

PC 梁柱継手の耐力試験

高橋和男 磯畑 脩
三谷勝之 植田 実

§ 1. 実験概要

大石寺総坊建物は張間1，桁行4の4層RC造りであり，その施工にはリフトスラブ工法が採用されている。

その接合方法を要約すると次のとおりである。

まず，ポストテンションにてプレストレスを導入したプレキャストコンクリート柱をPC鋼棒によって基礎梁に緊結する。

つぎに，桁行方向小梁部分および張間方向の大梁部分にフレシネケーブルを通し，所要のプレストレスを与えることによってPCフロアを地上で作製する。

こうしてできた床板を上述の柱を軸として逐次，所定の位置にリフトアップし，桁行方向はフレシネケーブルで，張間方向はPC鋼棒でそれぞれ柱に摩擦接合する。

本実験はこの中，代表的な2つの接合個所，すなわち柱と基礎梁，張間方向の梁と柱について縮尺1/5の模型を製作し，試験機で載荷するときのその挙動を調べたものである。

実験の基本計画は建物の施工期日を考慮して昭和40年6月当初から法大青木助教指導の下に始まり，7月に計画終了，8月にはビー・エス・コンクリートk.k.鴨宮工場にて試験体製作に入り，9月中旬青木研究室立合いで，当研究所試験室において載荷試験を実施した。

以下この実験の方法と結果を示す。

§ 2. 実験計画

2.1 模型の形状寸法および製作

(1) X型試験体：これは柱と基礎梁の接合部をモデル化したものである。

形状寸法を1/5に縮小，したがってコンクリート断面を1/25にする場合，可能な配筋と最小鉄筋径を顧慮して縮小した各補強筋は図-1に示すようなものになる。

柱主筋，アンカーボルト，梁主筋の縮小率はそれぞれ

1/18, 1/24, 1/14である。

実験では荷重方向を変えた繰返し載荷を予定していたので試験体をX型とし，上述の配筋を施した。

このX型試験体の製作方法は，まず柱，梁部材を別々の型枠で作り，つぎに柱部材をアンカーボルトにて梁の上下面に緊結する。

鋼棒はすべてグラウトする。

この接合方法の重要な点であるアンカーボルトの柱部分定着長さ（目地は含まない）は一方を実寸法の1/5，他方を1/3とし，各々のアンカーボルトの梁部材への定着は別個に考えてある（図-1のカップラーおよび支圧板部分参照）。

アンカーボルトの緊張力はナットをスパナ締めして与えるが，この時の緊張量はナットと支圧板の間に挿入したロードセルの歪で調整する。

(2) L型試験体：これは張間方向の床梁と柱の接合部をモデル化したものである。

(1)と同様にして縮小した各補強筋は図-2に示してある。

梁主筋，梁接合部主筋，柱曲げ主筋の縮小率はそれぞれ，1/22, 1/22, 1/6である。

L型試験体には2種類あって，梁接合部の長さが実寸法の1/5のものをL-1，1/10のものをL-2とそれぞれ名付ける。

製作方法は別個に作った梁，柱部材を鋼棒にて緊結する。

鋼棒はすべてグラウトする。

鋼棒の緊張方法はX型と同じ要領である。

緊張力の値は表-1のとおりである。

(3) 試験体材料：鋼棒はすべて第4種（引張強度125kg/mm²以上，降伏点応力度110kg/mm²以上，伸び5.0%以上——建築学会規準）を使用する。

コンクリートの所要強度は設計基準強度と同じであつて，

梁 $F_{c28} = 400 \text{kg/cm}^2$

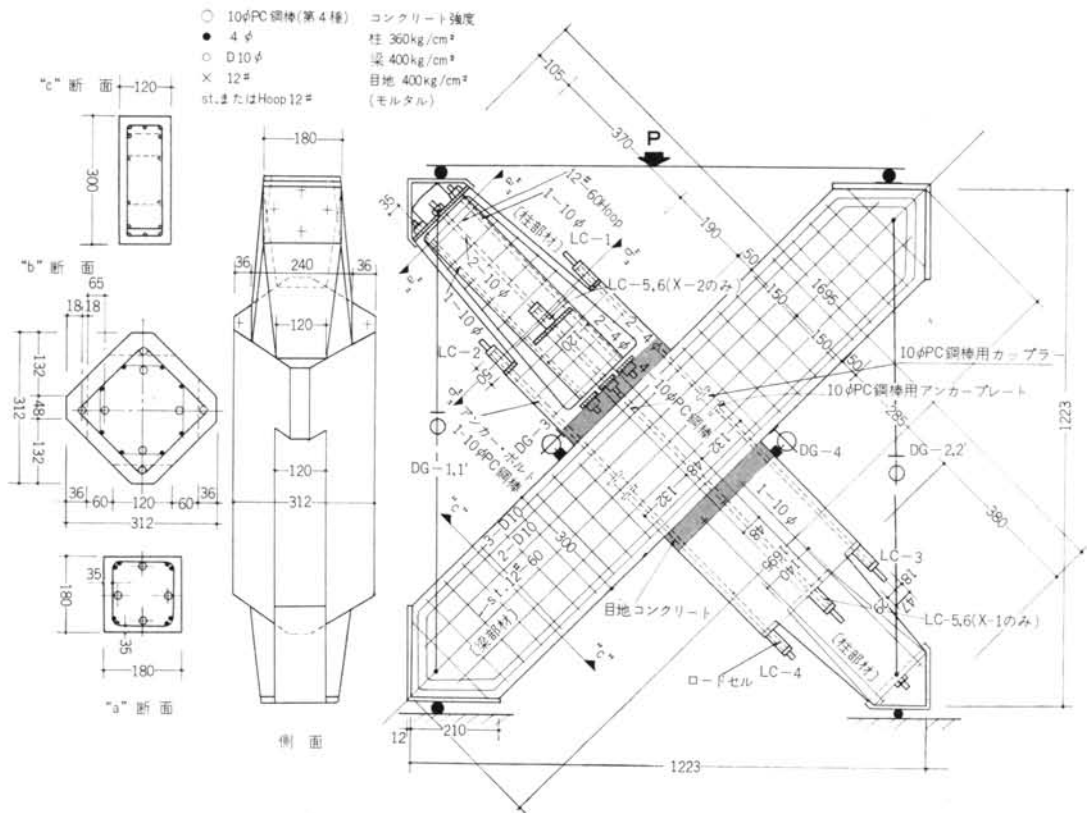


図-1 X型試験体

試験体	X型	L型
10φ(第4種)	2.0t	5.11t*
12φ(第4種)	—	7.35t*

*) 建築学会許容値

表-1 鋼棒の緊張力

	部材コンクリート	目地コンクリート
セメント	アサノベロセメント	同 左
細骨材	神奈川県酒匂川	同 左
粗骨材	神奈川県酒匂川	同 左
粗骨材最大寸法	20mm	10mm
スランプ	4~7cm	3~6cm
水セメント比	43%	38%

表-2 コンクリート示方配合表

柱 $F_{c28} = 360 \text{ kg/cm}^2$

目地モルタル $F_{c28} = 400 \text{ kg/cm}^2$

である。

試験体コンクリートの配合は表-2のとおりである。

これらの試験体の製作はピー・エス・コンクリートk. 鴨宮工場に委託した。

2.2 実験方法

X型、L型いずれも一方向荷重とする。

試験機への設置および荷重装置は図-1、図-2に表わしてある。

荷重方法はまず初ひびわれ発生まで集中荷重 0.5 t 段階で加え、ひびわれ発生後は荷重を 0 に戻し、再び 0.5 t 段階で破壊に至るまで加える。

2.3 測定計画

(1) 鋼棒の応用測定：ナットと支圧板の間に円筒型ロードセルを挿入し、鋼棒の導入緊張力と荷重試験後の残留緊張力を調べる。

前者の測定方法についてはすでに実験計画のところで

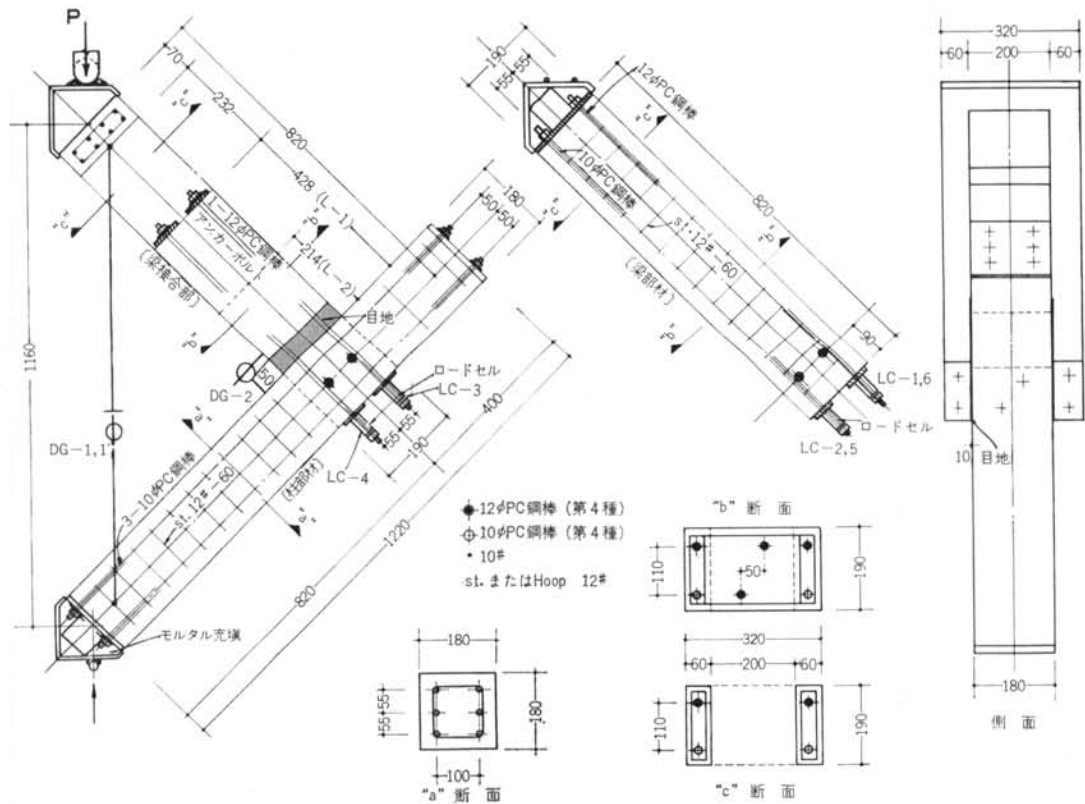


図-2 L型試験体

述べておいた。

また載荷試験中の鋼棒定着部の挙動も調べる。

(2) 試験体の変形測定：ダイヤルゲージによって載荷中の試験体の変形を調べる。

X型、L型共に剛節点から50cmのところの梁柱部材の変位量、および剛節点付近の変位量を測定する。

(1), (2)の測定位置と記号の約束を図-1, 図-2に示す。

§ 3. 実験結果

3.1 材料試験結果

コンクリートの強度試験結果を表-3に掲げる。

3.2 測定結果

(1) ロードセル応力測定結果：接合部鋼棒の応力変化を図-3～図-6に示す。

(2) ダイヤルゲージ測定結果：荷重-変位曲線を図-7～図-10に示す。

		X-1, L-1			X-2, L-2			目地コンクリート		
材令	スランプ (cm)	3.5	3.5	3.5	2.8	2.8	2.8	4.6	4.6	4.6
	重量 (kg)	3.75	3.80	3.80	3.85	3.85	3.85	3.65	3.60	3.65
	圧縮強度 (kg/cm ²)	367	388	362	374	387	376	383	391	393
1日	平均圧縮強度 (kg/cm ²)	372			379			389		
材令	スランプ (cm)	—			2.8	2.8	2.8	—		
	重量 (kg)	—			3.80	3.85	3.80	—		
	圧縮強度 (kg/cm ²)	—			421	415	411	—		
2日	平均圧縮強度 (kg/cm ²)	—			416			—		
材令	重量 (kg)	*	*	*	**	**	**	***		
	圧縮強度 (kg/cm ²)	3.80	3.85	3.80	3.85	3.90	4.00	3.70		
	圧縮強度 (kg/cm ²)	238	194	293	455	378	427	541		
(欄外)	ヤング係数 × 10 ⁵	E1/3	—	—	2.57	—	—	2.87	2.62	
		E1/4	—	—	2.71	—	—	2.96	2.69	
	平均圧縮強度 (kg/cm ²)	242			420			—		

*) 16日 **) 17日 ***) 11日

表-3 コンクリート強度試験成績表

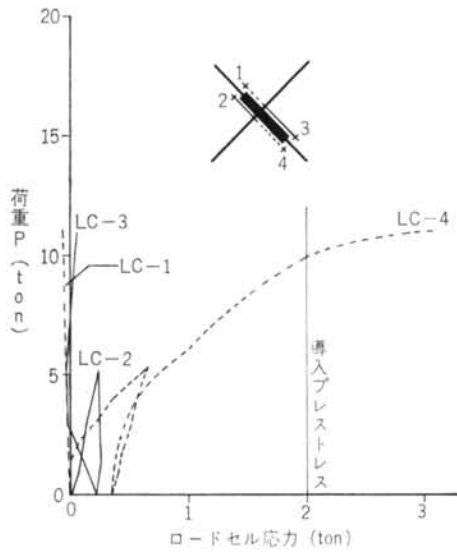


図-3 X-1型

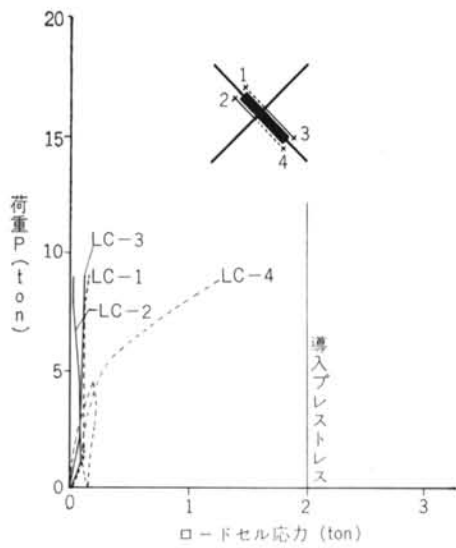


図-4 X-2型

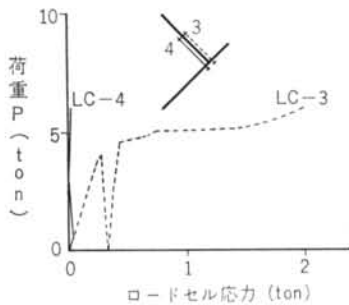


図-5 L-1型

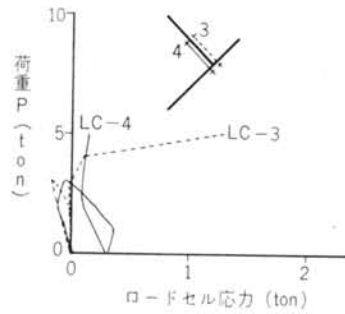


図-6 L-2型

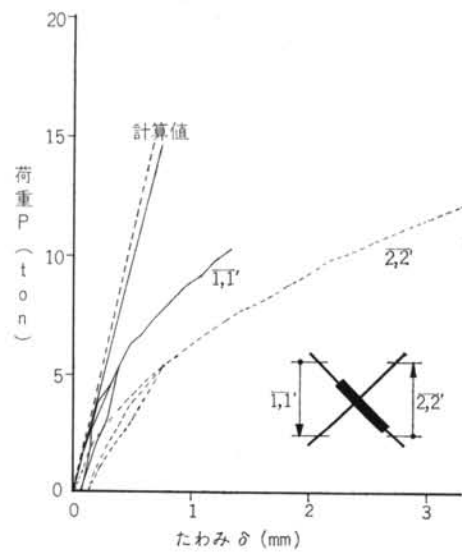


図-7 X-1型

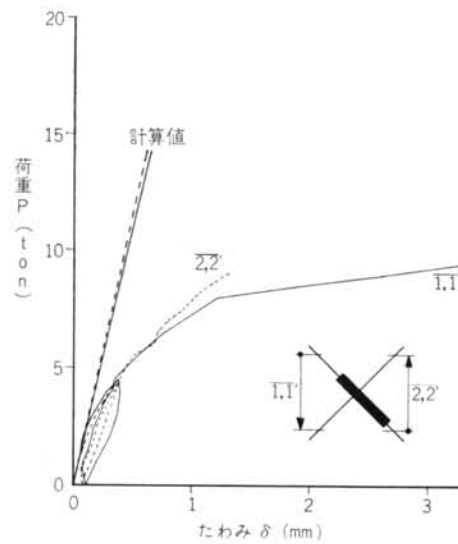


図-8 X-2型

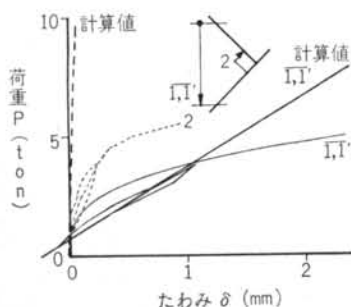


図-9 L-1型

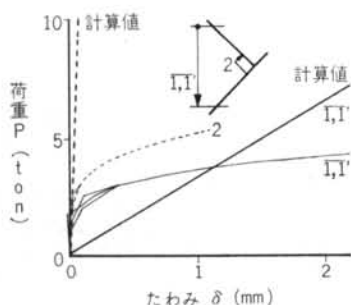


図-10 L-2型

3.3 実験経過

(1) X型：X-1型、X-2型共に試験体の形状寸法は全く同じである。

試験体組立てのときにオイルジャッキでアンカーボルトにプレストレスを導入する際、荷重4.85tで支圧板内側にひびわれが発生して支圧板付近のコンクリートが破損した。

そこでX型のアンカーボルトプレストレスは許容値5.11tを導入するのは不可能とみて、すべて2.0tに変更し、導入時の衝撃の影響を避けるべくスパナ締めとした。

載荷試験の経過は大体次のとおりである。

X-1型では、初ひびわれは荷重5.3tのときに定着部の長い方の柱継手目地コンクリートの梁側と梁の曲げ引張側に生じ、以後荷重の増大と共に増長した。

一方、定着部の短い方の柱継手部分はこの間まったく健全であり、荷重7.5tのときに目地コンクリート梁側にはじめてひびわれが生じた。

荷重が10.0tまで進んだとき定着部の短い方の柱のアンカーボルト支圧板内側から縦にせん断ひびわれが発生し、続いてこれと並行に随所に生じはじめ、変形が大きくなり12.3tで破壊した。

この間、梁材の方は柱材との結合部にひびわれが生じたが、定着部の長い方の柱材は健全であった。

試験体の裏表で若干ひびわれ程度に差がみられた。

X-2型ではX-1型とは逆に、初ひびわれは定着部の短い方の柱継手目地コンクリート梁側に荷重4.5tのとき生じた。

この相違はダイヤルゲージ測定結果にもよく顕れている(図-7、図-8を参照)。

支圧板内側のせん断ひびわれは荷重8.0tから生じ、以後の破壊の様子は大体X-1と同じである。

破壊荷重は9.5tであった。

(2) L型：L-1型とL-2型の破壊性状は全く異なっている。

L-1型では、初ひびわれは荷重4.0tのとき柱部材の曲げ引張側と梁柱接合部目地コンクリート柱側に生じた。

荷重が5.5tになると梁の曲げ引張側にもひびわれが2、3生じて荷重の増加と共に進展し、6.2tのとき柱曲げ圧縮側のコンクリートが圧壊したため荷重の増加は止った。

梁柱の接合部は目地コンクリートと柱部材の間にひびわれが生じた他はほぼ無傷に近かった。

L-2型の方は荷重3.0tでL-1型と同様、梁柱の接合部目地コンクリート上面にひびわれが生じた。

その直後接合部の梁側隅角部に曲げ引張ひびわれが生じた。

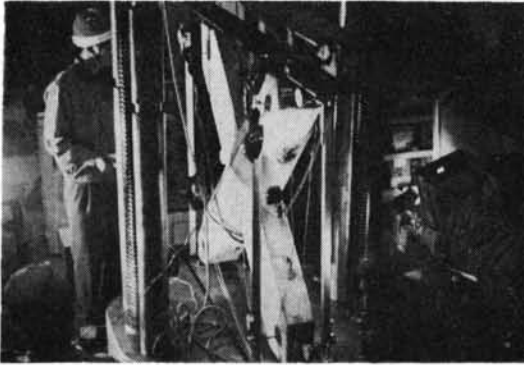
荷重4.0tのとき柱の曲げ引張側にひびわれが生じ、5.0tに進んだとき、梁接合部側面および上面にせん断斜ひびわれが数本発生してそれ以後荷重の増大とともに変形は大きくなり、荷重5.3tのとき、梁部材が破壊した。

これらの経過を要約すると表-4のようになる。

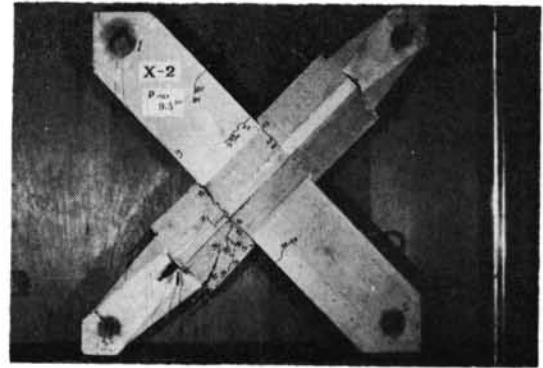
	X-1	X-2	L-1	L-2
初ひびわれ荷重P	5.3t	4.5t	4.0t	3.0t
支圧板付近のせん断ひびわれ荷重P	10.0t	8.0t	—	—
破壊荷重(最大荷重) Pmax	12.3t	9.0t	6.2t	5.3t

表-4

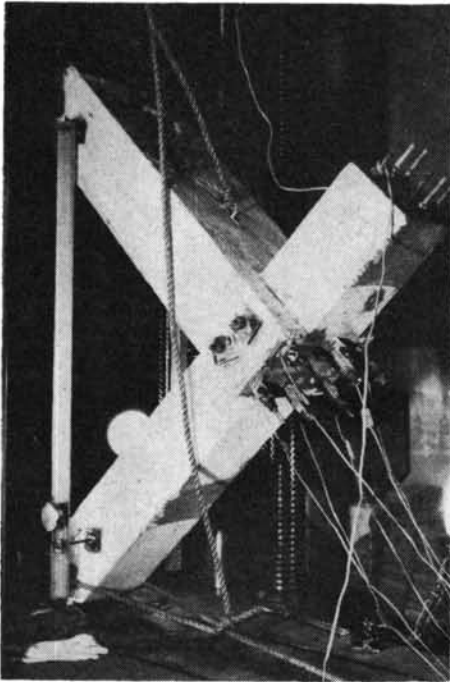
また各試験体のひびわれ状況を写真-3~写真-6に示し、試験状況を写真-1、写真-2に示す。



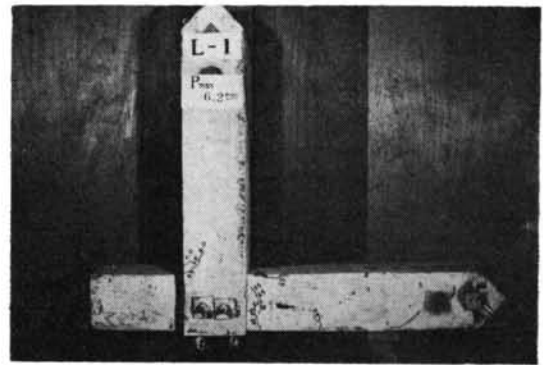
写真一1 X型載荷試験状況



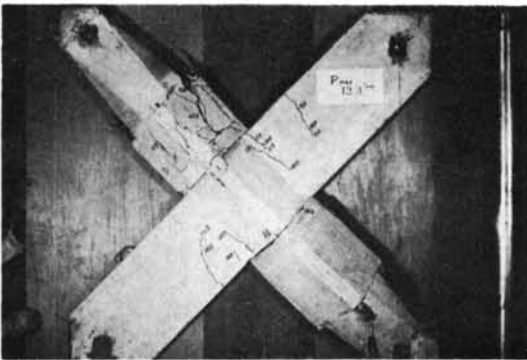
写真一4 X-2型ひびわれ状況



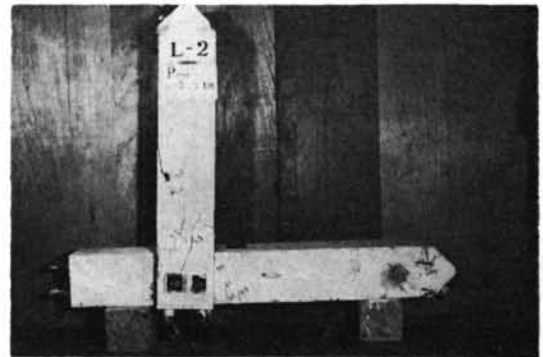
写真一2 L型載荷試験状況



写真一5 L-1型ひびわれ状況



写真一3 X-1型ひびわれ状況



写真一6 L-2型ひびわれ状況

§ 4. 結果の検討

載荷試験における試験体の変形は次のようにして求められる。

集中荷重 N によって生ずるA, B部材の曲げ変形の荷重方向成分 δ_A, δ_B は次式で表わせる。(図-11参照)

ここにAは図に示すように l_1 部分と l_2 部分で断面が

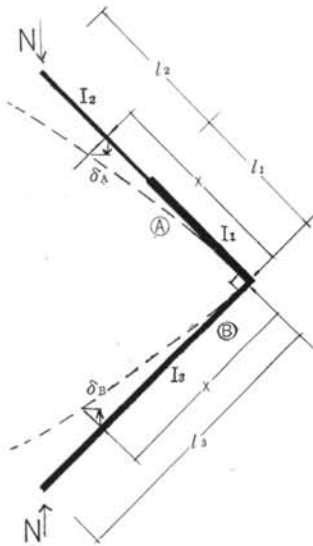


図-11

異なり、B部材は等断面である。

$$\delta_A = \frac{N}{2} \left\{ \left(\frac{l_1^3}{3EI_1} + \frac{l_1^2 \cdot l_2}{2EI_1} \right) + \left(\frac{l_1^2}{2EI_1} + \frac{l_1 \cdot l_2}{EI_1} \right) (x - l_1^2) - \frac{1}{6EI_2} (x - l_1)^3 \right\}, \quad l_1 \leq x \leq l_1 + l_2$$

$$\delta_B = \frac{N}{2EI_3} \left(\frac{l}{2} - \frac{1}{6} x^3 \right)$$

X型、L型試験体の各々についてダイヤルゲージ測定値と計算値を比較すると図-7~図-10のようになる。

これらの図によると、

- ・ X-1型ではほとんど損傷のなかった定着部の長い方の柱の変形が、破損した定着部の短い方の変形よりも大きく出ているが、これは定着部の長い方の柱のアンカーボルトのプレストレスが不完全であったためである。
- ・ L-2型は非線形弾性的な変形をしており、計算上の変形こう配よりもはるかに大きな曲げ剛性を有している

	X-1	X-2	L-1	L-2
弾性限荷重 Pe (ton)	3.8	2.0	2.0	2.0
破壊荷重 Pmax (ton)	12.3	9.0	6.2*	5.3
Pmax/Pe	3.2	4.0	3.1	2.7
Pmax に対応する部材せん断力 Q (kg)	435	318	438	375
接合部断面積 A (cm ²)	625	625	608	608
破壊時の接合部平均せん断応力 $\tau = Q/A$ (kg/cm ²)	7.0	5.1	7.2*	6.2

表-5

ようである。

(しかしながらL-1型では初ひびわれ後の変形は計算とよく一致している。)

の二つの特徴が出ていることがわかる。

試験結果から推定される破壊を受けた接合部の弾性限荷重、破壊荷重に対する弾性限荷重の比率、破壊時の接合部平均せん断応力を示すと表-5 のようになる。

§ 5. 結 論

(1) X型試験体の継手のせん断曲げ耐力はアンカーボルト定着部コンクリートのせん断破壊で決っている。

この場合、せん断ひびわれがアンカーボルト定着面隅角部より生じている点から定着部長さ、支圧板形状および面積に留意の余地があろう。

(2) L型試験体の継手のせん断曲げ耐力は、実寸法をそのまま縮小した場合(L-1型)は継手付近の柱の圧縮側コンクリート圧壊による曲げ破壊で決り、継手の長さを上記の半分にしたもの(L-2型)は接合部のコンクリートせん断破壊で決っている。

(3) (1), (2)に述べた状況から、X型の継手に対してはせん断補強を考慮せねばならない。

またL型については継手長さを短くするのは好ましくない。

(4) ひびわれモーメントの実験値と計算値は表-6に示すように、大体一致しており(計算ではコンクリートの曲げ引張強度を引張強度の5/3倍とした)、目地コンクリートの付着は良好であったといえる。

	X-1	X-2	L-1	L-2
ひびわれモーメント(実験値) M _{cr} (t·m)	1.34	1.14	2.92	2.19
ひびわれモーメント(計算値) M _{cro} (t·m)	1.27	1.27	2.03	2.03
M _{cr} /M _{cro}	1.05	0.90	1.44	1.08
破壊時の接合部曲げモーメント(実験値) M _{max} (t·m)	2.73	2.00	3.20 (3.18)	2.73
接合部の曲げ破壊モーメント(計算値) M _B (t·m)	3.08	3.08	4.19 (2.72)	4.55
M _{max} /M _B	0.89	0.65	0.76 (1.17)	0.60

*) L-1は柱部材の曲げ破壊ゆえ、破壊位置の柱断面についての計算値を()内に示しておいた。

表-6

(5) 曲げ破壊モーメント(実験値)／ひびわれモーメント(実験値)の比は表-4から、

X-12.3

X-22.0

L-11.6

L-21.8

となり、ひびわれ以後破壊に至るまである程度余裕がある(X型の場合はアンカーボルトのプレストレスが少ないからである)。

なおPC設計施工規準で定められた破壊に対する曲げひびわれの安全度は1.4以上である。

(6) 試験体における接合面の破壊時曲げモーメント(実験値)に対する曲げ破壊モーメント(X型についてはRC構造計算規準に基づく計算値、L型についてはP

C設計施工規準に基づく計算値)の割合を示すと表-6のようになる。

この表の M_{max}/M_B は接合部の安全率を、〔設計断面の曲げ破壊モーメント(計算値)／設計用モーメント〕とする時、その低下(または増大)を表わすといえる。

なおX型ではアンカーボルトのプレストレスだけでも定着部分が破壊したところがあったが、これは模型のコンクリート支圧面積に対するシース断面が大きすぎた(コンクリート断面の縮小率1/25に対し、シース断面の縮小率は1/11.3)ほかに、プレストレスの導入方法に原因している。

またX型の接合部の破壊機構について未だ検討の余地がある。