

論文 鉄筋ユニットブロックを配したRCボックスカルバート隅角部の耐荷機構に関する一考察

渡部 孝彦*1・猪口 泰彦*2・高倉 克彦*3・村田 裕志*4

要旨 : RC ボックスカルバートの隅角部では側壁と底版の主鉄筋・せん断補強鉄筋・ハンチ筋がラップし、現場での配筋が容易ではないという現状がある。本研究では現場での労務・工程の削減を目的として、工場製作した鉄筋ユニットブロックを隅角部に用いることを提案した。従来配筋と、鉄筋ユニットブロックを用いたL形試験体による正負交番載荷実験をそれぞれ実施し、構造性能の相違を比較・検討した。その結果、鉄筋ユニットブロックを使用した試験体では、従来配筋の試験体よりも履歴吸収エネルギーが向上した。また隅角部の割裂ひび割れが抑制された。

キーワード : RC ボックスカルバート, 隅角部, 鉄筋ユニットブロック, 正負交番載荷

1. はじめに

RC ボックスカルバートの隅角部では、側壁と底版・頂版の主鉄筋が交差し、それに加えてせん断補強鉄筋や隅角部補強鉄筋、ハンチ筋等が配置される。このため、隅角部は鉄筋が高密度に配置されることとなり、組立が困難となるため、熟練の技能者による施工が必要となる。一方で、技能者は全体として減少の傾向にあり、また、大型工事の集中もあって、技能者の確保も困難になりつつある。このため、隅角部の配筋を合理化・省力化することが求められている。

筆者らは図-1 に示すように、隅角部の鉄筋を鉄筋ユニット化した工場製品として設置し、底版及び側壁の鉄筋を現地で組立てる方法を考案した¹⁾。この鉄筋ユニットブロックの設置は、鉄筋工ではなく普通作業員でも施工が可能である。また隅角部の複雑な配筋の現地での組立てを不要とすることで、当該箇所の鉄筋組立労務を軽減することが可能である。

本研究ではこの鉄筋のユニットブロック化が部材の性能に及ぼす影響を確認するため、実験的検討を行った。道路構造物のRC ボックスカルバートの隅角部を想定し、鉄筋ユニットブロックを適用したL形の縮小モデル試験体に対して、正負交番載荷実験を行うことでその耐荷性状を確認した。試験体と試験方法は渡辺らによる研究²⁾と村田らによる研究³⁾を参考にした。ここでは村田らの実験の中から、現在、道路構造物で適用が進められている配筋(以下、従来型)による実験結果と、今回実施した鉄筋ユニットブロックを用いた試験体(以下、ユニット型)の実験結果とを比較した。今回ユニット化した隅角部は、鉄筋ユニットブロックと現場で組立てを行う主鉄筋が接続用鋼板を介して接合する構造(詳細は

2.1 に記載)である。したがって主鉄筋の応力が鉄筋ユニットブロックの主鉄筋相当鉄筋に伝達することが重要であり、これを確認することを目的として検討を行った。

2. 鉄筋ユニットブロックの概要

2.1 構造の概要

図-2 に鉄筋ユニットブロックの概念図を示す。鉄筋ユニットブロックは主鉄筋相当の異形鉄筋を接続用鋼板

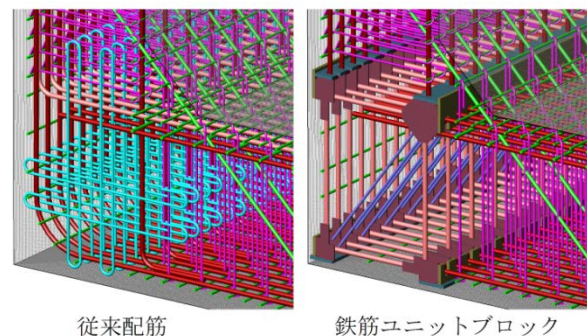


図-1 隅角部配筋の省力化イメージ

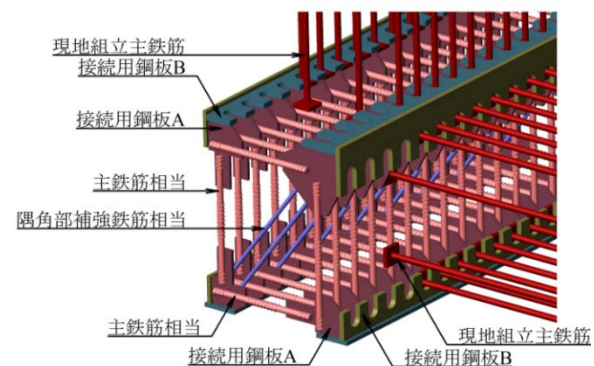


図-2 鉄筋ユニットブロック概念図

*1 大成建設(株) 技術センター 土木技術開発部 都市再生プロジェクト外室 修(工) (正会員)

*2 大成建設(株) 横浜支店 土木工事作業所 修(工)

*3 大成建設(株) 技術センター 土木技術開発部 先端技術開発室 修(工)

*4 大成建設(株) 技術センター 土木技術研究所 土木構工法研究室 博(工) (正会員)

Aにフレア溶接して接続することで構成される。この鋼板を接続用鋼板Bにフレア溶接し、積層することで1つのユニットを形成する。積層する間隔は主鉄筋間隔相当としている。ユニット設置後、現地で組立てる鉄筋には、プレート定着型鉄筋を用い、切欠きを設けた接続用鋼板Bにこの鉄筋を嵌合接続する構造とした。これは主鉄筋に作用する引張力が、主鉄筋⇒接続用鋼板B⇒接続用鋼板A⇒ユニット内の主鉄筋相当鉄筋と伝達することを想定したものである。また鉄筋ユニットブロックには隅角部補強鉄筋に相当する鉄筋（以下、隅角部斜め鉄筋）として、ハンチと直角方向に鉄筋を配置した。これは隅角部を開く方向に荷重が作用する際の割裂ひび割れに抵抗することを期待して配置したものであり、隅角部斜め鉄筋表面に貼り付けたひずみゲージにより、その効果を確認した。

2.2 接続部の加工

鉄筋ユニットブロックと現地で組立てをする鉄筋との接続部の加工形状及び寸法を図-3に示す。接続用鋼板Bの切欠きは、プレート定着型鉄筋の摩擦圧接により生じるバリ、施工余裕を考慮し、異形鉄筋の節の高さを

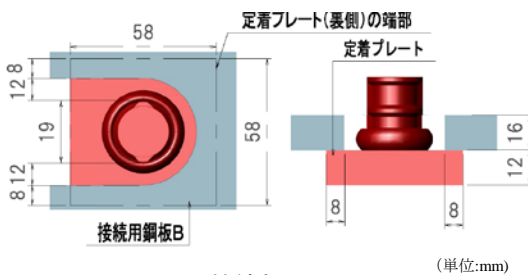


図-3 接続部の加工寸法

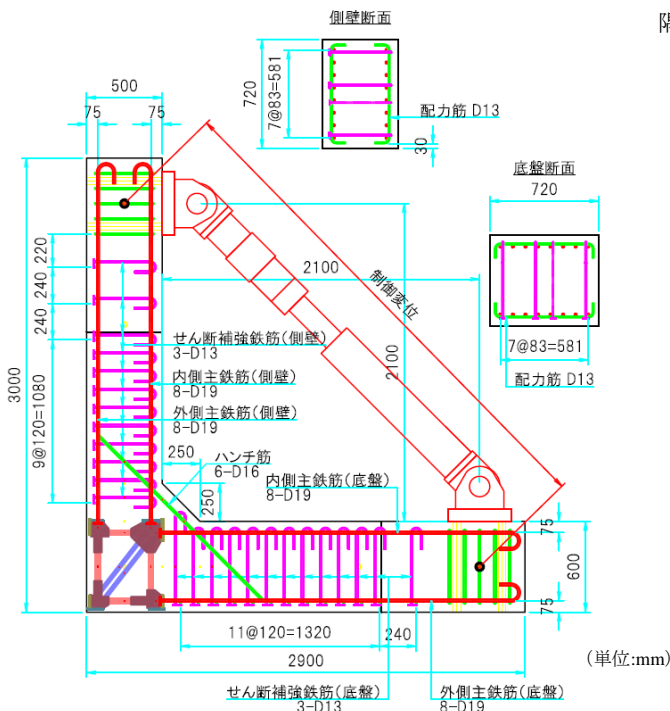


図-4 試験体の概要

含めた鉄筋径Dに両側10mmずつ加えた寸法とした。図-3中には縮小モデルの寸法を示してある。鉄筋に作用する引張力を伝達するためのプレートと接続用鋼板Bの掛け代は、接続用鋼板Bの板厚tの1/2(8mm)とした。

3. 縮小モデル実験概要

3.1 試験体の製作

試験体の概要を図-4に示す。試験体の製作及び載荷は村田らの研究³⁾に倣って行った。この縮小モデルは実物のボックスカルバートの1/2サイズの底版と側壁を模擬しており、底版厚は600mm、側壁厚は500mmとし、構造物軸方向の試験体幅は720mmとした。鉄筋は実物と同様の鉄筋比となるように径と本数を設定した。

主鉄筋としてD19(SD345, $f_y=403\text{N/mm}^2$)を8本、せん断補強鉄筋としてD13(SD345, $f_y=384\text{N/mm}^2$)を120mm間隔で配置した。またD19についてヤング係数より算出した降伏ひずみを表-1に示した。ハンチ筋は主鉄筋の1/2の量とし、D16(SD345, $f_y=401\text{N/mm}^2$)を6本配置した。図-5、写真-1に鉄筋ユニットブロックを示す。鋼板にはSM490を使用し、鉄筋ユニットブロック内の鉄筋

表-1 載荷時における材料強度

材料	強度(降伏ひずみ)	本実験	村田ら ³⁾
コンクリート	圧縮強度 f_c	37.6N/mm ²	35.2N/mm ²
鉄筋 D13	降伏強度 f_y	384N/mm ²	391N/mm ²
鉄筋 D16	降伏強度 f_y	401N/mm ²	391N/mm ²
鉄筋 D19	降伏強度 $f_y, (\epsilon_y)$	403N/mm ² (2145 μ)	391N/mm ²

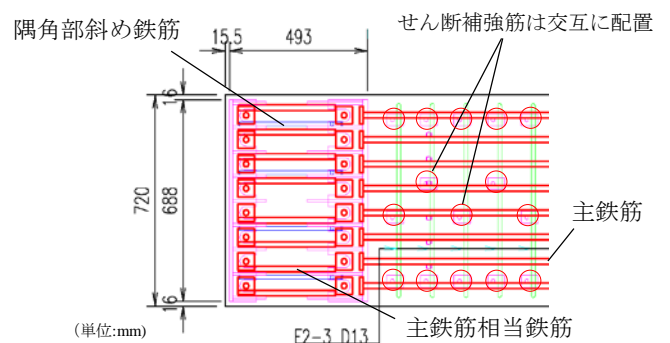
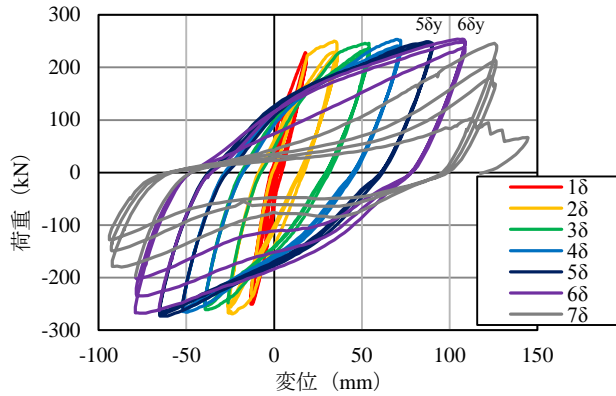


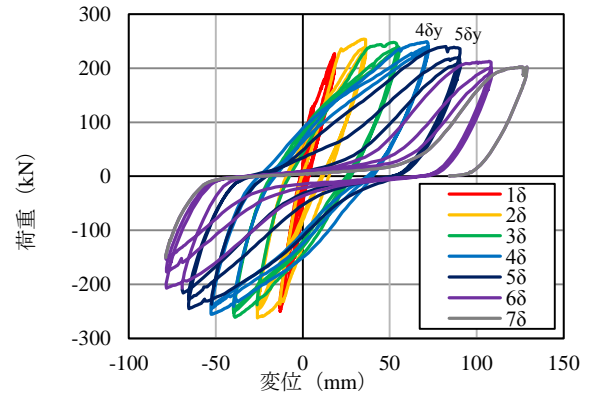
図-5 鉄筋ユニットブロック(底面図)



写真-1 鉄筋ユニットブロック



(a) ユニット型



(b) 従来型³⁾

図-6 荷重変位曲線の比較

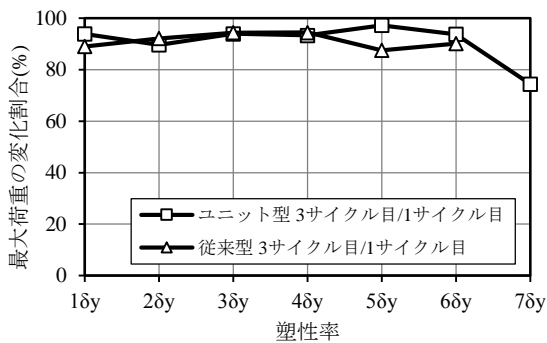


図-7 最大荷重の割合の比較



写真-2 実験終了時のユニット型試験体

は主鉄筋相当鉄筋として D19 を使用し、主鉄筋と同数を配置した。隅角部斜め鉄筋には D13 を使用し、図-4、図-5 に示すように 1 断面あたり 2 本で、4 断面に配置することで、計 8 本を配置した。鉄筋ユニットブロック内の鉄筋と鋼板はフレア溶接により接続している。試験体の製作においては、本来の構造物の構築とは異なり、横断面が水平となるよう試験体を横倒しにして製作した。

3.2 載荷実験概要

載荷方法は、自己反力で隅角部に正負の曲げモーメントが作用するようにし、ジャッキの押す方向(内側引張)を正載荷、引く方向(外側引張)を負載荷として加力した。正負交番載荷においては、主鉄筋の降伏変位を $1\delta y$ とし、以降 $\pm 2\delta y$, $\pm 3\delta y$ ・・・と同一変位で 3 サイクルずつ正負に繰り返して載荷した。変位制御における降伏変位は正負でそれぞれ $+1\delta y = +18\text{mm}$, $-1\delta y = 13\text{mm}$ とした。また参考として本実験と、村田らの実験時の材料強度をそれぞれ表-1 に示す。

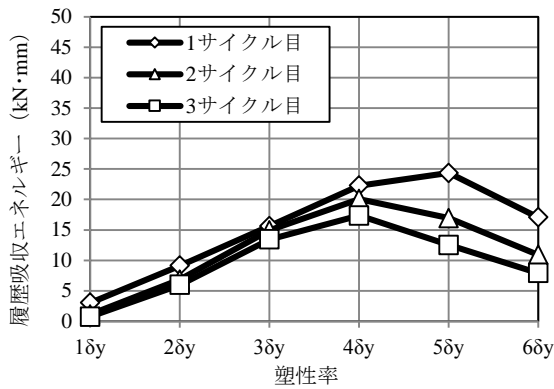
4. 実験結果と考察

4.1 荷重変位曲線

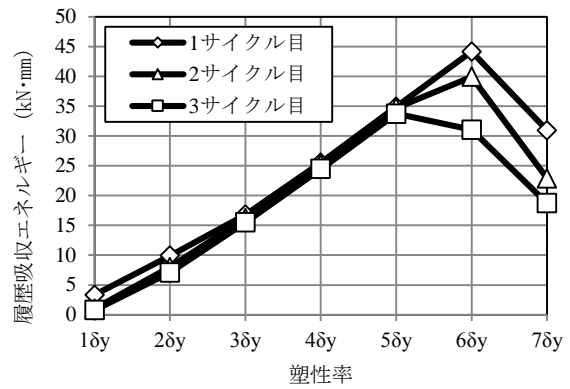
ユニット型と従来型の荷重変位曲線を図-6 に示す。ユニット型と従来型はそれぞれ $8\delta y$ 、 $7\delta y$ の載荷時に鉄筋が破断したため、そこまでのデータを図に示した。破断

箇所はそれぞれ、ユニット型が側壁基部の内側、従来型が側壁基部の外側であった。ユニット型の荷重変位曲線ではおおよそ $5\delta y$ までは正負交番載荷における正から負への移行時にスリップ性状は見られない。しかし $6\delta y$ を境にスリップ性状が確認された。 $6\delta y$ における隅角部の主鉄筋のひずみ計測結果から、底版の主鉄筋では残留ひずみが小さく、側壁の主鉄筋では残留ひずみが大きいことが確認された。また $-6\delta y$ の 2 サイクル目にて、側壁内側、ハンチ上部のコンクリートが剥落し、主鉄筋が座屈した。(写真-2)。

一方、従来型ではおおよそ $4\delta y$ までは正負交番載荷における正から負への移行時にスリップ性状は見られず、 $5\delta y$ を境にスリップ性状が確認された。ユニット型と従来型の荷重変位関係には、主鉄筋の座屈が目視確認されたサイクルを境に荷重変位曲線の形状が変化するという同様の傾向が見られた。またユニット型は従来型に比べ、その変化が生じるまでにより大きな変位を要することが確認できた。以上より、側壁主鉄筋の座屈が荷重変位曲線の形状の変化に寄与しており、ユニット型では従来型に比べ主鉄筋の座屈が生じにくかったと考えられる。座屈が生じづらかった要因としては、従来型で座屈した側



(a) 従来型³⁾



(b) ユニット型

図-8 履歴吸収エネルギーの比較

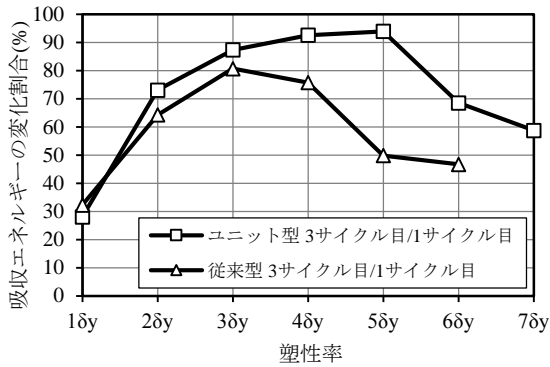


図-9 吸収エネルギーの割合の比較

壁外側の主鉄筋部分において、ユニット型の接続用鋼板 B により水平・鉛直方向の主鉄筋が堅固に拘束されていたため座屈に対する抵抗性が上がったことが考えられる。次に同一変位での 3 サイクル繰返しによる最大荷重の変化割合を図-7 に示す。ここで最大荷重の変化割合とは同一変位の荷重における 3 サイクル目の荷重の最大値を 1 サイクル目の荷重の最大値で割った値を百分率で示したものである。従来型、ユニット型の鉄筋の初降伏荷重、最大荷重は同等である。また最大荷重の低下割合はおおむね 15% に収まっている。土木研究所のガイドライン⁴⁾では、道路橋示方書 V の「2.2 耐震設計一般」で定められる橋の耐震性能 2 の限界状態に相当する変位において、最大荷重の低下割合は最大でも 15% であるということが述べられている。本結果はこれを満たしており、繰返し荷重時の保有耐力を維持していることが確認できた。

4.2 履歴吸収エネルギー

図-8 に同一変位でのサイクル別履歴吸収エネルギーを示す。ここで履歴吸収エネルギーは荷重変位曲線の面積の台形近似により算出した。従来型では 4δy まで履歴吸収エネルギーは 3 サイクルとも上昇しているが、5δy の 2 サイクル目以降で減少に転じている。ユニット型で

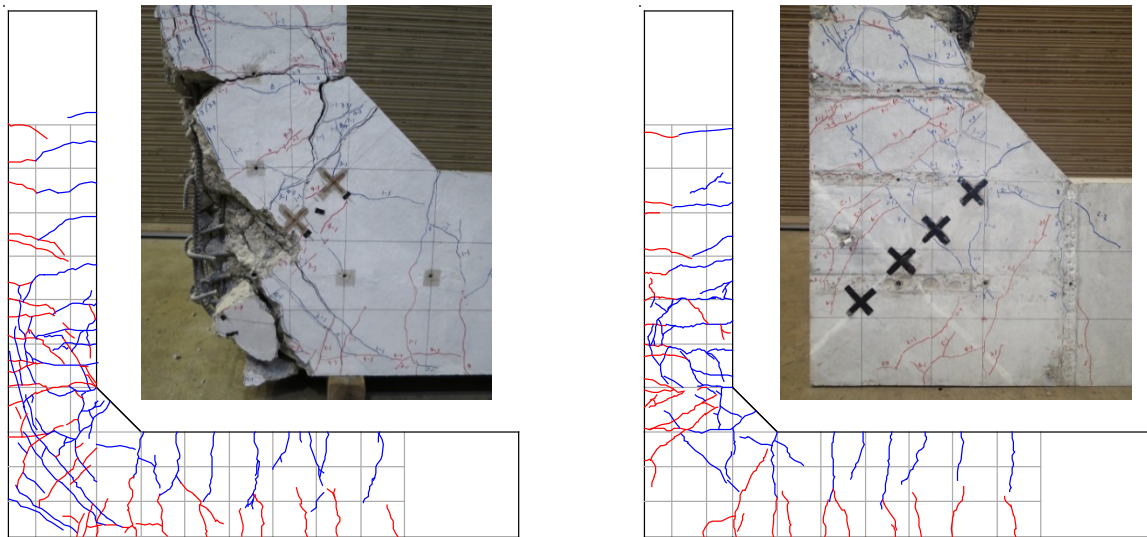
は 5δy まで履歴吸収エネルギーは上昇し、6δy の 3 サイクル目で減少に転じた。これよりユニット型は従来型より、エネルギー吸収の低下が起きる変位の最大値が大きいことが確認された。ユニット型は特に 4δy 以降のエネルギー吸収量の伸びが大きかった。吸収エネルギーの最大値は従来型で 24.4kN・mm、ユニット型で 44.2kN・mm と約 1.8 倍の差があり、ユニット型の吸収エネルギーは従来型よりも大きいことが確認できた。これは 4.1 で述べた荷重変位曲線の形状の変化が遅いことに起因していると考えられる。

図-9 に各変位における吸収エネルギーの変化割合を示す。ここで履歴吸収エネルギーの変化割合とは同一変位の荷重における 3 サイクル目の履歴吸収エネルギーを 1 サイクル目の履歴吸収エネルギーで割った値を百分率で示したものである。ユニット型、従来型ともに初期の変位での吸収エネルギーの割合は小さく、3δy まで増加している。しかし従来型では 4δy でこの割合が低下に転じ、ユニット型では 6δy で低下に転じた。これは図-8 に示した履歴吸収エネルギーの推移とほぼ同様の性状であった。

以上より、履歴吸収エネルギーは従来型よりもユニット型の方が大きく、その理由として主鉄筋の座屈が起こるのが遅く、その間に多くのエネルギーを吸収できることが考えられる。

4.3 ひび割れ発生状況

終局時の試験体の外観を図-10 に示す。鉄筋ユニットブロックを使用した場合、従来型に比べてその損傷は軽微であった。特に隅角部における割裂ひび割れの発生に顕著な相違が認められた。これは、鉄筋ユニットブロックを隅角部の内部に配置することによって隅角部の剛性が高まったためと考えられる。また、隅角部斜め鉄筋のひずみゲージ S1 (図-12(a)) の測定結果 (図-11) から、対象の鉄筋には正荷重及び負荷時にひずみが生じ



(a) 従来配筋³⁾ (b) 鉄筋ユニットブロック使用

図-10 損傷状況とひび割れ発生状況

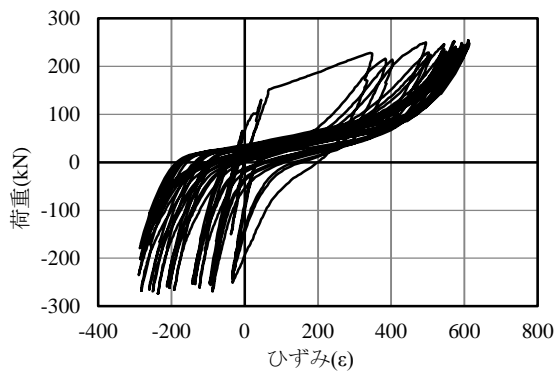
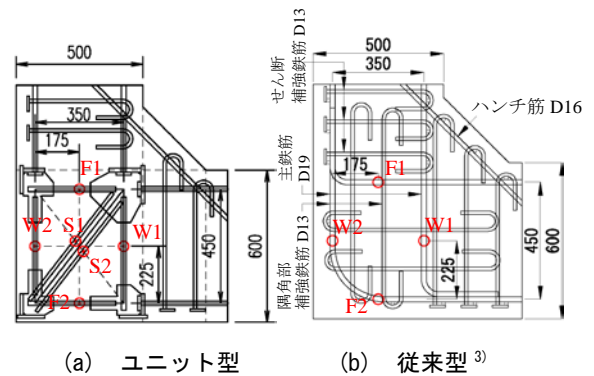


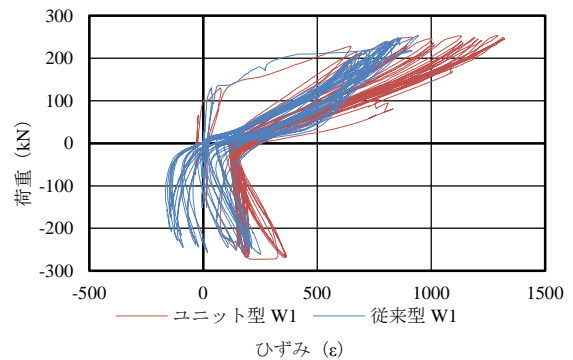
図-11 ユニット型の荷重と隅角部斜め鉄筋表面のひずみの関係

ており、 $6\delta y$ の正載荷時に最大で 736μ の引張ひずみが測定された。正載荷時の外側に発生する圧縮応力は隅角部でハンチと平行方向に働き、その圧縮応力の法線方向に割裂ひび割れが生じる。隅角部斜め鉄筋は割裂ひび割れと法線方向に配置されており、割裂ひび割れの抑制に効果があったものと思われるが、そのひずみは降伏ひずみに比べ最大 736μ とかなり小さかった。そのため、鉄筋本数の減少などの配筋の合理化ができる可能性がある。また隅角部のせん断変形に対して、隅角部斜め鉄筋が抵抗することが考えられるが、本検討ではそれを明らかにするに至らなかった。また、正載荷時にハンチ部付近に発生した曲げひび割れについて観察すると、ハンチ部から進展した曲げひび割れは接続用鋼板 B の位置まで進展したのち、側壁及び底版の主鉄筋に沿う方向に進展している。接続用鋼板 B により、曲げひび割れ幅の進展が抑制されたと考えられる。

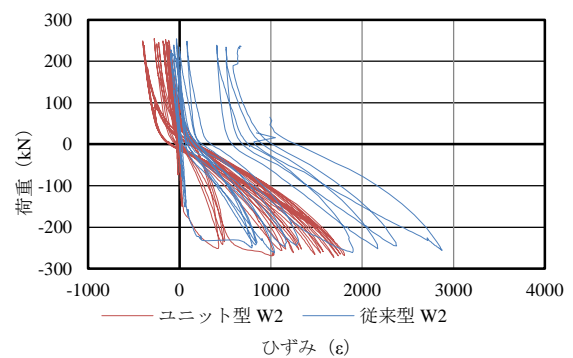


(a) ユニット型 (b) 従来型³⁾

図-12 隅角部の配筋及びひずみゲージ位置

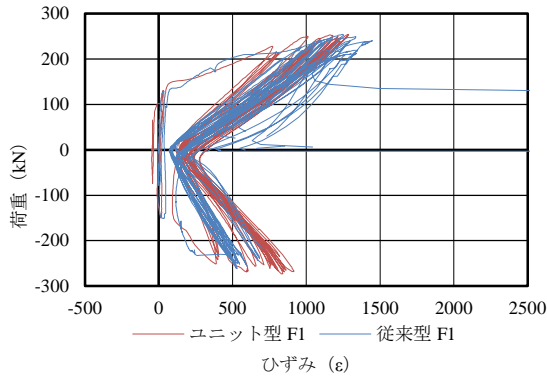


(a) W1

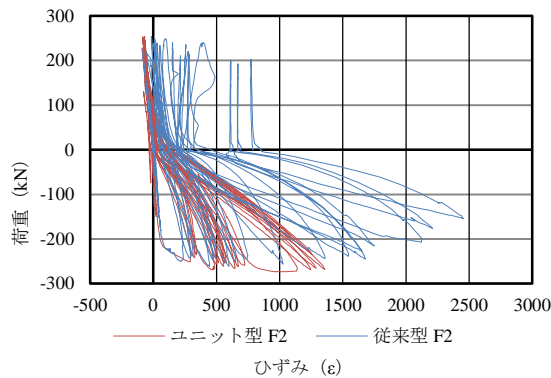


(b) W2

図-13 側壁側主鉄筋の荷重-ひずみ関係



(a) F1



(b) F2

図-14 底版側主鉄筋の荷重-ひずみ関係

4.4 鉄筋ユニットブロックの耐荷性能についての考察

鉄筋ユニットブロックが構造的に成立しているかを確認するため、隅角部の主鉄筋のひずみを従来型とユニット型で比較した。隅角部の配筋及びひずみゲージ位置を図-12に示す。ここで隅角部以外の配筋は従来型とユニット型で同じである。また各位置で測定されたひずみと荷重の関係を図-13、図-14にそれぞれ示す。ユニット型と従来型の主鉄筋のひずみはおおむね同様の挙動を示していることがわかる。これよりユニット型の試験体において、鉄筋ユニットブロック内部の主鉄筋相当鉄筋に応力が伝達されていることが確認できた。さらにW1の位置でユニット型の主鉄筋のひずみが、正・負荷荷ともに従来型より大きい傾向があるが、それ以外の主鉄筋のひずみはユニット型の主鉄筋のひずみの方が従来型よりも小さくなる傾向が見られた。また、従来型では負荷荷でのみ隅角部内の主鉄筋のひずみが鉄筋降伏ひずみ(2145 μ)を超えており、主鉄筋が降伏したと思われる。しかし、ユニット型では隅角部内の主鉄筋のひずみは2145 μ 以内にとどまっており、降伏はしていないものと考えられる。以上より従来型とユニット型の隅角部内の主鉄筋には、降伏の有無という相違が確認できた。

5. まとめ

筆者らが提案した鉄筋ユニットブロックを用いた部材の構造性能を確認するため、L型縮小モデル試験体を製作し、過去の研究で行われた従来配筋型の試験体との比較を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) ユニット型と従来型では、初降伏荷重、最大耐力がおおむね一致した。また同変位を3サイクル載荷することによる耐力の低下もおおむね15%以内に収まっており、ユニット型は従来型と同等の性能を有すると言える。
- (2) ユニット型の吸収エネルギーの最大値は従来型のそれよりも約1.8倍大きいことが確認された。ユニット型は従来型よりもエネルギー吸収性能が高いと言える。またその要因として主鉄筋の座屈が生じにくいことが考えられる。
- (3) 隅角部で問題となる曲げひび割れと割裂ひび割れは鉄筋ユニットブロックを使用することにより、ひび割れの発生・進行を防ぐことが出来ることが確認された。曲げひび割れについてはハンチ部に設置した鋼板により進展が妨げられた。割裂ひび割れについては隅角部にハンチと直角方向に鉄筋を配したことで、抑止する効果があったものと思われる。
- (4) 隅角部内の主鉄筋のひずみを従来型とユニット型で比較したところ、おおむね同様のひずみが測定された。これより隅角部内の主鉄筋相当鉄筋に応力が伝達されていることがわかった。これは鉄筋ユニットブロックの嵌合部で応力が伝達されて本構造が成立していることを示す結果になりうる。
- (5) ユニット型では隅角部のコンクリートのひび割れが軽微であった。また従来型の隅角部内の主鉄筋のひずみが負荷荷時に降伏ひずみを超えていたのに対し、ユニット型において隅角部内の主鉄筋のひずみは降伏ひずみを超えていなかった。以上のことから、鉄筋ユニットブロックを隅角部に適用することにより、隅角部の損傷が抑制されることが示唆される。

参考文献

- 1) 猪口泰彦, 高倉克彦: 鉄筋ユニットブロックによる隅角部配筋の省力化, 大成建設技術センター報, 第49号, 2016
- 2) 渡辺博志, 河野広隆: L型RC隅角部の強度と変形特性に関する検討, 土木学会論文集 No.662/V-49, 59-73, 2000
- 3) 村田裕志, 武田均: RCボックスカルバート隅角部の配筋合理化に関する実験的研究, 大成建設技術センター報, 第48号, 2015.
- 4) (独) 土木研究所: 橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン (案), 2006