

圧縮鉄筋の腐食ひび割れがRC梁の曲げ抵抗に与える影響

高知工業高等専門学校 ○國元 陸登
 高知工業高等専門学校 桑野 仁成
 高知工業高等専門学校 正会員 近藤 拓也
 高知工業高等専門学校 正会員 横井 克則

Abstract : Crack in the RC member may change the stress distribution inside the concrete. In addition, corrosion cracking of compressive rebar reduces of the cross-sectional area of the compression section concrete. Therefore, it is expected that there is the decrease in bending strength and in flexural stiffness. Also, we made RC beams corroded compressive rebar, and conducted the bending test. We also examined the difference between a/d. It is shown in these test that in this corrosion range, the influence on the decrease in flexural stiffness and bending strength is small.

Key words : Compressive reinforcing bar, Rebar compression, Flexural stiffness, Bending strength

1. はじめに

腐食環境下にある RC 部材の曲げ耐力は、引張鉄筋の健全度に依存することが過去のさまざまな研究により明らかとなっている¹⁾。RC 部材のうち、柱部材などは地震時に交番作用が働くため、部材には引張力、圧縮力ともに作用する。このうち、腐食した引張鉄筋を有する RC 梁の曲げ挙動については、RC 構造物の根幹をなすことから、上述のようにさまざまな研究事例が存在する²⁾。

圧縮鉄筋が腐食した RC 梁の曲げ挙動に関する研究事例は、引張鉄筋が腐食したものと比較して多く存在しない³⁾⁴⁾⁵⁾。しかし、RC 梁に生じたひび割れはコンクリート部材中の応力状態を変化させる可能性がある。既往の研究³⁾では、圧縮鉄筋位置の腐食ひび割れにより応力状態が変化すると考えられるアーチ機構を形成し破壊形態が変化する可能性を示している。腐食ひび割れが生じることによって外力に抵抗する圧縮部コンクリートの有効断面積が低下し、曲げ耐力の低下が考えられるが、腐食発生による明確な曲げ抵抗メカニズムについては不明な点が多い。また、PPC 梁では、供用中に鉄筋が圧縮力を受けることがあるため、PC の観点からも重要であると考えられる。

そのため本研究では、圧縮鉄筋の腐食を模擬した供試体を作製し、腐食状況が曲げ抵抗に与える影響について検討を行った。また、a/d の違いによる影響についても検討を行った。

2. 実験概要

2.1 使用材料

(1) コンクリート

使用したコンクリートは水セメント比 55%とした。セメントは早強ポルトランドセメント、細骨材は硬質砂岩砕砂、粗骨材は硬質砂岩砕石を使用した。混和剤として変性ロジン酸性の AE 調整

表-1 コンクリートの配合表

s/a (%)	W/C (%)	Gmax (mm)	単位量(kg/m ³)				
			W	C	S	G	Ad
43.3	55	25	168	305	749	1000	1.2

表-2 コンクリートの材料特性

圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
40.2	3.40	27.8

表-3 試験要因

付着状態	せん断スパン (mm)	積算電流量 (h・A)
被覆なし NC	600, 700	0, 40, 80
被覆 C	600, 700	0, 40, 80

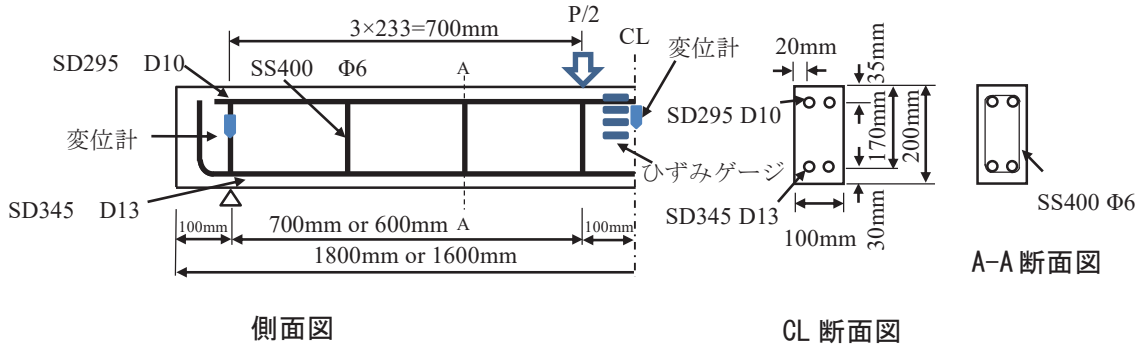


図-1 試験体の概要図

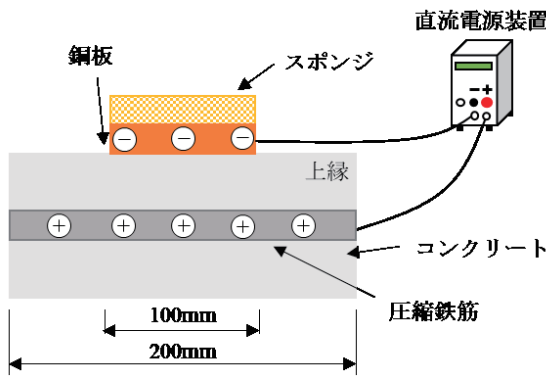


図-2 電食試験装置

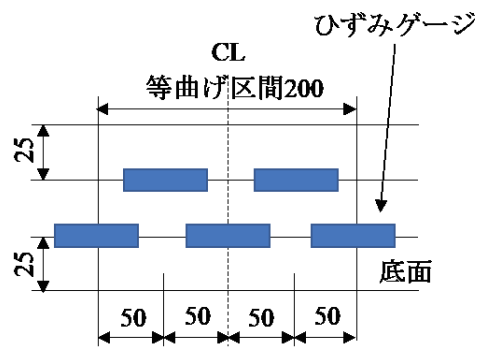


図-3 底面の計器状況 (単位: mm)

表-4 直径減少率

供試体名	直径減少率(%)
C-600-40	0.9
C-600-80	1.7
C-700-40	1.4
C-700-80	1.9
NC-600-40	1.1
NC-600-80	2.2
NC-700-40	1.4
NC-700-80	2.0

剤を使用した。目標スランプは $12 \pm 4.5\text{cm}$ とし、目標空気量は $4.5 \pm 1.5\%$ とした。使用したコンクリートの配合表を表-1に、材齢28日に実施した圧縮試験、引張試験およびヤング係数の測定結果を表-2に示す。梁理論による曲げ耐荷力等の算定結果にはこの実測値を用いた。

(2) 鉄筋

本試験では、圧縮鉄筋に D10(SD295A)、引張鉄筋に D13(SD345A)、スターラップ Φ6(SS400)を使用した。梁理論による曲げ耐力の算定には、JIS G 3112 に示す下限値を示した。

2.2 試験体概要

試験体の概要図を図-1に示す。供試体寸法は $100\text{mm} \times 200\text{mm} \times 1800\text{mm}$ の矩形断面梁とした。打ち込み翌日に脱型を行い、材齢7日まで湿布養生を行った。その後、室内に存置した。等曲げ区間外の圧縮鉄筋およびせん断補強筋には、ビニルテープを全面に巻き、絶縁処理を施した。圧縮鉄筋の付着は、幾分かの低下も考えられるが、今回の設計計算では考慮しなかった。せん断補強筋は、付着区間が短く、かつフックで定着しているためテープ被覆による影響は小さいと考えられる。引張鉄筋については、後述する付着力低下を目的とした供試体においてビニルテープによる被覆を実施した。

試験要因を表-3に示す。引張鉄筋の付着、せん断スパン、および圧縮鉄筋腐食量を要因とし、合計12種類の梁を作製した。なお、引張鉄筋の付着については、圧縮鉄筋の腐食ひび割れがはりの曲げ耐荷力に与える影響をより明確に確認するためにパラメータを設けた。

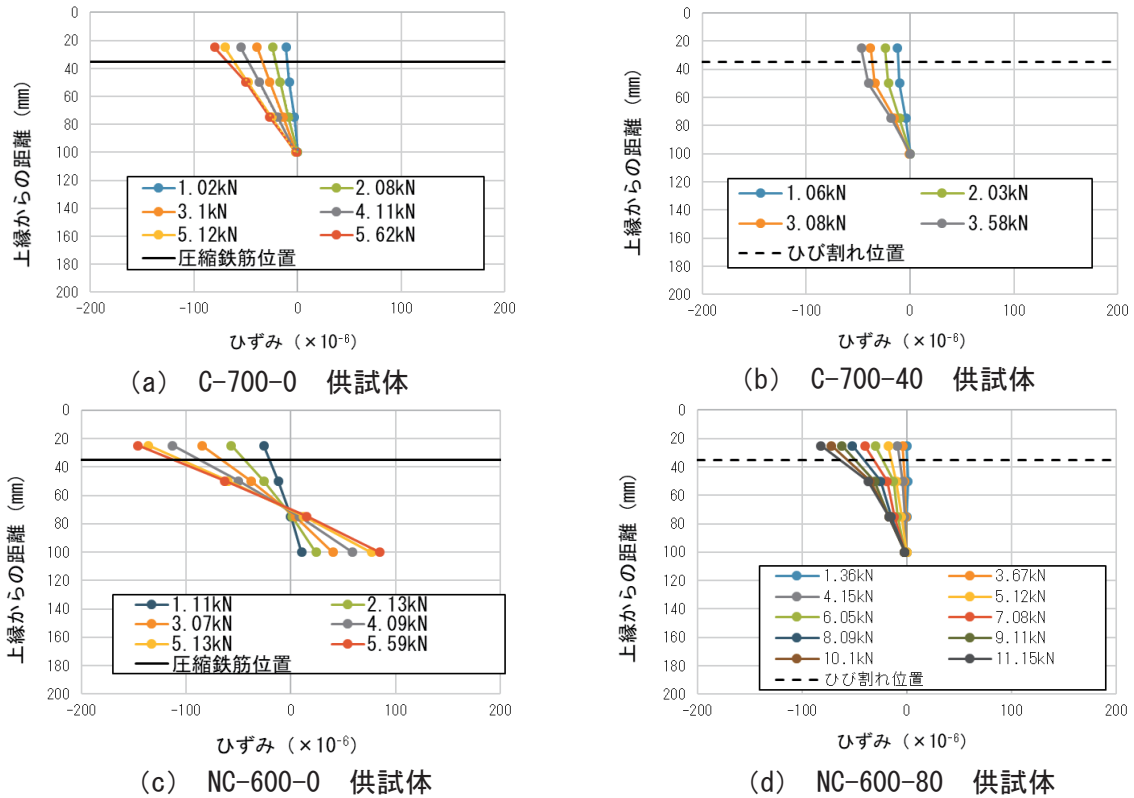


図-4 梁高さ方向のひずみ分布

破壊形態の検討において、せん断補強筋量およびせん断スパンは、せん断耐力比 V_{yd}/V_{mu} (V_{yd} :せん断耐力, V_{mu} :部材が曲げ耐力に達するときのせん断力)を参考に設計した。せん断スパン 700mm は曲げ破壊先行型の $V_{yd}/V_{mu}=1.20(>1)$ とした。せん断スパン 600mm は、せん断破壊に対して危険側に作用する可能性のある $V_{yd}/V_{mu}=1.03(≒1)$ とした。

電食の概要図を図-2に示す。等曲げ区間内の圧縮鉄筋 200mm の範囲を電食区間とした。電食試験体には、圧縮鉄筋にあらかじめリード線をはんだ付けした。等曲げ区間内中央 100mm 間の試験体上面に $\Phi 6$ の穴を数カ所あけた銅板を直接コンクリート面に設置した。

その上側に水道水を含めたスポンジを置き、電食を行った。電流密度は、鉄筋表面積あたり $2.55\text{mA}/\text{cm}^2$ とした。なお、電食は材齢 28 日から行った。

荷重後に電食させた鉄筋を取り出し、JCI-SC1 法に従い、 60°C のクエン酸 2 アンモニウム 10%溶液中に 8 時間浸漬し、除錆を行った。その後、直径測定を行った。鉄筋直径は、等曲げ区間内の鉄筋 200mm を切り取り、リブ 10 カ所を測定した。電食で生じた直径減少率を表-4に示す。電食を行っていない供試体との直径変化量を百分率で表し直径減少率とした。また、腐食ひび割れ幅は全ての供試体で 0.15mm 未満であり、大きな差は見られなかった。

2.3 荷重方法

試験体の支間長は 1600mm および 1400mm とし、等曲げ区間は 200mm、せん断スパンは 700mm および 600mm の 2 点曲げ荷重とした。なお、荷重点および取り付け器具を、図-1に記載した。荷重方法は、2 点漸増繰り返し曲げ荷重とした。測定計器類については、両側面支間中央および両支点に変位計(感度 0.01mm)を設置した。中立軸の位置を確認するために側面支間中央部から 50mm 水平方向に離れた位置で、梁高さ方向 25mm 間隔にひずみゲージ(ゲージ長 60mm)を貼り付けた。底面には図-3に示すようにひずみゲージ(ゲージ長 60mm)を貼り付けた。曲げひび割れ発生以降は引張部のコンクリートは応力負担をしないため、圧縮部にのみ貼り付けた。また、引張鉄筋には支間中央部にひずみ

ゲージ(ゲージ長 20mm)を貼り付けた。

載荷試験は、引張鉄筋が降伏するまでは、5kN 毎の漸増繰返し載荷を行った。また、引張鉄筋が降伏すると載荷を終了した。

3. 曲げ試験結果

3. 1 梁高さ方向のひずみ分布

以後、供試体名は、「引張鉄筋の付着」－「せん断スパン」－「積算電流量」で示す。

コンクリートのひずみは、断面方向に貼り付けたひずみゲージから測定した。曲げひび割れ発生以前の断面高さ方向のひずみ分布を図-4に、各供試体の中立軸高さを表-5に示す。中立軸高さはひずみ分布から得られたデータを線形回帰し、算出した値を中立軸高さとした。NC-700-80 供試体はデータ不備により除外した。

図-4に示すように、(a)や(c)のひずみ分布は梁高さ方向において線形になっていることが確認できた。腐食ひび割れは、図に示す圧縮鉄筋位置で確認できた。(b)や(d)では、付着低下の有無に関わらず、腐食ひび割れをはさんで、ひずみ分布が非線形になっていることが確認できた。これは、コンクリート表面にひび割れが発生することで、曲げ荷重が作用した場合、断面内における応力の伝達が正常に行われていないためと考えられる。しかし、今回は直径減少率が小さいため、ひび割れが断面内を貫通しておらず、コンクリート表面のみで生じている可能性も考えられる。また今回は積算電流量 80h・A までであるが、今後積算電流量が増加し、コンクリート内部で貫通したひび割れが生じると、より明確に重ね梁のような状態になる可能性があると考えられる。

表-5に示すように、腐食ひび割れに伴い、同一スパン、同一付着シリーズにおいて、中立軸が梁高さ方向下方向に移動していることが確認できた。圧縮鉄筋の腐食によって発生した腐食ひび割れによって、外力に抵抗する圧縮部コンクリートの有効断面積が低下したため、中立軸が下方に移動したと考えられる。また、せん断スパン700mmについては、NCの供試体のみ異なる傾向を示した。NC-700-80のデータが不足しているため、今後も検討を行う必要がある。

3. 2 曲げひび割れ発生荷重

各供試体の曲げひび割れ発生時の荷重を表-6に示す。なお、実測の曲げひび割れ発生荷重は、底面のひずみゲージを読み取り求めた。C供試体は、鉄筋とコンクリートの付着低下によってNC供試体と比較して曲げひび割れ発生荷重が低下したと考えられる。また、NC-700供試体は圧縮鉄筋の腐食と考えられる。荷重の低下が確認できた。これは、3. 1で示したひずみ分布が非線形となったことで

表-5 曲げひび割れ発生荷重以前における梁高さ方向中立軸高さ

供試体名	中立軸 (mm)
C-600-0	75.0
C-600-40	85.9
C-600-80	85.6
NC-600-0	73.9
NC-600-40	87.7
NC-600-80	96.3
C-700-0	102.4
C-700-40	102.7
C-700-80	108.6
NC-700-0	101.7
NC-700-40	99.2
NC-700-80	

表-6 曲げひび割れ発生荷重

供試体名	曲げひび割れ発生荷重 (kN)
C-600-0	5.59
C-600-40	2.57
C-600-80	4.16
NC-600-0	5.59
NC-600-40	8.61
NC-600-80	11.15
C-700-0	5.62
C-700-40	3.58
C-700-80	1.75
NC-700-0	8.58
NC-700-40	6.02
NC-700-80	6.05

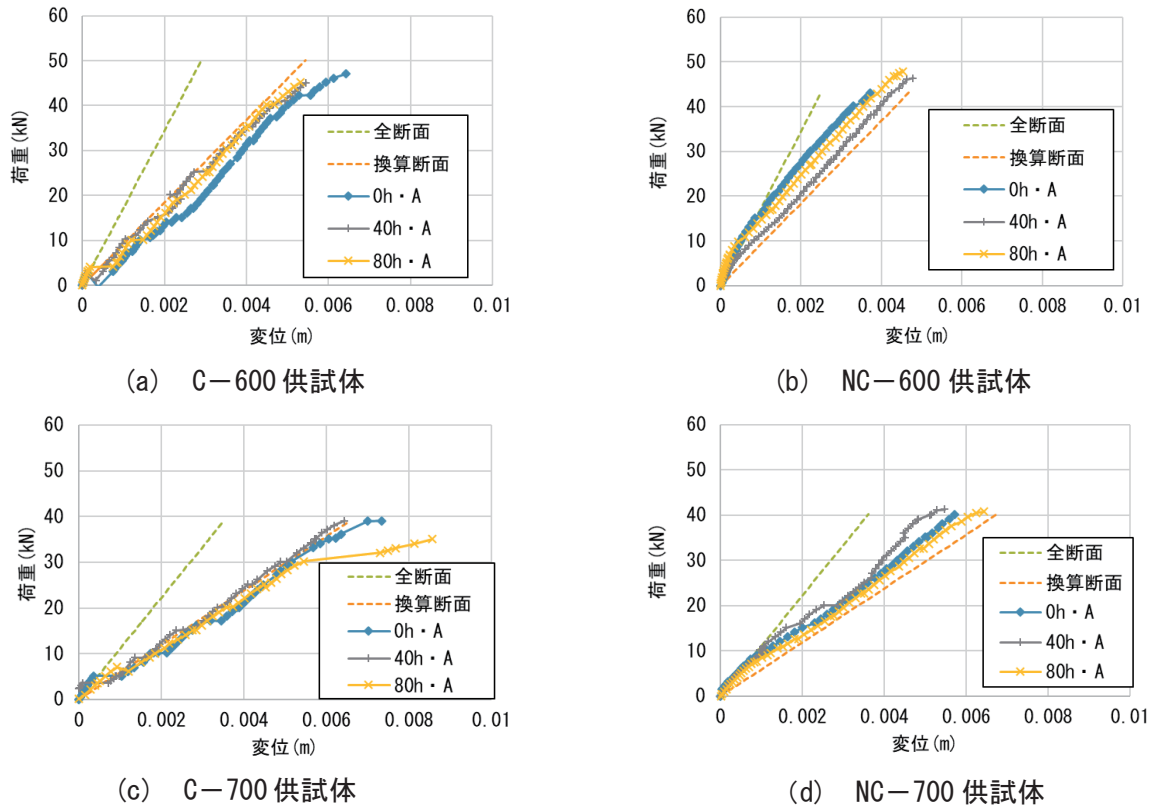


図-5 降伏以前の荷重－変位関係

平面保持の法則が成り立たず荷重が低下した可能性があると考えられる。

3. 3 降伏以前の荷重－変位曲線

降伏以前の荷重－変位関係を図-5に示す。図中に示す実測値は包絡線とした。NC供試体は、曲げひび割れ発生後換算断面に漸近する傾向を示した。健全な試験体と同様の挙動を示していることから曲げ剛性に与える影響は小さいと考えられる。引張鉄筋に被覆を行ったC供試体ではせん断スパンの変化に関わらず同様の傾向を示した。これは、付着力が低下しているため、曲げひび割れ発生後はテンションスティフニング効果が発生しにくいと考えられる。そのため、荷重－変位曲線は、曲げひび割れ発生直後から引張鉄筋のみを考慮した曲げ剛性曲線と平行したものと考えられる。これは、引張側のコンクリートと引張鉄筋との付着力が低下しているため、曲げひび割れ発生時に変位が大きくなったことも影響したと考えられる。

降伏以前の曲げ挙動については、今回行った電食量による明確な影響は確認できなかった。梁高さ方向のひずみ分布や中立軸については変化が確認できたものの、等曲げ区間内のみの電食だったため、はり全体の挙動であるたわみに与える影響は確認しにくかったと考えられる。今後は、圧縮鉄筋全長の電食を行い、圧縮部の腐食ひび割れの影響について明確にする必要があると考えられる。

3. 4 曲げ耐力

各供試体の曲げ耐力について計算値と実測値で比較したものを表-7に示す。計算値の算定については、はり理論で算定した。梁理論ははりの変形によるひずみと応力から曲げ耐力を算定した。なお、実測値の曲げ耐力は引張鉄筋が降伏ひずみに達した時点曲げ耐力とした。電食を行った8体の供試体については電食による鉄筋断面径の減少を考慮した計算とした。今回の試験で行った積算電流量では曲げ耐力の計算には影響しなかった。電食を行った供試体で最大荷重が増加する傾向を示した。電食期間中に圧縮部のコンクリートに常に水分が供給されていたため、圧縮部のコンクリート強度が増加した可能性がある。また、3. 1で記述したように重ね梁のようになっていると最大荷重が大きく

低下すると考えられるが大きな差は見られなかった。そのため今回の積算電流量では、断面を貫通するようなひび割れは生じていないと考えられる。今後は、積算電流量を増加させ、重ね梁の可能性を検討する必要がある。RC部材における曲げ終局耐力 μ は、コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ曲線を仮定すれば、断面内の力の釣り合いと平面保持の仮定に基づき求めることができる。一般的に放物線と矩形部分で示されるコンクリートの応力分布を、長方形の応力分布に置き換える「等価応力ブロック法」⁶⁾によれば、(式1)を用いて曲げ終局耐力 μ を算出できる。

$$\mu = bd^2 \cdot pf_{yd} \left(1 - \frac{pf_{yd}}{1.7f'_{cd}}\right) \quad (式 1)$$

ここに、 b : 断面の幅、 d : 有効高さ、 p : 引張鉄筋比、 f_{yd} : 引張鉄筋の設計引張降伏強度、 f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度である。

有効高さはコンクリートの圧縮縁から引張鉄筋の断面の図心軸までの距離である。そのため、断面を貫通したひび割れが生じると有効高さが低下すると考えられる。これにより、曲げ耐力に影響を及ぼす可能性があると考えられる。

4. まとめ

本論文では、圧縮鉄筋の腐食ひび割れが降伏前のRC梁の曲げ抵抗に与える影響について検討を行った。得られた結果を以下に示す。

- (1) ひずみ分布については、腐食ひび割れが生じることにより非線形になり、コンクリート内部での応力伝達が行われていない可能性を示した。また、中立軸の低下も確認できた。
- (2) 荷重-変位曲線から得られた曲げ剛性については、圧縮鉄筋の腐食による影響は確認できなかった。付着低下したシリーズについても同様の結果を示した。
- (3) 圧縮鉄筋の腐食による曲げ耐荷力の変化は確認できなかった。しかし、降伏以降の破壊挙動について、変化が生じたものもあった。

参考文献

- 1)日本コンクリート工学会四国支部：塩害劣化を受けたコンクリート構造物の耐荷力評価委員会報告書，pp.10~13，2015.5
- 2)日本コンクリート工学会：既存コンクリート構造物の性能評価指針 2014，2014.11
- 3)高橋良輔：圧縮鉄筋の腐食ひび割れがせん断圧縮破壊挙動に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，pp.475~480，2014.7
- 4)村上祐貴，董衛，大下英吉，鈴木修一，堤知明：鉄筋腐食により定着不良を生じたRCはり部材の耐荷性状評価，土木学会論文集E2(材料・コンクリート構造)，Vol.67，No.4，pp.605~624，2011.12
- 5)宇田好一郎，川本卓人，出路康夫，佐藤良一：圧縮鉄筋の腐食がせん断補強筋のないRCはりのせん断強度の及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.751~756，2006
- 6)戸川一夫，岡本寛昭，伊藤秀敏，豊福俊英：コンクリート構造工学，第4版，pp.34~53，2014.11

表-7 曲げ耐力

供試体名	計算値	最大荷重	比
	(kN)①	(kN)②	①/②
C-600-0	39.7	50.1	0.79
C-600-40	39.7	45.1	0.88
C-600-80	39.7	45.1	0.88
NC-600-0	39.7	43.1	0.92
NC-600-40	39.7	48.4	0.82
NC-600-80	39.7	51.0	0.77
C-700-0	34.0	39.0	0.87
C-700-40	34.0	39.1	0.87
C-700-80	34.0	35.1	0.97
NC-700-0	34.0	40.2	0.85
NC-700-40	34.0	41.3	0.82
NC-700-80	34.0	43.3	0.78