

ハイラップ工法の開発（その4）

——高軸力・変動軸力を受ける拘束鉄板補強重ね継手柱の構造性能実験——

中山 達雄 脇坂 達也
吉岡 研三

Development of Hi-Lap Splice Method (Part 4)

——Structural Experiments of Columns Using Lap Splice Confined by Steel Plates
under Large Compressive or Varying Axial Force——

Tatsuo Nakayama Tatsuya Wakisaka
Kenzoh Yoshioka

Abstract

The “Hi-Lap Splice Method” for large-diameter high-strength deformed bars makes possible splicing concentrated in the same cross section where stresses are high by confining concrete with steel plates. In previous papers (Parts 1 and 2), fundamental tests under pure bending and flexural shear with axial constant load carried out to study various influences on structural behaviors were reported, a distinctive character being that splicing concentrated in the plastic hinge is possible. A test for application to a column under axial force varying sharply between tension and compression has now been conducted.

This paper presents the ultimate strength design method for flexure, axial force, shear, and bond splitting loads. For flexure and axial force it is necessary to analyze cross sections based on the constitutive law of internal concrete confined by steel plates.

概 要

『ハイラップ工法』は、継手部のコンクリートを鉄板で外部拘束することによって、応力の大きい材端で太径鉄筋の全数重ね継手を実現したものである。前報^{1),2)}では、「純曲げ」および「一定軸力+曲げせん断」応力下の基礎的実験を行い、構造性能に及ぼす各種因子の影響および塑性ヒンジ領域でも全数継手が可能であることを報告した。今回、某高層集合住宅の実施設計断面を忠実にモデル化した柱の構造性能確認実験を行い、引張から圧縮にわたり変動する軸力のもとで、優れた構造性能を有することが確認された。

本報告は、上記の実験結果、および本工法による柱の曲げ・軸力・せん断・付着割裂に対する終局強度設計式を示すものである。曲げ・軸力に対しては、鉄板で拘束された内部コンクリートの構成則に基づき、断面の解析を行う必要がある。

1. はじめに

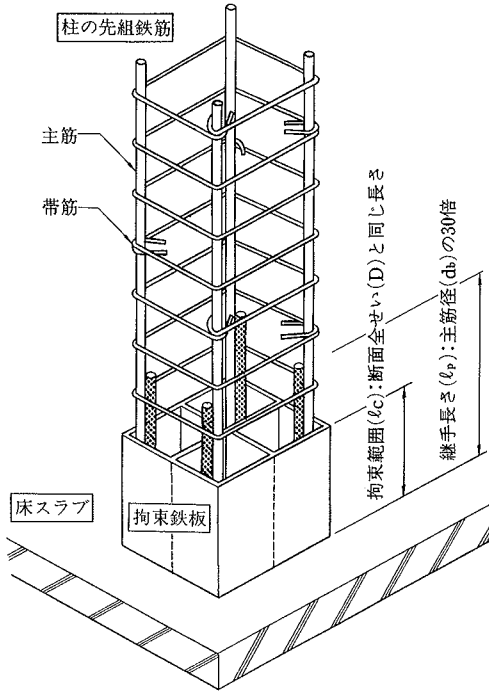
鉄筋の長さは定尺であるから、鉄筋コンクリート構造物を構築するには、鉄筋をどこかで継がなければならない。各種鉄筋継手のうち、ガス圧接継手・溶接継手・機械式継手などでは鉄筋を個々に継ぐため、鉄筋組立作業が煩雑になる。また、これらの継手性能は技能工の技量に左右されるので、品質の安定のために熟練を要する。

このような現状に際し、筆者らは、施工の効率化・省力化・自動化工法に適した、全数重ね継手『ハイラップ工法』を開発した。この工法は、図-1に示すように、継手部のコンクリートを鉄板で外部拘束することによって、太径異形鉄筋の継手を応力の大きい材端（柱脚）に実現したものである。地組された柱の組立鉄筋を床スラブ上に自立させることによって、鉄筋組立作業を大幅に簡略化できる。本工法に関して、これまでの一連の組織的研究^{1),2)}の結果、次のことが分かった。

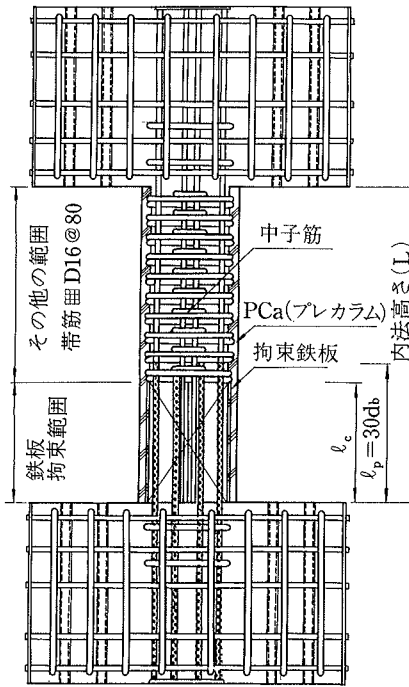
- ① 塑性ヒンジ領域で全数継手が可能である
- ② 高強度太径異形鉄筋に対処できる
- ③ 付着割裂破壊やせん断破壊を防止できる
- ④ 塑性率4以上の変形能力を確保できる
- ⑤ 鉄板拘束範囲は断面せいと同じ長さで十分である
- ⑥ 拘束鉄板は帯筋の機能を併せもつ

この工法は、神戸・藤原台ガーデンヒルズ高層集合住宅の新築工事に採用された。実用化に先立ち、実施設計の断面を忠実にモデル化した柱の破壊実験を行い、引張から圧縮にわたり変動する軸力のもとでも優れた構造性能を有することが確認された。

本報告は、前記の変動軸力下の構造性能確認実験結果、および本工法による柱の曲げ・軸力・せん断・付着割裂に対する終局強度設計式を示すものである。これまでに報告してきた一連の実験結果を総括し、諸式の適合性を検討した。曲げ・軸力に対しては、拘束効果を考慮したコンクリートの構成則を適用した。

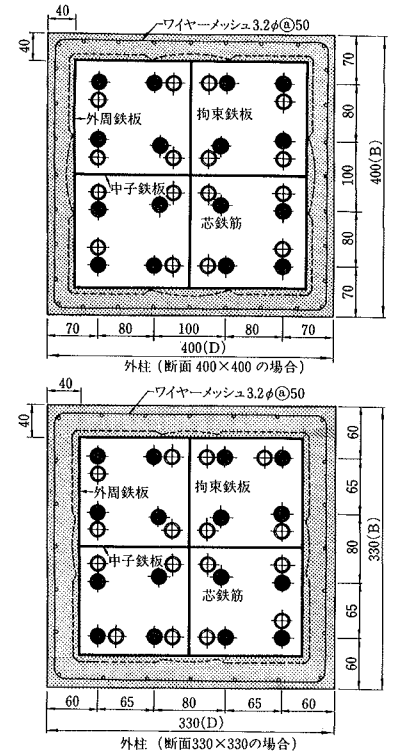


図一 ハイラップ工法の概要



CS-30S-P1, CS-30S-P2の例

図二 試験体の概要



図三 継手部の横断面詳細

表一 試験体の諸元

グループ	試験体名	断面 (mm×mm)	内法高さ L(mm)	主筋量	継手部の横補強		その他の範囲 の横補強	コンクリート強度 (kgf/cm ²)			軸力	
					補強量	拘束 範囲		F _c	σ _B	σ _i		
④	CS-30S-P1	400×400	1,300	12-D19	田形鉄板ℓ4.5	1.2D	田形帯筋D16@80	420	337	25.8	一定	
	CS-30S-P2			16-D19	田形鉄板ℓ4.5	1.2D	田形帯筋D16@80					357
⑥	CS-30S-P3	330×330	800	12-D16	内法高さ全域田形鉄板ℓ4.5		田形帯筋D16@80	420	398	30.6	一定	
	CS-30S-P4			16-D16	内法高さ全域田形鉄板ℓ4.5							変動
	CS-30S-P5			16-D16	田形鉄板ℓ4.5	1.2D						
	CS-30S-P6			16-D16	内法高さ全域田形鉄板ℓ4.5							変動
CS-30S-P7	16-D16	内法高さ全域田形鉄板ℓ4.5		330	339	29.5	限界					

表二 鉄筋および鉄板の材料試験結果

呼び名	寸法	降伏点強度 σ _y (kgf/cm ²)	引張強度 σ _{max} (kgf/cm ²)	ヤング係数 E _s 10 ⁶ (kgf/cm ²)	伸率 (%)	対応するグループ および用途
D16	1.99	3,380	4,920	1.95	26.5	④の帯筋
D16	1.99	4,530	6,260	1.86	17.6	⑥⑦の帯筋, 主筋
D19	2.87	4,760	6,690	1.89	15.1	④の主筋
ℓ4.5	4.17	3,260	4,480	2.12	24.5	④の拘束鉄板
ℓ4.5	4.20	3,270	4,490	2.13	23.7	⑥の拘束鉄板
ℓ4.5	4.46	3,950	4,540	2.18	22.4	⑦の拘束鉄板

*鉄筋は公称断面積(cm²)を, 鉄板は実測板厚(mm)を, それぞれ表す。

2. 高軸力・変動軸力を受ける柱の破壊実験

2.1 試験体の設計

実施設計の柱(断面 850×850, 主筋径 D35, 重ね長さ ℓ_p=30 d_b)の鉄板補強範囲は, 重ね長さ(ℓ_p=1.2D)または内法高さの計画である。これらの条件を忠実に約 1/2または1/2.5に縮小した試験体の諸元を表一に, 試験体の概要を図二に, 横断面詳細を図三に, それぞれ示す。内柱(主筋12本, 一定軸力), 外柱(主筋16本のうち芯鉄筋4本, 変動軸力)および耐震壁に取り付く側柱(同, 変動限界軸力)を模擬した。いずれも, 曲げ降伏形であり, 重ね長さは主筋径の30倍である。④グループは, 1階の柱を対象に, L/D=3.25である。継手部を田形鉄板で, その他の範囲を田形帯筋で補強した。⑥グループは, 2階以上の上層の柱を対象に, L/D=2.42である。ここには, 内法高さ全域を鉄板で拘束補強したものもある。⑦グループは, 側柱を対象に, 変動限界軸力(-1.0F_s・A_g ~ +1.0F_c・BD, F_s:規格最小降伏強度 4,000 kgf/cm²)を受ける場合である。ただし, 試験体 CS-30S-P7は参考

のために行ったものである。

被りコンクリート部には拘束鉄板および帯筋を内蔵する遠心成形プレキャスト管(PC_a管)を用いた。PC_a管内部のコンクリートは後打ち(縦打ち)である。

鉄筋・鉄板の材料試験結果を表二に示す。主筋の品質はSD390, 拘束鉄板の品質はSS400である。PC_a管のコンクリート実強度は491~626 kgf/cm²に分布した。

2.2 加力および測定方法

建研式加力装置を用いた。内柱・外柱・側柱それぞれの加力パス実績例を図四に示す。側柱の場合は, 引張軸力N₂'に達したときの水平変形を一定に保持し, 引張軸力をN₂'に上げた。

最外縁鉄筋降伏時の変位δ_yを基準に整数倍の変位で各2回正負繰り返し加力した。試験区間の相対水平変形, 軸方向変形, 鉄筋や鉄板のひずみを測定した。

2.3 実験結果および考察

2.3.1 変形性状 図五に荷重~変形関係および破壊経過を示す。圧縮軸力を受ける正方向水平加力のとき, CS-30S-P1とCS-30S-P2は最外縁の引張鉄筋と圧縮

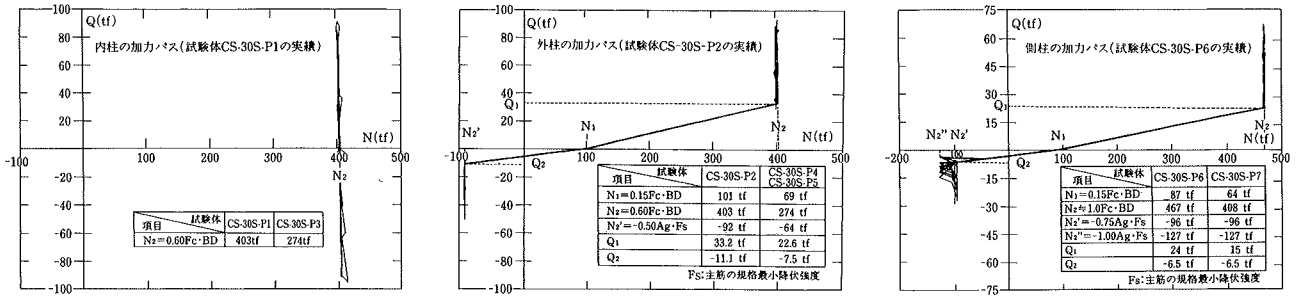


図-4 加力パス

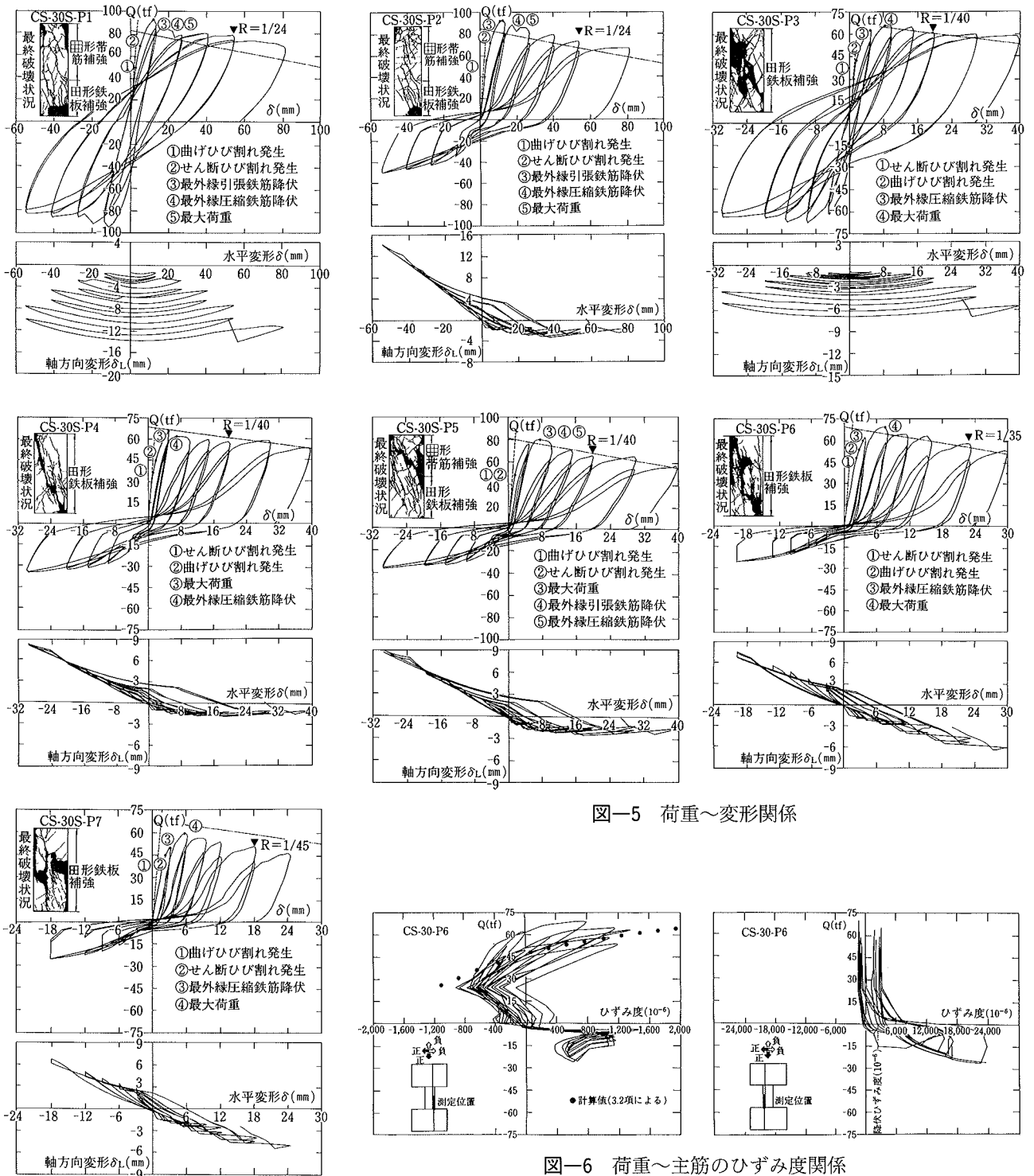


図-5 荷重～変形関係

図-6 荷重～主筋のひずみ度関係

表-3 諸荷重の実験値と計算値 (圧縮軸力を受ける正方向水平荷重時)

試験体	曲げひび割れ荷重*		せん断ひび割れ荷重*			Q _{sy} (tf)		実計		最大荷重							
	Q _{bc} (tf)		Q _{sc} (tf)			Q _{sy} (tf)		実計		実験値 Q _u (tf)	曲げ耐力計算値						実計
											継手部			一般部			
	実験値	計算値	実計	実験値	計算値	実計	実験値	計算値	計算値	cσ _B (kgf/cm ²)	cε _B (10 ⁻⁶)	Q _{uf} (tf)	cσ _B (kgf/cm ²)	cε _B (10 ⁻⁶)	Q _{uf} (tf)		
CS-30S-P1	48.0	45.6	1.05	67.9	39.7	1.71	91.5	66.3	1.38	91.5	724	12,300	72.0	562	8,710	92.1	1.12
CS-30S-P2	55.9	44.4	1.26	72.0	39.9	1.80	92.3	67.8	1.36	92.8	767	11,400	76.3	582	8,140	94.6	1.09
CS-30S-P3	42.1	41.9	1.00	30.0	33.1	0.91	63.4	59.3	1.07	65.6	911	12,500	69.8	継手部と同様		64.9	0.97
CS-30S-P4	45.0	42.3	1.06	36.1	33.1	1.09	58.1	59.8	0.97	65.4	911	12,500	70.5	継手部と同様		66.7	0.95
CS-30S-P5	48.0	42.3	1.13	48.0	33.1	1.45	80.5	70.5	1.14	80.5	911	12,500	70.5	738	9,970	93.2	0.98
CS-30S-P6	54.0	66.2	0.82	48.0	49.4	0.97	降伏せず	—	—	69.1	1,040	14,900	69.6	継手部と同様		68.7	1.00
CS-30S-P7	45.0	56.7	0.79	45.0	41.0	1.10	降伏せず	—	—	59.7	976	18,900	69.6	継手部と同様		67.6	0.87

* ひび割れは目標軸力(短期設計軸力N_s)導入後に生じた。
 $Q_{bc} = 2Z_c(\sigma_t - \sigma_{oc})/L$
 $Q_{sc} = \left\{ K_c(500 + \sigma_B) \frac{0.085}{M/Qd} + 1.7 \right\} Bj(1 + \frac{\sigma_{oc}}{150})$ $k_c = 0.73$ (d=33cm) $k_c = 0.76$ (d=27cm)

記号 A_c: 鉄筋を考慮した断面積
 d: 断面の有効せい
 j: 7/8d

Z_c: 鉄筋を考慮した断面係数
 σ_B: コンクリート圧縮強度
 α: コンクリート割裂強度
 σ_{oc}: 軸方向応力度(N_s/A_s)

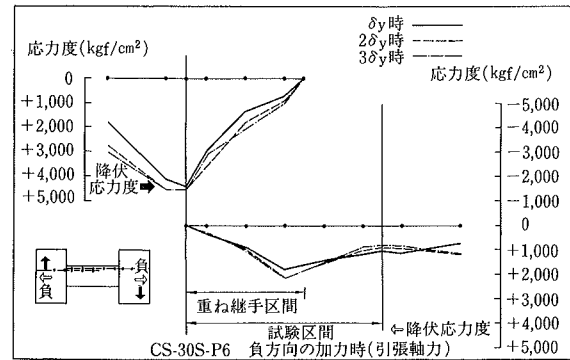
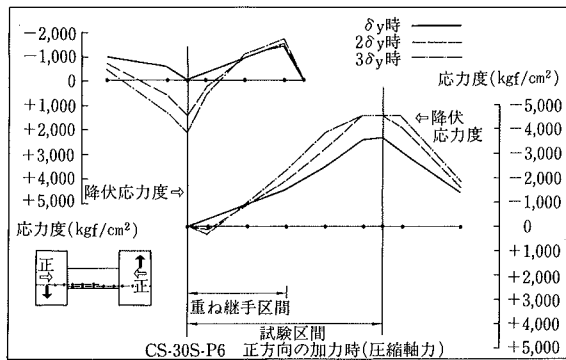


図-7 主筋の応力度分布

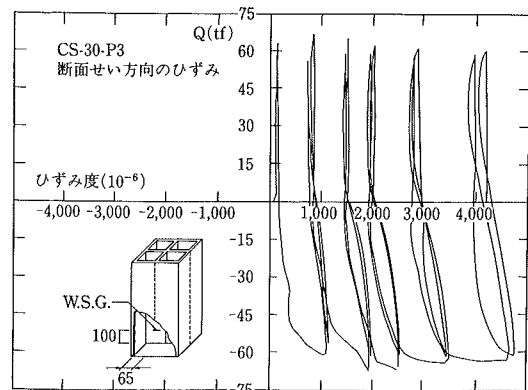
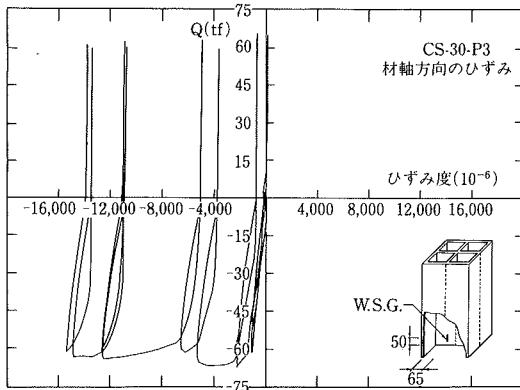


図-8 荷重～拘束鉄板のひずみ関係

鉄筋がほぼ同時に降伏し、その後、コンクリートが圧壊して最大荷重に達した。その他のものは、最外縁圧縮鉄筋の降伏を経てコンクリートの圧壊で最大荷重に達するか、あるいは圧縮降伏を経ず直ちに最大荷重に達した。この相違は、コア断面に対する軸方向応力度レベルの差(前者で圧縮応力度 374 kgf/cm²、後方で 410~700 kgf/cm²)によると考えられる。一方、引張軸力を受ける負方向水平加力するとき、主筋は圧縮降伏せず、引張降伏を経て試験範囲内の最大荷重に達した。いずれも、せん断破壊や付着割裂破壊を起こさず、実験終了まで軸力を保持し安定した荷重履歴を確認した。図中に最終破壊状況を示す。鉄板拘束部の被りコンクリートは剝離している。

表-3 に諸荷重の実験結果を示す。

2.3.2 ひずみ性状 図-6 に継手部の危険断面位置の主筋のひずみ履歴を、図-7 に主筋の応力度分布を示す。継手部を適切に拘束すれば、主筋の降伏域は内部に進展しない特徴がある。図-8 に、一定軸力下の拘束鉄板(中子鉄板)の幅方向および材軸方向のひずみ履歴を示す。拘束鉄板は、曲げによる引張抵抗に寄与しないこと、コンクリート拘束に効果の有ることが分かる。

3. 終局強度設計式の検討

3.1 仮定

終局強度を算定する場合、鉄板補強部では被りコンク

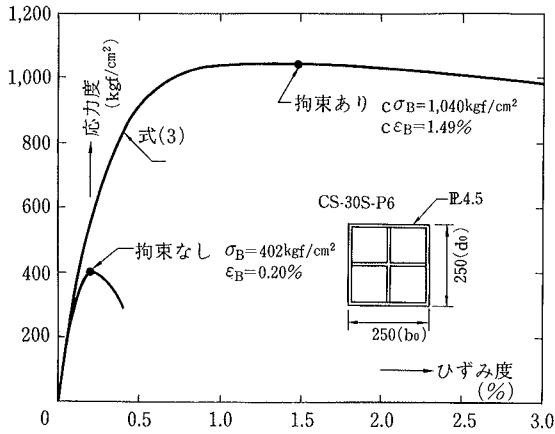


図-9 拘束されたコンクリートの応力度～ひずみ度関係

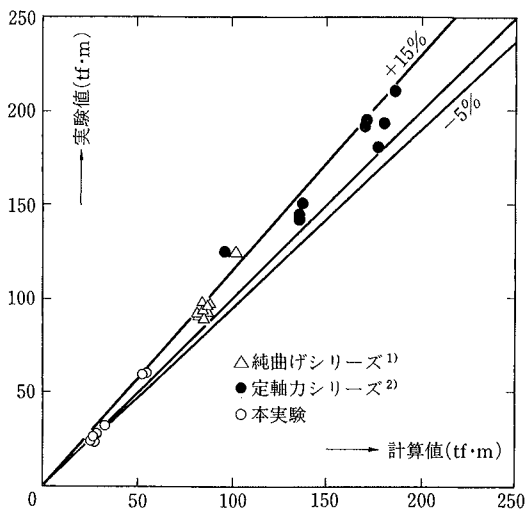


図-11 曲げ終局強度計算値と実験値の比較

リートを無視し、帯筋補強部では全断面有効とする。曲げ終局強度は、拘束コンクリートの構成則を用い、断面力の釣合とひずみの適合条件を考慮した塑性曲げ理論に基づく。せん断終局強度および付着割裂破壊強度の算定には、無拘束コンクリート強度を用いる。

3.2 曲げと軸方向力に対する終局強度式

3.2.1 拘束コンクリート構成則のモデル化

(1) 無拘束コンクリートの諸特性値 文献⁴⁾による。

$$\left. \begin{aligned} E_c &= 9,200 \sigma_B^{0.3} \gamma^2 \\ \epsilon_B &= (2\sigma_B + 1,200) 10^{-6} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1)$$

記号 γ : 気乾単位容積重量

(2) 拘束コンクリートの諸特性値 各種横補強形状を包含する鈴木らの研究成果⁵⁾を採用した。

$$\left. \begin{aligned} c\sigma_B &= \left[1 + 4.41\alpha\beta_1 \frac{p_w \cdot \sigma_y}{\sigma_B} (1 - 1.24 \frac{s}{d_0}) \right] \sigma_B \\ c\epsilon_B &= \left[1 + \left(\frac{100}{\sigma_B} \right)^2 \alpha\beta_2 \cdot p_w \cdot \sigma_y (1 - 1.1 \frac{s}{d_0}) \right] \epsilon_B \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2)$$

ここで、 $\alpha = 0.7 + 0.075n$ ($n \leq 4$)
 $\alpha = 1$ ($n \geq 4$)
 $\beta_1 = 1 - 0.12 / (n + 0.35)$
 $\beta_1 = 1 - 1.0 / (n + 1.9)$

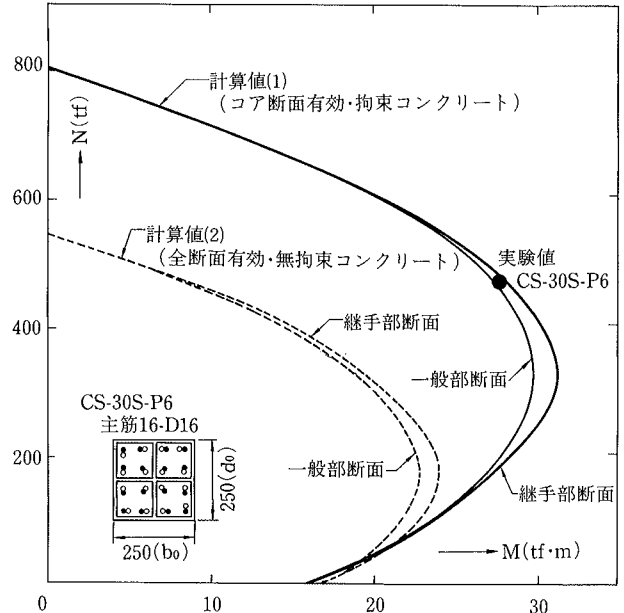


図-10 柱の曲げ終局強度

記号 n : 中子材の数。ただし、中子筋が外周帯筋に溶接されていないとき、2本の場合は $n=1.7$ とする。

p_w : 横補強材の断面積比

s : 横補強材の間隔

(3) 拘束コンクリートの構成則 文献⁶⁾による。

$$\left. \begin{aligned} 0 \leq \epsilon \leq c\epsilon_B &: \sigma = c\sigma_B [1 - (1 - \epsilon/c\epsilon_B)^A] \\ \epsilon > c\epsilon_B &: \sigma = c\sigma_B \cdot \exp[-k(\epsilon - c\epsilon_B)^{1.35}] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3)$$

ここで、 $A = E_c \cdot c\epsilon_B / c\sigma_B$

$$k = 0.5 \sigma_B \cdot \exp(-0.01 \rho_s \cdot \sigma_y)$$

記号 ρ_s : 横補強材の容積比

図-9に、上式に従ったコンクリート構成則を示す。

3.2.2 曲げ終局強度式の適合性 図-10に示すように、

計算値(1)と計算値(2)の曲げ終局強度の差は、通常、軸力が小さい範囲では少ない。しかし、高軸力を受けるような場合、コンクリート強度に及ぼす横補強量の影響を適切に評価しなければならない。図-11に、曲げ破壊型の実験値と計算値の比較を示した。計算値は、両端の横補強量や主筋位置が異なる場合、平均値とした。実験値は計算値の+15%～-5%の範囲に分布している。今回の曲げ終局強度設計式は実験値を評価し得た。

3.2.3 軸力制限 塑性率4以上を確保するため、設計用軸力を以下のように制限する。

$$-k_1 \cdot A_g \cdot \sigma_y \leq N \leq +k_2 \cdot b_0 \cdot d_0 \cdot c\sigma_B \dots\dots\dots(4)$$

引張軸力に対する係数 k_1 は1.0とする。圧縮軸力に対する係数 k_2 は、図-12の値を採ることができる。図中の $k_2=0.2$ は $N / (BD\sigma_B) = 1/3$ にほぼ相当する (仮定: 田形拘束鉄板, $\sigma_B = 300 \text{ kgf/cm}^2$, $p_w \cdot \sigma_y = 45 \text{ kgf/cm}^2$)。

3.3 せん断に対する終局強度式

終局強度型耐震設計指針⁷⁾ A法による。

$$V_u = b_{0j} \cdot p_w \cdot \sigma_y \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b_0 d_0 v \sigma_B / 2 \dots\dots\dots(5)$$

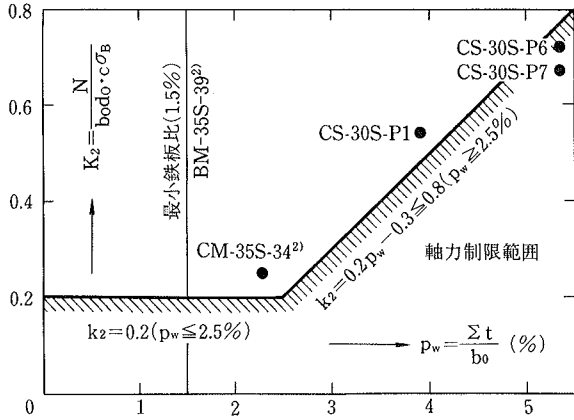


図-12 k₂ と p_w の関係

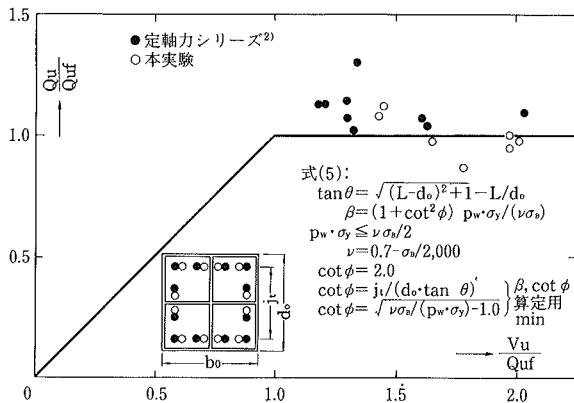


図-13 せん断終局強度計算値と実験値の比較

せん断に対して安全側の設計になるよう、降伏ヒンジを計画しない場合の係数を採用する。詳細は指針参照。

図-13に指針式の算定値と実験値の比較を示す。破壊モードを判別しており、設計式として有効である。

3.4 付着割裂に対する終局強度式

本工法では、重ね継手主筋の降伏域は内部に進展させないため、設計用平均付着応力度 τ_b を下式で算定する。

$$\tau_b = a_t \cdot \sigma_y / (\psi \cdot l_p)$$

主筋の付着割裂強度は藤井・森田式²⁾による。コンクリートを縦打ちする柱を対象としているので、原式の下端筋に相当する係数を用いる。

$$\left. \begin{aligned} \tau_{bu} &= \tau_{co} + \tau_{st} \\ \tau_{co} &= (0.4b_1 + 0.5)\sqrt{\sigma_B} \\ \tau_{st} &= 30.4k\Sigma t \sqrt{\sigma_B}/b_0 \text{ (下端筋用)} \end{aligned} \right\} \dots\dots(6)$$

係数は割裂パターンによる以下のうち小さい値を採る。

コーナー割裂: $b_1 = (2\sqrt{2} d_c - d_b)/d_b$, $k = \sqrt{2}$

全割裂: $b_1 = (b_0 - \Sigma d_b)/\Sigma d_b$, $k = 1.0$

図-14に、鉄板拘束による付着強度増分と拘束鉄板量の関係を示した。縦軸は、平均付着応力度から藤井・森田式による計算上のコンクリートの負担分を差し引いた残りである。藤井・森田式は、今回の実験による破壊モードを良く判別している。また、補強限界値も現象を捉えており、付着に対する設計に有効である。

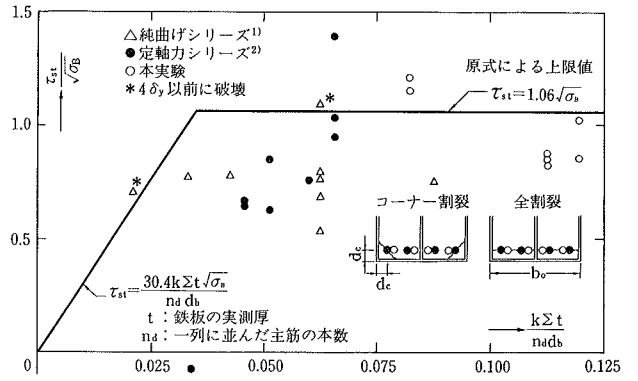


図-14 鉄板拘束による付着強度増分と藤井・森田式の評価

4. まとめ

今回、実施設計の柱を忠実にモデル化した構造性能確認実験を行い、引張から圧縮にわたる厳しい変動軸力のもとで塑性率4以上を確保することを確認した。また、これまでの一連の実験結果を総括し、曲げ・軸力・せん断・付着割裂に対する終局強度設計式を検討した。その結果、以下のことが分かった。

- ① 曲げ・軸力に対する終局強度の算定は、鉄板で拘束された内部コンクリートの構成則に基づく必要がある。
- ② せん断に対しては学会指針の式(5)が有効である。
- ③ 付着割裂に対しては、藤井・森田の式(6)で設計すればよい。

参考文献

- 1) 中山, 他: ハイラップ工法の開発 (その1) —拘束鉄板補強重ね継手の構造性能実験—, 大林組技術研究所報, No. 40, p. 90~95, (1990. 2)
- 2) 中山, 他: ハイラップ工法の開発 (その2) —拘束鉄板補強重ね継手柱の構造性能実験—, 大林組技術研究所報, No. 41, p. 55~60, (1990. 8)
- 3) 中山, 他: ハイラップ工法の開発 (その3) —耐火性能および加熱後の構造性能—, 大林組技術研究所報, No. 45, p. 17~20, (1992. 8)
- 4) 友沢, 他: 高強度・超高強度コンクリートの基礎的力学特性に関する調査, 日本建築学会大会学術講演梗概集 A 材料施工, p. 497~498, (1990)
- 5) 鈴木, 他: 角形横補強筋によるコンファインドコンクリートの拘束機構と強度・変形特性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 11, No. 2, (1989)
- 6) Apostolos Fafitis, Surendra P. Shah: Prediction of Ultimate Behavior of Confined Columns Subjected to Large Deformations, ACI Journal, (1985. 7-8), Vol. 82, No. 4, p. 423~433
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説 (1990)
- 8) 藤井, 他: 異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究—第2報 付着割裂強度算定式の提案—, 日本建築学会論文報告集, No. 324, p. 45~53, (1983. 2)