

論文 T形鋼アンカーを用いた露出型柱脚の定着性能に関する実験的検討

田島 理緒子*¹・北野 敦則*²・後藤 康明*³・城 攻*⁴

要旨: 鉄骨構造内柱露出型柱脚に、複数の T 形断面鉄骨アンカーを用いた場合の RC 基礎梁における定着性能を把握するために実験的検討を行った。要素実験として単独の鉄骨アンカーに引抜力又は水平せん断力を与えると、それぞれコーン状ひび割れ又は支圧剥離ひび割れによって剛性低下を生じ、その伸展・拡幅により最大耐力が決定した。その最大耐力に対して既往の算定式との適合性を検討した。また上記の鉄骨アンカー4 本が角柱の四面に溶接された柱脚部材の曲げせん断実験を行い、引抜破壊に移行しても高い耐力を維持しながら変形することが明らかとなった。

キーワード: 鋼構造, 内柱露出型柱脚, T 形断面鉄骨アンカー, 引抜耐力, 支圧破壊

1. はじめに

鋼構造建物 1 階柱脚を RC 基礎部に定着する場合に、いくつかの方法があり、その一つとしてベースプレートをアンカーボルトによって定着させる露出型柱脚がある。露出型柱脚は一般に施工性には優れるが他種の柱脚（根巻型、埋め込み型）に比べ、エネルギー吸収能力に乏しいとされる。最近では、CT 形鋼をアンカーとした柱脚が開発され¹⁾、埋め込み柱脚同様のエネルギー吸収能力が得られているが、柱との接合方法を考える上でも T 形断面鉄骨アンカーと RC 基礎梁との定着耐力を検討する余地がある。

比較的断面の小さい鉄骨アンカーを用いた柱脚は、柱下に梁主筋を通すことが可能なことから、本研究は、ハンチを設けない基礎梁交差部を想定し、T 形断面鉄骨アンカーの引抜力及び水平力に対する基礎梁との定着性状を要素実験により明らかにし、さらに複数のアンカー要素からなる柱脚全体形を模擬した部材実験により検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体形状

試験体は図-1 に示すように、鋼構造建物の 1 階内柱の柱脚を模擬したもので、RC 基礎梁にエンドプレート付き T 形断面鉄骨アンカーを埋め込んでいる。試験体寸法は実物の約 1/2 の縮小モデルを想定し、全試験体とも梁せい $D_b=600\text{mm}$ 、梁幅 $B_b=250\text{mm}$ である。梁主筋は

表-1 実験変数

試験体名	加力方法	I	d	直交梁	h
N-8I-20	鉛直引抜	7.52	200	無	-
N-8I-30		7.52	300	無	-
N-8I-40		7.52	400	無	-
Q-4I-20	水平せん断	3.67	200	無	-
Q-4I-40		3.67	400	無	-
Q-8I-20		7.52	200	無	-
Q-8I-30		7.52	300	無	-
Q-15I-40		14.9	400	無	-
QR-8I-30		7.52	300	無	-
QT-8I-35	(逆方向) (弱軸方向)	2.60	350	有	-
NQ-8I-30	引抜せん断 複合加力	7.52	300	無	300
NQ-8I-40		7.52	400	無	300
ICA30-8I-40	柱部材 曲げせん断	7.52	400	有	300
ICA15-8I-40		7.52	400	有	150

I: T 形断面鉄骨の断面2次モーメント(* 10^5mm^4)

d: 埋め込み深さ(mm) h: 加力点高さ(mm)

*1 東京都文京区役所 工修 (正会員)

*2 北海道大学大学院助手 工学研究科社会基盤工学専攻 工修 (正会員)

*3 北海道大学大学院助教授 工学研究科社会基盤工学専攻 工博 (正会員)

*4 北海道大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻 工博 (正会員)

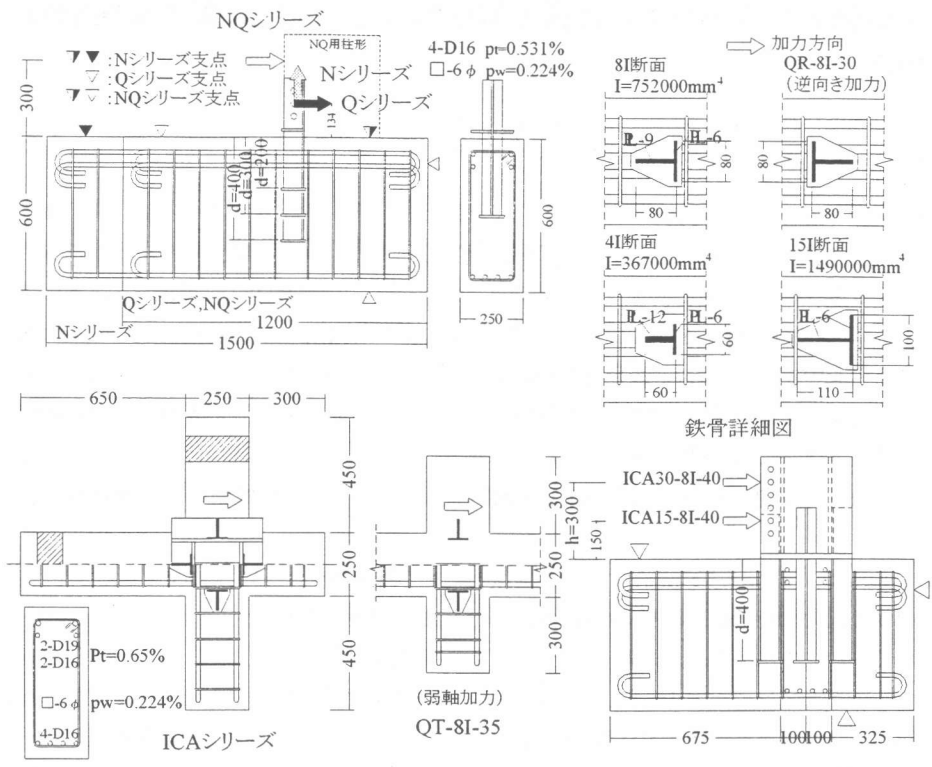


図-1 試験体概要

要素実験では4-D16を用い、部材実験のICAシリーズは入力が大きくなるので、2-D19+2-D16とし、上端筋は2段配筋とした。

実験変数は表-1 に示すように、要素実験として単独の鉄骨アンカーに引抜きのみを与えるNシリーズ、水平せん断力のみを与えるQシリーズ、引抜きとせん断力を同時に与えるNQシリーズがあり、これに鉄骨アンカーの埋め込み長さdを3水準、断面2次モーメントIを3水準、加力方向を3水準として相互に組み合わせている。これとは別に部材実験として4本の鉄骨アンカーで構成されているICAシリーズがあり、曲げモーメントMと水平せん断力Qの比率を変えるためにICAシリーズでは加力点高さhを2水準に設けた。なお鉄骨アンカーのウェブからフランジ面に伝わるの支圧有効幅 w_{be} を等しくするために溶接脚長を調節し、 $w_{be}=27\text{mm}$ とし

た。それらの組み合わせにより、計14体の試験体を製作した。

2.2 使用材料

使用材料の力学的性状を表-2 に示す。鉄骨アンカーには高強度鋼板(SH590)の溶接組立T形断面材を用いた。梁主筋にはD16(SD345)あるいはD19(SD685)、梁せん断補強筋には6φ(SR345相当)の鉄筋を使用した。コンクリート設計基準強度は20MPaとした。

表-2 使用材料の力学的性状

鋼材種		使用箇所	σ_y (MPa)	σ_{max} (MPa)	ϵ_y ($10^3 \mu$)	E (GPa)
鉄筋	D19(SD685)	梁主筋	812	1020	4.93	196
	D16(SD345)	梁主筋	386	571	2.48	175
	6φ(SD345)	せん断補強筋	406	452	2.19	193
鋼板	PL-6(SH590)	フランジ・ウェブ	558	612	3.36	195
	PL-9(SH590)	ウェブ	511	627	4.59	201
	PL-12(SH590)	ウェブ	561	600	2.76	202
コンクリート 各試験体の平均値		設計強度 $F_c=20(\text{MPa})$	σ_B (MPa)	ϵ_{max} ($10^3 \mu$)	$E_{1/3}$ (GPa)	$E_{2/3}$ (GPa)
			23.4	2.53	22.8	18.4

2.3 加力方法

要素実験のNシリーズとQシリーズは所定の深さに埋め込まれた単独鉄骨アンカーの基礎梁からの突出部を加力するもので、Nシリーズは単調引抜力を、Qシリーズは突出部の回転を拘束した片振り繰り返し水平力をそれぞれ与えた。NQシリーズは突出するアンカー鉄骨に鋼製の柱形を取り付け、基礎梁上面より $h=300\text{mm}$ の位置で片振り繰り返し水平加力を行うことにより、柱形を介して鉄骨アンカーに引抜力と水平せん断力を同時に与えた。ICAシリーズは、鉄骨アンカーが角形鋼管柱の四面に溶接されたも

ので、梁上面から 300mm 及び 150mm の位置でそれぞれ片振り繰り返し水平力を与えた。いずれのシリーズも実構造物に近い基礎梁内の応力状態となるようにそれぞれ支持点を設けた。

2.4 計測方法

アンカー鉄骨の水平変位と鉛直変位、加力柱の回転、基礎梁側面における鉄骨アンカー近傍の鉛直・水平・面外変形、等を計測した。さらに鉄骨アンカー、鉄筋及びコンクリート内部の歪を測定した。梁上面より 34mm の位置での水平変位 D_h と、鉄骨図心位置での鉛直変位 D_v を以下では用いる。

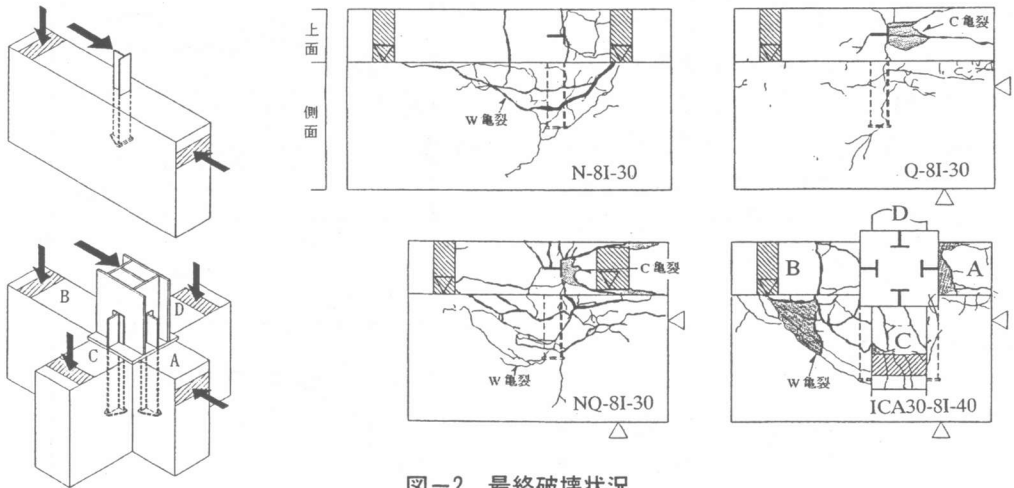


図-2 最終破壊状況

表-3 耐力一覧

試験体名	σ_B	引抜耐力及びせん断耐力			破壊形式	基準化耐力		
		N_u, Q_u	N_{k1}, Q_{k1}	N_{k2}, Q_{k2}		N_u', Q_u'	N_{k1}', Q_{k1}'	N_{k2}', Q_{k2}'
N-8I-20	21.7	252	120	-	WA	242	115	-
N-8I-30	20.9	327	199	-	WA	320	195	-
N-8I-40	21.4	418	330	-	WA	404	319	-
Q-4I-20	21.5	265	-	131	LC	246	-	122
Q-4I-40	21.1	265	-	132	LC	251	-	125
Q-8I-20	23.8	285	-	91	LC	240	-	77
Q-8I-30	24.2	355	-	171	LC	293	-	141
Q-15I-40	23.1	370	-	210	LC	320	-	182
QR-8I-30	21.5	321	-	160	LC	299	-	149
QT-8I-35	26.1	244	-	166	LC	187	-	127
NQ-8I-30	21.3	262	142	128	WA・LC	251	136	122
NQ-8I-40	23.3	303	143	105	LC先行	273	129	94
ICA30-8I-40	22.8	(586)	270	402	WA	(507)	246	367
ICA15-8I-40	24.6	1041	572	627	WA	901	495	542

σ_B : コンクリート圧縮強度(MPa) N,Q:(kN)

WA: くさび型定着破壊 LC: 上部支圧破壊 (): WA破壊前に支点反力位置で圧壊

3. 実験結果

図-2に最終破壊状況, 図-3に荷重変形関係, 表-3に耐力及び破壊モード一覧を示す。

鉛直引抜耐力を N , せん断耐力及び曲げせん断耐力を Q とし, 最大耐力には u , 後述の W 亀裂発生時耐力には $k1$, C 亀裂発生時耐力には $k2$ の添え字を付した。最大耐力と W 及び C 亀裂発生による剛性低下時耐力をコンクリート強度の異なる試験体相互に比較するために, (1)式を用いてコンクリート設計基準強度 20MPa に基準化し, Q' 及び N' と表した。(1)式における k の値は, WA 破壊における W 亀裂は引張せん断亀裂であることからコンクリート強度の平方根に比例するので $k=0.5^2$, LC 破壊における C 亀裂はコンクリートの圧縮強度に比例するので $k=1.0$ とし, NQ シリーズは両者が混在するので中間と仮定して $k=0.7$ とした。また鉄骨アンカーを2本埋め込んだ弱軸加力の $QT-8I-35$ に関しては, 他の Q シリーズと比較するために1本分の耐力として実験値の $1/2$ の値を用いた。

4. 試験体の挙動

4.1 破壊モード

くさび型定着破壊(Wedge Anchorage Failure): 鉄骨アンカーのエンドプレートから発生するコーン状の破壊面が基礎梁の側面にくさび状に現れる亀裂を W 亀裂と呼ぶことにする (図2)。この W 亀裂の発生により剛性低下を生じ, 更に W 亀裂が基礎梁上面に達してせん断補強筋が降伏することにより最大耐力に至る。

N シリーズ, $NQ-8I-30$, ICA シリーズがこの破壊形式である。

上部支圧破壊(Local Compression Failure): 梁上面で鉄骨の支圧力によってカバーコンクリートが皿状の剥離を生じる際に現れる亀裂を C 亀裂と呼ぶことにする (図2)。この C 亀裂が発生し, 次第にその面積が広がるにつれて剛性低下を繰り返す, 鉄骨ウェブの上部がせん断降伏することによって耐力が上限に達して, 一定の耐力を維持し続ける。 Q シリーズ, $NQ-8I-40$ がこの破

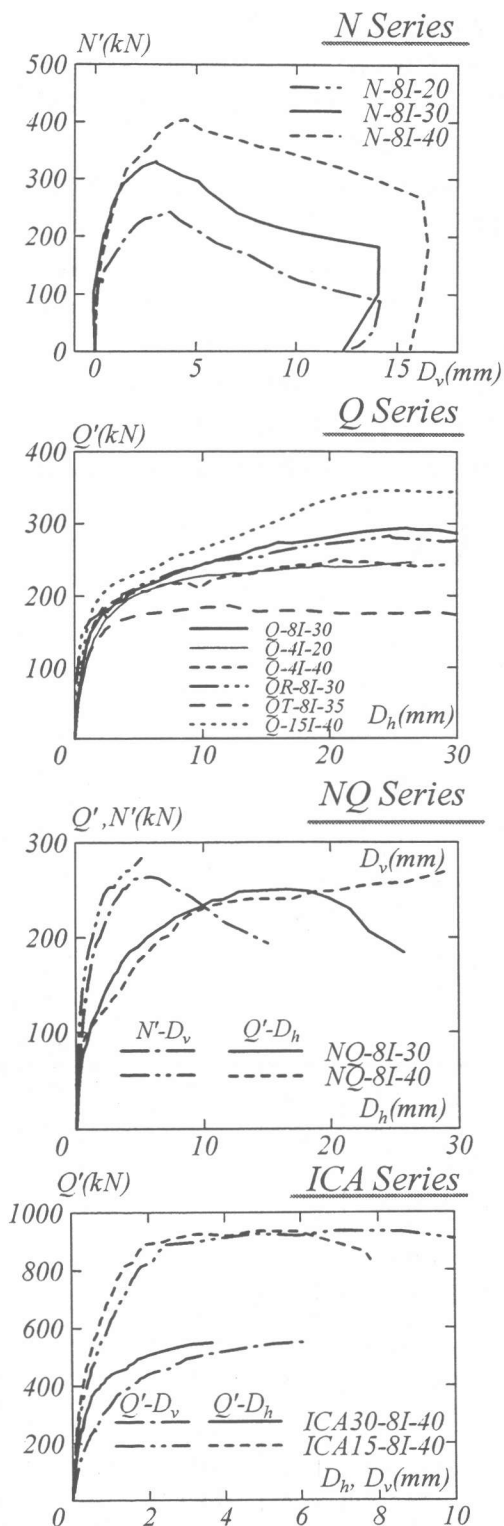


図-3 荷重-変形関係

壊形式である。

尚, NQ-8I-30 に関して最大耐力前は LC 破壊が先行したが, 最大耐力以降 WA 破壊に移行した。

4.2 荷重変形関係

N シリーズ: 埋め込み深さ d が長くなるほど剛性低下時耐力, 最大耐力はほぼ比例的に大きくなる。N-8I-40 は剛性低下後も良好に耐力上昇し, 最大耐力時の変形量が若干他より大きい。

Q シリーズ: 初期剛性に大きな差異は見られないが, 断面 2 次モーメントが大きくなると C 亀裂の発生と, 亀裂範囲の拡大と共に耐力が上昇する。これは断面の曲げ剛性が大きいものは, 鉄骨からコンクリートに伝わる支圧力が深い範囲まで分布するのに対し, 曲げ剛性が小さいと上部に支圧力が集中するためである。

また, 逆方向に加力しても力学性状に影響を及ぼさなかった。弱軸方向加力は, 鉄骨アンカーの断面 2 次モーメントが小さいことに加え, 直交梁端に設置されていることによって, 破壊面が支持点からの反力による拘束を受けないために, 耐力が小さい。

NQ シリーズ: NQ-8I-30 は WA 破壊, NQ-8I-40 は LC 破壊が支配的であったが, 最大耐力に至るまでに $Q^* - D_h$ 関係に大きな相違は見られない。

ICA シリーズ: W 亀裂の拡幅伸展で, 剛性低下し, $D_h = 2\text{mm}$ の位置でせん断補強筋が降伏する WA 破壊であるが, 耐力低下を起こすことなく, 一定の耐力を保ちながら, 変形が進む。これは引張側鉄骨アンカーが応力を負担できなくなると同時に, 直交梁に埋め込まれた鉄骨アンカーが引張力を負担するためである。

5. 最大耐力

5.1 既往の算定式による計算値との比較

N シリーズと Q シリーズの各破壊モードの最大耐力について, 既往の算定式を用いて検討する。ここで用いる耐力はコンクリート強度によって基準化しない N_u , Q_u を用いる。

掻き出し定着強度算定式(2)²⁾: 掻き出し破壊は, 90 度折り曲げ筋の柱梁接合部内への定着した

表-4 (2)式による計算値と実験値の比較

試験体名	σ_B (MPa)	$exp N_{u1}$ (kN)	T_C (kN)	T_w (kN)	$cal N_{u1}$ (kN)	exp/cal
N-8I-20	21.7	252	130	59	189	1.33
N-8I-30	20.9	327	227	89	316	1.04
N-8I-40	21.4	418	363	104	467	0.9

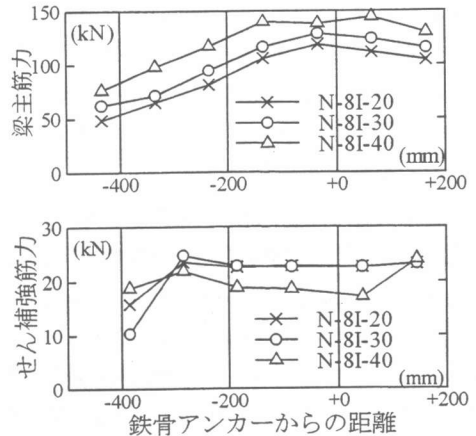


図-4 最大耐力時の鉄筋力分布 (N シリーズ)

場合の定着破壊であり, 応力状態は本実験の場合と同一ではないが, 類似した破壊形式となるために適用した。比較した結果を表-4 に示す。 d が大きくなるにつれて過大評価となるが, 図-4 に示すように, せん断補強筋力の分布は d による差が若干であり, 計算式のせん断補強筋負担項 T_w のように比例的に増大はしない。また, コンクリート負担項 T_C はコンクリートの破壊

表-5 (3)式による計算値と実験値の比較

試験体名	σ_B	$exp N_{u1}$	$cal N_{u2}$	$exp N_{u2} / cal N_{u2}$
	(MPa)	(kN)	(kN)	
N-8I-20	21.7	252	204	1.24
N-8I-30	20.9	327	311	1.05
N-8I-40	21.4	418	410	1.02

表-6 (4)式による計算値と実験値の比較

試験体名	σ_B	$exp Q_{u1}$	$cal Q_{u1}$	$exp Q_{u1} / cal Q_{u1}$
	(MPa)	(kN)	(kN)	
Q-4I-20	21.5	265	177	1.50
Q-4I-40	21.1	265	347	0.76
Q-8I-20	23.8	285	196	1.46
Q-8I-30	24.2	355	298	1.19
Q-15I-40	23.1	370	380	0.97
QR-8I-30	22.7	321	280	1.15
QT-8I-35	26.1	244	306	0.80

面での摩擦や梁主筋のダボ作用によるものだが、梁上段筋の鉄筋力についても20%程度の増分であるので、 d に対する2次関数的な T_c 項の増大は考えにくい。これは(2)式は柱梁接合部を想定しており、梁筋水平定着長さ l_{dh} と梁断面応力中心間距離 j との比 l_{dh}/j が1以下を対象としているのに対し、本実験では想定する j が285mmに比べて、 l_{dh} に相当する鉄骨鉛直投影長さ d が大きいために適合しないと思われるが、現在検討中である。

コーン亀裂耐力算定式(3)³⁾: 文献³⁾に基づく算定式を用い、くさび型亀裂(コーン亀裂)が梁幅全体に亘っていることから、 $d=250\text{mm}$ とすることで実験値と概ね対応した。(表-5)

コンクリートの圧壊による耐力算定式(4)³⁾: 文献³⁾に基づく計算値と実験値との比較を表-6に示す。 d が小さいと過小評価し、剛度(=I/d)が小さいと過大評価する傾向がある。

5.2 NQ シリーズ複合破壊形式

鉄骨アンカーに引抜力と水平せん断力を同時に作用させた際の最大耐力に与える影響を検討する。(NQ-8I-30は、N-8I-30、Q-8I-30と比較し、NQ-8I-40はN-8I-40、Q-8I-30と比較した。)柱圧縮反力位置のモーメントの釣合から、鉄骨に作用する引抜力を求め、耐力の低下割合として、N-Q関係を図-5に示す。N、Q単独の場合と比べ10%~20%の耐力低下が生じる。

6. まとめ

鉄骨アンカーを用いた鋼構造柱脚の加力実験を行い、以下の知見を得た。(1)鉄骨アンカーの埋め込み深さに比例して引抜耐力も増大する。(2)鉄骨アンカーの断面2次モーメントと埋め込み深さは初期剛性低下域には影響しないが、断面2次モーメントが大きくなると、最大耐力が上昇する。(3)引抜力とせん断力が同時に作用すると、それぞれ単独に作用した場合に比べて、10%~20%の耐力低下が生じる。(4)部材実験では、引張側の鉄骨アンカーがくさび型定着破壊した後、直交梁に配された鉄骨アンカーが引抜力

を負担し、高い耐力を維持し続けた。

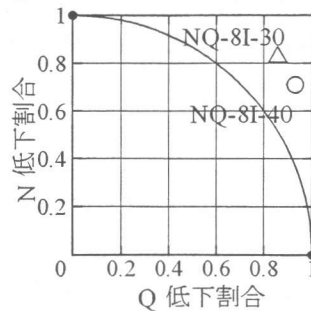


図-5 NQシリーズ最大耐力の低下

【参考文献】

- 1) 小林 道和ら: アンカーフレーム型鉄骨柱脚の力学的性能について, 日本建築学会学術講演梗概集, 2000
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説 1997,7
- 3) 秋山 宏: 鋼構造埋込形式柱脚の強度と変形, 日本建築学会論文報告集 第335号 S59,1

【Appendix】

$$\exp N', \exp Q' = \exp N, \exp Q (F_c / \sigma_B)^k \quad \text{---式(1)}$$

N, ICAシリーズのとき $k=0.5$

Qシリーズのとき $k=1$

NQシリーズのとき $k=0.7$

$\exp N', \exp Q'$: 耐力補正值(kN)

$\exp N, \exp Q$: 耐力実験値(kN)

σ_B : コンクリートの圧縮強度(N/mm²),

F_c : コンクリートの設計基準強度=20N/mm²

$$\text{cal } N_1 = k_N \cdot (T_c + T_w) \quad \text{---式(2)詳細は文献2)}$$

$$T_w = 0.7 \cdot A_w \cdot \sigma_{wy}$$

$$T_c = \frac{2 \cdot d \cdot b_e \cdot \sqrt{d^2 + j^2}}{j} \cdot 0.316 \cdot \sqrt{\sigma_B}$$

k_N : 梁軸力による影響係数=1

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏耐力

b_e : 梁有効幅(mm)= $b+0.6C_o=182\text{mm}$

j : アンカー図心間距離

A_w : 鉄骨図心位置より両側に d の範囲にある補強筋全断面積

$$\text{cal } N_2 = 2b \cdot d \cdot 0.39 \cdot \sqrt{\sigma_B} \quad \text{---式(3)詳細は文献3)}$$

$$\text{cal } Q_{ul} = \sigma_B \sqrt{\frac{b}{w b_e}} \left(b_s b_e + \frac{d_w b_e}{2} b_e \cdot w b_e \right) \quad \text{---式(4)}$$

詳細は文献3)

b_s : スチフナ上の有効幅=0

$w b_e$: ウェブ上の有効幅=27(mm)