

論文 異形鉄筋の埋込みによるあと施工せん断補強効果に関するはりの載荷実験

小林 靖典*1・小林 亨*2・清宮 理*3

要旨：本論文では、既設構造物であるボックスカルバート等の連続壁に対して、異形鉄筋を用いた、あと施工によるせん断補強効果の有無を、はりのせん断実験により確認を行った。その結果、異形鉄筋を穿孔した穴に挿入しせん断補強とした場合でも、せん断補強を行わない場合よりもせん断耐力が増加することが明らかとなり、また、あらかじめスターラップを設置しせん断補強としたものと同程度の補強効果を有することがわかった。

キーワード：せん断補強、あと施工、補強効果、地下構造物、せん断スパン比、載荷試験

1. はじめに

既存の柱部材に対して比較的多く採用されるせん断補強工法としては、鋼板や繊維などによる巻立て工法や壁の増厚などがある。しかし、既存のボックスカルバートや擁壁などの連続壁に対して耐震補強等を行う場合、鋼板などを巻立てることが困難であること、また壁の増厚では内空断面の縮小をとまうなどの制約を受けることを考慮すると、有効な対策とはいえない。

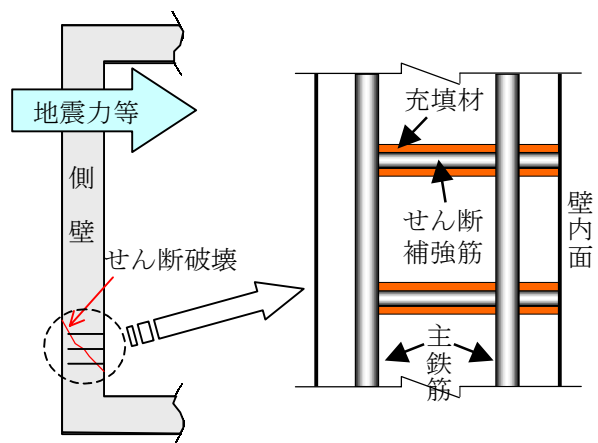
そこで、本論文では、既存構造物であるボックスカルバートやU型擁壁などの連続壁に対して、異形鉄筋を埋込むことでせん断補強部材とする方法を提案し、補強方法の有効性を確認することを目的として、はり供試体を用いたせん断実験を行った。

2. 実験概要

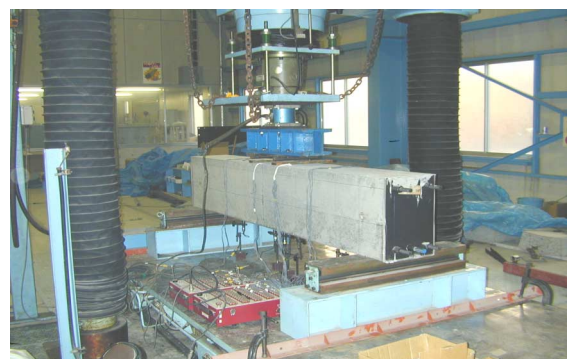
図－1に示すように、壁部材に対して壁内面から穿孔を行い、せん断補強筋として異形鉄筋を挿入し充填材により定着させることで、せん断補強として有効であるかを、はりのせん断実験により確認したものである。

本実験では、写真－1に示すように、RC単

純ばりを用いて2点支持2点静的載荷を行い、せん断補強の効果および従来のスターラップによるせん断補強とのせん断耐力の比較を行った。



図－1 あと施工せん断補強概念図



写真－1 実験概要

*1 日本シビックコンサルタント(株) 技術本部技術研究部 (正会員)

*2 日本シビックコンサルタント(株) 技術本部技術研究部長 (正会員)

*3 早稲田大学 理工学部土木工学科教授 工博 (正会員)

2.1 セン断破壊性状の確認

せん断実験を行う前提として、供試体の寸法および載荷位置がせん断破壊の条件下となっている必要がある。一般には、せん断破壊の影響を受けやすいのはせん断スパン比 a/d が 2.0 以下であるといわれている。しかし、 a/d が小さくなるとアーチアクションが作用し、せん断耐力が大きくなることも考えられる。そこで、既往の経験式によりせん断破壊荷重と曲げ破壊荷重を算出し、 a/d による耐力の影響を確認した。

はりのせん断耐力の算定方法にはいくつかの方法があるが、今回の検討では、特にせん断スパン比 a/d を考慮することが可能である、岡村式⁽¹⁾のせん断スパン比を考慮した式を適用することとした。経験式を以下に示す。

$$\text{せん断耐力 } V_d = V_{cd} + V_{sd} \quad (1)$$

$$\text{せん断補強考慮しないせん断耐力 } V_{cd}$$

$$V_{cd} = f_{v0} \left(0.75 + \frac{1.4}{a/d} \right) (1 + \beta_p + \beta_d) b_w \cdot d$$

$$\text{せん断補強によるせん断耐力 } V_{sd}$$

$$V_{sd} = A_w f_{wy} (\sin \alpha + \cos \alpha) \frac{z}{s}$$

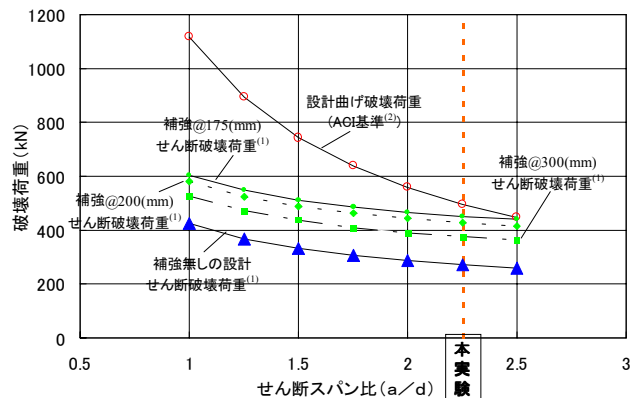
ここに、 f_{v0} : $0.94 f_c^{1/3}$ (kgf/cm²)、 β_p : $\sqrt{100Pw} - 1$ 、($Pw = A_s / (b_w d)$)、 β_d : $\sqrt[4]{1/d} - 1$ (d:m)、 A_s : 軸方向鉄筋の断面積、 b_w : 腹部の幅、 d : 有効高さ、 A_w : 1組のせん断補強鉄筋断面積、 f_{wy} : せん断補強鉄筋の降伏点、 s : せん断補強鉄筋の間隔、 z : 応力中心間距離 $= d/1.15$ 、 α : せん断補強筋と部材軸のなす角度

図－2に、今回実験に用いたせん断補強無しおよびせん断補強筋を設置した供試体（寸法は図－3参照）の経験式(1)により算定したせん断破壊荷重およびACI基準⁽²⁾による曲げ破壊荷重の設計値を比較したものを示す。これによると a/d が 2.25 の場合でも、曲げ耐力と比較して小さく、せん断破壊が卓越することがわかる。また、 a/d を小さくするとせん断圧縮の影響を受けることが懸念される。

そこで、 a/d を 1.75 および 2.25 としてせん断補強を用いない供試体による予備実験を行った。供試体寸法は、本実験で用いた供試体と同等と

した（寸法は図－3参照）。予備実験結果を表－1に示すが、 a/d を 2.25 とした場合は、供試体は斜め引張破壊を呈したが、 a/d を 1.75 とした場合、アーチアクションを起こし、せん断圧縮破壊となった。

したがって、今回の供試体条件ではせん断スパン比 a/d を 2.25 とすると、せん断破壊性状が得られることを確認したため、本実験供試体のせん断スパン比 a/d を 2.25 と設定することとした。



図－2 a/d による設計破壊荷重比較

表－1 予備実験結果

試験 No.	せん断スパン比 a/d	最大荷重 (kN)	破壊性状
No.1	1.75	698	圧壊+せん断圧縮破壊
No.2	2.25	252	斜め引張破壊

2.2 実験ケース

本実験ケースを、表－2に示す。

実験は、せん断補強無しの供試体、あと施工によるせん断補強供試体、従来のスターラップによる前施工せん断補強供試体の3種類とした。また、補強筋をあと施工で配置する場合、コンクリートとの付着が十分にとれている必要がある。そこで、樹脂を注入するタイプおよびモルタルカプセル系の2種類の充填材による比較も行った。せん断補強のピッチは 175mm, 200mm, 300mm の3種類とした。

表－２ 実験ケース

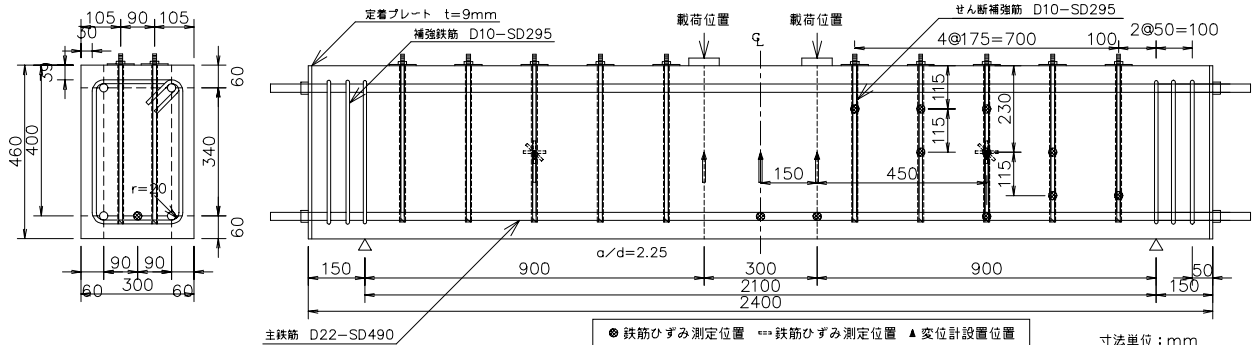
試験 No.	せん断 スパン 比 a/d	補強方法		補強 ピッチ (mm)
		せん断補強	充填材	
No.3	2.25	せん断補強無し	—	—
No.4		あと施工 (異形鉄筋 D10)	樹脂系 アンカー 材	175
No.5				200
No.6				300
No.7			モルタル系 アンカー材	175
No.8				200
No.9				300
No.10		前施工 (異形鉄筋 D10)	—	175
No.11				200
No.12				300

2.3 供試体概要

実験に用いた供試体概要図（例：供試体 No.4）を図－３に示す。使用材料については、表－３に示すように、コンクリートの一軸圧縮強度は平均 31.3N/mm^2 であった。また、せん断補強鉄筋は SD295 を用い、降伏点応力は平均 370N/mm^2 であった。載荷位置および支点位置は左右対称とした。前施工せん断補強供試体については、通常のせん断補強と同様に、コンクリート打設時にスターラップをせん断補強筋として配置し、支点より外側は定着プレートおよびスターラップ補強鉄筋を用いて端部補強を行った。また、計測項目は鉄筋ひずみ、コンクリートひずみ、ひび割れ発生状況、耐荷重および供試体の変位とした。

表－３ コンクリートの材料特性

単位密度 ρ (kN/m^3)	23.1
平均圧縮強度 σ (N/mm^2)	31.3
平均弾性係数 E (N/mm^2)	$2.57\text{E}+04$



図－３ 供試体概要および計測位置（例：供試体 No. 4）

2.4 あと施工せん断補強方法

あと施工によるせん断補強は、図－４に示すようにコンクリート打設 14 日後、ハンマードリルを用いて直径 14mm 程度（鉄筋径+4mm）、長さを引張鉄筋位置まで穿孔した。

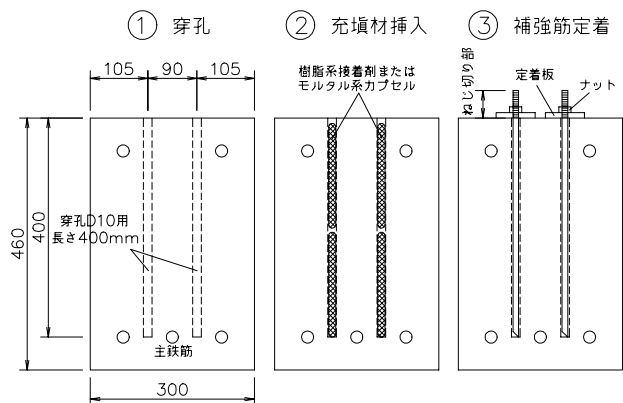
異形鉄筋は、先端斜め 45° カットを施し、回転打撃により定着させた。また、鉄筋挿入側端部はねじ加工し、定着版を介してナットで締付け定着した。あと施工によるせん断補強供試体は、ドリルの穿孔によるコンクリートの剥落を防止するため、せん断補強筋の中心被りが 105mm の位置に 2 列配置した。

3. 実験結果

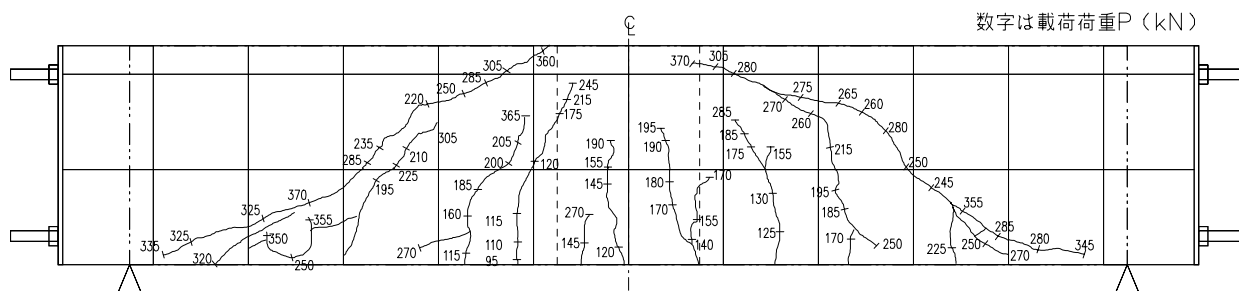
3.1 せん断破壊状況

実験結果の一例として No.4 供試体実験終了後の破壊状況を写真－２に、ひび割れの進展状況を図－５にそれぞれ示す。

No.4 の実験では、載荷開始後 83kN で、供試体下部（載荷点直下付近）に曲げによる初期ひび割れが発生し、その後荷重の増加に伴ってひ



図－４ あと施工によるせん断補強方法



図－５ ひび割れ進展状況（例：供試体 No. 4）



写真－２ 供試体破壊状況（No. 4 供試体）

び割れが上部に進展し、荷重 200kN 前後で上部への進展が弱まった。その後、荷重点と支点を通るライン上中央部に斜めひび割れが発生し、荷重点方向および支点方向にクラックが進展した。破壊直前では急激にひび割れ幅が大きくなり、最大荷重に至った。供試体の破壊状況はせん断破壊線を示しており、斜め引張破壊であることが判断できる。今回行った他のケースの供試体の破壊性状（補強無し供試体も含む）も、すべて斜め引張破壊となった。このことより、図－２で示した破壊荷重の比較結果が妥当であったことが推測できる。

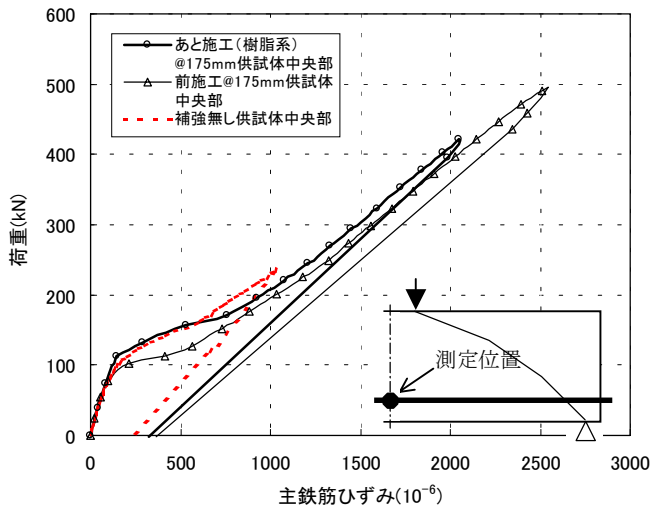
図－６に、あと施工補強、前施工および補強無しの供試体の主鉄筋ひずみを比較したものを示す。各供試体とも主鉄筋ひずみは同様の傾向を示した。また、初期ひび割れ発生までは緩やかにひずみが増加し、その後、最大荷重に達するまでひずみの増加は一定であった。

図－７に、各供試体のたわみ分布を比較したものを示す。これについても、各ケースとも荷重初期では同様の傾向となっていることが読みとれる。特に、モルタル系アンカー材を用いたあと施工供試体と前施工供試体では、最大荷重

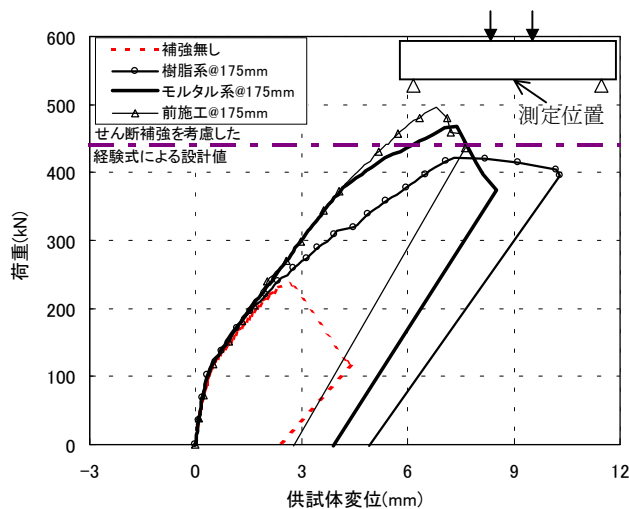
に至るまで、ほとんど一致する結果となった。樹脂系アンカー材を用いた場合は、モルタル系アンカー材を用いた場合よりも幾分たわみが大きくなったが、補強ピッチが 200mm, 300mm となった場合はそれほど差が出なかったため、誤差範囲であると考えられる。

図－８に、樹脂系アンカー材を用いたあと施工供試体と前施工供試体のせん断補強筋ひずみを比較したものを示す。あと施工供試体のせん断補強筋のひずみについては、荷重約 200kN 付近で引張力が発生し始め、左 1 上部と左 2 上部が急激に増加した。その後、荷重約 315kN 時に異音とともに供試体が変形した。これは、せん断補強筋(左 2 上部)のコンクリートとの付着が切れたことによるものと思われる。その後、他の補強筋がせん断力により発生する引張力を分担する形となり、大きくひずみが増加している傾向が読みとれる。以上のことから、せん断補強筋と供試体は、充填材によって十分付着されて一体となっており、せん断補強筋とコンクリートとの付着が切れるまでせん断補強筋が引張力に対して十分抵抗していることがわかる。それに対し、前施工供試体のせん断補強筋ひずみは、補強ピッチ 175mm の場合は幾分ばらつきがみられるが、せん断補強筋(左 2 上部)のひずみが荷重約 200kN 以降急激に増加する傾向が、あと施工供試体とほぼ同様であることがわかる。

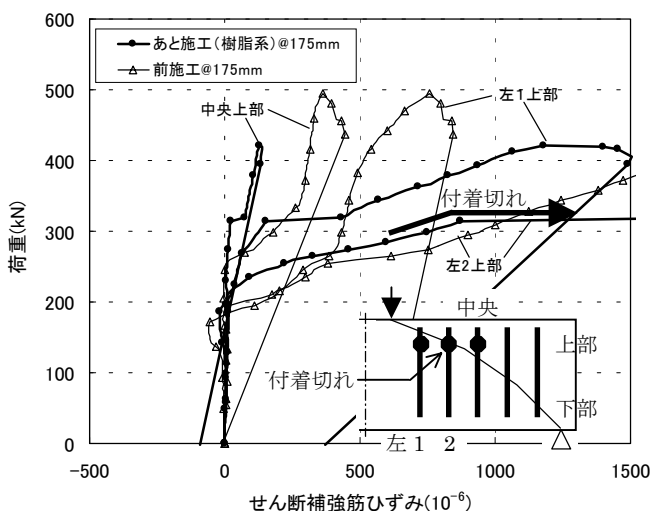
せん断補強ピッチに関しては、補強筋列の絶対数よりも、せん断補強として有効な位置にあるかどうか、せん断耐力の増加に影響した。



図－６ 荷重と供試体中央部主鉄筋ひずみ分布



図－７ 荷重と供試体中央部のたわみ分布



図－８ 荷重とせん断補強筋ひずみ分布

3.2 せん断耐力の比較

本実験で得られた各供試体のせん断耐力および岡村式により算定した設計値を比較したもの

を、表－４に示す。実験での供試体の破壊形状は、各供試体とも斜め引張破壊であった。

表－４より、実験から得られたせん断耐力と設計値とを比較すると、実験値／設計値の割合は0.93～1.12であり、実験値と設計値はほぼ同等の値を示した。これより、実験値の妥当性を確認することができた。

また、表－４より、せん断補強無しの No.3 供試体のせん断耐力 235kN に対し、あと施工せん断補強供試体 No.4～No.9 のせん断耐力は 335kN～469kN となり、せん断補強無しの場合のせん断耐力を 1.4～2.0 倍程度上回った。

本実験で最も重要となるのは、従来のスターラップによる前施工せん断補強供試体のせん断耐力とあと施工せん断補強の耐力との比較である。前施工とあと施工との最も大きな条件の違いは定着方法である。前施工の場合、せん断補強筋はフックにより定着させているのに対し、あと施工のせん断補強の場合は直筋を用いて挿入側をナット定着としている。したがって、引張による抵抗は鉄筋および充填材とコンクリートの付着のみであり、付着が切れれば、せん断力に対するダウエル効果のみとなり、せん断補強の有効性は小さくなると考えられる。

しかしながら、今回の実験では前施工せん断補強のせん断耐力とあと施工せん断補強のせん断耐力については、表－４より、前施工せん断補強供試体 No.10, No.11, No.12（それぞれ補強ピッチ@175mm, @200mm, @300mm）のせん断耐力が 495kN, 421kN, 353kN であるのに対し、あと施工の場合はそれぞれ 421～469kN, 444～451kN, 335～353kN であり、有効率（あと施工／前施工）は 0.85～1.07 を示し、大きな差はない結果となった。したがって、今回の実験から、あと施工でのせん断補強によるせん断耐力の増加を確認することができた。

4. 設計への反映

実験結果では、あと施工せん断補強でも、前施工せん断補強と同等のせん断耐力が得られた

表－４ せん断耐力の比較

試験 ケース	せん断 補強方法	せん断 補強 ピッチ (mm)	せん断耐力 設計値 (kN) (岡村式)	実験による せん断耐力 (kN)	有効率 ＝ $\frac{\text{あと施工}}{\text{前施工}}$	設計値 との比較 ＝ $\frac{\text{実験値}}{\text{設計値}}$	破壊性状
No.3	補強無し	—	246	235	—	0.96	斜め引張破壊
No.4	あと施工 樹脂系	175	441	421	0.85	0.95	斜め引張破壊
No.5		200	418	451	1.07	1.08	斜め引張破壊
No.6		300	362	353	1.00	0.98	斜め引張破壊
No.7	あと施工 モルタル系	175	441	469	0.95	1.06	斜め引張破壊
No.8		200	418	444	1.05	1.06	斜め引張破壊
No.9		300	362	335	0.95	0.93	斜め引張破壊
No.10	前施工	175	441	495	—	1.12	斜め引張破壊
No.11		200	418	421	—	1.01	斜め引張破壊
No.12		300	362	353	—	0.98	斜め引張破壊

が、実際の既存構造物に対する補強工法とした場合、既存鉄筋間隔のばらつき、仮設材の存在等、施工による不具合や予期せぬ障害などが十分に考えられる。したがって、今回のあと施工によるせん断補強による設計せん断耐力を算定する場合、安全係数の設定が重要となる。

各種合成構造設計指針・同解説⁽³⁾によると、前施工アンカーの短期引張耐力を算出する場合には、理論値に対する引張試験結果での下限値の割合を、安全係数として乗じており、また、あと施工アンカー（機械式アンカーボルト）に関しては、上向きの削孔、足場の不安定などによる施工上の誤差要因を考慮し、さらに0.75の施工係数を乗じて設計を行っている例がある。

今回の施工法での安全係数の設定については、この0.75は確保されているものの、今後定着方法等を変えた場合のせん断耐力への影響を確認することが重要であると考ええる。

5. まとめ

あと施工によるせん断補強実験を行った結果、以下に示すような結論を得た。

- (1) あと施工せん断補強供試体のせん断耐力を実験で確認した結果、岡村式により算定した設計値とほぼ同等のせん断耐力が得られた。
- (2) あと施工により異形鉄筋を設置した場合でも、従来のスターラップ形状のせん断補強筋を用いた場合と同等のせん断耐力を有してい

ることを確認した。

以上の二点より、本補強方法がせん断耐力の不足している部材に適用可能と考える。

なお、実施工においては、穿孔が既存鉄筋に干渉し、鉄筋を必要長設置することが不可能となることも考えられるため、今後はせん断補強筋長が引張主鉄筋まで到達しない場合のせん断耐力に及ぼす影響、また、定着板を用いない場合の影響等を確認することが重要であると考え、さらに検討を行っていく予定である。

謝辞

本研究は、東京都港湾局による東京港第二航路海底トンネルの耐震補強検討の一部として実施したものである。

また、本研究遂行にあたり、(株)ケー・エフ・シーの今井清史氏、峰岸株式会社石橋猛氏、笈田浩登氏には、供試体製作にご協力いただきましたことに深く感謝致します。

参考文献

- (1) 岡村 甫：コンクリート構造の限界状態設計法，共立出版，p.193，1984年
- (2) ACI：Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)，1983年
- (3) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，p.81，1985年