

埋込みの浅い鉄骨柱脚の力学的性状について

金 夢 潔・甲津 功夫・藤井 彰人

ON THE STRENGTH AND RIGIDITY OF VERY SHALLOW EMBEDDED TYPE STEEL COLUMN-TO-FOOTING CONNECTION

Kiyoshi KANETA, Isao KOHZU and Akihito FUJII

Synopsis

This paper deals with the strength and ductility of very shallow embedded type steel column-to-footing connection subjected to cyclic reversed bending moments as well as column and vertical-brace axial forces.

Experimental investigation was focussed to inspect the effect on the reinforcement of the additional concrete cover upon the base plate to improve seismic resistant capability of the connection. The result showed that the connection embedded to about 0.6 times of the steel column depth exhibits the fairly well ductility and possesses the higher ultimate strength than that of the steel column, and thus the additional concrete cover contributes to stiffen the exposed column-to-footing connection, together with the longitudinal reinforcement of the concrete column stub arranged with proper separations around the base plate.

An analytical model has been proposed to estimate the ultimate strength and rigidity of the connection under the complex loading conditions which simulate seismic behavior of such connection in the large scale industrial steel structure.

1. 序

本研究は、火力発電所などの大規模鉄骨構造物の柱脚部を対象として、露出型柱脚として設計された埋め込みの浅い根巻きコンクリート部分の補剛効果について実験的研究を行い、柱脚の耐力・変形能力について調べたものである。

一般に、鉄骨柱の固定柱脚部は、鉄骨柱に生じている常時荷重の応力をその直下の鉄筋コンクリート部分に円滑に伝達させるとともに、大地震時に想定される非弾性の繰返し荷重の作用下においても、十分な耐力・靱性を確保できるように、設計・施工されることが必要である。しかし、靱性に富む鋼と脆性的な挙動を示すコンクリートという異種の構造材料で接続される柱脚部は非弾性の繰返しに伴う耐力や剛性の劣化を呈しやすい力学的性状を有しており、そのために様々な補強方法が提案され、実施されている。しかし、これらの補強方法は、根入れ深さを大きくして鉄骨柱脚部分をコンクリートで被覆するとともに、多量の鉄筋をコンクリート中に配して靱性を高めようとするために、設計・施工上多くの困難を伴い、特に本研究で対象としている火力発電所などの大規模構造物の柱脚部には直接的に適用しがたい場合も多い。

このような現状をふまえ、「火力発電所本館耐震設計指針(案)」(日本建築センター 火力発電所耐震設計法委員会)では、火力発電所本館の鉄骨柱脚部の耐震設計方法の一つとして、剛なダブルベースプレートとアンカーボルトで固定した露出形式の柱脚を、埋め込み深さを柱せいの0.8倍以上とした比較的浅いコン

クリートで被覆した埋め込み形式柱脚が紹介されていて、この柱脚の形式ではベースプレート下面位置で固定とみなすことができるとしている。しかし、埋め込み深さが柱の断面せいの0.8倍未満の場合で、シングルベースプレートを用いた埋め込み形式の柱脚については、構造実験を行って、柱脚の剛性・変形能力を評価する必要があることが述べられている。本研究は、埋め込み深さを柱の断面せい0.6倍程度としたシングルベースプレート露出形式の柱脚を、ベースプレート上部の被覆鉄筋コンクリート部分で補強した柱脚部を対象とし、構造実験を行って、当該柱脚部の剛性、耐力、変形能力を評価したものである。

2. 実験概要

2.1 試験体

本研究を行うのに先立ち、対象とする実大鉄骨柱脚を約1/4に縮小し、以下に述べるような実施設計法に従って設計・製作された模型試験体(試験体記号 C-Type)による繰返し曲げ試験を行った。この実験結果によると、鉄骨柱脚部を露出形式柱脚と仮定し、柱脚の曲げ耐力を、鉄骨柱の全塑性モーメントの約0.7倍程度有するように設計し、被覆コンクリート部の補強を施せば、十分な耐力・変形性能が確保されることが明らかとなった¹⁾。しかし、この実験では、柱軸方向力や壁面ブレースから柱脚に伝達される軸方向力やせん断力が、柱脚の力学的特性に及ぼす影響については明確にされていない。このような理由から、本研究では大地震時に想定されるような実際の鉄骨架構の応力状態について考察し、当該柱脚部の力学的挙動とその耐震安全性について、実験的に調べることを目的としている。

試験体の設計条件を以下に示す。

柱脚部は露出形式の固定柱脚として設計し、被覆鉄筋コンクリート部の寄与は無視する。Fig. 1のような露出形式の柱脚の終局耐力は、下式に従って計算できるものとする。

$$N = C_u - T_u = 0.85 F_c b X - T_u \dots\dots\dots (1)$$

$$M_u = T_u d_1 + C_u (d_2 - X/2) \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 N : 柱軸方向力

C_u : 圧縮側コンクリート合力

T_u : 引張側アンカーボルト合力

F_c : コンクリート圧縮強度

b : ベースプレート幅

X : 圧縮側コンクリート部の長さ

d_1, d_2 : Fig. 1 参照

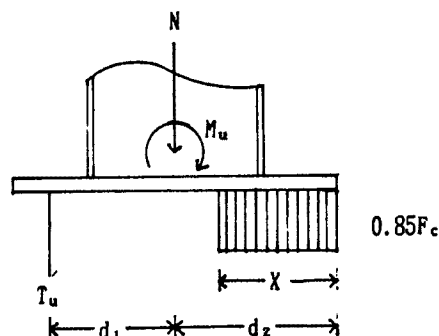
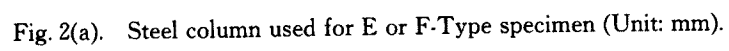


Fig. 1. Limit state of exposed type connection.

柱脚各部の設計において、アンカーボルトは引張側のみ耐力・剛性に寄与するものと仮定し、ボルトの引張耐力はねじ部断面を考慮して、降伏応力度に軸断面積の0.75倍を乗じて求める。ベースプレートは、アンカーボルトの引張降伏、またはコンクリートの圧縮耐力到達に先行して曲げ降伏しないよう設計する。

また、柱脚に作用するせん断力が、コンクリートの圧縮反力の0.4倍以下の場合には、ベースプレートとコンクリートとの摩擦力で抵抗するものとし、それを超える場合は、全作用せん断力をアンカーボルトが負担するものとして設計する。

ベースプレート下面の基礎コンクリート及び被覆鉄筋コンクリート部に配筋される柱型主筋やフープ筋は、想定している実大柱脚部の配筋量を考慮して、試験体の鉄筋比(または帯筋比)をそれぞれ、0.36%, 0.25%とする。なお、本試験体の柱脚は、実大想定架構の側柱部を対象としているが、基礎コンクリート部(地中梁部)の梁主筋及びスタップの配筋量は、試験体柱脚の曲げ、せん断耐力に基づいて決定する。



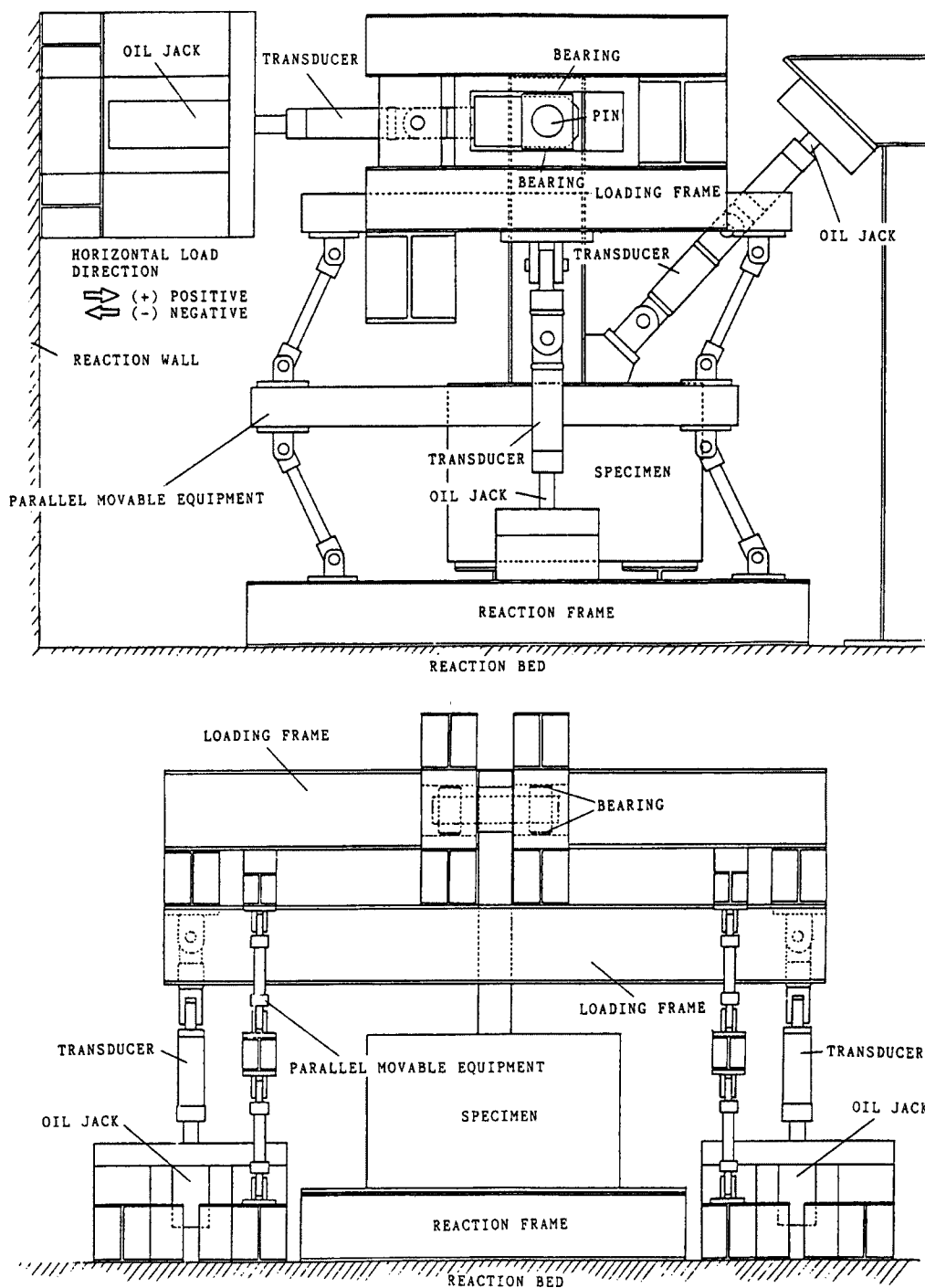


Fig. 3. Test set-up

つけた。

また、基礎コンクリート中に配筋された地中梁主筋、フープ筋、被覆コンクリート部補強筋の主要個所に W.S.G. を貼付するとともに、脚部鉄骨フランジ、リブ、並びにアンカーボルトにも W.S.G. を貼付して、各部の歪量を検出した。

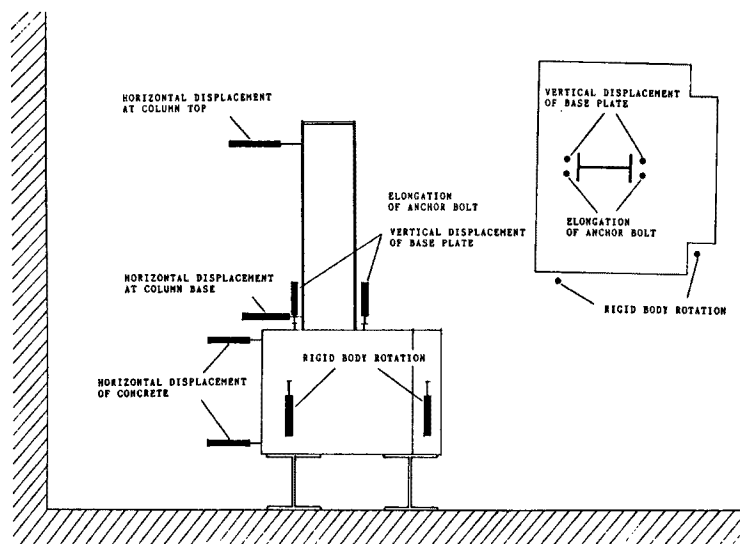


Fig. 4. Set-up of displacement transducers

2.3 載荷条件

本研究に使用した4体の試験体の、設定荷重の組み合わせを **Table 1** に示す。なお、表中の柱軸圧比は、試験体柱脚の設計時に想定された鉄骨柱、即ち C-Type で使用された鉄骨柱 (BH-300×150×9×10) の断面に基づいて計算された値である。

(1) E-Type

本試験体では、柱軸圧比を0.2の一定値に保ち、試験体の柱頭部に繰返し水平力を与える。

(2) F-Type

本試験体の載荷条件は、実大架構の側柱に生ずると予想される応力状態を対象としており、常時鉛直荷重による柱軸力と地震力による付加軸力とを考慮した変動軸圧比を、 $-0.1 \sim 0.4$ の範囲に設定し、柱軸力と水平力を次のような条件の下に変動させながら載荷を行うこととした。即ち、鉛直荷重による柱軸力を N_0 、地震力による柱付加軸力を ΔN 、地震時柱軸力を N 、柱せん断力（柱頭に加える水平力）を H 、鉄骨柱の降伏軸力を N_y とすると、

$$N = N_0 + \Delta N \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\Delta N = 5H/4 \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$N_0 = 0.15N_y (=30t) \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$-0.1N_y \leq N \leq 0.4N_y \quad \dots\dots\dots (6)$$

の関係を保ちながら、載荷を行う。

(3) G-Type

壁面ブレース付き架構を対象として、特にブレース軸力が柱脚の力学的挙動に及ぼす影響を調べるため、柱軸圧比を0.2の一定値に保持した状態で、ブレース軸力と柱せん断力を以下の関係を保ちながら載荷した。即ち、ブレース軸力を N_b とすると、

Table 1. Variety of loading condition.

SPECIMEN	LOADING CONDITION
E	LOAD-1 + LOAD-2
F	LOAD-1 + LOAD-3
G	LOAD-1 + LOAD-2 + LOAD-4
H	LOAD-1 + LOAD-3 + LOAD-4

LOAD-1: CYCLIC REVERSED BENDING AND SHEAR

LOAD-2: CONSTANT COLUMN AXIAL FORCE

LOAD-3: VARYING COLUMN AXIAL FORCE

LOAD-4: VARYING BRACE AXIAL FORCE

$$N=0.2N_y(=40t) \dots\dots\dots (7)$$

$$N_0=H/1.5 \dots\dots\dots (8)$$

とした。

(4) H-Type

実大架構の壁面ブレース付き側柱を対象とし、変動柱軸圧比を $-0.1 \sim 0.4$ の範囲に設定し、柱せん断力（柱頭に加える水平力）とブレース軸力の比を1.5の一定値に保持して、水平力を変動させて繰返し載荷を行った。即ち、(3)～(6)式及び(8)式の関係を保ちながら、載荷を行った。

以上の載荷条件を設定した後、載荷プログラムを作成し、ホストコンピュータから出力される水平変位設定値及び柱、ブレース軸力設定値を、電動油圧ポンプ制御用コンピュータに送信して自動的に油圧の制御を行った。設定水平変位増分、荷重増分に対応する応答変位量、荷重量は、油圧ポンプ制御用コンピュータからホストコンピュータにフィードバックされ、上述の関係式が各瞬間で満足されるようにホストコンピュータで補正值を計算した後、再び油圧を微調整し、応答値の誤差が所定の範囲に入るまで、上記の操作を自動的に繰り返した。

3. 実験結果の概要

3.1 材料試験結果

本研究で使用した各種鋼材及びコンクリートの材料試験結果を、Table 2 及び 3 にそれぞれ示す。

3.2 柱脚試験体の載荷実験結果

(1) E-Type

実験結果の荷重（柱頭に加えられた水平力）－変位（柱頭水平変位）曲線を、Fig. 5 に示す。柱頭水平変位とは、試験体全体の水平移動量（第一段コンクリート部下面と反力台鉄骨梁または反力台床面相互間のずれ）や、剛体回転量、コンクリート部のせん断変形を差し引いた値である。図中、原点を通る直線は、柱脚部を完全固定と仮定して試験体鉄骨柱の曲げ変形及びせん断変形のみを考慮した計算上の初期剛性である。また、図中の点線及び一点鎖線は、想定鉄骨柱の軸圧比0.2における降伏モーメント、全塑性モーメントに対応する水平力を示している。

図から明らかなように、この柱脚は想定鉄骨柱の全塑性モーメントを十分に伝達でき、また、固定柱脚として必要な剛性をほぼ保持していることが観察される。柱軸圧比0.2に相当する一定軸圧作用下での柱脚の終局モーメントに対応する水平力は約40 tであり、こ

Table 2. Mechanical properties of concrete.

SPECIMEN	LOCATION	COMPRESSIVE STRENGTH	TENSILE STRENGTH
E, F	BASE CONCRETE	179	16.8
	COVER CONCRETE	150	18.2
G, H	BASE CONCRETE	192	20.5
	COVER CONCRETE	212	23.0

UNIT: kg/cm²

Table 3. Mechanical properties of metals.

MATERIAL	GRADE	YIELD POINT	TENSILE STRENGTH	YOUNG'S MODULUS
BAR D-6	SD35	3.88	5.30	1651
BAR D-10	SD35	3.70	5.18	1654
BAR D-13	SD35	3.50	4.81	1705
BAR D-16	SD35	3.60	5.44	1693
ANCHOR BOLT	S25C	4.10	6.63	2092
BASE PLATE	SM50A	3.85	5.69	2032

UNIT: tonf/cm²

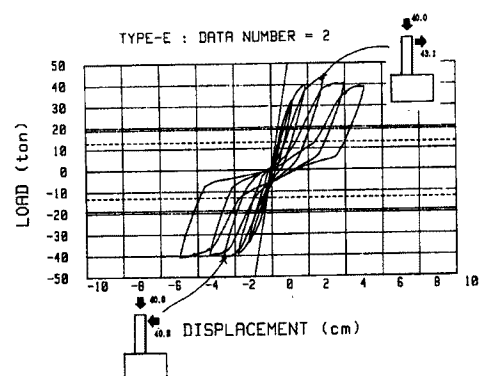


Fig. 5. Horizontal load and displacement relations (E-Type).

の柱脚が想定鉄骨柱の最大曲げ耐力の約2倍の耐力を有している。また、柱頭水平力が約40tに達するまでの復元力特性は紡錘型に近い安定した形状であり、繰返しに伴う立ち上がり水平剛性の低下の度合いも小さい。繰返しに伴う復元力特性の劣化が顕著に観察されるのは、ダクティリティファクター（想定鉄骨柱の全塑性モーメント到達時の水平変位を基準とした場合）が約3以降であり、コンクリート側面の打ち継ぎ面（ベースプレート底面に一致する）の開離が顕著になり、ベースプレート上面の被覆鉄筋コンクリート部分の拘束度が著しく低下し始める時点である。

つぎに、アンカーボルトに貼付したW. S. G. の歪出力例をFig. 6に示す。アンカーボルトは、約40tの水平力を加えた時に降伏しているのがわかる。しかし想定鉄骨柱の全塑性モーメントに対応する程度の水平力作用時には、アンカーボルトの歪は弾性範囲に留まっており、被覆鉄筋コンクリート部分の、柱脚部の剛性、耐力に対する寄与が大きいことが観察される。Fig. 7は、柱型主筋の歪出力例であるが、主筋歪は降伏歪近傍にまで到達していて、柱型主筋が有効に働いていることがわかる。被覆鉄筋コンクリート中に配筋された補強鉄筋の歪出力は、鉄筋の位置によって歪の大きさが異なるが、いずれも鉄筋の降伏歪前後に達していることが観察された。特に、D10の鉄筋は、Fig. 8に示すように、降伏歪をはるかに超えていることがわかる。

(2) F-Type

実験結果の水平荷重—変位曲線をFig. 9に示す。本試験体には変動柱軸力とともに繰返し水平力を加えたが、水平荷重が約-24tで柱軸力の作用する向きが、逆転する。即ち、図中で水平荷重がこの時点より正側に増加する部分で柱に圧縮軸力が作用し、負側で柱に引張軸力が作用している。柱軸力と水平力との関

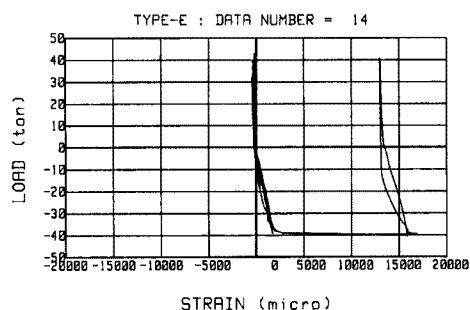


Fig. 6. Horizontal load and anchor bolt strain relations (E-Type).

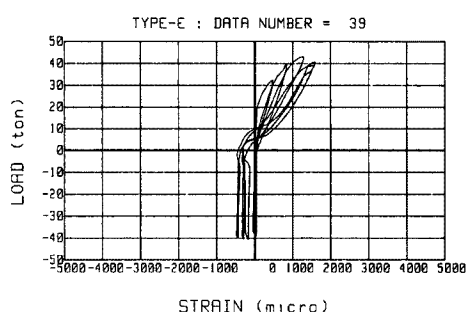


Fig. 7. Horizontal load and strain of longitudinal reinforcement of column stub relations (E-Type).

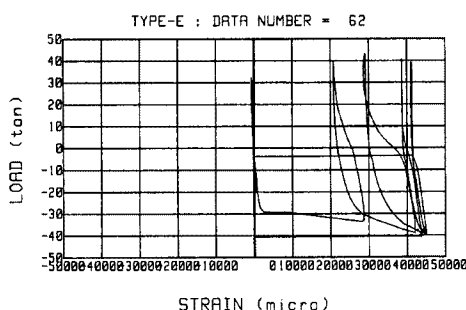


Fig. 8. Horizontal load and strain of main reinforcement of additional concrete cover relations (E-Type).

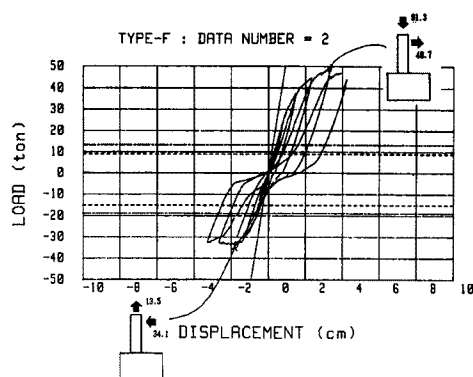


Fig. 9. Horizontal load and displacement relations (F-Type).

係は、2.の実験概要で述べた通りであるが、実験時の柱軸圧比の範囲は $-0.07 \sim 0.46$ であった。Fig. 5と同様に、図中の原点を通る直線は、固定柱脚として仮定した時の計算上の初期剛性を表し、点線及び一点鎖線は、軸圧比 -0.07 , 0.46 における想定鉄骨柱の降伏モーメント及び全塑性モーメントに対応する水平力を表している。この載荷条件で柱脚にとって不利となるのは、柱引張軸力作用時であるが、実験結果の荷重－変位曲線から明らかなように、柱脚部の耐力はこの荷重条件下での想定鉄骨柱の耐力をはるかに上回っている。また、水平剛性もほぼ一定であって柱脚の固定度は非常に高いことがわかる。柱脚の終局曲げ耐力時の水平力は、軸圧比 -0.07 の引張軸力作用下で約 33t であり、想定鉄骨柱の終局耐力の約 1.5 倍となっている。

アンカーボルト、柱型主筋、被覆鉄筋コンクリート部の補強鉄筋の歪挙動は、E-Type 試験体と同様の傾向を示しているので、結果の図は省略する。

(3) G-Type

実験結果の水平力－変位曲線を、Fig. 10に示す。正載荷時（図の第一象限）では、水平力が約 40t に達した時点でコンクリート打ち継ぎ面の開離が顕著になり剛性が低下したために実験を終了したが、負載荷時（図の第三象限）では試験体を反力台に固定するアンカーボルトの締めつけ部付近のコンクリートがせん断破壊を起こしたために実験を終了した。原点を通る直線、点線、一点鎖線は、前と同様に、それぞれ固定柱脚と仮定した場合の初期剛性、想定鉄骨柱の降伏モーメントに対応する水平力、全塑性モーメントに対応する水平力を表している。柱脚部には柱せん断力のみでなく、ブレース軸力の水平方向成分に相当するせん断力も加わって作用することになり、柱脚部のせん断変形が前2者に比べて大きくなることが予想されたが、想定鉄骨柱の終局曲げ耐力程度の繰返し水平力が作用しても、柱脚部の水平移動は殆ど観察されず、復元力

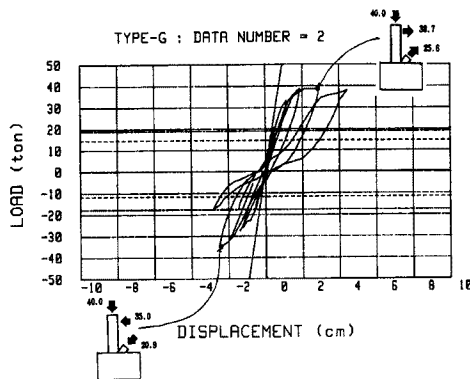


Fig. 10. Horizontal load and displacement relations (G-Type).

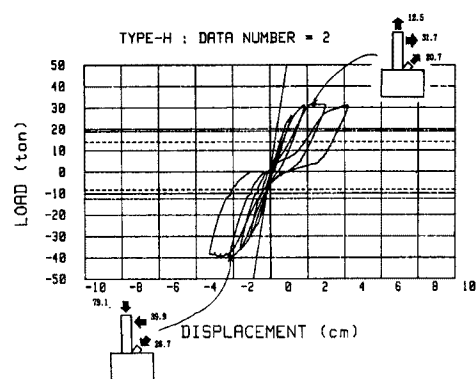


Fig. 11. Horizontal load and displacement relations (H-Type).

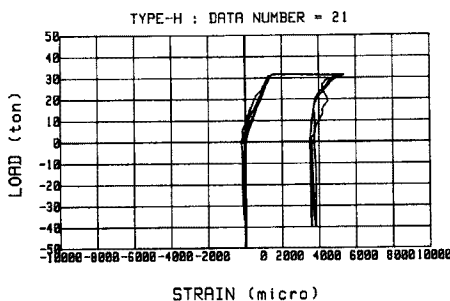


Fig. 12. Horizontal load and anchor bolt strain relations (H-Type).

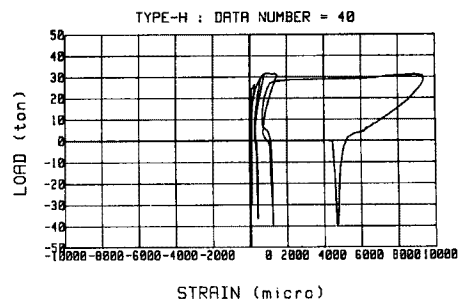


Fig. 13. Horizontal load and strain of longitudinal reinforcement of column stub relations (H-Type).

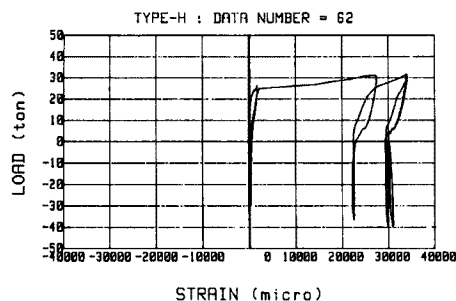


Fig. 14. Horizontal load and strain of main reinforcement of additional concrete cover relations (H-Type).

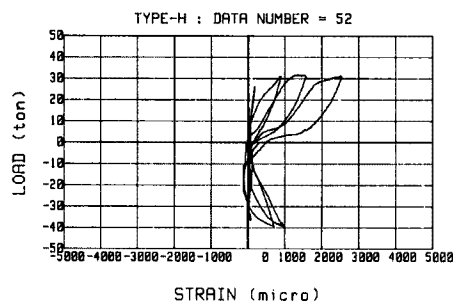


Fig. 15. Horizontal load and strain of subsidiary reinforcement of additional concrete cover relations (H-Type).

特性はほぼ線形を保っていることがわかる。なお、図中の履歴曲線の一部が途切れているのは、載荷治具の故障で実験を一時中断したためである。

(4) H-Type

実験結果の柱頭水平力-水平変位曲線を Fig. 11 に示す。図の第一象限では、水平力 24 t 以上で柱引張軸力、ブレース引張軸力、第三象限では柱圧縮軸力、ブレース圧縮軸力がそれぞれ作用している。図中の原点を通る直線、点線、一点鎖線の意味は、前 3 者と同様である。本実験でブレース軸力の鉛直方向成分を加算した軸圧比の範囲は、 $-0.14 \sim 0.49$ であった。この試験体においても、G-Type 試験体と同様に、負荷荷時（第三象限）では試験体固定用アンカーボルトの締めつけ部付近のコンクリートがせん断破壊し、実験を終了した。柱脚部分には、柱頭水平力や柱軸力のみでなく、ブレース軸力の鉛直及び水平方向成分が加算されて作用するために、水平剛性の低下が観察されるが、履歴曲線が明瞭にスリップ型を呈し始めるのは、想定鉄骨柱の曲げ耐力の約 1.3 倍の水平加力時であり、柱脚部が鉄骨柱の最大耐力到達以前に終局状態に達することはないと考えられる。

Fig. 12~15 に、アンカーボルト及び鉄筋の歪出力例を示す。

4. 考 察

4.1 柱脚の終局曲げ耐力の評価

(1) 露出型柱脚の終局曲げ耐力の予測

本研究で対象としているような埋め込みの浅い鉄骨柱脚部の終局曲げ耐力を解析的に求めるにあたり、被覆鉄筋コンクリート部分が柱脚の耐力に寄与する程度を、定量的に把握することが必要である。このためには、まず最初に、埋め込み部の柱脚に対する補剛効果を無視して、本柱脚を露出型柱脚と仮定した場合に予測される柱脚の終局耐力を明らかにしておく必要がある。露出型柱脚の終局耐力評価については、既に多くの研究成果があるが、アンカーボルト、ベースプレート、コンクリート各部の剛性、強度などの組み合わせの違いに対応できるような、一般的な耐力評価式はいまだ提案されていないように見受けられる^{2),3)}。従って、本研究では、2. で述べた設計条件を満足する柱脚詳細に対応した曲げ耐力評価式によって、終局耐力の予測を試みることにする。

2. で用いた(1), (2)式の他に、露出型形式の終局曲げ耐力を予測する場合にコンクリートの応力-歪関係を e 関数で表現した、次の解析モデルを考える。

本研究の柱脚で、ベースプレートを剛とし、ベースプレート下面で平面保持が成立すると仮定すると、柱脚部の歪分布は Fig. 16 のような線形になる。コンクリートの応力-歪関係式として、梅村博士による e 関数式を用いると、歪分布に対応する応力分布が、同図のように求められる。即ち、

$$\sigma(\epsilon) = 6.75 F_c \left[\exp(-0.812 \frac{\epsilon}{\epsilon_0}) - \exp(-1.218 \frac{\epsilon}{\epsilon_0}) \right] \dots \dots \dots (9)$$

ここで、 ϵ_0 : コンクリート圧縮強度時の歪である。
ある曲率 ϕ を設定し、中立軸位置 X を仮定すると、アンカーボルト位置での歪 ϵ_s 、ベースプレート端で

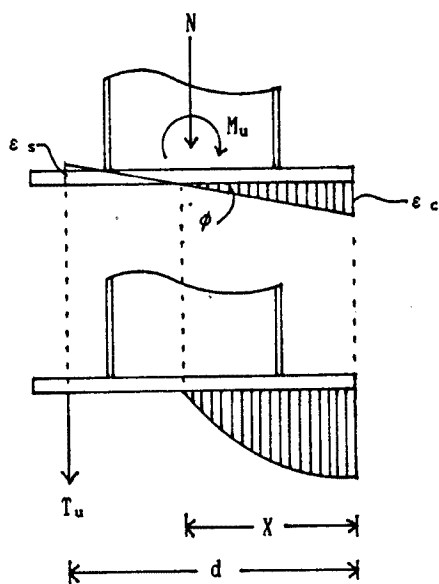


Fig. 16. Strain and stress distributions of exposed type connection derived from stress-exponential strain relations of concrete.

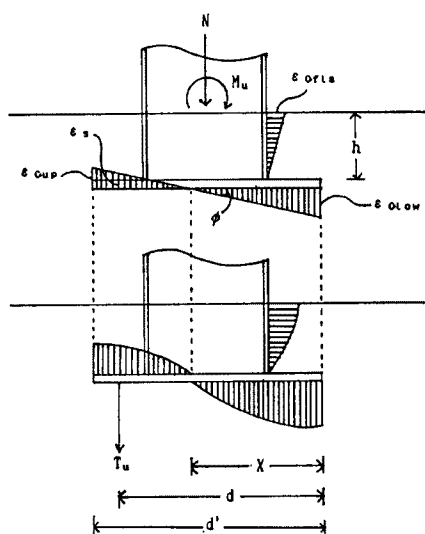


Fig. 17. Strain and stress distribution of embedded type connection derived from stress-exponential strain relations of concrete.

Table 4. Comparison with experimental results and theoretical values computed as exposed type connections.

TYPE OF SPECIMEN	DIRECTION OF LOADING see Fig. 3	COLUMN AXIAL FORCE (t)	EXPERIMENTAL RESULT (t) (C)	THEORETICAL RESULT (t)		DIFFERENCE (C) - (B)
				(A) EQS. (1) & (2)	(B) EQS. (9) & (10)	
E	+	40.0	50.9	32.7	33.5	17.4
	-	40.0	48.1	32.7	33.5	14.6
F	+	91.3	57.5	38.0	39.8	17.7
	-	13.5	40.2	24.3	24.5	15.7
G	+	21.6	45.7	30.7	31.3	14.4
	-	55.1	41.3	35.2	36.3	5.0
H	+	27.4	37.4	21.3	21.4	16.0
	-	98.3	47.1	38.7	40.7	6.4

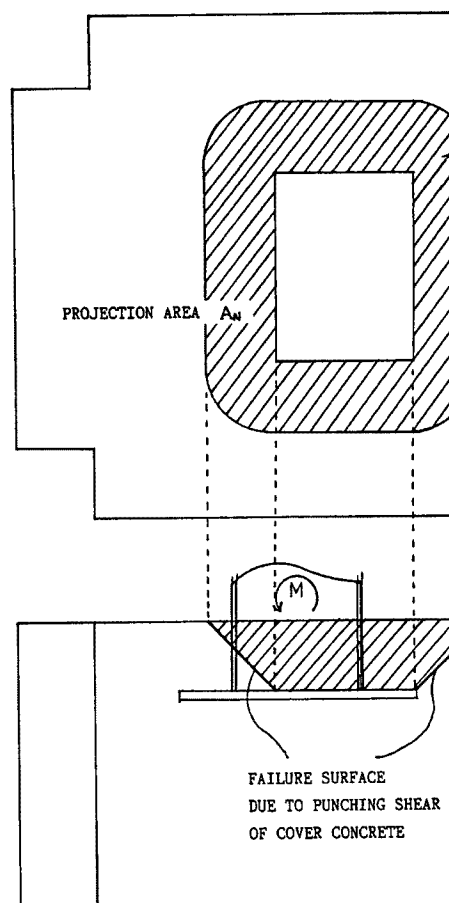


Fig. 18. Projection area of failure surface due to punching shear of additional concrete cover.

の歪 ϵ_c が求められ、アンカーボルトの引張力 T_u 及び、ベースプレート下面のコンクリート反力の合力 C_u が計算できる。 X を変化させて、軸方向の釣合式

$$N = C_u - T_u \cdots \cdots (10)$$

が成り立つ中立軸位置 X を決めると、そのときの曲げモーメントが求められる。曲率 ϕ を漸増させると ϕ の値に対応する曲げモーメントが計算でき、曲げモーメントー曲率関係が得られる。この図から最大曲げモーメントを読み取り、その値から露出型柱脚の最大耐力が計算できる。

本研究の実験結果と、この予測式を比較したものを、Table 4 に示す。表中の軸力は、正及び負載荷時において、水平力が最大に達した時に柱脚部に加わっていた柱軸力と、ブレース軸力の鉛直方向成分とを加えた値である。実験値から予測値を差し引いた値を、被覆コンクリート部分の耐力寄与分であるとする、被覆コンクリート部分の柱脚に対する補剛効果は、非常に大きいものと推察される。なお、'G, H-Type 試験体の負載荷時最大曲げモーメント実験値が、その軸力の大きさに比べて小さいのは、既に実験結果の概要で述べたように、この二つの試験体では試験体固定用のアンカーボルトの定着部でせん断破壊を呈し、柱脚部が終局状態に達しなかったためである。

(2) 埋め込み型柱脚としての終局曲げ耐力の評価

被覆鉄筋コンクリート部分の耐力寄与を考慮したが、埋め込み型柱脚としての終局曲げ耐力を評価できる解析モデルを、以下のように考える。

ベースプレート上下面及び鉄骨柱フランジ面で、平面保持の仮定が成立するものとする、歪分布は Fig. 17 のようになる。コンクリートの応力ー歪関係を e 関数式で近似できるものとする、歪分布に対応する応力分布が、同図のように求められる。(1)の近似解析法と同様に、曲率 ϕ を漸増させて、任意の ϕ に対する軸力の釣合より中立軸位置 X が決まり、曲げモーメントが得られる。 ϕ が増すにつれてベースプレート上面のコンクリートの支圧応力も大きくなるが、実験結果によると、やがてベースプレート端から45度方向に亀裂が入り、被覆鉄筋コンクリート部分はパンチングシア破壊を起こすことが分かっている。この実験結果に基づいて、本解析では、この時以降は被覆コンクリート部分のせん断抵抗を無視し、せん断面を横切る鉄筋のみが有効に働くものと仮定する。被覆コンクリートのパンチングシア破壊は、破壊面のせん断応力度が $\sqrt{F_c}$ に達した時に起こるものとする^{4),5)}。ベースプレートの浮き上がりによる被覆コンクリート部分のせん断破壊面を Fig. 18 に示すように想定し、破壊面の試験体上面への投影面積を A_N とすると、コンクリートのパンチングシア耐力は、 $A_N \sqrt{F_c}$ となる。更に、破壊面を横切る柱型主筋と被覆鉄筋コンクリート部分の補強筋のうちのD-10の鉄筋とが、それぞれ引張抵抗、せん断抵抗するものと考え、ベースプレート上面のコンクリート支圧応力と鉄筋による抵抗力との和 C_{up} は、

$$C_{up} = A_N \sqrt{F_c} + a_t \sigma_y + a_s \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \cdots \cdots (11)$$

と表される。ここで、

A_N : 破壊面の試験体上面への投影面積

a_t : せん断面を横切る柱型主筋の総断面積

a_s : せん断面を横切る被覆コンクリート部の鉄筋のうちD-10の総断面積

F_c : 被覆コンクリート圧縮強度

σ_y : 各鉄筋の降伏応力度

である。

以上の解析プログラムのフローチャートを、Fig. 19 に示す。

(註) この解析法では、被覆コンクリート部分の圧縮抵抗について、ベースプレート下面のコンクリート部分と同様な応力ー歪関係を用いて計算を行っている。しかし、被覆コンクリート部分はその上表面で自

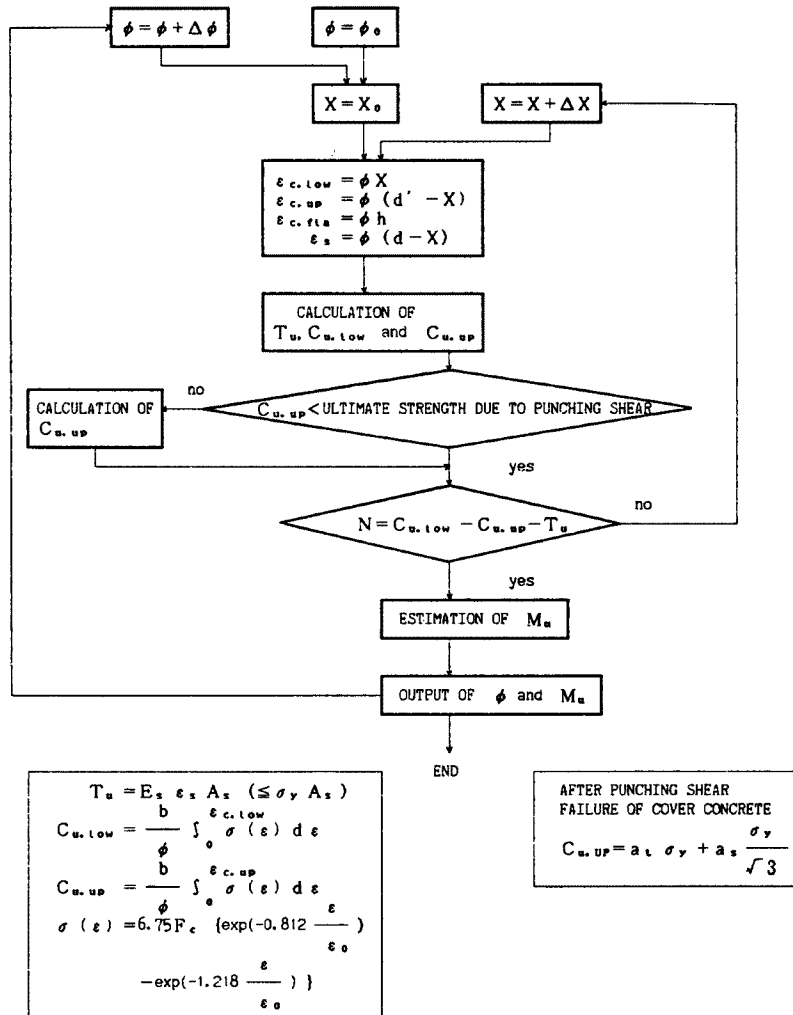


Fig. 19. Flow diagram for moment-curvature calculation of embedded type connection.

由であり、コンクリートの圧縮抵抗力の反力は周辺の柱型主筋で受け持つものと想定される。従って、被覆コンクリート部分は、周辺で固定あるいは単純支持された一種の床板として、ベースプレートの浮き上がりに抵抗するものと考えられるため、本解析でモデル化した場合の仮定の妥当性について考察しておく必要がある。

Fig. 20 に示すように、ベースプレート上面のコンクリート部分のみを取り出して、周辺を固定として H 形断面柱の存在する部分に開口を有する床板を考える。この床板に Fig. 21 に示すような単位の変位分布荷重が作用する場合、各部のたわみを有限要素法（使用プログラム、MSCNASTRAN）を用いて調べた。解析で得られた床板の変形は Fig. 22 のようであるが、前述の解析で求められる被覆コンクリートのパンチングシア破壊到達時にコンクリートに作用している合計 66 t の圧縮力を、Fig. 21 に示す等価な変分布荷重に置換して被覆コンクリートに作用させた場合の床板の最大たわみは、開口部中央位置で 9.0×10^{-3} cm であった。一方、E-Type 試験体の場合、埋め込み柱脚としての解析結果から計算される、この時の鉄骨柱位置での変形量は 1.8×10^{-2} cm であった。両者の結果は異なるが、被覆コンクリート床板周辺の境界条件は固定と支持の間であることを考慮すると、被覆コンクリート

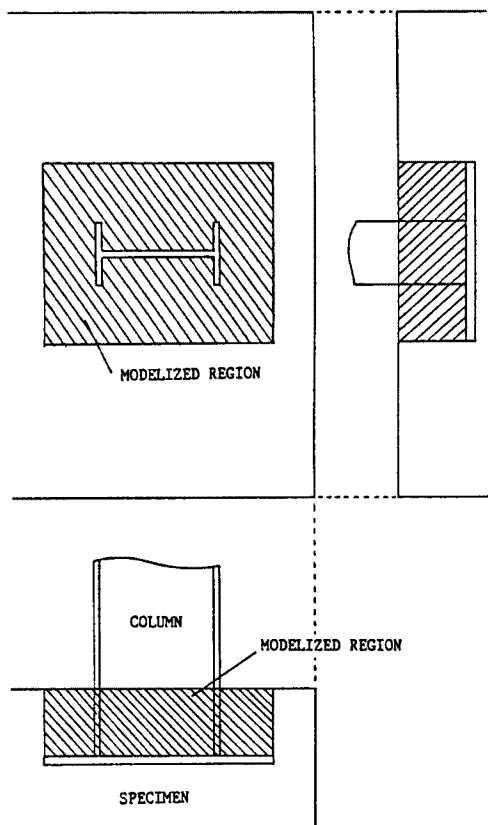


Fig. 20. Modelized region of additional concrete cover for F.E.M. analysis.

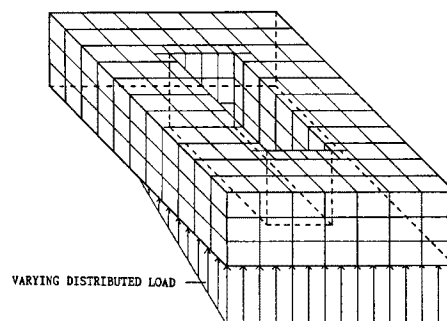


Fig. 21. F. E. M. mesh and varying distributed load.

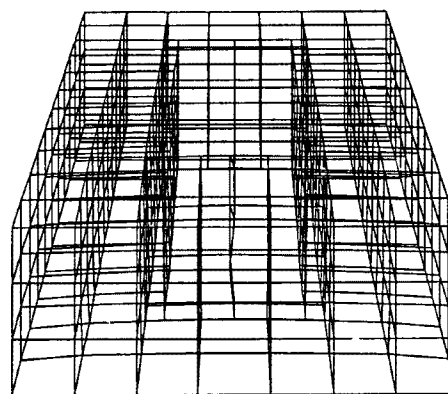


Fig. 22. Deformation of additional concrete cover by F. E. M. analysis.

部分の応力分布を Fig. 17 のように仮定しても、この部分の耐力寄与を過大に評価していないものと考えられる。

各試験体の最大曲げ耐力の解析値と実験値を、Table 5 に示す。G, H-Type の負荷荷時の結果を除くと、本解析法によって、埋め込みの浅い柱脚の最大曲げ耐力を、良好な精度で評価できることがわかる。

4.2 柱脚のせん断耐力の評価

一般に、露出型柱脚に作用するせん断力は、ベースプレートとその直下のコンクリートとの間の摩擦抵抗で基礎コンクリートに伝達されるが、この摩擦抵抗だけで不足する場合はアンカーボルトも残りのせん断力を伝達することになる。埋め込み形式の柱脚では、これらの露出型柱脚としてのせん断抵抗機構に加えて、鉄骨柱フランジ面と被覆コンクリート間の支圧抵抗機構も存在する。

しかし、後者の支圧抵抗機構は、被覆コンクリート部分がパンチングシア破壊を呈するまでは有効であっても、その後のせん断力に対する抵抗は期待しがたい。また、アンカーボルト径とベースプレート穴径との間には多少のクリアランスがあるため、アンカーボルトのせん断抵抗が期

Table 5. Comparison with experimental results and theoretical values computed as embedded type connections.

TYPE OF SPECIMEN	DIRECTION OF LOADING see Fig. 3	COLUMN AXIAL FORCE (t)	EXPERIMENTAL RESULT (tm)	THEORETICAL RESULT (tm)
E	+	40.0	50.9	46.5
	-	40.0	48.1	46.5
F	+	91.3	57.5	51.6
	-	-13.5	40.2	41.2
G	+	21.6	45.7	48.1
	-	55.1	41.3	50.6
H	+	-27.4	37.4	41.5
	-	98.3	47.1	53.4

待できるのは、ベースプレート下面の摩擦抵抗力がある限界に達した後にベースプレートとコンクリートとの間でずれが生じて、アンカーボルトとベースプレートとが接触した後である。

以上の点を考慮して、本研究で対象としている埋め込み柱脚のせん断耐力算定式を、次の二段階に分けて表すことにする。即ち、被覆コンクリート部分が健全である第一段階では、柱脚に作用するせん断力はベースプレート下面の摩擦力と鉄骨柱フランジ面の支圧力との合力で釣り合うものと考え、被覆コンクリート部分がパンチングシア破壊した後の第二段階では、ベースプレートのずれを許容して、ベースプレート下面の摩擦力とアンカーボルトのせん断力との和で釣り合うものとする。

このように考えると、

- 1) 第一段階での柱脚のせん断耐力 Q_{u1} は、

$$Q_{u1} = \mu C_u + A_N \sqrt{F_c} + n_f A_f \frac{\sigma_{yf}}{\sqrt{3}} + n_c A_c \frac{\sigma_{yc}}{\sqrt{3}} + n_h A_h \frac{\sigma_{yh}}{\sqrt{3}} \quad \text{.....(12)}$$

- 2) 第二段階での柱脚のせん断耐力 Q_{u2} は、

$$Q_{u2} = \mu C_u + n_a A_a \frac{\sigma_{ya}}{\sqrt{3}} \quad \text{.....(13)}$$

として表せる。

ここで、

μ : ベースプレート下面とコンクリート間の摩擦係数 (=0.4)

C_u : ベースプレート下面の圧縮合力

A_N : 被覆コンクリートパンチングシア破壊面の投影面積

A_f : 被覆コンクリート内補強筋 (D-10) 一本の断面積

n_f : 同補強筋の有効本数 (Fig. 23 参照)

σ_{yf} : 同補強筋の降伏応力度

A_c : 柱型主筋

n_h : 同主筋の有効本数 (Fig. 23 参照)

σ_{yc} : 同主筋の降伏応力度

A_h : フープ筋 (D-6) 一本の断面積

n_h : 同フープ筋の有効本数 (Fig. 23 参照)

σ_{yh} : 同フープ筋の降伏応力度

A_a : アンカーボルト一本の断面積

n_a : アンカーボルトの有効本数 (= 3)

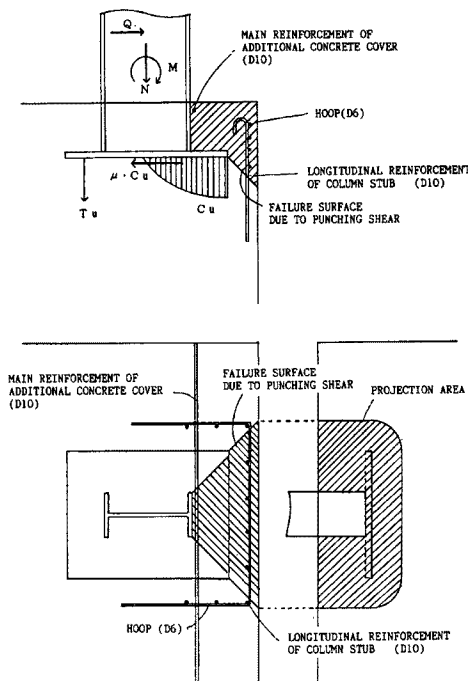


Fig. 23. Failure mechanism due to shear.

Table 6. Comparison with maximum shear force and theoretical shear capacity.

TYPE OF SPECIMEN	DIRECTION OF LOADING (see Fig. 3)	COLUMN AXIAL FORCE (t)	EXPERIMENTAL RESULT (MAX. SHEAR FORCE) (t)	THEORETICAL RESULT (SHEAR CAPACITY) (t)		
				μC_u	EQ. (12)	EQ. (13)
E	+	40.0	43.1	54.6	91.9	89.5
	-	40.0	40.8	54.6	91.9	89.5
F	+	91.3	48.7	75.1	112.4	110.0
	-	-13.5	34.1	35.2	72.5	70.1
G	+	21.6	56.5	49.2	86.5	84.1
	-	55.1	49.5	60.6	97.9	95.5
H	+	-27.4	46.1	31.6	68.9	66.5
	-	98.3	58.4	77.9	115.2	112.8

σ_{ya} : アンカーボルトの降伏応力度

である。以上の仮定に基づくせん断抵抗機構を、Fig. 23 に示す。

実験では、柱脚部分でせん断破壊は起こらず、上述のせん断耐力算定式の妥当性は、直接的には検証できないが、計算結果と実験結果をまとめた Table 6 によると、計算結果の最大せん断耐力はいずれも実験値を上回っていて、本研究の載荷条件では、せん断破壊が曲げ破壊に先行することはないものと考えられる。

4.3 初期水平剛性の評価

初載荷時の柱脚の水平剛性について、以下の4種類の仮定に基づく計算値と実験結果について比較・考察を行う。計算上の仮定として、

(1) 柱脚部を完全固定とした場合

柱頭部に作用する水平力 P に対応する水平変位 δ は、鉄骨柱の曲げ変形 δ_b とせん断変形 δ_s との和で表される。

(2) 露出型柱脚として、秋山博士により提案された曲げ剛性評価式²⁾で表す場合

露出型柱脚のベースプレート位置における曲げモーメントと回転角に関する曲げ剛性 K_b は、

$$K_b = \frac{Ena(d_t + d_c)^2}{Rl_b} \dots\dots\dots (14)$$

で表される。

ここで、 E : アンカーボルトの弾性係数

n : 引張側アンカーボルト本数

a : アンカーボルト軸部断面積

d_t : 柱断面図心と引張側アンカーボルトとの距離

d_c : 圧縮側柱断面最外縁と断面図心との距離

R : ベースプレートの剛性に依存する係数

l_b : アンカーボルトの有効長さ

である。 K_b を用いて計算されるベースプレートの回転のみによる柱頭変位を δ_k とすると、柱頭の水平変位 δ は、

$$\delta = \delta_b + \delta_s + \delta_k \dots\dots\dots (15)$$

となる。

(3) 露出型柱脚として、コンクリートの応力-歪関係を e 関数で表す場合

4.1節において、露出型柱脚と仮定した場合にコンクリートの応力-歪関係を e 関数で表して、曲げモーメント-曲率関係を求めたが、この曲線の初期勾配から計算される柱頭変位を δ_r とすると、

$$\delta = \delta_b + \delta_s + \delta_r \dots\dots\dots (16)$$

となる。

(4) 埋め込み型柱脚として、コンクリートの応力-歪関係を e 関数で表す場合

4.1節において、埋め込み型柱脚として被覆コンクリート部分の耐力寄与を考慮した曲げモーメント-曲率関係を求めたが、この曲線の初期勾配から計算される柱頭変位を δ_u とすると、

$$\delta = \delta_b + \delta_s + \delta_u \dots\dots\dots (17)$$

となる。

以上の4種類の仮定に基づく水平剛性 k ($=P/\delta$) の計算結果を、実験結果とともに Table 7 に示す。同表から、実験値は完全固定と仮定した場合の計算値より小さいが、露出型柱脚と仮定した場合より大きく、

Table 7. Comparison with experimental results and theoretical results of initial horizontal stiffness of embedded type connections.

SPECIMEN	EXPERIMENTAL RESULT (t/cm)	THEORETICAL RESULT (t/cm)			
		RIGID	EXPOSED		EMBEDDED FROM EQ. (17)
			FROM EQ. (15)	FROM EQ. (16)	
E	38.51	53.90	29.28	30.92	42.54
F	34.34				42.81
G	41.85				44.22
H	33.77				43.97

被覆コンクリート部分の剛性寄与の大きいことがわかる。また実験値は、(4)の仮定に基づいて計算した剛性に比較的近く、この方法で埋め込み柱脚の初期水平剛性をほぼ予測できるものと考えられる。

5. 結 論

埋め込み深さが鉄骨柱せいの0.6倍程度の露出型柱脚として設計された、大規模鉄骨構造物柱脚部を対象として、実大の約1/4に縮小された試験体を用いた載荷実験を行い、その耐力・変形性能について調べた。本研究結果から、以下の点が明らかとなった。

- (1) アンカーボルト降伏先行型として設計された剛なベースプレートを有する鉄骨柱脚に、本研究で提案されたような被覆鉄筋コンクリートによる適切な補強が施されれば、鉄骨柱の全塑性耐力を十分に基礎コンクリート部分に伝達することが可能である。この場合、柱脚部の終局耐力は、被覆鉄筋コンクリート部の耐力寄与を考慮した4.1(2)の方法及び4.2の方法で評価できる。
- (2) 本形式の柱脚の初期水平剛性は、埋め込み型柱脚として被覆鉄筋コンクリート部分の剛性を考慮にいたれた(17)式を用いて、概ね予測することが可能である。

参 考 文 献

- 1) 金多潔・甲津功夫・深澤卓司・長崎信昭・木田隆・井坂博一：埋込みの浅い大規模鉄骨構造物柱脚の力学的性状に関する実験的研究(1)，日本建築学会近畿支部研究報告集，第27号，構造系，昭和62年5月，pp. 389～392。
- 2) 秋山宏・黒沢稔・和国信之・西村功：鋼構造露出型柱脚の強度と変形，日本建築学会論文報告集，第342号，昭和59年8月，pp. 46～54。
- 3) 鷲尾健三・鈴木豊朗・中島茂壽・山形一二：鋼柱脚部における実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，1981。
- 4) 森田耕次・加藤勉・横山幸夫・宮田章：埋込みの浅い鉄骨柱脚の最大耐力，日本建築学会構造系論文集，365号，1986年7月，pp. 76～86。
- 5) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，昭和60年2月。