

### 5.2.3 上部工の型式

ケース(1)から(4)に対する橋脚位置の配置案に対応して中央径間は100mから250mと変化する。

過去の具体的な建設の実績、現在の技術水準、現場の状況を考慮して、次の5型式の橋梁が本プロジェクトに適当なものとして選定される。

#### (鋼橋)

- a) 鋼斜張桁
- b) 鋼トラス
- c) 鋼桁(鋼床版)

#### (コンクリート橋)

- a) コンクリート斜張桁
- b) コンクリート桁(跳出し工法)

アーチ、吊橋等の他の型式は、このサイトには不適當で建設費が高くなるので取り上げない。

これら5型式の橋梁を中央径間長100m~250mの変化に適用するに当たっては十分な考慮が払われた。一般に鋼橋はコンクリート橋は較べて長い支間に対して有利であり、さらに、鋼橋およびコンクリート橋に共通していえることは、桁橋型式は比較的短い支間に対して適した型式であり、一方、斜張橋、トラス橋は比較的長い支間に適した型式である。このような理由から前に提案された4つの橋脚位置の割りつけに対応する上記5型式の橋梁のあてはめ方は、次のTable 5-1の通りとする。

その側面図はFig.5-2に示される。

Table 5-1 ALTERNATIVE SUPERSTRUCTURE TYPES

Positioning of Piers	Main Span Length	Alternative Superstructure Types
Case (1)	250 m	(1) Cable stayed steel girder (2) Steel truss
Case (2)	210 m	(3) Cable stayed concrete girder
Case (3)	170 m	(4) Concrete girder with a hinge by free cantilevering method
Case (4)	100 m	(5) Concrete girder with three hinges by free cantilevering method

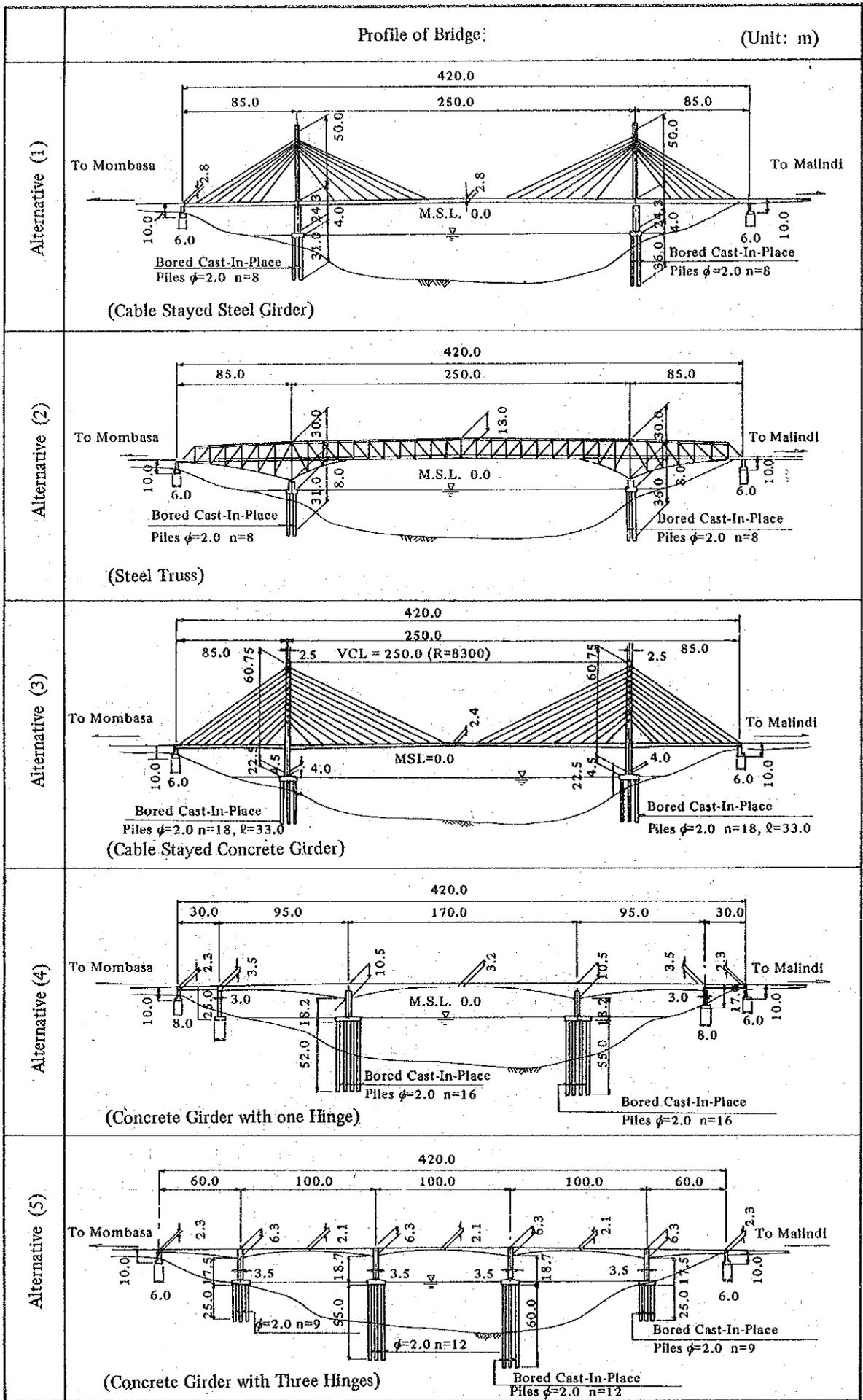


Fig. 5-2 ALTERNATIVE BRIDGE PLAN

#### 5.2.4 下部工の型式

橋台および陸上部の橋脚には直接基礎を用いる。その理由は、地表から比較的浅い所にあるコーラル石灰石の層は直接基礎の支持層として信頼しうると考えられるからである。

水中の橋脚の基礎に対しては、このサイトに適用可能と思われるいくつかの基礎型式が検討された。それらはケーソン、パイルベント、杭基礎、鋼管ウェル等である。これらの基礎工型式の特徴についてはインテリム・レポートに書かれている。これら数種の基礎工型式に対する検討の結果、パイルベントが本橋に対してはもっとも適当であり、経済的であることがわかった。

パイルベント型式の基礎工に対してはその材料から区別される2つのものが考えられる。1つは鋼杭を用いたものであり、1つは鉄筋コンクリート杭を用いたものである。鋼管杭はコンクリート杭に較べて、工期の短いこと、材料の信頼度の高いこと等の利点がある反面、輸送費の高いこと、腐蝕に対する抵抗が弱いことの欠点がある。この両者に対する工事費の概算を比較したところ、鉄筋コンクリート杭の方が工事費が安くなったので鉄筋コンクリート杭が推奨される。これは、リバースサーキュレーションにより掘削された孔に鉄筋コンクリートを場所打ちするものである。

### 5.3 橋梁比較案の特徴

案(1)から案(5)迄の前述の橋梁比較案5案について、まづ概略の施工方法が決定される。続いて構造物の骨組の決定、応力計算が行なわれ、寸法ならびに断面寸法が決定される。次に主要な材料の数量が算出され、工事費が概算される。以下に上記の作業の結果の概要が述べられる。

#### 5.3.1 施工法の概要

##### (1) 案(1)鋼斜張橋

##### (a) 上部工

- ・海外から輸送された製作された橋梁部材はモンバサからデッキバージで現地に搬入される。現場付近で荷卸しされる。
- ・鋼製の橋梁部材の現場架設は桁上のクレーンにより順次行なわれる。
- ・上部工の架設は両側の橋台側から中央に向かって同時に進行させる。

##### (b) 下部工

- ・施工に当っては栈橋が用いられる。
- ・ケーシングパイプをクリークの河底に建込むのは栈橋上に置かれたクレーンによって行なわれる。
- ・ケーシングパイプ内部の地盤の掘削は栈橋上に設置されたリバースサーキュレーションドリルによって行なわれる。

- ・杭および躯体のコンクリート打ちは、ケーブルクレーンによって行なわれる。

(2) 案(2)鋼トラス

a) 上部工

- ・海外からモン巴萨港に運ばれた鋼製の橋梁部材は、陸路現地に搬入される。
- ・橋梁部材の現場架設は、トラス上弦材の上に載せられたクレーンにより行なわれる。
- ・上部工は両側の橋台から中央に向けて順次行なわれる。

b) 下部工

案(1)の場合と同じ。

(3) 案(3)コンクリート斜張橋

a) 上部工

- ・海外からモン巴萨港に運ばれたケーブルは陸路現地に搬入される。
- ・主塔はタワークレーンを用いて施工される。
- ・橋脚部から跳出す桁の第1ブロックの部分は、バージまたは簡易なSEP上に載せられたクレーンにより施工される。
- ・2つの主塔よりその両側に桁を伸長する作業はワーゲンによって行なう。また桁の跳出しと併行して斜めケーブルは順次取り付けられる。

b) 下部工

- ・杭の施工には、フローティングクレーンおよび簡易SEPが用いられる。
- ・ケーシングパイプの建込みと据付けには、フローティングクレーンが用いられる。
- ・ケーシングの内部の土砂の掘削は、クレーンに碇置したSEP上のリバスサーキュレーションドリルで行なわれる。
- ・杭および躯体のコンクリート打ちは、ケーブルクレーンによって行なわれる。

(4) 案(4)跳出し工法によるコンクリート桁

案(5)跳出し工法によるコンクリート桁

a) 上部工

- ・主要な輸入資器材はモン巴萨から陸路現地へ搬入される。

- 橋脚から跳出す桁の第1ブロックは、バージまたは簡易SEP上のクレーンにより施工される。

- 両側の橋脚から両側に対称に桁はワーゲンによって伸長される。

b) 下部工

案(3)の場合と同じ

5.3.2 材料の数量

案(1)から案(5)迄の橋梁比較案に対する主要な材料は、Table 5-2 および Table 5-3 に示されている。

5.3.3 プロジェクト費用

案(1)から案(5)迄の橋梁比較案に対するプロジェクト費用は Table 5-4 に示されている。

Table 5-2 STEEL BRIDGE CONSTRUCTION QUANTITIES

ITEM	SUB-ITEM	CLASS	UNIT	ALTERNATIVE (1) CABLE STAYED BR.	ALTERNATIVE (2) TRUSS BR.
Superstructure:-					
Steel	Cable Strand	SWPR (145/165)	T	165	-
	Plate & Shape	SS41, SM50, SM50Y	"	2,575	2,840
	Others		"	194	133
			"	2,934	2,973
Steel TOTAL			M <sup>2</sup>	17,500	48,300
Painting	Out-side	2-layers	M <sup>3</sup>	786	1,380
Concrete	Slab	σck = 240 Kg/cm <sup>2</sup>	M <sup>2</sup>	2,290	6,200
Form	- do -	Steel Form	T	55	276
Reinforcement	Deformed Bar	SD30	M <sup>2</sup>	-	3,570
Pavement	Carriageway	Asphalt t = 50 mm	M <sup>2</sup>	3,570	-
	- do -	t = 80 mm	M <sup>2</sup>	1,680	1,680
	Pedestrianway	t = 30 mm	M	860	860
Handrail	Aluminium	h = 1.2 m	M	850	-
Guard Rail	Steel	h = 0.9 m	No.	15	15
Lighting	Aluminium	h = 10 m			
Substructure:-					
Concrete		σck = 240 Kg/cm <sup>2</sup>	M <sup>3</sup>	3,337	2,857
Form		Steel Form	M <sup>2</sup>	2,786	2,199
Reinforcement	Deformed Bar	SD30	T	251	169
Timbering & Scaffolding		Steel Pipe	M <sup>3</sup>	2,085	1,169
Excavation & Filling			M <sup>3</sup>	2,031	2,286
Cast-in-Place Pile	R.C.D. φ 2.0m.	σck = 300 Kg/cm <sup>2</sup>	M	536	536
Temporary Works			Lump Sum	1	1

Table 5-3 P.C. BRIDGE CONSTRUCTION QUANTITIES

Item	Sub-Item	Class	Unit	Alternative (3) Cable Stayed Br.	Alternative (4) 3-Span Girder Br.	Alternative (5) 5-Span Girder Br.	
Superstructure:-	Concrete	ock = 350 Kg/cm <sup>2</sup>	M <sup>3</sup>	4,600	6,460	4,850	
	Form	Steel Form	M <sup>2</sup>	18,400	21,900	17,200	
	Reinforcement	SD30	T	470	560	370	
	P.C. Rod	SBPR95/110,120	"	265	598	420	
	Cable	SWPR(145/165)	"	260	-	-	
	Shoe		"	6	18	14	
	Expansion Joint		M	29	62.5	62.5	
	Erection Equipments		Lump Sum	1	1	1	
	Timbering		Lump Sum	1	1	1	
	Pavement	Carriageway	Asphalt t = 50 mm	M <sup>2</sup>	3,570	3,570	3,570
		Pedestrianway	t = 30 mm	M <sup>2</sup>	1,680	1,680	1,680
		Carriageway	Concrete	M <sup>3</sup>	395	395	395
		Aluminium	h = 1.2 m	M	860	860	860
		Steel	h = 0.9 m	M	1,700	-	-
		Aluminium	h = 10 m	No.	15	15	15
	Substructure:-	Concrete	ock = 240 Kg/cm <sup>2</sup>	M <sup>3</sup>	2,017	5,208	5,436
		Form	Steel Form	M <sup>2</sup>	6,622	3,761	4,515
Reinforcement		SD30	T	520	346	404	
Scaffolding & Timbering		Steel Pipe	M <sup>3</sup>	7,795	4,190	2,673	
Excavation & Filling			M <sup>3</sup>	1,936	2,180	2,920	
Cast-in-Place Pile		R.C.D. φ 2.0m	M	1,552	1,712	1,830	

Table 5-4 PROJECT COST

(Unit 1,000 K Shs.)

Item	Alternative (1) Cable-Stayed Steel Girder	Alternative (2) Steel Truss	Alternative (3) Cable Stayed Concrete Girder	Alternative (4) Concrete Girder With One Hinge	Alternative (5) Concrete Girder With Three Hinges
Bridge	296,889	282,292	282,655	283,877	274,697
Approach Road	24,239	24,239	24,239	24,239	24,239
Construction Cost	321,128	306,531	306,894	308,116	298,936
Engineering Fees	38,535	36,784	36,872	36,974	35,872
Land Acquisition	2,664	2,664	2,664	2,664	2,664
Compensation	450	450	450	450	450
Sub-Total	362,777	346,429	346,835	348,204	337,922
Contingency	36,278	34,643	34,684	34,820	33,792
Project Cost	399,055	381,072	381,519	383,024	371,714
Maintenance Cost	1,424	6,138	549	669	669

#### 5.4 橋梁比較案の検討に対する補足

以下のものは前項迄に述べた橋梁比較に対する補足で、コンクリート斜張橋およびコンクリート桁橋の建設費についての補足検討である。

##### 5.4.1 コンクリート桁橋についての再検討

案(4)として提案されたコンクリート桁橋は、中央径間が170mであるが、これよりも前回の比較で低い建設費を示した案(3)と同じ橋脚の位置すなわち、中央径間長で210mとし、案(4)と同型式の橋梁を用いたならば、案(4)より工事費が安くなることはないかということを確認する目的で行なわれる。

この検討の結果は、Table 5-5およびTable 5-6に示されるように、中央径間を210mとした場合は、もとの案(4)より3%工事費が高くなる。

Table 5-5 COMPARISON OF BRIDGE CONSTRUCTION COST

(1,000 K Shs.)

Item	PC Girder Center Span 210m	PC Girder (Alt. 4) Center Span 170m
Superstructure	83,284	72,930
Substructure	71,039	74,749
Temporary Work	62,600	62,600
Overhead	75,923	73,598
Total	292,846	283,877

Table 5-6 CONSTRUCTION COST OF P.C. GIRDER (ℓ = 210 m)

Item		Unit	Quantities	(K. Shs.) Rate	(1000 K. Shs.) Amount
<b>Superstructure:—</b>					
Concrete	σ <sub>ck</sub> = 350 kg/cm <sup>2</sup>	M <sup>3</sup>	8,000	1,250	10,000
Form		M <sup>2</sup>	25,600	210	5,376
Reinforcement		t	640	14,000	8,960
P. C. Rod		t	735	48,000	35,280
Cable		t	—	110,000	—
Shoe		t	17	45,000	765
Expansion Joint		M	62.5	17,000	1,063
Erection Equipment		Lump Sum	1		13,200
Timbering		"	1		4,700
Pavement	Carriageway	M <sup>2</sup>	3,570	110	393
	Pedestrianway	M <sup>2</sup>	1,680	110	185
	Concrete	M <sup>3</sup>	395	1,200	474
Handrail		M	860	2,800	2,408
Guard Rail		M	—	400	—
Lighting		No.	15	32,000	480
<b>SUB-TOTAL (1)</b>					<b>83,284</b>
<b>Substructure:—</b>					
Concrete	σ <sub>ck</sub> = 240 kg/cm <sup>2</sup>	M <sup>3</sup>	4,794	1,200	5,753
Form		M <sup>2</sup>	2,260	210	475
Reinforcement		t	384	14,000	5,376
Timber & Scaffolding		M <sup>3</sup>		180	755
Excavation & Filling		M <sup>3</sup>	2,180	220	480
Cast-in-Place Pile		M	1,940	30,000	58,200
<b>SUB-TOTAL (2)</b>					<b>71,039</b>
Temporary Works (3)		Lump Sum			62,600
<b>TOTAL (4)</b>	<b>(1) + (2) + (3)</b>				<b>216,923</b>
Overhead (5)	(4) x 35%				75,923
<b>GRAND TOTAL</b>	<b>(4) + (5)</b>				<b>292,846</b>

#### 5.4.2 コンクリート斜張橋に対する再検討

この検討はコンクリート斜張橋の中央径間の長さを変えた場合の建設費の変化を知るために行なわれる。橋長を一定に抑えて、中央径間長を増大すれば一般に上部工の工事費は増加する。構造力学的に説明すれば、中央径間と側径間の比が増大し、それにもなつてケーブルの張力が増大し、結果として、重量の大きいカウンターウェイト等の方法で対処しなくてはならない端支点の負反力が増加する。

しかし、中央径間と側径間の比を大きくするのは構造力学的にある限界があり、これを超えないように中央径間が長くなった場合は全橋長を伸ばす必要がある。

全工事費のうちで比較的大きな比率を占める主塔の建設費も、中央径間長の変化と共に変化する。すなわち、中央径間長が長くなれば主塔は陸側に移動する。このことは主塔基礎の杭の長さや数が減少することを意味する。さらに基礎の施工方法も基礎を置く位置によって、フローティングクレーンまたはSEPまたは栈橋等水深の大きさによって変る。

この補足の検討は、Table 5-7 に示される3つの比較案について行なわれる。

Table 5-7 VARIATIONS OF ALTERNATIVE (3)

Alt.	Item	Span Length	Span Ratio
ALT. (3)-1		85 m + 250 m + 85 m = 420 m	(1 : 2.94 : 1)
ALT. (3)-2		95 m + 280 m + 95 m = 470 m	(1 : 2.95 : 1)
ALT. (3)-3		100 m + 320 m + 100 m = 520 m	(1 : 3.20 : 1)

この3つの比較案の側面図は Fig. 5-3 に示される。

これらの案(3)に対する3つの比較案すなわち、(3)-1、(3)-2、(3)-3 に対して以前に行なつたと同様に構造計算、主要な材料計算、概略の工費計算がなされる。

これらの結果は Table 5-8 から 5-12 に示される。この結果によれば、3つの比較案のうち、案(3)-1、中央径間長 250m のものが最も経済的である。詳しく述べれば次のようになる。

- 上部工の建設費は中央径間長が増大するに従つてほぼ比例的に増加する。
- 下部工の建設費は案(3)-1 が他案より小さい。
- 主塔の基礎の建設費は、(3)-1、(3)-2、(3)-3 と中央径間が延びるに従つて減少する。

しかし、(3)-2、(3)-3 は中央径間長が長いので、カウンターウェイトが大きくなり、その建設費が下部工に含まれ結果として、下部工の建設費が大きくなる。

Table 5-8 COMPARISON OF BRIDGE CONSTRUCTION COST  
(CABLE STAYED CONCRETE GIRDER)

(Unit: 1,000 K.Shs.)

Item	Alt. (3)-1 $\ell = 250\text{m}$	Alt. (3)-2 $\ell = 280\text{m}$	Alt. (3)-3 $\ell = 320\text{m}$	Alt. 3 $\ell = 210\text{m}$
Superstructure	89,760	110,159	132,821	81,297
Substructure	45,917	55,535	59,784	65,397
Temporary work	60,000	59,300	57,000	62,600
Overhead	68,487	78,749	87,362	73,281
Total	264,164	303,739	336,967	282,575

Note:  $\ell$  = length of the central span

(Unit: m)

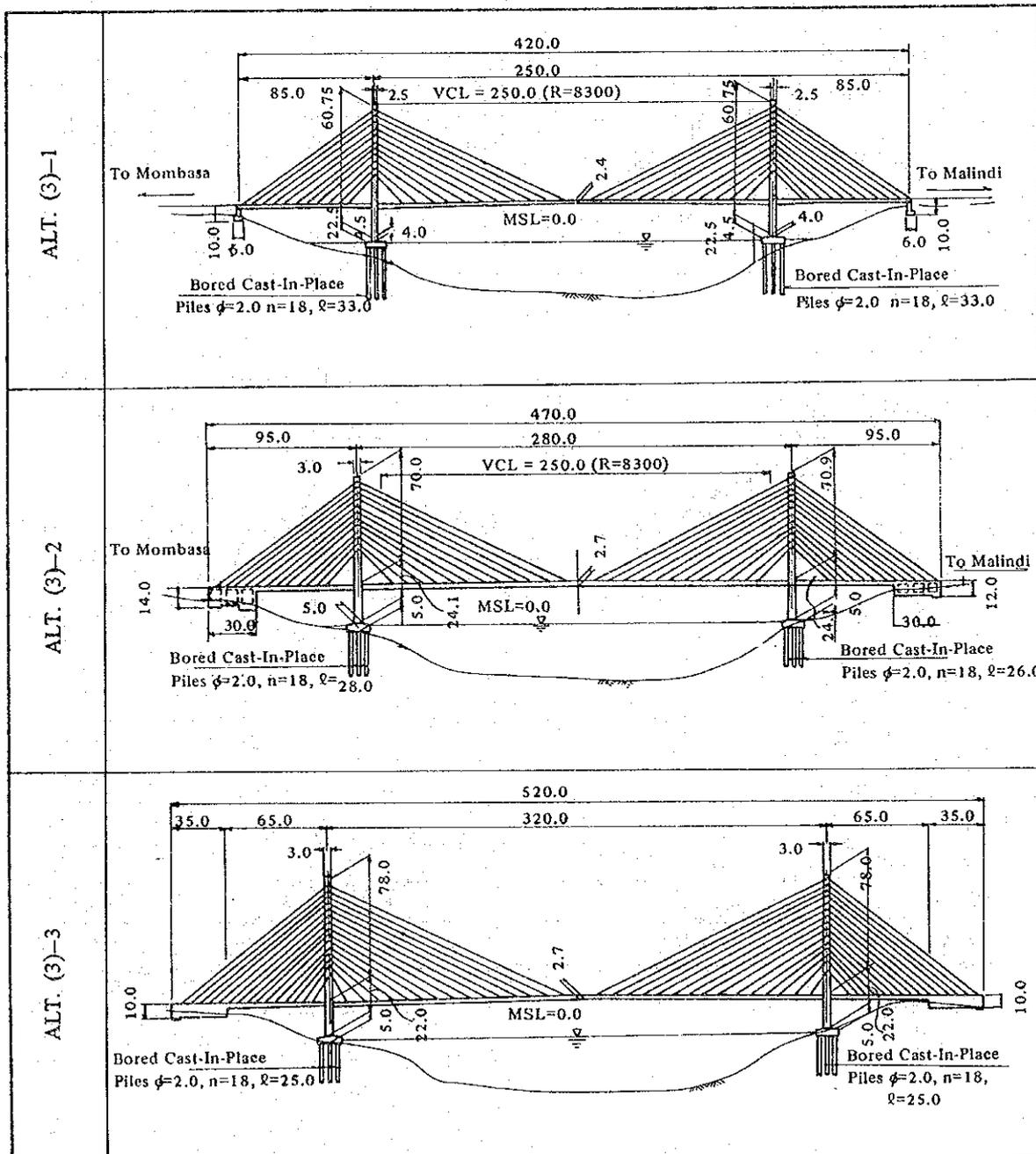


Fig. 5-3 PROFILES OF VARIATIONS OF ALTERNATIVE (3)

Table 5-9 CONSTRUCTION COST OF CABLE STAYED CONCRETE GIRDER (ℓ = 250 m) ALT. (3)-1

Item		Unit	Quantity	(K.Shs.) Rate	(1000 K.Shs.) Amount
Superstructure:—					
Concrete	$\sigma_{ck} = \frac{\text{kg/cm}^2}{350}$	M <sup>3</sup>	4,680	1,250	5,850
	$\sigma_{ck} = \frac{\text{kg/cm}^2}{210}$	M <sup>3</sup>	840	1,150	966
Form		M	18,900	210	3,969
Reinforcement		t	468	14,000	6,552
P. C. Rod		t	280	48,000	13,440
Cable		t	320	110,000	35,200
Shoe		t	6	45,000	270
Expansion Joint		M	29	17,000	493
Erection Equipment		Lump Sum	1		15,400
Timbering		Lump Sum	1		3,000
Pavement	Carriageway	M <sup>2</sup>	3,570	110	393
	Pedestrianway	M <sup>2</sup>	1,680	110	185
	Concrete	M <sup>3</sup>	395	1,200	474
Handrail		M	860	2,800	2,408
Guard Rail		M	1,700	400	680
Lighting		Each	15	32,000	480
SUB-TOTAL (1)					89,760
Substructure:—					
Concrete	$\sigma_{ck} = \frac{\text{kg/cm}^2}{350,300}$	M <sup>3</sup>	3,750	1,250	4,688
	$\sigma_{ck} = \frac{\text{kg/cm}^2}{240}$	M <sup>3</sup>	3,320	1,200	3,984
Form		M <sup>2</sup>	6,130	210	1,287
Reinforcement		t	630	14,000	8,820
Timber & Scaffolding		M <sup>3</sup>	10,900	180	1,962
Excavation & Filling		M	1,936	220	426
Cast-in-Place Pile		M	990	25,000	24,750
SUB-TOTAL (2)					45,917
Temporary Works (3)		Lump Sum			60,000
TOTAL (4)	(1) + (2) + (3)				195,677
Overhead (5)	(4) x 35%				68,487
GRAND TOTAL	(4) + (5)				264,164

Table 5-10 CONSTRUCTION COST OF CABLE STAYED CONCRETE GIRDER (ℓ = 280 m) ALT. (3)-2

Item		Unit	Quantity	(K.Shs.) Rate	(1000 K.Shs.) Amount	
Superstructure:—					KSL	1,000 KSL.
Concrete	$\sigma_{ck} = \frac{\text{kg/cm}^2}{350}$	M <sup>2</sup>	5,050	1,250	6,313	
	$\sigma_{ck} = \frac{\text{kg/cm}^2}{210}$	M <sup>2</sup>	650	1,150	748	
Form		M <sup>2</sup>	19,660	210	4,129	
Reinforcement		t	505	14,000	7,070	
P. C. Rod		t	303	48,000	14,544	
Cable		t	435	110,000	47,850	
Shoe		t	4	45,000	180	
Expansion Joint		M	14.5	17,000	247	
Erection Equipment		Lump Sum	1		15,400	
Timbering		Lump Sum	1		9,400	
Pavement	Carriageway	M <sup>2</sup>	3,995	110	439	
	Pedestrianway	M <sup>2</sup>	1,880	110	207	
	Concrete	M <sup>3</sup>	405	1,200	486	
Handrail		M	940	2,800	2,632	
Guard Rail		M	—	400	—	
Lighting		Each	16	32,000	512	
SUB-TOTAL (1)					110,157	
Substructure:—						
Concrete	$\sigma_{ck} = \frac{\text{kg/cm}^2}{350,300}$	M <sup>3</sup>	4,813	1,250	6,016	
	$\sigma_{ck} = \frac{\text{kg/cm}^2}{240}$	M <sup>3</sup>	7,000	1,200	8,400	
Form		M <sup>2</sup>	8,155	210	1,713	
Reinforcement		t	1,127	14,000	15,778	
Timber & Scaffolding		M <sup>3</sup>	13,179	180	2,372	
Excavation & Filling		M <sup>3</sup>	8,253	220	1,816	
Cast-in-Place Pile		M	972	20,000	19,440	
SUB-TOTAL (2)					55,535	
Temporary Works (3)		Lump Sum			59,300	
TOTAL (4)	(1) + (2) + (3)				224,992	
Overhead (5)	(4) + 35%				78,747	
GRAND TOTAL	(4) + (5)				303,739	

Table 5--11 CONSTRUCTION COST OF CABLE STAYED CONCRETE GIRDER (ℓ = 320 m) ALT. (3)--3

Item		Unit	Quantities	(K.Shs.) Rate	(100 K.Shs.) Amount
Superstructure:--					
Concrete	$\sigma_{ck} = \frac{\text{kg/cm}^2}{350}$	M <sup>3</sup>	5,550	1,250	6,938
	$\sigma_{ck} = \frac{\text{kg/cm}^2}{210}$	M <sup>3</sup>	750	1,150	863
Form		M <sup>2</sup>	21,060	210	4,423
Reinforcement		t	555	14,000	7,770
P. C. Rod		t	333	48,000	15,984
Cable		t	600	110,000	66,000
Shoe		t	4	45,000	180
Expansion Joint		M	14.5	17,000	247
Erection Equipment		Lump Sum	1		15,400
Timbering		Lump Sum	1		10,350
Pavement	Carriageway	M <sup>2</sup>	4,420	110	486
	Pedestrianway	M <sup>2</sup>	1,872	110	206
	Concrete	M <sup>3</sup>	405	1,200	486
Handrail		M	1,040	2,800	2,912
Guard Rail		M	--	400	--
Lighting		Each	18	32,000	576
SUB-TOTAL (1)					132,821
Substructure:--					
Concrete	$\sigma_{ck} = \frac{\text{kg/cm}^2}{350,300}$	M <sup>3</sup>	5,500	1,250	6,875
	$\sigma_{ck} = \frac{\text{kg/cm}^2}{240}$	M <sup>3</sup>	8,000	1,200	9,600
Form		M <sup>2</sup>	9,320	210	1,957
Reinforcement		t	1,288	14,000	18,032
Timer & Scaffolding		M <sup>3</sup>	13,179	180	2,372
Excavation & Filling		M <sup>3</sup>	13,400	220	2,948
Cast-in-Place Pile		m	900	20,000	18,000
SUB-TOTAL (2)					59,784
Temporary Works (3)		Lump Sum			57,000
TOTAL (4)	(1)+(2)+(3)				249,605
Overhead (5)	(4) x 35%				87,362
GRAND TOTAL	(4) + (5)				336,967

Table 5-12 CONSTRUCTION COST OF CABLE STAYED CONCRETE GIRDER (ℓ = 210 m) ALT. (3)

Item		Unit	Quantity	(K.Shs.) Rate	(1000 K.Shs.) Amount
Superstructure:--					
Concrete	σck = $\frac{\text{kg/cm}^2}{350}$	M <sup>3</sup>	4,600	1,250	5,750
	σck = $\frac{\text{kg/cm}^2}{210}$	M <sup>3</sup>	—	1,150	—
Form		M <sup>2</sup>	18,400	210	3,864
Reinforcement		t	470	14,000	6,580
P. C. Rod		t	265	48,000	12,720
Cable		t	260	110,000	28,600
Shoe		t	6	45,000	270
Expansion Joint		M	29	17,000	493
Erection Equipment		Lump Sum	1		15,400
Timbering		Lump Sum	1		3,000
Pavement	Carriageway	M <sup>2</sup>	3,570	110	393
	Pedestrianway	M <sup>2</sup>	1,680	110	185
	Concrete	M <sup>3</sup>	395	1,200	474
Handrail		M	860	2,800	2,408
Guard Rail		M	1,700	400	680
Lighting		Each	15	32,000	480
SUB-TOTAL (1)					81,297
Substructure:--					
Concrete	σck = $\frac{\text{kg/cm}^2}{350,300}$	M <sup>3</sup>	—	1,250	—
	σck = $\frac{\text{kg/cm}^2}{240}$	M <sup>3</sup>	7,017	1,200	8,420
Form		M <sup>2</sup>	6,622	210	1,390
Reinforcement		t	520	14,000	7,280
Timber & Scaffolding		M <sup>3</sup>	7,795	180	1,402
Excavation & Filling		M <sup>3</sup>	1,936	220	425
Cast-in-Place Pile		M	1,552	30,000	46,560
SUB-TOTAL (2)					65,477
Temporary Works (3)		Lump Sum			62,600
TOTAL (4)		(1)+(2)+(3)			209,374
Overhead (5)		(4) x 35%			73,281
GRAND TOTAL		(4) + (5)			282,655

## 5.5 比較案の選定

### 5.5.1 比較案の評価

#### (1) 経済評価

これまでに検討されたすべての比較案は経済性から評価した場合に大きな差はない。しかし、鋼橋の比較案、すなわち、案(1)および案(2)は、維持管理費を含めた総額において、コンクリート案よりも劣る。さらに案(3)から派生した(3)-1、(3)-2、(3)-3のうち、(3)-2、(3)-3の2つは、経済性に劣るため消去されるべきである。

#### (2) 技術的評価

鋼橋とコンクリート橋にはそれぞれ技術的に次のような長所および短所がある。

a) 鋼橋は主要部分は、海外から輸入される。一方コンクリート橋は、セメント、骨材、鉄筋等の国内資材を利用できる。

b) 鋼橋は鋼部材の表面の再塗装のため、莫大な維持管理費を必要とする。

この観点からすれば、トラス橋の方が表面積が大きいだけ、斜張橋より不利である。コンクリート橋は維持管理についていえば鋼橋より負担が少ない。コンクリート斜張橋に使用されているケーブルは、保護管に挿入されており隙間はモルタルでグラウトされているので、部材として腐食に対しては十分に防護されている。

c) 鋼橋はその部材は予め工場製作されて海外より搬入される。一方、コンクリート橋は現場で建造される。後者は現場の工期が長くなるが、それだけ地元の建設雇用を増加する。

さらに、各型式についての評価を述べれば次のようになる。

d) 鋼トラス橋およびコンクリート桁橋は普通の型式で、設計・施工について特別の高い技術を要しない。一方、鋼およびコンクリートの斜張橋の場合は、構造が複雑であり、設計・施工に高い技術水準を要する。さらに耐風安定性に対する検証が重要である。

e) 橋脚配置ケース(3)および(4)の場合は、橋脚は、水深30m以上のところに位置する。これは、比較的施工の高い技術水準を必要とする。ケース(2)では橋脚基礎の水深は28mであり、一方、ケース(1)では、16mと大分浅くなる。後者の場合は、もはや通常の技術以上のものは要しないであろう。事実この場合は、栈橋施工が可能である。

## 5.5.2 選 定

これまでの数多くの検討の結果は、中央径間長250mのコンクリート斜張橋すなわち、案(3)-1が最も好ましい事を示した。さらに理由を述べれば次のようなものである。

- a) 明確に経済的に有利でない限り、案(4)、案(5)等の水深の大きい基礎工はなるべく避けるべきである。

第1に、案(4)、案(5)のような水深の大きい基礎は、浅い場合に較べて、施工性が著しく劣る。すなわち、作業の信頼性、施工中に相遇するトラブルの処理の容易さは水深の増加とともに減少する。提案されているルート沿いに海底の地質を調査するために2本のボーリングが行なわれたが、これは業者の能力に制限されて水深は15m以下の位置とせざるを得なかった。案(4)、案(5)の場合の橋脚位置はこれらのボーリングの位置と大分離れているので、海底地質の状態が予想以上に悪い場合には、施工の困難さが増大し、同時に建設費も増加するであろう。

第2に、水深の大きい場合に水中に長く突出した基礎杭は、地震力、風荷重、制動荷重などの水平力が、現在考えているよりも実施設計で大きい値に仮定された場合には、所要の杭は大きくなり、それだけ建設費が増加する。

- b) 橋脚配置(1)および(2)のような中央径間の長い支間割の場合は、コンクリート斜張橋の方が、コンクリート桁橋より経済的である。事実、これまでの比較で示されたように案(3)-1の建設費が最少となっている。
- c) この案(3)-1は、桁下空間が広く、クリエーションおよび営業用の船舶の通行に広い空間を提供する。さらに、その容姿は、周辺の自然景観によく適合する。



## 第6章 道路概略設計

### 6.1 概要

比較路線案ルート A、ルート B 及びルート C の 3 案が評価され前章でルート B が提案された。この章では、提案されたルート B について、より詳細な平面線形、交差点計画及び舗装設計等の概略設計を実施する。道路概略設計は、設計基準、深淺測量、地質調査及び地形測量等の結果及び十分な現地調査等を基に検討される。道路設計に使用される図面関係の縮尺は表 6-1 に示される。

Table 6-1 SCALE USED IN DESIGN

	Items	Scale	Remarks
Road Design	Plan	1 : 500	Survey Map
	Profile	H = 1 : 500 V = 1 : 200	Survey Map
	Cross-Section	1 : 200	Survey Map
Typical Cross-Section		1 : 100	-
Intersection Design		1 : 500	Survey Map

概略設計の設計図面は、図面集に集約されている。

### 6.2 線形計画

線形設計は、ルート B について行われる。

#### 6.2.1 平面線形計画

平面線形設置方法は次の通りである。

- 1 : 4,000 航空写真モザイクを使用し、概略の線形が設定される。
- 次に深淺測量の結果で上記の線形が見直される。
- 1 : 2,500 の航空写真モザイクを使用し、より精度の高い線形が検討される。
- 道路技術者が現場で、1 : 2,500 航空写真モザイクに引かれた線形を現地との相違を修正し、最終的な平面線形を設置する。
- 最終的な平面線形に沿い、平面測量が実施される。

平面線形の決定にあたり、特に注意した事項は次の通りであり、最終平面線形は図 6-1 に示される。

- 図 6-1 に記されている“ A ”区間は、将来容易に住宅地域になるものと予想される。そのため、この地域をさけて計画する。

- b) 図6-1に記されている“B”区間も上記と同様に将来容易に住宅地域になるものと予想されるが、その他の路線選定の条件としての送電線移設の問題或は橋梁の工事費を最少にすべく、クリークの最短区間を選定する事、等を考慮し、総合的に判断し平面線形は一部この地域を通過させざるを得ない。
- c) 図6-1に記されている“C”区間は現在の住宅地域である。この地区は、現在の住宅地域のコミュニティ分断をさけ、また、橋梁架設位置等を考慮して計画された。その結果、線形は現在の住宅地域の端を通過する様計画されている。
- d) キリフィー側にはすでに述べられた開発計画がある。この開発計画によれば、キリフィーの幹線道路の計画があり、すでに道路のための用地が確保されている。そのため、本計画道路も基本的にこの幹線道路の計画位置と整合させる様考慮されている。

## 6.2.2 縦断線形計画

### (1) 基本的な考え方

縦断線形計画にあたり、次の事項について注意する。

- a) 現況地盤と整合すること。
- b) 橋梁桁下空間が確保出来ること、および
- c) 橋梁桁高

### (2) 検討事項

縦断線形は、ケース“ A ”及びケース“ B ”の2つのケースについて検討がなされた。図6-2参照。

#### a) ケース“ A ”

ケースAは橋梁上にクレスト（凸）を置き、橋梁を太鼓橋とし、取付道路区間は極力現地盤にそわして計画する。

#### b) ケース“ B ”

橋梁桁下空間を確保し、その高さで橋梁部分を一定縦断勾配とする。そのため橋台付近では、かなりの高盛土形式の道路となる。

ケースA及びケースBを比較した結果、ケースAを採用することにした。その主な理由は下記の通りである。

- a) ケースAは橋台も低く、また盛土高も低く施工出来るため、ケースBに比べて工事費があきらかに安い。
- b) 一般的に言って、長大橋はもし橋面が一定勾配の場合、中央がたわんで見える。このたるみは、美的観点をそこなりものである。そのため、これを防止するため多少太鼓形に計画することが、キリフィーの自然景観

から望ましい。

(3) 縦断勾配

縦断勾配は、現況地盤の状況、地域の自然景観、橋梁の経済性、及び前述したケース検討等を基に決定する。

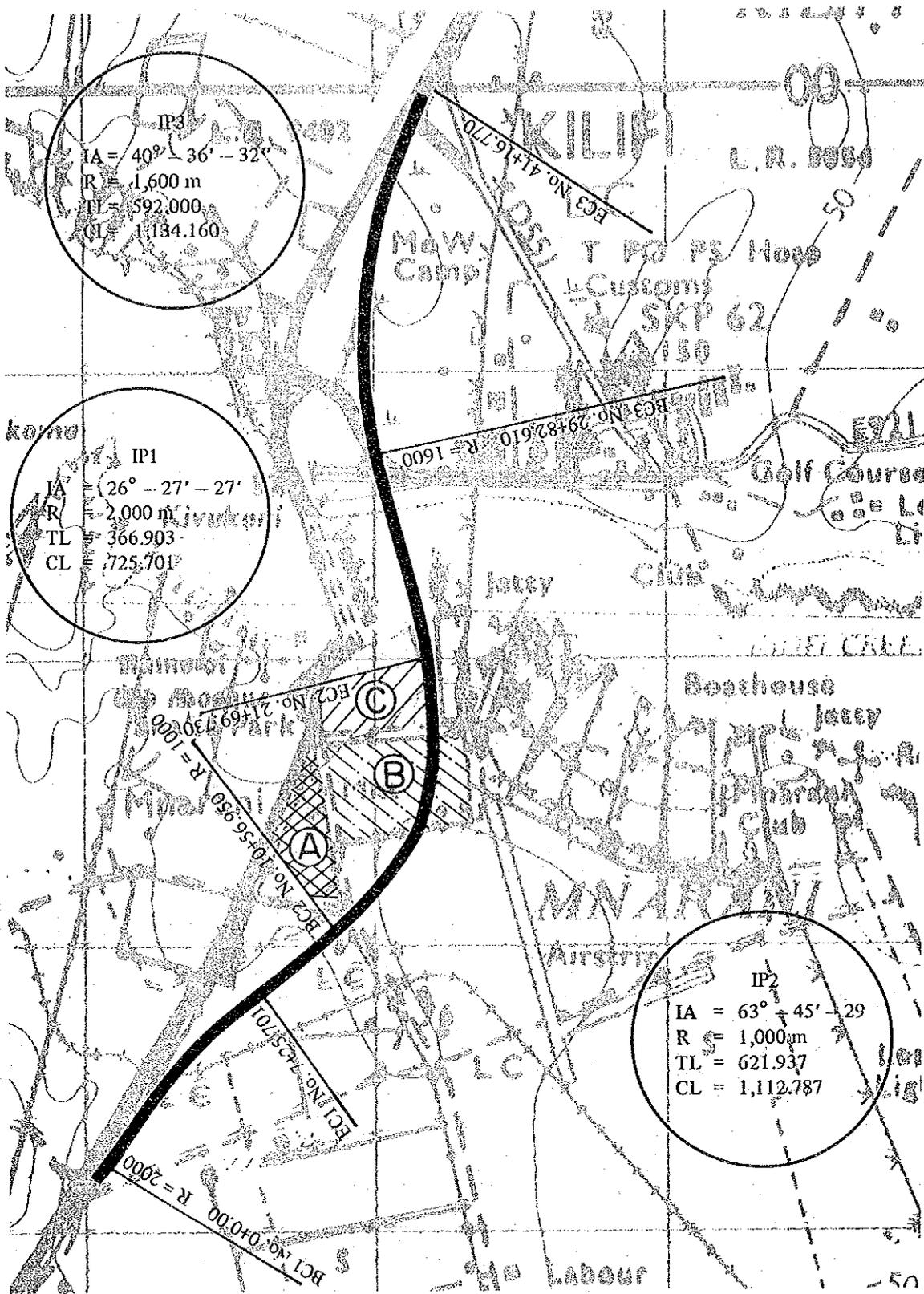


Fig. 6-1 HORIZONTAL ALIGNMENT PLAN

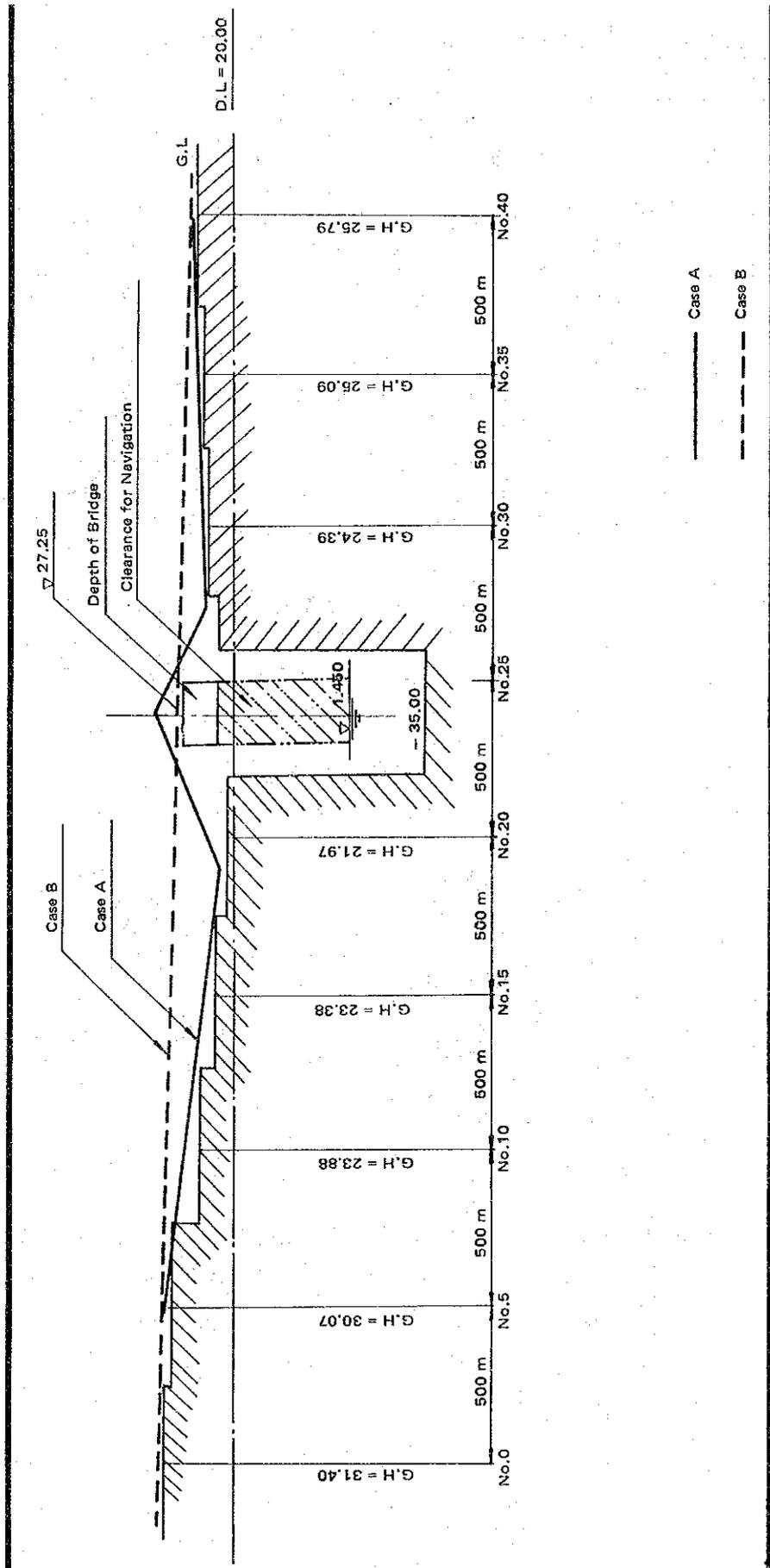


Fig. 6-2 VERTICAL ALIGNMENT PLAN

## 6.3 横断構成

### 6.3.1 基本的な考え方

#### (1) 使用された構成規格

標準横断構成は、ケニア国の運輸通信省により策定された基準に従って決定されるものであるが、路肩幅員等の部分については多少修正して決められる。

#### (2) 車線数

キリフィー橋を渡る2010年の将来交通量は、7,831台/日と推計される。2方向車線の交通容量は約10,000台/日から15,000台/日と計算され、また、2方向4車線道路の交通容量は約40,000台/日から50,000台/日と計算される。将来交通量と交通容量とを比較すれば、本計画道路は2車線道路として計画すれば、充分満足の行くものである。将来交通量、土地利用計画等を考えて、本計画道路は往復2車線道路として計画する。

#### (3) 車線幅員

車線幅員は、車種構成、道路の性格及び機能、また、将来交通量等により決定されるものである。車種構成は、自動車数観測調査の結果から、大型車混入率が38.6%という値は、他の道路に比べて非常に高い値を示すものであるため、車線幅員もこれらを考えて広い幅員が要求される。ケニア国の車線幅員の基準は3.00m、3.25m及び3.50mとあるが、上記の大型車混入率が非常に高いために、本計画では3.50mを採用する。

#### (4) 路肩型式

路肩の機能についてはケニアの基準にも明記されている。一般的に舗装されている路肩とそうでない土砂の路肩との2タイプがある。ケニア国のほとんどの路肩は、後者の土砂の路肩である。計画地域の国道B-8の現地調査の結果、この道路も例にもれなく土砂路肩であり、南国特有の強い雨及びその他の原因により、車道と路肩とがかなりの段差を生じている。この段差は、自動車交通に対して非常に危険である。そのため、本調査では事故防止のため舗装された路肩を採用する。

#### (5) 路肩幅員

計画道路は、キリフィーの市街地を通過するため、路肩幅員決定に際し、非常駐車幅及び日常の買物等の駐車幅等を考慮する必要がある。

乗用車の幅は1.70mから1.90mであり、この幅に0.50m程度の側方余裕を考えると、本計画の路肩幅員は2.50mである。

#### (6) 歩道幅員

現在、キリフィークリークをフェリーでキリフィーモンバサ方向及びその反対方向に横断する歩行者数は、それぞれ235人及び342人である。ま

た、12時間平均横断歩行者数はそれぞれ134人及び202人である。

キリフィ側及びムナラ＝側の市街地内では、歩行者が多いために計画道路両側に歩道を設ける必要がある。歩道幅員は、歩行者の肩幅、手荷物の幅及び自転車等の各幅員を考慮して2.0mが採用される。

(7) 盛土法面勾配

盛土法面勾配は、盛土高、盛土材料等により決定される。本調査では、ケニア国の基準に従い決定する。

盛土高が3.0m以下の法面勾配は1:2.0とする。

(8) 道路用地幅

道路用地幅は60mを採用した。その理由は下記の通りである。

- a) MOTCの基準によれば、本計画道路の規格を考えた場合、道路用地幅は40mと60mとがある。
- b) 総事業費に占める用地取得費の割合が非常に低いので、現時点で用地を広く取得しておく事が望ましい。

### 6.3.2 標準横断面構成

(1) 道路部

前述された事項及び十分な現地調査、周辺の土地利用計画等を考慮し、図6-3に示す標準横断面構成を設定する。

(2) 橋梁部

ケニアの標準橋梁横断面構成に従えば、路肩を含めた幅員は7.5m(0.25+7.0+0.25)であるが、本調査では下記の理由により、8.50m(0.75+7.0+0.75)を採用する。

- a) 大型車混入率が非常に高いこと。
- b) キリフィ橋付近は高速で自動車が走行することが予想され、側方余裕を広くする事が必要である。

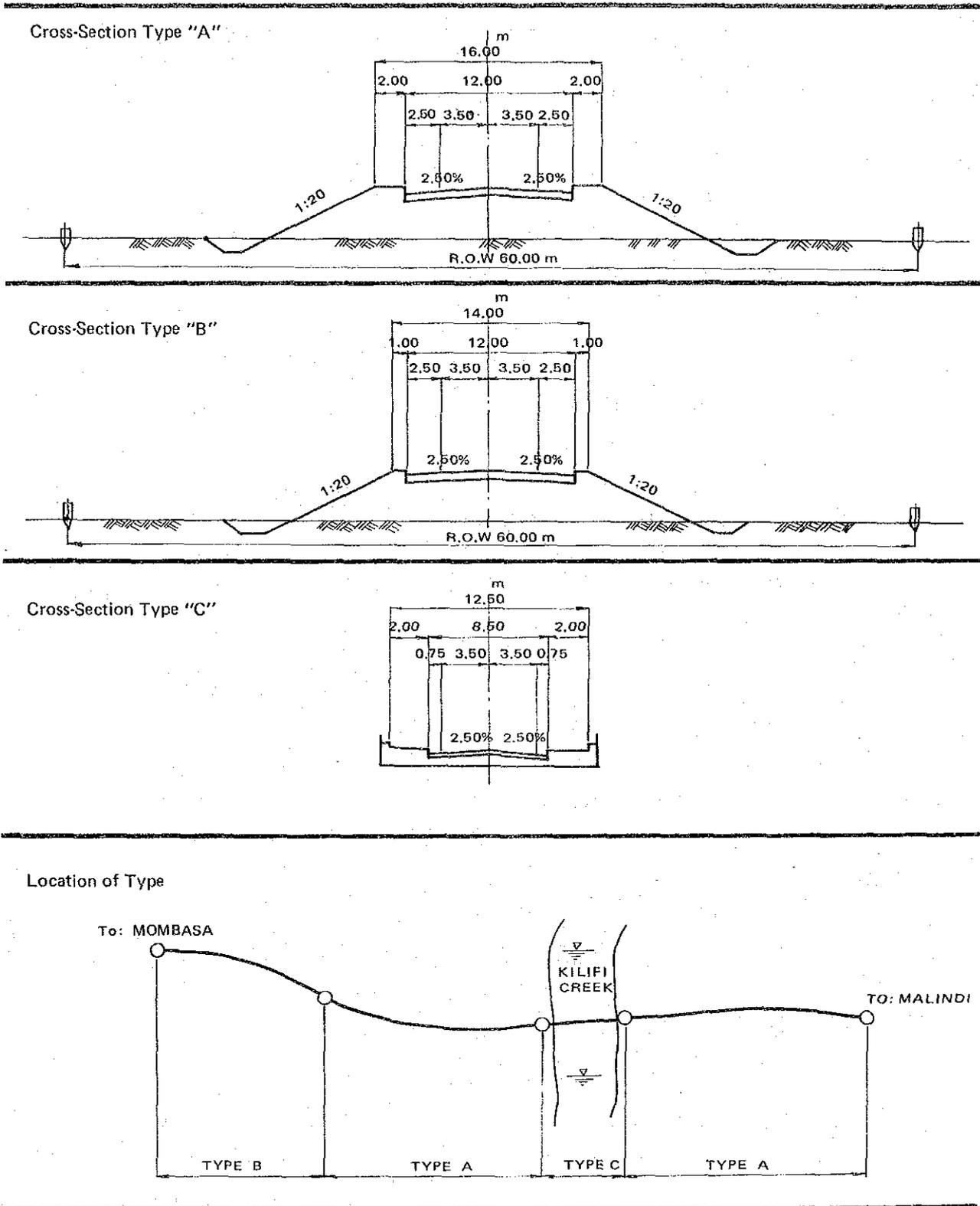


Fig. 6-3 CROSS-SECTION TYPE

## 6.4 舗装設計

舗装材料及び構成は、ケニア国の舗装設計基準に従うものとする。この基準は運輸通信省が策定したものである。

### 6.4.1 交通区分

将来交通量の推計結果より、自動車のくり返しによる軸数は、20.3百万回と計算される。

上記の舗装設計基準に従えば、この交通量により交通区分はT-2と分類されるが、本調査の対象期間及び維持管理等を考え、T-1と分類する。

### 6.4.2 気 候

キリフィ周辺の年間平均降雨量は1,100mmから1,200mmであり、この数字は上記の基準で言う「湿」に適合する。

### 6.4.3 路 床

計画対象地域の土質状態は、材料調査及び材料試験の結果から分類される。詳細な材料試験結果は、土の技術報告書にまとめられている。

上記の調査結果から路床の材料は、上記の基準のS3に適合する。

### 6.4.4 舗装構成

舗装構成には、表層工、上部路盤、下部路盤とに分けられる。

#### (1) 表層工

上記の設計基準には幾種類もの表層工があるが、ケニア国で通常使用されているアスファルトコンクリート舗装には、タイプⅠ、タイプⅡの2種類がある。本調査では、上記のタイプⅠを採用することとする。

#### (2) 上部路盤

将来交通量、くり返し自動車軸回数及び路床の状態を考え、本調査の上部路盤は歴青マカダム工法が採用する。

#### (3) 下部路盤

計画地域の地質状態、自動車のくり返し軸回数を考慮して、下部路盤は碎石が採用される。

#### (4) 舗装構成

前述した様に表層、上、下部路盤の材料及び舗装設計基準を基に各舗装構成が決定される。全体の舗装厚は図6-4に示される。

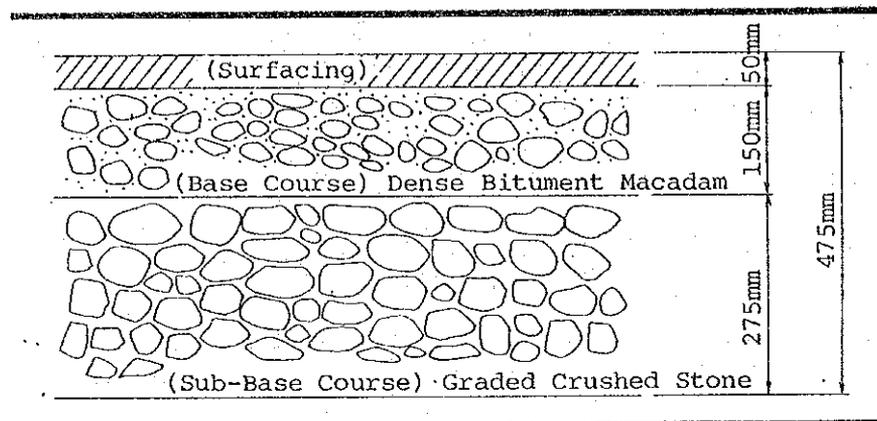


Fig. 6-4 MEASUREMENT OF PAVEMENT STRUCTURE

## 6.5 交差点計画

### 6.5.1 基本的な考え方

計画道路は、長距離トリップ及び地域住民のための短距離トリップの機能を有するものである。交差点計画では交差点の交通流、交通事故及び住民の利用度等を考えなければならない。

この様な観点から交差点計画の基本的な考え方は、次に示す通りである。

- a) 現在道路網と整合すること。
- b) 交通流を乱さないこと。
- c) 交通事故を減少させる。
- d) 地域住民の利用度が高いこと。
- e) 現況の地形に整合すること。

### 6.5.2 交差点の形式

交差点の形式は、計画道路と交差する現況の道路規格により大きく異なるものである。

表6-2は、交差道路相互の交差形式の1例である。この表によれば計画道路と細街路との交差点は、立体交差点でなく平面交差点で計画して良いことになる。

本調査では、表6-2を基に十分な現地調査を行い、各交差点の形式を決定する。

Table 6-2 TYPE OF INTERSECTION

Intersection of Project Road	At-grade intersection		Grade Separation	Remarks
	Non-signalized	Signalized		
to Primary Distributor	X	X	O	
to District Distributor	X	O	X	
to Local and Access Road	O	X	X	

Note: O - to establish intersections

X - not to establish intersections

### 6.5.3 交差点間隔

交差点間隔は、視認距離、設計速度、減速距離及びブレーキ反応時間等を考慮に決定される。本計画道路の設計速度は100 Km/時、ブレーキ反応時間は10秒また減速加速度は0.2 gとすれば、交差点間隔は475 mと計算される。本調査の交差点間隔は、上記の計算結果及び現地調査の結果を考慮し500 mと設定する。

### 6.5.4 交差点計画

交差点計画は、前述された交差点計画に必要な要因である交差点間隔、交差点形式及び現地調査の結果等を基に実施される。交差点形式及び交差点位置は図6-5に示される。次に各交差点についてその概要を述べる。

#### a) "A"、"E" 交差点

"A"及び"E"交差点は、本計画道路の起終点で現道B-8道路とT型に交差する。

#### b) "B" 交差点

"B"交差点は現況では5枝交差点となる。しかし、5枝交差点は交通処理上望ましくないため、現道を整理統合し、4枝の通常の交差点として計画する。統合された本計画道路に乗り入れ出来ない現道は、計画道路に平行に側道を設け、交通処理上、支障のない様計画する。

#### c) "C" 交差点

"C"交差点は通常の4枝交差点である。

#### d) "D" 交差点

計画道路と現道との交差点では、本計画道路の計画高と現道との高低差が3.0 mある。本来この様な高低差のある場所では、立体交差点として計画し、両側にランプを設ける事があるが、交差点スペース及び工事費等を考慮し、平面交差点として計画することとした。この場合、3.0 mの高低差があるため、交差点位置を終点側に100 m移動し平面交差点を計画する。

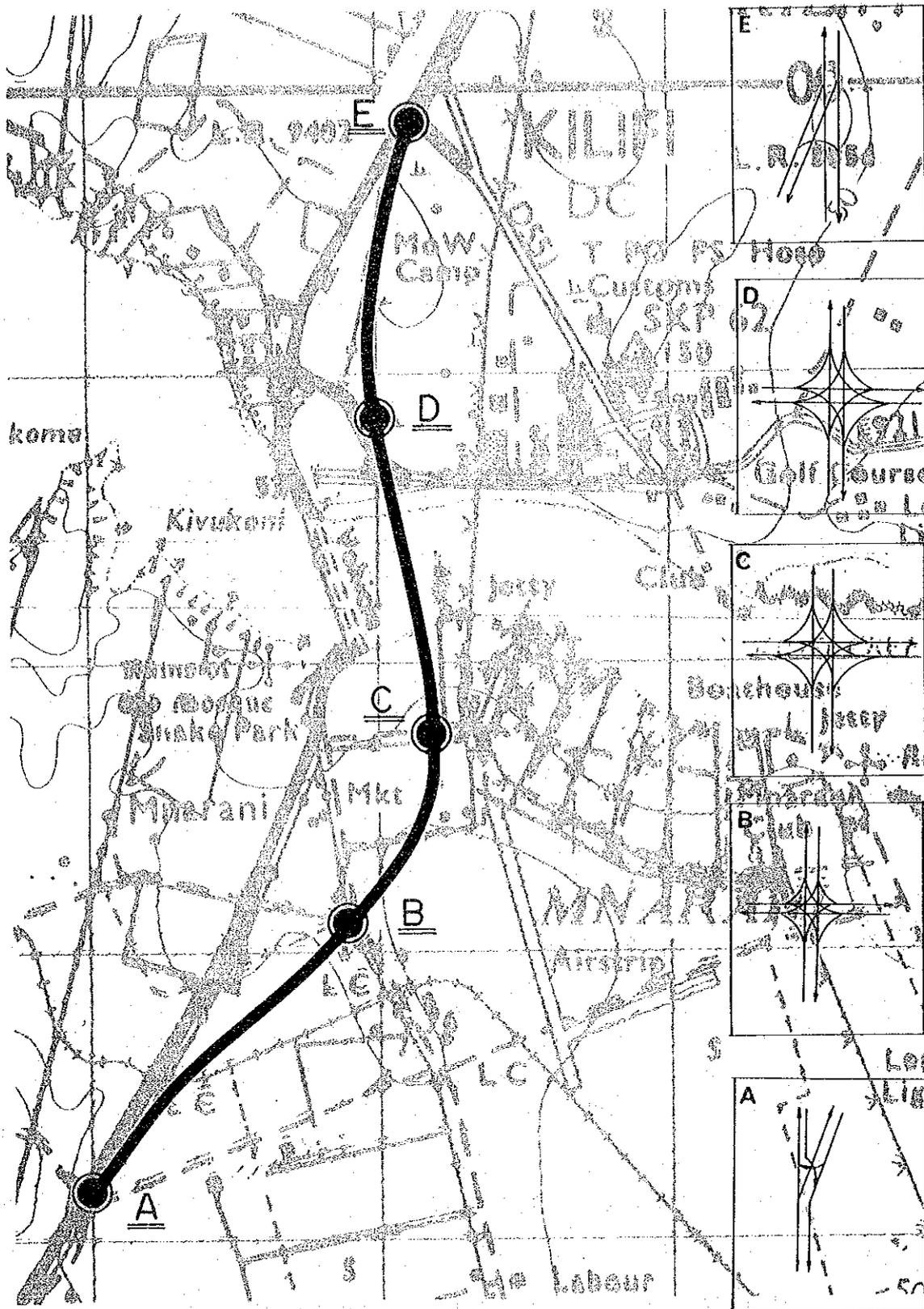


Fig. 6-5 LOCATION OF INTERSECTION

## 6.6 休憩場

調査地域はインド洋を眺められ、かつ、美しい緑が豊富な優れた環境が与えられた地域である。そのため、良好な環境を眺められる休憩場の計画が要求される。

この様な環境的観点から、キリフィー側に休憩場を計画した。計画図は、別冊の図面集に示されている。



## 第7章 橋梁予備設計

### 7.1 概 要

この章では橋梁比較の結果選定された中央径間250m、全長420mの斜張橋についてももう少し詳しい検討を行なうものである。比較設計の後段で述べた結果に従って、両側の橋台の基礎は直接基礎、主塔の基礎には、鉄筋コンクリートの杭基礎が用いられる。これらの杭は、リバーササーキュレーション工法で掘削された孔に、場所打ちコンクリートを打設して作られる。

### 7.2 橋脚と橋台の位置

#### 7.2.1 橋脚の位置

測量、地質調査の結果を踏えて、橋脚位置に若干の修正が行なわれる。これにあたっては次のような点が、考慮される。

- a) 橋脚位置2個所の水深はなるべく等しくなるようにする。
- b) 橋脚位置はなるべく海底の急斜面を避ける。
- c) 海底では、緩い表層の下に締ったシルト混じりの砂層があり、支持層として期待される。橋脚の位置を選定する上で避けなければならないような特別な地質上の欠陥はこの層にはない。

今回決定した橋脚位置は次の通りである。

ムナラニ側	Sta. № 23 + 24 m
キリフィ側	Sta. № 25 + 74 m

ムナラニ側の橋脚は傾斜10°程の緩い斜面に位置するが、キリフィ側の橋脚は、傾斜約35°の比較的急斜面に位置させざるを得ない。橋脚周辺の地形および地質の状態をFig.7-1に示す。

#### 7.2.2 橋台位置

橋台位置の決定にあたっては次のような要因が考慮される。

- a) 橋台の高さは12m以下、盛土の高さは10m以下となるようにする。
- b) 橋台位置は、水際の風化層で覆われた斜面を避けるようにする。
- c) 橋台は上部工の支間割が対称になるような位置とする。

今回決定した橋台位置は次の通りである。

ムラナニ側	Sta. № 22 + 39 m
キリフィ側	Sta. № 26 + 59 m

橋台付近の地形および地質の状態をFig. 7-2に示す。

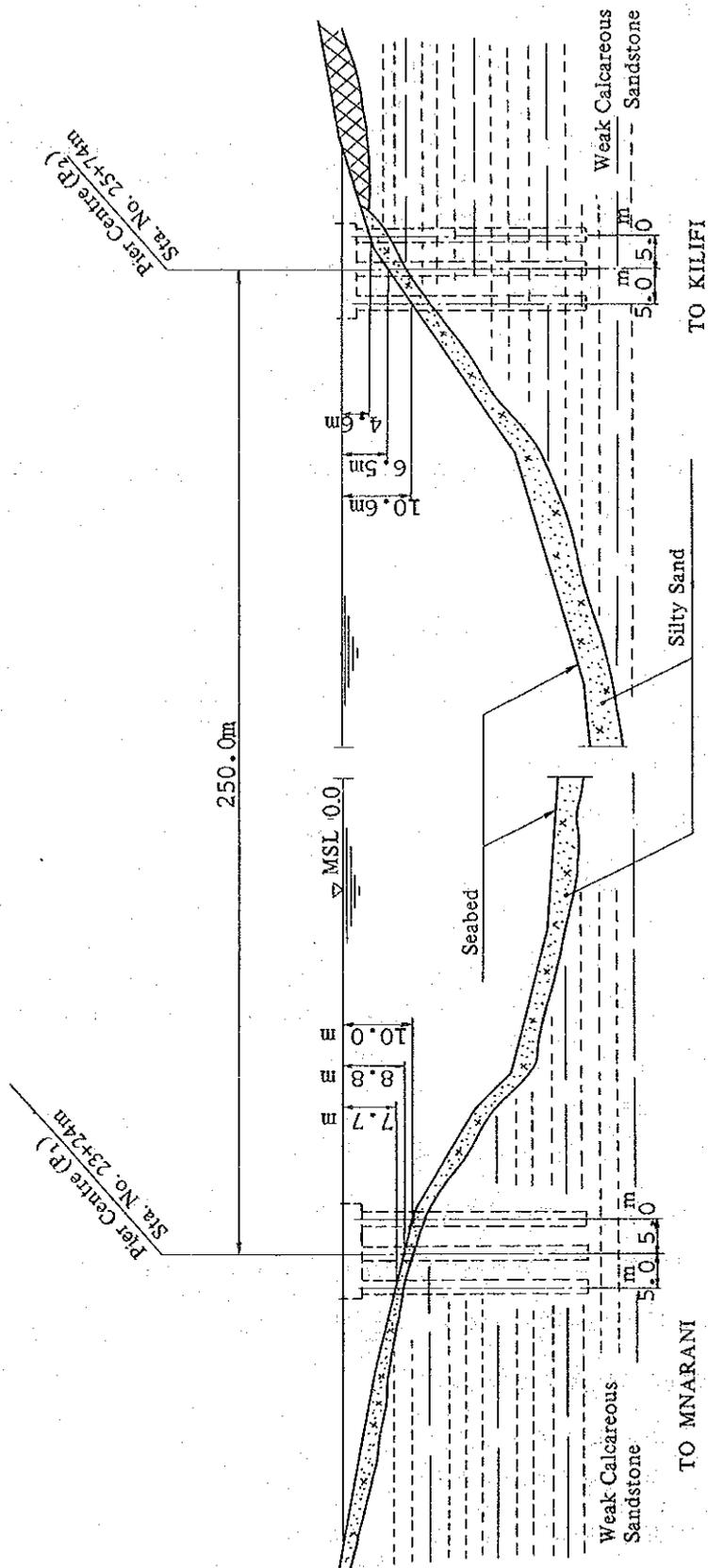


Fig. 7-1 PROFILE AND SUBSURFACE CONDITION OF SEABED AROUND PIERS

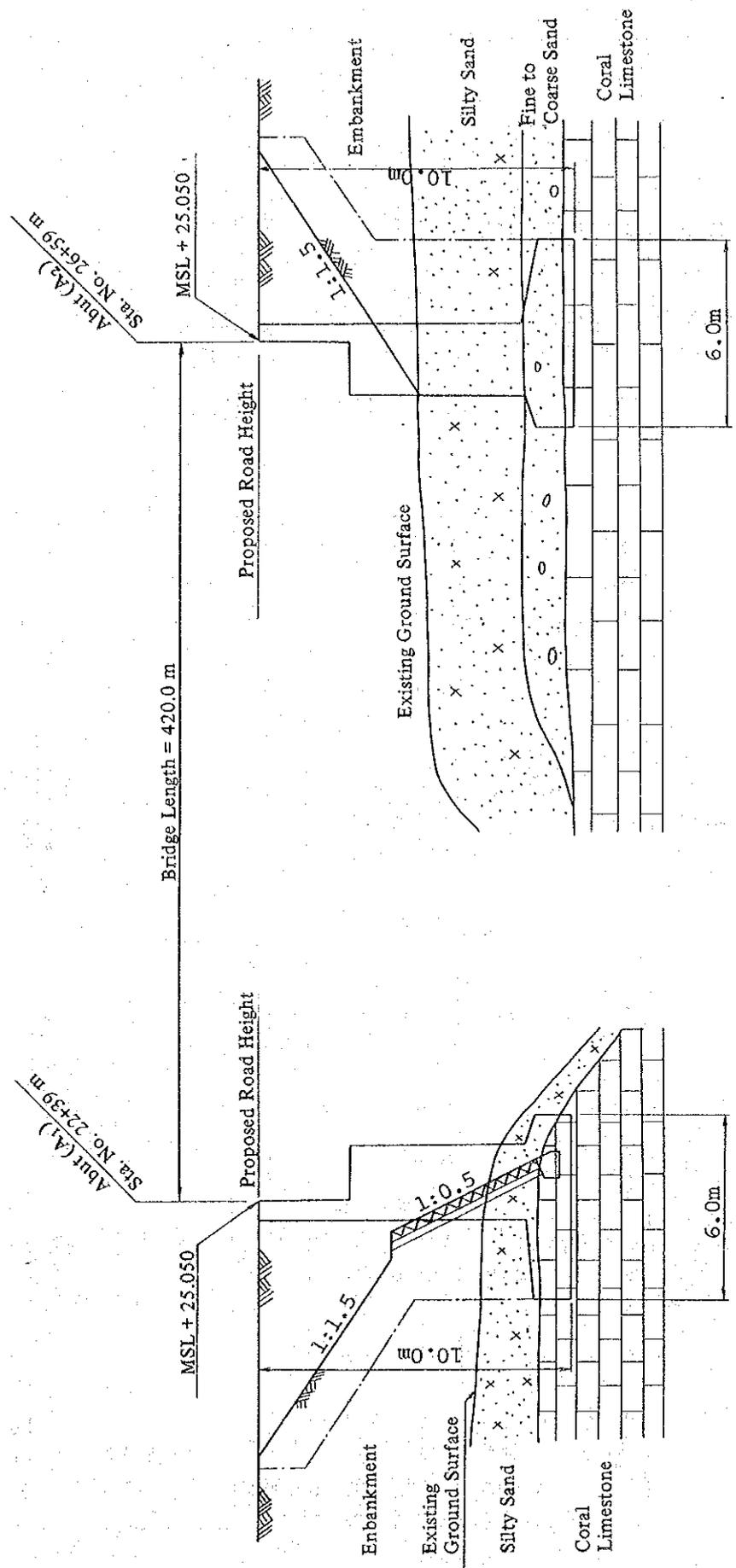
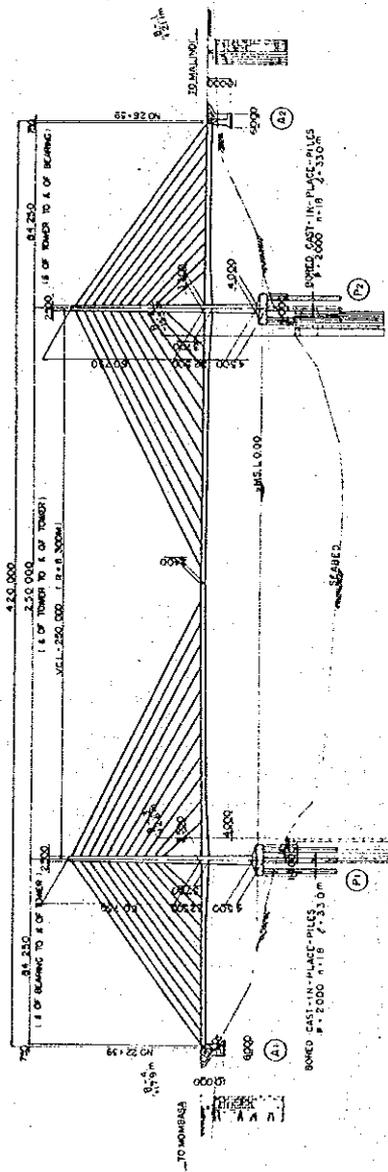


Fig. 7-2 PROFILE AND SUBSURFACE CONDITION AROUND ABUTMENTS

GENERAL VIEW OF KILIFI BRIDGE  
CABLE STAYED CONCRETE GIRDER BRIDGE

CROSS SECTION SCALE - 1 : 300

ELEVATION SCALE - 1 : 1000



PROPOSED RIGHT HEIGHT	EXISTING GROUND HEIGHT	ACCUMULATE DISTANCE	STATION	GRADE	HORIZONTAL CURVE
25.000	23.965	12.50	167	2.670	
	28.080	5.00	8	2.080	
	28.395	10.00	24	2.290	
	28.325	15.00	28	2.380	
	28.614	20.00	35	2.450	
	28.674	25.00	40	2.500	
	28.828	30.00	45	2.530	
	28.874	35.00	50	2.540	
	28.898	40.00	55	2.540	
	28.919	45.00	60	2.530	
	28.927	50.00	65	2.510	
	28.932	55.00	70	2.480	
	28.935	60.00	75	2.440	
	28.935	65.00	80	2.390	
	28.930	70.00	85	2.330	
	28.920	75.00	90	2.260	
	28.900	80.00	95	2.180	
	28.870	85.00	100	2.090	
	28.830	90.00	105	2.000	
	28.780	95.00	110	1.900	
	28.720	100.00	115	1.800	
	28.650	105.00	120	1.700	
	28.570	110.00	125	1.600	
	28.480	115.00	130	1.500	
	28.380	120.00	135	1.400	
	28.270	125.00	140	1.300	
	28.150	130.00	145	1.200	
	28.020	135.00	150	1.100	
	27.880	140.00	155	1.000	
	27.730	145.00	160	0.900	
	27.570	150.00	165	0.800	
	27.400	155.00	170	0.700	
	27.220	160.00	175	0.600	
	27.030	165.00	180	0.500	
	26.830	170.00	185	0.400	
	26.620	175.00	190	0.300	
	26.400	180.00	195	0.200	
	26.170	185.00	200	0.100	
	25.930	190.00	205	0.000	
	25.680	195.00	210	0.000	
	25.420	200.00	215	0.000	
	25.150	205.00	220	0.000	
	24.870	210.00	225	0.000	
	24.580	215.00	230	0.000	
	24.280	220.00	235	0.000	
	23.970	225.00	240	0.000	
	23.650	230.00	245	0.000	
	23.320	235.00	250	0.000	
	22.980	240.00	255	0.000	
	22.630	245.00	260	0.000	
	22.270	250.00	265	0.000	
	21.900	255.00	270	0.000	
	21.520	260.00	275	0.000	
	21.130	265.00	280	0.000	
	20.730	270.00	285	0.000	
	20.320	275.00	290	0.000	
	19.900	280.00	295	0.000	
	19.470	285.00	300	0.000	
	19.030	290.00	305	0.000	
	18.580	295.00	310	0.000	
	18.120	300.00	315	0.000	
	17.650	305.00	320	0.000	
	17.170	310.00	325	0.000	
	16.680	315.00	330	0.000	
	16.180	320.00	335	0.000	
	15.670	325.00	340	0.000	
	15.150	330.00	345	0.000	
	14.620	335.00	350	0.000	
	14.080	340.00	355	0.000	
	13.530	345.00	360	0.000	
	12.970	350.00	365	0.000	
	12.400	355.00	370	0.000	
	11.820	360.00	375	0.000	
	11.230	365.00	380	0.000	
	10.630	370.00	385	0.000	
	10.020	375.00	390	0.000	
	9.400	380.00	395	0.000	
	8.770	385.00	400	0.000	
	8.130	390.00	405	0.000	
	7.480	395.00	410	0.000	
	6.820	400.00	415	0.000	
	6.150	405.00	420	0.000	
	5.470	410.00	425	0.000	
	4.780	415.00	430	0.000	
	4.080	420.00	435	0.000	
	3.370	425.00	440	0.000	
	2.650	430.00	445	0.000	
	1.920	435.00	450	0.000	
	1.180	440.00	455	0.000	
	0.430	445.00	460	0.000	
	0.000	450.00	465	0.000	
	0.000	455.00	470	0.000	
	0.000	460.00	475	0.000	
	0.000	465.00	480	0.000	
	0.000	470.00	485	0.000	
	0.000	475.00	490	0.000	
	0.000	480.00	495	0.000	
	0.000	485.00	500	0.000	
	0.000	490.00	505	0.000	
	0.000	495.00	510	0.000	
	0.000	500.00	515	0.000	
	0.000	505.00	520	0.000	
	0.000	510.00	525	0.000	
	0.000	515.00	530	0.000	
	0.000	520.00	535	0.000	
	0.000	525.00	540	0.000	
	0.000	530.00	545	0.000	
	0.000	535.00	550	0.000	
	0.000	540.00	555	0.000	
	0.000	545.00	560	0.000	
	0.000	550.00	565	0.000	
	0.000	555.00	570	0.000	
	0.000	560.00	575	0.000	
	0.000	565.00	580	0.000	
	0.000	570.00	585	0.000	
	0.000	575.00	590	0.000	
	0.000	580.00	595	0.000	
	0.000	585.00	600	0.000	
	0.000	590.00	605	0.000	
	0.000	595.00	610	0.000	
	0.000	600.00	615	0.000	
	0.000	605.00	620	0.000	
	0.000	610.00	625	0.000	
	0.000	615.00	630	0.000	
	0.000	620.00	635	0.000	
	0.000	625.00	640	0.000	
	0.000	630.00	645	0.000	
	0.000	635.00	650	0.000	
	0.000	640.00	655	0.000	
	0.000	645.00	660	0.000	
	0.000	650.00	665	0.000	
	0.000	655.00	670	0.000	
	0.000	660.00	675	0.000	
	0.000	665.00	680	0.000	
	0.000	670.00	685	0.000	
	0.000	675.00	690	0.000	
	0.000	680.00	695	0.000	
	0.000	685.00	700	0.000	
	0.000	690.00	705	0.000	
	0.000	695.00	710	0.000	
	0.000	700.00	715	0.000	
	0.000	705.00	720	0.000	
	0.000	710.00	725	0.000	
	0.000	715.00	730	0.000	
	0.000	720.00	735	0.000	
	0.000	725.00	740	0.000	
	0.000	730.00	745	0.000	
	0.000	735.00	750	0.000	
	0.000	740.00	755	0.000	
	0.000	745.00	760	0.000	
	0.000	750.00	765	0.000	
	0.000	755.00	770	0.000	
	0.000	760.00	775	0.000	
	0.000	765.00	780	0.000	
	0.000	770.00	785	0.000	
	0.000	775.00	790	0.000	
	0.000	780.00	795	0.000	
	0.000	785.00	800	0.000	
	0.000	790.00	805	0.000	
	0.000	795.00	810	0.000	
	0.000	800.00	815	0.000	
	0.000	805.00	820	0.000	
	0.000	810.00	825	0.000	
	0.000	815.00	830	0.000	
	0.000	820.00	835	0.000	
	0.000	825.00	840	0.000	
	0.000	830.00	845	0.000	
	0.000	835.00	850	0.000	
	0.000	840.00	855	0.000	
	0.000	845.00	860	0.000	
	0.000	850.00	865	0.000	
	0.000	855.00	870	0.000	
	0.000	860.00	875	0.000	
	0.000	865.00	880	0.000	
	0.000	870.00	885	0.000	
	0.000	875.00	890	0.000	
	0.000	880.00	895	0.000	
	0.000	885.00	900	0.000	
	0.000	890.00	905	0.000	
	0.000	895.00	910	0.000	
	0.000	900.00	915	0.000	
	0.000	905.00	920	0.000	
	0.000	910.00	925	0.000	
	0.000	915.00	930	0.000	
	0.000	920.00	935	0.000	
	0.000	925.00	940	0.000	
	0.000	930.00	945	0.000	
	0.000	935.00	950	0.000	
	0.000	940.00	955	0.000	
	0.000	945.00	960	0.000	
	0.000	950.00	965	0.000	
	0.000	955.00	970	0.000	
	0.000	960.00	975	0.000	
	0.000	965.00	980	0.000	
	0.000	970.00	985	0.000	
	0.000	975.00	990	0.000	
	0.000	980.00	995	0.000	
	0.000	985.00	1000	0.000	

PLAN SCALE - 1 : 1000

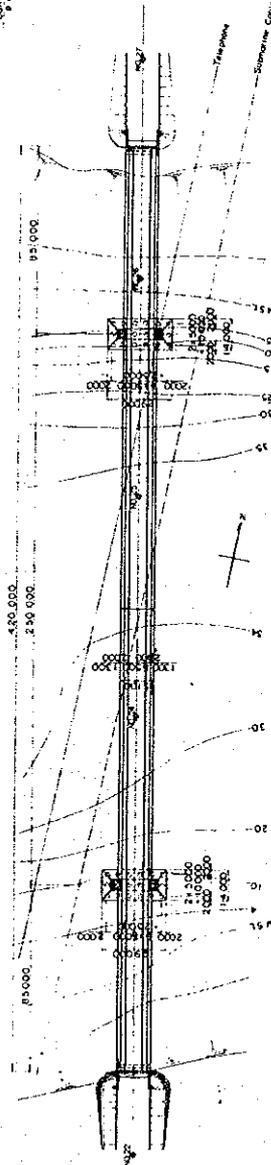


Fig. 7-3 GENERAL VIEW OF KILIFI BRIDGE  
(PRELIMINARY BRIDGE DESIGN)

### 7.3 上部工の設計

#### 7.3.1 設計条件

以下に行なわれる上部工の検討は下記の設計条件に従う。

##### (1) 寸法諸元

- a) 橋の型式 : プレストレストコンクリート斜張橋
- b) 橋長 : 420 m  
( Sta. №22+39 m ~ Sta. №26+59 m )
- c) 径間長 : 85 m + 250 m + 85 m
- d) 橋の幅員 ( Fig. 7-4 参照 )
  - 全幅員 : 12.5 m
  - 車道の幅員 : 8.5 m
  - 歩道の幅員 : 2 × 2.0 m
- e) 道路の平面線形 ( 直線 )
- f) 斜角 : 90° ( 直橋 )
- g) 建築限界
  - 車道 : 路面上 5.25 m
  - 歩道 : 路面上 2.50 m

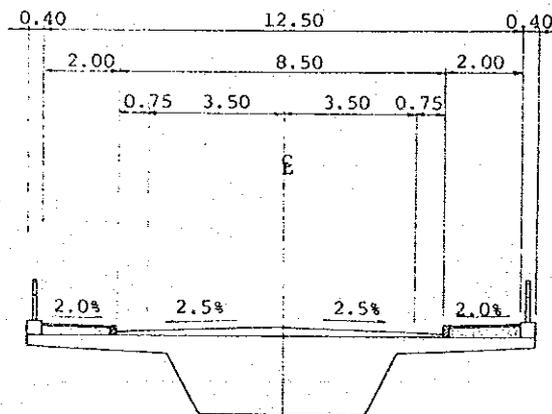


Fig. 7-4 WIDTH OF BRIDGE (Unit: m)

##### (2) 荷重

###### a) 死荷重

死荷重の算定に用いられる材料の単位重量は Table 7-1 に示される。しかし、実際の重量が明らかな場合はこの限りでない。

Table 7-1 UNIT WEIGHTS OF MATERIALS

Material	Unit weight
Steel, Cast steel and Forged steel	7850 kg/m <sup>3</sup>
Cast iron	7250
Aluminum alloys	2800
Reinforced concrete and Prestressed concrete	2500
Plain concrete	2350
Cement mortar	2150
Timber	800
Crushed Stone (Under Sidewalk)	1900
Asphalt pavement	2300

(b) 活荷重

活荷重は車道を走るトラック荷重（T-荷重とL-荷重）と歩道荷重により構成される。

主橋梁およびその他の構造物に対する設計荷重は、日本道路協会の道路橋示方書のTL-20荷重による。TL-20とBSのHAおよびHB荷重との簡単な比較がAppendix 1に示される。

床版と床組に対する活荷重

床版と床組は次の活荷重によって設計されるものとする。

- i) 車道には、Table 7-2およびFig.7-5に示されるT-荷重が載荷される。橋軸方向には通常1つの線荷重が載荷される、横方向には、考えている部材に最大の部材力を生ずるように、任意の台数が載荷される。

Table 7-2 T-LOADINGS

Class of bridge	Loading	Gross weight W (ton)	Weight of a front wheel 0.1W (kg)	Weight of a rear wheel 0.4W (kg)	Weight of a front wheel b <sub>1</sub> (cm)	Weight of a rear wheel b <sub>2</sub> (cm)	Length of contact area of a wheel on the road surface a (cm)
1st	T-20	20	2,000	8,000	12.5	50	20

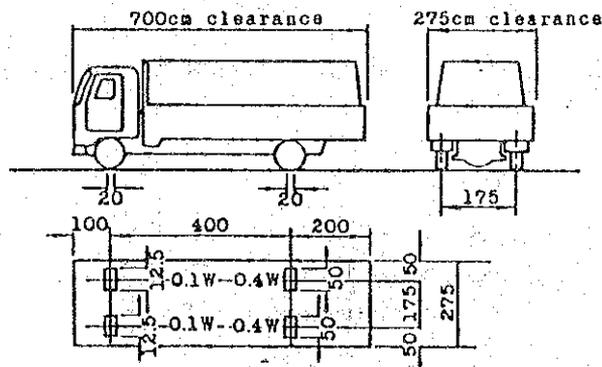


Fig. 7-5 T-LOADINGS

ii) 歩道には  $500 \text{ kg/m}^2$  の等分布荷重が載荷される。

主桁に対する活荷重

主桁は次の活荷重によって設計されるものとする。

i) 車道には、Table 7-3 で主載荷荷重と定義された線荷重  $P$  および等分布荷重値が幅  $5.5 \text{ m}$  迄は載荷される。残りの部分に Table 7-3 で従載荷荷重として定義された  $P/2$  および  $P/2$  が載荷される。これらの荷重は部材に最も不利な影響を与えるように載荷するものとする。

Table 7-3 L-LOADINGS

Class of bridge	Loading	Main loads (up to 5.5 meters in width)		Sub-loads
		Line load $P(\text{kg/m})$	Uniform load, $p (\text{kg/m}^2)$	
1st	L-20	5000	$L \leq 80$ : 350 $L > 80$ : $430 - L$ but not less than 300	50% of main loads

where,  $L$  = span length in meters

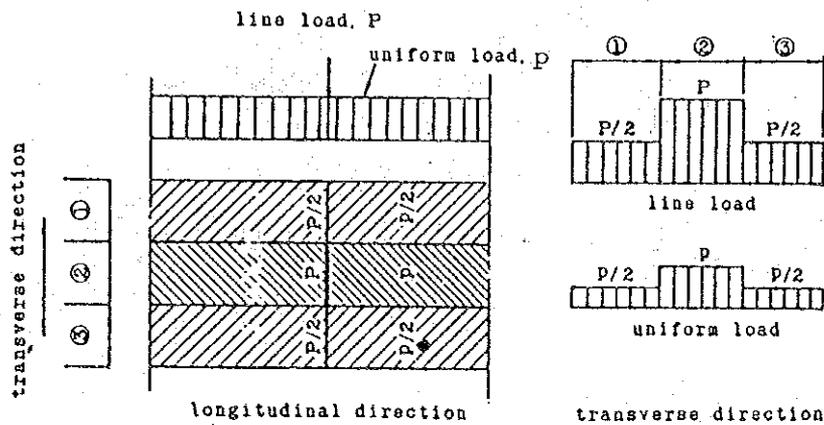


Fig. 7-6 L-LOADINGS

ii) 歩道上には、Table 7-4 に示される等分布活荷重が載荷される。

Table 7-4 UNIFORM LOAD FOR SIDEWALKS

Span length, $L$ (m)	$L \leq 80$	$80 < L \leq 130$	$L > 130$
Uniform loads ( $\text{kg/m}^2$ )	350	$430 - L$	300

c) 衝 撃

活荷重は衝撃の影響により割増される。しかし歩道の活荷重には衝撃は考慮しない。

PC橋に対する衝撃係数は次式によって算出するものとする。

$$T\text{-荷重に対して} \quad I = \frac{20}{50+L}$$

$$L\text{-荷重に対して} \quad I = \frac{10}{25+L}$$

ここに、 $I$  = 衝撃係数

$L$  = 活荷重の載荷長

d) 縦荷重

車輛の牽引および制動による70 tの縦荷重が、橋軸方向と平行に路面上に作用するものとする。

e) 風荷重

風荷重は構造物に最も不利な影響を与えるように作用する水平動荷重とする。風荷重算定の基礎となる設計基本風速は30 m/secとする。その根拠はAppendix 1. に記されている。

f) 温度の影響

温度変化は±5℃とする。構造物内の温度差は5℃とする。コンクリートの線膨張係数は、 $10 \times 10^{-6}$ 、ケーブルの線膨張係数は、 $12 \times 10^{-6}$ とする。

Note 1) 温度差および温度変化の値は、日本道路協会の道路橋示方書の考え方に準拠し、マリンディ、キリフィおよびモンバサの観測結果をもとに定められた。より詳しくはAppendix 1に述べられている。

g) 地震の影響

この地域では地震は少ないし、この橋梁型式に対しては地震の影響は小さい。それゆえ、この予備設計では、地震の影響による照査を省略する。

(3) 材料と許容応力

a) コンクリート(主桁および主塔)

設計基準強度 :  $\sigma_{ck} = 35.0 \text{ Kg/cm}^2$

許容圧縮応力度 :  $\sigma_{ca} = 12.5 \text{ Kg/cm}^2$

ヤング係数 :  $E_c = 3.25 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$

b) 鉄筋

Table 7-5 REINFORCEMENT

Standard	Yield Point	Modulus of Elasticity	Allowable Tensile Stress	Similar Standard
JIS G3112 SD30	> 30 kg/mm <sup>2</sup>	2.1 x 10 <sup>6</sup> kg/cm <sup>2</sup>	1,800 kg/cm <sup>2</sup>	BS 4461 cold worked high yield

c) PC鋼棒

Table 7-6 PRESTRESSING BAR

Standard	Yield Point	Tensile Strength	Modulus of Elasticity	Allowable Tensile Stress*	Similar Standard
JIS G3109 SBPD 95/110	> 95 kg/mm <sup>2</sup>	>110 kg/mm <sup>2</sup>	2.0 x 10 <sup>6</sup> kg/cm <sup>2</sup>	66.0 kg/mm <sup>2</sup>	BS 4486 Prestressing Bars
JIS G3109 SBPR 95/120	> 95 kg/mm <sup>2</sup>	>120 kg/mm <sup>2</sup>	2.0 x 10 <sup>6</sup> kg/cm <sup>2</sup>	71.2 kg/mm <sup>2</sup>	BS 4486 Prestressing Bars

\* for permanent design loads

d) ケーブル

Table 7-7 CABLE

Standard	Sign	Nominal size of Strand	Tensile Strength	Bearing Stress*
JIS G3536	SWPR 7A	15.2 mm Composed 7-wires	>165 kg/mm <sup>2</sup>	>140 kg/mm <sup>2</sup>

\* The stress for 0.2% permanent elongation

7.3.2 骨組

(1) ケーブル配置

a) マルチケーブル型

マルチケーブル型が採用される。

マルチケーブル型は主塔と主桁との間に比較的狭い間隔で多数のケーブルを張り渡したもので、この型式は、比較的長い支間で跳出し工法で施工しなくてはならない場合に推奨されるものである。理由は次のようなものである。

第1に、完成後主桁は多数のケーブルによって支持されているため、その曲げモーメントが非常に小さくなる。

一方、施工中には、主桁は片持ちとされ塔から張られたケーブルによって支持された点の外側の跳出しの長さは、非常に短いので、施工中の曲げモーメントを非常に小さく、完成後のものより小さくしうる。

このように主桁の曲げモーメントは、非常に小さく抑えることが出来るので、主桁はその桁高を非常に低く従って重量を小さく設計できる。

第2に、主桁は異った長さで固有振動数をもつ多数のケーブルによって支持されているので、構造物の振動性状および耐風安定性は大幅に改善されている。

#### b) ハープ型

通常、塔にケーブルを結合する場合に2つの方法がある。1つは塔頂でケーブルを集中させる方法でもう1つは塔頂付近に一定の間隔をおいて結合する方法である。前者は放射型、後者はハープ型と呼ばれる。この調査では次の理由でハープ型が用いられる。

第1に、放射型の場合は塔頂に多数のケーブルが集中するのでケーブルの碇着の構造が複雑になる。

第2に、放射型の場合は、主塔の完成後すべてのケーブルは塔に結合されるが、ハープ型の場合は、主塔の建造は主桁と平行して行なわれるので放射型より作業の効率がよい。

#### c) ケーブルの間隔

通常ケーブルを主桁に結合する場合の間隔は、跳出作業車によって1回に打設される長さで等しくまたはその2倍とされる。今回の設計では跳出作業車の1シフトによって打設されるブロックの長さを5.0mと仮定し、ケーブルの結合点の間隔は10.0mとされる。

塔側のケーブルの結合点の間隔は4.0mとする。これはケーブルの碇着に必要な空間を確保する最少の間隔である。

ケーブルの本数は中央径間側、側径間側それぞれ11本とする。

#### d) ケーブル面

通常斜張橋のケーブルの配置には1面および2面の2種類がある。

今回の設計では、次の理由で1面のものは消去される。

第1に、1面吊りは2面吊りに比較して耐風安定性に劣る。

第2に、1面吊りの場合は、車道の中央に位置するケーブル面により車道が2分される。このことは、本橋のような幅員の狭い橋の場合は、橋面の有効な利用を著しく妨げる。

2面吊りの斜張橋の場合、ケーブル面の位置については2通り考えられる(Fig.7-7参照)。1つは歩道の外側端にケーブル面を置くもので

あり、もう1つは、歩車道の境界に置くものである。後者は次に述べる欠点があるので前者が採用される。

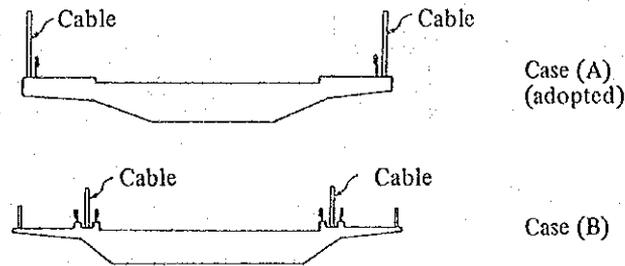


Fig. 7-7 POSITIONING OF CABLE PLANES

第1に、ケーブル面によって区切られた空間が狭いので、運転者に視覚的圧迫感を与える。

第2に、ケーブルを車輛の衝突、歩行者の悪戯から守るために、ガードレール、高欄が必要となろうから、この為路面幅が広く必要となり、橋梁費が高くなる。

(2) 塔の高さ

一般に、ケーブルは主桁となす角度が大きい程効率よく働く。しかし、主桁とケーブルの角度を大きくすることは、ケーブル長が大きいかつ塔が高くなることであり、必ずしも経済的でない。文献によれば、経済的な観点から主塔高さと中央径間の比は1:4とするのがよいとされている。換言すれば、クオアステイの主桁となす角度は約 $25^\circ$ がよいということになる。

この設計では塔の高さは路面上60.75mとする。塔の高さと中央径間との比は1:4.1で中央径間側の最上段ケーブルの水平となす角は $27^\circ$ である。

(3) 構造力学系

Fig. 7-8は、通常用いられる種の構造力学系を示す。

System Group	Two-Fix Supporting System	One-Fix Supporting System	Conceptual Cross-Section
A		<p>M ..... Movable Support  F ..... Fixed Support  H ..... Sliding Hinge  R ..... Rigid</p>	
B			
C			

Fig. 7-8 MECHANICAL CONFIGURATION

これらは、塔と主桁の連結方法から3つのグループA、B、Cに分けられる。そしてAを除いて各グループは主桁の連続性という観点から2つに分けられる。

グループAでは、基礎から立上がった塔と主桁は一体構造で造られるが、B、Cでは、主桁と塔は分離されている。

この設計では、次の理由によりAの構造系が採用される。

第1に、この構造系は大きな反力を支持しなくてはならない支承が不要なので、橋の建設費を節約できる。

第2に、建設の初期の段階で主桁は塔から中央径間側および側径間側の両方に向かってバランスしながら跳出されるが、この段階で主桁が塔に剛結されていることは施工を容易にするとともに経済的にする。

主桁は塔に剛結されているので、中央径間の中央に温度差による伸縮を開放するためのヒンジが必要となる。このヒンジは主桁の連続性を失なわせるので、走行車輛の快適性を若干阻害するとともに、主桁の剛度をやゝ損なうことになる。

しかし、他方では、この型式では、走行車輛や温度変化によって惹起される橋台の移動量は大変小さくなり、上揚力に抵抗する橋台の構造を単純なものにする。

### 7.3.3 ケーブルの設計

#### (1) ケーブルの種類

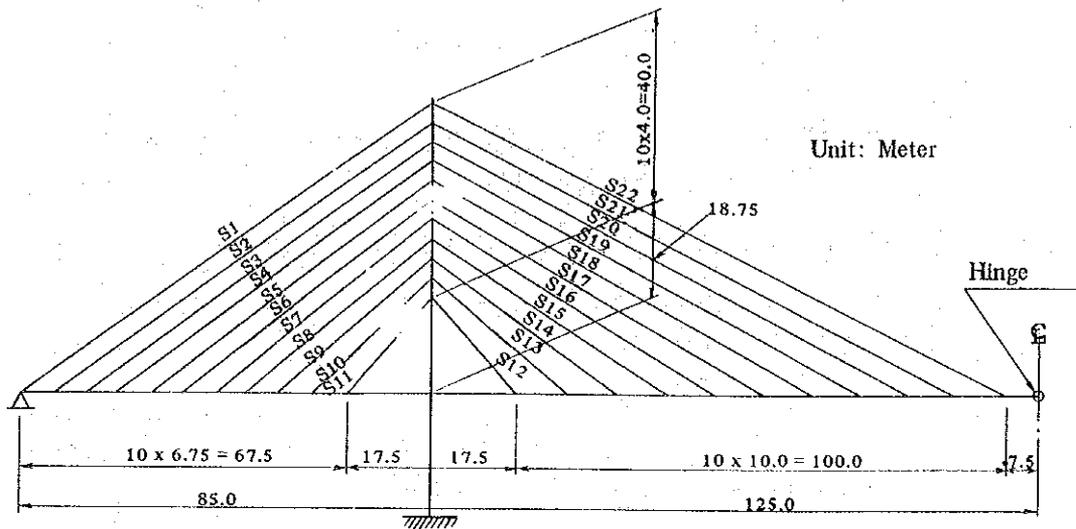
これまでロックドコイル、より線、平行線等の各種のケーブルが、様々の防錆方法とともに斜張橋に用いられて来た。

それらのケーブルは、強度、耐久性、施工性等の観点からそれぞれ長所および短所がある。

この設計では、一般的なものを選定する必要から、また、防錆が完全なものという観点から鋼より線ケーブルが用いられる。各ストランドは径5mmのワイヤー7本によって構成され、直径は15.2mmである。各ケーブルは、19本から37本のストランドで構成される。

#### (2) 断面の決定

各ケーブルを構成するストランドの数、作用および設計許容力をFig.7-9に示す。



Cable Number	Design Tensile Strength	Number of Strand	Allowable Tensile Strength	Cable Number	Design Tensile Strength	Number of Strand	Allowable Tensile Strength
S 1	775 t	N=37	787t	S 12	125 t	N=19	404 t
S 2	763	37	787	S 13	121	19	404
S 3	750	37	787	S 14	525	27	574
S 4	636	37	787	S 15	627	37	787
S 5	622	37	787	S 16	635	37	787
S 6	605	37	787	S 17	601	37	787
S 7	592	37	787	S 18	572	37	787
S 8	590	37	787	S 19	596	37	787
S 9	574	27	574	S 20	724	37	787
S 10	506	27	574	S 21	749	37	787
S 11	366	19	404	S 22	670	37	787

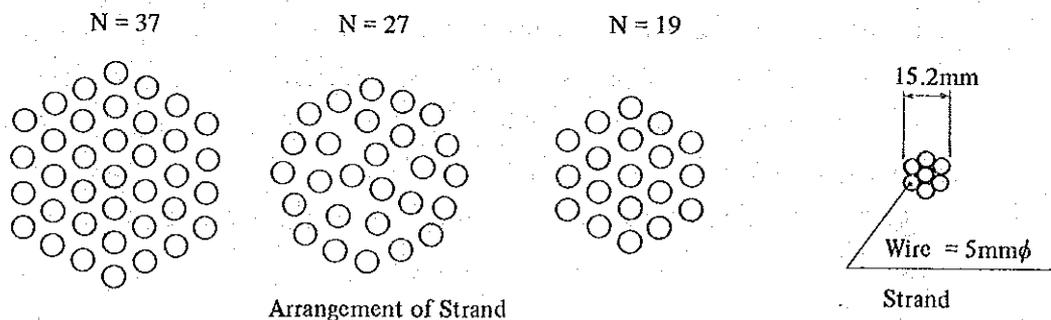


Fig. 7-9 DESIGN TENSILE STRENGTH AND CROSS-SECTION OF STAYED CABLE

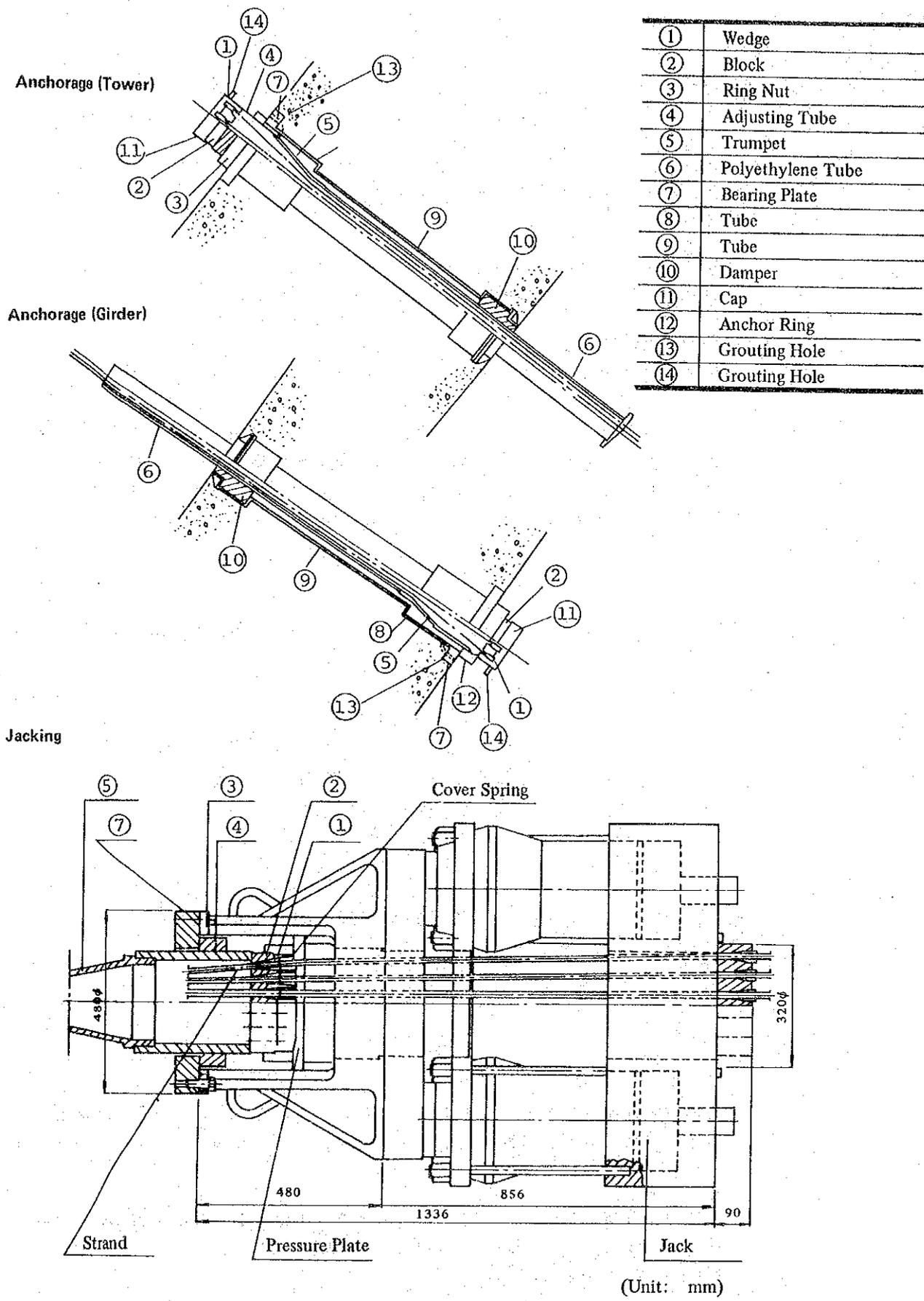


Fig. 7-10 DETAIL OF ANCHORAGE

(3) 碇 着

ケーブルの碇着にはもっとも普通なものの一つであるフレシノー方式が用いられる ( Fig.7 - 1 0 参照 )。

多数のストランドで構成される1本のケーブルは、1ケの鋼製ソケットに碇着される。

塔上のソケットは、同じ高さのフォアスティ側とバックスティ側のケーブルは水平方向に60cmの間隔をとってアンカーされる。

(4) 防 食

各ケーブルは、ケーシングチューブに挿入される。ケーブルと管の間隙は、モルタルでグラウトされる。通常ケーシングチューブは、鋼またはアルミニウムまたはポリエチレンで作られる。本橋ではポリエチレンの管が使用される。なぜなら取扱いが容易でそれ自身も耐食性に優れているので。管の肉厚は5.5mmである。管の直径はケーブルの直径の変化とともに変化する ( N = 1 9 →  $\phi$ 114mm、N = 2 7 →  $\phi$ 140mm、N = 3 7 →  $\phi$ 165mm )。

Fig.7 - 1 1 はケーブルの代表的な断面を示す。

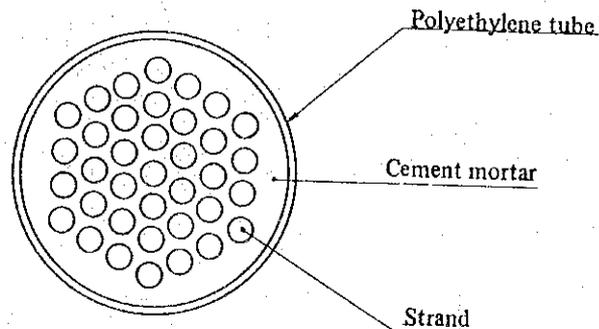


Fig. 7-11 CROSS-SECTION OF CABLE

7. 3. 4 主桁の設計

(1) 断面形状

主桁の断面形状は Fig.7 - 1 2 に示される。図に示されるように、主桁は単箱桁形状で、耐風安定性に対する考慮から、ウェブは鉛直に対して27° ( 1 : 2 ) 傾けられている。

主桁の桁高は、塔近くで3.70mと大きくされているが一般部では2.40mである。直接車輻の荷重を支持しなくてはならない箱桁の上床版は、厚さ35cmで、横方向にPC鋼棒で締められている。

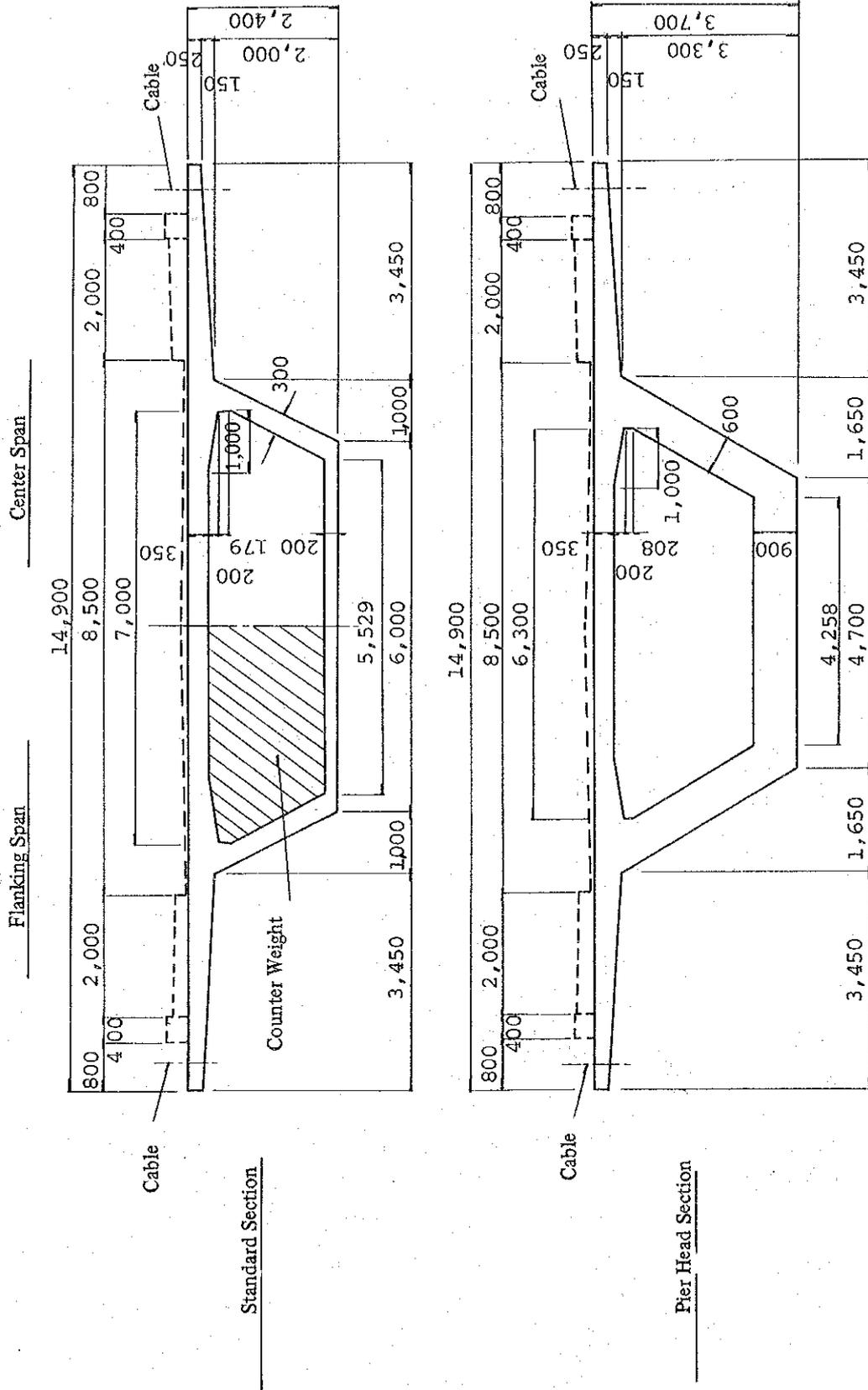
ウェブは塔の付近で厚さ 60 cm と大きくされるが、一般部では厚さ 30 cm である。

底版は塔の付近で厚さ 90 cm と大きくされるが一般には厚さ 20 cm である。

側径間では箱桁内の空間はカウンターウェイトとして働くため貧配合のコンクリートで充填される。

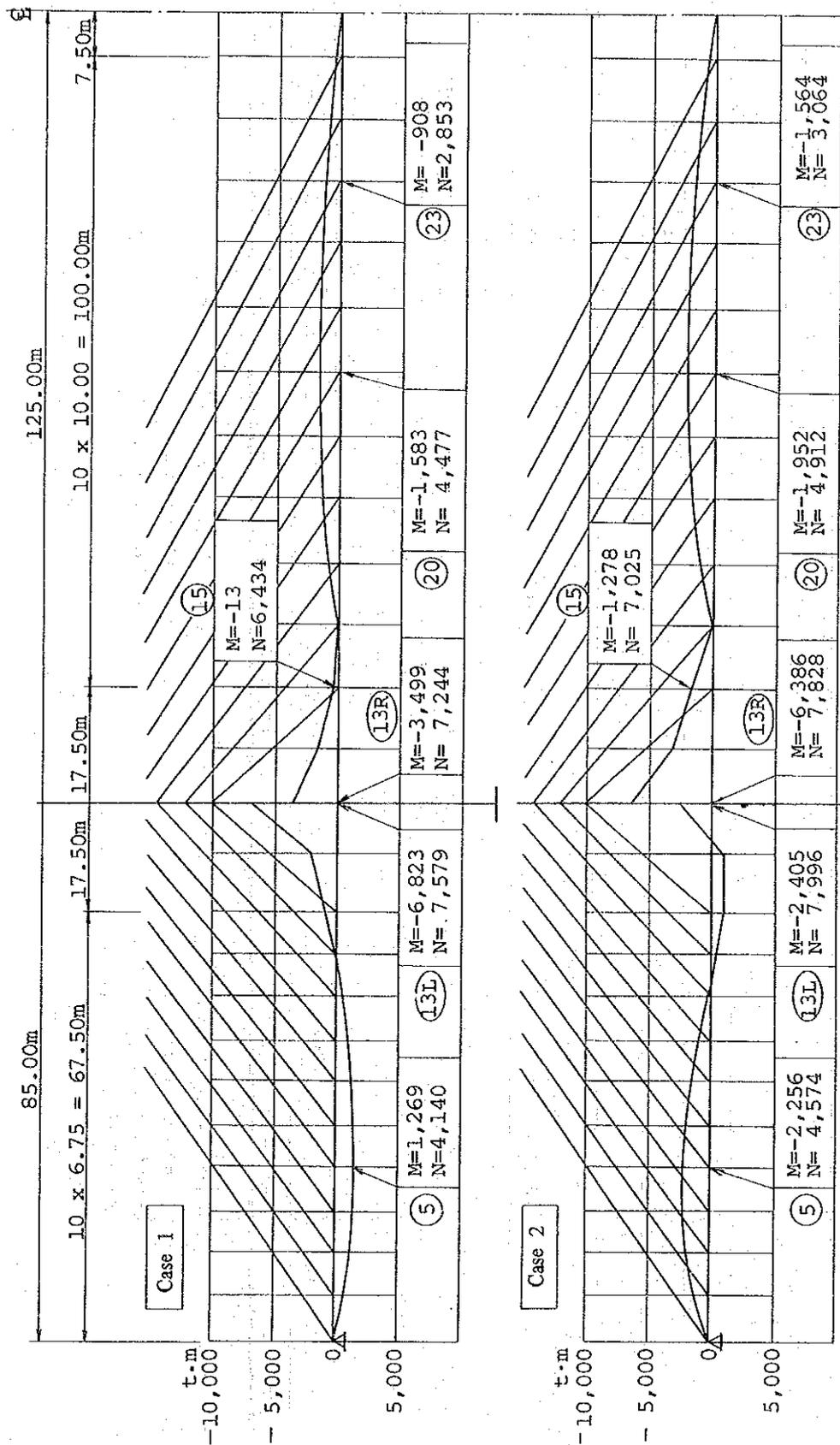
(2) 断面の決定

Fig. 7-13 に主桁の曲げモーメント図が示される。作用応力とそれに対応する許容応力が、Table 7-8 に示される。表が示すように大部分の断面で作用応力は許容応力よりやゝ小さくなっており断面決定の妥当なことがわかる。



Unit: mm

Fig. 7-12 CROSS-SECTION OF MAIN GIRDER



- Notes:
- 1) Case 1, Condition which the live loads are carried on the flanking span
  - 2) Case 2, Condition which the live loads are carried on the center span
  - 3) M = Bending Moment    N = Axial compressive force
  - 4) Unit: t-m, t

Fig. 7-13 BENDING MOMENT DIAGRAM OF MAIN GIRDER

Table 7-8 DESIGN UNIT STRESS OF MAIN GIRDER

Section Number	Flanking Span		Pier Head		Center Span		
	5	13 L	13 R	15	20	23	
A (m <sup>2</sup> )	7.774	13.247			7.774		
I (m <sup>4</sup> )	5.372	25.112			5.372		
Zu (m <sup>3</sup> )	7.784	15.717			7.784		
Zl (m <sup>3</sup> )	3.142	11.945			3.142		
Axial Force (t)	4,574	7,579	7,828	7,025	4,912		3,064
Bending Moment (t.m)	-2,256	-6,823	-6,386	-1,278	-1,952		-1,564
$\sigma_N = N/A$ (t/m <sup>2</sup> )	588	572	591	904	632	632	394
$\sigma_M = M/Z$ (t/m <sup>2</sup> )	-290	-434	571	-164	407	621	498
$\sigma_S$ (t/m <sup>2</sup> )	-32	-39	-24	-25	-43	-26	3
$\sigma = \sigma_N + \sigma_M + \sigma_S$	266	99	1,119	715	338	1,227	895
$\sigma_a$ (t/m <sup>2</sup> )	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250

Notes: A = Sectional Area

I = Geometrical Moment of Inertia

Zu = Section Modulus (Upper Flange)

Zl = Section Modulus (Lower Flange)

$\sigma_s$  = Unit Stress by Creep and Drying Shrinkage

(u) = Top of Upper Flange

(l) = Bottom of Lower Flange

### 7.3.5 塔の設計

#### (1) 形状

塔は鉄筋コンクリートで造られる、形状は Fig.7-14 に示される。

塔は2面ケーブルに対応して2本の柱により構成される。柱の底部は基礎杭上のフーチングに直接連結される。

2本の柱は主桁を支えると共に風荷重等の水平力に抵抗する梁高さの大きいストラットで結ばれラーメンを構成する。

柱の断面は、頂部で2.0m×2.0mの正方形である。これはケーブルのアンカーのために必要な断面である。しかし、この柱の断面は下方に向かって徐々に拡大され底部では大きな曲げモーメントに抵抗するため4.0m×4.0mの断面となる。

正方形断面の角の処にはケーブルのソケットを隠すために、小さいフランジがつけられる。

#### (2) 断面の決定

Table 7-9 は、柱の断面 B-B および C-C の設計部材力および作用応力を示す。

Table 7-9 に示すように、鉄筋は許容応力度に比較して、作用応力が極めて小さい。これは断面においてコンクリートの乾燥収縮によるひびわれを防止する為の最小の鉄筋量が配置されているためである。

日本道路協会の道路橋示方書によれば、柱の最小鉄筋量は断面積の0.8%以上とされている。B-B と C-C の鉄筋量はそれぞれ0.96%と0.93%となっている。

Table 7-9 DESIGN FORCE AND WORKING STRESS OF TOWER

Section	Design Force		Working Stress		
				Working Stress	Allowable Stress
B-B	Axial Force	3.230 t	Concrete	68 kg/cm <sup>2</sup>	125 kg/cm <sup>2</sup>
	Bending Moment	1.792 t-m	Reinforcement	102 "	1,800 "
C-C	Axial Force	4.130 t	Concrete	56 "	125 "
	Bending Moment	3.453 t-m	Reinforcement	56 "	1,800 "

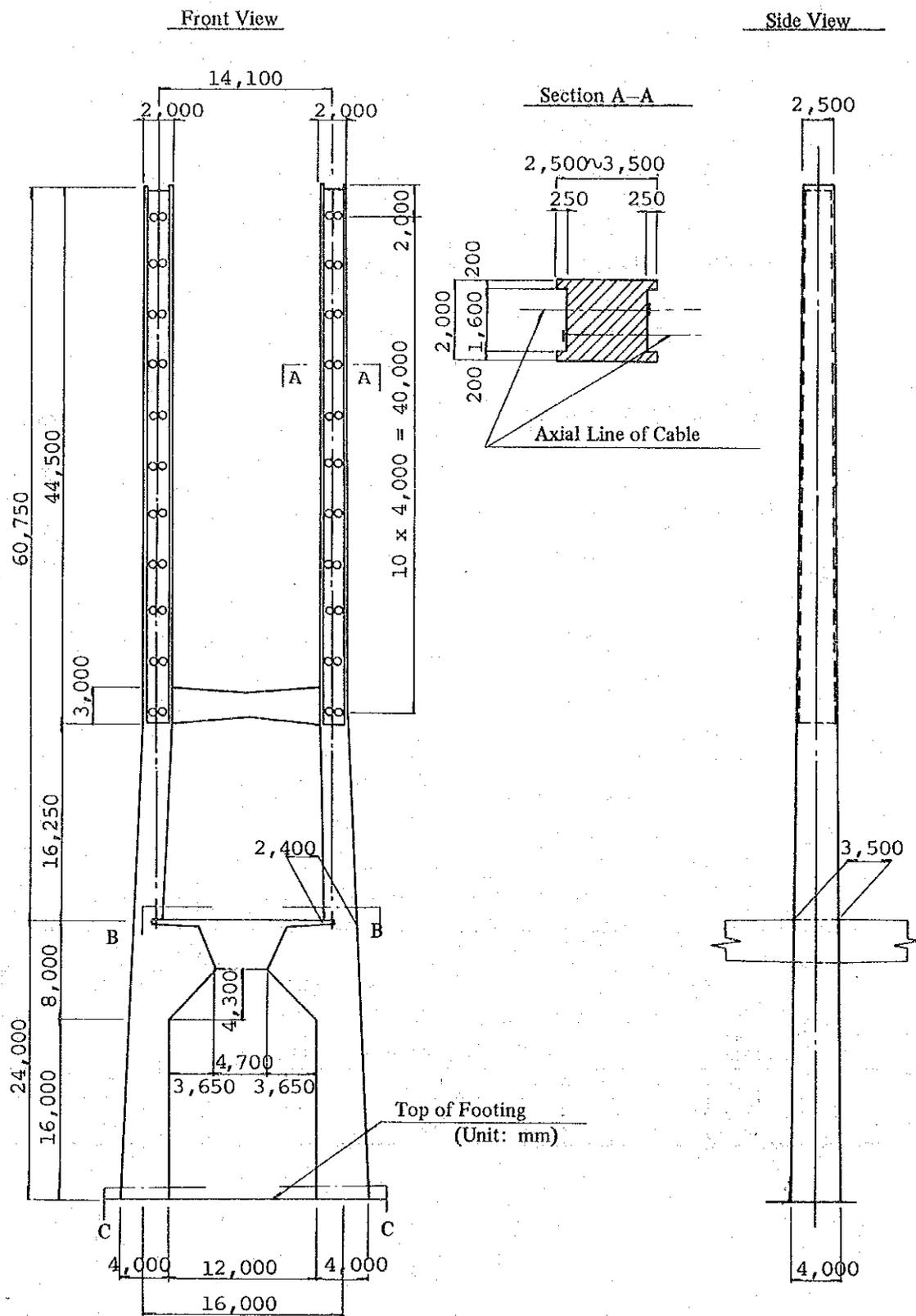
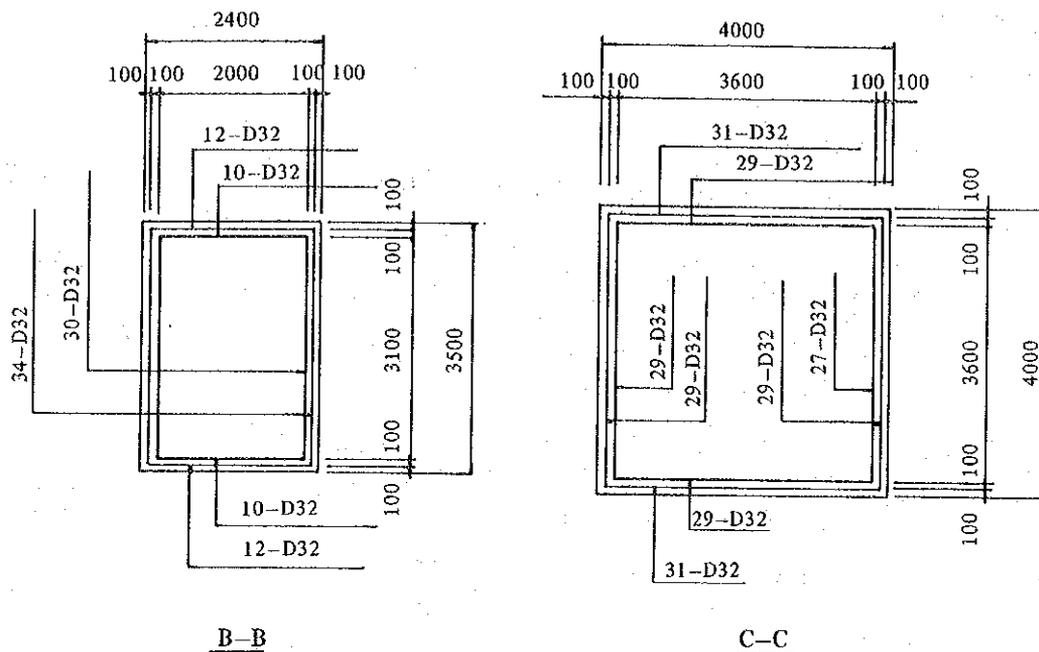


Fig. 7-14 TOWER



Note) 1. Unit: mm  
 2. 1-D32 = 7.942 cm<sup>2</sup>

Fig. 7-15 REINFORCEMENTS ARRANGEMENT OF A TYPICAL CROSS-SECTION OF THE TOWER

## 7.4 下部工の設計

### 7.4.1 設計条件

#### (1) 下部工の型式

橋 台 (壁式躯体+直接基礎)  
塔 (場所打杭基礎)

#### (2) 材料と許容応力度

##### a) コンクリート

橋台と橋脚に対して

$$\text{設計基準強度 } \sigma_{ck} = 240 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{許容圧縮応力度 } \sigma_{ca} = 80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{ヤング係数 } E_c = 2.7 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

場所打ち杭に対して

$$\text{設計基準強度 } \sigma_{ck} = 300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{許容圧縮応力度 } \sigma_{ca} = 80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{ヤング係数 } E_c = 3.0 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

##### b) 鉄筋

上部工のものと同じ規準とする。

ただし、地中および水中における鉄筋の許容引張応力度は、 $1.600 \text{ Kg/cm}^2$ とする。

#### (3) 基礎の許容支持力

##### a) 橋台基礎に対して

地盤の許容支持力

$$Q_a = 40 \text{ t/m}^2$$

フーチングの底面の許容摩擦力

$$F_a = \frac{1}{n} \cdot V \cdot \mu$$

ここに、

$F_a$  : 許容摩擦力

$n$  : 安全率 = 1.5

$\mu$  : 摩擦係数 = 0.6

$V$  : フーチング底面に作用する摩擦力

##### b) 場所打ち杭基礎に対して

杭1本当りの許容支持力は次式で表される。

$$R_a = \frac{1}{n} R_u$$

$$R_u = \pi \cdot \phi \cdot \ell \cdot c + \frac{\pi \phi^2}{4} q_d$$



ここに、

- $R_a$  : 杭の許容支持力
- $R_u$  : 杭の極限支持力
- $n$  : 安全率
- $\pi$  : 円周率
- $\phi$  : 杭径
- $\ell$  : 周辺摩擦力を考慮する杭の長さ
- $c$  : 周面摩擦力度
- $q_d$  : 柱先端の極限支持力度

日本道路協会の道路橋示方書によれば  $n$ 、 $c$  および  $q_d$  の値は次のようになる。

$$n = 3$$

$$c = 15 \text{ t/m}^2 \text{ (砂質土)}$$

$$q_d = 300 \text{ t/m}^2 \text{ (砂礫土)}$$

#### 7.4.2 橋台の設計

両側の陸上の地質調査の結果からわかるように、地表から 3 m ~ 5 m 下に支持層とみなすことのできる固いコーラル石灰石の層がある。橋台の基礎はこの支持層におく直接基礎とする。

橋台は高さ 10 m フーチングの幅 6 m とする。これらの寸法はムラナ側とキリフィ側で同じである。

橋台の概要は、Fig. 7-16 に示される。25 t ~ 429 t の負反力が上部工から橋台に作用する。橋台をカウンターウェイトとして使用するため、上部工は 20 本の P.C. ストランドで橋台にアンカーされる。

次のケースについて安定が検証される。

- ケース(1) 上部工の作用力のない時 ( 施工中 )
- ケース(2) 上部工の最大反力の作用時
- ケース(3) 上部工の最小反力の作用時

Table 7-10 は橋台の安定計算の結果を示す。

#### 7.4.3 塔の基礎の設計

##### (1) 杭径

杭の径は次の理由から 2.0 m とする。

通常用いられるリバースサーキュレーションによる場所打ち杭は、1.0 m ~ 2.0 m である。杭径が 2.0 m を超える場合には、特殊な掘削機が要るので建設費が急増する。

杭径 1.0 m から 2.0 m の範囲で比較を行なった結果は 2.0 m が最も経済的であることを示している。

(2) 根入れ長

地質調査の結果が示しているように、海底下 2 m ~ 4 m の処に、締ったシルト混りの砂質土の層が存在する。このシルト混りの砂質土の層の殆どは大変締った固い層であり N - 値は 60 以上であるが、M.S.L. から下 2.5 m ~ 3.2 m の処に N - 値約 25 ~ 40 のやゝ緩い層が存在する。杭はこの層を抜いて、M.S.L. の下 3.5 m 迄根入させる。

Fig. 7 - 17 は、地質と杭の根入れ深さの関係を示す。後述のように、杭は橋軸方向に杭中心間隔 5.0 m で 3 列に配置される。

ムナラ = 側およびキリフィ側とも杭の最小の根入れ深さは 2.5 m であり、海底からの最大の突出長は 8 m である。

(3) 杭 1 本当たりの許容支持力

設計条件 (3) - b) に示された式に基づいて、

$$\begin{aligned} R_u &= \pi \phi \ell_c + \frac{\pi \phi^2}{4} q_d \\ &= 3.14 \times 2.0 \times (2.50 \times 15.0) + \frac{1}{4} \times 3.14 \times 2.0^2 \times 300 \\ &= 3.299 \text{ t} \\ R_a &= \frac{1}{3} \times 3.299 = 1.100 \text{ t} \end{aligned}$$

(4) 杭の配置と安定

Fig. 7 - 18 に杭の配置を示す。Table 7 - 11 は、杭の安定の検証を示す。

一本の脚に対する必要な杭の数は 18 本である。これらは 6 本を橋軸方向に 3 列に配置する。各杭の間隔は支持力を減少しないように杭径の 2.5 倍すなわち 5.0 m とする。

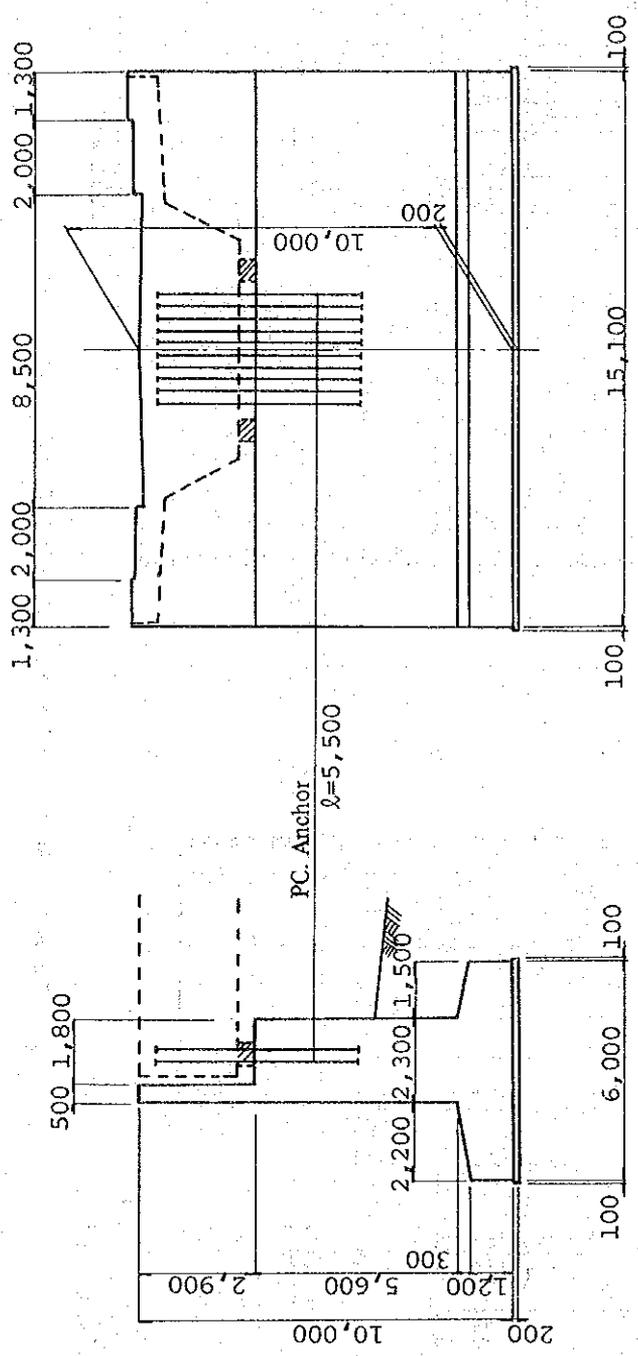


Fig. 7-16 ABUTMENT

Table 7-10 RESULT OF CALCULATION FOR STABILITY OF ABUTMENT

Loading Case	Vertical Force from Superstructure	Working Force at Bottom of Footing			Working Bearing Stress	Allowable Bearing Stress	Allowable Friction Force at Bottom of Footing
		V	H	M			
1	-	1,712 t	408 t	152 t.m	20.6 t/m <sup>2</sup>	40 t/m <sup>2</sup>	685 t > H
2	-25 t	1,657 t	408 t	260 t.m	21.1 t/m <sup>2</sup>	40 t/m <sup>2</sup>	663 t > H
3	-429 t	1,253 t	408 t	543 t.m	19.8 t/m <sup>2</sup>	40 t/m <sup>2</sup>	501 t > H



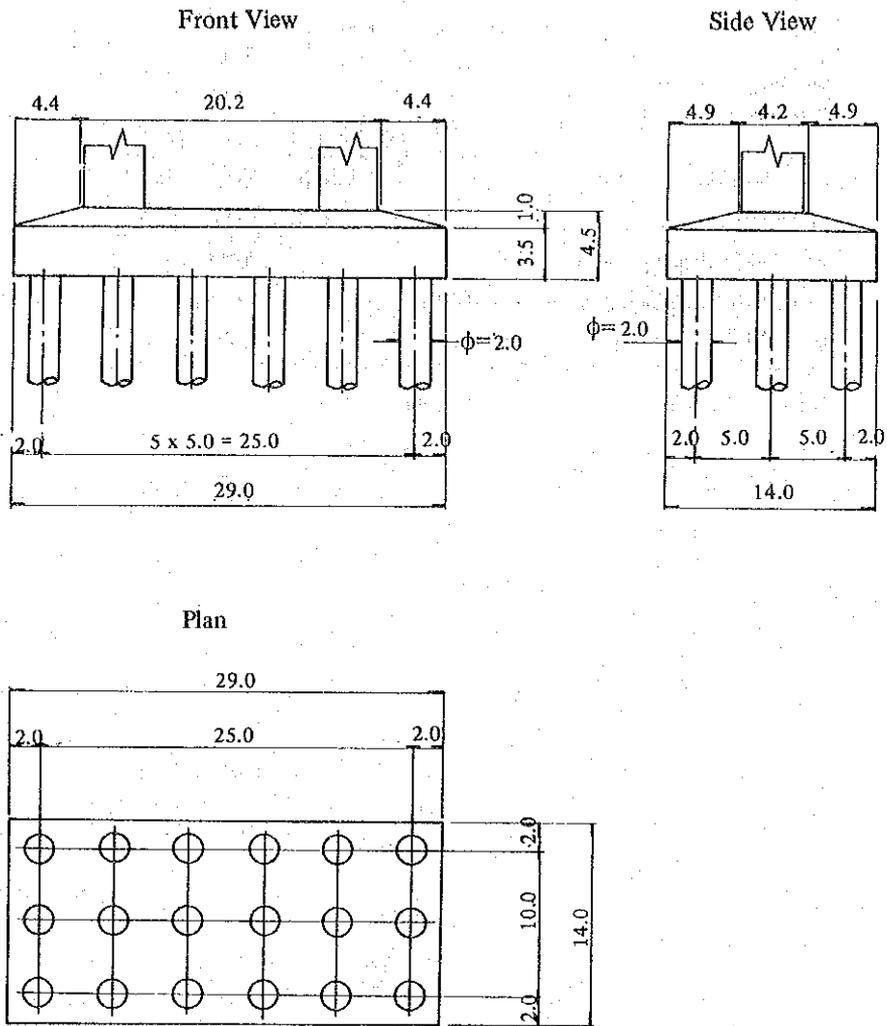
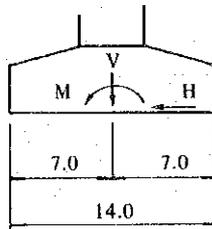


Fig. 7-18 ARRANGEMENT OF PILES

Table 7-11 STABILITY OF PILES

Working Forces at Bottom of Footing	V	16,700 t
	H	70 t
	M	6,700 t.m
Max. Working Force per Pile	$1,018 + (38) = 1,056$ t	
Min. Working Force	$818 + (38) = 856$ t	
Allowable Bearing Stress of Soil	1,100 t	
Horizontal Displacement at Top of Pile	1.6 mm	
Vertical Displacement at Top of Pile	10.3 mm	

Note: (38) indicates the weight of pile itself.



## 7.5 施工計画

### 7.5.1 概要

施工の手順要領は Fig.7-19 および Fig.7-20 に示される。

施工手順は4段階にわけられる。

(1) Stage 1.

準備作業および仮設備

(2) Stage 2.

橋台および塔基礎および躯体下部の建設

(3) Stage 3.

主桁、主塔およびケーブルがこの Stage で建設される。しかし主桁の一部すなわち、橋台付近および中央径間の中央部付近は作業車で施工することは出来ずこの Stage では施工されない。

この Stage の終りに、塔クレーンおよび作業車等の主要な機材は取り除かれる。

(4) Stage 4.

主桁の中央径間中央部および橋台付近が施工され閉合され、ケーブルの調整が行なわれる。施工の主要部分は完了する。

すべての機材および仮設材は最終的に除去される。

### 7.5.2 仮設

(1) コンクリート設備

コンクリート工に対する主要な建設機材がモンバサから搬送されることを考えてムラナニ側におかれる。

バッチャープラント、簡単なクラッシャー、篩い分け機が設備される。バッチャープラントはフーチングコンクリートを1日に50cmの厚さ打設出来るように、50m<sup>3</sup>/時の能力をもたせる。

コンクリート工に必要な真水は Stage 1 で作られた井戸から供給され、貯水槽は約100m<sup>3</sup>のものとする。

コンクリート用の骨材は、次の2つの地区から搬入される。

a) 粗骨材……………チャンバ岩石採取場

b) 細骨材……………テボニ川砂採取場およびサバキ川砂

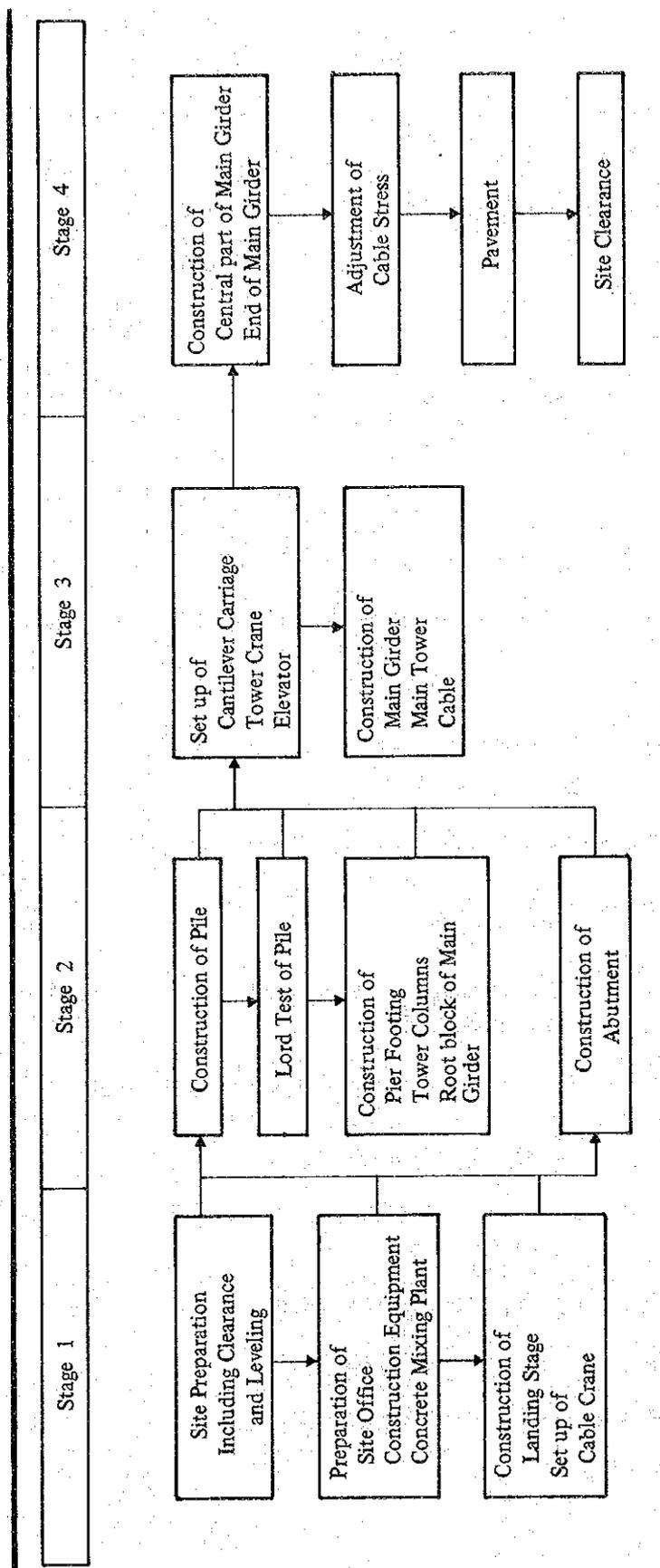


Fig. 7-19 CONSTRUCTION PROCEDURE

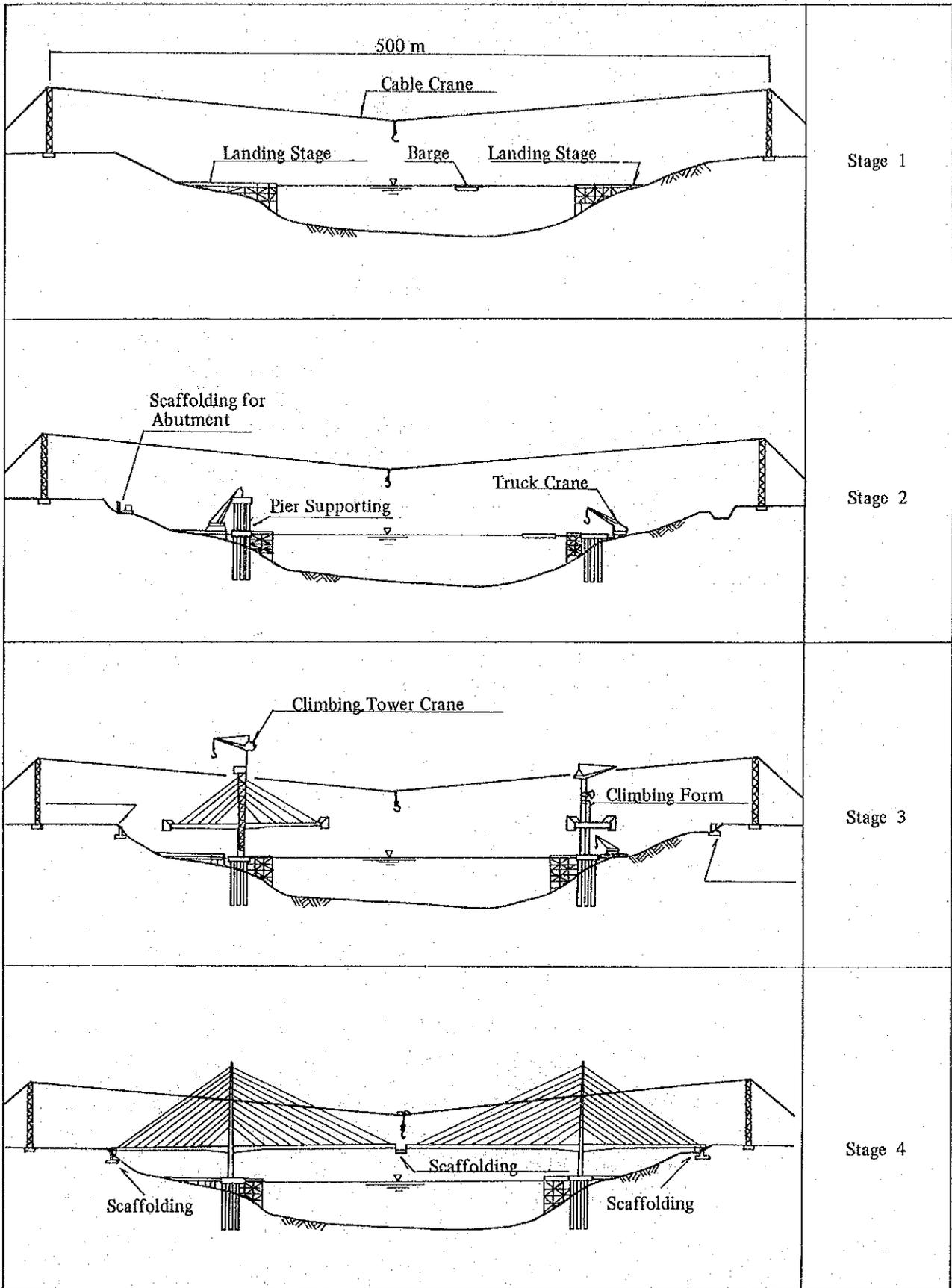


Fig. 7-20 CONSTRUCTION METHOD

(2) ケーブルクレーン

ケーブルクレーンは、コンクリート、鉄筋、PC鋼材等の運搬のために設置される。

ケーブルクレーンは支間約500m、高さ50m、吊能力5tonのものが設置される。

(3) 仮栈橋

塔脚の施工に当っては、仮栈橋が主要な役割を果たす。

仮栈橋はムラナニ側で70m、キリフィ側で40mとなる。400×400mmの断面のH型鋼が支柱に使われる。プラットフォームには鋼デッキの既製品が使われる。トラッククレーン(60t)の重量を考慮して、支柱は、海底から5m貫入される。栈橋の代表的な断面は、図面集に示される。

支柱は、水深の比較的浅い部分では、バイプロハンマーで打ち込まれるが、水深の大きい処では、予めオーガーで孔を掘りそこへバイプロハンマーで打ち込まれる。

### 7.5.3 塔の施工

(1) 基礎杭

ロータリー式の掘削機が基礎杭の施工には用いられる。水中では、杭は直径2.2mの鋼製ケーシングで保護される。

このケーシングチューブは、バイプロハンマーによって海底2m～3m下迄貫入される。栈橋の支柱に固定されたガイドジャケットがケーシングチューブの施工中の水平の揺れを防ぐために用いられる。掘削孔の保護のため、ベントナイト液が用いられよう。

基礎杭は、海底下2.5m以上の深さにN値60を超える固い層を買いて建造されなければならない。

杭の施工に当っての掘削速度は0.5～0.6m/時と評定される。したがって、1本当たりの杭の掘削に要する時間は約48時間である。

ムラナニ側の杭のコンクリート工は栈橋上を走行するトラックに載せられたコンクリートバケットによって行なわれる。

一方、キリフィ側は、ケーブルクレーンとバージ上に設置された大型のホッパーとの併用で行なわれる。これらは15m<sup>3</sup>/時の能力とされる。杭の施工概念図がFig.7-2.1に示される。

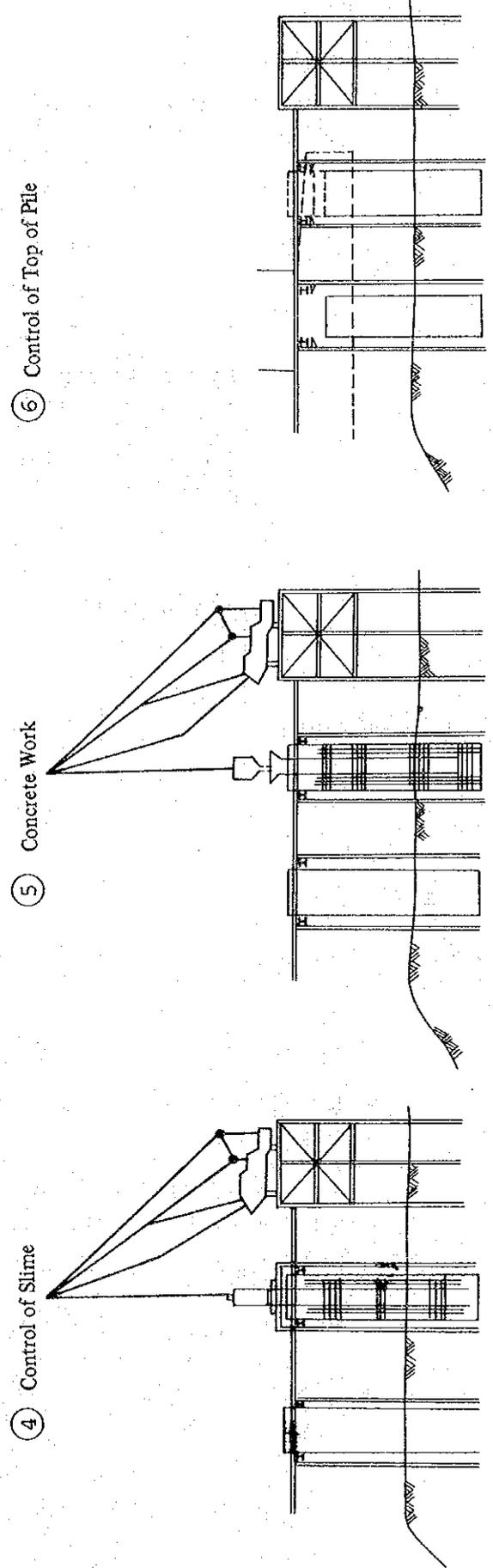
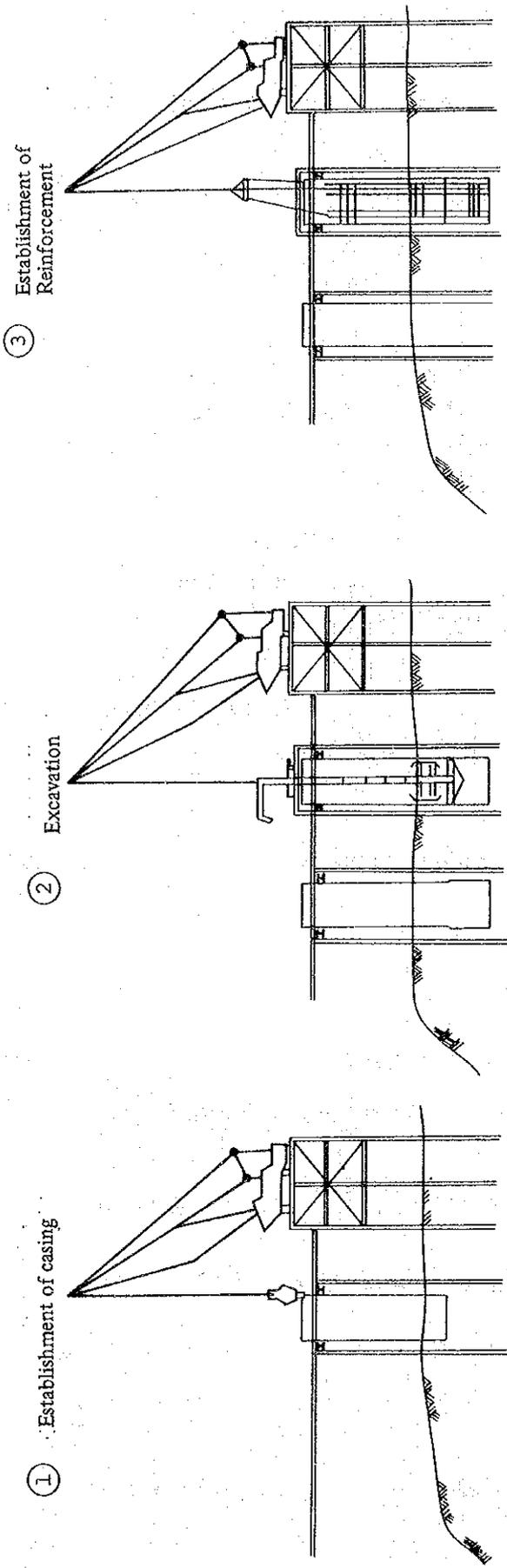


Fig. 7-21 CONCEPTIONAL PLAN OF PILE CONSTRUCTION

(2) フーチング

フーチングの底面の型枠は既に施工ずみの頂部に仮設の格子状に組んだ桁に吊される。

プレキャストコンクリート板がフーチング側面の型枠として使われる。

フーチングの施工の概念図が Fig.7-22 に示される。

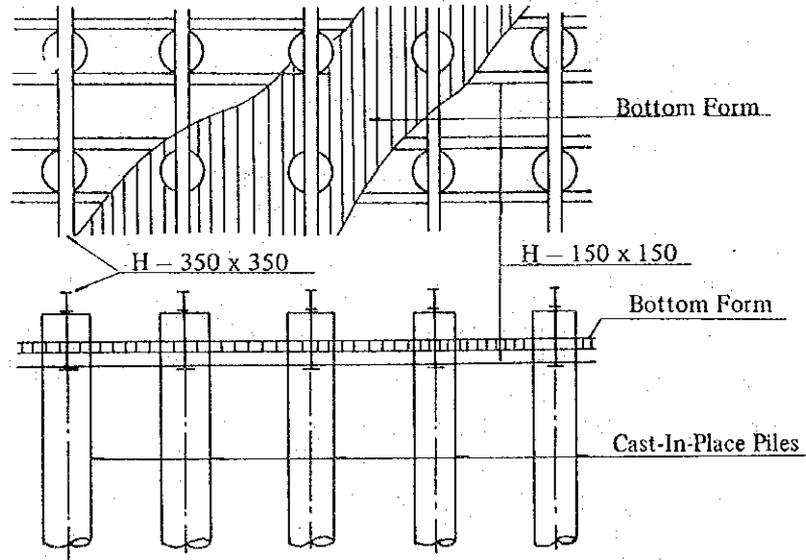


Fig. 7-22 BOTTOM SCAFFOLDING FOR FOOTING

7.5.4 上部工の施工

(1) 主 桁

塔の脚柱の施工後、主桁の第1ブロックが造られる。

比較的大型の作業車(容量350t、ブロック長さ5.0m)が主桁の施工に使用される。

ケーブルの主桁への取付間隔は約10mであり、主桁の2ブロックの施工毎にケーブルが張られ結合される。

主塔は主桁の延伸とともに順次上方に向けて延伸される。

主桁の施工の概念図および作業車が Fig.7-23、Fig.7-24 に示される。

作業車は、キリフィ側、ムラナニ側両方の塔上にそれぞれ2台設置される。主塔と主桁は併行して施工される。

作業車の吊り上げおよび組立ては、塔脚のフーチング上に設置されたタワークレーンによって行なわれる。

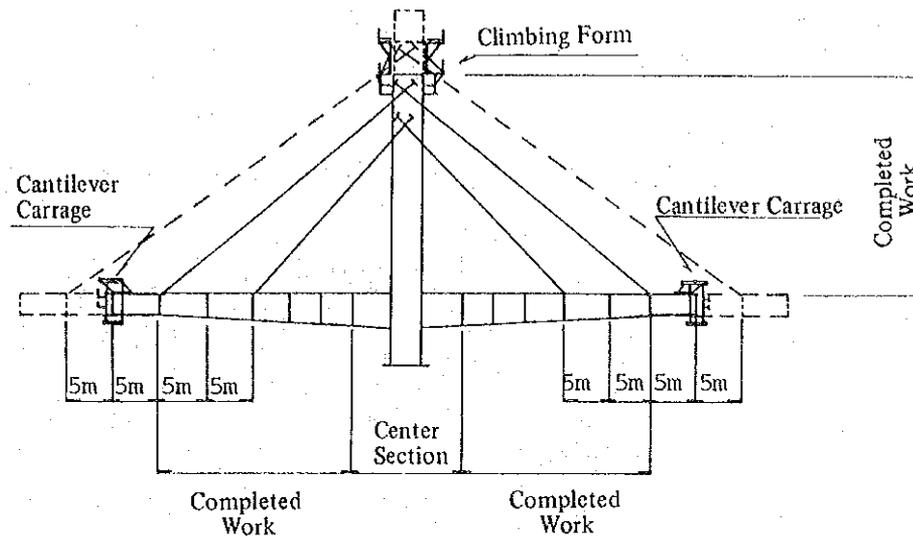


Fig. 7-23 CONCEPTIONAL WORKING PLAN OF MAIN GIRDER

作業車の組立設置には約15日を要する。

作業車の1シフトに要する主桁のコンクリート量は約 $40\text{ m}^3$ で、ケーブルクレーンおよびタワークレーンで打設される。

作業車によって行なわれるコンクリート打設およびケーブルの張り渡しにはそれぞれ10日および5日を要する。したがってケーブル連結点間の1ブロックの施工のサイクルは25日となる。

主桁の橋台に接した端部 $2.25\text{ m}$ および中央径間中央部の $6.5\text{ m}$ の長さは作業車でなく、吊型枠によって施工される。

## (2) 主塔

斜張橋の主塔のような高さの高い構造物の施工には、一般に経済性および安全性の観点から、スリップ型枠法、クライミング型枠工法等が推奨される。

スリップ型枠法は型枠を連続的に滑動させるものであり、一方クライミング型枠法は1ブロック(2~4m)長ごとに順次移動するものである。

今回はクライミング型枠法が用いられる。

主塔はそれぞれ長さ $3.5\text{ m}$ の18ブロックで形成される。1ブロックのコンクリート量は $50\text{ m}^3$ で施工に約10日を要する。

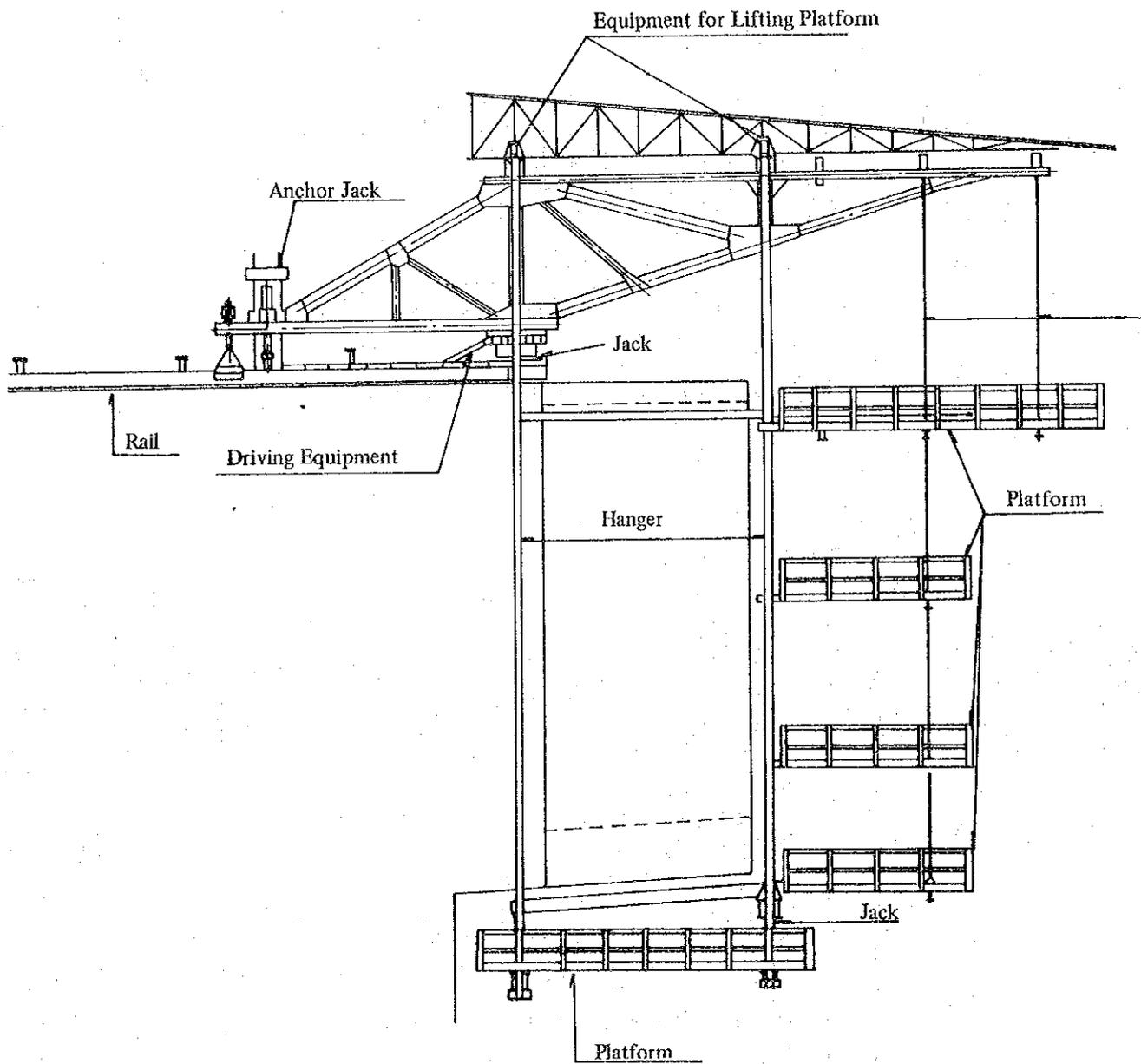


Fig. 7-24 CONCEPTUAL PLAN OF CANTILEVER CARRIAGE

(3) ケーブル

ケーブルの施工手順は次の通り。

- a) 塔、主桁にまづケーブルを定着するためのソケットが埋込まれる。
- b) ケーブルを防護するポリエチレン管は橋面上で溶接される。
- c) 引続きこれらのポリエチレン管は所定の位置に吊り上げられる。
- d) 1本のストランドが管の内部に通されサグを減少するようにウインチで引張られる。
- e) ケーブルの残りのストランドは塔側から押込み機を使って管内に挿入される。
- f) ケーブルは所定の張力で緊張されアンカーされる。
- g) 主桁の間詰めも含めて全部材の完成後すべてのケーブルの張力は調整される。
- h) 管とストランドとの間隙にモルタルがグラウトされる。

7.5.5 施工工程と主要機材

Table 7-12 WORKING PROCESS OF CONSTRUCTION OF BRIDGE

Item	Month																																									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42
Temporary Works	█																																									
Abutment	█																																									
Foundation of Tower	█																																									
Tower	█																																									
Superstructure	█																																									
Superstructure	█																																									
Tower	█																																									
Foundation of Tower	█																																									
Abutment	█																																									
Road Surface Works	█																																									





## 第8章 プロジェクトコストの積算

### 8.1 概 要

プロジェクトコストは、1983年8月に行なわれたインテリムレポート (FEASIBILITY STUDY ON KILIFI BRIDGE CONSTRUCTION PROJECT: INTERIM REPORT) と、同一の方法で算出する。

このレポートで示されているプロジェクトコストは、1983年7月の価格で示されている。

また、ケニアにおける国産品のインフレーション、海外供給品の国内インフレーション、部門別価格趨勢、地方物価へのプロジェクトの影響などのような偶発危険予備価格は、この中には含まれていない。

#### 8.1.1 積算の手順

積算の手順を Fig. 8-1 に示す。

#### 8.1.2 条 件

- a) プロジェクトコストはケニアシリング (K.Shs.) で示す。
- b) 積算は1983年7月1日時点の価格に基づいて行なう。
- c) この時点での為替相場は、1 U S \$ につき 1 3.0 6 K.Shs である。
- d) プロジェクトコストは外貨と内貨とに分ける。
- e) 輸入建設資機材の関税は全て無税とする。

#### 8.1.3 基本費用

基本費用は

- a) 労務費
- b) 建設資機材
- c) その他

よりなる。

#### 8.1.4 建設費

建設費の構成は下記の通りである。

- a) 基本コスト
- b) 諸経費
- c) 建設業者の利益
- d) 税金

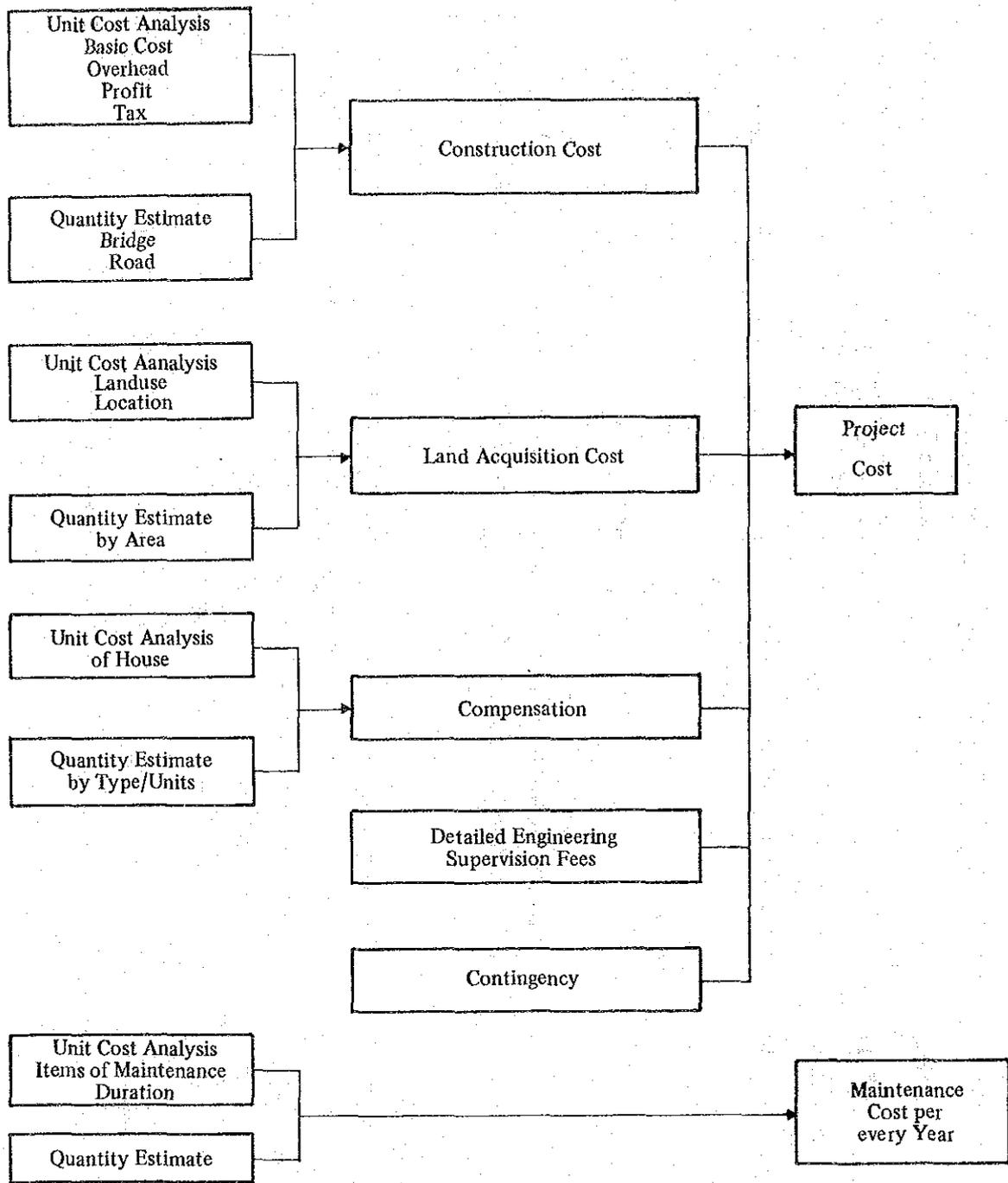


Fig. 8-1 FLOW OF COST ESTIMATION PROCESS

### 8.1.5 外 貨

外貨の構成は下記の通りである。

- a) 輸入機材費および鋼製品その他の材料費
- b) セメント、アスファルトおよび燃料費の一部
- c) 労務費の一部
- d) 詳細設計および施工管理費の一部
- e) 諸経費、利益、予備費の一部

### 8.1.6 内 貨

内貨の構成は下記の通りである。

- a) 碎石、砂、ペイント等の国産品費
- b) ケニアにおける輸送費
- c) セメント、アスファルトおよび燃料費の一部
- d) 労務費の一部
- e) 詳細設計および施工管理費の一部
- f) 諸経費、利益、予備費の一部
- g) 用地取得費および補償費
- h) 税金

## 8.2. 単価分析

単価分析は ANALYSIS OF CONTRACT RATES 1980、その他の関連資料に基づいて、主要な建設工種に対して行なわれる。ただし、場所打コンクリート杭、上部工の架設およびその他の項目については、比較できるケニア国内及び外国の建設工事を参考にして、各々特別な積算により個々に単価を決定する。

単価分析において考慮した基本的な事項は、下記の通りである。

- a) ケニア国の利用可能な建設材料
- b) 建設資機材の国内及び海外価格
- c) ケニア国の労務費、労働力および能力
- d) ケニア国の建設能力および容量
- e) ケニア国の建設経験

以上の事項を考慮して、単価分析を行うもおとする。

8.2.1 単価の構成

単価は2つの部分、すなわち外貨と内貨とに分けられるものとする。

8.2.2 建設資機材の単価

ケニア国で産出される主要建設資材の単価は、関係各所と協議しかつ民間企業の価格表を参考にして決定する。主要国産資材の単価表をTable 8-1に示す。

ケニア国で産出されない建設資機材の単価は、海外市場価格を参考にする。

この外国生産物の単価表をTable 8-2に示す。

8.2.3 労務費

労務費は、収集資料に基づいて設定した。労務費をTable 8-3に示す。

Table 8-1 MARKET PRICE OF MAJOR DOMESTIC MATERIALS  
(in K.Shs.)

Material	Description	Unit	Market Price	Remarks
Sand		M <sup>3</sup>	58	
Crushed Stone	Crusher Dust	"	31	
	1/4"	"	93	
	1/2", 3/4", 1", 2"	"	97	
	Limestone	"	350	delivered Kilifi
Stone Boulders	6" x 9"	"	70	
Cement	Standard	T	1,143	1,648 K.Shs./m <sup>3</sup>
	Portland	"	1,213	1,749 K.Shs./m <sup>3</sup>
	Sulphate Resisitng	"	12 85/30	1,853 K.Shs./m <sup>3</sup>
Gas/Oil	Gasolene	L	7/50	Regular
	Diesoline	"	5/50	
	Engine Oil	"	21/50	Regular
Concrete Block	140mm x 190 x 390	No	5/75	
	240mm x 190 x 390	"	8/97	
Timber	150mm x 25 Cedar	M	6/42	
	- do - Cypress	"	5/80	
	- do - Hardwood	"	23/84	
	300mm x 500mm - do -	"	95/35	
Paint	Plastic Emulsion	L	114/20	ex Factory
	Enamel Paint	"	71/60	- do -
Cut-back Bitumen	Grade MC30	"	4/10	delivered Kilifi
	Grade 800/1400	"	5/30	- do -

Table 8-2 COST OF FOREIGN PRODUCTS (CIF PRICE)

(In K.Shs.)

Item	Class	Unit	Cost	Remarks
Steel Deformed Bar	JIS G3112 SD30	T	4,150	
H-Shape	JIS G3101 SS41	T	6,200	
	JIS G3106 SM50Y	T	6,900	
Plate	JIS G3101 SS41	T	6,300	
	JIS G3106 SM50Y	T	7,000	
P.C. Rod	JIS G3109 SBPR 95/120	T	17,600	
P.C. Cable	JIS G3536 SWPR 7A	T	18,700	
Shoe	Cast Steel	T	47,000	
	Gum Pad t = 70 mm	M	20,000	
Expansion Joint	Rubber Δ = 150 mm	M	16,500	
Guard Rail	Steel	M	268	
Handrail	Alumi. h = 1.2 m	M	2,400	
Lighting (Na. Lamp)	Steel Pole h = 10 m	No.	11,000	
	Alumi. Pole h = 10 m	No.	27,000	
Traffic Sign	Alumi. A = 2 m <sup>2</sup>	No.	18,000	
Cone Crusher	45 kw	No.	1,145,000	Depreciation rate 200 x 10 <sup>-6</sup> /Hour
Asphalt Plant	30 t/h 101 kW	No.	2,390,000	370 x 10 <sup>-6</sup> /Hour
Concrete Plant	50 m <sup>3</sup> /h 74 kW	No.	2,845,000	299 x 10 <sup>-6</sup> /Hour
R.C. Drill	φ 3.0 m 35 kW	No.	1,222,000	400 x 10 <sup>-6</sup> /Hour
Vibro Hammer	60 kW	No.	474,000	474 x 10 <sup>-6</sup> /Hour
	150 kW	No.	1,216,000	545 x 10 <sup>-6</sup> /Hour
Earth Auger	22 kW	No.	291,000	445 x 10 <sup>-6</sup> /Hour
Compressor	5 m <sup>3</sup> 52 PS	No.	159,000	2,500 x 10 <sup>-6</sup> /Day
	10.5 m <sup>3</sup> 105 PS	No.	308,000	2,500 x 10 <sup>-6</sup> /Day
Cement Silo	100 t	No.	729,000	775 x 10 <sup>-6</sup> /Day
Climing Tower Crane	45 PS 100 tm h = 96 m	No.	2,732,000	1,227 x 10 <sup>-6</sup> /Day
Muddy Water Tank	30 m <sup>3</sup>	No.	111,000	1,778 x 10 <sup>-6</sup> /Day
Deck Barge	500 t	No.	1,486,000	1,067 x 10 <sup>-6</sup> /Day
Cantilever Carriage	350 t-m 83 t	No.	2,276,000	1,510 x 10 <sup>-6</sup> /Day
Vibrator	60 φ 1.2 kW	No.	8,400	3,889 x 10 <sup>-6</sup> /Day
Winch	35 kW	No.	105,000	3,187 x 10 <sup>-6</sup> /Day
Roof, Floor & Others	for Cantilever Carriage	No.	226,000	
Dywidag Jack	70t	No.	46,500	
	50t	No.	39,600	
Elec. Pump for D.J.		No.	39,500	
Freyssinet Jack	S6 Type	No.	98,400	
Elec. Pump for F.J.	LEP Type	No.	50,100	
Bar Bender		No.	49,100	
Grout Mixer		No.	21,800	
Grout Pump		No.	48,300	
Dynamometer	100 t	No.	44,800	
Three-Wing Bit	2.0 ~ 2.4 m	No.	57,300	
Concrete Bucket	1.5 m <sup>3</sup>	No.	39,800	
Welder	500 A	No.	168,000	

Note: Refer to Table 8-4 for the purchase price of other equipments.

Table 8-3 LABOUR COST

(In K.Shs. at 1983 Price)

Item	Unit cost per 8 hours at day
1. General Labourer	45.5
2. Steel Bender and Fixer	68
3. Mason	68
4. Truck Driver	68
5. Operator	100
6. Foreman	100

## 8.2.4 建設機材の時間損料

橋梁および取付道路の工種の単価を積算するには、建設機材の運用に含まれる費用を知ることが必要である。このことから、オペレーターおよびその助手の賃金を含んだ時間損料または日損料を計算する。この結果を損料一覧表として Table 8-4 に示す。

## 8.2.5 単価分析の結果

単価分析の結果を Table 8-5 および 8-6 に示す。この単価は、基本コスト、諸経費、建設業者の利益および税金より成っている。

Table 8-4(A) SCHEDULE OF DAYWORKS

Equipment	Bulldozer				Dump Truck	Excavator (Back and Forth)			
	12 t	21 t	21 t (With ripper)	39 t (With ripper)		8 t	11 t	0.35m <sup>3</sup>	0.6m <sup>3</sup>
Type									
Engine power (PS)	106	203	203	339	244	312	84	102	175
Weight (T)	12.0	20.9	23.8	38.7	7.1	9.3	10.9	18.5	71.7
Lifetime (Years)	6	6	6	6	4	4	5	5	5
Workingtime/Year (Hours)	1,100	1,100	1,100	1,200	1,600	1,700	1,200	1,300	1,300
Workingday/Year (Days)	165	165	165	180	215	225	180	195	195
Depreciation rate/Hour (x 10 <sup>-6</sup> )	352	352	359	357	328	309	325	308	308
Purchase price (1,000 K.Shs.)	912	1,671	1,879	3,356	327	521	694	1,069	1,937
Depreciation	321.0	588.2	674.6	1,104.1	122.0	161.0	225.6	329.3	596.6
Consumption	-	-	11.6	-	19.1	25.0	-	-	-
Fuel (K.Shs.)	29.0	55.5	64.7	92.6	21.6	27.6	23.6	28.7	49.1
Lubricants	5.8	11.1	12.9	18.5	4.3	5.5	4.7	5.8	9.8
Total/Hour	355.8	654.8	763.8	1,215.2	167.0	219.1	253.9	363.8	655.6
Fuel	34.0	65.1	76.0	108.8	25.4	32.5	27.7	33.6	57.7
Lubricants	6.8	13.0	15.2	21.8	5.1	6.5	5.6	6.7	11.6
Wages (K.Shs.)	22.4	22.4	22.4	22.4	10.7	10.7	22.4	22.4	22.4
Total/Hour	63.2	100.5	113.6	153.0	41.2	49.7	55.7	62.7	91.7
Total Currency (K.Shs.)/Hour	419.0	753.3	877.4	1,368.2	208.2	268.8	309.6	426.5	747.2
Equipment	Excavator (Clamshell Bucket)				Mortorized Grade			Road Stabilizer	
Type	0.6m <sup>3</sup>	1.0m <sup>3</sup>	2.0m <sup>3</sup>		3.1 m	3.7 m	7.85 t	15.5 t	2.3m x 0.4m
Engine power (PS)	105	170	217	10.5 t	110	126	44	85	185
Weight (T)	29.9	33.1	69.5	8.1	9.3	11.5	6.1	8.6	8.5
Lifetime (Years)	7	7	7	7	6	6	7	7	5
Workingtime/Year (Hours)	1,000	1,200	1,300	900	1,000	1,000	900	900	600
Workingday/Year (Days)	150	150	195	150	150	150	150	150	120
Depreciation rate/Hour (x 10 <sup>-6</sup> )	334	315	279	348	353	353	348	348	667
Purchase price (1,000 K.Shs.)	1,711	1,938	3,566	384	700	780	364	466	1,237
Depreciation	571.5	610.5	994.9	133.6	247.1	275.3	126.7	162.2	825.1
Consumption	-	-	-	-	12.6	14.8	-	-	165.2
Fuel (K.Shs.)	29.5	47.7	61.0	9.1	18.7	21.3	6.3	12.1	36.5
Lubricants	5.9	9.6	12.2	1.8	3.7	4.3	1.2	2.4	7.3
Total/Hour	606.9	667.8	1,068.1	144.5	282.1	315.7	134.2	176.7	1,034.1
Fuel	34.6	56.1	71.5	10.7	21.8	25.1	7.3	14.1	42.8
Lubricants	6.9	11.2	14.3	2.2	4.4	5.0	1.5	2.8	8.6
Wages (K.Shs.)	22.4	22.4	22.4	22.4	22.4	22.4	22.4	22.4	26.9
Total/Hour	63.9	89.7	108.2	35.3	48.6	52.5	31.2	39.3	78.3
Total Currency (K.Shs.)/Hour	670.8	757.5	1,176.3	179.8	330.7	368.2	165.4	216.0	1,112.4

Table 8-4(B) SCHEDULE OF DAYWORKS

Equipment	Vibrating Roller	Road Sprinkler	Tyredozzer	Dis-tributor	Dump Truck	Cable Crane	Truck Crane
Type	2.5 t	1,800 $\alpha$	19 t	300 $\alpha$	11 t	5 t, 500 m	4.8 t, 20 t
Engine power (PS)	12.4	85	200	10.7	312	22 kW	125, 175, 185
Weight (T)	2.9	4.4	19.2	5.4	7.1	91.2	7.7, 19.9, 36.2
Lifetime (Years)	6	5	5	6	4	7	6, 6
Workingtime/Year (Hours)	750	1,200	1,200	600	1,700	—	1,000, 1,100, 1,100
Workingday/Day (Days)	150	195	170	150	225	—	145, 160, 160
Depreciation rate/Hour ( $\times 10^{-6}$ )	471	333	358	533	309	154.3	303, 276, 276
Purchase price (1,000 K.Shs.)	182	143	1,409	540	521	4,610	550, 1,323, 2,347
Depreciation	85.7	47.6	504.4	287.8	161.0	711.3	166.7, 365.1, 647.8
F.C. Consumption (K.Shs.)	—	—	243	—	25.0	—	—
Fuel	3.4	7.7	54.6	2.3	27.6	—	12.7, 17.7, 18.7
Lubricants	0.7	1.6	10.9	0.5	5.5	—	2.5, 3.5, 3.7
Total/Hour	89.8	56.9	594.2	290.6	219.1	711.3	181.9, 386.3, 670.2
Fuel	4.0	9.1	64.2	2.8	32.5	—	14.8, 20.8, 22.0
L.C. Lubricants (K.Shs.)	0.8	1.8	12.8	0.5	6.5	—	3.0, 4.2, 4.4
Wages	9.1	10.7	22.4	16.0	10.7	22.4	22.4, 22.4, 22.4
Total/Hour	13.9	21.6	99.4	19.3	49.7	22.4	40.2, 47.4, 48.8
Total Currency (K.Shs.)/Hour	103.7	78.5	693.6	309.9	268.8	733.7	222.1, 433.7, 719.0
Equipment	Crawler Crane	Truck Mixer	Concrete Pump-Car	Truck	Truck	Truck	Truck
Type	80 t	3.2 m <sup>3</sup>	80m <sup>3</sup> /h	3.5 t	3.5 t	3.5 t	3.5 t
Engine power (PS)	180	195	190	98	98	98	98
Weight (T)	49.6	7.5	10.0	2.5	2.5	2.5	2.5
Lifetime (Years)	6	5	4	4	4	4	4
Workingtime/Year (Hours)	1,200	1,000	1,300	1,150	1,150	1,150	1,150
Workingday/Year (Days)	180	165	190	165	165	165	165
Depreciation rate/Hour ( $\times 10^{-6}$ )	301	360	419	435	435	435	435
Purchase price (1,000 K.Shs.)	3,281	468	578	1,711	109	109	109
Depreciation	987.6	168.5	208.1	716.9	47.4	47.4	47.4
F.C. Consumption (K.Shs.)	—	—	—	—	—	—	—
Fuel	26.4	19.2	26.6	34.1	8.9	8.9	8.9
Lubricants	5.3	3.8	5.3	6.8	1.8	1.8	1.8
Total/Hour	1,019.3	191.5	240.0	757.8	58.1	58.1	58.1
Fuel	31.0	22.6	31.3	40.1	10.5	10.5	10.5
L.C. Lubricants (K.Shs.)	6.2	4.5	6.3	4.8	2.1	2.1	2.1
Wages	22.4	10.7	10.7	22.4	10.7	10.7	10.7
Total/Hour	59.6	37.8	48.3	67.3	23.3	23.3	23.3
Total Currency (K.Shs.)/Hour	1,078.9	229.3	288.3	825.1	81.4	81.4	81.4

Table 8-4(C) SCHEDULE OF DAYWORKS

Equipment		Dynamo Electric Machine						Asphalt Sprayer	Tamper
Type		75kVA	100kVA	125kVA	175kVA	300kVA	200ℓ	80 kg	
Engine power (PS)		93	120	153	210	370	4	4	
Weight (T)		2.2	2.5	2.5	4.0	6.1	0.15	0.08	
Lifetime (Years)		6	6	6	7	7	3	3	
Workingtime/Year (Hours)		-	-	-	-	-	-	-	
Workingday/Year (Days)		140	140	140	140	140	125	140	
Depreciation rate/Day ( $\times 10^{-6}$ )		1,905	1,905	1,905	1,735	1,735	620	4,167	
Purchase price (1,000 K.Shs.)		192	237	287	389	679	164	14.5	
Depreciation		365.8	451.5	546.7	674.9	1,178.1	101.7	60.4	
Consumption		-	-	-	-	-	-	-	
Fuel (K.Shs.)		206.4	266.4	339.7	466.2	821.4	12.4	12.4	
Lubricants		41.3	53.3	67.9	93.2	164.3	2.5	2.5	
Total/Day		613.5	771.2	954.3	1,234.3	2,163.8	116.6	75.3	
Fuel		242.4	312.8	398.7	547.3	964.3	14.6	14.6	
Lubricants		48.5	62.5	79.8	109.5	192.8	2.9	2.9	
Wages		-	-	-	-	-	-	45.5	
Total/Day		290.9	375.3	478.5	656.8	1,157.1	17.5	63.0	
Total Currency (K.Shs./Day)		904.4	1,146.5	1,432.8	1,891.1	3,320.9	134.1	138.3	

Table 8-5 UNIT COST FOR BRIDGE

(In K.Shs.)

Item	Sub-Item	Class	Unit	Unit Cost			
				F.C.	L.C.	Total	
Superstructure Works	Main Girder	Concrete	$\sigma_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$	M <sup>3</sup>	880	820	1,700
			$\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$	M <sup>3</sup>	700	750	1,450
		Form	Steel	M <sup>2</sup>	230	55	285
		P.C. Rod	SBPD 95/100 SBPR 95/120	T	59,000	6,500	65,500
		P.C. Cable	SWPR 7A	T	100,000	11,000	111,000
		Reinforcement	SD30	T	12,500	1,800	14,300
	Shoe	Gum Pad	700 x 800 x 20	No.	13,800	1,200	15,000
		P.C. Cable	SWPR 7A	T	100,000	11,000	111,000
	Timbering	Girder	Cast Steel	T	97,000	8,000	105,000
			Crib Type	M <sup>3</sup>	200	50	250
			Hanging Type	No.	12,900	1,100	14,000
	Stayed Cable	P.C. Cable	SWPR 7A	T	133,000	13,000	146,000
	Erection & Equipment	-	-	Lump Sum	14,500,000	1,700,000	16,200,000
Tower Works	Tower	Concrete	$\sigma_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$	M <sup>3</sup>	880	820	1,700
			$\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$	M <sup>3</sup>	770	780	1,550
		Form	Steel	M <sup>2</sup>	255	60	315
		Reinforcement	SD30	T	12,500	1,800	14,300
	Timbering	-	Bracket Type	Lump Sum	230,000	20,000	250,000
Erection & Equipment	-	-	Lump Sum	4,900,000	600,000	5,500,000	
Abutment & Foundation Works	Abutment & Footing	Concrete	$\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$	M <sup>3</sup>	770	780	1,550
		Form	Steel	M <sup>2</sup>	290	80	370
		Reinforcement	SD30	T	12,500	1,800	14,300
		Excavating & Filling	Soil	M <sup>3</sup>	245	55	300
	Pile	Cast-in-Place Pile	R.C.D. $\phi$ 2.0 m	M	41,000	8,000	49,000
Surface & Facility Works	Cast-in-Place Kerb	Concrete	$\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$	M <sup>3</sup>	770	780	1,550
		Form	Steel	M <sup>2</sup>	235	55	290
		Reinforcement	SD30	T	12,500	1,800	14,300
	Pavement	Carriageway	Asphalt t = 50 mm	M <sup>2</sup>	102	80	182
		Concrete	$\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$	M <sup>3</sup>	700	750	1,450
		Pedestrianway	Asphalt t=30 mm	M <sup>2</sup>	73	59	132
		Crush Stone	-	M <sup>3</sup>	30	140	170
	Kerb	Concrete	-	M	20	80	100
	Handrail	Alumi.	H = 1.2 m	M	3,100	700	3,800
	Drain	Cast Iron	-	No.	1,850	150	2,000
	Lighting	Alumi. Pole	H = 10 m	No.	35,000	8,000	43,000
	Expansion Joint	Rubber	-	M	21,000	3,000	24,000
Temporary & Other Works	-	-	Lump Sum	66,100,000	13,900,000	80,000,000	

Table 8-6 UNIT COST FOR APPROACH ROAD

(In K.Shs.)

Item	Sub-Item	Class	Unit	Unit Cost		
				F.C.	L.C.	Total
Site Clearance	Common Field		Ha	8,220	2,180	10,400
	Dense Bush		Ha	11,470	3,030	14,500
Demolish	House		No.	380	110	490
	Fence		M	15	4	19
Strip Top Soil	Common	t = 0.2 m	M <sup>3</sup>	20	5	25
Disposal	Common	10 km	M <sup>3</sup>	23	7	30
Excavation	Soil	Class 2	M <sup>3</sup>	28	8	36
Embankment	Soil	Class 2	M <sup>3</sup>	55	14	69
Slope Protection	—	Grass	M <sup>2</sup>	2	8	10
Drainage	Earth Drain	0.5 m x 0.5 m	M	20	5	25
	Pipe Culvert	∅ 600 m	M	250	350	600
Pavement	Carriageway	t = 475 mm	M <sup>2</sup>	151	199	350
	Shoulder	t = 300 mm	M <sup>2</sup>	108	92	200
	Pedestrianway	t = 50 mm	M <sup>2</sup>	41	59	100
	Over Lay	t = 50 mm	M <sup>2</sup>	78	62	140
Facility	Kerb	Concrete	M	19	81	100
	Guard Rail	Steel	M	342	58	400
	Lane Marking	W = 15 cm	M	5	20	25
	Traffic Sign	2 m <sup>2</sup> Alumi.	No.	22,900	2,100	25,000
	Lighting	H = 10 m	No.	14,200	1,800	16,000
Access Road	Asphalt Pavement	W = 5.0 m	M	900	1,100	2,000
	Soil	W = 4.0 m	M	90	110	200
Removal	Telephone Line	—	Lump Sum	125,000	35,000	160,000
	Power Line	Low Voltage	M	50	80	130

### 8.3 建設数量の積算

#### 8.3.1 概 要

建設数量は橋梁と取付道路との二つの部分に分けられる。

橋梁の建設数量は構造解析、主要断面の設計、施工計画および他の調査を行った予備設計に基づいて積算された。取付道路の建設数量は、縮尺1:500の地図で設計された予備設計に基づいて、積算される。この地図はこの調査のために作成されたものである。

#### 8.3.2 建設数量

橋梁および取付道路の建設数量を Table 8-7 および 8-8 に示す。

### 8.4 建設費の積算

#### 8.4.1 橋梁建設費

橋梁建設費は上述の単価および数量を用いて積算される。

この費用は5つの部分、すなわち上部工、主塔工、橋台および基礎工、橋面および施設工、仮設工その他から成る。橋梁建設費を Table 8-9 に示す。

#### 8.4.2 取付道路建設費

取付道路建設費を Table 8-10 に示す。

この建設費は土工、舗装、排水、施設および関連道路の建設費を含む。

Table 8-7 BRIDGE CONSTRUCTION QUANTITIES

	Item	Sub-Item	Class	Unit	Quantity
Superstructure Works	Main Girder	Concrete	$\sigma_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$	M <sup>3</sup>	4,042
			$\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$	M <sup>3</sup>	1,838
		Form	Steel	M <sup>2</sup>	13,908
		P.C. Rod	SBPD 95/100 SBPR 95/120	T	171
		P.C. Cable	SWPR 7A	T	62
		Reinforcement	SD30	T	405
		Shoe	Gum Pad	700 x 800 x 70	No.
	P.C. Cable		SWPR 7A	T	0.9
	Hinge		Cast Steel	T	4
	Timbering	Girder	Crib Type	M <sup>3</sup>	400
			Hanging Type	No.	1
	Stayed Cable	P.C. Cable	SWPR 7A	T	254
	Erection & Equipment	—	—	Lump Sum	1
Tower Works	Tower	Concrete	$\sigma_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$	M <sup>3</sup>	1,623
			$\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}$	M <sup>3</sup>	1,440
		Form	Steel	M <sup>2</sup>	4,018
		Reinforcement	SD30	T	331
	Timbering	—	—	Lump Sum	1
Erection & Equipment	—	—	Lump Sum	1	
Abutment & Foundation Works	Abutment & Footing	Concrete	$\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$	M <sup>3</sup>	4,116
		Form	Steel	M <sup>2</sup>	2,278
		Reinforcement	SD30	T	336
		Excavating & Filling	Soil	M <sup>3</sup>	2,872
	Pile	Cast-in-Place Pile	R.C.D. $\phi 2.0 \text{ m}$	M	1,188
Surface & Facility Works	Cast-in-Place Kerb	Concrete	$\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$	M <sup>3</sup>	137
		Form	Steel	M <sup>2</sup>	683
		Reinforcement	SD30	T	6
	Pavement	Carriageway	Asphalt t = 50 mm	M <sup>2</sup>	3,570
		Concrete	$\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$	M <sup>3</sup>	95
		Pedestrianway	Asphalt t = 30 mm	M <sup>2</sup>	1,512
		Crush Stone	—	M <sup>3</sup>	390
	Kerb	Concrete	—	M	840
	Handrail	Alumi.	H = 1.2 m	M	840
	Drain	Cast Iron	—	No.	44
	Lighting	Alumi. Pole	H = 10 m	No.	15
	Expansion Joint	Rubber	—	M	37.5
Temporary & Other Works	—	—	Lump Sum	1	

Table 8-8 APPROACH ROAD QUANTITIES

Item	Sub-Item	Class	Unit	Quantity
Site Clearance	Common Field	—	Ha	1.70
	Dense Bush	—	Ha	5.75
Demolish	House	—	No.	37
	Fence	—	M	1,070
Strip Top Soil	Common	t = 0.2 m	M <sup>3</sup>	14,885
Disposal	Common	10 km	M <sup>3</sup>	14,885
Excavation	Soil	Class 2	M <sup>3</sup>	660
Embankment	Soil	Class 2	M <sup>3</sup>	87,417
Slope Protection	—	Grass	M <sup>2</sup>	19,810
Drainage	Earth Drain	0.5 m x 0.5 m	M	7,392
	Pipe Culvert	ø 600 mm	M	343
Pavement	Carriageway	t = 475 mm	M <sup>2</sup>	29,389
	Shoulder	t = 300 mm	M <sup>2</sup>	16,262
	Pedestrianway	t = 50 mm	M <sup>2</sup>	10,120
	Over Lay	t = 50 mm	M <sup>2</sup>	1,300
Facility	Kerb	Concrete	M	7,392
	Guard Rail	Steel	M	352
	Lane Marking	W = 15 cm	M	7,392
	Traffic Sign	2 m <sup>2</sup> Alumi.	No.	2
	Lighting	H = 10 m	No.	30
Access Road	Asphalt Pavement	W = 5.0 m	M	110
	Soil	W = 4.0 m	M	300
Removal	Telephone Line	—	M	500
	Power Line	Low Voltage	M	760

Table 8-9 BRIDGE CONSTRUCTION COST

(In 1,000 K.Shs.)

	Item	Sub-Item	Class	F.C.	L.C.	Total
Superstructure Works	Main Girder	Concrete	$\sigma_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$	3,557	3,314	6,871
			$\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$	1,287	1,378	2,665
		Form	Steel	3,199	765	3,964
		P.C. Rod	SBPD 95/100 SBPR 95/120	10,089	1,112	11,201
		P.C. Cable	SWPR 7A	6,200	682	6,882
		Reinforcement	SD30	5,063	729	5,792
	Shoe	Gum Pad	700 x 800 x 70	55	5	60
		P.C. Cable	SWPR 7A	90	10	100
		Hinge	Cast Steel	388	32	420
	Timbering	Girder	Crib Type	80	20	100
			Hanging Type	13	1	14
	Stayed Cable	P.C. Cable	SWPR 7A	33,782	3,302	37,084
	Erection & Equipment	-	-	14,500	1,700	16,200
Tower Works	Tower	Concrete	$\sigma_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$	1,428	1,331	2,759
			$\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$	1,109	1,123	2,232
		Form	Steel	1,024	241	1,265
		Reinforcement	SD30	4,137	596	4,733
	Timbering	-	Bracket Type	230	20	250
Erection & Equipment	-	-	4,900	600	5,500	
Abutment & Foundation Works	Abutment & Footing	Concrete	$\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$	3,169	3,210	6,379
		Form	Steel	661	182	843
		Reinforcement	SD30	4,200	605	4,805
		Excavating & Filling	Soil	704	158	862
	Pile	Cast-in-Place Pile	R.C.D. $\phi$ 2.0 m	48,708	9,504	58,212
Surface & Facility Works	Cast-in-Place Kerb	Concrete	$\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$	105	107	212
		Form	Steel	161	38	199
		Reinforcement	SD30	75	11	86
	Pavement	Carriageway	Asphalt t = 50 mm	364	286	650
		Concrete	$\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$	67	71	138
		Pedestrianway	Asphalt t = 30 mm	110	89	199
		Crush Stone	-	12	55	67
	Kerb	Concrete	-	17	67	84
	Handrail	Alumi.	H = 1.2 m	2,604	588	3,192
	Drain	Cast Iron	-	81	7	88
	Lighting	Alumi. Pole	H = 10 m	525	120	645
	Expansion Joint	Rubber	-	788	112	900
Temporary & Other Works	-	-	66,100	13,900	80,000	
		Total	219,582	46,071	265,653	

Table 8-10 APPROACH ROAD CONSTRUCTION COST

(In 1,000 K.Shs.)

Item	Sub-Item	Class	F.C.	L.C.	Total
Site Clearance	Common Field	—	14	4	18
	Dense Bush	—	66	17	83
Demolish	House	—	14	4	18
	Fence	—	16	4	20
Strip Top Soil	Common	t = 0.2 m	298	74	372
Disposal	Common	10 km	342	104	446
Excavation	Soil	Class 2	18	5	23
Embankment	Soil	Class 2	4,808	1,224	6,032
Slope Protection	—	Grass	40	158	198
Drainage	Earth Drain	0.5 m x 0.5 m	148	37	185
	Pipe Culvert	ø600 mm	86	120	206
Pavement	Carriage Way	t = 475 mm	4,438	5,848	10,286
	Shoulder	t = 300 mm	1,756	1,496	3,252
	Pedestrianway	t = 50 mm	415	597	1,012
	Over Lay	t = 50 mm	101	81	182
Facility	Kerb	Concrete	140	599	739
	Guard Rail	Steel	120	21	141
	Lane Marking	W = 15 cm	37	148	185
	Traffic Sign	2 m <sup>2</sup> Alumi.	46	4	50
	Lighting	H = 10 m	426	54	480
Access Road	Asphalt Pavement	W = 5.0 m	99	121	220
	Soil	W = 4.0 m	27	33	60
Removal	Telephone Line	—	125	35	160
	Power Line	Low Voltage	38	61	99
Total			13,618	10,849	24,467

## 8.5 用地取得費および補償費

### 8.5.1 用地取得費

#### (1) 一般

提案された道路の建設に必要な用地は、以下のような種類のものがある。

- a) 民有地区域
- b) クリークおよび海岸区域
- c) 政府による保留用地区域
- d) 現道区域

新道との接合点間の現道およびフェリー棧橋は、新道が完成した後は幹線道路として必要ではない。しかしながらそれは、住民の地区道路として残される。したがって現道の売却収入は計算しない。

#### (2) 用地取得単価

##### a) 民有地区域

用地取得単価は関係機関と協議ののち、建設単価と同じ方法によって調べられた。用地取得単価は、1平方メートル当たり12K.Shs.と評価された。

##### b) クリークおよび海岸区域

漁場その他に使用可能な海岸用地（高潮位面より上）は、何がしかの価値があるものと通常は考えられる。しかしながらキラフィクリークの海岸区域は、高潮時は極めて狭く、かつ橋梁のために用いられるスペースは非常に小さい。したがって、用地取得費は考慮する必要がない。

高潮位以下のクリークの用地は、陸上に比べてより低い価値しかない。

この調査においては、クリーク内の用地は価値評価は無であるとする。

##### c) 政府による保留用地区域

新設橋梁のためにすでに確保された用地に対しては、用地取得量は計上しない。

#### (3) 用地取得費

キラフィ側の道路用地は、政府によってすでに確保されていることが判明している。したがってこのプロジェクトのためには、ムラナニ側の道路用地の取得が必要となり、この取得用地面積は134,340 m<sup>2</sup>となる。

用地取得費は単価に道路面積を乗ずることによって得られ、以下のようになる。

単 価	道路面積	用地取得費
12 K.Shs./m <sup>2</sup>	× 134,340 m <sup>2</sup>	= 1,612,000 K.Shs.

## 8.5.2 補償費

### (1) 一般

地形測量が行なわれそして1:500の地図が作成された。この地図により、キリフィ橋の取付道路沿いの影響を受ける家の数を計上する。

### (2) 補償費

補償費の単価は単位当たり10,000 k.Shs.と評価する。そして補償費の総額は、以下のように積算される。

$$\begin{array}{rcccl} \text{単 価} & & \text{家屋数} & & \text{補 償 費} \\ 10,000 \text{ K.Shs.} & \times & 37 & = & 370,000 \text{ K.Shs.} \end{array}$$

## 8.6 プロジェクトコスト

### (1) プロジェクトコスト

プロジェクトコストは建設費、技術報酬、用地取得費、補償費および予備費を含む財政費を基に計算される。

技術報酬は建設費の1.2%と見積り、予備費は建設費、技術報酬、用地取得費、補償費の合計の10%と仮定する。

プロジェクトコストはTable 8-11のように表わされる。この表では投資時点における価格変動は考慮していない。

Table 8-11 PROJECT COST

(In 1,000 K.Shs.)

Item	Currency		
	F.C.	L.C.	T.C.
Bridge	219,582	46,071	265,653
Approach Road	13,618	10,849	24,467
Construction Cost	233,200	56,920	290,120
Engineering Fee	27,851	6,963	34,814
Land Aquisition	—	1,612	1,612
Compensation	—	370	370
Sub-Total	261,051	65,865	326,916
Contingency	26,105	6,587	32,692
Total	287,156	72,452	359,608

Note: 1) The project cost is expressed in July 1983 prices.  
2) The price contingency is not considered.

(2) 年間プロジェクト

詳細な建設スケジュールは前出の項ですでに検討された。その結果にしたがい、主要作業の建設スケジュールはTable 8-12のように示される。

プロジェクトコストは、上記の建設スケジュールに従ってTable 8-13に示されるように区分される。

Table 8-12 CONSTRUCTION SCHEDULE

Working Item		1984	1985	1986	1987	1988	1989
Engineering and Evaluation							
Land Acquisition and Compensation							
Temporary & Other Works							
Bridge	Foundations	P <sub>1</sub>					
		P <sub>2</sub>					
	Abutments	A <sub>1</sub>					
		A <sub>2</sub>					
	Towers	P <sub>1</sub>					
		P <sub>2</sub>					
	Superstructure						
Surface and Facilities							
Roads	Approach Roads						
	Access Roads						

Table 8-13 PROJECT COST BY YEAR

(Unit: 1,000 K.Shs., 1983 price)

			1984	1985	1986	1987	1988	1989
Bridge	F/C	219,582	0	0	33,050	49,880	86,370	50,282
	L/C	46,071	0	0	6,950	11,617	17,670	9,834
Approach Road	F/C	13,618	0	0	0	8,995	0	4,623
	L/C	10,849	0	0	0	7,130	0	3,719
Construction Cost	F/C	233,200	0	0	33,050	58,875	86,370	54,905
	L/C	56,920	0	0	6,950	18,747	17,670	13,553
	T	290,120	0	0	40,000	77,622	104,040	68,458
Engineering Fee	F/C	27,851	4,642	9,284	3,482	2,481	3,481	3,481
	L/C	6,963	1,160	2,323	870	870	870	870
Land Acquisition	F/C	0	0	0	0	0	0	0
	L/C	1,612	0	0	1,612	0	0	0
Compensation	F/C	0	0	0	0	0	0	0
	L/C	370	0	0	370	0	0	0
Contingency	F/C	26,105	464	928	3,653	6,236	8,985	5,839
	L/C	6,587	116	232	980	1,962	1,854	1,443
Total	F/C	287,156	5,106	10,212	40,185	68,592	98,836	64,225
	L/C	72,452	1,276	2,555	10,782	21,579	20,394	15,866
	T	359,608	6,382	12,767	50,967	90,171	119,230	80,091

F/C: Foreign Portion L/C: Local Portion. T: Total

## 8.7 年間管理費

橋梁の年間管理費の見積りでは、下記の項目を考慮に入れなければならない。

a) ゴム伸縮継手

ゴム伸縮継手の管理においては、10年ごとに全てを交換することが必要となる。ゴム伸縮継手の更新単価はメートル当り30,000K.Shs.とする。

b) 橋面の再舗装

橋面の車道部の再舗装は10年に1回行なわれるものとする。5cm厚の車道の平米当りの再舗装単価は200K.Shs.とする。

c) マーキング、照明、縁石、清掃その他

上記の管理単価は橋梁年間当り30,000K.Shs.とする。

橋梁管理費をTable 8-14に示す。ただし取付道路の管理費は、現在の道路の管理費と同じであるという考えから、算定しないこととする。

Table 8-14 ANNUAL MAINTENANCE COST OF BRIDGE

Year		Cost	Year		Cost	Year		Cost
1	A.D. 1990	30	9	A.D. 1998	30	17	A.D. 2006	30
2	1991	30	10	1999	1,614	18	2007	30
3	1992	30	11	2000	30	19	2008	30
4	1993	30	12	2001	30	20	2009	1,614
5	1994	30	13	2002	30	21	2010	30
6	1995	30	14	2003	30	22	2011	30
7	1996	30	15	2004	30	23	2013	30
8	1997	30	16	2005	30	24	2014	30

## 第9章 経済分析

詳細は Technical Report ( Economic Analysis ) に記述されている。

### 9.1 概要

#### 9.1.1 経済分析の視点・目的

- a) 本プロジェクトの経済分析とは本プロジェクトを国民経済社会の観点から観察し、その投資効率を分析するものである。
- b) 本プロジェクトの投資効率を求めるためには、本プロジェクトの目的・特性、及び、本プロジェクトが実施されるキリフィ市街地を含むその関連地域の特性を考慮して、本プロジェクトがもたらす経済便益と経済費用を把握することが必要である。
- c) 国民経済社会から観て本プロジェクトを採用すべきか否かの判定基準は、次のようなものである。
  - i) 計量的に把握された本プロジェクトの投資効率。
  - ii) 上記関連地域に本プロジェクトがもたらす社会・経済的なインパクト。

#### 9.1.2 経済分析のための前提

##### (1) 経済分析対象ケース

本プロジェクトの直接的な経済便益（貨幣タームで表現できる経済便益）及び経済費用を推計するに際して、種々の前提、仮定が導入されている。本分析においては次の前提に立ったケースを経済分析対象ケースとする。

- a) 施設建設期間 : 1984～1989年の6年間
- b) 事業費 : 359,608,000K. shs(1983年価格)
- c) 事業資金調達 : 海外
- d) 交通量予測 : 第2章で記されている予測
- e) Ferryサービス水準 : 現水準の保持

##### (2) 経済費用及び経済便益推定のための前提

###### a) 経済費用

本プロジェクトの経済費用は、経済便益をもたらすための追加的経済費用が発生しないことから、本プロジェクトの事業費及び維持管理費から構成されている。

本プロジェクトでは種々の橋梁タイプの橋梁が分析されている。そ

の結果、5種の事業費が推計されている。

本経済分析では、コンクリート斜長橋の比較案(3)-1をベースケースとして採用している(第8章参照)。このケースの事業費は359,608,000 K. shs (1983年価格)である。

b) 交通量予測

交通量予測には第2章で予測されているケースを採用している具体的にはTable 9-1のようである。

Table 9-1 PROJECTION OF TRAFFIC VOLUMES

(Unit: Vehicle/Day)

Year	Total	Normal Traffic Volumes	Induced Traffic Volumes
1983	983	983	
1990	1,814	1,396	418
2000	3,037	2,337	700
2010	5,038	3,877	1,161

c) フェリーサービス水準

- i) 本プロジェクトが実施されなかった場合(Without Project case)、現行のフェリー輸送サービスを続行しなければならない。
- ii) この場合、どの程度のフェリー輸送サービス水準のものを想定するかが問題である。この水準が、将来のフェリー施設拡張計画に大きく影響するからである。
- iii) 本分析では、Without Project case 現行のフェリー輸送サービス水準が将来も保持されるものとする。

なお、現行サービス水準とは具体的には次のようである。

フェリーによるクリーク渡航処理時間	8分
車輛の平均フェリー待ち時間	8分
合 計	16分

9.1.3 本分析の範囲及び分析の流れ

(1) 本分析の範囲

Fig. 9-1に示すように、本分析の範囲は次のことから構成されている。

- a) 経済便益の検討及び、直接的便益の選出
- b) 経済便益、経済費用推定のための基礎データの推計・予測
  - i) 交通量
  - ii) 経済価格変換係数
  - iii) 付加価値誘発係数
  - iv) 時間価値
  - v) 走行コスト
  - vi) 節約される時間
- c) 直接的便益及び経済費用の推定
- d) 投資効率指標の計算（感度分析を含む）
- e) 結論

(2) 直接的便益と間接的便益

Fig. 9-2 に示したように、本プロジェクトはケニア国民経済社会、及び関連地域経済社会に12種類の経済便益をもたらす。

- a) このうち、貨幣タームで表現される直接的な便益として、次のような便益を取り上げる。
  - i) 本施設建設用国産資材・サービス需要のGDP 拡大便益
  - ii) フェリー施設拡張、維持コストの不要化便益
  - iii) 時間節約便益
  - iv) 誘発交通便益
  - v) 走行コスト節減便益
- b) 一方、間接的な便益としては次のようなものがある。
  - i) 雇用増大便益
  - ii) 技術移転効果
  - iii) 通行サービス向上の便益
  - iv) 交通事故削減便益
  - v) 観光産業の発展とその経済的影響
  - vi) 地域社会連繫強化の便益
  - vii) 北部地域開発促進便益
- c) 上記 a) の諸便益を推計するに際して、時間価値、あるいは時間がベースとなる経済便益（時間節約便益、誘発交通便益、走行コスト節減便益（走行時間に依存する部分））では、観光用、私用及びその他旅行目的の車輛は評価されていない。  
従って、本分析では直接的便益が厳選されていると共に、それらの便益の推計に際しても、内輪目に推計している。

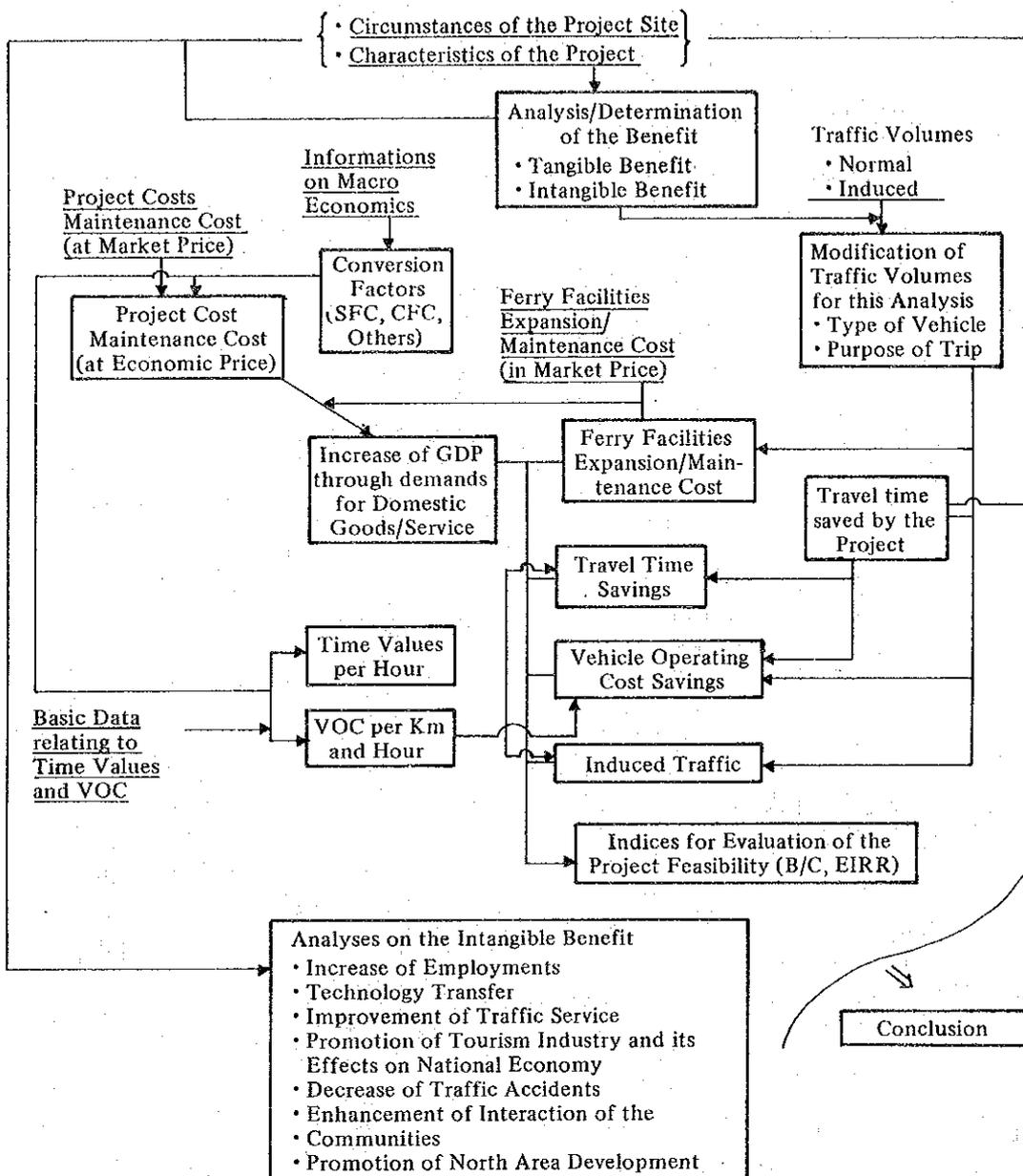


Fig. 9-1 SCOPE OF ECONOMIC ANALYSIS

Source Period	Function of the Bridge	Expenditure for the Bridge/Road Construction	Technology to Construct the Bridge
Construction		D, IT <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 5px auto;">Increase of Employment</div> ID, T <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 5px auto;">Increase of GDP</div>	D, IT <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 5px auto;">Technology Transfer</div>
Usage	D, T <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 5px auto;">Ferry Facilities Expansion/Maintenance Costs (Available Cost)</div> D, T <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 5px auto;">Travel Time Saving</div> ID, T <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 5px auto;">Induced Traffic</div> D, T <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 5px auto;">Vehicle Operating Cost Saving</div> D, IT <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 5px auto;">Improvement of Traffic Service including Making Vehicle Large</div> ID, IT <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 5px auto;">Promotion of Tourism Industry and Economic Effects of the Industry</div> ID, IT <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 5px auto;">Enhancement of Interaction of the Community through e.g Increase of Ability to Cope with Emergencies</div> ID, IT <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 5px auto;">Decrease of Traffic Accidents</div> ID, IT <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 5px auto;">Promotion of the North Area Development • Agriculture • Forestry</div>		

Fig. 9-2 BENEFIT OF KILIFI BRIDGE PROJECT

#### 9.1.4 評価価格と価格変換係数

##### (1) 評価価格

- a) 本プロジェクトの評価には経済価格（国境・国際価格とほぼ同じ概念のもの）表示の価額（経済便益、経済費用）が使用される。経済価格とは市場価格表示の価額から、ケニア国の社会・経済システムに依存する影響分を控除したものである。
- b) 本分析においては、本プロジェクトのために輸入される資材・サービスは無税かつ、国内流通経路を通らないと仮定しているために、その輸入額が経済価格表示額に等しいとしている。  
一方、需要される国産資材・サービス及び発生する経済便益については経済価格表示のものが使用される。
- c) 価格変換係数  
市場価格表示で把握・推計された需要される国産資材・サービス、及び経済便益推計用の基礎データを経済価格表示にするのに、Table 9-2 のような価格変換係数を使用する。

Table 9-2 CONVERSION FACTORS FOR VALUES AT DOMESTIC MARKET PRICE

Standard Conversion Factor (SCF)	0.920
Conversion Factor for Consumers' Goods (CFC)	0.935
Conversion Factor for Unskilled Labor Cost	0.935
Conversion Factor for Local Materials Cost	0.834
Conversion Factor for Local Fuel Cost	0.167
Conversion Factor for Local Other Cost	0.552
Conversion Factor for Land Acquisition Cost	0.920
Conversion Factor for Compensation	0.920
Conversion Factor for Local Engineering Fee	0.935
Conversion Factor for Local Part of Contingency	0.727

#### 9.1.5 本プロジェクトの投資効率の評価指標及び評価期間

- a) 本プロジェクトの投資効率（直接的な経済便益と経済費用から導かれる）は便益費用比（B/C）、あるいは内部収益率（EIRR）で表現される。
- b) 本プロジェクトの投資効率を求める評価期間は1984年から2013年までの30年間とする。

## 9.2 本プロジェクトの経済費用

### 9.2.1 事業費

市場価格表示、及び経済価格表示の事業費は Table 9-3 のようである。

Table 9-3 PROJECT COST

(Unit: 1,000 K.shs, 1983 Constant/Economic Price)

Year	1984	1985	1986	1987	1988	1989	Total
At Financial Price	6,382	12,767	50,967	90,171	119,230	80,091	359,608
Economic Price	6,275	12,552	48,288	84,020	113,088	75,548	339,771
Economic Cost/Financial Cost							94.5

上記の事業費は橋梁建設費、道路建設費、技術費、用地費、補償費そして臨時費から構成されている。

### 9.2.2 維持管理費

本プロジェクトによって建設される施設の維持管理費は Table 9-4 のようである。

Table 9-4 ANNUAL MAINTENANCE COST

(Unit: 1,000 K.shs, 1983 Constant/Economic Price)

Year	at Financial Price	Economic Price
1990~1998	30	25
1999	1,614	1,346
2000~2008	30	25
2009	1,614	1,346
2010~2013	30	25

### 9.2.3 施設残存価値(2013年末)

以下のような条件の下で求めた、2013年末での経済価格表示の施設残存価値は175,733,000 K.shsである。

- a) 施設の耐用年数 : 橋梁 50年  
道路 50年
- b) 償却開始年次 : 1990年(供用開始年次)
- c) 非償却資産 : 用地費、補償費
- d) 償却方法 : 定額償却法

### 9.3 直接的便益

#### 9.3.1 本施設建設用国産資材・サービス需要のGDP拡大便益

(1) 本便益発生メカニズム

本プロジェクトによって需要される国産資材・サービスをケニア国内産業が供給するために、これらの関連産業は追加的な生産活動が必要であり、その活動の結果、新たな付加価値（GDP）がもたらされる。

(2) 本便益の推計方法

$$\text{本便益} = \sum_{i=1}^4 X_i \times V_i$$

$X_i$  : 経済価格表示による国産資材費、燃料費、労賃、その他費用

$V_i$  : 関連部門の付加価値誘発係数

関連部門の付加価値誘発係数

最終需要材	付加価値誘発係数	備考
資材	0.896	
燃料	0.906	
労働	0.921	全産業平均付加価値誘発係数
その他	0.921	同上

(3) 本便益の計測 (Table 9-5)

Table 9-5 BENEFIT OF INCREASING KENYA GDP

(Unit: 1,000 K.shs, 1983 Economic Price)

Year	Economic Price
1984	1,077
1985	2,154
1986	5,740
1987	14,067
1988	13,022
1989	10,456

### 9.3.2 フェリー施設拡張・維持コストの不要化便益

- (1) フェリー施設拡張・維持コストが本プロジェクトの経済便益と見做される理由。

将来、本プロジェクトが実現されなかった場合、キリフィクreek渡航交通量の増加に合わせて、フェリー施設を拡張・維持し、現行の渡航サービス水準を保持することは社会的要請である。

政府はこの社会的要請に応えるためには、キリフィクreek渡航事業の採算とは関係なく、このフェリー施設拡張・維持コストを毎年負担しなければならない。ところが、本橋が建設・供用された場合には、勿論本橋の建設及び維持コストは発生するものの、フェリー輸送は廃止され、その結果、フェリー施設拡張・維持コストは不要になる。

従って、このコストの不要化は本橋によってもたらされたものであり、このコスト分を本橋の便益と見做することができる。

- (2) 本便益の推定方法

Fig. 9-3に本便益の推定方法が示されている。

本便益は

- a) 50時間目交通量(PCU)と
- b) 当該時点での、フェリーの時間当たり最大実効輸送能力(PCU)からフェリー施設の拡張時点と拡張容量を決定し、
- c) 各施設の1式購入・建設費

を乗じて推計する。

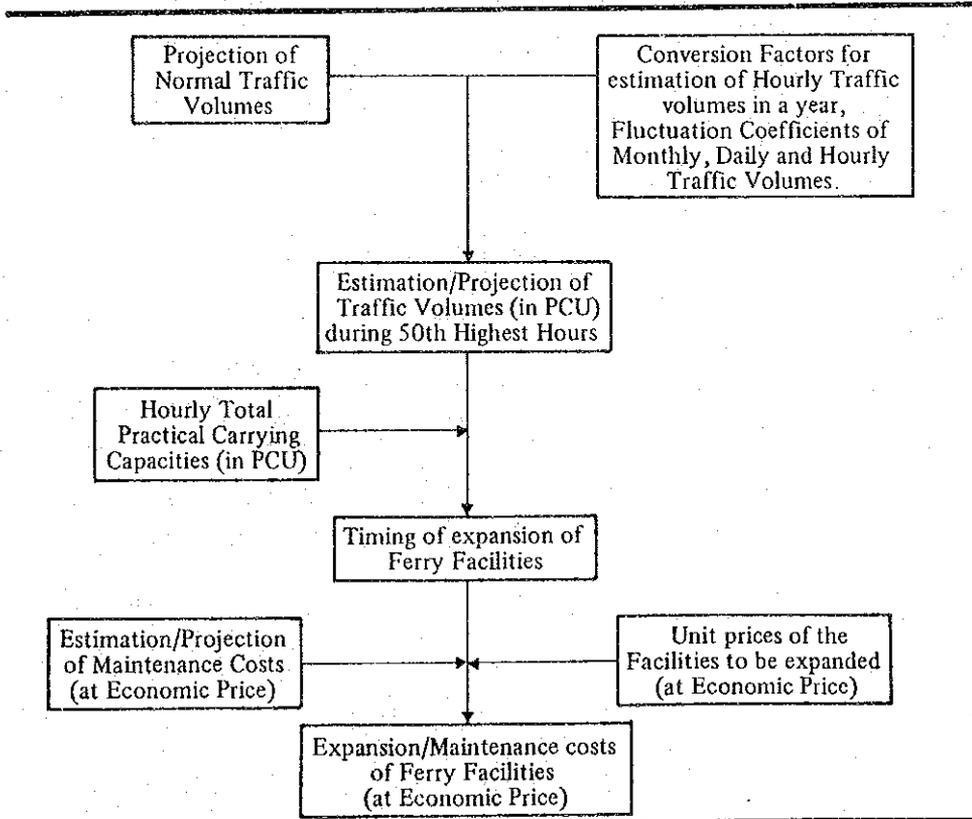


Fig. 9-3 METHOD OF CALCULATION OF BENEFITS FOR FERRY FACILITIES

(3) フェリー施設拡張コストと維持管理費

a) フェリー施設の一式購入・建設費

現地情報及び施設設計に基づいて推定した、市場価格表示と経済価格表示のフェリー施設取得・建設コストはTable 9-6のごとくである。

Table 9-6 PURCHASE/CONSTRUCTION COSTS OF FERRY FACILITIES

(Unit: 1,000 K.shs, 1983 Constant/Economic Price)

Facility at	Ferry (1 Ferry)	Jetty and Approach Road (1 Pair)	Dock (1 Unit)	Office Building (1 Block)
Market Price	15,000	27,396		238
Economic Price	15,000	25,417	15,886	214

b) フェリー施設拡張時点と拡張容量 (Table 9-7)

Table 9-7 EXPANSION PLAN OF FERRY FACILITIES - (PURCHASE/CONSTRUCTION BASE) -

Year	Facilities	Jetty and Approach Road	Dock	Office Building
1986	1 (Likoni Type)	1 Pair		
1997	3 (ditto)		1 Unit	1 Block
2001	2 (ditto)			
2007	1 (ditto)	1 Pair		

e) 維持管理コスト

フェリー施設拡張計画及び関連諸データから推計した。

d) フェリー施設拡張・維持コスト

以上から、推計したWithout Project caseでのフェリー施設拡張・維持コストはTable 9-8のようである。

Table 9-8 PROJECT OF PURCHASE/CONSTRUCTION COST AND OPERATING MAINTENANCE COST OF FERRY FACILITIES - (SUMMARY TABLE) -

(Unit: 1,000 K.shs, 1983 Economic Price)

Year	Total	Purchase or Construction Cost	Operating and Maintenance Cost	Personnel Cost	General Administration Cost	Fuel and Engine Oil	Maintenance Costs of Ferry	Maintenance Costs of Jetty/and Approach Road/Deck
1983	3,438		3,438	1,221	122	1,542	553	
1986	44,386	40,417	3,969	1,221	122	1,983	641	
1987	5,571		5,571	1,221	122	2,700	784	744
1990	6,024		6,025	1,221	122	3,077	860	744
1997	68,178	61,100	7,078	1,221	122	3,956	1,035	744
1998	3,895		8,895	2,443	244	4,146	1,318	744
2000	9,724		9,724	2,443	244	4,837	1,456	744
2001	40,139	30,000	10,139	2,443	244	5,183	1,525	744
2007	52,353	40,417	11,936	2,443	244	6,680	1,825	744
2008	12,956		12,956	2,443	244	6,910	1,871	1,488
2010	13,874		13,874	2,443	244	7,675	2,024	1,488
2013	Δ 10,293	Δ 25,543 <sup>1)</sup>	15,250	2,443	244	8,822	2,253	1,488

1) Salvage Values

### 9.3.3 時間節約便益

(1) 本プロジェクトによって短縮されるキリフィクreek渡行時間

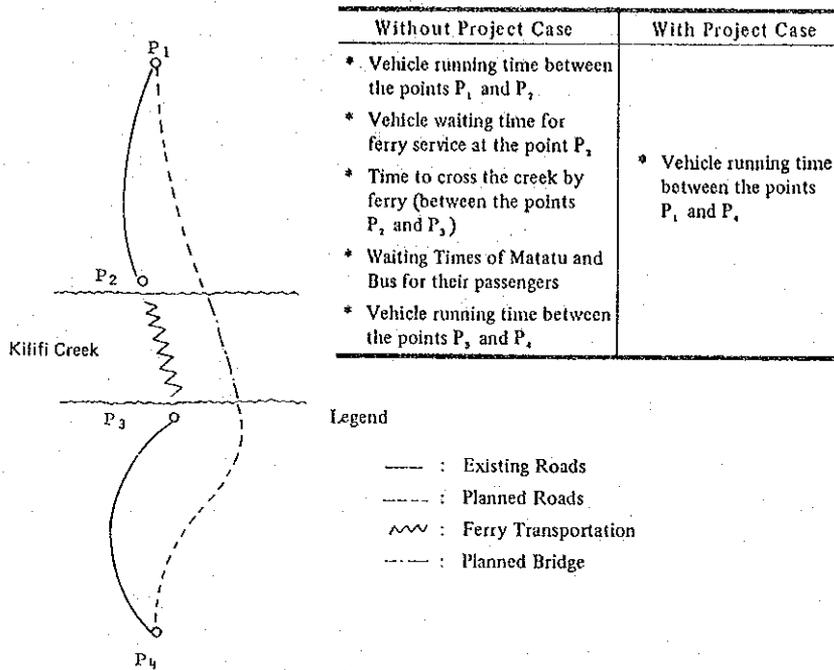
a) Without Project と With Project case でのキリフィ渡行時間。

本プロジェクト計画区間(計画道路ベース 4,116m、この中間にキリフィ橋がある)を車輛が通過するために、どのような種類の時間が発生するかを、Without と With Project case で示したのが Fig. 9-4 である。なお、車輛のフェリー待ち時間は

i) 時間当たり交通量がフェリー時間当たり最大実効輸送能力以下の場合の平均待ち時間

ii) 超えた場合の追加待ち時間

から構成されている。



Without Project Case	With Project Case
<ul style="list-style-type: none"> <li>* Vehicle running time between the points P<sub>1</sub> and P<sub>2</sub></li> <li>* Vehicle waiting time for ferry service at the point P<sub>2</sub></li> <li>* Time to cross the creek by ferry (between the points P<sub>2</sub> and P<sub>3</sub>)</li> <li>* Waiting Times of Matatu and Bus for their passengers</li> <li>* Vehicle running time between the points P<sub>3</sub> and P<sub>4</sub></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>* Vehicle running time between the points P<sub>1</sub> and P<sub>4</sub></li> </ul>

Fig. 9-4 TIMES CONSUMED TO PASS THROUGH PLANNED AREA IN THIS PROJECT

b) 本プロジェクトによって短縮されるキリフィクリーク渡航時間

i) Without Project case	21分24 <sup>*</sup> 秒 + α
道路部分走行時間	5分24秒
平均フェリー待ち時間	8分 + α
フェリーによるクリーク渡航処理時間	8分
ii) With Project case	3分11秒
i) - ii)	18分13 <sup>*</sup> 秒 + α

\* マタツとバスに関してはさらに、乗客待ち時間3分が追加される。

c) 本プロジェクトによって短縮される計画対象地区通過年間時間

i) 算式

$$Hit = Ti \times Vit$$

Hit : 車種別の、短縮される年間時間

Ti : 車種別の、走行当たりの短縮されるキリフィクリーク渡航時間

Vit : 車種別の交通量

i : 車種

t : 年次 (1990~2013)

ii) 上記の車種別の交通量の中には観光、私用、その他の旅行目的の車輛は含まれていない。

iii) Table 9-9 に車種別、年次別の、本プロジェクトによって短縮される計画対象地区通過年間時間が示されている。

Table 9-9 ANNUAL HOURS SAVED BY THE PROJECT, WHEN PASSING THROUGH THE PROJECT PLANNED AREA

(Unit: Hours/Year)

Type of vehicle Year	Car	Light Goods Vehicle		Medium Goods Vehicle	Heavy Goods Vehicle	Bus	(for Reference) Tourism	
		Owner	Matatu					
(1989)	25,814	18,059	29,550	29,027	13,406	17,033	6,315	10,747
1990	27,033	18,833	31,357	30,467	14,071	17,807	6,869	11,522
1991	28,362	19,166	32,776	31,907	14,735	18,711	7,423	12,741
1992	29,692	19,742	34,711	33,458	15,510	19,485	7,977	13,627
1993	31,132	20,718	36,647	33,899	16,175	20,517	8,753	14,845
1994	32,572	21,493	38,583	36,672	17,062	21,421	9,417	16,065
1995	34,117	22,047	40,635	38,437	17,834	22,449	10,301	17,501
1996	35,563	23,045	43,357	39,995	18,724	23,485	11,189	19,056
1997	37,336	23,709	45,809	42,100	19,610	24,646	12,076	20,607
1998	39,108	24,595	48,519	44,094	20,496	25,808	13,184	22,380
1999	40,993	25,481	51,229	46,199	21,493	26,969	14,292	24,152
2000	42,860	26,259	54,036	48,437	22,513	28,264	15,393	26,246
2001	44,825	27,271	47,072	50,658	23,609	29,587	16,713	28,333
2002	46,864	27,587	60,261	52,736	24,595	30,840	12,169	30,910
2003	42,969	28,251	63,617	55,173	25,592	32,131	19,610	33,458
2004	51,074	28,916	67,229	57,500	26,811	33,679	21,383	36,449
2005	53,400	29,360	70,972	60,048	28,030	35,098	23,266	39,441
2006	55,696	30,025	74,918	62,711	29,261	36,643	25,135	42,862
2007	58,202	30,492	78,598	65,596	30,697	38,351	27,220	46,363
2008	60,515	31,059	83,373	68,739	32,076	40,056	29,595	50,245
2009	63,261	31,464	88,393	71,570	33,237	41,209	32,129	54,620
2010	65,903	31,803	93,390	74,668	34,679	43,611	34,889	59,260
2011	68,499	32,254	98,823	78,030	36,282	45,547	37,846	64,183
2012	71,292	32,417	104,556	81,675	38,140	47,666	41,007	69,633
2013	74,301	32,895	110,842	86,137	40,381	50,025	44,513	75,740

(2) 時間価値

a) 時間価値の定義

i) 本分析では時間価値を次のように定義する。

車輛を利用する人々の時間価値とは、その車輛使用時間を他の場所で使用した場合に得られるであろう価値とする。

他方、車輛で運ばれる貨物の時間価値とは輸送過程で、その貨物自身の失われる価値あるいは輸送時間を短縮することによって、他の側面で得られるであろう価値とする。

ii) 従って、走行するために発生するコスト（乗務員コストを含む）は走行コストとして把握され、時間価値とは異なるものと考えている。

b) 車種別の1台当たり車輛利用者数

現地交通量調査から得られた、車種別平均乗車率から乗務員数を控除して求めた、車種別の1台当たり車輛利用者数はTable 9-10のごとくである。

Table 9-10 PASSENGER NUMBERS

(Unit: Persons/Vehicle)

	Car	Light Goods Vehicle		Medium Goods Vehicle	Heavy Goods Vehicle	Bus
		Owner	Matatu			
A	2.97	2.50	15.98	2.70	2.44	35.78
B	—	—	2.0	2.70	2.44	2.0
C=A-B	2.97	2.50	13.98	—	—	33.78

A : Average Number of Persons who use a Vehicle, estimated on our Traffic Survey at Kilifi March 1933.

B : Number of Drives, Conductor and Assistant

C : Number of Persons whose Time Values are evaluated in Economic Analysis.

c) 1983年での車種別時間価値

車輛利用者の所得及び大型貨物車の待ち時間料金、及び1台当たりの車輛利用者数を基にして、推計した1983年の車種別時間価値はTable 9-11のようである。

Table 9-11 TIME VALUES PER HOUR IN 1983

(Unit: K.shs/Hour/Vehicle)

at	Type of Vehicle	Car	Light Goods Vehicle		Medium Goods Vehicle	Heavy Goods Vehicle	Bus
			Owner	Matatu			
Market Price		94	84	99			240
Economic Price		88	79	93	40	150	224

d) 時間価値の予測

i) 乗用車と軽貨物車（バス、マタツ双方）とバスの将来の時間価値はこれらの車輛の利用者の実質所得が増加するという仮定の下に、年率2.5%で増加するものとする。

ii) しかし、中量荷物と重量貨物車の将来の時間価値は実質待ち料金が将来も増加しないという仮定を導入して、1983年水準と同じであるとするとする。

(3) 年間時間節約便益

上記の、

a) 本プロジェクトによって短縮される計画対象地区通過年間時間

b) 時間価値

を基にして推計した年間時間節約便益は Table 9-12 のごとくである。

Table 9-12 BENEFIT DUE TO TIME SAVINGS

(Unit: 1,000 K.shs, 1983 Economic Price)

Year	Type of Vehicle Car	Light Goods Vehicle		Medium Goods Vehicle	Heavy Goods Vehicle	Bus	Total
		Owner	Matatu				
(1989)	2,633	1,661	3,191	1,161	2,011	4,429	15,086
1990	2,838	1,770	3,481	1,219	2,111	4,737	16,156
1991	3,035	1,840	3,704	1,276	2,210	5,108	17,173
1992	3,266	1,954	4,026	1,338	2,327	5,456	18,367
1993	3,539	2,093	4,361	1,396	2,426	5,888	19,703
1994	3,746	2,235	4,707	1,467	2,559	6,298	21,012
1995	4,026	2,337	5,079	1,537	2,675	6,757	22,411
1996	4,303	2,512	5,550	1,600	2,809	7,257	24,031
1997	4,630	2,655	6,001	1,684	2,942	7,813	25,725
1998	4,967	2,804	6,550	1,764	3,074	8,362	27,521
1999	5,370	2,981	7,070	1,848	3,224	8,981	29,474
2000	5,743	3,151	7,673	1,937	3,377	9,638	31,519
2001	6,141	3,354	8,275	2,026	3,541	10,326	33,663
2002	6,608	3,476	8,979	2,109	3,689	11,041	35,902
2003	7,052	3,644	9,670	2,207	3,939	11,792	38,304
2004	7,559	3,846	10,488	2,300	4,022	12,663	40,878
2005	8,063	3,993	11,356	2,402	4,205	13,548	43,567
2006	8,633	4,173	12,287	2,508	4,389	14,474	46,464
2007	9,254	4,360	13,204	2,624	4,605	15,532	49,579
2008	9,864	4,535	14,340	2,750	4,811	16,603	52,923
2009	10,565	4,725	15,646	2,863	4,986	17,811	56,591
2010	11,269	4,898	16,904	3,987	5,202	19,014	60,274
2011	12,056	5,096	18,381	3,121	5,442	20,360	64,456
2012	12,833	5,252	19,866	3,267	5,721	21,831	68,770
2013	13,716	5,461	21,614	3,445	6,057	23,512	73,835

9.3.4 誘発交通便益

(1) 誘発交通の発生メカニズムと誘発交通車両当たり便益

a) 本プロジェクトによる誘発交通は次のようなメカニズムによって発生するものと考えられる。

本プロジェクトによって施設される橋梁及び取付道路がキリフィクリーク渡航交通の便利性と経済性を高め、これらの向上が直接原因となつて、あるいはこれらの向上が関連地元経済発展を促し、その結果、新ら

たな交通が発生する。

b) 上記a)を踏えて、本分析では誘発交通の車輛当たり便益に時間価値の半額を採用する。

なお、本便益推計においても、観光、私用、その他の旅行目的の車輛は評価されていない。

(2) 本便益の推計方法

本便益は以下の算式によって推計される。

$$Bit = \frac{1}{2} \times TV_{it} \times VI_{it} \times 365 \times TC_i$$

i : 車種

t : 年次(1990~2013)

B : 本便益

TV : 時間価値

VI : 誘発日交通量(V/D)ただし、観光、私用、その他旅行目的の車輛は除く。

TC : 本プロジェクト計画区間の通過所要時間の、本プロジェクトによって短縮される車輛当たり時間(Hour/Vehicle)

Car, LG(Owner), MG, HG : 0.3036H/Vehicle

LG(Matatu), Bus : 0.3536H/Vehicle

(3) 年間誘発交通便益 (Table 9-13)

Table 9-13 BENEFIT DUE TO INDUCED TRAFFIC

(Unit: 1,000 K.shs, 1983 Economic Price)

	Car	Light Goods Vehicle		Medium Goods Vehicle	Heavy Goods Vehicle	Bus	Total
		Owner	Matatu				
(1989)	396	250	480	177	299	634	2,256
1990	425	266	522	182	316	704	2,415
1991	457	277	562	191	332	758	2,577
1992	488	302	610	199	349	813	2,761
1993	526	325	661	208	366	870	2,956
1994	561	334	713	219	382	930	3,139
1995	608	364	773	230	399	1,010	3,384
1996	650	374	834	242	416	1,077	3,593
1997	694	403	904	253	440	1,166	3,860
1998	746	417	983	264	449	1,239	4,093
1999	806	454	1,061	277	474	1,332	4,404
2000	861	472	1,154	290	499	1,430	4,706
2001	919	504	1,246	301	524	1,531	5,025
2002	1,000	524	1,350	315	549	1,640	5,378
2003	1,061	550	1,453	328	565	1,753	5,710
2004	1,140	575	1,578	344	598	1,867	6,103
2005	1,213	603	1,707	359	623	2,018	6,523
2006	1,305	632	1,851	355	648	2,141	6,932
2007	1,392	658	1,999	392	682	2,300	7,423
2008	1,499	680	2,162	410	706	2,487	7,894
2009	1,592	706	2,349	428	740	2,639	8,454
2010	1,696	734	2,540	445	773	2,614	8,802
2011	1,814	762	2,757	465	806	3,000	9,604
2012	1,945	772	2,972	488	839	3,222	10,238
2013	2,060	782	3,221	508	881	3,458	10,910

### 9.3.5 走行コスト節約便益

#### (1) 走行コスト節約便益の内容

- a) 本プロジェクトを走行コストという観点からみると、本プロジェクトは次の2つの効果をもたらす。
- i) 道路の改善（橋梁部分を含む）による燃料費、車輛修理費等の節約
  - ii) 本プロジェクト計画区間（この中心にキリフィクreekがある）の通過所要時間の短縮
- b) 上記a)のi)については次のようである。計画道路（橋梁部分を含む）は現道路（フェリー輸送部分を除く）に比べて、走行条件は改善されるものの、走行距離が長くなるために、より多くの燃料費、車輛修理費等の走行変動費が発生することになる。
- c) 一方、本プロジェクトは本プロジェクト計画区間通過所要時間の短縮は、この短縮される時間を当地区での走行回数の増大あるいは他地区での走行に充てることができるという意味で本プロジェクトの便益である。

#### (2) 本便益の推定方法

##### a) 走行変動費の増大（マイナス便益）

- i) 通常交通の全車種、全旅行目的の車輛をこの評価の対象とする。本計画道路を使用する全ての車輛がこのマイナス便益を受けるからである。
- ii) 推定式は次のようである。

$$Bit = Vit \times 365 \times VOCVi$$

i : 車種

t : 年次1990～2013

B : 本年間便益

VOCV: 本プロジェクト計画区間走行に要する走行変動費の、本プロジェクトによって増加する部分 (K.shs/Vehicle)

V : 日交通量

##### b) 他走行の誘発の増大（プラス便益）

- i) この便益の算定基礎情報は次の3つである。
  - \* 本プロジェクト計画区間の通過所要時間の、本プロジェクトによって短縮される時間
  - \* 車輛所有時間に依存して発生するコスト（＝走行コストの中の固定部分）
  - \* 短縮された時間の、他走行に充られる割合
- ii) 観光、私用、その他の旅行目的の車輛が本プロジェクトから享受す

る便益は本分析では直接的便益としていない。従って、これらの旅行目的の車輛を通常交通量から除いたものを本便益の評価の対象とする。

iii) 中量、重量荷物車の時間価値は走行コストの中の固定部分を基礎に推定されている。この関係から、これらの車種を本便益の評価の対象から除外する。

iv) 短縮された時間の、他走行に充られる割合は本分析では1/2とする。

v) 推定式は次のようである。

$$Bit = \frac{1}{2} \times VOFC_i \times T_{it}$$

i : 車種 (除MG, HQ)

t : 年次1990~2013

B : 本年間便益

VOFC : 走行1時間当たり走行固定費  
(K. shs/Hour/Vehicle)

T : 本プロジェクト計画区間の通過所要時間の、本プロジェクトによって短縮される年間総時間。

ただし、この時間の算定には観光、私用、その他の旅行目的の車輛分は除く。

### (3) 走行コスト

#### 走行コストの定義

a) 本調査では、収集した情報等を考慮し、走行コストの内訳及びその意味を次のようなものにした。

i) 変動費……走行距離に比例して発生するコスト

\* 燃料費

\* エンジン・オイル

\* 取替・修理費……この中にはタイヤ・部品の取替費用と修理用の人件費が含まれている。

ii) 固定費……車輛を保有することによって発生するコスト

\* 減価償却費

\* 金融費用……新車購入借入資金にかかる費用

\* 乗務員賃金……営業車の運転手、車掌、補助乗務員の賃金

\* 一般管理費……営業車だけにかかる費用であり、この中には登録代等の料金・税は含まれていない。

\* 保険料

b) 走行Km当たり走行コスト ( Table 9 - 1 4 )

Table 9-14 VEHICLE OPERATING COST (VOC) PER KILO METERS  
- (ECONOMIC PRICE BASE) -

(Unit: K.shs/Km, 1983 Economic Price)

VOC Item	Type of Vehicle Car	Light Goods Vehicle		Medium Goods Vehicle	Heavy Goods Vehicle	Bus
		Owner	Matatu			
Variable Costs	0.901	1.397	1.397	2.284	4.189	2.533
Fuel	0.686	0.979	0.979	1.640	3.055	1.603
Engine Oil	0.024	0.037	0.037	0.067	0.084	0.078
Repair	0.191	0.381	0.381	0.577	1.050	0.852
Fixed Costs	0.884	1.454	2.048	2.907	10.479	7.786
Depreciation	0.411	0.958	0.958	0.695	3.489	4.559
Interest Costs	0.258	0.271	0.271	0.442	2.070	0.966
Crew Costs			0.594	0.818	1.164	0.701
General Administration				0.584	1.168	0.758
Insurance Costs	0.215	0.225	0.225	0.368	2.588	0.802
Total	1.785	2.851	3.445	5.191	14.668	10.319

c) 走行時間当たり固定費 ( Table 9 - 1 5 )

Table 9-15 FIXED COST IN VOC PER OPERATING HOUR  
- (ECONOMIC PRICE BASE) -

(Unit: K.shs/Hour, 1983 Economic Price)

Fixed Costs Item	Type of Vehicle Car	Light Goods Vehicle		Medium Goods Vehicle	Heavy Goods Vehicle	Bus
		Owner	Matatu			
Description	6.58	26.09	26.09	18.35	74.54	48.70
Interest Costs	4.13	7.37	7.37	11.79	44.23	41.28
Crew Costs <sup>2)</sup>			16.18	21.85	24.86	29.97
General Administration				12.48	24.96	32.39
Insurance Costs	3.44	6.14	6.14	9.83	55.29	34.40
Total	14.15	39.60	55.78	74.50	223.88	186.74

Note) 1) : It is assumed that annual operating hours are 1872 hours uniformly for all types of vehicle.

2) : The following number of crews is assumed.

Matatu	2.0 persons
MG	2.7 persons
MG	2.44 persons
Bus	2.0 persons

(4) 年間走行コスト節約便益 ( Table 9 - 1 6 )

Table 9-16 BENEFIT DUE TO VEHICLE OPERATING COST SAVINGS  
 - (ECONOMIC PRICE BASE) -

(Unit: 1,000 K.shs, 1983 Economic Price)

Year	Benefit due to vehicle Operating Cost Savings	VOC Proportionate to Running Kms Saved by the Project	VOC Depending on Vehicle Owning Period Saved by the Project
(1989)	2,703	△ 252	2,955
1990	2,836	△ 266	3,102
1991	2,962	△ 279	3,241
1992	3,094	△ 294	3,388
1993	3,260	△ 308	3,568
1994	3,406	△ 326	3,732
1995	3,566	△ 341	3,907
1996	3,752	△ 358	4,110
1997	3,934	△ 378	4,312
1998	4,129	△ 398	4,527
1999	4,318	△ 419	4,737
2000	4,530	△ 439	4,969
2001	4,750	△ 462	5,212
2002	4,956	△ 483	5,439
2003	5,172	△ 507	5,679
2004	5,421	△ 533	5,954
2005	5,656	△ 559	6,215
2006	5,912	△ 586	6,498
2007	6,174	△ 615	6,789
2008	6,461	△ 647	7,108
2009	6,760	△ 680	7,440
2010	7,060	△ 713	7,773
2011	7,385	△ 748	8,133
2012	7,725	△ 788	8,513
2013	8,113	△ 826	8,939

### 9.3.6 本プロジェクトの直接的便益のまとめ

以上の5つの直接的便益をまとめたのがTable 9-17である。

- 施設建設の最盛時期である1987年から1989年には国産資材・サービス需要による経済便益は年間1300~1700万K.shs(1983年経済費用)を期待できる。
- 施設供用開始年次1990年での、総て直接的便益は2740万K.shsであるが、2010年では約3.3倍の9000万K.shsと予想される。  
この倍率は同期間の交通量の倍率約2.8よりも高い。時間価値が年率2.5%で増加することが、これに大きく寄与している。
- 5つの直接的便益の中で最も大きいのは時間節約便益である。これは総経済便益の6~7割を占めている。

この便益に続いて、フェリー施設拡張・維持コストの不要化便益、誘発交通便益、そして走行コスト節約便益となっている。

Table 9-17 ECONOMIC BENEFITS OF THE PROJECT

(Unit: 1,000 K.shs, 1983 Economic Price)

Benefit Year	Increasing GDP through Domestic Demand	Ferry Facilities Expansion and Main- tenance Costs	Time Saving	Induced Traffic	Vehicle Operating Cost Saving	VOC Proportion- ate to Running kms	VOC Depending on Vehicle Owning Period	Total Benefit
1984	1,077							1,077
1985	2,154							2,154
1986	5,740							5,740
1987	14,067							14,067
1988	13,022							13,022
1989	10,456							10,456
1990		6,024	16,156	2,415	2,836	Δ 266	3,102	27,431
1991		6,174	17,173	2,577	2,962	Δ 279	3,241	28,886
1992		6,325	18,367	2,761	3,094	Δ 294	3,388	30,547
1993		6,476	19,703	2,956	3,260	Δ 308	3,568	32,395
1994		6,626	21,012	3,139	3,406	Δ 326	3,732	34,183
1995		6,777	22,411	3,384	3,566	Δ 341	3,907	36,138
1996		6,927	24,031	3,593	3,752	Δ 358	4,110	38,303
1997		68,178	25,725	3,860	3,934	Δ 378	4,312	101,697
1998		8,895	27,521	4,093	4,129	Δ 398	4,527	44,638
1999		9,310	29,474	4,404	4,318	Δ 419	4,737	47,506
2000		9,724	31,519	4,706	4,530	Δ 439	4,969	50,479
2001		40,139	33,663	5,025	4,750	Δ 462	5,212	83,577
2002		10,553	35,902	5,378	4,956	Δ 483	5,439	56,789
2003		10,829	38,304	5,710	5,172	Δ 507	5,679	60,015
2004		11,106	40,878	6,103	5,921	Δ 533	5,954	63,508
2005		11,382	43,567	6,523	5,656	Δ 449	6,215	67,128
2006		11,658	46,464	6,932	5,912	Δ 586	6,498	70,966
2007		52,353	49,579	7,423	6,174	Δ 615	6,789	115,529
2008		12,956	52,923	7,894	6,461	Δ 647	7,108	80,234
2009		13,414	56,591	8,454	6,760	Δ 620	7,440	25,219
2010		13,879	60,274	8,802	7,060	Δ 713	7,773	90,010
2011		14,332	64,456	9,604	7,385	Δ 748	8,133	95,777
2012		14,792	68,770	10,238	7,725	Δ 788	8,513	101,525
2013		15,250	73,835	10,910	8,113	Δ 826	8,939	108,108
S.V		Δ 25,543						Δ 25,543

## 9.4 本プロジェクトの投資効率

### 9.4.1 ベースケース

ベースケースでの投資効率を表わす指数は次のよのである。

#### (1) 現在価値

a) 経済費用	200,331,000 K. shs
b) 経済便益	217,882,000 K. shs
c) 現在価値	17,551,000 K. shs

注) 1983年

・ 年間割引率 12%

(2) 便益、費用比 (B/C) 1.088

(3) 内部収益率 (EIRR) 12.89%

### 9.4.2 感度分析

#### (1) 感度分析要因

本分析では、本プロジェクトの投資効率に大きな影響を与える要因として次のものを選んだ。

##### a) 事業費

##### b) 建設期間

事業費については事業費の10%増(事業費395,569,000 K. shs, 1983年価格)の場合と、10%減(323,647,000 K. shs)の場合を想定した。

また、建設期間については建設期間(1984年~1989年の6年間)より1年延長した場合(1984年~1990年の7年間)と1年短縮した場合(1984年~1988年の5年間)を想定した。

#### (2) 各ケースの内部収益率

以上の9ケースについて、それらのEIRRを示すとTable 9-18のようである。

Table 9-18 BENEFIT COST RATIOS AND ECONOMIC INTERNAL RATES OF RETURN OF THE PROJECT, CHANGING THE PROJECT COST AND THE CONSTRUCTION PERIOD

i) Benefit Cost ratios

(Unit: %)

Project Cost Construction Period	10% Increase	Base	10% Decrease
One Year Prolongation (7 years)	0.982	1.065	1.168
Base (6 years)	1.001	1.088	1.192
One Year Shortening (5 years)	1.008	1.094	1.200

ii) Economic Internal Rate of Return

(Unit: %)

Project Cost Construction Period	10% Increase	Base	10% Decrease
One Year Prolongation (7 years)	11.81	12.65	13.62
Base (6 years)	12.01	12.89	14.22
One Year Shortening (5 years)	12.08	12.97	14.02

9.4.3 本プロジェクトの投資効率

ベースケースそして、感度分析結果から、本プロジェクトの投資効率について次のようなことが指摘できる。

- 最悪のケース、すなわち、事業費がベースケースのよりも10%増加し、しかも建設期間が1年延長した場合でも、EIRRは11.81%である。この率はケニア国の資本機会費用12%とほぼ同水準である。従って、本プロジェクトは、その経済便益のうちの直接的便益だけをベースに考えても、十分に魅力あるプロジェクトであるといえよう。
- 本プロジェクトの投資効率は当然のことながら、事業費が増加すれば低下し、事業費が減少すれば、上昇する。また、建設期間が延長されれば、低下し短縮されれば上昇する。
- そして、事業費の増減の、本プロジェクトの投資効率に与える影響の方が建設期間の長短の場合よりも大きい。従って、本プロジェクトの施工段階では事業費の統制により重点を置いた方がよいといえよう。