

土木研究所資料 第1482号

ガイドウェイ・バス・システム構造物の試算設計

その(1)デュアルモード・バス・システム構造物

昭和54年 3 月

建設省土木研究所

構造橋梁部橋梁研究室

ま え が き

近年、益々増大する都市交通需要に応え、安全で効率的な交通手段を形成するため新交通システムの必要性が高まり、ガイドウェイ・バス・システムに関する開発研究が進んで来ている。

このようなすう勢に鑑み、昭和50年には日本道路協会によってガイドウェイ・バス・システム構造物の設計指針ともいうべき「ガイドウェイ・バス・システム構造基準」が作成され、シングルモード・バス・システムおよびデュアルモード・バス・システムのガイドウェイを設計する場合の基本が示されている。しかしながら、実際にガイドウェイ構造物を設計するにあたっては、より詳細な設計指針が必要と思われる。このため、橋梁研究室では「ガイドウェイ構造物設計指針(案)」を作成するための調査を進めて来た。本報告書は、その第1段階としてデュアルモード・バス・システム構造物を対象に、構造物の規模および設計上の問題点を抽出することを目的に行なった試算結果をとりまとめたものである。

昭和54年3月

構造橋梁部橋梁研究室

室 長 佐 伯 彰 一

研究員 山 本 善 行

目 次

ま え が き

1. 試算設計の概要	1
2. 設 計 条 件	2
2.1 設 計 基 準	2
2.2 設 計 荷 重	2
3. 誘導壁・防護壁	4
3.1 設 計 荷 重	4
3.2 試 算 結 果	4
4. 床版の設計	6
4.1 設計曲げモーメント	6
4.2 断 面 の 算 定	10
4.3 ま と め	12
5. 鋼げたの設計	13
5.1 設 計 条 件	13
5.2 断面力の算定	13
5.3 断 面 の 決 定	15
5.4 ま と め	15
6. プレストレストコンクリートげたの設計	28
6.1 設 計 条 件	28
6.2 断面力および断面の算定	37
6.3 ま と め	37
7. 橋 脚 の 設 計	39
7.1 設 計 の 概 要	39
7.2 断面力および断面の算定	39
7.3 ま と め	39
8. 基礎の設計	46
9. 総 括	48

1. 試算設計の概要

試算設計の対象としたデュアルモード・バスは、ガイドウェイ・バス・システム構造基準報告書^{注1)}に規定された大型・中型および小型の非拘束誘導型デュアルモード・バスである。

試算設計は、鋼構造については活荷重合成単純 I 形プレートガーター橋を、コンクリート構造についてはポストテンションおよびプレテンション方式の単純 T げた橋をそれぞれ例にとって行

った。鋼構造における設計支間は 20、30 および 40 m であり、コンクリート構造における設計支間は 20 および 30 m である。これらをまとめて表 1.1 に示す。

ガイドウェイ・バス・システム設置基準報告書^{注2)}では、ガイドウェイ・バス・システムの構造物が道路の中央分離帯上に設けられるなどの理由から、橋脚幅を 1.5 m に制限している。このため、試算にあたっては橋脚の形状寸法についてもこれを満足するか否か検討を加えた。橋脚は RC 構造を中心に考えたが、参考のため鋼橋脚についても試算を行なった。また、橋脚を含む上部構造を支える基礎についても概略の検討を加えた。

表 1.1 試算設計の概要

構造 車 支間m	鋼 構 造			コンクリート構造		
	大 型	中 型	小 型	大 型	中 型	小 型
20	○	—	—	○ ●	—	—
30	○	○	○	○	○	○
40	○	—	—	—	—	—

注) 鋼構造の○印は活荷重合成げたを示す。

コンクリート構造の○印はポストテンション T げたを、
また●印はプレテンション T げたを示す。

注 1), 2) ガイドウェイ・バス・システム構造物の設置基準と構造基準は、日本道路協会によって作成されたものである。

2. 設 計 条 件

2.1 設 計 基 準

設計は、次の指針類によった。

- i) ガイドウェイ・バス・システム設置基準報告書（以下設置基準という。）
 - ii) ガイドウェイ・バス・システム構造基準報告書（以下構造基準という。）
 - iii) 道路橋示方書Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編
 - iv) 鉄筋コンクリート道路橋示方書
 - v) プレストレストコンクリート道路橋示方書
 - vi) 道路橋下部構造設計指針
 - vii) 道路橋耐振設計指針
- （以下道路橋示方書という。）

2.2 設 計 荷 重

設計に用いたデュアルモード・バス荷重は、上記指針 ii) に示された大型、中型および小型の非拘束誘導型デュアルモード・バス荷重（図－2.1）である。設計ではバスの運行長さを最大40m程度と考え、大型では3両、中型では5両、小型では6両の運行バス荷重（図－2.2）を考えた。

設計に用いた荷重の組合せおよび許容応力度の割増しは、表－2.1のとおりである。

表－2.1 荷重の組合せと許容応力度

	荷 重 の 組 合 せ		許容応力度 の 割 増 率
1	主荷重＋主荷重に相当する特殊荷重		1.00
2	主荷重＋主荷重に相当する特殊荷重＋衝突荷重		1.50
3	架 設 時 荷 重		1.25
4	主荷重＋主荷重に相当する特殊荷重＋風荷重		1.25
5	死荷重＋地震の影響	鋼構造に対して	1.70
		コンクリート構造に対して	1.50

(単位: m)

諸元		大 型	中 型	小 型
長 寸	l	12.0	8.0	6.0
幅	b	2.5	2.5	2.2
軸 距	前 f_w	2.0	2.0	1.7
	後 r_w	1.8	1.8	1.5
軸 距	w	6.0	3.7	3.1
オーバー ハ ン グ	前部 f_o	2.5	2.0	1.1
	後部 r_o	3.5	2.3	1.8
車輪と誘導 輪との距離	f_i	1.8	1.15	0.55
	r_i	2.4	1.1	1.15

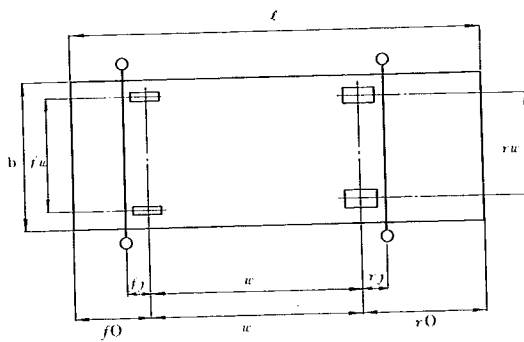


図-2.1 設計デュアルモード・バスの寸法諸元

	軸 重 (ton)		軸 配 置 寸 法 (m)	
	P_1	P_2	a	b
大 型	6.0	12.0	6.0	6.5
中 型	3.7	7.3	3.7	4.8
小 型	2.5	5.0	3.1	3.1

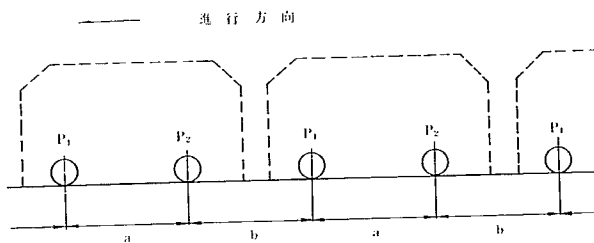


図-2.2 デュアルモード・バスの輪荷重および進行間隔

3. 誘導壁・防護壁の設計

3.1 設計荷重

誘導壁・防護壁の設計に必要なデュアルモード・バスによる横荷重は構造基準には示されていない。そこで、中型車の走行実験による結果を参考に横荷重を決めた。^{注3)}

正常走行時における横荷重は次の5つの横荷重から成り、それらはデュアルモード・バスから張り出した誘導輪（舗装表面からの高さは0.4 mである。）によって誘導壁・防護壁に伝達される。

H_1 ; 誘導輪張出し装置による横荷重

H_2 ; 走行中の動的運動による横荷重

H_3 ; 操舵するための横荷重

H_4 ; 路面の片勾配による横荷重

H_5 ; 遠心力による横荷重

中型車による実験結果から、 $H_1 + H_2 + H_3 = 250 \text{ Kg}$ である。また、 $H_4 = 7300 \times 0.015 = 110 \text{ Kg}$ であり、直線部では $H_5 = 0$ であるので、1誘導輪に作用する力の合計は360 Kgとなる。大型車および小型車については、中型車の結果をそれぞれの車両重量に比例させて求めた。なお、この荷重は集中荷重であるので、荷重が防護壁付根まで伝達するとき45度の角度で広がるものと仮定して

単位長さ当りの荷重に置きかえた。

表一 3.1 誘導壁・防護壁の設計荷重

型式 横荷重	(Kg/m)		
	大 型	中 型	小 型
正 常 走 行 時	750	450	300
異 常 走 行 時	1000	650	450

次に、異常走行時すなわち誘導輪等が破損して車両が誘導壁・防護壁に衝突した場合の横荷重としては、防護柵設置要綱を参照して大型車に対して1000 Kg/mとし、中型および小型に対してはそれぞれの車両重量に比例させた。

以上によって定めた正常走行時および異常走行時の誘導壁・防護壁の設計横荷重をまとめて表一3.1に示す。

3.2 試算結果

衝突荷重に対しては許容応力度の割増しがあるため、設計曲げモーメントは正常走行時の

注3) 国土開発技術センター；デュアルモード・バス・システム委託業務報告書、昭和50年3月 による。

荷重によって決る。横荷重の作用位置は路面から 0.4 m であるから曲げモーメントは表-3.2 のようになる。

いま、仮に表-3.3 に示すような

諸元の誘導壁・防護壁を考えると、これらは設計曲げモーメント以上の抵抗曲げモーメントを有している。したがって、このうち最も板厚の小さい 13 cm の D でも設計上十分であるといえる。ただし、施工も含めて考えるとあまり薄い板は好ましくないので 15 cm 程度とするのがよいものと思われる。

表-3.2 誘導壁・防護壁の設計曲げモーメント

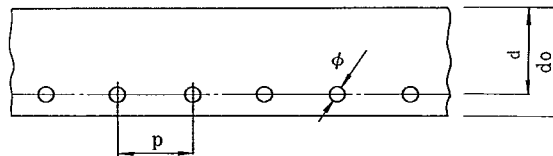
(t · m / m)			
	大 型	中 型	小 型
設計曲げモーメント	0.30	0.18	0.12

表-3.3 防護壁・誘導壁の試算断面 (単鉄筋)

諸 元 \ 種 類	A	B	C	D
全 厚 d_o (mm)	150	150	150	130
有効高 d (")	113.5	115	115	95
鉄筋径 ϕ (")	13	10	10	10
鉄筋ピッチ p (")	150	150	125	125
鉄筋本数 m (本 / m)	6	6	8	8
抵抗モーメント M_R (t · m)	1.11	0.684	0.900	0.763

コンクリートの許容応力度 $\sigma_{ca} = 55 \text{ Kg} / \text{cm}^2$

鉄筋の許容応力度 $\sigma_{sa} = 1400 \text{ Kg} / \text{cm}^2$



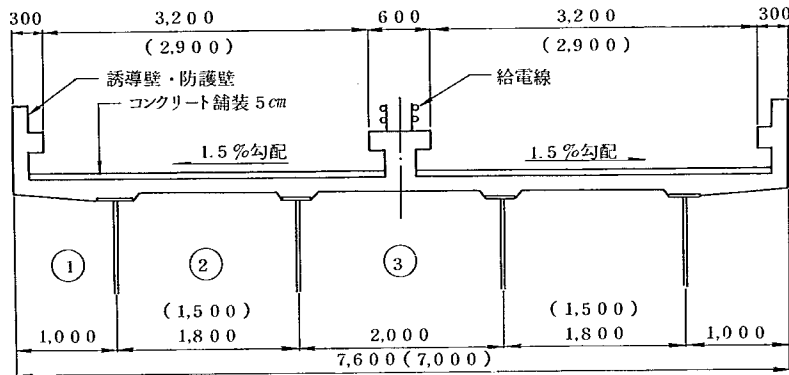
4. 床 版 の 設 計

4.1 設計曲げモーメント

床版の設計曲げモーメントは次のようにして求めた。

(1) 床版支間

鋼構造における桁配置は図－4.1 に示すとおりとした。図中の数値は大型および中型のデュアルモード・バスに対するものであり、小型車両に対する値はカッコ内に示してある。設計の対象となる床版支間は図－3 に示す①の片持版と②および③の連続版であり、主鉄筋の方向は橋軸直角方向である。



図－4.1 主げたの配置と床版のスパン

(2) 設計活荷重

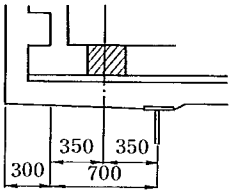
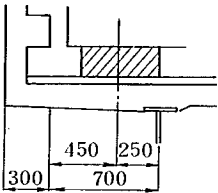
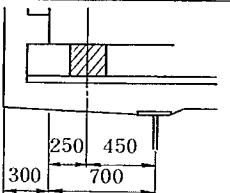
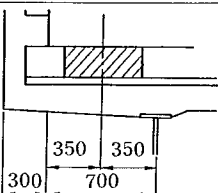
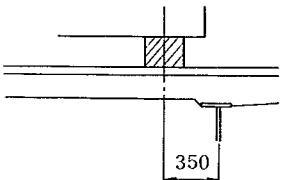
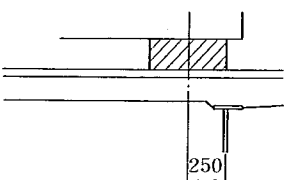
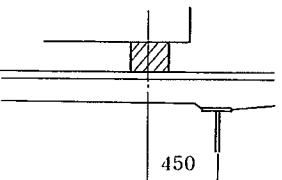
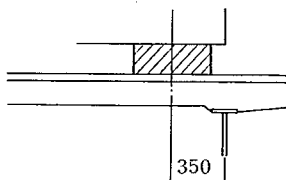
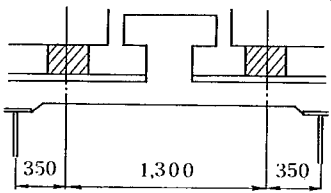
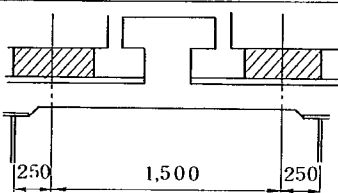
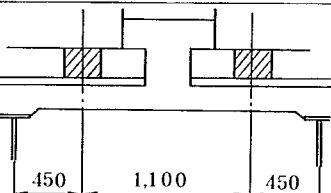
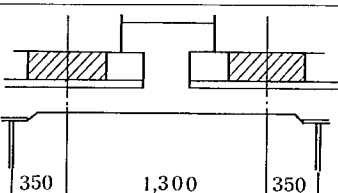
設計活荷重は図－1 および図－2 に示すデュアルモード・バス荷重であり、車輪の接地幅は表－4.1 に示すとおりである。車両は当初運行荷重を考慮して計算したが、1台の車両による計算値とあまり

表－4.1 デュアルモード・バスの車輪接地幅

	前 輪 幅 (cm)	後 輪 幅 (cm)	車輪の接地長 (cm)
大 型	2 5.0	5 0.0	2 0.0
中 型	1 2.5	2 5.0	2 0.0
小 型	1 2.5	2 5.0	2 0.0

差がないため、車両1台により床版の曲げモーメントを算出した。なお、輪荷重の載荷位置は表－4.2 に示すように正常走行時と異常走行時（車両本体が誘導壁と接触した状態）を考えた。

表一4.2 輪荷重載荷位置

		前 輪	後 輪
片 持 部 ①	正常 走行時		
	異常 走行時		
連 統 部 ②	正常 走行時		
	異常 走行時		
連 統 部 ③	正常 走行時		
	異常 走行時		

(3) 曲げモーメントの計算方法

床版の曲げモーメントの計算にあたっては、床版厚を13, 14, 15 cmと仮定し、道路橋示方書に示された計算方法と同じ方法を用いた。ただし、連続部床版②および③に対しては単純版として求めた最大曲げモーメントを0.8倍した値を連続版の曲げモーメントとした。図-4.2および図-4.3に単純版として求めた床版②および③の曲げモーメント分布図を示す。なお、曲げモーメントは床版厚が13 cmの場合が最も大きい値となったので、設計曲げモーメントはこれを基本に求めた。

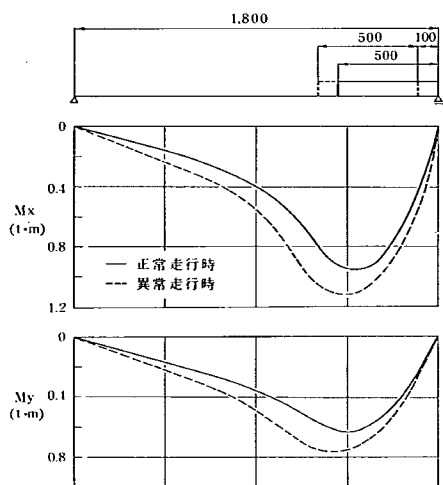


図-4.2 床版の曲げモーメント分布
(スパン②)

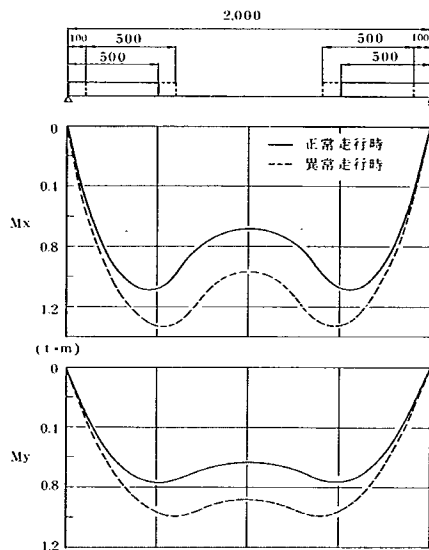


図-4.3 床版の曲げモーメント分布
(スパン③)

設計曲げモーメントは、以上のようにして求めたデュアルモード・バスによる曲げモーメントの理論値に対して、道路橋示方書で与えているのと同じ割合（道路橋示方書の解説に示された図から、対応する床版支間の理論値に対する設計値の割増率を読み取って使用した。）の余裕を持たせた値とした。

(4) 設計曲げモーメント

表-4.3および表-4.4にデュアルモード・バスによる設計曲げモーメントおよび道路橋示方書に規定されたT-20による設計曲げモーメントとの比を示す。また表-4.5および表-4.6に設計曲げモーメントの総括を示す。ただし床版支間②の設計曲げモーメント支間③より少し小さ目なので省略する。

表-4.3 デュアルモード・バスによる
支間方向曲げモーメント M_x

($t m / m$)

車種	着目	走行状態	設計モーメント M_o	T-20による モーメント M_{T20}	$\frac{M_o}{M_{T20}}$
大型	①	正常時	- 2.33	- 3.48	0.67
		異常時	- 2.77	- 3.97	0.70
	②	正常時	0.88	2.29	0.38
		異常時	1.03	2.29	0.45
	③	正常時	0.98	2.48	0.40
		異常時	1.20	2.48	0.48
中型	①	正常時	- 1.55	- 3.48	0.45
		異常時	- 1.82	- 3.97	0.46
	②	正常時	0.64	2.29	0.28
		異常時	0.75	2.29	0.33
	③	正常時	0.68	2.48	0.28
		異常時	0.84	2.48	0.34
小型	①	正常時	- 1.06	3.48	0.31
		異常時	- 1.25	3.97	0.31
	②	正常時	0.42	2.00	0.21
		異常時	0.49	2.00	0.25
	③	正常時	0.47	2.48	0.19
		異常時	0.58	2.48	0.23

表-4.4 デュアルモード・バスによる
支間直角方向曲げモーメント M_y

($t m / m$)

車種	着目	走行状態	設計モーメント M_o	T-20による モーメント M_{T20}	$\frac{M_o}{M_{T20}}$
大型	①	正常時	0.61	1.34	0.46
		異常時	0.81	1.46	0.56
	②	正常時	0.58	1.76	0.33
		異常時	0.70	1.76	0.40
	③	正常時	0.90	1.92	0.36
		異常時	0.54	1.92	0.47
中型	①	正常時	0.30	1.34	0.22
		異常時	0.43	1.46	0.30
	②	正常時	0.39	1.76	0.22
		異常時	0.48	1.76	0.28
	③	正常時	0.44	1.92	0.23
		異常時	0.58	1.92	0.30
小型	①	正常時	0.20	1.34	0.15
		異常時	0.29	1.46	0.20
	②	正常時	0.27	1.52	0.18
		異常時	0.33	1.52	0.22
	③	正常時	0.31	1.92	0.16
		異常時	0.41	1.92	0.21

表-4.5 片持部床版①の設計
曲げモーメント (M_x)

($t m / m$)

		荷重の種類			
		大 型	中 型	小 型	
活荷重モーメント	床版厚 (cm)	15	14	13	
	常時	輪荷重	-2.330	-1.550	-1.060
		横荷重	-0.300	-0.180	-0.120
	時	合 計	-2.630	-1.730	-1.180
	突	輪荷重	-1.847	-1.213	-0.833
	常時	横荷重	-0.267	-0.173	-0.120
	時	合 計	-2.114	-1.386	-0.953
死荷重モーメント	床 版	-0.219	-0.206	-0.194	
	舗 装	-0.028	-0.028	-0.028	
	防 護 壁	-0.330	-0.330	-0.330	
	小 計	-0.577	-0.564	-0.552	
	総 合 計	-3.207	-2.294	-1.732	

表-4.6 床版支間③の設計曲げ
モーメント (M_x)

($t m / m$)

	荷重の種類		大 型	中 型	小 型
	床版厚(cm)		15	14	13
活モ ー ン ト 重	輪 荷 重	正常時	0.980	0.680	0.470
		異常時	0.800	0.560	0.387
死モ ー ン ト 重	舗 装		0.036	0.036	0.036
	床 版		0.107	0.100	0.093
	誘 導 壁		0.195	0.195	0.195
	小 計		0.338	0.331	0.324
合	計		1.318	1.011	0.794

4.2 断面の算定

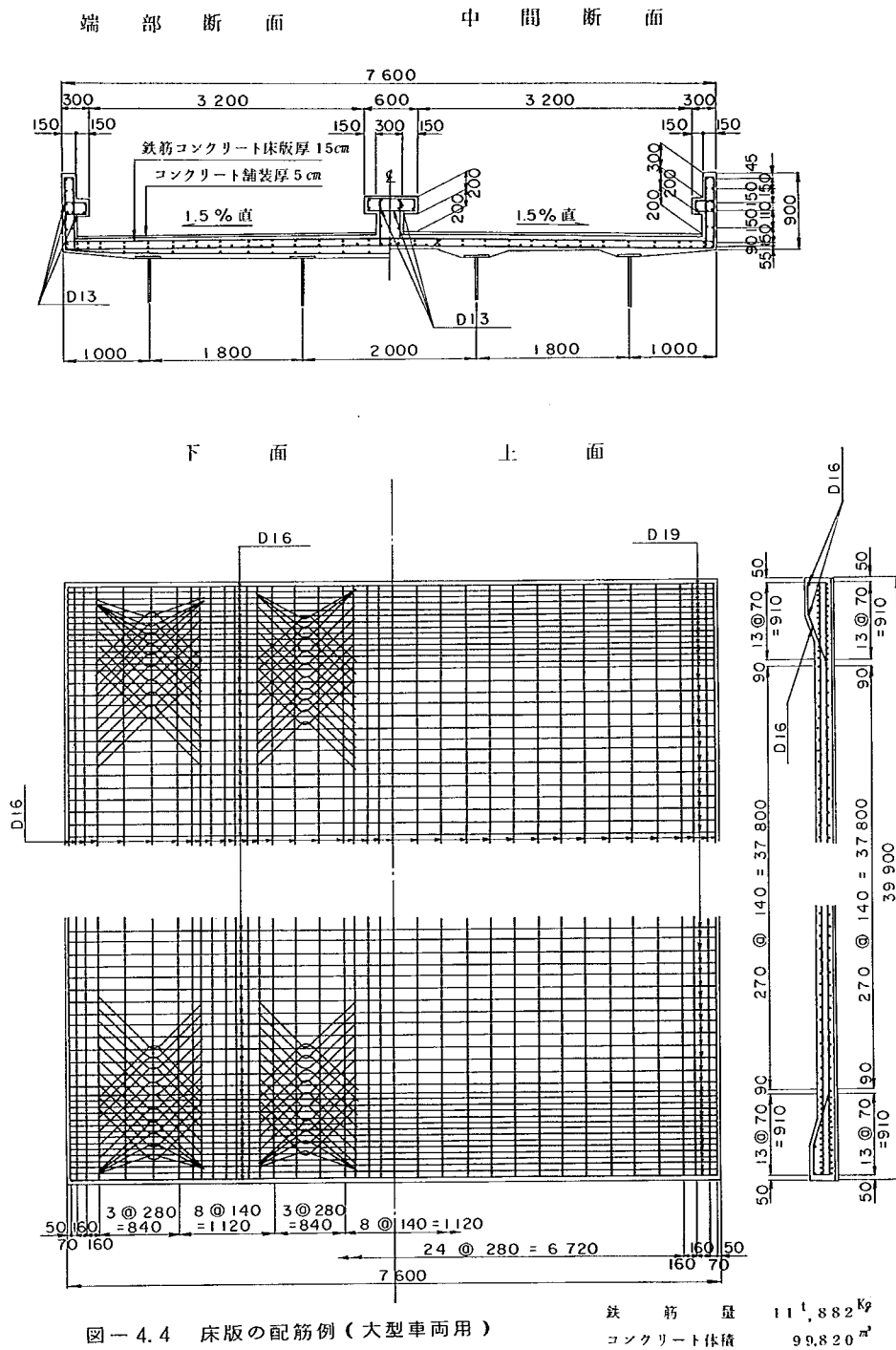
4.1 で求めた設計曲げモーメントを基に床版断面の算定を行ったものが表一 4.7 である。
なお配筋方法は道路橋示方書の規定に準拠している。図一 4.4 は大型車両に対する床版の配筋図を示したものである。

表一 4.7 床版断面の算定結果（単鉄筋断面）

車 種	大 型		中 型		小 型	
	張出し部	連 続 部	張出し部	連 続 部	張出し部	連 続 部
(t・m/m) 設計モーメント	3.207	1.318	2.294	1.011	1.732	0.794
抵抗モーメント Mr (t・m/m)	3.371	1.851	2.369	1.176	2.176	1.052
床 版 厚 (cm)	18.0	15.0	17.0	14.0	16.0	13.0
鉄 筋 径 (mm)	19.0	16.0	16.0	13.0	16.0	13.0
(mm) 鉄 筋 ピ ッ チ	140	140	130	130	130	130

コンクリートの許容応力度 $\sigma_{cs} = 85.7 \text{ Kg/cm}^2$

鉄 筋 の 許 容 応 力 度 $\sigma_{sa} = 1400 \text{ Kg/cm}^2$



4.3 ま と め

以上の結果をまとめると次のようになる。

- ① デュアルモード・バスによる床版の曲げモーメントは道路橋示方書のT-20による曲げモーメントに比べてかなり小さく、大型車で33～67%、中型車で22～46%、小型車で15～31%となっている。これは、デュアルモード・バスの輪荷重が小さいことと輪荷重が一定の走行位置を保つことを考慮したためである。なお実際にはほとんど考えられないと云えるが、デュアルモード・バスの車輪が床版支間の中央に載荷された場合を想定した結果、許容応力度の割増しを考えれば十分そのような状態に対しても安全であることが確認された。
- ② 床版厚は大型、中型、小型に対してそれぞれ15, 14, 13cmとなっており、計算上はいつでも道路橋の床版の最小厚16cm以下で十分である。また使用する鉄筋の径も主として13mm, 16mmで十分となっている。

5. 鋼 げ た の 設 計

5.1 設 計 条 件

(1) 設 計 の 対 象

設計の対象は図－4.1に示すような4主げたの単純活荷重合成げた橋である。それらの橋長およびスパンと設計デュアルモード・バス荷重の組合せは表－5.1のとおりである。

表－5.1 橋長および設計デュアルモード・バス荷重の組合せ

橋 長 (m)	スパン (m)	大 型	中 型	小 型
		○	—	—
20	19.4	○	—	—
30	29.4	○	○	○
40	39.4	○	—	—

(2) 設 計 荷 重

設計活荷重は2.2で述べた大型、中型、小型のデュアルモード・バスである。これらの車両の運行長さは最大40m程度とした。

設計の対象とした橋長が最大40mであるから橋梁全長にわたり活荷重が載荷されることになる。

死荷重強度は表－5.2に示す値とし、設計水平震度は $K_h = 0.3$ とした。

表－5.2 設 計 死 荷 重

(Kg/m²)

	スパン (m)	40	30			20
		大 型	大 型	中 型	小 型	大 型
合 成 前 死 荷 重	鋼 自 重	180	140	140	140	100
	床 版	375	375	350	325	375
	ハ ン チ	外桁 95Kg/m 内桁 45Kg/m				
	型 枠	100				
合 成 後 死 荷 重	舗 装	118				
	防 護 壁	356Kg/m				
	誘 導 壁	488Kg/m				
	型 枠	-100				

(3) 材 料

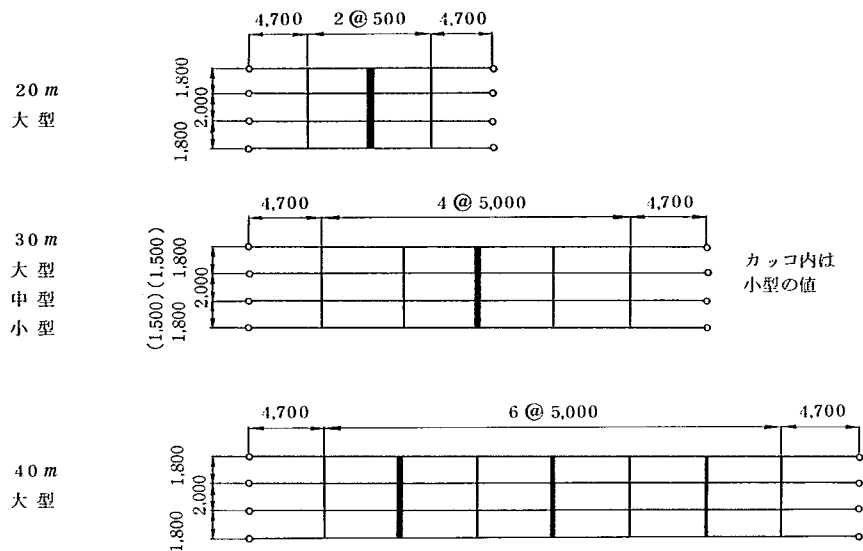
コンクリートには基準圧縮強度 $\sigma_{ck} = 300\text{Kg/cm}^2$ のコンクリートを鋼材にはSM50Y, SM53

(以上許容応力度 $\sigma_{sa} = 2,100\text{Kg/cm}^2$)およびSS41($\sigma_{sa} = 1,400\text{Kg/cm}^2$)を用いた。

5.2 断面力の算定

(1) 計 算 方 法

断面力の算定にあたっては、合成げたを格子げたとみなして影響線を求める方法によつた。計算に用いた格子構造モデルとけたの仮定剛度を図－5.1および表－5.3に示す。



図一 5. 1 計算に用いた格子構造

表一 5. 3 仮定断面 2 次モーメント

(単位 m^4)

ス	パ	ン	40m	30m				20m
荷	重	型	大	大	中	小	大	大
合成前主桁断面 2 次モーメント I_s			0.0169	0.0075	0.0068	0.0061	0.0051	
合成後主桁	"	I_v	0.0391	0.0203	0.0198	0.0163	0.0151	
分配横桁	"	I_q	0.0056	0.0025	0.0023	0.0020	0.0017	
対傾構換算	"	I_q'	0.0019	0.0008	0.0007	0.0007	0.0006	

(2) 計 算 結 果

図一 5. 2 に活荷重による曲げモーメントを示す。図中には道路橋の L-20 による曲げモーメントも比較のため示した。

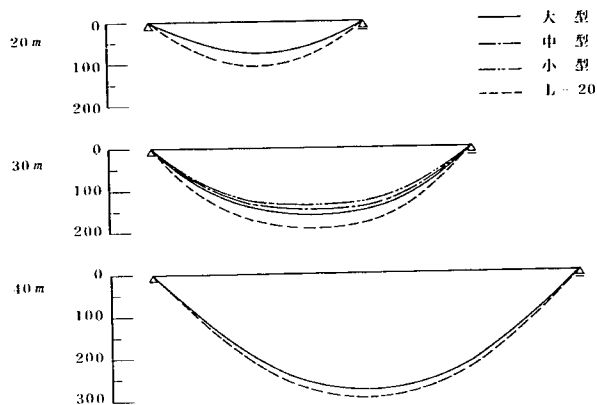


図-5.2 デュアルモード・バスによる設計
曲げモーメント(衝撃を含む)

5.3 断面の決定

主げた断面の決定にあたっては i) けた高を支間長の約 $1/25$ とする。ii) フランジ幅はけた高の $1/3 \sim 1/5$ とする。iii) 断面変化点は橋長 40 m に対し 4 , 橋長 30 m で 2 , 橋長 20 m では 0 の等断面とする。等を基本とした。

表-5.4は、橋梁スパン中央における設計曲げモーメントと設計断面を示したものであり、比較のため、道路橋示方書の活荷重 $L-20$ を載荷した場合の曲げモーメントおよびせん断力も示してある。

図-5.3～図-5.7に概略設計図を示す。

5.4 ま と め

以上の結果をまとめると以下のことがいえよう。

- ① デュアルモード・バスによる活荷重曲げモーメントは道路橋の $L-20$ 活荷重による曲げモーメントの $50\% \sim 80\%$ である(表-5.4 参照)
- ② 死荷重モーメントに対する活荷重モーメントの割合は、道路橋標準設計(一等橋、車道幅員 7 m 、3主げた)に比べて小さい(図-5.8 参照)。
- ③ デュアルモード・バス・ガイドウェイ構造の腹板高は道路橋標準設計の腹板高より、 $30 \sim 55\text{ cm}$ 程度低い(図-5.9 参照)。
- ④ デュアルモード・バス・ガイドウェイ構造の単位面積あたりの鋼重は道路橋標準設計に比べ $20 \sim 30\text{ Kg/m}^2$ 少ない(図-5.10 参照)。
- ⑤ 活荷重によるたわみは道路橋標準設計に比べて小さい(図-5.11 参照)。

表 5. 4 鋼 構 造 断 面 力 及 び 断 面 一 覧

(単位: 曲げモーメントは $t \cdot m$ 、せん断力は t)

橋 長(支間) (m)	20 (19.400)		30 (29.400)						40 (39.400)	
活 荷 重 の 種 類	大 型		小 型		中 型		大 型		大 型	
床版高げた高(mm)	150	800	130	1300	140	1300	150	1300	150	1600
け た	外 げ た	内 げ た	外 げ た	内 げ た	外 げ た	内 げ た	外 げ た	内 げ た	外 げ た	内 げ た
床版、有効巾(mm)	1.900	1.900	1.750	1.750	1.900	1.900	1.900	1.900	1.900	1.900
断 面 形 状 (中 央 断 面)										
換 算 係 数 i	0.288		0.252		0.252		0.252		0.224	
合成前 死荷重曲げモーメント (M_s)	58.5	58.3	115.7	116.9	132.4	133.7	138.0	139.3	272.4	273.1
合成後 死荷重曲げモーメント (M_{vd})	19.8	19.7	46.1	47.8	44.6	46.3	44.6	46.3	81.2	82.1
(M_{e+i}) 活荷重曲げモーメント	55.9	50.8	88.0	79.5	100.0	90.6	114.0	103.4	196.2	178.0
(M_v) 合成後曲げモーメント	75.8	70.5	134.1	127.3	144.6	137.0	158.7	149.8	277.4	260.1
M_{e+i} / M_{L-20}	0.71	0.79	0.50	0.54	0.519	0.577	0.593	0.659	0.663	0.738
(S_d) 死 荷 重 セ ン 断 力	17.4	15.5	23.1	21.2	25.2	23.3	25.7	24.0	36.9	35.0
(S_{e+i}) 活 荷 重 セ ン 断 力	13.8	13.8	13.1	13.3	15.3	14.3	18.3	18.4	22.6	21.9
(S) 合 計 セ ン 断 力	31.3	29.4	36.3	34.6	40.6	37.1	44.0	42.4	59.5	57.0
S_{e+i} / S_{L-20}	0.70	0.78	0.60	0.63	0.64	0.62	0.77	0.75	0.81	0.84
$L-20$ 活荷重曲げモーメント M_{L-20}	106.2	88.9	175.7	146.9	192.6	157.0	192.4	157.0	295.9	241.2
" 活荷重せん断力 S_{L-20}	19.6	17.6	21.8	21.2	23.6	22.9	23.6	22.9	27.6	26.0

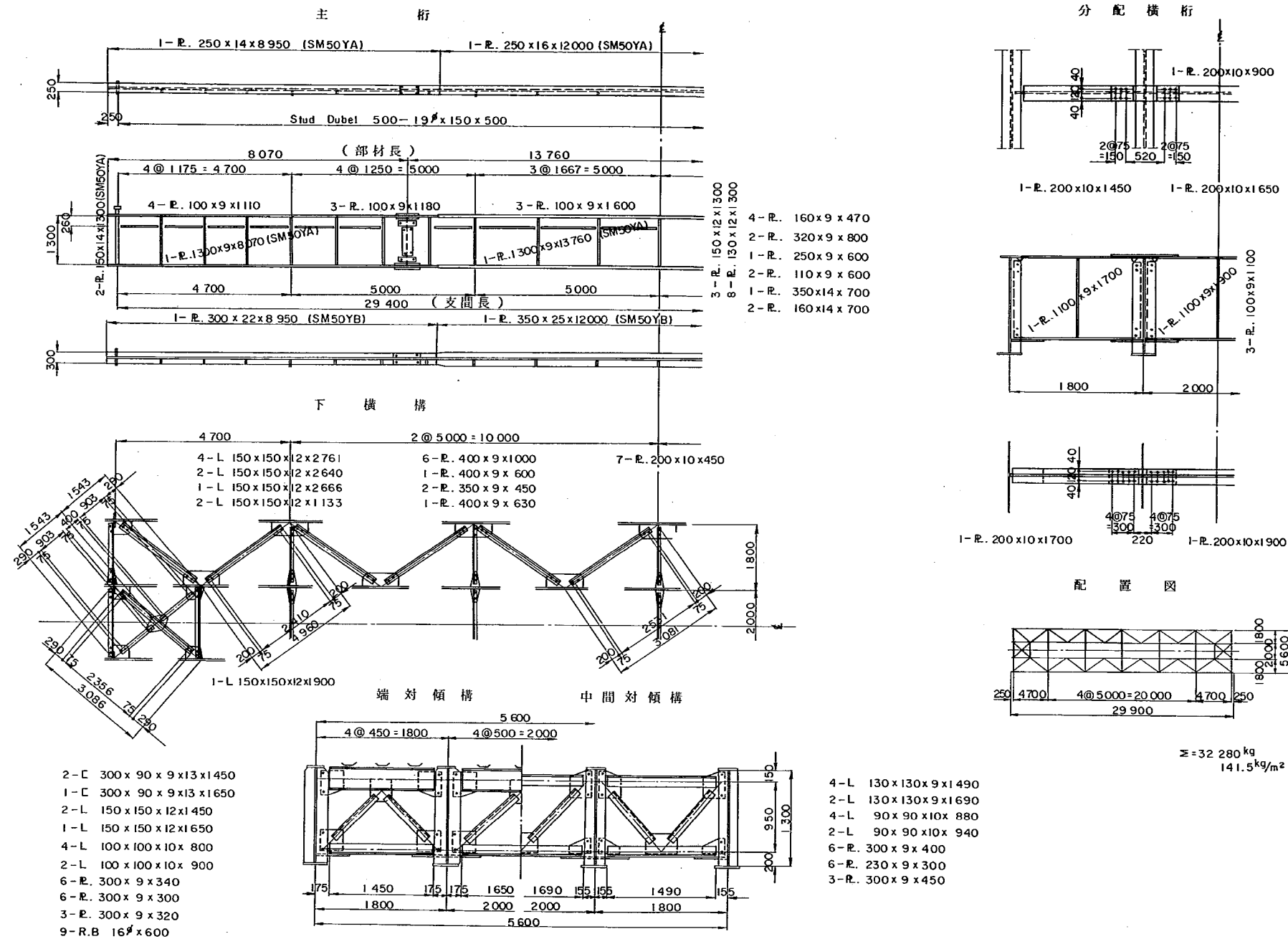
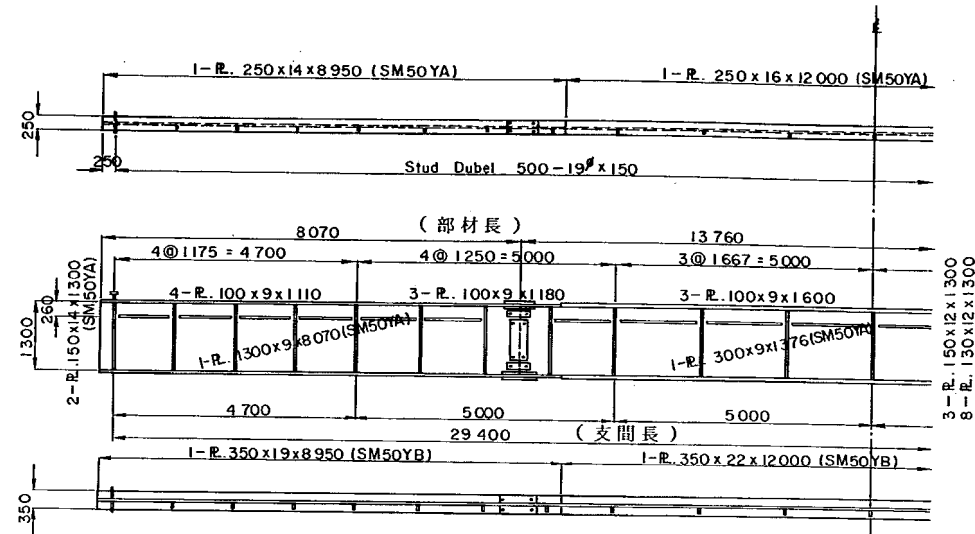
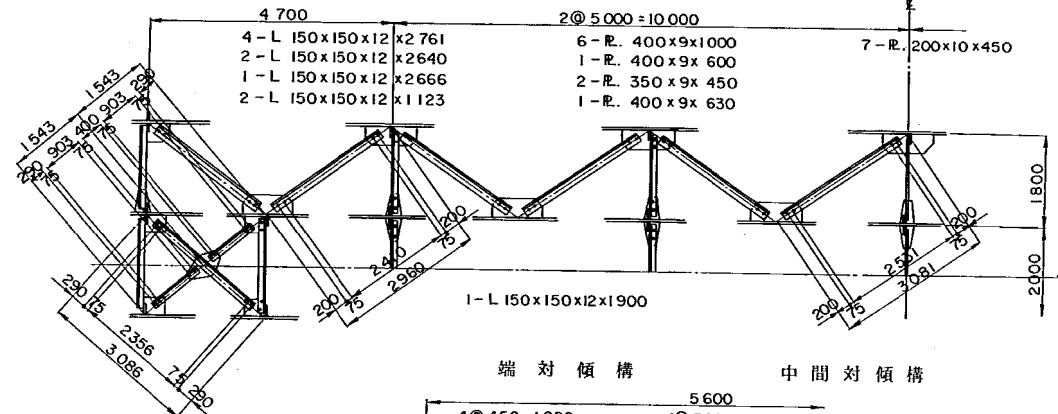


図-5.4 橋長30mの大型デュアルモード・バス・ガイドウェイ構造

主 桁

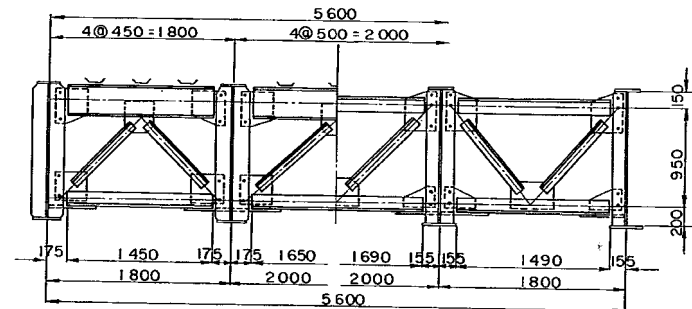


下 横 構



端 对 倾 構

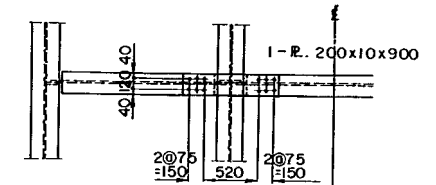
中間対傾構



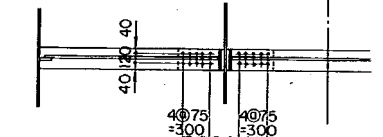
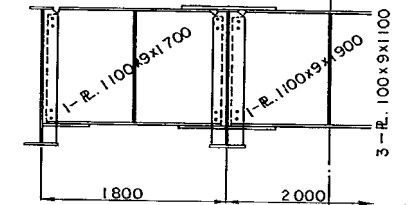
- 2 - C 300 x 90 x 9 x 13 x 1450
1 - C 300 x 90 x 9 x 13 x 1650
2 - L 150 x 150 x 12 x 1450
1 - L 150 x 150 x 12 x 1650
4 - L 100 x 100 x 10 x 800
2 - L 100 x 100 x 10 x 900
6 - R. 300 x 9 x 340
6 - R. 300 x 9 x 300
3 - R. 300 x 9 x 320
9 - R.B. 16 ~~8~~ x 600

- 4 - L 130 x 130 x 9 x 1490
2 - L 130 x 130 x 9 x 1690
4 - L 90 x 90 x 10 x 800
2 - L 90 x 90 x 10 x 940
6 - R 300 x 9 x 400
6 - R 230 x 9 x 300
3 - R 300 x 9 x 450

分配橫桁

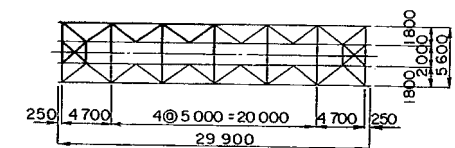


- 1-Р. 200 x 10 x 1450 1-Р. 200 x 10 x 1650



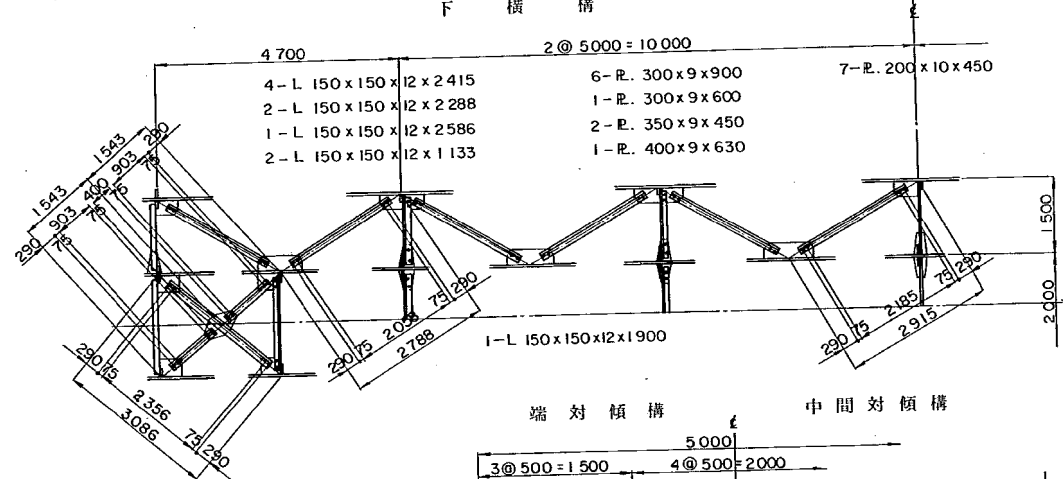
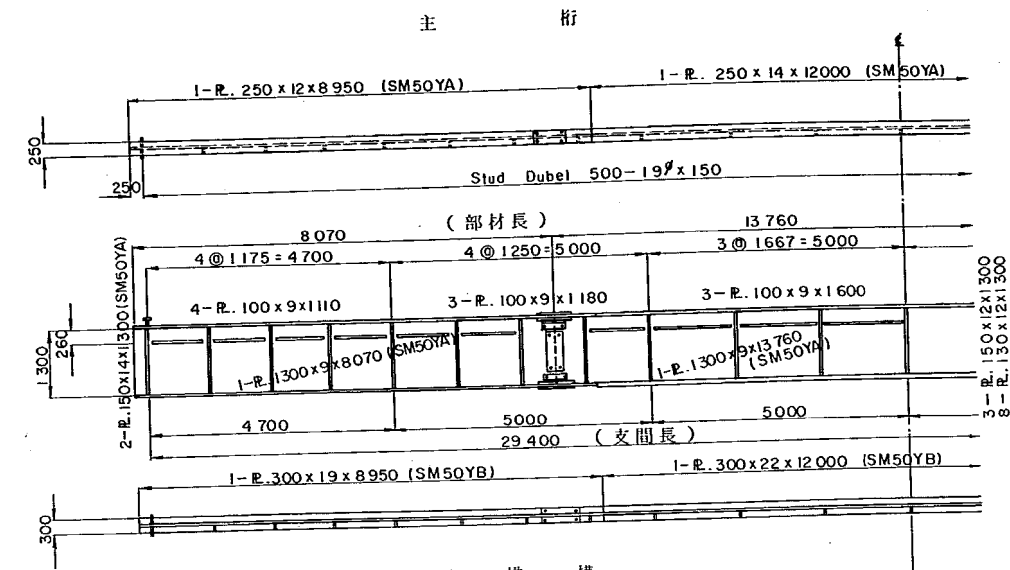
- 1-Р. 200x10x1700 220 1-Р. 200x10x1900

配置図

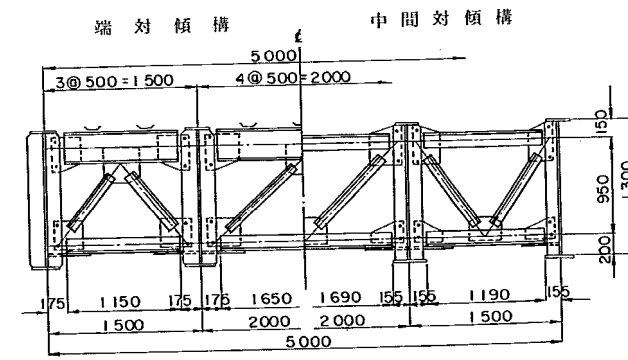


$$\Sigma = 31912 \text{ kg}$$

図 5.5 橋長 30 m の中型デュアルモード・バス・ガイドウェイ構造



- 2-C 300 x 90 x 9 x 13 x 1150
- 1-C 300 x 90 x 9 x 13 x 1650
- 2-L 150 x 150 x 12 x 1150
- 1-L 150 x 150 x 12 x 1650
- 4-L 100 x 100 x 10 x 670
- 2-L 100 x 100 x 10 x 900
- 6-R. 300 x 9 x 340
- 6-R. 300 x 9 x 300
- 3-R. 340 x 9 x 350
- 7-R.B 16 x 600



- 4-L 130 x 130 x 9 x 1190
- 2-L 130 x 130 x 9 x 1690
- 4-L 90 x 90 x 10 x 800
- 2-L 90 x 90 x 10 x 940
- 6-R. 300 x 9 x 400
- 6-R. 230 x 9 x 300
- 3-R. 230 x 9 x 320

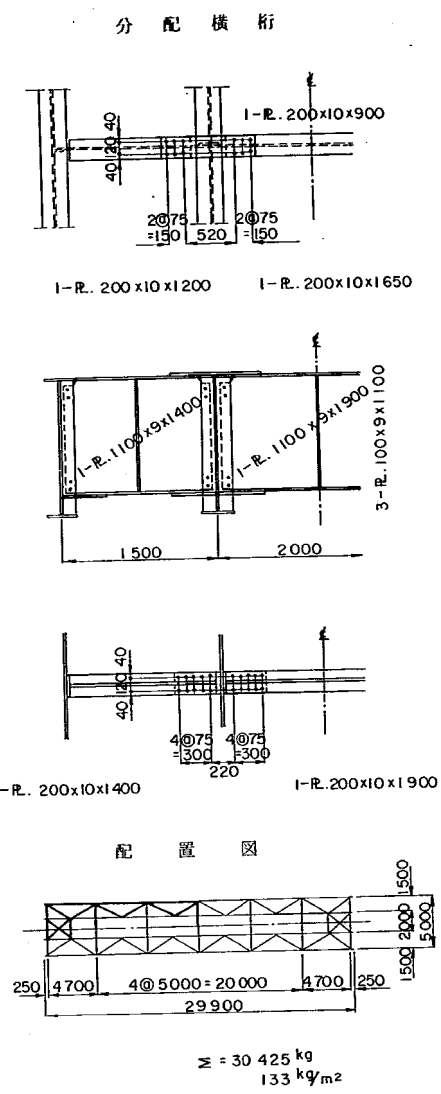
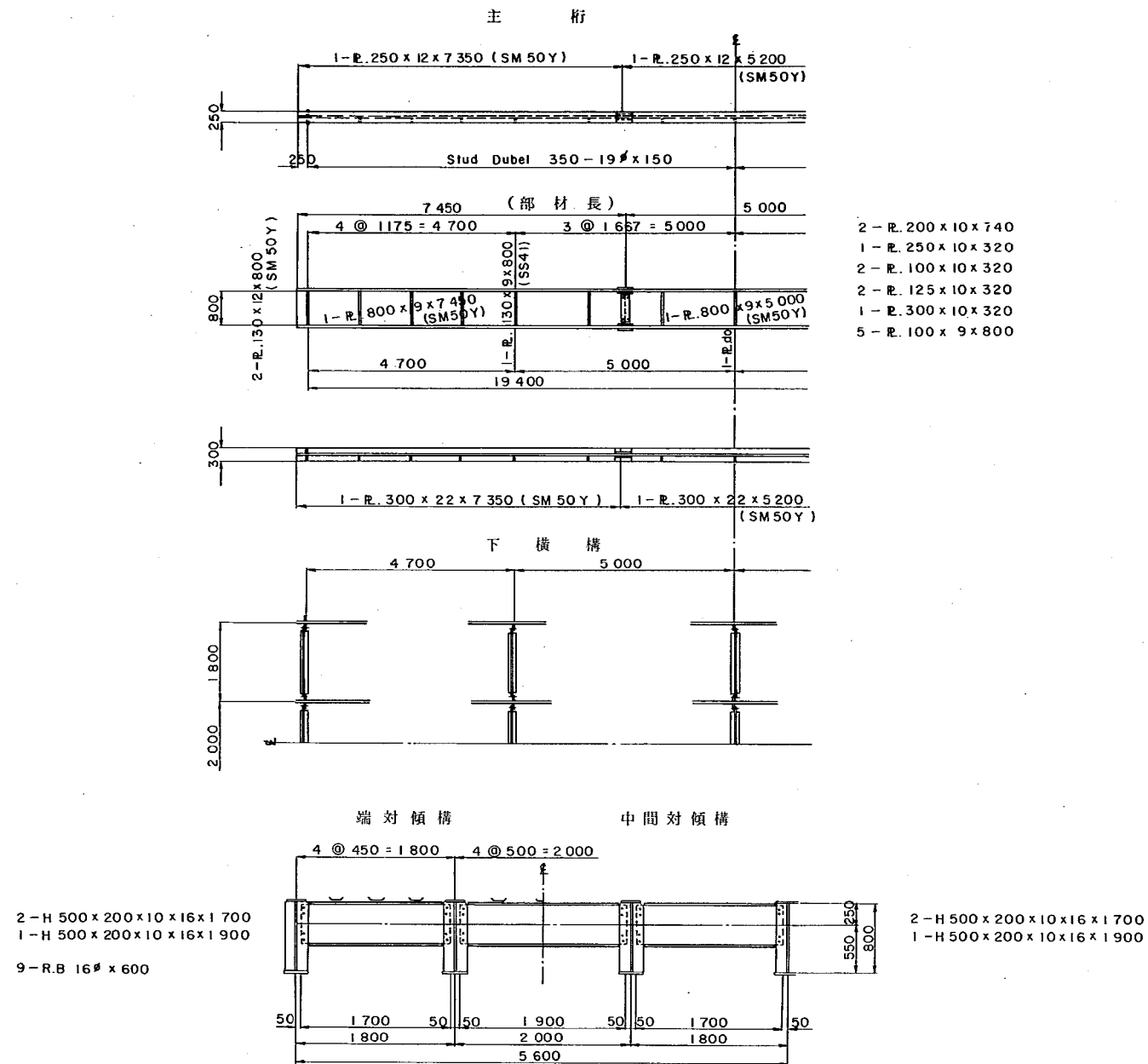


図-5.6 橋長30mの小型デュアルモード・バス・ガイドウェイ構造



配 置 図

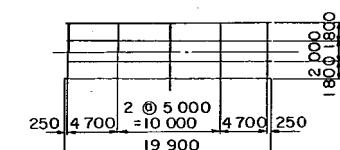


図-5.7 橋長20mの大型デュアルモード・バス・ガイドウェイ構造

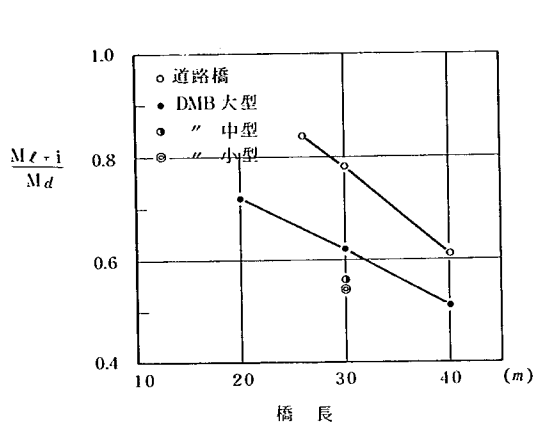


図-5.8 死荷重曲げモーメント (M_d) と活荷重曲げモーメント ($M_e + i$) の比

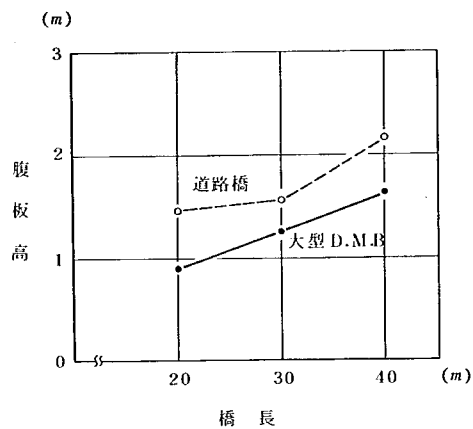


図-5.9 けた高

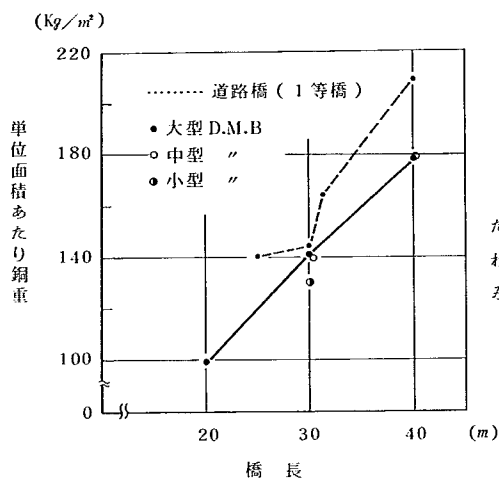


図-5.10 単位面積あたりの銅重

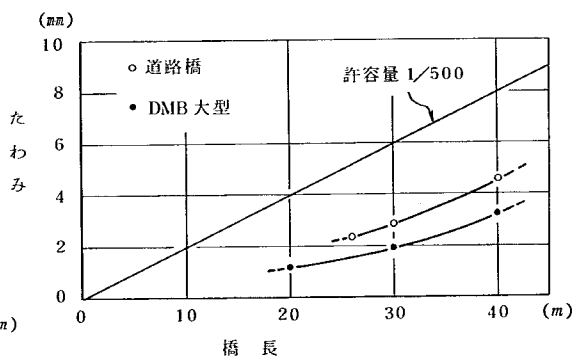


図-5.11 たわみ

6. プレストレストコンクリートげたの設計

1 設計条件

(1) 構造形式

設計の対象は図一 6.1 および図一 6.2 に示すようなポストテンションまたはプレテンション方式の単純Tげた橋である。これらの橋長およびスパンと設計デュアルモード・バス荷重の組合せは表一 6.1 のとおりである。ただし、20 mのプレテンションげたはJISげたである。

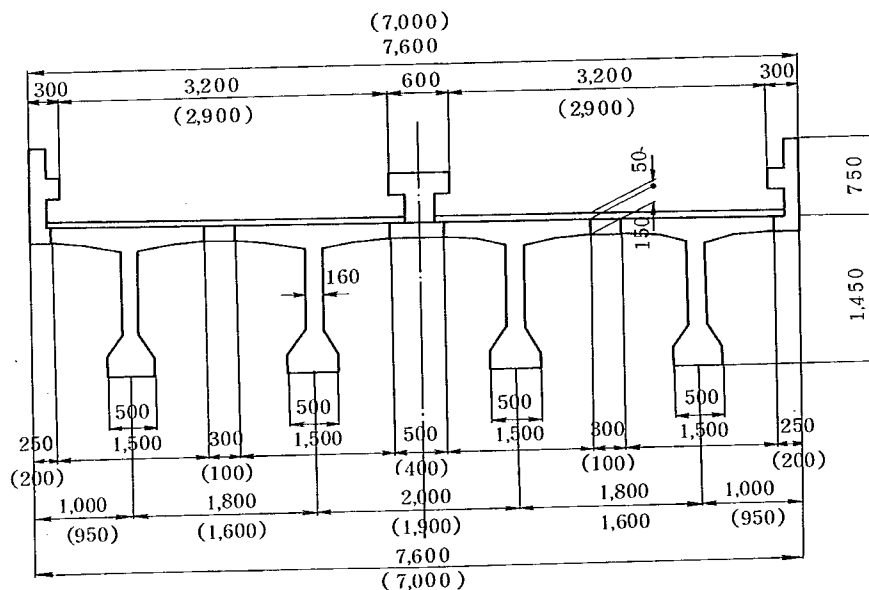
表一 6.1 橋長および設計デュアルモード・バス荷重の組合せ

橋 長 (m)	スパン (m)	大 型	中 型	小 型
		○●	—	—
20	19.4	○●	—	—
30	29.4	○	○	○

○；ポストテンションげた、●プレテンションげた

(2) 設計荷重

設計活荷重および地震荷重は 4.2.1 に示したとおりである。



図一 6.1 橋長 30 m の大型・中型・小型デュアルモード・バス・ガイドウェイ構造（カッコ内は小型に対する寸法）

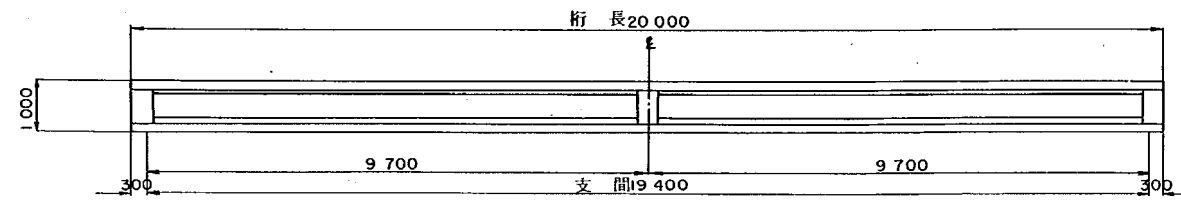
表 - 6. 2 コ ン ク リ ー ト 構 造 断 面 力 及 び 断 面 一 覧

橋 長(支間) m	20 (19.400)				30 (29.400)					
活 荷 重 の 種 類	大 型		大 型		小 型		中 型		大 型	
プレストレス方式	プレテンション		ポストテンション		ポストテンション		ポストテンション		ポストテンション	
け た 高 (m)	1.000		1.000		1.350		1.450		1.450	
断 面 形 状							大型に同じ			
導入直後プレストレス (kg/cm ²)	0.7	184.6	- 40.1	225.3	- 44.4	258.4	- 39.4	260.4	- 39.4	260.4
有 効 プレ ス ト レ ス (kg/cm ²)	0.5	144.9	- 33.2	186.8	- 37.3	217.2	- 32.0	211.9	- 32.0	211.9
死荷重合計曲げモーメント (t・m)	51.8 外	55.3 内	81.5	82.6	224.4	239.8	243.6	259.6	243.6	259.6
活荷重曲げモーメント (t・m)	30.4	27.6	38.9	37.0	88.0	82.0	93.1	85.6	106.5	98.3
合計曲げモーメント (t・m)	82.3	83.0	120.5	119.7	312.5	321.8	336.8	345.2	350.1	357.9
$M_e + i / M_{L-20}$	0.51	0.56	0.47	0.50	0.53	0.55	0.50	0.53	0.57	0.61
死荷重せん断力 (t)	10.1	11.2	16.3	17.2	30.3	32.4	33.0	35.0	33.0	35.0
活荷重せん断力 (t)	7.8	7.1	10.7	10.0	12.4	11.6	14.7	13.6	17.7	16.3
合 計 せん断力 (t)	18.0	18.3	27.1	27.2	42.8	44.0	47.8	48.7	50.7	51.4
$S_e + i / S_{L-20}$	0.64	0.70	0.63	0.66	0.55	0.57	0.58	0.63	0.70	0.75
L-20による曲げモーメント M_{L-20} (t・m)	59.8	49.0	82.1	73.6	166.0	148.3	184.8	158.9	184.8	158.9
L-20によるせん断力 S_{L-20} (t)	12.3	10.1	16.9	15.1	22.5	20.1	25.1	21.6	25.1	21.6

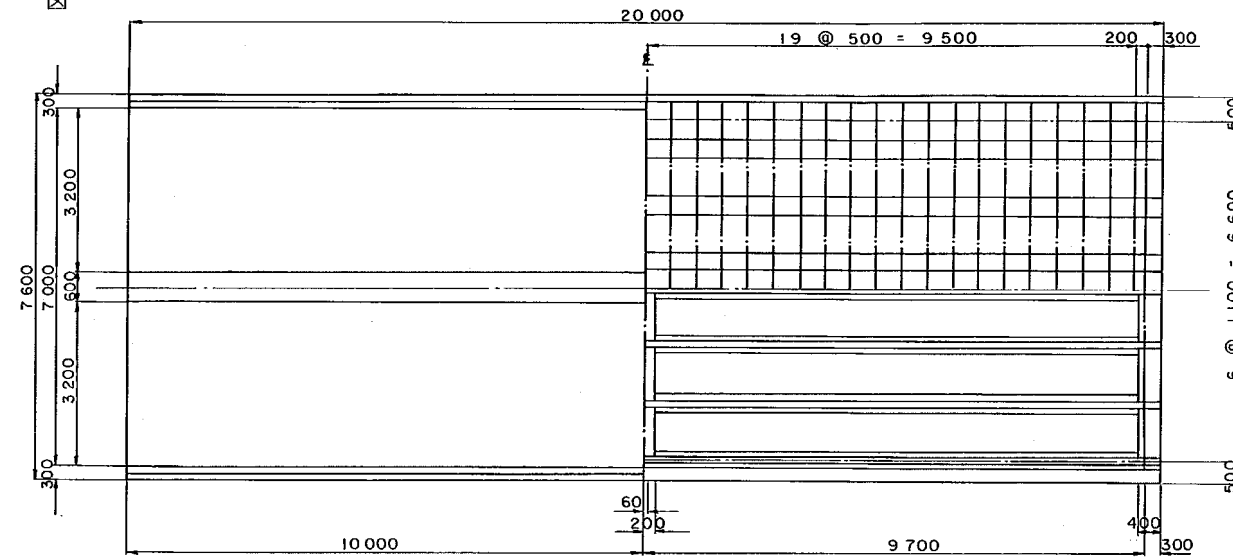
○ プレストレスは左側の数値が上縁の、右側の数値が下縁のプレストレスを示す。

○ 断面力は左側の数値が外げたの、右側の数値が内げたの断面力を示す。

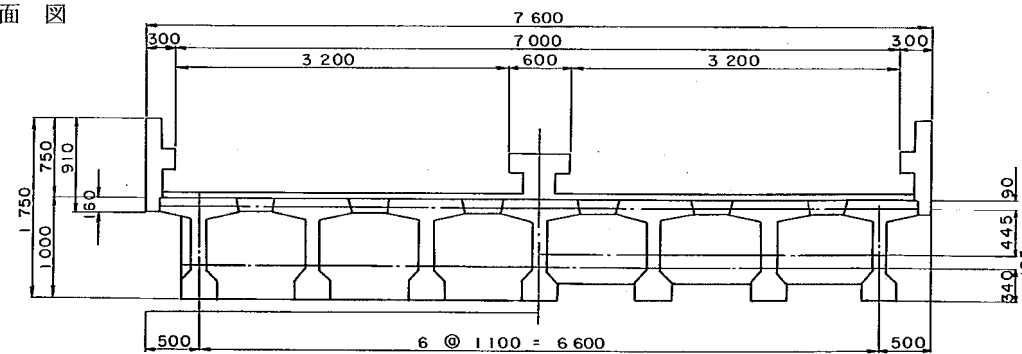
側 面 図



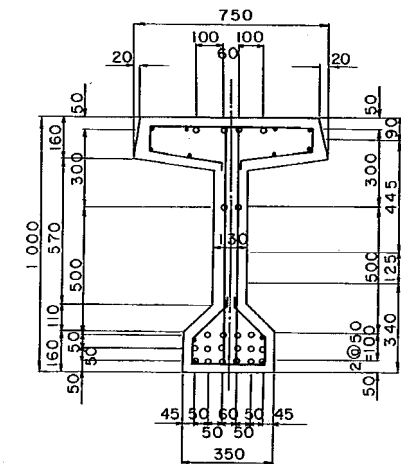
平 面 図



横 断 面 図



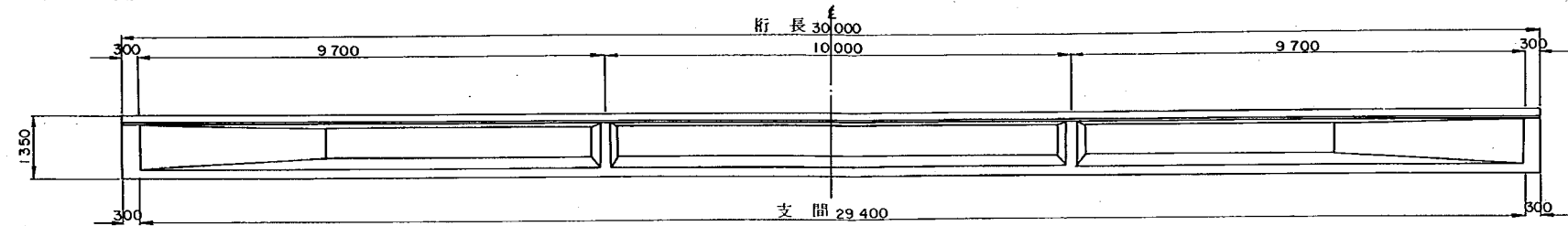
断 面 詳 細 図



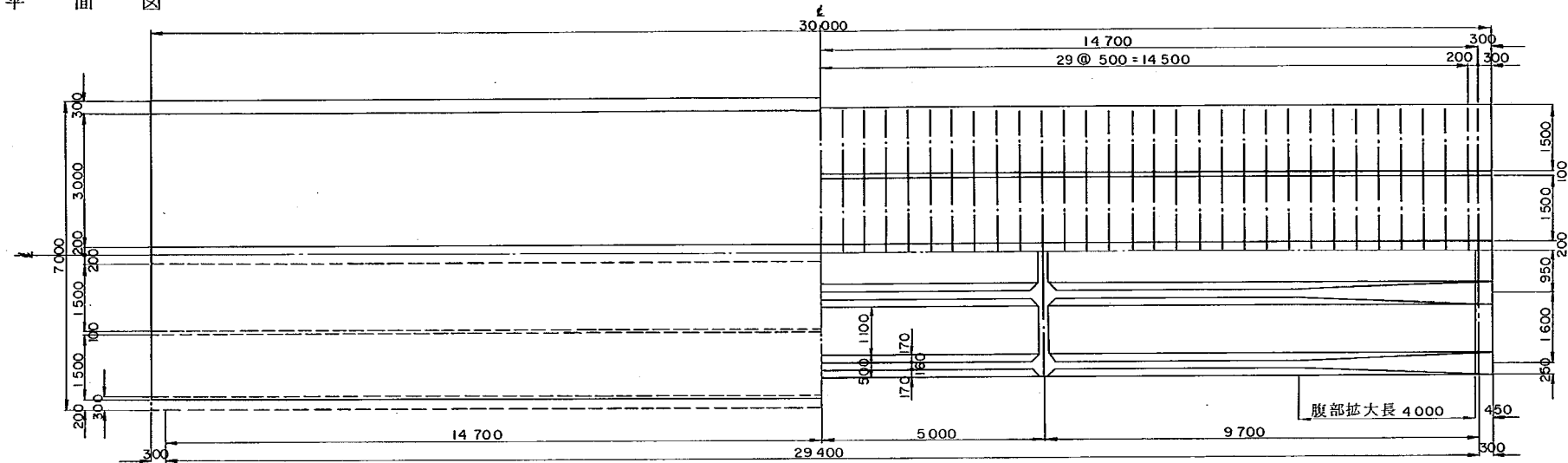
コンクリート体積	4 1.30 m ³
P C 鋼 棒	2.32 t
鉄 筋	2.24 t

図ー 6.3 橋長 20 m の大型デュアルモード・バス・ガイドウェイ構造 (ポストテンションげた)

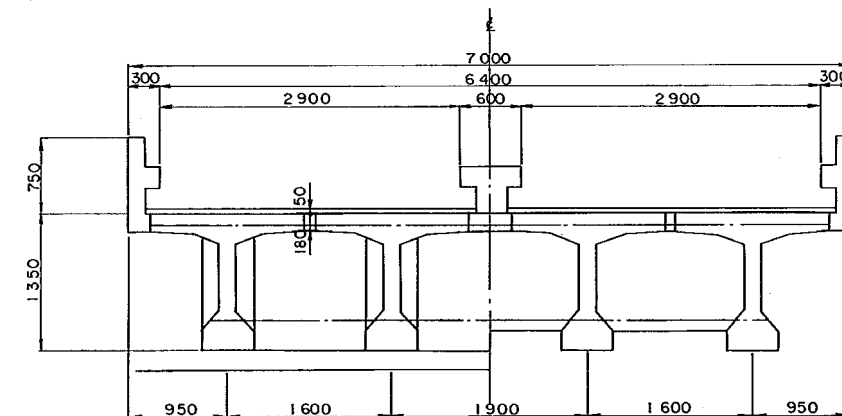
側 面 図



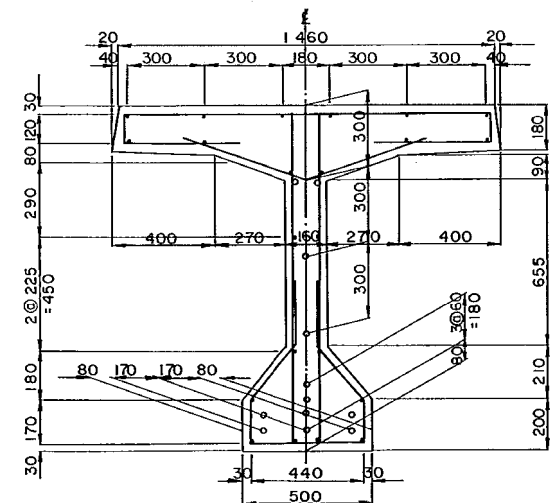
平 面 図



断 面 図



断面詳細図

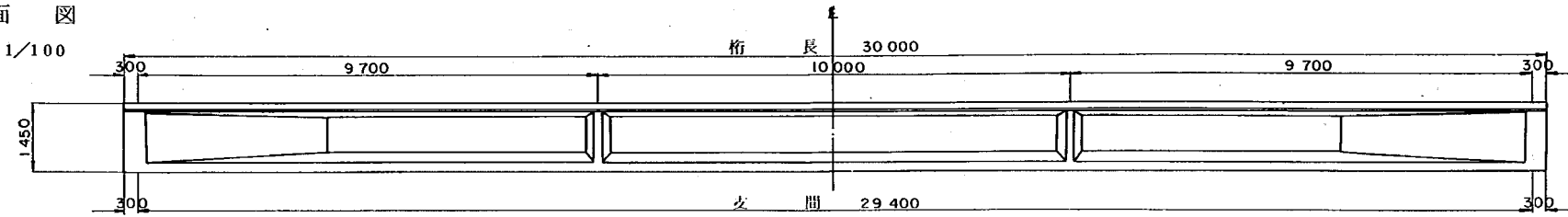


コンクリート体積	77.977 m ³
PC 鋼 棒	2.998 t
鉄 筋	7.485 t

図-6.4 橋長 30 m の小型デュアルモード・バス・ガイドウェイ構造 (ポストテンションげた)

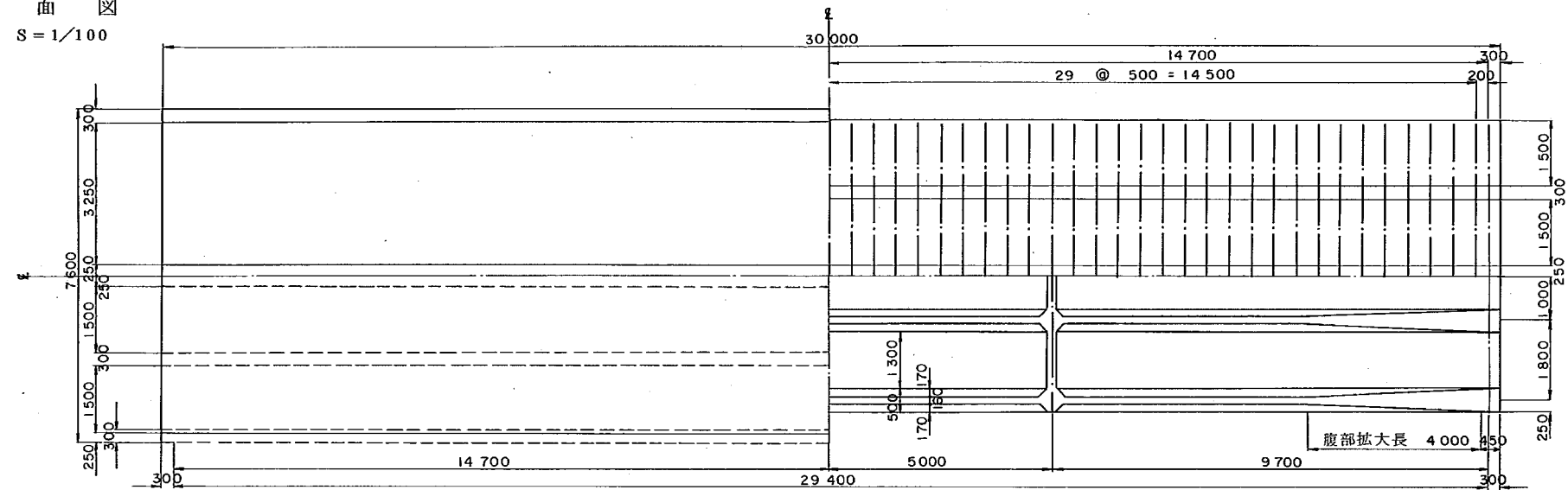
側面図

S = 1/100



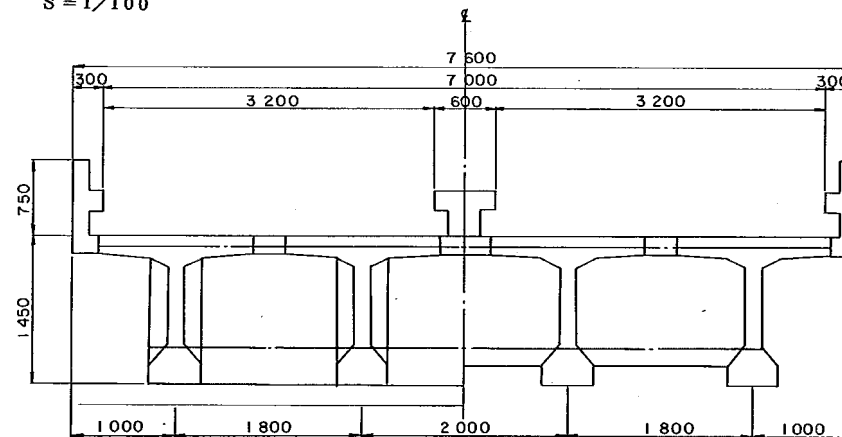
平面図

S = 1/100



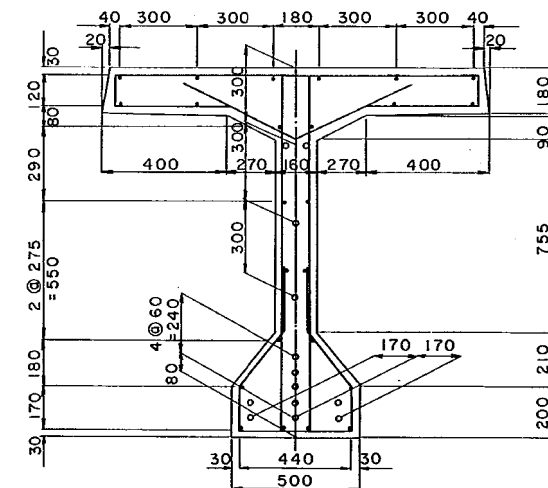
断面図

S = 1/100



断面詳細図

S = 1/20



コンクリート体積	80.426 m ³
PC 鋼 棒	3.315 t
鉄 筋	7.534 t

図-6.5 橋長30mの大型・中型デュアルモード・バスガイドウェイ構造(ポストテンションげた)

6.2 断面力および断面の算定

コンクリート構造の設計断面力および断面寸法をまとめて表-6.2に示す。表中には道路橋との比較のため、ガイドウェイに道路橋の活荷重 $L-20$ を載荷した場合の断面力も示してある。

図-6.3～図-6.5に概略の設計図を示す。

6.3 ま と め

設計の結果をまとめると次のことがいえよう。

- ① デュアルモード・バスによる活荷重曲げモーメントは、道路橋の活荷重 $L-20$ による曲げモーメントの47～61%程度である(表-6.2参照)。
- ② 死荷重による曲げモーメントと活荷重による曲げモーメントの比は図-6.6に示すとおりであり、道路橋標準設計のポストテンションげたに比べかなり小さい。
- ③ デュアルモード・バス・ガイドウェイ構造のけた高は道路橋標準設計のけた高より20～25cm程度低い(図-6.7参照)。
- ④ コンクリートげた1本あたりのコンクリートの体積は図-6.8に示すとおりである。橋長20mで約10 m^3 、橋長30mでその2倍の約20 m^3 である。コンクリートの体積は大型、中型、小型による差はほとんどない。道路橋標準設計と比較すると、ガイドウェイのけたのコンクリート体積の方が1.5～3.0 m^3 少なく、標準設計の80～93%となる。

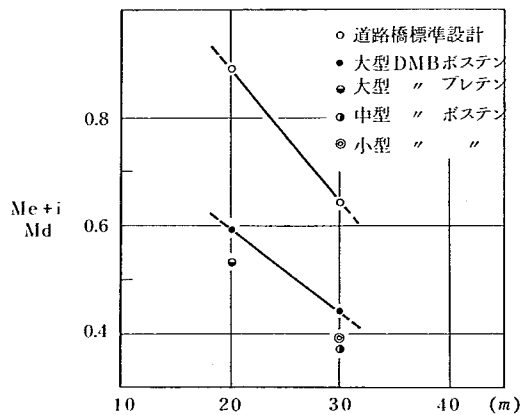


図-6.6 死荷重曲げモーメント (M_d) と
活荷重曲げモーメント (M_{e+i}) の比

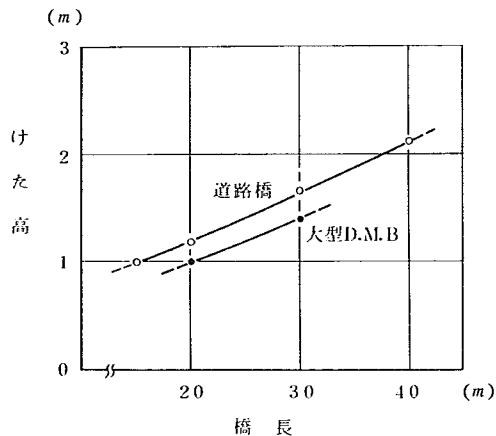
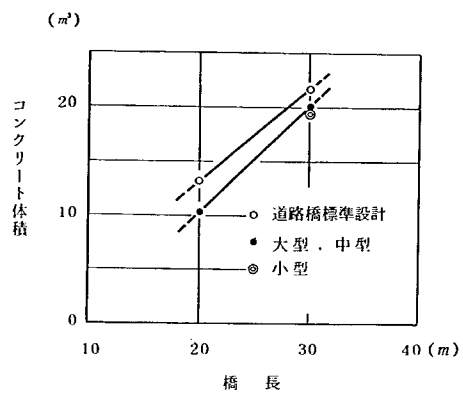


図-6.7 けた高



図一6.8 けた1本あたりのコンクリート体積

7. 橋 脚 の 設 計

7.1 設計の概要

5.および6.で決定した鋼およびコンクリート構造ガイドウェイを支持するための橋脚が、設置基準に示された形状寸法内（1.5 m）でどのような設計となるかを調べた。橋脚構造としては円柱形のコンクリート橋脚を中心に検討し、大きな断面力が作用する場合は角柱で設計した。

図— 7.1 および図— 7.2 に設計の対象とした橋脚の形状寸法および支承の配置を示す。

設計時の水平震度は $K_k = 0.22$ 、設計風荷重は 300 Kg/cm^2 とした。鉄筋には許容応力度 $\sigma_{ss} = 1800 \text{ Kg/cm}^2$ のSD30を用い、コンクリートの基準圧縮強度は $\sigma_{28} = 240 \text{ Kg/cm}^2$ とした。設計断面は図— 7.1 のA—AおよびB—B断面である。

7.2 断面力および断面の算定

表— 7.1 および表— 7.2 に鋼構造およびコンクリート構造に対する設計断面力の一覧表を示す。表中の荷重の組合せにおいて、常時Ⅰとは断面B—Bに曲げモーメントが生じないように上部構造に活荷重が載荷された状態であり、常時Ⅱとは上部構造に活荷重が偏載されて断面B—Bに軸力のほかに曲げモーメントが作用する場合である。また地震時および風荷重用作用時の設計断面力は、それぞれの荷重の組合せに対する許容応力度の割増率で除した値を示している。これらの表から、断面A—Aの設計断面力は常時Ⅰで決り、断面B—Bのそれは地震時で決ることがわかる（表中アンダーラインを引いたケ所）。

表— 7.3 および表— 7.4 は上記の結果得られた設計断面力を用いて定めた断面A—Aおよび断面B—Bの寸法配筋の諸元を示したものである。

なお、橋脚の断面寸法をなるべく小さくするために、鋼製の橋脚を考えた場合、どの程度の寸法になるか橋長40 mの鋼上部構造について検討した結果を表— 7.5 に示す。

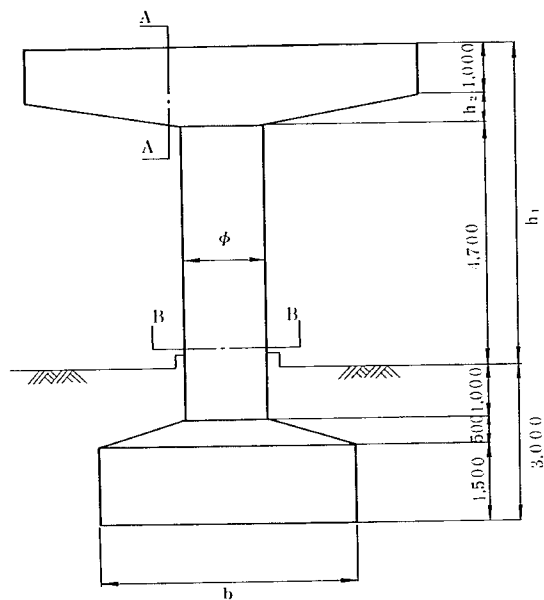
7.3 ま と め

上記の結果を整理すると以下の結論が得られる。

- ① 橋脚基部の設計断面力は地震荷重の組合せを考慮した場合に支配される。
- ② 設置基準に従って橋脚の最大寸法を1.5 mに制限した場合、円柱形式のコンクリート橋脚によって設計できる範囲は上部構造が鋼構造の場合橋長が30 mまで、コンクリート構造の場合は20 mまでである。
- ③ 1.5 m × 1.5 mの寸法を持つ角柱形式のコンクリート橋脚を用いた場合、設計の対象と

したすべての上部構造をコンクリート橋脚で支持することができる。

- ④ 鋼製橋脚を用いた場合、対象としたすべての上部構造を直径 1.5 m 以下の円柱断面の橋脚によって支持することができる。
- ⑤ 4.0 m の鋼上部構造を支持するために鋼製橋脚を用いた場合、角柱とすれば断面寸法は 1.4 m × 1.4 m とすることができる。

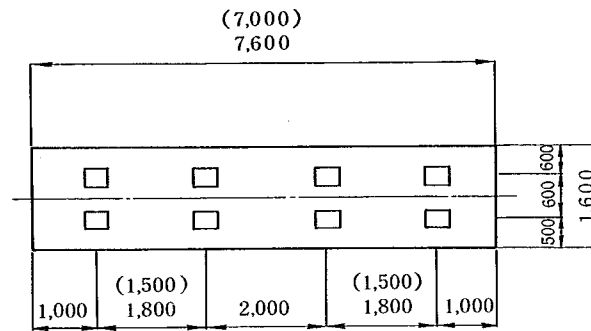


上部構造の形式			h ₁	h ₂	φ	b
	橋長 (m)	活荷重の種類				
鋼 構 造	4.0 *	大 型	6.200	500	1500×1500	6000
	3.0	大 型	6.100	400	7500	6000
	3.0	小 型	5.900	200	1500	5000
	2.0	大 型	5.900	200	1500	5000
コ ン ク リ ー ト 構 造	3.0 *	大 型	6.200	500	1500×1500	6000
	3.0 *	小 型	6.100	400	1500×1500	6000
	2.0	大 型	5.900	200	1500	5000

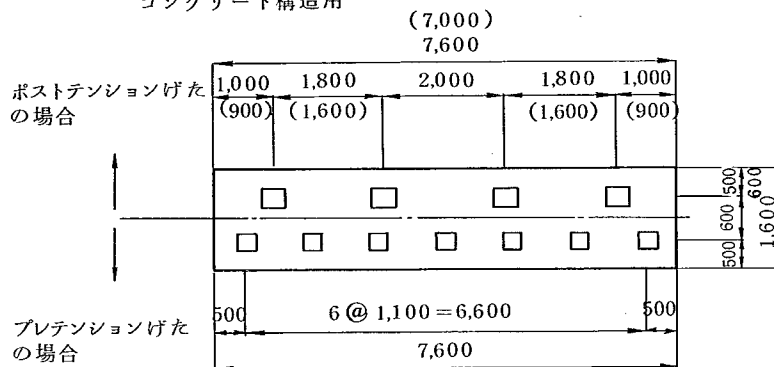
*印のついている場合は、橋脚を角柱としたものである。

図 7.1 設計に用いた橋脚の寸法諸元

鋼 構 造 用



コンクリート構造用



図一 7. 2 橋脚の設計における枕梁上の支承配置図

表-7.1 設計断面力一覧(鋼構造)

橋長等		断面	A - A			B - B		
			断面力		軸 力	断面力		軸 力
		荷重の組合せ	曲 げ モーメント	せん断力		曲 げ モーメント	せん断力	
40m	大型	常 時 I	415	216	—	—	—	458
		" II				104	—	404
		地 震 時	207	108	23	420	69	233
		風荷重用時	249	129	32	291	33	279
30m	大型	常 時 I	319	166	—	—	—	355
		" II				95	—	305
		地 震 時	149	77	17	288	50	169
		風荷重用時	179	93	20	181	22	203
30m	小型	常 時 I	248	140	—	—	—	299
		" II				65	—	261
		地 震 時	121	68	15	252	44	149
		風荷重用時	146	82	20	179	22	179
20m	大型	常 時 I	232	118	—	—	—	256
		" II				75	—	220
		地 震 時	105	54	11	189	36	121
		風荷重用時	126	65	11	96	12	145

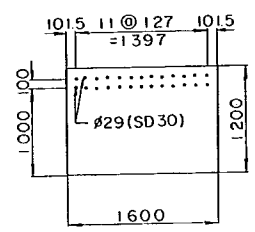
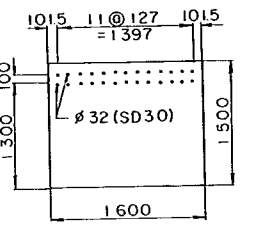
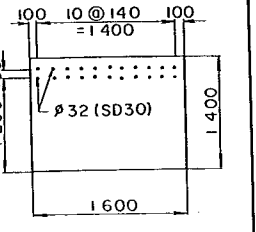
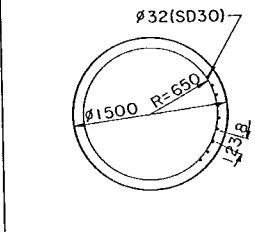
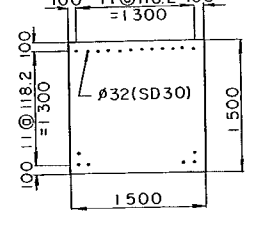
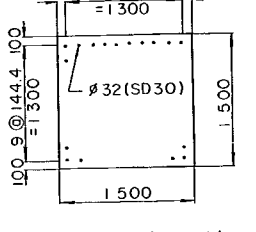
表-7.2 設計断面力一覧(コンクリート構造)

橋長等		断面	A - A			B - B		
			断面力		軸 力	断面力		軸 力
		荷重の組合せ	曲 げ モーメント	せん断力		曲 げ モーメント	せん断力	
30m	大型	常 時 I	382	202	—	—	—	429
		" II				90	—	383
		地 震 時	194	103	22	396	65	224
		風荷重用時	233	124	21	189	22	269
30m	小型	常 時 I	313	175	—	—	—	373
		" II				62	—	339
		地 震 時	167	94	20	354	61	203
		風荷重用時	201	113	19	175	21	244
20m	大型	常 時 I	242	113	—	—	—	277
		" II				70	—	235
		地 震 時	114	54	11	219	40	136
		風荷重用時	137	65	10	91	11	163

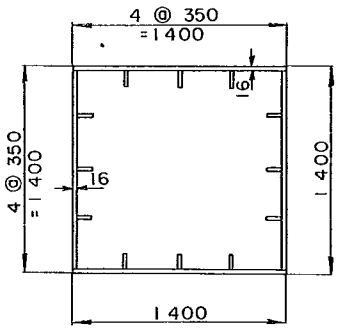
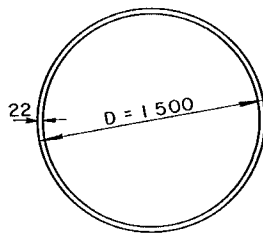
表 7. 3 鋼 構 造 用 橋 脚 断 面 一 覧

上部構造	橋長 (m) 活 荷 重	橋長 (m) 活 荷 重	橋長 (m) 活 荷 重	橋長 (m) 活 荷 重
	40 大 型	30 大 型	30 小 型	20 大 型
A-A 断面形状				
設計曲げモーメント (t・m)	415	319	248	232
設計せん断力 (t)	216	166	140	118
σ_c (kg/cm ²)	77.0	73.2	79.6	75.3
必要鉄筋面積 (cm ²)	196.5	162.4	150.0	140.8
τ (kg/cm ²)	11.5	9.5	9.5	8.1
B-B 断面形状				
鉄筋総本数 72本		鉄筋総本数 68本	鉄筋総本数 63本	鉄筋総本数 30本
設計曲げモーメント (t・m)	420	288	252	189
設計せん断力 (t)	69	50	44	36
設計軸力 (t)	233	169	149	121
σ_c (kg/cm ²)	79.9	76.9	77.9	79.7
σ_s (kg/cm ²)	1476	1184	1363	1742
τ (kg/cm ²)	4.3	3.5	3.1	2.45

表 7.4 コンクリート構造用橋脚断面一覽

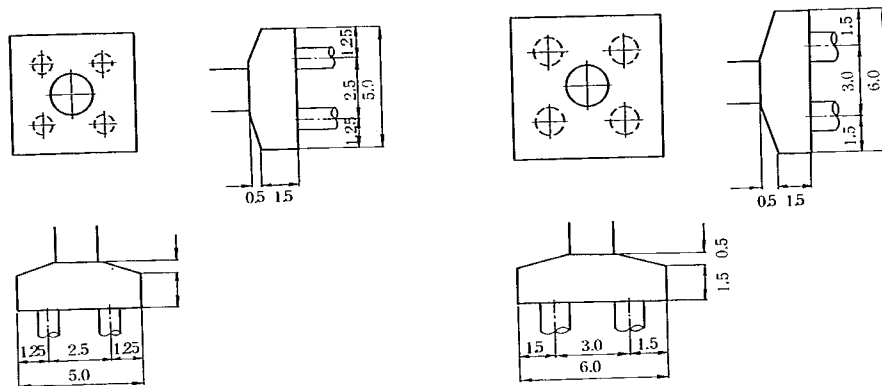
上部構造	橋 長 (m)	活 荷 重	橋 長 (m)	活 荷 重	橋 長 (m)	活 荷 重
	20	大 型	30	大 型	30	小 型
A-A 断面形状						
設計曲げモーメント (t・m)	242		382		313	
設計せん断力 (t)	113		202		175	
σ_c (kg/cm ²)	78.5		73.9		76.7	
必要鉄筋量 (cm ²)	146.7		180.0		159.1	
r (kg/cm ²)	7.7		10.7		10.0	
B-B 断面形状						
	鉄筋総数 33本		鉄筋総数 44本		鉄筋総本数 36本	
設計曲げモーメント (t・m)	219		396		354	
設計せん断力 (t)	40		65		61	
設計軸力 (t)	136		224		203	
σ_c (kg/cm ²)	80		77.4		76.2	
σ_s (kg/cm ²)	1600		1521		1714	
r (kg/cm ²)	2.8		3.8		3.6	

表一 7.5 40 m スパン鋼構造用鋼脚 B—B 断面 (大型 DMB)

	角 柱 の 場 合	円 柱 の 場 合
断 面 形 状		
曲げモーメント M ($t \cdot m$)	371	
軸 力 N (t)	205	
せん断力 S (t)	61	
有効座屈長 L (m)	$L = 2\ell = 12.8$	
断面二次モーメント I (m^4)	2802000	2785000
断 面 積 A (cm^2)	982.4	1021.0
断面二次半径 r (cm)	53.4	52.2
σ_b (Kg/cm^2)	927	999
σ_c (")	209	201
σ_{ba} (")	1400	1400
$\frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}} + \frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}}$	0.815	0.861
τ (Kg/cm^2)	138	60
τ_a (")	800	800

8. 基礎 の 設 計

上部構造の設計に対応する下部構造の規模を把握するために、橋長40mおよび30mの鋼上部構造ならびに橋長30mおよび20mのコンクリート上部構造に対して図-8.1に示すようなフーチングおよび鋼管杭からなる下部構造の設計を行なった。



杭径が800および1000mmの
場合 (タイプA)

杭径が1200mmの場合
(タイプB)

図-8.1 杭基礎およびフーチングの設計

設計断面力は橋脚の設計に際して考えた荷重の組み合わせのうち常時に対するものと地震時に対するものが支配的であるので表-8.1に示した断面力で下部構造を設計すればよい。

使用する径800, 1000, 1200mmの鋼杭の許容支持力を表-8.2の値に仮手した場合、各上部構造に対する下部構造は表-8.3のような設計となる。すなわち、鋼杭としては直径1000mmと1200mmのものを4本用いれば、図-8.1に示す寸法のフーチングによって上部構造を支持することができる。

表一 8.1 設計断面力 (大型 D. M. B)

断 面 力 上 部 構 造		荷 重 の 組 合 せ	軸 力 (t)	曲 げ モーメント (t ・ m)	せん断力 (t)
鋼 構 造	4 0 m	常 時	4 5 8	—	—
		地 震 時	3 4 9	6 3 0	1 0 4
	3 0 m	常 時	3 5 5	—	—
		地 震 時	2 5 4	4 3 3	5 6
コ ン ク リ ー ト 造	3 0 m	常 時	4 2 9	—	—
		地 震 時	3 3 6	5 9 4	7 1
	2 0 m	常 時	2 7 7	—	—
		地 震 時	2 0 4	3 2 9	4 4

表一 8.2 鋼管杭の許容支持力
(t)

杭 径	許 容 支 持 力	
	常 時	地 震 時
8 0 0	1 0 0	1 5 0
1 0 0 0	1 5 0	2 2 5
1 2 0 0	2 0 0	3 0 0

表一 8.3 上部構造に対する下部構造

上 部 構 造	橋 長	タ イ プ	杭径 (mm)
鋼 構 造	4 0	B	1 2 0 0
	3 0	A	1 0 0 0
コ ン ク リ ー ト 構 造	3 0	B	1 2 0 0
	2 0	A	1 0 0 0

9. 総 括

各章で得られた結果を列挙すると以下のとおりである。

- ① 誘導壁、防護壁は厚さ 15 cm 程度で十分設計できる。
- ② 床版の設計曲げモーメントは道路橋に比べてかなり小さいため、床版厚は道路橋の床版の最小厚 16 cm よりも小さい 15 cm で十分である。
- ③ 主げたを活荷重合成 I 形プレートガーダーとすると、道路橋標準設計に比べ腹板高は 30 ~ 55 cm、単位橋面積あたり鋼重は 20 ~ 30 Kg 減少する。
- ④ 主げたをプレストレストコンクリート T げたとすると、道路橋標準設計に比べけた高は 20 ~ 25 cm、主げた 1 本あたりのコンクリート体積は 17 ~ 20 % (1.5 ~ 3.0 m³) 減少する。
- ⑤ 直径 1.5 m のコンクリート橋脚で設計できるのは上部構造が鋼構造の場合、橋長 30 m までプレストレストコンクリート構造の場合 20 m までといえる。それ以上に対しては、鋼橋脚の使用が必要になろう。