

鋼角ストッパー周辺のコンクリートのせん断破壊メカニズムに関する解析的検討

(公財) 鉄道総合技術研究所 正会員 ○岡本圭太, 笠倉亮太, 轟俊太郎, 田所敏弥
(独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 正会員 進藤良則, 石井秀和, 井上翔, 下津達也

1. はじめに

熊本地震等において, 鋼角ストッパー (以下, ストッパー) 周辺のコンクリートがせん断により損傷した. それにより, 復旧に時間を要したため, 復旧性を考慮した設計が必要であると考えられる. 本研究では, ストッパー周辺のコンクリートを模擬した実大供試体を用いた載荷実験を対象として FEM を行い, コンクリート内部の応力状態を明らかとし, ストッパー周辺のコンクリートのせん断破壊メカニズムについて検討した.

2. 解析概要

表 1 に供試体諸元を示し, 図 1 に供試体寸法および配筋を示す. 供試体は, 桁座を模擬した躯体フーチングに埋め込んだストッパーである. No.1 は実橋梁のストッパー諸元に基づき設定した供試体, No.2 は No.1 の載荷終了後に無収縮モルタルで断面修復後, あと施工アンカーを挿入することで補強を施した供試体である.

図 2 に解析モデルを示す. 図 1 に示す CL 断面を対称面とした 3 次元 1/2 モデルである. 荷重は x 方向に強制変位, 拘束は対称面を y 方向固定, フーチング下端を xyz 方向固定とした. 図 3 にコンクリートの材料構成則を示す. コンクリートの引張強度¹⁾, 引張破壊エネルギー¹⁾, 圧縮破壊エネルギー²⁾は, 圧縮強度から算定した. なお, No.2 では, 断面修復を行った無収縮モルタル箇所ですら主に損傷が生じたため, モルタルの強度・破壊エネルギー³⁾⁴⁾を用いた. また, 補強鉄筋およびあと施工アンカー (以下, せん断補強鉄筋) はバイリニア, ストッパーはリニアとした. ストッパーとフーチング間にはインターフェース要素を配置し, 接触時のみ剛とするノーテンションモデルとした.

図 4 に, 各供試体の荷重変位関係を示す. ひび割れや, せん断補強鉄筋の降伏等の損傷過程について一致することを確認している. No.2 を例として, 図 5(a) に実験での載荷終了時のひび割れ, 図 5(b) に解析での最大荷重時の最大主ひずみを示す. 解析での最大主ひずみ分布は, 実験でのひび割れ分布と同様である. そのため, 本解析モデルは, ストッパー周辺のコンクリートのせん断破壊メカニズムを再現できると考えられる.

4. 解析結果

4.1 ストッパー周辺のコンクリートに生じる水平力

図 6 に, No.1 のストッパー周辺のコンクリートに生じる水平力分布の推移を示す. なお, 水平力は, インターフェース要素に生じる応力と面積から求めた. ストッパー前面の水平力分布は, 荷重の増加とともに, せん断補強鉄筋がフーチング上面から降伏していくに従って, フーチング深部に広がる. 一方で, ストッパー後面の水平力は下端のみに生じる. ここで, ストッパー前面および後面の水平力分布から各水平力の合力 H_2 , H_3 と H_2 の合力位置からストッパー下端までの距離 L_2 を算定し, 図 7 に示すように, ストッパー下端まわりのモーメントの釣り合いについて考える. なお, H_1 は載荷荷重, L_1 は載荷位置からストッパー下端までの距離, H_3 の合力位置はスト

表 1 供試体諸元

No.	備考	鉄筋呼び名	ストッパー	コンクリート		鉄筋		
			断面寸法 幅×高さ× 角型鋼管厚 mm	圧縮 強度 f'_c N/mm ²	ヤング 係数 E_c kN/mm ²	降伏 強度 f_y N/mm ²	ヤング 係数 E_s kN/mm ²	降伏 ひずみ ϵ_y μ
1	補強前	D16	300	23.6	23.7	427	187	2286
2	補強後	D16 ※2 M24	× 300 × 22	※1 47.0	※1 24.9	427 ※2 428	187 ※2 220	2286 ※2 1947

※1無収縮モルタル ※2あと施工アンカー

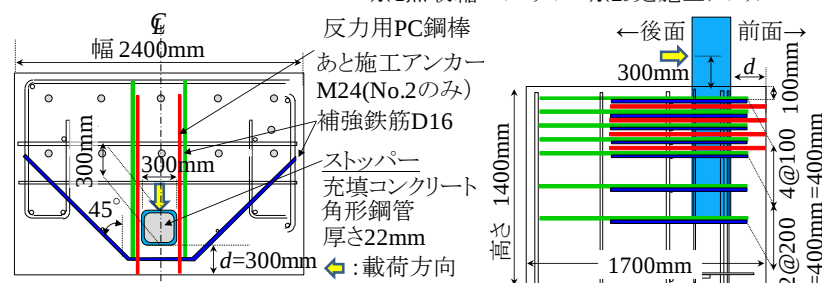


図 1 供試体寸法および配筋図

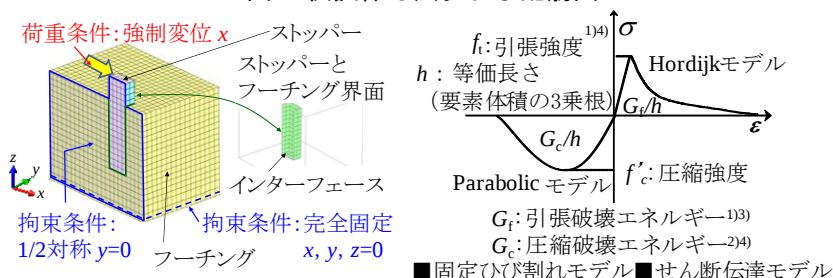


図 2 解析モデル

図 3 コンクリートの材料構成則

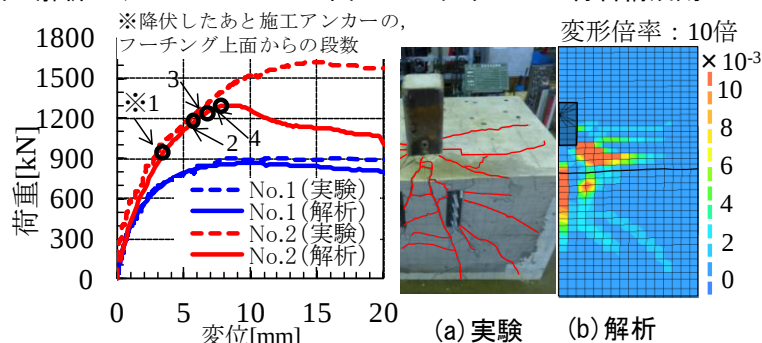


図 4 荷重変位関係

図 5 破壊状況

キーワード 鉄道橋梁, 鋼角ストッパー, 桁座, 補強鉄筋, あと施工アンカー, せん断破壊

連絡先 〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 (公財) 鉄道総合技術研究所 Tel:042-573-7281

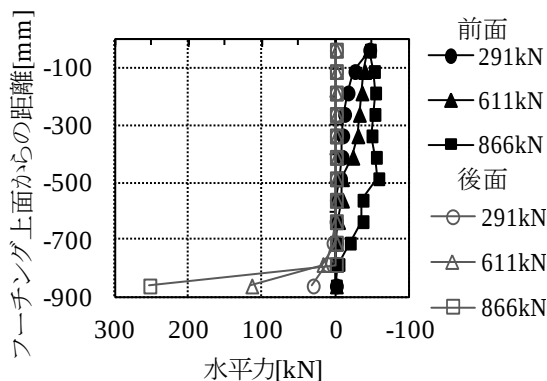
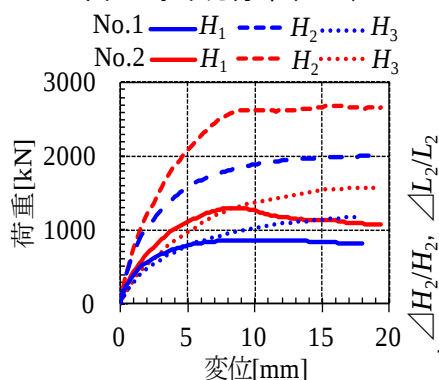
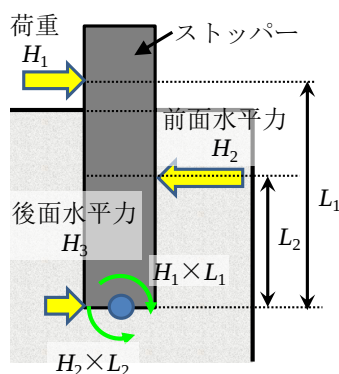
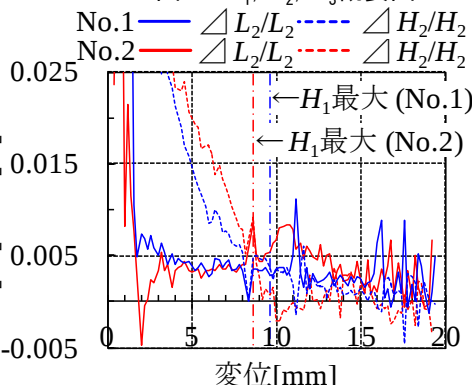
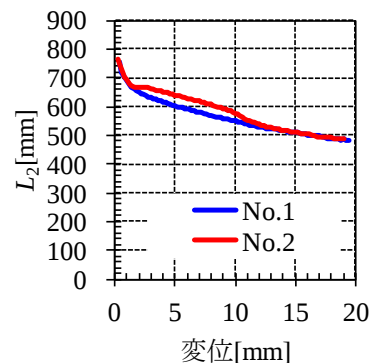
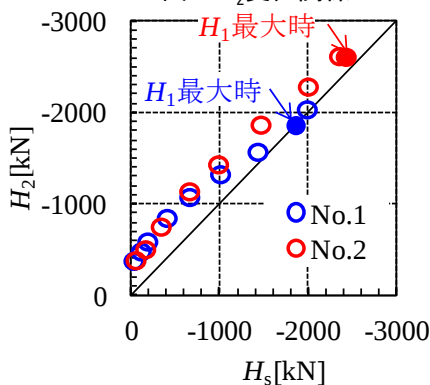


図6 水平力分布 (No. 1)

図9 H_1, H_2, H_3 —変位関係図7 H_1, H_2, H_3 概要図図10 $\Delta H_2/H_2, \Delta L_2/L_2$ —変位関係図8 L_2 変位関係図11 H_s — H_2 関係

ッパー下端である。 H_1, H_2, H_3 の力の釣合いが成立することは確認している。 図7より、 H_1 は $H_2 \times L_2 / L_1$ となる。ここで、 L_1 は一定であるため、 H_1 は L_2, H_2 の増減に依存することがわかる。そこで、 L_2 に着目すると、図8示す L_2 とストッパーの水平変位の関係から、 L_2 は、変位の増加に伴い、減少する。一方で、 H_2 に着目すると、図9に示す H_1, H_2, H_3 とストッパーの水平変位の関係から、 H_2 は、変位の増加に従い、増加する。なお、 H_2, H_3 は、 H_1 が最大荷重後に荷重低下するにも関わらず、増加する傾向にある。これらのことから、 H_1 の最大荷重は、 L_2 と H_2 の増減率の関係から定まると考えられる。

4. 2 ストッパー前面の水平力の増加率およびその合力位置の減少率と最大荷重の関係

図10に、ストッパーの水平変位に対する H_2 の増加率と L_2 の減少率の関係を示す。ここで、 H_2 の増加率は、水平変位の増加分に対する H_2 の増加分 ΔH_2 を各水平変位における H_2 で正規化した $\Delta H_2 / H_2$ 、同様に、 L_2 の減少率は、 L_2 の減少分 ΔL_2 を L_2 で正規化した $\Delta L_2 / L_2$ で表す。No.1は、変位9.6mm時に $\Delta H_2 / H_2 < \Delta L_2 / L_2$ となり、 H_1 が最大荷重866kNに達した。最大荷重後、 $\Delta H_2 / H_2$ と $\Delta L_2 / L_2$ は、一部局所的に差が生じるが、概ね同等の値となった。No.2は、変位8.6mm時に $\Delta H_2 / H_2 < \Delta L_2 / L_2$ となり、 H_1 が最大荷重1300kNに達した。最大荷重後、No.1と比較して、No.2では $\Delta L_2 / L_2$ が $\Delta H_2 / H_2$ よりも大きい。そのため、 H_2 の増加率に対し、 L_2 の減少率が大きくなったことで、No.1と比べNo.2の方が、最大荷重後の H_1 の低下が大きくなったと推測される。したがって、 $\Delta H_2 / H_2$ と $\Delta L_2 / L_2$ の関係により、最大荷重や最大荷重後の軟化程度が定まると考えられる。

4. 3 ストッパー前面の水平力とせん断補強鉄筋が負担する引張力の関係

図11に、 H_2 とせん断補強鉄筋が負担する引張力 H_s の関係を示す。 H_s は、 $H_s = \sigma_s \cdot A_s \cdot \cos \theta$ により求めた。ここで、 σ_s はコンクリートの最大主ひずみが最大となる位置でのせん断補強鉄筋に生じる応力、 A_s はせん断補強鉄筋の断面積、 θ は載荷方向と補強鉄筋の成す角(図1を例とすると 45°)である。載荷初期において、 H_2 は H_s に対し大きい、荷重の増加とともに、 H_2 と H_s の差は小さくなり、最大荷重付近においては概ね一致した。その理由は、載荷初期ではコンクリートとせん断補強鉄筋が荷重を負担しているが、荷重の増加とともに、ひび割れの開口量が大きくなったことで、コンクリートの負担分が減少し、最大荷重付近において、せん断補強鉄筋が水平力を概ね負担したためであると推測される。したがって、最大荷重を評価するには、 H_s の評価が重要であると考えられる。

5. まとめ

FEMによりコンクリート内部に生じるストッパー前面および後面の水平力分布に着目して検討を行った結果、載荷荷重およびストッパー前面および後面の水平力とその合力位置に基づく力の釣合いとストッパー前面の水平力およびその合力位置の増減率から、最大荷重および最大荷重後の軟化程度を推測できると考えられる。また、最大荷重を評価するには、せん断補強鉄筋が負担する水平力の評価が重要であると考えられる。

【参考文献】1) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，平成16年4月 2) Hikaru NAKAMURA：Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp.471-487, 2001 3) 二羽ら：セメントの種類とコンクリートの破壊力学特性に関する実験的研究，土木学会論文集，No.550, V-33, pp.43-52, 1996 4) 國本ら：グラウト材の力学的性能と破壊エネルギーの実験的評価，コンクリート工学年次論文集，Vol30, No.2, 2008