

**I . 上関大橋の基本諸元・設計・施工・
維持管理及び段差発生後の緊急調査**

I . I 建設当時の設計計算書抜粋（本編 2.1）

施工ブロックの計画高の計算	6
曲げモーメント影響線（考え方）	8
曲げモーメントの計算（抜粋）	9
曲げ応力度の計算（抜粋）	15
せん断力の計算（抜粋）	25
下部工の設計（抜粋）	47
付帯構造の設計（中央ヒンジ沓、伸縮継手、橋体取付鋼棒、水平ロッカー）（抜粋）	116

上の関大橋

設計々算書

昭和41年

目 次

才 1 章	設 計 条 件	頁 2
才 2 章	上 部 構 の 設 計	6
	Ⅰ 主桁の型状	6
	Ⅱ 曲げモーメントの影響線	41
	Ⅲ 荷 重 項	61
	Ⅳ 曲げモーメントの計算	62
	Ⅴ PC鋼棒量の決定	87
	Ⅵ 換算断面性能	114
	Ⅶ 曲げ応力度の計算	116
	Ⅷ セン断力の計算	157
	Ⅷ 斜引張応力度の計算	136
	Ⅸ 破壊安全率の計算	163
	Ⅹ 床版の計算	170
才 3 章	下 部 構 の 設 計	242
	Ⅰ 左岸橋台	243
	Ⅱ 右岸橋台	265
	Ⅲ 橋 脚 (左、右共同)	266
才 4 章	付 帯 構 造 の 設 計	313
	Ⅰ 中央ヒンジ沓の計算	315
	Ⅱ 伸縮継手の設計	323
	Ⅲ 橋体取付鋼棒の計算	323
	Ⅳ 水平ロッカーの計算	326

I 主 桁 の 型 状

	頁
§ 1. 一般型状 -----	7
§ 2. 計画高の計算 -----	8
§ 3. 桁高寸法の決定 -----	9
§ 4. 中央径間桁寸法図 -----	10
§ 5. 施工断面寸法 -----	11
§ 6. 施工ブロック計画高の計算 -----	12
§ 7. 設計断面性能 -----	14
§ 8. 施工断面性能 -----	22
§ 9. 中央径間横桁の重量 -----	33
§ 10. ゲレンク部の重量 -----	14
§ 11. 支点横桁の寸法, 重量 -----	37
§ 12. 右岸桁端部の平面線型 -----	39

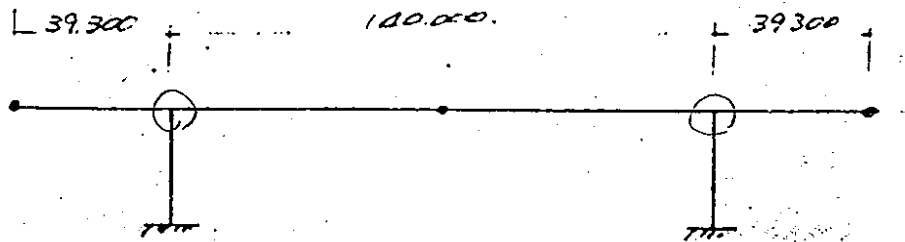
86 施工70~77の計画高の計算

直線部 $y = a \cdot x$ $a = 0.060$

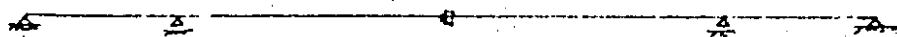
放物線部 $y = a \cdot x^2$ $a = \frac{1500}{50.00} = 0.0006$

計画高			計画高			
No.	x	$H_1 + 0.060x$	No.	x	x^2	$H_2 - 0.0006x^2$
1	0.000	26.834	17	48.500	2,352.250	30.523
2	0.010	26.835	18	45.000	2,025.000	30.719
3	0.700	26.896	19	41.500	1,722.250	30.901
4	7.250	27.269	20	38.000	1,444.000	31.068
5	13.800	27.622	21	34.500	1,190.250	31.220
6	20.350	28.055	22	31.000	961.000	31.357
7	26.900	28.445	23	27.500	756.250	31.480
8	33.450	28.841	24	24.000	576.000	31.588
9	40.000	29.224	25	20.500	420.250	31.682
10	42.000	29.354	26	17.000	289.000	31.761
11	44.500	29.504	27	13.500	182.250	31.825
12	47.000	29.654	28	10.000	100.000	31.874
13	49.500	29.804	29	6.500	42.250	31.909
14	52.500	29.984	30	3.000	9.000	31.929
15	55.500	30.164	31	0.025	0.000625	31.934
16	56.500	30.344	32	0.000	0.000	31.934

II. 曲げモーメント影響線

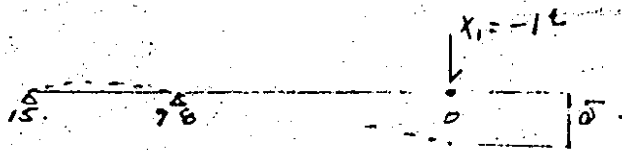


本構造は橋脚と主桁との剛比が大であり、主桁が全長の曲げモーメントは橋脚に程んど伝達しないと考え、上部構造設計の算では構造形式を次の標化とする。



上図構造形式では非対称荷重（活荷重）に対しても一次不変形構造、対称荷重（恒荷重、静荷重）に対しても静定構造である。又中央に下り、せん断力のゼロを位置、曲げモーメント、水平力は伝達しない構造である。

曲げモーメント影響線は、弾性方程式により算出する。



0点に作用した時の、曲げは Maxwell の相変位理論より X_1 の反力の影響線算出する。

$$2\delta_{11} X_1 = -\delta_{1m} \quad \therefore X_1 = -\frac{\delta_{1m}}{2\delta_{11}}$$

IV 曲げモーメントの計算

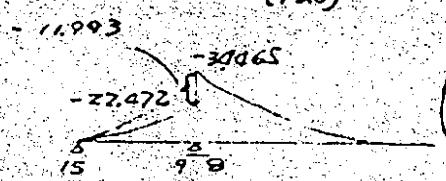
	頁
§ 1 自重による曲げモーメント -----	63
§ 2 静荷重による曲げモーメント -----	64
§ 3 曲げモーメントの影響線図 -----	65
§ 4 活荷重による曲げモーメント -----	79
§ 5 曲げモーメント総括表 -----	80

§1 国庫: 5 2 世: 4 元: 4 2 1

断面種	断面番号	断面面積	セグメント	断面1の面積	断面2の面積	断面3の面積	断面4の面積	断面5の面積
A	25A	W	S	M	M'	M+M'	S'	S
8	13254	33.135	135.2	(231.9)	24.065		0	1231.9
7	10757	26.293	236.7	(978.4)	24.869		"	978.4
6	9013	22.533	196.0	(759.0)	17.344		"	759.0
5	6866	17.165	152.4	(577.1)	11.587		"	577.1
4	5912	14.780	129.7	(431.4)	7.245		"	431.4
3	5134	12.925	112.2	(307.1)	4.038		"	307.1
2	4292	10.730	94.8	(198.6)	1.972		"	198.6
1	3963	9.908	81.1	(107.0)	0.555		"	107.0
0	3852	9.635	02.4	0	0		"	0

$M_8 - M_9 = 34.065 - 22.472 = 11.993$

9	13250	33.135	106.3	(1101.2)	22.072	11.993	34.065	303.6	1007.8
10	12454	31.135	203.9	(936.0)	15.674	9.994	25.668	303.6	1239.7
11	11654	29.135	190.8	(788.6)	10.212	7.995	18.207	"	1002.2
12	10.854	27.135	177.7	(650.4)	5.999	5.996	11.995	"	858.0
13	10.054	25.135	164.6	(523.2)	2.950	3.998	6.948	"	686.8
14	9.254	23.135	151.5	(425.1)	0.779	1.999	2.978	"	528.7
15	8.454	21.135	01.4	0	0	0	0	"	303.6



$R_{15} = \frac{11.993}{39.5} = 303.6$

$P_9 = 1007.8 + 1231.9 = 2679.7$

$W_0 = \frac{1}{12} (3.5W_0 + 3.0W_1 - 0.5W_2) \cdot \Delta x$

$W_1 = \frac{1}{12} (W_{i-1} + 10W_i + W_{i+1}) \cdot \Delta x$

109.577

32. 静荷重: 57 曲+2-4=L

	n	$\frac{W \times X^2}{2} \text{ m}^2$	M'	M	S	S'	S ₃
0	0	0			0		
1	1	55			13		
2	2	219			25		
3	3	493			38		
4	4	876		$\frac{W \times X^2}{2} \text{ m}^2$	50		S ₁₂ 176
5	5	1369			63		
6	6	1971			75		
7	7	2682			88		
8	8	3503			100		

$$M' = \frac{M_0 - M_9}{n_9} \cdot n' = \frac{3503 - 1116}{6} \text{ m} = 395.5 \text{ m}$$

9	6	1116	2387	3503	56	60	116
10	5	775	1989	2760	47	"	107
11	4	496	1591	2067	38	"	98
12	3	279	1194	1473	28	"	88
13	2	120	796	920	19	"	79
14	1	31	398	429	9	60	69
15	0	0	0	0	0	0	60

$$W = 1430 \text{ kg} \quad M'_{100} = \frac{W \cdot L^2}{2} = \frac{W \times X^2}{2} \text{ m}^2 = \frac{1430 \times 27^2}{2} \text{ m}^2 = 5472 \cdot \text{m}^2$$

$$M'_{915} = \frac{1430 \times 6.583^2}{2} \text{ m}^2 = 30998 \cdot \text{m}^2$$

$$S = W \cdot X \cdot n$$

$$R_{15} = \frac{2387}{39.5} = 60.430^T$$

$$R_9 = 116 + 100 = 216^T$$

4 (7) 17: 52 14 2 - 111

39,500 70,000 70,000 25,500

15 10 11 12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0

P = 24.2 P = 26.8
N = 1451 N = 1600

No	A _s	A _c	N	M	σ _a	σ _m
0	0	0	0	0		
1	3.34	12531	3270	189		
	-3.34	-110.812	-4.375	-272		
2	6267	47671	4622	214		
	-6267	-250.796	-8.750	-596		
3	9401	84930	4683	257		
	-9401	-138.461	-13.125	-963		
4	12535	66150	4029	214		
	-12535	-676.650	-17.500	-1428		
5	15668	39708	3009	157		
	-15668	-996.780	-21.875	-2001		
6	18802	18224	1985	105		
	-18802	-1396.349	-26.250	-2692		
7	21986	4678 (40869)	65	45		
	-21986	-1886.459	-30.625	-3505		
8	25069	0 (0.994)	67	67		
	-25069	-2450.000	-35.091	-1104		
9	108351	0 (5031)	309	309		
	-108351	-2001.667	-29.203	-3670		
10	173361	0 (8190)	478	478		
	0	-633.333	-23.398	-2931		
11	195031	0 (9378)	564	564		
	0	-1225.000	-17.546	-2202		
12	173361	0 (8088)	505	505		
	0	-816.667	-11.697	-1068		
13	108351	0 (5399)	302	302		
	0	-1008.333	-5.809	-734		

§5 曲14.元-7:ト総元

	M ₂	M ₃	M ₂ max	M ₂ min	M ₃ max	M ₃ min
0	0	0	0	0	0	0
1	-555	-55	189	-272	-421	-882
2	-1872	-219	264	-586	-1827	-2677
3	-4038	-493	259	-963	-4272	-5494
4	-7245	-876	214	-1428	-7907	-9549
5	-11587	-1369	157	-2001	-12799	-14957
6	-17344	-1971	105	-2692	-19210	-22007
7	-24869	-2682	65	-3505	-27496	-31056
8	<u>-31065</u>	-3503	67	-4444	-37901	<u>-42012</u>
9	-31465	-3503	67	-4444	-37901	-42012
10	-25668	-2764	309	-3670	-28123	-32102
11	-18207	-2087	478	-2931	-19816	-23225
12	-11995	-1473	564	-2202	-12904	-15670
13	-6908	-920	505	-1468	-7363	-9336
14	-2978	-479	302	-734	-3105	-4141
15	0	0	0	0	0	0

12%

V. PC 鋼材重量決定

	M	1/A	Z ₀	Z ₀ /A	e	e+2/A	n
0	0	0.2595	4.019	1.003	0.830	1.877	0
1	-882	0.2520	4.278	1.030	0.898	1.978	9.1
2	-2677	0.2330	5.067	1.181	1.095	2.276	20.0
3	-5490	0.1908	6.492	1.265	1.041	2.706	40.0
4	-9509	0.1692	8.002	1.428	1.293	3.221	58.7
5	-14957	0.1457	11.001	1.603	2.458	4.061	75.2
6	-22007	0.1110	15.169	1.680	3.076	4.760	94.0
7	-31056	0.0930	19.350	1.806	3.709	5.595	113.3
8	-42012	0.0755	26.285	1.985	4.010	6.395	135.0
9	-55012	0.0755	26.285	1.985	4.010	6.395	135.0
10	-72102	0.0803	22.575	1.808	3.988	5.796	113.1
11	-93225	0.0859	18.973	1.628	3.562	5.190	91.3
12	-15670	0.0921	15.662	1.442	3.132	4.574	70.1
13	-24336	0.0945	12.588	1.253	2.678	3.951	48.2
14	-37001	0.1081	9.756	1.055	2.258	3.313	25.5
15	0	0.1183	7.176	0.829	1.810	2.659	0

$$F_p = nP \left(\frac{1}{A} = \frac{e}{2} \right) \quad \therefore IL = \frac{M}{\left(\frac{e}{A} + e \right) P}$$

P = 49 (桁力単位)

Ⅵ 曲げ応力度の計算

	頁
§ 1. 自重による曲げ応力度 -----	97
§ 2. 静荷重による曲げ応力度 -----	97
§ 3. 活荷重による曲げ応力度 -----	98
§ 4. プレストレスによる曲げ応力度 -----	99
§ 5. 曲げ応力度総括表 -----	100
§ 6. 有効緊張力の計算 -----	101
§ 7. 導入緊張力の検討 -----	102

§1 自注に示す曲げ応力度

	Md	1/2	σd		Md	1/2	σd
1	-555	0.2337 0.3881	-130 215	89	-24,485	0.0380 0.0317	-1311 1091
2	-1,272	0.1974 0.2953	-370 553	10	-25,668	0.0444 0.0367	-1,140 942
3	-4,038	0.1540 0.1972	-622 796	11	-18,207	0.0527 0.0432	-960 781
4	-7,245	0.1186 0.1329	-859 963	12	-11,995	0.0639 0.0520	-766 624
5	-11,587	0.0909 0.0901	-1,053 1044	13	-6,948	0.0794 0.0643	-552 447
6	-17,344	0.0659 0.0603	-1,143 1,046	14	-2,978	0.1025 0.0829	-305 247
7	-24,869	0.0504 0.0432	-1,253 1,075				

§2 静荷重に示す曲げ応力度

	M _s	1/2	σ _s		M _s	1/2	σ _s
1	-55	0.7296 0.3875	-13 21	8-9	-3503	0.0336 0.0305	-118 107
2	-219	0.1891 0.2943	-41 64	10	-2,764	0.0396 0.0355	-109 98
3	-493	0.1439 0.1947	-71 96	11	-2,087	0.0476 0.0420	-99 88
4	-876	0.1086 0.1308	-95 115	12	-1,473	0.0589 0.0508	-87 75
5	-1,369	0.0821 0.0885	-112 121	13	-920	0.0749 0.0633	-69 58
6	-1,971	0.0589 0.0586	-116 116	14	-429	0.0990 0.0820	-42 35
7	-3,682	0.0446 0.0418	-120 112				

53. 三相誘電率による曲線の傾度

	$\frac{1}{\epsilon}$	$M_{\epsilon max}$	$V_{\epsilon max}$	$M_{\epsilon min}$	$V_{\epsilon min}$
0					
1	0.2296	189	43	-272	-62
	0.3875		-113		105
2	0.1891	264	50	-586	-111
	0.2943		-78		172
3	0.1439	259	37	-963	-139
	0.1947		-50		187
4	0.1086	214	23	-1428	-155
	0.1308		-28		187
5	0.0821	157	13	-2001	-164
	0.0885		-14		177
6	0.0589	105	6	-2692	-159
	0.0586		-6		158
7	0.0446	65	3	-3505	-156
	0.0418		-3		147
8	0.0336	67	2	-4444	-149
	0.0305		-2		136
10	0.0396	309	12	-3670	-145
	0.0355		-11		130
11	0.0476	418	23	-2931	-140
	0.0420		-20		123
12	0.0589	564	33	-2702	-130
	0.0508		-29		112
13	0.0749	505	38	-1468	-110
	0.0632		-32		93
14	0.0990	302	30	-1734	-73
	0.0820		-25		60

§4. 70221621 = 830 単位 応 力 後

	e	$1/2$	$e/2$	$1/A$	$1/A \pm e/2$	n	ΔP
1	0.892	0.2337 0.2881	0.2085 -0.3462	0.2524	0.4609 -0.0938	10	226 -46
2	1.077	0.1974 0.2953	0.2126 -0.3180	0.2330	0.4456 -0.085	24	524 -100
3	1.423	0.1540 0.1972	0.2191 -0.2806	0.1928	0.4139 -0.0858	42	852 -177
4	1.673	0.1185 0.1329	0.2220 -0.2489	0.1692	0.3912 -0.0797	58	1112 -227
5	2.436	0.0909 0.0901	0.2214 -0.2175	0.1457	0.3673 -0.0738	74	1332 -268
6	3.048	0.0659 0.0603	0.2007 -0.1838	0.1110	0.3117 -0.0728	94	1436 -335
7	3.700	0.0504 0.0432	0.1865 -0.1598	0.093	0.2795 -0.0668	112	1534 -367
8.9	4.35 4.372	0.0380 0.0317	0.1555 -0.1370	0.0755	0.2410 0.2397 -0.0615	(126)	1597 -410
10	3.933	0.0404 0.0367	0.1746 -0.1443	0.0803	0.2547 -0.0640	116	1449 -364
11	3.533	0.0527 0.0432	0.1862 -0.1576	0.0858	0.2720 -0.0668	92	1226 -301
12	3.105	0.0679 0.0520	0.1984 -0.1615	0.0921	0.2905 -0.0694	70	996 -238
13	2.663	0.0744 0.0643	0.2114 -0.1712	0.0995	0.3109 -0.0717	48	731 -159
14	2.253	0.1025 0.0829	0.2309 -0.1868	0.1081	0.3390 -0.0787	26	432 -100

8.6 有効緊張力の計算

711-70 及び乾燥収縮による PC 鋼棒の応力値の減少量

$$\sigma_{pp} = \frac{\frac{E_p}{E_c} \phi \cdot \sigma_{cp} + E_p \epsilon_s}{1 + \frac{E_p}{E_c} \frac{\sigma_{pt}}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{\phi}{2}\right)}$$

$\phi = 711-70$ 係数 = 2.0

σ_{cp} = 711-70 PC 鋼棒の径位置に於ける 70V 鋼棒の圧縮応力値

E_c = 部材の設計に於いて基準として採用 20A = 711-70 鋼棒の圧縮強度に対するヤング係数 3,250,000 t/m^2

E_p = PC 鋼棒のヤング係数 = 20,500,000 t/m^2

ϵ_s = 711-70 の乾燥収縮率 = 15×10^{-5}

$E_p \epsilon_s = 3,075 \text{ t/m}^2$

σ_{pt} = 711-70 PC 鋼棒の径位置に於ける 70V 鋼棒の引張応力値
 711-70 の 70V 鋼棒

σ_{pt} = 70V 鋼棒を 711-70 に接続した後の PC 鋼棒の引張応力値

σ_{cd} = 死荷重による応力値 = $\frac{M_d}{I} \times e \text{ t/m}^2$

$\frac{E_p}{E_c} = 6.31$

* レラクセーションは施工期間中に (約 64日) ほとんど終了するものと仮定して有効緊張力の計算はレラクセーション終了後の値とする。

算入張力 $p_x = 56.2^*$

$$\uparrow p_x = \frac{P_0}{A_p} = \frac{56.2}{0.0007893} = 71,202 \text{ 1/mm}^2$$

	n	1/A	e	1/I	e ² /I	1/A + e ² /I	ρ_{cpx}
0		0.25947		0.26077			
1	10	0.25937	0.872	0.22956	0.18265	0.43502	244.5
2	24	0.23302	1.077	0.16237	0.18834	0.42136	568.3
3	40	0.19478	1.423	0.09867	0.19780	0.39458	907.8
4	58	0.16915	1.873	0.05886	0.20649	0.37564	1,224.4
5	74	0.14566	2.436	0.03526	0.20924	0.3549	1,476.0
6	94	0.11095	3.048	0.02063	0.19166	0.30761	1,598.6
7	112	0.09296	3.700	0.01302	0.17824	0.2712	1,707.0
8.9	136	0.07545	4.322	0.00840	0.15691	0.23236	1,776.0
10	116	0.08030	3.933	0.01081	0.16721	0.24751	1,613.6
11	92	0.08561	3.533	0.01432	0.17874	0.26435	1,667.8
12	70	0.09213	3.105	0.01963	0.18925	0.28138	1,106.9
13	48	0.09946	2.663	0.02819	0.19991	0.29937	807.6
14	26	0.10806	2.253	0.04311	0.24883	0.32689	477.7
15		0.11829		0.07221			

$$\rho_{cpx} = n p_x \left(\frac{1}{A} + \frac{e^2}{I} \right)$$

	e	1/I	Md	σ_{cd}	σ_{cp}
0					
1	0.892	0.2296	-555	-113.7	150.8
2	1.079	0.1624	-1,872	-327.4	240.9
3	1.423	0.0987	-4,038	-567.1	340.7
4	1.873	0.0559	-7,245	-799.3	425.1
5	2.436	0.0353	-11,587	-996.4	479.6
6	3.048	0.0206	-17,344	-1,089.0	509.6
7	3.700	0.0130	-24,869	-1,196.2	510.8
8-9	4.322	0.0084	-34,465	-1,257.2	524.8
10	3.933	0.0108	-25,668	-1,090.3	527.3
11	3.533	0.0143	-18,207	-919.9	447.9
12	3.105	0.0196	-11,995	-730.0	376.9
13	2.663	0.0282	-6,948	-521.8	285.8
14	2.253	0.0421	-2,978	-289.2	188.5
15					

$$\sigma_{cd} = \frac{Md}{I} \times e$$

$$\sigma_{cp} = \sigma_{cpt} - \sigma_{cd}$$

	\hat{P}_{pt}	\hat{P}_{pf}	\hat{P}_{pe}	P_o	η
0					
1	71.202	4.530	66.672	52.62	0.936
2	"	5.556	65.646	51.81	0.922
3	"	6.353	64.849	51.19	0.911
4	"	6.934	64.268	50.73	0.903
5	"	7.235	63.967	50.49	0.898
6	"	7.408	63.794	50.35	0.896
7	"	7.310	63.892	50.43	0.897
8-9	"	7.377	63.825	50.38	0.896
10	"	7.526	63.676	50.26	0.894
11	"	7.025	64.177	50.65	0.901
12	"	6.636	64.566	50.96	0.907
13	"	5.845	65.357	51.59	0.918
14	"	5.428	66.174	52.23	0.929
15					

$$\hat{P}_{pe}(\text{有効}) = \hat{P}_{pt}(\text{導込}) - \hat{P}_{pf}(\eta \cdot \text{乾})$$

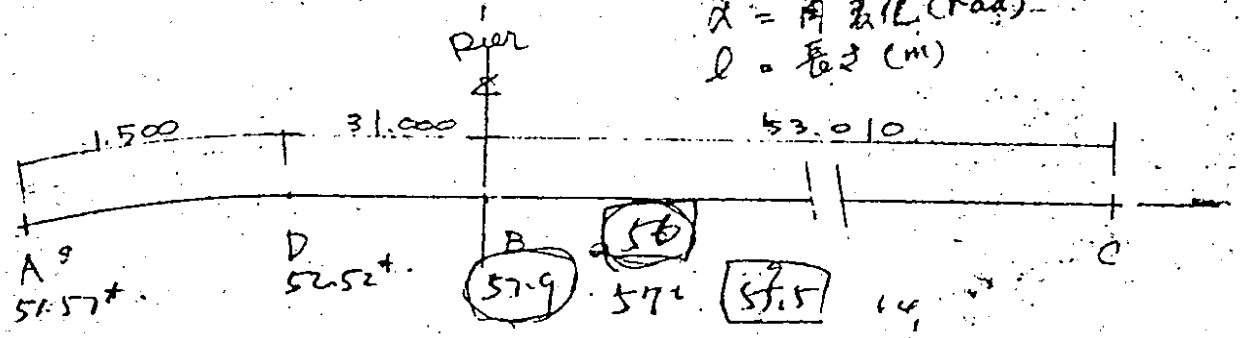
$$pe = 0.0007893 \times \hat{P}_{pe}$$

$$\eta = \frac{\hat{P}_{pe}}{\hat{P}_{pt}}$$

§7. 導入緊張力の検討

$$P = P_0 (1 + \mu \alpha + \lambda l)$$

P_0 = 導入緊張力
 μ = 摩擦係数
 α = 角度化 (rad)
 l = 長さ (m)



導入緊張力に摩擦係数と3%の差を考慮した値とする。 $P = 56.2$
 B点に於いて $57.9 \times 1.03 = 57.9$

$$P_B = 57.9 \quad \frac{49}{0.89} = 57.2$$

$$P_D = 57.9 \cdot (1 - 31 \times 0.003) = 52.52$$

$$P_A = 52.52 \times (1 - 1.5 \times 0.003 - 0.25 \times 0.0524) = 51.57$$

$$P_C = 57.9 \times (1 + 53.01 \times 0.003) = \textcircled{67.11} < \textcircled{67.48}$$

各点に於ける導入力の違いはC点に於ける3%の差を作業にて平均に導入可能である。

※ 以上の計算結果から本設計に於ては、有効緊張力も49%といたして、安全側であることが判る。

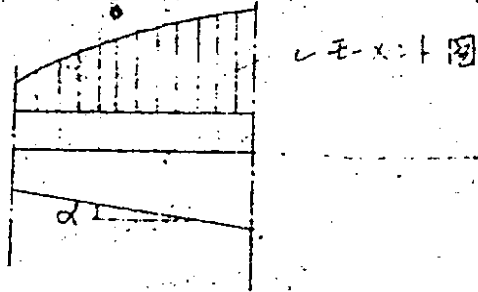
§4 セン断力総括表 (設計荷重)

Sect.	自重 S ₀	静荷重 S ₁	死荷重合計 S _d	活荷重最大 S _{max}	活荷重最小 S _{min}	合計最大 S _{max}	合計最小 S _{min}
0	0	0	0	-29.1	29.1	-29.1	29.1
1	107.0	13	120.0	-20.5	39.3	99.5	159.3
2	198.6	25	223.6	-13.9	50.7	209.7	274.3
3	307.1	38	345.1	-9.0	62.7	336.1	407.8
4	431.4	50	481.4	-5.6	75.0	475.8	556.4
5	577.1	63	640.1	-3.4	87.7	636.7	727.8
6	759.0	75	834.0	-1.9	100.5	832.1	934.5
7	978.4	88	1,066.4	-112.3	113.4	1,065.3	1,179.8
⑧	1,219.2 1,231.9	155 100	1,447.2 1,331.9	-1.0	143.3 126.2	1,207 1,330.9	1,458.3 1,458.3
⑨	1,531.38 1,467.8	168 116	1,699.3 1,583.8	-135.5 -1.7	143.3 149.8	1,562.1 1,562.1	1,713.6 1,713.6
10	1,239.7	107	1,346.7	-5.9	133.8	1,340.8	1,480.5
11	1,042.2	98	1,140.2	-12.9	128.8	1,127.3	1,269.0
12	858.0	88	946.0	-21.2	120.5	924.8	1,066.5
13	686.8	79	765.8	-31.6	115.8	734.2	881.6
14	528.7	69	597.7	-44.0	112.7	553.7	710.4
15	303.6	60	363.6	-58.4	112.1	305.2	475.7

⑧ 31.3
157.7
36
⑨ 176.9

§5 部材の有効高が変化する場合のせん断力の減少量

R.C 示 1/5 以下



$$S_1 = S - \frac{M}{H} \tan \alpha$$

ここに S_1 : 実際のせん断力

S : 有効高の変化を考慮しずのせん断力

M : その断面の曲げモーメント

H : その断面の桁高

せん断力の減少量は、次式で求めらる。

$$\Delta S = \frac{M}{H} \tan \alpha$$

α の計算

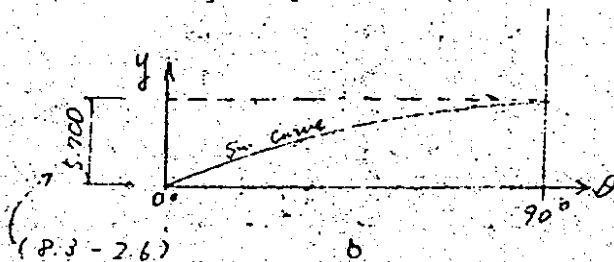
側歪角

直線変化

$$\tan \alpha = \frac{6.900}{\frac{40.000}{39.300} - 3.500} = \frac{0.170}{0.006367}$$

中央歪角

Sin Curve



$y = 5.700 \sin \theta$

$\tan \alpha = \frac{dy}{dx} = 5.700 \cos \theta = \frac{4.2}{70} \times 5.700 \times \cos \theta = 0.127907 \cos \theta$

Sect.	θ	$\cos \theta$	$\tan \alpha$	
0	90°	0	0	0
1	79°45'	0.19509	0.02495	0.01839
2	67°30'	0.38268	0.04895	0.03607
3	56°15'	0.55557	0.07106	0.05236
4	45°	0.70711	0.09064	0.06664
5	33°45'	0.83147	0.10635	0.07936
6	22°30'	0.92328	0.11817	0.09107
7	11°15'	0.98079	0.12545	0.09243
8	0°	1.00000	0.12791	0.09425

§6. 折高変化に於ける断力の減少率総括表.

Sect.	1/H	$\tan \alpha$	$\tan \alpha$ H	M _{max}	M _{min}	ΔS _{max}	ΔS _{min}
0	0.3846	0	0	0	0	0	0
1	0.3691	0.02495	0.0092	-464	-689	-4.1	-56.3
2	0.3296	0.04895	0.0161	-1,847	-2,333	-29.7	-37.6
3	0.2809	0.07106	0.0200	-4,293	-4,711	-85.9	-98.2
4	0.2342	0.09044	0.0212	-7,923	-8,917	-168.0	-189.0
5	0.1968	0.10635	0.0207	-12,808	-14,287	-265.1	-295.7
6	0.1634	0.11817	0.0193	-19,214	-21,293	-320.8	-471.0
7	0.1391	0.12545	0.0175	-27,487	-30,284	-481.0	-530.0
8	0.1205	0.12791	0.0154	-37,901	-41,563	-583.7	-640.1
9	0.1205	0.12000	0.0145	-37,901	-41,563	-529.6	-602.7
10	0.1339	*	0.0160	-28,150	-31,233	-430.4	-499.3
11	0.1493	*	0.0179	-19,881	-23,145	-355.9	-414.3
12	0.1695	*	0.0203	-13,056	-15,666	-265.0	-318.0
13	0.1961	0	0.0235	-6,291	-9,445	-147.8	-222.0
14	0.2326	"	0.0279	-2,387	-4,427	-66.6	-123.5

§7. セン断力総括表 (設計荷重: 折角の変化による減少率を含む)

Sect.	S _{max}	S _{min}	ΔS _{max}	ΔS _{min}	S _{max}	S _{min}
0	-29.1	29.1	0	0	-29.1	29.1
1	99.5	159.3	-41	-6.3	75.4	153.0
2	209.7	274.3	-29.7	-37.6	180.0	236.7
3	336.1	407.8	-35.9	-92.2	250.2	309.6
4	475.8	556.4	-168.0	-189.0	307.7	367.4
5	636.7	727.9	-265.1	-295.7	371.6	432.1
6	832.1	934.5	-370.8	-411.0	461.3	523.5
7	1,065.3	1,179.8	-481.0	-530.0	584.3	649.8
8	1,330.9	1,458.3	-583.7	-640.1	(676.7)	(745.2)
9	1,562.1	1,713.6	-549.6	-602.7	747.2	818.2
10	1,340.8	1,480.5	-450.4	-499.7	1,012.5	1,110.3
11	1,127.3	1,267.0	-355.9	-414.3	(942.2)	(1,035.9)
12	924.8	1,066.5	-265.0	-318.0	890.4	980.8
13	734.2	881.6	-147.8	-222.0	771.4	852.7
14	553.7	710.4	-66.0	-123.5	659.8	748.5
15	305.2	475.7	0	0	586.4	659.6
					489.7	586.9
					(348.9)	(502.3)
					305.2	475.7

§9 最大、最小セリ断力を生ずる時の注荷率に於ける曲りモーメント
最大、最小

$$\begin{cases} M_{L1} = A_{1c} \cdot \gamma_c + A_{1s} \cdot \gamma_s + \eta_1 (P_c \text{ or } P_s) \\ M_{L2} = A_{2c} \cdot \gamma_c + A_{2s} \cdot \gamma_s + \eta_2 (P_c \text{ or } P_s) \end{cases}$$

$$\gamma_c = 1.451 \text{ t/m}$$

$$\gamma_s = 1.604 \text{ t/m}$$

$$P_c = 24.2 \text{ t}$$

$$P_s = 26.8 \text{ t}$$

(最大)

Sect	A _{1c}	A _{1c} · γ _c	A _{1s}	A _{1s} · γ _s	η ₁	η ₁ (P _c or P _s)	M _{L1}
1	56.0367	81.4	3.1337	5.0	3.2679	79.1	165.5
2	83.9926	121.9	6.2673	10.1	4.6218	111.8	243.8
3	75.1691	109.1	9.4010	15.1	4.6730	113.3	237.5
4	55.2849	80.2	12.5347	20.1	4.0285	97.5	197.8
5	33.7332	48.9	15.6683	25.1	3.0694	73.8	147.8
6	15.7889	22.9	18.8020	30.2	1.9845	48.0	101.9
7	4.1456	6.0	21.9357	35.2	0.9475	22.9	64.1
8	0		25.0693	40.2	(0.9940)	26.6	66.8
9	0		25.0693	40.2	(0.9940)	26.6	66.8
10	0		91.8738	147.4	(5.0311)	134.8	282.2
11	0		120.3292	193.0	(8.1898)	219.5	412.5
12	0		100.2579	160.8	(9.3780)	251.3	412.1
13	0		64.7713	103.9	(8.6384)	227.5	331.4
14	0		21.8625	35.2	(5.3998)	144.7	179.8

() 内は側方向比較荷重

(最下)

sect.	A_{zc}	$A_{zc} \cdot \gamma_c$	A_{zs}	$A_{zs} \cdot \gamma_s$	η_z	$\frac{1}{2}(P_{ca}P_c)$	M_{Lz}
1	-105.3218	-152.8	-3.1337	-5.0	3.2699	79.1	-78.7
2	-237.1175	-344.1	-6.2673	-10.1	4.6218	111.8	-242.4
3	-329.7704	-478.5	-9.4010	-15.1	4.6830	113.3	-380.3
4	-601.4350	-873.0	-12.5347	-20.1	4.0285	97.5	-795.6
5	-951.0155	-1379.9	-15.6683	-25.1	3.0494	73.8	-1331.2
6	-1375.6900	-1976.1	-18.8020	-30.2	1.9845	48.0	-1978.3
7	-1875.2493	-2721.0	-21.9357	-35.2	0.9475	22.9	-2733.3
8	-2450.0000	-3555.0	-25.0693	-40.2	0	0	-3595.0
9	-2450.0000	-3555.0	-25.0693	-40.2	0	0	-3595.0
10	-2041.6667	-2962.5	16.4769	-26.4	15.0311	134.8	-2801.3
11	-1633.3333	-2370.0	53.0319	85.1	-23.3940	-566.1	-2851.0
12	-1225.0000	-1777.5	90.5951	145.3	-23.3940	-566.1	-2193.3
13	-816.6667	-1185.0	108.5898	174.2	-23.3940	-566.1	-1576.9
14	-408.3333	-592.5	86.4882	138.7	-23.3940	-566.1	-1019.9

§10 最大、最小せん断力を生ずる時の曲げモーメント統計表 (設計荷重)

Sect.	自重 M _{de}	静荷重 M _{dz}	死荷重合計 M _d	活荷重最大 M _{max}	活荷重最小 M _{min}	合計最大 M _{max}	合計最小 M _{min}
1	-555	-55	-610	166	-79	-444	-689
2	-1,872	-219	-2,091	244	-242	-1,847	-2,333
3	-4,038	-493	-4,531	238	-380	-4,293	-4,911
4	-7,245	-876	-8,121	198	-796	-7,923	-8,917
5	-11,587	-1,369	-12,956	148	-1,331	-12,808	-14,287
6	-17,344	-1,991	-19,335	101	-1,978	-19,234	-21,293
7	-24,869	-2,682	-27,551	64	-2,733	-27,487	-30,284
8	-34,465	-3,503	-37,968	67	-3,595	-37,901	-41,563
9	-34,465	-3,503	-37,968	67	-3,595	-37,901	-41,563
10	-25,668	-2,764	-28,432	282	-2,801	-28,150	-31,233
11	-18,207	-2,087	-20,294	413	-2,851	-19,881	-23,145
12	-11,995	-1,473	-13,468	412	-2,198	-13,056	-15,666
13	-6,949	-920	-7,869	331	-1,577	-6,291	-9,445
14	-2,978	-429	-3,407	180	-1,020	-2,387	-4,427
15						(-571)	(-1,120)

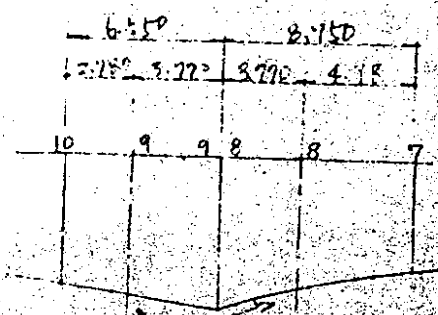
() 内の数値は、変差付近の設計断面

§11 最大、最小せん断力を生ずる時の曲りモーメント総括表(破壊荷重)

$$M_u = 1.75 (M_d + M_k)$$

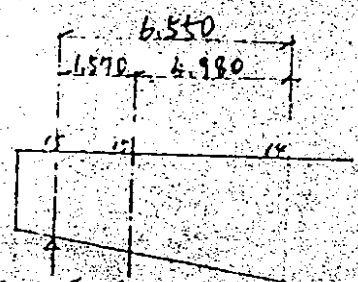
$$= 1.75 (M_{max} \text{ or } M_{min})$$

Sect.	$M_{u \max}$	$M_{u \min}$
1	-777	-1.206
2	-3.232	-4.083
3	-7.513	-8.594
4	-13.865	-15.605
5	-22.414	-25.002
6	-33.625	-37.263
7	-48.102 (-58.482)	-52.997 (-64.237)
8	-66.327	-72.735
9	-66.327 (-56.503)	-72.735 (-62.328)
10	-49.263	-54.658
11	-34.792	-40.504
12	-22.848	-27.416
13	-11.007	-16.527
14	-4.177 (-1.000)	-7.747 (-1.960)



設計断面2

()内の数値は橋台支え付近の設計断面



設計断面1

()内の数値は橋台支え付近の設計断面

§12. 最大、最小せん断力が生ずる時の曲げ応力度 (設計荷重時)

Sect.	断面係数		曲げ応力度		曲げ応力度	
	I_x	I_y	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
1	0.23374	0.38813	-104	172	-161	267
2	0.19735	0.27527	-365	545	-460	689
3	0.15602	0.19722	-661	847	-756	969
4	0.11846	0.13287	-989	1,053	-1,056	1,185
5	0.09090	0.09010	-1,164	1,154	-1,299	1,287
6	0.06592	0.06630	-1,267	1,159	-1,404	1,284
7	0.05038	0.04321	-1,385	1,188	-1,526	1,309
8	0.04201	0.03581	-1,404	1,197	-1,542	1,314
9	0.04145	0.03440	-1,338	1,111	-1,476	1,225
10	0.04642	0.03668	-1,250	1,033	-1,387	1,146
11	0.03221	0.04321	-1,048	859	-1,220	1,000
12	0.06385	0.05192	-834	679	-1,000	814
13	0.07944	0.06433	-500	405	-750	608
14	0.10250	0.08287	-245	198	-454	367
15	0.1304	0.1044	-74	60	-146	117

§13. 最大、最小せん断力が生ずる時の曲げ応力係数表
(設計荷重時)

Sect.	7°と12°		合成応力係		合成応力係	
	σ_p	σ_q	σ_{max}	σ_{min}	σ_{min}	σ_{min}
1	226	-46	122	126	65	221
2	524	-100	159	445	64	589
3	852	-177	191	670	96	792
4	1,112	-227	123	827	56	958
5	1,333	-268	169	836	34	1,019
6	1,436	-335	169	824	32	949
7	1,534	-367	149	821	8	942
8	1,491	-388	87	809	-51	926
9	1,485	-378	147	733	9	847
10	1,467	-364	199	689	62	782
11	1,226	-301	178	558	6	699
12	996	-238	162	441	-4	576
13	731	-169	231	236	-19	439
14	432	-100	187	98	-22	267
15	449	-94	375	-34	303	23

§14 最大、最小せん断力が生ずる時の曲り応力値 (破壊存在)

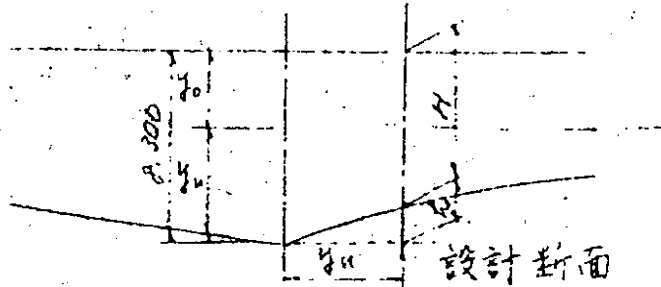
Sect.	断面係数		曲り応力値		曲り応力値	
	I_{z0}	I_{z1}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
0	0.24284	0.42917	0	0	0	0
1	0.23374	0.38313	-182	302	-282	468
2	0.19735	0.29127	-638	954	-806	1206
3	0.15602	0.19722	-1157	1482	-1324	1695
4	0.11846	0.13287	-1642	1842	-1849	2073
5	0.09070	0.09010	-2037	2070	-2773	2253
6	0.06592	0.06030	-2717	2028	-2456	2247
7	0.05033	0.04321	-2473	2078	-2670	2290
8	0.04201	0.03581	-2457	2094	-2699	2300
9	0.04145	0.03440	-2342	1944	-2583	2164
10	0.04042	0.03668	-2182	1807	-2428	2005
11	0.05271	0.04321	-1834	1503	-2135	1750
12	0.06385	0.05198	-1459	1188	-1751	1425
13	0.07944	0.06433	-875	708	-1313	1063
14	0.10250	0.08287	-428	346	-794	642
15	0.1304	0.1044	-130	104	-256	205

§15. 最大最小せん断力が生ずる時の間引応力分布表。(破断状態)

Sect	7.62トリス		合成応力 σ		合成応力 τ	
	σ_p	σ_p	σ_{max}	σ_{min}	τ_{max}	τ_{min}
0	0	0	0	0	0	0
1	226	-46	44	256	-56	422
2	524	-100	-114	854	-282	1,106
3	852	-177	-305	1,305	-472	1,518
4	1,112	-227	-530	1,615	-737	1,846
5	1,333	-268	-704	1,752	-940	1,985
6	1,436	-335	-781	1,693	-1,020	1,912
7	1,534	-367	-939	1,711	-1,136	1,923
8	1,691	-388	-866	1,706	-1,208	1,912
9	1,485	-378	-857	1,566	-1,098	1,766
10	1,449	-364	-737	1,443	-979	1,641
11	1,226	-301	-608	1,202	-909	1,449
12	996	-238	-463	950	-753	1,127
13	732	-169	-144	539	-582	895
14	432	-100	4	246	-362	542
15	449	-94	319	10	193	511

§16 橋脚支梁付近の断面性能

1) 中央至同側 (8 断面と等し)



$$y_u = 3.770$$

折高

$$H = 8.300 - h$$

$$h = 5.700 \times \sin \theta$$

$$\sin \theta = 90^\circ \times \frac{y_u}{70}$$

$$= 90^\circ \times \frac{3.77}{70.00} = 4^\circ 51'$$

$$h = 5.700 \times 0.084547 = 0.482$$

$$\therefore H = 8.300 - 0.482 = 7.818$$

下スリ厚

$$l = 800 - 0.650 \cdot \sin \theta$$

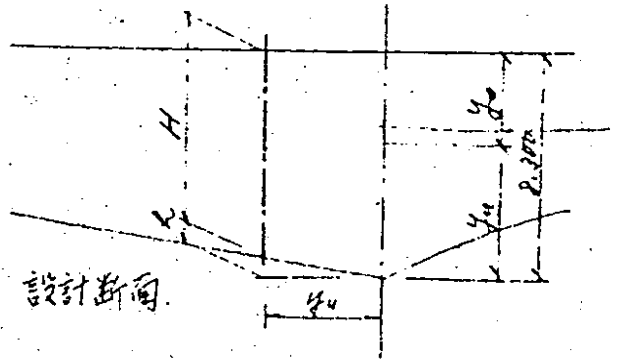
$$= 800 - 0.650 \times 0.084547$$

$$= 800 - 0.055 = 0.745$$

ゆり厚

$$b = 500$$

2) 側至内側. (9 断面 6 桁)



桁高:

$$H = 8.300 - h \quad y_n = 3.770$$

$$h = \frac{(8.300 - 3.500)}{4.000} \times y_n$$

$$= 0.120 \times 3.770 = 0.452$$

$$\therefore H = 8.300 - 0.452 = 7.848$$

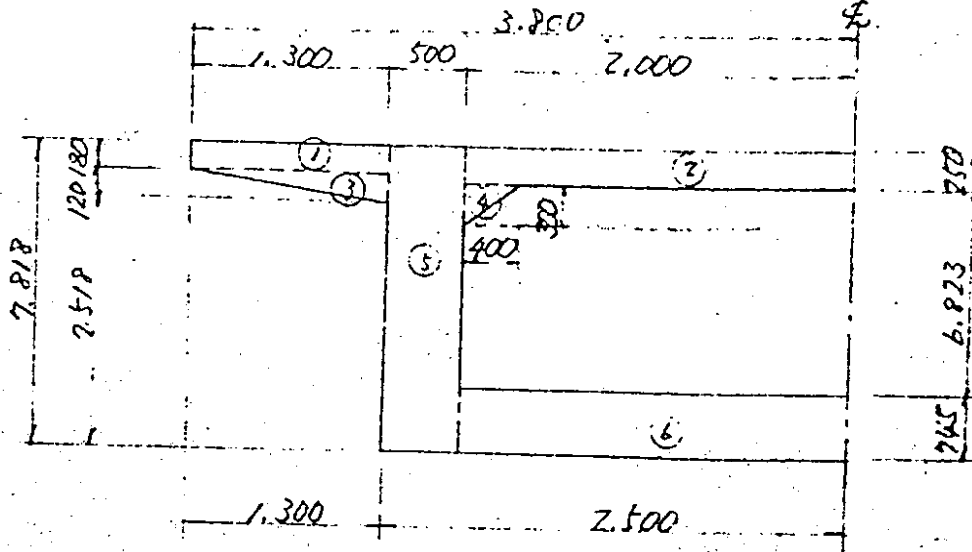
下スラット

$$t = 800$$

内スラット

$$b = 500$$

Sect. 8.

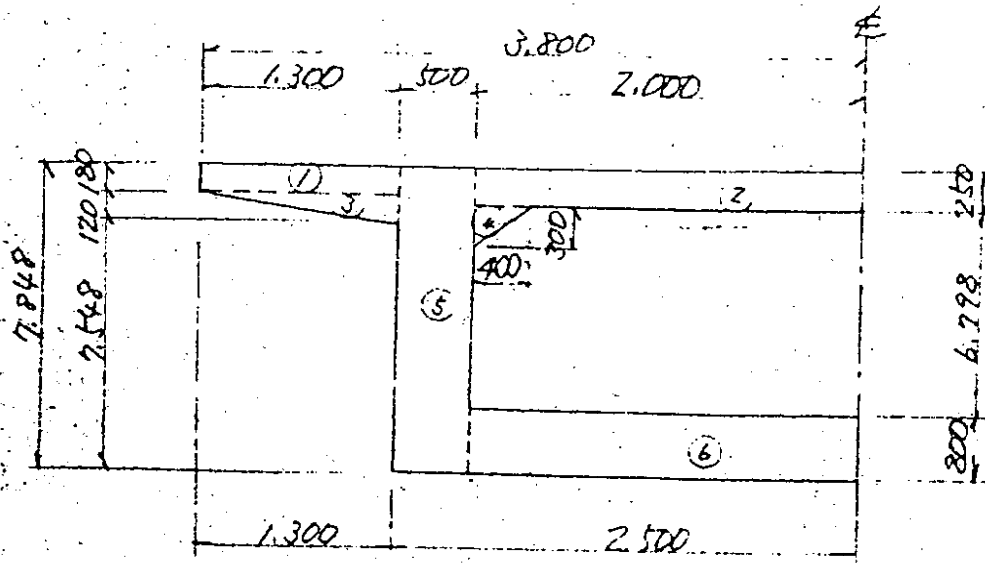


b	h	A	\bar{y}_0	$A \cdot \bar{y}_0$	e	$A \cdot e^2$	I_0
①	2.600×0.180	$= 0.4680$	$\times 0.090$	$= 0.04212$	4.131	7.9865	0.0013
②	4.100×0.250	$= 1.0250$	$\times 0.125$	$= 0.128125$	4.096	16.7772	0.0052
③	1.300×0.120	$= 0.1560$	$\times 0.220$	$= 0.03432$	4.001	2.4972	0.0001
④	0.400×0.300	$= 0.1200$	$\times 0.350$	$= 0.04200$	3.271	1.7982	0.0009
⑤	1.000×7.818	$= 7.8180$	$\times 3.909$	$= 30.56056$	0.312	0.7610	39.8204
⑥	4.000×0.745	$= 2.9800$	$\times 7.429$	$= 22.13242$	3.208	30.6680	0.1378
		12.5420		52.94042		60.4881	39.9657

$\bar{y}_0 = 4.221$
 $\bar{y}_u = 3.597$
 $I_c = 100.4538$
 $\frac{1}{I_c} = 0.009954$

$Z_0 = 23.7985$
 $Z_u = 27.9271$
 $\frac{1}{Z_0} = 0.04201$
 $\frac{1}{Z_u} = 0.03581$

Sect. 9.



	b	h	A	y_0	$A \cdot y_1$	P	$A \cdot e^2$	I_0
①	2.600	0.180	0.4680	0.090	0.04012	4.179	2.2516	0.0013
②	4.000	0.250	1.0000	0.125	0.12500	4.164	17.3389	0.0052
③	1.300	0.120	0.1560	0.270	0.03432	4.069	2.5879	0.0001
④	0.400	0.300	0.1200	0.350	0.04200	3.739	1.8619	0.0009
⑤	1.000	7.848	7.8480	3.924	30.79555	0.365	1.0455	40.2806
⑥	4.000	0.800	3.2000	7.648	23.83360	3.159	31.9337	0.1707
			12.7920		54.87059		63.0145	40.4588

$y_0 = 4.289$

$Z_0 = 24.1253$

$I_0 = 103.4733$

$y_u = 3.559$

$Z_u = 29.0737$

$\frac{1}{I_0} = 0.009664$

$\frac{1}{Z_0} = 0.04145$

$\frac{1}{Z_u} = 0.03440$

PC 鋼材の重心

Sect. 8 = Sect. 9

n	y_0	$n y_0$
29	0.126	3.654
10	0.161	1.610
10	0.201	2.010
7	0.276	1.932
5	0.351	1.755
61		10.961

$$y_0 = 0.180$$

フレット曲げ応力

Sect. 8

$$e = 4.221 - 0.180 = 4.041 \quad P = 49.0 \times 122 = 5978^t$$

$$\sigma_{p,u}^0 = 5978 \left(\frac{1}{12.5420} + 4.041 \times \frac{0.04201}{0.03581} \right) = 1.491 \frac{t}{m^2} - 388$$

Sect. 9

$$e = 4.289 - 0.180 = 4.109 \quad P = 5978^t$$

$$\sigma_{p,u}^0 = 5978 \left(\frac{1}{12.7920} + 4.109 \times \frac{0.04145}{0.03440} \right) = 1.485 \frac{t}{m^2} - 378$$

断面一次元-セント.

Sect 8

$$Q_{11} = 2.9800 \times 3.224 + 1.000 \times 3.577^2 \times \frac{1}{2} = 16.0767$$

$$Q_0 = 16.0767 - 1.000 \times 3.671^2 \times \frac{1}{2} = 9.3386$$

$$Q_u = 16.0767 - 1.000 \times 2.752^2 \times \frac{1}{2} = 12.2899$$

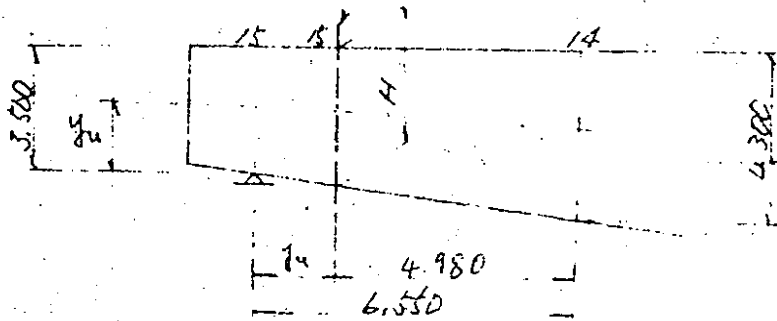
Sect. 9.

$$Q_{11} = 3.2000 \times 3.159 + 1.000 \times 3.559^2 \times \frac{1}{2} = 16.4420$$

$$Q_0 = 16.4420 - 1.000 \times 3.739^2 \times \frac{1}{2} = 9.4519$$

$$Q_u = 16.4420 - 1.000 \times 2.659^2 \times \frac{1}{2} = 12.9069$$

§17 橋台支差付近の断面性能
 設計断面.



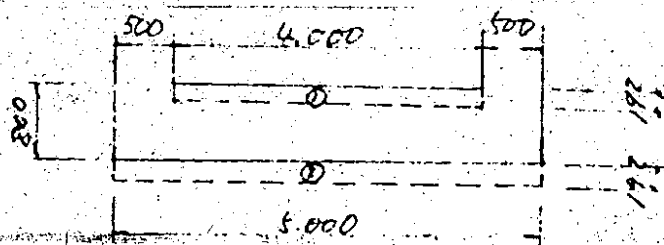
$$y = 1.570$$

$$H = (4.300 - 3.500) \frac{1.520}{6.550} + 3.500$$

$$= 3.692$$

* 斜引張応力方の計算に用いた上記設計断面は
 便宜上は断面②とす。

断面性能



b	h	A	y_0	$A \cdot y_0$	e	Ae^2	I
① - 4.000	0.192	- 0.7680	2.796	- 2.1473	0.757	- 0.4401	- 0.0024
② + 5.000	0.192	+ 0.9600	3.596	+ 3.4522	1.557	2.3273	+ 0.0027
桁高 3.500 の断面		8.4540	1.930	16.3162	0.109	0.1004	13.5465
		8.6460		17.6211		1.9876	13.8488

$$y_0 = 2.039$$

$$I = 15.8364$$

$$Z_0 = 7.6674$$

$$y_u = 1.653$$

$$Z_u = 9.5804$$

$$1/A = 0.1157$$

$$1/I = 0.0631$$

$$1/Z_0 = 0.1304$$

$$1/Z_u = 0.1044$$

橋台夏美河迄設汀断面の断面一次元メント。

$$Q_n = 1.000 \times 1.653^2 \times \frac{1}{2} + 4.000 \times 0.800 \times 1.253 = 5.3758$$

$$Q_o = 5.3758 - (2.039 - 0.550)^2 \times 0.5 = 4.2672$$

$$Q_u = 5.3758 - (1.653 - 0.900)^2 \times 0.5 = 5.0923$$

プレート

鋼材系

$$12L \times 6 = 0.756$$

$$16L \times 2 = 0.320$$

$$27C \times 2 = 0.540$$

$$39C \times 2 = 0.780$$

$$53C \times 1 = 0.530$$

$$13 \quad 2.926$$

$$P = 13 \times 2 \times 49 = 1.274 \text{ t}$$

$$y_o = 0.225$$

$$e = 2.039 - 0.225 = 1.814.$$

$$\hat{S}_{pu}^c = 1.274 \left(0.1157 \pm \frac{0.1304}{0.1044} \times 1.814 \right) = 1.274 \begin{pmatrix} 0.3522 \\ -0.0737 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 449 \\ -94 \end{pmatrix} \frac{1}{2}$$