

土木研究所資料

コンクリートげたのせん断に関する実験

その1

「せん断補強鋼材としてのP C鋼棒を鉛直に配置しプレストレスを導入したけた」

昭和53年 1 月

建設省土木研究所
構造橋梁部橋梁研究室

ま え が き

近年、鉄筋コンクリートけたおよびプレストレストコンクリートけたのせん断に関しては、各国で多くの研究がなされており、せん断に関する解明はかなり進んだ。しかし、コンクリートけたのせん断強度に影響を及ぼす要素は非常に多く、その評価のちがいが一貫した設計手法が確立されているとは言い難い。そこで橋梁研究室では、せん断に対する設計方法を検討するための実験的研究を進めている。

現在、橋梁の設計は許容応力度法に基づいて行なわれているが、この設計法は橋梁の限界状態を正しく評価しているとはいえず、より合理的な設計を行なうためには限界状態について研究を進め、これに基づいた設計法を確立する必要がある。

せん断破壊に対する安全度を検討する場合、プレストレストコンクリート道路橋示方書（昭和43年3月）においては、コンクリートけたの全断面が有効であるとして計算した主引張応力度で照査する方法がとられていた。しかし、せん断破壊時には、けたの下フランジおよびウェブには多数のひびわれが発生するため、全断面有効と考えることは妥当でなく、この設計方法は合理的ではないといえる。そこで、プレストレストコンクリートけたのせん断破壊の照査には、ひびわれの発生を前提としたトラス理論を適用するのが良いと考えられる。道路橋示方書コンクリート橋編のせん断に関する項目は、この主旨にそって改訂されたものである。

一方、カンティレバー工法による長径間のプレストレストコンクリート橋や、等断面の連続けたの支点付近においては多くのスターラップを配置することが施工上困難なために、斜め、または鉛直方向に鋼棒を配置して、せん断補強を行なう場合が多い。このPC鋼棒をトラス理論に基づいて設計する場合、鉛直方向のプレストレスの評価方法、鋼棒の応力度の限界値等、解明しておくべき点がいくつかある。

この資料は、せん断補強鋼材としてPC鋼棒を鉛直に配置したコンクリートけたのせん断特性を把握し、設計方法を検討するために実施した実験についてとりまとめたものである。

なお、この実験およびデータ整理にあたっては、日本大学大学院修士課程学生・小室貴史氏の御協力をいただいた。ここに感謝の意を表するしだいである。

昭和53年1月

構造橋梁部橋梁研究室

室長	佐伯彰一
研究員	高野義武
	白浜浩

目 次

まえがき

1. 記号の説明	1
2. 実 験	3
2.1 実験概要	3
2.2 供 試 体	3
2.2.1 供試体の種類	3
2.2.2 材 料 特 性	6
2.3 実験方法	8
2.3.1 載 荷 方 法	8
2.3.2 鋼材およびコンクリートのひずみ測定	8
2.3.3 ひびわれ幅の測定	8
2.3.4 たわみ測定	8
3. トラス理論に基づく解析	9
3.1 せん断補強鋼材応力度の一般式	9
3.2 せん断力による軸方向鋼材引張力	11
3.2.1 Shift Rule	11
3.2.2 せん断力に対する力の釣合い条件に基づく軸方向鋼材引張力	11
4. 実験結果および考察	14
4.1 せん断補強鋼材の応力度に関する特性	14
4.1.1 実験結果からの一般的特性	14
4.1.2 せん断補強鋼材応力度の理論値と実測値	17
4.2 ひびわれに関する特性	22
4.2.1 せん断ひびわれ発生荷重	22
4.2.2 ひびわれの形状	23
4.2.3 ひびわれ幅	23
4.3 その他の特性	27
4.3.1 せん断力により軸方向鋼材に生じる引張力	27
4.3.2 破壊形態とせん断応力度の最大値	31
5. 結 論	33

あ	と	が	き		34
参	考	文	献		35
付		図			37
付	録	1	提案式の実橋への応用		75
付	録	2	せん断に関する各国の規定		85

1. 記号の説明

- a : せん断スパン長、集中荷重の作用点と支点との距離
- Amp : 部材軸方向 P C 鋼材断面積
- Ams : 部材軸方向引張鉄筋の断面積
- Awp : せん断補強鋼棒断面積
- Aws : せん断補強鉄筋断面積
- b : けたのフランジ幅
- bw : けたのウェブ幅
- d : けたの有効高さ (圧縮縁から引張鋼材図心までの距離)
- D : トラスモデルの圧縮斜材に生じる圧縮応力の合力
- Ec : コンクリートのヤング係数
- Es : 鉄筋のヤング係数
- Ep : P C 鋼材のヤング係数
- e : けた高中央線と断面図心の偏心量
- F_ℓ : トラスモデルの下弦材の軸力
- F_u : トラスモデルの上弦材の軸力
- H : けた高
- M : 曲げモーメント
- M_o : ひびわれ発生曲げモーメント
- M_d : 終局荷重作用時の設計曲げモーメント
- N : 軸力
- N_{vs} : 鉛直断面に含まれるせん断補強鉄筋の本数
- N_{ds} : ひびわれ面に含まれるせん断補強鉄筋の本数
- N_{vp} : 鉛直断面に含まれるせん断補強鋼棒の本数
- N_{dp} : ひびわれ面に含まれるせん断補強鋼棒の本数
- P : 荷重
- S : せん断力
- S_c : コンクリートが負担するせん断力 $S_c = \tau_a \cdot b \cdot w \cdot d$
- S_p : 部材軸方向 P C 鋼材の有力プレストレス力の鉛直成分
- S_{pv} : せん断補強鋼棒の有効プレストレス力の鉛直成分
- T : 1組のせん断補強鋼材に作用する軸力
- t_s : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔

- t_p : せん断補強鋼棒の部材軸方向の間隔
- Z : 圧縮応力の合力の作用点から引張鋼材図心までの距離 (jd)
- α_s : 部材軸とせん断補強鉄筋と交角 (90° 以下)
- α_p : 部材軸とせん断補強鋼棒との交角 (90° 以下)
- β : 部材軸とひびわれ面との交角 (90° 以下)
- r : ひびわれ幅測定点におけるひびわれ角度 (90° 以下)
- δ_a : ひびわれ幅
- δ_v : コンタクトケージによって測定された鉛直方向の標点間の距離の変化
- θ : 部材軸方向PC鋼材の曲げ上げ角度
- σ_c : コンクリート応力度
- σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度
- σ_p : PC鋼材の応力度
- σ_{pe} : PC鋼材の有効プレストレスカ
- σ_{py} : PC鋼材の降伏点
- $\sigma_{py'}$: PC鋼材のスターラップとしてのみかけの降伏点 ($\sigma_{py'} = \sigma_{py} - \sigma_{pe}$)
- σ_s : 鉄筋の応力度
- σ_{sy} : 鉄筋の降伏点
- σ_{max} : 測定点における最大応力度
- τ_a : コンクリートが負担する許容せん断応力度
- τ_m : 平均せん断応力度
- τ_{max} : せん断応力の最大値

2. 実 験

2.1 実 験 概 要

この実験の主な目的は次のとおりである。

- (1) セン断補強鋼材の応力度を算出する場合の、鉛直鋼棒による鉛直プレストレスの評価方法
- (2) 鉛直方向プレストレスがひびわれ発生荷重、ひびわれ幅、ひびわれ角度、破壊形状に与える影響
- (3) セン断力による軸方向鋼材応力度への影響

供試体は、(1)鉛直鋼棒のみ、(2)スターラップのみ、(3)鉛直鋼棒とスターラップの併用によってセン断補強されたプレストレストコンクリートげた、そして(4)スターラップのみでセン断補強された鉄筋コンクリートげたを製作し、載荷実験を行なった。

載荷方法は支間中央に一点載荷とし、繰り返し荷重によるげたの履歴特性を得るため途中繰り返し載荷を行なった。

2.2 供 試 体

2.2.1 供試体の種類

製作した供試体は図-1(1)~(4)および表-1に示すタイプA~タイプDまでの4種類、4体である。内訳はプレストレストコンクリートげたが3体、鉄筋コンクリートげたが1体である。3体のプレストレストコンクリートげたのうち、2体は50cm間隔に $\phi 17\text{mm}$ の鉛直鋼棒を配置し、それに1体は12ton、もう1体に6tonの軸力が導入してある。残るプレストレストコンクリートげた1体は12.5cm間隔のスターラップ(SD30, D16)でセン断補強してある。

供試体の大きさは4体とも同じであり、長さ6.4m、げた高1.2m、上フランジの幅は、0.3m、下フランジの幅は0.5mで、ウェブ幅は0.12mである。これらの供試体は全て単純げたとした。また、プレストレストコンクリートげたについては、軸方向の下フランジにPC鋼棒 $\phi 32\text{mm}$ を4本、上フランジには $\phi 17\text{mm}$ を2本、それぞれ直線配置した。

タイプB, C, Dの供試体のセン断補強鋼材量は、セン断補強鋼材の降伏が曲げ破壊よりも先行するように配慮して決めた。また、タイプAの供試体はこれよりもかなり少ない鋼材量とした。供試体のコンクリートの設計基準強度は 400kg/cm^2 とした。

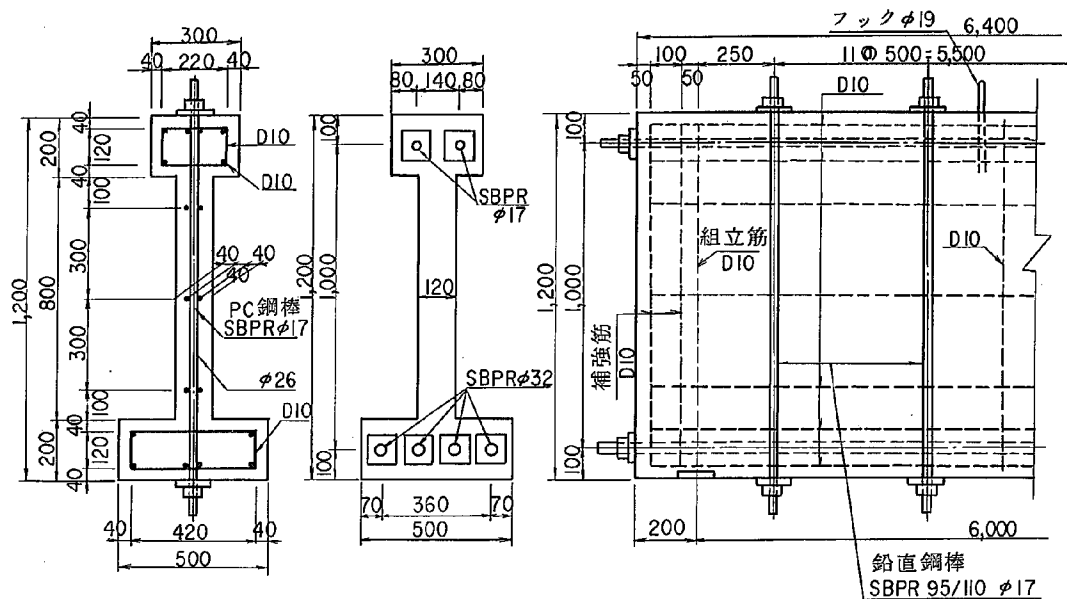


図-1(1) タイプA (PCけた)

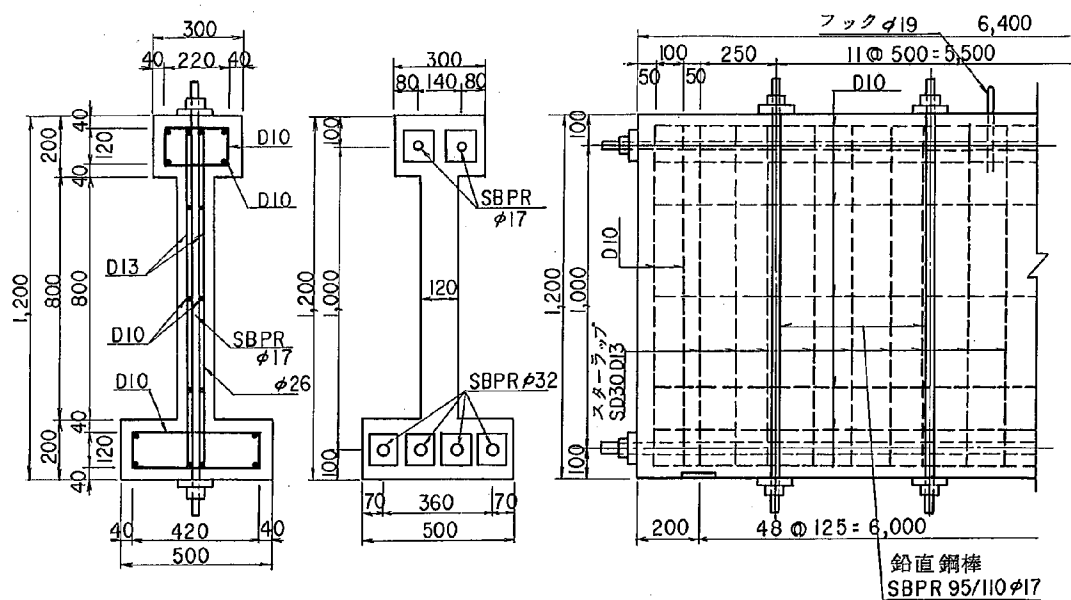


図 - 1(2) タイプB (PCけた)

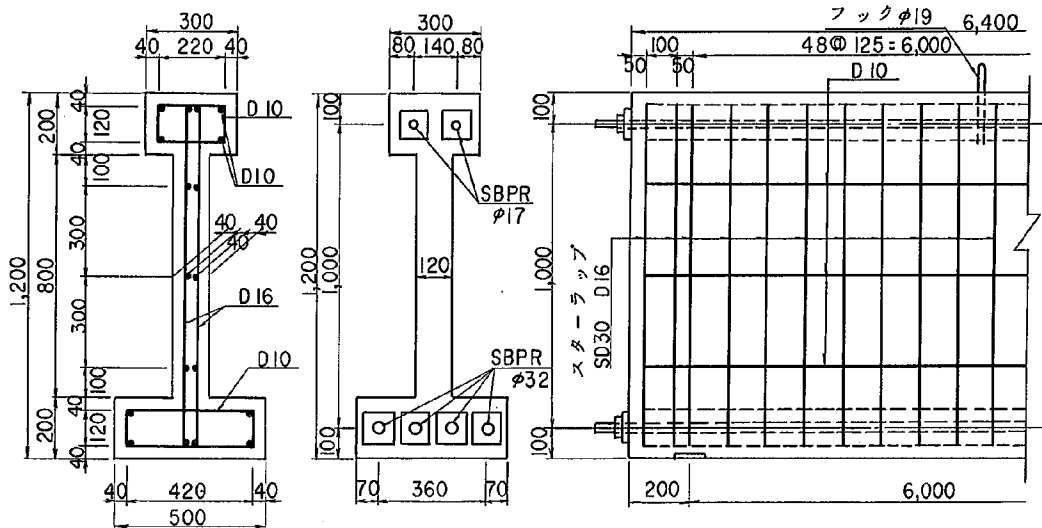


図-1(3) タイプC (PCけた)

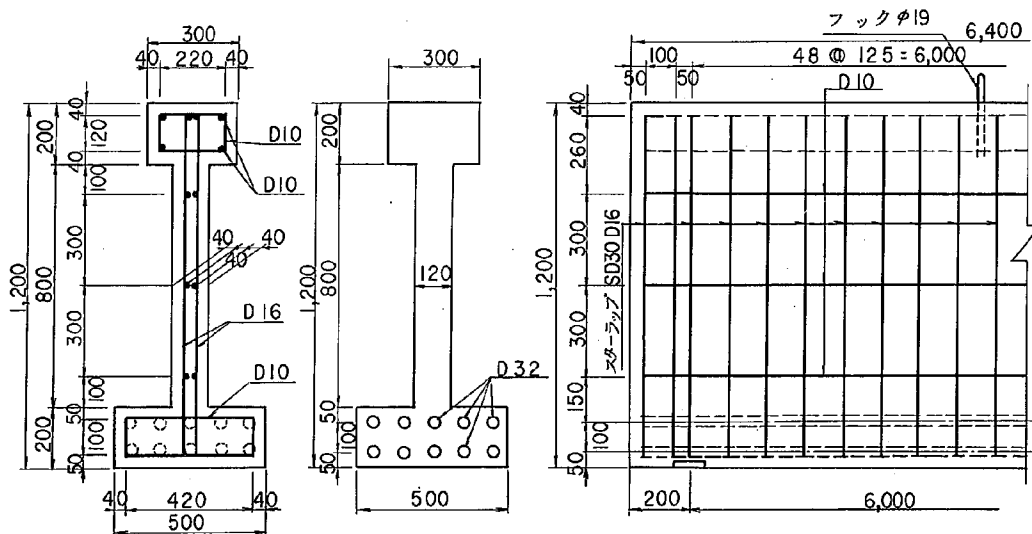


図-1(4) タイプD (RCけた)

表－１ 供試体の種類

		タ イ プ A	タ イ プ B	タ イ プ C	タ イ プ D
種 類 (本数)		PC (1)	PC (1)	PC (1)	RC (1)
せん断補 強用鋼材	PC 鋼棒	SBPR 95/110 φ17 @500	SBPR 95/110 φ17 @500	—	—
	ス タ ー ラ ッ プ	—	SD 30 2D13 @125	SD 30 2D16 @125	SD 30 2D16 @125
せん断補強鋼材比 (%)		0.378	(0.378+0.885) 1.263	1.340	1.340
せん断補強用鋼 棒の有力引張応 力度 (kg/cm ²)		4250 (0.37σ _{pu})	2475 (0.21σ _{pu})	—	—
鉛直方向有効プレ ストレス (kg/cm ²)		16	9	—	—
軸 方 向 鋼 材	上 側	SBPR 95/110 2 φ 1 7	SBPR 95/110 2 φ 1 7	SBPR 95/110 2 φ 1 7	—
	下 側	SBPR 95/110 4 φ 3 2	SBPR 95/110 4 φ 3 2	SBPR 95/110 4 φ 3 2	SD 30 10D32
軸方向鋼 材の有効 引張応力 度(kg/cm ²)	上 側	6600 (0.56σ _{pu})			—
	下 側	4600 (0.41σ _{pu})			—
軸 方 向 プ レ ス ト レ ス (kg/cm ²)	上 縁	-12.6			—
	中 立 軸	74.7			—
	下 縁	138.2			—

2.2.2 材料特性

表－２にコンクリートの配合を、表－３に各供試体の圧縮および引張試験の結果を示す。圧縮試験は15cm×30cmの円柱供試体により行ない、引張試験は同じ大きさの供試体の割裂試験によって行なった。また、コンクリートのヤング係数を表－４に示す。この値は円柱供試体を用いた設計基準強度の1/2の応力度の所の割接ヤング係数である。

表－５および表－６には鉄筋およびPC鋼棒それぞれの引張試験結果を示した。

表-2 コンクリート配合

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	水セメ ント比 (%)	細骨 材率 (%)	水 量 (kg/m ³)	セメント 量 (kg/m ³)	細 骨 材 量 (kg/m ³)	粗 骨 材 量		混和剤量 ポリスNo.5L (kg/m ³)
								13~20mm (kg/m ³)	5~13mm (kg/m ³)	
20	8±2	2±1	39	38	75.5	450	645	650	433	1.125

表-3 コンクリート強度

タイプ	種 別	材 令 (日)	試験本数	平均強度 (kg/cm ²)	変動係数 (%)
A	圧 縮	82	3	471	6.1
	引 張	85	3	33.9	8.6
B	圧 縮	73	3	381	1.4
	引 張	76	3	31.6	2.8
C	圧 縮	82	3	513	6.9
	引 張	85	3	36.9	2.2
D	圧 縮	73	3	483	1.7
	引 張	76	3	33.0	17.6

表-4 コンクリートのヤング数

タイプ	材 料 (日)	試 験 本 数	平 均 値 (kg/cm ²)	変動係数 (%)
A	82	3	2.84×10^5	6.3
B	73	3	2.67×10^5	2.3
C	82	3	2.85×10^5	3.3
D	73	3	2.78×10^5	3.1

表-5 鉄 筋 の 強 度

規 格	項 目	試 験 体 本 数	平 均 値 (kg/cm ²)	変動係数 (%)	備 考
SD30	降 伏 点	3	3290	1.6	タイプBのせん断 補強用
D13	引張強度		5200	1.6	
SD30	降 伏 点	3	3330	0.2	タイプC, Dのせ ん断補強用
D16	引張強度		5160	2.8	
SD30	降 伏 点	3	3220	0.8	タイプDの軸方向 引張鉄筋
D32	引張強度		5350	0.1	

表-6 PC鋼棒の強度

規 格	項 目	試 験 体 本 数	試 験 値 (kg/cm ²)	備 考
SBPR95/110 φ17	降 伏 点	—	11340	タイプA, Bせん断 補強用 タイプA, B, C上側軸方向鋼棒
	引張強度		11870	
SBPR95/110 φ32	降 伏 点	—	9510	タイプA B C下側 軸方向鋼棒
	引張強度		11320	

2.3 実験方法

2.3.1 荷重方法

荷重としては集中荷重を支間中央に1点荷重した。従ってせん断スパン比 $a/d = 2.73$ となっている。(付図-1 参照) 荷重ピッチは5tonとし50ton, 100ton, 150tonの各段階で荷重を0tonまで下げる操作を10回繰り返して、繰り返し荷重によるせん断補強鋼材応力度への影響を見た。ただしタイプAの供試体では180tonの荷重についても残留ひびわれ幅を見るため、1度荷重を0tonに戻した後、破壊させている。

2.3.2 鋼材およびコンクリートのひずみ測定

付図-2(1)~(4)、および付図3に示す位置で軸方向鋼材、せん断補強鋼材および、けたの上、下縁のコンクリートにひずみゲージをはりつけ、各荷重段階におけるひずみを計測した。

2.3.3 ひびわれ幅の測定

(1) コンタクトゲージによる方法

供試体のウェブに生じる斜めひびわれの幅を測定するため、鉛直方向に10cm間隔で8箇の標点を打ちコンタクトゲージでこの標点間の距離を測定した。標点は付図-3に示すように供試体の支間中央(荷重点)から両方向へ $H/2$, H , $3H/2$ 離れた位置に計6列、48点配置した。

このようにして測定した鉛直な標点間の距離の変化を次式により修正した値をひびわれ幅とした。(図-2 参照)

$$\delta_d = \frac{\cos |\beta - \gamma|}{\cos \beta} \delta_v \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 δ_d : ひびわれ幅

β : 対象とするひびわれの平均ひびわれ角度

γ : 測定点におけるひびわれ角度

δ_v : コンタクトゲージによって測定された鉛直方向の標点間の距離の変化

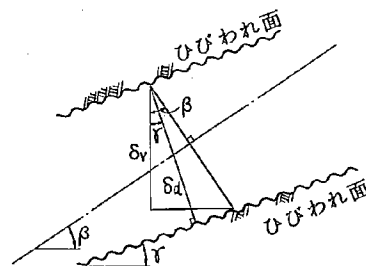


図-2 ひびわれ幅 δ_d とひびわれ値 δ_v の関係

(2) 拡大鏡による方法

主なひびわれについては拡大鏡によって直接ひびわれ幅を測定した。

2.3.4 たわみ測定

付図-3に示すように、下フランジの上側にストレインタイプの変位計を設置して、供試体のたわみを測定した。測定点は支点と支間中央を含む7点とした。

3. トラス理論に基づく解析

3.1 せん断補強鋼材応力度の一般式

せん断補強鋼材として P C 鋼材が用いられる場合、ひびわれ発生後図 - 3 に示すように、部材断面に作用するせん断力 S から、軸方向 P C 鋼材による有効プレストレスカの鉛直成分 S_p 、せん断補強 P C 鋼材による有効プレストレスカの鉛直成分 S_{pv} およびコンクリートの受け持つせん断力 S_c を減じたせん断力がせん断補強鋼材によって受け持たなければならない。

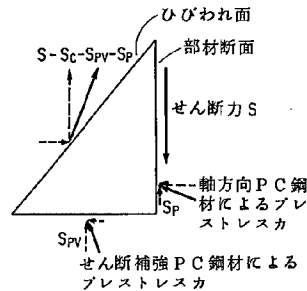


図 - 3 せん断補強鋼材の受け持つせん断力

一方、図 - 4 に示されるような斜めひびわれ面において、せん断補強鋼材は均等にせん断力を受け持ち、せん断補強鋼棒の応力度は有効引張応力度を減じた値 $\sigma_p' = \sigma_p - \sigma_{pe}$ を用いると、せん断補強鋼材が受け持つせん断力は $(Nds \ A_{ws} \ \sigma_s \ \sin \alpha_s + Ndp \ A_{wp} \ \sigma_p' \ \sin \alpha_p)$ で表わされる。これは前述のせん断補強鋼材によって受け持たなければならないせん断力に等しい。したがって式(2)が成立する。

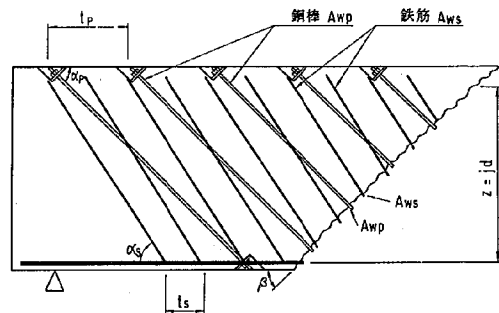


図 - 4 斜めひびわれ面での力の釣合い

$$Nds \ A_{ws} \ \sigma_s \ \sin \alpha_s + Ndp \ A_{wp} \ \sigma_p' \ \sin \alpha_p = S - S_c - S_{pv} - S_p \dots \dots \dots (2)$$

ここにおいて Nds および Ndp は斜めひびわれ面に含まれるスタールップとせん断補強 P C 鋼棒の本数であり、これらはそれぞれ式(3)、(4)によって示される。

$$Nds = \frac{\frac{Z}{\sin \beta}}{\frac{ts \cdot \sin \alpha_s}{\sin(\alpha_s + \beta)}} = \frac{Z \cdot \sin(\alpha_s + \beta)}{ts \sin \alpha_s \sin \beta} \dots \dots \dots (3)$$

同様に

$$Ndp = \frac{Z \sin(\alpha_p + \beta)}{tp \sin \alpha_p \sin \beta} \dots\dots\dots(4)$$

また、Spvは式(5)のように示される。

$$\begin{aligned} Spv &= Ndp \text{ Awp } \sigma_{pe} \sin \alpha_p \\ &= \frac{\text{Awp } \sigma_{pe} Z \sin(\alpha_p + \beta)}{tp \cdot \sin \beta} \dots\dots\dots(5) \end{aligned}$$

したがって、式(2)は式(3)、(4)および(5)より次のように書きかえられる。

$$\frac{\text{Aws } \sigma_s \sin(\alpha_s + \beta)}{ts \cdot \sin \beta} + \frac{\text{Awp}(\sigma_p' + \sigma_{pe}) \sin(\alpha_p + \beta)}{tp \cdot \sin \beta} = \frac{S - Sc - Sp}{Z} \dots\dots\dots(6)$$

上式は、せん断補強鋼材としてスターラップだけでなくP C 鋼棒が配置されている場合についても適用できるように拡張したものである。

次に、同一ひびわれ面におけるスターラップとP C 鋼棒のひずみはほぼ等しく、鉄筋とP C 鋼棒のヤング係数の差はわずかであるのでその差を無視すると次のような関係が示される。

$$\frac{\sigma_s}{E_s} \div \frac{\sigma_p}{E_p}$$

$$\therefore \sigma = \sigma_s \div \sigma_p$$

さらに、Zの値は近似的に次のように表わされる。

$$Z = jd$$

$$= \frac{d}{1.15}$$

以上の事項を考慮して式(6)は式(7)のように書きかえられる。

$$\sigma = \left\{ \frac{1.15 (S - Sc - Sp) \tan \beta}{d} - \frac{\text{Awp}}{tp} \sigma_{pe} \right\} \cdot \frac{1}{\frac{\text{Aws}}{ts} + \frac{\text{Awp}}{tp}} \dots\dots\dots(7)$$

ここで、軸方向P C 鋼材が水平に配置されている場合は、軸方向P C 鋼材による有効プレストレス力の鉛直成分 Sp は零である。また、せん断補強鋼材の種類および配置の条件より次のように書きかえられる。

(鉛直鋼棒のみ)

$$\sigma = \frac{1.15 tp (S - Sc) \tan \beta}{\text{Awp} \cdot d} - \sigma_{pe} \dots\dots\dots(8)$$

(鉛直鋼棒と鉛直スターラップの併用)

$$\sigma = \frac{\frac{1.15(S - Sc)}{d} \tan \beta - \frac{Awp}{tp} \sigma_{pe}}{\frac{Aws}{ts} + \frac{Awp}{tp}} \quad \dots\dots\dots (9)$$

(鉛直スターラップのみ使用)

$$\sigma = \frac{1.15 ts(S - Sc) \tan \beta}{Aws \cdot d} \quad \dots\dots\dots (10)$$

3.2 セン断力による軸方向鋼材引張力

多くのせん断実験の結果、軸方向引張鋼材には曲げモーメントによるものよりもさらに大きな軸力が発生することが確認されている。これはせん断力による影響であり、トラス理論ではコンクリートの圧縮斜材に生じる圧縮力の反力を引張鋼材が負担するためと説明することができる。この大きさを定める場合、2つの方法が提案されている。1つは、F. Leonhardt²⁾による Shift Rule であり、他の1つは、B. Thurlimann¹⁾が提案している力の釣合い条件から算出する方法である。今回、後者に基づいてせん断力により軸方向鋼材に生じる軸力を求める汎用性のある式を一般化したので、以下にこれらの方法を示す。

3.2.1 Shift Rule

曲げモーメントを部材有効高 d だけ、曲げモーメントが増加する方向へ、平行移動した曲げモーメント(シフトした曲げモーメント)について軸方向引張鋼材の応力度などの照査を行なう方法である。これによって曲げモーメントによる応力度に、せん断力による増分を加えた値に対して安全が保障されるものである。(図-5 参照)

3.2.2 セン断力に対する力の釣合い 条件に基づく軸方向鋼材引張力

せん断力による軸方向鋼材の引張力を、トラスモデルにおける力の釣合い条件から算出する方法である。トラスモデルとして図-6に示すものを想定

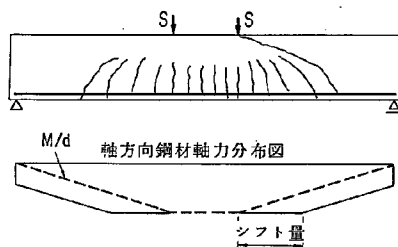


図-5 セン断力による軸方向鋼材応力度の増加

する。トラスの上・下弦材の軸力をそれぞれ F_u , F_e , スターラップの傾き角を α 、間隔を t , 引張力を T , ひびわれ角度を β , 圧縮斜材の鉛直断面における合力を D とする。この断面に外力として曲げモーメント M , セン断力 S , 軸力 N が作用しているとして力の釣合いを考え、軸力 N は図心に作用するものとし、図心の位置をけた高の $1/2$ 点から e の距離にあるとする。

この鉛直断面におけるスター
ラップの本数 N_v は式(11)によっ
て表わされる。

$$N_v = \frac{Z}{t \cdot \tan \alpha} \dots\dots\dots (11)$$

鉛直方向での力の釣合い条件
により、式(12)が成立する。

$$\begin{aligned} S &= D \sin \beta + N_v T \sin \alpha \\ &= D \sin \beta + \frac{Z T \sin \alpha}{t \tan \alpha} \\ &= D \sin \beta + \frac{Z}{t} T \cos \alpha \dots\dots\dots (12) \end{aligned}$$

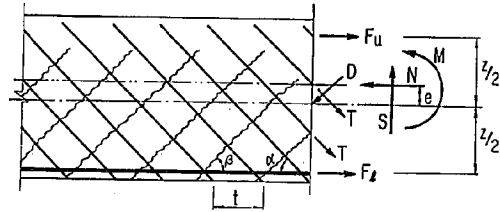


図-6 トラス理論のモデル

水平方向の力の釣合い条件より式(13)が成立する。

$$-N + F_u + F_d - D \cos \beta + N_v T \cos \alpha = 0 \dots\dots\dots (13)$$

けた高の1/2点でのモーメントの釣合い条件より、式(14)が得られる。

$$M - \frac{F_u \cdot Z}{2} + \frac{F_d \cdot Z}{2} + N \cdot e = 0 \dots\dots\dots (14)$$

式(11), (13), (14)より式(15), (16)が得られる。

$$F_u = \frac{M}{Z} + \frac{D}{2} \cos \beta - \frac{Z}{2t} \cdot \frac{\cos \alpha}{\tan \alpha} T + N \left(\frac{1}{2} + \frac{e}{Z} \right) \dots\dots\dots (15)$$

$$F_d = -\frac{M}{Z} + \frac{D}{2} \cos \beta - \frac{Z}{2t} \cdot \frac{\cos \alpha}{\tan \alpha} T + N \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{Z} \right) \dots\dots\dots (16)$$

次に斜めひびわれ面での釣合い条件を考える。釣合い面のスターラップの本数 N_d は式(3)
と同様に次のように示される。

$$N_d = \frac{Z}{\sin \beta} \cdot \frac{\sin(\alpha + \beta)}{t \sin \alpha}$$

鉛直方向での釣合より

$$N_d = T \cdot \sin \alpha = S$$

よって

$$T = A_{ws} \cdot \sigma_s = \frac{t \cdot S \sin \beta}{Z \cdot \sin(\alpha + \beta)} \dots\dots\dots (17)$$

式(12)と式(17)より式(18)が得られる。

$$D = \frac{S}{\sin \beta} - \frac{Z}{t} T \frac{\cos \alpha}{\sin \beta}$$

$$= \frac{S}{\sin \beta} \cdot \frac{\sin \alpha \cos \beta}{\sin(\alpha + \beta)} \dots\dots\dots (18)$$

従つて式(17), (17)および(18)より

$$F_u = \frac{M}{Z} + \frac{S}{2 \sin \beta} \cdot \frac{\sin \alpha \cos^2 \beta}{\sin(\alpha + \beta)} - \frac{1}{2} \frac{Z}{t \tan \alpha} \cdot \frac{t S \sin \beta \cos \alpha}{Z \sin(\alpha + \beta)} + N \left(\frac{1}{2} + \frac{e}{Z} \right)$$

$$= \frac{M}{Z} + \frac{S}{2 \sin(\alpha + \beta)} (\cot \beta \sin \alpha \cos \beta - \cot \alpha \sin \beta \cos \alpha) + N \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{Z} \right) \dots (19)$$

又、式(16), (17)および(18)より

$$F_z = -\frac{M}{Z} + \frac{S}{2 \sin(\alpha + \beta)} (\cot \beta \sin \alpha \cos \beta - \cot \alpha \sin \beta \cos \alpha) + N \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{Z} \right) \dots (20)$$

4. 実験結果および考察

4.1 セン断補強鋼材の応力度に関する特性

4.1.1 実験結果からの一般的特性

(1) セン断力とセン断補強鋼材の応力度との関係

載荷によってセン断補強鋼材に生じた応力度とセン断力との関係は付図-4(1)~(12)に示されるが、これらの図は各タイプともほぼ良く似た形状を示しているので、図-7のように特徴を示すことができる。以後は、付図-4の代わりに図-7によって説明を行なう。

セン断力(荷重)が小さく、供試体のウェブにひびわれが生じない状態では、応力度はほとんど変化しないが、ひびわれが発生すると応力度はセン断力にほぼ比例して増加する。

ひびわれ発生後に繰り返し載荷を行なうと、一般に応力度は急激に増加する場合が多く、まれに減少することもある。この増加の原因として、ひびわれ幅の増大による応力度分担の増加、そして減少の原因として、ひびわれが進展することによってひびわれに含まれる補強鋼材数の増加による応力度分担の減少が考えられる。

一般に、タイプA、Bで見られるように、鉛直鋼棒の応力度とセン断力はひびわれ発生後、比較的すなおな比例関係にあるが、タイプB、CおよびDのスターラップは鋼棒よりもばらついて変化する傾向がある。これは、コンクリートとの付着力がスターラップと鋼棒によって異なるためであろう。

(2) 1本のセン断補強鋼材の応力度分布

1本のセン断補強鋼材の中で、応力度がどのように分布しているかをみるため、それぞれの位置における縦方向の応力度分布の代表的な図を図-8(1)~(4)に示し、その他の図は付図-5に示す。これらの図によ

ると、タイプAの場合は比較的位置による違いが少なく、また、ひびわれの近くで大きな応力度が生じ、ひびわれから離れると応力度は小さくなる傾向が認められる。これに対して、タイプB、C、Dの場合、1本のセン断補強鋼材の中の応力度分布は非常にばらついており、ひびわれ発生位置との相関性もあまり強くない。これは、PC鋼棒の付着力が鉄筋と比較して小さいためと考えられる。

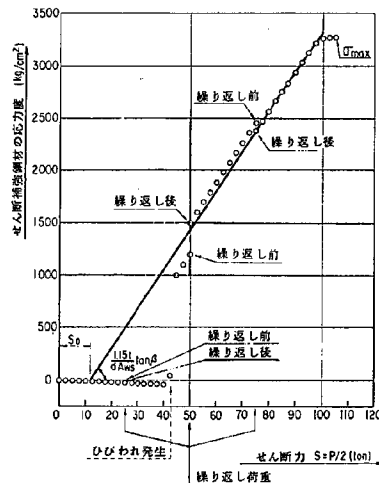
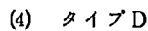
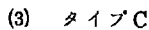
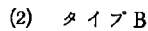
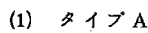


図-7 セン断補強鋼材の応力度とセン断力の関係



- 15 -

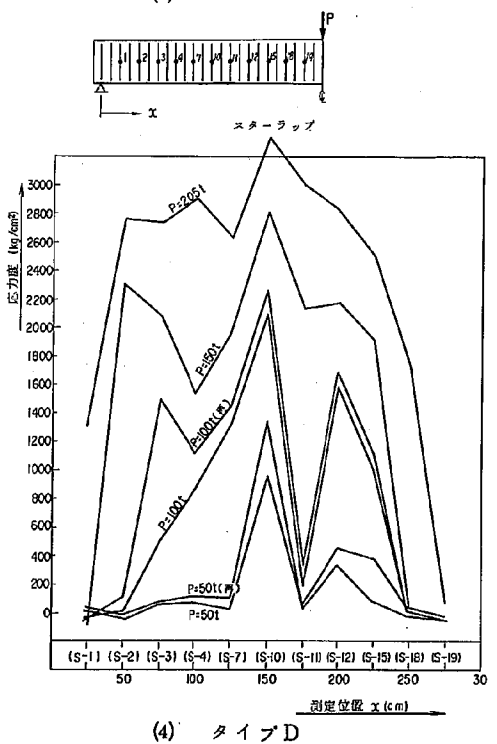
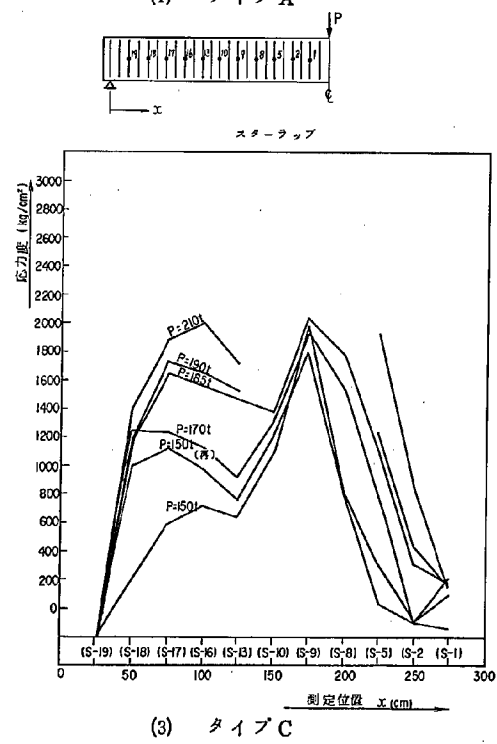
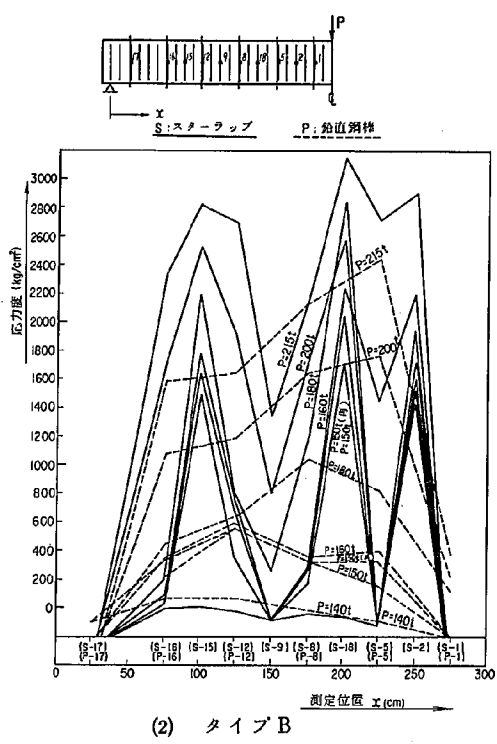
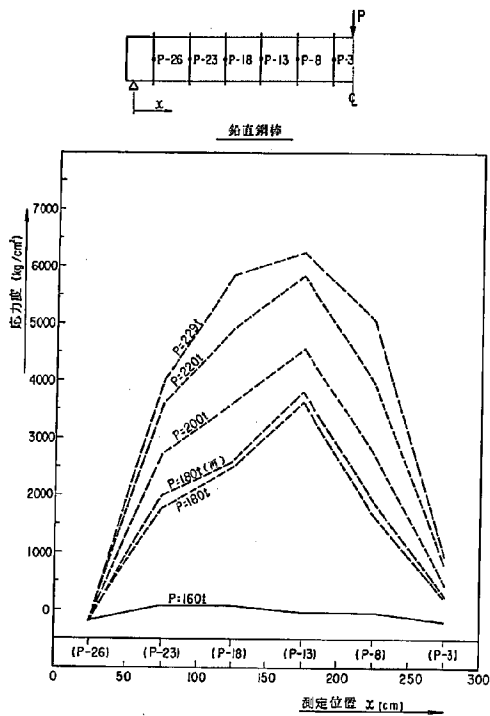


図 - 9 セン断補強鋼材応力度の軸方向分布図

(3) セン断補強鋼材の部材軸方向の応力度分布

セン断補強鋼材に生じる応力度の部材軸方向の分布をみるためその代表的な図を図-9(1)~(4)に示し、その他の図は付図-6に示す。これらの図から、いずれの供試体についても、支点付近および載荷点付近の応力度は小さく、中間が大きな応力度を示していることがわかる。供試体ごとの特徴としては、(1)、(2)の場合と同様、タイプAでは比較的単純な分布曲線となっているが、他の供試体ではかなりばらつき複雑な形状を示しており、PC鋼棒と鉄筋ではコンクリートとの付着力の違いによる影響が見られる。

4.1.2 セン断補強鋼材応力度の理論値と実測値

タイプA、B、CおよびDの理論値は式(8)、(9)、(10)によって示される。これらの式におけるひびわれ角 β は実験結果を用いるべきであるが、未知数のコンクリートが受け持つセン断力 Sc との関連性があるために、ここでは β も未知数と考え次の手順に従って β 、 Sc の値を定め、これらの値の検証と鉛直鋼棒の有効プレストレス力、ひびわれ角度 β 、およびコンクリートが受け持つセン断力 Sc 等についてこれらの式の妥当性を検討する。

(1) ひびわれ角度 β

式(8)~(10)において β の値を選定するために付図-4の各図に、実測されたセン断補強鋼材の応力度とセン断力との関係を表わす直線をPC鋼棒については一点鎖線、スターラップについては実線で引いた。この直線を引くにあたっては、鋼材の両面又はスターラップの両側にはったひずみゲージの値の平均値を表わすようにした。

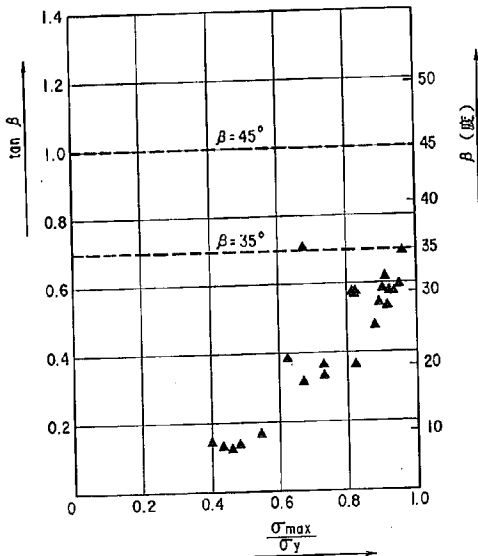
このようにして引いた直線の勾配を i とすると、 $\tan \beta$ の値は次式により逆算できる。

$$\tan \beta = \frac{Awp \cdot d}{1.15 t p} i \quad \dots\dots\dots (21)$$

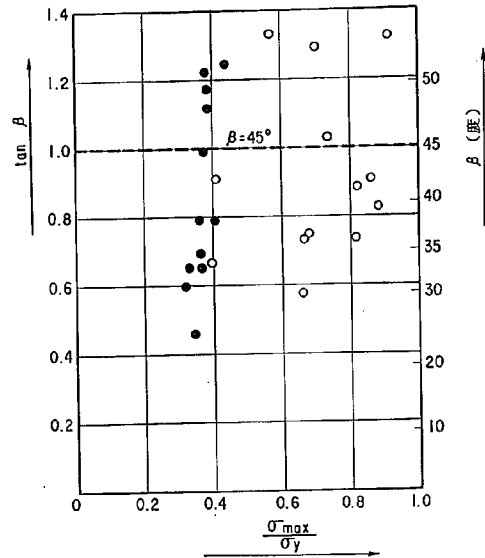
この様にして求めた $\tan \beta$ の値と、そのゲージが示す最大応力度 σ_{max} との関係を図-10(1)~(4)にプロットした。これらの図から、タイプAについては $\tan \beta$ と σ_{max} とは比較的きれいな直線関係があり、 σ_{max} が増加するにしたがって $\tan \beta$ も大きくなっている。設計に際しては $\beta = 45^\circ$ とする考え方と β を中立軸における主応力の傾き角とする考え方がある。設計上重要なのは $\sigma_{max} = \sigma_{py}$ 付近の値であり、この付近では約 $\beta = 35^\circ$ となっている。この値は中立軸における主応力の計算値に近い値であり(図-11参照)実測値よりはやや大きい。(図-12参照)

しかし、タイプBおよびCについては $\tan \beta$ と σ_{max} との相関性は認められない。この原因としてはタイプB、Cには異形鉄筋のスターラップを配置しているため、コンクリートとの付着力が強く、鋼材の応力度はひびわれの位置等の影響を受けてタイプAよりも複雑な測定結果を与えているものと考えられる。ただタイプCでは $\beta = 45^\circ$ 付近にプロットした点は集まっているが、この値は主応力計算によるひびわれ角度や、実際のひびわれ角度とは異

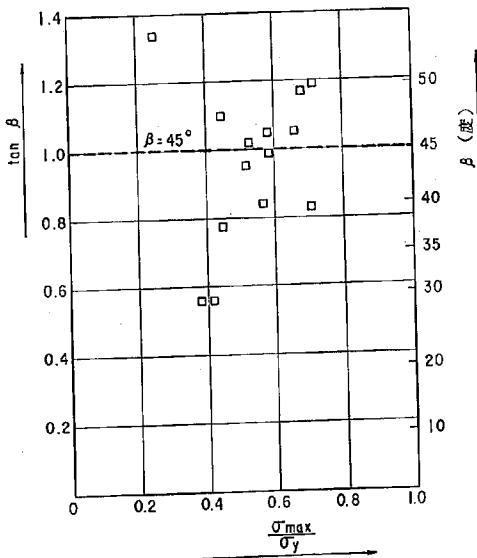
○	スターラップ
●	鉛直P C鋼棒



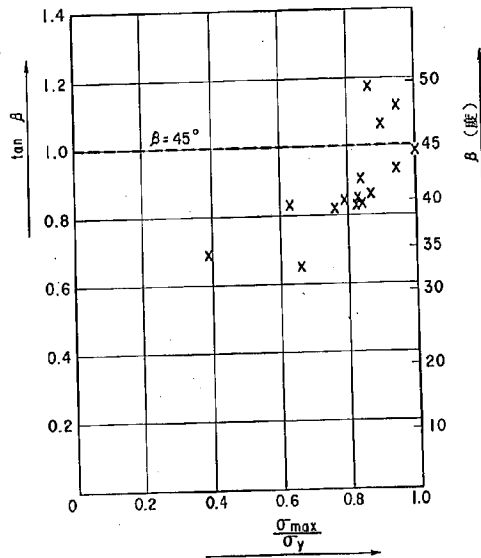
(1) タイプ A



(2) タイプ B



(3) タイプ C



(4) タイプ D

図-10 $\tan \beta$ とせん断補強鋼材応力度比

なる。(図-12参照)

タイプDの鉄筋コンクリート供試体はタイプBおよびCに比較すると、 $\tan \beta$ と $\sigma_{\max}$ との相関性が強いが、タイプAほど明確ではない。 $\sigma_{\max} = \sigma_y$ の付近では、ほぼ $\beta = 45^\circ$ となっている。これは主応力計算によるひびわれ角度に等しく、実際のひびわれ角度にもほぼ等しい。(図-12参照)

以上の結果より、3.1に示した一般式に実際のひびわれ角度を使用するとよい結果は得られない。しかし、PC鋼棒のみでせん断補強されているけたにおいてひびわれ角度 β は主応力計算による値を、そしてPC鋼棒とスターラップを併用しているけた等においてはひびわれ角度 $\beta = 45^\circ$ を用いることにより、3.1に示した一般式は安全側な値を与えるが使用可能である。

(2) Sp_v および Sc の検討

3.1に示した式(8)、(9)では、鉛直鋼棒の有効プレストレス力をせん断力から差し引いて Sp_v として考慮している。

また、コンクリートが受け持つせん断力 Sc には、コンクリート圧縮域の受け持つせん断力、ひびわれ面における骨材

のかみ合せ、軸方向鋼材によるdowel作用などが考慮されるためさまざまな影響因子が含まれる。このため、一概にその値を定めることは困難である。また、土木学会「プレストレスコンクリート標準示方書案」では Sc の値を次式のように規定している。

$$Sc = \left(1 + \frac{Mo}{Md} \right) \tau_{abwd}$$

上式において、コンクリートの受け持つせん断力には、軸方向プレストレスの影響を考慮しているが、鉛直方向のプレストレスの影響は考慮していない。

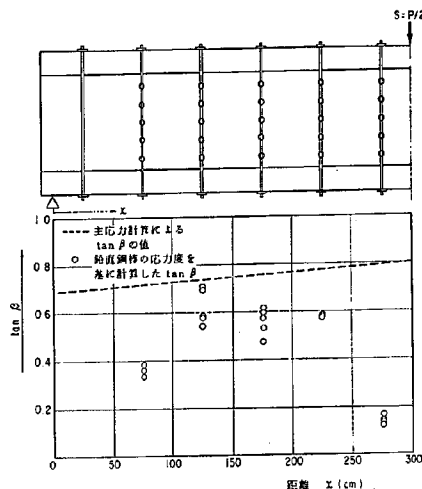


図-11 各測点における $\tan \beta$ (タイプA)

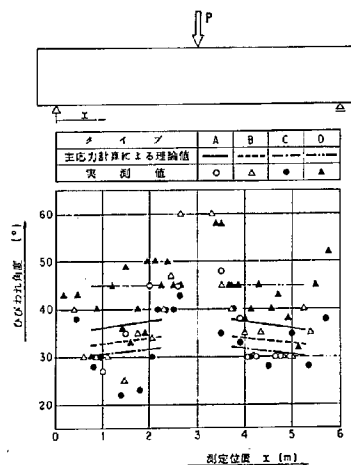


図-12 中立軸におけるひびわれ角度

これらの点の重要性を確認することが、今回の実験での重要な点になっている。
式(6)、(9)より、せん断補強鋼材の応力度 σ が零となるせん断力 S_0 は、

$$S_0 = S_c + \frac{d \cot \beta}{1.15 t_p} A_{wp} \cdot \sigma_{pe}$$

$$= S_c + S_{pv} \dots\dots\dots (22)$$

ここに

$$S_c = \tau_a \left(1 + \frac{M_o}{M_d} \right) b w \cdot d$$

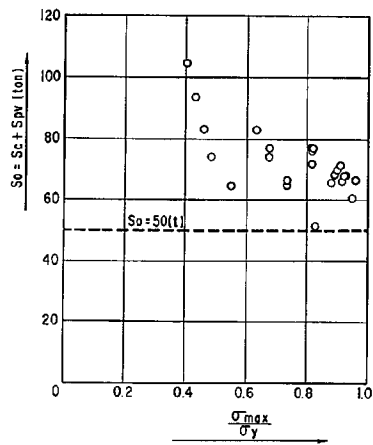
となる。 S_0 の値は図-7において実線で示される応力度～せん断力線が、 $\sigma=0$ の線と交差する点のせん断力であり、これとその点におけるせん断補強鋼材応力度の最大値とを各タイプごとに図-13(1)～(4)にプロットした。これらの図において $\sigma_{\max} / \sigma_y$ が1.0近傍における S_0 が重要になるが、(1)で述べた図-10における $\tan \beta$ の傾向と同様に、タイプAは比較的まとまっており一定の傾向を示しているが、他の供試体はかなり点がばらついている。したがって、安全のため図-13にプロットされた S_0 の下限値をとってこれを図-14に示す。

この図において、 S_c の計算に用いる τ_a は土木学会「プレストレストコンクリート標準示方書案」⁸⁾ の値を基に、供試体の圧縮試験の結果によって補間して求めた。この図では、プレストレストコンクリート供試体について実験値より求めた S_0 と理論値(計算値)とは各タイプとも比較的近い値を示しており、提案式の妥当性がほぼ確められたとみなすことができる。

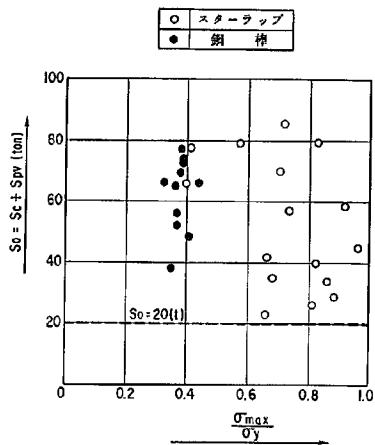
この提案式の妥当性を確認するため、付図-4に提案式の値を破線で示した。ただしこの場合 $\beta=45^\circ$ とした。これらの図を見ると、タイプA, B, Cについては全ての実験値が理論値よりも下回っており、提案式はこれらの形式のけたに対して安全側に適用できるといえる。しかし、タイプDの鉄筋コンクリートのけたでは測点No 9, 10等、いくつかの点において実験値が理論値を上回っている。

(4) 同一ひびわれ面における鉛直鋼棒とスターラップの応力度差

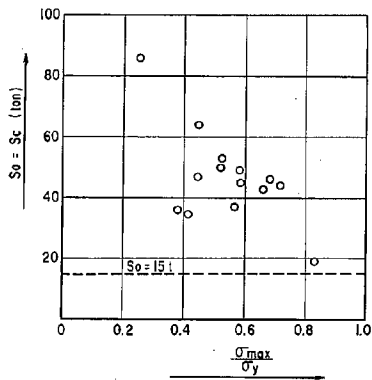
3.1における一般式は、同一ひびわれ面におけるスターラップとPC鋼棒の応力はほぼ等しいとして誘導されたが、タイプBの実験の結果、この供試体について必ずしもこの条件が満足されず一般に同一ひびわれ面におけるスターラップのひずみが、鋼棒のひずみよりも大きい傾向が認められた。図-15にせん断力 S と鋼材応力度の差 ($\sigma_s - \sigma_p$) を示した。この図では鋼棒とスターラップはそれぞれのヤング係数を用いて計算してあるが、両者の間にはヤング係数の差よりもはるかに大きな差が生じていることがわかる。この理由としては、付



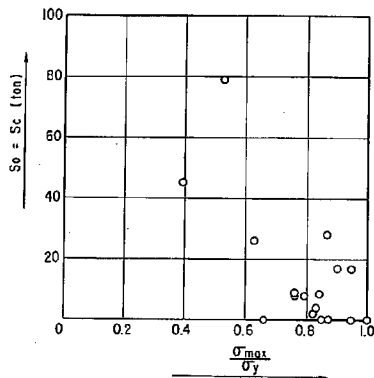
(1) タイプ A



(2) タイプ B



(3) タイプ C



(4) タイプ D

図 - 1 3 So と $\sigma_{\max}$ との関係

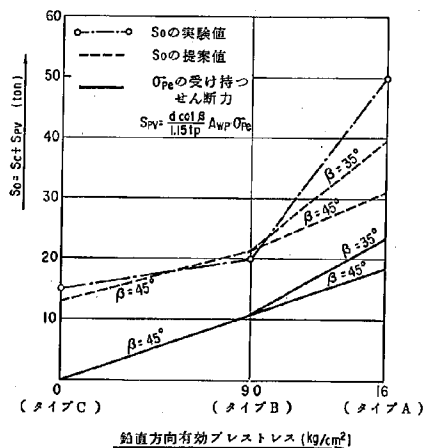


図 - 1 4 So と鉛直方向有効プレストレスとの関係

着力の違い、鋼材の位置のちがい等からいくつかの説明が可能であるが、設計上どのように考慮すべきか、又は、考慮する必要がないかが、今回の実験では判断できなかった。

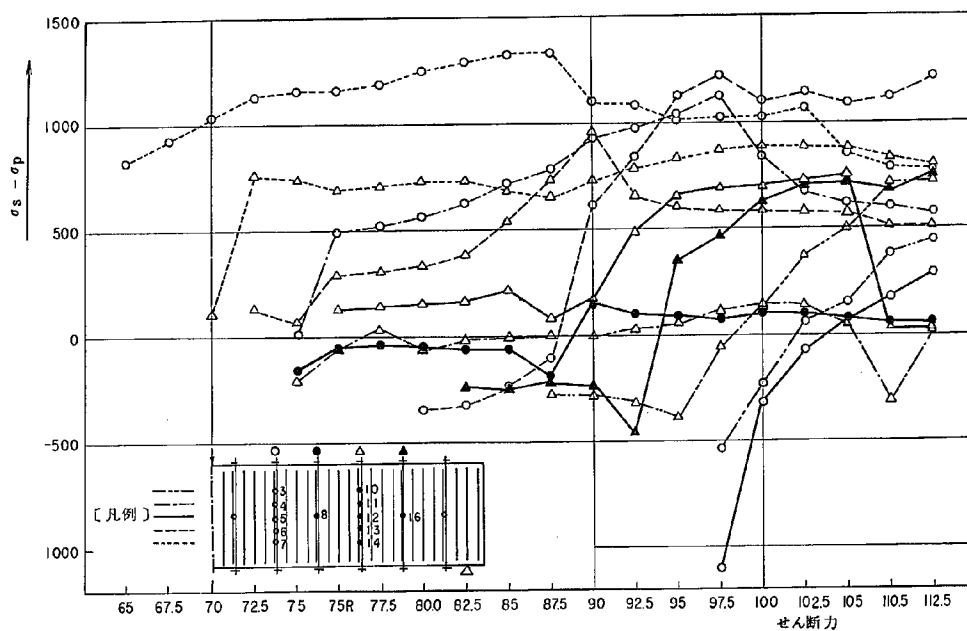


図-15 同一点における鉛直鋼棒応力度とスターラップ応力度の差

4.2 ひびわれに関する特性

4.2.1 せん断ひびわれ発生荷重

図-7に示すせん断補強鋼材の応力度とせん断力との関係図において、せん断力が徐々に増加して供試体にひびわれが発生すると、鋼材の応力度曲線はほとんど零の状態から急に折れ曲がり、以後はせん断力に伴って増加してゆく。この折れ曲がりのはっきりと認められ、目視によって供試体のひびわれが確認された荷重と一致している。そこで、この折れ曲がり荷重をひびわれ発生荷重として、その応力度曲線が示す最大応力度との関係を図-16にプロットした。この図によりひびわれ発生荷重はタイプごとに大き

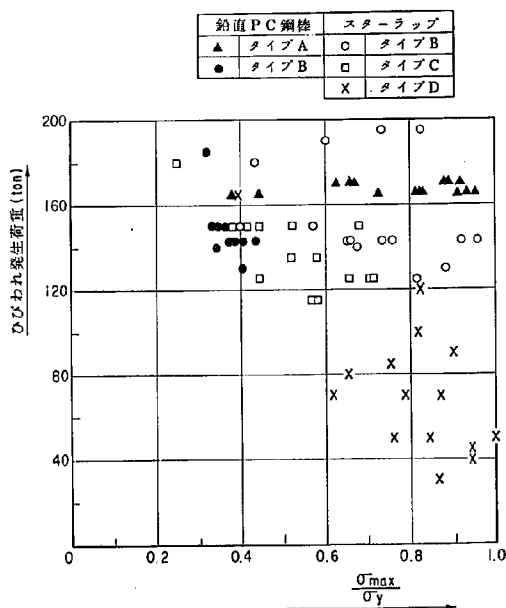


図-16 ひびわれ発生荷重とせん断補強鋼材応力度比

い方からほぼ、A, B, C, Dの順になっていることがわかる。すなわち、鉛直鋼棒のプレストレスがせん断ひびわれ発生荷重を大きくすることに有効であることがわかる。また、この図からはひび発生荷重と $\sigma_{\max}$ との関連性は少ないともいえる。

4.2.2 ひびわれの形状

各タイプごとのひびわれの形状を図-17に示す。タイプAはひびわれの本数が最も少なく、間隔も広い。タイプB, C, Dとしだいにひびわれ本数が増加し、間隔もせまくなるが、これらの間にはそれ程大きな違いはない。その理由の1つはせん断補強鋼材量の違いであろう。すなわち、タイプAでは鋼棒のみが0.38%しか補強されていないが、タイプBでは1.26%の鋼棒とスターラップが入っており、タイプC, Dでは、1.34%のスターラップが配置されている。このためタイプAでは他と比較してひびわれが集中して発生したことになる。このことは、ひびわれ幅の測定結果からさらにはっきりと知ることができる。

ひびわれが供試体ごとにどのような角度で生じているかを見るために図-12を示す。この図には中立軸における主応力の部材軸に対する傾き角も記入してある。この図から、一般にひびわれ角度は支点または載荷点近傍では大きくなり、これらの中間では小さな値になっている。ひびわれ角度は、タイプDが最大で $35^{\circ} \sim 50^{\circ}$ 、次いで鉛直方向にプレストレスが導入してあるタイプA, およびBが $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$ 、最も小さな角度でひびわれが生じているのが、軸方向にのみプレストレスが導入されているタイプCとなっている。この順序は主応力の方向の計算値と一致しているが、ひびわれ角度の値は、実測値の方が計算値よりも小さくなる傾向がある。

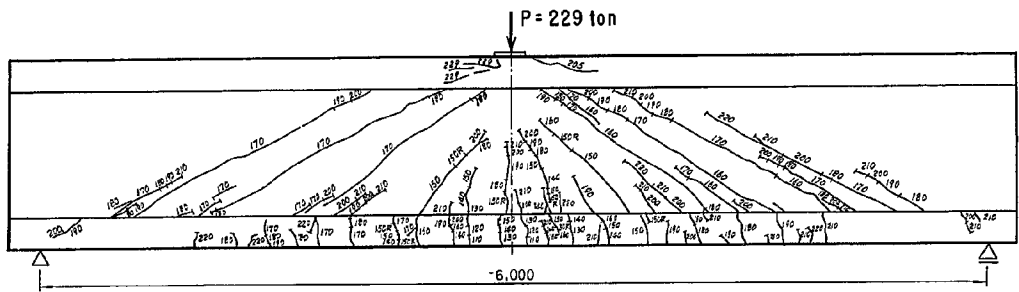
4.2.3 ひびわれ幅

図-18に、各タイプにおける最大ひびわれ幅と荷重との関係を示す。ひびわれ幅の値はコンタクトゲージによって測定した値を式(1)によってひびわれ幅に変換した値や拡大鏡によって直接測定した値である。この図から、破壊直前の最大ひびわれ幅はタイプAの値が最も大きく2.20mmに達し、次いでタイプCの0.78mm、タイプDの0.39mm、最も小さいのがタイプBの0.26mmとなっている。

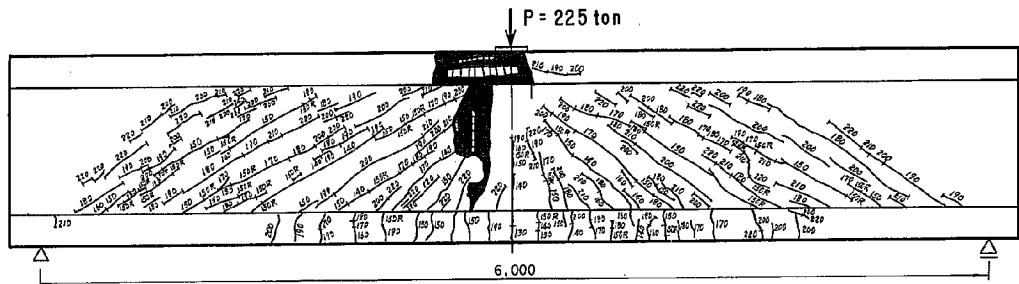
また図-19には、拡大鏡によって直接測定したひびわれ幅 δd を式(1)によって変換された δv 、ヤコンタクトゲージによる測定値の鉛直方向での合計値を各タイプごとに示した。この図からもひびわれが発生した後では、タイプAのひびわれ幅が非常に大きいことがわかる。次に、タイプD, C, Bの順となって常にタイプBが最も小さな値となっている。

これらの他に付図-7, 8には各測定点での総ひびわれ幅や最大ひびわれ幅が示してある。コンクリート部材の設計でひびわれが問題となるのは、ひびわれが発生した場合、使用時におけるひびわれ幅が十分小さな値でおさまる必要があることである。

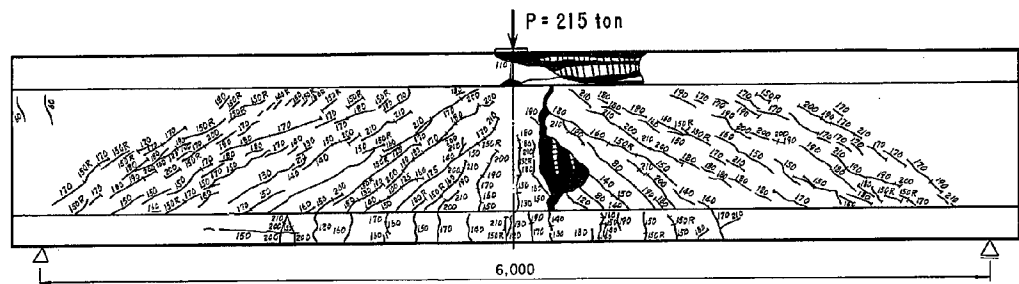
このことを検討するためAタイプについて180ton載荷後荷重を除去して残留ひびわれ幅



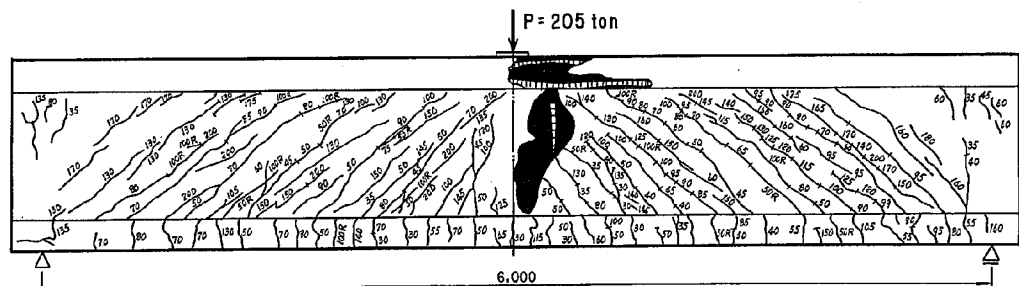
タイプ A



タイプ B



タイプ C



タイプ D

図-17 ひびわれ状況図(側面-I)

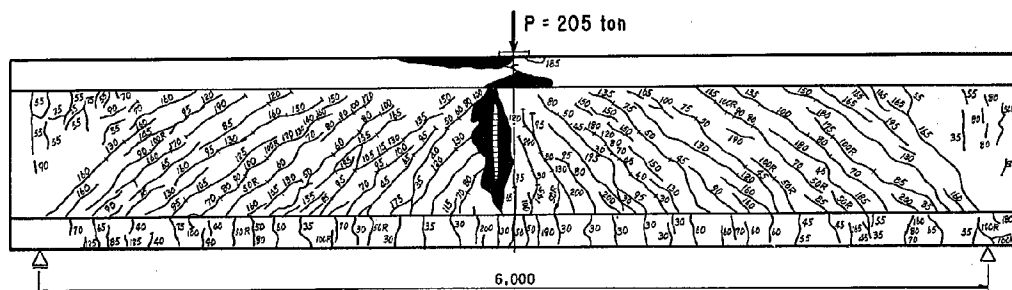
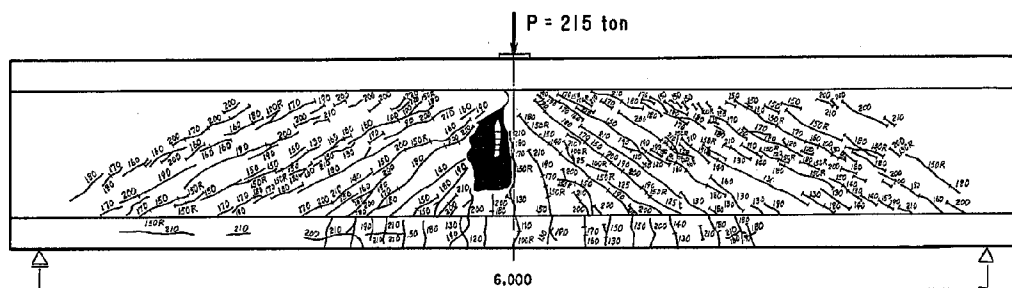
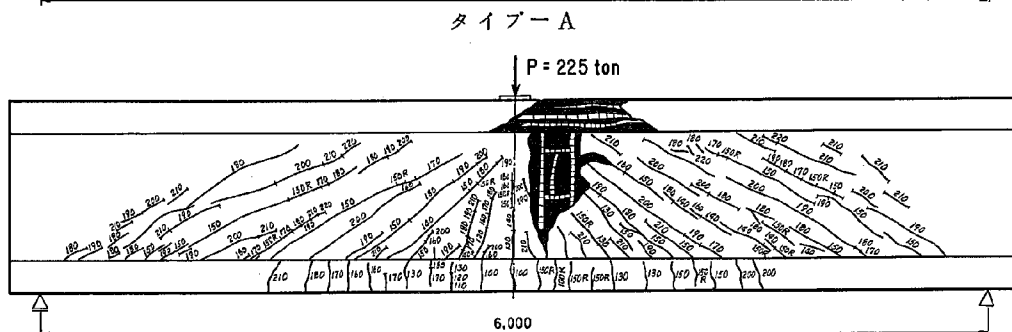
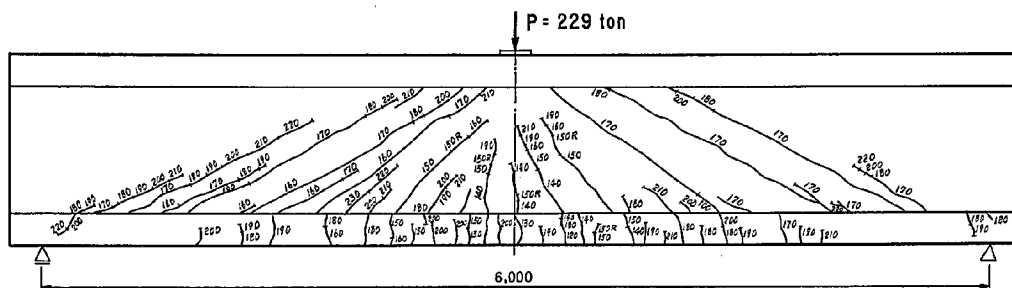
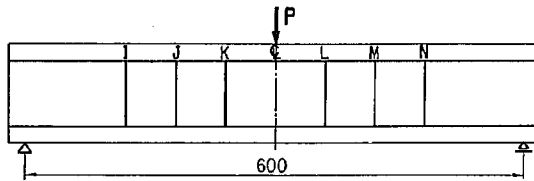


図-17 ひびわれ状況図(側面-II)

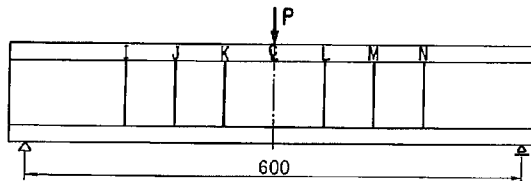


(単位 : 1/1000mm)

荷重P(ton)	タイプ A (J)	タイプ B (L)	タイプ C (K)	タイプ D (K)
0	233			
30	280			
40				
50	239, 365			
60				64
70				152
80				167
90				193
100				207
110				215
120	544			251
130	585			265
140				286
150				305
160				313
170				320
180				332
190				350
200				369
210				394
220				
0	420			127

注) () 内の数値は拡大鏡による直接測定値である。

図 - 1 8 最大ひび割れ幅



(単位 : 1/1000mm)

荷重P(ton)	タイプ A (I)	タイプ B (J)	タイプ C (L)	タイプ D (M)
0	309			
30	367			
40				
50				
60	325			62
70	464			79
80				100
90				153
100				186
110				280
120				394
130	765			426
140				476
150				533
160				576
170				648
180				767
190				829
200				881
210				1010
220				
0				

図 - 1 9 総ひびわれ幅

の測定を行なった。また、供試体の間にせん断補強鋼材量の違いがあるため、ひびわれ幅のみを比較することはできない。そこで、ひびわれの近くのせん断補強鋼材の応力度とひびわれ幅とを比較した。この結果を図-20(1)~(4)に示す。これらの図を1つにまとめたのが図-21である。この図から鋼材量の違いを除いてもタイプAは他の3つの供試体に比較して大きなひびわれが生じており、荷重による鉛直鋼棒のひずみが 500×10^{-6} 程度であっても0.3mmと大きな残留ひびわれ幅を示すことがわかる。すなわち4.2.1で述べたように、タイプAはひびわれ発生荷重は大きい、一度ひびわれが発生すると、ひびわれ幅は大きくなり、除荷されてもかなりのひびわれが残留すると言える。タイプAとタイプB、CおよびDのちがいはスターラップの有無である。したがって残留ひびわれ幅を小さくする必要から、せん断補強鋼材として鉛直鋼棒を用いた場合でも、ある程度以上のスターラップを配置する必要のあることがわかる。

4.3 その他の特性

4.3.1 せん断力により軸方向鋼材に生じる引張力

せん断力により軸方向鋼材に生じる引張力を測定し、理論式の妥当性を検証するために、タイプCおよびDの軸方向鋼材に付図-2(3)、(4)で示すようにひずみゲージをはりつけて実験を行なった。この実験ではせん断補強鋼材は鉛直に配置しており、軸力は作用していない。したがって、軸方向鋼材の引張力を示す式(20)において

$$\alpha = 90^\circ$$

$$N = 0$$

と置くことができる。さらに4.1.2に述べた結果を用いると

$$\beta = 45^\circ$$

とすることができる。

したがって、式(20)は次のような単純な形に書き直すことができる。

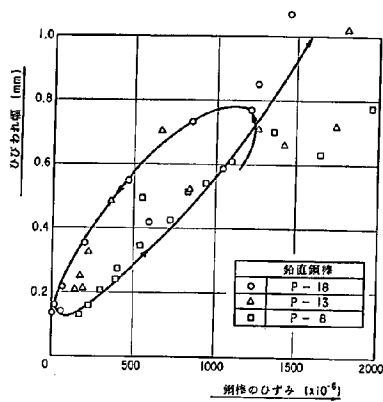
$$F\ell = -\frac{M}{Z} + \frac{1}{2} S \dots\dots\dots(23)$$

すなわち、せん断力によって軸方向鋼材の引張力はせん断力の $\frac{1}{2}$ だけ増加することになる。

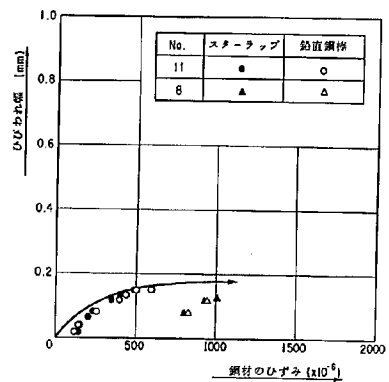
図-22(1)~(6)に軸方向鋼材のひずみと荷重との関係を示す。測定点はタイプCおよびDともM-2, M-3, M-4の3点づつとした。これらの図からタイプCおよびタイプDについてひずみの実測値と各理論値とを比較することができる。

これらの図から次のことがわかる。

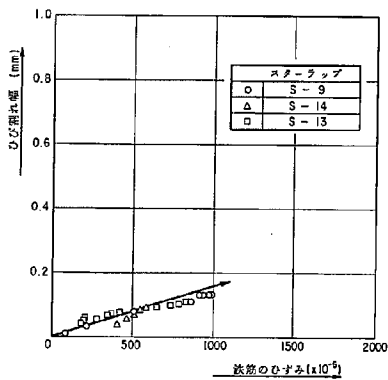
- (1) いずれの供試体においても、軸方向鋼材のひずみは曲げモーメントのみを考慮した場合のひずみよりも大きくなり、せん断力の影響を考慮して軸方向鋼材の設計を行なう必要がある。



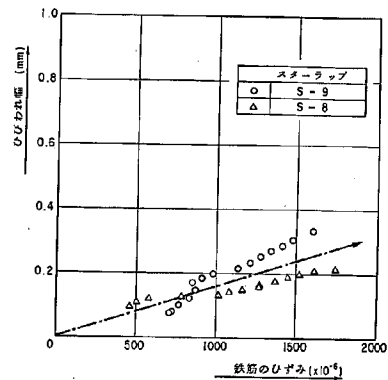
(1) タイプ A



(2) タイプ B



(3) タイプ C



(4) タイプ D

図-20 せん断補強鋼材のひずみとひびわれ幅

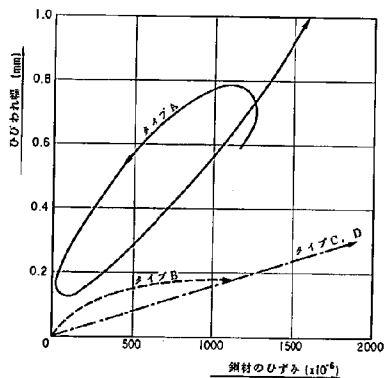
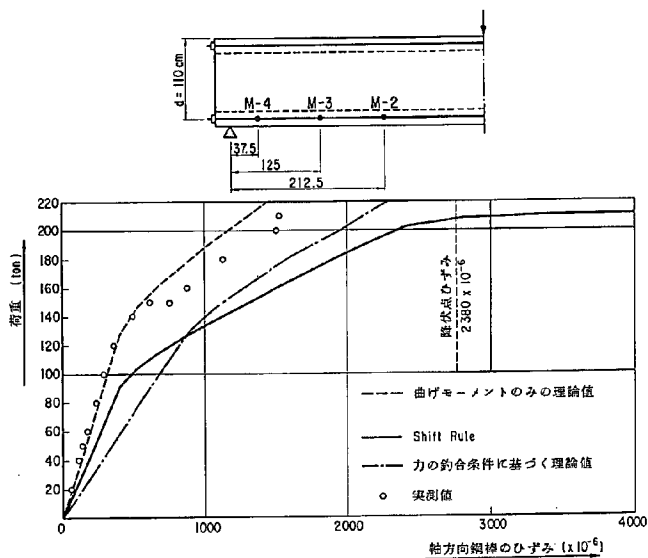
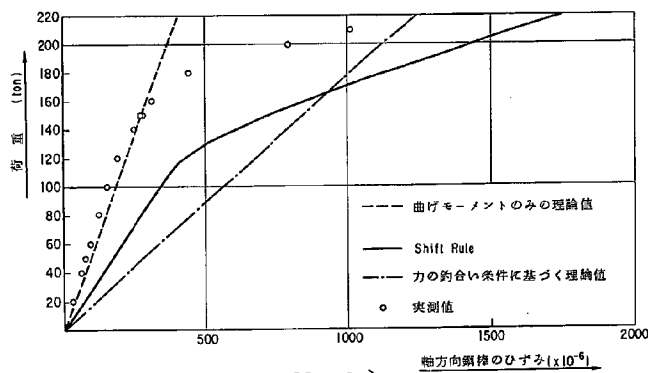


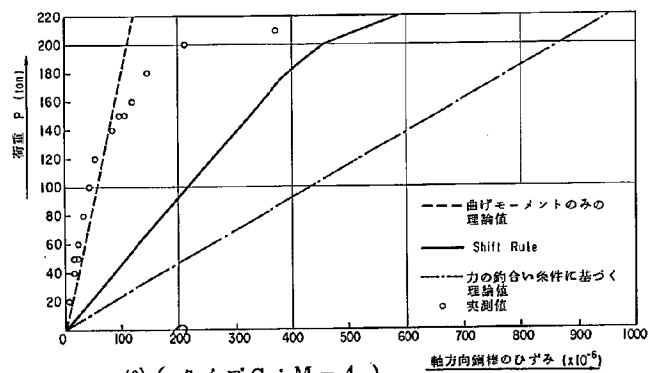
図-21 せん断補強鋼材のひずみとひびわれ幅



(1) (タイプ C ; M-2)



(2) (タイプ C, M-3)



(3) (タイプ C ; M-4)

図-22 軸方向鋼棒のひずみ

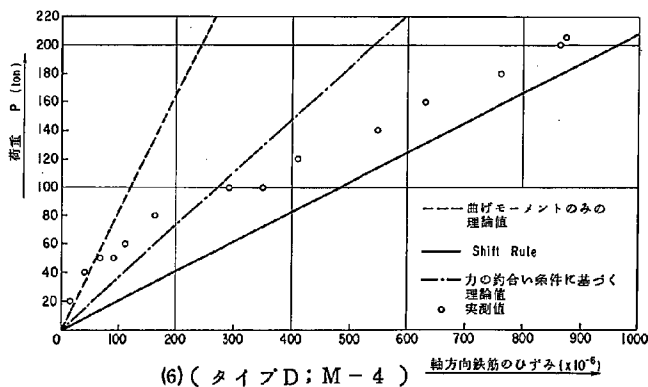
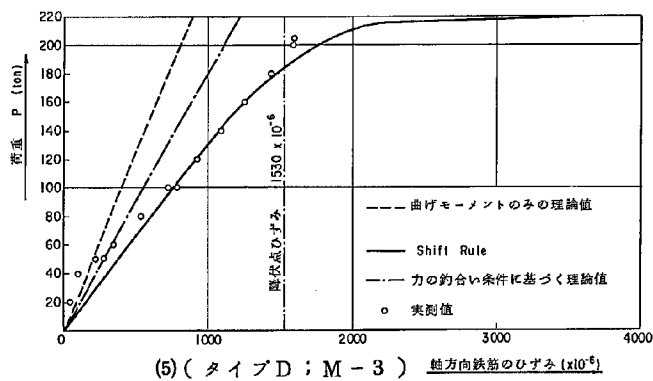
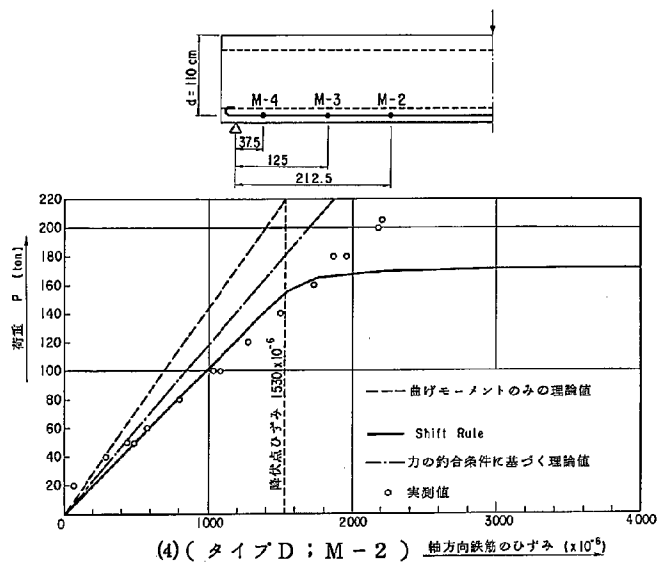


図-2'2 軸方向鉄筋のひずみ

(2) タイプC (プレストレストコンクリート供試体) については、軸方向鋼材引張力へのせん断力の影響を計算する方法として、Shift Rule, 力の釣合い条件に基づく方法、共に安全側に用いることができる。

(3) タイプD (鉄筋コンクリート供試体) については、この計算を Shift Rule に基づいて行なう必要がある。

4.3.2 破壊形態とせん断応力度の最大値

実験に用いた4体の供試体はすべて曲げによる破壊であった。せん断補強鋼材のうちで最も大きな応力が生じているものは、タイプBの鋼棒とタイプCのスターラップを除いて、すべて降伏点に達している。(図-23参照)しかし、ひずみは降伏点から先はあまり伸びておらず、このためせん断破壊に至らなかったものと考えられる。また、せん断力によるウェブコンクリートの圧壊も生じなかった。

C E Bモデルコード(1976年5月)によるとウェブコンクリートの圧壊を生じさせないために式(24)に示すせん断応力度の最大値を規定している。

$$\tau_{\max} \left(= \frac{S_{\max}}{bw \cdot d} \right) = K \cdot \frac{\sigma_{ek}}{\gamma_c} \dots (24)$$

$$K = 0.25$$

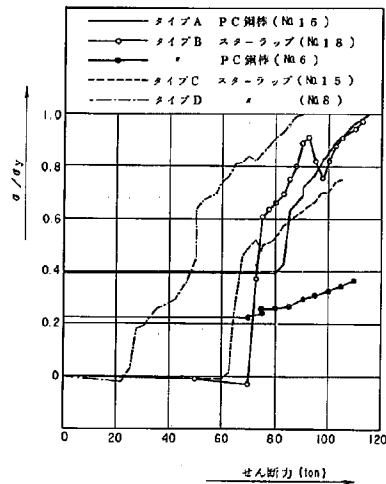


図-23 せん断補強鋼材の最大応力度・降伏点応力度比

ここに γ_c はコンクリートの材料安全係数である。仮りに、 $\gamma_c = 1.5$, $\sigma_{ek} = 400 \text{ kg/cm}^2$ をとると実験に用いた供試体の場合、C E Bコードに基づく $\tau_{\max}$ は 6.7 kg/cm^2 となる。

表-7によると実験においては破壊時点で $7.8 \text{ kg/cm}^2 \sim 8.7 \text{ kg/cm}^2$ の平均せん断応力度が作用していたことになり、この実験からは式(24)の K としては少なくとも 0.3 を用いることができるといえる。

表-7 タイプ別曲げ耐力とひび割れ耐力

タイプ		曲 げ 耐 力 (ton)	曲 げ ひ び わ れ 発 生 荷 重 (ton)	せん断ひびわれ 発 生 荷 重 (ton)	ウ ェ ブ 圧 壊 荷 重 (ton)
	検 討 位 置 支点からの距離	—	支 間 中 央	支点より125cm	—
A (P.C)	計 算 値	220	100	155	153
	実 験 値	229	110	170	—
B (P.C)	計 算 値	206	100	140	133
	実 験 値	225	100	150	—
C (P.C)	計 算 値	224	100	140	158
	実 験 値	215	100R	130	—
D (P.C)	計 算 値	175	40	70	155
	実 験 値	205	30	50	—

計算値：せん断ひびわれ発生荷重や傾き角は曲げひびわれ発生後も主応力計算が成立するものとし、引張主応力がコンクリートの引張強度に達した荷重を称する。

ウェブ圧壊荷重は道路橋示方書・改訂案・コンクリートのせん断応力度の最大値によって算出した。

R：同一荷重までの10回の繰り返し載荷後を示す。

5. 結 論

この実験の結果、次の結論が得られた。

- (1) 3.1 に示した一般式は鉛直 P C 鋼棒でせん断補強されたけたについて使用できる。

すなわち、ひびわれ面内の鉛直鋼棒の有効プレストレス力は鉛直断面内の曲げ上げ P C 鋼材の鉛直成分と同様に、せん断力から差し引くことができ式(2)における S_{pv} として評価される。ただしこの場合、コンクリートが受け持つせん断力 S_c に対し、さらに鉛直方向のプレストレスの効果を期待することは困難である。式の適用にあたっては、ひびわれ角度 $\beta = 45^\circ$ とすると安全側の値を与えることになる。

- (2) P C 鋼棒により鉛直方向にプレストレスを導入するとせん断ひびわれの発生する荷重を大きくすることができる。

- (3) せん断補強鋼材として鉛直鋼棒を用いる場合であっても、ひびわれ幅を制限するため、ある程度のスターラップを配置することが必要である。

- (4) せん断力による軸方向鋼材の引張力は、プレストレストコンクリートげたについては Shift Rule または、力の釣合い条件に基づく提案式のいずれかによって安全側の値を算出することができる。また、鉄筋コンクリートげたについては、Shift Rule によって算出することができる。

- (5) ウェブコンクリートの圧壊を防ぐための、コンクリートのせん断応力度の最大値は次式による値以下とすることができると思われる。

$$\tau_{\max} = 0.3 \frac{\sigma_{ck}}{\gamma_c}$$

ただし $\gamma_c = 1.5$

あ と が き

この実験は、プレストレストコンクリートげたのせん断補強鋼材としてP C 鋼棒を配置した場合の合理的な設計方法を確立するために、土木研究所・橋梁研究室が行なった最初の実験である。今回の実験をふまえ今後解明していく事項としては、次の各点が残されている。

- (1) せん断補強鋼材として、斜め鋼棒を配置したプレストレストコンクリートげたのせん断特性を解明し、提案式の妥当性を検討する。
- (2) 斜め鋼棒を配置したプレストレストコンクリートげたについてせん断力による軸方向鋼材の引張力の算定式を実験により検証する。
- (3) 鉛直鋼棒または斜め鋼棒を配置する場合の、ひびわれに対する最少スターラップ量を検討する。

この研究成果は既に道路橋示方書コンクリート橋綱の改訂に際して反映され、せん断に関する条項および解説の中に盛り込まれている。

また、この報告の付録として、今回の提案式を実橋に適用した場合の計算結果と各国のせん断に関する規定を巻末に載せた。

参 考 文 献

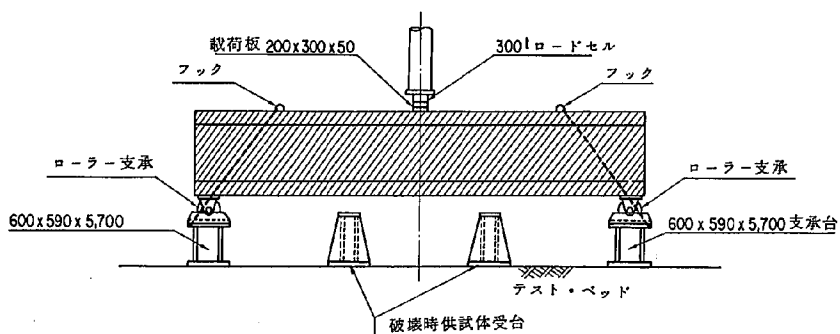
- 1) B. Thürlimann ; "Shear Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Beams - C.E.B. Approach" A.C.I. - Symposium 1976 Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, Switzerland
- 2) F. Leonhardt ; 「コンクリート構造物におけるせん断に関する諸問題」橋梁と基礎 April, May, 1977
- 3) 岡村 甫 ; " C E Bモデルコードにおけるせん断規定 (案) " コンクリート工学 Vol.14 No.11 Nov.1976
- 4) French Code ; "Conception and Design of Prestretted Concrete" Provisionnal Instruction of the 13th August 1973
- 5) 土木研究所資料第1001号 ; " 英国橋梁示方書コンクリート橋設計基準案 (1973年版) 訳 " 1975年2月
- 6) 神山・小林・阿部 ; "PC 部材破壊強度設計の基礎 (Ⅲ) せん断 " プレストレストコンクリート Vol.18 No.3 June 1976
- 7) 土木学会 ; " 鉄筋コンクリート終局強度理論の参考 ; 鉄筋コンクリート部材の諸性状その4 ~その6 " コンクリートライブラリー第34号 Aug. 1972
- 8) 土木学会 ; " プレストレストコンクリート標準示方書最終案 " July, 1976

付

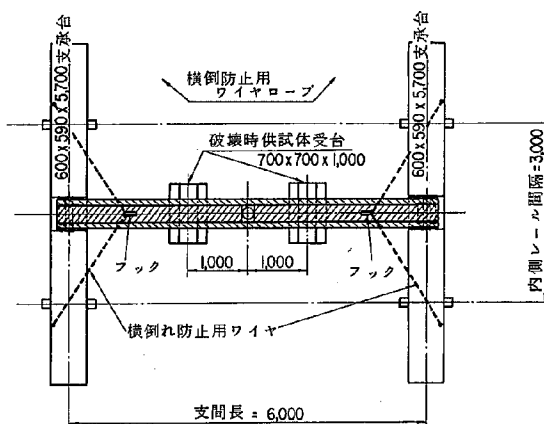
図

目 次

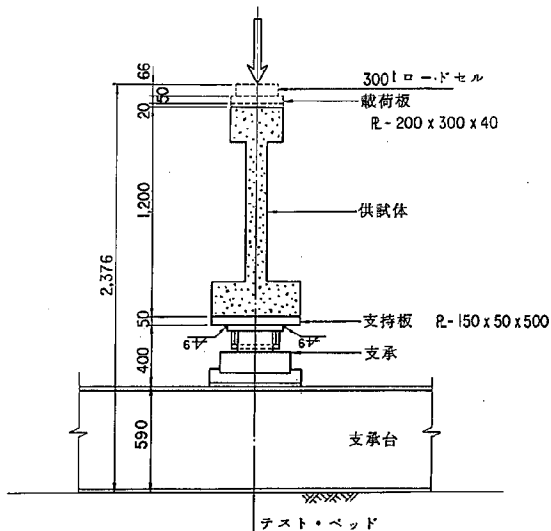
- 付図 - 1 供試体の設置
- 付図 - 2 鋼材のひずみゲージの貼付箇所
- 付図 - 3 コンクリートのひずみ、ひびわれ幅およびたわみ測定位置
- 付図 - 4 せん断補強鋼材の応力度一荷重図
- 付図 - 5 せん断補強鋼材応力度分布図
- 付図 - 6 せん断補強鋼材応力度の軸方向分布図
- 付図 - 7 各測定点における総ひびわれ幅
- 付図 - 8 各測定点における最大ひびわれ幅
- 付図 - 9 けたのたわみ図
- 付図 - 10 けた下縁のコンクリートひずみ一荷重図
- 付図 - 11 けた上縁のコンクリートひずみ一荷重図
- 付図 - 12 軸方向鋼材のひずみ一荷重図



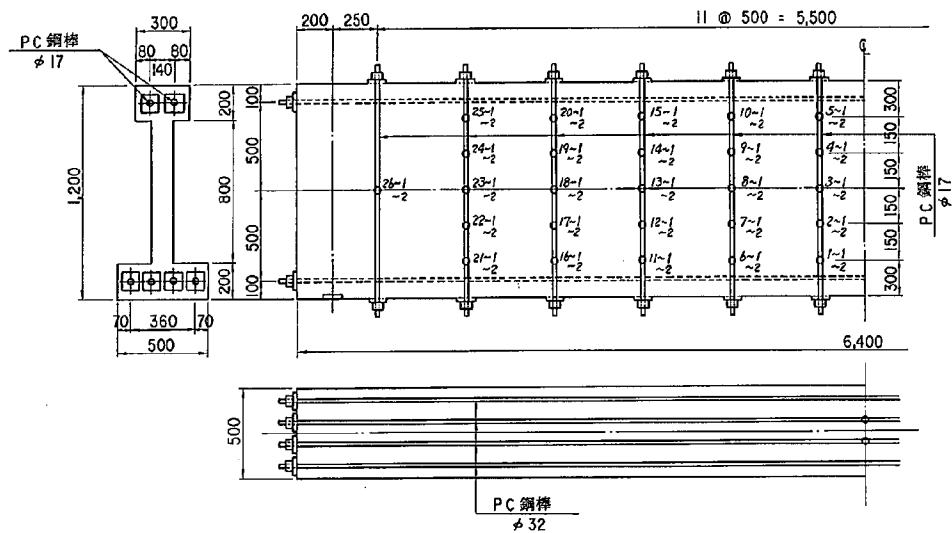
付図 - 1 (1) 供試体設置図 (側面図)



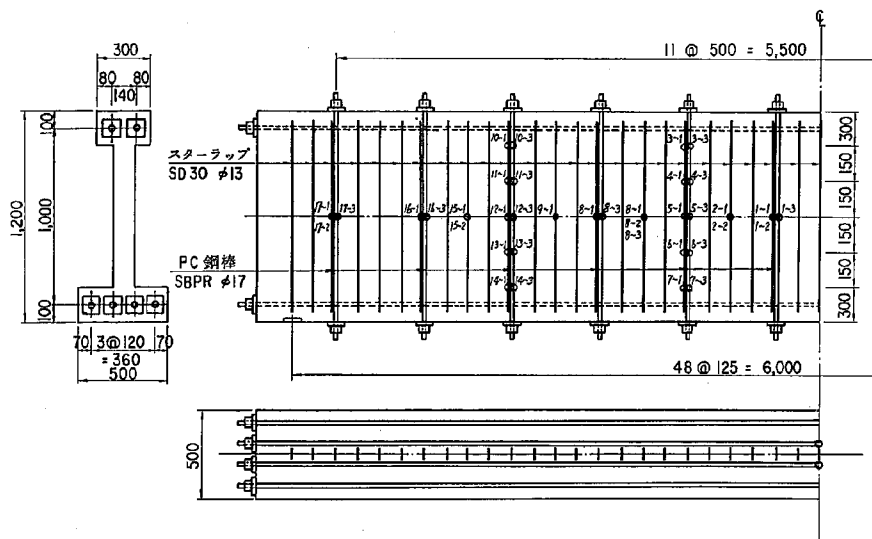
付図 - 1 (2) 供試体設置図 (平面図)



付図 - 1 (3) 供試体設置図 (断面図)

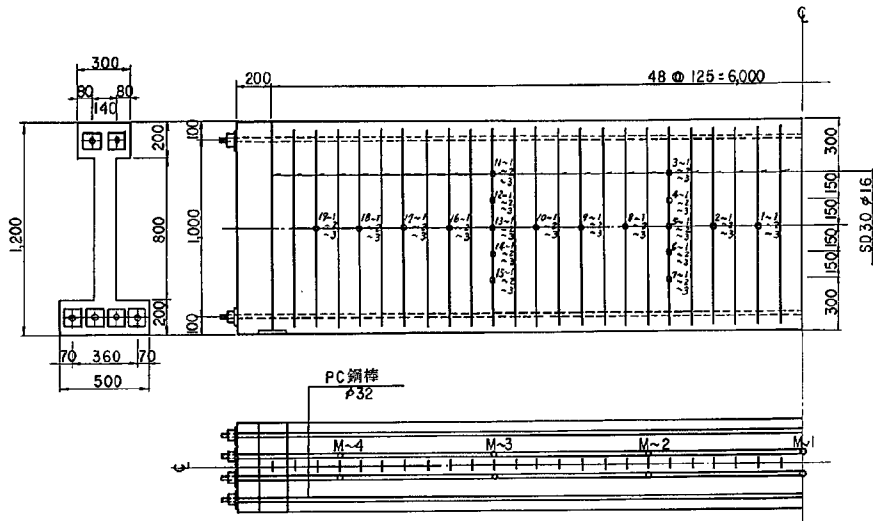


(1) タイプ A

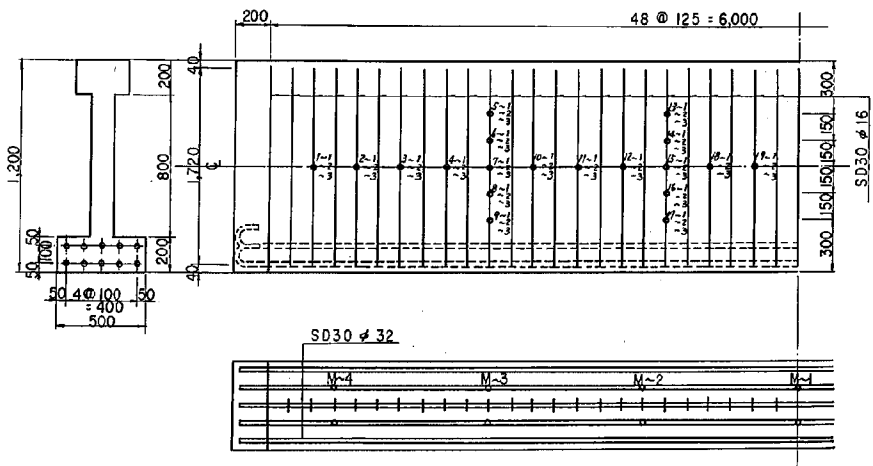


(2) タイプ B

付図-2 鋼材のひずみゲージの貼付箇所

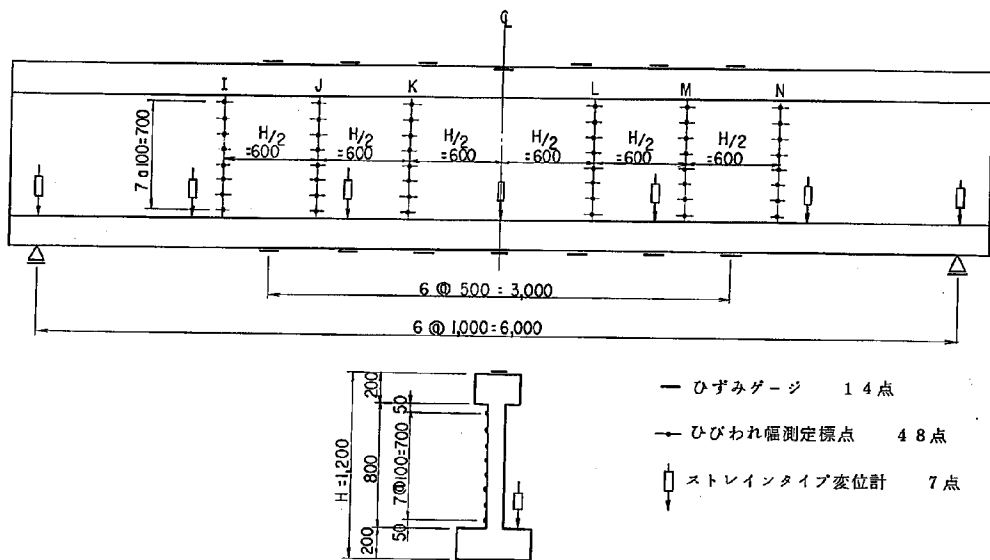


(3) タイプ C

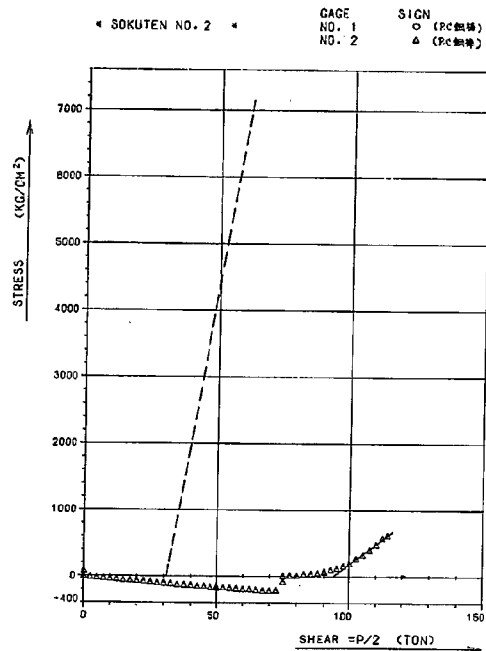


(4) タイプ D

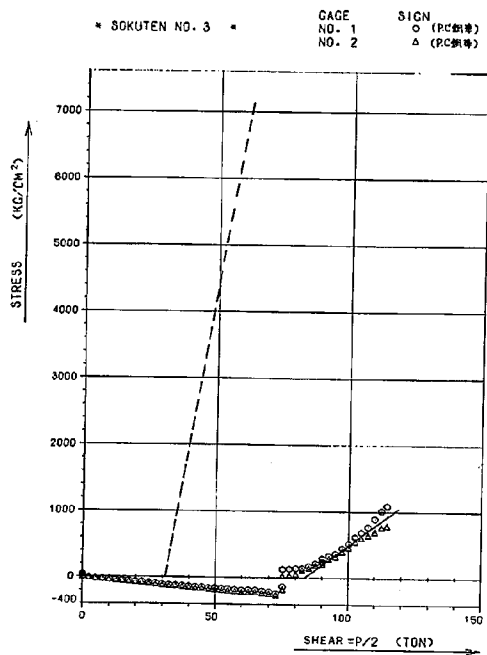
付図 - 2 鋼材のひずみゲージの貼付箇所



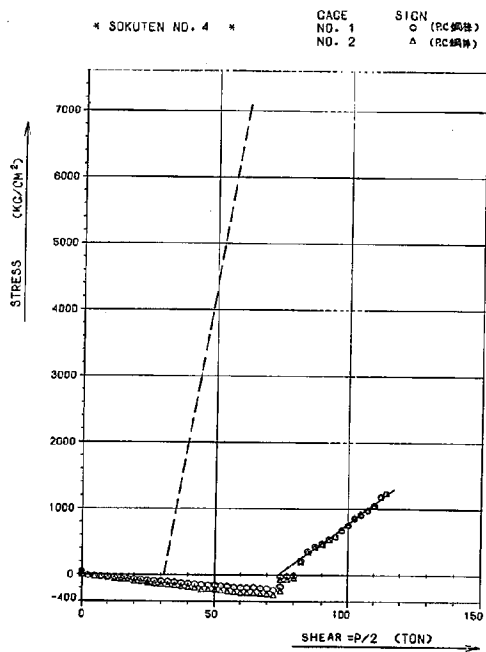
付図-3 コンクリートのひずみ、ひびわれ幅およびたわみ測定位置



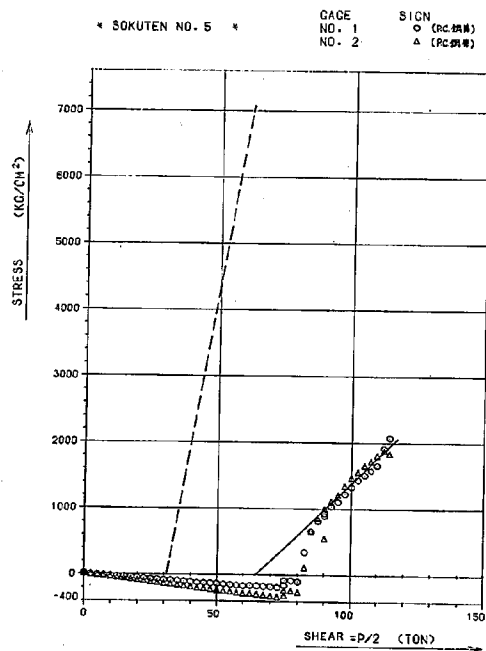
(1) タイプ-A



(2) タイプ-A

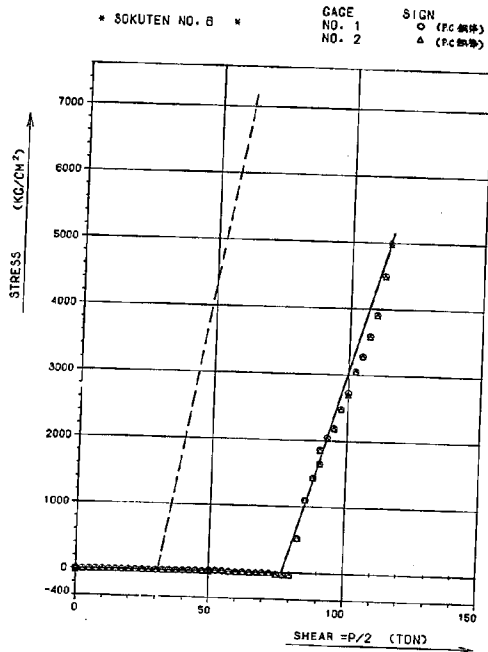


(3) タイプ-A

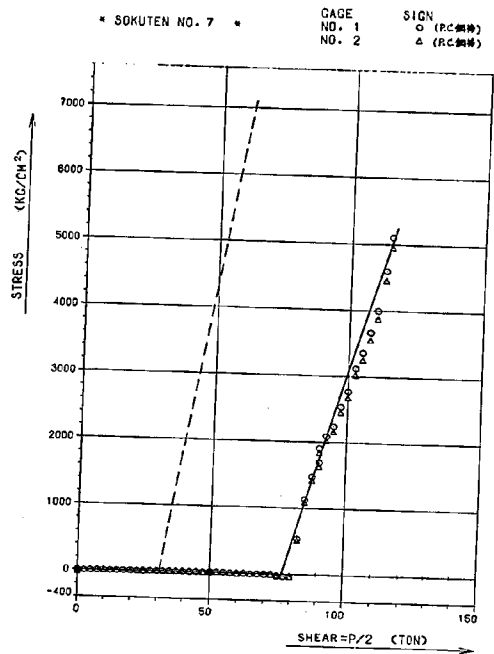


(4) タイプ-A

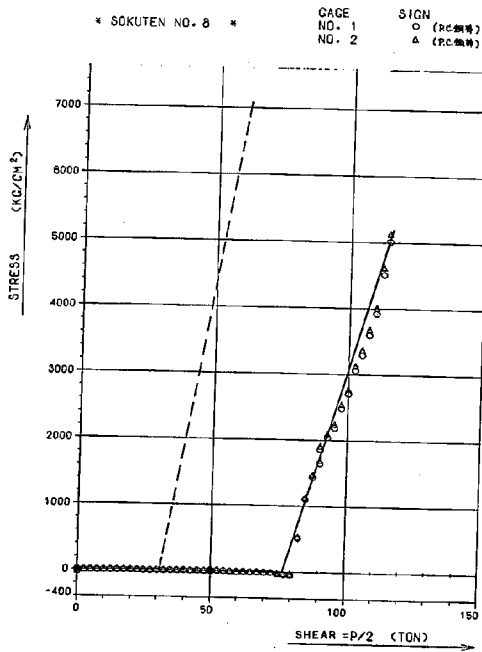
付図-4 セン断補強鋼材の応力度-荷重図



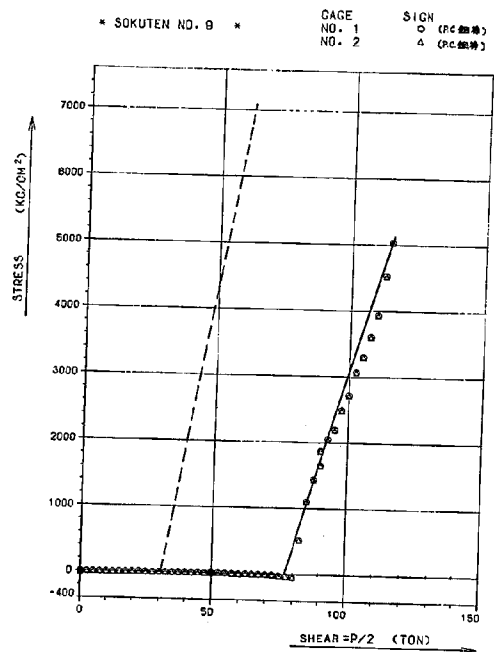
(5) タイプ-A



(6) タイプ-A

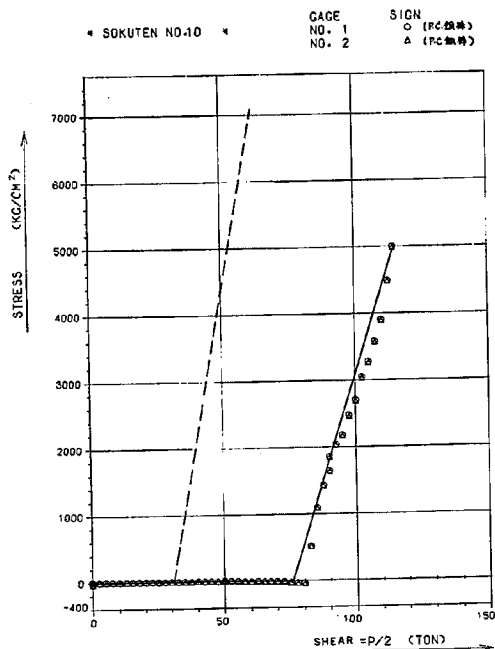


(7) タイプ-A

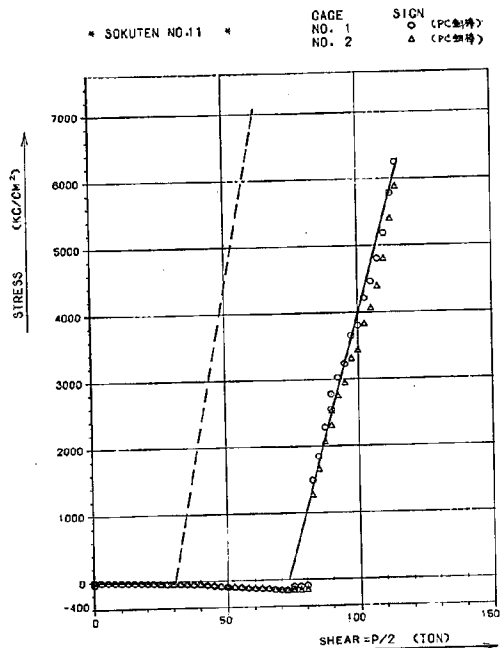


(8) タイプ-A

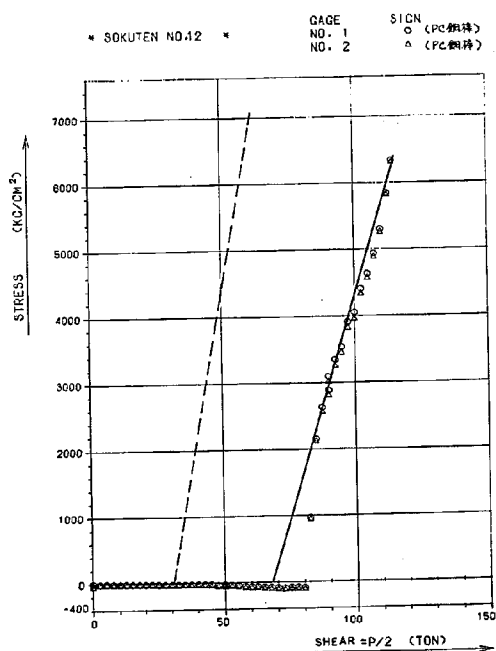
付図-4 せん断補強鋼材の応力度-荷重図



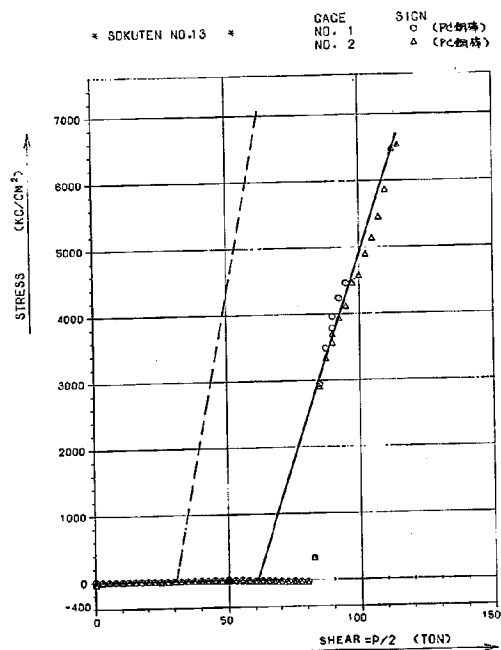
(9) タイプ-A



(10) タイプ-A

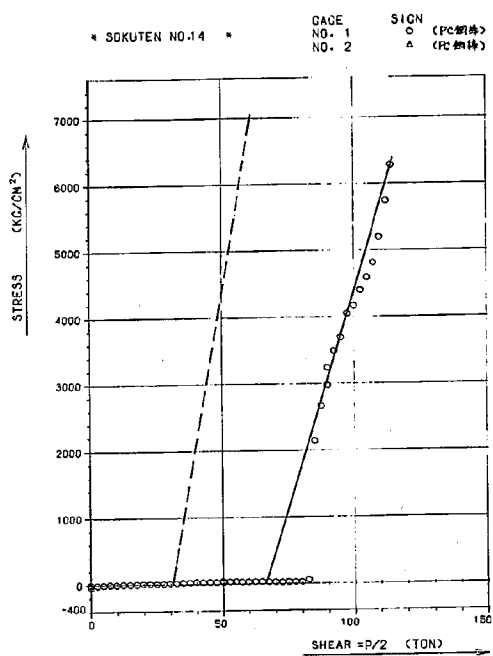


(11) タイプ-A

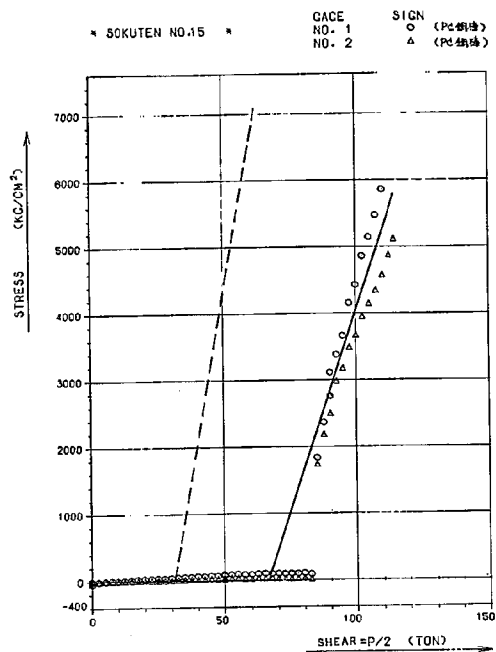


(12) タイプ-A

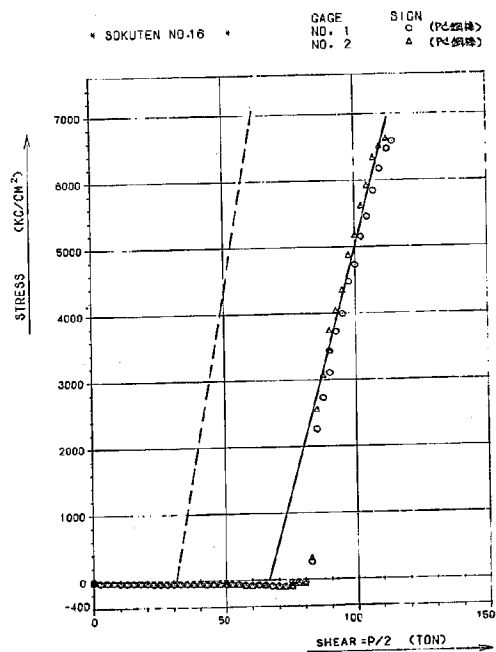
付図-4 せん断補強鋼材の応力度-荷重図



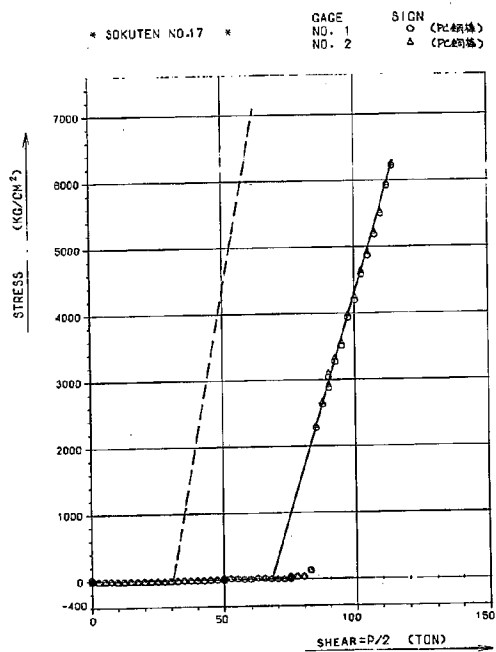
(13) タイプ-A



(14) タイプ-A

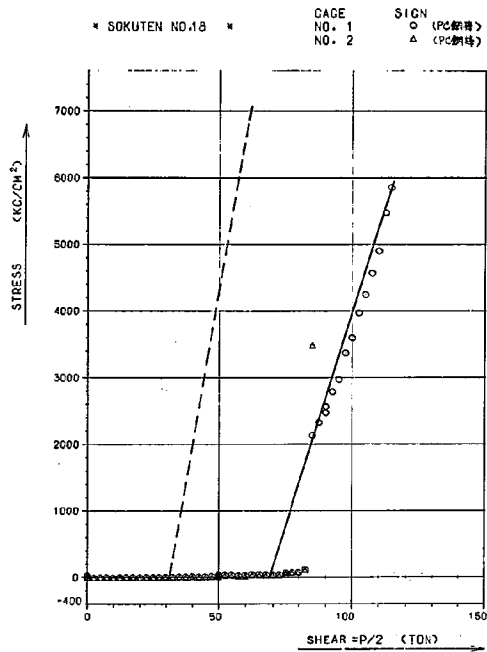


(15) タイプ-A

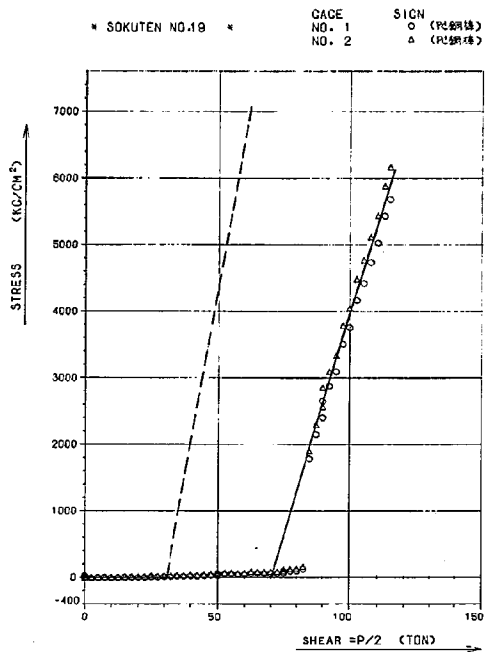


(16) タイプ-A

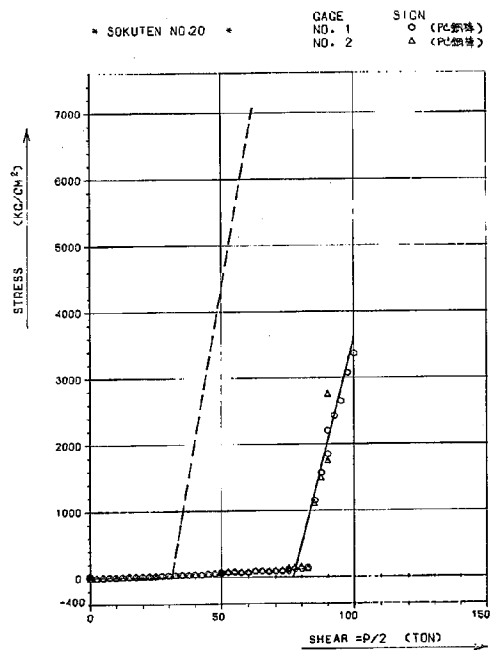
付図-4 せん断補強鋼材の応力度-荷重図



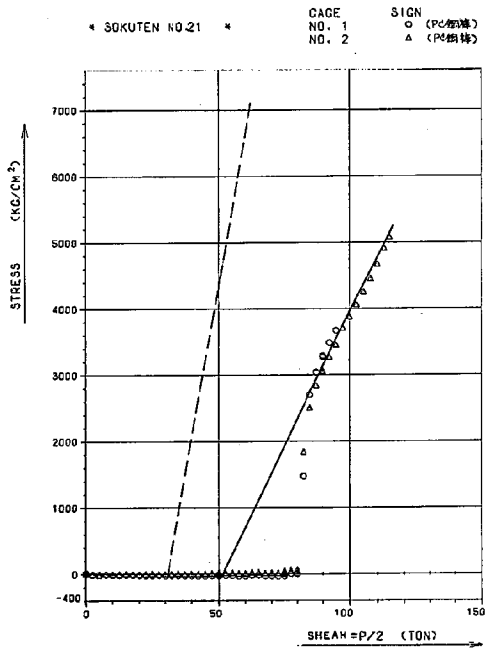
(17) タイプ-A



(18) タイプ-A

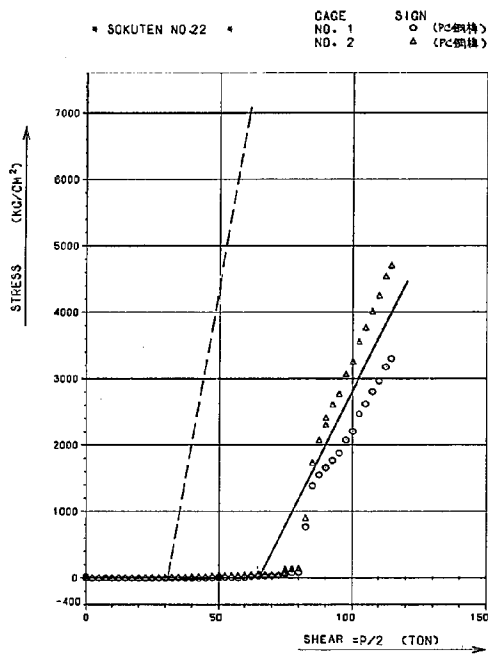


(19) タイプ-A

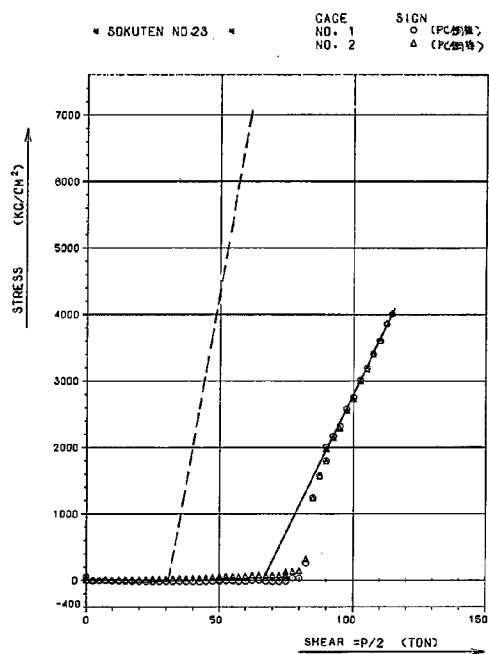


(20) タイプ-A

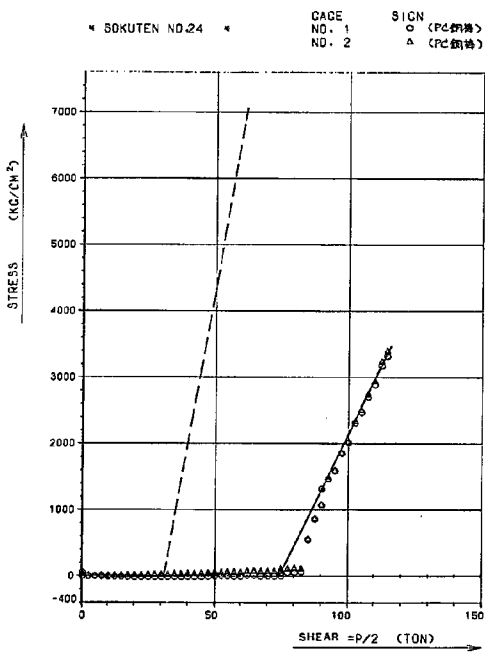
付図-4 せん断補強鋼材の応力度-荷重図



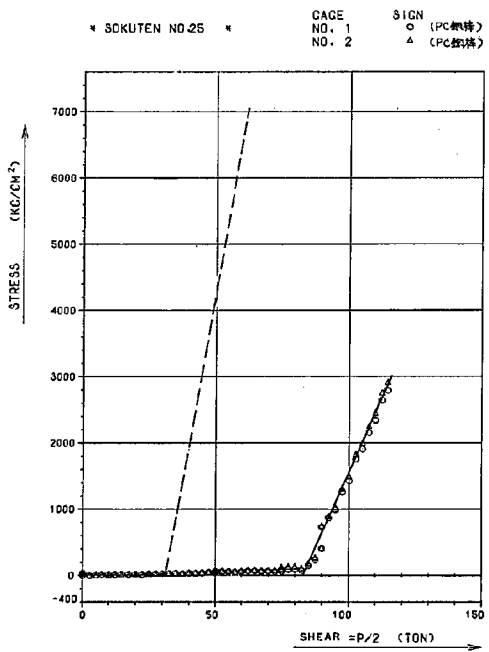
(21) タイプ-A



(22) タイプ-A

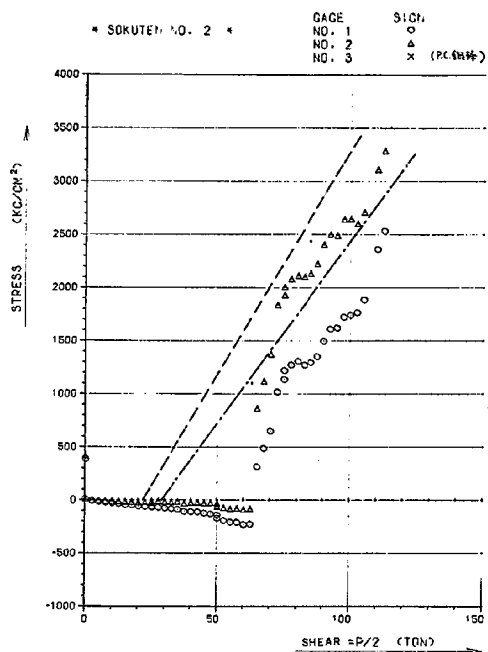


(23) タイプ-A

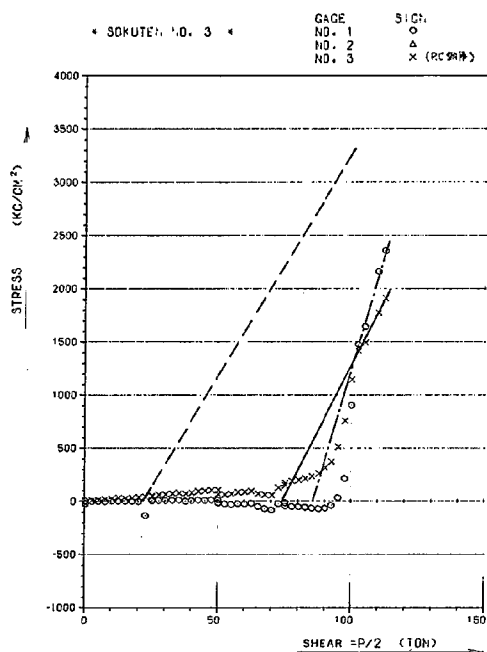


(24) タイプ-A

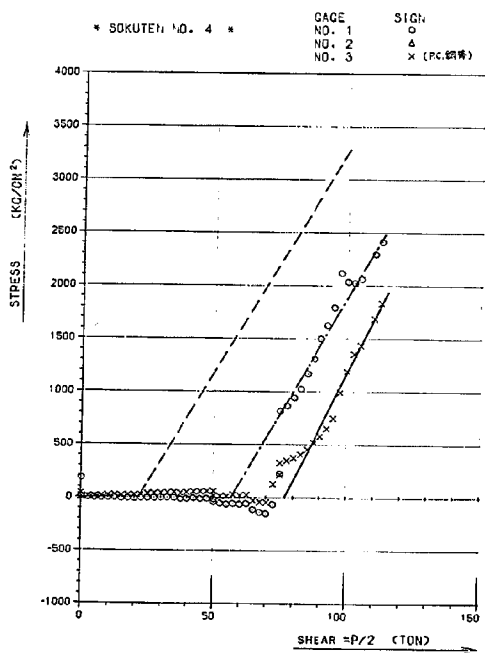
付図-4 セン断補強鋼材の応力度-荷重図



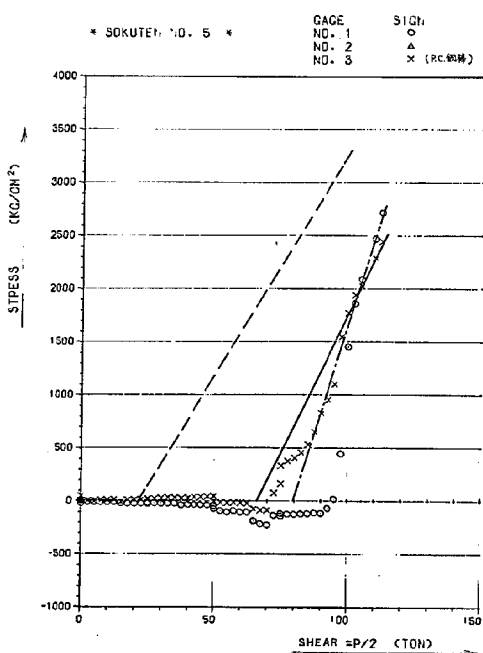
(25) タイプ-B



(26) タイプ-B

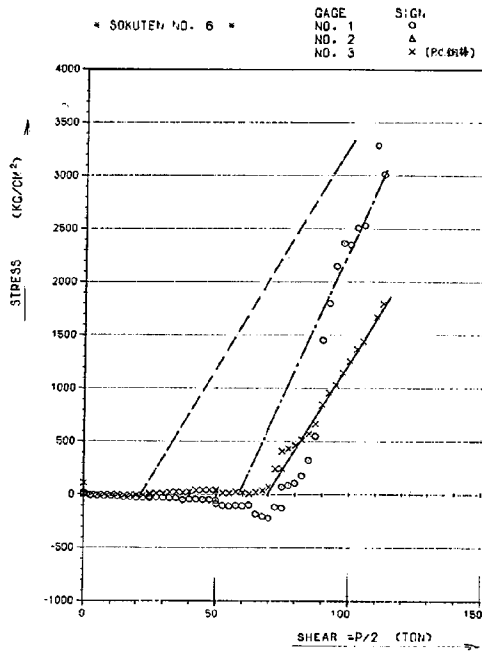


(27) タイプ-B

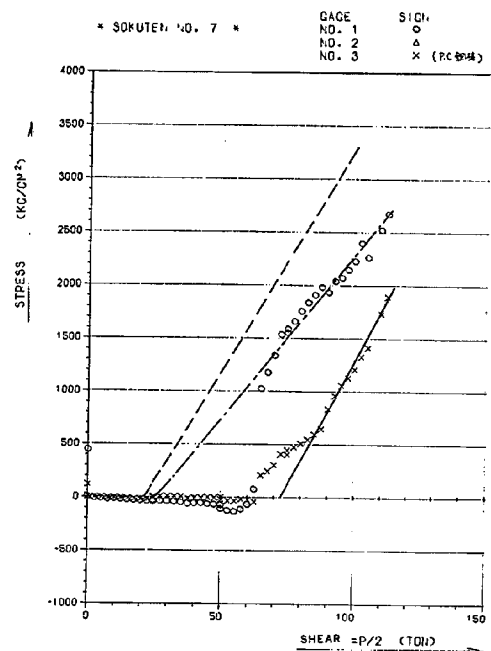


(28) タイプ-B

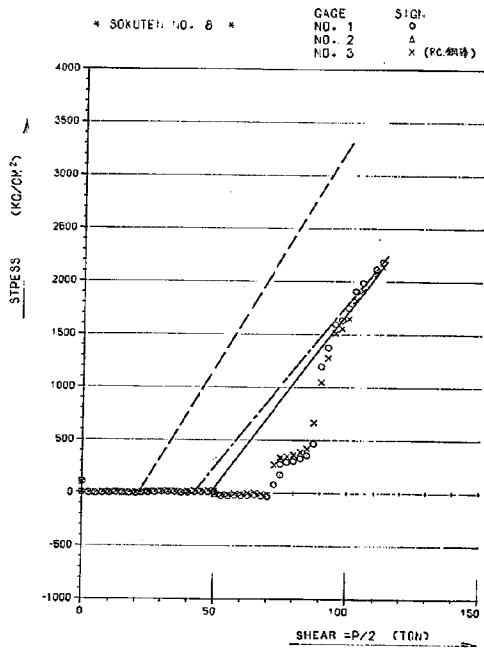
付図-4 せん断補強鋼材の応力度-荷重図



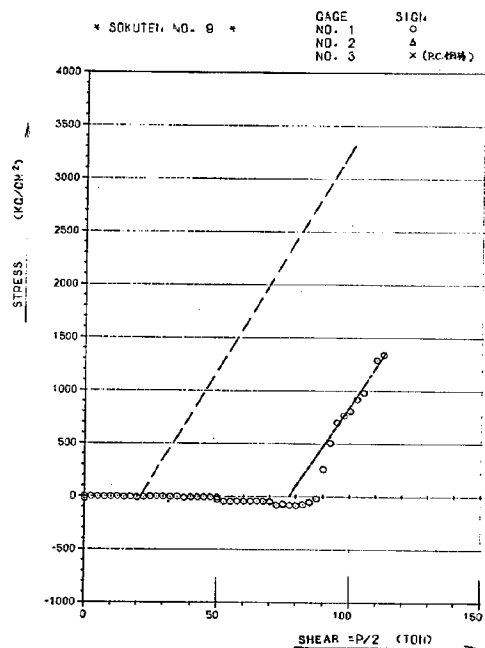
(29) タイプ-B



(30) タイプ-B

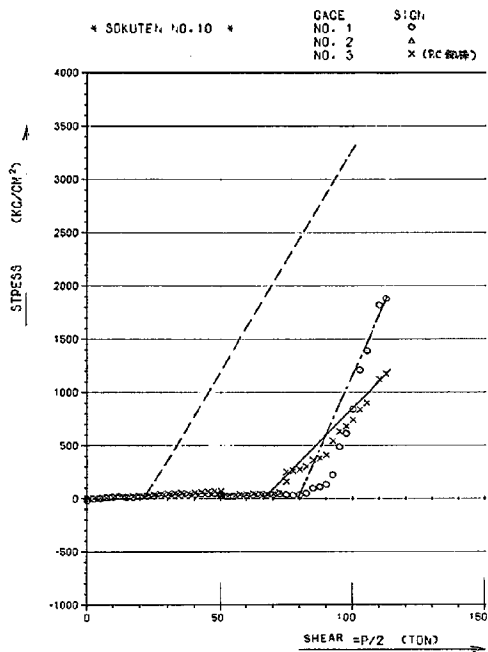


(31) タイプ-B

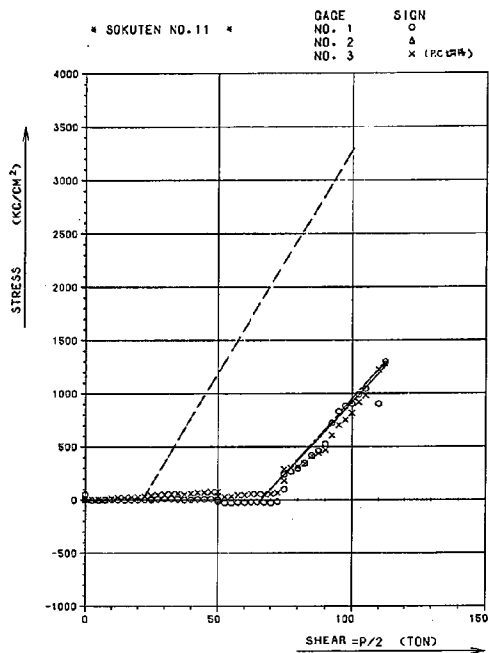


(32) タイプ-B

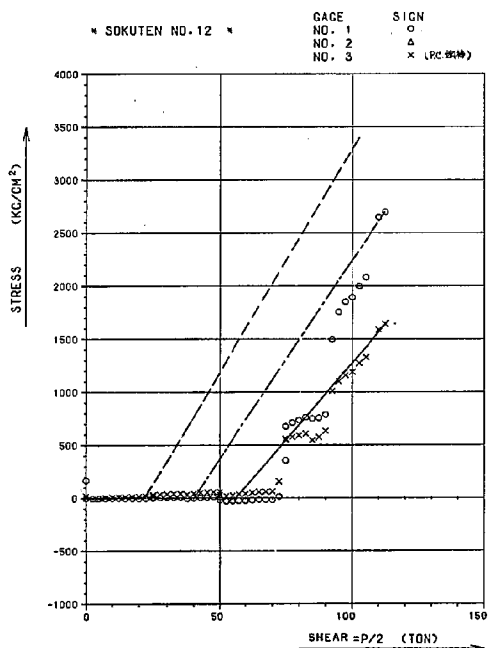
付図-4 セン断補強鋼材の応力度-荷重図



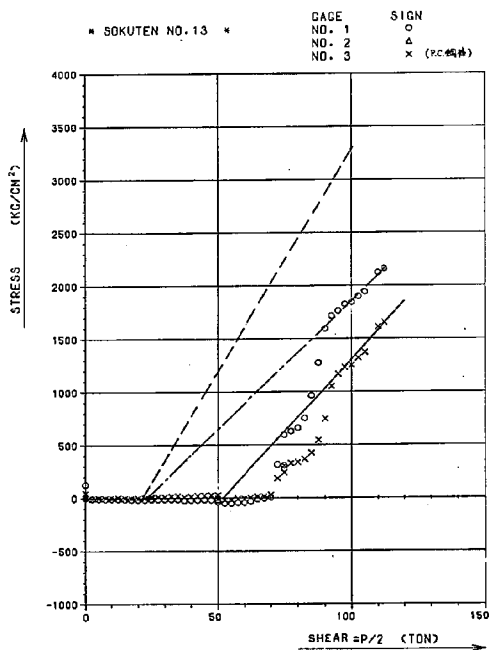
(33) タイプ-B



(34) タイプ-B

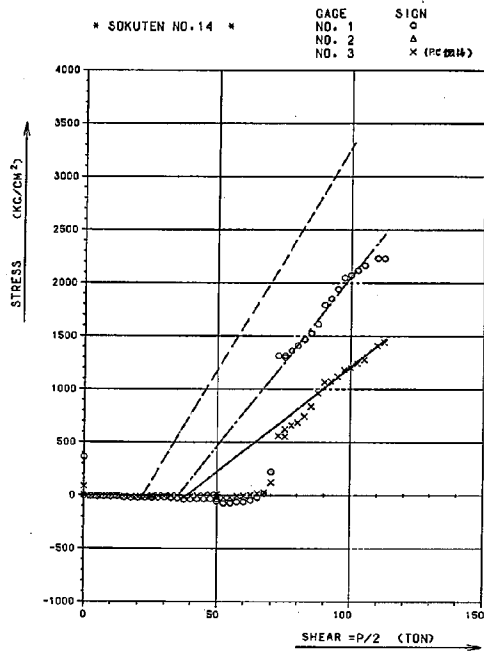


(35) タイプ-B

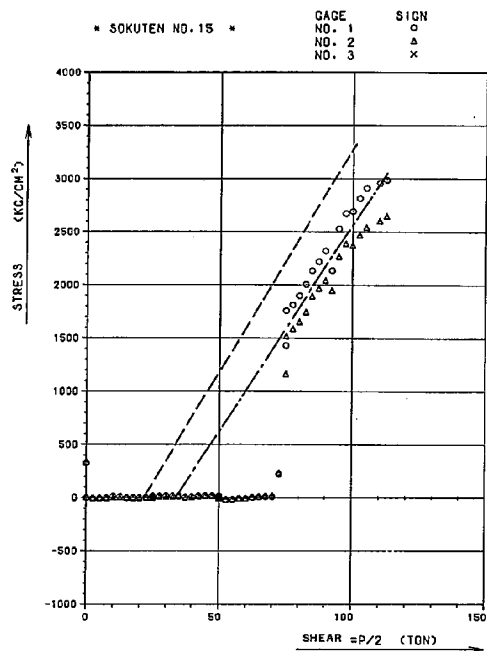


(36) タイプ-B

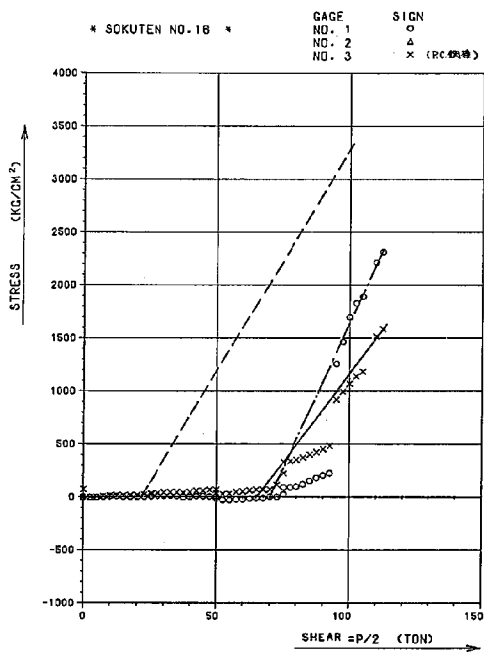
付図-4 せん断補強鋼材の応力度-荷重図



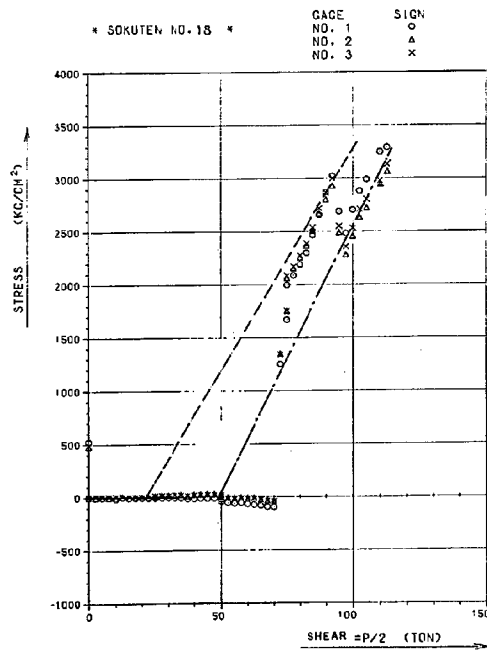
(37) タイプ-B



(38) タイプ-B

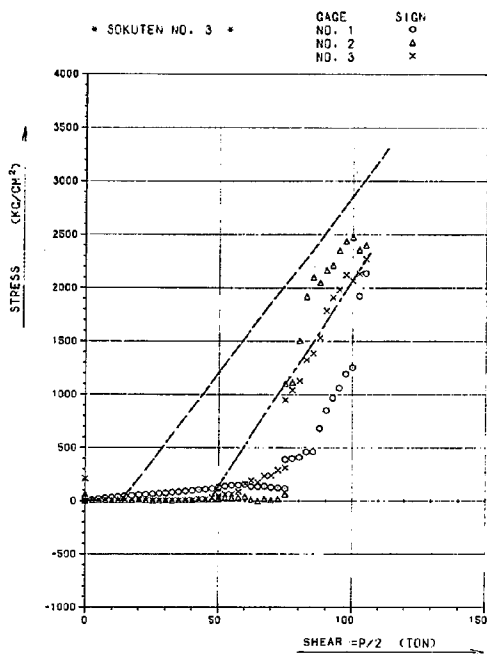


(39) タイプ-B

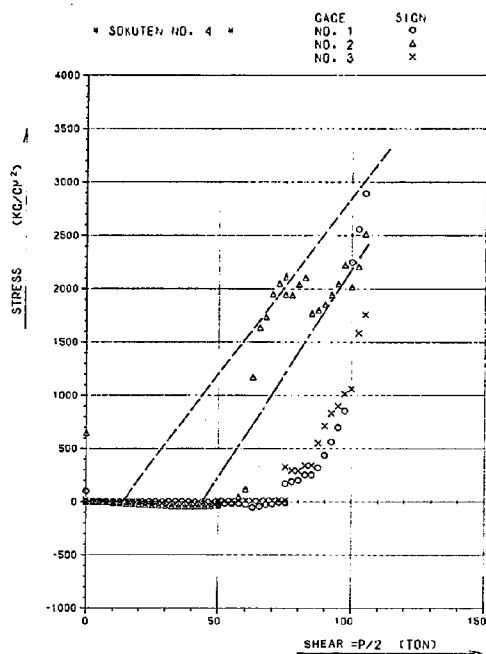


(40) タイプ-B

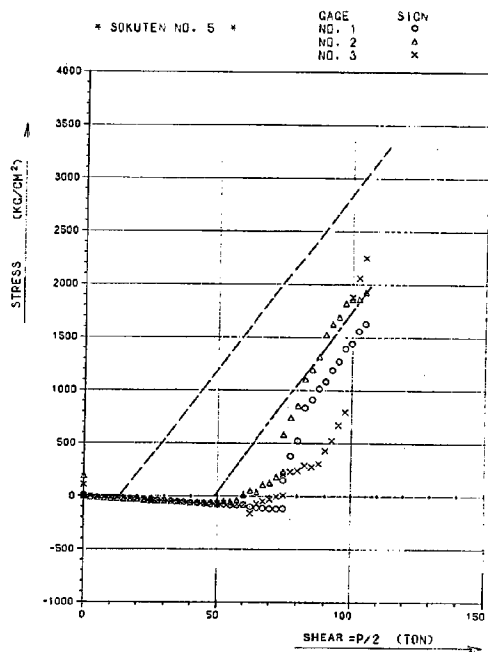
付図-4 セン断補強鋼材の応力度-荷重図



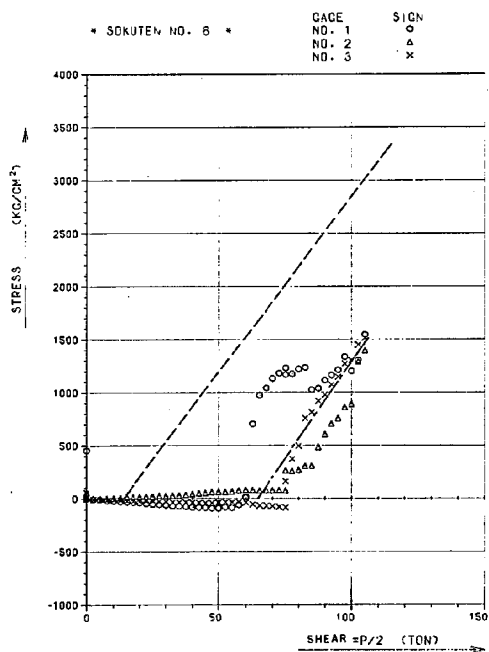
(41) タイプ-C



(42) タイプ-C

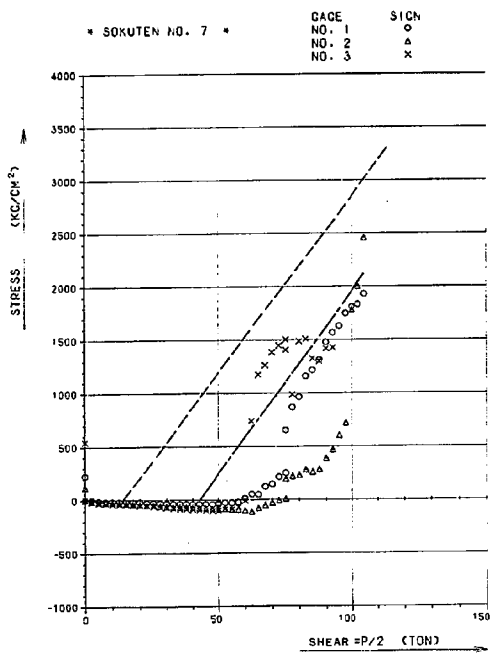


(43) タイプ-C

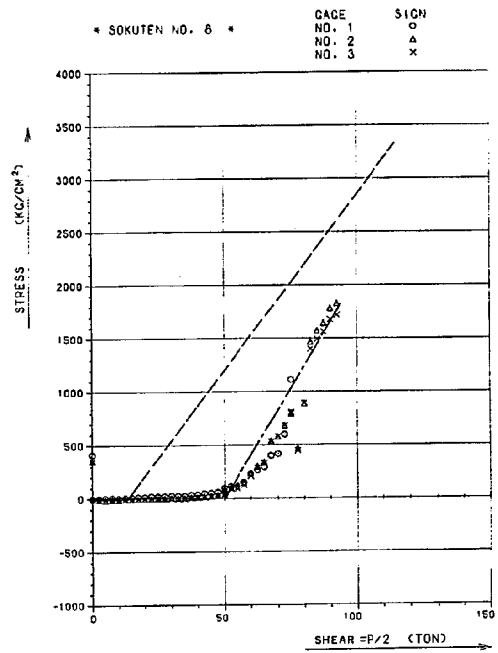


(44) タイプ-C

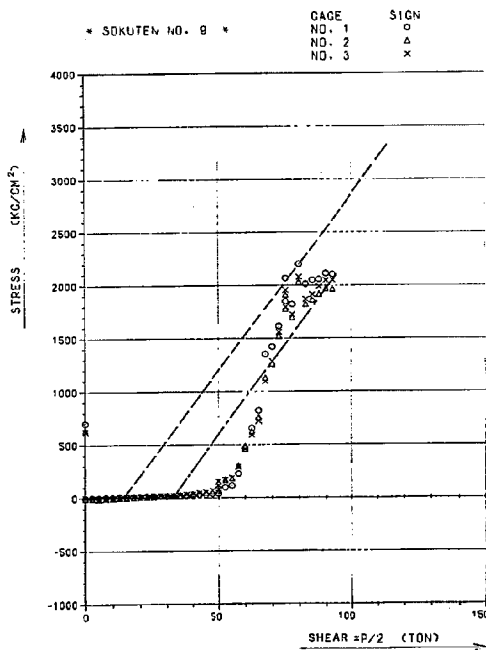
付図-4 セン断補強鋼材の応力度-荷重図



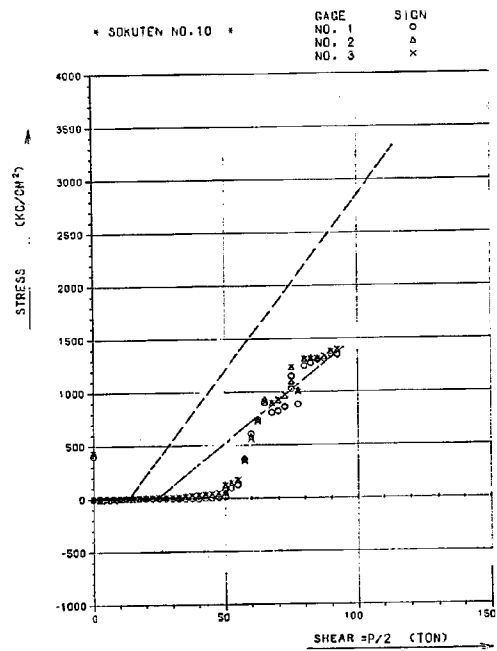
(45) タイプ-C



(46) タイプ-C

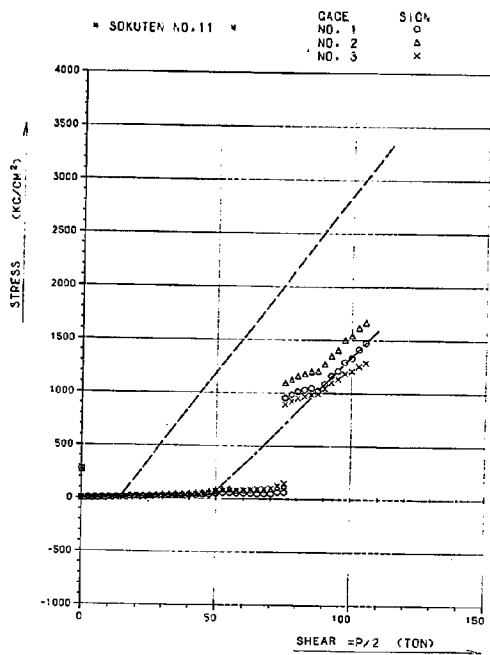


(47) タイプ-C

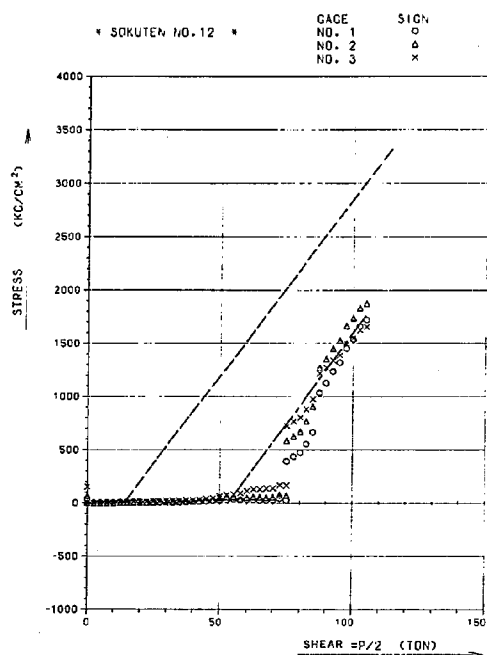


(48) タイプ-C

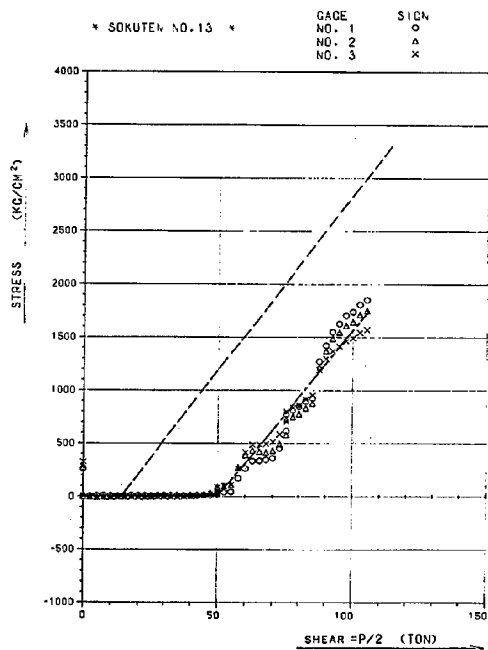
付図-4 セン断補強鋼材の応力度-荷重図



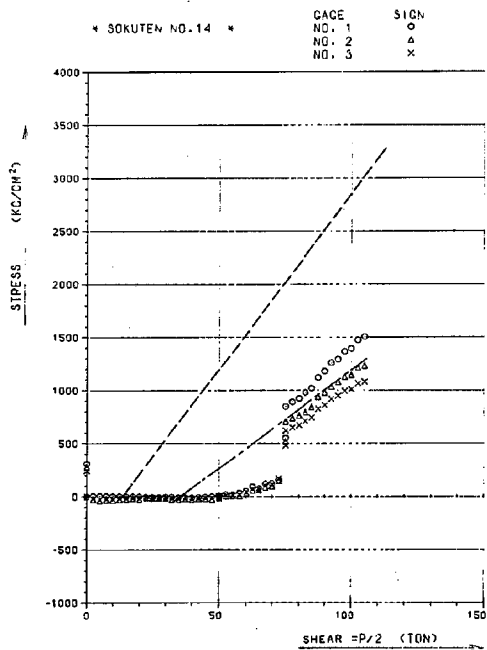
(49) タイプ-C



(50) タイプ-C

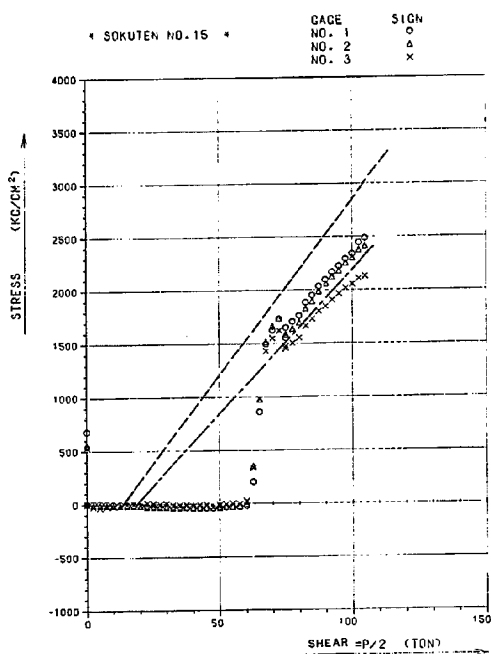


(51) タイプ-C

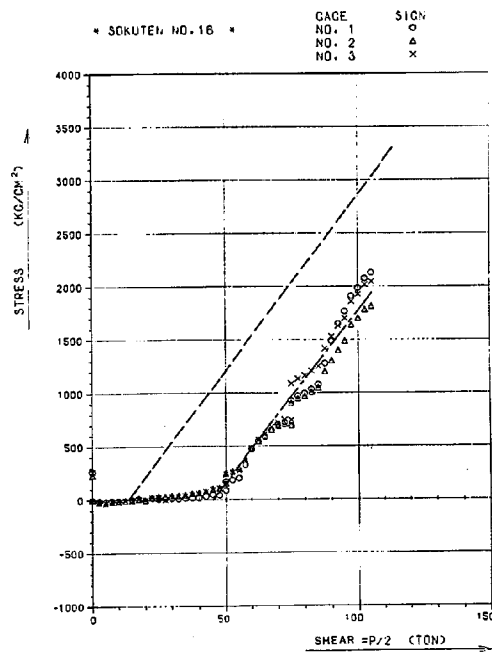


(52) タイプ-C

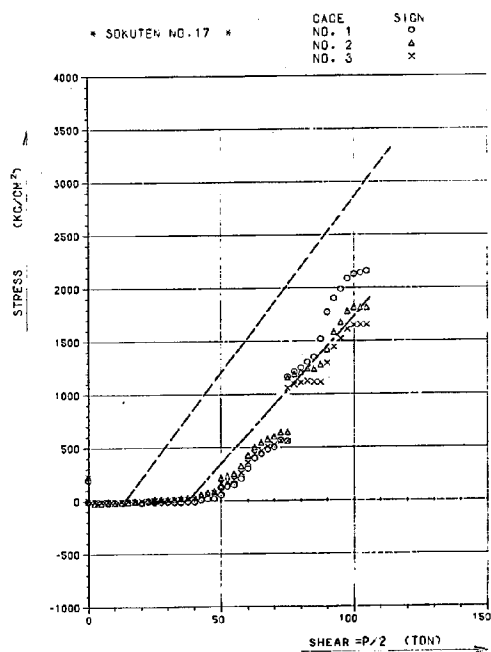
付図-4 セン断補強鋼材の応力度-荷重図



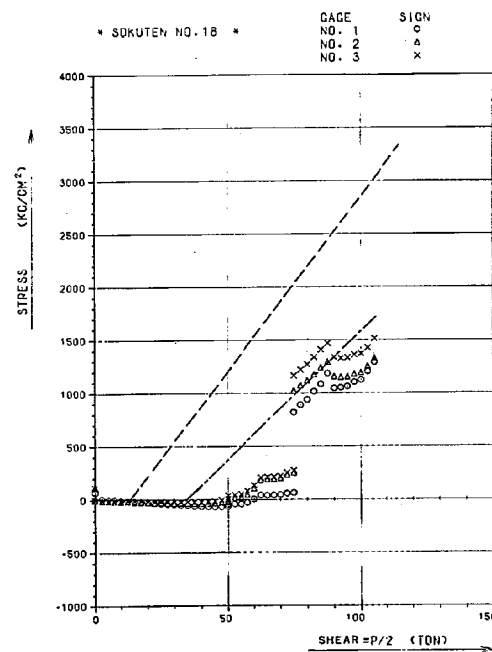
(53) タイプ-C



(54) タイプ-C

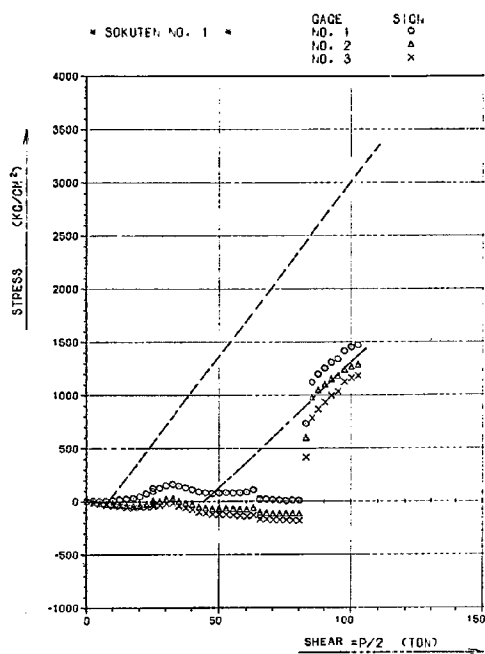


(55) タイプ-C

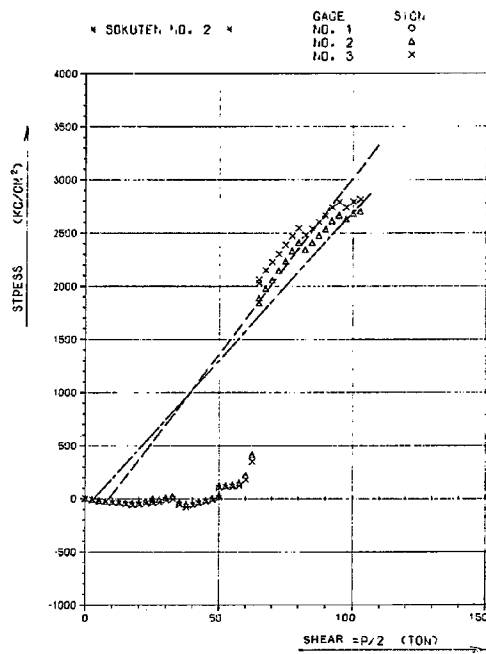


(56) タイプ-C

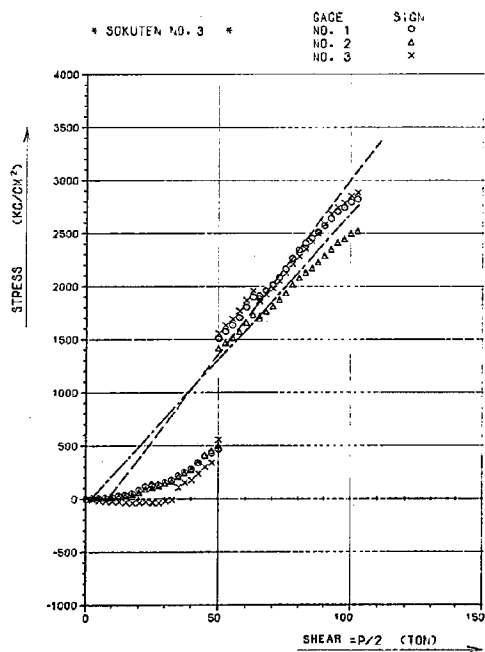
付図-4 セン断補強鋼材の応力度-荷重図



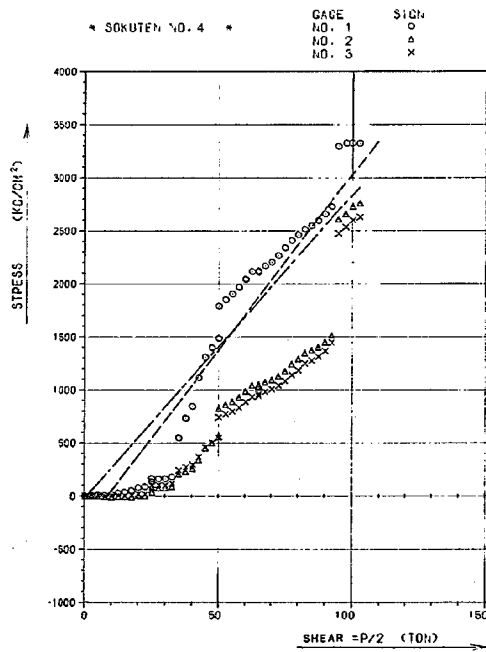
(57) タイプ-D



(58) タイプ-D

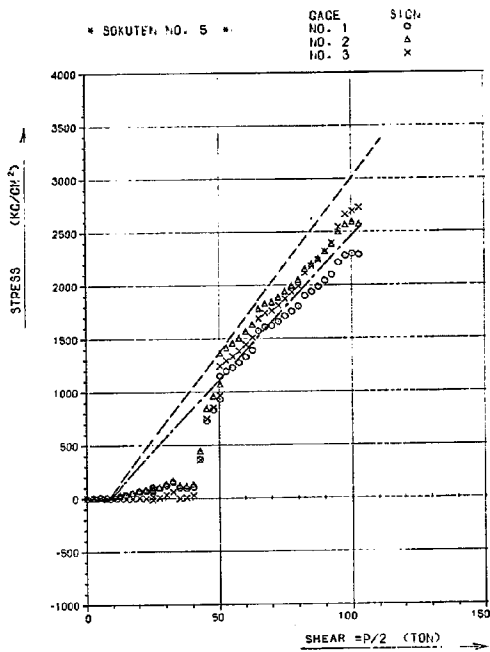


(59) タイプ-D

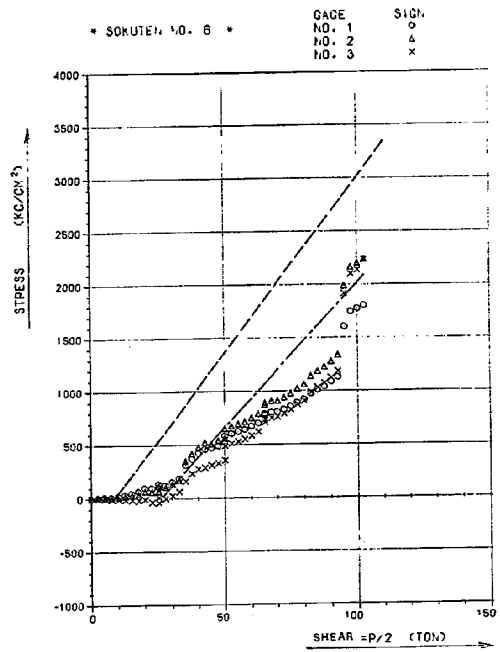


(60) タイプ-D

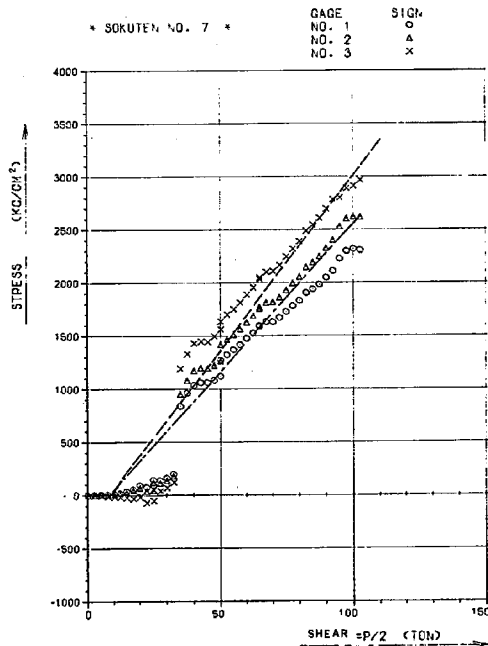
付図-4 せん断補強鋼材の応力度-荷重図



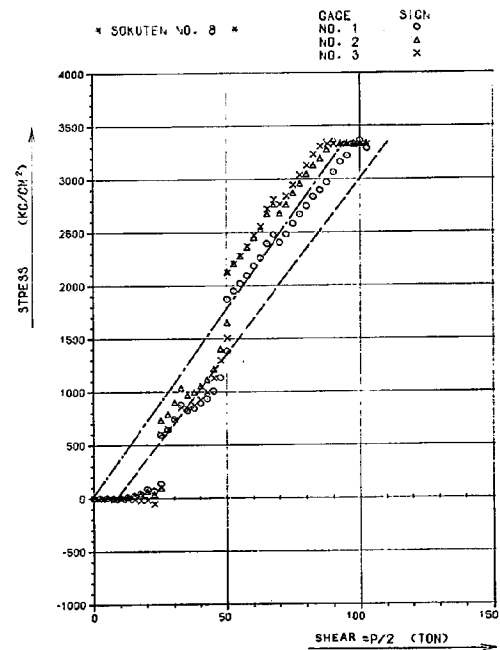
(61) タイプ-D



(62) タイプ-D

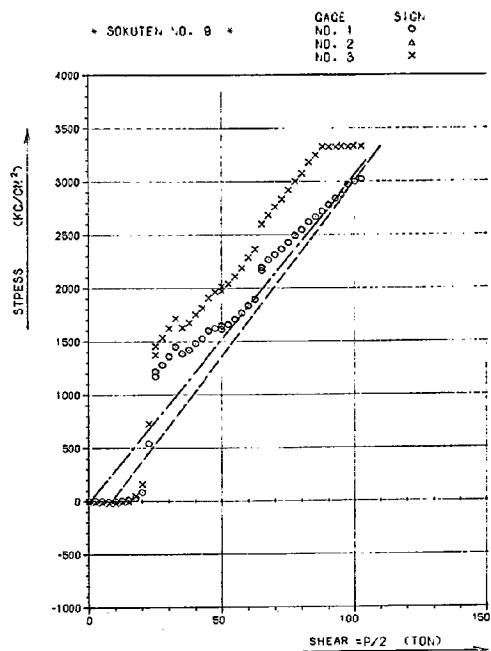


(63) タイプ-D

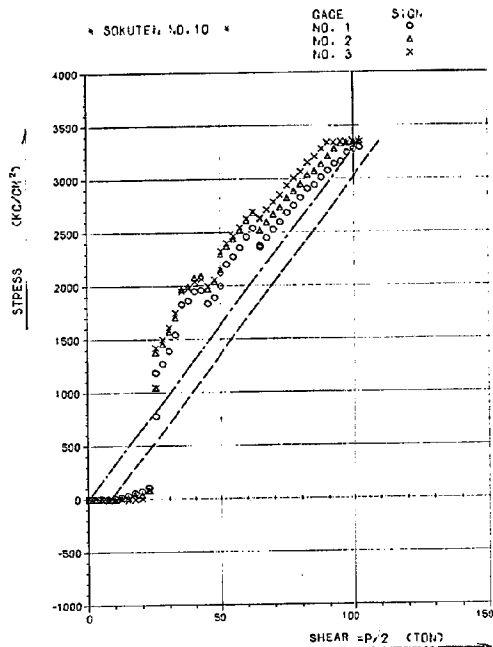


(64) タイプ-D

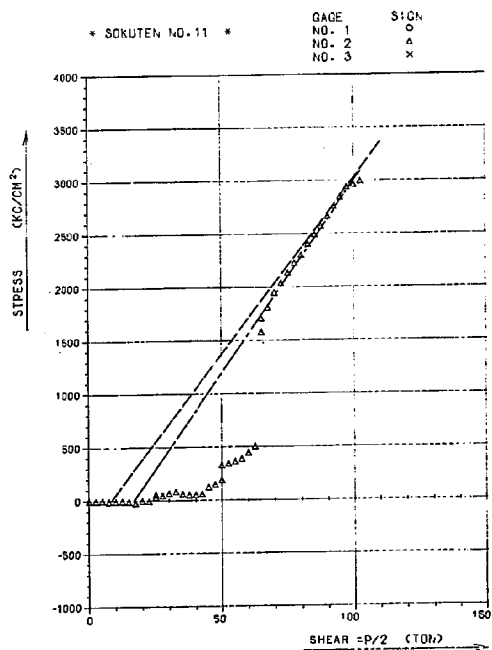
付図-4 せん断補強鋼材の応力度-荷重図



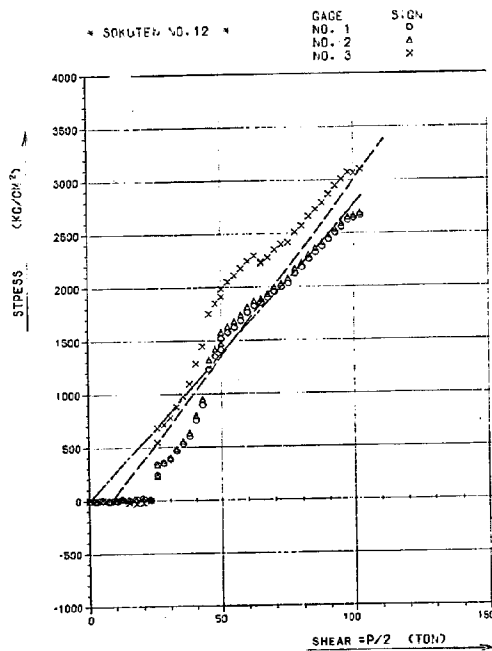
(65) タイプ-D



(66) タイプ-D

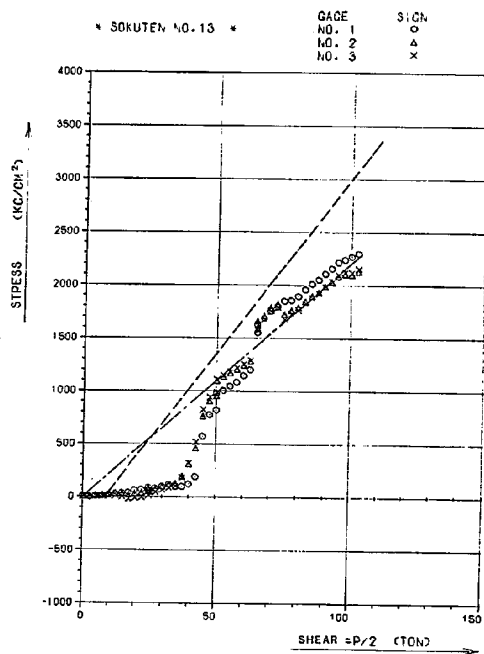


(67) タイプ-D

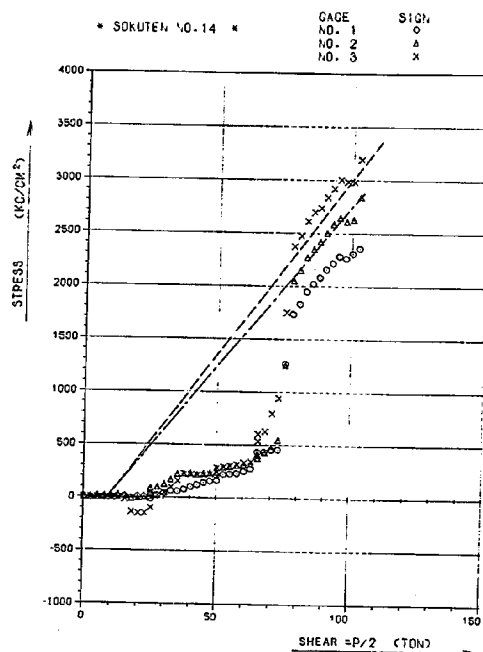


(68) タイプ-D

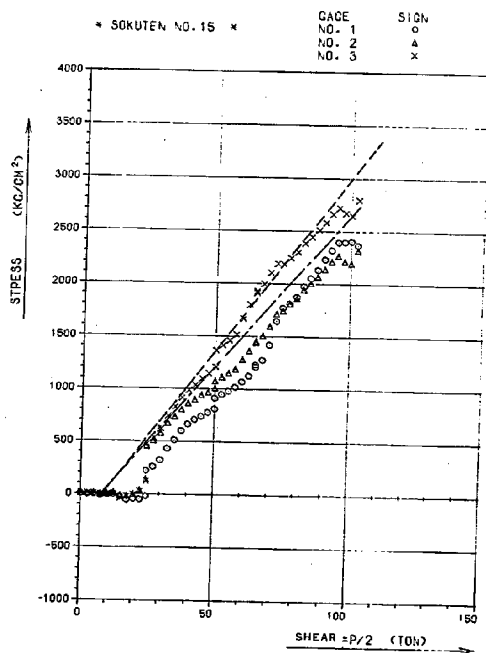
付図-4 せん断補強鋼材の応力度-荷重図



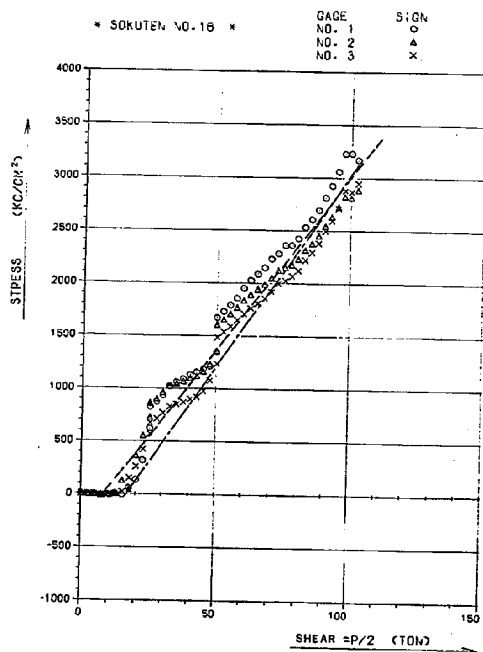
(69) タイプ-D



(70) タイプ-D

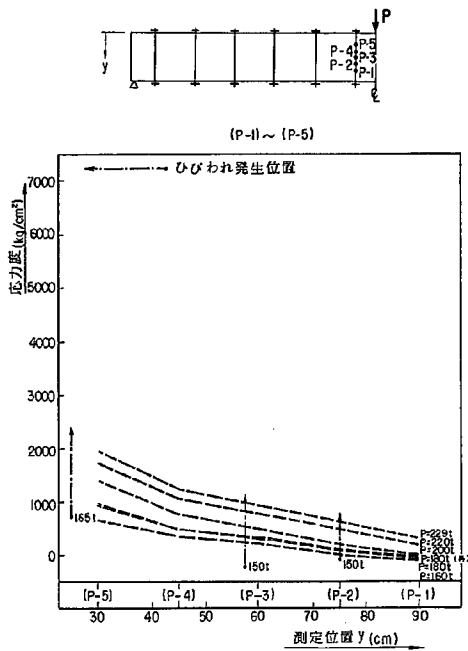


(71) タイプ-D

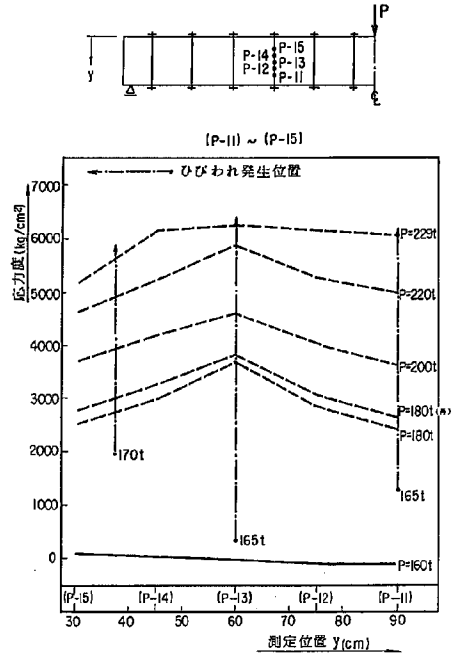


(72) タイプ-D

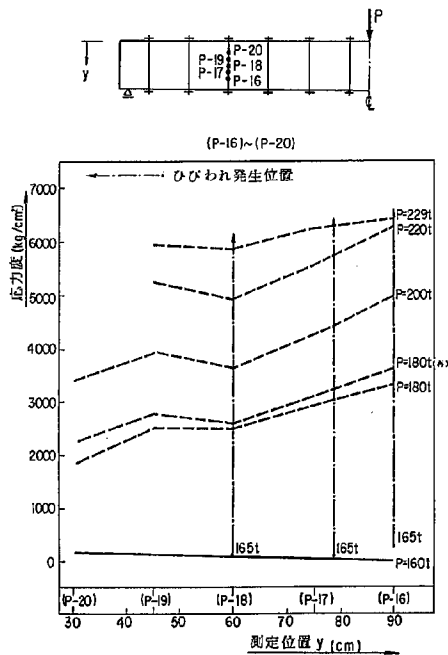
付図-4 セン断補強鋼材の応力度-荷重図



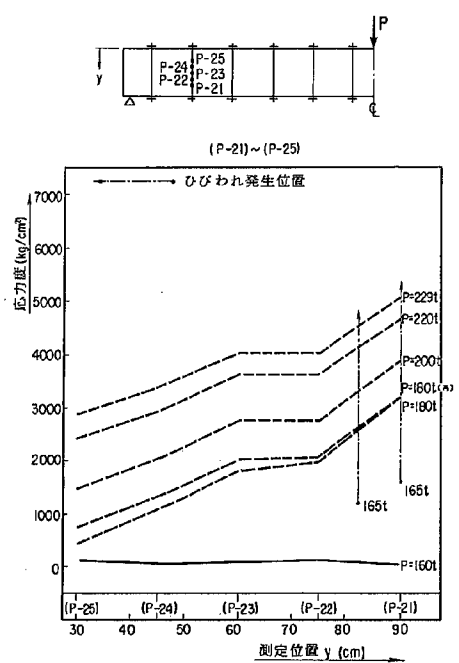
(1) タイプ A



(2) タイプ A

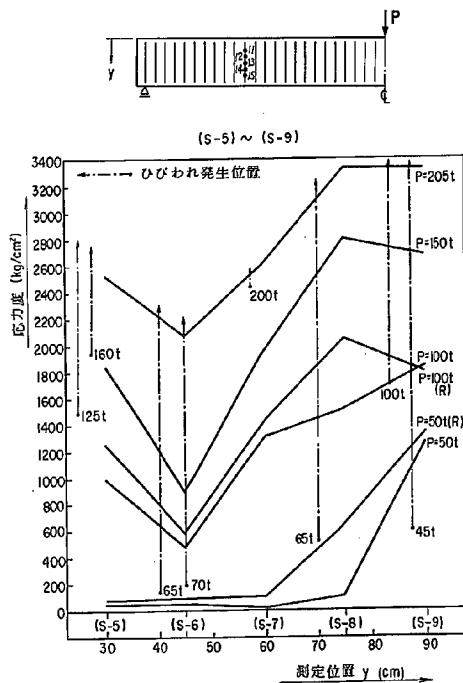
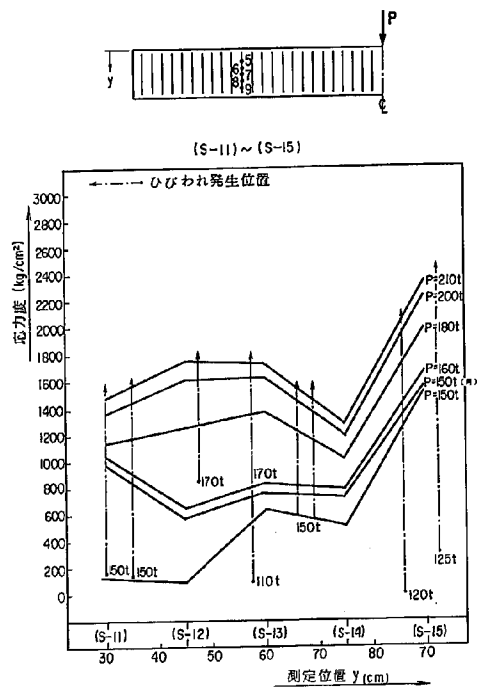
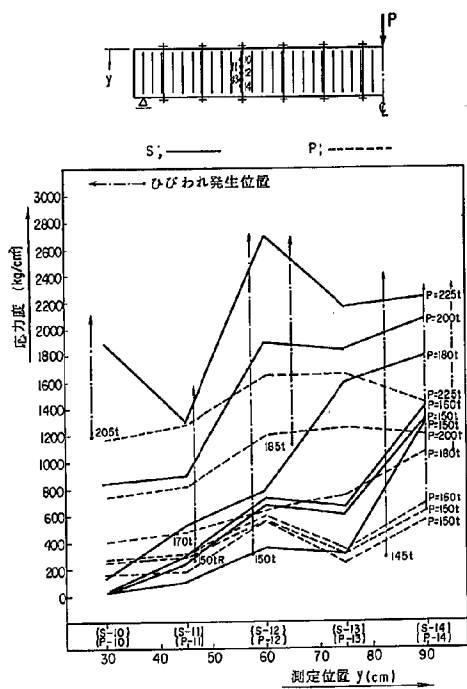


(3) タイプ A

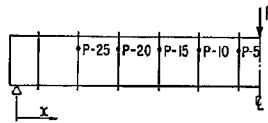


(4) タイプ A

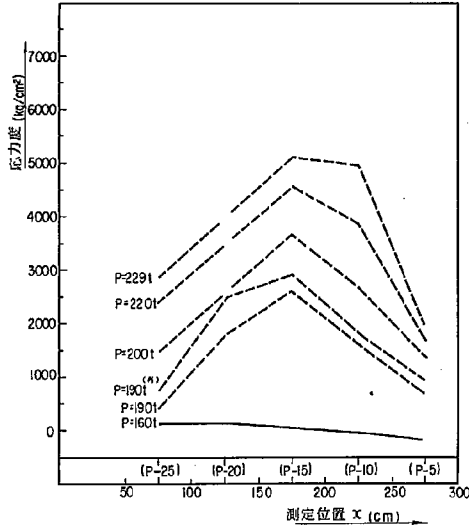
付図-5 せん断補強鋼材応力度分布図



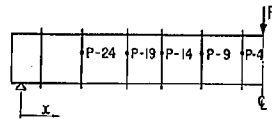
付図-5 せん断補強鋼材応力度分布図



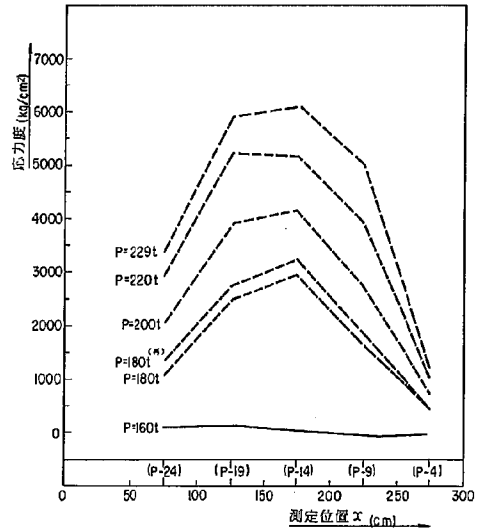
鉛直鋼棒



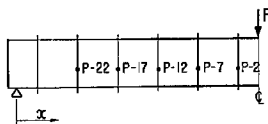
(1) タイプ A



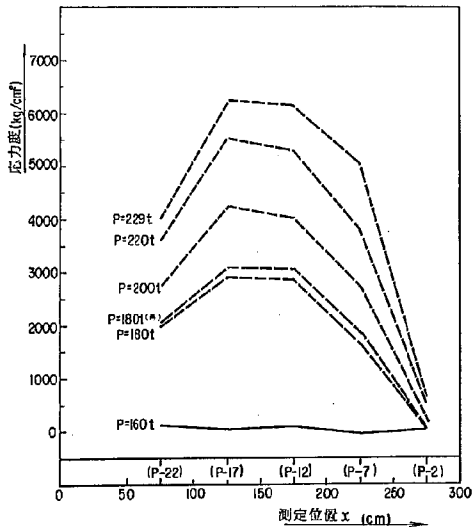
鉛直鋼棒



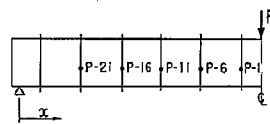
(2) タイプ A



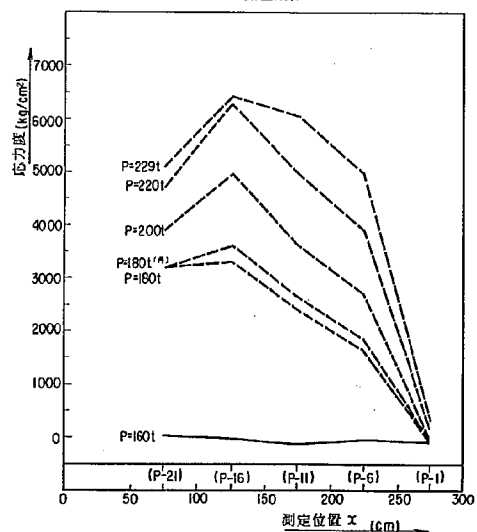
鉛直鋼棒



(3) タイプ A

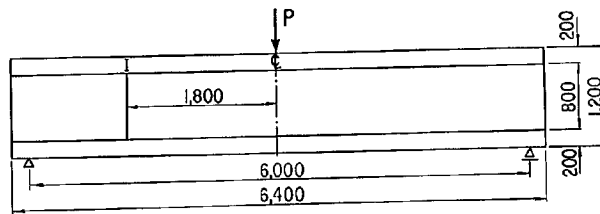


鉛直鋼棒



(4) タイプ A

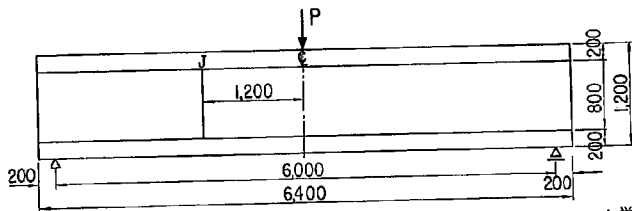
付図 - 6 セン断補強鋼材応力度の軸方向分布図



(単位: 1/1000 mm)

荷重P(ton)	タイプ A	タイプ B	タイプ C	タイプ D
0	309			
30	367			
40				
50				
60	325			74
70				203
80				269
90				304
100				241
110				273
120	765			325
130				348
140				433
150				468
160				509
170				549
180	1062			592
190	1385			637
200				683
210				
220				
0				

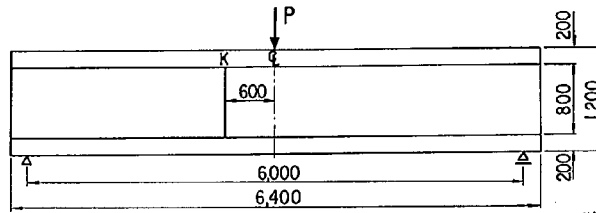
付図-7 (1) I 地点における総ひびわれ幅



(単位: 1/1000 mm)

荷重P(ton)	タイプ A	タイプ B	タイプ C	タイプ D
0	382			
30	442			
40				
50				
60	383			12
70				26
80				32
90				70
100				79
110				151
120				175
130				244
140				263
150				287
160				386
170				445
180	1017			484
190	1074			529
200				577
210				616
220				691
0				

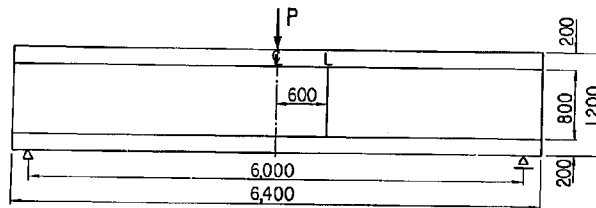
付図-7 (2) J 地点における総ひび割れ幅



(単位: 1/1000 mm)

荷重P(ton)	タイプ A	タイプ B	タイプ C	タイプ D
0	188			
30	229			37
40				88
50				97
60	192			112
70				120
80				151
90				191
100				202
110				219
120	382			338
130				392
140				422
150				499
160				544
170	519			588
180	827			715
190				
200				
210				
220				
0				

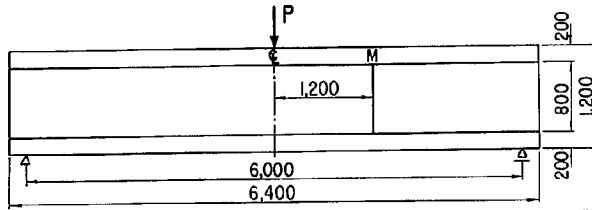
付図 - 7 (3) K 地点における総ひび割れ幅



(単位: 1/1000 mm)

荷重P(ton)	タイプ A	タイプ B	タイプ C	タイプ D
0	186			
30	205			63
40				112
50				117
60	202			152
70				174
80				208
90				267
100				275
110				356
120	359			412
130				459
140				528
150	101			574
160	337			610
170	618			649
180	802			689
190				
200				
210				
220				
0				

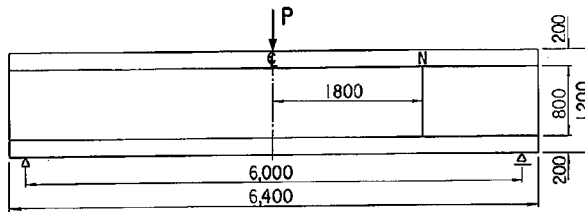
付図 - 7 (4) L 地点における総ひびわれ幅



(単位: 1/1000 mm)

荷重P(ton)	タイプ A	タイプ B	C	D
0	236			
30	283			
40				
50, 50R				62 79
60	239			100
70				153
80				186
90				290
100, 100R				394
110			17	426
120	570		38	476
130			72	533
140			88	576
150, 150R				648
160	195		191	767
170	781	119	258	829
180	1093	130	293	881
190	(1901)	143	414	1010
200	(2192)	182	444	
210	(2664)	262	525	
220	(346)	305	601	
0		465		
		558		
		677		
		197		
		217		
		300		

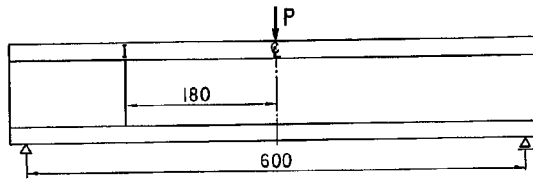
付図 - 7 (5) M地点における総ひび割れ幅



(単位: 1/1000 mm)

荷重P(ton)	タイプ A	タイプ B	タイプ C	タイプ D
0	192			
30	220			
40				
50				
60	192			24
70				53
80				149
90				228
100				234
110				323
120	522		44	367
130			137	408
140			168	465
150		50	371	516
160	108	30	398	566
170	376	35	459	601
180	484	137	521	
190	(1163)	141	558	
200	(1341)	218	618	
210	(1441)	274	667	
220	(1835)	332		
0		124		

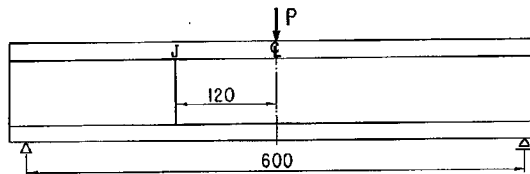
付図 - 7 (6) N地点における総ひび割れ幅



(単位 : 1/1000mm)

P(ton)	タイプ A (I-4)	タイプ B (I-3)	タイプ C (I-6)	タイプ D (I-7)
0	151			
30	178			
40				
50				
60	238			88
70				97
80				118
90	391			147
100				175
110				205
120	464			221
130				236
140				255
150				279
160				302
170				324
180	854			342
190				363
200				
210				
220				
0				94

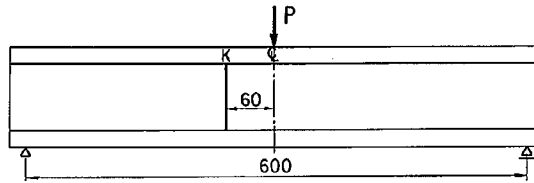
付図 - 8 (1) I 地点における最大ひび割れ幅



(単位 : 1/1000mm)

荷重P(ton)	タイプ A (J-4)	タイプ B (J-5)	タイプ C (J-4)	タイプ D (J-6)
0	233			
30	200			
40				
50				
60	239			
70				
80				
90				
100				
110				
120	585			94
130				150
140				164
150				183
160				184
170				207
180				225
190				241
200				253
210				267
220				
0	420			62

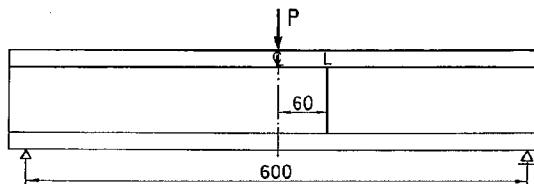
付図 - 8 (2) J 地点における最大ひび割れ幅



(単位: 1/1000 mm)

荷重P(ton)	タイプ A (K-3)	タイプ B (K-2)	タイプ C (K-6.7)	タイプ D (K-5)
0	157			
30	195			
40				64
50				152
60	188 250			167
70				193
80				207
90	334			215
100				251
110			236	265
120	295 420			286
130				305
140				313
150	518	34	56	320
160		43	80 143	332
170	600	70	203	350
180	626 660	118	265	369
190	745	149	418	
200	856	188	476	394
210	<770>	185	610	
220	<850>	198	783	
0	281	127	281	127

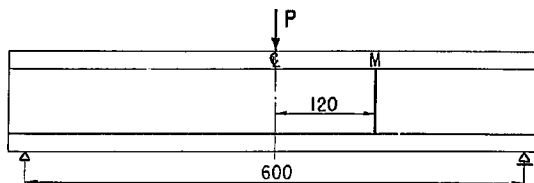
付図 - 8 (3) K地点における最大ひび割れ幅



(単位: 1/1000 mm)

荷重P(ton)	タイプ A (L-3)	タイプ B (L-7)	タイプ C (L-4.5)	タイプ D (L-6)
0	181			
30	229			
40				
50				
60	203 285			
70				
80				
90	374			
100				
110				
120	384 509			148
130				188
140				227
150	657	16 82	38	265
160	712	236	41	289
170	582	218	45	319
180	(510)	212	50	341
190	805	225	172	
200	(670)	237	266	358
210	(750)	244	349	
220	(900)	258		
0	233	158	118	57

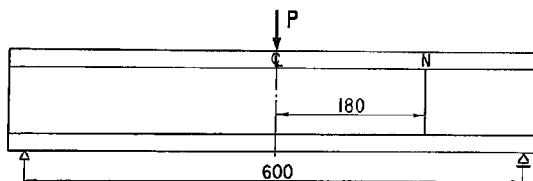
付図 - 8 (4) L地点における最大ひび割れ幅



(単位 : 1/1000 mm)

荷重P(ton)	タイプ A (M-5)	タイプ B (M-7)	タイプ C (M-4)	タイプ D (M-7)
0	148			
30	176			
40				
50				
60	190 229			
70				
80				
90	323			
100				
110			13	106
120	348 430		36	193
130			73	208
140			89	235
150	543		126	264
160			146	297
170	439		146	307
180	613 692		147	316
190			148	326
200		176	159	331
210		225	162	355
220		265	315	
0	257	95	73	108

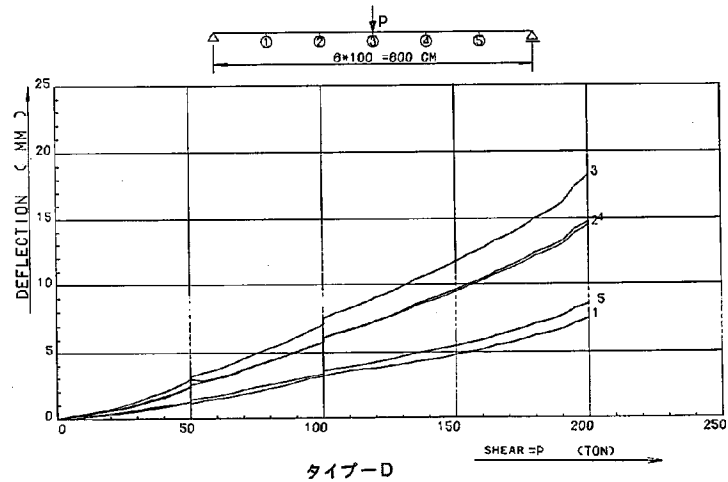
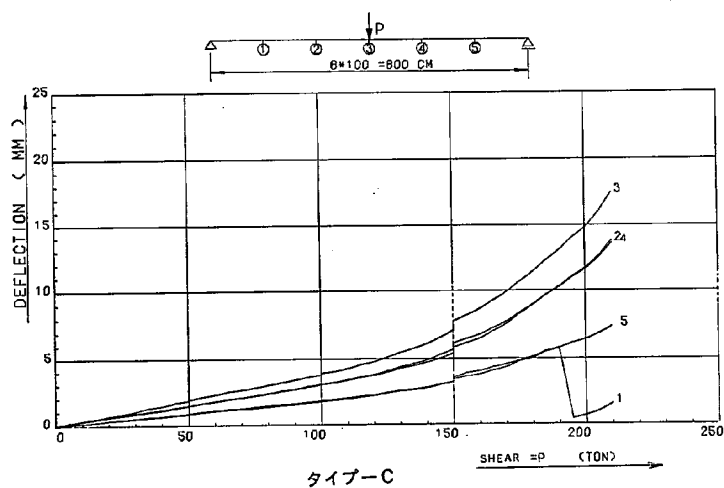
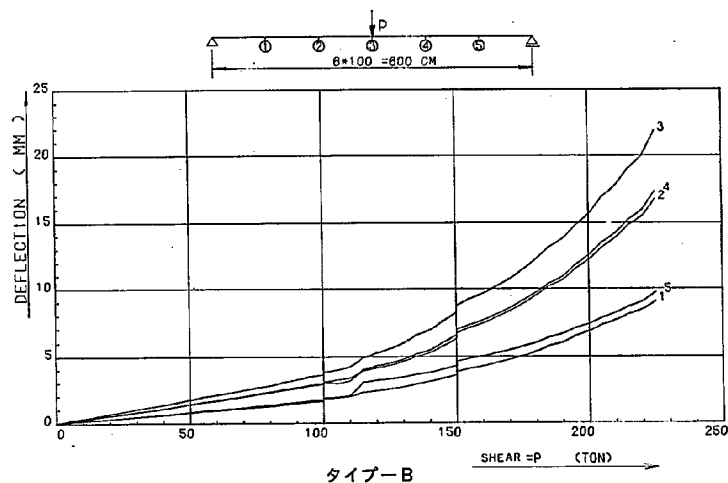
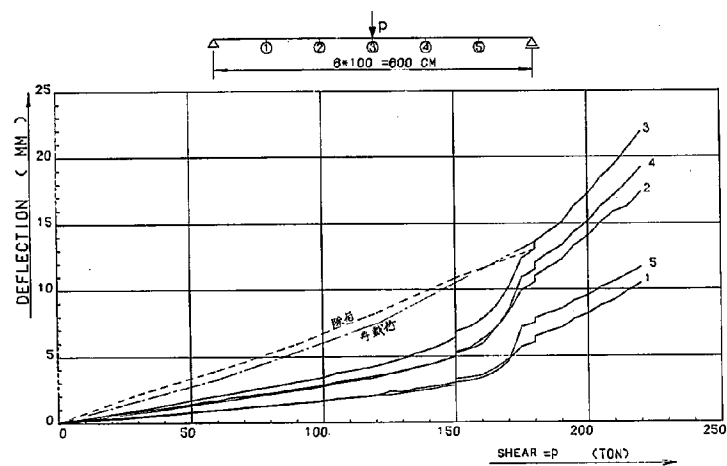
付図 - 8 (5) M地点における最大ひび割れ幅



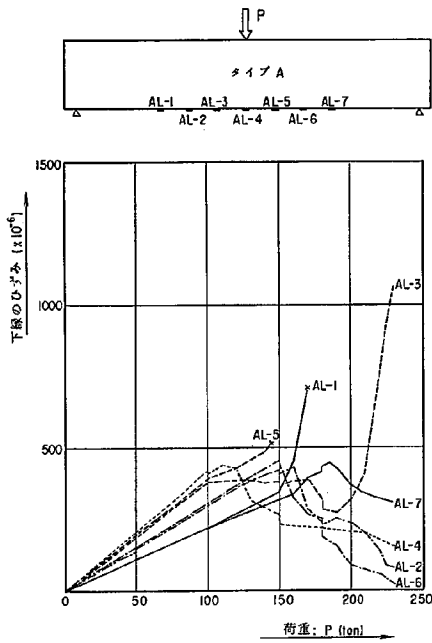
(単位 : 1/1000 mm)

荷重P(ton)	タイプ A (N-6)	タイプ B (N-3)	タイプ C (N-7)	タイプ D (N-6)
0	217			
30	248			
40				
50				
60	217 320			
70				
80				
90	475			60
100				85 124
110				124
120	589 587			128
130				135
140				144
150	680		92	153
160	122		100 98	163
170	447		107	171
180	772	117	117	180
190		130	126	
200		131	131	
210		145	143	204
220		173	152	
0	333	45	54	

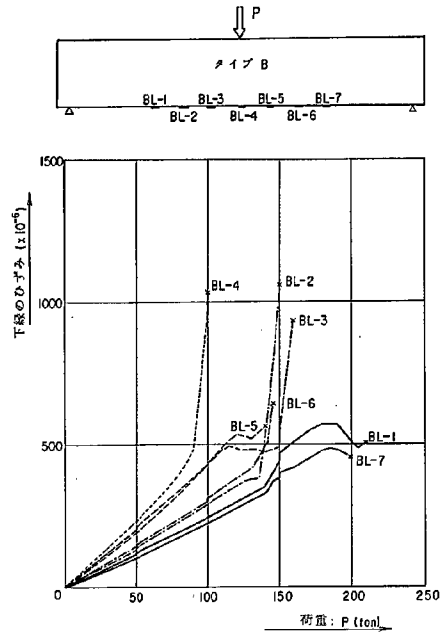
付図 - 8 (6) N地点における最大ひび割れ幅



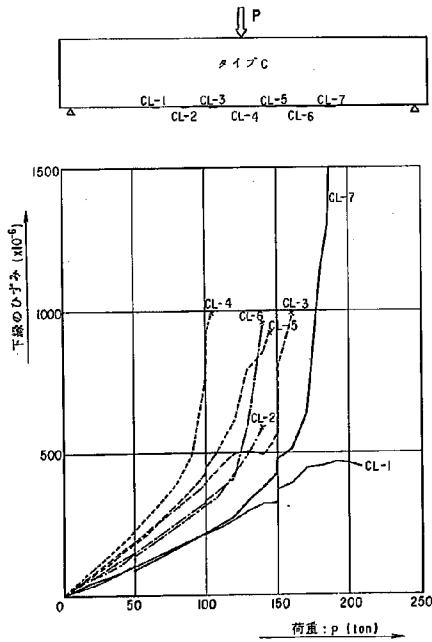
付図-9 供試体のたわみ-荷重図



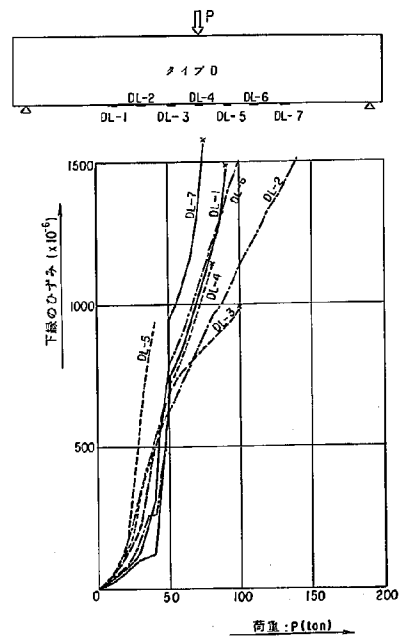
(1) タイプ A



(2) タイプ B

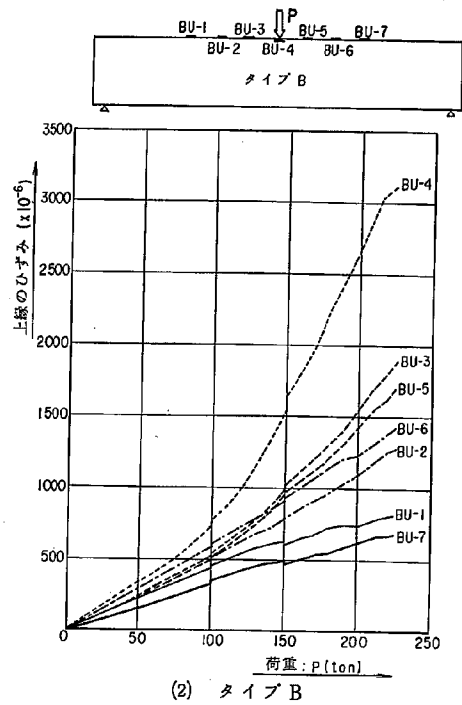
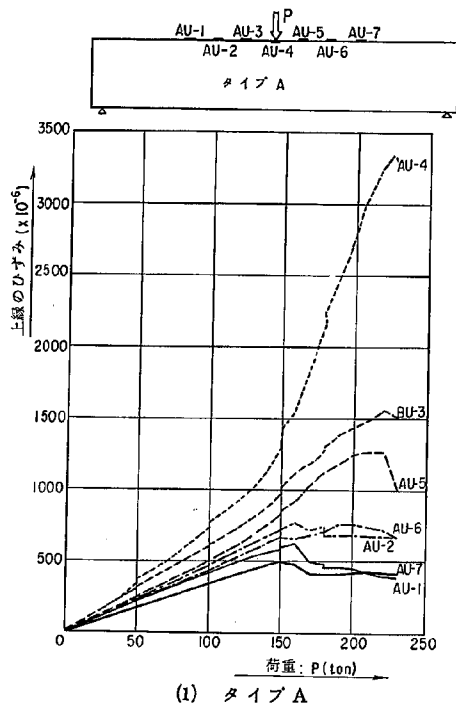


(3) タイプ C

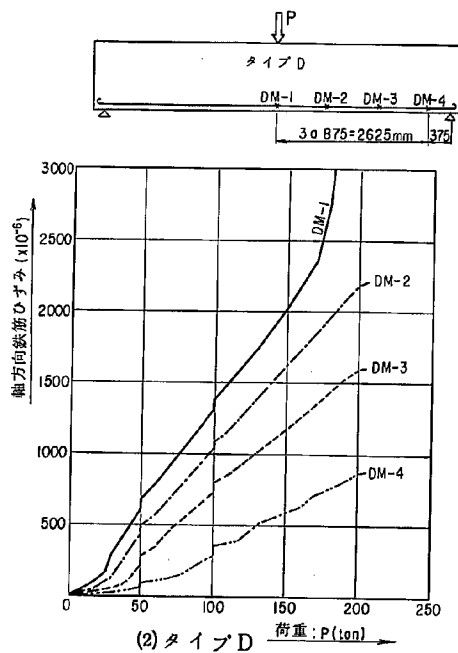
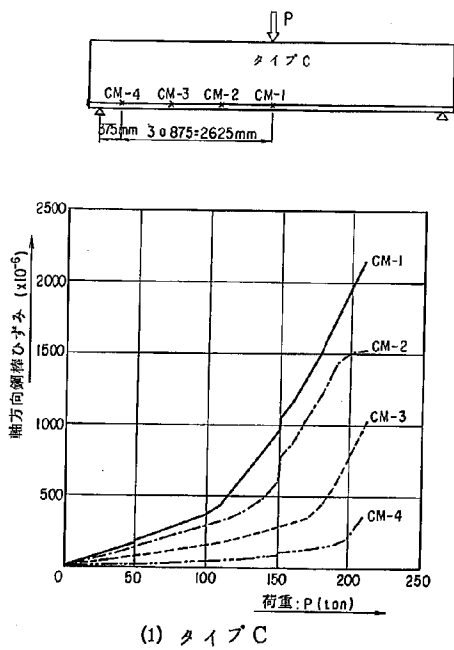


(4) タイプ D

付図-10 けたの下縁でのひずみ-荷重図



付図 - 1 1 けたの上縁でのひずみ - 荷重図



付図 - 1 2 部材軸方向鋼材のひずみ - 荷重図

付 録

目 次

	ページ
付録－1 提案式の実橋への応用.....	75
付録－2 せん断に関する各国の規定.....	85

付録-1 提案式の実橋への応用

本文において述べられた式(6)は鉛直鋼棒の場合のみしか検証されていないが、斜め鋼棒に対しても成立つものとして実橋へ適用すると下表に示すように有利となる。

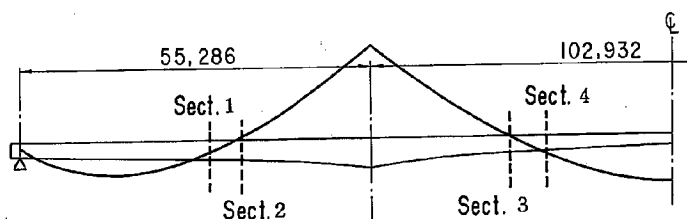
せん断補強鋼棒ピッチの比較

(単位: m)

断面		実 橋 I		実 橋 II	実 橋 III	実 橋 IV
		d : 鋼材図心	d = H - d'			
1	現 行	鋼棒必要なし		0.355	0.30	0.15
	提 案	鋼棒必要なし	鋼棒必要なし	0.524	0.537	0.211
2	現 行	鋼棒必要なし		0.562	0.54	0.25
	提 案	3.191cm	鋼棒必要なし	0.653	鋼棒必要なし	0.497
3	現 行	1.876		—	—	—
	提 案	0.484	1.672	—	—	—
4	現 行	0.758		—	—	—
	提 案	0.186	1.243	—	—	—

実橋 I : モーメント交番点附近におけるせん断応力度

§ 1. 有効高さ d を鋼材図心までの距離とする。



1. 部材諸値及び断面力

Sect.	Bw (m)	H (m)	Yp (m)	d (m)	Sh-Sp (ton)	Md (t・m)
1	0.9	3.091	1.694	1.694	342	4195
4	0.9	3.318	1.312	2.006	540	-3416
3	1.0	3.264	0.882	2.382	1025	-2781
4	0.7	2.984	1.328	1.328	873	4039

2. 平均せん断応力 τ_m

$$\tau_m = \frac{Sh - Sp}{Bw-d}$$

断面	$\tau_m(t/m^2)$	$\tau_{a2}(t/m^2)$	判 断
Sect. 1	2 2 4	5 3 0	O.K
Sect. 2	2 9 9	5 3 0	O.K
Sect. 3	4 3 0	5 3 0	O.K
Sect. 4	9 3 9	5 3 0	NO

3. コンクリートの負担するせん断力 S_c

断面		Sect. 1	Sect. 2	Sect. 3	Sect. 4
コンクリート 応力 (t/m^2)	σ_o 上縁	1 7 4	3 6 7	5 3 8	4 7 4
	σ_u 下縁	5 1 6	3 0 9	8 6	5 4 0
断 面 係 数 (m^3)	Z_o 上縁		8.3 5 4 2	8.4 1 8 2	
	Z_u 下縁	4.5 1 4 1			4.7 0 0 1
ひび割れモーメント(tm) $Mo = \sigma_o Z_o$ or $\sigma_u Z_u$		2 3 2 9	3 0 6 6	4 5 2 9	2 5 3 8
$K = 1 + \frac{Mo}{Md} \leq 2$		1.5 5 5	1.8 9 8	2.0	1.6 2 8
$S_c = k \cdot \tau_{a1} \cdot bw \cdot d$		1 3 0	1 8 8	2 6 2	8 3

4. スターラップの負担するせん断力 S_s

スターラップは各断面とも D 19 @ 200 で配置されている。

$$\therefore A_s = 4 \times 0.0002865 = 0.001146 m^2$$

$$\sigma_{sy} = 30000 t/m^2$$

$$\theta = 90^\circ$$

$$S_s = \frac{A_s \cdot \sigma_{sy} \cdot d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 t_s}$$

断面	Sect. 1	Sect. 2	Sect. 3	Sect. 4
Ss (ton)	253	300	356	199

5. せん断鋼棒ピッチ.

SBPR 95/120, $\phi 26$, $A_p = 0.0005309$, $P_e = 32 \text{ t/本}$

$$\sigma_{pe} = P_e / A_p = 60275 \text{ t/m}^2, \quad \sigma_{sy} = 30000 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{py'} = \sigma_{pe} + \sigma_{sy} = 90275 \text{ t/m}^2, \quad \alpha = 45^\circ$$

i) Sect. 1

$$\text{Shp} = 342 - 130 - 253 = -41 \text{ t}$$

せん断鋼棒必要なし

ii) Sect. 2

$$\text{Shp} = 540 - 188 - 300 = 52 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} t_p &= \frac{A_p \sigma_{py'} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{1.15 \text{Shp}} \\ &= 2 \times 0.0005309 \times 90275 \times \sqrt{2} \times 2.006 / 1.15 \times 52 \\ &= 3.191 \text{ m} \end{aligned}$$

iii) Sect. 3

$$\text{Shp} = 1025 - 262 - 356 = 407 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} t_p &= 2 \times 0.0005309 \times 90275 \times \sqrt{2} \times 2.382 / 1.15 \times 407 \\ &= 0.484 \text{ m} \end{aligned}$$

iv) Sect. 4

$$\text{Shp} = 873 - 83 - 199 = 591 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} t_p &= 2 \times 0.0005309 \times 90275 \times \sqrt{2} \times 1.328 / 1.15 \times 591 \\ &= 0.186 \text{ m} \end{aligned}$$

§ 2. せん断力による軸方向引張力が鋼材によって十分に補強されると考えて、 d (有効高さ)

$= H$ (桁高) - d' (鉄筋のかぶり) とする。

1. 有効高さ

断面	Sect. 1	Sect. 2	Sect. 3	Sect. 4
H (m)	3.091	3.318	3.264	2.984
d' (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
d (m)	2.891	3.118	3.064	2.784

2. 平均せん断応力 τ_m

断面	Sect. 1	Sect. 4	Sect. 3	Sect. 16
$\tau_m (t/m^2)$	131	192	335	448
$\tau_{a_2} (t/m^2)$	530	530	530	530
判 断	O.K	O.K	O.K	O.K

3. コンクリートの負担するせん断力 S_c

断面	Sect. 1	Sect. 2	Sect. 3	Sect. 4
K	1.555	1.898	2.0	1.628
$S_c = K \tau_{a_1} / B_w \cdot d$	223	293	337	174

4. スターラップの負担するせん断力 S_s

断面	Sect. 1	Sect. 2	Sect. 3	Sect. 4
$S_s (ton)$	432	466	458	416

5. せん断鋼棒ピッチ

条件 § 1 に同じ

i) Sect. 1

$$Shp = 342 - 223 - 432 = -313 t$$

せん断鋼棒必要なし

ii) Sect. 2

$$Shp = 540 - 293 - 466 = -219 t$$

せん断鋼棒必要なし

iii) Sect. 3

$$Shp = 1025 - 337 - 458 = 230 t$$

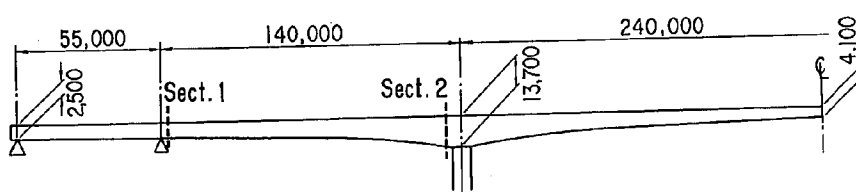
$$\begin{aligned} tp &= 2 \times 0.0005309 \times 90275 \times \sqrt{2} \times 3.264 / 1.15 \times 230 \\ &= 1.672 m \end{aligned}$$

iv) Sect. 4

$$Shp = 873 - 174 - 416 = 283 t$$

$$\begin{aligned} tp &= 2 \times 0.0005309 \times 90275 \times \sqrt{2} \times 2.984 / 1.15 \times 283 \\ &= 1.243 m \end{aligned}$$

実橋Ⅱ



1. 部材断面諸値

断面	Bw (m)	H (m)	d' (m)	d (m)	Sh-Sp (ton)	Md (t.m)
Sect. 1	2×0.46 = 0.92	3.581	0.3	3.281	1793	27304
Sect. 2	2×0.5 = 1.00	13.700	0.5	13.200	6573	332098

2. 平均せん断応力 τ_m

$$\tau_m = \frac{Sh-Sp}{Bw \cdot d}$$

断面	τ_m (t/m ²)	τ_{a2} (t/m ²)	判 断
Sect. 1	594	530	N.O
Sect. 2	498	530	O.K

3. コンクリートの負担するせん断力 Sc

断面	コンクリート応力 (t/m ²)		断面係数 (m ³)		Mo (t.m) $\sigma_o Z_o$ or $\sigma_u Z_u$	$K=1+\frac{Mo}{Md}$ ≤ 2	Sc (ton)= $k\tau_{a1} Bw d$
	上縁 σ_o	下縁 σ_u	上縁 Z_o	下縁 Z_u			
Sect. 1	1117	-339	9.928	—	11090	1.406	233
Sect. 2	2495	-424	91.140	—	227399	1.684	1223

ただし $\tau_{a1} = 55 \text{ t/m}^2$

4. スターラップの負担するせん断力 S_s

スターラップは各断面とも $D19 @ 250$ で配置されている。

$$\therefore A_s = 4 \times 0.0002865 = 0.001146 m^2$$

$$\sigma_{sy} = 30000 t/m^2$$

$$\theta = 90^\circ$$

$$\therefore S_s = \frac{A_s \cdot \sigma_{sy} \cdot d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 t_s}$$

断面	Sect. 1	Sect. 2
S_s (ton)	392	1578

5. せん断鋼棒ピッチ

$$SBPR95/120, \phi 32, A_p = 0.0008042 m^2, \quad P_e = 51.7 t/\text{本}$$

$$\sigma_{pe} = P_e / A_p = 64287 t/m^2, \quad \sigma_{sy} = 30000 t/m^2$$

$$\sigma_{py'} = \sigma_{pe} + \sigma_{sy} = 94287 t/m^2, \quad \alpha = 45^\circ$$

i) Sect. 1

$$Shp = 1793 - 233 - 392 = 1168 t$$

$$tp = \frac{A_p \cdot \sigma_{py'} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{1.15 Shp}$$

$$= 2 \times 0.0008042 \times 94287 \times \sqrt{2} \times 3.281 / 1.15 \times 1168$$

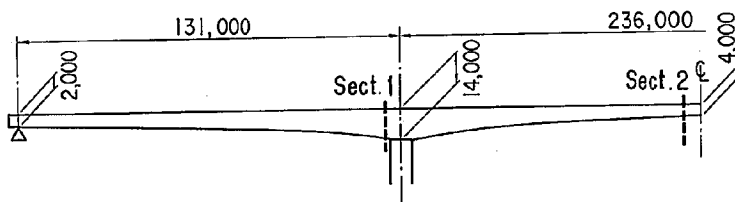
$$= 0.524 m$$

ii) Sect. 2

$$Shp = 6572 - 1223 - 1578 = 3771 t$$

$$tp = 2 \times 0.0008042 \times 94287 \times \sqrt{2} \times 13.2 / 1.15 \times 3771 = 0.653 m$$

実橋 Ⅲ



1. 部材断面諸値及び断面力

断面	Bw (m)	H (m)	d' (m)	d (m)	Sh-Sp (ton)	Ma (tm)
Sect. 1	2×0.6 =1.2	14.000	0.501	13.499	6865	316763
Sect. 2	2×0.25 =0.50	4.894	0.096	4.798	871	13160

2. 平均せん断応力 τ_m

$$\tau_m = \frac{Sh - Sp}{Bw \cdot d}$$

断面	$\tau_m(t/m^2)$	$\tau_{a_2}(t/m^2)$	判 断
Sect. 1	424	530	O.K
Sect. 2	363	530	O.K

3. コンクリートの負担するせん断力 Sc

断面	コンクリート応力(t/m^2)		断 面 係 数 (m^2)		Mo($t \cdot m$)	$K=1+\frac{Mo}{Md}$	$Sc(t)=$
	上縁 σ_o	下縁 σ_u	上縁 Z_o	下縁 Z_u	$\sigma_o Z_o$ or $\sigma_u Z_u$	≤ 2	$K\tau_{a_1} Bwd$
Sect. 1	2316	-446	95.097	—	220225	1.695	1510
Sect. 2	657	-187	12.777	—	8394	1.638	216

ただし $\tau_{a_1} = 55 t/m^2$

4. スターラップの負担するせん断力 Ss

i) Sect. 1

スターラップはD13@200で配置されている。

$$\therefore As = 4 \times 0.0001267 = 0.0005068 m^2$$

$$\sigma_{sy} = 3000 t/m^2 \quad \theta = 90^\circ$$

$$Ss = \frac{As \cdot \sigma_{sy} \cdot d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 ts}$$

$$= 0.0005068 \times 30000 \times 13.499 / 1.15 \times 0.20$$

$$= 892 t/m^2$$

ii) Sect.2

スターラップは外側D19@200, 内側D22@200で配置されている。

$$\therefore A_s = 2 \times (0.0002865 + 0.0003871) = 0.0013472 m^2$$

$$\sigma_{sy} = 30000 t/m^2, \quad \theta = 90^\circ$$

$$S_s = \frac{A_s \cdot \sigma_{sy} \alpha (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 t_s}$$

$$= 0.0013472 \times 30000 \times 4.798 / 1.15 \times 0.20$$

$$= 843 t$$

5. せん断鋼棒ビッチ

$$SBPR95/120, \phi 32, A_p = 0.0008042 m^2, \quad P_e = 48.0 t/\text{本}$$

$$\sigma_{pe} = P_e / A_p = 59687 t/m^2, \quad \sigma_{sy} = 30000 t/m^2$$

$$\sigma_{py'} = \sigma_{pe} + \sigma_{sy} = 89687 t/m^2$$

i) Sect.1

$$\alpha = 45^\circ$$

$$Shp = 6865 - 1510 - 892 = 4463 t$$

$$t_p = \frac{A_p \cdot \sigma_{py'} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{1.15 Shp}$$

$$= 2 \times 0.0008042 \times 89687 \times \sqrt{2} \times 13.499 / 1.15 \times 4463$$

$$\div 0.537 m$$

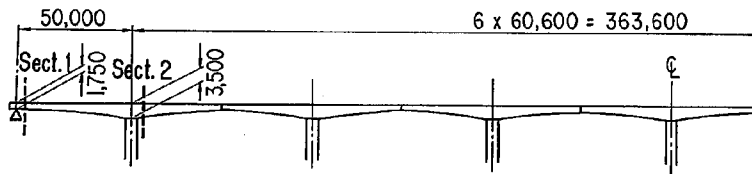
ii) Sect.2

$$\alpha = 90^\circ$$

$$Shp = 871 - 216 - 843 = -188 t$$

せん断鋼棒必要なし

実橋Ⅳ



1. 部材断面諸値及び断面力

断面	Bw (m)	H (m)	α' (m)	d (m)	Sh-Sp (ton)	Md (tm)
Sect.1	2×0.4 =0.8	1.750	0.583	1.167	865	0
Sect.2	2×0.4 =0.8	3.500	0.244	3.256	1434	23017

2. 平均せん断応力 τ_m

$$\tau_m = \frac{Sh-Sp}{Bw \cdot d}$$

断面	$\tau_m(t/m^2)$	$\tau_{a2}(t/m^2)$	判 断
Sect.1	927	530	No
Sect.2	550	530	No

3. コンクリートの負担するせん断力 Sc

断面	コンクリート応力(t/m^2)		断 面 係 数 (m^2)		Mo (t·m) $\sigma_o Z_o$ or $\sigma_u Z_u$	$K=1+\frac{Mo}{Md}$ ≤ 2	Sc(t) $=K\tau_{a1}Bwd$
	上縁 σ_o	下縁 σ_u	上縁 Z_o	下縁 Z_u			
Sect.1	0	0	4.133	2.718	$\sigma_o Z_o$ = 0	1	51
Sect.2	1292	-261	11.179	9.631	$\sigma_o Z_o$ =14443	1.627	233

ただし $\tau_{a1} = 55 t/m^2$

4. スターラップの負担するせん断力 Ss

スターラップは両断面とも外側D16@200、内側D19@200で配置されている。

$$\therefore A_s = 2(0.0001986 + 0.0002865) = 0.0009702 m^2$$

$$\sigma_{sy} = 30000 t/m^2 \quad \theta = 90^\circ$$

$$Ss = \frac{A_s \cdot \sigma_{sy} \cdot d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 ts}$$

断面	Sect. 1	Sect. 2
Ss (ton)	148	412

5. せん断鋼棒ビッチ

$$SBPR95/120, \phi 26, A_p = 0.0005309 m^2, \quad P_e = 33.0 t/\text{本}$$

$$\sigma_{pe} = P_e/A_p = 62159 t/m^2, \quad \sigma_{sy} = 30000 t/m^2$$

$$\sigma_{py'} = \sigma_{pe} + \sigma_{sy} = 92159 t/m^2, \quad \alpha = 45^\circ$$

i) Sect.1

$$Shp = 865 - 51 - 148 = 666 t$$

$$tp = \frac{A_p \cdot \sigma_{py'} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{1.15 Shp}$$

$$= 2 \times 0.0005309 \times 92159 \times \sqrt{2} \times 1.167 / 1.15 \times 666 \div 0.211 m$$

ii) Sect.2

$$Shp = 1434 - 233 - 412 = 789 t$$

$$tp = 2 \times 0.0005309 \times 92159 \times \sqrt{2} \times 3.256 / 1.15 \times 789 \div 0.497 m$$

付録-2 セン断についての各国の規定

- (1) C.E.B 3)
- (2) フランス・コード 4)
- (3) B.S.I 5)
- (4) A.C.I 6)

(1) C E B (1 9 7 5)

$$A_{ws} = \frac{(S - k S_c) \cdot t}{0.9 d \sigma_{sy} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha}$$

$$S_c = 0.60 \sigma_{ct} b w d$$

$$\sigma_{ct} = 0.4338 \sigma_{ck}^{2/3} / r_c$$

r_c : コンクリートに対する部分安全係数 (通常 1.5)

軸力の作用しない部材

$$K = 1$$

軸圧縮力 (プレストレスを含む) の作用する部材

$$K = 1 + \frac{M_o}{M_d} \leq 2$$

(2) フランス・コード

$$\frac{A_{ws}}{b w t} \sigma_{sy} \frac{\sin(\alpha_s + \beta)}{\cos \beta} + \frac{\Delta F_t}{b w t p} \frac{\sin(\alpha_p + \beta)}{\cos \beta} + \frac{F_t \sin \alpha_p}{b w t p}$$

$$= t_a \cdot \tan \beta - 0.472 \sqrt{\sigma_{ck}}$$

F_t : プレスト力

ΔF_t : $\sigma_{sy} \cdot A_{wp}$ と $(\sigma_{py} - \sigma_{pe}) A_{wp}$ の小さい方の値

(3)-1 B S I (1973) R C 部材

3.3.3 はりのせん断抵抗

3.3.3.1 はりのせん断応力度とせん断鉄筋

はりのあらゆる断面に対するせん断応力度は次式で計算するものとする。

$$v = \frac{V}{bd} \dots\dots\dots(8)$$

ここに

V : 終局荷重によるせん断力

b : 断面の幅、フランジのあるはりではウェブの幅とする。

d : 有効高さ

せん断応力度が表-5の値をこえる場合は、スターラップあるいはスターラップと折曲鉄筋を配置するものとする。

せん断鉄筋がある場合でもりは表-6の値をこえてはならない。

表-5 はりの終局せん断応力度 v_c (N/mm²) 表-6 はりにおけるせん断応力度の最大値 N/mm²

100As bd	コンクリートの等級			
	20	25	30	40以上
0.25	0.35	0.35	0.35	0.35
0.50	0.45	0.50	0.55	0.55
1.00	0.60	0.65	0.70	0.75
2.00	0.80	0.85	0.90	0.95
≥3.00	0.85	0.90	0.95	1.00

コンクリートの等級			
20	25	30	40以上
3.35	3.75	4.10	4.75

表-5のAsは3.8.7の条件が満たされ引張鉄筋の全断面積を用いることができる。支点以外では、考えている断面から少なくとも有効高さだけのばした軸方向鉄筋の面積とする。

スターラップがせん断鉄筋として使用されている場合は、直角スターラップの支間方向の間隔は0.75dをこえてはならず、以下の条件を満たさなければならない。

$$\frac{Asv}{Sv} \geq \frac{b(v-v_c)}{0.87fyv} \dots\dots\dots(9)$$

ここで

fyv : スターラップの特性強度で425 N/mm²とする。

Asv : スターラップの2本の足の断面積

Sv : 部材軸方向のスターラップの間隔

せん断鉄筋の50%まではコンクリートが圧縮部材をなすトラスの引張部材として考える折曲鉄筋であってもよい。どんな鉄筋の最大応力度も $0.87 f_{yU}$ をこえてはならない。あらゆる垂直断面のせん断抵抗はその断面で切った引張および圧縮力の垂直成分の合計とする。鉄筋は定着(3.7.6.8)に対して検討するものとする。

(3)-2 BSI (1973) PC部材

4.3.4 はりのせん断抵抗

せん断に対する計算は終局限界状態に対してのみ行なえばよい。この節の規定はⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種のプレストレストコンクリート部材に適用される。

コンクリートのみの終局せん断抵抗 V_c は、曲げひびわれのない断面(4.3.4.1)とある断面(4.3.4.2)の双方について検討し小さい方の値をとるものとし、必要なら鉄筋を配置するものとする(4.3.4.3)。

4.3.4.1. 曲げひびわれのない断面

曲げひびわれのない断面の終局せん断抵抗 V_{co} は、断面の図心軸 $ft = 0.24 \sqrt{f_{cu}}$ の最大主引張応力度を発生させる力に相当する。

V_{co} の計算においては図心軸でのプレストレスの値は $0.8 f_{cp}$ とする。 V_{co} は次式で与えられる。

$$V_{co} = 0.67 \quad bh \sqrt{ft^2 + 0.8 f_{cp} \cdot ft} \quad \dots\dots\dots (37)$$

ここに ft : $0.24 \sqrt{f_{cu}}$ で正とする。

(0.7667) ()内は kg/cm^2 単位の場合の係数

f_{cp} : プレストレスによる断面図心軸での圧縮応力度で正とする。

b : 部材の幅で、T、IおよびL型ばりではウェブの幅

h : 部材の全高

(37)式から求められる V_{co} / bh の値は表-32に与えてある

表-32 V_{co} / bh の値(N/mm^2)

$f_{cp}(N/mm^2)$	コンクリートの等級			
	30	40	50	60
2	1.30	1.45	1.60	1.70
4	1.65	1.80	1.95	2.05
6	1.90	2.10	2.20	2.35
8	2.15	2.30	2.50	2.65
10	2.35	2.55	2.70	2.85
12	2.55	2.75	2.95	3.10
14	2.70	2.95	3.15	3.30

フランジ内に中立軸があるフランジ付の部材では、フランジとウェブとの付け根での主引張応力度は $0.24 \sqrt{f_{cu}}$ を上限とする。ここで V_{co} の計算ではプレストレスによる応力には 0.8 を乗じるものとする。

曲げひびわれがなく斜めあるいは垂直プレストレスのある断面では、プレストレス力の部材軸に直角な成分を V_{co} に加えてよい。

4.3.4.2 曲げひびわれのある断面

(A) I 種および II 種

曲げひびわれのある断面の終局せん断抵抗 V_{cr} は次式を用いて求めてよい。

$$V_{cr} = 0.037 \, bd \sqrt{f_{cu}} + M_t V / M \dots\dots\dots (37')$$

(0.118) $\xrightarrow{\hspace{10em}}$ kg/cm^2 単位

ここに d : 圧縮縁から考えている断面の緊張材の図心までの距離

M_t : 考えている断面のひびわれモーメント

$$M_t = (0.37 \sqrt{f_{cu}} + 0.8 \, \text{fpt}) \, I / y$$

(1.182) $\xrightarrow{\hspace{10em}}$ kg/cm^2 単位

ここに fpt : 断面二次モーメント I のコンクリート断面の図心から y の距離でのプレストレスのみによる引張応力度

V, M : 考えている断面での終局荷重によるせん断力と曲げモーメント

$$V_{cr} : 0.1 \, bd \sqrt{f_{cu}} \text{ 以上とする。}$$

(0.319) $\xrightarrow{\hspace{10em}}$ kg/cm^2 単位

(B) III 種

曲げひびわれのある断面の終局せん断抵抗 V_{cr} は次式で求めてよい。

$$V_{cr} = (1 - 0.55 \, \text{fpe} / \text{fpu}) \, v_c \, bd + M_o V / M \dots\dots\dots (37'a)$$

ここに d : 考えている断面での圧縮縁から緊張材図心までの距離

M_o : 高さ d の位置のコンクリートの応力を 0 とするのに必要なモーメント、 $M_o = 0.8 \, \text{fpt} \, I / y$ 。

ここに fpt : 図心から y の距離の高さ d でのプレストレスのみによる応力度

fpe : すべての損失が生じた後の有効プレストレスでこの式に用いる場合は fpe は 0.6 fpu 以下の値をとるものとする。

v_c : 表-5 より求める。

V, M : 考えている断面での終局荷重によるせん断力および曲げモーメント

$$V_{cr} : 0.1 \, bd \sqrt{f_{cu}} \text{ 以上とする。}$$

ある断面で (37') および (37'a) を用いて求めた V_{cr} の値は、その断面からモーメントが増大する方向に $\frac{d}{2}$ の間は一定と考えてよい。

曲げひびわれがある場合、斜めの緊張材のある断面での部材軸に直角なプレストレスの成分は

無視するものとする。

4.3.4.3 セン断鉄筋

終局荷重によるせん断力 V がコンクリートによって分担されるせん断力 V_c より小さく、かつ以下の条件を満足する場合はせん断鉄筋が不要である。

- a. V が $0.5 V_c$ より小さい場合
- b. 重要でない部材
- c. 2.4.5 によって行なった試験でせん断鉄筋が不要であることが確かめられた場合。

上記以外は、次式によってスターラップを配筋するものとする

$$\frac{As_v}{S_v} = \frac{0.4 b}{0.87 f_{yv}} \dots\dots\dots (38)$$

ここに f_{yv} : 鉄筋の特性強度、ただし、 425 N/mm^2 以下とする。

As_v : スターラップの2本の足の断面積

S_v : 部材軸方向のスターラップの間隔

終局荷重によるせん断力 V が V_c をこえる場合は、次式で求められるせん断鉄筋を加えるものとする。

$$\frac{As_v}{S_v} = \frac{V - V_c}{0.87 f_{yv} d_t} \dots\dots\dots (39)$$

短形のはりでは、引張域の両隅においてはスターラップはスターラップより細くない軸方向筋あるいは緊張材を囲むものとする。せん断鉄筋に関するこの節では、高さ d_t は圧縮縁から軸方向筋あるいは緊張材の図心までの距離のいずれか大きい方をとるものとする。スターラップは、かぶりを考慮した上で、できるだけ引張あるいは圧縮縁近くまでのばすものとする。

スターラップはその断面のすべての緊張材あるいは付加鉄筋を囲むようにし、かつ十分に定着しなければならない(3.7.6.4)。

部材軸方向のスターラップの間隔は、 $0.75 d_t$ あるいはフランジ付断面ではウェブ厚の4倍をこえてはならない。 V が $1.8 V_c$ をこえる場合は、最大間隔は $0.5 d_t$ に減らすものとする。スターラップの2本の足の間隔も $0.75 d_t$ をこえてはならない

4.3.4.4 最大せん断力

終局荷重によるせん断力 V はどんな場合でも表-33の値に $b d$ を乗じた値をこえてはならない。

表-33 最大せん断応力度 (N/mm^2)

最大せん断応力度	コンクリートの等級			
	30	40	56	60以上
	4.1	4.7	5.3	5.8

(4) A C I (1971) [単位: kg/cm²]

(P C 部材)

$$A_v = \frac{(\tau_n - \tau_c) b w \cdot t}{\sigma_{sy} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\tau_u = \frac{S_u}{b w \alpha \cdot \phi} = \frac{S_u}{0.85 b w \alpha}$$

α : スターラップの角度

i) $1.326 \sqrt{\sigma'_c} \geq \sigma_c \geq 0.530 \sqrt{\sigma'_c}$ の場合

$$\tau_c = 0.159 \sqrt{\sigma'_c} + 49.21 \frac{S_{ud}}{M_u}$$

d : コンクリート最大圧縮縁から緊張材中心までの距離

ii) i) 以外の場合

τ_c は τ_{ci} 又は τ_{cw} の小さい方を用いる。

$$\tau_{ci} = 0.159 \sqrt{\sigma'_c} + \frac{S_d + (S_i \cdot M_{cr} / M_{max})}{b w \cdot d} \geq 0.451 \sqrt{\sigma'_c}$$

$$M_{cr} = \left(\frac{I}{y_t} \right) (1.591 \sqrt{\sigma'_c} + \sigma_{pe} - \sigma_d)$$

$$\tau_{cw} = 0.928 \sqrt{\sigma'_c} + 0.3 \sigma_{pc} + \frac{S_p}{b w d}$$

d : コンクリート圧縮縁から緊張材中心までの距離又は 0.8 H 部材軸に直角なブレストレスの鉛直成分を無視

σ'_c : コンクリートの圧縮強度

S_u : 設計断面での全せん断力

$b w$: ウェブ幅

σ_{sy} : 鉄筋の降伏強度

M_u : 設計モーメント

S_d : 死荷重によるせん断力

S_L : M_{max} と同時に生じるせん断力

M_{cr} : ひび割れモーメント

M_{max} : 外力設計荷重による最大曲げモーメント

I : 外力作用時の断面二次モーメント

y_t : 中立軸から引張縁までの距離

σ_{pe} : 荷重作用時に引張縁となる所の、有効プレストレス

σ_{pc} : 中立軸の有効プレストレス又は、中立軸がフランジ内にある時はウェブとフランジの接合点での有効プレストレス

提案式 $\sigma = \frac{1.15t \{S - (1 + \frac{M_0}{M_d}) S_c\}}{A_w d (\sin \alpha + \cos \alpha)} - \sigma_{pe}$
 現行示方書 (1961) $\sigma = \frac{S \cdot t \sin \phi}{A_w Z \sin(\phi + \alpha)}$ A.C.I. (1971) $\sigma = \frac{(S - S_c)t}{A_w 0.85d(\sin \alpha + \cos \alpha)}$
 B.S.I. (1973) $\sigma = \frac{(S - S_c)t}{0.87d A_w}$ C.E.B. (1976) $\sigma = \frac{\{S - (1 + \frac{M_0}{M_d}) S_c\}t}{A_w 0.9d(\sin \alpha + \cos \alpha)}$

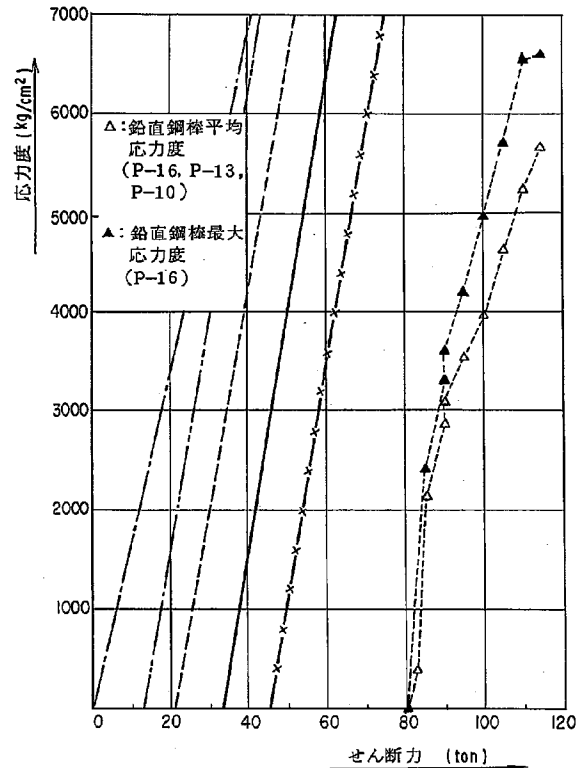


図-24 各国示方書による比較 (1)タイプA

提案式 $\sigma = \frac{1.15t \{S - (1 + \frac{M_0}{M_d}) S_c\}}{A_w d (\sin \alpha + \cos \alpha)} - \sigma_{pe}$
 現行示方書 (1961) $\sigma = \frac{S \cdot t \sin \phi}{A_w Z \sin(\phi + d)}$ A.C.I. (1971) $\sigma = \frac{(S - S_c)t}{A_w 0.85d(\sin \alpha + \cos \alpha)}$
 B.S.I. (1973) $\sigma = \frac{(S - S_c)t}{0.87d A_w}$ C.E.B. (1976) $\sigma = \frac{\{S - (1 + \frac{M_0}{M_d}) S_c\}t}{A_w 0.9d(\sin \alpha + \cos \alpha)}$

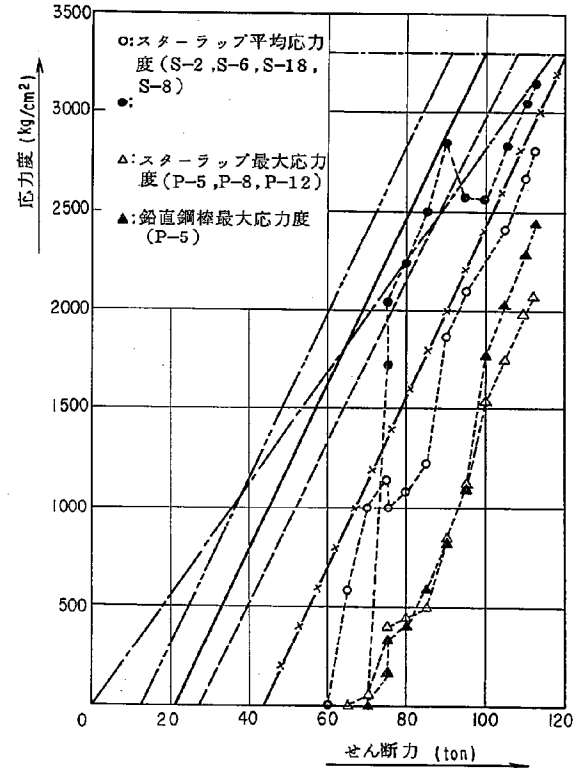


図-24 各国示方書による比較 (2)タイプB

— 提案式 $\sigma = \frac{1.15t \{S - (1 + \frac{M_d}{M_s}) S_c\}}{A_w d (\sin \alpha + \cos \alpha)} - \sigma_{pe}$
 - - - 現行示方書 (1961) $\sigma = \frac{S t \sin \phi}{A_w Z \sin(\phi + \alpha)}$ x x x A.C.I. (1971) $\sigma = \frac{(S - S_c)t}{A_w 0.85d (\sin \alpha + \cos \alpha)}$
 - - - B.S.I. (1973) $\sigma = \frac{(S - S_c)t}{0.87d A_w}$ - - - C.E.B (1976) $\sigma = \frac{\{S - (1 + \frac{M_d}{M_s}) S_c\} t}{A_w 0.9d (\sin \alpha + \cos \alpha)}$

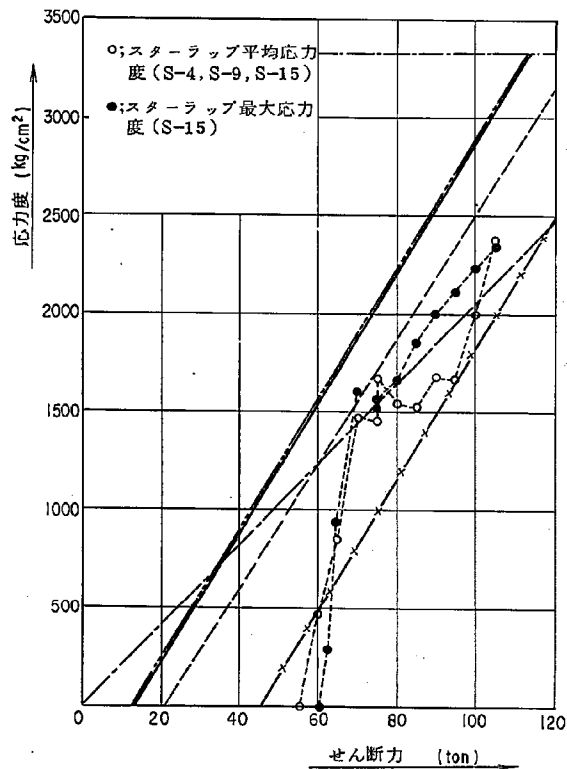


図 - 2 4 各国示方書による比較 (3) タイプ C

— 提案式 $\sigma = \frac{1.15(S - S_c)t}{A_w d (\sin \alpha + \cos \alpha)}$ - - - ソ連 $\sigma \frac{A_w n}{t} = \frac{(S + 0.5 A_w n)^2}{0.6 R_{md}^2 b}$
 - - - 現行示方書 $\sigma = \frac{S t}{A_w \frac{7}{8} d}$ - - - B.S.I. $\sigma = \frac{(S - S_c)t}{0.87 d}$

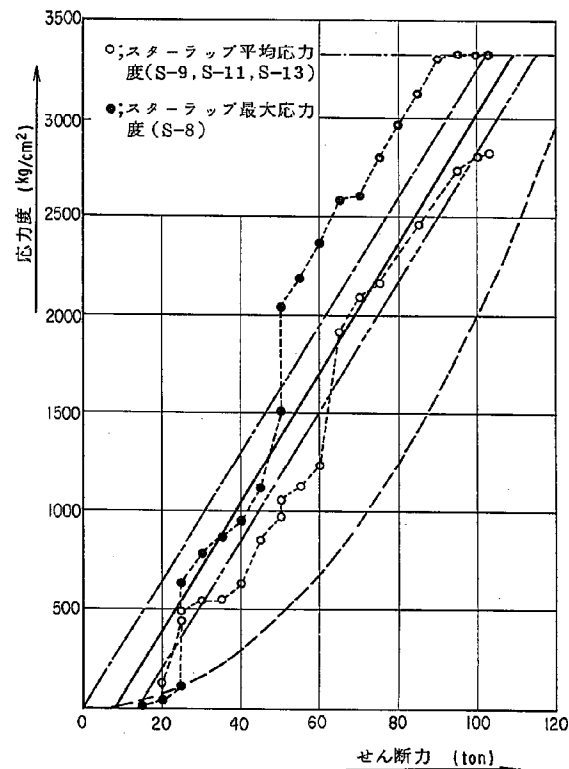


図 - 2 4 各国示方書による比較 (4) タイプ D