

土木研究所報告

第 137 号

直交異方性版理論による鋼床版実用設計法

.....国広哲男, 藤原 稔...(1)

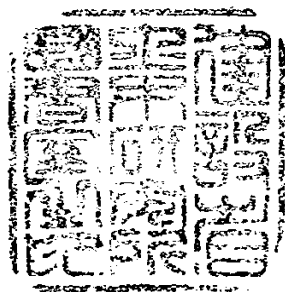
特殊型フォイルサンプラーの開発とその適用性

.....吉田 巖, 吉中竜之進, 高水尚英...(77)

透過性構造物による波の変形に関する研究 (1)

——不圧海岸地下水位の変動および鉛直捨石堤による

波の変形について——.....富永正照, 坂本忠彦...(117)



昭和 45 年 5 月

建設省土木研究所

直交異方性版理論による鋼床版実用設計法

(昭和44年8月)

国 広 哲 男*
藤 原 稔**

Practical Design Method of Steel Plate Deck Bridges based on Theory of Orthotropic Plates

(August 1969)

by Tetsuo Kunihiro
Minoru Fujiwara

Synopsis

This report presents the design charts for steel plate deck bridges based on the design loading systems specified in Standard Specifications for Highway Bridges in Japan, and also presents some design examples.

If the span lengths, the spaces and the cross sections of longitudinal ribs and floor beams of a steel plate deck with open- or closed-ribs which is simply supported on two main girders are given, maximum stresses in their members can be easily obtained by using the design charts.

The design method presented in this report is based on the design method developed by W. Pelican and M. Esslinger which rests on the basis of the theory of orthotropic plates and has already been published by AISC in 1963 in the form of "Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges" for the design loading systems according to AASHO Specifications.

The manual described above has been translated into Japanese as a work of bridge section.

要 旨

本報告はわが国の道路橋示方書の荷重体系および鋼床版に関する諸規定にもとづいた鋼床版の設計のための設計図表およびこれを用いた設計例を示すものであり、2本の主げたで単純支持された開リブまたは閉リブ鋼床版において縦リブおよび横げたの支間、間隔および断面を与えると設計図表を用いて比較的容易にそれらの最大応力が求められる。

なお、本報告に示した鋼床版の設計方法は直交異方性版理論にもとづく W. Pelican u. M. Esslinger の解法によるものであって、これはすでに 1963 年に AASHO 荷重体系による設計方法として AISC から "Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges" の形で出版されている (土木研究所資料第 399 号「直交異方性鋼床版橋設計便覧」(全訳) 昭和43年7月、建設省土木研究所)。

キーワード (鋼床版, 直交異方性版, 設計資料)

* 構造橋梁部橋梁研究室長
** 構造橋梁部橋梁研究室研究員

目 次

まえがき	(4)	2) 横げたの曲げモーメントの変動: ΔM_F (13)	
1. 概 説	(5)	a. 大きい横げたの曲げモーメントの	
2. 閉リブ鋼床版	(7)	変動: ΔM_{F0}	(13)
〔1〕 設計順序	(7)	b. 中間横げたの曲げモーメントの変動:	
(1) 断面性能および相対剛比	(7)	ΔM_{Fm}	(13)
1) デッキプレート の最小厚	(7)	〔2〕 設計例	(13)
2) デッキプレート の有効幅	(7)	(1) 概 要	(13)
a. 単純支持の横げた	(7)	(2) 断面性能および相対剛比	(14)
b. 連続げたとして作用する横げた	(8)	1) デッキプレート の版厚	(14)
c. 縦リブ	(8)	2) デッキプレート の有効幅	(14)
3) 横げたおよび縦リブの断面 2 次		a. 縦リブと共働するデッキプレート の	
モーメントおよび断面係数	(8)	有効幅	(14)
4) 相対剛比	(8)	b. 横げたと共働するデッキプレート の	
a. 縦リブと横げたの相対剛比: γ	(8)	有効幅	(14)
b. デッキプレート と縦リブの相対剛比: γ'	(8)	3) 縦リブおよび横げたの断面 2 次	
c. 大きい横げたと中間横げたの		モーメントおよび断面係数	(16)
相対剛比: β	(8)	a. 縦リブ	(16)
(2) 剛横げた系の曲げモーメント (Step 1)	(9)	b. 中間横げた	(16)
1) 縦リブおよび横げたの反力	(9)	c. 大きい横げた	(16)
a. デッキプレート から縦リブに伝わる		4) 相対剛比	(17)
反力: R_0	(9)	a. 縦リブと横げたの相対剛比	(17)
b. 縦リブから横げたに伝わる反力: F_0	(9)	b. デッキプレート と縦リブの相対剛比	(17)
2) 縦リブの曲げモーメント	(9)	c. 大きい横げたと中間横げたの	
a. 支間中央の正の曲げモーメント: M_c	(9)	相対剛比	(17)
b. 支点上の負の曲げモーメント: M_s	(10)	(3) 剛横げた系の曲げモーメント (Step 1)	(17)
3) 縦リブのたわみに対する縦リブの曲げ		1) 縦リブおよび横げたの反力	(17)
モーメントの補正	(11)	a. デッキプレート から縦リブに伝わる	
a. 支間中央の正の曲げモーメントの		反力	(17)
軽減量: $\Delta' M_{Rc}$	(11)	b. 縦リブから横げたに伝わる反力	(17)
b. 支点上の負の曲げモーメントの		2) 縦リブの活荷重曲げモーメント	(17)
軽減量: $\Delta' M_{Rs}$	(11)	a. 支間中央の正の曲げモーメント	(17)
4) 横げたの曲げモーメント	(11)	b. 支点上の負の曲げモーメント	(17)
(3) 横げたのたわみに対する曲げ		3) 縦リブのたわみに対する縦リブの	
モーメントの補正 (Step 2)	(11)	活荷重曲げモーメントの補正	(17)
1) 荷重のフーリエ級数展開	(11)	a. 支間中央の正の曲げモーメントの	
a. 1 軸荷重が任意の位置に作用		補正	(17)
するとき (図-2.6)	(11)	b. 支点上の負の曲げモーメントの補正	(17)
b. 2 軸荷重が任意の位置に作用		4) 横げたの活荷重曲げモーメント	(17)
するとき (図-2.7)	(12)	5) 死荷重による曲げモーメント	(17)
c. 多数の軸荷重が任意の位置に		a. 死荷重	(17)
作用するとき (図-2.8)	(12)	b. 縦リブの死荷重曲げモーメント	(18)
2) 縦リブの曲げモーメントの増加: ΔM_R	(12)	c. 中間横げたの支間中央の死荷重	
3) 横げたの曲げモーメントの減少: ΔM_F	(12)	曲げモーメント	(18)
(4) 大きい横げたの影響	(13)	d. 大きい横げたの支間中央の	
1) 縦リブの曲げモーメントの変動: ΔM_{Ri}	(13)	死荷重曲げモーメント	(18)
		(4) 横げたのたわみに対する曲げ	

モーメントの補正 (Step 2)	(18)	d. 集中荷重による縦リブの支間中央の 曲げモーメントの計算に必要な定数.....	(24)
1) 縦リブの曲げモーメントの補正.....	(18)	e. α^* , k , κ	(24)
a. 支間中央の正の曲げモーメントの 増加.....	(18)	3) 縦リブの曲げモーメント.....	(24)
b. 支点上の負の曲げモーメントの減少.....	(18)	a. 支間中央の正の曲げモーメント: M_e	(24)
2) 横げたの曲げモーメントの減少.....	(18)	b. 支点上の負の曲げモーメント: M_s	(25)
(5) 大きい横げたの影響.....	(18)	4) 横げたの曲げモーメント.....	(26)
1) 縦リブの曲げモーメントの変動.....	(18)	(3) 横げたのたわみに対する曲げ モーメントの補正 (Step 2)	(26)
a. 支間中央の正の曲げモーメントの 変動.....	(18)	(4) 大きい横げたの影響.....	(26)
b. 支点上の負の曲げモーメントの変動.....	(19)	[2] 設計例.....	(26)
2) 横げたの曲げモーメントの変動.....	(20)	(1) 概 要.....	(26)
a. 大きい横げたの支間中央の 曲げモーメントの変動.....	(20)	(2) 断面性能および相対剛比.....	(28)
b. 中間横げたの支間中央の 曲げモーメントの変動.....	(20)	1) デッキプレートの版厚.....	(28)
(6) 床としての作用による曲げモーメント および応力の合計.....	(21)	2) デッキプレートの有効幅.....	(28)
3. 閉リブ鋼床版.....	(21)	a. 縦リブと共働するデッキプレートの 有効幅.....	(28)
[1] 設計順序.....	(21)	b. 横げたと共働するデッキプレートの 有効幅.....	(28)
(1) 断面性能および相対剛比.....	(21)	3) 縦リブおよび横げたの断面 2 次 モーメントおよび断面係数.....	(28)
1) デッキプレートの最小厚.....	(21)	a. 縦リブ.....	(28)
2) デッキプレートの有効幅.....	(21)	b. 横げた.....	(28)
3) 縦リブの曲げ剛性.....	(21)	4) 縦リブの曲げ剛性.....	(29)
4) 縦リブの有効ねじり剛性.....	(22)	5) 縦リブの有効ねじり剛性.....	(29)
a. 縦リブの断面性状係数: K	(22)	a. 縦リブの断面性状係数.....	(29)
b. 低減率: μ	(22)	b. 低減率.....	(29)
c. 縦リブの有効ねじり剛性: H	(23)	c. 縦リブの有効ねじり剛性.....	(29)
5) 横げたの曲げ剛性.....	(23)	6) 相対剛比.....	(29)
6) 相対剛比.....	(23)	a. 鋼床版の相対剛比.....	(29)
a. 鋼床版の相対横剛比: H/D_y	(23)	b. 縦リブと横げたの相対剛比.....	(29)
b. 縦リブと横げたの相対剛比: γ	(23)	(3) 剛横げた系の曲げモーメント (Step 1).....	(29)
(2) 剛横げた系の曲げモーメント (Step 1).....	(23)	1) 縦リブの活荷重曲げモーメント.....	(29)
1) 荷重のフーリエ級数展開.....	(23)	a. 支間中央の正の曲げモーメント.....	(29)
a. 1 輪荷重が版の支間中央に作用する とき (図-3.4)	(23)	b. 支点上の負の曲げモーメント.....	(29)
b. 1 軸荷重が対称に作用するとき (図-3.5).....	(24)	2) 横げたの活荷重曲げモーメント.....	(29)
c. 2 軸荷重が対称に作用するとき (図-3.6).....	(24)	3) 死荷重による曲げモーメント.....	(30)
2) 定数の計算.....	(24)	a. 死荷重.....	(30)
a. 基本定数: α_n	(24)	b. 縦リブの死荷重曲げモーメント.....	(30)
b. 等分布輪荷重による縦リブの支間 中央の曲げモーメントの計算に 必要な定数.....	(24)	c. 横げたの死荷重曲げモーメント.....	(30)
c. 集中荷重による縦リブの支点の 曲げモーメントの計算に必要な定数.....	(24)	(4) 横げたのたわみに対する曲げ モーメントの補正 (Step 2)	(30)
		1) 縦リブの曲げモーメントの補正.....	(30)
		a. 支間中央の正の曲げモーメントの 増加.....	(30)
		b. 支点上の負の曲げモーメントの減少.....	(30)
		2) 横げたの曲げモーメントの減少.....	(30)

(5) 床としての作用による曲げモーメント および応力の合計.....(31)	(c) 横げた支間 = 4 m
4. 設計図表.....(31)	(d) 横げた支間 = 5 m
図表-1. デッキプレートの最小厚.....(32)	(e) 横げた支間 = 6 m
図表-2. デッキプレートの有効幅.....(32)	(f) 横げた支間 = 8 m
図表-3. 自動車輪荷重によって閉断面縦リブ に生ずる最大反力.....(33)	(g) 横げた支間 = 10 m
(a) 一般の場合	(h) 横げた支間 = 12 m
(b) T-20 荷重の場合	図表-10. 剛な横げた活荷重による最大 曲げモーメント(54)
図表-4. 自動車輪荷重によって剛な横げたに 生ずる最大反力.....(34)	図表-11. 弾性支承上の連続梁の支間中央の モーメント影響線縦距(55)
図表-5. 剛支承上の連続梁の影響線.....(35)	図表-12. 弾性支承上の連続梁の支点上の モーメント影響線縦距(56)
(a) 支間中央の曲げモーメントの影響線	図表-13. 弾性支承上の連続梁の支点反力 の影響線縦距(57)
(b) 支点上の曲げモーメントの影響線	図表-14. 横げたたわみによる縦リブの支間 中央の曲げモーメント増加量の計算 に必要な $\sum(F/P)(\bar{q}_e/s)$ の値(58)
(c) 支点上の反力の影響線	図表-15. 横げたたわみによる縦リブの支点 上の曲げモーメント減少量の計算に 必要な $\sum(F/P)(\bar{q}_e/s)$ の値(59)
図表-6. 剛支承上の閉断面縦リブの支間中央 の最大曲げモーメント.....(36)	図表-16. 横げたたわみによる縦リブの 曲げモーメントの変動量の計算に 必要な Q_{1x}/Q_0 の値(60)
図表-7. 剛支承上の閉断面縦リブの支点上の 最大曲げモーメント.....(37)	図表-17. 横げたたわみによる横げたの曲げ モーメント減少量の計算に必要な $(F_0/P) - \sum(F/P)\bar{q}_0$ の値(61)
図表-8. 剛支承上の閉断面縦リブの支間中央 の最大曲げモーメント.....(38)	図表-18. 横げたたわみによる横げたの曲げ モーメント減少量の計算に必要な Q_{1x}/Q_0 の値(62)
(a) 横げた支間 = 2 m	付録 I. 溶接道路橋示方書第 6 節鋼床版(63)
(b) 横げた支間 = 3 m	付録 II. 弾性支承上の連続梁の影響線の 解法.....(73)
(c) 横げた支間 = 4 m	あとがき.....(75)
(d) 横げた支間 = 5 m	
(e) 横げた支間 = 6 m	
(f) 横げた支間 = 8 m	
(g) 横げた支間 = 10 m	
(h) 横げた支間 = 12 m	
図表-9. 剛支承上の閉断面縦リブの支点上の 最大曲げモーメント.....(46)	
(a) 横げた支間 = 2 m	
(b) 横げた支間 = 3 m	

まえがき

橋梁研究室においては鋼床版に関する研究の一環として昨年度“Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges, AISC, 1963”を全文邦訳して「直交異方性鋼床版橋設計便覧，土木研究所資料第 399 号，建設省土木研究所，昭和 43 年 7 月」を作成した。この便覧の利点は複雑な数値計算をせずに図表を用いて比較的簡単に鋼床版を設計することができることにあるが，その基準としている荷重体系は AASHO によるものであって，わが国の示方書の荷重体系による鋼床版の設計には直接利用することはできない。

したがって橋梁研究室においては昨年度上述の便覧を作成した後，この便覧がわが国においても実際の設計に使用できるように現行の鋼道路橋示方書の荷重体系に沿った設計図表を作成するための数値計算を行ってきた。このたび，その結果がまとまり，設計図表およびそれを用いた設計例を作成したので，ここに直交異方性版理論による鋼床版実用設計法として報告する。

つぎにこの設計法を用いるにあたって注意すべき点をあげる。

- 1) この設計法は床作用による鋼床版の応力を求めるのを目的としているので，主構作用による応力は通常行なわれている方法で別に求めなければなら

ない。

- 2) この設計法の対象としているのは2本の沈下しないまげた上で単純支持された鋼床版であるので、それ以外のたとえば2本以上のまげたに支持された連続鋼床版や張出部の鋼床版については別の設計法によらなければならない。
- 3) 設計例は設計手順の理解を助けるために示したものであり、仮定断面に対して応力を求めたにすぎないので、実際の設計においてはその構造形式の決定、応力算出等はより詳細に行なわなければならない。

1. 概 説

鋼床版の設計法には大きく分けて格子理論によるものと直交異方性版理論によるものの2つがあるが、いずれの方法においても高次のマトリックスの計算または三角級数による収れん計算が必要なので、設計が非常に複雑になり多大の労力を要する。そのために従来からいろいろな簡易計算法や設計図表などが提案されてきており、1963年にAISC (American Institute of Steel Construction) が出版した“Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges” もその1つである(土木研究所資料第399号「直交異方性鋼床版橋設計便覧」昭和43年7月建設省土木研究所)。このDesign ManualはW. Pelican u. M. Esslingerの直交異方性版理論による鋼床版の理論解析(Die Stahlfahrbahn, Berechnung und Konstruktion, M.A.N., Forschungsheft Nr. 7, 1957) をもとにしてAASHTO (American Association of State Highway Officials) の荷重体系に対する設計図表とそれを用いた設計例を与えているので鋼床版橋を実際に設計するときにもまた鋼床版の教科書としても有用な書物である。しかしながらこのDesign ManualはAASHTOの規定にもとづいて書かれているので日本の道路橋設計示方書の荷重体系に対してこれをそのまま用いることができない。

本報告はAISCのDesign Manualの日本版ともいうべきもので、設計の基礎となる理論や基本式などはすべてこれに従い、日本の鋼道路橋示方書の中に規定のある荷重体系およびデッキプレートの有効幅などの鋼床版に関する条項を満足する設計方法を示してあり、さらに多数の設計図表を載せているので、これを用いることによって設計のための労力が大幅に節減されるものと思う。

つぎにこの設計法の基礎になった直交異方性版理論についてその概略を述べる。

直交異方性版のたわみに関する微分方程式を最初に与えたのはM. T. Huberであり、それは次式で表わさ

れる。

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y)$$

ここに w : 直交異方性版の中立面のたわみ

x, y : 直交異方性版の中立面上にとった直交座標

D_x, D_y : それぞれ直交異方性版の x 軸および y 軸方向の曲げ剛性

H : 直交異方性版のねじり剛性

$p(x, y)$: 直交異方性版上に作用する分布荷重強度

この式を鋼床版に適用するにあたって W. Pelican u. M. Esslinger の考え方をつぎに示す。

鋼床版は通常、直接輪荷重をうけるデッキプレート、その下に約30cm間隔で比較的に密に配置された縦リブおよびそれと直角に1~4m間隔で配置された横げたから構成されているが、問題を簡単にするために縦リブの

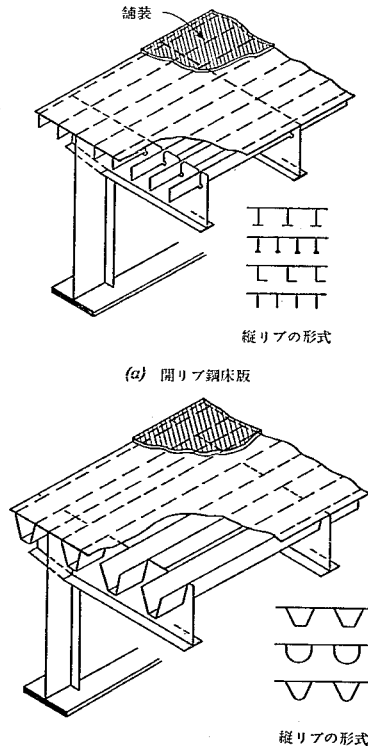


図-1.1 鋼床版の2つの基本的な形式

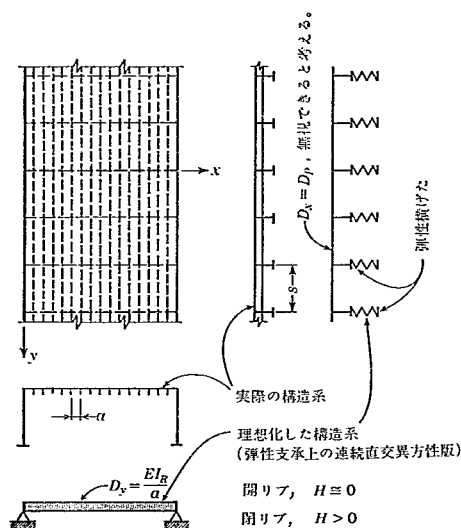


図1-2 弾性支承上の直交異方性版として扱われる鋼床版

曲げ剛性は全面に等分布し、デッキプレートと縦リブとが一体となって直交異方性版を形成し、これが剛な主げたおよび弾性的にたわむ横げたによって連続的に支持されていると仮定して解析を行なう。

したがって設計の場合は、まず横げたがたわまないものと考えて剛支承上の連続直交異方性版の曲げモーメントを求め (Step 1)、つぎに横げたのたわみの影響を考慮して (Step 2) 補正を行なって設計曲げモーメントを求める。

Step 1 の剛支承上の鋼床版の曲げモーメントの計算において、縦リブが開断面の場合は縦リブに直角方向の曲げ剛性 D_x およびねじり剛性 H は縦リブ方向の曲げ剛性 D_y に比べて無視できるのでたわみに関する微分方程式はつぎようになる。

$$D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y)$$

ここで荷重強度を x 方向に関して一定と考えると上式は梁のたわみに関する微分方程式と同一となり、結局開断リブ鋼床版の Step 1 の計算は剛支承上の連続梁の曲げモーメントを求めることに帰着する。

また、同様に Step 1 の計算において縦リブが開断面の場合は D_x は H および D_y に比べて無視できるのでたわみに関する微分方程式はつぎようになる。

$$2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y)$$

したがって閉リブ鋼床版の Step 1 の計算はたわみに関する微分方程式が上式で表わされる剛支承上の連続直交異方性版の曲げモーメントを求めることに帰着する。

Step 2 の横げたの弾性沈下の影響の計算においては、横げたのたわみによって鋼床版の橋軸に直角の方向に生ずる応力は無視できると考えられるので、開リブおよび閉リブ鋼床版ともに $D_x = 0$, $H = 0$ として弾性支承上の連続梁と考えて補正を行なう。

以上述べてきた理論はいわゆる床版としてのみ作用する鋼床版についてであるが、鋼床版はこのほかに主げた構造の一部としても作用する。このことはとりもなおさず長大スパン橋において鋼床版橋がメリットを有すると考えられる点でもある。

鋼床版橋は本来立体的な全体構造として把握しなければ正確な応力と変形は得られないが、これを行なうことは不可能に近く、たとえてきたとしても煩雑さ以外の何物でもないので、実用上は独立して考えてよいと思われる構造系ごとに応力を求めてこれらを適当に重ね合わせて設計を行なう。

一般に鋼床版に作用する応力としてはつぎの3つが

考えられる。

系Ⅰ：主げた構造の一部として受ける応力。

系Ⅱ：デッキプレート、縦リブ、横げたで構成される床版としての応力。

系Ⅲ：縦リブ間、横げた間ではさまれた小区間の輪荷重を直接支持するデッキプレートの応力。

これらは構造力学におけるいわゆる St. Venant の定理の適用範囲をしいだに狭くしてゆくことによって想定できるものであって、系Ⅰの応力は従来から行なわれてきた方法によって求めることができ、系Ⅱの応力はその求め方が本報告の主眼とするところであり、系Ⅲの応力は縦リブおよび横げたの間隔からいって縦リブに直角の方向の値が大きく、また床版全体としての耐荷力には関係ないので設計においてはこの応力をチェックしない。

通常上述の系Ⅰ、系Ⅱ、系Ⅲについてそれぞれ求められた最大応力をつぎのように組み合わせて許容応力に対するチェックを行なう。

横げた……………横げた方向の直応力：系Ⅱ
縦リブ……………縦リブ方向の直応力：系Ⅰ＋系Ⅱ
デッキプレート { 縦リブ方向の直応力：系Ⅰ＋系Ⅱ
横げた方向の直応力：系Ⅱ
せん断応力……………系Ⅰ

応力の組み合わせ方と許容応力の関係には種々の考え方があるが、道路橋示方書の考え方にしたがると、上述の組み合わせ応力に対する許容応力は縦リブにおいては SM 41 および SS 41 で 2000 kg/cm²、SM 50 で 2700

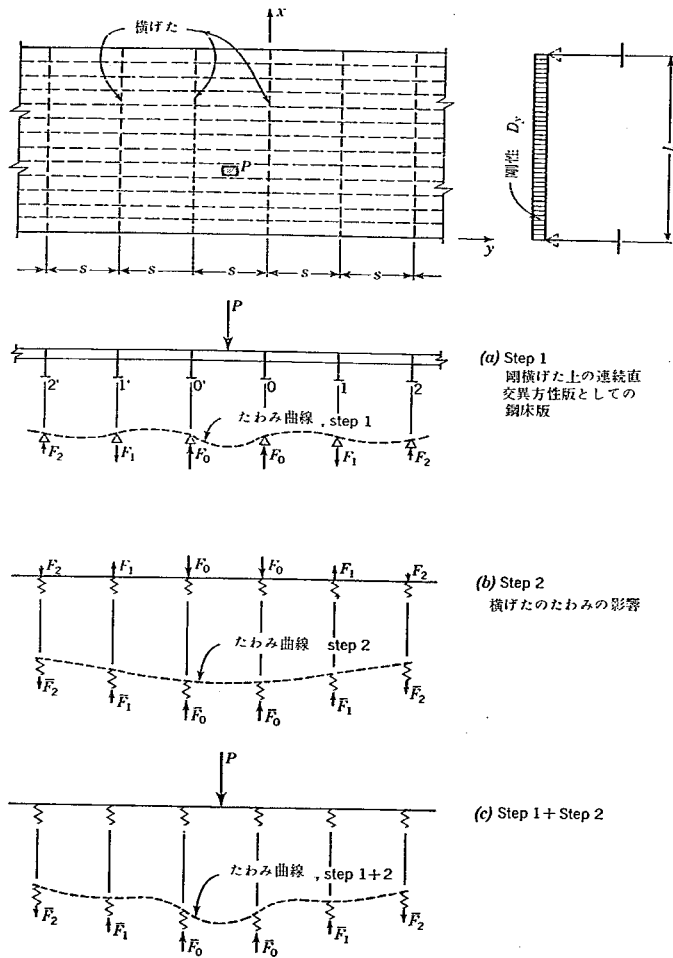


図-1.3 計算順序の2つの段階, Pelican-Esslinger の設計方法

kg/cm² であり, 横げたおよびデッキプレートは鋼道路橋設計方書の 27 条の「鋼材の許容応力度」によることになる。

2. 開リブ鋼床版

〔1〕設計順序

(1) 断面性能および相対剛比

最初に横げたおよび縦リブの断面および間隔を仮定する。

1) デッキプレートの最小厚

溶道示 48 条より

$$t = 0.035 l \geq 12 \text{ mm} \dots \dots \dots (2.1)$$

ここに t : デッキプレートの最小厚 (cm)

l : 縦リブ間隔 (cm)

図表 1 は式 (2.1) をグラフにしたものである。

2) デッキプレートの有効幅

横げたおよび縦リブと共働して床版として作用するデッキプレートの有効幅は溶道示 47 条より求める。

a. 単純支持の横げた

溶道示 46 条の表-5 から求める。

表-2.1 (溶道示 46 条の表-5)

b/l	λ/b	b/l	λ/b
0.02 $\geq$	1.00	0.30	0.60
0.05	0.98	0.35	0.53
0.10	0.93	0.40	0.47
0.15	0.85	0.45	0.42
0.20	0.76	0.50	0.38
0.25	0.68		

ただし $b/l \geq 0.5$ の場合 $\lambda = 0.19 l$

ここに b : 横げた中心間隔の 1/2

l : 横げた支間

λ : 横げたと共働作用するデッキプレートの片側有効幅

図表-2 の曲線 (a) は表-2.1 をグラフにしたものである。

b. 連続げたとして作用する横げた

- (1) 支間が等しい連続横げたの中間支間における有効幅は溶道示 46 条の表-6 から求める。

表-2.2 (溶道示 46 条の表-6)

b/l	λ/b	b/l	λ/b
0.01 $\geq$	1.00	0.15	0.60
0.05	0.93	0.20	0.47
0.10	0.76	0.25	0.38

ただし $b/l \geq 0.25$ の場合 $\lambda = 0.095 l$

記号は表-1 におけるものと同じである。

図表-2 の曲線 (b) は表-2.2 をグラフにしたものである。

- (2) 支間が等しくない連続横げたの中間支間における有効幅は図-2.1 のように支点間で直線的に変化するものとする。

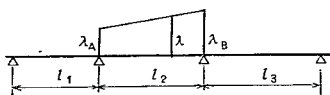


図-2.1

λ : 任意の位置の有効幅

$\lambda_A: l = \frac{1}{2}(l_1 + l_2)$ として表-2.2 から求めた λ の値

$\lambda_B: l = \frac{1}{2}(l_2 + l_3)$ として表-2.2 から求めた λ の値

- (3) 連続横げたの端支間における有効幅は図-2.2 のように支点間で直線的に変化するものとする。

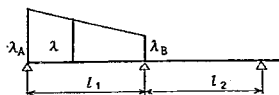


図-2.2

λ : 任意の位置の有効幅

$\lambda_A: l = l_1$ として表-2.1 から求めた λ の値

$\lambda_B: l = \frac{1}{2}(l_1 + l_2)$ として表-2.2 から求めた λ の値

c. 縦リブ

溶道示 46 条の表-6 すなわち本文の表-2.2 から求める。

ただし、同表における記号の意味はつぎのとおりである。

b : 縦リブ中心間隔の 1/2

l : 縦リブ支間

λ : 縦リブと共働作用するデッキプレートの片側有効幅

3) 横げたおよび縦リブの断面 2 次モーメントおよび断面係数

これまで求めた横げたおよび縦リブの断面寸法、デッキプレートの厚さおよびデッキプレートの有効幅を用いるとそれぞれの断面 2 次モーメントおよび断面係数が得られる。

4) 相対剛比

a. 縦リブと横げたの相対剛比: r

$$r = \frac{I_{IR}}{as^2\pi^4 I_F} \quad (2.2)$$

ここに I_{IR} : 縦リブの断面 2 次モーメント

I_F : 横げたの断面 2 次モーメント

l : 横げたの支間

s : 縦リブの支間

a : 縦リブの間隔

b. デッキプレートと縦リブの相対剛比: r'

$$r' = \frac{t_P^3 s^4}{12(1-\nu^2) I_{Ka}^3 \pi^4} = \frac{t_P^3 s^4}{10.92 I_{Ka}^3 \pi^4} \quad (2.3)$$

ここに t_P : デッキプレートの厚さ

$\nu = 0.3$: 鋼のポアソン比

c. 大きい横げたと中間横げたの相対剛比: β

$$\beta = \frac{I_0}{I} \quad (2.4)$$

ここに I_0 : 大きい横げたの断面 2 次モーメント

I : 中間横げたの断面 2 次モーメント

(2) 剛横げた系の曲げモーメント (Step 1)

1) 縦リブおよび横げた反力

a. デッキプレートから縦リブに伝わる反力: R_0

デッキプレートを剛支承上の連続ばりと考ええる。

(1) 等分布荷重 P が反力を求める支点のとなりの支間の任意の位置 d に作用するとき (図-2.3 a)。

$$\frac{R_0}{P} = 1 - 2.1962 \left(\frac{d}{a} \right)^2 + 1.1962 \left(\frac{d}{a} \right)^3 + \left(\frac{f}{a} \right)^2 \left(-0.1830 + 0.2990 \left(\frac{d}{a} \right) \right) \dots \dots \dots (2.5)$$

(2) 等分布荷重 P が反力を求める支점에接して作用するとき (図-2.3 b)。

$$\frac{R_0}{P} = 1 - 0.7321 \left(\frac{f}{a} \right)^2 + 0.2990 \left(\frac{f}{a} \right)^3 \dots \dots \dots (2.6)$$

(3) 等分布荷重 P が任意の支間 $(m) - (m+1)$ の任意の位置 d に作用するとき (図-2.3 c)。

$$\begin{aligned} \frac{R_0}{P} = & \left[-0.8038 \left(\frac{d}{a} \right) + 1.3923 \left(\frac{d}{a} \right)^2 - 0.5885 \left(\frac{d}{a} \right)^3 \right. \\ & \left. + \left(\frac{f}{a} \right)^2 \left(0.1160 - 0.1471 \left(\frac{d}{a} \right) \right) \right] \\ & \times (-0.2679)^{m-1} \dots \dots \dots (2.7) \end{aligned}$$

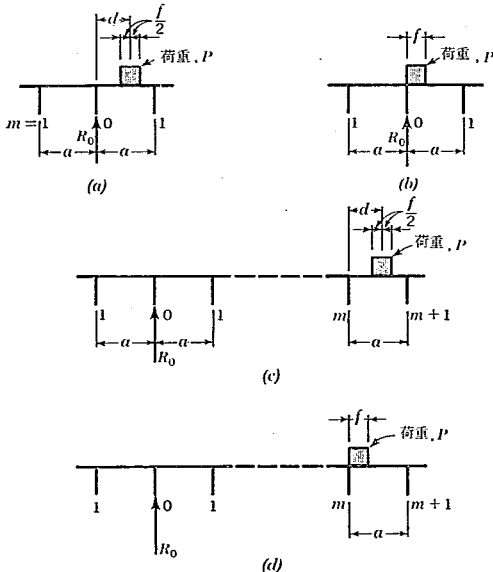
(4) 等分布荷重 P が任意の支間 $(m) - (m+1)$ の支点 m に接して作用するとき (図-2.3 d)。

図-2.3 縦リブの反力の計算に必要な荷重

$$\begin{aligned} \frac{R_0}{P} = & \left[-0.4019 \left(\frac{f}{a} \right) + 0.4641 \left(\frac{f}{a} \right)^2 \right. \\ & \left. - 0.1471 \left(\frac{f}{a} \right)^3 \right] (-0.2679)^{m-1} \dots \dots (2.8) \end{aligned}$$

図表-3 (a) は式 (2.5) ~ (2.7) によって得られる車輪幅 $2g$ と縦リブ間隔 a の比 $2g/a$ と R_0/P の関係を示す。図表-3 (b) は式 (2.5) ~ (2.7) によって得られる T-20 トラック荷重の 2t 前輪荷重および 8t 後輪荷重についての R_0/P と縦リブ間隔 a との関係を示す。ただし、アスファルト舗装による荷重分布は考えていない。b. 縦リブから横げたに伝わる反力: F_0

縦リブを剛支承上の連続ばりと考ええる。

(1) 集中荷重 P が反力を求める支点のとなりの支間の任意の位置 y に作用するとき (図-2.4 b)。

$$\frac{F_0}{P} = 1 - 2.1962 \left(\frac{y}{s} \right)^2 + 1.1962 \left(\frac{y}{s} \right)^3 \dots \dots \dots (2.9)$$

(2) 集中荷重 P が任意の支間 $(m) - (m+1)$ の任意の位置 y に作用するとき (図-2.4 a)。

$$\begin{aligned} \frac{F_0}{P} = & \left[-0.8038 \left(\frac{y}{s} \right) + 1.3923 \left(\frac{y}{s} \right)^2 \right. \\ & \left. - 0.5885 \left(\frac{y}{s} \right)^3 \right] (-0.2679)^{m-1} \dots \dots (2.10) \end{aligned}$$

図表-4 は式 (2.10) によって得られる T-20 トラック軸荷重に対する F_0/P と横げた間隔 s の関係を示す。

図表-5 (c) は式 (2.10) によって得られる剛支承上の連続梁の支点反力の影響線を示す。

2) 縦リブの曲げモーメント

剛横げた系における計算 (Step 1) では曲げモーメントを求めようとしている縦リブに対して他の縦リブ上にある輪荷重は影響を及ぼさない、すなわち縦リブはそれぞれ独立した剛支承上の連続梁であると考ええる。

また本報告におけるこれからの議論においては溶接道路橋示方書の規定にしたがってアスファルト舗装による荷重分布は考慮しないものとする。

a. 支間中央の正の曲げモーメント: M_c (1) 集中荷重 P が曲げモーメントを求めようとする支間の任意の位置 y に作用するとき (図-2.5 a)。

$$\frac{M_c}{sP} = 0.1830 \frac{y}{s} + 0.3170 \left(\frac{y}{s} \right)^2, \quad y \leq \frac{s}{2} \dots \dots \dots (2.11)$$

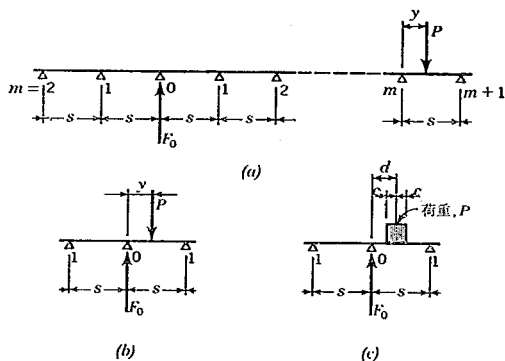


図-2.4 連続縦リブの支点 $m=0$ における曲げモーメント M_s および反力 F_0 の計算に必要な荷重

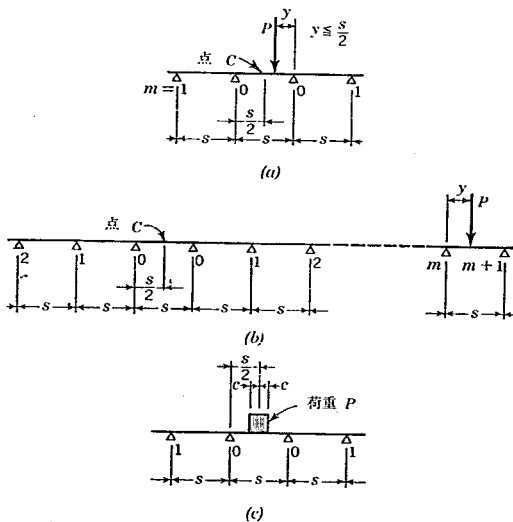


図-2.5 連続縦リブのパネル 0-0 の支間中央の曲げモーメント M_c の計算に必要な荷重

- (2) 集中荷重 P が曲げモーメントを求めようとする支間の中央に作用するとき。

$$\frac{M_c}{sP} = 0.1708 \dots \dots \dots (2.12)$$

- (3) 集中荷重 P が曲げモーメントを求めようとする支間以外の支間 $(m)-(m+1)$ の任意の位置 y に作用するとき (図-2.5 b)。

$$\begin{aligned} \frac{M_c}{sP} = & \left[-0.1830 \frac{y}{s} + 0.3170 \left(\frac{y}{s} \right)^2 \right. \\ & \left. - 0.1340 \left(\frac{y}{s} \right)^3 \right] (-0.2679)^m \dots (2.13) \end{aligned}$$

図表-5 (a) は式 (2.13) によって得られる剛支承上の連続梁の支間中央の曲げモーメントの影響線を示す。

- (4) 等分布荷重 P が曲げモーメントを求めようとする支間の中央に作用するとき (図-2.5 c)。

$$\begin{aligned} \frac{M_c}{sP} = & 0.1708 - 0.2500 \frac{c}{s} + 0.1057 \left(\frac{c}{s} \right)^2 \\ & \dots \dots \dots (2.14) \end{aligned}$$

- (5) 1 縦リブあたりの曲げモーメント

1 縦リブあたりの曲げモーメント M_R は (1), (2), (3), (4) で求めた曲げモーメントの合計 M_T に $2[1](2)1$ a で得られる 1 輪荷重に対する 1 縦リブのうけもつ反力の比 R_0/P を乗じて得られる。

$$M_R = M_T \left(\frac{R_0}{P} \right) \dots \dots \dots (2.15)$$

図表-6 は式 (2.11)~(2.14) によって得られる T-20 トラック 1 台の輪荷重による剛支承上の開断面縦リブの支間中央の最大曲げモーメントと縦リブの支間の関係を示す。衝撃係数は 0.4 とした。

- b. 支点上の負の曲げモーメント: M_s

- (1) 集中荷重 P が曲げモーメントを求めようとする支点のとなりの支間の任意の位置 y に作用するとき (図-2.4 b)。

$$\begin{aligned} \frac{M_s}{sP} = & -0.5 \frac{y}{s} + 0.8660 \left(\frac{y}{s} \right)^2 \\ & - 0.3660 \left(\frac{y}{s} \right)^3 \dots \dots \dots (2.16) \end{aligned}$$

- (2) 集中荷重 P が曲げモーメントを求めようとする支点のとなりの支間の $y/s = 0.3804$ の位置に作用するとき

$$\frac{M_s}{sP} = -0.0850 \dots \dots \dots (2.17)$$

- (3) 集中荷重 P が曲げモーメントを求めようとする支点のとなりの支間以外の支間 $(m)-(m+1)$ の任意の位置 y に作用するとき (図-2.4 a)。

$$\begin{aligned} \frac{M_s}{sP} = & \left[-0.5 \frac{y}{s} + 0.8660 \left(\frac{y}{s} \right)^2 - 0.3660 \left(\frac{y}{s} \right)^3 \right] \\ & \times (-0.2679)^m \dots \dots \dots (2.18) \end{aligned}$$

図表-5 (b) は式 (2.18) によって得られる剛支承上の

連続梁の支点上の曲げモーメントの影響線を示す。

- (4) 等分布荷重 P が曲げモーメントを求めようとする支点のとなりの支間の任意の位置 d に作用するとき (図-2.4 c)。

$$\frac{M_s}{sP} = -0.5\left(\frac{d}{s}\right) + 0.8660\left(\frac{d}{s}\right)^2 - 0.3660\left(\frac{d}{s}\right)^3 + \left(\frac{c}{s}\right)^2(0.2887 - 0.3660\frac{d}{s}) \dots (2.19)$$

- (5) 等分布荷重 P が曲げモーメントを求めようとする支点のとなりの支間の $d/s=0.3804$ の位置に作用するとき。

$$\frac{M_s}{sP} = -0.0850 + 0.1494\left(\frac{c}{s}\right)^2 \dots (2.20)$$

- (6) 1 縦リブあたりの曲げモーメント

1 縦リブあたりの曲げモーメント M_R は a. 支間中央の正の曲げモーメントの場合と同様に式 (2.15) によって得られる。

図表-7 は式 (2.16)~(2.20) によって得られる $T-20$ トラック 1 台の輪荷重による剛支承上の開断面縦リブの支点上の最大曲げモーメントと縦リブの支間の関係を示す。衝撃係数は 0.4 とした。

- 3) 縦リブのたわみに対する縦リブの曲げモーメントの補正

- a. 支間中央の正の曲げモーメントの軽減量: $\Delta' M_{Rc}$

$$\Delta' M_{Rc} = Q_0' \left(\frac{s}{\pi} \right)^2 \frac{Q_{1y}}{Q_0'} \left(\frac{R_0}{P} - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{R_m}{P} \cdot \bar{y}_0 \right) \dots (2.21)$$

ここに

$$Q_0' = \frac{P}{2c} : \text{単位幅あたりの輪荷重} \dots (2.22)$$

2c: 車輪の接地長。

Q_{1y} : y 方向に関する荷重のフーリエ級数展開の第 1 項目の単位幅あたりの値。

$$\frac{Q_{1y}}{Q_0'} = \frac{4}{\pi} \sin \frac{c}{s} \dots (2.23)$$

R_0, R_m : デッキプレートと剛支承上の連続梁と考えたときに輪荷重 P によって $m=0$ および $m=m$ の縦リブに生ずる反力で 2[1](2)1) の (a) または図表-5(c) から求められる。

$\bar{y}_0$: 弾性支承上の連続梁の支点反力の影響線縦距で図表-13 において y' の関数として与えられる。

- b. 支点上の負の曲げモーメントの軽減量: $\Delta' M_{Rz}$

$\Delta' M_{Rz}$ は $\Delta' M_{Rc}$ に比例するものとする。

$$\Delta' M_{Rz} = \Delta' M_{Rc} \frac{M_z}{M_c} \dots (2.24)$$

ここに M_z, M_c はそれぞれ 2[1](2)2) の (a), (b) で求めた縦リブの支点負曲げモーメントおよび支間中央正曲げモーメントである。

4) 横げたの曲げモーメント

集中荷重 P が橋の任意の位置に乗ったときに縦リブから剛横げたに作用する荷重を 2[1](2)1) (b) の式 (2.9), (2.10) から求めて通常の計算によって横げたの曲げモーメントを求めることができる。この場合横げたは主げた上で沈下せずに単純支持されているものとする。

図表-10 は $T-20$ 荷重による剛横げたの最大曲げモーメントと主げたの間隔 (横げた支間) の関係を示す。ただし、幅員方向で 3 台目以上の車両については鋼道路橋設計方書 9 条「主ゲタを設計する場合の活荷重」の項に準じて荷重の低減率を 0.5 とした。

(3) 横げたのたわみに対する曲げモーメントの補正 (Step 2)

横げたのたわみの影響を考慮して縦リブおよび横げたの曲げモーメントを補正するときには (Step 2), 横げたのたわみが注目している縦リブまたは横げたに最大の影響を与えるように荷重を橋面上に配置する。

なお、本節の横げたのたわみの影響および 2[1](4) の大きい横げたの影響の計算には弾性支承上の連続梁の影響線が必要であるので、それらを設計図表として以下のように与えておく。図表-11 は弾性支承上の連続梁の支間中央の曲げモーメントの影響線縦距と y の関係を示す。図表-12 は弾性支承上の連続梁の支点上の曲げモーメントの影響線縦距と y の関係を示す。図表-13 は弾性支承上の連続梁の支点反力の影響線縦距と y の関係を示す。これらはいずれも付録 II に示した「弾性支承上の連続梁の影響線の解法」によって求めたものである。

1) 荷重のフーリエ級数展開

- a. 1 輪荷重が任意の位置に作用するとき (図-2.6)。

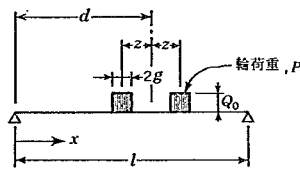


図-2.6

- (1) 1 台のトラックの軸荷重が任意の位置 d に作用するとき。

$$\frac{Q_{1x}}{Q_0} = \frac{8}{\pi} \cos \frac{\pi z}{l} \sin \frac{\pi g}{l} \sin \frac{\pi d}{l} \sin \frac{\pi x}{l} \dots (2.25)$$

- (2) 1台のトラックの軸荷重が $d=(l+z)/2$ に作用するとき。

Q_{1x}/Q_0 は $x=d-z$ において最大となる。

$$\frac{Q_{1x}}{Q_0} = \frac{4}{\pi} \cos \frac{\pi z}{l} \sin \frac{\pi g}{l} \left[1 + \cos \frac{\pi z}{l} \right] \dots (2.26)$$

- b. 2 軸荷重が任意の位置に作用するとき (図-2.7)。

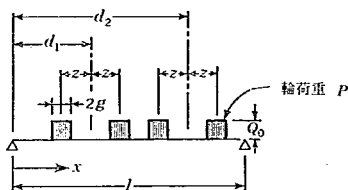


図-2.7

- (1) 2台のトラックの軸荷重が任意の位置 d_1 および d_2 に作用するとき。

$$\frac{Q_{1x}}{Q_0} = \frac{8}{\pi} \cos \frac{\pi z}{l} \sin \frac{\pi g}{l} \left[\sin \frac{\pi d_1}{l} + \sin \frac{\pi d_2}{l} \right] \sin \frac{\pi x}{l} \dots (2.27)$$

- (2) 2台のトラックの軸荷重が対称に作用するとき。

すなわち $d_1=d$, $d_2=l-d$

$$\frac{Q_{1x}}{Q_0} = \frac{16}{\pi} \cos \frac{\pi z}{l} \sin \frac{\pi g}{l} \sin \frac{\pi d}{l} \sin \frac{\pi x}{l} \dots (2.28)$$

- c. 多数の軸荷重が任意の位置に作用するとき (図-2.8)。

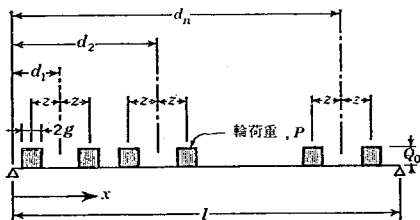


図-2.8

$$\frac{Q_{1x}}{Q_0} = \frac{8}{\pi} \cos \frac{\pi z}{l} \sin \frac{\pi g}{l} \left[\sin \frac{\pi d_1}{l} + \sin \frac{\pi d_2}{l} + \dots + \sin \frac{\pi d_n}{l} \right] \sin \frac{\pi x}{l} \dots (2.29)$$

- 2) 縦リブの曲げモーメントの増加: ΔM_R

$$\Delta M_R = Q_0 s a \frac{Q_{1x}}{Q_0} \sum \frac{F_m}{P} \frac{\bar{\eta}_{im}}{s} \dots (2.30)$$

ここに, Q_0 : 単位幅あたりの輪荷重。

$$Q_0 = \frac{P}{2g} \dots (2.31)$$

$2g$: 車輪の輪帯幅。

Q_{1x} : x 方向に関する荷重のフーリエ級数展開の第1項目の単位幅あたりの値。

$\frac{Q_{1x}}{Q_0}$: 各荷重状態に対して 2[1](3)I) または図表-16 で与えられる。

F_m : 剛支承上の連続梁の荷重 P による支点 m における反力で 2[1](2)I) (b) または図表-5 (c) によって求められる。

$\bar{\eta}_{im}$: 弾性支承上の連続梁の任意の点 i の曲げモーメントの影響線の支点 m における縦距で図表-11 および 12 にそれぞれ $\bar{\eta}_i/s$ および $\bar{\eta}_i/s$ が与えられている。

通常の設計においては ΔM_R は正の値となるが、このことは横げたたわみによって縦リブ支間中央において正の曲げモーメントが増加し、縦リブ支点上において負の曲げモーメントが減少することを意味する。

図表-14 は縦リブ支間中央の曲げモーメント増加 ΔM_{Rc} の計算に必要な $\sum (F/P) (\bar{\eta}_c/s)$ と $\dot{\gamma}$ の関係を示す。荷重の位置は図表-6 と同一である。

図表-15 は縦リブ支点上の曲げモーメント減少 ΔM_{Rs} の計算に必要な $\sum (F/P) (\bar{\eta}_s/s)$ と r の関係を示す。荷重の位置は図表-7 と同一である。

図表-16 は横げたたわみに対する縦リブの曲げモーメントの変動量の計算に必要な Q_{1x}/Q_0 と l の関係を示す。この場合多車線載荷に対する荷重低減は考えていない。

- 3) 横げたの曲げモーメントの減少: ΔM_F

$$\Delta M_F = Q_0 \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 \frac{Q_{1x}}{Q_0} \left[\frac{F_0}{P} - \sum \frac{F_m}{P} \bar{\eta}_{0m} \right] \dots (2.32)$$

ここに, $\frac{Q_{1x}}{Q_0}$: 各荷重に対して 2[1](3)I) または図表-18 で与えられる。

$\bar{\eta}_{0m}$: 弾性支承上の連続梁の支点 0 の反力の影

贅線の支点 m における縦距で図表-13
で与えられる。

図表-17 は横げたのたわみに対する横げたの曲げモーメント減少 ΔM_F の計算に必要な $T-20$ トラック荷重に対する $[(F_0/P) - \sum (F_m/P) \bar{\delta}_{0m}]$ と γ の関係を示す。

図表-18 は横げたのたわみに対する横げたの曲げモーメント減少の計算に必要な Q_{1x}/Q_0 と l の関係を示す。この場合、3車線目以上の荷重に対しては0.5の荷重低減率を考えている。

(4) 大きい横げたの影響

横げたの中に他より剛性の大きな横げたがある場合には、縦リブおよび横げたの曲げモーメントは横げたの剛性がすべて等しい場合と異なった値となる。

この場合の曲げモーメントの変動量は、大きい横げたのばね定数 βk を k と k_a に分けて考えて、等しいばね定数 k をもつ弾性支承上の連続梁とばね定数 k_a の付加支承の間に作用する不静定力 X_0 を求めることによって得られる(図-2.9)。

1) 縦リブの曲げモーメントの変動: ΔM_{Ri}

$$\Delta M_{Ri} = Q_0 s a \frac{Q_{1x}}{Q_0} \frac{X_0}{P} \frac{\bar{\gamma}_{i0}}{s} \dots\dots\dots (2.33)$$

ここに、 $\frac{Q_{1x}}{Q_0}$: 図表-16 から得られる。

X_0 : ばね定数 k の弾性支承上の連続梁とばね定数 k_a の付加支承の間の不静定力。

$$\frac{X_0}{P} = \frac{\bar{F}_0}{P} \left(\frac{1}{\bar{\gamma}_{00} + \frac{1}{\beta - 1}} \right) \dots\dots\dots (2.34)$$

$\bar{F}_0$: 支承の剛性が均一な弾性支承上の連続梁の荷重 P による支承0における反力で図表-13 によって与えられる。

$$\frac{\bar{F}_0}{P} = \sum \frac{F_m}{P} \bar{\delta}_{0m} \dots\dots\dots (2.35)$$

$\bar{\delta}_{00}$: 支承の剛性が均一な弾性支承上の連続梁の支承0の反力の影響線の支承0における縦距で図表-13 によって与えられる。

β : 式(2.4)で与えられる大きな横げたと中間横げたの相対剛比。

F_m : 剛性支承上の連続梁の支点 m の反力で図表-5(c) によって与えられる。

$\bar{\delta}_{0m}$: 支承の剛性が均一な弾性支承上の連続梁の支承0の反力の影響線の支承 m における縦距で図表-13 によって与えられる。

$\bar{\gamma}_{i0}$: 支承の剛性が均一な弾性支承上の連続梁の任意の点 i の曲げモーメントの影響線の支承0における縦距で図表-11または図表-12 によって与えられる。

2) 横げたの曲げモーメントの変動: ΔM_F

a. 大きい横げたの曲げモーメントの変動: ΔM_{F0}

$$\Delta M_{F0} = -Q_0 \frac{Q_{1x}}{Q_0} \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 \frac{X_0}{P} (1 - \bar{\delta}_{00}) \dots\dots\dots (2.36)$$

ここに、 $\frac{Q_{1x}}{Q_0}$: 図表-18 から得られる。

b. 中間横げたの曲げモーメントの変動: ΔM_{Fm}

$$\Delta M_{Fm} = Q_0 \frac{Q_{1x}}{Q_0} \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 \frac{X_0}{P} \bar{\gamma}_{m0} \dots\dots\dots (2.37)$$

ここに、 $\frac{Q_{1x}}{Q_0}$: 図表-18 から得られる。

[2] 設計例

(1) 概要

図-2.10 および図-2.11 に示すような3径間連続鋼床

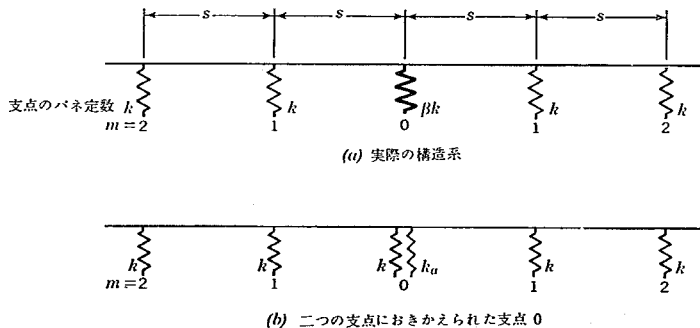


図-2.9 付加支承 k_a の不静定力の決定

版箱げた橋の開リブ鋼床版を鋼道示の TL-20 荷重に対して設計する。ただし、ここでは床として作用する鋼床版（系Ⅱ）の曲げモーメントを求めて応力を算出するにとどめており、主構のフランジとして作用する鋼床版（系Ⅰ）の応力や継手強度の計算などは行っていない。

図-2.10 および図-2.11 に示す鋼床版の主要諸元はつぎのとおりである。

- (1) 縦リブ間隔: $a = 0.32\text{m}$
- (2) 縦リブ支間: $s = 1.25\text{m}$
- (3) 横げた間隔: $s = 1.25\text{m}$
- (4) 横げた支間: $l = 4.80\text{m}$
- (5) 横げたは 4 本ごとに断面の大きいものを配置

なお、部材の応力の算出は縦リブについては点 A および点 B において行ない、横げたについては中間横げたおよび大きい横げたとも支間中央において行なう。ここで点 A とは、主構作用による負の最大曲げモーメントによって縦リブに正の最大応力が生ずる点であり、さらに主げたウェブ間の中央でかつ縦リブの支間中央すなわち弾性支承上の連続梁の支間中央であるために床作用によって縦リブ下縁に正の最大応力が生ずる点でもあって、結局縦リブ下縁に系Ⅰと系Ⅱによる正の最大応力の生ずる点が点 A である。また、点 B とは、主構作用による正の最大曲げモーメントによって縦リブに負の最大応力が生ずる点であり、さらに主げたウェブの近傍でかつ縦リブの支点上すなわち剛支承上の連続梁の支点上であるために床作用によって縦リブ下縁に負の最大応力が生ずる点でもあって、結局縦リブ下縁に系Ⅰと系Ⅱによる負の最大応力の生ずる点が点 B である。

(2) 断面性能および相対剛比

1) デッキプレートの版厚

図表-1 より $l = 32\text{cm}$ に対して $t = 12\text{mm}$

2) デッキプレートの有効幅

a. 縦リブと共働するデッキプレートの有効幅

$$b = 32/2 = 16\text{cm}, b/l = 16/125 = 0.128$$

したがって図表-2 より $\lambda/b = 0.67$

$$\therefore \lambda = 10.7\text{cm}$$

b. 横げたと共働するデッキプレートの有効幅

$$b = 125/2 = 62.5\text{cm}, b/l = 62.5/480 = 0.130$$

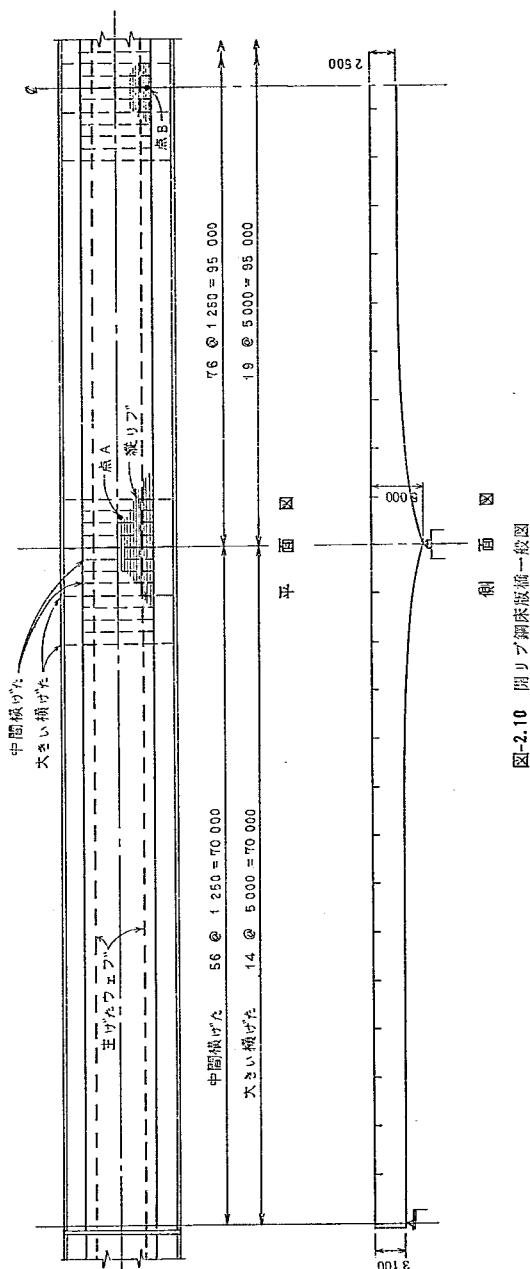
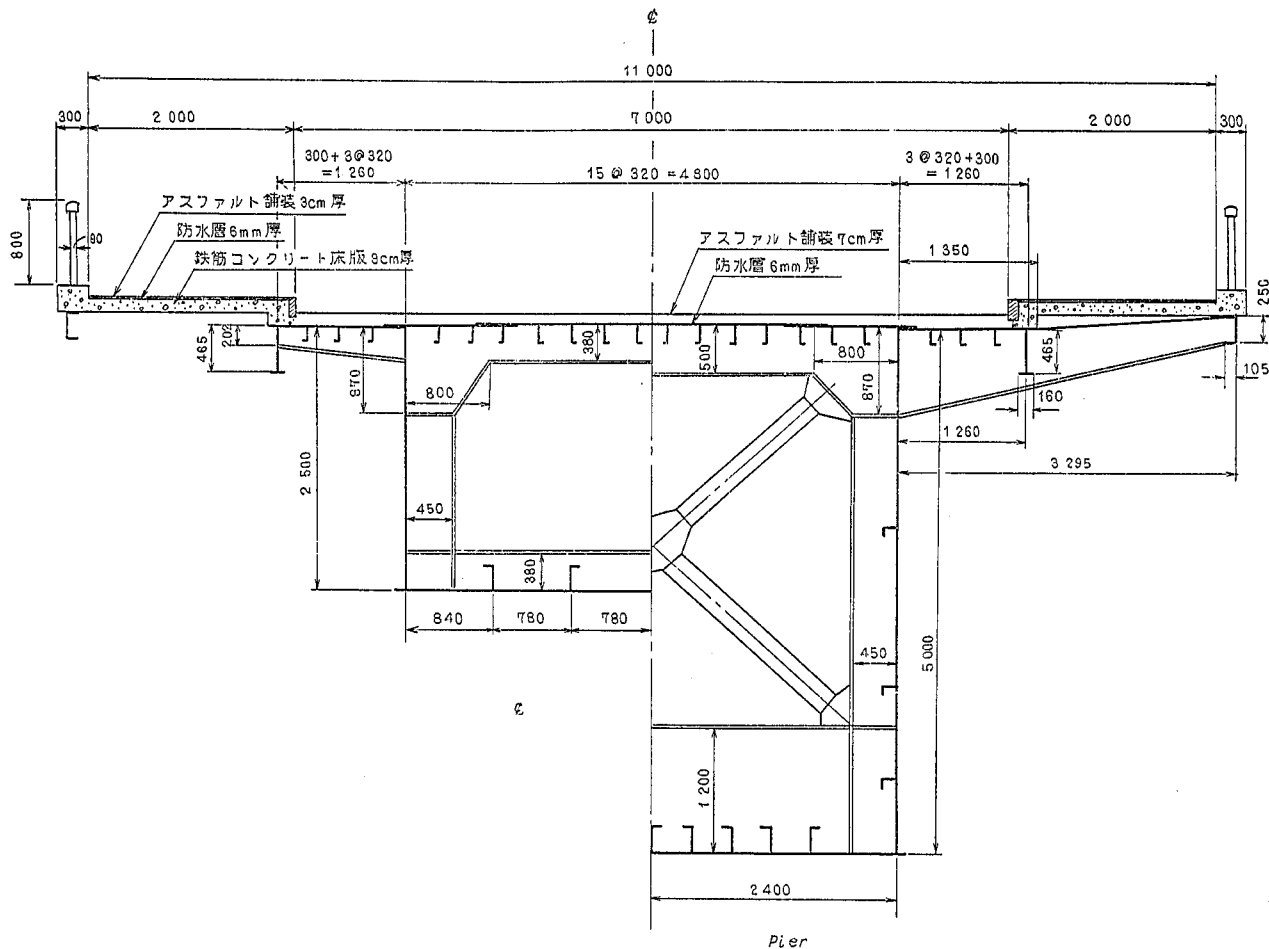


図-2.10 開リブ鋼床版横一般図

(15)



直交異方性版理論による鋼床版実用設計法

図-2.11 開リブ鋼床版橋横断面図

したがって図表-2 より $\lambda/b=0.88$ $\therefore \lambda=55.0$ cm

3) 縦リブおよび横げた断面 2 次モーメントおよび断面係数

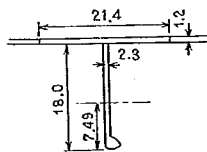


図-2.12

$$\begin{aligned}\delta &= 285.3/46.74 = 6.10 \text{ cm} \\ A\delta^2 &= 46.74 \times 6.10^2 = 1739 \text{ cm}^4 \\ J &= 3846 - 1739 = 2107 \text{ cm}^4\end{aligned}$$

a. 縦リブ

図-2.12 に示すような $180 \times 9.5 \times 23$ のバルブプレートを使う。

断 面	A	y	Ay	Ay ²	J ₀	(Ay ² +J ₀)
1-Deck Pl. 21.4×1.2	25.68	11.11	285.3	3170	3	3173
1-Bulb Pl. 18.0×0.95×2.3	21.06	0	0	0	673	673
	46.74 cm ²		285.3 cm ²			3846 cm ⁴

$$\begin{aligned}y_a &= (1.2 + 18.0) - (7.49 + 6.10) = 5.61 \text{ cm} \\ y_l &= 7.49 + 6.10 = 13.59 \text{ cm} \\ Z_a &= 2107/5.61 = 376 \text{ cm}^3 \\ Z_l &= 2107/13.59 = 155 \text{ cm}^3\end{aligned}$$

b. 中間横げた

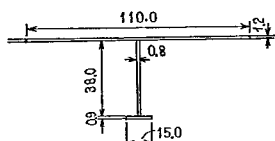


図-2.13

$$\begin{aligned}\delta &= 2324.6/175.9 = 13.2 \text{ cm} \\ A\delta^2 &= 175.9 \times 13.2^2 = 30649 \text{ cm}^4 \\ J &= 59491 - 30649 = 28842 \text{ cm}^4\end{aligned}$$

図-2.13 に示すような断面を使う。

断 面	A	y	Ay	Ay ²	J ₀	(Ay ² +J ₀)
1-Deck Pl. 110.0×1.2	132.0	19.60	2587.2	50709	16	50725
1-Web Pl. 38.0×0.8	30.4	0	0	0	3658	3658
1-Fig. Pl. 15.0×0.9	13.5	-19.45	-262.6	5107	1	5108
	175.9 cm ²		2324.6 cm ²			59491 cm ⁴

$$\begin{aligned}y_a &= 19.0 + 1.2 - 13.2 = 7.0 \text{ cm} \\ y_l &= 19.0 + 0.9 + 13.2 = 33.1 \text{ cm} \\ Z_a &= 28842/7.0 = 4120 \text{ cm}^3 \\ Z_l &= 28842/33.1 = 871 \text{ cm}^3\end{aligned}$$

c. 大きい横げた

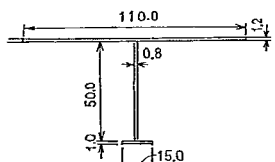


図-2.14

$$\begin{aligned}\delta &= 2993.7/187.0 = 16.0 \text{ cm} \\ A\delta^2 &= 187.0 \times 16.0^2 = 47872 \text{ cm}^4 \\ J &= 104612 - 47872 = 56740 \text{ cm}^4\end{aligned}$$

図-2.14 に示すような断面を使う。

断 面	A	y	Ay	Ay ²	J ₀	(Ay ² +J ₀)
1-Deck Pl. 110.0×1.2	132.0	25.6	3379.2	86508	16	86524
1-Web Pl. 50.0×0.8	40.0	0	0	0	8333	8333
1-Fig. Pl. 15.0×1.0	15.0	-25.5	-382.5	9754	1	9755
	187.0 cm ²		2996.7 cm ²			104612 cm ⁴

$$\begin{aligned}y_a &= 25.0 + 1.2 - 16.0 = 10.2 \text{ cm} \\ y_l &= 25.0 + 1.0 + 16.0 = 42.0 \text{ cm} \\ Z_a &= 56740/10.2 = 5563 \text{ cm}^3 \\ Z_l &= 56740/42.0 = 1351 \text{ cm}^3\end{aligned}$$

4) 相対剛比

a. 縦リブと横げたの相対剛比

式 (2.2) より

$$\gamma = \frac{I^4 I_R}{a s^3 \pi^4 I_F} = \frac{480^4 \times 2107}{32 \times 125^3 \times 3.14^4 \times 28842} = 0.6383$$

b. デッキプレートと縦リブの相対剛比

式 (2.3) より

$$\gamma' = \frac{I_P^3 s^4}{10.92 I_R a^3 \pi^4} = \frac{1.2^3 \times 125^4}{10.92 \times 2107 \times 32^3 \times 3.14^4} = 0.0058$$

c. 大きい横げたと中間横げたの相対剛比

式 (2.4) より

$$\beta = \frac{I_0}{I} = \frac{56740}{28842} = 1.967$$

(3) 剛横げた系の曲げモーメント (Step 1)

1) 縦リブおよび横げたの反力

a. デッキプレートから縦リブに伝わる反力

図表-3 (b) より $2g=50$ cm, $a=32$ cm に対して $R_0/P=0.70$

b. 縦リブから横げたに伝わる反力

図表-4 より $s=1.25$ m に対して $F_0/P=0.998$

2) 縦リブの活荷重曲げモーメント

a. 支間中央の正の曲げモーメント

図表-6 より $s=1.25$ m に対して $M_c=2.10$ tm
したがって $M_{Rc}=M_c \cdot R_0/P=2.10 \times 0.70=1.47$ tm

b. 支点上の負の曲げモーメント

図表-7 より $s=1.25$ m に対して $M_s=-1.20$ tm
したがって

$$M_{Rs}=M_s \cdot R_0/P=-1.20 \times 0.70=-0.84$$

3) 縦リブのたわみに対する縦リブの活荷重曲げモーメントの補正

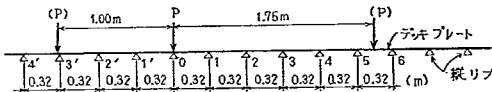


図-2.15

1台の自動車の片側の後輪荷重が図-2.15の0の縦リブの位置に乗った場合、その荷重が0の縦リブのたわみに与える影響に比べて1.75m離れたもう一方の後輪荷重および1m離れたたわみの車両の後輪荷重の影響は無視できるものとする。

a. 支間中央の正の曲げモーメントの補正

 $2c=$ 車輪の接地長 $=0.20$ m, $P=8.0 \times 1.4=11.2$ t
したがって式 (2.22) より

$$Q_0'=P/2c=11.2/0.20=56.0 \text{ t/m}$$

式 (2.23) より

$$\frac{Q_{ly}}{Q_0'} = \frac{4}{\pi} \sin \frac{c}{s} = \frac{4}{3.14} \sin \frac{0.10}{1.25} = 0.1017$$

2[2](3)1) (a) より $R_0/P=0.70$ 図表-13 より $\gamma'=0.0058$ に対して $\bar{\gamma}_0=0.93$
したがって

$$\sum_{m=0}^{\infty} \frac{R_m}{P} \cdot \bar{\gamma}_0 = \frac{R_0}{P} \cdot \bar{\gamma}_0 = 0.70 \times 0.93 = 0.651$$

式 (2.21) より

$$\begin{aligned} d'M_{Rc} &= Q_0' \left(\frac{s}{\pi} \right)^2 \frac{Q_{ly}}{Q_0'} \left(\frac{R_0}{P} - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{R_m}{P} \cdot \bar{\gamma}_0 \right) \\ &= 56.0 \times \left(\frac{1.25}{3.14} \right)^2 \times 0.1017 \times (0.70 - 0.651) \\ &= 0.044 \text{ tm} \end{aligned}$$

b. 支点上の負の曲げモーメントの補正

2[2](3)3) (a) より $d'M_{Rs}=0.044$ tm

2[2](3)2) (a) および (b) より

$$\Delta M_{Rs} = -0.84 \text{ tm}, \Delta M_{Rc} = 1.47 \text{ tm}$$

したがって式 (2.24) より

$$\begin{aligned} d'M_{Rs} &= d'M_{Rc} \cdot \frac{M_{Rs}}{M_{Rc}} \\ &= 0.044 \times \frac{-0.84}{1.47} = -0.025 \text{ tm} \end{aligned}$$

4) 横げたの活荷重曲げモーメント

図表-10 より $l=4.80$ m, 2車線載荷に対して

$$M/F_0 \cdot l = 0.43$$

2[2](3)1) (b) より $F_0/P=0.998$, $F_0=0.998 \times P$

$$i=20/(50+l)=20/(50+4.8)=0.365$$

したがって

$$\begin{aligned} M_F &= 0.43 \cdot F_0 \cdot l = 0.43 \times 0.998 \times 1.365 \\ &\quad \times 8.0 \times 4.8 = 22.494 \text{ tm} \end{aligned}$$

5) 死荷重による曲げモーメント

a. 死荷重

(1) 縦リブ

舗装	$0.07 \times 0.32 \times 2300 =$	51.5
防水層	$0.006 \times 0.32 \times 1100 =$	2.1
デッキプレート	$0.012 \times 0.32 \times 7850 =$	30.1
バルブプレート		16.5

$$w_{Rd} = 100.2 \text{ kg/m}$$

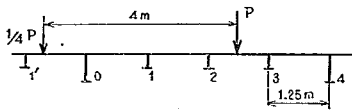


図-2.17

いま $\bar{F}_0/P$, $\bar{F}_4/P$, $\bar{F}_4'/P$ を求めるために図表-13 よ

り $\gamma=0.6383$ に対する弾性支承上の連続梁の支点反力の影響線を求めると図-2.16 のようになる。

縦リブの支間中央の正の曲げモーメントの増加量は図-2.17 のように自動車輪荷重を乗せたときの縦リブ支間 2~3 の支間中央の値の方が他の場合よりも大きいので、この値を求める (表-2.3)。この場合大きい横げた 4' による影響は小さいので無視する。

表-2.3

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
横げた	輪 荷 重	$\frac{\bar{F}}{P}$	$\frac{X}{P}$	$Q_0 s a \frac{Q_{1x}}{Q_0}$	$\frac{\bar{y}_{xm}}{s}$	$\bar{\Delta} M_{Rc}$ = -④⑤⑥
		前 記 影 響 線	式 (2.34)	2[2](4)1)	図表-11	式 (2.33)
0	後 輪	0.030	0.076	3.674	-0.056	0.016
	前 輪	0.310/4				
	合 計	0.108				
4	後 輪	0.162	0.111	3.674	-0.047	0.019
	前 輪	-0.011/4				
	合 計	0.159				
$\Sigma =$						0.035
(tm)						

(tm)

h. 支点上の負の曲げモーメントの変動

縦リブの支点上の負の曲げモーメントは大きい横げた上では増加し、中間横げた上では減少する。前者の場合図-2.18 のように自動車輪荷重を乗せたときの大きい横げた 4 の位置における増加量の方が他の場合よりも大きいので、2[2](5)1) (a) と同様にして、この値を求める (表-2.4)。なお、大きい横げた 4' による影響は小さ

いので無視する。

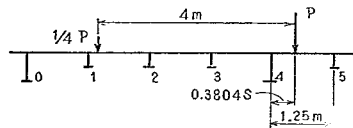


図-2.18

表-2.4

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
横げた	輪 荷 重	$\frac{\bar{F}}{P}$	$\frac{X}{P}$	$Q_0 s a \frac{Q_{1x}}{Q_0}$	$\frac{\bar{y}_{xm}}{s}$	$\bar{\Delta} M_{R_s}$ = -④⑤⑥
		前 記 影 響 線	式 (2.34)	2[2](4)1)	図表-12	式 (2.33)
0	後 輪	-0.015	0.028	3.674	-0.011	0.001
	前 輪	0.220/4				
	合 計	0.040				
4	後 輪	0.365	0.258	3.674	0.280	-0.265
	前 輪	0.010/4				
	合 計	0.368				
Σ=						-0.264
						(tm)

(tm)

2) 横げたの曲げモーメントの変動

a. 大きい横げたの支間中央の曲げモーメントの変動

大きい横げたの支間中央の曲げモーメントは増加するが、その値を図-2.19 のように自動車輪荷重を乗せたときの大きい横げた0について 2[2](5)1) と同様にして求める (表-2.5)。

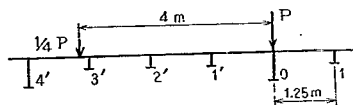


図-2.19

表-2.5

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
横げた	輪荷重	$\frac{F}{P}$	$\frac{X}{P}$	$Q_0 \frac{Q_{1x}}{Q_0} \left(\frac{l}{\pi}\right)^3$	$1 - \bar{\vartheta}_{00}$	$\bar{\vartheta}_{01}, \bar{\vartheta}_{04'}$	ΔM_{F0} = $\textcircled{4}\textcircled{5}\textcircled{6}$, = $-\textcircled{4}\textcircled{5}\textcircled{7}$
		前記影響線	式 (2.34)	2[2](4)2)	図表-13	図表-13	(2.36), (2.37)
0	後輪	0.394	0.275	22.20	0.606		3.700
	前輪	-0.005/4					
	合計	0.393					
4'	後輪	-0.015	0.041	22.20		-0.016	0.015
	前輪	0.295/4					
	合計	0.059					
4	後輪	-0.015	-0.011	22.20		-0.016	-0.004
	前輪	0					
	合計	-0.015					
$\Sigma =$							3.711

(tm)

(tm)

b. 中間横げたの支間中央の曲げモーメントの変動

中間横げたの支間中央の曲げモーメントは、減少するが、その減少量は大きい横げたから離れるほど小さい。したがって減少量の一番小さい中間横げた2 (図-2.20) について 2[2](5)1) と同様にしてこの値を求める (表-2.6)。この場合、大きい横げた4'の影響は小さいので

無視する。

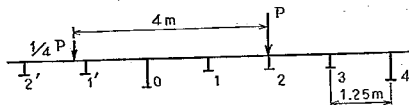


図-2.20

表-2.6

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
横げた	輪荷重	$\frac{F}{P}$	$\frac{X}{P}$	$Q_0 \frac{Q_{1x}}{Q_0} \left(\frac{l}{\pi}\right)^2$	$\bar{\vartheta}_{20}, \bar{\vartheta}_{24}$	$\bar{\Delta} M_{F2}$ = -④⑤⑥
		前記影響線	式 (2.34)	2[2](4)2)	図表-13	式 (2.32)
0	後輪	0.081	0.095	22.20	0.081	-0.171
	前輪	0.216/4				
	合計	0.135				
4	後輪	0.081	0.055	22.20	0.081	-0.099
	前輪	-0.008/4				
	合計	0.079				
Σ=						-0.270

(tm)

(6) 床としての作用による曲げモーメントおよび応力の合計

縦リブについては 2 [2] (1) で述べたように 図-2.10 の点Aにおいて縦リブ支間中央の正の最大応力, 点Bに

おいて縦リブ支点上の負の最大応力を求め, 横げたについては中間横げたおよび大きい横げたの支間中央の正の最大応力をそれぞれ求めた。これらをつぎの表-2.7 に示す。

表-2.7

部 材	応力を求める位置	荷 重	曲げモーメント M (tm)	断面係数 Z (cm ³)		応力 σ (kg/cm ²)	
				上 縁	下 縁	上 縁	下 縁
縦リブ	点A, 支間中央, 正の最大応力	(1) 活荷重: 剛横げた系	1,470				
		(2) 活荷重: 縦リブのたわみの影響	0,044				
		(3) 活荷重: 横げたのたわみの影響	0,577				
		(4) 活荷重: 大きい横げたの影響	0,035				
		(5) 死荷重	0,007				
		合 計	2,133	376	155	-567	1376
	点B, 支点上, 負の最大応力	(1) 活荷重: 剛横げた系	-0,840				
		(2) 活荷重: 縦リブのたわみの影響	-0,025				
		(3) 死荷重	-0,013				
		合 計	-0,878	376	155	234	-566
横げた	中間横げた, 支間中央, 正の最大応力	(1) 活荷重: 剛横げた系	22,494				
		(2) 活荷重: 横げたのたわみの影響	-13,409				
		(3) 活荷重: 大きい横げたの影響	-0,270				
		(4) 死荷重	1,228				
		合 計	10,043	4120	871	-244	1153
	大きい横げた, 支間中央, 正の最大応力	(1) 活荷重: 剛横げた系	22,494				
		(2) 活荷重: 横げたのたわみの影響	-13,409				
		(3) 活荷重: 大きい横げたの影響	3,711				
		(4) 死荷重	1,253				
		合 計	14,049	5563	1351	-253	1040

3. 閉リブ鋼床版

[1] 設計順序

(1) 断面性能および相対剛比

最初に横げたおよび縦リブの断面および間隔を仮定する。

1) デッキプレートの最小厚

閉リブ鋼床版の場合と同様にして求める。

ただし, 図-3.1 の l_1 と l_2 のうち大きい方を l とする。

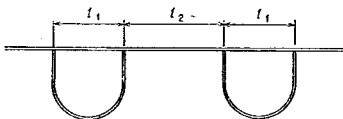


図-3.1

2) デッキプレートの有効幅

閉リブ鋼床版の場合と同様にして求める。

ただし縦リブと共働するデッキプレートの有効幅は 図-3.2 のように1つの閉リブを2つの閉リブと考えてそれぞれ単独に求める。

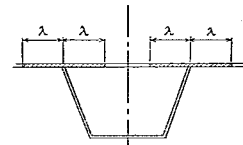


図-3.2

3) 縦リブの曲げ剛性

これまでに得られた断面寸法, デッキプレートの厚さおよびデッキプレートの有効幅を用いて縦リブの断面 2

次モーメントおよび断面係数を求める。

縦リブの曲げ剛性 D_y は次式で求める。

$$D_y = \frac{EI_R}{a+e} \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに、 $E=2,100,000 \text{ kg/cm}^2$: 鋼のヤング率

I_R : 縦リブの断面 2 次モーメント

a : 縦リブの上幅

e : 2 閉リブ間のデッキプレートの長さ

4) 縦リブの有効ねじり剛性

a. 縦リブの断面性係数: K

$$K = \frac{4A^2}{(u/t_R) + (a/t_P)} \dots\dots\dots (3.2)$$

ここに、 A : 1 閉リブに囲まれた面積

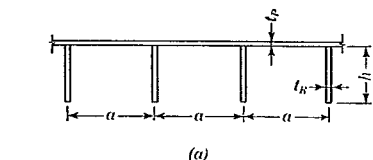
u : 1 閉リブ板の展開幅

a : 閉リブの上幅

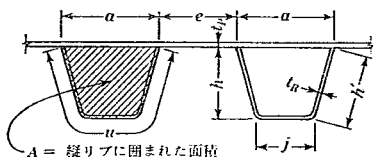
t_R : 縦リブの板厚

t_P : デッキプレートの板厚

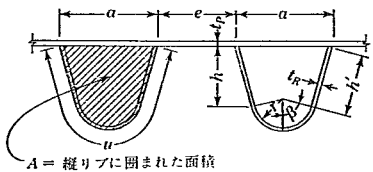
b. 低減率: μ



(a)



(b)



(c)

図-3.3 縦リブの寸法

(1) 台形リブ (図-3.3 b)

$$\frac{1}{\mu} = 1 + \frac{GK}{EI_P} \left[\frac{a^3}{12(a+e)^3} \right] \left(\frac{\pi}{s} \right)^2 \left(\frac{e}{a} \right)^3$$

$$+ \left(\frac{e-j}{a+j} + \lambda \right)^2 + \frac{\lambda^2}{\rho} \left(\frac{j}{a} \right)^3 + \frac{24}{\rho} \left(\frac{h'}{a} \right) \left(c_1^2 + c_1 c_2 + \frac{c_2^3}{3} \right) \dots\dots\dots (3.3)$$

ここに、 $G=810,000 \text{ kg/cm}^2$: 鋼のせん断弾性係数

K : 式 (3.2) で得られる縦リブの断面性係数

$EI_P = \frac{EI_P^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{EI_P^3}{10.92}$: デッキプレート
の曲げ剛性

$\nu=0.3$: 鋼のポアソン比

$\rho = \left(\frac{t_R}{t_P} \right)^3$: 縦リブのプレートとデッキプレート
の剛比

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{(2a+j)(a+e)h' - \rho a^2(e-j)}{(a+j)[2h'(a^2+aj+j^2)+j^3+\rho a^3]} \\ c_1 &= \frac{\lambda}{2} \left(\frac{j}{a} \right) \\ c_2 &= \frac{\lambda}{2} \left(\frac{a-j}{a} \right) - \frac{(a+e)}{(a+j)} \frac{j}{2a} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.4)$$

(2) 台形リブ, $a=e$ の場合

$$\frac{1}{\mu} = 1 + \frac{GK}{EI_P} \left(\frac{\pi}{s} \right)^2 \left[1 + \left(\frac{a-j}{a+j} + \lambda \right)^2 + \frac{\lambda^2}{\rho} \left(\frac{j}{a} \right)^3 + \frac{24}{\rho} \left(\frac{h'}{a} \right) \left(c_1^2 + c_1 c_2 + \frac{c_2^3}{3} \right) \right] \dots\dots\dots (3.5)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{(2a+j)(2ajh') - \rho a^2(a-j)}{(a+j)[2h'(a^2+aj+j^2)+j^3+\rho a^3]} \\ c_1 &= \frac{\lambda}{2} \left(\frac{j}{a} \right) \\ c_2 &= \frac{\lambda}{2} \left(\frac{a-j}{a} \right) - \frac{j}{a+j} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.6)$$

(3) 円底リブ (図-3.3 c)

$$\frac{1}{\mu} = 1 + \frac{GK}{EI_P} \left(\frac{\pi}{s} \right)^2 \left(\frac{r^2}{2A^2} \right) (J+L+M+N) \dots\dots\dots (3.7)$$

ここに、

$$A = h \left(\frac{a+j}{2} \right) + r^2 \left(\beta - \frac{j}{2r} \cos \beta \right)$$

$$J = \left[\frac{2A}{r(a+e)} \right]^2 \left(\frac{1}{24} \right) \left(\frac{e}{a} \right)^3$$

$$L = \frac{1}{24} (\lambda - B)^2$$

$$M = \frac{1}{\rho} \left(\frac{r}{a} \right)^3 \left[\frac{\beta^3}{3} - 2(1+\lambda) \left(\frac{j}{2r} - \beta \cos \beta \right) + \frac{(1+\lambda)^2}{2} \left(\beta - \frac{j}{2r} \cos \beta \right) \right]$$

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{1}{\rho} \left(\frac{r^2 h'}{a^3} \right) \left(c_1^2 + c_1 c_2 + \frac{c_3^2}{3} \right) \\
 \lambda &= \frac{B+C}{1+D} \\
 B &= \frac{2A}{r(a+e)} - \frac{h}{r} - (1 - \cos \beta) \\
 C &= \frac{24}{\rho} \left(\frac{r}{a} \right)^3 \left[\frac{j}{2r} \left(1 + \frac{1}{2} \cos \beta \right) - \beta \left(\frac{1}{2} + \cos \beta \right) \right. \\
 &\quad \left. + \frac{h^2(a+j)}{4r^2} \left(\beta - \frac{j}{2r} \right) \right. \\
 &\quad \left. + \frac{h^2(2a+j)}{12r^3} (1 - \cos \beta) \right] \\
 D &= \frac{24}{\rho} \left(\frac{r}{a} \right)^3 \left[\frac{1}{2} \left(\beta - \frac{j}{2r} \cos \beta \right) \right. \\
 &\quad \left. + \frac{h^2(a^2 + aj + j^2)}{12r^3} \right] \\
 c_1 &= \beta - \frac{j}{2r} (1 + \lambda) \\
 c_3 &= \frac{h'}{r} (1 - \cos \beta) - \lambda \left(\frac{a-j}{2r} \right)
 \end{aligned}
 \tag{3.8}$$

(4) 円底リブ, $a=e$ の場合

(3) における J, B のかわりにつぎの J, B を用いる。

$$\left. \begin{aligned}
 J &= \left(\frac{A}{ar} \right)^2 \frac{1}{24} \\
 B &= \frac{A}{ar} - \frac{h}{r} - (1 - \cos \beta)
 \end{aligned} \right\} \tag{3.9}$$

(5) (円底+鉛直側板) リブ, $a=j=2r$

(3) において $\beta = \frac{\pi}{2}$, $h'=h$ とする。

$$\frac{1}{\mu} = 1 + \frac{GK}{E I_P} \left(\frac{a^2}{8A^2} \right) \left(\frac{\pi}{s} \right)^2 (J+L+M+N) \dots \tag{3.10}$$

ここに、

$$\begin{aligned}
 A &= ah + \frac{\pi a^2}{8} \\
 J &= \left[\frac{4A}{a(a+e)} \right]^2 \left(\frac{e}{24} \right)^3 \\
 M &= \frac{1}{8\rho} \left[\frac{\pi^3}{24} - 2(1+\lambda) + \frac{(1+\lambda)^2}{2} \left(\frac{\pi}{2} \right) \right] \\
 N &= \frac{h}{4\rho a} \left(c_1^2 + c_1 c_2 + \frac{c_3^2}{3} \right) \\
 B &= \frac{4A}{a(a+e)} - \frac{2h}{a} - 1 \\
 C &= \frac{3}{\rho} \left[1 - \frac{\pi}{4} + \frac{2h}{a} \left(\frac{\pi}{2} - 1 \right) + 2 \left(\frac{h}{a} \right)^2 \right]
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 D &= \frac{3}{\rho} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{2h}{a} \right) \\
 c_1 &= \frac{\pi}{2} - (1 + \lambda) \\
 c_3 &= \frac{2h}{a}
 \end{aligned}
 \tag{3.11}$$

c. 縦リブの有効ねじり剛性: H

$$H = \frac{1}{2} \left(\frac{\mu GK}{a+e} \right) \tag{3.12}$$

ここに、 μ : デッキプレートとのたわみおよび縦リブ支間によってきまる低減率で、閉リブの断面形状によって (b) の各式で与えられる。

$G=810,000 \text{ kg/cm}^2$: 鋼のせん断弾性係数

K : 縦リブの断面形状係数で、式 (3.2) で定義される。

a : 閉リブの上幅

e : 2 リブ間のデッキプレートの幅

5) 横げたの曲げ剛性

閉リブ鋼床版の場合と同様にして、横げたの断面寸法、デッキプレートの厚さおよびデッキプレートの有効幅を用いて横げたの断面 2 次モーメントおよび断面係数を求める。

6) 相対剛比

a. 鋼床版の相対横剛比: H/D ,

3[1](1)3 および 3[1](1)4 にしたがって求める。

b. 縦リブと横げたの相対剛比: r

$$r = \frac{I^4 I_R}{(a+e)^3 \pi^4 I_F} \tag{3.13}$$

(2) 剛横げた系の曲げモーメント (Step 1)

剛横げた系における計算 (Step 1) では、鋼床版をデッキプレートと縦リブから成る直交異方性版が剛な横げたを支点として連続して乗っているものとする。

1) 荷重のフーリエ級数展開

a. 1 輪荷重が版の支間中央に作用するとき (図-3.4)

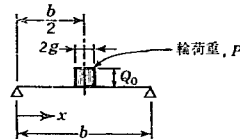


図-3.4

(1) 支間 b の任意の位置 x に対して、

$$\frac{Q_{nx}}{Q_0} = \frac{4}{\pi} \sin \frac{n\pi x}{b} \sin \frac{n\pi}{2} \sin \frac{n\pi x}{b} \dots \tag{3.14}$$

$n=1, 3, 5 \dots$

- (2) 支間中央の輪荷重の直下
- $x=b/2$
- に対して,

$$\frac{Q_{nx}}{Q_0} = \frac{4}{n\pi} \sin \frac{n\pi g}{b}, \quad \dots\dots\dots (3.15)$$

$$n=1, 3, 5\dots$$

- b. 1 輪荷重が対称に作用するとき (図-3.5)

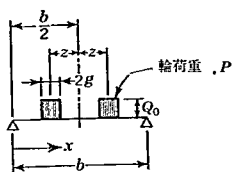


図-3.5

- (1) 支間
- b
- の任意の位置
- x
- に対して,

$$\frac{Q_{nx}}{Q_0} = \frac{8}{n\pi} \cos \frac{n\pi z}{b} \sin \frac{n\pi g}{b} \sin \frac{n\pi}{2} \sin \frac{n\pi x}{b}, \quad \dots\dots\dots (3.16)$$

$$n=1, 3, 5\dots$$

- (2) 1 つの輪荷重の直下
- $x=b/2-z$
- に対して

$$\frac{Q_{nx}}{Q_0} = \frac{8}{n\pi} \cos^2 \frac{n\pi z}{b} \sin \frac{n\pi g}{b} \quad \dots\dots\dots (3.17)$$

$$n=1, 3, 5\dots$$

- c. 2 輪荷重が対称に作用するとき (図-3.6)

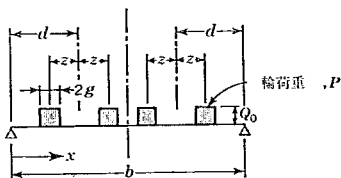


図-3.6

支間 b の任意の位置 x に対して

$$\frac{Q_{nx}}{Q_0} = \frac{16}{n\pi} \cos \frac{n\pi z}{b} \sin \frac{n\pi g}{b} \sin \frac{n\pi d}{b} \sin \frac{n\pi x}{b} \quad \dots\dots\dots (3.18)$$

- 2) 定数の計算

- a. 基本定数:
- α_n

$$\alpha_n = \frac{n\pi}{b} \sqrt{\frac{2H}{D_y}} \quad \dots\dots\dots (3.19)$$

- b. 等分布輪荷重による縦リブの支間中央の曲げモーメントの計算に必要な定数

$$(1) \quad \alpha s \quad \sinh \alpha s \quad \coth \alpha s$$

$$(2) \quad \alpha s/2 \quad \cosh(\alpha s/2)$$

$$(3) \quad \alpha c \quad \sinh \alpha c$$

$$(4) \quad \alpha(s/2-c) \quad \cosh[\alpha(s/2-c)]$$

$$(5) \quad e^{-\alpha c}$$

- c. 集中荷重による縦リブの支点の曲げモーメントの計算に必要な定数

- (1) 行の定数に加えてつぎの定数が必要である。

$$(6) \quad \cosh \alpha s$$

$$(7) \quad \sinh \alpha y \quad \cosh \alpha y$$

$$(8) \quad e^{-\alpha y} \quad e^{-\alpha(s-y)}$$

$$(9) \quad e^{-\alpha s}$$

- d. 集中荷重による縦リブの支間中央の曲げモーメントの計算に必要な定数

- (1), (2), (6), (7), (8), (9) 行の定数に加えてつぎの定数が必要である。

$$(10) \quad \tanh(\alpha s/2)$$

$$(11) \quad e^{-\alpha(s/2-y)}$$

- e.
- α^*
- ,
- k
- ,
- κ

$$\alpha^* = 1 - \frac{\alpha s}{\sinh \alpha s} \quad \dots\dots\dots (3.20)$$

$$k = \frac{\alpha s \coth \alpha s - 1}{\alpha^*} \quad \dots\dots\dots (3.21)$$

$$\kappa = -k + \sqrt{k^2 - 1} \quad \dots\dots\dots (3.22)$$

ただし近似計算 (有効数字 4~5 桁の精度) には次式を用いてよい。

$$\alpha^* = 1.0000, \quad \alpha s \geq 13.3 \quad \dots\dots\dots (3.23)$$

$$k = \frac{\alpha s - 1}{\alpha^*}, \quad \alpha s \geq 5.3 \quad \dots\dots\dots (3.24)$$

$$k = \alpha s - 1, \quad \alpha s \geq 13.3 \quad \dots\dots\dots (3.25)$$

$$\kappa = -\frac{1}{2k}, \quad \alpha s \geq 16.8 \quad \dots\dots\dots (3.26)$$

- 3) 縦リブの曲げモーメント

- a. 支間中央の正の曲げモーメント:
- M_c

- (1) 等分布荷重が曲げモーメントを求めようとする支間の中央に作用するとき (図-3.7)

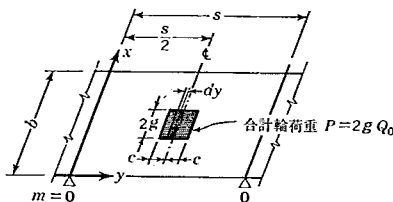


図-3.7

$$M_c = Q_0 s \sum \frac{Q_{nx}}{Q_0} \frac{M_{cn}}{Q_s} \quad \dots\dots\dots (3.27)$$

ここに, Q_{xx} : x 方向に関する荷重のフーリエ級数展開。

$\frac{Q_{xx}}{Q_0}$: 各荷重状態に対して 3[1](2)1 から求められる。

$$\frac{M_{xx}}{Q_0 s} = \frac{1}{2asac} \left[1 - \frac{\cosh[\alpha(s/2 - c)]}{\cosh(as/2)} \right] + \frac{M_0^*}{s} \left[1 - \frac{\sinh ac}{ac \cosh(as/2)} \right] \quad (3.28)$$

$$\frac{M_0^*}{s} = \frac{\kappa}{\alpha^*(1-\kappa)} \cdot \frac{1}{2 \cosh(as/2)} \quad (3.29)$$

ただし, 近似計算 (有効数字 4~5 桁の精度) には次式を用いてよい。

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{2asac} \left[1 - \frac{\cosh[\alpha(s/2 - c)]}{\cosh(as/2)} \right] &= \frac{1}{2asac} (1 - e^{-\alpha c}), \\ &\quad \alpha s \geq 13, c/s \leq 0.2 \\ &\quad \text{または } \alpha s \geq 20, c/s \leq 0.5 \end{aligned} \right\} \quad (3.30)$$

$$\frac{M_0^*}{s} \left[1 - \frac{\sinh ac}{ac \cosh(as/2)} \right] = 0, \quad \alpha s \geq 17.4 \quad (3.31)$$

(2) 集中荷重が曲げモーメントを求めようとする支間の任意の位置 y に作用するとき (図-2.5a)。

$$M_c = Q_0 s \sum \frac{Q_{xx}}{Q_0} \frac{\eta_{xx}}{s} \quad (3.32)$$

$$\begin{aligned} \text{ここに } \frac{\eta_{xx}}{s} &= \frac{\sinh \alpha y}{2as \cosh(as/2)} + \frac{M_0^*}{s} (c_1 \sinh \alpha y \\ &\quad + c_2 \cosh \alpha y + c_3 \alpha y + c_4), \quad y < \frac{s}{2} \end{aligned} \quad (3.33)$$

$$c_1 = \tanh(as/2), \quad c_2 = -1, \quad c_3 = 0, \quad c_4 = 1 \quad (3.34)$$

$$\frac{M_0^*}{s} = \frac{\kappa}{\alpha^*(1-\kappa)} \cdot \frac{1}{2 \cosh(as/2)} \quad (3.29)$$

ただし, 近似計算 (有効数字 4~5 桁の精度) には次式を用いてよい。

$$\frac{\sinh \alpha y}{2as \cosh(as/2)} = \frac{e^{-\alpha(s/2-y)}}{2as}, \quad \alpha[s/2+y] \geq 12 \quad (3.35)$$

$$c_1 \sinh \alpha y + c_2 \cosh \alpha y = -e^{-\alpha y} - e^{-\alpha(s-y)}, \quad \alpha s \geq 10 \quad (3.36)$$

$$\frac{M_0^*}{s} = 0, \quad \alpha s \geq 17.4 \quad (3.37)$$

(3) 集中荷重が曲げモーメントを求めようとする支

間以外の支間 $(m) - (m+1)$ の任意の位置 y に作用するとき (図-2.5b)。

$$M_c = Q_0 s \sum \frac{Q_{xx}}{Q_0} \frac{\eta_{xx}}{s} \quad (3.32)$$

$$\begin{aligned} \text{ここに } \frac{\eta_{xx}}{s} &= \frac{M_0^*}{s} \kappa^m (c_1 \sinh \alpha y + c_2 \cosh \alpha y \\ &\quad + c_3 \frac{y}{s} + c_4) \end{aligned} \quad (3.38)$$

$$c_1 = \frac{-\kappa + \cosh \alpha s}{\sinh \alpha s}, \quad c_2 = -1, \quad c_3 = \kappa - 1, \quad c_4 = 1 \quad (3.39)$$

$$\frac{M_0^*}{s} = \frac{\kappa}{\alpha^*(1-\kappa)} \cdot \frac{1}{2 \cosh(as/2)} \quad (3.29)$$

ただし, 近似計算 (有効数字 4~5 桁の精度) には次式を用いてよい。

$$c_1 \sinh \alpha y + c_2 \cosh \alpha y = -e^{-\alpha y} - e^{-\alpha(s-y)} (\kappa - e^{-\alpha s}), \quad \alpha y \geq 4 \quad (3.40)$$

$$\frac{M_0^*}{s} = 0, \quad \alpha s \geq 17.4 \quad (3.37)$$

(4) 1 縦リブあたりの曲げモーメント

1 縦リブあたりの曲げモーメント M_R は (1), (2), (3) で得られた単位幅あたりの曲げモーメント M_T に $(a+e)$ を乗じて得られる。

$$M_R = M_T (a+e) \quad (3.41)$$

図表 8 は式 (3.27)~(3.40) によって得られる $T-20$ トラック 1 台の輪荷重による剛支承上の閉断面縦リブの支間中央の最大曲げモーメントと縦リブ支間の関係を H/D_y をパラメーターとして横げた支間の異なるごとに求めたものである。衝撃係数は 0.4 とした。

b. 支点上の負の曲げモーメント: M_s

(1) 集中荷重が任意の支間 $(m) - (m+1)$ の任意の位置 y に作用するとき (図-2.4a)。

$$M_s = Q_0 s \sum \frac{Q_{xx}}{Q_0} \frac{\eta_{xx}}{s} \quad (3.42)$$

ここに

$$\frac{\eta_{xx}}{s} = \frac{M_0^*}{s} \kappa^m (c_1 \sinh \alpha y + c_2 \cosh \alpha y + c_3 \frac{y}{s} + c_4) \quad (3.43)$$

$$c_1 = \frac{-\kappa + \cosh \alpha s}{\sinh \alpha s}, \quad c_2 = -1, \quad c_3 = \kappa - 1, \quad c_4 = 1 \quad (3.39)$$

$$\frac{M_0^*}{s} = \frac{1}{\alpha^*} \cdot \frac{\kappa}{(1-\kappa^2)} \quad (3.44)$$

ただし、近似計算（有効数字 4～5 桁の精度）には次式を用いてよい。

$$c_1 \sinh \alpha y + c_3 \cosh \alpha y = -e^{-\alpha y} - e^{-\alpha(s-y)} (\kappa - e^{-\alpha s}), \quad \alpha y \geq 4 \dots (3.40)$$

$$\frac{M_0^*}{s} = \kappa, \quad \alpha s \geq 17 \dots (3.45)$$

(2) 1 縦リブあたりの曲げモーメント

1 縦リブあたりの曲げモーメント M_R は (a) 支間中央の正の曲げモーメントの場合と同様に式 (3.41) によって得られる。

図表 9 は式 (3.42)～(3.45) によって得られる T-20 トラック 1 台の輪荷重による剛支承上の閉断面縦リブの支点上の最大曲げモーメントと縦リブ支間の関係を H/D_y をパラメーターとして横げた支間の異なることに求めたものである。衝撃係数は 0.4 とした。

4) 横げたの曲げモーメント

開リブ鋼床版の場合と同様にして求める。

(3) 横げたのたわみに対する曲げモーメントの補正 (Step 2)

開リブ鋼床版の場合と同様にして求める。ただし式 (2.30) のかわりに次式を用いる。

$$\Delta M_R = Q_0 s (\alpha + e) \frac{Q_{1x}}{Q_0} \sum \frac{F_m}{P} \frac{\bar{q}_{im}}{s} \dots (3.46)$$

(4) 大きい横げたの影響

開リブ鋼床版の場合と同様にして求める。

[2] 設計例

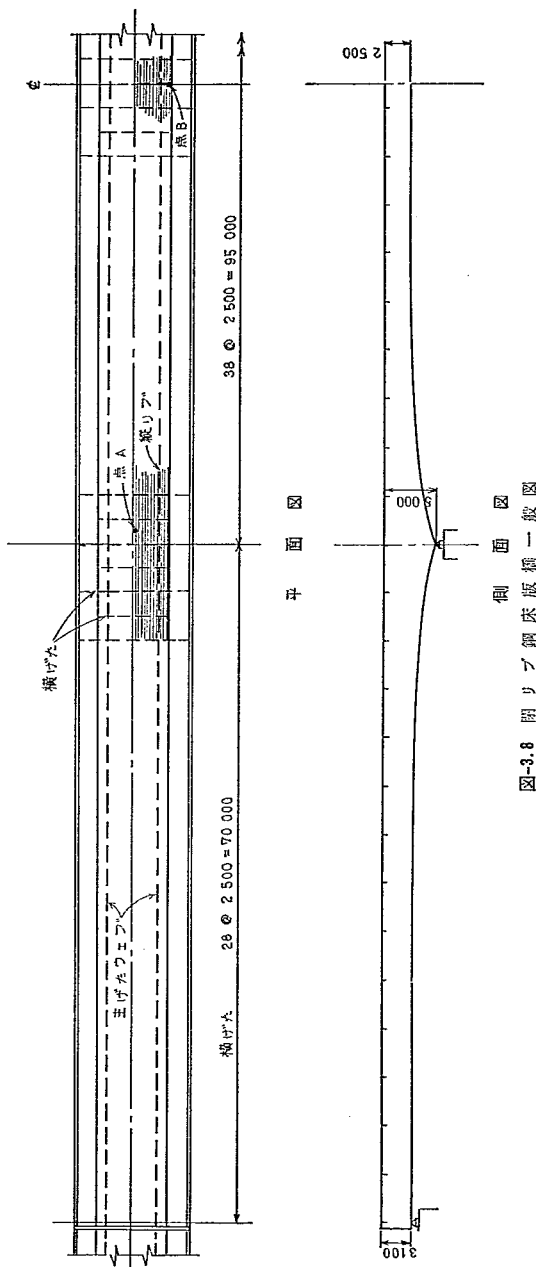
(1) 概要

図-3.8 および図-3.9 に示すような 3 径間連続鋼床版箱げた橋の開リブ鋼床版を鋼道示の TL-20 荷重に対して設計する。ただし 2[2] の開リブ鋼床版の設計例と同様に床として作用する鋼床版（系 II）の曲げモーメントを求めて応力を算出するにどめる。

図-3.8 および図-3.9 に示す鋼床版の主要諸元はつぎのとおりである。

- (1) 縦リブ上端の幅: $a = 0.32\text{m}$
- (2) 縦リブの間隔: $e = 0.32\text{m}$
- (3) 縦リブ支間: $s = 2.50\text{m}$
- (4) 横げた間隔: $s = 2.50\text{m}$
- (5) 横げた支間: $l = 4.80\text{m}$
- (6) 横げたはすべて等断面のものを配置。

部材の応力の算出は 2[2] の開リブ鋼床版の設計例と同様に縦リブについては点 A お



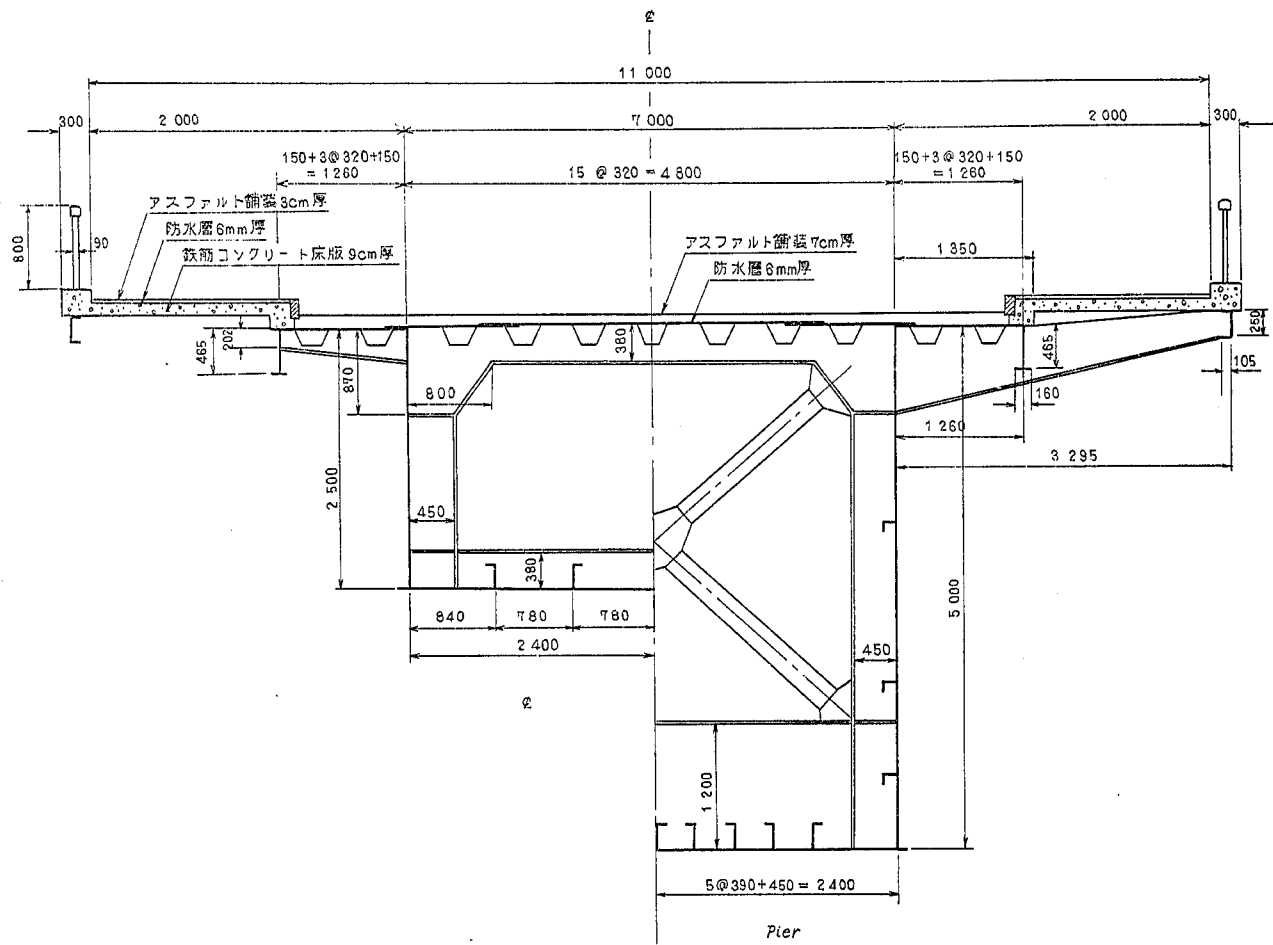


図-3.9 閉リップ鋼床版橋横断面図

(27)

4) 縦リブの曲げ剛性

式(3.1)より

$$D_y = \frac{EI_R}{a+e} = \frac{2.1 \times 10^5 \times 11795}{32+32} \\ = 3.870 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}^3 / \text{cm}$$

5) 縦リブの有効ねじり剛性

a. 縦リブの断面性扶係数

$$A = \frac{1}{2} \times (32+18) \times 25 = 625 \text{ cm}^2 \\ u = 2 \times 26 + 18 = 70 \text{ cm} \\ a = 32 \text{ cm}, \quad t_R = 0.8 \text{ cm}, \quad t_P = 1.2 \text{ cm}$$

したがって式(3.2)より

$$K = \frac{4A^2}{(u/t_R) + (a/t_P)} = \frac{4 \times 625^2}{(70/0.8) + (32/1.2)} \\ = 13582 \text{ cm}^4$$

b. 低減率

図-3.3(b)の記号にしたがう。

$$G = 810,000 \text{ kg/cm}^2, \quad K = 13,682 \text{ cm}^4$$

$$EI_P = \frac{EI_P^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{2.1 \times 10^5 \times 1.2^3}{12 \times (1-0.3^2)} \\ = 3.323 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\rho = \left(\frac{t_R}{t_P} \right)^3 = \left(\frac{0.8}{1.2} \right)^3 = 0.2963$$

$$a = e = 32 \text{ cm}, \quad j = 18 \text{ cm}, \quad h' = 26 \text{ cm}$$

したがって式(3.6)より

$$\lambda = \frac{(2a+j)(2ajh') - \rho a^2(a-j)}{(a+j)[2h'(a^2+aj+j^2) + j^3 + \rho a^3]} \\ = \frac{(2 \times 32 + 18) \times (2 \times 32 \times 18 \times 26) - 0.2963 \times 32^2 \times (32 - 18)}{(32+18) \times [2 \times 26 \times (32^2 + 32 \times 18 + 18^2) + 18^3 + 0.2963 \times 32^3]} \\ = 0.4015$$

$$c_1 = \frac{\lambda}{2} \left(\frac{j}{a} \right) = \frac{0.4015}{2} \times \left(\frac{18}{32} \right) = 0.1129$$

$$c_2 = \frac{\lambda}{2} \left(\frac{a-j}{a} \right) - \frac{j}{a+j} \\ = \frac{0.4015}{2} \times \left(\frac{32-18}{32} \right) - \frac{18}{32+18} = -0.2722$$

したがって式(3.5)より

$$\frac{1}{\mu} = 1 + \frac{GK}{EI_P} \left(\frac{a}{48} \right) \left(\frac{\pi}{s} \right)^2 \left[1 + \left(\frac{a-j}{a+j} + \lambda \right)^2 + \frac{\lambda^2}{\rho} \left(\frac{j}{a} \right)^3 + \frac{24}{\rho} \left(\frac{h'}{a} \right) \left(c_1^2 + c_1 c_2 + \frac{c_2^2}{3} \right) \right] \\ = 1 + \frac{8.1 \times 10^5 \times 13682}{3.323 \times 10^5} \times \left(\frac{32}{48} \right) \times \left(\frac{3.14}{250} \right)^2$$

$$\times \left[1 + \left(\frac{32-18}{32+18} + 0.4015 \right)^2 + \frac{0.4015^3}{0.2963} \right. \\ \times \left(\frac{18}{32} \right)^3 + \frac{24}{0.2963} \times \left(\frac{26}{32} \right) \\ \times \left(0.1129^2 - 0.1129 \times 0.2722 + \frac{0.2722^2}{3} \right) \left. \right] \\ = 8.025$$

c. 縦リブの有効ねじり剛性

式(3.12)より

$$H = \frac{1}{2} \left(\frac{\mu GK}{a+e} \right) = \frac{1}{2} \times \frac{1}{8.025} \\ \times \frac{8.1 \times 10^5 \times 13682}{(32+32)} = 1.0789 \times 10^7$$

6) 相対剛比

a. 鋼床版の相対剛比

3[2](2)4) および 3[2](2)5) より

$$\frac{H}{D_y} = \frac{1.0789 \times 10^7}{3.870 \times 10^5} = 0.0279$$

b. 縦リブと横げたの相対剛比

式(3.13)より

$$\gamma = \frac{I^4 I_R}{(a+e)^3 \pi^4 I_F} \\ = \frac{480^4 \times 11795}{(32+32) \times 250^3 \times 3.14^4 \times 30716} = 0.1778$$

(3) 剛横げた系の曲げモーメント (Step 1)

1) 縦リブの活荷重曲げモーメント

a. 支間中央の正の曲げモーメント

図表-8より $l = 4.80 \text{ m}$, $s = 2.50 \text{ m}$, $H/D_y = 0.0279$

に対して

$$M_c = 7.820 \text{ tm/m}$$

したがって式(3.41)より

$$M_{Rc} = M_c(a+e) = 7.820 \times (0.32+0.32) \\ = 5.005 \text{ tm}$$

b. 支点上の負の曲げモーメント

図表-9より $l = 4.80 \text{ m}$, $s = 2.50 \text{ m}$, $H/D_y = 0.0279$

に対して

$$M_s = -4.214 \text{ tm/m}$$

したがって式(3.41)より

$$M_{Rs} = M_s(a+e) = -4.214 \times (0.32+0.32) \\ = -2.697 \text{ tm}$$

2) 横げたの活荷重曲げモーメント

図表-10より $l = 4.80 \text{ m}$, 2車線載荷に対して

$$M/F_0 l = 0.43$$

また図表4より $s = 2.50 \text{ m}$ に対して $F_0/P = 0.972$,

$$F_0 = 0.972 \times P, \quad i = 20/(50+l) = 20/(50+4.8) = 0.365$$

したがって

$$M_F = 0.43 \times F_0 \times l = 0.43 \times 0.972 \\ \times 1.365 \times 8.0 \times 4.8 = 21.908 \text{ tm}$$

3) 死荷重による曲げモーメント

a. 死荷重

(1) 縦リブ

舗 装	0.07 × 0.64 × 2300 = 103.0
防 水 層	0.006 × 0.64 × 1100 = 4.2
デ ッ キ ャ ブ レ ー ト	0.012 × 0.64 × 7850 = 60.3
縦 リ ブ ブ レ ー ト	0.008 × 0.70 × 7850 = 44.0

$$w_{Rd} = 211.5 \text{ kg/m}$$

(2) 横げた

舗 装	0.07 × 2.50 × 2300 = 402.5
防 水 層	0.006 × 2.50 × 1100 = 16.5
デ ッ キ ャ ブ レ ー ト	0.012 × 2.50 × 7850 = 235.5
縦 リ ブ ブ レ ー ト	44.0 × 2.50 / 0.64 = 171.9
ウ ェ ャ ブ レ ー ト	0.008 × 0.38 × 7850 = 23.9
下フランジ ブ レ ー ト	0.009 × 0.15 × 7850 = 10.6

$$w_{Fd} = 860.9 \text{ kg/m}$$

b. 縦リブの死荷重曲げモーメント

(1) 支間中央

$$M_{Rdc} = \frac{w_{Rd} \cdot s^3}{24} = \frac{0.2115 \times 2.50^3}{24} = 0.055 \text{ tm}$$

(2) 支点上

$$M_{Rds} = -\frac{w_{Rd} \cdot s^3}{12} = -\frac{0.2115 \times 2.50^3}{12} = -0.110 \text{ tm}$$

c. 横げたの死荷重曲げモーメント

$$M_{Fd} = \frac{w_{Fd} \cdot l^3}{8} = \frac{0.8609 \times 4.8^3}{8} = 2.479 \text{ tm}$$

(4) 横げたのたわみに対する曲げモーメントの補正
(Step 2)

1) 縦リブの曲げモーメントの補正

a. 支間中央の正の曲げモーメントの増加

$$2g = \text{車輪の輪帯幅} = 0.50 \text{ m}, \quad P = 8.0 \times 1.4 = 11.2 \text{ t}$$

したがって式(2.31)より $Q_0 = P/2g = 11.2/0.50$
 $= 22.4 \text{ t/m}, \quad s = 2.50 \text{ m}, \quad a = 0.32 \text{ m}, \quad e = 0.32 \text{ m}$

図表-16より $l = 4.80 \text{ m}$, 2車線載荷に対して

$$Q_{1x}/Q_0 = 0.410$$

図表-14より $r = 0.1778$ に対して $\Sigma(F/P)(\eta_c/s)$
 $= 0.078$

したがって式(3.46)より

$$\Delta M_{Re} = Q_0 s(a+e) \frac{Q_{1x}}{Q_0} \Sigma \frac{F}{P} \cdot \frac{\eta_c}{s}$$

$$= 22.4 \times 2.50 \times (0.32 + 0.32)$$

$$\times 0.410 \times 0.078 = 1.146 \text{ tm}$$

b. 支点上の負の曲げモーメントの減少

3[2](4)1) (a) と同様にして求める。

図表-15より $r = 0.1778$ に対して $\Sigma(F/P)(\eta_s/s)$
 $= 0.109$

したがって式(3.46)より

$$\Delta M_{Rs} = Q_0 s(a+e) \frac{Q_{1x}}{Q_0} \Sigma \frac{F}{P} \cdot \frac{\eta_s}{s}$$

$$= 22.4 \times 2.50 \times (0.32 + 0.32)$$

$$\times 0.410 \times 0.109 = 1.602 \text{ tm}$$

2) 横げたの曲げモーメントの減少

表-3.1

部 材	応力を求める 位 置	荷 重	曲げモー メント $M(\text{tm})$	断面係数 $Z (\text{cm}^3)$		応 力 $\sigma (\text{kg/cm}^2)$	
				上 縁	下 縁	上 縁	下 縁
縦 リ ブ	点 A, 支 間 中 央, 正の最大応力	(1)活荷重: 剛横げた系	5.005				
		(2)活荷重: 横げたのたわみの影響	1.146				
		(3)死荷重	0.055				
		合 計	6.206	1,486	646	-418	961
縦 リ ブ	点 B, 支 点 上, 負の最大応力	(1)活荷重: 剛横げた系	-2.697				
		(2)死荷重	-0.110				
		合 計	-2.807	1,486	646	189	-435
横 げ た	支 間 中 央, 正の最大応力	(1)活荷重: 剛横げた系	21.908				
		(2)活荷重: 横げたのたわみの影響	-9.546				
		(3)死荷重	2.479				
		合 計	14.841	5,862	881	-253	1,685

$$2g=0.50\text{ m}, \quad i=20/(50+l)=20/(50+4.8)=0.365$$

$$P=8 \times (1+i)=8 \times (1+0.365)=10.92\text{ t}$$

$$Q_0=P/2g=10.92/0.50=21.84\text{ t/m}$$

図表-18 より $l=4.80\text{ m}$, 2車線載荷に対して Q_{1x}/Q_0
 $=0.435$

図表 17 より $\gamma=0.1778$ に対して
 $F_0/P - \sum F_m/P \cdot \bar{\delta}_{0m} = 0.430$

したがって式(2.32)より

$$\begin{aligned} \Delta M_F &= Q_0 \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 \frac{Q_{1x}}{Q_0} \left[\frac{F_0}{P} - \sum \frac{F_m}{P} \cdot \bar{\delta}_{0m} \right] \\ &= 21.84 \times \left(\frac{4.80}{3.14} \right)^2 \times 0.435 \times 0.430 = 9.546\text{ tm} \end{aligned}$$

(5) 床としての作用による曲げモーメントおよび応力の合計

縦リブについては 3[2](1) で述べたように点Aにおいて縦リブ支間中央の正の最大応力, 点Bにおいて縦リブ支点上の負の最大応力を求め, 横げたについては支間中央の正の最大応力を求めた。これらを表-3.1 に示す。

4. 設 計 図 表

図表-1. デッキプレートの最小厚

図表-2. デッキプレートの有効幅

図表-3. 自動車輪荷重によって開断面縦リブに生ずる最大反力

(a) 一般の場合

(b) T-20 荷重の場合

図表-4. 自動車輪荷重によって剛な横げたに生ずる最大反力

図表-5. 剛支承上の連続梁の影響線

(a) 支間中央の曲げモーメントの影響線

(b) 支点上の曲げモーメントの影響線

(c) 支点上の反力の影響線

図表-6. 剛支承上の開断面縦リブの支間中央の最大曲げモーメント

図表-7. 剛支承上の開断面縦リブの支点上の最大曲げモーメント

図表-8. 剛支承上の開断面縦リブの支間中央の最大曲げモーメント

(a) 横げた支間 = 2 m

(b) 横げた支間 = 3 m

(c) 横げた支間 = 4 m

(d) 横げた支間 = 5 m

(e) 横げた支間 = 6 m

(f) 横げた支間 = 8 m

(g) 横げた支間 = 10 m

(h) 横げた支間 = 12 m

図表-9. 剛支承上の開断面縦リブの支点上の最大曲げモーメント

(a) 横げた支間 = 2 m

(b) 横げた支間 = 3 m

(c) 横げた支間 = 4 m

(d) 横げた支間 = 5 m

(e) 横げた支間 = 6 m

(f) 横げた支間 = 8 m

(g) 横げた支間 = 10 m

(h) 横げた支間 = 12 m

図表-10. 剛な横げたの活荷重による最大曲げモーメント

図表-11. 弾性支承上の連続梁の支間中央のモーメント影響線縦距

図表-12. 弾性支承上の連続梁の支点上のモーメント影響線縦距

図表-13. 弾性支承上の連続梁の支点反力の影響線縦距

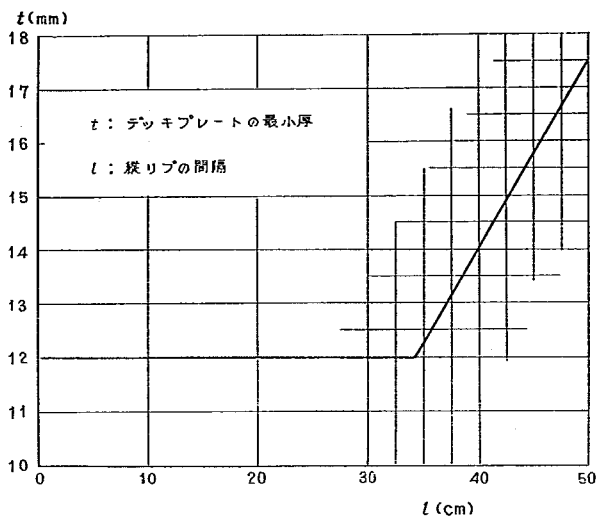
図表-14. 横げたのたわみによる縦リブの支間中央の曲げモーメント増加量の計算に必要な $\sum(F/P)(\bar{\eta}_c/s)$ の値

図表-15. 横げたのたわみによる縦リブの支点上の曲げモーメント減少量の計算に必要な $\sum(F/P)(\bar{\eta}_t/s)$ の値

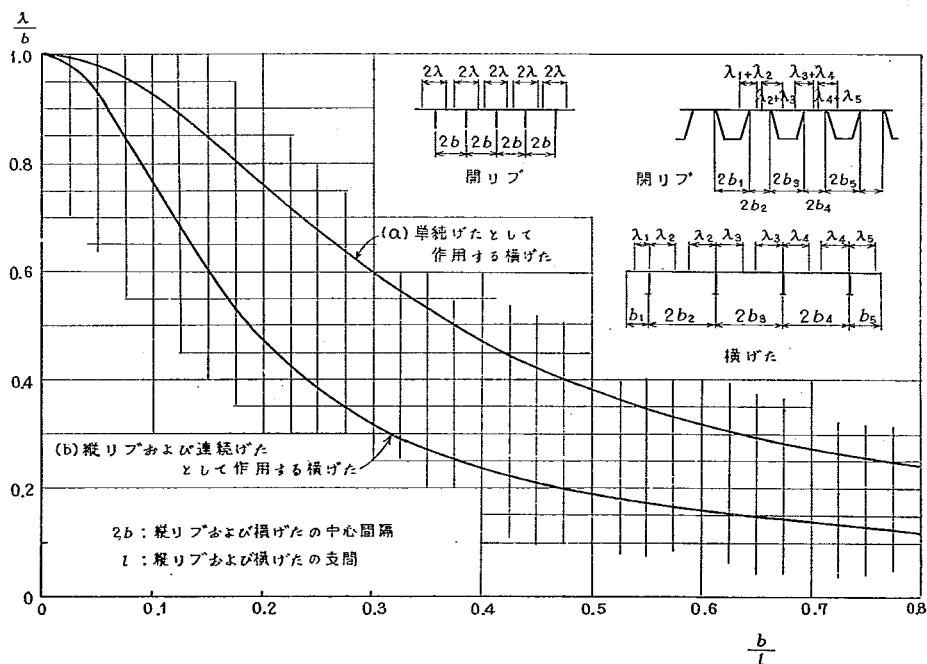
図表-16. 横げたのたわみによる縦リブの曲げモーメントの変動量の計算に必要な Q_{1x}/Q_0 の値

図表-17. 横げたのたわみによる横げたの曲げモーメント減少量の計算に必要な $(F_0/P) - \sum(F/P)\bar{\delta}_0$ の値

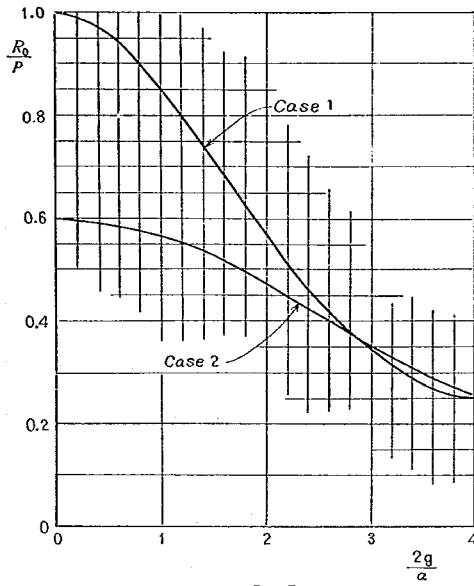
図表-18. 横げたのたわみによる横げたの曲げモーメント減少量の計算に必要な Q_{1x}/Q_0 の値



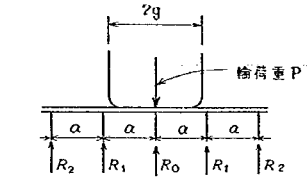
図表-1 デッキプレートの最小厚



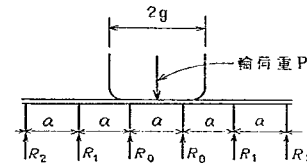
図表-2 デッキプレートの有効幅



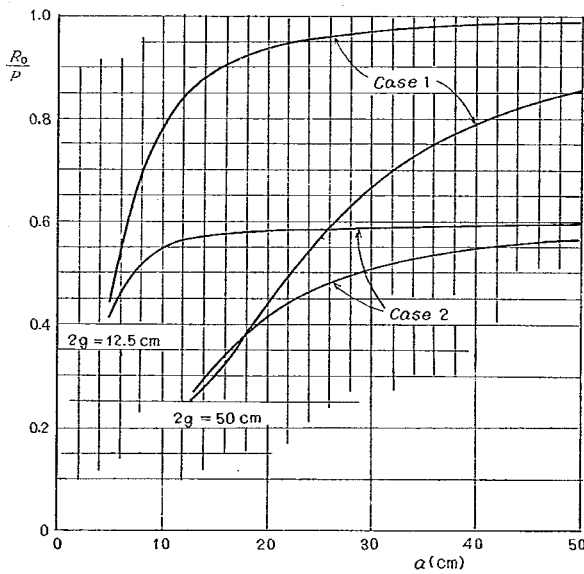
(a) 一般の場合



Case 1 輪荷重 P が縦リブの真上にある場合

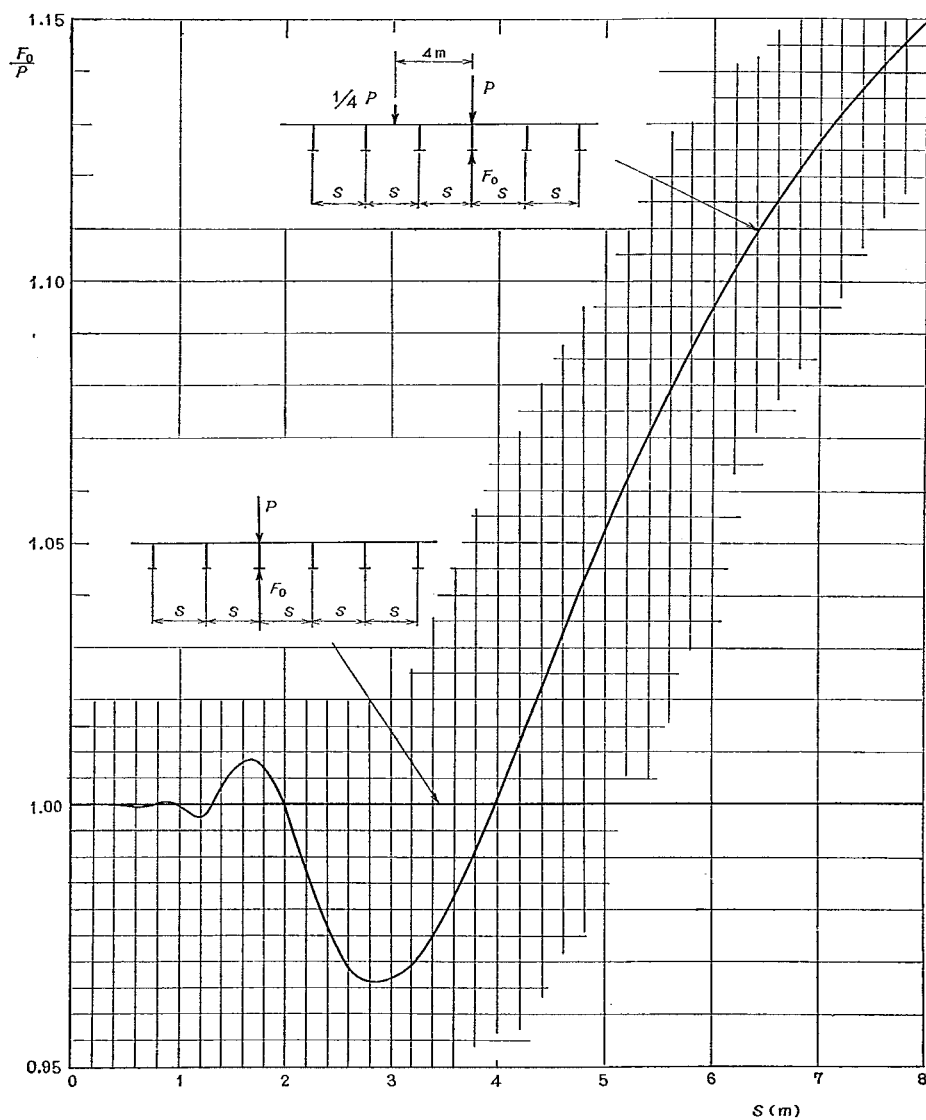


Case 2. 輪荷重 P が縦リブ間の中央にある場合

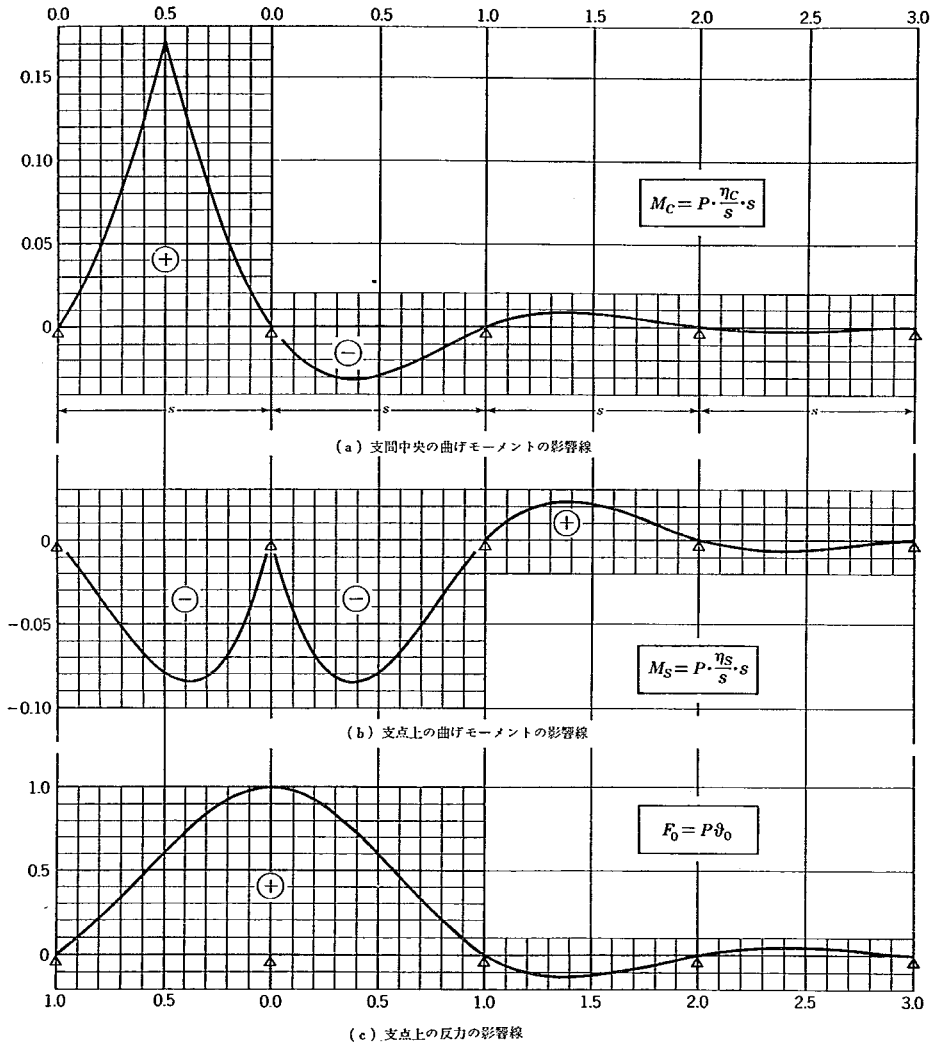


(b) $T-20$ 荷重の場合

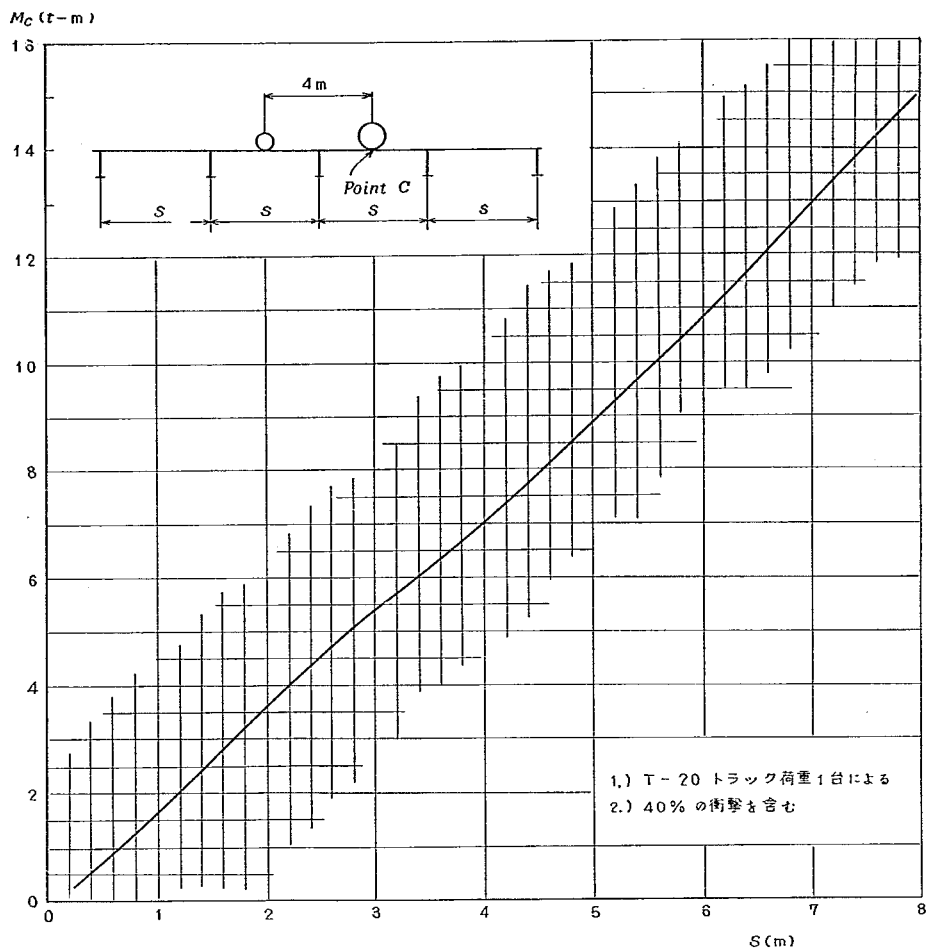
図表-3 自動車輪荷重によって開断面縦リブに生ずる最大反力



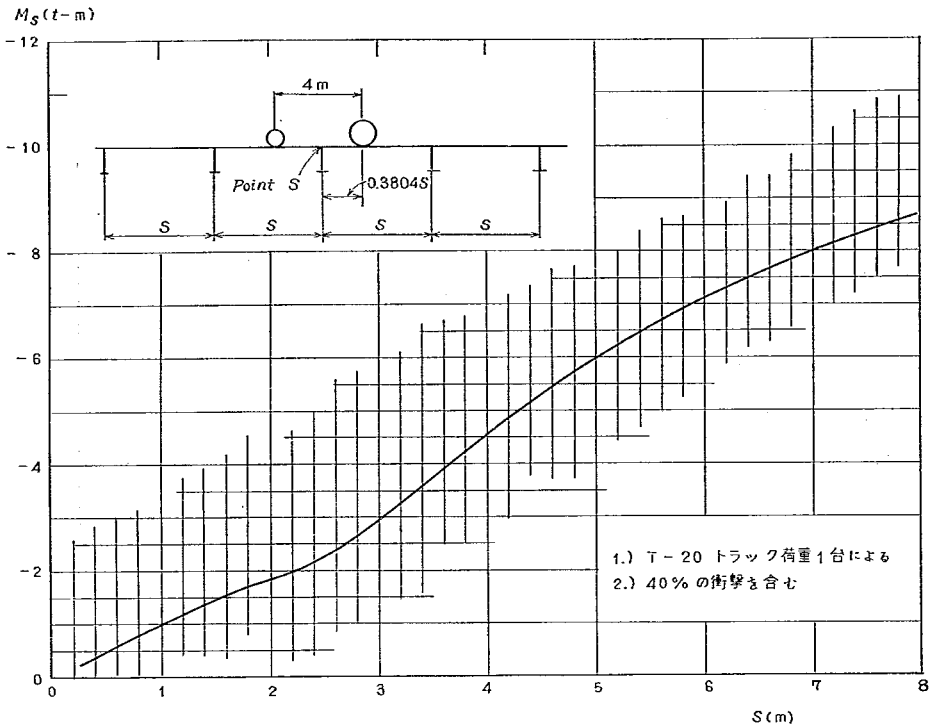
図表-4 自動車軸荷重によって剛な横げたに生ずる最大反力



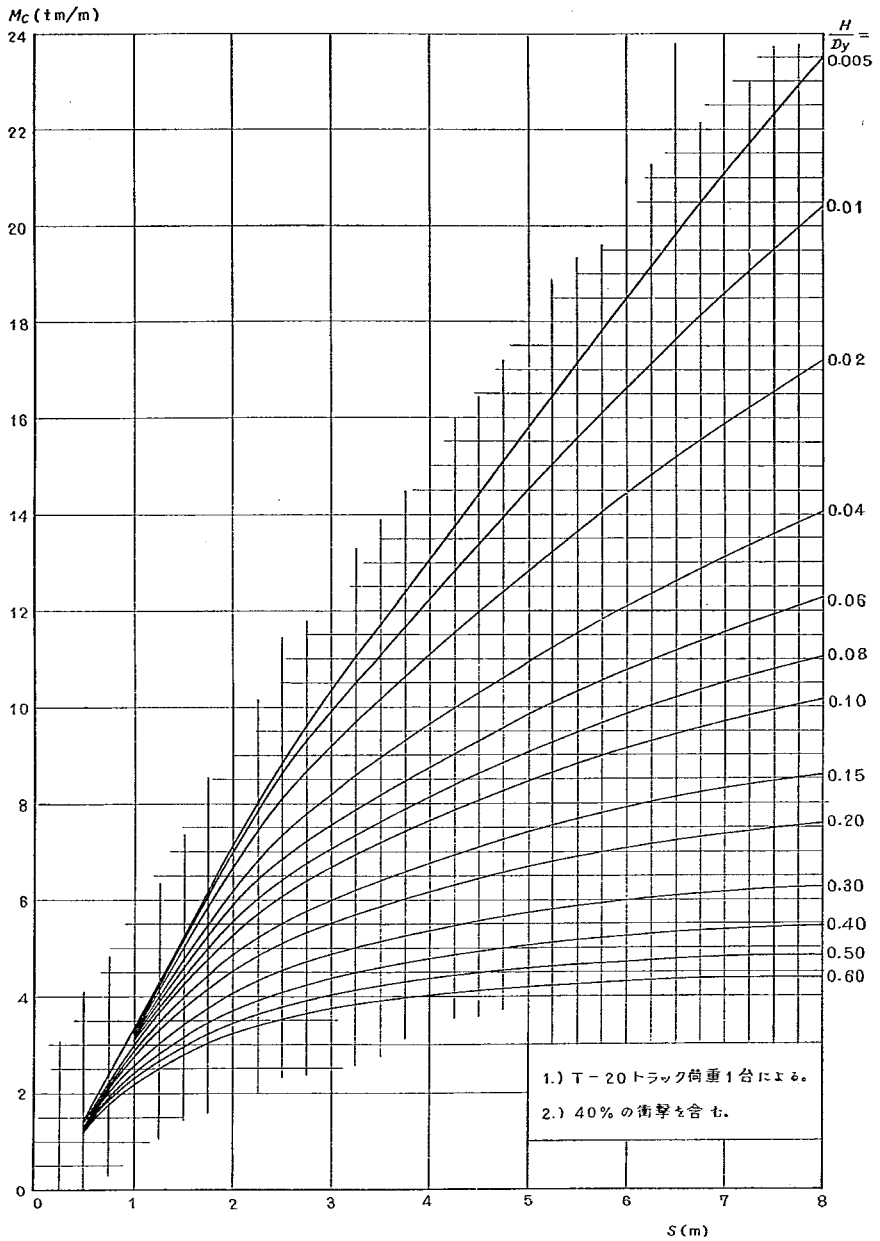
図表-5 剛支承上の連続梁の影響線



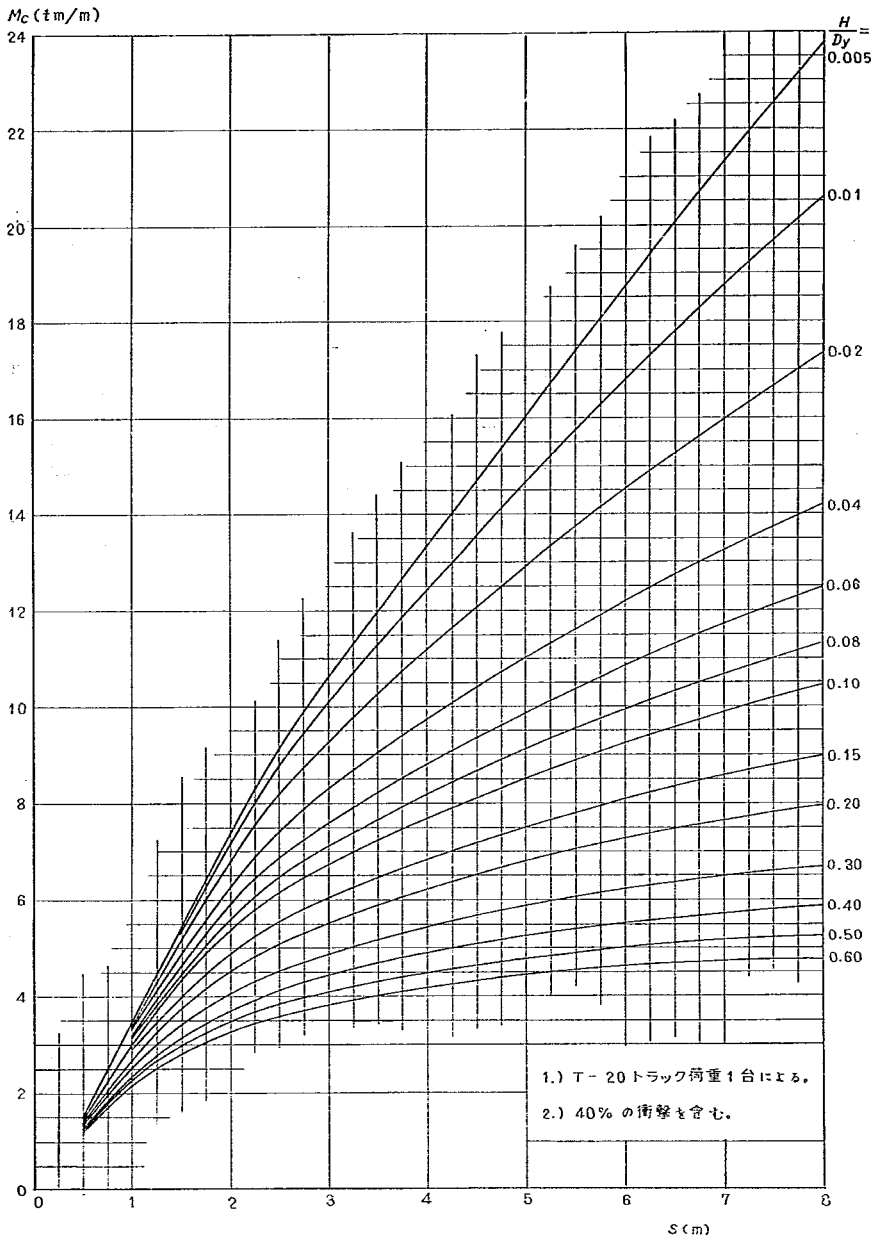
図表-8 剛支承上の開断面縦リブの支間中央の最大曲げモーメント



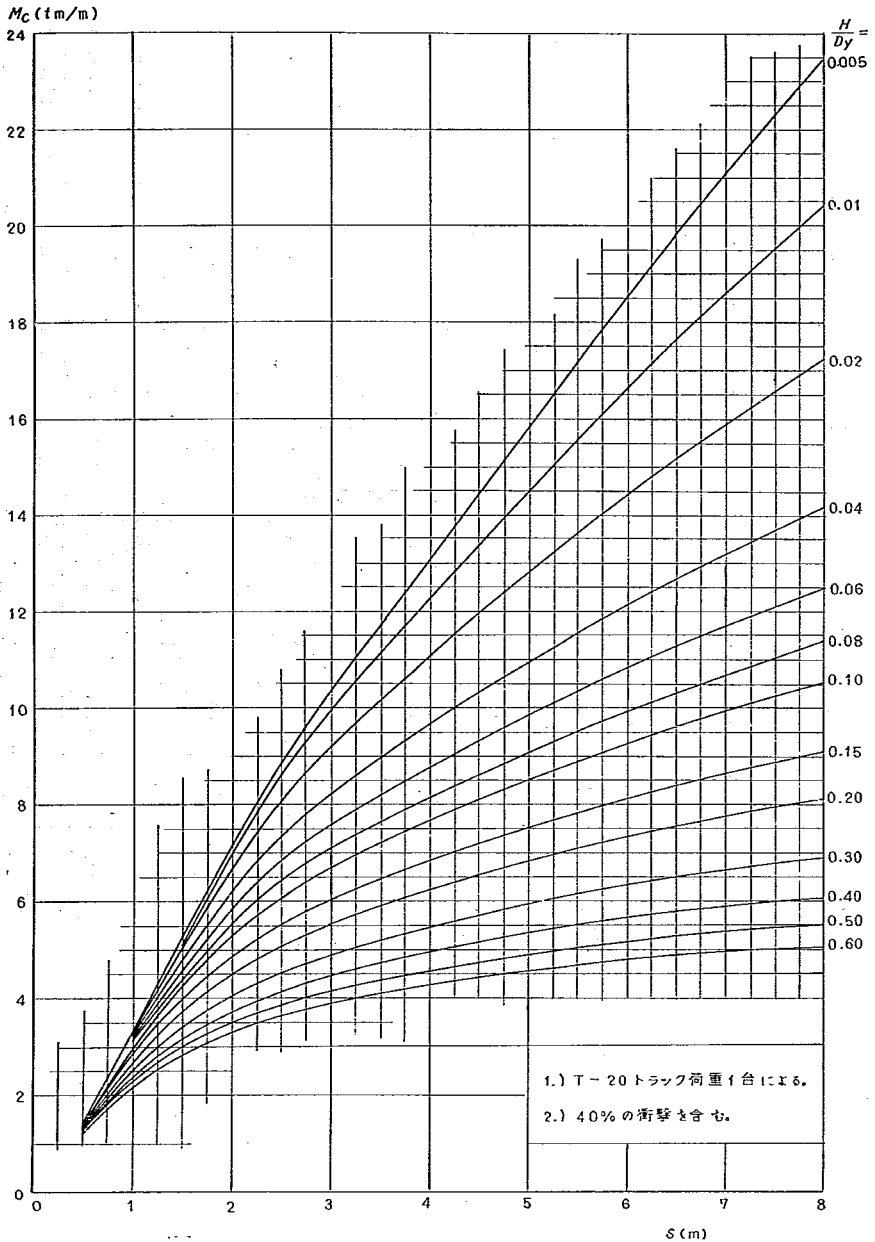
図表-7 剛支承上の開断面縦リブの支点上の最大曲げモーメント



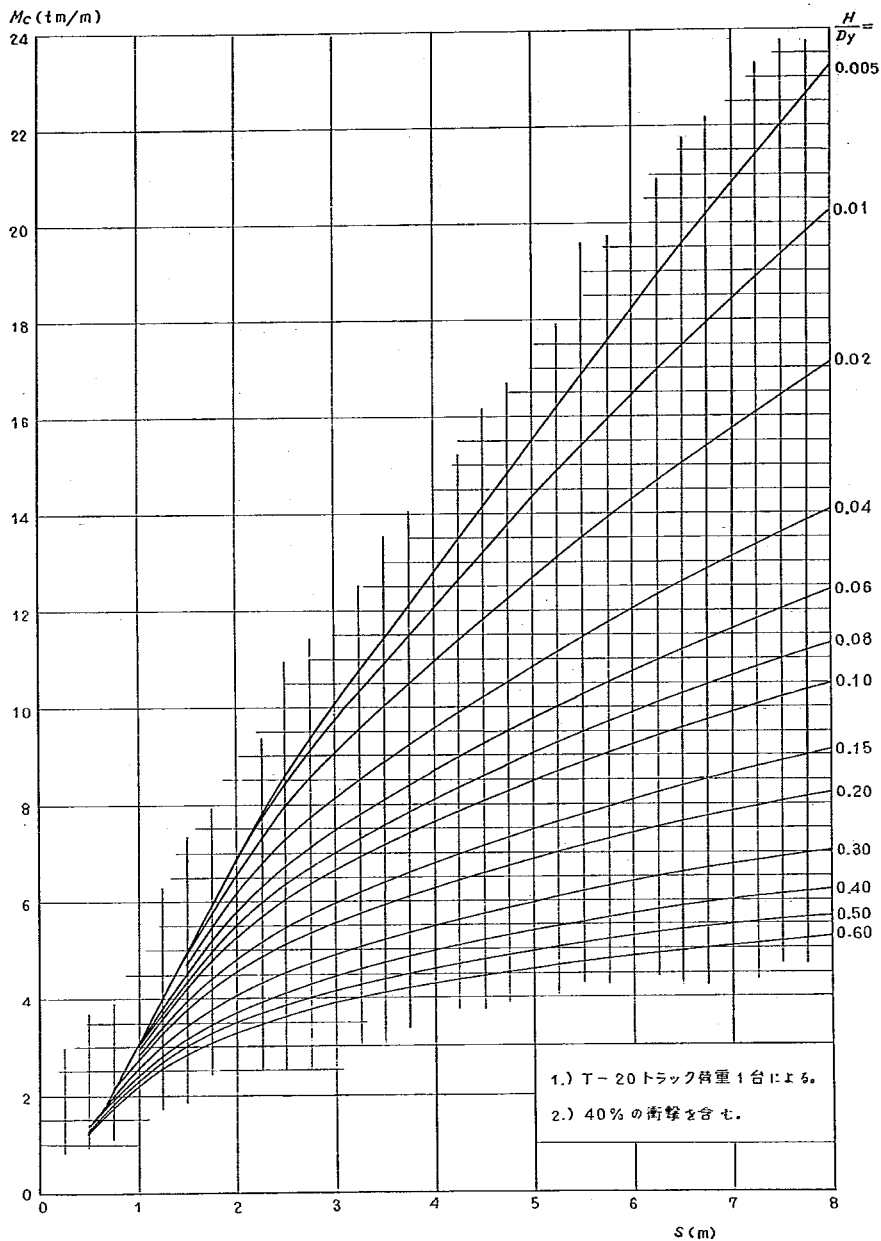
図表-8 (b) 剛支承上の閉断面縦リブの支間中央の最大曲げモーメント (横げた支間=3m)



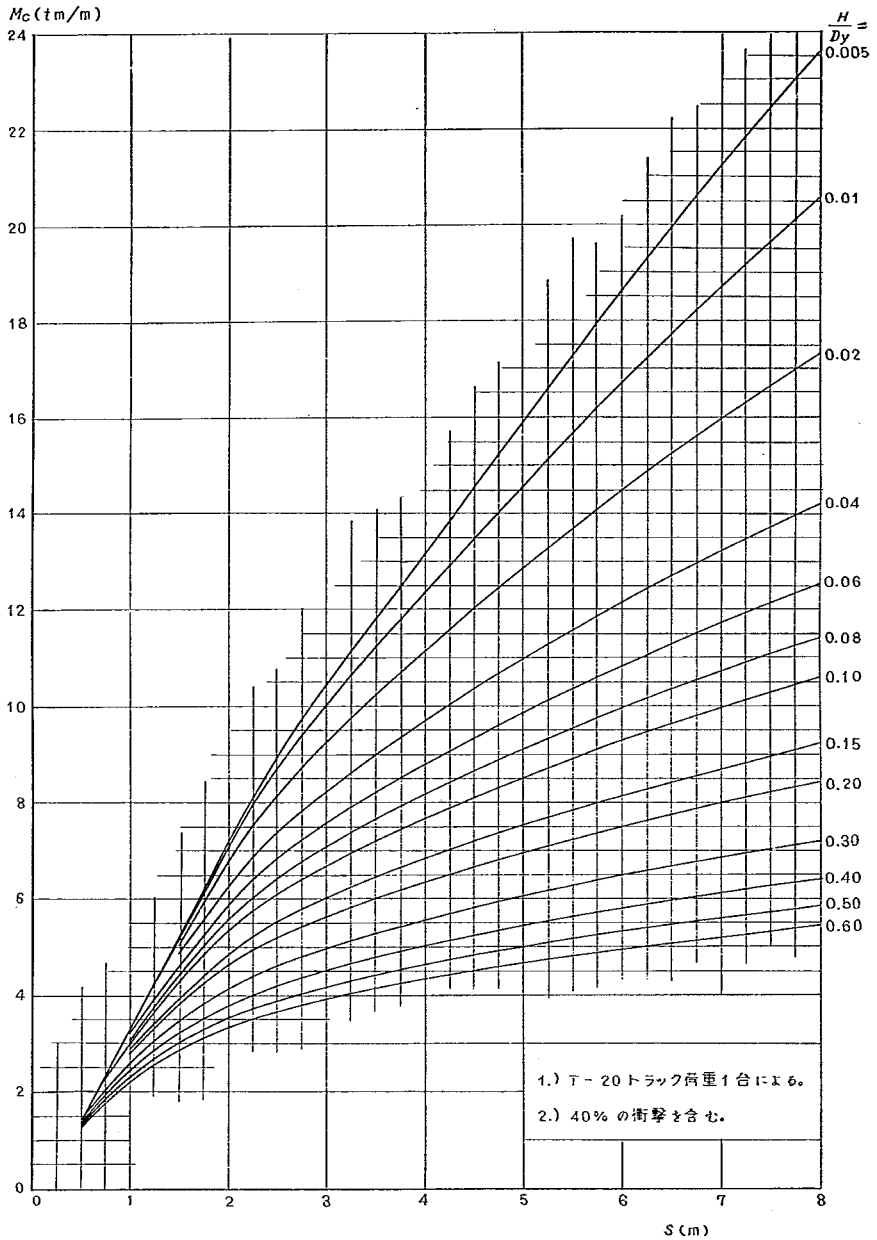
図表-8 (c) 剛支承上の閉断面縦リブの支間中央の最大曲げモーメント (横げた支間=4 m)



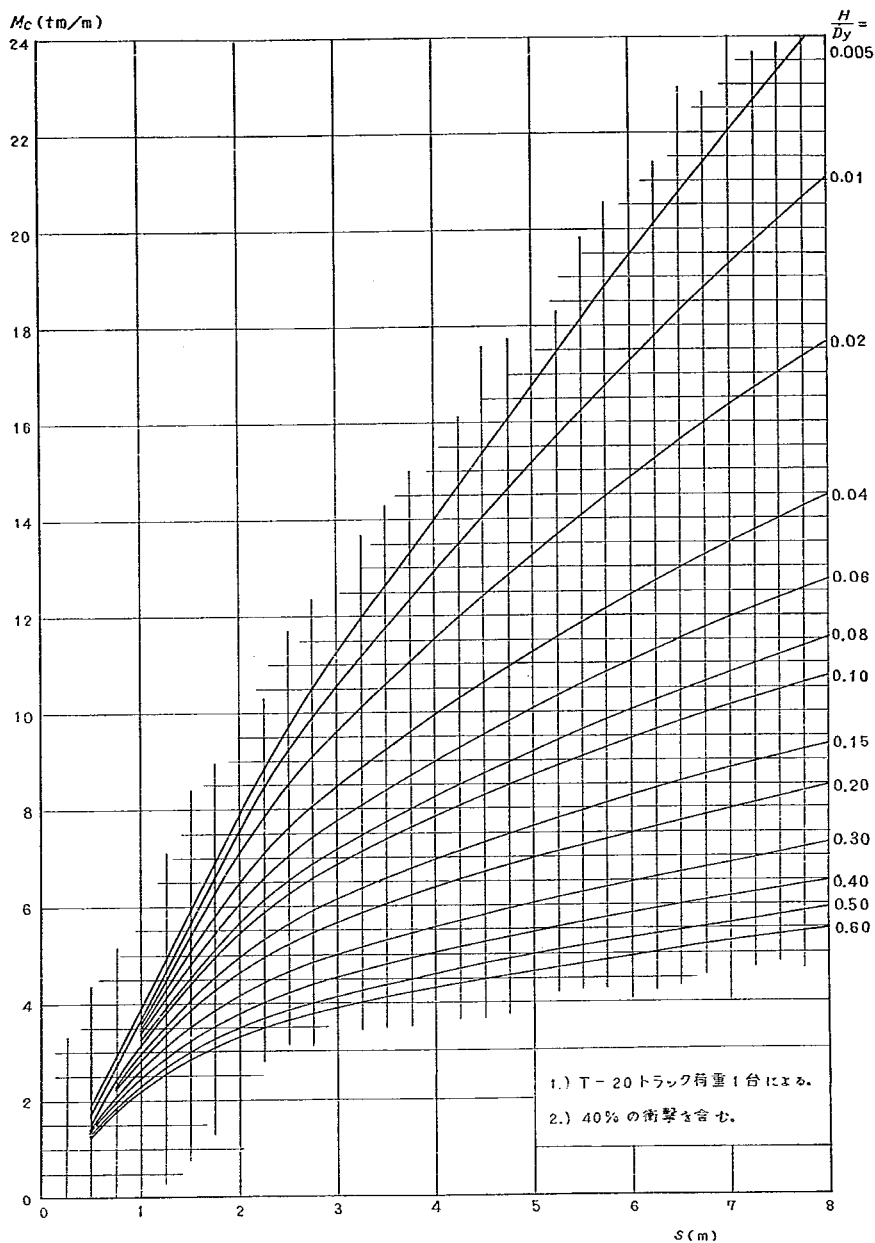
図表-8 (d) 剛支承上の閉断面縦リブの支間中央の最大曲げモーメント (横げた支間=5m)



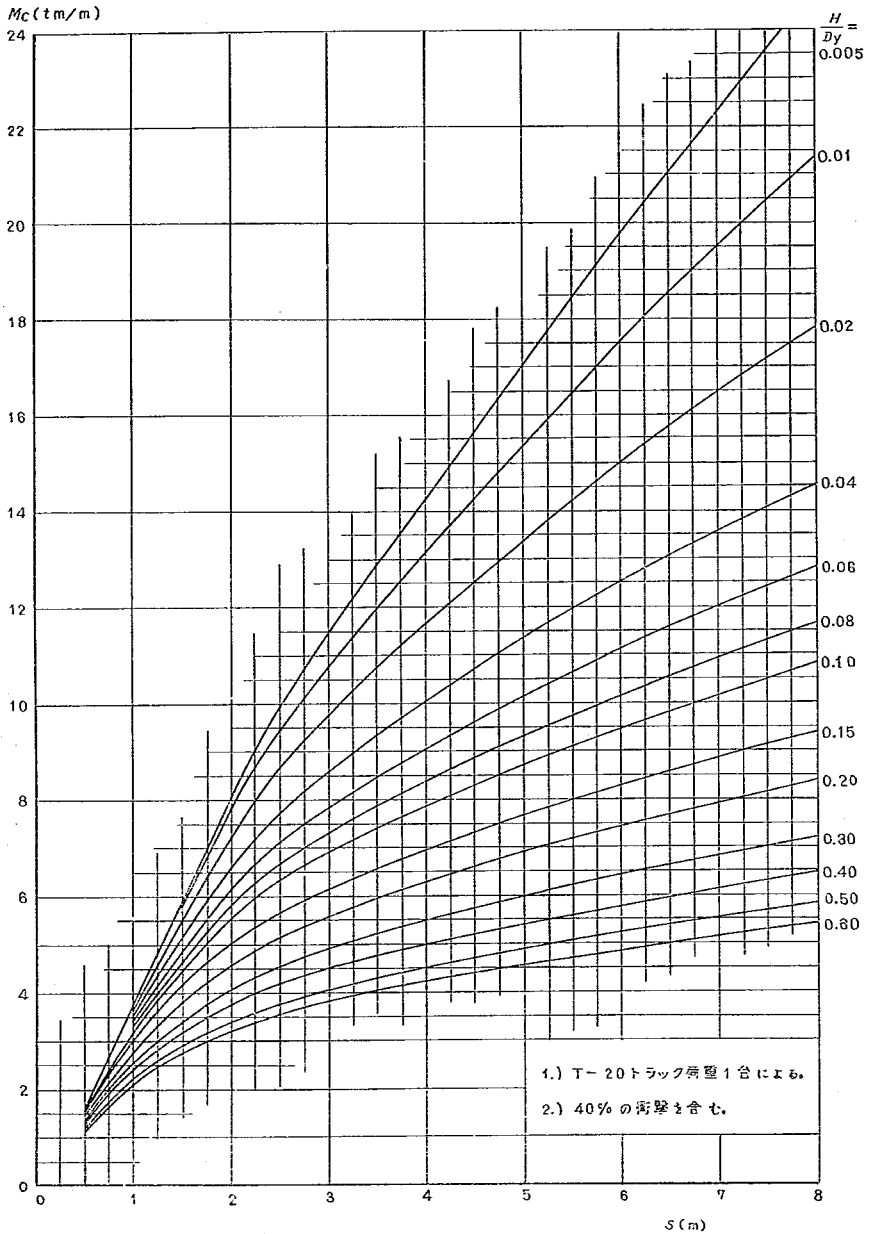
図表-8 (e) 剛支承上の閉断面縦リブの支間中央の最大曲げモーメント (横げた支間=6m)



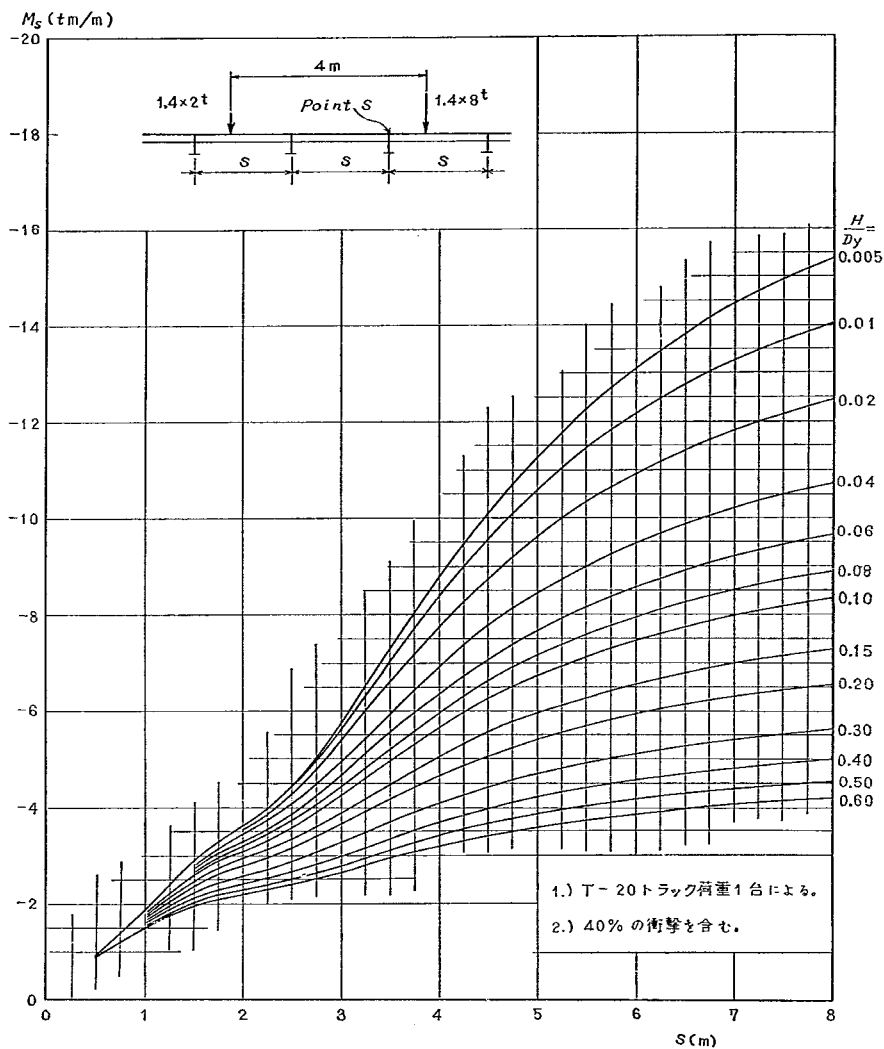
図表-8 (f) 剛支承上の閉断面縦リブの支間中央の最大曲げモーメント (横げた支間=8 m)



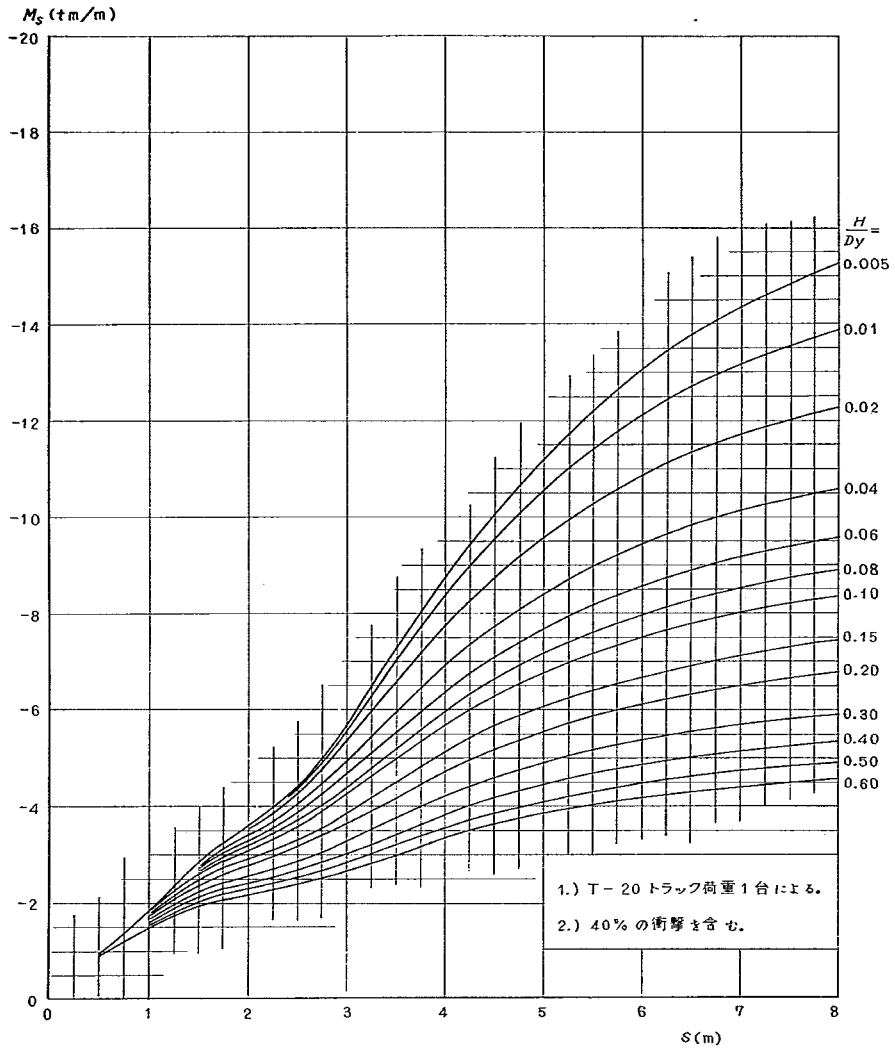
図表-8 (g) 剛支承上の閉断面縦リブの支間中央の最大曲げモーメント (横けた支間=10 m)



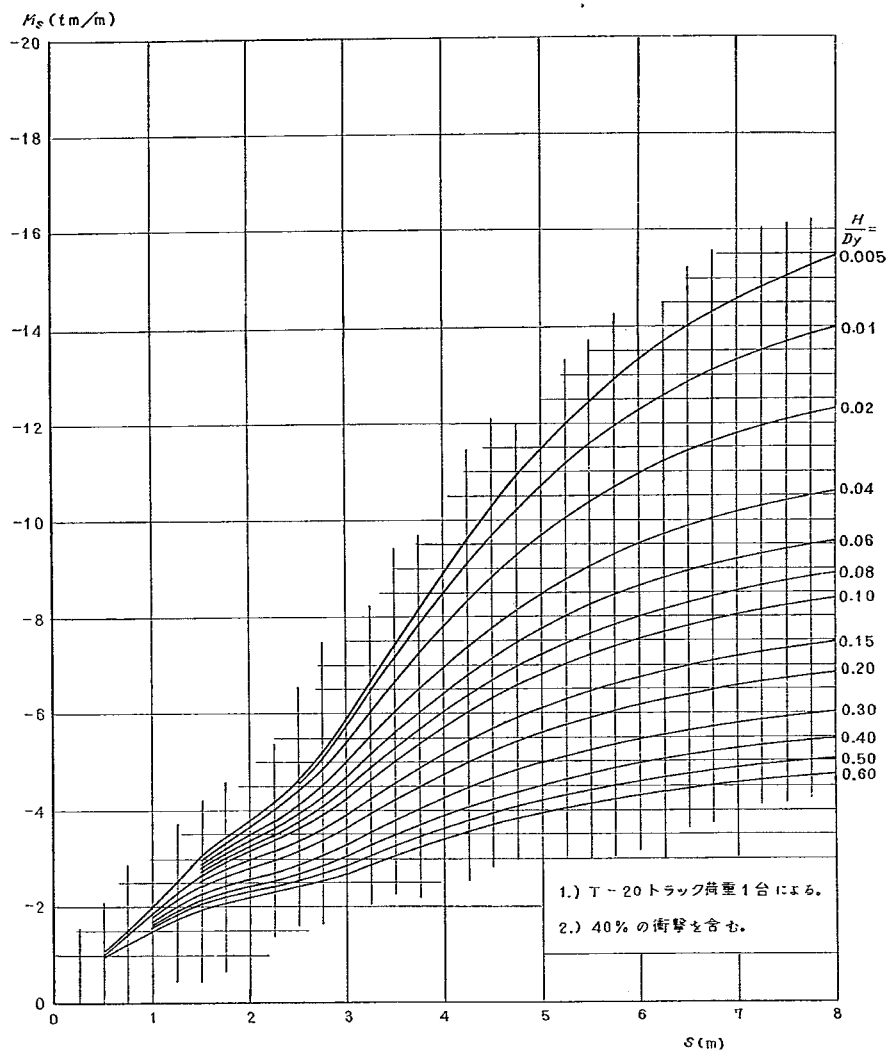
図表-8 (h) 剛支承上の閉断面縦リブの支間中央の最大曲げモーメント (横げた支間=12m)



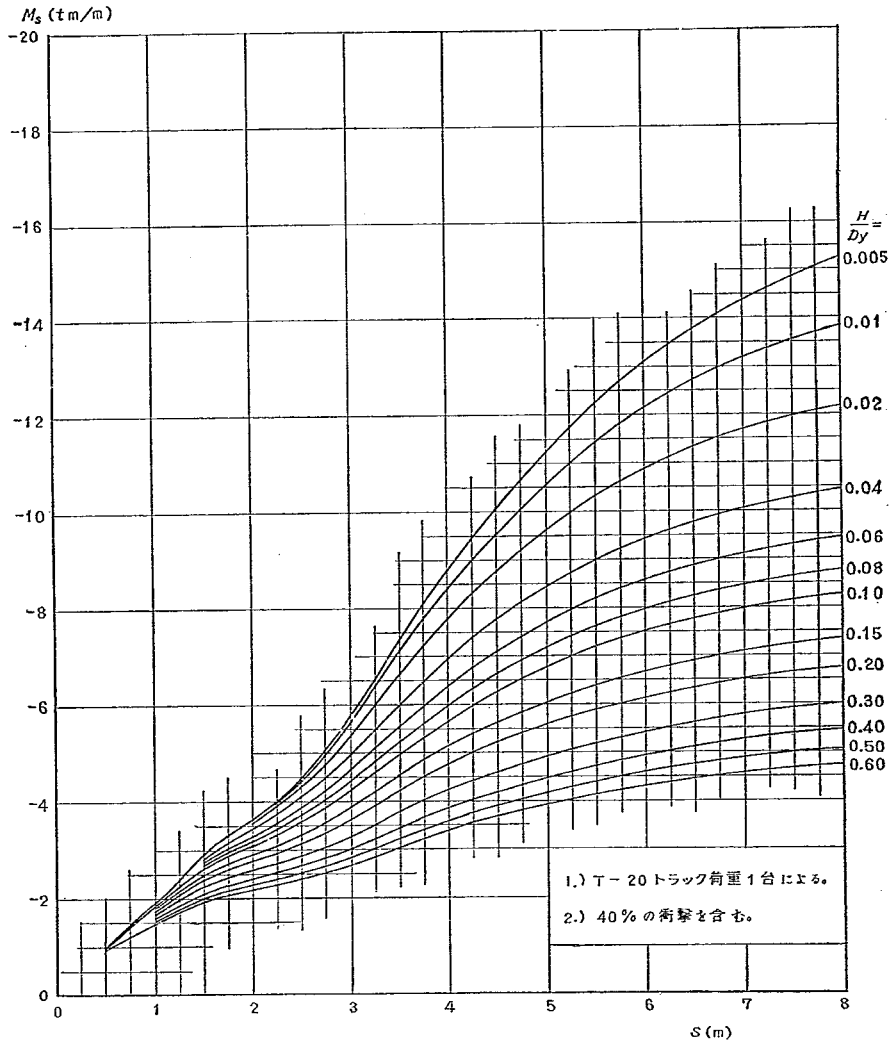
図表-9 (a) 剛支承上の閉断面縦リブの支点上の最大曲げモーメント (横げた支間=2m)



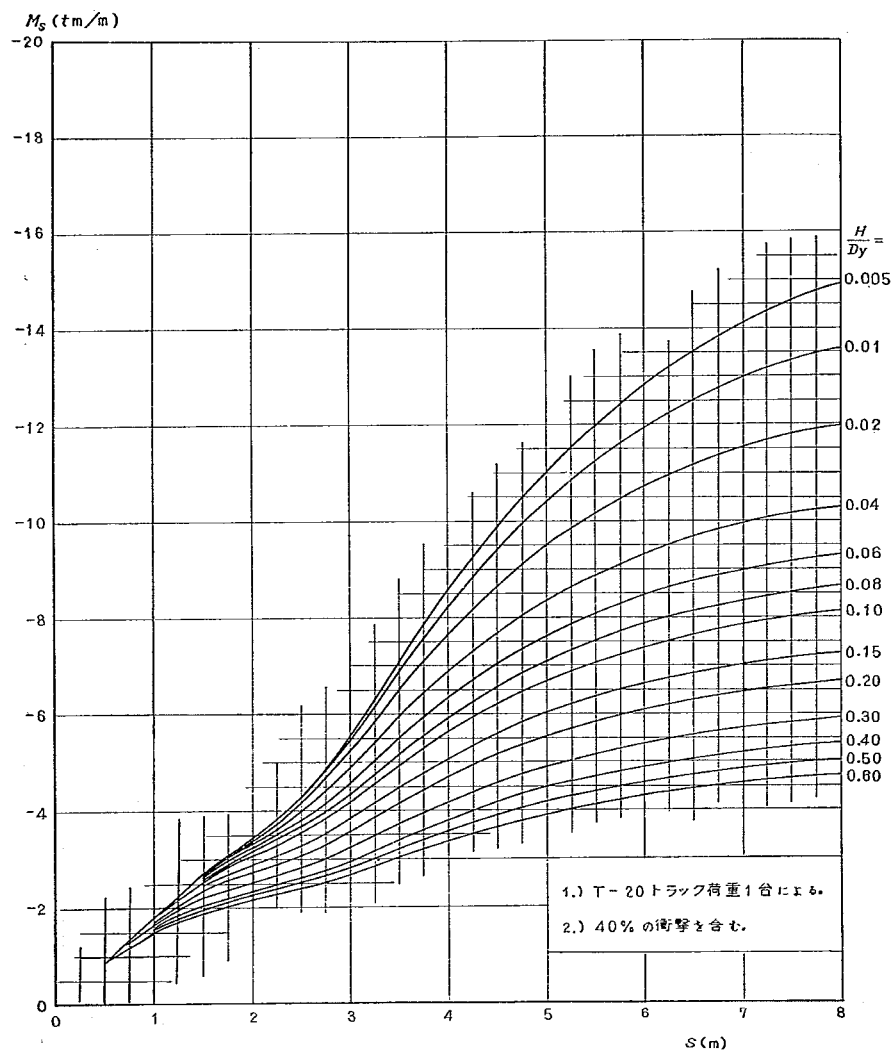
図表-9 (b) 剛支承上の閉断面縦リブの支点上の最大曲げモーメント (横げた支間=3 m)



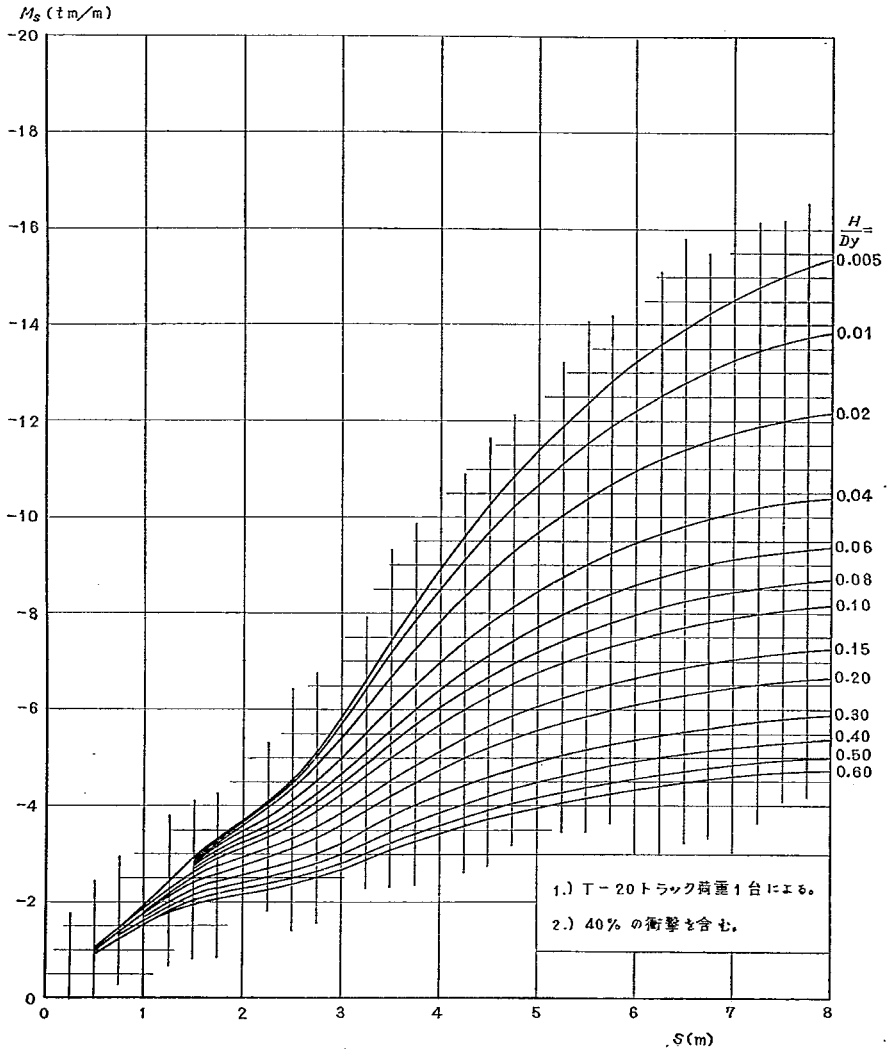
図表-9 (c) 剛支承上の閉断面縦リブの支点上の最大曲げモーメント (横げた支間=4 m)



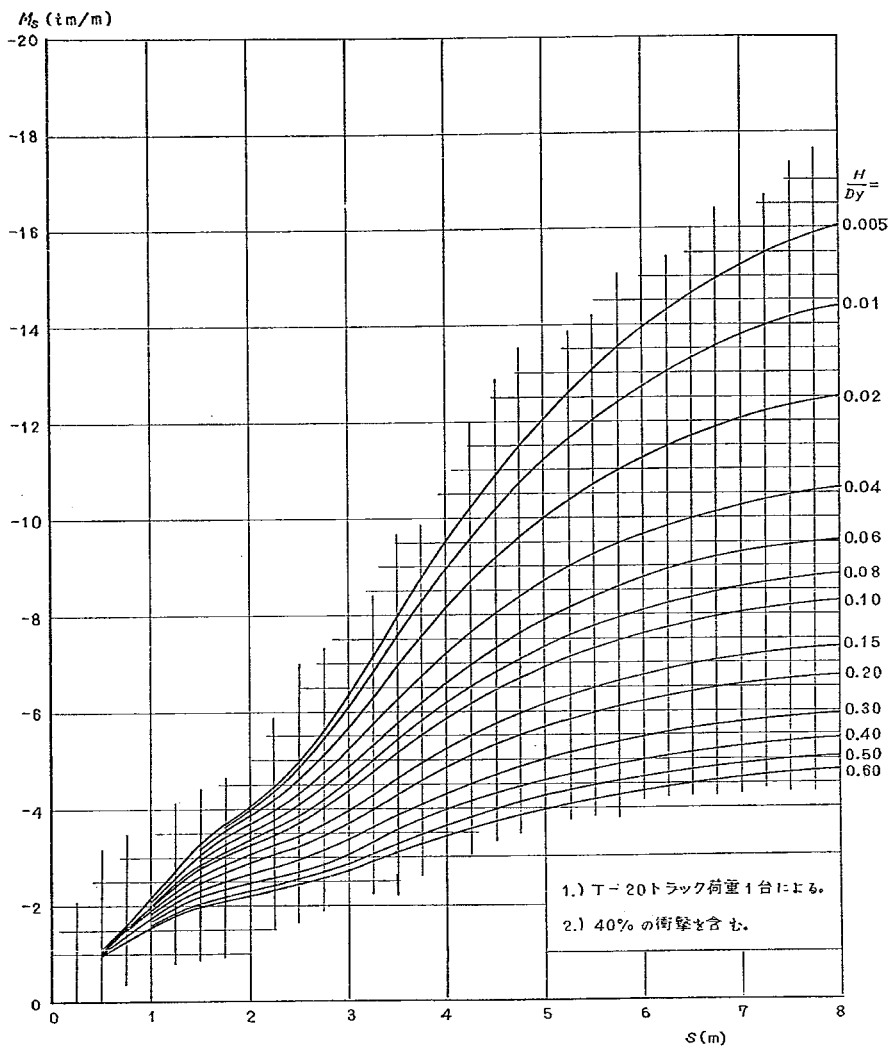
図表-9 (d) 剛支承上の閉断面縦リブの支点上の最大曲げモーメント (横げた支間=5m)



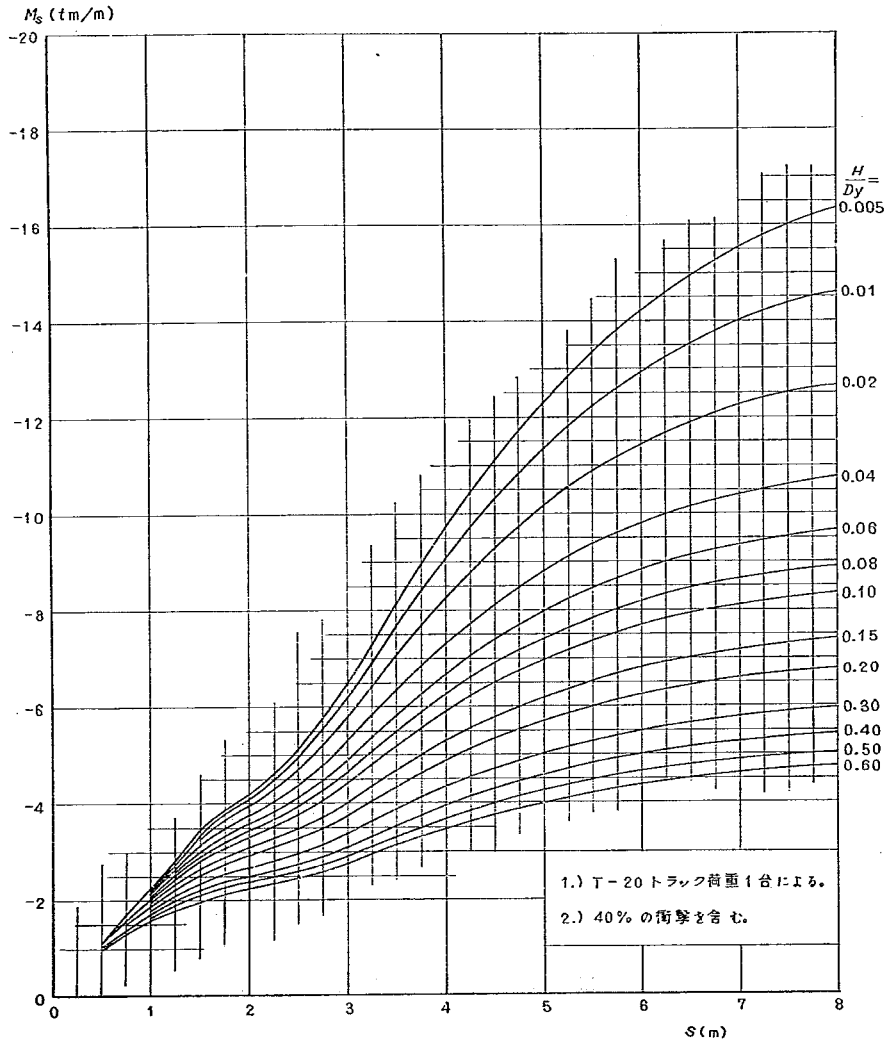
図表-9 (e) 剛支承上の閉断面縦リブの支点上の最大曲げモーメント (横けた支間=6 m)



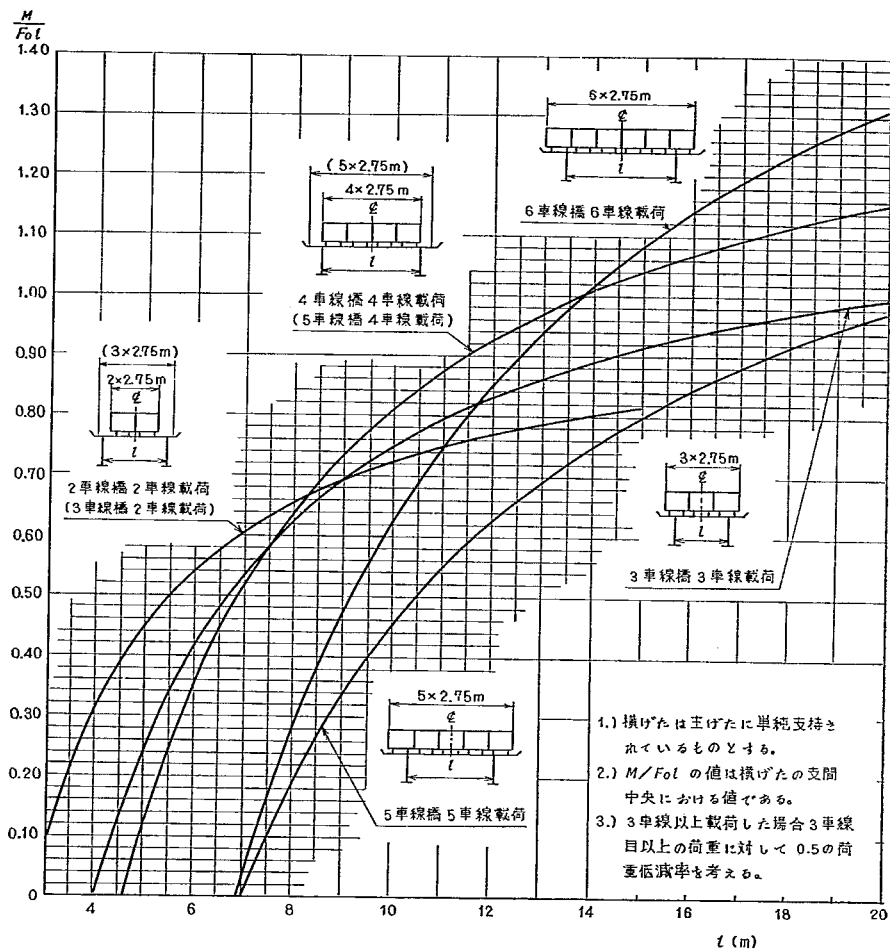
図表-9 (f) 剛支承上の閉断面縦リブの支点上の最大曲げモーメント (横げた支間=8m)



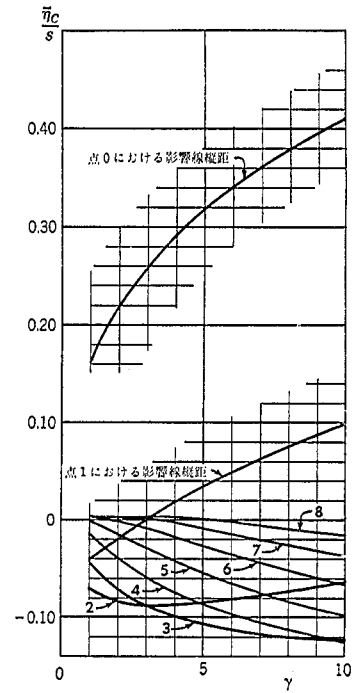
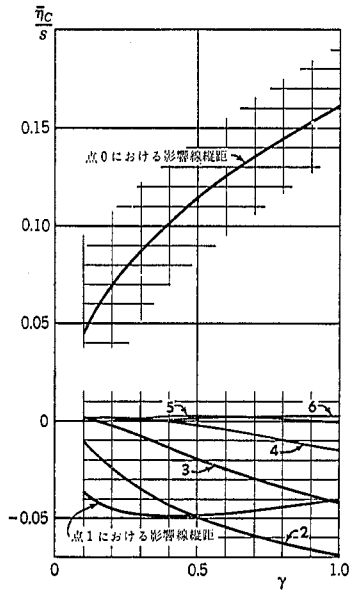
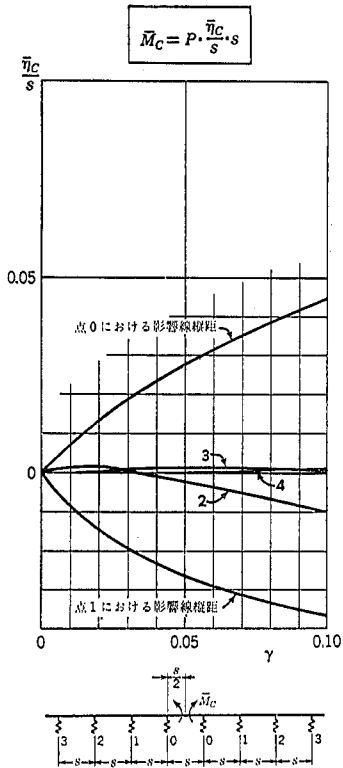
図表-9 (g) 剛支承上の閉断面縦リブの支点上の最大曲げモーメント (横げた支間=10m)



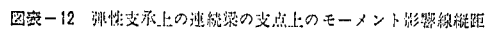
図表-9 (h) 剛支承上の閉断面縦リブの支点上の最大曲げモーメント (横げた支間=12m)

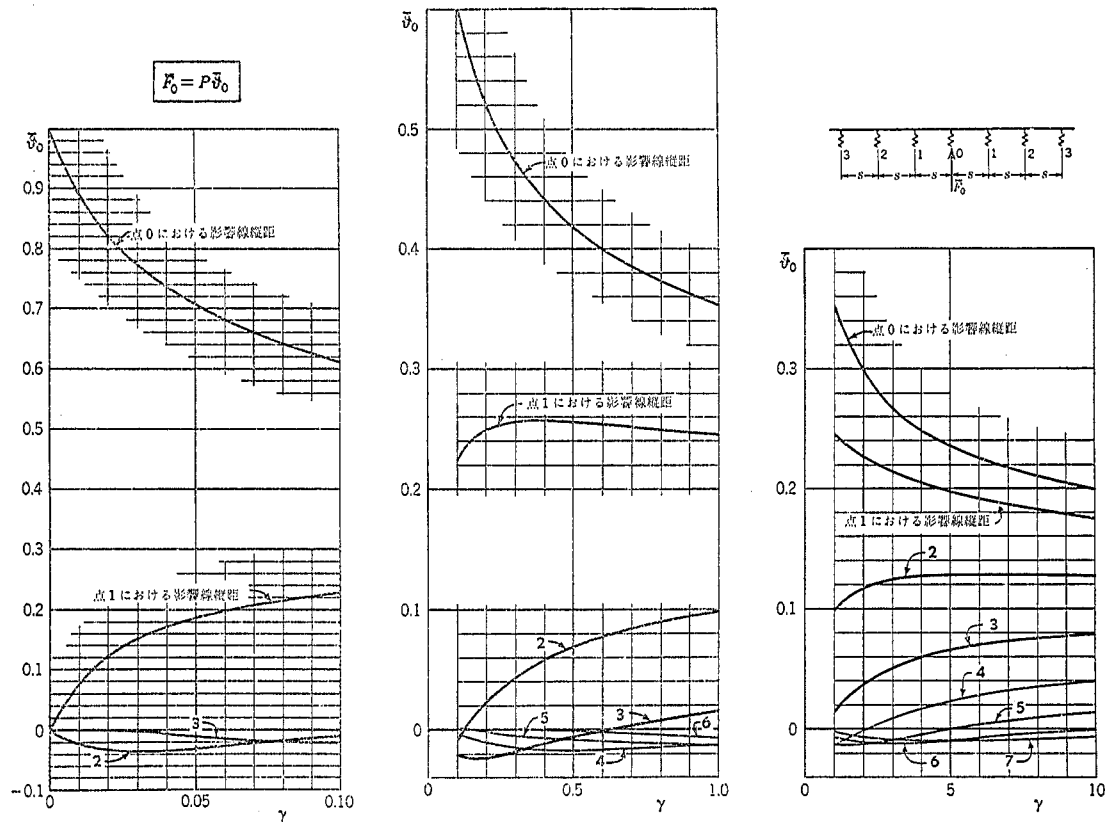


図表-10 剛な横げたの活荷重による最大曲げモーメント

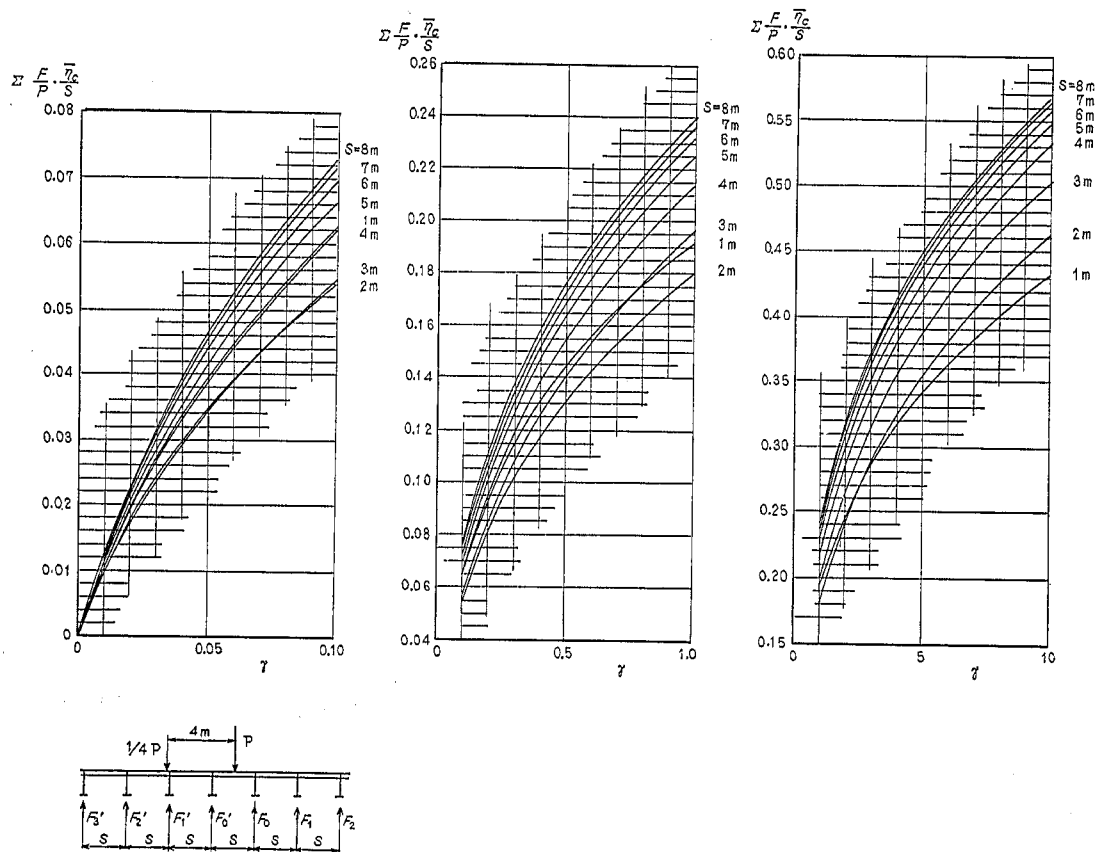


図表-11 弾性支承上の連続梁の支間中央のモーメント影響線縦距

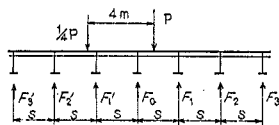
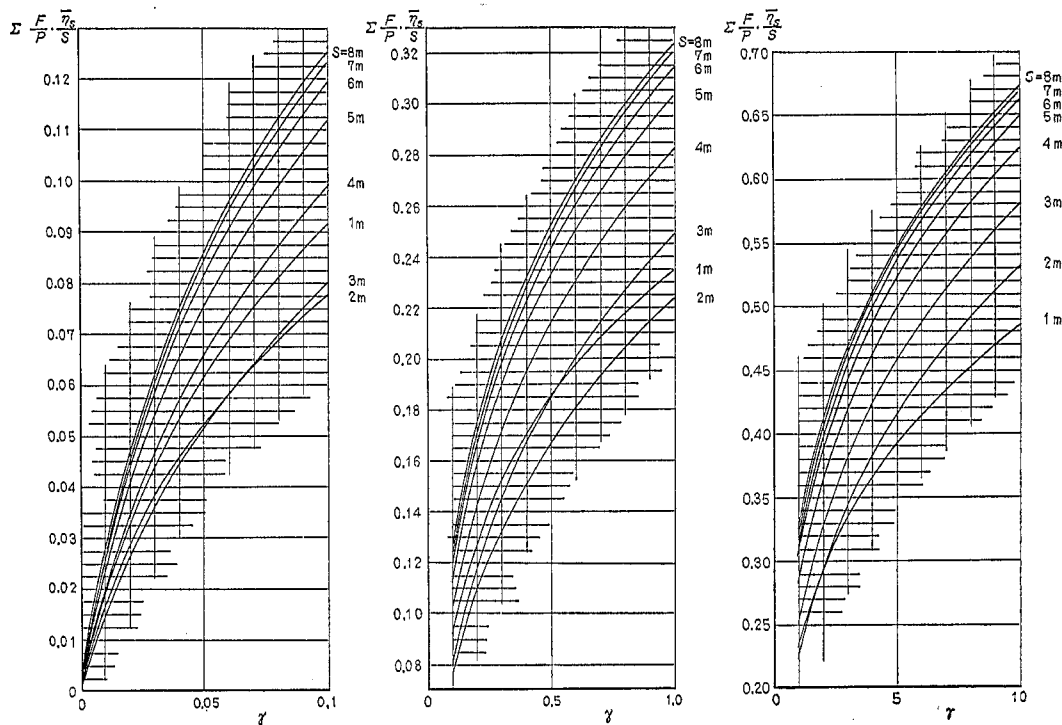




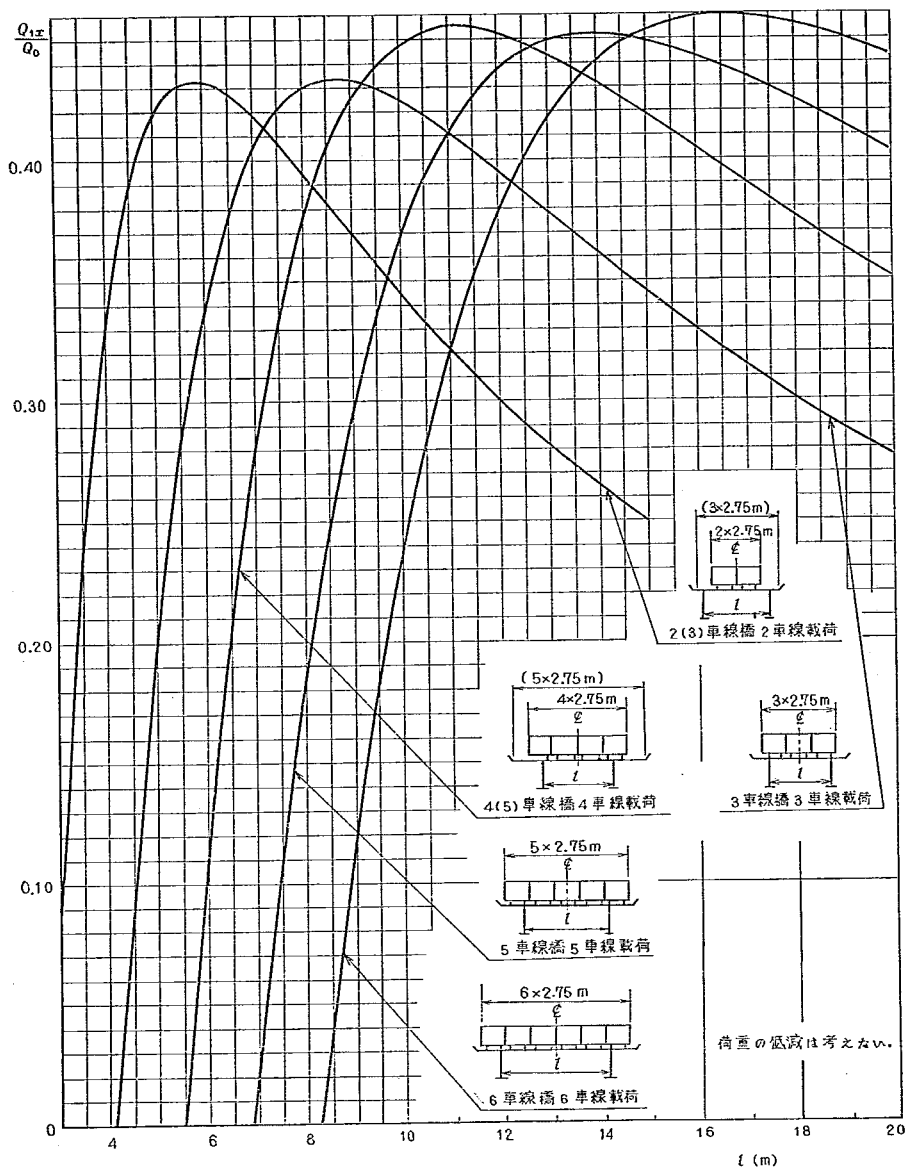
図表-13 弾性支承上の連続梁の支点反力の影響線距離

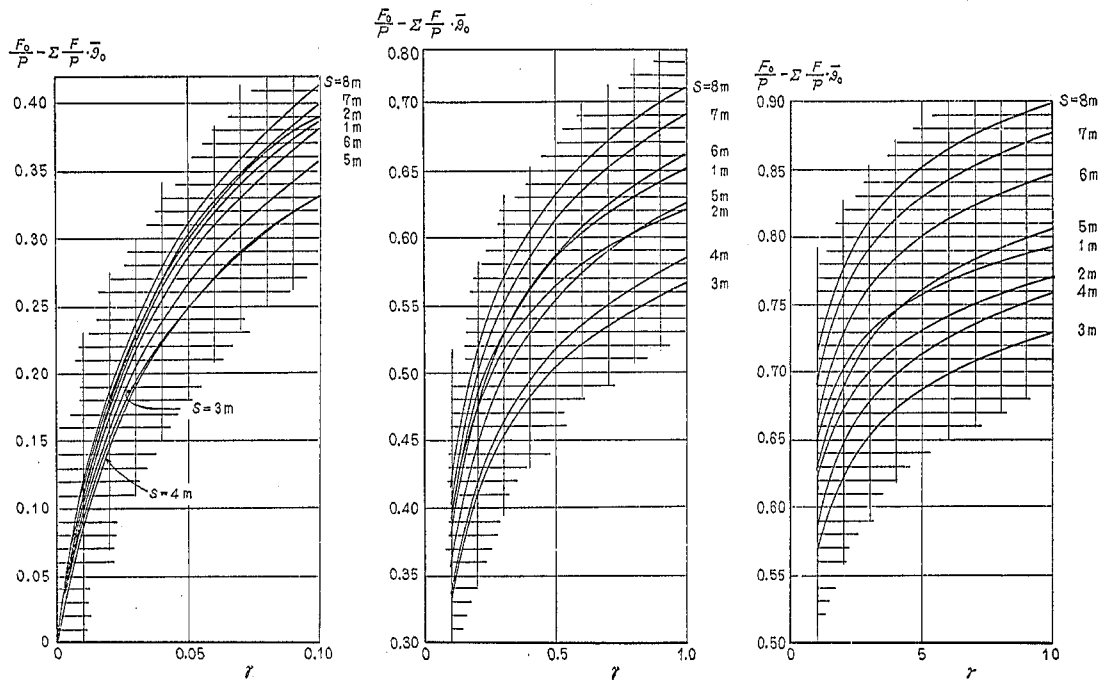


図表-14 横げたたわみによる縦リブの支間中央の曲げモーメント増加量の計算に必要な $\Delta \frac{F}{P} \cdot \frac{\bar{\eta}_c}{s}$ の値

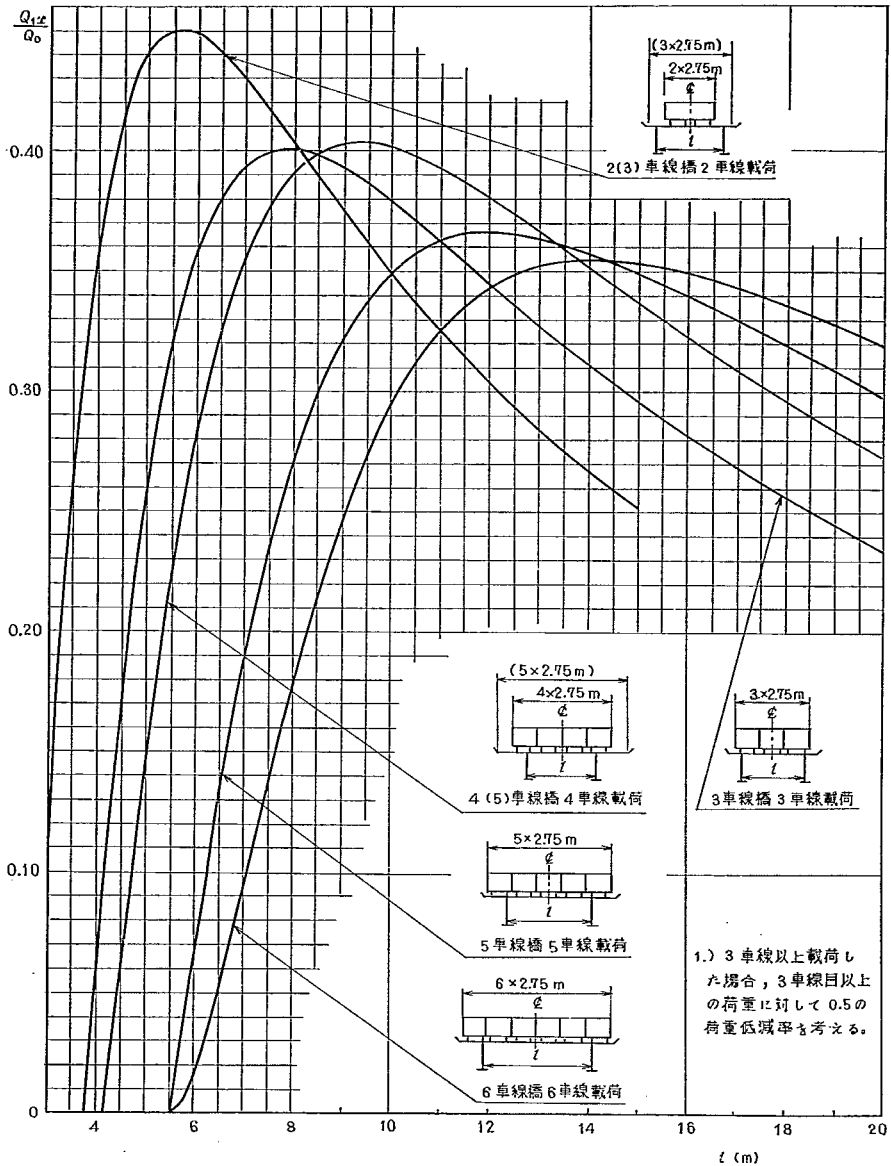


図表-15 横げたのたわみによる縦リブの支点上の曲げモーメント減少量の計算に必要な $\Sigma(F/P)(\bar{q}_s/s)$ の値





図表-17 横げたのたわみによる横げたの曲げモーメント減少量の計算に必要な $(F_0/P) - \sum (F/P) \bar{y}_0$ の値

図表-18 横げたのたわみによる横げたの曲げモーメント減少量の計算に必要な Q_L/Q_0 の値

付録-I 溶接道路橋示方書

(社団法人日本道路協会発行「溶接鋼道路橋示方書解説」より 42 条から 51 条までを転載)

6 節 鋼 床 板

適用範囲 42条

この節は、縦リブと横リブで補剛した鋼床板で、鋼板上にアスファルト舗装を施工するものの設計に適用する。

〔解説〕 この節の適用範囲を明らかにしたものである。

従来からあるバックルプレート、グレーチング等も鋼床板の一種と考えられるが、これらはこの節の対象としない。

設計一般 43条

鋼床板は一般に次の 2 つの作用を同時に受けるものとして設計しなければならない。

1. 橋の主ゲタ構造の一部としての作用
 2. 直接に活荷重を支える床および床組構造としての作用
- それぞれについて、鋼床板の各部分が最大の影響を受ける載荷状態について設計し、さらにその場合の応力の合計について検算するものとする。

〔解説〕

- 1) 鋼床板は、舗装を施したデッキプレートを縦リブ、横リブで補剛したものであり（鋼床板の定義）縦ゲタ、横ゲタなどの床組構造または、直接に主桁構造で支持される。こ

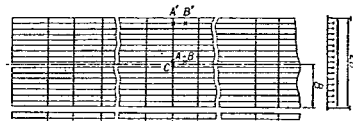
の場合、横リブを同時に床組の横ゲタもしくはその一部として兼用させたり、デッキプレートと縦リブとを主ゲタのフランジとして用いることが多い。

そこで本条は鋼床板を主ゲタ構造の一部とした 1 の場合と床および床組構造とした 2 の場合とにそれぞれ独立に考えて設計することを想定したものである。

- 2) 1 の作用に対して鋼床板は補剛された板となり、橋の主ゲタ構造の一部として設計する（例えば鋼床板箱ゲタ橋）。場合によっては、この 1 の作用がないと考えられる構造形成もある。（たとえば、一般のトラス橋で鋼床板を用いるような場合）
- 3) 2 の作用に対しては、鋼床板を板格子構造又は直交異方性平板と考えて設計を行う。ただし理論の適用にあたっては荷重の載荷面積の寸法とリブ間隔との比、リブの使用本数、リブの振れ剛性を考慮しなければならない。
- 4) 縦リブを設計する場合の着目点には図-43・1 に示す A , B , A' , B' を考えるとよい。 A は横リブ支間の中央での縦、横リブの弾性変形を考えて、縦リブを板格子構造もしくは直交異方性板構造の要素として計算する点である。 A' , B' は共に横リブの支点附近の縦リブに関するもので、 A' は横リブ上、 B' は縦リブ支間中央である。この部分は横リブの弾性変形が小さいから横リブを不沈下支点とみて、縦リブを連続バリとして計算する点である。
- 5) 横リブを設計する場合には、横リブを単純支持として、板格子構造又は直交異方性板の理論で計算してよい。
横リブの支持が連続支持、ラーメン支持のように支点の弾性的拘束が考えられる場合には拘束条件を考慮の上で、例えば単純支持として計算した正の曲げモーメントの $\pm 80\%$ をもって支間ならびに支点の曲げモーメントとしてもよい。
- 6) 鋼床板の縦方向の連続性が絶たれる橋端の横リブは、それ自身単独に輪荷重に耐えうるような設計とするのが望ましい。
- 7) 通常の横リブの間にとくに曲げ剛度の大きい横リブを挿入する場合には、この横リブに応力が集中するから、とくに留意しなければならない。このような場合には、例えば単独に輪荷重に耐えうるような設計にすること。
- 8) 応力の合計を検討する場合 1 および 2 の各作用によって最大の影響を与える載荷状態は必ずしも一致しないし、また L 荷重と T 荷重のように荷重の性質も異なる。

従って、もし厳密に最も不利な載荷状態を考えるとすれば荷重の定義から考えなくてはならないし、また最も不利な載荷状態を鋼床板の各部毎にさがさなければならない。このような複雑な労力をはぶく意味で、本条では単なる合計について検討すればよ

図-43・1



いこととし、本節 48 条のデッキプレート厚および 49 条の縦リブ許容応力度の規定を設けたものである。

設計荷重 44 条

鋼床板の設計荷重は、鋼道路橋設計示方書 2 章に規定する荷重とする。
ただし活荷重および衝撃は次のとおりとする。

1. 主ゲタ構造の一部としての作用を計算する場合には、鋼道路橋設計示方書の 9 条に規定する活荷重を負載し、 L 荷重に対する衝撃係数は主ゲタに対する値と同じ値とする。
2. 床および床組構造としての作用を計算する場合には、鋼道路橋設計示方書の 8 条に規定する活荷重を負載し、 T 荷重に対する衝撃係数は 0.4 とする。

〔解説〕 鋼床板の設計に対しても、一般の鋼道路橋の設計に用いる荷重を適用することを示した。それは鋼床板では一般に、これを構成する横リブと縦リブの支間が小さいので鋼道路橋設計示書の 10 条に規定する衝撃係数の値が 0.4 に極めて近い値となるため、計算の便宜上からこのように定めたものである。

荷重分布 45 条

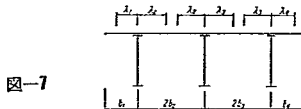
鋼床板に負載する輪荷重に対しては、アスファルト舗装による荷重分布を考慮してはならない。

〔解説〕 鋼床板には一般にデッキプレートの上に厚さ 50mm 程度のアスファルト舗装が施工される。このような舗装を行った場合、実測によると、冬季（気温 0°C ）においては、アスファルトが硬化するため、舗装が荷重分布に対して相当に有効であるが、夏季（気温 30°C ）においてはアスファルトの軟化のため、あまり荷重分布に役立たないことが知られている。したがってわが国における気象条件を考慮して鋼床板上のアスファルト舗装による活荷重の分布作用は考えないことにした。

主ゲタフランジとしての鋼床板の有効幅 46 条

主ゲタ間の鋼床板の幅を一般に $2b$ 、持送り部の鋼床板の突出幅を一般に b （図-7）主ゲタの支間を l とすると鋼床板の片側有効幅 λ は b/l と主

ゲタの支持条件によって異なり表-5、表-6 に示すとおりになる。



1. 主ゲタが単純ゲタの場合

表-5

b/l	λ/b	b/l	λ/b
$0.02 \geq$	1.00	0.30	0.60
0.05	0.98	0.35	0.53
0.10	0.93	0.40	0.47
0.15	0.85	0.45	0.42
0.20	0.76	0.50	0.38
0.25	0.68		

ただし $b/l \geq 0.5$ の場合 $\lambda = 0.19l$

2. 主ゲタが連続ゲタの場合

- 1) 支間が等しい連続ゲタの中間径間に対しては、表-6 の値を用いる。

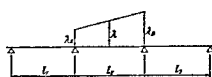
表-6

b/l	λ/b	b/l	λ/b
$0.01 \geq$	1.00	0.15	0.60
0.05	0.93	0.20	0.47
0.10	0.76	0.25	0.38

ただし $b/l \geq 0.25$ の場合 $\lambda = 0.095l$

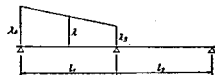
- 2) 支間が等しくない連続ゲタの中間径間に対しては図-8 のように支点間に直線変化とする。

図-8

 λ : 任意の位置の有効幅 $\lambda_A : l = \frac{1}{2} (l_1 + l_2)$ として表-6 から求めた λ の値 $\lambda_B : l = \frac{1}{2} (l_2 + l_3)$ として表-6 から求めた λ の値

- 3) 連続ゲタの端径間における有効幅は図-9 のように支点間に直線変化とする。

図-9

 λ : 任意の位置の有効幅 $\lambda_A : l = l_1$ として表-5 から求めた λ の値 $\lambda_B : l = \frac{1}{2} l_1 + l_2$ として表-6 から求めた λ の値

3. ゲルバーゲタの定着径間およびその片持部に対しては定着径間の支間を
- l
- として表-6 から求めた
- λ
- の値を用いる。

【解説】 曲げを受けるケタのフランジの有効幅は、厳密にはケタの支持状態・荷状態などによって異なるのみならず、有効幅の定義の仕方によっても若干異なり、又ケタの全長を通じて必ずしも一定ではない。

本条のように規定したのは、次の考え方によるものである。

すなわち、フランジの部分をケタとの接合縁で切離し、この切断縁にそってケタからフランジにケタに作用する曲げモーメントによるせん断力が作用するものと考え、ケタの支持条件、フランジの横方向の条件の縁辺条件の下にフランジを板と考え二次元弾性問題の一つとして解いて、ケタの長さの方向のフランジの応力 σ_x を求め、図-46・1 に示すように

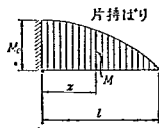
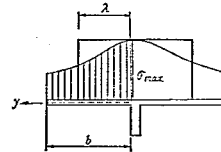
$$\lambda = \sqrt{\frac{\int_0^b \sigma_x dy}{\sigma_{x, \max}}}$$

として求められる λ を有効幅とした。

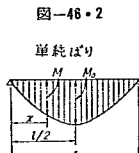
この場合、一般には λ はケタの長さ、方向に一定ではないが、曲げモーメントの分布が正弦曲線であらわされる場合には、 λ はケタの全長を通じて一定になる。

参考のために図-46・2 に示す4つの場合について、上記の考えの下に λ を求めると次のようになる。

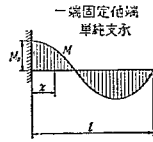
図-46・1



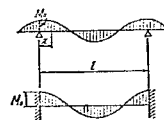
$$M = M_0 \cos \frac{\pi x}{2l} \quad (n=1)$$



$$M = M_0 \sin \frac{\pi x}{l} \quad (n=2)$$



$$M = M_0 \cos \frac{3\pi x}{2l} \quad (n=3)$$



$$M = M_0 \cos \frac{2\pi x}{l} \quad (n=4)$$

すなわち、有効幅を与える λ/b の関係式は、フランジの横方向の連続性によって相違し、図-46・1 のようにフランジの側縁が自由縁の場合には一般に

$$\frac{\lambda}{b} = \frac{4}{n\pi\beta} \cdot \frac{\sin h n\pi\beta + n\pi\beta}{(3+\nu)\cos h n\pi\beta + \frac{1}{2}(1+\nu)(n\pi\beta)^2 + 5 - \nu}$$

図-46・3 のようにフランジが横方向に連続する場合には

$$\frac{\lambda}{b} = \frac{4}{n\pi\beta} \cdot \frac{\cos h n\pi\beta - 1}{(3+\nu)\sin h n\pi\beta - (1+\nu) \cdot n\pi\beta}$$

となる

ただし $\beta = b/l$ であり ν はポアソン比、 n は図-46・2 に示す値である

これらの式から $\nu=0.3$ とし、各種の $\beta=b/l$ の値について λ/b を計算した結果を表一

46・1 に示す。この表からわかるように、フランジの横方向の条件による差異はあまり大きくなく、一般に横方向に連続している場合の方が入が大人になるので、本条ではフランジの横方向の連続性の差異を無視し、安全側に

考えて、すべて図-46・1 の場合の値をとることにした。すなわち、本条の表-5 および表-6 の値はそれぞれ表-46・1 の(3)および(5)によって定めたものである。

連続ゲタで支間が異なる場合、あるいは連続ゲタの端径間などに対して、径間ごとに表-6 を適用することも考えられるが、そうすると支点上で有効幅が不連続に変化することになるので、このようにならないように本条の2項の2)、3)のように規定した。

ゲルバーゲタの吊ゲタはもちろん単純ゲタと考えるべきである。ゲルバーゲタの定着ゲタは単純ゲタと連続ゲタとの中間のものと考えられるが、図-46・4 の場合には、理論的には、図-46・2 の連続ゲタと同一になるので、本条の3項のように表-6 によることにした。

しかし、本条に示した有効幅の数値は近似計算によってえられたものであり、実状に沿って弾性計算を行い、精密な数値を求めた場合には、本条の規定によらなくてもよいのもちろんである。

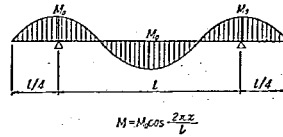
表-46・1

		λ/b の 値									
		曲 げ モ ー メ ン ト の 形 (図-46・2 参照)									
		(1)		(2)		(3)		(4)		(5)	
$\beta = b/l$	緑辺条件	T	TT	T	TT	T	TT	T	TT	T	TT
0.02		0.999	0.999	0.998	0.998	0.996	0.998	0.993	0.993	0.987	0.988
0.05		0.995	0.995	0.985	0.986	0.980	0.982	0.957	0.959	0.926	0.930
0.10		0.980	0.982	0.944	0.947	0.926	0.930	0.849	0.857	0.762	0.775
0.15		0.959	0.959	0.884	0.891	0.849	0.857	0.719	0.733	0.597	0.616
0.20		0.926	0.930	0.814	0.825	0.762	0.775	0.597	0.616	0.469	0.489
0.25		0.885	0.896	0.743	0.757	0.676	0.692	0.498	0.517	0.379	0.396
0.30		0.849	0.857	0.676	0.692	0.597	0.616	0.420	0.439	0.316	0.330
0.35		0.806	0.817	0.616	0.633	0.528	0.548	0.361	0.378	0.270	0.281
0.40		0.762	0.775	0.563	0.597	0.469	0.429	0.316	0.330	0.237	0.244
0.45		0.719	0.733	0.517	0.532	0.420	0.439	0.280	0.292	0.211	0.216
0.50		0.676	0.692	0.476	0.490	0.379	0.396	0.253	0.261	0.191	0.194
0.60		0.597	0.616	0.410	0.421	0.316	0.330	0.211	0.216	0.160	0.161
0.80		0.470	0.489	0.316	0.324	0.237	0.244	0.160	0.161	0.121	0.121
1.00		0.378	0.396	0.255	0.261	0.191	0.194	0.128	0.129	0.096	0.096
∞		$\lambda = 0.386 l$		$\lambda = 0.257 l$		$\lambda = 0.191 l$		$\lambda = 0.129 l$		$\lambda = 0.096 l$	

図-46・3



図-46・4



床板としての鋼床版デッキプレートの有効幅 47条

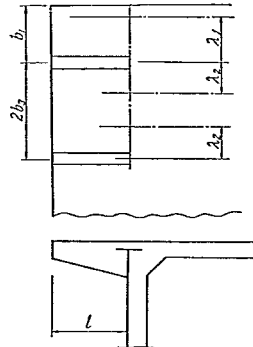
横リブ、横ゲタおよび縦リブに協力するデッキプレートの有効幅については、2に示す片持部を除いて、46条の規定を準用する。ただし、次に示す場合は本条の規定による。

1. 横リブおよび横ゲタに対するデッキプレートの有効巾を求めるときには横リブまたは横ゲタの支間を l 、横リブの中心間隔を $2b$ とし、表—5を用いる。ただし、横リブおよび、横ゲタが、その長さの方向に連続ゲタとして作用するように設計される場合には、表—6を用いる。

縦リブに対するデッキプレートの有効幅を求めるときには、横リブ中心間隔を l 、縦リブ中心間隔を $2b$ とし、表—6を用いる。

2. 図—10のように片持バリとして設計されるブラケットなどに結合されたデッキプレートの有効幅は表—7によって定める。

図—10



表—7

b/l	λ/b	b/l	λ/b
0.05 $\geq$	1.00	0.30	0.68
0.10	0.94	0.35	0.62
0.15	0.88	0.40	0.56
0.20	0.81	0.45	0.52
0.25	0.74	0.50	0.48

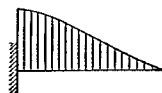
$b/l \geq 0.5$ の場合 $\lambda = 0.24 l$

【解説】 2項について：片持バリのフランジの有効幅については表—46・1 (1)(2)に数値を示したが、これは図—46・2のように $M = M_0 \cos \frac{\pi x}{2l}$ として求めた値であり、片持バリの実際の曲げモーメントの分布とは、かなりちがうものである。これにたいし、

$$M = M_0 \left(\frac{3}{4} \cos \frac{\pi y}{2l} + \frac{1}{4} \cos \frac{3\pi x}{2l} \right)$$

とすると図-47・1 に示すようになり実際に近い曲げモーメントの分布になる。この場合にはフランジの有効幅は断面の位置によって変化するが、曲げモーメントが最大になる固定端における λ/b の式を導き、ポアソン比を 0.3 として計算すると、表-46・1 の(2)に示した値となり、これに基づいて、この条の規定を定めた。

図-47・1



デッキプレートの厚さ 48 条

車道のデッキプレートの厚さは次式によってえられる値を最小とし、12 mm 以上としなければならない。

$$t = 0.035 l$$

ただし t = デッキプレート厚 (cm)

l = 縦リブ間隔 (cm)

この式を用いてデッキプレートの厚さを定めた場合には、後輪荷重がリブの間のデッキプレート上に負載されたときのデッキプレートの応力度は検算する必要はない。

〔解説〕 一般にデッキプレートにわずかの塑性変形が生ずると、デッキプレートは板としてよりも膜としての働きをすると考えられる。

したがって、デッキプレートの耐荷力は板理論に基づいて算出されるものよりもはるかに大きいのが普通であり、また、鋼床板の全体としての破壊安全率が非常に大きいものであることも実験の結果からわかっている。一方、デッキプレートは一般に舗装を支持するものであるから活荷重によるタワミのために舗装に損害を与えてはならない。

普通に施工された鋼床板舗装に損害を与えないタワミの限度としては、縦リブ間隔 l のほぼ $\frac{1}{500}$ 程度と考えられるから、タワミが l の $\frac{1}{500}$ になるような条件から本条の式を求め、板厚算定の基準としたものである。

すなわち、縦リブ間隔 l を有する鋼床板に接地圧 p の車輪が載荷されたとき、

t = デッキプレートの厚さ (cm)

p = 車輪の接地圧 (kg/cm²)

E = デッキプレートのヤング率 (kg/cm²)

l = 縦リブ間隔 (cm)

とすると、デッキプレートのタワミを $l/500$ とする条件から

$$t = 24 l \cdot \sqrt[3]{\frac{p}{E}}$$

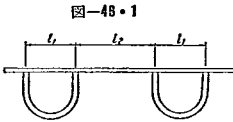
の関係式がえられる。この式に荷重の接地圧の値を入れて係数を整理したのが、本条の式である。

なお、 $\frac{1}{500}$ のタワミ制限値については幾分きつすぎるのではないかとも思われるが、現在の舗装技術から考えてこのように値を定めた。

また、車道のデッキプレート厚さを最小 12 mm と規定したのはあまり薄いと、ひずみも大きくなって舗装に悪い影響を与えるおそれがあるためである。

デッキプレートの厚さを橋格によって変えない理由は、その差による車輪の接地圧の差が小さいためである。

また、図-48・1 に示すような形式の縦リブを使用する場合には、本条に規定する l の値としては l_1 又は l_2 のうちいずれが大きいか方を用いる。



歩道のデッキプレートの厚さについてはとくに規定していないが、溶接によるヒズミなどを考慮すれば 10mm 以上にするのが望ましい。また、リブの間のデッキプレートに負載される等分布荷重によるデッキプレートの応力度については、車道の場合と同様に検算する必要はない。

縦リブ許容応力度 49 条

主ゲタ作用および床組作用により縦リブに生ずる応力の合計について検算する場合の許容応力度は、表-8 の値とする。

表-8

鋼材の種類	許容応力度 (kg/cm ²)
SM 41 : SS 41	2,000
SM 50	2,700

〔解説〕 43条に規定した応力度の合計は、縦リブにおいては一般に非常に大きくなるがこのような応力は局部的なものであり、縦リブ応力が局部的に大きくなっても、鋼床板全体としての安全率を低下させるようなことはないと考えられる。

従って、縦リブの許容応力度は、本条の規定により割増しを認めることとした。

しかし、主ゲタ作用としての応力および床組作用としての応力は各々鋼道路橋設計示方書に示した一般の許容応力度に関する規定によらなければならない。

また、床組作用としての応力を計算する場合、横リブ附近の縦リブ下縁の曲げ圧縮許容応力は、SM 41 および SS 41 に対して 1,300 kg/cm² SM 50 に対しては 1,800 kg/cm² とする。

縦リブの高さは圧縮を受ける自由突出脚の規定を準用する。

構造一般 50 条

鋼床板は避けえない現場接手を除いて、すべて溶接構造とし、溶接ひずみの発生が少い構造としなければならない。

〔解説〕 鋼床板はデッキプレート、縦リブ、横リブが一体として働らくという仮定の下

に設計を行うものであるから、できる限り溶接によって各部材を接合するのがよい。また、縦リブ、横リブ交点あるいは、デッキプレートには、多くの溶接が集中して溶接ひずみが大きくなりやすいから、設計と施工にあたって十分に注意しなければならない。

舗 装 51 条

鋼床板のアスファルト舗装厚は 5 cm～8 cm とするのがよい。またデッキプレート上面には防水工が必要であり とくに舗装の周辺部には 防水工を設けなければならない。

〔解説〕 鋼床板の舗装としては、一般にアスファルト系舗装が用いられているが、その厚さが余りに薄いと摩耗やひびわれが起りやすく急激に破損するものであり、また厚すぎると波立ちが現われたり、流動が生ずるので 5～8 cm とするのがよい。

雨水の滲込みは、床板と舗装の間の附着を破かいし、舗装のひびわれの原因となるから、舗装とデッキプレートの間および舗装が橋体と接する周辺部には十分な防水工を施工しなければならない。しかし、防水工は舗装とデッキプレートの上に滑りを生ずる性質のものであってはならない。

付録-II 弾性支承上の連続梁の影響線の解法

図表-11~13 の弾性支承上の連続梁の影響線は W. Pelican u. M. Esslinger の “Die Stahlfahrbahn, Berechnung und Konstruktion, M.A.N. Forschungsheft Nr. 7, 1957” の 152 Einflusslinien des Trägers auf elastischen Stützen をもとにして作成されているので、以下にこの邦訳をのせる。

152 弾性支承上の梁の影響線

152.1 緒言

これから述べる考え方は H. Müller-Breslau の “Die-graphische Statik der Baukonstruktionen, A. Kröner Verlag, Leipzig 1925” の第2巻, 第2章をもとにしている。

これには無限多数の弾性支承上の連続梁の影響線が計算してあるが、梁の曲げ剛性、支承間隔および支承のバネ定数は全長にわたって一定であるとしている。

直交異方性版の計算には支点到力が作用したときの影響線縦距のみが必要であり、こういう場合には断面が一定の無限長の梁においては、支点 i 上に $P=1$ が作用したときのモーメントまたは支点反力の値を示す曲線と点 i におけるモーメントまたは支点反力の影響線は同一である。

したがって、以下においては弾性支承上の無限長の梁の支点上に $P=1$ が作用したときの曲げモーメントと支点反力を求める。

152.2 式の誘導

式の誘導にはよく知られている3連モーメント定理を用いる。すなわち、まず無限長の梁がすべての支点のすぐ近傍で切断された状態を考えて、つぎに梁のたわみ曲線は支点上で連続すなわち折れまがらずになめらかでなければならないという条件から切断位置に作用するモーメントを計算する。

図-15.15 の梁の支点3に対する連続条件はつぎのようになる。

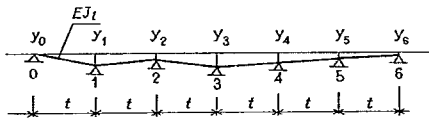


図-15.15

$$M_2 \cdot \frac{t}{6EI} + M_3 \left(\frac{t}{3EI} + \frac{t}{3EI} \right) + M_4 \cdot \frac{t}{6EI} \\ = \frac{y_3 - y_2}{t} + \frac{y_3 - y_4}{t} \quad \dots \dots \dots (15.67)$$

支点沈下量 y は支点荷重 A (kg/cm) と支点のバネ定数 ω (kg/cm²) によってきまる。

$$y_i = \frac{A_i}{\omega} \quad \dots \dots \dots (15.68)$$

支点荷重 A は梁に荷重が作用していないときには曲げモーメントのみからつぎのように定まる。

$$A_i = \frac{M_{i-1} - 2M_i + M_{i+1}}{t} \quad \dots \dots \dots (15.69)$$

支点のバネ定数 ω はその構造系と荷重とから定まる。sin 状荷重に対して横けたはつぎのようになる。

$$\left. \begin{aligned} EJ_q \cdot y'''' &= A_n \cdot \sin \kappa x = A \\ EJ_q \cdot y &= \frac{A_n}{\kappa^4} \cdot \sin \kappa x = -\frac{A}{\kappa^4} \\ \omega = \frac{A}{y} &= EJ_q \cdot \kappa^4 \end{aligned} \right\} \quad \dots (15.70)$$

式(15.68)~(15.70) を式(15.67) に代入して整理したのち、式全体に ωt^3 を乗ずると次式が得られる。

$$M_1 + M_2 \left(\frac{1}{\alpha} - 4 \right) + M_3 \left(\frac{4}{\alpha} + 6 \right) \\ + M_4 \left(\frac{1}{\alpha} - 4 \right) + M_5 = 0 \quad \dots \dots \dots (15.71)$$

ここに、

$$\alpha = \frac{6EJ_l}{\omega \cdot t^3} = \frac{6J_l}{\kappa^4 \cdot J_q \cdot t^3} \quad \dots \dots \dots (15.71 a)$$

梁に荷重が作用していないときには、それぞれの添字を入れかえることによって任意の支点に対する式が容易に得られる。

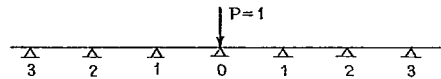


図-15.16

図-15.16 は梁の支点0に荷重 $P=1$ が作用している場合を示す。支点0のたわみはつぎのようになる。

$$y_0 = \frac{A_0}{\omega} = \frac{M_1 - 2M_0 + M_1}{\omega} + \frac{1}{\omega} \quad \dots \dots \dots (15.72)$$

式(15.67)から y_0 の値は支点0と支点1に対する式の中のみに入ってくることがわかる。全部の式はつぎのようになる。

$$\left. \begin{aligned}
 M_2 + M_1 \left(\frac{1}{\alpha} - 4 \right) + M_0 \left(\frac{4}{\alpha} + 6 \right) \\
 + M_1 \left(\frac{1}{\alpha} - 4 \right) + M_2 = -\frac{2}{\omega \cdot t} \cdot \omega \cdot t^2 = 2 \cdot t \\
 M_3 + M_2 \left(\frac{1}{\alpha} - 4 \right) + M_1 \left(\frac{4}{\alpha} + 6 \right) \\
 + M_0 \left(\frac{1}{\alpha} - 4 \right) + M_1 = -\frac{1}{\omega \cdot t} \cdot \omega \cdot t^2 = -1 \cdot t \\
 M_4 + M_3 \left(\frac{1}{\alpha} - 4 \right) + M_2 \left(\frac{4}{\alpha} + 6 \right) \\
 + M_1 \left(\frac{1}{\alpha} - 4 \right) + M_0 = 0 \\
 M_5 + M_4 \left(\frac{1}{\alpha} - 4 \right) + M_3 \left(\frac{4}{\alpha} + 6 \right) \\
 + M_2 \left(\frac{1}{\alpha} - 4 \right) + M_1 = 0 \\
 \text{etc.}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15.73)$$

152.3 式の解

式(15.73)を直接解かず、まずつぎのように簡略化した式を解く

$$\left. \begin{aligned}
 M_2^* + M_1^* \left(\frac{1}{\alpha} - 4 \right) + M_0^* \left(\frac{4}{\alpha} + 6 \right) \\
 + M_1^* \left(\frac{1}{\alpha} - 4 \right) + M_2^* = 1 \quad (a) \\
 M_3^* + M_2^* \left(\frac{1}{\alpha} - 4 \right) + M_1^* \left(\frac{4}{\alpha} + 6 \right) \\
 + M_0^* \left(\frac{1}{\alpha} - 4 \right) + M_1^* = 0 \quad (b) \\
 M_4^* + M_3^* \left(\frac{1}{\alpha} - 4 \right) + M_2^* \left(\frac{4}{\alpha} + 6 \right) \\
 + M_1^* \left(\frac{1}{\alpha} - 4 \right) + M_0^* = 0 \quad (c) \\
 M_5^* + M_4^* \left(\frac{1}{\alpha} - 4 \right) + M_3^* \left(\frac{4}{\alpha} + 6 \right) \\
 + M_2^* \left(\frac{1}{\alpha} - 4 \right) + M_1^* = 0 \quad (d) \\
 \text{etc.}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15.74)$$

支点0から離れるにしたがい、モーメントは一定の割合で減少する。

$$\left. \begin{aligned}
 M_2^* &= \mu \cdot M_1^* + \nu \cdot M_0^* \\
 M_3^* &= \mu \cdot M_2^* + \nu \cdot M_1^* \\
 M_4^* &= \mu \cdot M_3^* + \nu \cdot M_2^* \\
 \text{etc.}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15.75)$$

式(15.75)を式(15.74 c)に代入すると、2つの減少係数 μ と ν をきめる式が得られる。

$$\left. \begin{aligned}
 \mu^2(\mu + \nu) + \mu(\nu + \tau) + \nu(\mu + \varphi) + \varphi = 0 \\
 \mu \cdot \nu(\mu + \varphi) + \nu(\nu + \tau) + 1 = 0
 \end{aligned} \right\} \quad (15.76)$$

ここに

$$\varphi = \frac{1}{\alpha} - 4, \quad \tau = \frac{4}{\alpha} + 6 \quad \dots\dots\dots (15.76 a)$$

これを解くとつぎようになる。

$$\nu = -\frac{1 + \gamma' - \gamma''}{1 + \gamma' + \gamma''}, \quad \mu = \frac{2(\gamma' - 1)}{1 + \gamma' + \gamma''} \quad \dots\dots\dots (15.77)$$

ここに

$$\gamma' = \sqrt{\frac{1 + 8\alpha}{3}}, \quad \gamma'' = \sqrt{\frac{4}{3} + 2\gamma'} \quad \dots\dots\dots (15.77 a)$$

係数 ν 、 μ がわかると式(15.74 a-b)から M_0^* と M_1^* の値が得られる。すなわち式(15.75)を式(15.74 b)に代入すると式(15.76)から得られた

$$\nu^2(\mu + \varphi) + \nu \cdot \varphi - \mu = 0$$

の関係を用いて次式が得られる。

$$\frac{M_1^*}{M_0^*} = \frac{\mu}{1 - \nu} = \frac{\gamma' - 1}{\gamma' + 1} \quad \dots\dots\dots (15.78)$$

式(15.75)と式(15.78)を式(15.74 a)に代入して整理すると、最後の未知数 M_0^* がつぎのように求められる。

$$M_0^* = \frac{\alpha(\gamma' + 1)}{6\gamma'\gamma''} \quad \dots\dots\dots (15.79)$$

式(15.79)、(15.78)、(15.75)、(15.77)によって式(15.74)はすべて解かれたことになる。

式(15.73)の解は式(15.73)と式(15.74)を比較してつぎのように得られる。

$$\left. \begin{aligned}
 \frac{M_0}{t} &= 2M_0^* - 2M_1^* \\
 \frac{M_1}{t} &= 2M_1^* - M_0^* - M_2^* \\
 \frac{M_2}{t} &= 2M_2^* - M_1^* - M_3^* \\
 \text{etc.}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15.80)$$

152.4 式の応用

式(15.80)は支点モーメントを与えるものである。

支間中央の曲げモーメントは、もし支間に荷重がないならば両側の支点モーメントの平均値で与えられる。

$$M_{i, i+1} = \frac{M_i + M_{i+1}}{2} \quad \dots\dots\dots (15.81)$$

支点反力はつぎようになる。

$$A_0 = 1 + \frac{M_1 - 2M_0 + M_1}{t} \quad \left. \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= \frac{M_0 - 2M_1 + M_2}{t} \\ A_2 &= \frac{M_1 - 2M_2 + M_3}{t} \\ &\text{etc.} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15.82)$$

152.5 計算例

条件:

横げた: 断面 2 次モーメント $J_g = 35344 \text{ cm}^4$ 支点間隔 $b = 750 \text{ cm}$ 縦げた: 断面 2 次モーメント $J_l = 43.69 \text{ cm}^4/\text{cm}$ 支点間隔 $t = 86.50 \text{ cm}$

荷重は橋の幅員方向に $\sin$ 状に分布しているとする
と, 式(15.70)中の κ の値はつぎようになる。

$$\kappa = \frac{\pi}{b}$$

式(15.71 a) より

$$\alpha = \frac{6J_l \cdot b^4}{J_g \pi^4 \cdot t^3} = \frac{6 \times 43.69 \times 750^4}{35344 \times \pi^4 \times 86.5^3} = 37.26$$

式(15.77 a) より

$$r' = \sqrt{\frac{1 + 298.08}{3}} = 9.98465$$

$$r'' = \sqrt{\frac{4}{3}} + 2 \times 9.98465 = 4.61548$$

式(15.77) より

$$\nu = -\frac{1 + 9.98465 - 4.61548}{1 + 9.98465 + 4.61548} = -0.40828$$

$$\mu = \frac{2 \times 8.98465}{15.60013} = 1.15187$$

式(15.79) より

$$M_0^* = \frac{37.26 \times 10.98465}{6 \times 9.98465 \times 4.61548} = 1.480226$$

式(15.78) より

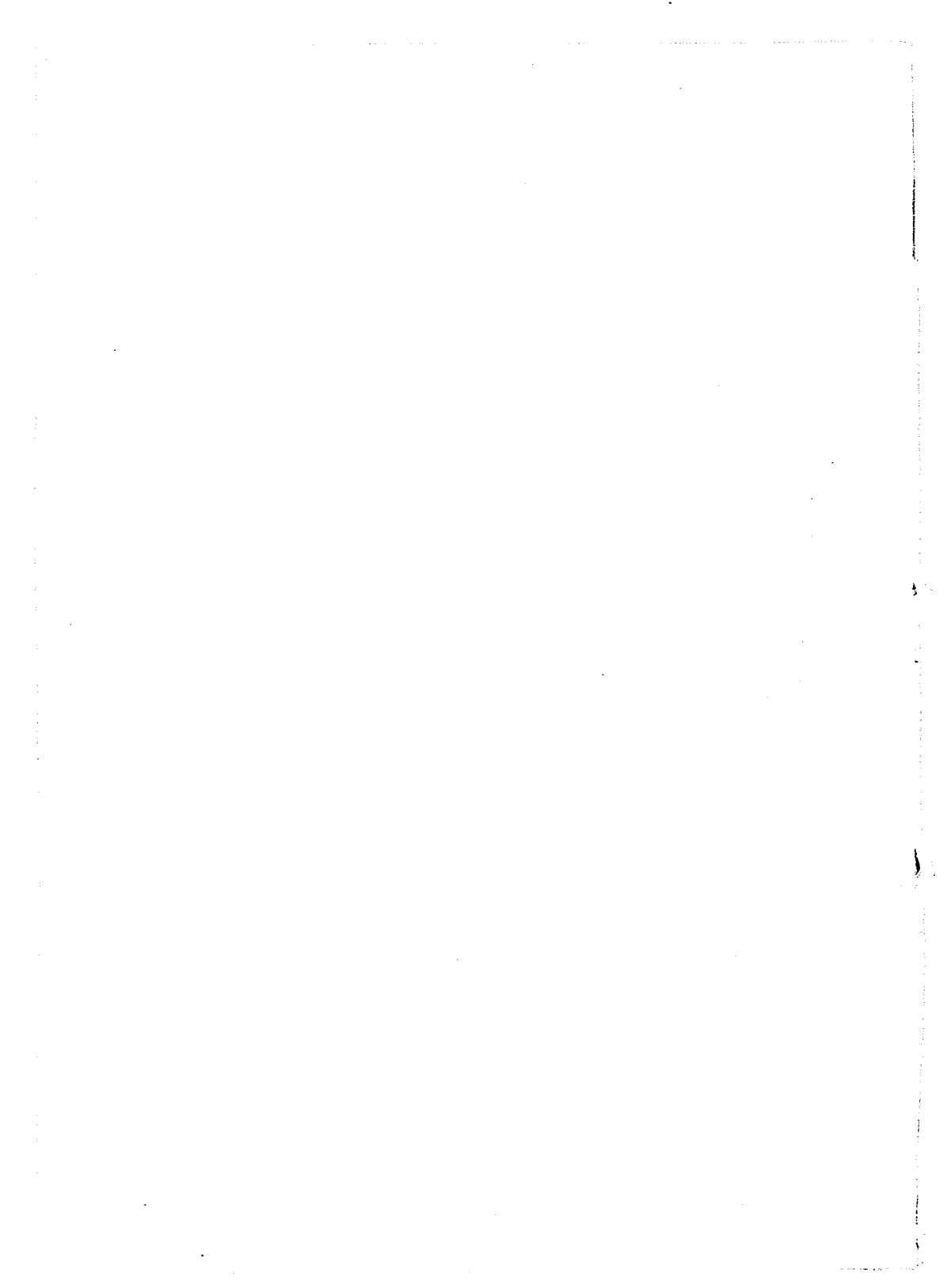
$$M_1^* = \frac{8.98465}{10.98465} \times 1.480226 = 1.210718$$

	M^*	支 点 間 点 モーメント $\frac{M}{P \cdot l}$	支 点 間 点 モーメント $\frac{M}{P \cdot l}$	支 点 反 力 $\frac{A}{P}$
式 の 番 号	(15.75)	(15.80)	(15.81)	(15.82)
0	+1.480226	+0.539016		+0.223902
1	+1.210718	+0.150967	+0.344992	+0.190905
2	+0.790243	-0.046177	+0.052395	+0.128493
3	+0.415945	-0.114828	-0.080503	+0.070067
4	+0.156475	-0.113412	-0.114120	+0.028242
支 点 番 号	+0.010417	-0.083754	-0.098583	+0.003925
5	-0.051887	-0.050171	-0.066963	-0.007006
6	-0.064020	-0.023594	-0.036883	-0.009678
7	-0.052559	-0.006695	-0.015145	-0.008282
8	-0.034403	+0.001922	-0.002387	-0.005592
9	-0.018169	+0.004947	+0.003435	-0.003058
10	-0.006882	+0.004914	+0.004931	-0.001241
11	-0.000509	+0.003640	+0.004277	-0.000179
12	+0.002224	+0.002187	+0.002914	
13	+0.002770			
14				

あ と が き

本設計資料は直交異方性版理論を鋼床版の設計に応用する場合の必要最少限の要点のみを述べてあるので, その詳細を知りたい場合は前述の文献その他を参照されたい。

なお, 本設計資料の主要部分である設計図表の作成のための数値計算は橋梁研究室の井刈治久君の協力のもとに田平武輔氏が中心となって土木研究所千葉支所の電子計算機 FACOM 270/30 を用いて行ない, 設計例の計算は同氏および橋梁研究室の武藤富雄君, 全体のとりまとめは藤原松がそれぞれ行なった。



特殊型フォイルサンプラーの開発とその適用性

(昭和45年1月)

吉 田 巖*
吉 中 竜之進**
高 水 尚 英***

A New Method for Continuous Sampling of Subsurface Materials and its Applicability

(January 1970)

by Iwao Yoshida

Ryunoshin Yoshinaka

Hisahide Takamizu

Synopsis:

This paper presents a new method for sampling "Special Foil Sampler with Rotary Drilling Rig", which is possible to obtain the continuous and undisturbed sample with high ratio of recovery of such materials as stiff clayey soils, loose or dense sandy soils, and soft rocks, in subsurface stratum.

The applicability of the new sampler for subsurface sampling is derived from experimental evidences obtained by test sampling about 800m of total length using this sampler.

要 旨

地表下の地盤試料を連続して、乱さない状態で採取できる特殊型フォイルサンプラーを開発した。本文は本サンプラーの試作過程とそれによる沖積層および洪積層を含む約800mのサンプリング結果を述べ、ついで、これに基づき本サンプラーの地盤調査への適用性を明らかにした。

キーワード (地盤調査, 乱さないサンプリング, 新技術開発, ロータリー式ボーリング, 沖積層, 洪積層, 軟岩)

目 次	
1. 緒 言.....	(2)
2. 研 究 史.....	(2)
3. サンプラーの基本構造.....	(4)
4. 特殊型フォイルサンプラー各部の構造.....	(6)
[1] サンプラーおよびドリルロッド部.....	(6)
[2] 回転装置部.....	(11)
[3] 押し込み, 引き上げ装置部.....	(11)
[4] マスト部.....	(13)
[5] 泥水循環装置.....	(13)
[6] 台 車.....	(17)
5. 地盤調査への適用実績.....	(18)
[1] 目的および方法.....	(18)
[2] 粘性土地盤のサンプリング.....	(18)
[3] 砂質土地盤のサンプリング.....	(23)
[4] 互層地盤のサンプリング.....	(28)
[5] 適用結果の総括.....	(35)
6. 結 語.....	(38)

* 構造橋梁部基礎研究室長

** 前構造橋梁部基礎研究室研究員, 現埼玉大学理工学部建設基礎工学科助教授

***構造橋梁部基礎研究室

1. 緒 言

地盤試料の採取（以下サンプリングと言う）は地盤調査の基本的な作業として行なわれるが、その成果の良否が地盤調査全体の精度、信頼性に与える影響はきわめて大きい。そのため土質、岩盤を対象とするいずれの場合においても、いかにして採取率を高くし、また乱さな

いで採取するかに多大の努力が払われてきた。「土」については建築構造物や道路、河川、港湾構造物等の建設上の必要性からそのサンプリング方法が、土質工学の研究対象にとり上げられ、各種のサンプリング技術に関する研究が進められて、実用上の要求にこたえてきた。また「岩盤」のボーリングは鉱山の開発、探鉱を目的として、あるいは石炭、石油の探査を目的として研究され、その成果がダム、トンネルなどの土木構造物の基礎調査にとり入れられて、両者あいまって研究が進められてきた。

しかし、今日のように都市およびその近傍での高度な開発が進められるにしたがって、これらの地域で土木構造物の大型化、重量化が進み、そのため構造物の基礎はより深い根入を要求され、また大型化される。これらの地域では「土」からなる沖積層の下に、これよりもさらに硬化した地層・洪積層、第三紀層がある。このようにして必然的に「土」よりも硬い、しかし「岩盤」より軟かい種類の地盤に対する精度高い地盤調査が要求されてきた。この種の地盤のサンプリング方法は過去のサンプリング技術の開発過程からみても未開発の領域にある。

本研究は、このような領域に対するサンプリング方法の開発の必要性から出発したものである。本文は次の手順で実施した研究を現時点における成果の形でとりまとめたものである。

1) サンプリングの対象と考える地盤の種類、条件。

「土」、特に粘性土と「岩盤」の中間領域にあるすべての地盤を目標とする。したがって洪積世の各種の地層、第三紀層の軟岩、風化岩、砂レキ層、砂質土層を含む。これらの地盤は、上部に沖積層をのせることが多いので地表下の比較的深いところ、100m 程度までのサンプリングが可能である必要がある。

2) 採用する方式

現時点で工作可能な方式を検討する。このとき地盤調査法として要求される条件、すなわち機動性、簡便さ、経済性などの点からも考慮する。

3) 手段の具体化……………試作機の製作

4) 地盤調査への適用と問題点の抽出、試作機の改良

5) 実用化

上記、4) と 5) の段階は、必ずしも明確に区別できるものではないが、現在 4) の段階の検討を経て 5) に達し

つつあると考える。

2. 研 究 史

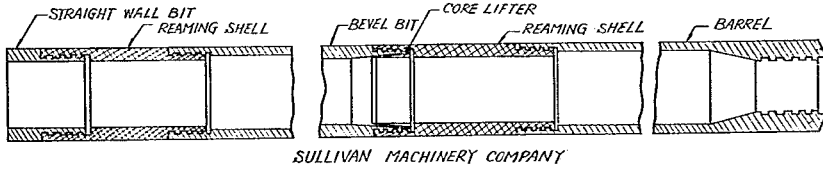
地盤調査を目的とした軟岩あるいは、比較的硬い土のサンプリング方法の研究は1936年ごろからすでに着手したとみることができる。土に対する乱さないサンプルの要求に基づいて「THIN-WALL」サンプラーが、初めてH. A. Mohrによって地盤調査に導入されたのもほぼこのころである。

硬い土も取り扱うことが可能な構造のサンプリング方法の開発を最も早く手がけたのは1930年に発足したわが国の鉄道省土質調査委員会²⁾であろう。同委員会は1931年に「3重錐心管式」(TRIPLE CORE TUBE)による「可搬式衝撃回転併用試錐式」と名付けたサンプラーを発表し、ついで2重錐心管 (DOUBLE CORE TUBE) の製作を行なっている。また1939~1940年にかけて、U. S. Corps of Engineers, Denison District の H. J. Johnson は、ほぼ同型のサンプラーを考案³⁾した。しかし以後、同型のサンプラーの名称は後者にちなんで、デニソン式サンプラーと称されている。

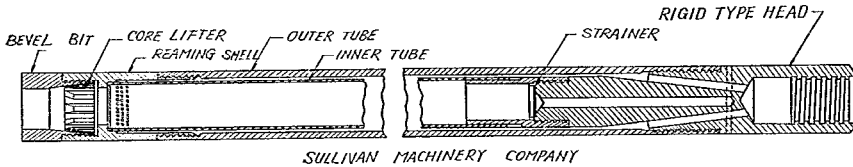
上に述べた形式のサンプラーはいずれもロータリーボーリングの技術を応用したものであって、ロータリーボーリングに使用されるダブルコアチューブ (DOUBLE CORE TUBE または DOUBLE CORE BARREL と呼ばれる) の一変形ともみなしうる。ダブルコアチューブの技術は地下資源開発の目的で古くから研究され、今日各種の型式^{4) 5)}が活躍していて枚挙にいとまがないほどである。

しかしここでは必ずしも乱さない試料の採取に重点があるのではなく、より高い採取率を目としていた。ダブルコアチューブは、孔を掘進する外管とコアを収納する内管からなる2重構造としてボーリングロッドの先端に取り付けたものである。この方式の利点はコアに、ロッドの回転によるねじりや、振動の影響を直接与えることなくサンプリングしうることである。内管には外管と同時に回転する RIGID 型と、外管との間にベアリングを設けて、内管を回転させない SWIVEL 型が区別される。いずれの型も掘削によって生ずるスライムの除去、あるいはビットの冷却などのため、圧力をかけた循環液をサンプラーを通してボーリング孔に吹き出させる。このため地盤が弱い、弱粘着性の地盤などでは、先端地盤が流失する危険がある。すでに述べたデニソン型のサンプラーはこの点を改良して、外管のロータリービットよりも試料を収める内管の先が突き出す構造としている。すなわち EXTENSION 型と称されるものである。

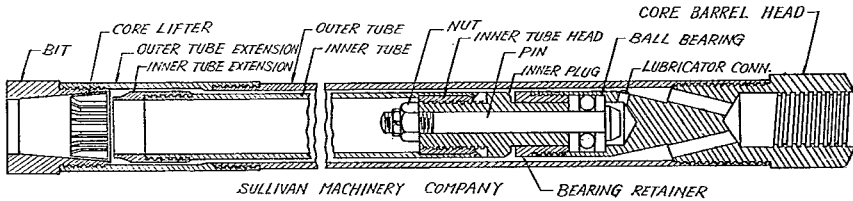
今日も比較的硬い地盤のサンプリングには、デニソン型を基本として、これに多少の改良を加えた研究もみられる。一方、サンプリングを行なう先端地盤を固結させ



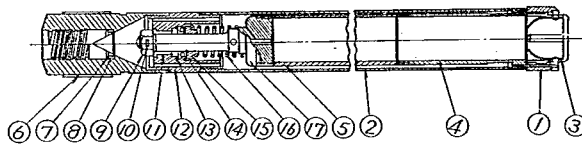
SINGLE TUBE DIAMOND CORE BARREL



DOUBLE TUBE DIAMOND CORE BARREL



DOUBLE TUBE SWIVEL TYPE DIAMOND CORE BARREL



鉦研SC型ダブルコアチューブ(スワivel型)

- | | | |
|--------------|-------------|--------------|
| ① コアビット | ⑥ ヘッドカップリング | ⑫ ベヤリングハウジング |
| ② アウターチューブ | ⑦ ロックリング | ⑬ オイルシール |
| ③ コアリフターリング | ⑧ ストレーナ | ⑭ スラストベヤリング |
| ④ バスケット型 | ⑨ ナット | ⑮ スペーサ |
| ⑤ 下部インナーチューブ | ⑩ スプリットピン | ⑯ スプリング |
| ⑥ 上部インナーチューブ | ⑪ プッシュ | ⑰ ベヤリングシャフト |

図-3.1 コアチューブ構造図

てボーリングする方法として、たとえばE. F. Fahlquist (1940) 9) による凍結法などが考案されている。

軟かい土、粘性土では試料を取めるチューブの内壁面と試料との相対移動、またこれに伴う摩擦力が試料を乱す原因となることが明らかにされ、一般にシンウォールサンプラーの長さは1m前後に制限されている。この点は結合力の弱い地盤を取り扱う場合のデニソンサンプラーについてもあてはまる。

W. Kjellman, T. Kallstenius ⁷⁾ は1947年ごろ新たにサンプラーを開発し、スチールのテープを巧みに使用してこの欠点を除去することに成功した。これが「SWEDISH FOIL SAMPLER」とよばれるものである。このサンプラーの開発によって軟かい粘土では、1回の押し込み作業で連続10～20mのサンプリングが可能になりこの方面のサンプリング技術が飛躍的に進歩した。しかしこのサンプラーは先端に10数個のスティールテープのロールをつけているため、採取試料径(60～70mm)に比較してサンプラーの外径が大きくなり、地盤がやや締まった、 N 値5以上の所ではサンプラーの押し込みが困難となる欠点がある。

したがって「SWEDISH FOIL SAMPLER」は、もっぱら沖積地盤で、かつ粘土の軟弱地盤用のサンプラーとして活躍している。

デニソン式サンプラーはシンウォールサンプラーとロータリー式ボーリング機の組み合わせによる装置であるから当然シンウォールサンプラーの欠点を継承している。このシンウォールサンプラーの代わりにフォイルサンプラーを使えば、この点を改良することができよう。このような努力はT. Kallsteniusを中心に進められていくと聞く。以下本文で述べるサンプリング方法に関する開発研究は、このような経緯に基づいて推進したものである。

3. サンプラーの基本構造

サンプリングの対象とする地盤がシンウォールサンプラーなどで押し込みが不可能な地盤となると、サンプラーを地盤中にそう入するためには回転式掘進機構が不可欠となる。

従来の回転式ボーリング(ロータリーボーリング)に使用しているサンプラー(CORE TUBE または CORE BARREL)の構造は図-3.1に示すものである。大別すると単管式コアチューブ(SINGLE)と2重管式コアチューブ(DOUBLE)からなる。いずれも硬岩のサンプリングを主目的に開発されたものであるからここで取り扱う地盤に上記を適用すると、次に述べる種々の弊害が生じる。

- 1) 泥水によるサンプリング地盤の洗掘攪乱
- 2) コアチューブの高速回転による試料の攪乱

3) コアチューブと試料との間の相対移動に伴う試料の攪乱

4) コアチューブが短いので連続した試料がとれない
図-3.1の2重管式構造のうち、内管の先端がロータリービットから突き出た(EXTENSION)型式は上記の1)について、多少問題を軽減するが、しかし内管・外管とも1本のロータリーロッドに連結しているため、両者の間にベアリングをそう入(SWIVEL型)しても「共まわり」を完全に防ぐことができないこと。3)の欠点に伴ってコアチューブの途中で試料がとまるコア詰まり、を生じた場合の対策がないなど、問題が少なくない。2)の欠点を除去するためには回転機構とサンプルを収納する機構をおのおの分離して独立した系統を構成する必要がある。すなわち外管系と内管の分離機構の採用である。3) 4)の欠点はフォイルサンプラー以外のすべての型式のサンプラーにある。連続した試料を採取する目的では、現在の時点でサンプラーの収納機構としてはフォイルサンプラー⁸⁾が最もすぐれたものであると考えられる。

以上の理由から、比較的硬い地盤の連続サンプリングには基本的構造として掘進には回転機構を、試料の収納にはフォイルサンプラーを採用し両者に独立した系統を構成する必要がある。このような構造をとりあげた場合、種々解決すべき問題が生じる。たとえばロータリービットの形状・寸法、掘進回転数・回転トルク、サンプラーヘッドの形状、ロータリービットとフォイルサンプラー先端部における接合方法、サンプラーを「EXTENSION」構造とする方法、サンプラーを地盤へ切り込むための刃先(CUTTING EDGE)の寸法、材質、サンプラーを地盤中へ給進する方法(速度制御方式、推力制御方式)内外管の複合ロッドとなるため作業能率が低下することが考えられるが、これを最小にするための各部の寸法・構造の決定などもあろう。

これらの問題は次節で取り扱っているが、いずれの問題にしても未知の分野が多く、それに応じて適切な対策をとるためには、1号機の試作後、これを各種の地盤のサンプリングに適用して改良を加える、試行錯誤を重ねなければならない性質のものが少なくない。

本サンプラーの原動力には、電動機とするか発動機とするか、両者が考えられたが、機構上の簡略性、操作上の便宜さを考えて電動機とした。電力は3相交流200Vである。本機の構成は機能的に次の各部に分かれる。

フォイルサンプラーを含む内管系およびドリリング機構の外管系・内管系の押し込み装置・外管系の回転装置・泥水循環装置・ロッドの継ぎ足し・切り放し作業のためのマスト部などである。各部の構造その他は次節で述べる。

現地におけるサンプリング機械として本機が作業するためには、上記各部が有機的に一体となって働く必要がある。そのため本機は全装置を4輪タイヤを有する台車

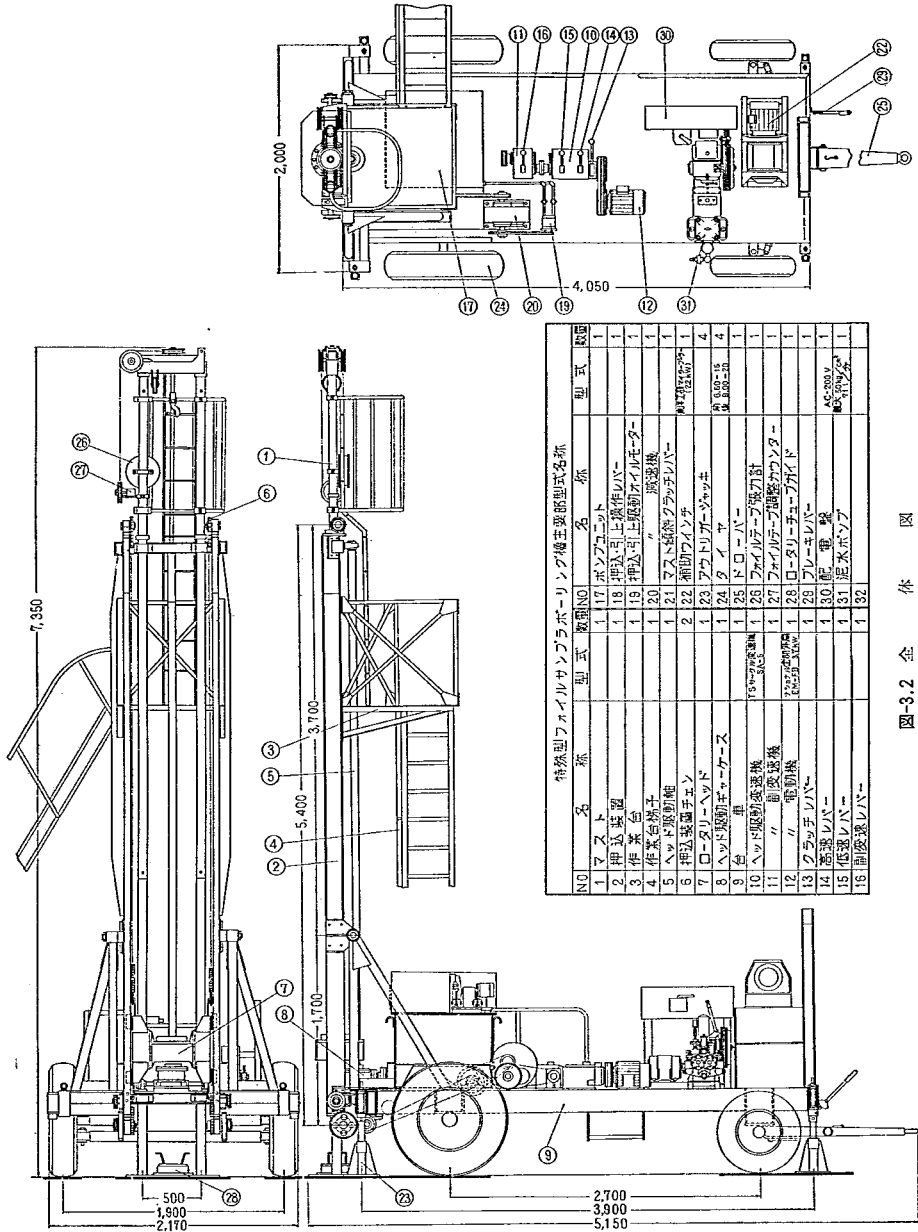


図-3.2 全体図

上にとう載した。図-3.2参照。

4. 特殊型フォイルサンプラー各部の構造

〔1〕 サンプラーおよびドリルロッド部

地中を掘進する部分は独立した機能を有する内管系と外管系に分かれる。内管系はサンプルの切り出しとその収納を行なう。この部分の本体には、従来のスエーデン式フォイルサンプラーを使用する。外管系は、硬質の地盤でもフォイルサンプラーを、地盤中にそう入できるようロータリードリリング構造とする。内管系および外管系主要部の構造を 図-4.1 に示す。次にこれらを構成する各部の主要構造等について述べる。

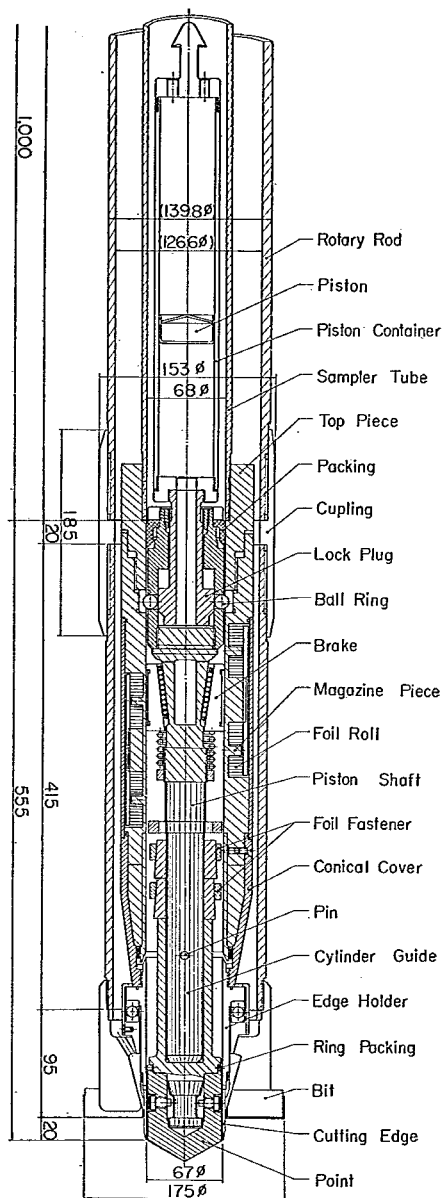
a) スエーデン式フォイルサンプラー (図-4.1)

本サンプラーの特徴はフォイルテープの働きによって試料とサンプラーチューブとの間の摩擦を除去しうる点にある。したがって、粘性土の乱さない連続したサンプリングに適するばかりでなく、固結力の弱い砂質土、あるいは軟岩などの乱さない連続状のサンプリングに適するものと考えられる。今回使用したフォイルサンプラーの主要諸元は次のとおりである。

- 1) フォイルテープ：幅 12mm, 16本構成, テープ厚さ 0.05~0.1mm, テープの破断引張力 (700 ~ 1200kg), ロール長さ 17~30m
- 2) カuttingエッジ：外径 68~70mm, 長さ 60mm以上
- 3) 本体重量：32.6kg
- 4) 本体長さ, および最大外径：100cm 116mm
- 5) サンプラーチューブ：内径 68mm, 単位長さ 250cm
単位長さ重量 10kg

カuttingエッジの外径を従来のサンプラーに適應した, 約70mmとした場合, 内径はカuttingエッジの強度とサンプラーチューブの内径との関係, すなわちチューブ内で試料を保持しうるのに適した内径から決める必要がある。後者については, サンプラーを適用する地盤の種類 (砂, 粘土, 砂レキ質) によって異なる。この点についての詳細な検討は試験サンプリングを通して明らかにされるもので第5章に述べる。カuttingエッジの強度は, 材質によって決まる。

S45Cを材料としたカuttingエッジを使用してサンプリングした刃先の変状を写真-1に示す。いずれもレキ層による結果である。ここでは, 肉厚が1.5~2.5mmと変化させた。その後材料をS50Cに変更し刃先部に焼き入れを施して使用している。この種の材



単位：mm

図-4.1 ロータリーサンプラーヘッド (Rotary Sampler-Head)

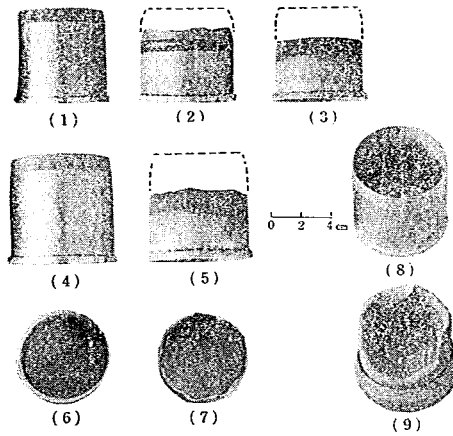


写真-1 カuttingエッジの変状

質でもレキ層にはいると多少の変形を生ずる。試験サンプリングに使用したカuttingエッジの一般的な形状は図-4.2のごとくである。

カuttingエッジの長さはサンプリングを確保する上できわめて重要である。ビット先端から吹き出す泥水の影響を受けないだけのエッジ長が必要である。この長さは前述したエッジの内径と同様、地盤の種類別や泥水流量の影響を考慮して検討しなければならない。検討内容については第5章に述べる。

b) 外管 (ドリリングロッド)

フォイルサンプラーの最大外径が117mm であるため、外管の寸法は作業性から考慮して最小内径を目ざしたが約127mm となった。すなわちサンプラーヘッドと外管とのクリアランスは約10 mm, 面積19cm² であり、ここを循環泥水を通ることになる。採用した外管の諸元は、次のようである。

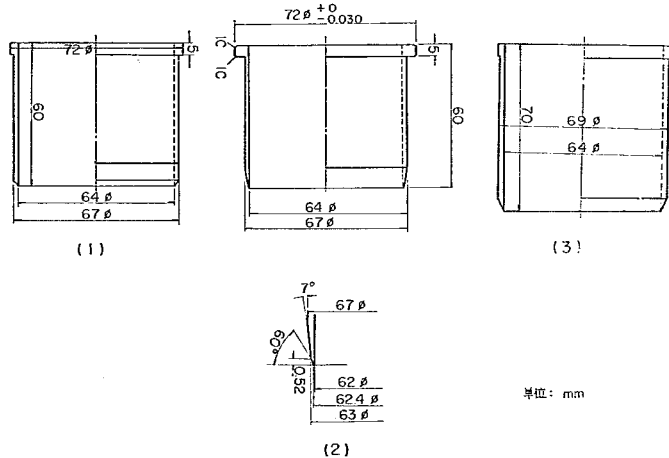


図-4.2 カuttingエッジ (Cutting Edge)

- 1) 単位長さ：250cm
- 2) 単位長さ当たり重量：53.8kg
- 3) 外径および内径：140mm, 127mm
- 4) 外管用カップリング：外径152mm
長さ185mm

外管カップリングには、ボーリング孔内での作業をスムーズに行なうため図-4.1のごときテーパをつける。

c) ロータービット

ロータービットの形状、寸法はサンプリングの性能に大きな影響を与える。ビットの回転に対する安定性(ブ

レなどの防止)、泥水、スライムの排出が容易であることなどを考慮して図-4.3の形状を検討した。(A)(B)は放射状にメタルチップを植えるものである。この型式は均質な地盤には適するがレキなどが混入した場合、先端の回転安定性に懸念がある。(E)型も同様であるなどから加工性が容易である(C)型をビットの基本型として採用した。

すなわち多段式のビットである。この場合、段数、メタルの数は、対象とする地盤の種類により使い分ける必要があると考えられる。ビットの最大直径は160~170mmとした。そのためビットから上昇する泥水は、孔径が約

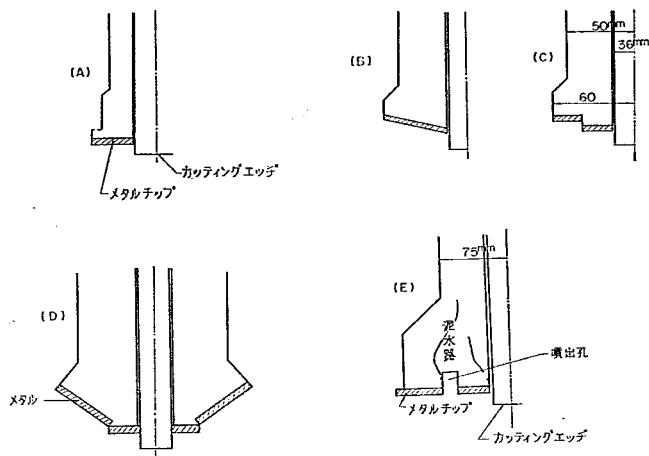


図-4.3 ロータリービット計画図

170mm, ロッド外径140mmの間けきを通ることになるので, 泥水ポンプの吐き出し容量はスライムの運搬のための適正流量を与えるよう選定する必要がある。

試験サンプリングに使用したビットは, いずれも4段式ビットである。詳細な検討はサンプリング結果に基づき試行錯誤により改良を加えた。その結果得られたものは図-4.4に示す構造である。多段式ビットの場合, 第1段ビットの消耗が最も著しい。そのため第1段のみを交換可能な構造として, メタルチップ肉部ともに交換する方式を採用している。第1段ビットのメタルチップ配置は掘進性能, ビットの消耗に影響を与える。試験サンプリングの結果により, 明らかになったメタルチップの適正配置は図-4.5, 図-4.6の様式である。メタルチップを円周方向に内外周側に配置し, サンプラーのカッティングエッジにできるだけ近い位置まで掘削するものである。各段のメタルチップの数は第1段から第4段までのおおの8.8.12.12を最小とし, 洪積層など地盤が硬い場合は第1段を適宜増加する必要がある。

以上に述べてきたメタルチップには炭化タングステン系(WC-CO)の材質を使用した。

d) サンプラーヘッドにおける内外管接合部

フォイルサンプラーヘッドとロータリーロッドの両者の位置を先端部で相対的に固定する必要がある。またフォイルサンプラーのカッティングエッジとロータリービットの間けきは, サンプラーを比較的地盤に適用するために可能なかぎり狭くする必要がある。これらのことからビットとエッジの関係は前述した図-4.6のごとくで約1mmの間隔となった。この間隔を保持するために, ビットとサンプラーを確実に固定しなければならない

い。当初は一般に使用しているボールベアリングをそう入した。構造は図-4.1のごとくである。

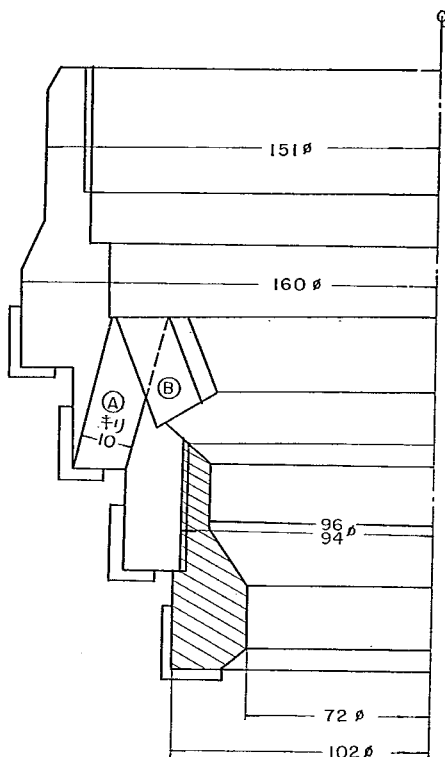
図-4.1はカッティングエッジがビット先端に突き出している量を固定していたので, ベアリングとビットの接合部は同図のようにベアリング部をビット上にテーパ状に乗せたものであった。試験サンプリングの結果, いかに一様地盤でもビットとサンプラー部に多少相対的な上下方向の変位を起こし(サンプラーチューブの曲がり, ロッドの曲がり, カップリングの締まりなどのため), またそれに伴いビットが回転中, 水平方向のブレを起こしサンプラーのカッティングエッジをメタルチップが削ることなどが明らかとなった。その結果図-4.7に示すように, ベアリングをはさんで内外管が上下方向相対変位を生じてもサンプラーと外管の間隔を常に一定に保持できる構造に改めた。このためにもボールベアリングの性能保持が重要になる。

ベアリングは内外管の境界にあり, ここが泥水流路であるため, 泥水中の砂分などがベアリング部に侵入し沈殿を起こし, ベアリング効果を減殺する。

その対策として第1段階ではベアリング部を精密加工した金属カバーでおおう構造としたが砂の沈殿のためベアリングが作用しなくなり, ついで第2段階としてベアリング上部にV型パッキングを図-4.8の(イ)の構造に設けて泥水による砂の侵入を防いだが, これでも砂が沈殿した。

この部分は泥水路の断面積が非常に狭くしている部分でもあり泥水上昇の一因になった。

種々の検討の結果, ベアリング部に泥水の侵入を防ぐ構造とせず, 逆に泥水流路を設け流れを良くすることに



- (A) 水穴 10φ キリ (2個を外歯へ)
 (B) " (2個シユール側へ)

単位: mm

図-4.5 ビット改良図(1)

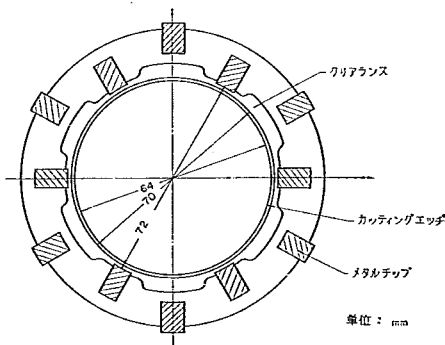
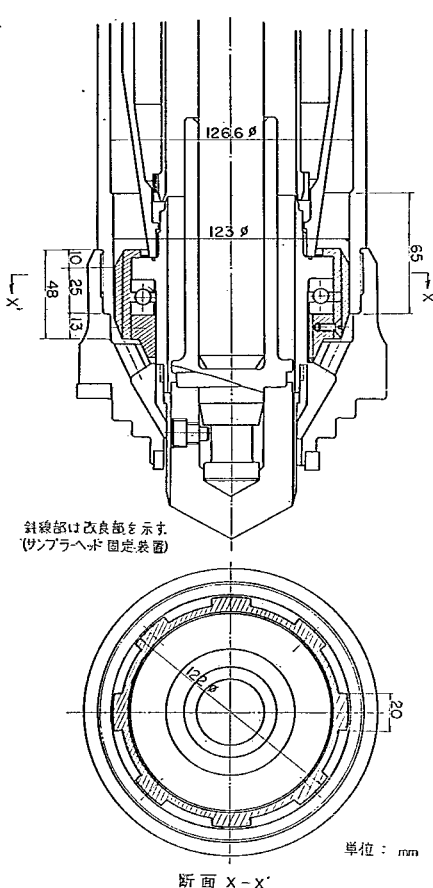


図-4.6 ビット改良図(2)



斜線部は改良部を示す
 (サンプルヘッド固定装置)

断面 X-X'

単位: mm

図-4.7 サンプラーヘッド改良図(1)

より砂の沈殿を防げるのではないかと結論に達し、これによりベアリング性能保持に成功した。この構造は図-4.8の(ロ)のごとくである。

e) カッティングエッジのロータリービットに対する先行量の調整

地盤が均質であれば上述先行量は一定とし、固定すればよい、しかし互層地盤などで硬軟の地盤がある場合は、軟かい地盤で先行量を多く、硬い地盤で小さくするのが適切であろう。この対策として内管系と外管系の間にバネをそう入する。図-4.9参照。バネ定数は地盤種別、カッティングエッジの長さによって定めるべきである。沖積層、洪積層の試験サンプリングでは1000kg/cm程度のコイルバネをそう入した。結果は良好であった。

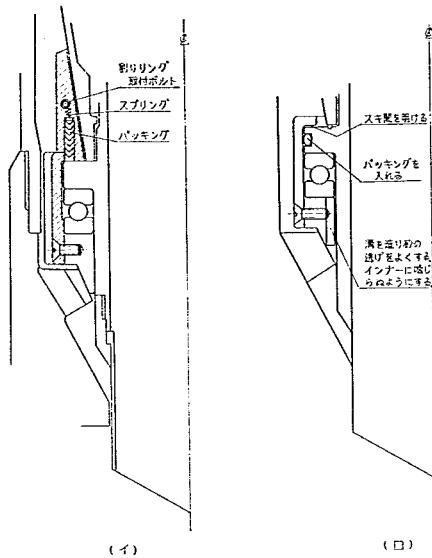


図-4.8 ロータリーサンプラーヘッド改良図(2)

f) 高深度サンプリングに伴う内管の曲がり防止

サンプリングの際は内管系を構成する、スエーデン式フォイルサンプラーに押し込み力を加えなければならない。試験サンプリングの結果、サンプリング深度が40～50mに達すると、前項 e) で述べたカッティングエッジのビットに対する先行量が、内管の曲がりのため正確に保持することがむずかしいことが判明した。この内管の曲がりを防ぐために内管と外管との間に図-4.10に示す特殊カップリングをそう入することにした。特殊カップリングは、従来のサンプラーチューブのカップリングにローラーベアリングないしローラーを取り付け内外管の間げきをできるだけ詰めたものである。すなわち外管の内径126mmに対して特殊カップリングの最大径を120mmとし、そのクリアランス6mmを内管系の引き上げそう入のための作業用に確保した。内外管の間げきは泥水流路に利用するので、砂がたい積し回転が止められる危険性を防ぐため、単純でかつ泥水が容易に循環する構造とした。実際に使用したのは図-4.10の2型のローラータイプである。また、この装置をカップリングに取り付けたのは、内管の継ぎ足しに当たって作業性を高めるためである。

深度80mに達する試験サンプリングに、特殊カップリングを10m区間ごとに取り付けて、良好な結果を得ている。

〔2〕 回転装置部

本装置は外管系を構成するドリルロッドの回転装置で

ある。ドリルロッドの回転数は、従来の軟岩を対象としたボーリングに採用されている低速度回転を採用し300r.p.m.以下とした。この回転数はメタルビットに適する。硬岩を対象とする場合は、ダイヤモンドビットを使用しなければならない。このような低速度回転ではダイヤモンドが飛ぶと考えられており、このことから本機の回転機構はメタルクラウンビットのみを使用することに限定して、硬岩のサンプリングは対象外とした。

ドリルロッドの単位長さ(2.5m)当たり重量は60kgであるからロッド長さを50mとした場合、約1200kgのロッド重量となる。さらにビットに給進力を与えた場合に必要とする回転力、またボーリング孔内でロッドがジャミングした場合に必要な回転力を考慮して、当初設計では50kg-mの回転トルクを与えた。

この回転力は砂質土に対する50mの試験サンプリングの結果、多少不足であることが判明したので75kg-mに改造した。

回転数は当初最高を300r.p.m.以下200,150,100r.p.m.の高速側側と120r.p.m.80,60,40の低速側とし、計8段変速とした。このように多数変速としたのは、試験サンプリングによって適正回転数を選択しやすくなる意図からである。この回転数において最高トルクを発揮するのは50r.p.m.である。しかし回転トルクが50kg-mでやや不足することから75kg-mに変更(1.5倍)したため、その結果回転数はいずれも1.5倍に落ちた。すなわち、最高200r.p.m.最低27r.p.m.の間を133,100,80,67,53,40r.p.m.の計8段変速である。

回転力の伝達機構は図-4.11のとおりである。40H.P.交流モーターから主、副減速機にはいり上記回転数の調整を行なう。マスト部の荷重枠に並行してとりつけた縦回転軸に回転力を伝え、押し込み力伝達のチェーン端ヨーク(上下移動)上のギヤからロータリーロッドへと回転力はいはる。なお、掘進の際はロッドが左回転であるが、外管引き上げの際の外管の切り放し操作のために右回転が必要であるので、モーターを逆転できるような電流回路も設けた。

〔3〕 押し込み、引き上げ装置部

本装置は内管系を地盤中に圧入させる機能と内外管を引き上げる際の引き抜き力を外管系に作用させる機能を有する。

押し込み力はフォイルサンプラーチューブに地上部で与え、ビット先端に突き出すフォイルサンプラーカッティングエッジを地盤中に圧入させる。この際、必要とする押し込み力は相手地盤の硬さと、カッティングエッジの先行量によって決まる。押し込み力が主としてエッジと地盤の間に作用する摩擦力に基づくものと仮定すると

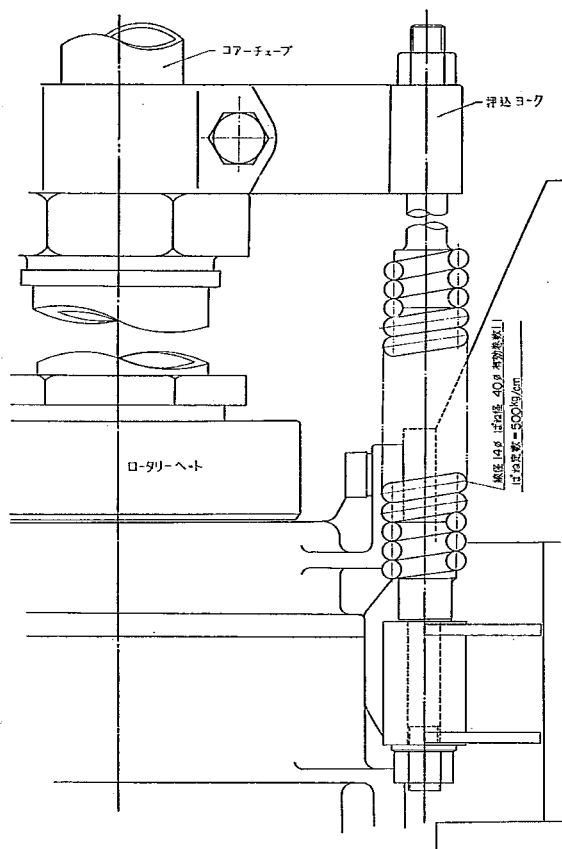


図-4.9 押し込みヨーク部

軟岩程度の場合、エッチ先行量を最大限20~40mmとすれば1~2tonの押し込み力があれば十分と考えられる。粘土、または砂地盤ではさらに先行量が長くなることが予想されるが、地盤の抵抗力が小さいので1~2ton以下になる。押し込み速さの調整は圧力制御方式と一定速度で貫入させる速度制御方式が考えられる。地盤の硬さ、層が比較的均一であれば後者が、操作上も簡易であろうし、機構においても、機械的に直結（SCREW FEED方式）できる。しかし対象とする地盤が軟岩、風化岩、互層地盤を含むものであるから、押し込み力を任意に調整しうることが望ましい。

すなわち HYDRAULIC FEED 方式が適当と考えら

れる。この方式によると押し込み最大速さは圧油の流量でできる。今回採用した本方式では最大押し込み力、2ton、最大送り速さは30cm/minである。

次に押し込みストロークの問題がある。通常のボーリング機では1回のストロークが数10cmであり、貫入の都度ギヤの切り換えにより送り量を調整する。本機は1回採取長さが10~20mの長い試料管を使用するので、1回のストロークを試料管の単位長さに合わせねばならない。そのため図-3.2に示すごとく地上部に高さ5.4mの押し込み枠を設け、これにエンドレス状のチェーンを取り付け1回のストロークとして約5mを確保した。

内外管の引き上げはサンプリング終了後に行なう作業

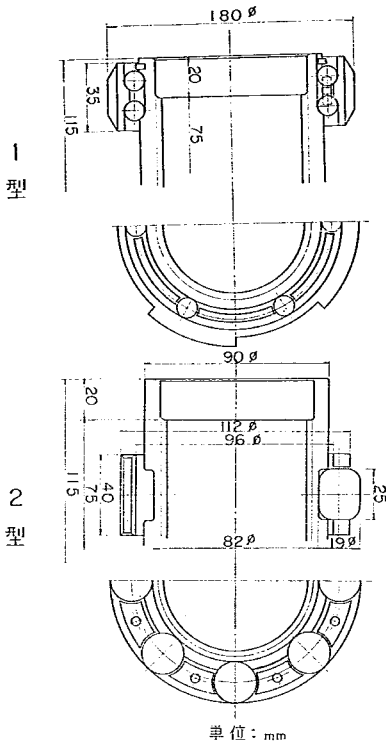


図-4.10 振れ止めカップリング

である。この際、必要となる引き上げ力は内外管の自重（深度50では1.3ton, 80mで2.2tonとなる）、と外管と孔壁の間にジャミングを起こした場合の抵抗がある。後者における最悪の事態としては崩壊を起こしやすい砂質土の場合が予想される。しかし外径140mmのロータリーチューブが数10mにわたって崩壊砂に埋められた場合、どの程度の引き抜き力を必要とするか、その目安は現状では明らかでないが、従来のロータリーリング技術に基づく経験から判断すると一般のロータリーロッド（径約60mm）で50mボーリングの場合、ジャミングに対する必要引き抜き力は2tonと言われていた。この点から本機においては外径が2.3倍、ロッド自重（60kg×20本）1.2tonを考慮して10tonとした。この値は推定に基づくものであり、試験サンプリングの結果により再検討を行なうものとした。

押し込み、および引き上げ力は同一の荷重棒を使用し、また同一のHYDRAULIC FEED回路を逆転して作用させることになる。したがって荷重棒等の設計荷重は常時10tonとなる。しかし押し込みには、反力が必要

となるので、それを本機の自重のみにたよる場合、当然自重が限界値になる。

このような構想に基づいて推力の伝達系統を図-4.12のごとく定めた。すなわち、7.5HPのモーターを原動力として油圧回路を構成させる。この回路には図-4.13に示すように①、②のフローコントロールバルブにより押し込み圧と速さを調整し、③において押し込み、引き上げのためのオイルの反転操作を行なう。圧油をオイルモーターに導き、押し込み時300r.p.m. 0.42kg-m, 引き上げ時900r.p.m. 2.2kg-mの各最大トルクを発生する。回転数を図-4.12の各種ギョ比により減速し、マスト部荷重棒のチェーンへ導く。チェーン端の押し込みヨーク付ロータリーヘッドはチェーンともども枠内を約5mのストロークで上下する。押し込みヨークからサンプラーチューブへと押し込み力、最大2ton, また外管のロータリーロッドへ引き上げ力最大10tonを伝導する。

なお、押し込み力伝達系統の台車部にクラッチを設け、マストの起倒にこの力を利用している。

試験サンプリングの結果によると押し込み、引き上げ力とも50m深度の操作には不足はなかったが、80m深度の場合外管が多少ジャミングを起こした際の引き上げ力に多少不足が感じられた。

〔4〕マスト部

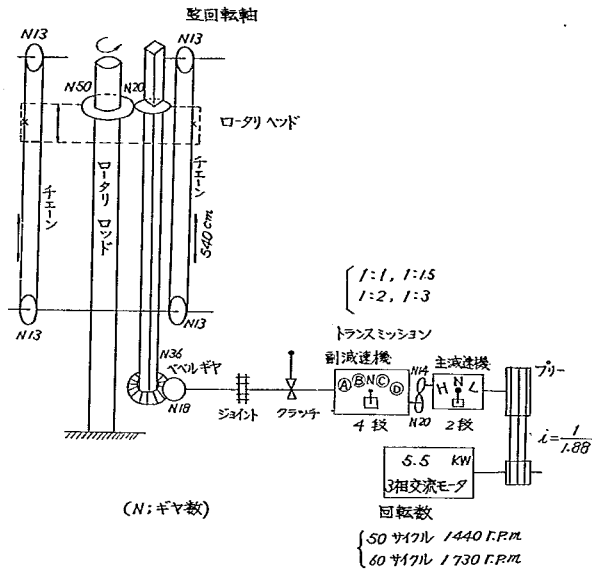
荷重棒（高さ5.4m, 幅50cm）に取り付けるロータリーチューブ（単位長さ2.5m, 同重量60kg）およびサンプラーチューブ（単位長さ2.5m同重量・押し込み時10kg・引き上げ時約30kg）の継ぎ足し作業、および切り放し作業のため高さ7.4mのマストを設ける。マストは2本の鋼管で構成される。図-3.2参照。これらの作業のため、マスト上端には電動ウィンチ用滑車がつく。マストはフォイルサンプラーのピストンを固定するため上端部にフォイルサンプラーピストンと連結するロッド（リンクロッド単位長さ1.25m, 同重量1.12kg）の緊張装置および緊張力測定用のブルドン管圧力計がつく。なお、リンクロッドの最大引張力はフォイルサンプラーのフォイルテープの最大引張抵抗力に規制されて700kg~1200kgである。

マスト高さは作業能率に大きく影響する。試作機に採用した7.4mの高さは試験作業の結果によると作業に支障はないが2mの余裕がほしいことが判明した。マストには地上高4.1m, および上端に作業台を付け、またそれぞれの位置に登るための鉄はしを固定している。

マスト地上高は7.4mであるので運搬時には高さ2.1mの点で水平に倒す構造とした。またマストの起こしには、図-4.12に示すクラッチ操作により油圧を用いた。

〔5〕泥水循環装置

ロータリービットからのスライムの排出、ビットの冷



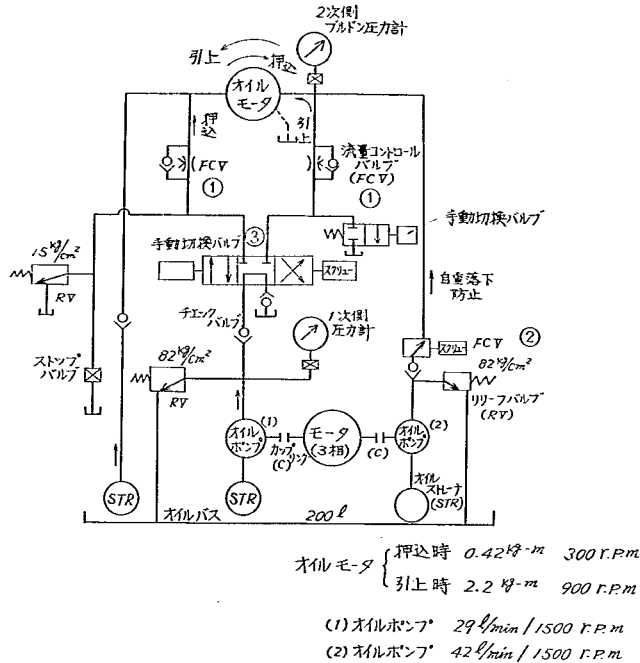


図-4.13 押し込み、引き上げ力用オイルユニット系統図

却、孔壁崩壊に対する防止などのため泥水循環装置を設ける。泥水の循環経路は泥水ポンプから荷重棒上のロータリーヘッドに設けたウオータースイベル（図-4.14参照）、さらに内管と外管の間げきを流下してロータリービット先端に噴出し、スライムを混入してロータリードリルチューブ（外管）と孔壁の間を上昇し地上へ出る。地上においてはスライム沈殿槽を通り再び泥水ポンプへと循環する。

スライム運搬のために必要な泥水量はボーリング孔径と泥水の性質により異なる。運搬に影響する泥水の性質は主として比重、粘性、イールドバリュウであると考えられる。スライムが孔壁と外管の間（アニュラー部 ANNULAR SPACE）を上昇するためには泥水の流速がスライムの沈下速度（SLIP VELOCITY）より大でなければならない。スライムの沈下速度をできるだけ小さくするよう泥水の性質を改善することができれば、それだけ泥水流量を押えることができる。

本機のボーリング孔径は約160mmであり、ロッド外径は140mmである。またロータリービットにある泥水流量のための間げき面積は4[1]c)で述べたように最少で2.6cm²、最大でビット中段に径1cmの水抜き孔を設けて約10cm²程度と考えられる。したがってビット先端

部での泥水流速とアニュラーベロシティは図-4.15のようである。

通常のボーリングでは「スライム運搬の適正流速はアニュラー部で1m/secである」⁹⁾と言われている。しかし本機のように岩盤に比べ軟かい地盤のサンプリングを目的としたボーリングではビット先端流速をできるだけ小さく押えなければならない。この流速を低下させるためにはビット先端に水抜き孔を多く設ければよい。約10孔とした場合、送水量60ℓ/minでビット先端流速50m/minアニュラー部で13m/minである。ビット先端地盤の洗掘は噴出泥水により与えられるエネルギーに比例すると考えられるので、流速の2乗で増大する。そのため本機では最大流量71ℓ/minの泥水ポンプを採用して、スライムの運搬に不足する流速は泥水性質の改善によることにした。

前述したスリップベロシティは、アニュラーベロシティが層流の場合と乱流の場合で異なる。本機のように低流速で、かつ一般的な泥水の性質を備えれば、レイノルズ数は数100程度に保ちうるので、層流と考えることができる。層流の場合のスリップベロシティは次式⁹⁾で与えられる。

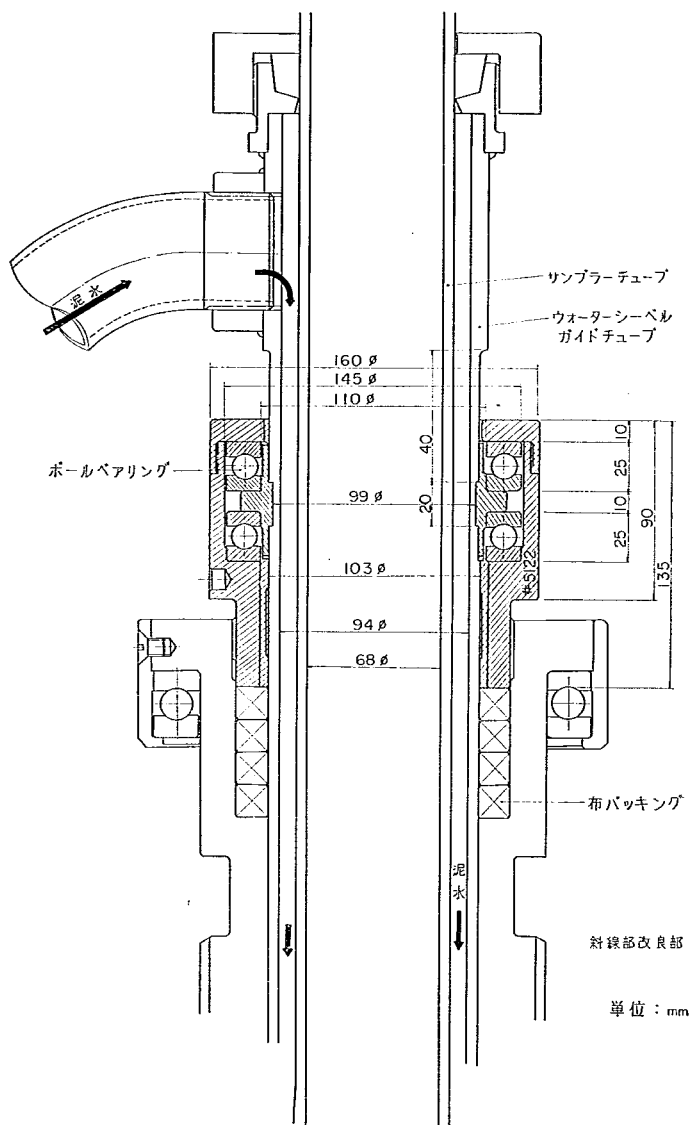


図-4.14 ウォーターシール

$$V_s = \frac{3273d^2(\rho_1 - \rho_2)}{\mu}$$

ここに V_s : スリップベロシティ (m/min)

d : 土粒子径 (cm)

ρ_1, ρ_2 : 土粒子の比重と泥水の比重

μ : 泥水の当量粘性 (センチポイズ)

上式における当量粘性 μ は

$$\mu = n + \frac{122\eta(D_1 - D_2)}{Va} \quad (\text{センチポイズ, CP})$$

である。 n はプラスチック粘性, η はイールドバリュー。

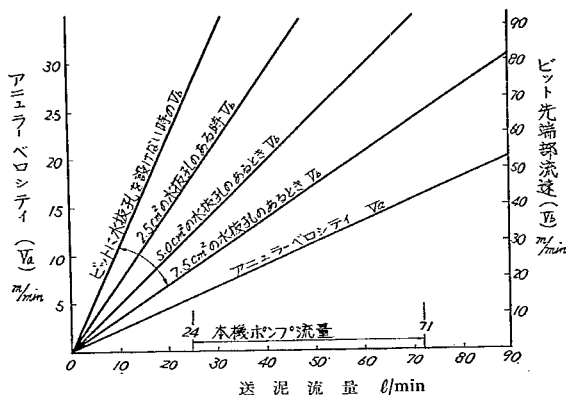


図-4.15 泥水流速

であり、 D_1 、 D_2 はおののボーリング孔壁およびロッド外径である。 V_a はアニュラー部における流速である。 $V_a > V_b$ であれば少なくともスライムが上昇する。本機に備えたポンプによる最大 V_a は約15m/minであるから上の条件を満たす泥水の当量粘性を求めると図-4.16のご

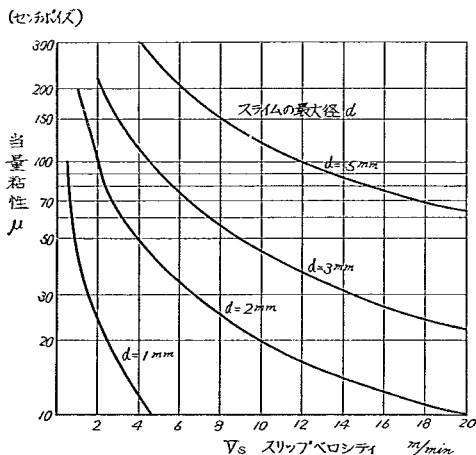


図-4.16 スリップベロシティと泥水の当量粘性

とくになる。これによって当量粘性をスライム径に応じて調泥すればよいことがわかる。たとえば砂($d=2\text{mm}$)以下の粒子の場合、当量粘性を最大約30センチポイズに保てばスリップベロシティは約6m/min以下になり、したがって送泥量を約30l/min以上に保てばスライムが排除できることになる。

泥水はスライム運搬能力を有すると同時に、泥壁(MUD CAKE)を作る能力がなければならない。特に本機

はケーシングをそう入する機構を持っていないので孔壁がくずれやすい砂質土においてこの性質が強く要求される。泥壁形成能力は泥水のコロイド性によるからその調整¹⁰⁾はベントナイト、CMC、テルナイトB、ネオクロムナイトその他の有機親水コロイド剤が使用される。

泥壁は泥水中のコロイド粒子が孔壁に付着して作る難透水性の膜であるが、これは良質の泥水であれば薄くて強い。この性質はAPI規格のろ過試験器(WALL BUILDING TESTER)を使用して行なう。泥水に7kg/cm²の圧力を加え30分間にフィルターを通過する水の量(cc)とこの時にできる泥壁の厚さ(mm)をもって表示されている。

本機を用いた試験サンプリングの結果を5〔2〕～5〔4〕に示している。各試験サンプリングにおいては泥水の性質を調べるため最小限の測定として比重、粘速(ファンネル)、脱水量、泥壁厚さ、砂分を測定した。測定値を5〔2〕～5〔4〕に記録しているが、そこに示された泥水の性質の範囲で本機の泥水のポンプの使用により、ほぼスライムの運搬が良好に行なわれたと判断できる。

しかし送泥量、泥水圧、泥水の性質についてはサンプリング成績との関係からさらに検討しなければならない。このとき従来から石油資源開発のために研究されてきた石油さく井用泥水の技術は

きわめて参考になる。

〔6〕台車

前述した全装置を台車にとり載した。台車は4輪のゴムタイヤからなるもので、幅2.2m、長さ5.2mである。台車には自走能力はないので、遠方へ運搬する場合、トレーラーに載せる。したがって車両輸送限界に納まるよう考慮した。

運搬時はマストを倒し、台車の四すみに設けたスクリ

ュージャッキ式アウトリガーで固定する。
台車上の各装置の配置を図-3.2に示す。

5. 地盤調査への適用実績

〔1〕 目的および方法

前章に述べた試作機を完成するため、すなわち開発の目的にかかった性能を具備させるためには、本機を種々の角度から検討しなければならない。検討すべき主要項目は

- 1) やや硬い砂から粘土、また風化岩、軟岩等の乱さない連続試料のサンプリングが可能であるかどうか。また、それを行なうためにはたとえば、ビット形状、寸法、カッティングシュアの寸法、材質、循環用泥水の流量、圧力、その性質、ビット回転数、その給進速さなどを地盤別にどのように対処したらよいか。
- 2) 深さ50~80mのサンプリングを行なう場合の機械的な能力の問題点。
- 3) 作業性を確保するための操作方法、それに伴う機構上の問題点、およびその対策。

などが考えられる。1)の問題はサンプラーとして最も基本的な重要な問題である。その検討方法として各種のモデル地盤を作成して行なうことが考えられる。そのためには設備として少なくともフォイルサンプラーの性能が発揮できるだけのモデル地盤、すなわち深さにして少なくとも10m、またサンプラーが作動するための、孔内水圧(0~10kg/cm²)の実現、互層地盤を含めた種々の硬さの地盤の作成が必要になる。また、2) 3)の項目については実際の地盤による作業を行なう以外に方法がないことなどから、上記の検討はすべて現実のサンプリング作業を通して行なうこととした。

次項にその結果を解析しているが、そこでは主として上記 1) について述べ、2) 3) 項の機構上の問題と、その改良およびそれに関連した作業性能については、機械そのものの問題でもあるので前章に含めて述べた。

1) は基本的に地盤の種類、すなわち硬さ、均一性に支配されるものと考えられる。以下の検討では、地盤を粘性土、砂質土、およびその互層の3種に分け、それぞれについて地盤の性質との関連から特に実用性において地盤の代表的インデックスとしてN値を採用して採取状況、機械の使用条件との関連について述べることにする。

適用した地点の数は8地点、合計サンプリング作業長さは約800mである。

機械の使用条件のうち、試料の攪乱と、採取率に最も大きい影響を与えるロータリービットとカッティングエッジの間隔、すなわちカッティングエッジの長さ、最初、最も短い60mm(平均突き出し長さ15mm)を使用

し、ついで採取率、攪乱度および掘進率を考慮しながら順次長い寸法に変更し、最大200mmまで採用した。

ロータリードリリングの併用装置であるため、泥水の使用は避けることができない。この循環泥水の使用による影響、特に流量、圧力はスライムの運搬能力に影響するだけでなく、試料の採取状況にも非常に大きな影響を与えるものと考えられる。そこで、前記した適正なカッティングエッジの選択と泥水管理を重要視した。

スライム運搬に必要な泥水流量は、地盤の性質のみでなく、泥水そのものの性質、たとえば比重、粘性、安定性などに関連している。また本機は50~80mの深いサンプリングを目標としているが、構造上ケーシングのそう入機能を備えてないので、ロータリービットで掘削する直径約170mmの孔壁を崩壊から防止しなければならない。したがって泥水に強い泥壁作成機能を持たせる必要がある。このような意味から泥水については、①ビットから噴出する泥水による先端地盤への影響、②スライム運搬能力、③孔壁の保護、の各観点から検討した。

〔2〕 粘性土地盤のサンプリング

粘土を主とする地盤に対する試作機の適用は、大阪湾に注ぐ木津川河口付近と、東京下町の荒川放水路下流の2地点で実施した。

両地盤はいずれも低地帯にある代表的な沖積層と洪積層の地盤からなる。地盤の硬さは沖積層でN値10以下、洪積層ではN値10以上、粘性土層にはさまれる砂層、ないし砂レキ層ではN値50を越える部分もある。

サンプリングの成績に最も影響すると考えられるカッティングエッジは内径 D_i 62~66mm、長さ L 70~125mmを使用した。サンプリングした深さは大阪、東京とも最大50mである。以下各地点の結果について検討する。

a) 木津川河口地盤のサンプリング

本地点の地盤は大阪平野の代表的な地盤構成をなすものと考えられ、地表下約30mまでが沖積層の梅田粘性土層N値5~8、以深が洪積層に属しその上部3~4mがN値20~50の天満砂レキ層、下部がN値の10~15天満粘土層である。サンプリングの主眼は下部の洪積層にあるが、軟かい粘性土に対するサンプリング性能も明らかにするため両者を含むサンプリングを行なった。

サンプリングの結果は図-5.1、図-5.2、表-5.1のとおりである。使用したカッティングエッジは全層にわたり $D_i=64$ mm、 $L=70$ mmである。この寸法を使用して砂レキを含む洪積層の採取結果は、2本のサンプリングの掘進累計約25mに対し試料採取率が平均95%で、ほぼ完全に近い採取ができた。砂レキ層には直径約15mmの硬質の円レキが多数混入していたためカッティングエッジの破損が著しい。洪積層粘性土は土質試験の結果によると一軸圧縮強度 q_u が1~3kg/cm²で硬い。また天満層上部の粘性土層には多くの「ヘアクラック」が観察された。

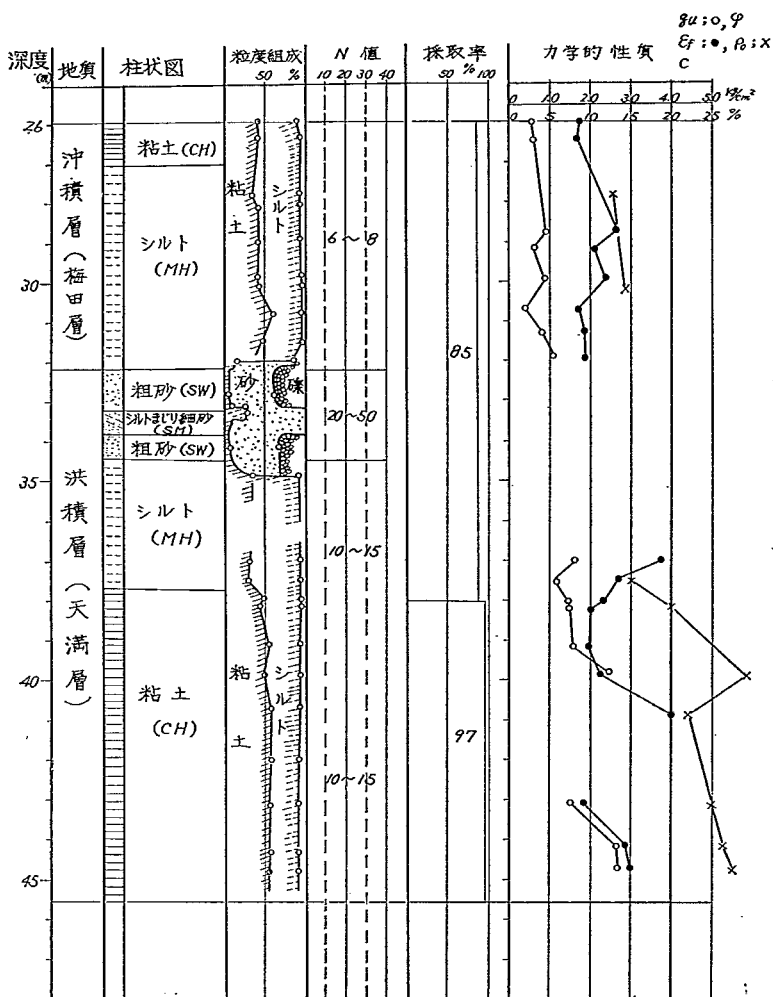


図-5.1 木津川河口地盤のサンプリング

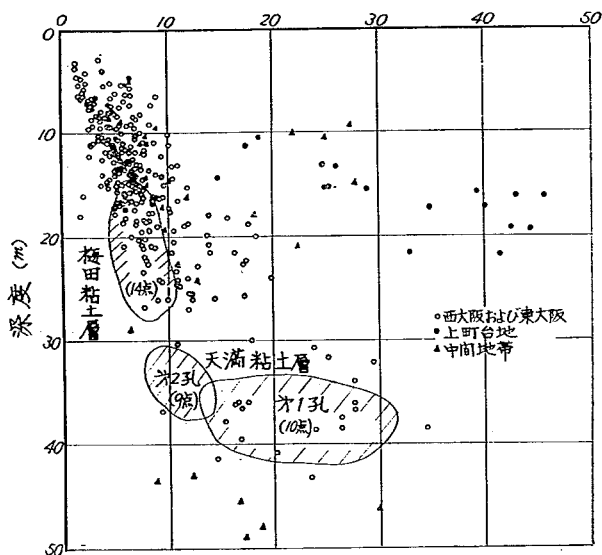
一軸圧縮強さ q_u (t/m^2)

図-5.2 一軸圧縮強さの深度分布 (大阪地盤図に一部加筆)

表-5.1 木津川河口地盤のサンプリング

深 度 (m)	送泥量 (ℓ/min)	送水圧 (kg/cm^2)	ビット 回転数 (r.p.m.)	給 圧 (kg)	泥 水					コア 採取長 (m)	採取率 (%)
					比 重	粘 速 (sec)	砂 分 (%)	脱 水 (c/c)	ケーキ (m/m)		
0 ~ 3.00 (3.00)	70	3	80	自重	1.03	35	0.5	—	—	0	0
3.00 ~ 5.70 (2.70)	50	3	60	220	1.07	35	1.0	—	—	0.20	7
5.70 ~ 12.35 (6.55)	50	2	60	220	1.07	35	0.5	—	—	3.23	49
12.35 ~ 18.76 (6.41)	50	2~3	80~100	500	1.07	37	0.5	0.8	10	0.3	8
18.76 ~ 25.15 (6.39)	50	2~3	80~100	500	1.08	35	0.5	1.0	10	5.50	93
25.15 ~ 37.95 (12.80)	50	2.5~5	100~120	700	1.08	28	0.5	1.0	10	10.83	85
37.95 ~ 45.63 (7.68)	50	2.5~3	120	1,000	1.08	25	1.0	1.0	10	7.41	97

いずれも試料に対して、サンプリングに伴う擾乱の影響は見られない。この種の粘性土の掘進には3型ビット(図-4.4参照)で時間がかかる。給進力を1,000kg以上に増加する場合、ビット先端の泥水循環性能が落ち泥水圧が2~3 kg/cm^2 以上に上昇しやすくなる。第1回の試掘(次項成田層(1))の経験から泥水圧の上昇はフォ

ルサンプラーのピストンを吹き上げる危険が伴うことが判明していたので、本地点では泥水圧を2~3 kg/cm^2 以下に押えるよう、回転数を100~133r.p.m.に増加し給進力を低減して調節した。

沖積層部分の採取結果は良好でない。カッティングエッジ、泥水の送水量は洪積層と同様としたが採取した試

料は泥水に洗われたためか、かなり細くなっているのが観察された。採取率は、2本のサンプリングの結果3.5m/13mで27%である。掘進後コアチューブを引き上げる際にも、コアチューブ内の試料が落下した。

本地点の作業によって、軟かい粘土のサンプリングには $L=70\text{mm}$ 、 $D_i=64\text{mm}$ のカッティングエッジ使用と送泥量について両検討を要することが明らかになった。

b) 東京江戸川区荒川放水路付近地盤のサンプリング
本地点は地盤高 $AP \pm 0$ で地表下約35mまでの大部分が N 値5以下の粘土質シルト、および砂質シルトからなる軟弱地盤帯である。35mより下部は粘性土と砂質土が互層をなし N 値15~50である。前者は沖積層「下町累層」、後者は洪積層「上部東京層」に属するものと考えられ

る。サンプリングは50m2本である。

軟かい沖積層シルト質土のサンプリングには、カッティングエッジの寸法を $L=110\text{mm}$ (この場合でロータリービットの先端からカッティングエッジの先端が60~70mm先行する)、 $D_i=62\text{mm}$ および66mmとして実施した。 $D_i=62\text{mm}$ の場合、コアチューブ内で試料とチューブの内側との間に約5~6mmの間げきができる。すなわちコアチューブは内径68mm、フォイルテープの厚さは0.05mm×2、試料径62mmである。したがってコアチューブ内での試料の保持条件は梅田層(大阪)の場合より悪い。 $D_i=66\text{mm}$ では上記間げきが1~2mmとなる。

サンプリングの結果は図-5.3、図-5.4のとおりである。採取率は前者の $D_i=62\text{mm}$ の場合90~97%、 $D_i=66\text{mm}$

地盤条件					試験条件						
深さ (m)	土質	採取率 50 %	N 値 10 20 30 40		L (mm)	送泥 量 (m^3/m)	回転数 (r.p.m.)	押込 圧 (kg)	泥水圧 (kg/cm^2)	泥水の性質 比重	粘 度 (cP)
0.22	埋土	手掘り									
2.80	中砂	72.2%					48		1.0		
3.50	シルト										
5	シルト										
7.06	砂質 シルト	89.5%				0.2	48	67	1.0	1.035	
10	砂質 シルト				$L=110$ $D_i=62$						
15	シルト										
18.40	シルト					7	48	53	2.0	1.050	
20		96.5%									
25	粘土質 シルト										
30		94.7%				10	48	53	2.0	1.050	
30.80	砂質 シルト										
35.00	砂質 シルト	98.5%				20	48	53	1.5 2.0	1.050	
37.10	粘土質 シルト				$L=90$ $D_i=62$						
38.50	砂質 シルト					10 20	48	53	1.5	1.065 1.070	
40	中砂	89.7%									
45					$L=110$ $D_i=62$						
46.70	粘土質 粘土	100%				48	27		1.5	1.085 1.095	37/ 146
48.50	砂質 シルト										
51.34	中砂	80.0%				48	27 40	1.0 2.0	1.080	41/ 146	
52.70	中砂										
55											

図-5.3 東京江戸川区荒川放水路付近地盤のサンプリング (その1)

地盤条件					機械条件							
標尺 (m)	深度 (m)	柱状図	採取率 50 %	N 値 10 20 30 40	掘削速度 L (mm) D_i (mm)	掘進 速さ (%/min)	送泥量 (%/min)	回転数 (r.p.m)	押し込 み 圧 (kg)	泥水圧 (kg/cm ²)	泥水の性質 比重	粘 着 (kg/cm ²)
	4.75	粘土										
	4.65	シルト										
	4.50	中砂										
	5	砂質 シルト	94.5 %				48	27		0.3 1.0	1.060 1.055	53/ 946
	10				L=110 D _i =66	10 20						
	15											
	20	シルト	100 %				35	40		1.0 1.5		33/ 946
	25		100 %					48	27	1.5 2.0	1.052 1.035	57/ 946
	30		100 %					48	27	1.5 2.0	1.034 1.102	40/ 946
	35	砂質 シルト	66.2 %					48	27	2.0	1.033	39/ 946
	40	細砂	100 % 100 %		L=90 D _i =66	120 300	40 30 48	27 1 40		2.0 2.0	1.105 1.072	42/ 946 42/ 946
	45	中砂	100 %		L=90 D _i =65	80 90	20 25 30	40 40 40		2.0 2.0 2.0	1.032 1.090 1.072	39/ 946 39/ 946 43/ 946
	50	粘土 シルト 砂質 シルト	96.0 % 100 %									
	55	中砂	90.5 %					30	40	2.0	1.032	43/ 946

図-5.4 東京江戸川区荒川放水路付近地盤のサンプリング (その2)

で95~100%で後者が高い。また試料の塑性変形度(乱された場合)は、径62mmのエッチで切断した試料が63~64mmに圧縮変形を受けた。後者では試料径の変化がなかった。給進速度は10~20min/m、送泥量48ℓ/minである。35m以深のN値10~50に締まった部分は、 $L=90$ mm、 $D_i=62$ mmの場合と $L=90$ mm、 $D_i=65\sim66$ mmについて行なった。内径が62mmの場合は採取試料断面が66mmに変化していた。採取は3~5mごとにサンプラーの継ぎ足しをしているため、サンプルは短い。採取率は各区分で80%~100%であった。送泥量は48ℓ/minで給進速度は10~20min/mである。次に同区間を $D_i=66$ mmを使用して、回転数を前回の53r.p.m.から27~40r.p.m.に落とし、送泥量も20~30ℓ/minに落として時間をかけて掘進したところ、1m当たり約100minかか

たが採取率は約100%と良好な結果を得た。

採取した試料の土質試験によると、上部沖積層(0~35m)は正規圧密を受けた状態を示し、せん断強度は深さとはほぼ比例関係に増加する。深さ10mで $q_u \approx 0.5$ kg/cm²、30mで1.5~2.0kg/cm²、非排水三軸圧縮試験によると、粘着力Cは、ほぼ $q_u/2$ の関係にあった。35m以深のシルト質地層では $C=0.6\sim0.7$ kg/cm²、 $q_u=2\sim3$ kg/cm²が実測された。

以上により、本地点の調査結果から、 $N<50$ の粘土、砂、いずれの地層においてもカッティングエッチは内径66mmが良好であること、 N 値>10以上の地盤では $L=90$ mmが適当であること、この場合泥水量は48ℓ/min以下とするのが望ましいこと(洗掘防止)、および軟質粘土でも、 $L=110$ mmを使用すれば、高い採取率が得ら

試作後、最初に適用した例^{11) 12)}である。地盤は表層約6mが「関東ローム」層で、これより下へ約100m程度まで成土層ないしそれに類した砂質土層が連続してい

等である。1), 5) については、すでに第4章において、本地点で問題となった箇所の検討、改良の結果を述べた。ここではサンプリングに関する事項について述べる。

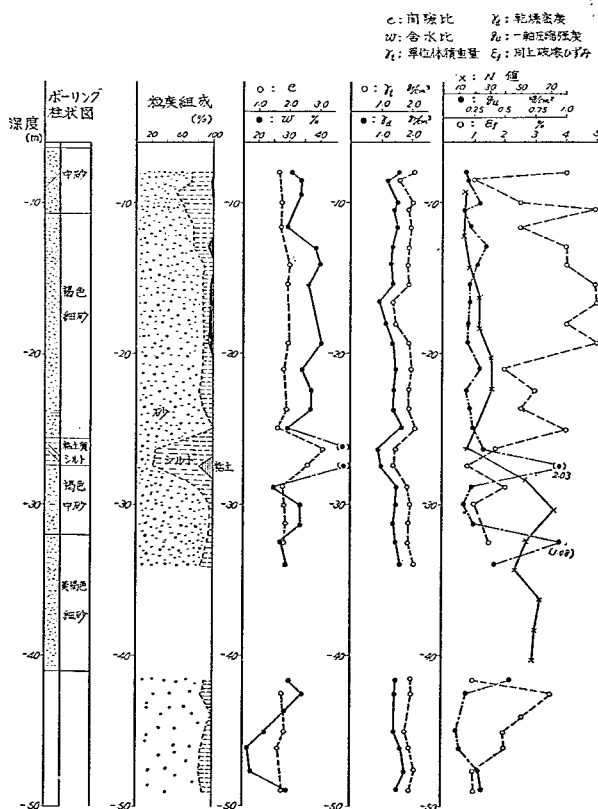


図-5.5 千葉県成田層サンプリング(1)(土研構内)

カッティングエッジは、最初の段階で従来のフォイル
サンプラーに使用している外径67mmで、最も肉厚を大
きくとれる内径62mmを、ついで64mmを使用し、長さ

は60mmおよび70mmとした。送泥量は50~70ℓ/min
ビット回転数67~200r.p.m.の範囲で使用した。
結果は図-5.5と表-5.2、表-5.3のとおりである。これ

表-5.2 千葉県成田層のサンプリング(1) (土研構内No.1)

深 度 (m)	採 取 率 (%)	送 泥 量 (ℓ/min)	回 転 数 (r.p.m.)	掘進速さ (min/m)	泥 水 の 性 質		備 考
					比 重	粘 速 (sec/500cc)	
0 ~ 9.47	—	—	—	—	—	—	採取せず $D_i=62\text{mm}$
9.47~14.74	0	—	67	15~20	—	25	
14.74~34.77	95	—	67~100	10~15	1.07	34	$D_i=64\text{mm}$
34.77~49.77	92	53	100	8~10	1.09	32	$D_i=64\text{mm}$

表-5.3 千葉県成田層のサンプリング(1) (土研構内No.3)

深 度 (m)	採 取 率 (%)	送 泥 量 (ℓ/min)	回 転 数 (r.p.m.)	掘進速さ (min/m)	泥 水 の 性 質		備 考
					比 重	粘 速 (sec/500cc)	
0 ~ 7.10	—	—	—	—	—	—	採取せず
7.10~11.87	55.0	—	209	60~70	1.06	28	
11.87~37.0	100	—	100	20~25	1.04	23	
37.0 ~ 50.0	100	—	100	15~25	—	—	

によってカッティングエッジの寸法が内径62mmの場合
にはサンプラーチューブとの間げきが大きくなりすぎ、
チューブ引き上げ時にサンプルを落とすこと、またエッ
ジの長さ60mm（この場合ビットとエッジ先端までの距
離が約15mm）では不足であること、この種の砂質土で
はビット回転数が67~100r.p.m.が適切であること、また
送泥量は最大50~70ℓ/minに押える必要があることなど
が判明した。この条件で掘進すれば100%のサンプリン
グが可能であるとの見通しを得た。

泥水の処理については、孔壁の崩壊を清水では押えら
れないことが明らかとなったので、高深度のボーリング
技術で発達している泥水の処理法を採用して、比重、粘
速、泥壁作成機能などの管理を常に行なうことにした。

表-5.4 調 泥 結 果

材 料	使 用 量	備 考
ベント ナイト	3 ~ 10% (重量)	粘性(ファンネルビスコメ タによる) 泥壁強化
CMC	0.1 ~ 0.2% (“)	脱水量を減少させ泥壁を強化 する。(マッドケーキビルデ ングテストによる)
テルナ イトB	0.05 ~ 0.2% (“)	泥水の分散解こう作用 (重油と共用)
重 油	5 ~ 8% (体積)	潤滑性を増し、また張りつき を少なくするため

表-5.4は本地点で良好な結果を与えた泥水の性質であ

る。調泥剤には、良質のベントナイトの他にCMC、ネ
オクロムナイト、重油を使用した。表-5.4参照。これに
よって深度50mにおよぶ砂質土のボーリング孔でスライ
ムの沈積、逸水、孔壁崩壊、張りつきなどを生じさせる
ことなく安全に作業を進めることができた。

本サンプリングで得た試料の土質試験結果の力学的性
質の一例を図-5.5、図-5.6、図-5.7に示した。砂分が70

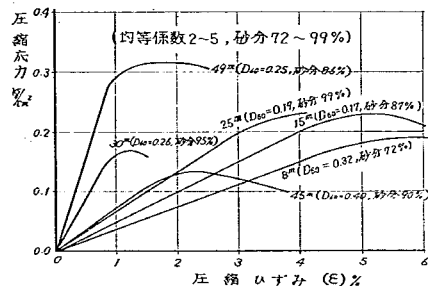


図-5.6 応力-ひずみ曲線の例

~100%に近い砂質土においても、一軸圧縮強度 $q_u=0.2$
~ 0.4kg/cm^2 、一面せん断試験によると粘着力 $C_d=0.2$
~ 0.5kg/cm^2 、 $\phi_d=40^\circ\sim 50^\circ$ であることがわかった。ま
た試料の応力-ひずみ特性からも、比較的掘削度の少な
い状態で採取できたとみることができる。

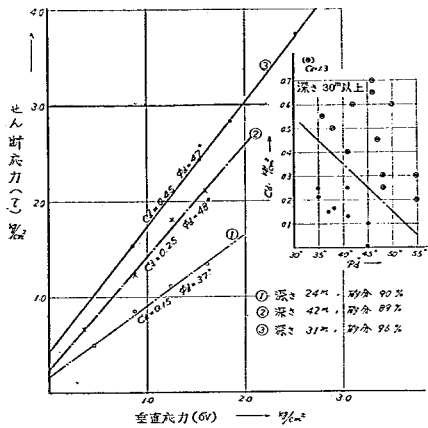


図-5.7 一面せん断試験結果

サンプリング操作上、非常に重要と考えられた点は、次のようである。一段階のサンプリング終了後、ドリル管を残しサンプラー系統の内管を引き上げて、次に新たなフォイルテープを装着した後、サンプラーを孔底に降ろす。このとき、内管系の作業中泥水の循環が停止しているので孔底にスライムが沈積する。したがってフォイルサンプラーのカットングエッジを孔底に押し込む前に泥水を循環しスライムを除去しなければならない。この泥水循環によって先端の地盤が軟かい（粘着力 $C < 0.2 \sim 0.5 \text{ kg/cm}^2$ ）場合、洗掘されたり、ゆるめられる危険がある。したがって内管の引き上げ、継ぎ足し作業を行なった後は、カットングエッジを十分に先端地盤に食い込ませてからビット回転、ついで泥水循環を行なう必要がある。この確認を十分実施しなかった場合には、以後サンプリングを開始しても、カットングエッジはビットから噴出する泥水によりゆるめられた地盤ないしは洗掘されたあとを追うことになり、粘着力の十分にある粘性土層にでも遭遇しないかぎり、試料がコアチューブにはいらない。

以上の事項は軟かいゆるい地層の、サンプリング操作にとってきわめて重要な点である。本地点をサンプリングしたあと、種々の地盤に対してサンプリングを実施したが、この点に不注意であったため採取結果を悪くした例は多い。

b) 千葉県成田層のサンプリング(2)

東京湾口の千葉県側には沖積層の下に成田層が広く分布する。サンプリングは富津岬の先端で深さ50mについて実施した。

地盤は標高1.06mで、その構成は深さ約6mまでが沖積世の砂層、以深が洪積世の成田層である。このうち深

度6~32mが砂層、32~51mがシルト質土を主とし、ところどころに砂、粘土をはさむ。沖積砂層の N 値は5~10程度、洪積層の N 値は大部分50以上である。

使用したカットングエッジは全区間にわたり内径64mm、長さ70mmである。サンプリングの結果は、表層部の海岸砂を除くと、深さ4.0~12.50mは貝がらを、多く混じえる砂層で100%の採取を得た。12.50~14.50m区間の試料は採れていない。14.50~32.00mは100%の試料を得ている。試料が採れた所と採れなかった部分が明確に分かれているのは、成田層(1)において述べた原因によるものと考えられる。すなわちサンプラーの引き上げ、再押し込みをした箇所から採取率0の部分が始まっていることにより考えられる。採取した試料の力学試験によると粘着力 $C = 0.3 \sim 0.6 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi = 37^\circ \sim 46^\circ$ を記録している。また一軸圧縮破壊時におけるひずみは1~3%で比較的小さい。32~50mはシルト質土を主とする地層でところどころに砂の薄層をはさむ。平均採取率は87%であるが、試料が採れなかった所が2カ所に集中していること、またサンプラーチューブ継ぎ足し部に当たるところであることから考えて上記と同様の理由により試料を採取できなかったものと考えられる。土質試験の結果によると砂混じりシルトで $C = 0.6 \sim 1.5 \text{ kg/cm}^2$ 、またシルトで $C = 1.6 \text{ kg/cm}^2$ 、 $q_u = 3.14 \text{ kg/cm}^2$ とかなり大きい粘着力を有することがわかる。またシルト質土の一軸圧縮における破壊ひずみは4%以下、多くは3%以下で良好な試料を得たことを示している。図-5.8参照。

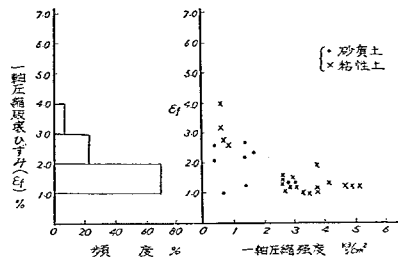


図-5.8 サンプリング試料圧縮破壊ひずみ

本地点のサンプリングでは送泥量を50ℓ/min、送水圧は砂層で 2 kg/cm^2 以下、シルト質土で 5 kg/cm^2 以下になるように給進速さを押えた。ロータリービットの回転数は低く27~53r.p.m.とした。

以上の結果から、内径64mm、長さ70mm（有効長さ約25mm）のカットングエッジの使用によって、洪積層砂質土 $C = 0.3 \sim 0.6 \text{ kg/cm}^2$ の場合80~90%の乱さない試料（図-5.9参照）が得られることが判明したが、サンプリングの中断時における砂質土先端地盤の洗掘が、なお生じていることからさらに高い採取率を得るには、も

地盤条件					機械条件						
標尺 (m)	深度 (m)	柱状図	採取率 50 %	N 値 10 20 30 40	カッター L (mm) D _t (mm)	送進 速さ (mm/s)	送泥量 (%/min)	回転数 (r.p.m)	押し込 圧 (kg)	泥水圧 (kg/cm ²)	泥水の粒 比重 比 重 (%)
	3.22	細砂	0 %	N = 20							
	5							100	600	2	35
								133	800	3	40
	10	中砂	100 %								
	12.45										
	15				L = 70 D _t = 64						
								80	600	2	
	20		92.0 %					70	800	4	107
	25	中砂		N = 50							
	30		91.0 %					67	300	2	38
									600	4	40
	35	シルト	98.0 %					80	300	4	107
	40										
	43.30										
	44.54										
	48.46	シルト	75.0 %					100	3	1.06	35
	49.77										
	50.64	シルト									

図-5.9 千葉県成田層のサンプリング(2) (富津)

う少し長いカッティングエッジが必要であると考えられる。また回転数、給進速さも適切であったと考えられる。

なお本地点のサンプリングにおいて地層中に直径15mmのレキ、直径60mmにもおよぶ貝が各所にみられた。レキの部分ではカッティングエッジの消耗(刃先がシューの内側に折れ曲がる)が激しかったので刃先の材質を現状のS45Cをさらに検討する必要が生じた。

c) 新潟県加治川下流地盤のサンプリング

本地点は典型的な砂浜海岸に位置し砂丘、砂たいが発達している。地盤高はT.P.+4.6mである。地盤構成は上部6~7mまでが砂丘砂でN値は5~25を示し深さとともに増大する。これより下部32mまではN値は25~50の間を不規則に変化している。この間の地層は7~25m区間が60%粒径 $D_{60}=0.25\sim0.3\text{mm}$ 、均等係数 U_c は約2の砂で20~32mは粒度がやや細く、 $D_{60}=0.15\sim0.2\text{mm}$ 、 $U_c=$

2~3とやや大きい砂である。上記はいずれも沖積層の砂である。

サンプリングを第1孔、第2孔について行なった。その結果を図-5.10(第2孔)、表-5.5に示す。

サンプリングは第1孔において従来の洪積砂質土に使用してきたカッティングエッジ $L=70\text{mm}$ 、 $D_t=64\text{mm}$ を使用した。泥水圧は $0.5\sim2.0\text{kg/cm}^2$ とし送泥量は 48 l/min である。約30m区間で4回のサンブラー引き上げを行なったところ、0~7mで採取率38%、7~15mで43%、15~25mで93%、25~31mで26%である。ビットの回転数は全区間60r.p.m.である。

採取率が高かった15~25m区間の地盤を他の区間と比較すると全区間中この区間のN値が平均して高くいずれも40~50を示す、 D_{60} が $0.25\sim0.3\text{mm}$ で粒径が少し大きくなることなどである。最も D_{60} は7~25mも同様の値である。これらの地盤条件の変化と採取状況をあわせ

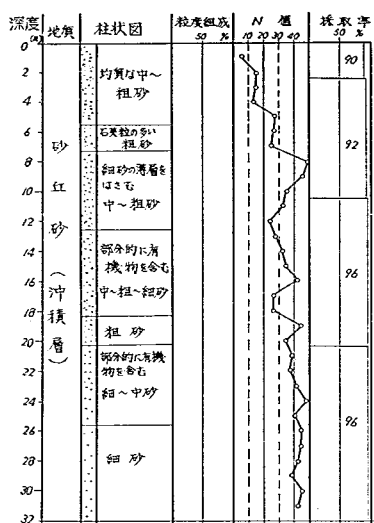


図-5.10 新潟県加治川下流地盤のサンプリング

て考慮すると、粒径が大きくて、 N 値が高くなった、すなわち締まった区間が高い採取率を得たことになる。しかしこの多少の地盤の変化が採取率を極端に違わせることを考えると、カッティングエッジの地盤への食い込み量が不足であると考えざるを得ない。採取した試料径を観察しても、直径64mm以上であることから、コアチューブ内径68mm、とカッティングエッジ内径64mmとの差約4mmが大き過ぎることは事実である。

また、コアチューブの引き上げ作業中に試料を脱落させた点からもカッティング内径64mmは小さ過ぎると判断される。掘進速さは単位mにつき3～7分であった。泥水圧を0.5～2kg/cm²の最小限に押えても、このように速い掘進速度を示したことは、本孔で使用した送泥量48ℓ/minがスライム排出に適切であったことによるが、逆に洗掘されやすい地盤であったことも示している。

したがって、この種の沖積砂質土のサンプリングを行なうためには送泥量、ビットからの泥水噴出機構を再検討する必要がある。

第2孔のサンプリングはカッティングエッジの寸法のみを変化させて採取した。地表下0～2.5mまでの区間は $L=200\text{mm}$ 、 $D_t=66\text{mm}$ と、ビット先端の突き出し量を

表-5.5 新潟県加治川下流地盤のサンプリング

No. 1 孔

深 度 (m)	送泥量 (ℓ/min)	送水圧 (kg/cm ²)	ビット 回転数 (r.p.m.)	給 圧 (kg)	泥 水					コア 採取長 (m)	採取率 (%)
					比 重	粘速 (sec)	砂 分 (%)	脱水 (c/c)	ケーキ (m/m)		
0 ～ 7.14 (7.14)	48	0.5	60	500	1.05	32	0	10	1	2.69	37.6
7.14～14.70 (7.56)	48	0.5～2.0	60	500～1,000	1.07	34	0.5	12	1.5	3.24	43
14.70～24.58 (9.88)	48	0.5～2.0	60	500～1,200	1.07	32	1.2	12	1.5	9.10	93
24.58～30.72 (6.14)	48	0.5～2.0	60	500～1,200	1.05	32	2.0	10	1.5	1.60	26

No. 2 孔

深 度 (m)	送泥量 (ℓ/min)	送水圧 (kg/cm ²)	ビット 回転数 (r.p.m.)	給 圧 (kg)	泥 水					コア 採取長 (m)	採取率 (%)
					比 重	粘速 (sec)	砂 分 (%)	脱水 (c/c)	ケーキ (m/m)		
0 ～ 2.40 (2.40)	48	0.5	60	500	1.05	35	1.0	10	2	2.16	90
2.40～14.75 (12.35)	48	0.5～2.0	60	500～1,200	1.07	35	2.0	12	1.5	11.37	92
14.75～20.72 (5.97)	48	0.5～1.0	60	500～1,200	1.07	35	2.0	12	1.5	5.54	96
20.72～32.55 (11.83)	48	0.5～1.0	60	500～1,500	1.07	40	2.0	12	1.2	9.70	96

155mmにして90%の採取率を得た。この場合 N 値が4~5の、ごく表層部分では砂が圧縮されて乱されて採取された。2.5~15mは $L=125\text{mm}$ （突き出し量80mm）として92%の採取率を得た。給進速度は7min/mである。15~21m区間は $L=125\text{mm}$ 、 $D_i=67\text{mm}$ エッチを使用し、21~33mは $L=120\text{mm}$ 、 $D_i=66\text{mm}$ として96%の採取率を得た。15~33mまでの掘進速度は約10min/mである。本孔の15~21m区間ではフォイルテープの張力計が1,200kgの破断限界張力を示した。試料の状況は N 値15以上の部分については、試料断面に観察された生こんの形状からも乱されていないものと判断された。

以上のごとく本地点の作業によって次の事項が判明した。

- 1) N 値4~5程度のゆるい砂でも高い採取率を上げることができるが、試料が乱される。カッティングエッチはビット先端から100~150mm先行させる必要がある。
- 2) N 値10~50の沖積砂層のサンプリングはエッチのビットからの先行量70~80mm、エッチ内径66mmを使用することによって完全に近いサンプリングが可能である。
- 3) 泥水は孔壁保護、試料のために各種の調泥剤により

適切な性質を備えさせる必要がある。表-5.5参照。

- 4) 泥水圧、送泥量は最低に押える必要がある。この場合、本地点で使用したビットの形状、泥水循環路を再検討し先端地盤に対する洗掘を防ぐ必要がある。これに成功すれば1)、2)で述べたエッチ長さをさらに縮小させることができる。

〔4〕 互層地盤のサンプリング

沖積層、洪積層を問わず自然界のたい積層は、すべて大小の規模で砂質土と粘性土互層である。しかしサンプリングの場合、問題となるのは、一回の押し込みストロークでサンプリング中に土性が変化する場合である。ここで取り扱う互層地盤とは数mのオーダーで互層する地盤とする。このような地盤に対するサンプリングを千葉県船橋に分布する成田層、備讃瀬戸に臨む香川県坂出、および宮城県石巻市外北上川河口付近の3地点で実施した。前二者はその大部分が洪積層に属する締まった地盤から成り、後者は上部が沖積層、下部が洪積層である。

a) 千葉県船橋地点における成田層のサンプリング

本サンプリングに先立って、本地点から200~300m離れた所でデニソン型サンプラーによるサンプリングが実施されている。したがって両者の成果を比較することが

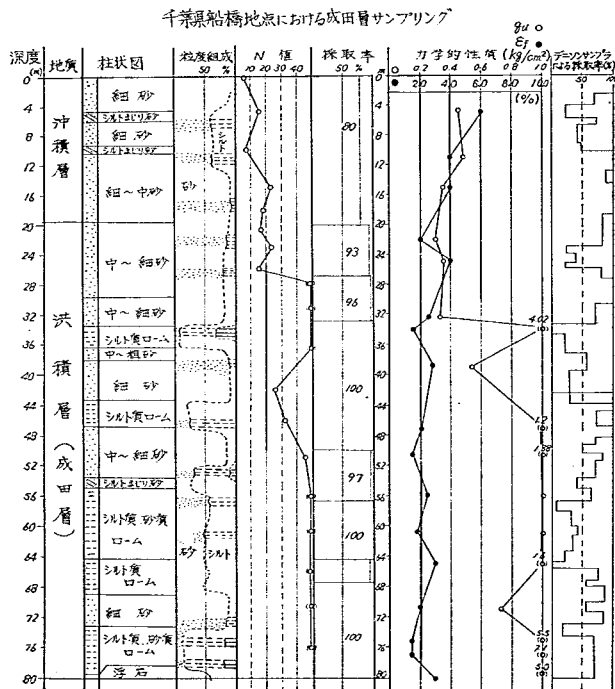


図-5.11 千葉県船橋地点における成田層サンプリング

できる。

本地点の地盤は地表下約20mが砂層を主としシルトをはさむ沖積層の地層でN値は5~20である。これより下部へ80mまでサンプリングしたがすべて洪積層と考えられる。このうち50m付近までは砂が多いが、50~80mは砂質ロームが多い。しかしこの全区間にわたって砂とローム質土が数mの厚さに互層する。地盤のN値は20~28mが15~25であるが、その他はほとんど40~50と硬い。

採取した試料の土質試験によると、地表下32mまでの砂層の一軸圧縮強さ $q_u=0.3\sim0.5\text{kg/cm}^2$ である。以深は砂質土、シルト質土の $q_u=1.0\sim7.1\text{kg/cm}^2$ でかなり硬い。

サンプリングは、全区間にわたって同一寸法のカッティングエッジを使用した。結果は図-5.11、表-5.6に示すとおりである。

上部20mまでの区間は送泥量 35ℓ/min、ビット回転数

表 5.6 千葉県船橋地点における成田層のサンプリング

深 度 (m)	送泥量 (ℓ/min)	送水圧 (kg/cm ²)	ビット 回転数 (r.p.m.)	給 圧 (kg)	泥 水					コア 採取長 (m)	採取率 (%)
					比 重	粘 速 (sec)	砂 分 (%)	ケーキ (m/m)	脱 水 (c/c)		
0 ~ 0.50 (0.50)	30	0.2	60	100	1.03	35	0	1	5	0	0
0.50~11.98 (11.48)	30	0.5~1.0	80	200	1.05	40	0.5	1	7	8.50	80
11.98~19.75 (7.77)	40	1.2~3.0	80	400	1.07	35	1.5	1	10	6.11	80
19.75~27.31 (7.56)	40	0.5~1.5	80	700	1.07	35	3.0	1	10	7.03	93
27.31~32.85 (5.04)	50	1.5~3.0	100	600~ 1,000	1.05	33	0.5	0.5	5	4.85	96
32.75~37.39 (5.04)	50	1.5~3.0	100	600~ 1,000	1.05	33	0.5	0.5	5	5.04	100
37.39~44.95 (7.56)	50	1.5~3.0	100	600~ 1,000	1.04	32	0.5	3	12	7.47	99
44.95~50.01 (5.06)	50	2.5~3.0	100	500~ 800	1.04	30	0.5	3	12	5.06	100
50.01~57.57 (7.56)	50	1.5	80	500~ 800	1.04	30	0.5	1	10	7.37	97
57.57~60.29 (2.72)	50	1.5~2.5	80	500~ 1,200	1.05	33	0.2	1	10	2.72	100
60.29~63.27 (2.98)	50	2.5~5.0	80	500~ 1,200	1.05	32	0.1	1	10	2.95	99
63.27~65.13 (1.85)	50	2.5~4.0	80	500~ 1,200	1.05	30	0.1	0.7	9	1.85	100
65.13~67.65 (2.52)	50	1.5~4.5	120	500~ 1,200	1.06	30	0.3	0.7	10	2.48	97
67.65~72.19 (4.54)	50	2.0~4.0	120	500~ 1,500	1.07	33	0.5	1.5	12	4.54	100
72.19~75.21 (3.02)	50	1.5~4.5	120	500~ 1,500	1.07	31	0.7	2	12	3.02	100
75.21~77.73 (2.52)	50	1.5~4.0	120	500~ 1,700	1.05	33	0.7	0.7	12	2.49	99
77.73~80.20 (2.47)	50	1.5~4.0	120	500~ 1,700	1.05	32	1	2	12	2.47	100

80r.p.m.給進速度 15~30min/mで80%の採取率である。これは地盤の固結力が $C=0.05\sim0.3\text{kg/cm}^2$ の砂質土であるため、フォイルサンプラーの引き上げ、再押し込み

時に先端地盤が多少洗掘されたためと考えられる。20~33m区間は中~細砂でN値が20である。採取率は93~96%で多少落ちたがほぼ良好である。粘着力は0.1~0.8

地盤条件						機械条件							
標尺 (m)	深度 (m)	柱状図	採取率 50 %	N 値			ろ過 速度 L (mm) D_0 (mm)	送水量 (l/min)	回転数 (r.p.m)	押し込 圧 (kg)	泥水圧 (kg/cm^2)	泥水の性質	
				10	20	30						比 重	粘 度 ($sec/100$)
5	5.60	中砂						75					
				$N = 13 \sim 25$				9					
10		砂	77 %				$L = 125$			200	1.5	1.07	28
	12.80						$D_0 = 66$	45	67	5	5	5	5
	14.16	粘土								400	2.5	1.08	32
15		1/4 泥 じり砂						10 5	48				
20			100 %					20					
25	25.00												
	27.00	粘土					$L = 100$	20		67		1.07	30
30		1/4 泥 じり砂					$D_0 = 66$	5	48	5		5	5
			95 %					40	80	300	2	1.08	34
35	37.00												
40		シルト 質粘土											
45						$N \geq 50$			48				
							$L = 100$	30		80	600	2	1.06
50							$D_0 = 64$	5		5	5	5	5
			100 %					60	133	900	3	1.11	34
55									60				
60													
65	65.00	1/4 泥 じり砂					$L = 70$	20		67	700	2	1.06
							$D_0 = 64$	5	60	5	5	5	5
70	72.00							40	80	900	3	1.08	35
75		1/4 泥 質粘土											
80	83.28												

図-5.12 香川県坂出におけるサンプリング

kg/cm²で20m以深に比べて大きい。送泥量を40~50 ℓ/min, ビット回転数を80~100r.p.m.として掘進速度は20~40min/mと少し時間がかかった。33~80m区間は砂質土, シルト質土の互層が1~2m間隔で存在した。送泥量50ℓ/min, ビット回転数80~133r.p.m.としても30~60 min/mと時間がかかった。土質試験による粘着力は1.0 (砂)~3.6 (シルト) kg/cm²であり試料採取率は良好で97~100%と完全に近い値を示した。ただし72~75m区間は砂層ではあるがC=1.0kg/cm²の値を持ち, 非常に固結しているため, 掘進時間は200min/mときわめて長いものになった。

本地点のサンプリングから次の事項が判明した。

- 1) $N=5\sim15$, $C=0.05\sim0.3\text{kg/cm}^2$ の砂質土層では $L=70\text{mm}$, $D_i=64\text{mm}$ は少し小さい。 $L>70\text{mm}$, $D_i=66\text{mm}$ とすることにより80%以上の採取率が得られる。
- 2) $N=20$, $C=0.1\sim0.8\text{kg/cm}^2$ の砂質土 (洪積砂) では $L=70\text{mm}$ は少し短い, 多少長くすることにより100%近い採取が可能となる。

- 3) $N=30\sim50$ のシルト質土, 砂質土の互層では $C=1.0\text{kg/cm}^2$ 以上あれば $L=70\text{mm}$, $D_i=64\text{mm}$ で100%のサンプリングが可能となる。この場合ロータリービット回転数は100~133r.p.m.ないし, それ以上でもよい。しかし掘進速度としては落ちることがある。

今回の採取結果と, 従来のデニソン式サンプラーによる採取結果との比較は図-5.11に見ることができる。デニソンサンプラーはコアチューブ内径76mm, 長さ120cmである。採取性能および作業能率の上で著しい差異があることがわかる。これによっても本サンプラー開発の意義が認められる。

b) 香川県坂出におけるサンプリング

備讃瀬戸の四国側, 坂出港付近の地盤は洪積層と第三紀層と考えられる三豊層から構成され, おのおのが基盤の花崗岩の上に広く分布する。サンプリング地点は, このうち番の州と呼ばれる地点で, 標高はT.P.+4.33mである。サンプリングは地表下80mまで行なった。結果を図-5.12, 表-5.7に示す。サンプリング条件は21mまで

表-5.7 香川県坂出におけるサンプリング

深 度 (m)	送泥量 (ℓ/min)	送水圧 (kg/cm ²)	ビット 回転数 (r.p.m.)	給 圧 (kg)	泥 水 の 性 質					コアー 採取長 (m)	採取率 (%)
					比 重	粘 速 (sec) 28	砂 分 (%)	ケーキ (m/m)	脱 水 (c/c) 7		
0 ~ 5.60 (5.60)	75	2	60	200	1.07	(sec) 28	(%)	(m/m)	(c/c) 7	0	0
5.60~12.21 (6.61)	45	2.5	60	300	1.07	28	0	1	7	5.03	77
12.21~19.09 (6.88)	48	1.8~2.0	60	300~400	1.07	28	1	1	7	6.84	99
19.09~21.14 (2.05)	48	1.5	60	400	1.08	32	1	1	10	2.05	100
21.14~29.85 (8.71)	48	2	60	400	1.08	30	1.5	1	10	8.71	100
29.85~35.53 (5.68)	48	2	60	500	1.07	32	1	1	8	5.29	95
35.53~39.15 (3.62)	48	2	80	400	1.07	34	1	1	8	3.62	100
39.15~43.81 (4.66)	48	2	80	600	1.08	32	1	1	8	4.66	100
43.81~50.02 (6.21)	48	2	80	700	1.11	34	1	2	10	6.08	99
50.02~57.58 (7.56)	60	2	100	850	1.10	34	1	2	10	7.56	100
57.58~60.10 (2.52)	60	2~3	100	900	1.06	31	1	1	8	2.52	100
60.10~72.70 (12.60)	60	2~3	60~80	700~900	1.06	31	1	1	8	12.60	100
72.70~77.74 (5.04)	60	2~3	60	900	1.08	35	0.5	1	8	5.00	99
77.74~80.26 (2.52)	60	3	60	900	1.08	35	0.5	1	8	2.52	100

のカッティングエッジが $L=125\text{mm}$, $D_i=66\text{mm}$ としてビット回転数60r.p.m.送泥量48ℓ/minである。この間, 12~13mまでが比較的ゆるい砂 (沖積層), さらに21mまでがレキ混じり砂である。しかし粘土分も含み硬い。土質試験によると後者の部分は粘着力 $C=0.3\sim0.5\text{kg/cm}^2$ と測定された。

採取率は上部のゆるい沖積砂層を5.6~8m区間が33%で悪いが他のレキ混じり砂 (10mm程度の硬質なレキを含む) の区間は100%の試料を得た。掘進速度は上部が10min/m, 下部で10~20min/mである。21~40m区間はレキ混じり砂を主とするが, 3層ほど粘性土をはさみ, また砂層においても粒度の変化が大きい。使用したカッ

イングエッチは $L=100\text{mm}$, $D_t=66\text{mm}$ である。採取率は95~100%と完全に近い。この区間には最大径50mmに達するレキがあった。試料の粘着力 $C=0.3(\text{砂})\sim 0.7(\text{砂質粘土})\text{kg/cm}^2$, 一軸圧縮強さでは $0.5\sim 1.5\text{kg/cm}^2$ で相当硬い地層である。40~60m 区間は硬いシルト質粘土である。この区間をカッティングエッチ $L=100\text{mm}$, $D_t=64\text{mm}$ でサンプリングしたため掘進に時間がかかり単位当たり30~60minであった。泥水圧は2~3 kg/cm^2 , 送泥量60 ℓ/min であるが採取率は100%である。上記区間に対してはカッティングエッチが長過ぎると判断されたので, 60~80mでは従来から使用してきた最小寸法の $L=70\text{mm}$, $D_t=64\text{mm}$ を使用した。地盤はレキ混じり砂, シルト質砂の細かい互層からなる。これによって掘進時間は20~40min/mとなった。採取率は100%また試料の粘着力 $C=1.2\sim 1.4\text{kg/cm}^2$ であった。採取試料の乱され方の目安となる一軸圧縮試験の破壊時ひずみを図-5.13に示す。

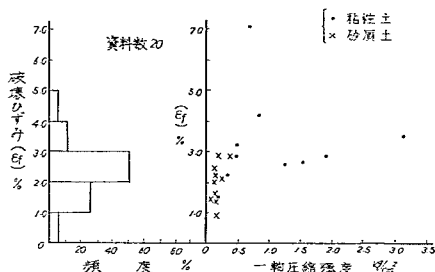


図-5.13 サンプリング試料の圧縮破壊時のひずみ (成田層2)

本地盤のサンプリングによって, 砂質土, あるいは粘性土においても粘着力が 0.3kg/cm^2 以上の区間ではカッティングエッチ長さ100mm以下, 特にシルト質土または粘性土では $L=70\text{mm}$, $D_t=64\text{mm}$ が適当であることがわかる。またこの程度の地層硬さの所では砂質土, 粘性土の互層であることはサンプリングに影響しないことがわかる。

c) 宮城県北上川下流地盤のサンプリング

本地点は松島湾の北方において太平洋に注ぐ北上川のたい積物からなり, 河口から約5km上流に位置する。

地層の構成は上部が沖積層, 下部が洪積層で, その基盤までは深さは約100mにおよぶ。サンプリングは河道の左右両側で深さ80mまで3本行なった。この深さまでの地盤は, ボーリングおよび標準貫入試験によると, 深さ約50mまでが N 値10以下の砂とシルト質粘土, このうち上部は数m単位の互層, 下部はシルト質粘土が多い。50m付近に厚さ2~5mの粘土混じり砂レキ層, N 値は10~40を示す。以深80mまでは砂, 粘土, シルトから

なり, N 値は砂で40~50, シルトないし粘土で10前後である。

沖積層と洪積層の境界については二通りの考え方がある。深さ50m付近の砂レキ層を沖積層の基底レキ層とする考え方, ここではレキ層の上下での地層の締めり方の変化(たとえば N 値)が根拠となる。深さ30m付近には灰褐色の火山灰層が各ボーリング地点で確認されている。この層の上下に0.5~1.0mの有機質土が伴う。有機質粘土を境に沖積・洪積を分ける考え方である。この両者の考えを確かめる意味もあって非常に深い沖積・洪積層の乱さないサンプリングを行なった。サンプリング結果は図-5.14, 図-5.15, 図-5.16, 図-5.17のとおりである。

50mまでの採取状況は, 成果が非常にばらついていて。使用したカッティングエッチは, 第2号孔において深さ17mまでが $L=70\sim 75\text{mm}$ であるが, 他は100~150mmである。前者の場合は採取率がきわめて悪い。これは送泥量50 ℓ/min による洗掘の影響が大きいのと考えられる。後者のエッチを使用した場合, 採取率はおおむね良好であるが, 部分的には $L=100$ としても採取率が41%となっている。これはフォールサンプラー継ぎ足しの際におけるエッチの先端地盤への切り込み量が不足したためである。この区間の送泥量50~60 ℓ/min 給進速さ約10min/mである。採取率は一応80~90%以上を確保しているが, さらに送泥量を少なくするか, ビットの形状を考慮して, カッティングエッチ先端地盤に対する泥水の影響の軽減を計る必要がある。また上記の50m区間における泥水圧1.5~10 kg/cm^2 も高くなり過ぎたものと考えられる。50mまでの地盤は軟弱な層で N 値は10以下, 大部分は5~6以下を示す。

土質試験による粘土の一軸圧縮試験によると $q_u=0.4\sim 1.4\text{kg/cm}^2$ である。採取率がばらついた基本的原因はゆるい砂を伴う互層地盤に対し適切に対処できなかったことによるとみてよい。50~80m区間は「洪積層」に属し, 地層は粘土, 砂およびシルトの互層である。粘土は一般的に50mで浅より硬くなり N 値7~15程度, 砂で15~40程度である。使用したカッティングエッチの寸法は第1, 第2孔が $L=100\sim 110\text{mm}$, 第3孔が130~150mmである。両者の差による採取率への影響は両者の場合地盤条件が異なるため, 比較が困難であるが前者で66~99%, 一部に砂レキ層の23%が含まれる。送泥量は50~60 ℓ/min , 泥水圧は2~5 kg/cm^2 である。この場合の採取率の低下は互層部分の砂層の泥水による流失と考えられる。粘性土を主とする第3孔では $L=130\sim 150\text{mm}$, 送泥量70 ℓ/min としたが採取率90~100%を得ている。給進速さは一般に10~20min/mである。

本地点のサンプリングによって

- 1) N 値5~6程度の粘土, 砂の互層地盤のサンプリングはカッティングエッチ70~75mmでは短すぎ

地盤条件					機械条件						
標尺 (m)	深度 (m)	柱状図	採取率 50 %	N 値 10 20 30 40	掘進 長さ L (mm) D _h (mm)	掘進 速度 速さ (m/min)	送泥量 ($\frac{1}{2}$ m ³ /min)	回転数 (r.p.m)	押し込 み圧 (kg)	泥水圧 (kg/cm ²)	泥水の性質 比重 粘 度 (sec/100)
	0.07	粘土	手掘り								
	2.70	粘土									
5		中砂	83.3 %		L = 150 D _h = 66	8	40	53		1.5 2.0	1.047 37/446
10											
	13.00										
15	14.59	粘土						53		2.5 3.5	
20			99.0 %		L = 150 D _h = 66	10	60				1.141 33/446
25											
30	22.91	粘土									
35			81.0 %		L = 140 D _h = 64	10	60	53		3.0 4.0	1.102 31/446
40											
45	45.02										
	46.44	粘土									
	47.83	砂質 粘土	96.0 %		L = 100 D _h = 64	60	60			2.0 3.0	1.155 32/446
50	51.04	粘土						53			
	53.76	粘土質 砂									
55	55.02	砂質 粘土	25.2 %		L = 60 D _h = 64	120 150	60	27		2.5 3.5	1.047 25/446
	57.54	細砂						27		3.0 4.0	
	59.84	粘土						27		2.0 2.5	
60	61.60	細砂	65.0 %		L = 110 D _h = 65	60	60			4.0 5.0	1.118 32/446
65	64.70	粘土						27			
70	70.19										
75		中砂			L = 90 D _h = 66		60	27		2.5 3.0	
80	80.12										

図-5.14 宮城県北上川下流地盤のサンプリング その1

地 盤 条 件					操 機 条 件							
標 尺 (m)	深 度 (m)	柱 状 図	採取率 50 %	N 値 10 20 30 40	孔深 L (mm) D_L (mm)	掘進 速さ V (mm/min)	送泥量 (l/min)	回転数 (r.p.m)	押し込 み (kg)	泥水圧 (kg/cm^2)	泥水の性質 比重	粘 着 (dyn/cm^2)
	0.40	中砂	50 %									
	2.75	中砂										
	4.75	細砂										
5		中砂	58.3 %		$L = 70$ $D_L = 64$	8 10	50	27		1 2	1.010	31/1946
10	10.40	細砂										
15	15.60	中砂	0 %		$L = 75$ $D_L = 64$	7.5	50	27		2	1.017	35/1946
	17.10	シルト	84.3 %		$L = 100$ $D_L = 64$	15	35	27		3		
20	20.55	シルト	41.2 %		$L = 100$ $D_L = 64$	30	35	27		2		
25		粘土										
30		粘土	76.3 %		$L = 110$ $D_L = 64$	10 15	50	27		3	1.080 1.085	34/1946 35/1946
35		粘土										
40		粘土										
45	43.35	粘土	93.0 %		$L = 100$ $D_L = 64$	10 15	50	27		3		
50	49.40	粘土										
	50.30	シルト			$L = 100$ $D_L = 64$		50	27		3	1.016	21/1946
	51.81	粘土	100 %									
	53.83	シルト	82 %		$L = 100$ $D_L = 64$			53		3 4	1.035	30/1946
55	56.61	シルト						27				
60	58.41	シルト	99.0 %		$L = 100$ $D_L = 64$	10 15	50			3 4	1.079 1.080	33/1946 21/1946
65		シルト										
70		シルト										
75	75.63	中砂	72.3 %		$L = 100$ $D_L = 64$	10	50	33		2 3.5	1.049 1.084	30/1946 31/1946
80	80.31	中砂										

図-5.15 宮城県北上川下流地盤のサンプリング その2

地盤条件					機検条件						
標尺 (m)	深度 (m)	柱状図	採取率 %	N 値	掘削長さ L (mm) D_1 (mm)	掘削 速度 (mm/min)	送泥量 ($\frac{1}{60}$ min)	回転数 (r/min)	押し込み 圧 (kg)	泥水圧 ($\frac{kg}{cm^2}$)	泥水性状 比重 粘度 (sec/50)
5	0.40	中砂	72.0%	10 20 30 40	$L=150$ $D_1=66$	5	40	27	1.0 1.5	1.016	28/ 1746
	2.75	中砂									
	4.30	中砂									
10	12.60	中砂	72.0%	10 20 30 40	$L=150$ $D_1=66$	10 12	40	27	2.0 3.0	1.030	27/ 1746
	16.75	中砂									
15	16.75	粘土質シルト	92.0%	10 20 30 40	$L=150$ $D_1=66$	10 12	40	27	2.0 3.0	1.030	27/ 1746
	16.75	シルト									
20	20.60	シルト	92.0%	10 20 30 40	$L=150$ $D_1=66$	10 12	40	27	2.0 3.0	1.030	27/ 1746
	20.60	粘土質シルト									
25	20.60	粘土質シルト	92.0%	10 20 30 40	$L=150$ $D_1=66$	10 12	40	27	2.0 3.0	1.030	27/ 1746
	20.60	粘土									

図-5.16 宮城県北上川下流地盤のサンプリング (その 2, 掘りなおし孔)

100~150mmの方がよい。この場合の送泥量50~60 ℓ/min をできるだけ押えるか、またはロータリービットからの泥水噴出機構を再検討する必要がある。すなわち噴出方向が先端地盤に向かわない方向に改善することが考えられる。

- 2) N 値が20以下の地盤では泥水圧を2~3 kg/cm^2 に押えることが望ましい。

〔5〕適用結果の総括

前記5.2~5.3に述べた適用例をここで総括¹³⁾する。表-5.8、表-5.9は試験サンプリングの結果を、各地点ごとに粘性土と砂質土に分け、おのおのに対応するサンプリング結果を示したものである。また粘性土と砂質土を代表的な地盤強度のインデックスである N 値を利用して細分した。この表に本サンプラーの適性が表現されている。すなわち粘性土では N 値が6以上の地盤、砂質土では N 値25以上の地盤が本サンプラーによって採取率90~100%を上げ得る地盤であることがわかる。これらの地盤は主として洪積層に属している。その分布深度の変化は激しく、サンプラーの適用深度が表層から深い所におよんでいることがわかる。 N 値が5程度ないし、それ以下の粘性土のサンプリングは本来、本サンプラーを使用する必要がない地盤である。乱さない試料のサンプリングには、フォイルサンプラー、固定ピストン型シンウォールサンプラーが使用できるからである。しかし前節5〔2〕で述べたように上部に厚い沖積層が分布し、洪積層が下部にある場合、下部の洪積層のためにのみ、本サンプラ

ーを使用するのは経済性から不適な面がある。したがって軟弱な粘性土($N<5$)に対しても乱さない試料採取の機能を備えておく必要がある。表-5.8の適用例はいずれも、下部洪積層のサンプリングのため全長にわたりロータリー掘削を併用したものである。そのため、軟かい粘土では泥水によりサンプラー先端地盤が洗掘を受けたりまた試料が泥水で洗われるなどのため非常に長いカッティングエッジ、 $L=110\sim150\text{mm}$ を使用しなければ十分な採取率をあげることができない。しかし本機によってもサンプリングに時間をかければ、次のようにしてフォイルサンプリングを行なうこともできる。

本機はサンプラーの押し込み能力が最大2tonである。軟弱粘土地盤に対してはロータリー機構を使用せず、フォイルサンプラーのみを本機の押し込み機構を利用して押し込む。押し込み能力が不足する場合は、油圧回路の一部改良と適当なアンカーを取り付けるか、台車部にカウンターウェイトを載せる。サンプラーの引き上げは本機の油圧引き上げ装置を使用する。最大10tonまで可能である。

砂質地盤の N 値14以下の部分は、従来のサンプリング方法では乱さない試料をとることが、ほとんど不可能であった。しかし本機によって適正なカッティングエッジたとえば $L=150\sim200\text{mm}$ 、 $D_1=66$ を使用し、かつ泥水、機械操作を適確に行なえば、表-5.9および表-5.3に示すごとく乱さない試料を100%に近い採取率でサンプリングが可能であることが判明した。

地盤条件					機械条件							
標尺 (m)	深度 (m)	柱状図	採取率 50 %	N 値	切削力 L (mm) D ₁ (mm)	掘進 速度 V (m/min)	送泥量 (³ /min)	回転数 (r.p.m)	押し込 力 (kg)	泥水圧 (kg/cm ²)	泥水の性質	
				10 20 30 40							比重	粘度 (cP/25°C)
	1.10	盛土	手掘り									
	3.27	盛土			L=180 D ₁ =66	10	60	27		2.0 3.0		
5	5.35	粘土	42.5 %									
		中砂			L=150 D ₁ =66	15 20	60	27		2.5 3.5	1.074	63/ 946
10	10.28		73.2 %									
		河原	100 %		L=130 D ₁ =65	10 15	70	27		3.5 4.0 2.0 2.5 4.5 5.0	1.112	62/ 946
15		粘土										
20												
25					L=130 D ₁ =65	10 15	70	27		5.0 10.0	1.152	61/ 946
30			98.8 %									
35	35.00											
40		粘土			L=130 D ₁ =65	10 15	70	27		4.0 8.0	1.145	59/ 946
45			92.7 %									
50	48.05	採取せず			使用せず		70	27		40.0		
	51.35	砂利層	採取せず									
55			94.8 %		L=140 D ₁ =65	10	70	27		6.0 13.0	1.152	59/ 946
60		粘土										
65			100 %		L=130 D ₁ =65	10 15	70	53		5.0 10.0	1.050	59/ 946
70												
75			89.0 %		L=150 D ₁ =65	15 20	70	53		4.0 5.0 15.0	1.076	61/ 946
	77.47											

図-5.17 宮城県北上川下流地盤のサンプリング その3

表-5.8 粘性土、粘土のサンプリング総括表

N値の 範 囲	地 盤	粘 着 力 (kg/cm ²)	採 取 率 (%)	カ ッ テ ィ ン グ エ ッ ヂ (mm)	送 泥 量 (ℓ/min)	泥 水 圧 (kg/cm ²)	ピ ッ ト 回 転 数 (r.p.m.)	給進速さ (min/m)
0～5	大阪梅田層 (沖積層)	0.2～0.5	27	$L=70, D_i=64$		2～3	100～133	
	東京小松川 (“)	0.1～0.9 0.3～1.2	90～97 95～100	$L=110, D_i=62$ $L=110, D_i=66$	48 35～48	2.0 1.5～2.0	53 27～40	7～11 15～22
	宮城県北上川 (“)	0.05～0.8	97～99	$L=150, D_i=66$	60	2.5～3.4	53	4～6
		0.1～0.7	81	$L=140, D_i=64$	60	3.0～4.0	53	4～6
		0.4～0.8	41	$L=100, D_i=64$	35	2.0	27	10～15
		0.1～0.9	76	$L=110, D_i=66$	50	3.0	27	10～15
		0.3～0.7	93	$L=100, D_i=64$	70	3.0	27	5～10
		0.2～1.0	100	$L=130, D_i=65$	70	2.0～10.0	27	5～10
6～14	大阪天満層 (洪積層)	0.6～1.3	95	$L=70, D_i=64$		2.0～3.0	100～133	
	宮城県北上川 (“)	0.9～1.1	99	$L=100, D_i=64$	50	3.0～4.0	53	10～15
		0.5	100	$L=130, D_i=65$	70	5.0～10.0	53	10～20
15～25	東京小松川 (“)	0.8～1.2 —	80～100 100	$L=90, D_i=62$ $L=90, D_i=66$	48 20～30	1.5～2.0 2.0	53 27～40	10～20 10～20
25以上	香川県坂出 (“)	1.4～1.8	100	$L=100, D_i=64$	60	2.0～3.0	80～100	60
	千葉県成田層 富津(“)	0.6～1.6	87	$L=70, D_i=64$	53	1.0～3.0	67～200	10～25

表-5.9 砂質土、砂のサンプリング総括表

N値の 範 囲	地 盤	粘 着 力 (kg/cm ²)	採 取 率 (%)	カ ッ テ ィ ン グ エ ッ ヂ (mm)	送 泥 量 (ℓ/min)	泥 水 圧 (kg/cm ²)	ピ ッ ト 回 転 数 (r.p.m.)	給進速さ (min/m)
0~14	新 潟 加 治 川 (沖積層)	0 {	37	$L=70, D_i=64$	48	0.5	67	7
	90		$L=200, D_i=66$	48	0.5	67	11	
	東 京 小 松 川 (")	—	78	$L=110, D_i=62$	48	1.0	67	30
	宮 城 県 北 上 川 (")	$q_s=0.2$ ~1.1	89	$L=150, D_i=66$	40	1.5~2.0	53	4~8
〃 0.3~0.4		59	$L=70, D_i=64$	50	1.0~2.0	27	5~10	
—		73	$L=150, D_i=66$	40	2.5~3.0	27	5~10	
15~24	千 葉 県 成 田 層 土 研 (洪積層)	0.1~0.25 —	不 定 55	$L=60, D_i=62$ $L=70, D_i=64$	50~70	1~2	67~200	15~20
	千 葉 県 成 田 層 船 橋 (")	—	80~93	$L=70, D_i=64$				
	香 川 県 坂 出 (")	$q_s=0.4$ ~0.8	33	$L=125, D_i=66$	45	2.5	67	10
25~50	新 潟 加 治 川 (沖積層)	—	96	$L=120, D_i=60$	48	0.5~1.0	67	9
		—	26~93	$L=70, D_i=64$	48	0.5~2.0	67	23~70
		—	92~96	$L=125, D_i=67$	48	0.5~2.0	67	60~109
	千 葉 県 成 田 層 土 研 (洪積層)	0.2~0.7	92~100	$L=60\sim70$ $D_i=64$	50~70	2~3	67~200	80~20
	東 京 小 松 川 (")	$q_s=2.0$ ~2.4 2.6	88~90 100	$L=90, D_i=62$ $L=90, D_i=66$	48 20~48	1.5 2.0	53 27~40	12~18 50~60
50以上	千 葉 県 成 田 層 船 橋 (")	—	96~100	$L=70, D_i=64$	50	1.5~4.5	80~133	40~200
	香 川 県 坂 出 (")	$q_s=0.4$ ~0.8	100	$L=125, D_i=66$	48	1.5~2.5	67	20
		〃 0.6~1.6	95~100	$L=100, D_i=66$	48	2.0	67~80	30~40
		〃 0.4 ~(5.2)	100	$L=70, D_i=64$	60	2.0~3.0	67~80	25~40
	千 葉 県 成 田 層 船 橋 (")	0.3~0.6	82~100	$L=70, D_i=64$	—	—	—	—

N 値が6以上の粘性土地盤、 N 値が25以上の砂質土地盤を対象とする場合のサンプラーの使用条件は、それぞれの地盤条件に応じて表-5.8、表-5.9から求めることができる。試験サンプリングの結果からカッティングエッジ、泥水、給進速さなどの機構および操作上の問題点はほぼ解決の見通しを得ることができた。

その他、本機の操作上、きわめて重要な点がある。すなわち 5[3]の成田層サンプリング(1)に詳しく触れた点であるが、「カッティングエッジを常に乱さないビット先端地盤に食い込ませていること」は本機サンプリング上に基本的、かつ不可欠の条件である。この点に関する操作上の誤りは 5[2]~5[4]の適用例作業中にしばしば生じ採取率を下げている。 N 値が6以上の比較的硬い粘土質地盤で上記の問題となる点は少ないが、砂質土軟かい粘土ではこれによる採取率の低下が著しい。

泥水の処理も本機サンプリング結果に重要な影響を与える。適用例では送泥量を20~70ℓ/minの範囲で使用した。送泥量がサンプリングに与える影響は地盤の硬さによって異なる。ビット先端から吹き出す泥水の水速は20~70ℓ/minで約30~120cm/secにおよぶ。流速が地盤の洗掘に与える力は流速の2乗に比例すると考えられる。流量はスライムの運搬機能と洗掘作用というサンプリングにとっての相反する効果をおよぼすので適正な量の決定は困難が多い。表-5.8、表-5.9の結果を流量の選定のための参考値にとることができよう。このような泥水の取り扱いについては、今後研究すべき内容が多い。

次にこれらの作業結果から、本機による作業能率を高める上に、また良好な採取率を確保する上に、適正な作業員構成を表-5.10のごとく定めることができる。表-5.10は作業を掘進段階とサンプリング作業段階に分け

表-5.10 標準作業員構成

作業員構成	作業分担	
	準備段階	サンプリング作業段階
主任技術者 1名	総合指揮	押し込み力、回転数、泥水等総合調整 掘進状況記録
作業員 計 4名	1名 泥水準備(用水確保、フローライン等施設)	調泥、泥水試験
	1名 フォイルサンプラーヘッド組み立て(テープ装てん、清掃)	サンプル記録
	1名 本体組み立て動力等準備	内外管継ぎ足し、分離作業
	1名 整地(10×20m)	
計 5名		

てそれぞれの作業員が分担すべき内容を示している。このようにして主任技術者以下それぞれの作業員は本機操作遂行上要求される作業を分担することになるが、高い作業成果を確保するためには各作業員個人の技術的熟練性に依存する度合いがきわめて大きい。本機がフォイルサンプラーを組み込んだ口径の大きい、しかも重量の大きな複雑な機構から成り立っていることから、各作業員はそれらの技術に精通していることが必要であることは言うまでもない。特に作業を総括する主任技術者にはそれらに加えて、高深度ボーリングの泥水管理技術が要求される。

6. 結 語

従来、地表下の地盤試料採取(サンプリング)技術で開発が遅れていた砂質土や洪積層を含む比較的硬い地盤の「乱さない試料」採取のために特殊型フォイルサンプラーを開発した。

本機は試料の収納にフォイルサンプラーを用い、これを内管系とし、内管の地盤中への押し込みを助けるため

に外管系として回転式掘進機構を装備した。本機は内管に押し込み力2ton、引き上げ力は外管のジャーミング等の事故を考慮して10tonの容量を持ち最大サンプリング深さは80mである。本機は外径140mmの外管の掘進のために泥水循環装置を、また長さ2.5mの内外管の継ぎ足し、解体作業を容易にするため高さ7.4mのマストを備えた。装置の全重量(内外管を除く)は約5tonである。本機に現地調査のための機動性を持たせるため全装置を4輪タイヤからなる台車(2.2m×5.2m)上にとり載している。

採取できる試料は直径64~66mmで、一回の押し込み操作で得られる試料の長さは最大約15mである。本機のサンプラーとしての適用性を明らかにするため約800mにおよぶ現地での試験サンプリングを行なった。地盤は沖積層および洪積層の8地点である。

この結果、高いサンプリング性能を発揮させるためには地盤の性質に応じた使用条件(サンプラーの刃先条件、泥水条件、給進条件)が必要であることが認められた。また適正な使用条件を満足するとき、それぞれの地盤の

乱さない試料を100%に近い採取率で求めることができ
ることを明らかにした。

試験サンプリングの結果から地盤条件を砂質、粘土質

に分け地盤の強度的性質を N 値で表現して、おのおのに
対応する本機の主要な適正使用条件を次のように定める
ことができた。

表-6.1 サンプリング作業基準試案

地盤条件		特殊型フォイルサンプラー使用条件					
砂質	粘土質	(1) L	(2) D_i	泥水量	泥水圧	ビット 回転数	給進速さ
		mm	mm	ℓ/min	kg/cm ²	r.p.m.	min/m
N 値	N 値						
0 ~ 14	—	150~200	66	30~50	0.5~3	27~60	5~10
15 ~ 49 (沖積層)	0~4	110~150	66	30~50	0.5~3	27~60	10~20
15 ~ 49 (洪積層)	5~24	80~110	64~66	30~60	1 ~ 4	27~100	10~60
50 以上	25以上	70~90	64	40~60	1 ~ 5	67~133	20~100
軟岩質		70	64	50~60	1 ~ 5	67~200	20~100

(1) カッティングエッジの長さ、ビット先端から実際に突き出す最大長さは $(L-45)$ mm

(2) カッティングエッジの内径

本機の開発によって洪積層、軟岩などの硬質地盤の乱
さない連続サンプリングを可能にできたことのみなら
ず、従来のサンプラーできわめて困難であった固結力の
少ない砂質土のサンプリングが可能になったことは、こ
の種の地盤の工学的性質解明の上に大きな偉力を発揮す
るものと考えられる。

特殊型サンプラーの開発の上では現在は、まだ試作の
段階でもあり、実用の面から機構上において、また製作
経費の上で改善すべき点も少なくないが、試験サンプリ
ングの結果から判断して、本機の改良を重ねることによ
り一般的なサンプラーとして十分使用できると考える。

謝 辞

特殊型フォイルサンプラーの開発、研究を進めるに当
たっては終始、建設省土木研究所長福岡正巳博士のご教
授を賜った。また試作機の設計に当たっては谷藤機械
工業株式会社の秋本亮吉氏にご指導をいただき、試作機
の操作および機構上の問題点の指摘とその解決について
は株式会社ダイヤコンサルタンツの鈴木勝吉氏に有益な
ご助言ご協力を得た。現地作業を行なうに際して建設省
関係各位および運輸省第1港湾建設局新潟港工事事務
所、宮城県土木部道路建設課、首都高速道路公団第3建
設局小松川工事事務所の関係各位に種々のご配慮を賜わ
った。

ここに厚くお礼申し上げる。

参 考 文 献

1. Hvorslev M.J., (1949), Subsurface exploration and sampling of soils for Civil Engineering purposes, P. 225~345, Report on a research pro-

ject of the American Society of civil Engineers.

- 2-1. 鉄道省土質調査委員会, (1934), 「試錐機による地下の土質標準採取法 (3重管式)」鉄道大臣官房研究所土質調査委員会, 第3輯, p.11~14

- 2-2. 渡辺貫(1941), 「地質工学」p.515~526, 古今書院

3. 前掲 1

4. 中村小四郎 (1961), 「試錐(I)」p.193~230, 試験研究会

5. Mcgregor K., (1967), The Drilling of Rock, p.171~192, CR Books, Ltd, London.

6. 土質工学会サンプリング委員会 (1965), 「土のサンプリング指針」p.5~12, 土質工学会

7. Kjellman W. & Kallstenius T., (1948) "A method of extracting long continuous cores of undisturbed soil" p.255~258, Proc. of 2nd cong. of SMFE

8. 前掲 7

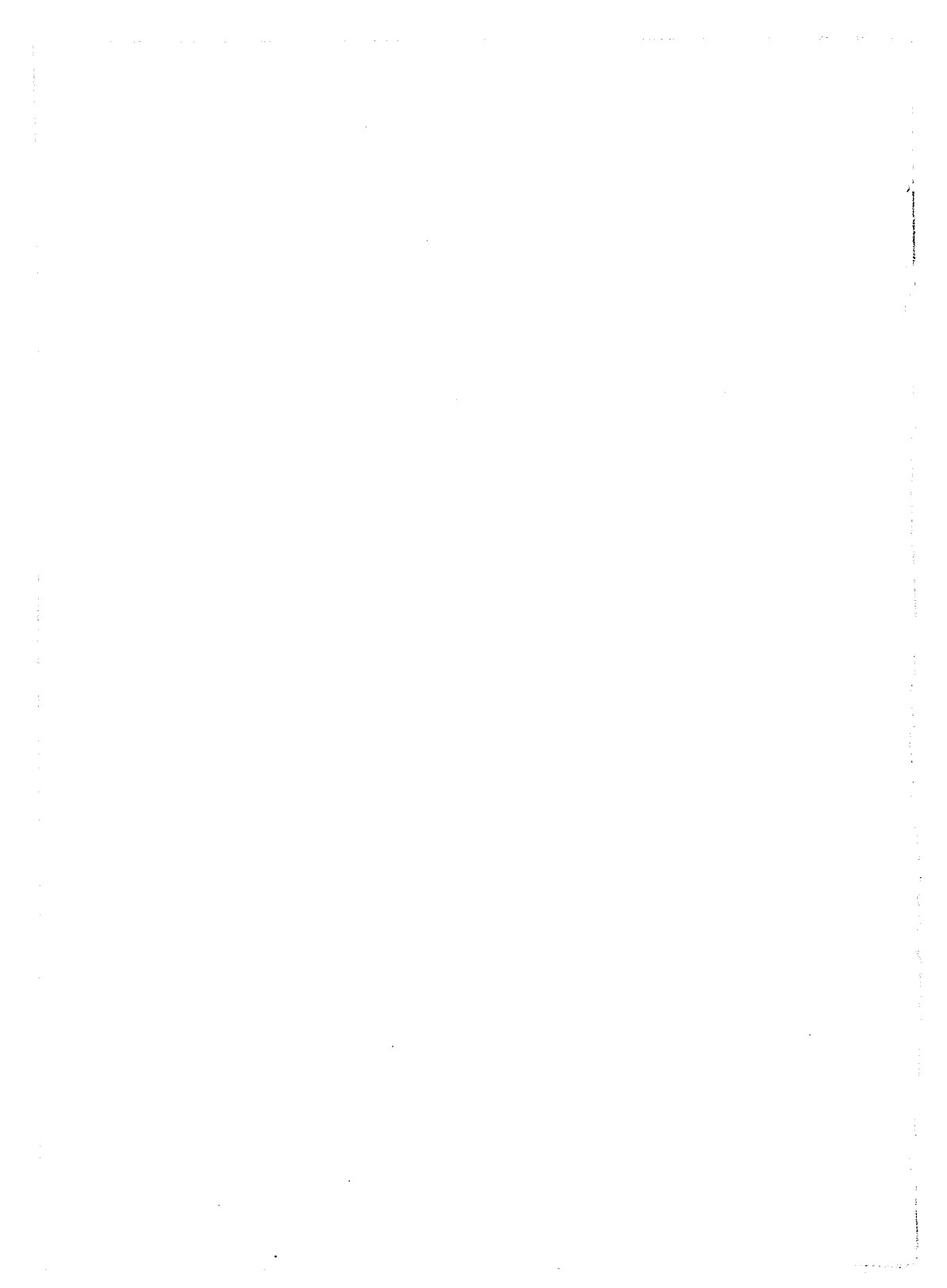
9. 沖野文吉 (1966), 「ボーリング用泥水」p.34~40, p.209~220, 技報堂

10. 藤井清光 (1963), 「ボーリングに使用する循環流体の処理法」理工図書

11. 吉中竜之進, 志賀博 (1968), 「洪積世砂質土層の工学的性質」土木技術資料 Vol.10, No. 4, 土木研究会

12. 吉田巖, 吉中竜之進 (1967), 「特殊型フォイルサンプラーの試作と砂質地盤調査の1例」第2回土質工学研究発表講演集, 土質工学会

13. 吉田巖, 吉中竜之進 (1969), 「特殊型フォイルサンプラーによるサンプリング (第2報)」第4回土質工学研究発表講演集, 土質工学会



透過性構造物による波の変形に関する研究 (1)

——不圧海岸地下水位の変動および鉛直捨石堤
による波の変形について——

(昭和 45 年 1 月)

富 永 正 照*
坂 本 忠 彦**

Study on the Wave Deformations due to the Permeable Coastal Structures (1)

——On the Movement of Coastal Ground Water and the Wave Deformation
due to the Permeable Breakwater——

(January 1970)

by Masateru Tominaga
Tadahiko Sakamoto

Synopsis :

Many kinds of coastal structures, such as breakwaters and offshore dikes constructed by various size sand, stones and concrete blocks, are considered to be porous and permeable. We have analyzed the waves through these structures by the small amplitude theory with resistance term.

If the wave motion is slow and the flow is laminar, the resistance term is linear. The movement of coastal ground water by tides is the typical case in these conditions. Theoretical values agreed with field data quite well. As a result we obtained the permeable coefficient theoretically.

If the flow is turbulent, the resistance term is the function of Reynolds number. We approximated the nonlinear resistance to a linear one and obtained the ratios of wave reflection and transmission due to the permeable breakwater. These ratios agreed with the experimental data quantitatively.

These treatments will be useful in the analysis and design of permeable coastal structures.

要 旨

捨石堤、離岸堤、消波工等のような透過性構造物内の波の運動を抵抗を受ける波として取り扱った。

透過性構造物内の流れが層流と見なされる場合、線形抵抗を受ける波として取り扱う。これは潮汐の変動による不圧海岸地下水位の変動等の解析に有効であり、現場透水試験に適用して、良好な結果を得た。

さらに風波のように周期の短い波が作用して、乱流状態と見なされる場合の抵抗を抵抗係数で表示し、線形化による近似により、層流の場合と同様に解けることを示した。

このような場合の代表例として、造波水路内に設置した鉛直捨石堤により、波の反射率と透過率に関する実験を行なったところ、実験値と理論値は良い一致を示した。これらの結果は離岸堤および消波工等の設計に有用であらう。

キーワード (透過性構造物, 透過式防波堤, 捨石堤, 離岸堤, 不圧海岸地下水, 抵抗を受ける波, 波の反射率, 波の透過率)

* 河川部沿岸研究室長

** 河川部沿岸研究室研究員

目 次

1. まえがき.....(2)	[2] 乱流時の波数 k_1 の近似式.....(10)
2. 線形抵抗を受ける場合の理論的検討.....(2)	5. 鉛直捨石堤による反射率と透過率について.....(10)
[1] 基礎方程式.....(2)	[1] 領域ⅡおよびⅢにおける解.....(10)
[2] 領域Ⅱにおける解.....(3)	[2] 領域Ⅰにおける解.....(11)
[3] 領域Ⅰにおける解.....(4)	[3] 境界における連続条件.....(11)
3. 不圧海岸地下水への適用.....(5)	[4] 鉛直捨石堤による透過率および反射率 の定性的検討.....(11)
[1] 不圧海岸地下水の運動方程式.....(5)	6. 鉛直捨石堤による波の透過率と反射率の実 験的検討.....(12)
[2] 従来の解との比較.....(5)	[1] 実験装置および実験方法.....(12)
[3] 長崎外港埋め立て地における不圧海岸 地下水の観測結果の解析.....(6)	[2] 実験結果.....(13)
[4] 透水係数が異方性を持つ場合の検討.....(8)	7. 理論値と実験値の比較.....(20)
4. 抵抗が流速の関数となる場合の理論的検討.....(9)	8. 結論.....(23)
[1] 基礎方程式の線形化による近似.....(9)	

1. まえがき

海岸構造物の中には、連続した空けきを持ち、水流を容易に透過させる透過性構造物、あるいは空けき構造物と見なされるものが数多くある。たとえば捨石あるいは各種の異形ブロック等で構成された捨石堤^{1),2),3),4)}、離岸堤⁵⁾、潜堤^{6),7)}と呼ばれるもの、あるいは海岸堤防前面の消波工^{8),9),10)}、根固工と呼ばれるものはすべて透過性構造物と見なされる。これらの構造物に波浪が入射すれば、そのエネルギーの一部は構造物により反射されて反射波となるが、他の一部は空けき内に侵入し、空けき内でエネルギーを消費しながら伝ばし、透過性構造物を通過したエネルギーは透過波として再生される。

また、潮汐の変動に伴って運動する海岸線付近の地下水、いわゆる不圧海岸地下水¹¹⁾の存在は、巨視的に見れば砂層で構成された海浜自体も潮汐のような長周期の波に対しては、透過性構造物と見なされることを示している。

これらの透過性構造物内における波浪のエネルギーの消費機構は、周期、波高、水深等の波浪の特性、空けき率、捨石の粒径等の空けきの特性、厚さ、のり面の角度等の透過性構造物の特性等、数多くの要素に支配される複雑なものであるため、解析的取り扱いが困難であった。そのため、透過性構造物による波浪の波動機構およびそれに伴う水理学的な諸現象については、すでに多くの研究が行なわれているが、いずれも実験的検討を主体としたものであり、現象の統一的なのはあくに欠ける面があった。

著者らは、このような透過性構造物内の波の運動を抵抗を受けて進行する波の運動として、理論的に統一して

取り扱いを試みるとともに、一連の実験により、その検討を行なっている。

一般に透過性構造物内において波の受ける抵抗は流速の関数となる。たとえば、透水に関するレイノルズ数が十分小さい場合は、線型抵抗として、Darcy の法則で表わされ、流速が増大するにつれ、Darcy の法則よりはずれて、抵抗は流速の関数となり、抵抗係数の形で評価するのが適当となろう。

ここでは、第一報として線形抵抗を受けて進行する波の基礎方程式を示し、線形抵抗を受ける波の代表例として不圧海岸地下水の運動を取り上げ、長崎外港における不在海岸地下水の現地観測結果の解析を行なう。さらに抵抗が流速の関数となる場合の代表例として、浅水波の領域の水深に設置された鉛直捨石堤に規則波が入射した場合について理論的検討を行なった結果、およびその実験的検討を行なった結果について報告する。

2. 線形抵抗を受ける場合の理論的検討

[1] 基礎方程式

図-2.1のように座標軸を定める。半無限に広がる空けき率 λ の透過性構造物の一端が平均水深 h なる水域に接して、不透水層が $z = -h$ にあるものとする。水域では波は抵抗を受けずに運動できる。この領域を領域Ⅱと名付ける。透過性構造物内では、波は運動に伴って抵抗を受ける。この領域を領域Ⅰと名付ける。領域Ⅱに

$$\eta_2 = \frac{H_1}{2} e^{i(\omega t - k_2 x)} \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

(以下、必要な場合は実数部分をとるものとする。)

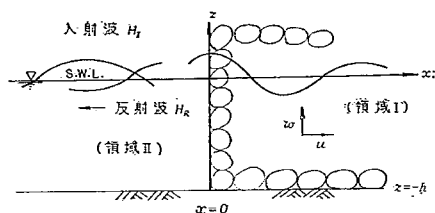


図-2.1 透過性構造物内の波の運動

のように表わされる規則波が入射した場合、その影響を受けて領域Ⅰを x 方向の正の方向に伝はる波の運動を調べることにする。領域Ⅰにおいて波の受ける抵抗は流速の関数となるが、ここでは透水に関するレイノルズ数が十分に小さく、Darcy の法則で表わされるような線形抵抗を受ける場合について検討を行なう。領域ⅠおよびⅡにおける x 軸および z 軸方向の断面平均流速をそれぞれ u および w とすると、連続式、運動方程式、境界条件はそれぞれ表-2.1のように表わされる。ここに、 k は透過性構造物の透水係数である。

以下、suffix 1 および 2 はそれぞれ領域ⅠおよびⅡに対するものであることを示す。領域Ⅱにおける方程式は表面波の基礎方程式を微小振幅の仮定のもとに摂動法により展開した第 1 近似の方程式であり、領域Ⅰの方程式も領域Ⅱにならって展開した第 1 近似の方程式である。これらは Reid と梶浦¹¹⁾が砂層からの浸透による波高減衰の問題で取り扱った手法に類似しているが、境界条件、特に透過性構造物内での自由表面の境界条件の存在が異なっている。領域の境界の連続条件として水位および流量の連続条件を取り上げた。さらに圧力の連続条件などが考えられ、これらの各種の組み合わせについて検討を行なっているが、現在のところ、はっきりした結論

が得られておらず、ここでは水位と流量の二つの連続条件を満足させることにした。

[2] 領域Ⅱにおける解

式(2.2)~(2.7)は微小振幅波理論の基礎式であり、この解は周知のとおりである。基礎方程式、境界条件がすべて線形であるので、複素数表示を行なうことにする。この領域には入射波および透過性構造物からの反射波が存在するので、その解は次のようになる。ここに H_I および H_R は、それぞれ位相の差まで考えた複素数の入射波高および反射波高であるが、ここではまだ H_R は未知である。 φ_2 は式(2.12)および(2.13)で定義される速度ポテンシャルである。

$$\eta_2 = \frac{H_I}{2} e^{i(\omega t - k_2 x)} + \frac{H_R}{2} e^{i(\omega t + k_2 x)} \dots (2.10)$$

$$\varphi_2 = -i c_2 \frac{\cosh k_2(h+z)}{\sinh k_2 h} \times \left\{ \frac{H_I}{2} e^{i(\omega t - k_2 x)} + \frac{H_R}{2} e^{i(\omega t + k_2 x)} \right\} \dots (2.11)$$

$$u_2 = -\frac{\partial \varphi_2}{\partial x} = \sigma \frac{\cosh k_2(h+z)}{\sinh k_2 h} \times \left\{ \frac{H_I}{2} e^{i(\omega t - k_2 x)} - \frac{H_R}{2} e^{i(\omega t + k_2 x)} \right\} \dots (2.12)$$

$$w_2 = -\frac{\partial \varphi_2}{\partial z} = i \sigma \frac{\sinh k_2(h+z)}{\sinh k_2 h} \times \left\{ \frac{H_I}{2} e^{i(\omega t - k_2 x)} + \frac{H_R}{2} e^{i(\omega t + k_2 x)} \right\} \dots (2.13)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ただし、} \sigma &= k_2 c_2, \quad \sigma^2 = g k_2 \tanh k_2 h, \\ \sigma &= 2\pi/T, \quad (T: \text{入射波の周期}) \end{aligned} \right\} \dots (2.14)$$

式(2.8)および(2.9)に対応する境界の連続条件として

$$\eta_2 = \frac{(H_I + H_R)}{2} e^{i\omega t} \quad \text{at } x=0 \dots (2.15)$$

表-2.1

領域Ⅱ (抵抗を受けない領域)		領域Ⅰ (線形抵抗を受ける領域)	
連続式	$\frac{\partial u_2}{\partial x} + \frac{\partial w_2}{\partial z} = 0 \dots (2.2)$	$\frac{\partial u_1}{\partial x} + \frac{\partial w_1}{\partial z} = 0 \dots (2.2)'$	
運動方程式 x 方向	$\frac{\partial u_2}{\partial t} = -\frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial P_2}{\partial x} \dots (2.3)$	$\frac{1}{\lambda} \cdot \frac{\partial u_1}{\partial t} = -\frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial P_1}{\partial x} - \frac{g}{k} u_1 \dots (2.3)'$	
z 方向	$\frac{\partial w_2}{\partial t} = -g - \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial P_2}{\partial z} \dots (2.4)$	$\frac{1}{\lambda} \cdot \frac{\partial w_1}{\partial t} = -g - \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial P_1}{\partial z} - \frac{g}{k} w_1 \dots (2.4)'$	
境界条件			
底面での条件	$w_2 = 0 \quad \text{at } z = -h \dots (2.5)$	$w_1 = 0 \quad \text{at } z = -h \dots (2.5)'$	
自由表面の連続条件	$\frac{\partial \eta_2}{\partial t} = w_2 \quad \text{at } z = 0 \dots (2.6)$	$\frac{\partial \eta_1}{\partial t} = \frac{w_1}{\lambda} \quad \text{at } z = 0 \dots (2.6)'$	
自由表面の圧力条件	$P_2 = 0 \quad \text{at } z = 0 \dots (2.7)$	$P_1 = 0 \quad \text{at } z = 0 \dots (2.7)'$	
領域の境界の連続条件			
水位の連続	$\eta_2 = \eta_1 \quad \text{at } x=0 \dots (2.8)$		
流量の連続	$Q_2 = Q_1 \quad \text{at } x=0 \dots (2.9)$		

$$Q_2 = \int_{-h}^0 u_2 dz = c_2 \frac{(H_I - H_R)}{2} e^{i\omega t} \quad \text{at } x=0 \quad (2.16)$$

〔3〕領域Ⅰにおける解

領域Ⅰにおいて式(2.17)および(2.18)で表わされるような速度ポテンシャル $k\varphi_1$ を導入する。

$$u_1 = -k(\partial\varphi_1/\partial x) \quad (2.17)$$

$$w_1 = -k(\partial\varphi_1/\partial z) \quad (2.18)$$

これらの関係式を式(2.2)'に代入すれば φ_1 は Laplace の方程式を満たさなければならないことがわかり、次の一般解を持つ。

$$\varphi_1 = \left\{ e^{ik_x x} \right\} \left\{ e^{-k_1 z} \right\} \left\{ e^{i\omega t} \right\} \quad (2.19)$$

これらには8個の組み合わせが可能であるが、式(2.10)を参照して時間項は $e^{i\omega t}$ のみを選ぶ。したがって

$$\varphi_1 = (A \cdot e^{ik_x x} \cdot e^{-k_1 z} + B \cdot e^{-ik_x x} \cdot e^{-k_1 z} + C \cdot e^{ik_x x} \cdot e^{-k_1 z} + D \cdot e^{-ik_x x} \cdot e^{-k_1 z}) \cdot e^{i\omega t} \quad (2.20)$$

1) $z = -h$ における境界条件

式(2.5)'より $z = -h$ で $\partial\varphi_1/\partial z = 0$ でなければならない。これより式(2.21)が得られる

$$A = C, \quad B = D \cdot e^{ik_1 h} \quad (2.21)$$

2) 自由表面における条件

式(2.3)', (2.4)'および式(2.17), (2.18)より運動方程式の積分形として次式を得る。

$$-\frac{k}{\lambda} \cdot \frac{\partial\varphi_1}{\partial t} = -\frac{P_1}{\rho} g z + g\varphi_1 \quad (2.22)$$

したがって、自由表面の条件は式(2.23)の圧力条件と式(2.24)の連続条件より η_1 を消去して式(2.25)のように表わされる。

$$-g\eta_1 + g\varphi_1 + \frac{k}{\lambda} \cdot \frac{\partial\varphi_1}{\partial t} = 0 \quad \text{at } z=0 \quad (2.23)$$

$$\frac{\partial\eta_1}{\partial t} = \frac{w}{\lambda} = -\frac{k}{\lambda} \cdot \frac{\partial\varphi_1}{\partial z} \quad \text{at } z=0 \quad (2.24)$$

$$\frac{\partial^2\varphi_1}{\partial t^2} + \frac{g\lambda}{k} \cdot \frac{\partial\varphi_1}{\partial t} + g \frac{\partial\varphi_1}{\partial z} = 0 \quad \text{at } z=0 \quad (2.25)$$

この式は透過性構造物内を線形抵抗を受けて進行する波を考える場合の重要な基礎式である。微小振幅波理論による表面条件式(2.26)と比較すると $g\lambda/k \cdot \partial\varphi/\partial t$ という項を含んでいることがわかる。

$$\frac{\partial^2\varphi_1}{\partial t^2} + g \frac{\partial\varphi_1}{\partial z} = 0 \quad \text{at } z=0 \quad (2.26)$$

式(2.25)に式(2.20)および(2.21)を代入すると若干の変形のうち、式(2.27)が得られる。

$$\begin{aligned} & \left(\sigma^2 - i \frac{\lambda\sigma}{k} g \right) \cdot \cosh(k_r + ik_t)h \\ & = g(k_r + ik_t) \sinh(k_r + ik_t)h \quad (2.27) \end{aligned}$$

ただし、 $k_1 = k_r + ik_t$, $\sigma = k_1 c_1$ (2.28)

複素数で表示した波数 k_1 と σ との関係は式(2.27)を解くことにより求めることができる。 $\lambda=1, k \rightarrow \infty$ すなわち、抵抗を受けない場合には、通常の波数を求める式(2.14)と一致することは明らかである。式(2.27)を real および imaginary part に分割すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} & \sigma^2 + \sigma \frac{\lambda}{k} g \tanh k_r h \cdot \tan k_t h \\ & = g k_r \tanh k_r h - g k_t \tan k_t h \quad (2.29) \\ & -\sigma \frac{\lambda}{k} g + \sigma^2 \tanh k_r h \cdot \tan k_t h \\ & = g k_r \tan k_t h + g k_t \tanh k_r h \quad (2.30) \end{aligned}$$

$k_1 = k_r + ik_t$ はこの二つの方程式を満足する k_r および k_t を求めればよく、あとに述べるような適当な近似解を代入して、必要な精度になるまで、繰り返し計算を行なえばよい。

3) 波数 k_1 の一意性

複素関数論によれば式(2.27)は二つの解を持つことは容易にわかる。その一つの解を $k_1 = k_r + ik_t$ とすると、 $-k_1 = -k_r - ik_t$ もまた解であることがわかる。 k_1 および $-k_1$ は x 軸を正および負の方向に伝ばする同一の波を表わしており、複素数で表示した波数 k_1 は一義的に求められることがわかる。図-2.1に示したように $k_r > 0$ の時、すなわち x 軸を正の方向に伝ばするとき、波動は減衰するであろうから $k_t < 0$ となることが予想され、透過性構造物が半無限に続く場合には $x \rightarrow \infty$ のとき $\lim_{x \rightarrow \infty} e^{ik_x x} = \lim_{x \rightarrow \infty} e^{-k_t x} \cdot e^{ik_r x}$ は発散するため、 $A = C = 0$ としなければならない。

4) $x=0$ における境界条件

以上の結果より、新しく常数 E を導入して式(2.31)となる。

$$\varphi_1 = E \cosh k_1(h+z) \cdot e^{i(\omega t - k_1 x)} \quad (2.31)$$

これは x 軸を正の方向に伝ばする波動を示している。式(2.6)'より

$$\eta_1 = \frac{iEk}{c_1\lambda} \sinh k_1 h \cdot e^{i(\omega t - k_1 x)} \quad (2.32)$$

これが $x=0$ で式(2.15)と連続するためには

$$\left. \begin{aligned} & \frac{iEk}{c_1\lambda} \sinh k_1 h = \frac{H_I + H_R}{2} \\ \therefore E = -i \frac{c_1\lambda}{k} \cdot \frac{(H_I + H_R)}{2} \cdot \frac{1}{\sinh k_1 h} \end{aligned} \right\} \quad (2.33)$$

したがって、

$$\begin{aligned} \varphi_1 = & -i \frac{c_1\lambda}{k} \cdot \frac{H_I + H_R}{2} \cdot \frac{\cosh k_1(h+z)}{\sinh k_1 h} \\ & \times e^{i(\omega t - k_1 x)} \quad (2.34) \end{aligned}$$

$$\eta_1 = \frac{H_I + H_R}{2} \cdot e^{i(\omega t - k_1 x)} \quad (2.35)$$

$$u_1 = -k \frac{\partial \varphi_1}{\partial z} \\ = \sigma \lambda \frac{H_I + H_R}{2} \cdot \frac{\cosh k_1(h+z)}{\sinh k_1 h} \cdot e^{i(\sigma t - k_1 z)} \quad \dots\dots\dots (2.36)$$

$$w_1 = -k \frac{\partial \varphi_1}{\partial z} \\ = -i \sigma \lambda \frac{H_I + H_R}{2} \cdot \frac{\sinh k_1(h+z)}{\sinh k_1 h} \cdot e^{i(\sigma t - k_1 z)} \quad \dots\dots\dots (2.37)$$

式(2.9)と対応する境界の連続条件として次式を得る。

$$Q_1 = \int_{-h}^0 u_1 dz = c_1 \lambda \frac{H_I + H_R}{2} \cdot e^{i \sigma t} \quad \text{at } x=0 \quad \dots\dots\dots (2.38)$$

3. 不圧海岸地下水への適用

〔1〕 不圧海岸地下水の運動方程式

不圧海岸地下水の運動について考えてみる。砂層で構成された海浜は潮汐のような長周期の波に対しては透過性構造物と見なされる。そして、その砂層中を潮汐の変動に伴って運動する不圧海岸地下水の流速は小さく、運動は緩慢であるので、不圧海岸地下水の運動は線形抵抗を受ける波の代表例と見ることができ、今まで述べてきたものは、そのまま不圧海岸地下水の運動の基礎式と見ることができる。

境界条件式(2.9)を満たすためには、式(2.16)および(2.38)より

$$c_2 \frac{H_I - H_R}{2} \cdot e^{i \sigma t} = c_1 \lambda \frac{H_I + H_R}{2} \cdot e^{i \sigma t} \\ \therefore \text{反射率 } \frac{H_I - H_R}{H_I} = \frac{c_2 - c_1 \lambda}{c_2 + c_1 \lambda} = \frac{k_1 - k_2 \lambda}{k_1 + k_2 \lambda} \quad \dots\dots (3.1)$$

ここで、 k_1 の値を式(2.27)より求める必要がある。地下水層(透過性構造物)内の流れが線形抵抗を受けるような、ゆるやかな流れでは $|k_1|$ は十分小さいと仮定できるから

$$\left. \begin{aligned} \cosh k_1 h &\approx 1 + i k_r k_i h^2, \\ \sinh k_1 h &\approx (k_r + i k_i) h \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

と近似すると式(3.3)の近似式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} k_r &= \sqrt{\frac{-\lambda^2 \sigma^2}{4k^2} + \frac{\lambda \sigma}{2h} \sqrt{\frac{\lambda^2 \sigma^2 h^2}{4k^2} + \frac{1}{k^2}}} \\ k_i &= -\sqrt{\frac{\lambda^2 \sigma^2}{4k^2} + \frac{\lambda \sigma}{2h} \sqrt{\frac{\lambda^2 \sigma^2 h^2}{4k^2} + \frac{1}{k^2}}} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots (3.3)$$

これらの値は潮汐の波数 k_2 に比較すると $|k_1| \gg k_2$ であるから、位相のズレも無視できて、反射率は事実上1となり、 $H_I = H_R$ である。したがって式(2.35)において $H_I + H_R = a$ (a : 潮汐の波高)………(3.4)と置くと

$$\eta_1 = \frac{a}{2} e^{i(\sigma t - k_1 z)} = \frac{a}{2} \cdot e^{k_i z} \cdot \cos(\sigma t - k_r x)$$

$$\dots\dots\dots (3.5)$$

すなわち、不圧海岸地下水位の運動は、振動しながら指数関数的に減少してゆくことを示している、これらは現、地観測においてもしばしば指摘されている事実である。

〔2〕 従来の解との比較

安藏¹⁴⁾は不圧海岸地下水の運動に関して、 x 方向の運動方程式

$$\frac{1}{\lambda} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial H}{\partial x} g + \frac{u}{h} g = 0 \quad \dots\dots\dots (3.6)$$

$$\text{連続式 } \lambda \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial H u}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (3.7)$$

より(2.25)式に対応するものとして

$$\frac{1}{gh} \cdot \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} + \frac{\lambda}{kh} \cdot \frac{\partial \eta}{\partial t} - \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} = 0 \quad \dots\dots\dots (3.8)$$

を導き、その解として

$$\eta = a \cdot e^{k_i z} \cdot \cos(\sigma t - k_r x) \quad \dots\dots\dots (3.9)$$

を導いている。ただし、 $H = h + \eta$ $h \gg \eta$ を仮定している。ここに、 H は水深、 h は平均水深、 η は自由表面の平均水面からの変動量である。式(3.9)中の k_r, k_i は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} k_r &= -\frac{1}{h} \sqrt{\frac{\sigma^2 h}{2g} + \frac{\lambda \sigma h}{2} \sqrt{\frac{\sigma^2}{g^2 \lambda^2} + \frac{1}{k^2}}} \\ k_i &= -\frac{1}{h} \sqrt{-\frac{\sigma^2 h}{2g} + \frac{\lambda \sigma h}{2} \sqrt{\frac{\sigma^2}{g^2 \lambda^2} + \frac{1}{k^2}}} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3.10)$$

また、式(3.10)において通常考えられる程度の値 $h = 1,000\text{cm}$, $\sigma = 1.4 \times 10^{-4} \text{sec}^{-1}$ (半日周潮), $\lambda = 0.2 \sim 0.4$ を代入してみればわかるように g を含む項は十分に小さいので、

$$k_r = \sqrt{\frac{\lambda \sigma}{2kh}}, \quad k_i = -\sqrt{\frac{\lambda \sigma}{2kh}} \quad \dots\dots\dots (3.11)$$

とする近似もよく用いられている。

著者らの導いた式(2.27)において k_r および k_i の近似解を求めてみよう。 $k_1 h = 0$ として

$$\cosh k_1 h \approx 1, \sinh k_1 h \approx (k_r + i k_i) h$$

と近似すれば

$$\frac{\sigma^2}{gh} = k_r^2 - k_i^2 > 0 \quad \dots\dots\dots (3.12)$$

$$2k_r \cdot k_i = -\frac{\lambda \sigma}{kh} < 0 \quad \dots\dots\dots (3.13)$$

が得られ、これより k_r, k_i を求めると安藏が求めた解式(3.10)と一致し、 $|k_r| > |k_i|$ の結果が得られる。しかし、この近似は正しくなく、

$$\cosh k_1 h \approx 1 + i k_r k_i h^2, \sinh k_1 h \approx (k_r + i k_i) h$$

と近似すれば式(3.12)に対応するものとして

$$\frac{\sigma^2}{gh} + \frac{\lambda \sigma}{k} \cdot k_r \cdot k_i h = k_r^2 - k_i^2 \quad \dots\dots\dots (3.14)$$

が得られ、

$$\left| \frac{\sigma^2}{gh} \right| \ll \left| \frac{\lambda \sigma}{k} k_r k_t h \right|$$

であるため、すでに述べた式(3.3)のように $|k_r| < |k_t|$ の結果が得られる。この差異は、安蔵が式(3.6)および(3.7)において本質的に長波の概念を採用しているためである。したがって、透水層内の波動に長波の概念が採用できるとき、 $k_t h$ が十分小さい時——他の条件を一定にすれば透水係数 k がかなり大きい時には式(3.3)、(3.10)あるいは(3.11)のいずれの値も大差ないが、透水係数が小さくなるにつれ、次第に有意な差を生じ、通常の不圧海岸地下水の場合 $k \leq 0.1$ cm/sec 程度以下になるとかなりの差が生じる。若干の数値計算例を表-3.1に

示した。

[3] 長崎外港埋め立て地における不圧海岸地下水の観測結果の解析

土木研究所千葉支所土質研究室が昭和43年11月9日より11月12日にわたり、長崎県長崎市の南方、長崎外港建設現場の埋め立て地で潮汐による不圧海岸地下水位の変動を3日間連続観測¹³⁾した。これはレキ材により埋め立てた地盤の透水係数を知るための現場透水係数試験の一環として行なわれたもので、別に現場揚水試験も合わせて行なわれている。観測の詳細は参考文献にゆずるが、埋め立て地は図-3.1に示すように、長崎市深堀町と香焼島間の海面を締め切って造成されたもので、約77万 m

表-3.1 減衰係数 k_t と位相遅れ係数 k_r の計算例
($\sigma = 1,402 \times 10^{-4}$ sec $^{-1}$ (半日周潮), $\lambda = 0.2$, $h = 1,000$ cm)

透 水 係 数 k (cm/sec)	安蔵の解式(3.10)		著者の解式(2.27)	
	k_t (cm $^{-1}$)	k_r (cm $^{-1}$)	k_t (cm $^{-1}$)	k_r (cm $^{-1}$)
$k=10$	$-3,749 \times 10^{-5}$	$3,749 \times 10^{-5}$	$-3,750 \times 10^{-5}$	$3,746 \times 10^{-5}$
$k=1$	$-1,157 \times 10^{-4}$	$1,157 \times 10^{-4}$	$-1,188 \times 10^{-4}$	$1,177 \times 10^{-4}$
$k=0.1$	$-3,749 \times 10^{-4}$	$3,749 \times 10^{-4}$	$-3,914 \times 10^{-4}$	$3,564 \times 10^{-4}$
$k=0.01$	$-1,186 \times 10^{-3}$	$1,186 \times 10^{-3}$	$-3,777 \times 10^{-3}$	$1,582 \times 10^{-3}$

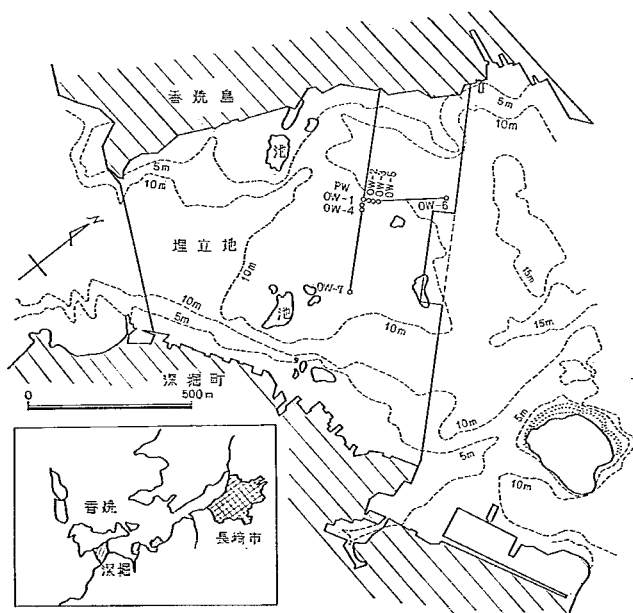


図-3.1 井戸配置図および観測場所平面図

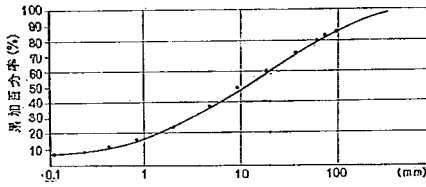


図-3.2 試験地の粒度分布曲線

の面積を有し、総土工量は約1,000万 m^3 に達した。埋め立て前の平均水深はおよそ $h=10\text{m}$ であった。埋め立て用材料は深掘住宅団地造成現場より得られたもので、かなり風化の進んだ雲母片岩である。採石にはANFO火薬を0.25~0.4 kg/m^3 程度用いたベンチカット工法を採用したが、得られた材料は粒径50cm程度までのものが多い。この材料をダンプトラックで運搬し、ブルドーザでまき出し埋め立て地を造成したものである。埋め立て現場で採取した試料について行なった粒度試験結果の一例は図-3.2に示すとおりである。また、水置換法により求めた現場密度は $G.L.-0.5\text{m}$ で $\gamma_d=2.0\text{t}/\text{m}^3$ であり、空けき率は $\lambda=0.2$ であった。現場密度の測定は地表部だけでしか行っていないが、この測定結果によると、ダンプトラックとブルドーザの走行によって、海面より上の部分についてはかなり密に締まっていることがわかる。不圧海岸地下水の観測および揚水試験はこの埋め立て地の東北端の一画において行なわれたもので、揚水井1本、観測井7本を用いている。このほか東側岸壁、西側岸壁および中央の池において水位を観測している。観測はすべて1時間ごとに行なっている。その観測結果を東側岸壁、西側岸壁および中心井PW(揚水試験のときは揚水井となる)について示すと図-3.3のようである。今この埋め立て地を図-3.4に示すようにきわめて簡略に二次元に模型化して考えてみる。このように模型化した埋め立て地内の水位変動は $x=0$ および $x=l$ の両端の

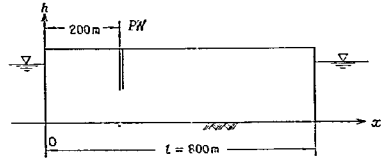


図-3.4 埋め立て地の模型化

水域の影響を受けるため、そのポテンシャルを式(2.31)を参照して

$$\varphi = [E \cdot e^{-k_1 z} + F \cdot e^{k_1 (z-l)}] \cosh k_1 (h+z) \cdot e^{i\omega t} \quad (3.15)$$

と表わそう。埋め立て地の両端で同じ潮位変動をしていると見なすと中央 $x=l/2$ の点に関して対称な運動をしていると見なせるから $E=F$ となり、式(2.35)および(3.4)を考慮すれば水位変動は

$$\eta = -\frac{a}{2} \cdot \frac{1}{1+e^{-k_1 l}} [e^{-k_1 x} + e^{k_1 (x-l)}] \cdot e^{i\omega t} \quad (3.16)$$

と表わせる。中心井付近の現象に関しては $e^{k_1 x} > e^{-k_1 (x-l)}$ であることに注意して、Orderを検討しながら変形すれば、式(3.16)は式(3.5)と類似の形で表わされる。

$$\eta = \frac{a}{2} \cdot e^{k_1 l} \cdot \cos(\omega t - k_1' x) \quad (3.17)$$

$$= \frac{a}{2(1+2e^{k_1 l} \cdot \cos k_1 l + e^{2k_1 l})} \times \sqrt{A \cos^2(k_1 x - \theta) + B \cos^2(k_1 x - \theta')} \times \cos(\omega t - \theta'') \quad (3.18)$$

ここに

$$A = e^{2k_1 x} + 2e^{-k_1 (x-l)} \cdot \cos k_1 l + e^{-2k_1 (x-l)}$$

$$B = e^{2k_1 x} - 2e^{-k_1 (x-l)} \cdot \cos k_1 l + e^{-2k_1 (x-l)}$$

$$\theta = \arctan \left(\frac{e^{-k_1 (x-l)} \cdot \sin k_1 l}{e^{k_1 x} + e^{-k_1 (x-l)} \cdot \cos k_1 l} \right)$$

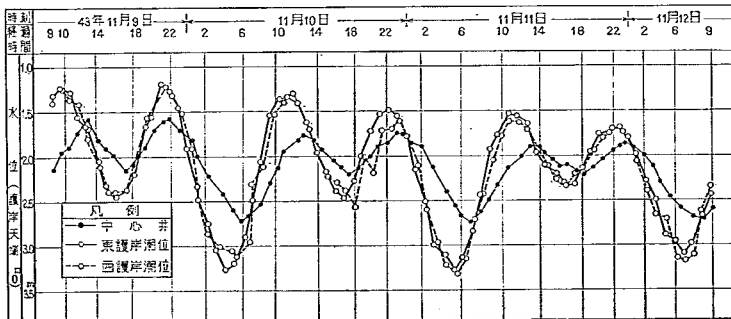


図-3.3 潮汐による地下水位の変動観測結果

$$\theta' = \arctan \left(\frac{e^{k_t x} - e^{-k_t(x-l)} \cdot \cos k_r l}{e^{-k_t(x-l)} \cdot \sin k_r l} \right)$$

$$\theta'' = \arctan \left(\frac{\cos(k_r x - \theta')}{\cos(k_r x - \theta)} \right)$$

一方、連続3日観測した $x=0$, $x=l$ の両端の潮位変動および $x=200\text{m}$ の地点の中心井の地下水位変動を基本周期を半日周潮にとり、調和解析を行なったところ、それぞれ次式のように表わされた。

潮位変動

$$\eta = 43.94 \cos(\sigma t - 3.84) + 69.74 \cos\left(\frac{\sigma}{2}t - 1.28\right) \quad (\text{cm}) \dots\dots\dots (3.19)$$

地下水位変動

$$\eta = 29.19 \cos(\sigma t - 4.54) + 31.96 \cos\left(\frac{\sigma}{2}t - 2.19\right) \quad (\text{cm}) \dots\dots\dots (3.20)$$

$$\sigma : 1.402 \times 10^{-4} \text{ sec}^{-1} \quad (\text{半日周潮})$$

すなわち、水位変動は半日周潮と日周潮より成り立っていて、地下水位の変動には、潮位変動に比較して、変動の減衰と位相の遅れが認められる。

したがって、式(3.17)より $x=0$ を基準とした見掛けの減衰係数 k_t' および位相遅れの係数 k_r' を求めると半日周潮に対して

$$\left. \begin{aligned} k_t' &= -3.910 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1} \\ k_r' &= 4.569 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.21)$$

1日周潮に対して

$$\left. \begin{aligned} k_t' &= -2.053 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1} \\ k_r' &= 3.522 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.22)$$

式(3.18)より、このような k_t' および k_r' を与える真の減衰係数 k_t および位相遅れの係数 k_r の値を求めると

半日周潮に対して

$$\left. \begin{aligned} k_t &= -4.35 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1} \\ k_r &= 3.70 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.23)$$

1日周潮に対して

$$\left. \begin{aligned} k_t &= -3.15 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1} \\ k_r &= 2.50 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.24)$$

という結果が得られる。さらに、式(2.27)を用いて $h=1,000\text{cm}$, $\lambda=0.2$ として、このような k_t および k_r の値を与える透水係数 k の値を求めてみると $k=8.0\text{cm/sec}$ の場合、次のようになる。

半日周潮に対して

$$\left. \begin{aligned} k_t &= -4.192 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1} \\ k_r &= 4.189 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.25)$$

1日周潮に対して

$$\left. \begin{aligned} k_t &= -2.964 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1} \\ k_r &= 2.963 \times 10^{-5} \text{ cm}^{-1} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.26)$$

式(3.25)および(3.26)で得られた理論値と式(3.23)およ

び(3.24)で得られた実測値を比較してみると、両者とも $|k_t| > |k_r|$ であることは一致しているが、実測値の方が $|k_t|$ と $|k_r|$ の差が大きい。これは埋め立て地の模型化の妥当性、式(3.17)および(3.18)を導くにあたり微小項を無視した影響、あるいは埋め立て地内の水深、空げき率、透水係数の分布の不均一性などの各種の原因に基づくものと考えられる。そして、この程度の差異は今までの検討に本質的な影響を及ぼすものでないことは明らかであり、不圧海岸地下水の運動は上述の理論的検討でかなり明らかにされたものと考えている。

[4] 透水係数が異方性を持つ場合の検討

以上の検討は透水係数が x 方向にも z 方向にも同一であることをいう等方性を仮定してきたが、運動方程式が式(3.27)および(3.28)のように表わされるように透水係数が異方性を持つ場合の検討を行なう。

$$\frac{1}{\lambda} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} = -\frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial P}{\partial x} - \frac{g}{k_x} \cdot u \dots\dots\dots (3.27)$$

$$\frac{1}{\lambda} \cdot \frac{\partial w}{\partial t} = -g - \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial P}{\partial z} - \frac{g}{k_z} \cdot w \dots\dots\dots (3.28)$$

ここに、 k_x および k_z はそれぞれ x および z 方向の透水係数である。 φ_1 を式(3.29)および(3.30)のように定義し、定常透水流の場合、よく行なわれるように式(3.31)の変換を行なうと Laplace の方程式(3.32)は得られるが式(2.22)に対応する式が得られない。

$$u = -k_x \frac{\partial \varphi_1}{\partial x} \dots\dots\dots (3.29)$$

$$w = -k_z \frac{\partial \varphi_1}{\partial z} \dots\dots\dots (3.30)$$

$$x_1 = \sqrt{\frac{k_x}{k_z}} x \dots\dots\dots (3.31)$$

$$\frac{\partial^2 \varphi_1}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2 \varphi_1}{\partial z^2} = 0 \dots\dots\dots (3.32)$$

そこで、式(3.27)および(3.28)の左辺 $-(k_x/\lambda) \cdot (\partial^2 \varphi_1 / \partial t \cdot \partial x_1)$ および $-(k_z/\lambda) \cdot (\partial^2 \varphi_1 / \partial t \cdot \partial z)$ をそれぞれ $-(K/\lambda) \cdot (\partial^2 \varphi_1 / \partial t \cdot \partial x_1)$, $-(K/\lambda) \cdot (\partial^2 \varphi_1 / \partial t \cdot \partial z)$ と近似して、式(2.22)に対応するものとして式(3.33)を使用するものとする。

$$-\frac{K}{\lambda} \cdot \frac{\partial \varphi_1}{\partial t} = -\frac{P}{\rho} - g z + g \varphi_1 \dots\dots\dots (3.33)$$

ここに、 $K = \sqrt{k_x \cdot k_z}$ である。2[1] 以下に述べたと同様の手法により、結局式(2.27)に対応するものとして次式を得る。

$$\begin{aligned} \sigma^2 - i \frac{2\sigma}{K} g \cdot \cosh(k_{r1} + ik_{t1})h \\ = \frac{gk_z}{K} (k_{r1} + ik_{t1}) \sinh(k_{r1} + ik_{t1})h \end{aligned} \dots\dots\dots (3.34)$$

ただし、 $k_{11} = k_{r1} + ik_{t1}$, $\sigma = k_{11} c_{11}$ であり、 k_{11} は座標系 x_1 に対するものである。座標系 x_1 に対する k_1 は式(3.35)

となり、以後一般に透過性構造物は透水係数に関して、異方性を示すものであるから k_1 を式(3.35)のように定義しなす。 $k_x = k_z$ の場合は式(2.27)より求めたものと一致することは明らかである。

$$k_1 = k_1 \sqrt{k_z/k_x} \dots\dots\dots (3.35)$$

しかし、不圧海岸地下水の運動に関して、式(3.34)および(3.35)を使用して k_1 を求めてみると、これらの値は $k = k_x$ において式(2.27)より求めた値とほぼ一致し、 k_z の効果は小さいことがわかる。これは式(3.6)のようにしばしば運動方程式が x 方向のみしか考慮されないことに対する裏付けの一つといえよう。数値計算例によれば $k_z < 0.1k_x$ 、 $k_x < 0.1 \text{ cm/sec}$ 程度になると有意な差を持ち始めるようであるが、通常の不圧海岸地下水の問題を考える場合には、あまり大きな影響を持たないようである。したがって、式(3.25)および(3.26)における $|k|$ と $|k_1|$ の差異は地盤の異方性の影響とは考えられないようである。

4. 抵抗が流速の関数となる場合の理論的検討

[1] 基礎方程式の線形化による近似⁽⁴⁾

通常の風波が捨石堤などの透過性構造物に入射した場合、流速がかなり大きいため、流れは乱流状態となり、抵抗法則は Darcy の法則よりはずれる。この領域における抵抗法則を抵抗係数で表示することになると、連続方程式、境界条件は 2[1] と同じであるが、運動方程式が以下になる。

$$\frac{1}{\lambda} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} = -\frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial P}{\partial x} - \frac{f}{d} |u| u \dots\dots\dots (4.1)$$

$$\frac{1}{\lambda} \cdot \frac{\partial w}{\partial t} = -g - \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial P}{\partial z} - \frac{f}{d} |w| w \dots\dots\dots (4.2)$$

ここに、 d は透過性構造物を構成する捨石、ブロック等の代表径である。 f は抵抗係数であるが一定値ではなく、空げき率および透水係数に関するレイノルズ数などの関数である。著者らは、定常流におけるレキの透水性に関する検討で、次式のような関係が成立することをすでに明らかにした⁽¹⁾。

$$\frac{\lambda^3}{(1-\lambda)} \cdot \frac{2gd}{u^3} \cdot \frac{dh}{l} = f_n(Re) \\ = \frac{1000}{Re} + \frac{29.3}{\sqrt{Re}} + 4.3 \dots\dots\dots (4.3)$$

$$= \frac{1000}{Re} + 4.3 \dots\dots\dots (4.4)$$

ここに、
 u : 断面平均流速、
 d : レキの代表径、
 λ : 空げき率
 dh : 損失水頭、
 l : 透水体の長さ、
 ν : 動粘性係数

$$\text{ただし} \quad Re = \frac{u \cdot d}{(1-\lambda)\nu}$$

これは透水体の空げき内の流れを、空げきを連続させた仮想的な流管内の流れの集合として取り扱い、透水性を示す指標として、管路の抵抗係数の概念を採用し、仮想流管の大きさは粒径、粒度分布、空げき率より求まる平均の空げきの大きさとして導いたものである。図-4.1に実験値と実験式およびその近似式を示した。以後の取り扱いを容易にするため、式(3.3)において $\sqrt{Re}$ を含み項を無視して式(3.4)のように近似したが、図-4.1に示したようにレイノルズ数の全域にわたりほぼ妥当な近似を与えている。式(4.1)および(4.2)の抵抗項を式(4.4)を使用して表示することを考える。非定常状態の抵抗法則と定常状態の抵抗法則が等しいと仮定すると f は次のような形を持つことがわかる。

$$f = \frac{1-\lambda}{2\lambda^3} f_n(Re) = \frac{1-\lambda}{2\lambda^3} \left(\frac{1,000}{Re} + 4.3 \right) \dots\dots\dots (4.5)$$

今考えている位置における u が正弦的な時間変化をする と仮定すると

$$u = u_0 \sin \sigma t \dots\dots\dots (4.6)$$

ここに u_0 は u の最大値である。

$$\begin{aligned} \frac{f}{d} |u| u &= \frac{1-\lambda}{2\lambda^3 d} f_n(Re) |u| u \\ &= \frac{1-\lambda}{2\lambda^3 d} \left\{ \frac{1,000}{|u_0 \sin \sigma t| \cdot d / (1-\lambda)\nu} + 4.3 \right\} \\ &\quad \times |u_0 \sin \sigma t| \cdot u_0 \sin \sigma t \\ &= \frac{1-\lambda}{2\lambda^3 d} \left\{ \frac{1,000(1-\lambda)\nu}{d} + \frac{8}{3\pi} \cdot 4.3 \cdot u_0 \right\} u \\ &= \frac{g}{K_x} u \dots\dots\dots (4.7) \end{aligned}$$

右辺第2項は $4.3 \times |u_0 \sin \sigma t| \cdot u_0 \sin \sigma t$ を Fourier 展開し第一項のみを取ったものである。同様に

$$\begin{aligned} \frac{f}{d} |w| w &= \frac{1-\lambda}{2\lambda^3 d} \left\{ \frac{1,000(1-\lambda)\nu}{d} + \frac{8}{3\pi} \times 4.3 \times w_0 \right\} w \\ &= \frac{g}{K_z} w \dots\dots\dots (4.8) \end{aligned}$$

したがって K_x および K_z を式(4.9)および(4.10)のようにとれば第1近似として線形抵抗を受ける波動と同様の考察ができることになる。ただし、 u_0 、 w_0 はまだ場所的に異なる値であることに注意しなければならない。

$$K_x = \frac{1-\lambda}{2\lambda^3 d} \left\{ \frac{1,000}{d} (1-\lambda)\nu + \frac{8}{3\pi} \cdot 4.3 \cdot u_0 \right\} \dots\dots\dots (4.9)$$

$$K_z = \frac{1-\lambda}{2\lambda^3 d} \left\{ \frac{1,000}{d} (1-\lambda)\nu + \frac{8}{3\pi} \cdot 4.3 \cdot w_0 \right\} \dots\dots\dots (4.10)$$

K_x 、 K_z をそれぞれ x および z 方向への仮想透水係数と名付けよう。

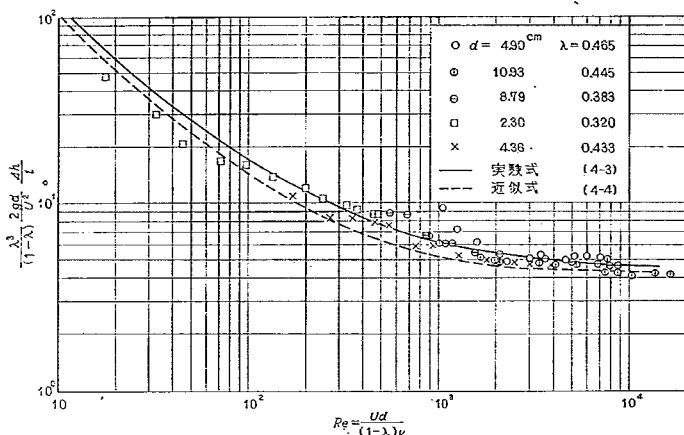


図-4.1 レイノルズ数による抵抗係数の変化

〔2〕 乱流時の波数 k_1 の近似式

捨石堤内に風波が入射した時のように周期が短く、また流速が大きい場合は、層流の場合に比較して、波長が短く、また減衰率も大きいので $|k_1|/h$ は大きな値をとり、式(3.2)の近似は使用できない。その時は

$$\tanh(k_{r1} + ik_{i1})h \doteq 1 \quad \dots\dots\dots (4.11)$$

の近似のもとに式(4.12)および(4.13)を得る。

$$k_{r1} = \frac{\sigma^2}{g} \sqrt{\frac{K_x}{K_z}}, \quad k_{i1} = -\frac{\lambda\sigma}{K_z} \quad \dots\dots\dots (4.12)$$

$$k_r = \frac{\sigma^2}{g}, \quad k_i = -\frac{\lambda\sigma}{\sqrt{K_x K_z}} = -\frac{\lambda\sigma}{K} \quad \dots\dots\dots (4.13)$$

式(3.2)および(4.11)の近似はそれぞれ長波および深海波の近似に相当するものであり、深海波の近似のときは式(2.14)と比較して、 $k_2 = k_r$ であることがわかる。すなわち深海波の領域の透過性構造物に波浪が入射しても波長は不変であることがわかる。そして、深海波の近似が行なえるような領域では k_1 の近似式が式(4.13)のように表示されることを考えると、透過性構造物内の運動の決定に対して $\overline{K_x}$ と $\overline{K_z}$ は同じ比重を占めていることがわかる。そして長波性を帯びるに従い k_1 は $\overline{K_x}$ のみによって決定されるようになる。

また、安蔵が長波の近似を用いて求めた式(3.10)はその誘導過程よりみて、捨石堤のようにかなり透水性の大きい構造物に長波と見なされるような波浪が入射した場合の近似値を与えるものであることをここで指摘したい。安蔵と同様の仮定により、より一般的に異方性の場合の解を求めると

$$\begin{aligned}
 k_r &= \frac{1}{h} \left[\frac{\sigma^2 h}{2g} \sqrt{\frac{K_x}{K_z}} + \frac{\lambda\sigma h}{2} \sqrt{\frac{\sigma^2}{g^2 \lambda^2} \cdot \frac{K_x}{K_z} + \frac{1}{K_z^2}} \right]^{1/2}, \\
 &\doteq \sqrt{\frac{\lambda\sigma}{2K_x h}} \\
 k_i &= -\frac{1}{h} \left[-\frac{\sigma^2 h}{2g} \sqrt{\frac{K_x}{K_z}} + \frac{\lambda\sigma h}{2} \sqrt{\frac{\sigma^2}{g^2 \lambda^2} \cdot \frac{K_x}{K_z} + \frac{1}{K_z^2}} \right]^{1/2}, \\
 &\doteq -\sqrt{\frac{\lambda\sigma}{2K_x h}} \quad \dots\dots\dots (4.14)
 \end{aligned}$$

すなわち、式(3.3)、(3.10)または(4.14)および(4.13)はいずれも透過性構造物内の波数を決める近似値と正しいが、式(3.3)は潮汐による不圧海岸地下水の運動のように、比較的透水性の小さい構造物に、長波が入射した場合の波数の近似値、式(3.10)は捨石堤のようにかなり透水性の大きい構造物に長波と見なされるような波浪が入射した場合の近似値、式(4.13)は深海波の近似が行なえる場合の近似値として、区別する必要がある。これらの数値例による検討は7で行なうことにする。

5. 鉛直捨石堤による反射率と透過率について

抵抗が流速の関数となる場合の代表例として、図-5.1に示すように透過性構造物として、長さ l の鉛直捨石堤を設置した場合を考えてみる。

〔1〕 領域Ⅱ およびⅢにおける解

領域Ⅱでの解はすでに2[2]で述べた。捨石堤の背後の領域Ⅲにおいては、捨石堤を透過してきて再生された x

方向に進行する透過波が存在する。規則波が入射した場合、入射波と透過波の周期は同一であると考えられるから、この領域における基礎方程式は式(2.2)~(2.7)であり、2(2)における解を参照すれば、次のようになる。

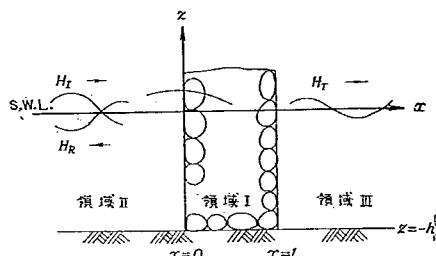


図-5.1 鉛直捨石堤による波の変形

$$\eta_1 = \frac{H_T}{2} \cdot e^{i(\omega t - k_1 x)} \quad (5.1)$$

$$\varphi_1 = -i c_2 \frac{\cosh k_2(h+z)}{\sinh k_2 h} \cdot \frac{H_T}{2} \cdot e^{i(\omega t - k_1 x)} \quad (5.2)$$

$$u_1 = -\frac{\partial \varphi_1}{\partial x} = -\frac{\cosh k_2(h+z)}{\sinh k_2 h} \cdot \frac{H_T}{2} \cdot e^{i(\omega t - k_1 x)} \quad (5.3)$$

ただし、 H_T は位相差まで考えた複素数の透過波高である。

[2] 領域 I における解

領域 I では進行波だけでなく、領域 I と III との境界より生ずる反射波がある。この後者は $x=l$ より左に遠ざかるにつれ、その影響が小さくなるような形で解に含まれていなければならない。領域 I の内部では各点で u_0 および w_0 の値が異なるため、各点で $\bar{K}_x$ および $\bar{K}_z$ の値が異なる。しかし、それでは計算が不可能であるので、捨石堤内の平均的な u_0 , w_0 の値、たとえば $x=l/2$, $z=-h/2$ の位置での u_0 , w_0 の値で $\bar{K}_x$, および $\bar{K}_z$ を求め、捨石堤内では一定であると近似することにする。一般に $\bar{K}_x \neq \bar{K}_z$ であるので、透水係数が異方性の場合の結論を参照すると次のようになる。

$$\varphi_1 = [E e^{-ik_1 x} + F e^{ik_1(x-l)}] \cosh k_{11}(h+z) e^{i\omega t} \quad (5.4)$$

$$\eta_1 = \frac{i \bar{K}_z}{c_{11} \lambda} [E e^{-ik_1 x} + F e^{ik_1(x-l)}] \sinh k_{11} h \cdot e^{i\omega t} \quad (5.5)$$

$$u_1 = i \bar{K}_x k_{11} [E e^{-ik_1 x} - F e^{ik_1(x-l)}] \cosh k_{11}(h+z) \cdot e^{i\omega t} \quad (5.6)$$

[3] 境界における連続条件

$x=0$ および $x=l$ の境界において水位および流量の連続条件が満足されなければならない。

$x=0$ において

$$\eta_1 = \eta_1$$

$$\frac{H_T + H_R}{2} \cdot e^{i\omega t} = \frac{i \bar{K}_z}{c_{11} \lambda} [E + F e^{-ik_1 l}] \times \sinh k_{11} h \cdot e^{i\omega t} \quad (5.7)$$

$$Q_1 = Q_1$$

$$\frac{H_T - H_R}{2} \cdot e^{i\omega t} = \frac{i \bar{K}_x k_{11}}{k_{11}} [E - F e^{-ik_1 l}] \times \sinh k_{11} h \cdot e^{i\omega t} \quad (5.8)$$

$x=l$ において

$$\eta_1 = \eta_1$$

$$\frac{H_T}{2} e^{-ik_2 l} \cdot e^{i\omega t} = \frac{i \bar{K}_z}{c_{11} \lambda} [E e^{-ik_1 l} + F] \times \sinh k_{11} h \cdot e^{i\omega t} \quad (5.9)$$

$$Q_1 = Q_1$$

$$c_2 \cdot \frac{H_T}{2} \cdot e^{-ik_2 l} \cdot e^{i\omega t} = \frac{i \bar{K}_x k_{11}}{k_{11}} [E e^{-ik_1 l} + F] \times \sinh k_{11} h \cdot e^{i\omega t} \quad (5.10)$$

ここで未知なる値は H_T , H_R , E および F の四つであり、上の 4 式より次のように求まる。

$$H_T = \frac{4 k_1 k_2 \lambda e^{ik_1 l}}{(k_2 \lambda + k_1)^2 e^{ik_1 l} - (k_2 \lambda - k_1)^2 e^{-ik_1 l}} \cdot H_I \quad (5.11)$$

$$H_R = \frac{(k_2^2 \lambda^2 - k_1^2)(e^{-ik_1 l} - e^{ik_1 l})}{(k_2 \lambda + k_1)^2 e^{ik_1 l} - (k_2 \lambda - k_1)^2 e^{-ik_1 l}} \cdot H_I \quad (5.12)$$

H_I を実数と考えると H_R , H_T は一般に複素数であり、 H_I に対して位相差を持っていることがわかる。

[4] 鉛直捨石堤による透過率および反射率の定性的検討

透過波および反射波がそれぞれ、式(5.11), (5.12)のように表示されることがわかったので、これらの式を使用して、透過率および反射率の定性的傾向を検討してみよう。

深海波の近似が行なわれるときは

$$k_2 = k_T = \frac{\sigma^2}{g}, \quad k_l = -\frac{\lambda \sigma}{K}$$

である。長波の近似が行なわれるときは

$$k_1 = \sqrt{\frac{\lambda \sigma}{2 K_2 h}}, \quad k_l = -\sqrt{\frac{\lambda \sigma}{2 K_2 h}}$$

であり、一般の場合には式(3.34)より求めなければならないが、これらと同じ Order の値であろう。

そうすると $|k_l| \approx |k_1|$ 程度であるので、 $k_1 \approx k_2 - ik_2$ と近似してみる。 $|e^{-ik_1 l}| < |e^{ik_1 l}|$ であるので式(5.11)の分母の第二項を第一項に対して無視すると

$$\left| \frac{H_T}{H_I} \right| \approx \left| \frac{4 \lambda k_1 k_2 e^{ik_1 l}}{(\lambda k_2 + k_1)^2 e^{ik_1 l}} \right| \approx \left| \frac{4 \lambda k_1 k_2}{(\lambda k_2 + k_1)^2} \right| e^{ik_1 l} \approx f_n(\lambda) e^{ik_1 l} \quad (5.13)$$

したがって、次のようなことが推定できる。

1) 透過率は捨石堤の厚さ l の関数として、ほぼ指数関数的に減少する。ここで、ほぼ指数関数的にと表現したのは、入射波の条件が同じでも、厚さが異なると、 u_0 および w_0 の値が異なってくるため、 k_1 の値が若干変化するためである。

2) $|k_1|$ の小さい場合に透過率が大きい。したがって σ の小さい場合には透過率が大きい。すなわち、長周期の波はど透過しやすい。

3) 仮想透水係数の大きい場合に透過率が大きい。したがって粒径 d の大きい場合に透過率が大きく、 u_0 および w_0 の小さい時に透過率が大きい。ここで、 u_0 および w_0 は入射波高とある関係を持っていると考えられる。すなわち、大きい流速で入射した波による u_0 および w_0 は減衰が激しいとしても依然大きな流速を示し、微小流速についてもその逆が成り立つ。したがって、微小振幅波理論においては流速は波高に比例することを考えると、入射波高の小さい波ほど透過率が大きいことがわかる。2) と合わせて考えると波形こう配の小さい波ほど透過しやすいことになる。これはすでに多くの実験的研究により指摘されている事実である。

4) 長波の近似が行なわれるような領域では水深 h が大きいほど $|k_1|$ が小さい。すなわち、水深が大きいほど透過率が大きくなる。

5) 空げき率 λ は式(5.13)に直接的に現われるだけでなく、 k_1 も λ の関数となっているが、それらを総合すれば、空げき率が大きいほど透過率が大きいことがわかる。

反射率についても同様の検討を行なうと

$$\left| \frac{H_R}{H_I} \right| = \left| \frac{(\lambda k_2 - k_1)(e^{-ik_1 l} - e^{ik_1 l})}{(\lambda k_2 + k_1)e^{ik_1 l}} \right|$$

$$= \left| \frac{k_1 - \lambda k_2}{k_1 + \lambda k_2} \right| \quad \dots\dots\dots (5.14)$$

$$= \frac{\sqrt{4 + \lambda^4}}{(1 + \lambda^2)^2 + 1} \quad \dots\dots\dots (5.15)$$

1) 反射率は捨石堤の厚さには直接的には左右されない。しかし、厳密には k_1 は u_0 および w_0 の関数であり、これらは l によって変化することを考えると反射率は l の影響を若干受ける。

2) $|k_1|$ が大きな領域で k_1 が変化すると反射率は変化するが、式の形からみて、その変化は顕著でない。したがって、若干の k_1 の変化に対しては、反射率にはほとんど変化がない。すなわち、 d_1 , σ および H_I などが変化しても反射率にはほとんど影響がない¹⁹⁾。これが反射率の定性的傾向を模型実験によっては見だしにくい理由である。これがまた、波形こう配の大き

な波の反射率は大きいという久保の結論¹⁹⁾、あるいは波形こう配の小さい波ほど反射率は大きいという鴻上²⁰⁾の相反する結論を生じさせた原因と考えられ、彼らの結論は特定の実験範囲においてのみ成り立つものと考えられる。

3) 式(5.15)の近似度は $|k_1|$ が大きいほど良くなるはずである。すなわち、 σ , H_I , l 等が大きくなるにつれ、反射率は一定値に近づくはずである。

4) 空げき率は反射率に大きな影響を与え、空げき率が大きいほど、反射率は小さくなる。前項の反射率一定は、ほぼ空げき率のみで決まり $k = k_2 - ik_1$ のとき、たとえば $\lambda = 0.4$ とすれば式(5.15)より反射率は60%程度となることが予想できる。

6. 鉛直捨石堤による波の透過率と反射率の実験的検討

[1] 実験装置および実験方法

4. および5. で述べた事項を検討するため、鉛直捨石堤による波の透過率と反射率に関して実験的研究を行なった。実験水路は図-6.1に示したように長さ 20m、幅 30cm、高さ 60cm の両面ガラス張りの造波水路である。造波装置はフラッター型であり、周期は0.8~2.5秒まで連続的に変化でき、最大波高は約 20cm までの波を起こすことができる。水路の終端には消波装置として、粒径 3~5cm の砕石を 1:3 のこう配に設置しており、この消波装置の反射率は3~10%程度であった。造波水路の中央部分に写真-6.1および6.2に示すように、砕石で鉛直捨石堤を設置した。捨石堤の厚さは $l=10$ cm, 20cm および 30cm の3種類、水深 $h=30$ cm および 40cm の2種類、入射波高 2~15cm、入射波の周期1.0~2.0秒の各種の組み合わせで合計 196 回の実験を行なった。捨石堤の空げき率は厚さにかかわらず $\lambda=0.394 \sim 0.396$ とほぼ一定であり、砕石の平均粒径は $d=4.0$ cm であった。捨石堤は静水面上に十分突き出していて、捨石堤部分での自由表面は常に捨石堤内にあり、その天端を波が越えることはなく、潜堤のような形にならないように留意してある。水深と実験波の波長の関係よりほぼ浅水波とみなされる範囲で、捨石堤前面での砕波あるいは部分砕波が

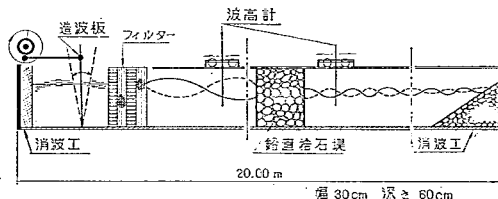


図-6.1 実験水路の概要

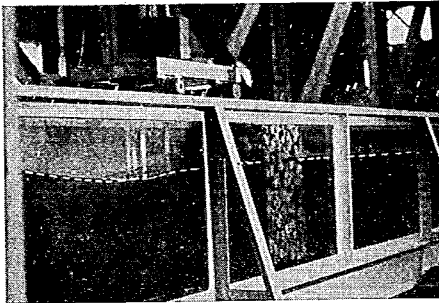


写真-6.1 鉛直捨石堤による波の変形
(左側より入射, $l=30\text{cm}$, $h=40\text{cm}$, $d=4.0\text{cm}$
 $\lambda=0.394$)

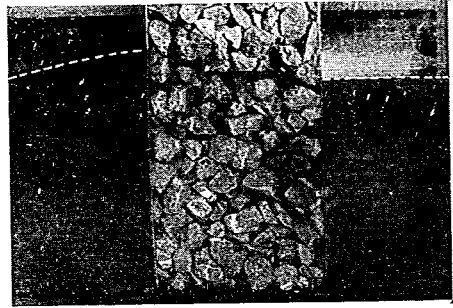


写真-6.2 鉛直捨石堤による波の変形
(左側より入射, $l=30\text{cm}$, $h=40\text{cm}$, $d=4.0\text{cm}$
 $\lambda=0.394$, $H_T=8.03\text{cm}$, $H_R=4.28\text{cm}$, $H_T=1.75\text{cm}$, $T=1.17\text{sec}$)

起こらない範囲での実験である。捨石堤の前面では入射波と捨石堤からの反射波、捨石堤の後面では捨石堤からの透過波とその波の消波装置からの若干の反射波が存在するため、部分重複波が形成される、そこで、捨石堤の両側に抵抗線波高計を1台ずつ設置し、ゆるやかに移動させることにより、部分重複波の節と腹における振幅を測定し、Healyの方法により入射波、反射波、透過波、消波装置からの反射波を分離した。波高の記録は無現像式電磁オシログラフによった。Healyの方法による分離の精度については、すでに合田ら²⁾が指摘しているが、この方法を採用した理由は、2.~5.で用いた基礎方程式が微小振幅波理論に基づいていること、見掛けの反射率が30~60%程度であり、合田らの図表により補正しても、一部のデータを除いては、その補正量は小さいことなどによるものである。

〔2〕 実験結果

規則波を入射させた場合の入射波と透過波の周期を比較すると図-6.2に示すように、両者は実験誤差内の範囲で一致しており、周期は不変と見なすことができる。捨石堤の前後の境界面における水位は写真-6.1および6.2に示したように周期が短く、かつ入射波高が大きい場合でも、ほぼ水域の水位と一致している、式(5.7)および(5.9)の条件は一応成立するものと考えられる。実験結果は一覧表として表-6.1に示している。図-6.3および6.4は入射波高による透過率の変化を見たものである。これによれば、周期の長い波、波高の小さい波ほど透過率が大きく、また捨石堤の厚さが厚ければ透過率は減少している。

また、図-6.3と図-6.4を比較すると水深の大きい方が透過率が大きいことがわかる。これらは5[4]で述べた定性的傾向とよく一致している。著者らの実験では粒径および空げき率が一定であるため、これらの効果を検証できないが、粒径および空げき率の増大により透過率が

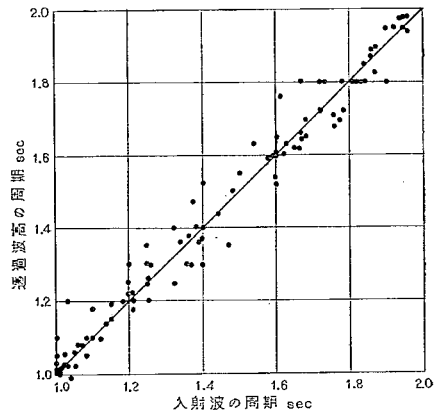


図-6.2 入射波と透過波の周期の比較

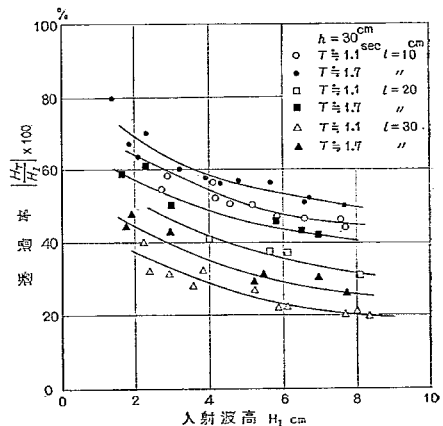


図-6.3 入射波高による透過率の変化

表-6.1 鉛直捨石堤による波の変形に関する実験結果一覧表 (捨石の粒径 $d=4.0\text{cm}$, 空げき率 $\lambda=0.394\sim0.396$)

実験番号	鉛直捨石堤の厚さ l (cm)	水深 h (cm)	入射波周期 T_1 (sec)	鉛直捨石堤前面波高					鉛直捨石堤後面波高					透過波周期 T_2 (sec)
				重複波の最大波高 A (cm)	重複波の最小波高 B (cm)	入射波高 $\times 2$ $A+B$ (cm)	反射波高 $\times 2$ $A-B$ (cm)	反射率 $\frac{A-B}{A+B} \times 100$	重複波の最大波高 C (cm)	重複波の最小波高 D (cm)	透過波高 $\times 2$ $C+D$ (cm)	透過波の反射波 $\times 2$ $C-D$ (cm)	透過率 $\frac{C+D}{A+B} \times 100$	
1	10	30	1.00	6.55	2.56	9.11	3.99	43.8	2.43	2.13	4.56	0.30	50.1	1.00
2	10	30	1.00	8.26	3.45	11.71	4.81	41.1	3.03	2.45	5.48	0.58	46.8	1.00
3	10	30	1.00	10.56	4.89	15.45	5.67	36.7	3.85	3.00	6.85	0.85	44.3	1.00
4	10	30	1.10	5.67	2.63	8.30	3.04	36.6	2.35	1.98	4.33	0.37	52.2	1.10
5	10	30	1.12	7.03	3.25	10.28	3.78	36.8	2.78	2.40	5.18	0.38	50.4	1.10
6	10	30	1.14	9.03	4.08	13.11	4.95	37.8	3.30	2.80	6.10	0.50	46.5	1.14
7	10	30	1.21	10.50	4.60	15.10	5.90	39.1	3.90	3.05	6.95	0.85	46.0	1.20
8	10	30	1.21	5.67	2.55	8.22	3.12	38.0	2.43	2.20	4.63	0.23	56.3	1.18
9	10	30	1.39	8.25	3.65	11.90	4.60	38.7	3.15	2.63	5.78	0.52	48.6	1.36
10	10	30	1.40	11.67	4.98	16.65	6.69	40.2	4.10	3.15	7.25	0.95	43.5	1.37
11	10	30	1.60	4.53	1.85	6.38	2.68	42.0	2.18	1.70	3.88	0.48	60.8	1.60
12	10	30	1.62	6.03	2.53	8.56	3.50	40.9	2.63	2.10	4.73	0.53	55.3	1.60
13	10	30	1.60	9.40	3.65	13.05	5.75	44.1	3.65	3.00	6.65	0.65	51.0	1.54
14	10	30	1.60	10.90	4.45	15.35	6.45	42.0	4.15	3.48	7.63	0.67	49.7	1.52
15	10	30	1.78	5.28	2.48	7.76	2.80	36.1	2.50	1.95	4.45	0.55	57.3	1.72
16	10	30	1.77	6.53	3.03	9.56	3.50	36.6	3.05	2.40	5.45	0.65	57.0	1.70
17	10	30	1.76	9.20	4.13	13.33	5.07	38.0	3.78	3.15	6.93	0.63	52.0	1.68
18	10	30	1.81	9.08	2.25	11.33	6.83	60.3	3.90	2.50	6.40	1.40	56.5	1.80
19	10	30	1.05	3.94	1.88	5.82	2.06	35.4	1.65	1.32	2.97	0.33	58.0	1.06
20	10	30	1.25	4.62	1.75	6.37	2.87	45.1	1.55	1.30	2.85	0.25	44.7	1.25
21	10	30	1.44	3.22	1.65	4.87	1.57	32.2	1.72	1.37	3.09	0.35	63.4	1.44
22	10	30	1.67	3.06	1.53	4.59	1.53	33.3	1.86	1.37	3.23	0.49	70.4	1.66
23	10	30	1.87	2.25	1.32	3.57	0.93	26.1	1.38	1.00	2.38	0.38	66.7	1.83
24	10	30	1.90	1.59	0.88	2.47	0.71	28.7	0.96	0.68	1.64	0.28	66.4	1.80
25	10	30	1.63	1.77	1.03	2.80	0.74	26.4	1.25	0.99	2.24	0.26	80.0	1.63
26	10	30	1.48	2.66	1.29	3.95	1.37	34.7	1.35	1.08	2.43	0.27	61.5	1.50
27	10	30	1.18	2.86	1.28	4.14	1.58	38.2	1.38	1.24	2.62	0.14	63.3	1.20
28	10	30	0.99	3.90	1.55	5.45	2.35	43.1	1.58	1.37	2.95	0.21	54.1	0.99

29	10	40	1.08	3.76	1.50	5.26	2.26	43.0	1.55	1.33	2.88	0.22	54.8	1.12
30	10	40	1.32	3.17	1.37	4.54	1.80	39.6	1.52	1.30	2.82	0.22	62.1	1.40
31	10	40	1.47	3.00	1.55	4.55	1.45	31.9	1.45	1.20	2.65	0.25	58.2	1.46
32	10	40	1.73	2.27	1.40	3.67	0.87	23.7	1.60	1.00	2.60	0.60	70.8	1.80
33	10	40	1.90	2.03	0.80	2.83	1.23	43.5	1.20	0.80	2.00	0.40	70.7	1.95
34	10	40	1.00	6.41	2.23	8.64	4.18	48.4	2.06	1.70	3.76	0.36	43.5	1.02
35	10	40	1.25	5.55	2.12	7.67	3.43	44.7	2.20	1.87	4.07	0.33	53.1	1.35
36	10	40	1.40	5.80	2.00	7.80	3.80	48.7	2.90	2.15	5.05	0.75	64.7	1.30
37	10	40	1.72	3.82	1.75	5.57	2.07	37.2	1.90	1.50	3.40	0.40	61.0	1.80
38	10	40	1.86	3.10	1.70	4.80	1.40	29.2	1.65	1.35	3.00	0.30	62.5	1.90
39	10	40	1.02	10.53	3.53	14.06	7.00	49.8	3.11	2.55	5.66	0.56	40.3	1.05
40	10	40	1.04	11.15	3.95	15.10	7.20	47.7	3.95	3.55	7.50	0.40	49.7	0.98
41	10	40	1.03	12.49	4.77	17.26	7.72	44.7	4.12	3.65	7.77	0.47	45.0	1.02
42	10	40	1.36	8.57	3.00	11.57	5.57	48.1	3.57	2.40	5.97	1.17	51.6	1.36
43	10	40	1.36	11.80	3.77	15.77	7.83	49.7	4.65	3.45	8.10	1.20	51.4	1.30
44	10	40	1.68	6.52	2.60	9.12	3.92	43.0	3.57	2.30	5.87	1.27	64.4	1.65
45	10	40	1.60	8.07	3.55	11.62	4.52	38.9	3.82	3.05	6.87	0.77	59.1	1.60
46	10	40	1.60	10.57	4.20	14.77	6.37	43.5	4.37	3.97	8.34	0.40	56.5	1.65
47	10	40	1.00	4.77	2.40	7.17	2.37	33.1	2.65	2.20	4.85	0.45	67.6	1.10
48	10	40	2.02	4.70	2.95	7.65	1.75	22.9	2.97	2.65	5.62	0.32	73.5	2.00
49	10	40	2.00	7.37	3.50	10.87	3.87	35.6	3.47	2.95	6.42	0.52	59.1	2.00
50	20	30	1.05	8.11	3.11	11.22	5.00	44.6	2.30	1.87	4.17	0.43	37.2	1.02
51	20	30	1.00	8.88	3.18	12.06	5.70	47.3	2.47	1.97	4.44	0.50	36.8	1.00
52	20	30	1.00	12.13	4.30	16.43	7.83	47.7	2.82	2.30	5.12	0.52	31.2	1.05
61	20	30	1.49	6.85	2.60	9.45	4.25	45.0	2.20	1.80	4.00	0.40	42.3	1.47
62	20	30	1.50	8.77	3.07	11.84	5.70	48.1	3.00	2.25	5.25	0.75	44.3	1.58
63	20	30	1.48	10.12	3.30	13.42	6.82	50.8	3.15	2.50	5.65	0.65	42.1	1.50
64	20	30	1.43	11.12	4.00	15.12	7.12	47.1	3.40	2.70	6.10	0.70	40.3	1.47
65	20	30	1.44	12.27	4.15	16.42	8.12	49.5	3.55	2.90	6.45	0.65	39.3	1.50
66	20	30	1.70	8.52	3.05	11.57	5.47	47.3	2.87	2.45	5.32	0.42	46.0	1.65
67	20	30	1.66	9.20	3.80	13.00	5.40	41.5	3.05	2.60	5.65	0.45	43.5	1.74
68	20	30	1.60	10.07	3.70	13.77	6.37	46.3	3.00	2.77	5.77	0.23	41.9	1.58
69	20	30	1.78	5.54	3.00	8.54	2.54	29.7	2.40	1.90	4.30	0.50	50.4	1.74
70	20	30	1.96	9.50	3.15	12.65	6.35	50.2	3.45	2.05	5.50	1.40	43.5	1.96
71	20	30	1.96	11.27	4.25	15.52	7.02	45.2	3.65	3.00	6.65	0.65	42.8	1.96

表-6.1 つ づ き

実験番号	鉛直捨石堤の厚さ l (cm)	水 深 h (cm)	入 射 波 周 期 T_1 (sec)	鉛 直 捨 石 堤 前 面 波 高					鉛 直 捨 石 堤 後 面 波 高					透 過 波 周 期 T_2 (sec)
				重複波の 最大波高 A (cm)	重複波の 最小波高 B (cm)	入射波高 $\times 2$ $A+B$ (cm)	反射波高 $\times 2$ $A-B$ (cm)	反 射 率 $\frac{A-B}{A+B} \times 100$	重複波の 最大波高 C (cm)	重複波の 最小波高 D (cm)	透過波高 $\times 2$ $C+D$ (cm)	透過波の 反射波 $\times 2$ $C-D$ (cm)	透 過 率 $\frac{C+D}{A+B} \times 100$	
72	20	30	1.00	5.90	2.05	7.95	3.85	48.4	1.82	1.45	3.27	0.37	41.1	1.04
73	20	30	1.24	4.58	1.85	6.43	2.73	42.5	1.80	1.37	3.17	0.43	49.3	1.22
74	20	30	1.33	4.85	1.70	6.55	3.15	48.1	1.72	1.30	3.02	0.42	46.1	1.36
75	20	30	1.66	3.40	1.20	4.60	2.20	47.8	1.50	1.35	2.85	0.15	62.0	1.67
76	20	30	1.86	2.87	1.40	4.27	1.47	34.4	1.50	1.10	2.60	0.40	60.9	1.90
77	20	30	1.87	2.85	1.75	4.60	1.10	23.9	1.45	1.02	2.47	0.43	53.7	1.90
78	20	30	1.03	3.48	1.06	4.54	2.42	53.3	1.10	0.70	1.80	0.40	39.6	1.00
79	20	30	1.26	2.93	0.97	3.90	1.96	50.3	1.32	0.90	2.22	0.42	56.9	1.26
80	20	30	1.40	2.95	1.05	4.00	1.90	47.5	1.05	0.95	2.00	0.10	50.0	1.40
81	20	30	1.65	2.35	0.95	3.30	1.40	42.4	1.15	0.80	1.95	0.35	59.1	1.65
82	20	30	1.86	1.77	0.65	2.42	1.12	46.3	0.75	0.60	1.35	0.15	55.8	1.87
83	20	30	1.96	1.57	0.85	2.42	0.72	29.8	0.90	0.55	1.45	0.35	59.9	2.00
84	20	40	1.17	4.68	1.33	6.01	3.35	55.7	1.45	1.19	2.64	0.26	43.9	1.15
85	20	40	0.95	8.06	2.68	10.74	5.38	50.1	2.11	1.88	3.99	0.23	37.2	1.02
86	20	40	0.98	9.65	2.99	12.64	6.66	52.7	2.27	1.96	4.23	0.31	33.5	0.95
87	20	40	1.07	9.97	2.98	12.95	6.99	54.0	2.75	2.17	4.92	0.58	38.0	1.12
88	20	40	1.03	11.12	3.95	15.07	7.17	47.6	3.45	3.15	6.60	0.30	43.8	1.07
89	20	40	1.08	11.43	3.95	15.38	7.48	48.6	3.22	2.10	5.32	1.12	34.6	1.05
90	20	40	1.10	9.40	2.80	12.20	6.60	54.1	2.46	2.01	4.47	0.45	36.6	1.18
91	20	40	1.15	9.48	3.13	12.61	6.35	50.4	2.63	2.14	4.77	0.49	37.8	1.19
92	20	40	1.16	10.02	3.70	13.72	6.32	46.1	2.73	2.22	4.95	0.51	36.1	1.19
93	20	40	1.25	10.12	3.87	13.99	6.25	44.7	3.41	2.53	5.94	0.88	42.5	1.20
94	20	40	1.20	13.08	4.88	17.96	8.20	45.7	3.48	2.67	6.15	0.81	34.2	1.22
95	20	40	1.25	7.46	2.95	10.41	4.51	43.3	2.89	2.08	4.97	0.81	47.7	1.30
96	20	40	1.20	8.06	2.92	10.98	5.14	46.8	2.80	2.12	4.92	0.68	44.8	1.30
97	20	40	1.40	12.22	3.90	16.12	8.32	51.6	3.72	2.71	6.43	1.01	39.9	1.40
98	20	40	1.40	13.28	4.57	17.85	8.71	48.8	3.76	3.10	6.86	0.66	38.4	1.40
99	20	40	1.34	13.54	4.93	18.47	8.61	46.6	3.94	3.18	7.12	0.76	38.5	1.36

100	20	40	1.66	6.04	1.90	7.94	4.14	52.1	2.22	1.57	3.79	0.65	47.7	1.62
101	20	40	1.67	9.70	2.56	12.26	7.14	58.2	2.98	2.50	5.48	0.48	44.7	1.64
102	20	40	1.54	11.96	3.75	15.71	8.21	52.3	3.26	3.00	6.26	0.26	39.8	1.63
103	20	40	1.40	11.46	3.57	15.03	7.89	52.5	3.19	2.72	5.91	0.47	39.3	1.52
104	20	40	1.65	5.76	1.90	7.66	3.86	50.4	2.18	1.81	3.99	0.37	52.1	1.62
105	20	40	1.76	8.86	2.44	11.30	6.42	56.8	2.76	1.96	4.72	0.80	41.8	1.71
106	20	40	1.72	7.75	2.56	10.31	5.19	50.3	3.13	2.07	5.20	1.06	50.4	1.72
107	20	40	1.86	9.07	3.00	12.07	6.07	50.3	3.55	2.58	6.13	0.97	50.8	1.87
108	20	40	1.95	5.61	1.70	7.31	3.91	53.5	2.14	1.68	3.82	0.46	52.3	1.98
109	20	40	1.96	5.78	2.30	8.08	3.48	43.1	2.38	1.83	4.21	0.55	52.1	1.94
110	20	40	1.86	7.78	2.23	10.01	5.55	55.4	2.56	2.21	4.77	0.35	47.7	1.88
111	20	40	1.20	5.92	2.07	7.99	3.85	48.2	1.92	1.55	3.47	0.37	43.4	1.22
112	20	40	1.38	7.33	1.79	9.12	5.54	60.7	2.61	2.01	4.62	0.60	50.7	1.40
113	20	40	1.60	4.57	1.32	5.89	3.25	55.2	1.83	1.40	3.23	0.43	54.8	1.60
114	20	40	1.82	3.74	1.55	5.29	2.19	41.4	1.74	1.30	3.04	0.44	57.5	1.80
115	20	40	1.92	3.53	1.17	4.70	2.36	50.2	1.55	1.14	2.69	0.41	57.2	1.95
116	20	40	1.25	4.22	1.52	5.74	2.70	47.0	1.53	1.30	2.83	0.23	49.3	1.26
117	20	40	1.36	3.46	1.22	4.68	2.24	47.9	1.23	1.11	2.34	0.12	50.0	1.38
118	20	40	1.68	3.35	1.46	4.81	1.89	39.3	1.48	1.15	2.63	0.33	54.7	1.70
119	20	40	1.84	2.42	1.05	3.47	1.37	39.5	1.14	0.90	2.04	0.24	58.8	1.80
120	20	40	1.95	2.57	0.97	3.54	1.60	45.2	1.18	0.85	2.03	0.33	57.3	1.98
121	30	30	1.00	3.48	1.26	4.74	2.22	46.8	0.81	0.70	1.51	0.11	31.9	1.00
122	30	30	1.25	3.63	1.37	5.00	2.26	45.2	1.15	0.95	2.10	0.20	42.0	1.30
123	30	30	1.67	2.72	1.10	3.82	1.62	42.4	0.95	0.85	1.80	0.10	47.1	1.64
124	30	30	1.84	1.97	0.70	2.67	1.27	47.6	0.60	0.45	1.05	0.15	39.3	1.85
125	30	30	1.96	2.05	0.35	2.40	1.70	70.8	0.85	0.50	1.35	0.35	56.3	1.98
126	30	30	0.96	5.32	2.00	7.32	3.32	45.4	1.22	0.80	2.02	0.42	27.6	0.98
127	30	30	1.20	4.20	1.67	5.87	2.53	43.1	1.10	0.75	1.85	0.35	31.5	1.25
128	30	30	1.50	4.60	1.20	5.80	3.40	58.6	1.40	1.15	2.52	0.28	43.4	1.55
129	30	30	1.78	2.72	0.80	3.52	1.92	54.5	0.95	0.62	1.57	0.33	44.6	1.80
130	30	30	1.95	3.40	1.10	4.50	2.30	51.1	1.10	0.95	2.05	0.15	45.6	1.95
131	30	30	0.99	8.00	3.66	11.66	4.34	37.2	1.40	1.15	2.55	0.25	21.9	1.00
132	30	30	0.97	8.65	3.41	12.06	5.24	43.4	1.57	1.10	2.67	0.47	22.1	0.99
136	30	30	1.08	5.96	1.72	7.68	4.24	55.2	1.50	1.10	2.60	0.40	33.9	1.10
137	30	30	1.06	8.05	2.45	10.50	5.60	53.3	1.55	1.15	2.70	0.40	25.7	1.08

表-6.1 つづき

実験番号	鉛直捨石堤の厚さ l (cm)	水深 h (cm)	入射波周期 T_1 (sec)	鉛直捨石堤前面波高					鉛直捨石堤後面波高					透過波周期 T_2 (sec)
				重複波の最大波高 A (cm)	重複波の最小波高 B (cm)	入射波高 $\times 2$ $A+B$ (cm)	反射波高 $\times 2$ $A-B$ (cm)	反 射 率 $\frac{A-B}{A+B} \times 100$	重複波の最大波高 C (cm)	重複波の最小波高 D (cm)	透過波高 $\times 2$ $C+D$ (cm)	透過波の反射波 $\times 2$ $C-D$ (cm)	透 過 率 $\frac{C+D}{A+B} \times 100$	
138	30	30	1.15	8.75	2.47	11.22	6.28	56.0	2.35	1.80	4.15	0.55	37.0	1.15
140	30	30	1.32	6.05	1.50	7.55	4.55	60.3	1.30	1.10	2.40	0.20	31.8	1.25
141	30	30	1.58	7.47	2.30	9.77	5.17	52.9	1.60	1.35	2.95	0.25	30.2	1.59
142	30	30	1.61	8.55	2.20	10.75	6.35	59.1	1.80	1.58	3.38	0.22	31.4	1.65
145	30	30	1.83	4.75	1.40	6.15	3.35	54.5	1.15	0.90	2.05	0.25	33.3	1.80
146	30	30	1.71	7.00	3.60	10.60	3.40	32.1	1.72	1.30	3.02	0.42	28.5	1.66
149	30	30	1.00	11.58	3.75	15.33	7.83	51.1	1.78	1.30	3.08	0.48	20.1	1.00
150	30	30	1.84	4.62	1.25	5.87	3.37	57.4	1.55	0.95	2.50	0.60	42.6	1.85
151	30	30	1.88	6.45	1.75	8.20	4.70	57.3	2.00	1.25	3.25	0.75	39.6	1.90
152	30	30	1.67	11.20	4.35	15.55	6.85	44.1	2.52	1.45	3.97	1.07	25.5	1.70
153	30	30	1.82	12.07	7.12	19.19	4.95	25.8	2.87	2.30	5.17	0.57	26.9	1.90
154	30	30	1.00	12.05	4.30	16.35	7.75	47.4	1.92	1.20	3.12	0.72	19.1	0.96
155	30	30	1.17	12.31	3.75	16.06	8.56	53.3	2.00	1.50	3.50	0.50	21.8	1.20
156	30	30	1.45	12.98	3.40	16.38	9.58	58.5	2.42	1.95	4.37	0.47	26.7	1.40
157	30	30	1.63	10.58	3.35	13.93	7.23	51.9	2.42	1.85	4.27	0.57	30.7	1.60
158	30	30	1.36	7.60	2.42	10.02	5.18	51.7	2.52	1.90	4.42	0.62	44.1	1.45
159	30	30	1.35	4.98	1.25	6.23	3.73	59.9	2.15	1.25	3.40	0.90	54.6	1.35
160	30	30	1.25	3.05	1.22	4.27	1.83	42.9	1.58	1.00	2.58	0.58	60.4	1.25
161	30	30	1.32	2.92	0.88	3.80	2.04	53.7	1.40	1.15	2.55	0.25	67.1	1.36
162	30	30	1.35	1.52	0.50	2.02	1.02	50.5	0.92	0.75	1.67	0.17	82.7	1.45
163	30	40	1.67	3.25	0.90	4.15	2.35	56.6	1.10	0.90	2.00	0.20	48.2	1.69
164	30	40	1.65	4.72	1.25	5.97	3.47	58.1	1.65	1.40	3.05	0.25	51.1	1.67
165	30	40	1.51	7.88	1.90	9.78	5.98	61.1	2.42	1.50	3.92	0.92	40.1	1.56
166	30	40	1.54	10.50	3.60	14.10	6.90	48.9	2.55	2.22	4.77	0.33	33.8	1.56
167	30	40	1.64	12.40	4.35	16.75	8.05	48.1	2.95	2.55	5.50	0.40	32.8	1.63
168	30	40	1.11	9.03	2.85	11.88	6.18	52.0	1.42	1.27	2.69	0.15	22.6	1.20
169	30	40	1.00	10.73	3.32	14.05	7.41	52.7	1.77	1.45	3.22	0.32	22.9	1.05
170	30	40	1.02	11.90	4.07	15.97	7.83	49.0	1.95	1.52	3.47	0.43	21.7	1.07

171	30	40	1.16	8.10	2.52	10.62	5.58	52.5	1.92	1.50	3.42	0.42	32.2	1.18
172	30	40	1.18	9.50	2.70	12.20	6.80	55.7	2.20	1.60	3.80	0.60	31.1	1.16
173	30	40	1.19	9.47	3.02	12.49	6.45	51.6	2.37	1.92	4.29	0.45	34.3	1.21
174	30	40	1.19	9.72	3.38	13.10	6.34	48.4	2.38	1.80	4.18	0.58	31.9	1.25
175	30	40	1.38	10.52	2.88	13.40	7.64	56.9	2.08	1.75	3.83	0.33	28.6	1.42
176	30	40	1.33	10.18	3.30	13.48	6.88	51.0	2.28	1.95	4.23	0.33	31.4	1.33
177	30	40	1.30	14.40	4.40	18.80	10.00	53.2	2.68	2.22	4.90	0.46	26.1	1.34
178	30	40	1.33	14.40	4.25	18.65	10.15	54.4	2.52	2.00	4.52	0.52	24.2	1.35
179	30	40	1.80	6.62	1.70	8.32	4.92	59.1	1.95	1.48	3.43	0.47	41.2	1.84
180	30	40	1.76	5.68	2.72	8.40	2.96	35.2	1.85	1.40	3.25	0.45	38.7	1.77
181	30	40	1.74	11.75	3.35	15.10	8.40	55.6	2.65	1.98	4.63	0.67	30.7	1.76
182	30	40	1.65	11.78	2.95	14.73	8.83	59.9	2.60	1.95	4.55	0.65	30.9	1.70
183	30	40	1.90	3.95	1.30	5.25	2.65	50.5	1.65	1.25	2.90	0.40	55.2	1.97
184	30	40	1.92	5.52	2.05	7.57	3.47	45.8	2.00	1.50	3.50	0.50	46.2	1.88
185	30	40	2.00	6.70	2.05	8.75	4.65	53.1	2.25	1.70	3.95	0.55	45.1	1.94
186	30	40	1.91	8.15	2.45	10.60	5.70	53.8	2.55	1.80	4.35	0.75	41.0	1.90
187	30	40	0.99	7.42	2.30	9.72	5.12	52.7	1.30	1.18	2.48	0.12	25.5	1.07
188	30	40	1.21	5.55	1.78	7.33	3.77	51.4	1.20	1.10	2.30	0.10	31.4	1.20
189	30	40	1.44	8.10	2.45	10.55	5.65	53.6	1.72	1.38	3.10	0.34	29.4	1.48
190	30	40	1.80	3.60	1.40	5.00	2.20	44.0	1.10	0.95	2.05	0.15	41.0	1.82
191	30	40	1.99	3.48	1.00	4.48	2.48	55.4	1.30	1.00	2.30	0.30	51.3	2.01
192	30	40	1.00	4.65	1.38	6.03	3.27	54.2	0.88	0.78	1.66	0.10	27.5	1.06
193	30	40	1.21	3.70	1.10	4.80	2.60	54.2	1.02	0.65	1.07	0.37	34.8	1.19
194	30	40	1.48	3.20	0.86	4.06	2.34	57.6	1.39	1.01	2.40	0.38	59.1	1.43
195	30	40	1.80	2.16	0.76	2.92	1.40	47.9	0.89	0.78	1.67	0.11	57.2	1.84
196	30	40	1.90	2.14	0.58	2.72	1.56	57.4	0.82	0.67	1.49	0.15	54.8	1.95

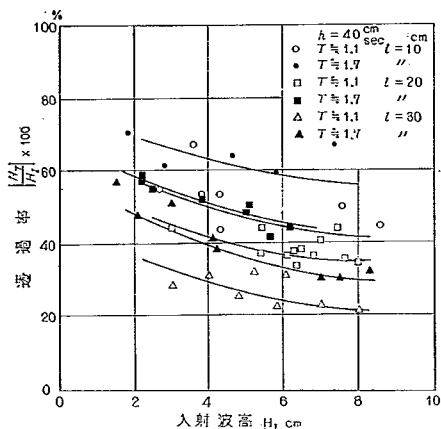


図-6.4 入射波高による透過率の変化

増大するのは明らかであろう。

Le Méhauté^{21),22),23)}がすでに同様の実験を広範囲に行なっていて、その実験結果を発表している。Le Méhautéの実験結果の数例を図-6.5、図-6.6および図-6.7に示した。透過率の傾向は、5[4]での定性的傾向の検討結果と一致している。特に反射率に注目してみると、入射波高の増大に伴って反射率が增大する例(図-6.5)、減少する例(図-6.6)、ほぼ一定の場合(図-6.7)のように複雑な様相を示している。しかし、反射率の変化の大きい部分は入射波高の小さいわずかな範囲であり、入射波高が増大するにつれ、反射率の変化は小さくなり、ほぼ一定値に近づくようであり、これらは5[4]で検討した定性的傾向とよく一致している。著者らの実験では入射波高が2cm程度より大きい範囲で実験したため、この変

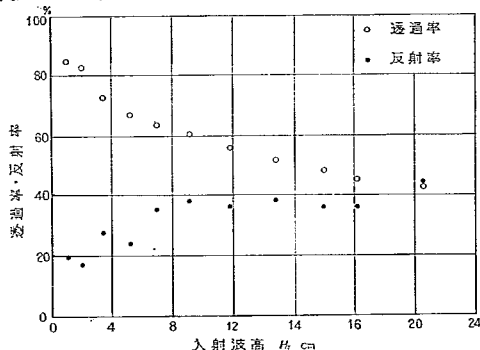


図-6.5 Le Méhauté による透過率と反射率の実験結果
(Essai No.30, $h=60$ cm, $l=2$ cm, $d=1.8$ cm, $T=2.5$ sec)

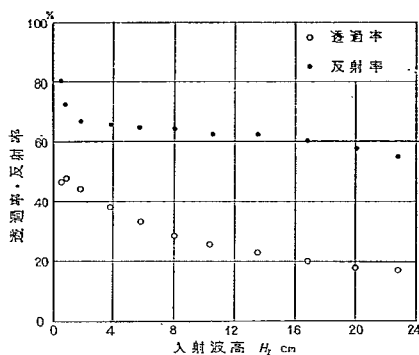


図-6.6 Le Méhauté による透過率と反射率の実験結果
結果

(Essai No.24, $h=100$ cm, $l=124$ cm, $d=5.9$ cm, $T=3$ sec)

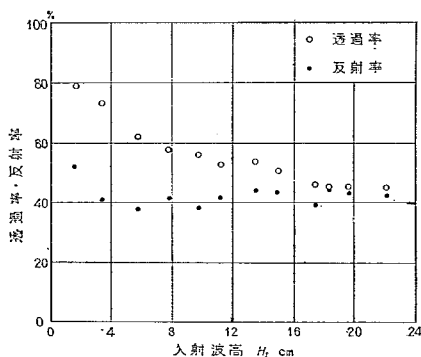


図-6.7 Le Méhauté による透過率と反射率の実験結果 (Essai No.7, $h=60$ cm, $l=15$ cm, $d=5.9$ cm, $T=2$ sec)

化の大きい部分を十分にとることができることができなかったため Le Méhauté の実験値を紹介した。

7. 理論値と実験値の比較

5. および 6. の結果を利用して、理論的に求められた透過率および反射率と実験で求められたそれらとの比較を行なってみる。

式(5.11)および(5.12)より H_T および H_R を求めるには $\bar{K}_x$, $\bar{K}_z$, k_1 および k_{11} の値を知る必要があり、これらの値は u_0 および w_0 が知れば、すべて求まる。 u_0 および w_0 はすでに述べたように捨石堤内の各点で異なる値であるが、捨石堤内の平均的な値で代表することにし、これら

の値を次のように推定する。

5[3] で述べたように H_R は一般に H_I とは位相差を持ってはいるのであるが、実験によればその差は小さいようであるので、位相差を無視し、式(2.12)より領域Ⅱの $x=0$, $z=-h/2$ の u_0 の値を求めると

$$u_{0z=0, z=-h/2} = \sigma \left\{ \frac{|H_I|}{2} - \frac{|H_R|}{2} \right\} \frac{\cosh k_1 h/2}{\sinh k_1 h} \quad \dots\dots\dots(7.1)$$

同様に領域Ⅲの $x=l$, $z=-h/2$ の u_0 を求めると

$$u_{0z=l, z=-h/2} = \sigma \left\{ \frac{|H_T|}{2} \cdot \frac{\cosh k_2 h/2}{\sinh k_2 h} \right\} \quad \dots\dots\dots(7.2)$$

したがって、 $x=l/2$, $z=-h/2$ での u_0 を式(7.1)および(7.2)の平均と考えて、

$$u_0 = \frac{\sigma}{4} \{ |H_I| - |H_R| + |H_T| \} \frac{\cosh k_2 h/2}{\sinh k_2 h} \quad \dots\dots\dots(7.3)$$

w_0 についても同様に考えて

$$w_0 = \frac{\sigma}{4} \{ |H_I| + |H_R| + |H_T| \} \frac{\sinh k_1 h/2}{\sinh k_1 h}$$

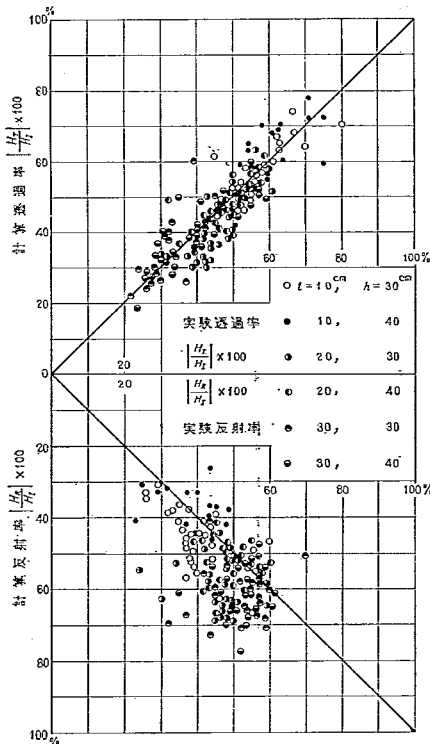


図-7.1 実験値と計算値の比較(著者の実験)

このようにして求めた u_0 および w_0 の中には、求めるべき H_T および H_R がまだはいっているの、適当な近似値を代入して、仮定した H_R および H_T が式(5.11)および(5.12)で求めたものと一致するまで feed back を重ねて、繰り返し計算を行なう必要がある。これらの計算はかなり面倒であるので、土木研究所の電子計算機 TOSBAC 3400 を使用して行なった。近似値として、実験値の H_T および H_R を採用し、これらの値を用いて式(5.11)および(5.12)で計算した計算値との比較を図-7.1に示した。図-7.1には捨石堤の厚さ l と水深 h が一定の実験ケースごとにグループ分けして表示した。各実験ケースには、入射波高と周期の異なる各種の組み合わせが含まれている。これによれば実験透過率と計算透過率はすべての実験ケースについてはほぼ満足できる精度で一致していることがわかる。反射率については、すこし精度が悪くなり、計算反射率の方が実験反射率より大

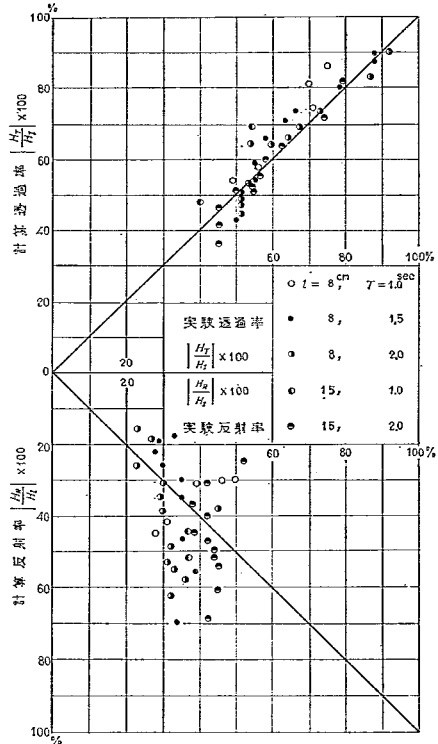


図-7.2 実験値と計算値の比較
(Le Méhauté の実験結果より)

きめの値を示すことが多いようである。図-7.2に Le Méhauté の実験結果の一部 Essai No. 2 から No. 7までを同様に計算した結果を示した。各実験ケースは l , h および入射波の周期 T が一定であり、各実験ケース内には入射波高の異なるいくつかの実験が含まれている。これも透過率については精度が良いが、反射率についてはバラツキが大きくなっている。

透過率の精度が良く反射率の精度の悪い原因は明らかでないが、実験において反射率の測定を行なうには、部分重複波の腹と節での波高を精度良く求めなければならず、Healy の方法自体の欠陥も含めて、透過波の測定よりも、実験誤差ははやりやすいことがその一因になっていると考えられる。しかし、それだけではバラツキのすべを説明できず、捨石堤からの反射機構について、理論式に表現されていない他の機構、たとえば捨石堤前面で、捨石との境界面付近に生じる局部的なじょう乱によるエネルギー損失、局部的な部分砕波によるエネルギー損失、ひいては波高減衰があるものと推定される。また、理論式を導くに当たっての各種の仮定、特に境界条件の与え方に、また u_0 および w_0 の推定方法などの計算方法にも問題があるかも知れないが、詳細は明らかで

ない。これらの点については今後検討を進めてゆきたいと考えている。

計算によれば入射波高の小さい範囲では、粒径が10%増大すると、透過率および反射率はそれぞれ3%程度増減するようであり、粒径あるいは抵抗係数の正確な評価が必要である。

表-7.1に若干の計算例を示した。実験 No.1 が透過性構造物内の波数を求めるに当たり、深海波の近似の有効な例、実験 No. 150 が長波の近似の有効な例である。 k_s と k_r を比較してみるとほぼ $k_s \approx k_r$ であるが、No. 1 では $k_s > k_r$, No. 150 では $k_s < k_r$ であり、透過性構造物内に入射しても、波長は短くなるとは言えないようである。

以上、各種の仮定を重ねて導いた結果ではあるが、計算値と実験値、特に透過率が良い対応を示していることは、今まで述べた考察の妥当性を示していると考えられ、6[4] で述べた透過率および反射率の定性的検討の信頼性を増すとともに、このような分野での定量的取り扱いの可能性を示したものと考えている。

表-7.1 鉛直捨石堤による透過率と反射率の数値計算例

区 分	実 験 No. 1	実 験 No. 150	基 礎 式
水 深 h cm	30	30	実験条件 碎石の粒径 $d=4.0$ cm 捨石堤の空けき率 $\lambda \approx 0.395$
周 期 T sec	1.00	1.84	
厚 さ l cm	10	30	
入 射 波 高 H_I cm	4.56	2.94	
透 過 波 高 H_T cm	2.28	1.25	
反 射 波 高 H_R cm	2.00	1.68	
波 数 k_s cm $^{-1}$	0.4578×10^{-1}	0.2118×10^{-1}	(2.14)
仮 想 透 水 係 数 $\bar{K}_s$ cm sec $^{-1}$	0.4847×10^2	0.7189×10^2	(4.9)
仮 想 透 水 係 数 $\bar{K}_r$ cm sec $^{-1}$	0.4489×10^2	0.9505×10^2	(4.10)
仮想等価透水係数 K cm sec $^{-1}$	0.4665×10^2	0.8266×10^2	$K = \sqrt{\bar{K}_s \cdot \bar{K}_r}$
k_r 長波の近似値 cm $^{-1}$	0.4229×10^{-1}	0.2659×10^{-1}	(4.14)
深海波の近似値 cm $^{-1}$	0.4028×10^{-1}	0.1189×10^{-1}	(4.13)
計 算 値 cm $^{-1}$	0.3838×10^{-1}	0.2500×10^{-1}	(3.34), (3.35)
k_s 長波の近似値 cm $^{-1}$	-0.2014×10^{-1}	-0.1369×10^{-1}	(4.14)
深海波の近似値 cm $^{-1}$	-0.5306×10^{-1}	-0.1628×10^{-1}	(4.13)
計 算 値 cm $^{-1}$	-0.4192×10^{-1}	-0.1516×10^{-1}	(3.34), (3.35)
実 験 透 過 率 %	50.1	42.6	(5.11)
計 算 透 過 率 %	52.1	42.7	
実 験 反 射 率 %	43.8	57.4	(5.12)
計 算 反 射 率 %	42.4	59.4	

8. 結 論

透過性構造物内の波の運動を抵抗を受けて進行する波の運動として、統一的に取り扱うことを試みた。以下その要約を行なうと、

1) 線形抵抗を受ける波のポテンシャルの基本形式は式(2.31)のように表わされ、境界条件を入れて係数を決定すればよい。波形および流速等もポテンシャルより求まる。波数 k_1 は式(2.27)より複素数として求まり、これは減衰しながら伝ばする波動を示している。

2) 抵抗が異方性を示す場合にも、若干の近似のもとに同様の検討が行なえるが、不圧海岸地下水の運動に関しては、抵抗の異方性はあまり重要な意味を持っておらず、ほとんど水平方向の抵抗のみによって運動が決定されることが明らかになった。

3) 線形抵抗を受ける波の代表例として不圧海岸地下水の運動をとりあげ、長崎外港埋め立て地における不圧海岸地下水位の観測結果を解析した。その結果、不圧海岸地下水位の変動における減衰係数 k_1 および位相遅れの係数 k_r は理論より予想される値と良い対応を示し、理論の妥当性および有用性が確かめられた。

4) 抵抗が流速の関数となる場合は、抵抗係数を近似し、第一近似として、線形抵抗を受ける波の場合に帰着できる。この場合、抵抗は一般に異方性を示し、鉛直方向の抵抗も透過性構造物内の波の運動に関して、かなりの比重を占めてくる。抵抗が異方性を示す場合の結論を参照して、鉛直捨石堤に規則波が入射した場合に適用した結果、透過率および反射率がそれぞれ式(5.11)および(5.12)のように求まった。

5) 鉛直捨石堤による透過率と反射率に関する実験を行なった。実験結果は式(5.4)で述べた式(5.11)および(5.12)から推論される定性的傾向とよく一致し、かなりその様相を明らかにすることができた。

6) 鉛直捨石堤による透過率と反射率については、適当な近似を行なえば理論的に計算できる。図-7.1および7.2に示したように、計算値と実験値は透過率については、ほぼ満足できる精度で一致しているが、反射率については、若干精度が悪くなっている。これは理論においては、捨石堤からの反射機構について、局所的なじょう乱などによるエネルギー損失機構が考慮されていないためと考えられる。しかし、計算値と実験値とは一般的にかなり良い対応を示しており、今までの考察の妥当性を示していると考えられる。これらの結果は、透過性防波堤あるいは離岸堤の設計に有益であろう。

今後、各種の異形ブロックの抵抗係数について、実験的検討を行ない、異形ブロックの水理学的特性を明らかにしたいと考えている。さらに、それらで構成された各

種の透過性構造物による波の変形に関して、理論的および実験的検討を行なうとともに、現地観測もあわせて行ないたいと考えている。これらの結果は第二報として報告されるであろう。

最後に有益な御討議をいただいた中央大学首藤伸夫博士ならびに不圧海岸地下水位の観測データを提供された土木研究所土質研究室に対して深く感謝の意を表する。また実験および電子計算機のプログラミングに御協力いただいた海岸研究室折敷秀雄、山口定徳ならびに小林貞夫技官に対して、深く感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 久保弘一、玉井佐一「透過性構造物内部における波力の減衰について」第22回土木学会年次学術講演会講演概要(1967)
- 久保弘一「透過性構造物内部における波力の減衰について(第2報)」第23回土木学会年次学術講演会講演概要(1968)
- 菅野一、新井春人、桜井輝男「各種異形塊堤による波浪減衰模型実験」第23回土木学会年次学術講演会講演概要(1968)
- 鴻上雄三、時川和夫「6脚ブロック堤に関する研究」第23回土木学会年次学術講演会講演概要(1968)
- 細井正延、富永正照「離岸堤による波高減衰について」第6回海岸工学講演会講演集(1959)
- 佐藤稔夫、三橋宏次、秦英樹「透過式潜堤に関する研究」第14回海岸工学講演会講演集(1967)
- 佐藤稔夫、三橋宏次、秦英樹「透過式および不透式潜堤の縮尺効果、消波効果について」農業土木試験所技報 D, 第3号(1969)
- S. Nagai "Experimental Studies of Specially Shaped Concrete Blocks for Absorbing Wave Energy" Proc. of 7th Conf. on Coastal Eng. (1961)
- 白石直文、遠藤泰司「消波工に関する二、三の問題」第10回海岸工学講演会講演集(1963)
- L. G. Straub, C. E. Bowers & J. B. Herbrich "Laboratory Tests of Permeable Wave Absorbers" Proc. of 6th Conf. in Coastal Eng. (1958)
- 富永正照、坂本忠彦「不圧海岸地下水の運動に関する研究」第24回土木学会年次学術講演会講演概要(1969)
- Reid, R. O & K. Kajiwara "On the Damping of Gravity Waves over a Permeable Sea Bed, Trans" A. G. U., Vol. 38, No. 5, (1957)
- 大草重康「海岸における地下水運動の特異な例、——三保半島について——」第13回土質工学シンポジウム「土と水」、昭和43年度発表論文集(1968)

14. 安藏善之輔「井水の水位に及ぼす潮汐の影響に就て」九帝大工学部彙報, 第9巻(1934)
15. 建設省土木研究所「有明海締切堤防調査報告書」土木研究所資料第442号(1969)
16. G. H. Lean "A simplified theory of permeable wave absorbers" Journal of Hydraulic Research, No. 1, (1967)
17. 富永正照, 坂本忠彦「礫の透水性について」第23回土木学会年次学術講演会講演概要(1968)
18. 前出の論文 1., 2. および 4.
19. 前出の論文 1. および 2.
20. 前出の論文 4.
21. 合田良実, 阿部淑輝「有限振幅波の部分反射に伴う見掛けの反射率について」港湾技術研究所報告, 第7巻, 第三号(1968)
22. B. Le Méhauté "Perméabilité des digues en enrochements aux ondes de gravité périodiques" La Houille Blanche, No. 6-Décembre, (1957)
23. B. Le Méhauté "Perméabilité des digues en enrochements aux ondes de gravité periodiques" La Houille Blanche, No. 2-Mars-Avril, (1958)
24. B. Le Méhauté "Perméabilité des digues en enrochements aux ondes de gravité périodiques" La Houille Blanche, No. 3-Mai-Juin, (1958)

直交異方性版理論による鋼床版実用設計法

土木研究所報告137-1

昭. 45. 5 (1970)

国広哲男, 藤原 稔

要 旨

本報告はわが国の道路橋示方書の荷重体系および鋼床版に関する諸規定にもとづいた鋼床版の設計のための設計図表およびこれを用いた設計例を示すものであり、2本の主げたで単純支持された開リブまたは閉リブ鋼床版において縦リブおよび横げたの支間、間隔および断面を与えると設計図表を用いて比較的容易にそれらの最大応力が求められる。

なお、本報告に示した鋼床版の設計方法は直交異方性版理論にもとづく W. Pelican u. M. Esslinger の解法によるものであって、これはすでに1963年に AASHO 荷重体系による設計方法として AISC から "Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges" の形で出版されている (土木研究所資料第399号「直交異方性鋼床版橋設計便覧」(全訳) 昭和43年7月、建設省土木研究所)。

キーワード (鋼床版, 直交異方性版, 設計資料)

特殊型フォイルサンプラーの開発とその適用性

土木研究所報告137-2

昭. 45. 5 (1970)

吉田 巖, 吉中竜之進, 高水尚英

要 旨

地表下の地盤試料を連続して、乱さない状態で採取できる特殊型フォイルサンプラーを開発した。

本文は本サンプラーの試作過程とそれによる沖積層および洪積層を含む約800mのサンプリング結果を述べ、ついで、これに基づき本サンプラーの地盤調査への適用性を明らかにした。

キーワード (地盤調査, 乱さないサンプリング, 新技術開発, ロータリー式ボーリング, 沖積層, 洪積層, 軟岩)

透過性構造物による波の変形に関する研究(1)

土木研究所報告137-3

昭. 45. 5 (1970)

——不圧海岸地下水位の変動および

鉛直捨石堤による波の変形について——

富永正照, 坂本忠彦

要 旨

捨石堤, 離岸堤, 消波工等のような透過性構造物内の波の運動を抵抗を受ける波として取り扱った。

透過性構造物内の流れが層流と見なされる場合, 線形抵抗を受ける波として取り扱う。これは潮汐の変動による不圧海岸地下水位の変動等の解析に有効であり, 現場透水試験に適用して, 良好な結果を得た。

さらに風波のように周期の短い波が作用して, 乱流状態と見なされる場合の抵抗を抵抗係数で表示し, 線形化による近似により, 層流の場合と同様に解けることを示した。

このような場合の代表例として, 造波水路内に設置した鉛直捨石堤により, 波の反射率と透過率に関する実験を行なったところ, 実験値と理論値は良好一致を示した。これらの結果は離岸堤および消波工等の設計に有用であろう。

キーワード (透過性構造物, 透過式防波堤, 捨石堤, 離岸堤, 不圧海岸地下水, 抵抗を受ける波, 波の反射率, 波の透過率)

Report of The Public Works Research Institute Ministry
of Construction Vol. 137, May 1970
Practical Design Method of Steel Plate Deck Bridges
based on Theory of Orthotropic Plates

Tetsuo Kunihiro
Minoru Fujiwara

Synopsis:

This report presents the design charts for steel plate deck bridges based on the design loading systems specified in Standard Specifications for Highway Bridges in Japan, and also presents some design examples.

If the span lengths, the spaces and the cross sections of longitudinal ribs and floor beams of a steel plate deck with open- or closed-ribs which is simply supported on two main girders are given, maximum stresses in their members can be easily obtained by using the design charts.

The design method presented in this report is based on the design method developed by W. Pelican and M. Esslinger which rests on the basis of the theory of orthotropic plates and has already been published by AISC in 1963 in the form of "Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges" for the design loading systems according to AASHTO Specifications.

The manual described above has been translated into Japanese as a work of bridge section.

Report of The Public Works Research Institute Ministry
of Construction Vol. 137, May 1970

A New Method for Continuous Sampling of Subsurface Materials
and its Applicability

Iwao Yoshida
Ryunoshin Yoshinaka
Hisahide Takamizu

Synopsis:

This paper presents a new method for sampling "Special Foil Sampler with Rotary Drilling Rig", which is possible to obtain the continuous and undisturbed sample with high ratio of recovery of such materials as stiff clayey soils, loose or dense sandy soils, and soft rocks, in subsurface stratum.

The applicability of the new sampler for subsurface sampling is derived from experimental evidences obtained by test sampling about 800m of total length using this sampler.

Report of The Public Works Research Institute Ministry
of Construction Vol. 137, May 1970

Study on the Wave Deformations due to the Permeable
Coastal Structures (1)

—On the Movement of Coastal Ground Water and the
Wave Deformation due to the Permeable Breakwater—

Masateru Tominaga
Tadahiko Sakamoto

Synopsis :

Many kinds of the coastal structures, such as breakwaters and offshore dikes constructed by various size of sands, stones and concrete blocks, are considered to be porous and permeable. We have analyzed the waves through these structures by the small amplitude theory with resistance term.

If the wave motion is slow and the flow is laminar, the resistance term is linear. The movement of coastal ground water by tides is the typical case in these conditions. Theoretical values agreed with field data quite well.

If the flow is turbulent, we treated the resistance term as the function of Reynolds number. We approximated the nonlinear resistance to a linear one and obtained the ratios of wave reflection and transmission due to the permeable breakwater. These ratios agreed with the experimental data quantitatively.

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction
Vol. 137, May 1970

CONTENTS

1. Tetsuo Kunihiro and Minoru Fujiwara
Practical Design Method of Steel Plate Deck Bridges based on
Theory of Orthotropic Plates.....(1)
2. Iwao Yoshida, Ryunoshin Yoshinaka and Hisahide Takamizu
A New Method for Continuous Sampling of Subsurface Materials
and its Applicability.....(77)
3. Masateru Tominaga and Tadahiko Sakamoto
Study on the Wave Deformations due to the Permeable Coastal
Structures (1)
—On the Movement of Coastal Ground Water and the Wave
Deformation due to the Permeable Breakwater——.....(117)