

土 木 研 究 所 資 料

第 1 1 1 1 号

コンクリート部材の曲げ破壊に対する 設 計 法 に 関 す る 検 討 資 料

昭和51年2月

建 設 省 土 木 研 究 所
橋 梁 研 究 室

ま え が き

本資料は、コンクリート部材の曲げ破壊に対する設計法の検討のために行った計算結果を中心にとりまとめたものである。計算は主に建設省千葉支所に設置されている電子計算機を用いて橋梁研究室で作成したコンクリート断面任意解析プログラムを用いて行った。

なお、試算に用いたコンクリート断面諸元は巻末に載せてある。

昭和51年1月

橋梁研究室 主任研究員 朝 倉 肇

(現、九州地方建設局福岡国道工事々務所)

目 次

1	概 要	1
2	現行の設計法によって設計された鉄筋コンクリート構造物の曲げ破壊安全度	2
2.1	鉄筋コンクリートげた	2
2.2	鉄筋コンクリート橋脚	4
3	曲げ破壊強度の簡易計算法	8
3.1	鉄筋コンクリートげた	8
3.2	プレストレストコンクリートげた	10
4	暫定設計法による曲げ破壊安全度の諸外国基準との比較	12
4.1	概 説	12
4.2	鉄筋コンクリートげた	13
4.3	プレストレストコンクリートげた	13
5	鉄筋コンクリート断面の曲げ強度に対する材料安全率および限界ひずみの影響度	17

1. 概 要

従来からプレストレストコンクリートでの設計は、許容応力度による検討の他に破壊に対する安全度の検討も行ってきたが、鉄筋コンクリートでは、破壊に対する安全度の検討は行っておらず、同じコンクリート構造でもその設計態度に差があった。また近年、諸外国においては従来の許容応力度法に代って構造物の安全度より明確にするとともに、構造物の性状を積極的に把握しようとする荷重係数設計法あるいは限界状態設計法といった新しい設計法が取り入れられつつある。

以上のような点を考慮し、今回のコンクリート道路橋示方書（以下道示と略す）の改訂では、鉄筋コンクリートに対してもプレストレストコンクリートと同様に許容応力度による検討と破壊に対する安全度の検討の両者によって設計を行おうとする意見が出された。

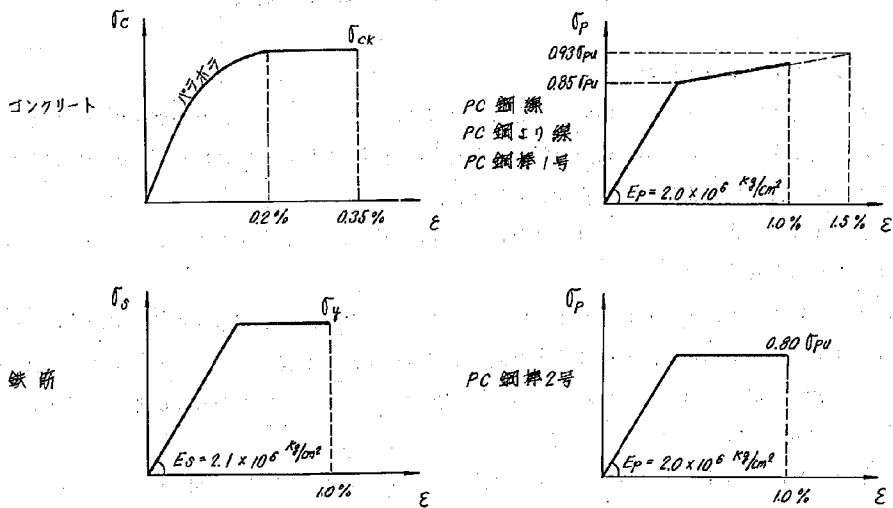


図-1 コンクリート、鉄筋およびPC鋼材の応力-ひずみ曲線

そこで、現行のプレストレストコンクリートの曲げに対する設計法の見直しと合わせて、コンクリート部材の曲げ破壊安全度に関する諸資料を作成し、その設計法の検討を行ってみた。

なお、破壊に対する検討法としては、現段階で後記コンクリート橋分科会で暫定的に決められている下記の条件を用いた。

すなわち、コンクリートおよび鋼材の応力-ひずみ曲線は、図-1に示す通りであり、荷重安全率は現行PC道示と同じとし、(1)死荷重と活荷重の荷重安全率をそれぞれ1.3および2.5とする場合(2)死荷重と活荷重の荷重安全率をともに1.8とする場合の2つの組合せを考え、影響の大きい方を用いるものとした。また以下においては断面の終局抵抗曲げモーメントを破壊曲げモーメント、荷重安全率を乗じない設計曲げモーメントを単に設計曲げモーメント、設計曲げモーメントに荷重安全率を乗じたものを終局設計曲げモーメントと呼ぶこととする。

2. 現行の設計法によって設計された鉄筋 コンクリート構造物の曲げ破壊安全度

2.1 鉄筋コンクリートげた

まず、許容応力度法に基づいて設計されている鉄筋コンクリートのけたが破壊に対してどの程度の安全度を有しているか、前記の暫定荷重安全率を用いた場合一般には断面が許容応力度で決まるのか、破壊で決まるのかを検討してみた。

表-1は、許容応力度法で設計されたけたの実際の設計曲げモーメントをもとに上記のような検討を行ったものである。

表においてMⅠは実際の設計曲げモーメントであり、MⅡは荷重安全率を乗じて求めた終局設計曲げモーメントであり、MⅢは前記の仮定に基づいて求めた破壊曲げモーメントである。

この表からMⅢ/MⅠ、すなわち、実際の設計曲げモーメントに対する破壊曲げモーメントの比は、1.78～4.75でありかなりばらつきのあることがわかる。

また、MⅢ/MⅡ、すなわち、終局設計曲げモーメントに対する破壊曲げモーメントの比は0.92～2.09であり、場合によっては1.0以下となることがわかる。すなわち、断面が破壊安全度の検討で決まることがあることがわかる。

しかしながら表-1は、実際の断面および設計モーメントを基にしたものなので設計荷重時の応力に余裕がある場合が含まれている。

そこで、各種の断面形状について鉄筋の応力度が許容応力度に等しくなる曲げモーメントを設計曲げモーメントとして上記と同様の検討を行ってみた。

この検討に際しては鉄筋比の影響があると思われたので、床版およびTげたについて、示方書で規定されているはりの最小鉄筋比0.5%の場合と弾性計算における釣合鉄筋比の場合とについ

表-1 鉄筋コンクリートげたの破壊安全度

番号	断面形状	断面高さ (cm)	設計曲げモーメントM I (t・m)			終局設計曲げモーメントM II (t・m)	破壊曲げモーメントM III (t・m)	$\frac{M III}{M I}$	$\frac{M III}{M II}$
			Md	Me	ΣM				
1	ホロースラブ	90			442.54		1367.46		3.09
2	床版 (1)	22	0.60	3.48	4.08	9.48	14.42	3.53	1.52
3	" (2)	22	0	$\alpha=0.8$	3.90	9.75	14.89	3.82	1.53
4	" (3)	18	0.24	2.62	2.86	6.86	11.13	3.89	1.62
5	" (4)	18	0	$\alpha=0.752$	2.76	6.90	11.71	4.24	1.70
6	" (5)	27	-0.954	-3.07	-4.024	-8.91	-18.62	4.63	2.09
7	" (6)	27	-0.83	-6.24	-7.07	-16.71	-18.33	2.59	1.09
8	" (7)	18	-0.34	-4.51	-4.85	-11.742	-15.05	3.10	1.28
9	" (8)	27	-0.954	-6.14	-7.094	-16.59	-33.67	4.75	2.03
10	矩形梁	160	503.23	217.36	720.59	1287.1	1641.24	2.28	1.27
11	"	130	341.87	170.71	512.58	922.64	1087.95	2.12	1.18
12	ラーメンスラブ	120			154.0		383.22	2.49	
13	"	170			305.0		571.79	1.87	
14	"	120			177.8		385.36	2.17	
15	T げた	100			115.0		270.66	2.35	
16	"	100			107.0		254.71	2.38	
17	"	110	56.50	61.6	118.1	227.45	209.67	1.78	0.92
18	ホロースラブ	80	276.90	214.6	491.5	896.47	1035.24	2.11	1.12
19	"	80	-374.3	-159.2	-533.5	-960.3	1344.29	2.52	1.40
20	"	90	138.9	230.3	369.2	756.45	937.42	2.54	1.24
21	"	90	-469.4	-244.4	-713.8	-1284.84	1800.99	2.52	1.40
22	"	90	370.2	281.8	652.0	1185.76	1242.07	1.91	1.05
23	ゲルバー桁	150			1050		2043.08	1.95	
24	"	150			625		1357.97	2.17	
25	"	150			709		1682.37	2.37	
26	橋脚	220	452	158	610	1098.00	1581.44	2.59	1.44
27	"	200	207	93	300	540.00	663.11	2.21	1.23
28	"	200	240	97	337	606.60	725.94	2.15	1.20
29	"	242.1	428	135	563	1013.40	1249.90	2.21	1.23
30	ラーメン	95	50.3	68.8	119.1	237.39	234.23	1.97	0.99
31	"	135	59.3	48.2	107.5	197.59	385.07	3.58	1.95

て、上記定義に基づく設計曲げモーメントM I と破壊曲げモーメントM III との比を求めてみた。
この結果が、表-2 である。この表からM III / M I は鉄筋比の影響をほとんど受けないことが明らかとなった。

表-2 鉄筋比が曲げ破壊安全度におよぼす影響

		設計曲げモーメント $M_I (t \cdot m)$	破壊曲げモーメント $M_{III} (t \cdot m)$	M_{III}/M_I
床版	最小鉄筋比 $p=0.5\%$	2.03	4.66	2.3
	鈎合鉄筋比 $p=1.85\%$	6.93	16.20	2.34
T げた	最小鉄筋比 $p=0.5\%$	18.6	33.00	1.77
	鈎合鉄筋比 $p=1.07\%$	118.1	213.7	1.81

そこで、以下の検討では、実断面の鉄筋量について計算した。

表-3 が計算結果である。この表から許容応力度一杯の設計を行った場合はTげた、ホロースラブ、ラーメン橋等死荷重に比し活荷重による曲げモーメントが大きい部材では M_{III}/M_{II} は1.0以下となり、断面が破壊で決まることがあることがわかる。

なお、最後の欄は $M_{II}=M_{III}$ となる M_ℓ/M_d 比の大きさであり、この比が表に示した値より大きい場合は断面は破壊で決まることとなる。

表-3 断面形状と曲げ破壊安全度の一般的関係

タイプ	設計曲げモーメント $M_I (t \cdot m)$	終局設計曲げモーメント $M_{II} (t \cdot m)$	破壊曲げモーメント $M_{III} (t \cdot m)$	M_{III}/M_{II}	M_ℓ/M_d
1 床版	6.93	—	16.20	—	6.392
2 矩形梁	868.19	1562.74	1641.24	1.050	0.968
3 T げた	116.41	224.20	210.85	0.940	0.742
4 ホロースラブ	513.05	1051.00	937.42	0.812	0.783
5 ラーメン橋	131.05	262.38	234.23	0.893	0.665
6 橋脚梁	371.59	668.86	725.94	1.085	1.196

以上の検討結果から、鉄筋コンクリート部材破壊安全度はプレストレストコンクリート部材と異なったものとなっていることが明らかとなった。

2.2 鉄筋コンクリート橋脚の破壊安全度

現行の鉄筋コンクリート部材の地震時に対する設計においては、常時に対し50%割り増した許容応力度で設計しており、(たとえばSD30すなわち降伏強度 3000 Kg/cm^2 の鉄筋に対して、 2700 Kg/cm^2 まで用いることを認めている。)このような設計において破壊に対する安全度がどの程度あるかを検討してみた。

表-4 橋脚の破壊安全度(全鉄筋を考慮した場合)

番号	断面形状	断面寸法 B×H(m)	設計断面力		弾性計算による(n=15)許容曲げモーメント			破壊曲げモーメント	MI	MII
			MI(t·m)	N(t)	$\sigma_c(\text{kg/cm}^2)$	$\sigma_s(\text{kg/cm}^2)$	MI(t·m)	MII(t·m)	MI	MII
1		4.0×3.1		2633	100.7	2700	9956	1301.5		1.31
2		3.3×5.0		1815	105.0	2450	10539	17334		1.64
3		4.0×2.0		416	92.8	2700	1972	3193		1.62
4		5.0×2.8	2178	1132	111.8	2700	3018	3695	1.70	1.22
5		6.5×3.0	3561	1805	105.6	2700	5410	7706	2.16	1.42
6		4.4×3.6	2464	1259	83.8	2700	3107	3938	1.60	1.27
7		6.0×2.0	3226	1191	105.0	2578	3575	4646	1.44	1.30
8		3.5×1.9		1037	140.3	2700	3427	4674		1.36
9		1.9×3.5		849	122.4	2700	4631	8110		1.75
10		2.1×3.5	4874	868	119.2	2700	5531	8712	1.79	1.58
11		1.1×1.2	310	99	122.8	3000	331	511	1.65	1.54
12		2.3×3.5	2259	664	116.5	2700	2246	3405	1.51	1.52
13		2.7×2.3	3386	1028	132.2	2700	3660	5311	1.57	1.45
14		D=3.2	3028	828	119.7	2700	3531	5781	1.91	1.64
15		D=4.5	10526	1748	124.2	2700	10765	18118	1.72	1.68
16		D=1.6	443	141	135.0	2668	527	949	2.14	1.80
17		0.85×0.6			124.5	3000	74	106		1.43
18		1.15×1.15			110.1	3000	371	524		1.41
19		1.15×1.15			105.4	3000	264	392		1.48
20		D=1.5			105.0	2583	252	429		1.70
21		D=1.5			105.0	2616	252	425		1.69
22		D=1.5			105.0	608	265	655		2.47
23		0.85×0.85	151.5	99.5	135.0	2485	163	280		1.71
24		0.85×0.85	133.6	181.4	135.0	1977	156	300	2.25	1.92
25		0.85×0.85	130.5	194.8	135.0	1898	155	303	2.32	1.95
26		0.85×0.85	149.6	93.8	135.0	2616	159	262	1.75	1.65
27		0.85×0.85	148.8	107.2	135.0	2527	158	265	1.78	1.68
28		0.85×0.85	164.8	167.8	135.0	2119	152	281	1.71	1.85
29		D=1.0		50	157.9	2700	138	250		1.81
30		D=1.0		100	171.9	2700	149	262		1.75
31		D=1.0		200	175.0	2262	150	286		1.91
32		D=1.0		300	175.0	1804	149	308		2.07
33		D=1.0		50	144.2	2700	112	196		1.75
34		D=1.0		100	160.3	2700	124	210		1.69
35		D=1.0		200	175.0	2368	135	237		1.76
36		D=1.0		300	175.0	1798	136	262		1.93

なお、以下の検討では、軸力は変化しないものとして曲げモーメントに対する安全度を論じている。

表-4は全鉄筋を考慮した場合の検討結果であり、MⅠは実際の設計に用いられた曲げモーメント、MⅡは $n=15$ と仮定した場合に、コンクリートあるいは鉄筋が50%割り増しした許容応力度に達する曲げモーメントで、MⅢは破壊曲げモーメントである。

この表から、当然のことながらコンクリート応力で決まっている断面や両側の鉄筋の寄与の大きい円形や正方形断面は破壊安全度が大きく一般に1.50以上あること(断面18, 19は例外)、小判型や比較的扁平で長軸まわりの曲げを受ける断面では比較的安全度が低く1.20~1.30のものが解る。

表-5は、一般の簡易計算で行われているように、矩形断面において両側の鉄筋を無視した場合について上記と同様の検討を行ってみたものである。

この表から当然のことながら破壊安全度 $MⅢ/MⅡ$ はかなり小さくなり、一般に1.20前後しかないことが解る。

表-5 橋脚の破壊安全度(両側の鉄筋を無視した場合)

番号	断面形状	断面寸法 B×H(m)	設計断面力		弾性計算による(n=15)許容曲げ モーメント			破壊曲げ モーメント	MIII MI	MIII MII
			MI(t·m)	N(t)	$\sigma_c(kg/cm^2)$	$\sigma_s(kg/cm^2)$	MII(t·m)	MIII(t·m)		
1										
2		3.3×5.0		1815	98.0	2700	8498	10148		1.19
3		4.0×2.0		416	71.3	2700	1274	1507		1.18
4										
5										
6										
7		6.0×2.0	3226	1191	105.0	2658	3541	4296	1.33	1.21
8		3.5×1.9		1037	136.5	2700	3246	4072		1.25
9		1.9×3.5		849	97.1	2700	2721	3245		1.19
10		2.1×3.5	4874	868	104.1	2700	4278	5197	1.07	1.21
11		1.1×1.2	310	99	115.8	3000	310	430	1.39	1.39
12		2.3×2.3	2259	664	102.0	2700	1693	2038	0.90	1.20
13		2.7×2.3	3386	1028	124.5	2700	3277	4070	1.20	1.24
14										
15										
16										
17		0.85×0.6			116.0	3000	69	83		1.20
18		1.15×1.15								
19		1.15×1.15			89.4	3000	256	311		1.21
20		1.15×1.15			90.8	3000	215	260		1.21
21										
22										
23		0.85×0.85	151.5	99.5	135.0	2798	154	197	1.30	1.28
24		0.85×0.85	133.6	181.4	135.0	2091	146	224	1.68	1.53
25		0.85×0.85	130.5	194.8	135.0	1987	145	229	1.75	1.58
26		0.85×0.85	149.6	93.8	135.0	2851	155	195	1.30	1.26
27		0.85×0.85	148.8	107.2	135.0	2729	149	199	1.34	1.34
28		0.85×0.85	164.8	167.8	135.0	2203	147	220	1.33	1.50

3. 破壊曲げモーメントの簡易計算法

3.1 鉄筋コンクリートげた

鉄筋コンクリート断面の破壊曲げモーメントの計算法の基本的な仮定は1.で述べた通りであるが、厳密解は煩雑な計算となるので簡易計算法を検討してみた。

すなわち、簡易計算法として、以下にしめすような従来のプレストレストコンクリート部材の破壊曲げモーメントの計算に用いられていた計算法を用い、これによる計算法による結果と1.に示した基本的な仮定に基づく厳密解とを比較してみた。

$$Mu = As \sigma_{sy} (ds - \frac{x}{2})$$

ここに σ_{sy} ; 鉄筋の降伏点応力度

As ; 鉄筋の断面積

ds ; 鉄筋の有効高さ

x ; 上縁より中立軸までの距離

中立軸が上突縁内にあるとき

$$x = \frac{As \sigma_{sy}}{b \sigma_{28}}$$

b ; 上突縁幅

表-6はその結果である。この表から上記の簡易計算法によっても十分正確に曲げモーメント Mu' が得られることがわかる。

表-6 鉄筋コンクリートげたの破壊曲げモーメントの厳密解
と簡易計算法による破壊曲げモーメントの比

番 号	断 面 形 状	断面高さ (cm)	破壊曲げモーメント の 厳 密 解 M_u	簡易計算法による破 壊曲げモーメント M_u'	$\frac{M_u}{M_u'}$
1	ホロースラブ	90	1367.46	1184.42	1.115
2	床 版 (1)	22	14.42	14.42	1.000
3	" (2)	22	14.89	14.72	1.012
4	" (3)	18	11.13	10.55	1.055
5	" (4)	18	11.71	11.28	1.038
6	" (5)	27	18.62	18.71	0.995
7	" (6)	27	18.33	17.94	1.022
8	" (7)	18	15.05	14.32	1.051
9	" (8)	27	33.67	33.62	1.002
10	矩 形 梁	160	1641.24	1600.59	1.025
11	"	130	1087.95	1058.43	1.028
12	ラーメンスラブ	120	383.22	383.70	0.999
13	"	170	571.79	574.47	0.995
14	"	120	385.36	384.57	1.002
15	T げ た	100	270.66	272.64	0.993
16	"	100	254.71	256.84	0.992
17	"	110	209.67	213.02	0.984
18	ホロースラブ	80	1035.24	998.35	1.037
19	"	80	1344.29	1286.08	1.038
20	"	90	937.42	918.00	1.021
21	"	90	1800.99	1770.23	1.017
22	"	90	1240.07	1227.85	1.012
23	ゲルバー桁	150	2043.08	2076.42	0.984
24	"	150	1357.97	1377.93	0.986
25	"	150	1682.37	1703.52	0.988
26	橋 脚	220	1581.44	1358.93	1.164
27	"	200	663.11	577.35	1.149
28	"	200	725.94	665.59	1.091
29	"	242.1	1249.90	925.80	1.350
30	ラ ー メ ン	95	234.23	235.77	0.993
31	"	135	385.07	367.51	1.048

以上の結果から一般の鉄筋コンクリート断面の破壊曲げモーメントの算定には、上記の簡易計算式を用いることができると考えられる。

なお、上式は破壊が鉄筋で決まる場合の強度計算式であるが、破壊がコンクリートで決まるような場合の破壊曲げモーメントは、鉄筋あるいはコンクリート(このような場合は当然コンクリー

ト)が許容応力度に等しくなる許容曲げモーメントよりはるかに大きくなるので、上記式による検討のみで十分である。

3.2 プレストレストコンクリートげた

プレストレストコンクリート断面の終局強度の計算は、昭和36年に制定された土木学会プレストレストコンクリート設計施工指針に拠って行われてきたが、本暫定案では材料の応力-ひずみ曲線、限界ひずみ等を変えたので、改めて簡易計算法の検討を行うこととした。

すなわち、PC鋼材の応力-ひずみ曲線の形状を考慮し従来のPC指針の σ_{pu} のかわりに σ_{py} を用いた下記の式による結果と1.で示した基本的な仮定に基づく厳密解との比較を行ってみた。

$$Mu = A_p \sigma_{py} \left(d_p - \frac{x}{2} \right) + A_s \sigma_{sy} \left(d_s - \frac{x}{2} \right)$$

ここに σ_{py} ; PC鋼材の降伏点応力度

A_p ; PC鋼材の断面積

d_p ; PC鋼材の有効高さ

中立軸が上突縁内にあるとき $x = \frac{A_p \sigma_{py} + A_s \sigma_{sy}}{b \sigma_{28}}$

表-7はその結果である。この表から上記の簡易計算法によっても十分正確に破壊曲げモーメントが得られることがわかる。なお、この比較は引張鉄筋も考慮して行ったものであるが引張鉄筋を無視した場合について比較しても同様な結果が得られた。

以上の結果から、一般のプレストレストコンクリート断面の破壊曲げモーメントの算定には、上記の簡易計算式を用いることができると考えられる。

なお、上式は破壊がPC鋼材で決まる場合の強度計算式であるが、鉄筋コンクリートの場合と同様な理由により破壊がコンクリートで決まる場合の検討は不要である。

表-7 プレストレストコンクリートげたの破壊曲げモーメントの
 厳密解と簡易計算法による破壊曲げモーメントの比

番号	断面形状 注)	σ_{ek} (kg/cm^2)	σ_{pu} (kg/cm^2)	σ_{py} (kg/cm^2)	破壊曲げモーメントの 厳密解 M_u	簡易計算法による 破壊曲げモーメント M_u'	$\frac{M_u}{M_u'}$
①	ボックス*	400	10,500	8,000	30,567	29,441	1.038
②	"*	400	12,000	9,500	17,000	16,640	1.022
③	T桁	400	15,500	13,500	516	516	1.000
④	ボックス	300	17,600	15,000	1,580	1,571	1.006
⑤	"	400	17,500	15,000	71,974	71,385	1.008
⑥	"	400	17,500	15,000	73,153	70,447	1.038
⑦	"	350	17,600	15,000	12,225	12,415	0.985
⑧	"	350	17,600	15,000	13,085	13,038	1.004
⑨	"*	400	10,500	8,000	7,152	7,002	1.021
⑩	ボックス*	400	10,500	8,000	20,814	20,113	1.035
⑪	T桁	400	15,500	13,500	799	798	1.001
⑫	ボックス	400	15,500	13,500	33,543	33,974	0.987
⑬	T桁	400	17,500	15,000	1,772	1,744	1.016
⑭	"	400	15,500	13,500	440	435	1.012
⑮	"	400	15,500	13,500	762	747	1.020
⑯	"	400	15,500	13,500	1,048	1,063	0.986
⑰	ボックス	400	17,500	15,000	52,900	52,376	1.010
⑱	T桁	400	15,500	13,500	710	720	0.986
⑲	合成桁	400	17,500	15,000	2,273	2,276	0.999
20	I桁	500	16,250	14,000	238	243	0.979
21	ホロー桁	500	16,200	14,000	179	177	1.011
22	I桁	400	17,500	15,000	2,828	2,841	0.995
23	"	400	17,500	15,000	1,970	1,945	1.013
24	"	400	17,500	15,000	1,532	1,531	1.001
25	ボックス	400	17,500	15,000	18,884	18,522	1.020
26	"	400	17,500	15,000	31,370	30,741	1.021
27	床板	400	16,500	14,500	9,950	10,180	0.978
28	"	400	16,500	14,500	6,900	6,835	1.010
29	"	400	16,500	14,500	9,910	10,180	0.974
30	"	400	16,500	14,500	6,830	6,835	1.000
31	"	400	16,500	14,500	7,580	7,655	0.991
32	"	300	11,000	9,500	7,640	7,646	1.000
33	"	400	16,500	14,500	5,460	5,468	0.999
34	"	300	16,500	14,500	6,770	6,739	1.005
35	"	300	16,500	14,500	6,790	6,739	1.008
36	"	400	16,500	14,500	6,790	6,937	0.979
37	"	400	16,500	14,500	11,640	11,175	1.042

注) *印を付したものはPC鋼棒2号を使用。

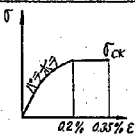
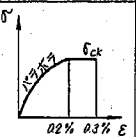
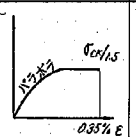
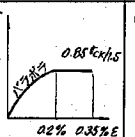
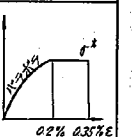
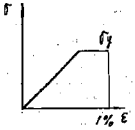
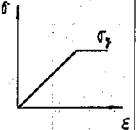
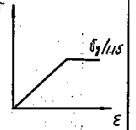
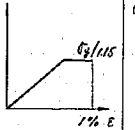
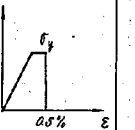
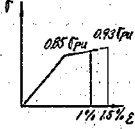
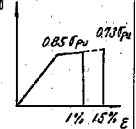
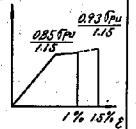
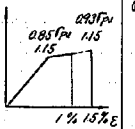
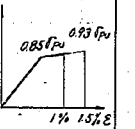
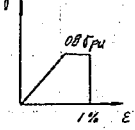
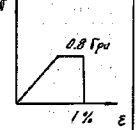
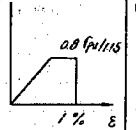
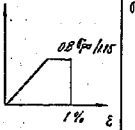
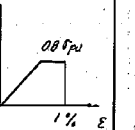
4. 暫定設計法と諸外国基準との安全度の比較

4.1 概 説

各基準はそれぞれ独自の荷重安全率および材料安全率を定めており、これらの値を別々に比較しても全体的な安全率の比較を行うことは難しい。そこで、1に示した仮定に基づくわが国の暫定案と諸外国の基準（ACI, AASHO, BS, CEB, DIN）による結果との相対的な安全率を求め比較してみることにした。

諸基準における応力-ひずみ曲線および荷重係数は表-8に示す通りとした。

表-8 破壊安全度の検討に用いた基本的仮定

		日 本	ACI, AASHO	BS	CEB	DIN
コンクリート						
鉄 筋						
PC 鋼材	PC 鋼線 PC 鋼1号線 PC 鋼棒1号					
	PC 鋼棒2号					
荷 重 係 数		$1.3D + 2.5L$ or $1.8(D + L)$	$1.4D + 1.7L$ (ACI) $1.3D + 2.17L$ (AASHO)	$1.4D + 1.6L$	$1.5(D + L)$	$1.75(D + L)$

注) DINにおける σ_{ck} と σ^* との関係は下表のように与えられている。

σ_{ck}	150	250	350	450	550
σ^*	105	175	250	270	300

なお、ACI、AASHTOのコンクリートの応力-ひずみ線については、簡易計算式においてはコンクリート上限強度に0.85を乗じた形となっているが、応力-ひずみ曲線の原則を記したところにはこのような記述はないので、表に示したごとく、上限値は σ_{ck} とした。また、BSにおいては、コンクリートの上限強度に立方体強度と曲げ強度との換算係数として0.67が乗じられているが本計算ではこの係数は考慮しないこととした。

PC鋼材の応力-ひずみ曲線は国によって異なっているが、基本的な形状は、わが国の暫定案の値を用いることとした。

また、DINのPC鋼材の限界ひずみは不明であったので1%と仮定した。

破壊安全度は荷重および強度に対して、それぞれわが国の暫定案による値と諸外国の基準による値との相対的安全率を求めこれらに乗じることにより全体的な相対的安全率を求め比較することとした。

すなわち、終局設計曲げモーメントについては大きな値を与えるものほど安全度が大きいわけであるから、諸外国の基準による値でわが国の値を除いて相対的安全率を求めた。この相対的安全率が1以上ならわが国の荷重係数は安全側の値を与えていることになるのはいうまでもない。

また、破壊曲げモーメントについては大きな値を与えるほど安全度が小さいわけであるから、わが国の値を諸外国の基準による値で除いて相対的安全率を求めた。

以上のようにして求めた相対的安全率を互に乗じたのが、全体としての相対的安全率となる。

4.2 鉄筋コンクリート

表-9には、鉄筋コンクリートげたについて4.1に基づいて求めた計算結果を示す。この表には、相対安全率の平均値および標準偏差も示してある。

なお、この表のACI、AASHTOの終局計算曲げモーメントは、4.1に示した仮定に基づいて求めた値に耐力低減係数0.9を乗じた値である。

この表から暫定案は床版については諸基準に比しかなり安全度が大きいことがわかる。

これは、鉄筋の許容応力度を $1,400 \text{ Kg/cm}^2$ におさえていることと、死荷重の比率が小さい床版では終局設計曲げモーメントが $1.3M_d + 2.5M_\ell$ で決まるためである。

床版以外についてみると、暫定案はいくらか安全側な結果を与えることがわかるが、結果的にはどの基準も荷重係数や材料の応力-ひずみ曲線の仮定に差があるにもかかわらず安全率にはそれほど大きな差がないことがわかる。

4.3 プレストレスコンクリート

表-10には、プレストレストコンクリートげたについて4.2と同様の計算結果を示す。

ただし、この表のACIの破壊曲げモーメントは4.1に示した仮定に基づいて求めた値に0.9を

乗じたものであり、AASHOの値は、下記の簡易計算式で求めた値に0.95を乗じたものである。

$$\text{矩形 } M_u = A_s \sigma_p \cdot d \left(1 - 0.6 \frac{p \cdot \sigma_p}{\sigma_{ek}} \right)$$

$$\text{T形 } M_u = A_{pw} \sigma_p \cdot d \left(1 - 0.6 \frac{A_{pw} \sigma_p}{b_w \cdot d \sigma_{ek}} \right) + 0.85 \sigma_{ek} (b - b_w) t (d - 0.5 t)$$

$$\text{ここに } \sigma_p = \sigma_{pu} \left(1 - 0.5 \frac{p \sigma_{pu}}{\sigma_{ek}} \right)$$

$$A_{pw} = A_p - A_{pf}$$

$$A_{pf} = 0.85 \sigma_{ek} (b - b_w) t / \sigma_p$$

$$p = \frac{A_p}{bd}$$

σ_{ek} ; コンクリートの設計基準強度

σ_{pu} ; PC鋼材の引張強度

σ_p ; PC鋼材の終局平均応力度

A_p ; PC鋼材の総断面積

A_{pf} ; フランジ張出部の終局コンクリート強度に相当するPC鋼材の断面積

A_{pw} ; ウェブ部（フランジ内も含む）の終局コンクリート強度に相当するPC鋼材の断面積

b ; フランジ幅

b_w ; ウェブ幅

t ; 平均フランジ厚

p ; PC鋼材比

表-9 鉄筋コンクリートの破壊安全度の諸基準との比較

番号	断面形状	断面高さ (cm)	設計曲げモーメント (t・m)			各基準と暫定案の終局設計曲げモーメントの比					各基準と暫定案の破壊曲げモーメントの比					暫定案の基準に対する相対的安全率 (左記の比の積)				
			Md	M _l	ΣM	ACI	AASHO	BS	CEB	DIN	ACI	AASHO	BS	CEB	DIN	ACI	AASHO	BS	CEB	DIN
2	床版(1)	22	0.60	3.48	4.08	1.394	1.135	1.468	1.533	1.314	0.906	0.906	0.849	0.834	1.089	1.263	1.029	1.246	1.279	1.431
3	" (2)	22	0	α=0.8	3.90	1.471	1.152	1.563	1.667	1.429	0.921	0.921	0.852	0.837	1.091	1.355	1.061	1.332	1.395	1.559
4	" (3)	18	0.24	2.64	2.86	1.430	1.144	1.513	1.595	1.367	0.896	0.896	0.835	0.813	0.883	1.281	1.025	1.291	1.297	1.214
5	" (4)	18	0	α=0.752	2.76	1.471	1.152	1.563	1.667	1.429	0.906	0.906	0.840	0.817	1.079	1.333	1.044	1.313	1.362	1.542
6	" (5)	27	-0.954	-3.07	-4.034	1.360	1.126	1.427	1.477	1.266	0.912	0.912	0.854	0.844	1.092	1.240	1.029	1.219	1.247	1.382
7	" (6)	27	-0.83	-6.24	-7.07	1.399	1.137	1.474	1.541	1.321	0.909	0.909	0.942	0.827	1.038	1.272	1.034	1.241	1.274	1.371
8	" (7)	18	-0.34	-4.51	-4.85	1.431	1.144	1.513	1.596	1.368	0.895	0.895	0.829	0.803	0.942	1.281	1.240	1.254	1.282	1.289
9	" (8)	27	-0.954	-6.14	-7.094	1.409	1.139	1.514	1.559	1.336	0.901	0.901	0.857	0.847	1.141	1.270	1.026	1.297	1.320	1.524
10	矩 形 梁	160	503.23	217.36	720.59	1.203	1.152	1.233	1.200	1.029	0.908	0.908	0.860	0.852	1.122	1.097	1.046	1.060	1.022	1.154
11	"	130	341.87	170.71	512.58	1.200	1.132	1.227	1.200	1.029	0.908	0.908	0.864	0.858	1.055	1.090	1.028	1.060	1.030	1.086
18	ホロースラブ	80	276.90	214.6	491.50	1.190	1.016	1.230	1.220	1.040	0.907	0.907	0.862	0.856	0.987	1.075	0.989	1.060	1.044	1.097
19	"	80	-374.3	-159.2	-533.5	1.210	1.150	1.230	1.200	1.030	0.904	0.904	0.860	0.852	1.079	1.094	1.040	1.058	1.022	1.017
20	"	90	138.9	230.3	369.2	1.290	1.120	1.350	1.370	1.170	0.922	0.922	0.863	0.859	0.984	1.189	1.033	1.165	1.177	1.151
21	"	90	-469.4	-244.4	-713.8	1.200	1.130	1.230	1.200	1.030	0.905	0.905	0.863	0.856	0.995	1.086	1.023	1.061	1.027	1.100
22	"	90	370.2	281.8	652.0	1.190	1.090	1.240	1.220	1.040	0.913	0.913	0.862	0.857	1.068	1.086	0.995	1.060	1.046	1.121
26	橋 脚	220	452.0	158.0	610.0	1.220	1.180	1.240	1.200	1.030	0.915	0.915	0.866	0.860	1.088	1.116	1.080	1.074	1.032	1.059
27	"	200	207.0	93.0	300.0	1.210	1.150	1.240	1.200	1.030	0.930	0.930	0.865	0.862	1.028	1.125	1.070	1.073	1.034	1.006
28	"	200	240.0	97.0	337.0	1.220	1.160	1.240	1.200	1.030	0.923	0.923	0.865	0.863	0.977	1.126	1.071	1.081	1.036	0.920
29	"	242.1	428.0	135.0	563.0	1.230	1.200	1.250	1.200	1.030	0.914	0.914	0.861	0.856	0.893	1.125	1.097	1.076	1.027	1.109
30	ラ ー メ ン	95	50.3	68.8	119.1	1.270	1.110	1.320	1.330	1.140	0.926	0.926	0.864	0.861	1.040	1.176	1.028	1.140	1.145	1.186
31	"	135	59.3	48.2	107.5	1.200	1.090	1.240	1.230	1.050	0.969	0.909	0.867	0.863	0.973	1.091	0.991	1.075	1.061	1.022
	平 均 値					1.296	1.136	1.347	1.362	1.167	0.911	0.911	0.856	0.847	1.031	1.180	1.036	1.154	1.150	1.207
	(除く床版)					1.218	1.135	1.251	1.228	1.052	0.914	0.914	0.863	0.858	1.022	1.114	1.038	1.080	1.054	1.079
	標 準 偏 差					0.1082	0.0272	0.1243	0.1795	0.1541	0.0084	0.0084	0.0110	0.0176	0.0690	0.0903	0.0270	0.0962	0.1314	0.1861
	(除く床版)					0.0282	0.0282	0.0390	0.0537	0.0316	0.0077	0.0077	0.0017	0.0028	0.0591	0.0331	0.0331	0.0316	0.0469	0.0700

注) □ を付した値は最大値 [] を付した値は最小値

表-10 プレストレストコンクリートの破壊安全度の諸基準との比較

	断面形状	断面高さ (m)	設計曲げモーメント (tm)				各基準と暫定案の終局設計曲げモーメント比					各基準と暫定案の破壊曲げモーメント比					暫定案の各基準に対する相対的安全率 (左記・比・欄)				
			Md	Me	Mo	EM	ACI	ASSHO	BS	CEB	DIN	ACI	ASSHO	BS	CEB	DIN	ACI	ASSHO	BS	CEB	DIN
1	ボックス	3.500	-11687.2	-2050.5	-	-13737.7	1.246	1.259	1.260	1.200	1.029	0.903	0.962	0.831	0.788	0.891	1.125	1.211	1.047	0.946	0.917
2	"	3.456	-5725.0	-2137.0	-	-7862.0	1.215	1.172	1.238	1.200	1.029	0.922	0.993	0.869	0.832	0.946	1.120	1.164	1.063	0.998	0.973
3	T 桁	1.250	191.7	82.4	-	274.1	1.208	1.152	1.233	1.200	1.029	0.890	0.977	0.863	0.868	0.988	1.075	1.126	1.187	1.042	1.017
4	ボックス	1.200	-558.7	-237.0	278.5	-517.2	1.272	1.200	1.307	1.261	1.036	0.962	0.861	0.890	0.841	0.961	1.224	1.033	1.163	1.061	0.996
5	"	5.300	17957.0	7933.0	6065.0	31755.0	1.178	1.130	1.200	1.172	1.025	0.985	1.019	0.908	0.850	0.961	1.160	1.151	1.090	0.996	0.985
6	"	5.300	-33803.0	-10106.0	15161.0	-23748.0	1.295	1.260	1.322	1.260	1.036	0.949	0.915	0.878	0.834	0.944	1.229	1.153	1.161	1.051	0.978
7	"	2.400	4704.2	1425.1	666.4	6795.7	1.209	1.185	1.227	1.187	1.027	1.033	1.038	0.984	0.874	0.989	1.246	1.230	1.207	1.037	1.015
8	"	2.400	-5580.0	-1315.0	1599.4	-5295.6	1.280	1.271	1.300	1.237	1.033	0.965	0.916	0.895	0.841	0.960	1.235	1.164	1.164	1.040	0.992
9	"	1.800	443.2	903.4	2021.5	3358.1	1.162	1.065	1.188	1.202	1.109	0.971	1.064	0.922	0.856	0.980	1.128	1.133	1.095	1.029	1.087
10	"	3.500	-8740.7	-1675.9	1964.8	-8451.8	1.279	1.288	1.296	1.229	1.032	0.944	1.025	0.864	0.852	0.973	1.207	1.320	1.146	1.047	1.005
14	T 桁	1.100	97.9	69.5	-	167.4	1.180	1.083	1.214	1.200	1.029	0.980	0.948	0.932	0.859	0.975	1.156	1.027	1.131	1.031	1.003
15	"	1.450	251.7	144.6	-	396.3	1.194	1.114	1.223	1.202	1.030	1.005	1.000	0.961	0.865	0.983	1.200	1.114	1.175	1.040	1.012
16	"	1.400	406.6	129.5	-	536.1	1.223	1.191	1.244	1.200	1.029	0.969	0.982	0.914	0.856	0.967	1.185	1.170	1.137	1.030	0.995
20	I 桁	1.000	56.5	33.4	-	109.9	1.218	1.096	1.255	1.255	1.078	1.004	1.067	0.958	0.887	0.975	1.223	1.188	1.202	1.076	1.051
21	ローン桁	0.700	53.8	32.5	-	86.3	1.183	1.107	1.220	1.200	1.029	0.915	0.922	0.827	0.750	0.768	1.084	1.021	1.009	0.912	0.881
27	床版	0.270	-0.128	-3.328	-	-3.456	1.454	1.149	1.542	1.637	1.403	1.039	1.018	0.957	0.897	0.973	1.511	1.170	1.522	1.468	1.365
28	"	0.270	0.188	1.964	-	2.152	1.431	1.144	1.513	1.597	1.369	1.014	0.988	0.956	0.889	0.950	1.451	1.130	1.446	1.420	1.301
29	"	0.270	-0.303	-3.448	-	-3.751	1.434	1.144	1.517	1.602	1.373	1.043	1.022	0.991	0.908	0.974	1.496	1.160	1.503	1.455	1.337
30	"	0.270	0.303	2.024	-	2.327	1.411	1.140	1.489	1.562	1.339	1.026	0.999	0.956	0.900	0.963	1.448	1.139	1.438	1.406	1.290
31	"	0.212	-0.073	-2.344	-	-2.417	1.457	1.149	1.546	1.642	1.408	0.954	0.984	0.894	0.847	0.966	1.405	1.131	1.382	1.391	1.260
32	"	0.200	-0.056	-2.044	-	-2.100	1.459	1.150	1.548	1.645	1.410	0.885	0.909	0.850	0.838	0.865	1.291	1.045	1.316	1.379	1.219
33	"	0.140	0.052	1.472	-	1.524	1.465	1.149	1.544	1.640	1.405	0.919	0.947	0.850	0.817	0.928	1.337	1.088	1.312	1.340	1.204
34	"	0.180	0.303	2.024	-	2.327	1.411	1.140	1.489	1.562	1.339	0.937	0.950	0.866	0.831	0.958	1.322	1.083	1.289	1.298	1.292
35	"	0.180	0.188	1.964	-	2.152	1.431	1.144	1.513	1.597	1.369	0.937	0.947	0.865	0.830	0.950	1.341	1.083	1.309	1.326	1.200
36	"	0.160	0.170	1.890	-	2.060	1.433	1.144	1.515	1.601	1.372	0.962	0.995	0.891	0.851	0.970	1.279	1.138	1.351	1.362	1.231
37	"	0.282	-0.240	-3.180	-	-3.420	1.439	1.145	1.523	1.611	1.380	0.875	0.965	0.827	0.763	0.981	1.259	1.105	1.260	1.229	1.253
	平均値						1.314	1.180	1.364	1.381	1.183	0.962	0.977	0.906	0.846	0.852	1.263	1.133	1.235	1.170	1.126
	(除く床版)						1.236	1.171	1.243	1.214	1.039	0.960	0.979	0.907	0.842	0.952	1.173	1.146	1.132	1.022	0.994
	標準偏差						0.1111	0.0553	0.1403	0.1971	0.1967	0.0474	0.0486	0.0511	0.0355	0.0458	0.1241	0.0645	0.1394	0.1602	0.1638
	(除く床版)						0.0519	0.0707	0.1409	0.0284	0.0223	0.0387	0.0574	0.0458	0.0300	0.0500	0.0547	0.0761	0.0565	0.0424	0.0469

注) Moは不特定曲げモーメント

□ を付した値は最大値 □ を付した値は最小値

5. 鉄筋コンクリート断面の曲げ破壊強度に対する材料安全率および限界ひずみの影響度

4 ◇ に示したごとく、諸外国の基準ではそれぞれ異なった材料安全率および限界ひずみを与えているが、それぞれの値が破壊強度におよぼす影響を調べることにした。

検討断面としては、図-2に示す通りの矩形およびT形断面を用い、鉄筋量としては最小鉄筋量、釣合い鉄筋量およびその中間とした。

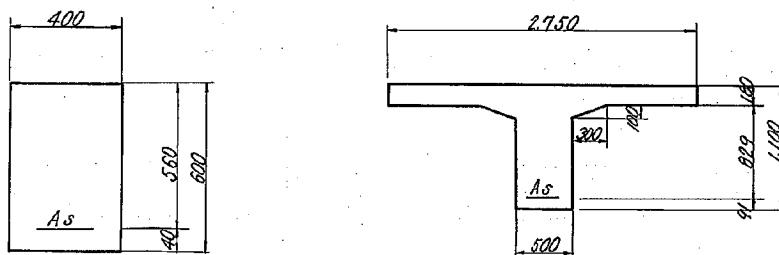


図-2 検討断面諸元

コンクリートの応力-ひずみ曲線は、0.2%を頂点とするパラボラとし限界ひずみは0.35%とした。(限界ひずみを0.25%とした場合についても以下に示すのと同じ計算を行ってみたが両者の結果にはほとんど差がなかった。)

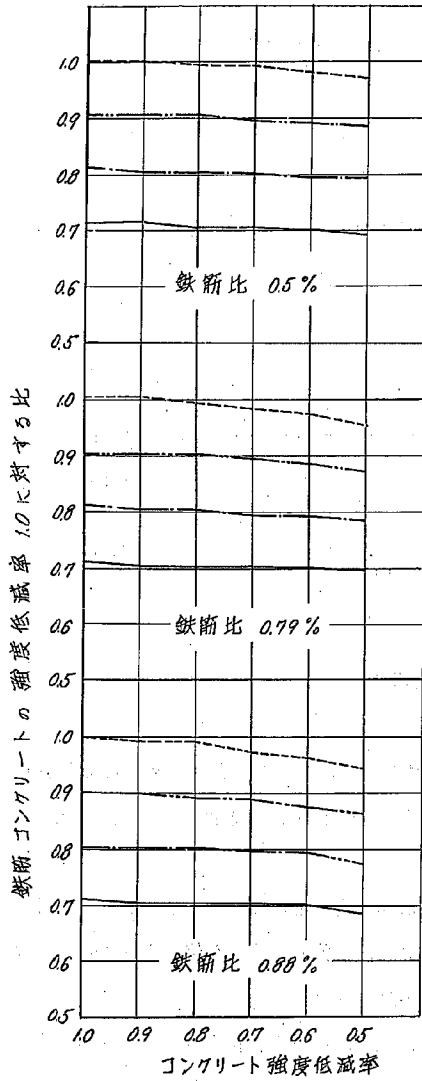
図-3はコンクリートおよび鉄筋の強度を低減すると破壊強度がどの程度変化するかを、材料強度を低減した場合の破壊強度を材料強度を低減しない場合の破壊強度で除した値によって示したものである。なお、この比較においては、鉄筋の限界ひずみは1%とした。

これらの図から、鉄筋の限界ひずみを一定とした場合破壊強度に最も影響するのは、鉄筋の強度であり、コンクリート強度はあまり影響しないこと。これらの傾向は、断面形状、鉄筋比が変化してもほぼ同様であること等がわかる。

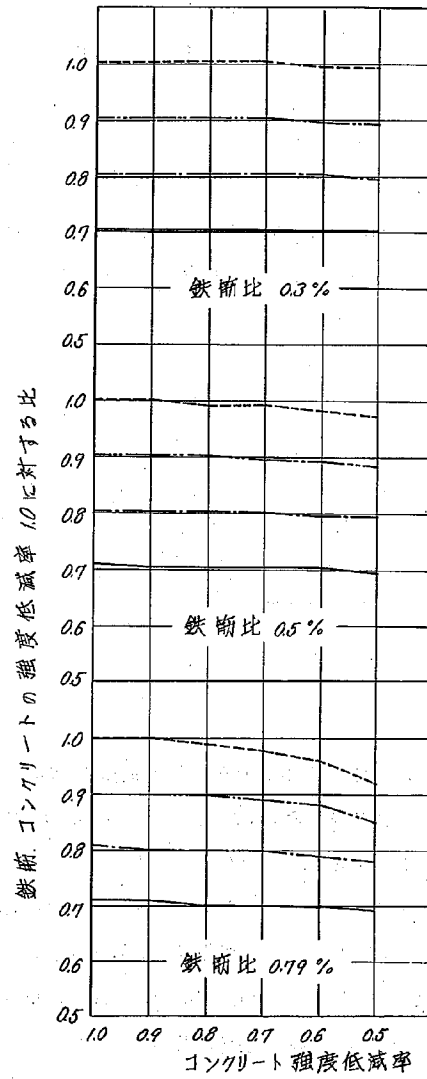
図-4は、鉄筋の限界ひずみが破壊強度にどの程度影響するかを前述の比較と同様に行ったもので、この比較においては鉄筋の強度は一定とし、コンクリート強度は変化させた。

これらの図から、鉄筋の限界ひずみもさほど破壊強度に影響しないことがわかる。

矩 型



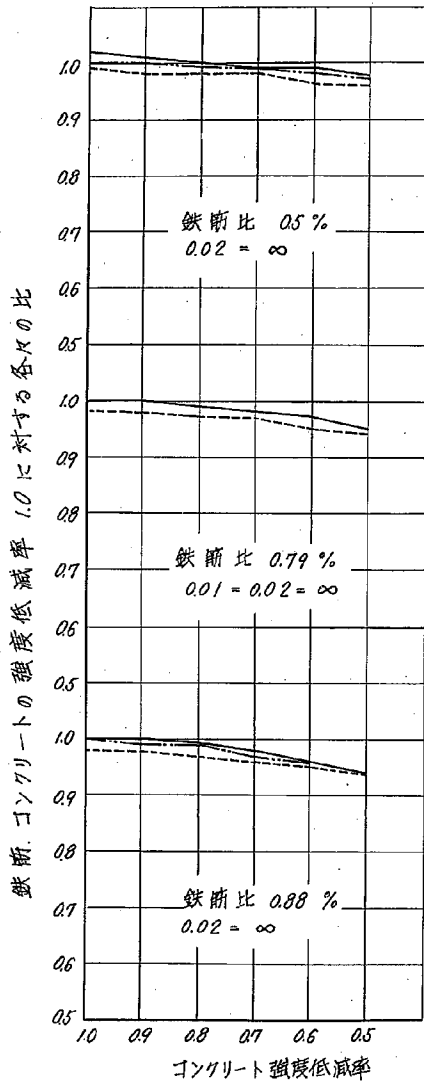
T 型



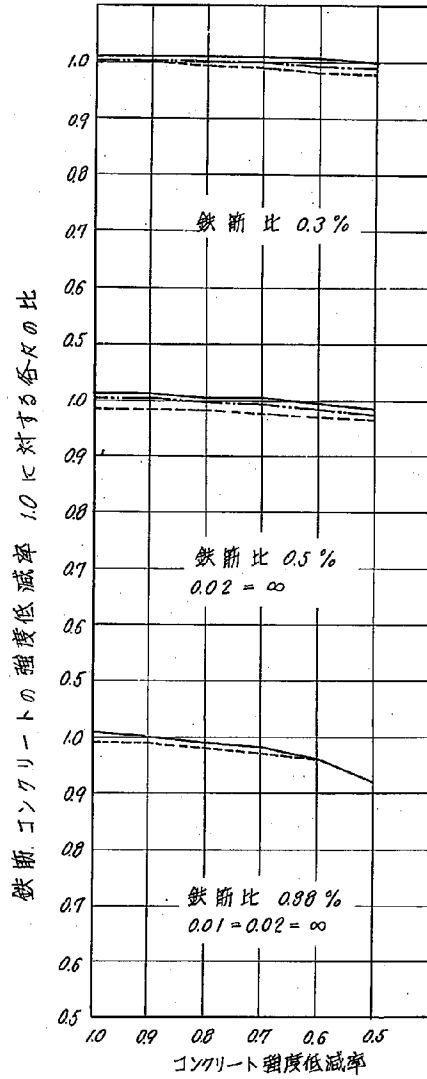
	鉄筋強度の低減率
----	1.0
- . - .	0.9
.....	0.8
————	0.7

図-3 材料強度の低減が終局強度におよぼす影響

矩 型



T 型



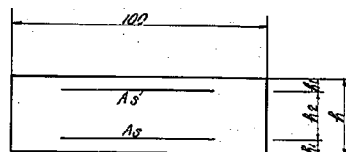
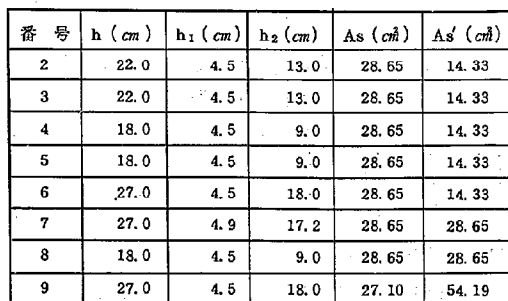
	鉄筋の限界ひずみ
----	0.5 %
-----	1.0 %
-----	2.0 %
-----	∞

図-4 鉄筋の限界ひずみが終局強度におよぼす影響

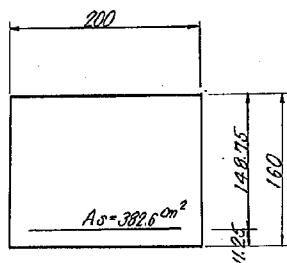
あ　と　が　き

本資料は、日本道路協会橋梁委員会示方書小委員会コンクリート橋分科会の審議過程で生じた問題点を検討するため橋梁研究室で作成した資料であり、コンクリート橋分科会の委員の方々の御協力に負うところが大きい。また、本資料の作成にあたってはピーエスコンクリート株式会社、佐藤雅則氏に多大な御尽力を載いた。ここに厚く御礼申し上げる。

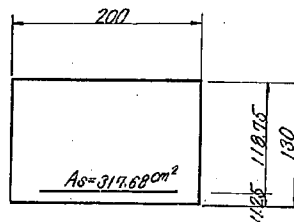
鉄筋コンクリートけた断面諸元



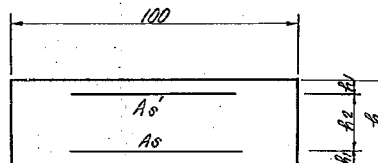
10



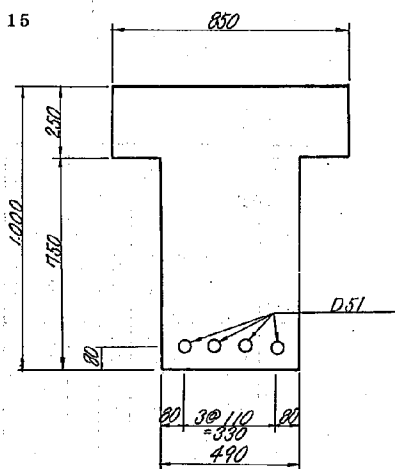
11



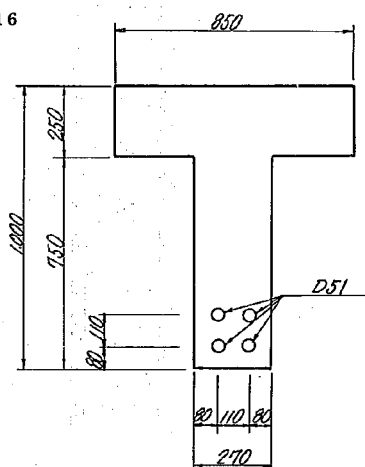
番号	h (cm)	h ₁ (cm)	h ₂ (cm)	As (cm²)	As' (cm²)
12	12.0	1.0	10.0	126.6	52.8
13	17.0	1.0	15.0	126.6	52.8
14	12.0	1.0	10.0	126.6	52.8



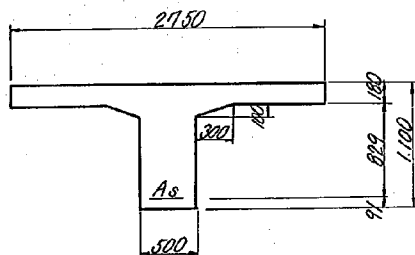
15

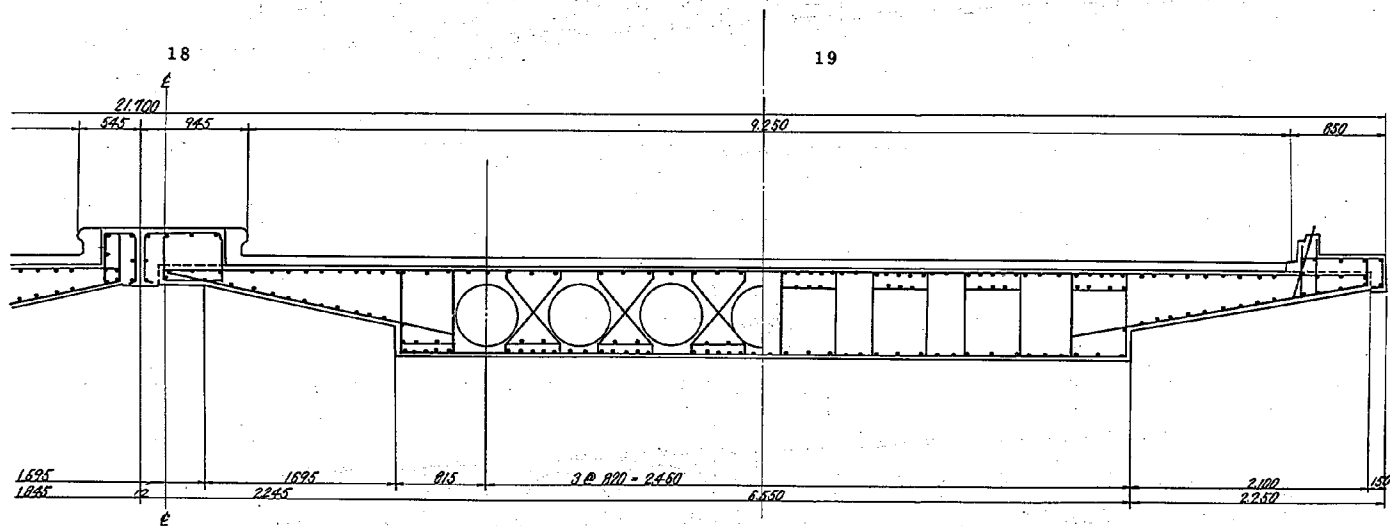


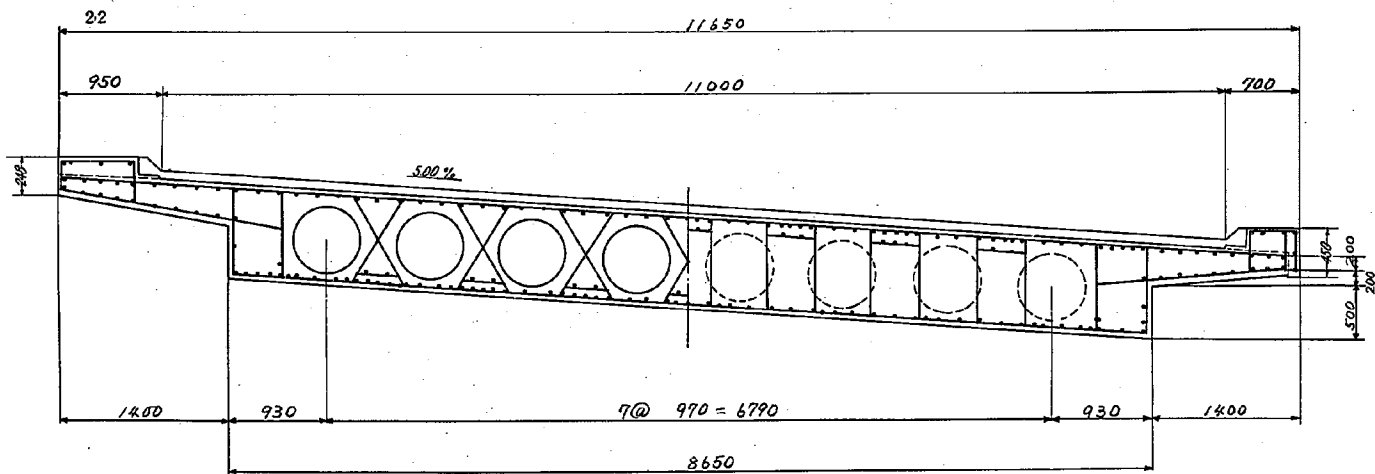
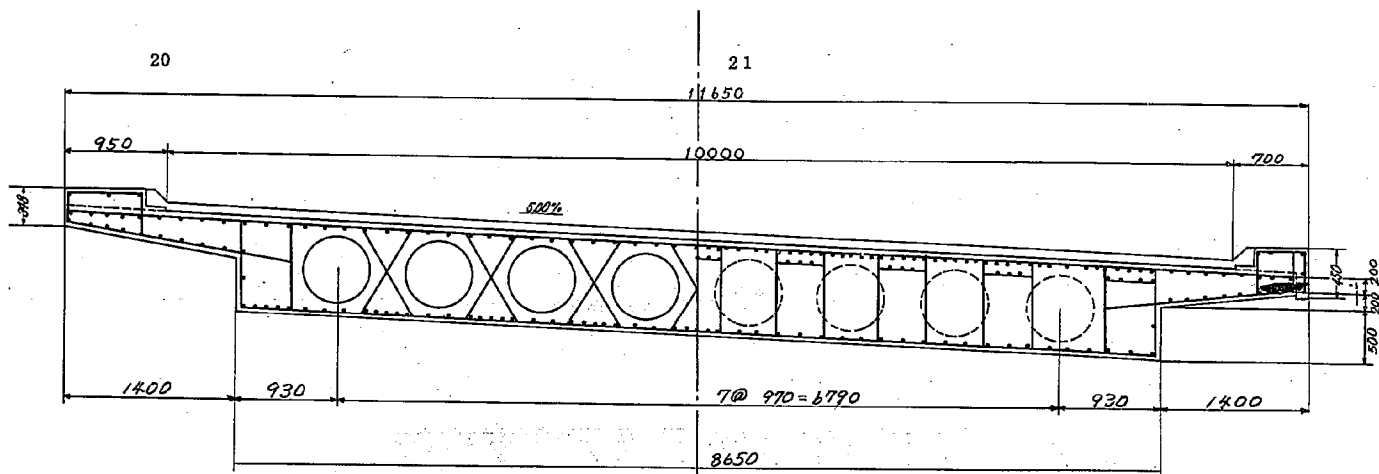
16



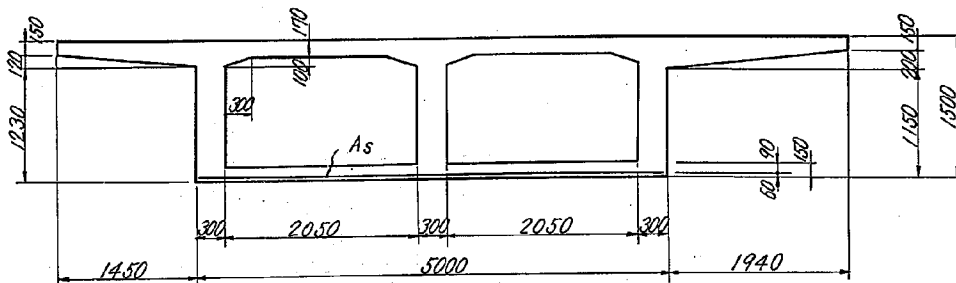
17



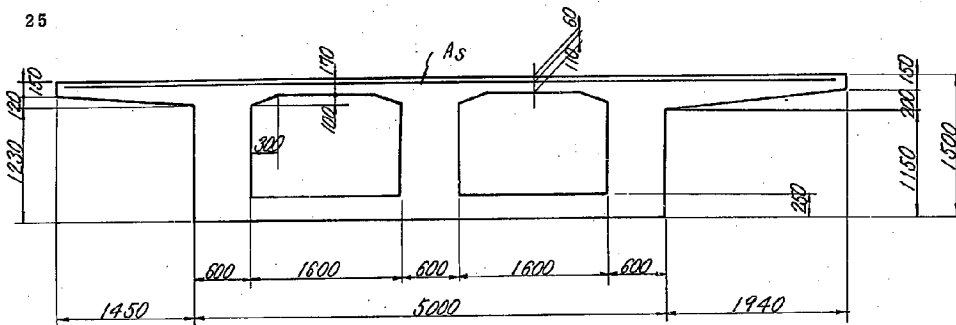




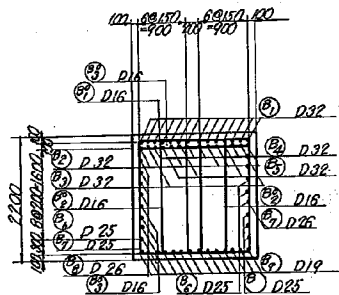
23, 24



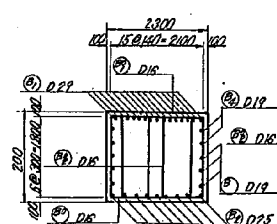
25



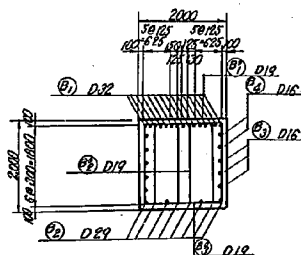
26



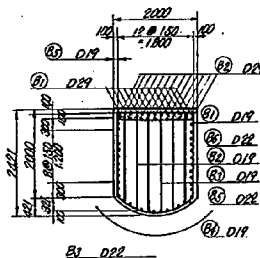
27



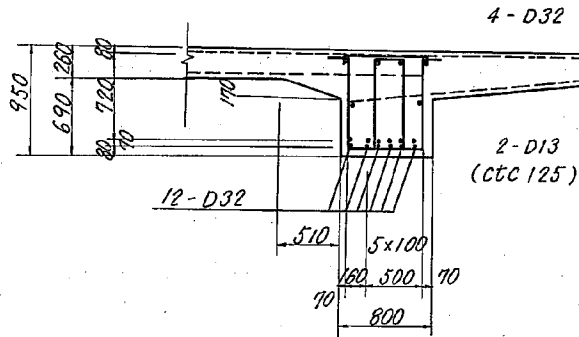
28



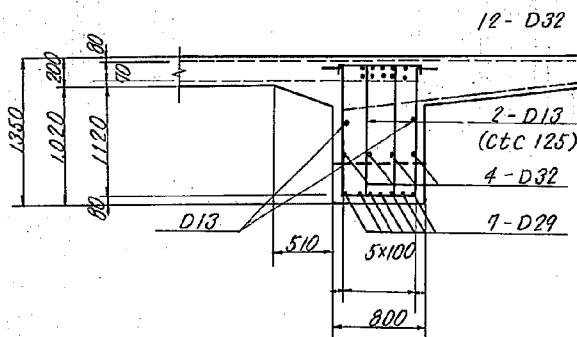
29



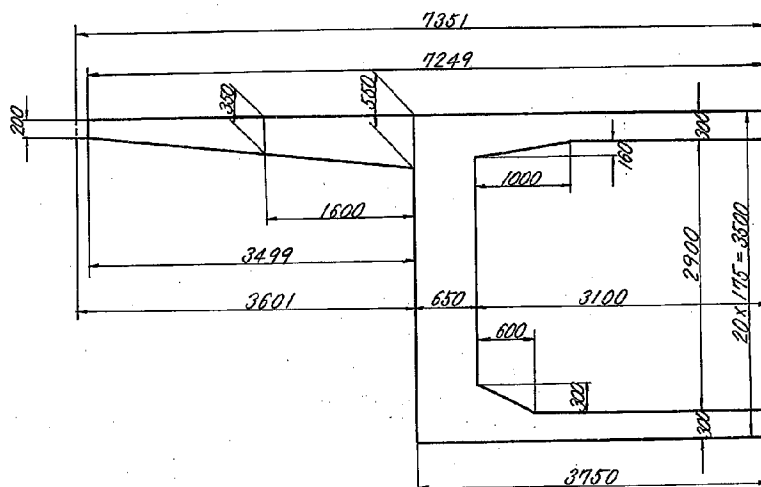
30



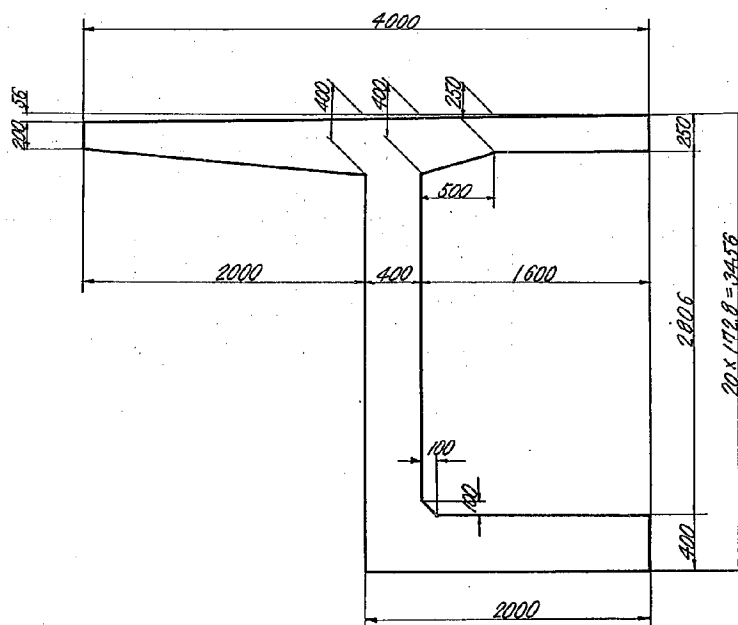
31



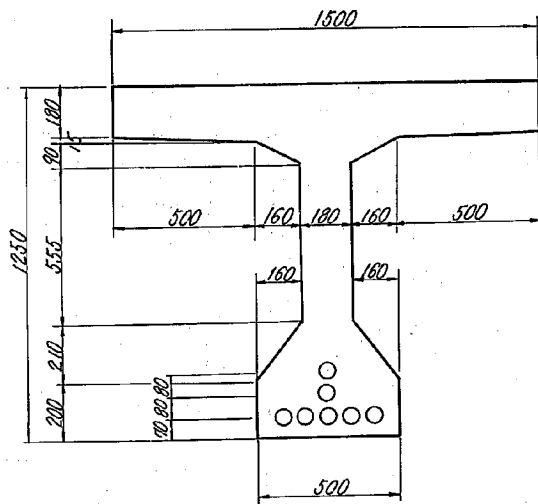
1



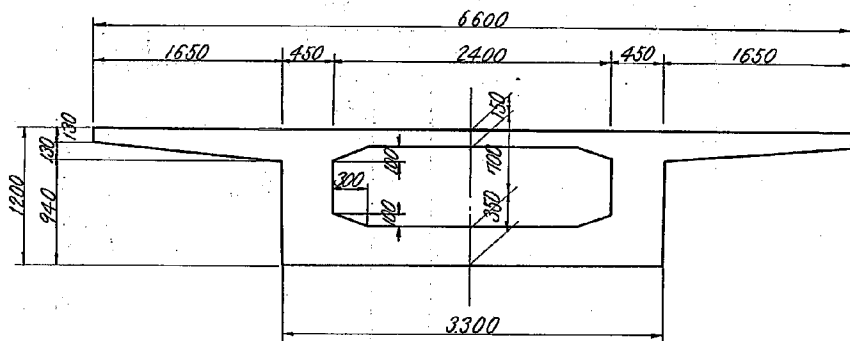
2



3



4

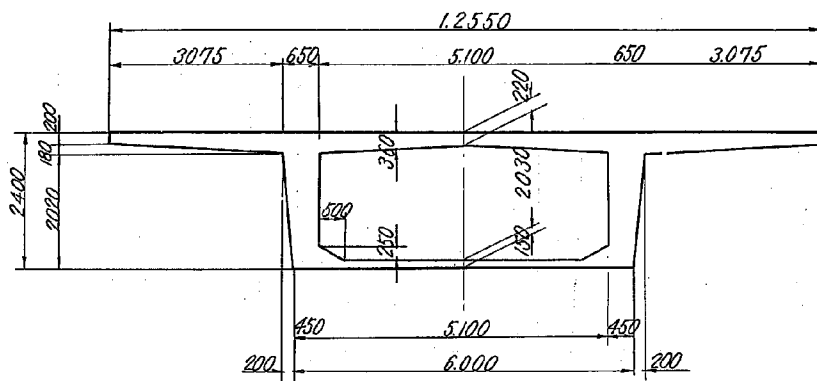


Technical drawing of a T-shaped cross-section of a beam. The drawing includes the following dimensions:

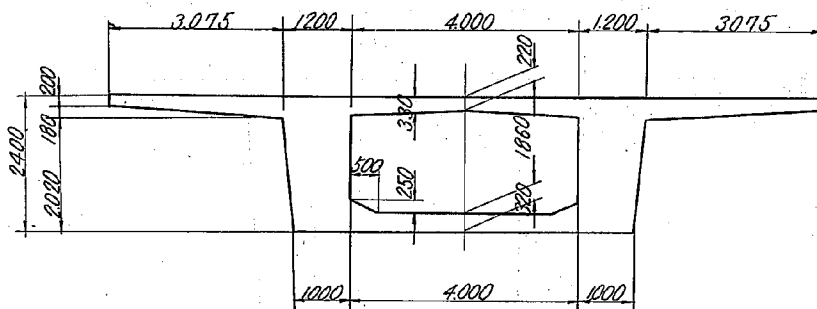
- Top Flange Widths (from left to right):** 2700, 100, 800, 4100, 800, 100, 2500. Total width: 11100.
- Web Height:** 5300.
- Bottom Flange Widths (from left to right):** 650, 4100, 650. Total width: 5400.
- Internal Dimensions:**
 - Top flange thickness: 250 (on the right side).
 - Web thickness: 250.
 - Bottom flange thickness: 250.
 - Internal width of the web: 1450.
 - Internal width of the bottom flange: 250.

[illegible]

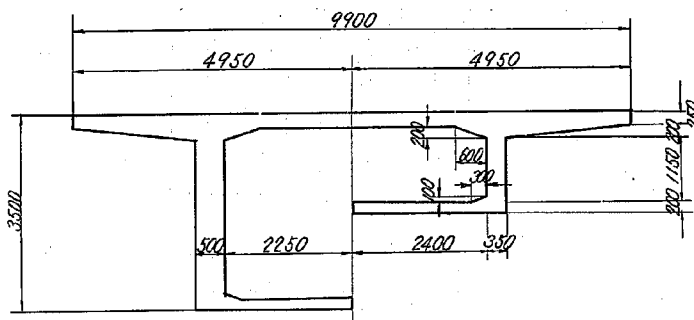
7



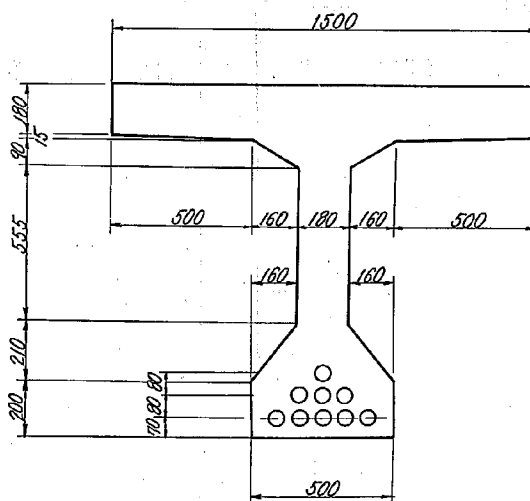
8



9, 10



11



Technical drawing of a mechanical part, likely a bracket or support structure, showing dimensions in millimeters (mm). The drawing includes a top view and a side view.

Top View Dimensions:

- Overall width: 5300 mm
- Overall height: 3400 mm
- Left side height segments: 2800 mm, 200 mm, 200 mm, 200 mm
- Right side height segments: 2800 mm, 200 mm, 200 mm, 200 mm
- Central cutout width: 2000 mm
- Central cutout height: 2450 mm
- Central cutout depth: 200 mm
- Central cutout width segments: 800 mm, 200 mm, 200 mm, 200 mm
- Central cutout height segments: 200 mm, 200 mm, 200 mm, 200 mm
- Central cutout depth segments: 200 mm, 200 mm, 200 mm, 200 mm

Side View Dimensions:

- Overall width: 2600 mm
- Overall height: 2600 mm
- Left side height segments: 2000 mm, 600 mm
- Right side height segments: 2000 mm, 600 mm
- Central cutout width: 2000 mm
- Central cutout height: 2450 mm
- Central cutout depth: 200 mm
- Central cutout width segments: 800 mm, 200 mm, 200 mm, 200 mm
- Central cutout height segments: 200 mm, 200 mm, 200 mm, 200 mm
- Central cutout depth segments: 200 mm, 200 mm, 200 mm, 200 mm

Technical drawing of a mechanical part, likely a bracket or support, showing dimensions in millimeters (mm). The drawing includes a side view and a top view.

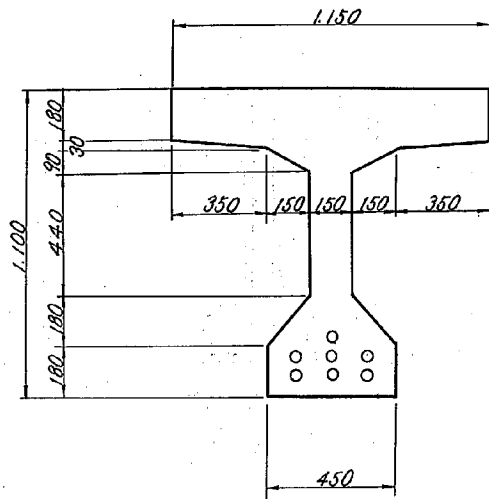
Side View Dimensions:

- Total height: 2080 mm
- Top section height: 180 mm
- Section below top: 150 mm
- Section below that: 20 mm
- Section below that: 1230 mm
- Section below that: 250 mm
- Bottom section height: 250 mm

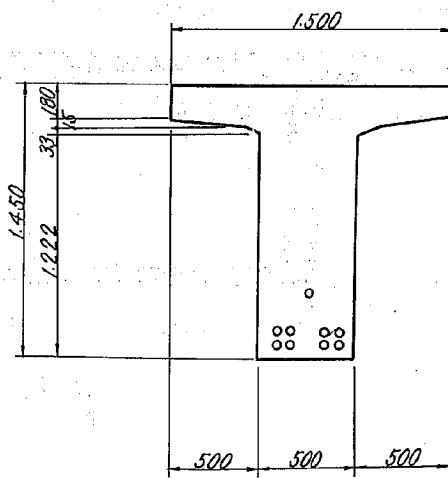
Top View Dimensions:

- Total width: 1955 mm
- Left flange width: 577.5 mm
- Distance between flanges: 300 mm
- Central slot width: 200 mm
- Distance between flanges: 300 mm
- Right flange width: 577.5 mm
- Bottom flange width: 600 mm
- Slot depth: 200 mm

14



15



Technical drawing of a T-beam cross-section showing dimensions in mm. The top flange has a width of 1250 mm and a thickness of 140 mm. The web has a width of 240 mm and a height of 635 mm. The bottom flange has a width of 1250 mm and a thickness of 140 mm. The total height of the section is 815 mm. The drawing includes reinforcement bars and stirrups.

Technical drawing of a reinforced concrete slab and beam cross-section. The drawing shows a rectangular slab with a central rectangular opening. Dimensions are given in cm.

Overall dimensions:
 Width: 410
 Depth: 1110

Opening dimensions:
 Width: 1570
 Depth: 85

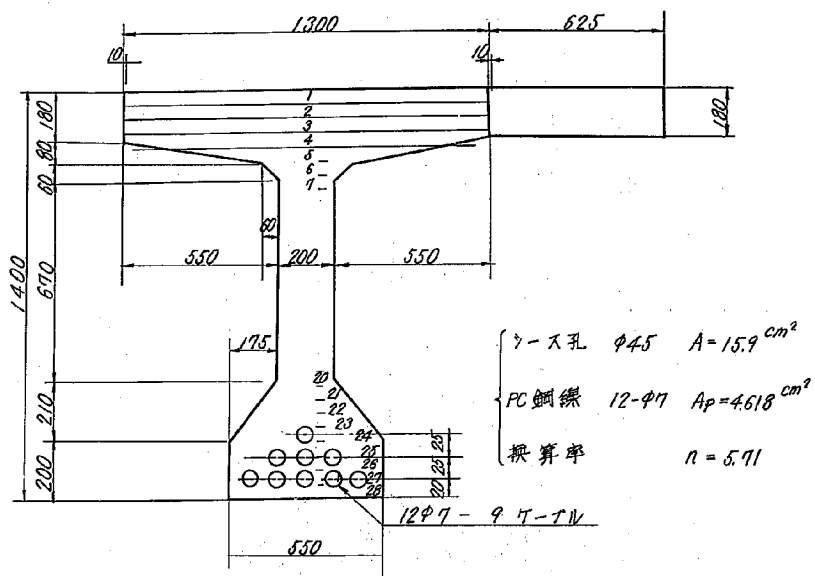
Slab thickness: 120

Beam depth: 442

Reinforcement details:
 Top reinforcement: 12-φ15.2 AP=16.644 cm²
 Bottom reinforcement: 12-φ15.2 AP=16.644 cm²

Text in Japanese: 軸方向筋は全てD13 (Longitudinal reinforcement is all D13)

18

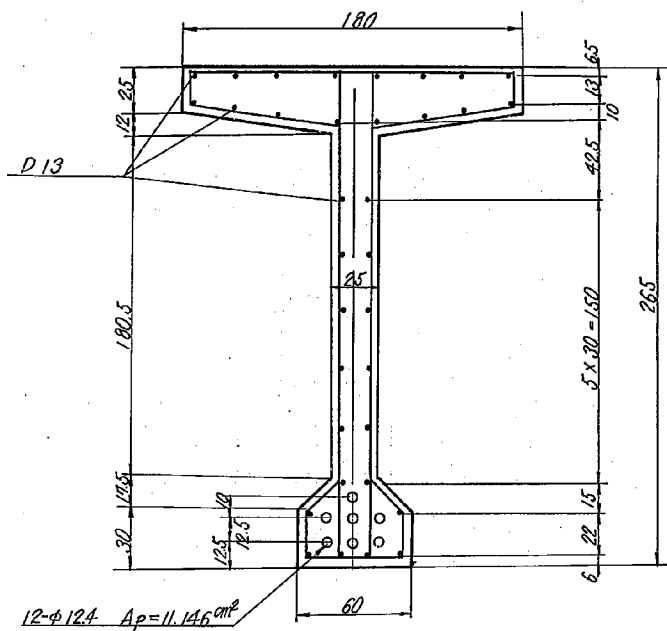


The technical drawing shows two views of a mechanical component:

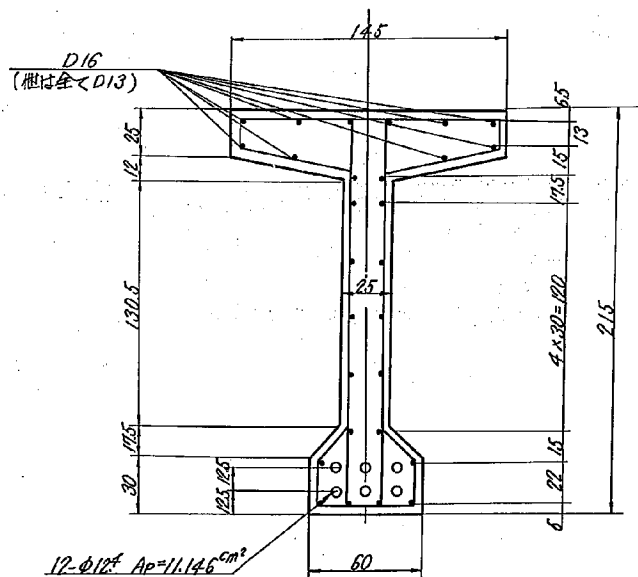
- Front View (Top):** Shows a profile with a total width of 750 and a total height of 1200. The top flange has a thickness of 20. The main body has a central vertical section with a width of 130. The side sections have widths of 310 each. There are sloped transitions between the flange and the main body.
- Top View (Bottom):** Shows the plan view of the component. It features a central rectangular area with a grid of 20 circular holes arranged in 4 rows and 5 columns. The overall width is 750, and the depth is 350. There are various fillets and chamfers indicated by curved lines.

Technical drawing of a reinforced concrete slab (SNPR 7A) showing dimensions and reinforcement details. The drawing includes a plan view of the slab with a central rectangular opening. Dimensions are given in millimeters (mm). The overall width is 700 mm, and the overall depth is 185 mm. The central opening has a width of 300 mm and a depth of 185 mm. The slab thickness is 50 mm. Reinforcement details include top bars (2A) and bottom bars (2A) with a spacing of 150 mm. The drawing is labeled "SNPR 7A" and "12.4-22".

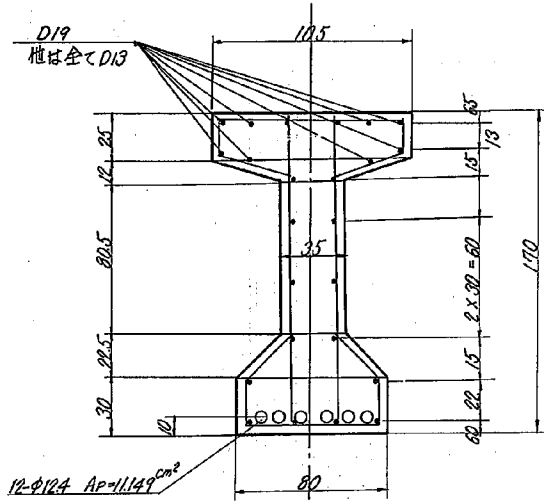
22



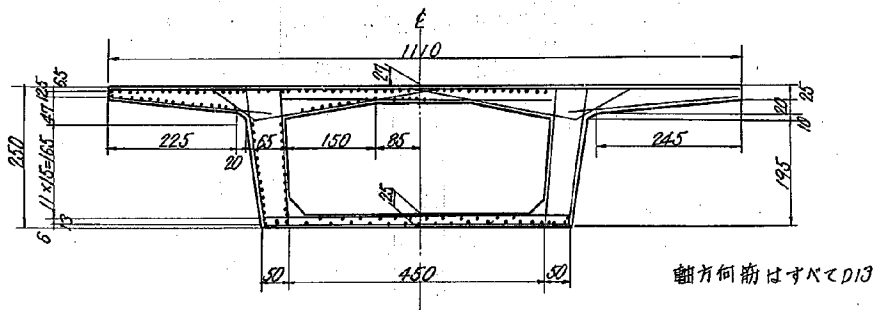
23

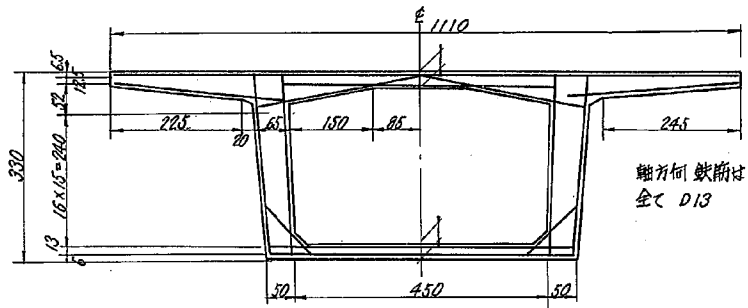


24



25





番 号	h (cm)	h_1 (cm)	h_2 (cm)	A_s (cm ²)
27~30	27.0	11.0	16.0	4.714
31	21.2	9.0	12.2	4.714
32	20.0	9.0	11.0	8.310
33	14.0	5.0	9.0	4.714
34~35	18.0	7.0	11.0	4.714
36	18.0	7.0	11.0	4.714
37	28.2	11.0	17.2	4.714

