

根入れ式鋼板セル護岸の最適設計に関する研究

OPTIMUM DESIGN OF EMBEDDED STEEL PLATE CELLULAR BULKHEADS

古川浩平*・飯田 毅**・高瀬幸紀***・森山 彰****

By Kohei FURUKAWA, Takeshi IIDA, Yukinori TAKASE and Akira MORIYAMA

The embedded steel plate cellular bulkhead has been developed as a new type of sea wall which is applicable even for poor sea beds and deep water sites. As the sea wall is a widely extended and huge structure, economical construction is needed. In this study, the optimization technique was applied for the minimization of the total construction cost of the embedded steel plate cellular bulkheads including the ground improvement cost. This technique was applied also for the clarification of the relationship between the design factors and the constraints. Through the numerical computation, the optimum cross sections of the embedded steel plate cellular bulkhead and the optimum area of ground improvement were obtained and the useful informations for the optimum design of this structure were provided.

Keywords: optimum design, sea wall, ground improvement, embedded steel plate cellular bulkhead, cost minimization

1. 緒 言

近年、港湾・空港・エネルギー基地等のための人工島や廃棄物処理場のための護岸建設事例が増えつつあるが、これらの立地条件は大水深かつ地盤が軟弱な場所へ移行する傾向にある。これらの条件に対処可能な構造形式の1つとして図-1に示す根入れ式鋼板セル護岸が開発されており^{1),2)}、経済性・施工性に優れていることから、今後有望視されている。護岸は一般に延長距離が大きい構造物であるため、総工費が高く、これをいかに経済的かつ合理的に設計・施工するかは非常に大きな問題である。護岸は工費が高い割に、構造自体が単純であるため、設計変数の数も少なく、最適化の対象としては非常に興味深い構造物といえる。

本研究は、根入れ式鋼板セル護岸の工費最小化を目的とした最適化プログラムを作成のうえ、地盤条件4ケースにおいて最適設計を行うとともに、感度解析や図式解

法により設計変数が目的関数や制約条件に及ぼす影響、ならびに設計における諸要因間の相互関係を明らかにし、経済的かつ合理的な設計への指針を得ようとするものである。

2. 最適化問題の定式化

根入れ式鋼板セル護岸の最適設計問題は次のように定式化できる。

$$C = F\{X\} \rightarrow \min \dots \dots \dots (1)$$

$$g_i\{X\} \leq 0 \quad (i=1, 2, 3 \dots n) \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 C は目的関数であり、護岸の単位長さ当たりの工費をある基準設計の工費で除したものとする。工費の内訳としては、①セル・アークの製作工費・運搬工費、②セル・アークの打設設備工費・打設工費、③中詰工費、④地盤改良工費、⑤根固め工費、⑥背面捨石工費、の6種を考える。 X は設計変数ベクトルであり図-2に示すように、セル直径DIAM、セル高さTL、根固め高さFH、地盤改良深さAZ、前面および背面地盤改良幅BZ1、BZ2の6種を考える。よって、この問題は

$$X = (\text{DIAM}, \text{TL}, \text{FH}, \text{AZ}, \text{BZ1}, \text{BZ2})^T \dots \dots \dots (3)$$

で表わされる6変数の最適化問題となる。設計変数として他に地盤改良率が挙げられるが、実施工状況より判断し初期に一定値として入力し得るため、ここでは設計変

* 正会員 工博 山口大学助教授 工学部建設工学科
(〒755 山口県宇部市常盤台2557)

** 正会員 工修 住友金属工業(株)総合技術研究所主任研究員
(〒314-02 茨城県鹿嶋郡波崎町大字砂山16)

*** 正会員 住友金属工業(株)鉄構技術部設計技術室担当課長
(〒100 千代田区大手町1-1-3)

**** 正会員 本州四国連絡橋公団設計部設計第一課
(〒105 港区虎ノ門4-3-20)

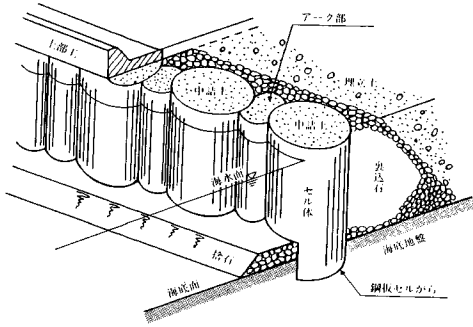


図-1 根入れ式鋼板セル護岸の模式図

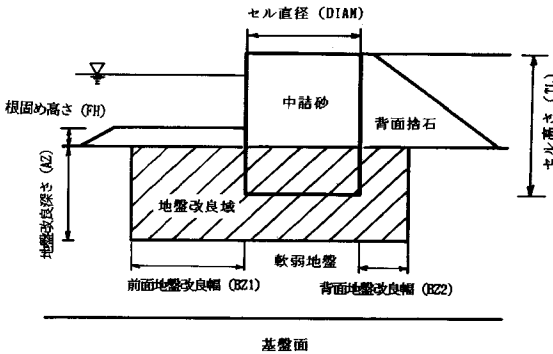


図-2 設計変数

表-1 制約条件一覧表

(a) 応答に関する制約条件

項	目	設計制約
円弧すべり安全率		≥ 1.2
常時セル変形安全率		≥ 1.2
常時セル変位 (%)		≤ 1.5
地震時セル変位 (%)		≤ 1.5
常時支持力 (セル下端)		≥ 1.0
地震時支持力 (セル下端)		≥ 1.0
常時滑動安全率		≥ 1.2
地震時滑動安全率		≥ 1.0
前面地盤改良幅制約		≥ 1.0
後面地盤改良幅制約		≥ 1.0
常時伝播応力制約		≥ 1.0
地震時伝播応力制約		≥ 1.0

(b) 設計変数の上下限制約

設計変数	上	下	限	制	約
セル直径DIAM					$7.25m \leq DIAM$
セル高さ TL	軟弱地盤厚 5m 改良無				$22.5m \leq TL$
		軟弱地盤厚 5m 改良有			$18.5m \leq TL$
	軟弱地盤厚 15m 改良無				$32.5m \leq TL$
		軟弱地盤厚 15m 改良有			
地盤改良 深さ AZ	軟弱地盤厚 5m				$0 \leq AZ \leq 5m$
	軟弱地盤厚 15m				$0 \leq AZ \leq 15m$
根固め高さFH					$1.5m \leq FH \leq 4.0m$

数から除外している。なお、地盤改良はサンドコンパクションパイル工法 (以下、S.C.P. とよぶ) によるものとしている。

g_i は制約条件で、地盤の円弧すべり安全率、セルの変形、常時変位、地震時変位、常時支持力、地震時支持力、常時滑動、地震時滑動の各安全率、前面および背面の地盤改良幅の制約、常時および地震時の伝播応力制約、パイロハンマー台数制約の 13 制約と、設計変数の上下限制約を考える。これらの制約条件を表-1 に示す。なお、パイロハンマー台数の制約は解析プログラムの中で考慮しており、最適化の制約に陽な形では現われてこない。

上記 6 設計変数を用いて、制約条件および目的関数の定式化を行う。なお、これらの制約条件に関する計算式は根入れ式鋼板セル設計指針³⁾の付録に示される粘性土地盤および S.C.P. による改良地盤における設計の考え方の各項を参照している。

(1) 制約条件

上記のように地盤の安定性解析を含め、根入れ式鋼板セルの設計に関しては制約条件が 12 存在する。その他に、設計変数の上下限制約およびセル諸元、地盤条件から決まるセル打設のためのパイロハンマー台数制約がある。以下、各制約条件の基本について概説する。設計は一般に図-3 の手順で行われる。詳細については参考文献 3) を参照されたい。

a) 鋼板セルのせん断変形に対する検討(セルの変形)

壁体に作用する土圧および残留水圧などの外力に対し、鋼板セルがせん断変形しないためには式 (4) を満足しなければならない。

$$F \leq \frac{M_{ra}}{M_a} \dots \dots \dots (4)$$

$$M_{ra} = \frac{1}{6} \gamma_0 H_a^3 \nu_a^2 (3 - \nu_a \cos \phi) \sin \phi \dots \dots \dots (5)$$

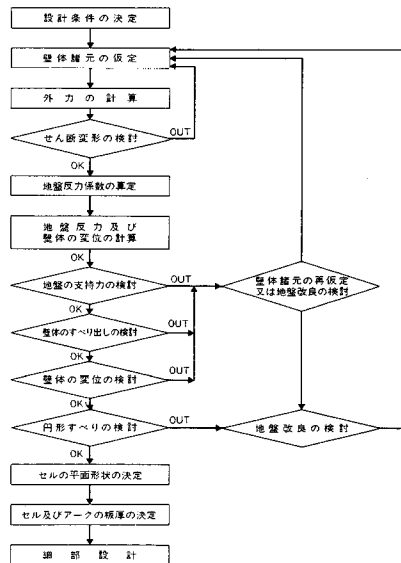


図-3 設計手順

$$M_d = P_a h_a + P_w h_w \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 M_{ra} は壁体の変形抵抗モーメント (tf・m/m)、 M_d は変形モーメント (tf・m/m)、 F は安全率 (1.2)、 H'_a はせん断変形を検討するときの換算壁高 (m)、 R_a は変形抵抗係数、 v_a はせん断変形を検討するときの換算壁幅高比 B/H'_a 、 B は換算壁体幅 (m)、 ϕ は中詰の内部摩擦角 (度)、 γ_0 は中詰の換算単位体積重量 (tf/m³)、 P_a は地盤面より上の常時の主動土圧の合力 (tf/m)、 P_w は地盤面より上の残留水圧の合力 (tf/m)、 h_a は地盤面から主動土圧合力作用点までの高さ (m)、 h_w は地盤面から残留水圧合力作用点までの高さ (m)である。

b) 重力式壁体としての安定性検討

大型模型の振動破壊実験⁴⁾などにに基づき、支持地盤をばねに置換した重力式壁体として、支持力、底面のせん断力、変位の面から安定性を検討する。計算モデルと地盤反力分布の概要を図-4に示す。なお、本計算においては粘性土地盤での水平、鉛直方向地盤反力係数 k_h 、 k_v として参考文献3)付録4-1項により、砂質地盤における値を地盤の種類によって補正した値を用い、水平方向せん断ばね定数には $1/3 k_v$ を用いている。また、S.C.P.による改良地盤については、高置換を想定のもとに換算内部摩擦角 ϕ_m を有する一様な砂質地盤とみなし、砂質地盤としての地盤反力係数を用いている。

① 鉛直地盤反力度 q に対する制約 (支持力)

セル壁体底面の鉛直地盤反力度 q は『港湾の施設の技術上の基準・同解説』⁵⁾第5編第2章浅い基礎の支持力に準じて得られる許容鉛直支持力を越えないようにしなければならない。

② 底面のせん断反力 Q に対する制約 (滑動)

セル底面のせん断反力 Q は、次式で求められる壁体底面と地盤の間に働く許容せん断抵抗力 Q_a を越えないようにしなければならない。

$$Q_a = \frac{1}{F} (W + P_v) \tan \phi \dots \dots \dots (7)$$

ここに、 W は壁体の重量 (tf/m)、 P_v は前壁および後

壁に作用する土圧の鉛直分力 (tf/m)、 ϕ は壁体底面における土の内部摩擦角 (度)、 F は安全率 (常時:1.2以上、地震時:1.0以上)である。

③ 壁体天端変位 δ の制約 (変位)

壁体天端の水平変位 δ は過去の地震被害の結果から得られる許容変位 δ_a を越えてはならない。

$$\delta_a = 0.015 H$$

ここに、 H は壁高、 δ_a は常時、地震時とも同じ値とする。

c) 円弧すべりの検討

必要に応じて地盤の円弧すべりの検討を行うこととする。その際には円弧すべり面はセル壁体の内部を通らないものとする。

d) 地盤改良幅に対する制約

地盤改良を必要とする場合については、セル下端から発生する受働・主動崩壊面と地盤上端との交点との距離等から決まる地盤改良幅の下限制約や伝播応力作用幅に関する制約を満足しなければならない。詳細については文献6)を参照されたい。

(2) 目的関数

各工費についての算出方法を以下に記す。なお、工費算出にあたって使用した各単価は運輸省港湾土木請負工事積算基準 (日本港湾協会)と建設物価の昭和60年度単価であり、工費算出条件は、施工延長500m、セル運搬距離30km、作業船舶の稼働率80%、地盤改良工法はS.C.P. (70%置換)である。

① セル・アークの製作、運搬工費は重量当たりで与えられる単価に、セル・アークの重量を掛け合わせて求める。

② セル・アークの設備工費はベースリング単価 (円/t)、吊治具単価 (円/t)、連動装置単価 (円/set)、諸資材単価 (円/set)、艀装解体単価 (円/set)、作業船団単価にベースリング重量、セル打設に必要なパイロハンマー台数、作業船団数量等を掛けたもので与えられる。また、セル・アークの打設工費は諸機械費 (円/set)、労力費 (円/日)、作業船団運転単価 (円/日)、作業船団休止日単価 (円/日)に必要な数量を掛けて求められる。

③ 中詰工費は中詰砂・栗石・蓋コンクリートの工事量と単価を掛け合わせて求める。

④ 地盤改良工費は、地盤改良域の大きさに単価を掛け合わせて求める。

⑤ 根固め工費、背面捨石工費も各工事量と単価を掛け合わせて求める。

なお、本研究で用いる目的関数としては、護岸の単位長さ当たりの工費をある基準設計の工費で除したものとしている。また、地盤改良なしの場合において、圧密沈下に対する配慮としては、根固め石、中詰砂および背面捨石の各量を砂質地盤の場合より20%割り増しするこ

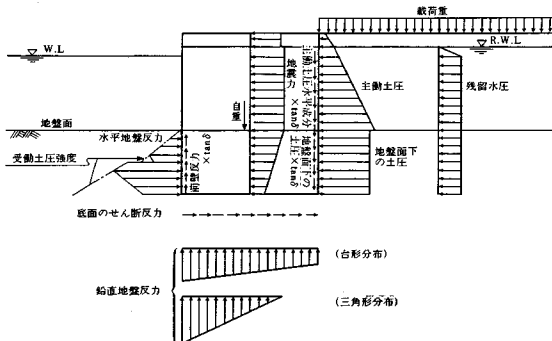


図-4 計算モデルと地盤反力分布

とで対処しており、圧密促進のための改良費については考慮していない。

3. 最適設計結果と考察

本最適化問題は6設計変数(DIAM, TL, FH, AZ, BZ1, BZ2)で定式化される。最適設計において設計変数の数は重要な因子であり、設計変数の減少により最適化を非常に容易にすることができる。そこで、本研究においては実用上の観点から各設計変数が目的関数、制約条件に及ぼす影響や設計変数減少の可能性についても検討する。

この最適化問題を本研究では最適化サブルーチンCOPEs⁷⁾で解くことにする。COPEsは主として許容方向法^{8),9)}を用いた汎用プログラムパッケージであり、構造最適化ではよく用いられているプログラムパッケージの1つである¹⁰⁾。

検討対象の地盤条件は、軟弱地盤層が浅い場合($H_c=5$ m)、深い場合($H_c=15$ m)の2種、地盤改良あり、なしの2種、計4ケースでありこれらの地盤の設計初期条件を図-5に示す。なお設計に用いる水平震度は $k_h=0.2$ とする。

(1) 浅い軟弱地盤層における最適設計

a) 地盤改良なしの場合

地盤改良なしのため、地盤改良に関する設計変数(AZ, BZ1, BZ2)を除くと、DIAM, TL, FHの3変数問題として取り扱える。この問題を最適化サブルーチンCOPEsで解いた結果を表-2に示す。*印付きの数字はアクティブな制約を示し、TLの下限制約、地震時変位、地震時滑動の3制約がアクティブである。このときの最適解はDIAM=20.66 m, TL=22.5 m, FH=1.77 mで工費C=4.694である。

次に、最適解の特性を知るために、3設計変数をそれぞれ座標軸として、制約条件による許容領域と目的関数の等高線を図-6, 7, 8に示す。図-6は横軸がDIAM, 縦軸がTLであり、アクティブな制約は地震時変位制約とセル高さの下限制約($TL \geq 22.5$ m)の2つである。図中に斜線で示した許容領域より明らかなように、地震時変位制約は縦軸とほぼ平行であり、TLの影響をほとんど受けないことがわかる。そこで、工費の等高線を重ねて考えるとTLを小さくするほど工費が小さくなるといえる。

図-7は横軸がTL, 縦軸がFHでありアクティブな制約は図-6と同様に地震時変位制約とTLの下限制約である。この図よりTL, FHともに小さくする方が工費が小さくなる事がわかる。したがって、工費を最小にする設計とは、TLを最小値にすること、すなわち、このケースではTL=22.5 mに固定することである。

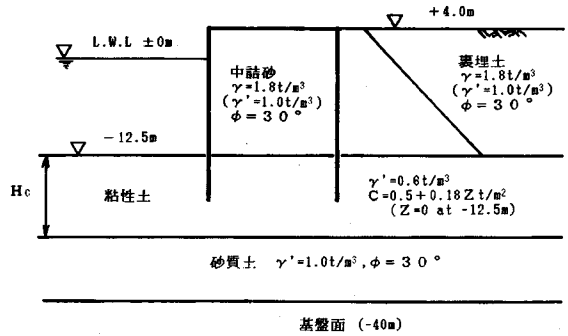


図-5 地盤の設計初期条件

表-2 最適設計結果(設計震度 $k_h=0.2$)

目的関数	C	軟弱地盤層 5m		軟弱地盤層 15m	
		改良無	改良有	改良無	改良有
セル直径	DIAM (m)	20.68	14.47	23.52	18.19
セル高さ	TL (m)	22.50*	18.50*	32.50*	18.57
根固め高さ	FH (m)	1.77	3.14	4.00*	3.11
地盤改良深さ	AZ (m)	—	5.00*	—	13.00
前面改良幅	BZ1 (m)	—	9.80	—	15.40
背面改良幅	BZ2 (m)	—	2.00	—	5.10
門弧すべり	(≥ 1.2)	1.577	1.480	1.827	1.202*
セル変形	(≥ 1.2)	3.589	2.325	5.279	3.340
常時変位	(≤ 1.5)	0.184	0.061	0.160	0.042
常時支持力	(≤ 1.0)	0.630	0.308	0.544	0.278
常時滑動	(≥ 1.2)	2.806	5.378	3.415	5.593
前面地盤改良幅	(≥ 1.0)	—	1.009*	—	0.997*
背面地盤改良幅	(≥ 1.0)	—	1.000*	—	1.000*
常時伝播応力	(≤ 1.0)	—	0.308	—	0.909
地震時変位	(≤ 1.5)	1.474*	1.477*	1.495*	0.344
地震時支持力	(≤ 1.0)	0.772	0.562	0.460	0.266
地震時滑動	(≥ 1.0)	1.000*	1.007*	2.630	1.078*
地震時伝播応力	(≤ 1.0)	—	0.562	—	0.966*

* アクティブな制約

よって、地盤改良なしの場合DIAM-FHの2変数問題として定式化される。

そこで、この2変数DIAM, FHをそれぞれ横軸、縦軸に取ったものを図-8に示す。アクティブな制約は地震時変位制約と地震時滑動制約の2つで許容領域は図中の斜線に示すとおりであり、工費の等高線を重ねると最適解は2つの制約の交点で与えられることがわかる。

表-3に設計変数の感度解析の結果を示す。表よりTLの変化が工費に与える影響が最も大きく、感度解析からもTLを可能な限り小さくすることが工費を小さくする最良の方法であることがわかる。また、DIAMとFHの変化が工費に与える影響はほぼ同じであり、この2変数をとともに考えなければ最適設計できないといえる。しかし、どちらかの変数を妥当な値に固定すれば1変数問題となり簡単に解を得ることができる。たとえば従来の施工例などからFH=3.0 mとすると、許容領域で工費最小のDIAMを求めればよい。試算の結果、

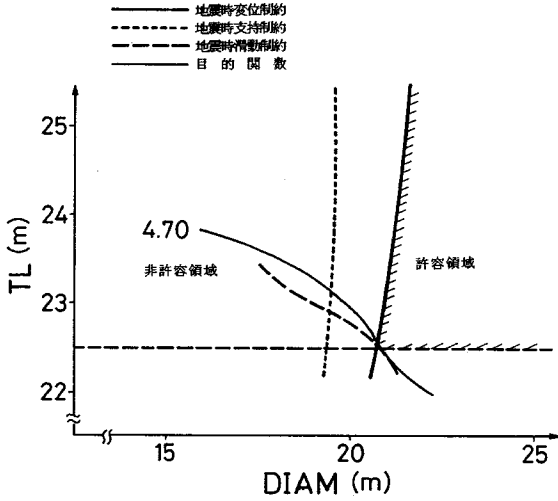


図-6 DIAM-TL 設計平面
(地盤改良なし, $H_c=5$ m, $FH=1.77$ m)

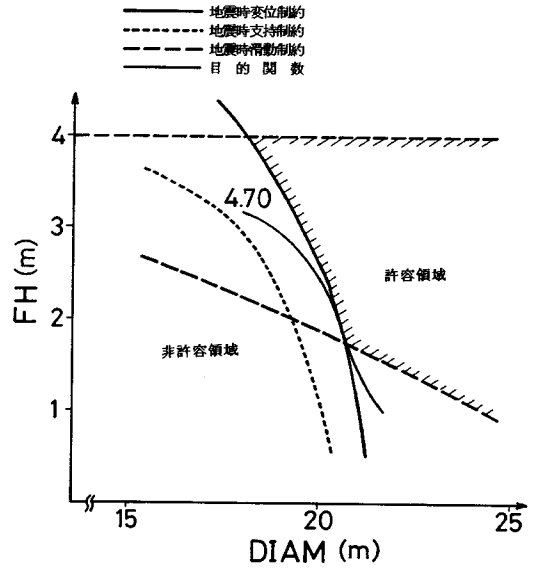


図-8 DIAM-FH 設計平面
(地盤改良なし, $H_c=5$ m, $TL=22.5$ m)

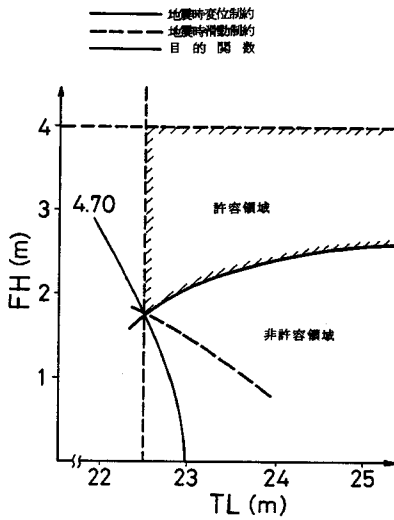


図-7 TL-FH 設計平面
(地盤改良なし, $H_c=5$ m, $DIAM=20.66$ m)

DIAM=19.5 m, 工費 $C=4.762$ が得られ, 表-2 の最適解との差はわずか 1.4% であり, 工費計算上の誤差も勘案すると無視し得る程度といえる. すなわち, 軟弱地盤が浅く地盤改良なしの問題では, TL を下限値にし FH を適切な値に固定したうえで, 制約を満たす最小の DIAM を求めれば十分最適解に近い結果を得ることができるといえる.

b) 地盤改良ありの場合

設計変数は DIAM, TL, FH, AZ, BZ1, BZ2 の 6 変数であり, COPES を用いて最適化した結果を表-2 に示す. 最適解では TL が下限値, AZ が上限値で,

表-3 最適解における感度係数 (軟弱地盤層 5 m, 改良なし)

	セル直径 DIAM	セル高さ TL	根固め高さ FH
目的関数 C	0.163	0.398	0.165
地震時変位	-0.392	0.194	-0.249
地震時滑動	0.020	0.068	0.107

地震時変位, 地震時滑動, 前面および背面地盤改良幅制約がアクティブとなり, DIAM=14.47 m, TL=18.5 m, FH=3.14 m で工費は $C=4.805$ が最適解である.

最適解の状況をより明らかにするため, a) の場合同様, 各設計変数に対して図式解法により以下検討する. 最初に, AZ を横軸に, DIAM を縦軸に取り制約条件の張る許容領域を示すと図-9 のようになる. 図よりわかるように, 伝播応力制約を考慮しなければ図中右上部に許容領域が存在するが, 考慮するとその許容領域は AZ=5.0 m 以上の部分となり, 軟弱地盤をすべて地盤改良しなければならない. なお, 表-2 の常時および地震時伝播応力制約はおのおの 0.308 と 0.562 で数字のうえではアクティブになっていない. これらは AZ=5 m のときの値であり, AZ を 5 m より少し小さい値, たとえば 4.99 m にした場合, 常時および地震時伝播応力の値は 2 以上と非許容な値になる. すなわち AZ が 5 m のところでステップ関数的に変化しており実際上はこの 2 制約はともにアクティブな制約と考えられる.

よって設計変数 AZ は 5.0 m に決定され, 残りは 5 変数の最適化問題となる. 5 変数のうち BZ1, BZ2 は, 円弧すべり制約が表-2 より十分安全であること, AZ

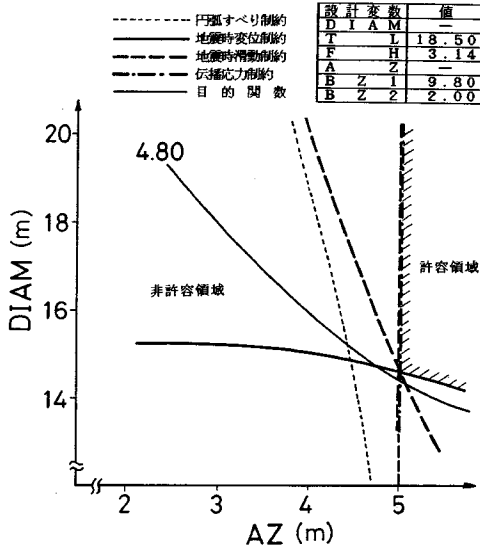


図-9 AZ-DIAM 設計平面
(地盤改良あり, $H_c=5\text{m}$)

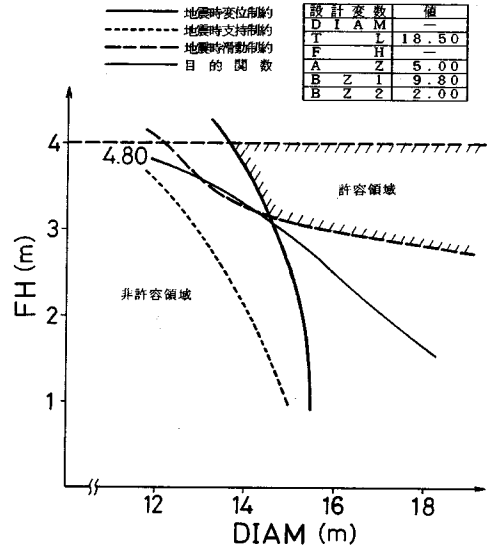


図-11 DIAM-FH 設計平面
(地盤改良あり, $H_c=5\text{m}$)

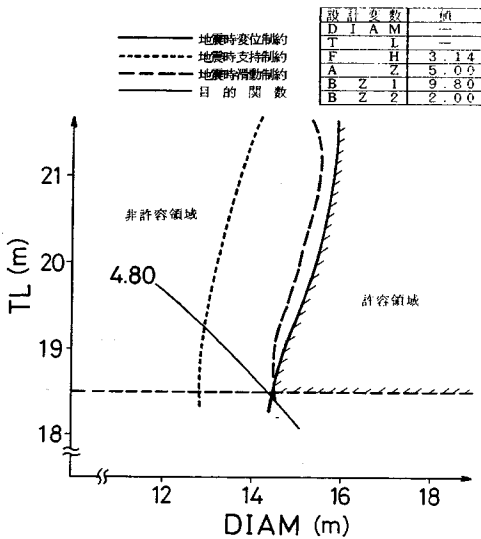


図-10 DIAM-TL 設計平面
(地盤改良あり, $H_c=5\text{m}$)

が決定されていることから、TL のみの関数となり TL の従属変数になると考えられる。

そこで独立な設計変数 DIAM, TL, FH のうち DIAM-TL を座標軸にとった図を図-10 に示す。図より、許容領域と目的関数の等高線の関係から、地盤改良なしの場合同様 TL として下限制約値 (18.5 m) をとる方が経済的であることがわかる。よってこの場合も地盤改良なしの場合同様、TL が下限制約によって決定される。すでに述べたように設計変数 BZ 1, BZ 2 は円弧すべり制約がアクティブでないため、TL または AZ によって

表-4 最適解における感度係数 (軟弱地盤層 5m, 改良あり)

	セル直径 DIAM	根固め高さ FH
目的関数 C	0.100	0.318
地震時変位	-0.939	-0.720
地震時滑動	0.033	0.274

最小値が得られるので、TL, AZ が決定されたこの問題では独立な設計変数ではあり得ず、表-2 に示すようにその最小値を与えればよいといえる。以上より、この問題も DIAM, FH の 2 変数最適化問題となる。DIAM-FH を座標軸とした図-11 より、許容領域が地震時変位制約と地震時滑動制約によって決まり、最適解は 2 制約の交点で与えられることがわかる。最適解における感度解析の結果を表-4 に示す。TL, AZ, BZ 1, BZ 2 が下・上限値で決まっているため、表-4 では DIAM, FH のみの感度解析結果を示す。

表-4 より、アクティブな地震時変位制約には DIAM が、地震時滑動制約には FH の増加が有効なことがわかり、また、FH が工費に及ぼす影響の方が DIAM より大きい。この問題も当初の 6 変数問題が結局 2 変数最適化問題としての定式化で十分であり、容易に解を得ることができる。

表-2 より、浅い軟弱地盤層においては地盤改良なしの工費は $C=4.694$ で、地盤改良ありの工費 $C=4.805$ より約 2.3% 小さいが、工学的観点からみればわずかな差であり、どちらの設計を採用するかは担当者の判断に任されることになる。しかし、本研究での工費には工期の要素が含まれていないため、実際には地盤改良なしの

場合は地盤改良ありより、かなり短期で工事を終えることができると考えられ、工期面に対する考慮も設計を選ぶうえで必要となるであろう。

(2) 深い軟弱地盤層における最適設計

a) 地盤改良なしの場合

この場合、DIAM, TL, FH の3変数問題として取り扱われる。COPEsを用いて解いた結果を表-2に示す。アクティブな制約はTLの下限制約、FHの上限制約、地震時変位制約の3制約であり、このときの最適解はDIAM=23.52 m, FH=4.0 m, TL=32.5 mで工費C=7.922である。次に、3設計変数をそれぞれ座標軸に取り制約条件によって求まる許容領域と工費の等高線を重ねて描くと、浅い軟弱地盤で地盤改良なしの場合同様、TLは下限値をとることがわかる。よってこの場合も浅い軟弱地盤の場合同様、TLを除いたDIAM, FHの2変数最適化問題に帰着する。

そこでDIAMを横軸に、FHを縦軸に、設計空間を描くと図-12のようになり、アクティブな応答に関する制約条件は地震時変位制約だけで、許容領域は図中斜線で示すとおりである。図より明らかなように、FHを上限値の4 mにとり、地震時変位制約を満たす最小のDIAMが最適解になる。すなわち、この問題はDIAMのみの1変数最適化問題に帰着し、簡単に解を求めることができる。

b) 地盤改良ありの場合

6変数問題としてCOPEsにより最適化した結果を表-2に示す。アクティブな制約は円弧すべり、地震時滑動、前面および背面地盤改良幅、地震時伝播応力であり、いずれも地盤改良域の大きさに関係している。最適解ではBZ1, BZ2が受働崩壊角から求まる最小値であり、AZは軟弱地盤層の途中で止まっていること、円弧すべり安全率制約がアクティブであることを考え併せると、BZ1, BZ2を必要最小限の値とし、AZとして円弧すべり安全率を満足する深さまで地盤改良するのが最適解であることがわかる。

次に、最適解における各設計変数の感度解析の結果を表-5に示す。表よりAZ, FHが工費に及ぼす影響の大きいこと、アクティブな制約の多くにAZが大きく関与していることがわかる。この6変数問題は各設計変数が相互に関係しあっており、最適化問題としての本質がわかりにくいので、図式解法を用いて以下に検討する。

最初に、AZとDIAMを座標軸に取り制約条件の張る許容領域と目的関数の等高線を描いたものを図-13に示す。制約の許容領域は縦軸にほぼ平行で、目的関数の等高線も勾配がきわめて高い。このことは、AZは制約条件のみならず目的関数に対しても支配的であることを意味する。AZとFH, AZとTLを座標軸にして描

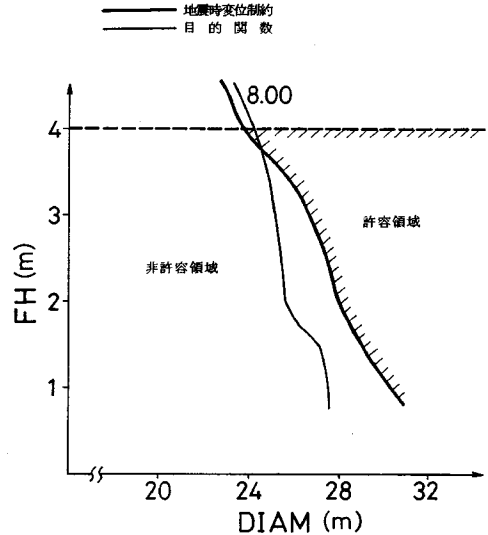


図-12 DIAM-FH 設計平面 (地盤改良なし, $H_c=15$ m, $TL=32.5$ m)

表-5 最適解における感度係数 (軟弱地盤層 15m, 改良あり)

	セル直径 DIAM	セル高さ TL	根詰め高さ FH	地盤改良深さ AZ	前面地盤改良幅 BZ1	背面地盤改良幅 BZ2
目的関数 C	0.138	0.042	0.290	0.270	0.082	0.082
円弧すべり	-6×10^{-4}	0	0.077	0.251	0.024	0.020
地震時滑動	0.057	0.051	0.225	0.028	0	0
前面地盤改良幅	0.042	0.132	0.167	-0.070	0.065	0
背面地盤改良幅	-9×10^{-4}	0.084	-0.045	-0.097	0	0.138
地震時伝播応力	0.019	0.085	-0.039	-0.043	0	0

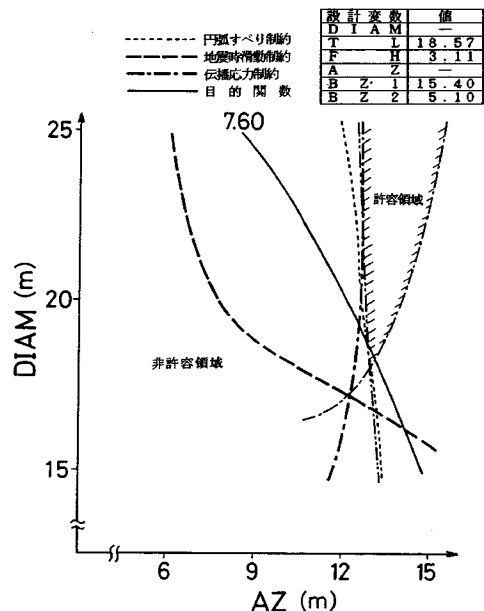


図-13 AZ-DIAM 設計平面 (地盤改良あり, $H_c=15$ m)

いた図でも同様のことがいえ、この最適化問題では AZ の決定が設計上の最重要因子であることがわかる。そこで、最初に AZ を決定することが必要となるが、すでに図-13 で示したように各制約や工費は AZ 以外の変数の影響をあまり受けないこと、BZ 1, BZ 2 は AZ や TL の従属設計変数であるため必要最小限の値にすれば

よいことから、独立な設計変数である DIAM, TL, FH に適切な値を代入のうえ、制約条件を満たす最小値の AZ を採用すればよいといえる。

AZ が決定されると、この最適化問題は DIAM, TL, FH の 3 変数問題として考えることができる。これまで述べてきた 3 ケースの設計では TL が最小値の場合に最適解が得られていたが、本ケースの設計では必ずしも最適解とはいえない。このことは DIAM を横軸に、TL を縦軸にとり、制約条件と目的関数を示した図-14 や TL を横軸に FH を縦軸にした図-15 からわかるように、許容領域の形状が若干複雑なことによる。しかしその差はわずかであり、TL を最小値 18.5 m としても十分であろう。この場合も AZ のみを決定すれば、BZ 1, BZ 2, TL はその最小値でよく、結局 DIAM, FH の 2 変数問題として取り扱い得るといえる。

本ケースで明らかになったように、軟弱地盤が深く、地盤改良ありの場合の最適化は制約条件が相互に関係しあうために、非常に難しい問題となる。COPES を用いて最適化を行う場合でも初期値の選択で結果は著しく異なることから、ここで考察したように、図式解法を併用すれば複雑な最適化問題も比較的容易に取り扱い得ると思われる。

また、地盤改良なしとありの工費の差は約 5% と大差なく、いずれを選択するかは設計者の判断に任せられることとなる。ただし、すでに述べたように、本研究での目的関数には工期が反映されていないため、この点も考慮して判断することが望まれる。

4. 結 言

本研究において、新しい護岸構造物である根入れ式鋼板セルの地盤改良を含む工費最小化を目的として最適化プログラムを作成し、地盤条件 4 ケースにおいて最適設計を試みた。さらに、感度解析や目的関数、制約条件の等高線を図示した図式解法により、設計変数が制約条件や目的関数に及ぼす影響を明らかにするとともに、最適解の特性について考察を行った。得られた結果は以下のとおりである。

(1) 地盤改良なしの設計は、セル直径 DIAM, セル高さ TL, 根固め高さ FH の 3 変数問題であり、軟弱地盤層が浅い場合、アクティブな制約は TL の下限制約、地震時変位、地震時滑動の 3 制約、軟弱地盤層が深い場合は、TL の下限制約、FH の上限制約、地震時変位の 3 制約である。よって、地盤改良なしの場合軟弱地盤層の深さにかかわらず、TL に下限制約値を用い、DIAM, FH の 2 変数最適化問題として定式化でき、本問題を容易に解き得る。

(2) 軟弱地盤層が浅く地盤改良ありの場合、DIAM,

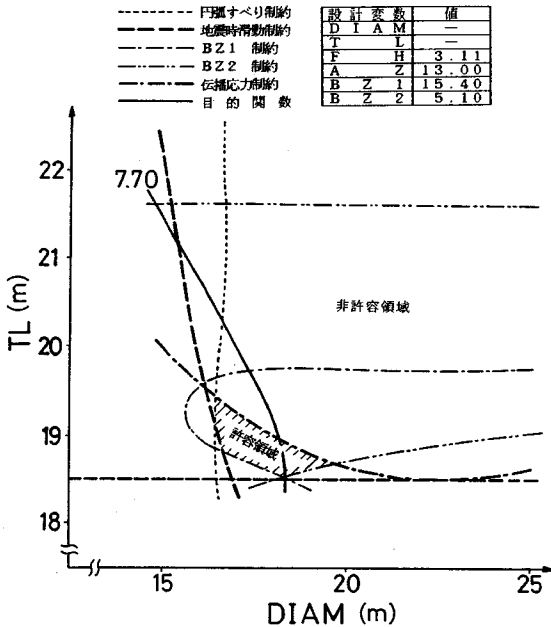


図-14 DIAM-TL 設計平面
(地盤改良あり, $H_c=15$ m)

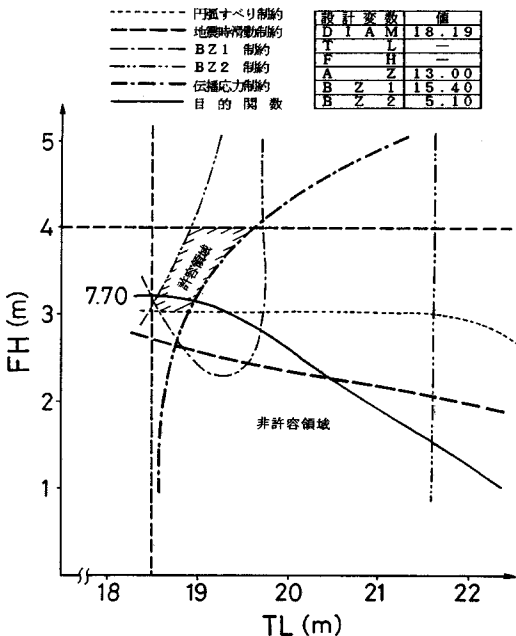


図-15 TL-FH 設計平面
(地盤改良あり, $H_c=15$ m)

TL, FH, 地盤改良深さ AZ, 前面地盤改良幅 BZ 1, 背面地盤改良幅 BZ 2 の 6 変数問題であり, 最適解におけるアクティブな制約は, TL の下限制約, AZ の上限制約, 地震時変位, 地震時滑動, BZ 1, BZ 2 の下限制約の 6 制約である。よって, 最適解は AZ が全軟弱層厚で TL が下限制約値のとき得られ, BZ 1, BZ 2 が TL, AZ の従属変数であることから, 本問題は 6 設計変数から DIAM と FH の 2 変数問題に帰着し, 解が容易に得られる。

(3) 軟弱地盤層が深く地盤改良ありの場合, 最適解におけるアクティブな制約は, 円弧すべり, 地震時滑動, 前面地盤改良幅, 背面地盤改良幅, 地震時伝播応力の 5 制約である。この場合は何らかの数理計画手法を用いて問題を解く必要があるが, この問題の特性を用いて以下のように考えれば簡略化が可能である。すなわち, この場合においては AZ が制約条件, 目的関数に対して支配的な因子であることから他の独立変数である DIAM, TL, FH を許容領域中の適切な値に固定し, 制約を満たす最小の AZ を最適値とすることができる。TL は他のケースと同様ほぼ最小値をとるので, 結局この問題も 6 変数問題から DIAM と FH の 2 変数問題として最適化が可能である。

(4) 地盤改良ありの場合, BZ 1, BZ 2 はいずれの場合も最小値で最適解が得られている。よって必要最小限の幅で地盤改良を行えばよいことがわかる。また TL はどの場合もほぼ最小値が最適解となっているため, 一般の設計においては最小値を与えることにより設計を簡略化し得る。

(5) 今回の設計条件においては地盤改良ありとなしの場合で工費に大差はなく, いずれを選ぶかは総合的な見地からの判断に任される。ただし, 工費の算出には工期面の評価が含まれていないため地盤改良にかかる工期をも考え合わせて地盤改良を行うか否かの判断をする必要がある。

実際の設計においては, 上記最適結果をもとにセルの製作, 施工面を勘案しての各数値のラウンドナンバー化, 工期に対する配慮, さらにセル内や背後地盤の圧密沈下を考慮しての断面修正等, 設計者の総合的かつ工学的判断も必要になる。しかしながら, これらの意思決定において, 本最適設計結果は工費最小化のための有用な情報になると考えている。

以上, 本研究により根入れ式鋼板セル護岸に関し, 地盤改良, セル打設等の施工費を含めた工費最小化の基本設計が可能になるとともに, 各設計変数が目的関数, 制約条件に及ぼす影響度が明らかになり, 合理的かつ経済的な設計のための基礎資料が得られた。

本論文をまとめるにあたり, 京都大学工学部 山田善一教授より貴重なご助言をいただいた。また数値計算の一部については当時山口大学工学部学生 中村禎男氏(現 NTT) の助力を得た。この計算は九州大学大型計算機センターの FACOM M-382 および山口大学情報処理センターの ACOS-850 を用いたことを付記し謝意を表す。

参考文献

- 1) 梶岡保夫・中山種清・荻野秀雄: 根入れ式鋼板セル工法の開発, 建設と機械化, 第 363 号, 1980.
- 2) 飯田 毅・飯村 修・石田英行: 根入れ鋼板セル打設時挙動の現場計測結果, 土木学会第 36 回年次学術講演会講演概要集第 3 部, pp.570~571, 1981.
- 3) (財)沿岸開発技術研究センター: 根入れ式鋼板セル設計指針, 1985.
- 4) 野田節男・北澤杜介・飯田 毅・森 信夫・田淵 博: 根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, 第 21 巻, 第 3 号, 1982.
- 5) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp.5-2~5-4, 1979.
- 6) 森山 彰: 根入れ式鋼板セル護岸の最適設計に関する研究, 山口大学工学部建設工学科昭和 60 年度卒業論文, 1986.
- 7) Madsen, L. E. and Vanderplaats, G. N.: COPES-A FORTRUN CONTROL PROGRAM FOR ENGINEERING SYNTHESIS, Users Manual, Naval Postgraduate School, Monterey, March, 1982.
- 8) Vanderplaats, G. N.: Structural Optimization by Methods of Feasible Directions, Computers & Structures, Vol. 3, pp. 739~755, 1973.
- 9) たとえば, 山田善一・大久保禎二監訳: 最適構造設計—概念・方法・応用—, pp.163~169, 丸善, 昭和 58 年.
- 10) たとえば, Bennett, J. A. and Botkin, M. E.: Shape Optimization of Two-Dimensional Structures with Geometric Problem Description and Adaptive Mesh Refinement, AIAA/ASME/ASCE/AHS, 24 TH Structures, Structural Dynamics, and Materials Conference, Lake Tahoe, Nevada, pp. 422~431, May, 1983.

(1986. 9. 24・受付)