

帯広開発建設部 ○高松 泰  
 中 山 薫  
 小 林 康 郎  
 南 出 忠 利  
 高 木 秀 貴

まえがき

帯広開発建設部管内、一般国道236号黄金道路（広尾町広尾橋～十勝・日高支庁界  $L = 15,173\text{ m}$ ）は、現在、落石・雪崩に対処する防護施設として鉄筋コンクリート覆道を施工中である。本報告は、この広尾地区に施工されている覆道をテーマに覆道の構造的な特性、主として覆道と基礎条件の関係について考察を行なったものである。

要点としては

- A. 覆道は主に海蝕崖に接近した区間に設置されるので、基礎条件としては岩着したりしなかったりする。また黄金道路は、海（太平洋）とも接近しているため一部海岸擁壁の上に覆道をのせなければならない。これらの問題について本報告において、あらゆる基礎条件に対して安全であるような覆道の設計を行い、ならびに基礎条件が異なる事によって覆道全体の応力状態がどうなるかについて明らかにした。
- B. 覆道に接近した箇所における海岸擁壁の補強について明確な設計法がないので、これについて土圧実験を実施し理論的考察を行なった。

1 覆道とその基礎条件について

覆道のタイプとしてはさまざまな種類のものがあるが、種々の条件から図-1に示すような閉断面のラーメン構造が多く採用されているのでこの構造をテーマに検討を行なう。

覆道の設計条件を表-1に示す。

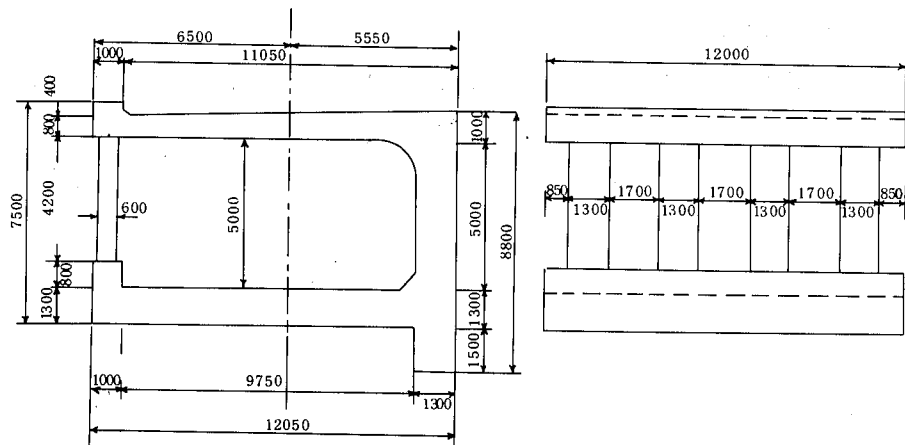


図-1 覆道構造図

（たかまつやすし）（なかやまかおる）（こばやしやすろう）（みなみでたどし）（たかぎひでき）

表-1 覆道の設計条件

名 称	諸 元
構 造 型 式	鉄筋コンクリート, ラーメン構造 海側柱式ピン構造 (メナーゼヒンジ)
設 計 震 度	水平震度 $K_H = 0.18$ 鉛直震度 $K_V = 0$
落 石 規 模	重さ 1.0 ton 直径 90 cm 落下高 20 m
積 雪 深	2.0 m
雪 崩 層 厚	1.5 m
覆 土 厚	覆土として構造物上に10%の傾斜で盛土する
自 然 堆 積 土	覆土に堆積し, 構造物上に最大25°の傾斜とする
土 圧 公 式 (クーロンによる)	土の内部摩擦角 $\phi = 35^\circ$ コンクリート壁背面と土の摩擦角 $\delta = 20^\circ$ (常時), $\delta = 0^\circ$ (地震時)
単 位 体 積 重 量	鉄筋コンクリート $2.5 \text{ t/m}^3$ 土砂 $1.6 \text{ t/m}^3$ 落石 $2.6 \text{ t/m}^3$ 雪 $0.45 \text{ t/m}^3$
材 料 許 容 応 力 度	コンクリート $\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$ , $\sigma_{ca} = 70 \text{ kg/cm}^2$ 鉄筋 (SD35) $\sigma_{sa} = 2,000 \text{ ka/cm}^2$
許 容 応 力 度 の 割 増	地震時 50 % 落石・雪崩時 65 %
落 石 荷 重	ラブの式による

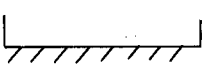
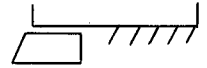
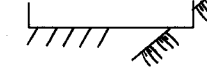
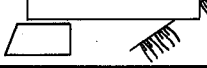
荷重の組み合わせについては, 表-2 により設計する。

表-2 荷重の組み合わせ

Case	荷重	自重	覆土	自然堆積土	雪	土圧	雪崩	落石	備 考
① 常 時		○	○	○	○(h=2.0m)	○			
② 地 震 時		○	○	○	○(h=1.0m)	○			
③ 雪 崩 時		○	○	○	○(h=2.5m)	○	○		
④ 落 石 時 (A)		○	○		○(h=2.0m)	○		○	クッション材のみの時の落石時
⑤ " (B)		○	○	○	○(h=2.0m)	○		○	自然堆積土が満載時の落石時

覆道の基礎条件についての検討については, 表-3 の4ケースについて行なう。

表-3 覆道の基礎条件

C A S E	特 記 事 項
1 	覆道が全て砂れき地盤上にある場合
2 	覆道海側の底版が海岸擁壁上にあり, 外は砂れき地盤上にある場合
3 	覆道山側の底版が岩盤上にあり, 外は砂れき地盤上にある場合
4 	覆道海側の底版が海岸擁壁上にあり, 山側の底版が岩盤上にある場合

## 2 構造のモデル化

覆道の構造計算を行なうにあたり、構造を図-2のようにモデル化して有限要素法により解析する。

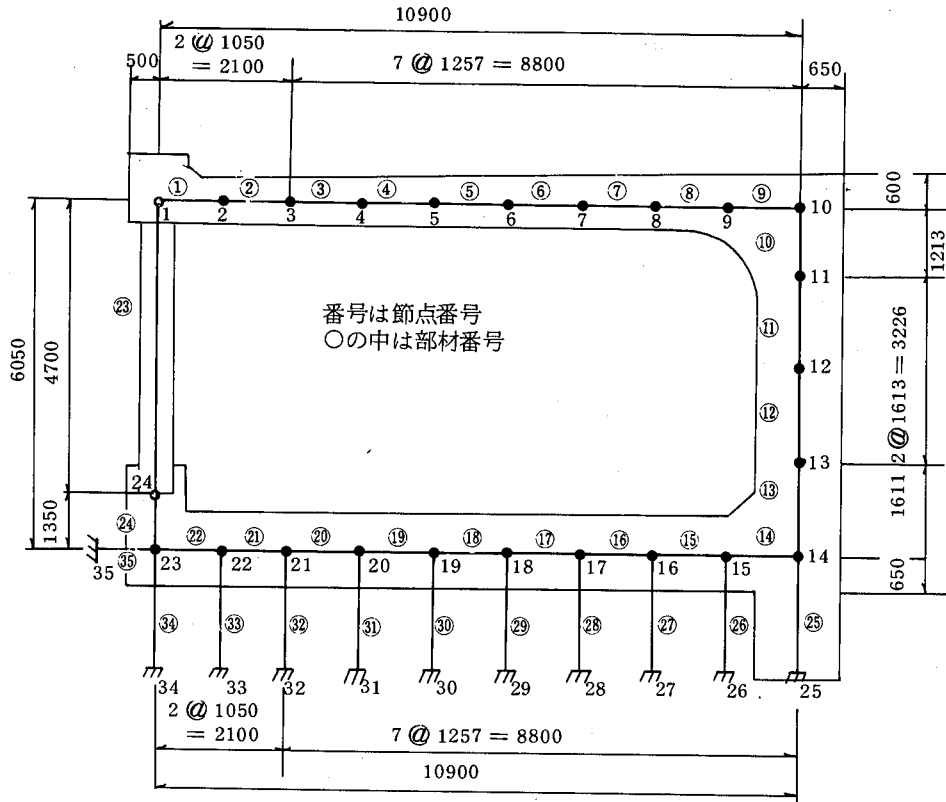


図-2 構造モデル

## 3 覆道の基礎条件と躯体応力について

表-3のCASE 1～CASE 4の基礎条件に対して、表-2に示した荷重条件それぞれについて、計20通りの構造計算を行なった。計算結果を示す。(曲げモーメント図、図-3)

計算結果を考察すると

### 1) 覆道部材の決定について

覆道の断面・鉄筋量は主として曲げモーメントにより決まる。ただし柱は軸力にて決まる。

### 2) 曲げモーメント図について

傾向として、山側頂版隅角部は落石時(A)にて最大の曲げモーメントを発生する。頂版スパン中央部は、地震時にて最大の曲げモーメントになる。山側底版隅角部は、地震時にて最大の曲げモーメントになる。

基礎条件が異なることによる躯体の応力性状については、CASE 1～CASE 4とも側壁・頂版ではほぼ同じような性状を示している。底版については、CASE 1～CASE 3では、ほぼ同じような曲げモーメント図になるが、CASE 4の場合曲げの方向が逆になり、また柱側の隅角部の曲げモーメントも大きくなるので留意する必要がある。

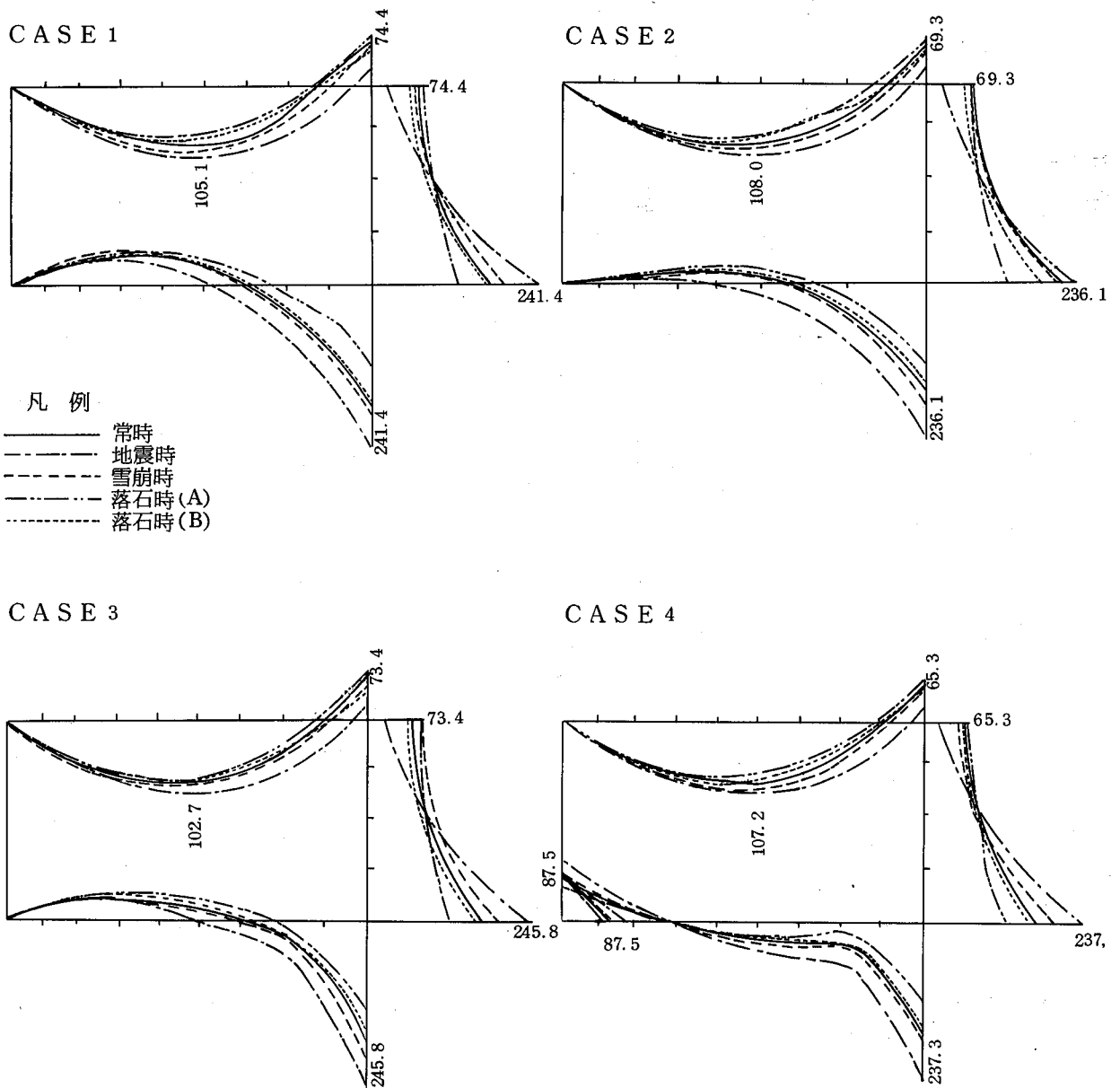


図-3 覆道の曲げモーメント図 (単位 t·m)

### 3) 軸力について

それぞれの場合に発生する軸力をまとめる。(柱1本当りの軸力 t/本)

表-4 覆道の柱に作用する軸力

基礎条件	荷重条件	常時	地震時	雪崩時	落石時(A)	落石時(B)
CASE 1		109.902	112.579	117.182	106.912	114.469
CASE 2		111.243	114.071	118.697	108.321	115.988
CASE 3		109.941	111.364	116.981	107.187	114.346
CASE 4		112.176	113.705	119.432	109.436	116.738

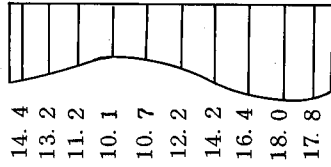
表-4を考察すると雪崩時に最大の軸力が働き、またCASE 4の基礎条件が最もきびしい条件であると考えられる。

#### 4) 地盤反力について

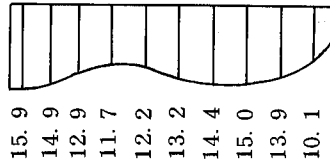
地盤反力図を図-4に示す。

##### ① CASE 1

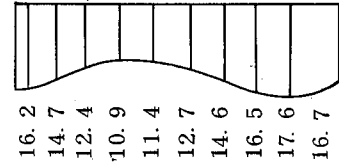
常時



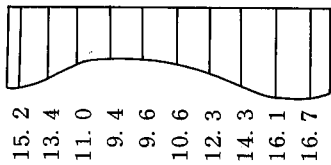
地震時



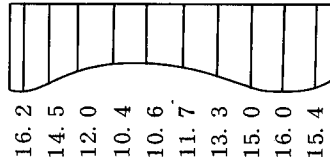
雪崩時



落石時(A)

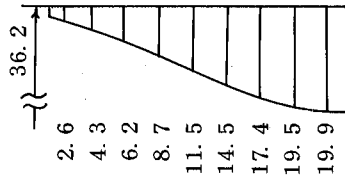


落石時(B)

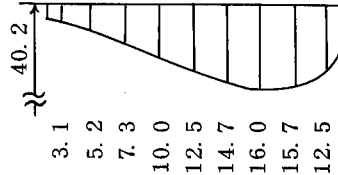


##### ② CASE 2

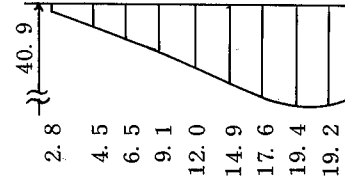
常時



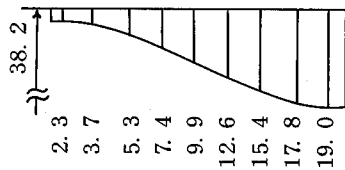
地震時



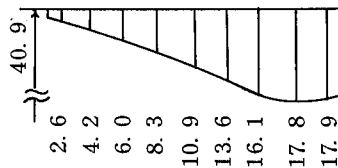
雪崩時



落石時(A)

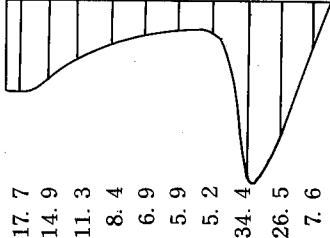


落石時(B)

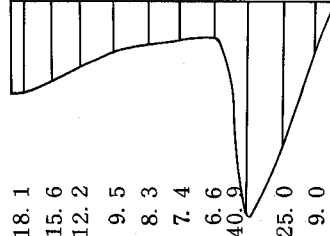


##### ③ CASE 3

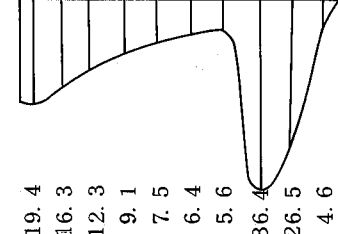
常時



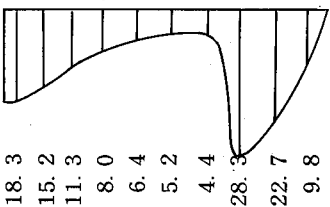
地震時



雪崩時



落石時(A)



落石時(B)



#### ④ CASE 4

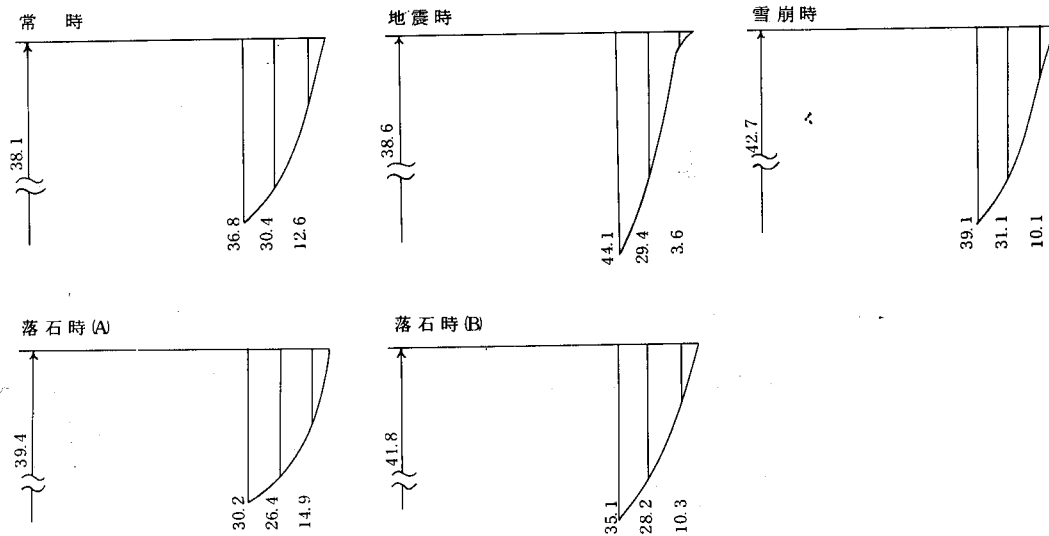


図-4 覆道の地盤反力図 (単位  $t/m^2$ )

#### 5) 覆道工の設計に向けて

黄金道路において、覆道の基礎条件として考えられるのは、表-3に示した4つのケースのみである。当初この4つの基礎条件についてCASE2, CASE3の場合、CASE1とは異った応力性状を示すものと予測し、構造解析を行なったわけであるが、結果としてはCASE1~CASE3についてはほぼ同じような結果が得られた。

曲げモーメントの絶対値としては、例えば頂版中央はCASE2の時に最大の曲げモーメントが生ずるし、底版山側隅角部ではCASE3で最大の曲げモーメントになるが、その差異(CASE1~CASE3)はわずか数%であるので配筋する時にある程度の安全率を見込んでおけばCASE1だけの構造計算を行なうことで充分安全な設計になる。ただし、CASE4については応力状態がCASE1~CASE3とは相当異なった応力性状を示すので、このような基礎条件に覆道を施工する場合には構造計算を行ない、適切なる覆道工の設計をする必要がある。

曲げモーメント図としては図-4に示す通りであるが、覆道の設計時には、表-1に示す通り地震時・落石時・雪崩時において許容応力度の割り増しをするので、断面の鉄筋量は必ずしも曲げモーメントが最大のもので決定されるとは限らない。検討の結果、底版山側隅角部が地震時で決まっている他はすべて常時に配筋が決まっている。つまり、覆道の断面は将来的な自然堆積土の荷重状態で決定されていることになり、したがって、覆道の設計においては、自然堆積土形状をいかに想定するかが最も重要な要素になる。これらについては、覆道の経済設計の観点からすれば過大評価をしていないか、一考を要するところである。また、落石荷重の影響の大きい覆道頂版についても、落石荷重時で断面が決定されていないという一見矛盾と思われる設計になっているが、前述の自然堆積土形状を是とすれば、覆道施工時に同時に施工していた覆土(クッション材)厚さをさらに削減する方向で検討すべきと思われる。つまり許容応力の割増65%を考慮すれば、 $(1.65 \times \text{常時の頂版曲げモーメント} = \text{落石時(A)の曲げモーメント})$ となるようなクッション材厚を施工することが妥当と考えられる。本覆道の場合、その観点からすればクッション材厚はほとんどいらなくなるが、一方、クッション材厚がゼロに近くなると頂版の押抜きせん断に対する検討が必要になってくることは別の問題としてある。

したがって、現在道路防災工指針により覆土厚は落石のめり込み深さ  $y$  + 余裕厚  $\alpha$  ( 0.3 ~ 0.4 )  $m$ とされており、本覆道のように頂版が落石荷重状態で断面が決定していない場合が多いとすれば、さらに覆土厚の検討が必要と考えられる。

#### 4 覆道に近接する海岸擁壁の補強について

覆道の施工区間において図-5に示すように、覆道に近接した擁壁が存在する場合がある。覆道と擁壁との距離  $L$  が小さな場合、当然覆道による接地圧が擁壁に対して影響を与えることが考えられる。実際上この擁壁に対しては適切な方法で補強しなければならない。

ここにおいて問題となるのは、擁壁をいかにして補強するか(断面の決定)である。以下この擁壁の補強の設計法について考察を行なうことにする。

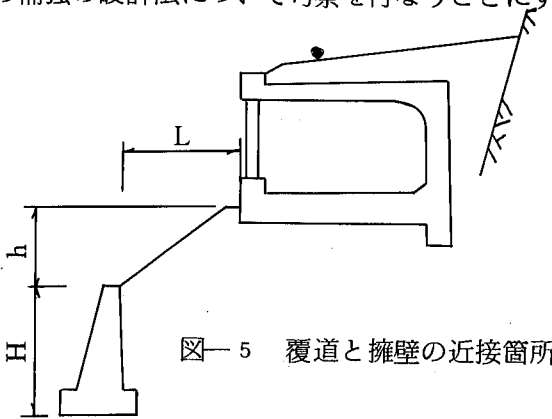


図-5 覆道と擁壁の近接箇所

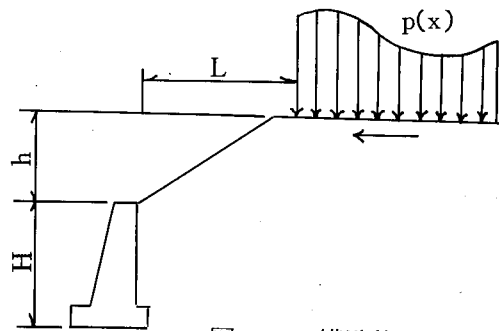


図-6 構造的モデル

##### 1) 擁壁に対する覆道の影響 — 評価方法

図-4に、覆道による基礎地盤への反力分布を示した。この反力分布  $P(x)$  が擁壁に対して影響を与えるものと考えられる。このモデルを図化したのが図-6である。

擁壁に作用する力の計算方法については、下記の計算法がある。

###### ① 土圧理論による計算 — クーロンの理論

覆道による基礎地盤への接地圧を、土の盛り高に換算し、図式解法等により土圧を求める。

###### ② 弾性論の厳密解を用いる方法 — ブーシネスクの理論

荷重による土中の応力伝播を弾性学的に厳密に解析する方法である。

自重のない無限弾性体地盤表面に載荷された集中荷重  $Q$  による地盤中の任意の点の応力は、ブーシスマクの応力伝播の解により

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi Z^2} \cos^5 \Psi$$

$$\sigma_{r,h} = \frac{Q}{2\pi Z^2} \left\{ 3 \cos^3 \Psi \sin^2 \Psi - (1-2\mu) \frac{\cos^2 \Psi}{1+\cos \Psi} \right\}$$

$$\sigma_{t,h} = - (1-2\mu) \frac{Q}{2\pi Z^2} \left( \cos^3 \Psi - \frac{\cos^2 \Psi}{1+\cos \Psi} \right)$$

$$\tau_{rz} = \frac{3Q}{2\pi Z^2} \cos^4 \Psi \sin \Psi$$

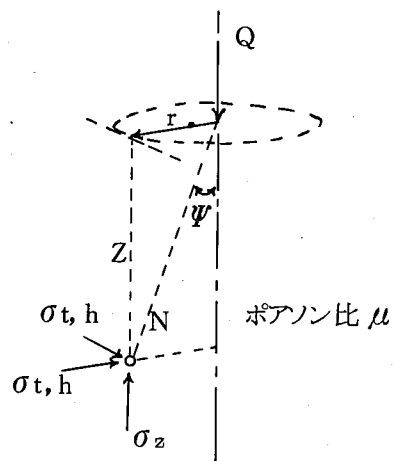


図-7 円筒座標による地盤内応力の表示

この解を利用して、図-8に示すような二次元的な帯状の等分布荷重が作用したときの任意の点における地盤内応力を求めると

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} (2\varepsilon + \sin 2\varepsilon \cos 2\Psi)$$

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} (2\varepsilon - \sin 2\varepsilon \cos 2\Psi)$$

$$\tau_{xz} = \frac{q}{\pi} \sin 2\varepsilon \sin 2\Psi$$

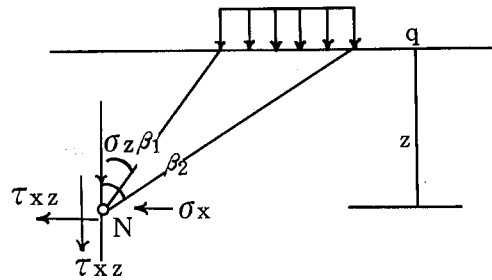


図-8 帯状荷重を受ける地盤の応力

ここで  $2\varepsilon = \beta_2 - \beta_1$        $2\Psi = \beta_2 + \beta_1$

これらの関係を利用して覆道の接地圧が存在による擁壁各点の応力を求める。

③ 土中応力分布の簡易計算法を利用する方法——ケーグラの理論

図-9に示すように、地盤に帯状に作用する等分布荷重による地盤内応力を簡単に計算する方法である。この直線的応力分布と仮定した方法によると、地表から深さZの点における鉛直応力は次式による。

$$\sigma = \frac{qB}{B + 2Z \tan \psi_0}$$

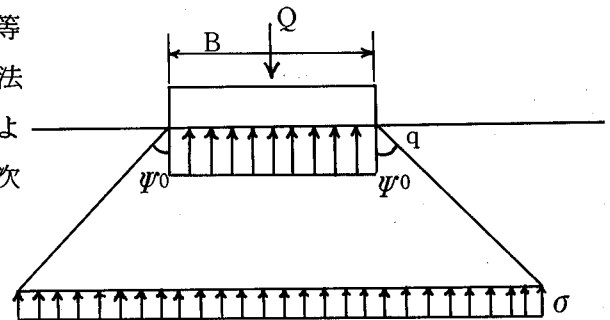


図-9 直線的応力分布

覆道の接地圧による、擁壁への影響については、擁壁に作用する水平応力のうち最大の応力  $\sigma_{max}$  に土圧係数  $KA$  を乗じて  $p_x$  を求め、これが擁壁に作用するものと仮定して計算を行なうことにする。

2) 土圧の実測

昭和54年度覆道工事の施工区間の中に、覆道と既設擁壁が近接した箇所があり、擁壁補強の必要性が生じたので擁壁の腹付けを行ない、土圧計を用いて作用する力の計測を行なった。

擁壁背面には、図-11に示すように覆道の接地圧によって擁壁に作用する、水平土圧を測定できるように深さ方向に5個のボンド型土圧計を3箇所に設置した。設置方法としては土圧計に均等な土圧を作用させ、より正確な測定結果が得られる様、受圧面は砂で覆い擁壁にコンクリート釘を打ち込みハリガネで止め、モルタルで固定した。表-5に土圧測定結果を示す。

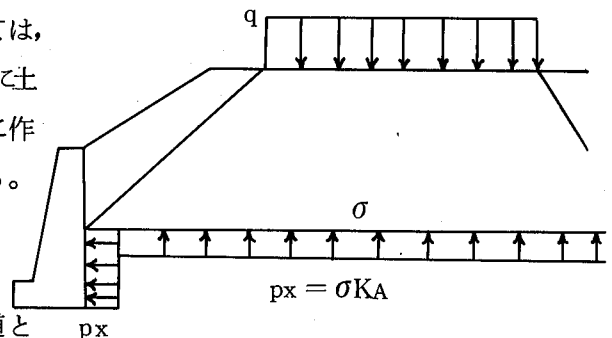


図-10 擁壁の計算モデル



平面図

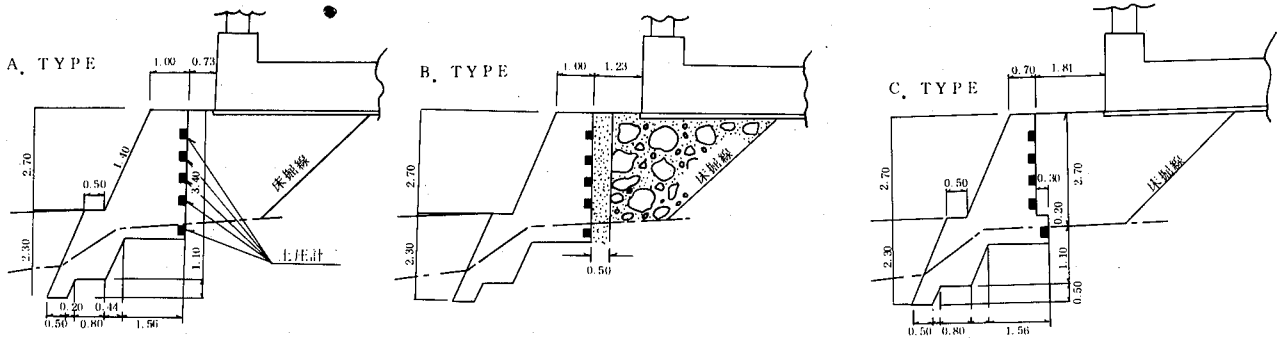
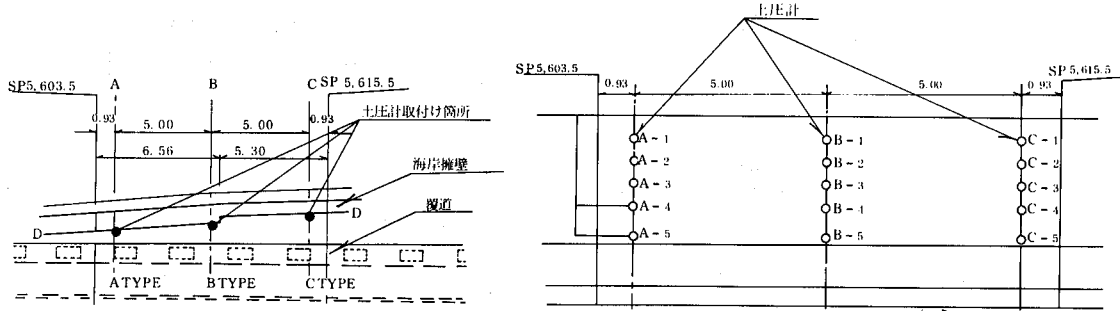


図-11 土圧計配置図 (単位: m)

表-5 擁壁背面土圧実測値

(単位 t/m<sup>2</sup>)

土圧計	A TYPE					B TYPE					C TYPE				
	1 A	2 A	3 A	4 A	5 A	1 B	2 B	3 B	4 B	5 B	1 C	2 C	3 C	4 C	5 C
測定日															
S 54. 7. 10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
S 54. 7. 13	0.37	0.65	0.27	1.31	2.49	0.33	0.59	1.08	2.34	1.96	0.24	0.88	1.19	1.72	2.63
S 54. 7. 14	0.53	0.87	1.75	1.48	2.20	0.47	1.05	1.44	2.79	1.86	0.48	1.47	1.41	1.77	2.02
S 54. 7. 19	0.90	1.08	1.97	1.87	2.31	0.67	1.38	2.41	3.00	1.86	0.55	1.82	20.0	2.43	2.67
S 54. 8. 10	0.74	0.52	1.10	1.27	2.05	0.14	0.50	1.08	1.86	1.86	0.68	1.18	0.81	1.11	2.22
S 54. 11. 15	0.62	0.81	0.66	1.38	0.83	0.23	0.64	1.61	2.17	1.38	0.34	1.37	0.80	1.11	1.92

- S 54. 7. 10 土計取付け時
- S 54. 7. 13 埋もどし後
- S 54. 7. 14 均しコンクリート打設後
- S 54. 7. 19 基礎コンクリート(底版)打設後
- S 54. 8. 10 頂版コンクリート打設後
- S 54. 11. 15 クッション材施工後

### 3) 実測値と理論値の比較

土圧測定を行なった現場条件における理論土圧を、1) に示した各計算法により試算し、実測値と比較を行ない、どの計算モデルが実際に適合しているかについて検討を行なう。

擁壁の安定条件としては ①滑動、②転倒、③基礎地盤の支持力、それぞれについて所要の安全率を有していればよい。ここでは安定計算上の計算条件として必要となる土圧合力と土圧分布形の2点に分けて理論値と実測値の比較検討を行なうことにする。

土圧測定箇所における覆道の基礎条件としてはCASE 1の全て砂礫地盤上に覆道が乗っている場合である。また覆道の地盤反力は全て等分布するものと仮定した。

理論値と実測値については図-12にとりまとめた。

覆道のみが載荷された時点における土圧合力について表-6にとりまとめた。なお、覆道が載荷されていない状態における土圧合力は $P = 3.133 \text{ t}$ である。

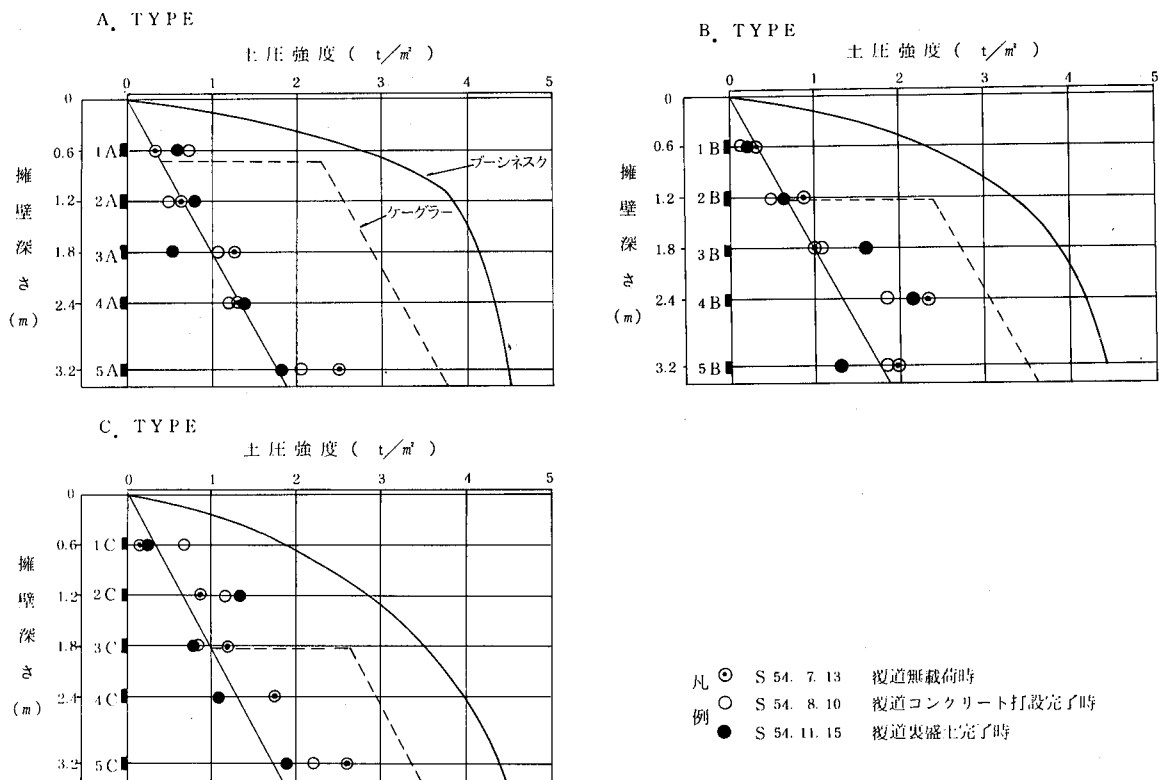


図-12 土圧強度の実測値と理論値

表-6 土圧合力対比表(覆道載荷時)

(単位: t)

タイプ	計算法	実 測	ク ー ロ ン	プ ー シ ネ ス ク	ケ ー グ ラ ー
A		3.228	10.5	12.322	8.194
B		3.078	9.8	11.315	6.787
C		3.416	9.0	10.223	5.682

#### 4) 考 察

図-12, 表-6 をみてわかるように理論計算の方法が異なることにより, 擁壁に作用する土圧は大きく異なる。このことから, 種々の計算ならびに土圧測定を行ない, 適切なる擁壁の設計を行なうべく検討を行なって来たわけであるが, 以下にその考察を行なう。

土圧合力については, クーロンの土圧理論・ブーシネスクの弾性応力解・ならびにケーグラーの簡易計算法のそれぞれにより求められるが, 土圧測定結果をみるといずれの計算法の値よりも小さな値となっている。覆道が載荷されていない場合の土圧合力が  $P = 3.133 \text{ t}$  であることを考えると, 覆道による実際の影響はきわめて小さい結果になっている。

また, 表-5 には土圧計がセットされてから覆道が順序に完成するまでの過程に沿って, その土圧強度の変化を示したが, これをみても覆道が施工されていない時期の土圧強度と, 覆道が施工された時期の土圧強度がそれほど変化していないので, 覆道による擁壁への影響がさほどないことが推定される。

覆道にクッション材を施工してからの土圧強度の測定においても, 図-13 に示すように外力として覆道に水平力として土圧が作用し, この水平力も理論的には擁壁への水平外力として作用するものと考えられるわけであるが, 実測データをみると, 大きく擁壁に作用しているは考えられない。

土圧分布形については, 図-12 に示したように実測値と理論値を比較すると, 擁壁の天端から比較的浅いところで高い土圧強度を示すという意味で, ブーシネスクの答が実測値に近い側向を示している。したがって土圧強度としては覆道の荷重が擁壁へ及ぼす影響は小さいが, その影響のしかたは弾性学的な応力伝播性状を示していると言えることができる。

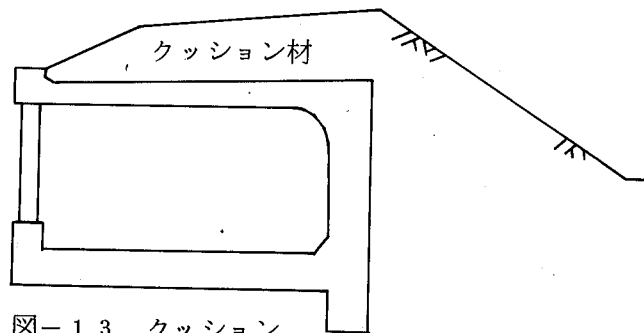


図-13 クッション材施工図

#### 5) 擁壁の設計に向けて

考察で述べたように, 擁壁の設計を行なう場合, クーロン・ブーシネスク・ケーグラーのいずれの方法で計算を行なっても安全であることがわかった。この3種類の計算法については, その解の差がきわめて大きいわけであるが, 最も実測値に近い値の得られるのがケーグラーの計算法である。ケーグラーの計算法は, 載荷重による土中の鉛直応力にランキン土圧係数を乗ずるという簡単な近似計算法であり, この設計法が妥当であるかは一考を要するものである。

いずれにしても, 理論計算値と実測値との間に適確な一致性は見られなかったので, 今後に向けて最適設計法の確立が望まれるところである。

## あ と が き

本報告は、覆道の基礎条件の差異による躯体応力の検討，ならびに，覆道に近接した既設擁壁の補強法に関する検討について述べたものである。覆道の基礎条件が覆道の構造に与える影響については，4ケースの構造計算から，CASE1～3については，応力性状がほぼ同じような傾向を示すことが定量的に明らかになった。また，擁壁の設計に関する内容については，解析結果と実測値との一致性はみられなかったが，現在の設計がすべて安全側であることが確認された。

また，覆道については，外力条件の設定，評価の基本的な問題についての検討が今後とも必要と思われる。

最後に，本報告の作成にあたり土木試験所，土質研究室の方々に御指導・御協力いただいたことを感謝いたします。

## ※ 参 考 文 献

1. 赤井 浩一：「土質力学」
2. 広田 保夫，秋庭 昭夫：「黄金道路（236号 帯広管内）覆道工の設計について」  
（第18回，技術研究発表会）
3. 西本 藤彦，黒川 義雄：「国道229号における落石等の防護施設の設計について」  
（第19回 技術研究発表会）
4. 帯広開発建設部：「オリコマナイ地区覆道工検討書」（昭和53年度）