

(39)プレキャスト壁高欄の新たな接合工法の開発

青木 圭一¹・上平 謙二²・田中 嘉一³・高木 絹華⁴

¹正会員 (株)高速道路総合技術研究所 道路研究部 橋梁研究室長 (〒194-8508 東京都町田市忠生1-4-1)

E-mail:k.aoki.ab@ri-nexco.co.jp

²正会員 (株)デイ・シイ 技術センター長 (〒210-0854 神奈川県川崎市川崎区浅野町1-17)

E-mail:uehira_kenji@dccorp.jp

³正会員 開発虎ノ門コンサルタント(株) 第一技術部(〒170-0005 東京都豊島区南大塚 3-20-6)

E-mail:y.tanaka@kckk.co.jp

⁴正会員 開発虎ノ門コンサルタント(株) 第二技術部(〒170-0005 東京都豊島区南大塚 3-20-6)

E-mail:takagi@kckk.co.jp

既設道路橋の防護柵改築に先立ち、急速施工ならびに高品質化に着眼し、コンクリート製防護柵としては他に類を見ない、プレキャスト化とその接合工法の新規開発を行った。解決すべき接合構造は、①既設床版と壁高欄基部の接合部及び②壁高欄同士の接合部があるが、本稿では後者的を絞り、細目決定までの経過を報告する。基本構造は、孔あき鋼板ジベルを有する部位（オス側）を縞鋼板からなる箱断面内（メス側）に挿入し、高強度モルタルを充填して一体化を図る。車両衝突荷重による発生断面力に対して、孔あき鋼板ジベルが抵抗し、所定の安全性を確保する。設計断面力は、孔あき鋼板ジベルを模擬したFEM解析より直接的に算定する手法を採用したが、モデル化の範囲、境界条件、荷重条件等の妥当性を確認するため、現行設計基準との整合確認（模型載荷実験の復元解析）、平板理論との比較等を行った。また、発生断面力の分布特性に応じたジベル孔の配置検討を行い、接合構造の設計に反映させた。

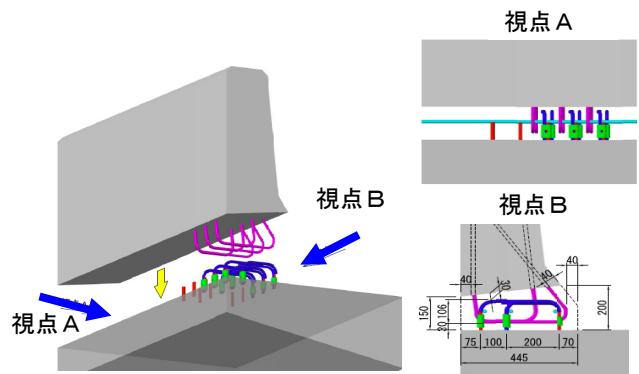
Key Words : precast concrete railing, rapid construction, joint, perfobond shear connector, FEM

1. 開発の背景と構造概要

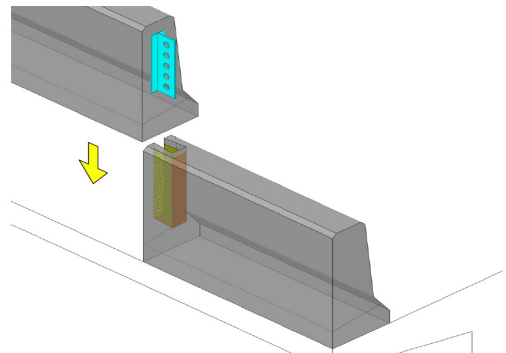
モータリゼーションの発展により、防護柵に関する設計基準も時代の要請に応じて改訂が行われてきた。完成時には、当時の基準を満たしていた壁高欄も、現在の設計基準にあてはめれば、要求性能に満たないケースも少なくない。加えて、老朽化した壁高欄も目立ってきており、交通安全上重要な施設の1つである壁高欄の適切な対応が求められている。

道路橋の壁高欄は、一般に、現場打ちコンクリートで構築され、その補修・補強も現場打ちが主体的であったが、近年では、安定した品質、強度、耐久性の向上、省力化、工期短縮、施工環境改善等を考慮して、JIS工場で製作されるプレキャスト製の壁高欄も見受けられるようになってきた。しかし、これら従来の接合工法では、既設床版を貫通させた鉛直接合ボルトや、壁高欄内に配置したPC鋼材の緊張作業などが伴い、施工性、経済性、耐久性等に課題を含んでいると思われる。

筆者らは、これら課題を解決すべく、プレキャスト壁



(a) 既設床版とPca壁高欄の接合工法



(b) Pca壁高欄同士の接合工法

図-1 新規に開発した接合工法のイメージ

高欄の接合法を新規に開発した。①床版と壁高欄基部との接合法(図-1(a))は、床版上面に配筋された機械継手式鉄筋とプレキャスト壁高欄の矩形ループ鉄筋を重ね合わせ、かつ、それらのループ鉄筋内に連続する複数の補強鉄筋を配置し、高強度モルタルを打設して一体化する構造である。②壁高欄同士の接合法(図-1(b))は、孔あき鋼板ジベル(以下、PBLと呼ぶ)を有する部位(オス側)を縞鋼板からなる箱断面内(メス側)に挿入し、高強度モルタルを充填して一体化を図る構造である。

当工法の開発により、既設床版への削孔作業やPC鋼材の緊張作業を伴わない強固な接合法を提供でき、主に道路橋の壁高欄の新設や補修・補強を目的とした壁高欄の取替えを効率的かつ容易に実現できる。

本稿では、②壁高欄同士の接合法に焦点を絞り、構造細目の決定までの経過を報告する。

2. 橋軸方向の接合構造(PBL)の設計思想

プレキャスト壁高欄同士の接合部、即ち橋軸方向の接合部は、車両衝突荷重によって発生する橋軸方向の断面力(曲げ引張力:図-2)に対して、PBLがずれ止めとして抵抗し、所定の安全性を確保すればよいと考えられる。

PBLに作用する断面力の算定は、PBLを模擬した3次元FEM解析を実施し、接合部に発生する断面力を直接的に算定する方法を採用した。なお、これらの設計手法の妥当性を確認するため、現行設計基準との整合確認および平板理論での断面力算定結果との比較を行った。これらの検討経過を3.に記述する。

3. 解析手法の妥当性の検証

FEM解析による接合構造の設計を実施する前に、まず、衝突荷重の静的荷重への換算、モデル化範囲、境界条件など解析手法の妥当性を検証するものとした。

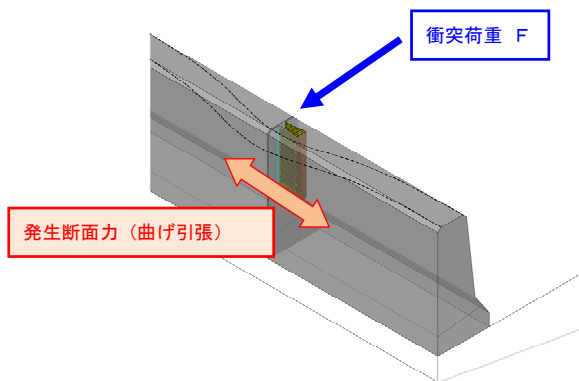


図-2 橋軸方向の発生断面力の概念

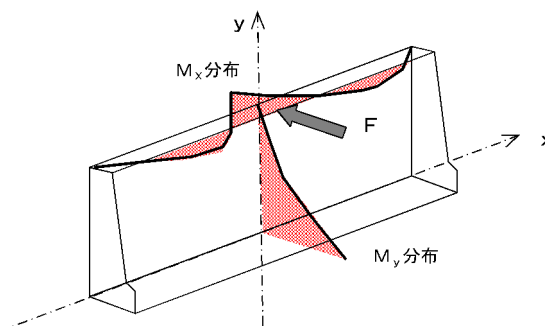


図-3 壁高欄の設計曲げモーメントの分布図

(1)現行設計基準

現行設計基準の車両用防護柵標準仕様・同解説¹⁾では、車両の衝突によって壁高欄部材に発生する断面力は、式(1)~(2)より定義されている。壁高欄の上部に衝突荷重(F)が作用した場合の曲げモーメントの最大値は、高さ方向では荷重載荷点直下の固定端で、道路軸方向では荷重載荷点の自由辺上で発生する。(図-3)

a)高さ方向のモーメント (M_y)

$$M_y = F \times L \times \alpha_R \times (1 - B/7.5) \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \quad (1)$$

ここに、

α_R : 縦(高さ)方向断面係数 = 0.5

F: 衝突荷重 (kN)

L: Fの作用位置から断面照査位置までの高さ (m)

B: 有効幅 = $2 \times L$ (m)

b)道路軸方向のモーメント (M_x)

$$M_x = F \times \beta_R \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \quad (2)$$

ここに、 β_R : 横(道路軸)方向断面係数 = 0.25

上記断面力算定式は、建設省土木研究所(当時)をはじめとする「高速化対応型コンクリート製防護柵に関する共同研究²⁾」に基づき設定されたものである。当共同研究では、コンクリート壁高欄の設計手法の確立を目的に、直壁の他、衝突面に傾斜がある単スローブ型およびフロリダ型が対象となっている。実車衝突実験(動的)ならびに静的載荷実験における構造体の変形挙動データを収集し、弾性FEM解析結果との比較より、実際の衝突状況に即した局所的な衝撃荷重を考慮した設計手法が提案されている。具体的には、衝突荷重を力積運動方程式から算出する方法で検討がなされ、方程式によって導かれる衝突荷重とFEM解析結果との整合を図って衝突荷重の一般化(静的集中荷重としてのF値の設定)が行われている。

(2)土研共同研究で得られた知見の整理

a)検討概要

共同研究における検討モデルは、図-4に示すように、

$$q=24500\text{kN/m}^2\{2500\text{tf/m}^2\} (\Sigma P=980\text{kN}\{100\text{tf}\})$$

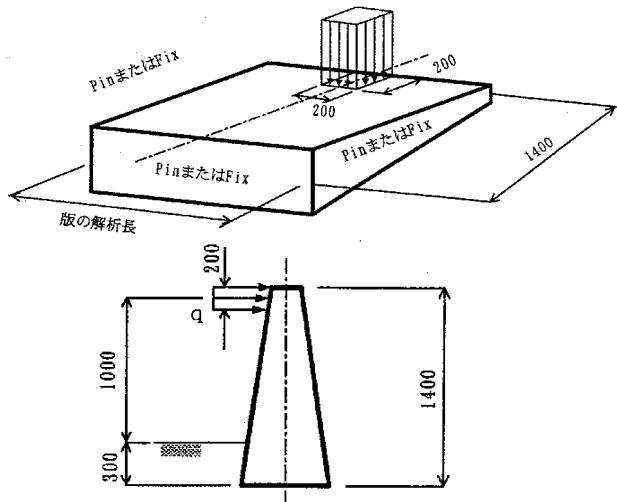


図-4 検討モデル (単位: mm) ²⁾

表-1 検討ケース

防護柵	三辺支持条件	版の解析長	備考
単スロープ型	Pin - Fix	3m	$\Sigma P=980\text{kN}\{100\text{tf}\}$
		6m	
		9m	
F型	Fix - Fix	3m	
		6m	
		9m	
Pin - Pin	Pin - Pin	3m	
		6m	
		9m	

(注) Pin - Fix: 両端ピン、下端固定
 Fix - Fix: 両端固定、下端固定
 Pin - Pin: 両端ピン、下端ピン

表-2 使用定数

防護柵	設計基準強度	弾性係数	ポアソン比
単スロープ型	$\sigma_{ck}=4.0\text{kN/cm}^2\{400\text{kgf/cm}^2\}$	$E_c=3.1\text{MN/cm}^2\{310\text{tf/cm}^2\}$	1/6
F型	$\sigma_{ck}=3.5\text{kN/cm}^2\{350\text{kgf/cm}^2\}$	$E_c=2.9\text{MN/cm}^2\{290\text{tf/cm}^2\}$	1/6

単スロープ型およびF型（フロリダ型）の壁高欄を3辺支持1辺フリーの変断面の版としてモデル化している。集中荷重は、その上方に20cm四方の範囲で、合計980(kN)に相当する等分布荷重を静的に荷重させている。

表-1にFEM解析の検討ケースを、表-2に計算に使用されたコンクリートの定数を示す。

b) FEM解析上の知見

上記の条件によるFEM解析で得られた荷重～ひずみ関係を静的荷重実験で得られた荷重～ひずみ関係と照合させることで、FEM解析結果の妥当性が確認され、下記の知見が得られている。

- ①単スロープ型とF型では、解析結果に差が見られない。
- ②3辺支持条件は、道路軸方向 (Mx) はPin-Pin (両端ピン、下端ピン)、高さ方向 (My) はPin-Fix (両端ピン、下端固定) とした場合が、静的荷重実験による荷重ひずみ関係とはほぼ一致した。
- ③版の解析長は、6m以上では長さを変えても結果に差

は見られない。

(3)復元解析による妥当性の検証

共同研究結果を踏まえ、筆者らも、これらの復元解析を行うことで、解析手法の妥当性を検証するものとした。

a)復元解析の諸条件

復元解析では、橋梁でよく用いられるF型（フロリダ型）壁高欄（図-5）を対象に、3辺支持1辺フリーの変断面の版としてモデル化し、シェル要素によるFEM解析を行った。

共同研究で得られた知見を基に、版の解析長はモデル化の範囲に影響を与えない6.0mとした。荷重条件は、合計980(kN)の等分布荷重を版の上方に20cm四方の範囲で荷重した。支持条件は、図-6に示すとおり、道路軸方向Mxの算定にはPin-Pin（両端ピン、下端ピン）、高さ方向Myの算定にはPin-Fix（両端ピン、下端固定）とした。

なお、左右対称であるため、荷重荷重位置センターより左側を解析領域とした。

断面力算定位置は、荷重実験のひずみ計測位置と対応させ、道路軸方向Mxの場合には横筋ひずみの実測位置（天端より16cm）、高さ方向Myの場合には縦筋ひずみの実測位置（天端より89cm）とした。（図-5と7）。

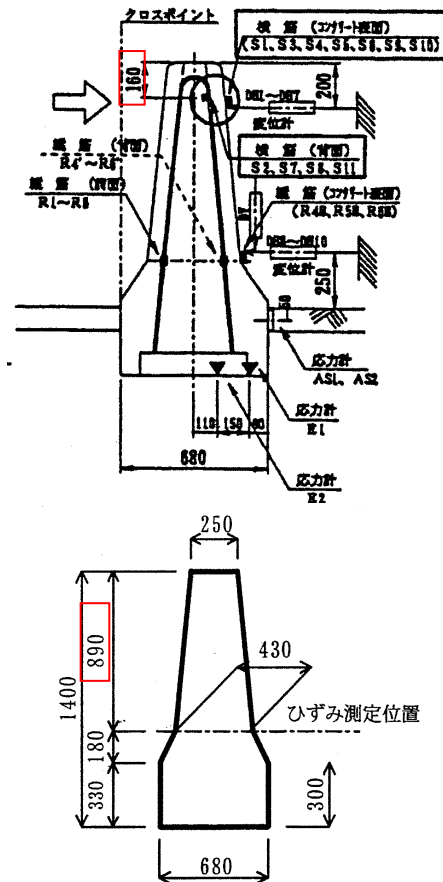


図-5 解析対象の形状及びひずみ測定位置 (横筋: 上図; 縦筋: 下図)

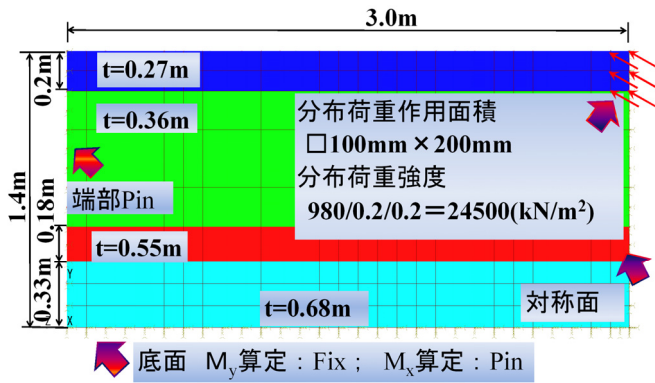


図-6 解析モデル図

表-3 土研共同研究の解析結果との比較

支持条件	方向	照査位置	曲げモーメント値(kN・m)		
			復元解析	共同研究	現行基準
Pin-Fix	道路軸(X)	図-7の①	-180.3	-181	-
	高さ(Y)	図-7の②	390.7	395	387.1
	高さ(Y)	図-7の③	228	200	-
	高さ(Y)	有効幅内の平均値	309.4	297.5	305.4
Pin-Pin	道路軸(X)	図-7の①	-244.5	-239	-245

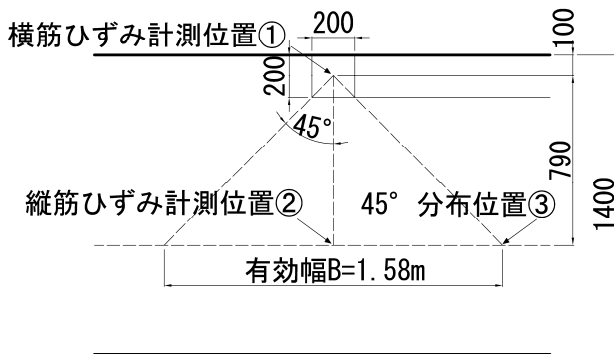


図-7 断面力算定位置図

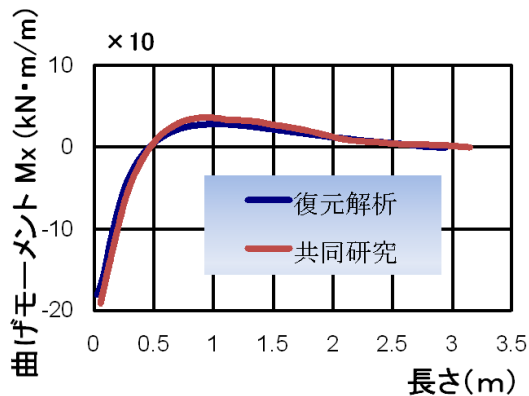


図-8 Pin-Fixの場合の道路軸方向曲げモーメント図

b)解析結果と考察

表-3、図-8～9に示すとおり、復元解析結果は、土研共同研究のFEM解析結果および現行設計基準の一般式ともよく一致することが確認された。若干の差異がみられるが、微小な要素分割の差の影響と判断される。

以上の検証により、モデル化の範囲、境界条件、荷重条件等の基本的なモデル化の妥当性が確認できた。

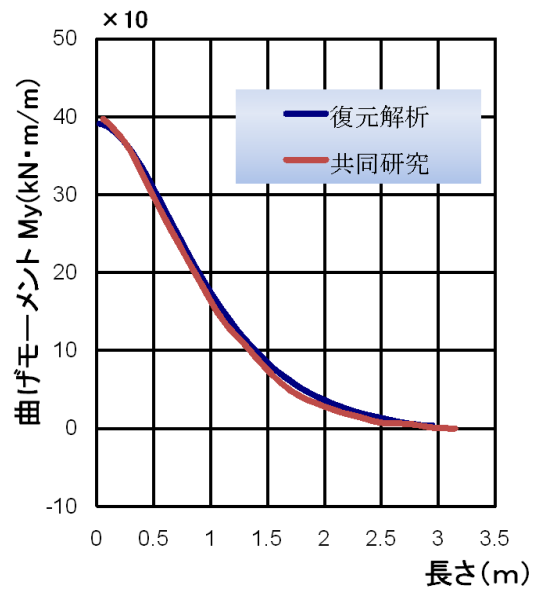


図-9 Pin-Fixの場合の高さ方向曲げモーメント図

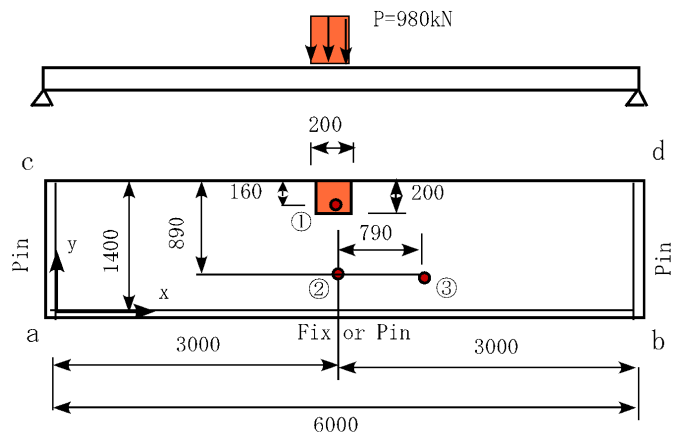


図-10 平板理論による解析モデル図

(4)平板理論との比較による妥当性の検証

前述一連のFEM解析では、実際の壁高欄の版厚に即して変断面版(25～68cm)として解析を実施している。一方、今回検討の対象としている壁高欄の辺長6.0mに対する版厚変化レベルでは、等厚・等方性版を前提とした平板理論(Kirchhoff-Love Theory:通称 薄板理論)を用いた方法でも同様の解が得られるものと予測されたため、同条件下で平板理論による断面力算定を行った。

以下に、その結果とFEM解析との比較結果を示す。

a)平板理論による解析の諸条件

図-10に、平板理論を用いた解析モデル図を示す。解析条件は、前述の(3)と同様である。

表-4 FEM解析結果との比較

支持条件	方向	照査位置	曲げモーメント値(kN・m)		
			平板理論	FEM解析	
				(変厚)	(等厚)
Pin-Fix	道路軸(X)	図-7の①	-369.0	-180.3	-377.2
	高さ(Y)	図-7の②	225.0	390.7	250.6
	高さ(Y)	図-7の③	168.0	228.0	189.9
Pin-Pin	道路軸(X)	図-7の①	-551.0	-244.5	-579.4

b)解析結果と考察

平板理論の解析結果を表-4に示す。FEMによる変厚及び等厚（版厚25cm一定）の結果も合わせて整理する。

解析結果を比較することで判明した事項および考察を以下に整理する。

- ①平板理論の解析結果は、等厚モデルのFEM解析結果とは概ね一致するが、変厚モデルのFEM解析結果とはやや大きな差がみられた。今回対象とした壁高欄の高さ（1.4m）に対する版厚変化レベル（25～68cm）においても、版厚変化の影響が顕著に表れることを把握した。
- ②等厚モデル（版厚25cm一定）に比べ、変厚モデル（版厚25～68cm変化）とした場合は、My（高さ方向の曲げ）が大きく、Mx（道路軸方向の曲げ）が小さくなる結果が得られた。高さ方向の曲げについては、部材が厚くなり剛性が高くなる壁高欄基部へ断面力がながれることが容易に推察できる。
- ③上記②より、今回検討の目的である道路軸方向接部の断面力を算定する場合は、等厚モデルで行う方が安全側の設計につながるという評価ができる。
- ④荷重作用面は20×20(cm²)であり、版の辺長6.0mと比較して小さい。平板理論では、載荷面が無限に小さな集中荷重下での曲げモーメントは、理論的には無限大になるため、荷重載荷条件（荷重作用面積、載荷位置）には注意する必要がある。
- ⑤上記④を踏まえ、本検討における荷重載荷条件は、現行設計基準の検討経緯である20×20 (cm²)の範囲で、壁高欄天端位置に載荷させることを基本条件とした。

4. 橋軸方向接合部の設計断面力の算定

(1)断面力算定の解析条件

これまでの妥当性の検証結果を踏まえ、橋軸方向接合部（PBL）の設計断面力を算定するため、図-11に示す解析モデルを構築した。解析諸条件を1)～8)に整理するが、主な考え方を以下に補足する。

- 1)解析対象：種別SA フロリダ型
- 2)解析モデル：3辺支持1辺フリーの等厚モデル

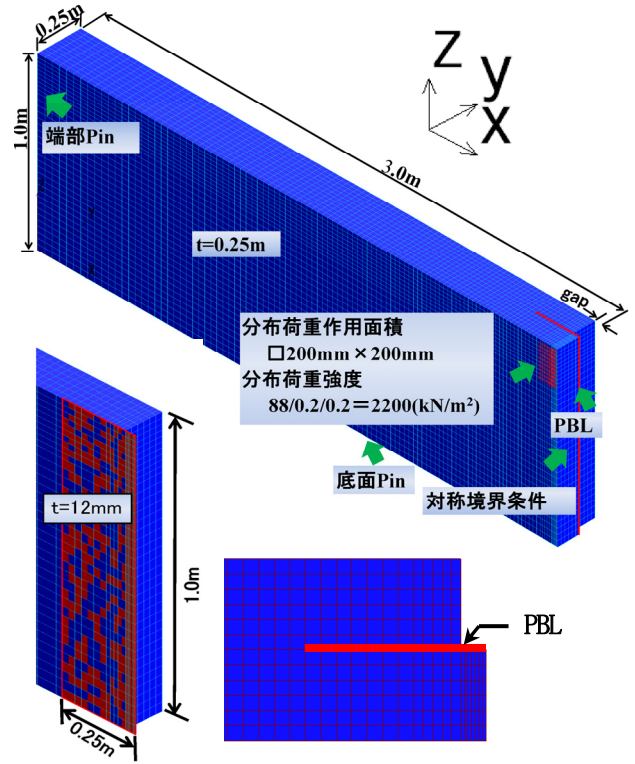


図-11 接合部の断面力算定に用いた解析モデル

- 3)支持条件：pin-pin（両端ピン、下端ピン）
- 4)版の載荷長：6.0m なお、対称であるため、荷重載荷位置センターより左側を解析領域とする。
- 5)載荷荷重：種別SAに対応する衝突荷重F=88(kN)を20cm四方の面積で等分布荷重として載荷（壁高欄の天端位置）
- 6)解析要素：PBL：シェル要素
RC躯体：ソリッド要素
- 7)使用定数：前述の表-2を参照とする。（F型）
- 8)gapの設定：接合部のPBLの外側の断面は、荷重に抵抗しないため、gapを設ける。

種別SAのフロリダ型の壁高欄を対象に、3次元ソリッドモデルを適用して引張力が直接算定できるようにPBLを模擬したシェルを部材中央部に配置した。また、設計断面力が比較的大きく算定され、安全側の設計となるように、壁高欄の部材厚を0.25mの等厚としてモデル化を行った。

衝突荷重は車両用防護柵標準仕様・同解説に準じてF=88(kN)を20cm四方に等分布した静的荷重として壁高欄の上方に載荷した。

接合部を含む版の解析長は6.0mとしたが、解析時間の短縮のため、対称性を考慮して接合部のセンターより左側の1/2モデルとした。境界条件は、橋軸方向の曲げに着目するため、3.の知見を基に、Pin-Pin（両端ピン、下端ピン）支持とした。

PBLは、厚み12mmの鋼板として、シェル要素よりモデル化した。PBLの外側（荷重載荷側を内側とする）は引張力への抵抗ができないため、橋軸直角方向にgapを入れるものとした。なお、gap幅の大きさにより、PBLに発生する断面力の変動量を把握するため、gap幅を10～70mmで変化させ、解析を行った。

(2)解析結果

PBL要素に発生する橋軸方向引張力 N_x (kN/m) の集計を図-12(Case1 : gap幅10mm) および図-13(Case2 : gap幅70mm) に示す。

また、把握できた事項を以下に整理する。

- ①PBLに発生する引張力は、壁高欄天端付近で最大、壁高欄基部で最小となる三角形分布となり、解析モデルの対象境界面で最大引張力が発生する分布状況であった。
- ②gap幅 (10mm⇒70mm) が大きくなるに従って、PBLに発生する引張力は、減少する傾向が確認できた。これはgap幅が大きくなることにより、応力集中が緩和されたことによるものと推察される。なお、設計断面力としては、最も厳しい状態が生じたgap幅が10mm場合のものを用いた。
- ③圧縮側 (RC要素) は、最大で $\sigma_c=8.6$ (N/mm²) 程度であり、許容応力度内 ($\sigma_{ca}=15$ N/mm²) であった。

5. 橋軸方向接合部 (PBL) の設計

(1)PBLのせん断耐力

PBLのせん断力耐力（ずれ止め耐力）は、土木学会の推奨式³⁾を基本にするものとした。なお、当該接合工法の計画では、PBL孔に貫通鉄筋を配置しないため、貫通鉄筋を有さない場合の式を採用している。

a)PBLの設計せん断耐力（1孔あたり）

$$V_{psud} = (4.31A - 39.0 \times 10^3) / \gamma_b \quad (3)$$

$$A = \pi d^2 / 4 \times (t/d)^{1.2} \times f'_{cd} \quad (4)$$

ただし、 $17.3 \times 10^3 \leq A \leq 152.4 \times 10^3$

ここに、

V_{psud} : PBLのコンクリートジベル1個あたりの設計せん断耐力 (N)

d : 孔径 (mm)

t : 鋼板の板厚 (mm)

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

ただし、ここでは $\gamma_c=1.0$ として設計圧縮強度を求めるものとした。

γ_b : 部材係数

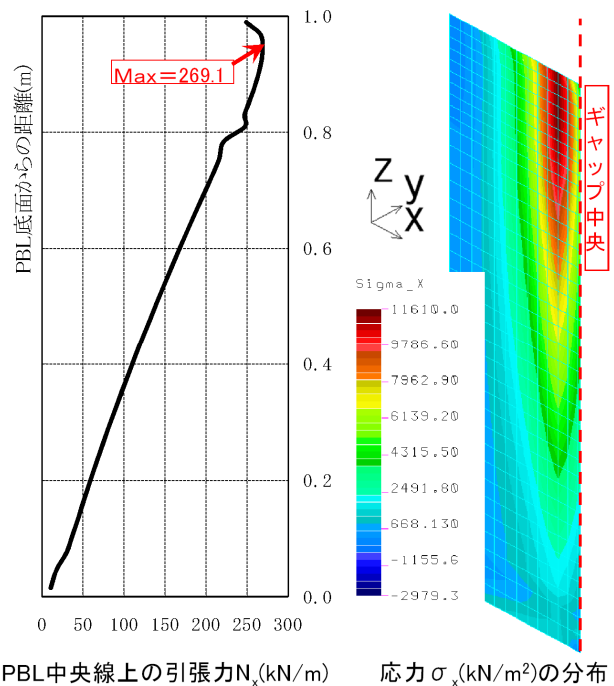


図-12 PBLの引張力の分布と σ_x の分布

Case1 : gap幅=10mm

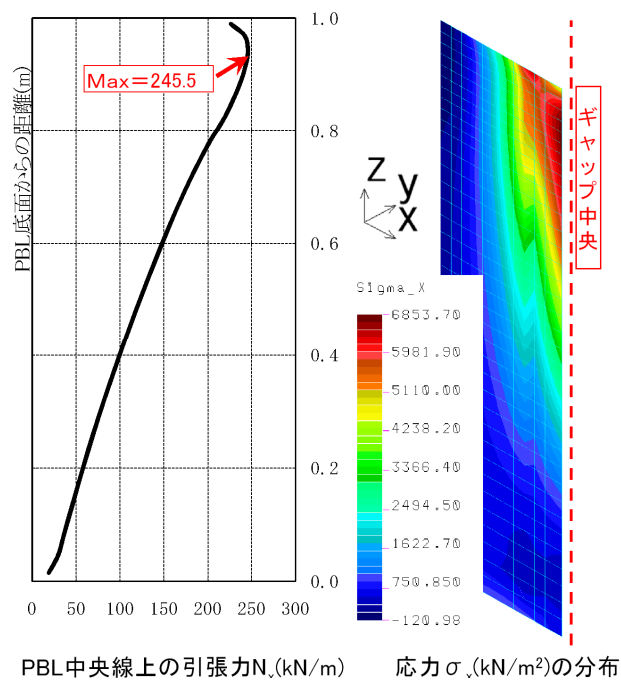


図-13 PBLの引張力の分布と σ_x の分布

Case2 : gap幅=70mm

コンクリートジベルのせん断耐力を小さく設定の方が構造物の性能を危険側に評価する場合には、1.0、逆の場合には1.3とする。

また、式 (3) および式 (4) は、コンクリートジベルの破壊が孔間の鋼板せん断力よりも先行する場合の耐力式であるため、適用は、以下の式 (5) を満足させるこ

