

論文 曲げ破壊する鉄筋コンクリート造梁の寸法効果に関する研究

桐生 博也^{*1}・中西 三和^{*2}・安達 洋^{*2}

要旨：本研究は、寸法効果の原因を破壊力学的な概念を用いて説明した Hillerborg の仮説を確認するため、試験体寸法を変動因子として、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート造単筋及び複筋梁の2点載荷実験を行い、最大耐力や変形性能に及ぼす試験体寸法の影響について検討した。また、寸法効果を考慮した Hillerborg の仮説に基づいた応力 - 歪曲線を用いた分割要素法(ファイバー法)による鉄筋コンクリート造梁の弾塑性解析を行い実験結果と解析結果との比較から Hillerborg の仮説の適用の妥当性を確認した。

キーワード：鉄筋コンクリート、梁、寸法効果、ファイバー法

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート(以下 RC)構造物は新材料の開発や建設技術の向上などに伴って、大型化する傾向にあるが、設計式の基礎となる実験データは、実験装置等の容量の制約を受けるため、縮小モデル試験体によるものが多く、寸法効果の影響を明らかにする必要がある。一般にコンクリートの応力 - 歪曲線の最大強度以降の軟化域の形状はシリンダー供試体高さに依存することが知られている。RC 造梁にも同様に寸法に起因するとされる現象が見られる。その原因の一つとして圧縮領域の局所的な歪の増大が挙げられる。この現象に着目した Hillerborg¹⁾ は RC 造梁の強度や変形性能に及ぼす寸法効果を圧縮領域のコンクリートにおける局所的な歪の増大に伴う破壊が原因と考えた。すなわち、コンクリートの応力 - 歪関係の最大強度以降の軟化域の形状は RC 造梁の圧縮領域の高さに依存すると仮定し、強度や変形性能に及ぼす寸法効果を説明した。本研究では Hillerborg の仮説を確認するために、試験体寸法を変動因子として、曲げ破壊型の RC 造単筋及び複筋梁の2点載荷実験を行い、最大耐力や変形性能に及ぼす試験体

寸法の影響について検討を行なった。また、寸法効果を考慮した Hillerborg の仮説に基づいた応力 - 歪曲線を用いた分割要素法(以下ファイバー法)による RC 造梁の弾塑性解析を行い実験結果と解析結果との比較より Hillerborg の仮説の適用の妥当性を検証した。

2. Hillerborg の仮説

2.1 コンクリートの応力 - 歪関係

Hillerborg の提案する一軸圧縮応力下のコンクリートの応力 - 歪関係は、破壊力学理論の概念から次の二つの局面に別け寸法効果を表現できるものとした。まず、最大強度までの上昇領域とその領域に起きる除荷経路については、一様な損傷を経験し、変形は試験体寸法に依存しない歪として表されるとした。一方、最大強度以降の軟化域においては、コンクリートの変形はある領域に局所的に集中し、それ以外の領域は除荷され変形は減少する。したがって、軟化域の応力 - 歪曲線の特性がコンクリートの局所変形領域を含む破壊領域長さに依存するため、応力 - 変位曲線で表すことが適切な表現となる。図 - 1 にこれらの関係を概念的に示した。最大応

*1 日本大学大学院 理工学研究科 海洋建築工学専攻 (正会員)

*2 日本大学教授 理工学部海洋建築工学科 工博 (正会員)

力度までの上昇領域及び除荷経路の応力 - 歪 ($\sigma_c - \epsilon_c$) 関係を図 - 1 (a) に、最大応力度以降の軟化域の応力 - 変位 ($\sigma_c - \delta_c$) 関係を図 - 1 (b) に、これら 2 つの関係を組み合わせた応力 - 歪 ($\sigma_c - \epsilon_c$) 関係を図 - 1 (c) に示す。図 - 1 (a) の ϵ_{0c} は応力度のピーク点から除荷経路を辿って応力度 σ_c が 0 になった時の歪である。また図 - 1 (b) の δ_u は、軟化域の応力度 σ_c が 0 になった時の変位を表す。今、一軸圧縮応力を受けるコンクリートの基準化長さを L とすると、軟化域の応力度 σ_c が 0 の時の、平均歪 ϵ_u は式(1)で表される。終局時の平均歪 ϵ_u は、応力 - 歪曲線の軟化域の形状を決定するパラメータとみなすことができ、基準化長さ L はコンクリート試験体の一軸圧縮試験などの場合、試験体寸法に一致することを意味している。

2.2 RC 造梁への適応

図 - 2 に一軸圧縮応力と同様の状態を、RC 造梁の圧縮領域に模擬した場合における、破壊領域の局所化概念図を示す。一軸圧縮応力を受ける場合と同様に、コンクリートの圧縮領域について圧縮応力が梁の材軸方向にのみ働いているとして、RC 造梁の圧縮領域に式(1)の応力 - 歪関係を適用する。

$$\epsilon_u = \epsilon_o + \omega_u / L \quad (1)$$

ここで、Hillerborg は軟化域を平均化する長さ L を圧縮領域の高さ C に等しいとしており、平均ひずみ ϵ_u における最大応力度にあたる点から除荷経路により得られるひずみ ϵ_o を省略し、簡略化した式(2)として平均ひずみを表現した。

$$\epsilon_u = \omega_c / L \quad (2)$$

Hillerborg の仮説によると、 ω_c は材料特性として一定値を持ち、普通強度のコンクリートに対して $\omega_c = 3\text{mm}$ 、高強度コンクリートに対して 1mm が与えられている。この仮説に従うとすれば、応力 - 歪曲線の軟化域の形状は圧縮領域高さ C に依存することになり、梁高さ D が高くなれば終局時の ϵ_u は小さくなり軟化域の負勾配は

急になる。したがって RC 造梁は脆性的な挙動を示すようになる。逆に梁高さ D が低くなれば軟化性状は緩やかとなることが明らかである。

3. 実験概要

3.1 試験体概要

図 - 3 に試験体寸法及び配筋詳細を、表 - 1 にその構造諸元を示す。また、試験体記号の説明を表 - 1 の欄外に示した。実験を行った試験体は、曲げモーメント一定区間(以下曲げスパン)にあばら筋を配しない単筋梁(S)と複筋梁(D)でそれぞれ釣合鉄筋比以下($P_t=0.7$)と釣合鉄筋比以上($P_t=2.1$)の場合、また同区間にあばら筋を配した複筋梁(DS)で釣合鉄筋比以上の場合、計 5 シリーズに対しそれぞれ寸法の異なる 4 体、計 20

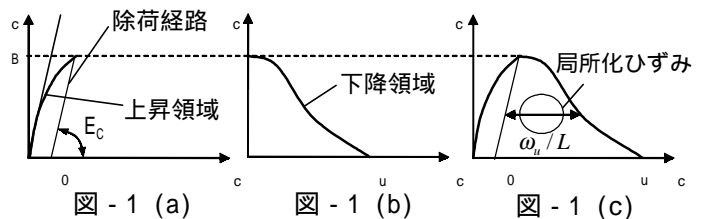


図 - 1 平均化したコンクリートの応力 - 歪曲線

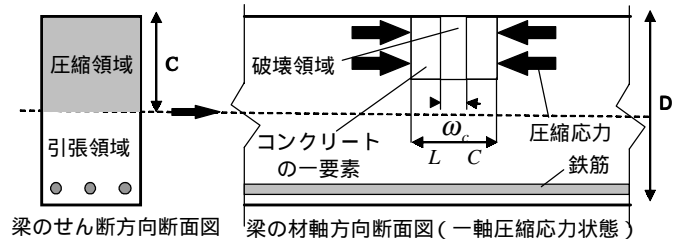


図 - 2 鉄筋コンクリート梁における破壊領域概念図

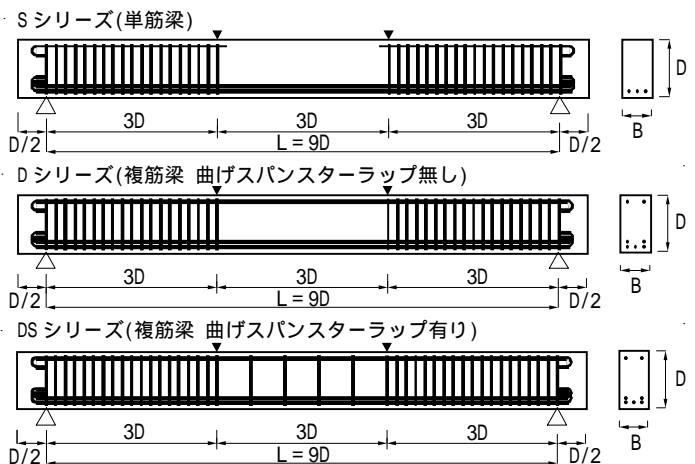


図 - 3 試験体寸法及び配筋詳細 (釣合鉄筋比以上の場合)

である。材料入手の都合上、鉄筋比を一定にすることができなかつたため、上記の鉄筋比を目標値とし力学的鉄筋比($Pt \cdot \sigma_{sv} / B$)が一定となるように設計した。なお、DS シリーズの曲げスパンのスターラップは最小補強筋量である $PW=0.2\%$ とした。

3.2 使用材料

表 - 2 にコンクリート調合表、表 - 3 にコンクリート材料特性、表 - 4 に鉄筋引張試験結果を示す。セメントには普通ポルトランドセメントを、細骨材には最大骨材粒径 5mm の山砂を使用した。本実験では粗骨材寸法の試験体に及ぼす影響を考慮して細骨材のみを使用し、粗骨材は使用していない。コンクリートの圧縮試験は 5 と 10 の大小 2 つの供試体について行なった。また、鉄筋引張試験結果より力学的鉄筋比を求め目標値とした値の誤差 15% 以内の範囲にあることを確認した。

3.3 載荷方法及び測定方法

載荷方法は、1/1 スケールには 2000kN、1/2 スケールには 500kN、1/4、1/8 スケールには 100kN のオイルジャッキを用い、梁の支持を単純支持し 2 点載荷実験を行った。載荷点及び支点と試験体との接触面積を相似則に従い変化させた。たわみ曲線を測定するために 3 本のストローク

式変位計を曲げスパンの下端に設置した。曲げ一定区間のコンクリートの伸縮量を測定するために 1/1、1/2 スケールでは、圧縮縁及び引張縁を 8 区間に分割し、パイ型ゲージを設置した。また、1/4、1/8 スケールでは 16 枚のコンクリートゲージを貼付け歪の測定を行った。さらに試験体の中央、載荷点の圧縮、引張主筋にひずみゲージを貼付け、主筋の歪を測定した。

表 - 2 コンクリート調合表

試験体シリーズ	設計強度 (N/mm ²)	W/C比 (%)	水 (kg/m ³)	セメント (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)
Aタイプ	25	57	255	407	1533
Bタイプ	21	59	280	479	1473
Cタイプ	21	77	290	376	1504

表 - 3 コンクリート材料特性

コンクリートタイプ	試験体寸法 (cm)	材令 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	強度時ひずみ (%)	弾性係数 (N/mm ²)
Aタイプ	5φ×10	48	33.4	0.32	2.29×10 ⁴
	10φ×20		29.0	0.31	2.00×10 ⁴
Bタイプ	5φ×10	14	24.0	0.17	2.16×10 ⁴
	10φ×20		21.8	0.21	2.10×10 ⁴
Cタイプ	5φ×10	41	19.0	0.16	1.94×10 ⁴
	10φ×20		19.4	0.19	1.89×10 ⁴

表 - 4 鉄筋引張試験結果

鉄筋	降伏強度 (N/mm ²)	降伏歪 (%)	弾性係数 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D25	357	0.19	1.88×10 ⁵	527
D19	372	0.20	1.86×10 ⁵	526
D13	335	0.18	1.86×10 ⁵	498
D10	458	0.24	1.91×10 ⁵	616
D6	456	0.23	1.98×10 ⁵	584
D4	327	0.17	1.92×10 ⁵	508
D3	368	0.20	1.84×10 ⁵	519

表 - 1 構造諸元

試験体	試験体寸法 B×D×L(L') (cm)	引張鉄筋	Pt (%)	σ_{sv} (N/mm ²)	σ_{sv}' (N/mm ²)	圧縮鉄筋	Pc (%)	σ_{cy} (N/mm ²)	コンクリートタイプ	力学的鉄筋比 (目標値)	力学的鉄筋比 (実験値)	せん断スパン		曲げスパン	
												スターラップ	Pw(%)	スターラップ	Pw(%)
S071	30×60×540 (600)	4-D19	0.7	350	372	-	-	-	A	0.10	0.11	2-D10@200	0.4	なし	-
D071						2-D19	0.4	350	B	0.12	0.13				
S211		6-D25	2.0	350	357	-	-	-	A	0.27	0.28	4-D13@100	1.2	なし	-
D211						2-D19	0.4	350	B	0.33	0.33				
D211S								C	0.33	0.33			2-D13@360	0.2	
S072	15×30×270 (300)	3-D10	0.5	400	458	-	-	-	A	0.08	0.10	2-D6@100	0.4	なし	-
D072						2-D10	0.4	400	B	0.10	0.12				
S212		6-D13	2.0	350	335	-	-	-	A	0.28	0.26	4-D6@50	1.2	なし	-
D212						2-D10	0.4	400	B	0.33	0.31				
D212S								C	0.33	0.31			2-D6@180	0.2	
S074	7.5×15×135 (150)	2-D6	0.6	400	456	-	-	-	A	0.10	0.12	2-φ3@50	0.4	なし	-
D074						2-D6	0.6	400	B	0.12	0.14				
S214		5-D6	1.7	400	456	-	-	-	A	0.27	0.30	4-φ3@25	1.2	なし	-
D214						2-D6	0.7	400	B	0.32	0.36				
D214S								C	0.32	0.36			2-φ3@90	0.2	
S078	3.75×7.5×67.5 (75)	3-D3	0.8	270	368	-	-	-	A	0.09	0.12	2-φ2@25	0.4	なし	-
D078						2-D3	0.6	270	B	0.09	0.15				
S218		5-D4	2.5	280	327	-	-	-	A	0.28	0.33	4-φ2@12.5	1.2	なし	-
D218						2-D3	0.6	270	B	0.34	0.39				
D218S								C	0.34	0.39			2-φ2@45	0.2	

試験体記号説明(例)D211S, D:試験体種類 D 複筋梁 S 単筋梁 21:Pt(%) 1:試験体スケール 1 1/1 2 1/2 4 1/4 8 1/8

S:曲げ区間のスターラップの有無 S スターラップ有り

B:試験体幅 D:試験体高さ L:支点間距離 L':試験体長さ Pt:引張鉄筋比 Pc:圧縮鉄筋比 Pw:あばら筋比

σ_{sv}' :引張鉄筋降伏強度実験値 σ_{sv} :引張鉄筋降伏強度 σ_{cy} :圧縮鉄筋降伏強度

力学的鉄筋比(理論値): $Pt \cdot \sigma_{sv} / B$ (B :コンクリート設計強度) 力学的鉄筋比(実験値): $Pt \cdot \sigma_{sv}' / B$

4. 実験結果

4.1 破壊状況

図 - 4 に最終破壊状況を示す。破壊形式はいずれも典型的な主筋降伏後の曲げ圧縮破壊である。それぞれの試験体のひび割れ状況を全ての試験体を同じ寸法にして比較してみると、寸法の大きい試験体ほど試験体全般にわたりひび割れが発生しており、ひび割れの本数も多く、ひび割れの間隔も狭い。また、鉄筋比の高い試験体の方が鉄筋比の低い試験体に比べてひび割れ本数も多く、ひび割れ長さが短い。シリーズの違いによる比較では S シリーズ D シリーズ、DS シリーズの順にひび割れ本数が増加する傾向にある。最終的な圧壊の状況については試験体寸法の違いによる顕著な差異は認められないが、鉄筋比の高い試験体の方が梁高さ方向に向かって圧縮領域が拡大している。

4.2 強度と変形

表 - 5 に実験結果一覧を、図 - 5 に基準化した曲げモーメントと部材角関係を示す。なお表中の最大変位_{max}とはコンクリートの圧壊などにより生じる荷重の急激な低下が認められたときの変位である。各試験体の降伏荷重、最大荷重を示す。また各試験体の最大変位とその時の部材角を示す。降伏荷重の実験値と計算値の比(P_y/P_{ycal})に、試験体寸法や鉄筋比の違いによる差異は顕著に現れていない。また、最大荷重と降伏荷重の比(P_u/P_y)は試験体寸法が小さくなるに従い大きくなっている。この傾向は複筋梁の D シリーズ、DS シリーズで顕著に現れている。図 - 5 より、降伏

後の塑性変形挙動は、すべてのパターンにおいて寸法の小さい試験体ほど靱性があることがわかる。図 - 6 に最大変位時の部材角と梁高さの関係を示す。各試験体の部材角から寸法が小さくなるにしたがい変形性能が増していることがわかる。

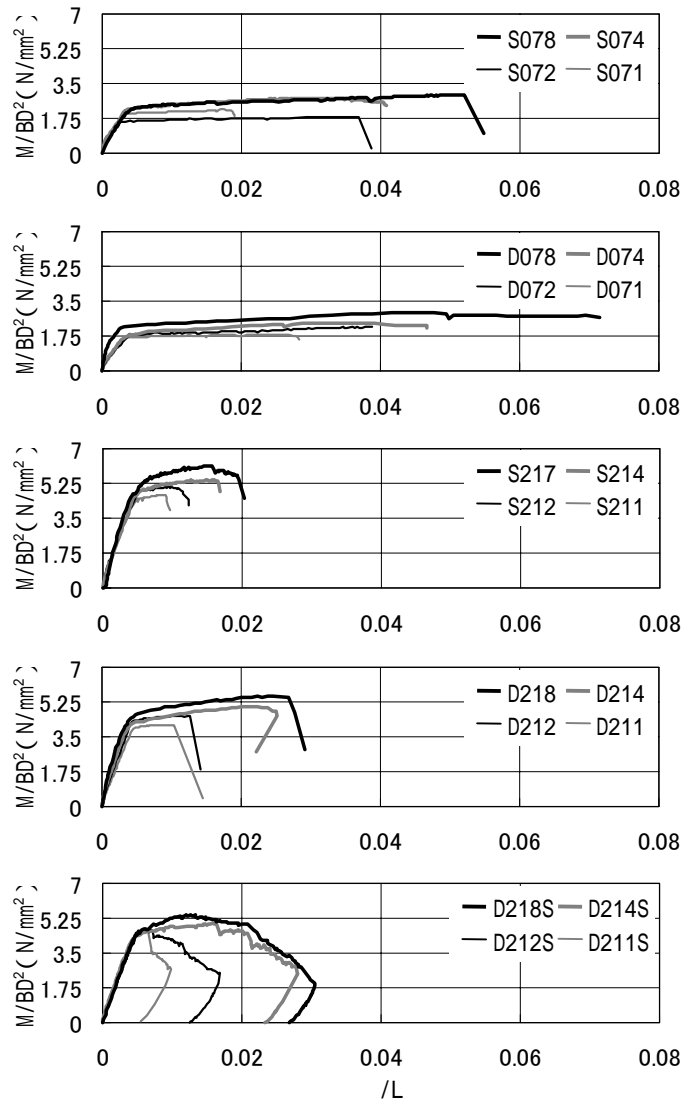


図 - 5 基準化した曲げモーメントと部材角関係

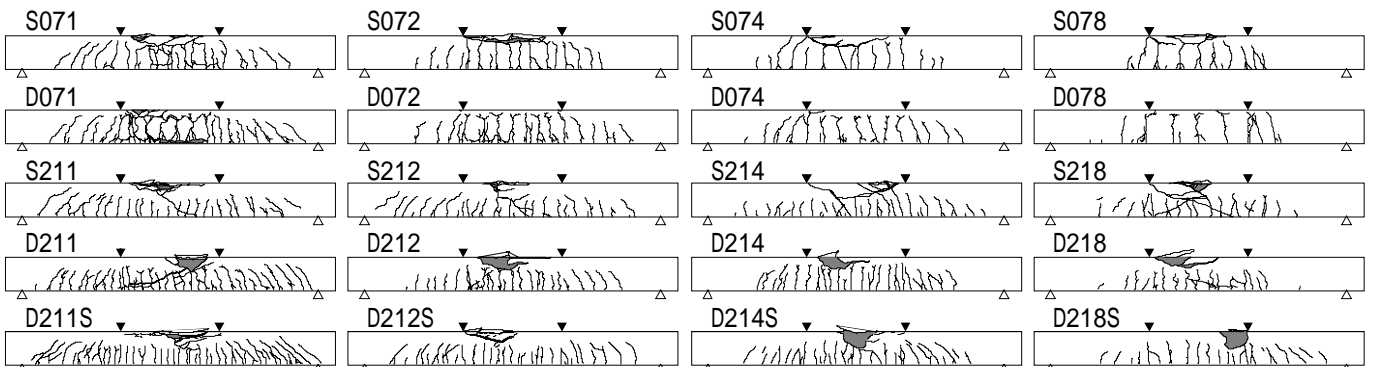


図 - 4 最終破壊状況

5. ファイバー法による弾塑性解析

寸法の影響を考慮した応力-歪関係を RC 造梁の圧縮領域のコンクリートの構成則としたファイバー法による変位増分弾塑性プログラムを作成し解析を行った。

6. 解析概要

6.1 解析モデル

図 - 7 に RC 造梁における解析の概念図を示す。実験において用いた単純支持形式の梁を、対称条件から片持ち梁としてモデル化し、材端における荷重 - 変位関係を求める。図中 y_c を、実際の梁中央部における変位として実験値との比較を行う。本解析では、部材の平面保持が成立するとし、各要素の材軸方向の曲率を一定とした。要素分割は、部材材軸方向に3分割、断面を10分割した。剛性方程式の誘導は、文献2に従った。

6.2 材料の構成則

図 - 8 にコンクリートと鉄筋の構成則を示す。コンクリートの構成則は、上昇領域においてはパラボラ曲線を適用し、軟化域においては、計算された中立軸位置から圧縮領域高さを求め、それを L として Hillerborg の仮説にあてはめ直線近似した。従って、解析ステップごとに L は逐次変化するものとしている。鉄筋の構成則は、tri-linear 型モデルを用いた。また、D シリーズでは圧縮鉄筋を含むコンクリートの要素が、コンクリートの最大圧縮ひずみに到達すると、鉄筋は座屈するとして、座屈応力度まで耐力低下する構成則を採用した。ただし、圧縮鉄筋の座屈応力度は、座屈長さを2点荷重の間とする Euler 座屈により算定した。DS シリーズでは、座屈長さを曲げスパンに配したスターラップ間隔とした。

7. 実験結果と解析結果との比較

図 - 9 に荷重 - 変位曲線の実験結果と解析結果を比較して示す。Hillerborg は、ある特定の実験結果に対しては普通コンクリートで

表 5 実験結果一覧

試験体	Py (kN)	Pycal (kN)	Py/Pycal	Pu (kN)	Pu/Py	δ_{max} (mm)	部材角
S071	231.7	209.4	1.11	253.8	1.10	102.49	0.057
S072	45.9	44.6	1.03	52.2	1.14	95.91	0.107
S074	15.7	13.3	1.18	19.8	1.26	56.55	0.126
S078	4.1	3.0	1.38	5.2	1.26	35.02	0.156
D071	203.1	209.4	0.97	209.9	1.03	152.56	0.085
D072	52.8	44.6	1.18	64.1	1.21	104.94	0.117
D074	13.2	13.3	0.99	16.5	1.25	63.04	0.140
D078	4.1	3.0	1.37	5.3	1.29	49.91	0.222
S211	515.7	535.2	0.96	541.0	1.05	48.3	0.027
S212	140.6	134.1	1.05	145.8	1.04	29.2	0.032
S214	35.2	35.4	0.99	39.3	1.12	22.2	0.049
S218	10.7	8.7	1.23	11.9	1.11	13.01	0.058
D211	464.0	535.2	0.87	474.8	1.02	56.00	0.031
D212	122.7	134.1	0.92	131.9	1.07	34.18	0.038
D214	30.6	35.4	0.87	36.3	1.19	29.06	0.065
D218	8.2	8.7	0.95	10.2	1.24	17.12	0.076
D211S	499.8	535.2	0.93	537.0	1.07	52.10	0.029
D212S	134.3	134.1	1.00	134.6	1.00	39.98	0.044
D214S	32.3	35.4	0.91	36.2	1.12	34.98	0.078
D218S	8.3	8.7	0.95	9.8	1.18	18.47	0.082

Py : 降伏荷重 Pycal : 降伏荷重 (7/8 \cdot $\sigma_y \cdot a_t \cdot d$ より算出)
Pu : 最大荷重 max : 最大変位 部材角 : 3 / L

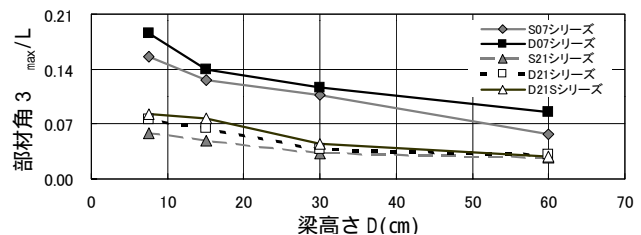


図 - 6 部材角と梁高さの関係

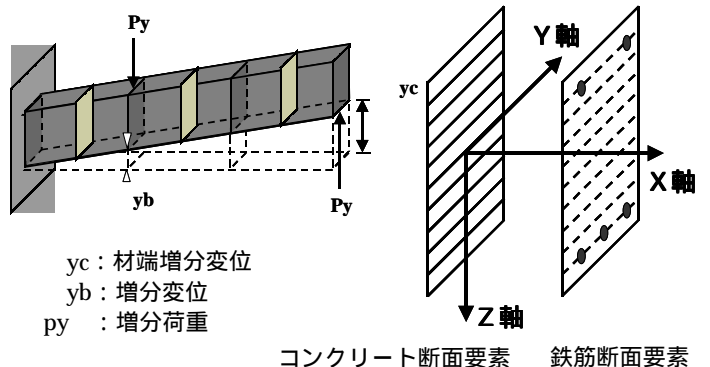


図 - 7 部材の要素分割と断面の要素分割

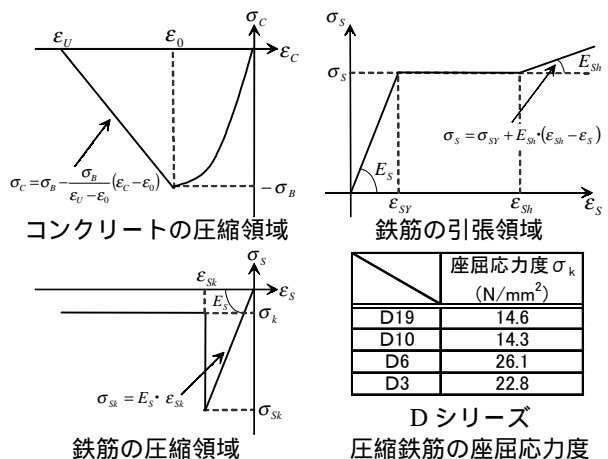


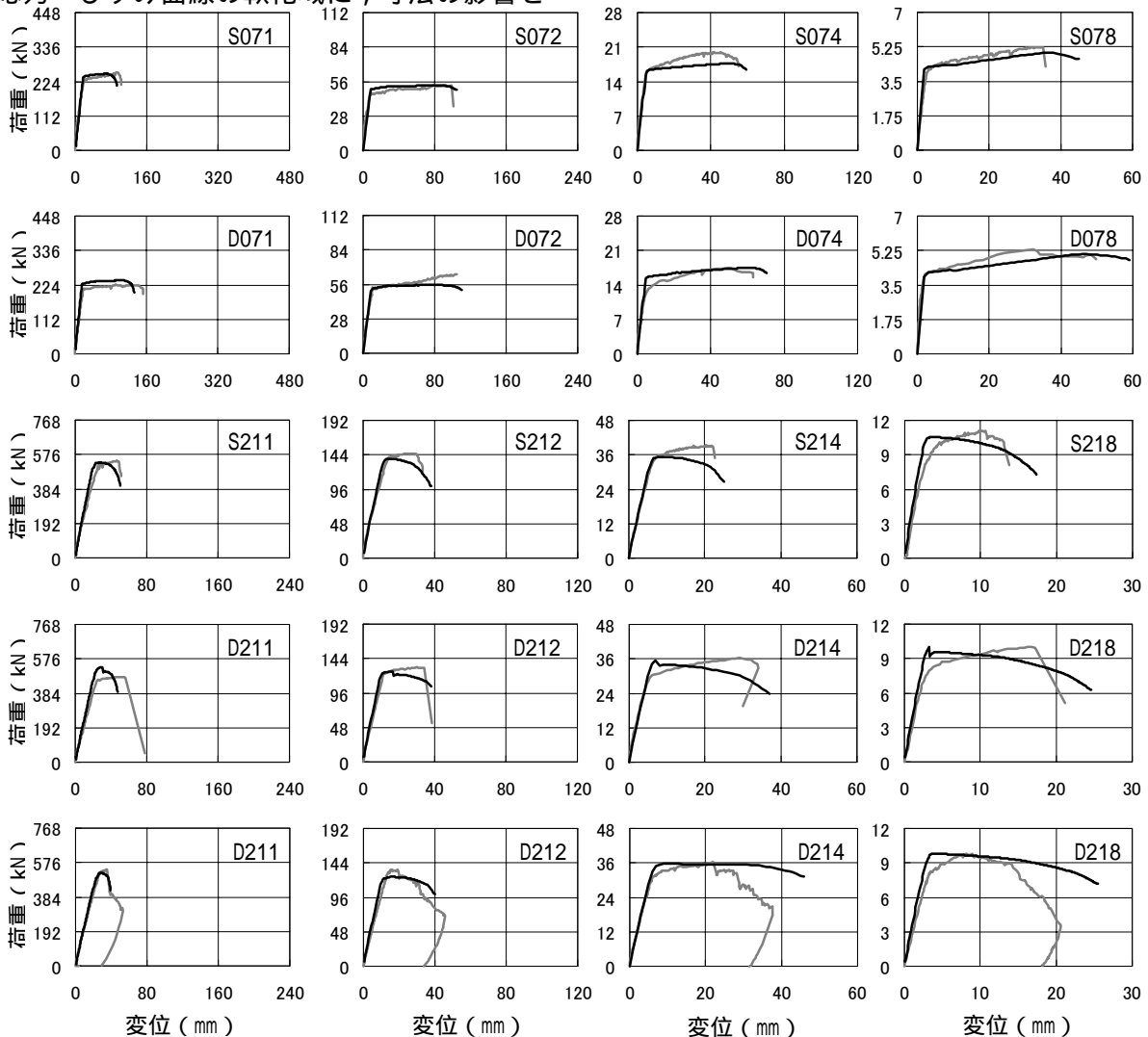
図 - 8 各材料の構成則と鉄筋の座屈応力度

cを3mm、高強度コンクリートで1mm とすることで寸法効果を説明し得るとしているが、それが一般的なものであるかを検証するにはいたっていない。しかし、この仮説に従うとするならば、本解析において求めた最も適切な cの値は、つりあい鉄筋比以下と以上のシリーズで、それぞれ0.8mm、0.2mmとなり、両シリーズ共通の数値を得るには至らなかった。しかし、シリーズごとには寸法の違いによる性状の違いをc一定とするHillerborgの仮説で説明できることが確認された。

8. まとめ

Hillerborgによって仮定されたコンクリートの圧縮領域における応力 - ひずみ関係の妥当性を検証するために行った、RC造梁の曲げ弾塑性解析及び実験結果から以下の知見が得られた。

1) 応力 - ひずみ曲線の軟化域に、寸法の影響を



— 解析結果 — 実験結果

図 - 9 各モデルによる荷重 - 変位曲線の比較

考慮した構成則を適用したファイバー法によるRC造梁の解析結果から、釣合鉄筋比以上・以下のいずれの梁においても強度・変形性能に寸法効果が現れる。

2) この解析結果に現れた強度・変形性能に対する寸法効果は、実験結果と同じ傾向を示した。以上のことから、Hillerborgの仮説は、寸法効果を説明しうることが確認された。

謝辞

本研究は、文部科学省学術フロンティア推進事業(日本大学理工学部)・研究課題「環境防災都市に関する研究」(研究代表者: 理工学研究所長 大津岩夫, 実行委員会委員長 石丸辰治)の一環として実施したものである。ここに感謝の意を表します。また本研究を行うにあたりご指導頂いた積水ハウス(株)山下靖氏に心より感謝の意を示します。

参考文献

- 1) A.HILLERBORG: SIZE DEPENDENCY OF THE STRESS - STRAIN CURVE IN COMPRESSION PROC. OF THE INTERNATIONAL RILEM WORKSHOP, JUNE, 1989
- 2) 北島圭二, 安達洋, 神田亮, 小泉達也: 2方向入力を受ける鉄筋コンクリート造柱の弾塑性解析, コンクリート工学年次論文報告書, Vol. 13, No. 2, pp103 ~ 108, 1992