

§ 3. 各会成果報告書

鋼橋技術研究会 示方書研究部会

第21回国内設計基準分科会議事録

日 時：昭和63年5月11日（水）15：00～17：15

場 所：石川島播磨重工業（株） 本社別館

構成人員：出席者23名，欠席者14名

議 事

1. 庶務担当幹事より、昭和62年度の当分科会成果報告書が配布された。
2. 依田分科会長代理より、委員の交代及び新委員会の紹介があった。

新 委 員 中田委員（日揮（株））
委員交代 山岸委員（住友重機械工業（株））
 能勢委員（石川島播磨重工業（株））

3. 今回のテーマについて説明、及び討議が行われた。

テーマ： 横梁構造における問題点について
 偏平多室箱桁における横リブと主桁ウェブの連結部について

話題提供者： 石川島播磨重工業（株） 能勢

4. 依田分科会長代理より、分科会連絡会議（4/5開催）及び関西支部の会議報告が行われた。
5. 次回以降の日程及び会合幹事

第22回 昭和63年7月20日（水） 15：00～18：00
幹事 永吉委員<高田機工（株）>

第23回 昭和63年9月21日（水） 15：00～18：00
幹事 吉田委員<トビー工業（株）>

以上

<文責 石川島播磨重工業（株） 能勢>

鋼橋技術研究会

示方書研究部会

国内設計基準研究分科会

第 2 1 回

討 議 課 題

1. 横梁構造における問題点について
2. 偏平多室箱桁における横リブと主桁ウェブの連結部について

昭和63年5月11日

1. 横梁構造における問題点について

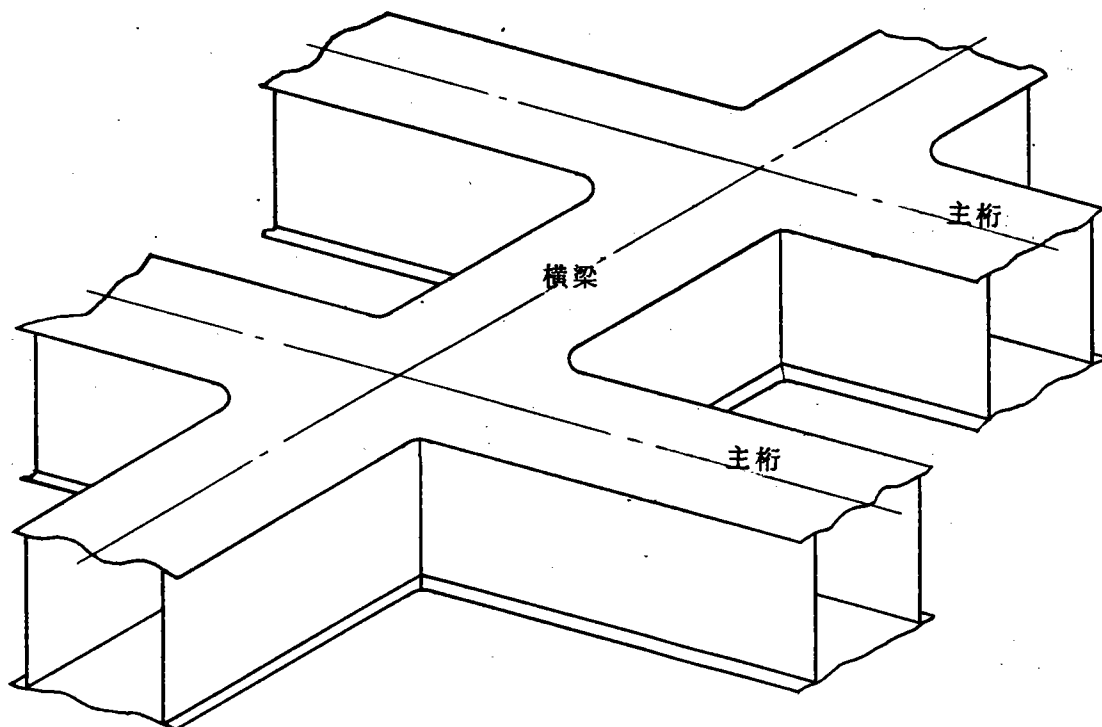
近年、都市高速道路では種々な要因から、支点上に剛性の大きい（主桁と同程度もしくはそれ以上に剛な）横梁を配置した箱桁橋が多く採用されている。

しかしながら、この形式を選定する背景により様々な構造形式となり標準化する事が難しい。従って各公団、公社等の基準でも具体的な規定は設けられていないのが現状である。

横梁形式の箱桁橋の場合、一般的な箱桁橋に比べ次のような問題点を有している。

- 1) 解析における橋梁剛度の取扱い
- 2) 横梁内縦リブの処理
- 3) 二軸応力度の照査
- 4) 縦横断勾配の処理

ここでは、これらの問題について、どのように対処すべきかを討議する。



1) 解析における橋梁剛度の取扱い

通常の並列箱桁の場合、格子解析における横桁の換算剛度は基準化されたものが示されている。

しかしながら、主桁と同程度もしくは、それ以上の剛性をもっている横梁の場合、同じ様な換算を行っても良いのであろうか。

阪神高速道路公団

8.3.3 荷重分配横桁

荷重分配横桁は、箱桁内側腹板位置で単純支持されたはりとして設計した床組としての応力と、荷重分配横桁としての応力をそれぞれ計算し、大きい方で設計する。

(解説)

荷重分配横桁は、なるべく剛性の大きいものを使用した方が好ましいので床組として設計する場合には単純はりとして設計することにした。ただし、主桁との取付け構造は曲げモーメントに対しても抵抗できるようにするものとする。

荷重分配横桁の曲げ剛性は、式(解8.3.1)に示すものを計算上使用する。

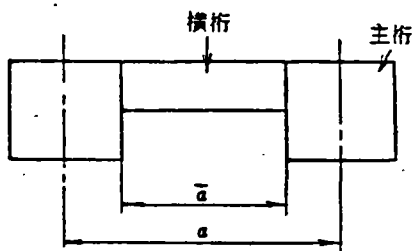


図-解8.3.1

$$J_q = \bar{J}_q \left(\frac{a}{\bar{a}} \right)^3 \dots\dots\dots (解8.3.1)$$

ここに、 J_q : 横桁の換算剛度
 \bar{J}_q : 横桁の実剛度

式(解8.3.1)は、たわみを合わせた式であるが、設計便覧では回転角を合わせた式が示されている。

両式の剛度を使用して試算した結果、大きな差は認められなかったので本基準では式(解8.3.1)を採用している。

10-4 横げたおよびダイヤフラム

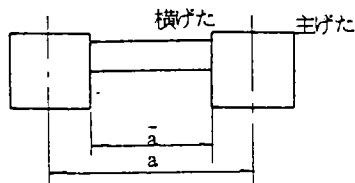
(1) 箱断面の主げたにおいては斜角の度合いにかかわらず支点上の横げたは斜角方向とし、中間横げたは主げたに直角方向に配置するのを標準とする。

(2) 横げたの曲げ剛性は次式で求めてよい。

$$J_q = \bar{J}_q \left(\frac{a}{a'} \right)^3$$

J_q : 横げたの換算剛度

\bar{J}_q : 横げたの実剛度



(3) 箱げたダイヤフラムの間隔は 6 m 前後を標準とする。

(4) ダイヤフラムの設計は鋼道路橋設計便覧による。

(5) 斜角のきつい場合の箱げたでは支承上のダイヤフラムにコーナプレート（腹板と同厚）を配置する。また支承上のダイヤフラムの脇に箱げたに直角なダイヤフラムを設ける。（鋼構造物標準図集参照）

〔解説〕

(4) について

鋼道路橋設計便覧に記載された設計法および公団における検討結果を、設計資料-2に示す。

10.3.3 構造解析

- (1) 並列箱桁橋は、主桁・横桁を部材とする格子モデルにより、平面骨相として解析してよい。
- (2) 格子桁の構造解析においては、原則として主桁・横桁の曲げ剛性・ねじり剛性等を考慮する。
- (3) 計算の仮定剛度と計算結果により算出された実剛度に著しく差のないようにしなければならない。

(1) 一般には、格点は主桁中心線と横桁（ダイヤフラム）の交点とする。格点数の少ない場合は、9.2.1に示すように中間に仮想格点を設けるものとする。

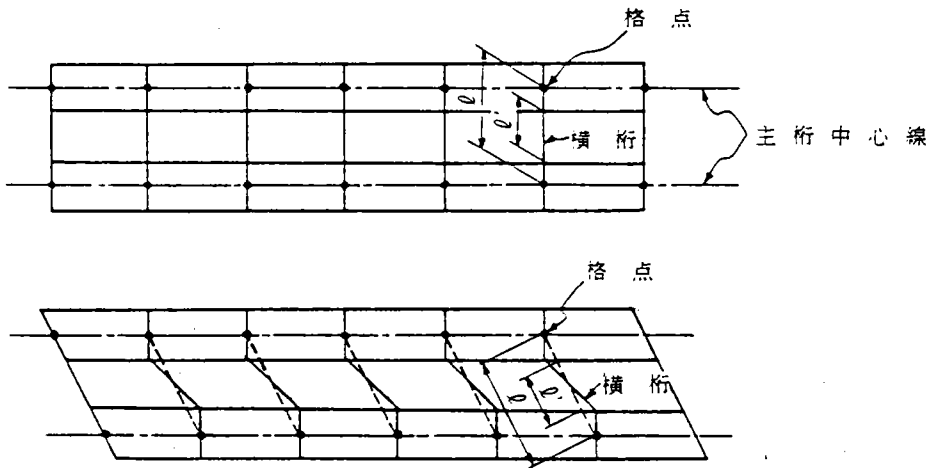


図 10.3.3-1 格子骨組図

(2) 箱桁はねじり剛性が大きいので、端横桁・中間支点上横桁も部材として入力しなければならない。

横桁の仮定曲げ剛性は次式による。

$$I = \frac{\ell}{\ell'} \cdot I_0 \dots\dots\dots (10.3.3-1)$$

I = 横桁の仮定剛性

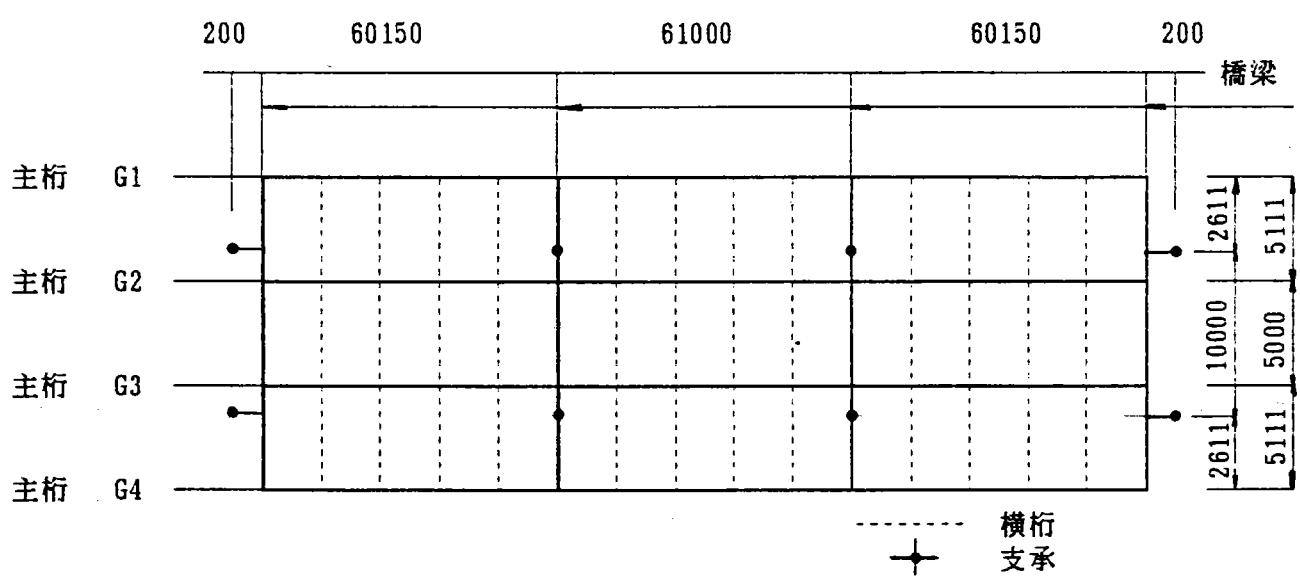
I_0 = 横桁断面の剛性

ℓ, ℓ' = 図10.3.3-1に示す。

(3) 仮定剛度および仮定鋼重については、6.6による。

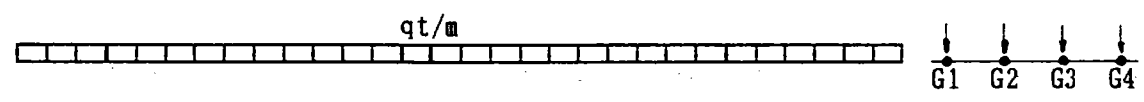
横梁剛度の取扱いについては主桁との剛比、全体骨組形状、支点条件（位置）等の要素が複合して影響する事が予想され、剛度の取扱いを定性的に把握する事は難しい事である。ここでは、討議を行う際の参考資料として、あるモデルにより横梁剛度を何種類か想定し対応する断面力の比較を行ってみた。

モデル



荷重

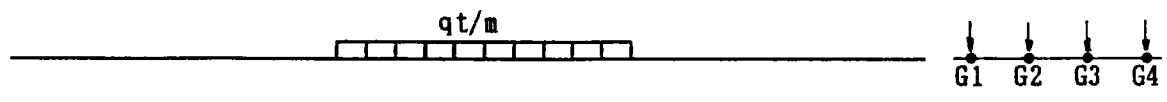
① 満載



② 中央径間満載



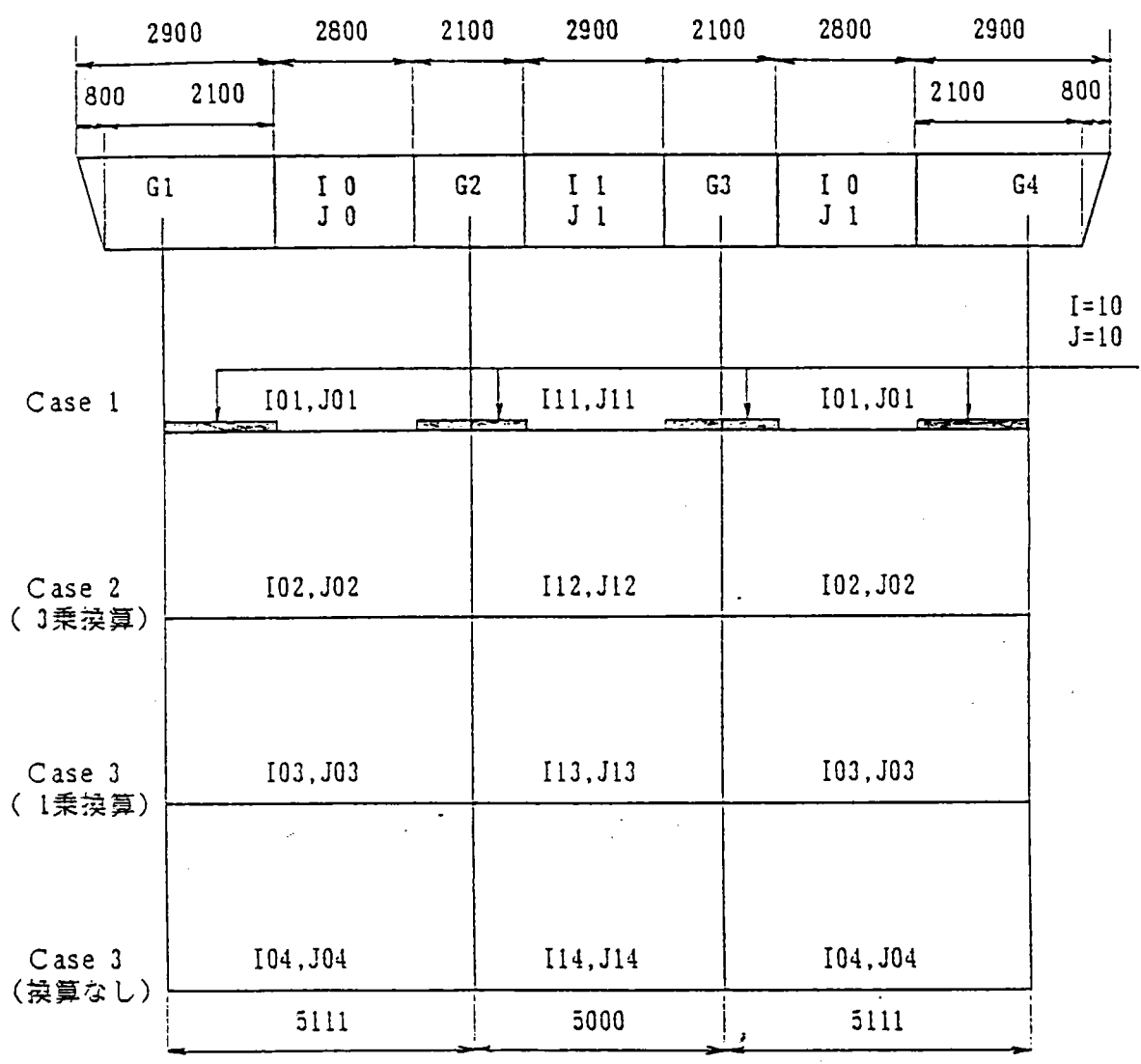
③ 中央径間半載 (偏載)



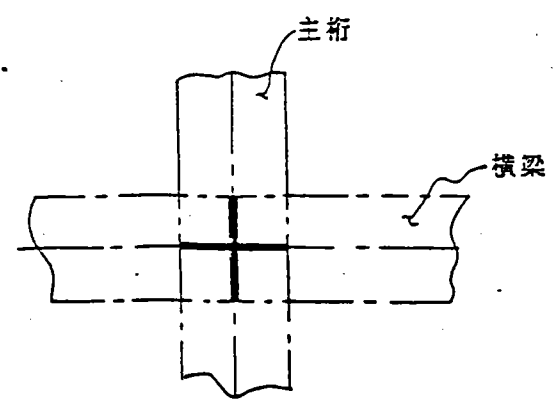
剛度

横梁剛度は下記4種類を想定する。

尚、主桁、横桁等の他部材は全てのケースで一定とする。



注) .Case1の場合、主桁方向にも横梁腹板間隔分剛な部材 (I=10、J=10) を挿入する。



断面力比較

主桁と横梁の交差部は4辺連続した腹板で構成され実際の変形性状は剛体変形に近似していると想定されるため、横梁の剛度としては“Case1”が最も忠実であると考えられる。

従ってCase1を基準とし他の3ケースはこれとの比較という形で評価し下表に示す。

曲げモーメントの比較

単位: t m

荷重 剛度	着目点	主桁 G1						主桁 G2						横梁		横桁 (中間横梁近傍)			
		側径間中央		中間支点上		中央径間中央		側径間中央		中間支点上		中央径間中央		端横梁支点上	中間横梁支点上				
満載	Case 1	2042	1.000	-2857	1.000	555	1.000	1620	1.000	-2595	1.000	504	1.000	-416	1.000	-1156	1.000	-59	1.000
	Case 2	2097	1.026	-2805	0.982	656	1.182	1656	1.022	-2466	0.950	584	1.159	-450	1.081	-1246	1.078	-13	0.220
	Case 3	2095	1.026	-2780	0.973	654	1.178	1658	1.023	-2491	0.960	587	1.164	-432	1.038	-1191	1.030	-41	0.695
	Case 4	2093	1.025	-2765	0.968	652	1.175	1660	1.025	-2506	0.966	589	1.169	-414	0.995	-1140	0.986	-64	1.085
中央径間満載	Case 1	-824	1.000	-1556	1.000	1890	1.000	-645	1.000	-1399	1.000	1667	1.000	65	1.000	-581	1.000	-23	1.000
	Case 2	-795	0.965	-1529	0.983	1943	1.028	-625	0.969	-1328	0.949	1712	1.027	68	1.046	-627	1.079	-9	0.391
	Case 3	-796	0.967	-1512	0.972	1942	1.028	-624	0.967	-1345	0.961	1713	1.028	64	0.985	-599	1.031	-16	0.696
	Case 4	-796	0.967	-1504	0.967	1942	1.028	-624	0.967	-1352	0.966	1713	1.028	61	0.938	-574	0.988	-25	1.087
中央径間半載	Case 1	-422	1.000	-1422	1.000	1259	1.000	-325	1.000	-934	1.000	941	1.000	53	1.000	-664	1.000	-92	1.000
	Case 2	-401	0.950	-1524	1.072	1281	1.017	-313	0.963	-933	0.999	963	1.023	42	0.792	-705	1.062	-32	0.348
	Case 3	-410	0.972	-1322	0.930	1296	1.029	-314	0.966	-875	0.937	967	1.028	55	1.038	-689	1.038	-89	0.967
	Case 4	-410	0.972	-1321	0.929	1297	1.030	-314	0.966	-888	0.951	967	1.028	52	0.981	-660	0.994	-100	1.087

注: 右側の数値は基準ケースを1とした時の比率を示す。

せん断力の比較

単位: ton

荷重 剛度	着目点	外主桁 G1		内主桁 G1		横梁		横桁
		端支点	中間支点	端支点	中間支点	端横梁	中間横梁	
満載	Case 1	177	265	152	247	177	485	7
	Case 2	180	267	153	242	180	491	3
	Case 3	179	265	153	244	179	487	5
	Case 4	179	264	153	246	179	484	9
中央径間満載	Case 1	27	222	22	205	27	245	0
	Case 2	27	223	21	204	27	248	2
	Case 3	27	223	21	204	26	246	0
	Case 4	26	222	21	205	26	244	0
中央径間半載	Case 2	14	188	11	142	14	221	15
	Case 2	14	197	11	143	14	217	6
	Case 3	14	185	11	140	14	218	16
	Case 4	14	185	11	142	14	218	16

ねじりモーメントの比較

単位: t m

荷重 剛度	着目点	外主桁 G1		内主桁 G1		横梁	
		端支点	中間支点	端支点	中間支点	端横梁	中間横梁
満載	Case 1	46	53	3	7	41	12
	Case 2	20	19	5	3	36	23
	Case 3	36	43	4	3	36	9
	Case 4	52	63	2	7	39	9
中央径間満載	Case 1	6	32	0	3	5	15
	Case 2	2	13	0	2	2	26
	Case 3	4	25	0	1	4	10
	Case 4	7	35	0	4	5	10
中央径間半載	Case 1	16	190	16	187	8	294
	Case 2	5	171	5	146	10	636
	Case 3	19	214	18	197	5	200
	Case 4	16	201	17	201	4	200

2) 横梁近傍の縦リブの取扱い

主桁と横梁の交差部は相方共に箱断面の為、脚の隅角部に似た複雑な構造となる。

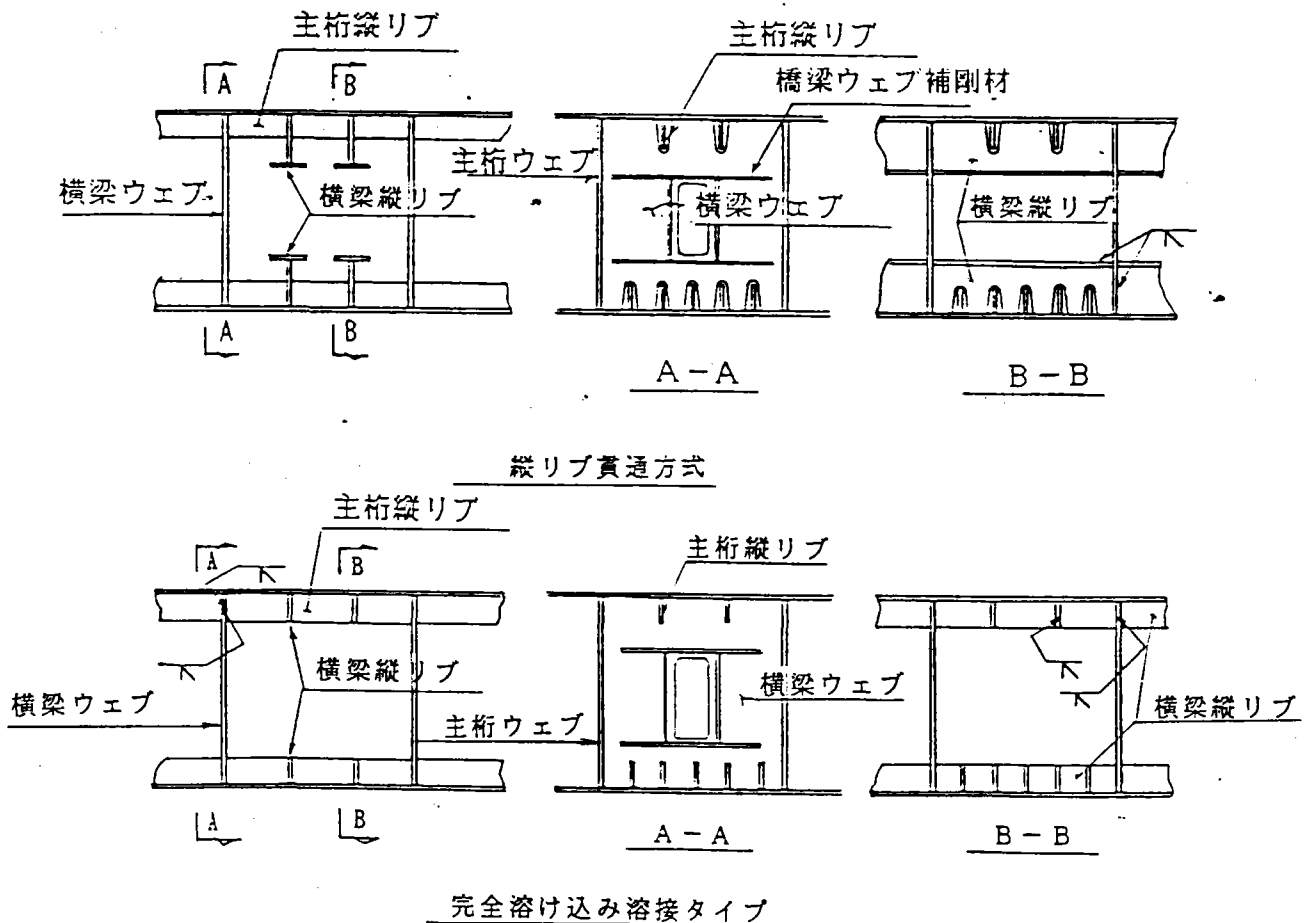
ウェブ及び縦リブは、断面決定に支配的な方を連続させるのが一般的であり、

通常の場合 端支点上は横梁側、中間支点上は主桁側が優先される。

どちらか一方の断面力が卓越する様な場合は、他方の断面には縦リブを設けず

母材許容応力度の低限を防ぐ意味での補剛材を配置する様にし構造の簡素化

(製作性の向上)に努力すべき問題である。



上図は中間支点上の縦リブの取扱いの一例である。

縦リブ貫通方式の場合、スカーラップによるウェブの欠損の取扱い、横梁内水密性の

問題等に注意を要す。又完全溶け込みタイプの場合、製作性の問題が多い。

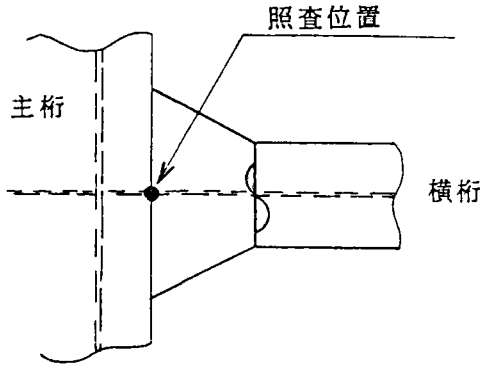
このようにどのタイプを選択するにしても様々な問題を有している為、

その橋梁の特異点を十分に理解し構造を決定しなければならない。

3) 二軸応力度の照査

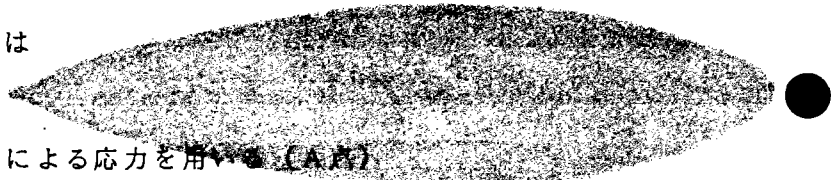
通常の箱桁橋の場合、横桁取り付け部の二軸応力度の照査については

本分科会で既に討議されている。



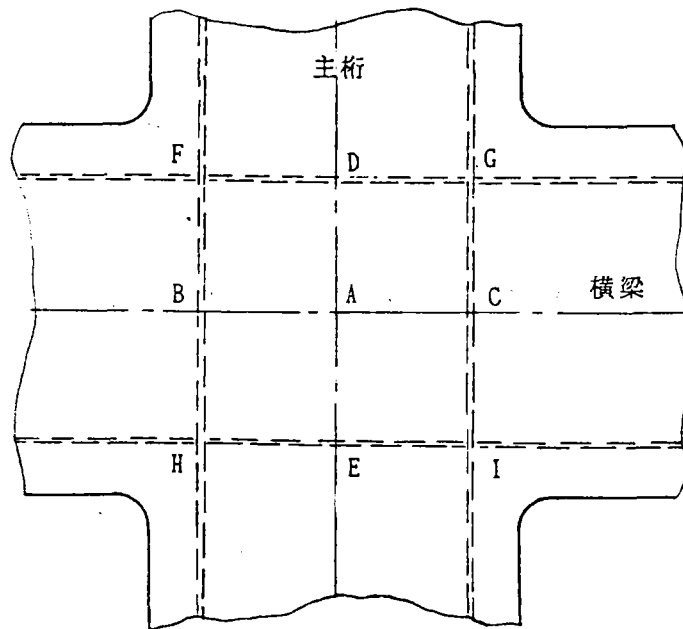
〔フランジのせん断応力度は
せん断流理論によるのが
一般的〕

横梁構造の場合の照査位置としては



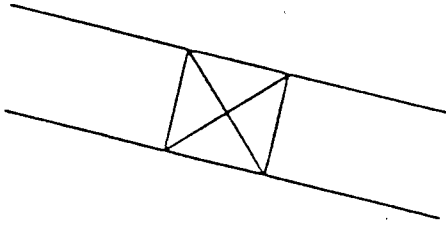
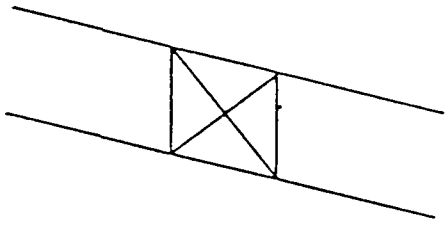
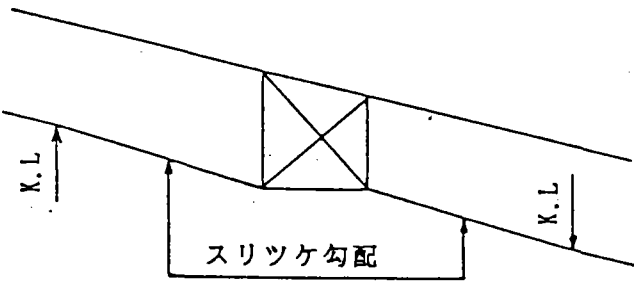
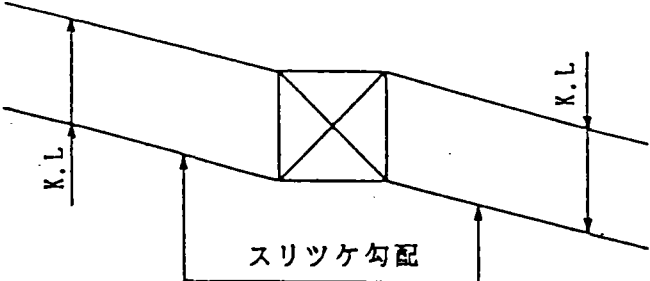
- 1) 主桁、横梁共骨組交点の断面力による応力を用いる。(A点)
- 2) 主桁は骨組交点、横梁は主桁ウェブとの交点の断面力による応力を用いる。(BC点)
- 3) 主桁は横梁ウェブとの交点、横梁は骨組交点の断面力による応力を用いる。(DE点)
- 4) 主桁、横梁共ウェブ交点の断面力による応力を用いる。(FGHI点)

どの位置で照査するのが一般的か。

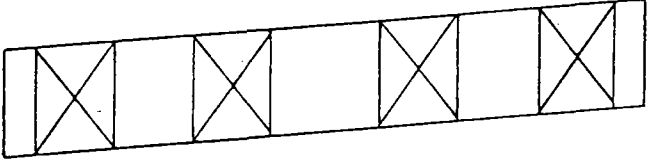
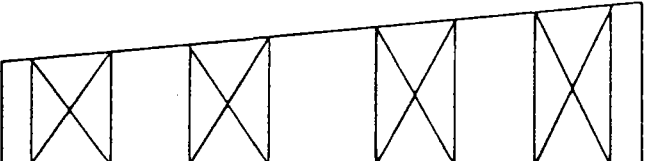
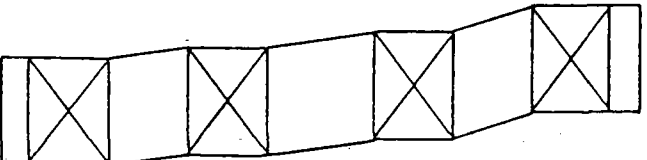
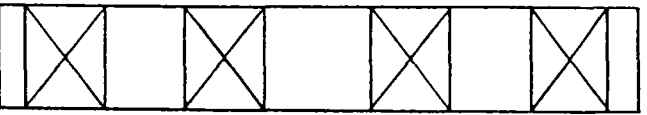


4) 縦横断勾配の処置

・ 縦断勾配

	簡 易 図	コ メ ン ト
A		<p>上下フランジ共縦断勾配に一致させる。横梁ウェブはフランジに直角に取付ける。</p>
B		<p>上下フランジ共縦断勾配に一致させる。横梁ウェブは完成時鉛直</p>
C		<p>上フランジは縦断勾配に一致させ、下フランジは完成時に水平にする。主桁下フランジは横梁近傍でスリツケ勾配となる。横梁ウェブは完成時鉛直</p>
D		<p>上下フランジ共完成時水平とする。主桁上下フランジは横梁近傍でスリツケ勾配となる。横梁ウェブは完成時鉛直とする。 (鋼床版では採用しにくい)</p>

・ 横断勾配

	簡 易 図	コ メ ン ト
A		<p>上・下フランジ共横断勾配に一致させる。</p>
B		<p>上フランジは横断勾配に一致させ下フランジは水平とする。</p>
C		<p>主桁部上下フランジは水平とし、それ以外の部分は上下フランジ共スリツケ勾配とする。 RC床版の場合だけ採用される。</p>
D		<p>上下フランジ共全て水平とし横断勾配はハンチで処理する。 RC床版の場合だけ採用される。</p>

5) 討議・意見等

- 横梁近傍の横桁に箱断面を採用した事例がある。
(解析は Case1 or Case4 で行った。)
- 剛度の取扱いは (a/\bar{a}) の比率にもよるが Case1 もしくは Case4 を採用すべきであり、Case2、Case3 は採用すべきではない。
- 実設計では、この横梁と主桁の交差部は二軸応力度で決まるケースが多い。
- 二軸応力度の照査はA点では無意味である。
- 実橋の応力測定では設計応力の7割程度の応力しか発生していない。
- 二軸応力度の照査は必要か。

6) 補足

1)における検討モデルの剛度を下表に示す。

	I (m^4)	J (m^4)
外主桁 (G 1 . G 5)	0.1965	0.1756
内主桁 (G 2 . G 3)	0.1661	0.1473
端横梁 (P 1 . P 4)	0.1033	0.0655
中間横梁 (P 2 . P 3)	0.2072	0.2854
横桁	0.0133	

上表の値で主桁は平均剛度、その他は換算をしていない剛度を示す。

従って、各ケースの横梁部材剛度は

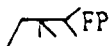
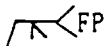
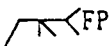
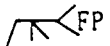














	端 横 梁				中 間 横 梁			
	G1-G2, G3-G4		G2-G3		G1-G2, G3-G4		G2-G3	
	I 0i	J 0i	I 1i	J 1i	I 0i	J 0i	I 1i	J 1i
Case1	0.1033	0.0655	0.1033	0.0655	0.2072	0.2854	0.2072	0.2854
Case2	0.6283	0.6547	0.5294	0.5841	1.2602	2.8528	1.0620	2.5452
Case3	0.1886	0.0655	0.1781	0.0655	0.3782	0.2854	0.3572	0.2854
Case4	0.1033	0.0655	0.1033	0.0655	0.2072	0.2854	0.2072	0.2854

Case2の場合Jの換算係数は $(a/\bar{a})^2 \times 3$ を用いている。

2. 偏平多室箱桁における横リブと主桁ウェブの連結部について

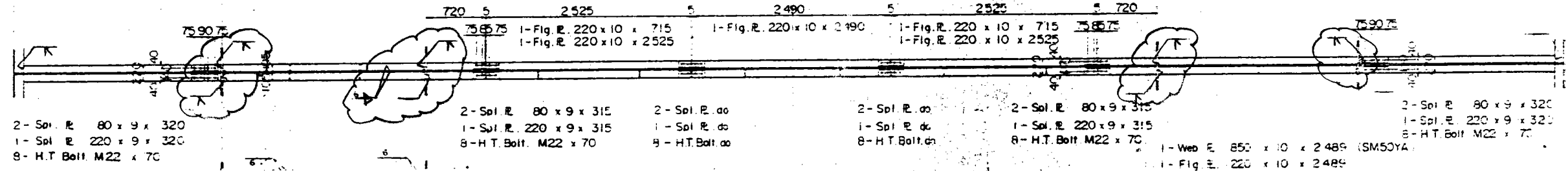
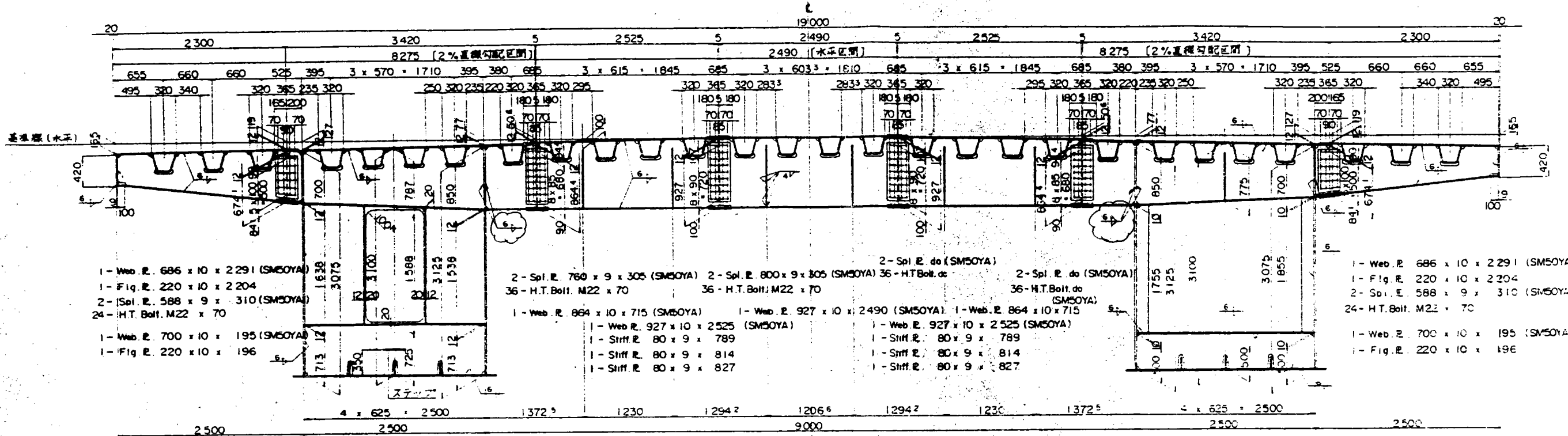
1) 実績

鋼床版横リブと主桁ウェブの連結部は、設計上横リブの M_{min} , S_{max} 発生位置に当るため、応力度及び合成応力度は許容応力度に比べ高めであり、溶接設計には十分な注意が必要である。実績を調査すると下表の通りである。

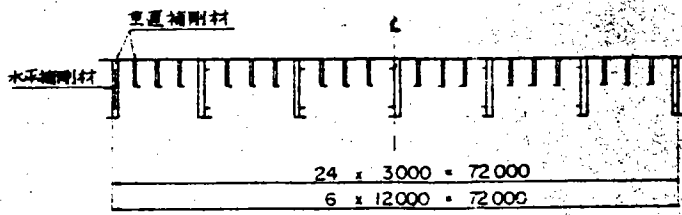
		横リブウェブ		横リブ下フランジ		備考
		母材厚	溶接	母材厚	溶接	
首都公団	横浜港横断橋	11		12		斜張橋
	B132工区	12		12		箱桁橋
	B101工区	9		10		1箱桁橋
阪神公団	標準図	(9) 10		10		箱桁橋
	大和川橋梁	9		16		斜張橋
	新淀川第2工区	10		15		箱桁橋
本四公団	因島大橋	9		10		吊橋
	岩黒島橋	10		10		斜張橋
	羽佐島橋	9		10		トラス橋

() 内はバルブPLの場合

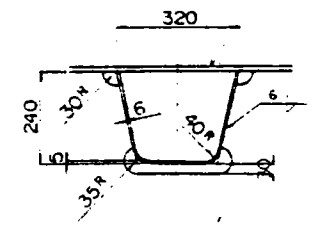
実績表



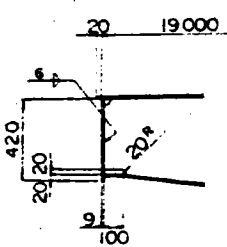
横げた及び横リブの補剛取付面



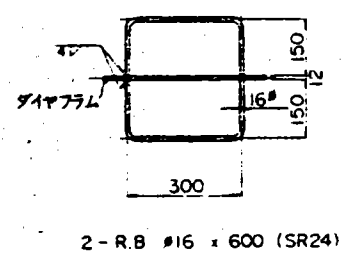
縦リブ貫通部切欠き詳細 S-1/10



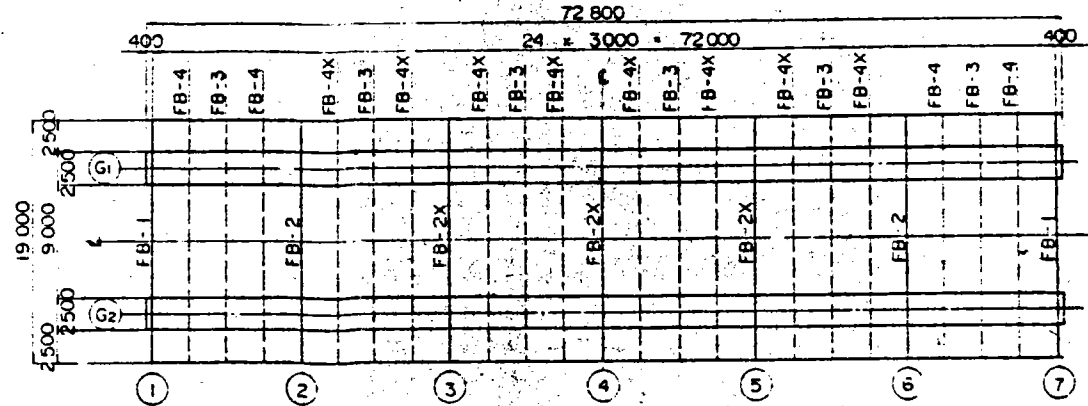
耳継げた取付部詳細 S-1/20



ステップ詳細 S-1/10



配置図



- 1 特記なき材質はすべてSS41とする。
- 2 特記なきスカラーは40°とする。
- 3 -印は高カボルトM22 (FIOT)を示す。
- 4 FB-3とFB-4はダイヤフラムの形状が異なる。

作成年度	昭和	年度	分	図	番号
標準図	鋼橋造物標準図				
名称	鋼床版横げた				
詳細名称	横リブAタイプ(その2) (図面番号) 27				
阪神高速道路公団					

2) 関連基準

道路橋示方書には次のように記述されている。

どを行い延長が短くすむような配慮が必要である(図-解4.2.6)。
4.2.6 軸方向力またはせん断力を受ける溶接継手の応力度

継手に軸方向力またはせん断力が作用する場合の溶接部に生じる応力度は、式(4.2.2)または式(4.2.3)により算出するものとする。ただし、すみ肉溶接および部分溶接に生ずる応力度は、作用する力の位置にかかわらず式(4.2.3)によって算出するものとする。

$$\sigma = \frac{P}{\sum at} \dots\dots\dots(4.2.2)$$

$$\tau = \frac{P}{\sum at} \dots\dots\dots(4.2.3)$$

ここに、
 σ : 溶接部に生じる垂直応力度 (kg/cm²)
 τ : 溶接部に生じるせん断応力度 (kg/cm²)
 P : 継手に作用する力 (kg)
 a : 溶接の有効厚 (cm)
 l : 溶接の有効長 (cm)

4.2.7 曲げモーメントを受ける溶接継手の応力度

曲げモーメントを受ける溶接部に生じる応力度は、式(4.2.4)または式(4.2.5)によって算出するものとする。

(1) 全断面溶接みグループ溶接

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot y \dots\dots\dots(4.2.4)$$

(2) すみ肉溶接

$$\tau = \frac{M}{I} \cdot y \dots\dots\dots(4.2.5)$$

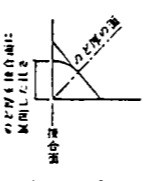
ここに、
 σ : 溶接部に生じる垂直応力度 (kg/cm²)
 τ : 溶接部に生じるせん断応力度 (kg/cm²)
 M : 継手に作用する曲げモーメント (kg/cm²)
 I : のど厚を接合面に展開した断面のその中立軸のまわりの断面

二次モーメント (cm⁴)
y: 異形断面の中心軸から応力度を算出する位置までの距離 (cm)

曲げモーメントを受ける継手には、全断面溶接みグループ溶接を用いるのを原則とするが、支げたと傾けたとの連結部などで曲げモーメントによって生じる応力度が小さい場合は、溶接性や溶接ひずみの観点からすみ肉溶接を用いた方がよい場合もある。

また、構造上どうしてもすみ肉溶接に曲げ応力が作用する場合がある。その場合は、図-解4.2.7に示すように、継手ルートを中心としてのど厚を接合面まで展開させた形状を求め、その中立軸のまわりの断面二次モーメントにより応力度を計算することとする。全断面溶接みグループ溶接の場合は、異形断面の中立軸と部材の中立軸とが一致するが、すみ肉溶接では必ずしも一致しない。その場合でも、異形断面の中立軸をとるものとする。

また、上記の支げたと傾けたとの連結部などでは、フランジに全断面溶接みグループ溶接を、腹板にすみ肉溶接を用いることがある。このような場合は、両者の変形性能が異なるため、全断面溶接みグループ溶接部の応力が大きくなる。したがって、全断面溶接みグループ溶接とすみ肉溶接とを併用する場合には、曲げモーメントに対してはすみ肉溶接を重視するのが望ましい。なお、この場合には継手部の曲げも同様な考え方で設計する必要がある。



4.2.8 溶接継手の合成応力度の限界

軸方向力、曲げモーメントおよびせん断力が混合されて作用する溶接継手の応力度は式(4.2.6)または式(4.2.7)を満足しなければならない。

(1) 全断面溶接みグループ溶接

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2 \leq 1.2 \dots\dots\dots(4.2.6)$$

(2) すみ肉溶接

$$\left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2 + \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^2 \leq 1.0 \dots\dots\dots(4.2.7)$$

ここに、
 σ : 軸方向力または曲げモーメントによる垂直応力度あるいは両者の和 (kg/cm²)

σ_0 : 軸方向力または曲げモーメントによるせん断応力度あるいは両者の和 (kg/cm²)
 τ_0 : せん断力によるせん断応力度 (kg/cm²)
 σ_0 : 許容引張応力度 (kg/cm²)
 τ_0 : 許容せん断応力度 (kg/cm²)

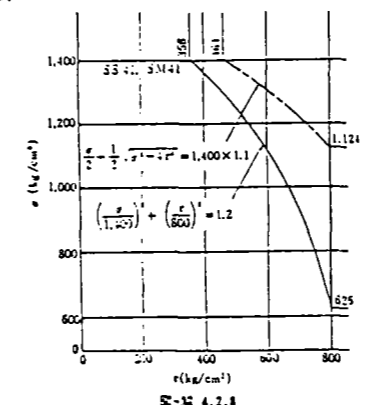
垂直応力とせん断力とが作用する場合の部材の選定については、せん断ひずみエネルギー一定説、主応力説などがあるが、この示方書ではせん断ひずみエネルギー一定説によることにした。

この説によれば、垂直応力 σ とせん断力 τ が作用する状態は、主応力 σ_1 として $\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$ が存在する場合に相当する。したがって、 σ と τ との組合せが式(解4.2.1)を満足すれば σ_1 のみが存在する厚さと同等の安全率が保証されることになる。

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \sigma_0 \dots\dots\dots(M 4.2.1)$$

σ_0 : 許容引張応力度
 τ_0 : 許容せん断応力度

また、 σ と τ をともに考える場合は、経験的に10%程度の許容応力度の引上げを行っても安全であると判断して、
 $\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1.1\sigma_0$
とし、ここで許容せん断応力度 τ_0 を許容引張応力度 σ_0 の1/√3に選べば式(解4.2.2)のようになる。



$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2 \leq 1.2 \dots\dots\dots(解 4.2.2)$$

全断面溶接みグループ溶接の場合の式(4.2.6)は、式(解4.2.2)の右辺の値を2にするためである。

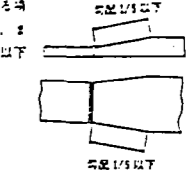
また、 σ および τ は4.2.6、4.2.7により計算した値、 σ_0 、 τ_0 は4.2.3に示す項とする。

せん断ひずみエネルギー一定説によるこの示方書の考えは、図-解4.2.8に示すように主応力 σ_1 によるものは比べて安全である。

なお、すみ肉溶接の場合は、曲げモーメントなどによるせん断力とせん断力によるせん断力が同時に合致されると考えて、式(4.2.7)で照準すればよいものとした。

4.2.9 突合せ継手

断面が異なる主要部材の突合せ継手においては、厚さおよび幅は深々に変換させ、長さ方向の傾斜は1/5以下としなければならない。



厚さ、幅またはその両方が異なる板を突合せ溶接する場合、溶接熱がなるべく両方の板に均しく伝わるよう、また、応力集中などが生じないように、長さ方向に1/5以下の傾斜をつけるようにした(図-解4.2.9)。

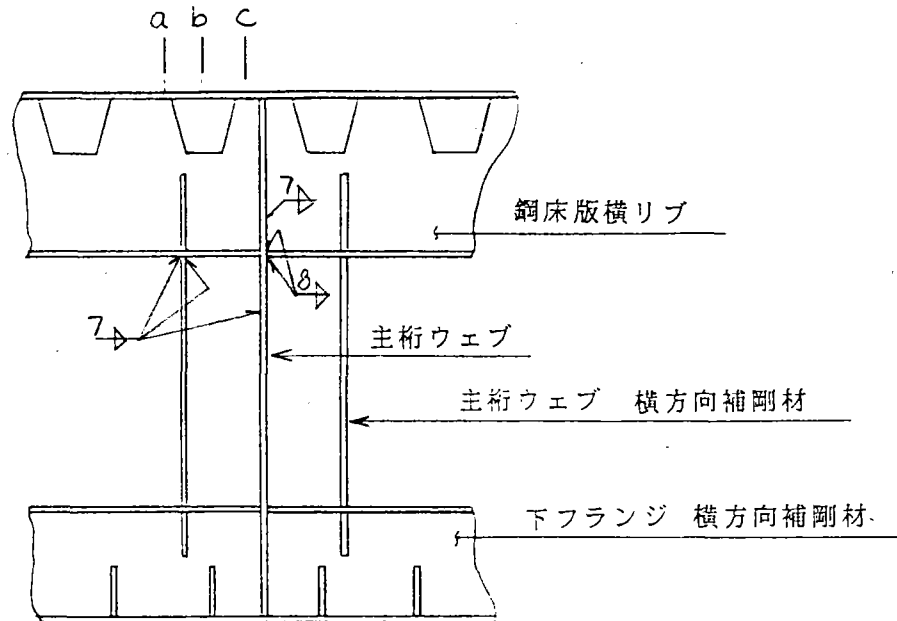
4.2.10 重ね継手

- (1) 応力を伝える重ね継手には、2列以上のすみ肉溶接を用いるものとし、部材の重なりは薄くは薄く厚の5番以上とする。
- (2) 軸方向力を受ける部材の重ね継手に側面すみ肉溶接のみを用いる場合は、次の規定を満足しなければならない。
 - 1) 溶接部の間隔は薄くは薄く厚の16倍以下を原則とする。ただし、引張力のみを受ける場合は、上記の値を20倍とする。やむを得ずこれをこえる場合は、板の厚上りを防ぐ処置を講ずなければならない。
 - 2) すみ肉溶接のそれぞれ長さ、溶接間隔より大きくしなければならない。

従って鋼床版横リブの設計では、Mminの応力照査をデッキPL下フランジのみの断面で行う事となる。
 (下フランジをF、Pとする場合)

偏平多室桁の斜張橋）の一例を示す。

この橋梁は主桁腹板が圧縮応力を受ける補剛板として設計されており、横リブ位置は横方向補剛材と一致しており、下のような構造となっている。

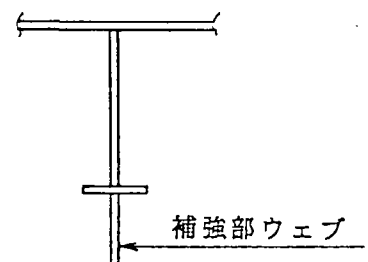


横リブと主桁ウェブの交差部は主桁ウェブ横方向補剛材がある為これが有効に作用し応力レベルが低減される事が予想される。そこでこの構造をモデル化 FEM解析を行ってみたところ次の事が明確に証明された。（結果は次頁参照）

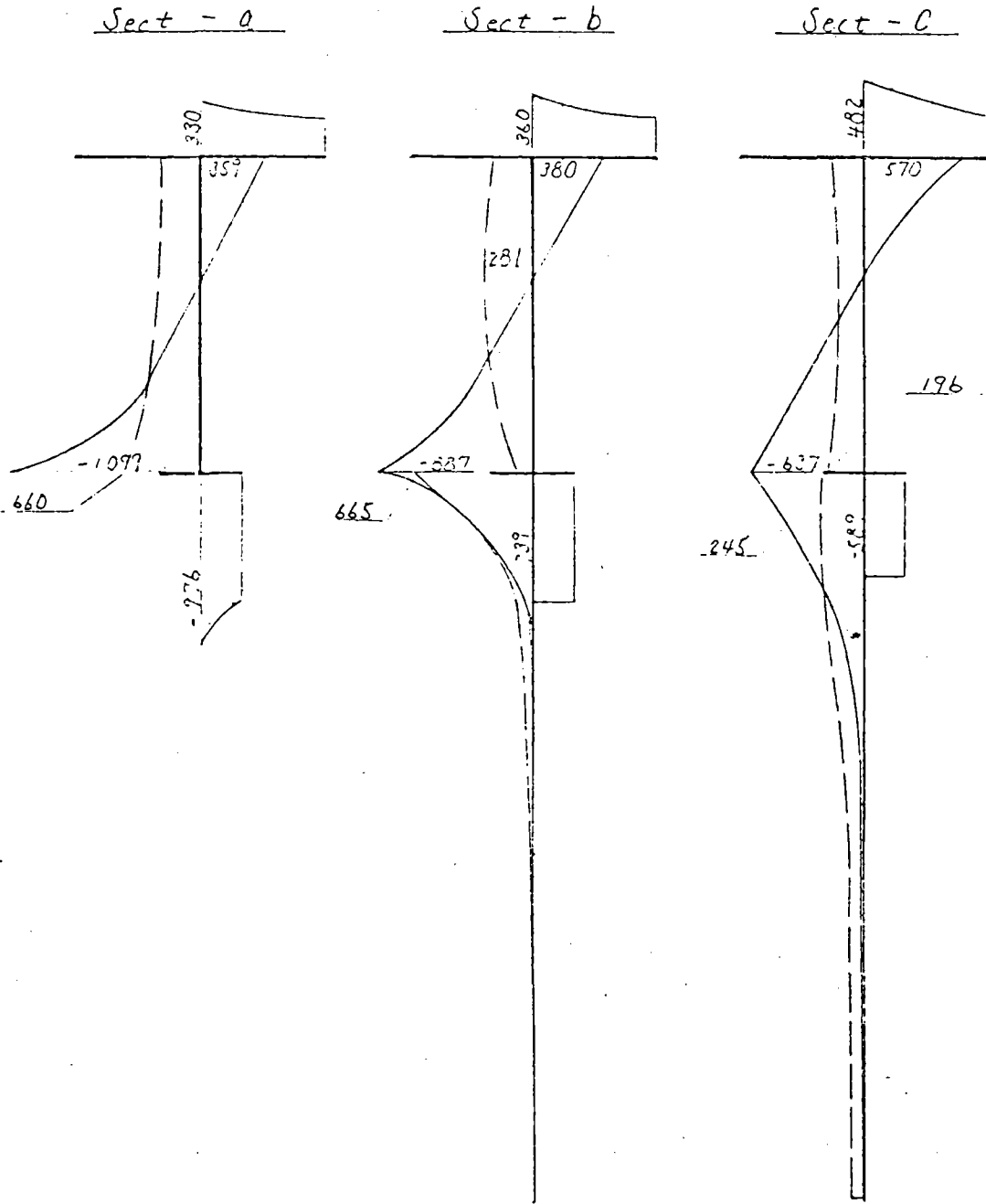
- ・ 応力性状はラーメン隅角部によく似たものとなっている。
- ・ 主桁ウェブの連結部では直応力、せん断応力共に大巾に低下してる。

これを踏えて横リブ断面を想定したところ

主桁ウェブ近傍では右図のように補強部ウェブを考慮するとほぼFEM解に近い応力度が得られる事がわかった。そこで溶接設計はこの想定断面で行い全てスミ肉溶接として設計を行った。



FEM 結果



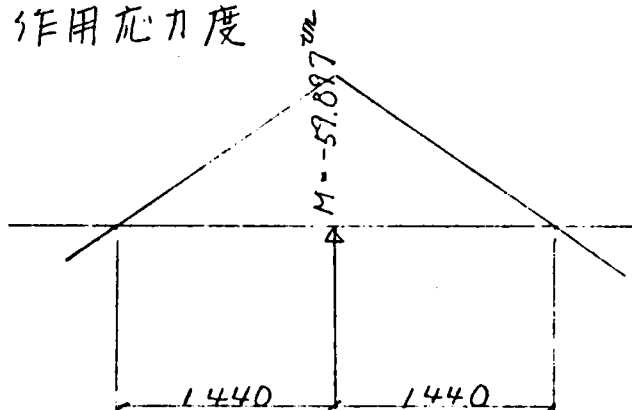
— : 垂直応力度
 --- : セン断応力度

<補足>

FEM解析について

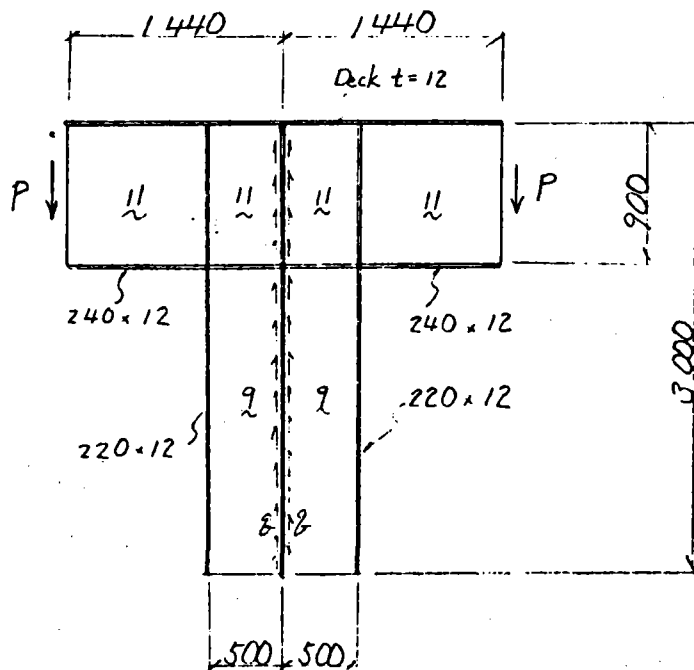
標準部において下記のモデル化を行う。

(1) 作用応力度



M: 鋼床版解析における
主桁腹板上の断面力

(2) モデル化

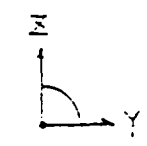
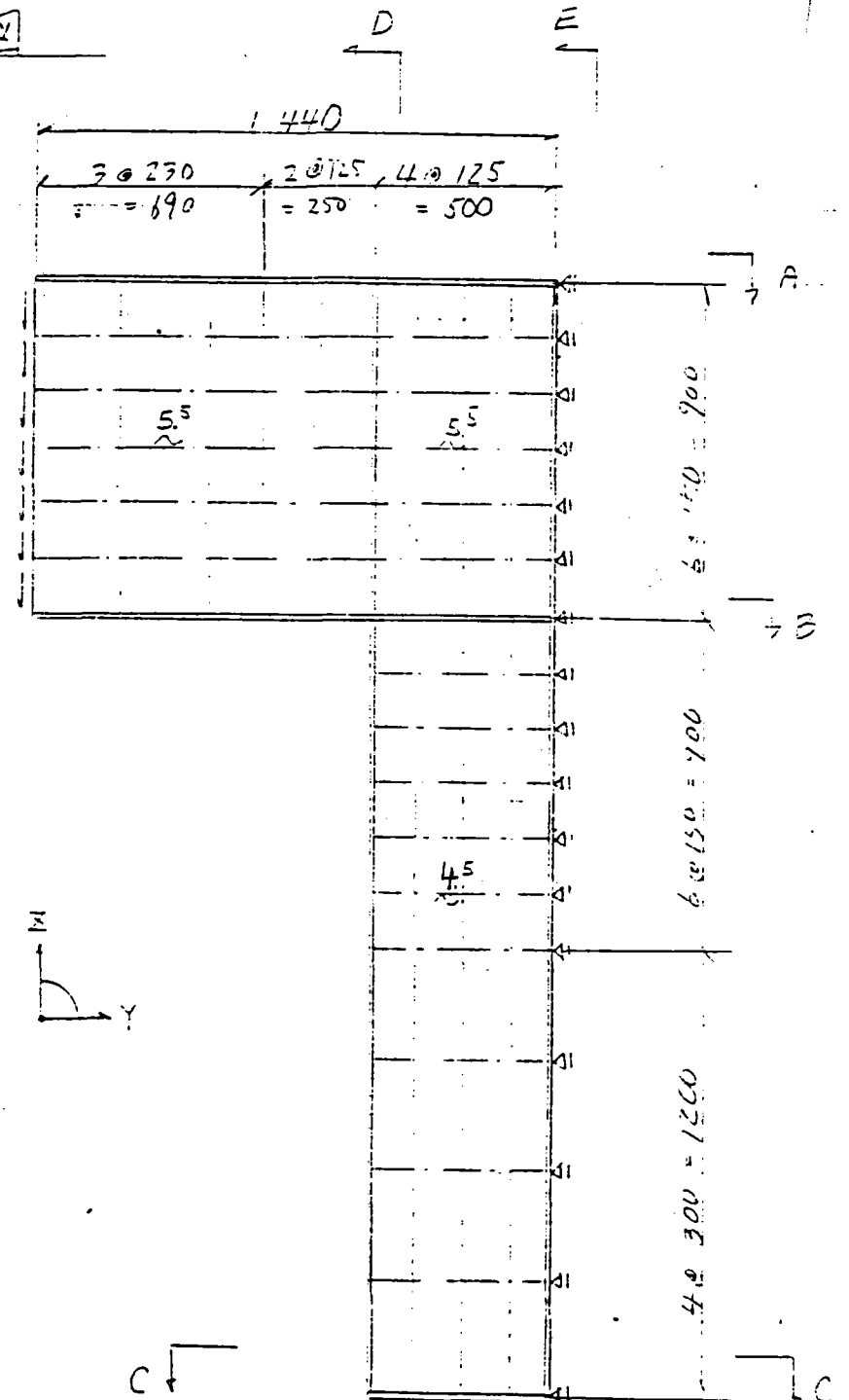


P の分布は定数であるため 主桁腹板と適宜考慮する。

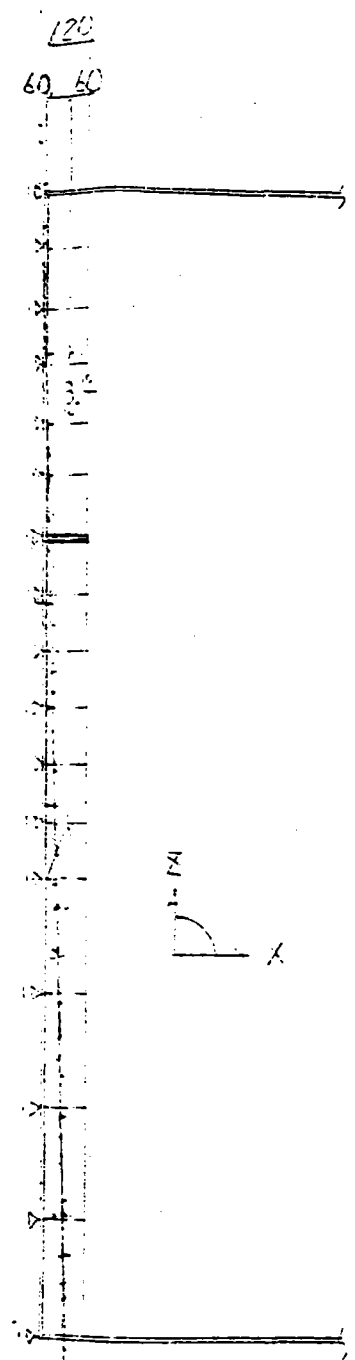
$$P = \frac{M}{L} = \frac{59.897}{1.440} = 41.595 \tau$$

X-シユ割リ

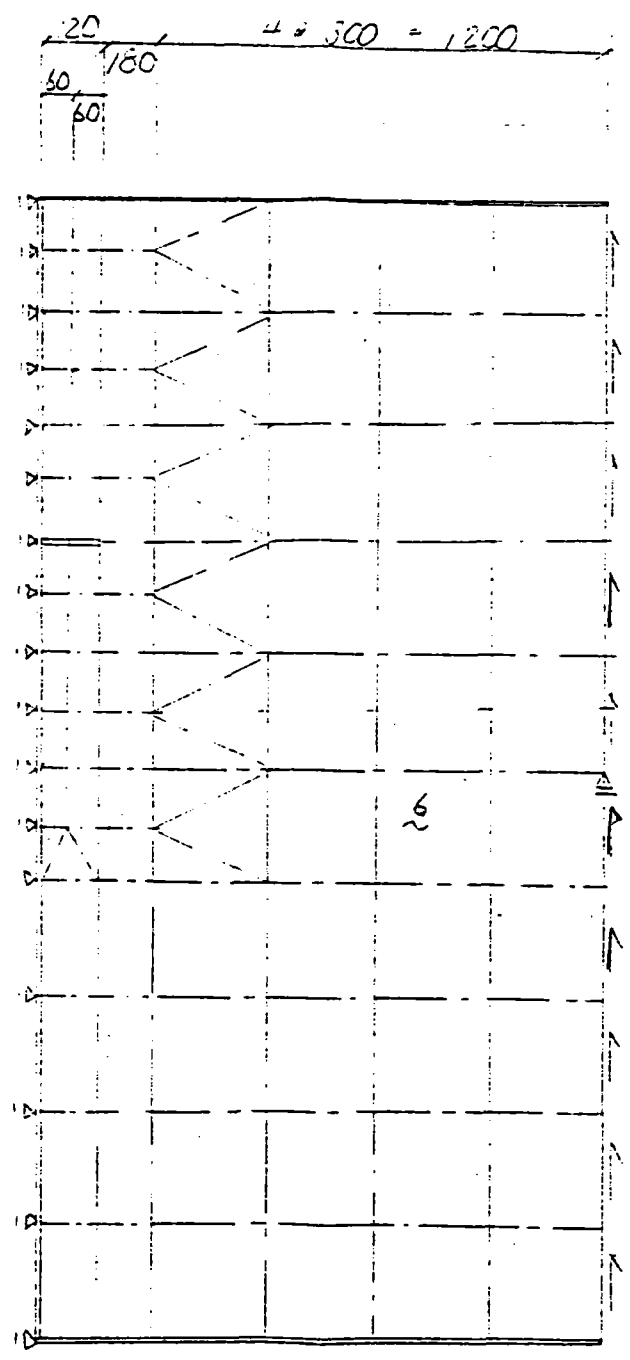
$$\sigma = \frac{41.595}{0.9 \times 2} = 231.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



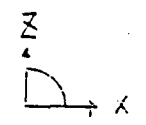
D-D



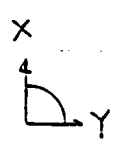
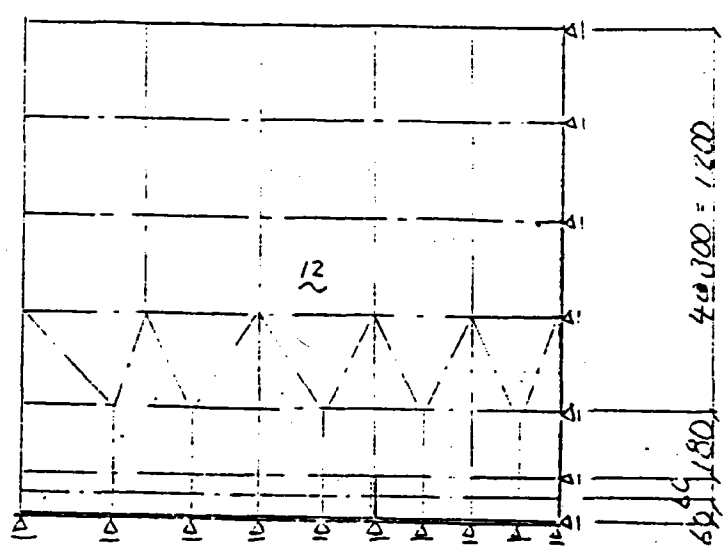
E-E



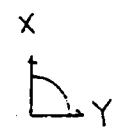
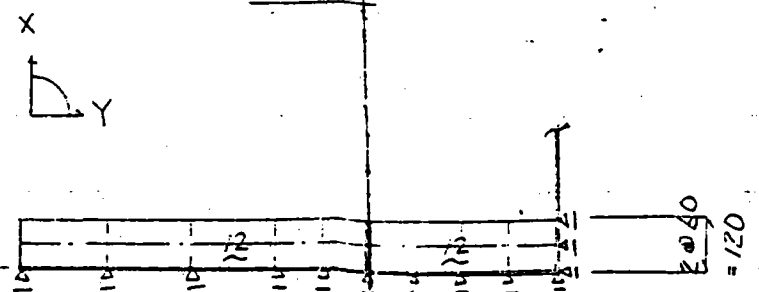
$$\sigma = \frac{41.595}{3.0 \times 2} = 69.325 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



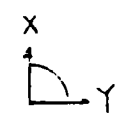
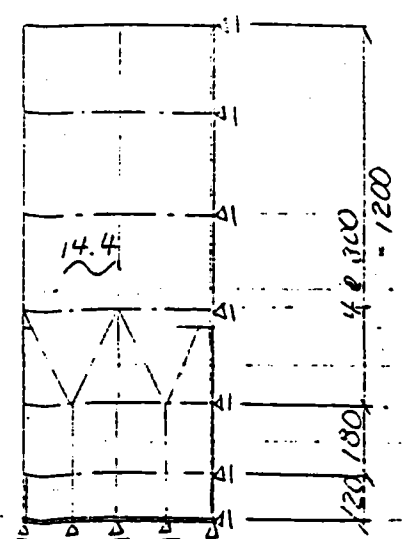
A-A



B-B



C-C



単位 mm
計 315 X-シユ

鋼橋技術研究会 示方書研究部会

第22回国内設計基準分科会議事録

日 時：昭和63年7月20日（水） 15：00～18：00

場 所：早稲田大学 工学部

構成人員：出席者24名、欠席者13名

議 事

1. 石川島播磨重工業（株）能勢委員より、前回第21回議事録の報告があった。
2. 今回のテーマについて説明、及び討議が行われた。

テーマ：関西での合成桁の限界状態設計法の考え方について

資 料：限界状態設計法による合成桁橋の設計法に関する研究報告書

（土木学会関西支部共同研究グループ）

話題提供者：高田機工（株） 礼場 永吉

3. 依田分科会長代理より、長谷川分科会長が8月に帰朝される予定である旨の報告があった。

4. 次回以降の日程及び会合幹事

第23回 昭和63年9月21日（水） 15：00～18：00

幹事 吉田委員 <トビー工業（株）>

第24回 昭和63年11月16日（水） 15：00～18：00

幹事 別所委員 <（株）日本製鋼所>

以 上

鋼橋技術研究会

示方書研究部会

国内設計基準研究分科会

第 2 2 回

討 議 課 題

1. 関西での合成桁の限界状態設計法について

昭和63年7月20日

今回のテーマは、「土木学会関西支部共同研究グループ」の中の「限界状態設計法による合成桁橋の設計法に関する研究グループ」の禮場委員を迎えて、その報告書に基づいて 関西での研究成果についての報告、質疑を行った。

1. 限界状態設計法の基本概念について

a. 許容応力度設計法

設計荷重に対して計算された着目部材の応力度が次式を満足されるよう設計される。

$$\sum_{i=1}^k \sigma_i \leq \sigma_a = \frac{\sigma''}{\gamma}$$

σ_i : 設計荷重 S_i ($i=1, 2, \dots, k$) による計算応力度

σ_a : 許容応力度

σ'' : 材料の公称基準応力度

γ : 安全率

安全率 γ は以下で決定される。

1. 材料の種類
2. 公称基準強度の特性
(σ'' を降伏強度とするか破壊強度とするかなど)
3. 設計荷重の組み合わせに応じて安全性を調整している。

許容応力度設計法の短所

1. 安全率の値の数値的根拠が、明確ではない。
2. 着目する部材の応力度で安全性を評価しているので、荷重ごとの変動性の違いを考慮する事が出来ない。
3. 不静定構造物の余剰耐力を利用する事が難しい。
4. 非線形挙動を示す構造物に対して危険側の設計となる事がある。
5. 断面構成が異なるとそれぞれの最外縁部が、許容応力度に一致するよう設計したとしても、終局耐荷力はそれぞれ違った値となり、特に異種の材料を組み合わせた合成桁などではその傾向が強くなる。

b. 限界状態設計法

限界状態＝構造物が当初計画された性能を満たし得なくなる状態をいい、終局限界状態と使用限界状態の2種類挙げられる。

限界状態設計法の利点

1. 構造物の限界状態が明確となるので非線形構造物や合成構造物のように、架設段階に応じて荷重と応力が比例しないような構造物にも比較的矛盾なく適用できる。
2. 荷重別、限界状態別に部分安全係数を変える事によって、安全性のレベルを部材間で均一化する事ができる。
3. 構造物や部材間で一定の安全性を確保する事ができる。
4. 荷重の種々の組み合わせについても、それらに一定の安全性を与える事が可能となる。
5. 滑動、転倒などの安定計算と同様な、設計方法をとることが出来る。

c. 限界状態設計法による安全性照査式

構造物の設計規準における安全性の照査様式には、安全性を評価する精度によって、次の3種のレベルが考えられる。

- (1) レベルⅠ：材料の強度および荷重の公称値にそれぞれ安全係数を乗じて部材の設計強度と荷重作用を求め、それらをもとに各限界状態が満足されるように設計する。
- (2) レベルⅡ：各限界状態に対して求められた安全性指標 β が、それぞれ規定された所要の値 β_r 以上となるよう設計する。
- (3) レベルⅢ：各限界状態に達する確率 p が、規定された許容破壊確率 p_a 以下になるよう設計する。

抵抗や荷重のばらつきのデータが不十分なため、現実的な設計規準としては今のところレベルⅠで行うしかないが、安全係数を評価する過程でレベルⅡ、Ⅲが使用されることもある。

2. 活荷重の評価

現在、構造物の維持管理の面から交通荷重に関する実測データが道路管理機関で次第に蓄積されつつあるが、まだデータ観測期間が非常に短く、設計荷重を決するには統計データとして不十分である。

しかしながら観測結果の内、車種別重量特性、車両混入率、渋滞回数などは、データとして使用可能と思われる。

それらのデータをもとに現実に近い荷重状態を再現したシュミレーションを行い、単純桁支間中央での曲げモーメントを求めた。

計算対象橋架 建設省の標準設計
 支間長 25 m 30 m 40 m の3種類
 巾員 有効巾員 8.2 m 総巾員 9.2 m (2車線)
 桁数 4本

シュミレーション時の荷重配置 (例)

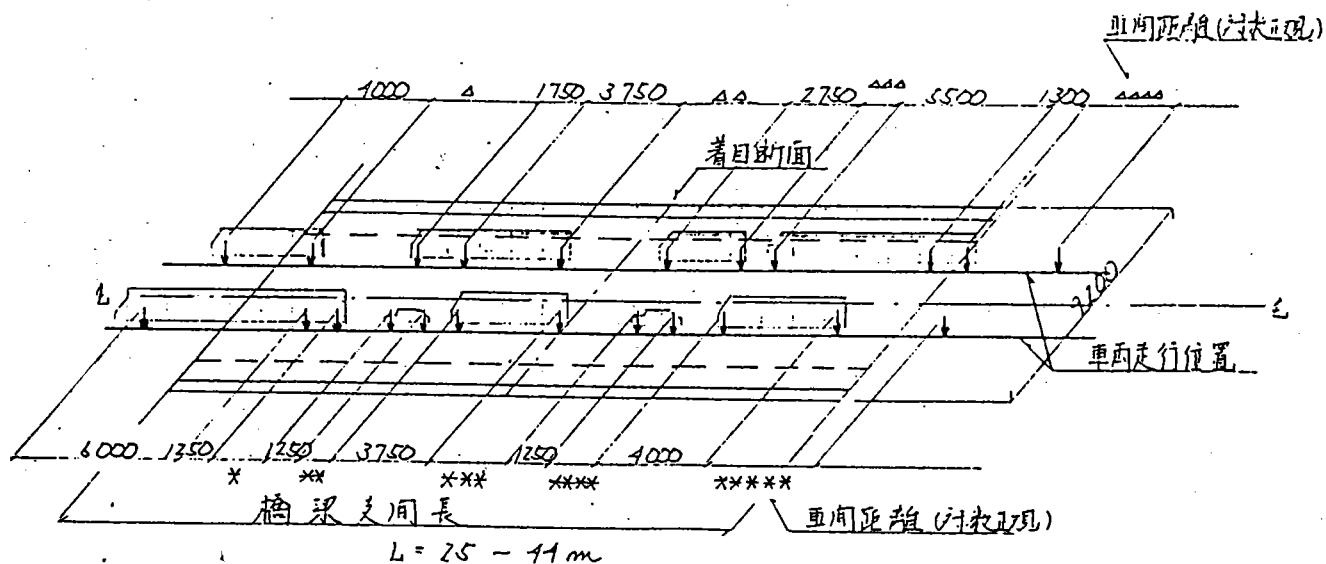


図-1. 荷重の配列

3種類の合成桁の内桁と外桁について、曲げモーメントを計算すると頻度分布図は次のような結果となり、分布形の裾野の部分は二重指数に従うことが解かり、その係数を図中に示している。

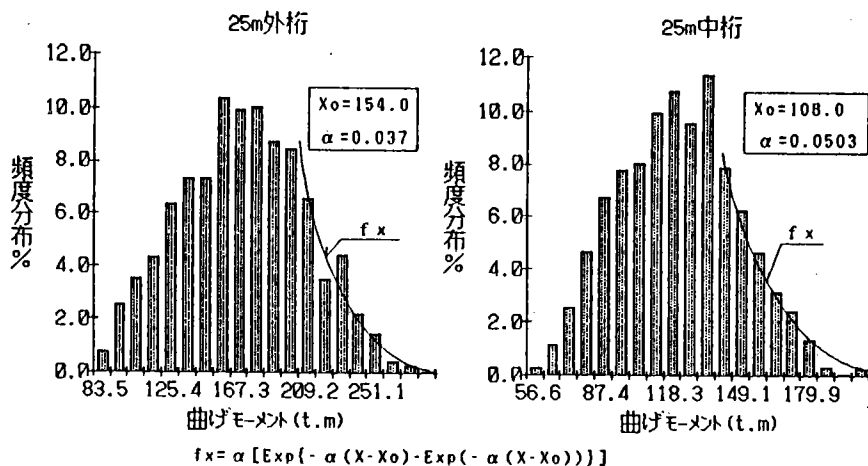


図 2. 3. モーメントの頻度分布 (支間長 L=25m)

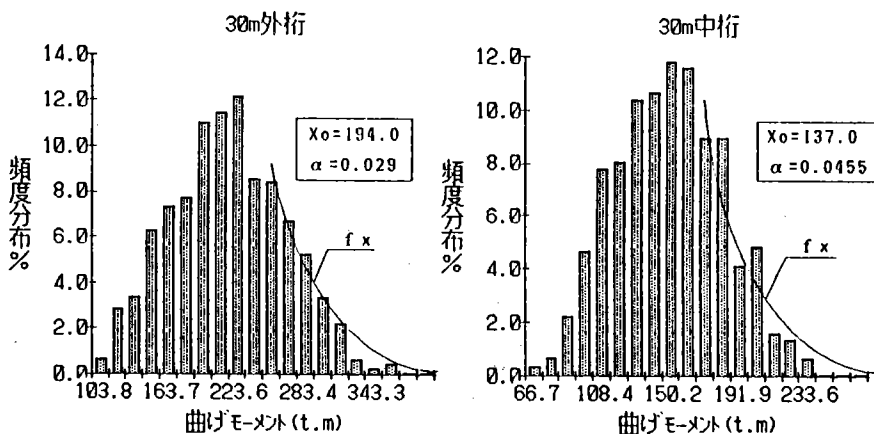


図 2. 4. モーメントの頻度分布 (支間長 L=30m)

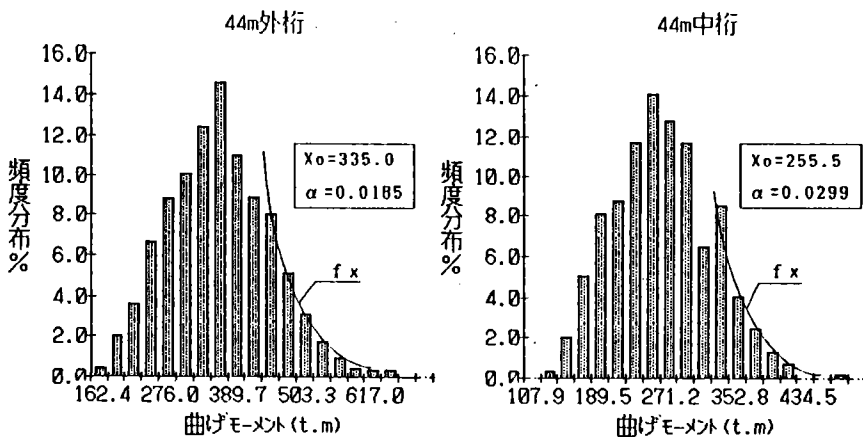


図 2. 5. モーメントの頻度分布 (支間長 L=44m)

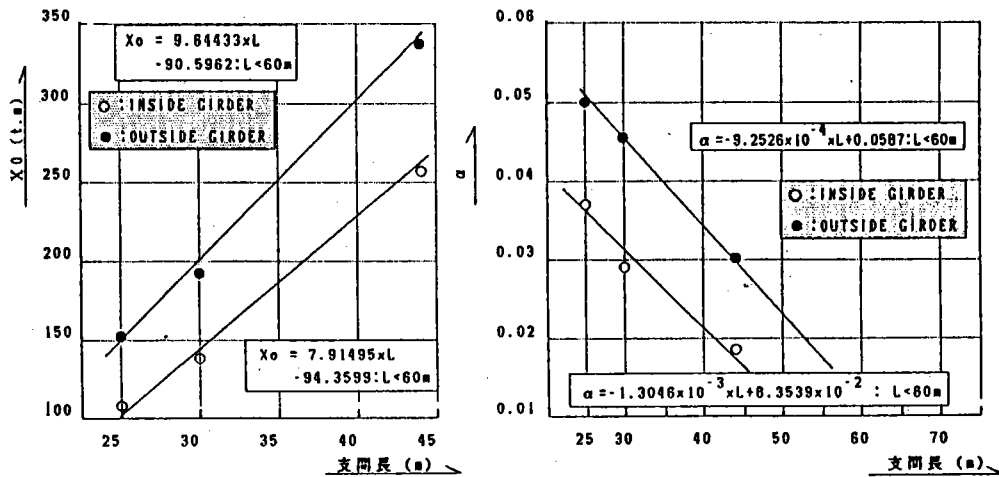


図 2.6. 極値係数 (X_o , α) と支間長の関係

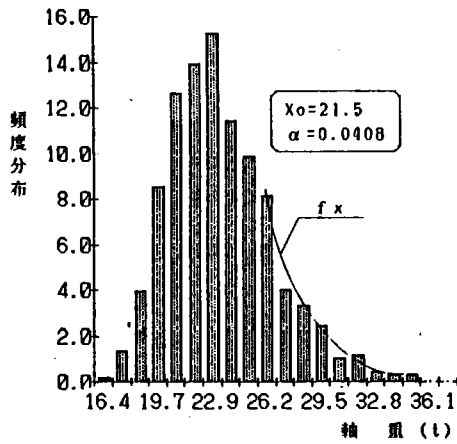


図 2.7. 最大軸重の頻度分布

3. 抵抗強度の評価

抵抗強度に関する基礎データ

合成桁橋の安全性に影響をおよぼす不確実性のうち、抵抗強度に関するものとして、次の2つが考えられる。一つは材料強度のばらつき、もう一つは製作・施工誤差などによる構成部材の寸法のばらつきである。これらは、公称値あるいは設計値からのばらつきをもった確率変量として取り扱うことができる。したがって、合成桁自身の抵抗値も確率変量となる。よって抵抗強度を評価するには、抵抗値の計算に必要な全パラメータの統計的な特性を知らなければならない。

これらのばらつきを調査した報告は数例見うけられるが、その中で合成桁を対象として材料データの収集・分析を行ったものに、「関西道路研究会・道路橋調査研究委員会・限界状態設計法研究委員会・合成構造専門委員会（前田幸雄委員長）」の報告¹⁾がある。これは、限界状態設計法に関する調査研究の一環としてデータの収集が行われたもので、既往の文献のみならず、委員の所属する各橋梁メーカーの協力による社内検査時のデータも含めている。当研究グループ構成員の多くもこの委員会に参画し、データの収集・整理に携わった。

ここではおもに、上記委員会で集められた材料の強度・寸法のばらつきのデータを使用することにした。後述するように、調査結果は種々の分布を示しているが、ここでは、計算の簡便性を考慮し、すべて正規分布するものとして取り扱っている。

詳細については報告書参照

$$\phi \cdot R^* \geq \gamma_0 \{ \gamma_{D1} \cdot D_1^* + \gamma_{D2} (D_2^* + CR^* + SH^*) + \gamma_L \cdot L(m)^* \} \quad (4.2)$$

ここに、

- ϕ : 抵抗係数、
- R^* : 抵抗強度の公称値、
- γ_0 : 解析誤差を考慮するための安全係数、
- γ_{D1} : 合成前死荷重に対する荷重係数、
- D_1^* : 合成前死荷重の公称値あるいは設計値、
- γ_{D2} : 合成後死荷重に対する荷重係数、
- D_2^* : 合成後死荷重の公称値あるいは設計値、
- CR^* : クリープの影響による作用力、
- SH^* : 乾燥収縮の影響による作用力、
- γ_L : 活荷重に対する荷重係数、
- $L(m)^*$: 現行の道路橋示方書に定められる活荷重作用と衝撃の影響。

4. 2. 2 抵抗係数

構造物の真の抵抗強度は、それを構成する材料の強度の変動や寸法の誤差により、設計値を下回ることがある。この望ましくない方向への変動を考慮し、福本らの方法²⁾を用いて次式から抵抗係数を定める。

$$\phi = \phi_1 \cdot x (R_m / R^*) \quad (4.3)$$

$$x = 1 - k_r \cdot V_r \quad (4.4)$$

ここに、

- ϕ_1 : 設計施工の2次的要因および構造物の重要度を考慮するための係数、
- x : 部材強度の信頼度と変動を表現するための下界係数、
- R_m : 実測強度の平均値、
- R^* : 構造物の設計強度、
- k_r : 設計規準で設定される信頼度の尺度、
- V_r : 実測強度と設計強度との比の変動係数。

実測強度と公称強度の比 (R_m / R^*) は確率量であり、次式に示すように2つの因子から構成されているものとする。

$$R_m / R^* = (R_{m1} / R_{n1}) \cdot (R_{m2} / R_{n2}) \quad (4.5)$$

ここに、

- R_{m1} : 実測降伏応力と実測断面寸法によって計算された抵抗強度、
- R_{n1} : 公称降伏応力と設計断面寸法によって計算された抵抗強度、
- R_{m2} : 実験によって求められた抵抗強度、
- R_{n2} : 実測断面による計算抵抗強度。

4. 荷重係数の算定

4. 1 概要

荷重係数設計法における荷重係数は、各荷重の変動特性や異なる限界状態に対して、設計された構造物の安全性が、均一となるように導入される。ところが、従来の荷重係数設計法に導入されている各係数は、経験的に決定したものが多くといわれている。ここでは、これらを信頼性理論の適用により求めるものである。

たとえば、第2章では実態活荷重の調査をもとに、荷重シミュレーションにより求めた応答値と、現行の設計活荷重による計算値との比較から、荷重係数のひとつである活荷重係数 (γ_L) が示されている。しかしながら、この値は活荷重の変動から一義的に求められたものである。

ここでは、構造物の寸法と強度に関するデータ収集、および抵抗値と荷重作用のシミュレーション解析結果から構造物の目標安全性を定め、安全性指標にもとづく信頼性理論および、現行の道路橋設計示方書で設計された橋梁とのキャリブレーションにより荷重係数を決定する。

4. 2 設計式と荷重係数の求め方

4. 2. 1 設計式

荷重係数設計法によって設計を行う場合、一般設計式として次式¹⁾が用いられる。

$$\phi \cdot R^* \geq \gamma_g \sum_{i=1}^k \gamma_{si} \cdot S_i^* \quad (4.1)$$

ここに、

R^* : 抵抗強度の公称値、

S^* : 荷重作用の公称値、

ϕ : 抵抗係数、

γ_{si} : 荷重係数、

γ_g : 構造物の重要度、破壊性状、解析上の不確実性を考慮するための安全係数。

上式で、強度および荷重作用の公称値（または設計値）としては、一般に抵抗モーメントや作用曲げモーメントが用いられる。ところが、ここで対象とした活荷重合成桁の主桁断面の場合、合成前後で断面の応力挙動が異なるため、直接に抵抗モーメントと合成前後の合計曲げモーメントを上式に代入することはできない。ここでは、次に示すように応力表示を基本とした表現を採用した。

また、合成桁特有の作用値として、クリープと乾燥収縮の影響によって生じる応力を考慮しなければならないが、3章でも述べたように、これら作用の分布特性に関して、調査資料は十分でなく新たな調査も困難であった。そこで、クリープ係数等の値は現行の道路橋示方書の値を用いることとし、その変動は合成後の死荷重作用に関連するものと考えた。したがって、これらの荷重係数は合成後死荷重と同一の係数を用いている。

したがって、比 (R_m/R^*) の変動係数 V_r は次式から与えられる。

$$V_r = \sqrt{V_{r1}^2 + V_{r2}^2} \quad (4.6)$$

4. 2. 3 安全係数と荷重係数

安全係数は、一般に実施設計作業で用いられる解析手法と、現実の構造物の応答の差を考慮するために導入される係数であり、次式で評価する。

$$\gamma_0 = x_0 (M_{m1}/M_{n1}) \cdot (M_{m2}/M_{n2}) \quad (4.7)$$

$$x_0 = 1 + k_0 \cdot V_0 \quad (4.8)$$

ここに、

- γ_0 : 解析の不確実性を考慮する安全係数、
- x_0 : 解析の信頼度を表現する係数で上界係数と呼ぶ、
- M_{m1} : 使用断面を用いた立体解析による断面力、
- M_{n1} : 仮定断面を用いた格子解析による断面力、
- M_{m2} : 実験などによって得られた実測断面力、
- M_{n2} : 上記 M_{m2} に対応する立体解析による断面力、
- k_0 : 解析の信頼度を表現する尺度、
- V_0 : $(M_{m1}/M_{n1}) \cdot (M_{m2}/M_{n2})$ の変動係数。

荷重作用の変動が設計値に対して危険側にならないよう配慮し、死荷重係数を次式で定義する。

$$\gamma_{Di} = x_{Di} \cdot \lambda_{Di} \quad (i=1,2) \quad (4.9)$$

$$x_{Di} = 1 + k_{Di} \cdot V_{Di} \quad (i=1,2) \quad (4.10)$$

ここに、

- γ_{Di} : 死荷重に対する荷重係数、
- x_{Di} : 死荷重の変動と、その評価の信頼性を考慮する上界係数、
- λ_{Di} : 死荷重強度の実測値と設計値の比 (D_{mi}/D_i^*) の平均値、
- k_{Di} : 設計規準で設定される信頼度の尺度、
- V_{Di} : 比 (D_{mi}/D_i^*) の変動係数。

断面の安全性レベルが、目標とする値となるように合成桁断面の断面修正を行い、そのときの設計作用応力と、死荷重係数、抵抗係数を式 (4. 1) に代入することにより、活荷重係数 γ_L の値が決定できる。この活荷重係数とこれまでに示した抵抗係数、死荷重係数を式 (4. 1) に用いれば、その設計成果として得られた合成断面は、設定された限界状態に関して目標安全性レベルを保持していることになる。

4. 3 現行設計法に対するキャリブレーション

設計基準には、構造物が確保すべき安全性が、規定される。
その安全性の評価において、供用橋梁の主桁断面の安全性を評価することにより、現行の道路橋示方書が構造物に要求している安全性レベルを調査している。

対象橋梁は以下のとおりである。

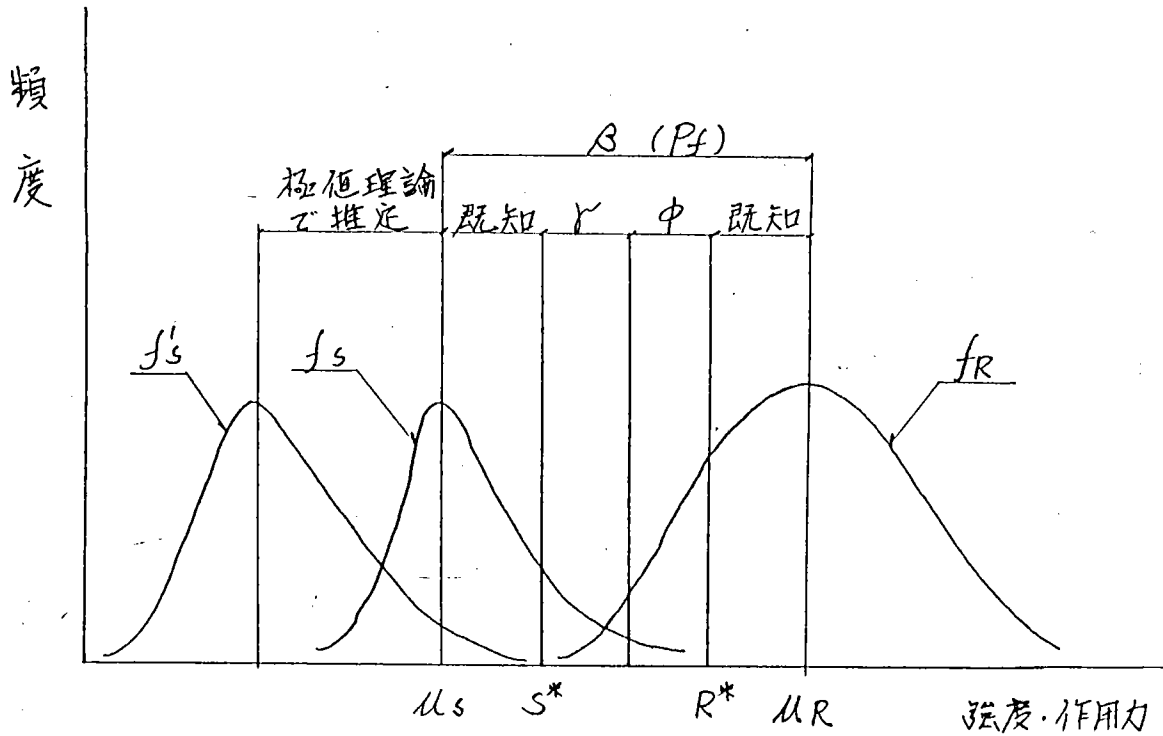
建設省 土木構造物標準設計

支間長 2.5 m (設計番号 1657) の外桁 (K2505) および中桁 (K2504)
支間長 3.0 m (設計番号 1662) の外桁 (K3004) および中桁 (K3003)
支間長 4.4 m (設計番号 1674) の外桁 (K4404) および中桁 (K4402)

調査結果として、安全性指標 $\beta = 3.06$ を目標としている。
詳細は報告書参照。

5. 安全性の照査

今までの結果をまとめると、以下のような概念となる。



レベル II

$$Z = R - S = \sigma_Y - (\sigma_{D1} + \sigma_{D2} + \sigma_{CR} + \sigma_{SH} + \sigma_{L+I})$$

$$\beta = 1/\delta_Z \quad (\delta_Z \text{ は } Z \text{ の変動係数})$$

$$\geq \beta_T$$

レベル I

$$\phi R^* \geq \gamma S^*$$

$$\phi \sigma_Y^* \geq \gamma_0 \{ \gamma_{D1} \sigma_{D1}^* + \gamma_{D2} (\sigma_{D2}^* + \sigma_{CR}^* + \sigma_{SH}^*) + \gamma_L \sigma_{L+I}^* \}$$

鋼橋技術研究会

示方書研究部会

第23回 国内設計基準研究分科会議事録

日 時 : 昭和63年9月21日(水) 15:00~17:15
 場 所 : 早稲田大学工学部
 構成人員 : 出席者 20名 欠席者 17名

委員の交代

(株)春本鉄工所 江頭委員に交代
 日本電子計算(株) 松本委員に交代

I. 議 事

1. 依田先生より、ECCS/BCSA「International Symposium on Steel Bridge」(ロンドン) - 日本鋼構造協会 - 報告書の紹介があった。
2. 長谷川分科会長がご帰国され本日より当分科会に出席されます。
 バンコックのアジア工科大学(AIT)について、学生・教官の構成、
 教科の内容などについてお話をいただいた。
3. 高田機工(株)永吉委員より、前回第22回分科会の議事録の報告があった。
4. 今回のテーマについて説明および討議を行なった。
 テーマ : 支持桁の不等沈下を考慮した床版厚の算出
 (箱断面格子で3本の縦桁を有した場合)
 話題提供 : トビー工業(株) 吉田
5. 次回以降の日程および会合幹事
 第24回 昭和63年11月16日(水) 15:00~18:00
 幹事 (株)日本製鋼所 別所委員

Ⅱ. 討議・意見

1. 付加曲げモーメント算定時のヤング係数比 n について。

- 「デザインデータブック」(日本橋梁建設協会)の計算例では $n = 15$ となっている。
- 明確に記述されているものはないようだ。

2. 重交通及びトレーラー荷重に対する考慮。

- 建設省通達の、3. 「鉄筋コンクリート床版の厚さ」の解説での k_2 の項と、4. 「設計曲げモーメント」の解説(2)の2)から重交通時の活荷重は

	床版厚算定	床版断面照査
M_0	$P = 8.0 t$	$P = 9.6 t$
ΔM	$P = 8.0 t$	$P = 8.0 t$

となると思われる。

3. 有限要素法を利用したコンクリート床版曲げモーメントの算出について。

- 「道路橋示方書・同解説」を見ると、床版については一般の構造解析とは異なって、示方書内で解析して式を与えている。他の格子計算などの様に床版も個別に解析するような形になった場合はどうか。
- 実務で設計を行う場合は余り利用はしたくない。

以上

<文責：トビー工業(株) 吉田>

鋼橋技術研究会

示方書研究部会

国内設計基準研究分科会

第23回討議資料

テーマ

1. 支持桁の不等沈下を考慮した床版厚の算出
(箱断面格子で3本の縦桁を有した場合)

昭和63年9月21日

1. 支持桁の不等沈下を考慮した床版厚の算出

(箱断面格子で3本の縦桁を有した場合)

コンクリート床版において、床版の支持桁の剛性が著しく異なる構造となる場合、床版の応力照査及び床版厚の決定には支持桁の不等沈下による付加曲げモーメントを考慮しなければならない。

箱断面格子桁で箱主桁の間に縦桁が配置されている場合の付加曲げモーメントの算出には、一般に建設省通達「道路橋鉄筋コンクリート床版の設計・施工指針・同解説」(昭和59年2月)等によっている。

然し、今回のように箱主桁の間に縦桁が3本配置された構造については同基準では適用範囲外となっている。

他の基準としては、土木研究所資料及び阪神高速道路公団の設計基準などがあり、今回のケースも含め各基準による比較計算を行い、さらには独自に有限要素法(F. E. M)による解析も行って見た。

1-1. 付加曲げモーメントの算出方法

1) 建設省通達 昭和59年2月

「道路橋鉄筋コンクリート床版の設計・施工指針・同解説」

2) 阪神高速道路公団 昭和60年4月

「構造物設計基準」(橋梁編)

3) 土木研究所資料 第1338号 昭和53年2月

「床版支持げたの不等沈下によって生じる

床版の曲げモーメント計算図表 (その3)」

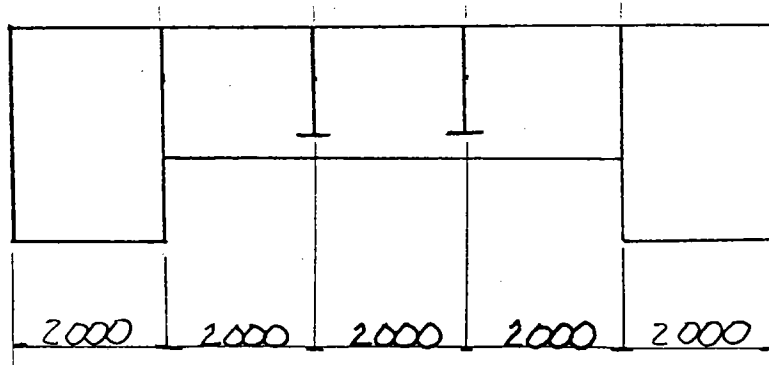
4) 有限要素法(F. E. M)による解析

1-2. 比較ケース

下図の3ケースに対して各々の算出法により付加曲げモーメント及び床版厚を算出してみる。

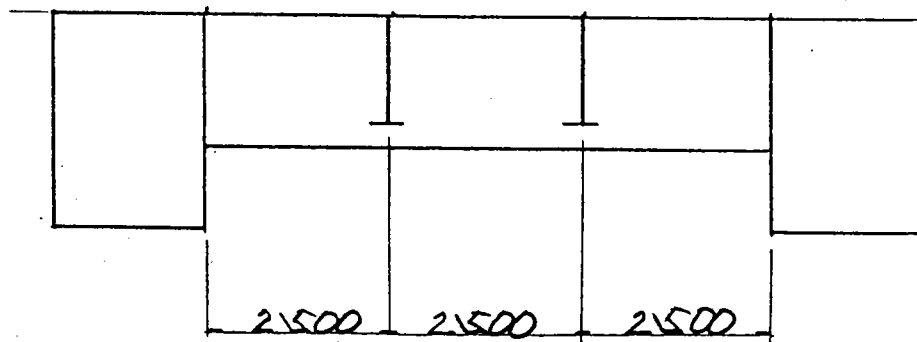
Case-1

1. 建設省通達 2. 阪神道路公団 3. 土木研究所資料



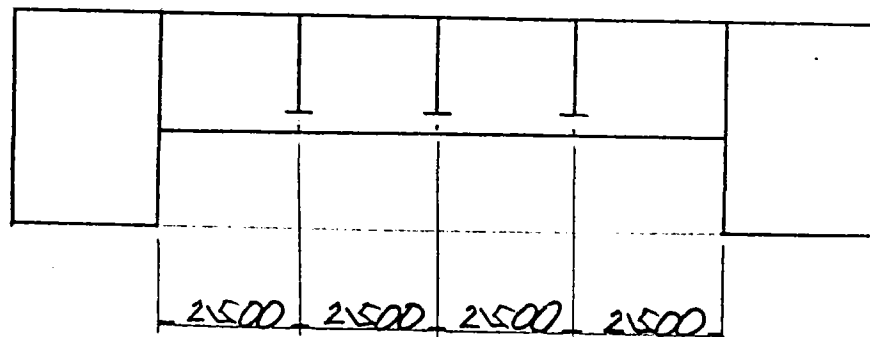
Case-2

1. 建設省通達 2. 阪神道路公団 3. 土木研究所資料 4. F. E. M



Case-3

1. 建設省通達 2. 阪神道路公団 3. 土木研究所資料 4. F. E. M
(計算法なし)



断面諸量

	C a s e - 1	C a s e - 2	C a s e - 3
縦桁本数	2本	2本	3本
縦桁間隔	2.00 m	2.50 m	2.50 m
横桁間隔	5.50 m		
縦桁の剛度	0.0023 m ⁴		
横桁の剛度	0.0098 m ⁴		
箱主桁の剛度	0.3200 m ⁴		

床板厚の計算

床板厚の計算は建設省通達に準じて計算する

$$d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0$$

ここに

$$d_0 = (3L + 11)$$

L : 床板のスパン (m)

$$k_1 = 1.2$$

$$k_2 = 0.9 \times \sqrt{\frac{M_0 + \Delta M}{M_0}}$$

M₀ : 道示Ⅱ 鋼橋編 6.1.4 より求められる
曲げモーメント

ΔM : 支持桁の不等沈下による付加曲げモーメント

1-3. 建設省通達 昭和59年2月

3. 鉄筋コンクリート床版の厚さ

大型車両の交通量が多い道路の橋、床版を支持するけたの剛性が著しく異なるため大きな曲げモーメントが付加される橋、床版に破損が生じた際に補修作業が困難な橋等については、道路橋示方書Ⅱ・鋼橋編、6.1.5およびⅡ・コンクリート橋編、5.4.1の床版の最小全厚より厚さを増加させて設計するのが望ましい。

(解説)

道路橋示方書Ⅱ・鋼橋編、6.1.5およびⅡ・コンクリート橋編、5.4.1の床版の最小全厚は、一般的な条件下にある橋の床版厚さの最小値の基準である。したがって、特殊な条件下にある橋に対しては、その条件を考慮して床版厚さを定めるのが合理的である。

鉄筋コンクリート床版の損傷要因としては数多く考えられるが、それらを大別すれば、荷重要因(大型車交通量など)、構造要因(不等沈下の影響など)、施工要因(コンクリートの品質など)、環境要因(雨水、凍結防止剤等による鉄筋の腐食など)に分けられる。

以上を考慮し、床版の耐久性を確保するために、大型車交通量による設計曲げモーメントの割増し、あるいは、4.で示す付加曲げモーメントを考慮することによって設計曲げモーメントの増加を計ることとする。この場合、曲げモーメントの増分を鉄筋量を増加させるだけで対処すれば、床版は剛性不足となり耐久性に悪影響を及ぼす恐れがある。床版の実態調査によれば、床版の剛性が小さい場合には大きい場合に比べて、一般に損傷の度合いが高いようである。

そこで、このような現象に対処するためにこの規定を設けたもので、対象となる橋のもつ種々の条件を考慮して床版厚さを定めることを意図したものである。

床版厚さを定める方法には、種々の方法が考えられるが、ここでは大型車両の交通量、補修作業の難易、支持構造物の特徴等を考慮して厚さを定める方法を示す。

これらの他の要素についても必要があれば考慮するのがよい。

床版の厚さは、つぎの式により求めるのが望ましい。

$$d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0$$

ここに、 d : 床版厚さ (cm) (小数第1位を四捨五入する。ただし d_0 を下まわらないこと。)

d_0 : 道路橋示方書に規定される床版の最小全厚 (cm) (小数第2位を四捨五入し、小数第1位まで求める。)

k_1 : 大型車両の交通量および補修作業の難易による係数で、その値を表一解3.1に示す。

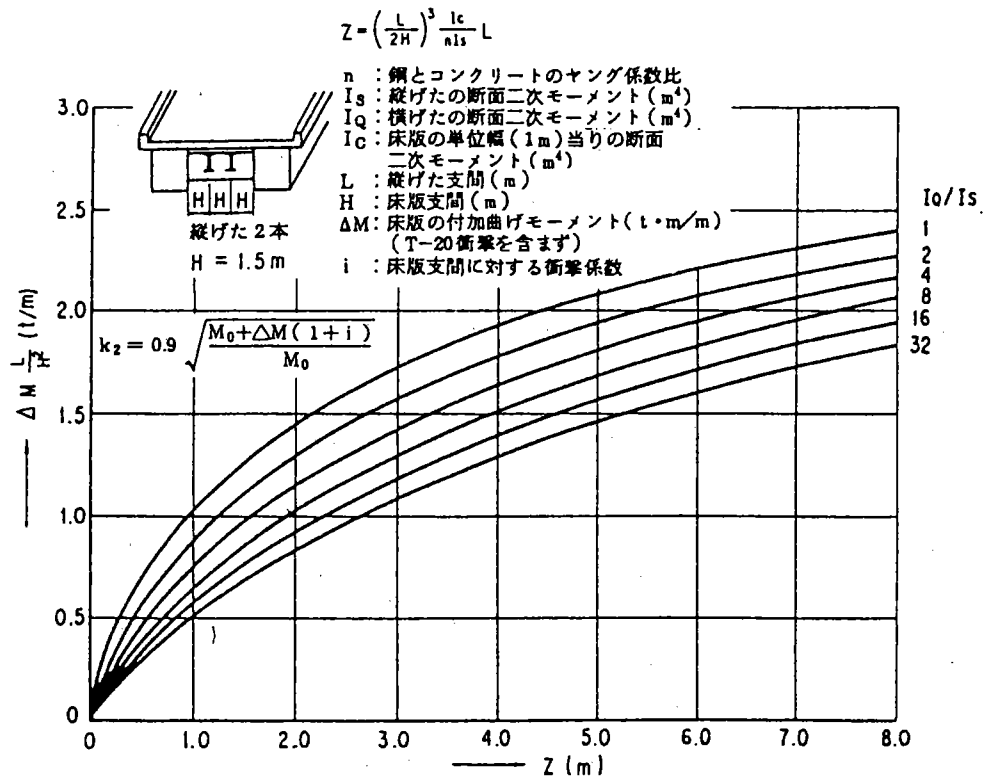
k_2 : ① 床版を支持するけたの剛性が著しく異なるため生じる付加曲げモーメントの係数で $k_2 = 0.9 \sqrt{M/M_0} \geq 1.00$ として与えられる。ここで M_0 は道路橋示方書Ⅱ・鋼橋編、6.1.4「床版の設計曲げモーメント」により求められる曲げモーメント、 M は床版の支持けたの剛性の違い等の影響によって付加される曲げモーメント ΔM を考慮した曲げモーメントである。ただし、この場合、 M および M_0 ともに大型車両の交通量による20%の割増しは行わない。

- ② k_1 の算出は、床版支間部および縦げた腹板上において行う
- ③ 縦げた腹板上においては、 k_1 による床版の増厚分はハンチ高を考慮してよい。
- ④ 付加曲げモーメントを算出する際の床版厚さは、 $d_0 \times k_1$ を用いるものとする。
- ⑤ 箱断面主げた間に縦げたを配置する場合および箱断面主げたの外側にブラケットを設けて縦げたを配置する場合の付加曲げモーメントの例を、図-解3.1(a~n)、図-解3.2(a~d)に示してあるので参照されたい。

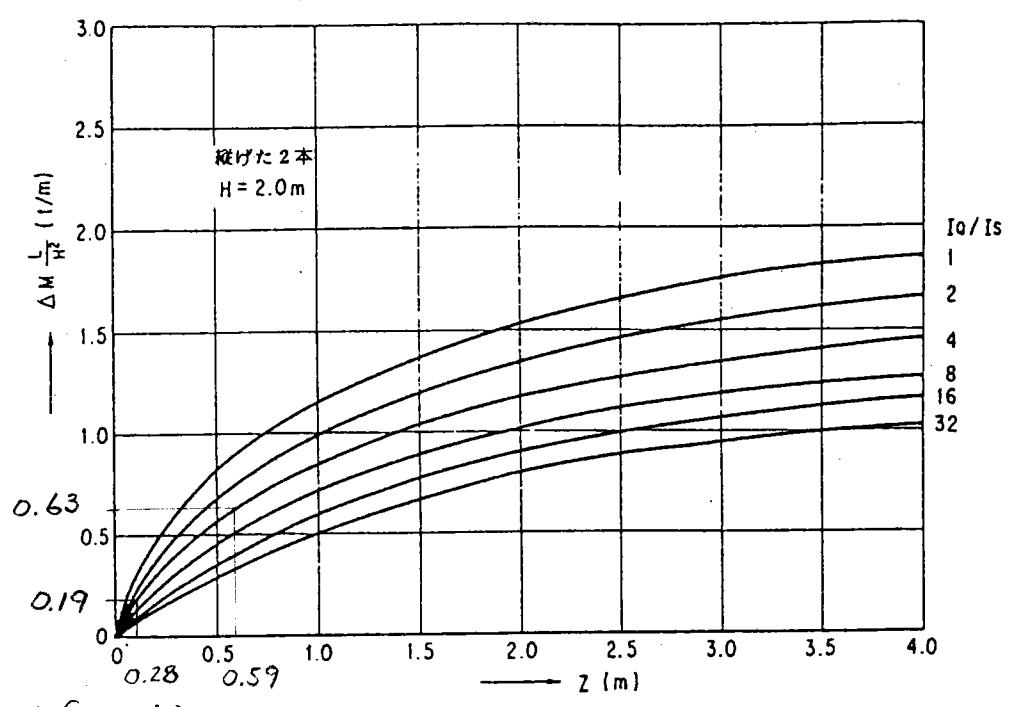
表-解3.1 係数 k_1

1方向あたりの大型 車両の計画交通量 (台/日)	補修作業の難易 度	係数 k_1		
		鋼橋		コンクリート橋
		非合成げた	合成げた	
500 未満	容易	1.00	1.05	1.05
	困難	1.05	1.10	1.10
500以上1,000未満	容易			
	困難	1.10	1.15	1.15
1,000以上2,000未満	容易			
	困難	1.15	1.20	1.20
2,000 以上	容易			
	困難	1.20	1.25	1.25

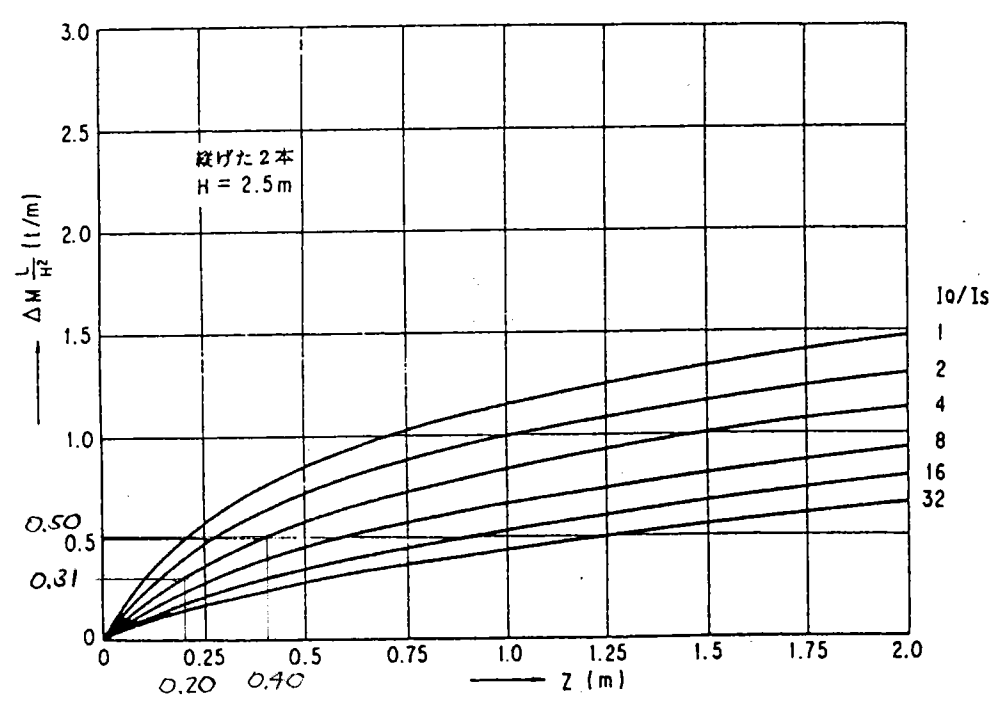
図 床版の補修作業時の交通処理の難易



(h) 支間部の付加曲げモーメント (主鉄筋方向)



(Case-1) (i) 支間部の付加曲げモーメント(主鉄筋方向)



(Case-2) (j) 支間部の付加曲げモーメント(主鉄筋方向)

1-4. 阪神高速道路公団
「構造物設計基準」(橋梁編)

5.1.4 設計曲げモーメントの算定

- (1) 死荷重による設計曲げモーメントは道示6.1.4 (2)によるものとする。
- (2) 片持ち部の設計曲げモーメントを算定する場合の荷重については以下のとおりとする。
 - ① 輪荷重の載荷位置は、常時、衝突時とも
図-5.1.2 の位置に載荷するものとする。
 - ② 衝突荷重の大きさ、作用位置は、第2部
第1編共通2.8 による。
 - ③ 高欄および遮音板に作用する風荷重は、
風上側、風下側とも同じ値を用いるものとする。
 - ④ 鉄筋およびコンクリートの許容応力度の割増しは表-5.1.1 によるものとする。

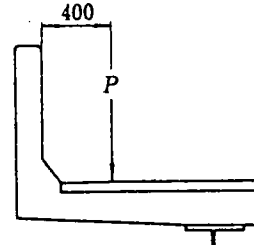


図-5.1.2 輪荷重の載荷位置

表-5.1.1 床版片持ち部の許容応力度の割増し

荷重の組合わせ	割増し係数
1. 主荷重	1.00
2. 主荷重+風荷重	1.25
3. 主荷重+衝突荷重	1.50

- (3) 活荷重による不等沈下を考慮しない場合の設計曲げモーメントは、道示表-6.1.1 に示す値の20%増しとする。
- (4) TT-43荷重を考慮する路線にあつては(2), (3)のうち床版の支間の方向が車両進行方向に直角の単純版および連続版の主鉄筋方向曲げモーメントに対してのみ表-5.1.1 に示す割増し係数を乗ずるものとする。

表-5.1.2 TT-43による床版曲げモーメントの割増し係数

床版支間 l (m)	2.25	2.40	2.60	2.80	3.00	(3.20)	(3.30)
割増し係数	1.00	1.03	1.05	1.07	1.09	(1.11)	(1.12)

- 注1) 支間が上記の間にある場合、割増し係数は長い方の支間の値をとる。
- 注2) ()内はやむをえない場合のみ使用してよい。
- 注3) 床版支間 l は3.6mまでとする。

- (5) 主桁と縦桁の剛度のちがいによる不等沈下を考慮する必要のある場合の設計曲げモーメントは(2), (3), (4)によって求めた曲げモーメントのほかに表-5.1.3 に示す付加曲げモーメントを考慮するものとする。

表-5.1.3 付加曲げモーメントの算定

	主桁間の床版	ブラケットで支持された張出し部の床版
主鉄筋方向について	$\lambda \cdot m_1 = \lambda \frac{A \cdot Z + B}{C + Z} \cdot \frac{l^3}{l_s}$	$\lambda \cdot m_1 = \lambda \frac{D \cdot Z}{Z + E} \cdot \frac{l}{l_s} \cdot \eta \cdot \alpha$
配力鉄筋方向について	$\frac{M_{21}}{M_{11}} m_1$	無視してよい

但し,

$$M_{21}/M_{11} \leq 1.0$$

A, B, C, D, E の値は表-解5.3.1 による。

表-解5.3.1 A, B, C, D, E の値

着目床版断面	主 桁 間 の 床 版									張出し部の床版	
	主桁腹板上			支間中央部			縦桁上			主桁腹板上	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	D	E
縦桁本数											
1	-7.0	-1.0	1.3	0	0	0	7.0	1.0	1.3		
2	-16.0	-0.3	2.6	8.7	0.3	3.1	8.0	1.2	2.3	-30.5	4.7
3	-28.0	-2.0	5.9	9.0	0.6	4.7	17.0	1.5	8.7		

ここでは1後輪荷重 $P = 8,000 \times 1.2 = 9,600 \text{kg}$ としている

M_{11} : 5.1.4 で求めた主鉄筋方向活荷重曲げモーメント (t·m/m)

M_{21} : 5.1.4 で求めた配力鉄筋方向活荷重曲げモーメント (t·m/m)

m_1 : 不等沈下による主鉄筋方向付加曲げモーメント (t·m/m) の基本値

λ : 係数で次の値である。

T-20のとき $\lambda = 1.0$

TT-43のとき 主鉄筋方向の曲げモーメントに対し表-5.1.2 の値

l : 床版支間 (m)

Z : 曲げ格子剛度

$$Z = \left(\frac{l_s}{2l} \right)^3 \cdot \frac{I_c}{n \cdot k \cdot I_s} \cdot l_s$$

l_s : 縦桁支間長 (m)

I_c : 床版の単位幅 (1 m) あたりの断面2次モーメント (m⁴/m)

I_s : 縦桁の断面2次モーメント (m⁴)

n : 鋼とコンクリートのヤング係数比で普通コンクリートの場合

$n = 7$ とする。

k : 横桁のたわみと縦桁の連続性を考慮した縦桁の剛度割増し係数で、 $k = 1.6$ とする。

η : 載荷係数

$$\left. \begin{aligned} l \leq 2.15\text{m} & \quad \eta = 1 - \frac{0.4}{l} \\ 2.15\text{m} < l \leq 3.00\text{m} & \quad \eta = 2 - \frac{2.55}{l} \end{aligned} \right\}$$

α : 床版の連続性を考慮した補正係数

$$\alpha = 1 - \frac{l}{10}$$

〔解説〕

(2)について

遮音板の自重は、高さ2m以下で、プラスチック板または吸音板いずれを用いる場合も100kg/mとしてよい。

許容応力度の割増しについては道示2.1に従っている。

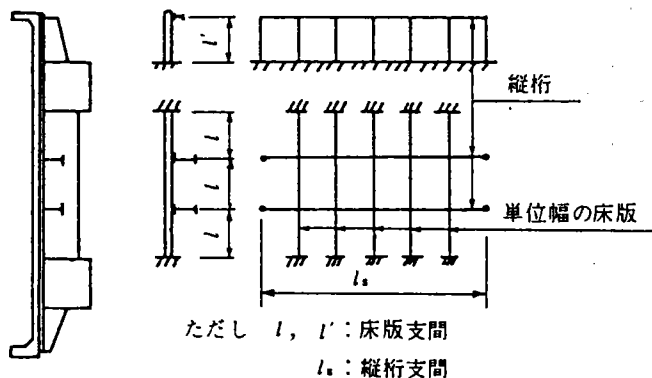
(4)について

TT-43荷重を考慮する路線は「特定の路線にかかる橋、高架の道路等の技術基準について」(48年4月通達)に従い湾岸線及び松原線の一部を対象とする。

本文はT-20に換算した場合の補正乗数である。

(5)について

5.1.1 (2)解説で述べたように従来より公団では、図一解5.1.4に示すモデル(ウェブで固定とされた梁)により不等沈下により生ずる付加曲げモーメントを算定している。



図一解5.1.4 格子桁構造モデル

これは、主桁と縦桁の剛比が100以上になると、剛比が付加曲げモーメントに及ぼす影響はほぼ一定となり、付加曲げモーメントは縦桁と床版との剛比Z、および縦桁間隔(床版支間) l のみの関係で表示できるということに着目して導かれたものである。

通達(59年2月)におけるモデルのとり方、付加曲げモーメントの定義は本基準のものと若干異なっている。

1. 計算の対象とした構造

計算の対象とした構造は、図-1(b)および図-2(b)に示すような構造である。すなわち、曲げ剛性の等しい外げたの間に、外げたと曲げ剛性が異なる内げたが数本配置され、かつ、支間の中央に横げたが配置された構造である。

このように、計算の対象とした構造は限定されたものであり、実構造とはかなり相違する場合があるが、例えば図-1および図-2に示したように実構造物を単純化することにより、計算表はかなり広範囲に使用できるものといえる。ただしこのような単純化を行い、中間横げたの位置を各支持げたの支点とし、その支点は変位しないものとして計算表の値は求められているが、実構造では、中間横げたの位置で支持げたの不等沈下が生じている。このため計算表の値は、実際に生じる曲げモーメントよりも小さな曲げモーメントになる。したがって、計算表の適用にあたっては、横げたの剛性が特に低い場合等にはこの点に留意する必要がある。

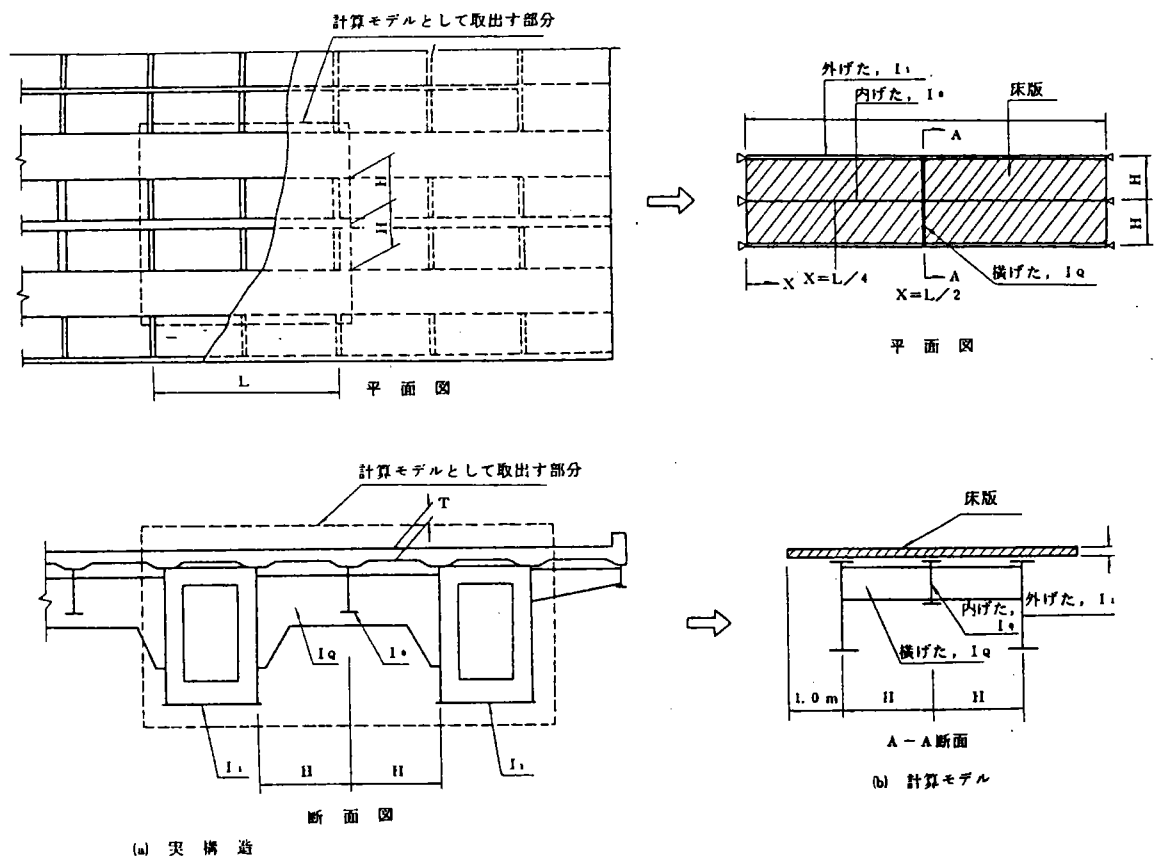


図-2 箱形断面プレートガーダー橋の実構造と計算モデル

1-6. 有限要素モデルによる検討

1) 解析条件

(1) 構造モデル

床版を連続版、主桁・縦桁・横桁を格子部材におきかえそれらの組合せ構造としてモデルを設定する。モデル化における仮定条件は以下の通りとする。

- ① 箱桁は十分に剛であり箱桁間の不等沈下はないものとする。
- ② 箱桁の腹版間隔は縦桁間隔に等しいものとする。
- ③ 縦桁は横桁を弾性支承とする3径間連続桁とする。
- ④ 床版の厚さは全断面一定としてハンチは考慮しないものとする。
- ⑤ 各構造要素の断面・諸寸法は上部工の実構造に近いものに設定する。

次項に解析モデルを示す。このモデルによる解析結果から床版の付加曲げモーメントは次式にて求める。

$$\Delta M = (M_B - M_A) \cdot (i + 1)$$

但し

M_A : 床桁の不等沈下がない場合の曲げモーメント。

M_B : 床桁の不等沈下がある場合の曲げモーメント。

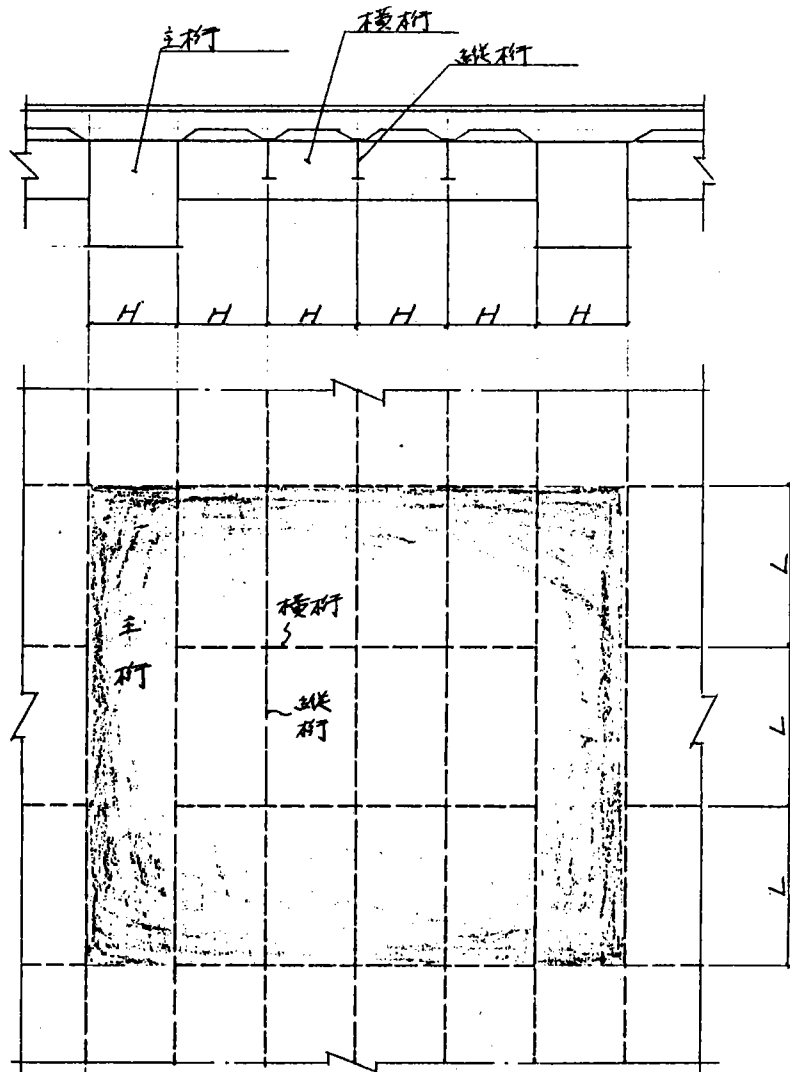
i : 衝撃係数

衝撃については道示に従って次式にて求めた係数を考慮する。

$$i = \frac{20}{50+L} \quad (L: \text{支持桁間隔})$$

但し 解析上は考慮せず解析結果の値に対して考慮する。

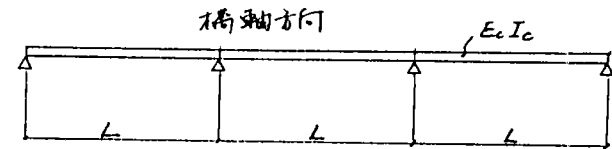
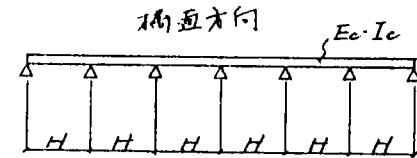
実構造



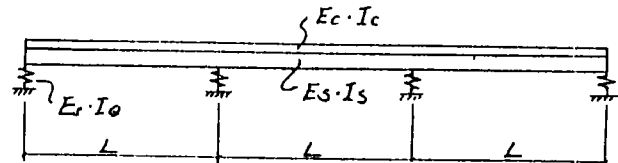
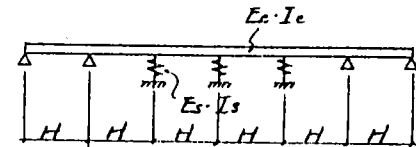
部析解析モデルの着脱範囲

解析モデル

< TYPE A > 床桁の
--- 不斉沈下が無い場合



< TYPE B > 床桁の
--- 不斉沈下が有る場合



(2) 荷重

考慮する荷重は T-20 および TT-43 とし橋軸方向には 1 台、橋軸直角方向には台数の制限なしに後輪荷重のみを載荷する。但し、TT-43 の場合は橋軸直角方向には 2 台までとし残りには T-20 を載荷する。

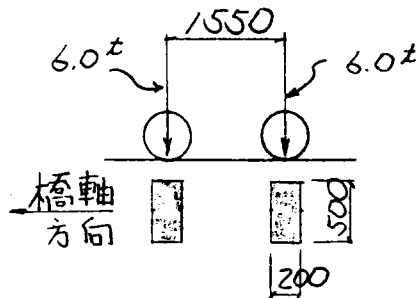
道示では輪荷重の分布について舗装厚、床版厚の影響を考慮しているが本解析においては橋軸方向 0.2m、橋軸直角方向 0.5m の範囲に等分布荷重として載荷する。

1 後輪荷重

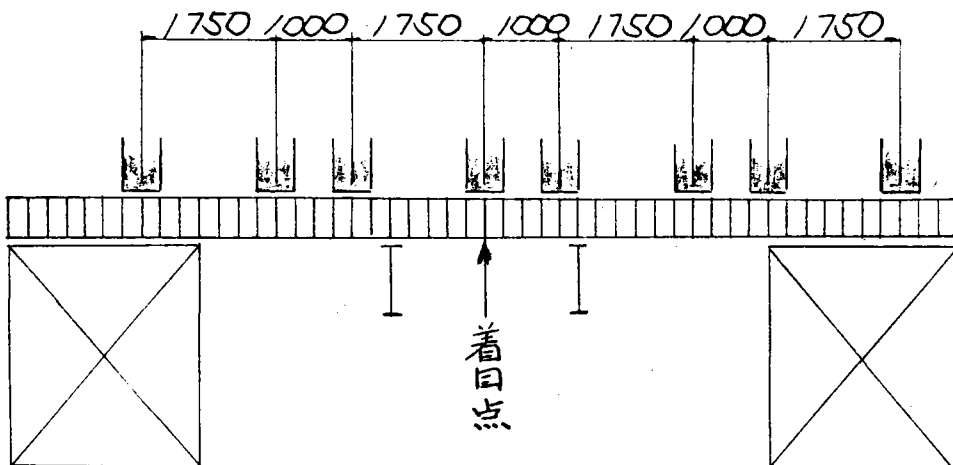
(載荷巾に対して)

T-20	8.0t	80t/m ²
TT-43	6.0t	60t/m ²

※ TT-43 の後輪荷重 (橋軸方向)

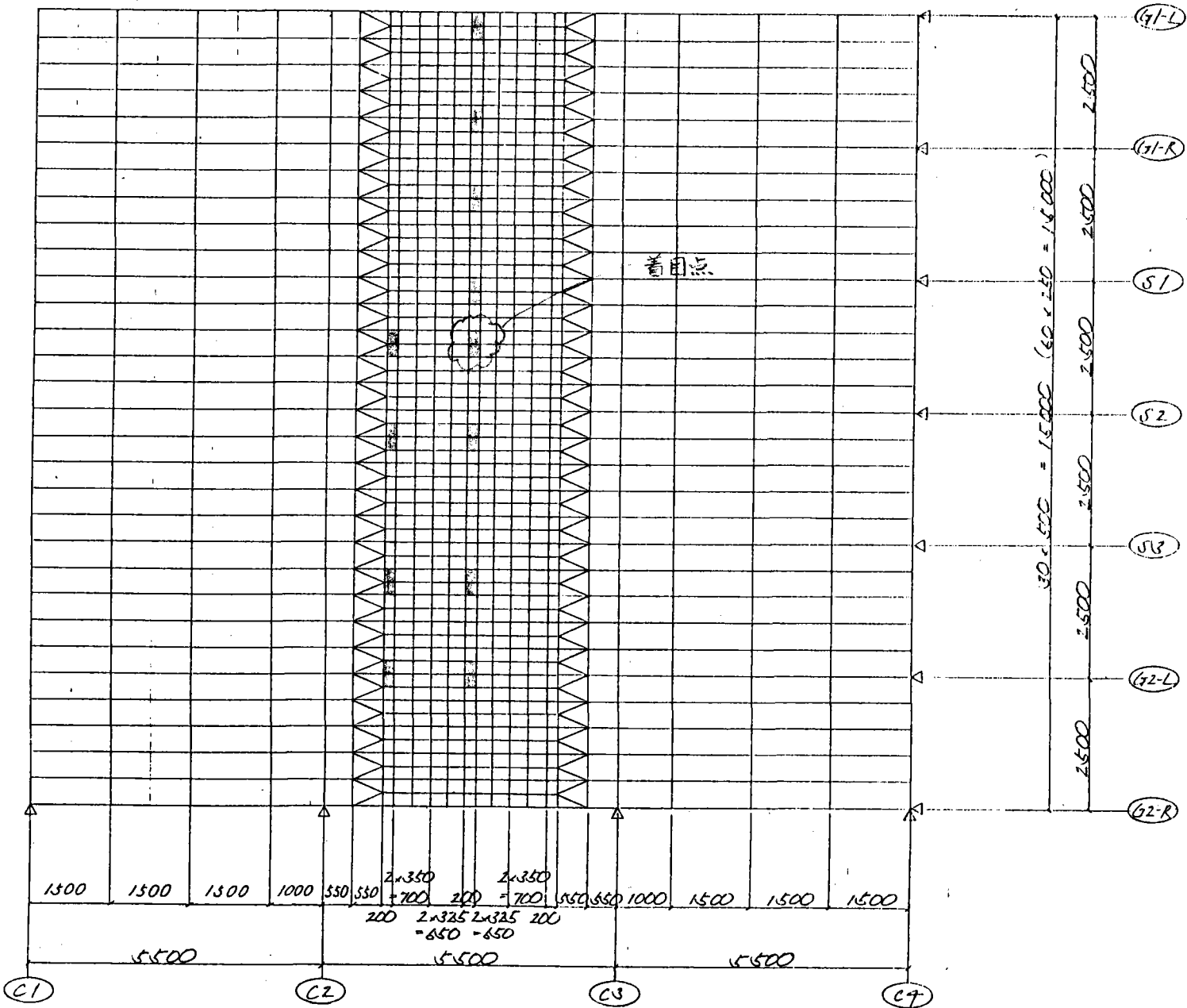
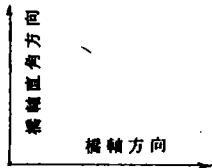


荷重の載荷方法は、下図の荷重系を考え、縦桁の不等沈下がある場合及び縦桁の不等沈下がない場合のそれぞれのケースに対して着目点の値が最大になるように載荷する。



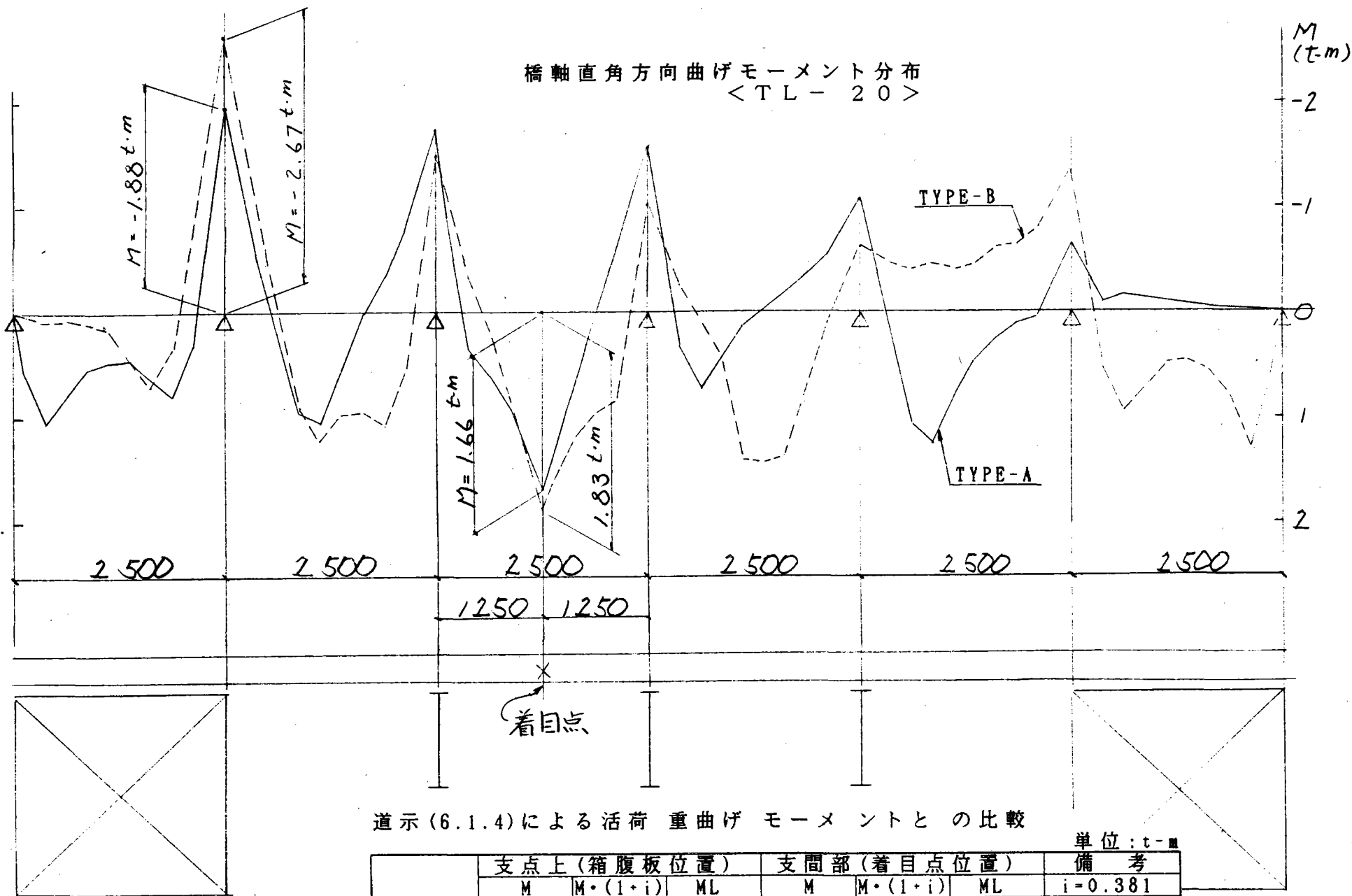
(3) 要素及び荷重載荷

総節点数 1107
 要素数 1190



* 橋軸方向に荷重位置が
 2カ所ある荷重はTT-43を
 示す

橋軸直角方向曲げモーメント分布
 <TL-20>



道示(6.1.4)による活荷重曲げモーメントとの比較

単位: t-m

	支点上(箱腹板位置)			支間部(着目点位置)			備考
	M	M·(1+i)	ML	M	M·(1+i)	ML	
TYPE-A	-1.88	-2.60	-2.37	1.66	2.29	2.37	沈下無し
TYPE-B	-2.67	-3.69	-3.37	1.83	2.53	2.60	沈下有り

ML: 道示 6.1 による曲げモーメント

(4) 計算結果

単位：t-m

TL-20	C A S E - 2		C A S E - 3		備 考
	床版支間部	箱桁腹板上	床版支間部	箱桁腹板上	
M . A	2.049	-2.993	1.842	-2.698	沈下有り
M . B	1.745	-2.187	1.665	-1.926	沈下無し
i	0.381	0.381	0.381	0.381	衝撃係数
$\Delta M (i+1)$	0.420	-1.113	0.244	-1.066	
M l + M d	2.707	2.707	2.707	2.707	
k 2	0.967	1.069	0.940	1.063	< 1.00
d	22.2	23.7	22.2	23.6	計算床版厚

TT-43	C A S E - 2		C A S E - 3		備 考
	床版支間部	箱桁腹板上	床版支間部	箱桁腹板上	
M . A	1.856	-2.641	1.695	-2.815	沈下有り
M . B	1.460	-1.667	1.428	-1.912	沈下無し
i	0.381	0.381	0.381	0.381	衝撃係数
$\Delta M (i+1)$	0.547	-1.345	0.369	-1.247	
M l + M d	2.899	2.899	2.899	2.899	設計便覧 表 1-2
k 2	0.981	1.089	0.956	1.076	< 1.00
d	22.2	24.2	22.2	23.9	計算床版厚

1-7. 各算出方法による計算結果の比較

単位：t・m

CASE-1 N-2 H-2.0	床版支間部		箱桁腹板上		備考
	$\Delta M (i+1)$	床版厚 (cm)	$\Delta M (i+1)$	床版厚 (cm)	
1) 建設省通達	0.635 [0.191]	20.8 [20.4]	-0.820 [-0.520]	21.5 [20.4]	[]内は n-15
2) 阪神公団	0.930	21.9	-1.928	25.2	P=9.6 t
3) 土研資料	1.440 <1.909>	23.6 <25.1>	0.000	---	注1.
4) 有限要素法	---	---	---	---	
					M1= 1.984 tm k1・d0=20.4 cm

CASE-2 N-2 H-2.5	床版支間部		箱桁腹板上		備考
	$\Delta M (i+1)$	床版厚 (cm)	$\Delta M (i+1)$	床版厚 (cm)	
1) 建設省通達	0.785 [0.486]	22.7 [22.2]	-1.004 [-0.675]	23.4 [22.3]	[]内は n-15
2) 阪神公団	0.938	23.2	-1.925	26.1	P=9.6 t
3) 土研資料	2.171 <4.435>	26.7 <32.2>	0.000	---	注1.
4) 有限要素法	0.420 (0.547)	22.2 (22.2)	-1.113 (-1.345)	23.7 (24.2)	()内は TT-43
					M1= 2.368 tm k1・d0=22.2 cm

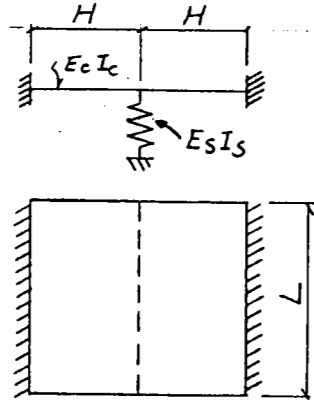
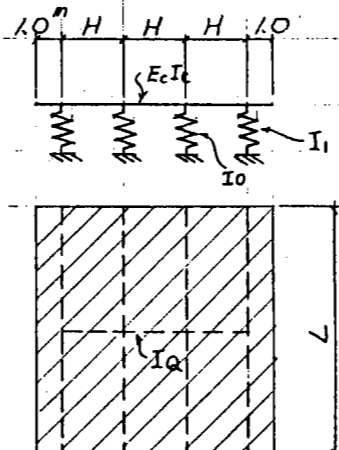
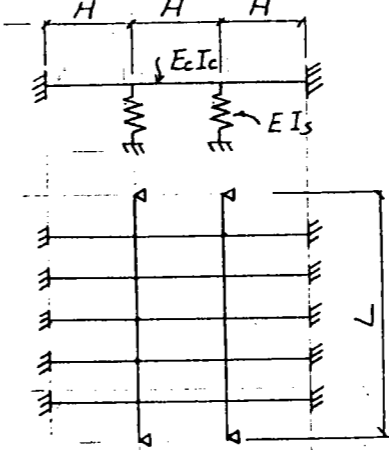
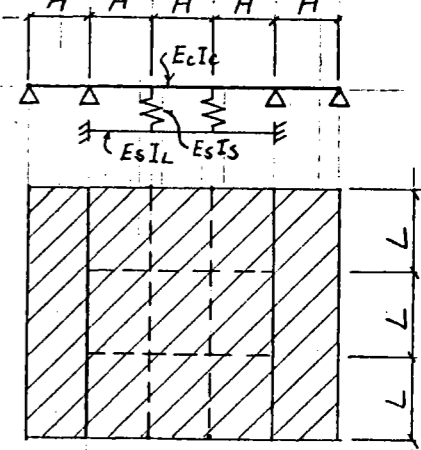
CASE-3 N-3 H-2.5	床版支間部		箱桁腹板上		備考
	$\Delta M (i+1)$	床版厚 (cm)	$\Delta M (i+1)$	床版厚 (cm)	
1) 建設省通達	---	---	---	---	
2) 阪神公団	0.725 (0.762)	22.5 (22.5)	-1.843 (-1.935)	25.9 (25.9)	P=9.6 t ()内は TT-43
3) 土研資料	2.068 <4.446>	26.4 <32.3>	0.000	---	注1.
4) 有限要素法	0.244 (0.369)	22.2 (22.2)	-1.066 (-1.247)	23.6 (23.9)	()内は TT-43
					M1= 2.368 tm k1・d0=22.2 cm

注1. <>内数値は最終床版厚と ΔM 算出時の床版厚を一致させた場合を示す。

注2. 備考の M1 は道示 II 6. 1. 4 における活荷重 (P=8.0 t) による曲げモーメントを示す。

1-8. 各基準の比較表

各基準の構造モデル、計算理論、荷重条件などを整理して比較表を作成してみました。参考に前回の建設省通達（昭和53年4月）も加えます。

	建設省通達（昭和53年4月）	土木研究所資料 第1388号 （昭和53年2月）	阪神高速道路公団（昭和60年4月）	建設省通達（昭和59年2月）
構造モデル	 <p>H: 支持桁間隔 L: 横桁間隔</p>			
計算理論及び仮定	<p>板理論</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 縦桁の剛度を床版剛度にならす。 2) 横桁上で単純支持。 3) 荷重は縦桁上の集中荷重とし、荷重載荷係数を用いる。 	<p>格子理論（Hendry & Jaegerの方法）</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 各主桁が床版によって連結された構造として解析。 2) 床版の分配効果は横方向のみ。 3) 主桁・縦桁は横桁上で単純支持。 4) 主桁のネジリ剛性は無視している。 	<p>格子理論</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 床版を単位幅に分割し、それぞれ分配横桁と見なす。 2) 横桁は剛と見なし、縦桁は横桁上で単純支持。 3) 床版は箱桁腹板上で固定支持。 	<p>有限要素法（板理論および格子理論）</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 床版を連続板に、主桁・縦桁・横桁を格子部材に置き換え、それらの組み合わせ構造としてモデル化。 2) 箱桁は不等沈下しない。 3) 縦桁は横桁上で弾性支持されている。 4) 横桁は箱桁腹板位置で固定支持されている。
適用範囲	<p>縦桁本数 1本のみ 支間 計算式を使えば制限無し 桁間隔 "</p>	<p>縦桁本数 1~3本 支間 4m~12m 桁間隔 2m~4m</p>	<p>縦桁本数 1~3本 支間 制限無し（基本的には6m以内） 桁間隔 "（" 2~3m）</p>	<p>縦桁本数 1~2本 支間 特に制限なし（4~6m） 桁間隔 1.5~3.0m</p>
荷重 許容応力度 ヤング係数比	<p>P = 8.0 t 許容応力度を25%割増して良い パラメータ</p>	<p>P = 8.0 t 25%割増して良い n = 7 (Ec = 3.0 × 10⁶ t/m²)</p>	<p>P = 9.6 t 許容応力度に対する指示は特になし n = 7</p>	<p>P = 8.0 t 床版の応力計算方法を流れ図で示している パラメータ（道示Ⅱ6.1.2ではn=15）</p>
問題点	<ol style="list-style-type: none"> 1) 付加曲げモーメントの算出は縦桁直上と箱桁腹板上のみ 2) 配力鉄筋方向の応力は計算出来ない 3) TT-43に対する処置が不明 <p>参考文献 5)</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1) I断面のプレートガーダーを対象として解析しているため、桁のネジリ剛度の影響が入らないなどで値が大きい。 2) 箱げた腹板上の曲げモーメントを求められない。 3) 配力鉄筋方向の応力は計算できない。 4) TT-43に対する処置が不明 5) 衝撃係数iの支間長を支持桁長としている <p>参考文献 6) 7)</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1) 箱桁の曲げ剛度及びネジリ剛度を無限大と考え床版を固定支持している。 2) 荷重に重交通による20%増を考慮しており、建設省通達の方針と合わない。 3) 横桁のたわみ及び縦桁の連続性を考慮するため、縦桁剛度を1.6倍している。 <p>参考文献 2) - 4)</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1) TT-43に対する処置が不明 <p>参考文献 1)</p>

1-9. 結び

以上、各基準を横並びに比較してみると、土木研究所資料は対象がI断面桁橋主体となっており、今回のような箱主桁形式に適用することは問題があると思われる。

阪神公団と建設省通達では、モデル化の違いや荷重などに対する考えに差はあるものの、大体の一致を見ている。(傾向としては、阪神公団の方が大きな値となっている。)

又、独自に行った有限要素法による計算では、付加曲げモーメントの値が小さめになっているが、今回限られた範囲での検討であり理由を明確にするには至らなかった。

以下に、これらの基準を適用しようとしたときの問題点・疑問点を上げてみた。

1) 鋼とコンクリート(床版)とのヤング係数比 n

道示Ⅱ6.1.4では「合成桁としての主桁作用を計算する場合を除いては15とする」となっている。

建設省通達では変数となっており設計者の判断によっている。

土木研究所資料および阪神公団は $n=7$ で計算している。

2) 重交通およびトレーラー荷重に対する考慮

阪神公団では重交通(20%増し)で計算し、TT-43に対しては係数にて処置している

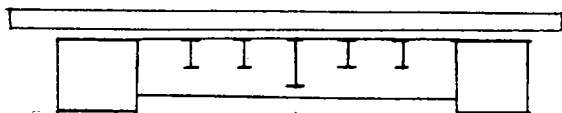
建設省通達では緩和規定として付加曲げモーメントを考慮した場合は重交通は考慮しなくて良いとされておりTT-43に対しても同様に扱っても良いのか。

3) 許容応力度の割増しについて

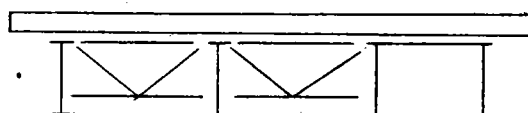
建設省通達(昭和59年2月)では、付加曲げモーメント算出図作成の計算条件が異なったため、従来の25%の割増しが無くなったが、床版厚算出用の k_2 に対しては考慮しなくて良いのか。

4) 適用範囲を外れる構造に対しての処置

適用範囲外の構造としては例えば下図の形式が考えられるが、この時の付加モーメントの算出をどうするか。



増設縦桁による床版補強



I断面主桁と箱断面主桁の混在

5) 同一荷重状態での不等沈下の影響を含む曲げモーメントの算出

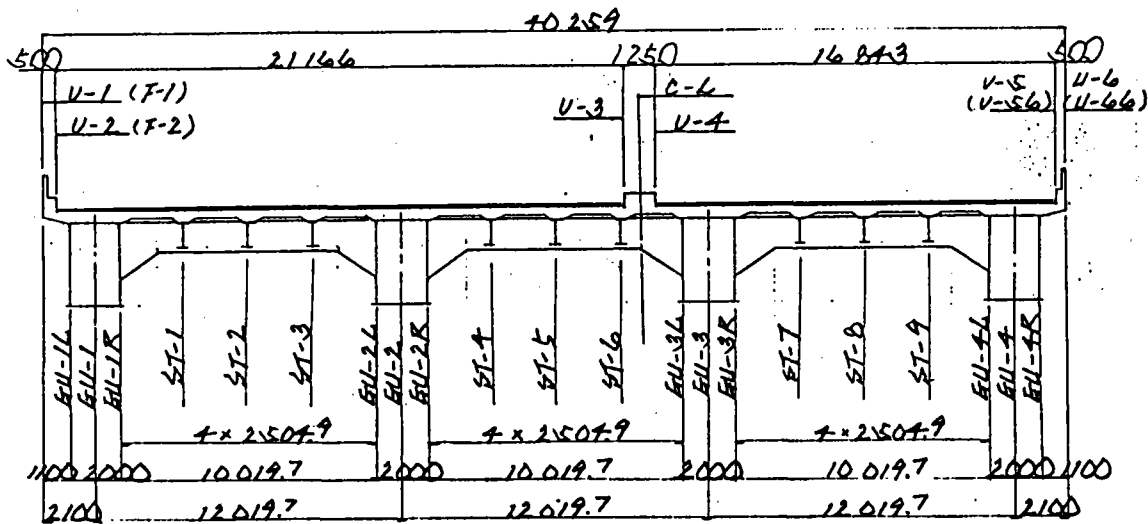
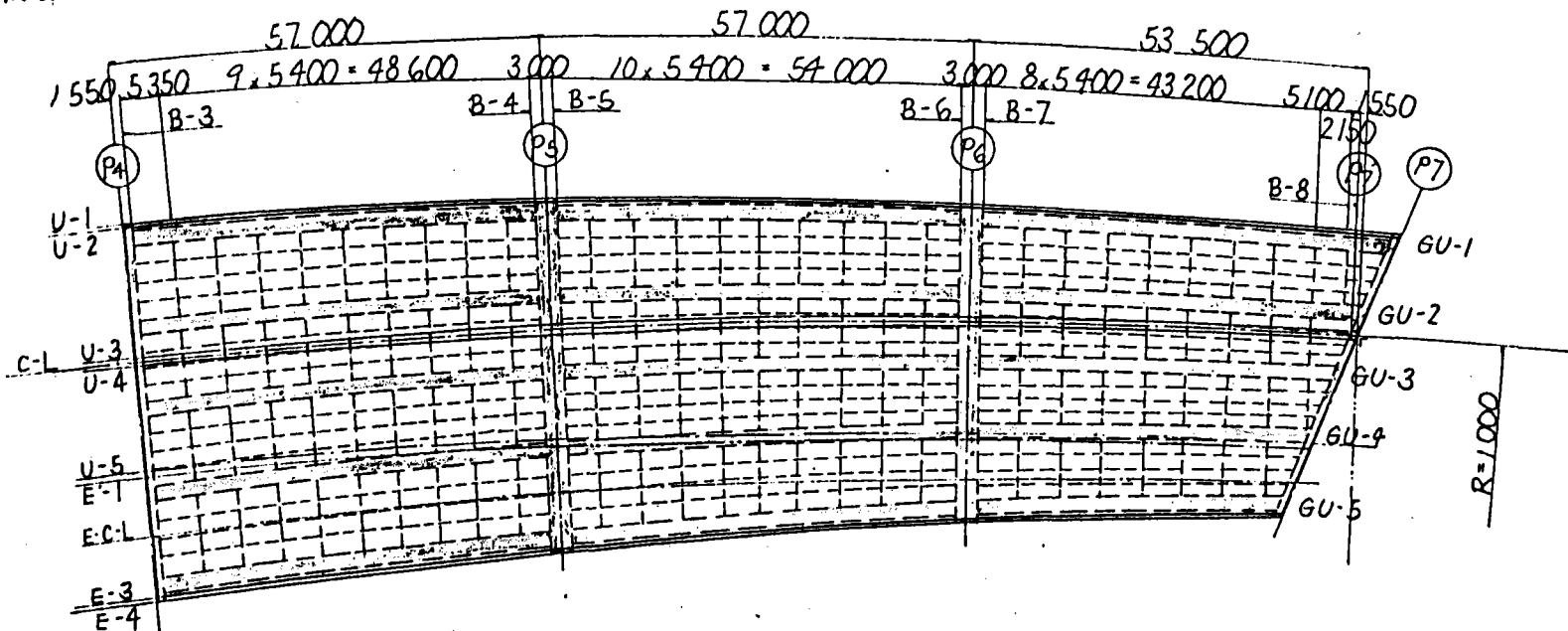
今回の有限要素法を利用した解析を使用すれば、同一荷重状態で支持桁の不等沈下の影響が含まれた床版の曲げモーメントが算出でき、より合理的ではないか。

以上

参考文献

- 1) 「道路橋鉄筋コンクリート床版の設計・施工・同解説」
鋼橋示方書小委員会・コンクリート橋示方書小委員会
道路 1984年5月
- 2) 「構造物設計基準」(橋梁編)
阪神高速道路公団 昭和60年4月
- 3) 「支持桁の不等沈下を考慮した床版の設計曲げモーメント」
河井・橋本・林
橋梁と基礎 1979年5月
- 4) 「鋼橋設計方についての諸検討(下)」
河井・橋本・林
橋梁と基礎 1978年10月
- 5) 「鋼道路橋設計便覧」
日本道路協会 昭和54年2月
- 6) 「床版支持桁の不等沈下によって生じる床版の曲げモーメント
計算図表 その3」
土木研究資料第1338号 昭和53年2月
- 7) 「床版支持桁の不等沈下によって生じる床版の曲げモーメント
計算図表 その2」
土木研究資料第875号 昭和48年9月
- 8) 「道路橋RC床版の設計曲げモーメント式に関する一考察」
前田・松井
土木学会論文報告集第252号 昭和51年8月

BU-2 桁配置



資料-2. 算出方法2)による格子桁構造モデルを用いた場合の比較計算

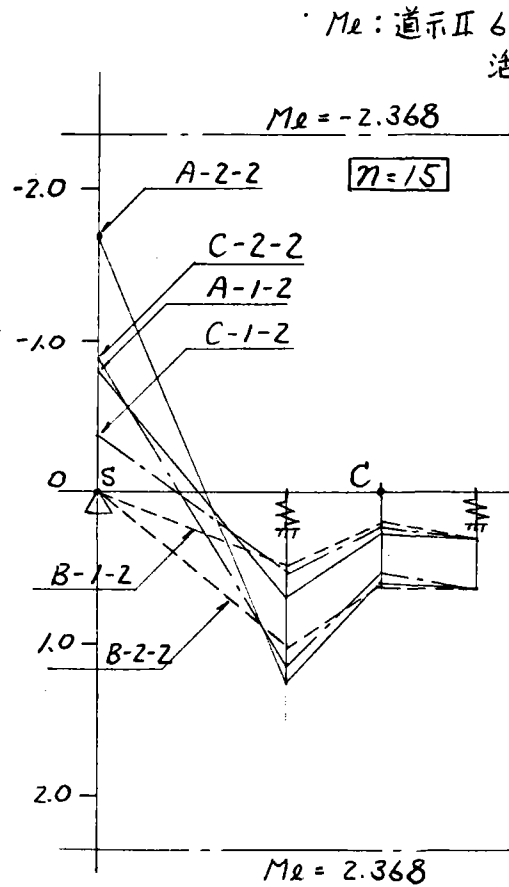
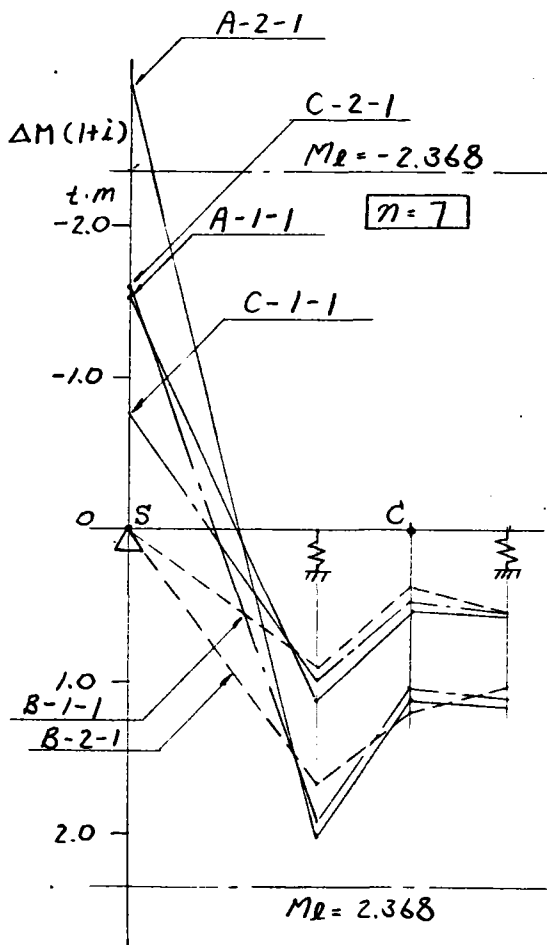
格子モデルによる比較計算

CASE	モデル
A	
B	
C	

CASE	$1.6 \times I_s$	n
1-1	0.00230	7
1-2	0.00230	15
2-1	0.00092	7
2-2	0.00092	15

$I_s = 0.00230 \text{ m}^4$
 $I_c = 0.00089 \text{ m}^4$

付加曲げモーメント



M_2 : 道示Ⅱ 6.1.4による
 活荷重曲げモーメント

(t-m)

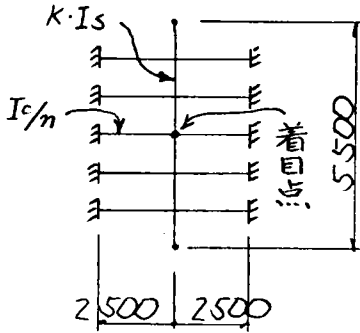
CASE	M_s	M_c
A-1-1	-1.536	0.530
A-2-1	-2.950	1.105
B-1-1	0.000	0.387
B-2-1	0.000	1.193
C-1-1	-0.773	0.475
C-2-1	-1.569	1.027

(t-m)

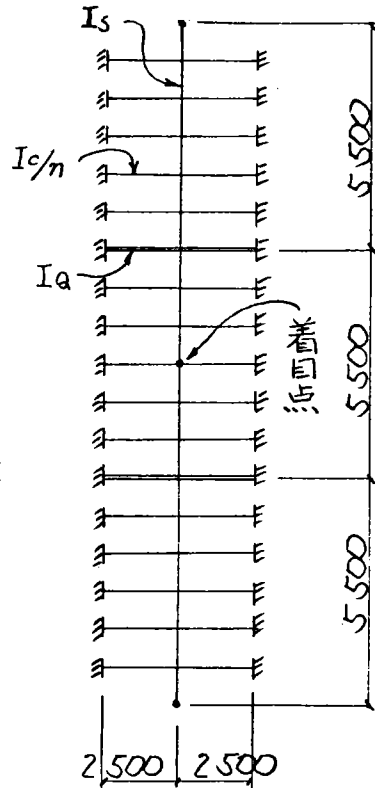
CASE	M_s	M_c
A-1-2	-0.818	0.276
A-2-2	-1.701	0.586
B-1-2	0.000	0.210
B-2-2	0.000	0.608
C-1-2	-0.387	0.232
C-2-2	-0.873	0.519

資料-3. 算出方法2)での縦桁の
剛度割増し係数 $k = 1.6$ の確認

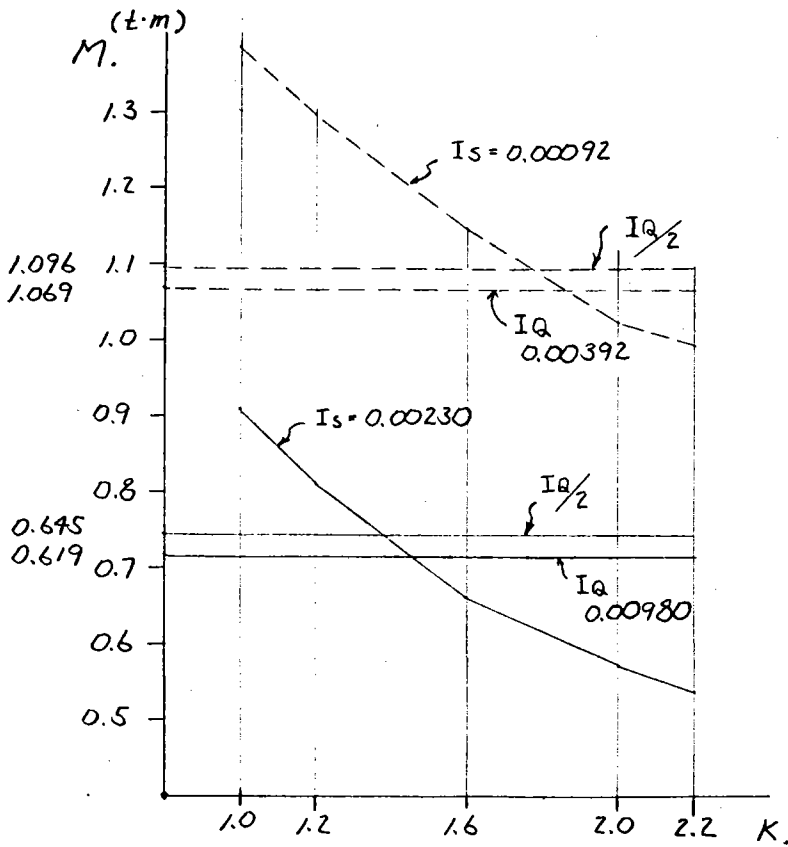
MODEL-1



MODEL-2



縦桁曲げ剛度	I_s	0.002300	0.000920
横桁曲げ剛度	I_Q	0.009800	0.003920
床版曲げ剛度	I_c/n	0.000127	0.000127
補正係数	k	1.0~2.2	1.0~2.2



鋼橋技術研究会

示方書研究部会

第24回 国内設計基準研究分科会議事録

日 時 : 昭和63年11月16日(水) 15:00~17:30
場 所 : ホテル陽光 赤坂
構成人員 : 出席者 26名 欠席者 11名

I. 議 事

1. トビー工業(株)吉田委員より、前回第23回分科会の議事録の報告があった。
2. 今回のテーマについて説明および討議を行なった。

テ ー マ : 応力解析による設計について

話題提供 : (株)日本製鋼所 別 所

3. 長谷川分科会長より、今後の会合の進め方についてアンケートをとるとの提案があった。
4. 分科会に引続いて、同一場所で懇親会が行なわれた。
5. 次回以降の日程および会合幹事

第25回 昭和64年1月25日(水) 15:00~18:00

幹 事 三菱重工業(株) 熊谷委員

第26回 昭和64年3月22日(水) 15:00~18:00

幹 事 武蔵工業大学 増田委員

II. 討議・意見

1. 有限要素法を用いた解析における局部応力度の取扱い方。

- 許容応力度の割増で降伏点で照査した例がある。
- メッシュによって出力値が動く。

2. 他分野（圧力容器）の設計例

- 慣用法に適用した許容応力を、詳細な計算法にそのまま適用するのは不合理と思われる。
- 他の分野のものが必ずしも適用可能ではないが、どのような方法で行なわれているかを知る必要はある。

以 上

< 文責：(株)日本製鋼所 別所 >

鋼橋技術研究会

示方書研究部会

国内設計基準研究分科会

第24回

テーマ

1. 応力解析による設計について

昭和63年11月16日

1. 背景

解析、実験の技術の向上により、かなり詳細に応力を決定することができるようになったが、これに追従する評価方法については必ずしも完全ではなく、結果に振廻される場合も少なくない。

応力の算定値は構造上、局部的なものと、分布的なものが組み合わさっていて、それを生じさせる負荷形態によって組み合わされる時はじめて意味を持つ。

応力は、もちろんこの形態によって重要性の度合いが異なり、それ故に異なる許容値の割り当てが必要となる。

慣用法により応力の算定を行なう場合に適用して来た許容応力を、特別な場合として要求される詳細な応力の算定の場合にそのまま適用するのは不合理であるが、この不合理さを明らかにする事が必要と考える。

2. JIS B 8250 圧力容器の設計

2.1 応力のカテゴリー

1) 一次応力

外部、内部力とモーメント間の釣合いを満足することによって生じる応力で、基本特性は自己制限のないことである。一次応力が全板厚に渡って材料の強度を越えると、破壊は材料の加工硬化性によって防止することしかのぞめない。

2) 二次応力

構造物の自己拘束によって生じる応力で、外部荷重との釣合いというより、歪のパターンを満足する。

基本特性は自己制限で、局所的な降伏や少歪で不連続条件或は熱膨張を満足することができる。

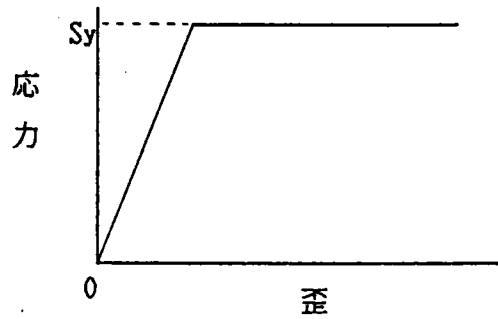
3) ピーク応力

対象としている部分に発生する最大応力で、基本特性は疲労破壊を起こす源として意味を持つことである。

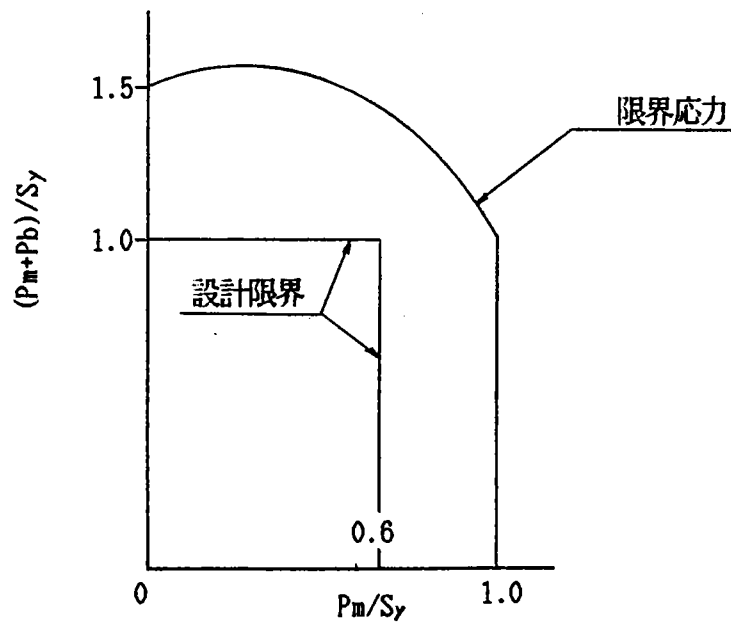
2.2 基本応力強さの限界

1) 応力-歪線図

下図に示す弾完全塑性で、加工硬化を持たない線図を仮定する。

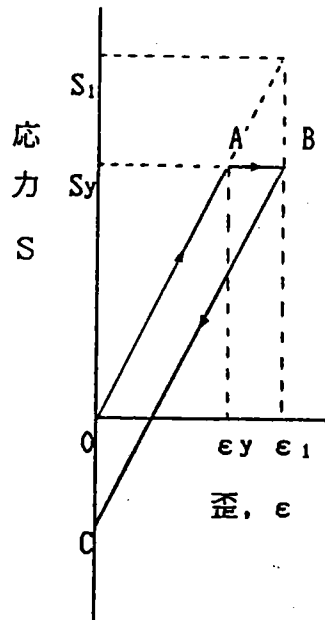
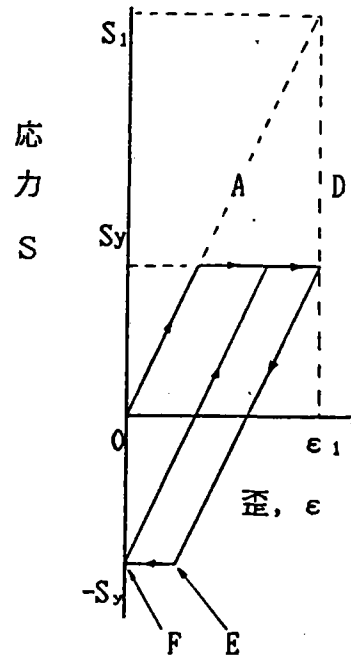


2) 矩形断面の引張+曲げ応力の限界



3) 降伏点以上での歪履歴

二次応力について降伏応力の2倍以内の範囲の弾性応力は、非常に特殊な意味を持つ。下図 (a) の様に径路OABで幾分降伏歪を越えている歪量 ϵ_1 の引張で歪曲している梁の外繊維を考えると、弾性換算応力は $S = S_1 = E \epsilon_1$ となる。

(a) $S_y < S_1 < 2S_y$ (b) $S_1 > 2S_y$

歪サイクル $0 \rightarrow \epsilon_1, \epsilon_1 \rightarrow 0$ を仮定すると、梁が非変形位置 0 に戻ると外繊維は $S_1 - S_y$ の圧縮応力状態となる。

その後の負荷に対しては、弾性の範囲は $S_1 - S_y$ だけ増加することになる。

$S_1 = 2S_y$ なら弾性の範囲は $2S_y$ になるが、 $S_1 < 2S_y$ ならば上図 (b) の EF に示すように繊維は、圧縮応力下での歪を生じるため、その後の荷重によっては全て塑性歪を伴う。

2.3 疲労解析

塑性域での疲労損は、塑性歪の関数となる事が知られ、この域で使われる疲労曲線は歪を制御変数とする試験に基づいて作られる。

試験に使われた歪量、弾性挙動の仮定で計算された応力と直接比較の意味で弾性係数を掛けて用いる。

歪制御による疲労データの評価に用いられる一般的な式は、

$$S = \frac{E}{4\sqrt{N}} \ln \frac{100}{100 - A} + B$$

E : ヤング率

N : 破断までの繰返し数

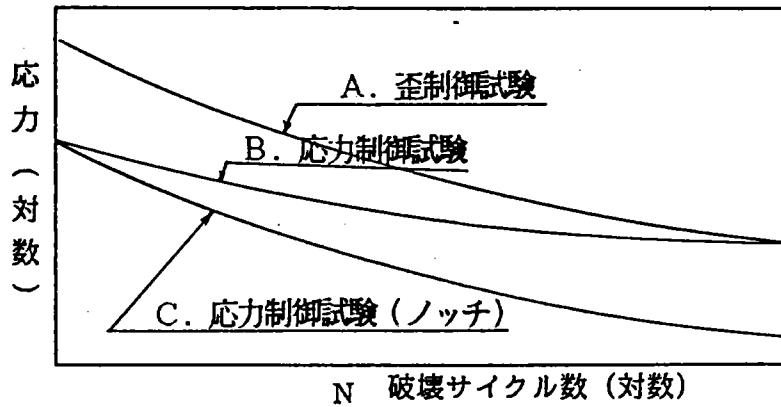
S : 弾性挙動での応力振幅

A : 引張試験における絞り (%)

B : 耐久限度 (=Se)

である。

応力集中係数との関係でいえば下図のようになる。



(B) と (C) の曲線の縦座標の比は破壊サイクル数の減少に伴い減少し、これは N の小さな値での K (応力集中係数) の小さな値の使用ということの基礎的な考え方である。しかし、(C) では公称応力が制御された媒介変数であるが、周辺材料が低応力状態であるため切欠きの底の材料は歪サイクルを生じ、結果として (A) と (C) 間の比率は N とは独立に K に等しくなる。

応力の中央値の影響は修正グットマン線図を用いて

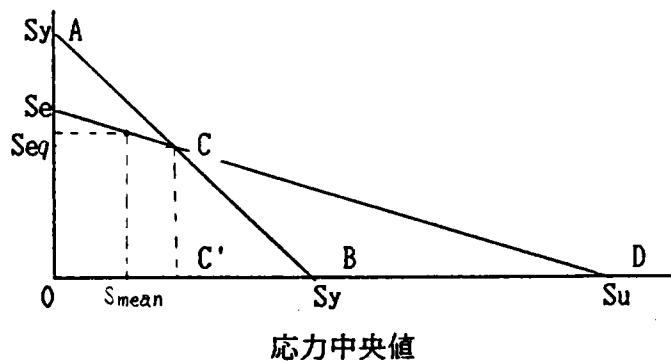
$$Seq = \frac{Salt}{1 - \frac{Smean}{Su}}$$

Seq : 許容応力振幅

Salt : 弾性挙動における外力による
応力振幅

Smean : 応力中央値

Su : 究極強さ



で与えられる。

ここで、Smeanについては調整を要す場合がある。

二次応力についての考え方をを用いると、初期に生じた応力中央値S'meanはシフトを起こし、シェークダウンの条件に適合する。

$$Salt + Smean \leq Sy \quad \text{なら} \quad S'mean = Smean$$

$$Salt + Smean > Sy \quad \text{で} \quad Salt < Sy \quad \text{なら} \quad S'mean = Sy - Salt$$

$$Salt = Sy \quad \text{なら} \quad S'mean = 0$$

表 4.11.2 応力分類と応力強さの制限

応力分類	一次応力			二次応力 膜応力+曲げ応力	ピーク応力
	一般膜応力	局部膜応力	曲げ応力		
代表的事例 を表 4.11.1 に示す。	肉厚断面を横切る 平均一次応力。構 造不連続及び応 力集中を除く。機 械的荷重によっ て生じるものだけ をとる。	肉厚断面を横切る 平均応力。構造不 連続は考慮するが 応力集中は除く。 機械的荷重によ って生じるものだけ をとる。	肉厚断面中心から の距離に比例する 一次応力の成分。 構造不連続及び 応力集中を除く。 機械的荷重によ って生じるものだけ をとる。	構造の連続性を満足 するのに必要な自己 平衡応力で構造不連 続部に生じる。 機械的荷重及び熱 膨張差により生じる ものを取り、局部的 応力集中を除く。	(1) 応力集中によ って一次又は二 次応力に付加され る増加分(切欠き の場合) (2) 疲労のおそれ はあるが容器のゆ がみを生じるおそ れのない熱応力。
記号 ⁽¹⁾	P_m	P_L	P_b	Q ⁽²⁾	F ⁽³⁾
応力成分の 組合せ及び 応力強さの 許容限界					

注 (1) この制限は応力強さの全変動範囲に適用する。許容限界として用いる S_m 値は二次応力が温度変動によるときは、変動する金属温度の最高・最低温度に対する S_m 値の平均値とし、二次応力の一部又は全部が機械的な荷重によるときは、変動する金属温度の最高温度に対する S_m 値とする。

(2) 分類 Q の応力は、温度こう配や構造不連続などによる応力の合計から同じ位置の一次応力を除いたものである。しかし、詳細解析による応力はしばしば(一次応力+二次応力)を直接に示すことがあり、その場合は、 Q だけではなく P_m (又は P_L) + P_b + Q の合計応力を表す。同様に分類 F の応力が応力集中によるもの場合には、 F はノッチによる公称応力以上の付加応力である。例えば、板が公称応力強さ S 及び応力集中係数 K である場合には、 $P_m = S$, $P_b = 0$, $Q = 0$, $F = P_m(K-1)$ となり、ピーク応力強さは $P_m + P_m(K-1) = KP_m$ となる。

(3) S_a は繰返し応力強さの振幅(変動範囲の $\frac{1}{2}$)に対する許容限界であり、設計疲労曲線図 4.12.1, 4.12.2, 4.12.3 及び 4.12.4 から求められる。したがって全変動範囲に対する許容限界は $2S_a$ である。

(4) 記号 P_m , P_L , P_b , Q 及び F は単一応力値を表すのではなく、それぞれ六つの応力成分 $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ の組合せからなる応力量を表す。

(5) 係数 k は表 4.2.2 による。

鋼橋技術研究会
示方書研究部会

第25回 国内設計基準研究分科会議事録

日時：平成元年1月25日(水) 15:00～18:15

場所：三菱重工業(株)横浜製作所

構成人員：出席者数 18名(内代理4名含む)

欠席者数 19名

I 議題

1. (株)日本製鋼所別所委員より、前回第24回分科会の議事録の報告があった。
2. 今回のテーマについて説明および討議を行った。
テーマ：拡幅桁の設計法について
話題提供：三菱重工業(株) 熊谷
3. 依田代理より、鋼橋脚隅角部の設計法についての中間報告があった。
4. 金原委員より、今後の会合の進め方に関するアンケート調査結果の報告があった。
5. 長谷川分科会長より、平成元年度の鋼橋技術研究会に関する方針説明があった。
6. 次回の日程と会合幹事が下記のように決定した。

第26回 平成元年3月15日(水) 15:00～18:00

幹事 武蔵工業大学 増田委員

鉄橋技術研究会

示方書研究部会

第25回 国内設計基準研究分科会成果報告書

テーマ 拡幅桁の設計法について

平成元年 3月

1. 背景

近年交通量の増大に伴い、車線の拡幅とこれに伴う橋梁主桁拡幅工事が増加する傾向がある。

このような拡幅桁橋の工事に対しては、施工上の問題も多くあるが、設計に関しても次のような問題がおきる。

- (i) 既設桁橋の設計活荷重と新設桁系での設計活荷重とが異なる場合の既設桁の安全性の照査法
- (ii) 既設桁設計時の道示の力学体系と新設桁系での力学体系の違いの評価法
- (iii) 新設桁系での対傾構や横構の設計方針

このような問題に対して日本道路公団大阪建設局では「橋梁構造物の改築に関する施工検討」を規定し、拡幅桁に対する設計法を基準化している。

本成果品は上記の設計基準を概説し、今後の拡幅桁の設桁に対する有効な資料とするものである。

2. 「橋梁構造物の改築に関する施工検討」概説

次頁以降に本指針の構成を示す。

鋼橋に関する事項の中で特に重要なものは次の章である。

(i) 第4章 1節

拡幅橋の設計に関しての基本的な考え方、すなわち設計に用いる荷重体系と構造系及び照査規定に対する基本的な考え方を示している。

(ii) 第4章 3節

第4章1節をうけて、主構造の具体的な照査法及び横桁・対傾構等の設計法を示している。

目 次

まえがき

委員会名簿

第1章 概 要	1
1.1 検討の目的及び経過	1
1.1.1 検討目的	1
1.1.2 橋梁改築に係わる問題点及び検討の経過	3
1.2 昭和61年度までの検討結果	5
1.2.1 昭和59年度の検討	5
1.2.2 昭和60年度の検討	5
1.2.3 昭和61年度の検討	6
1.3 昭和62年度の検討項目及び検討結果	14
1.3.1 RC 中空床版橋のせん断耐力に対する検討	14
1.3.2 既設橋の現況調査及び載荷試験に対する検討	14
1.3.3 拡張橋の設計指針（案）の検討	15
1.4 名神高速道路の改築計画の概要	15
1.4.1 改築事業概要	15
1.4.2 改築区間内の橋梁の改築、型式分類	15
第2章 RC 中空床版橋のせん断耐力に対する検討	24
2.1 せん断耐力試験計画の概要	24
2.1.1 試験要因	25
2.1.2 試験供試体	27
2.1.3 載荷方法	36
2.1.4 計測方法	38
2.2 試験結果の概要	41
2.2.1 計測結果	41
2.2.2 ひびわれ進展状況と破壊モード	51
2.2.3 試験要因に対するせん断強度の比較	57
2.2.4 スターラップ応力度	59
2.2.5 コンクリート強度	62

2.3	実橋（名神高速道路）せん断耐力照査	63
2.3.1	試験結果に基づくせん断耐力評価	63
2.3.2	実橋のせん断耐力照査	66
2.4	試験結果に対する考察	68
第3章	既設橋の調査結果に対する検討	69
3.1	調査計画概要	69
3.1.1	調査目的	69
3.1.2	調査項目	70
3.1.3	調査橋梁の選定	71
3.2	一次調査結果の概要	74
3.2.1	一次調査内容	74
3.2.2	目視点検結果	75
3.2.3	ひびわれ調査結果	76
3.2.4	たわみ測定結果	83
3.3	RC連続中空床版橋に対する二次調査結果	87
3.3.1	外観調査	87
3.3.2	非破壊試験による品質調査（主版及び張り出し床版下面対象）	98
3.3.3	配筋状況調査	103
3.3.4	採取コアによる品質調査試験	103
3.3.5	静的載荷試験	114
3.3.6	試験車走行試験	123
3.3.7	一般車走行試験	127
3.3.8	まとめ	129
3.4	鋼橋に対する二次調査結果	130
3.4.1	外観調査	130
3.4.2	静的載荷試験	133
3.4.3	床版上面からの外観調査	134
3.4.4	まとめ	138
3.5	調査及び試験結果に基づく健全度評価の基本的考え方	139
3.5.1	基本方針	139
3.5.2	名神改築区間の両側拡張橋梁における健全度の定義	140
3.5.3	現時点における健全度評価の基本的考え方	141

3.6	調査結果からの損傷度評価	143
3.6.1	二次調査結果からの損傷度評価	143
3.6.2	一次調査結果からのコンクリート橋の損傷度評価	149
3.6.3	損傷度総合評価	152
3.7	今後の調査試験方針	154
<参考資料>	1. RC連続中空床版橋の損傷度判定図の作成	155
<参考資料>	2. 荷重測定結果	173
第4章	名神高速道路（改築）拡幅橋梁設計指針（案）	181
1.	総 則	181
1.1	適用範囲	181
1.2	用語の定義	181
1.3	設計の基本的考え方	182
1.3.1	拡幅橋の基本的考え方	182
1.3.2	既設部照査の荷重状態	183
1.3.3	工事中の幅員構成	185
1.4	荷 重	186
1.5	許容応力度	187
1.6	既設橋の取り扱い	187
2.	コンクリート橋上部構造	188
2.1	一 般	188
2.2	設計計算の原則	188
2.2.1	一 般	188
2.2.2	断面力の算出	197
2.3	設計上の留意点	198
2.3.1	一 般	198
2.3.2	既設部床版及び横桁の照査	199
2.3.3	中空床版形式における既設部の負担断面力	199
2.4	構造細目	200
2.4.1	一般事項	200
2.4.2	連結構造	201
3.	鋼橋上部構造	206
3.1	一 般	206

3.2	設計計算の原則	206
3.2.1	一般	206
3.2.2	主構造の断面力の算出	206
3.2.3	横構	209
3.2.4	対傾構	209
3.3	設計上の留意点	210
3.3.1	主桁	210
3.3.2	対傾構	211
3.3.3	横構	211
3.3.4	連結部床版の照査	211
3.4	構造細目	212
3.4.1	一般事項	212
3.4.2	連結構造	213
3.4.3	既設桁に対する新規部材の取付	213
3.4.4	補強縦桁	214
4.	下部構造	215
4.1	基本方針	215
4.1.1	一般	215
4.1.2	軀体の設計の基本方針	216
4.1.3	基礎の設計の基本方針	219
4.1.4	設計の手順	221
4.2	地盤定数	222
4.3	許容支持力	222
4.4	軀体の設計	222
4.4.1	新設部軀体の設計	222
4.4.2	既設部軀体の照査	222
4.5	基礎の設計	223
4.5.1	新設部基礎の設計	223
4.5.2	既設部基礎の照査	223
4.6	地震時水平力の分担	223
4.7	基礎連結部の設計	227

第5章 委員会の概要	228
5.1 委員会等の経緯	228
5.2 議事要旨	229
5.2.1 第1回委員会議事要旨	229
5.2.2 第2回委員会議事要旨	231
5.2.3 第3回委員会議事要旨	235

(1) 第4章1節の要約

以下に本基準で用いられる用語の定義と用語の説明図を示す。

設計の基本的な考え方は1-3-1で述べられており要約すると、拡幅桁新設部に対しては現行の荷重体系を用いて現行の基準による照査を行い、拡幅桁既設部に対しては、TT-43荷重を限定載荷した状態で(図-2参照)既設部設計時の発生応力度以下にすることとされている。

第4章 名神高速道路（改築）拡幅橋梁設計指針（案）

1. 総 則

1.1 適用範囲

- (1) 本設計指針（案）は、中央自動車道西宮線京都南I.C～吹田I.C間の既設部新設部一体化拡幅橋梁の設計に適用する。ただし、構造等により本指針（案）により難しいものについては別途検討を行なう。
- (2) 本設計指針（案）に示されていない事項については、次の示方書等によるものとする。
- | | |
|---------------|--------|
| 1) 設計要領第二集 | 日本道路公団 |
| 2) 道路橋示方書・同解説 | 日本道路協会 |

本設計指針（案）は既設部と新設部が一体構造で拡幅される標準的な橋梁の設計に適用されるものであり、大きな斜角を有する場合及び既設部と新設部の支間長が異なる場合等、本設計指針（案）の適用が不適当と考えられる橋梁については別途検討を行なう。また、既設構造物の健全度については1.6の主旨に基づき、一体化に問題ありと判断された橋梁については別途拡幅方法、補強方法等について検討を行なう。

なお、近接施工に関する検討は「近接基礎設計施工要領（案）：建設省土木研究所」等によるものとし、新設部が完全分離の橋梁については、現行の「道路橋示方書」及び「設計要領第二集」等に準じるものとする。

1.2 用語の定義

この設計要領（案）に用いる用語の意味は次のとおりとする。

- (1) 拡 幅 橋：既存の橋梁を拡幅して完成した橋梁の総称
- (2) 既 設 橋：本改築事業で、一体化拡幅を行なう既存の橋梁（現橋）
- (3) 一体化拡幅（橋）：既設橋を拡幅する一つの方式で、既設部と新設部とを一体化構造として拡幅した橋梁
- (4) 既 設 部：拡幅橋を構成する部位の中で、既設橋を利用する部位
- (5) 新 設 部：拡幅橋を構成する部位の中で、新たに継ぎ足す部位
- (6) 新設車線範囲：拡幅橋の幅員構成の中で、外側地覆から第一走行車線までの範囲
- (7) 既設車線範囲：拡幅橋の幅員構成の中で、新設車線範囲以外の範囲
- (8) 判 断 基 準：拡幅橋既設部の応力度を照査する際、既設部に拡幅に伴う対策が必要か否かを判断する基準
- (9) 基 礎：下部構造の一部でフーチングを含むくいはまたはケーソン（井筒）の部位
- (10) 橋 体：下部構造の一部で基礎以外の柱または壁の部位

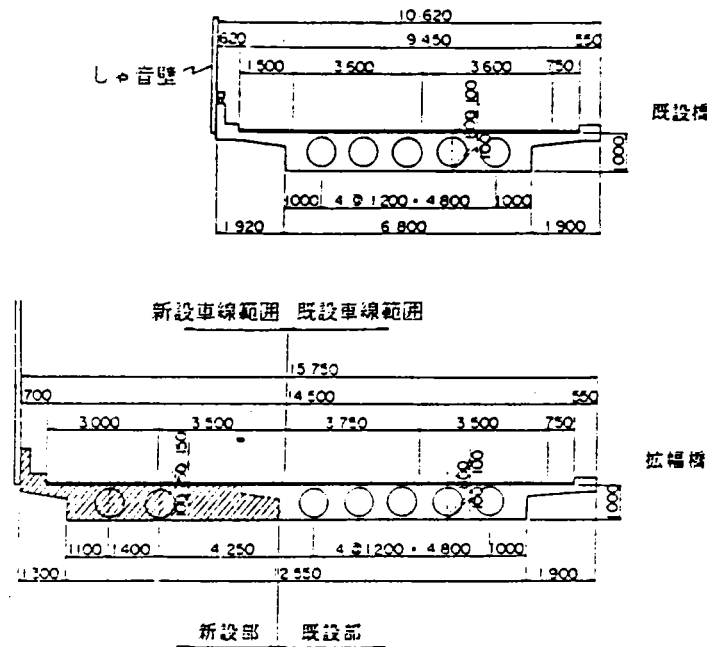


図 1.1 用語説明図

1.3 設計の基本的考え方

1.3.1 拡幅橋の基本的考え方

- (1) 拡幅橋の設計は、構造形式ごとに施工順序を考慮して死荷重応力を算出しなければならない。
- (2) 拡幅橋新設部の設計活荷重は現行の「道路橋示方書」のTT-43もしくは、TL-20荷重とし、拡幅橋有効幅員内に最も不利になるように載荷する。
- (3) 拡幅橋既設部の照査には1.3.2の(1)に規定する活荷重を載荷し、発生する応力度は次に示す判断基準を満足しなければならない。

拡幅橋既設部の応力度は、既設橋に1.3.2の(2)に示すような建設当時の活荷重を載荷し、現行の示方書等に定めた解析方法により計算した場合の最大応力度以下とする。

なお、この判断基準を満足しない場合には、現行の「道路橋示方書」及び「設計要領第二集」の許容応力度に対して照査を行なうものとする。

この判断基準及び許容応力度を満足しない場合には検討のうえ、対策を講じるものとする。

拡幅橋の設計の基本を示したものであり、拡幅橋の設計手順は図1.2のとおりである。

- (1) 一体化拡幅の場合には施工順序、一体化時期等によって既設部、新設部の死荷重応力は変化するので、このように規定した。
- (3) 拡幅橋既設部の応力度照査法は、本改築事業の性格、すなわち既設橋を有効利用するという点を反映させたものである。このことより、一体化拡幅によって既設橋（拡幅橋既設部）が保持している性能を「現状より悪くしない」ことを原則として本文に示すような判断基準を設定し、既設部の応力度照査を行なうこととした。

したがって、本改築事業における拡幅橋既設部の取り扱いを具体的に示せば、次の2点となる。

- ① 既設橋が保有する性能（建設当時の技術基準による）は、本改築事業においても有効に利用することとし、全面的な改善はしない。
- ② 拡幅橋の既設部については、新設車線範囲にTT-43荷重を載荷することによって、影響ある部分のみ本改築事業において対策を講じる。

なお、既設橋の応力度算出に使用する死荷重の単位重量は現行の「道路橋示方書」の値を使用する。

また、既設下部構造についてもこの規定に準拠して、くい反力、地耐力等の照査を行なう。

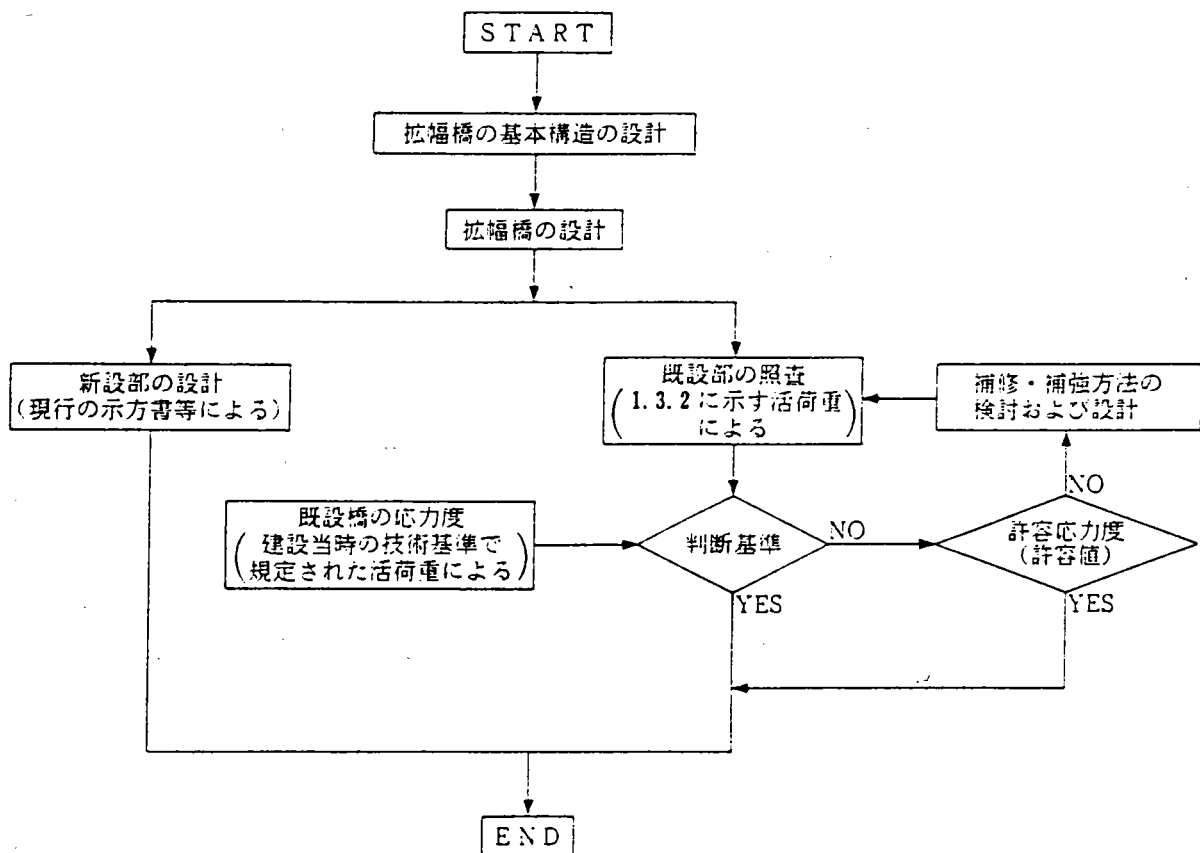


図 1.2 拡幅橋の設計手順

1.3.2 既設部照査の荷重状態

- (1) 拡幅橋既設部の応力度照査に用いる活荷重は図 1.3 に示すケース A, B, C とし、各載荷範囲で最も不利となるように載荷する。なお、活荷重の主載荷荷重幅は拡幅橋の有効幅員内で最大 5.5m とする。

ケース A：主載荷荷重（幅 5.5m）を新設車線範囲内に載荷した状態

（新設車線範囲には TT-43 荷重と TL-20 荷重の従載荷荷重を移動載荷し、既設車線範囲には従載荷荷重を考慮しない）

- ケースB：主載荷荷重（幅 5.5 m）を新設車線範囲と既設車線範囲の境界部分に載荷した状態
 （新設車線範囲には TT-43 荷重， TL-20 荷重の従載荷荷重とし、既設車線範囲には TL-20 荷重の主載荷荷重を移動載荷し従載荷荷重は考慮しない）
- ケースC：主載荷荷重（幅 5.5 m）を既設車線範囲に載荷した状態
 （既設車線範囲には TL-20 荷重の主載荷荷重を移動載荷し、新設車線範囲には TL-20 荷重の従載荷荷重とする）

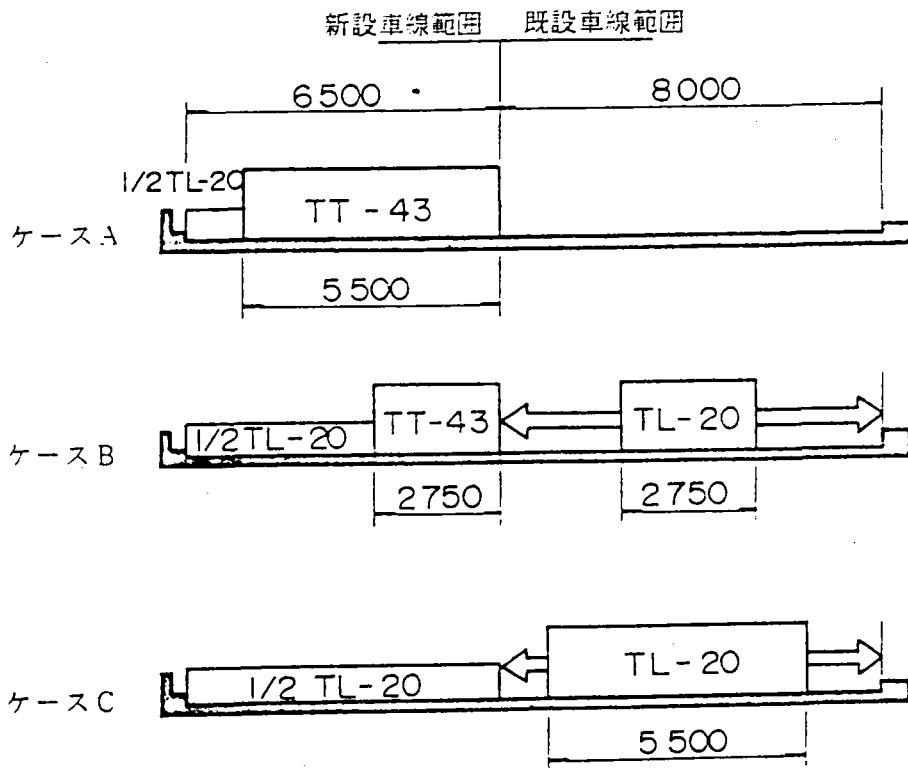


図 1.3 拡幅橋既設部の載荷活荷重ケース

(2) 既設橋の応力度算出に用いる活荷重は、図 1.4 に示す建設当時の技術基準で規定された活荷重を載荷する。

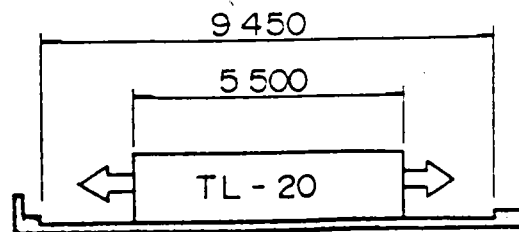


図 1.4 既設橋の載荷活荷重

(1)(2) 本改築事業における認可内容は、活荷重は基本的に「TL-20、TT-43」荷重で、特に「既設部TL-20」と明記されている。また、名神建設当時の設計活荷重は現行の「道路橋示方書」のTL-20の主載荷荷重のみで、従載荷荷重は考慮されていない。

したがって、1.3.1の拡幅橋既設部の取り扱いに示したように、「既設橋を有効利用する」という原則に基づき、既設車線範囲にはTT-43荷重及びTL-20の従載荷荷重は考慮しないものとした。

1.3.3 工事中の幅員構成

工事中の幅員構成は、図1.5に示すものを標準とする。

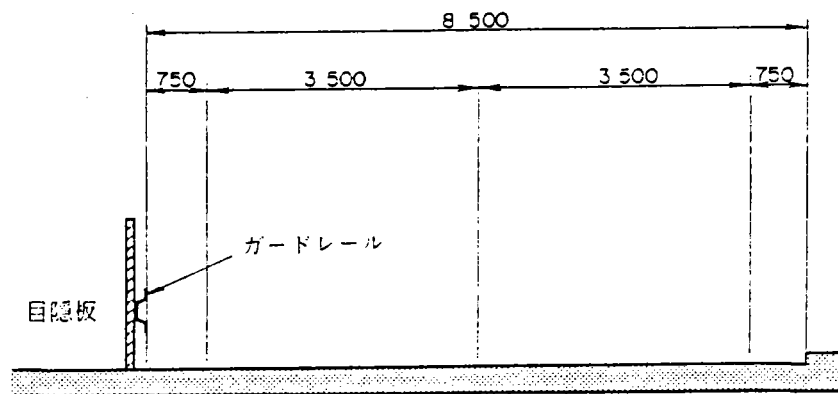
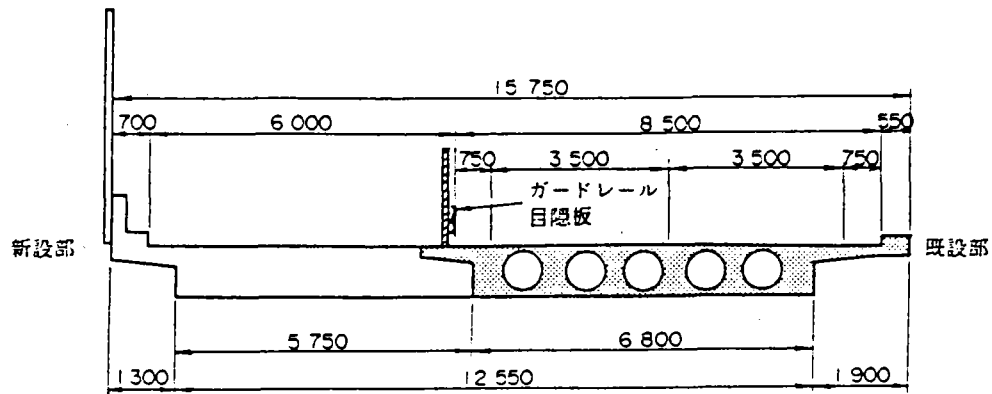
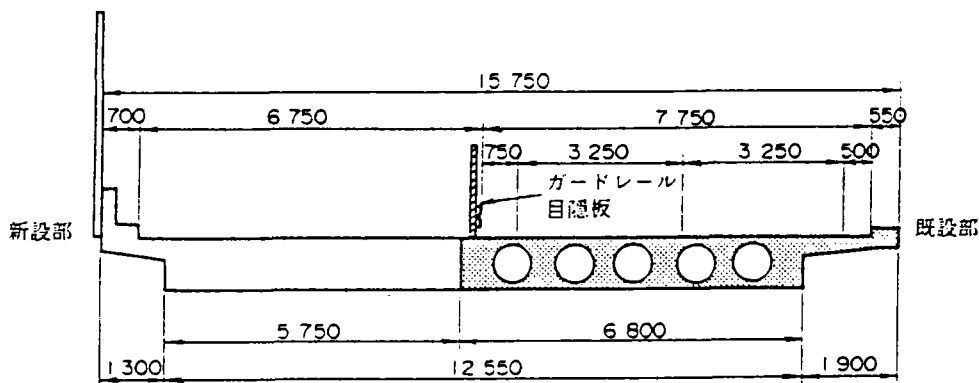


図1.5 工事中の幅員構成

工事中の幅員構成の基本を示した。図1.5に示す幅員構成をRC連続中空床版橋に適用した場合、図1.6 a)に示すように既設橋の張出し床版(拡幅側)の一部が残る形となり、構造的欠陥につながる恐れがある。したがって、図1.6 b)に示すように車道幅員を $3.25 \times 2 = 6.50$ mとすることが望ましいので、別途検討する必要がある。



a) 車道幅員 $3.50 \times 2 = 7.00\text{m}$ とした場合



b) 車道幅員 $3.25 \times 2 = 6.50\text{m}$ とした場合

図 1.6 RC連続中空床版橋工事中幅員構成比較図

1.4 荷 重

- (1) 拡幅橋（既設部、新設部）の死荷重強度算出のための単位重量は、「道路橋示方書I共通編（昭和55年5月）2.1.2」に示す値を用いてよい。
- (2) 拡幅橋には、しゃ音壁計画の有無に関わらず、しゃ音壁荷重（ $W=0.6\text{t/m}$ 片側）を考慮するものとする。
- (3) 既設橋完成後に添架されたもの（例：鋼橋床版補強縦桁等）は、その実荷重を考慮する。
- (4) 拡幅橋設計活荷重のうちし荷重は、1.3.1(2)及び1.3.2(1)によるものとする。
- (5) 衝撃係数、乾燥収縮、クリープ、温度変化、地震、土圧、支点沈下等については「道路橋示方書」及び「設計要領第二集」に準拠する。

(1) 設計作業の簡略化を考えて本文のようにした。

(2) しゃ音壁荷重は各構造型式ごとに施工段階を考慮して、分割して構造系に作用させるものとする。

1.5 許容応力度

- (1) 拡幅橋新設部の許容応力度及びその割増係数は、「道路橋示方書」及び「設計要領第二集」に準拠する。
- (2) 拡幅橋既設部及び既設橋の応力度照査に用いる許容応力度及び割増係数は、現行の「道路橋示方書」及び「設計要領第二集」に準拠することを原則とするが、建設時以降の材質に関するJISの改訂等でこの規定により難しい場合には別途検討を行なう。

1.6 既設橋の取り扱い

一体化拡幅橋の設計は、既設橋の健全度を十分把握したうえで行なうものとし、必要に応じて補修、補強等の対策工を講じるものとする。

既設橋の健全度とは、20余年を経過した名神高速道路の既設橋の使用性と構造物自体の安全性を総合評価したものであり、一体化拡幅後も安全な車両走行を確保できる状態を保つことを健全とする。健全度の判断は目視点検及び現在可能な技術的判断によるものとし、主構造が外観上設計図書と一致し、新設部を合わせた全体構造で力学的に安定していることを基本としている。

(2) 第4章3節について

(i) 主構造の設計について

第4章1節に基き新設桁の桁配置、剛度及び施工手順は既設桁の照査規定を満足させるように決定する。

(ii) 横構・対傾構について

これらの照査は拡幅後に伴う横荷重の増分に対して抵抗するものとされている。またこれらを構成する部材に関しては、これらと対応する横構や対傾構の部材断面積以上とすることが、剛度確保の観点から要求されている。

以下に規準の概要を示す。

(iii) 新旧連結対傾構について

新旧連結対傾構は新旧連結のRC床版の打継位置に縦桁を設けなければならないことから、下図に示すような構造をとるものとしている。なおこの場合についても上記(ii)の対傾構の設計指針は準拠しなければならない。

3. 鋼橋上部構造

3.1 一般

本指針（案）は下記 a), b) の形式の鋼橋上部構造の一体化拡幅を対象としたものである。

- a) 鋼単純合成鋼桁橋
- b) 鋼連続非合成鋼桁橋

本指針（案）で対象とする鋼橋上部構造形式について規定した。本改築区間の拡幅鋼橋は上記 2 形式の内いずれかに属する。

3.2 設計計算の原則

3.2.1 一般

- (1) 拡幅橋の設計にあたっては、既設部が負担する断面力が極力小さくなるように配慮して施工方法及び施工順序を決定しなければならない。
- (2) 新設部の構造形式は既設橋と同形式を基本とする。

- (1) 1.3.1 に示した既設部を照査するための判断基準を満足するうえで、既設部が一体化拡幅によって新たに負担する断面力を極力小さくすることが望ましい。鋼橋の標準的的施工順序の例を図 3.1 に示す。
- (2) 拡幅橋上部構造は一体化拡幅するので、既設部と新設部との構造形式を同一とすることを原則とした。

3.2.2 主構造の断面力の算出

- (1) 主桁・対傾構などの主構造の断面力の算出にあたっては、施工段階を考慮しなければならない
- (2) 断面力の算出に用いる構造解析理論は、「設計要領第二集」第 7 編に準拠してもよい。

- (1) 3.2.1 に示したように拡幅橋の構造系は、施工段階ごとに変化するので、断面力の算出に施工順序を考慮する必要がある。その一例として、単純合成鋼桁における計算モデルと荷重載荷ステップの例を表 3.1 に示す。また、連続非合成鋼桁の場合には、表 3.1 に示した計算モデルのうち次の 2 つの計算モデルに集約される。

- A. 新設桁と既設桁の分離系（STEP ①② に相当）
- B. 新設桁と既設桁の一体系（STEP ③ に相当）

- (2) 拡幅橋の断面力の算出に用いる構造解析理論は、現在通常の設計に用いられている任意形格子理論によることとした。

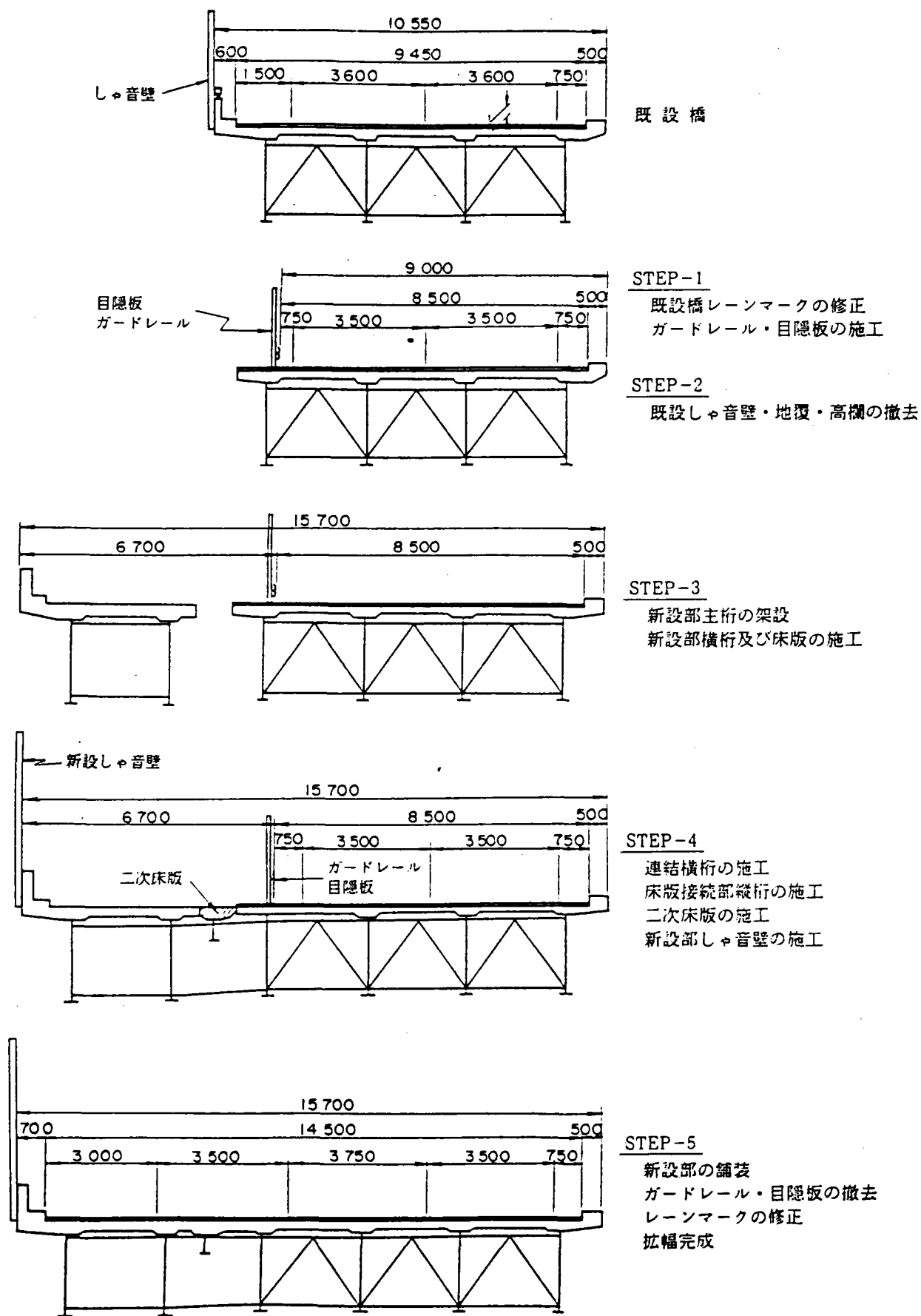


図 3.1 鋼橋における施工順序例

表 3.1 単純合成鉄桁橋における計算モデルと荷重載荷ステップ

	STEP ① (合成前死荷重系)	STEP ② (合成後死荷重系)	STEP ③ (全体系)
解析方法	任意形格子理論		
計算モデル	<p>剛度 I_s</p> <p>新設桁 </p> <p>既設桁 </p>	<p>剛度 I_v</p> <p>新設桁 </p> <p>既設桁 </p>	<p>剛度 I_v</p> <p>新設桁 </p> <p>既設桁 </p>
各ステップ毎に考慮する荷重	<p></p> <p>床版 </p> <p>ハンチ </p> <p>鋼重 </p> <p>型枠 </p>	<p></p> <p>舗装 </p> <p>型枠(撤去) </p> <p>鋼重 </p> <p>床版撤去など </p> <p>検査路 補強縦桁 </p> <p>防音壁(下側) </p>	<p></p> <p>舗装 </p> <p>防音壁(上側) </p> <p>二次床版 など </p> <p>活荷重 </p>

3.2.3 横 構

新設部横構は、一体化拡幅によって増加する横荷重に抵抗させるものとする。ただし、新設部横構の最小断面は、既設部横構部材の断面以上とする。

1.3.1に示したように、本改築事業においては、「既設橋が保有する性能を有効に利用することとし全面的な改善はしない」、との基本的考え方を横構にも適用し、既設部横構には現状での荷重のみを分担させ、拡幅に伴う横荷重の増分は新設部横構に負担させるものとした。

新設部横構の最小断面の規定は、新設部横構の断面が既設部よりも極端に小さな断面となり、現状以上に横荷重が既設部に集中しないように、最低断面の基準として既設部横構部材を選んだものである。なお、「断面」とは、横荷重に抵抗断面のことであり、主桁間隔の等しい場合には、部材の断面積そのものであるが、等しくない場合には図3.2のような部材角度の修正を施したものである。

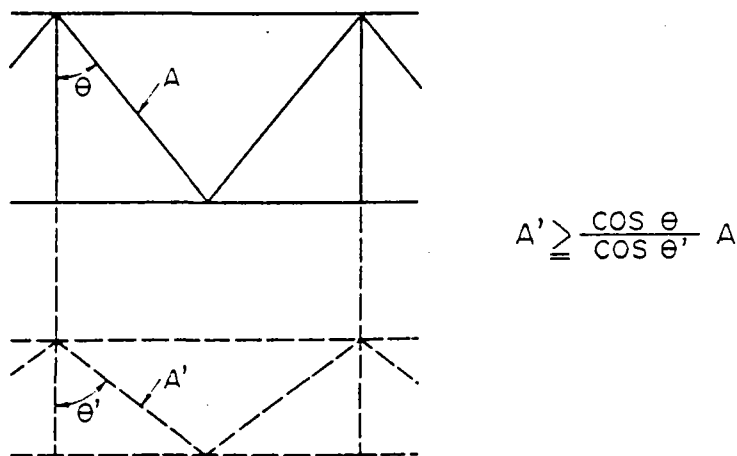


図 3.2 部材角度に対する修正

3.2.4 対 傾 構

- (1) 分配対傾構は主構造の一部であり、3.2.2による。
 - (2) 新設部の支点上対傾構は一体化拡幅によって増加する横荷重に抵抗させるものとする。ただし新設部支点上対傾構の最小断面は、既設部支点对傾構部材の断面以上とする。
 - (2) 横構と同じく、1.3.1の基本的考え方に拠ったものである。ただし、地震荷重の増分は1組の新設対傾構で、風荷重の増分は全新設対傾構で抵抗するものとする。
- 新設部対傾構の最小断面の規定は、3.2.3の解説を参照されたい。

3.3 設計上の留意点

3.3.1 主 桁

- (1) 新設部主桁の桁高（腹板高）の設定は図 3.3 に示すとおりとする。ただし、桁下に河川、道路等の横過物件がある場合には検討を行う。

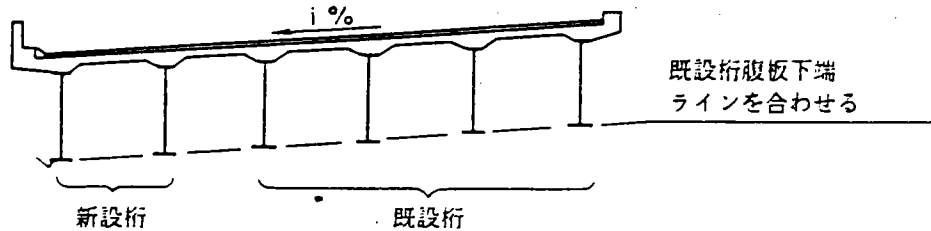
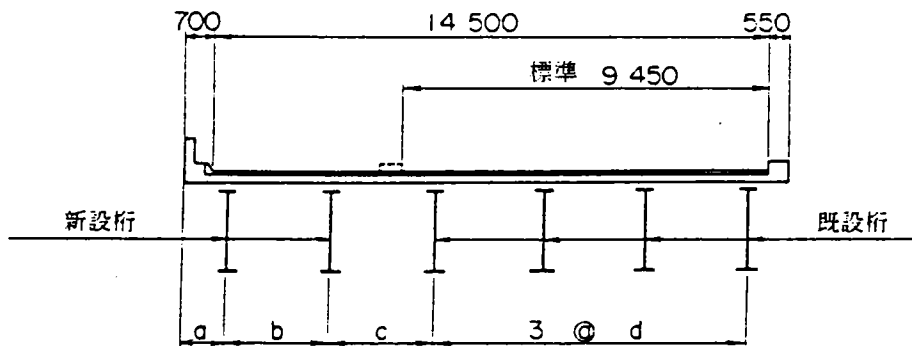


図 3.3 新設部桁高の設定方法

- (2) 新設部の桁端部の寸法は「設計要領第二集」の標準値にかかわらず、既設橋と同一寸法（同一支間長）とすることを原則とする。
- (3) 新設部の主桁配置は原則として図 3.4 に示すとおりとする。



- a : 標準排水桁の設置できる最小の寸法とする。
- b, c : 原則として $b = c$

図 3.4 新設部の標準主桁配置

- (1) 下部工天端の拡幅形状及び対傾構（横桁）の新旧取合い条件から原則として既設桁の下端と合わせるものとした。ただし、桁下が高水位により制限されている河川上や、建築限界との余裕が少ない道路上では、既設桁の最下端にレベルで合わせる場合も考えられるため、交差箇所については別途検討を行う。

また、図 3.3 に示す方法によれば舗装厚、床版厚、ハンチ高の増加分により新設部の腹板高は、既設部の腹板高より 10cm 程度低くする必要が生ずるが、断面構成が困難な場合や桁の剛性が既設桁と大きく異なる場合には、桁下制限のない場合に限り、これらによらなくともよい。

- (2) 既設橋のなかには桁がかり長、遊間が設計要領の標準値と比較してかなり小さいものがあり、

桁間連結装置等の設置に問題がある場合も考えられるが、新設部の桁端部は、既設橋と同一寸法とすることを原則とした。

3.3.2 対傾構

新設の対傾構形式は図 3.5 の形式を標準とする。

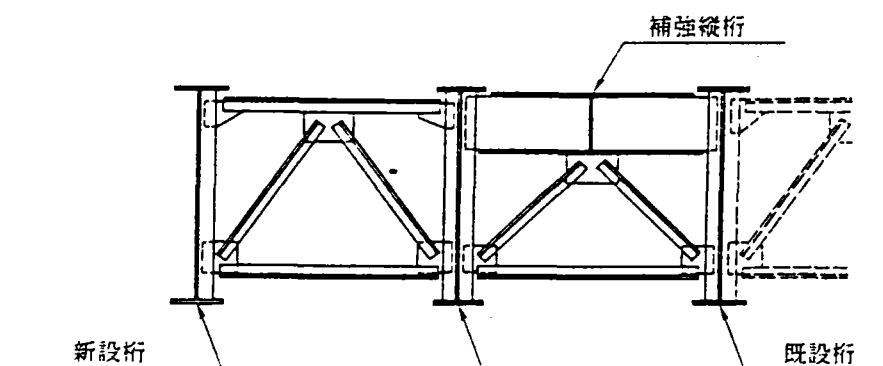


図 3.5 対傾構形式

現行の「設計要領第二集」との対応、施工性、経済性から荷重分配機能を有する対傾構形式を採用するのを原則とする。

3.3.3 横構

横構の組み方はガセットプレートの取付などに問題のない限り、既設橋と同一配置とする。また、部材にはCT形鋼を使用することを原則とする。

既設橋の横構の組み方は橋梁ごとに配置が異なっている。新設側と既設側との部材の取合、斜角の影響などを考慮すると全ての拡幅橋を同一配置に統一することは困難と考えられるため、各橋ごとに既設橋の配置にあわせるのを原則とする。

3.3.4 連結部床版の照査

- (1) 既設部床版は 2.3.2 によって照査する。
- (2) 二次床版部の設計は既設橋張り出し部の配筋において図 3.6 に示す As' が正の曲げモーメントにより主鉄筋となる場合の照査を行なう。

正の曲げモーメント算出に際しては補強縦桁の不等沈下による付加曲げモーメントを考慮しなければならない。



図 3.6 既設橋張り出し部の配筋

(2) 新旧床版連結部となる二次床版部（図 3.7）は、

- ① 補強縦桁を使用していることから床版支間が 1/2 程度となる。
- ② 既設橋張り出し部の鉄筋は上面が引張り鉄筋であるが、一体化拡幅後の正の曲げモーメントに対して抵抗する必要がある。
- ③ 既設部床版厚は現行「設計要領第二集」と比較し薄い。

これらの点に留意して床版の照査をする必要がある。また、床版の照査結果より場合によっては、補強縦桁の断面・位置の調整又は増設等を検討する必要がある。

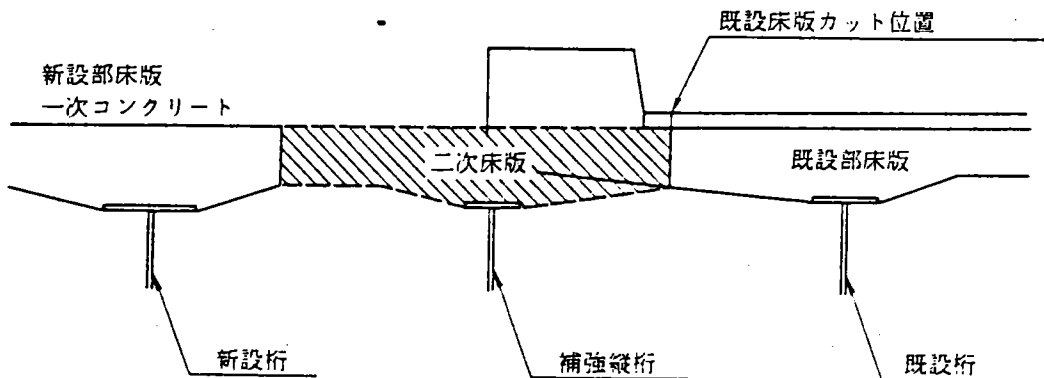


図 3.7 二次床版部

3.4 構造細目

3.4.1 一般事項

(1) 新設部の支承

新設部の支承は、既設部と同形式のものを設置することを原則とする。

(2) 伸縮装置の一体化拡幅方法

既設橋の伸縮装置（鋼製フィンガージョイント）の拡幅方法は図 3.8 に示すとおり連結部に充腹横桁を設置し、伸縮装置を受ける構造を原則とする。

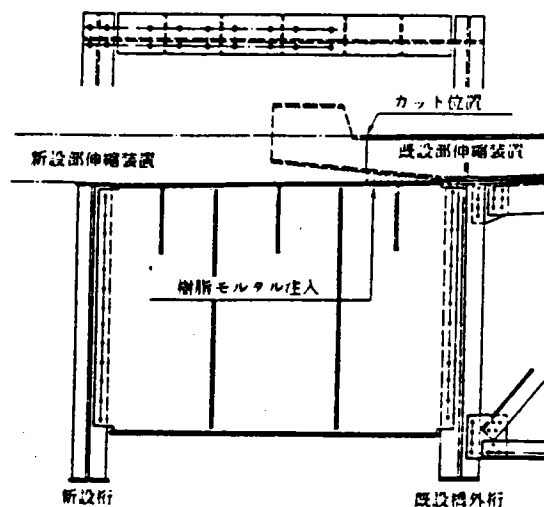


図 3.8 伸縮装置の一体化拡幅方法

(3) 既設橋排水柵の処理

2.4.1(3)に準拠して処理する。

- (1) 2.4.1(1)に準拠した。
- (2) 既設橋の伸縮装置の下フランジ幅は100mmと狭く、径間部における添接は困難である。既設橋外桁上フランジ上での添接も既設部の切断、上フランジスペースの不足が問題となる。また、将来の既設部の撤去取替という状況に対する対応も考慮し、荷重支持用の充腹横桁を採用した。

3.4.2 連結構造

- (1) 新設部と既設部とを連結する対傾構は図3.5に示すとおりとする。
 - (2) 床版鉄筋の接続は重ね継手とする。
 - (3) 既設部丸鋼との重ね継手長は新設側異形鉄筋に対する重ね継手長35Dとする。(D:鉄筋径)
 - (4) 新設部床版の主鉄筋配置は既設部床版の主鉄筋配置に合わせることを原則とする。
- (1) 補強縦桁の位置や本数への対応を考慮し、剛性の大きい横桁を上弦材とする逆Vのトラス構造とした。
 - (2) 鉄筋の接続方法には施工の難易度、継手の確実性及びかぶり確保の点で優れる重ね継手を採用した。
 - (3) 鉄筋の必要重ね継手長は次のとおりである。

丸鋼に対する必要重ね継手長($\phi 19$)

$$l = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{sa}} D \times \frac{2}{3} = \frac{1400}{4 \times 9} \times 1.9 \times \frac{2}{3} = 49 \text{ cm}$$

異形鉄筋に対する必要重ね継手長(SD35-D19)

$$l = 35 D = 35 \times 1.9 = 67 \text{ cm}$$

従って異形鉄筋が丸鋼より必要定着長が長くなる35Dとした。

- (4) 現行の「設計要領第二集」による標準的な床版の主鉄筋はD19が125mm間隔で配置される。しかし、既設橋の床版の主鉄筋は大部分100mm間隔となっている。床版のように苛酷な繰り返し荷重を受ける部分に不完全な継手が同一線上に連続することは問題であるため、1本1本が完全な継手となるように新設部床版の配筋は既設部床版と合致することを原則とした。

3.4.3 既設桁に対する新規部材の取付

既設桁に対する新規部材の取付けは、溶接接合、ボルト接合それぞれの特徴を十分考慮して、各部材に適切な接合方法を選定することとする。

部材の接合については、一般に溶接接合及びボルト接合が考えられる。供用中の既設桁と新設部材の取付に関しては、対象の部材が応力作用下にあり振動も伴うため、溶接、ボルト接合の各部位での得失及び適切な接合方法を十分検討し、接合方法を選定する必要がある。

本改築事業にて既設桁に対する新規部材の取付が必要となる部位は、対傾構取り付けに伴う垂直補剛材と横構取り付けに伴う水平ガセットである。このうち垂直補剛材は、直橋及び斜橋があるために、垂直補剛材が既設桁に直角に取り付くもの（以下：直交型垂直補剛材）及び垂直補剛材が既設桁に斜角に取り付くもの（以下：斜交型垂直補剛材）がある。これらの各部材の接合方法として可能なもの及び得失を以下に示す。

① 直交型垂直補剛材

直交型垂直補剛材は、溶接接合もしくはボルト接合にて取り付けが可能である。しかしボルト接合は、直交型の場合添接板も小さく、かつ、振動の影響を受けることなく、また作業員の熟練度の差に影響されず施工が可能である。

② 斜交型垂直補剛材

ボルト接合による斜交型垂直補剛材の取り付けは、斜角角度によっては添接板が大きくなり構造上好ましくないばかりか、施工が不可能な場合がある。

溶接による斜交垂直補剛材の取り付けは、振動及び作業員の熟練度の差などの問題はあるが、施工は可能である。

③ 水平ガセット

ボルト接合にて水平ガセットの取り付けは、桁端部にて添接板の取り付けスペースが確保できない場合がある。また、ボルト接合とした場合には引張りボルトとなるため十分な検討を要す。

溶接による水平ガセットの取り付けは、振動及び作業員の熟練度の差などの問題はあるが、施工は可能である。

3.4.4 補強縦桁

(1) 補強縦桁は、SS41材を使用し、かつ下記の断面を標準とする。

a) 腹板は腹板厚を9mmとし、桁高は最高1350mmとする。

b) フランジは、フランジ幅を200mmから桁高の1/3程度とし、フランジ厚は12～22mmとする。

(1) 「維持修繕要領（橋梁床版編）」（昭和53年7月）に準拠した。

3. その他の照会事項

(1) 新旧連結部の横桁の剛度の評価法

道路公団の設計要領第二集で示される対傾構の剛度の照査式に準拠し、以下のような対傾構の剛度算出式を提案した。

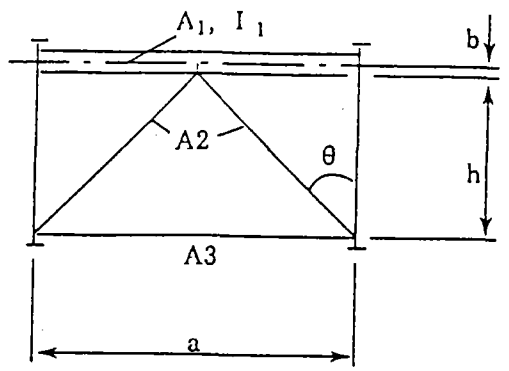
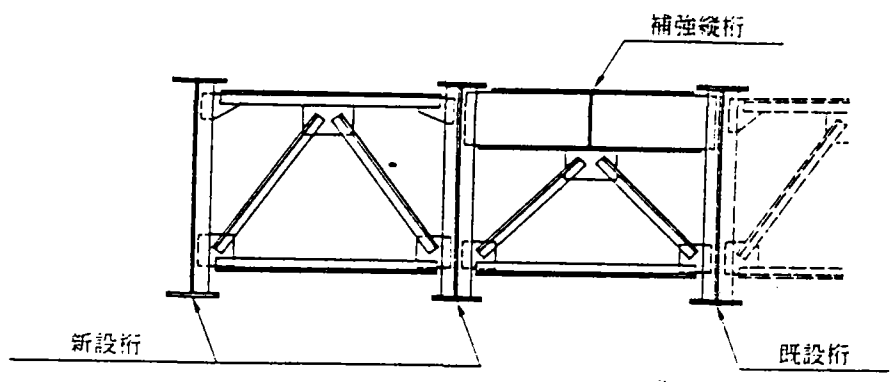


図-1

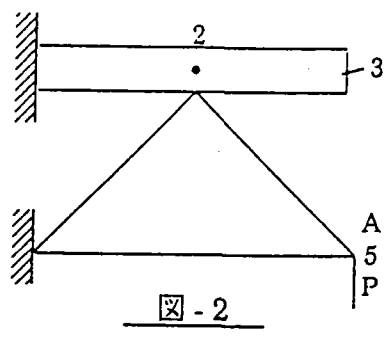


図-2

図-1のような構造モデルに図-2に示すような荷重条件境界条件でA点での鉛直方向変位 v を求め、これから等価な曲げ剛性 I を算出する。解析方法は、ポテンシャルエネルギー停留の原理を用いる。

(1) 断面力	軸力	曲げモーメント
1-2 部材	$2P \sec \theta \sin \theta$	$-2P \sec \theta \sin \theta b$
2-3 部材	—	—
2-4 部材	$P \sec \theta$	—
2-5 部材	$P \sec \theta$	—
4-5 部材	$P \sec \theta \sin \theta$	—

(2) ポテンシャルエネルギー v

$$\begin{aligned}
 v &= \int_0^{\frac{a}{2}} \frac{4P^2 \sec^2 \theta \sin^2 \theta}{2EA_1} ds + \int_0^{\frac{a}{2}} \frac{4P^2 \sec^2 \theta \sin^2 \theta \cdot b^2}{2EI_1} ds + 2 \int_0^{h \sec \theta} \frac{P^2 \sec^2 \theta}{2EA_2} ds \\
 &\quad + \int_0^a \frac{P^2 \sec^2 \theta \sin^2 \theta}{2EI_3} ds - Pv \\
 &= \frac{P^2 \sec^2 \theta \sin^2 \theta \cdot a}{EA_1} + \frac{P^2 \sec^2 \theta \sin^2 \theta \cdot ab^2}{EI_1} + \frac{P^2 \sec^3 \theta \cdot h}{EA_2} + \frac{P^2 \sec^2 \theta \sin^2 \theta \cdot a}{2EA_3} - Pv
 \end{aligned}$$

P で v の変分をとり、釣合条件 $\delta v = 0$ を下記の通り誘導する。

$$\delta v = \left\{ \frac{2P \sec^2 \theta \sin^2 \theta \cdot a}{EA_1} + \frac{2P \sec^2 \theta \sin^2 \theta \cdot ab^2}{EI_1} + \frac{2P \sec^3 \theta \cdot h}{EA_2} + \frac{P \sec^2 \theta \sin^2 \theta \cdot a}{EA_3} - v \right\} \delta P = 0$$

{ } 内 = 0、 $\sec^2 \theta \sin^2 \theta = \tan^2 \theta = \frac{a^2}{4h^2}$ を代入して整理すると、

$$v = \frac{Pa^3}{2EA_1 h^2} + \frac{Pa^3 b^2}{2EI_1 h^2} + \frac{2Ph \sec^3 \theta}{EA_2} + \frac{Pa^3}{4EA_3 h^2} = \frac{Pa^3}{3EI}$$

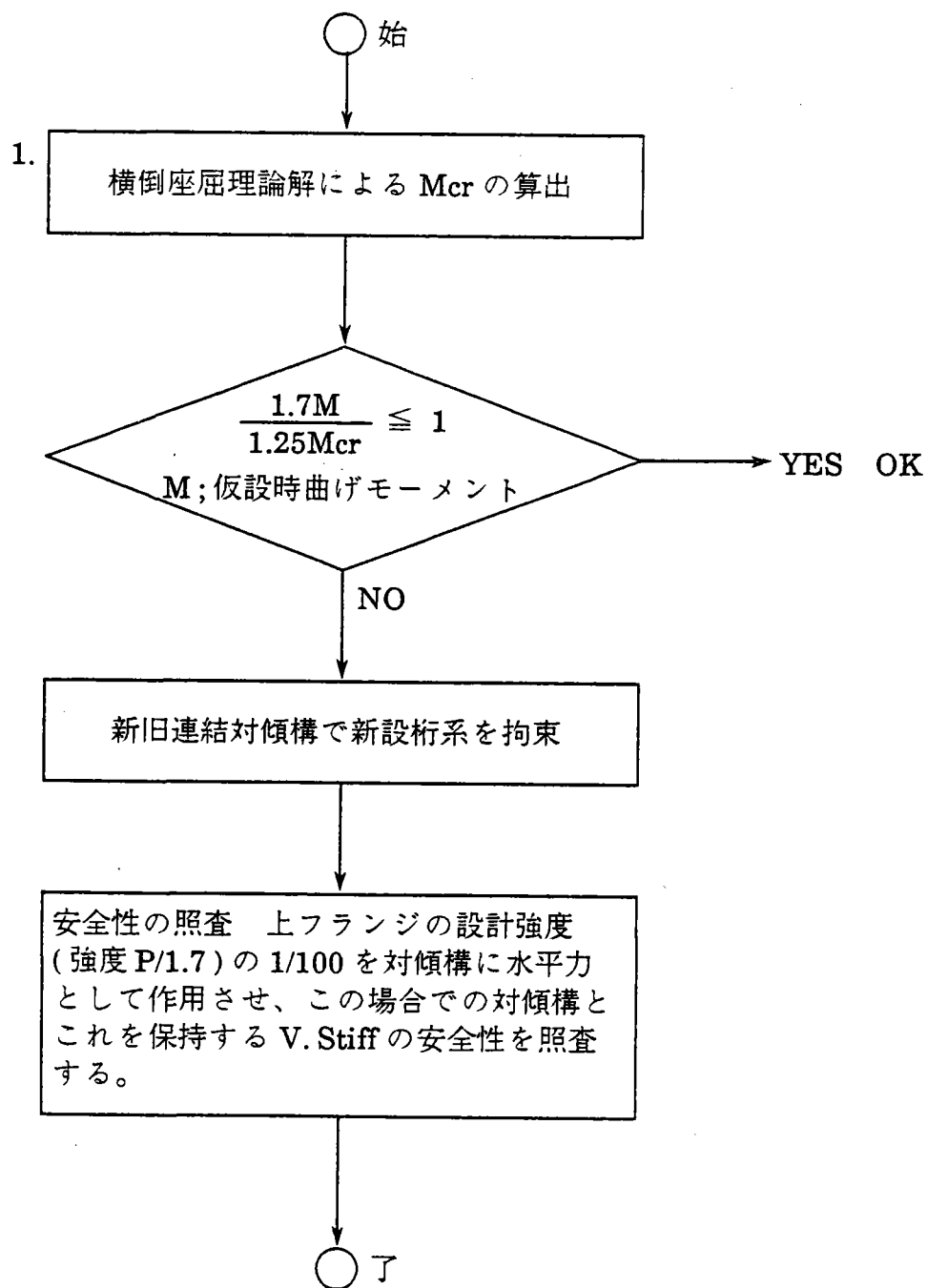
(換算剛度 I を用いた片持梁のたわみ式)

$$\therefore I = \frac{Pa^3}{3E} / \left\{ \frac{Pa^3}{E} \times \left(\frac{1}{2A_1 h^2} + \frac{b^2}{2I_1 h^2} + \frac{1}{4A_2 \sin^3 \theta \cdot h^2} + \frac{1}{4A_3 h^2} \right) \right\}$$

$$= \frac{4h^2 A_1}{9} \times \frac{1}{\frac{2}{3} + \frac{1}{3} \frac{A_1}{A_3} + \frac{2}{3} \frac{A_1 \cdot b^2}{I_1} + \frac{A_1}{3A_2 \sin^3 \theta}}$$

(2) 拡幅桁が一主桁系の場合の架設時の安定性(横倒座屈)照査法について

以下のフローを提案した。



4. 結 論

拡幅桁の設計に関して、道路公団大阪建設局による設計基準は、唯一の基準であり、今後の拡幅桁の設計はこの基準を準用していくものと考えられる。

ここで示された設計基準は、新設桁の設計に関するものばかりではなく、既設桁の照査法にまで及ぶものであり、大変有意義なものである。

鋼橋技術研究会 示方書研究部会

第26回 国内設計基準研究分科会議事録

- 日 時 : 平成元年 3月15日 (水) 15:00~18:30
- 場 所 : 武蔵工業大学本館 3階第一会議室
- 構成人員 : 出席者数 28名 (内代理 4名、話題提供者 1名及びワーキンググループ 2名を含む)
欠席者数 12名
- 配付資料 : 1) 第25回分科会議事録
2) 第25回分科会成果報告書
3) 第26回分科会資料「高力ボルト引張接合・長締め形式について」
4) 鋼橋脚隅角部の設計法の現状と課題 (仮題) 目次
5) 「ワーキンググループで取り上げたい具体的なテーマについて」

I 議題

1. 長谷川分科会長より、鋼橋技術研究会の運営方針の変更およびそれに伴う組織替えに関する現況について説明があった。
2. 三菱重工業 (株) 熊谷委員より、前回第25回分科会の議事録の報告があった。(資料1)、2))
3. 今回のテーマについて説明があり、討議を行った。(資料3))

テーマ : 高力ボルト引張接合・長締め形式について

話題提供 : 武蔵工業大学 黒田充紀氏 (会合幹事 増田委員)

4. 本年度の分科会活動の総括と今後の展望について、討議を行い、以下のような結論を得た。
 - 1) 隅角部の設計法WGの成果 (資料4)参照) も含め、今年度の成果を4月中旬までに取り纏め事務局に提出する。
 - 2) 上記WGの成果については、別に適当なところにも投稿する。
 - 3) 今後の研究会の運営方針について、運営委員会の案が長谷川分科会長より紹介された。技術委員会には、設計・施工・維持管理・技術情報に関する4つの常設分科会と特定のテーマについて2年間程度の活動を行う幾つかの特定分科会を設置する案が考えられている。
 - 4) 本分科会の運営方針について、テーマの設定方針、運営形態などに関し資料5)のアンケート結果を参照しながら意見交換を行った。分科会長全体会合での報告および議論については、長谷川分科会長に一任する。
5. 次回の日程と会合幹事を以下のように決定した。

第27回 平成元年 5月10日 (水) 15:00~18:00

幹事 早稲田大学 依田委員

テーマ 隅角部の設計法WGの成果について

鋼橋技術研究会

示方書研究部会

第26回国内設計基準研究分科会成果報告書

テーマ

高力ボルト引張接合・長締め形式について

平成元年4月

1. 背景

ボルト軸方向に外力が作用する引張接合は、わが国では吊橋や斜張橋の主塔と下部構造との接合などに用いられており、他の構造部分に用いられている例は少ない。現行の道路橋示方書には、引張接合を採用する場合に検討すべき項目が若干述べられているのみで、設計のための具体的な指針は全く示されていないことが、この形式の継手を各種の接合部に用いる妨げとなっているとも考えられる。しかし、海外における実施例（例えばアダミヤ橋など）に見られるように、この形式が種々の環境に応じて適切に用いられれば、構造の簡易化、施工期間の短縮などの長所を発揮しうる。吊橋や斜張橋の主塔の接合に用いられれば、摩擦接合に比べて美観上および施工期間の短縮において優れており、現場溶接と比べれば施工期間は短縮され、現場溶接のための設備が不要となるとともに施工が容易であることにおいて大いに優れている。

従来長締め形式に関しては、施工に先だってその構造の安全性を確認するためのいくつかの実験的研究が行なわれてきたが、設計法や設計指針を検討するためにはこれらの成果のみでは不十分である。

武蔵工業大学土木工学科鋼構造研究室では、高力ボルト引張接合・長締め形式の設計法を確立することを目的として実験および数値解析的検討を系統的に行なってきた。本成果品は、その一部の結果と分科会における討議の内容を報告するものである。

2. 「引張接合・長締め形式」概説

高力ボルト引張接合はその構造形式から単締め形式と長締め形式に分類される。単締め形式は短いボルトで直接フランジ板やエンドプレートを締め付けるタイプで、いわゆるプライングアクションによって生ずるボルト軸力の増大と、継手としての終局荷重に関する研究が主として建築分野で数多く行なわれてきており、建築構造物では比較的多く用いられている。一方、長締め形式は比較的長い高力ボルトによって、母材、リブプレート、およびナットを定着するアンカープレートから構成される接合部にプレストレスを導入し、引張荷重はこのプレストレスと釣合って伝達されるという機構を持つ。ボルトが長いためにネジ部の降伏などの局所的な

影響による軸力の減少が生じ難く、接合部全体の変形能も大きいために大型構造物に有利である。

3. 報告要旨

接触面間の応力伝達は面タッチによってなされる。本研究では接触面の状態の相違による接合部の挙動の相違についてまず実験的に検討した。接触面の状態は、表面あらさ、平面度および接触面積を測定することによって定量的に評価した。接触面状態が接合部挙動におよぼす影響は、接触面状態が理想的な場合をモデル化した接触面を持たない一体式の試験体の挙動と異なる接触面状態を持つ数種類の試験体のそれを比較することによって検討した。実験的検討によって得られた主な結論は、①接触面に切削加工を施すことによって、荷重によるボルト付加軸力の大きさは接触面未加工の場合に比して数分の一に減少する(資料 1) Fig.8, Table 3), ②接触面に表面あらさが $60\mu\text{m}$ 程度以下になるように切削加工を施した場合には表面あらさの大きさはボルト付加軸力の大きさに影響しない(資料 1) Fig.8, Table 3), ③接触面に切削加工を施した試験体の引張荷重-ボルト軸力関係は非線形になるが、これは接触面間に生ずる離間が大きく影響している(資料 1) Fig.10), などである。

数値解析的検討では、接合部の立体有限要素解析を行いその結果を用いてボルト軸力の変動量の検討を行なった。既往の研究^{*}で接合部のバネ系置換モデルを用いるとボルトに付加される軸力がある程度推定できることが示されている。その研究では接合部を断面積の等しい単純なバネとして扱っているが、本研究では接合部の剛性の評価方法にリブプレート内のひずみ分布などを考慮しなければならないことを示した。

本研究の最終的な目的は設計法や設計指針を提案することであり、本成果はその中間報告である。

*日本鋼構造協会引張ボルト接合班：高力ボルト引張接合について、JSSC, Vol.3, No.24, 1967.

資 料

1) NISHIWAKI, T., MASUDA, N., MINAGAWA, M., KURODA, M. and SUZUKI, Y.:
Stress behaviours of tension-type connections by long bolts, Inter-
national colloquium "Bolted and Special Structural Joints", May, 1989.

2) 西脇威夫, 増田陳紀, 皆川 勝, 黒田充紀, 鈴木康弘: 長締めボルト引張接合
のボルト軸力, 構造工学論文集, Vol.35AIII, pp.991-999, 1989.3.

4. 討 議

1) 代表的施工例であるアダミヤ橋の構造様式について, その利点などに関して活
発な討論がなされた. わが国においては, 設計指針の類が全くないことから長締
め形式が有利であっても採用される可能性は現状では低いのではないかとの意見
もあった.

2) 本形式は基本的にメタルタッチによって応力伝達が行なわれるが, 実際の橋梁に
おいては接触面への防水対策が必須項目であるとの討議があり, 若干意見が交わ
された.

3) エンドプレート厚, リブプレート厚, ボルト長などの諸寸法は設計においてど
の様に決定するのかという内容の質問があったが, これについては現在研究中で
ある. また, 長締め形式と一口に言っても, ボルトの長さをどの程度にすればよ
いかが極めて不明確であり, これは最も重要な検討すべき項目の一つである.

5. 今後の課題

長締め形式の基本的な挙動はほぼ明らかになった. 今後は, ①継手が母材に対
して片側のみに行く場合の偏心の影響など実際の構造に適用された場合の接合部
の挙動とその問題点を明らかにする, ②接合部の各部の寸法変化とともに挙動が
どの様に変化するかを検討し, 設計法提案に関する情報を検討する, ③接合部を
構成する板を組み立てる際の溶接継手の形式やサイズに関する検討を行なう, ④
耐疲労の問題を詰める, などを主な検討事項としてさらに研究を進める必要があ
る.

STRESS BEHAVIOURS OF TENSION-TYPE CONNECTIONS BY LONG BOLTS

Takeo NISHIWAKI
Professor
Musashi Inst. of Tech.
Tokyo, JAPAN

Nobutoshi MASUDA
Associate Professor
Musashi Inst. of Tech.
Tokyo, JAPAN

Masaru MINAGAWA
Research Associate
Musashi Inst. of Tech.
Tokyo, JAPAN

Mitsutoshi KURODA
Graduate Student
Musashi Inst. of Tech.
Tokyo, JAPAN

Yasuhiro SUZUKI
General Manager
Sakurada Kikai Co.
Ichikawa, JAPAN

SUMMARY

Tension-type connections by long bolts are not commonly used for bridge constructions now, and the behaviours of these type connections had not systematically been studied.

The purpose of this paper is to provide fundamental stress behaviours of 'tension-type connections by long bolts' by experimental and analytical study, especially about the bolt axial force and the stress distribution in rib and member-plate. The relationship between the stress behaviours and the contact surface conditions were studied.

1. INTRODUCTION

Tension type connections have usually been used for connections between main-tower and anchor-frame of suspension bridges or cable stayed bridges. If they are used for the connection in above mentioned bridges, they have advantage over friction type connections from aesthetic point or construction period and over welding from shorter construction period and easy construction. Almost all the investigations made so far about the tension type connections by long bolts are experimental ones to confirm the safety of structures assembled by these connections. The study by the authors[1] is only one which deals with this type connection fundamentally and systematically.

The arrangement of the connection in this study is shown in Fig.1. The subjects to be discussed are the characteristic behaviours of bolt axial force and stress distribution due to preload and external force.

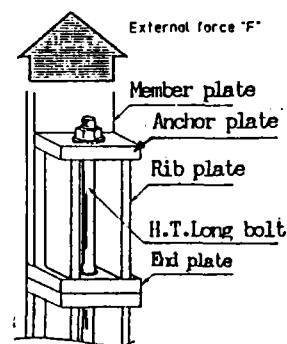


Fig.1 Connection detail

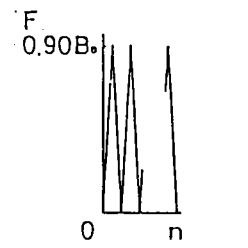
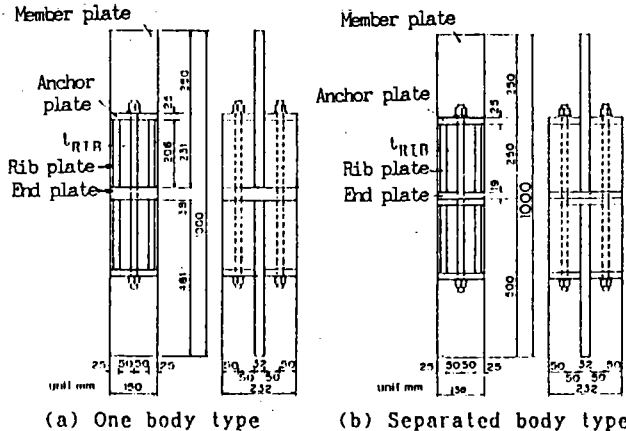
2. EXPERIMENTAL STUDY

Table 1 Designation and characteristics of test specimens

2.1 Specimens

Designations and characteristics of test specimens are shown in Table 1. The geometry of one body type specimens (NS-specimen) is shown in Fig.2(a). Fig.2(b) shows the geometry of separated body type specimens. The contact surface conditions are indicated by 'Roughness' and 'Flatness' defined in JIS. The former was measured by the special instruments 'surftest 201', and the latter was measured by '3-dimensional coordinates measuring machine F-1006'.

Specimens	t_{RIB} (mm)	B_0 (kN)	Roughness (R_{max} , μm)	Flatness (μm)	Contact surface conditions
C-NS-87	10	143.0	-	-	No-contactface
D-NS-87	25	143.0	-	-	No-contactface
C-60-87	10	143.0	59	64	Finished
C-45-85	10	143.0	46	87	Finished
C-20-85	10	143.0	22	33	Finished
D-60-87	25	143.0	66	76	Finished
D-30-85	25	143.0	28	76	Finished
D-20-85	25	143.0	20	35	Finished
C-NF-87	10	143.0	-	778	Not-finished
D-NF-87	25	143.0	-	547	Not-finished



(a) One body type (b) Separated body type Fig.2 Test specimens Fig.3 Loading pattern

All specimens were fabricated from JIS SS41 or SM41 structural steel. JIS F10TM20 bolts were used with F10 nuts and F35 washers. The value of the initial bolt axial force ' B_0 ' was set to 143kN.

2.2 Loading test and Measurements

As shown in Fig.3, the static repetitive loading, of which upper limit is 90% of the initial bolt axial force, is subjected. A test machine having 50tf capacity was employed. The arrangement of strain gages and clip gages are shown in Fig.4. The contact areas of contact surfaces are measured by 'press scale paper'.

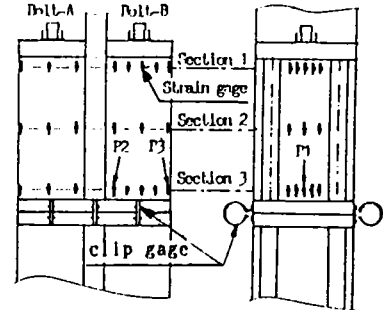


Fig.4 Arrangement of strain gages and clip gages

3. NUMERICAL ANALYSIS

3.1 FEM analysis

The element division is shown in Fig.5. Triangular plate elements[2] having six degrees of freedom per node, 18 DOF in total, are used. The bolt is modeled by a cylinder having an axial stiffness equal to that of the bolt. Considering the symmetry of the analysis object, a one fourth portion of a specimen is analyzed. The additional bolt axial force is obtained by the reaction ' B_r ' at the cylinder bottom in the model. The value of additional bolt axial force coefficient ' α ' [1] can be calculated by the

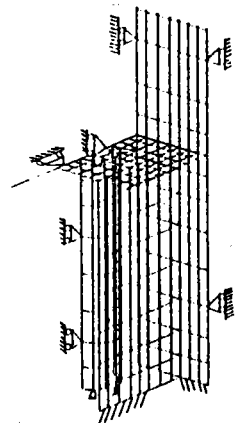


Fig.5 Element division for FEM

following equation.

$$\alpha = B_r / F \quad (1)$$

3.2 Analysis by a spring model

The bolt, rib-plate and member-plate are idealized by the spring of which spring constant are equal to those axial stiffness. The flexural stiffness of an anchor-plate can be calculated approximately as that of a plate with member-plate side edge fixed, the opposite side edge free, and rib-plate side edges elastically supported. NS-specimens are modeled by this model. The stiffness values and the calculated values of α are shown in Table 2.

Table 2 Stiffness values for spring-model and values of α

Specimens	K_{BOLT} (MN/m)	K_{RIB} (GN/m)	K_{ANC} (GN/m)	α
C-NS-87	517	8.05	6.13	0.056
D-NS-87	517	13.5	7.70	0.035

4. BOLT AXIAL FORCE AND CONTACT SURFACE CONDITIONS

4.1 Contact surface conditions

Fig.6 shows examples of the contact surface flatness measured by the '3-dimensional coordinates measuring machine F-1006'. The contact areas measured by 'press scale paper' are also shown. The larger the flatness is, the smaller the contact area is. Fig.6(c) shows the assumed contact area which is on the assumption that the member and rib-plate stress are transmitted to the end-plate as shown by Fig.6(d). This area is defined as 'A_{assum.}', and the area measured by 'press scale' is as 'A_{meas.}'. Fig.7(a) shows the relationship between roughness and flatness. The roughness (R_z) is related to the flatness while they are measured independently. And then a flatness value can be roughly estimated by a roughness value. Fig.7(b) shows the relationship between flatness and $A_{meas.}/A_{assum.}$. When the flatness is smaller than $90 \mu m$, $A_{meas.}/A_{assum.}$ is about 1.0, on the other hand, in the case of flatness being about 500 to $800 \mu m$ (not-finished surface), $A_{meas.}/A_{assum.}$ is about 0.1.

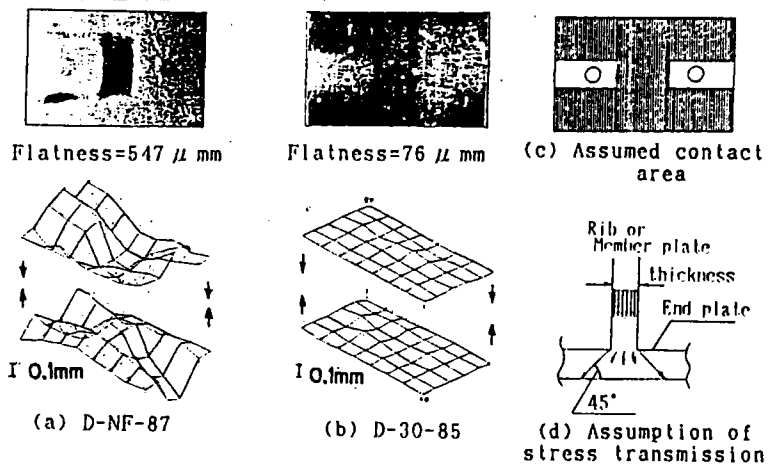


Fig.6 Conditions of contact surfaces

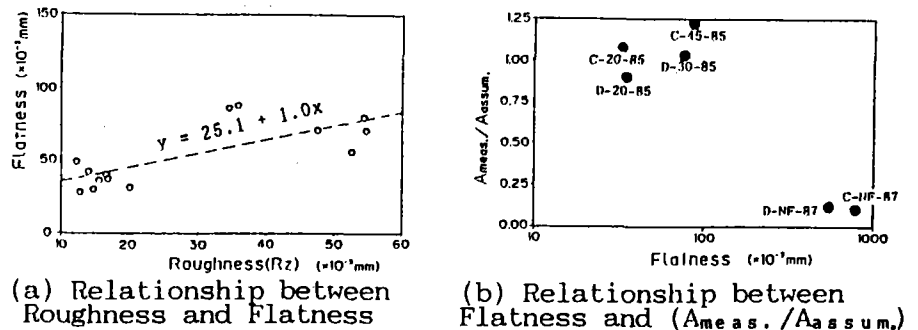


Fig.7 Roughness, flatness and contact area

4.2 Additional bolt axial force and contact surface condition

Figs.8(a) and (b) show the experimental relationships between external force and bolt axial force.

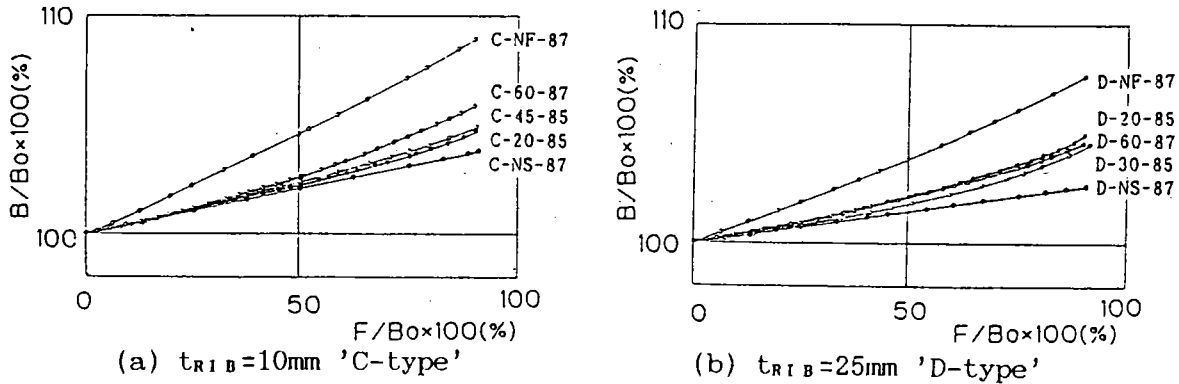


Fig.8 Relationship between external force and bolt axial force

B_A/B_0 (%) values due to F/B_0 (%)=90 are shown in Table 3. B_A/B_0 (%) of Finished-specimens do not exceed 6.0%, and the stress amplitude is 27MPa. Under this stress amplitude, fatigue fractures may not occur. An example of the permitted error value in initial bolt axial force on field works in Japan are $\pm 4.0 \sim \pm 7.0$. B_A/B_0 (%) of Finished-specimen are within this limit.

Table 3 B_A/B_0 due to $F/B_0=90\%$

Specimens	B_A/B_0 (%)	Ratio
C-NS-87	3.8	1.00
C-20-85	4.8	1.26
C-45-85	4.9	1.29
C-60-87	5.9	1.55
C-NF-87	9.0	2.36
D-NS-87	2.6	1.00
D-20-85	5.0	1.92
D-30-85	4.5	1.73
D-60-87	4.6	1.77
D-NF-87	7.6	2.92

Fig.8 and Table 3 show that even if the roughness value is small the additional bolt axial force is not always reduced.

According to Fig.7(b), $A_{meas.}/A_{assum.}$ of Not-finished specimen are about 0.1. Then α may be increased because of the decreased axial stiffness of rib and member-plate due to small contact area. On the other hand, for Finished specimens whose $A_{meas.}/A_{assum.}$ are about 1.0, Table 3 shows that B_A/B_0 (%) of these specimens are about 1.3 to 1.9 times as great as those of NS-specimens. Fig.9 which shows the gap between end-plates due to external force indicates that the contact condition changes with the increase of external force and the change in contact condition affects the quantity of additional bolt axial force.

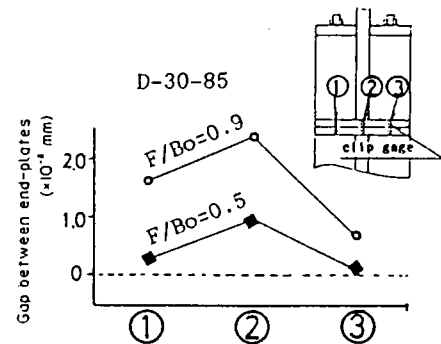


Fig.9 Gap between end-plates

4.3 Nonlinearlity of additional bolt axial force versus external force

By the spring model, relationship between external force and bolt axial force is linear[1]. However, as shown in Figs.8(a) and (b), the relationships of Separated body type specimens are nonlinear. Table 4 shows the results of regression analysis of these relationships by equation (2).

$$y = a + bx + cx^2 \quad (2)$$

$$y = B/B_0, \quad x = F/B_0$$

By the column $\{cx^2 / (bx + cx^2)\}$ (%) in Table 4, the relationships between external force and bolt axial force of NS-specimens are linear and those of Separated body type specimens are non-linear. Fig.10 shows the relationships of the external loads versus the bolt strain and the gap between both end-plates measured by the clip gages. The gap between contact surfaces due to external force relates with the non-linearities of the bolt strain and axial force as functions of external force.

Table 4 Regression analysis of relationship between F/B_0 and B/B_0 by quadratic equation

Load Range	Specimens	F/Bo(%) (x)	a	b	c	$\{cx^2 / (bx + cx^2)\}$ (%)
F/Bo= 0 ~ 50%	C-NS-87	50.1	99.9	0.042	0.0000	0
	C-20-85	50.3	100.0	0.043	0.0001	10
	C-45-85	50.2	100.0	0.046	0.0000	0
	C-60-87	50.7	100.0	0.043	0.0002	19
	C-NF-87	50.2	100.0	0.086	0.0001	6
	D-NS-87	50.4	100.0	0.028	0.0000	0
	D-20-85	50.0	100.0	0.036	0.0001	12
	D-30-85	51.0	100.0	0.029	0.0001	15
	D-60-87	49.9	100.0	0.032	0.0002	24
	D-NF-87	50.2	100.0	0.069	0.0001	7
0 ~ 90%	C-NS-87	90.5	100.0	0.042	0.0000	0
	C-20-85	89.9	100.0	0.037	0.0002	33
	C-45-85	90.3	100.1	0.039	0.0002	32
	C-60-87	90.0	100.1	0.035	0.0003	44
	C-NF-87	90.1	100.0	0.082	0.0002	18
	D-NS-87	90.8	100.0	0.029	0.0000	0
	D-20-85	90.6	100.1	0.027	0.0003	50
	D-30-85	91.4	100.1	0.017	0.0003	62
	D-60-87	89.6	100.0	0.028	0.0002	39
	D-NF-87	90.1	100.0	0.066	0.0002	21

The values of coefficient 'b' of Finished specimens are nearly equal to that of NS-specimens. It is because that the stress transmission mechanism of Finished specimens is similar to that of NS-specimens. The values of 'b' of Not-finished specimens are about two times as great as those of NS-specimens.

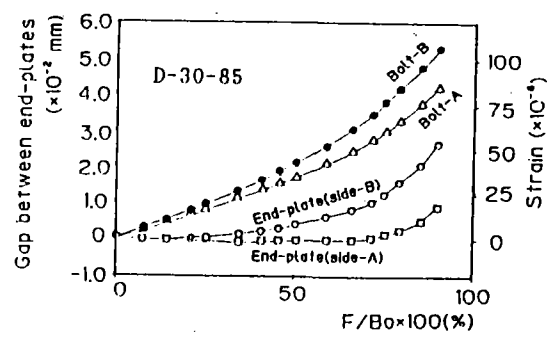


Fig.10 Relationship of external force versus bolt strain and gap between end-plates

4.4 Additional bolt axial force coefficient

The values of coefficient 'b' in the case of 'F/B₀=0~50%', secant at F/B₀=90% (=B_A/F), α by spring model and α by FEM are shown in the second column, in the third column, in the fourth column, and in the fifth Column of Table 5, respectively. The values of α by FEM agree well with those of 'b' of NS-specimens. However, α by spring model are about 1.2 to 1.3 times as great as 'b' of NS-specimens. This disagreement may be caused by the assumption in calculating the axial stiffness of rib and member-plate.

Table 5 Coefficient 'b' in Table 4 and α by analysis

Specimens	Experiment		α by analyses			
	'b' in Table 4	Secant at x=90% in Table 4	Spring M.	FEM		
C-NS-87	0.042	0.042	0.056	0.043		
C-20-85	0.043	0.055				
C-45-85	0.046	0.056				
C-60-87	0.043	0.062				
C-NF-87	0.086	0.100				
D-NS-87	0.028	0.029			0.035	0.026
D-20-85	0.036	0.054				
D-30-85	0.029	0.045				
D-60-87	0.032	0.046				
D-NF-87	0.069	0.078				

5. STRESS DISTRIBUTIONS

5.1 Stress distribution of one body (NS) specimens

Fig.11 shows the measured axial force per unit width in rib-plate and member-plate due to preload (specimen 'D-NS-87'). By the figure, in the section close to the anchor-plate, Section 1, the effect of the concentrated loading by bolt is considerable. In Section 3, the axial forces are distributed uniformly across the section, and the length of rib-plate in the specimen is enough to distribute the stress due to the initial bolt axial force uniformly to the end-plate.

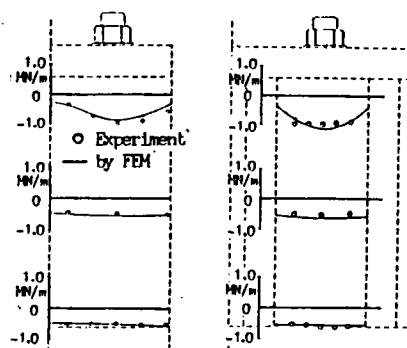


Fig.11 Axial force in rib-plate and member-plate of 'D-NS-87' due to preload

Fig.12 shows the distribution of the axial force per unit width in rib-plate and member-plate due to the external tensile forces (specimen 'D-NS-87'). Because the external force is applied on the member-plate, the axial force at free end in Section 1 of the rib-plate is nearly equal to zero. And, in Section 3, it is distributed uniformly. For external force, the length of rib-plate in the specimen is enough to distribute uniformly the stress to the end-plate.

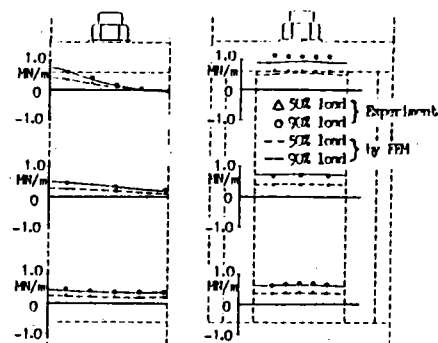


Fig.12 Axial force in rib-plate and member-plate of 'D-NS-87' due to external force

5.2 Stress distribution of Separated body specimens

Fig.13 and Fig.14 show the axial forces per unit width in rib-plate and member-plate under preloads in Not-finished specimen 'D-NF-87' and Finished-specimen 'D-30-85', respectively. In these figures, dotted-broken lines indicate the average axial force values. By Fig.13, at P1(Fig.4) in Section 3, the axial force value is nine times as great as the average axial force value, and it is 75% of the yield point strength. At the free-end of the rib-plate the axial force is nearly equal to zero. It is evident that all section of the specimen dose not subject uniformly. The stress distributions in Section 1 and 2 shown in Fig.14 are similar to those of the specimen 'D-NS-87', and the contact surface conditions affect the stress distribution in Section 3.

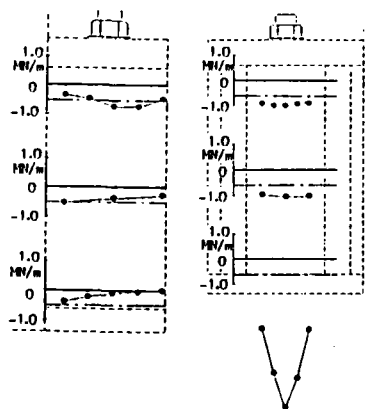


Fig.13 Axial force in rib-plate and member-plate of 'D-NF-87' due to preload

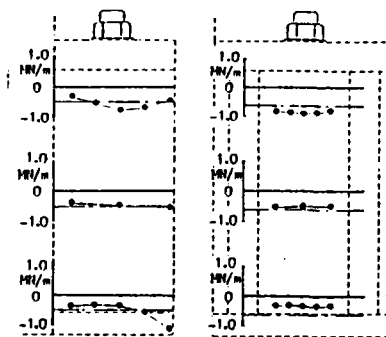


Fig.14 Axial force in rib-plate and member-plate of 'D-30-85' due to preload

Figs.15 and 16 show the distribution of the axial force per unit width in rib-plate and member-plate due to external forces in Not-finished specimen and the Finished specimen, respectively. Fig.15 shows that the portions of very small prestress, such as the free-end of the rib-plate, remain unloaded. By Fig.16, in Section 3 the distribution of axial force under the 50% load is uniform. Due to the increase of the external force of 50% to 90% of initial bolt force, the axial force in Section 3 in the member-plate varies so small. Contrastively, that of the free-end portion in the rib-plate varies largely. The relationships between the external force and the stress at the points 'P1', 'P2' and 'P3' in Fig.4 are shown in Fig.17. From these figures, it is revealed that the conditions of stress transmission vary with the contact surface conditions.

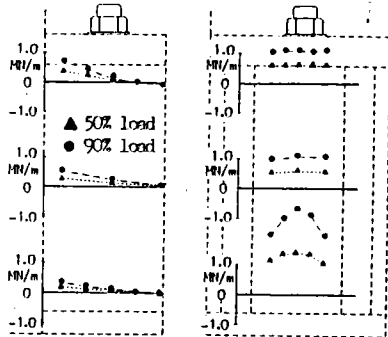


Fig.15 Axial force in rib-plate and member-plate of 'D-NF-87' due to external force

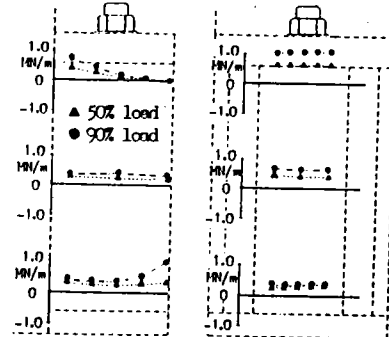


Fig.16 Axial force in rib-plate and member-plate of 'D-30-85' due to external force

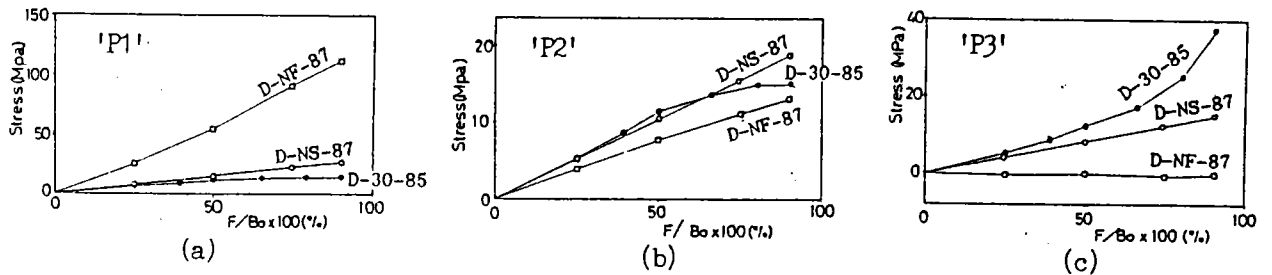


Fig.17 Relationship between external force and stress

6. CONCLUSION

The conclusions are as follows as regards the characteristics of specimens and load ranges;

- 1) When the contact surface condition is ideal, the bolt axial force and stress in the connection is a linear function of external force less than $0.9B_0$.
- 2) The length of specimens is enough to distribute uniformly stresses due to the initial bolt axial force and the external force to the end-plate.
- 3) Even if the roughness value is small, the additional bolt axial force is not always reduced.
- 4) When the flatness of contact surfaces is less than $90\mu\text{m}$, a) the stress distribution on contact surfaces is similar to it on the assumption by Fig.6(d), b) The stress distribution is affected only on Section 3, c) The additional bolt axial forces are within the limit of the error in initial bolt axial force on field works.
- 5) Flatness of contact surfaces are roughly estimated by roughness.

APPENDIX

A-1. Notation

The following symbols are used in this paper.

F : External force
 B : Bolt axial force $B=B_0+B_A$
 B_0 : Initial bolt axial force
 B_A : Additional bolt axial force due to F
 α : Additional bolt axial force coefficient $\alpha=B_A/F$
 R_{max} : 10 points average roughness defined in JIS B 0601
 R_z : Maximum roughness defined in JIS B 0601
 $\Lambda_{assum.}$: Assumed contact area shown in Fig.6(c) which is on the assumption that the member and rib-plate stress are transmitted to the end-plate as shown by Fig.6(d)
 $\Lambda_{meas.}$: Contact area measured by 'press scale'

A-2. Specimen designation

C : $t_{RIB}=10mm$	-NS : No contact surface	-87 : Fabricated in 1987
D : $t_{RIB}=25mm$	-NF : Not finished	-85 : Fabricated in 1985
	-60 : $R_{max}=60 \mu m$	

REFERENCES

1. NISHIWAKI, T., MASUDA, N., MINAGAWA, M., and SUZUKI, Y. :High Strength bolt joints subjected to cyclic tensile loading, First East Asian Conference on Structural Engineering & Construction Vol.2, 1986, pp.1219-1228
2. YOSHIDA, Y., AMEMIYA, E., and MASUDA, N. :A flat finite element for thin shell analysis derived by assumed stress approach, Proc. of JSCE, No.211, 1973, pp.19-29, (In Japanese)

長締めボルト引張接合のボルト軸力

BOLT AXIAL FORCE OF TENSION-TYPE CONNECTION BY LONG BOLTS

西脇威夫* 増田陳紀** 皆川 勝*** 黒田充紀**** 鈴木康弘*****

By Takeo NISHIWAKI, Nobutoshi MASUDA, Masaru MINAGAWA, Mitsutoshi KURODA and Yasuhiro SUZUKI

Tension-type connections by long bolts are not commonly used for bridge constructions in Japan now, and the behaviours of these type connections had not systematically been studied. The purpose of this paper is to provide fundamental behaviours of this type connection by experimental study, especially about the bolt axial force. The relation between the bolt axial force and contact surface conditions were studied. And, cyclic loading tests whose maximum cyclic number was two millions and relaxation tests were carried out.

1. まえがき

ボルト軸方向に外力が作用する引張接合は、わが国では吊橋や斜張橋の主塔と下部構造との接合など用いられているが、他の構造部分にまれに用いられることはあっても、実施例は多いとは言いがたい。現行の道路橋示方書には、若干の検討項目が示されてはいるが、その結果の設計への適用などについては明瞭に示されていないこともあり、この形式の継手は、上述のように各種の接合部に用いられているとは言いがたい。しかし、海外における実施例¹⁾²⁾に見られるように、この形式が適当である構造部分に用いられれば、構造の簡易化、施工期間の短縮などの長所を発揮しうる。吊橋や斜張橋の主塔の接合に用いられれば、摩擦接合に比べて美観上および施工期間の短縮において優れており、現場溶接と比べれば施工期間は短縮され、現場溶接のための設備が不用となるとともに施工が容易であることにおいて大いに優れている。

従来この形式の接合に関しては、施工に先だってその構造の安全性を確認するための多くの実験的研究³⁾が行なわれてきた。一方、著者らはこの継手の基本的な挙動を系統的に検討してきた⁴⁾⁵⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾。

本論においては、これらの研究のうち、Fig.1に示す構造を持つ試験体を用いて行なった実験的研究結果のうち、特にボルトに生ずる軸力について報告する。

* 工博	武蔵工業大学教授	工学部土木工学科	(〒158 東京都世田谷区玉堤1-28-1)
** 工博	武蔵工業大学助教授	工学部土木工学科	(〒158 東京都世田谷区玉堤1-28-1)
*** 工博	武蔵工業大学助手	工学部土木工学科	(〒158 東京都世田谷区玉堤1-28-1)
****	武蔵工業大学大学院学生	土木工学専攻	(〒158 東京都世田谷区玉堤1-28-1)
***** 工博	桜田機械工業(株)取締役市川工場長		(〒272 千葉県市川市二俣新町21)

2. バネモデルによる付加軸力の計算と問題点

Fig.1に示す継手のボルトに外力により付加される軸力は、Fig.2に示すバネモデルに置換して求められることが示されている³⁾。すなわち引張荷重 F が継手に作用するとき生ずるボルト付加軸力 B_a は

$$B_a = \alpha F \quad (1)$$

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{K_{RIB}}{K_{BOLT}} + \frac{K_{RIB}}{K_{ANC}}} \quad (2)$$

上式において K_{BOLT} の数値は継手の諸寸法が決まれば容易に計算できる。一方、 K_{ANC} は板厚が支間長に比べて大きく、板のリブプレート上での支持条件が明確でないため数値計算法を明らかにし難い。また、 K_{RIB} は継手寸法から容易にその数値を算出することができるが、リブプレートおよび母材の断面積をそのまま用いて良いかは、リブプレート内のひずみ分布などから疑義が持たれる。このようなことから(2)式より求めた α の値は必ずしも実験値と一致しない¹⁾。阿部らは実験値に基づき、母材およびリブプレートの有効断面積を推定する方法を示すとともに、 K_{ANC} について上記の問題の解決策としてボルト伸剛性修正係数 γ を導入した³⁾。

(1)および(2)式は、 B_a が F に関して線形であることを示しているが、3(5)に示すように、それらは非線形関係を示す。これの一因としては、接触面における荷重の伝達状況がある。(1)および(2)式による限り接触面での力の伝達状況をボルトに生ずる付加軸力に考慮することはできない。接触面での力の伝達は接触面の接触状態によって支配され、それは面の状態(平面度・表面あらさなど)および引張荷重の増加によって生ずるエンドプレートの変形状態などにも関係する。

3. 実験概要

(1) 試験体と測定項目

試験体はすべてSM41を用いて製作され、ボルトはF10T, M20を用いた。ボルトの初期導入軸力は、143KNであり、現在摩擦接合でF8T, M20で用いられている数値である。試験体の分類をTable 1に示す。C-NS-87およびD-NS-87は接合面を持たない試験体であり、面タッチ率100%の接合部をモデル化したものであり、2.において述べた接触面の状態から生ずる現象を消去

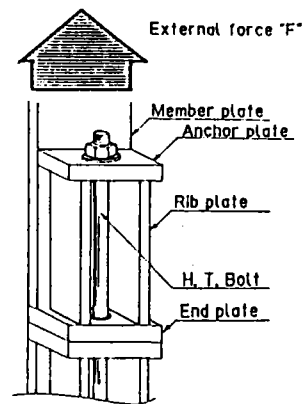


Fig.1 Connection detail

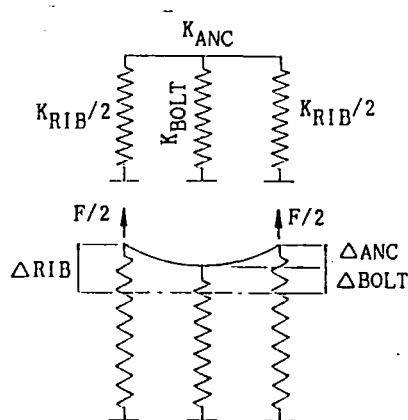


Fig.2 Spring model

Table 1 Designation and characteristics of test specimens

Specimens	t_{RIB} (mm)	R_o (KN)	Roughness (R_{max} , μm)	Flatness (μm)	Contact surface conditions
C-NS-87	10	143.0	-	-	No-contact face
D-NS-87	25	143.0	-	-	No-contact face
C-60-87	10	143.0	59	64	Finished
C-45-85	10	143.0	46	87	Finished
C-20-85	10	143.0	22	33	Finished
D-60-87	25	143.0	66	76	Finished
D-30-85	25	143.0	28	76	Finished
D-20-85	25	143.0	20	35	Finished
C-NF-87	10	143.0	-	778	Not-finished
D-NF-87	25	143.0	-	547	Not-finished

することを目的とした試験体である。試験体の寸法形状をFig.3に示す。

測定項目は、ボルトのひずみ・エンドプレートの離間量および接触面積とした。ボルトひずみはFig.4(a)に示すように、ボルト軸部に4枚の1軸ひずみゲージを貼付し、デジタルひずみ計（TDS-301, 精度0.05%, 分解能 1×10^{-6} ）で測定した。エンドプレート間の離間量はクリップ型変位計をFig.4(b)に示すように配置してデジタルひずみ計を用いて測定した。

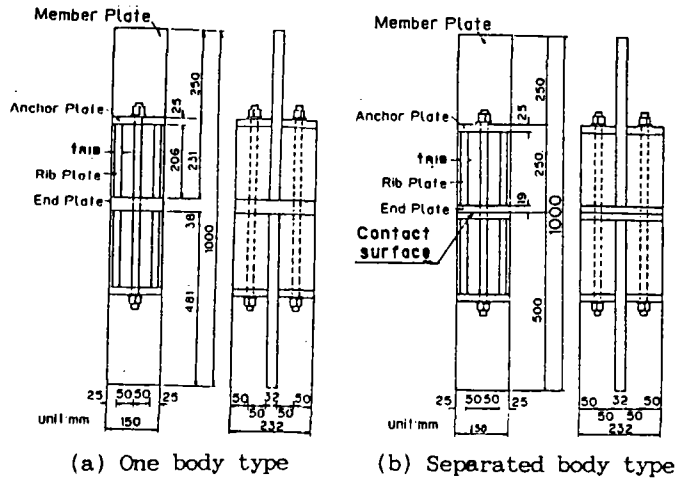


Fig.3 Configurations of test specimens

(2) 載荷実験

載荷のパターンは Fig.5に示すように、静的に繰返す「パターン1」と周波数300~330r.p.mで 200万回繰返す「パターン2」の2種類であり、何れも載荷の上限は初期導入ボルト軸力との90%に相当する荷重とした。「パターン2」における実験では、測定時には試験機を停止して諸測定を行った。試験機は武蔵工業大学構造実験棟に設置されているパルセータ型±50ton万能疲労試験機を用いた。

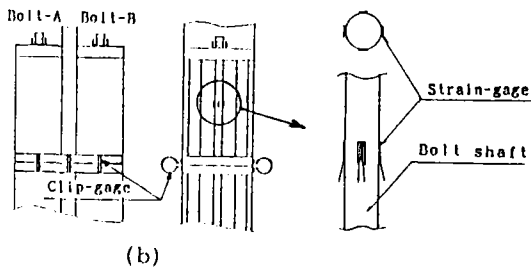


Fig.4 Arrangement of strain-gages and clip-gages

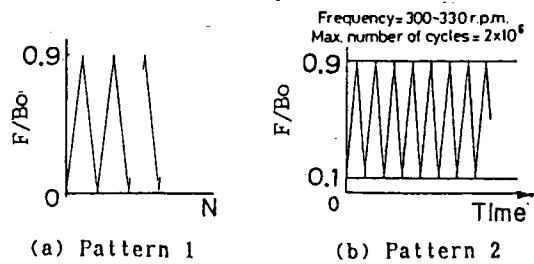


Fig.5 Loading patterns

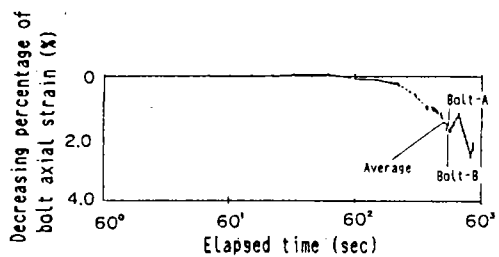
(3) 時間経過によるボルト初期軸力の減少

初期軸力導入後24時間~48時間にわたってボルトひずみおよび気温を測定した。ボルトは新品を使用した。測定は、締付け作業終了後30秒, 1分, 2分, 4分, 8分, 25分, 1時間, 2時間経過時に行い, これ以降は2時間おきに行った。

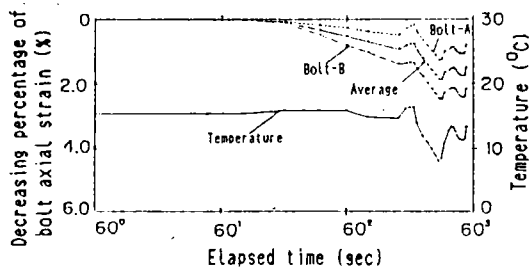
その結果をFig.6に示す。ボルトひずみは接合面の無いD-NS-87が最も減少率が小さく、溶接したままの状態のD-NF-87が最も大きい, この場合でも最大5%程度である。

(4) 繰返し荷重によるボルト軸力の減少

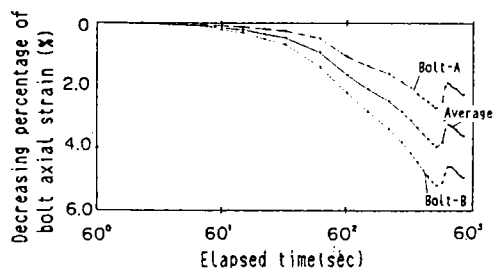
繰返し載荷試験はC-45-85, D-30-85試験体について「パターン2」により行った。ボルトは数回軸力導入と解除を繰り返したものを使用した。これは、(3)で述べたような時間経過によるボルト軸力の減少を可能な限り除去し、繰返し荷重による減少量のみを得るための配慮である。載荷繰返し数-ボルト軸力減少率関係をFig.7に示す。何れも200万回載荷後の減少率は0.5%以下である。



(a) D-NS-87



(b) D-60-87



(c) D-NF-87

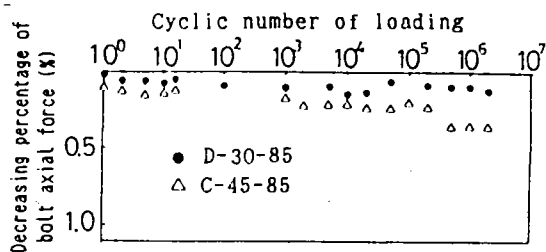
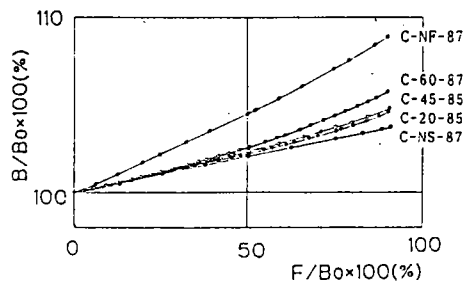
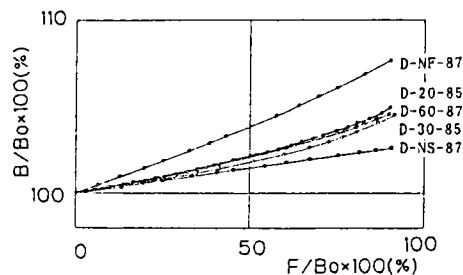


Fig.7 Decrease of initial bolt axial force (loading pattern 2)



(a) $t_{RIB}=10\text{mm}$



(b) $t_{RIB}=25\text{mm}$

Fig.6 Decrease of initial bolt axial strain

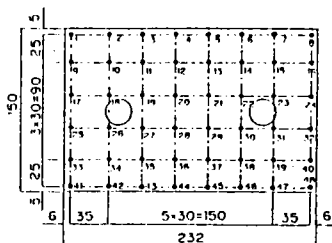
Fig.8 Relationship between external force and bolt axial force

(5) ボルト付加軸力

Fig.8(a)(b)にボルトひずみを軸力に換算し、ボルト初期軸力に対するボルト軸力の百分率と荷重との関係を示す。

(6) 接触面の状態

接触面の状態はJISに定められる表面あらさ¹⁾および平面度²⁾によって示した。表面あらさは表面あらさ測定器(surfest201)により、平面度は3次元座標測定器(F-1006, 精度1 μm)によった。Fig.9に示す48点の座標を測定し、最小2乗法によって求められた回歸平面に対する面外方向へのずれの最大値と最小値の差を平面度として示した。また、表面あらさは、接触面に切削加工を施した試験体について、10点平均あらさ(Rz)と最大あらさ(Rmax)を測定した。Fig.9 Measurement points for flatness



いずれも測定長さは8mmとした。Table 1に示された表面あらさと平面度の値は2接触面の平均値である。接触面の面外方向への凹凸に関する測定例をFig.10(a)(b)に示す。

接触面の接触領域は、圧力測定用紙（プレスカー）を用いて、初期ボルト軸力導入時に測定した。接触領域の測定結果も併せて Fig.10(a)(b)に示した。

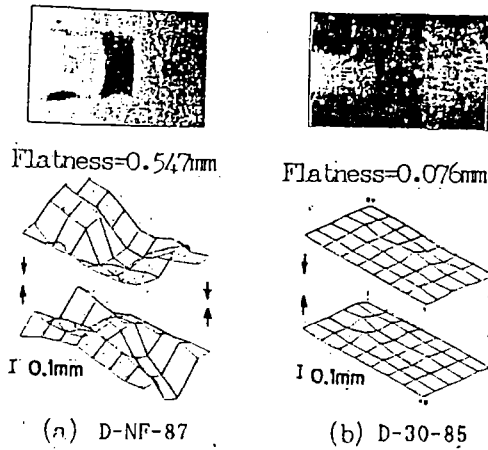


Fig.10 Contact surface conditions

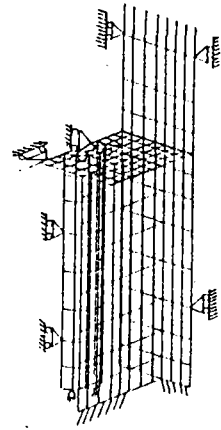


Fig.11 Element Division for FEM analysis

4. 数値解析概要

(1) 有限要素解析

要素分割を Fig.11に示す。ボルト部は実際のそれと伸剛性を合致させた円筒でモデル化して座金外周位置に配置した。リブ

プレートおよび母材の端部の境界条件は全自由度拘束であり、これは試験体C-NS-87およびD-NS-87と等価である。対称条件を考慮して、接合部の1/8を対象とした。ボルト付加軸力は円筒の固定端に生じる反力 B_R として得られる。ボルト付加軸力係数 α は $\alpha = B_R / F$ で求められる。解析は、文献[13]で誘導された面内回転変位を節点変位として導入した、1節点6自由度で計18自由度を持つ応力仮定のハイブリッド法によって誘導された3角形板殻要素を基礎とする手法を用いた。

(2) バネモデル解析

(1)式および(2)式により、ボルト付加軸力係数 α を推定した。対象とした試験体であるC-NS-87およびD-NS-87の各部剛性およびそれらより求められる α の値を Table 2に示す。

Table 2 Stiffness values for spring-model and values of α

Specimens	K_{DOLT} (MN/m)	K_{RIB} (GN/m)	K_{ANC} (GN/m)	α
C-NS-87	517	8.05	6.13	0.056
D-NS-87	517	13.5	7.70	0.035

5. 実験結果とその考察

(1) 接触面の表面あらさ、平面度および接触面積

3(6)による表面あらさと平面度を示すものが Fig.12 である。表面あらさは接触面上の代表的な点で測定した JIS に定められる 10 点平均あらさ R_z を平均した数値である。図中の点線は測定値を最小 2 乗法により直線近似したものである。使用した表面あらさ測定器は小型で測定方法も簡単であるが、一方、平面度を測定するためには一般的に器械は大型になり、測定方法も簡単とはいえない。しかし、本測定結果によれば本研究に用いられた試験体の接触面の面積と面の状態に限れば、表面あらさより平面度を推定することが Fig.12 に示す式により可能である。

エンドプレートの表面の平面度が良好であれば、接触面積の増大が期待され、さらに力の伝達が偏りなく行なわれるものと考えられる。この点から、Fig.13 に平面度 - ($A_{meas.} / A_{assum.}$) の関係を示す。 $A_{meas.}$ はプレスケ

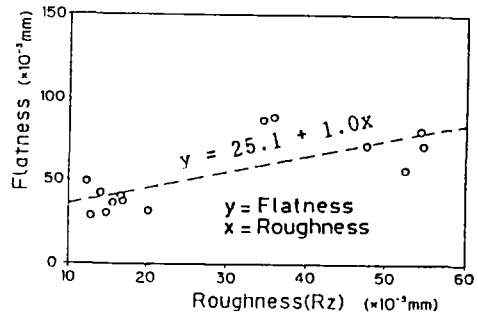


Fig.12 Relationship between Roughness and Flatness

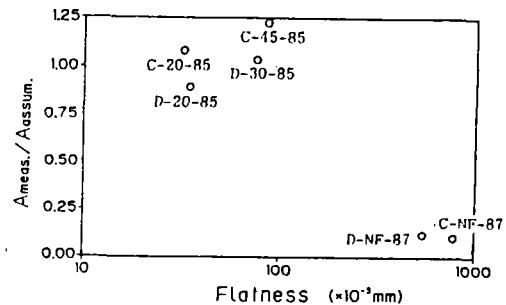


Fig.13 Relationship between Flatness and ($A_{meas.} / A_{assum.}$)

ールによる測定から得られた接触面の接触面積である。 A_{assum} は接触面積の仮定値であり、 Fig.14(b)に示す応力伝達の仮定によって得られた Fig.14(a)の縦線部の面積である。 Fig.13からNF試験体の場合は A_{mess} / A_{assum} はおよそ0.1程度であり、切削加工した試験体の A_{mess} / A_{assum} の値はほぼ1.0付近にある。切削加工を施すと、ボルト初期軸力導入時には A_{mess} はほぼ A_{assum} と一致し、ボルト初期軸力はほぼ Fig.14(a)に示す縦線部に分布しているものと見ることができる。

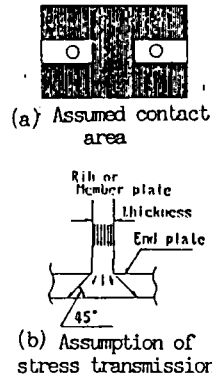


Fig.14 Assumed contact area

(2) ボルト付加軸力と接触面の状態

a) 接触面の仕上げとボルト付加軸力

$F = 0.9 B_0$ の場合の各試験体の $B_A / B_0 \times 100 (\%)$ の測定値を Table 3 の第2列に示す。接合面を仕上げた試験体では初期軸力の数パーセント以内に B_A / B_0 がある。荷重載荷によるボルト軸力の変動は軸力減少の一因となると考えられるが、これらの試験体の200万回におよぶ繰返し荷重によるボルト軸力の減少がほとんど問題にならない量であることは Fig.7 に示したとおりである。現在わが国のボルト継手の軸力導入にあたって見越している誤差の範囲の一例は $\pm 4\% \sim \pm 7\%$ であるので、荷重によるボルト付加軸力および繰返し荷重によるボルト軸力の減少はボルト軸力の誤差程度と考えることができる。また、この程度の応力範囲では疲労破壊の可能性は極めて低い。一方、NF試験体では誤差の範囲を超えている。また、 Fig.8 および Table 3 より、表面あらさを良くしても、ボルト付加軸力は必ずしも低減しないことがわかる。 Fig.13 も参照すれば、本試験体の大きさに限れば接触面の仕上げは $R_{max} = 60 \mu m$ 程度で差し支えないと考えられる。 $R_{max} = 60 \mu m$ は、図面における仕上げの▽記号が1つの状態¹⁾¹⁴⁾であり、比較的あらい状態である。

Table 3 B_A / B_0 due to $0.9B_0$ -load

Specimens	$B_A / B_0 (\%)$	Ratio
C-NS-87	3.8	1.00
C-20-85	4.8	1.26
C-15-85	4.9	1.29
C-60-87	5.9	1.55
C-NF-87	9.0	2.36
D-NS-87	2.6	1.00
D-20-85	5.0	1.92
D-30-85	4.5	1.73
D-60-87	4.6	1.77
D-NF-87	7.6	2.92

Fig.13によれば、NF試験体の場合は A_{mess} / A_{assum} はおよそ0.1程度であり、接触面で荷重伝達に期待される面積の1割程度が働いているにすぎない。(1)式および(2)式によればNF試験体の K_{rib} は接触面積が小さいことからNS試験体のそれより小さく、NF試験体ではボルト付加軸力 B_A の増大が予想できる。一方、切削加工を施した試験体の A_{mess} / A_{assum} の値はほぼ1.0付近にあるが、 $F / B_0 = 90\%$ におけるボルト付加軸力は、NS試験体に比べて約1.3~1.9倍程度大であることが Table 3 よりわかる。

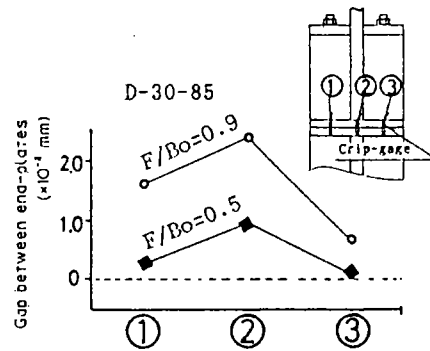


Fig.15 Gap between end-plates

Fig.15にエンドプレート端部の離間量を示す。同図はエンドプレートの接触状況がボルト初期軸力導入時から荷重載荷によって変化してゆく状況を示しており、これが(2)式の K_{rib} を変化させていると同時に離間がボルトの伸びを増大させていると考えられる。 K_{rib} を求めるにあたり母材とリブプレートの断面積の和が、荷重の大きさによらず全て有効とすることが必ずしも妥当でないことを示す測定結果の1つである。

b) ボルト付加軸力の非線形性と接触面の仕上げ

(2)式によれば、荷重とボルト付加軸力の関係は直線になるが、 Fig.8では、加工済み試験体およびNF試験体のボルト付加軸力には荷重に対して非線形性が認められる。 Table 4に、これらの実験結果を最小2乗法によって(3)式の2次式に近似した場合の各係数の値を、 $F / B_0 = 0 \sim 50\%$ および $0 \sim 90\%$ とした場合について示す。

$$y = a + bx + cx^2 \quad (3)$$

ここで、 $y = B/B_0$, $x = F/B_0$

Table 4 Regression analysis of relationship between F/B_0 and B/B_0 by quadratic equation

Load Range	Specimens	F/B_0 (%) (x)	a	b	c	$ cx^2/(bx+cx^2) $ (%)
0 ~ 50%	C-NS-87	50.1	99.9	0.042	0.0000	0
	C-20-85	50.3	100.0	0.043	0.0001	10
	C-45-85	50.2	100.0	0.046	0.0000	0
	C-60-87	50.7	100.0	0.043	0.0002	19
	C-NF-87	50.2	100.0	0.086	0.0001	6
	D-NS-87	50.4	100.0	0.028	0.0000	0
	D-20-85	50.0	100.0	0.036	0.0001	12
	D-30-85	51.0	100.0	0.029	0.0001	15
	D-60-87	49.9	100.0	0.032	0.0002	24
	D-NF-87	50.2	100.0	0.069	0.0001	7
0 ~ 90%	C-NS-87	90.5	100.0	0.042	0.0000	0
	C-20-85	89.9	100.0	0.037	0.0002	33
	C-45-85	90.3	100.1	0.039	0.0002	32
	C-60-87	90.0	100.1	0.035	0.0003	44
	C-NF-87	90.1	100.0	0.082	0.0002	18
	D-NS-87	90.8	100.0	0.029	0.0000	0
	D-20-85	90.6	100.1	0.027	0.0003	50
	D-30-85	91.4	100.1	0.017	0.0003	62
	D-60-87	89.6	100.0	0.028	0.0002	39
	D-NF-87	90.1	100.0	0.066	0.0002	21

Table 4の、最右欄($|cx^2/(bx+cx^2)|$ (%))は、近似されたボルト付加軸力曲線の2次項が全ボルト付加軸力に占めるパーセンテージを示している。この値が大きくなるにつれて非線形性が大きいと定義すれば、面タッチ率100%の接合部をモデル化したNS試験体は線形を示し、切削加工した試験体およびNF試験体は共に非線形性を示し、その程度は前者のほうが大きいといえる。Fig.16は荷重-ボルトひずみ・離間量関係の一例である。離間の進行とボルト軸力の非線形性との間に関係があることがわかる。

切削加工した試験体の係数bの値はNS試験体のそれとかなり近くなっている。これは、荷重の伝達様式が加工したことによってNS試験体のそれに近づいたものと思われる。NF試験体のb値は $F/B_0 = 0 \sim 50\%$ でもNS試験体に比べて2倍以上となっており、NS試験体と荷重の伝達様式が異なっていると考えられる。

荷重荷重によって接触状態が変化することをa)で示したが、 F/B_0 が0~50%の場合のc値に比べ、0~90%の場合のそれが大きくなることに、それが現われているものと思われる。

c) ボルト付加軸力係数

Table 5の第2列に $F/B_0 = 0 \sim 50\%$ における係数bの値、第3列にTable 4のそれぞれの係数を用いた各xの値における割線係数、第4列にバネモデルによる α の値、そして第5列に4(1)で述べた有限要素

解析による α の値を示す。有限要素解析による α は、解析対象とした試験体C-NS-87およびD-NS-87のbの値にほぼ一致している。しかしバネモデルによる α は、2.で述べたように接触面の影響を含まず、2つの試験体のbの値より1.2~1.3倍程度大きな値となっている。また、第3列に示す割線係数の値はC系列試験体を切削加工した場合にはバネモデルによる値に近いが、D系列試験体では1.3~1.5倍である。これは、(2)式によってボルト付加軸力を求めるためには K_{R10} などの評価方法にリブプレート内のひずみ分布や接触面における力の伝達状況を考慮しなければならないことを示している。

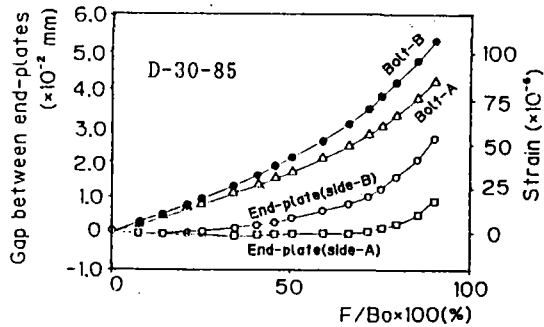


Fig.16 Relationship of external force versus bolt strain and gap between end-plates

Table 5 Coefficient 'b' from Table 4, and α by analyses

Specimens	Experiment		α by analyses	
	'b' in Table 4	Secant at $x \approx 90\%$ in Table 4	Spring M.	FEM
C-NS-87	0.042	0.042	0.056	0.043
C-20-85	0.043	0.055		
C-45-85	0.046	0.056	0.035	0.026
C-60-87	0.043	0.062		
C-NF-87	0.086	0.100		
D-NS-87	0.028	0.029		
D-20-85	0.036	0.054		
D-30-85	0.029	0.045		
D-60-87	0.032	0.046		
D-NF-87	0.069	0.078		

6. まとめ

長締めボルト引張接合のボルト軸力挙動およびそれと接触状態との関係を検討した。得られた主な結論は次のとおりである。

(1) ボルト付加軸力と荷重の関係は、必ずしも線形にはならず、(2)式の K_{RIB} は定数ではない。したがって(2)式によってボルト付加軸力を推定する場合には、リブプレート内のひずみ分布などを評価する必要がある。

(2) 本論で用いた試験体のうち切削加工を施し表面あらさを $R_{max}=60\mu m$ 以下に仕上げたものの場合、ボルト付加軸力の大きさは現場でのボルト軸力の管理精度内である。

(3) 表面あらさは $R_{max}=60\mu m$ でも、 $20\mu m$ でもボルト付加軸力の大きさにはほとんど影響しない。

(4) 繰返し荷重によるボルト初期軸力の減少は、接触面に切削加工が施されている場合には0.5%以内である。

(5) ボルト初期軸力導入後に時間経過とともに減少するボルト軸力は、初期軸力の数%以内である。

(6) 接触面に切削加工が施されている場合には、ボルト初期軸力は接触面にほぼ一様に伝達される。

(7) 本論で行なった切削加工の範囲では、表面あらさで平面度を推定することが可能である。

謝 辞

武蔵工業大学構造実験棟の仲宗根茂技士補には実験の実施にあたり、また、飯田満、小泉勝則、関口紀隆、三浦昭一郎、村上範行ならびに吉松徹各氏には卒業研究として協力を得た。ここに記して感謝の意を表する。

本論で用いた記号

F	: 荷重 (引張が正)
B	: ボルト軸力 $B = B_0 + B_A$
B_0	: ボルト初期軸力
B_A	: 荷重載荷によるボルト付加軸力
α	: ボルト付加軸力係数 $\alpha = B_A / F$
K_{BOLT}	: ボルトの伸剛性 $K_{BOLT} = E \cdot A_{BOLT} / l_{BOLT}$
K_{RIB}	: リブプレートおよび母材の伸剛性 $K_{RIB} = E \cdot A_{RIB} / l_{RIB}$
K_{RNC}	: リブプレートのたわみ剛性
E	: ヤング係数
A_{BOLT}	: ボルトの断面積の和
A_{RIB}	: リブプレートおよび母材の断面積の和
l_{BOLT}	: ボルトの有効長 (ナット内側長)
l_{RIB}	: リブプレート長
γ	: ボルト伸剛性修正係数
t_{RIB}	: リブプレートの板厚
R_z	: JIS B 0601 に定められている10点平均あらさ
R_{max}	: JIS B 0601 に定められている最大あらさ
$A_{assum.}$: 接触面の接触面積の仮定値 (Fig.14(b)に示す仮定によって計算されたFig.14(a)に示される縦線部の面積)
$A_{meas.}$: フレスケル測定によって得られた接触面の接触面積

試験体の記号

C : $t_{RIB} = 10 \text{ mm}$	- NS : 接触面がなく一体式	- 87 : 1987年度製作
D : $t_{RIB} = 25 \text{ mm}$	- NF : 接触面未加工	- 85 : 1985年度製作
	- 60 : $R_{max} = \text{約} 60 \mu \text{m}$	

参考文献

- 1) Hyatt, K. E. : Severn Bridge, Fabrication and erection, Proc. Instn. Civil Engineers, 60, pp.503-530, 1976.
- 2) 住友重工(株) : 7ゲミヤ橋, 橋梁と基礎, Vol.18, No.3, pp.1-9, 1984.
- 3) 日本鋼構造協会接合小委員会 : 鋼構造接合資料集成—リベット接合・高力ボルト接合—, 技報堂出版(株), 1977.
- 4) 堀江, 西脇, 増田 : 高力ボルト引張接合・長締め形式に関する研究, 土木学会第39回年次学術講演会 I 部門, pp.309-310, 1984.
- 5) 堀江, 西脇, 増田 : 高力ボルト引張接合・長締め形式に関する研究(その2), 土木学会第40回年次学術講演会 I 部門, pp.929-930, 1985.
- 6) 西脇, 増田, 皆川 : 高力ボルト引張接合・長締め形式に関する研究(その3), 土木学会第41回年次学術講演会 I 部門, pp.563-564, 1986.
- 7) 西脇, 増田, 皆川 : 高力ボルト引張接合・長締め形式に関する研究(その4), 土木学会第42回年次学術講演会 I 部門, pp.514-515, 1987.
- 8) Nishiwaki, T., Masuda, N., Minagawa, M., and Suzuki, Y., : High strength bolt joints subjected to cyclic tensile loading, The first east asian conference on structural engineering and construction, Vol.2., pp.1219-1230, 1986.
- 9) 西脇, 増田, 皆川, 鈴木 : 高力ボルト引張接合・長締め形式に関する研究, 第17回日本道路会議一般論文集, pp.814-815, 1987.
- 10) 黒田, 西脇, 増田 : 長締めボルト引張接合の応力挙動, 土木学会第43回年次学術講演会 I 部門, pp.560-561, 1988.
- 11) JIS B 0601「表面あらさの定義と表示」, 1982, 1987確認
- 12) JIS B 0621「幾何偏差の定義及び表示」, 1984.
- 13) 吉田, 雨宮, 増田 : 立体構造解析のための薄板有限要素, 土木学会論文報告集, 第211号, pp.19-29, 1973.
- 14) 土木製図基準, 土木学会, pp34, 1976.

(1988年10月12日受付)