

内面突起つき H 形鋼を用いた S C 合成地中連続壁工法の開発

—その3 設計法の提案—

大林組 正会員○武田 篤史 非会員 川上 季伸

大林組 正会員 東野 光男

J F E スチール 正会員 石澤 毅 正会員 山口 昭

1. はじめに

本稿では、その 1・2 に引続き、本工法の設計法を提案する。

2. 設計法の提案

(1) 曲げ特性の評価

1) 断面の解析モデル 図-1 に、SC 合成地中連続壁の梁曲げ実験結果¹⁾および解析結果を示す。解析は、非線形 2 次元 FEM 解析とし、参考文献 2) と同様のモデルとしている。解析結果との比較から、付着すべりの影響はほとんど見られないことがわかる。また、フランジ厚やせん断スパンを種々に変動させて、同様に付着すべりを考慮した解析と完全付着の解析の比較を行ったところ、降伏剛性の差は最大でも数%であった。

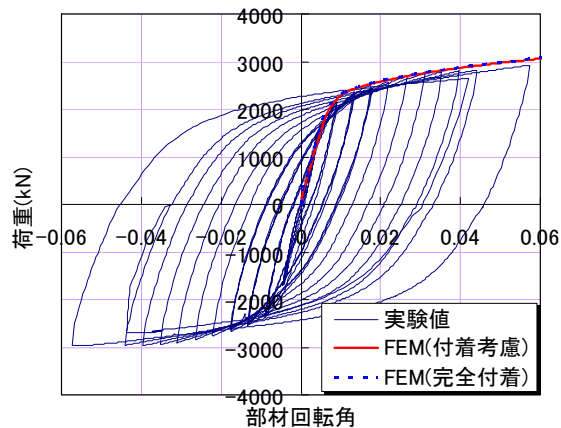


図-1 梁曲げ実験の荷重—部材回転

以上より、本構造の断面の解析モデルは、完全付着および平面保持を仮定して、内リブ H 形鋼を鉄筋に換算した RC 断面と同様としてよいと考えられる。

2) 変形性能に対する設計 図-1 より、部材回転角が 5% を超えても、荷重—部材角曲線はエネルギー吸収のよい紡錘形であることがわかる。実験において部材回転角 5% 時には、コンクリートの圧壊は生じているものの、鉄骨の座屈は見られず、試験装置の限界で定まる最終変形まで荷重が低下しなかった。H 形鋼は座屈しなければ非常に大きな部材角まで変形できること、本構造はコンクリートが座屈を拘束すること、等を考えると、大きな変形性能は本構造の特性と考えられる。

一方、地中構造物は地盤変形に追従して変形するため、必要な変形性能はせいぜい 1~3% 程度である。よって、通常の地盤変形に対しては、本構造の変形性能を照査する必要はないと考えられる。

(2) 付着に対する照査

微小区間におけるコンクリート軸方向応力の変化分は、付着により内リブ H 形鋼へ伝達されるため、局所的な応答付着力度 τ_b は、式(1)により求めることができる。

$$\tau_b = \frac{\Delta N_c}{U \cdot \Delta x} = \frac{\Delta M / \Delta x}{U \cdot \Delta M / \Delta N_c} = \frac{V}{U \cdot \Delta M / \Delta N_c} \quad (1)$$

ここに、 V : 応答せん断力、 U : 付着周長、 ΔM : 照査断面から部材軸方向に微小距離 Δx 離れた断面におけるモーメントの増分量、 ΔN_c : 照査断面から部材軸方向に微小距離 Δx 離れた断面における断面内のコンクリートの軸方向応力の合計の増分量。

軸力がない場合を考え、鋼材ウェブの曲げ負担を無視すると、力の釣合いより、式(2)が導かれる(記号は図-2 に用いたもの)。

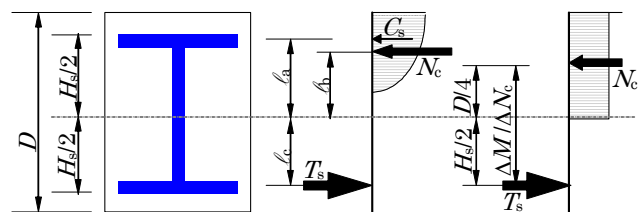


図-2 付着照査用の断面応力分布

Keyword: 合成構造、付着、曲げ、変形性能、地中連続壁、内リブ H 型鋼

(株)大林組 〒108-8502 東京都港区港南 2-15-2 Tel:03-5769-1305 Fax:03-5769-1971

$$M = \ell_a C_s + \ell_b N_c + \ell_c T_s, \quad N_c + C_s = T_s \quad (2)$$

ここに、 C_s 、 T_s ：それぞれ鋼材フランジの圧縮軸力および引張り軸力($C_s > 0$, $T_s > 0$)。式(2)をまとめ、展開すると、式(3)となる。 $\Delta M / \Delta N_c$ を小さく評価することは安全側であるため、式(1)(3)を簡便な設計式と言える。

$$\Delta M / \Delta N_c \doteq M / N_c = \ell_b + \ell_c + (\ell_a + \ell_c) C_s / N_c > \ell_b + \ell_c > 0.25D + 0.5H_s \quad (3)$$

式(3)の展開の最後の不等号は、図-2 のように安全側に応力分布を考え直したものである。なお、式(3)の展開においては、[仮定 1] $\Delta M / \Delta N_c \doteq M / N_c$ が成立つ、[仮定 2] ウェブの曲げ負担は無視できる、という 2 つの仮定を用いている。さらに、本設計式を軸力がある場合に拡張するためには、[仮定 3] $\Delta M / \Delta N_c$ は圧縮軸力がある場合に軸力がない場合より小さくなる、という仮定を用いなければならない。そこで、これらの仮定が成立つことを確認するため、非線形 2 次元 FEM 解析およびファイバーモデルにより、H 型鋼のフランジ厚、せん断スパン、コンクリート強度、軸圧縮応力度を種々に変化させた 20 ケースの片持梁部材の解析を行った。

図-3 に示す結果は、FEM 解析により直接得られた付着力を、(a)式(1)(3)を用いた設計応答付着力度に付着面積をかけた付着力、(b)ファイバーモデルの降伏時断面応力分布から $\Delta M / \Delta N_c = M / N_c$ として求めた応答付着力度に付着面積をかけた付着力、(c)FEM 解析の降伏時断面応力分布から $\Delta M / \Delta N_c = M / N_c$ として求めた応答付着力度に付着面積をかけた付着力、の 3 通りの付着力と比較したものである。

図-3 より、(a)の算定法であれば十分安全側にしかも簡便な評価が行えること、(b)の算定法であっても安全側の評価となること、(c)の評価によりほぼ実際の応答付着力が算定できること、がわかる。設計においては、付着の余裕度により(a)および(b)の方法を使い分けて応答付着力を算定し、付着耐力との比較により照査を行う。

(3) その他の設計法

1) せん断耐力 せん断耐力は、既往の指針³⁾を参考に、コンクリート負担分 V_c と、内リブ H 形鋼ウェブ負担分 V_{rd} の和とした。

2) 仮設時の曲げ剛性 RC 地中連続壁の仮設時の設計では、一般に、鉄筋の影響が小さいことから、ひび割れを考慮したコンクリート剛性のみにより評価する⁴⁾。しかし、本構造は高鋼材量であり、鋼材の剛性を無視できないため、設計曲げ剛性(ED_d)は式(4)により算定することとする。

$$(ED)_d = 0.6 E_c I_c + E_s I_s \quad (4)$$

ここに、 E_c 、 I_c ：それぞれコンクリートのヤング係数・断面 2 次モーメント、 E_s 、 I_s ：それぞれ内リブ H 形鋼のヤング係数・断面 2 次モーメント。

本計算方法により、RC 地中連続壁の場合と同様の評価ができると考えられる。

3. おわりに

SC 合成地中連続壁は、2003 年に「中之島新線整備事業のうち開削工事影響調査」において、施工実証工事を行った。図-4 に芯材の建込み状況写真を示す。本工事において、施工上の問題はなく、連壁の造成状況も良好であることが確認された。

謝辞：現場施工実証においてご協力いただいた中之島高速鉄道(株)、京阪電気鉄道(株)の方々に深く感謝の意を表します。

参考文献 1) 山口ら：内面突起付き H 形鋼を用いた SC 合成地中連続壁工法の開発—その 2 梁曲げ試験結果—、土木学会第 59 回年次学術講演会講演概要集、2004.9. 2) 武田ら：SC 合成地中連続壁の基礎的曲げ性状、土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集、V-244、2003.9. 3) 土木学会：複合構造物の性能照査指針(案)、2002.10. 4) 例えば、土木学会：トンネル標準示方書[開削工法編]・同解説、1996.5.

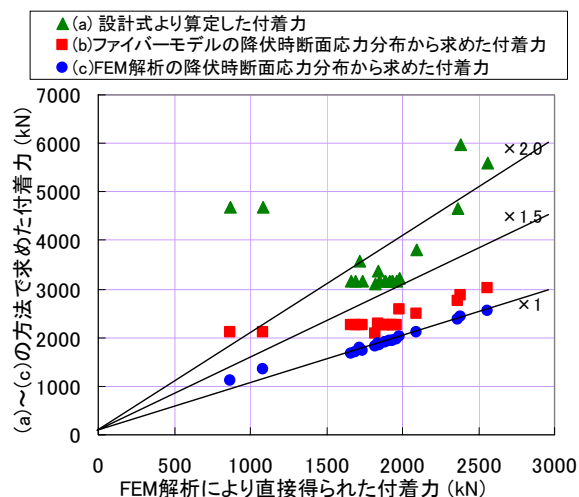


図-3 付着設計法の確認



図-4 施工実証工事
芯材建込み状況