

論文 鋼管・コンクリート複合構造橋脚模型の靱性試験

渡辺将之*1・今泉安雄*2・若間広志*3・大内一*4

要旨：兵庫県南部地震による道路橋の甚大な被害をふまえ、大規模地震に対する鋼管・コンクリート複合構造橋脚の耐震設計法の確立が求められている。そこで、帯鉄筋代替として用いる巻き付けPCストランド量と橋脚断面幅と高さの比が靱性能に及ぼす影響に着目し、柱模型による繰返し水平加力試験を行った。その結果、断面幅と高さ比の増大に伴い靱性は低下する傾向にあるが、換算帯鉄筋比 $p_w^{eq}=0.1\sim 0.3\%$ の範囲内では靱性率が9以上を、又主筋屈服で定義したそれは7以上を有することが分かった。

キーワード：複合構造高橋脚、靱性能、水平加力、合成度、履歴特性

1. はじめに

鋼管・コンクリート複合構造橋脚は、鋼管を主筋と内型枠の役割を期待し、高橋脚の省力化、急速施工を目指した工法である。本構造の耐震設計法の確立に向け、これまで断面内に単一鋼管を有する柱模型 [1] や、複数本の鋼管を配置した梁模型 [2] の繰返し加力試験を行なってきた。しかしながらこれらの模型では鋼管内部は充填されており、一般に鋼管内を中空のまま用いる大断面橋脚と実状を異にする。また、PCストランド量や断面幅と高さの比 (B/D) の影響については明らかにされていなかった。そこで柱模型による正負交番水平繰返し加力実験を行い、これらの因子が耐震性能に及ぼす影響を検討した。

2. 試験内容

試験体はB/Dと換算帯鉄筋比 (PCストランドを帯鉄筋 (SD345) で置き換えた値 p_w^{eq}) をパラメータに作成した。B/Dが1.0, 1.5, 2.5の3種類、 p_w^{eq} が0.1%, 0.2%, 0.3%の3種類の組み合わせで5体である。なお、いずれの試験体も帯鉄筋の代わりにPCストランドをスパイラル状に配置している。

試験体一覧を表-1に、試験体形状寸法と配筋状況を図-1に示す。各試験体の全鉄筋比 P_t は0.61%で全鋼管比 P_r は1.56~1.57%である。いずれの試験体も鋼管内部は中空であるが、実橋脚基部とあわせ柱基部より1.0D (D=500mm) までグラウト注入している。また、フーチング内の鋼管は端部鉄板に溶接定着、一方天端では特別な定着はしていない。

正負交番繰返し載荷は柱主筋及び鋼管縁が両者とも降伏するときの加力点水平変位を降伏変位とし、その整数倍の変位で各3サイクル繰返した。終局変位に達した後は正荷重で部材角 $R=10/100$ ($R=$ 加力点変位 δ /柱高さH) まで単調載荷し実験を終了した。なお軸力は導入していない。

使用材料は、コンクリートは呼び強度24MPa、粗骨材最大寸法は13mmで普通ポルトランドセメントを用いた。コンクリートの配合を表-2に、材料試験結果を表-3に示す。用いた鋼材の

*1 日本道路公団 東北支社 建設部 構造技術課課長代理 (正会員)

*2 日本道路公団 福岡建設局 建設部 構造技術課課長代理

*3 (株) 大林組 技術研究所 構造第一研究室、工修 (正会員)

*4 (株) 大林組 技術研究所 構造第一研究室主任研究員、工博 (正会員)

表-1 試験体一覧

No.	試験体断面 B×D	B/D	PCストランド量		
			ピッチ	D _w	D _w ^{eq} *1)
D10-2	50cm×50cm	1.0	@130mm	0.04%	0.2%
D15-1	75cm×50cm	1.5	@180mm	0.02%	0.1%
D15-2	75cm×50cm	1.5	@90mm	0.04%	0.2%
D15-3	75cm×50cm	1.5	@60mm	0.06%	0.3%
D25-2	125cm×50cm	2.5	@50mm	0.04%	0.2%

*1) $D_w^{eq} = D_w \times (\sigma_{py} / \sigma_{sy})$
 σ_{py} : PCストランド降伏応力度
 σ_{sy} : 鉄筋 (SD345) の降伏応力度

表-2 コンクリートの配合

水セメント比 W/C(%)	細骨材率 s/a(%)	単位量 (kg/m ³)				
		水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
58.1	51.6	168	289	940	890	1.012

粗骨材最大寸法 13mm

表-3 コンクリートの材料試験結果

試験体	D10-2	D15-1	D15-2	D15-3	D25-2
圧縮試験 (MPa)	34.4	35.0	35.0	37.0	34.4
引張試験 (MPa)	3.19	2.73	2.73	3.00	3.19
弾性係数 (GPa)	26.5	26.3	26.3	26.0	26.5
材令 (日)	34	49	49	75	34

表-4 鋼材の引張試験結果

	鉄筋(SD345)	鋼管(SS400) $\phi=114.3$	PCストランド	
	D13	t=2.8 *1)	t=3.5 *2)	2本より2.9mm
降伏応力度 (MPa)	354	281	295	1.852 *3)
引張強度 (MPa)	519	415	377	2.032

*1) 試験体D25-2以外に使用。 *2) 試験体D25-2に使用。
 *3) より線方向に貼付したひずみゲージ測定値をもとに0.2%永久伸びに対する耐力より求めた。

種類と引張試験結果を表-4に示す。

3. 試験結果

3.1 荷重-変位の関係

代表的な荷重-変位関係を図-2~4に示す。鋼管も鉄筋とみなし通常RC梁理論により求めた荷重-変位計算値の他に、修正累加強度も示す。ここに修正累加強度とは、鉄筋コンクリート部分の曲げ耐力と鋼管の全塑性軸力に断面中心から鋼管図心までの偏心距離を乗じた耐力の累加で定義している [2]。諸荷重一覧を表-5に示す。降伏変位を計算値と比較すると基部主筋の拔出しによりいずれも2割程度実験値が大きくなっている。すなわち主筋拔出し量の実測値

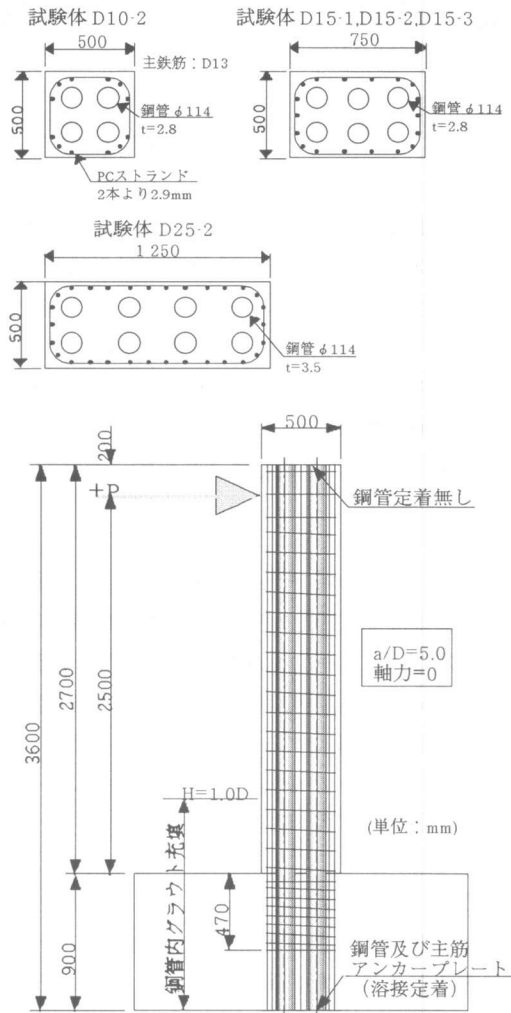
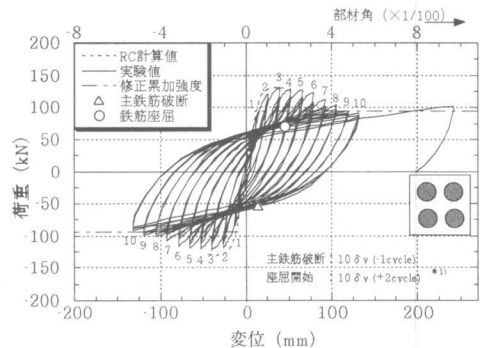


図-1 試験体形状寸法と配筋状況



*1) 座屈開始は主筋拔出し計測用の切欠部位置の主筋は除く。

図-2 荷重と変位の関係 (試験体D10-2)

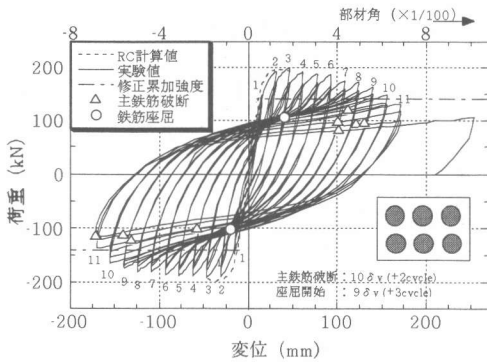


図-3 荷重と変位の関係 (試験体D15-2)

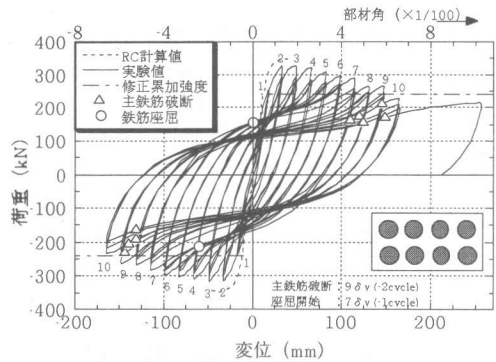


図-4 荷重と変位の関係 (試験体D25-2)

表-5 諸荷重一覧 (正荷重時)

試験体	鉄筋降伏荷重 P_{ry} (kN)			鋼管降伏荷重 P_{ry} (kN)			最大荷重 (kN)			降伏変位 (mm)			4) 座屈開始 ($\times \delta y$) (cycle)	5) 終局変位 δ_u (mm)	6) 靱性率 μ ($\delta u / \delta y$)	
	計算値	実験値	実/計	計算値	実験値	実/計	計算値	実験値	実/計	計算値	実験値	実/計				
D10-2	107	83	0.78	95	93	0.98	130	131	1.01	3 (1.6/100)	13.1	14.07 (13.2)	1.07	10 (2)	119.5	9.1
D15-1	149	149	1.00	131	149	1.14	197	202	1.03	3 (1.8/100)	12.9	16.35 (14.9)	1.27	8 (3)	142.8	9.6
D15-2	149	132	0.89	131	149	1.14	197	199	1.01	3 (1.9/100)	12.9	15.92 (15.5)	1.23	9 (3)	162.5	10.5
D15-3	149	127	0.85	131	147	1.12	197	197	1.00	3 (1.9/100)	12.9	16.58 (15.2)	1.29	8 (2)	152.5	9.4
D25-2	266	206	0.77	242	253	1.05	347	328	0.95	3 (2.0/100)	13.75	17.37 (16.4)	1.26	7 (2)	159.7	9.7

- 1) 最大荷重の計算値は、鉄筋の硬化域を考慮していない。コンクリートの断面幅は、鋼管の幅を差し引いた値。
- 2) 降伏変位の計算値は、曲率分布を降伏前まで三角形分布として計算。
- 3) 降伏変位の計算値は、基部鉄筋および鋼管のひずみが降伏ひずみに達したとき、または降伏荷重に達したときのいずれか一方で定義。()内は正負の降伏変位の平均値。
- 4) 主鉄筋の座屈は目視により主筋のはらみを確認 (主鉄筋抜出し計測用のコンクリート切欠部を除く)。
- 5) 終局変位は1サイクル目が修正累加強度を下回った最大荷重と、その前の1サイクル目の最大荷重とを結ぶ線上の修正累加強度時の変位で定義。
- 6) 靱性率は、終局変位を実験値の正負の降伏変位の平均値で除した値。

に基づいて求めた回転変位成分を除いた躯体水平変位を図-5に示すが曲げひび割れが全域に広がる降伏荷重段階で計算値とほぼ一致する。最大荷重は各試験体とも3 δy 時で、RC計算値に近い。座屈は7 $\delta y \sim 10 \delta y$ で発生し、B/Dが大きいほど早く座屈が起こっている。同一変位での繰返しに対する荷重低下は通常のRC構造に比し大きい。

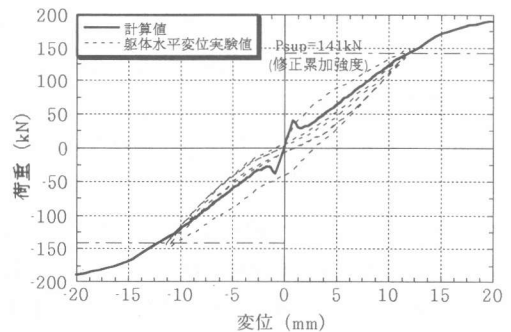


図-5 実験値と計算値の比較 (試験体D15-2)

3. 2 合成度

鋼管とコンクリートとの一体性は、概ね3 δy 程度までは、ほぼPerfect Bondを期待した耐力を発揮しているが、体力低下とともに一体性は崩れ、鋼管の挙動は全塑性モーメントに移行し、曲げ耐力も修正累加強度に漸近していった (図-2~4)。

試験体D15-3について2 δy 繰返し時の鋼管の軸力変動を図-6に示す。ここに鋼管軸力は上下縁に貼付したゲージより任意点のひずみを測定し、2軸バイリニアール応力-ひずみ関係 (鉛直方向、円周方向のひずみよりそれぞれ応力を求めたものであり2次勾配はなし) を仮定して求めた応力を断面内で積分した値である。引張側鋼管の軸力は、概ね全塑性引張軸力の計算値に達しており、繰返

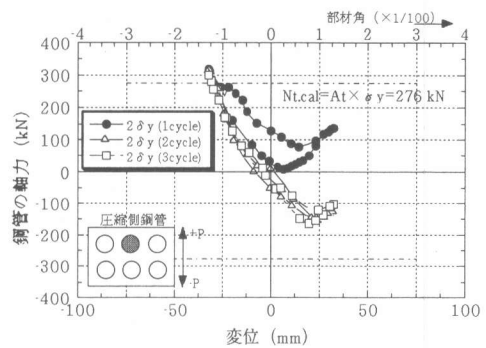
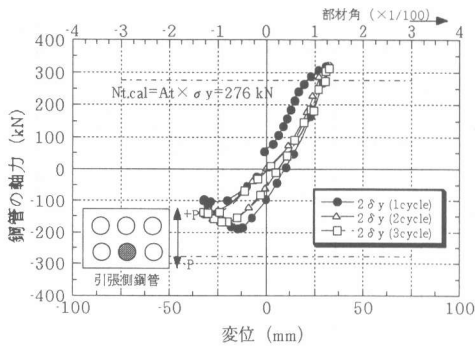


図-6 鋼管の軸力変動 (試験体D15-3, 左図:引張側鋼管, 右図:圧縮側鋼管)

しの影響を殆ど受けていない。これに対して圧縮側鋼管の軸力は1サイクル時には殆ど圧縮軸力負担がなく、2サイクル以降に圧縮軸力を負担している。また、引張側鋼管でも負荷時にわずかではあるが圧縮軸力が2サイクル以降徐々に大きくなっている。この鋼管圧縮力負担の増加は鋼管とコンクリートの一体性が確保できなくなったためと思われ、このことによりコンクリートの圧縮力が減少し、コンクリートによる曲げモーメント負担分が低下する。そのため、全体としての耐力低下が生じるものと考えられる。上記に対して検証した結果を図-7に示す。図中の鋼管の負担曲げモーメントは前述した応力計算結果から、鋼管の軸力に偏心距離を乗じた値と鋼管自体の曲げ負担分との和である。また鉄筋による曲げモーメント負担分は、測定ひずみからバイリニアアの応力-ひずみ履歴特性を考慮して求めた主鉄筋応力に基づき算定した。コンクリートの曲げモーメント負担分は、内力の釣合いから求めたコンクリート圧縮軸力を用いて、等価応力ブロックを想定して求めた。ただし中立軸は、鋼管を鉄筋とみなしたRC理論での終局時の値を与えてある。上記の方法により求めた鋼管、鉄筋、コンクリートによる曲げ負担分の総和は、概ね外力と釣り合っている。また鋼管の軸力変動に伴う曲げ負担の増加よりもコンクリートの曲げ負担の低下が大きいため、履歴による耐力低下が生じていたことが確認された。

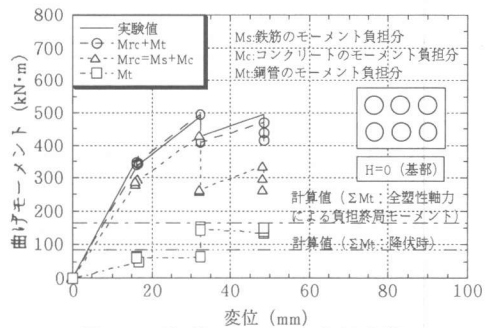


図-7 曲げモーメント負担内訳(D15-3)

圧縮側鋼管の繰返し荷荷に伴う、圧縮軸力の負担増については、ひび割れ幅増大によりコンクリートが圧縮軸力を負担出来なくなり鋼管に大きな軸力が流れるものと考えられる。しかしながら、やがてひび割れは閉じ圧縮側コンクリートが効き出し、鋼管軸力負担は緩和される。

鋼管の負担モーメントの一例を図-8に、鋼管の軸力分布の一例を図-9に示す。ここに鋼管軸力及び負担モーメントは前述した方法により求めた。図-8より鋼管の負担モーメントは2δyから全塑性軸力による負担終局モーメントに達しており、終局までそれを保持していたと考えられる。図-9にはRC理論値より求めた降伏時中立軸位置が示されている。+1δy時の軸力分布をみると、繰返しによる応力変動も少なく、RC理論でのひずみ分布と対応した分布性状となっている。一方曲げひび割れが卓越した+3δyでは、一体としてのひずみ分布からかけ離れ圧縮軸力となり、繰返しにより徐々に圧縮軸力が増大している。これは、先に述べたように引張り履歴を受けたコンクリートの圧縮力負担が曲げひび割れ幅の影響により、同一変位レベルで低下していたこ

とによる。しかしながら、新たな変位サイクルで曲げひび割れ幅が閉じた後のコンクリート圧縮力負担分が増大するため、大変形時でも耐力が増加するものと考えられる。

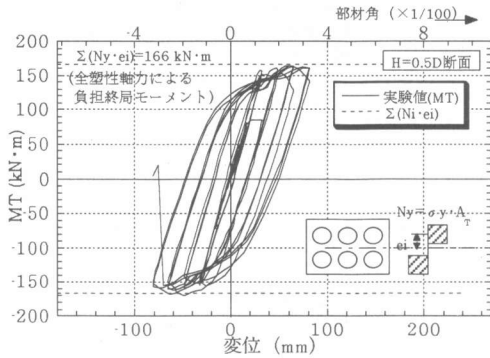


図-8 鋼管の負担モーメント (試験体D15-3)

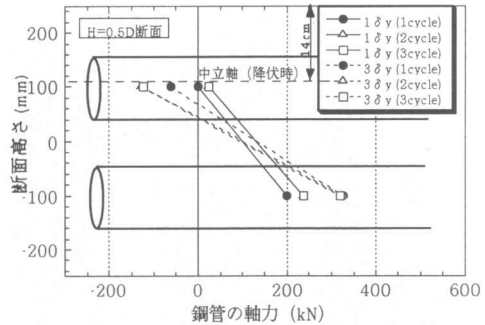


図-9 鋼管の軸力分布 (試験体D15-3)

3.3 靱性率

靱性率と p_w^{eq} の関係を図-10に、靱性率とB/Dの関係を図-11に示す。ここで、耐力が修正累加強度を下回ったときの変位を降伏変位で除した値を「耐力靱性率」、主筋の座屈が生じるまでに経験した最大変位を降伏変位で除した値を「座屈靱性率」と定義する。図-10より p_w^{eq} が耐力靱性率、座屈靱性率に及ぼす影響はみうけられない。一方B/Dが耐力靱性率に及ぼす影響はみうけられないが、B/Dが大きくなるにつれ座屈靱性率は小さくなっている。これはPCストランドの拘束力が長辺方向中央部で小さくなるためと考えられる。各試験体とも耐力靱性率で9以上、座屈靱性率でも7以上の値を示した。

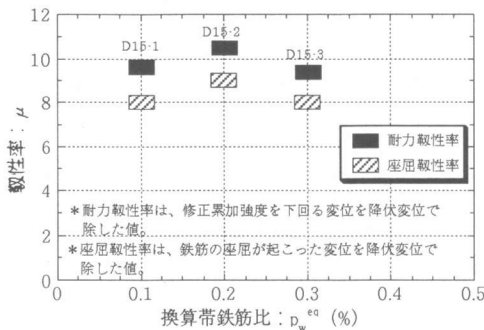


図-10 靱性率と p_w^{eq} の関係

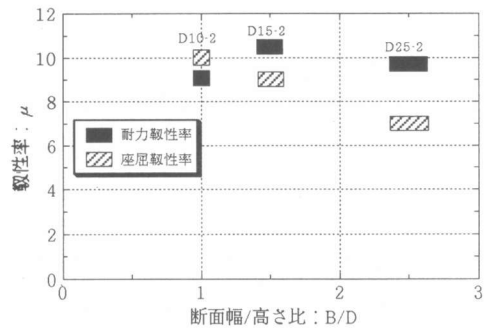


図-11 靱性率とB/Dの関係

3.4 柱の曲率分布

次に、各変位レベルでの曲率分布の一例を図-12に示す。図より曲率は0~1.0D区間で卓越している。鋼管の座屈状況を写真-1に示す。試験体によってばらつきはあるが、鋼管の座屈は基部~約280mm (0~0.6Dに相当)の範囲でみられた。これは曲率の卓越部とほぼ一致している。基部鋼管内部はグラウト充填されている

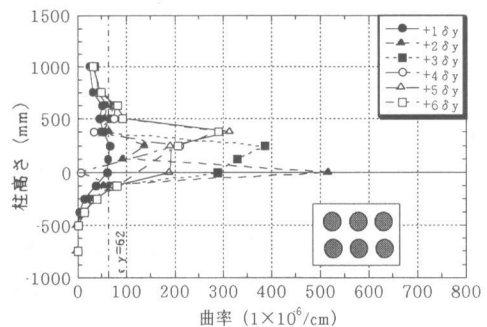


図-12 柱の曲率分布 (試験体D15-2)

ため1本の鋼管にいくつかの象足座屈が外側に起きている。

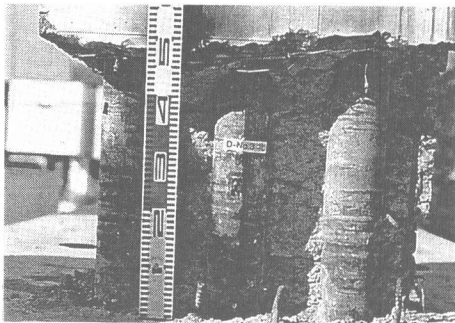


写真-1 鋼管座屈状況 (試験体D15-2)

3. 5 履歴特性

代表試験体について部材角と等価減衰定数 [3] の関係を図-1.3 に示す。 p_w^{eq} の小さい試験体D15-1は部材角 $R=6/100$ 程度で、また、 B/D の大きい試験体D25-2は部材角 $R=5/100$ 程度で主筋座屈により履歴性状が低下しているが、標準試験体D15-2の場合は良好な性状を示す。

4. 結び

今回の試験で以下のことが確認された。

- ① 最大荷重は通常RC梁理論値とはほぼ一致しており最大でも5%程度低いが、修正累加強度を上回っている。
- ② 鋼管の負担モーメントは全塑性軸力を仮定して求めた終局モーメントにほぼ一致する。
- ③ 靱性率については、耐力靱性で9以上、座屈靱性でも7以上の値を示した。また、終局変位以降も鋼管の存在により優れた残存耐力を保有する。
- ④ p_w^{eq} が靱性率に及ぼす影響は殆どなかったが、 B/D が大きくなるにつれ座屈靱性率は小さくなる。
- ⑤ p_w^{eq} が小さく、また B/D が大きくなると約 $R=5/100$ で履歴性状は低下するが、RCより良好な履歴特性を示した。

参考文献

- [1] 山縣敬二, 市川博康, 大内一, 小島克朗: 鋼管・コンクリート複合構造高橋脚模型の水平加力試験、土木学会論文集、No.520/V-28、pp183-193、1995.8
- [2] 田中浩一, 大内一: 鋼管・コンクリート複合構造橋脚模型の繰返し曲げ載荷試験、土木学会第50回年次学術講演会講演概要集第5部、pp.856-857、1995.9
- [3] 柴田明徳: 最新建築学9 最新耐震構造解析、森北出版株式会社、pp.139-140、1995.11

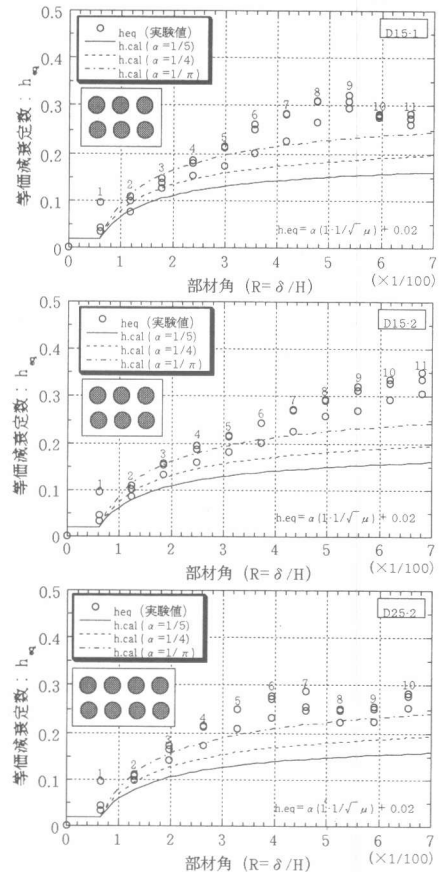


図-1.3 部材角と等価減衰定数 (上からD15-1, D15-2, D25-2)