

論文 等分布荷重を受ける片持ちディープビームにおけるせん断補強鉄筋の効果

山田 昌郎^{*1}・横田 弘^{*2}

要旨：防波堤ケーソンのフーチングにおけるせん断補強鉄筋の効果を検討するため、張り出し長さ L と有効高さ d の比 (L/d) を変化させた片持ち梁の等分布荷重載荷実験と解析を行った。実験結果と計算結果の比較から、せん断補強鉄筋が有効となる L/d の範囲は、鋼コンクリート合成構造では $L/d > 2.5$, RC では $L/d > 3.5$, PC では $L/d > 5.0$ の範囲であり、これらの範囲ではトラス理論に基づくせん断補強鉄筋負担分を考慮してせん断耐力を算定してよいと推測された。また、FEM 解析によりひび割れ発生範囲および最大荷重を精度よく予測できることを確認した。
キーワード：フーチング, 合成構造, RC, PC, せん断, 等分布荷重, 載荷実験, FEM

1. はじめに

防波堤ケーソンのフーチングは、分布荷重を受ける片持ち版部材である。従来の RC ケーソンのフーチング形状は、厚さ 0.5~1.5m, 張り出し長さ 1~2m 程度が一般的であった。しかし近年、鋼コンクリート合成構造などの採用により、フーチングを 3~5m 程度張り出したケーソンが開発されている¹⁾。このようなフーチングを有するケーソン(図-1)は、特に軟弱地盤で有利である。

一般のフーチングはディープビームのような挙動を示し、効果的にせん断補強鉄筋を配置するのが困難である²⁾とされている。しかし、上記フーチングの L/d (L : 張り出し長さ, d : 有効高さ) は、通常ディープビームとして取り扱われる部材の L/d よりも大きいので、せん断補強鉄筋が有効となる可能性がある。

既往の研究^{3,4,5)}により、単純支持された RC 梁のせん断については多くの貴重な知見が得られている。しかし、片持ち梁の等分布荷重載荷実験データは不足していると考えられる。また、ケーソンのフーチングとしては、RC だけでなく合成構造や PC の採用も考えられる。そこで本研究では、合成構造, RC, および PC 片持ち梁の等分布荷重載荷実験と解析を行い、せん断補強鉄筋が有効となる L/d の範囲について検討した。

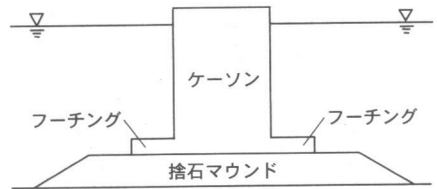


図-1 フーチングを有する防波堤ケーソン

2. 実験方法

2.1 供試体

表-1 に供試体の諸元、図-2 に代表的な供試体の構造概要を示す。実物のフーチングは版部材であるがこれを梁にモデル化し、縮尺を約 1/2 として供試体寸法を設定した。いずれの供試体も片持ち梁の幅(b)を 250mm, 長さ(L)を 1500mm とした。水セメント比 57%, 細骨材率 45.9%, 粗骨材最大寸法 10mm のコンクリートを使用した。

合成構造 (HB) 供試体は、有効高さが 3 種類で、それぞれせん断補強鉄筋有り, 無しの計 6 体とした。RC 供試体は、有効高さが 3 種類で、それぞれせん断補強鉄筋を 6 通りに変化させた計 18 体とした。PC 供試体は、有効高さが 3 種類で、それぞれせん断補強鉄筋有り, 無しの計 4 体とした。

HB と RC 供試体では、固定ブロックの両側に 2 体の片持ち梁供試体が張り出す構造とした。HB

*1 国土交通省九州地方整備局 下関港湾空港技術調査事務所 副所長 工修 (正会員)

*2 独立行政法人港湾空港技術研究所 地盤・構造部 構造強度研究室長 工博 (正会員)

供試体では、梁の下縁に板厚 8mm の鋼板を主鋼材として配置した。ずれ止めとして直径 16mm 高さ 100mm のスタッドを軸方向間隔 125mm、軸直角方向間隔 85mm で鋼板に溶接した。せん断補強鉄筋 D6 の脚部も、鋼板に溶接した。PC 供試体では下縁の有効プレストレスが 3.92N/mm² となるように、PC40 では 303.8kN、PC30 では 274.4kN の緊張力をポストテンション方式により PC 鋼棒に与えた。PC 鋼棒の高さは、PC40 では下縁から 160mm、PC30 では下縁から 140mm とした。

表-1 に耐力計算値もあわせて示す。せん断補強鉄筋の無い供試体において、せん断余裕度が 0.6~0.7 程度になるように主鋼材量を設定した。せん断補強鉄筋比は 0.17~0.27% とした。

表-1 の曲げ降伏耐力は、平面保持を仮定して通常の梁の曲げ理論により計算した。せん断耐力は、せん断補強鉄筋の無い供試体では式(1)、せん断補強鉄筋の有る供試体では式(1)と式(2)の合計により求めた。せん断力の検討断面を、片持ち梁の固定端から $h/2$ 離れた断面とした²⁾ (h : 固定端での高さ)。片持ち梁に等分布荷重 P/L が載荷されるとき、検討断面でのせん断力 V と載荷荷重 P の関係を式(3)に示す。この式は $h/2 \leq x \leq 3d$ の範囲の等分布荷重を係数 $\lambda (=3/(x/d))$ で除して軽減する式である²⁾。

材料特性値としては表-2 に示す材料試験結果を用いた。部材係数等の安全係数は 1.0 とした。

$$V_c = 0.20 f_c^{1/3} (1/d)^{1/4} p^{1/3} (1 + M_0/M_d) b d \quad (1)$$

$$V_s = [A_w f_{wy} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s] z \quad (2)$$

$$V = \int_{h/2}^{3d} [(P/L) / \{3/(x/d)\}] dx + P/L(L - 3d) \\ = \{(P/L)/6d\} (9d^2 - h^2/4) + P/L(L - 3d) \quad (3)$$

ここに f_c' : コンクリート圧縮強度(N/mm²)、 p : 主鋼材比(%), M_0 : デコンプレッションモーメント、 M_d : 曲げ降伏モーメント、 A_w : せん断補強鉄筋断面積、 f_{wy} : せん断補強鉄筋降伏強度(N/mm²)、 α_s : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度、 s_s : せん断補強鉄筋の配置間隔、 z : 圧縮合力作用位置から主鋼材図心までの距離で $d/1.15$ 、 x : 固定端からの部材軸方向の距離

表-1 供試体の諸元

名称	主鋼材	有効高さ d (mm)	L/d	主鋼材比 p (%)	せん断補強鉄筋			耐力計算値 (kN)		せん断余裕度 P_v/P_m
					種類	α_s (度)	間隔 (mm)	曲げ降伏 P_m	せん断 P_v	
HB50-1	SS400 鋼板 $t=8\text{mm}$	504	3.0	1.53	なし	—	—	341	252	0.74
HB50-2					2-D6	90	125		421	
HB40-1		404	3.7	1.91	なし	—	—	270	189	0.70
HB40-2					2-D6	90	125		301	
HB30-1		304	4.9	2.53	なし	—	—	200	143	0.72
HB30-2					2-D6	90	125		214	
RC50-1-1	4-D25	500	3.0	1.62	なし	—	—	413	255	0.62
RC50-1-2					2-D6	90	150		395	
RC50-2-1					2-D6	90	125		423	
RC50-2-2					2-D6	90	100		464	
RC50-3-1	4-D25	500	3.0	2.08	2-D10	45	450	507	392	0.77
RC50-3-2	8-D10				2-D10	45	300		483	
RC40-1-1	4-D25	400	3.8	2.03	なし	—	—	327	192	0.59
RC40-1-2					2-D6	90	150		284	
RC40-2-1					2-D6	90	125		302	
RC40-2-2					2-D6	90	100		330	
RC40-3-1	4-D25	400	3.8	2.60	2-D10	45	450	401	299	0.75
RC40-3-2	8-D10				2-D10	45	300		344	
RC30-1-1	4-D25	300	5.0	2.70	なし	—	—	241	145	0.60
RC30-1-2					2-D6	90	150		203	
RC30-2-1					2-D6	90	125		215	
RC30-2-2					2-D6	90	100		233	
RC30-3-1	4-D25	300	5.0	3.46	2-D10	45	450	295	215	0.73
RC30-3-2	8-D10				2-D10	45	300		244	
PC40-1	4-D25	381	3.9	2.69	なし	—	—	386	233	0.60
PC40-2		381	3.9	2.69	2-D6	90	125		335	
PC30-1	1-φ26	286	5.2	3.58	なし	—	—	284	177	0.62
PC30-2					2-D6	90	125		243	

*検討断面でのせん断力 V がせん断耐力 $V_c + V_s$ に達するときの載荷荷重 P の値

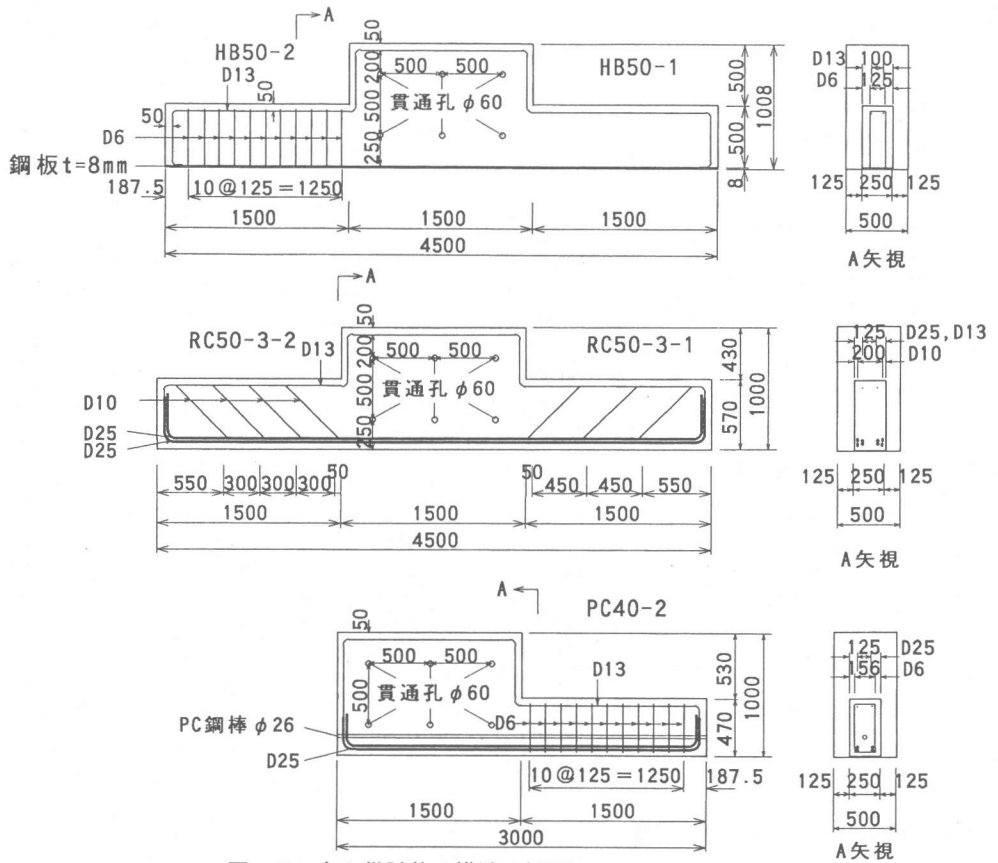


図-2 主な供試体の構造の概要 (unit: mm)

表-2 材料試験結果 (単位: N/mm²)

コンクリート	圧縮強度	引張強度	ヤング係数
	43.7	2.86	2.92×10^4

鋼材	種類	降伏強度	引張強度	ヤング係数
	PL8	300	435	1.95×10^5
	D6	366	521	1.95×10^5
	D10	339	526	2.11×10^5
	D13	378	564	1.78×10^5
	D25	349	580	1.96×10^5
	φ26PC	1016	1136	2.00×10^5

2.2 荷重方法

図-3に荷重状況の平面図を示す。固定ブロックを床に固定し、ジャッキ2台とトーナメント式の鋼製荷重治具によって供試体に等分布荷重を単調荷重した。ひずみゲージの設置位置の一例を図-4に示す。

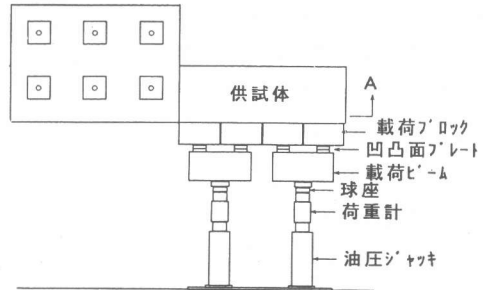


図-3 荷重状況 (平面図)

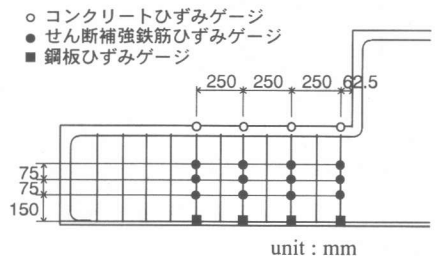


図-4 ひずみゲージ設置位置 (HB50-2)

3. 実験結果と考察

各供試体とも、終局時には斜めひび割れが供試体基部の圧縮縁まで進展した。16体の供試体において主鋼材に降伏が生じたが、靱性率（終局変位／降伏変位）は1.00～1.69と小さく、せん断卓越型の破壊であった。

表-3に実験結果とその計算値との比を示す。実験値は2台のジャッキによる載荷荷重の合計である。鋼材降伏荷重の実験値は、鋼材のひずみの測定値が降伏ひずみ（表-2から得られる値）に達したときの荷重とした。FEMについては4章で述べる。

表-3の()内には実験値と計算値の比を示した。斜めひび割れ発生荷重の計算値は、式(1)の V_c を式(3)の V に代入して求めた。せん断補強鉄筋降伏荷重の計算値は、式(1)の V_c と式(2)の V_s の和を式(3)の V に代入して求めた。主鋼材降伏荷重の計算値は、曲げ理論により求めた。最大荷重の計算値は、曲げ理論による終局曲げ耐力（コンクリートが圧壊する荷重であり、表-1の曲げ降伏耐力計算値より若干大きい）と表-1のせん断耐力計算値のどちらか小さい方の値とした。

せん断補強鉄筋の有無による最大荷重の差と L/d の関係を図-5～7に示す。

合成構造(HB)供試体では、いずれの L/d においても計算以上にせん断補強効果が認められた。ただし効果のピークは $L/d=3.7$ であり、 $L/d=3.0$ と4.9では効果が比較的小さかった。

RC供試体では、 $L/d=3.0$ の場合にはいずれの供試体でも、せん断補強効果が計算より小さかった。しかし $L/d=3.8$ では計算以上の効果があり、 $L/d=5.0$ では折り曲げ鉄筋450mm間隔のRC30-3-1供試体を除いて計算と同程度の効果が認められた。RC30-3-1供試体では折り曲げ鉄筋間隔過大のため効果が得られなかったと推測される。

表-3 実験結果と計算結果

供試体	L/d	実験値（実験値／計算値）					最大荷重 FEM (kN)	最大荷重 実験値／FEM
		斜めひび割れ発生荷重 (kN)	せん断補強鉄筋降伏荷重 (kN)	主鋼材降伏荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	靱性率		
HB50-1	3.0	260 (1.03)	無補強	n.y. (>1.17)	401 (1.59)	n.y.	290	1.38
HB50-2		250 (0.99)	440 (1.05)	n.y. (>1.64)	561 (1.54)	n.y.	460	1.22
HB40-1	3.7	270 (1.43)	無補強	n.y. (>1.02)	277 (1.47)	n.y.	230	1.20
HB40-2		260 (1.38)	350 (1.16)	450 (1.67)	481 (1.68)	1.35	370	1.30
HB30-1	4.9	230 (1.61)	無補強	n.y. (>1.35)	271 (1.90)	n.y.	180	1.51
HB30-2		240 (1.68)	360 (1.68)	320 (1.60)	389 (1.85)	1.33	270	1.44
RC50-1-1	3.0	240 (0.94)	無補強	570 (1.38)	628 (2.46)	1.16	390	1.61
RC50-1-2		280 (1.10)	320 (0.81)	n.y. (>1.17)	486 (1.23)	n.y.	490	0.99
RC50-2-1		230 (0.90)	340 (0.80)	530 (1.28)	635 (1.50)	1.67	490	1.30
RC50-2-2		200 (0.78)	410 (0.88)	520 (1.26)	680 (1.56)	1.50	490	1.39
RC50-3-1		230 (0.83)	380 (0.97)	n.y. (>1.28)	653 (1.67)	n.y.	580	1.13
RC50-3-2		200 (0.72)	390 (0.81)	n.y. (>1.33)	678 (1.40)	n.y.	590	1.15
RC40-1-1	3.8	150 (0.78)	無補強	n.y. (>0.69)	227 (1.18)	n.y.	300	0.76
RC40-1-2		200 (1.04)	330 (1.16)	420 (1.28)	437 (1.54)	1.22	390	1.12
RC40-2-1		190 (0.99)	270 (0.89)	430 (1.31)	470 (1.56)	1.15	390	1.21
RC40-2-2		160 (0.83)	380 (1.15)	370 (1.13)	524 (1.59)	1.69	390	1.34
RC40-3-1		180 (0.87)	290 (0.97)	n.y. (>1.03)	416 (1.39)	n.y.	450	0.92
RC40-3-2		230 (1.11)	440 (1.28)	550 (1.55)	620 (1.80)	1.33	460	1.35
RC30-1-1	5.0	180 (1.24)	無補強	n.y. (>1.11)	269 (1.86)	n.y.	260	1.03
RC30-1-2		180 (1.24)	280 (1.38)	260 (1.08)	389 (1.92)	1.67	280	1.39
RC30-2-1		190 (1.31)	280 (1.30)	280 (1.16)	311 (1.45)	1.19	280	1.11
RC30-2-2		120 (0.83)	210 (0.90)	250 (1.04)	371 (1.59)	1.62	280	1.33
RC30-3-1		130 (0.83)	220 (1.02)	n.y. (>0.73)	216 (1.00)	n.y.	330	0.65
RC30-3-2		140 (0.89)	220 (0.90)	380 (1.29)	426 (1.75)	1.19	330	1.29
PC40-1	3.9	340 (1.46)	無補強	500 (1.30)	539 (2.31)	1.18	480	1.12
PC40-2		290 (1.24)	360 (1.07)	500 (1.30)	500 (1.49)	1.00	550	0.91
PC30-1	5.2	260 (1.47)	無補強	n.y. (>0.99)	283 (1.60)	n.y.	350	0.81
PC30-2		270 (1.53)	340 (1.40)	370 (1.30)	406 (1.67)	1.21	390	1.04

注) n.y. : 主鋼材が降伏しなかった供試体、靱性率＝終局変位／降伏変位

PC供試体では、せん断補強効果は $L/d=3.9$ では見られず、 $L/d=5.2$ では見られた。

上述のように $L/d=3.0$ のRC供試体、 $L/d=3.9$ のPC供試体では、せん断補強鉄筋の効果は見られなかった。表-3のせん断補強鉄筋降伏荷重と最大荷重を比較すると、 L/d が小さいほどその差が大きい。これは、 L/d が小さい領域ではせん断補強鉄筋降伏後もアーチ的な耐荷機構により、荷重が増大したためと考えられる。PC供試体ではプレストレスの影響により、斜め引張型の破壊からせん断圧縮型の破壊に移行する L/d が増加したと考えられる。

今回の実験結果から、合成構造では $L/d>2.5$ 、RCでは $L/d>3.5$ 、PCでは $L/d>5.0$ の場合、せん断補強鉄筋の効果が期待でき、式(1)～(3)によりせん

断耐力を求めてよいと考える。 L/d がこれらの値より小さい場合には、式(2)を用いるのは不適當であるとする。

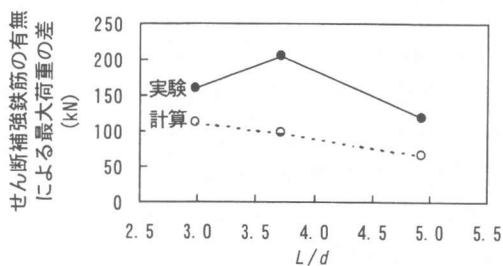


図-5 合成構造供試体でのせん断補強効果

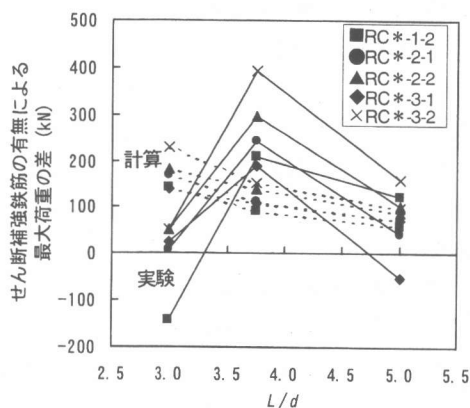


図-6 RC 供試体でのせん断補強効果

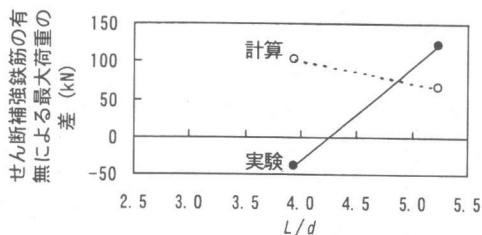


図-7 PC 供試体でのせん断補強効果

4. FEM解析

次に FEM 解析を行い、実験結果をどの程度再現できるか検討した。解析には RC 構造物の二次元非線形 FEM プログラム WCOMD^{6,7)}(Ver.1.00.06)を用いた。図-8 に要素分割の一例を示す。要素

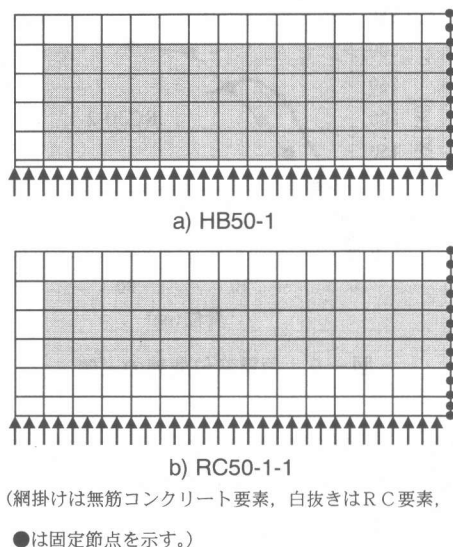


図-8 要素分割の例

の基本寸法を $100 \times 100 \text{ mm}$ とした。せん断補強鉄筋の無い供試体では、無筋コンクリート要素と RC 要素を用い、その他の供試体では全要素を RC 要素とした。WCOMD では弾塑性体としての鋼板はコンクリート内に埋め込まれている場合のみが想定されている。そこで合成構造供試体では鋼板の降伏を再現するため鋼板を等価な鋼材量の RC 要素に置き換えてモデル化した(図-8 a の最下段の要素)。また PC 供試体については、自由端の PC 鋼棒配置位置に、軸方向に初期圧縮荷重を載荷することによってプレストレスをモデル化した。

材料強度値は表-2 の実測値を入力した。破壊エネルギーは 112 N/m とした。破壊規準は、引張ひずみ 3%、圧縮ひずみ 1%、せん断ひずみ 2%とした。解析実行時の増分荷重は 10 kN とした。

図-9 に実験と解析で得られた荷重変位曲線の一例として RC30-2-1 の結果を示す。解析値は自由端から 50 mm の圧縮縁の軸直角方向変位を示している。実験値は、自由端から 50 mm での計測値と固定端から 50 mm での計測値の差を用い、さらに固定ブロックの回転を考慮して補正した。この例のように変位の解析値が実験値よりも小さい傾向が他の供試体においても見られた。これは供試体の剛体変位(平行移動と回転)の補正が十分ではなかったためと推測される。

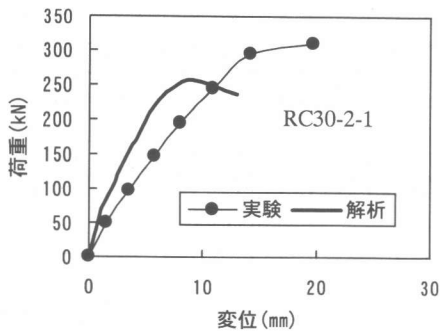
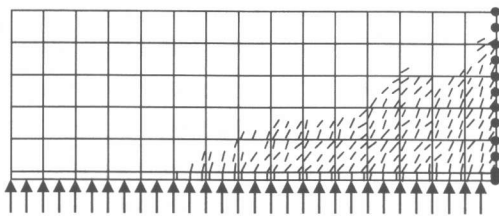


図-9 荷重変位曲線の一例

図-10は終局時のひび割れ状況の実験結果と解析結果である。ひび割れの発生した範囲に関しては、両者はよく一致した。せん断補強鉄筋のひずみ計測結果から、ひび割れの発生しない領域でのせん断補強鉄筋ひずみはほぼ0であった。すなわちせん断補強鉄筋による耐力向上効果は、ひび割れと交わる鉄筋だけによって得られた。ひび割れ発生範囲を解析で精度よく予測することにより、効率の良いせん断補強鉄筋の配置が可能となると考えられる。



a) 実験結果



b) 解析結果

図-10 ひび割れ状況 (HB50-2)

表-3で最大荷重の実験値/計算値は、式(1)~(3)と曲げ理論による計算の場合、全供試体の平均値 1.63, 標準偏差 0.30 に対して、FEM の場合、全供試体の平均値 1.18, 標準偏差 0.23 であり、FEM の方が実験値とよく一致した。折り曲げ鉄筋間隔

が 450mm で、 $d=400\text{mm}$ および 300mm の RC 供試体 (RC40-3-1 と RC30-3-1) で実験値/FEM 計算値 < 1 となった原因は、折り曲げ鉄筋間隔が過大であったためと推測される。

5. まとめ

L/d を変化させた片持ち梁供試体の等分布荷重載荷実験と解析から以下の結論を得た。

- ① 実験でせん断補強鉄筋の効果が認められた L/d の範囲は、合成構造で $L/d > 2.5$, RC で $L/d > 3.5$, PC で $L/d > 5.0$ であった。これらの範囲ではせん断耐力の計算においてせん断補強鉄筋の負担分を考慮してよい。
- ② 非線形 FEM 解析により、ひび割れ発生範囲および最大荷重を精度よく予測できる。

謝辞

実験計画時に御指導頂いた清宮理氏、実験に協力頂いた川崎進氏・菅原亮氏に謝意を表します。

参考文献

- 1) 沿岸開発技術研究センター：ハイブリッドケーソン設計マニュアル, 1999.6
- 2) 土木学会：平成8年制定 コンクリート標準示方書[設計編], p.60, pp.194-195, 1996.3
- 3) 二羽淳一郎：FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式, 第2回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp.119-126, 1983.10
- 4) 井畔瑞人, 塩屋俊幸, 野尻陽一, 秋山暉：等分布荷重下における大型鉄筋コンクリートはりのせん断強度に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第348号/V-1, pp.175-184, 1984.8
- 5) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫：せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, 第372号/V-5, pp.167-176, 1986.8
- 6) 岡村甫, 前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991.5
- 7) 土木学会：コンクリート構造物の耐震性能照査一検討課題と将来像一, pp.4-28, 2000.4