

論文

[2078] プレキャスト RC 造柱の埋込み接合部の挙動に関する実験的研究

正会員 ○小山内 裕 (オリエンタル建設 技術部)

正会員 今井 昌文 (オリエンタル建設 技術研究所)

正会員 加藤 博人 (建設省 建築研究所)

正会員 渡辺 史夫 (京都大学 建築学科)

1. まえがき

建設ブームは峠を越えたと言われながらも、RC造建物の建設現場では労務事情の大幅な改善は望むべくもなく、省力化と効率化のためにプレキャスト(PCa)部材による組立工法の要求はますます高くなってきた。組立工法の生命は接合部であり、柱梁接合部の研究は数多くなされている。柱脚については鉄骨系の建物では研究も多く設計手法まで整備されているが、RC造建物では、特に埋込み柱の場合、設計指針もなく計算方法も定かでない。柱脚の種類には基礎地中梁施工後に柱をセットする上置き形式と基礎の中に柱脚を埋め込む埋込み形式とがある。上置き形式には露出型と根巻き型があり、埋込み形式には先置き型と後置き型(ソケット型)がある。

PCa組立工法では露出型が多く使用される。ソケット型は施工時の柱の自立性など能率的でありながら設計法が確立されていないためかその使用例は少ない。また、安全側の設計を行うため基礎が大きくなりがちである。今後ますます増えるであろうPCa組立工法の適用に対し、早急な埋込み式柱の柱脚設計法の確立を期待する。

プレキャストRC造埋込み柱脚部の経済的・合理的な設計法を確立する為には埋め込まれた柱の固定度の評価、変形性能の確保さらに破壊形式の把握が必要である。また実際の設計のためには埋め込まれた柱とソケット部の力の伝達、ソケット部に発生する応力およびそれに対する効果的な補強筋の配置方法を明確にしなければならない。

本研究では、前述の内容のうち、基礎に埋め込まれたソケット型PCa柱の中柱および側柱について埋込み深さその他のパラメーターとした柱の固定度と変形性状を明確にすることを目的として実験を行い考察を加える。

2. 試験体概要

試験体に使用した材料を表-1,2に示す。試験体の大きさは実物の1/2とした。柱脚の固定度に影響を与える要素として、埋込み深さ、基礎補強筋量、へりあき幅、柱の挙動に影響のある柱軸力を変化させた試験体を製作した。試験体のパラメーターを表-3に示す。

試験体の形状寸法および配筋を図-1に示す。柱主筋は中柱・側柱とも8-D25とした。なお、表-3中のTYPE-1およびTYPE-11は従来工法による一体打ちである。

表-1 コンクリート(kgf/cm²)

TYPE	部材	Fc	Ec
1~4	柱	581	3.23x10 ⁵
	基礎	217	1.81x10 ⁵
11~17	柱	376	2.81x10 ⁵
	基礎	187	1.93x10 ⁵

表-2 鉄筋 (tonf/cm²)

鉄筋	σ_y	σ_b	Es
D-13	3.140	4.720	1940
D-16	3.260	5.010	1890
D-22	3.820	5.730	1850
D-25	3.860	5.370	1880

 σ_y : 降伏時応力度 σ_b : 破断時応力度

表-3 パラメーター

TYPE	へりあき幅 b	埋込み深さ De	補強筋 n-D22	
			上端	柱底
中柱	1	30 cm	-	6
	2	30	75 cm	4
	3	30	62.5	4
	4	30	50	4
側柱	11	25	-	4-U
	12	25	75	3-U
	13	30	75	4-U
	14	20	75	4-U
	15	25	75	4-U
	16	25	62.5	4-U
	17	25	50	4-U

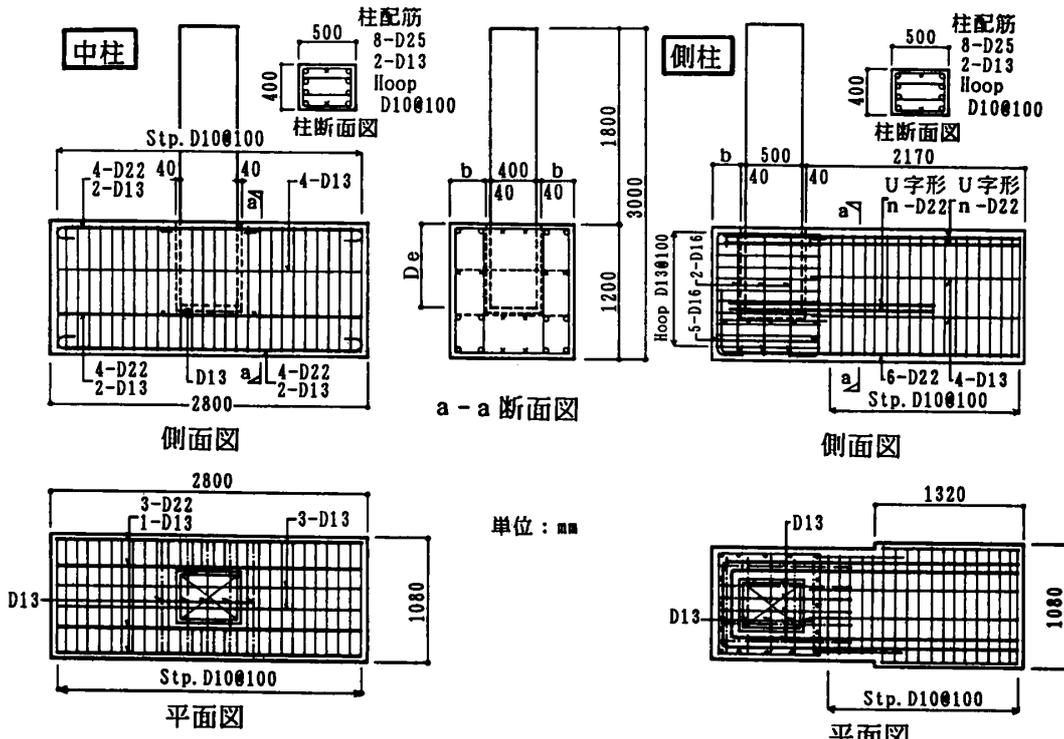


図-1 試験体の形状寸法・配筋図

側柱試験体の基礎には表-3に示すとおり、U字形の補強筋D22を配置した。U字形補強筋は鋼管構造設計指針（式(1)）により算定し、柱の耐力に対して必要な補強筋量4-U-D22を標準とした。

$$Mu' = Tu \cdot \left(\frac{d}{2} - dt \right) + Cc \cdot \left(\frac{d}{2} - \frac{dc}{2} \right) \quad (1)$$

- Mu' : 脚部の終局曲げ耐力
- Cc : 基礎コンクリートの終局支圧耐力
- Tu : 補強筋の引張り降伏耐力
- d : =De
- dt : 補強筋の重心位置からコンクリート端部までの距離
- dc : コンクリートの支圧抵抗深さ

今回の試験は鋼管構造とは異なったメカニズムの可能性があるので、基礎補強筋の少ない試験体(TYPE-12)を設定した。柱と基礎の空隙40mmの部分には流動性の高いプレミックスタイプの早強モルタル（骨材径2mm以下、Fc=600kgf/cm²）を充填した。

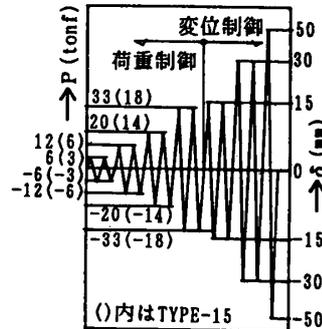


図-2 加力サイクル図

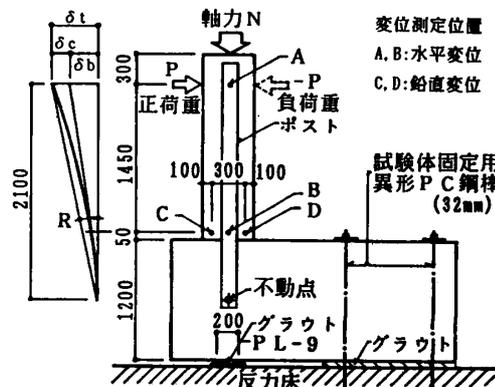


図-3 加力位置・変位計位置図

3. 実験概要

試験体は、柱脚に生じる曲げモーメントおよびせん断力に抵抗するために、異形PC鋼棒(32mm)4本で反力床に圧着した。

側柱の柱脚直下は柱軸力を支持するために鉄板(9mm)を敷き、20cmの長さで基礎全幅に亘ってグラウトを注入した。

柱軸力は、TYPE-15は10tonf、その他は120tonfを200tonfジャッキで柱頭に加力し、油圧制御装置を使用して一定にコントロールした。また、リニアウェイと補助ジャッキを使用して200tonfジャッキを柱頭水平変位に追従させた。

水平力は50tonfジャッキにより正負交番荷重を加え、柱曲げ終局荷重または柱頭変位 $\delta t = \pm 15\text{mm}$ までは荷重制御、柱頭変位 $\delta t = \pm 15\text{mm}$ 以降は変位制御として $\delta t = \pm 50\text{mm}$ を最終とした。加力サイクルを図-2に示す。

測定に使用した変位計の位置および加力点位置を図-3に示す。変位計は不動点に固定したポストを基準として、A,Bで水平変位量を、C,Dで鉛直変位量を測定した。これによりスタブの回転変位は取り除かれる。

4. 実験結果と考察

各種耐力の計算は、中柱・側柱毎の材料試験の実測平均値を使用し、日本建築学会「鉄筋コンクリート終局強度に関する資料」によった。本論文の荷重(P)-変位(柱頭 δt)曲線は主として履歴曲線の内、包絡線を掲載した。

中柱においては、負荷重によるP- δt 曲線は正荷重の場合と同形状を示すので省略する。

全ての試験体は柱の曲げ破壊により終局荷重に至った。

4.1 全体変形(δt)

a. 中柱：剛性はP- δt 曲線(図-4)によればP=0~21.2tonfでは、TYPE-2, 3, 4はほぼ等しいのに対して、TYPE-1の剛性がやや小さい。P=21.2~38.8tonfではTYPE-4, 3, 2, 1の順に変位量 δt が小さく、埋込み深さとの相関性があり、埋込み深さは柱の剛性に影響する。

終局荷重はTYPE-1, 2, 3, 4ともほぼ同じで、埋込み深さの影響はない。

インデックス

図-4~10に共通

表-4 各種耐力計算値

荷重 P	軸力 (tonf)	
	N=120	N=10
Mu	○	●
Mscr	△	▲
Mcrr	□	■

Mcrr : 曲げひび割れ時
Mscr : 曲げせん断ひび割れ時
Mu : 曲げ終局時

× : 柱主筋引張り降伏位置

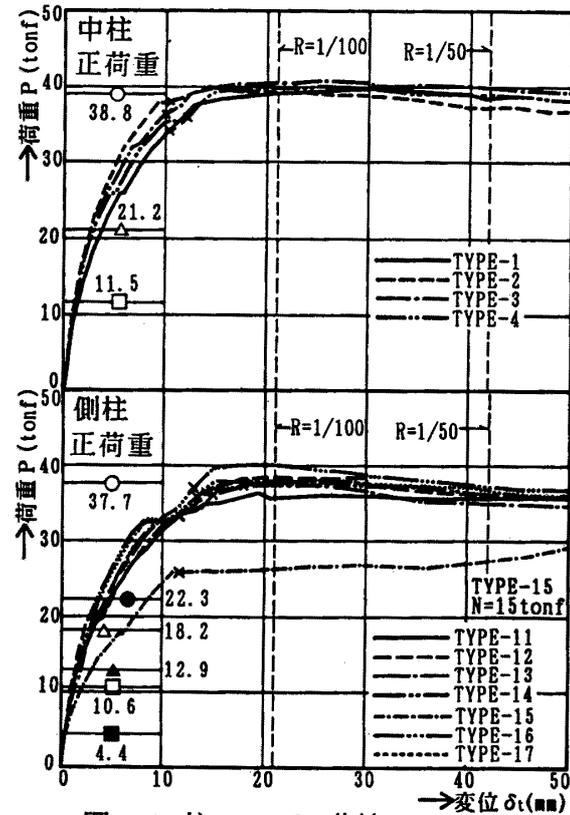


図-4 柱のP- δt 曲線

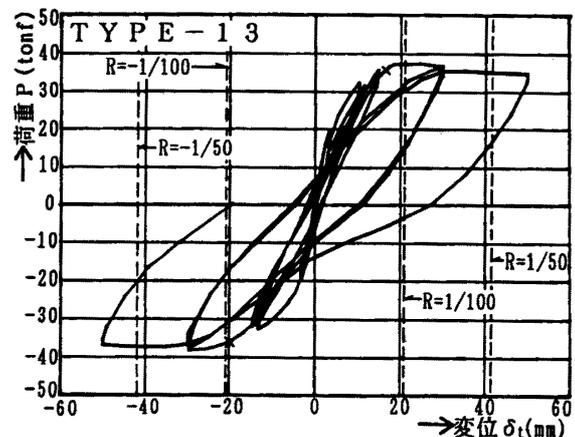


図-5 柱のP- δt 履歴曲線

b. 側柱：正荷重のP- δ t曲線(図-4)では軸力の低いTYPE-15を除けば、各試験体の曲線は同一形状を示しており、一体打ち(TYPE-11)と埋込み式の差異もない。図-5に実物と同プロポーションの試験体(TYPE-13)の履歴曲線を示す。

負の荷重(図-6)では各試験体の曲線には曲げせん断ひび割れ荷重以前・以後の剛性、明瞭な部材降伏点、終局荷重の大きさなどに様々な特徴がみられ、これらの曲線の特徴を概念的に表したのが図-7である。

①は一体打ちで柱主筋の引張り降伏による明瞭な部材降伏点が見られ、埋込み式の他の試験体では明瞭な折れ曲がり点が見られない。初期剛性：初期剛性の小さい曲線はへりあきの小さい③と軸力の小さい④で、大きいのは②⑤である。②⑤は曲げせん断ひび割れ荷重以後の剛性が小さい。初期剛性の大小はへりあき幅および軸力に依存している。

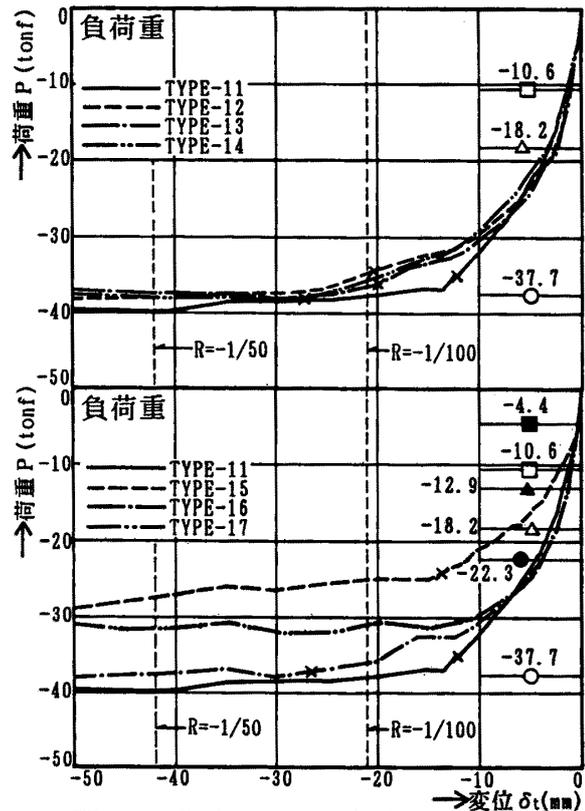


図-6 側柱のP- δ t曲線

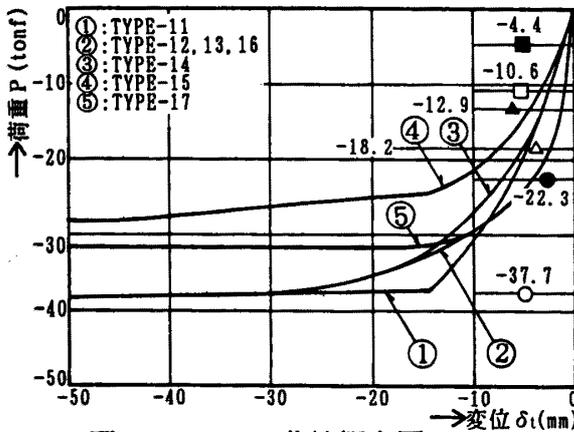


図-7 P- δ t曲線概念図

終局荷重：⑤(TYPE-17)はP=-30tonfを越えると、変位量が著しく大きくなっているが、柱主筋、基礎補強筋とも引張り降伏ひずみには至らず、P=約-32tonfで終局荷重となり柱の保有する終局耐力に達していない。これは埋込み深さが不十分なためである。その他のTYPEではすべての試験体が柱の保有する終局耐力に達している。また図-6(TYPE-12, 13, 14)でわかるように埋込み深さが十分であればへりあき幅は柱の終局耐力には影響を与えない。

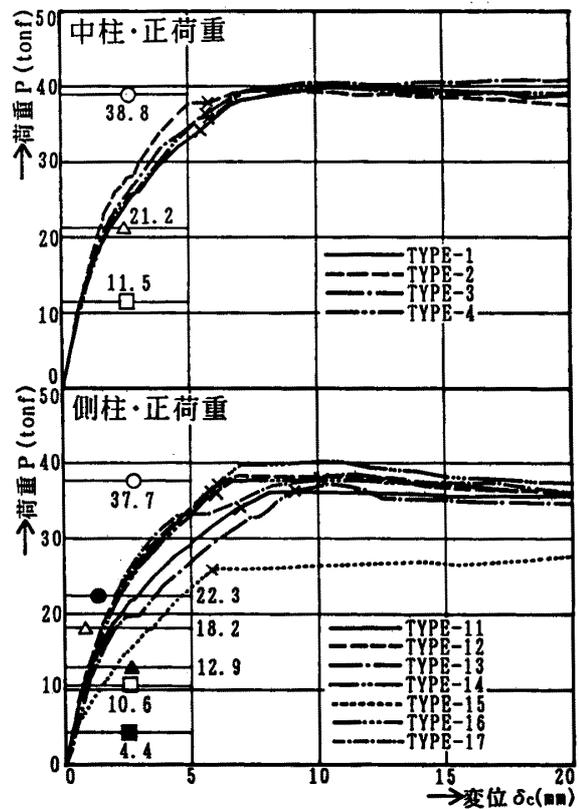


図-8 柱のみの変形によるP- δ c曲線

4. 2 変形量の分析

a. 柱のみの変形(δc) : 図-8は基礎上面より上の柱の変形による柱頭の変位量(δc)である。

これらの図より、軸力の小さいTYPE-15(N=10tonf)を除きすべての試験体はほぼ同一曲線であることがわかる。よって柱脚の固定度の違いは基礎上面より上部の柱自体の変形に影響を及ぼさないと見える。

b. 基礎部の変形(δb) : 全変位量(δt)と柱のみの変位量(δc)の差は、基礎に埋め込まれた柱脚部分の変形による柱頭変位量(δb)となる。荷重Pと δb の関係を図-9, 10に示す。

P- δb 曲線はTYPE-1~4, TYPE-11~17の正荷重(図-9) およびTYPE-11の負荷重(図-10)では類似の形状を示す。

側柱の負荷重における曲線(図-10)では、曲げせん断ひび割れ荷重以降は剛性が次第に小さくなり終局荷重に至っている。これは基礎に埋め込まれた部分の柱に対する拘束度が徐々に低下するためと考えられ、ひび割れ(図-11)発生状況からも類推される。

4. 3 柱脚の固定度に影響する要因

a. 埋込み深さ比 : 中柱で、柱長径(D)の1.0倍でも基礎の挙動(図-9)が安定しているのは支圧力を柱の前後面にある剛性の高いコンクリートのスタブで受けるためと考えられる。

側柱では、負荷重時は埋込み深さが柱脚固定度に与える影響は大きく、埋込み深さが1.25D (TYPE-16)では柱脚部の挙動は安定しているが、1.0D (TYPE-17)では基礎の変形による柱頭の変位(図-10)が大きい。また柱軸力が小さいTYPE-15では基礎部分の変形も大きい。

b. ひび割れ : 基礎に発生するひび割れの内、最も大きなものは、負荷重における斜めせん断ひび割れ(図-11, ③)であり、基礎の変形に寄与していると考えられる。側柱における基礎ひび割れ発生過程は以下の通りである。

(1) 柱の両側の基礎上面に曲げひび割れ①が P=6~11tonfで発生する。

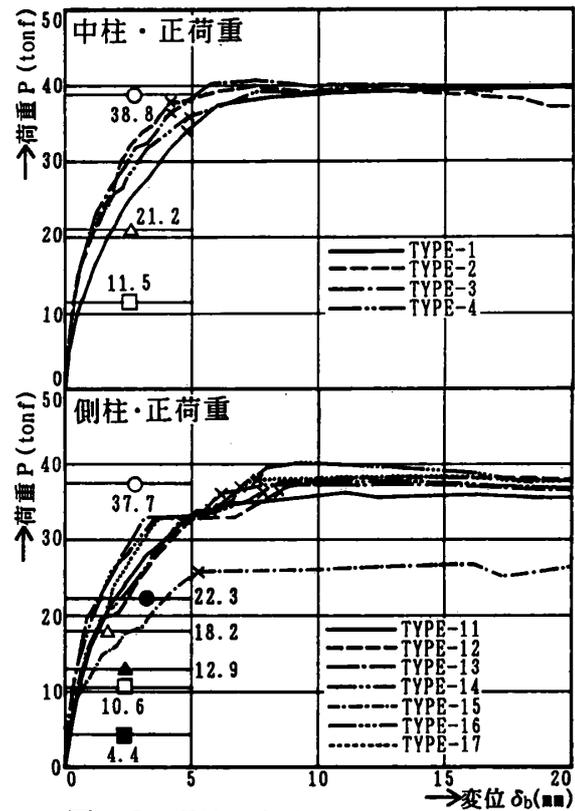


図-9 埋込み部変形によるP- δb 曲線

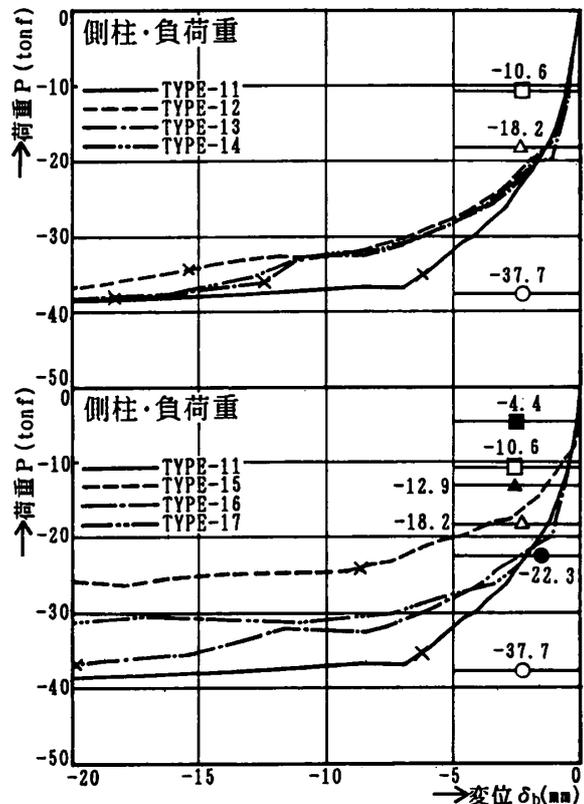


図-10 埋込み部変形によるP- δb 曲線

- (2)基礎上面の前面支圧側に曲げひび割れ②がP=11~24tonfで発生する。
- (3)支圧側基礎上面に柱出隅部から45度方向のせん断ひび割れ③がP=16~24tonfで発生する。
- (4)荷重の増大に伴い、斜めせん断ひび割れ③の幅は荷重方向に拡大するが、①②のひび割れ幅はそれほど拡大せず、長さが伸長する。

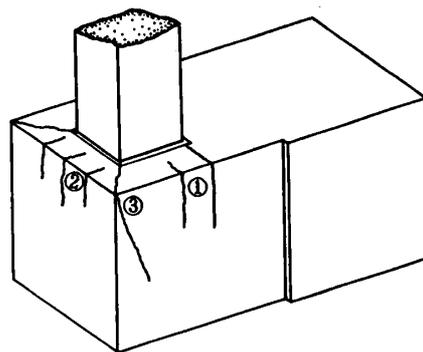
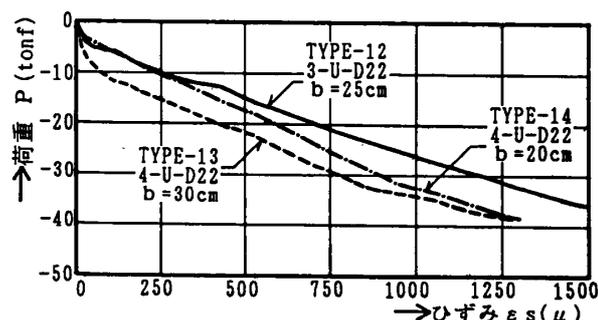


図-11 ひび割れ図

c. へりあき幅：図-10でTYPE-13, 14を比較すると埋込み部の変形にはへりあき幅の影響のないことがわかる。

d. 基礎補強筋量：図-10によれば補強筋量の少ないTYPE-12は $\delta b=12\text{mm}$ 以前ではTYPE-13, 14と同様な曲線となっているが $\delta b=12\text{mm}$ 以降ではTYPE-13, 14が荷重が増加しているのに対して、TYPE-12では増加の割合が低い。

図-12によればTYPE-12, 13, 14の基礎補強筋のひずみ ϵ_s はPの増加に伴い増加しており、基礎コンクリートが柱から受ける支圧力が鉄筋に伝達されていることがわかる。鉄

図-12 基礎補強筋のP- ϵ_s 曲線

筋量の少ないTYPE-12は δb 、 ϵ_s ともTYPE-13, 14に比べて大きく、補強筋量は柱脚の固定度に影響するといえる。鋼管構造指針による補強筋量の算定において降伏点応力を使用したか、全試験体とも降伏ひずみに至らず、生じた応力は同指針により算定される応力より小さいと考えられる。

5. 結 論

今回の実験で埋込み柱脚は一体式と同等の性能を有する構造として設計できることがわかった。各パラメーターの柱脚部の固定度に対する影響および変形能力については次の知見が得られた。

- (1)埋込み深さ：中柱は $D_e=1.0D\sim 1.5D$ の範囲では柱の終局耐力には埋込み深さの影響はない。側柱はTYPE-17は終局荷重は計算値に達しなかったが他のTYPEは計算値に達した。
- (2)へりあき幅：へりあき幅は初期剛性に影響するが $b=20\sim 30\text{cm}$ では基礎の変形に対し差がない。
- (3)基礎補強筋：基礎のU字型補強筋は基礎コンクリートの受ける支圧力を伝達するのに有効で、柱脚の固定度への影響が大きい。また今回の実験では鉄筋に生じた応力は、鋼管構造指針により算定した応力より小さい。
- (4)柱 軸 力：軸力の小さいものは基礎部の変形が大きく、柱軸力は基礎部の変形に影響する。
- (5)変 形 能 力：柱筋降伏時の柱頭変位量は $\delta t=14\sim 25\text{mm}$ ($R=1/150\sim 1/84\text{rad}$)で、最終変形量である $\delta t=50\text{mm}$ ($R=1/42\text{rad}$)の塑性変形(塑性率 $\mu=2.0\sim 3.6$ ；柱主筋引張り降伏時 $\mu=1$)に至るまで水平力の低下はなかった。

謝辞：本研究を行うにあたり御協力頂いた建設省建築研究所の岡本 伸氏、同 塩原 等氏、東京電機大学の立花正彦氏、日本設計の世良耕作氏、久米建築事務所の小幡 学氏に感謝の意を表します。

参考文献

- 日本建築学会編 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料 日本建築学会 1990.3
 日本建築学会編 鋼管構造設計施工指針同解説 日本建築学会 1990.1