

論文 PBL を用いた RC-鋼殻接合部の変形性能

村田 裕志*1・福浦 尚之*2・日高 直俊*3

要旨: 土木構造物では、工期短縮を目的として RC 構造と鋼殻構造が併用されることがある。RC 構造から鋼殻構造へと構造が変化する接合部では、確実に断面力を伝達する構造とする必要があるため、孔あき鋼板ジベル (PBL) を用いた接合構造が採用されている。この接合構造の設計上必要な部材耐力や曲げ剛性が確保されていることが実物の 2/3 の縮小モデル試験体の加力実験により確認されている。本報では、この接合構造の変形性能を確認するため、さらに変位を与えた場合の正負交番載荷実験結果と 3 次元非線形有限要素解析の結果について示し、この構造が大変形領域まで一体性を保持することを確認した。

キーワード: 接合, 複合構造, 孔あき鋼板ジベル (PBL), 正負交番載荷実験, 非線形有限要素解析

1. はじめに

2009 年に土木学会から複合構造標準示方書¹⁾が刊行され、様々な土木構造物において、鋼とコンクリートの複合構造の採用が進んでいる。土木構造物での一例として、鉄道駅舎の地下化工事では、工期短縮を目的として鋼殻セグメントと RC 構造の複合構造となっており、側壁部においては図-1 のように鋼殻構造と RC 構造の接合部を有している。このような構造変化点では、確実に断面力を伝達する必要があるため、鋼殻とコンクリートの界面にずれ止めの機構が設けられる。本研究では、実際の鉄道駅舎の地下化工事で採用された、孔あき鋼板ジベル (以下、PBL と称する) を用いた構造を対象として、その一体化性能について把握するものである。

対象とする接合構造を図-2 に示す。この RC 側壁-鋼殻接合部は、鋼殻の内側に PBL を設け、この鋼殻内に RC 部の鉄筋を配置した構造である。PBL は、スキンプレートでは軸方向のずれ止めとして、主桁には軸直角方

向のずれ止めとして作用するように設けられている。PBL 鋼殻の内空側は鉄筋の組立てが容易なように、施工時には開口が設けてあり、鉄筋組立完了後に応力伝達版をボルト接合する。応力伝達版の内側にも軸方向 PBL を設け、ずれ止めの機構としている。また、接合部での RC の主鉄筋とせん断補強鉄筋については、施工の簡略化のためにプレート定着型のものを用いている。

本接合部は、RC 側壁と鋼殻の遷移区間であることから、合成構造としては評価せず、RC 側壁と鋼殻が各々単独で作用外力に抵抗する構造として評価することで設計されている。

本報では、この接合構造について、実物の 2/3 モデルの縮小試験体における正負交番載荷実験の結果と、鋼とコンクリートの界面の付着滑り関係をパラメータとした非線形有限要素解析の結果から、本接合構造の一体性について報じるものである。

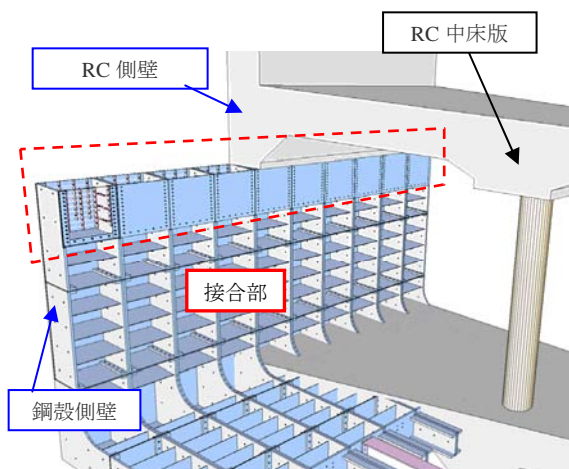


図-1 鉄道駅舎での複合構造

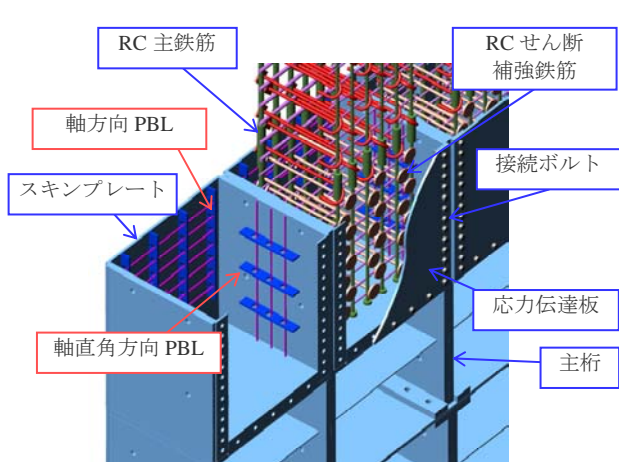


図-2 RC 側壁-鋼殻接合部の構造

*1 大成建設(株) 技術センター 土木技術研究所 土木構工法研究室 主任 博(工) (正会員)

*2 大成建設(株) 技術センター 土木技術研究所 土木構工法研究室 チームリーダー 博(工) (正会員)

*3 大成建設(株) 本社土木本部 土木設計部 陸上第二設計室 課長代理 修(工) (非会員)

2. 正負交番載荷実験

2.1 試験体概要

正負交番載荷実験を行った試験体概要を図-3、図-4、写真-1、表-1に示す。本試験体は、既報²⁾において内空側が引張となる設計荷重での接合部の一体性を確認した試験体（CASE2：内引張）と同一のものである。試験体は実物の2/3縮小モデルとなっており、実物の上下を反転し、下からフーチング部、そして柱状となってRC部、接合部、鋼殻部となっている。RC部の高さは100mm、接合部の高さは667mmとなっており、基部から加力点までの高さは1592mmとなっている。接合部のコンクリートには膨張材を添加した表-2の配合の高流動コンクリートを用いて確実な充填を行った。試験体上部の加力部の鋼殻も、水平力や軸力を確実に鋼殻へ伝達させるため、普通コンクリートで充填した。接合部断面の外形寸法は加力方向に533mm、加力直角方向（幅方向）に667mmとなっている（図-4）。PBLは9mmの厚さの鋼板に、φ27mmの孔を67mm間隔に設けたものとなっており、軸方向は4枚ずつ、軸直角方向は3枚ずつ設けている。PBLの接合部は、設計上はずれを許容しないものとし、鋼殻-コンクリート間の設計せん断力に対してせん断耐力が上回るようにして孔数が決定されている²⁾。

接合部での配筋は以下のようにになっている。地山側主鉄筋はD22、内空側主鉄筋はD13となっており、それぞ

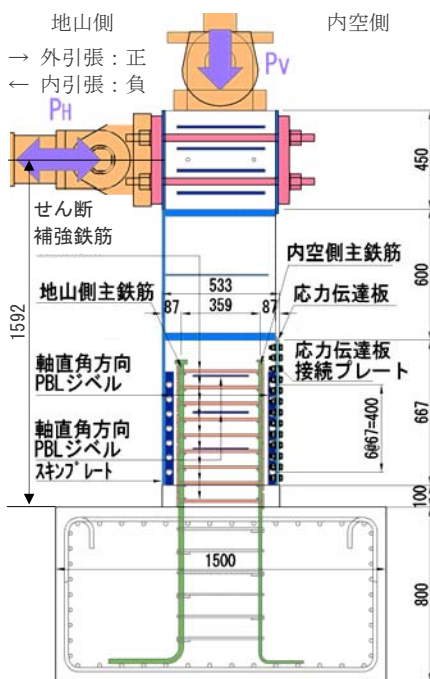


図-3 試験体概要

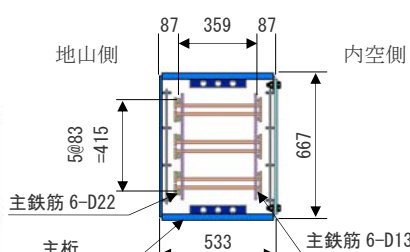


図-4 試験体断面図

表-1 試験体構成材料

構成材料	特性
主桁	t=28mm, $f_y=351\text{N/mm}^2$
スキンプレート	t=12mm, $f_y=366\text{N/mm}^2$
応力伝達板	t=12mm, $f_y=366\text{N/mm}^2$
PBL	t=9mm, $f_y=367\text{N/mm}^2$
コンクリート	$f'_c=54.7\text{N/mm}^2$
地山側主鉄筋	D22, $f_y=397\text{N/mm}^2$
内空側主鉄筋	D13, $f_y=384\text{N/mm}^2$
せん断補強鉄筋	D13, $f_y=384\text{N/mm}^2$

※鋼材は全て SM490、鉄筋はプレート定着型の SD345 を用いた。



写真-1 載荷状況

表-2 高流動コンクリートの配合

G_{\max} (mm)	W/P (%)	W/B (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)							
				水	セメント	細骨材	石灰石微粉末	粗骨材	膨張材	SP	増粘剤
20	32.1	45.9	49.9	170	350	804	160	810	20	10.7	0.30

れ 83mm 間隔で 6 本配置されている。これら主鉄筋は上端がプレート定着型となっている。また、試験体基部の 100mm の RC 部における主鉄筋の芯かぶり は 87mm である。せん断補強鉄筋は、両端がプレート定着型となっており、水平方向に 3 本配置し、高さ方向には 73mm 間隔となっている。図-4 では、千鳥配置とした 2 段分のせん断補強鉄筋を図示しているため、6 本表示されている。

2.2 載荷概要

正負交番載荷は、設計荷重レベルの安全性を確認²⁾した後に実施した。以降、内空側が引張となる状態を内引張、地山側が引張となる状態を外引張と称し、荷重や変位については内引張となる載荷を負側、外引張となる載荷を正側と定義する。

正負交番載荷は、地震時設計荷重の 112kN の一定軸力を基部に対して作用させた状態で行った。載荷ステップは以下の順で実施した。内引張での設計荷重レベルでの性能確認²⁾では、水平変位が -5.0mm となるまで加力した。その際、鉄筋の初降伏変位が -2.1mm であったため、これを以降の負側の増分変位 (-1 δ_y) とした。反転して正側（外引張）では、+4.8mm の初降伏変位まで加力し、これを以降の正側の増分変位 (+1 δ_y) とした。以降、負側、正側の順に -2 δ_y , +2 δ_y , -3 δ_y , +3 δ_y ... のように 1 サイクルずつ $\pm 10\delta_y$ まで載荷を行った。結果的に内引張では 1 サイクル目の変位が -5.0mm と大きくなっている。

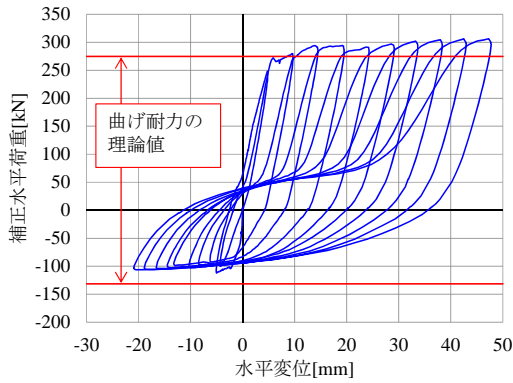


図-5 荷重-補正水平荷重関係

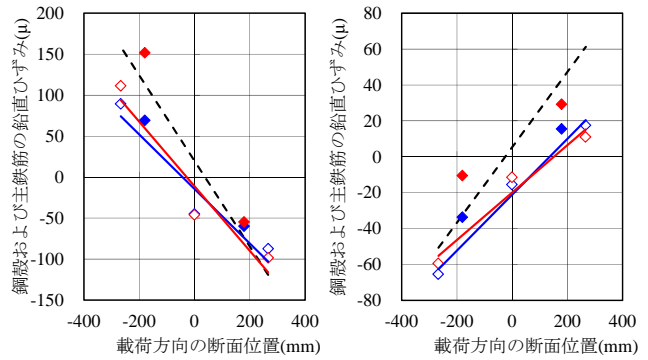
2.3 実験結果

(1) 荷重-変位関係

図-5 に補正水平荷重-水平変位関係を示す。補正水平荷重とは、実験で得られる水平荷重に、軸力偏心による基部の曲げモーメント増分を加力高さ (=1592mm) で除した補正荷重分を足したものである。これより、RC となっている基部でのひび割れ発生荷重は、正側・負側ともに $\pm 80\text{kN}$ 程度であった。初降伏荷重は、正側で $+247\text{kN}$ 、負側で -101kN となった。2007 年制定コンクリート標準示方書 [設計編]³⁾ に従って算出した初降伏荷重である 251kN と -95kN で同等であった。主鉄筋が降伏した後は、接合部下端で鋼殻とコンクリートのずれが確認されたが、正側・負側とも $10\delta_y$ まで荷重の低下はせず、優れた変形性能を示した。図-5 には、曲げ耐力の理論値 (コンクリート圧縮ひずみが終局ひずみである 3343μ へ達した時) も示しているが、実験結果とこの理論値を比較すると、正側では実験結果が理論値よりやや高く、負側では逆にやや低い結果となった。

(2) 平面保持について

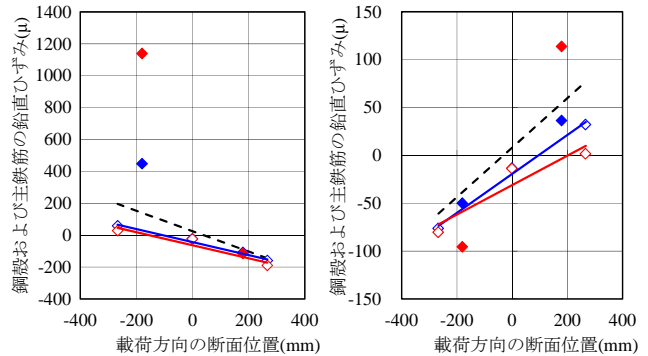
図-6 に正側、負側それぞれの初降伏時と $\pm 7\delta_y$ 時 (ひずみが正常に計測できた最後のサイクル) における、基部から 364mm と 583mm の高さでの鉄筋および鋼殻の載荷方向でのひずみ分布を示す。基部から 364mm は軸方向 PBL のほぼ中央となり、 583mm は PBL のほぼ上部部に相当する。高さ 583mm の位置では、 $\pm 7\delta_y$ の方が引張側の主鉄筋ひずみがやや高く、全体では理論値よりも少し圧縮側の分布となっているが、初降伏時と $\pm 7\delta_y$ のいずれも概ね平面保持が成立しており、PBL によって接合部上部では一体性を保っていると考えられる。高さ 364mm では、降伏荷重が低い負側では概ね平面保持が成立しているが、荷重の高い正側では引張側主鉄筋のひずみが高く出ている。 $\pm 7\delta_y$ になると負側でも引張主鉄筋ひずみが高くなり、ひずみの直線性を保てなくなる。これより、接合部中央程度まではサイクルが進むことで鋼殻とコンクリートのずれが徐々に進行しているものと考えられるが、荷重低下に至るほどではなかったものと推測される。



(a) 高さ 583mm 正側

(b) 高さ 583mm 負側

赤: $7\delta_y$ ◇鋼殻 実線: 実験値の線形近似線 (鋼殻のみ)
 青: $1\delta_y$ ◆主鉄筋 点線: 鋼殻+RC の断面計算*の理論値
 ※断面計算は $1\delta_y$ の実験荷重時 (PBL は考慮していない)



(c) 高さ 364mm 正側

(d) 高さ 364mm 負側

図-6 $1\delta_y$ と $7\delta_y$ の鉄筋・鋼殻の載荷方向ひずみ分布

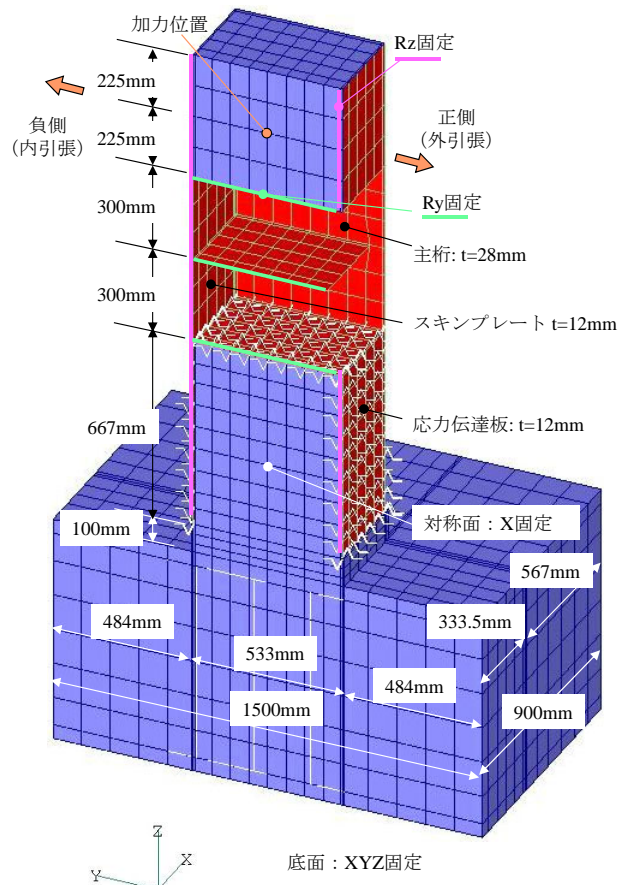


図-7 解析モデル

3. 非線形有限要素解析

ABAQUS Ver6.8を用いて3次元非線形有限要素解析を実施した。

3.1 解析モデル

解析モデルを図-7に示す。コンクリートはソリッド要素、鋼殻はシェル要素、鉄筋は埋込鉄筋要素でモデル化した。ただし、簡便のためPBLの $t=9\text{mm}$ の鋼材はモデル化していない。

コンクリートと鋼殻の境界面は、節点間を非線形バネとして挙動するコネクタ要素でモデル化した。境界面は、圧縮に対して剛、引張に対しては応力を分担しないテンションカットによるモデル化が厳密であるが、解の収束が著しく困難になるため、圧縮に対しては分布バネ値 k_n を $1.0 \times 10^6 \text{ N/mm}^3$ とし、上限応力を設定しない。引張に対しては上限応力を 0.1 N/mm^2 とし、分布バネ値 k_n を 0.1 N/mm^3 とした。これらの数値は、試行計算を繰り返して設定した。せん断方向については、既往の研究⁴⁾を参考に、付着強度を 0.7 N/mm^2 とし、分布バネ値 k_s は 200 N/mm^3 を基本ケースとした。付着強度到達後はそのせん断応力を保持するものとした。バネとしてモデル化しているため、解析上の入力データにおいては、分布バネ値および強度に分担面積を掛ける必要がある。各節点あたりの分担面積は、要素分割が一樣ではないので本来はそれぞれ異なるが、本検討においては平均的な分担面積として 5200 mm^2 ($65 \text{ mm} \times 80 \text{ mm}$)とした。

コンクリートのモデルを図-8に示す。圧縮・引張側ともに2007年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕³⁾に準拠したモデルとした。圧縮強度と引張強度は実強度の 54.7 N/mm^2 と 3.04 N/mm^2 を用いた。圧縮側では終局ひずみ(=3343 μ)以降は、5000 μ で 10 N/mm^2 になるように徐々に応力が低下していくモデルとした。引張側モデルは1/4モデルである。鋼殻および鉄筋の応力-ひずみ関係はヤング係数を 200 kN/mm^2 としたバイリニアモデルを用いた。降伏強度は表-1に示した実強度を用いた。

加力は正負交番加力ではなく静的単調载荷とした。解析ケースを表-3に示す。ケース1~6は正側と負側それぞれについて、鋼殻-コンクリート界面挙動を基本値としたものと、比較ケースとして界面挙動が剛挙動となるものと、すべり方向に対して自由に挙動できるケースである。ケース7~10は正側について付着強度と分布バネ値の影響を見るためのものである。ケース11は設計の概念に基づき、PBLが設けられた部分のみPBLの効果をバネ挙動で再現し、その他の部分についてはすべり方向に対して自由に挙動できるようにしたものである。

PBLの挙動について以下に示す。せん断強度 V_u については複合構造物の性能照査指針案⁵⁾に従い、式(1)を用いて孔1つあたりのせん断耐力を算出した。

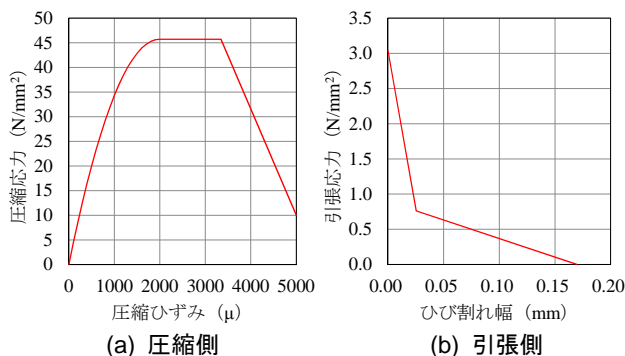


図-8 コンクリートのモデル

表-3 解析ケース

解析 ケース No	加力方向	付着 強度	分布バ ネ値 k_s	PBL 考慮
1	正側	0.7	200	×
2	正側	剛結	剛結	×
3	正側	フリー	フリー	×
4	負側	0.7	200	×
5	負側	剛結	剛結	×
6	負側	フリー	フリー	×
7	正側	0.7	1	×
8	正側	0.7	0.1	×
9	正側	0.2	200	×
10	正側	0.05	200	×
11	正側	フリー	フリー	○

※外引張が正側、内引張が負側

$$V_u = 3.38d^2 \left(\frac{t}{d} \right)^{1/2} f'_c - 121 \quad (1)$$

ここで、 d : 孔径 (=27mm), t : PBLの厚さ (=9mm), f'_c : コンクリートの圧縮強度 (=54.7N/mm²)である。これより、孔1つあたりのせん断耐力 V_u は57.0kNとなる。軸直角方向PBLでは、孔の数とバネを設ける節点の数が異なるため、これを補正し、バネ1つあたりのせん断耐力は軸方向PBLで57.0kN、軸直角方向PBLで42.8kNとした。また、せん断耐力に達する際のずれ変位を、既往の研究⁶⁾を参考に0.746mmとした。せん断耐力到達後はそのせん断力を保持するものとした。

3.2 解析結果

(1) 荷重-変位関係

ケース1~3の解析結果を図-9に示す。これより、ケース1と2は同等の結果となり、概ね実験の挙動を再現できている。これより、付着強度 0.7 N/mm^2 、分布バネ値 200 N/mm^3 の付着すべり関係は、荷重-変位関係上では剛結と同等の挙動を示すことが確認できた。本試験体はコンクリートの4方が鋼殻で囲まれており、 0.7 N/mm^2 程度の付着強度でも剛に近い挙動を示したのではないかと考えられる。ケース3は、付着効果を一切無視したた

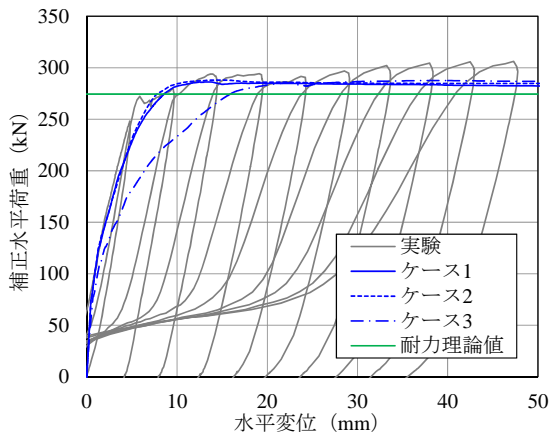


図-9 ケース 1～3の解析結果

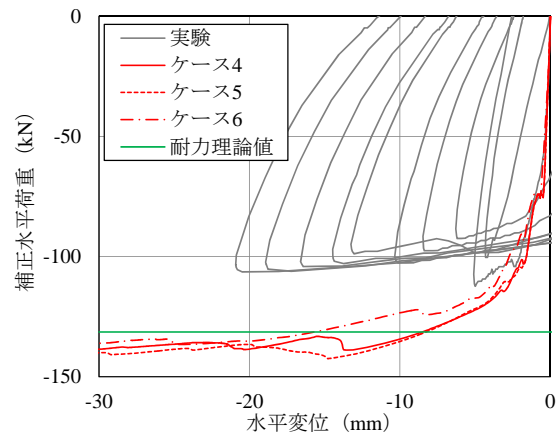


図-10 ケース 4～6の解析結果

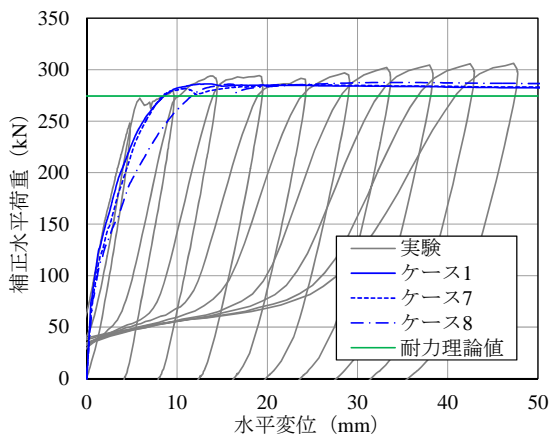


図-11 ケース 7・8の解析結果

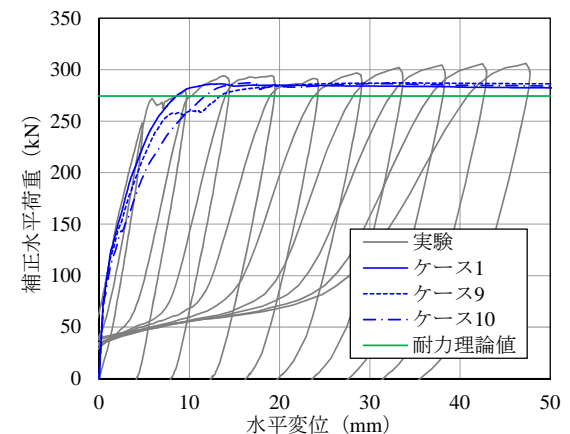


図-12 ケース 9・10の解析結果

め、剛性が大きく低下している。その後水平変位 20mm程度でケース1・2の荷重と同じになり、以降はその荷重を保持する結果となった。解析の最大荷重は、曲げ耐力の理論値をやや上回るものとなった。

ケース4～6の解析結果を図-10に示す。正側と同様に、ケース4と5はほぼ同等の挙動となり、ケース6はケース4・5に比べてやや剛性が劣る結果となった。しかし、剛性の低下度合いは正側よりも小さかった。これは負側の方が最大荷重が低いため、付着効果の差が大きくなる前に荷重が増加しなくなるためと考えられる。

ケース7・8の解析結果をケース1と合わせて図-11に示す。これらは付着強度を 0.7N/mm^2 に保ったまま、分布バネ値を 200, 1, 0.1N/mm^3 として比較したものであるが、分布バネ値を 1N/mm^3 まで低下させたケース7でもケース1からわずかに剛性の低下が生じた程度であった。分布バネ値を 0.1N/mm^3 まで低下させると、明確に剛性が低下することが確認された。

ケース9・10の解析結果をケース1と合わせて図-12に示す。ケース1, 9, 10は分布バネ値を 200N/mm^3 に保ったまま付着強度を 0.7, 0.2, 0.05N/mm^2 として比較したものである。これより、付着強度が低下することによって剛性が低下していくことが分かり、その影響度は分布バネ値よりも大きいことが確認できた。

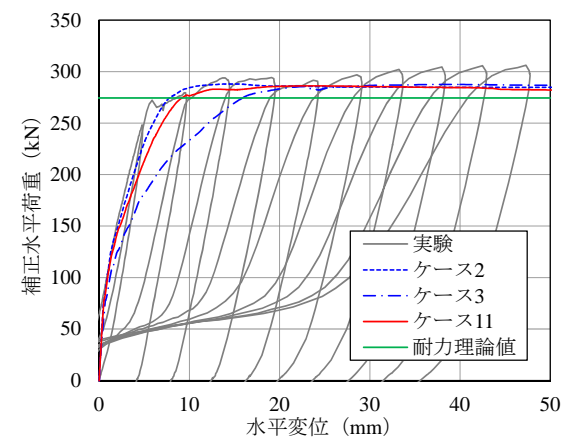


図-13 ケース 11の解析結果

ケース11の解析結果をケース2・3と合わせて図-13に示す。このグラフは、PBLのずれ止め効果のみ考慮したケース11を剛結のケース2と付着無視のケース3と比較したものである。ケース11はケース3よりも剛性が大きく向上し、ケース2にわずかに劣る程度である。このことから、PBLのずれ止め効果を考慮することで、他の界面の付着効果を考慮しなくても、十分な変形性能を保持していることが分かる。

これより、PBLのずれ止め効果は高いものであると推測できるが、本試験体のようにコンクリートが鋼殻に囲

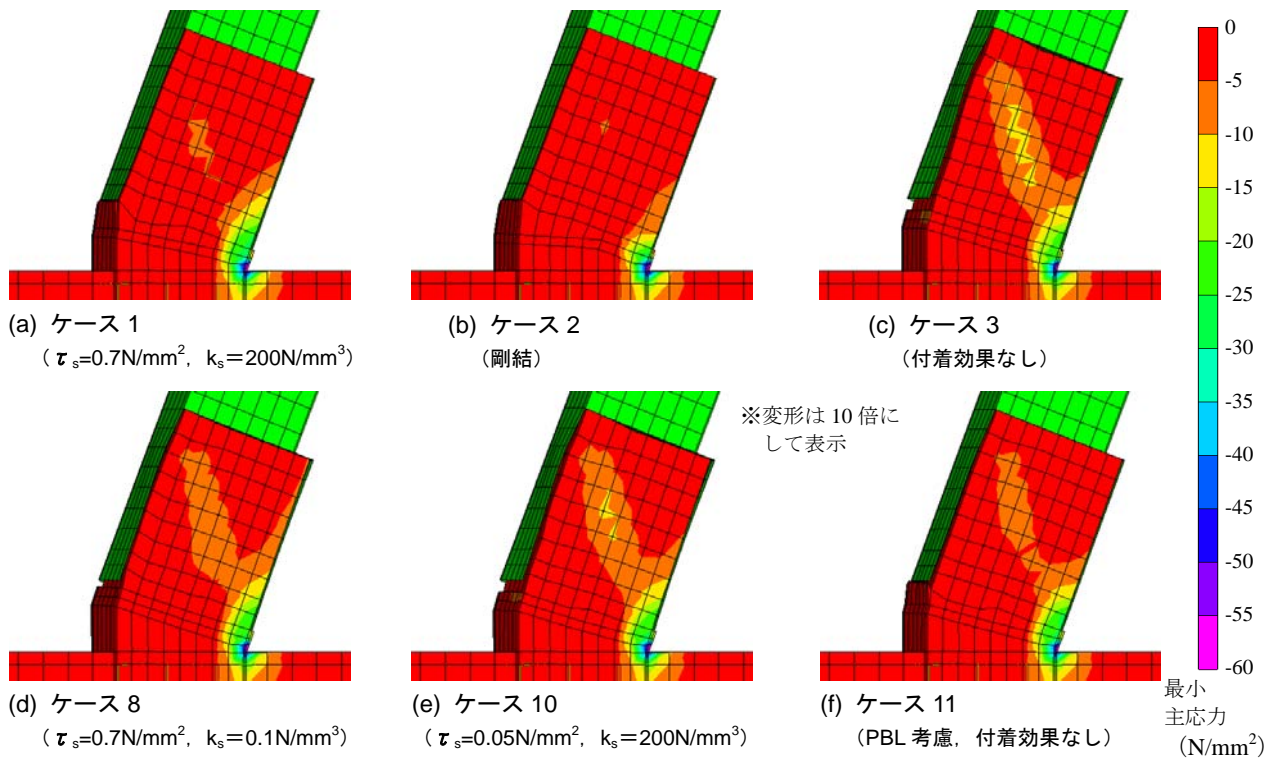


図-14 水平変位+60mmでの各ケースの基部変形図

まれているような場合は PBL 以外の界面部分での付着効果が強く、基本ケースのケース 1 が剛結と同等の荷重-変位関係となったのではないかと考えられる。

(2) 基部の変形状

ケース 1, 2, 3, 8, 10, 11 の水平変位+60mm における基部の変形図を図-14 に示す。ケース 1 はケース 2 と荷重-変位関係が同等であったことと同様に、変形状および最小主応力分布も似たものとなっている。ケース 3 は付着効果がないために図中左側（地山側）の基部鋼殻とコンクリートがずれていることが確認できる。この挙動が荷重-変位関係での剛性低下を生じさせたものと考えられる。ケース 8 と 10 も同様にずれが生じており、荷重-変位関係での剛性低下を生じさせているものと考えられる。しかし、ケース 11 ではずれは確認できるものの、ケース 3, 8, 10 ほどの大きなずれは生じておらず、この程度のずれであれば、荷重-変位関係において剛結との差はあまり表れないものと考えられる。実験では変位が大きくなるに従ってずれが徐々に進行していたと考えられるため、載荷初期はケース 1 のような状態で、徐々にケース 11 に近い状態に遷移したものと推測される。

4. まとめ

本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 正負交番載荷実験より、初降伏時には平面保持をしており、また $\pm 10\delta_y$ まで荷重の低下は起こらず、PBL を用いた本接合構造は十分な変形性能を有していることを確認した。

- (2) 非線形有限要素解析より、付着強度 0.7N/mm^2 、分布バネ値 200N/mm^3 とすると剛結と同等の挙動を示すことを確認した。
- (3) 非線形有限要素解析では界面の付着強度の方が分布バネ値よりも剛性低下に与える影響度が高かった。
- (4) PBL 以外の界面が付着効果を見込めなくても、PBL のずれ止め効果のみで高い変形性能を保持できることを非線形有限要素解析より確認した。

参考文献

- 1) 土木学会：複合構造標準示方書，2009.12
- 2) 尾関孝人，門石 崇，大石憲寛，日高直俊，鈴木三馨：PBL を用いた RC-鋼殻の接合部縮小模型実験，第 65 回土木学会年次学術講演会講演概要集，CS2-033，pp.65-66，2010.9
- 3) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書 [設計編]，2008.3
- 4) 高 東劭，西海健二，呉 智深，町田篤彦：不連続有限要素解析法を用いた鋼板とコンクリートの付着特性に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.2，pp.1235-1240，1995.7
- 5) 土木学会：複合構造物の性能照査指針（案）構造工学シリーズ 11，2002
- 6) 保坂鐵矢，光木 香，平城弘一，牛島祥貴：孔あき鋼板ジベルのせん断強度評価式と設計法に関する研究，構造工学論文集，Vol.48A，No.3，pp.1265-1272，2002.3