

論文

[2057] 高強度コンクリートを用いた T 形 RC 梁の曲げ破壊挙動

岸 圭介*¹・上田 英明*²・安藤 昌仁*³・畑中 重光*⁴

1 はじめに

筆者らは既報[1], [2]において、曲げせん断を受ける T 形 RC 梁の塑性変形挙動に及ぼすスラブの有効幅、スラブ位置および材長の影響を実験的に調べ、圧縮および引張側スラブの有効幅(Be)、塑性ヒンジ等価長さ(elp)を定量的に明らかにすると共にせん断および鉄筋の抜け出しによる材端変位の推定式を提案した。しかし、これらの知見は普通強度コンクリート ($f_c=350\text{kgf/cm}^2$ レベル) について得られたものである。本研究では、高強度コンクリート ($f_c=600\text{kgf/cm}^2$ レベル) を用いた場合における上記推定モデルの適用性を検討する。

2 実験概要

T 形 RC 梁の曲げ・せん断実験、および梁の曲げ圧縮部を模擬したコンクリート角柱体の一軸圧縮実験を併せて行った。コンクリートの圧縮強度は、およそ 600kgf/cm^2 である。

表-1 実験概要

試験体名	スラブ		横補筋			引張鉄筋比	複筋比
	位置	幅 B	ピッチ S (cm)	断面積比 P_s (%)	側圧 σ_L (kgf/cm^2)	P_t (%)	
50N1	なし	b	5.0	0.53	13.3	2.11	0.38
25N1			2.5	1.07	26.8		
15N1			1.5	1.79	44.8		
50C3	圧縮	3b	5.0	0.53	13.3		0.72
25C3			2.5	1.07	26.8		
50C5			5.0	0.53	13.3		
25C5	引張	5b	2.5	1.07	26.8		1.05
50T3			5.0	0.53	13.3	2.82	0.29
25T3			2.5	1.07	26.8		
50T5	引張	5b	5.0	0.53	13.3	3.53	0.23
25T5			2.5	1.07	26.8		
50T7	引張	7b	5.0	0.53	13.3	4.23	0.19
25T7			2.5	1.07	26.8		

備考: 50T5

B=5b
T: スラブ引張側
S=50 [mm]

$$*1: \sigma_L = \frac{2A_s \cdot \sigma_T \cdot \frac{1}{2}}{S \cdot D}$$

(ここで、1/2は円形を角形に換算するため。)

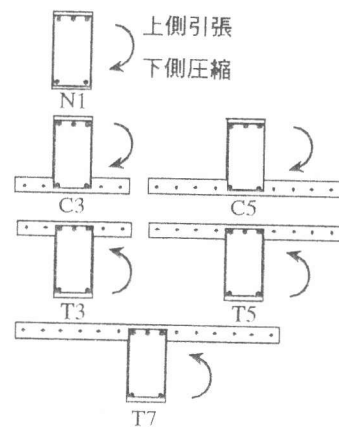


図-1 断面の種類

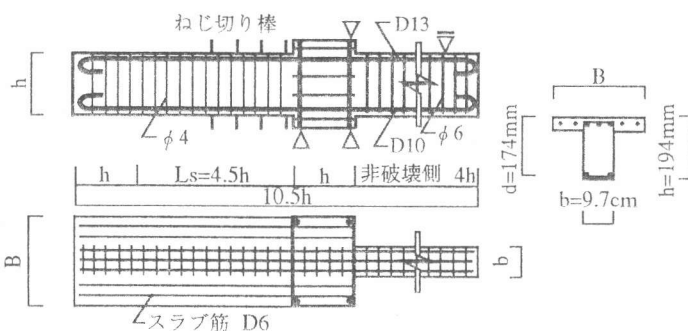


図-2 配筋図

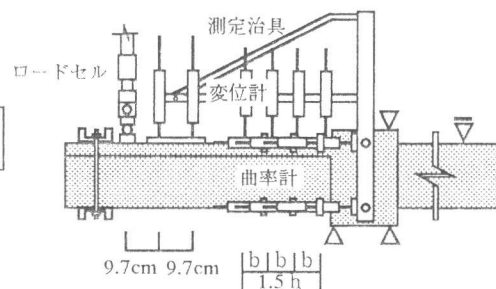


図-3 载荷および測定方法

- *1 三重大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)
 *2 三重大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)
 *3 三重大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)
 *4 三重大学助教授 工学部建築学科、工博 (正会員)

2.1 実験の概要と試験体の製作

T形RC梁の実験要因として、表-1に示すように、スラブ位置、スラブ幅、あばら筋間隔を取り上げた。せん断スパン比(L_s/h)は4.5で一定とした。断面の種類を図-1に、配筋図の一例を図-2に示す。T形梁としては、スラブ幅(B)が $b(=h/2)$, $3b$, $5b$, $7b$ (b :梁幅)の4種類の試験体を製作した(ここで、 $B=b$ の場合は、長方形断面を表す)。使用鉄筋の性質は、既報[1]で用いたものと同一である。

角柱体は、梁のあばら筋と対応するように帯筋ピッチを変化させ、梁の塑性変形解析に使用するコンクリートの応力-ひずみ曲線を測定した。寸法は、すべて $b \times b \times 2b$ とし、打ち込み方向は梁と同様に横打ちとした。なお、梁と同様の拘束条件となるように曲率測定用の鋼棒を埋め込んだ。

2.2 载荷および測定方法

梁試験体の载荷方法、およびロードセル、変位計の取り付け要領を図-3に示す。曲率および変位の測定対象区間は、柱型側面より $b/4$ を第0区間とし、これより長さ b 毎に第1～第3区間とした。

角柱体の圧縮試験については、供試体の上下端部の16mmを除く区間をひずみ測定区間とし、毎分平均 2×10^{-3} のひずみ速度で、縦ひずみが 25×10^{-3} に至るまで継続载荷した。载荷にはアクチュエーター方式の試験機を用いた。

3 実験結果とその考察

考察の対象とする実験結果は原則として本実験によるものであるが、比較のため、適宜前報[2]の結果も併せて考察する。図-4a)～d)に、第1区間と第2区間のモーメント指数(M/bd^2)—曲率指数($d \cdot \phi$)(以下、モーメント—曲率)関係、すなわち1h区間のモーメント—曲率関係(ここで、モーメントは区間の最大値、曲率は区間の平均値)を、図-5a)～d)に、1h区間の縁ひずみ—曲率関係を、図-6a)～d)に、材端の変形成分比—部材角関係を示す。なお、図中の×印は引張主筋が破断した点を表す。

3.1 あばら筋間隔の影響

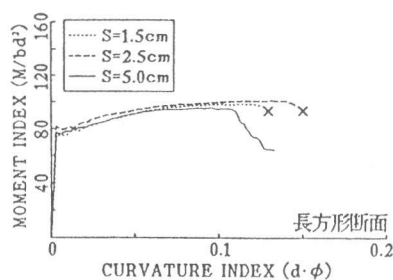
図-4a)によれば、本実験の範囲では、あばら筋間隔が密になっても、靱性が多少増加する程度でそれほど影響が見られない。また、あばら筋間隔が1.5cmの試験体が2.5cmの試験体よりも、引張主筋が早期に破断して耐力が低下している。図-5a)の圧縮縁ひずみに注目すると、あばら筋間隔が2.5cmおよび1.5cmの試験体は、圧縮縁のひずみが急激に上昇する点(座屈点)が現れるより前に引張主筋が破断している。これは、高強度コンクリートを用いた場合は、普通コンクリートを用いた場合に比べて圧縮側ストレスブロックが増大するためと思われる。また、引張主筋が破断する直前にモーメントが低下するのは、ネッキングによって鉄筋の応力が低下するからである。したがって、仮に本実験において、より伸び能力の大きい鉄筋を使用したとすれば、あばら筋間隔が密なほど圧縮部の靱性が増すので、モーメント低下開始点がより高曲率域に移行していくと予想される。

3.2 圧縮側スラブの影響

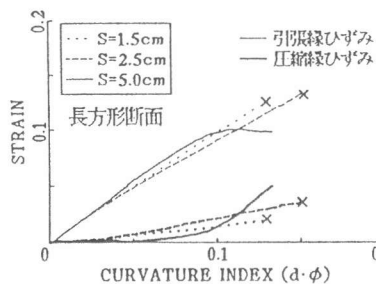
図-4b), 図-5b)によれば、圧縮側にスラブが付くことによるストレスブロックの増加により、曲げ靱性が増大している。しかし、スラブ幅が3bから5bに拡大しても、降伏耐力、最大耐力には大きな差は見られない。また、圧縮縁ひずみを見ると、梁幅の増大による差は見られない。本実験においては、引張主筋が破断したため、梁の終局状態における有効幅について詳しい議論はできない。図-6b), c)によれば、圧縮側にスラブが存在すると、抜け出し成分比が若干大きくなる。

3.3 引張側スラブの影響

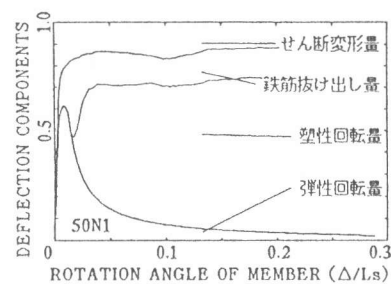
図-4c), d)によれば、引張側スラブ幅の増加に伴い降伏、最大モーメントが増加する。なお、25T3の試験体は偏心してスラブ筋が2本破断したため、モーメント低下点が早まっている(d)図)。図-5c), d)によれば、引張側スラブ幅の増加に伴い、より低曲率域で圧壊(圧縮縁ひずみが急増)に至ることがわかる。実験の際の目視によれば、普通強度コンクリートの場合[2]と同様に、高曲率レベルにおいても梁とスラ



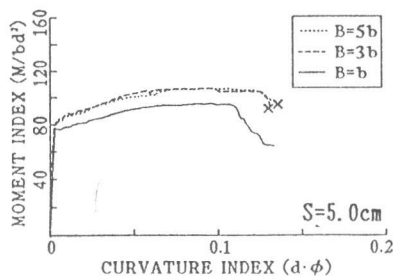
a) あばら筋間隔(S)の影響



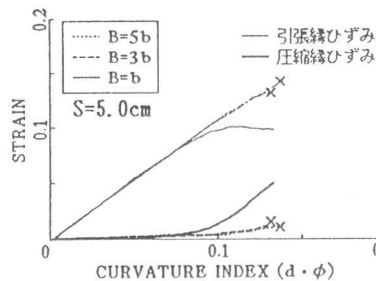
a) あばら筋間隔(S)の影響



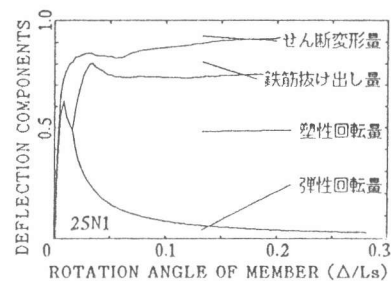
a) あばら筋間隔が大きい場合



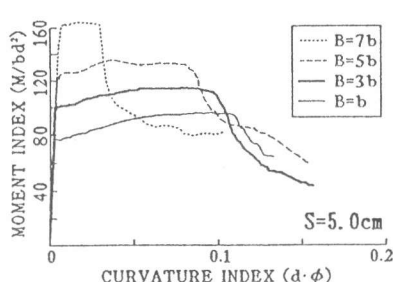
b) 圧縮側スラブの影響



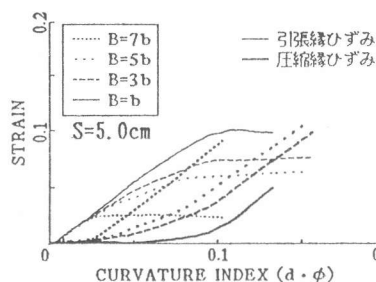
b) 圧縮側スラブの影響



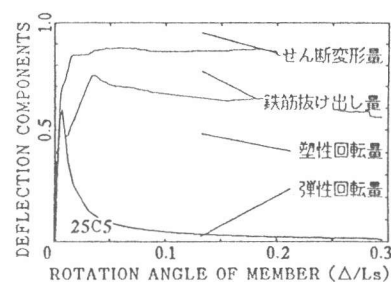
b) あばら筋間隔が小さい場合



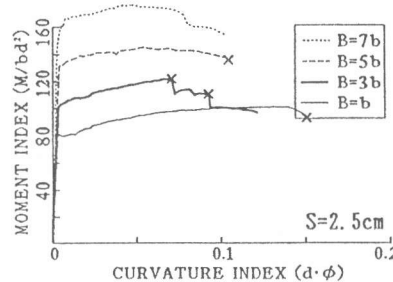
c) 引張側スラブの影響



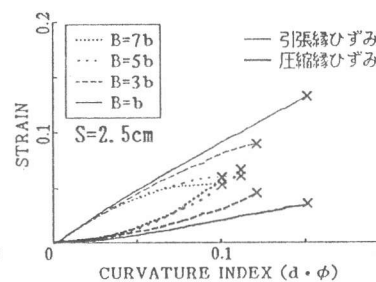
c) 引張側スラブの影響



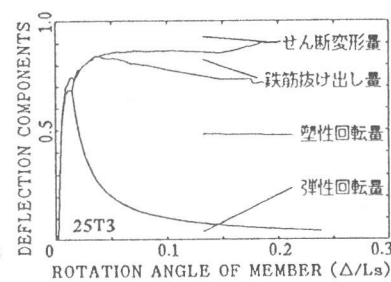
c) スラブ圧縮側の場合



d) 引張側スラブの影響



d) 引張側スラブの影響



d) スラブ引張側の場合

図-4 1 h 区間の
モーメント-曲率関係

図-5 1 h 区間の
縁ひずみ-曲率関係

図-6 材端変位の
変形成分比-部材角関係

ブの一体性は失われていないように観察された。このことから、 $B=7b$ までの範囲であれば、引張側スラブ、すなわち引張側の全てのスラブ筋は有効に働くものと推測される。図-6 b), d) によれば、引張側スラブの存在により、鉄筋の抜け出し成分比がかなり小さくなる。

3.4 コンクリート強度の影響

図-7 a)~c) に、それぞれ 1 h 区間のモーメント-曲率関係、1 h 区間の縁ひずみ-曲率関係、材端の荷重-部材角関係(剛性の比較のために降伏点付近を拡大)におよぼすコンクリート強度の影響の一例を示す。 $F_c=350(\text{kgf/cm}^2)$ シリーズのデータは、前述のように、既報[2]によるものである。同図a)によれば、コンクリート強度が増大しても降伏耐力にはさほど影響はないが、最大耐力はわずかに増大し、靱性が増

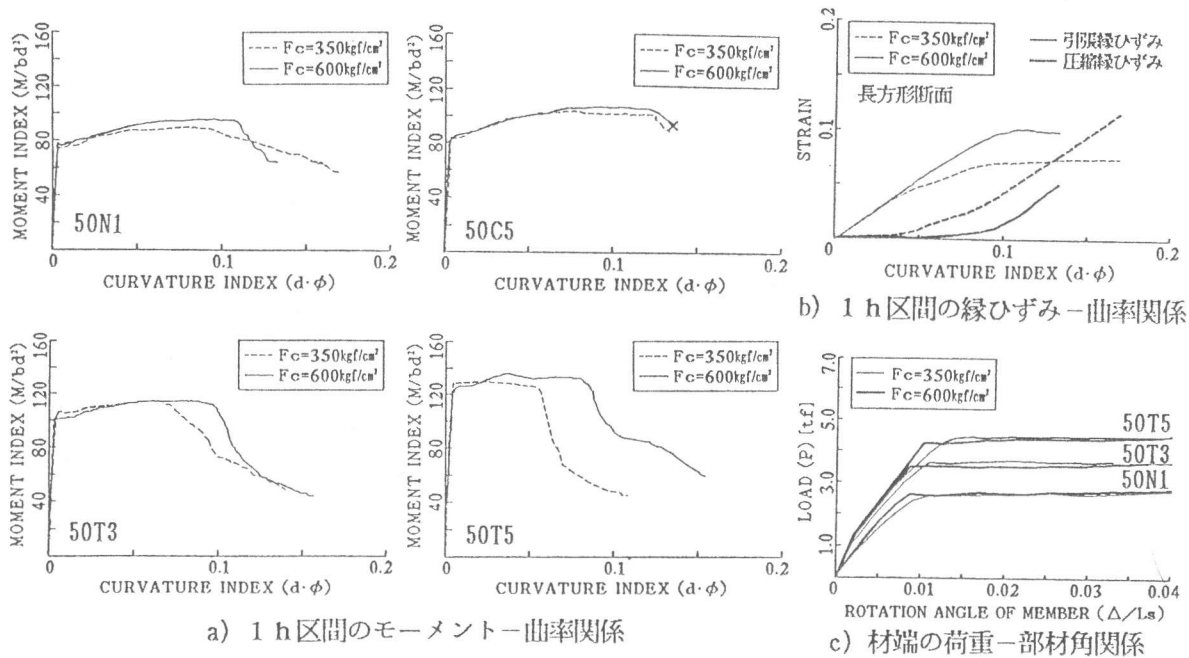


図-7 各種関係に及ぼすコンクリート強度(F_c)の影響

す。また、破壊はより脆性的となる。同図b)によれば、コンクリート強度が増加すると、圧縮縦ひずみが急激に上昇する点(座屈点)が高曲率域に移行する。これは高強度コンクリートを用いることによって、圧縮側ストレスブロックが増大するからである。同図c)によれば、コンクリート強度が増加するとひび割れ発生以降の剛性が増加している。

4 既報[2]の各推定式の高強度コンクリートへの適用性

筆者らは既報[1]において、引張鉄筋比、横補強筋による拘束力、および圧縮側スラブ幅をパラメータと

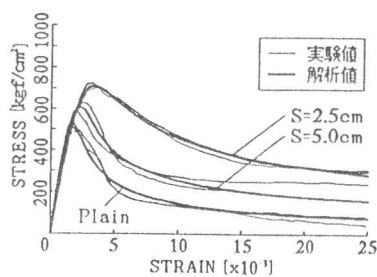


図-8 コンクリート角柱体の応力-ひずみ曲線の近似状況

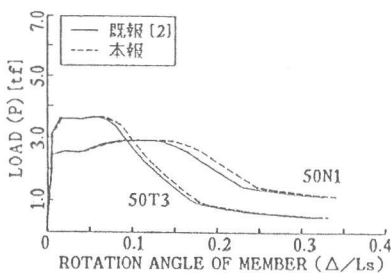


図-10 既報[2]と本報モデルの比較

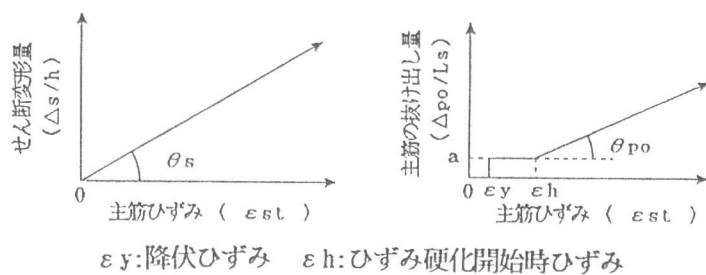


図-9 せん断変形量および抜け出し変形量の理想化

表-2 推定式中の諸定数の比較

	a^{*1}	θ_{po}	θ_s
既報[2]	$-0.25Pt+0.01 (Pt \leq 0.04), 0 (Pt > 0.04)$	0.35	1.0
本研究	$-0.25Pt+0.0125 (Pt \leq 0.05), 0 (Pt > 0.05)$	0.55	1.0

註) Pt : 引張鉄筋比(無名数)

*1: 長方形断面および引張側スラブ付きの梁についての場合のみ。

するせん断変形量および主筋の抜け出し量の推定式を提案し、既報[2]では、それらの簡易化と共に材長の影響を考慮した推定式に拡張した。本節では、これらの推定式が高強度コンクリートにおいても適用できるかを議論する。各変形量の抽出は既報[1]と同様であり、鉄筋の抜け出し量は柱型コンクリート側面からの抜け出し量である。なお、本実験で得られたコンクリート角柱体の応力-ひずみ曲線を図-8に示しておく。

4. 1 せん断変形量および抜け出し変形量

図-9 a), b)に推定モデルの概要を示す。本実験結果に対し、推定式の諸定数を求めた結果、表-2中の推定値および推定式が得られた。なお、表中には参考のため既報[2]の推定式も併せて記す。本実験において、コンクリート強度が増加すると α 、 θ_p の値は増加、つまり主筋の抜け出し量は若干増加する傾向があるが、せん断変形量はコンクリート強度によってあまり変化してない。図-10に既報[2]および本研究で得られた推定式を用いた場合の荷重-部材角関係の比較例を示す。図によれば、推定式間による大きな差は見られず、既報[2]の式は、高強度コンクリートにおいても、概ね適用可能であるといえる。

4. 2 塑性ヒンジ等価長さ(elp)の評価

(1)破壊領域

図-11 a), b)に、各区間のモーメント-曲率関係に及ぼすコンクリート強度の影響の一例を示す。図によれば、3節で述べたように、コンクリート強度の増加、すなわち、曲げ圧縮部の靱性の増加によって、破壊領域が若干ではあるが拡大する傾向が見られる(第2区間の曲率を参照)。ここで、圧縮部靱性の指標となるコンクリート角柱体のタフネス値(T_1 [kgf/cm²]: $\varepsilon = 15 \times 10^{-3}$ 時のコンクリートの応力-ひずみ曲線の面積[3])についての比較を示しておく。すなわち、あばら筋間隔が5cmの試験体のタフネス値は、既報[2]の普通強度コンクリートを用いた場合で約4.5~5.0 [kgf/cm²]、本実験の高強度コンクリートを用いた場合で約5.0~5.5 [kgf/cm²]となり、高強度コンクリートを用いることにより圧縮部靱性が増大していることがわかる。

また、筆者らは既報[1], [2]によって、曲げ圧縮部の靱性と破壊領域長さとの間には、正の相関があることを確認している。よって破壊領域長さについては高強度コンクリートを用いることによって増大するといえる。但し、梁試験体の変形挙動は破壊領域の長さのみならず、この破壊領域内の回転性能にも大きく影響される。したがって、変形解析において、これらの効果を総合的に評価するために次節において塑性

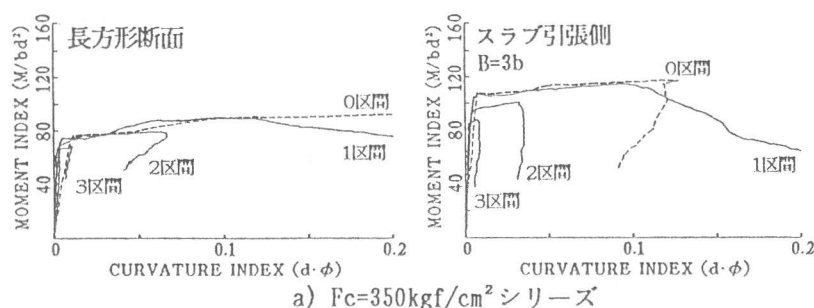


図-11 各区間のモーメント-曲率関係

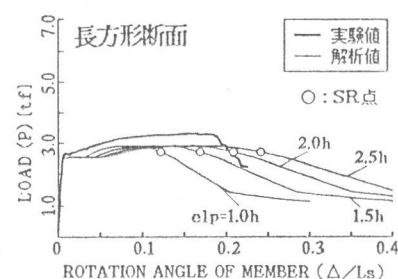


図-12 elp値の決定プロセス

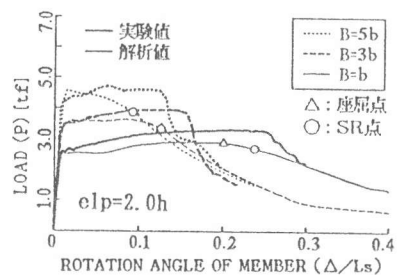


図-13 荷重-部材角関係の推定状況

ヒンジ等価長さ(elp)について検討を行う。

(2) 評価プロセス

図-12に、塑性ヒンジ等価長さ(elp)の決定プロセスの一例を示す。ここで、塑性ヒンジ等価長さとは、断面内の塑性曲率を積分する区間である。断面解析(解析法は既報[1]と同様)に使用する圧縮部コンクリートの応力-ひずみ関係には、2.1項で記した高さ-辺長比が2の角柱体より得たデータを数式近似して用いた。また、圧縮筋の座屈開始ひずみ(ϵ_{bu})および座屈後の剛性(E_h)は、既報[1]と同様、以下の推定式を用いて算定した。

$$\epsilon_{bu} = b/S + 0.2 \text{ [%]}, \quad E_h = -0.05 \times 10^6 \text{ [kgf/cm}^2\text{]} \quad \text{ここに、} b: \text{梁幅} \quad S: \text{あばら筋間隔}$$

高強度コンクリートを用いたすべての試験体について図-12のような比較を行った結果、安全側の値としておよそ $elp=1.5h \sim 2.0h$ (h :梁高)を得た。この値は普通強度コンクリートを用いた梁とほぼ等しいといえる。

4.3 実験結果と解析結果の比較

図-13に、各推定式を用いて解析した荷重-部材角関係($elp=2.0h$ と設定)と実験結果との比較を示す。図および、他の比較例によれば、全試験体について、安全側で比較的良好な推定値が得られている。

5 まとめ

- 1) 高強度コンクリートを用いる場合には、伸び能力が充分な引張鉄筋を使用しないと、破断によってかえって塑性変形挙動の低下する場合がある(図-4、5)。
- 2) 本研究で取り上げたパラメータの範囲では、高強度コンクリートを用いた場合でも、引張側スラブ(軸方向スラブ筋)は、曲げ変形に対してどの曲率レベルにおいても全断面有効であるといえる(図-4)。
- 3) 曲げ破壊する長方形およびT形RC梁のせん断変形量および主筋の抜け出し量に対する既報[2]の推定式は、高強度コンクリートを使用した場合でも簡易式として充分適用できるといえる(表-2、図-10)。
- 4) 塑性ヒンジ等価長さ(elp)については、コンクリート強度が高いほど若干増加する傾向が見られたが、安全側で評価すれば $elp=1.5h$ となり、コンクリート強度の影響はあまり大きくないといえる(図-5)。

以上の知見は、コンクリート強度がおよそ 600 kgf/cm^2 について得られたものであり、より高強度なコンクリートを用いる場合、材長の異なる場合などについては今後さらに検討が必要である。

[謝辞] 本研究に際し、御助力を得た小池狭千朗先生(愛知工業大学)、松岡保知君(三重大学卒業生)、および畑中研究室の諸氏に深謝致します。なお、本研究費の一部は平成3・4年度、日本住宅総合センター調査・研究助成金によったことを付記する。

[参考文献]

- [1] 畑中重光・梁川幸盛・吉田徳雄・小池狭千朗: スラブの効果を受けるRC梁の塑性変形挙動に関する研究、第13回コンクリート工学年次論文報告集、1991, No. 2, pp. 293-298
- [2] 吉田徳雄・畑中重光・上田英明・小池狭千朗: スラブ付きRC梁の塑性変形挙動に及ぼす材長の影響、第14回コンクリート工学年次論文報告集、1992, No. 2, pp. 173-178
- [3] 三輪隆治・畑中重光・谷川恭雄・小坂義夫: 鉄筋コンクリート梁部材の塑性ヒンジモデル、第10回コンクリート工学年次論文報告集、1987, No. 2, pp. 247-252
- [4] 吉田徳雄・畑中重光・上田英明: RC柱、梁部材の圧縮筋の座屈開始ひずみについて、コンクリート工学年次論文報告集、1992, No. 2, pp. 331-336