

中空床版橋等の支承取り換えに関する研究開発

(株)ピーエス三菱 正会員 ○大林 敦裕
 (株)ビービーエム 小泉 貴宏
 (株)ビービーエム 合田 裕一
 (株)ピーエス三菱 正会員 加藤 卓也

Abstract : This research aims to improve replacement technology of a rubberbearing. The authors have proposed to use studs and have developed installation technology in limited area. The mixed mortar was used to repair concrete and performance of studanchorage embedded in the mixed mortal was verified. Then design method of bearing system was proposed.

Key words : rubber bearing , stud , mixed mortar , replacement

1. はじめに

過去の基準で建設された中空床版橋の支承や連続橋のパッド型のゴム支承を現行の基準を満たす支承に取り換える工事は、アンカーボルトの設置のため、はつり作業等工事規模が膨らむ傾向にある。本研究は、既設橋に与えるダメージを少なくし、かつ施工性を向上させた支承取換え技術確立することを目的とし、著者らは支承のアンカーボルトに頭付きスタッドを用いることにより、既設橋のはつり量を少なくし、狭小空間でも設置可能な構造を考案した。本報告は、取り換え用支承装置の構造、確実なモルタル充填方法の確立、断面修復用セメントモルタルに定着される頭付きスタッドの性能確認と設計方法について論じるものである。

2. 取り換え用支承装置

2.1 超小型ゴム支承装置

本支承装置は、既存技術の中でも支承高が低い「超小型ゴム支承装置」¹⁾を用いて、上部構造および下部構造との取り付け部材を、狭い作業空間で支承取り換えが行えるように改良したものである。

図-1に取り換え用支承装置の概要を示す。

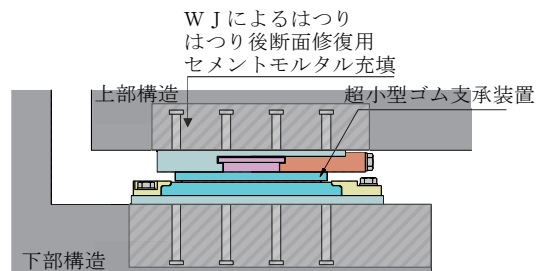


図-1 取り換え用支承装置の概要図

本支承装置の核である、超小型ゴム支承装置とは、鋼製の線支承やパッド型ゴム支承を現行の規格であるタイプBのゴム支承に交換することを目的に開発された支承である。鉛直力の支持には、積層ゴム支承に比べて鉛直耐荷力が2倍以上の性能を有する「弾性荷重支持板」を用い、水平力に対しては、従来の固定支承で支承本体の外側に備えていた鋼製の水平力抵抗部材に代わり、水平全方向に抵抗する鋼製の円柱シンボウを支承中央に配置することにより、衝撃に強く、かつ外形寸法の縮小を可能にしたものである。

2.2 取り換え用に改良された支承の構造

従来、上部構造および下部構造への取り付け部材は、アンカーボルトが用いられ、上部工側はソールプレート、下部工側はベースプレートに取り付けられていた。しかし、定着長の長いアンカーボルトでは、設置空間に収めることが出来な

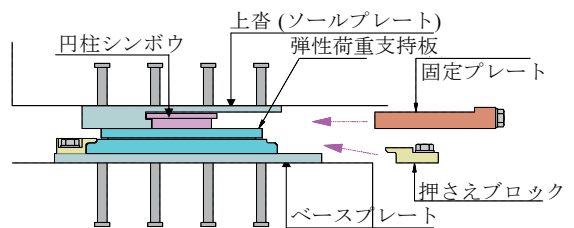


図-2 上沓とベースプレート設置概要図

めスタッドを用いることで定着長を短くした。さらに、上沓とベースプレートを支承本体から分離し、各々を既定の位置に固定した後に、本体部を側面からスライドさせて設置する構造に改良した。改良された支承構造は、図-2に示すように、弾性荷重支持板を橋台もしくは橋脚の前面から規定の位置まで挿入し、ベースプレート側には押さえブロックを、上沓側には固定プレートを挿入し、前面からボルトにて締結する構造とした。前面からの締結とすることで、支承に何らかの不具合が起きても、容易に再取り換えすることを可能とした。

3. モルタル充填方法の確立

3.1 概要

本技術は、図-1に示すように、既設コンクリートを表面から10数cmウォータージェット（以下、WJ）によりはつり取ることで、取り換え用支承を設置することを可能とし、既設橋のコンクリートに与えるダメージを極力少なくする支承構造である。

はつりを行った空間に充填するモルタルは逆打ちとなるため、有害となるような大きな空気を残留させないことが重要となる。また、狭小空間であるため堅固な型枠を設置することが困難であることから施工試験を行い、充填方法を確立した。

3.2 使用材料

使用する断面修復用セメントモルタルは、表-1の性能を満足するものを使用した。

表-1 断面修復用セメントモルタルの性能

| 試験項目 | 規定値 | 試験方法 |
|------|-----------------------------|---------------------------|
| 流動性 | フロー値 280±30 mm | JIS R 5201 準拠 (落下運動なし) |
| 圧縮強度 | 材齢3日 36N/mm ² 以上 | JSCE-GS41 |

3.3 充填方法

以下の4工程を行うことにより確実にモルタル充填することが可能であることを確認した。PCグラウトのシース凸部に残留する空気と同程度の、はつり面凸部の一部に残留する空気は許容するとした。

- (1) モルタルを2層に分けて充填を行った。2層目の充填は1層目に充填したモルタルが硬化したことを確認してから行った。
- (2) 2層目の充填時は真空ポンプを用いた。
- (3) 排気ホースを2重管とした。
- (4) すき間を塞ぐのに、設置が比較的容易な型枠材として、ポリウレタン系の止水スポンジを用いた。

図-3にモルタル充填のイメージ図を示す。2層に分けて充填することで、1層目に充填したモルタルが型枠の代わりとなり、2層目のモルタルを充填する際、注入圧を上げてもモルタル漏れを抑制できる。また、真空ポンプを用いた充填作業を実施することで残留空気を減らすことが可能となる。さらに排気ホースを2重管とすることで内側のホースをスライドすることが可能となり、充填部天端にホースの先端を配置することができるようになった。供試体を切断した目視観察により、有害となるような大きな空気を残留させずに、確実にモルタル充がされていることを確認した。

4. スタッドのせん断強度

4.1 概要

土木学会の複合構造標準示方書²⁾で示されている頭付きスタッドの設計せん断耐力式は、コンクリートに埋め込まれた場合用に提案されたものである。したがって、本技術で使用する断面修復用セメントモルタルを用いた場合にこの式が適用できるのか不明であるため、水平耐力試験を行い、適用性を検討した。

4.2 供試体

供試体一覧を表-2に、供試体形状を図-4に示す。コンクリート供試体はWJのはつりを模擬したものを製作し、スタッドを溶接した鋼材を所定の位置に配置し、前項に記述した方法を用いてモルタルの充填を行った。スタッドは全て軸径d=22mm、スタッド高H=100mm、材質SS400を片側4本配

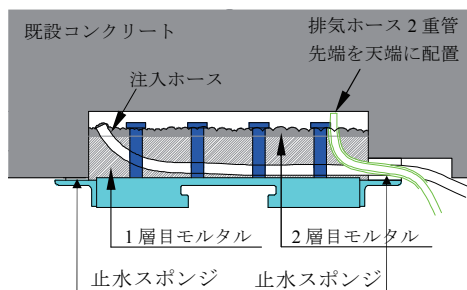


図-3 モルタル充填のイメージ図

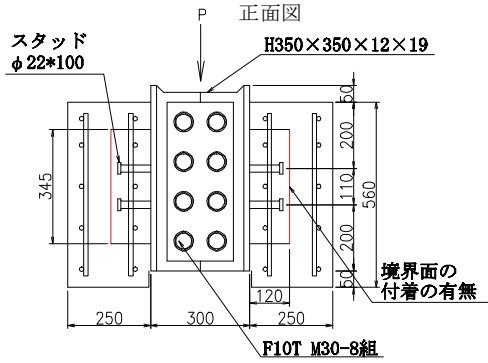


図-4 供試体形状図

置した。スタッドの中心間隔は道路橋示方書に準じて最小間隔の $5d=110\text{mm}$ とした。モルタルとコンクリートの側面における境界面は、WJにより表面のはつりを行った。また、上層における境界面は、WJによるはつりを行わず剥離剤を塗布し付着が無い状態を再現したものと、WJによるはつりを行うものの2種類製作する。さらに、プレミックスである断面修復用セメントモルタルに骨材を追加添加することで、耐力の増加が期待できると考えられたことから、骨材を追加添加したもの・しないものの2種類製作した。追加添加する骨材は、事前に骨材の種類と添加量を変化させたモルタルのポンプによる圧送実験を行い、良好な圧送結果が得られたモルタル1袋(20kg)あたりに珪砂3号を2kg追加する配合に決定した。

4.3 荷重および計測方法

水平耐力の試験方法は、頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)³⁾を参考にして、各ケースに対して単調荷重と漸増荷重で試験を行った。単調荷重試験では荷重制御で荷重を行い、計測間隔はデータロガーの最小インターバル間隔(2秒/回)とした。漸増繰返荷重試験では、コンクリートと鋼材の相対ずれが1.0mmまでは0.2mm増分ごとに荷重・除荷を繰返し、相対ずれが4.0mmまでは0.5mm増分ごとに繰返し、相対ずれが4.0mm以降は破壊まで単調荷重を行った。変位としてスタッド間隔の中心位置におけるコンクリートと鋼材の相対ずれを計測した。漸増荷重の結果の例を図-5に示す。

4.4 試験結果および考察

(1) 複合構造標準示方書²⁾における設計せん断耐力式と実験値の比較

複合構造標準示方書²⁾におけるスタッドの設計せん断耐力式は以下のとおりである。

$$V_{ssud} = [31A_{ss}\sqrt{(h_{ss}/d_{ss})f'_{cd}} + 10000] / \gamma_b \quad \text{①}$$

$$V_{ssud} = A_{ss} f_{ssud} / \gamma_b \quad \text{②}$$

ここに、 A_{ss} : スタッドの断面積(mm²)
 d_{ss} : スタッドの軸径(mm) h_{ss} : スタッドの全高(mm)
 f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度(N/mm²) 材料係数 $\gamma_c = 1.0$
 f_{ssud} : スタッドの設計引張強度(N/mm²) γ_b : 部材係数 = 1.0

2式のうち小さい方、ただし $h_{ss}/d_{ss} > 4$ 実験値との比較を行うために、実際の材料強度試験結果を用いて計算する (モルタル圧縮強度:

表-2 供試体一覧

| Case No. | WJはつり | 骨材追加 | 供試体No. | 荷重方法 |
|----------|-------|------|--------|------|
| Case-1 | 有 | 無 | 1 | 単調 |
| | | | 2 | 単調 |
| | | | 3 | 漸増 |
| Case-2 | 無 | 無 | 4 | 単調 |
| | | | 5 | 単調 |
| | | | 6 | 漸増 |
| Case-3 | 有 | 有 | 7 | 単調 |
| | | | 8 | 単調 |
| | | | 9 | 漸増 |
| Case-4 | 無 | 有 | 10 | 漸増 |
| | | | 11 | 漸増 |
| | | | 12 | 単調 |

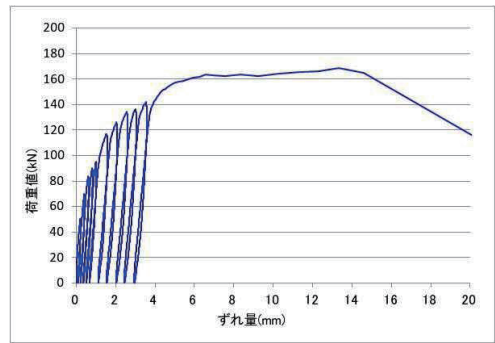


図-5 漸増繰返荷重試験結果の例

表-3 水平耐力試験結果と計算値

| Case No. | 供試体 No. | Q_{max} (kN) | 平均値 Q_{max} (kN) | V_{ssud} (kN) | 比率 Q_{max}/V_{ssud} |
|----------|---------|----------------|--------------------|-----------------|-----------------------|
| 1 | 1 | 1263.2 | 1349.5 | 1234.7 | 1.09 |
| | 2 | 1300.2 | | | |
| | 3 | 1485.2 | | | |
| 2 | 4 | 1404.4 | 1375.8 | 1234.7 | 1.11 |
| | 5 | 1323.8 | | | |
| | 6 | 1399.1 | | | |
| 3 | 7 | 1242.0 | 1260.0 | 1234.7 | 1.02 |
| | 8 | 1189.4 | | | |
| 4 | 9 | 1348.6 | 1463.5 | 1234.7 | 1.19 |
| | 10 | 1544.3 | | | |
| | 11 | 1455.5 | | | |
| | 12 | 1390.7 | | | |

記号 Q_{max} : 最大せん断耐力, V_{ssud} : 設計せん断耐力

79.4N/mm², スタッド引張強度: 406N/mm²)。ただし, 上式におけるコンクリートの設計基準強度の適用範囲は14~63N/mm²であるため, 63N/mm²以上の圧縮強度においては, 式①から求まる耐力が頭打ちすると仮定し, $f_{cd}=63\text{N/mm}^2$ とした。よって $V_{ssud}=154.3\text{kN/本}$ となり, 8本当りは1234.7kNとなった。この値と実験結果を比較すると表-3のとおりとなり, 比率は1.02~1.19となったことから, 計算値と実験結果は安全側でほぼ同等であるといえる。よって, 本技術においても上記式①, 式②を用いて最大耐力を予測することができることが判った。

(2) 既設コンクリートと充填モルタル境界面の付着の有無に対する実験結果の考察

コンクリートと充填モルタルの上面における境界面の付着の有無でのせん断耐力の差は特に見られなかった。これは, 荷重の方向が境界面と同じ方向であるため, 付着の有無は影響しなかったものと考えられる。よって本技術による充填方法で問題ないと言える。

(3) 充填モルタルにおける骨材の追加添加の有無に対する実験結果の考察

充填モルタルに骨材を追加添加した場合としない場合のせん断耐力の差は特に見られなかった。これは, ポンプによる圧送が可能で添加量と骨材径では, せん断耐力の増加に影響しなかったものと考えられる。よって本技術の実用においては, 骨材を追加添加しないものとする事とした。

4.5 支承のスタッドの設計に用いる許容せん断力の提案

実験結果から求めたスタッド 1 本当りの降伏せん断耐荷力 Q_y は表-4 のとおりであり, 前述のスタッド 1 本当りの設計せん断耐力 V_{ssud} との比率を K' とする。 Q_y は「頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)」³⁾に示されている 0.2mm オフセットする方法で算出した。図-6 に Q_y の求め方の参考図を示す。レベル 2 地震時の支承スタッドの設計に用いる許容せん断力は, スタッドの降伏せん断耐荷力以下とする必要がある。表-4 に設計せん断耐力 V_{ssud} と降伏せん断耐荷力 Q_y の実測値との比率 K' を示す。この比率 K' のばらつきを考慮し, 標準偏差 -2σ を満足するように, レベル 2 地震時の許容せん断力 V_s を定めると式③となる。 $V_s = 0.5V_{ssud}$ ③

5. スタッド 1 本の引張強度試験

5.1 概要

本技術の支承のスタッドは, コンクリートではなくモルタルに定着されることから, 断面修復用セメントモルタルの場合とコンクリートの場合の引抜き耐力の違いを確認し, 各種合成構造設計指針⁴⁾におけるスタッドの引張耐力とどのような相関関係を示すかを確認した。また, 鉄筋の有無における引抜き耐力の違いについても確認した。

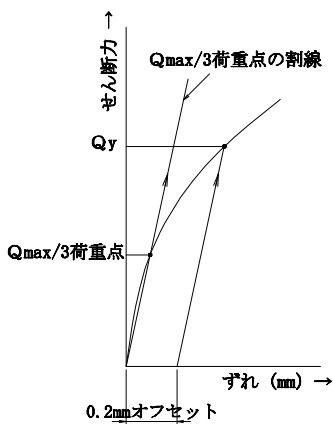


図-6 Q_y の求め方 (頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)³⁾より)

表-4 設計せん断力と降伏せん断耐力の実測値との比較

| Case No. | 供試体 No. | Q_y (kN/本) | V_{ssud} (kN/本) | $K' = Q_y/V_{ssud}$ |
|----------|---------|--------------|-------------------|---------------------|
| 1 | 1 | 91.8 | 154.3 | 0.60 |
| | 2 | 81.0 | 154.3 | 0.52 |
| | 3 | — | 154.3 | — |
| 2 | 4 | 88.2 | 154.3 | 0.57 |
| | 5 | 87.5 | 154.3 | 0.57 |
| | 6 | — | 154.3 | — |
| 3 | 7 | 84.8 | 154.3 | 0.55 |
| | 8 | 89.0 | 154.3 | 0.58 |
| | 9 | — | 154.3 | — |
| 4 | 10 | — | 154.3 | — |
| | 11 | — | 154.3 | — |
| | 12 | 95.5 | 154.3 | 0.62 |
| 標準偏差 | | | 平均 μ | 0.57 |
| | | | $\mu - 2\sigma$ | 0.52 |
| | | | $\mu + 2\sigma$ | 0.63 |

記号 Q_y : 降伏せん断耐荷力の実測値

V_{ssud} : 設計せん断耐力

※上表 Q_y の空欄は漸増繰返し載荷であることから, 初期載荷時に最大せん断力の 1/3 荷重点まで到達しなかったため算出できず。

5.2 供試体

供試体は, 鉄筋を配置したものとしていないものの 2 種類, モルタルとコンクリートを使用したものの 2 種類の計 4 種類製作した。スタッドは全て軸径 $d=22\text{mm}$, スタッド高 $H=100\text{mm}$, 材質 SS400 とし

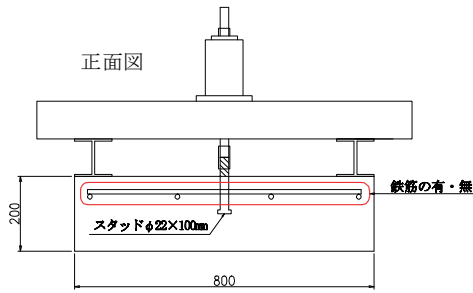


図-7 供試体形状図

た。供試体の形状を図-7に示す。

5.3 試験結果および考察

各種合成構造設計指針⁴⁾における頭付きスタッドの引張耐力式は、式④、式⑤のとおりである。

表-5に各供試体の引張力の結果と、実圧縮強度(コンクリート: 56.8N/mm², モルタル: 64.4N/mm²), スタッドの実引張強度=476N/mm²

を用いて上記式④、式⑤により算出した計算結果を示す。コンクリートとモルタルの違いによる実験結果では、引張耐力に大きな差は出なかったが、圧縮強度の違いがあるため、モルタルの方がコンクリートより若干小さい値であることが確認できる。(表-5の実測値の平均 T_{max} と計算値 P_{max} の比率 K'より)

ここに、 P_{max1} : スタッドの降伏より定まる場合の1本当たりの引張耐力
 P_{max2} : スタッドのコーン状破壊により定まる1本当たりの引張耐力
 σ_{pa} : スタッドの引張強度 = σ_y : スタッドの規格降伏点強度 $s_c a$: スタッドの軸断面面積
 $c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 = $0.31\sqrt{F_c}$
 F_c : コンクリートの設計基準強度 A_c : コーン状破壊面の有効水平投影面積 = $\pi \cdot l_{cc}(l_{cc}+D)$
 l_{cc} : スタッドの埋め込み長さ(首下長) D : スタッドの頭部直径(mm)

2式のうち小さい方

よって、モルタルを用いた場合のスタッドの引張耐力はこの比率の差を補正する必要がある。

$K'2/K'1=1.226/1.299=0.944$ (鉄筋有)

$K'4/K'3=1.159/1.188=0.975$ (鉄筋無)

補正係数 α を 0.9 とすると、本工法におけるスタッドのコーン状破壊により定まるモルタル部の引張耐力 P_{max2}' は、式⑥で表現できる。 $P_{max2}' = 0.9 \times c \sigma_t \cdot A_c$ ⑥

6. 群配置されたスタッドの引張強度試験

6.1 概要

前述と同様に群配置されたスタッドについても、引張試験を行い、各種合成構造設計指針⁴⁾におけるスタッドの引張耐力とどのような相関関係を示すかを確認した。

6.2 供試体

供試体形状を図-8に示す。コンクリート供試体は WJ のはつりを模擬したものを製作し、スタッドを溶接した鋼板に配置し、本稿 3.に記述した方法を用いてモルタルの充填を行った。スタッドは全て軸径 $d=22\text{mm}$, スタッド高 $H=100\text{mm}$, 材質 SS400 を 4 本配置した。スタッドの中心間隔は道路橋示方書に準じて最小間隔の 110mm とした。また、近接配置の影響のない配置とモルタルとコンクリート両方に影響のある位置にスタッドを配置することを目的として、スタッドとフランジ縁の配置距離を最小の 36mm とした場合(スタッド配置間隔: 243mm)の供試体も製作した。本稿 4.と同様に

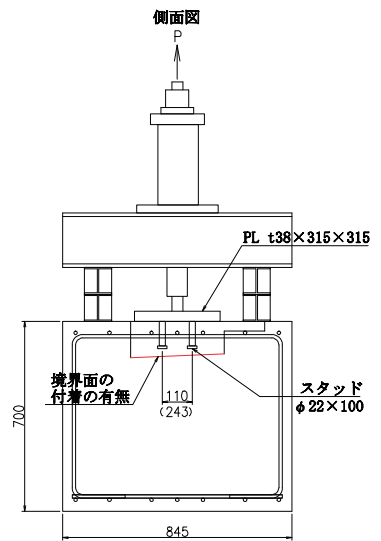


図-8 供試体形状図

モルタルとコンクリートの側面における境界面は、WJ により表面のはつりを行う。また上層における境界面は、WJ によるはつりを行わず剥離剤を塗布し付着が無い状態を再現したものと、WJ によりは

表-5 実測値の平均 T_{max} と計算値 P_{max} の比率

| Case No. | 材料 | 鉄筋 | 供試体 No. | 実測値最大荷重 T _{max} (kN) | T _{max} 平均値 (kN) | 計算値 P _{max} (kN) | 計算値との比率 K' = T _{max} / P _{max} |
|----------|--------|----|---------|-------------------------------|---------------------------|---------------------------|--|
| 1 | コンクリート | 有 | 1 | 109.2 | 107.3 | 82.6 (180.9) | K'1=1.299 |
| | | | 2 | 106.3 | | | |
| | | | 3 | 106.4 | | | |
| 2 | モルタル | 有 | 4 | 102.7 | 107.8 | 87.9 (180.9) | K'2=1.226 |
| | | | 5 | 108.3 | | | |
| | | | 6 | 112.5 | | | |
| 3 | コンクリート | 無 | 7 | 88.5 | 98.1 | 82.6 (180.9) | K'3=1.188 |
| | | | 8 | 97.8 | | | |
| | | | 9 | 108.0 | | | |
| 4 | モルタル | 無 | 10 | 109.6 | 101.9 | 87.9 (180.9) | K'4=1.159 |
| | | | 11 | 89.2 | | | |
| | | | 12 | 106.8 | | | |

上表の計算値 P_{max} の()内の値は、式④により算出した P_{max1} の値

つりを行うものの2種類製作する。さらに、プレミックスである断面修復用セメントモルタルに骨材を追加したものとしないものの2種類製作した。追加する骨材は珪砂3号をモルタル1袋(20kg)あたり2kg用いた。

6.3 試験結果および考察

各供試体の引張力の結果は表-6のとおりである。実圧縮強度(コンクリート:52.0N/mm², モルタル:77.5N/mm²), スタッドの実引張強度:406N/mm²を用いて本稿5.3の式④と提案した式⑥により引張力を算出すると, スタッド間隔が110mmの場合で220.3kN, 243mmの場合で347.2kNとなり, 実験結果は計算値より小さくなった。しかし, 注入ホースと排気ホースが投影面積と交差する部分の面積を欠損断面積として減じた, 有効投影面積を用いて引張耐力を算出し直すと表-6に示すP_{max}となる。よって, ホースの影響を考慮した計算値と実験値との比率K'は表-6のとおりで1.03~1.39となり, 安全性が担保されると分かった。

6.4 支承のスタッドの設計に用いる許容引張力の提案

レベル2地震時の支承のスタッドに用いる許容引張力は, 各種合成構造設計指針⁴⁾を参考にして, 短期荷重用の低減係数を用い, これまで系統的に行ってきた実験から, 頭付きスタッドに用いた本技術の取換え支承の許容引張力P_aは, 式⑦, 式⑧で表現できる。

$$P_{a1} = \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{pa} \cdot s_c \cdot a \quad \text{⑦} \qquad P_{a2}' = \phi_2 \cdot \alpha \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c' \quad \text{⑧} \qquad \text{2式のうち小さい方}$$

ここに, A_c' : コーン状破壊面の有効投影面積(注入ホースの配置面積控除)

ϕ_1, ϕ_2 : 短期荷重用低減係数 $\phi_1 = 1.0, \phi_2 = 2/3$

α : モルタルを使用した場合の補正係数=0.9 (記号については各種合成構造設計指針⁴⁾と同様)

7. まとめ

本研究は既設橋のコンクリートに与えるダメージを極力少なくすることを可能とする支承取換え技術を確認することを目的に開発を行い, 以下の知見が得られた。

- 1) 取り換え用支承を設置する際に, 有害となるような大きな空気を残留せずに, 逆打ちとなる断面修復用セメントモルタルの充填方法を確立した。
- 2) 支承のアンカーボルトに用いる頭付きスタッドが断面修復用セメントモルタルに定着される場合のせん断耐力と引張耐力の確認を行い, 支承の頭付きスタッドが断面修復用セメントモルタルに定着される場合のレベル2地震時におけるせん断力と引張力に対する設計方法を提案した。

なお, 本技術で用いた断面修復用セメントモルタル以外のもので頭付きスタッドを定着する場合は, 別途試験を行いその性能を確認する必要がある。

最後に, 本研究を行うにあたりご指導を頂いた, 大阪大学松井名誉教授に深く感謝の意を表します。
参考文献

- 1) 安波博道, 中島和俊: 既設橋梁支承の取替え用に開発されたゴム支承, 土木技術資料 52-2, 2010.
- 2) 土木学会: 複合構造標準示方書 2009年制定, 2009.12.
- 3) (社)日本鋼構造協会: 頭付きスタッドの押抜き試験方法(案) JSSC テクニカルレポート 35, 1996.11.
- 4) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説 2010改定, 2010.1.

表-6 実測値と計算値の比率

| Case No. | スタッド間隔 (mm) | WJ (はつり) | 骨材追加 | 供試体 No. | 実測値 最大荷重 T _{max} (kN) | 計算値 P _{max} (kN) | 計算値との比率 K' = T _{max} / P _{max} |
|----------|-------------|----------|------|---------|--------------------------------|---------------------------|--|
| 1 | 110 | 有 | 有 | 1 | 182.3 | 131.0 (220.3) | 1.39 |
| | | | | 2 | 177.6 | | 1.36 |
| | | | | 3 | 179.4 | | 1.37 |
| 2 | 110 | 無 | 有 | 4 | 163.3 | | 1.25 |
| | | | | 5 | 148.5 | | 1.13 |
| | | | | 6 | 150.3 | | 1.15 |
| 3 | 110 | 有 | 無 | 7 | 160.5 | | 1.23 |
| | | | | 8 | 150.8 | | 1.15 |
| | | | | 9 | 147.0 | | 1.12 |
| 4 | 110 | 無 | 無 | 10 | 146.3 | | 1.12 |
| | | | | 11 | 138.1 | | 1.05 |
| | | | | 12 | 149.8 | | 1.14 |
| 5 | 243 | 有 | 無 | 13 | 282.3 | | 266.4 (347.2) |
| | | | | 14 | 273.4 | 1.03 | |
| | | | | 15 | 304.2 | 1.14 | |

上表の計算値P_{max}の()内の値は, ホースの欠損断面積を考慮せずに式④, 式⑥により算出した場合のP_{max}の値