

油小路線における鋼-コンクリート複合構造の検討

神戸建設局 建設企画部 工事計画課 安田 扶 律
工務部 設 計 課 志村 敦
計画部 計 画 第 一 課 長 澤 光 弥

要 旨

鋼製橋脚の基部についてはフーチングとの接合のためにアンカーフレーム構造としているが、橋脚基部は作用曲げモーメントが大きく、さらにアンカー部は橋脚躯体の終局耐力と同等以上の耐力を有する必要があることからアンカーボルト径や本数が増加する結果となっている。

一方、橋脚と上部工を剛結した構造の場合、橋軸方向および橋軸直角方向ともラーメン構造となり柱の中途に曲げモーメントが小さくなる箇所が存在する。

本論文は、油小路線の横大路工区の桁-脚剛結構造において、この曲げモーメントが小さい箇所にて鋼製橋脚とRC橋脚を接合した鋼-コンクリート複合構造の検討を行った結果を報告するものである。

鋼部材からコンクリート部材への応力の伝達については複合部（鋼製部のコンクリート充填部）に PBL（孔あき鋼板ジベル：Perfobond-Leiste）を設置することにより行うこととした。また、PBL については要素実験および耐力確認実験を行い、許容せん断耐力を設定した。さらに、上記実験結果を踏まえて 3 次元 FEM 解析を行い、PBL の荷重分担率を算出することにより PBL の設計を行った。

本構造の採用により従来のアンカーフレーム構造と比較して構造の単純化およびコストの縮減が図られることが確認できた。

キーワード：複合構造，PBL，孔あき鋼板ジベル，3次元FEM解析，確認実験

はじめに

一般的に鋼製橋脚はフーチングに埋め込まれたアンカーフレームにアンカーボルトを介して定着する構造となっている。しかしながら橋脚基部は作用曲げモーメントが大きく、さらにアンカー部は橋脚躯体の終局耐力と同等以上の耐力を有する必要があることからアンカーボルト径や本数が増加する結果となり、近年のフーチング鉄筋の増加とあわせてコストの増大、施工性の低下を招く一因となっている。アンカーフ



写真-1 アンカーフレームとフーチングの
取り合い状況

レームとフーチングの取り合い状況を写真-1に示す。

今回検討対象とした油小路線の横大路工区の伏見南ランプ付近は本線とランプの建築限界を確保し、かつ縦断線形を下げる目的により橋脚-桁剛構造を採用している。この構造は橋軸方向、橋軸直角方向ともラーメン構造となり、橋脚柱の中途部分に曲げモーメントが最小となる箇所が存在する。この部分にて鋼部材とRC部材を適切に接合することができれば、アンカーフレームを省略することが可能となり、施工性の向上とともにコストの縮減にも寄与することとなる。代表断面（油P70）の構造一般図を図-1に、レベル2地震時の曲げモーメント図を図-2に示す。

1. 検討対象橋脚の構造概要

1-1 構造条件

今回検討対象としている橋脚は図-1に示すような地下構造物の条件からケーソン基礎となったが、寸法の制約から従来のアンカーフレーム構造では配置が困難な状況であった。

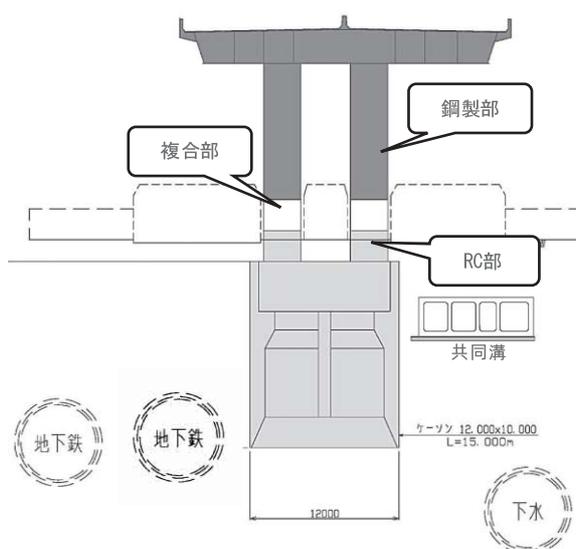


図-1 代表断面（油P70）構造一般図

なお、図-1に示した油P70橋脚が最も発生断面力が多いことから今回の検討対象とした。

1-2 応力の伝達方法

鋼製部からRC部への応力伝達についてはずれ止めとしてPBL（孔あき鋼板ジベル、写真-2）のほかスタッドによるものが考えられるが、このうちスタッドについては設計本数が多くなり断面内での配置が困難であったこと、また、鋼製部のリブをそのままPBLとして兼用するような配置を行えば合理的な設計ができると考え、PBLによる応力伝達方法を採用した。

1-3 複合部の位置

図-2より本橋脚の地震時曲げモーメントは柱途中で最小値を示すが、鋼製部とRC部の曲げ耐力の差から橋軸直角方向に関しては左右の柱で若干異なる位置を示す。これらを勘案し、鋼製部とRC部の接合位置（複合部）はRC部が全引張状態にならない部分とした。



写真-2 PBL（孔あき鋼板ジベル）



図-2 地震時曲げモーメント図

1-4 複合部の構造詳細

複合部の構造詳細を図-3に示す。複合部の高さについてはPBLの孔数を可能な限り多く配置できる寸法とした。また、PBLの板厚および間隔については応力の伝達を考慮して鋼製部のリブ配置と一致させることとし、さらに製作上可能なリブ高さの設定により、孔を2列配置とした。これによりPBLの板厚は30mmとなり、孔径90mmで孔数はリブ1枚あたり39個となった。

また、複合部は発生応力が小さいことから、複合部下端のダイアフラムが無くても問題ないと判断し、施工性も考慮してこれを省略することとした。これにより応力は上側ダイアフラムとPBLにて負担することとなるが、別途実施したFEM解析において問題ないことが確認されている。

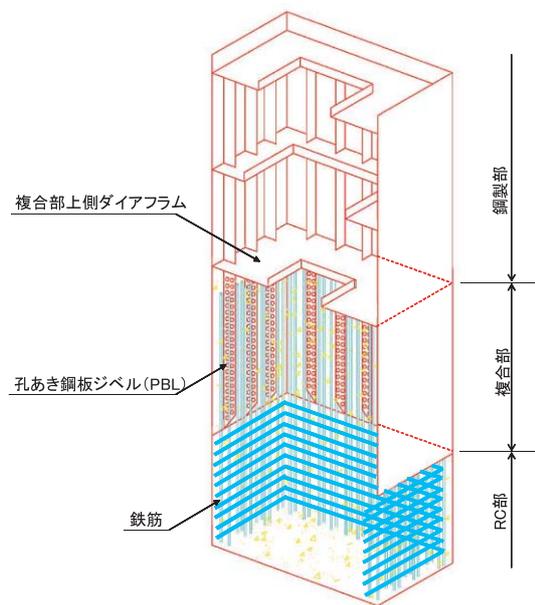


図-3 複合部構造詳細

複数個配置した場合の耐力変化についても確認することとした。また、PBLの孔に鉄筋を通すことによる特性の変化についてもあわせて確認することとした。

2. PBLの要素・耐力確認実験

2-1 実験の目的

既往の実験¹⁾において確認されているものは孔径について1ケース(70mm)、板厚について2ケース(19mm, 22mm)であった。そこで今回の実験では実橋脚で使用のサイズ(孔径90mm、板厚30mm)のほか、PBLの孔径を大きくしたケースや板厚を厚くしたケースを設け、このせん断耐力、ずれ性状などの基本特性の他、PBLを

2-2 実験計画

試験方法は(社)日本鋼構造協会の「頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)とスタッドに関する研究の現状(平成8年11月)」を準用し、押し抜き試験を実施した。

実験はH型鋼の両フランジにPBLを模した孔あき鋼板を設置し、これをコンクリート中に埋め込んだうえで上方から載荷荷重を付与し、試験体を押し抜きせん断破壊させることによっ

て、せん断耐力を評価するものである。試験体の形状を図-4に、外観を写真-3に示す。

使用する鋼材については、板厚別に引張試験を行うとともに、コンクリートは、圧縮試験および静弾性試験を行った。

2-3 試験体

(1) 試験体

要素実験のPBL形状を表-1に、耐力確認実験のものを表-2に示す。なお、せん断耐力の参考値（孔片面あたり）として下記に示す。

$$Q_{max1} = 1.44 \times d^2 \times \sigma_{ck} / 1000 \text{ (kN)} \quad \dots (1)$$

$$Q_{max2} = 3.38 \times d^2 \times (t/d)^{1/2} \times \sigma_{ck} / 1000 - 39.0 \text{ (kN)} \\ \text{(貫通鉄筋なし)} \quad \dots (2)$$

$$Q_{max2} = 1.45 \times ((d^2 - \phi^2) \sigma_{ck} + \phi^2 \times \sigma_{st}) / 1000 - 26.1 \text{ (kN)} \\ \text{(貫通鉄筋あり)} \quad \dots (3)$$

ここに、

d : PBL孔径 (mm)

t : PBL板厚 (mm)

ϕ : 貫通鉄筋径 (mm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

σ_{st} : 鉄筋の引張強度 (N/mm²)

ここで Q_{max1} は Leonhardt らの文献³⁾、 Q_{max2} は保坂らの文献⁴⁾における提案式である。本式によるせん断耐力を最大載荷荷重の目安とした。

(2) 載荷方法

試験体の載荷方法は、すべて漸増繰返し載荷法で行った。

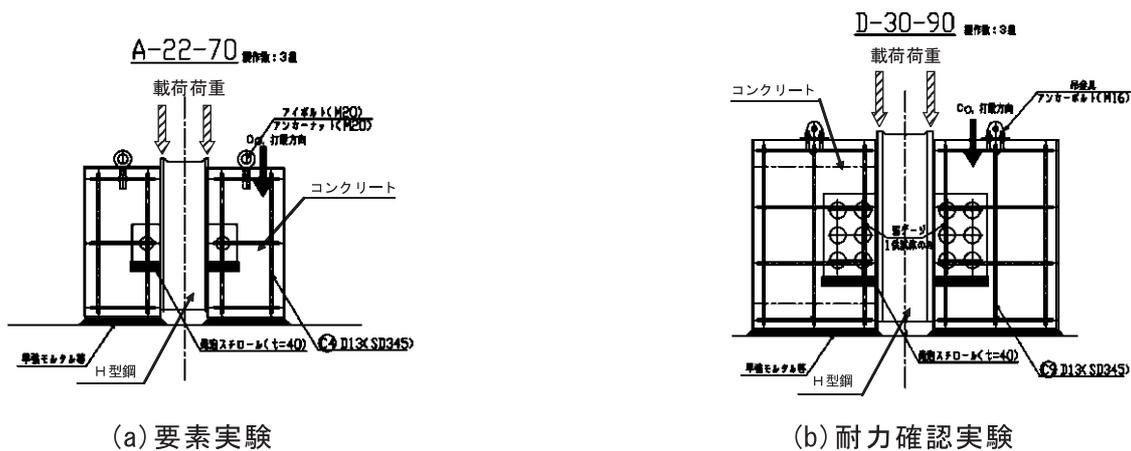


図-4 試験体形状

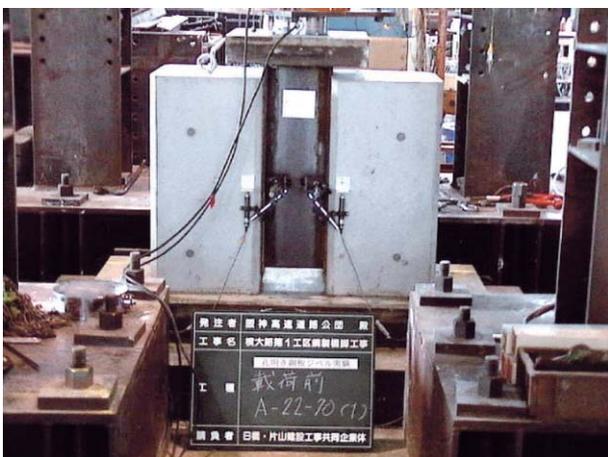


写真-3 試験体外観

表-1 要素実験のPBL形状

試験体名	板幅 (mm)	板厚 (mm)	孔径 (mm)	σ_{ck} (N/mm ²)	貫通鉄筋の有無	必要作用力 Q_1 (kN)	必要作用力 Q_2 (kN)
A-22-70	150	22	70	29.6	無	418	472
A-22-90	170	22	90	29.6	無	691	723
A-22-110	190	22	110	29.6	無	1032	1005
A-30-90	170	30	90	29.6	無	691	858
A-38-90	170	38	90	29.6	無	691	975
B-22-70	150	22	70	29.6	有 (D19)	---	850
B-30-90	170	30	90	29.6	有 (D19)	---	1125

表-2 耐力確認実験のPBL形状

試験体名	板幅 (mm)	板厚 (mm)	孔径 (mm)	σ_{ck} (N/mm ²)	孔列数	孔段数	必要作用力 Q_1 (kN)	必要作用力 Q_2 (kN)
C-30-90	300	30	90	30.8	2	1	1437	1791
D-30-90	300	30	90	30.8	2	3	4311	5374

各供試体の1本目は荷重制御による漸増繰返し载荷を行った。単調载荷の最大荷重の1/20の荷重増分ごとに除荷を行う载荷とした。計測に関しては、载荷・除荷時の荷重増分は最大荷重の1/100とし、その都度、荷重とずれ量を計測した。

残りの2本の供試体については、1本目の供試体の $P-\delta$ 曲線を求め、载荷方法の妥当性を検証した上で必要に応じて適当な修正を加えて载荷を行った。

载荷速度は、载荷荷重の増加が毎秒 2kN/sec になるようにした。

3. 実験結果

3-1 実験結果

実験結果のうち、最大载荷荷重・ずれ量の一覧を表-3に、孔径90mm、板厚30mmの試験体に関して、要素試験と耐力確認試験の結果を重ね合わせたもの（PBL1孔両面当たり）を図-5に示す。

Q_{max1}, Q_{max2} を上回った。しかしながら、耐力確認試験のD試験体については85%程度のせん断耐力しか得られなかった（最も耐力の小さいNo.2試験体を除くと95%程度）。No.2試験体の耐力が低かったのは、载荷時試験体に発生したコンクリート上面クラックから推測するとコンクリートブロックの3方向からの拘束が

表-3 最大载荷荷重・ずれ量一覧

試験体名	計測項目	No.1	No.2	No.3	平均	$\min(Q_{max1}, Q_{max2})$
A-22-70	最大荷重 (kN)	572.2	682.5	607.0	620.6	418
	最大ずれ量(mm)	4.90	4.96	3.86	4.57	
A-30-90	最大荷重 (kN)	962.5	692.8	725.2	793.5	691
	最大ずれ量(mm)	3.90	5.50	5.94	5.11	
A-22-90	最大荷重 (kN)	805.6	1030.2	722.8	852.9	691
	最大ずれ量(mm)	6.00	4.70	5.06	5.25	
A-22-110	最大荷重 (kN)	1329.8	759.0	917.4	1002.1	1005
	最大ずれ量(mm)	4.50	4.61	6.38	5.16	
A-38-90	最大荷重 (kN)	809.0	1062.6	841.4	904.3	691
	最大ずれ量(mm)	4.68	3.59	2.69	3.65	
B-22-70	最大荷重 (kN)	1330.3	1050.3	1372.4	1251.0	850
	最大ずれ量(mm)	OVER	29.68	8.63	---	
B-30-90	最大荷重 (kN)	1169.4	1195.9	983.1	1116.1	1125
	最大ずれ量(mm)	6.96	6.89	5.38	6.41	
C-30-90	最大荷重 (kN)	2325.4	2063.1	1436.7	1941.7	1437
	最大ずれ量(mm)	5.74	6.08	5.31	5.71	
D-30-90	最大荷重 (kN)	4095.5	3003.3	4127.4	3742.1	4311
	最大ずれ量(mm)	5.71	2.73	5.94	4.79	

小さく、コンクリートブロックが割裂したような状態でせん断破壊したためと考えられた。

また、貫通鉄筋のあるB-22-70試験体はA-22-70試験体と比較して降伏荷重・耐力ともにかなり大きいことがわかる。これに対してB-30-90試験体は貫通鉄筋のないA試験体と比較しても、降伏荷重については若干大きい程度である。ただし耐力についてはB-22-70試験体同様にかなり大きな値となっている。

3-2 $P-\delta$ 曲線のモデル化

耐力確認実験より得られた荷重-変位量関係から今回着目のD供試体について、PBLの非線形性のモデル化を行った。

以降に行う3次元FEM解析についてはこの供試体うち、耐力の低かったNo.2試験体を除いた2供試体のうちの低い方（No.1試験体）で設定したモデルを用いることとした。また、PBLの非線形特性については実験に用いたコンクリート強度が30N/mm²前後あったため、実橋のコンクリート強度（27N/mm²）を考慮して低減し設定した。

PBL1孔両面当たりの最大せん断荷重を表

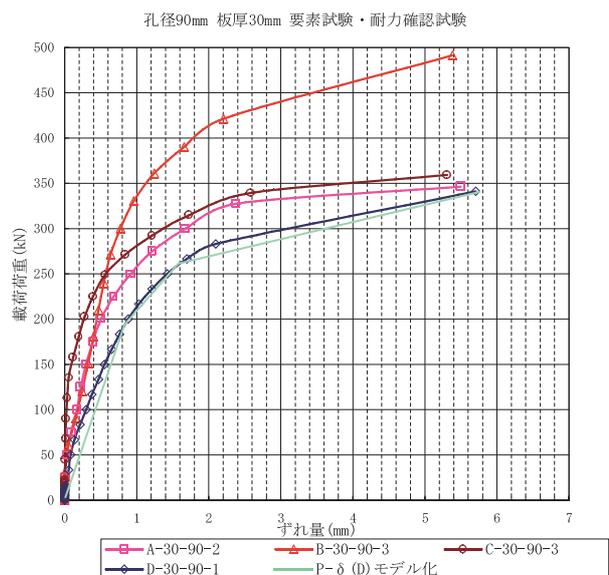


図-5 要素試験・耐力確認試験結果
(孔径90mm、板厚30mm)

－ 4 に、せん断耐荷力・ずれ量関係を図－ 6 に示す。

4. 3次元FEM解析結果

解析のモデルを図－ 7 に示す。PBLについては複数列を1つのバネとしてモデル化を行った。

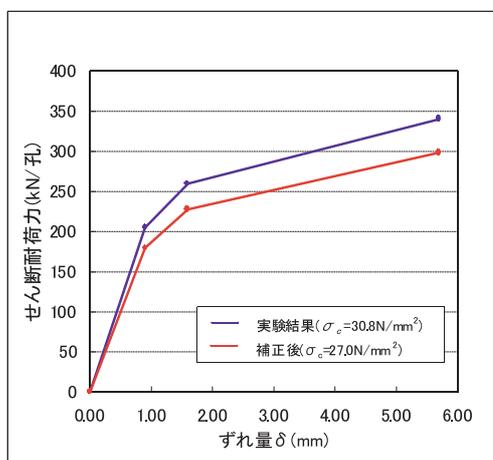
上記により解析を行った結果のうち、終局荷重レベルのコンター図（橋軸方向・曲げモーメント載荷時）を図－ 8 に示す。

この結果より、任意の高さにおける応力分布が一様であることに着目し、図－ 9 に示す位置における鋼製部の鉛直方向応力を用いて、各箇所における荷重分担率を算出した。その結果を図－ 10 に示すこれにより橋軸方向のPBLの荷重分担率が63%，橋軸直角方向のPBLの荷重分担率が73%であることが確認できた。

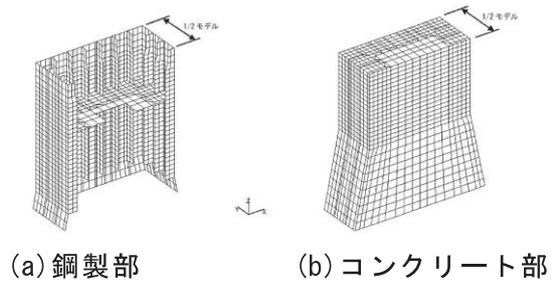
なお、図中(a), (b)ともに右側の圧縮側ウェブ・フランジがPBLの分担する応力が最大となる（引張側ウェブ・フランジはPBLが100%負担することとなるが、圧縮側よりも数値は小さい）ことから、以降のPBL設計はこの圧縮側ウェブ・フランジに発生している応力にて行った。

表－ 4 最大せん断荷重(D-30-90供試体)

PBL 孔数 (個)	コンクリート 断面 A_c (mm ²)	コンクリート 強度 σ_c N/mm ²	最大せん断荷重		τ_{max}/σ_c
			Q_{max} (kN)	τ_{max} (N/mm ²)	
12	6361.7	30.8	4096	26.8	0.87

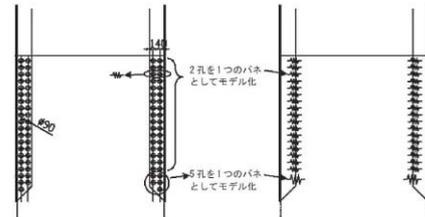


図－ 6 せん断耐力～ずれ変位曲線



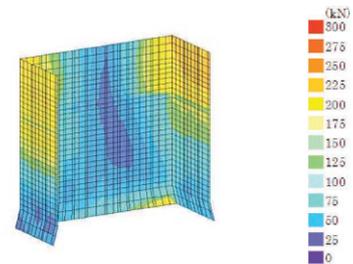
(a) 鋼製部

(b) コンクリート部

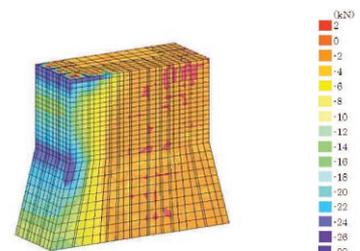


(c) コンクリート部

図－ 7 解析のモデル

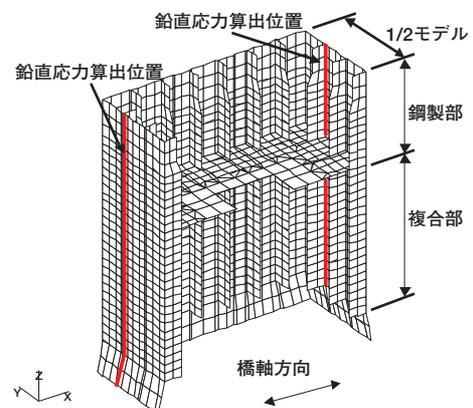


(a) 橋軸方向・鋼製部



(b) 橋軸方向・RC部

図－ 8 FEM解析結果コンター図



図－ 9 荷重分担算出用鋼製部鉛直応力算出位置

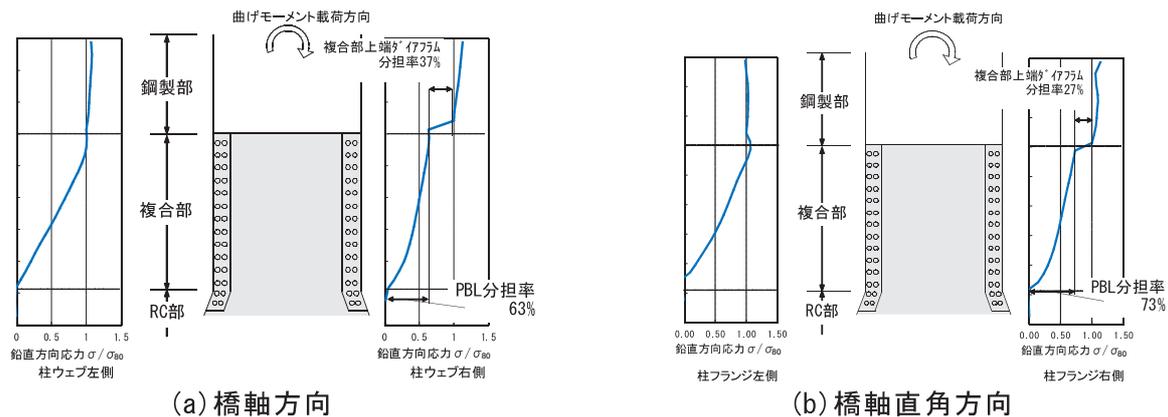


図-10 荷重分担率（曲げモーメント載荷時）

5. PBLの設計

5-1 PBLのせん断耐力の設定

今回着目のD試験体の最大せん断荷重（表-4）より， $\tau_{max} = 0.87 \times \sigma_{ck}$ となることから，PBLの最大せん断荷重 Q_{max} （孔両面あたり）は下式のとおりとなる。

$$\begin{aligned}
 Q_{max} &= 2 \times \tau_{max} \times Ac \\
 &= 2 \times 0.87 \times \sigma_{ck} \times \pi \times d^2 / 4 \\
 &= 1.36 \times d^2 \times \sigma_{ck} / 1000 \text{ (kN)} \\
 &\dots (4)
 \end{aligned}$$

ここに，

- τ_{max} ：最大せん断応力（N/mm²）
- Ac ：PBL孔面積（片面あたり）（mm²）
- σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度（N/mm²）
- d ：PBL孔径（mm）

今回実験により上式が確認されていると判断し，これを終局せん断耐力 Q_a とした。

ただし，許容せん断耐力 Q_a はコンクリート強度に依存した式となるため，式（4）に安全率3を考慮して下記のとおり算出する。

$$\begin{aligned}
 Q_a &= 1.36 / 3 \times d^2 \times \sigma_{ck} \\
 &= 0.45 \times d^2 \times \sigma_{ck} / 1000 \text{ (kN)} \\
 &\dots (5)
 \end{aligned}$$

5-2 PBLの設計

3次元FEM解析結果により算出されたPBLの荷重分担率を用いて各橋脚のせん断力を算出

し，式（5）により照査を行った。

なお，柱フランジ側はPBL孔数234個，柱ウェブ側はPBL孔数195個である。また，PBLの許容せん断力 Q_a は下記のとおりとなる。

$$\begin{aligned}
 Q_a &= 0.45 \times 90^2 \times 27 / 1000 \\
 &= 98.4 \text{ (kN)} \text{ (孔両面あたり)}
 \end{aligned}$$

ここに，油P70橋脚の最大発生せん断力は橋軸方向のレベル2地震時に発生しており，照査結果は下記のとおりである。

$$\begin{aligned}
 P &= 12228.2 \text{ (kN)} \\
 n &= 195 \text{ (個)} \\
 Q &= P / n \\
 &= 62.7 \text{ (kN)} < Q_a
 \end{aligned}$$

ここに，

- P ：油P70最大発生せん断力（設計値）
- n ：PBLの孔数
- Q ：PBLの分担せん断力

6. まとめ

上記の結果より得られたものを以下にまとめとして記す。

1) 要素試験においては既往の文献より算出したせん断耐荷力を上回ったが，耐力確認実験のD試験体に関しては85%程度の耐荷力しか得られなかった。

2) 要素試験において貫通鉄筋のあるB試験体は降伏荷重については鉄筋のないものより若干大きい程度であったが、耐荷力についてはかなり大きかった。

3) 今回の橋脚については新たに設定した許容せん断耐力でも、既往の文献により算出したものでも許容値以内に収まっている。

4) 今回の複合構造で採用したPBLによるコストの増分はわずかであるが、アンカーフレームの省略によるコスト縮減効果は大変大きい。

今回、基礎寸法の制約という構造上の条件があったことから複合構造の検討を行い、その合理性を確認した。ただし、PBLの荷重分担率に関してはリブの配置、孔数により変化するため、FEM解析等により確認する必要があること、また複合部の位置についても断面力の大きな箇所での適用が可能かどうか等、一般的な適用に関しては課題が多い。しかしながら、本構造はコスト的にも優れているため、今後検討していくべきと考えている。

最後に本橋脚の完成状況写真を写真-4に示す。

謝辞：本検討を実施するにあたり阪神高速道路公団技術審議会鋼構造分科会（主査：渡邊英一 京都大学教授）、および同コンクリート分科会（主査：小林和夫大阪工業大学教授）においてご審議をいただき、同分科会の委員各位には適



写真-3 完成状況写真

切なご指導をいただいた。また、実験に際し大阪工業大学栗田章光教授には適切なご助言をいただいた。さらに、解析および実験にあたり株式会社ニュージェックおよび日橋・片山建設工事共同企業体の関係各位には特にお世話になった。ここに記して謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 明橋克良, 永田淳, 木水隆夫, 西川孝一, コンクリートの打設方向を考慮した孔あき鋼板のせん断強度特性に関する実験的研究, 鋼構造論文集, 第8巻第31号, pp81-87, 2001.9
- 2) (社) 日本鋼構造協会, 頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)とスタッドに関する研究の現状, 1997.11
- 3) F. Leonhardt, W. Andrä, H. P. Andrä and W. Harre, Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, BETON-UND STAHLBETONBAU, pp.325-331, 1987.12
- 4) 保坂鐵矢, 光木香, 平城弘一, 牛島祥貴, 橋吉宏, 渡辺滉, 孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1593-1604, 2000.3

THE EXAMINATION OF THE HYBRID STRUCTURE OF STEEL AND CONCRETE IN ABURANOKOJI LINE

Furitsu Yasuda, Atsushi Shimura, and Mitsuya Nagasawa

In Aburanokoji line the hybrid structure of steel and concrete is adopted.

This structure sets up PBL (Perfobond-Leiste: steel board brace block that is opening of hole) in the compound part, and transmits the stress.

We executed three dimension FEM analysis based on the experiment result. And we report on the result of designing PBL.