ひび割れ損傷の生じたコンクリート部材の性能に関する研究

研究予算:運営費交付金(一般勘定)

研究期間:平23~平27

担当チーム:橋梁構造研究グループ

研究担当者:石田雅博,和田圭仙

【要旨】

近年,一部のプレストレストコンクリート(PC)桁端部のウェブに,アルカリ骨材反応等に起因すると考えら れる水平ひび割れが発生している事例¹⁾²⁾が報告されており,せん断耐力の低下要因になることが懸念される.ひ び割れの発生したコンクリート部材の耐荷性能評価には,ひび割れ程度の影響評価が重要となるが,確立した評 価手法はない.そこで本研究では,PC桁端部の水平ひび割れがせん断耐力に与える影響評価を目的として,桁端 部のウェブ中心に模擬水平ひび割れ(以下,模擬ひび割れ)を導入した矩形断面供試体3体,中空断面供試体1 体および,各々ひび割れの無い基準供試体を1体ずつ作成し,載荷実験を実施した.本研究の結果,水平ひび割 れ長さの違いが,破壊形態・耐荷性能に与える影響を確認できた.

キーワード:模擬水平ひび割れ、載荷実験、せん断耐力、耐荷性能

1. はじめに

近年、一部のプレストレストコンクリート (PC) 桁 端部のウェブに、アルカリ骨材反応等に起因すると考 えられる水平ひび割れが発生している(図-1.1)事例 1)2)が報告されており、せん断耐力の低下要因になるこ とが懸念される.ひび割れの発生したコンクリート部 材の耐荷性能評価には、ひび割れ程度の影響評価が重 要となるが,確立した評価手法はない. そこで本研究 では、PC 桁端部の水平ひび割れがせん断耐力に与える 影響評価を目的として, 桁端部のウェブ中心に模擬ひ び割れを導入した矩形断面供試体3体、中空断面供試 体1体および,各々ひび割れの無い基準供試体を1体 ずつ作成し、載荷実験を実施した.この実験により、 桁端部のウェブの水平ひび割れがせん断耐力に与える 影響を考察し、将来的には、同様の損傷が生じた既設 橋梁の耐荷性能評価に資する資料を提示することを目 的としている.



図-1.1 ウェブ水平ひび割れの事例

実験の概要

供試体は,表-2.1,図-2.1に示すとおり,矩形断面 4体(No.1, No.2, No.3, No.4),中空断面2体(No.5, No.6)である.この6体の違いは模擬ひび割れの長さ と断面形状である.

既往の研究¹¹²においては,桁端部のウェブ中心に発 生したひび割れ深さがスターラップに達していないも のの,桁全長にひび割れが発生している事例が報告さ れている.本研究における模擬ひび割れは,極端に損 傷が進展した状況を想定して貫通ひび割れとした.模 挺ひび割れ長さは,支点と載荷点を結ぶラインまでの 1050mm (No. 2, No6),載荷点直下までの1800mm (No3), 中間の1400mm (No. 4)である.模擬ひび割れは,図-2.2 のとおり,コンクリート面の摩擦を低減させるため, 供試体打設時に厚さ0.1mmのテフロンシートを2枚重 ねたものを設置する方法で導入している.

供試体の断面寸法は、実績の多い支間長におけるウ ェブ厚を想定し、せん断破壊を先行させるように配筋 量と高さを調整した.なお、自重で全圧縮状態となる ように、中立軸配置した4本のPC鋼材(φ9.3)を緊 張し、微小なプレストレス(0.1N/mm2程度)を導入し ている.下縁鋼材は曲げ耐力向上のために配置してお り、無緊張である.

載荷実験は、土木研究所所有の載荷試験機(最大荷 重1500kN)で行った.載荷方法は、単純2点載荷によ る単調載荷である.図-2.3は、載荷試験機に供試体を 据付けた状況である.

| [| | | 供試体寸法 | | | | | 描版ないない | 212E | せん断 | |
|----------------|-----------------|---------------------------------------|----------------|--|------------------|----------|---|--------------------------|----------------|------------------------------------|---------------------------|
| | /#≣≠/★ | 新史 | 有効高さ | 載荷 | せん断 | 供試体 | 供試体 | ウェブ | 候嬢のの 割れ長さ | 51版 鉄筋比 | 補強 |
| | 氏武 本 No | 断加 | | スパン | スパン比 | 長さ | 高さ | 幅 | DINURC | <u>ж</u> үлл то | 鉄筋比 |
| | NO | 12-10 | d | | a∕ d | Ĺ | , H | b | <i>(</i>) | Pt | r |
| | | | (mm) | (mm) | 0.07 | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (%) | (%) |
| | No.1 | 2日形 5日形 | 561 | 4000 | 2.07 | 4600 | 600 | 300 | 1050 | 0.39 | 0.11 |
| | No.2 | <u> </u> | 561 | 4000 | 2.07 | 4600 | 600 | 300 | 1800 | 0.39 | 0.11 |
| | No.4 | 矩形 | 561 | 4000 | 2.67 | 4600 | 600 | 300 | 1400 | 0.39 | 0.11 |
| | No.5 | 中空 | 550 | 4000 | 2.73 | 4600 | 600 | 200 | 0 | 1.23 | 0.16 |
| | No.6 | 中空 | 550 | 4000 | 2.73 | 4600 | 600 | 200 | 1050 | 1.23 | 0.16 |
| | | | | | 緊張 | 鋼材 | | | | | |
| せ | しの断補強的 | 労D6@200 | | | (| ¢9.3_ | 1 | RZL. | | 64 | |
| | /5_150 | /5 | 70 | 560 | 70/ | | 1 | - Pro | | | |
| | | n = ∞ | 40 | • | | | | | | San I | |
| 緊張鋼材 | t 🚺 | | | | NI 8 | | | ATT: | | 2.71 | |
| φ9.3 | 31 | <u> </u> | <u> </u> | 0 | 50 | | St. | 40 | | a free | |
| 下縁鋼材 | t 📗 | 150 | 00 | 400 | | | 1 C | | 1.14 | | |
| φ 15. 2 | 2 | Ξ_ | | | | | | 11 | 141 | - | |
| | 2@62 | e e e e e e e e e e e e e e e e e e e | 2 | 0@70 | | | | 1.1 | | | 10 |
| | 57 | 57 | /0 | 0@10 | //0 | 1 | 1 C | H | 1 | | A CAR |
| | No 1~4€ | #試体 | N | し 5~6 供試 | · 体 \ 015 | 5. 2 | | 1. 10 | | 10 | |
| 4@50 | 10.1 1 | ×11-41-1 | 21@200 | | 4@5(|) | 1 | | 1 and a second | 10 | St La |
| | | | | <u> </u> | | Ĩ | | 図-2.2 | 模擬7N7N | 割れ道入 | 状況 |
| | | | | | | | | | 1751×C0 0 | Ц 14 0 -11 \ с . | |
| | | | | | | | | | | | |
| 300 | 150 | 0 | 1000 | 1500 | 300 | | | | | | |
| | | | No.1供試体 | | | | | | | MATT | THE RAPE |
| 4@50 | | | 21@200 | | 4@5 | 0 | LAT AN | Ven "I | S.1.01 | - JUSE | |
| | 407 | | | | | | | V A | it t | 1 1 1 | A H H |
| | 腹のの割れ | 1 | | | · | | | 1 | + | 1 4 4 | Nº + F |
| 200 | 150 | | 1000 | 1500 | | | F | TTE I | | | |
| 3001 | 130 | | 000 No 2供試体 | 1500 | 1300 | l | | 1/2 10-2 | | | Y Y |
| 4@50 | | | 21@200 | | 4@5 | 0 | | | | | |
| | | | | | 1 | | 1 304 | 6 AL | P. Augusta | 1 1 1 | |
| 一模 | 擬ひび割れ | | | | | | 図-2 | 2.3 載荷 | 試験機(| 共試体据付 | †け状況) |
| | | | | | | | | | | | |
| 300 | 150 | 0 | 1000 | 1500 | 300 | | | 9 | | | |
| | | | No.3供試体 | | | | | | • | <u> </u> | |
| 4@50 | | | 21@200 | | 4@5 | 0 (| ⊜F1• •E | ³¹ G , | © F1 | | B1 B |
| | 11271751140 | | | | | | | 150 | | | 120 |
| | | | | | | | ⊜F2 E | 32 0 | © F2 | | B2 🖓 🕂 🚦 |
| 300 | 150 | 10 | 1000 | 1500 | | | | 150 | | | 150 |
| 10001 | 100 | .0 <u>1</u> | No. 4供試体 | 1. 1500 | <u></u> | ± (| ⊜F3• •E | ³³ @−¹õõ | © F3 | < | B3 0 - 100 |
| 50 4@10 | 00 150 | | 17@200=3400 | | 150 4@100 | 50 | | | • | | • • |
| | TT. | | | <u></u> | | | | | | | |
| | | 711 | | | | 1 | <u> </u> | -94 ZA | ターラップ | のひずみ | 针测位置 |
| | | | | | | | | 2.1 // | | | |
| 300 | 150 | 00 | 1000 | 1500 | 300 | 1 | | | | | |
| | | | No.5供試体 | | | | 載荷実駒 | 険時の計測 | 則は, 荷重 | ステップ | 毎のひび割れ図 |
| 50 <u>4@1(</u> | 0_150 | | 17@200=3400 | | 150_4@100 | 50 | のスケッラ | チの他、輩 | 成荷荷重. | 鉛直変位. | 水平変位、模 |
| H | | | | | | ۰ ۱ | 怒ィアム以手に | , Ţ 1 恒 (_ 4 | г | の細たかが | トポン フター |
| ╟╷╢ | | $1 \square$ | | | | 1 | 城 しいい討れ ー ^ | | / ~/, F | | バッ <i>の</i> , <i>ヘク</i> ー |
| 200 | 150 | 00 | 1000 | 1500 | | | フップのひ | ♪すみ (図 | □-2.4), ⊐ | ンクリー | ト表面の3軸ひ |
| 1,300, | . 100 | | No. 6供試体 | д 1900 | , Т <u>э</u> ло | <u>ـ</u> | ずみについ | いて、計測 | 則機器を設 | 置するこ | とで連続的に計 |
| | | 図-9 1 | 供試休林 | 紙童図 | | ş | 削した | | | | |
| | | ∠ 2.1 | レンド・ハレナ・ノ | ~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~ | | 1 | $\sim \sim $ | | | | |

表-2.1 供試体概要

3. 実験の結果

載荷実験結果を表-3.1に,実験で得られた載荷荷重 と供試体中央下面の変位との履歴曲線を図-3.1,図 -3.2に示す.基準供試体(No.1,5)に対する模擬ひび 割れ供試体の最大荷重は,矩形断面のNo.2で1.12倍, No.4で0.69倍, No.3で0.59倍,中空断面のNo.6で 0.77倍であった.また,いずれも道示Ⅲ³によるせん 断耐力を上回ることを確認した.

コンクリート表面のひずみ計測結果より描画した 主応力図(No. 1, 2, 5, 6)を図-3.3,終局時のひび割れ 図および写真を図-3.4に示す.グレーの着色部は終局 時の破壊状態および主応力図から想定される圧縮域を 示す.

図-3.3からは、模擬ひび割れ長さが等しい No.2と No.6の圧縮域を比較すると、中空断面である No.6の 方が、基準供試体との違いが大きいことが分かる.

図-3.4に示すように、矩形断面の終局時の状況として、No.1は載荷点付近(測点-7~-5)におけるウェブ 上縁側の圧壊による荷重低下、No.2は模擬ひび割れ先 端付近(測点+13)の圧壊と同時に、同箇所の上側に新 たに発生したせん断ひび割れによる荷重低下、No.3は 重ね梁的な曲げ挙動を示し徐々に荷重低下、No.4は載 荷点付近(測点-7)および模擬ひび割れ先端付近(測 点-9)の圧壊による荷重低下が見られた.中空断面の 終局時の状況として、No.5は最大荷重直前に支点付近 (測点-21)からのせん断ひび割れが発生、測点-7~-15

間に発生していたせん断ひび割れの幅の拡大および載 荷点付近(測点-7)の圧壊による荷重低下,No.6は模 擬ひび割れ先端付近(測点-13)の圧壊による荷重低下 が見られた.また,スターラップの降伏位置(青丸部) に着目すると,模擬ひび割れ供試体は,基準供試体に 比べて多くの本数のスターラップがせん断力を負担し たものと考えられるが,基準供試体と耐力が同等以上 となったのは,No.2のみである.

模擬ひび割れ先端付近の圧壊が見られた No. 4,6 は, 基準供試体(No. 1,5)のひび割れ図から想定される圧縮 域に模擬ひび割れの先端付近が干渉することで,耐荷 機構が変化し,基準供試体に比べてせん断耐力が減少 したものと考えられる.これに対して基準供試体(No. 1) 以上のせん断耐力を示した No. 2 は,模擬ひび割れが前 述の圧縮域に干渉するものの,コンクリート強度の違 い,既往の研究⁴⁰で示された水平ひび割れによるアー チ的な耐荷機構の発現等の要因によりせん断耐力が増 大したものと考えられる.本研究と文献 4) とでは,ひ び割れの導入方法や位置,圧縮鉄筋の有無等の条件が 異なるが, No. 2 では終局直前まで模擬ひび割れ面のず れがほとんど生じず,支点と載荷点を結ぶアーチが形 成されたものと考えられる.

表-3.1 載荷実験結果

| 供討 | 式体 o | 断面 | コンクリート 圧縮強度 | 最大荷重 | 破壊形態 | | | | | |
|---|---------|-----------------------|------------------------|--|--|--|--|--|--|--|
| | Ŭ | 12-17 | fc(N/mm ²) | Pmax(kN) | | | | | | |
| No | o.1 | 矩形 | 51.7 | 656 | せん断圧縮破壊 | | | | | |
| No | o.2 | 矩形 | 54.4 | 735 | せん断圧縮破壊 | | | | | |
| No | o.3 | 矩形 | 56.0 | 386 | 曲げ破壊 | | | | | |
| No | o.4 | 矩形 | 57.4 | 456 | せん断圧縮破壊 | | | | | |
| No | 0.5 | 中空 | 65.8 | 968 | せん断圧縮破壊 | | | | | |
| No | 0.0 | 甲至 | 69.5 | /43 | せん断圧縮破場 | | | | | |
| 800 - 700 - 600 - (1) 500 - | | | | No.1:模擬ひび割れなし No.2:模擬ひび割れ1050mm No.3:模擬ひび割れ1050mm No.3:模擬ひび割れ1800mm No.4:模擬びび割れ1400mm の.4:模擬 | | | | | | |
| ∟ 400 - ■ 垣 300 - 200 - | | τ τ΄ | | · | | | | | | |
| | 1 | | 11 8 | | | | | | | |
| 100 - | | | 11 | | | | | | | |
| 0 - | | | | 2 70 00 | | | | | | |
| C | J 10 | 20 30 | , 40 50 60 変位で | ວ /ບ 80 ວິ(mm) | 90 100 110 120 | | | | | |
| 図-3.1 荷重-変位曲線(No.1~4) | | | | | | | | | | |
| 1000 т | | | | | | | | | | |
| 900 - | | -No5:模擬ひ | び割れなし | m | | | | | | |
| 800 | | -NOD: 模擬ひ - 耐力 道云田 | ひ 割れ 1050mm | | | | | | | |
| 700 | | 177_E/L | ~~~ | | | | | | | |
| | | | 1000 | 1 | | | | | | |
| ₹ ⁶⁰⁰ | | | I'm m | · | | | | | | |
| <u>∟</u> 500 – | | - | | / | | | | | | |
| ^画 400 - | | | | | | | | | | |
| 300 | | | | | | | | | | |
| 200 | 1 | | | | | | | | | |
| 100 - | | _ | | | | | | | | |
| 0 | | | _// | | | | | | | |
| 0 |) | 5 10 |) 15 20 赤(古) | 25 | 30 35 40 | | | | | |
| | | 翌−3.2 | 荷重-変作 | 立曲線(Ne | b. 5∼6) | | | | | |
| -21 -19 -17 | -15 -1 | 3 -11 -9 - | 7 -5 -3 -1 1 | +3 +5 +7 +9 | +11 +13 +15 +17 +19 +21 | | | | | |
| X | | | | + + | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| No.1 最大荷 | 重時 | | 最大主応力 ↓ | ── 最/ | →主応力 1 5N/mm2- | | | | | |
| -21 -19 -17 | -15 -1; | s -11 -9 -i | | +3 +7 +9 | +11 +13 +15 +17 +19 +21 | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | • | + + | | | | | | |
| No.2 最大荷 | 重時 | | 最大主応力 | | 主応力 5 N/mm2 | | | | | |
| 01 10 17 | 15 4 | 2 11 0 | , Ç , | | 11 12 12 17 10 01 | | | | | |
| -21 -19 -1/ | -10 -1 | s -11 -9 - | , | +3 +1 +9 | | | | | | |
| | | | | $+ \mathbb{N} \mathbb{A}$ | $\langle \rangle$ | | | | | |
| | = | | \rightarrow | / 4 | | | | | | |
| A No.5 900kN載 | 荷時 | | 最大主応力 | | ·主応力 「 ^{5N/m2-} 」 | | | | | |
| -21 -19 -17 | -15 - | <u> 13 -11 -9 -</u> | 7 -5 -3 -1 1 | +3 +5 +7 +9 | +11 +13 +15 +17 +19 +21 | | | | | |
| + | | | | 1 | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | × 1 | | | | | | |
| <u>入</u> No.6 早十世 | (111) | | - 是十六六五 | | N/mm2- | | | | | |
| 10.0 取入何 | 3 : | | · 取入土心刀 | _{敢/} | · 想定下縮城 | | | | | |



4. まとめ

本研究の結果,コンクリート桁端部の水平ひび割れ 長さの違いが,耐荷性能に与える影響について確認で きた.水平ひび割れが,健全な桁における圧縮域の外 側,外観で少なくても最外縁に発生するせん断ひび割 れよりも桁端側で止まっている場合,せん断耐力は健 全な桁に比べて同等以上となる可能性がある.しかし, 模擬ひび割れ供試体4体のうち,基準供試体と比べて せん断耐力が同等以上となった供試体は1体のみであ るため,検証が必要である.今後は,非線形 FEM 解析 を用いた分析等により,桁端部の水平ひび割れ程度と 耐荷機構の発現等の要因を検証する予定である.

参考文献

- 関慎一郎,木村嘉富,花井拓,中島道浩:軸方向ひび割れの発生したプレストレストコンクリート橋の調査(その1),土木学会第67回年次学術講演会講演概要集,2012.9
- 2) 中島道浩,木村嘉富,花井拓,富岡昭浩:軸方向ひび割れの発生したプレストレストコンクリート橋の調査(その2),土木学会第67回年次学術講演会講演概要集,2012.9
- 3) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 Ⅲ.コンクリート橋編 2012.3
- 田中泰司,岸利治,前川宏一:人工亀裂を有する RC 部材のせん断耐力増進機構の実験的検討,土木学会論文集 No. 802, V-69, p109-122, 2005.11

STUDY ON PERFORMANCE OF CONCRETE MEMBER OF CRACKING DAMAGE

Budged : Grants for operating expenses General account Research Period : FY2011-2015 Research Team : Bridge and Structural Engineering Research Group Author : Masahiro ISHIDA Yoshinori WADA

Abstract: In recent years, horizontal crack occurring in the digit end web of prestressed concrete has been reported. It is presumed to be due to alkali-aggregate reaction and the like. In addition, it is feared to be a lowering factor of shear capacity. Nevertheless, there is no established method to evaluate Load-carrying capacity of the cracked concrete member. For that reason, aims to evaluating the effect of horizontal cracks on the shear strength, we ran the loading tests using test pieces which simulated horizontal cracks in the web center of the girder end. Results of study, we confirmed the effect of horizontal crack length on fracture morphology and load performance. **Key words** : Simulated horizontal cracks, Loading tests, Shear capacity, Load-carrying capacity