

首都高速道路公団 正員 秋元 泰輔
 〃 結城 正洋
 オリエンタルコンサルタンツ 〃 ○ 野村 正史

1. まえがき：都市内における高架橋の橋脚の場合、場所的な制約から断面を大きくとることができず、鋼橋脚に決まってしまう場合が多い。このような場合でも、高強度コンクリートを用いて鋼橋脚と同程度の断面とすることができれば、経済上または美観上で有利なことが考えられる。首都高速道路公団では、このような場合の高強度コンクリートの実用化を目標として、49年度から高強度コンクリート(500Kg/cm²以上)の特性試験および部材の載荷試験を行なっている。本報告は、その内、 $\sigma_{ck} = 600 \text{ Kg/cm}^2$ を用いた部材の曲げ載荷試験結果についてまとめたものである。

2. 試験概要：本試験は、高強度コンクリート($\sigma_{ck} = 600 \text{ Kg/cm}^2$)を用いた構造部材(梁および柱を想定)について2点載荷による曲げ試験を行ない、その諸性状を検討して、高強度コンクリートを用いた場合でも従来の計算方法がそのままの形で適用できるか否かを確認することを主目的としている。供試体は図-1に示すように、梁部材として圧縮鉄筋量が異なる2体、柱部材として側面鉄筋がある場合、ない場合、および側面鉄筋がありかつ軸力(16Kg/cm²)がある場合の3体である。軸力がある場合は、引張主鉄筋が降伏した後反対載荷を行ない、交番荷重が作用した場合の終局強度に与える影響を調べた。軸力はPC鋼棒を用い、プレストレスとして作用させた。使用した鉄筋はD51、D35ともSD35であり、降伏強度は両者とも3900Kg/cm²であつた。試験時のコンクリートの圧縮強度はほぼ600Kg/cm²であつた。

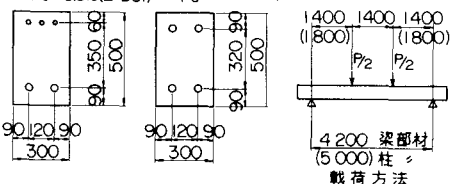
なお、梁部材①は、設計荷重37t時にコンクリートおよび引張主鉄筋応力度の計算値($n=15$)が許容応力度 $\sigma_{ca} = 0.9\sigma_{ck}/3$, $\sigma_{sa} = 200 \text{ Kg/cm}^2$ と仮定)に等しくなるような断面とした。柱部材は載荷装置の関係で釣り合い鉄筋比とすることができなかった。

3. 試験結果

3-1 応力性状について：図-3に曲げ区間の断面ひずみ分布を示す。いずれの供試体もひずみは直線

梁部材

① $P_s' = 0.7\%$ (3-D19) $P_s = 3.3\%$ (2-D51) $P_s = \text{〃}$
 ② $P_s' = 3.3\%$ (2-D51) $P_s = \text{〃}$



P_s' : 圧縮鉄筋比
 P_s : 引張鉄筋比

柱部材

③ $A_s = 16\text{-D35}$ $A_s = 16\text{-D35}$ $P_s = 2.7\%$ (5-D35)
 ④ $A_s = 16\text{-D35}$ 軸力(16Kg/cm²) $P_s = \text{〃}$
 ⑤ $P_s = 2.7\%$ (5-D35) $P_s = \text{〃}$

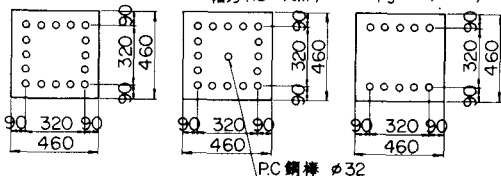


図-1 供試体の断面

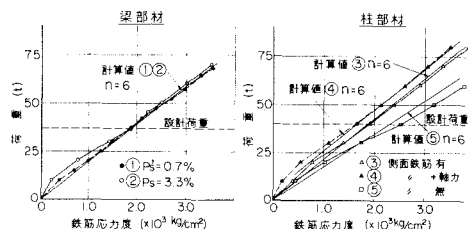


図-2 引張主鉄筋の応力度

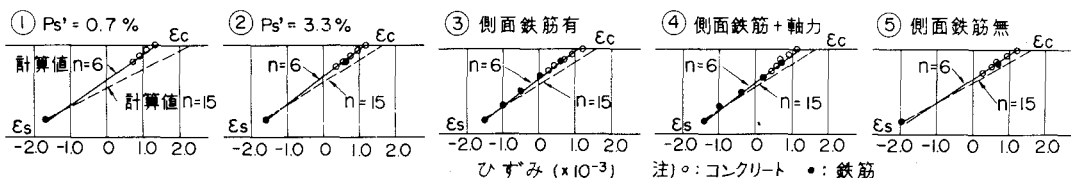


図-3 断面内ひずみ分布 (60t時、設計荷重×1.5)

分布であり、この傾向は引張主鉄筋の降伏直前までかわらず、中立軸位置は $n=6$ とした計算値とほぼ一致した。 $n=1.5$ とした計算値はコンクリートのヤング係数を過少評価する結果、圧縮領域が測定値より大きくなっている。引張主鉄筋の応力度（図-2）はいずれの供試体も $n=6$ とした計算値にほぼ一致した。しかし、引張主鉄筋応力度の計算値は n 値によつてあまりかわらず、 $n=1.5$ とした計算値は測定値より 5 % 大きいにすぎない。コンクリートの圧縮応力度（図-4）は $n=6$ とした計算値にほぼ一致し、 $n=1.5$ とした計算値より、梁部材で圧縮鉄筋量が少ない場合で 45 %、圧縮鉄筋量が多い場合および柱部材で 70 % も大きくなっている。コンクリートおよび引張主鉄筋の応力度は、引張主鉄筋の降伏直前まで荷重の増加に対して直線的に増加し、普通強度のコンクリートの場合より弾性的傾向が強い性状を示している。

3-2 ひびわれ性状について（表-1）：引張主鉄筋応力度が 2000 Kg/cm^2 （測定値）の最大曲げひびわれ幅は D51 を使用した場合で 0.23 mm 、D35 を使用した場合で 0.20 mm 、また計算値に対してそれぞれ 85 %、95 % であり、普通強度のコンクリートの場合より小さめである。せん断ひびわれ発生荷重からせん断応力度（ $\tau = S/bjd$ ）を計算すると平均で 1.8 Kg/cm^2 であった。

3-3 破壊性状について：破壊はいずれの供試体も、まず引張主鉄筋が降伏し、次いでコンクリートのかぶり部分が圧壊して荷重が低下した。圧壊直前のコンクリートの上縁ひずみは平均 3500μ であり、普通強度のコンクリートの場合とかわらない。終局強度は表-1 に示すように、計算値の 95 % ~ 105 % であり、終局強度の計算は普通強度のコンクリートの場合と同様な計算方法を適用しても問題ないことを示している。軸力がある場合の降伏強度は軸力ががない場合より約 6 % 大きかった（計算値では 9 %）が、降伏後反対載荷した場合の終局強度は軸力ががない場合より 2 % の増加でしかなかった。

3-4 たわみ性状について：たわみは、いずれの供試体も引張主鉄筋の降伏直前まで直線的であり、普通強度のコンクリートより弾性的傾向が強い。設計荷重時のたわみは計算値とほぼ一致したが、降伏時近くのたわみは計算値より約 20 % 大きくなった。コンクリート上縁の圧壊時におけるたわみは、降伏時のたわみに対して 2.3 ~ 3.2 倍であった。反対載荷した場合のたわみは処女載荷時より 25 % 大きい。（図-5）

4. まとめ： $\sigma_{ck} = 600 \text{ Kg/cm}^2$ のコンクリートを用いた場合、梁部材および柱部材とも、たわみ、終局強度については普通コンクリートの場合と同様な計算方法を適用しても問題はないように思われる。しかし、コンクリートの圧縮応力度は $n=6$ とした計算値にほぼ一致し、 $n=1.5$ とした計算値より大きい。ことに梁部材の場合、設計荷重時にコンクリートの応力度が許容応力度に等しくなるように設計（ $n=1.5$ ）した場合の応力度の測定値は設計基準強度の 4.4 % に達している。設計計算上の n 値は長期荷重によるクリープ等にも関係するものであり、この方面の検討も必要と思われる。

なお、本試験は東京都立大学村田教授の御指導のもとに行なわれたものである。

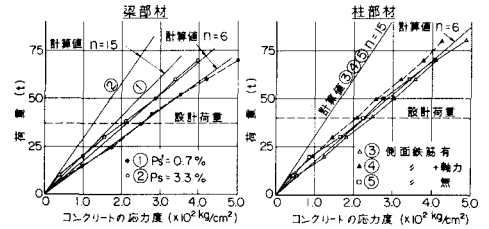


図-4 コンクリートの圧縮応力度

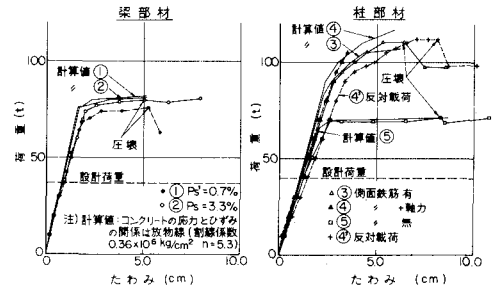


図-5 たわみ

表-1 終局強度 P_{max} と最大ひびわれ幅 W_{max}

		①	②	③	④	⑤
P_{max}	測定値	7.8t	8.1	11.2	11.4 ³⁾	7.3
	計算値 ¹⁾	8.3t	8.1	10.7	11.4	7.1
	測/計	0.94	1.00	1.05	1.00	1.03
W_{max}	測定値	0.19mm	0.23	0.16	0.17 ⁴⁾	0.20
	計算値 ²⁾	0.27mm	0.27	0.21	0.21	0.21
	測/計	0.70	0.85	0.76	0.81	0.95

注1) ひずみ分布は直線、鉄筋はすべて考慮
コンクリートの応力とひずみの関係は放物線

2) ACI Code 318-71

3) 反対載荷時

4) 処女 //