

鐵道技術研究所

写真-1 常磐線綾瀬沖3高架橋

2. 試験体 表-1, 2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(SBPC-95, 径22mm)で結合したものである。その定着方法によってP型(長さ107cmのPC鋼棒を柱の内部でアンカープレートにより定着)とB型(長さ88cmのPC鋼棒を図-1のようにコンクリート頭部を広げ外部で定着)の2種類, コンクリート強度を2種類, PC鋼棒の締付力を2種類とし, それらの組合せで合計8本の試験体を作った。なお梁と柱の間にエポキシモルタルをはさんだ。

4. 試験結果 表-2に外観の変化の概率を示す。種々の判定結果のうち代表例として、図-2にたわみ-繰返回数、図-3にPC鋼棒歪み-繰返回数および図-4に荷重とPC鋼棒歪みの関係が繰返しと共にどのように変化するかを示す。なお図-5に常磐線に用いたPC鋼棒の形とS-N線図を示す。

① 撓みの進行: 図-2に示すように「く」の字形ラーメンの荷重線方向の変形をみると、10万回毎に荷重を増すと共に撓みが増すのは当然であるが、特に終局に近い方の荷重段階では一定荷重の繰返しの中でも撓みが漸増し、またその下限値をみると残留撓みも大きくなって行く傾向がある。これは主としてコンクリート肉部の疲労、およびP-C鋼棒の座金と梁との接触面のすりへりなどの影響によると考えられる。

159

表-1 試験体一覧表

項目 試験体	コンクリート 強度, σ_c (kg/cm^2)	PC鋼棒 締付力 ($\text{t}/\text{本}$)	口開 静荷重 (t)	繰返荷重 (t)		PC 鋼棒破断	
				上限	下限	回数 (万回)	破断箇所
PL-1	223	20	22	21~32	2	41.17	2本上端
PL-2	223	5	7	19	2	9.44	1本上端
PH-1	323	20	25	24~29	2	31.96	1本上端部
PH-2	323	5	7	20	2	0.93	1本上端
BL-1	223	20	25	32	2	8.64	1本下端
BL-2	223	5	7	20	2	9.08	1本下端
BH-1	323	20	24	25~31	2	35.18	1本上端
BH-2	323	5	9	18~22	2	26.50	2本下端

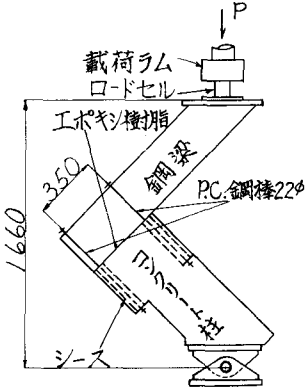


図-1 B型試験体

表-2 実験結果概要

PC鋼棒上部で破断 繰返荷重1万回頃から隅角部内側コンクリート柱の鋼梁との接点附近でクラックが始まり、4万回頃いくらかコンクリートが剝離した。その後クラックはあまり進行せず。	PC鋼棒下部で破断 静荷重25tでコンクリート柱の切欠部の隅よりひび割れが入る。繰返荷重1万回頃から隅角部内側のコンクリート柱の鋼梁接点附近でクラックが始まり、5万回頃には鋼梁腹板真下の小部分が圧壊した。
PC鋼棒上部で破断 繰返荷重1.3万回頃から隅角部内側のコンクリート柱の鋼梁との接点附近からクラックが入り回数と共に進行し2万回頃で表面的進行が止まり、深さが増て行くように見えた。	PC鋼棒下部で破断 静荷重25tでコンクリート柱の切欠部の角よりクラックが入る。繰返荷重に移ってから静荷重時に生じたクラックが1万回頃までは進行したが、その後はほとんど停止した。
PC鋼棒上部で破断 PC鋼棒アンカー部で破断 繰返荷重1.5万回頃から隅角部内側のコンクリート柱の鋼梁との接点附近でクラックが始まり回を追って進行し、PC鋼棒アンカー部にもクラック発生、側面のひび割れは14万回頃から進行がゆるくなる。	PC鋼棒上部で破断 静荷重15tでコンクリート柱の切欠部の隅にクラックが入り、繰返荷重に移ってからは回数と共に進行し、また他のヶ所からも発生した。隅角部内側のコンクリート柱と鋼梁の接点の圧壊は軽微である。
PC鋼棒上部で破断 繰返荷重の調整時に負荷過大により崩壊した。PC鋼棒を通しての鋼梁上フランジが大きくくぼみ、コンクリート柱のアンカー部にひび割れが入った。PC鋼棒を締め直して繰返荷重試験を行った。	PC鋼棒下部で破断 静荷重5tでコンクリート柱の切欠部の隅にクラックが入ったが荷重繰返中は進行せず、他のヶ所から発生した。1.5万回頃から上フランジがくぼみ始め、Bが22万回、Aが24万回でフランジに亀裂が入った。

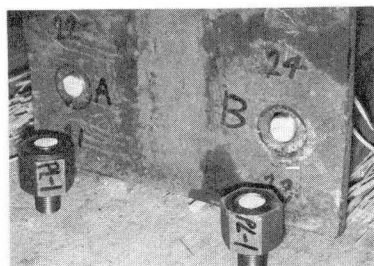


写真-4 隅角部内側のコンクリートのクラッシュ状況(PL-1)

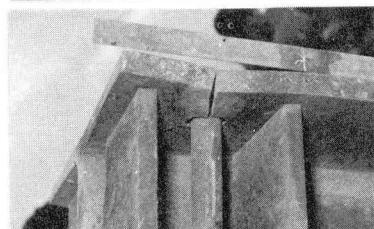
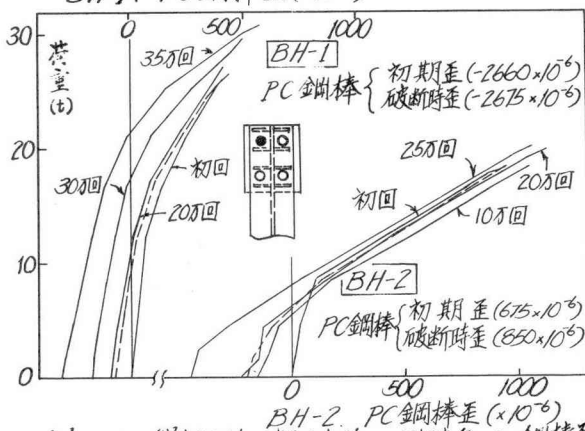
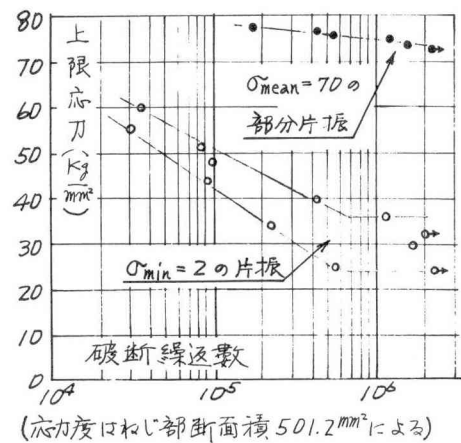
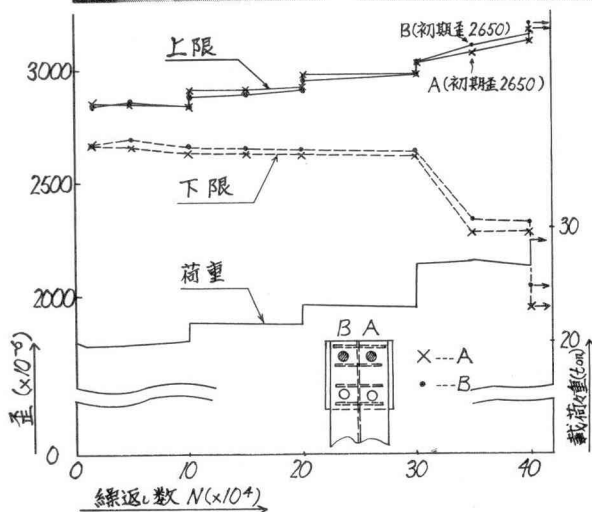
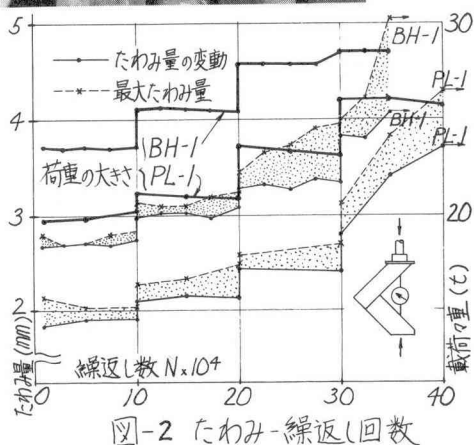
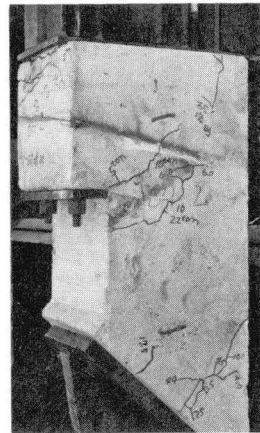


写真-2 上端ネジ部で疲労破断したPC鋼棒(PL-1)

写真-3 鋼桁フランジに入った亀裂(BH-2)



写真-5 コンクリートの亀裂(BH-2)



破断して試験を中止している。P C 鋼棒に最も顕著に疲労の効果が現れている。破断の位置は P C 鋼棒ねじ部でナットにかかる部分であり、多くは鋼梁上フランジ側である。(写真-2) ボルトがここで局部的な曲げを受け易いからと考えられる。最終段階およびその1段階前の繰返荷重が大きい影響があると考えて、荷重と P C 鋼棒の破断までの回数と比較すると P C 鋼棒の初期締付力の影響は歴然としており、20t に締めたものは 5t のものより平均およそ 50% 疲労荷重が大きい。これは締付力が高いほど同じ変動外力に対して P C 鋼棒の応力振中が小さくなるからである。なお図-5 は実際の高架橋に用いた P C 鋼棒の形と S-N 線図で、静的な破断までのエネルギー吸収を大きくするためにネジ部の断面積を大きくしてここで切れないようにし、また疲労的には応力集中の大きいネジ部の応力が小さくなるよう考慮したものである。しかし疲労試験の結果はネジ部で切れているので、P C 鋼棒を比較的強く締めてこれに応力変動がおきないようにすることが耐疲労上重要である。

図-3 は荷重繰返中の P C 鋼棒の歪の変化の1例を示したものであるが、各荷重段階中にも漸変している。すなわち一般に外側の P C 鋼棒の上限応力は漸増するが、これは内側隅部部のコンクリートの耐力が減り、コンクリート柱に対する圧縮の合力矢が柱の中心に寄る傾向があるためであろう。また外側鋼棒応力の下限値は減る傾向にあるが、これはフランジの変形や座金の喰込み、ネジのかみ合い部のへたりなどにより初期締付力が緩むものと思われる。この様に上限値が上り、下限値が下ることとは応力振中が大きくなることであり、P C 鋼棒の疲労破断を早める。図-4 も P C 鋼棒の応力変化を示す1例であるが、これは 5 万回繰返毎に行なった静的試験の結果である。回数が増すと共に残留歪のために荷重 0 の時の値が左にずれ、かつ曲線がねていることがわかる。締付力が 5t と 20t のものとで曲線の形が違うのは締付力が高い程、高い外力に対しても応力変動を受けにくいからである。今回の試験体では鋼梁とコンクリート柱との接触面にエポキシモルタルをはさんでなじみをよくしたが、この接触が悪く、特にコンクリート柱が凸型であると、P C 鋼棒の応力変動が大きくなり好ましくない。

③ 鋼梁の変状： 鋼梁そのものの疲労性状は今まで比較的よく解明されており、今回も梁としては欠陥はでなかった。しかし P C 鋼棒に関連した部分に局部的に疲労の影響が現れた。BH-2 でナット下のフランジ部に亀裂が入り、またあるものは局部的に曲りを生じた。この部分をもつと補剛する必要があり、また座金がめり込まないよう座金を大きくしたり、接するフランジ面を硬くするのがよい。

④ コンクリート柱の変状： P C 鋼棒などが静的試験と疲労試験とで変状の様子が非常に異なるのに較べて、コンクリート柱の方は外観的に両者の差が余り認められない。しかし一定荷重の下にも繰返している中にひび割れが進行してきたり、静荷重に比べて低い荷重でひび割れの数が多い傾向があるので、それが疲労の効果であると考えられる。コンクリートの強度は 2 種類に変えたが目立った差はなかった。これは鋼棒断面積の割合が小さいからと考えられるし、実際の施工上もこの方が好ましい。また鉄筋に疲労破断を生じたものはなかった。

あとがき： 静的試験および疲労試験の結果、実際の構造物に B 型式を用い、P C 鋼棒は径 24mm (ネジ部径 27mm) で 35t に締付けた。実験にあたって、国鉄本社、東京オニエ工務局、KK 東京鉄骨橋梁製作所の御協力のあった事を附記し謝意を表する。文献は「鋼梁コンクリート柱合成ラーメンの実験」阿部・中野、第 23 回年次学術講演会 (I-210)、1967 と「鋼はり鉄筋コンクリート柱合成ラーメン高架橋 (上、下)」阿部・中野、鉄道土木 Vol. 10 No. 11, 12、1967 が発表されている。