複数配置した孔あき鋼板ジベルのせん断力分担特性に関する解析検討

Analytical Investigation of Shear Force Distribution of Perfobond Strip with Plural Perforations

久保典之*・酒井武志**・大口真司***・梅原郁弘****・中島章典*****

Noriyuki KUBO, Takeshi SAKAI, Shinji OHGUCHI, Ikuhiro UMEHARA and Akinori NAKAJIMA

* 非会員 伊藤忠テクノソリューションズ株式会社 科学システム事業部 (〒100-6080 東京都千代田区3-2-5 霞が関ビル)

** 正会員 工修 株式会社巴コーポレーション 橋梁技術部 (〒104-0054 東京都中央区勝どき 4-5-17 勝どき泉ビル)

*** 正会員 工修 株式会社 IHI インフラシステム 都市高速部 (〒108-0023 東京都港区芝浦 3-17-12 吾妻ビル)

**** 非会員 セントラルコンサルタント株式会社 東京事業本部 (〒104-0053 東京都中央区晴海 2-5-24 晴海センタービル)

***** 正会員 工博 宇都宮大学大学院 工学研究部 (〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

In this paper, three dimensional FEM analysis is conducted referring the experimental results about the shear strength distributional property of perfobond strip having plural perforations. Results of the FEM analysis are also compared with the experimental ones. In this analysis, the analytical conditions are refined focusing on the stress-strain relation of concrete, boundary condition of the steel plate and the surrounding concrete, treatment of the reinforcing bars and so on and most suitable case is found to reproduce the experimental results averagely. Moreover, the shear force-relative slip relation, the shear strength distributional property along the longitudinal perforation and the strain behavior of the steel plate by the FEM analysis are investigated and these results show almost similar tendency as the experimental ones.

Key Words: hybrid structure, PBL, concrete, non-linear analysis

1. はじめに

鋼とコンクリートを組み合わせた複合構造物では、これら異なる材料の部材同士の力を適切に伝達させるために、各種ずれ止めを配置している。ずれ止めの形式で代表的なものは頭付きスタッドであるが、孔あき鋼板ジベル (PBL) についても適用が増えてきている。

孔あき鋼板ジベルの設計では、鋼とコンクリートの間に作用するせん断力を、鋼部材の補剛材等に複数配置した各孔 (ジベル) で均等に分担するものと考えている。しかし、複数の孔がある場合に個々のジベルがどのようにせん断力を分担するかについては十分に解明されておらず、一部の孔で大きく負担していることも考えられる。また、孔あき鋼板ジベルの押抜き試験に関する実験研究は数多くなされているが、解析的研究¹⁾はあまりなされていない。

本論文では、複数配置した孔あき鋼板ジベルのせん断力分担特性に着目した既往の押抜き試験²⁾結果を目標値として非線形 FEM 解析を実施し、実験結果を再現するための解析条件を検討する。そして得られた条件を用いて解析を実施し、せん断力-ずれ変位関係、せん断力分担率、鋼板のひずみについて解析結果と実験結果の比較を行い、解析モデルおよび解析結果の妥当性を確認する。

2. 検討概要

対象とした試験体のタイプを表-1 に示す。既往の実験²⁾の条件に合わせ、孔数 1~3 に対してそれぞれ貫通鉄筋の有無に着目した計 6 タイプを対象とする。解析モデルの形状寸法は、実験時の寸法に合わせて作成する。解析条件の妥当性を確認するため、条件を変えた解析結果と実験結果の比較を行い、実験結果を再現できるような解析条件を検討する。また、考慮した種々の解析条件の中での適否を示すことも有用と考える。

解析には、三次元非線形 FEM 解析プログラムである FINAL version11 を用いる。

3. 解析条件

本論文では、解析条件についても検討を行っているため、検討の過程で解析条件が複数存在する。ここでは、最も実験結果に近づくケース (後述の Case-5) の解析条件を示す。なお、非線形解析手法はニュートンラプソン法とし、収束計算はせずに残差を次のステップに持ち越す設定とする。

3.1 解析モデル

解析モデルは、鉛直方向 (Z 方向) には試験体全体をモ

表-1 試験体タイプ

	孔数	貫通鉄筋
タイプ1	1	なし
タイプ2	1	あり
タイプ3	2	なし
タイプ4	2	あり
タイプ5	3	なし
タイプ6	3	あり

図-1 解析モデル寸法

図-2 帯鉄筋および配力筋位置

図-3 解析モデル（タイプ4）の要素分割状況

図-4 実験概要図

図-5 境界条件

図-6 ジベル孔部の結合条件

デル化し、平面的には対称性を考慮して1/4モデルとする。使用する要素種別は、コンクリート、鋼板はソリッド要素とする。貫通鉄筋は、ジベル孔径50mmに対して鉄筋径が13mmと相対的に大きいため、コンクリート中の鉄筋分の体積減少を考慮してソリッド要素とする。なお、貫通鉄筋は異形鉄筋であるが、次節で述べるようにコンクリートとの境界を完全付着とすることでモデルを簡略化し、直径13mmの円柱としてモデル化する。帯鉄筋と配力筋は水平方向に拘束を与えるためにモデル化するが、拘束の効果は要素種別による影響が小さいと考え、梁要素とする。

形状寸法を図-1、図-2に、解析モデル（タイプ4）の要素分割状況を図-3に示す。なお、図-1~3は貫通鉄筋を有する図であるが、貫通鉄筋を有さないタイプでは貫通鉄筋要素をコンクリート要素に置き換えており、メッシュ

形状は同一である。孔数ごとの解析モデルの節点数は、孔数1が5082、孔数2が9602、孔数3が14122である。

3.2 境界条件

境界条件は図-4に示す実験時の条件に合わせ、図-5のように設定する。解析モデルは対称性を考慮した1/4モデルのため、対称面をそれぞれの面の垂直方向に拘束する。モデル下面は、実験時には試験体を図-4(b)に示す開口のある台座の上に設置しているため、これに合わせてモデル下面で開口部を除いて鉛直方向(Z方向)に拘束し、水平方向(X,Y方向)は自由とする。鋼板とコンクリート、鉄筋とコンクリートの境界部は全て、同一座標を持つ二重節点により材料ごとに節点を分離する。境界部の結合条件は、鋼板側面は全方向自由として付着を考慮せず、ジベル孔部の円周部分では上半分は全方向剛結として接触状態、下半分

図-7 コンクリートの非線形特性

図-8 コンクリートの圧縮側非線形特性

は全方向自由として接触しない状態を表現する。ジベル孔部の概念図を図-6に示す。鉄筋とコンクリートの境界部は全方向剛結として完全付着とする。

3.3 材料条件

材料物性値は、実験時の材料試験結果より以下のように設定する。なお、非線形特性はソリッド要素の主応力方向に考慮し、等価一軸ひずみに基づき直交異方性を考慮してモデル化する。

(1) コンクリート

コンクリートの基本物性値を以下に示す。σ_cは実験時の試験値より与え、σ_t、G_F、Eは式(1)~(3)により算出する。粗骨材最大寸法d_{max}は実験より25mmとする。

$$\sigma_t = 0.33\sqrt{\sigma_c}^3 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (1)$$

$$G_F = 10 \cdot (d_{\max})^{1/3} \cdot \sigma_c^{1/3} \text{ (N/m)} \quad (2)$$

$$E = (0.114\sqrt{\sigma_c} + 0.582) \times 10^5 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (3)$$

- ・圧縮強度σ_c: 35.6 N/mm²
- ・引張強度σ_t: 1.97 N/mm²
- ・破壊エネルギーG_F⁴⁾: 0.096191 N/mm
- ・弾性係数E: 27,000 N/mm²
- ・ポアソン比: 0.2

コンクリートの圧縮側の非線形特性を図-7(a)に示す。圧縮強度までは修正 Ahmad⁵⁾モデルを用いる。圧縮強度到達後の特性は、図-8のようにジベル孔部（鋼板と同じ厚さ）とそれ以外で異なる特性とする。ジベル孔部では非常に高い圧縮力を受けやすい構造となっているため圧縮強度に達した後は応力を一定とし、ジベル孔部以外では圧縮破壊エネルギーと要素サイズを考慮して勾配が変化する直線モデル（中村・桧貝モデル）⁶⁾とする。コンクリートの引張側の非線形特性は図-7(b)に示すように、破壊エネルギーを考慮したモデル⁴⁾とする。

(2) 鋼材

- ・鋼板の降伏強度: 306 N/mm²
- ・貫通鉄筋の降伏強度: 380 N/mm²
- ・帯鉄筋および配力筋の降伏強度: 373 N/mm²
- ・弾性係数: 200,000 N/mm²
- ・ポアソン比: 0.3

降伏後の剛性は初期剛性の2%とする。鋼材の非線形特性を図-9に示す。

図-9 鋼材の非線形特性

図-10 荷重載荷方法およびずれ変位

3.4 荷重条件

荷重載荷は図-10 に示すように、鋼板の天端から鉛直下向きに単調載荷で強制変位を与えることにより載荷する。せん断力-ずれ変位関係におけるずれ変位 δ は、与えた強制変位量 δ_1 とコンクリート天端の応答変位 δ_2 の差として算出する。なお、実験ではコンクリートや鋼板の変形の影響を排除してずれ変位を算出しているが、解析においてはそれら変形の影響が小さいと考えて上記のように算出方法を簡略化した。荷重載荷時のステップ刻みは、およそ 2000step/1mm とする。

4. 解析条件の検討

実験結果を再現することができる解析条件を検討する。全タイプに対して解析条件を検討するとケース数が増えて評価が難しくなると考え、比較対象である実験結果のばらつきが比較的小さい孔数2（タイプ3、4）に着目して検討を行う。

4.1 検討条件

検討ケース一覧および結果概要を表-2 に示す。ここでは、前節に示した解析条件と異なる点を挙げる。

(1)Case-1

帯鉄筋および配力筋はモデル化しない。コンクリートと鋼板の境界面全てで、図-11(a)に示す接触・剥離バネおよびせん断バネをフィルム要素（面同士の接合条件を定義する要素）でモデル化する。せん断バネの剛性および非線形特性は、図-11(b)に示す孔を設けない実験²⁾におけるせん断力-ずれ変位関係を基に、初期剛性を $0.247 \text{ N/mm}^2/\text{mm}$ 、折れ点を 0.148 N/mm^2 、折れ点後の剛性を初期剛性の 2.4% としてモデル化する。コンクリートの材料条件で、圧縮強度到達後は部位によらず圧縮強度で一定とする。引張強度は、実験結果より 4.1 N/mm^2 とする。引張側の非線形特性は、引張強度到達後の応力がゼロとなるモデルとする。弾性係数は実験結果より $33,600 \text{ N/mm}^2$ とする。

(2)Case-2

Case-1 を基準とする。コンクリートの圧縮強度到達後の非線形特性を、圧縮破壊エネルギーと要素サイズを考慮して勾配が変化する直線モデル（中村・桧貝モデル⁶⁾）とする。コンクリートの引張強度について、実験値は割裂強度であ

表-2 検討ケース

Case No.	基準 Case	変更点	結果概要
1	—	—	最大せん断力が得られない
2	1	コンクリートの非線形特性	最大せん断力が得られるが、せん断力が急激に低下する
3	2	コンクリートの非線形特性 帯筋および配力筋を考慮 鋼板側面のフィルム要素を削除	最大せん断力到達以降の結果が得られ、せん断力の急激な低下も抑えられる
4	3	モデル下面の拘束条件	Case-3と傾向は変わらない
5	3	ジョイント部コンクリートの非線形特性	最大せん断力到達後の剛性低下が実験結果に近づく
6	3	貫通鉄筋の付着を考慮（貫通鉄筋ありのみ）	最大せん断力が低下

(a) フィルム要素 (b) せん断バネ特性(H:試験体高さ)

図-11 鋼板側面のせん断バネ

図-12 出雲らのモデル⁷⁾

りひび割れ発生強度としては大きな値であると考えられるため、ひび割れ発生強度を式(1)より算出し、 1.97 N/mm^2 とする。収束性向上のため、コンクリートの引張側の非線形特性を出雲らのモデル⁷⁾に変更し、図-12 に示すパラメータ C は 1.0 とする。

(3)Case-3

Case-2 を基準とする。コンクリートの弾性係数を式(3)により算出し、 $27,000 \text{ N/mm}^2$ に変更する。コンクリートの引張側の非線形特性は破壊エネルギーを考慮したモデル⁴⁾ とする。帯鉄筋、配力筋をモデル化する。鋼板とコンクリート境界面のフィルム要素を削除する。

(4)Case-4

Case-3 を基準とする。モデル下面で付着により水平方向に拘束されている可能性を考慮して、図-5(b)で Z 方向のみ拘束としているモデル下面を X, Y, Z 方向拘束とする。

(5)Case-5

Case-3 を基準とする。図-8 に示すように、ジベル孔部のコンクリート要素のみ、圧縮強度到達後の非線形特性を圧縮強度で一定とする。

(6)Case-6 (タイプ4のみ)

Case-3 を基準とする。貫通鉄筋とコンクリートの境界面に、面内せん断方向の剛性を持つフィルム要素をモデル化して付着を考慮する。付着強度 τ_u は、道路橋示方書⁸⁾より 1.92 N/mm^2 とする。フィルム要素の面外方向は剛結とする。

4.2 検討結果

せん断力-ずれ変位関係に着目して各ケースを実験結果と比較し、どのケースの解析条件が最適となるか検討する。タイプ3 (貫通鉄筋なし)、タイプ4 (貫通鉄筋あり) のせん断力-ずれ変位関係をそれぞれ図-13、図-14 に示す。実験ではタイプ3,4を含めた全てのタイプにおいて1タイプにつき試験体が3体あるが、そのうち1体は繰返し載荷であるためここでは省略し、単調載荷の実験結果2体分に対して解析結果と比較を行う。このため、実験結果のラインは1タイプにつき2本ずつプロットする。なお、解析結果でせん断力-ずれ変位関係が途中で途切れているのは、解析が収束せず、それ以上の結果が得られなかったことを意味する。

(1)Case-1

タイプ3 では収束性が悪く、滑らかな曲線とならない。タイプ4 ではずれ変位 0.5mm 以下という解析初期で解が得られない結果となる。いずれのモデルにおいても、明確に最大せん断力となる点が認められないため解析条件を見直す必要があると考える。

(2)Case-2

Case-1 からコンクリートの非線形特性を変更したことにより、いずれのタイプにおいてもせん断力が一定もしくは低下する傾向が見られ、最大せん断力が得られたと考えられる。ただ、Case-1 ほどではないがせん断力が急激に低下する領域が見られるため、再度解析条件を見直す必要があると考える。

(3)Case-3

いずれのタイプにおいても急激なせん断力の低下が起こらない。また、実験よりもせん断力の低下が早いものの、最大せん断力到達後の挙動も得られる。概ね良好な結果が得られたため、このケースを基にいくつか条件を変えて、より実験に合う解析条件を探す。

(4)Case-4

Case-3 と傾向は変わらず、特に改善点は認められない。

(5)Case-5

Case-3 と近い結果ではあるが、最大せん断力到達後の負勾配が緩和され、より実験結果に近い傾向となる。

(6)Case-6 (タイプ4のみ)

最大せん断力が大幅に低下する。これは、コンクリートと貫通鉄筋の間のせん断方向の付着が切れたことで貫通

図-13 せん断力-ずれ変位関係 (タイプ3)

図-14 せん断力-ずれ変位関係 (タイプ4)

鉄筋に十分に力が伝わらず、貫通鉄筋の効果が低減されているためと考えられる。実際にはある程度付着による影響があると考えられるが、今回のモデル化では適切に表現することができなかった。

以上より、Case-3~5 では実験結果と近い傾向が得られた。Case-3 では様々な条件を変更したが、弾性係数の変更を除く全ての変更条件が最大せん断力到達後の解析の安定性に寄与したのではないかと考えられる。また、Case-5 でジベル孔部コンクリートの圧縮強度到達後の圧縮応力を一定としたことが、せん断力-ずれ変位関係における負勾配の鈍化と解析の安定性に効果があったと考えられ、より大きなずれ変位まで解が得られた。よって、今回の検討においては Case-5 の解析条件が最も実験を再現できる解析条件であると考えられる。

5. 各タイプの解析結果と実験結果の比較

4.の検討により決定した Case-5 の条件を用いて、タイプ1~6の解析を実施する。解析結果はせん断力-ずれ変位関係に加え、実験結果として得られている各孔のせん断力分

(a)タイプ1：貫通鉄筋なし (b)タイプ2：貫通鉄筋あり

図-15 セン断力ーずれ変位関係 (孔数1)

(a)タイプ3：貫通鉄筋なし (b)タイプ4：貫通鉄筋あり

図-16 セン断力ーずれ変位関係 (孔数2)

(a)タイプ5：貫通鉄筋なし (b)タイプ6：貫通鉄筋あり

図-17 セン断力ーずれ変位関係 (孔数3)

担率, 鋼板の応力ーひずみ関係についても実験結果との比較を行い, 解析の妥当性を確認する。

5.1 セン断力ーずれ変位関係

せん断力ーずれ変位関係の比較を図-15~17に示す。ここでは参考として, 2009年制定複合構造標準示方書⁹⁾に規定されるせん断力ーずれ変位関係 (以下, 設計式とする) もプロットして比較する。各タイプでずれ変位10mm以内に示した最大せん断力を表-3に, 最大せん断力を孔1つ当たりの単純平均値として比較したものを表-4に, 最大せん断力時のずれ変位を表-5に示す。なお, 各表では実験結果の試験体1と2の平均値を示すが, タイプによってはばらつきが大きい。ばらつきの方向は小さいずれも考えられるため, 平均値を取ることで傾向をつかむことができると考える。解析結果より, 以下のことがいえる。

表-3 最大せん断力

タイプ	孔数	貫通鉄筋なし				
		実験結果			解析結果	設計式
		試験体1	試験体2	平均値		
1	1	112 kN	127 kN	120 kN	112 kN	82 kN
3	2	182 kN	196 kN	189 kN	221 kN	164 kN
5	3	372 kN	291 kN	332 kN	336 kN	246 kN

タイプ	孔数	貫通鉄筋あり				
		実験結果			解析結果	設計式
		試験体1	試験体2	平均値		
2	1	119 kN	156 kN	138 kN	137 kN	164 kN
4	2	275 kN	287 kN	281 kN	283 kN	328 kN
6	3	433 kN	454 kN	444 kN	404 kN	493 kN

表-4 孔1つ当たりの最大せん断力

タイプ	孔数	貫通鉄筋なし				
		実験結果			解析結果	設計式
		試験体1	試験体2	平均値		
1	1	112 kN	127 kN	120 kN	112 kN	82 kN
3	2	91 kN	98 kN	95 kN	111 kN	82 kN
5	3	124 kN	97 kN	111 kN	112 kN	82 kN
平均		109 kN	107 kN	108 kN	112 kN	82 kN

タイプ	孔数	貫通鉄筋あり				
		実験結果			解析結果	設計式
		試験体1	試験体2	平均値		
2	1	119 kN	156 kN	138 kN	137 kN	164 kN
4	2	138 kN	144 kN	141 kN	142 kN	164 kN
6	3	144 kN	151 kN	148 kN	135 kN	164 kN
平均		134 kN	150 kN	142 kN	138 kN	164 kN

表-5 最大せん断力時のずれ変位

タイプ	孔数	貫通鉄筋なし				
		実験結果			解析結果	設計式
		試験体1	試験体2	平均値		
1	1	3.4 mm	8.2 mm	5.8 mm	0.8 mm	1.3 mm
3	2	1.8 mm	1.3 mm	1.5 mm	1.0 mm	1.3 mm
5	3	5.2 mm	5.6 mm	5.4 mm	2.2 mm	1.3 mm

タイプ	孔数	貫通鉄筋あり				
		実験結果			解析結果	設計式
		試験体1	試験体2	平均値		
2	1	6.7 mm	3.8 mm	5.2 mm	0.9 mm	3.6 mm
4	2	9.5 mm	3.9 mm	6.7 mm	1.8 mm	3.6 mm
6	3	3.9 mm	5.2 mm	4.5 mm	4.1 mm	3.6 mm

(1)貫通鉄筋なし (タイプ1,3,5)

表-4の孔1つ当たりの最大せん断力の平均値を比較すると, 解析結果は実験結果の104%でほぼ同等となるのに対し, 設計式の最大せん断力は実験結果の76%と小さい。孔数の増加に伴う孔1つ当たりの最大せん断力の変化に着目すると, 実験結果は10%前後のばらつきがあるものの, 解析結果, 実験結果いずれにおいても孔数との相関関係は認められない。

表-5より, タイプ3では最大せん断力時のずれ変位は設計式, 実験結果, 解析結果でそれぞれ近い傾向となるが, タイプ1,5では実験結果に比べて解析結果, 設計式が小さな値となる。図-15(a)~17(a)より, 一部の実験結果を除い

て実験結果、解析結果いずれのタイプでも最大せん断力到達後は負勾配となり、せん断力が低下する。

(2)貫通鉄筋あり (タイプ2,4,6)

表-4の孔1つ当たりの最大せん断力の平均値を比較すると、解析結果は実験結果の97%でほぼ同等となるのに対し、設計式の最大せん断力は実験結果の115%と大きく、貫通鉄筋なしとは逆の傾向となる。貫通鉄筋を考慮することによる最大せん断力の増加倍率を計算すると、実験結果や解析結果では1.2~1.3倍であるのに対して設計式では2倍となる。このことから今回の実験や解析では、貫通鉄筋が最大せん断力に与える影響が設計式に比べて小さいことがわかる。孔数の増加に伴う孔1つ当たりの最大せん断力の変化は、解析結果、実験結果いずれも平均値に対して±5%程度の変化であり、貫通鉄筋なしと同様に相関関係は認められない。このことから、孔ごとに負担しているせん断力が均一であることが推測される。

表-5より、最大せん断力時のずれ変位は、解析結果ではタイプ6で設計式や実験結果に近いものの、タイプ2,4では小さなずれ変位で最大せん断力に達する。図-15(b)-17(b)より、設計式と解析結果では最大せん断力を超えるとせん断力が低下してゆくが、実験ではずれ変位が増加してもせん断力がほとんど低下せず、タイプ4,6では逆に少しずつ増加する傾向を示す。

以上より、せん断力-ずれ変位関係については、解析により実験結果を概ね再現できたと考える。

5.2 せん断力の分担

各ジベルのせん断力分担率の算出方法は実験に合わせて、孔間の鋼板の軸ひずみから孔間の鋼板に働いている軸力を求め、ジベルの上下の鋼板に働いている軸力の差からそのジベルが伝達するせん断力を算定する方法とする。ただし、上段のジベルが伝達するせん断力は、載荷荷重と上段以下の鋼板に働く軸力との差により算定する。

せん断力分担率-せん断力関係を図-18-19に、各段の分担せん断力-せん断力関係を図-20-21に示す。最大せん断力時のせん断力分担率を表-6に、最大せん断力時の各段の分担せん断力を表-7に示す。なお、比較のため、図-20-21と表-7には、表-4で得られた孔1つ当たりの最大せん断力の実験結果と解析結果の平均値を併記する。以下、各条件に着目して比較を行う。

(1)貫通鉄筋の有無による差

実験結果、解析結果それぞれで貫通鉄筋の有無による差に着目した場合、図-18-19および表-6より、せん断力の増加に伴い上段のせん断力分担率が徐々に低下する傾向と、最大せん断力時のせん断力分担率には、貫通鉄筋の有無による差が認められない。よって今回の実験、解析においては、貫通鉄筋の有無によるせん断分担特性への影響は小さいと考える。

(2)せん断力分担率

表-6より、タイプ3,4の最大せん断力時のせん断力分担率に着目すると、実験結果では上段のほうが大きいのに

図-18 せん断力分担率-せん断力関係 (孔数2)

図-19 せん断力分担率-せん断力関係 (孔数3)

表-6 最大せん断力時のせん断力分担率

タイプ	孔数	位置	貫通鉄筋なし			
			実験結果			解析結果
			試験体1	試験体2	平均値	
3	2	上段	63 %	69 %	66 %	50 %
		下段	37 %	31 %	34 %	50 %
5	3	上段	46 %	53 %	50 %	39 %
		中段	33 %	25 %	29 %	28 %
		下段	21 %	22 %	22 %	33 %
タイプ	孔数	位置	貫通鉄筋あり			
			実験結果			解析結果
			試験体1	試験体2	平均値	
4	2	上段	61 %	62 %	62 %	50 %
		下段	39 %	38 %	39 %	50 %
6	3	上段	45 %	48 %	47 %	36 %
		中段	32 %	32 %	32 %	31 %
		下段	23 %	20 %	22 %	33 %

対し、解析結果では上段と下段がほぼ同等となる。この傾向はタイプ5,6でも同様で、実験結果では上段から下段へと徐々に小さくなるのに対し、解析結果ではそのような傾向が表れず、各段でそれぞれ近い値となる。すなわち、解

析結果における最大せん断力時のせん断力分担率は、各ジベルで負担するせん断力が均一となるような傾向を示し、実験結果と異なる。

図-20 分担せん断力-せん断力関係 (孔数2)

図-21 分担せん断力-せん断力関係 (孔数3)

表-7 最大せん断力時の各段の分担せん断力

タイプ	孔数	位置	貫通鉄筋なし			
			実験結果			解析結果
			試験体1	試験体2	平均値	
孔1つ当たり平均値			—	—	110 kN	
3	2	上段	115 kN	135 kN	125 kN	111 kN
		下段	67 kN	61 kN	64 kN	111 kN
5	3	上段	171 kN	154 kN	163 kN	131 kN
		中段	123 kN	73 kN	98 kN	94 kN
		下段	78 kN	64 kN	71 kN	111 kN

タイプ	孔数	位置	貫通鉄筋あり			
			実験結果			解析結果
			試験体1	試験体2	平均値	
孔1つ当たり平均値			—	—	140 kN	
4	2	上段	168 kN	178 kN	173 kN	142 kN
		下段	107 kN	109 kN	108 kN	142 kN
6	3	上段	195 kN	218 kN	206 kN	145 kN
		中段	139 kN	145 kN	142 kN	125 kN
		下段	100 kN	91 kN	95 kN	133 kN

(3) 分担せん断力

図-20-21より、最大せん断力付近では実験結果と解析結果に乖離が見られるものの、最大せん断力の1/2程度のせん断力の範囲までは解析結果は実験結果に近い傾向が得られる。

表-7の孔1つ当たりの平均値を、孔1つで負担できる最大せん断力の上限に近い意味を持つ値であると考え、解析結果では概ね各段とも上限値に近いせん断力を分担するが、実験結果の上段では孔数が増えると上限を大きく超えるせん断力を負担していることとなる。このことを図-20-21で確認すると、解析結果ではせん断力の増加とともに各段の勾配がおのおのの変化して概ね上限値付近に収束するが、実験結果ではせん断力の増加によっても各段の勾配があまり変化せず、上段では上限値を超えても分担せん断力が伸び続ける。解析結果については、せん断力を大きく負担したジベルが破壊により順次剛性低下し、最大せん断力時にはいずれのジベルも破壊に至ってせん断力が平均的に分散した結果ではないかと考えられる。これは5.1(2)で述べた、孔ごとに負担するせん断力が均一ではないか、という推測に合致する。ただし実験結果ではこの推測とは異なり、孔数が増えると上段で負担できるせん断力が大きくなる、言い換えればせん断力が上限を超えてもジベルが破壊しないかのような挙動を示し、逆に上段以外のジベルに着目すると、破壊する前に試験体全体として最大せん断力に達していることとなる。

5.3 せん断力-鋼板ひずみ関係

せん断力-鋼板ひずみ関係の実験結果との比較を図-22-23に示す。全体としては実験結果と解析結果で同じ傾向を示すが、図-23のタイプ5,6のジベル横のひずみゲージ(ゲージ番号17)のみ差異が大きい。タイプ5,6のジベル横では実験結果、解析結果のいずれも降伏ひずみ(=1530 μ)に達する。ジベル横の最大ひずみは実験結果ではタイプ5で1,500~3,500 μ 、タイプ6で4,000~5,000 μ であるが、解析結果ではタイプ5で8,500 μ 、タイプ6で20,000 μ となり、解析結果のほうが4倍程度大きな値となる。解析結果の鋼板のひずみが大きいことから、3.4で述べたように解析ではずれ変位算出の際に鋼板ひずみの影響が小さいと考えてずれ変位に含んでいるため、解析結果におけるずれ変位が実際よりも大きく評価されていることが考えられる。表-5でタイプ5,6のずれ変位が大きいのはこの影響も含まれると考えられ、実験と同じずれ変位算出方法を採用すればずれ変位が小さくなると考えられる。また解析結果で鋼板のひずみが大きくなる原因として、5.2(3)で述べたことと関連して、解析では上段のジベル孔部コンクリートが破壊することで、コンクリートが受け持っていた力が隣接する上段ジベル横の鋼板へと流れて鋼板のひずみが増大しているのに対し、実験では上段のジベル孔部コンクリートが破壊しなかったために鋼板へひずみが集中しなかった可能性が考えられる。

以上より、せん断力分担率やジベル横の鋼板の最大ひず

みについて解析で実験を再現できなかった原因として、上段のジベルの破壊機構を十分に再現できなかった可能性が考えられるため、今後の課題としたい。

6. まとめ

6.1 解析条件の検討

- 複数の条件による解析を実施して実験結果と比較し、最も実験結果と近いと考えられる Case-5 を採用した。

(a)タイプ3：貫通鉄筋なし (b)タイプ4：貫通鉄筋あり

※ グラフの凡例の数字はゲージ番号を示す

図-22 セン断力-鋼板ひずみ関係 (孔数2)

(a)タイプ5：貫通鉄筋なし (b)タイプ6：貫通鉄筋あり

※ グラフの凡例の数字はゲージ番号を示す

図-23 セン断力-鋼板ひずみ関係 (孔数3)

- ・Case-5 までの主な変更点は、コンクリートの非線形特性と帯鉄筋および配力筋のモデル化が挙げられる。

6.2 セン断力―ずれ変位関係

- ・解析により実験に近い最大せん断力が得られた。
- ・最大せん断力は孔数に比例して増加する。
- ・貫通鉄筋の有無による最大せん断力の倍率は実験と解析ではほぼ同じ 1.2~1.3 倍であったが、設計式では約 2 倍と大きくなった。
- ・最大せん断力到達後の挙動は、貫通鉄筋なしでは負勾配となることを再現できたが、貫通鉄筋ありでせん断力が伸びることは再現できなかった。

6.3 セン断力の分担

- ・解析と実験いずれにおいても、貫通鉄筋の有無によるせん断力分担の傾向に差は認められなかった。
- ・最大せん断力時のせん断力分担率は、実験では上段が大きく負担するのにに対し、解析では各段でそれぞれ同程度ずつ分担した。
- ・小さなせん断力の範囲では、解析は実験を概ね再現することができた。
- ・上段で負担する最大せん断力は、解析では孔 1 つ当たりの平均値と同程度であったが、実験では孔 1 つ当たりの平均値を大幅に上回る値となった。

6.4 セン断力―鋼板ひずみ関係

- ・一部を除き、解析結果は実験結果に近い傾向となった。
- ・孔数 3 でジベル横の抵抗面積の小さな鋼板が降伏することとは一致するが、降伏後の最大ひずみは解析が実験に比べて 4 倍程度大きな値となった。
- ・解析では、実験におけるジベルの破壊機構がうまく再現できなかったのではないかと考えられる。

以上より、ジベルの破壊挙動の再現に課題はあるものの、その他については FEM 解析を用いて実験結果を概ね再現することができた。ただ、メッシュサイズなど今回の検討

では触れていない条件についても検討の余地があると考えており、他にもジベル径や間隔、鉄筋径などのパラメータを変化させる検討も今後の課題としたい。

謝辞：本検討は鋼橋技術研究会 複合構造研究部会において行ったものであり、貴重なご助言を頂いた研究会各位に感謝を申し上げます。

参考文献

- 1) 園田佳巨, 手嶋康博：3次元弾塑性 FEM による孔あき鋼板ジベルの設計式に関する基礎的考察, 応用力学論文集 Vol.11, pp.283-290, 2008.8
- 2) 中島章典, 小関聡一郎, 内藤雅人, 中島絢平, 鈴木康夫：長手方向に複数配置した孔あき鋼板ジベルのせん断力分担に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol.57A, pp.996-1006, 2011.3.
- 3) Collins, M.P. and Mitchell, D. : Prestressed Concrete Structures, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, pp.766, 1991
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編, 2007
- 5) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 474 号, pp.163-170, 1995.8
- 6) H. Nakamura, T. Higai: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999.10
- 7) 出雲淳一, 他：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学論文, No.87.9-1, pp.107-120, 1987.9
- 8) 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.
- 9) 土木学会 複合構造委員会：2009 年制定複合構造標準示方書, 2009.12.

(2013 年 3 月 18 日 受付)