) \quad \dots \dots \dots (4.21)$$

$$x = l_2$$

たわみ, たわみ角, 曲げモーメント, せん断力が連続

$$\frac{d^{(n)} y_2}{dx^{(n)}} = \frac{d^{(n)} y_3}{dx^{(n)}} \quad (n=0, 1, 2, 3) \quad \dots \dots \dots (4.22)$$

$$x = l_3$$

$$\text{曲げモーメント} = 0 \quad \frac{d^2 y_3}{dx^2} = 0 \quad \dots \dots \dots (4.23)$$

$$\text{せん断力} = 0 \quad \frac{d^3 y_3}{dx^3} = 0 \quad \dots \dots \dots (4.24)$$

以上の12個の境界条件より、積分常数を求める。

積分常数が求まった場合、各点のたわみ量は式 (4.14) 式 (4.16)、式 (4.18) より得られる。また曲げモーメントは式 (4.25)、式 (4.26)、式 (4.27) より求まる。

$$0 < x < l_1$$

$$M_1 = -2\beta^2 EI \{ e^{\beta x} (B_1 \cos \beta x - A_1 \sin \beta x) + e^{-\beta x} (-C_2 \cos \beta x + D_2 \sin \beta x) \} \quad \dots \dots \dots (4.25)$$

$$l_1 < x < l_2$$

$$M_2 = -2\beta^2 EI \{ e^{\beta x} (B_2 \cos \beta x - A_2 \sin \beta x) + e^{-\beta x} (-C_2 \cos \beta x + D_2 \sin \beta x) \} \quad \dots \dots \dots (4.26)$$

$$l_2 < x < l_3$$

$$M_3 = -2\beta^2 EI \{ e^{\beta x} (B_3 \cos \beta x - A_3 \sin \beta x) + e^{-\beta x} (-C_3 \cos \beta x + D_3 \sin \beta x) \} \quad \dots \dots \dots (4.27)$$

(2) 計算条件

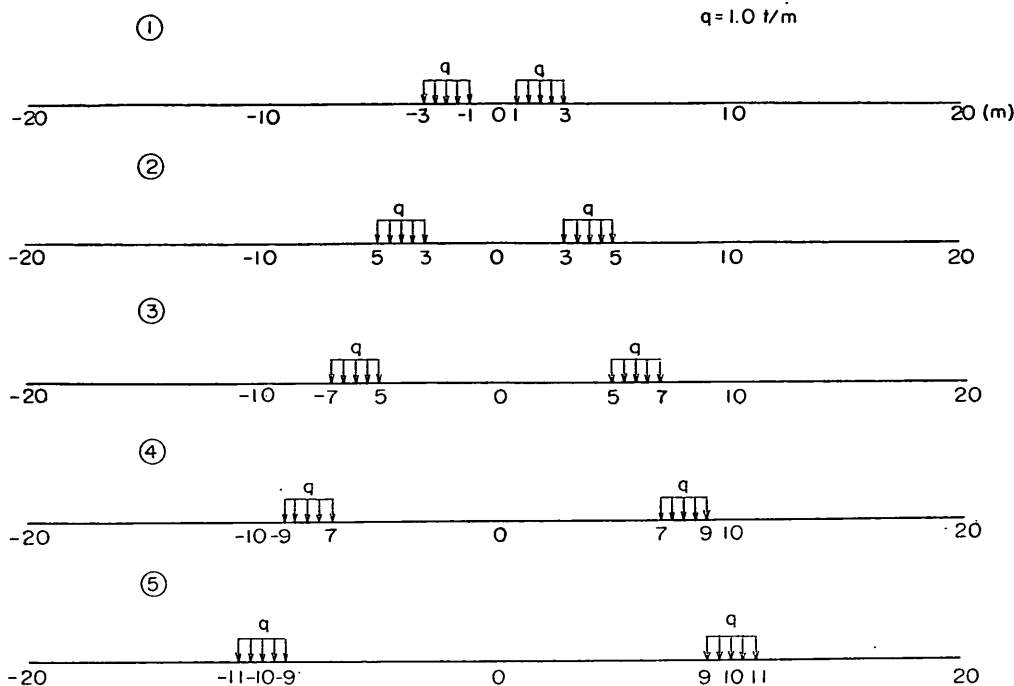


図-4.4 荷重の作用位置

イ) 載荷状態

載荷状態として図-4.4に示すように長さ40mのコピーングに2m幅の分布荷重が左右対称に加わってものを考える。荷重の加わる位置によって①～⑤まで5個のケースについて計算を行なう。荷重の大きさは $P=1.0t/m$ とする。

ロ) コピーングの断面二次モーメント (I)

コピーングの断面二次モーメントは 4.2, (2) ロ) と同じ値をとる。

$$I = 0.02, 0.05, 0.1, 0.2, 0.5, 1.0, 2.0 \text{ (m}^4\text{)}$$

ハ) 地盤反力係数 (Es)

計算では地盤反力係数 E_s は $E_s = 2000t/m^2 = 200kg/cm^2$ (4.28) としている。もし E_s が $200kg/cm^2$ でない場合には $E_s = 200kg/m^2$ に換算した断面二次モーメントを用いなければならない。

すなわち E_s の関数である β について

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{200}{4E(200I)}} = \sqrt[4]{\frac{200}{4EnI}}$$

ここで換算係数 n は

$$n = \frac{200}{E_s} \text{(4.29)}$$

したがって換算された断面二次モーメントを nI とした

場合の計算結果を用いばよい。

地盤反力係数 E_s についてテルツァギは粘性土と砂質土について次のように提案している。

(a) 粘性土

$$E_s = 20k_{h1} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

ここで k_{h1} は表-4.1に示す値である。

表-4.1

	Stiff	Very Stiff	Hard
q_u	1~2kg/cm ²	2~4kg/cm ²	4kg/cm ² 以上
k_{h1}	2.4kg/cm ²	4.8kg/cm ²	9.6kg/cm ²

したがって、 E_s の値は式 (4.29) により表-4.2 のようになる。

表-4.2

	Stiff	Verz Stiff	Hard
E_s	48kg/cm ²	96kg/cm ²	192kg/cm ²

(b) 砂質土

$$E_s = n_h Z$$

ここで

n_h は表-4.3に示すような値を提案している。

表-4.3

n_h の値

砂の相対密度	loose	Medium	Dense
乾砂または湿砂	0.22	0.67	1.8
水中の砂	0.13	0.45	1.1

Zは深さである。コーピングの高さの半分をとるものとする。

(c) 例題

巾1m、高さ2mの長方形のコーピングが相対密度Mediumの乾砂で裏込めされているものとする。

$$n_h = 0.67 \text{ kg/cm}^3$$

$$Z = 100 \text{ cm}$$

$$E_s = n_h z = 0.67 \times 100 = 67 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 200/67 = 3$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{2 \times 1^3}{12} = \frac{6}{1} \text{ (m}^4\text{)}$$

換算断面二次モーメント I' は

$$I' = nI = 3 \times \frac{1}{6} = 0.5 \text{ (m}^4\text{)}$$

したがって、断面二次モーメントが 0.5 m^4 の値を用いる。

二) コンクリートのヤング係数 (E)

コンクリートのヤング係数は 4.2 (2) 二) に同じ値とする。

$$E = 1.4 \times 10^6 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

(3) 計算結果

図-4.5~4.9にたわみ量、図-4.10~4.14に曲げモーメントの変化を示す。たわみ量の最大値を図-4.15、曲げモーメントの最大値を図-4.16に示す。

(4) 計算例

一万トンの船舶の接岸速度を 15 cm/sec とすると有効接岸エネルギーは 11.5 tm 、防玄材としてV型 $500\text{H} \times 2000\text{l}$ を使用するものとする。反力は 74 t となる。したがって、コーピングに働く分布荷重として $P = 37 \text{ t/m}$ となる。

コーピングの大きさを高さ2m、幅1m、の長方形とすると断面二次モーメント I は

$$I = \frac{2 \times 1^3}{12} = 0.167 \text{ (m}^4\text{)}$$

となる。

地盤反力係数 $E_s = 2000 \text{ t/m}^2$ とすると図-4.16により最大曲げモーメントは荷重状態⑤の場合で最大値 2 tm となる。そのときのたわみの最大値は図-4.15により 0.011 cm となる。

$P = 34$ の場合には

$$M_{\max} = 37 \times 2 = 74 \text{ tm}$$

$$y_{\max} = 37 \times 0.011 = 0.41 \text{ cm}$$

コーピングの端応力 δ は

$$\sigma = \frac{Mb}{I} = \frac{74 \times 0.5}{0.167} = 222 \text{ t/m}^2 = 22.2 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

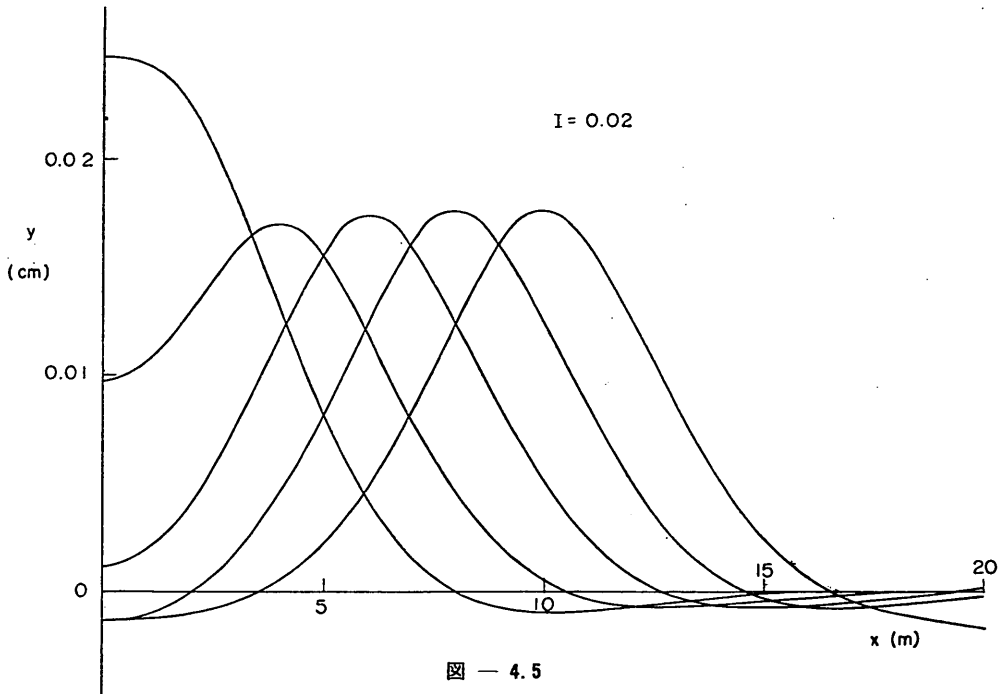


図-4.5

$=70\text{kg/cm}^2$

また、その時の最大地盤反力 q は

$$q = E_s y = 2000\text{t/m}^2 \times 0.0041\text{m} = 8\text{t/m}$$

これは船舶衝撃力の1/9の大きさの反力となる。

4.4 ま と め

(1) 特別の検討を行わないときは船舶のけん引力はタイロッド4本に分担させる。

コーピングの剛度を考慮してタイロッド張力に分散

させるときは図-4.2を用いてタイロッド張力を計算する。

(2) 船舶の衝撃力によって生ずるコーピングの曲げモーメントの最大値は防玄材の中央で発生するがたわみの最大値は防玄材の間隔およびコーピングの剛度により必ずしも防玄材の中央で発生するとは限らない。

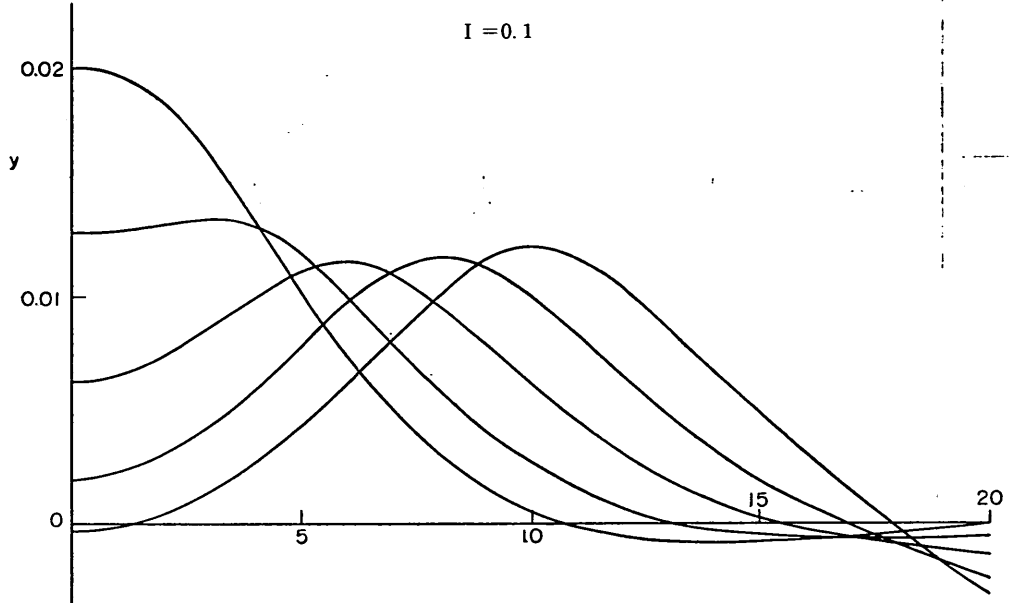


図 - 4.6

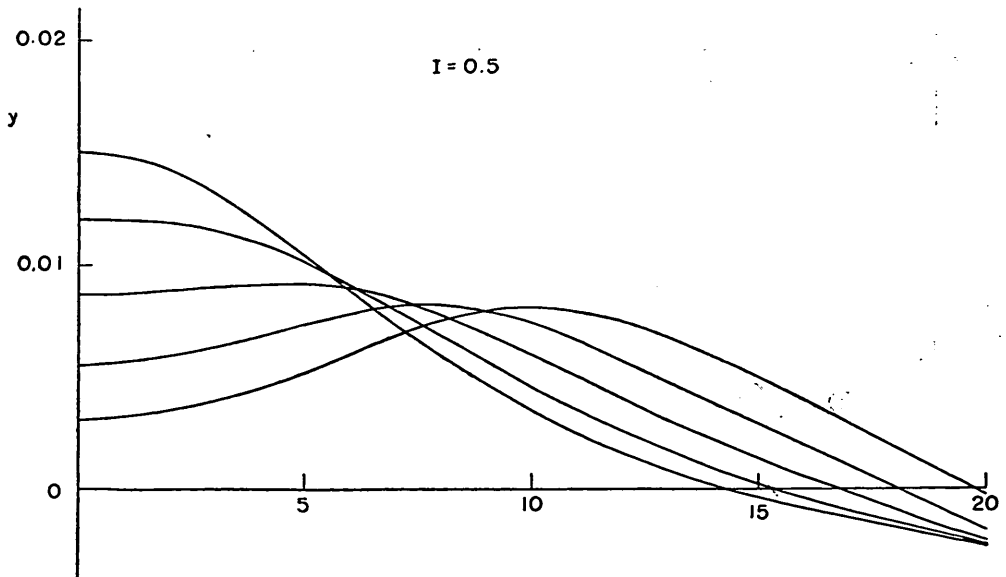


図 - 4.7

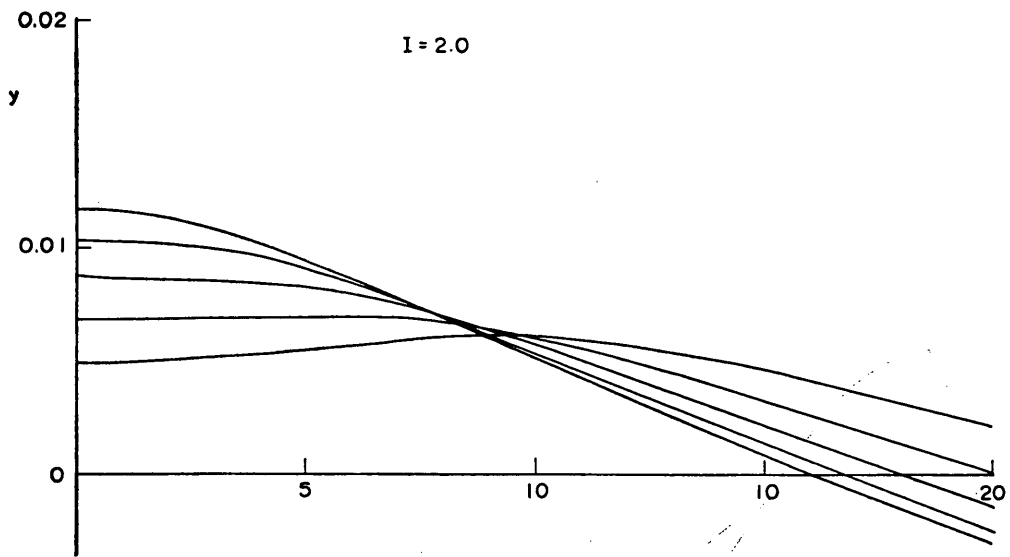


图 — 4.8

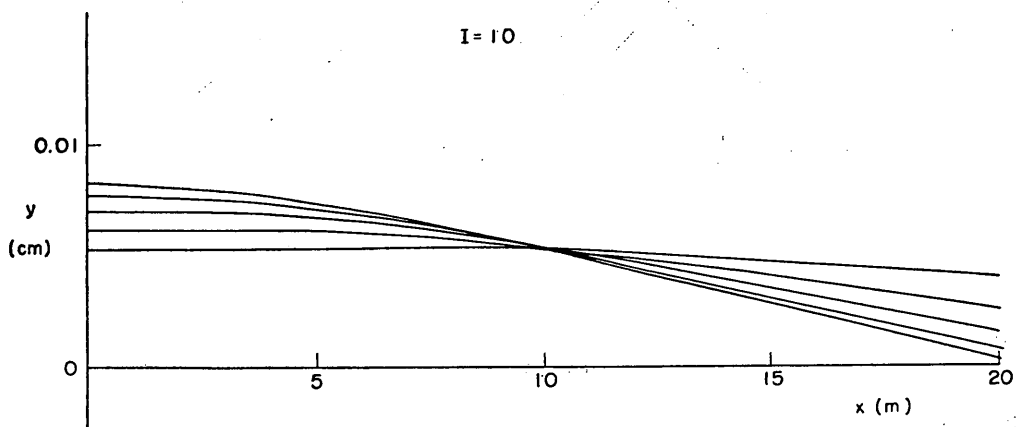


图 — 4.9

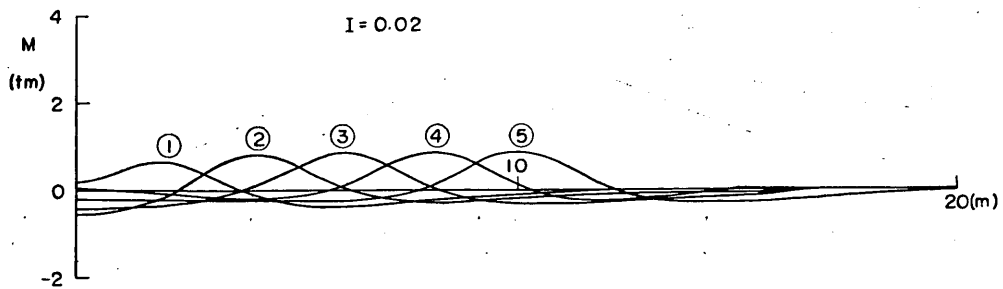
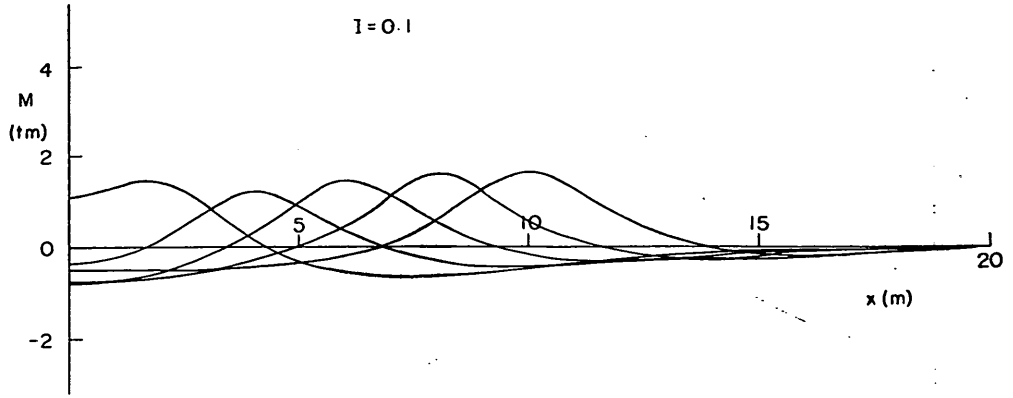
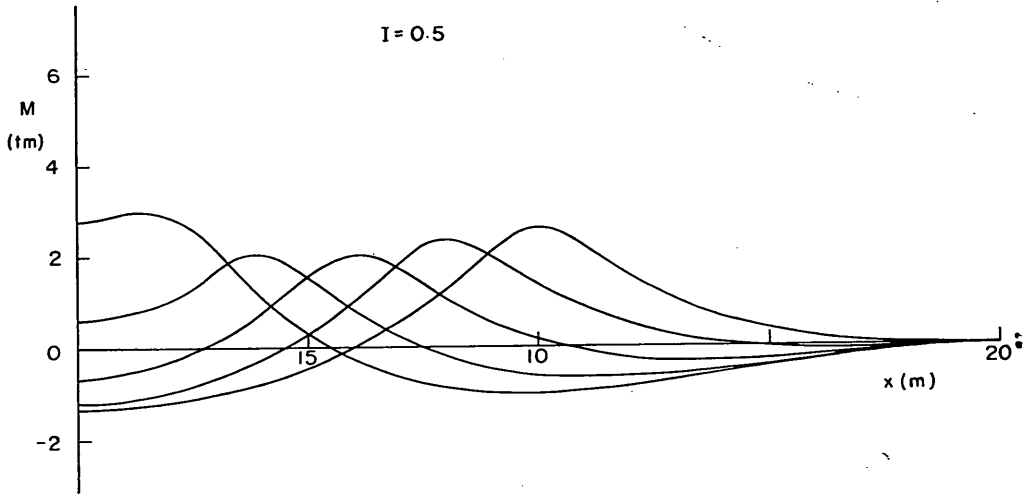


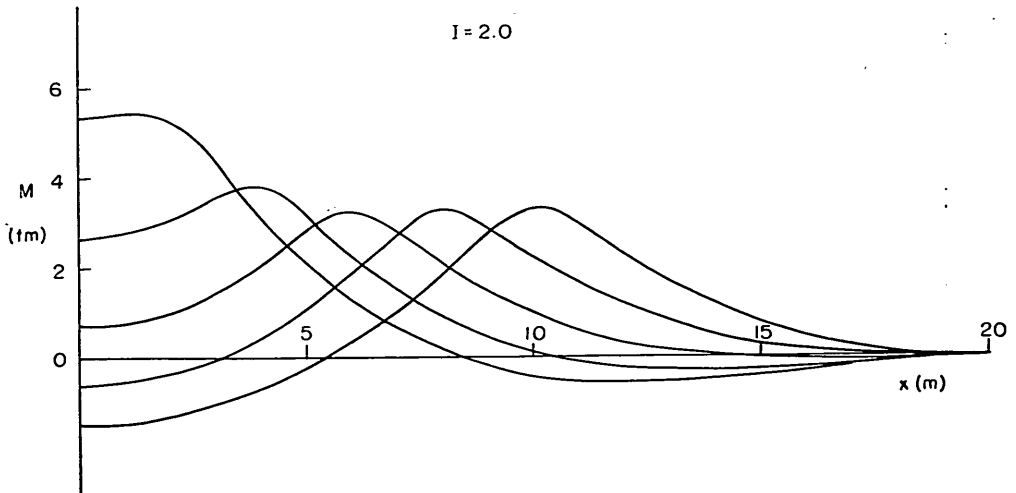
图 — 4.10



☒ — 4.11



☒ — 4.12



☒ — 4.13

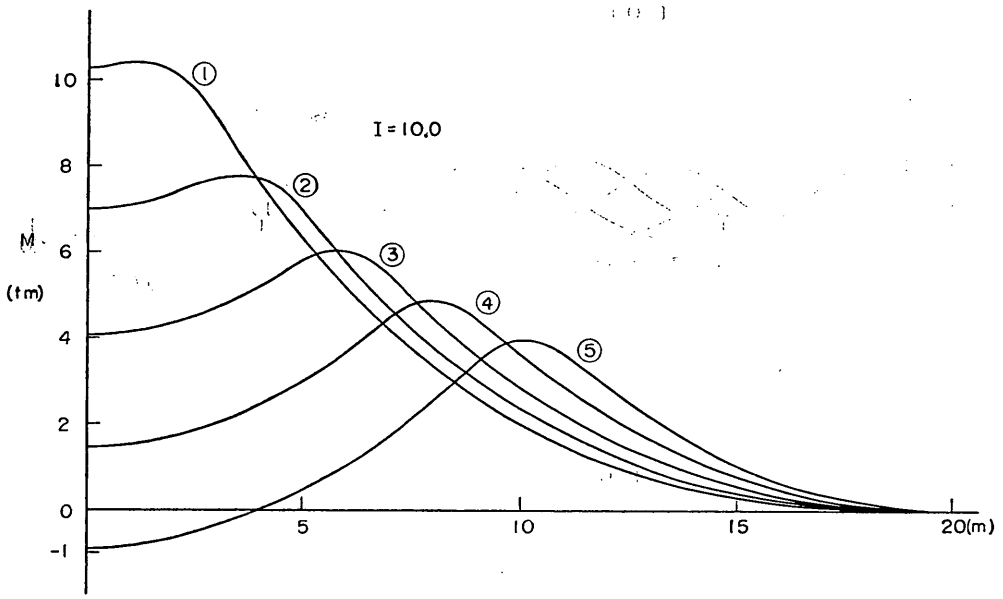


図 - 4.14

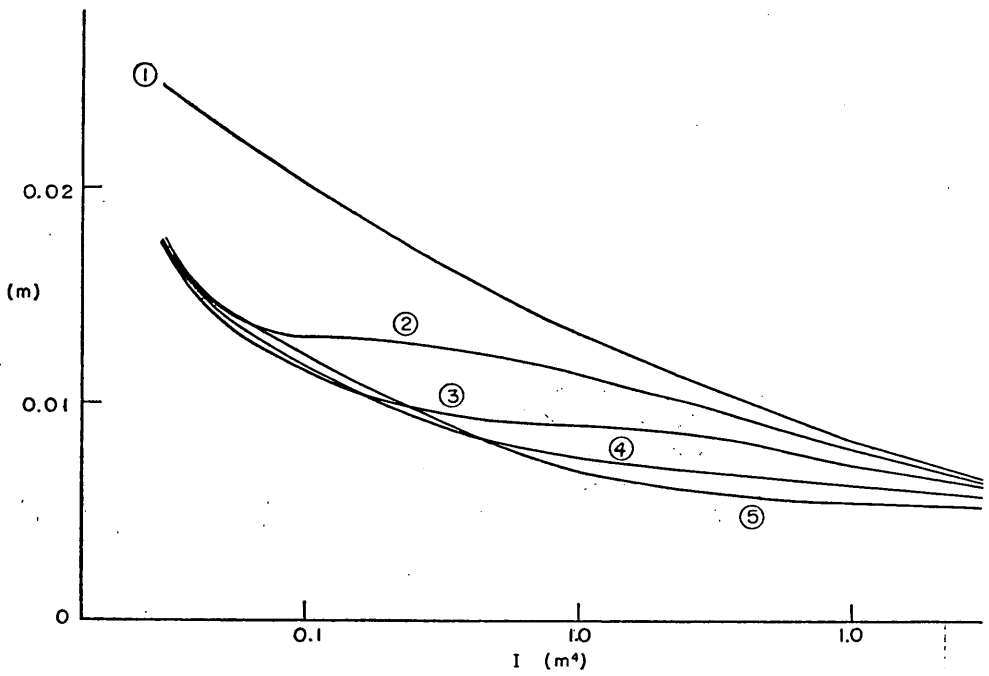


図-4.15 コーピングの最大たわみ量

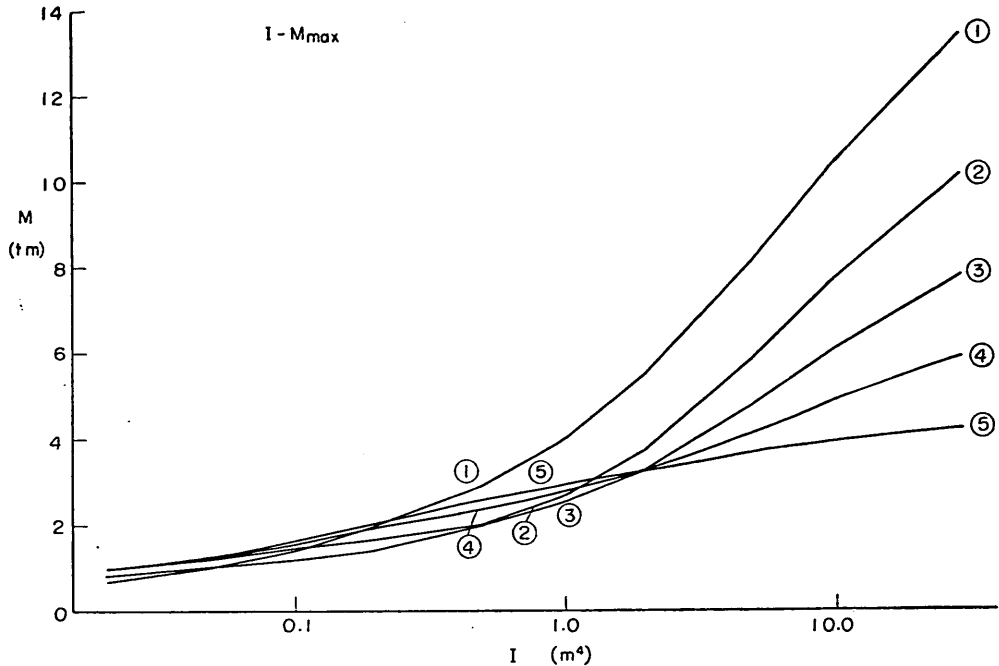


図 — 4.16

第5章 ゴム防げん材の配置間隔について

5.1 要 旨

けい船岸に対する附属設備として防衝設備、けい船柱その他があるが、現在の設計要覧では、けい船柱の間隔については基準があるが、防衝設備にはそれがない。したがって、防げん材にもこの際基準を作ってはどうかという意見が、「設計基準」の作成段階で聞かれた。

10年ぐらい前までは、防げん材は、ほとんど木材に限られ、それを連続的に配置することが多かった。しかし最近ではゴム材による弾性防げん材が盛んに使用されるようになり、新しいけい船施設はもちろん、既設けい船岸においても、木材防げん材の取替え時期には、新しくゴム防げん材を使用するケースが多くなってきた。しかしゴム防げん材は木材に比べ、その単価が著しく高価なため、連続に配置されることはほとんどなく、大抵の場合縦ないし横に、ある間隔をもって配置される。

防げん材は、船舶の衝突によるけい船施設の損傷を防ぐと同時に、船体の損傷を防ぐ二つの機能があるわけであるが、さん橋式けい船岸は、その構造が軽いため衝撃力に対して比較的弱い。したがって衝撃力は設計上重要な要素となる。これに対し重力式や矢板式けい船岸にあっては、衝撃力は構造物の設計上大したウエイトを持

たない。そのため防げん材の配置は便宜的に決められているのが実状のようである。

今回、すでに使用されている防げん材の配置間隔についてアンケートによる調査を各建設局にお願いし、48港216施設の資料を得ることができた。これらを基に現状を分析すると共に、配置間隔を決める要素として船舶の岸壁けい留法（主に接岸時の接岸角度）および船形について調べてみた。接岸角度はパイロットに対する聞き込み調査、主要な港に対するアンケート調査を行ない、その実際を知ることができた。船形については、3,000トン、5,000トン、11,000トン級の貨物船の線図を得ることができたので、船舶が防げん材に接触と思われる部分の平面図を抽いてみて、これを上に調査した接岸角度で接岸させ、船が直接岸壁に当たらないために必要な防げん材の間隔を図形的に求めてみた。また、接岸後の船舶には、その船のバラレルライン（平行げん）に数個の防げん材が当たっていればよいと考えられるので、バラレルラインに必要な防げん材の個数からも配置間隔を求めてみた。

最後に、上記の方法で求まる間隔をもとにしてゴム防げん材の配置間隔の基準をつくった。この基準は防げん材の取り付け位置がけい船岸の構造に影響を与えない構造様式（重力式、矢板式など）を対象としたが、さん橋

などその構造が防げん材の取り付け位置の影響を受けるものについても一応の目安となる。

なお、今回の調査で判明した「防げん材の取り付け高さ」、「防げん材に関する事故、苦情」については、今後の設計の参考になると思われるので付録として載せておいた。

5.2 防げん材の配置の現状

アンケートにより集まった資料は、48港 216 施設の防げん材で、このうち37施設は木材、その他はゴム防げん材で、一部木材と併用しているものもあった。ここではゴム防げん材についてその配置形式、配置間隔の調査結果について述べる。

(1) 配置形式

配置形式は図-5.1 に示すように、1個の防げん材を水平に一定間隔をもって配置したものをA形式、4個の防げん材を上下二段に配置したものをB形式、2個の防げん材を上下二段に配置したものをC形式、1個の防げん材を縦方向に一定間隔に配置したものをD形式、その他の形式を「その他」として分類した。その結果ゴム防げん材 179 例のうちA形式のものが100例（このうちには必ずしも配置が等間隔でなく、A形式に準ずると考えたもの12例……A'形式……を含む）、B形式が3例、C形式が17例、D形式が39例（このうち斜めに配置したもの、1箇所2箇所ずつ配置したものなどD形式に準ずると考えたものが6例）、その他20例であった。その他形式のほとんどはAとDの混合形式である。（図-5.2参照）

A形式は大型船バースに比較的多く用いられ、D形式は小型船バースに多く用いられる傾向がある。また港別あるいは地域別傾向としては、D形式は潮差の大きい九州地方で多く用いられ（D形式39例中24例）、C形式は横浜港において特に多く採用されている形式である（C形式17例中12例）。

(2) 配置間隔

現在用いられている防げん材の配置形式はA形式およびD形式が大半を占めるので、これら形式についてその

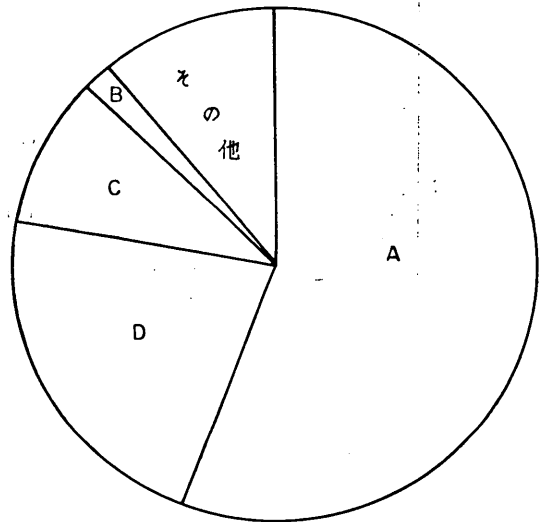


図-5.2 各配置形式の使用割合

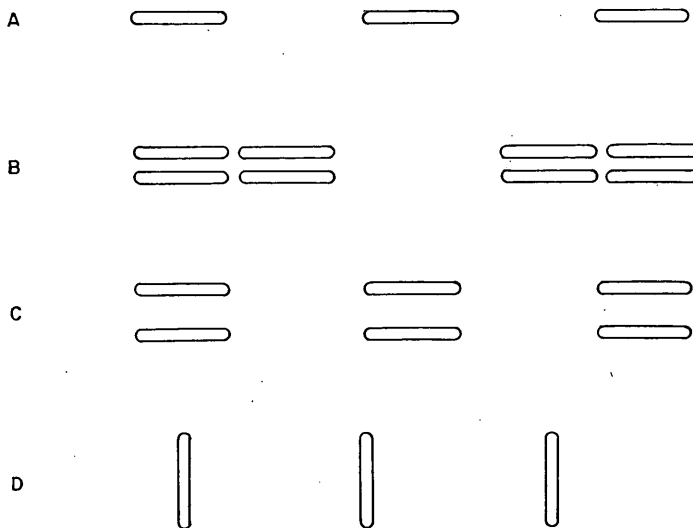


図-5.1 防げん材の配置形式

間隔がどうなっているかをみる。

図-5.3はA形式の防げん材の配置間隔を水深別、けい船岸構造様式別にプロットしたものである。このうち印の下に横線を付したものはA形式のもので、等間隔でないものは平均間隔で示した。A形式が大型船岸壁に比較的多く用いられていることがわかるが、配置間隔と水深の間には目立った相関はなく、水深の大小にかかわらず5m、10m、15mといった区切りのよい間隔が多く用いられている。図-5.4のグラフはこのことを示したものである。

図-5.5は、D形式の防げん材の配置間隔を水深別、けい船岸構造様式別にプロットしたものである。この形式は小型船バースに比較的多く用いられており、1万トン以上の大型船バースにはほとんど用いられていない。この形式についても間隔と水深の間には目立った相関はないが、小型船バースに大きな配置間隔は採用されず、大型船バースに小間隔は採用されない傾向はうかがえる。配置間隔の採用割合は表-5.1のようになり、5m～7m間隔に設けられる場合が圧倒的に多い。なお、図-5.5に25m、15.5mという大間隔の例が示されているが、これらの施設は石油会社、火力発電所が専用してい

表5.1 D形式配置間隔

間 隔	施 設 数
5m未満	7
5m ～ 6m	9
6m ～ 7m	11
7m ～ 8m	1
8m ～ 9m	3
9m以上	8

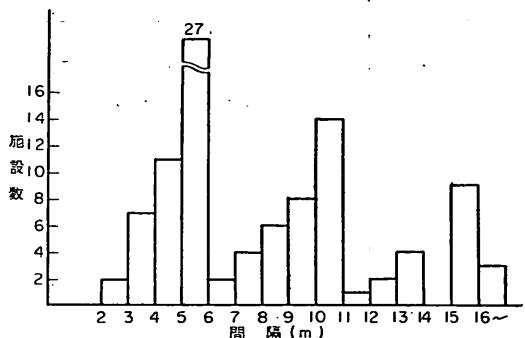


図-5.4 A形式の配置間隔採用割合

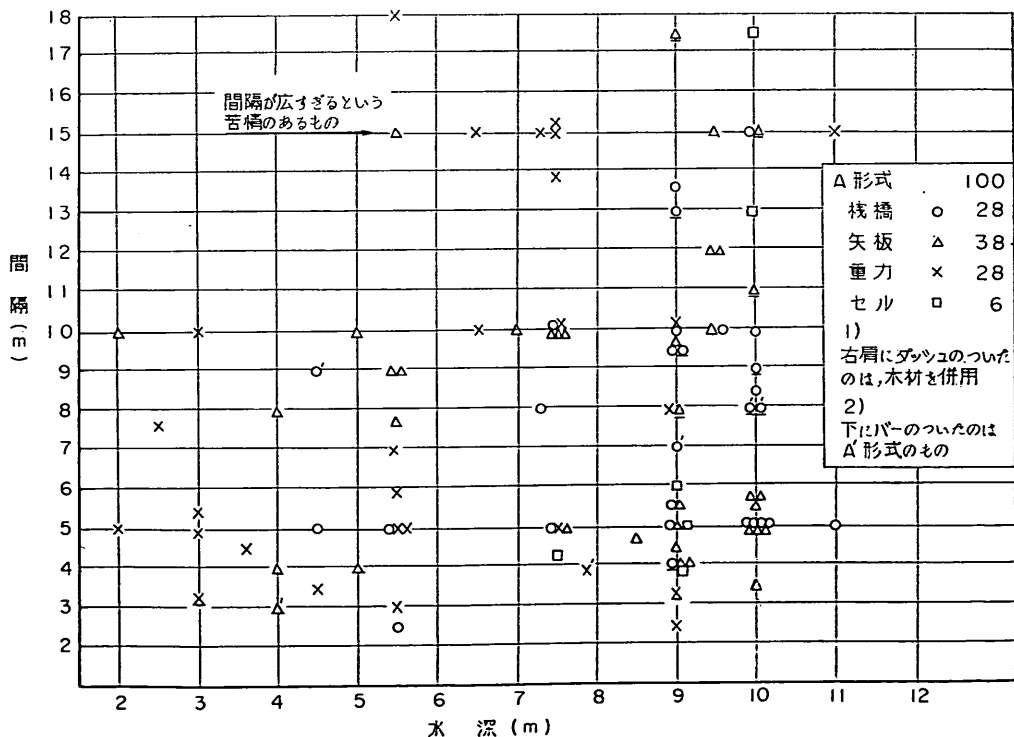


図-5.3 A形式の水深—配置間隔図

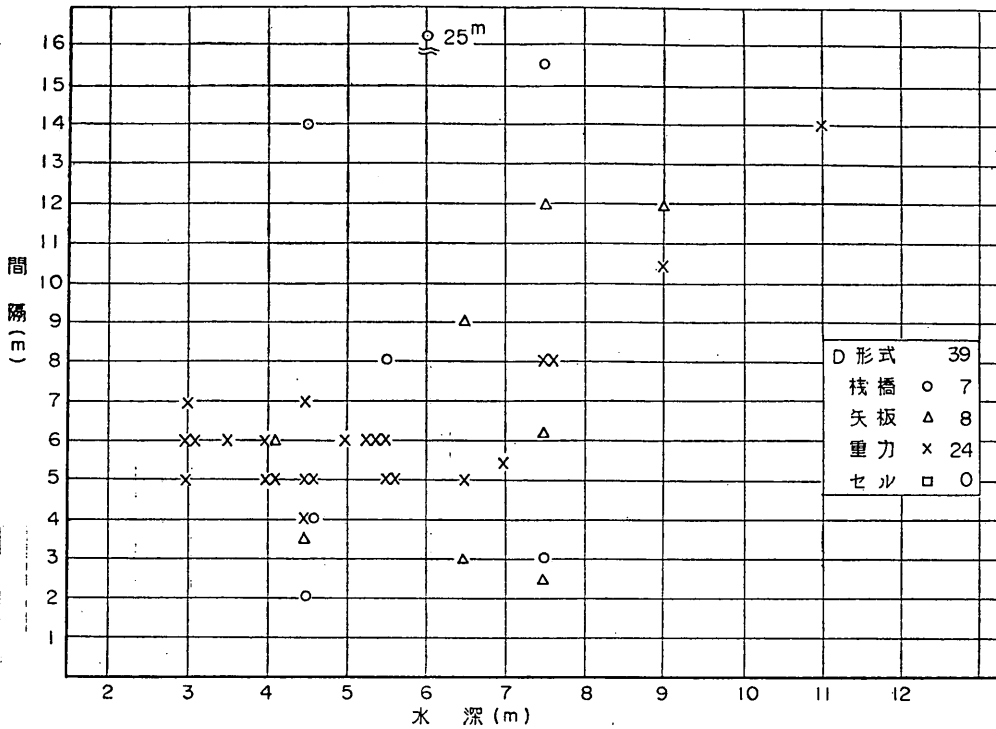


図-5.5 D形式の水深-配置間隔図

表-5.2 水深と配置間隔の関係

水深 m	対象船舶 トン	A 形 式				D 形 式			
		全施設数	平均間隔 m	間隔10m以下 の施設数	平均間隔 m	全施設数	平均間隔 m	間隔10m以下 の施設数	平均間隔 m
- 4.5	700					8	5.6	7	4.3
- 5.5	2,000	12	7.7	10	5.9	6	6.0	6	6.0
- 7.5	5,000	12	9.5	9	7.7	7	7.9	5	5.5
- 9.0	10,000	24	7.3	21	6.2	2	11.2		
-10.0	15,000	21	8.1	16	6.2				

るものである。専用岸壁では比較的使用船舶の大きさが決まるから、このような間隔が採れるものと思われる。

以上、現行の配置形式の大半を占めるAおよびD形式について、各水深別にその間隔をまとめると表-5.2のようになる。表-5.2で間隔10m以下の施設をとり出して別に平均したのは、水深の小さいところでは、10m以上の間隔というのはサンプルとして例外的なものになっているからである。

C形式は総数17であったので表-5.3にその詳細を示

す。

なお、今回の調査では現在の配置間隔での苦情の有無によって、現在採られている間隔の適不適を知ろうとした間隔に関する苦情はもちろん広すぎるというものであるが、予想外に苦情が少なく、Y港の例(図-5.6)とT港の例(-5.5m岸壁においてV型防げん材をA形式に15mピッチに配置)の2例だけであった。実際にある苦情が我々の耳に入らなかったのかも知れないが、調査表で見る限り現行の配置は苦情の起こらない範囲のもの

表-5.3 C形式配置の実状

港名	水深	構造・様式	H. W. L	間隔	防げん材	長さ	高さ	上段の H. W. L から の位置	上・下段 の間隔
	m		m	m		cm	cm	cm	cm
H 港	-10.0	L 型	2.23	18.0	V 型	270	40	+ 60	105
K 港	- 4.5	矢 板	2.30	11.0	角 型	150	15	—	85
M 港	- 7.3	ケーソン	1.50	3.0	丸 型	100	25	—	60
O 港	- 7.5	ドルフィン	1.40	3.0	菱 D 型	100	38	+ 125	55
H' 港	- 5.5	矢 板	1.50	8.3	角 型	200	20	+ 90	50
Y 港	-10.0	棧 橋	2.00	10.0	D 型	150	50	+ 115	90
"	-10.0	"	2.00	14.0	V 型	150	50	—	—
"	-10.0	"	2.00	10.0	"	150	50	—	—
"	-10.0	"	2.00	14.0	"	150	50	—	—
"	-10.0	"	2.00	10.0	角 型	150	55	—	—
"	- 9.0	潜 函	2.00	5.0	"	100	30	+ 118	70
"	- 8.0	"	2.00	20.0	"	100	30	+ 30	70
"	-11.0	橋 脚	2.00	20.0	"	100	30	+ 95	70
"	- 8.0	棧 橋	2.00	10.0	"	100	30	+ 110	70
"	- 7.5	矢 板	2.00	7.0	"	100	25	+ 120	70
"	-11.0	棧 橋	2.00	20.0	パラボラ	150	30	+ 100	70
"	-11.0	"	2.00	20.0	"	150	30	+ 100	70
"	-10.0	"	2.00	5.0	角 型	100	30	+ 135	75

考えられる。

図-5.3 を見ると15m 間隔というのは、水深7m 以下のけい船岸にあっては確かに例外的に大きな間隔と言える。Y港は-10m 岸壁にB形式に配しているが、図-5.3 の10m 岸壁と比較して広すぎるものではない。

5.3 船形から決まる防げん材の間隔

防げん材の配置間隔を決める要素は、棧橋構造は別として一般には、船舶の接岸方法と船舶の形状と考えられる。防げん材を適当な間隔に配置しておいて、防げん材が所定の船舶のエネルギーを吸収し終える以前に、船舶が直接けい船岸に接触することのないようにしておけば、船にもけい船岸にも事故は起こらないはずである。そこで今回、パイロットに聞いた操船法などを参考に、手に入った3千、5千、1万1千トン級貨物船のライン図(線図)より船舶の平面図を求め、これを種々の接岸角度で接岸させて、接岸時の所要間隔を求めてみた。一方、接岸後の船舶についてもそのパラレルライン(平行げん)に必要な防げん材の個数から決まる間隔を求めて

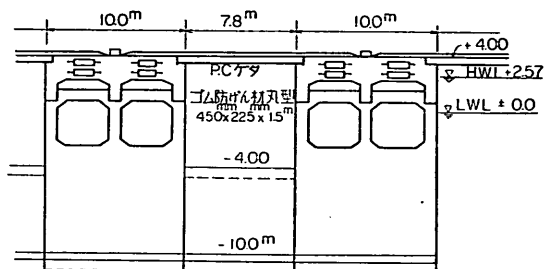


図-5.6 Y港-10.0m 岸壁側面図

みた。

(1) 船舶の接岸方法

船の横着けい留法は、けい船施設の如何、水深、風潮、船舶の大小、機関の種類、タグの有無によってそれぞれ異なるが、一般的な規範を挙げると

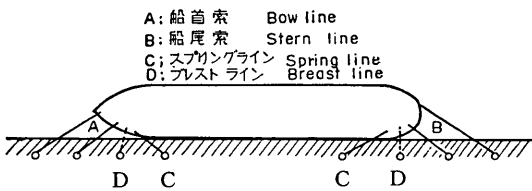
○接岸速度は極力低速の前進惰力とすべきで、ときどき機関を後進に使用して、過大速度を極力緩和する。

○接岸針路はけい留岸壁線と船首尾線の角度を約 1/2

～1点(6°～11°)とするのが理想である。

- けい留岸壁の正横に船幅の1.5～2倍の間隔を置いて船を停止させる。
- 船尾を岸壁に近づけないように注意すべきで、普通は Bow Line, Back Spring を先に送り出して(図—5.7 参照)これを巻き込みつつ、船首部を岸壁方に向け、船尾部はこれより遠ざけるように操船する。
- タグの使用可能な港においては当然これを使用すべきである。

などである。「船舶運用学」横田利雄による)。なお、港湾講演集第七集(昭和17年発行)で海技課長が述べているのを見ると、約20°ぐらいの傾きで持って行き、着岸予定地付近で後進をかけて船首を回頭させ、船を平行に持っていくということであった。



図—5.7 船舶のけい船索

横浜において、パイロットその他海事関係の人々に聞いたところによると

- 現在、主要な港では、ほとんどタグを使用するようになっている。そしてタグを使用するときは、ほとんどの場合、船は平行に付ける。
- タグを使用しない場合は、着岸点前方70mぐらいで錨をほりこみ、30～50mぐらいで Bow Line をつなぎ、着岸前には岸壁線から船幅の1/2ぐらいをあけて、平行に停止することが多い。したがって、着岸時、船首尾方向が岸壁線と20°にもなることはほとんど起こらない。
- ゴム防げん材で船体が凹んだ例もある。したがって防げん材の有無にかかわらず操船はいつも慎重を極め防げん材の配置間隔、その多少によって操船が変わるということはない。
- 防げん材の間隔としては船の平行ラインに2個当たっていればよい。

などの意見であった。実際、横浜港大棧橋に着いた1万トン級の外国船も、2隻のタグによりほぼ平行に、衝撃なく接岸していた。他港における接岸状況を調べたものを表—5.4 に示す。

次に上記の接岸方法を参考に、各種船形について図形的に防げん材の配置間隔を求める。

表—5.4 けい船岸への接岸の実態

	タグを使用して接岸する船舶	タグ使用の場合の接岸角度	タグを使用しない場合の接岸角度
新潟港	2,000トン以上 (1,000トン級でも使用する場合があります)	1隻の場合…30°～40°(船首より接岸) 2隻の場合…平行接岸	船首より接岸45°
伏木富山港	3,000トン以上 (1,000トン級でも使用する場合があります)	平行接岸が普通 操船ミスの場合…15°	左に同じ
名古屋港	2,000トン以上 (1,000トン級でも使用する場合があります)	普通平行接岸、強風時20°位になり、 まれに30°の時もある。	ほとんど平行接岸であるが15°位になることもある
四日市港	3,000トン以上	ほとんど平行	20°位
清水港	3,000トン以上…100%タグ使用 2～3,000トン…70%タグ使用 1～2,000トン…10%タグ使用	(実測) 9,595トン…0°30′ 8,740トン…平行 10,000トン…0°07′ 9,212トン…平行 7,595トン…平行 10,000トン…平行 5,904トン…平行 10,000トン…平行	4日間の実測中に該当船舶なし
四建管内	2,000トン以上 (500～1,000トンでも使用する場合があります)	天候にもよるが大体平行 0°～10°程度	0°～10°

(2) 接岸時の船形から求まる間隔

現在のところ防げん材の間隔を決める最もいい方法は、入港予定船の平面図を描いてみて、それを種々の角度に接岸させてみて、適当な間隔を求めることである。

普通、船舶の吃水面附近の平面形はわからないのだが、今回、3,000トン級、5,000トン級、11,000トン級貨物船の線図（船体を縦、横、水平に等分し、その切断線で船の形を正確に表わすもので、船体形状の基礎となるもの）を得ることができたので、これらの各船形について、その満載吃水面附近の平面形より、各船の接岸角度による必要防げん材間隔を図形的に求めてみた。

イ) 2,800トン型貨物船

諸元

船の長さ（全長）	90.5m
船の長さ（垂線間）	84.0m
船の幅	12.2m
船の深さ	6.5m
計画満載吃水面	5.6m
排水量	4,280t

垂線間の船の長さとは、普通に船の長さといっているものに近い数字で、船首垂線（F. P, Fore Perpendicular）から船尾垂線（A. P, After Perpendicular）までの距離である。この船ではキールから5m立上ったところの船長に相当する。

この船の満載吃水が5.6mであるので、比較的防げん材が当たると考えられる6.0m水面（Water Line）での平面形の寸法をとった（表—5.5）。これより縮尺1/50の平面形を描き、図—5.9の要領で、 θ が5°, 10°, 15°, 20°のときの、 y が10cm, 20cm, 30cmの場合の x を求めた。ここに θ は接岸角度で、接岸時岸壁法線と船首尾方向のなす角である。表—5.4でもわかるように通常の場合20°まで考えておけば十分である。 y は法線と船との間の、法線直角方向の距離、 x は船が岸壁に接触したときの接触点の両側で y の値が等しくなる地点間の距離、 l はF. P.（船尾から着岸する場合は A. P.）と接触点との距離を船首尾方向に測ったものである。表—5.6はその結果である。通常の操船では船首から着岸するわけであるが表—5.6では船尾から着岸した場合の x も求めている。

前に述べたようにパイロットの話では、船は岸壁との間隔（ t とする）を船幅（ B とする）の1/2くらいにして、岸壁に平行に停止する。「船舶運用学」によると、船幅の1.5~2.0倍あけて停止するのが理想とある。今、岸壁に平行に停止した船の船首、船尾の一方だけが岸に

近づいた場合を考えると θ は4°（ $t = \frac{1}{2}B$ ）から17°（ $t = 2B$ ）となり、この場合にも20°を超えることはない。

ロ) 4,800トン型貨物船（木材運搬船）

諸元

船の長さ（全長）	101.3 m
船の長さ（垂線間）	94.0 m
船の幅	14.8 m
船の深さ	7.6 m
計画満載吃水面	6.25m

イ)と同様に4,800D/Wの貨物船の7.0m Water Lineでの平面形の寸法を求めると表—5.7のようになる。図—5.9に示した要領で、各 θ に対する x の値を求めると表—5.8のとおりである。

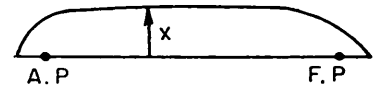
なお、この船が岸壁から船幅の2倍離れて平行に停止してから、船首尾の一方が岸壁に近づいたとすると、接岸角度 θ は15°位になる。

ハ) 11,000トン型貨物船

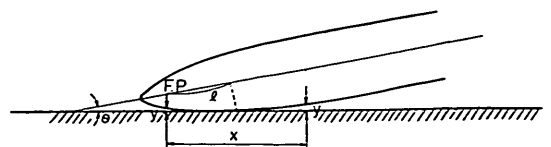
諸元

船の長さ（全長）	137.0 m
船の長さ（垂線間）	128.0 m
船の幅	18.4 m
船の深さ	11.4 m
計画満載吃水面	8.55m

イ)と同様に11,000D/Wの貨物船の9.0m Water Lineでの平面形の寸法は表—5.9のようになっている。これにより図—5.9に示す要領で、各 θ 、 y に対する x を求めると表—5.10のようになる。なお、11,000トン型については表—5.9に示した以外の Square Station に対する x が不明なため、曲率が大きいところの平面形を正確に書くことができなかったので、図面としての精度がイ)、ロ)に比べ多少劣る。



図—5.8 表 5, 7, 9 のための説明図



図—5.9 表 6, 8, 10 のための説明図

表-5.5 2,800トン型船舶の寸法

(Water Line 6.0m)

Square Station	x	Square Station	x
A. P	1.138 m	5	6.100 m
1/4	2.178	6	6.100
1/2	3.082	7	6.100
3/4	3.860	8	5.584
1	4.500	8 1/2	4.890
1 1/2	5.375	9	3.767
2	5.829	9 1/4	3.017
3	6.100	9 1/2	2.161
4	6.100	9 3/4	1.185
		F. P	0.131

注) A. PとF. Pの間を10等分した値を Square Station Apartと呼ぶ。この船では、その値は8.4mである。

表-5.7 4,800トン型船舶の寸法

(Water Line 7.0m)

Square Station	x	Square Station	x
A. P	2.38 m	5	7.40 m
1/4	3.46	6	7.40
1/2	4.38	7	7.40
3/4	5.15	8	7.28
1	5.80	8 1/2	6.66
1 1/2	6.67	9	5.22
2	7.14	9 1/4	4.18
3	7.40	9 1/2	2.95
4	7.40	9 3/4	1.63
		F. P	0.29

図-5.8 参照 Square Station Apart=9.4m

表-5.9 11,000トン型船舶の寸法

(Water Line 9.0m)

Square Station	x	Square Station	x
A. P	2.31 m	5	9.20 m
1/4	3.48	6	9.20
1/2	4.54	7	9.20
3/4	5.62	8	8.96
1	6.60	8 1/2	7.86
1 1/2	8.13	9	5.80
2	9.01	9 1/4	4.50
3	9.20	9 1/2	3.10
4	9.20	9 3/4	1.65
		F. P	0.15

図-5.8参照 Square Station Apart=12.8m

表-5.6 各θ, yに対する間隔

船首から着岸の場合				船尾から着岸の場合			
θ	l	y	x	θ	l	y	x
5°	19.5	10	7.04	5°	15.7	10	7.10
		20	9.85			20	9.80
		30	12.08			30	12.50
10°	14.0	10	6.00	10°	12.0	10	5.66
		20	8.96			20	8.40
		30	10.03			30	10.04
15°	10.5	10	5.02	15°	8.40	10	5.15
		20	7.63			20	7.36
		30	9.75			30	9.18
20°	6.3	10	6.20	20°	5.20	10	5.76
		20	8.42			20	7.70
		30	10.38			30	9.53

$$\frac{\text{パラレルライン}}{\text{船の長さ}} = \frac{37\text{m}}{84\text{m}} = 0.44$$

表-5.8 各θ, yに対する間隔

船首から着岸の場合				船尾から着岸の場合			
θ	l	y	x	θ	l	y	x
5°	18.5	10	5.65	5°	17.0	10	8.10
		20	6.30			20	11.38
		30	10.40			30	13.68
10°	14.5	10	5.15	10°	12.0	10	6.10
		20	7.74			20	8.52
		30	9.45			30	10.90
15°	12.5	10	4.65	15°	9.5	10	5.70
		20	6.92			20	8.30
		30	8.32			30	10.20
20°	9.5	10	4.80	20°	4.7	10	5.60
		20	7.03			20	8.47
		30	8.75			30	10.30

図-5.9 参照

$$\frac{\text{パラレルライン}}{\text{船の長さ}} = \frac{44.5\text{m}}{94.0\text{m}} = 0.47$$

表-5.10 各θ, yに対する間隔

船首から着岸の場合				船尾から着岸の場合			
θ	l	y	x	θ	l	y	x
5°	25.6	10	4.80	5°	24.5	10	6.26
		20	7.75			20	9.30
		30	10.44			30	11.78
10°	21.5	10	6.72	10°	20.7	10	6.10
		20	9.00			20	9.22
		30	10.84			30	11.67
15°	18.0	10	6.06	15°	12.8	10	6.97
		20	8.29			20	10.94
		30	10.06			30	13.88
20°	15.5	10	6.62	20°	0.0	10	9.20
		20	10.14			20	14.27
		30	12.32			30	16.78

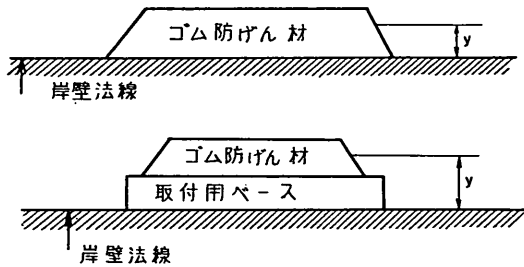
図-5.9 参照

$$\frac{\text{パラレルライン}}{\text{船の長さ}} = \frac{66\text{m}}{128\text{m}} = 0.52$$

この船についても、船幅の2倍離れた岸壁に平行な位置から船首尾の一方が岸に近づいたとすると、その時の θ は 15° となる。

以上で三種類の船に対して、接岸角度 θ 、高さ y が決まった場合の間隔 x が求まった。したがってこの三種の船に対し、実際に接岸時の船形から決まる間隔を求めてみる。

今、船舶は通常の状態では接岸すると考える。したがって船舶は船首より $0^\circ \sim 20^\circ$ の接岸角度を持って接岸すると考える。この場合、岸壁法線からゴム防げん材の最終圧縮時の高さ、すなわち図—5.10の y をいくらにとるかが問題になる。これは防げん材の取付け方法——岸壁法線に直接取付けるか、法線から突出させた台座に取付けるか——によって異なり、 y を大きくすることにより間隔 x が大きくなるのは表—5.6、5.8、5.10に示したとおりである。



図—5.10 ゴム防げん材取付図

今回の調査で図面より取り付け状態のわかった143例について、その取り付け方法を分類してみると、74%にあたる105例が直接取り付け、残りの38例は、木材やコンクリートで岸壁法線から10cm~30cm突出させた台座にゴム防げん材を取り付けていた。ここでは、防げん材を直接岸壁法線に取り付ける場合を考える。

次に、各水深別に、ゴム防げん材の厚さ(高さ)を調べてみると表—5.11のようになる。これはAおよびD形式に配置された防げん材について、各水深別に、施設数が5以上のものを対象とした。個々の防げん材の厚さ(高さ)は5cmきざみに各種採用されているが、平均してみると水深の増大(船舶の大型化)と共に、厚さも大きくなっている。

ゴム防げん材は各形式とも、その歪量が高さの半分以内において設計エネルギーを吸収するようにできている。このことより y として防げん材の高さの1/2をとればよいから表—5.6、5.8、5.10より各船の接岸時に必要とする間隔が求まる。3,000トン級の岸壁では大体25cmく

表—5.11 水深と防げん材の高さの関係

水深	対象船舶	施設数	よく用いられる防げん材の高さ	平均高さ
— 3.0 m		8	15 cm	16.9 cm
— 4.0		7	15	22.1
— 4.5	700トン	11	25	26.4
— 5.5	2,000	17	30	25.6
— 6.5		5	30	26.0
— 7.5	5,000	20	30	30.0
— 9.0	10,000	26	30	35.6
— 9.5	12,000	5	40	41.0
— 10.0	15,000	21	50	42.6

りの厚さを持った防げん材が使われている。したがって、厚さの半分まで圧縮して、接岸有効エネルギーを吸収したとすると、 y は12~3cmとなる。その場合の間隔を表—5.6を参考に求めると接岸角度 θ が 5° のとき7.9m、 10° のとき6.9m、 15° のとき5.8m、 20° のとき6.9mとなる。したがって、この3,000トン級船舶に対して、厚さ25cmの防げん材を岸壁法線上の上部工に直接取り付けられる場合は、その間隔を5.8mにしておけば、船が通常の接岸方法で接岸する場合、船舶と岸壁の直接接触はなくなる。

5,000トン級のけい船岸には、厚さ30cmの防げん材が普通使用されている。したがって、船舶の接岸により厚さが半分になったとして $y=15\text{cm}$ に対し、表—5.8より x を求めると、 θ が 5° で6.0m、 10° で5.5m、 15° で5.8m、 20° で6.4mとなる。この船では、その船形により傾角 10° のときに最小間隔が現われる。

11,000トン級では、防げん材として普通厚さ40cmのものが使用されるから、表—5.10により間隔 x を求めるための y として20cmとなる。したがってこの場合の間隔は、 θ が 5° で7.8m、 10° で9.0m、 15° で8.3m、 20° で10.0mとなり、この船は 5° のときに最小間隔となる。

なお、防げん材の設計のときに接岸方法として1/4点接触を使用するが、上記3,000トン、5,000トン、11,000トンの船舶を1/4点接触させようとする、3,000トンでは曲線から直線(パラレルライン)に移る少し前の位置($\theta < 5^\circ$)になるが、5,000トン、11,000トンの船では、その接触点は曲線から直線に移った位置になるので、岸壁にはほぼ平行に接岸した場合に1/4点接触が起こる。したがってその場合には、間隔はもっと広くてよいわけである。

以上実在の船の、防げん材に当たると予想される位置での平面形より、船舶が通常の状態では接岸する場合に船体

と岸壁との直接接触を防ぐに必要な間隔 x を求めた。これらの間隔（仮に船舶が船尾から接岸したとしてもその間隔 x は船首接岸の場合と大体同じ値になる）は防げん材を岸壁上部工に直接取付け、相隣る2個の防げん材の高さが半分になった場合の最小の間隔である。なお、上の計算では防げん材の長さを無視した。したがって防げん材の配置間隔としては、上に求めた間隔 x に防げん材の長さを加えたものになる。

上に求めた間隔は船舶が接岸するときに、船体と岸壁との直接接触が起こらないために必要なものとして求めたが、接岸後の船舶はそのパラレルライン（平行げん）を岸壁に付けるから防げん材の間隔は多少広くてもよいはずである。しかしあまり広がってパラレルラインに当たる防げん材の個数が少なくなると防げん材にも問題が起こるのであろう。そこで現在の配置間隔を参考に、けい留中に必要な防げん材の個数からその間隔を求めてみる。

(3) 接岸後の船舶に必要な防げん材の個数から求める間隔

横浜のパイロットの話では、けい留中はパラレルラインに2個の防げん材が当たればよいということであった。しかしこれはあくまで最低の数字であって実際にはもう少ししなければ船のローリングなどを受けとめるの

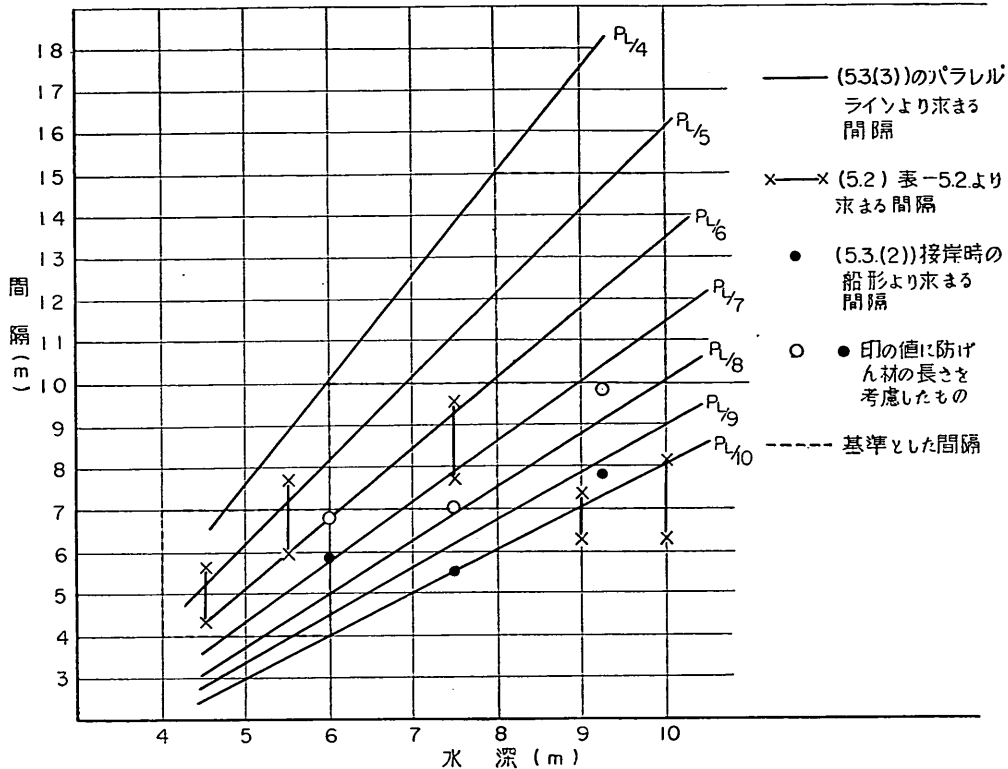
に、防げん材に無理な力が働くと思われる。横浜港大棧橋（-11.0m）にはゴム防げん材がC形式に20mピッチで配置されているが、ここにけい留していた7~8,000トン級船舶のパラレルラインへの防げん材の当たり具合をみると、2~3ヶ所すなわち4~6個の防げん材に接触していた。そこで、現在の配置間隔では一体何個の防げん材がパラレルラインに当たっているかを調べてみた。船のパラレルラインは表-5.6, 5.8, 5.10に示したように大体船長の半分と考えてよい。このパラレルラインの長さを表-5.2に示す現在の配置間隔で割ると防げん材の個数がでる。計算すると水深-7.5m以浅、つまり5,000トン以下の船舶には5~7個、10,000~15,000トンの船舶（水深-9.0~-10.0m）では10~12個となる。そこで逆に各クラスの船舶に4~10個の防げん材を等間隔にAあるいはD形式で配置すると表-5.12に示すような間隔となる。

5.4 ゴム防げん材の配置間隔の基準

現状の間隔および船形から求めた間隔をバース水深に対してプロットすると図-5.11のようになる。現状の間隔は水深7.5m以上の施設ではA形式のものを、4.5mについてはD形式の平均間隔を示した。5.3(2)で三種の船舶について求めた間隔を、その船が必要とするバー

表-5.12 パラレルラインへの配置個数とその間隔

船舶トン数	バース水深	船長	パラレルライン(LP)	LP/10	LP/9	LP/8	LP/7	LP/6	LP/5	LP/4
700トン	- 4.5m	50m	25m	2.5m	2.8m	3.1m	3.6m	4.2m	5.0m	6.3m
1,000	- 5.0	57	28	2.8	3.1	3.5	4.0	4.7	5.6	7.0
2,000	- 5.5	75	37	3.7	4.1	4.6	5.3	6.2	7.4	9.3
3,000	- 6.0	89	44	4.4	4.9	5.5	6.3	7.3	8.8	11.0
4,000	- 7.0	101	50	5.0	5.6	6.3	7.1	8.3	10.0	12.5
5,000	- 7.5	111	55	5.5	6.1	6.9	7.9	9.2	11.0	13.7
6,000	- 8.0	119	59	5.9	6.6	7.4	8.4	9.8	11.8	14.8
7,000	- 8.0	126	63	6.3	7.0	7.9	9.0	10.5	12.6	15.8
8,000	- 8.5	132	66	6.6	7.3	8.3	9.4	11.0	13.2	16.5
9,000	- 9.0	137	68	6.8	7.6	8.5	9.7	11.3	13.6	17.0
10,000	- 9.0	142	71	7.1	7.9	8.9	10.1	11.8	14.2	17.7
12,000	- 9.5	150	75	7.5	8.3	9.4	10.7	12.5	15.0	18.8
15,000	-10.0	160	80	8.0	8.9	10.0	11.4	13.3	16.0	20.0



図—5.11 現状および船形から求まる配置間隔

ス水深に対して黒丸印でプロットしてある。これに対し実際の配置間隔としては防げん材の長さを考慮して、11,000トンに対し2m, 5,000トンに対し1.5m, 3,000トンに対し1mを加えたものが白丸印である。

この図を見ると船舶の平行ラインに必要な個数から配置間隔を決める方法は、その個数を5~7個とした場合、現在の水深7.5m以下のけい船岸の実状とよく合っている。水深が大きくなると現在の平均間隔は狭くなり、したがって配置個数も多くなっている。しかしこれは5.2でも述べたように、便宜的に5mピッチという区切りのいい数字がよく使われる傾向と、大型船岸壁にも小型船が接岸する事情が影響しているものと思われ、その大型船ベースが対象としている船舶に対しては、必要以上の防げん材が配置されていると考えられる。実際図—5.3に示すように水-9.0~10.0深の施設のうち10m以上の間隔を採用しているのが32%あり、この間隔で別段支障を来していない。防げん材は表—5.11でも明らかのように水深が大きくなる(対象船舶が大きくなる)とそれだけエネルギー吸収の大きい防げん材が使われているから、平行ラインへの防げん材の配置個数は船舶

の大小に拘らず同数でよいと考え、水深7.5m以下の現在の施設に多く配置されている5~7個の配置個数を大型船岸壁にも適用して配置間隔の基準をつくることにする。

接岸時に必要な間隔は、実在の三種の船について求めたわけであるが、5,000トン、11,000トンの船に対する間隔は、平行ラインから決まる基準より狭くなっている。接岸時に必要な間隔は各船の船首附近の形状によって大に異なるので、これを基に基準化するのは困難である。現状を見ても上部工に直接防げん材を取りつけた10m以上のピッチのものでも別に問題を生じていないし、もし船体と岸壁の直接接合が心配な場合には、ベースにより防げん材を岸壁法線から突出さすことにより接触は避けられ、間隔もそれだけ広くとれる。したがって、ここではこれらの数字は参考にとどめ配置間隔の基準としては上に述べたように現行の配置および平行ラインに5~7個の防げん材が当たるような間隔を基にして以下のように決める。

この基準は現在最も多い配置のAおよびD形式についてのものであるが、他の形式の場合もこの基準を参考に

表—5.13 ゴム防げん材の配置間隔の基準

水深	ゴム防げん材の配置間隔
4 m ~ 6 m	4 m ~ 7 m
6 m ~ 8 m	7 m ~ 10m
8 m ~ 10m	10m ~ 15m

決めることができる。現在のけい船施設はその施設の能力一杯に使用されることは少なく、大型船岸壁に小型船が接岸することも多いので、小型船へのサービスも配慮する場合は水深のみからは間隔は決まらない。したがってその施設の利用形態をよく調べたうえで間隔を決めなければならないが、対象船舶が決まっている場合、また専用岸壁にあっては現実にもかなりの広間隔を採っているもので、上記の基準、場合によってはそれ以上のものも採用できると思われる。また港内の静穏が保たれないところ、風、潮流の強いところで接岸時に船舶が岸壁に直接衝突する可能性のあるところでは、防げん材を岸壁法線から突出したベースに取り付けるなどの配慮が必要である。

現在のところは、けい留中の船舶には5~7個の防げ

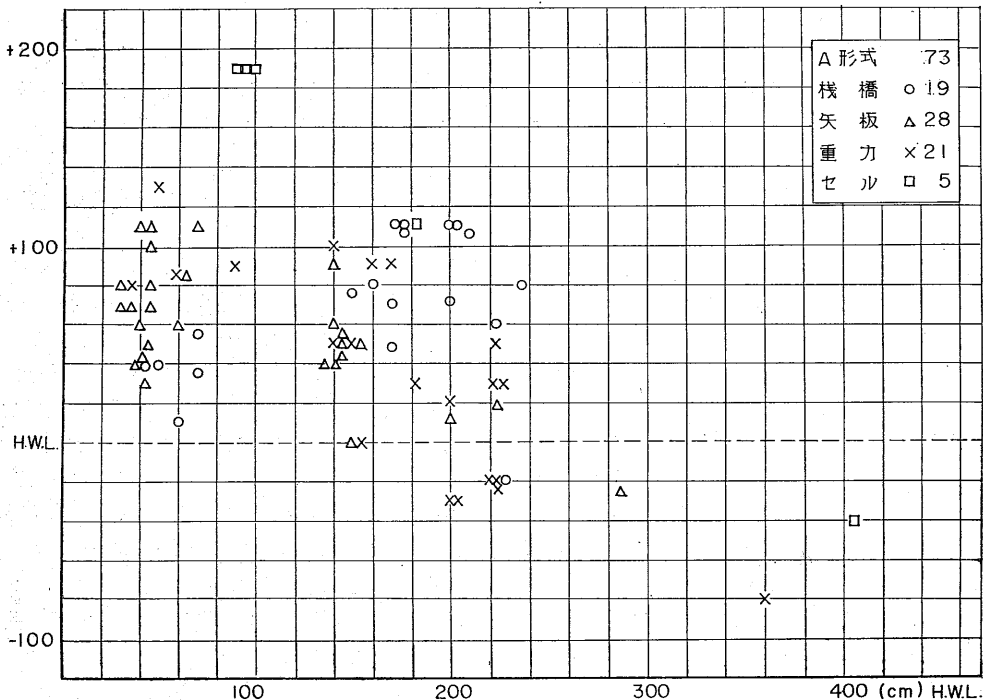
ん材が当たればよく、それを基に基準化したわけであるが、今後コンテナ船が来るようになると重量物の荷役により船舶がかなりのローリングを起すと考えられるので（ニューヨーク港においては25tコンテナの荷役によって船舶がかなり揺れ、普通の防げん材では上下方向のセン断に弱く一年ぐらいしかもたないと云われている）、その時点には防げん材の取り付け方法とあわせて配置数、配置間隔も再検討しなければならないと思われる。

付 録

防げん材を何m間隔に取り付けるかという問題の他に、どのくらいの高さに取り付けるのが良いかというのも防げん材の設計に当っては重要な問題である。今回の調査では、取り付け高さについてもかなりの資料が得られたので参考までに載せておく。また、調査項目の一つである「防げん材に関する事故、苦情」に現れた問題点についてもとりまとめておく。

1. 防げん材の取付け高さ

A形の防げん材100例のうち、図面からその取付け高さのわかる73例について、防げん材中央とH.W.Lとの



図—5.12 A形式の防げん材の取付け高さ—H.W.L.の関係

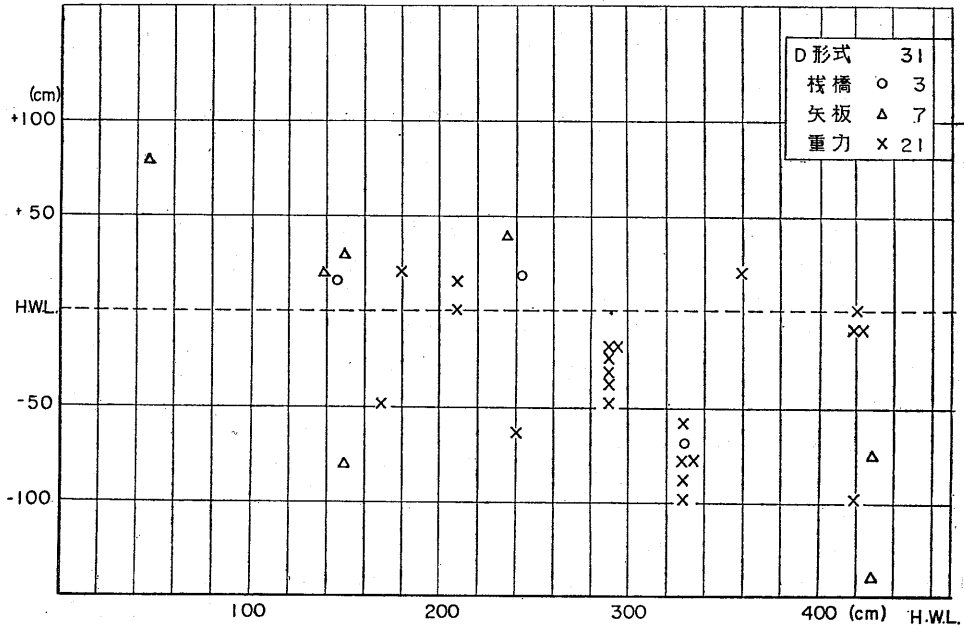


図-5.13 D形式の防げん材の取付け高さ—H. W. L.の関係

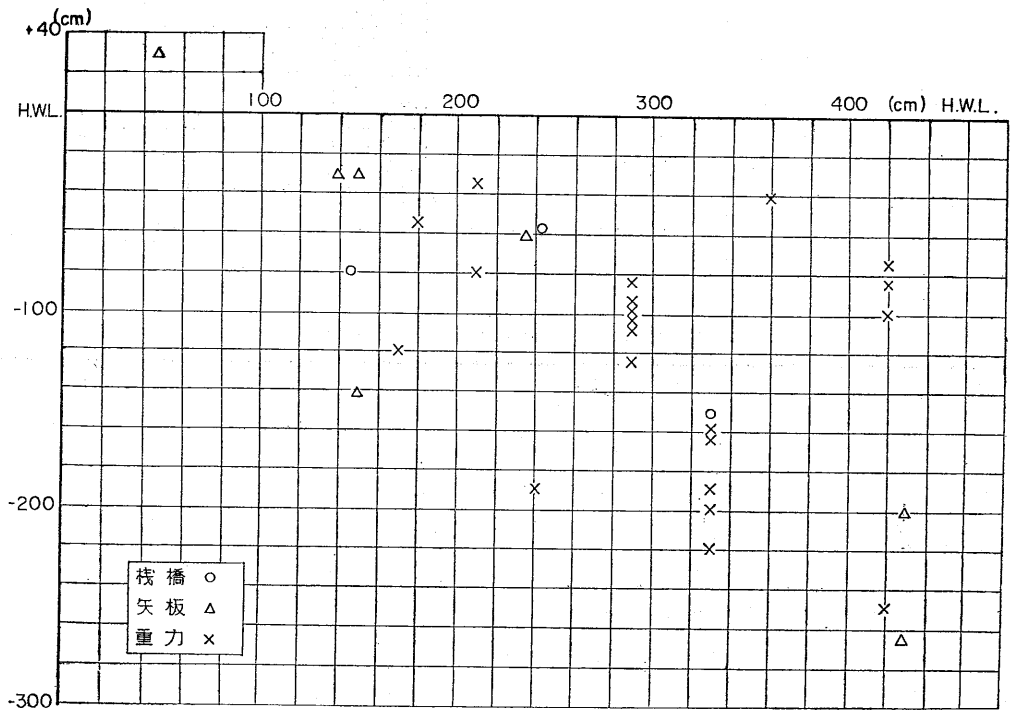


図-5.14 D形式防げん材の下端位置—H. W. L.の関係

距離をその港のH. W. Lに対してプロットしたのが図-5.12である。これを見るとA形式は潮差の小さいところに用いられ、しかもH. W. L上40~110cmの間に取り付けられる場合が多く、潮差の大きいところ（H. W. Lが+2.3m以上）では、ほとんど用いられていないことがわかる。

図-5.13は配置がD形式の防げん材の中央とH. W. Lとの距離を、H. W. Lに対してプロットしたものである。これを見ると、D形式では潮差が大きくなるにつれて、防げん材が下方に取り付けられる傾向が、A形式により顕著にあらわれている。D形式は潮差の大きいところでよく用いられ、H. W. Lが+2.30m以上の場所での使用割合は、A形式が6%（4/73）であるのに比べ、D形式は71%（22/31）になっている。なお、D形式においては小船に対する配慮から、その下端位置をどこに置くか問題になるが、図-5.14は図-5.13より防げん材の長さの半分だけ差引いてその下端位置を示したものである。

2. 防げん材に関する事故、苦情の実態

調査表に記された「防げん材に関する事故、苦情」を整理すると、大別して以下に示す五つの事項に分類される。

- (a) 防げん材の取付け道具に関するもの
- (b) 防げん材本体の弱さに関するもの
- (c) 防げん材の形状に関するもの
- (d) 取付け位置に関するもの
- (e) 配置間隔に関するもの

(a)は、中空丸型あるいは中空角型のゴム防げん材をチェーンまたはワイヤーで吊るした形式に現れる事故であ

る。これは表-5.14に示すように、防げん材そのものの破壊ではなく、取付用のワイヤー、チェーンの腐食、あるいは船舶の接岸による防げん材の上下運動のための切断により、その機能を失う事故である。もちろんこの形式において被害のない例もあるが、この形式の被害率は大きい。（今回の調査では中空丸型採用施設の33%）。

図-5.15、5.16にS港、図-5.17にR港の防げん材取付け図を示すが、他の例については詳細不明。

また防げん材をボルトで直接岸壁に取り付ける形式の被害例は表-5.15に示すとおりである。けい留船舶の異常なピッチングがない限り、その被害は少ない。

(b)は、平型に見られるもので、現在使用されているのは少ないと思われる。今回の調査では3港5ヶ所に用いられ、そのうち2港3ヶ所で、船舶の接岸時あるいはピッチングにより裂けたりちぎれたり被害が出ている。

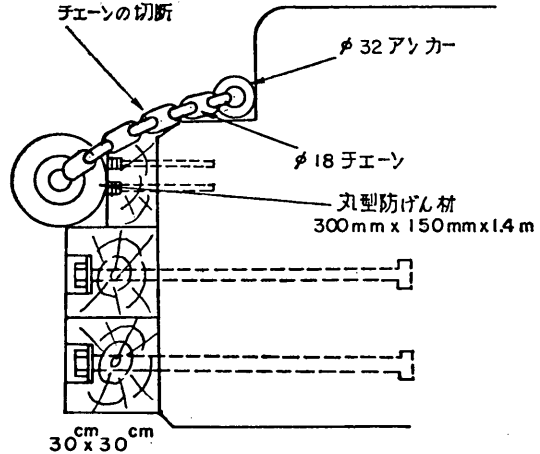


図-5.15 S港-9.0m岸壁防げん材取付け断面図

表-5.14 吊り下げ式防げん材の被害例

港名	施設	形式	取付年	被害内容
S 港	- 9.0m岸壁	中空丸型	27 年	58個中9個 チェーン切断
S 港	- 9.0m岸壁	中空丸型	32 年	14個中5個 取付部コンクリートの破壊
K 港	- 7.5m岸壁	中空丸型	36 年	チェーンの腐食
S 港	- 9.0m岸壁	中空丸型		ワイヤーの切断, 全部V型に取替
O 港	- 7.3m岸壁	中空丸型	32 年	全数落下
O 港	- 9.0m岸壁	中空丸型	32 年	全数落下
R 港	- 7.0m岸壁	中空丸型		取付け2年後で全数落下 (ワイヤー)
T 港	- 9.0m岸壁	中空角型	37 年	チェーン (φ22) の切断

表 - 5.15 ボルト締め防げん材の被害例

港名	施設	形式	取付年	被害内容
O 港	- 5.0m岸壁	D 型	37 年	50個中9個落下 4個半損
O 港	- 9.0m岸壁	鞍 型	38 年	36個中29個落下
O 港	- 10.0m岸壁	鞍 型	39 年	15個中12個落下
K 港	- 4.5m岸壁	中空角型	34 年	1ヶ所破損
H 港	- 10.0m岸壁	V 型	34 年	取付けボルトの破損
I 港	- 5.5m岸壁	V 型	39 年	ピッチングにより12個中5個脱落
W 港	- 5.5m岸壁	V 型	37 年	ピッチングにより脱落

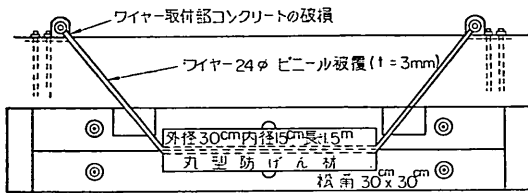


図-5.16 S港石炭ふ頭防げん材取付け正面図

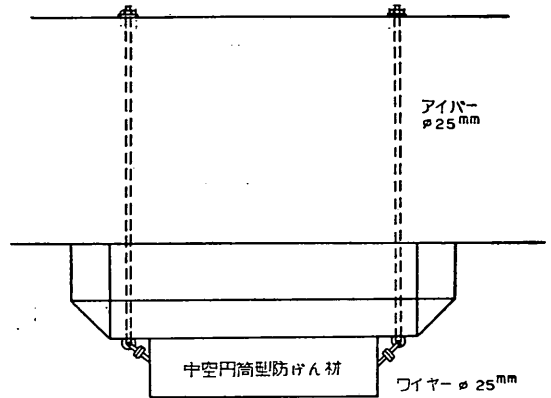


図-5.17 R港-7.0m岸壁防げん材取付平面図

各種防げん材のうちゴム本体に被害のあったのは、この型のみのものである。(図-5.18参照)

(C)は、U港のみに見られた特殊例である(図-5.19参照)。普通小型船が干潮時接岸した時に、潮の上昇とと

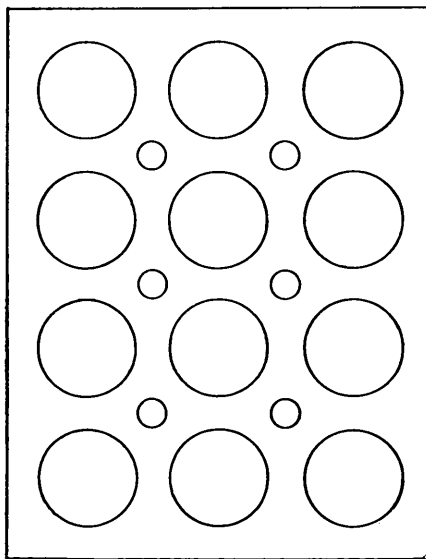
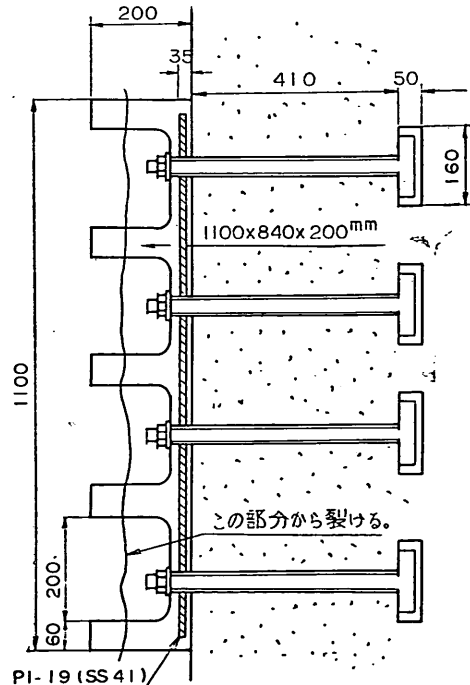
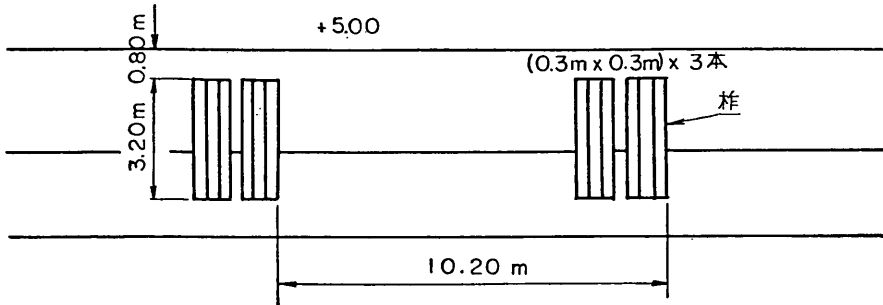
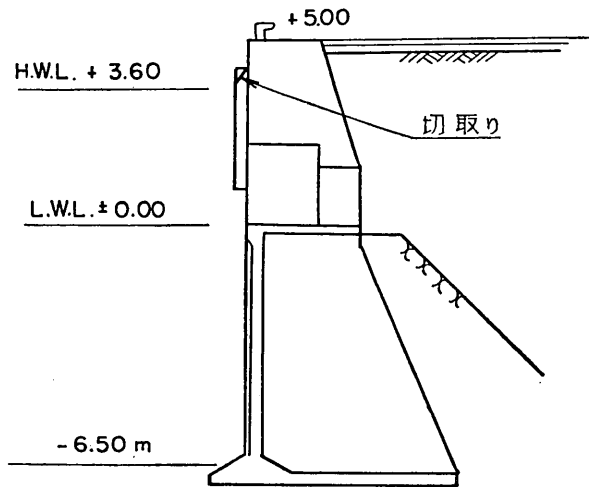


図-5.18 W港平型防げん材取付図





側面図



断面図

図-5.19 U 港 岸 壁

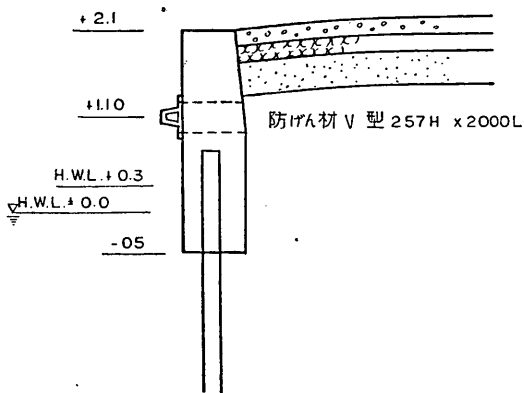


図-5.20 R 港-4.0m 物揚場防げん材位置図

も船のげんがひっかからないように、防げん材の下側は斜めに切り上げるのが一般に行なわれているが、U港の例は逆に、満潮時接岸した船が潮の低下とともに防げん

材の上側が、直角であったために、船のげんがひっかかるという事故が起こった。そのため上側を斜めに切り落したというのである。珍しい例であるが、干満の大きい小型船けい船岸にあっては注意を要する事例である。

(d)は、H. W. Lが+0.30mという潮差の小さい所の4m物揚場に、A形式の防げん材を+1.10mに取り付けたために、小型船が防げん材の下に入って接岸できないことがあり、防げん材をD形式に配置すべきだった……という苦情である。(図-5.20参照)。しかし図-5.11で明らかなように、取付け高のH. W. L上+80cmというのはそれ程高くはなく、A形式としてはむしろ標準的なものである。したがって、ここでは対象船より小さい船が多いための苦情と思われる。いずれにしろ形式の選定、取付け高さの決定にあたっては、ローカルコンディションを十分考慮しなければならない。

(e)については本文に述べたので省略する。

港 灣 技 研 資 料 No. 30

1967年4月

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発 行 所 運輸省港湾技術研究所
 横須賀市長瀬3丁目1番1号

印 刷 所 誠文堂印刷工業株式会社
 川崎市荻宿531-2
