

アンボンド PC 模型桁の載荷実験

大 石 辰 雄*

1. ま え が き

この報告は PC 桁の経済性 (材料節減, 施工の省力化, 工期短縮) を図り, PC 鋼材の防錆が保障できるアンボンド PC 桁の実施を目的として行った模型桁の載荷実験結果である。実験計画の基本的な考えは, ボンド PC 桁設計ルールに対するアンボンド方式のそれへの適応性の確認であった。したがって, 実験内容と実験結果の考察の組立ては両方式の比較が主体を成しており, アンボンド方式の特徴が発揮できるような設計方法, あるいは構造形式に関する研究を行ったものではない。

実験は国鉄技術研究所の機器を用いて, 昭和 53~55 年に行われた。

2. 模型桁の製作

2.1 模型桁の製作本数

模型桁の製作本数は, アンボンド PC 桁の曲げ, およびせん断を研究するため 7 本とし, このうち 2 本はボンド PC 桁とした。ボンド PC 模型桁を製作したのは, 両方式の差異を研究するための比較試験用である。表-1 に模型桁種別を示す。

2.2 模型桁の設計

(1) 曲げ試験用桁

スパン, 実験荷重, 載荷位置は疲労試験機の上限性能より定めた。

表-1 模型桁製作一覧 (合計 7 本)

実験の主目的	呼び名	PC 鋼材	特 色	載荷方式
曲 げ	US 桁	T-21.8×2 (アンボンド)	アンボンド PC 鋼材使用	静的載荷
	BS 桁	T-21.8×2 (ボンド)	ボンド PC 鋼材使用	静的載荷
	UD 1 桁	T-21.8×2 (アンボンド)	アンボンド PC 鋼材使用 (US 桁と同一設計)	繰返し載荷
せん断	US 1 桁	T-21.8×2 (アンボンド)	アンボンド PC 鋼材使用 一般的な鉄筋量のスターラップを配置	静的載荷
	US 2 桁	T-21.8×2 (アンボンド)	アンボンド PC 鋼材使用 スターラップ量が少量	静的載荷
	UD 桁	T-21.8×2 (アンボンド)	アンボンド PC 鋼材使用 一般的な鉄筋量のスターラップを配置	繰返し載荷
	BS 桁	T-21.8×2 (ボンド)	ボンド PC 鋼材使用 一般的な鉄筋量のスターラップを配置	静的載荷

* 国鉄構造物設計事務所

断面は PC 橋断面の実状より T 形とし, スパン全長にわたり一定形状である。

コンクリート強度は PC 橋の一般的な強度として, $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$ を採用しており, 模型桁の設計上の必要強度から定めた値ではない。

PC 鋼材緊張力は実験荷重載荷時の 2 つの条件 (桁下縁 $\sigma_c = 0$, $\sigma_{pe} = 0.6 \cdot \sigma_{pu} + 10 \text{ kg/mm}^2$) より, スパン中央の計算緊張力は $P_t = 36.7 \text{ t/本}$ と定めた。

表-2 曲げ試験の設計諸元

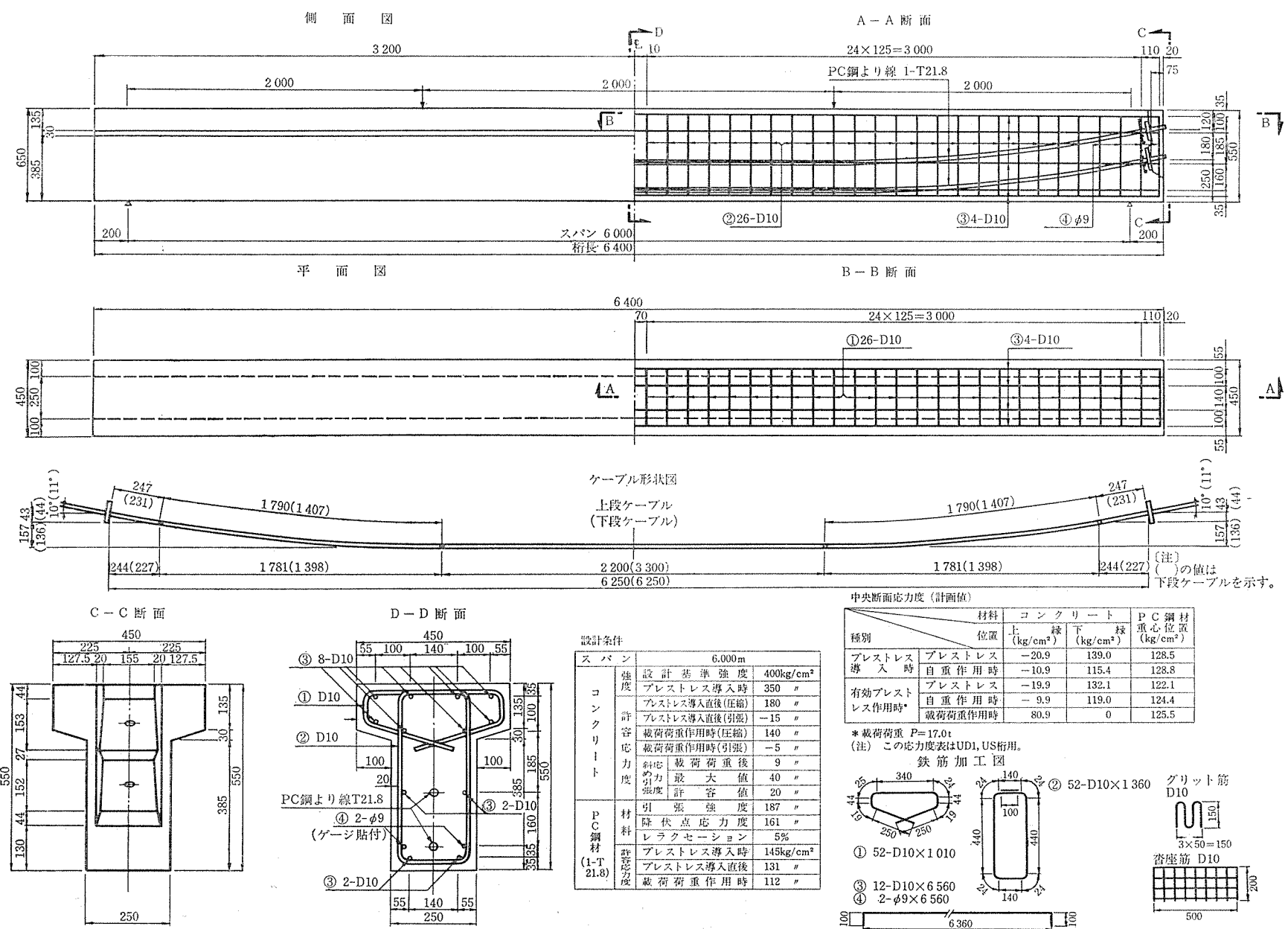
(1) 模型桁の断面諸元

項目	断面積 (cm ²)	断面二次モーメント (cm ⁴)	中立軸位置 (cm)		断面係数 (cm ³)			
			上縁より	下縁より	上 縁	下 縁	鋼 材 (下段)	
ボンド桁	総断面	1675	450 614	23.9	31.1	18 854	-14489	-18698
	純断面	1656	445 568	23.7	31.3	18 790	-14210	-18336
	換算断面	1692	454 853	24.1	30.9	18 907	-14700	-19032
アンボンド桁	総断面	1675	450 614	23.9	31.1	18 854	-14489	-18698
	純断面	1665	447 887	23.8	31.2	18 820	-14355	-18508

(注) アンボンド桁は純断面を, ボンド桁は換算断面を抵抗断面として設計計算を行った。

(2) 中央断面応力度

		ボンド桁 BS 桁	アンボンド桁 UD 1, US 桁
導 入 緊 張 力 (t/本)		40.2 t/本	40.2 t/本
プ レ ス ト レ ス	上 縁	-21.0 kg/cm ²	-20.9 kg/cm ²
	下 縁	141.5 "	139.0 "
自 重	上 縁	10.0 kg/cm ²	10.0 "
	下 縁	-13.2 "	-13.1 "
導 入 直 後		128.3 kg/mm ²	128.8 kg/mm ²
有 効 率		0.95	0.95
有 効 プ レ ス ト レ ス	上 縁	-20.0 kg/cm ²	-19.9 kg/cm ²
	下 縁	134.4 "	132.1 "
自 重 作 用 時	上 縁	-10.0 kg/cm ²	-9.9 kg/cm ²
	下 縁	118.4 "	119.0 "
設 計 荷 重 (2 ジャッキ)		17.8 t	17.0 t
設 計 荷 重 に よ る も の	上 縁	92.1 kg/cm ²	90.8 kg/cm ²
	下 縁	-118.4 "	119.0 "
	鋼 材	5.3 kg/mm ²	3.1 kg/mm ²
合 成 応 力 度	上 縁	82.1 kg/cm ²	80.9 kg/cm ²
	下 縁	0.0 "	0.0 "
		127.6 kg/mm ²	125.5 kg/mm ²



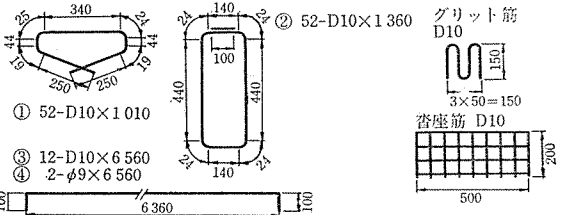
図一 曲げ試験桁構造図 (UD1桁, US桁, BS桁)

中央断面応力度 (計画値)

種別	位置	材料	
		コンクリート	PC鋼材
		上 (kg/cm ²)	下 (kg/cm ²)
プレストレス 導入時	プレストレス	-20.9	139.0
	自重作用時	-10.9	115.4
有効プレスト レス作用時*	プレストレス	-19.9	132.1
	自重作用時	- 9.9	119.0
	載荷荷重用時	80.9	0

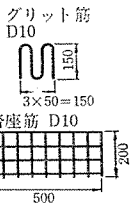
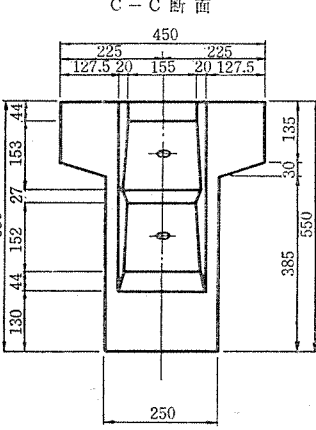
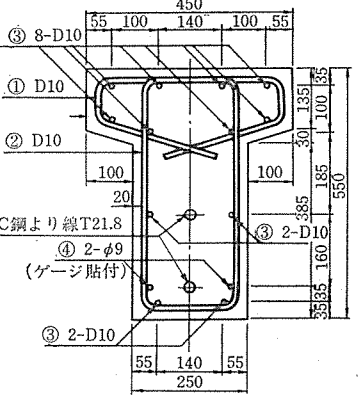
* 載荷荷重 P=17.0t
(注) この応力度表はUD1, US桁用。

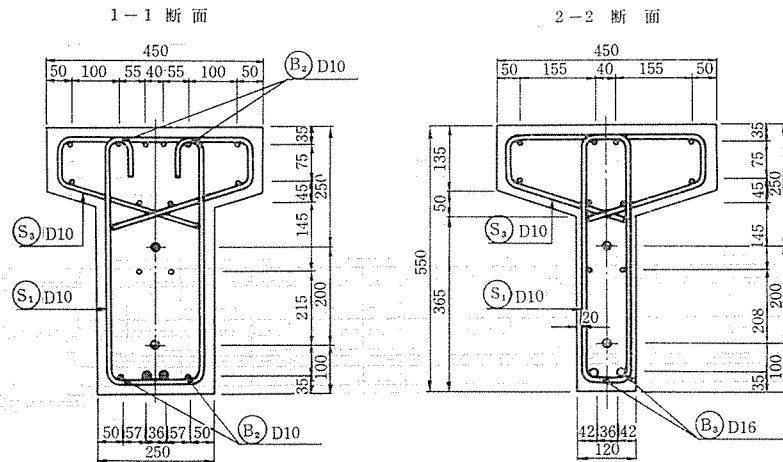
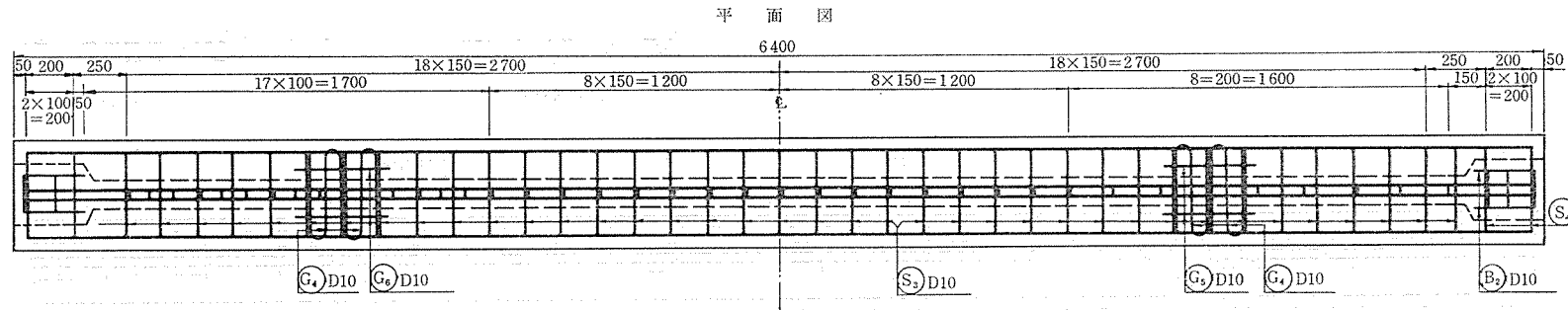
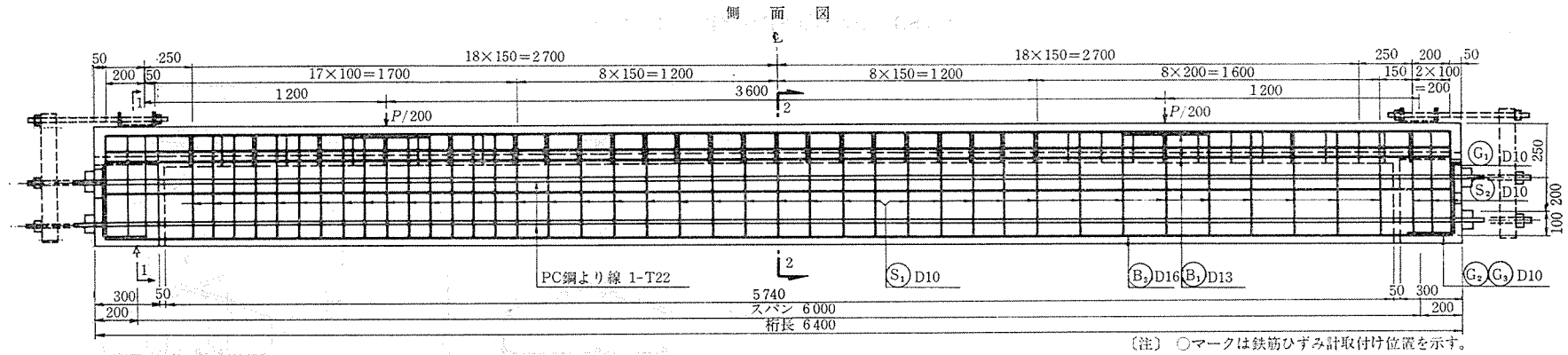
鉄筋加工図



設計条件

スパン		6.000m	
コ ン ク リ ー ト	強度	設計基準強度	400kg/cm ²
	許 容 力 度	プレストレス導入時	350 #
		プレストレス導入直後(圧縮)	180 #
	斜 心 引 力 強 度	プレストレス導入直後(引張)	-15 #
載荷荷重用時(引張)		-5 #	
P C 鋼 材 (1-T 21.8)	引張強度	187 #	
	降伏点応力度	161 #	
	レラクセーション	5%	
許 容 力 度	プレストレス導入時	145kg/cm ²	
	プレストレス導入直後	131 #	
	載荷荷重用時	112 #	





設計条件

スパン		6.000m
コンクリート	強度	設計基準強度 400kg/cm ² プレストレス導入時 350 "
	許容応力度	プレストレス導入直後(圧縮) 180 "
		プレストレス導入直後(引張) -15 "
		載荷荷重作用時(圧縮) 140 "
	斜心引張強度	載荷荷重作用時(引張) -5 "
PC鋼材 (1-T 21.8)	材料引張強度	187 "
	降伏点応力度	161 "
	レラクセーション	5%
許容応力度	プレストレス導入時	145kg/cm ²
	プレストレス導入直後	131 "
	載荷荷重作用時	112 "

中央断面応力度 (計画値)

種別	位置	材料		備考
		コンクリート	上縁 (kg/cm ²)	
プレストレス導入時	プレストレス	-15	200	導入直後は 35t×2=70t
	自重作用時	-6	180	
有効プレストレス作用時	プレストレス	-14	188	η=0.94
	自重作用時	-5	171	
	載荷荷重作用時	89	-9	B/2=12t

(注) 応力度計算は総断面を使用している。

図-2 (1) せん断試験桁構造図 (US1 桁, UD 桁, BS 桁)

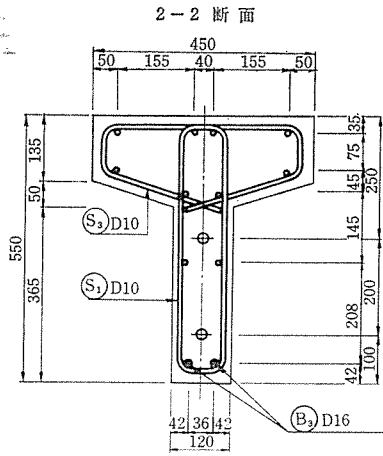
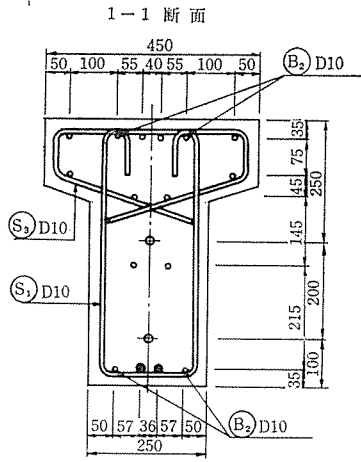
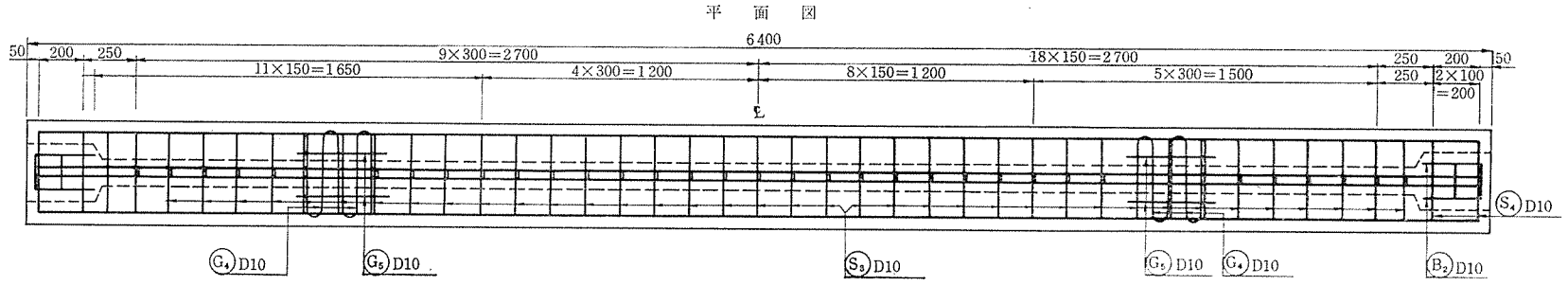
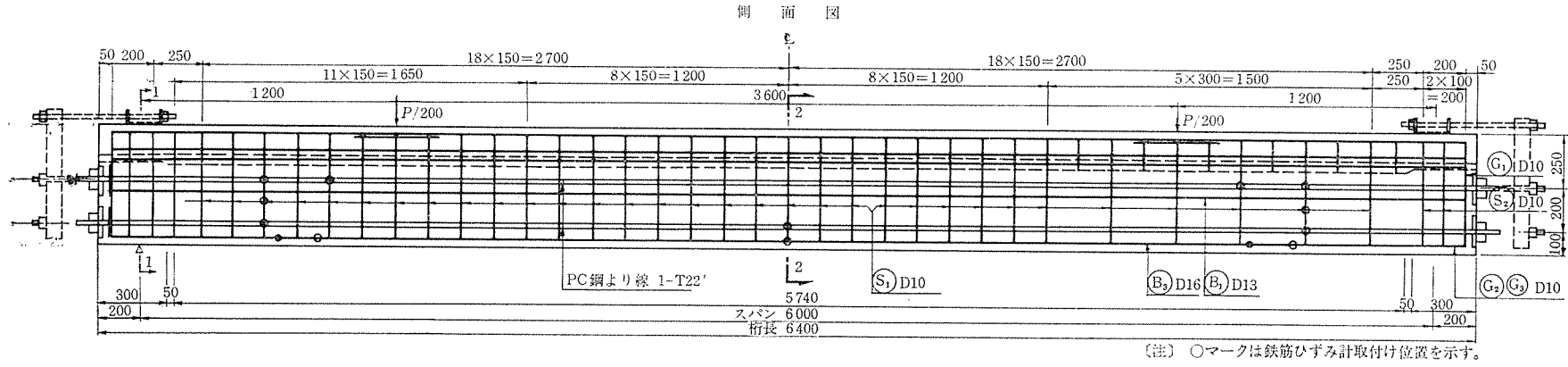


図-2(2) せん断試験桁構造図 (US 2 桁)

表-3 模型桁の断面諸元 (せん断試験用)

[断面諸元]

i) アンボンド桁 (単位: cm)

諸元	コンクリート総断面	純断面
A	1188	1176
y_0	18.86	18.70
y_u	36.14	36.30
I	288.981	284.856
z_0	15.320	15.233
z_u	8.007	7.847
e_p	—	16.3
z_e	—	17.476

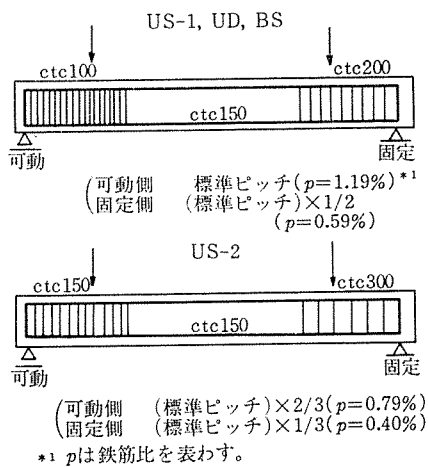
図心軸のまわりの断面1次モーメント

$$Q = \frac{12.0}{2} \times 36.3^2 = 7906 \text{ cm}^3$$

ii) ボンド桁 (単位: cm)

諸元	コンクリート総断面	純断面	換算断面
A	1188	1169	1205
y_0	18.86	18.59	19.08
y_u	36.14	36.41	35.92
I	288.981	281.963	294.876
z_0	15.320	15.167	15.455
z_u	8.007	7.744	8.209
e_p	—	16.41	15.92
z_e	—	17.182	18.522

[スターラップの鉄筋比]



PC鋼材配置形状: PC鋼材としてシングルストランド T 21.8 mm \times 2本使用。試験荷重による応力変動幅が大きくなるよう1本は桁下縁に, 他の1本は桁高の中央付近に配置した。配置形状は, アンボンドケーブルの摩擦係数解析成果を実橋に反映可能となるよう曲線としている。

BS桁(ボンド方式)の実験目的は, ボンド桁との諸差異の研究にあるので, 設計諸元はボンド方式の場合と同様である。図-1, 表-2に曲げ試験用桁諸元を示す。

(2) せん断試験用桁

スパン, 実験荷重, 載荷位置: 疲労試験機の上限性能, およびせん断スパンを考慮して定めた。

断面: 模型桁はせん断ひびわれを生じ, 桁のせん断耐力の研究が行えるようウェブ幅は曲げ試験桁の場合の約1/2とした。

コンクリート強度: 曲げ試験桁の場合と同様の理由により $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ 。

PC鋼材緊張力: 実験荷重載荷時の2つの条件 ($\sigma_I=-9$, 桁下縁 $\sigma_e=-9 \text{ kg/cm}^2$) より, スパン中央の計算緊張力は $P_t=35 \text{ t/本}$ と定めた。

シングルストランド配置形状: スターラップ効果をより明確に掌握できるようにストランドは2本とも直線配置する。

スターラップ: スターラップは D 10, ピッチ 10~30 cm の範囲で, 4種別の配筋を行った。

図-2, 表-3にせん断試験桁設計諸元を示す。

2.3 模型桁製作

模型桁製作は, 実験工程に合わせて製作したため, 初年度3本, 後年度4本製作した。

(1) コンクリート

今回の模型試験には比較試験が含まれており, コンクリートは全供試体とも一定品質が望ましい。しかし, 供試体製作時の環境温度の相違等により, 曲げ試験桁とせん断試験桁コンクリートの配合は水セメント比その他について, わずかに相違する(表-4)。

表-4 (1) コンクリートの配合表

(曲げ実験用模型桁)

種別	W/C (%)	S/a (%)	C (kg)	W (kg)	S (kg)	G (kg)		混和剤 (kg)
						5~13 mm	13~20 mm	
No. 2	41	43	400	165	781	636	424	4.4

(せん断実験用模型桁)

粗骨材の最大寸法 (mm)	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 (l/m ³) (ボゾリス No. 5 L)
						13 mm~20 mm (kg/m ³)	5 mm~13 mm (kg/m ³)	—	
20	40	43	160	400	762	614	409	—	4.0

表一4(2) コンクリートの設計条件

設計基準強度	400 kg/cm ²
緊張時強度	350 kg/cm ²
セメント種別	早強ポルトランドセメント
粗骨材最大寸法	20 mm
スランプ	6.0±1.5 cm
空気量	3.0±1.0(%)

表一5 実験時のコンクリート物性
(円柱 φ10×20 cm : 材令約1か月)

	UD1, US	BS	US1, US2	BS, UD
σ_{cu} (kg/cm ²)	563	543	510	583
σ_{ct} (%)	65	49	32	32
E_c (%)	349 000	353 000	267 000	292 000
ポアソン比			0.20	0.18
実験目的	曲げ		せん断	

(2) 打込み, 養生

型枠は鋼製型枠を2体用意し, 同一バッチの生コンクリートを同時に打ち込んだ。養生は屋外で湿潤養生した。なお, 生コン製造と桁製作はオリエンタルコンクリート多摩工場で行った。

(3) コンクリート物性

模型桁コンクリート打込み時に採取したコンクリートの標準養生による円柱供試体(φ10×20 cm)物性は表一5のとおりである。試験方法としては, 圧縮強度試験をJIS A 1108, 弾性係数をブリッジを組んだワイヤーストレインゲージ, 引張強度をJIS A 1113(応力度算定式は $2P/\pi dl$)によりそれぞれ行った。

(4) PC鋼材

模型桁1本当たり, シングルストランド T21.8×2本を配置した。シングルストランドの試験成績を表一6, 今回開発した防錆強化アンボンドケーブル断面および定着具を図一3に示す。

2.4 アンボンドシングルストランドの摩擦係数

摩擦測定は通常のPC桁の場合と同様の方法により行った。曲げ試験用桁鋼材の摩擦係数は $P=P_0 \cdot e^{-(\mu\alpha+\lambda l)}$ より解析の結果, アンボンドの場合 $\mu \approx 0.13$, ボンドの場合 $\mu \approx 0.42$ ($\lambda = 0.003/m$ と仮定)であった。せん断試験用桁の鋼材の摩擦については, ボンド工法とアンボンド工法との間に明らかな差異は認められない(表一7)。

3. 模型桁載荷実験

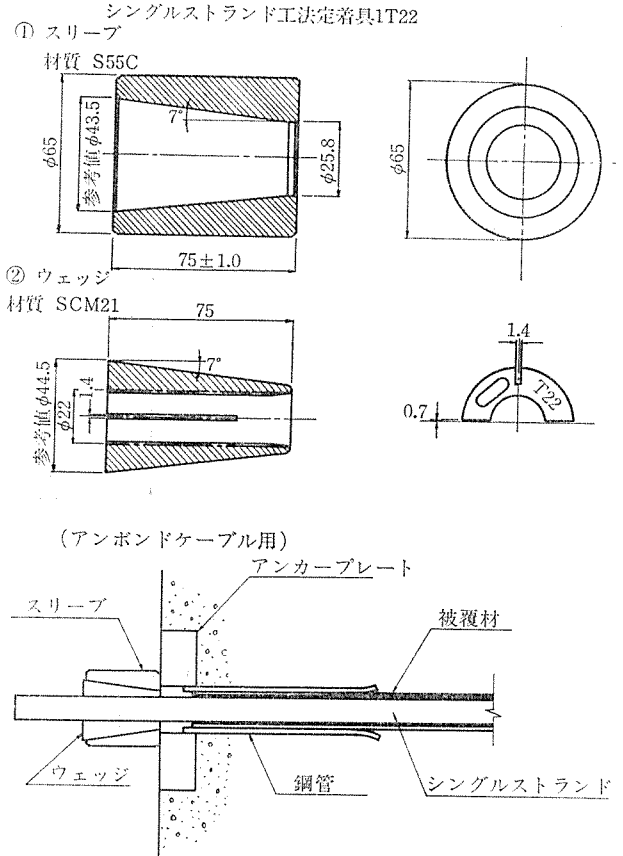
3.1 実験概要

模型桁載荷実験は国鉄技術研究所において行った。実験装置は, 試験荷重反力フレーム, ローゼンハウゼン型疲労試験機, 供試体用シュー, 供試体架台等により構成されている(図一4)。荷重管理は, 静的荷重の場合

表一4(3) 使用材料

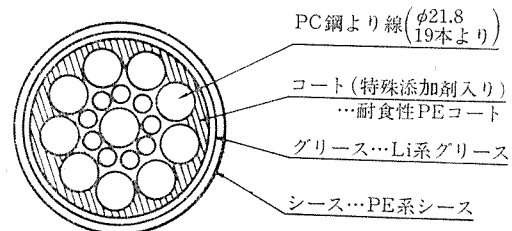
項目	摘要
セメント	小野田早強ポルトランド 比重 3.12
細骨材	山梨県笛吹川産川砂 比重 2.58, 粗粒率 2.87
粗骨材	東京八王子産砕石 比重 2.65, 粗粒率 6.66
混和材	ボゾリス No. 5 L (25% 溶液) 比重 1.11

(注) せん断実験用桁コンクリートに用いた細骨材は八王子産



(注) ボンドケーブルのシース内径35mm

○アンボンドPC鋼より線の断面図



実測値	(mm)
コート外径	φ23.7±0.1
グリース厚	0.95±0.1
シース	内径 φ25.6±0.1
	外径 φ28.2±0.1
厚さ	1.3±0.1

図一3 シングルストランドの定着構造

は試験機の荷重表示目盛, 繰返し載荷は疲労試験機のジャッキ直下に装着したロードセルにより行った。

表-6 試験成績表

種別	公称断面積	単位重量 (kg/m)	引張荷重 (kg)	引張強度 (kg/mm ²)	降伏荷重 (kg)	降伏点強度 (kg/mm ²)	伸び (%)	レラクセーション (%)
ボンド桁用	312.9	2482	59800	191	54700	175	7.1	—
アンボンド桁用	312.9	2482	60200	192	55400	177	6.3	—

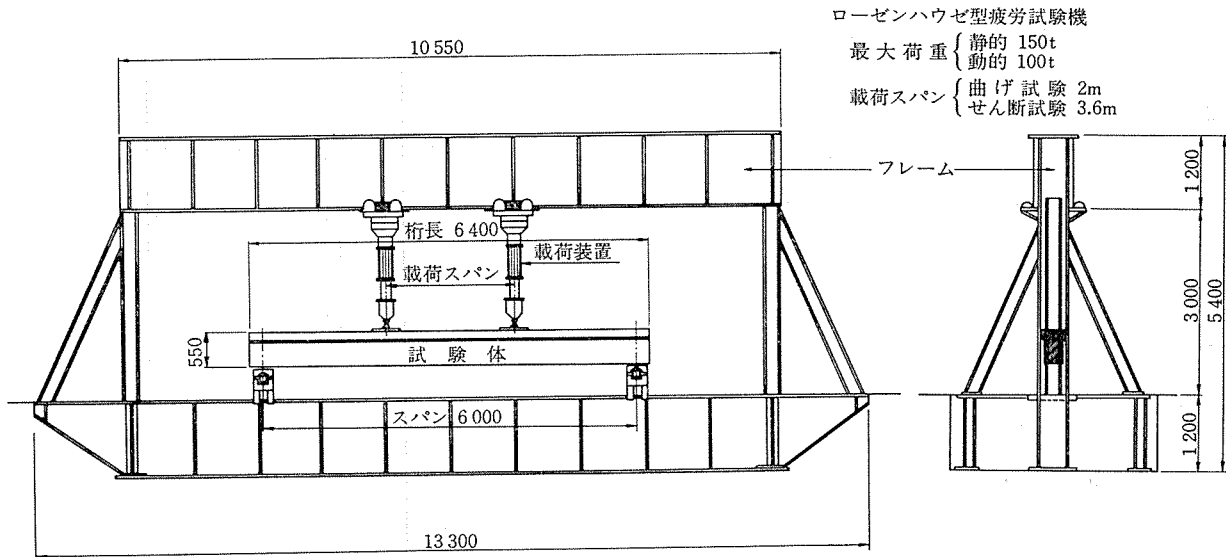


図-4 荷装置概略図

表-7 シングルストランドの摩擦係数

桁種別	緊張側	固定側	緊張力到達率 (%)	μ (平均値)	曲げ角	記事
BS (上段)	右 42.1 t	35.5 t	84.3%	0.42	11°	曲げ試験桁
	左 41.6 t	35.7 t	85.8%			
US1 (上段)	右 36.5 t	35.9 t	98.4%		0°	せん断試験桁
	左 36.1 t	35.9 t	99.4%			
BS (上段)	右 40.9 t	39.1 t	95.6%		0°	
	左 40.7 t	39.3 t	96.6%			

(注) Uはアンボンド, Bはボンド工法

表-8 模型桁の測定項目一覧

模型桁記号	ひずみ (ワイヤーストレンゲージ)			PC鋼材		桁たわみ	ひびわれ記録	PC鋼材引張試験	試験区分	主たる実験目的
	コンクリート表面	鉄筋軸方向	スターラップ	定着部	中央					
US	○	○				○	○		静的	曲げ
BS	○	○		○	○	○	○		静的	
UD1	○	○		○	○	○	○	○	繰返し	
US1	○	○	○			○	○		静的	せん断
US2	○	○	○			○	○		静的	
UD	○	○	○			○	○		繰返し	
BS	○	○	○			○	○		静的	

(注) ○印は測定を行うもの。PC鋼材引張試験は載荷実験終了後に行う。

3.2 測定項目, 測定方法

実験荷重載荷時の測定項目は表-8のとおりである。

各種ひずみの測定: 静荷重載荷中の測定はデジタルひずみ計を用いてプリンターで記録, 繰返し載荷中は動ひ

ずみ用アンプを用いて電磁オシロペーパーに記録させた。

ひびわれ: ひびわれ観察は, 拡大鏡を利用して目視により行い, ひびわれ進展と幅の拡大を記録した。

桁のたわみ測定: 静荷重載荷中はダイヤルゲージ (1/100 mm), 繰返し載荷中はカンチレバー型変位計を用い, 動ひずみアンプを通して電磁オシログラフに記録させた。

定着部における PC 鋼材応力度: 実験荷重載荷中のこの位置における鋼材応力度変化は, アンカープレートとスリーブとの間に装着したロードセルによりピックアップした。

3.3 模型桁の載荷パターン

模型桁の基本的な載荷パターンは, 第1ステップ設計荷重→(第2ステップ繰返し載荷。ただし, UD桁のみ)→第3ステップひびわれ荷重→第4ステップひびわれ再開荷重→第5ステップエキストラ荷重→第6ステップ破壊荷重である (表-9)。繰返し載荷速度は毎分 180 回程度とした。

3.4 実験結果

模型桁のひびわれ (曲げ, せん断) (図-5), たわみ (図-6), PC 鋼材応力度 (図-7), スターラップひずみ度 (図-8), コンクリートの斜め引張ひずみ度 (図-9), コンクリートの曲げ圧縮ひずみ度 (図-10), 軸方向鉄筋の引張ひずみ度 (図-11) をそれぞれ示す。

4. 実験結果のまとめ

4.1 模型桁のひびわれ (図—5 参照)

(1) 等モーメント区間の曲げひびわれ発生荷重

ウェブの厚い曲げ試験桁の曲げひびわれ発生荷重は US・23 t, UD・20 t, BS・20 t, ウェブの薄いせん断試験桁では US1・12.5 t, US2・12.5 t, UD・11.5 t, BS・13.5 t であった。

(2) 曲げひびわれ間隔

桁下端からウェブ上端付近以上まで進展した曲げひびわれ間隔は, 曲げ試験桁の US が平均 23.5 cm, BS が平均 19 cm, せん断試験桁は US, BS のいずれも, すべてのスターラップ位置, またはその近接位置にその間隔で発生した。

(3) 曲げひびわれの進展

実験荷重の増加に伴い, 等モーメント区間の曲げひびわれは幅, 長さとも進展し, 幾つかのひびわれの先端は上フランジ深部へ到達した。また, この区間ではひびわれ間隔の広い所に新たな曲げひびわれの発生が認められたが, このひびわれは桁下端から 10~20 cm 程度の高さまでしか進展しなかった。このひびわれ数の少ないものは曲げ試験用 BS 桁, 多いものはせん断試験用 US2, UD, BS 桁であった。PC 鋼材付着の有無によるひびわれ (ウェブ上端付近まで進展したもの) の幅, 間隔はいずれもアンボンドの方が大きい。

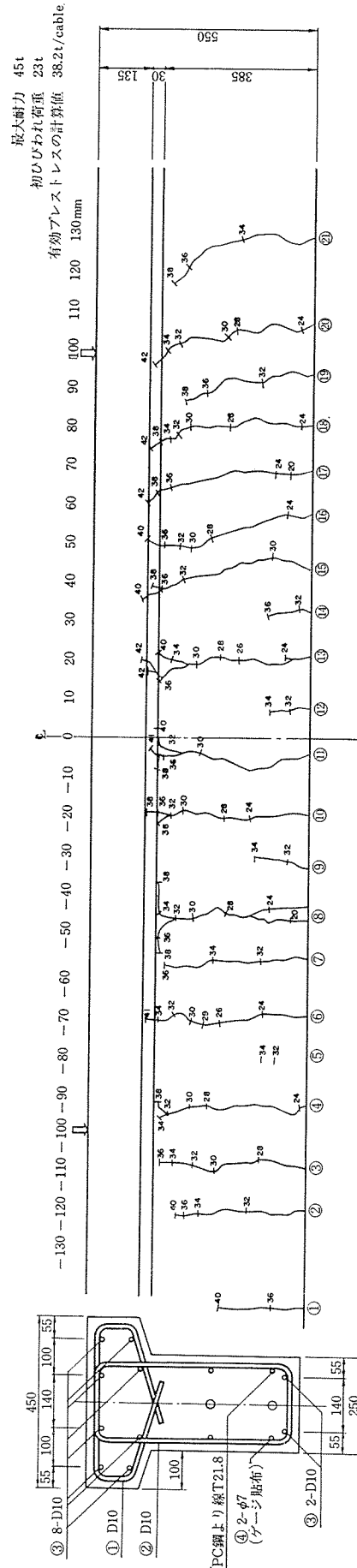
(4) せん断ひびわれ (せん断試験桁)

せん断スパン領域には, 明瞭なせん断ひびわれの発生が観察された。ひびわれ傾斜角は 30° 程度であり, 計算値 ($\tan \theta = \tau / \sigma_c = 24^\circ, 2\tau / \sigma_c = 40^\circ$) に近似している。せん断ひびわれ発生荷重については荷重条件, およびスターラップ量の等しい US1 と BS では, US1 が卓越した。UD 桁のせん断ひびわれは 83 万回 (計算値 $\sigma_2 = -12 \text{ kg/cm}^2$) で発生 (0.01 mm), 以降 200 万回終了まで, 長さ, 幅, 本数のいずれも変化しなかった。荷重増加に伴う斜めひびわれの進展は, 初期ひびわれの上下両端から, 一定の傾斜角を保持して進展すると同時に幅も拡大した。PC 鋼材の付着の有無による, 斜めひびわれ進展の相違については特記すべき現象は見受けられなかった。

4.2 模型桁の耐力 (表—9)

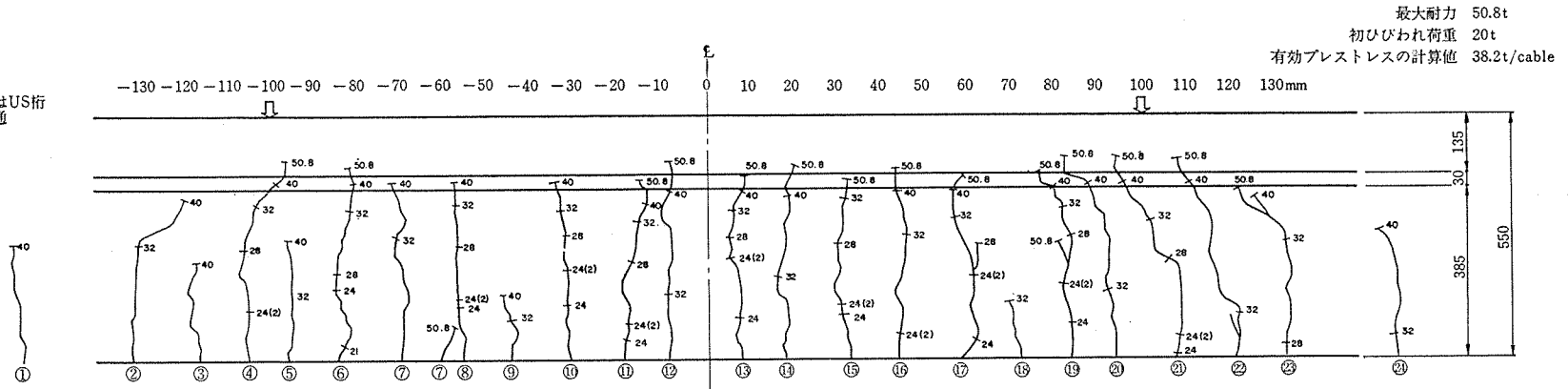
(1) 曲げ耐力

曲げ試験桁のうち, 荷重条件の等しい US 桁と BS 桁では, US 桁の曲げ耐力は BS 桁に対して約 10% 下落した。同様にせん断試験桁では, US1 桁と BS 桁との破壊区分が異なるので曲げ耐力比較が困難であるが, 曲げひびわれの進展 (1 ジャッキ 45 t で両桁とも上面よ



図—5(1) 模型桁ひびわれ図 (US 桁…曲げ試験桁)

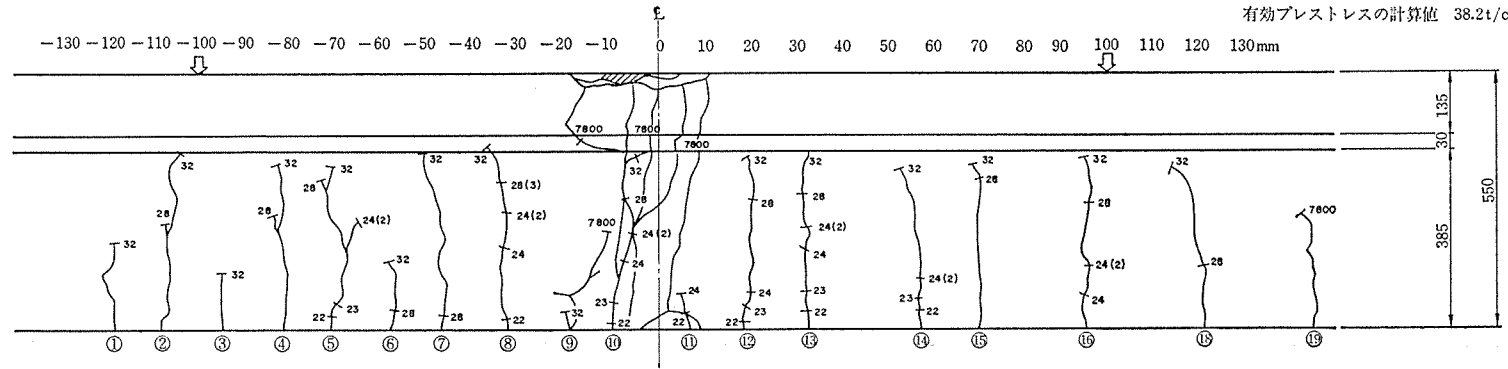
断面はUS桁
と共通



最大耐力 50.8t
初びわれ荷重 20t
有効プレストレスの計算値 38.2t/cable

図-5(2) 模型桁ひびわれ図 (BS 桁…曲げ試験桁)

断面はUS桁
と共通



最大耐力 32t
初びわれ荷重 20t
有効プレストレスの計算値 38.2t/cable

図-5(3) 模型桁ひびわれ図 (UD1 桁…曲げ試験桁)

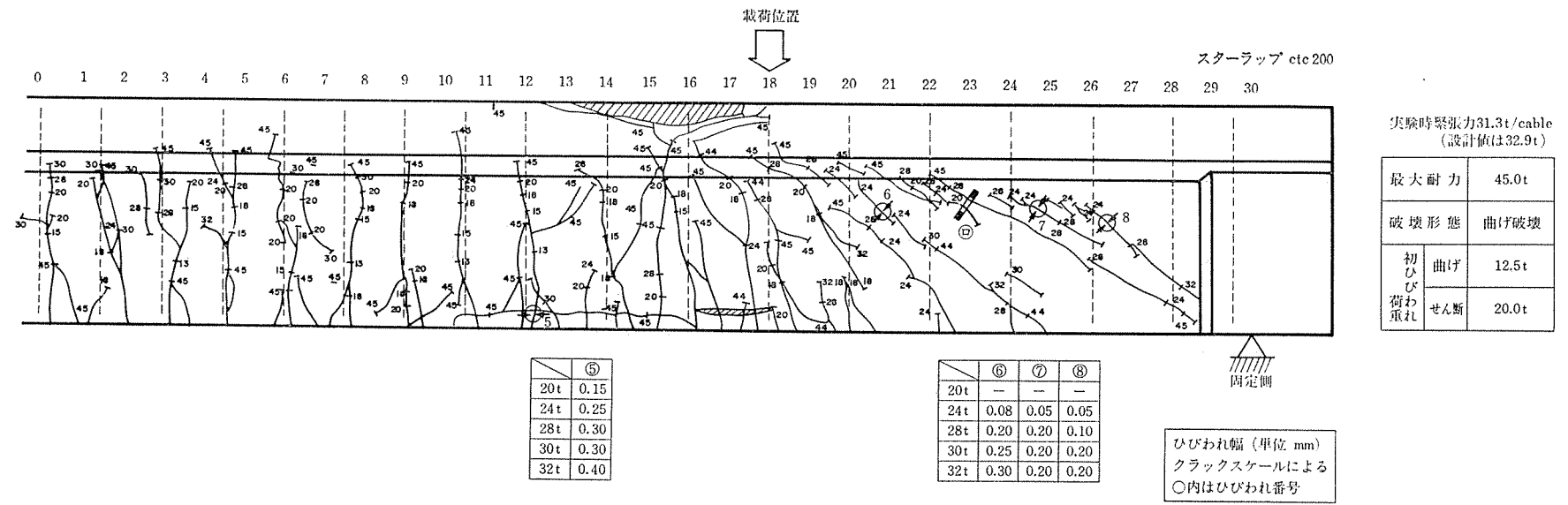
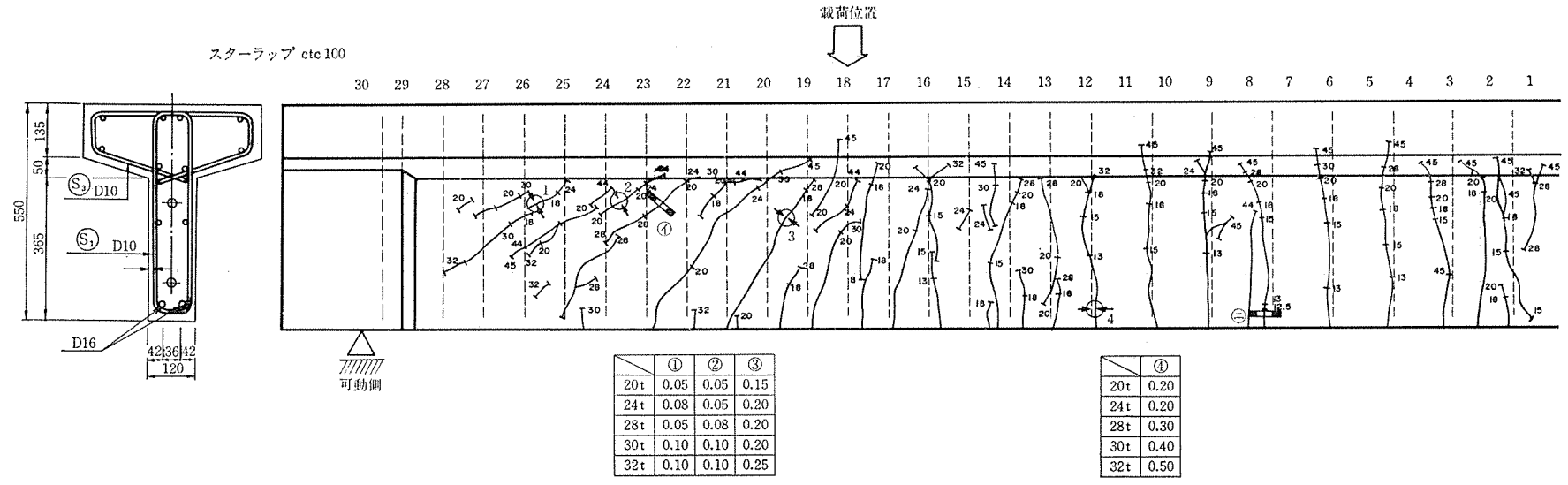


図-5(4) 模型桁ひびわれ図(US1桁…せん断試験桁)

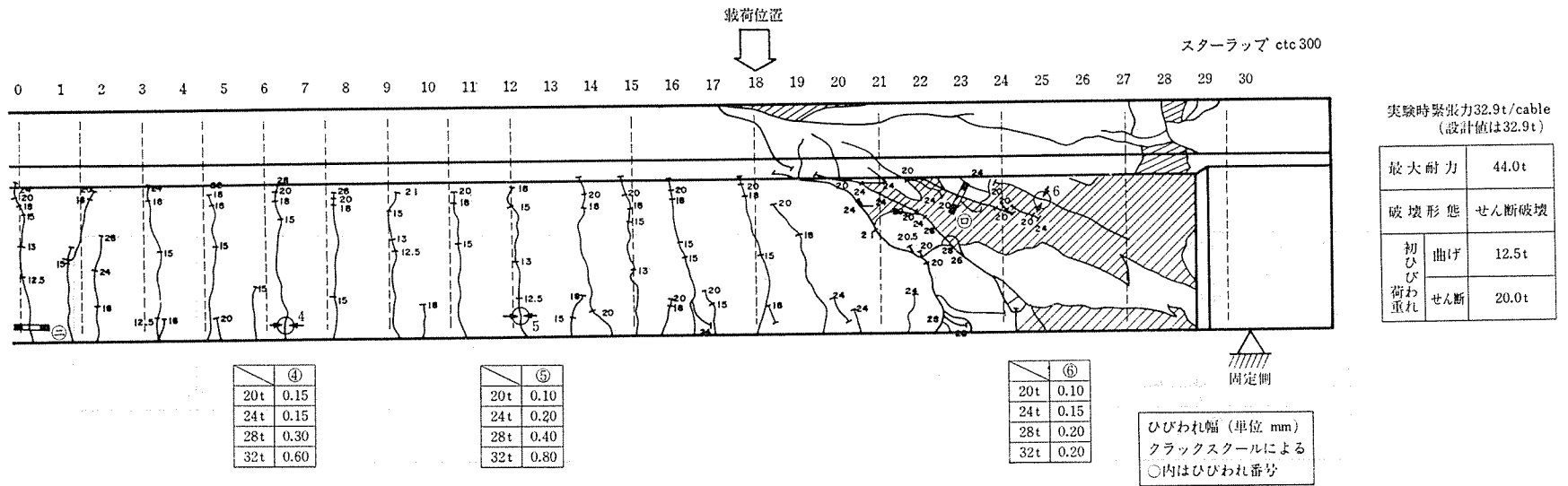
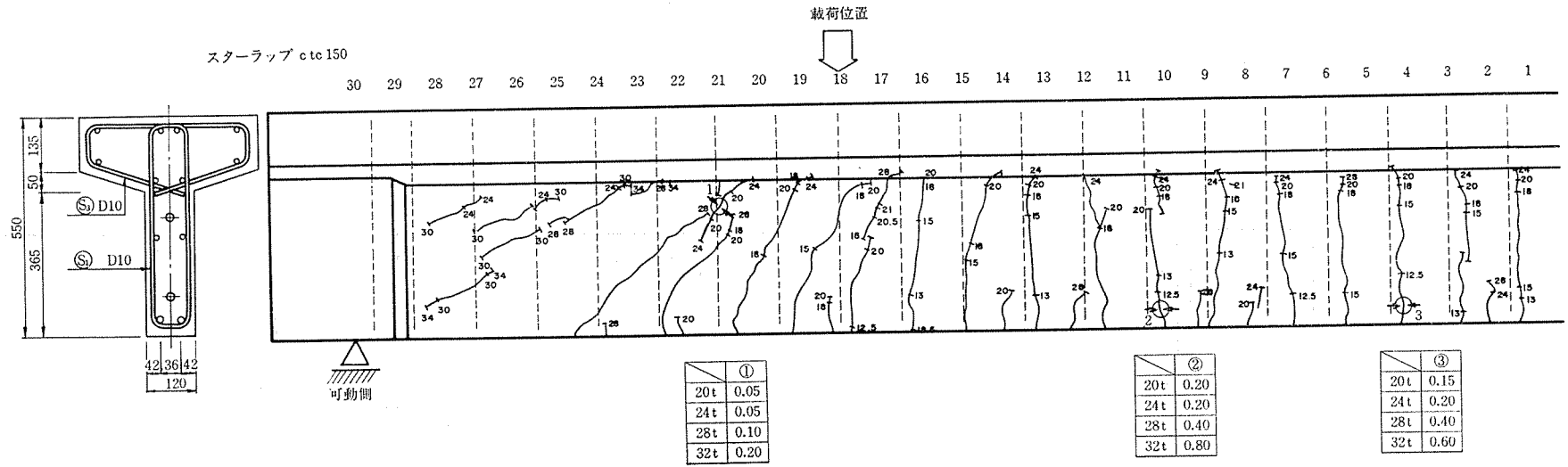
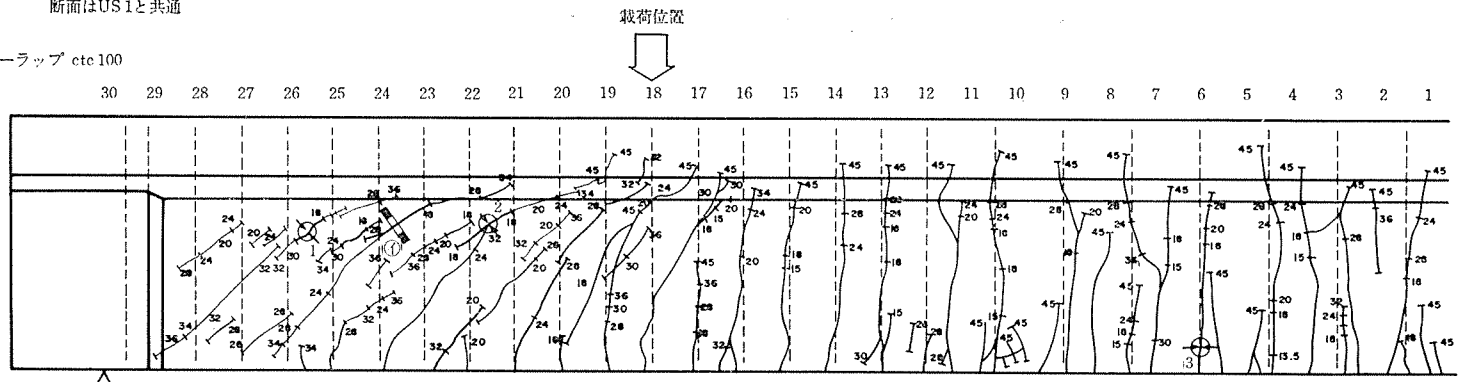


図-5 (5) 模型桁ひびわれ図 (US 2 桁…せん断試験桁)

断面はUS1と共通

スターラップ ctc100



可動側

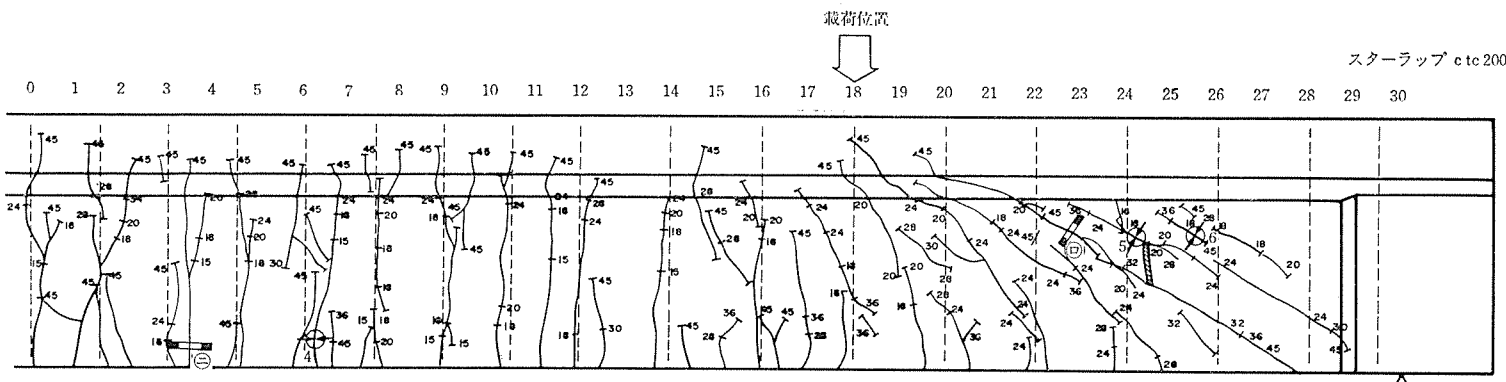
Load (t)	Displacement (mm)
20t	0.05
24t	0.10
28t	0.08
30t	0.10
32t	0.10
34t	0.15
36t	0.15

Load (t)	Displacement (mm)
20t	0.05
24t	0.10
28t	0.15
30t	0.15
32t	0.15
34t	0.20
36t	0.20

Load (t)	Displacement (mm)
20t	0.10
24t	0.13
28t	0.20
30t	0.25
32t	0.30
34t	0.35
36t	0.35

載荷位置

スターラップ ctc200



実験時緊張力の計算値32.9t/cable

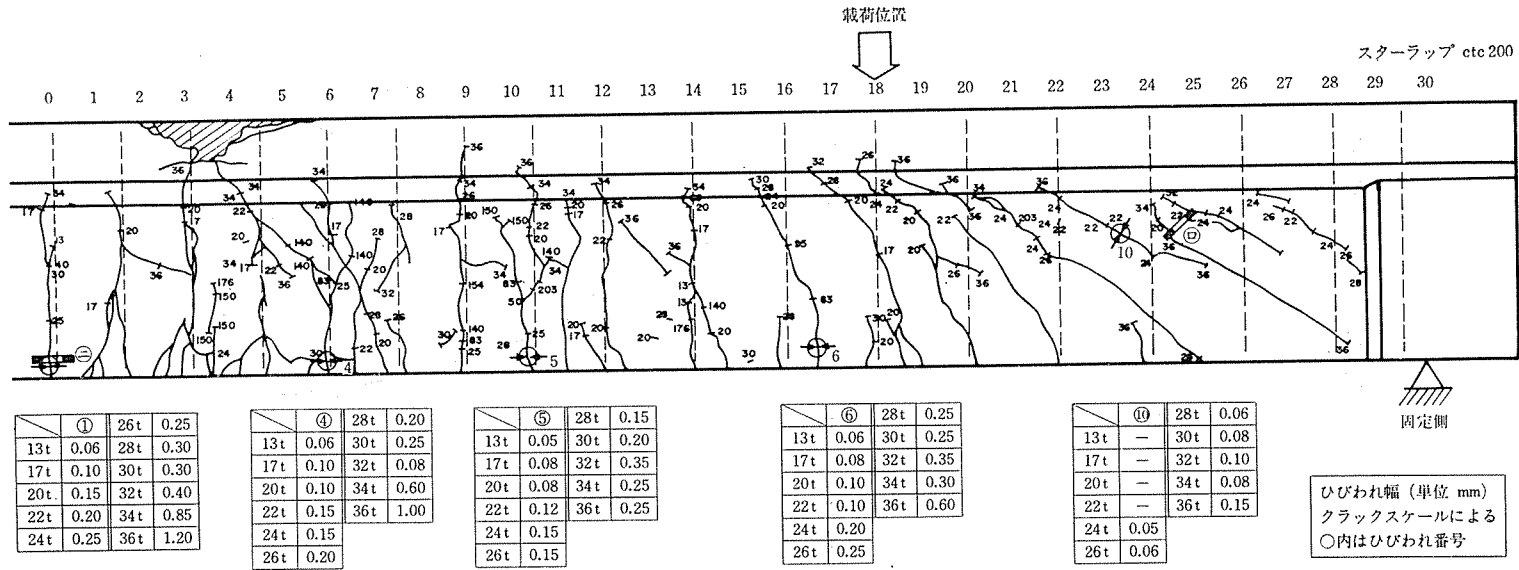
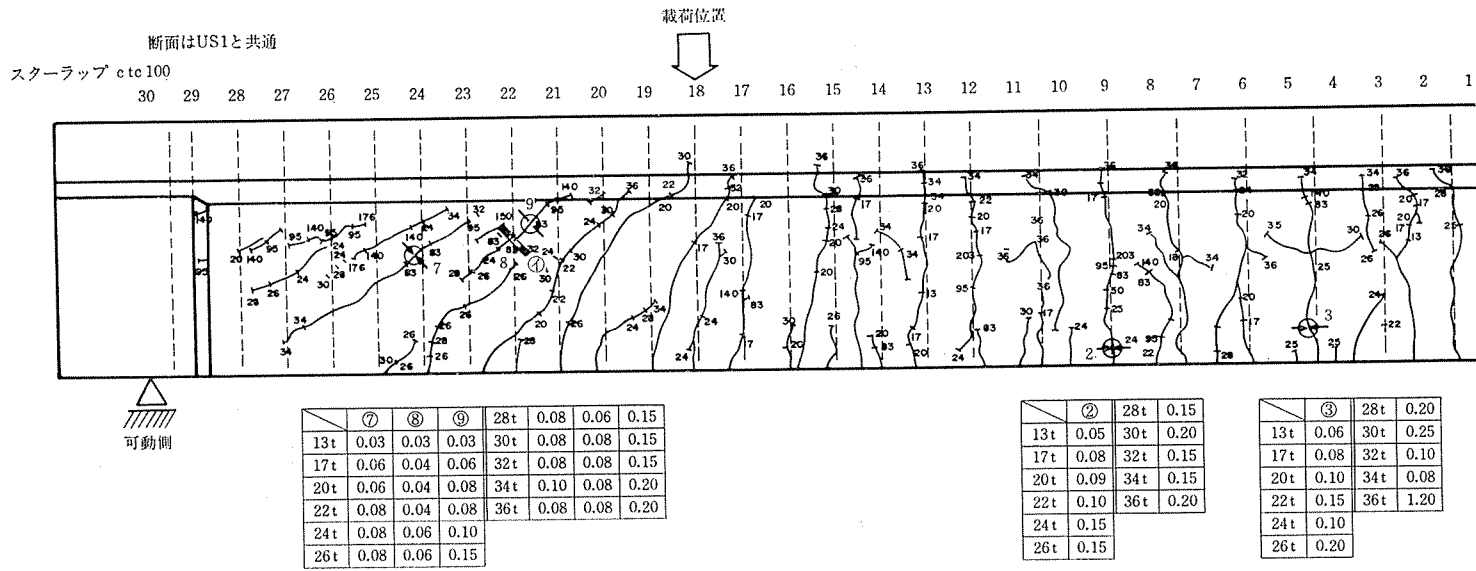
最大耐力	45.3t	
破壊形態	せん断破壊	
初ひび荷重	曲げ	13.5t
	せん断	18.0t

Load (t)	Displacement (mm)
20t	0.10
24t	0.15
28t	0.20
30t	0.30
32t	0.30
34t	0.40
36t	0.45

Load (t)	Displacement (mm) ⑤	Displacement (mm) ⑥
20t	0.10	0.05
24t	0.13	0.05
28t	0.15	0.05
30t	0.20	0.05
32t	0.20	0.05
34t	0.25	0.05
36t	0.25	0.05

ひびわれ幅 (単位: mm)
クラックスケールによる
○内はひびわれ番号

図-5(6) 模型桁ひびわれ図 (BS 桁…せん断試験桁)



実験時緊張力35t/cable
(設計値は32.9t)

最大耐力	45.0t
破壊形態	曲げ破壊
初ひび荷重	曲げ 11.5t (0万回のとき)
	せん断 11.5t (83万回のとき)

図-5(7) 模型桁ひびわれ図 (UD 桁…せん断試験桁)

◇報告(投稿)◇

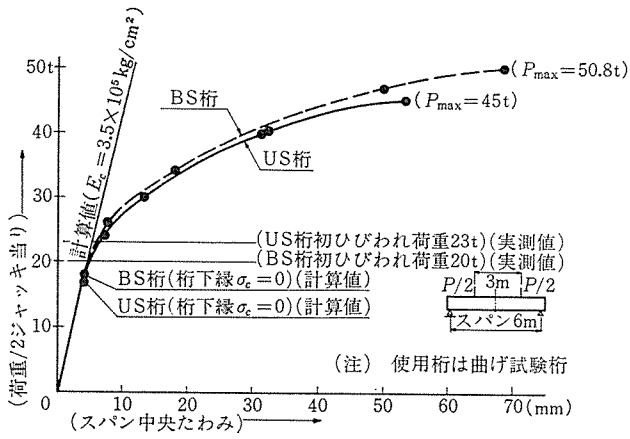
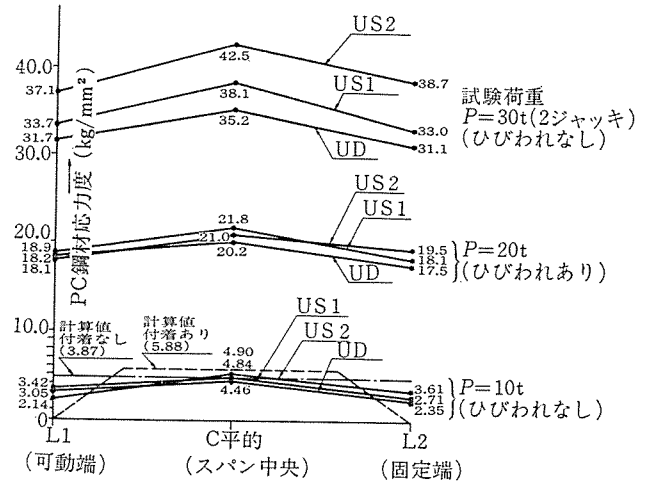


図-6 (1) 模型桁のたわみ (曲げ試験桁)



PC鋼線ゲージ貼付図

ひずみゲージ 4点

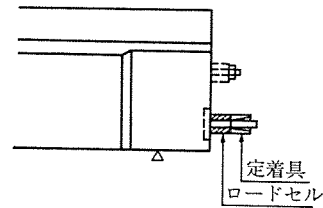


図-7 (2) PC 鋼材応力度 (せん断試験桁…静的載荷)

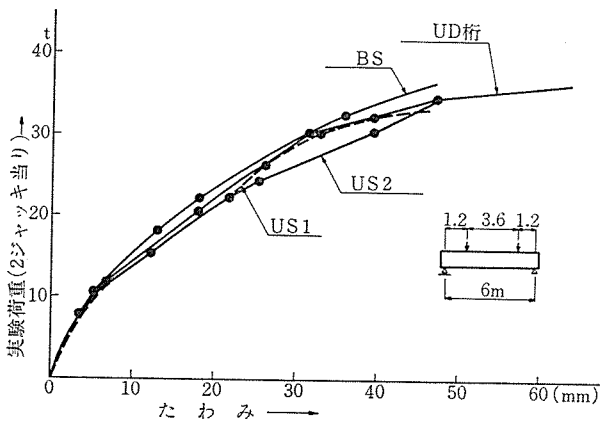
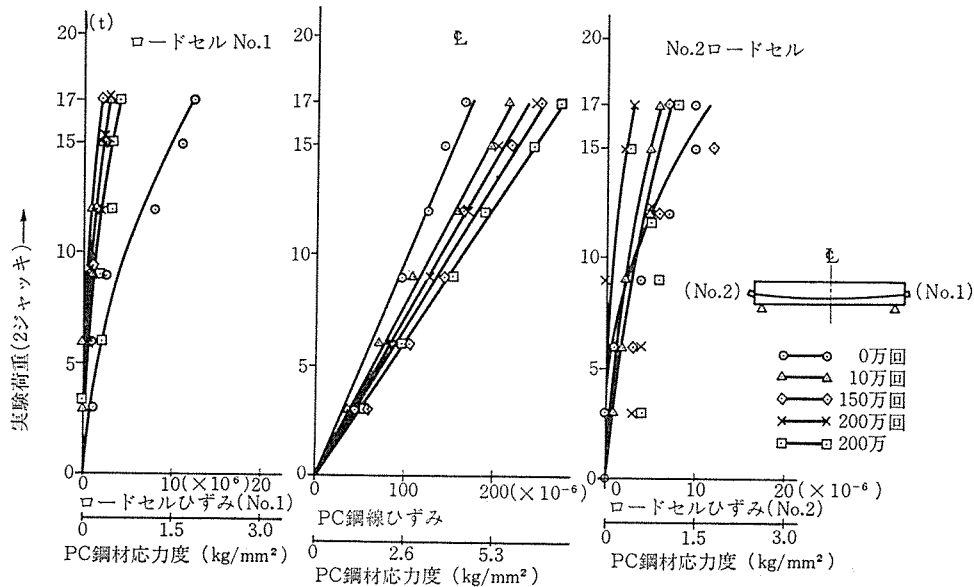


図-6 (2) 模型桁のたわみ (せん断試験桁)



(注) 測定方法はせん断試験桁と同じ

図-7 (1) PC 鋼材応力度 (曲げ試験桁)

り約 6 cm, 表-9, 図-5 参照) より, 両桁の実験ひびわれに基づいた計算上の曲げ耐力は近似する。

曲げ試験用 BS 桁について曲げ耐力の計算値と実験値を比較すると表-10 のとおりである。

(2) セン断耐力

せん断試験桁のせん断耐力を, せん断破壊した US 2, BS 桁について比較すると破壊荷重比は $45.3/44=1.03$ であるが, スターラップ量比は @20/@30=1.5 である。

せん断耐力の実験値と計算値の関係は表-11 のとおりである(表-9, 図-5 参照)。

4.3 たわみ

計算上の破壊耐力に相当する実験荷重を載荷した時のたわみは, ボンド桁がアンボンド桁より 10% 程度小さい。ひびわれ発生のない荷重下のたわみ測定値は計算値にほぼ一致する。破壊限界でのたわみは安全上の理由により測定しなかった(図-6 参照)。

4.4 PC 鋼材応力度(図-7 参照)

アンボンド桁の荷重載荷中の PC 鋼材応力度は両定着部で小さく, スパン中央は大きい。せん断試験桁(US 1, US 2, UD) の場合, 1 ジャッキ 10 t のとき両定着端とスパン中央の PC 鋼材応力度増加比は 0.7 : 1, 同 30 t で 0.9 : 1 と近接する。上記桁の 1 ジャッキ 10 t 載荷時の計算上の鋼材応力度は 3.8 kg/mm² の増加(ただし, $\mu=0$ と仮定)に対して, 実測値は定着 4 kg/mm², スパン中央 5~6 kg/mm² である。このように, 実測値が計算値を上回ったのは低応力下のピックアップ精度, より線の素線方向とストランド軸線方向の不一致等によるエラーが含まれているためと思われる。曲げ試験桁の動的載荷中の定着部の PC 鋼材応力度変動量は 0~1.0 kg/mm², 同スパン中央では 5 kg/mm² と測定された。せん断試験桁の破壊前の定着部応力度は, スパン中央の値の 90% 程度まで増加した。アンボンドとボンドの場合の PC 鋼材応力度の計算値はつぎのとおりである。

[アンボンド桁の場合]

試験桁全長にわたる載荷荷重による鋼材位置におけるコンクリートの伸び (Δl_c) は

$$\Delta l_c = \int_0^l \frac{M_x \cdot e_p}{E_c \cdot I_c} dx = \frac{e_p}{E_c \cdot I_c} \int_0^l M_x \cdot dx$$

これが鋼材の伸びに等しいから

$$\Delta l_c = \Delta l_p$$

鋼材のひずみは,

$$\epsilon_p = \frac{\Delta l_p}{l_p} = \frac{\Delta l_c}{l_p}$$

l_p : 鋼線長

鋼材応力度

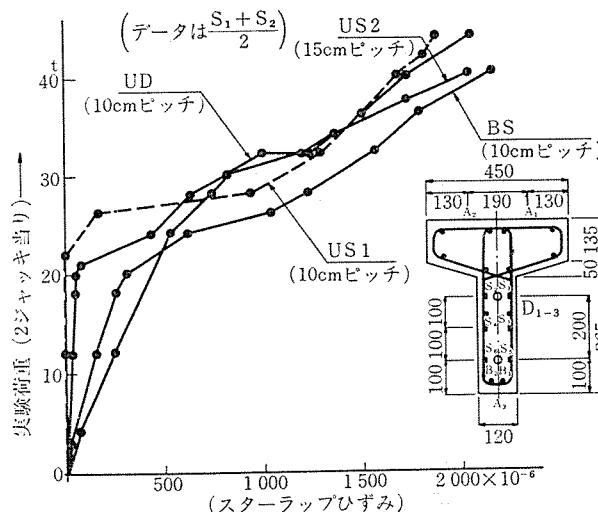


図-8 (1) セン断試験桁のスターラップひずみ度 (左支点より 60 cm の断面)

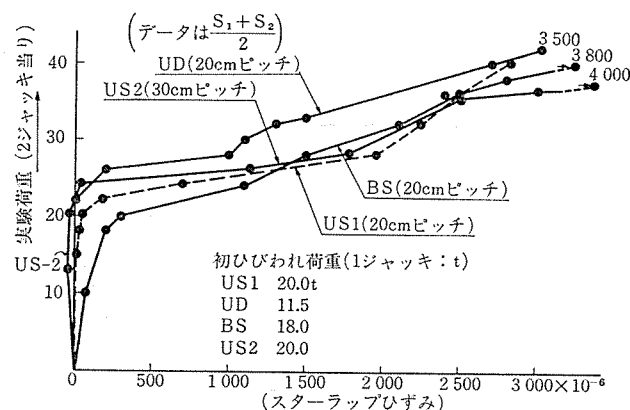
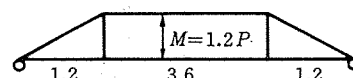


図-8 (2) セン断試験桁のスターラップひずみ度 (右支点より 60 cm の断面)

$$U\sigma_p = E_p \cdot \epsilon_p = \frac{E_p \cdot \Delta l_c}{l_p}$$

$$\therefore U\sigma_p = \frac{n \cdot e_p}{I_c \cdot l_p} \int_0^l M_x \cdot dx$$



$$\begin{cases} 0 \leq x \leq 1.2 \text{ m} & M_x = Px \\ 1.2 \leq x \leq 4.8 & M_x = 1.2 P \\ 4.8 \leq x \leq 6.0 & M_x = P(6-x) \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \int_0^l M_x dx &= \int_0^{1.2} Pxdx + \int_{1.2}^{4.8} 1.2 P dx + \int_{4.8}^{6.0} P(6-x) dx \\ &= P \left[\frac{1.2^2}{2} + (1.2 \times 4.8 - 1.2 \times 1.2) \right. \\ &\quad \left. + \left\{ (6.0 \times 6.0 - \frac{6.0^2}{2}) - (6.0 \times 4.8 - \frac{4.8^2}{2}) \right\} \right] \\ &= P [0.72 + 4.32 + 0.72] = 5.76 P \text{ (tm}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\therefore U\sigma_p = \frac{5.76 \cdot n \cdot e_p}{I_c \cdot l_p} \cdot P$$

◇報告(投稿)◇

$$= \frac{5.76 \times 5.71 \times 0.163}{2.849 \times 10^{-3} \times 6.4} \cdot P = 294 P \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$= 29.4 P \text{ (kg/cm}^2\text{)} \text{ (} e_p \text{ は鋼材重心高さ)}$$

[ボンド桁の場合]

$$B\sigma_p = n \cdot \frac{M \cdot e_p}{I_c} = 5.71 \times \frac{1.2 \times 0.163}{2.849 \times 10^{-3}}$$

$$= 392 P \text{ (t/m}^2\text{)} = 39.2 P \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

比 a は,

$$a = \frac{U\sigma_p}{B\sigma_p} = \frac{\frac{n \cdot e_p}{I_c \cdot l} \int_0^l M_x dx}{\frac{n \cdot M \cdot e_p}{I_c}} = \frac{1}{l \cdot M} \int_0^l M_x dx$$

$$= \frac{5.76 P}{6.4 \times 1.2 P} = 0.75$$

$$U\sigma_p = 0.75 B\sigma_p$$

したがって、アンボンド桁の鋼材応力度の増加は、ボンド桁として計算したときの 0.75 倍である。

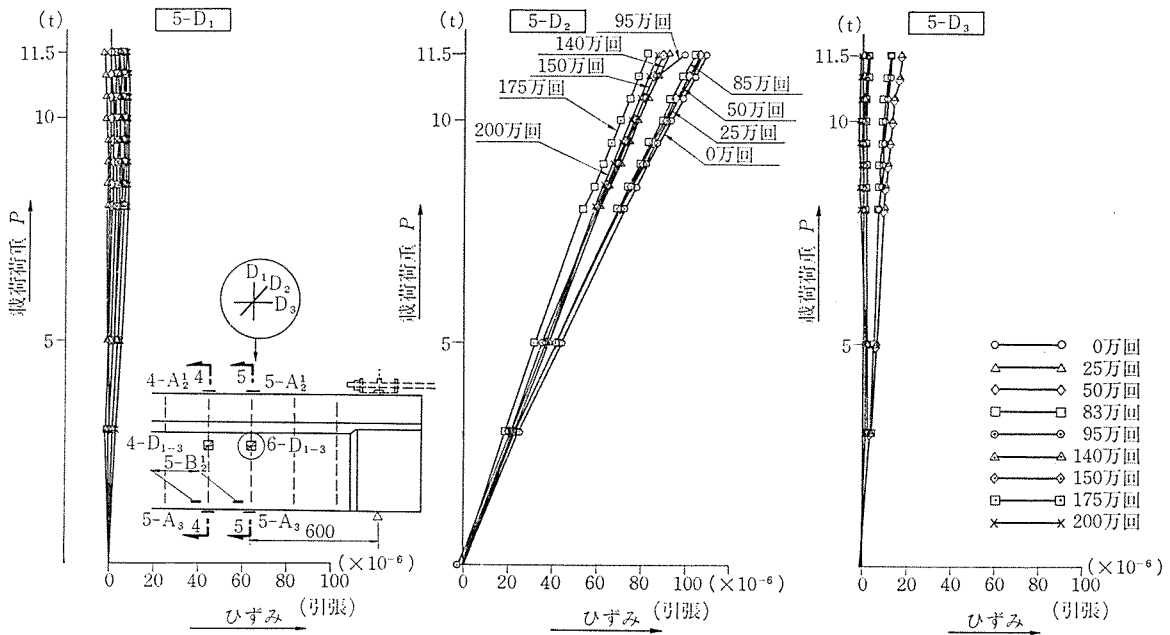


図-9 (1) UD 桁の斜め引張応力によるコンクリートひずみ (右支点より 60 cm, スターラップピッチ 20 cm)

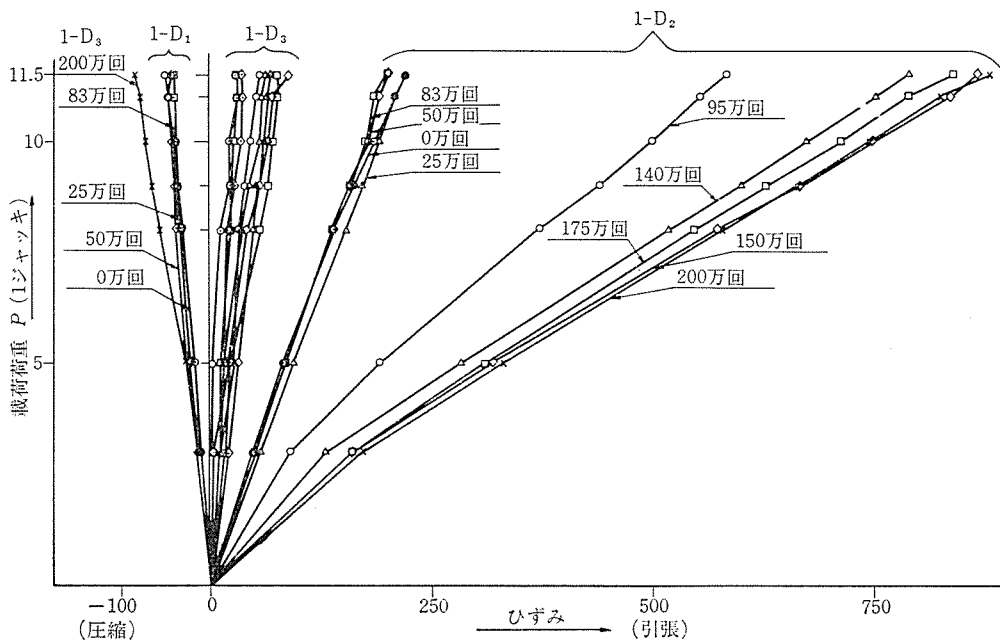


図-9 (2) UD 桁の斜め引張応力によるコンクリートひずみ (左支点より 60 cm, スターラップピッチ 10 cm)

載荷荷重 $P=10\text{ t}$ の場合

$$U\sigma_p=2.94\text{ kg/mm}^2 \text{ (アンボンド)}$$

$$B\sigma_p=3.92\text{ kg/mm}^2 \text{ (ボンド)}$$

4.5 引張鉄筋のひずみ (せん断試験桁について)

鉄筋ひずみは、プレストレスによりこれに加えられた

軸方向圧縮力が消失するまでは荷重と鉄筋ひずみは比例 (BS 桁鉄筋の計算ひずみ 370×10^{-6} , 測定ひずみ 369×10^{-6} , UD 桁鉄筋の計算ひずみ 390×10^{-6} , 測定ひずみ 435×10^{-6} となるまでの実験荷重=10 t/1 ジャッキ) する。鉄筋軸力消失後の荷重とひずみも比例している。こ

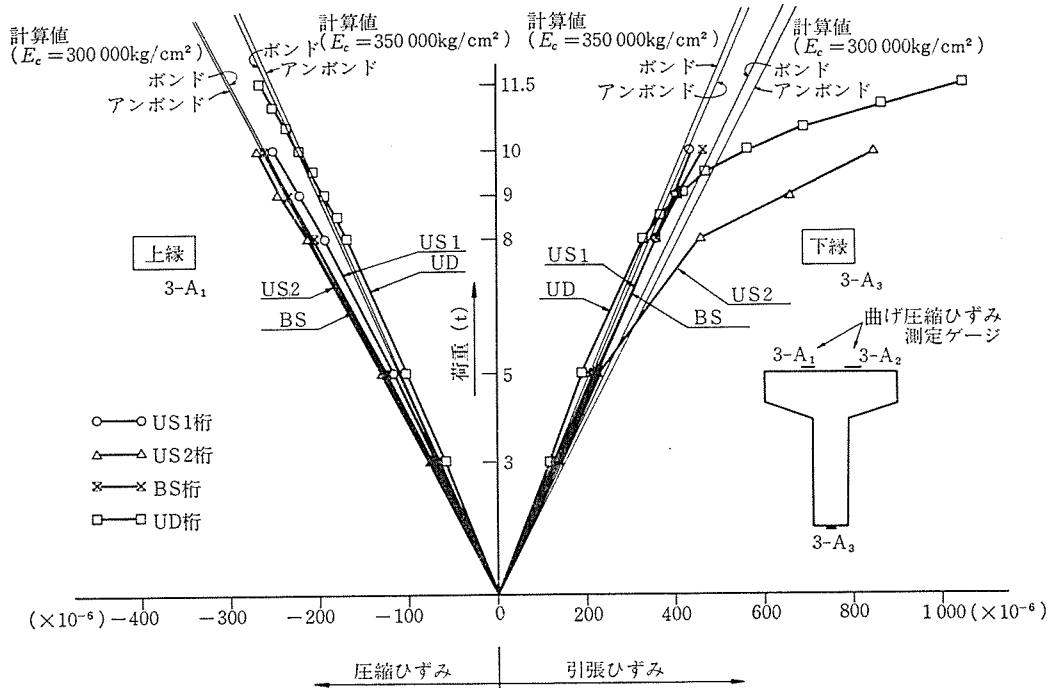


図-10 コンクリートの曲げ圧縮ひずみ (せん断試験桁…スパン中央)

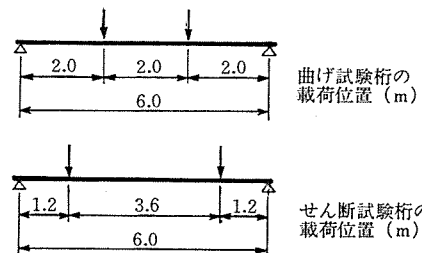
表-9 模型桁の載荷パターンおよび破壊形態

(荷重値は1ジャッキ当り)

	載 荷 パ タ ー ン	破 壊 形 態
曲げ試験桁	US 桁 [0~8.5 t (設計荷重)]→[0~11.5 t (曲げひびわれ発生)] →[0~9 t (ひびわれ再開)]→[0~22.5 t (曲げ破壊)]	スパン中央付近に発達した曲げひびわれは上突縁内へ到達し、この位置の上面に圧潰を生じて、この部分から桁は破壊した。
	BS 桁 [0~8.9 t (設計荷重)]→[0~12.0 t (曲げひびわれ発生)] →[0~12 t (ひびわれ再開)]→[0~25.4 t (曲げ破壊)]	同 上
	UD1 桁 [1.5~8.5 t (設計荷重)]→[0~10 t (曲げひびわれ発生)] $n=202$ 万回 →[0~8.9 t (ひびわれ再開)]→[1.5~16 t (曲げ破壊)] $n=0.83$ 万回	同 上
せん断試験桁	US1 桁 [0~10.0 t (設計荷重)]→[0~12.5 t (曲げひびわれ発生)] →[0~20.0 t (せん断ひびわれ発生)]→[0~45.0 t (曲げ破壊)]	右側荷重板付近の曲げひびわれが上突縁内へ達し、この部分の上面が割裂し、これが直接の原因となり桁は曲げ破壊した。
	US2 桁 [0~10.0 t (設計荷重)]→[0~12.5 t (曲げひびわれ発生)] →[0~20.0 t (せん断ひびわれ発生)]→[0~44.0 t (せん断破壊)]	右側のせん断スパン内において、斜めひびわれにより形成された圧縮斜材の圧潰により桁はせん断破壊した。
	BS 桁 [0~10.0 t (設計荷重)]→[0~13.5 t (曲げひびわれ発生)] →[0~18.0 t (せん断ひびわれ発生)]→[0~45.3 t (せん断破壊)]	右側せん断スパンの中央付近の圧縮斜材 ($\theta \approx 30^\circ$) の割裂により桁はせん断破壊。このときのスパン中央における曲げひびわれ深さは桁上面より 5 cm 程度にまで達しており、桁は曲げ終極状態に近づいていることがうかがえた。
	UD 桁 [0~11.5 t (設計荷重)]→[5~11.5 t (せん断ひびわれ発生)] 曲げひびわれ発生 $n=83$ 万回 →[5~11.5 t (せん断ひびわれ進展なし)]→[0~45.0 t (曲げ破壊)] $n=117$ 万回	スパン中央付近に発達した曲げひびわれが上突縁内へ達し、この上部のコンクリートが割裂して、桁は曲げ破壊した。

説明 1) 曲げ試験桁の設計荷重: 実験荷重載荷時の下縁曲げ合成応力度が計算上 $\sigma_c=0$ となる荷重。

2) せん断試験桁の設計荷重: (US1, US2, BS) 実験荷重載荷時のウェブの斜め引張応力度が計算上 -9 kg/cm^2 , 下縁の曲げ合成応力度が -5 kg/cm^2 程度となる荷重。
(UD 桁) 実験荷重載荷時のウェブの斜め引張応力度が計算上 -12 kg/cm^2 , 下縁の曲げ合成応力度が -20 kg/cm^2 となる荷重。



◇報告(投稿)◇

の間のアンボンド桁の鉄筋ひずみはボンド桁の値より 400×10^{-6} ($\sigma_s = 3500 \text{ kg/cm}^2$ のとき) 程度上回り、この差異は桁破壊までほぼ一定である。なお、鉄筋軸力消失後の応力ひずみ比は、消失前の値の 40% 程度のごう配を示している (図-11 参照)。

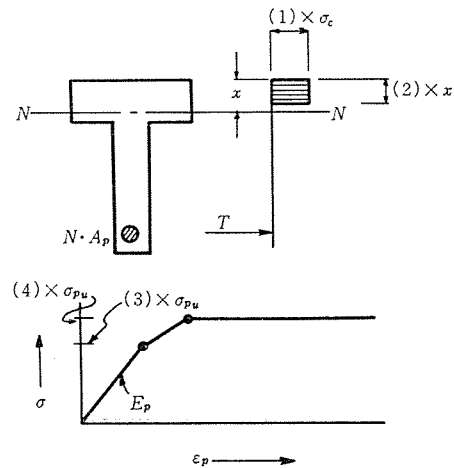
5. 実験結果の考察

5.1 アンボンド PC 模型桁のひびわれについて

アンボンド PC 模型桁の曲げひびわれ幅は、ボンド方式の場合より大きい。したがって、ひびわれ幅の規制を

表-10 実験値と計算値の関係 (曲げ試験桁)
(UD 2, BS 桁の計算値…算定式は共通)

条 件	計 算 値 (1)	計 算 値 (2)	
	$A_p = 3129 \text{ cm}^2$	3129	1 ケーブルの面積
	$\sigma_{pu} = 192.4 \text{ kg/mm}^2$	187.0	ケーブルの引張強度
	$\sigma_{pe} = 122.1 \text{ kg/mm}^2$	122.1	有効プレストレス時の鋼材応力度
	$E_p = 1.94 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$	2×10^6	ヤング係数
	$\epsilon_{pmax} = 0.015$	0.015	PC 鋼材の引張力が増加しなくなる時の鋼材ひずみ度
	$d = 40 \text{ cm}$	40	有効高
	$B_f = 45 \text{ cm}$	45	フランジ幅
	$B_w = 25 \text{ cm}$	25	ウェブ幅
	$B_v = 14.5 \text{ cm}$	14.5 cm	フランジ厚さ
	$\epsilon_{cmax} = 0.0028$	0.0035	コンクリートの圧縮ひずみ。0.0028 は $\sigma_{ck} = 543$ の円柱破壊前ひずみ度
	$\sigma_c = 543$	400	543 は実験時円柱強度
	係数 (1)=1.0	0.85	
	(2)=0.8	0.8	
	(3)=0.84	0.84	
	(4)=1.0	0.93	
計算結果	$x = 6.1 \text{ cm}$	8.9	
	$C = 120.2 \text{ t}$	108.8	
	$T = 120.2 \text{ t}$	108.8	
	$M_u = 45.1 \text{ tm}$	39.7	
	ケーブルのひずみ (有効プレストレス時)		
	0.0063 (=122 kg/mm ²)	0.0061 (=122)	
	(曲げ破壊時)		
	0.0217 (=192 kg/mm ²)	0.0183 (=173.9)	
実験結果	$M_u = 45 \text{ tm}$ (US 桁), UD 2 桁の曲げ破壊耐力は除外する		
	$M_u = 50.8 \text{ tm}$ (BS 桁)		



(注) (1) は実験データを用いた場合,
(2) は国鉄設計標準による場合、である。

表-11

$d = 45 \text{ cm}, M_0/M_d \leq 1, \sigma_{sy} = 3500 \text{ kg/cm}^2$

	アンボンド桁 US2 (右側)		ボンド桁 BS (右側)	
スターラップ スターラップ比	D 10×30 cm ピッチ 0.39%		D 10×20 cm ピッチ 0.59%	
コンクリートが抵抗 できるせん断力	$\tau_{ca} = 32 \text{ kg/cm}^2$ (円柱引張強度)	$\tau_{ca} = 5.5 \text{ kg/cm}^2$ (国鉄設計標準)	$\tau_{ca} = 32 \text{ kg/cm}^2$ (円柱引張強度)	$\tau_{ca} = 5.5 \text{ kg/cm}^2$ (国鉄設計標準)
スターラップが抵抗 できるせん断力	$S_C = \tau_{ca} \cdot B_w \cdot d \cdot \left(1 + \frac{M_0}{M_d}\right)$ $= 32 \times 15 \times 15 \times 45 \times 2$ $= 43.2 \text{ t}$	$= 5.5 \times 15 \times 45 \times 2$ $= 7.4 \text{ t}$	43.2 t	7.4 t
破壊抵抗せん断力	$S_V = \frac{d \cdot \sigma_{sy}}{1.15 \cdot s} = \frac{45 \times 3500}{1.15 \times 30}$ $= 4.6 \text{ t}$	4.6 t	$\frac{45 \times 3500}{1.15 \times 20} = 6.8 \text{ t}$	6.8 t
せん断破壊荷重	$S_R = S_C + S_d = 47.8 \text{ t}$		50 t	14.2 t
	44 t		45.3 t	

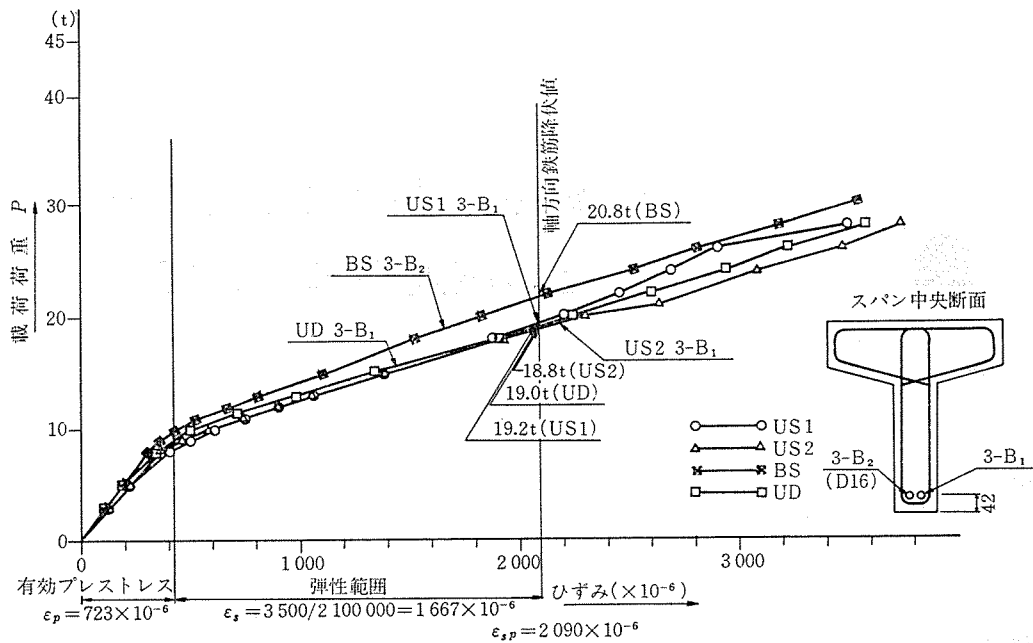


図-11 軸方向鉄筋の引張ひずみ (せん断試験桁)

うけるアンボンド PC 桁では、ひびわれ分散鉄筋 (許容値は疲労チェックが不可欠) を適正量配置するか、プレストレス量を増す等の措置が必要となる。

アンボンド PC 模型桁のせん断ひびわれ発生荷重はボンド桁より優位であり、ひびわれ幅についても相方の差異はない。

5.2 アンボンド PC 模型桁の耐力について

アンボンド PC 模型桁の曲げ耐力はボンド方式の場合に対して 10% 程度下落したが、土木学会指針値 30% に対しては十分な安全度を有していたことになる。

5.3 アンボンド PC 模型桁のたわみについて

ひびわれ発生までは両方式のたわみ差はほとんど無い。ひびわれ発生から曲げ破壊に至るまでの間に、アンボンド方式桁はボンド方式桁を 10% 程度上回る値を示したが、鉄道橋においては実用上問題とはならないであろう。

5.4 アンボンド PC ケーブルの定着部の安全性について

アンボンドケーブルの定着部への応力伝達率はスパン中央の応力増加量に対して、静荷重で 90%、動荷重で

0~1% 程度であった。PC 鋼より線の疲労保償がケーブルを定着した状態で与えられていれば、アンボンドケーブルの場合でも問題ない。

6. む す び

今回の実験では両方式の諸差異と、アンボンド方式の設計上の問題点を研究した。この結果、先に述べた「考察」で明らかなように、パーシャルプレストレスの範囲では、現在のボンド方式の設計ルールをアンボンド方式の場合に適用しても差し支えないような実験結果であった。

アンボンド方式 PC 桁をボンド方式と比較すると、節材料と省力施工が十分期待できるものと思われる。また、アンボンドケーブルの優れた防食性に着目し、特殊な自然環境中の PC 桁、あるいは鉄筋コンクリート用補強鋼材に使用すれば、アンボンド方式の特徴が有効に発揮できると考える。

この実験の計画、実施にあたっては橘田主任技師 (当時) の御指導を得たことに謝意を表します。

【昭和 59 年 7 月 9 日受付】