

場所打ちコンクリート杭の柱と梁の特殊接合工法に関する実験

齋藤 二郎
入沢 賢一

Experimental Study on Special Beam-to-Column Connection Method for Cast-in-Place Concrete Pile

Jiro Saito
Ken-ichi Irisawa

Abstract

Usually, when a beam is connected to the column of a cast-in-place concrete pile, the reinforcement of the beam is directly welded to the reinforcement of the column which has been chipped out to expose the steel. The special connection reported is one in which beam reinforcement is welded to a steel pipe form wrapped around a reverse circulation pile with the space between pipe and pile filled with expansive mortar. Rigidity, strength and deformation were investigated by model experiments, and the safety of design and execution of works were studied. In consequence, load-deformation characteristics in the plastic range were almost the same as for normally used connections although there was reduced initial rigidity, and it was determined that adequate performance against earthquake loads could be expected.

概要

場所打ちコンクリート杭の柱と梁の接合は、一般には場所打ちコンクリート杭を斫り出し梁筋と連結する施工法がとられている。本報告の柱梁特殊接合工法とは、リバース杭（柱）に鋼製枠を巻き、これに梁筋を溶接し鋼製枠とリバース杭の間隙には膨張性モルタル（市販デンカタスコン）を充填し、付着連結することにより柱と梁を一体化する特殊工法である。この鋼製枠とは鋼管に梁筋の溶接用ツバ[Ⓔ]を取付けて、これを半割りにして加工したものである。

この特殊接合部の剛性、強度及び変形状況等を考察するため模型実験によってこれを解析し、設計施工の安全性を検討したものである。

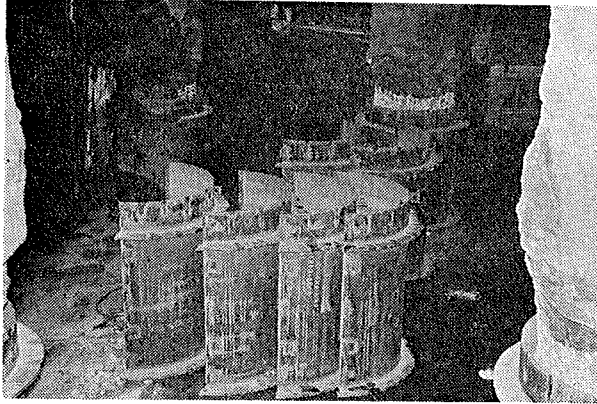
この結果は一般の RC 柱梁接合部に比較して初期剛性は低下したが、これ以後の特性は、充填モルタルの圧壊もなく、一般の RC 柱梁接合部の特性と同程度であり、地震荷重に対する剛性も十分期待出来ることがわかった。

1. 序

場所打ちコンクリート杭の柱と梁を従来の鉄筋斫り出しによる連結でなく、柱に鋼管（鋼製枠）を巻付け、鋼製枠には梁上下筋位置にツバ[Ⓔ]を取付け、梁筋をこれに溶接し、鋼管と柱の間隙に膨張性モルタル（タスコン）を充填し付着によって柱梁接合部の剛性を求めたもので、実物40mm間隙に充填するタスコンの特性を十分期待したものである。又この工法によって工事の煩雑さを軽減、工期短縮に効果があると思われる。実物は写真1、写真2を参照。

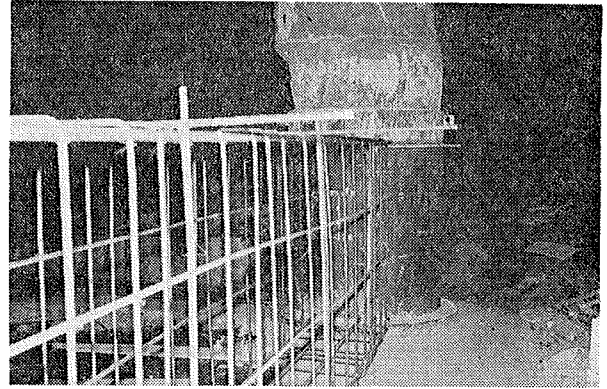
模型実験はこの特殊接合部の耐力、剛性を検討するためであるから特に次の点に留意して実験した。

- (1) タスコンによって付着連結された柱梁の接合部の模型縮尺には特に剛性が同比率、幾何学的相似律を保持した。
- (2) 施工順序が影響するので、実際と同順序、同施工方法で試験体を製作した。特に充填モルタル（タスコン）には注意した。
- (3) 接合部の剛性、耐力を考察するためであるから、柱が梁及び接合部より先行破壊しないように十分補強して模型製作した。
- (4) 柱梁接合部に作用する荷重については、実物設計荷重 $M=180t \cdot m$ である。この $M=180t \cdot m$ は地震時の水平荷重によって生じた荷重を静的荷重に換算した値であるが、実際の地震時を考慮して、本実験は線



写真一 現場写真 (2つ割りの鋼製棒)

返し逆対称荷重によって実験した。



写真二 現場写真 (梁鉄筋を鋼製棒に取付)

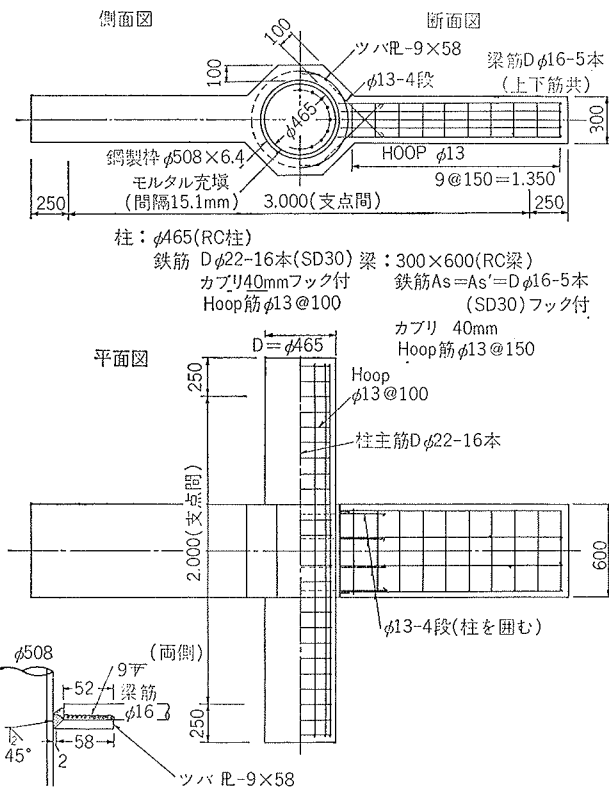
2. 実験概要

2.1. 試験体形状寸法, 材料の力学的諸性質

試験体の形状寸法は図一, 実物との対比, 断面性能は表一に示す。

試験体材料の力学的諸性質は表二に示すとおりであり, 加力開始日の材料試験結果である。

充填モルタル (タスコ) と普通モルタルとの材料の力学的性質についてはここでは省略する。



図一 試験体設計図 1/20

項目	実物	模 型		備 考
		寸 法	縮 尺	
鉄 鋼 製 棒 (鋼 管)	φ1380×15 (mm)	φ508×6.4 (mm)	$\frac{1}{2.716}$	実物: t/D=0.010869 模型: t/D=0.012598
モルタル充填間隔	40	15.1	$\frac{1}{2.649}$	
鉄筋を溶接する ツバR	t D R-25×150	R-9×58	$\frac{1}{2.777}$ $\frac{1}{D=2.586}$	ツバRと鋼管の溶接は 突合せ溶接とする
鉄 筋 溶 接	80mm 11.5等	52mm 9等	$\frac{1}{1.540}$	
梁 断 面	b u 800×1600	300×600	$\frac{1}{2.666} \times \frac{1}{2.666}$	
梁 鉄 筋	上下筋共 Dφ29-10本 64.1cm ² /10本	上下筋共 Dφ16-5本 9.92cm ² /5本	$\left(\frac{1}{2.545}\right)^2$	鉄筋比 実物: $P = \frac{64.1}{80 \times 160} = 0.00535$ 模型: $P = \frac{9.92}{30 \times 60} = 0.00589$
梁 フープ筋	Dφ16@300	φ13@150		梁主筋カブリ40mm (模型)
梁 ス パ ン	8,000	3,000	$\frac{1}{2.666}$	
柱(リバース杭)	φ1270	φ465	$\frac{1}{2.731}$	
柱 鉄 筋	Dφ29-18本 (8本)	Dφ22-16本 7-フープ筋 φ13@150 カブリ 40mm		$P = \frac{A_s}{A_c}$ 実物: $P = \frac{115.98}{\pi \times 1270^2 \times \frac{\pi}{4}} = 0.0091$ 模型: $P = \frac{62.08}{\pi \times 465^2 \times \frac{\pi}{4}} = 0.0366$
接合部ハンチ補強筋	Dφ16-4本	Dφ16-4本		

表一 断面性能一覧表

部材	材料	実 物	模 型	換 算 係 数	型 式
鋼製棒	鋼 管	SM41A	SM41A	0.0475 t	
鋼製ツバ	鋼 板	SM41A	SM41A	0.01454 t	
充 填 モルタル	デンカ タスコ	C : F : S = 0.89 : 0.11 : 1 ↓ デンカタスコ W/C=43% σ ₂₈ =641 kg/cm ² τ ₂₈ =28.7 kg/cm ² (付着) フロー値 250±10mm ブリージング量 0	C : F : S = 0.89 : 0.11 : 1 ↓ デンカタスコ W/C=43% σ ₂₈ =472.7 kg/cm ² τ ₂₈ =22.6 kg/cm ² フロー値 242mm ブリージング量 0	0.0136 m ³	
梁	鉄 筋 コンクリート	早強コンクリート σ ₂₈ =240kg/cm ² 鉄 筋 SD 30 σ _s =1800kg/cm ² E _s =2.1×10 ⁴ kg/cm ²	早強コンクリート cσ _s =σ _s =335 kg/cm ² (1/4)E _c =2.54×10 ⁴ kg/cm ² cσ _s =0.2 % ν=0.3 鉄 筋 SD 30 (降伏強度) σ _y =3725kg/cm ² E _s =2.1×10 ⁴ kg/cm ² σ _y =0.178 % (引張強度) σ ₂₈ =56.66kg/cm ² 伸び率 28.24%	コンクリート 0.606 m ³ 鉄 筋 0.1785 t	
柱	鉄 筋 コンクリート	早強コンクリート σ ₂₈ =240kg/cm ² 鉄 筋 SD 30 σ _s =1600kg/cm ² E _s =2.1×10 ⁴ kg/cm ²	早強コンクリート cσ _s =σ _s =335 kg/cm ² (1/4)E _c =2.54×10 ⁴ kg/cm ² cσ _s =0.2 % ν=0.3 鉄 筋 SD 30 (降伏強度) σ _y =3725kg/cm ² E _s =2.1×10 ⁴ kg/cm ² σ _y =0.178 % (引張強度) σ ₂₈ =56.66kg/cm ² 伸び率 28.24%	コンクリート 0.424 m ³ 鉄 筋 0.1615 t	

表二 実物と試験体の材料試験比較表

2.2. 実験方法

2.2.1. 加力方法 実物設計荷重 M=180t・m に対し, 相似律1/2.715の模型設計荷重 M=9.0t・m (P =

6.0t) から加力開始し、図-2 に示すように逆対称荷重で梁に加力し、柱はローラ支持とした。加力段階は $M=9.0t \cdot m$ (± 3 サイクル), $13.5t \cdot m$ (± 3 サイクル), $18t \cdot m$ (± 3 サイクル), $22.5t \cdot m$ (± 1 サイクル), $27t \cdot m$ (± 2 サイクル), 及び最終回 (正荷重) で破壊させた。

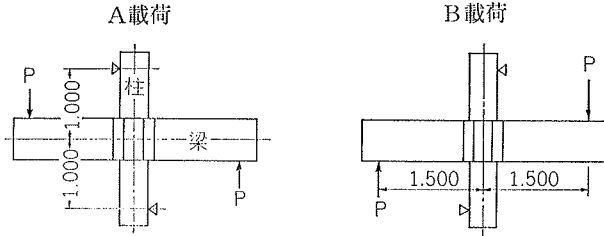


図-2 繰り返し逆対称荷重

2.2.2. 測定方法 変位測定は精度 1/100mm のダイヤルゲージにより、梁の両先端部と接合部 2 点の計 4 点を測定した。これは梁及び接合部だけは相似則に従い、柱は十分補強し、梁の変位により実験値と理論値を対比しようとしたものである。又接合部パネルゾーンのセン断変形測定用のダイヤルゲージも反対側に取り付け測定した。

歪測定は鋼製棒と上下梁筋溶接用ツバを 8 等分角に 2 方向ゲージを、鉄筋は梁、柱及び接合部ハンチ補強筋、コンクリート面は梁、柱及び接合部ハンチに軸方向ワイヤストレインゲージを貼付した。

3. 理論値

試験体設計で述べたように、特殊接合部の耐力を考察するためであるから、柱は梁より先行破壊しないように十分補強して模型設計した。よって梁についての次の場合の理論値計算をして実験値と比較検討すればよい。

- (1) 弾性域の曲げひび割れモーメントと変形
- (2) 降伏強度と変形

3.1. 曲げひび割れモーメントと変形

3.1.1. 梁の曲げひび割れモーメント M_C 弾性剛性における梁の M_C は次式で求めた。

$$M_C = (4.2 + 3.7p_t) b \cdot D^2 \quad \text{kg} \cdot \text{cm}$$

$$\text{但し } p_t = 100 \times \frac{a_t}{bD}$$

$$P_C = \frac{M_C}{120} \quad \text{kg}$$

$$a_t = 9.90 \text{cm}^2$$

(梁主筋 $D \phi 16-5$ 本)

$b = 30 \text{cm}$ (梁幅)

$D = 60 \text{cm}$ (梁有効高)

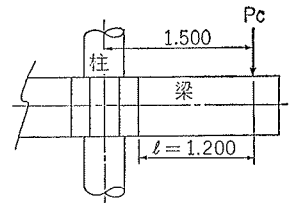


図-3 荷重位置図

3.1.2. 曲げひび割れモーメント M_C による変形

M_C による全体変形 δ は次式で示される。

$$\delta = \delta_B + \delta_C \frac{H}{L} + \delta_P \quad (\text{図-4 参照})$$

但し M_C による梁の弾性変形 δ_B

M_C による柱の弾性変形 δ_C

M_C によるパネルゾーンの弾性変形 δ_P

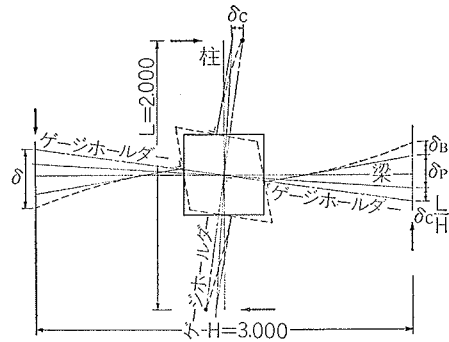


図-4 全体変形関係図

(1) M_C による梁の弾性変形と等価剛性

$M_C = 6.72t \cdot m$ (表-3 参照) による片持梁の弾性変形 δ_B 及び等価剛性 EI は、

$$\delta_B = \frac{Pb^3}{3EI} + \frac{Pl}{G_c A_c}$$

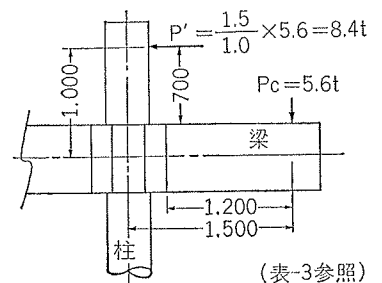
$$EI = E_c I_c + E_s I_s$$

但し A_c, E_c, G_c, I_c はコンクリート梁の断面積、弾性係数、セン断弾性係数、中立軸に関する断面二次モーメント、 E_s, I_s は鉄筋の弾性係数、中立軸に関する断面二次モーメントである。(表-2 参照)

(2) M_C による柱の弾性変形と等価剛性

梁の場合と同じ公式によって求める。加力点及び荷重は図-5 に示す。

(3) M_C によるパネルゾーンのセン断変形



(表-3参照)

図-5 荷重位置図

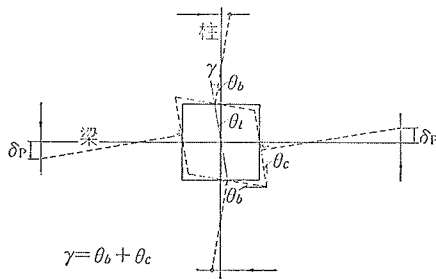


図-6 パネルせん断変形図

図-7に示すモデルで一般の梁筋と柱筋の接続した接合パネルのせん断変形について次式で計算する。

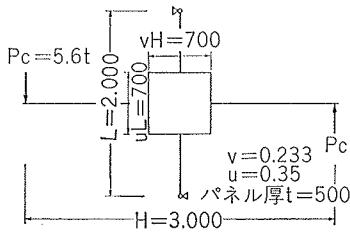


図-7 パネルゾーン

$$\tau = \frac{1-u-v}{u \cdot v \cdot L \cdot t} \cdot P_C$$

$$\gamma = \frac{\tau}{G_C} = \frac{1-u-v}{u \cdot v \cdot L \cdot t} \cdot \frac{P_C}{G_C}$$

よってパネル変形がフレーム変形に及ぼす影響は

$$\delta_P = \frac{1}{2} \cdot \frac{(1-u-v)^2 \cdot H}{u \cdot v \cdot L \cdot t} \cdot \frac{P_C}{G_C}$$

3.2 梁の降伏強度と変形

試験体設計は梁及び接合部の相似則を厳守したので当実験で特殊接合部に特異な変化が生じない限り RC 梁の曲げ変形によって耐力は左右される。実験結果も梁の耐力によって決定した。このため RC 梁の曲げ降伏強度を計算し、降伏時全体変形理論値はこの梁降伏荷重によって梁、柱及びパネルせん断変形を計算する。

3.2.1 梁の降伏曲げモーメント M_Y と変形 δ_Y

RC 梁の降伏荷重及び塑性変形の計算は e 関数法によって求める。e 関数法で電算により降伏曲げモーメント M_Y 及び曲率 $1/\rho$ を求め、これより梁降伏時の変形量 δ_Y を求める。このときの条件は、コンクリート強度 σ_B 、このときの歪度 ϵ_B 、鉄筋の降伏点強度 σ_y 、降伏歪度 ϵ_y 、弾性係数 E_s 、であり表-2に示した。

電算で M_Y 、 $1/\rho$ を算出すると $l=1,200$ m の片持梁の撓み δ_Y 、荷重 P_Y は次式で求まる。

$$\delta_Y = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\rho} \cdot l \cdot \left(l - \frac{l}{3} \right)$$

$$P_Y = \frac{M_Y}{l}$$

3.2.2 梁降伏時の全体変形 梁が降伏して塑性域に入ったとき、柱及び接合部パネルはまだ弾性変形を

していると考えてよい。接合部は充填モルタルが圧壊しないかぎり弾性域にあるとみなしてよい。柱も十分補強しているので弾性域にある。

よって柱及び接合部パネルについては、梁の降伏荷重で弾性変形計算をする。

(1) 柱及びパネルの変形

梁の降伏荷重 $P_Y = 16.4$ t に対する柱の弾性変形 δ_{Y_C} 、パネルせん断変形 δ_{Y_P} は前節の曲げひび割れモーメントによる変形計算と同式で求まる。

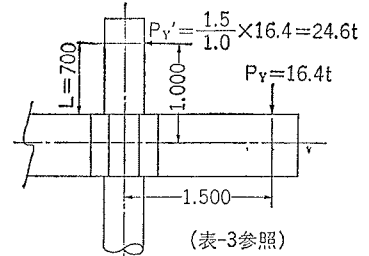


図-8 荷重位置図

(2) 梁降伏時の全体変形

梁が塑性変形し始めたときの試験体の全体変形、即ち梁両端部のダイヤルゲージの理論値は次式で求まる。

$$\delta = \delta_Y + \delta_{Y_C} \cdot \frac{H}{L} + \delta_{Y_P}$$

4. 実験結果と考察

4.1 加力経過

±1 サイクル ($M=9.0$ t・m, $P=6.0$ t) の $P=4\sim 6$ t で引張側の鋼製棒と梁コンクリートの付着切断亀裂が長さ 30cm 程度入った。±2 サイクルで接合部付近の梁に亀裂が発生し、理論値 $M_C=6.72$ t・m とよく一致している。±3 サイクルまでに接合部コンクリート側面、上下面等周辺に亀裂が発生し、鋼管とタスコンの付着切断も一部生じた。第2段階 ±4~6 サイクル ($M=13.5$ t・m, $P=9$ t) で鋼製棒とコンクリート及びタスコンの付着切断亀裂長は大きくなったがまだ全長には見られず、第3段階 ±7~9 サイクル ($M=18$ t・m, $P=12$ t) で全長に拡張し、柱にも亀裂が入った。第4段階 ±10 サイクル ($M=22.5$ t・m, $P=15$ t) では梁は接合部から中央に亀裂が伸びた。第5段階 ±11~12 サイクル ($M=27$ t・m, $P=18$ t) では鉄筋も $3700\sim 4000$ kg/cm² と降伏点に達し、特に鋼製棒内外面のタスコン及びコンクリートとの付着切断は完全に亀裂が生じ、接合部の隅角コンクリートも一部破壊した。最終回 ±13 サイクルでは破壊音が発生し、梁の接合部近辺のコンクリートが破壊し、梁筋 5 本中 4 本が切断し、 $M=26.4$ t・m で破壊した。

4.2 実験結果の考察

(1) 実験値と理論値の比較 (表-3 参照)

(2) 初期剛性の低下

試験体の全体変形は梁端部の D・G による荷重一変

	実験値	理論値	実理	摘要
曲げひび割れ強度	$M=4.8\sim 7.2\text{tm}$	$M_c=6.72\text{tm}$	0.893	i) 理論値は梁に関する値である。
	$P=4\sim 6\text{ t}$	$P_c=5.6\text{ t}$		ii) 変形は実験値、理論値とも全体変形である。
	D.G(A 載荷) A 80×10^{-2} B 107×10^{-2} (B 載荷) A 83×10^{-2} B 114×10^{-2} 平均値 $\delta=96\times 10^{-2}$	(変形) $\delta=49.56\times 10^{-2}\text{mm}$	1.96	iii) 実験値の変形は $P=5.5\text{t}$ のときの値である。
降伏強度	$M_v=20.4\sim 21.6\text{tm}$	$M_y=19.7\text{tm}$ $1/\rho=114\times 10^{-6}\text{cm}^{-1}$	1.07	i) 降伏時の理論値計算は ϵ 関数法による。
	$P_v=17\sim 18\text{ t}$	$P_y=16.4\text{ t}$		ii) 変形は実験値、理論値とも全体変形である。
	D.G(A 載荷) A 621×10^{-2} B 761×10^{-2} (B 載荷) A 648×10^{-2} B 736×10^{-2} 平均値 $\delta=691.5\times 10^{-2}$	(変形) $\delta=623.2\times 10^{-2}\text{ mm}$	1.11	iii) 実験値の変形は $P=16\text{ t}$ のときの値である。
破壊強度	$M=26.4\text{tm}$			i) 破壊は梁鉄筋が切断したと推定されるときで、これ以後 27 t 迄も荷重出来た。
	$P=22\text{ t}$			

表-3 実験値と理論値の比較表

位曲線を図-9 に示す。表-3 及び図-9 に示すように $P=3\text{t}$ までは理論値とよく一致しているが、 $P=3\sim 6\text{t}$ で急激に変形が増大している。 ± 1 サイクル ($M=9.0\text{t}\cdot\text{m}$, $P=6.0\text{t}$) の設計荷重の段階で初期剛性が非常に低下した原因は亀裂性状から判断すると、 $P=4\sim 6\text{t}$ で先ず鋼製棒と梁コンクリートの付着切断の亀裂が入り、 ± 2 サイクルで梁に亀裂が発生した。梁の亀裂発生時は表-3 に示すように理論値とよく一致していることから、初期剛性の低下は梁の亀裂以前に生じた付着切断によるものといえる。鋼製棒との付着切断は梁コンクリートとの付着切断によるもので、タスコンとの付着切断は ± 3 サイクルで一部見られたが、第2段階 ($P=9\text{t}$) で明白になった。しかし設計荷重以上から梁の降伏荷重までの変形は計算値と非常によく一致している。

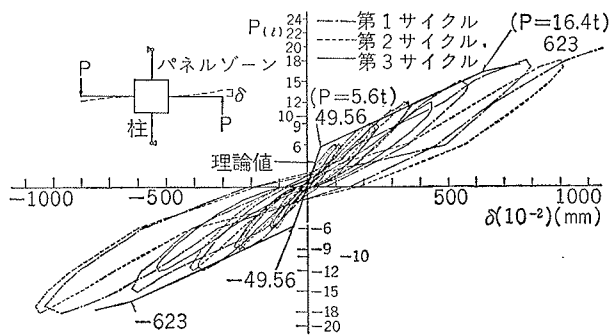


図-9 P- δ 曲線 (梁端部)

(3) 鋼製棒, 鋼製ツバ ϵ の変形

図-10, 図-11に P- ϵ 分布図を示す。鋼製棒の変形は初回の荷重方向によって生じた歪みが最後まで影

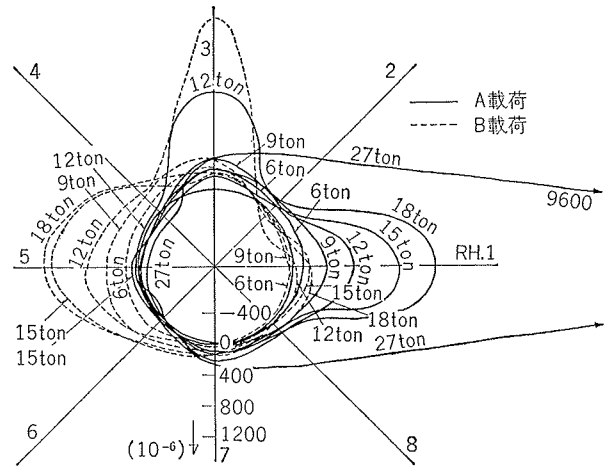


図-10 ツバ ϵ P- ϵ 分布図

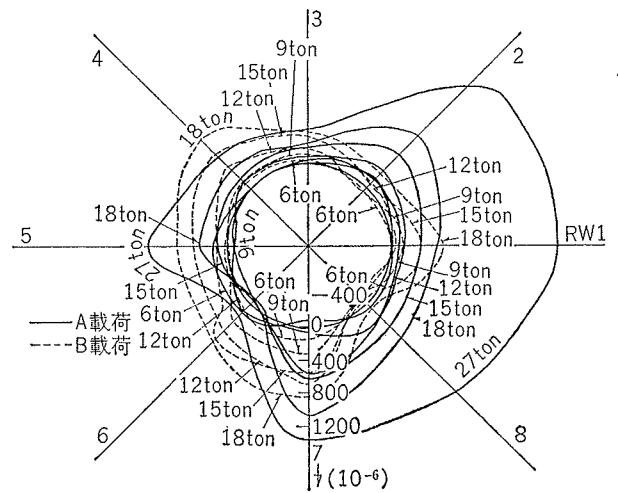


図-11 鋼製棒 P- ϵ 分布図

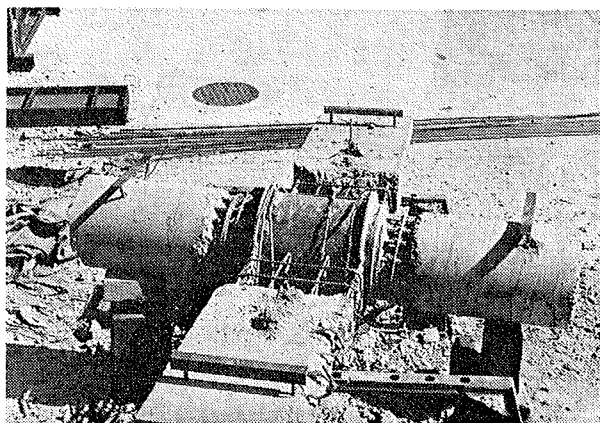
響し、負荷重によって完全に逆符号にならなかった。これは鋼製棒がタスコンによって拘束されているためと思われる。よって変形も非常に小さく肉厚をもっと薄く出来ると思う。鋼製ツバ ϵ は最も影響の大きい梁筋溶接箇所のみ変形が大きく正負歪を示した。しかしいずれも最後まで弾性域にあり問題はなかった。

(4) セン断変形

梁及び柱とパネルの境界線ではセン断変形せず、曲げ変形になった。これは鋼製棒被覆コンクリートには亀裂が入り、パネルゾーンというのは鋼管内部だけということになる。

(5) 破壊

梁筋5本のうち4本の切断で破壊した。いずれもツバ ϵ に溶接した部分は問題なく、これをはずれて切断した。又タスコンと鋼管の付着切断亀裂は一部生じてから変化はなく圧壊もなかった。試験体接合部のコンクリート研り後の状況は写真-3 に示した。



写真一3 試験体接合部のコンクリート研り後

5. まとめ

タスココン充填による特殊接合工法は一般の RC 柱梁接合部より $\delta=50 \times 10^{-2} \text{mm}$ の初期剛性の低下があった。これは主に鋼製棒と梁コンクリートの付着切断が梁の曲げひび割れより僅かに先行したためで、その直後に梁に亀裂が入った。又充填モルタル(タスココン)の圧壊は最後までなく、タスココンと柱との付着切断は設計荷重の 5 割増で見られたが、梁亀裂後降伏荷重まで剛性低下は梁によったことから、ラーメン構造物において、水平地震荷重に対する当接合工法は問題はなく、今後期待出来ると思う。