



室蘭工業大学

学術資源アーカイブ

Muroran Institute of Technology Academic Resources Archive



## 繰返し荷重を受ける腰壁・たれ壁付きRC柱の剛性と 終局強度について(せん断 II(柱))

メタデータ	言語: jpn 出版者: 日本コンクリート工学協会 公開日: 2022-03-29 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 荒川, 卓, 荒井, 康幸, 溝口, 光男, 本間, 圭二 メールアドレス: 所属:
URL	<a href="http://hdl.handle.net/10258/00010495">http://hdl.handle.net/10258/00010495</a>

# [142] 繰返し荷重を受ける腰壁・たれ壁付き RC 柱の剛性と 終局強度について

正会員 ○荒川 卓(室蘭工業大学工学部)  
 正会員 荒井 康幸(室蘭工業大学工学部)  
 正会員 溝口 光男(室蘭工業大学工学部)  
 本間 圭二(室蘭工業大学大学院)

## 1 はじめに

鉄筋コンクリート(以下RC)造建物の外壁面の柱には腰壁やたれ壁が付加されることが多い。この様な小壁は柱を短柱化させ、柱の剛性や強度並びに破壊性状に大きな影響を与える<sup>1)</sup>。従って、小壁の付加条件を考慮し、その壁の上下端から剛域までの長さを適切に定めて、小壁付き柱を設計するのが原則となつている。しかし、この長さには、小壁の厚さや高さ及び柱に対する偏心付加の有無が影響するとの指摘<sup>4~9)</sup>もあり、未だにこの値が定量的に評価されるまでには至っていない。

この点を明確にすることを目標に、小壁付き異形鉄筋柱6体による繰返し加力実験を行い、文献9)による実験資料をも含めて総合的に検討する。

## 2 実験の概要

(1) 試験体 図-1に示す様に、RC造3~4階建て建物の1階外柱を対象に、之の約45%の縮尺とした。即ち、柱断面25cm角、引張鉄筋比0.61%、軸方向圧縮応力度25% $(N=15.625$ トン)等の諸元は全試験体共通である。そして、柱の高さを150cmとした小壁無し柱D150を基準として、図示の様に、小壁の厚さ $t$ や高さ $h_w$ 並びに柱に対する付加位置(記号A及びC)を夫々変化させた柱5種を加え、合計6種類の試験体よりなる。

尚、柱の帯筋比については、文献9)による柱高さ $h'$ を採用した時の、曲げ強度の剪断強度に対する比率が0.80程度となる時の値を基準に定めた。

(2) 使用材料の性質と試験体の製作 表-1には使用材料の性質を示した。試験体の製作には、メタルフォームを用いて平打ち込みとし、打設3日目に脱型して、所用強度の約65%を発揮するまでビニールシートで密閉養生(強度用供試体も同一養生)を行い、以後、試験時まで実験室内に放置し、材令8~10週で試験を行った。

(3) 荷重装置 図-2に示す様なL型フレームを介して、柱に水平力と軸力を加える。アクチュエーター①

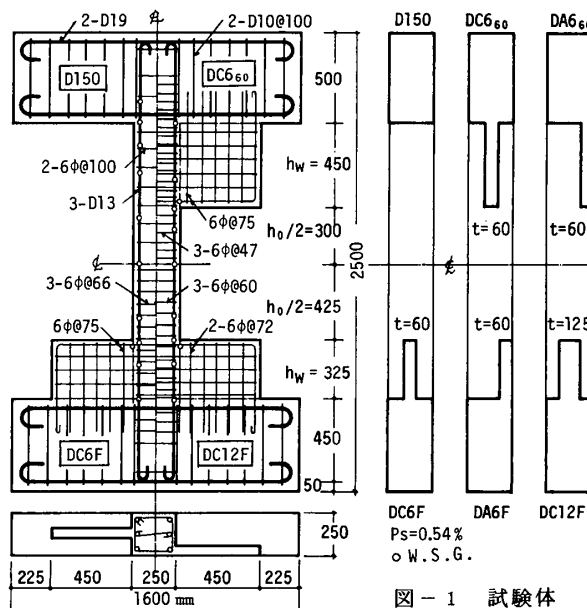


図-1 試験体

表-1 使用材料の性質

	Size	Sectional Area(cm <sup>2</sup> )	Yield Point $\sigma_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Elastic Modulus $E_s$ ( $\times 10^6$ kg/cm <sup>2</sup> )
Longitudinal Steel	D19	(2.865)	3704	1.98
	D13	(1.267)	3634	1.81
	D10	(0.713)	3811	1.82
Shear Reinf.	6φ	0.241	3005	2.13
	Concrete			
Sand < 2.5 mm, f.m.=2.12, Specific gravity=2.77				
Gravel < 10 mm, f.m.=5.92, Specific gravity=2.72				
W/C = 0.71, sl = 18 cm, Mix. prop.=1:3.25:3.26				
Average of $F_c = 222$ kg/cm <sup>2</sup> , $E_{1/3} = 2.07 \times 10^5$ kg/cm <sup>2</sup>				

( ): Nominal value, Test cylinder 10φ x 20 cm

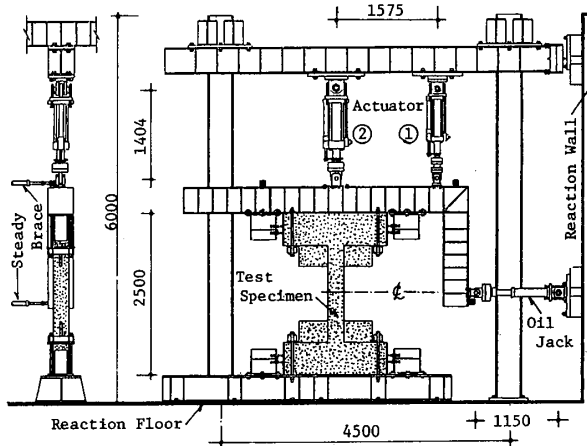


図-2 荷重装置

は、L型フレーム構面内の回転防止用のものである。実験中は、上下の梁材軸中心線を基準とした柱頭・柱脚部の水平変位  $\delta_1, \delta_2$  (図-3(a)参照) が常に同じ値で、かつ、軸方向力も一定となる様に自動制御した。又、柱に作用する剪断力や曲げモーメントには、アクチュエーター①と②の角度変化による影響を考慮した。尚、L型フレームの■印位置3箇所には、作用水平力の直交方向に振れ防止用の振れ止めを設けた。

(4) 繰返し方法 図-3に例示した様に、正負共に3mm/cycleの変位漸増ピッチによる繰返し加力を原則とした。しかし、水平変位  $\delta$  が36mm (12cycle) を超えた時点で、保持力が明らかに最初の降伏荷重レベル以下となった場合には、正負とも6mm/cycleで2回の繰返しを行い、全変位量48mm (14cycle) で実験を終了させた。

(5) 計測方法 柱に作用する水平力や軸力の検出には、夫々の装置に組み込まれたロードセルを用いた。又前述の  $\delta_1, \delta_2$  (何れも柱両面において差動トランス2個で計測した平均値) と、図-1中の○印位置における主筋の歪度を計測した。之等の計測値は、パソコンを通じてミニフロッピーディスクに記録した。

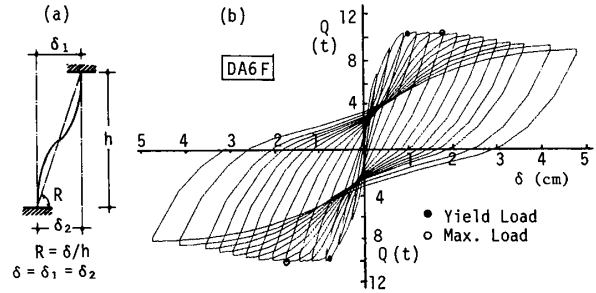


図-3 水平変位と荷重履歴曲線

3 実験結果とその考察

(1) 破壊に至る経過 小壁無し D150 柱では、既往の曲げ破壊柱の状況と類似している。即ち、最初に柱付根部に曲げひび割れが発生し、やがて柱付根より1.5Dの範囲内に、曲げや剪断のひび割れが発生する。3サイクル目には図-4(a)に示した様に主筋が降伏し、そして8サイクル目には最大荷重に達した。9サイクル目には最初の曲げひび割れ幅が開口し、柱付根部分に圧壊を生じ始めた。しかし、その後の繰返しに対しても保持力の急激な低下を生じなかったが、21サイクル目の大変形時には ( $\delta = 63\text{mm}$ ,  $R = 1/24$ )、柱上下部における曲げ剪断ひび割れ幅が拡大したので実験を中止した。

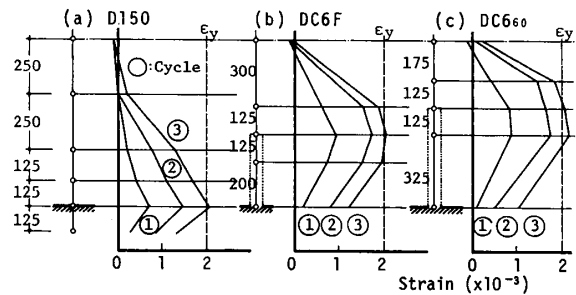


図-4 主筋の歪度分布

小壁付き柱の場合には、図-5(a)に示した様に、小壁と柱との接合部に微細なひび割れ①が最初に発生し、②の様に壁と柱との接合部沿いに伸展する。次いで柱に曲げひび割れ③が発生し、やがて図中の様なひび割れ状況となる。3~4サイクル目には、図-4(b)及び(c)に示した様に、小壁端又はそれよりも梁接合部寄りの主筋が降伏し、その後最大荷重に達する。以後、小壁や柱の圧壊を伴って徐々に保持力は低下するが、圧壊域は図-5(b)に示す様に、壁厚が一定であれば壁高が高い柱ほど壁の内側に入った位置に生じている。又、小壁が偏心付加している場合には、(c)図の様に、壁偏在側とその反対側とは、文献9の場合と同様に圧壊位置を異にしている。

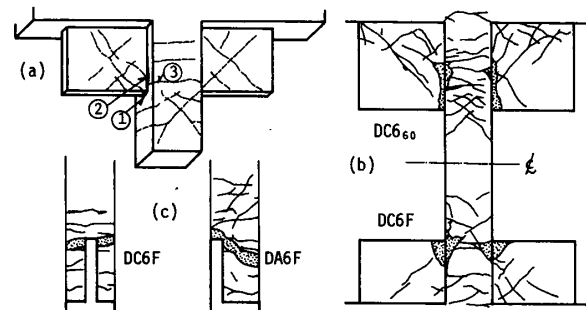


図-5 ひび割れと破壊の状況

(2) 諸強度について (表-2 参照)

(2) 諸強度について (表-2 参照)

a) 柱の曲げひび割れ強度 表示の様に、実験値の計算値 (柱の内法高さ  $h_0$  を採用) に対する比率は、0.88 ~ 1.09 平均 0.98 となって両者とも良く一致し、壁の厚さや高さ変化及び偏心付加等による影響は認められない。

b) 柱の剪断ひび割れ強度 実験値の計算値 ( $h_0$  採用) に対する比率は、0.91 ~ 1.17 平均 1.05 となったが、壁の厚さと高さの大きい柱や無偏心柱の方が、之等が逆の柱よりも約10%程度高い比率を示している。

c) 主筋降伏時の強度 表-2には、 $h_0$  と  $h_0 + D/2$  とを採用した場合の2種の計算値に対する実験値の比較を示したが、本実験値に対しては、 $h_0$  採用時の計算値は幾分過大である。図-6には、 $h_0 + D/2$  を採用した計算

表-2 試験結果の一覧

Column No.	Fc kg/cm <sup>2</sup>	At Initial Load								At Yield Load				At Maximum Load				At Limit		Failure Mode
		Wall		tQbc (t)	tQbc cQbc	tQsc (t)	tQsc cQsc	tQy (t)	tδy (mm)	tQy cQy	tQy cQy	tQu (t)	tδu (mm)	tQu cQBU	tQu cQBU	tδou (mm)	tδou			
		tQwbc (t)	tQwsc (t)																	
D150	220	—	—	2.11	1.09	5.00	0.91	3.5	5.96	9.26	1.03	1.11	8	6.29	24.02	1.05	1.13	60.08	6.49	FC(SC)
DC6F	225	1.70	5.40	3.01	0.88	8.31	1.04	3	10.15	8.06	0.99	1.14	6	10.25	18.02	0.97	1.11	30.49	3.78	FC(SC)
DA6F	231	1.70	5.55	3.16	0.92	7.35	0.93	3.5	9.91	8.76	0.96	1.11	6	10.22	18.06	0.96	1.11	24.80	2.83	FC(SC)
DC12F	221	2.75	5.90	3.34	0.98	9.08	1.17	3	10.23	6.76	1.00	1.14	8	10.78	24.06	1.02	1.17	41.40	6.12	FC SC
DC6so	215	1.95	6.10	4.83	1.00	10.58	1.16	3	13.26	7.78	0.91	1.10	3	13.40	8.28	0.90	1.08	10.47	1.35	WC FC
DA6so	220	2.80	6.95	4.72	0.98	9.95	1.08	4	12.67	10.28	0.87	1.02	4	12.93	11.78	0.86	1.04	16.90	1.64	WC FC

注) Fc: コンクリートの圧縮強度。 tQwbc, tQwsc: 小壁に生ずる曲げ及び剪断ひび割れ時の剪断力実験値(正負の平均)。 tQbc, cQbc: 柱に発生する曲げひび割れ時の剪断力実験値と計算値, cQbc = (1.8√FcZe + σ<sub>0</sub>bd<sup>2</sup>/6) × 2/h<sub>0</sub>, h<sub>0</sub> = 60, 85 cm。 Ze: 鉄筋考慮の断面係数, σ<sub>0</sub> = N/bD。 tQsc, cQsc: 柱に生ずる剪断ひび割れ時の剪断力実験値とその計算値, cQsc = (1 + σ<sub>0</sub>/150){0.085 kc (Fc + 500)/(h<sub>0</sub>/2d + 1.70)}bj, kc = 0.82, h<sub>0</sub> = 60, 85 cm。 tQy, tδy: 主筋降伏時の剪断力とその変位実験値, cQy = {g<sub>1</sub>at σ<sub>y</sub>D + 0.5σ<sub>0</sub>bd<sup>2</sup>(1 - σ<sub>0</sub>/Fc)} × 2/h, ただし h = h<sub>0</sub> + D/2, g<sub>1</sub> = 0.76。 tQu, tδu: 最大荷重時の剪断力とその変位実験値, cQBU = {0.8at σ<sub>y</sub>D + 0.5σ<sub>0</sub>bd<sup>2</sup>(1 - σ<sub>0</sub>/Fc)} × 2/h, h = h<sub>0</sub> + D/2。 cQy, cQ'BU: h = h<sub>0</sub>とした時の降伏時及び最大荷重時の剪断力計算値。 tδou = tδou At δy: 限界塑性率実験値。 F: 主筋の降伏, C: コンクリートの圧壊, SC: 剪断ひび割れ幅の開口, WC: 腰壁・たれ壁の圧壊。 cKe: 弾性剛性計算値 = 1/(h<sup>3</sup>/12 Ec Ie + 1.2 h/0.43 Ec A)。 cKy: 降伏時剛性計算値 = αy · cKe, αyは降伏時剛性低下率で次式による。 a/D ≥ 2の時, αy = (0.043 + 0.164 n Pt + 0.043a/D + σ<sub>0</sub>/Fc)(d/D)<sup>2</sup>, a/D < 2の時, αy = (-0.0836 + 0.159 a/D + 0.169 σ<sub>0</sub>/Fc)(d/D)<sup>2</sup>。

値に対する実験値の比率を壁の厚さ別 (t/B) と偏心の有無別 (A, Cタイプ) に示した。図中には、比較のために文献9)の資料を併記した。(a)図に示す様に、t/Bが大きくなるのに伴って比率も大となり、又、壁偏心の有無別では、無偏心のCタイプよりも有偏心のAタイプの方の比率が幾分低く表われる傾向を示している。

d) 終局強度 図-6 (b)には、前項同様に h<sub>0</sub> + D/2を採用した曲げ終局強度計算値に対する実験値の比較を示した。図示の様に、降伏強度と同様の傾向にある。尚、図示の資料20個の比率は、0.94 ~ 1.17の範囲にあり平均1.06であるが、h<sub>0</sub>を採用した計算値に対する比率については、0.82 ~ 1.05で平均0.92である。しかし、t/Bの大きい柱ほど之等の比率が大となる傾向にある点には変りはない。

e) 終局強度計算上の柱有効高さの検討 小壁端から降伏ヒンヂ想定位置までの長さをS<sub>x</sub>、柱有効高さをh' (記号は図-7参照)とすると、S<sub>x</sub>は次式で与えられる。

$$S_x = (h' - h_0) / 2 \quad (1)$$

上式のh'を、柱の終局曲げモーメント計算値cM<sub>BU</sub>と、最大剪断力実験値tQ<sub>u</sub>とから、h' = 2α · cM<sub>BU</sub> / tQ<sub>u</sub>式によつて算出し、S<sub>x</sub>を求めることとする。係数αは、小壁の無い柱単体の曲げ強度計算値に対する実験値の比率で、本実験では表-2に示す tQ<sub>u</sub> / cQ<sub>BU</sub> = 1.05を採用する。

図-7のn = 3曲線上には (n = 2曲線上部の資料については後述)、上記より求めたS<sub>x</sub> / hwとt/Bの関係を文献9)の資料をも含めてプロットした。図中の実線は、t/B = 1の時にはS<sub>x</sub>は小壁端と同位置 (S<sub>x</sub> / hw = 0) にあり、小壁が極めて薄くt/B = 0の場合にはS<sub>x</sub> / hw = 1.0であると仮定した時の曲線式(2)を示す<sup>9)</sup>。

$$\frac{S_x}{hw} = 1 - \left\{ 1 - \left( 1 - \frac{t}{B} \right)^n \right\}^{1/n} \quad (2)$$

(2)式中の係数nは、主としてh<sub>0</sub> / 2DやcM<sub>BU</sub> / bD<sup>2</sup>等の因子によつて変化する。そこで、t = 6 cmの本実験値と文献9,10)の資料とを用いて、S<sub>x</sub> / hwやnと上記2因子の関係を最小二乗法により求めた結果、次式を得た。

$$n = 63e^{-103(h_0/2D)^{-0.15} (cM_{BU}/bD^2)} \quad (3)$$

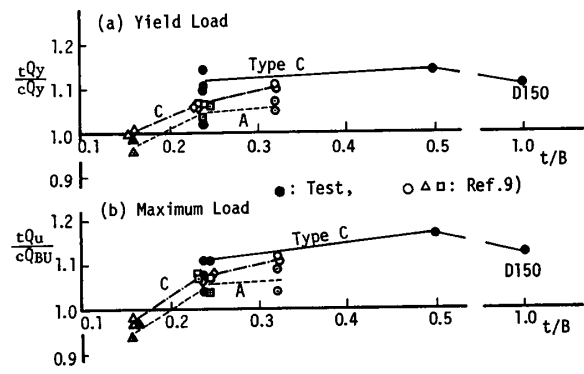


図-6 強度実験値と計算値との比較

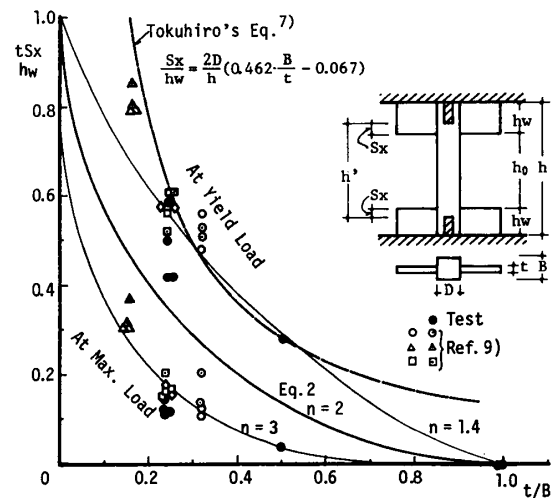


図-7 降伏ヒンヂ想定位置と小壁厚さ

(3)式は複雑なので、図-8にはnの算定図を示した。図-9は、既往の資料58個の実験値と、(3)、(2)及び(1)式から求まるh'を採用した時の計算値とを比較したものである。図示の様に、両者の比率は平均m = 1.005、標準偏差σ = 0.128(変動率は12.8%)となり、h<sub>0</sub>を採用した時のm = 0.916、σ = 0.166(変動率18.1%)や、武田式<sup>5)</sup>によるm = 0.839、σ = 0.209(変動率25.0%)よりも精度は良好である。

(3) 降伏時剛性 主筋降伏時における剛性実験値 tKy (= tQy/tδy) を、計算値 cKy (= αy · cKe, 表-2の注参照) と等置して逆算される h'及びSxを、前掲の図-7における n = 2 曲線の上部にプロットした。図中には、徳広式計算値を破線で示したが、この値は、t/Bが約2.5~6.0の範囲内では、n = 1.4とした(2)式計算値とほぼ近似している。尚、徳広式を採用した剛性計算値に対する実験値20個の平均は m = 1.079、σ = 0.138(変動率12.8%)となったが、新耐震基準による h<sub>0</sub> + D を柱高さに採用した計算値に対しては、m = 0.789、σ = 0.158(変動率20.0%)となり、計算値としては過大評価となった。

(4) 荷重変位包絡線 図-10に示す様に、小壁高さの増大に伴って最大荷重は高くなるが、耐力以後の保持力の低下率は大きい。又、小壁の偏在付加の影響については、D6Fシリーズでは殆んど差はないが、D6<sub>60</sub>シリーズでは偏心柱の耐力に至るまでの剛性は無偏心柱よりもやや低い。尚、図中には、(3)及び(2)式より求まる h'採用時の降伏強度計算値と、(2)式に n = 1.4 を代入して求まる h'に対応する剛性計算値とから算出される変位を、+印で記したが、之等と実験結果とほぼ類似している。

4 むすび

腰壁・たれ壁付き異形筋柱の剛性や終局曲げ強度に対しては、小壁偏心付加の影響は無視できるが、小壁の厚さや高さ変化及び柱の保有曲げモーメントの大小を考慮することが必要であり、(3)及び(2)式による柱有効高の採用は効果的である。

参考文献

- 1) 東洋一・大久保全陸・江戸宏彰：静加力試験による腰壁、たれ壁、そで壁付き鉄筋コンクリート柱の破壊性状と履歴曲線，日本建築学会論文報告集，第169号，昭45.3。
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1982。
- 3) 日本建築センター：改正建築基準法施行令新耐震基準に基づく構造計算指針・同解説 1981。
- 4) 大久保全陸：鉄筋コンクリート骨組の剛性，強度，破壊性状に及ぼす腰壁，たれ壁，袖壁の影響，コンクリート・ジャーナル Vol.9, No.9, Sept.1971 他関連論文。
- 5) 武田寛：鉄筋コンクリート造腰壁・たれ壁付き柱の強度性状に関する実験的研究，北海道工業大学研究紀要 第11号 昭58.3 他関連論文。
- 6) 野村設郎・佐藤和英・座間美和・山田隆久：たれ壁，袖壁，腰壁を有する鉄筋コンクリート構造物の弾塑性性状，日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿) 昭55.9 他関連論文。
- 7) 徳広育夫・佐々木昭夫：たれ壁，腰壁付柱の弾性剛性に関する研究(I)，日本建築学会論文報告集 第304号 昭56.6
- 8) 構造標準委員会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，シリーズ15,16, 建築雑誌 95, No.1165,1166 昭55.5~6。
- 9) 荒川卓・荒井康幸・溝口光男・大久保繁昌・本間圭二・馬瀬尚規：RC柱の繰返し挙動に及ぼす腰壁・たれ壁の厚さと偏心付加の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東) 昭59.9。
- 10) 荒川卓・荒井康幸・溝口光男・本間圭二：腰壁，たれ壁付き鉄筋コンクリート丸鋼使用柱の繰返し挙動，日本建築学会北海道支部第58回研究発表会論文集 昭60.3。
- 11) 遠藤利根穂・津村浩三・周小真・加藤聡：珪素質材料を利用して腰壁垂壁付柱における脆性破壊を防止するための実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集(東北) 昭57.10。
- 12) 南宏一・若林実：X形配筋を施したRC構造の弾塑性性状に関する基礎的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)

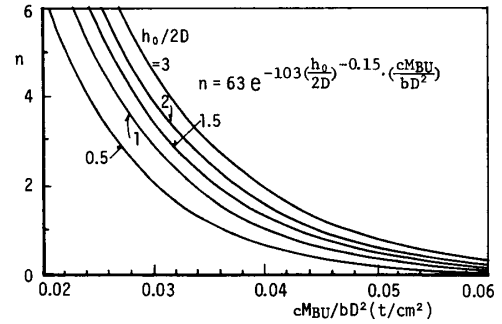


図-8 n - cM<sub>BU</sub>/bD<sup>2</sup>の関係

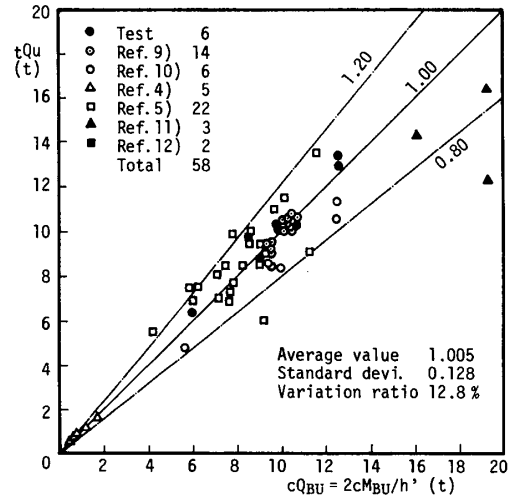


図-9 強度実験値と計算値

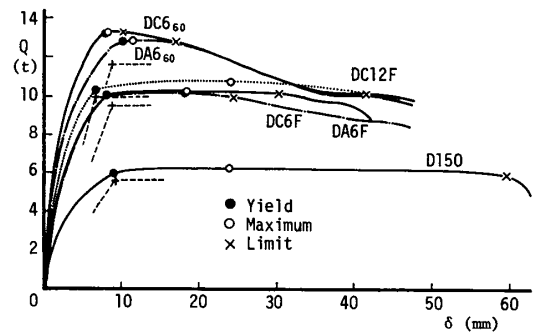


図-10 荷重・変位包絡線