室蘭工業大学
学術資源アーカイブ
Muroran Institute of Technology Academic Resources Archive

高さと断面変化を考慮せる矩形及び箱断面鋼桁模型の基礎実験について

メタデータ	言語: Japanese
	出版者: 室蘭工業大学
	公開日: 2014-07-04
	キーワード (Ja):
	キーワード (En):
	作成者: 中村, 作太郎, 志村, 政雄
	メールアドレス:
	所属:
URL	http://hdl.handle.net/10258/3462

高さと断面変化を考慮せる矩形及び箱断面鋼桁模型の基礎実験について

中村作太郎・志村政雄

On the Fundamental Experiment of the Rectangle and Box Steel Girder Models with Reference to Their Heights and the Longitudinal Change of Their Cross Sections

Sakutaro Nakamura and Masao Shimura

Abstract

The present writers had the Hakodate Dock Company and Tajiri Mechanical Engineering Company make eight steel girder models with the different heights, —five rectangle girders (span length $l=40$ cm, three girders with the constant cross sections, two girders with the inconstant cross sections) and three box girders (span length $l=80$ cm, two girders with the constant sections, one girder with the inconstant cross section).

We checked the following experiment with these models for details.

First, we loaded concentrically on the one point of the span centre of each rectangle girder model by use of an Amsler type compression tester (max capacity $=50$ t) and loaded concentrically on the two points of the span centre of each box girder model by use of a universal tester (RH-100 type, max capacity $=100$ t), and also by use of some strain meters and dialgauges measured the stress intensity of some cross sections and the deflection of the span centre within the elastic limit of each girder model.

Next, with careful observation, we compared the above-mentioned experimental values with the theoretical values, and explained also the difference between the experimental values of all girder models with the cross sections of the same type.

Still more, we observed and cleared up the phenomenon of elastic failure or buckling by creasing gradually a concentrated line load into a breaking one, and explained the influences of the creasing load and the partial distribution of concentrated line load, and also inquired into closely the influences of the depth and longitudinal change of the cross sections in the girder models.

I. 緒　　言

従来，矩形断面または箱断面を有する鋼桁の模型実験において，その断面高さの差異または縦軸方向の断面変化の影響を究明する目的で行なった研究論文はほとんど見当らない。諸研究者によって行なわれて来た模型実験[1)~5)]はそれぞれ独自の目的で，単独に行なわれているので，著者等の追究せんとする模型実験とは全く趣きが異なり，部分的応力現象を吟味する上において参考になるに過ぎない。

鈑桁または鋼I桁についての模型実験[6)~22)]はかなり多いが，矩形断面または箱断面を有する鋼桁の模型実験そのものさえきわめて少ない現状であり，この方面の研究は今後の開発にかかっているものと思う。この意味において研究の必要性に迫られ，著者等は本研究論文で述べるような基礎模型実験を試みた次第であり，その概要をあげれば次の通りである。

函館ドック株式会社に依頼して作った5個の鋼矩形断面桁模型（支間長 $l=80$ cm，等断面桁3個，変断面桁2個）と田尻機械工業株式会社に依頼して作った3個の鋼箱桁模型（支間長 $l=80$ cm，等断面桁2個，変断面桁1個）それぞれについて基礎実験[23),24)]を行なった。

すなわち，鋼矩形断面桁模型では支間中央に一点線荷重として集中載荷し，鋼箱桁模型では支間中央に二点線荷重として集中載荷したが，載荷装置としては前者にアムスラー型圧縮試験機（最大力量50 t），後者に万能試験機（RH-100型，最大力量100 t）を用いた。また数個の歪測定器とダイヤルゲージを用いて，数カ所の断面応力度と支間中央のたわみなどを各模型桁の弾性限度以内の範囲について測定し，実験結果を理論計算値と比較吟味することによりその差異の生ずる原因について追求した。更にまた，同型の断面を有する各模型桁相互間の実験結果を比較検討し，その差異の生ずる原因についても論究した。

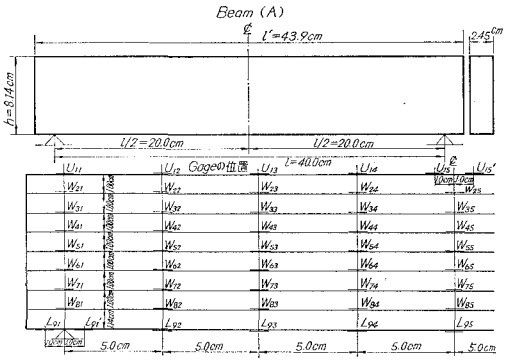
なお，集中線荷重を破壊するまで徐々に増加することにより，弾性破損または座屈する現象を観測し，増加荷重と集中線荷重の局部的分布の影響を明らかにしたほか，模型桁の断面高さと縦軸方向の断面変化の影響についても吟味探究し，その現象について考察を加えた。

II. 模型実験

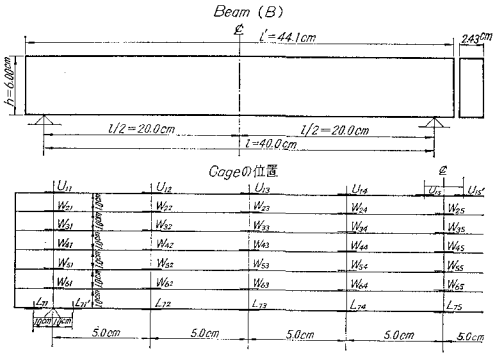
1. 模型製作

A. 鋼矩形断面桁模型

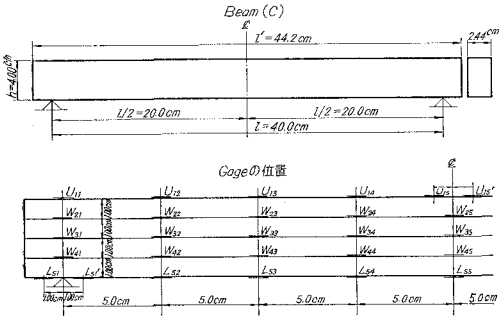
図-1, 2, 3のような等断面桁の模型 (A), (B), (C) の3個と図-4, 5のような変断面桁の模型 (D), (E) の2個合計5個を構造用平鋼 SS 41（JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材第2種）を用



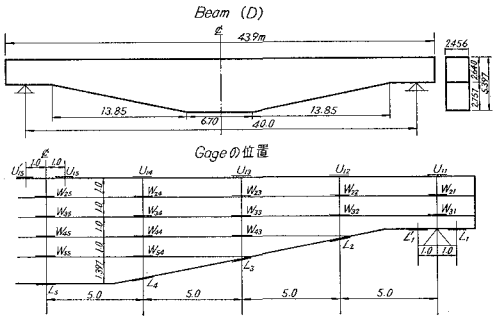
図—1　鋼矩形断面桁模型 Beam (A) の寸法及びゲージの位置



図—2　鋼矩形断面桁模型 Beam (B) の寸法及びゲージの位置



図—3　鋼矩形断面桁模型 Beam (C) の寸法及びゲージの位置

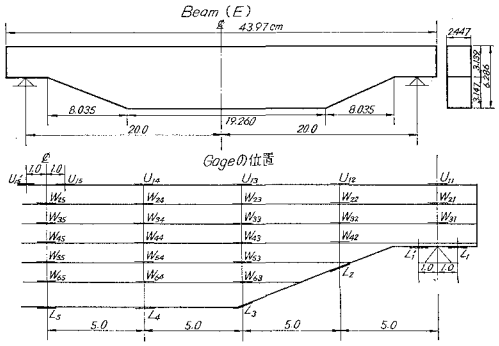


図—4　鋼矩形断面桁模型 Beam (D) の寸法及びゲージの位置

い，函館ドック株式会社室蘭製作所に依頼し製作した。

B. 鋼箱桁模型

図-6, 7 のような等断面桁の模型 A-1, A-2 の 2 個と図-8 のような変断面桁の模型 A-3の1個合計 3 個を前記の模型同様に，構造用平鋼 SS 41 (JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材第 2 種) を用い，札幌市田尻機械工業株式会社に依頼し製作した。



図—5　鋼矩形断面桁模型 Beam (E) の寸法及びゲージの位置

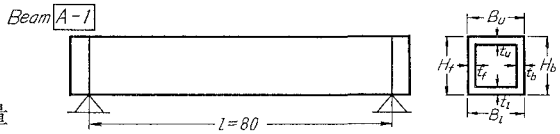
2. 実験方法

A. 鋼矩形断面桁模型

a) 実験装置

アムスラー型圧縮試験機 (最大力量 50 t), インジケーター SM 4 J 型抵抗線歪測定器，ジャンクションボックス SJ 4 C，スイッチボックス SS 24 J，Gage tester GF 5 B，Strain gage : Type K-19-1，Gage length 3.0 mm，Resistance 120.0±0.3 Ω，Gage factor 2.11±1.5%，Quantity 10；ダイヤルゲージ精度 1/100 mm。

模型断面寸法



測定位置	1	2	3	4		平均値
B_u	6.50	6.60	6.50	6.58	B	6.50
B_l	6.49	6.35	6.52	6.46		
H_f	7.55	7.55	7.54	7.53	H	7.53
H_b	7.53	7.50	7.53	7.51		
t_u	0.59	0.59			t	0.58
t_l	0.58	0.57				
t_f	0.58	0.57				
t_b	0.58	0.58				

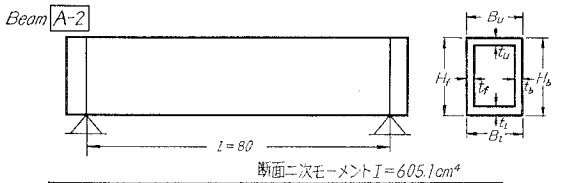
(単位 cm)

断面二次モーメント $I=116.0\,cm^4$

図—6　鋼箱桁模型 Beam A-1 の寸法

b) 実験準備

各模型にそれぞれ，図-1～5 の通りゲージをはり，ゲージにターミナル及びリード線を接続し，このリード線を 24 点スイッチボックスに接続する。ダミーゲージには実験を行なわな

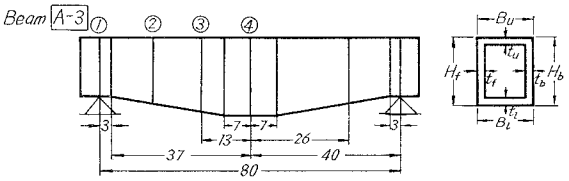


断面二次モーメント $I=605.1\,cm^4$

測定箇所	1	2	3	4		平均値
B_u	6.50	6.53	6.44	6.56	B	6.55
B_l	6.49	6.64	6.60	6.65		
H_f	14.40	14.40	14.36	14.86	H	14.57
H_b	14.55	14.44	14.50	15.06		
t_u	0.58	0.58			t	0.58
t_l	0.57	0.58				
t_f	0.58	0.58				
t_b	0.57	0.58				

(単位 cm)

図—7　鋼箱桁模型 Beam A-2 の寸法



測定箇所 長さ	①	②	③	④		平均値
B_u	6.48	6.42	6.44	6.33	B	6.43
B_l	6.52	6.41	6.41	6.44		
$H_{f①}$	7.45				H_1	7.50
$H_{b①}$	7.55					
$H_{f②}$		10.04			H_2	10.05
$H_{b②}$		10.06				
$H_{f③}$			13.09		H_3	13.06
$H_{b③}$			13.03			
$H_{f④}$				14.50	H_4	14.45
$H_{b④}$				14.40		

測定箇所 厚さ	1	2		平均値
t_u	0.59	0.58	t	0.60
t_l	0.60	0.60		
t_f	0.61	0.61		
t_b	0.61	0.60		

(単位 cm)

断面	断面二次モーメント
①	$115.7\,cm^4$
②	$243.8\,cm^4$
③	$464.2\,cm^4$
④	$602.2\,cm^4$

図—8　鋼箱桁模型 Beam A-3 の寸法

い模型のゲージを使用する。初平衡調整を行ない，全部の調整が終ったら測定準備完了である。

c)　測定方法

各模型は1個ずつ上記アムスラー型圧縮試験機の支持台に載せて単純に支持し（支間 $l=40$ cm），ダイヤルゲージを支間中央点及び両支点より各 5.0 cm 内側の位置に取り付け，集中線荷重は試験機によって上面の支間中央点にかける。初荷重を 200 kg とし，1.0 t までは 200 kg ずつ荷重を順次増して行き，1.0 t からは 250 kg または 500 kg ずつ荷重を順次増加し，各荷重毎の抵抗線歪測定器及びダイヤルゲージの読みを記録した。

荷重は降伏及び破壊するまで続け，弾性限度以内は勿論，極限付近の現象をも観測した。

d)　素材試験

素材試験は曲げ，引張について行ない，Test peice の寸法は JIS 規格によって製作し，3本の平均値により降伏点応力度（σ_{YP}），最大応力度（σ_{MP}）を求めた。また素材の弾性係数 E は曲げ試験と引張試験の結果の平均値をとり 2,100,000 kg/cm² に決定した。装置としては最大力量 50 t の RH・リール型万能試験機と最大力量 20 t のアムスラー式圧縮試験機を使用した。

B.　鋼箱桁模型

a)　実験装置

万能試験機 RH-100 型（最大力量 100 t），インジケーター SM 4 J 型抵抗線

歪測定器，ジャンクションボックス SJ 4 C，スイッチボックス SS 24 J，Gage tester GF 5 B，ダイヤルゲージ精度 1/100 mm，Strain gage：Type KP-10-A1，Gage length 10.0 mm，Resistance 120.0±0.5 Ω，Gage factor 2.06±1.0%，Quantity 10。

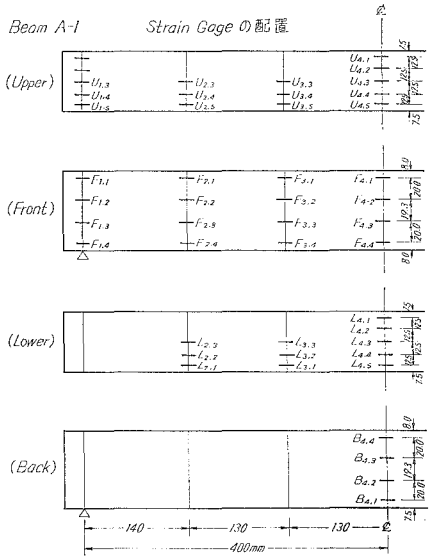
b) 実験準備

各模型にそれぞれ図-9～11 の通りゲージをはり，鋼矩形断面桁模型と全く同様の方法で初平衡調整を行なう。

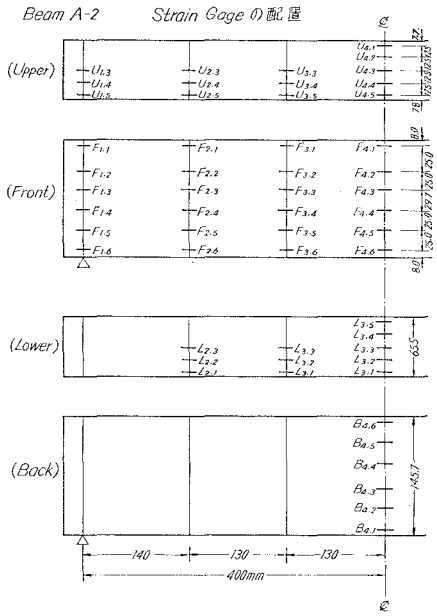
c) 測定方法

各模型は 1 個ずつ上記万能試験機 RH-100 型（最大力量 100 t）の支持台に載せて単純に支持し（支間 $l=80$ cm）ダイヤルゲージを支間中央点及び 1/4 点，3/4 点などの位置に取付け，二点の集中線荷重（二点間距離 16 cm）を試験機により載荷した。最初 0.25 t ずつ追加して行なったが，中間で 1.0 t 刻み，最後には 2.0 t～3.0 t 刻みに増加した。

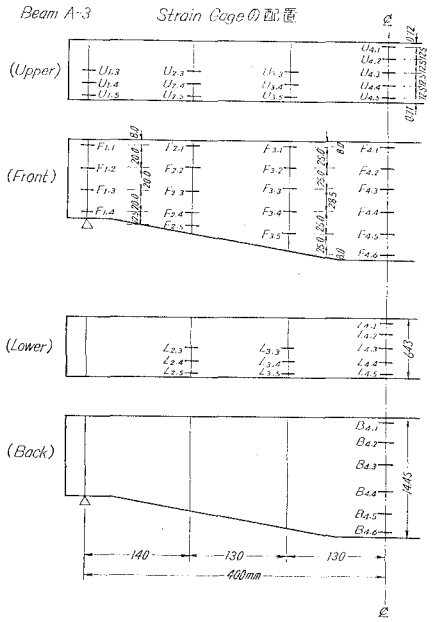
各模型共その支間中央点，支点及び中間二点



図—9　鋼箱桁模型 Beam A-1 のゲージの位置



図—10　鋼箱桁模型 Beam A-2 のゲージの位置



図—11　鋼箱桁模型 Beam A-3 のゲージの位置

(支点より 14 cm, 27 cm の点) の各断面の応力度を求めるため，各荷重毎の抵抗線歪測定器の読みを記録した。また各模型における支間中央点及び 1/4 点，3/4 点などのたわみも，各荷重毎のダイヤルゲージの読みを記録することにより求めた。また荷重は降伏及び破壊するまで続け，弾性限度以内は勿論，塑性領域ならびに極限付近の現象をも観測した。

d) 素材試験

素材試験は鋼矩形断面桁模型について行なったと全く同様の方法により，曲げ，引張についての降伏点応力度 (σ_{YP})，最大応力度 (σ_{MP})，弾性係数 (E)，せん断弾性係数 (G) などを決定した。使用装置も前記模型の場合と全く同一である ($E=2{,}100{,}000$ kg/cm^2, $G=810{,}000$ kg/cm^2)。

III. 実験成果及び理論値との比較

1. 鋼矩形断面桁模型

A. 断面諸数値

表—1 等断面模型桁の断面諸数値

模型桁	全長 ℓ' (cm)	支間 ℓ (cm)	幅 b (cm)	高さ h (cm)	断面二次モーメント I (cm^4)	断面係数 W (cm^3)
Beam (A)	43.90	40.00	2.45	8.14	110.118	27.056
Beam (B)	44.10	40.00	2.43	6.00	43.740	14.580
Beam (C)	44.20	40.00	2.44	4.00	12.680	6.340

表—2 変断面模型桁の断面諸数値

模型桁	全長 ℓ' (cm)	支間 ℓ (cm)	幅 b (cm)	高さ (cm)		断面二次モーメント (cm^4)		断面係数 (cm^3)	
				h_1	h_2	I_1	I_2	W_1	W_2
Beam (D)	43.90	40.00	2.456	2.643	5.398	3.776	32.174	2.857	11.921
Beam (E)	43.97	40.00	2.447	3.139	6.286	6.307	50.650	4.018	16.115

B. 計算理論

a) 断面応力度

支間と高さの比が $h/l=1/10\sim1/4.91$ であり，普通の単純桁理論を用いても Deep Beam Theory[25] を用いた場合と全く変らないので，普通の単純桁理論をそのまま用いて曲げモーメント及びせん断力を求め，断面係数法により断面の曲げ応力度及びせん断応力度を周知の式

$$\sigma=(M\cdot y)/I,\quad \tau=(S/I\cdot B)\cdot\int_{y}^{y_1} y\cdot dA \qquad (1)$$

を用い算出した。

b) た わ み

たわみはせん断力の影響[26]を加算し，次式によって求めた。

$$\left.\begin{array}{l}\delta=\delta_b+\delta_s=(Pl^3/48EI)\left\{3(h/l)^2+1\right\}\\ \text{ここに}\quad \delta_b:\ \text{曲げモーメントによるたわみ}\\ \qquad\qquad \delta_s:\ \text{せん断力によるたわみ}\\ \qquad\qquad P:\ \text{集中線荷重},\quad l:\ \text{支間}\\ \qquad\qquad h:\ \text{高さ},\quad E:\ \text{弾性係数}\end{array}\right\}\qquad(2)$$

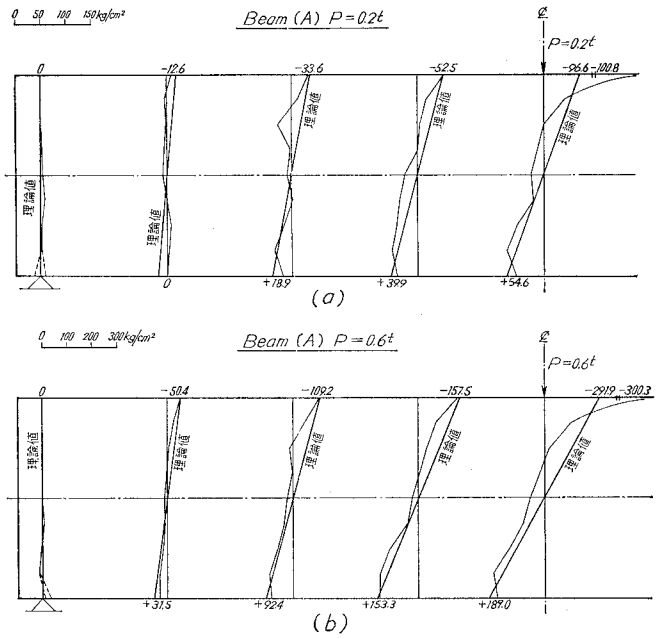
C. 弾性限度以内の理論と実験の比較

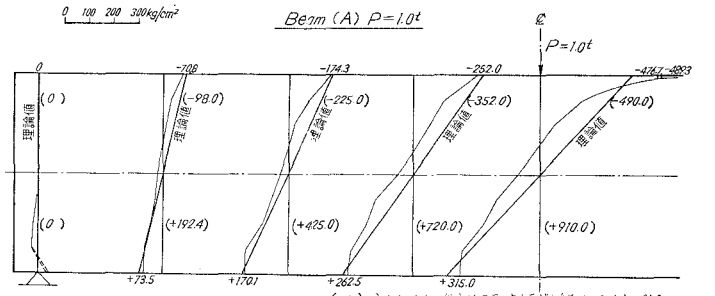
a) 断面応力度

支間中央点，支点及び中間部二点（図-1～5参照）の各荷重時における軸方向断面応力度分布について，理論値と実験値の比較を示せば図-12～16の通りとなる。

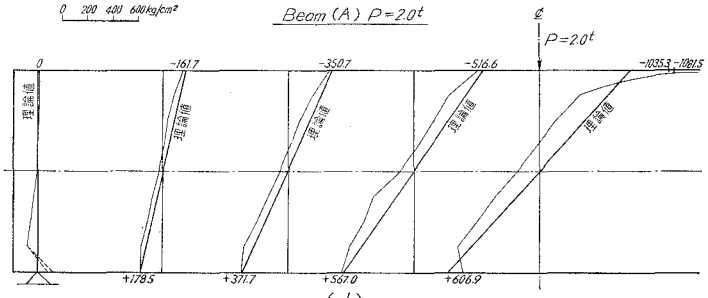
b) た わ み

支間中央点の各荷重時におけるたわみについて，理論値と実験値の比較を示せば図-17～21の通りとなる。

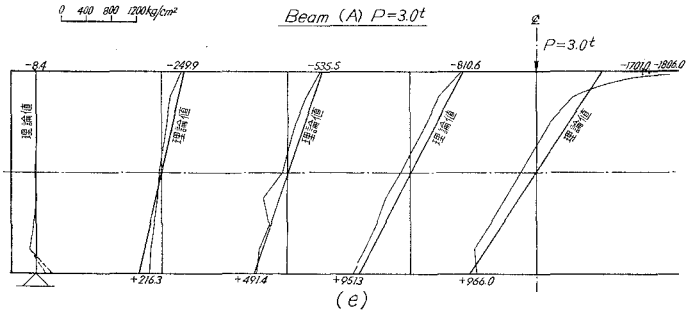




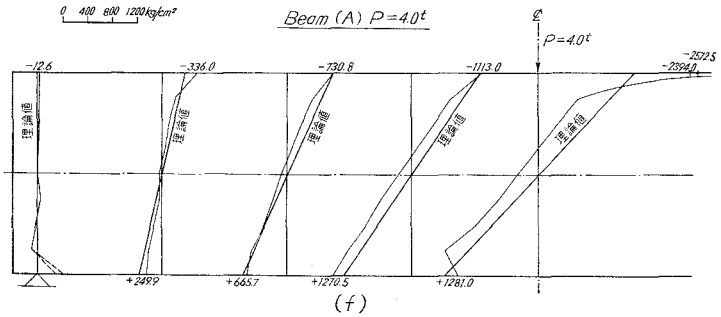
(c) 注：( )内の数字は正負の応力面積を考慮のため示したものである。



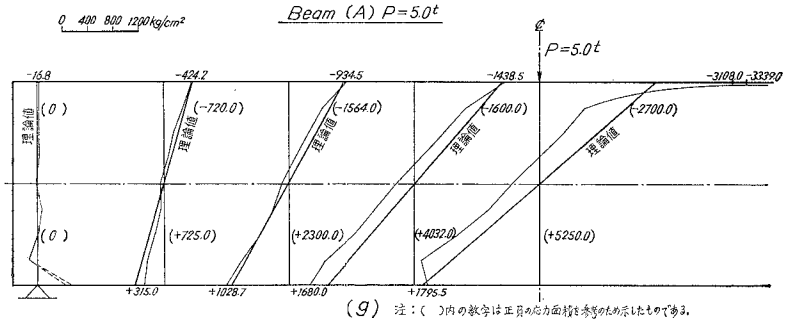
(d)



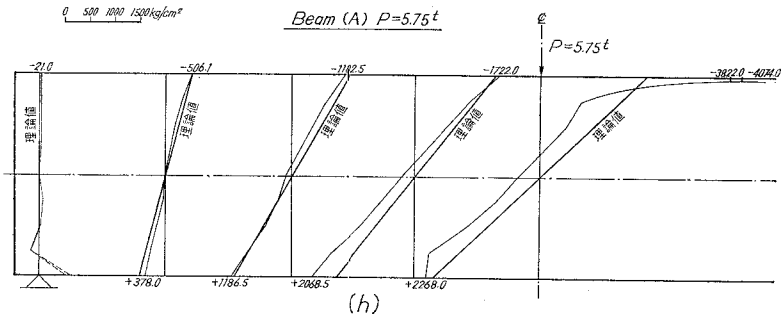
(e)



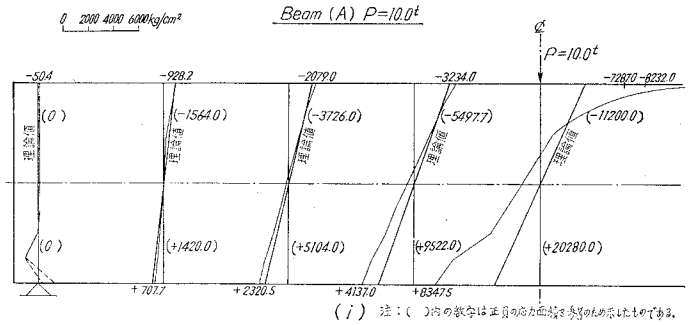
(f)



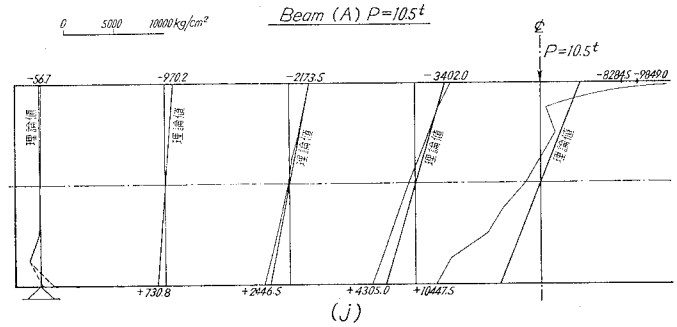
(g) 注：( )内の数字は正負の応力面積を表すのため示したものである。



(h)

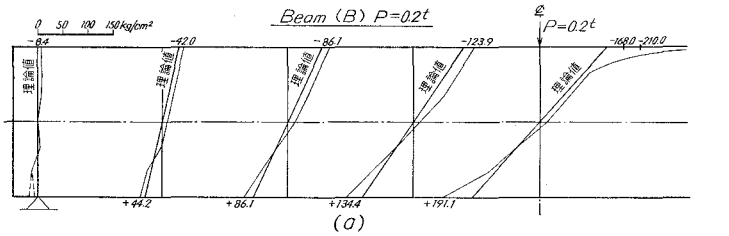


(i) 注：( )内の数字は正負の応力面積を表すのため示したものである。

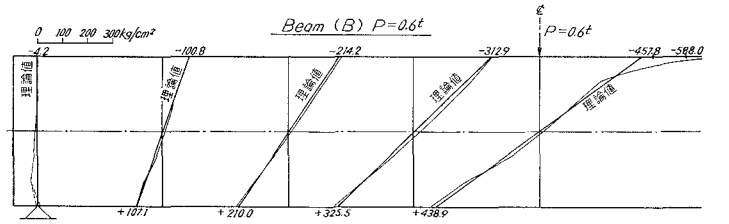


(j)

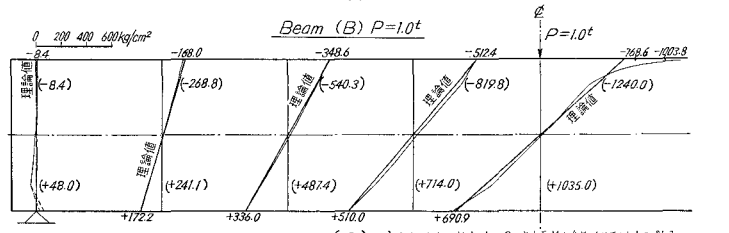
図—12　鋼矩形断面桁模型 Beam (A) の軸方向断面応力度分布



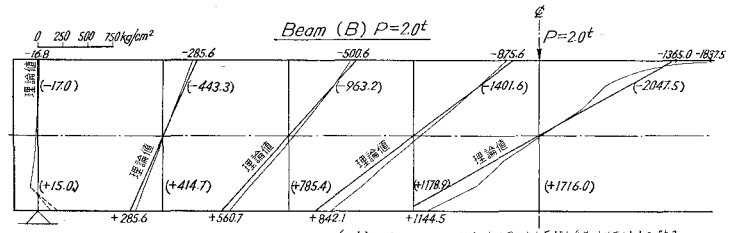
(a)



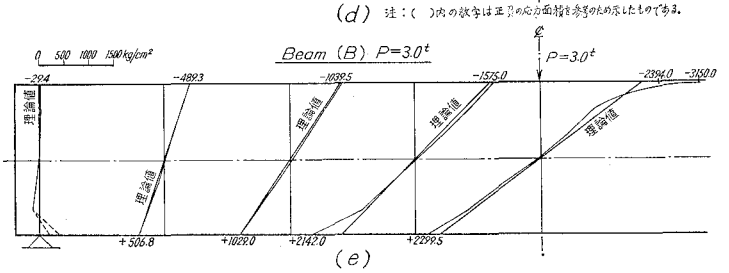
(b)



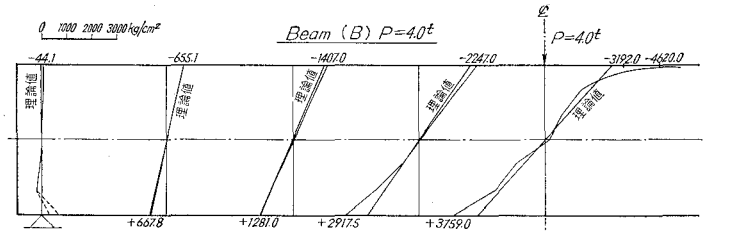
(c) 注：( )内の数字は正負の応力面積を参考のため示したものである。



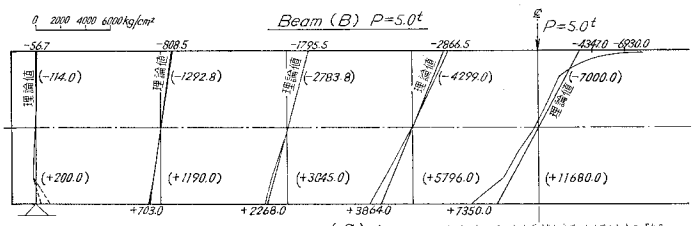
(d) 注：( )内の数字は正負の応力面積を参考のため示したものである。



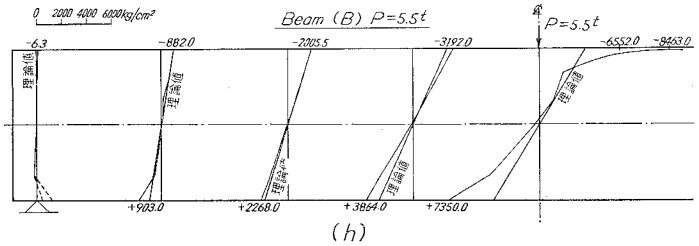
(e)



(f)

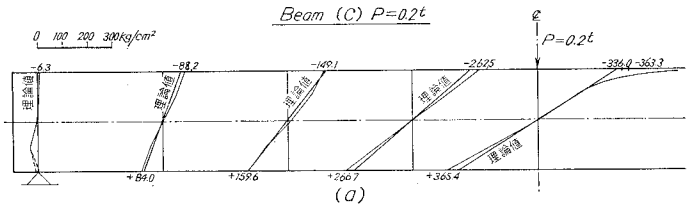


(g) 注：( )内の数字は正負の応力値を示すために示したものである。

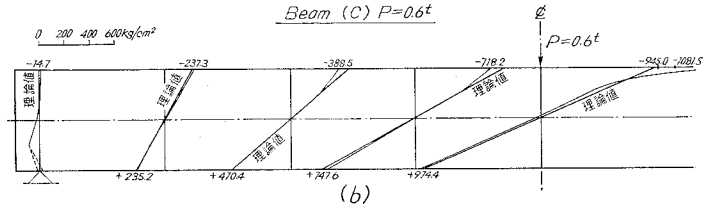


(h)

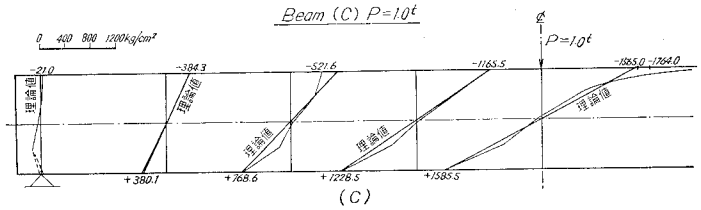
図—13　鋼矩形断面桁模型 Beam (B) の軸方向断面応力度分布



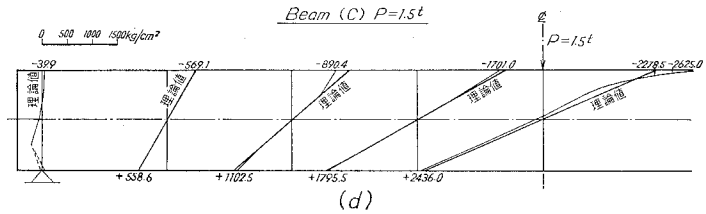
(a)



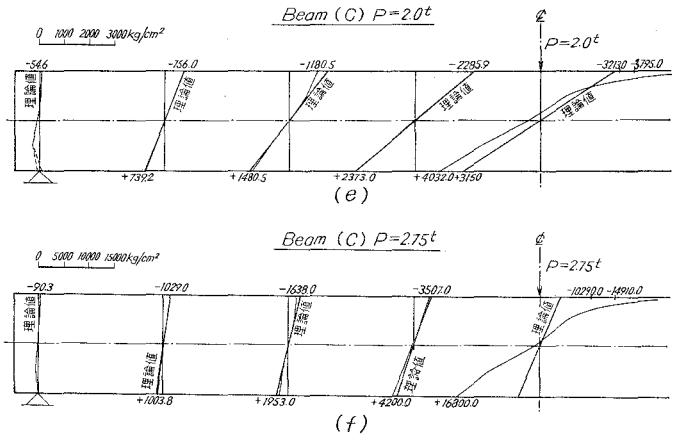
(b)



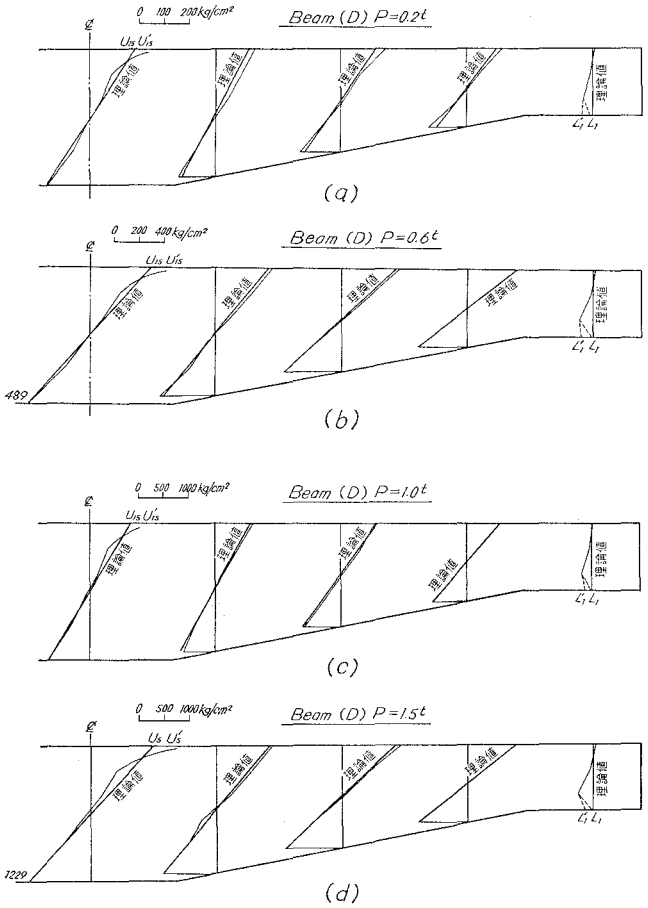
(c)

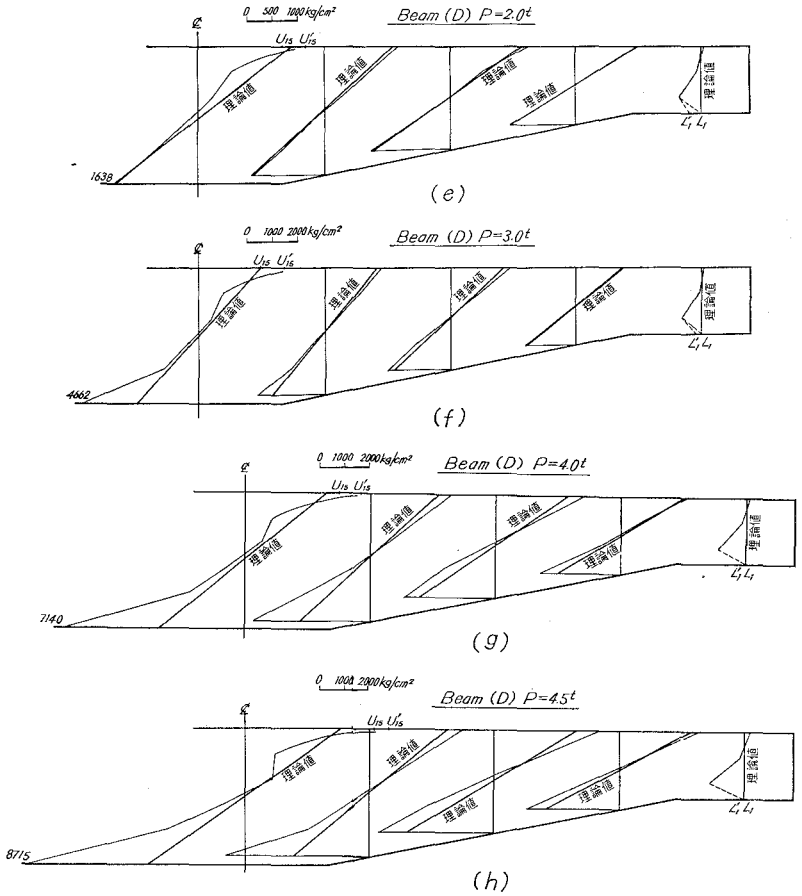


(d)

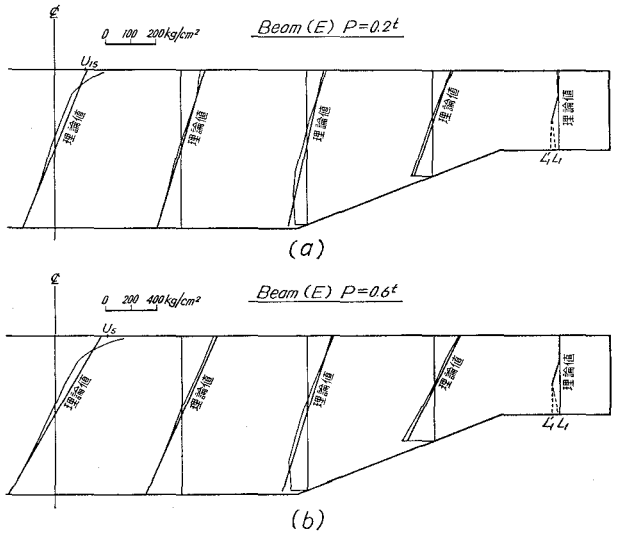


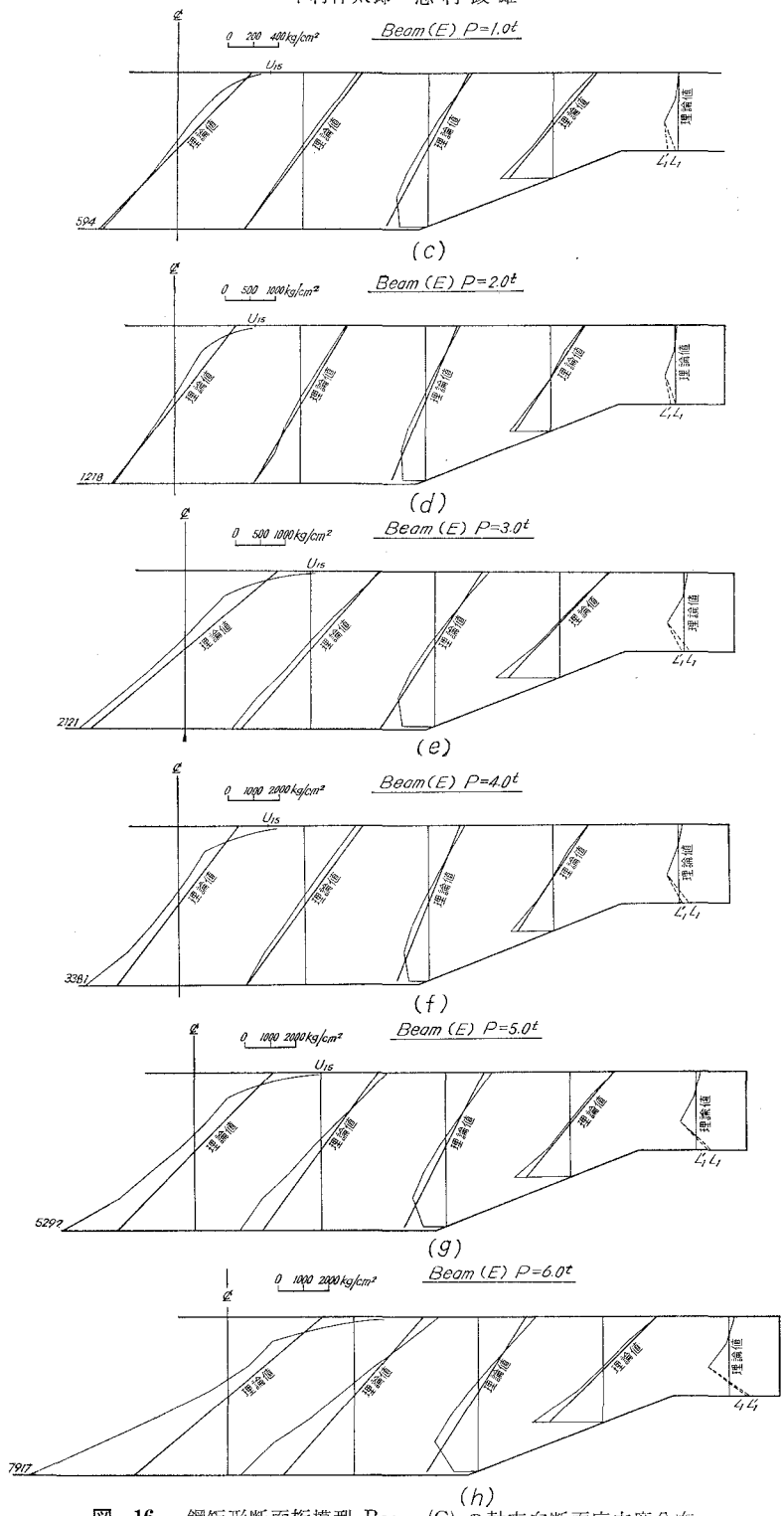
図—14 鋼矩形断面桁模型 Beam (C) の軸方向断面応力度分布



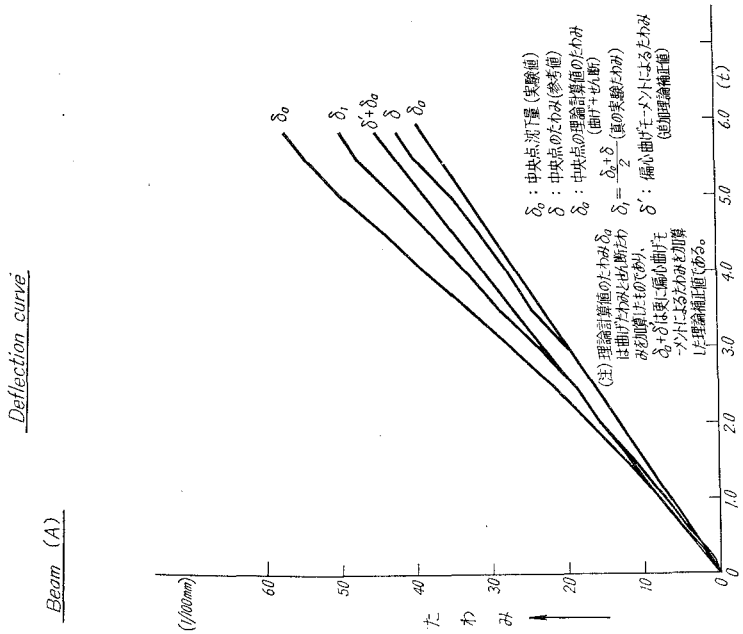


図—15　鋼矩形断面桁模型 Beam (D) の軸方向断面応力度分布

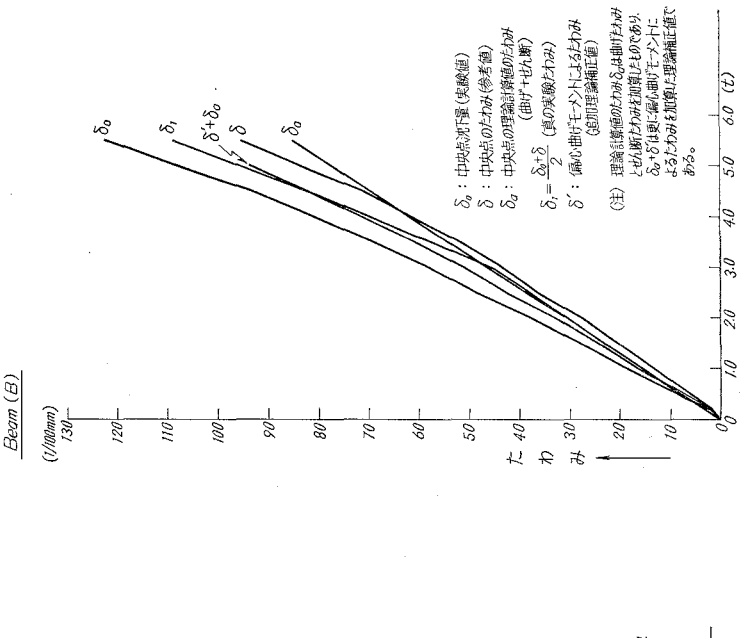




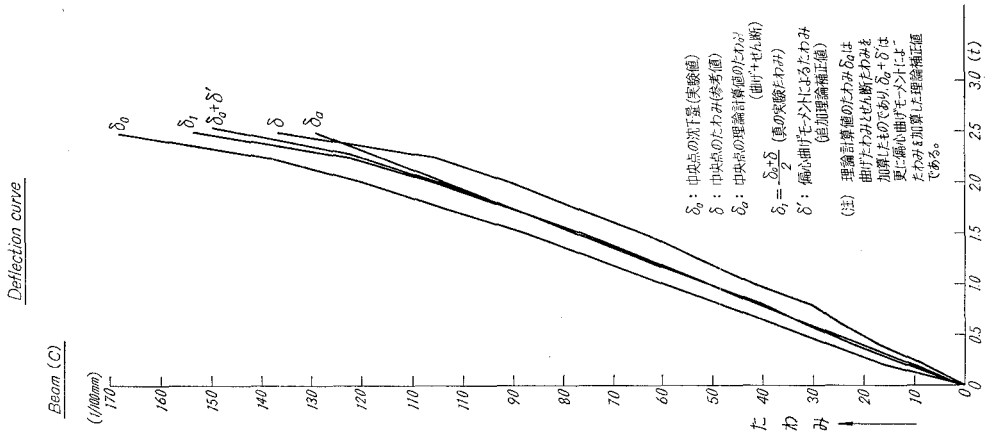
図—16 鋼矩形断面桁模型 Beam (C) の軸方向断面応力度分布



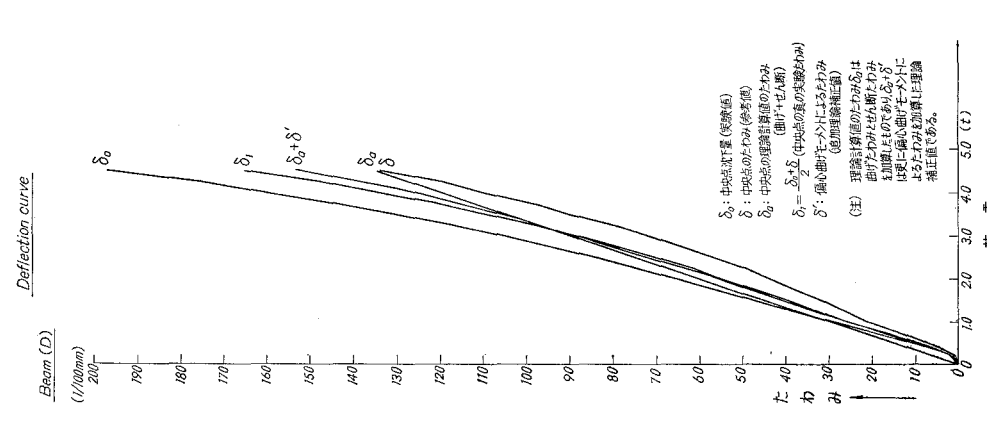
図—17　鋼短形断面桁 Beam (A) の支間中央点の荷重—たわみ曲線



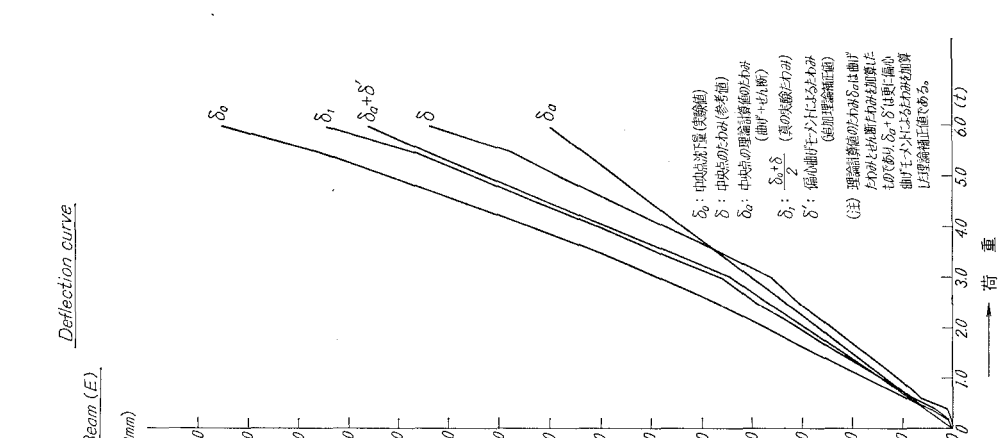
図—18　鋼短形断面桁 Beam (B) の支間中央点の荷重—たわみ曲線



図—19　鋼矩形断面桁 Beam (C) の支間中央点の荷重—たわみ曲線



図—20　鋼矩形断面桁 Beam (D) の支間中央点の荷重—たわみ曲線



図—21　鋼矩形断面桁 Beam (E) の支間中央点の荷重—たわみ曲線

D. 破壊荷重の理論と実験の比較

素材試験の結果，降伏点応力度 (σ_{YP}) 及び最大応力度 (σ_{MP}) は Test piece 3本の平均値を取り表-3の通りとなったので，これらの値を用いて降伏点荷重及び最大荷重を計算し，実験値と比較すれば表-4の通りとなる。ここで破壊荷重なるものの判定が難しいので，破壊荷重の代わりに降伏点荷重と最大荷重の名称で表示した。

表—3　素材の σ_{YP}, σ_{MP}

試験種別	σ_{YP} (kg/cm²)	σ_{MP} (kg/cm²)
Tension test	2,874.7	4,261.3
Bending test	4,751.7	6,661.3

表—4　各模型桁の降伏点荷重 (P_Y) 及び最大荷重 (P_M)

模型桁	支間中央の断面係数 W (cm³)	Tension test の σ を用いた理論荷重		Bending test の σ を用いた理論荷重		実験荷重	
		P_Y (t)	P_M (t)	P_Y (t)	P_M (t)	P_Y (t)	P_M (t)
Beam (A)	27.06	7.78	11.53	12.86	18.03	10.50	19.50
Beam (B)	14.58	4.25	6.21	6.92	9.71	5.50	10.90
Beam (C)	6.34	1.87	2.78	3.09	4.34	3.10	6.50
Beam (D)	11.92	3.43	5.08	5.66	7.94	4.75	9.50
Beam (E)	16.12	4.64	6.87	7.66	10.74	6.50	13.00

注) P_Y: 降伏点荷重，P_M: 最大荷重 (実験最大荷重は観測と推定による)

2. 鋼箱桁模型

A. 断面諸数値

図-6～8に示す通りである。

B. 計算理論

a) 断面応力度

支間と高さの比が $h/l=1/10.6\sim1/5.5$ であり，鋼矩形断面桁模型の場合同様 Deep Beam Theory を用いても殆んど差がないと思われるので，普通の単純桁理論をそのまま用いて曲げモーメント及びせん断力を求め，偏心の働かない線荷重載荷なので断面係数法により (1) 式を用いて断面の曲げ応力度及びせん断応力度を計算した。

せん断応力度 τ は計算の結果次の通り表わされる。

$$\left.\begin{aligned}\tau &= \frac{S}{(B-b)I}\left\{(B+b)\int_y^{h/2} y\cdot dy + B\int_{h/2}^{H/2} y\cdot dy\right\}\\ &= \frac{S}{I}\left(\frac{h^2}{8}-\frac{y^2}{2}+\frac{B}{B-b}\cdot\frac{H^2-h^2}{8}\right)\\ \tau_{\max} &= \tau_{y=0} = \frac{S}{I}\left(\frac{h^2}{8}+\frac{B}{B-b}\cdot\frac{H^2-h^2}{8}\right)\\ &\text{ここに箱断面で}\quad B:\text{外幅},\ b:\text{内幅},\ H:\text{外高},\ h:\text{内高}\\ &\qquad S:\text{せん断力},\ I:\text{断面二次モーメント}\end{aligned}\right\}\quad(3)$$

b) たわみ

たわみはせん断力の影響を加算し，次式によって求めた。

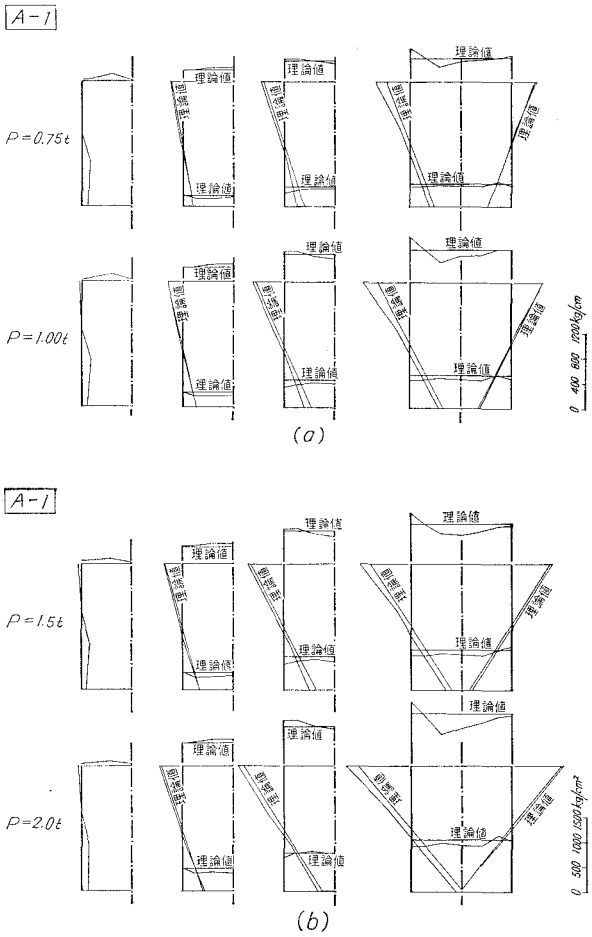
$$\delta = \delta_b + \delta_s = (59\,l^3/3{,}000\,EI + kl/5GA)\,P \tag{4}$$

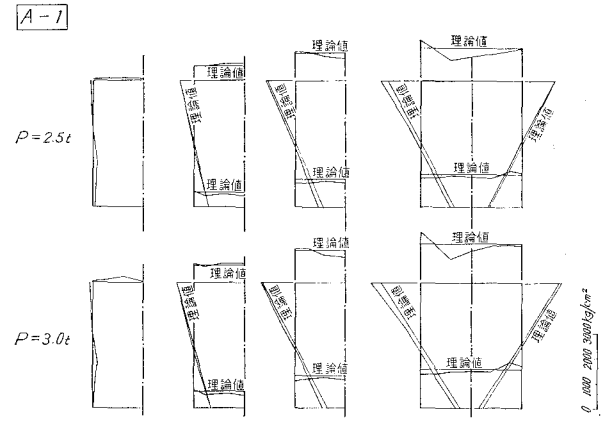
ここに　δ_b：曲げモーメントによるたわみ，δ_s：せん断力によるたわみ，P：集中線荷重，l：支間，I：断面二次モーメント，E：弾性係数，G：せん断弾性係数，k：補正係数，A：断面積

C。弾性限度以内の理論と実験の比較

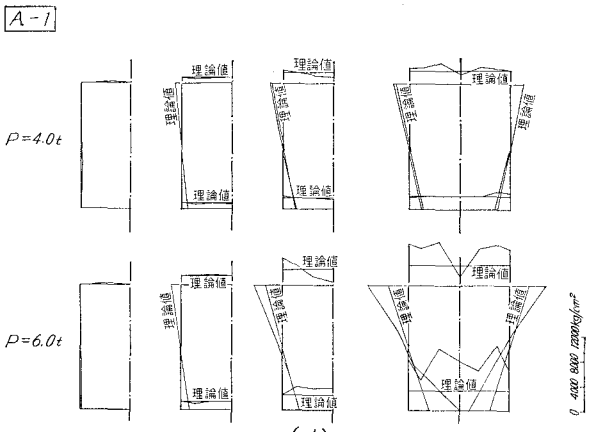
a) 断面応力度

支間中央点，支点及び中間部二点（図-9～11参照）の各荷重時における軸方向断面応力度分布について，理論値と実験値の比較を示せば図-22～24の通りとなる。



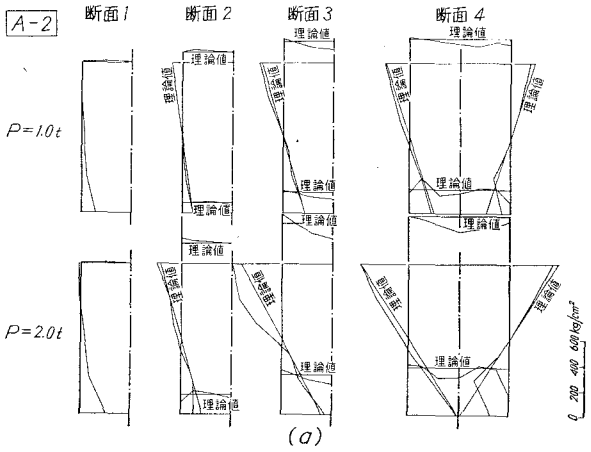


(c)

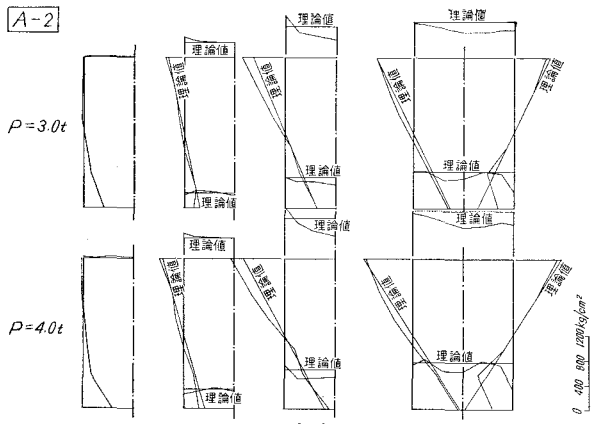


(d)

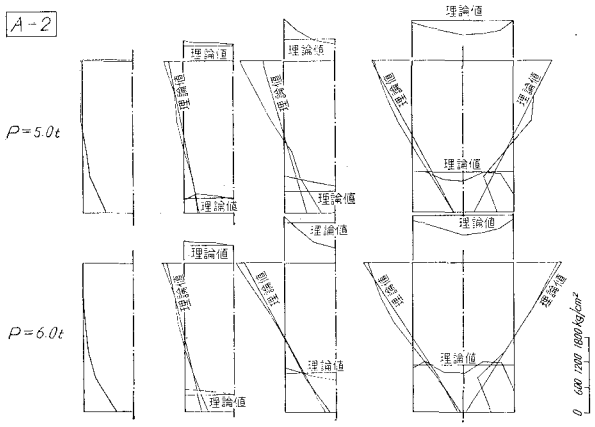
図—22　鋼箱桁模型 Beam A-1 の軸方向断面応力度分布



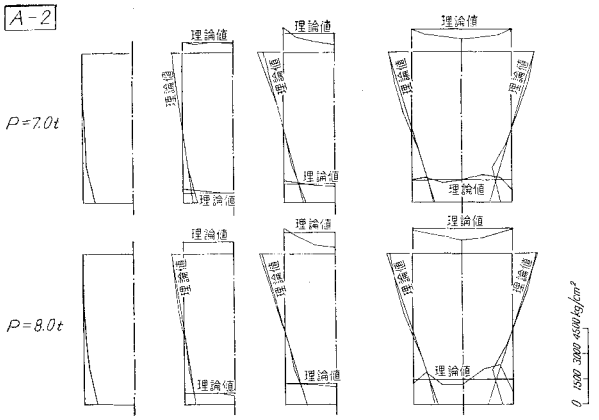
(a)


A-2
P=3.0t
P=4.0t
理論値
側壁部
0 400 800 1200kg/cm²

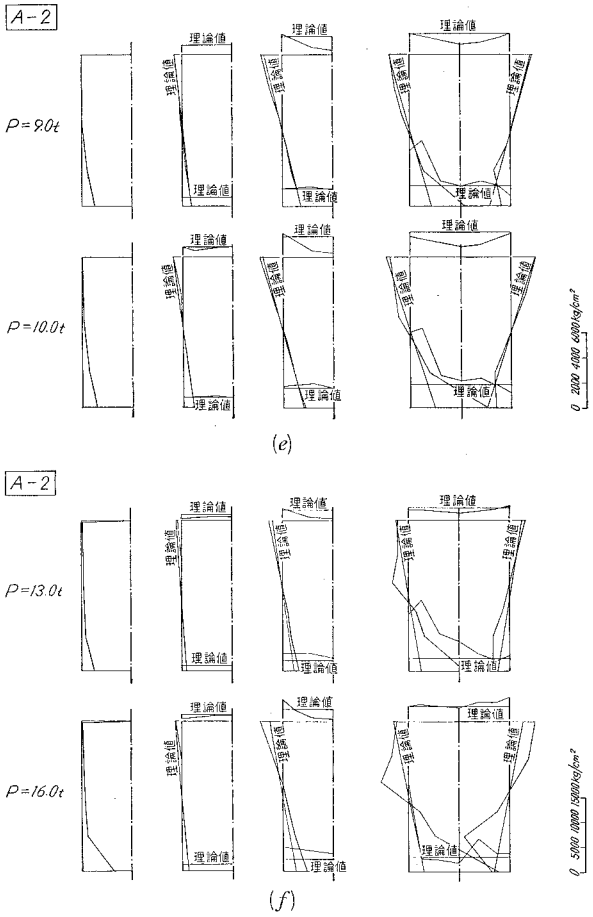
(b)


A-2
P=5.0t
P=6.0t
理論値
側壁部
0 600 1200 1800kg/cm²

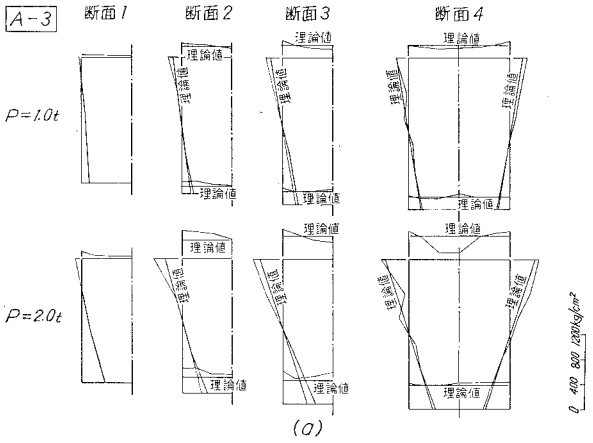
(c)

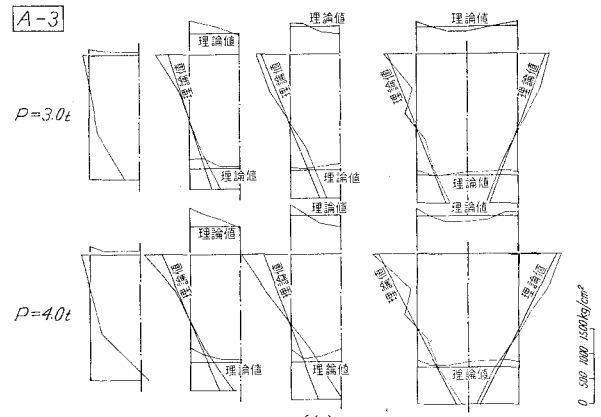

A-2
P=7.0t
P=8.0t
理論値
側壁部
0 1500 3000 4500kg/cm²

(d)

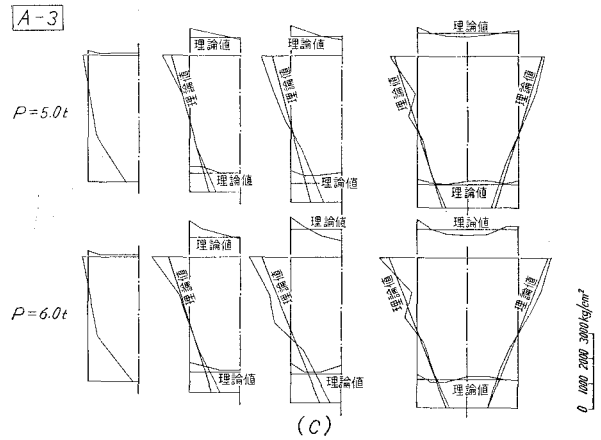


図—23　鋼箱桁模型 Beam A-2 の軸方向断面応力度分布

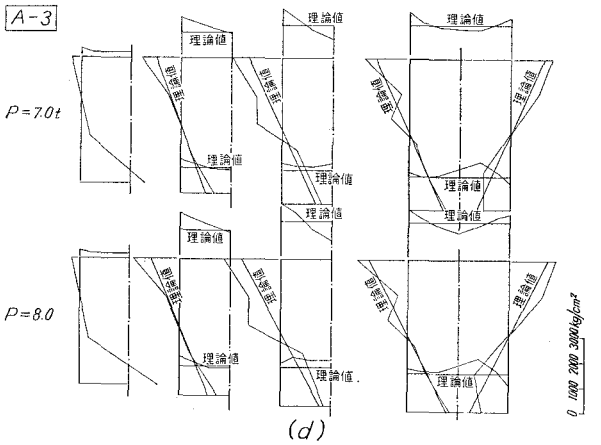



A-3
P=3.0t
P=4.0t
理論値
側線部
0 500 1000 1500kg/cm²

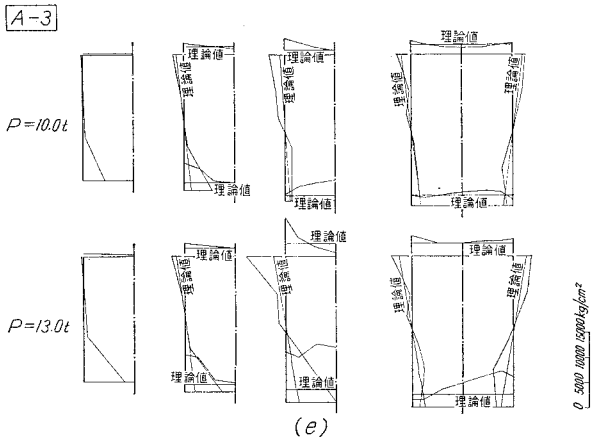
(b)


A-3
P=5.0t
P=6.0t
理論値
側線部
0 1000 2000 3000kg/cm²

(c)


A-3
P=7.0t
P=8.0
理論値
側線部
0 1000 2000 3000kg/cm²

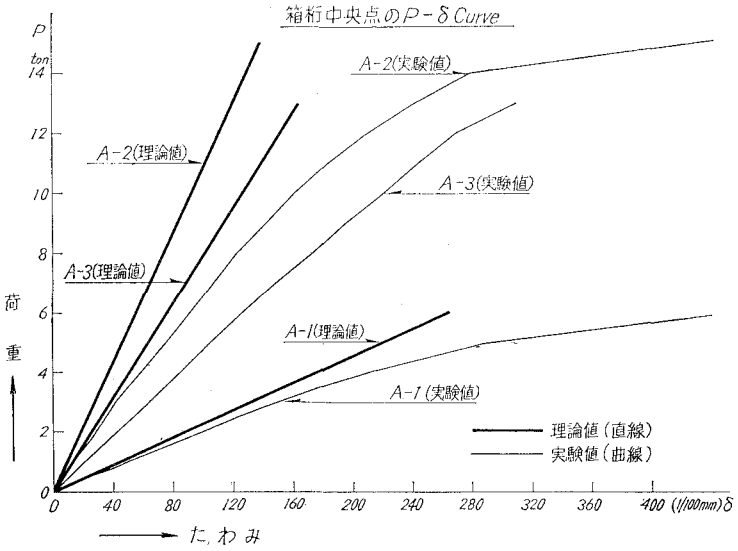
(d)



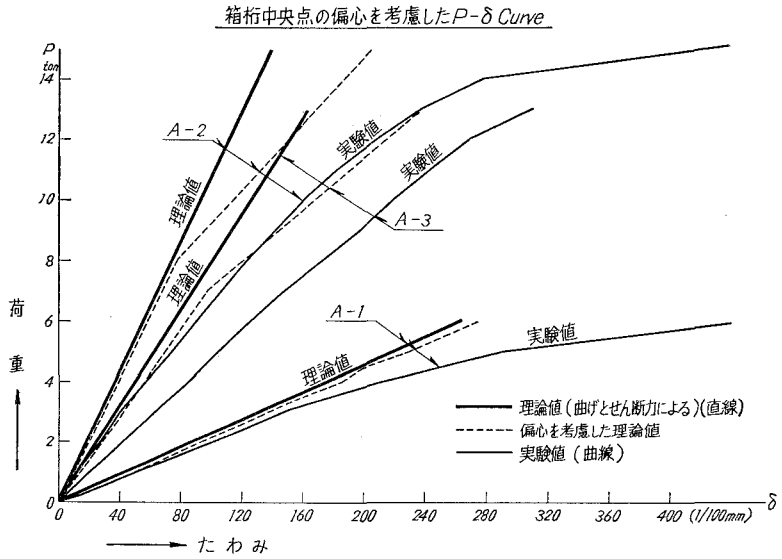
図—24　鋼箱桁模型 Beam A-3 の軸方向断面応力度分布

b)　た わ み

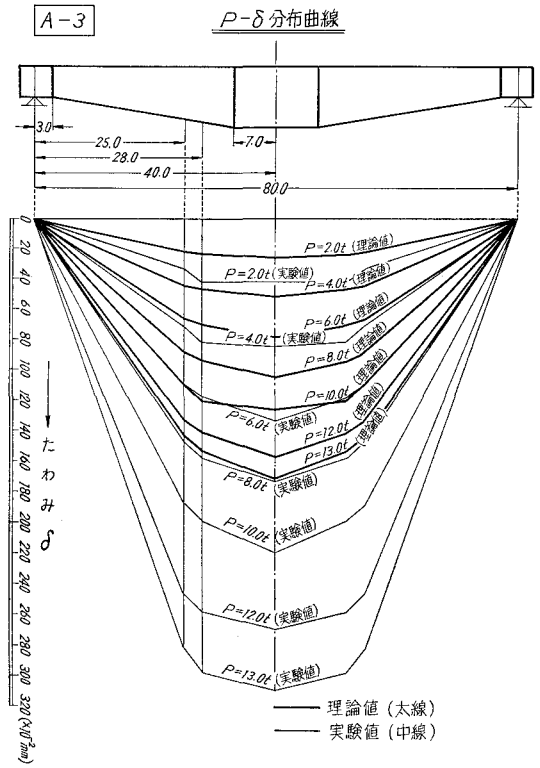
支間中央点の各荷重時におけるたわみについて，理論値と実験値の比較を示せば図-25, 26 の通りとなる。図-27 は変断面箱桁模型のたわみ曲線について，理論値と実験値の比較を示したものである。



図—25　鋼箱桁模型 Beam A-1～3 の支間中央点の荷重—たわみ曲線 (その 1)



図—26　鋼箱桁模型 Beam A-1～3 の支間中央点の荷重—たわみ曲線（その2）



図—27　鋼箱桁模型 Beam A-3 の各荷重によるたわみ曲線

D. 破壊荷重の理論と実験の比較

素材試験の結果，降伏点応力度 (σ_{YP}) 及び最大応力度 (σ_{MP}) は Test piece 3 本の平均値を取り表-5 の通りとなったので，これらの値を用いて降伏点荷重及び最大荷重を計算し，実験値と比較すれば表-6 の通りとなる。ここで破壊荷重なるものの判定が難しいので，破壊荷重の代りに降伏点荷重と最大荷重の名称で表示した。

表—5　素材の σ_{YP}, σ_{MP}

試験種別	σ_{YP} (kg/cm²)	σ_{MP} (kg/cm²)
Tension test	2,670	4,390
Bending test	2,610	4,290

表—6　各模型桁の降伏点荷重 (P_Y) 及び最大荷重 (P_M)

模型桁	支間中央の断面係数 W (cm³)	Tension test の σ を用いた理論荷重		Bending test の σ を用いた理論荷重		実験荷重	
		P_Y (t)	P_M (t)	P_Y (t)	P_M (t)	P_Y (t)	P_M (t)
A-1	29.64	4.95	8.14	4.84	7.95	6.50	10.40
A-2	83.06	13.86	22.79	13.55	22.22	17.00	26.40
A-3	83.35	13.91	22.88	13.60	22.35	13.80	22.60

注) P_Y: 降伏点荷重，P_M: 最大荷重 (実験最大荷重は観測と推定による)

IV. 考　　察

1. 鋼矩形断面桁模型

A. 等断面桁

a) 断面応力度分布

模型の断面高さと支間との比 $h/l=1/10\sim1/4.91$ の範囲ではあるが，やはり桁高が高くなるにつれて中立軸は中心線より上昇する傾向にあり，応力分布も理論値と一致しなくなる傾向にある。

Beam (A) の桁高は他の模型 (B), (C) に比べかなり大きくなるので理論値と実験値に相当の相違が生じている。また中立軸は中央断面に近ずくほど中心線より相離れ上昇しているが，その上り方の勾配に一定の法則がみられる。

これに比べ，Beam (B) と (C) では中立軸もほぼ中心線に一致しており，応力分布も理論値とほぼ一致している。

桁高が高くなるほど，載荷点及び支点の局部的荷重分布の影響，圧縮側と引張側の力の平衡より生ずる偏心曲げモーメントの影響，圧縮弾性係数 E_c と引張弾性係数 E_t の相違によって生ずる影響などを受け，曲げ応力解析の仮定及び理論を満足しなくなるのではないかと考察・推論される。

また桁高の低い Beam (C) や (B) においても荷重が増大し，降伏点近くになって来ると理論値と合致しなくなり，応力の分布に乱れもみられるようになるがこれは当然のことである。

載荷点付近の圧縮応力度は，各模型とも引張応力度よりかなり大きくなっているし，また支点付近の内部応力度も理論通り零にならないが，これは当然線荷重による局部的荷重分布の影響が第一の原因であると考察され周知のことでもある。

b) たわみ

たわみは桁高が大きくなればなるほど，理論計算値よりも実験値の方が大きく相離れて行く傾向にあり，これはエポキシ樹脂による模型桁の厳密たわみ実験によっても確認せられている現象である。

その原因としては荷重載荷点及び支点における局部的荷重分布の影響及び圧縮応力度分布と引張応力度分布の相違によって生ずる力の局部的不平衡を桁全体として平衡を保たんとして生ずる内部偏心モーメントの影響などがあげられる。

Beam (A) 及び (B) のように割合桁高の高い場合は理論値よりも実験値がかなり大きいが，実験値の支点沈下を加味した補正値と上述の内部偏心モーメントを加味した補正理論値とを比較してみると大差なくなり，上述の原因が妥当なものと考察される。

Beam (C) においては桁高が低いので，実験値において支点沈下の影響だけ補正すれば理論値は特に補正しなくても理論値と実験値はほぼ合致することが確認された。

c) 破壊荷重

曲げ破壊，せん断破壊，横捩り座屈などを一応考慮しそれぞれ計算を試みたが，結局破壊は曲げモーメントのみによって生じたことがわかった。

表-4 よりみても明らかなように，降伏点荷重及び最大荷重とも Bending test による素材の σ_Y, σ_M を用いて計算した理論荷重にほぼ近かったので上述の破壊原因が再確認された。

B. 変断面桁

a) 断面応力度分布

桁高の小さい Beam (D) と大きい Beam (E) とも，荷重が余り大きくない範囲にて，支間中央部と支点部との中間断面での軸方向断面応力度分布は理論計算値とほぼ一致し，Beam (D) では特によく一致をみている。ただし荷重が増大し降伏点荷重に近ずくと理論値と実験値の間に相当の差がみられるようになるが，これは当然塑性変形による影響であると考察される。

載荷点すなわち支間中央点の軸方向断面応力度分布は，Beam (D) 及び (E) とも荷重の割合小さい範囲にては，上面圧縮側の実験値は理論値より著しく大きくなっているがこれは当然線荷重による応力集中の影響と考えられる。荷重が段々増加すると圧縮側，引張側とも理論値よりも実験値の方が著しく大きくなり，乱れもみられるようになっているがこれは応力集中の影響のほか塑性変形の影響も含まれて来ていると考察される。

支点上の断面では理論上応力は零になる筈であるが，Beam (D) 及び (E) とも引張応力分布を示している。これは支点部の上昇と変断面による影響であると考えられる。

中立軸についていえば Beam (D) の場合は理論線と一致し，荷重が増し降伏点荷重に近ずくと幾分上昇の傾向を示し， Beam (E) では荷重の増大をみなくとも幾分上昇の傾向にあり，荷重が増大すれば更に上昇する傾向がみられた。これは桁高が大きいためと推定される。

b) たわみ

桁高の低い Beam (D) では理論値と実験値が割合によく近接し，等断面桁で述べたと同様の補正実験値と補正理論値では，ほぼ一致をみている。桁高の大きい Beam (E) では理論値と実験値の間にかなりの差異が認められたが，理論値及び実験値とも上述同様の補正によってかなりよく近接させることが出来た。勿論荷重を増大し降伏点荷重に近ずくと，両模型とも塑性変形の影響を受け実験値の方が増大して行く傾向は等断面桁の模型の場合と同様である。

変断面桁の模型を等断面桁の模型に比べると，同一断面高さであれば変断面桁の方が理論値と実験値の近接する現象を呈している。これは主として支点の上昇の影響であると考察出来る。

c) 破壊荷重

変断面桁模型 Beam (D) 及び (E) とも等断面桁の場合同様，曲げモーメントによって破壊したものと推察され，素材の Bending test によって求めた σ_Y と σ_M を用いて計算した理論降伏点荷重と理論最大荷重が実験降伏点荷重と実験最大荷重にほぼ近接していたことからも確認することが出来た。

なおせん断破壊，横捩り座屈によって破壊したものでないことは計算の結果からも明らかなところである。

2. 鋼箱桁模型

A. 等断面桁

a) 断面応力度分布

荷重の割合小さい範囲では箱桁の断面高さの大小に抱わらず， Beam A-1 及び A-2 とも支点断面を除く他の断面（支間中央断面及び中間の二断面）では， 中立軸の移行も余りみられず軸方向断面応力度分布における理論値と実験値の差異もそれほど著しくはなかった。ただ中央に近い断面ほど，上面及び下面の一部に凹なる分布を示しており，その度合も桁高の大なる Beam A-2 の方が著しかった。凹なる分布は断面の隅角部に応力の集中が起ったためと考察される。支点断面では中立軸が上方に移行しており，その度合は桁高の大なる A-2 の方が著しかった。

また桁高の大きいほど大きな引張力が支点部に働く事実も明白となった。これは桁の下面が載荷により伸長するために生ずるもので，特に支点部における摩擦の影響がそれを大ならしめるものと推察出来る。 桁高の低い A-1 の模型桁における支点断面の軸方向断面応力度分布は荷重の増加とともに圧縮応力と引張応力の差が零に近ずき，また両応力の値もきわめて小さ

かった。これに比べ A-2 の模型桁では引張応力がかなり大きいのに対し，圧縮応力はきわめて小さかった。

理論値と実験値の差異の度合はやはり桁高の大きい A-2 模型桁の方が幾分大きいことも確認出来た。なお荷重が増大し降伏点荷重に近ずくと両模型とも塑性変形の影響を受けてその応力度分布に乱れが生じ，実験値の方が理論値よりも著しく大きくなることが立証された。

b) たわみ

Beam A-1 及び A-2 の理論せん断たわみの曲げたわみに対する比率は，それぞれ 6% 及び 17% を示し断面高さの大きな A-2 模型桁の方がせん断たわみの影響が大きかった。高さの低い Beam A-1 ではせん断たわみのほかに鋼矩形断面桁模型で考えたような偏心曲げモーメントの影響を加算すれば，理論補正値は実験値にかなりよく近ずくことがわかったが，高さの大きな Beam A-2 では同様の補正を行なっても，理論値に比べ実験値の方がかなり大きくなっている。これは断面形が箱になっていて，載荷点及び支点の局部的荷重分布の影響，圧縮弾性係数 E_c と引張弾性係数 E_t の相違によって生ずる影響及びすでに述べた偏心曲げモーメントの影響などが矩形断面に及ぼす現象のように簡単でないと考察される。

c) 破壊荷重

曲げ破壊，せん断破壊，横捩り座屈などを一応考慮しそれぞれの計算を試みたが，結局破壊は曲げモーメントのみによって生じたことを確認した。

表-6 よりみても明らかなように，降伏点荷重及び最大荷重とも Bending test による素材の σ_Y, σ_M を用いて計算した理論荷重にほぼ近かったので上述の破壊原因の正しいことが実証された。なお，素材の Tension test による σ_{YP}, σ_{MP} を用いて計算した理論降伏点荷重と理論最大荷重時のせん断応力度を計算してみたがかなり小さく大して問題とならなかった。すなわち最大荷重時の最大せん断応力度は A-1 で 574.2 kg/cm^2, A-2 で 853.7 kg/cm^2 であった。

B. 変断面桁

a) 断面応力度分布

Beam A-3 においても支点断面を除き中立軸の移行はほとんどみられなかった。

支点断面では中立軸の上方移行がみられ，A-2 模型桁と A-1 模型桁の中間の性状を示した。理論値と実験値の差異は等断面桁に比べ多少大きいように思われ，凹なる分布現象は上面にはみられたが下面にはあてはまらなかった。支点断面における軸方向断面応力度分布は A-2 同様，上面の圧縮応力は下面の引張応力の 1/4 程度しか働かなかった。

これらの原因については等断面桁模型で述べたのと大体同じと考えてよい。

b) たわみ

Beam A-3 においても A-2 同様に，偏心モーメントの影響を曲げたわみとせん断たわみの合計に加算した補正理論たわみと実験たわみとの差異はかなり大きく，等断面箱桁のところ

で述べたと同様の原因が考慮される。

荷重が増加すればするほどその差異は大きくなるが，それはやはり塑性変形の影響であることが明白であり，等断面桁でもいえることである。

A–2 模型桁が 10 t で 1.6 mm たわむのに比べ変断面の A–3 模型桁は 2.2 mm たわみ，その比率 1/1.38 となる。これに対し平均断面二次モーメント比は 1.70/1 となり 70% の減少をみる。

すなわち鋼箱桁においては変断面のたわみに及ぼす影響は断面二次モーメントの軽減の割には案外少ないことがわかった。

c) 破壊荷重

変断面模型桁 A–3 においても，A–1，A–2 と同様に破壊は曲げモーメントによって生じたことが確認され，素材の Tension test による σ_M を用いて計算した理論最大荷重 22.88 t の時の最大せん断応力度は 1,587.2 kg/cm^2 でまだまだせん断破壊強度には達していないことがわかった。

V. 結　　言

1. 鋼矩形断面桁模型

等断面桁，変断面桁とも桁高の支間に対する比率 h/l の大きいほど，中立軸は中心線より離れ上昇する傾向にあり，軸方向断面応力度分布及びたわみとも理論値と合致しなくなる。しかし桁高の低い Beam (C) 及び (D) では理論値とよく一致する傾向を示しているので，$h/l \fallingdotseq 0.10$ 程度の桁ならば全く問題はないものと思う。

桁高が高くなり h/l が大きくなると実験たわみが著しく増大して来るが，これはせん断たわみのほか内部に生ずる偏心モーメントの影響などによることが実験解析の結果明らかとなった。応力度分布の不一致もこれらの原因によることが推察されるが，載荷点及び支点付近では当然局部的応力集中の影響の著しいことが確認出来た。

また荷重の増大により，応力度分布，たわみとも理論値よりかけ離れ大きくなって行くのは，弾性限度を超過してからは勿論塑性変形の影響であることが明白である。

変断面桁は支点が上昇しているため，同じ桁高の等断面桁よりも内部偏心モーメントの影響少なく，軸方向断面応力度分布，たわみとも理論値との差が縮少され有利である。

単位体積当りの降伏点荷重の比較からみても変断面桁の方が優れ，特に Beam (D) のような緩傾斜の切欠きを有する桁[27] はその力学的経済性からみて非常に有利である。

2. 鋼箱桁模型

鋼矩形断面桁模型ほど，桁高の大小または断面変化による中立軸移動に対する影響は少なかった。これは箱桁断面の横方向の剛性大で，三次元的要素が中立軸の高さに大きな影響を与えているためと思う。

ただ支点断面ではどの模型桁の中立軸も中心線より上に移行しており，その中で桁高の低い Beam A-1 で最もずれが少なく引張応力と圧縮応力の差が最小であったことは注目に価するものと思う。

中間断面での軸方向断面応力度分布では，h/l の大きいほどまたは断面の変化があるほど理論値と実験値に差が出て来る傾向にあるがこれは当然であり，特に変断面箱桁の理論解析の研究に開発の余地があると考える。

各模型桁とも実験たわみは理論たわみより大きく，桁高の高い模型の方がその差も大きいことは鋼矩形断面桁その他の実験結果より推定してもきわめて妥当なものと思うが，その原因としてはせん断力の影響，内部偏心モーメントなどの影響と考えられるが，そのほか載荷点，支点などにおける局部的応力集中の影響を見逃すことは出来ないと思う。

特に荷重が増大し，塑性変形の影響が出るようになると更にこの影響は著しくなる傾向にある。変断面桁における切欠き形状では，矩形断面の場合同様緩傾斜の切欠きを有する方が有利であると判断出来る。

変断面桁 A-3 は等断面桁 A-1 と A-2 の中間的たわみ性状を示したが，模型の数が少ないので各種変断面桁の性状比較については別の研究課題とし，ここでは触れないこととする。

本研究は鋼矩形断面桁模型と鋼箱桁模型に関する基礎実験を主体としたものであり，その解析と応用[28),29)]については別の機会に論ずる考えである。

なおこの実験を行なうに当り，室蘭工業大学土木工学科の学生・卒業生ならびに教職員各位に負うところ多く，ここに心から謝意を表する次第である。

(昭和44年4月30日受理)

文　　献

1) 島田静雄： 土木学会論文集, No. 114, 17 (1965).
2) 奥村敏恵・森下光政・佐伯晃一： 土木学会第20回年次学術講演会概要集, I-105, 105 (1965).
3) 奥村敏恵・鈴木康弘： 土木学会論文集, No. 154, 1 (1968).
4) Alexander Chajes: Journal of the Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Structural Division, 1549 (1968-6).
5) G. Florin: Der Stahlbau **32**-2, 51 (1963-2).
6) 島田静雄： 土木学会論文集, No. 124, 1 (1965).
7) 中村作太郎・番匠　勲・志村政雄： 土木学会北海道支部技術資料, No. 20, 123 (1964).
8) 小西一郎・米沢　博・三上市蔵： 土木学会論文集, No. 143, 1 (1967).
9) 奥村敏恵・森下光政・佐伯晃一： 土木学会第20回年次学術講演会概要集, I-12, 12 (1965).
10) 樋浦大三・倉西　茂・三品吉彦： 土木学会第20回年次学術講演会概要集, I-103, 103 (1965).
11) 奥村敏恵・坂井藤一・西野文雄・土井和彦： 土木学会第21回年次学術講演会概要集, I-152, 152 (1966).
12) 菊地洋一・福本唀士： 土木学会第21回年次学術講演会概要集, I-153, 153 (1966).
13) 福本唀士・藤原　稔： 土木学会第22回年次学術講演会概要集, I-29, 29 (1967).
14) G. Johnston & William J. Eney: Journal of the Proceedings of the American Society of Civil

Engineers, Structural Division, 449 (1954-6).
15) Mario G. Salvadori: Journal of the Proceedings of the American Socity of Civil Engineers, Structural Division, 291 (1953-10).
16) J. W. Clark & H. N. Hill: Journal of the Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Structural Division, 175 (1960-7).
17) Konrad Basler & Bruno Thürlimann: Journal of the Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Structural Division, 153 (1961-8).
18) Herbert A. Sawyer: Journal of the Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Structural Division, 43 (1961-12).
19) Ryszard Dabrowski: Der Stahlbau **29**-4, 104 (1960-4).
20) Sandro Dei Poli: Der Bauingenieur **38**-8, 314 (1963-8).
21) H. Mörchen: Der Stahlbau **34**-10, 317 (1965-10).
22) Ronald W. Frost & Charles G. Schilling: Journal of the Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Structural Division, 55 (1964-6).
23) 中村作太郎・番匠　勲: 土木学会第19回年次学術講演会概要集, **I**-48, 48 (1964).
24) 中村作太郎・志村政雄・万代良雄: 土木学会第21回年次学術講演会概要集, **I**-33, 33 (1966).
25) 中村作太郎・志村政雄: 室蘭工業大学研究報告, 理工編, **6**-2, 1 (1968).
26) 増田　淳・尾崎義一・稲葉健三・陣田　稔: 桁の理論と其応用, 263 (1935), 増田橋梁研究所.
27) 中村作郎太・番匠　勲: 土木学会北海道支部技術資料, No. 19, 56 (1963).
28) Sakutaro Nakamura: the Memoirs of the Muroran Institute of Technology, **4**-3, 337 (1964).
29) 中村作太郎: 土木学会第23回年次学術講演会概要集, **I**-82, 237 (1968).