

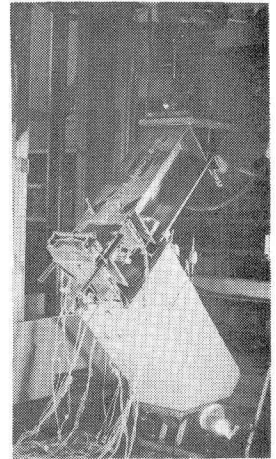
国鉄 構造物設計事務所 正員 ○ 阿部 英彦
 “ “ “ 中野 昭郎

1. 概要 鋼製の梁と鉄筋コンクリートの柱とを高力ボルトまたはPC鋼棒で結合して作られたラーメン構造について実験を行なった。結合の方法も種々変えて比較検討し、これらのうち性状、施工性、経済性の優れたものについては更に大型の模型で破壊実験も行なった。^{*}現在、この種のラーメン構造の高架工事が全長434mにわたって常磐線、綾瀬-亀有間において行なわれている。ここでは主として小型実験について述べる。

2. 試験体 写真に示すようにSS41鋼材H型断面の鋼梁と鉄筋コンクリート柱とをPC鋼棒で結合したもの（B-1試験体を除く）である。鉄筋コンクリート柱頭の鋼桁との接触部の補強方法を変えたり、PC鋼棒の締結法を変えたり（PシリーズとBシリーズ）したが、特にB-1はスタッドと異形鉄筋を介して応力を伝達させる構造にした。PC鋼棒は径22mm SBPC 2種（引張強度106.1 kg/mm²）コンクリート強度は $\sigma_s = 180 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{21} = 357 \text{ kg/cm}^2$ であった。

なお柱頭部を鋼板で補強しないものも表面近くに網状に鉄筋を組み、鋼梁との接触面にはコンクリートモルタル（大型模型の時はエポキシモルタル）をはさんでなじみをよくした。BシリーズのものではPC鋼棒下端のアンカー部のコンクリート隅角部に斜めに鉄筋を配した。

3. 試験方法 写真に示すように試験体を「く」の字におき、載荷に際し端モーメントが生じないように両端をピン構造とした。載荷は20tずつ増加し80tの倍数毎に一旦0に戻す方式とした。測定はPC鋼棒、鋼梁各部（B-2においては鋼梁隅角部の腹板も）、コンクリート表面などを抵抗線歪ゲージで、また鋼梁とコンクリート柱の接触部の離間および載荷矢向距離の変化をダイヤルゲージを用いて測った。



実験状況(P-1型,全高2m)

4. 実験結果 外観の変化の概要を表-1に示す。種々の測定結果のうち代表として載荷矢向距離（図-1）、外側のPC鋼棒応力（図-2）などについて各種試験体を比較したものを示す。

5. 考察 ●荷重-撓み曲線は図-1に示してあるが、Pシリーズに比べてBシリーズが一般に剛度が大きいのはPC鋼棒間の距離が大きいためである。P-2の剛度が低いのはPC鋼棒の初期締め力が他の試験体の半分

であるからで、B-1が他のB型より低いのは本質的に結合方法が異なるからである。P-1, 3, 5に対しては柱頭部の補剛法が異なるほかは似ているので、これらに共通な計算値を図に記入した。

この撓みはPC鋼棒が初期締め力に達するまでは（たとえば25t載荷時）、1)鋼梁の曲げによるもの=1.01mm, 2)同じくせん断力によるもの=0.55mm, 3)コンクリート柱の曲げによるもの=0.43mm, 4)ラーメン隅角部のせん断変形によるもの=0.55mm, 5)鋼梁の軸方向圧縮によるもの=0.05mm

^{*}構造物設計資料 No. 12 「鋼梁・コンクリート柱合成ラーメンの実験」阿部英彦

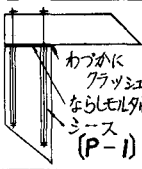
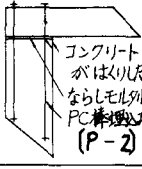
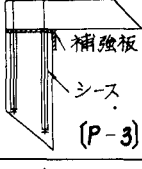
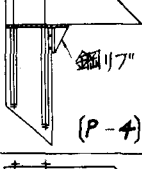
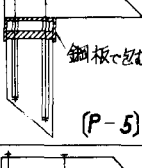
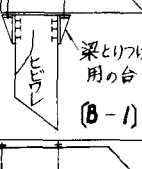
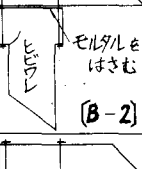
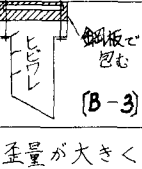
が主なもので合計2.6mmで

ある。鋼梁とコンクリート柱に離間のおこるのは26.3tと計算され、それ以後は上記の各部の変形にPC鋼棒の伸びによるラーメン隅角部の回転が加わる。この影響は計算によれば荷重10tにつき約1.5mmである。B-2, 3についても同様に計算値を図に入れた。このような計算法は大型実験でもよい近似を示した。

●PC鋼棒の歪変化は図-2に示してあるが鋼梁の補剛材が充分大きく、またコンクリートも鋼棒の締付によって縮まないとすれば梁・柱接触部の離間がおこるまでは歪の変化がおこらないはずである。しかし実際には締付によって梁およびコンクリートは変形するので、荷重初期から鋼棒の歪は増加しはじめ途中、離間がおこる辺りから著しく増加する。更に荷重が増せばPC鋼棒の降伏が起るはずであるが、今回はそこに至る前に他の部分に変状が現れる。なおP-2は他の試験体と違ってシースをを用いず、コンクリートのボンドも効かせて初期締めつけを行なつたため、荷重増と共に歪量が大きく出てしまった。

●柱頭部における鋼梁の回転歪変化の傾向はPC鋼棒の歪変化の傾向と非常に似ているが、PC鋼

表-1 試験体の種類および結果の概要

試験体と記号	大 要	試 験 結 果
 (P-1)	柱頭部は鋼板による補強を行なわず、モルタルをはさむ。シースをを用い、鋼棒1本当り18tで締付	約40t載荷、梁は30t附近から変形が大きくなりはじめ、柱の隅角部内側中央にわづかにフラッシュ、他に変状なし
 (P-2)	柱頭部はP-1と同様、シースをを用いず、鋼棒は直接コンクリート中に埋込み、1本当り9tで締付	約40t載荷、36t附近から柱の隅角部にひびが現れ、最後は梁フランジ巾のはくりが生じた、他の型より剛性が低い
 (P-3)	柱頭部と隅角部を鋼板で補強する 他はP-1と同じ	約40t載荷、鋼梁の変形はP-1と同様、コンクリート柱には異常を認めず、剛性はP-1よりいくらか大きい
 (P-4)	柱頭部の補強板を内側に延長し、鋼のハンチをつける 他はP-1と同じ	約45t載荷、梁の変形は小さく、鋼ハンチ部の下端がわずかにずれ、柱には変状なし、P型の中では剛性が大きい
 (P-5)	柱頭部を鋼板で包んで補強する 他はP-1と同じ	約40t載荷、梁の変形はあつたが、柱は内側補強板下端にわずかにひびが生じた他変状はなく、P-3に似ている
 (B-1)	柱頭部に補強をかねた鋼製の台をスタッドにより碇着、これに梁を鋼棒で1本当り18tに締付ける	約40t載荷、梁は変形が小さいが、柱には25t附近から側面にひびが現われ、荷重の増加と共に巾が広がり破壊した
 (B-2)	柱頭部を広げ、これと梁を鋼棒1本当り18tで締付、柱頭部は鋼板補強をせず、モルタルをはさむ	約45t載荷、梁の変形は小さく、P型より剛性が大きい、外側の段違い部にフラックが生じた他には柱に変状はない
 (B-3)	柱頭部をP-5と同様に鋼板で包んで補強した 他はB-2と同じ	約45t載荷、B-2よりやや剛性が大きい、44t附近で柱の外側にひびが現れ、補強板の下端にわずかにずれを生じた

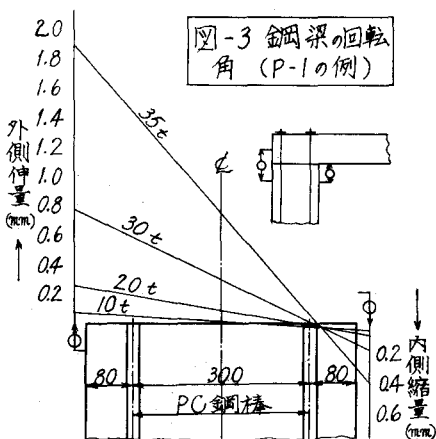
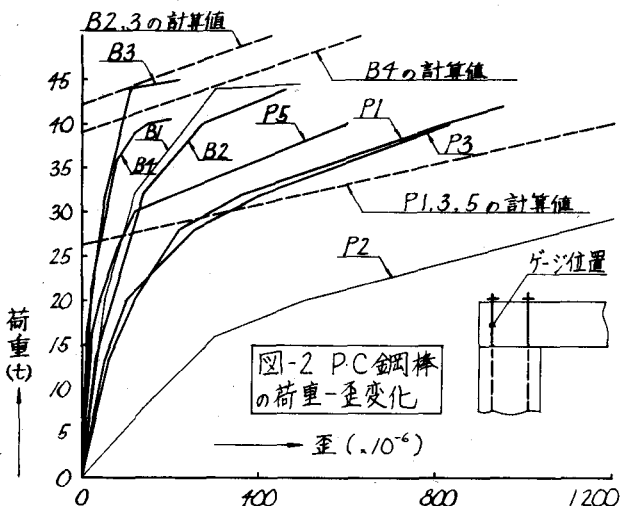
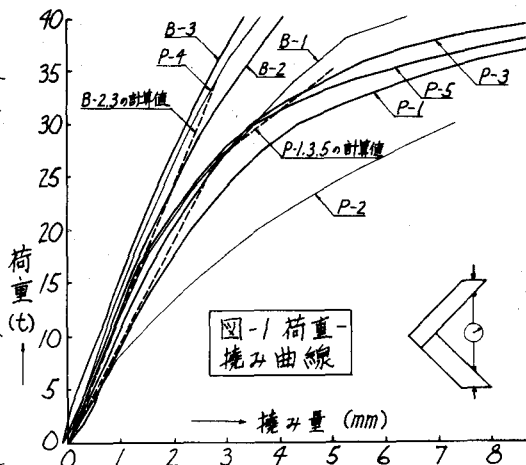
棒の伸びとコンクリート圧縮部の縮みとから成るので、コンクリート頭部を鋼板で補剛しないものは大きくなる傾向がある。この回転によってコンクリートの圧縮範囲をある程度推定できるので一例(P-1)を図-3に示した。B-2試験体において、

・隅角部の腹板の応力状態を三方向ゲージにより測定したが、図-4および図-5はモールの応力円により、それぞれ荷重20tにおける主応力および主せん断力の大きさ、方向を示すものである。主応力の方向は腹板内で一様に45°前後であることがわかるが、大きさに関してはやはりラーメン内隅角部近くと外隅角部近くに応力の不均等のある事がわかる。主せん断力に関しては方向、大きさとともにかなり一様で、方向は水平および垂直に近いことがわかる。図-6は垂直方向および水平方向のせん断力の平均値をいくつかの荷重段階で計算値と比べたものであるが、せん断力の計算は単に荷重によるPC鋼棒の反力が腹板に一様に作用すると考えたのであるが、よく近似されるようである。しかし高荷重(P=40t)で均等でないのは部分的に降伏が起ったためと思われる。腹板の内隅角部近辺の応力を計算すれば

$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{1690^2 + 3 \times 1140^2} = 2600 \text{ kg/cm}^2$ となりこれは鋼材の降伏点に近い。事実、特にPシリーズの試験体の鋼梁では腹板のせん断変形が著しく起り、補強の必要を感じた。

・各種を比較したところ次のようなことがいえる。1)コンクリート柱頂部の補強に関しては比較的簡単なもの、あるいはモルタルをはさんで鋼梁となじませる程度で耐荷的には有効である。2)PC鋼棒に導入する力が少ないと、隅角部のコンクリートが低荷重でクラッシュする傾向がある。3)P型とB型(B-1を除く)とでは施工面、経済性からB型の方が優れていると思われる。

・このラーメン構造の最終耐力は梁部、コンクリート柱部、PC鋼棒などのうち最も耐力の低い部分によって決まるのであるが、各部の耐力は構造物として考えた場合、変状が①鋼棒の伸びによるラ



① ラーメン隅角部の離間, ② 鋼梁の降伏, ③ PC鋼棒の降伏, ④ コンクリート柱の降伏という順に進行するのがよいと考えられる。今回の実験の場合, コンクリート柱頭部を補強したものはこの部分には変状がなく, ラーメン隅角部の鋼梁腹板のせん断変形で耐力が決まった感がある。しかしP-1, P-2や大型模型実験の試験体のように頭部を鋼板で補剛しないものでは, 鉄筋コンクリートの最終耐荷力を求める時のように図-7のような力の

表-2 大型模型実験の計算耐力および実験値

試験体 記号	PC鋼棒合計 耐力(t)	コンクリート 強度(N/mm ²)	コンクリート 圧縮中(cm)	P(t) (図-7)	計算耐力 P(t)	実験値 P(t)
A-1	52.4×14=735	470	24.7	247	247×√2=350	390
A-2	52.4×14=735	420	28.2	270	270×√2=382	397
B-1	52.4×7=367	420	15.7	192	192×1.46 [†] =280	—
B-1*	47.4×7=332	420	14.4	176	176×1.46 [†] =257	255
B-2	52.4×7=367	420	16.2	209	209×1.46 [†] =305	313

注) * B-1は実際には一重ナットで抜けたので, ナットの耐力を用いて計算した

† 試験片の形が正しく等辺三角形ではないので√2にならない

均合を仮定し, BとしてPC鋼棒の強度を用い, 圧縮ゆゑに關する2次式を解いて求めたのが実験値と割合によく合う。表-2は大型模型の結果と計算結果を比較したものである。尤も鋼棒の数が非常に多く, コンクリートが弱い場合にはコンクリート強度で定まってしまうことがあり得るが, 今回の実験のようなPC鋼棒とコンクリート柱断面積の比率であると, コンクリートの強度の影響は小さいものと考えられる。

勿論PC鋼棒が降伏しなくても弾性伸びが大きければ

コンクリート破壊に影響するはずであり, その実, PC鋼棒の締付力は大い方が有利であるが, その他繰返荷重をうける場合, PC鋼棒に変動荷重を妨げせないためにも初期締付力を大きくすることは必要である。

結局, PC鋼棒の本数は異常荷重に対して静的に安全であることおよび, 通常の摩擦接合に許された締付力においても繰返荷重によつては鋼梁とコンクリート柱との間に離間が生じない, という2つの条件が充たれるように摸すべきである。

6. あとがき P-1, B-2型については実物大の模型によつても安全を確かめ, B-2を基本として実物の構造に應用したのであるが, 実物でも応力測定を行ないたいと考えている。またP-1, B-2を基本とした試験体に対して疲労試験も行ない目下, 結果を整理している。実験にあたって, 国鉄本社, 東京第一工務局, 石川島播磨重工業KKの御協力のあつた事を附記し感謝の意を表します。

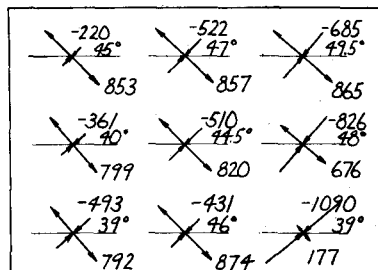


図-4

隅角部の
主応力

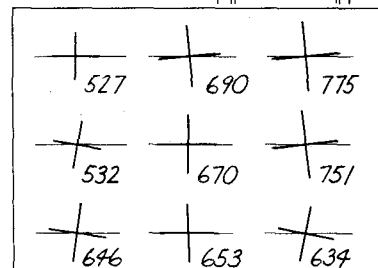
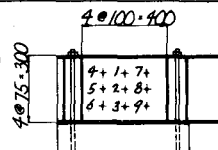


図-5 隅角部の主せん断力

図-6 せん断力の変化

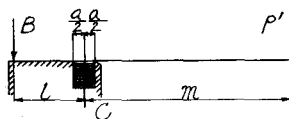
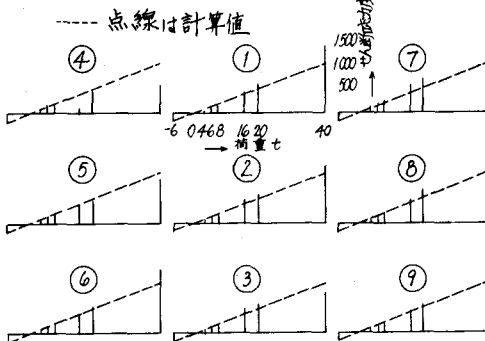


図-7 計算の仮定