

## R C単柱橋脚の地震時保有水平耐力法 プログラムのベンチマークテスト

藤田義人<sup>1</sup>・佐藤 成<sup>2</sup>・諏訪部政誉<sup>3</sup>・田中樹由<sup>4</sup>・川崎 巖<sup>5</sup>・謝 嬋娟<sup>6</sup>  
須田隆文<sup>7</sup>・藤江和久<sup>8</sup>・田中達朗<sup>9</sup>・薄葉 淳<sup>10</sup>・水谷美登志<sup>11</sup>

<sup>1</sup> 八千代エンジニアリング(株) 耐震保全部・<sup>2</sup> 正会員 パシフィックコンサルタンツ(株) 構造部

<sup>3</sup> 正会員 (株)建設技術研究所 技術第四部・<sup>4</sup> 正会員 (株)オリエンタルコンサルタンツ 総合技術部

<sup>5</sup> 日本技術開発(株) 構造・橋梁部・<sup>6</sup> 正会員 開発コンサルタント(株) 技術管理部

<sup>7</sup> 日本電子計算(株) 建設技術営業部・<sup>8</sup> 川田テクノシステム(株) 開発部

<sup>9</sup> (株)フォーラムエイト 技術部・<sup>10</sup> (株)総合システム 東部技術センター・<sup>11</sup> (株)長大 営業本部

### 1. まえがき

平成8年11月に道路橋示方書V耐震設計編が改訂された。その中で、地震時保有水平耐力法は構造物の非線形領域の変形特性を考慮した耐震設計の主要な設計法として示されている。これに対し、RC橋脚の地震時保有水平耐力法による耐震計算ソフトは開発販売されつつあるが、細部における考え方の統一がなされておらず、計算結果に多少の差異が生じている。本ベンチマークテストは、どの「RC橋脚の地震時保有水平耐力法による耐震計算ソフト」を用いても、計算結果に差異を生じないように基本的考え方を統一することを目的に検討を行った。

### 2. 検討概要

#### (1) 検討断面形状

今回は一般的な断面形状の橋脚に関する検討が主で検討断面としては、矩形、円形および小判型断面について検討した。

#### (2) 使用プログラム

市販されているソフト及び開発中のソフトを含みA社～E社の計5社のソフトについて矩形、円形及び小判型断面の計算を行った。(ただし、A社は矩形及び円形断面のみ)

#### (3) 検討手順

以下の手順で実施した。

- ①モデルとなる橋梁の設定
- ②各プログラムによるベンチマークテスト
- ③計算値の比較と解析条件に関する整理
- ④推奨される基本的条件の決定

### 3. 各断面橋脚によるベンチマークテスト

#### (1) 矩形断面橋脚

##### 1) 計算条件

使用材料：橋脚コンクリート  $\sigma_{ck}=210\text{kgf/cm}^2$   
鉄筋SD295

上部構造死荷重反力：710tf

橋脚が支持する上部構造重量(橋軸方向)：785tf

重要度区分：B種の橋

地域区分：A地域

地盤種別：II種地盤

固有周期(橋軸方向)：1.340秒

##### 2) 構造一般図、配筋図

図-1および図-2に示す。

##### 3) 解析条件

###### ① ヤング係数比

$n = E_s / E_c$  とする。

鉄筋分のコンクリート断面積が減ることを無視して良い。

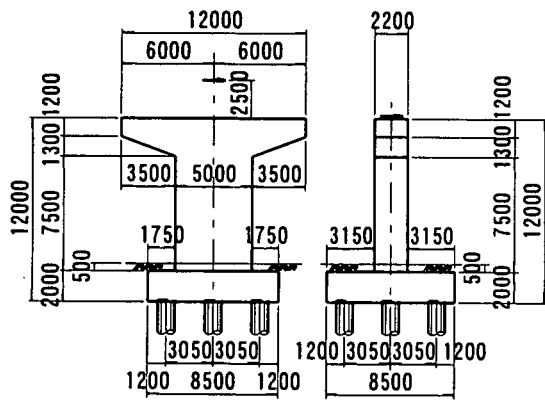


図-1 矩形断面橋脚構造一般図

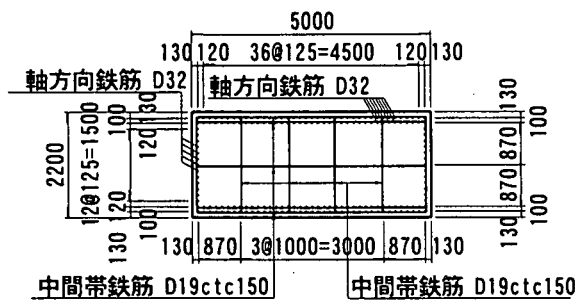


図-2 矩形断面橋脚配筋図

②側面鉄筋の取扱い

側面鉄筋は1本ずつ個別に考慮する。

側面鉄筋を1本ずつ考慮した場合と薄板に換算した場合は、今回のベンチマークテストではほとんど差が見られなかった。ただし、1本ずつ個別に考慮の方が理論的には正確であり、また、特殊な配筋の場合に影響が生じる可能性もあるので、1本ずつ個別に考慮するものとする。

③軸方向鉄筋の取扱い

多段配筋の場合には1段ずつ考慮する。

④コンクリートの $\sigma \sim \varepsilon$ 曲線の $\sigma_{bt}$

初降伏曲げモーメント $M_{y0}$ 、終局曲げモーメント $M_u$ の算出時には $\sigma_{bt}$ は考慮しない。

⑤ $P \sim \delta$ 計算時の梁部の取扱い

剛体とする。

⑥多段配筋の場合の横拘束筋の有効長

外側の軸方向鉄筋の図心位置からの距離をとるものとする。

⑦水平震度

小数点以下2桁で丸める。

⑧コンクリートが負担するせん断耐力 $S_c$ 算出時の補正係数 $C_e$ について

線形補間とする。

道示Vの表-9.5.2に示した値の間にある場合は、線形補間により $C_e$ を算出する。道示V図解9.5.2では横軸が対数になっているため対数補間も考えられるが解説文に「線形補間によって求めて良い。」となっているため、ここでは線形補間とする。

⑨軸方向引張鉄筋比 $p_t$ 算出時の軸方向引張鉄筋の取り方

図心位置よりも引張側にある鉄筋を軸方向引張鉄筋として算出する。

⑩残留変位の算出法

計算上、残留変位が負となる場合はゼロとする。

⑪断面方向の分割

全断面を50分割、中立軸より圧縮側を50分割及び積分により算定する方法が考えられる。ただし、A社のように全断面を200分割程度は必要なソフトもあるので、ソフトの特性に応じた分割数を設定する必要がある。

⑫柱鉛直方向の分割数は50とする。

⑬降伏、終局の判定位置

断面の初降伏及び終局時は、軸方向鉄筋最外縁位置のひずみで判定する。

(2)円形断面橋脚

1)計算条件

使用材料：橋脚コンクリート $\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$

鉄筋SD345

その他の条件は矩形断面橋脚と同じ。

2)構造一般図、配筋図

図-3および図-4に示す。

3)解析条件

①軸方向鉄筋の応力度の計算方法

鉄筋を1本ずつ個別に考慮

鉄筋を1本ずつ考慮した場合とコンクリート断面の分割に合わせて等価な薄板にモデル化する方法がある。分割数を十分に多くとった場合には、両者のさは小さい。解析ハードのメモリー等の問題も少ないことから、より現実に近い方法として鉄筋を1本ずつ計算する方法とする。

②コンクリートの応力度の計算方法

初降伏モーメント $M_{y0}$ 、終局モーメント $M_u$ の算出時には、コンクリートの応力度を細片に分割して計算を行うことになるが、細片の形状

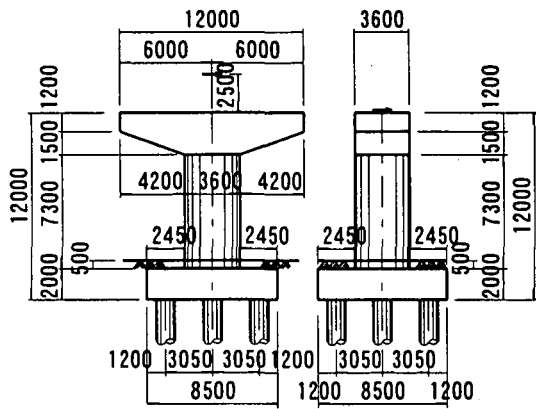


図-3 円形断面橋脚構造一般図

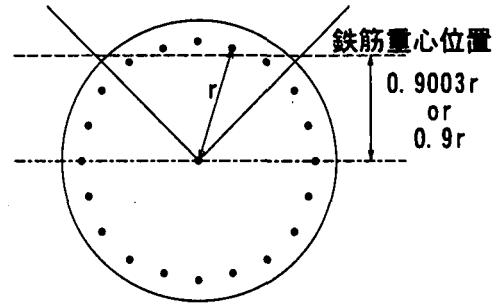


図-5 鉄筋重心位置

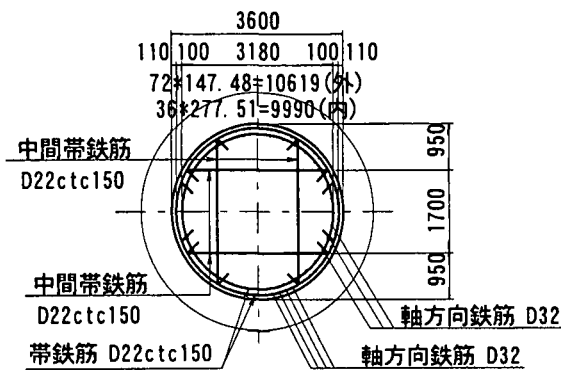


図-4 円形断面橋脚配筋図

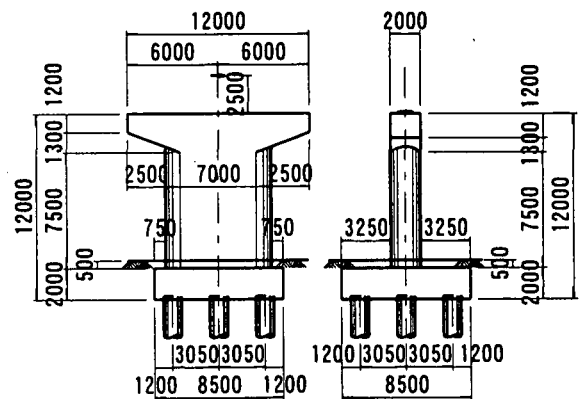


図-6 小判型断面橋脚構造一般図

を長方形、台形あるいは厳密形状で考慮しても計算結果に大差は見られない。

③せん断耐力算出時の有効高さの計算方法

図-5に示すように90度以内に配置された軸方向鉄筋の重心位置を  $0.9003 r$  ( $r$ :軸方向鉄筋位置での半径)あるいは  $0.9 r$  で計算する。

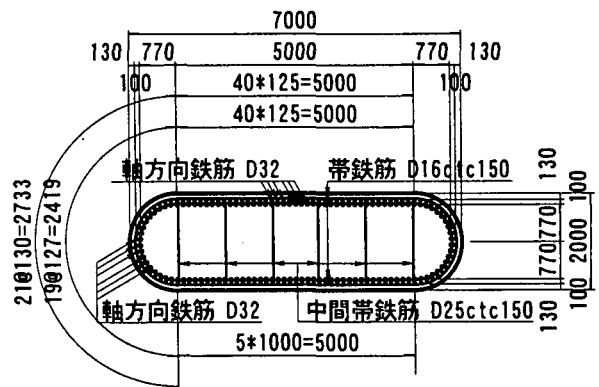


図-7 小判型断面橋脚配筋図

(3)小判型断面橋脚

1)計算条件

使用材料：橋脚コンクリート  $\sigma_{ck}=210\text{kgf/cm}^2$

鉄筋SD295

その他の条件は矩形断面橋脚と同じ。

2)構造一般図、配筋図

図-6および図-7に示す。

3)解析条件

①コンクリートの  $\sigma \sim \epsilon$  曲線における断面補正係数  $\alpha$ 、 $\beta$

橋軸方向、橋軸直角方向ともに、矩形断面と同様  $\alpha = 0.2$ 、 $\beta = 0.4$  とする。

②せん断耐力算出時の断面の幅  $b$ 、有効高さ  $d$

・橋軸方向

断面幅  $b$  は、断面高さを一定とし、同じ断面積

を有する矩形断面の換算した場合の幅とする。有効高さ  $d$  は長辺部に配置された軸方向鉄筋の重心位置から断面の圧縮縁までの距離とする。

・橋軸直角方向

断面幅を固定し、有効高さ  $d$  としては半円部90度以内に配置された鉄筋の重心位置から同じ断面積の矩形断面に換算した場合の圧縮縁までの距離とする。ただし、90度以内に配置された軸方向鉄筋の重心位置は、1本づつ考慮して算出した場合の  $0.9003 r$  と、同じ断面積を有する薄い円管の重心位置として  $0.9 r$  による近似式で計算する。

表-1 ベンチマークテスト結果 (タイプII: 橋軸方向)

				A社	B社	C社	D社	E社	max/min	
矩形断面	モーメント	初降伏	M <sub>y0</sub>	t/m	4,338.8	4,350.3	4,350.4	4,350.3	4,349.5	1.0027
		終局	M <sub>u</sub>	t/m	4,898.1	4,906.2	4,906.2	4,906.2	4,906.3	1.0017
	曲率	初降伏	φ <sub>y0</sub>	1/m	0.001069	0.001069	0.001069	0.001069	0.001069	1.0000
		降伏	φ <sub>y</sub>	1/m	0.001207	0.001206	0.001206	0.001206	0.001206	1.0008
		終局	φ <sub>u</sub>	1/m	0.029714	0.029711	0.02971	0.029711	0.03010	1.0131
	変位	初降伏	δ <sub>y0</sub>	cm	3.120	3.122	3.122	3.122	3.12	1.0006
		降伏	δ <sub>y</sub>	cm	3.522	3.521	3.521	3.521	3.52	1.0006
		終局	δ <sub>u</sub>	cm	33.155	33.152	33.149	33.152	33.55	1.0121
	地震時保有耐力	P <sub>a</sub>	tf	489.81	490.62	490.62	490.62	490.6	1.0017	
	許容塑性率	μ <sub>a</sub>		6.609	6.61	6.61	6.61	6.69	1.0123	
	等価水平震度	K <sub>he</sub>		0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	1.0000	
	慣性力	K <sub>he</sub> ・W	tf	411.99	411.99	411.99	411.99	412.0	1.0000	
	円形断面	モーメント	初降伏	M <sub>y0</sub>	t/m	4,225.9	4,222.7	4,219.0	4,222.6	4,222.2
終局			M <sub>u</sub>	t/m	5,975.8	6,030.7	6,030.7	6,030.7	6,030.9	1.0092
曲率		初降伏	φ <sub>y0</sub>	1/8	0.000734	0.000734	0.000735	0.000734	0.000734	1.0014
		降伏	φ <sub>y</sub>	1/m	0.001038	0.001049	0.001050	0.001049	0.001049	1.0116
		終局	φ <sub>u</sub>	1/m	0.01319	0.01351	0.01351	0.01351	0.01351	1.0243
変位		初降伏	δ <sub>y0</sub>	cm	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03	1.0000
		降伏	δ <sub>y</sub>	cm	2.86	2.89	2.90	2.89	2.89	1.0140
		終局	δ <sub>u</sub>	cm	21.16	21.66	21.65	21.66	21.73	1.0269
地震時保有耐力		P <sub>a</sub>	tf	597.61	603.12	603.12	603.12	603.1	1.0092	
許容塑性率		μ <sub>a</sub>		5.26	5.32	5.32	5.32	5.34	1.0152	
等価水平震度		K <sub>he</sub>		0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	1.0000	
慣性力		K <sub>he</sub> ・W	tf	487.7	487.7	487.7	487.7	487.7	1.0000	
小判型断面		モーメント	初降伏	M <sub>y0</sub>	t/m	—	4,659	4,658	4,659	4,658
	終局		M <sub>u</sub>	t/m	—	5,466	5,465	5,465	5,465	1.0002
	曲率	初降伏	φ <sub>y0</sub>	1/m	—	0.001211	0.001211	0.001211	0.001211	1.0000
		降伏	φ <sub>y</sub>	1/m	—	0.001421	0.001421	0.001421	0.001421	1.0000
		終局	φ <sub>u</sub>	1/m	—	0.036830	0.035749	0.035755	0.036080	1.0302
	変位	初降伏	δ <sub>y0</sub>	cm	—	3.588	3.588	3.588	3.590	1.0006
		降伏	δ <sub>y</sub>	cm	—	4.210	4.210	4.210	4.210	1.0000
		終局	δ <sub>u</sub>	cm	—	36.827	36.821	36.827	37.140	1.0087
	地震時保有耐力	P <sub>a</sub>	tf	—	546.6	546.5	546.6	546.5	1.0002	
	許容塑性率	μ <sub>a</sub>		—	6.166	6.164	6.166	6.220	1.0091	
	等価水平震度	K <sub>he</sub>		—	0.45	0.45	0.45	0.45	1.0000	
	慣性力	K <sub>he</sub> ・W	tf	—	438.79	438.79	438.78	438.8	1.0000	

#### 4. 計算結果及びまとめ

RC橋脚の地震時保有水平耐力法による耐震計算において、細部にわたる明確な規定がないため、解析結果に影響を与える解析条件について整理し各プログラムにおいて統一した。その結果の内、橋軸方向のタイプIIの主要な計算結果を表-1に示す。荷重についてはモーメントと同じ比率になるため省略し、コンクリートの応力～歪み曲線等、他の数値については5社の結果が合っているためここでは省略した。検討開始当初は単純な入力ミス等人為的なミスも見られたが、人為的ミスを排除しても5、6%程度のばらつきがあった。最終的には解析条件を統一することにより各値のばらつきは小さくなった。

今回の検討は最初のステップとしての検討であるため標準的な断面形状を有する橋脚について検討を行った。今後の課題としては、特殊な断面(中空断面等)を有するRC橋脚についての検討を行う必要がある。

#### 5. あとがき

本研究は、(財)土木研究センター内に設置された耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会(座長:川島一彦東京工業大学教授)において検討されたものの一部であり、「平成8年度耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書、平成9年5月、土木研究センター」として報告されている。