

添付資料8 自然条件調査結果 - 地形調査

資料-8 自然条件調査結果——地形,地質調査

8.1 地形調査

8.1.1 地形概要

メコンデルタは中国青海省に発し、ミャンマー、タイ、ラオス、カンボディア、ヴェトナムを流下して南シナ海に至る延長約 4 千 km に達する東南アジア最大の河川、メコン河が南シナ海に大量の土砂を沈殿させて造りあげた面積約 5 万 km²ほどの大デルタである。

気候はモンスーン・サバンナ気候帯に位置し、降雨は 5~11 月に集中し、乾期は半砂漠状態になる。

カンボディアの首都プノンペンがほぼデルタの頂点に当たる。この地でメコン河は本流（ティエンザン）とバサック河（ハウザン）に分かれ、両者は無数の支流を分岐しながら南シナ海に流入する。ヴェトナムではこれらの河川をクウロン（九竜）河と呼んでいる。

メコンデルタは以下の地域特性に分類される。

(1) デルタ開発地域

メコンデルタは、上流部はカンボディア領、下流部はヴェトナム領に属する。仏領期までは、メコン下流都市群と新デルタ上の水田を除いて大部分は湿地林にとどまっていたが、19 世紀末から水田開発が進み、1920 年代までには世界的な穀倉地帯となった。第 2 次大戦後、社会主義農政の失敗と洪水の為、生産が激減したが 1980 年台後半の集団農業政策の廃止から、米生産は急速に回復し 1990 年代には 150~300 万 t の輸出能力を持つようになった。

(2) 新デルタ

ヴェトナム領メコンデルタの形成は新しく、1 万年前以降に形成されたと考えられる。最初に沖積層が形成された地域が新デルタである。新デルタはメコンデルタのほぼ中央を北東から南西に連なる緩い弧状微高地である。そこにミートー、ヴィンロン、カントーの 3 大都市が位置する。かつては乾期には水が不足し、夏作一季の土地であったが、現在ではポンプ網の完備により、水稻三季、果樹蔬菜など商品作物センターになっている。

(3) 後背湿地(葦平原、塩性土壌を含む)

後背湿地(図の葦平原、塩性土壌を含む)は新デルタの北方と南方に広く分布する。北方湿地は、タップムオイ平原とよばれる。新デルタ形成のため海から切断された干潟が乾いたもので、硫酸酸性土壌という劣悪な土壌と、雨季にはメコン河の水が流入し湖水状態になるため、浮き稲しか栽培できなかったが、75年以降メコン河とドンナイ河を結ぶ中央運河が建設されて乾期の淡水補給が可能となり、現在は農業開発センターになつている。

南方湿地は新デルタと沿海砂丘に挟まれた低地で、メコンデルタの外縁を覆う形で、南方と西方に幅広く分布する。20世紀初頭、西部砂丘を開削し排水運河を建設してようやく西部の開発が可能となった。しかし西部のラックザー以北は東部の残丘のためメコン河の淡水が供給されず、不毛の荒地を形成している。

(4) 砂丘

南方湿地の南・西・河口付近には砂丘が弧状に連なる。砂丘列上には古くから港が建設され、チャーヴィン、ソクチャン、バクリエウ、ラックザー等の港市が連続している。

(5) 沿海湿地林

デルタの東方、ドンナイ河の河口部とデルタ最南部のカーマウ半島は形成中のデルタで一面にマングローブ、ニッパ椰子に覆われている。現在は輸出用のエビ、カニ養殖地として開発が進んでいる。

(6) 低位段丘

低位段丘は中部高原地帯がメコンデルタに接する中間部に分布し、ホーチミン市はこの段丘の裾、メコンデルタの北東端に位置する。低位段丘はゴムのプランテーションなどが主である。

本調査では、計画された38橋と道路の現況を把握する為と河川の状況を明らかにするため地形測量、縦断測量、横断測量を道路と河川に就いて実施し、各橋梁について平面図、縦断面図、横断面図を作成した。調査対象橋梁は橋梁位置図に示すと共にその明細は「表3-6, 3-7 詳細設計対象橋梁一覧表」に示す。

この測量調査の実施に当たっては8測量班を編成し1測量班あたり6~7日の工程で約1ヶ月弱を要した。

その概要を次頁に示す。

8.1.2 地形測量調査業務内容

(1) 調査内容

調査橋梁数： 施設建設型 21 橋梁 資機材調達型 17 橋梁 計 38 橋梁

項目	調査項目	調査内容及び数量
調査範囲	道路方向	資機材調達型 50m+河川幅 m+50m 施設建設型 150m+河川幅 m+150m
	河川方向	資機材調達型 道路中心線より上下流側に 25m ずつ 施設建設型 道路中心線より上下流側に 500m ずつ
調査項目と 調査方法	道路縦断 測量	資機材調達型 総延長=150m x 17 橋=2,550m (1 橋=50m+橋長 50m 想定+50m=150) 施設建設型 総延長=360m x 21 橋=7,560m (1 橋=150m+橋長 60m 想定+150m=360m)
	道路横断 測量	資機材調達型 取付道路を対象にして 20m ピッチ 6 断面/箇所 x 幅 50m(中心線より 25m) 総延長=6x50m x17 箇所=5,100m 総断面数=6 断面/箇所 x17=102 断面 施設建設型 取付道路を対象にして 20m ピッチ 14 断面/箇所 x 幅 50m (中心線より 25m) 総延長=14 x 50m x 21 箇所=14,700m 総断面数=14 断面/箇所 x21=294 断面
	河川縦断 測量	資機材調達型 50m (上下流 25m) x17 箇所=850m 施設建設型 1,000m (上下流 500m) x21 箇所=21,000m
	河川横断 測量	資機材調達型 1 断面延長=25m+50m(橋長定)+25m=100m 3 断面/箇所 総断面数=3x17=51 断面 総延長=100m x3 断面 x17 箇所=5,100m 施設建設型 1 断面延長=25m+60m(橋長想定)+25m=110m 5 断面/箇所 総断面数=5x21=105 断面 総延長=110m x5 断面 x21 箇所=11,550m
	平板測量	道路縦断測量範囲 $\{(100 \times 17) + (300 \times 21)\} \times 50m = 40.0ha$
	水準測量	仮 BM の設置 GPS 測定 38 箇所

(2) 調査結果

橋梁部及び道路部	平面図	縮尺	1/200
	縦断面図	縮尺	縦 1/100 横 1/200
河川部	横断面図	縮尺	縦 横 1/100
	縦断面図	縮尺	縦 1/100 横 1/500
	横断面図	縮尺	縦 1/100 横 1/200

8.2 地質調査

8.2.1 調査の目的と概要

本調査はメコンデルタ（17省）で計画された38橋梁のうち、施設建設橋梁21橋梁、資材調達橋梁5橋梁、計26橋梁について基本設計調査に必要な地質、土質資料を得る事を目的として、機械ボーリング調査 標準貫入試験 不攪乱資料採取 室内土質試験（物理試験及び力学試験）を実施した。

本調査の実施に当たっては中国製 XJ-100 型試推機（能力100m）8台を使用し、1橋当たり6～7日の工程で、約1月弱を要した。その概要を以下に示すと共にその位置は橋梁調査位置図に示した。

(1) 橋梁基礎調査

機械ボーリング調査は1橋梁当たり2ヶ所の調査を原則とし、前項で記した機材と工程で実施し、位置は橋梁調査位置図に示す。

機械ボーリング調査の明細は「表 8.2.2 機械ボーリング調査数量表」に示す。

(2) 現位置試験及び土質試験

橋梁基礎調査に用いられる現位置試験と土質試験の項目及び数量を下表に示す。

表 8.2.1 現位置試験と土質試験数量一覧表

項目	規格 (ASTM)	橋梁基礎調査	室内試験	計	備考
標準貫入試験	D-1586	1002	-	1002	
不攪乱試料採取	D-1587	152	-	152	
比重試験	D-854-58	-	136	136	
自然含水量試験	D-2216	-	136	136	
粒度試験	D-422	-	136	136	
液性限界試験	D-423	-	136	136	
塑性限界試験	D-424	-	136	136	
湿潤密度	-	-	136	136	ノギス法
一軸圧縮試験	D-2166	-	136	136	
圧密試験	D-2435	-	136	136	

表 8.2.2 地質調査数量表

省 / 市	橋梁番号	橋梁名	要請ベース			機械ボーリング調査及び試験					
			橋長 (m)	幅員 (m)	建設: * 供与: **	ボーリング 番号	調査深度 (m)	標準貫入 試験 (回)	不覚乱試料 採取 (試料)	室内土質 試験 (試料)	備考
BAC LIEU	(3)	HOA BINH-2	60	5.5	*	BH-1	26.0	16	3	3	
						BH-2	25.5	16	4	4	
	(4)	DEN	60	5.5	*	BH-1	28.5	18	3	3	
						BH-2	28.5	18	3	3	
CA MAU	(6)	VAM DINH	60	5.5	*	BH-1	50.0	33	4	3	
						BH-2	50.0	30	4	3	
	(7)	KINH KIEM LAM NO.1	80	5.5	*	BH-1	40.0	24	3	3	
						BH-2	42.0	24	4	4	
SOC TRANG	(8)	HUYNH HUU NGHIA	45	5.5	*	BH-1	40.0	26	3	3	
						BH-2	35.0	23	3	3	
CAN THO	(12)	LONG MY	90	8.0	*	BH-1	30.0	19	5	3	
						BH-2	31.0	20	4	3	
KIEN GIANG	(15)	VAM SANG THI DOI	75	5.5	*	BH-1	29.5	19	3	3	
						BH-2	29.0	19	3	3	
	(16)	HA GIANG	70	5.5	*	BH-1	31.0	20	3	3	
						BH-2	32.0	21	3	3	
AN GIANG	(18)	THOAI GIANG	90	5.5	*	BH-1	20.3	13	6	3	
						BH-2	21.3	15	6	3	
DONG THAP	(21)	TRAM CHIM	80	6.5	*	BH-1	40.5	26	5	4	
						BH-2	41.0	26	4	3	
VINH LONG	(23)	HOA TINH	74	5.5	*	BH-1	62.0	40	5	5	
						BH-2	63.0	41	2	1	
TRA VINH	(26)	TAN AN	45	6.5	*	BH-1	45.0	30	4	3	
						BH-2	46.0	30	4	3	
TIEN GIANG	(30)	LONG BINH	38	5.5	*	BH-1	54.5	30	3	3	
						BH-2	57.5	37	3	3	
	(32)	TRA TAN	75	5.5	*	BH-1	33.5	19	3	3	
						BH-2	33.5	21	3	3	
BEN TRE	(35)	RANH TONG	85	6.5	*	BH-1	50.0	29	3	3	
						BH-2	50.5	29	3	3	
	(38)	BA LY	65	5.5	*	BH-1	34.0	22	3	3	
						BH-2	36.0	23	3	3	
LONG AN	(39)	VINH CONG	40	6.5	**	BH-1	28.5	19	3	3	
						BH-2	28.0	26	3	3	
TAY NINH	(40)	SAIGON	80	6.5	*	BH-1	13.0	6	2	2	
						BH-2	14.2	6	3	3	
BINH DUONG	(45)	CHUA	30	5.5	*	BH-1	18.5	11	3	3	
	(46)	RACH RO	27	5.5	**	BH-1	23.0	15	3	3	
						BH-2	23.0	15	3	3	
BINH PHUOC	(48)	DAKIA	45	6.5	*	BH-1	10.0	-	-		Hard Rock
						BH-2	10.0	-	-		"
	(50)	NO.5	38	6.5	**	BH-1	14.0	6	2	2	
	(53)	CHAY	50	5.5	*	BH-1	53.0	29	3	3	
DONG NAI						BH-2	50.0	33	3	3	
	(54)	BAU XEO	30	5.5	**	BH-1	12.0	3	2	2	
	(55)	SONG THAO	20	5.5	**	BH-1	12.0	2	1	1	
BA RIA VUNG TAU	(58)	AP AN BINH	45	5.5	*	BH-1	50.0	28	3	3	
						BH-2	50.0	26	3	3	
TOTAL					(21+5)	(41+7)	48	46	46	46	
	26				26	48	1,645.8	1002	152	136	

(3) 地震

インドシナ半島の南に位置する南ベトナムは、環太平洋地震帯の西端の地震空白帯に属する。国際地震センターの資料に依れば、ベトナム南部と近隣諸国、カンボディア、ラオス南部、タイ、マレーシアでは有史以来、地震の記録は無い。

また、世界の被害地震の表（添付資料8）（宇津徳治 -1990-）に依れば、同様に有史以来、地震被害の記録は無い。これらの状況を添付資料8の3葉の図に示す。

図 8.2.1 世界の地震分布図 (M > 4.0 深さ 100 km 以下 1975~1994)

図 8.2.2 世界の地震分布図 (M > 4.0 深さ 100 km 以上 1975~1994)

図 8.2.3 世界の被害地震分布図 (被害地震及び M > 7.5 の地震)

この様な状況から対象地域では橋梁に対する地震の影響は無視して良く、設計水平震度は最低値である 0.05 の採用が妥当と考えられる。

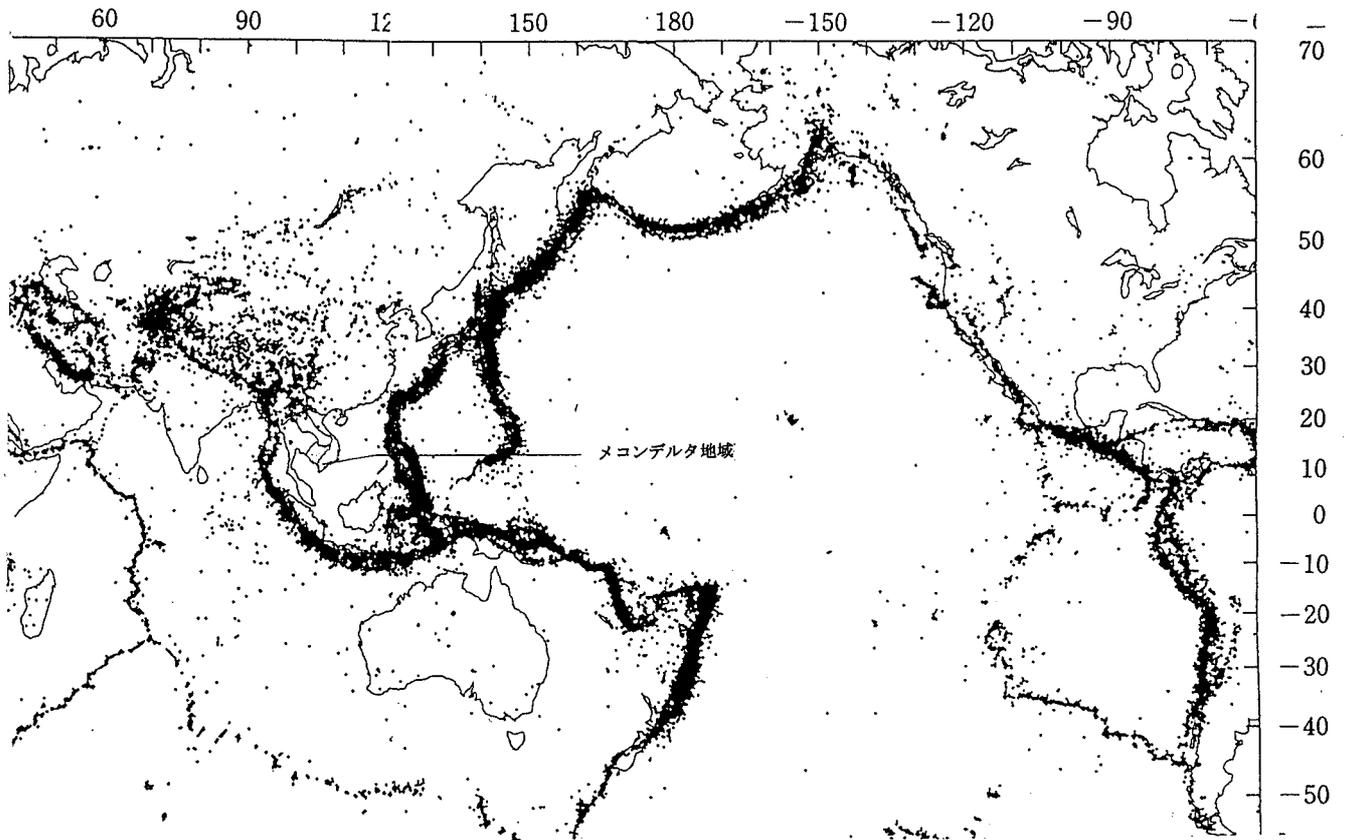


図 8.2.1 世界の地震分布図 ($M \geq 4.0$ 深さ 100km 以下 1975~1994)

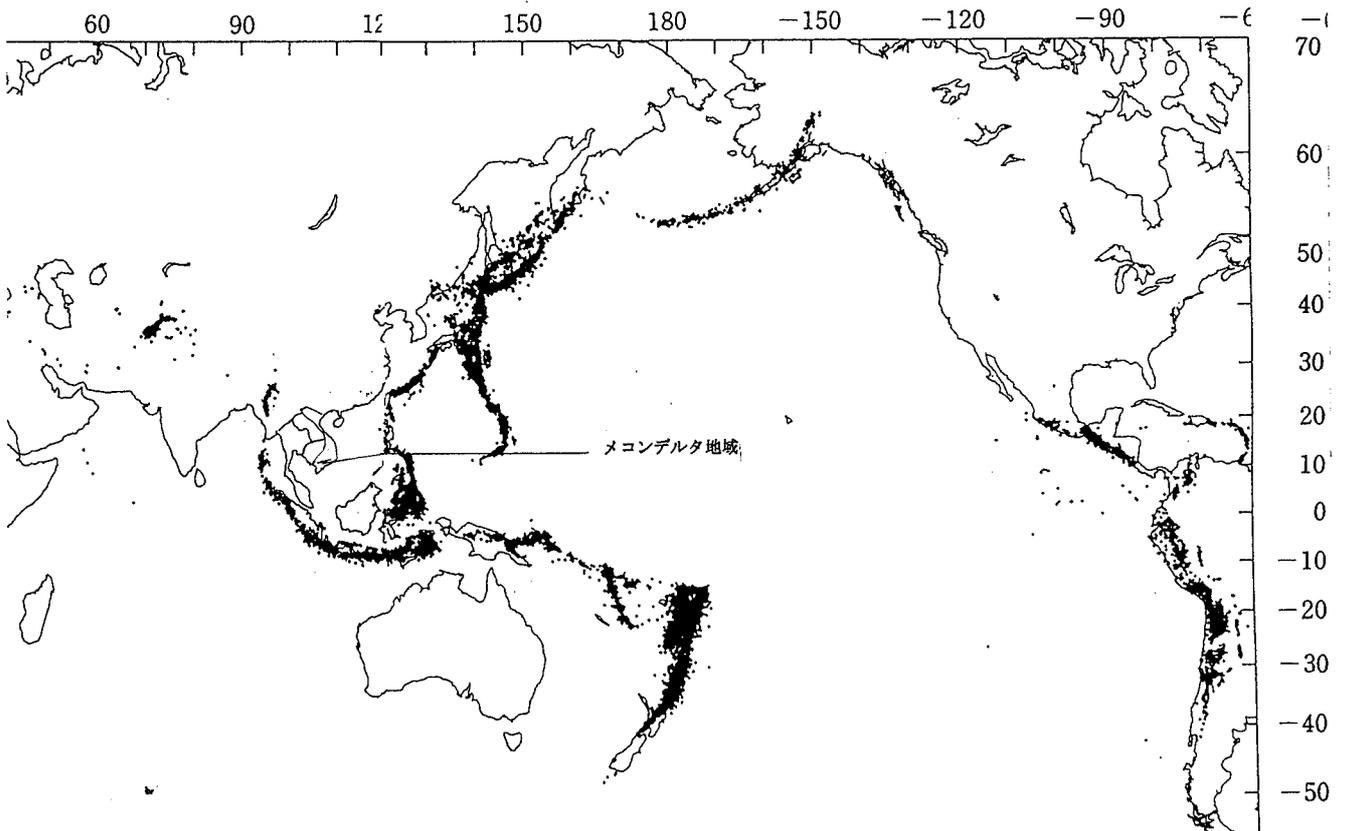


図 8.2.2 世界の地震分布図 ($M \geq 4.0$ 深さ 100km 以上 1975~1994)

(国際地震センターの資料による)

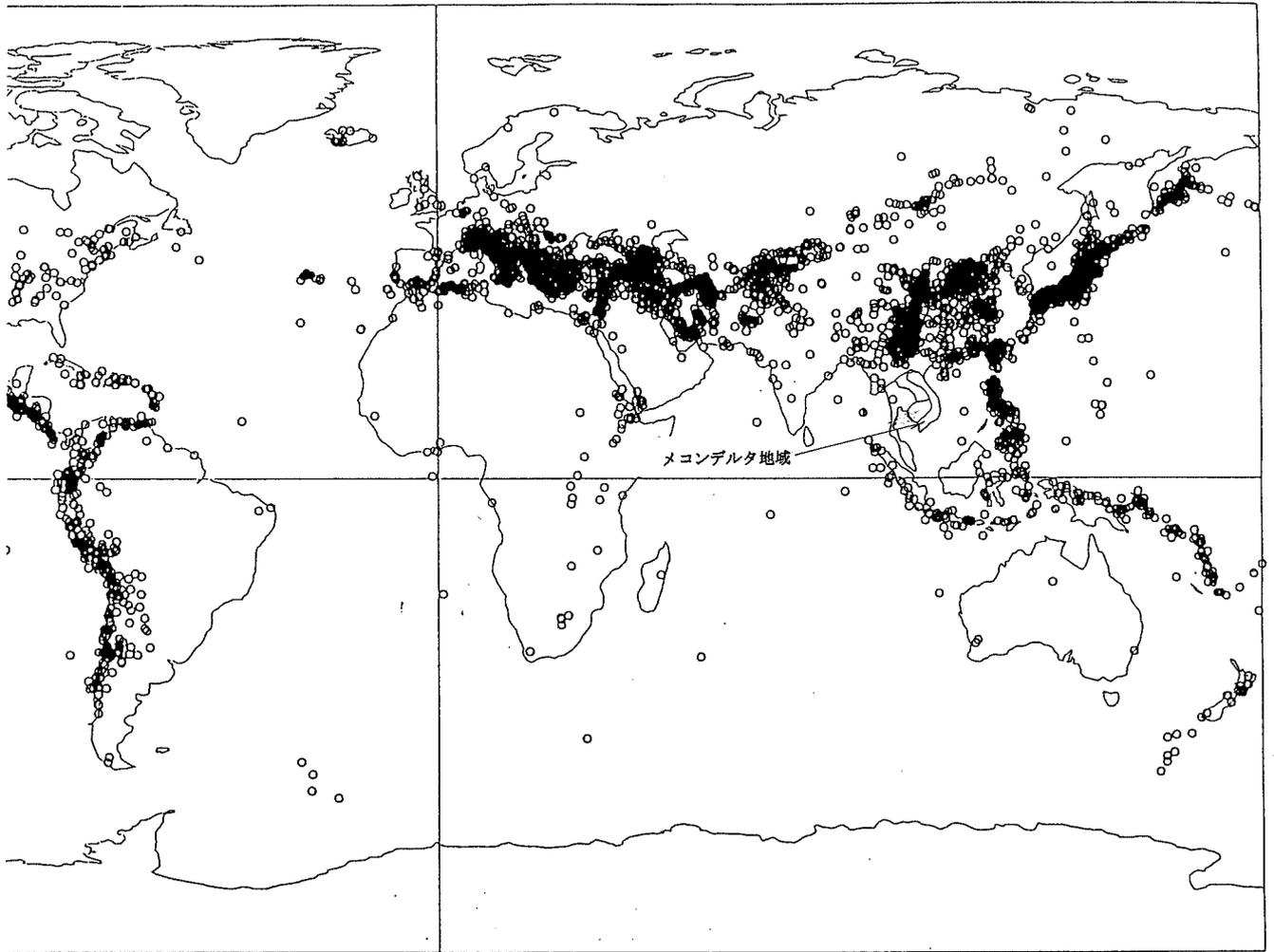


図 8.2.3 世界の被害地震分布図 (被害地震及び $M > 7.5$ の地震)

世界の被害地震の表 (宇津徳治 -1990-)

8.2.2 調査地の地質

(1) 地質の概要

メコンデルタの地質は花崗岩類と第三期鮮新世の玄武岩類を基盤として、その上部を覆う第四期更新世及び現世の厚い洪積層・沖積層より成る。ホーチミン市の北部 ビン・ブック省、ビン・ドゥン省では頁岩、粘板岩等の堆積岩類が分布し当地域の基盤を形成している。

本調査結果、及び日本の有償資金にて 1997 年に実施された国道 1 号線のホーチミン市～カントー市間の橋梁の機械ボーリング調査結果よりメコンデルタの地層構成は以下の通りである。

- 1、有機質粘土；層厚 10～40m N-値 0～ 2 (黒灰色をゆうする有機質粘土)
- 2、シルト質粘土；層厚 4～5m N-値 12～26 (シルト質細砂を狭在)
- 3、粘土；層厚 21～59.5m N-値 20～49 (黄灰色を呈する粘土)
- 4、細砂；層厚 30～53m N-値 31～53 (青灰色を呈する細砂)

対象橋梁の支持層は、更新世の硬質粘土層もしくは密な砂層であり、ホーチミン市付近では支持層の深度が地表から 15～35 m, 同市北部のビン・ブック、ビン・ドゥン省では 7～18m となっている。地質調査結果を表 8-2-4 に示す。

(2) 橋梁候補地の地質

1) 支持層の分布と設計基準

構造物の支持地盤は構造物の重要度によって査定され、構造物を支えるための縦断方向の力によっても査定される。一般に橋梁（橋台、橋脚）の基礎杭の支持地盤の設計基準は以下の N 値として定義される。

砂質土： N 値 50 以上

粘性土： N 値 50 以上

当調査地のように、小橋梁で且つ軽荷重の場合は以下の N 値としても定義される。

砂質土： N 値 30 以上

粘性土： N 値 20 以上

2) 橋梁支持地盤

橋梁の支持地盤は機械ボーリング調査の結果、メコンデルタ地域と東部の低位段丘地域では大きく異なる。

即ちメコンデルタ地域では、支持層は深度 21~59.5m 以深に分布する、N 値 20~49 の範囲にある黄灰色を呈する粘土及び深度 30~51m 以深に分布する N 値 31~53 の範囲にある青灰色を呈する細砂により構成される。

メコンデルタ東部の低位段丘部ではホーチミン市付近では支持層とその分布深度は地表から 15~35 m 同市北部のビン.プック、ビン.ドゥン省では 7~18m 以深に分布する玄武岩、頁岩層となっている。

メコンデルタ地域の設計用土質常数を表 8.2.3 に、機械ボーリング調査結果は表 8.2.4 に示す。

表 8.2.3 設計用土質常数

土 層	平 均 N 値	湿潤単位 体積重量 γ_t (t/m ³)	初期粘着力 C (tf/m ²)	内部摩擦力 Φ (degree)	弾性係数 E _o (Kg/cm ²)
Ac	0	1.58	0.75	-	3.44 (Note 1)
Dc	21	1.80	7.0	-	51.3 (Note 2)
Ds	34	1.90	-	Fig. 8.2.11a	28N

Note 1: $E_o = E_{50} = 13.147qu + 1.465$ for Ac- Deposit

2: $E_o = E_{50} = 42.742qu - 12.795$ for Dc- deposit

表 8.2.4 機械ボーリング調査結果

省 / 市	橋梁番号	橋梁名	要請ベース			調査結果		機械ボーリング調査及び試験結果						
			橋長 (m)	幅員 (m)	建設・* 供与・**	盛土高 (H _e) (m)	ボーリング 番号	地盤高 (m)	調査深度 (m)	軟弱層 層厚 (m)	地表から支持層 までの深度 (m)	支持層の名称	支持層のN値	地下水位 GL-(m)
BAC LIEU	(3)	HOA BINH-2	60	5.5	*	6.0	BH-1	1.75	26.0	19.2	21.0	Silty Clay with sand & shell fragment	25~26	-1.20
							BH-2	2.22	25.5	19.8	21.6	"	22~31	-1.50
	(4)	DEN	60	5.5	*	3.0	BH-1	1.31	28.5	19.1	25.0	Silty Clay with some gravel	22~26	-1.50
							BH-2	1.39	28.5	19.2	24.5	Silty Clay with some gravel	21~24	-1.80
CA MAU	(6)	VAM DINH	60	5.5	*	5.5	BH-1	0.63	50.0	20.2	45.6	Silty Clay	21~28	-1.00
							BH-2	0.98	50.0	20.8	46.0	Silty Clay	21~34	-1.40
	(7)	KINH KIEM LAM	80	5.5	*	5.5	BH-1	0.87	40.0	20.7	32.5	Silty Clay --Sand	20~23	-1.80
							BH-2	0.33	42.0	20.5	34.9	"	27~30	-1.50
SOC TRANG	(8)	HUYNH HUU NGHIA	45	5.5	*	3.0	BH-1	0.82	40.0	25.4	32.0	Silty Fine Sand	30~47	-1.15
							BH-2	0.68	35.0	25.4	31.5	Silty Fine Sand	30~63	-1.35
CAN THO	(12)	LONG MY	90	8.0	*	5.5	BH-1	0.86	30.0	11.4	24.0	Clay	20~28	-0.60
							BH-2	0.98	31.0	11.0	26.0	Clay	22~27	-1.00
KIEN GIANG	(15)	VAM SANG THI DOI	75	5.5	*	5.0	BH-1	1.57	29.5	16.6	25.5	Silty Fine Sand	36~56	-1.20
							BH-2	1.58	29.0	16.1	25.5	Silty Fine Sand	46~58	-1.15
	(16)	HA GIANG	70	5.5	*	6.5	BH-1	1.25	31.0	2.9	27.0	Silty Clay	30~66	-1.60
							BH-2	0.90	32.0	4.2	25.5	Silty Sand --Silty Clay	30~46	-1.50
AN GIANG	(18)	THOAI GIANG	90	5.5	*	5.0	BH-1	1.57	20.3	9.0	14.6	Clayey Medium to Fine Sand	33~75	-0.60
							BH-2	1.50	21.3	9.2	14.5	Clayey Medium to Fine Sand	33~75	-1.05
DONG THAP	(21)	TRAM CHIM	80	6.5	*	4.5	BH-1	3.91	40.5	3.7	16.5	Silty Clay	28~49	-2.36
							BH-2	3.49	41.0	3.9	14.5	Silty Clay	22~38	-3.25
VINH LONG	(23)	HOA TINH	74	5.5	*	3.5	BH-1	1.46	62.0	22.8	59.0	Clay	22~29	-0.95
							BH-2	1.16	63.0	19.8	59.5	Clay	30~37	-1.05
TRA VINH	(26)	TAN AN	45	6.5	*	4.5	BH-1	2.01	45.0	23.2	37.5	Clay--Sand	28~30	-1.13
							BH-2	1.92	46.0	22.5	38.0	Clay	20~50	-1.10
TIEN GIANG	(30)	LONG BINH	38	5.5	*	4.0	BH-1	2.45	54.5	44.0	51.0	Silty Fine Sand	41~44	-0.80
							BH-2	2.40	57.5	46.0	54.0	Silty Fine Sand	38~40	-1.00
GIANG	(32)	TRA TAN	75	5.5	*	5.5	BH-1	2.66	33.5	12.0	27.0	Silty Fine Sand	30~34	-1.60
							BH-2	3.34	33.5	11.5	30.0	Silty Fine Sand	36~53	-1.60
BEN TRE	(35)	RANH TONG	85	6.5	*	5.0	BH-1	1.35	50.0	23.0	46.5	Silty Fine Sand	30~36	-0.40
							BH-2	1.12	50.5	22.5	45.5	Silty Fine Sand	30~48	-0.50
LONG AN	(38)	BALY	65	5.5	*	3.0	BH-1	1.47	34.0	17.4	30.0	Sand	31~38	-0.50
							BH-2	3.05	36.0	21.9	33.0	Sand	32~45	-0.80
TAY NINH	(39)	VINH CONG	40	6.5	**	3.5	BH-1	1.48	28.5	14.5	21.0	Clay	26~46	-0.80
							BH-2	1.10	40.0	14.2	21.0	Clay	22~34	-0.70
BINH DUONG	(40)	SAIGON	80	6.5	*	2.0	BH-1	26.14	13.0	6.5	7.5	Hard Rock (Basalt)	>50	-1.70
							BH-2	26.01	14.2	2.0	7.5	"	>50	-1.65
BINH PHUOC	(45)	CHUA	30	5.5	*	1.0	BH-1	7.99	18.5	-	3.0	Gravelly Clayey Sand	41~61	-7.00
	(46)	RACH RO	27	5.5	**	5.5	BH-1	5.45	23.0	-	18.0	Clay	23~32	-5.50
DONG NAI	(48)	DAKIA	45	6.5	*	2.0	BH-1	92.30	10.0	-	3.0	Hard Rock (Shale)	>50	-
							BH-2	91.65	10.0	-	3.5	"	>50	-
BA RIA VUNG TAU	(50)	NO.5	38	6.5	**	3.0	BH-1	255.46	14.0	-	12.0	Hard Rock	>50	-7.50
	(53)	CHAY	50	5.5	*	3.0	BH-1	1.75	53.0	20.0	23.5	Clay	21~26	-1.50
TOTAL	(54)	BAU XEO	30	5.5	**	3.0	BH-1	1.50	50.0	29.2	33.0	Gravelly Clayey Sand to Clayey Sand	30~45	-1.40
	(55)	SONG THAO	20	5.5	**	2.5	BH-1	47.78	12.0	-	6.0	Gravel--Hard Rock	>50	-2.70
TOTAL	(58)	AP AN BINH	45	5.5	*	4.0	BH-1	70.75	12.0	-	8.0	Hard Rock (3.5~8.0m Gravel)	>50	-2.00
							BH-2	1.71	50.0	7.0	45.0	Clayey Sand	44~53	-1.00
							BH-2	1.20	50.0	7.5	41.0	Clayey Sand	30~44	-0.80
	26				(21+5)	26	(41+7)							
							48		1,657.8		1,310.2			

表 8.2.5 粒度試験結果

Items of Gradation And Average Deposit	Gravel (%)	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)	No.10 (2.00) (%)	No.40 (0.425) (%)	No.200 (0.075) (%)
	Average Value						
	Representative Range						
Ac-Cohesive Soil	0.0	6.7	48.2	45.4	100.0	99.6	93.6
	-	1.0~12.4	37.2~59.1	33.3~57.6	-	98.3~100	87.6~99.1
Dc-Cohesive Soil	0	12.7	44.2	43.0	100.0	99.1	88.1
	-	0.6~24.8	33.8~54.5	30.7~55.2	-	97.1~100	76.5~99.7
Ds-Sandy Soil	7.4	66.1	17.3	9.3	87.4	70.3	26.6
	0~22.1	43.7~88.5	4.0~30.6	1.7~16.8	64.0~100	45.1~95.5	7.0~46.2

b) コンシステンシー特性

この試験は粒度試験と併せて土の分類を目的として、一般粘性土について実施した。その結果、得られたコンシステンシー特性は表 8.2.6 及び関係図は図 8.2.4 に示す他、以下に示す通りである。

・ Ac (沖積粘土)

- － 沖積粘土層は深度増加によるコンシステンシー増減の傾向は認められない。
- － 塑性図による沖積粘土の分類では、CH：51.4% MH-OH：37.1 CL-ML：11.4% である。
- － 活性度による沖積粘土の分類
カオリナイトを主成分とする不活性粘土(A<0.75)：25.7%
イライトを主成分とする通常粘土 (A=0.75~1.25)：48.6%

・ 有機コロイドを含む活性粘土 (A=1.25~2.0) : 25.7% から成る。

- － 沖積粘土は $W_n = W_L$ $I_c = -0.8 \sim 0.5$ 平均 -0.1 の関係にあり、非常に不安定な状態にある。

・ Dc (洪積粘土)

- － 洪積粘土層は深度増加によるコンシステンシー増減の傾向は認められない。
- － 塑性図による洪積粘土の分類では、CH: 40.3% CL: 40.3% ML-OL: 11.9% MH-OH: 7.5% から成る。

－ 粘土の活性度による分類

- ・ カオリナイトを主成分とする不活性粘土 (A< 0.75): 55.2%
- ・ イライトを主成分とする通常粘土 (A=0.75~1.25): 37.3%
- ・ 有機コロイドを含む活性粘土 (A=1.25~2.0) 7.5%

－ 洪積粘土は $W_n < W_L$ $I_c = 0.31 \sim 1.20$ 平均 $I_c = 0.75$ の関係にあり、安定な状態にある。

表 8.2.6 コンシステンシー試験結果

Items of Consistency Deposit	W _n (%)	W _L (%)	I _p	I _f	I _t	I _c	Activity Ratio
	Average Value	Average Value	Average Value	Average Value	Average Value	Average Value	Average Value
	Representative Range	Representative Range	Representative Range	Representative Range	Representative Range	Representative Range	Representative Range
Ac-Cohesive Soil	65.9	66.5	33.4	10.7	3.4	- 0.1	1.0
	47.0~84.8	50.7~82.3	22.0~44.7	6.6~14.8	1.7~5.1	- 0.8~0.5	0.6~1.3
Dc-Cohesive Soil	30.9	50.3	23.5	10.9	2.3	0.75	0.7
	18.8~43.0	34.7~65.9	13.1~33.8	6.9~14.9	1.2~3.4	0.31~1.2	0.4~1.1

ここに：

- ML : 無機質シルト、極細砂、岩粉、シルト質または粘土質細砂
- CL : 塑性が低い、ないし中位の無機質粘土。れき質、砂質、シルト質粘土。粘性の少ない粘土。
- OL : 塑性の低い有機質シルト、及び粘土
- MH : 無機質シルト、雲母質または珪藻質細砂またはシルト 弾性のあるシルト
- CH : 塑性の高い無機質粘土、粘性の高い粘土。
- OH : 塑性中位~高位の有機質粘土。
- W_n : 自然含水比
- W_L : 液性限界
- I_p : 塑性指数 $I_p = W_L - W_p$
- I_f : タフネス指数 ($I_t = I_p / I_f$)
塑性限界における土の剪断強さの度合いを示す。
- I_c : コンシステンシー指数 (粘性土の安定)
 $I_c = (W_L - W_n) / I_p$

$I_c \geq 1$ の時 比較的安定

$I_c = 0$ の時 不安定な状態で攪乱すると液状化し強度が著しく低下する。

粘土の活性度

粘土の活性度は粘土鉱物と堆積の地質学的条件と関係が深く Skempton によって定義された。粘土は活性の小さい不活性粘土から活性が 2 以上の高活性の 4 グループに分類される。分類は下記の式による。

$$\text{活性度} = \frac{\text{塑性指数 } I_p}{2\mu \text{ 以下の土粒子 } (\%)}$$

表 8.2.7 活性度による粘土の分類

活性度	活性度による粘土の分類	主要粘土鉱物	堆積環境
$A < 0.75$	不活性粘土	カオリナイト	<ul style="list-style-type: none"> 淡水成層と新鮮な水成層から成る粘土 溶脱(アルカリ、塩など)を受けた海成堆積層の粘土
$A = 0.75 - 1.25$	通常の粘土	イライト	海成及び河口堆積層の粘土
$A > 1.25$	活性粘土	<ul style="list-style-type: none"> 有機コロイドを含む $A \geq 2$ はモンモリロナイトを含む 	

c) 比重、湿潤密度、間隙比

比重、湿潤密度及び間隙比は表 8.2.8 に示す。

・ 比重 (G_s)

この試験結果は適正な値が得られている。標準偏差は 0.030~0.051 の範囲にある。

・ 湿潤密度 (γ_t)

粘土の湿潤密度は、キャリパー法により求められた値で、この試験値 (γ_t) と他の試験値との間には以下に示す関係がある。

$$\gamma_t = \frac{1 + \frac{W_n}{100}}{\frac{W_n}{G_s} + \frac{100}{S_r}} * \gamma_w$$

ここに:

γ_t : 湿潤密度 (t/m^3)

Wn : 自然含水比 (%)

Sr : 飽和度 (%)

Gs : 比重

もし、試料が現場の地下水位が高く、この地下水により飽和されている場合は上式の Sr=100%が適用され、式は自然含水比の関数となる。(但し Gs= constant)

$$\gamma_t = \frac{1 + \frac{Wn}{100}}{\frac{1}{Gs} + \frac{Wn}{100}}$$

表 8.2.8 比重、湿潤密度及び間隙比

Items of Soil Properties Deposit	Specific Gravity Gs	Wet Density γ_t	Void Ratio e
	Average value	Average value	Average value
	Representative Range	Representative Range	Representative Range
Ac- Cohesive Soil	2.673	1.577	1.848
	2.622~ 2.724	1.489~ 1.665	1.400~ 2.296
Dc-Cohesive Soil	2.708	1.922	0.870
	2.678~ 2.738	1.775~ 2.069	0.520~ 1.220
Sandy Soil	2.672	1.991	0.639
	2.673~ 2.708	1.894~ 2.089	0.446~ 0.828

比重と自然含水比との関係は図 8.2.6 に示す。

各層の湿潤密度は以下の値を設定する

Ac $\gamma_t = 1.580 \text{ t} / \text{m}^3$

Dc $\gamma_t = 1.800 \text{ t} / \text{m}^3$

Ds $\gamma_t = 1.900 \text{ t} / \text{m}^3$

間隙比 (e)

沖積粘土と洪積粘土の間隙比と自然含水比の関係は以下に示すほか、図 8.2.5 に示す。

沖積粘土 (Ac)

$$e = 0.022Wn + 0.369$$

$$\text{分散} = 8.814$$

$$\text{相関係数} = 0.953$$

洪積粘土 (Dc)

$$e = 0.027W_n + 0.027$$

$$\text{分散} = 3.977$$

$$\text{相関係数} = 0.942$$

(b) 土の力学的性質

力学試験は沖積粘土（軟弱地盤）及び洪積粘土（橋梁支持地盤）から採取した不攪乱試料について一軸圧縮試験と圧密試験を実施したものである。

a) 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験結果は表 8.2.9 に示すほか、図 8.2.7 及び 図 8.2.8 に示す。

沖積粘土と洪積粘土の q_u (kgf/cm^2) と E_{50} (kgf/cm^2) の関係を以下に示す。

沖積粘土

$$E_{50} = 13.147 q_u + 1.465$$

$$\text{分散} = 0.087$$

$$\text{相関係数} = 0.620$$

洪積粘土

$$E_{50} = 42.742 q_u - 12.795$$

$$\text{分散} = 39.48$$

$$\text{相関係数} = 0.810$$

また、 q_u (kgf/cm^2) と自然含水比(W_n) との関係は以下の通りである。

沖積粘土

$$q_u = -0.002 W_n + 0.306$$

$$\text{分散} = -0.791$$

$$\text{相関係数} = -0.487$$

洪積粘土

$$q_u = -0.035 W_n + 2.481$$

$$\text{分散} = -5.053$$

$$\text{相関係数} = -0.444$$

b) 圧密試験

圧密試験結果は表 8.2.9 に示すほか、以下の図に示される。

図 8.2.9 e-logP Curve (Ac & Dc)

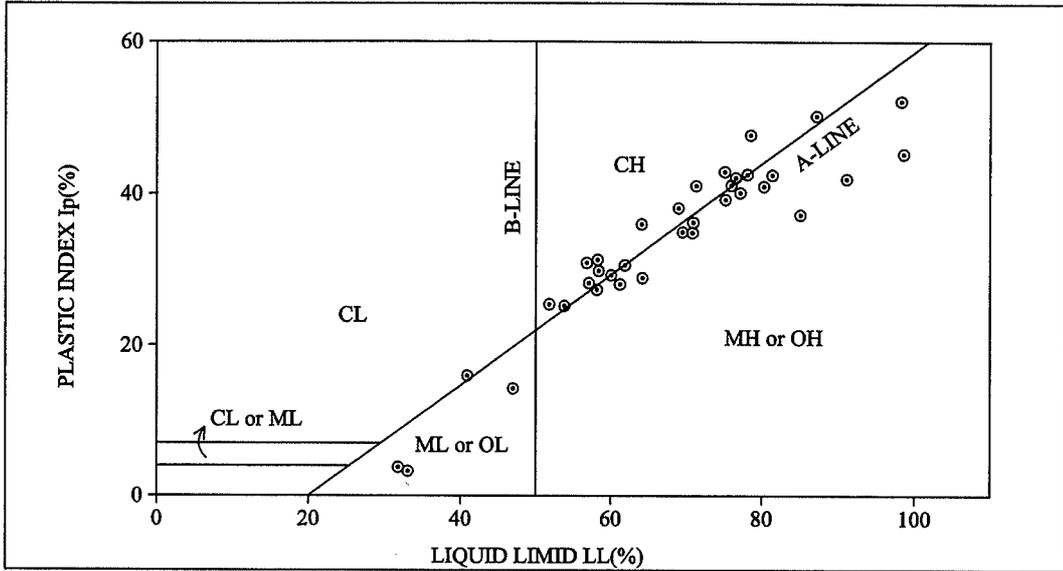
図 8.2.10 logCv-logP Curve (Ac & Dc)

本試験結果、沖積粘土(Ac)は圧密未了の状態にある。

表 8.2.9 力学試験結果

Item of Mechanical Soil Property Deposit	Unconfined Compression q_u , E_{50} and ϵ			Consolidation P_c C_c	
	Q_u (kg/cm ²)	E_{50} (kg/cm ²)	ϵ (%)	P_c (kg/cm ²)	C_c
	Average	Average	Average	Average	Average
	Representative range	Representative range	Representative range	Representative range	Representative range
Ac-Soft Cohesive Soil	0.180	5.30	7.80	0.52	0.75
	0.100~0.260	2.10~8.50	4.70~10.80	0.38~0.67	0.63~0.80
Dc-Stiff Cohesive Soil	1.404	47.50	7.80	1.86	0.226
	0.454~2.354	3.40~97.90	4.0~11.6	1.09~2.63	0.102~0.351

PLASTICITY CHART



COLLOIDIAL ACTIVITY

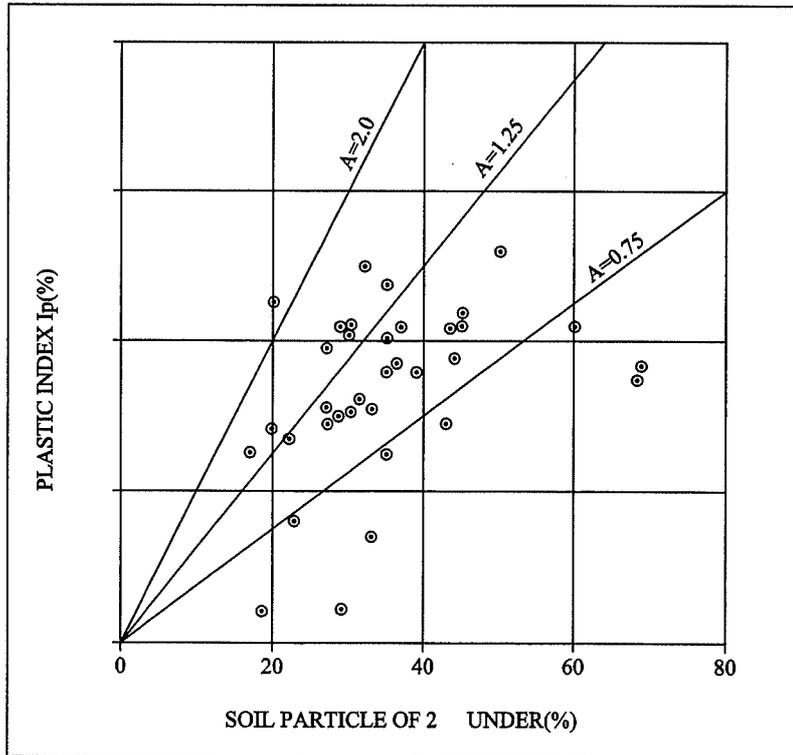


图 8.2.4

BASIC DESIGN STUDY ON THE PROJECT FOR
CONSTRUCTION OF BRIDGES IN MEKONG DELTA AREA

CONSISTENCY CHART
(soft soil)

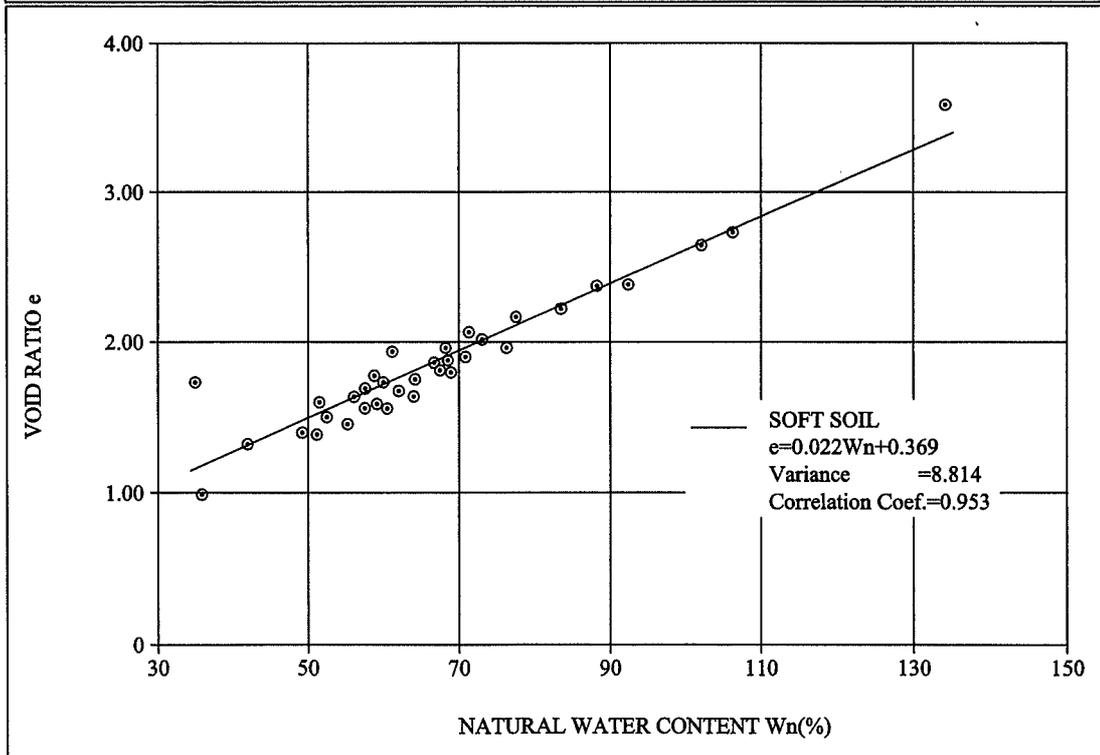
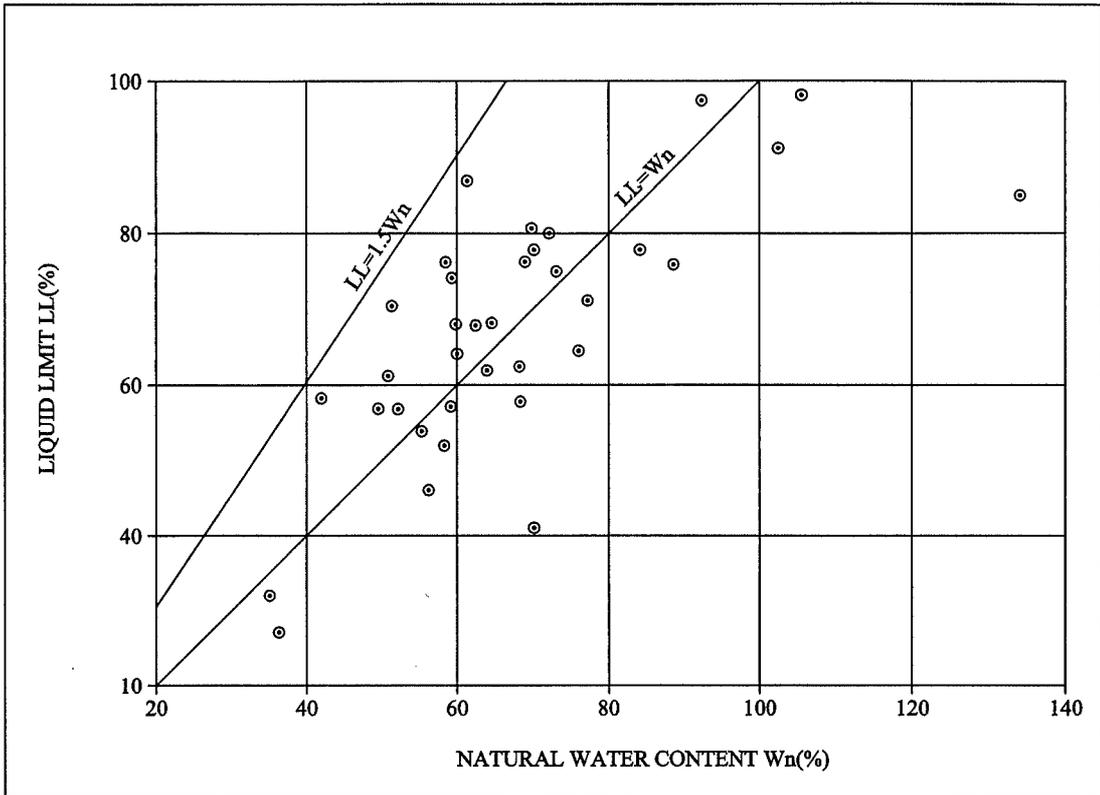
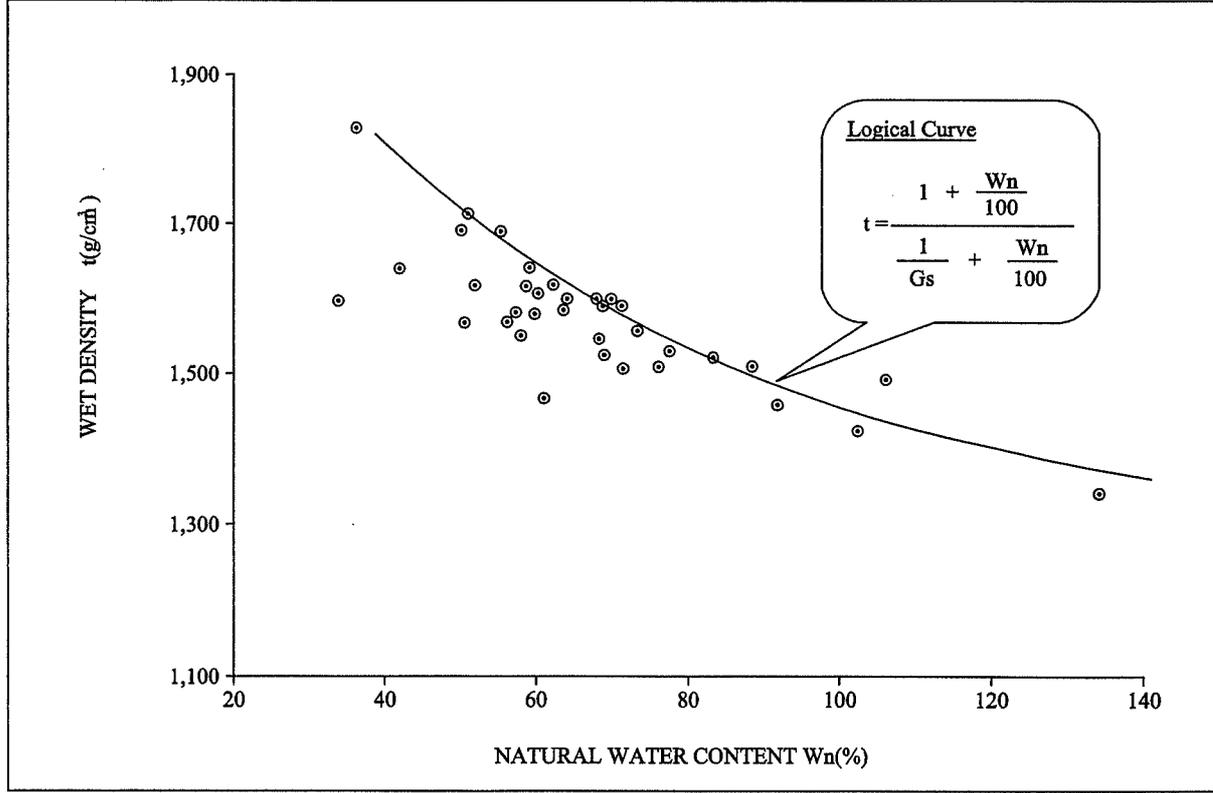
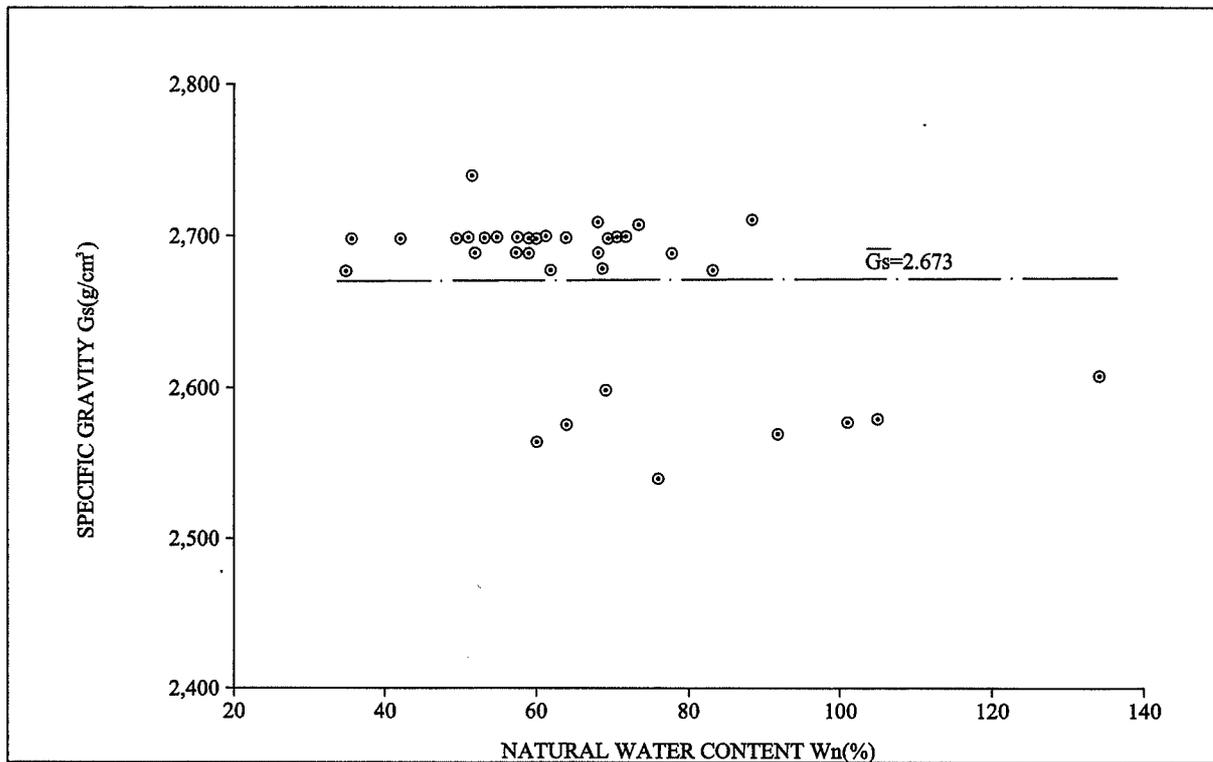


图 8.2.5

BASIC DESIGN STUDY ON THE PROJECT FOR
 CONSTRUCTION OF BRIDGES IN MEKONG DELTA AREA

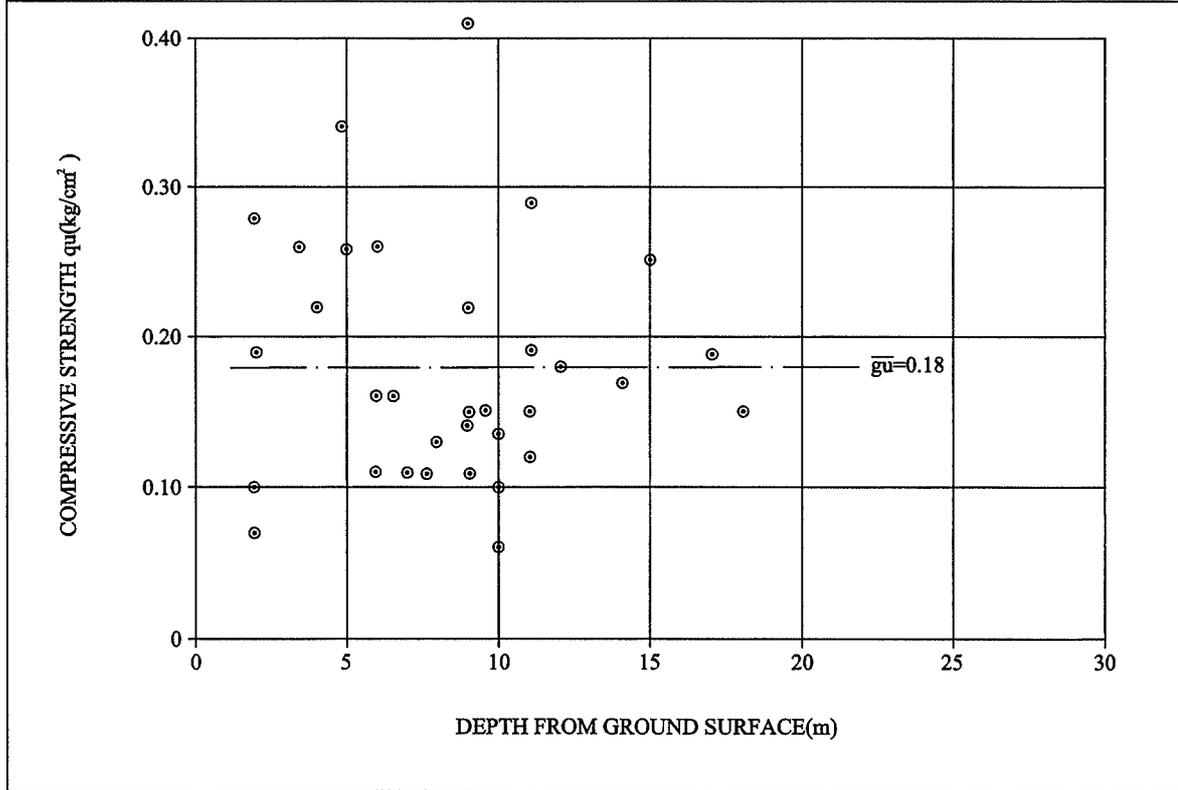
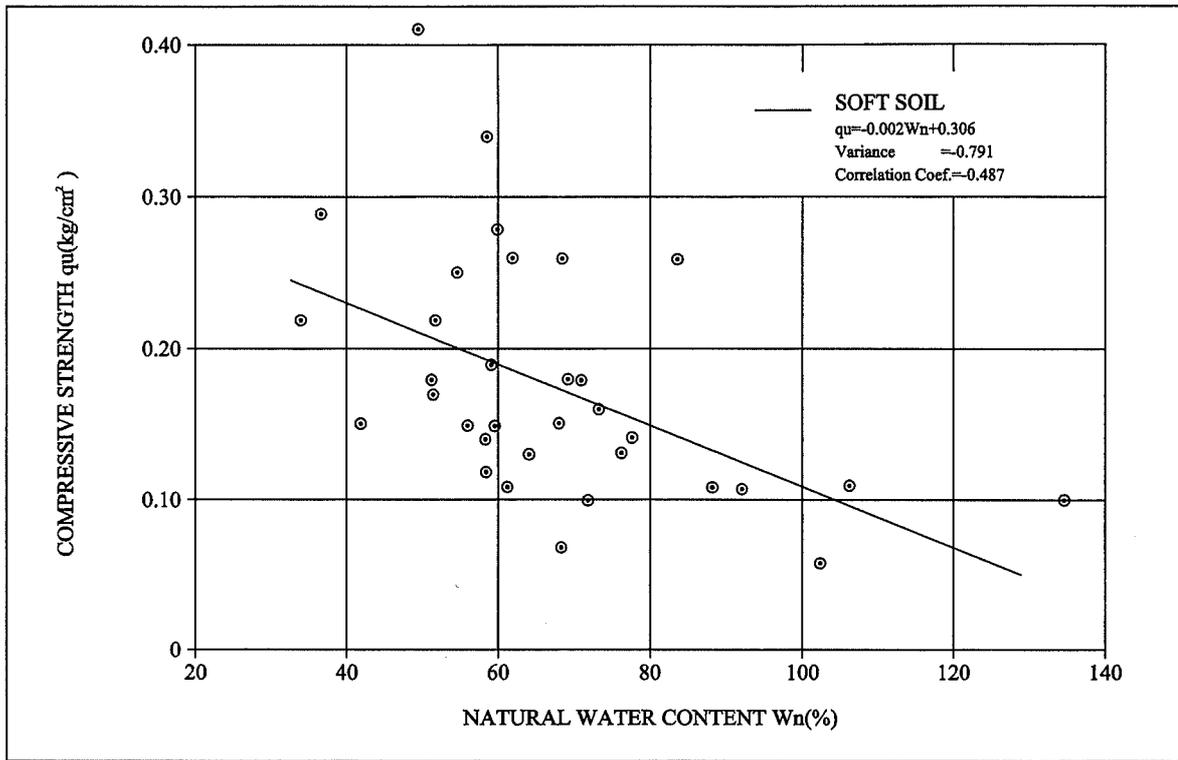
RELATIVE CHART OF
 NATURAL WATER CONTENT (W_n) AND
 LIQUID LIMIT LL, VOID RATIO(e)
 (soft soil)



1 8.2.6'

BASIC DESIGN STUDY ON THE PROJECT FOR
CONSTRUCTION OF BRIDGES IN MEKONG DELTA AREA

RELATIVE CHART OF
NATURAL WATER CONTENT (W_n) AND
SPECIFIC GRAVITY (G_s), WET DENSITY (t)
(soft soil)



8.2.7

BASIC DESIGN STUDY ON THE PROJECT FOR
 CONSTRUCTION OF BRIDGES IN MEKONG DELTA AREA

RELATIVE CHART OF
 NATURAL WATER CONTENT (W_n) AND
 (g_u), Depth and (g_u)
 (soft soil)

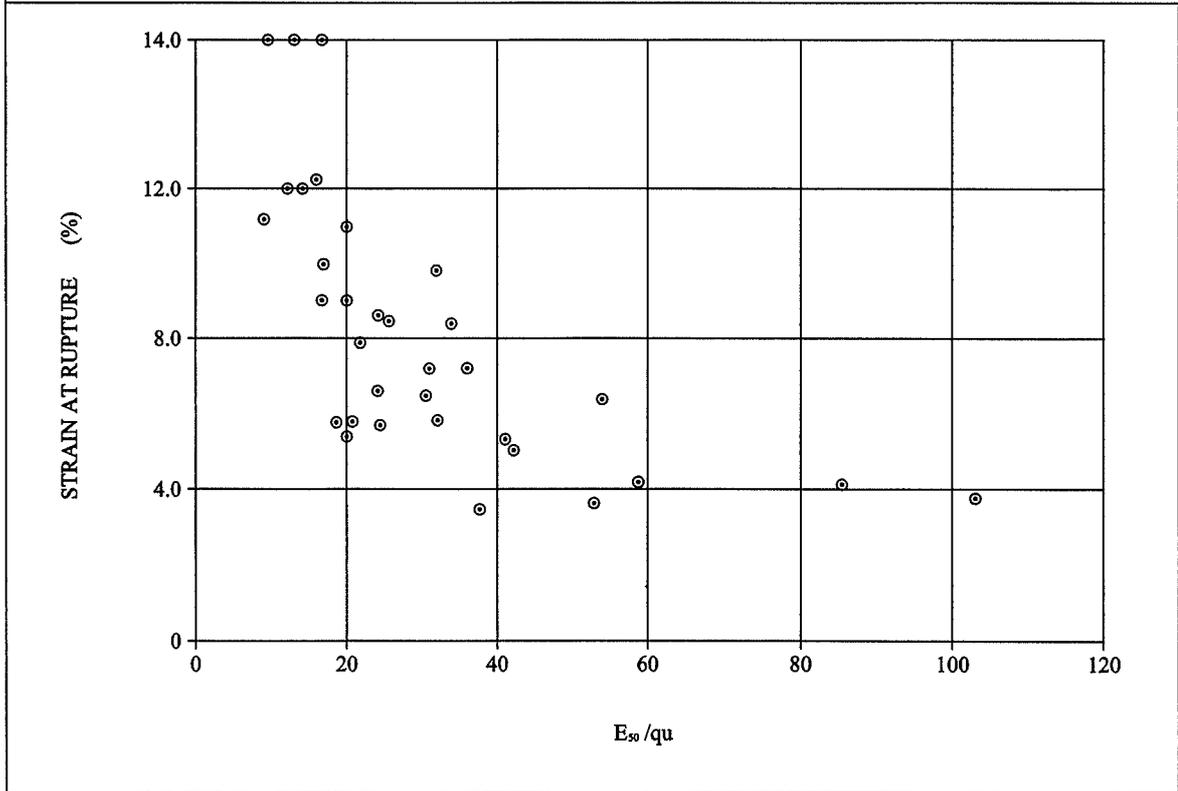
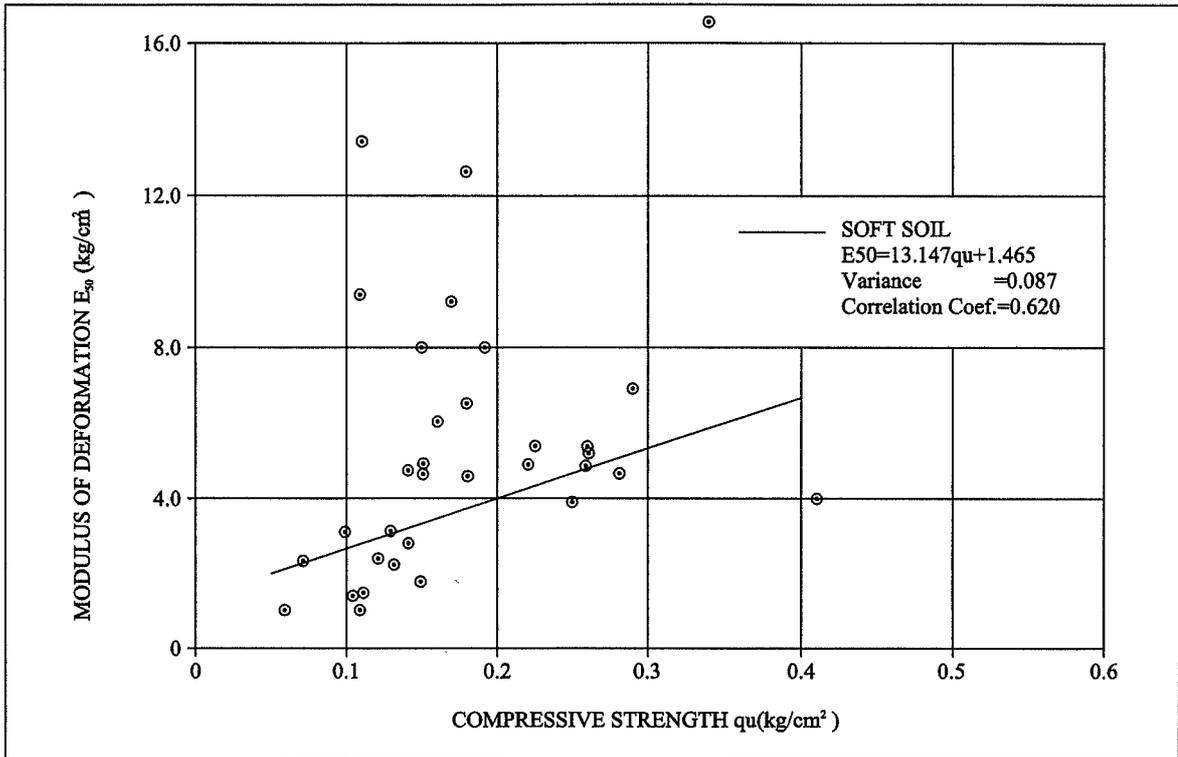


圖 8.2.8

BASIC DESIGN STUDY ON THE PROJECT FOR
 CONSTRUCTION OF BRIDGES IN MEKONG DELTA AREA

RELATIVE CHART OF
 q_u AND E_{50} ,
 E_{50}/q_u AND
 (soft soil)

(4) 設計用土質常数と設計条件

メコンデルタ地域は延長約四千kmに達するメコン河が南シナ海に大量の土砂を沈殿させて造り上げた大デルタで 層厚 10~40m、N 値 0 の沖積軟弱粘土と 平均 N 値 21 の洪積粘土、平均 N 値 34 の洪積砂質土より成り沖積軟弱粘土はアプローチ道路の高盛土の対象層として、洪積粘土 砂質土は橋梁の支持層として共に重要である。上記の各層は堆積環境、土層構成、土質特性などは各橋梁で似通っていることから、設計に用いる土質常数は以下の手順によって決定する。

土層断面図の作成

各土層の土質試験値を検討後、代表値を決定

土層断面図から任意の地点を選定し、代表値を適用して設計用代表地盤条件とする。

1) 土層区分

土層区分はボーリング柱状図、土質試験結果から土層断面に再検討を加え、設計用土層断面図を作成した。沖積粘土層では中間砂層あるいは、沖積粘土層下端の砂質土層(沖積層、洪積層)の存在は盛土の挙動に重要な影響を与えるので、当検討ではボーリング柱状図で確認されるものを圧密排水層として設定した。従って排水条件は地点により、両面排水、片面排水の使用区分を行った。地下水位は GL-0.60~-3.25m の範囲にあり、土層断面図から読みとるものとする。軟弱地盤の分布深度と地下水位は「表 8.2.4 機械ボーリング調査結果表」に取りまとめている。土層区分は以下の通りである。

- ・ 沖積軟弱粘土 Ac
- ・ 洪積粘土 Dc
- ・ 洪積砂質土 Ds

2) 沖積軟弱粘土の土質常数

(a) 湿潤単位体積重量 γ_t

前節の試験値の平均値をもって設計用湿潤単位体積重量とする。

土層	湿潤単位体積重量 γ_t (tf/m ³)	試験個数
Ac	1.58	35

(b) 初期粘着力 C_0 (tf/m²)

$\sigma_3 = 0$ 即ち側方応力をゼロにして行う非排水三軸圧縮試験が一軸圧縮試験であり、供試体破壊時の軸方向応力 σ_1 の値が一軸圧縮強さ q_u 値である。

非排水条件における剪断抵抗角を ϕ_{uu} 、粘着力を C_{uu} とすると

$$\sin \phi_{uu} = \frac{\frac{\sigma_1}{2}}{\frac{\sigma_1}{2} + C_{uu} \times \cot \phi_{uu}}$$

$$\therefore C_{uu} = \frac{\sigma_1}{2 \times \tan(45^\circ + \frac{\phi_{uu}}{2})}$$

軟弱粘性土は通常 $\phi_{uu} = 0^\circ$ であるから、次式が成立する。

$$C_{uu} = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{q_u}{2}$$

本調査では、一軸圧縮試験が多く行なはれており、本設計に用いる粘着力は一軸圧縮強さを使用する。

土層	初期粘着力 $C_0(\text{tf/m}^2)$	試験個数
Ac	0.75	33

(c) 沖積軟弱粘土層の圧密強度増加率

圧密による粘土層の強度増加率は次式に示される。

$$m = \frac{C_0}{P_0}$$

m: 強度増加率

C_0 : 非排水剪断強さ(初期粘着力) (tf/m^2)

P_0 : 有効土被り圧 (tf/m^2)

強度増加率を求める方法として、以下の手法が考えられる。

- 非排水剪断強さの深度分布から求める方法
- 土の塑性指数から求める方法
- 圧密非排水条件の三軸圧縮試験又は直接せん断試験から求める方法

然しながら c)の方法は前二法に比して過大な値を与える傾向があり b)の方法は Skempton の関係式に依るもので沖積粘土地盤においてほぼ成立する。の方法は一軸圧縮強さを基にしており、多くの実績を有しているがメコンデルタ地域では深度の増加に対し強度の変化は無い。

このことを踏まえ、軟弱粘土層の強度増加率は b)の方法に依って検討し、更に既存の基準を考慮して決定する。

① 塑性指数から求める方法

Skempton による強度増加率と塑性指数との関係式によって算定する。

$$m = \frac{C_o}{P_o} = 0.11 + 0.0037I_p$$

Ac 層の塑性指数は表 8.2.6 に示す通りでありこれから算出される強度増加率は次の通りである。

表 8.2.10 塑性指数による強度増加率

土 層	塑性指数 I _p	強度増加率 m	試験個数 N	平均 I _p の算出法
Ac	33.4	0.234	35	単純平均法

② 基 準

表 8.2.11 強度増加率 (1) - 日本道路協会

土 層	分類記号	強度増加率 m
Clay	CH, CL, VH	0.30 ~ 0.44
Silt	MH, ML	0.25 ~ 0.40
Humid Soil or Black mud	OH, OL, OV, MH	0.20 ~ 0.35
Peat	Pt	0.35 ~ 0.50

表 8.2.12 強度増加率 (2) - 日本道路公団

自然含水比 (W _n %)	強度増加率 (m)	
	Soil Depth < 10 m	Soil Depth > 10 m
W _n < 200	0.25 ~ 0.40	0.25 ~ 0.30
W _n ≤ 200	0.45 ~ 0.50	

本地域の粘制土は統一土質分類による土質分類によれば CH MH-OH に分類され、自然含水比 W_n は 200%以下、分布深度は 19~25m の範囲である。従ってこれらの条件から表 3.3.9、表 3.3.10 によって、標準的な強度増加率は以下の範囲である。

CH, MH-OH

$W_n = 47.0 \sim 134.1\%$ } \longrightarrow $m = 0.20 \sim 0.40$

$Z = 19 \sim 25\text{m}$

①, ② によって得られた強度増加率を比較したものを次表に示す。

表 8.2.13 強度増加率検討結果

M を求める方法	土 層	強度増加率, m	
		範 囲	代 表 値
塑性指数による方法	Ac	0.191 ~ 0.303	0.25
基準		0.250 ~ 0.400	-

以上の各数値を勘案し、以下の値を定めた。

沖積粘性土 Ac $m = 0.25$

(d) 設計用 $e\text{-log}P$ 曲線及び $\log C_v\text{-log}P$ 曲線

間隙比 e 及び 圧密係数 C_v はほぼ含水比の関数であり、各土層の平均値を求めて設計曲線を作成した。関係図を 図 8.2.9 及び図 8.2.10 に示す。

(e) 圧密降伏応力 P_y

粘土地盤に於ける理論上の圧密降伏応力は自然地盤が過去に受けた最大圧密圧力であり、正規圧密地盤では圧密降伏応力は有効土被り圧力に一致する筈であるが化学的固結作用などに依って過去の最大圧力を上回る降伏応力を示す事も少なくない。本地盤では圧密未了の地盤に近いものと判定できるが、次の手法を用い粘性土の設計値の検討を行う。

- a) 圧密試験による方法
- b) $P_y = 4C_o$ による方法
- c) $P_y = P_o = C_o/m$ による方法

① 圧密試験による方法

圧密試験値を基に、最小自乗法によって処理し圧密降伏応力求める方法であり、当解析では $P_y = 3.80 \text{ tf/m}^2$ を得ている。

② $P_y = 4C_o$ による方法

この式は実験式であり、日本の代表的な軟弱地盤から得られた関係式である。両者の相関性はかなり良好である。

初期粘着力は前述の如く $C_o = 0.75 \text{ tf/m}^2$ である故

$$P_y = 2qu = 4C_o = 3.00 \text{ tf/m}^2$$

③ $P_y = C_o/m$ による方法

この式は圧密降伏応力が有効土被り圧力に等しい条件での式である。

$$C_o = 0.75 \text{ tf/m}^2 \quad m = 0.25 \quad \therefore P_y = C_o/m = 3.00 \text{ tf/m}^2$$

本地域は圧密未了の地盤に近い事を考慮し、②で得られた式を沖積粘性土の設計値として採用する。

$$P_y = 3.00 \text{ tf/m}^2$$

(f) 設計用土質常数の要約

沖積粘性土の設計用土質常数は表 8.2.14 に示す通りである。

- ・ 土層区分は、土質断面図から読みとる。
- ・ 地下水位は、土層断面図から読みとる。
- ・ 圧密排水層は、柱状図によって確認されるものを採用する。

表 8.2.14 沖積粘性土の土質常数

土層	湿潤単位体積重量 $\gamma_t \text{ (t/m}^3\text{)}$	初期粘着力 $C_o \text{ (tf/m}^2\text{)}$	内部摩擦角 ϕ (Degree)	$e - \log p$ Curve	$\log C_v - \log p$ Curve	強度増加率 m	圧密降伏応力 $P_y \text{ (tf/m}^2\text{)}$
Ac	1.580	0.75	-	図 8.2.9	図 8.2.10	0.25	3.00

圖 8.2.9 e-logP DESIGN CURVE

Ac and Dc Cohesive Soil

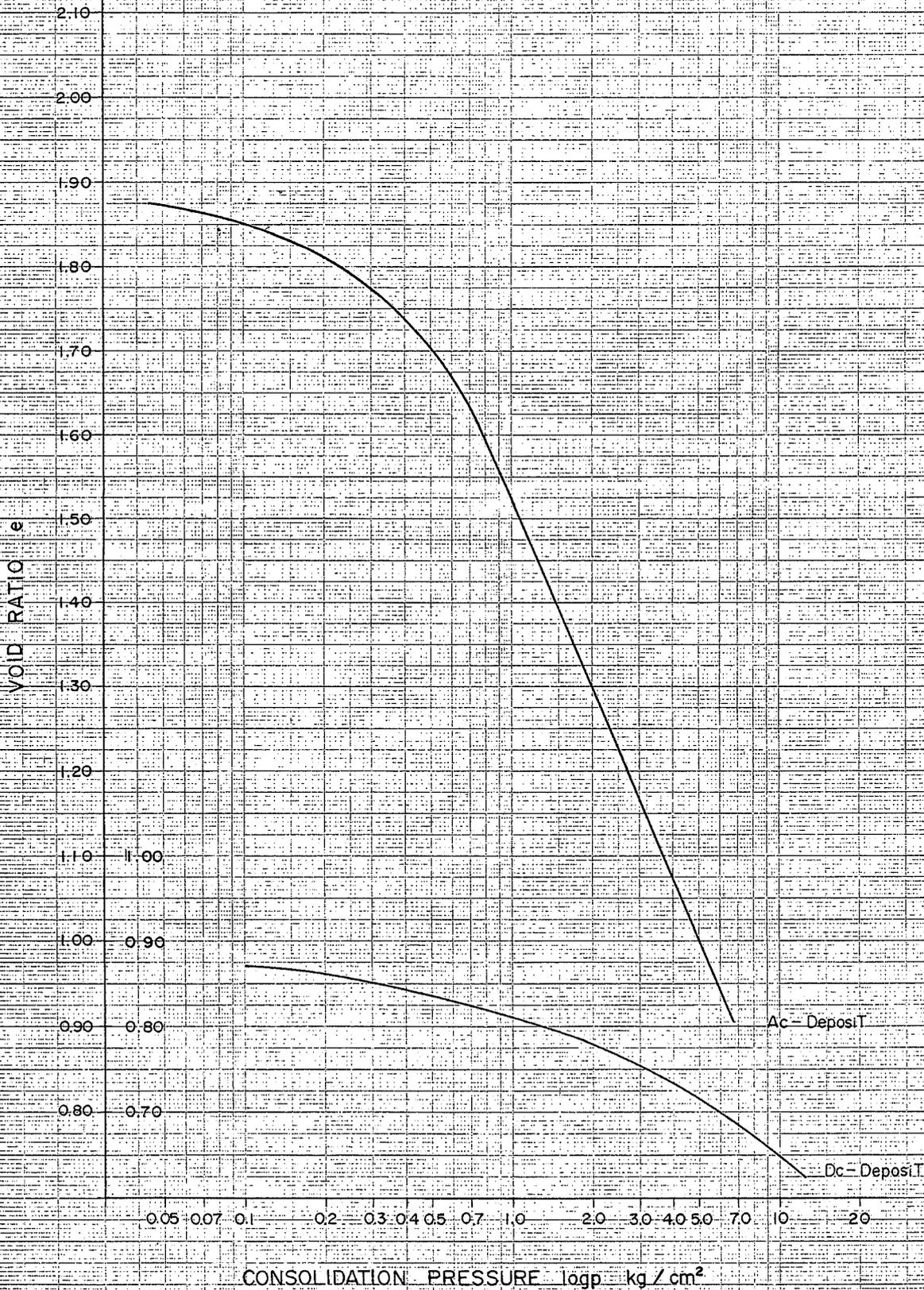
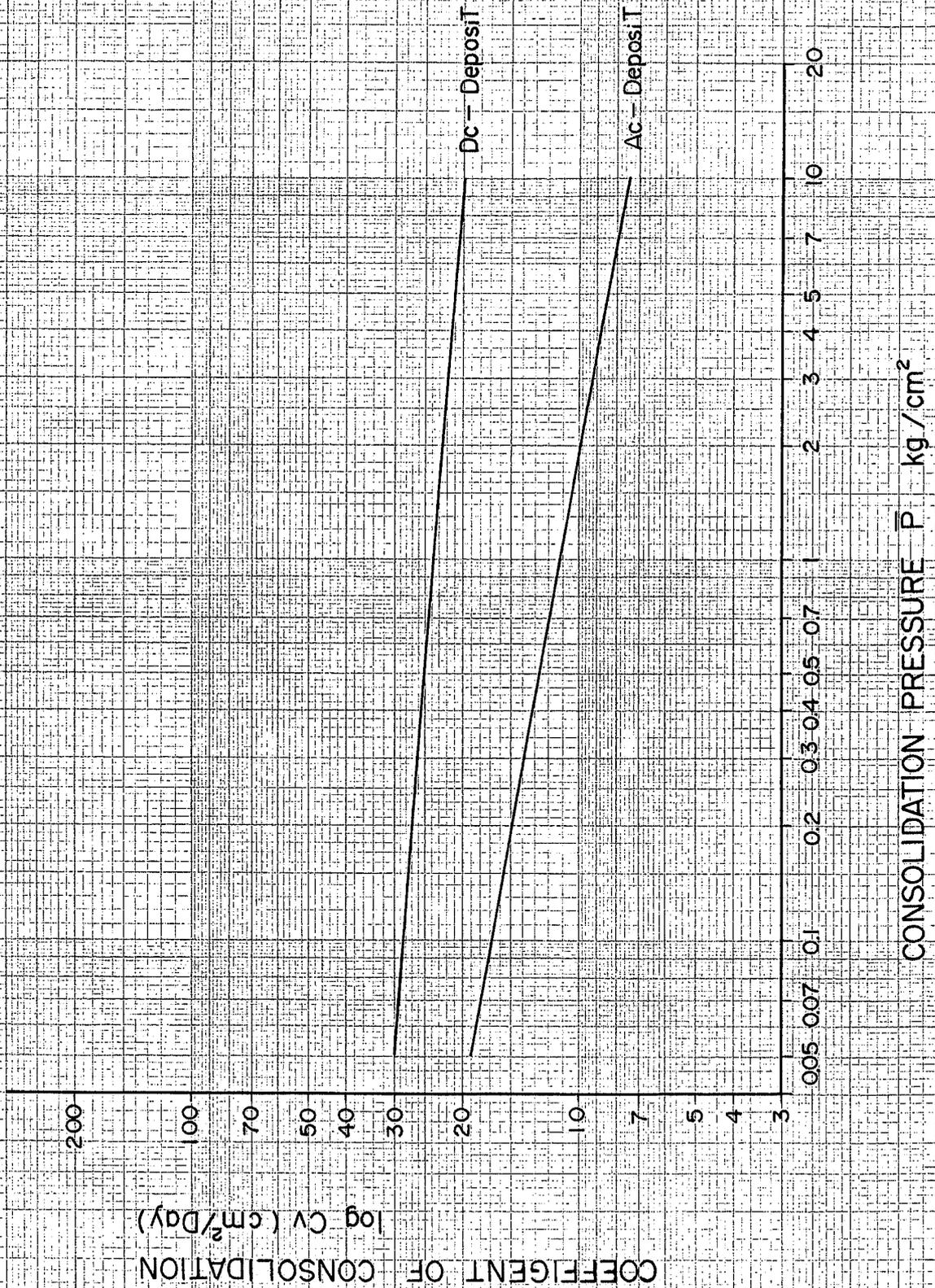


图 8.2.10 $\log C_v - \log \bar{P}$ DESIGN CURVE



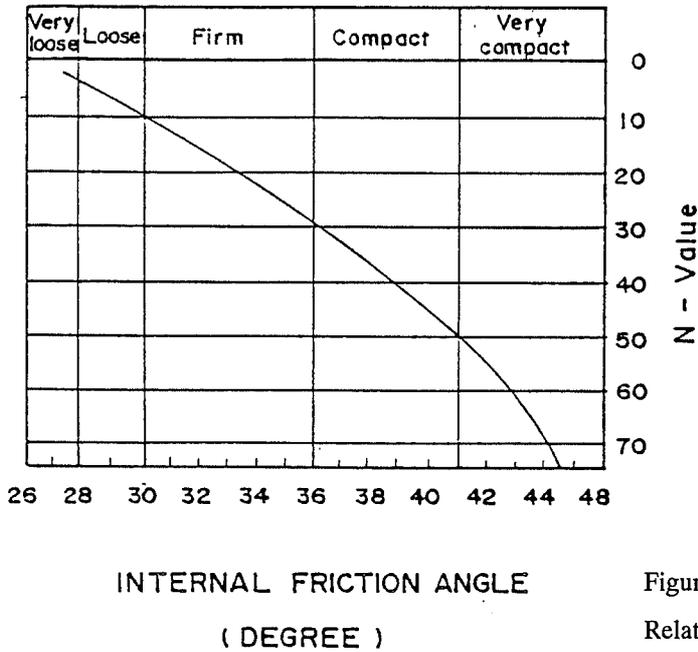


Figure 3.3.6 a
Relative Chart for N-Value and Internal Friction Angle

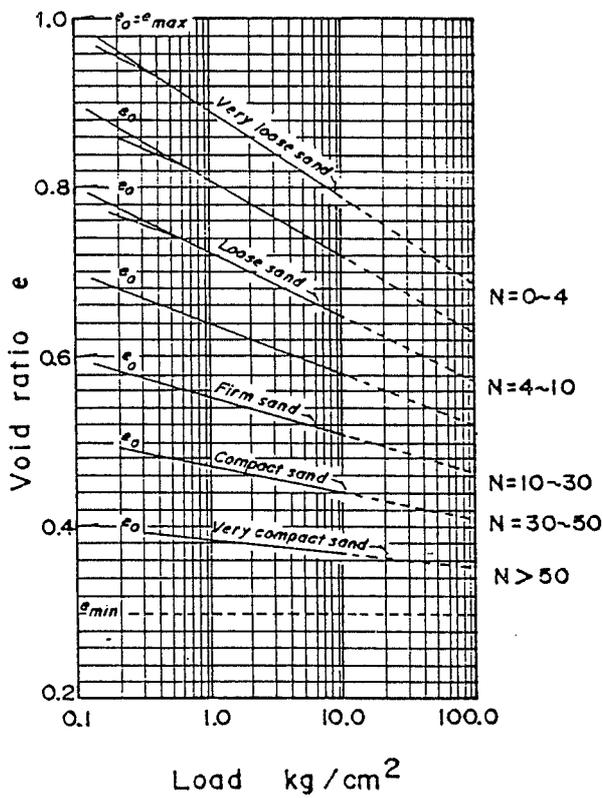


Figure 3.3.6 b
Relative Chart for Load and Void Ratio of Sandy Soil

图 8.2.11

BASIC DESIGN STUDY ON THE PROJECT FOR CONSTRUCTION OF BRIDGES IN MEKONG DELTA AREA

RELATIVE CHART FOR N-VALUE AND INTERNAL FRICTION ANGLE (ϕ), AND VOID RATIO (e)

2) 代表解析断面の選定

解析断面は各橋梁で実施するが、これは詳細設計の段階で実施する事し本解析では代表的な軟弱地盤（深度 20m）上において限界盛土高を求めた。

(3) 軟弱地盤改良工法の選定

1) 軟弱地盤改良工法

橋梁アプローチ道路の高盛土に対処する軟弱地盤対策工法として、大略① 盛土の重量を軽減する EPS 工法 ② 軟弱地盤を改良して土の強度を増加させて高盛土に対して安定を保つ 軟弱地盤改良工法 ③ 軟弱地盤とは関係なく盛土を支持杭で支えるパイルスラブ工法又はパイルキャップ工法 の三工法がある。このうち①及び③工法は非常に高価であるため対象外とし、本節では②の軟弱地盤改良工法について検討する。本法はその目的により表 8.3.1 に示すように多くの工法がある。本検討では、このうちヴァーチカル ドレーン工法について行い 更にこの中から表 8.3.2 に示すように、メコンデルタ地域の地盤条件に適合するサンドドレーン工法を採用する。

表 8.3.1 軟弱地盤改良法

	改良方法	説明
1.	地表面での処理	- サンドマット, シート, マット (ジオテキスタイル) の敷設 etc. - 圧密の為の上部排水層としての機能 - 盛土内へ地下水が入る上向き流れを阻止する為の遮断 - 建設施設の機動力を確実にする事 - チャカラ アヤム システム工法 - EPS 工法(盛土の軽量化)
2.	軟弱地盤の置換	- 剪断力の増加と地盤沈下の減少 - 置換深度は限られている (5m 程度)
3.	小段 (盛土高の増加に伴)	- 地盤内すべりに対する抵抗力の増加 - より良い環境の為に小段を使用
4.	緩速施工	- 長期間をかけて剪断力を増加する事
5.	サーチャージ	- 盛土及び構造物建設前の沈下の促進
6.	ヴァーチカル ドレーン	- 軟弱層の圧密と強度増加の促進 - サンドドレーン カードボードドレーン等
7.	コンパクション パイル	- 支持層の強度増加と安定、- 密な砂と碎石の使用 - サンドコンパクション グランベルコンパクション等
8.	凝固物	- 支持層の強度増加と安定 - 石灰パイルとミルクセメント, モルタル注入を使用

表 8.3.2 軟弱地盤改良工法

項目	工 法			
	サンドドレーン	ペーパードレーン	サンド コンパクション	既製杭
径(mm)	400	65	700	400×400
地盤の強度増加 kg/cm ²	C=0.3⇒1.0	C=0.3⇒0.5	C=0.3⇒3.0	—
特 徴	一般的な工法である。	施工速度が速い	砂質地盤に有効	盛土を杭で支持する工法
施工有効深さ	30m	10m	35m	30m
最小間隔	1.2m	0.9m	1.2m	1.0m
施工能力	300m/日	2500m/日	150m/日	120m/日
工事費の比率	1.0	0.2	2.4	11.0
その他	実績が多い	信頼性に乏しい		

2) 基準の設定

(a) 軟弱地盤の定義

軟弱地盤は下表に示す如くに定義される。

表 8.3.3 軟弱地盤の基準

土 層 層 厚	ピート又は粘性土		砂質土
	10 m 以下	10 m 以上	
N-値 (SPT に依る)	4 以下	6 以下	1 以下 0
一軸圧縮強度: qu (kgf/cm ²)	0.6 以下	1.0 以下	-----
ダッチコーンテスト: qc (kgf/cm ²)	8.0 以下	12.0 以下	40.0 以下

(b) 軟弱層厚による分類

本地域の軟弱地盤は軟弱層の層厚によって分類される。

- ・ 非常に浅い : 軟弱層の層厚 $D < 2.5m$
- ・ 浅い : 軟弱層の層厚 $2.5m < D < 5.0m$
- ・ 深い : 軟弱層の層厚 $D > 5.0m$

3) 改良工法の選択基準

改良工法の選択のため次の基準が適用される。

- ・ 目標とすべき安定と永久的な基礎
- ・ 十分な期間内で盛土の緩速施工のために与えられた優先事項と盛土崩壊復旧のため必要とされる資金

- ・ 沈下に対して安全とされるための十分な維持期間
- ・ 軟弱地盤の置き換え工法の限界深度は5mとする
- ・ 周辺地盤に払うべき特別な注意

検討の結果として、代替えを含む幾つかの方法はサンドドレーンとサンドマットを含み検討される。

(4) 解析手法

盛土安定の検討は軟弱粘土層の沈下と安定解析から成る。詳細には無処理地盤と処理地盤の双方について行う。

1) 沈下解析

代表断面において無処理の場合の検討を行い、更に地盤改良を施した地盤について検討を行う。

無処理地盤の検討は、計画盛土高(最終盛土高)に対する総盛土高(計画盛土高+沈下量)を正確に算定するため、総盛土高を3点選び、総盛土高～最終盛土高関係曲線を描いて、必要な総盛土高を読みとった。

地盤改良工法の検討にはサンドドレーン工法を用い打設ピッチを変化させて所定の期日における残留沈下量を算出する。

① 圧密沈下量

$$S_c = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} H$$

ここに S_c : 圧密沈下量(m)
 e_0 : 初期間隙比 (e-logP 曲線による)
 e_1 : 圧密後の間隙比 (")
 H : 圧密層厚 (m)

② 圧密時間

★ 無処理地盤

$$t = \frac{d^2 \times T}{C_v}$$

ここに t : 圧密時間 (day)
 d : 排水距離 (cm)
 C_v : 圧密係数 (cm²/day)
 T : 時間係数

★ サンドドレーン

$$t = \frac{De^2 \times T}{Cv}$$

ここに De : 正方形配置ドレーンの有効径(=1.128 Dc)

Dc : ドレーンの中心間隔 (m)

Cv : 圧密係数 (cm²/day)

T : 時間係数 → $n(=De/Dw)$ をパラメータとして得られる

Dw : ドレーンの直径(m)

2) 安定解析

安定解析は無処理地盤と処理地盤の双方について行う。限界盛土高を求める場合は各盛土高について行う。

$$F_s = \frac{\Sigma\{Cl + \tan\phi(W \cos\theta - ul - KW \sin\theta)\}}{\Sigma(W \sin\theta - KW \cos\theta)}$$

ここに F_s : 安全率

C : 粘着力(tf/m²)

ϕ : 内部摩擦角(°)

l : スライス底部の長さ(m)

W : スライスの重量(t)

θ : スライス底部の傾斜角(°)

u : 間隙水圧(tf/m²)

K : 地震係数

(5) 解析条件

- ・ 盛土直下の荷重分散は図 8.3.1 と図 8.3.2 により求められ、盛土荷重の分散強度は図 8.3.1 により算定される。
- ・ サンドパイルのグリットサイズは残留沈下量 10cm 以下で盛土完成後 30 日に決定される。
- ・ サンドパイルの配置
 - － 正方形配置
 - － 径 : $Dw = 0.40m$
 - － 中心間隔 : $1.2 m < Dc < 3.0 m$
- ・ サンドパイル打設後の地盤上の盛土の安定解析は盛土完成後と盛土完成後 30 日経過後の 2 回実施する。

- ・ 圧密度

圧密度(U%) と時間係数(Th)との関係は図 8.3.3 に示す。

(6) 沈下及び安定解析の目標

残留沈下量は盛土完成後 30 日放置後で 10 cm 以下である。

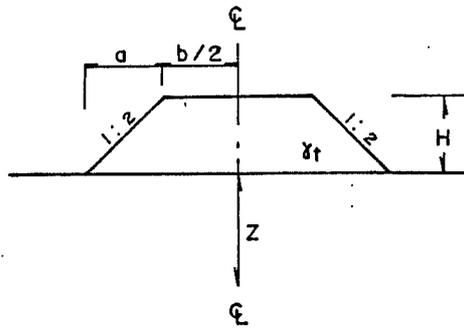
- ・ 盛土の安全率

－ 盛土完成直後： $F_s > 1.10$

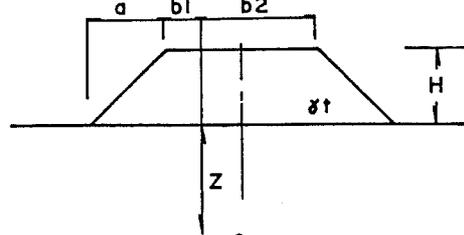
－ 盛土完成後 30 日放置の後： $F_s > 1.20$

－ 供用開始時： $F_s > 1.25$

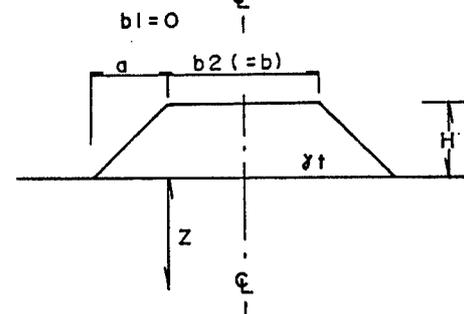
CALCULATION POINT



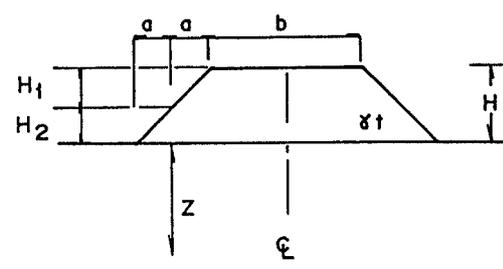
①



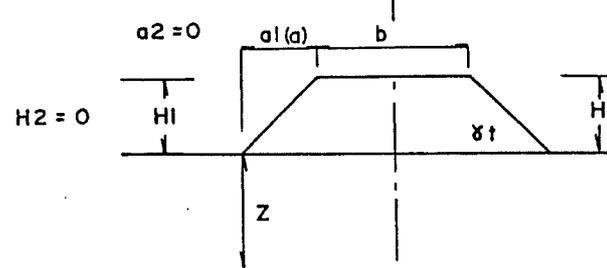
②



③

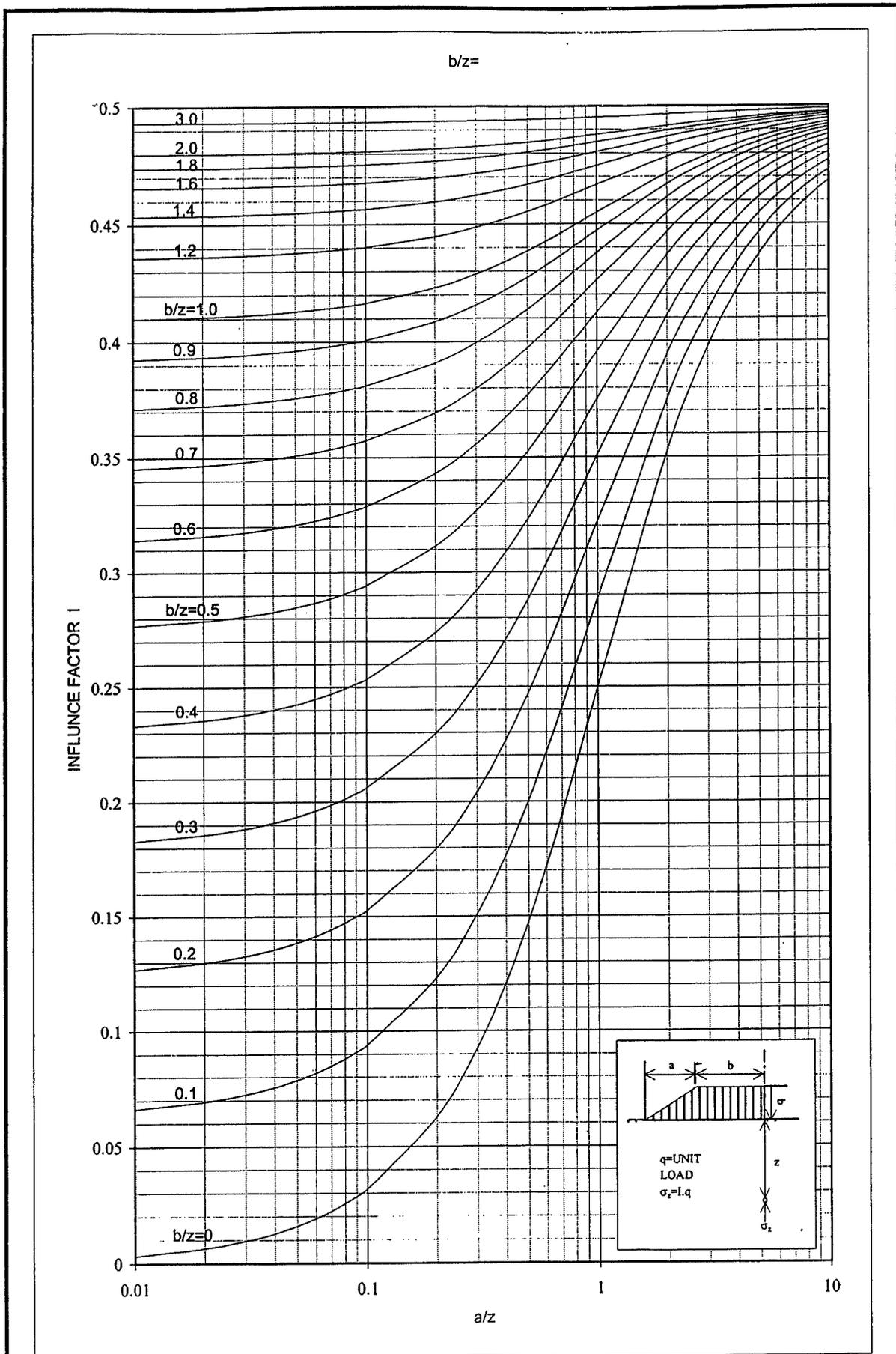


④



⑤

<p>8.3.1</p>	<p>EMBANKMENT LOAD AND CALCULATION POINTS</p>
<p>BASIC DESIGN STUDY ON THE PROJECT FOR CONSTRUCTION OF BRIDGES IN MEKONG DELTA AREA</p>	<p>EMBANKMENT LOAD AND CALCULATION POINTS</p>



8.3.2

BASIC DESIGN STUDY ON THE PROJECT FOR CONSTRUCTION OF BRIDGES IN MEKONG DELTA AREA

GRAPH OF INFLUENCE LINE (BY OSTERBERG)

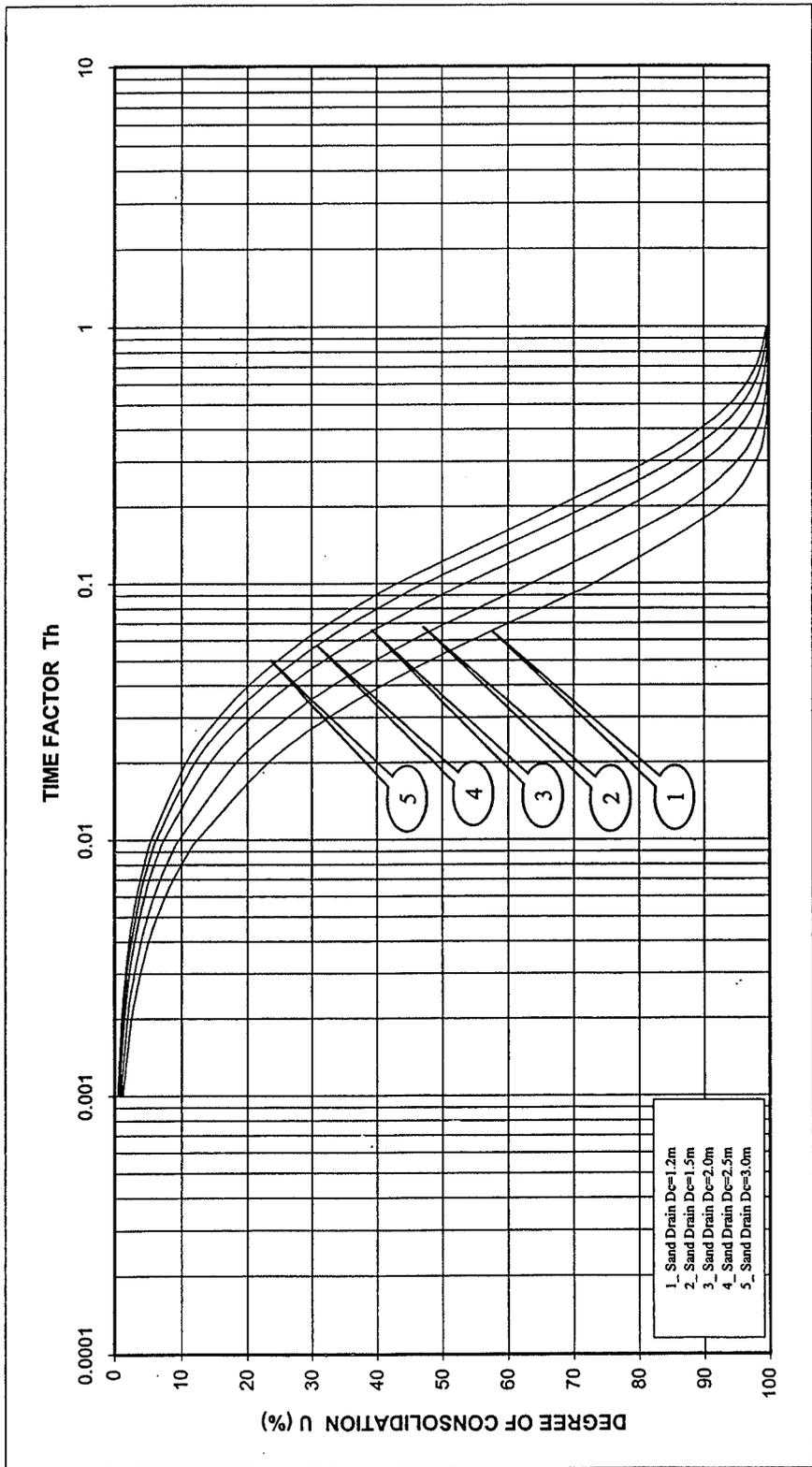
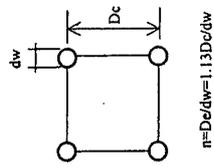


图 8.3.3

RELATIVE CHART OF
DEGREE OF CONSOLIDATION $U(\%)$ AND TIME FACTOR T_h
FOR VERTICAL DRAIN METHOD

BASIC DESIGN STUDY ON THE PROJECT FOR
CONSTRUCTION OF BRIDGES IN MEKONG DELTA AREA

8.3.2 軟弱地盤解析結果

メコンデルタ地域の代表的な軟弱地盤条件の基で沈下及び安定解析を実施し限界盛土高を求めた。本検討では軟弱地盤改良工法のうちサンドドレーン工法について行った。

(1) 軟弱地盤条件

- 1) 軟弱地盤の分布深度と地下水位→「表 8.2.4 機械ボーリング調査結果表」参照
- 2) 設計用土質常数

$$\gamma t = 1.580 \text{ t/m}^3$$

$$q_u = 1.50 \text{ t/m}^2$$

$$C = 0.75 \text{ t/m}^2$$

$$P_y = 3.0 \text{ t/m}^2$$

$$\text{強度増加率 } m = 0.25$$

図 3.3.4 設計用 e-log p 曲線

図 3.3.5 設計用 log Cv - log p 曲線

- 3) 盛土条件

盛土の形状 幅.....8.5m

法面勾配 6m 以下.....1:1.5

6m 以上.....1:1.75

盛土高 (H_E)機械ボーリング調査結果表

盛土の土質常数

$$\gamma t = 1.80 \text{ t/m}^3$$

$$C = 2.0 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 10^\circ$$

盛土速度：3cm/day (平均)

(2) 検討結果

代表的な地盤条件に於ける限界盛土高

・ 自然地盤上の盛土 $F_s = 1.20$ とする時 $H_E = 2.20 \text{ m}$

$F_s = 1.10$ とする時 $H_E = 2.50 \text{ m}$

・ サンドドレーン工法による地盤改良の後 $F_s = 1.20$ の時 $H_E = 5.60 \text{ m}$

— サンドドレーン ドレーン間隔：1.20 m

ドレーンの径：0.40 m

深度：20.0 m

正方形配置

同様にドレーン間隔：2.00 m で $F_s = 1.20$ の時 $H_E = 2.20$ m

- 一 沈下量必要盛土高 $H_E = 7.70$ m → 計画盛土（限界盛土高） $H_E = 5.60$ m の時、中央で 沈下量 $S_c = 2.10$ m

対象地域の橋梁取り付け道路の盛土高は限界盛土 $H_E = 5.60$ m の範囲内である。（図 8.3.5 参照）

(3) 施工計画上の留意点

メコンデルタ地域の軟弱粘土は液性限界（LL）と自然含水比（ W_n ）がほぼ等しく圧密係数（ C_v ）が非常に低いのが特徴である。即ち乱せば液状化して強度を失い、圧密沈下と強度増加に長時間を要する。

従ってサンドパイル打設後、乱れた地盤の強度の回復期間として 2～3 ヶ月放置する必要がある。

残留沈下量

圧密係数が低いため圧密沈下に長時間を要し、残留沈下量が 12 cm 以下となるのに、盛土高 4～5m で盛土完成後約 6 ヶ月を要する。

サンドパイル打設の範囲

本検討においては、サンドパイル打設の範囲は縦断方向で計画盛土高から自然地盤上の限界盛度高 2.50 m までとなるが橋台の後背地の多くは既設道路等により地盤の強度は多少なりとも増加していると考えられる。このことより、本計画においては盛土部の約 1/2 にあたる盛土高さ 3.5 m まではプレロード公報と緩速施工法の併用により滑りの安定を考え、残りの盛土部をサンドドレーンにて盛土の安定および沈下の促進を考えるものとする。なお横断方向の改良範囲は法尻から法尻までの範囲となるが、サンドパイルの打設長は「表 8.2.4 機械ボーリング調査表」を参照とする。

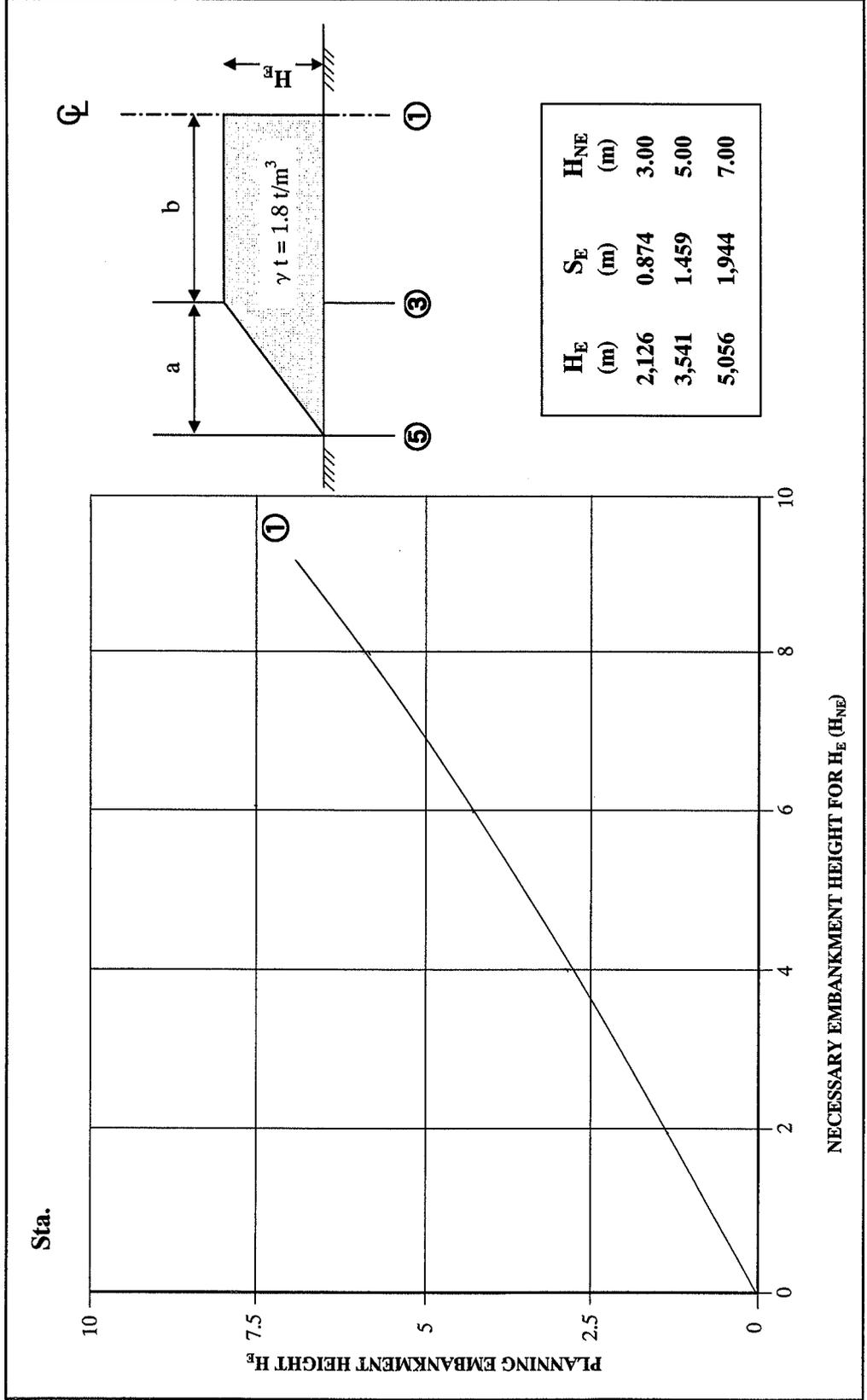
本検討はメコンデルタ地域の代表的な橋梁に就いて行ったものであり、詳細設計では各橋梁ごとに解析を実施する必要がある、建設時においては動態観測を伴う盛土管理が必要であり、更に必要に応じて機械ボーリング調査を実施すべきである。

表 8.3.4 SOIL SECTION AND INVARIABLE SOIL VALUE FOR DESIGN

EXAMINED LOCATION:

STA. Representative Bridge in Melcong Delta Area

Depth	Division of soil	Thickness of soil	Depth of central stratum	N Value	Wet unit weight	Cohesion of initial condition	Modulus of deformation	The rate of increase in strength	Yield stress	Remark
(m)		H (m)	(m)		γ (t/m ³)	Co (t/m ²)	E ₅₀ (t/m ²)		Py (t/m ²)	
2.20	Ac.1	2.20	1.10	0	1,580	0.750	-	0.25	3.00	$\frac{2.20}{\underline{\underline{\nabla}}}$
20.00	Ac.2	17.80	11.10	0	0.580	0.750	-	0.25	3.00	
25.50	Dc.1	5.50	22.75	23	0.800	7.000	-	-	-	



8.3.4

RELATIVE CHART OF
 PLANNING EMBANKMENT HEIGHT (H_E)
 AND NECESSARY EMBANKMENT HEIGHT (H_{NE})

BASIC DESIGN STUDY ON THE PROJECT FOR
 CONSTRUCTION OF BRIDGES IN MEKONG DELTA AREA

LIMITED EMBANKMENT HEIGHT

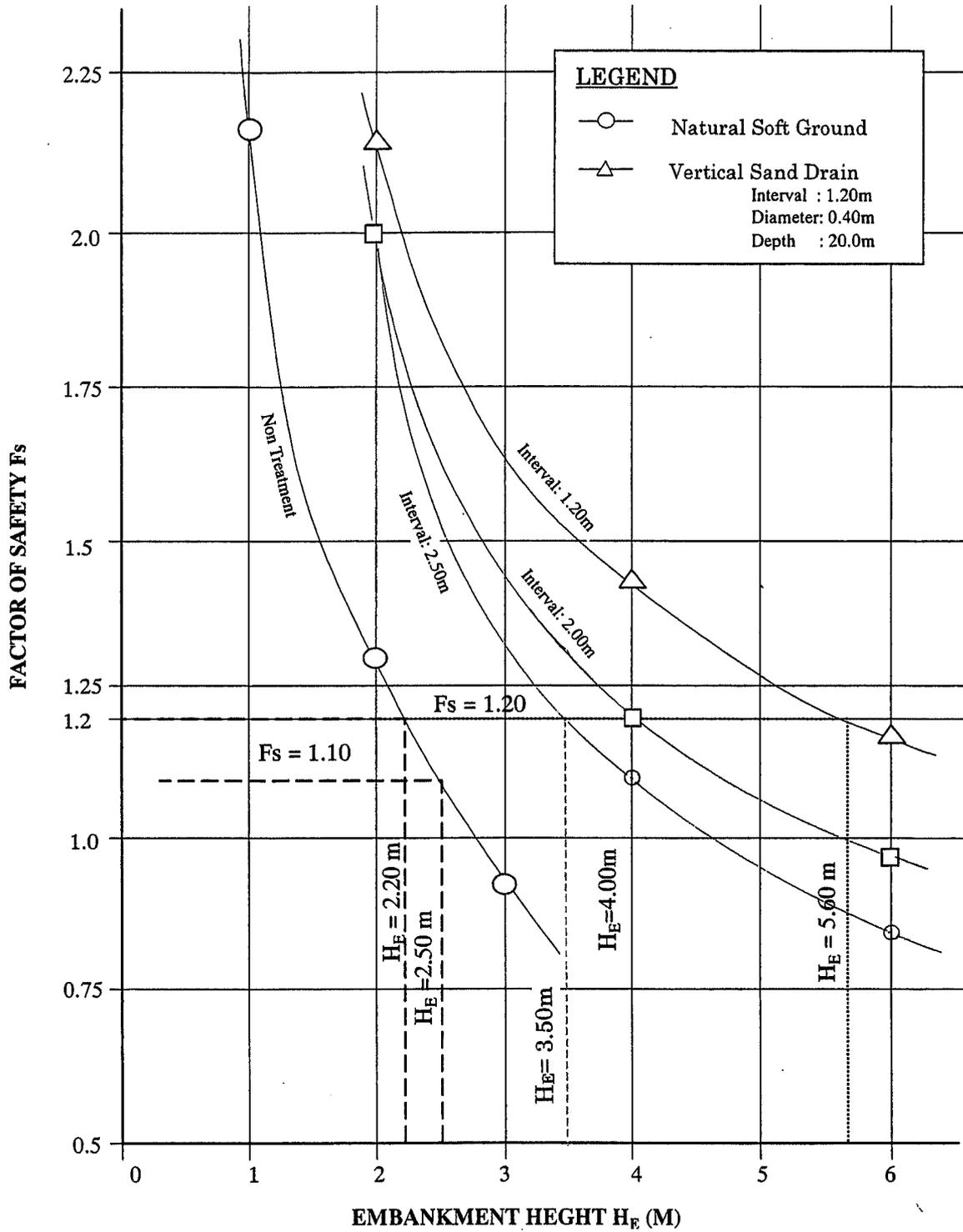


图 8.3.5 .

BASIC DESIGN STUDY ON THE PROJECT FOR
CONSTRUCTION OF BRIDGES IN MEKONG DELTA AREA

RELATIVE CHART OF
EMBANKMENT HEIGHT (H_E)
AND FACTOR OF SAFETY (F_s)