

場所打ち杭の杭頭半剛接合法の開発

DEVELOPMENT OF STRUCTURAL METHOD OF SEMI-RIGID PILE HEAD CONNECTION FOR CAST-IN-PLACE CONCRETE PILE

小林勝巳 —*1 大西靖和 —*1
 森山英治 —*1 丸 隆宏 —*2
 寺岡 勝 —*3 木戸英樹 —*4
 和田 章 —*5

Katsumi KOBAYASHI —*1 Kiyokazu ONISHI —*1
 Eiji MORIYAMA —*1 Takahiro MARU —*2
 Masaru TERAOKA —*3 Hideki KIDO —*4
 Akira WADA —*5

キーワード：
 場所打ち杭, 杭頭接合部, 半剛接合, 耐震性能

Keywords:
 Cast-in-place concrete pile, Pile head connection, Semi-rigid connection, Seismic performance

The structural method of semi-rigid pile head connection for cast-in-place concrete piles has been developed. By this method, it is possible to reduce the bending moment of pile head to about half as much as the case of the conventional method, and it has the deformation performance of greater than 3/100 radian.

This paper presented the outline of loading tests of pile head connections, the proposal on evaluation method for structural characteristics of the semi-rigid pile head connection, and the trial calculation results applied for the pile foundation of the 15-story apartment building.

1.はじめに

従来から、杭頭の接合方法をピン接合に近づけることが可能であれば、地震時に生じる杭頭曲げモーメントを低減できると考えられている。日本建築センターの一次設計の指針¹⁾においても、その効果を杭頭固定度 α_r として表し、実験によって確認することを前提として、杭の応力算定に採用して良いことが示されている。ピン接合に近づけることは技術的には十分可能であり、多くの特許・実用新案等が発表されている。しかしその構造性能の評価方法や、経済性の面からの実現可能性が検討された例は少ない^{2)~4)}。

一方で、在来工法における各杭種の実験結果によると、通常の建物に使用されるような軸力下において、杭頭固定度は概ね1.0に近いことが知られている¹⁾。そのため場所打ち杭を含めた在来工法の場合には、杭頭固定として応力算定を行っているのが現状である。

本報告でとりあげる場所打ち杭は、一般的な中高層建物において最も経済的な杭工法の一つである。しかし剛性および曲げ耐力が大きいため、杭頭固定とすると杭頭部に大きな曲げモーメントが生じる傾向にある。この杭頭曲げモーメントを低減できれば、パイルキャップや基礎梁の応力も低減することができ、大きな利点がある。

そこで筆者らは、経済性の面からも実現可能性がある半剛接合法の開発を行った。具体的には、1次設計時の杭頭固定度を約1/2に低減し、かつ3/100以上の大きな変形性能を有することを目標とした。本報告では、構造性能の確認と評価法作成のために実施した構造実験の概要と、半剛接合法のモデル化手法、さらに具体的な事例に適用した場合の耐震性能評価の試算結果について報告する。なお、本来杭頭固定度に関連する回転拘束条件は、他に基礎梁等の架構の変形や基礎全体のロッキングにも影響されるが、ここでは杭頭接合

法のみを対象として議論を進める。

2.半剛接合法の概要

図1に、在来工法および考案した半剛接合法の杭頭接合法の概要を示す。これらは、5章の事例解析に示す15階建の共同住宅を想定して断面形状および配筋量が設定されたものである。在来工法においては、非常に多くの杭主筋をパイルキャップ内に定着するため、パイルキャップ内の応力および基礎梁への応力伝達に関しても配慮する必要が生じる。半剛接合法では、杭主筋をパイルキャップに定着しないかわりに、断面の中央寄りに配置した比較的少量の定着筋を用いてパイルキャップと接合する。

さらに、杭とパイルキャップの間には杭よりも断面積の小さい接合部分を設け、杭頭の回転剛性を低下させるとともに、接合部分の

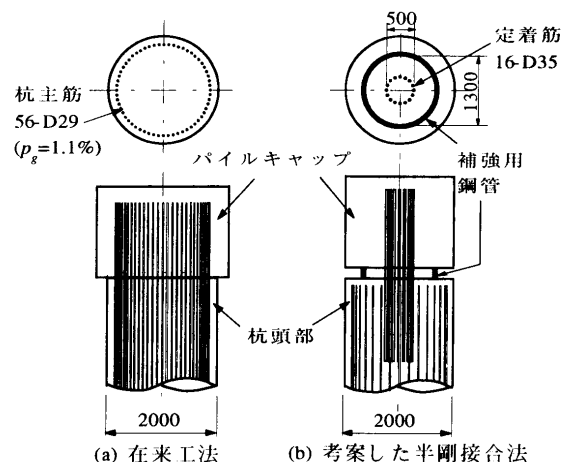


図1 杭頭接合法の概要

*1 ㈱フジタ技術研究所
 (〒243-0125 厚木市小野2025-1)

*2 ㈱フジタ東京支店

*3 ㈱フジタ技術研究所 部長・博士(工学)

*4 ㈱フジタ大阪支店

*5 東京工業大学建築物理研究センター 教授・工博

*1 Technology Research Institute, Fujita Corporation

*2 Tokyo Branch, Fujita Corporation

*3 Research General Manager, Technology Research Institute, Fujita Corporation, Dr. Eng.

*4 Osaka Branch, Fujita Corporation

*5 Prof., Dept. of Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

表1 試験体の諸元

試験体名	接合方法	定着筋	鋼管	杭断面に対する軸圧比 η^*
No.8	在来工法	10-D13(杭主筋)	-	変動 $-0.05 F_c^{**} \sim 1/4 F_c$
No.9	半剛接合法	6-D13	あり	一定 $0.1 F_c$
No.10				変動 $-0.05 F_c \sim 1/4 F_c$
No.11				なし

(* $\eta = N/(A_p \cdot F_c)$, N ; 軸力, A_p ; 杭断面積, ** $F_c = 30 \text{ N/mm}^2$)

コンクリートを鋼管で拘束することによって靱性を向上させる。接合部分の断面積は杭断面積の約 40%とする。これは、柱の断面積よりも若干大きい程度である。補強用鋼管には杭とパイルキャップ間の応力伝達を期待せず、どちらにも定着しない。実際の施工に当たっては、杭頭コンクリートのはつり作業を行った後に、接合部の鋼管を設置し、接合部およびパイルキャップのコンクリートを打設し一体化させる。

3. 構造実験の概要

3.1 試験体および加力方法

構造実験の目的は、考案した接合法が目標とする構造性能を満足することを確認することと、性能評価法作成のための資料を得ることである。試験体の一覧を表1に、杭頭接合詳細を図2に示す。No.8は在来工法、No.9~11は半剛接合法で、約 1/5 に縮小した試験体であり、軸圧および鋼管の有無をパラメータとした。すなわち、No.9は中柱下を想定して一定軸圧とし、No.10~11は側柱下を想定して変動軸圧とした。No.11は、接合部の鋼管を設置しない試験体であり、鋼管の効果を検証することを意図したものである。コンクリートの設計基準強度は $F_c = 30 \text{ N/mm}^2$ 、シリンダー試験による圧縮強度は杭が 34.9 N/mm^2 、パイルキャップが 38.4 N/mm^2 である。

図3に試験体形状と加力方法を示す。加力方法は、パイルキャップを固定して、他端をローラーとする不静定梁形式とした。これは杭頭固定度を実際に測定することと、杭頭曲げ耐力が低下した状態で所定のせん断力を杭頭に作用させるためである。特に後者の理由から、片持ち梁方式の加力方法を採用すると、シアスパン ($a = M_0 / Q_0$) が一定のため、曲げ耐力が低下した状態で所定のせん断力を杭頭に作用させることが困難となる。試験体の杭頭シアスパン比 ($M_0 / (Q_0 B)$, B は杭径)は、予備解析の結果を参考にして、弾性でかつ杭頭固定と仮定した場合に 2.2, 終局時に在来工法で 1.7, 半剛接合法では 0.7 となるように定め、載荷点位置と杭軸部の配筋量 ($p_g = 2.0\%$) を設定した。なお、杭頭に作用するせん断力 Q_0 と軸力 N の関係については図 3(c)のように設定し、載荷荷重 P と支点反力 R の実測値から Q_0 を換算しながら加力を行った。

3.2 結果の概要

図4に載荷荷重 P と載荷点の変位 δ の履歴曲線の例 (No.10) を、図5には杭頭の曲げモーメント M_0 - 回転角 θ_0 関係の包絡線の比較を示す。No.9 以外は変動軸圧で、 P と δ 等の正側は軸力増大側、負側は軸力減少側である。また M_0 は P と R の測定値から換算したものであり、 θ_0 は杭頭接合面から $1B$ 離れた所で測定された回転角である。試験体全体でみると、杭頭部および載荷点部が曲げ破壊して最大耐力および変形性能が決まっているが、以降は主として杭頭部の性状に限って検討を加える。

図5より半剛接合法のNo.9~11は、No.8に比較して、明らかに回転剛性が小さいことが分かる。またNo.10とNo.11の比較から、鋼管の拘束効果が軸力増大側(正側)の最大耐力と変形性能の増大

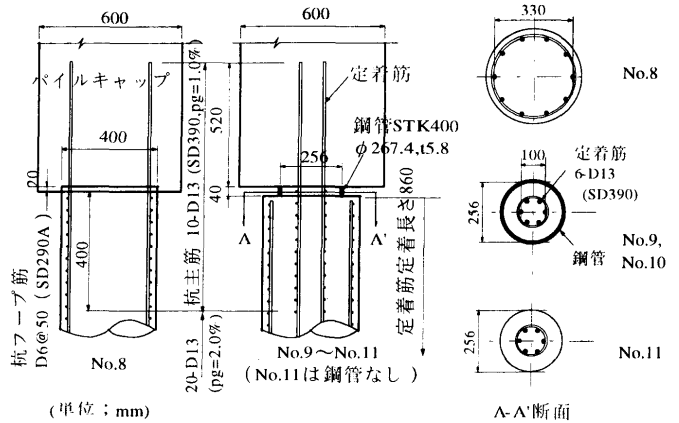


図2 試験体の杭頭接合詳細

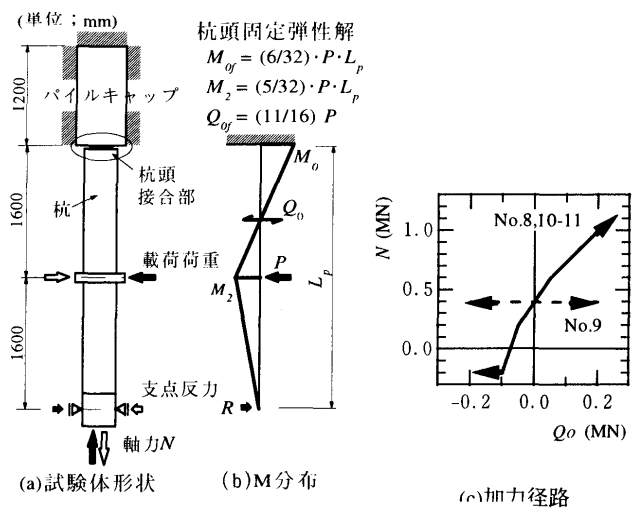


図3 試験体形状および加力方法

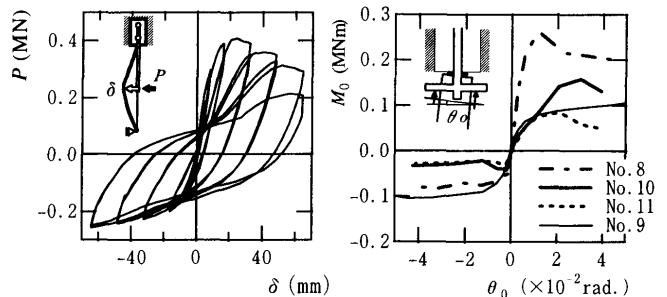


図4 P - delta 関係 (No.10)

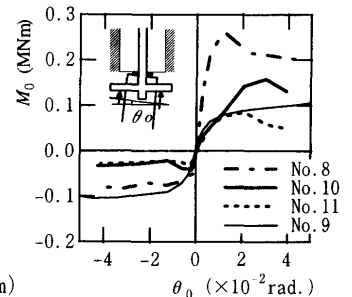


図5 M0 - theta0 関係の包絡線

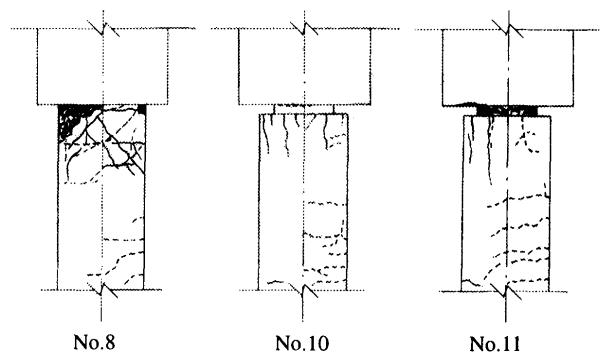


図6 杭頭付近の最終ひび割れ状況

に寄与していることが推測できる。

図 6 に杭頭付近の最終ひび割れ状況を示す。在来工法の No.8 では、杭頭接合面から杭径の約 1/2 の範囲で杭コンクリートの損傷が顕著である。No.8 の最終段階では、軸力増大時に屈服した杭主筋が軸力減少側の繰り返し時に破断して急激な耐力低下を生じた。それに対して、半剛接合の No.9~11 は、荷重の最終段階 ($\theta_0=4/100 \sim 5/100$) においても、杭体に数本の割裂状の縦ひび割れが生じた程度であり、杭の損傷は軽微であった。鋼管のない No.11 では、接合部分にコンクリートの損傷が集中しているのが観察されたが、鋼管を用いた No.9~10 では、鋼管の屈服や定着筋の破断等の損傷はなく、接合部においても大変形時まで大きな損傷は見られなかった。

3.3 杭頭固定度

図 7 に、予備解析によって設定した一次設計用レベルにおける No.8 と No.9 の曲げモーメント分布の比較を示す。曲げモーメントの値には荷重測定から算出した値と、歪度測定から算出した値の両者を示している。なお No.8 は軸力を変動させているので軸力増大側を、No.9 では一定軸力下の正側荷重時を示している。いずれもこの段階では、杭軸部のひび割れは生じていない。No.8 では曲げモーメント分布が杭頭固定の弾性理論値の分布とほぼ一致しているのに対して、No.9 ではいずれの曲げモーメント測定値も固定とピンの理論値の間に分布し、半剛接合状態にある事が分かる。

図 8 に、これらの試験体の荷重測定から算出した杭頭曲げモーメント M_0 と、杭頭弾性固定の理論曲げモーメント M_{0f} (図 3 参照) の比率 $\alpha_r = M_0 / M_{0f}$ (杭頭固定度) を、杭頭せん断力との関係で示した。これより、半剛接合法の No.9 においては、一次設計用せん断力までの範囲で、杭頭固定度 α_r が概ね 0.5 となっていることが確認できる。

以上の実験結果から、考案した杭頭接合法においては、比較的大きな変形性能があることと、在来工法に比較して明らかに杭頭回転剛性が小さく、1 次設計時のせん断力に対して杭頭固定度が概ね 0.5 となることを確認した。

4. 半剛接合法のモデル化

4.1 杭頭回転ばねモデルの考え方

筆者らは既に、部分架構の実験結果に基づき、在来工法の場所打ち杭頭部の変形特性の評価方法について報告した⁵⁾。その中で杭主筋降伏発生時までの杭頭部の変形成分には、ひび割れ発生後の杭の曲げ変形 δ_1 とパイルキャップからの杭定着主筋の拔出しによる回転成分 δ_2 、基礎梁の変形による回転成分 δ_3 が含まれることを示し、モデル化手法の提案を行った。これらはいずれも、杭頭固定度の低下に関連する要因である。杭頭半剛接合法においても、同様の考え方を適用し、その変形特性のモデル化を試みる。ただし、ここでは δ_3 については無視し、さらに杭頭部の曲げひび割れが接合部に集中することから δ_1 についても無視する。 δ_2 に関連してパイルキャップ内および杭内の定着筋の伸びによる抜け出し量を接合面位置に集約して、杭頭の回転角 θ_0 が生じると考える。

図 9(a) にモデル化の概念図を示す。杭頭の回転は接合部の曲げひび割れ発生後に、引張り側定着筋の拔出しと、圧縮側コンクリートのめり込みによって生じると仮定する。具体的には、曲げひび割れ発生点 ($0, M_{cr}$) と定着筋降伏発生点 (θ_y, M_y) を結び、それを接合部の終局曲げモーメント M_u まで延長して、トリリニア型の M_0

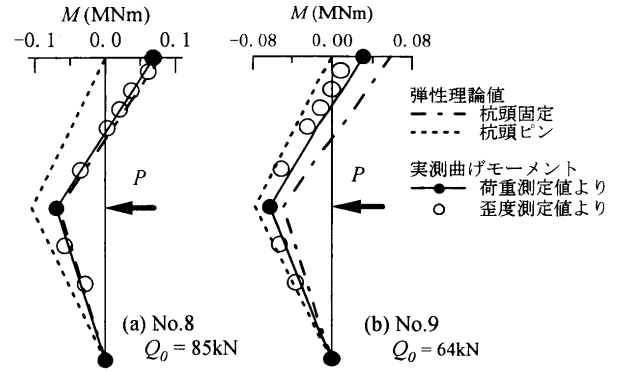


図 7 一次設計用せん断力時の曲げモーメント分布

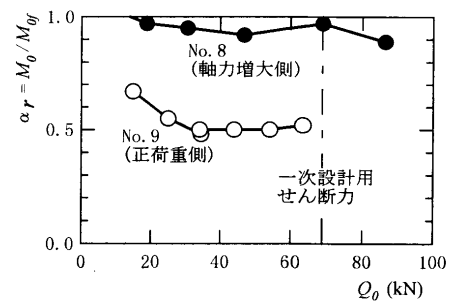


図 8 杭頭固定度 M_0 / M_{0f}

θ_0 関係を設定する。在来工法においても、同様の手法で杭頭の $M_0 - \theta_0$ 関係が設定できるが、半剛接合法の場合には、在来工法に比較して M_{cr} および M_y が小さくかつ θ_y が大きいため、相対的に杭頭回転剛性が小さくなる。

一方、杭頭固定度 α_r と杭頭回転ばねの剛性 K_θ の関係は、図 9(b) および図中②式で表される。ここで、 EI は杭の曲げ剛性、 β は Chang 式に用いられる係数であるが、試験体の場合には杭頭シアスパン a を用いて、 $\beta = Q_{0f} / (2M_{0f}) = 1 / (2a)$ と考えれば良い⁶⁾。しかし、ここで対象とする接合法の杭頭の $M_0 - \theta_0$ 関係は、図 5 あるいは図 9(a) のように非線形関係であるため、1 次設計用せん断力に対して杭頭固定度を一義的に定義するのはあまり適切ではない。そこで α_r を定義するのではなく、 $M_0 - \theta_0$ 関係を設定して解析する手法を用いることとする。以下に $M_0 - \theta_0$ 関係の具体的なモデル化手法について述べる。

4.2 定着筋降伏発生時の回転角 θ_y

θ_y は、最外縁の定着筋が降伏発生する時の抜け出し量 S_{by} と中

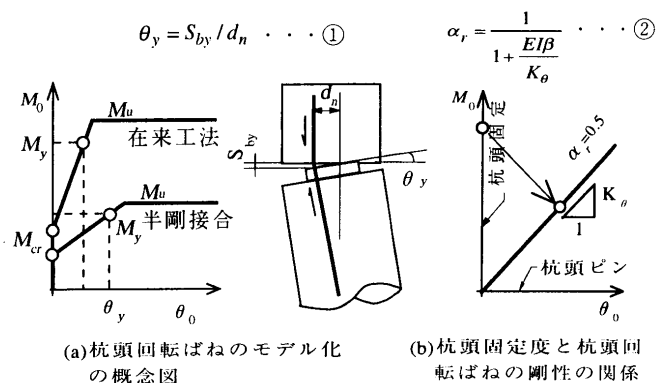


図 9 杭頭固定度と杭頭回転ばねのモデル化

立軸までの距離 d_n を用いて、図9中の①式によって表される⁵⁾。 S_{by} の値は在来工法の場合と同様に、降伏発生時の引張り歪を積分して算出する。図10に引張り側最外縁の定着筋が降伏する時の歪度分布と、無次元化した抜け出し量 α を示す。 α は、定着筋のパイルキャップ内および杭内の引張り歪を積分して S_{by} を算出し、さらに定着筋の降伏歪度 ϵ_y と鉄筋径 d_{bd} で無次元化して示している。これより、 α の値は軸力が大きくなると若干減少する傾向にあるが、平均的に20程度の値であることが分かる。

一方、杭頭接合面の回転中心位置は近似的に中立軸位置と一致する⁵⁾。最外縁の定着筋が降伏歪度 ϵ_y に達した時点の曲率を ϕ_y とすると、中立軸までの距離 d_n は、⑤式で与えられる。

$$d_n = \epsilon_y / \phi_y \quad \dots \text{⑤}$$

④式および⑤式を①式に代入して、 θ_y は下式で表される。

$$\theta_y = \alpha \cdot d_{bd} \cdot \phi_y \quad \dots \text{⑥}$$

したがって、このように整理すれば定着筋降伏発生時の抜け出し量を表す係数 α と、断面解析による降伏時曲率 ϕ_y を用いて、 θ_y を算定することができる。

4.3 断面解析に用いる接合部コンクリートの $\sigma - \epsilon$ 関係

M_{cr} , M_y , M_u の値は、接合部の断面解析によって算定するが、この際、接合部分のコンクリートはアスペクト比が小さくさらに鋼管によって拘束された状態にあるため、圧縮強度と靱性が增大していることを考慮する必要がある。その効果を確認するために、杭頭部分のみをモデル化して中心圧縮試験を行った。

試験体概要を図11に示す。試験体は3体で、接合部の鋼管の有無と緩衝材の有無をパラメータとした。緩衝材はパイルキャップと鋼管の間に設け、鋼管に直接圧縮力が伝わらないことを意図したものである。図12(a)に荷重 P_c と試験体全体の圧縮量 δc の関係を、図12(b)に接合部コンクリートの応力度 σ と歪度 ϵ の関係を示す。 σ は荷重を接合部コンクリートの断面積で除したもので、 ϵ はモールドゲージの測定値である。いずれも接合部の面積で換算すると、シリンダー強度の約2倍の圧縮強度となっていることが分かる。

すべての試験体とも、接合部分の圧縮破壊ではなく杭の割裂状の破壊によって終局に至ったため、鋼管の有無・緩衝材の有無による差はわずかであった。前述のように3章の加力試験では、鋼管の有無が耐力の差となって明確に現れている。この違いの理由は、曲げせん断試験の場合には、中心圧縮試験に比較して曲げによる圧縮ゾーンが局部的なために、杭が割裂破壊しにくかったためと考えられる。ただし、鋼管がなくても、接合部コンクリートのアスペクト比が小さいということ、すなわち杭とパイルキャップの上下の拘束効果によって、接合部コンクリートの圧縮強度と靱性が大きく向上していることが把握できた。鋼管の拘束効果のモデル化については今後の課題としたい。

ここでは、中心圧縮試験によって得られた $\sigma - \epsilon$ 関係を用いて、断面解析を行い ϕ_y , M_y , M_u を算出した。なお、最大強度までの $\sigma - \epsilon$ 関係は、最大強度をシリンダー強度の2倍、最大強度時の歪度 ϵ_{cu} を0.3%と仮定した e 関数法によってモデル化することが可能であり(図12(b)の細い実線)、最大強度以降は靱性を考慮して応力度の低下がないものとして解析を行った。

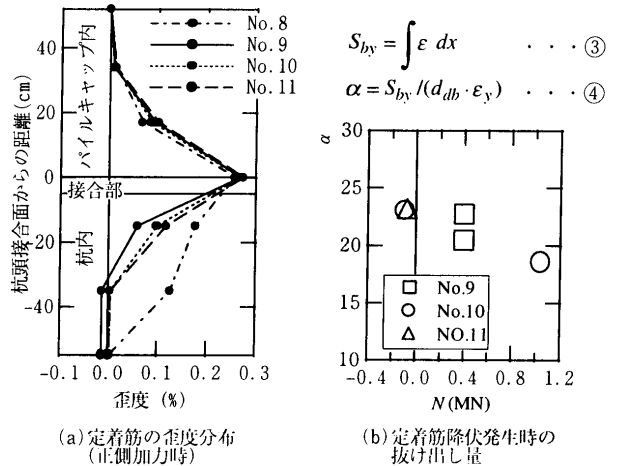


図10 最外縁の定着筋が引張り降伏する時の定着筋の歪度分布と抜け出し量 (No.8は最外縁の杭引張り主筋)

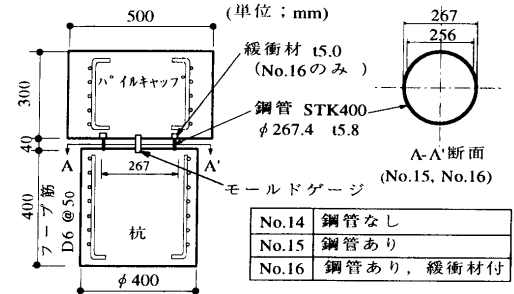


図11 杭頭部の中心圧縮試験の試験体概要

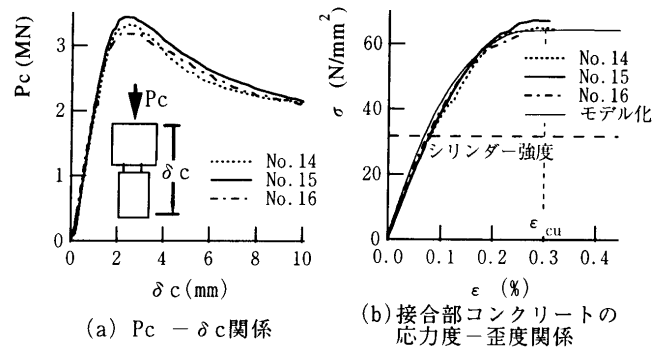


図12 杭頭部の中心圧縮試験の結果

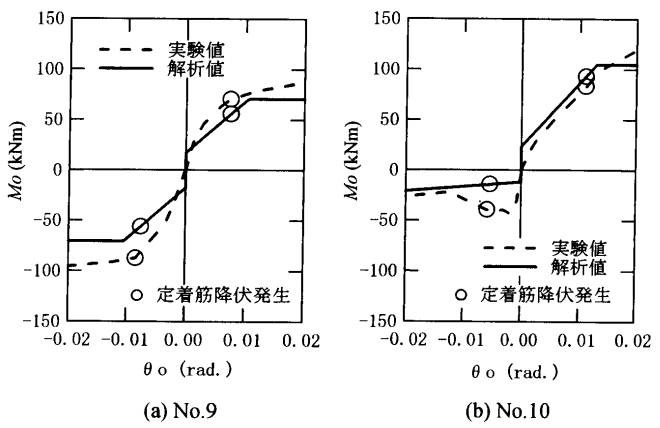


図13 $M_o - \theta_o$ 関係の実験値と計算値との比較

4.4 $M_0 - \theta_0$ 関係の実験値と計算値との比較

図13に以上のような仮定で計算した $M_0 - \theta_0$ 関係の実験値と計算値との比較を示す。No.9 および No.10 とも概ね、実験値と計算値との対応は良好である。No.10 の負側は若干差が大きいが、計算値には変動軸力の影響を逐一考慮せず、ひび割れ発生点と定着筋降伏発生点のみを考慮しているためと考えられる。また、No.10 の正側では、さらに曲げ耐力が上昇しており、 M_u を評価するためには鋼管の拘束効果による強度の増大を考慮する必要がある。

図10(b)に基づき θ_y 算定時の α 値は 20 としているが、これを用いて算定した定着筋降伏発生時の回転角は、かなり実験結果との対応が良いことが分かる。ただしこの α 値は 1/5 縮尺の試験体で求めた値であり、今後より実大に近いスケールでの確認が必要であろう。

以上から、いくつか今後の課題はあるものの、定着筋の拔出量と接合部コンクリートの $\sigma - \epsilon$ 関係を適切にモデル化することによって、半剛接合法の $M_0 - \theta_0$ 関係が算定でき、実験値と概ね良好に対応することが分かった。

5 半剛接合法を用いた杭基礎の耐震性能の試算

本章では、具体的な事例を設定して半剛接合法を適用し、1次設計時の杭の曲げモーメント分布、2次設計に対する杭の終局水平耐力と変形性能の評価について検討する。

5.1 解析対象および解析モデル

解析対象には、15階建ての共同住宅を想定する。図14に杭伏せ図と柱状図、杭深度を示す。上部構造は長辺方向ラーメン構造で、短辺方向が壁式構造とする。図1に設計された在来工法および半剛接合法の杭頭接合部を示す。在来工法の杭の配筋量は、主として1次設計の検討で決定され、杭頭部では $p_g = 1.1\%$ 、杭地中部では $p_g = 0.6\%$ である。半剛接合法では、杭頭固定度および終局曲げ耐力を在来工

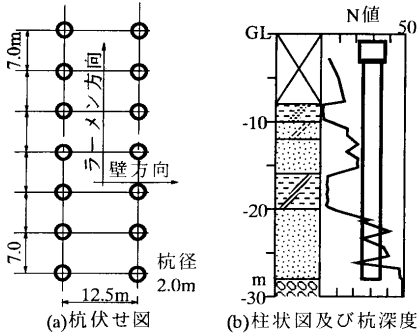


図14 解析対象

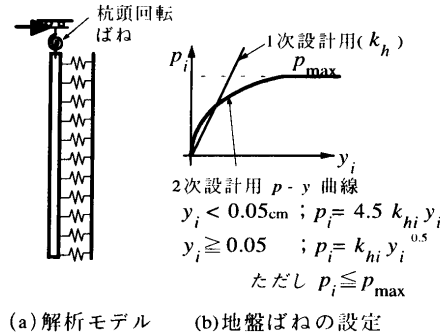


図15 解析モデル

表2 地盤定数

杭頭からの深さ(m)	土質	N 値	E_s^* (MPa)	ϕ (度) ^{*2}
0-5	盛土(砂)	5-15	3.5-10.5	25-32
5-7	砂質シルト	2	1.4	21
7-9	シルト質砂	17	11.9	33
9-13	砂	22	12.9	36
13-17	粘土質シルト	5	3.5	25
17-25	砂	40	28.0	43

*1; $E_s = 0.7 N$ (MPa), *2; $\phi = \sqrt{(20N)+15}$
 1次設計用 $k_h = 0.8 E_s B^{-3/4}$
 2次設計用 $k_{hi} = 0.63 E_s B^{-3/4}$, $p_{max} = 3 K_p \gamma Z$

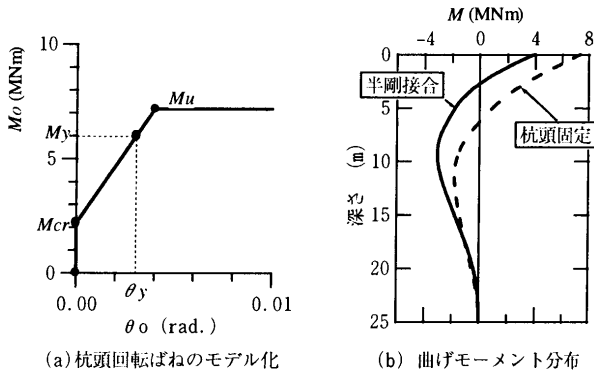


図16 半剛接合法の杭頭回転ばねのモデル化と1次設計時の杭の曲げモーメント分布 (ラーメン方向)

法の 1/2 とする事を目標とし、さらに2次設計時の引抜き力に耐えられるように定着筋を設計する。杭主筋比は杭頭付近で $p_g = 0.6\%$ 、杭地中部で $p_g = 1.0\%$ とする。

解析モデルには、図15に示すような杭頭回転ばねを有する Winkler 梁モデルを用いる⁷⁾。地盤ばねについては、1次設計時には線形多層地盤と仮定し、2次設計時には各深さ毎に非線形な $p - y$ 関係を設定する。表2に用いた地盤定数を示す。半剛接合法の杭頭回転ばねには、4章で示した方法を用いて、図16(a)に示すようなトリリニア型の曲げモーメント $M_0 - \theta_0$ 関係を設定する。なお断面解析に用いるコンクリートの $\sigma - \epsilon$ 関係にも、4章の検討と同じものを用いており、鋼管の拘束効果については考慮していない。

5.2 1次設計時(ラーメン方向加力時)の杭の曲げモーメント

1次設計時におけるラーメン方向の杭頭曲げモーメントは基礎梁の設計にも影響するため、これを低下させる事は利点が多い。そこで、ラーメン方向の杭の曲げモーメントについて検討する。

図16(a)は、ラーメン方向解析用の $M_0 - \theta_0$ 関係を算定したものである。中柱下の杭においては一本あたりの長期軸力は 9.8MN であり、地震時においても変動しないと仮定する。図16(b)に杭の曲げモーメント分布の解析結果を示す。同図より、半剛接合法の杭頭曲げモーメントは、在来工法の約 1/2 となっていることが分かる。

5.3 杭の終局水平耐力と変形性能の評価

次に、ラーメン方向および壁方向加力時の杭の終局水平耐力の評価を行う。壁方向の外力に対しては、杭頭部の軸力変動を伴うため、各軸力に対応した、杭頭部の $M_0 - \theta_0$ 関係 (図17(a)) と杭の $M - \theta$ 関係を仮定する。図17(b)には、軸力 N と終局曲げ耐力 M_u の関係を示す。半剛接合部の M_u は、同じ軸力に対する杭の M_u の概ね 1/2 となっていることがわかる。さらに上部構造の解析結果から、

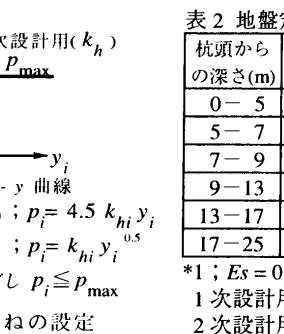


図17 杭頭ばねの $M_0 - \theta_0$ 関係および $N - M_u$ 曲線

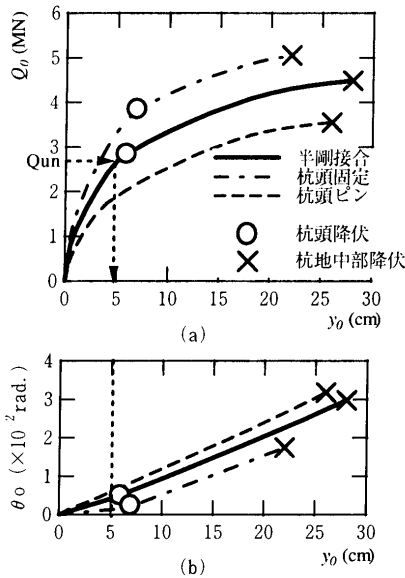


図 18 ラーメン方向の解析結果

転倒モーメント M_B と杭頭せん断力合計値 Q_B の関係を、図 19(a) のように設定して軸力変動を考慮する。

杭頭せん断力 Q_o - 変位 y_o 関係、杭頭回転角 θ_o - 変位 y_o 関係の解析結果を図 18~19 に示す。図中、杭頭降伏あるいは杭地中部降伏とはそれぞれ曲げモーメントが M_u に達した時点を示しており、杭地中部が降伏した時点を終局水平耐力とする。同図から、半剛接合法のいずれの場合においても、杭の終局水平耐力が必要耐力 Q_{un} (ラーメン方向 $D_s=0.32$, 壁方向 $D_s=0.4$ 相当) を上回っていることがわかる。なお図 18 のラーメン方向の解析結果には、杭頭固定および杭頭ピンとして解析した結果も併せて示した。半剛接合法の場合には、杭地中部の配筋量を増やして終局曲げ耐力を増大しているため、杭頭固定に対して約 90% の終局水平耐力となっている。すなわち、杭頭曲げ耐力を 1/2 に低減しても終局水平耐力をあまり低下させないことが可能である。ただし、水平剛性は低下しているため、杭頭水平変位は大きくなることに注意する。

次に杭頭部の変形性能については、杭頭回転角 θ_o の解析値と実験で確認された変形性能を比較することによって評価する。 Q_{un} 時の半剛接合法の杭頭回転角 θ_o は、ラーメン方向で約 0.4/100、壁方向で約 1.3/100 であり、終局時の θ_o は夫々約 3/100、約 2.5/100 (押し込み側) である。実験結果によると、一定軸圧の No.9 は 5/100 以上、変動軸圧の No.10 は軸力増大側で 3/100 程度の変形性能がある。したがって、半剛接合法を本対象に適用した場合、 Q_{un} 時さらに終局時に対しても十分な変形性能を有していると考えられる。

以上から、具体的な事例に半剛接合を適用した場合の性能評価方法が概ね把握できた。さらに本解析対象の場合、1 次設計時の杭頭曲げモーメントを低減しかつ、2 次設計時に対しても十分な終局水平耐力と変形性能があることが確認された。

6.まとめ

本報告では、場所打ち杭の杭頭半剛接合法の開発に関し、構造的な性能確認実験の概要と、半剛接合法のモデル化手法、具体的な事例に適用した場合の杭の耐震性能評価手法と試算結果を示した。得られた知見をまとめると以下のとおりである。

① 考案した杭頭接合法によれば、1 次設計レベルのせん断力に対

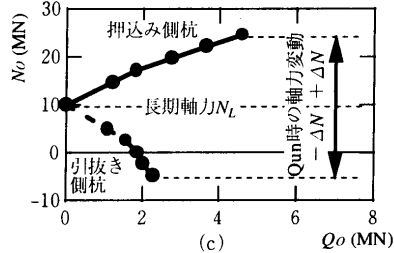
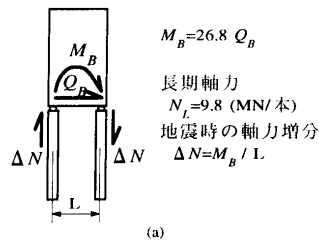
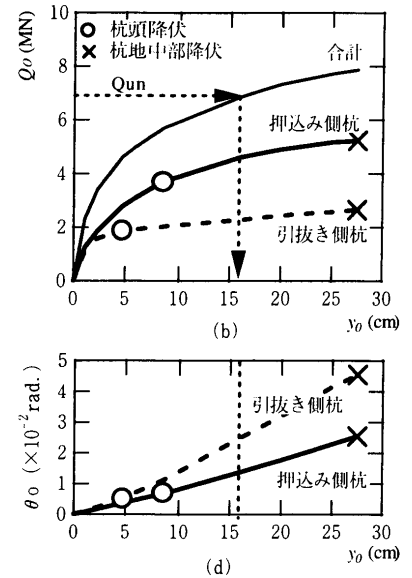


図 19 壁方向の解析結果 (半剛接合法)



して杭頭固定度が概ね 0.5 となることを確認した。

② 対象とした半剛接合法の杭頭回転剛性の評価に関しては、杭頭曲げモーメント M_o - 回転角 θ_o 関係を設定して解析することが適切である。さらに半剛接合法の M_o - θ_o 関係については、在来工法の杭頭部を対象に既に提案した手法とほぼ同様な方法で、モデル化が可能であることが分かった。

③ 具体的な事例に対して半剛接合法を適用し、提案したモデルを用いて杭の耐震性能評価を行う手法を把握した。また、対象とした事例に関しては、1 次設計時の杭頭の曲げモーメントが在来工法の約 1/2 となることと、2 次設計時においても十分な耐震性能を有していることを確認した。

なお、半剛接合法を用いた本解析事例では、杭頭部の曲げ耐力を低下させる代わりに、在来よりも杭地中部の曲げ耐力を増大させて杭基礎全体の耐震性を確保している。すなわち本接合法の場合には、杭頭部のみ注目する在来工法と異なり、杭全体に注目して設計方針を作成する必要がある。さらに今後の課題として、半剛接合法のモデル化手法に関して、より実大に近いスケールでの確認を行うとともに、鋼管の拘束効果について解明する必要がある。

【参考文献】

- 1) 日本建築センター；地震力に対する建築物の基礎の設計指針，昭和 59 年。
- 2) 杉村義広，平出務，長岡弘明；鋼管杭の簡便杭頭接合法に対する構造実験，日本建築学会構造系論文報告集，第 404 号，1989 年 10 月，145-153。
- 3) 杉村義広，佐々木建一，佐藤宏和，佐々木達夫；耐震継ぎ手をもつ PHC 杭の軸力変動下における水平交番載荷試験，日本建築学会構造系論文報告集，第 513 号，1998 年 11 月，105-111。
- 4) 辻英一，松尾雅夫，小野俊博，細野久幸，福元敏行，上田栄；杭頭新接合法 (P/R-PILE) の開発 (その 2 模型実験による性能の確認)，建築学会大会，1998 年，725-726。
- 5) 小林勝巳，丸隆宏，大西靖和，寺岡勝，和田章；水平力を受ける杭-基礎梁部分架構の力学性能に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，第 509 号，1998 年 7 月，83-90。
- 6) 秋山宏，棚橋秀光，加藤征宏，桐原英秋，牧野俊雄，多賀謙蔵；水平力を受ける鋼管杭接合部に関する実験 (その 5 接合部の固定度)，日本建築学会大会，昭和 60 年，2502-2503。
- 7) 大西靖和，小林勝巳，中川太郎；変動軸力を受ける場所打ち杭の終局水平耐力と変形性能に関する一考察，建築学会大会，1998 年，701-704。

[1999年4月19日原稿受理 1999年7月27日採用決定]