

運輸省港湾技術研究所

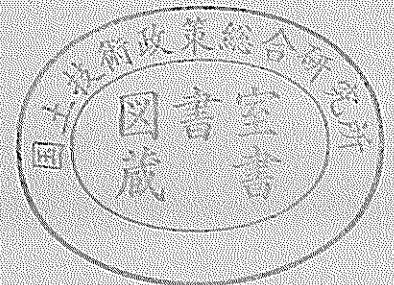
港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 34 NO. 1 MAR. 1995

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第34巻 第1号 (Vol.34, No.1), 1995年3月 (Mar. 1995)

目 次 (CONTENTS)

1. Evaluation of Strength of Soft Clay Deposits
- A Review of Unconfined Compression Strength of Clay -
..... Takashi TSUCHIDA, Hiroyuki TANAKA 3
(軟弱な粘性土地盤の強度評価-粘性土の一軸圧縮強度法の見直し-
..... 土田 孝・田中洋行)

2. 信頼性設計法による防波堤の全体系安全性 (第1報)
- 滑動安全性に関する検討 -
..... 長尾 毅・門脇陽治・寺内 潔 39
(Evaluation of Safety of Breawaters by the Reliability Based Design Method
- 1st Report : Study on the Safety against Sliding -
..... Takashi NAGAO, Youji KADOWAKI, Kiyoshi TERAUCHI)

1. Evaluation of Strength of Soft Clay Deposits

-A Review of Unconfined Compression Strength of Clay-

Takashi TSUCHIDA *
Hiroyuki TANAKA **

Synopsis

For the design of earth structures on soft clay deposits, it is a fundamental problem to evaluate the strength of the ground correctly. The undrained strength of soft clay deposits is determined by the half of the mean unconfined compression strength q_u in Japan. Although this q_u method has been used in practical design works for more than 30 years, there are still some important problems to be solved. One problem is that the validity of the q_u method highly depends on the quality of "undisturbed" soil sample, while there exists no accepted method to evaluate the sample quality. For this reason, there are some criticisms to the use of q_u among the professions in the international geotechnical society. Globally the q_u method is not so common as in Japan. In this report, the backgrounds of q_u method are presented at first. Comparing the strength of q_u method with those from the field vane shear tests, SHANSEP method and Recompression method, detailed discussions on the effectiveness of the methods are made, and finally a newly proposed "Advanced q_u method", in which the quality of sample and the reasonable undrained strength can be evaluate at the same time, is introduced and the applications are presented.

KEY WORDS: cohesive soil, shear strength, unconfined compression test, triaxial compression test, vane shear test

* Chief, Soil Mechanics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

** Chief, Geotechnical Survey Laboratory, Geotechnical Engineering Division

1. 軟弱な粘性土地盤の強度評価 — 粘性土の一軸圧縮強度法の見直し —

土田 孝*
田中 洋行**

要 旨

一軸圧縮強度によって粘性土地盤の強度を求める方法はわが国においてよく用いられているが、国際的にはそれほど一般的でなく、実際に一軸圧縮強度以外の強度評価法がいくつか提案され、用いられている。本論文は、現行の一軸圧縮強度によるせん断強度決定法(q_u 法)を見直したものであり、主な結論は次のようにまとめられる。

- ① 現行の q_u 法の根拠と背景、さらにその問題点を明らかにした。
- ② q_u 法によって求められる強度と、他の強度決定法によって求められる強度の関係を、明らかにした。また、他の強度決定法のわが国の海成粘土に対する適用性を示した。
- ③ q_u 法の問題点を解決する実際的な方法を提案し、適用例により提案法の有効性を明らかにした。

キーワード：粘性土，せん断強さ，一軸圧縮試験，三軸圧縮試験，ペーンせん断試験

* 土質部 土性研究室長
** 土質部 地盤調査研究室長

Contents

Synopsis	3
1. INTRODUCTION	6
2. q_u METHOD - Conventional Method in Japan	7
3. PROBLEM OF q_u METHOD	18
4. VANE SHEAR TEST - BJERRUM'S METHOD	21
5. SHANSEP METHOD AND RECOMPRESSION METHOD	22
6. COMPARISON OF STRENGTH	25
7. ADVANCED q_u METHOD	28
8. QUALITY OF UNDISTURBED PLEISTOCENE CLAY SAMPLES TAKEN FROM VERY DEEP GROUND	32
9. CONCLUSIONS	34
REFERENCES	35
Symbols	36

1. INTRODUCTION

The evaluation of undrained strength of clay is one of the most important subjects in the geotechnical engineering. Although this theme has been studied since the beginning of the geotechnical engineering, there are still some problems to be solved. The important point of this theme is that this is not a special matter but a kind of a daily work for geotechnical engineers. Therefore this theme should not be discussed only from the academical point of view, but should be studied focusing on what are done by the practical engineers in the conventional design works.

As most of major seaports in Japan are located on soft alluvial deposit, the improvement of soft clayer grounds are carried out in about 80% of port construction projects. When the structures are constructed on weak clay deposit, the undrained strength of the ground has a great effect on the cost of the project. It is said that the 30-60% of the construction cost of port structures are paid for the ground improvement works.

Fig.1(a) is the average of unconfined compression strength, reported by two soil investigation companies at a construction site of a reclaimed land. Because of the lack of the strength, the replacement method was used for the foundation of the revetments. The designed cross sections of revetments for the two depth-strength relationships are indicated in Fig.1(b). As shown in Fig.1(b), the volume of the replacement of seabed is definitely different between the two cases. The estimated cost for the replacement was 420 million yen for the use of A-line, and 740 million yen for B-line. Another similar case is shown in Figs.2(a) and 2(b). In this case the deep cement mixing method was used for the improvement, because the replacement method could not be used by the lack of the disposal site of dredged soils. As shown in Fig.2, there is large difference in the area of improvement between the use of C-line and D-line. The estimated total cost for the construction were 22 million yen for C-line and 33 million yen for D-line. The difference is due

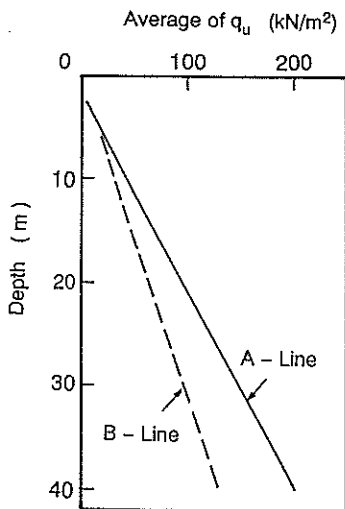


Fig.1(a) Average values of q_u with the Depth

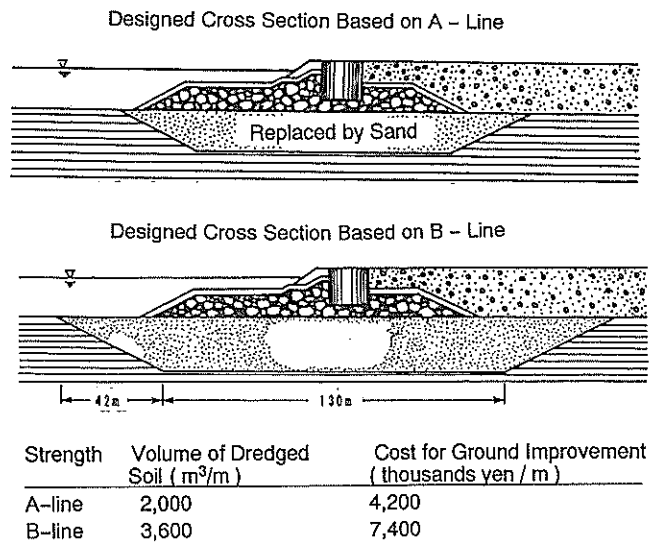


Fig.1(b) Cross Sections of Revetments Designed for the Two q_u -Depth Relations

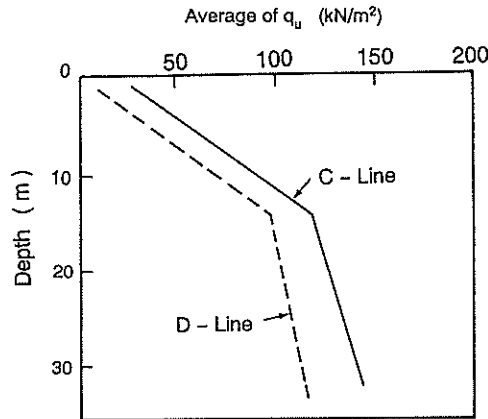
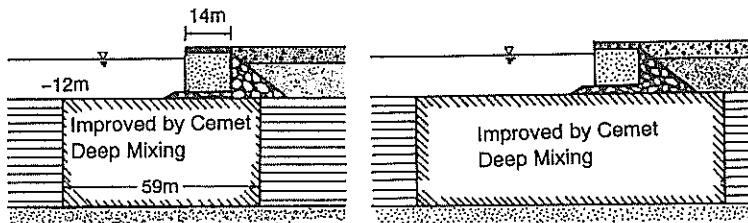


Fig.2(a) Average Values of q_u with Depth

Designed Cross Section Based on C - Line Designed Cross Section Based on D - Line



Strength	Width of Improvement (m)	Total Construction Cost (thousands yen / m)
C-line	59	24,000
D-line	95	33,000

Fig.2(b) Cross Sections of Revetments Designed for the Two q_u -Depth Relations

to the area of improvement, i.e. the undrained strength of the ground. Figs.1 and 2 typically show the importance of the undrained strength of soft clay deposit. The problem is how to determine the undrained strength of weak clay.

2. q_u METHOD - Conventional Method in Japan

In Japan the undrained strength of soft clay deposits is determined by the half of the mean unconfined compressive strength q_u . The followings are the quotation from Technical Standard of Port and Harbour Facilities, which is authorized by Port and Harbour Bureau of Japanese Ministry of Transport, on the evaluation of the shear strength:

The shear strength of cohesive soils shall be calculated according to the formula
 Cohesive soil (Sand content being less than 80 %)

$$\tau_f = c_u$$

where τ_f : Shear Strength
 c_u : Apparent cohesion of cohesive soil

Soils with silt and clay content of 40% or more have the cohesive properties. For the soils with the sand content of 60-80% belonging to the so-called intermediate region, many points

are to be clarified yet, but here it is considered as a clay. The shear strength of clay is expressed by the formula:

$$\tau_c = c_u = q_u / 2$$

where q_u is unconfined compression strength.

On the evaluation of the undrained strength of clay, the above-mentioned standard is not only for port and harbour facilities, but also for facilities of road, railroad and river.

The important evidence for the " q_u method" was given by Nakase in 1960s. Nakase carried out the back-analyses of several existing cases in which the slip failure of the soft ground had taken place during the construction works of port and harbour structures. Fig.3(a) and 3(b) show one of the case studies analyzed by Nakase, where the revetments in a reclaimed land were broken. The minimum safety factors F of the circle slip stability analysis were calculated using two types of the strength-depth relationship shown in Fig.3(a). The strength indicated by line-2 was determined by the maximum value of the $q_u/2$ at each depth, with the consideration that q_u inevitably contains some effects of the disturbance and will underestimate the true strength. As shown in Fig.3(b), the value of F calculated with the line-2 strength was 1.24, which means that the strength used was too large to explain the actual slip failure in this case. The undrained strength indicated by line-1 was given as the mean of the $q_u/2$ at each depth. The value of F based on the line-1 was 1.01 and succeeded in explaining the failure fairly well. Nakase showed that the circle slip analysis using the mean of $q_u/2$ as the strength gave the safety factor of 0.9–1.1 to all the cases in which the slip failure took place actually. In Nakase's study, it must be careful that all the samples used in the unconfined compression test were taken by thin wall tube sampler with fixed piston.

According to the Nakase's study, the undrained shear strength s_u^* which is to be used in the circle stability analysis is given by the following equation.

$$s_u^* = q_{u(\text{mean})} / 2 \tag{1}$$

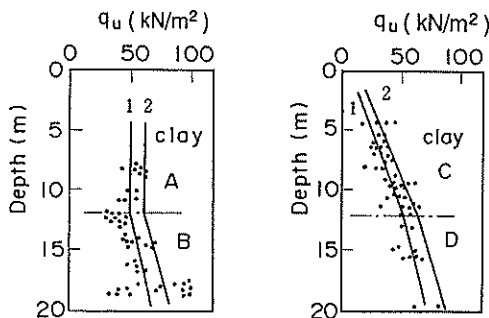


Fig.3(a) q_u -Depth Relationship

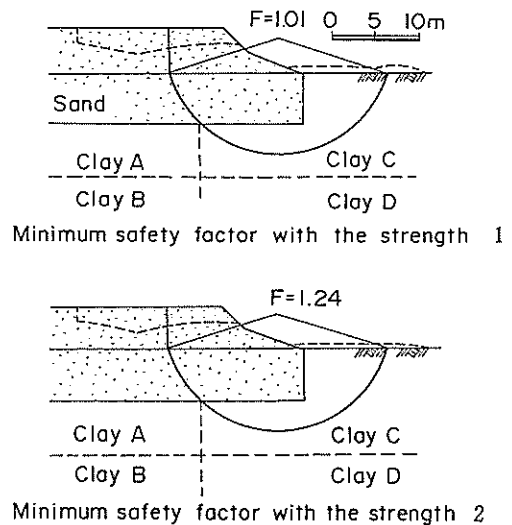


Fig.3(b) Back-Analysis of a Slip Failure (Nakase, 1966)

where, $q_{u(mean)}$ is the mean of the unconfined compression strength. Although the q_u method have been used in the practical design works since 1960s, recent studies on strength of clay clarified that several important factors must be taken into consideration in order to use the unconfined compression strength for the stability analysis. The factors are the sample disturbance, strength anisotropy, the rate of shearing, the obliquity of failure planes and the condition of intermediate principal stress. The brief explanations of these factors are given as follows:

(1) Sample Disturbance

It is well-known that the strength of clay sample is deeply dependent on the disturbances during boring and sampling, and the more is the disturbance, the strength gets the smaller. The fundamental studies on the effect of sample disturbance were carried out by Lambe and Ladd (1963). Fig.4 illustrates a hypothetical effective stress path for a normally consolidated clay element during tube sampling. The point P of the effective stress, σ_{ps}' corresponds to the condition of *perfect sampling*, in which no disturbance except the release of in-situ deviator stress has been given to the sample. During the process of sampling and testing, mechanical disturbance, such as drilling, tube sampling, extrusion from tube and trimming, are given to the soil sample and the pore water pressure within the specimen builds up. Finally, point F with an effective stress of σ_r' represents the residual effective stress of the specimen at the beginning of unconfined compression test. Okumura (1974) carried out a comprehensive study on the sample disturbance, and proposed a disturbance ratio, R , defined by the following equation:

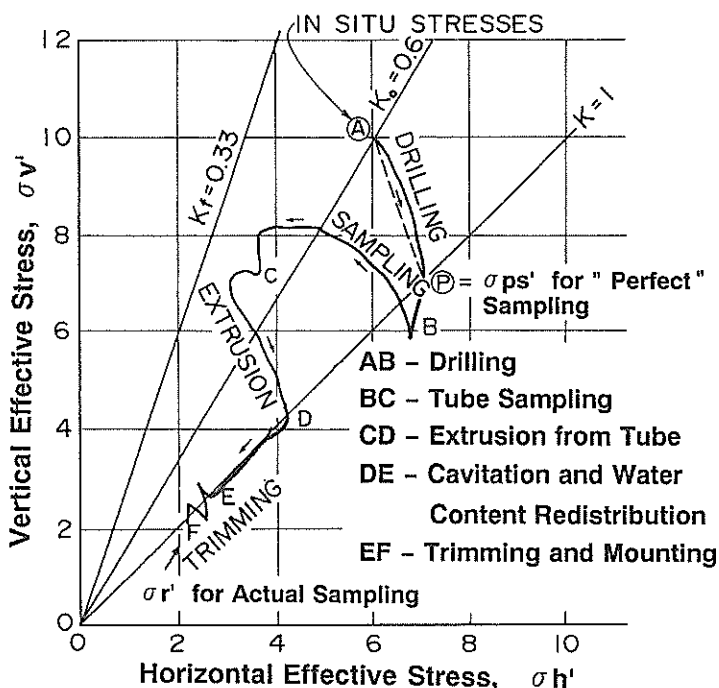


Fig.4 Hypothetical Effective Stress Path for a Normally Consolidated Clay Element (Ladd and Lambe, 1963)

$$R = \sigma_{ps}' / \sigma_r'$$

Okumura showed that there exists a unique relationship between the reduction of strength and the disturbance ratio for each clay. Fig.5(a) and Fig.5(b) are the relationship between the disturbance ratio and the strength reduction ratio, SR , which is the strength of the sample divided by that of perfect sample, for Boston Blue Clay and Yokohama Bay Clay. As shown in Figs.5, two calys showed different $R - SR$ relations.

Okumura directly measured the residual effective stresses of undisturbed samples of Kinkai clay and calculated the disturbance ratios which were 3-6. According to Jamiolcowski et al. (1985), for the medium to soft clay samples of conventional tube sampler collected by Massachusetts Institute of Technology, the mean value of σ_r' / σ_{ps}' were 0.2, i.e., the mean disturbance ratio was about 5, which is almost same as Okumura's results. However, Figs.5 show that, even if the disturbance ratios are same, the effects on the strength of sample are different. For example, when $R=5$, the reductions of strength are about 30% for Yokohama clay and 40-50% for Boston Blue Clay. Okumura made up the histogram of SR as shown in Fig.6. Although the value of SR ranges from 0.2 to 0.9, the average value was about 0.7, which means that the average of q_u is 30% smaller than the strength of the specimen of perfect sampling.

The effect of the disturbance is larger on the reduction of secant modulus than that of the undrained strength. Fig.7 shows the reduction ratio of the secant modulus E_{50} with the disturbance ratio for both clays. As shown in Fig.5(b) and Fig.7, when a disturbance ratio of Yokohama Clay is 5, for example, the strength and the secant modulus will be 70% and 30%

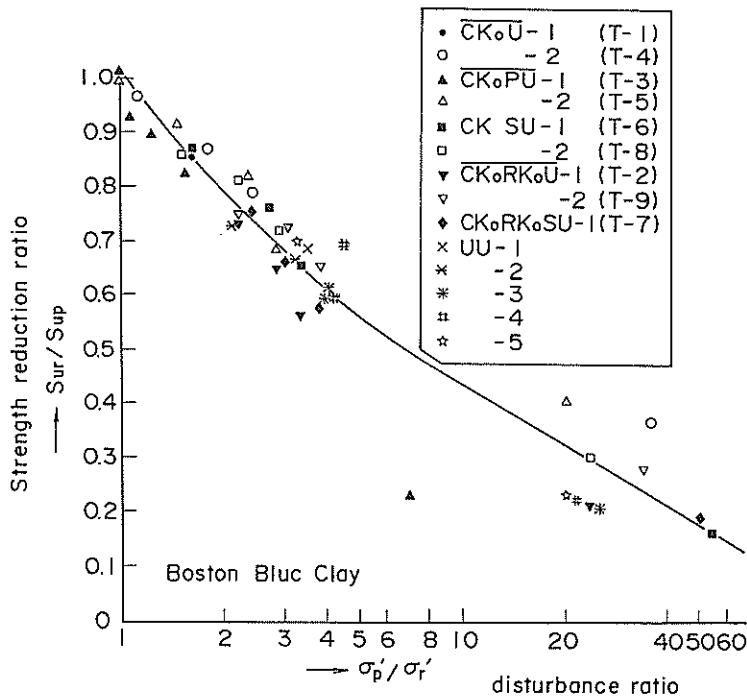


Fig.5(a) Strength Reduction Ratio with Disturbance Ratio (Boston Blue Clay, Okumura, 1974)

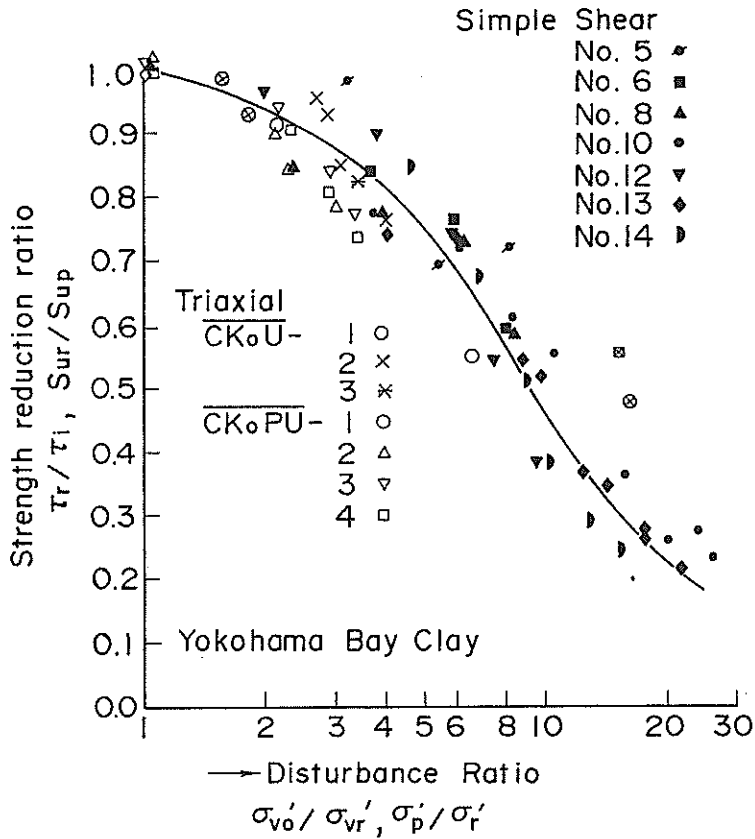


Fig.5(b) Strength Reduction Ratio with Disturbance Ratio (Yokohama Bay Clay, Okumura, 1974)

of that of perfect sample, respectively. Based on these experimental results, Okumura proposed a method of correcting the unconfined compression strength to the strength of perfect sample. Nakase et al. (1985) proposed a method of the correction, which revised the Okumura's method for the practical purpose.

Recently, Tsuchida et al.(1990) found that there are two types of the disturbance for unconfined compression strength, a remolding type disturbance and a crack type disturbance. Fig.8 (a) illustrated cracks of undisturbed tube sample, observed by radio graph. When the sample contains the cracks, most of which are not observed after samples are extruded from the tube, the value of q_u is reduced as indicated in Fig.8 (b). There is a clear difference in the stress-strain curve between the two types of

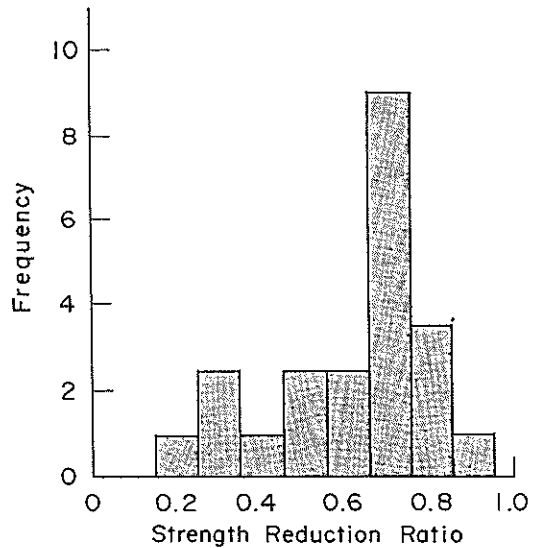


Fig.6 Histogram of Strength Reduction Ratio (Okumura, 1974)

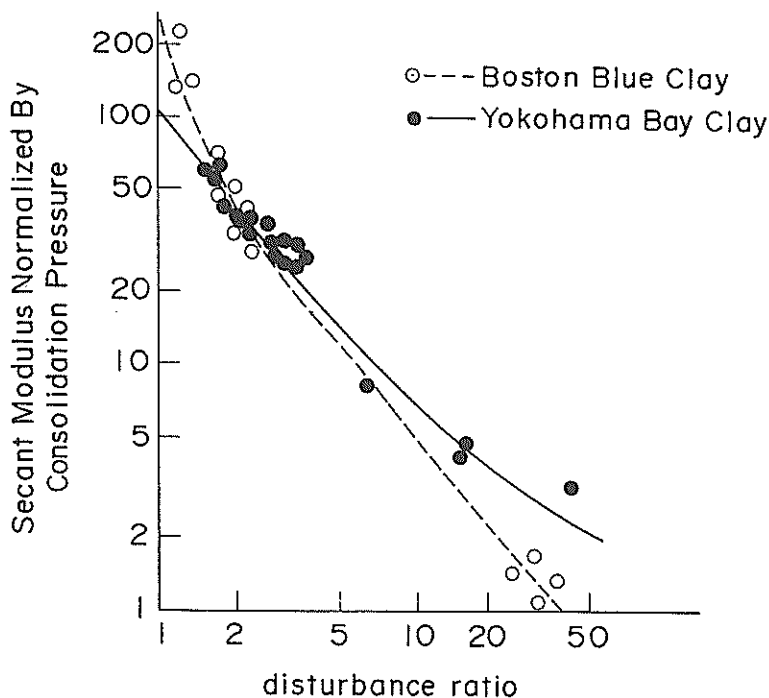


Fig.7 Reduction of Secant Modulus with Disturbance Ratio (Okumura, 1974)

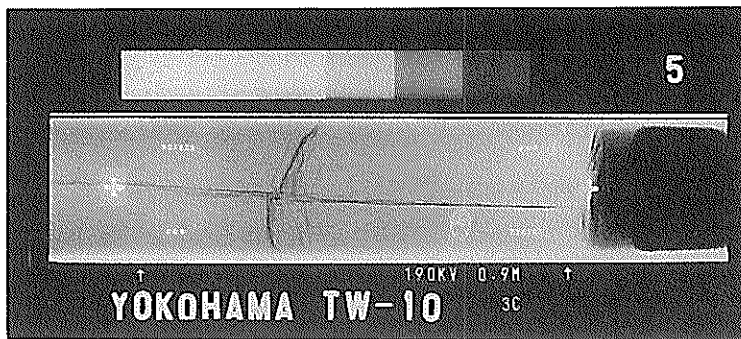


Fig.8(a) Cracks in Undisturbed Tube Sample (Ishii, et al., 1987)

disturbances. As shown in Fig.9, when the sample gets the remolding type disturbance, the secant modulus reduced more than the strength and the strain at failure ϵ_f gets larger, while in case of the crack type disturbance, the reduction of secant modulus is not remarkable compared to that of strength, and ϵ_f is not changed. According to Tsuchida et al., the crack type disturbance is seen in the undisturbed samples whose depth is 15m or more and as the depth becomes greater, the crack type disturbance gets more dominant than the remolding type disturbance. The correction method for q_u proposed by Okumura (1974) or Nakase et al. (1985) is valid only for the remolding type disturbance and not for the crack type disturbance. Tsuchida also showed that, for the crack type disturbance, the triaxial UU (Unconsolidated Undrained) test does not reduce the strength so much as q_u .

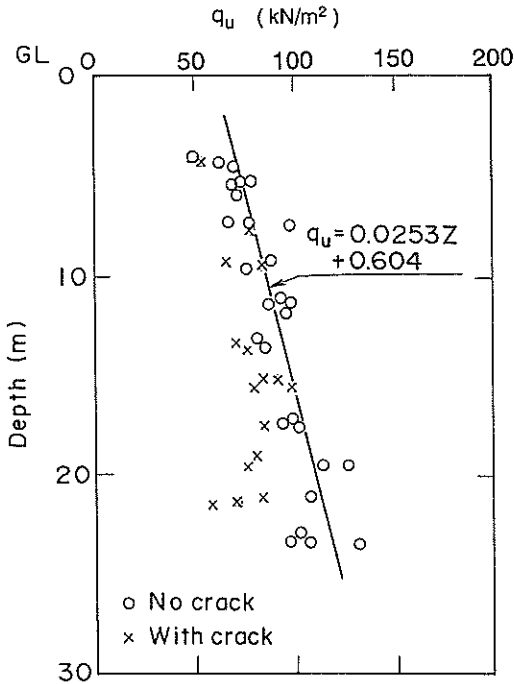


Fig.8 (b) Value of q_u with and without Cracks (Ishii, et al., 1987)

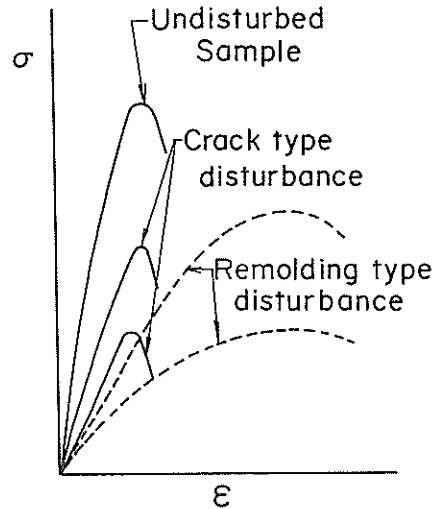


Fig.9 Effects of Disturbances on Stress-Strain Curve

(2) Strength Anisotropy

Anisotropy of shear strength of soil can be divided into two types, i.e., the inherent anisotropy and the stress system induced anisotropy. The former results from the difference in particle arrangement in the sedimentation and packing processes, and the latter from the rotation of principal stresses during shear. Practically we use a concept of "combined anisotropy" (Ladd, et al., 1977), since the separation of the two anisotropies is very difficult. **Fig.10** ideally shows the types of shear strength mobilized along a slip surface. Strengths mobilized at different zones are different from each other, and the difference is called the anisotropy. **Table 1** is summary of the undrained strength ratio of clays under different types of shear reported by Bjerrum, Berre and Ladd (Hanzawa, 1982). As indicated in the table, among compression, extension and simple shear, the undrained strength ratio of compression s_{uc}/p is the highest and that of extension, s_{ue}/p is the lowest. Accordingly the ratio between extension and compression strengths represents the degree of strength anisotropy. The strength ratio, s_{ue}/s_{uc} are plotted versus plasticity index, I_p in **Fig.11**, where data of Japanese marine clays are included. Bjerrum (1972) emphasized that strength anisotropy becomes greater as the plasticity decreases. However, it seems that a remarkable trend is not observed in the figure. Considering the range of $I_p = 20 - 80$, where most of Japanese clays are included, the strength ratio is about 0.70.

Anisotropy in undrained strength should be considered in evaluating the stability of clay ground. Strength to be used for the stability analyses after correcting the anisotropy depends on the shape of the failure plane. Berre (1973) proposed the following strength, s_u , corrected

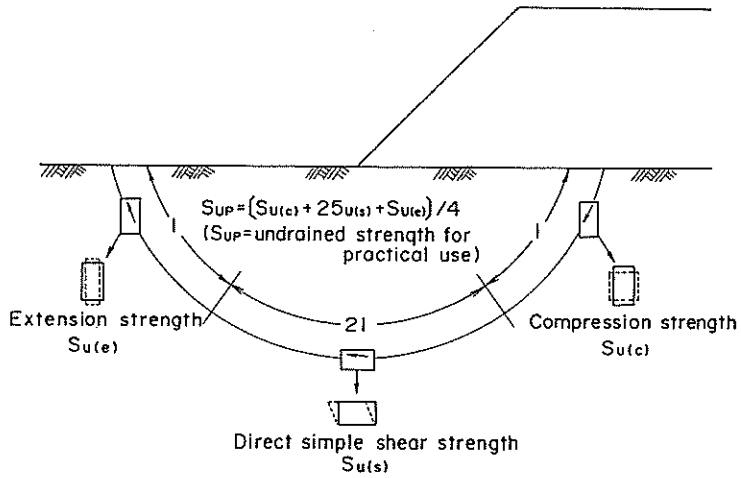


Fig.10 Strength Anisotropy (Hanazawa, 1982)

Clay	Plasticity index	Normalized undrained strength		
		Compression	Extension	Direct Shear
Bangkok	85	0.70	0.40	0.41
Matagami	47	0.61	0.45	0.39
Drammen	29	0.40	0.15	0.30
Drammen	11	0.34	0.09	0.22
Vaterland	16	0.32	0.09	0.26
Stunderluden	18	0.31	0.10	0.19
Portsmouth	20	0.295*	0.13*	
Haney	26	0.27	0.17	
Boston Blue	20	0.33	0.155	
AGS,CH	31	0.32	0.195	
San Francisco Bay Mud	37	0.37*	0.29*	

Strengths are normalized by effective overburden stress or vertical consolidation pressure.

*plane strain condition

Table 1 Summary of Normalized Undrained Strength (Hanazawa, 1982)

on anisotropy for the case where a flat level clay deposit is subjected to a loading such as embankment.

$$s_u = (s_{uc} + 2s_{us} + s_{ue}) / 4$$

Because that the simple shear strength, s_{us} , is almost the same as the average strength between compression and extension strengths, the corrected strength is nearly equal to $(s_{uc} + s_{ue}) / 2$.

(3) Strain Rate Effect

A lot of researches have been carried out on the effect of strain rate on undrained strength of clay. Bjerrum (1973) proposed a correction coefficient for the effect of strain rate on the field vane strength as indicated in Fig.12. Bjerrum's correction coefficient changes with I_p , i.e., it decreases with increasing value of I_p and increase with decreasing value of I_p . Fig.13 indicates the change in undrained strength with strain rate obtained from triaxial compression and extension tests for clays of various plasticity. As shown in Fig.13, it seems that the effects of the strain rate on undrained strength are not so much different among the clays. Based on this figure, which is not corresponding to Bjerrum's correction coefficient, the strain rate effect seems to be almost same for the clay whose plasticity index is larger than 20. Another important problem, which is not solved clearly, is how much is the strain rate to be considered for the practical design of earth structures. According to the case histories reported by Nakase, it took a few or several hours for most of observed port facilities to complete the slip failures. Therefore, in the authors' opinion, the strain rate of about 0.01%/min is proper for the stability analysis. Ladd et al. recommended the rate ranging from 0.008 to 0.015 %/min, which is almost same as 0.01 %/min, while Bjerrum recommended the rate ranging from 2 to 3×10^{-5} %/min, which seems to be too small.

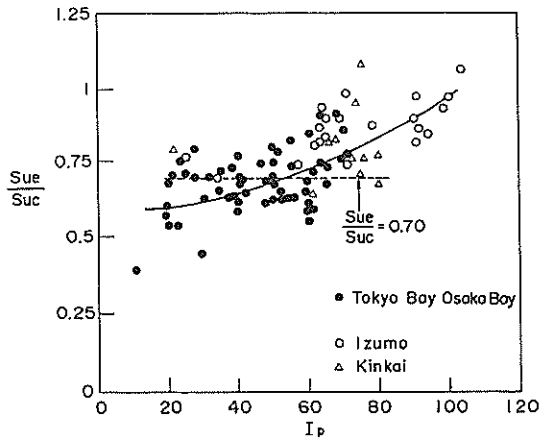


Fig.11 Strength Ratio, S_{ue}/S_{uc} with Plasticity Index

(4) Obliquity of the Failure Plane

When strength of unconfined compression or unconsolidated undrained triaxial compression

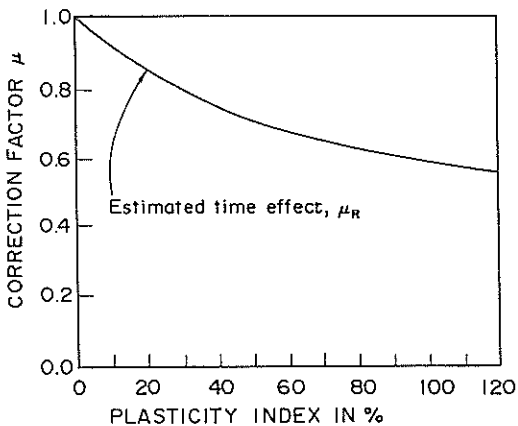


Fig.12 Correction Coefficient for Effect of Strain Rate on Field Vane Strength (Bjerrum, 1973)

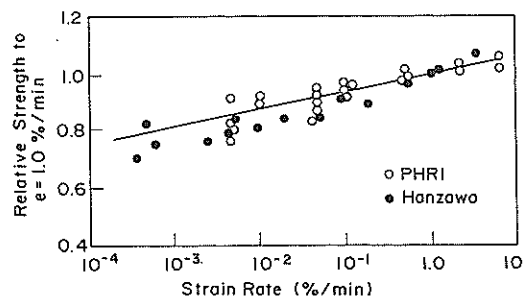


Fig.13 Change in Undrained Strength with Strain rate

tests (UU tests) are used for the stability analysis, the maximum shear stress, $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}/2$, is adapted as the value of the undrained strength. This means the obliquity of failure plane is 45 degree to the horizontal plane. Although it is difficult to obtain the exact failure plane in the tests, it is observed that the obliquity of the failure planes are usually about 60 degree. In this case, the strength ratio of shear stress on the failure plane to the maximum shear stress in unconfined compression or triaxial test is given by 0.866.

(5) Strain Condition in the Field

In unconfined compression test and the conventional triaxial test, the strain condition of the specimen is axi-symmetric. However, in the most of the practical problems, such as clay beneath embankments, quay walls and revetments, the strain condition is plane strain. In plane strain condition, where deformation is allowed only one direction, the shear strength is larger than that in axi-symmetric condition. Reviewing the published data on the effect of the strain condition, Hanzawa (1982) concluded that the average undrained strength in axi-symmetric condition are 87% of those in plane strain condition.

Considering these five factors, the undrained strength to be used for design, s_u^* is presented by the following equation:

$$s_u^* = (q_u/2) \cdot c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot c_4 \cdot c_5 \quad (2)$$

where, c_1 : correction coefficient for the reduction of strength due to sample disturbance.

c_2 : correction coefficient for strength anisotropy.

c_3 : correction coefficient for strain rate.

c_4 : correction coefficient for the obliquity of the failure plane.

c_5 : correction coefficient for strain condition.

Combining Eq.(1) and Eq.(2),

$$c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot c_4 \cdot c_5 = 1 \quad (3)$$

is obtained.

Let us consider the value of each correction coefficient. Based on Fig.6 after Okumura, the average of q_u is 70 % of the strength of perfect sample. Accordingly the value of c_1 will be $1.0/0.7 = 1.43$. In Fig.11 the strength anisotropy is presented as the ratio between the extension and the compression strengths, and the average of the ratio for clays of $I_p=20-80$ is about 0.70. Because the mode of shearing of q_u is compression, the correction coefficient for the anisotropy, c_2 will be $(1.0+0.7)/2 = 0.85$. Fig.13 indicates the effect of strain rate on the undrained strength of various marine clays. Assuming that the strain rate to be used for the design is 0.01 %/min, the strain rate of the unconfined compression test, 1.0 %/min, is about 100 times. The average of the correction coefficient c_3 for the difference of the strain rate is obtained as 0.85 from Fig.13. The following are the relationship among coefficients c_1 , c_2 and c_3 :

$$c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 = 1.03 \approx 1.00 \quad (4)$$

As mentioned above, by assuming the obliquity of failure plane in unconfined compression test

is 60 degree, the value of correction coefficient for the use of maximum shear stress $q_u/2$, c_4 , becomes 0.866. While, according to Hanzawa (1982), the value of correction coefficient for strain condition, c_5 , is $1/0.87 = 1.15$. Therefore the effects of the failure plane and the strain condition compensate for each other, i.e. the following equation is obtained:

$$c_4 \cdot c_5 \approx 1 \tag{5}$$

As indicated in Eq.(4) and Eq.(5), the validity of Eq.(2) can be verified evaluating the value of each factor. The factors affecting on the average of unconfined compression strength cancel out totally for themselves. In Eq.(4), it is known that the reduction of unconfined compression strength due to sample disturbance is almost same as the strength increase due to the anisotropy and the strain rate effect. Matsuo (1984) called the relationships of Eq.(3) or Eq.(4) "*Lucky harmony*", and mentioned that careful considerations are necessary for correcting a single factor, such as sample disturbance, because it may destroy the balance of Eq.(3) or Eq.(4).

The present technical standards for port and harbour facilities makes the sand content of 80 % the boundary between *sandy soil*, which is designed with the angle of shearing resistance ϕ_s in drained condition, and *cohesive soil*, which is designed with the undrained strength obtained by q_u method, . However, for intermediate soils which have the sand content of 60–80% or the plasticity index of less than 30, the effect of the disturbance gets much larger than those of cohesive soil. It means that the balance indicated in Eq.(3) is not valid, and accordingly the q_u method is not available for the intermediate soils. To remedy the problem, the correction of q_u

for the intermediate soils were proposed by Nakase et al. (1972) and has been used in practice. In this method, the corrected undrained strength is obtained by the following equation:

$$\tau_f = \alpha \cdot (q_u/2) + 0.8 \beta \sigma_v \tag{6}$$

where, σ_v is a in-situ overburden total stress of the sample, including static water pressure, and the correction coefficients α and β are given by Fig.14 with the plasticity index or the clay content. An example of the correction is illustrated in Fig.15. Before the correction, the values of $q_u/2$ of samples whose depth is more than 25m was decreasing due to the low plasticity and the increased effect of the sample disturbance. By correcting the strength by Eq.(6), part of the reduction of strength due to the disturbance is recovered.

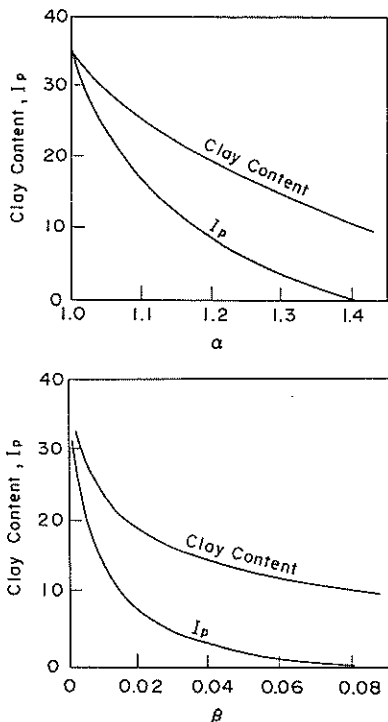


Fig.14 Correction Coefficients for Plasticity Index and Clay Content

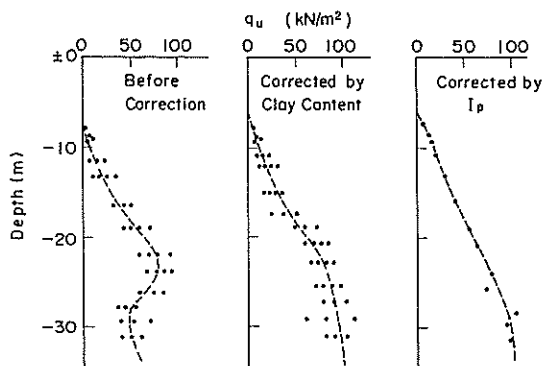


Fig.15 Effect of Correction (Nakase, et al., 1972)

3. PROBLEM OF q_u METHOD

Summarizing the above mentioned discussions, the validity of the present q_u method depends on the existences of the balance among the various factors governing the undrained strength of clay. However, there are two important problems in the q_u method. One is that, although this method is common in Japan, it is not always accepted in other countries and there are some criticisms to it among the professions in geotechnical engineering. Another problem is that the effect of the sample disturbance is highly depends on the method and techniques of the sampling. Therefore, if the sampling method is different from the conventional method in Japan, there is no guarantee on the validity of Eq.(3) and the q_u method.

A problem of q_u method is that the effect of the disturbance (c_i in Eq.(3) or Eq.(4)) is not always constant, but depends on the various conditions, such as the plasticity of soil, the depth at which sample is obtained, and particular sampling technique. For the same reason, there are strong criticisms to the q_u method among the professions in the geotechnical engineering. For example, Lambe and Whitman (1968) noted in their well-known textbook that, "Because of sampling disturbance, unconfined compression tests on even good quality samples usually somewhat underestimate strength, often by a factor of 2 or even more". In the state of the art report of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, the reporter's comment on unconsolidated-undrained compression (UUC) tests, including unconfined compression test, were as follows:

"To some extent, the errors associated with UUC testing are self-compensating, i.e., disturbance offsets strength anisotropy and strain rate effects. But these three factors are highly variable and hence c_u data involve significant uncertainty. UUC tests are therefore considered unsuitable for design practice with low safety factor unless based on evaluated experience for specific deposit and sampling procedure".

Although the q_u method has been commonly used in Japan, the evidences given by Nakase (1967) were empirical ones for Japanese marine clays. Considering the recent trend of the globalization in the field of technology, the additional theoretical back-ground is necessary for the q_u method, and especially the relationship between the strength obtained by the q_u method and those obtained by other methods should be clarified.

The thin-wall tube sampler with fixed piston, whose structure is shown in Fig.16, is commonly used for undisturbed sampling of soft clay in Japan. However, the use of the fixed piston sampler is not so common in other countries. For example, Osterberg and Murphy (1979) noted on the current practice of undisturbed sampling in North America that:

“The vast majority of undisturbed sampling is done with 3-inch (76mm) open tube samplers, some with ball checks and some without. Piston samplers are seldom used routinely for undisturbed sampling of clay. They are either used when it is difficult to obtain good recovery with the ordinary open tube sampler or when actually required by the geotechnical specialist ordering the work.”

The above-mentioned open drive sampler is called *Shelby-tube* and the structure is shown in Fig.17. It seems to be true that, from a global point of view, Shelby-tube is most commonly used for undisturbed sampling, mainly because the procedure of sampling is much simpler than that of fixed piston sampler.

Tanaka et al. (1992) carried out sampling with both the thin-wall sampler with fixed piston and the Shelby-tube sampler. The comparison of unconfined compression strength is indicated in Fig.18. It is clearly seen that the q_u of samples from Shelby tube are smaller than those from piston sampler. Fig.19 indicates the comparison of the strain at failure ϵ_f . The samples from Shelby-tube showed the larger ϵ_f than those from piston samplers, which means the samples from Shelby-tube got much remolding type disturbance.

According to the study of Tsuchida et al. (1988), it was made clear that, even if the specification of sampling is same, there can be some difference in the value of q_u probably due to the difference of techniques of the operators. Fig.20 (a) is the comparison of the average q_u reported by 5 companies which carried out the soil investigation at the same place under the same specification.

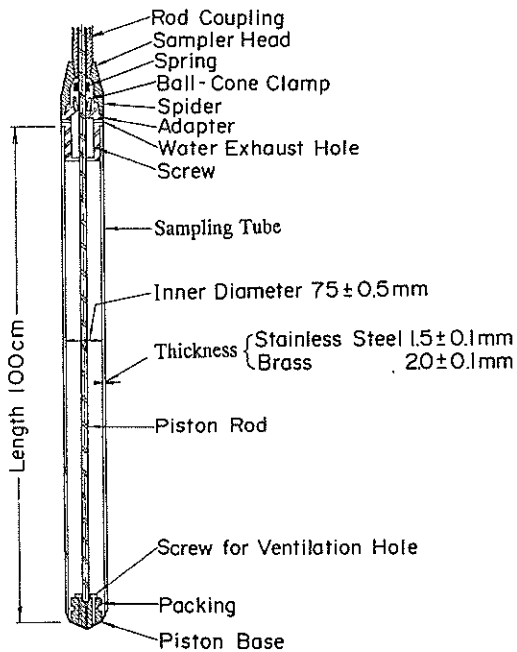


Fig.16 Thin-Wall Tube Sampler with Fixed Piston (Adachi,1979)

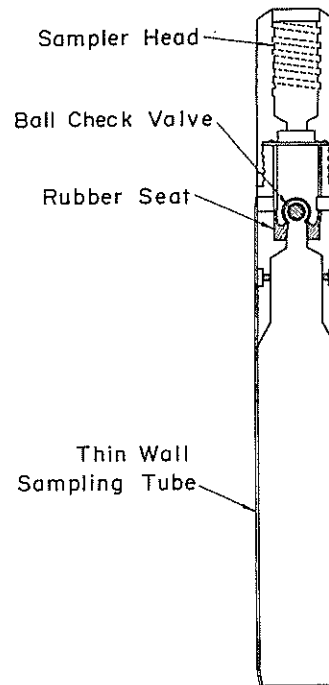


Fig.17 Shelby-Tube Sampler

As shown in Fig.20 (a), there exist remarkable differences in reported q_u values. Especially, the q_u of A company was 30% larger than that of B company. Fig.20 (b) showed another comparison, in which the q_u of F company was also 30% larger than that of G company. It is considered that the

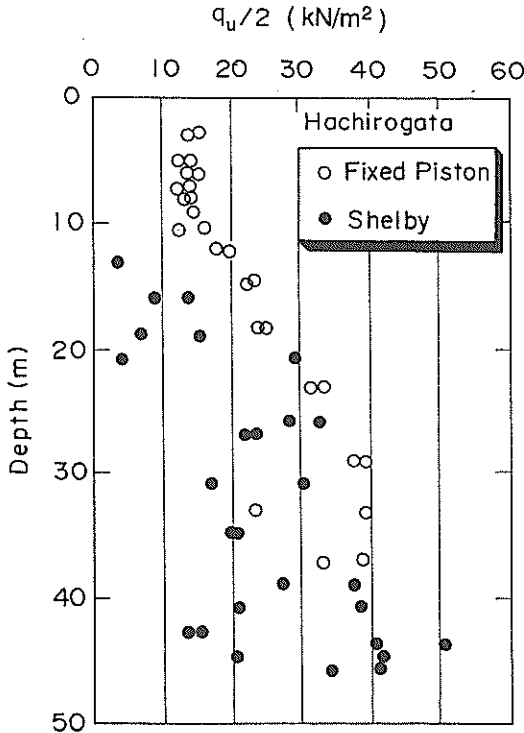


Fig.18 Values of q_u Taken by Fixed Piston Sampler and Shelby-Tube

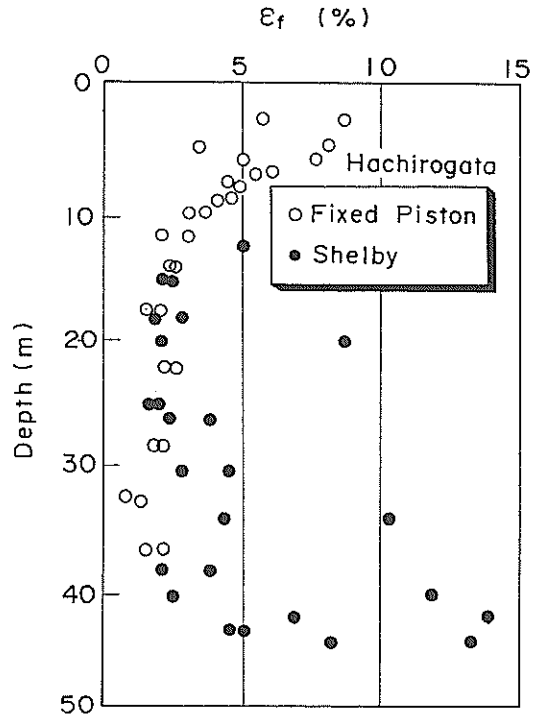


Fig.19 Strain at Failure

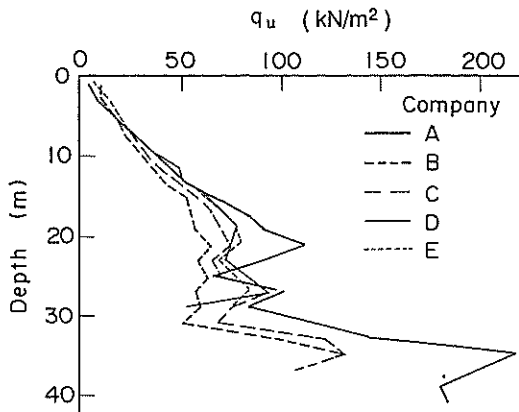


Fig.20(a) Comparison of the Values of q_u (Tokyo Bay Clay)

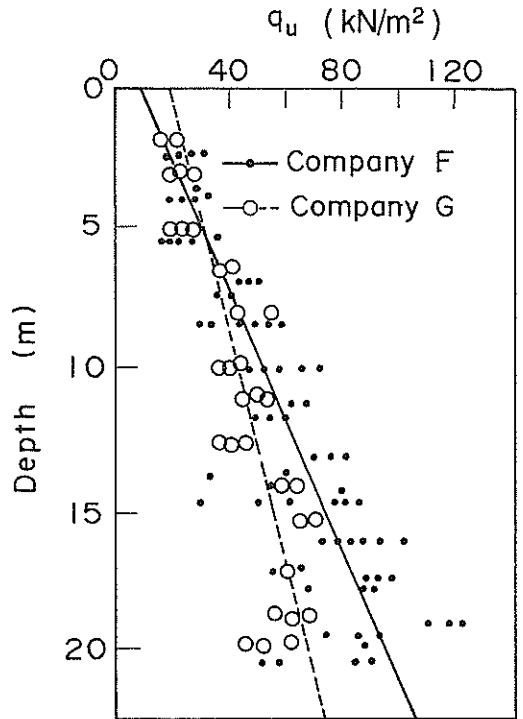


Fig.20(b) Comparison of the Values of q_u (Ise Bay Clay)

differences of q_u value were due to those of the sampling technique of the companies. Figs.18 and Figs.20 indicate that the value of correction coefficient c_r in Eq.(3) is highly dependent on the sampling method and the technique and it is not always constant.

4. VANE SHEAR TEST - BJERRUM'S METHOD

In-situ measurement is an alternative to avoid the problem of sample disturbance. Because of its simplicity, the field vane shear strength is frequently used in stability analysis in Europe and North America. However, it has been said that the field vane shear strength often overestimates the average mobilized strength in situ as shown in Fig.21, where back-analyzed safety factors at failure were calculated on the basis of field vane strength. In Fig.21, the calculated safety factors tends to increase with the plasticity index. For the design purpose, Bjerrum proposed a well-known correction factor for the field vane shear strength (Fig.22). The undrained strength s_u^* to be used in the analysis of the stability of embankments and bearing capacity of footings on soft clay is given by the following equation.

$$s_u^* = s_u(\text{vane}) \cdot \mu \tag{7}$$

According to Bjerrum, the meanings of the correction were explained by the two factors, the strength anisotropy and the time effect. With increasing the plasticity of clay, the strain rate effect gets larger and the anisotropy of strength gets smaller, which makes the field vane strength overestimate the strength for the design.

Because of the common use of the q_u method, the field vane strength has been seldom used in Japan. Recently, Tanaka, H. et al. (1992) showed a set of data on vane shear strength of 12 Japanese marine clays. Fig.23(a) shows the vane shear strength normalized by the consolidation yield stress $s_u(\text{vane})/p_c$ versus the plasticity index, I_p . As shown in Fig.23(a), in the wide range of $I_p=20-120$, the value of $s_u(\text{vane})/p_c$ is almost constant and not so much dependent on I_p as reported by Bjerrum. Fig.23 (b) shows the ratio of $s_u(\text{vane})$ to the strength of q_u method i.e. a half

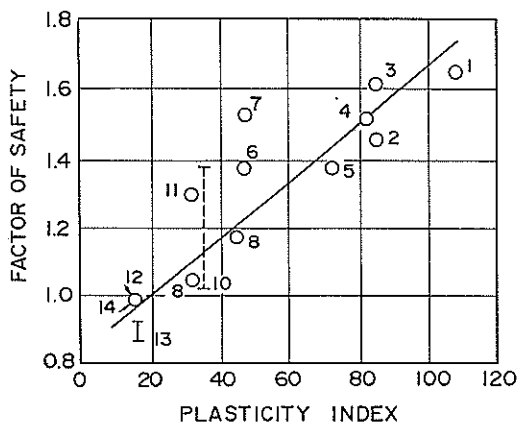


Fig.21 Safety Factors at Failure Back-Analyzed on Field Vane Strength (Bjerrum,1973)

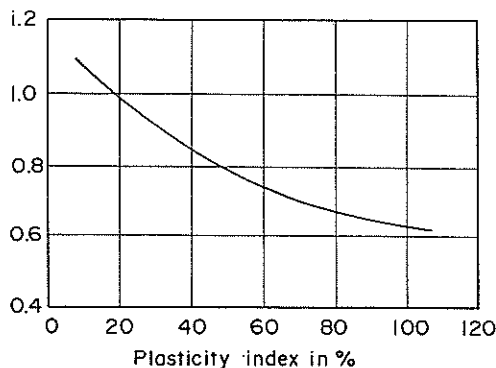


Fig.22 Correction Factor of Field Vane Strength (Bjerrum, 1973)

of mean unconfined compression strength. It can be seen that the ratio, $S_{u(vane)}/(0.5q_u)$ is close to 1.0, at least for clays whose plasticity indexes are larger than 20. The ratio of the field vane strength corrected by Eq.(7) to strength of q_u method is shown in Fig.23 (c), For the plasticity index larger than 30, the strength obtained by Eq.(7) are smaller than those of the q_u method. It means that, the field vane strengths corrected by Bjerrum's method are more conservative than those of the q_u method, and that, if Bjerrum's method for field vane strength is valid for Japanese marine clays, the strength by q_u method is overestimating the strength for middle to high plastic clays. However, for these 30 years, the use of q_u has made little trouble on the stability of earth structures, even if the plasticity index of the ground is more than 60. Based on the experiences in Japan, it seems that the field vane shear strength does not overestimate the strength for design so much as reported by Bjerrum. More data in various regions are necessary to conclude this topics.

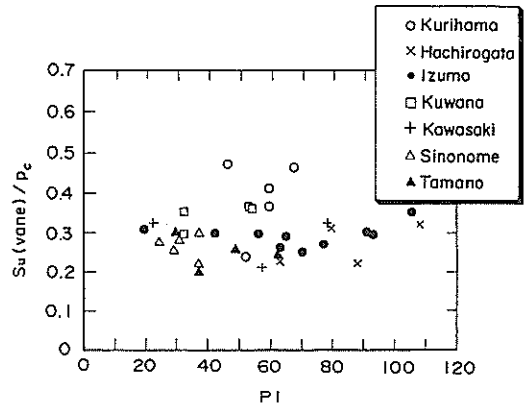


Fig.23 (a) Normalized Vane Shear Strength With I_p

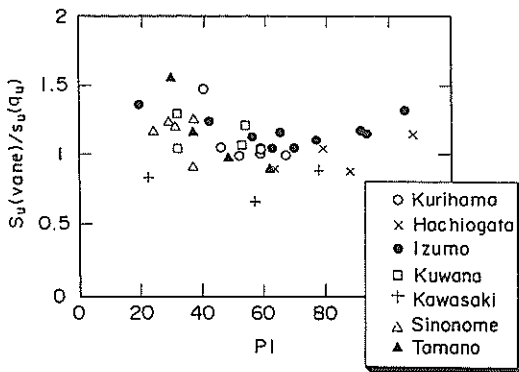


Fig.23 (b) Ratio of Field Vane Strength to the Strength from q_u Method

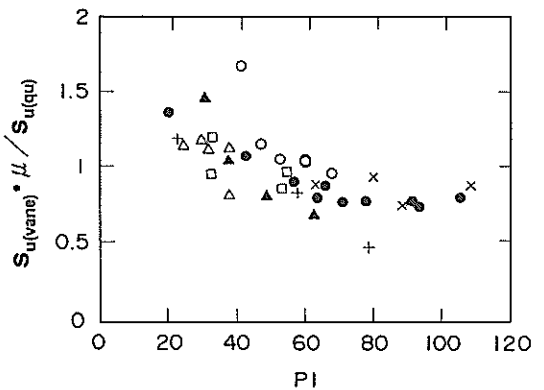


Fig.23 (c) Ratio of Corrected Vane Strength to the Strength of q_u Method

5. SHANSEP METHOD AND RECOMPRESSION METHOD

Based on the extensive studies on sample disturbance, strength anisotropy and the strain effect, Ladd and his co-workers proposed a new method for evaluating in-situ undrained strength of clay in 1974. This method is named SHANSEP - Stress History and Normalized Engineering Properties. The normalized engineering properties mean that the strength and the stress-strain curve of a clay, normalized by consolidation pressure, indicates a unique curve irrespective of stress level,

when the overconsolidation ratios are same.

The procedures of SHANSEP to evaluate the undrained strength are as follows:

(1) oedometer tests to obtain the profile of consolidation yield stress p_c and hence the $OCR = p_c / p_o'$, where p_o' is the insitu effective overburden stress (see Fig.24).

(2) CKoU shear testing having different modes of failure, such as compression under the central part of the embankment, direct simple shear where the failure

surface is close to horizontal, extension near the toe, on specimens consolidated beyond the in situ p_c to measure the normally consolidated soil (Points A and B in Fig.24) and also on specimens rebounded to varying OCR to measure over-consolidated behavior (Points C and D). For conventional slip-circle analysis of embankments, the average strength of compression and extension strength can be used.

(3) evaluate and express the results in terms of normalized soil parameters such as s_u/p versus OCR. The in-situ undrained strength is given as follows:

$$s_{u(SHANSEP)} = 0.5 ((s_{uc}/p)_{OCR} + (s_{ue}/p)_{OCR}) \cdot p_o' \quad (8)$$

where, $(s_{uc}/p)_{OCR}$ and $(s_{ue}/p)_{OCR}$ is compression and extension strengths normalized by the vertical consolidation pressure p at a given value of OCR at the field.

One of the problem of SHANSEP is how to determine the consolidation yield stress p_c . As the value of the p_c is highly dependent on the conditions of consolidation test, the question, what is the correlation between p_c measured in the laboratory and that observed in the field?, is still important among the professions. Jamiolkowski et al. (1985) discussed the question in their state-of-the-art report of ICSMFE, and summarized that "the writers recommend to evaluate p_c on EOP (end of primary consolidation) curve obtained from the conventional incremental loading oedometer." When the SHANSEP was proposed, the method to determine p_c was not shown definitely, however, recently Ladd (1990) concluded in his Karl Terzaghi Lecture that, "the empirically developed EOP uniqueness concept still appears most reasonable for general practice. For incremental oedometer tests, this means using compression curves plotted at or shortly after the EOP rather than at 24 hours". As shown in the above discussions, the use of data plotted on EOP condition, instead of the conventional method, is getting popular. Fig.25(a) shows the relationship between p_c on EOP, $p_{c(EOP)}$, and the p_c on the conventional 24 hours loading, $p_{c(STD)}$, for typical marine clays in Japan, where EOP is determined by Taylor's root- t method. As shown in Fig.25(a), the consolidation yield stresses on EOP condition is 20–40% larger than those of conventional consolidation test.

The ratio $p_{c(EOP)}/p_{c(STD)}$ of Japanese clays are plotted to the liquid limit w_L in Fig.25(b), showing that $p_{c(EOP)}/p_{c(STD)}$ is not dependent on w_L . The $p_{c(STD)}$ has been commonly used for the practical design of consolidation settlements. In most of the case records of field measurements in Japan, the value of $p_{c(STD)}$ have given good predictions of settlements, which means that, as far as Japanese clays are concerned, the use of $p_{c(EOP)}$ would not be correct, underestimating the

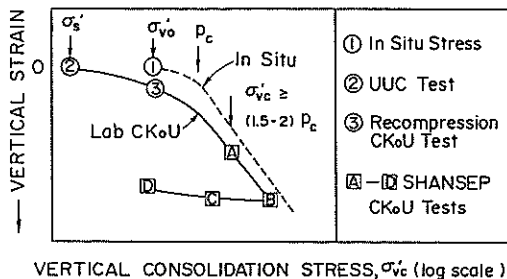


Fig.24 Procedures of SHANSEP

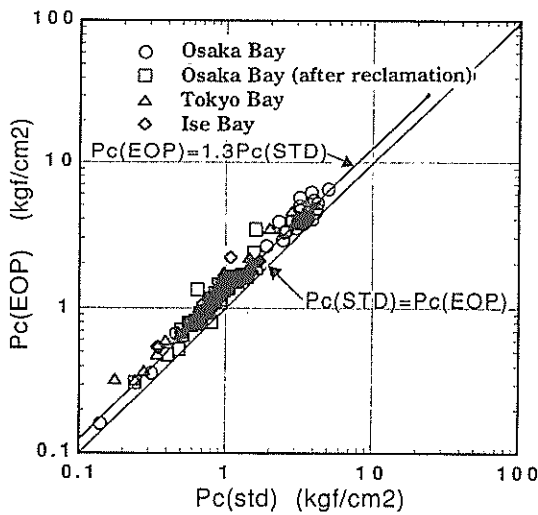


Fig. 25(a) $p_c(EOP) - p_c(STD)$ Relationship of Japanese Marine Clays

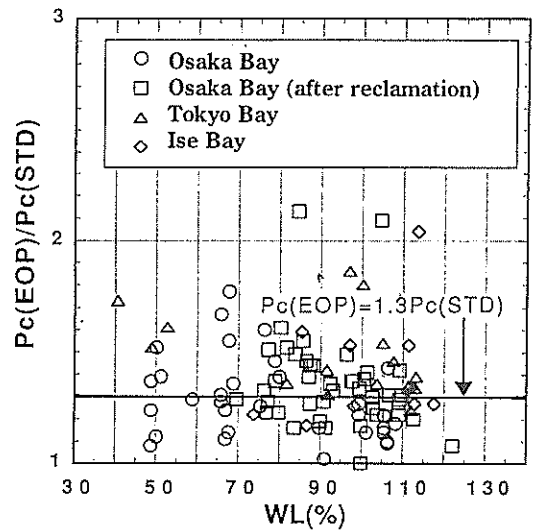


Fig. 25(b) $p_c(EOP) - p_c(STD)$ with Liquid Limit

settlements. To use the SHANSEP method, more researches are necessary on the determination of p_c .

Bjerrum and his group in NGI (Norwegian Geotechnical Institute) proposed the so-called "Recompression" method of evaluating the undrained strength with taking accounts for the effects of sample disturbance, strength anisotropy and the strain rate. In this method, a specimen from undisturbed sample is first K_o -consolidated at the same effective stresses in the field and subjected to shear under undrained conditions. Jamiolkowski et al. (1985) stated in their State-of-the-Art-Report of ICSMFE, that the Recompression method should be used to predict the in-situ behavior of highly structured clays and cemented clays. Hanzawa (1977) modified the Bjerrum's method on the experimental procedures and used the strengths obtained by this method for the stability analysis of several practical problems. According to Hanzawa, the excellent agreements were shown between the analysis and the field behaviors. In the Modified Bjerrum's method proposed by Hanzawa, the effect of the disturbance is eliminated by reconsolidation at the same stresses of the field. Further the strength is given as an average of the compression and the extension strengths. The strain rate during shear of 0.01%/min is used and the reconsolidation is carried out by the end of the primary consolidation.

There have been an important controversy on the effectiveness of SHANSEP method and the Recompression method. Hanzawa and Kishida (1982) criticized the use of the SHANSEP to the natural clays deposit, for the reason that most of natural clays has some additional strengths due to so-called aging effects, however, the procedures of SHANSEP will make them disappear during the consolidation with the large pressure, and give the conservative strength. On the other hand, Ladd and his co-workers pointed out that, after the recompression, the water contents of the soil specimens have to get a little bit smaller than those in the field, and the decrease of the water contents may give unconservative strengths. It is considered that, to give the final conclusion on this problem, more data of various types of soil in different regions are necessary.

6. COMPARISON OF STRENGTH

4 series of laboratory tests were carried out in Soil Mechanics Laboratory in PHRI to compare the undrained strengths of Japanese marine calys determined by different methods., The strengths of q_u method, $s_{u(q_u)}$, Modified Bjerrum's method, $s_{u(M.B.)}$ and SHANSEP method, $s_{u(SHANSEP)}$, were obtained, using more than 300 undisturbed clay samples taken with the conventional fixed piston sampler. In SHANSEP method, the consolidation yield stress, $p_{c(STD)}$, which was obtained by the conventional 24 hour incremental loading, were used. The K_0 consolidation in triaxial test, which is necessary in Modified Bjerrum's method and SHANSEP method, were carried out with the automatic control system (Tsuchida and Kikuchi,1991).

Fig.26(a) and Fig.26(b) indicate the obtained strengths with the depth at the site of Tokyo International Airport Project, where the large scale reclamation was carried out in Tokyo Bay. Fig.26(c) and Fig.26(d) are the strengths with the depth at the sites of the Kansai International Airport Project in Osaka Bay. Although the values of $q_u/2$ showed larger variance than those of $s_{u(M.B.)}$, the average values of $q_u/2$, $s_{u(q_u)}$, were almost the same as those of $s_{u(M.B.)}$ in both Tokyo Bay Clay and Osaka Bay Clay. In the cases of Site-A of Tokyo Bay and Site-A in Osaka Bay, the parts of the samples were disturbed due to some definite reasons of the operations. The values of $q_u/2$ of the disturbed samples were smaller than those of $s_{u(M.B.)}$. In most cases, the strength from SHANSEP method was smaller than those from other two methods. With the similar manner, the comparisons were carried out for the data from 8 sites in Tokyo Bay and Osaka Bay.

Fig.27 is direct comparison between $s_{u(q_u)}$ and $s_{u(M.B.)}$. In Fig.27, the filled circles are the data of samples which showed the effect of the serious disturbance clearly on the stress-strain relation at the unconfined compression tests. As shown in Fig.27, when the disturbance is not shown clearly, the relationship between $s_{u(q_u)}$ and $s_{u(M.B.)}$ is obtained as follows:

$$s_{u(q_u)} = 0.8 \sim 1.2 s_{u(M.B.)}$$

Taking an average $s_{u(q_u)} - s_{u(M.B.)}$ relationship in Fig.27, it can be said that, when the sample disturbance is not large, the strengths of q_u method is almost same as those of Modified Bjerrum method which is a typical Recompression method. According to Nakase's study, $s_{u(q_u)}$ gave good estimation of the undrained strength to explain the actual failures, and Hanzawa recommended the use of $s_{u(M.B.)}$ instead of q_u method, based on the detailed case studies. The results of Fig.27 seems to agree well with these previous studies by Nakase and Hanzawa, namely, the q_u method and the Recompression (Modified Bjerrum's method) will give the same undrained strength of clay, when the effect of sample disturbance is within some extent. The results of Figs.26 and Fig.27 suggest that, q_u is dependent on the disturbance, while, the value of $s_{u(M.B.)}$ is not so sensitive to the sample disturbance. By comparing the degree of the disturbance which is evaluated by the conditions of samples and the stress-strain curves in the tests, with the $s_{u(q_u)} - s_{u(M.B.)}$ relationship, the following relationships between the sample quality and the strength was suggested:

$$\left. \begin{array}{ll} (a) s_{u(q_u)} > s_{u(M.B.)} & : \text{disturbance is small.} \\ (b) s_{u(q_u)} = s_{u(M.B.)} & : \text{disturbance is moderate.} \\ (c) s_{u(q_u)} < s_{u(M.B.)} & : \text{disturbance is large.} \end{array} \right\} \quad (9)$$

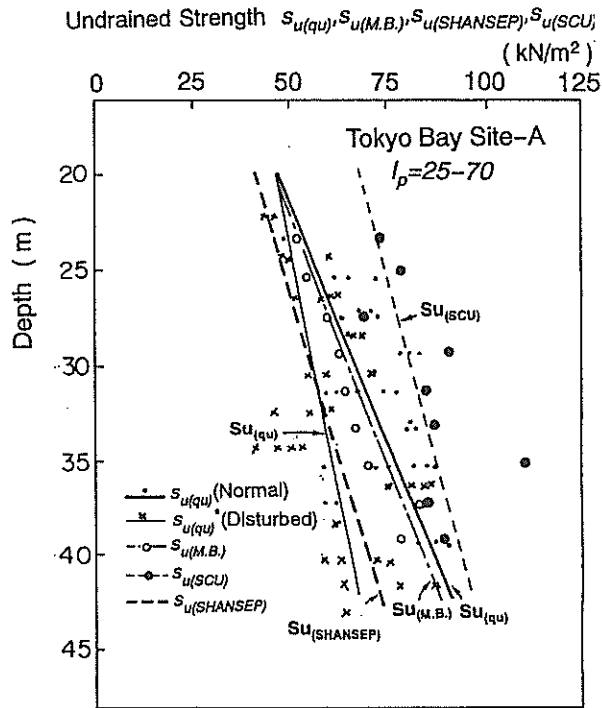


Fig.26(a) Strengths of q_u Method, Modified Bjerrum's Method, SHANSEP Method and Simple CU Strength (Tokyo Bay, Site-A)

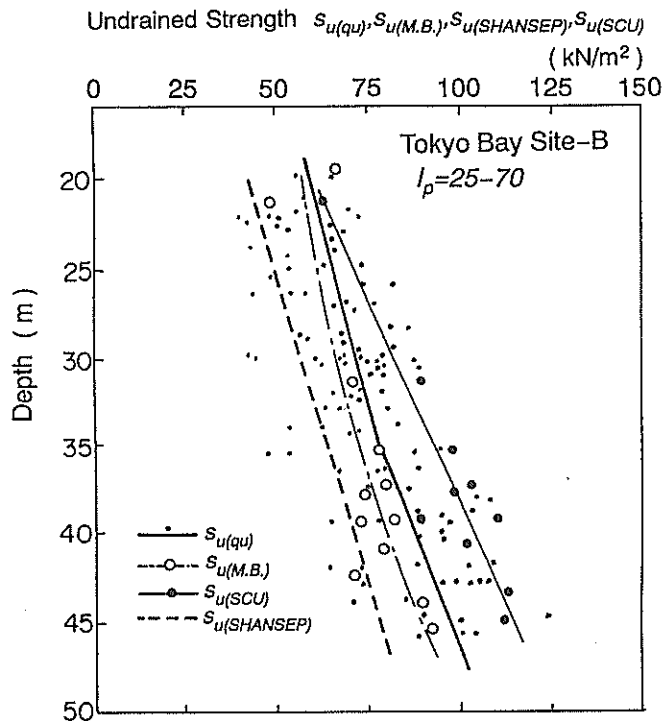


Fig.26(b) Strengths of q_u Method, Modified Bjerrum's Method, SHANSEP Method and Simple CU Strength (Tokyo Bay, Site-B)

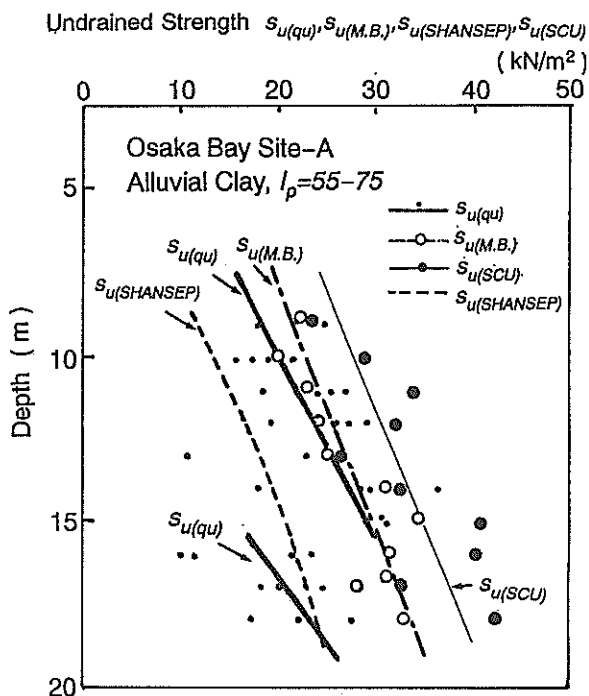


Fig.26(c) Strengths of q_u Method, Modified Bjerrum's Method, SHANSEP Method and Simple CU Strength (Osaka Bay, Site-A)

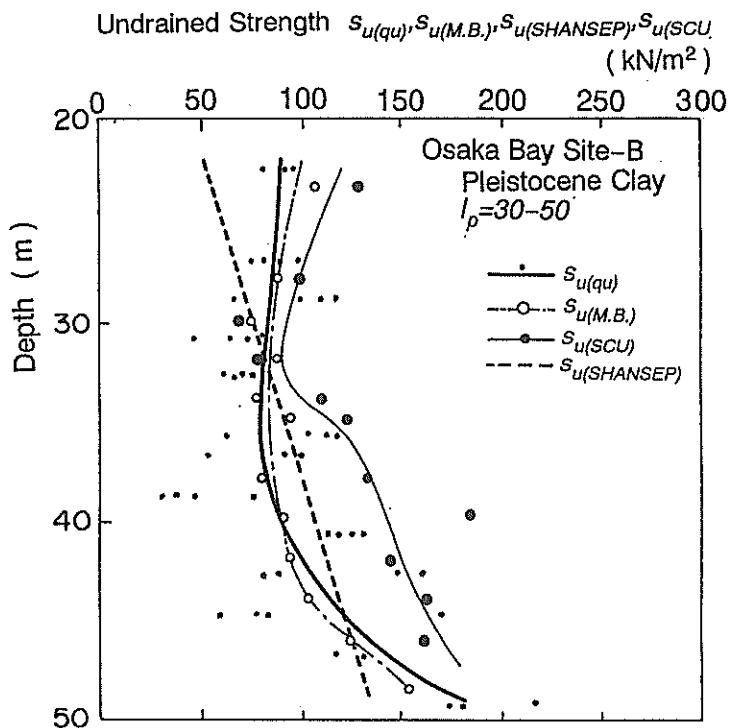


Fig.26(d) Strengths of q_u Method, Modified Bjerrum's Method, SHANSEP Method and Simple CU Strength (Osaka Bay, Site-B)

Considering the studied by Nakase and Hanzawa, in the case of $s_{u(q_u)} = s_{u(M.B.)}$ of moderate disturbance, the level of sampling disturbance is proper for the q_u method, which means the reduction of strength compensate for the effects of the strain rate and the strength anisotropy in unconfined compression i.e. Eq.(4) is valid. As long as the data taken by the fixed piston sampler, Fig.27 showed that the sample quality used in the unconfined compression test is not so bad as mentioned by Lambe and Whitman (1969). However, when the samples are taken by Shelby-tube, the comments by Lambe and Whitman may be correct. The difference in the reliability on unconfined compression strength seems to be due to the quality of undisturbed samples.

The comparisons between the strength of q_u method and those of SHANSEP method are indicated in Fig.28. The strengths from SHANSEP method are about 80% of those of q_u method in case that the sample disturbance was not large. When the consolidation yield stress in EOP condition, $p_{c(EOP)}$, which are approximately 20–30% larger than $p_{c(STD)}$ (see Fig.25(b)), are used in SHANSEP method, the strengths will become 15~25% larger. Accordingly, it can be said that the strengths of SHANSEP method with $p_{c(EOP)}$ are almost same as those of the q_u method and the Modified Bjerrum's method, although the value of $p_{c(EOP)}$ is too large for the prediction of consolidation settlement.

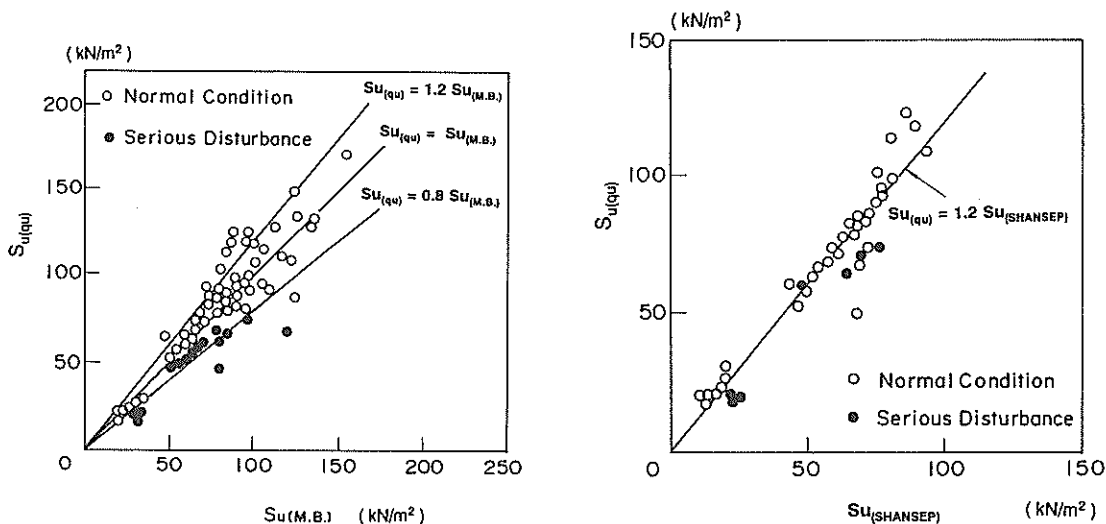


Fig.27 Comparison between $s_{u(q_u)}$ and $s_{u(M.B.)}$ Fig.28 Comparison between $s_{u(q_u)}$ and $s_{u(SHANSEP)}$

7. ADVANCED q_u METHOD

The results of Figs.26, Fig.27 and Eq.(9) show that the strengths of Modified Bjerrum's method are more reliable and more stable than those of q_u method. The strengths of SHANSEP are, smaller and less dependent on the sample disturbance than those of q_u method. However, in practical point of view, a common deficit of Recompression method and SHANSEP method is the cost of the tests. At present, even the conventional triaxial CU (consolidated undrained) test with the measurement of the pore water pressure costs 8 - 10 times larger than unconfined compression test. In order to obtain the strength by Modified Bjerrum's method or SHANSEP method, the triaxial compression test and extension test have to be carried out after the

K_o consolidation, in which the specimens are consolidated in triaxial cell with the condition of zero lateral strains. These tests will be more complicated, more time-consuming and far more expensive than the conventional triaxial tests. The simple testing procedures and the low cost are still significant advantages of the q_u method. To make the Recompression method an alternative of q_u method in the practice, we have to consider the reduction of cost of testing.

Instead of the Modified Bjerrum's method, the authors proposed Simple CU test as a practical Recompression method. The strength of Simple CU test is named the Simple CU strength (Tsuchida et al., 1988). The followings are the procedures of Simple CU test:

1. Specimen is consolidated under the isotropic consolidation pressure σ_c' for 120 minutes
2. σ_c' is the average of the in-situ effective stresses, which is $(1+2K_o) p_c'/3$ (p_c is the effective overburden stress).
3. After the completion of consolidation, the specimen is compressed with the strain rate of 0.1%/min.
4. The half of the maximum deviator stress in Simple CU test is the Simple CU strength.

Although the effects of the strength anisotropy and the strain rate are not taken into account in Simple CU test directly, the simplified procedures reduce the cost of testing so as to be feasible in the practice.

In Fig.26(a)–(b), the Simple CU strengths, $s_u(SCU)$, are compared with the other strengths. The values of $s_u(q_u)$ are directly compared with $s_u(SCU)$ in Fig.29, where $s_u(q_u)$ is usually 70 - 90% of $s_u(SCU)$ and $s_u(q_u)$ gets apparently small when the samples are seriously disturbed. Fig.30 shows the comparison between the strength from Modified Bjerrum's method $s_u(M.B.)$ and the Simple CU strength $s_u(SCU)$. As shown in Fig.30, there exists a good correlation between $s_u(M.B.)$ and $s_u(SCU)$ written by the following equation:

$$s_{u(M.B.)} = 0.75 s_{u(SCU)} \quad (10)$$

Using Eq.(10), the strength of Modified Bjerrum's method is alternated by the Simple CU

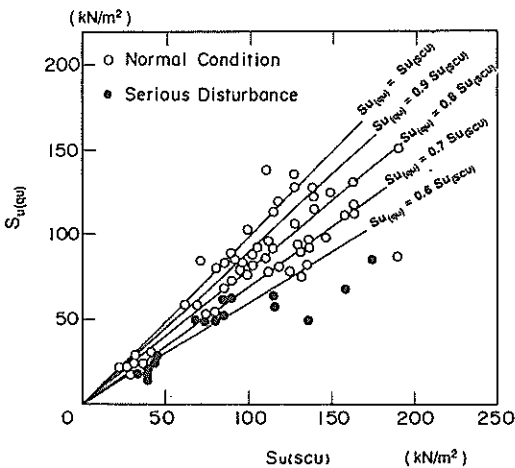


Fig.29 Comparison between $s_u(q_u)$ and $s_u(SCU)$

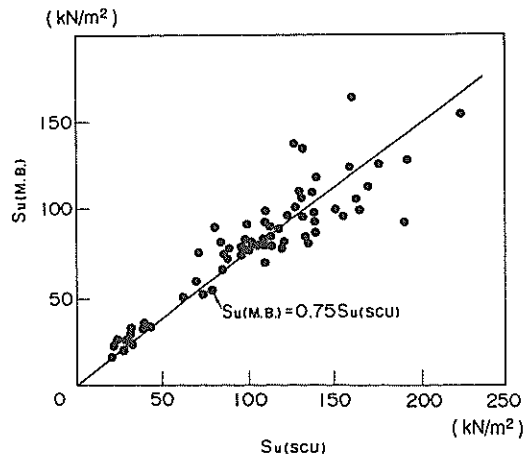


Fig.30 Relationship between $s_u(M.B.)$ and $s_u(SCU)$

strength. The following relationship between $s_{u(q_u)}$ and $s_{u(SCU)}$ is given for the sample quality as follows by combining Eq.(10) with Eq.(9),

- (a) $s_{u(q_u)} > 0.75 s_{u(SCU)}$: disturbance is small.
- (b) $s_{u(q_u)} = 0.75 s_{u(SCU)}$: disturbance is moderate. (11)
- (c) $s_{u(q_u)} < 0.75 s_{u(SCU)}$: disturbance is large.

Based on the relationship of Eq.(11), the sample quality can be evaluated quantitatively by comparing $s_{u(q_u)}$ with $s_{u(SCU)}$. The authors proposed the Advanced q_u method (Tsuchida et al., 1988), whose procedures are as follows:

Three unconfined compression tests and one Simple CU Test, in which a specimen is consolidated isotropically for 120 minutes in $2/3$ of the in-situ overburden stress and compressed with the strain rate of $0.1\%/min$ after the consolidation, are carried out on undisturbed samples with each thin-wall sampler. By comparing the half of the mean unconfined compression strength $s_{u(q_u)}$ to the Simple CU strength $s_{u(SCU)}$, the quality of the sample and the undrained strength to be used for the design, s_u^* , are determined as follows:

- 1) $s_{u(q_u)} > 0.80 s_{u(SCU)}$ (Grade 1),: The sample disturbance is too small for the q_u method.
 $s_u^* = 0.75 s_{u(SCU)}$
- 2) $0.80 s_{u(SCU)} > s_{u(q_u)} > 0.70 s_{u(SCU)}$ (Grade 2), : The quality of the sample is proper for the q_u method. $s_u^* = s_{u(q_u)}$.
- 3) $0.70 s_{u(SCU)} > s_{u(q_u)} > 0.60 s_{u(SCU)}$ (Grade 3),: The sample disturbance is too large to use the average of $q_u/2$. $s_u^* = 0.75 s_{u(SCU)}$.
- 4) $s_{u(q_u)} < 0.60 s_{u(SCU)}$ (Grade 4),: The sample disturbance is very large. s_u^* depends on the type of the disturbance. For the remolding type disturbance, $s_u^* = 0.65 s_{u(SCU)}$, while $s_u^* = 0.75 s_{u(SCU)}$, for the crack type disturbance.

The reason for the use of $0.65 s_{u(SCU)}$ in case of Grade 4 is that, the decrease of the water content accompanied with the reconsolidation may give larger strength than the original one, when sample has a remolding type disturbance. Fig.31 is a chart for evaluating the sample quality and determining the strength for stability analysis. The cost of laboratory testing for the Advanced q_u method is 250% of the present q_u method. However, it will be much more inexpensive than Modified Bjerrum's method and SHANSEP methods, and is practically within the acceptable extent of the cost.

The effectiveness of the Advanced q_u method was studied in Kinkai testing field (Tsuchida et al.,1992). The undisturbed samplings were carried out with the fixed

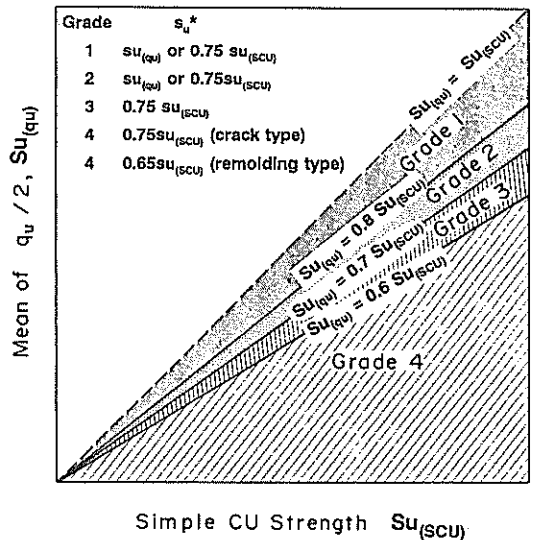


Fig.31 Chart for the Advanced q_u Method

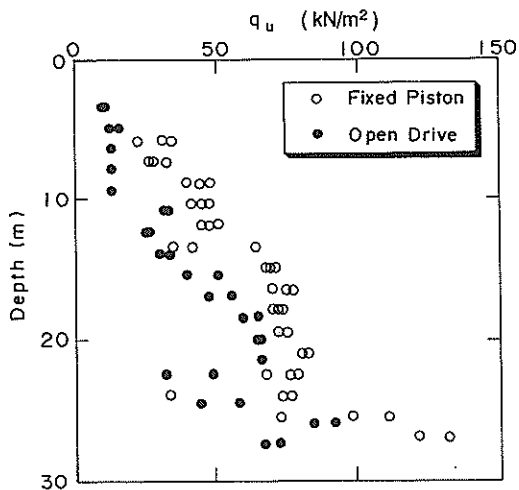


Fig.32 Comparison of q_u

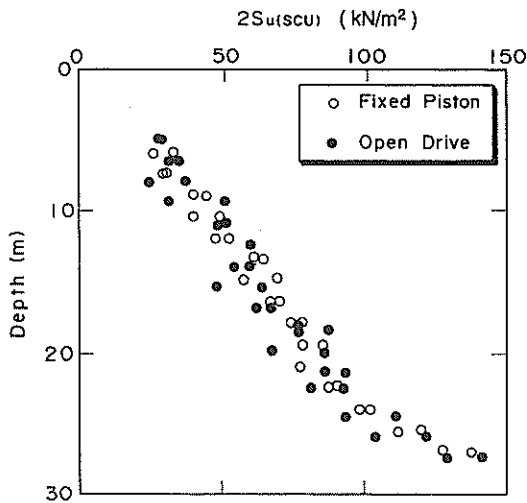


Fig.33 Comparison of Simple CU Strength, $S_u(SCU)$

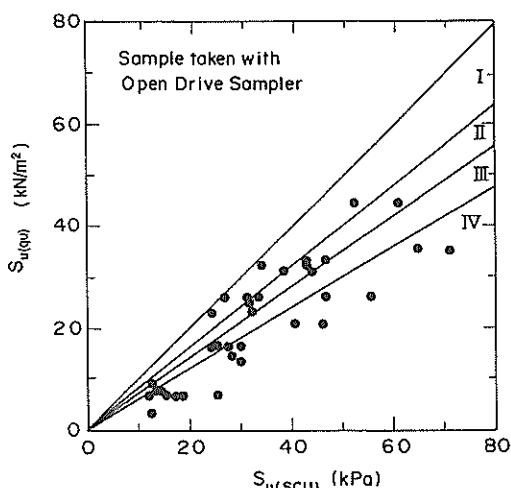
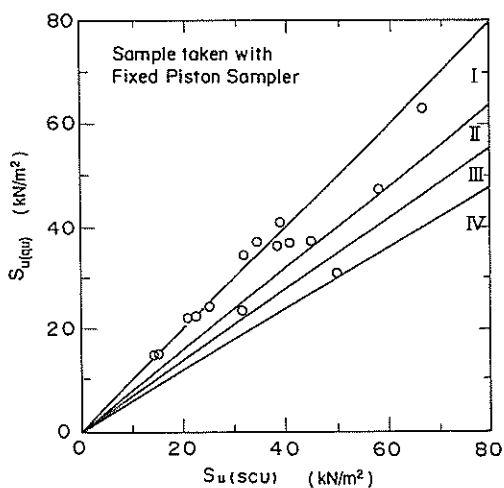


Fig.34 Evaluation of Sample Quality in Advanced q_u Method

piston sampler and the open drive sampler with no piston. Fig.32 indicates the comparison of q_u , in which apparently the value of q_u from the open drive samplers were smaller than those of the fixed piston samplers. The Simple CU strengths of both samples are plotted in Fig.33. As shown in Fig.33, there was not much difference and it means that the Simple CU strength was not dependent on the sample quality. The evaluation of the sample quality is indicated in Fig.34, where most of the data from the fixed piston sampler are evaluated as Grade 1 or 2, while more than half of those from the open drive sampler are as Grade 3 or 4. The result of Fig.34 shows that the evaluation of the sample disturbance by the Advanced q_u method worked fairly well.

8. QUALITY OF UNDISTURBED PLEISTOCENE CLAY SAMPLES TAKEN FROM VERY DEEP GROUND

The laboratory tests were carried out with undisturbed pleistocene clay samples, which were taken from 50 - 400m depth at the site of Kansai International Airport Project. The location of the borings are shown in Fig.35. Because of the importance of the investigation, the operations of the boring and the sampling had been carried out carefully by the operators of excellent level. The quality of the undisturbed samples was considered to be the highest that can be expected. Fig.36(a) and (b) indicates examples of unconfined compression strength and the strain at failure ϵ_f with the depth of samples. As shown in the figures, the values of q_u had much variation, while most of the values of ϵ_f were less than 4%, when the depth is larger than 20m, which means that the type of disturbance of samples from deeper than 20m were crack type as shown in Fig.9. In case of the crack type disturbance, the strength from triaxial UU test is larger than the unconfined compression strength. Fig.37 is the unconfined compression strength and the strength of triaxial UU test of sample taken from Bore Hole 56-6. As shown in Fig.37, at every depth, the strengths of triaxial UU test were larger than the unconfined compression strengths.

Fig.38(a) and (b) show the comparison between

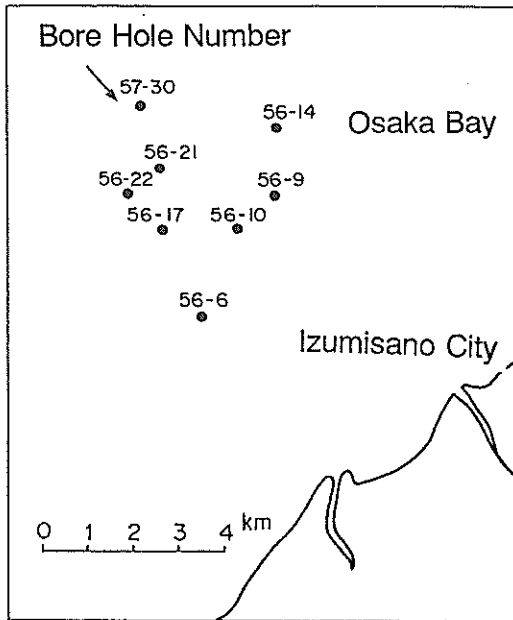


Fig.35 Location of Borings (Kansai International Airport)

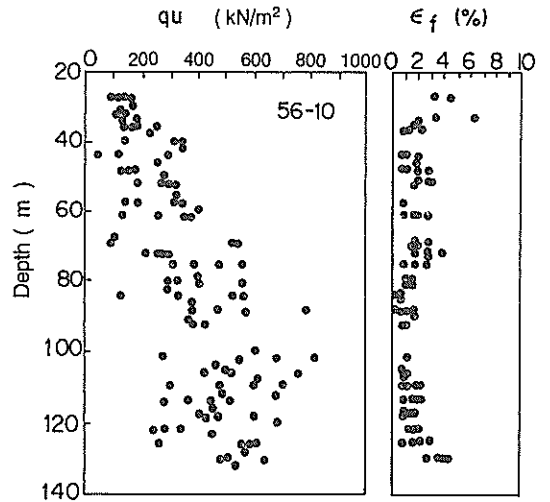


Fig.36(a) q_u and ϵ_f with Depth

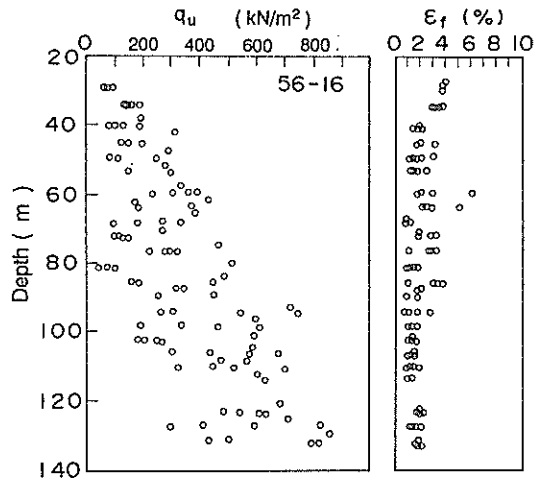


Fig.36(b) q_u and ϵ_f with Depth

$s_{u(q_u)}$ and the $s_{u(SCU)}$ on samples which were taken at 50-400m depth in Bore Hole No.56-9 and No.57-30, respectively. In Fig.38(a), the relation $s_{u(q_u)} = 0.75s_{u(SCU)}$ is observed, while in Fig.38(b), most of values of $s_{u(q_u)}$ is smaller than $0.75s_{u(SCU)}$. The regression analysis gave the relation of $s_{u(q_u)} = 0.65s_{u(SCU)}$ for B.H. No.56-9. In the same manner, the regression analyses were carried out for other 8 B.H. data, and the average ratios of $s_{u(q_u)} / s_{u(SCU)}$ were calculated. Fig.39 is the histogram of $s_{u(q_u)} / s_{u(SCU)}$. As shown in Fig.39, most of the data give the $s_{u(q_u)} / s_{u(SCU)}$ smaller than 0.75, which means that the qualities of the "undisturbed" samples were mostly evaluated as Grade 3 or Grade 4, i.e., the sample disturbance were large and that the q_u method can not be used for determining the strength of the samples taken from the deep layer.

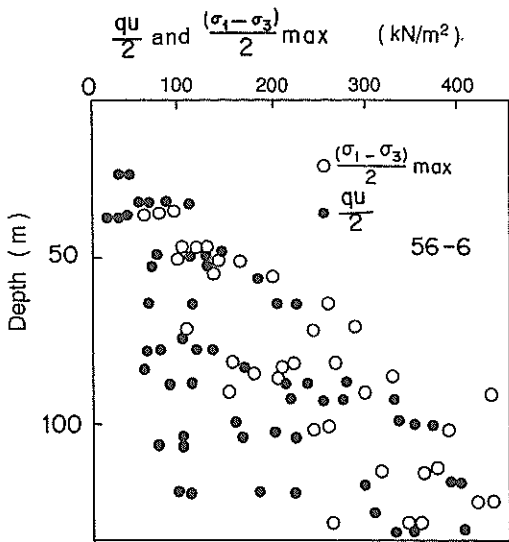


Fig.37 Strength from Triaxial UU Test and q_u

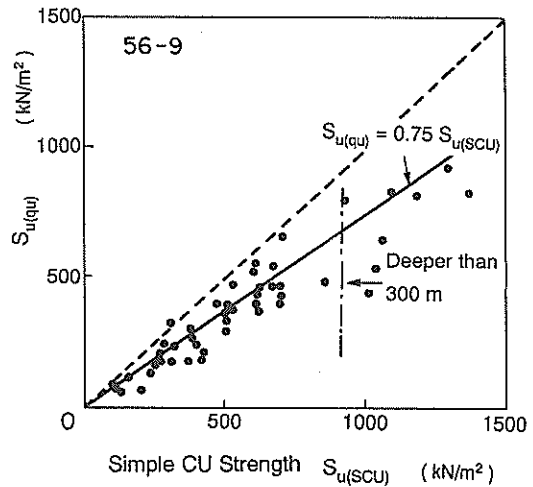


Fig.38(a) Comparison between $s_{u(q_u)}$ and $s_{u(SCU)}$ (Boring Number 56-9, Depth= 30 ~ 370m)

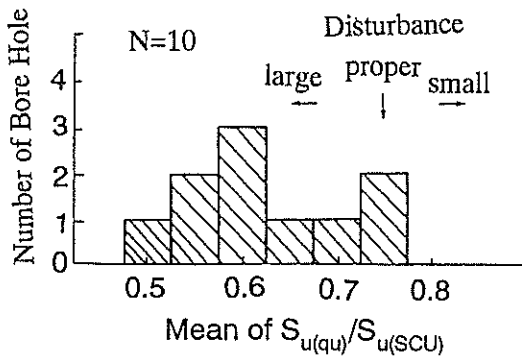


Fig.39 Histogram of $s_{u(q_u)} / s_{u(SCU)}$

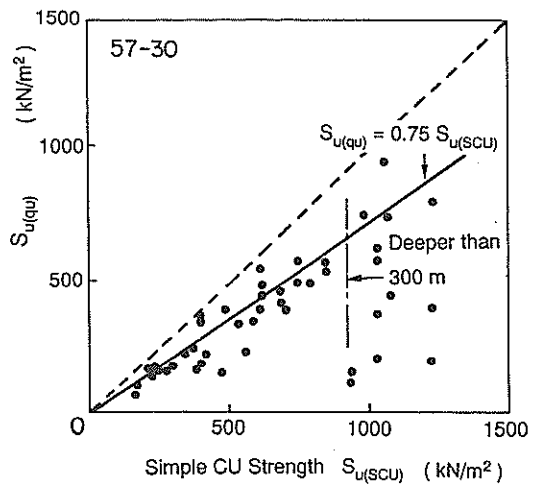


Fig.38(b) Comparison between $s_{u(q_u)}$ and $s_{u(SCU)}$ (Boring Number 57-30, Depth= 30 ~ 370m)

9. CONCLUSIONS

For the design of earth structures on soft deposits, the evaluation of undrained strength of the ground is a fundamental work. In this report, various methods for determining the undrained strength of soft clay were reviewed, focusing on the effectiveness of unconfined compression strength, q_u . In the final section, a new practical method is proposed. The conclusions of this report are summarized as follows:

1. The undrained strength of soft clay deposits is determined by the half of the mean unconfined compression strength q_u in Japan. An important problem to be solved in this q_u method is that the validity of the method highly depends on the quality of "undisturbed" soil sample, while there exists no accepted method to evaluate the sample quality.
2. As long as Japanese marine clays are concerned, the q_u method is valid, in case that, the sample disturbance makes the average of $q_u/2$ smaller than the undrained strength with no disturbance by about 30%. In this condition, the decrease of the strength due to the disturbance is balanced by the effects of the strain rate and the strength anisotropy.
3. The undrained strength of q_u method depends on the method of the sampling. The strengths of the samples taken with Shelby-tubes are apparently smaller than those taken with fixed piston samplers. Even if the fixed piston sampling is carried out under the same specification, the reported values of q_u can be different due to the techniques of the field operator.
4. The field vane test is a practical method to evaluate the undrained strength of soft clay. It seems that more data in various regions are necessary for the effectiveness of Bjerrum's correction coefficient of vane strength. As far as Japanese marine clays are concerned, the use of Bjerrum's coefficient gives the conservative strength for plastic clays.
5. The strengths obtained by q_u method, $s_{u(q_u)}$, are compared with those obtained by two other methods, SHANSEP and Recompression. For most of undisturbed samples taken with the fixed piston sampler, the strengths obtained by q_u method were almost the same as $s_{u(M.B.)}$, that was obtained by Modified Bjerrum's method (Recompression method). However, when the samples were disturbed for some reasons, $s_{u(q_u)}$ get smaller than $s_{u(M.B.)}$. In SHANSEP method, the strength is dependent on the consolidation yield stress, p_c . In Japanese marine clays, p_c on the end-of-primary is larger than p_c on the conventional 24 hour incremental loading by 20 - 30 %. When the conventional p_c is used, the strength of SHANSEP method is usually smaller than that of q_u method.
6. The q_u method seems to be valid for typical Japanese marine clays, when the undisturbed samples are taken with fixed piston sampler of JSSMFE standard, unless samples are seriously disturbed due to some special reasons. For the samples taken with Shelby-tube, the q_u method will seriously underestimate the undrained strength.
7. A new practical method named "Advanced q_u method" is proposed. In this method, three unconfined compression tests and a Simple CU Test, which is a standard consolidated undrained triaxial test, are carried out with each thin-wall tube sample. By comparing the average of $q_u/2$ with the Simple CU strength, the quality of the undisturbed sample and the strength to be used for the design are determined. The adaptability of the new method was ascertained in the field test.
8. When clay samples are taken by the fixed piston sampler from deep Pleistocene layer, the crack type disturbance has the dominant effect on q_u , making the large variance. Adapting the advanced method to the samples from 30 ~ 370 m depth of the site of Kansai

International Airport Project, it was shown that, even if the samples were taken carefully by the fixed piston sampler or denison sampler, the strengths obtained by q_u method were too conservative.

REFERENCES

- Adachi, K. (1979) : Current Practice of the Sampling of Soft Clay in Japan, State of the Art on Current Practice of Soil Sampling, Proc. of the International Symposium of Soil Sampling, Singapore pp.1 - 12.
- Berre, T. and Bjerrum, L. (1973) : Shear Strength of Normally Consolidated Clays, Proc. of 8th ICSMFE, Moscow, Vol.1, pp.39-49.
- Bjerrum, L. (1973) : Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays and Structurally Unstable Soils, State of the Art Report, Proc., 8th ICSMFE, Moscow, Vol. 3, pp.111-159.
- Hanzawa, H. (1977) : Field and Laboratory Behavior of Khor Al-Zubair Clay, Iraq, Soils and Foundations, Vol.17, No.4, pp.17-30.
- Hanzawa, H. (1982) : Undrained Strength Characteristics of Alluvial Marine Clays and the Application to Short Term Stability Problems, Thesis of Doctor's Degree, Tokyo University.
- Hanzawa, H. and Kishida, T. (1982) : Determination of In-situ Undrained Strength of Soft Clay Deposits, Soils and Foundations, Vol.22, No.2, pp.1-14.
- Ishii, K., Yoshida, M. and Horie, H. (1987) : Evaluation of the Disturbance of Soils in Sampling Tubes with Radiographic Test (Part-2), The Method of Judgement of Cracks in Soils and the Mechanical Properties of Soils, Technical Note of PHRI, No.575. (in Japanese)
- Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J.T. and Lancellotta, R. (1985) : New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils : Theme Lecture 2, Proc. 11th I.C.S.M.F.E., San Francisco, Vol.1, 57-153.
- Ladd, C.C. and Foott, R. (1974) : New Design Procedure for Stability of Soft Clay, Proc. ASCE, GT.7, pp.763-786.
- Ladd, C.C., Ishihara, K., Schlosser, F. and Poulos, H.G. (1977) : Stress-Deformation and Strength Characteristics, State of the Art Report, Proc. of 9th ICSMFE, Vol.4, pp.421-494, Tokyo.
- Ladd, C.C. (1991) : Stability Evaluation During Staged Construction (The Twenty-Second Karl Terzaghi Lecture), Journal of Geotechnical Engineering, Vol.117, No.4, ASCE, pp.540-615.
- Ladd, C.C. and Lambe, W. (1963) : The Strength of Undisturbed Clay Determined from Undrained Tests", ASTM, STP-361, Laboratory Shear Testing of Soils, pp.342-371.
- Lambe, W. and Whitman, R.V. (1969) : Soil Mechanics, Jhon Wiley & Sons, Inc., pp.451.
- Nakase, A. (1966) : Contribution to the $\phi=0$ Analysis of Stability, Report of the Soils Division, Port and Harbour Research Institute, No.1.
- Nakase, A. (1967) : The $\phi=0$ Analysis of Stability and Unconfined Compression Strength, Soils and Foundations, Vol.7, No.2, pp.33-50.
- Nakase, A., Katsuno, M. and Kobayashi, M.(1972) : Unconfined Compression Strength of Soils of Intermediate Grading between Sand and Clay, Report of PHRI, Vol.11, No.4, pp.83-102. (in Japanese)
- Nakase, A., Kusakabe, O. and Nomura, H. (1985) : A Method for Correcting Undrained Shear Strength for Sample Disturbance, Soils and Foundations, Vol.25, No.1, pp.52-64.

- Okumura, T. (1974) : Study on the Disturbance of Clay and Improvement of Sampling Method. Technical Note of the Port and Harbour Research Institute, No.193. (in Japanese)
- Osterberg, J.O. and Murphy, W.P. (1979) : State of the Art of Undisturbed Sampling of Cohesive Soils, State of the Art on Current Practice of Soil sampling, Proceeding of the International Symposium on Soil Sampling, Singapore, pp.43-53.
- Tanaka, H., Tanaka, M. and Hanzawa, H. (1992) : Correlation of Shear Strength from q_u and Vane Test, Sampling Symposium, JSSMFE. (in Japanese)
- Tanaka, M., Tanaka, H., Goto, K. and Fukazawa, K. (1992) : Evaluation of Sample Quality Obtained by the Various Types of Samplers, Sampling Symposium, JSSMFE. (in Japanese)
- Tsuchida, T, Kobayashi, M., Mizukami, J. and Taira, .S. (1988) : Effect of Fissures on the Undrained Strength of Clay, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.27, No.1., pp.93-124. (in Japanese)
- Tsuchida, T, Mizukami, J., Mori,Y. and Oikawa,K.(1989) : New Method for Determining Undrained Strength of Clayey Ground by Means of Unconfined Compression Test and Triaxial Test, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.28, No.3, pp.81-145. (in Japanese)
- Tsuchida, T. and Mizukami, J. (1991) : Advanced Method for Determining Strength of Clay, Proceeding of International Conference on Geotechnical Engineering in Coastal Development, Yokohama, Vol.1, pp.105-110.
- Tsuchida, T. and Kikuchi, Y.(1991) : Ko Consolidation of Undisturbed Clays by Means of Triaxial Cell, Soils and Foundations, Vol.31, No.3, 127-137.
- Tsuchida, T., Motoyashiki, M. and Matsumoto, K. (1992) : Evaluation of Sample Quality by Comparing the Unconfined Compression Strength to the Triaxial Strength, Sampling Symposium, JSSMFE. (in Japanese)

Symbols

- ϵ_f : Strain at failure
- μ : Correction factor of vane shear strength
- σ_{ps} : Effective stress of sample without disturbance (perfect sample)
- σ_r' : Residual effective stress of sample
- τ_f : Shear strength
- c_u : Cohesive strength
- c_1 : Correction coefficient of q_u for the reduction of strength due to sample disturbance.
- c_2 : Correction coefficient of q_u for strength anisotropy.
- c_3 : Correction coefficient of q_u for strain rate.
- c_4 : Correction coefficient of q_u for the obliquity of the failure plane.
- c_5 : Correction coefficient of q_u for strain condition.
- I_p : Plasticity index
- OCR : Overconsolidation ratio
- p : Vertical consolidation pressure
- p_c : Consolidation yield stress(or pre-consolidation pressure)
- R : Disturbance ratio
- s_u : Undrained strength
- s_u^* : Undrained strength to be used for stability analysis

Evaluation of Strength of Soft Clay Deposits --A Review of Unconfined Compression Strength of Clay--

s_{uc} : Undrained strength in compression

s_{ue} : Undrained strength in extension

s_{us} : Undrained strength in simple shear

$s_{u(vane)}$: Insitu vane shear strength

$s_{u(q_u)}$: Undrained strength obtained by q_u method, = $q_{u(mean)}/2$

$s_{u(SHANSEP)}$: Undrained strength obtained by SHANSEP method

$s_{u(M.B.)}$: Undrained strength obtained by Modified Bjerrum's method

$s_{u(SCU)}$: Simple CU strength, half of the maximum deviator stress in simple CU test..

q_u : Unconfined compression strength

$q_{u(mean)}$: Average of unconfined compression strength

(Received on November 20, 1994)

2. 信頼性設計法による防波堤の全体系安全性 (第1報) ～滑動安全性に関する検討～

長 尾 毅*
門 脇 陽 治**
寺 内 潔***

要 旨

港湾構造物の設計では、これまで外力や耐力を確定値として取り扱い、設計用値の実際の値からのずれや構造解析式の算定誤差などの影響をただ一つの安全係数によって考慮してきた。

近年、構造物の設計に確率論的な考え方を取り入れようとする動きが盛んになりつつある。荷重や抵抗力のばらつきを考慮し、構造物が破壊する確率をある一定の許容値以内におさめようとする方法で、信頼性設計法や限界状態設計法と呼ばれるものである。

本研究は、防波堤の全体系の滑動安全性の検討に対して信頼性設計法を適用することを目的としている。このため、近年における全国の重力式防波堤の設計事例のうち滑動が支配的な断面45例をもとにして、現行設計法による防波堤の滑動安全性を安全性指標により評価した。また、現行設計法と同程度の安全性を持つ構造物を設計する観点から、より合理的なレベル1およびレベル2の信頼性設計法の適用手法を検討した。

本研究により得られた主要な結論は以下のとおりである。

- ①レベル1およびレベル2の信頼性設計法を用いて防波堤の滑動安全性を証査する手法を提案した。信頼性設計法を適用することにより、現行設計法に比べて安全性のばらつきの少ない合理的な設計結果を得ることを確認した。
- ②レベル2の信頼性設計法によれば安全性指標のばらつきのない設計が可能であるが、簡便なレベル1の設計法によっても、十分合理的な設計結果を得ることを確認した。
- ③堤体重量の増減の割合は安全性指標の増減の割合と比例的な関係にある。
- ④現行設計法による防波堤の滑動に関する安全性指標は2.8～4.0とばらつきが非常に大きい。これは、破壊確率に換算すると 10^{-3} から 10^{-5} のオーダーのばらつきとなる。また、構造物の安全性は構造形式の違いなどにより差がある。
- ⑤新設計法の滑動に関する目標安全性指標は、現行設計法の安全性とのキャリブレーションの観点からは3.3～3.4程度が適当と考えられる。
- ⑥現行設計法(許容応力度法)による防波堤のケーソンの部材安全性は、全体系の滑動安全性に比べてかなり高い。部材の終局破壊確率は、 10^{-6} 以下のオーダーであると推定される。

キーワード：信頼性設計法、限界状態設計法、安全性指標、滑動破壊、防波堤

* 計画設計基準部 主任研究官

** 計画設計基準部 設計基準研究室

*** 計画設計基準部 設計基準研究室長

2. Evaluation of Safety of Breakwaters by the Reliability Based Design Method (1st Report: Study on the Safety against Sliding)

Takashi NAGAO *

Youji KADOWAKI **

Kiyoshi TERAUCHI ***

Synopsis

Port structures have been designed by the deterministic method, in which the uncertainties such as estimation error of design variables have been considered with only one safety factor. By that kind of method, however, it was difficult to show the degree of safety for the structures explicitly.

Recently, probabilistic design methods have been introduced : the reliability based design method and the limit state design method. This present report aims at applying the probabilistic design methods to the design of breakwaters.

Safety indices against sliding of breakwaters designed with the present design system have been calculated by the reliability based design method. Moreover, the design way of breakwaters by using the reliability based design methods (levels 1 and 2) has been established.

The main conclusions drawn from the study are as follows:

- 1) The way to evaluate the safety of breakwaters against sliding by the reliability based design methods has been established. We have confirmed that the procedures of those methods are more rational than that of the present design method.
- 2) It was made clear that the level 1 method is applicable to the design of breakwaters with the reasonable range of safety indices, though the level 1 method is less precise compared to the level 2 method.
- 3) Safety indices vary widely from 2.8 to 4.0 by the present design method. This variation corresponds to 10^{-3} to 10^{-5} in terms of the failure probability.
- 4) The target safety index can be estimated to be 3.3~3.4 from the viewpoint of calibration to the present design method.
- 5) Safety against the failure of structural members of a breakwater is considerably higher than that against sliding. Estimated failure probability of members of a breakwater is less than 10^{-6} .

Key Words : Reliability Based Design Method, Limit State Design Method, Safety Index, Sliding Failure, Breakwater

* Senior Research Engineer, Planning and Design Standard Division

** Member of Design Standard Laboratory, Planning and Design Standard Division

*** Chief of Design Standard Laboratory, Planning and Design Standard Division

目 次

要 旨	39
1. まえがき	43
2. 信頼性設計法および限界状態設計法	43
2.1 信頼性設計法の三つのレベル	43
2.2 レベル2の信頼性設計法	44
2.3 レベル1の信頼性設計法（限界状態設計法）	45
3. 設計因子の不確定性	46
3.1 現行設計法の流れ	46
3.2 不確定要因の抽出	47
3.3 不確定要因のばらつき程度	48
4. 目標安全性指標の検討	53
4.1 目標安全性の設定方法	53
4.2 現行設計法による安全性指標	54
4.3 目標安全性指標	59
5. レベル1の信頼性設計法（限界状態設計法）の適用	60
5.1 安全性照査式	60
5.2 安全係数の設定	61
5.3 適用結果と安全係数のキャリブレーション	61
6. レベル2の信頼性設計法の適用	66
6.1 適用手法	66
6.2 適用結果	66
6.3 レベルの違いによる設計結果の比較	67
7. 結論	68
8. あとがき	69

1. まえがき

防波堤の全体系の安定検討においては、滑動・転倒・支持力の3つの破壊モードに対して、波圧時・地震時の検討がなされる。実際にはこれらのうち転倒および地震時が支配的となるケースはほとんどなく、波圧時の滑動か支持力によって断面が決定されるのが一般的である。安全性の照査式には、安全率が用いられる。例えば滑動安全性を証査する場合、全鉛直力に摩擦係数を乗じた滑動抵抗力と堤体に作用する水平波圧の比の値が、目標となる安全率を満足していれば安全であるとしている。外力にせよ抵抗力にせよ、実際はある確率分布に従う確率変数であるが、すべての要因を確定値として取り扱い、設計用値から実際の値が危険側にずれる可能性を安全率の中で見込んでいたのである。この手法による経験は長年にわたり積み重ねられてきたが、設計される構造物の破壊に対する安全性や設計法の合理性は明確ではなかった。

近年、構造物の設計に確率論的な考え方を取り入れようとする動きが盛んになりつつある。荷重や抵抗力のばらつきを考慮し、構造物が破壊する確率をある一定の許容値以内におさめようとする方法で、信頼性設計法や限界状態設計法と呼ばれるものである。

信頼性設計法には確率論的な取り扱いに応じて3つのレベルがある。レベル3は厳密な確率計算により構造物の破壊確率を許容値以内に収める方法である。レベル2は各変数の確率分布を正規分布などの扱いやすい分布に仮定し、耐力および荷重の平均値と標準偏差から求められる安全性指標が目標値を上回ることを確認する方法である。レベル1は構造物が限界状態を越える確率が許容値以下になるように、各変数のばらつきを考慮した特性値と安全係数を定めて安全性を照査する方法である。レベル1の方法は限界状態設計法と呼ばれる。これらの手法を用いることにより、構造物を合理的に設計することが可能になる。換言すれば、極端な安全性もしくは危険性を持つ構造物を設計してしまうリスクを減少させることが可能になる。

レベル3の設計を行うためには、全ての設計因子の確率分布が明らかになっていることが必要であるため、現実問題としてその設計手法を確立することは困難である。これに対してレベル1及びレベル2の方法では、比較的容易に合理的な設計手法の確立を行うことが可能であることから、ヨーロッパコンクリート委員会(CEB)と国際プレストレストコンクリート協会(FIP)との協同によるコンクリート構造物設計施工国際指針をはじめ

として、イギリス(BS)、アメリカ(ACI)、海洋構造物としてはノルウェー海事協会(DNV)の指針など、現在信頼性設計法を採用している規準類はこれらの方法によっている。わが国においても鉄筋コンクリート構造物の部材設計に関しては、コンクリート標準示方書¹⁾が限界状態設計法を取り入れており、筆者のうち一人は鉄筋コンクリート港湾構造物の部材設計を限界状態設計法によって行う手法をとりまとめている²⁾。

構造物の全体系の安全性については、外山³⁾や鈴木⁴⁾が防波堤の滑動安全性へ信頼性設計法を適用するための予備的検討を行っている。また、高山ら^{5),6)}は防波堤の滑動安全性に信頼性理論を適用し、滑動に関する破壊確率を試計算によって算出するとともに、初期建設コストに被災後の復旧費を加算したトータルコストを最小にする設計手法について検討を行っている。

本研究は、防波堤の全体系の波圧作用時の滑動安全性に対して信頼性設計法を適用することを目的としている。このため、近年における全国の重力式防波堤の設計事例のうち滑動が支配的な断面45例をもとにして現行設計法の滑動安全性を安全性指標により評価した。また、現行設計法と同程度の安全性を持つ構造物を設計する観点から、より合理的なレベル1およびレベル2の信頼性設計法の適用手法を検討し、新しい設計法の提案を行った。

2. 信頼性設計法および限界状態設計法

2.1 信頼性設計法の3つのレベル

信頼性設計法とは、設計段階における種々の不確定要因を考慮し、耐用期間中に構造物が破壊する確率をある許容範囲内におさめる方法である。荷重や耐力算定などの確率計算の仕方には、以下に示す3つの水準がある⁷⁾。

①レベル3の方法

荷重や耐力の算定時の不確定性を評価してそれぞれの確率分布を求め、構造体の耐用期間内の破壊確率を計算して、許容確率以内であることを確かめる。この方法では、変数の確率密度関数が完全に既知であることが必要で、破壊確率の解析も、確率モデルを用いた高度で煩雑な作業が必要となる。

②レベル2の方法

荷重・材料などの全ての設計因子の確率変数を正規分布または対数正規分布などの数学的に扱いやすい形に仮定する。安全性の照査は構造物の破壊の確率によるのではなく、平均値と標準偏差から求められる安全性指標が目標(許容)安全性指標を上回るかどうかで検討される。

③レベル1の方法

限界状態設計法と呼ばれるもので、構造物が限界状態

を超過する確率が目標の許容値になるように、荷重や耐力の代表的値(特性値)と、その平均値や分散を考慮した各種の安全係数を定める。設計式に含まれる係数の設定には確率計算を援用しているが、設計者自身は確率計算をする必要はない。内容は信頼性設計法であるが、形式は確定的係数で与えられる。

用いる方法が上位のレベルであればあるほど、設計法の合理性は高まる。しかしながら、レベル3の設計を行うためには、全ての設計変数の確率分布が明らかになっていることが必要である。実際にはそれは不可能と見てよく、幾つかの変数の分布には何らかの仮定を置いて設計を進めなければならないが、その場合は厳密な意味でレベル3の設計を行ったことにはならない。

これに対してレベル1及びレベル2の方法では、比較的容易に合理的な設計手法の確立を行うことが可能であるため、現在信頼性設計法を採用している規準類はこれらの方法によっている。鉄筋コンクリート港湾構造物の部材設計にもレベル1の信頼性設計法を導入する準備がなされており²⁾、全体系の設計にこれらの手法を適用すれば、基本設計から細部設計までが一貫した設計思想によって統一されることになる。このため、本研究においても、レベル1およびレベル2の信頼性設計法の適用を検討する。

2.2 レベル2の信頼性設計法^{7), 8)}

いま、ある破壊モードに対する耐力を R 、荷重を S とし、性能関数 Z を

$$Z = R - S \tag{1}$$

と定義する。 Z は破壊関数と呼ばれることもある。 R と S は正の領域(≥ 0)をとるものとする。 R と S の関係を図示すると図-1のようになる。斜線部分が構造物が破壊する可能性のある領域である。

レベル2の信頼性設計法では、 R と S の確率分布をとともに正規分布などの扱いやすい関数に仮定する。防波堤

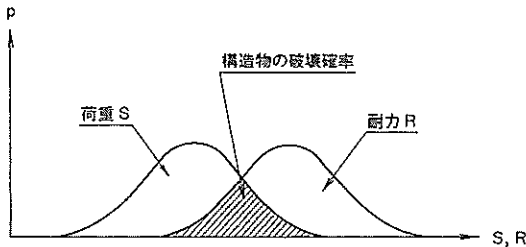


図-1 破壊確率

の滑動安全性は波力、自重、浮力などを用いて照査されるが、これらの値が全て正規分布に従うならば、 R と S はともに正規分布として定義できることになる。そのとき、性能関数 Z もまた正規分布となる。

耐力 R と荷重 S がそれぞれ $N(R_m, \sigma_R^2)$ 、 $N(S_m, \sigma_S^2)$ の正規分布に従うとする。 R と S が独立ならば、性能関数 Z は式(2)の正規分布に従うため、 Z の破壊確率 P_f は式(3)で与えられる。

$$N(Z_m, \sigma_z^2) = N(R_m - S_m, \sigma_R^2 + \sigma_S^2) \tag{2}$$

$$P_f = \int_{-\infty}^0 f(Z) dZ = \int_{-\infty}^{Z_m/\sigma_z} \phi(z) dz = \Phi(-Z_m/\sigma_z) \tag{3}$$

ここに、

- z : Z の規準化変数で、 $z = (Z - Z_m) / \sigma_z$
- $\phi(z)$: 変数 z の確率密度で、標準正規確率密度関数
- Φ : 標準正規確率分布関数(累積確率を表す)

式(3)は、 Z_m/σ_z によって破壊確率を規定できることを意味している。この値を構造物の安全性を表すパラメータ、安全性指標として定義する。すなわち、

$$\beta = \frac{R_m - S_m}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \tag{4}$$

安全性指標は信頼性指標と呼ばれることもある。図-2に示すように、安全性指標 β は破壊をもたらす破壊点($Z=0$)から平均値がどの程度離れているのかを表す尺度である。破壊確率が小さくなり、安全性が高まるほど、安全性指標 β は大きな値となる。図-3は破壊確率と安全性指標の関係を示したものである。破壊確率 P_f と安全性指標 β の間には一定の関係があるので、設計用の破壊確率の目標値を定めると、それに対応した安全性指標の

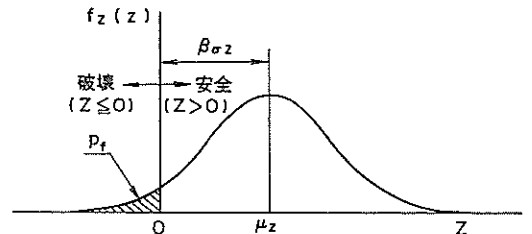


図-2 安全性指標の定義⁸⁾

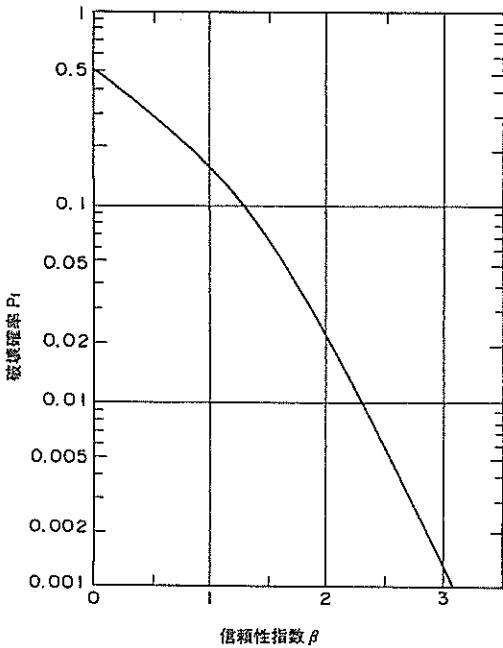


図-3 β と P_f の関係¹⁾

値 β_T が定まる。この β_T を目標安全性指標と呼ぶ。目標安全性指標を用いて式(5)で表現される設計規範を用いるのがレベル2の信頼性設計法である。

$$\beta \geq \beta_T \quad (5)$$

2.3 レベル1の信頼性設計法(限界状態設計法)

レベル1の信頼性設計法は限界状態設計法と呼ばれる。構造物の破壊に対する安全性照査は次式が満足されるこ

とを確認することによって行われる。

$$\phi R_o \geq r S_o \quad (6)$$

ここに、

ϕ : 耐力に関する安全係数

r : 荷重に関する安全係数

R_o : 構造物の耐力の設計上の特性値

S_o : 荷重効果の設計上の特性値

レベル1の信頼性設計法では、式(6)の安全係数 ϕ 、 r をいかに定めるかが問題となる。

式(4)と式(5)に分離係数 α_R 、 α_S を導入して式(7)の近似関係を利用することにより、レベル1の信頼性設計法で用いる安全係数は式(8)～式(9)によって得られる。

$$\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \approx \alpha_R \sigma_R + \alpha_S \sigma_S \quad (7)$$

$$\phi = (1 - \alpha_R \beta_T) \frac{\sigma_R}{R_m} \frac{R_m}{R_o} \quad (8)$$

$$r = (1 + \alpha_S \beta_T) \frac{\sigma_S}{S_m} \frac{S_m}{S_o} \quad (9)$$

このように、レベル1の信頼性設計法では、構造物の破壊確率が許容値以下になるように安全係数が設定されることが特徴である。このため、規範となる式の形式は現行設計法と似通っていても、設計される構造物の破壊に対する安全性を合理的にコントロールすることが可能になる。

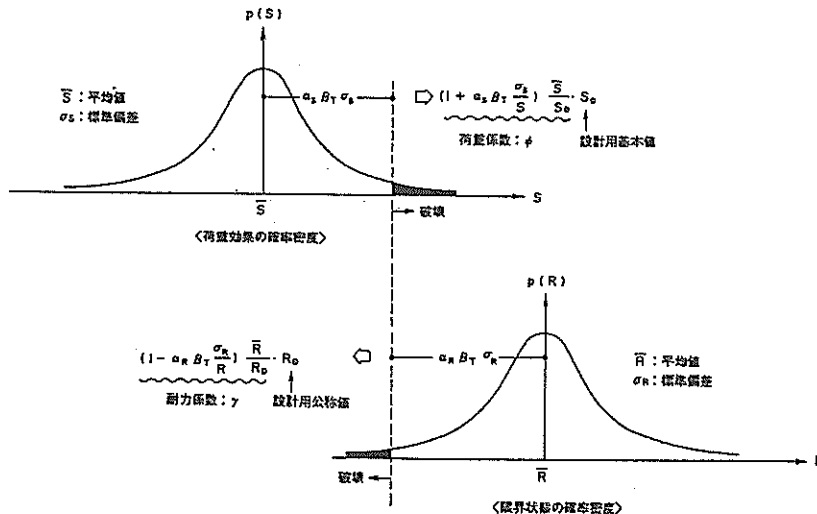


図-4 荷重と耐力に関する安全係数¹⁾

限界状態設計法では、構造物が越えてはならない状態を限界状態と呼ぶ。鉄筋コンクリート部材の設計においては、限界状態として、終局限界状態、使用限界状態、疲労限界状態の三つの限界状態を設定し、それぞれに対して安全性照査がなされる。

終局限界状態は最大耐力に対応する限界状態であり、非常に大きな荷重がただ一回作用することにより、構造物全体の安定が失われる状態である。使用限界状態は通常の供用または耐久性に関する限界状態であり、過度の変位など、比較的軽微な不都合を生じる状態である。この状態は、比較的しばしば作用する荷重により発生し、その被害は終局限界状態に比べて小さい。疲労限界状態は、荷重が繰り返し作用することによって、終局限界状態に近い不都合が発生する状態である。防波堤のケーソンの部材設計においては、終局限界状態としては設計波程度の波の作用により断面破壊が生じる状態を、使用限界状態としては耐用期間中にそれ以上の波が作用する回数が 10^4 回程度の波によって生じるひびわれ幅が許容値を越える状態を、また疲労限界状態としては耐用期間中に作用する全ての波の繰り返し作用により終局限界状態と同様の破壊が生じる状態を想定することとしている²⁾。

本研究では、防波堤の滑動に関する限界状態として、設計波程度の波の作用によって堤体が滑動破壊する状態を想定する。したがって、上述の三つの限界状態のうち、終局限界状態のみを扱うことになる。

滑動に関する使用限界状態は、耐用期間中に比較的しばしば作用する大きさの波（例えば、それ以上の波が作用する回数が 10^4 回程度の波）による堤体の変位量が許容値を越える状態であり、また疲労限界状態は、耐用期間中の波力の作用により堤体の変位を繰り返し、結果として構造物の全体系の安全性が損なわれる状態であると定義できる。防波堤を構成するすべてのケーソンが一樣に変位する場合、変位量がわずかであれば防波堤の設置目的である港内の静穏度を保つ機能が損なわれることはない。しかしながら、実際にはそのような状態が起こることは考えにくく、台風や季節風などによる時化を受けた防波堤のケーソンは、数函もしくは一函が他に比べて大きく変位した状態になっていると考えられる。そのような場合、大きく変位したケーソン函には、次の時化の際に波の収れんによって他のケーソン函よりも大きな波

力が作用し、設計波以下の波によって滑動破壊が生じることも想定される。

防波堤の滑動に関する使用限界状態および疲労限界状態の検討を行うためには、堤体に作用する個別波による滑動量を算出するの必要があり、伊藤ら³⁾および下迫ら⁴⁾の研究成果が適用できると考えられるものの、許容滑動量を設定するための情報は不足している。このため本研究では扱わないが、今後は防波堤の滑動に関する使用限界状態などについても検討を行う必要があると考えられる。

3. 設計因子の不確定性

3.1 現行設計法の流れ

防波堤の設計は、一般に図-5に示す手順で行われる。設計条件として、風、潮位、波、水深、地盤条件、その他を考慮する。風の資料はおもに波の推算に用いられる。潮位は、水平波圧および浮力の計算に用いられる。設計に必要な波の諸元は、波高、波向、波長、周期など

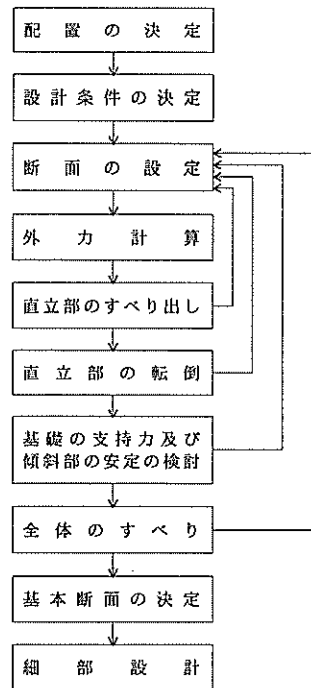


図-5 防波堤の設計フロー¹⁾

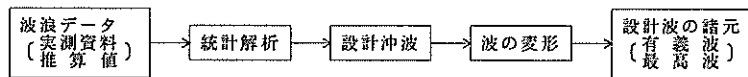


図-6 設計波の決定手順

であり、図-6の手順で設定する。

基本断面の設定にあたっては、まず防波堤の構造様式を選定し、次に、防波堤の天端高、上部工の厚さ、マウンドの捨石部の厚さと肩幅、消波工の断面形状などの設定を行う。

防波堤の安定計算に用いる荷重としては、波力、静水圧、浮力、自重などを考慮する。波力の計算には合田式を用いるのが一般的である。静水圧は堤内外の静水面に差がある場合に考慮する。また、浮力は静水面以下の堤体に作用するものとする。地震時の動水圧は滑動については一般に検討対象とならない。

構造物の全体系の破壊モードとしては滑動・転倒・支持力破壊の3つを想定し、滑動については波圧作用時、転倒と支持力破壊については波圧作用時および地震時の安全性を証査する。滑動安全性の証査には次式が用いられる。

$$F = \frac{\mu w}{P} \quad (10)$$

- ここに、 w : 壁体に作用する全鉛直力 (tf/m)
 P : 壁体に作用する全水平力 (tf/m)
 μ : 壁体底面と基礎との摩擦係数
 F : 安全率で、波圧時1.2以上を標準とする。

転倒に対しては次式が用いられる。

$$F = \frac{wt}{Ph} \quad (11)$$

- ここに、 w : 壁体に作用する全鉛直力 (tf/m)
 P : 壁体に作用する全水平力 (tf/m)
 t : 壁体に作用する全鉛直力の合力の作用線から壁体前しまでの距離(m)
 h : 壁体に作用する全水平力の合力の作用線から壁体底面までの高さ(m)
 F : 安全率で、波圧時1.2以上、地震時1.1以上を標準とする。

支持力の安定については、偏心傾斜荷重によるすべりを検討する。計算式にはビショップの方法が用いられる。

3.2 不確定要因の抽出

防波堤の滑動安全性に関係する不確定要因を抽出すると以下のとおりである。

①風

高潮および波浪の推算に用いる風速、風向は実測値および傾度風に適切な補正を加えて推定している。海上風

の推定は気圧傾度より傾度風を算定し、さらに種々の補正を加えて行われている。風速、風向ともに不確定要因が内在している。

②設計潮位

天文潮および状況により気象潮、津波などによる異常潮位の実測値、または推算値に基づき決定される。通常は天文潮のさく望平均満潮位 (H.W.L.) か、既往最高潮位あるいはさく望平均満潮位に既往の最大潮位偏差を加えた値 (H.H.W.L.) が用いられる。H.W.L. はさく望の日から前2日後4日以内に現れる各月の最高満潮面を平均した水面であり、台風などの異常気象時にはその値を越える潮位が当然発生する。また、H.H.W.L. についても、設計潮位の設定方法が複数あり、不確定要因を持つ。

③設計波

港湾施設の設計に考慮する沖波の諸元は、実測値もしくは気象資料によって得た推算値を実測資料で補正した値に適切な統計処理を施して発生確率を検討した結果、または仮想台風に対して計算した波浪推算値に基づいて決定される。設計波としては、こうして決定された沖波に屈折、回折、浅水、碎波などの波浪変形の効果を加えて、諸元を決定する。設計波に関する不確定要因はこれらの各段階でそれぞれ発生する。

④摩擦係数

防波堤の滑動に対する安定計算には、適切な摩擦係数を用いることとされている。コンクリートと捨石の場合は静止摩擦係数として0.6が用いられるが、実際にはかなりのばらつきがある。また、最近はアスファルトマットなどの摩擦増大マットを用いる例も増加している。一般的には0.7程度が用いられるが、これもやはりばらつきがあるうえ、経年変化を考慮すると不確定要素は多いといえる。

⑤単位体積重量

堤体の滑動抵抗力の算出に必要な単位体積重量は、無筋コンクリート、鉄筋コンクリートおよび中詰砂である。それぞれ現場においては設計に用いる値からのばらつきがある。浮力などの算出には海水の単位体積重量が用いられるが、厳密には塩分濃度、海水温度などによる不確定要因がある。

⑥水平波圧および揚圧力

水平波圧および揚圧力の算出は合田式によってなされるのが一般的である。合田式は、広井式あるいはサンフルーの簡略式に代わるものとして、波圧実験結果および現地防波堤に対する適用成果を勘案して提案された式であり、現在のところ波力の算定式として最も信頼性が高

いと考えられているものの、計算値には算定誤差が含まれている。

⑦静水圧

堤内外の静水面に差がある場合に、その水位差に相当する静水圧を考慮することとされているが、一般には堤内外で水位差はないものとして取り扱われている例がほとんどである。

⑧浮力

静水面以下の堤体には、浮力を考慮するものとされている。浮力の計算では、潮汐による静水面の設定値および海水の単位体積重量に不確定要素が存在している。

3.3 不確定要因のばらつきの程度

前節で抽出した不確定要因のばらつきの程度を検証する。本研究においてはレベル1およびレベル2の信頼性設計法を適用するため、各要因が従う確率分布としては正規分布を仮定する。

(1)荷重の算定に関する不確定要因

①沖波の推定精度

設計沖波波高の推定精度については根拠となるデータが不足している。そのためここでは、高山らの検討例^{5), 6)}にならい、沖波波高を X_c と推定したとき、実際の波高 X_o は式(12)で表されるような偏りをもつ正規分布にしたがうものと仮定する。ここに、 X_{om} は実際の沖波波高の平均値である。

$$X_{om} / X_c = 1.0, \quad \sigma_o = 0.1X_c \quad (12)$$

②波浪変形計算の推定精度^{5), 6)}

波浪変形計算法の不確定要素については、現象面から非砕波領域と砕波領域の2つに分けて考える。

非砕波領域における波の変形は、屈折、回折および浅水変形であり、現行設計法ではエネルギー平衡方程式によって波浪変形計算を行うことが多い。エネルギー平衡方程式を用いた波浪変形計算に対して多方向不規則波を用いた実験結果を対照させた結果が図-7のようにまとめられている。波高比の出現分布は正規分布に比較的良好に一致している。この図は海底勾配が緩やかな場合の結果であり、浅瀬背後のように水深変化の大きなところでは実験値と計算値の比のばらつきが大きい。なお以下では、既往の実験データや高山ら¹²⁾の検討例を参考にして、海底勾配が1/30以下の場合を緩勾配、1/30をこえる場合を急勾配として扱う。

砕波領域における波の変形については図-8のように実測値と計算値の比がまとめられている。分布形状は正

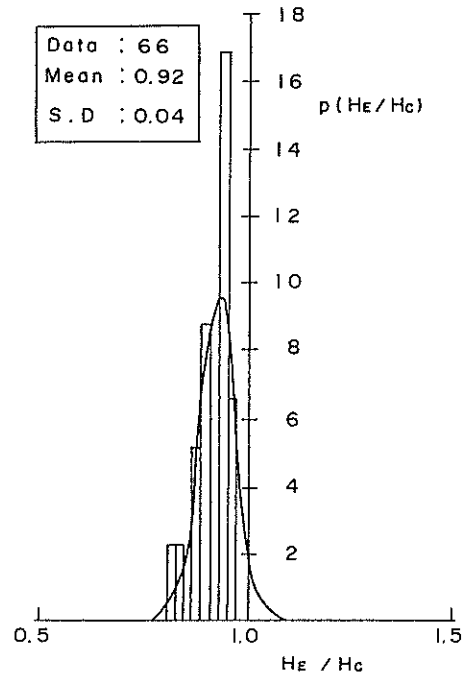


図-7 波浪変形計算の推定精度^{5), 6)}

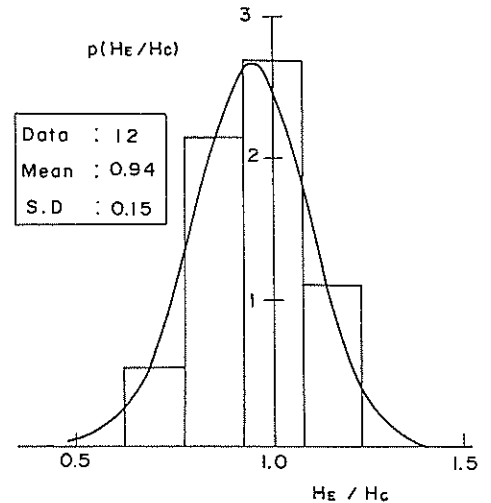
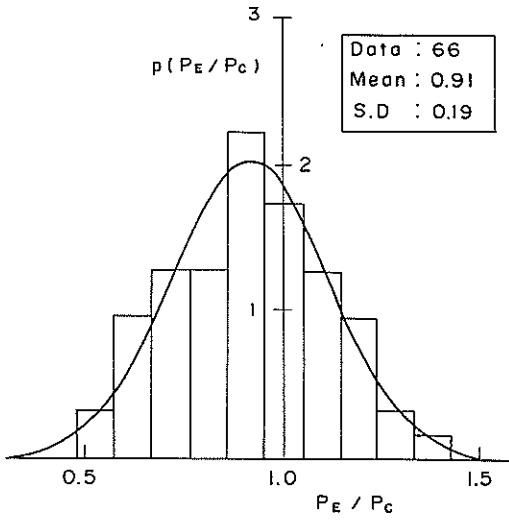


図-8 砕波変形の算定精度^{5), 6)}

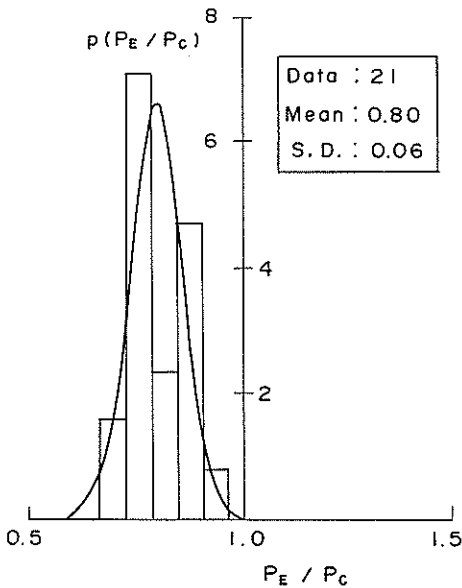
規分布に非常に近くなっている。

③波力公式^{5), 6)}

波力公式の精度については、合田の波力公式による計算値と水理模型実験結果との比がまとめられている。ここではケーソン式混成堤直立部と消波ブロック被覆堤についての結果を図-9に示す。混成堤直立部については、ばらつきが大きいほぼ正規分布とみなしうる。消波ブ



(a) ケーソン式混成堤



(b) 消波ブロック被覆堤

図-9 波力算定式の推定精度^{5), 6)}

ロック被覆堤についてはばらつきが小さく、やはり正規分布とみなすことができる。実測値と計算値の比の値は、ケーソン式混成堤直立部に比べると消波ブロック被覆堤は低く、波力を安全側に算定していることがわかる。

(2) 耐力の算定に関する不確定要因

① 堤体重量

重力式防波堤の堤体重量は、ケーソンを構成する鉄筋コンクリート、蓋コンクリートと上部工の無筋コンクリート

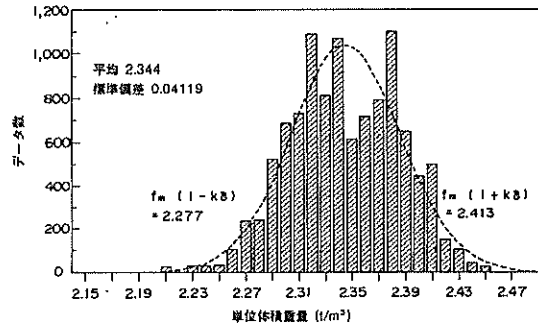


図-10 無筋コンクリートの単位体積重量のばらつき¹³⁾

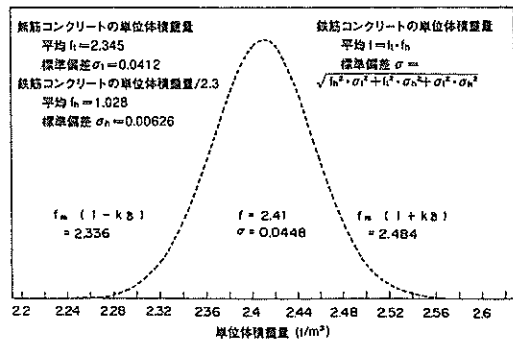


図-11 鉄筋コンクリートの単位体積重量のばらつき¹³⁾

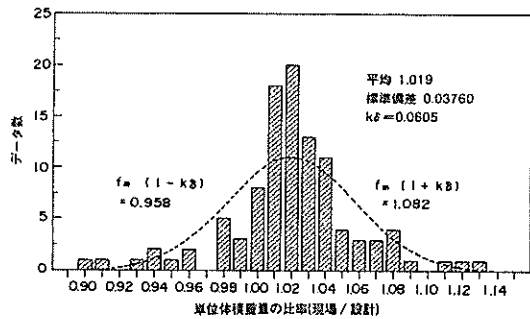


図-12 中詰砂の単位体積重量のばらつき¹³⁾

と、および中詰材の重量からなる。それぞれの単位体積重量の標準値としては、鉄筋コンクリートの場合2.45tf/m³、無筋コンクリートでは2.3tf/m³が用いられる。中詰砂については1.8~2.0 tf/m³程度の値が用いられることが多い。

これらの諸量のばらつきについては、南ら¹³⁾がとりまとめている。ばらつきの結果を図-10~12に示す。それぞれ正規分布とみなすことができる。無筋コンクリートの単位体積重量の平均値は2.34tf/m³、標準偏差は0.04である。鉄筋コンクリートの単位体積重量のばらつきに

については無筋コンクリートの単位体積重量のばらつきのほかに、鉄筋量のばらつきの度合を考慮する必要がある。このため、まずケーソンのコンクリート量と鉄筋量の関係から、鉄筋コンクリートの単位体積重量を求め、その値を無筋コンクリートの単位体積重量 2.3tf/m^3 で除して無次元化した結果を用いて鉄筋コンクリートの単位体積重量の平均と標準偏差を求めている。その結果、図-11に示すように平均値は 2.41tf/m^3 、標準偏差は 0.04 となった。中詰砂については、設計単位体積重量として $1.8, 1.9, 2.0\text{tf/m}^3$ の3種類のデータから実際の単位体積重量をそれぞれの設計単位体積重量で除した値の頻度分布を調べたものである。単位体積重量の比の値の平均値は 1.02 、標準偏差は 0.04 である。

無筋コンクリートと中詰砂の単位体積重量の実測値と標準値との比の値の平均値は 1.0 を越えているが、鉄筋コンクリートについては 1.0 を下回っており、標準値はやや危険側の値となっていることがわかる。

②潮位

海面は主として太陽と月の引力によって1日に2回または1回の昇降をくりかえしている(図-13)。この現象は潮汐(天文潮)と呼ばれ、堤体に働く浮力や水平波圧を絶えず変化させる原因となる。1日の変動量は日本海側で非常に小さく太平洋側で大きいという地域性を有しており、特に有明海、瀬戸内海、伊勢湾および東京湾などの内湾域では非常に大きくなる。

一方、台風や発達した低気圧に起因して海面の高さが

高まる現象を高潮(気象潮)といい、これと天文潮との潮位の差を偏差という。潮位に関する約50年間の観測データ¹⁴⁾によれば、北海道と北日本の日本海側を除くわが国の沿岸域における高潮の過去最大偏差はすべて台風による記録である。台風による高潮の発生にも地域性があり、大阪湾、伊勢湾および東京湾などの特殊な地形においては特に発達しやすく、高潮の最大偏差と満潮時が重なるとしばしば大きな災害を引き起こす¹⁵⁾。一般に気象潮の発達する状況においては波高も大きく、堤体が滑动破壊を起こすケースでは、異常波浪および異常潮位が同時に生じると考えてよい。

図-14は、1983年から1991年までの期間に被災を受けた防波堤のうち、H.W.L.を設計潮位としていた事例について、被災時の潮位と設計潮位の比の値の分布を示したものである。43例のうち被災時の潮位が設計潮位を越えているものが22例あり、最高で約2.3倍の潮位の差が生じていたことがわかる。同じデータについて、被災時の潮位と設計潮位の偏差を示したものが図-15である。潮位偏差の最大値は 150cm 程度となっている。構造物の安定計算は、構造物が最も危険となる状態で行うのが原則である。この意味からいえば、滑动の安全性照査を行う際の設計潮位は、既往最高潮位のH.H.W.L.を用いるべきであると考えられる。

潮位変動は図-13からわかるように正弦波などの簡単な関数形で近似することには問題があり、潮位のばらつきを正規分布などの簡単な分布にあてはめることは難し

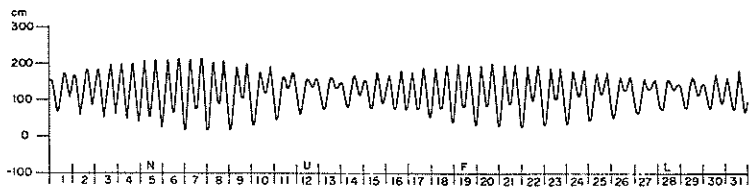


図-13 一日の潮位変動の例¹⁴⁾

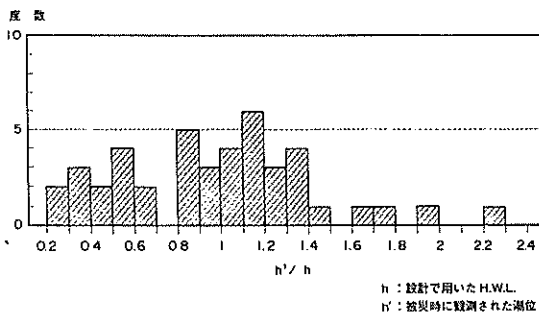


図-14 被災時の潮位

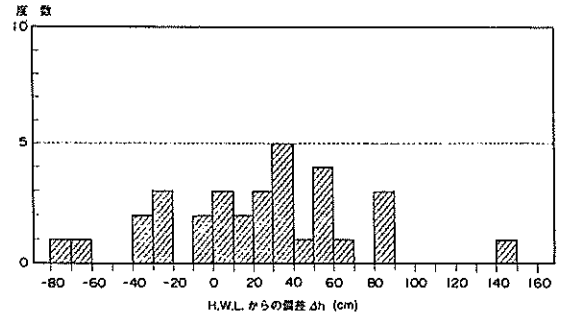


図-15 被災時の潮位

い。そこで、本研究では、最も危険な状態として満潮時に異常潮位偏差が発生すると仮定して安全性の検討を行う。式(13)に示すように、過去の既往最大偏差をH.W.L.に加えた既往最高潮位(H.H.W.L.)と設計潮位の比の値を、地域性を有する潮位パラメータ γ_i として定義する(図-16)。

$$\gamma_i = h' / h \quad (13)$$

ここに、

h' : 既往最高潮位 (H.H.W.L.)

h : さく望平均満潮位 (H.W.L.)

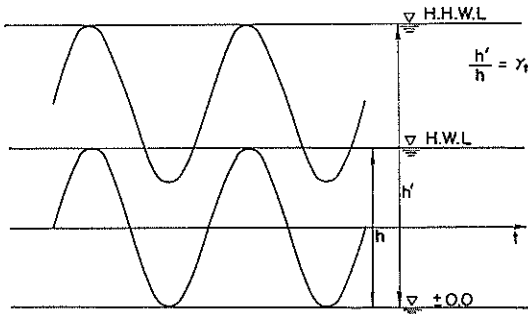


図-16 H.W.L.とH.H.W.L.の関係

既往最大偏差の値を過去50年間の統計データ¹⁰⁾から設定し、 γ_i の値を全国の沿岸域で算出した。結果を図-17に示す。四国、近畿および東海の太平洋側では2.0前後(台風)、関東、東北および北海道東部では1.5前後(台風および低気圧)、瀬戸内と九州全域では1.5前後(台風)、潮位の変動が小さな日本海側では2.5前後(台風および低気圧)となることがわかる。このためここでは、図-17の値を地域的にまとめた図-18の関係を實際

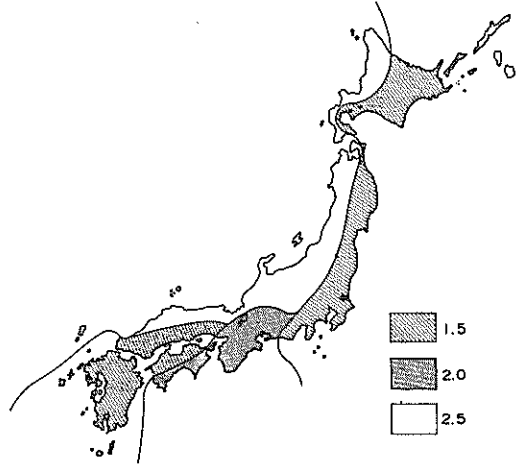


図-18 潮位のばらつき

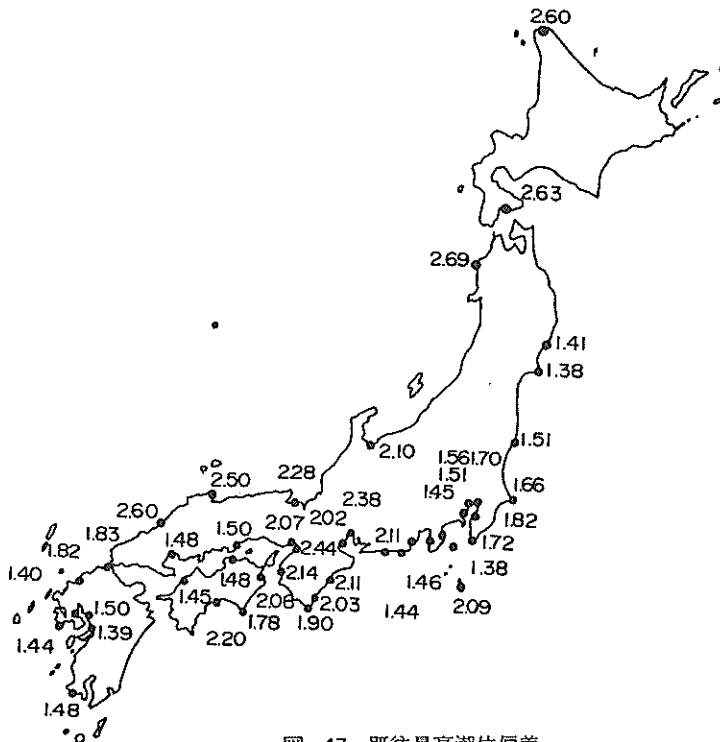


図-17 既往最高潮位偏差

の潮位と設計潮位の比として扱い、そのほかのばらつきは考慮しない。つまり、標準偏差は0の分布と考えることとする。また、設計潮位にH.H.W.L.を用いている場合は α の値は1.0とする。

③摩擦係数

コンクリートとマウンド用捨石に対する摩擦係数としては、標準値として0.6が用いられる。摩擦係数のばらつきについては、運輸省第一港湾建設局がケーソン式混成堤をモデルにコンクリートと捨石の摩擦係数を求める実験を行っている^{16),17)}。実験の結果得られた摩擦係数のばらつきを図-19に示す。この図は実測された摩擦係数

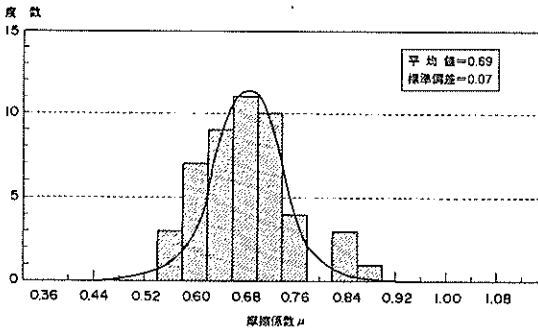


図-19 摩擦係数のばらつき

を設計で用いられる標準値0.6で正規化したもので、ばらつきの分布は正規分布とみなすことができる。

なお、支持力安全性に余裕のある場合などは、堤体幅を小さくする観点から、堤体底面にアスファルトマットを敷設する場合がある。アスファルトマットを用いる場合の摩擦係数としては0.7が用いられることが多い。この値は、アスファルトマットと捨石が十分になじんで滑動抵抗が増加するまでに若干の時間が必要であることや、海中のアスファルトマットの長時間にわたる材質変化も考えて設定されているものと考えられる。したがって、アスファルトマットを用いた場合の摩擦係数のばらつき(実際の値と計算に用いる標準値の比および標準偏差)を実験データのみから判断することは適当ではない。本研究においては、アスファルトマットを用いた場合の摩擦係数のばらつきは、通常のコンクリートと捨石の摩擦係数のばらつきと同じと考えることとする。

(3)まとめ

以上の結果をまとめると表-1のようになる。波浪変形計算、砕波変形計算、波力算定式の推定精度については、図-7~9にまとめられた以外のデータも考慮して値を設定している。また、表中の α および β は式(14)で

表-1 不確定要因のばらつきの程度

	α	β	備 考
波力算定関連因子			
沖波波高の推定精度	1. 0	0. 1	
波浪変形計算の精度	0. 9 7	0. 0 4	水深変化緩やか
	1. 0 6	0. 0 9	水深変化急
砕波変形の推定精度	0. 8 7	0. 0 9	
波力算定式の推定精度	0. 9 1	0. 1 7	ケーソン式混成堤
	0. 8 4	0. 1 0	消波ブロック被覆堤
単位体積重量			
鉄筋コンクリート	0. 9 8	0. 0 2	
無筋コンクリート	1. 0 2	0. 0 2	
中詰砂	1. 0 2	0. 0 4	
摩擦係数			
	1. 1 5	0. 1 1	
設計潮位			
H. H. W. L.	1. 0	0	
H. W. L.	1. 5	0	
	2. 5		

表現される値である。

$$X_m / X_s = \alpha \quad \sigma_s = \beta X_s \quad (14)$$

ここに、

X_s : 因子Xの推定値

X_m : 因子Xの真値の平均値

σ_s : 因子Xの真値の標準偏差

なお、ここに掲げた以外の不確定要因、例えば海水の単位体積重量のばらつき、堤内外の静水面の差、ケーソン製作時の寸法誤差などについては有効なデータが不足していることもあり、本研究では検討対象としない。また、波力算定式の推定精度の分布は、水平波圧と揚圧力とで同じとする。

4. 目標安全性指標の検討

4.1 目標安全性の設定方法

信頼性設計法は確率論的手法を用いて構造物の破壊確率をある許容値以内に収める方法である。したがって、信頼性設計法を導入するにあたっては、まず新設計法による構造物の安全性の目標値を設定する必要がある。この方法には表-2に示すものがある⁷⁾。

①事故統計に基づく方法

事故や損傷に関する統計資料に基づいて事故・損傷が1年間に発生する確率を計算し、これを参考に目標安全性を決定する方法である。

②現行設計規準類へのキャリブレーションに基づく方法

現行の規準類により設計された構造物の安全性を求めて、その資料に基づき目標安全性を定める方法である。現行規準類が最適解を与えている保証はないという問題点があるが、現行の設計法が数多くの実績を持ち、十分な信頼性が得られていることが明らかである場合には有利な方法である。

③他の災害危険性との比較による方法

構造物の破壊に伴って予測される1人当りの死亡危険性を自然災害あるいは他の人為災害による危険性と比べ

て、ある水準以下に設定する方法である。

④人的損失に対する危険性回避に要する投資効果による方法

構造物の破壊に伴って予測される1人当りの死亡率を低減させるのに要する費用の大きさを評価の基準とする方法である。

⑤期待総費用最小化に基づく方法

初期建設費を C_i とすると、

$$C_T = C_i + P_f C_F \quad (15)$$

ここに、

P_f : 供用期間中の破壊確率

C_F : 破壊時損失費

C_T : 期待総費用

を最小とする設計代替案を最適案とする方法である。

港湾構造物の場合、目標安全性を研究の積み重ねによって明らかにすることは難しく、多分に行政的な判断を必要とする。その理由の一つは、構造物の破壊が人命の損失にダイレクトにつながるケースが比較的少ないためである。上記の方法のうち③、④は構造物の破壊と一人当たりの死亡危険性の関連から目標とする安全性を定めるものであるため、港湾構造物への適用は不相当であると判断される。

目標安全性の設定を困難にしているもう一つの理由は、港湾構造物の場合、公共性が高いという特徴を考慮しなければならないことである。上記の方法のうち⑤の方法は、石油掘削用の海洋構造物に適用された例などが知られており、高山ら⁸⁾はこの手法によって防波堤のライフコストを算出する方法を検討している。目標安全性はコストのみで議論できるため、規準としては明解である一方、滑動破壊の程度によって復旧費は大きく変化するため、破壊時の損失を正確に見積もることは困難である。また、防波堤が被災すると物理的な復旧コストだけでなく、被害に伴う社会的損失(港内の静穏度の劣化により流通機構の被る損失、それに付随する生産機構などの効率の劣化、交通手段が途絶した場合の人流の損失など)

表-2 目標安全性の設定方法⁷⁾

- | |
|--|
| ① 事故統計に基づく方法
② 現行設計規準類へのキャリブレーションに基づく方法
③ 他の災害危険性との比較による方法
④ 人的損失に対する危険性回避に要する投資効果による方法
⑤ 期待総費用最小化に基づく方法 |
|--|

が発生する。このため、期待総費用の評価方法の確立には困難な点が多い²⁾。評価モデルを精度よく構築しないと、設計法の合理性が減少する事態も招きかねない。

①の方法の適用にも問題点が多い。被災の統計データから防波堤の滑動遭遇確率を算出するためには、滑動により被災した防波堤の総延長、全国に建設されている防波堤の総延長、各防波堤（ケーソン）が建設されてからの経過年数などのデータに加えて、具体的な被災モード、各防波堤の設計手法や設計計算に用いた変数の算出精度などについての情報が必要である。これは、滑動遭遇確率の算出に用いる母集団の条件を一定のものにしなければならないためである。

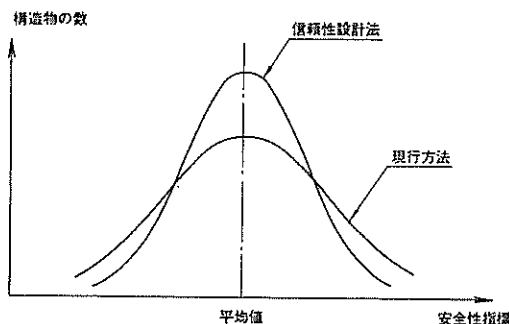
波力公式は変遷を経たうえで、現在は合田式が標準的に用いられている。異なった波力公式を採用した防波堤では滑動遭遇確率に当然差が生じる。また、地方港湾などでは十分な波浪観測統計データを持たずに設計波が設定されている場合もあり、この場合も十分な統計データを用いて設計された防波堤とは滑動遭遇確率に差が生じる。さらに、ケーソンの滑動破壊の場合、堤体のみが滑動破壊するケースの他に、マウンドの洗掘や、消波ブロック被覆堤の消波工の散逸による波圧の増大が原因で被災しているケースが相当程度あるものと考えられる。これらのうち後二者についてはマウンドの被覆石や消波工の重量算定の考え方が問題となり、本研究で検討対象とするのは最初のケースである。ところが、被災の状況に関する詳細な情報が必ずしも得られるとは限らないのが実状である。また、建設されてから何十年も経過した防波堤には詳細な設計資料が残されていないことが多く、さらに新しい防波堤のみでは滑動遭遇確率を算出するにあたって統計学的に有意な数のデータが得られるとは考えられない。

一方、諸外国の標準の多くは②の方法により策定されている。鉄筋コンクリート港湾構造物の部材設計へ適用が予定されているレベル1の信頼性設計法（限界状態設計法）の設計手法も②の方法を採用している²⁾。また、②の方法によって現行設計法の安全性を精度よく算定できれば、間接的に①の規範も満足されるものと考えられる。以上の理由により、本研究ではこの方法を採用する。

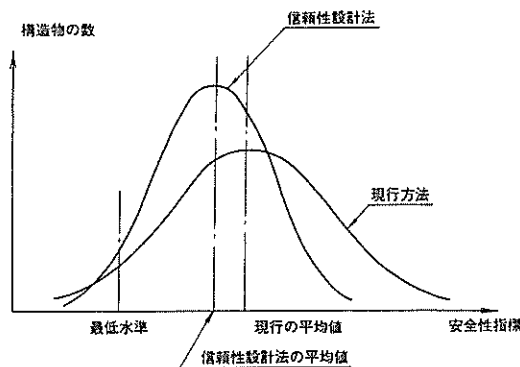
キャリブレーションの方法としては、安全性の平均値が同程度になるようにする方法と、ある最低の安全水準を設定してその水準を下回る割合が同程度にする方法の二つが考えられる（図-20）。前者の方法によれば、安全性が極端に高いか、または低い構造物の割合が少なくなり、後者の方法によれば平均的な安全水準は従来の設計法に比べて低くなるが、過剰な設計が少なくなること

から、トータル的には経済性が発揮されることになる²⁾。

全国に建設されている防波堤は、台風や冬季風浪によって比較的しばしば滑動破壊を起こしており、滑動に関する安全性は他の被災モードもしくは他の種類の構造物に比べて高いとはいえない。このため、本研究では安全性の平均値が同程度になるようキャリブレーションを行うこととする。



(a) 平均値を同じにする



(b) 最低水準以下のものの割合を同じにする

図-20 キャリブレーションの二つの方法¹⁾

4.2 現行設計法による安全性指標

現行設計法による構造物の安全性指標を求めるためには二つの方法が考えられる。ひとつは、設計水深、海底勾配、マウンド天端水深、設計波高、設計波周期などの諸条件をさまざまに変化させて現行設計法によって試設計を行い、その結果得られる断面の安全性指標の分布を求める方法である。もうひとつは、実際の防波堤の設計事例をもとにして安全性指標の分布を求める方法である。

防波堤の設計現場では、ただ所定の安全率を満足する構造物を設計するのではなく、複数の比較代替案を作成し、施工性、工費、工期など、現地への適用性を詳細に検討したうえで断面の決定がなされている。このため、

モデル計算による前者の方法は現実の構造物の安全性指標を求める方法として適当とはいえない。現行設計法による安全性指標は実際の設計事例をもとに判断するのが最も適当であると考えられるため、本研究では後者の方法を採用した。

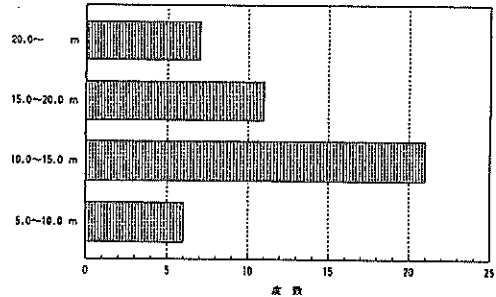
近年の全国の防波堤の設計事例を収集し、構造物の安全性を式(4)によって求められる安全性指標によって評価した。事例収集の条件は以下のとおりである。

- ①地域のおよび設計条件的に偏りのないように、広範囲から事例を収集した。
- ②波圧作用時の滑動安全性によって断面が決定されているものとした。
- ③構造形式としては最も一般的なケーソン式混成堤および消波ブロック被覆堤とし、ケーソンの港外側断面は直立部のみにより構成されているものとした。このため、上部斜面堤などは検討対象から除外した。
- ④断面の決定要因として、施工中もしくは10年確率波程度を想定する暫定供用時が支配的なものは検討対象から除外した。
- ⑤設計波の設定は統計的に十分なデータをもとにして行われているものとし、設計波の決定過程が不明もしくはあいまいなものは検討対象から除外した。
- ⑥波力の計算には合田式を用いたものとした。これは、3.3で述べたように波力の算定精度が明らかになっているものが合田式であるためである。

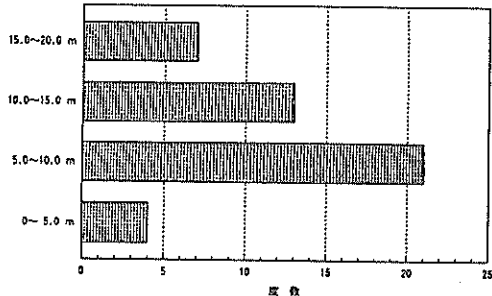
収集した事例のうち、上記の①～⑥の条件を満足するものとして45例が得られた。

検討対象とした施設の条件を図-21に示す。まず、こ

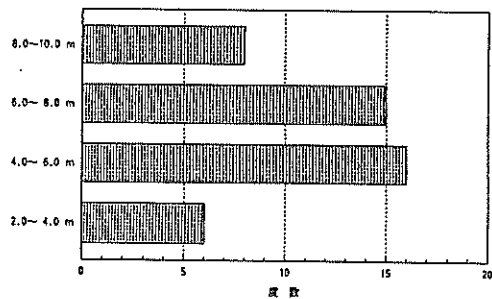
こで母集団とする施設の条件の特徴について分析する。昭和26年から57年までに設計されたケーソン式混成堤および消波ブロック被覆堤の約500の事例の設計条件および



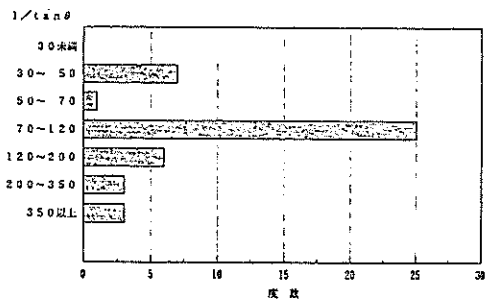
(b) 水深 h の分布



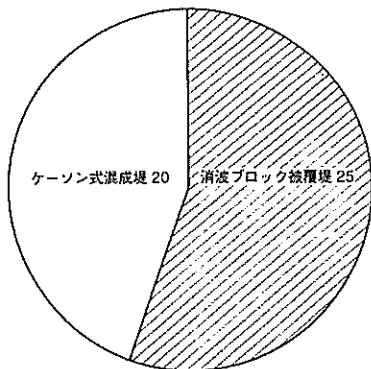
(c) 設置水深 h' の分布



(d) 設計波 Hm の分布



(e) 海底勾配の分布



(a) 防波堤の構造形式

図-21 検討対象施設の条件

び構造諸元を統計分析した堀川ら¹⁸⁾によれば、設計水深と設計有義波高の分布は図-22に示すとおりである。設計水深については、-6mから-12mの施設が55%と半数以上を占めており、平均水深は-11m程度である。また、設計有義波高は3mから7mの施設が最も多く(約70%)、平均値は5m程度である。この結果と本研究で収集した事例の条件をそれぞれ正規分布を仮定して比較してみると図-23のようになる。分布の傾向はおおむね一致しており、ここで対象とした施設の条件には特に偏りはないものと考えられる。また、海底勾配については、上記の資料には記述されていないため、1985年から1992年にかけて設計された防波堤527施設の海底勾配の分布を調べた。結果を図-24に示す。海底勾配は1/70~1/120の範囲にある施設が約50%で、勾配が急な1/30をこえる施設の割合は約7%である。本研究で対象とする施設の海底勾配は1/70~1/120の範囲にある施設の割合が56%である。勾配が急な条件の施設例は収集できなかったが、傾向はほぼ一致していると考えられる。

現行設計法による防波堤の滑動に関する安全性指標を図-25に示す。また、構造形式別、設計潮位別、摩擦係数別に整理したものを図-26~図-28に示す。

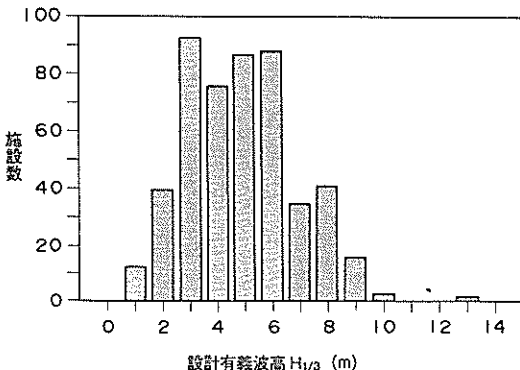
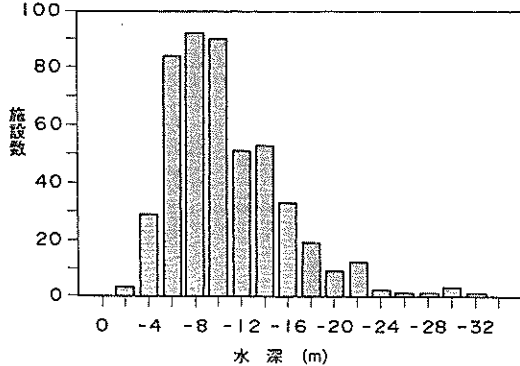
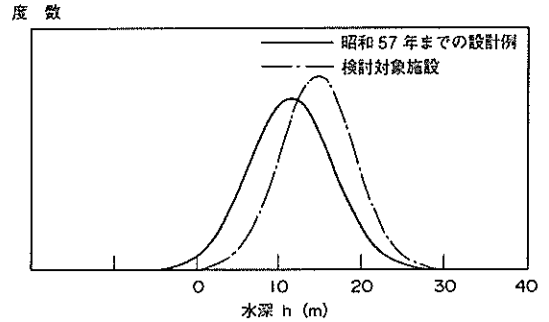
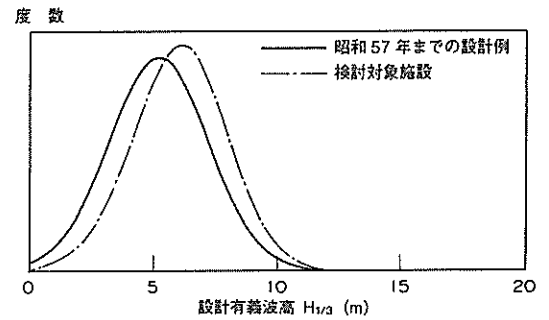


図-22 防波堤の設計条件¹⁸⁾



(a) 水深 h の分布



(b) 設計有義波高の分布

図-23 設計条件の比較

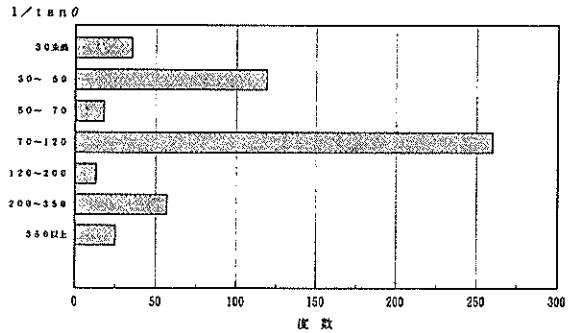


図-24 海底勾配の分布

図-25を見ると、解析対象とした構造物全体の安全性指標は、2.76~3.98の範囲にばらついており、平均値は3.36となる。いま安全性指標の分布が正規分布に従うものとするとき標準偏差は0.36となり、ばらつきが非常に大きいことがわかる。この安全性指標の範囲を破壊確率に換算すると、 10^{-3} から 10^{-5} のオーダーとなる。本研究で対象とした施設はすべて滑動が支配的な事例であるが、この結果から、現行設計法で用いている安全率の値は実際の構造物の安全性を示しているものではないことがわ

かる。

図-26は構造形式別に安全性指標を整理したものである。検討対象とした45件のうち、ケーソン式混成堤は20例、消波ブロック被覆堤は25例で、母集団としてはほぼ同程度であるが、安全性指標の値には差が生じている。すなわちケーソン式混成堤の場合、安全性指標は2.76~3.22の範囲で、平均値は3.01であるが、消波ブロック被覆堤の安全性指標は2.98~3.98の範囲で、平均値は3.63となる。これは、表-1に示した不確定要因のばらつきの程度のうち、波力算定式の推定精度が構造形式によって差があるためで、ケーソン式混成堤の場合、実測値と計算値の比の値の平均値が0.91、標準偏差が0.17であるのに対して、消波ブロック被覆堤の場合、比の値の平均値が0.84、標準偏差が0.10と小さな値となっている。両者の間には平均値だけの比較で8%程度の差がある。波力算定式の推定精度は、式(4)の S_m 、 σ_s の値に直接関

係するため、安全性指標の値に及ぼす影響は大きい。

図-27は設計潮位別の安全性指標の分布を示したものである。設計潮位とはすなわち安定計算を行う静水面の高さであり、浮力の算定と水平波圧の算定に影響を及ぼす。設計潮位に対して実際の潮位が高くなれば浮力が増大し、その結果滑動抵抗力は減少するが、水平波圧もまた変化する。この変化の割合は堤体幅やケーソン設置水深などによって異なるが、潮位の変動が式(4)の R_m 、 σ_R や S_m 、 σ_s の値に及ぼす影響は間接的なものとなるため、安全性指標への影響度は構造形式の場合と比べて小さい。いま、式(13)で表現される潮位パラメータ η の値別にデータを再整理すると図-28のようになる。潮位変動と安全性指標の相関は、やはりあまり明確ではない。

図-29は、現行設計法による安全性指標を摩擦係数別に示したものである。検討対象とした施設数は、摩擦増

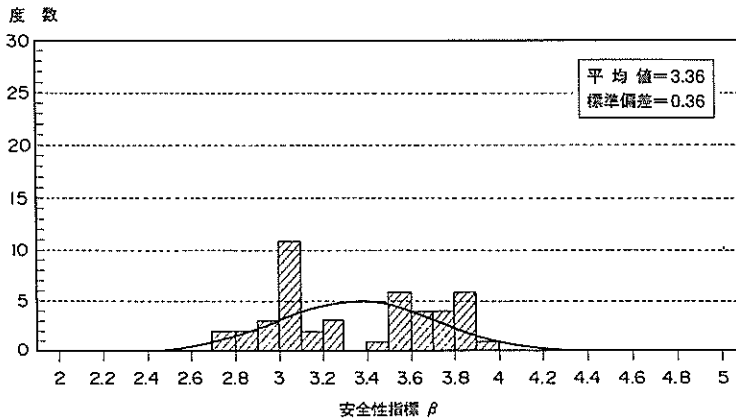


図-25 現行設計法による安全性指標

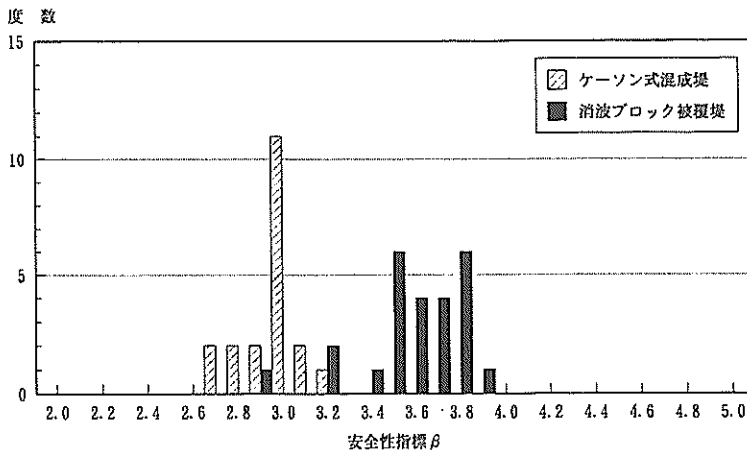


図-26 現行設計法による安全性指標 (構造形式別)

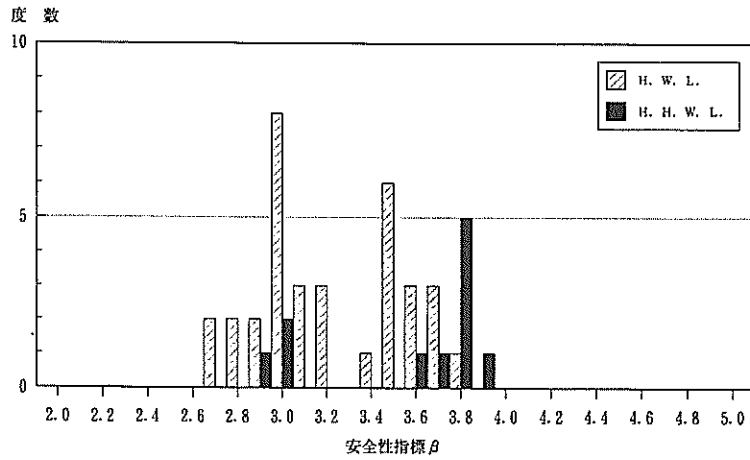


図-27 現行設計法による安全性指標（設計潮位別）

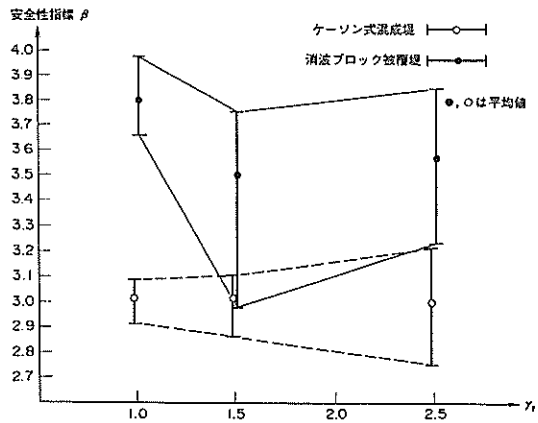


図-28 現行設計法による安全性指標（潮位パラメータ別）

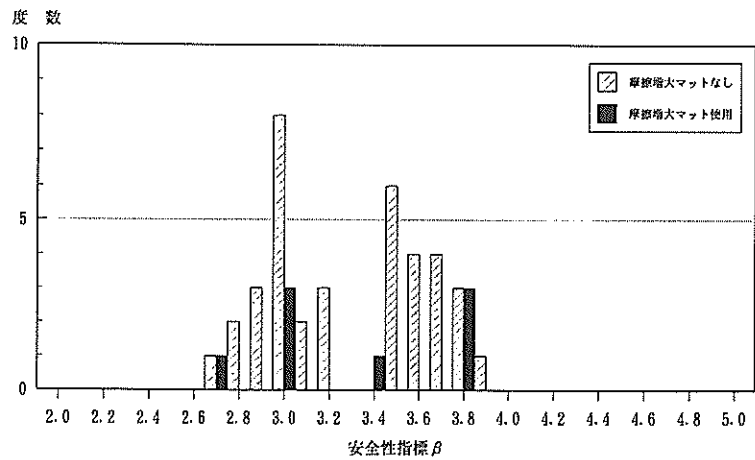


図-29 現行設計法による安全性指標（摩擦係数別）

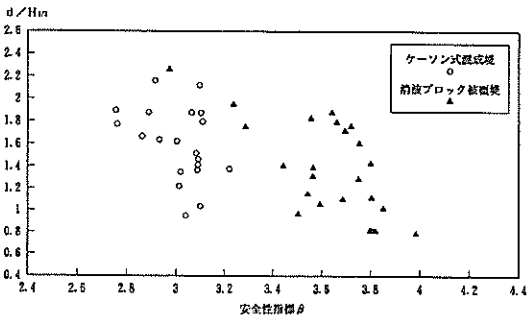


図-30 $d/H_{1/3}$ と安全性指標の関係

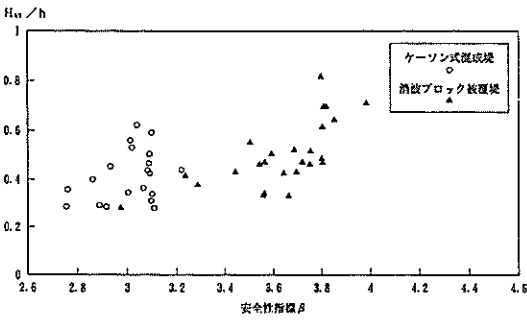


図-31 $H_{1/3}/h$ と安全性指標の関係

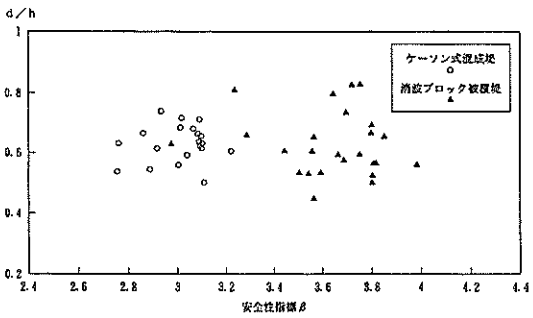


図-32 d/h と安全性指標の関係

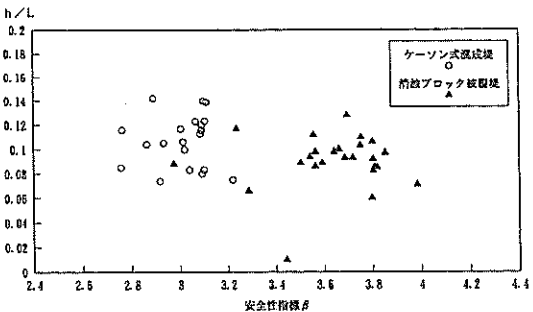


図-33 h/L と安全性指標の関係

大マットを用いた施設 ($\mu=0.7$) が 8 例, 用いない施設 ($\mu=0.6$) が 37 例と差はあるが, 摩擦係数の分布を同じとしたため, 安全性指標のばらつきは同じ程度の結果となった。

次に, 安全性指標の分布を以下に示すパラメータによって整理した。

- ①マウンド天端の水深と設計有義波高の比 ($d/H_{1/3}$)
- ②設計有義波高と設計水深の比 ($H_{1/3}/h$)
- ③マウンド天端の水深と設計水深の比 (d/h)
- ④設計水深と波長の比 (h/L)

$d/H_{1/3}$ は, $d/H_{1/3} \geq 1$ で重複波領域, $d/H_{1/3} < 1$ で砕波領域にほぼ相当することから, 砕波の影響を表すパラメータとして用いた。同様に, $H_{1/3}/h$, d/h についても, 砕波の影響を表すパラメータとして用いている。 h/L は合田式に用いられるパラメータであり, 波長の影響をみるために用いた。

結果を図-30~図-33に示す。 d/h や h/L と安全性指標の間には明瞭な相関関係は認められないが, $d/H_{1/3}$ および $H_{1/3}/h$ については, 設計有義波高に対して設計水深やマウンド天端の水深が深いほど, 安全性指標は低くなる弱い相関が認められるようである。

4.3 目標安全性指標

現行設計法の安全性指標は, 構造形式別などで異なった分布になることがわかった。信頼性設計法の本来の主旨である安全性にばらつきのない構造物を設計する観点からは, 防波堤の滑動に対する目標安全性指標を構造形式別などで変化させることは適当ではない。

今回の検討範囲における安全性指標の平均値は4.2で述べたように, 3.36となった。安全性指標の値に大きく影響するのは構造形式である。今回の検討ではケーソン式混成堤と消波ブロック被覆堤でそれぞれ20例と25例を収集したが, 現在わが国の沿岸域に設置されている防波堤の構造形式別の数とその設計条件については有意なデータがない。いまケーソン式混成堤と消波ブロック被覆堤を防波堤の代表的な構造形式として, それぞれの安全性指標の平均値を同じ重みで取り扱って全体の安全性指標の平均値を算出すると3.32となる。

以上の理由により, 本研究では母数全体の平均値である3.3~3.4程度を目標安全性指標とする。

この値は, 十分な設計データをもとに設計波が設定された事例をもとにして求められたものである。実際にはすべての港湾が詳細なデータをもとに設計されているわ

けではない。波浪などに関する情報が乏しいまま、工学的判断をもとに安全度（余裕）を設計波に見込んで設計を行わざるを得ない港湾の場合、ここで述べた方法によって算出される安全性指標はいわば見かけの安全性指標とでもいうべきものであり、現実の値を指しているものとはいえない。以下に述べるレベル1およびレベル2の信頼性設計法では、設計波の特性値には従来用いられてきた値をそのまま用いることとなるので、基本的には同じだけの安全度を見込んだ設計結果を得ることになる。したがって、設計波の設定が危険側でありすぎたり安全側でありすぎたりすれば、信頼性設計法を用いても合理的な設計結果とならない場合があるので注意が必要である。

なお、本研究では扱わないが、重要度が特に高いか、もしくは重要度の比較的低い構造物については、目標安全性指標を変化させることも可能である。例えば、図-25に示す正規分布について、最低水準レベルでキャリブレーションを行う観点から安全性指標が目標値を下回る確率を5%とすると、目標安全性指標は2.8程度となる。また、特に重要度の高い構造物の場合、破壊確率の値を平均値より例えば1オーダー低くすると、目標安全性指標は3.8程度になる。

5. レベル1の信頼性設計法（限界状態設計法）の適用

5.1 安全性照査式

レベル1の信頼性設計法によって防波堤の滑動安全性

照査式を表現すると次のようになる。

荷重および耐力の設計用値は、それらの特性値に、特性値の望ましくない方向への変動や特性値の算出方法の不確実性を考慮した安全係数を乗じることによって求められる。したがって、水平波圧、揚圧力、自重、浮力は式(15)～(17)により表現される。

$$P_{HD} = P_{HK} \gamma_{FPH} \quad (15a)$$

$$P_{VD} = P_{VK} \gamma_{FPU} \quad (15b)$$

ここに、

P_{HD} : 水平波圧の設計用値

P_{HK} : 水平波圧の特性値

γ_{FPH} : 水平波圧に対する荷重係数

P_{VD} : 揚圧力の設計用値

P_{VK} : 揚圧力の特性値

γ_{FPU} : 揚圧力に対する荷重係数

$$W_{OD} = \sum W_{OKi} \gamma_{FWoi} \quad (16)$$

ここに、

W_{OD} : 自重の設計用値

W_{OKi} : ケーソンを構成する材料*i*（鉄筋コンクリート、無筋コンクリート、中詰砂）の重量の特性値

γ_{FWoi} : ケーソンを構成する材料*i*の重量に対する荷重係数

$$P_{FD} = P_{FK} \gamma_{FPF} \quad (17)$$

ここに、

表-3 安全係数一覧

	Case 1	Case 2	Case 3
波力			
混成堤・水深変化緩	1.07	1.10	1.3
混成堤・水深変化急	1.18	1.20	1.3
消波ブロック堤・水深変化緩	0.93	0.95	1.3
消波ブロック堤・水深変化急	1.03	1.05	1.3
自重			
鉄筋コンクリート	0.95	0.95	0.9
無筋コンクリート	0.99	0.95	0.9
中詰砂	0.95	0.95	0.9
摩擦係数	1.05	1.05	1.05
潮位			
H. H. V. L.	1.0	1.0	1.0
H. V. L.	1.5	1.5	1.5
	2.5	2.5	2.5

Case 1 : ばらつきの分布より算出される安全係数

Case 2 : Case 1の値を安全側に丸めた安全係数

Case 3 : 鉄筋コンクリート部材設計で用いられる安全係数

P_{FD} : 浮力の設計用値
 P_{FK} : 浮力の特性値
 γ_{FF} : 浮力に対する荷重係数

全水平力および全鉛直力の設計用値をそれぞれ P_D , W_D とすると,

$$P_D = P_{UD} \quad (18)$$

$$W_D = W_{OD} - P_{UD} - P_{FD} \quad (19)$$

であるので、滑動安全性照査式は式(20)のようになる。

$$\frac{\mu_D W_D}{P_D \gamma_i \gamma_a} = \frac{\mu_K / \gamma_m \cdot (\sum W_{OKi} \gamma_{FWoi} - P_{UK} \gamma_{FPU} - P_{FK} \gamma_{FF})}{P_{UK} \gamma_{FH} \gamma_i \gamma_a} \geq 1.0 \quad (20)$$

ここに、

μ_D : 摩擦係数の設計用値
 μ_K : 摩擦係数の特性値
 γ_m : 摩擦係数に対する材料係数
 γ_i : 構造物係数
 γ_a : 構造解析係数

材料係数はこの場合、摩擦係数の特性値の望ましくない方向への変動を考慮して定められる係数であり、構造解析係数は、構造解析の不確実性などを考慮して定めるものである。また、構造物係数は、構造物の重要度、構造物が限界状態に達した時の社会的影響などを考慮して定められる係数である。

5.2 安全係数の設定

安全係数のうち、荷重係数、材料係数は対象とする値のばらつきの程度から求められる。表-1をもとにして、波力、自重、摩擦係数に対する安全係数を定めた。ばらつきの分布から求められる係数を用いた場合 (Case 1)、Case 1 の値を0.05ピッチで安全側に丸めた安全係数を用いた場合 (Case 2)、鉄筋コンクリート部材設計で用いられる安全係数²⁾を用いた場合 (Case 3) の3ケースを適用した。

Case 3 の安全係数のうち、摩擦係数と設計潮位に対する安全係数は鉄筋コンクリート部材設計では考慮されていないため、Case 1 およびCase 2 と同じ値とした。

そのほかの安全係数、すなわち自重と波力の荷重係数は、鉄筋コンクリート部材に関して現行設計法(許容応力度法)と同程度の安全度を持つように設定されたものである。

構造物係数および構造解析係数は、変数のばらつきの程度から求めることはできない。したがってここでは、構造物係数と構造解析係数の積 ($\gamma_i \cdot \gamma_a$) を0.9, 1.0, 1.1の3ケース設定した。鉄筋コンクリート部材設計では、防波堤の終局限界状態の構造物係数を1.1, 構造解析係数を1.0としており²⁾, $\gamma_i \cdot \gamma_a = 1.1$ としていることになる。これは、変数のばらつき以外に構造物係数に安全度を見込んだ設定である。 $\gamma_i \cdot \gamma_a = 1.0$ は構造物係数、構造解析係数ともに安全度を見込まない場合で、変数のばらつきのみを考慮した安全係数によって設計が行われることとなる。 $\gamma_i \cdot \gamma_a = 0.9$ は変数のばらつきを考慮した設計結果から若干安全度を落とす場合に相当する。

本研究で用いた安全係数をまとめると表-3のようになる。

5.3 適用結果と安全係数のキャリブレーション

レベル1の信頼性設計法の適用にあたっては、現行設計法による堤体幅を初期値として式(20)による安全性照査を行い、結果が安全でありすぎるか、もしくは式(20)を満足しない場合、それぞれ堤体幅を減少または増加させて再計算を行い、式(20)の耐力と荷重の比の値が1.0~1.02の範囲に収まるようにした。検討結果を図-34~図-44に示す。

図-34~図-36は各ケースについて $\gamma_i \cdot \gamma_a = 1.0$ とした場合の安全性指標の分布である。Case 1 およびCase 2 ではきれいな正規分布となるが、Case 3 は広範囲にばらついた結果となった。安全性指標の平均値はCase 1 からCase 3 にかけて次第に大きくなり、それぞれ、3.11, 3.35, 5.22で、Case 1 とCase 2 では8%程度の差がある。ばらつきの程度はCase 1 およびCase 2 では小さく、Case 3 では大きい。正規分布を仮定すると、標準偏差はそれぞれ0.07, 0.09, 0.34である。また、平均値に対する破壊確率のオーダーは、それぞれ、 10^{-4} , 10^{-4} , 10^{-7} となる。

図-37~図-39は各ケースごとに $\gamma_i \cdot \gamma_a$ の値を変化させた場合の安全性指標の分布を示したものである。 $\gamma_i \cdot \gamma_a$ の値が0.9から0.1ずつ増加するにつれて、安全性指標の平均値はCase 1 では14~18%、Case 2 の場合は13~17%増加する。安全性指標の値が大きいCase 3 では変化率は小さく、7~9%程度となる。図-40は

$\gamma_i \cdot \gamma_s = 1.0$ の場合の各ケースの安全性指標の分布である。

次に、現行設計法とのキャリブレーションを行う。安全性指標の平均値を等しくする観点からは、解析を行った9ケースのうち、Case 2の $\gamma_i \cdot \gamma_s = 1.0$ の場合がもっともよく一致する結果となった。これは各変数のばらつきから得られる安全係数を0.05ピッチで丸める以外は安

全性に関する操作を行わないもので、いわばもっとも自然な安全係数を設定したケースといえる。この場合、安全性指標の値の範囲は3.21~3.51となるが、破壊確率のオーダーは 10^{-4} の範囲内にあり、設計される構造物の安全性（破壊確率）は均質になることがわかる。4.2で述べたように、現行設計法による構造物の破壊確率の範囲は $10^{-3} \sim 10^{-5}$ で、2オーダーの差があったことと対照すると、レベル1の信頼性設計法の合理性が確認できる。キャリブレーション結果を図-41に示す。

キャリブレーション結果の信頼性設計法による堤体重量と従来設計法による重量の比の分布を示したものが図-42である。堤体重量の比の値の範囲は0.87~1.18で、最大で20%弱程度の差が生じることになる。平均値は1.01で、トータル的には重量は変化しないことがわかる。図-43は、信頼性設計法と現行設計法について、堤体重量比と安全性指標の比の関係を示したものである。相関が非常に強く、直線回帰を適用すると式(21)の関係が得られ、相関係数は0.99となった。

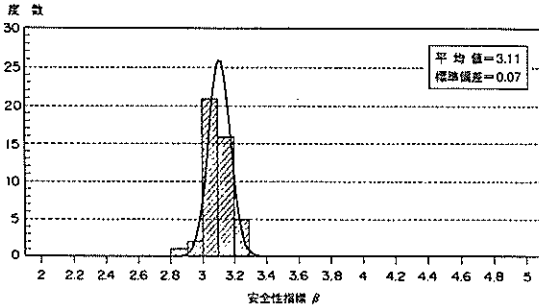


図-34 安全性指標の分布 ($\gamma_i \cdot \gamma_s = 1.0$, Case 1)

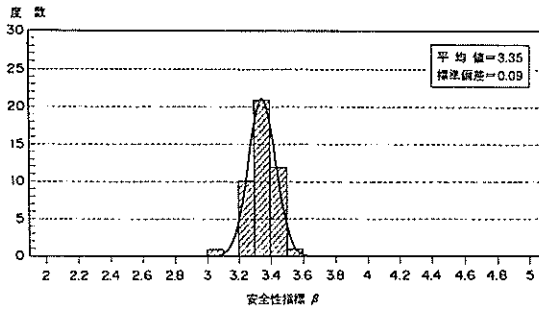


図-35 安全性指標の分布 ($\gamma_i \cdot \gamma_s = 1.0$, Case 2)

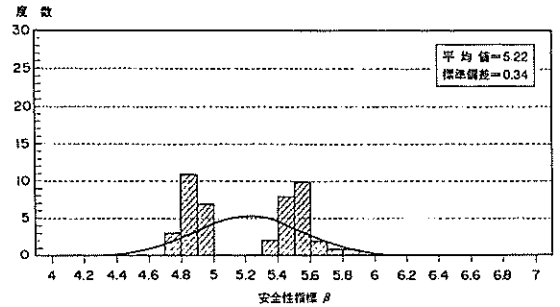


図-36 安全性指標の分布 ($\gamma_i \cdot \gamma_s = 1.0$, Case 3)

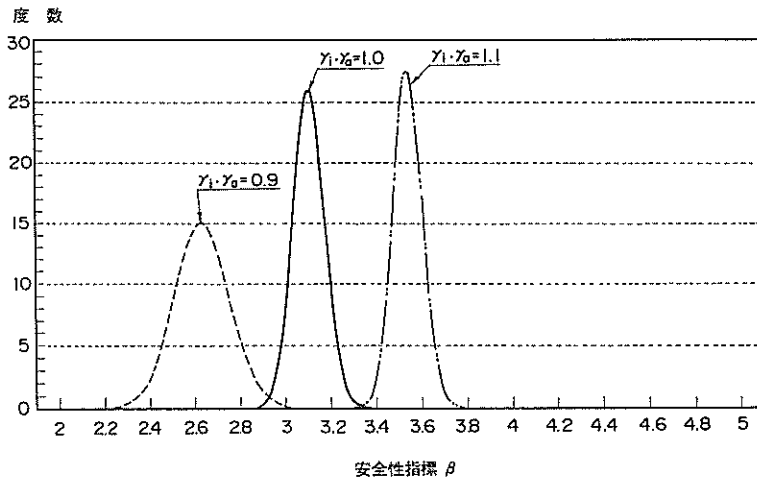


図-37 安全性指標の分布 (Case 1)

信頼性設計法による防波堤の全体系安全性(第1報)

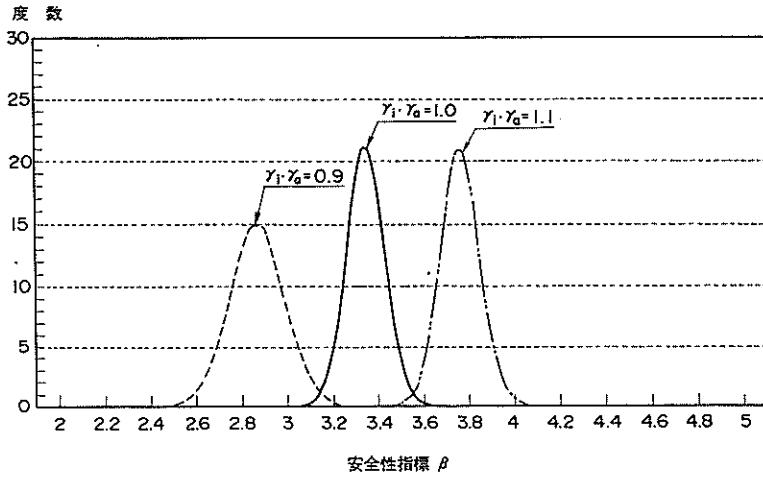


図-38 安全性指標の分布 (Case 2)

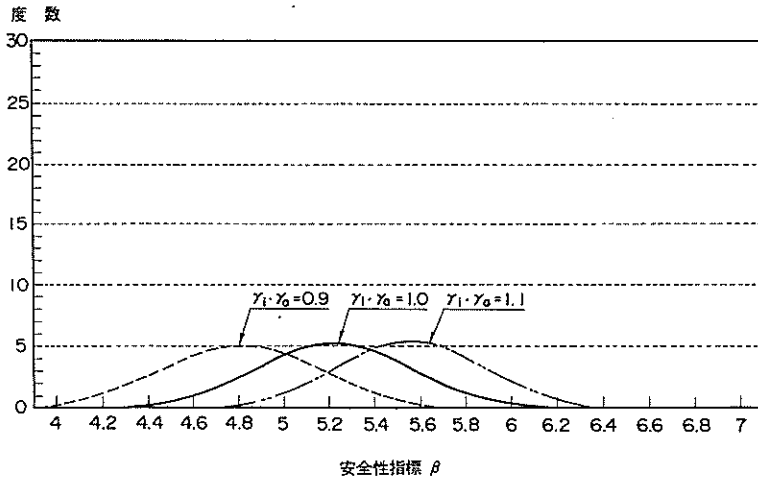


図-39 安全性指標の分布 (Case 3)

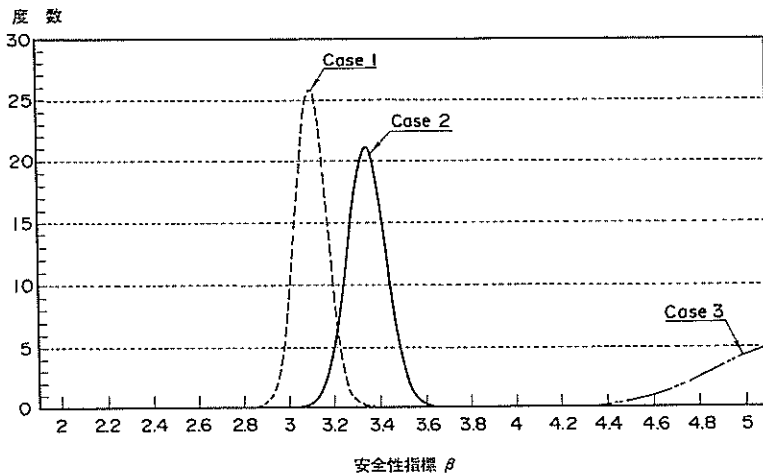


図-40 安全性指標の分布 ($\gamma_i \cdot \gamma_a = 1.0$)

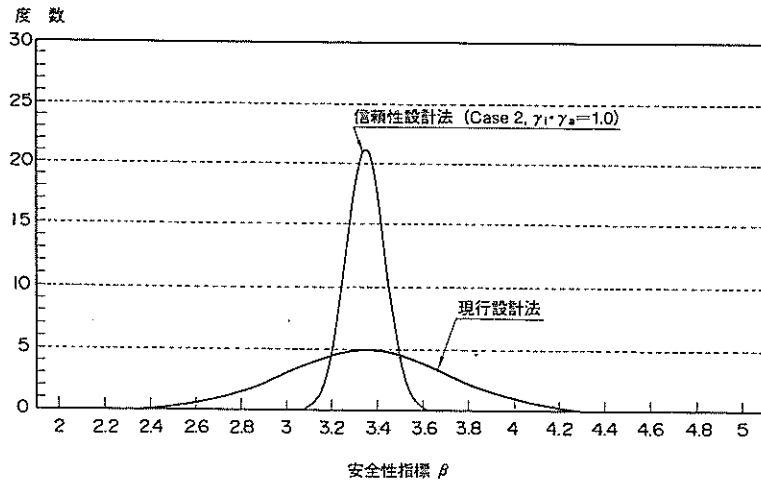


図-41 キャリブレーション結果

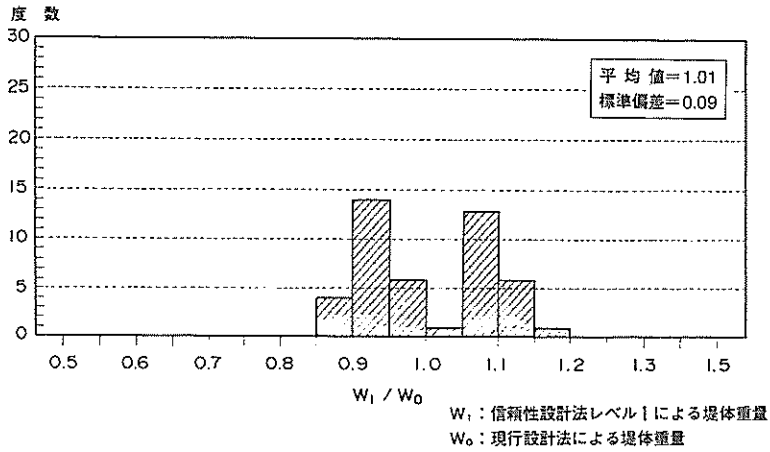


図-42 重量の比の分布 (信頼性設計法レベル1 / 現行設計法)

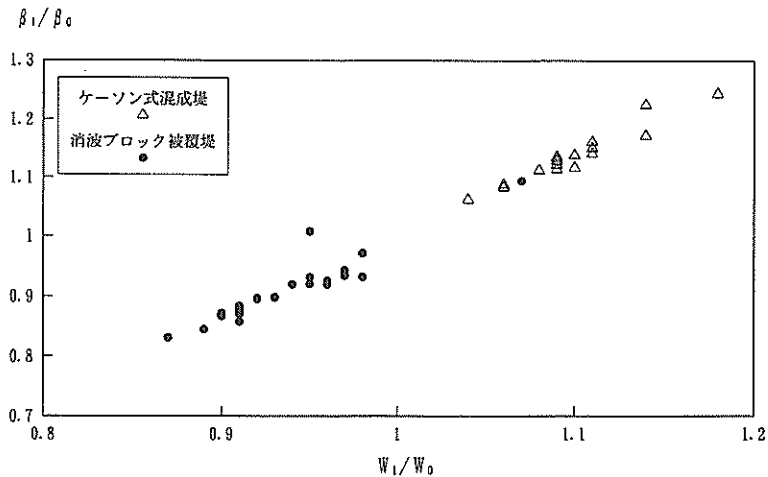


図-43 重量比と安全性指標の比の関係

$$\beta_1 / \beta_0 = 1.37 W_1 / W_0 - 0.37 \quad (21)$$

ここに、 β_1 : レベル1の信頼性設計法による安全性指標

β_0 : 現行設計法による安全性指標

W_1 : レベル1の信頼性設計法による堤体重量

W_0 : 現行設計法による堤体重量

現行設計法による安全性指標の値が目標値を下回るかまたは上回る場合、信頼性設計法によって目標値に近い安全性指標を得るが、その変化の割合に比例して堤体重量も変化することがわかる。また、回帰式の係数が1.0を上回ることから、安全性指標の増減の割合よりも堤体重量の変化の割合は小さいことがわかる。

堤体重量比を構造形式別にみると、ケーソン式混成堤では1.04~1.18、消波ブロック被覆堤では0.87~1.07であり、平均値はそれぞれ1.10、0.94となる。ケーソン式混成堤は現行設計法によるよりも堤体幅が広くなり、逆に消波ブロック被覆堤は狭くなる。

消波ブロック被覆堤の被災パターンとして多いものが消波工の散逸による波圧の増大による滑動破壊である。したがって消波ブロック被覆堤の場合、消波工の重量算定の考え方を合理化する必要があると考えられ、堤体幅のみを先行的に狭くすると安全性の低下をきたす危険があるため注意が必要である。

また、信頼性設計法の導入によって経済性を追求する観点からは、安全性指標の平均値を若干低くすることも考えられる。いま、平均的な破壊確率のオーダーを変えないという観点に立てば、図-34に示したCase1の $\gamma_1 \cdot \gamma_0 = 1.0$ を探ることも可能である。この場合、安全性指標の平均値は3.11となり、現行設計法に対して13%低い値となる。安全性指標の範囲は2.89~3.23であり、破壊確率に換算すると 10^{-3} から 10^{-4} のオーダーとなるが、平均的には 10^{-4} のオーダーであり、キャリブレーションの仕方として十分合理的であると考えられる。信頼性設計法と現行設計法の堤体重量比は0.83~1.12の範囲にあり、平均値は0.96となる。つまり、総体的にみて堤体幅を5%弱狭くすることが可能となる。構造形式別にみると、ケーソン式混成堤については0.99~1.12となり、消波ブロック被覆堤については0.83~1.01となる。図-44にこの場合のキャリブレーション結果を示す。

次に、鉄筋コンクリート部材設計で用いられる安全係数を適用した場合の安全性指標の分布について検討する。図-45に示す、Case3の $\gamma_1 \cdot \gamma_0 = 1.1$ の場合がこれに相当する。

Case3の場合、 $\gamma_1 \cdot \gamma_0$ の値にかかわらず標準偏差が0.35程度と大きく、現行設計法の安全性指標の分布のばらつきと大差ない結果となる。これは、防波堤の構造形式などに応じて波力の荷重係数を変化させるべきところを一律に1.3としていることの影響が大きいものと考えられる。換言すると、信頼性設計法の合理性を発揮しにくい安全係数の設定の仕方であるといえる。またこの場合、安全性指標の値が5.09~6.12、平均値で5.56と非常に大きいことが特徴である。これは、破壊確率に換算すると 10^{-7} 以下のオーダーに相当する。

防波堤の被災事例のうち、ケーソンが断面破壊した事例は少ない。ケーソンのマウンドからの転落による衝撃破壊、消波工やマウンド被覆石などが浮遊して衝撃的に作用したケースなどが多く、通常の供用状態で断面耐力の不足によって断面破壊するケースは少ない。今回の検討結果は鉄筋コンクリート部材の安全性の高さを裏付けており、Case3の破壊確率は平均的に 10^{-7} ~ 10^{-8} のオーダーであるので、現行設計法に比べて3オーダー以上の違いがある。

部材設計においては、全体系の安全性で考慮する摩擦係数、潮位のばらつきは考慮しておらず、逆に材料強度のばらつきや部材耐力の計算上の不確実性などを材料係数や部材係数として考慮する。このため図-45の分布は直接鉄筋コンクリート部材の安全性を示すものとはいえないが、現行設計法による防波堤の部材安全性は全体系の滑動安全性に比べてかなり高いという傾向は示されていると考えられる。材料係数や部材係数の設定に1オーダー程度の不確実性(危険側へのばらつき)を仮定しても、部材の終局破壊確率は 10^{-6} 以下のオーダーであると推定される。

このことは、鉄筋コンクリートの部材設計において配置する鉄筋量を、今後現行設計法によるものよりも減少させる余地があることを示している。ただし、防波堤の滑動被災の場合、被災の程度にもよるが、復旧に際してケーソンを浮揚させ、再据え付けを行うだけでケーソンの再製作を行う必要のないことが多い。このため復旧コストは断面破壊の場合に比べて比較的安価であることを考慮すると、部材の安全性を全体系と同程度まで低下させることは望ましくないと考えられる。また、鉄筋量の大幅な減少は鉄筋コンクリートの単位体積重量の減少につながることから、全体系の安定検討で算定される堤体幅が増加する要因になる。部材の安全性を全体系に比べてどの程度高く保つべきかについて、今後検討を進めていく必要がある。

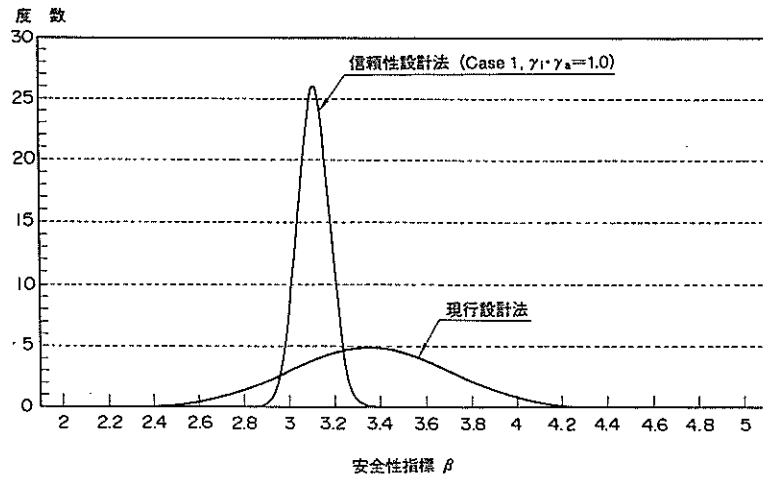


図-44 キャリブレーション結果 ($\gamma_1 \cdot \gamma_s = 1.0$, Case 1 の場合)

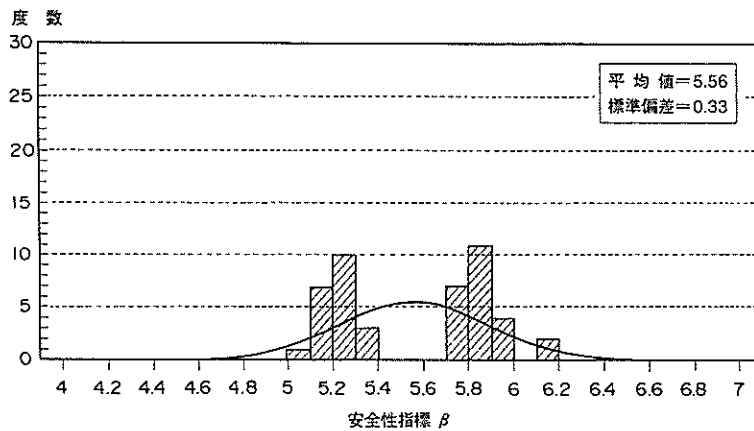


図-45 安全性指標の分布 ($\gamma_1 \cdot \gamma_s = 1.1$, Case 3)

6. レベル2の信頼性設計法の適用

6.1 適用手法

レベル2の信頼性設計法を適用するにあたり、ここでは4.3の結果より目標安全性指標を3.35とした。

レベル1の信頼性設計法と同様に、現行設計法による堤体幅を初期値として式(4)および式(5)を用いて安全性照査を行い、結果が安全でありすぎるか、もしくは式(5)を満足しない場合、それぞれ堤体幅を減少または増加させて再計算を行い、安全性指標が3.35から3.37の範囲に収まるようにした。

6.2 適用結果

適用結果を図-46～図-47に示す。

レベル2の信頼性設計法による堤体重量と従来設計法による重量の比の分布を示したものが図-46である。堤

体重量の比の値は0.84～1.13の範囲にあり、最大で16%程度変化するが、平均値は0.98となり、総体的には重量はほとんど変化しないことがわかる。図-47は、信頼性設計法と現行設計法について、堤体重量比と安全性指標の比の関係を示したものである。直線回帰を適用すると式(22)の関係が得られた。レベル1の場合と同様に、現行設計法による安全性指標の値が目標値を下回るかまたは上回る場合、信頼性設計法によって目標安全性指標を得るが、安全性指標の変化の割合にほぼ比例して堤体重量も変化することがわかる。回帰式の係数は、ここでも1.0を上回っており、安全性指標の増減の割合よりも堤体重量の変化の割合は小さい。相関係数は0.96となり、レベル1の場合より相関の強さはわずかに低くなった。

$$\beta_2 / \beta_0 = 1.29 W_2 / W_0 - 0.27 \quad (22)$$

ここに、 β_2 : レベル2の信頼性設計法による安全

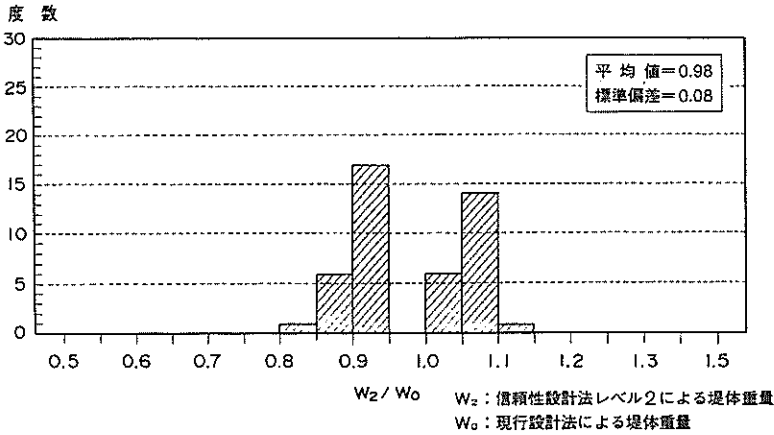


図-46 重量の比の分布(信頼性設計法レベル2/現行設計法)

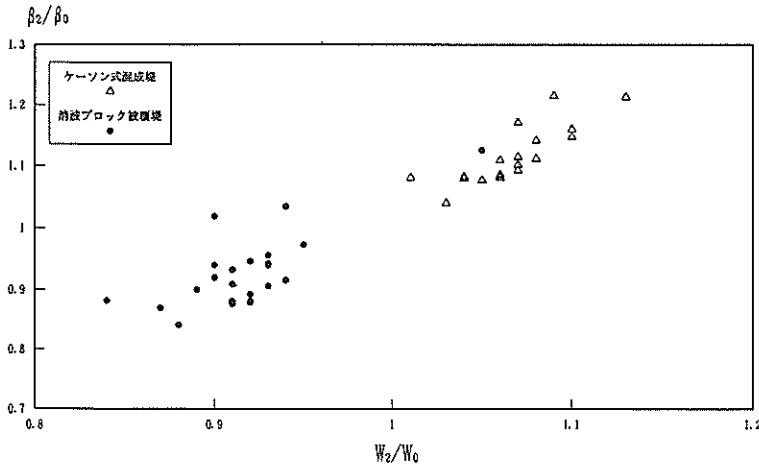


図-47 重量比と安全性指標の比の関係

性指標

β_0 : 現行設計法による安全性指標

W_2 : レベル2の信頼性設計法による堤体重量

W_0 : 現行設計法による堤体重量

次に、信頼性設計法による堤体重量と現行設計法による堤体重量の比の値を構造形式別にみると、ケーソン式混成堤では1.01~1.13、消波ブロック被覆堤では0.84~1.05であり、平均的にはそれぞれ1.07、0.92となる。レベル1の方法と同様に、ケーソン式混成堤では現行設計法によるよりも堤体幅が広くなり、消波ブロック被覆堤については狭くなる結果を与えることになる。

6.3 レベルの違いによる設計結果の比較

レベル1の設計結果とレベル2の設計結果を比較する。

ここでは、現行設計法にキャリブレーションしたケース(Case 2, $\gamma_1 \cdot \gamma_2 = 1.0$)をレベル1の結果として扱う。

図-48は、レベル2の結果に対するレベル1の結果の堤体重量の比の分布である。平均値は1.02で、標準偏差は0.03となった。重量比の分布の標準偏差は、レベル1/現行設計法が0.09、レベル2/現行設計法が0.08であることから、レベル1とレベル2の設計結果の差はわずかなものであることがわかる。また、レベル1による安全性指標の標準偏差は0.09と小さいことを考慮すると、簡便なレベル1の方法によっても十分合理的な設計結果を得るといえる。

それぞれのレベルの安全性照査式の形式について考えると、レベル2は耐力と荷重の平均値と標準偏差を計算することになるため、これまでの設計体系とは表現形式が大幅に変化することになる。これに対してレベル1の方法では、用いる係数の種類が増えるだけで、表現形式

自体は従来の安全性照査式と変化がなく、これまで培ってきた経験をそのまま生かすことが可能であると考えられる。また、防波堤のケーソンの部材設計はレベル1の方法の適用が考えられている。さらに、沖波の推定精度など、いまだ情報が不足している設計因子も残されている。このように考えると、レベル1の方法では安全性指標にわずかなばらつきは生じるものの、この方法を採用することにも十分な意義と利点があるものと考えられる。

図-49は、各レベルどうしの堤体重量比と安全性指標の比の関係を示したものである。明瞭な相関はみられないことがわかる。また、構造形式別にみると、ケーソン式混成堤では0.99~1.08、消波ブロック被覆堤では0.97~1.12であり、構造形式別で大きな違いはみられなかった。

7. 結 論

防波堤の全体系の波圧作用時の滑動安全性に対して信頼性設計法を適用する研究を行い、以下の結論を得た。

①レベル1およびレベル2の信頼性設計法を用いて防波堤の滑動安全性を証査する手法を提案した。信頼性設計法を適用することにより、現行設計法に比べて安全性のばらつきの少ない合理的な設計結果を得ることを確認した。

②レベル2の信頼性設計法によれば安全性指標のばらつきの少ない設計が可能であるが、簡便なレベル1の設計法によっても、十分合理的な設計結果を得ることを確認した。

③堤体重量の増減の割合は安全性指標の増減の割合と比例的な関係にある。

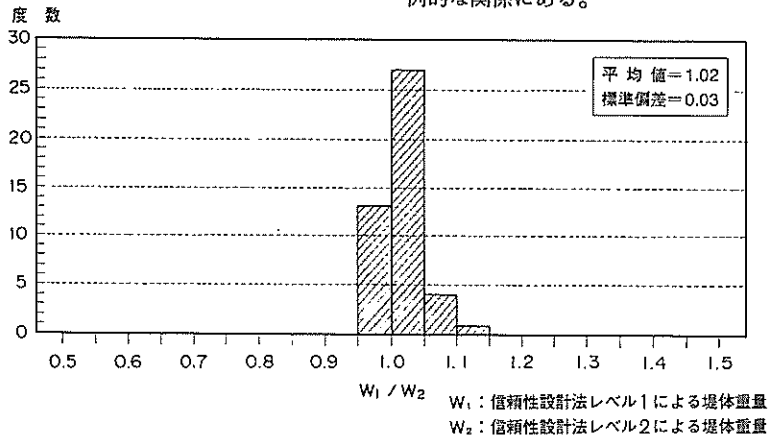


図-48 重量の比の分布 (レベル1/レベル2)

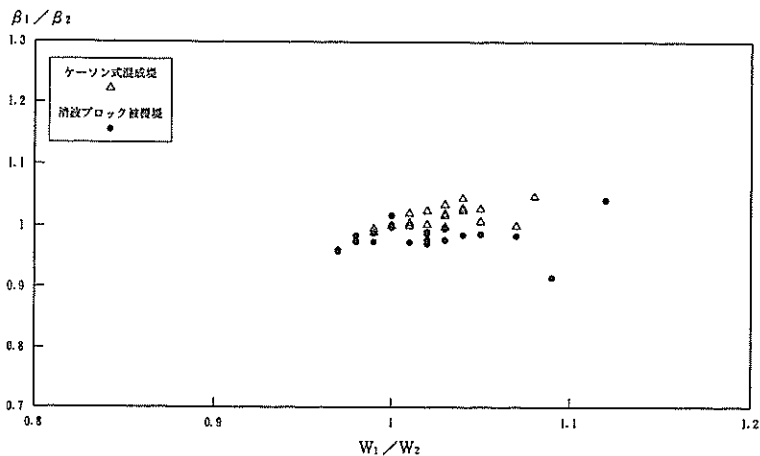


図-49 重量比と安全性指標の比

④現行設計法による防波堤の滑動に関する安全性指標は2.8~4.0とばらつきが非常に大きい。これは、破壊確率に換算すると 10^{-3} から 10^{-5} のオーダーのばらつきとなる。また、構造物の安全性は構造形式の違いなどにより差がある。

⑤新設計法の滑動に関する目標安全性指標は、現行設計法の安全性とのキャリブレーションの観点からは3.3~3.4程度が適当と考えられる。

⑥現行設計法(許容応力度法)による防波堤のケーソンの部材安全性は、全体系の滑動安全性に比べてかなり高い。部材の終局破壊確率は、 10^{-6} 以下のオーダーであると推定される。

8. あとがき

信頼性設計法は、設計用値を確定値として取り扱う決定論的設計手法よりも合理的な設計法である。港湾の分野では鉄筋コンクリート構造物の部材設計への導入の準備がなされており、これを端緒として今後ますますその適用が進められるべき設計法であるといえる。

本研究では、防波堤の全体系の安全性照査のうち、滑動安全性へのレベル1およびレベル2の信頼性設計法の適用方法についてとりまとめた。本研究で提案した手法を用いることによって均質な安全性指標(破壊確率)を持つ構造物を設計することが可能になる。ケーソン式混成堤については現行設定法よりも堤体幅が多少広くなり、逆に消波ブロック被覆堤については多少狭くなる傾向にある。消波ブロック被覆堤の場合、消波工の散逸が原因で被災するケースが多く、消波工の重量算定の考え方を合理化したうえで信頼性設計法による堤体の安定検討を行わないと、かえって安全性が低下する恐れもあるので注意が必要である。また、4.3で述べたように、必ずしも詳細なデータをもとに設計波などが設定されているとはいえない施設については、それらの設計パラメータの設定が危険側でありすぎたり安全側でありすぎたりすれば、信頼性設計法を用いても合理的な設計結果とならない場合があるので、このことについても注意を喚起しておきたい。

本研究で設定した目標安全性指標の値は、滑動安全性に対するものである。したがって防波堤の全体系の目標安全性指標は、他の破壊モードの検討を行ったうえであらためて設定する必要がある。また、目標安全性指標の値は、変数のばらつきに関する新たなデータが追加されれば変化しうる性格のものである。ただし、レベル1およびレベル2の信頼性設計法では、変数のばらつきが変化すればそれに応じて安全係数などが変化するため、解

析結果の傾向が本研究における検討結果から大きく変化することはないものと考えられる。

今後は、支持力の安全性照査について信頼性設計法の適用方法を検討する必要がある。支持力の場合、捨石マウンドおよび原地盤の土質強度などのばらつきを考慮する必要がある。滑動安全性よりも考慮すべき変数が多い。また、転倒に対する安全性や、特に現行設計法によるよりも堤体幅が狭くなるケースについて、地震時の安全性を同様の手法を用いて検討する必要がある。さらに、滑動安全性については、本研究で対象としたケーソン式混成堤や消波ブロック被覆堤以外の形式についても波力算定公式の推定精度をもとに安全係数などを設定する必要がある。ケーソンの部材設計のさらなる合理化も今後の検討課題である。

本研究をとりまとめるにあたっては、木阪計画設計基準部長より懇切なご指導、ご助言をいただいた。また、鈴木波浪研究室長からは波力算定や波浪変形計算などの推定精度に関するデータを提供していただいた。末尾ながらここに記して深甚な謝意を表するものである。

(1994年11月30日受付)

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書，1991.
- 2) 長尾 毅：限界状態設計法の鉄筋コンクリート港湾構造物への適用に関する研究，港湾技術研究所報告，Vol.33, No.4, 1994, pp. 69~112.
- 3) 外山進一：信頼性理論の防波堤滑動安定性への適用，港湾技研資料，No.540, 1985.
- 4) 鈴木慎也：信頼性理論の防波堤滑動安定性への適用(その2)，港湾技研資料，No.582, 1987.
- 5) TAKAYAMA, T. and IKEDA, N.: Estimation of Sliding Failure Probability of Present Breakwaters for Probabilistic Design, Rept. Port and Harbour Res. Inst., Vol.31, No.5, 1993, pp.3~32.
- 6) 高山知司，鈴木康正，河合弘泰，藤咲秀可：防波堤の信頼性設計に向けて，港湾技研資料，No.785, 1994.
- 7) 神田 順編：限界状態設計法のすすめ，建築技術，1993.
- 8) 星谷 勝，石井 清：構造物の信頼性設計法，鹿島出版会，1986.
- 9) 伊藤喜行，藤島睦，北谷高雄：防波堤の安定性に関する研究，港湾技術研究所報告，Vol.5, No.14, 1966.

- 10) 下迫健一郎, 高橋重雄: 混成防波堤の期待滑動量の計算法, 海岸工学論文集, 第41巻, 1994, pp. 756~760.
- 11) 運輸省港湾局監修, 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1989.
- 12) 高山知司, 池田直太, 立石義博: 防波堤の限界状態設計における波浪外力の荷重係数, 海岸工学論文集第38巻, 1991, pp.636~640.
- 13) 南兼一郎, 春日井康夫: 鉄筋コンクリート港湾構造物への限界状態設計法の適用, 港湾技研資料, No.716, 1991.
- 14) 気象庁: 平成6年潮位表, 1994.
- 15) 和達清夫編: 津波・高潮・海洋災害, 共立出版, 1970.
- 16) 森平倫生, 木原 力, 堀川 洋: 混成防波堤捨石マウンドの摩擦係数について, 第25回海岸工学講演会論文集, 1978, pp.337~341.
- 17) 森平倫生, 足立一美: 混成防波堤捨石マウンドの摩擦係数について(第二報), 第26回海岸工学講演会論文集, 1979, pp.446~450.
- 18) 堀川 洋, 神田勝己, 塚家 正: ケーソン式混成防波堤構造諸元の統計的分析, 港湾技研資料, No.644, 1989.

- R_m : 耐力Rの平均値
 R_o : 構造物の耐力の設計上の特性値
 S : 荷重関数
 S_m : 荷重Sの平均値
 S_o : 荷重効果の設計上の特性値
 W : 現行設計法による堤体重量
 W_{od} : 自重の設計用値
 W_{ok_i} : ケーソンを構成する材料iの重量の特性値
 W_1 : レベル1の信頼性設計法による堤体重量
 W_2 : レベル2の信頼性設計法による堤体重量
 X_o : 因子Xの推定値
 X_m : 因子Xの真値の平均値
 Z : 性能関数
 β : 安全性指標
 β_r : 目標安全性指標
 β_o : 現行設計法による安全性指標
 β_1 : レベル1の信頼性設計法による安全性指標
 β_2 : レベル2の信頼性設計法による安全性指標
 γ_a : 構造解析係数
 γ_{ps} : 揚圧力に対する荷重係数
 γ_{ps_i} : ケーソンを構成する材料iの重量に対する荷重係数
 γ_{pf} : 浮力に対する荷重係数
 γ_{ph} : 水平波圧に対する荷重係数
 γ_i : 構造物係数
 γ_m : 摩擦係数に対する材料係数
 γ_c : 潮位のばらつきを考慮するためのパラメータ ($\gamma_c = h'/h$)
 μ : 摩擦係数
 μ_D : 摩擦係数の設計用値
 μ_k : 摩擦係数の特性値
 σ_o : 因子Xの真値の標準偏差
 σ_R : 耐力Rの標準偏差
 σ_S : 荷重Sの標準偏差
 ϕ : 標準正規確率密度関数
 Φ : 標準正規確率分布関数

主要記号一覧

(ひとつの記号が複数の意味で用いられている場合がある)

- C_i : 初期建設費
 C_f : 破壊時損失費
 C_T : 期待総費用
 d : マウンド天端の水深
 F : 安全率
 $H_{1/3}$: 設計有義波高
 h' : 既往最高潮位 (H.H.W.L.)
 h : さく望平均満潮位 (H.W.L.), 設計水深
 L : 波長
 P_f : 構造物の破壊確率
 P_{FD} : 浮力の設計用値
 P_{Fk} : 浮力の特性値
 P_{HD} : 水平波圧の設計用値
 P_{Hk} : 水平波圧の特性値
 P_{VD} : 揚圧力の設計用値
 P_{Vk} : 揚圧力の特性値
 R : 耐力関数

港湾技術研究所報告 第34巻 第1号

1995. 3

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所

横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 (有)つばさ印刷技研

Copyright © 運輸省港湾技術研究所 1995

本報告書の転載・複写を希望される場合は、港湾技術研究所企画課へご連絡をお願いします。