

# 旧南淡町役場の調査と耐震診断

渡瀬 誓<sup>\*1</sup>・Nadia KAMARUDDIN<sup>\*2</sup>・西山 峰広<sup>\*3</sup>

The former Nandan Town Hall was completed in 1957. It was the first building in Japan that was constructed using precast prestressed concrete beams. The building had served as the town hall for about 60 years until the Minami Awaji City Hall opened in 2015 because of the merger of the neighboring three towns besides Nandan Town to become Minami Awaji City. Upon its demolition, visual inspection of deterioration such as cracks and spalling of concrete of the structural members, survey of rust and arrangement of reinforcing bars and material tests of reinforcing bars, prestressing bars and concrete cores taken from the members were carried out. Compression strengths, carbonation depths and chloride contents of the collected concrete cores were obtained. In addition, seismic evaluation of the building was conducted based on the above inspections and the material test results according to “Standard and Guidelines for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings, 2001 (The Japan Building Disaster Prevention Association).”

Key words : PCaPC beams, Durability, Field inspection, Seismic evaluation, Failure mechanism

## 1. はじめに

1957年に竣工した旧南淡町役場は、淡路島南端に位置する、プレキャストプレストレストコンクリート(PCaPC)部材を梁に用いた日本で初めての建築物である。意匠設計を増田友也、構造設計を京都大学建築学教室として坂 静雄、六車 照、山垣善一が、施工をオリエンタル建設(当時)が担当した。60年の長きにわたって南淡町役場として利用されてきたが、近隣4町の合併により、2015年南あわじ市新庁舎が建設され、庁舎機能が移転したのを機に、2017年1月に取り壊された。

プレストレストコンクリート(以下PCと略記)造建築物の構造設計が最初に規定されたのは、1960年の建設省告示第223号である。したがって、旧南淡町役場が設計されたときには、準拠する基規準が整備されていなかったことになる。そのため、設計の拠り所となったのは、日本材料試験協会(現在の日本材料学会)において策定中であった「鋼棒使用PC設計施工指針および解説」であった。この指針は、「プレストレストコンクリート構造設計・施工規準・同解説」(日本建築学会、1961年)の基ともなっている<sup>1)</sup>。旧南淡町役場の建物の設計は、この指針の策定と並行する形で行われ、許容応力度設計法が用いられた。

本論文では、旧南淡町役場にて2016年8月から2017年1月にかけて行った実地調査によって判明した主要構造部の劣化状況および材料試験の結果とともに、その結果に基づき「既存鉄筋コンクリート造の建築物の耐震診断基準2001年度版」(国土交通省住宅局建築指導課・財団法人日本建築防災協会)<sup>2)</sup>(以下RC耐震診断基準)の診断法を準用し、耐震診断を実施した結果を報告する。

## 2. 調査対象建物

今回調査を行った旧南淡町役場の建物配置図を図-1、各階伏図を図-2、立面図を図-3、2016年時点での建物正面の様子を写真-1に示す。なお、図-1は国土地理院撮影の空中写真(1975年撮影)を加工して作成した図である。

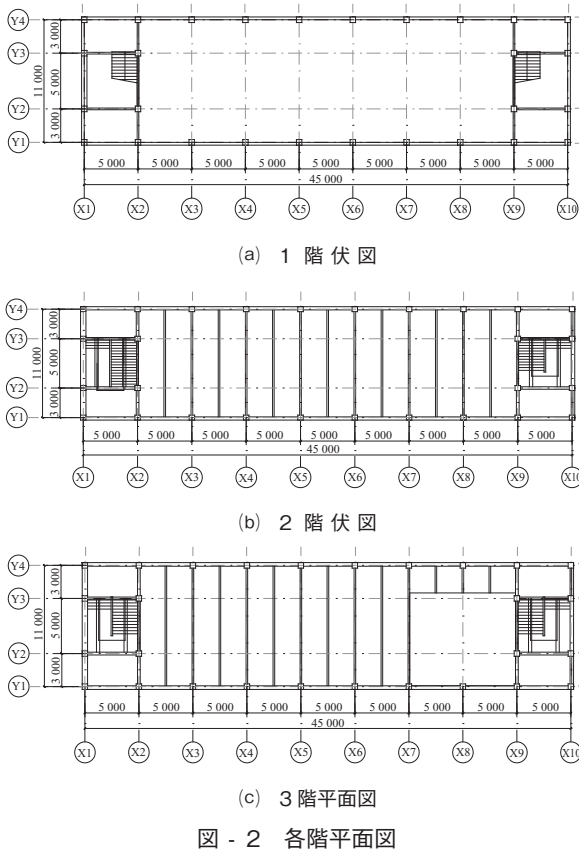


図-1 建物配置図(1975年)

<sup>\*1</sup> Chikai WATASE : 京都大学大学院 工学研究科 修士課程

<sup>\*2</sup> Nadia KAMARUDDIN : 京都大学大学院 工学研究科 博士課程

<sup>\*3</sup> Minehiro NISHIYAMA : 京都大学大学院 工学研究科 教授



竣工当時PC技術は橋梁など土木構造物に使用されており、建築においては床版や壁板など簡単なプレキャスト部材に使用される以外では主体構造にはほとんど用いられておらず、当時はまだ一般に認知されていない構造であった<sup>1)</sup>。

この建物は3階建てであり、図 - 2のように、梁間11m×1スパン、桁行5m×9スパンの平面をもつ。各階X3通りからX8通りにかけて、梁間方向の長さ11mの大梁にPCaPC梁が採用されており、その他の部材は現場打ちRC造である。PCaPC梁は、今日、一般的に用いられているPC鋼より線ではなく、PC鋼棒によってプレストレス

導入された後、現場へと輸送され、現場打ちRC柱と圧着により接合された<sup>1)</sup>。1995年阪神大震災後に日本建築総合試験所により行われた旧南淡町役場の現地調査結果<sup>3)</sup>によると、大きな被害は見られなかった。

### 3. 現地調査

#### 3.1 概要

旧南淡町役場の耐震診断予備調査として、建物の状態を確認するため、2016年8月26日、9月12日、10月19日、11月11日と12日の5日間にわたって、目視によるひび割れ等の経年劣化調査、ボーリングによるコア抜き圧縮強度試験、コンクリートコア供試体を用いた中性化試験・塩化物イオン含有量試験、柱のカバーコンクリートのはつり調査による鉄筋径および鉄筋配置の確認を行った。また、2017年1月13と14日には、解体中であった建物から、鉄筋およびPC鋼棒を採取し、目視による錆などの劣化状況の調査と引張試験を行った。

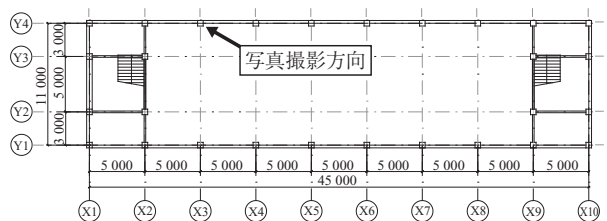
#### 3.2 経年劣化調査

##### (1) 調査方法

仕上げの上より柱・梁に生じているひび割れや鉄筋の発錆、コンクリートの剥離および剥落など、劣化や損傷状態について目視による調査を行った。この結果はあとの耐震診断に用いる経年指標算定の際の参考にする。また、増築あるいは改装されている部分について、原設計図書との照合を行った。

##### (2) 経年劣化調査結果

建物全体において、構造躯体の耐震性に大きく影響を及ぼすような構造ひび割れはとくに見当たらなかったものの、鉄筋の腐食や、漏水・雨水などによる仕上げ材の剥落(図 - 4)、PC鋼棒定着部のカバーコンクリートの劣化や発錆(図 - 5)などが見られた。以上の結果は後述の耐震診断の経年指標  $T$  の算定の際に考慮した。



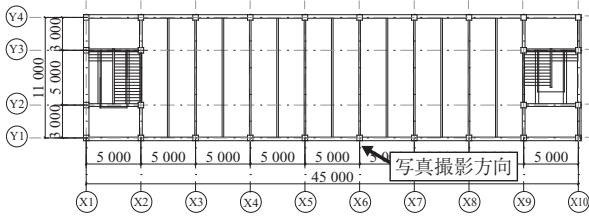
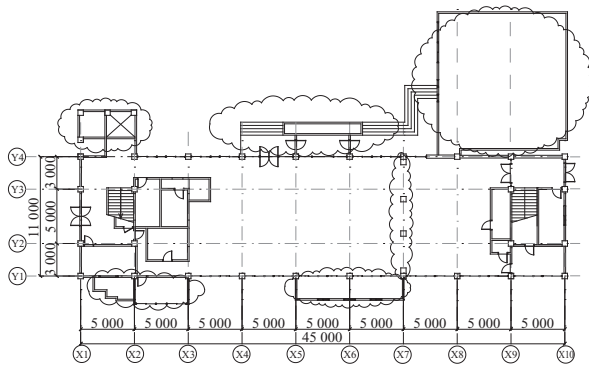


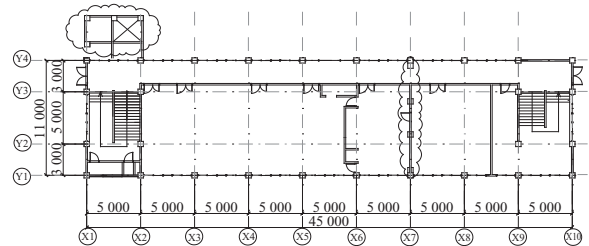
図 - 5 2階 PC 梁アンカー部の発錆

(3) 原設計図書との照合結果

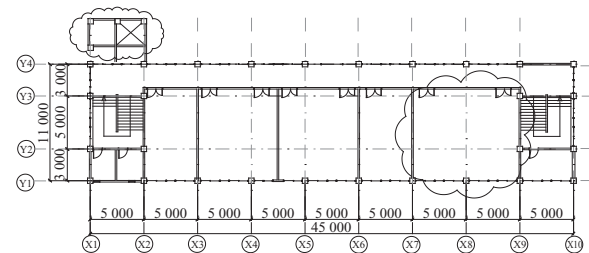
原設計図書との照合結果から新たに作成した平面図は次のとおりとなる。増築および改築箇所は雲マークにより示している。



(a) 1階平面図



(b) 2階平面図



(c) 3階平面図

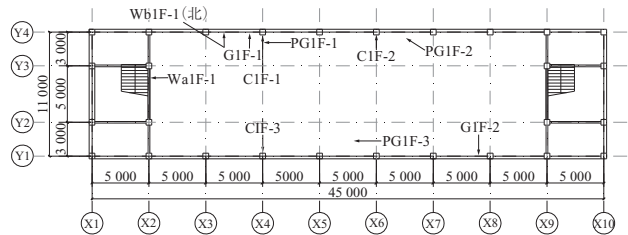
図 - 6 各階平面図

原設計図書では、X7～X9 通り間の 2 階～3 階が吹抜けとなっていたが、図 - 6 からわかるように、調査時には 3 階に床板が設けられ、それを鉄骨造の柱で支える構造となっていた。また、そのほかにも増築箇所が多々見られた。

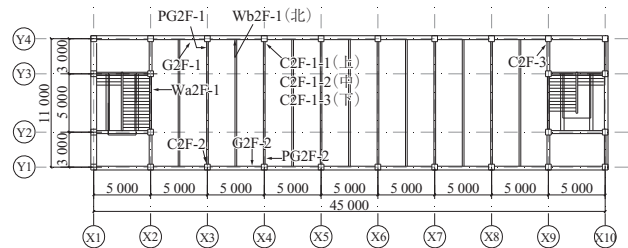
3.3 コンクリート調査

(1) 調査内容

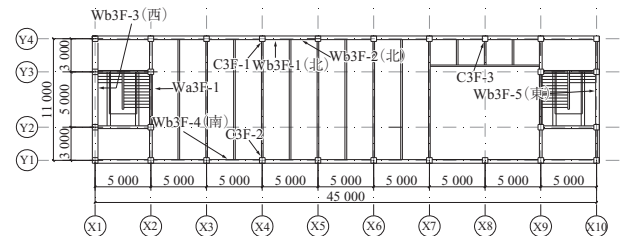
コンクリートの状態を確認するために採取したコア供試体に対して圧縮強度および静弾性係数試験・中性化試験・塩化物イオン含有量試験を行った。各階コア採取位置は図 - 7 のとおりである。



(a) 1階調査位置図



(b) 2階調査位置図



(c) 3階調査位置図

← : コンクリートコア採取位置

図 - 7 調査位置図

(2) 調査および試験方法

図 - 7 に示す位置から、JIS A 1107「コンクリートからのコアの採取方法及び圧縮強度試験方法」および JIS A 1108「コンクリートからの圧縮強度試験方法」に基づいてコアを採取し、圧縮試験を行った。コア採取日は 2016 年 11 月 11 日である。

また、中性化深さ試験については JIS A 1152「コンクリートの中性化深さの測定方法」、塩化物イオン含有量試験は JIS A 1154「硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験方法（電位差滴定法）」に基づいて行った。

(3) 試験結果

圧縮強度試験、中性化深さ試験、および塩化物イオン含

有量試験結果を、階ごとに表 - 1 に示す。

表 - 1 (a) 1 階試験結果一覧

記号	部位	平均直径 (mm)	圧縮試験結果 (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	中性化深さ最大値 (mm)
C1F-1	柱	73.9	10.7	14.8	8.5
C1F-2		73.8	14.3	—	16.5
C1F-3		73.9	23.8	—	16.0
Wa1F-1	壁	83.7	21.4	—	71.0
PG1F-1	PC 梁	84.0	73.6	33.4	4.5
PG1F-2		83.7	67.8	—	4.0
G1F-1	RC 梁	84.0	15.6	—	93.5
G1F-2		83.6	54.0	—	26.5

表 - 1 (b) 2 階試験結果一覧

記号	部位	平均直径 (mm)	圧縮試験結果 (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	中性化深さ最大値 (mm)
C2F-1-1	柱	83.8	21.2	19.2	52.5
C2F-1-2		84.0	26.9	24.9	45.5
C2F-1-3		84.0	19.3	—	70.5
C2F-2		83.7	21.3	—	68.0
C2F-3		84.0	23.8	—	34.5
Wa2F-1	壁	84.0	19.9	—	73.0
PG2F-1	PC 梁	84.0	68.4	35.8	2.5
PG2F-2		83.8	62.2	—	6.0
G2F-1	RC 梁	83.9	23.8	—	54.0
G2F-2		84.0	26.7	—	41.5

表 - 1 (c) 3 階試験結果一覧

記号	部位	平均直径 (mm)	圧縮試験結果 (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	中性化深さ最大値 (mm)
C3F-1	柱	84.0	17.4	21.1	79.0
C3F-2		83.9	16.3	—	73.5
C3F-3		84.0	21.3	—	80.5
Wa3F-1	壁	84.0	16.0	—	35.0
Wb3F-1		塩化物イオン含有量：0.99～1.02 kg/m <sup>3</sup>			

注1) C2F-1～3 は2階の同一柱より、2階床面からそれぞれ660 mm、1 590 mm、2 310 mm の高さから採取されたものである。

注2) 全塩化物イオン量は、全塩化物イオン濃度 (100 で除した値) に、単位容積質量を乗じて算出した値である。単位容積質量 (kg/m<sup>3</sup>) は、下式により算出し、「JIS Z 8401：1999 数値の丸め方」の規則 B によって有効数字3けたに丸めた。なお、絶乾質量、表乾質量および水中質量は、試験体を割裂した2片の内の1片を用いて測定した。

$$\frac{\text{絶乾質量 (kg)}}{(\text{表乾質量 (kg)} - \text{水中質量 (kg)}) / \rho_w}$$

ここに、 $\rho_w$ ：水の密度 (1 000 kg/m<sup>3</sup> とした。)

#### (4) 圧縮試験結果の考察

原設計図書には、PCaPC 部材のコンクリート設計基準強度は 500 kg/cm<sup>2</sup> (49 N/mm<sup>2</sup>)、現場打ちコンクリート設計基準強度は 180 kg/cm<sup>2</sup> (17.64 N/mm<sup>2</sup>) と記載されていた。しかしながら、今回行った試験結果を見ると、1 階では C1F-1、C1F-2、G1F-1 の圧縮試験結果がそれぞれ 10.7 N/mm<sup>2</sup>、14.3 N/mm<sup>2</sup>、15.6 N/mm<sup>2</sup>、3 階では C3F-1、C3F-2、Wa3F-1 の圧縮試験結果がそれぞれ 17.4 N/mm<sup>2</sup>、16.3 N/mm<sup>2</sup>、16.0 N/mm<sup>2</sup> となっており、設計基準強度を下回っている。PC 部材のコンクリート圧縮強度は設計基準強度に用いられた 500 kg/cm<sup>2</sup> (49 N/mm<sup>2</sup>) に比べ、26.9%～50.2% 大きい。

また、PCaPC 梁のコア圧縮強度ではばらつきが小さい。壁については、同一の連層壁からコアを各階で採取しており、その強度は1階で採取したものが1番大きく、3階で採取したものが1番小さくなっている。また、Y4 通りの柱と RC 梁の強度を見ると、1階にて採取されたコアの強度がいずれも極端に小さくなっている。また、現場打ち柱は、上部の重量によって柱下部のコンクリートは締め固められたり、重力の影響によって粗骨材が下部に落ちてきたりと、同一柱でも、上部よりも下部の方が強度が高くなることが多い。しかしながら、C2F-1-1、C2F-1-2、C2F-1-3 のコアは、それぞれ2階床面から2.31 m、1.59 m、0.66 m の位置で同一柱から採取されたものであるが、必ずしも下層ほど大きな強度となるわけではなかった。

#### 3.4 柱の鉄筋確認調査

##### (1) 調査内容

柱のカバーコンクリートのはつり調査を行い、その結果より柱配筋を推定した。はつり調査の様子は写真 - 2 のとおりである。調査位置を図 - 8 に示す。

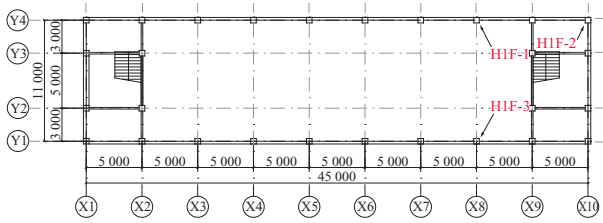


(a) はつり状況写真

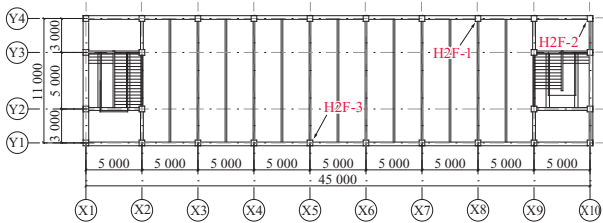


(b) 測定状況写真

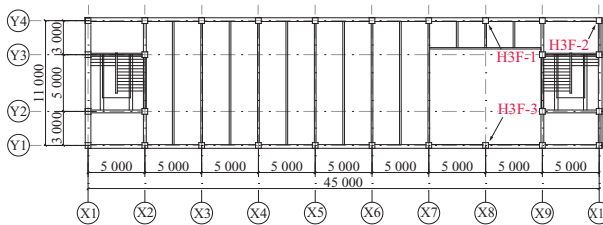
写真 - 2 はつり調査の様子



(a) 1階調査位置図



(b) 2階調査位置図



(c) 3階調査位置図

← : はつり調査位置 (柱)

図 - 8 調査位置図

(2) 調査方法

以下の方法で主要な柱のコンクリートをはつり取り、主筋の本数、鉄筋径の調査を行った。

- 柱の対象部分を電動チッパー等ではつり、コンクリートを撤去する。
- 鉄筋部分を露出させ、十分に粉末を除去する。
- X、Y方向の主筋本数および鉄筋径をノギス、コンベックス等で測定する。

(3) 結果および考察

はつり調査結果より、原設計図書各柱断面図に記載のあった主筋と、今回調査した柱に使われていた主筋の種類はすべて一致した。調査前の原設計図書からはかぶり厚さは不明であったため、標準的な値として35~40mmと推定していたが、調査結果から、およそ100mmであることがわかった。RC梁のかぶり厚さははつり調査を行っていないため不明であるが、柱と同じ100mmをかぶり厚さと推定した。また、今回調査した鉄筋には、軽度の錆は所どころに見られたものの、断面の欠損を招くようなものは見られなかったため後述の耐震診断の際には、設計書どおりの径を用いて強度計算を行う。

3.5 採取鉄筋およびPC鋼棒の引張試験

(1) 鉄筋およびPC鋼棒の採取

2017年1月13日に解体中であった旧南淡町役場にて、鉄筋およびPC鋼棒のサンプルを採取した。

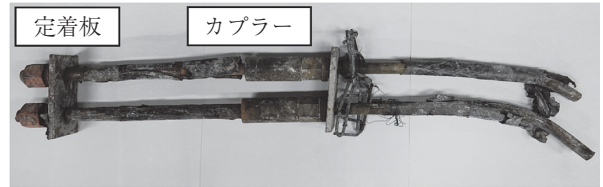


写真 - 3 採取PC鋼棒



写真 - 4 グラウト充填状況確認写真

写真 - 3より、PCaPC梁とRC柱を圧着接合する際に用いられたと考えられるカプラーを確認することができる。また、採取したPC鋼棒は引張試験を行う前に写真 - 4に示すようにシースを開き、グラウトの充填状況の確認を行った。その後、試験機に適した長さに切断し、引張試験を行った。写真 - 4からわかるように、グラウトが十分に充填されておらずシー스에発錆が見られる。しかし、PC鋼棒には断面欠損となるような発錆は見られなかった。

(2) 採取サンプルの引張試験結果

採取した主筋、帯筋、PC鋼棒の引張試験を行った。各試験体の詳細および試験結果について以下に示す。ひずみはひずみゲージを貼付して測定した。

(a) 主筋

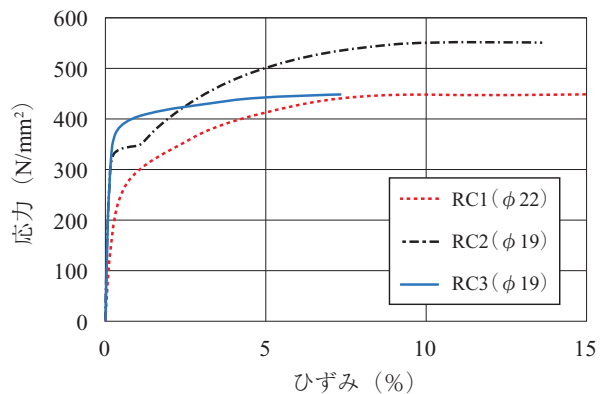


図 - 9 φ22 およびφ19鉄筋の応力 - ひずみ関係

表 - 2 φ22 およびφ19鉄筋の試験体詳細

名前	径 (mm)	長さ (mm)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
RC1	21.72	550	221	1.17 × 10 <sup>5</sup> (注)	447
RC2	18.44	470	339	1.86 × 10 <sup>5</sup>	549
RC3	18.03	350	379	1.77 × 10 <sup>5</sup>	450

注) φ22鉄筋のヤング係数が通常の鉄筋の半分程度となっているが、その原因は不明である。

(b) PC 鋼棒

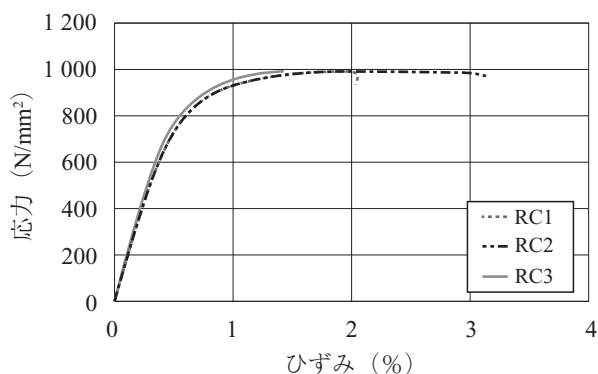


図 - 10 PC 鋼棒応力 - ひずみ関係

表 - 3 試験体詳細

名前	径 (mm)	長さ (mm)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
PC1	23.61	850	863	1.82 × 10 <sup>5</sup>	993
PC2	25.22	500	825	1.88 × 10 <sup>5</sup>	995
PC3	23.47	450	862	1.88 × 10 <sup>5</sup>	997

各サンプルの径の測定結果から、RC1はφ22、RC2およびRC3はφ19、PC鋼棒はすべてφ24であると、応力算定時には各鉄筋の公称断面積を用いた。降伏強度はすべて0.2%オフセット耐力である。また、後述する耐震診断では引張試験により判明した降伏強度を用いた。帯筋については引張試験を行ったものの、信頼できる結果が得られなかったため、帯筋および採取していない径の鉄筋についてはその降伏強度を240 N/mm<sup>2</sup>とし、診断を行った<sup>2)</sup>。

## 4. 耐震診断

### 4.1 各部材強度の算定

#### (1) コンクリートの推定圧縮強度の算出

通常の耐震診断では、主に壁から採取した各階3本のコンクリートコアから推定強度を算出する。本調査では主要な部材からコアを採取したため、部材ごとに推定強度を算出し、部材強度算定に用いた。

3.3節のコンクリートコアの圧縮強度試験の結果を用いて、以下の式により各部材の推定強度を算出した<sup>2)</sup>。

$$\text{平均値} : X_{mean} = (X_1 + X_2 + \dots + X_n) / n \quad (1)$$

$$\text{標準偏差} : \sigma = \sqrt{(\sum (X_i - X_{mean})^2) / (n - 1)} \quad (2)$$

$$\text{推定強度} : \sigma_B = X_{mean} - (\sigma / 2) \quad (3)$$

ここに、 $X_1, X_2, \dots, X_n$  : 各コアの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)、 $n$  : コアの本数 (本) である。

推定強度一覧を表 - 4 に示す。

表 - 4 コンクリート推定強度

階数	部材	推定強度 (N/mm <sup>2</sup> )
3	RC 梁	17.0 <sup>注1)</sup>
	柱	17.0
	壁	16.0
2	RC 梁	24.2
	柱	21.0
	壁	19.9
1	RC 梁	21.2
	柱	12.9
	壁	21.4
-	基礎梁	17.6 <sup>注1)</sup>
-	PC 梁	65.7 <sup>注2)</sup>

注1) 基礎梁およびR階RC梁は、コアを採取することができなかったため、基礎梁については設計書より圧縮強度180 (kg/cm<sup>2</sup>)、R階梁については3階柱と壁の結果のうち、小さい方である17.0 (N/mm<sup>2</sup>)を用いた。

注2) PC梁はプレキャスト造であるため、PC梁より採取したすべてのコアの結果からひとつの推定強度を算出した。

#### (2) 各部材終局強度の算定

柱、壁、RC梁の曲げおよびせん断終局強度算定にはRC耐震診断基準にて示されている式を用いた<sup>2)</sup>。壁は原設計図書よりいずれも(EW15φ9\_200@ダブル)の両側柱付壁である。RC梁の曲げ終局強度算定時にはスラブ有効幅(=1m)に含まれるスラブ筋(φ9@350)を、梁上端の引張筋として考慮し、せん断終局強度については、すべてスラブ付き梁であったため、T字型梁のせん断終局強度の推定式を用いた<sup>2)</sup>。

PC梁の曲げ終局強度は、梁端部において上端引張時、下端引張時それぞれについて、平面保持仮定に基づく曲げ解析により求めた。コンクリートは圧縮試験結果をもとにe関数法、鉄筋およびPC鋼棒についても引張強度試験結果から完全弾塑性型にモデル化した。なお、図のハッチング部はプレキャストコンクリート、その他の部分は現場打ちコンクリートである。

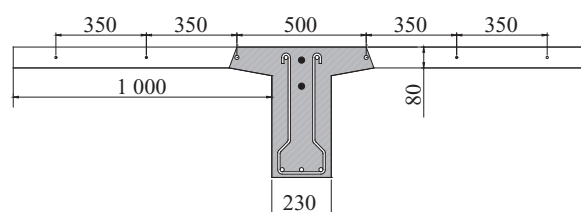


図 - 11 スラブ有効幅を考慮した PC 梁

せん断終局強度は下記の(4)式および(5)式の2式により求まる値の小さい方とした。今回は検討の結果、すべて(5)式の値となった<sup>4)</sup>。

$$Q_{su} = \{ \alpha (f_s + 0.1 \sigma_g') + 0.5 w_{fy} (p_w - 0.002) \} b_0 \cdot j \quad (4)$$

ここに、

$f_s$  : コンクリートのせん断強度(=0.75+0.015Fc) (N/mm<sup>2</sup>)  
(Fc ≥ 60 の場合は  $f_s = 1.65$  とした)

$\sigma_g'$  : 重心軸位置の断面幅を用いた長方形断面に対する平均プレストレス力 ( $=P/(b_0D)$ ) (N/mm<sup>2</sup>)

$P$  : 有効緊張力 (N)

$wf_y$  : せん断補強筋の規格降伏点 (N/mm<sup>2</sup>) ( $wf_y > 390$  N/mm<sup>2</sup> の際は  $wf_y = 390$  N/mm<sup>2</sup> とした)

$p_w$  : 重心軸位置での断面幅に対して計算されるせん断補強筋比 ( $p_w > 0.002$  とし,  $p_w > 0.012$  の場合は  $p_w = 0.012$  とした)

$b_0$  : 重心軸位置での断面幅 (mm)

$j$  : 応力中心間距離 (mm) ( $7/8 d_r$  とした)

$d_r$  : 圧縮縁から引張鉄筋の重心までの距離 (mm)

$$\alpha = \frac{4}{M/(Q \cdot d_r) + 1} \quad (1 \leq \alpha \leq 2 \text{ とした})$$

$M, Q$  : 部材最大モーメントおよび部材最大せん断力である。

$$Q_{su} = b_0 \cdot j_0 \cdot p_w \cdot wf_y + \frac{b_0 \cdot D}{2} (v \cdot F_c - 2 \cdot p_w \cdot wf_y) \tan \theta \quad (5)$$

ここに,

$D$  : 梁全せい (mm)

$j_0$  : 圧縮鉄筋と引張鉄筋の重心間距離 (mm)

$wf_y$  : せん断補強筋の規格降伏点 (N/mm<sup>2</sup>) ( $wf_y > 390$  N/mm<sup>2</sup> のときは  $wf_y = 390$  N/mm<sup>2</sup> とした)

$$v = \alpha L_r \left( 1 + \frac{\sigma_g'}{F_c} \right) \quad (1 \geq v \geq 0.65)$$

$$\alpha = \sqrt{60/F_c} \quad (\alpha \leq 1)$$

$$L_r = \frac{M}{2QD} \quad (L_r \leq 1)$$

である。

#### 4.2 保有性能基本指標 $E_0$ の算定

保有性能基本指標  $E_0$  の算定に必要な終局時保有せん断力および  $F$  値の算出にあたり, まず各構面ごとの崩壊メカニズムを, 剛比により終局時モーメントを振り分けることで仮定し, 各層各部材の終局時保有せん断力を求め, さらに各部材の破壊形式, 変形能力および靱性指標を算定した。各層各節点の靱性指標はそこに接続する部材の靱性指標を終局時モーメントで重みづけ平均することで算定した。今回は基本的に第2次診断法により耐震診断を行ったものの, 桁行方向構面およびPC梁をもつ梁間X3~X8構面については, 梁ヒンジの崩壊機構が形成されることが予想されたため, これらの構面については第3次診断法を用いた。PC梁を含む梁間方向X3~X7構面の検討を例として以下に示す。なお, 各構面の検討の際に用いた設計荷重は, 原設計図書より, 表-5に示すとおりである。

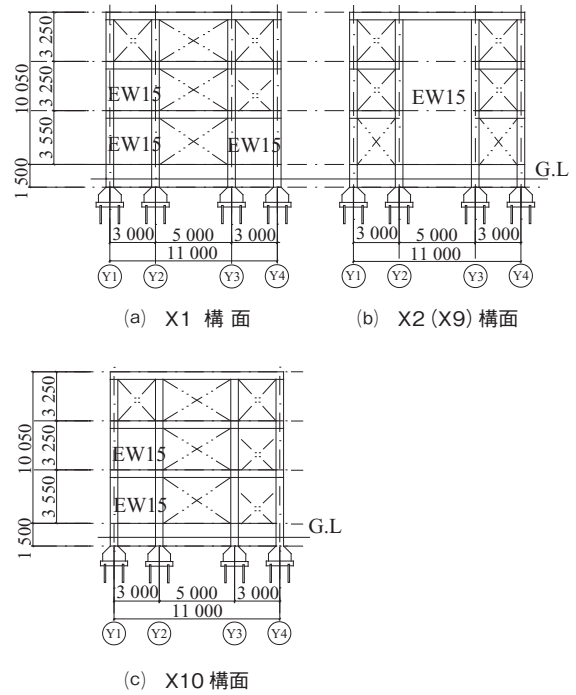


図 - 12 梁間方向構面

表 - 5 設計荷重

階	固定荷重 (N/m <sup>2</sup> )	地震時積載荷重 (N/m <sup>2</sup> )
屋上階	5 470	0
1 ~ 3	5 570	790

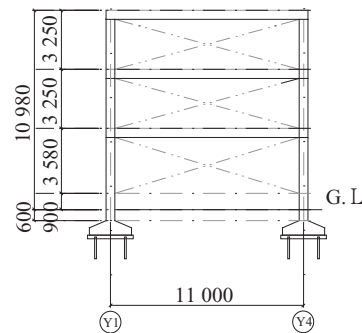
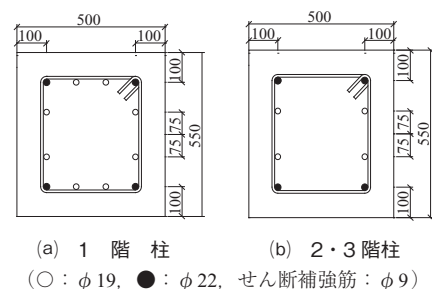


図 - 13 X3 ~ X7 構面

図-13に示すように, X3~X7構面には基礎梁がなく, その他の梁はPC梁となっている。この構面における各部材断面を図-14~16に示す。



(a) 1 階 柱 (b) 2・3 階柱  
(○ :  $\phi 19$ , ● :  $\phi 22$ , せん断補強筋 :  $\phi 9$ )

図 - 14 柱断面図

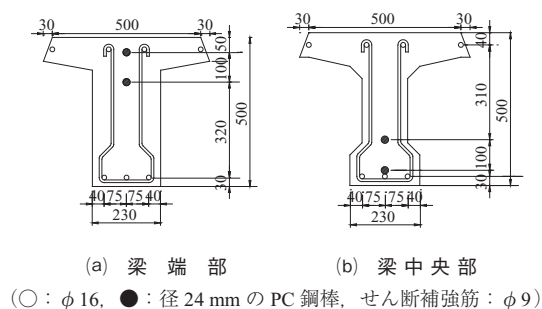


図 - 15 2・3階 PC 梁断面図

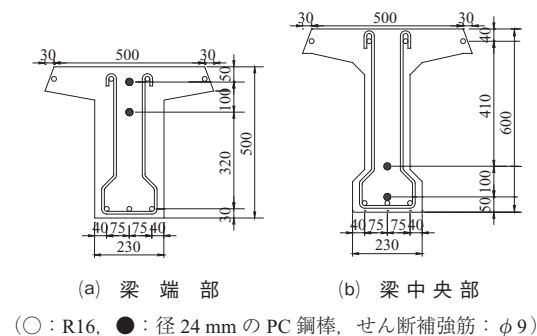


図 - 16 屋上階 PC 梁断面図

X3～X7 構面は左右対称の構面であるため、図 - 13 における左側からの加力時についてのみ考える。また、各階の PCaPC 梁端断面は同一であるため、終局強度はすべて同じである。原設計図書に基づき、導入プレストレス力を 50 000 kgf (=490 000 N)、プレストレス有効率  $\eta=0.85$  として断面解析を行った。終局時には PC 鋼材は降伏するので、計算上、導入プレストレス力と導入量は関係ない。各柱、梁部材の終局強度を表 - 6、7 に示す。

表 - 6 X3～X7 構面 柱終局強度

階	変動軸力の方向	$M_u$	$Q_u$	$M_{su}$	$Q_{su}$
1	引張	593.9	261.0	574.6	252.6
	圧縮	553.4	243.2	630.6	277.2
2	引張	762.0	554.2	352.5	256.3
	圧縮	737.8	536.6	375.0	272.7
3	引張	662.5	481.8	320.6	232.8
	圧縮	650.2	472.8	331.9	241.4

注)  $M_u$ : 曲げ終局強度 (kNm),  $Q_u$ : 曲げ終局時せん断力 (kN),  $M_{su}$ : せん断終局時曲げモーメント (kNm),  $Q_{su}$ : せん断終局強度 (kN)

表 - 7 X3～X7 構面 PC 梁終局強度

部材	引張側	$M_u$	$Q_u$	$Q_{su}$
PC 梁	下端	141.5	51.3	136.7
	上端	393.8		136.7

注)  $M_u$ : 曲げ終局強度 (kNm),  $Q_u$ : 曲げ終局時せん断力 (kN),  $Q_{su}$ : せん断終局強度 (kN)

ここで、図 - 17 に示す 1F 柱脚について検討する。杭の支持力を  $N_p$  とする。原設計図書よりフーチングは図

- 17 のとおりであり、杭の短期耐力は 40 t/本 (=392 kN/本) とする。杭は引抜き力には効かないものとし、押込み力のみ考えると、 $N_p=392 \times 2=784$  (kN) となる。これと、柱に作用する変動軸力を考慮した軸力  $N_a$  を比較し、いずれか小さい方を  $N$  とした。求めた  $N$  に杭と柱の材軸の間の距離 0.9 (m) をかけ、フーチング底部におけるモーメントを算定した。これは 1F 柱の終局時曲げモーメントにより求められる値よりも小さく、この構面の崩壊機構は図 - 18 に示すように、1 階柱脚部の終局時モーメントはフーチングによって決定され、その他の部分の終局時モーメントは梁に形成されたヒンジにより決定される結果となった。

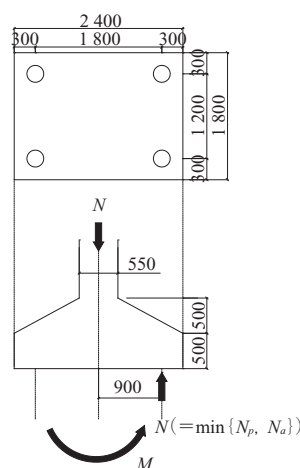
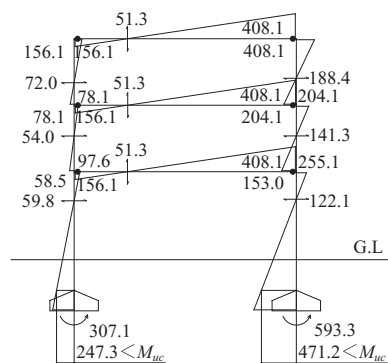


図 - 17 X3～7 構面フーチング



(曲げモーメント (kNm), せん断力 (kN), ●: 塑性ヒンジ形成箇所)

図 - 18 X3～X7 構面節点モーメント図

この崩壊機構に基づき、この構面の強度指標 (C 値) および靱性指標 (F 値) を算出した。

### 4.3 形状指標 $S_b$ の検討

本建物の偏心率は各階いずれもほぼ 0 であり、エキスパンションジョイントや吹抜けもなく整形である。立面的にも地下室やピロティは存在しない。また、(剛性/重量) 比は、1 階桁行方向は 1.09、梁間方向は 1.21、2 階桁行方向は 1.08、梁間方向は 1.14、3 階桁行方向は 0.93、梁間方向は 0.86 であった。ここで、階の剛性は  $[\Sigma (\text{柱断面積})$



+Σ(壁断面積×α)]/階高により算出した。αは壁の高さと長さの比により決まる値である。いずれも1.3以下であった。以上の検討の結果より、 $S_D = 1.00$ とした。

4.4 経年指標 T の検討

3.2節に示した1, 2階の中性化深さ試験の結果より、壁については中性化深さが鉄筋位置にまで達していると考えた。また1階では調査を行った部材数5部材の内1部材に、2階では4部材の内1部材に鉄筋位置に達する中性化深さが見られたため、減点数を1・2階ともに0.015とした。さらに1階柱脚に仕上げ材の軽微な剥落が、調査を行った部材数の1/9未満に対して見られたため、ひび割れに関する1階の減点数を0.001とした。以上の検討の結果、 $T = 0.93$ とした。

4.5 構造耐震判定指標  $I_{S0}$  の算定

$I_{S0}$  は、耐震判定基本指標  $E_s$ 、地域指標  $Z$ 、地盤指標  $G$ 、用途指標  $U$  により算出される。第2次診断法においては、 $E_s = 0.6$ とされている。今回、地域指標  $Z$  は建設省告示第1793号より  $Z = 1.0$ とした。地盤指標  $G$  および用途指標  $U$  は国土交通省の耐震安全性の目標及び分類の一覧<sup>5)</sup>より  $G = 1.0, U = 1.5$ とした。以上の結果より  $I_{S0} = 0.90$ となった。

4.6 診断結果

表 - 8a, 8b に各階各方向の診断結果をそれぞれ示す。第1グループは、 $F$  値がもっとも小さいグループ、第2グループは  $F$  値が中間のグループ、第3グループは  $F$  値がもっとも大きいグループであり、各グループにおいてももっとも小さい  $F$  値がそのグループの  $F$  値である。また、基準(4)式、(5)式とは、RC耐震診断基準において示されている保有性能基本指標  $E_0$  の算定式のことであり、基準(4)式により韌性型保有性能基本指標を、基準(5)式により強度型保有性能基本指標を算出する<sup>2)</sup>。

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + E_3^2} \quad \text{基準(4)式}$$

ここに、 $E_1 : C_1 \cdot F_1, E_2 : C_2 \cdot F_2, E_3 : C_3 \cdot F_3, C_1$  : 第1グループ ( $F$  指標が最も小さいグループ) の  $C$  指標,  $C_2$  : 第2グループ ( $F$  指標が中間のグループ) の  $C$  指標,  $C_3$  : 第3グループ ( $F$  指標が最も大きいグループ) の  $C$  指標,  $F_1$  : 第1グループの  $F$  指標,  $F_2$  : 第2グループの  $F$  指標,  $F_3$  : 第3グループの  $F$  指標である。

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} \left( C_1 + \sum_j \alpha_j C_j \right) \cdot F_1 \quad \text{基準(5)式}$$

ここに、 $\alpha_j$  : 第1グループ (韌性指標  $F_1$ ) の終局強度時変形 ( $R_1$ ) における第  $j$  グループの強度寄与係数である。

基準(4)式により韌性型保有性能基本指標を算出するにあたり、韌性指標を1種類にまとめて評価した場合、2種類の場合、3種類の場合と、各パターンを1グループ化、2グループ化、3グループ化として表記している。これは、診断基準(4)式では韌性が異なる部材の種類は最大3種類にまとめることが規定されているためである。このようにして算出された  $E_0$  のうち、もっとも値の大きいものを、 $I_S$  の算定に用いている。

桁行方向は左右対称の構面であったが、梁間方向は耐震壁をもつ構面が左右非対称であったため、加力の方向べつ

に診断した。しかし、2階および3階の結果はまったく同一であったため、1階の結果のみ加力方向別に示している。4.5節により得られた  $I_{S0} = 0.90$  と各構面各階の  $I_S$  値を比較すると、桁行方向1階の  $I_S$  値が0.67となり  $I_{S0}$  を25.6%下回っている。また、第2次および第3次診断については  $C_{TUS_D}$  値の下限値  $0.3ZGU = 0.45$  がRC耐震診断基準にて定められている<sup>2)</sup>。これと比較すると桁行方向2階が0.35となり下限値を22.2%下回っている。また、梁間方向については、各階にて  $I_S$  値は  $I_{S0}$  値を、 $C_{TUS_D}$  値は下限値を大きく上回っており、十分な耐力を有することがわかった。

表 - 8a 桁行方向診断結果

階	ΣWi (kN)	(n+1)/(n+i)	第1グループ			第2グループ			第3グループ		
			終局耐力 Q(kN)	強度指標 C	韌性指標 F	Q (kN)	C	F	Q (kN)	C	F
3	2707.7	0.67	243.0	0.09	2.0	107.4	0.04	2.8	2101.6	0.78	3.0
2	5855.9	0.80	2581.8	0.44	3.5	-	-	-	-	-	-
1	9004.1	1.00	4217.3	0.47	1.5	75.2	0.01	2.4	74.0	0.01	3.0

階	1グループ化		2グループ化		3グループ化		$TE_0$	$I_S$	$C_{TUS_D}$
	基準(5)式	基準(4)式	基準(5)式	基準(4)式	基準(5)式	基準(4)式			
	$E_{05}$	$E_{04}$	$E_{05}$	$E_{04}$	$E_{05}$	$E_{04}$			
3	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.56	1.45	1.45	0.60
2	1.23	1.22	-	-	-	-	1.14	1.14	0.35
1	0.72	0.72	0.72	0.70	0.72	0.69	0.67	0.67	0.48

表 - 8b 梁間方向診断結果

階	ΣWi (kN)	(n+1)/(n+i)	第1グループ			第2グループ			第3グループ		
			終局耐力 Q(kN)	強度指標 C	韌性指標 F	Q (kN)	C	F	Q (kN)	C	F
3	2707.7	0.67	3162.0	1.17	1.0	5023.0	1.86	2.0	494.0	0.18	3.5
2	5855.9	0.80	6792.2	1.16	1.0	2782.8	0.48	2.0	1110.5	0.19	3.5
1 (Y1)	9004.1	1.00	5277.6	0.59	1.0	4349.4	0.48	2.0	1122.1	0.12	2.2
1 (Y4)	9004.1	1.00	1333.8	0.15	1.0	8293.2	0.92	2.0	1122.1	0.12	2.1

階	1グループ化		2グループ化		3グループ化		$TE_0$	$I_S$	$C_{TUS_D}$
	基準(5)式	基準(4)式	基準(5)式	基準(4)式	基準(5)式	基準(4)式			
	$E_{05}$	$E_{04}$	$E_{05}$	$E_{04}$	$E_{05}$	$E_{04}$			
3	2.09	2.14	2.09	2.06	2.09	2.63	2.45	2.45	2.14
2	1.44	1.46	1.44	1.41	1.44	1.31	1.36	1.36	1.46
1 (Y1)	1.16	1.19	1.16	1.35	1.16	1.20	1.26	1.26	1.19
1 (Y4)	1.16	1.19	1.16	1.35	1.16	1.87	1.74	1.74	1.16

注) (Y1) および (Y4) は、Y1側およびY4側より加力したことを示す。

5. まとめ

日本で初めて梁に対してPCaPC構造が用いられた旧南淡町役場にて現地調査を行った。その主な結果を以下に示す。

- 1) 建物に構造ひび割れはほとんど見られなかったものの、かぶりコンクリートの剥落が見られた。
- 2) 現場打ちコンクリートのコア圧縮強度には設計基準強度を下回るものがあった。プレキャストコンクリートのコア圧縮強度は設計基準強度を大きく上回っ

ており、目立った劣化は見られなかった。

- 3) 鉄筋およびPC鋼棒には断面を欠損させるような腐食は見られず、採取鉄筋およびPC鋼棒の引張試験を行い、得られた強度に基づき各部材強度を算出した。

これら現地調査の結果を用いて耐震診断を行ったところ、桁行方向1階および2階については、 $I_s$ 値が $I_{s0}$ 値を下回る、あるいは $C_{T0SD}$ 値が下限値を下回るなど、“耐震性に疑問あり”という結果となったものの、それ以外の桁行方向3階および梁間方向各階については、各値が下限値を大きく上回る結果となり、“想定する地震動に対して所要の耐震性を確保している”と判定することができた。

本建物は2017年1月に解体され60年にわたる町役場としての役割を終えた。南あわじ市として跡地利用については未定とのことであったが、価値あるPC造建物があつたことを記念するため、柱と梁の一部からなる柱梁接合部を保存し、公園のモニュメントとする計画であると聞いている。

## 6. 謝 辞

本調査にあたり、南あわじ市から多大な御協力をいただいた。(一財)日本建築総合試験所とコンステック株式会社には調査および材料試験においてご協力いただいた。オリエンタル白石株式会社、ピーエス三菱株式会社および株式会社建研からも御支援いただいた。ここに記して謝意を表す。

### 参考文献

- 1) 日本建築構造技術者協会編:日本の構造技術を変えた建築100選, 2003.
- 2) 国土交通省住宅局建築指導課・財団法人 日本建築防災協会:2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説, 2001.
- 3) 財団法人日本建築総合試験所:南淡町役場庁舎の耐震診断調査報告書, 1996.
- 4) 日本建築学会:プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針(案)・同解説, 2015
- 5) 国土交通省:耐震安全性の目標及び分類の一覧, <https://www.mlit.go.jp/common/001050232.pdf>

【2017年4月17日受付】



刊行物案内

# 既設ポストテンション橋のPC鋼材調査 および補修・補強指針

平成28年9月

本工学会「既設ポストテンション橋のPCグラウト問題対応委員会」において、ポストテンション方式の既設PC橋の実態把握(健全性・損傷事例の把握や規準等の整理)、PCグラウトの充填性調査手法の把握、PC鋼材の健全性調査手法の把握、ポストテンション橋の健全性診断の方法検討、PCグラウト充填不足・PC鋼材損傷の補修・補強の提案等の検討が行われ、その成果を指針としてまとめたものです。

定 価 4,800 円/送料 300 円

会員特価 4,000 円/送料 300 円

公益社団法人 プレストレストコンクリート工学会