

論文 高強度コンクリートを用いたPC連続はりの耐荷特性に関する研究

小野 由博*1・小林 和夫*2・井上 晋*3・仁枝 保*4

要旨: PC 鋼材量と配筋状態, PC 鋼材付着の有無, 横拘束筋の有無を要因とし, 圧縮強度 $f'_c \approx 85\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートを用いた 2 スパン連続はりに対して荷重試験を実施し, その曲げ耐荷挙動を $f'_c \approx 45\text{N/mm}^2$ の普通強度はりと比較した。また, 非線形解析を行って実験値と比較した。その結果, $f'_c \approx 85\text{N/mm}^2$ の高強度はりには $f'_c \approx 45\text{N/mm}^2$ に比べて終局域での PC 鋼材応力, 最大曲げ耐力や変形性能などが向上することが示された。

キーワード: 曲げ耐荷挙動, 曲げモーメント再分配, PC 鋼材付着, 非線形解析

1. はじめに

コンクリートの圧縮強度が $f'_c \approx 80 \sim 90\text{N/mm}^2$ 程度の高強度コンクリートを PC 連続はり部材に適用する場合の基礎資料を得ることを目的とし, PC 鋼材量と配筋, PC 鋼材付着の有無, 横拘束筋の有無を要因として $f'_c \approx 85\text{N/mm}^2$ の 2 スパン PC 連続はり供試体の荷重試験を実施し, その基本的な曲げ耐荷特性を $f'_c \approx 45\text{N/mm}^2$ と比較するとともに, 非線形解析を行った。

2. 荷重試験概要

2.1 供試体の種類

供試体は, 図-1 のように幅 \times 高さ \times 全長 = $100 \times 160 \times 3300\text{mm}$ の長方形断面の 2 スパン ($2 \times 1450\text{mm}$) PC 連続はりとし, $\phi 9.2$, $\phi 13$ の PC 鋼棒を断面の上下に対称または非対称に配筋した。なお, ここではコンクリート強度特性の差による部材性状の相違を同一条件下で比較するため, $f'_c \approx 85\text{N/mm}^2$ と $f'_c \approx 45\text{N/mm}^2$ において部材断面と PC 鋼材量は同一とした。

PC 鋼棒は, メタル製スパイラルシース内にセメントグラウト (W/C=35%, エヌエムビー社製の注入用高性能混和剤ポゾリス GF-700 使用) を注入したボンドタイプ, および比較用

にグリース充填プラスチックシース被覆型のアンボンドタイプの 2 種類とした。

PC 鋼棒の緊張応力は全て $0.6f_{py}$ (f_{py} は実降伏点, $\phi 9.2: 1430\text{N/mm}^2$, $\phi 13: 1422\text{N/mm}^2$) とした。

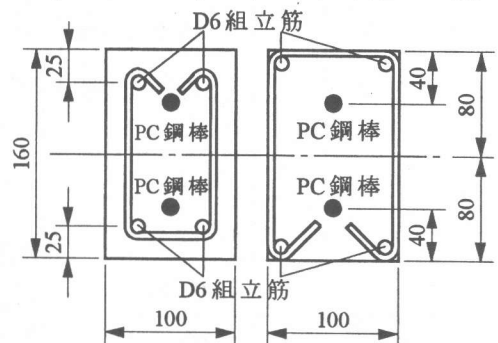
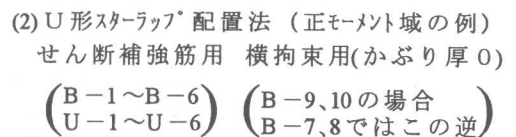
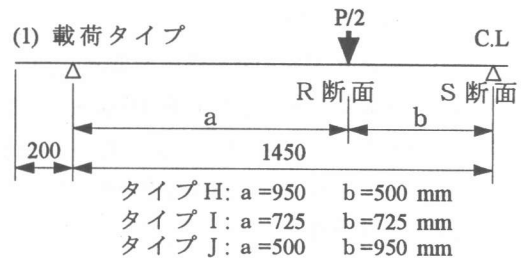


図-1 供試体寸法 (単位: mm)

*1 大阪工業大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (正会員)

*2 大阪工業大学教授 工学部土木工学科, 工博 (正会員)

*3 大阪工業大学助教授 工学部土木工学科, 工博 (正会員)

*4 大阪工業大学講師 工学部土木工学科 (正会員)

コンクリート強度の目標値は $f'_c = 85\text{N/mm}^2$ (高強度)と $f'_c = 45\text{N/mm}^2$ (普通強度)とした。

さらに、横拘束筋(135° フック付き D6 U 形スターラップの底部が断面圧縮縁側になるように配置したものを)を載荷点正モーメント域と中間支点負モーメント域に 40mm 間隔(体積比 $\rho_v = 2.5\%$)で配置したもの(表-1 の B-9, 10)とせん断補強のみを目的としその底部を引張縁側に配置した $\rho_v = 0\%$ (B-7, 8)を比較した。なお、本供試体では断面寸法が小さく、相対的にかなり大きくなるかぶり厚の影響を無くすため、横拘束筋(U 形スターラップ)は各断面縁に対するかぶり厚が 0 となるように配置した(図-1)。U 形スターラップと組立用の D6 鉄筋の実降伏点は $f_{sy} = 417\text{N/mm}^2$ である。

PC 連続はり供試体の種類を表-1 に示す。

2.2 載荷試験方法

左右スパン各 1 点の対称集中荷重とし、図-1 で端支点～載荷点間の距離 a を 950mm(タイプ H), 725mm(タイプ I), 500mm(タイプ J)の 3 種類とした。タイプ H, I, J の弾性線形解析による中間支点と載荷点モーメントとの比は $M_s / M_R = 1.81, 1.20, 0.88$ である。一方、上下対称配筋

では中間支点と載荷点の終局抵抗モーメントの計算値 M_{US} と M_{UR} は等しく、非対称配筋(上側 PC 鋼材径, 下側 PC 鋼材径) = ($\phi 13, \phi 9.2$), ($\phi 9.2, \phi 13$)では、 M_{US}/M_{UR} はそれぞれ 1.47, 0.68 である。

試験に際しては、3 支点位置にロードセルを設置して支点反力を測定した。また、ボンドタイプでは上側 PC 鋼棒の中間支点、下側 PC 鋼棒の載荷点位置に防水ゲージを貼付しひずみ(応力-ひずみ関係の試験値より応力に換算)を測定し、アンボンドタイプでは、はり片端で 2 枚の定着板間にロードセルを挿入した状態で PC 鋼棒をナット定着し、鋼棒の作用力を直接測定した。

さらに、左右スパン中央のたわみも測定した。

3 結果と考察

3.1 結果と解析方法

表-1 に最大荷重、図-4, 5 に荷重-スパン中央たわみ、図-6, 7 に荷重-PC 鋼材応力、図-8~10 に荷重-中間支点、載荷点モーメント関係の代表例を示す。ただし、図-8~10 のモーメントの実験値は、各荷重階での 3 支点の反力測定値を用いて求めた。なお、併記の各計算値は、各材料特性の測定値をもとに算出した。

表-1 供試体種類と最大耐力の実験値と計算値

供試体番号	PC 鋼棒 (mm)	載荷位置	*1) コンクリート 圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	拘束筋比 ρ_v (%)	実験値 P_U (KN)	計算値 (KN)				曲げモーメント再分配率	
						Model-1		Model-2		実験値 α_M (%)	ACI 基準 α_{ACI} (%)
						P_{U1}	$\frac{P_U}{P_{U1}}$	P_{U2}	$\frac{P_U}{P_{U2}}$		
B-1	上側 $\phi 13$	タイプ H	45 (49.4)	0	184.4	164.8	1.12	179.0	1.03	-1.1	-2.9
U-1			170.6		144.6	1.18	155.9	1.09	10.4	(-2.9)	
B-2		85 (85.3)	209.0		197.5	1.06	203.7	1.04	-2.8	5.1	
U-2		184.4	170.2		1.08	187.8	0.98	15.3	(5.1)		
B-3	タイプ I	45 (49.4)	130.9		131.7	0.99	142.9	0.92	-17.3	-2.9	
U-3		123.2	124.5		0.99	124.5	0.99	-3.5	(-2.9)		
B-4		85 (85.3)	160.8		157.9	1.02	162.9	0.99	-3.6	5.1	
U-4		142.8	136.8		1.04	150.6	0.95	-14.5	(5.1)		
B-5	タイプ J	45 (53.6)	167.9		157.3	1.07	169.2	0.99	25.1	8.2	
U-5		149.7	134.0		1.12	146.0	1.03	18.0	(8.2)		
B-6		85 (88.1)	180.7	183.2	0.99	188.5	0.96	13.7	12.5		
U-6		159.2	155.5	1.02	173.9	0.92	18.5	(12.5)			
B-7	タイプ H	45 (53.1)	175.0	157.9	1.11	164.2	1.07	10.8	8.1		
B-8		85 (80.9)	185.0	168.8	1.10	174.6	1.06	19.8	11.8		
B-9		45 (53.1)	181.3	164.9	1.10	165.6	1.09	17.0	8.1		
B-10		85 (80.9)	191.3	177.5	1.08	178.1	1.07	13.6	11.8		

*1) ()中の数値は、はり載荷試験時のコンクリートの実圧縮強度

表-1の最大荷重計算値 P_{U1} , P_{U2} は中間支点断面(S)と荷重点断面(R)に塑性ヒンジを仮定し、次の極限解析法から算定した値である。

$$P_{U1}, P_{U2} = 2 [M_{US}(1/b) + M_{UR}(1/a+1/b)] \quad (1)$$

ここに, M_{US}, M_{UR} : S, R 断面の終局最大モーメントの計算値

a, b: それぞれ荷重点と端支点, 中間支点の距離

非線形解析では, 応力-ひずみ関係として PC 鋼材には Blakeley モデル¹⁾, 計算に考慮した組立筋(D6)にはパイリニアモデルを用いた。コンクリートの応力-ひずみには Park ら²⁾のモデル(Model-1), および Sheikh³⁾の指摘する断面内のひずみ勾配の影響を考慮し, 応力が最大値 f'_c に達すると $\Delta \epsilon_0$ の区間は f'_c が維持されるとしたモデル(Model-2)を用い, 大略値とし $\Delta \epsilon_0 = 1500 \mu$ とした(図-2)。

まず, 断面解析により曲げモーメント-曲率 ($M-\phi$) 関係を求めた。本解析に際しては, PC 鋼材変形適合係数 β はボンダりに対しては $\beta = 1.0$, アンボンダりは既往の研究⁴⁾を参考にして近似的に $\beta = 0.2$ とした。なお, この β は次式で表される係数である。

$$\epsilon_p = \epsilon_{p1} + \beta \cdot \epsilon_{p2} \quad (2)$$

ここに, ϵ_p : PC 鋼材の総ひずみ

ϵ_{p1} : PC 鋼材の有効プレストレス力によるひずみ

ϵ_{p2} : 荷重による PC 鋼材位置のコンクリートひずみ

次に, 静定基本系に中間支点で切断した単純はりを選定し, 荷重 P に対し中間支点モーメント M_s を仮定してモーメント分布 M_x を求め, $M-\phi$ 関係から曲率分布 ϕ_x を定めて弾性荷重法で中間支点位置のたわみ角を求める。計算は左右スパンの連続条件が満足されるまで M_s 値を仮定し直し, 繰返し行う。中間支点または荷重点モーメントが M_{US} , M_{UR} に到達後は式(1)の最大荷重計算値まで一定とした。このようにして, 荷重 P に対する M_x 分布が求まると, 断面解析結果より P と諸量の結果が求まる。

3.2 考察

(1) ひび割れ性状および最大耐力

図-3 のようにひび割れ発生パターンや曲げひび割れの分散性状に関しては, コンクリート強度による明瞭な差はみられなかった。

本供試体は極限解析法で算定 ($\beta = 1.0$) した最大荷重時せん断力に対して土木学会示方書式でせん断補強を行った。一部に, 主に中間支点領域で曲げせん断ひび割れに移行するものもみられたが, いずれも終局時までせん断ひび割れの著しい進展はみられず, 最終的には中間支点と荷重点部でコンクリートが圧壊して曲げ破壊した。

なお, アンボンダりはボンダりに比べてひび割れ分散性では劣ることが認められた。

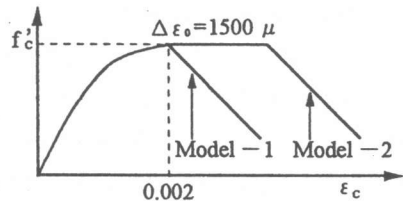


図-2 コンクリートの応力-ひずみ

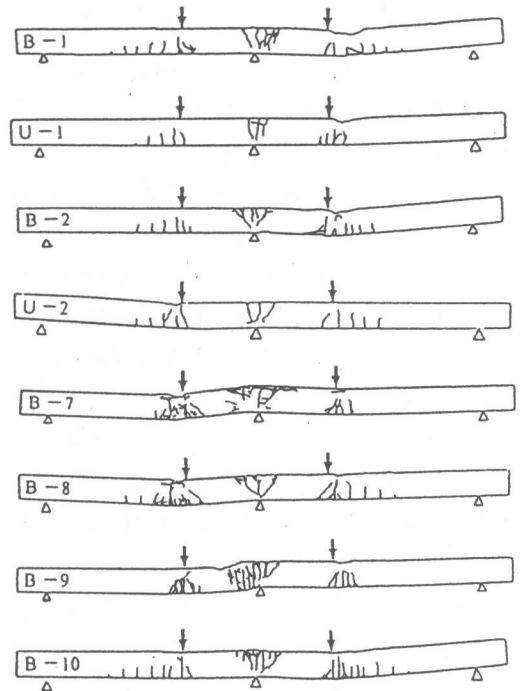


図-3 ひび割れ性状(荷重試験終了時)

表-1 から、最大耐力 P_U に関しては、高強度コンクリートはりは普通強度はりに比べ、ボンドタイプで 6~23%(平均 11%), アンボンドタイプでも同様に 6~16%(平均 10%)大きい。

また、PC 鋼材付着の有無に関しては、アンボンドはりのボンドはりに対する最大耐力の低下率は $f'_c=85\text{N/mm}^2$ で平均 11%, $f'_c=45\text{N/mm}^2$ で 8%程度であり、両強度はりでほぼ等しい。

最大耐力の実験値と計算値の比(平均)は、ボンドはりで $P_U/P_{U1}=1.06$, $P_U/P_{U2}=1.02$, アンボンドはりで $P_U/P_{U1}=1.07$, $P_U/P_{U2}=0.99$ で、全体的に Model-2 を用いた方が推定精度が向上する。また、 P_U/P_{U1} あるいは P_U/P_{U2} の比でみると普通強度と高強度コンクリートはりの間で特に明瞭な差はなく、後者でも前者と同様の応力ひずみモデルが準用できると考えられるが、データ数が少なくこの点はさらに検討する必要がある。

なお、 $\rho_v=2.5\%$ の横拘束筋による最大耐力の増加は、両強度はりとともに 3~4%とわずかである。これは、 $f'_c=45\text{N/mm}^2$ での先の研究⁴⁾でのボンドタイプ連続はりの結果と同様である。

(2) 荷重-たわみ関係

直接には示していないが、図-4 の B-8 と B-7、図-5 の B-2 と B-1 の比較より、高強度はりの初期から最大耐力の 90%程度までの範囲におけるたわみは普通強度はりより小さく、剛性が高い。なお、終局時の荷重降下直前の最大耐力時の変形能(たわみ)は前者の方が大きい。

また、図-4 に示すように、最大耐力時までは横拘束筋の有無で $P-\delta$ 曲線に差異はみられないが、横拘束筋を配置すると終局状態において靱性の優れた耐荷性状を示す。この靱性の増大効果は高強度コンクリートはりより普通強度はりの方が大となる傾向がみられる。これは、後者では前者に比べて PC 鋼材指数 ($p f_{py} / f'_c$)。ただし、 p , f_{py} : PC 鋼材比と降伏点強度, f'_c : コンクリート強度)が大きいためと考えられる。

図-5 のように、ボンドタイプでは $\beta=1.0$, アンボンドでは $\beta=0.2$ と仮定し非線形解析で算定した最大耐力時までの $P-\delta$ 曲線は、高強度

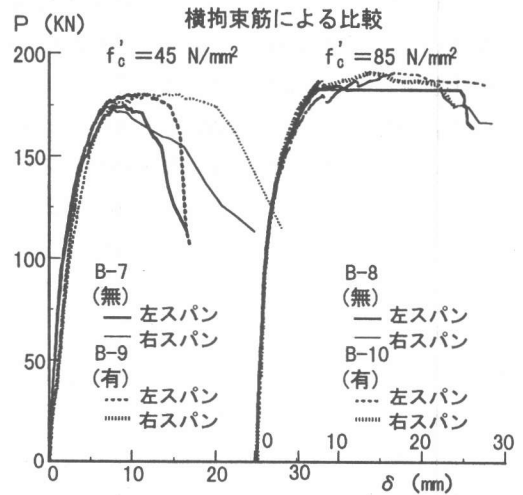


図-4 荷重-スパン中央たわみ関係

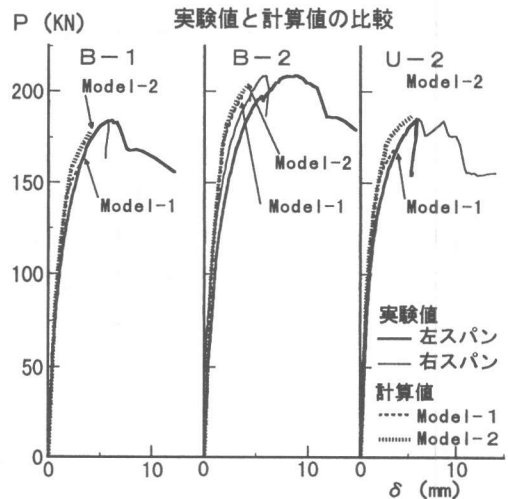


図-5 荷重-スパン中央たわみ関係

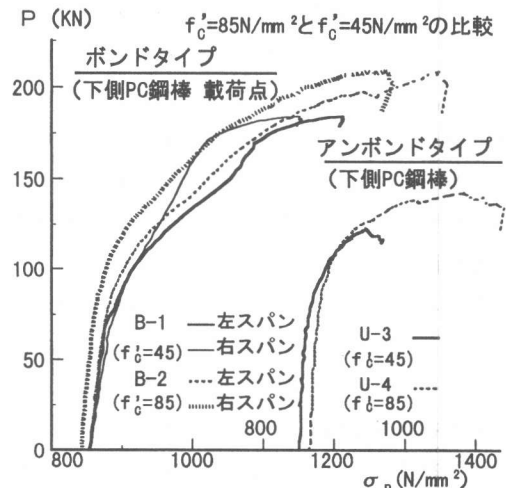


図-6 荷重-PC鋼材引張応力関係

コンクリートはりの場合にも PC 鋼材付着の有無に関わらず実験値と大略一致している。この場合、コンクリートの応力-ひずみ式としては Model-2 の方がより良好な結果を与えている。

なお、図中の計算値 Model-1, 2 の矢印点は各々の最大荷重計算値 P_{U1} , P_{U2} を示している。

(3) 荷重-PC 鋼材応力関係

図-6 に示すように、曲げひび割れ発生以降、PC 鋼材の引張応力は高強度コンクリートはりの方が小さくなる傾向が認められる。しかし、終局荷重域では、最大耐力と同様に、PC 鋼材応力は高強度コンクリートはりの方が大きくなること が明瞭にうかがえる。これは、アンボンドタイプではより顕著である。

また、図-7 から、ボンド、アンボンドタイプに対して $\beta=1.0$, $\beta=0.2$ とした計算値は十分とはいえないが、 $f'_c=85\text{N/mm}^2$ の両タイプはりの $P-\sigma_p$ 関係の実挙動を傾向的にはよく表している。この場合もたわみと同様にコンクリートの応力-ひずみ式としては Model-2 の方がより良好な結果を与えている。

(4) 荷重-曲げモーメント関係

図-8 から、荷重の増大にともなう中間支点と載荷点断面の曲げモーメント(実験値は 3.1 で述べたように支点反力測定値から算出)の増加挙動に関しては、コンクリート強度で明瞭な差はないが、高強度はりの終局時最大曲げモーメントは普通強度はりに比べかなり増大している。

図-9, 10 は $P-M$ 関係の非線形解析計算値と実験値の比較例を示したものであるが、いずれの場合も非線形解析値は実挙動をよく表しており、前述の非線形解析法で高強度コンクリートを用いた PC 連続はりの終局時までの荷重-曲げモーメント関係の推定が可能である。

一方、表-1 に、終局状態の最大荷重時における中間支点断面での曲げモーメント再分配率の測定値 α_M 、および設計基準の代表例として ACI 基準(1995)の PC 構造(ボンドタイプ)に対する許容再分配率 α_{ACI} (最大 20%)を示す。

なお、 α_M は次のようにして算出した。

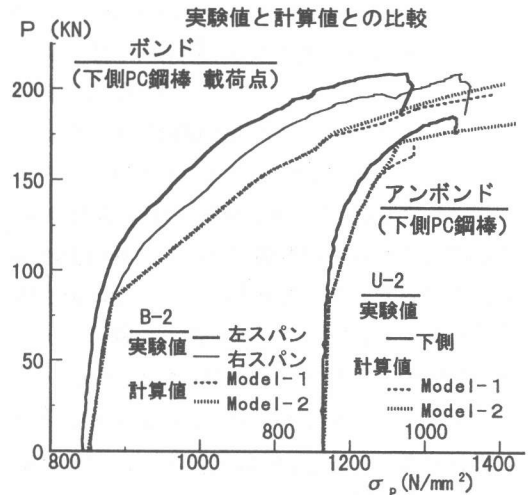


図-7 荷重-PC鋼材引張応力関係

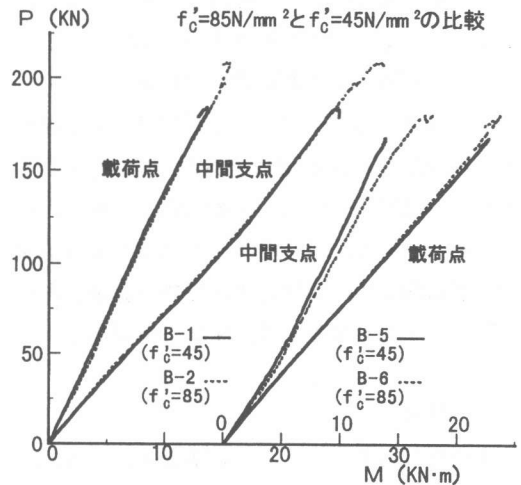


図-8 荷重-曲げモーメント関係

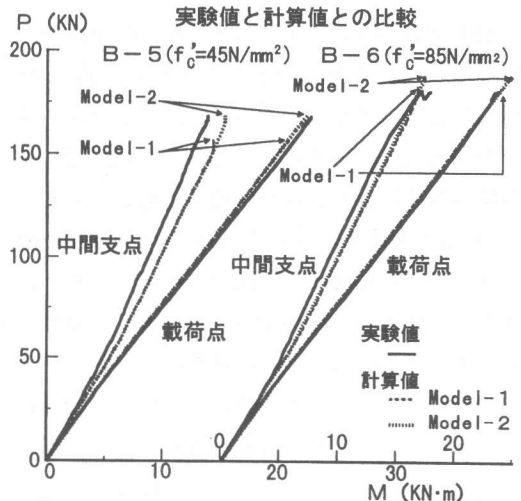


図-9 荷重-曲げモーメント関係

$$\alpha_M(\%) = (M_{AE} - M_{AM}) / M_{AE} \times 100 \quad (3)$$

ここに、 M_{AE} ：最大荷重(実験)時の中間支点
モーメントの弾性線形解析値
 M_{AM} ：最大荷重(実験)時の中間支点
モーメントの測定値

表-1 で α_{ACI} 値が負となるものは ACI 基準の制約条件そのものも満足されず、設計上は再分配を許容できないことを示すが、参考のため記載した。アンボンドでは、同一条件のボンドタイプの値を参考として()内に記載した。

ACI 基準との対比から表-1 のボンドタイプに着目すると、 α_{ACI} が負値ないしは+5%程度以下の小さい場合は B-3 はりを除いて全般に α_M の絶対値そのものが非常に小さい。これに対して、 α_{ACI} が+(8~13)%程度の場合には α_M はそれと同等以上の値を示している。

ACI 基準ではコンクリート強度 f'_c が増加すると再分配率 α_{ACI} が増大するが、本実験では f'_c と α_{ACI} の間に一定した明確な関係はみられなかった。しかし、コンクリート強度と再分配率の関係に関しては鋼材付着の有無の影響も含めて今後データを蓄積し検討する必要がある。

4. 結論

本研究から得られた主な結果をまとめると、次のとおりである。

(1) $f'_c = 85\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートはりの最大曲げ耐力は、 $f'_c = 45\text{N/mm}^2$ の普通強度はりに比べ、PC 鋼材付着の有無によらず、10%程度大きい。また、両者の最大耐力はコンクリートの応力-ひずみ式として Model-2 を用い、極限解析法によりかなり精度よく算定できる。

(2) 高強度はりは最大耐力の 90%程度までの範囲では普通強度はりに比べ高い剛性を有すとともに、最大耐力時の変形能が大きい。他方、横拘束による靱性の増大は後者の方が大きい。

(3) 終局時までの PC 鋼材引張応力の増加量は高強度コンクリートはりの方がかなり大きい。これはアンボンドタイプでは一層顕著である。

(4) 初期から終局時までの中間支点、載荷点

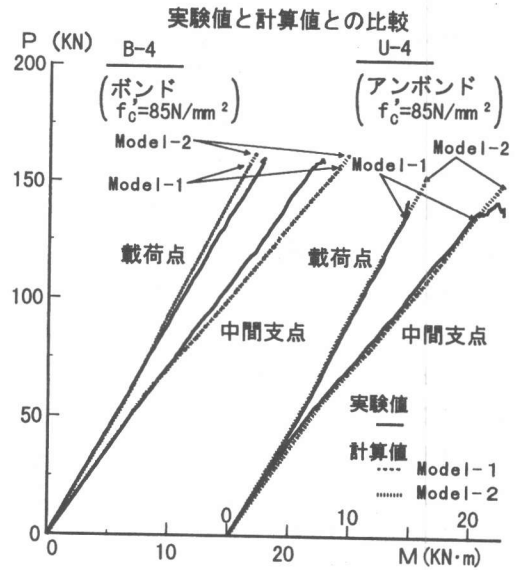


図-10 荷重-曲げモーメント関係

モーメントの増加挙動には、コンクリート強度による明瞭な差はみられない。一方、終局時曲げモーメント再分配率の測定値と ACI 基準の許容再分配率の間にはある程度の相関性がみられたが、コンクリート強度との関係も含めて今後さらにデータの蓄積が必要である。

(5) コンクリートの応力-ひずみ関係を例えば Model-2 で設定し、ボンドタイプは $\beta = 1.0$ 、アンボンドタイプは $\beta = 0.2$ と仮定した簡易な非線形解析法で終局時までの曲げ耐荷挙動が大略推定できた。しかし、高強度コンクリートの横拘束も含めた応力-ひずみ式やアンボンドタイプの β 値に関してはさらに検討が必要である。

参考文献

- 1) Blakeley, R.W.G : PC Sections with Cyclic Flexure, Proc. of ASCE, Vol.108, No.ST-8, pp.1717-1742, 1973
- 2) Park, R. and Paulay, T : Reinforced Concrete Structures, A Wiley-Inter. Pub., pp.26-29, 1975
- 3) Sheikh, S.A : Confined Concrete Subjected To Axial and Bending Loads, Proc. of 8th WCEE, pp.869-876, 1984
- 4) 西永 卓司, 小林 和夫, 仁枝 保 : アンボンド PC 連続はりの終局状態までの耐荷挙動に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, 第 18 巻, 第 2 号, pp.1139-1144, 1996