

## 2. 上関大橋の基本諸元・設計・施工・維持管理及び段差発生後の緊急調査

### 2.1. 基本諸元・設計

上関大橋は、室津半島の南端、上関町の室津と長島の間の上関海峡を跨ぐ橋として建設され、昭和44年5月に竣工した（図2.1に位置図を示す）。

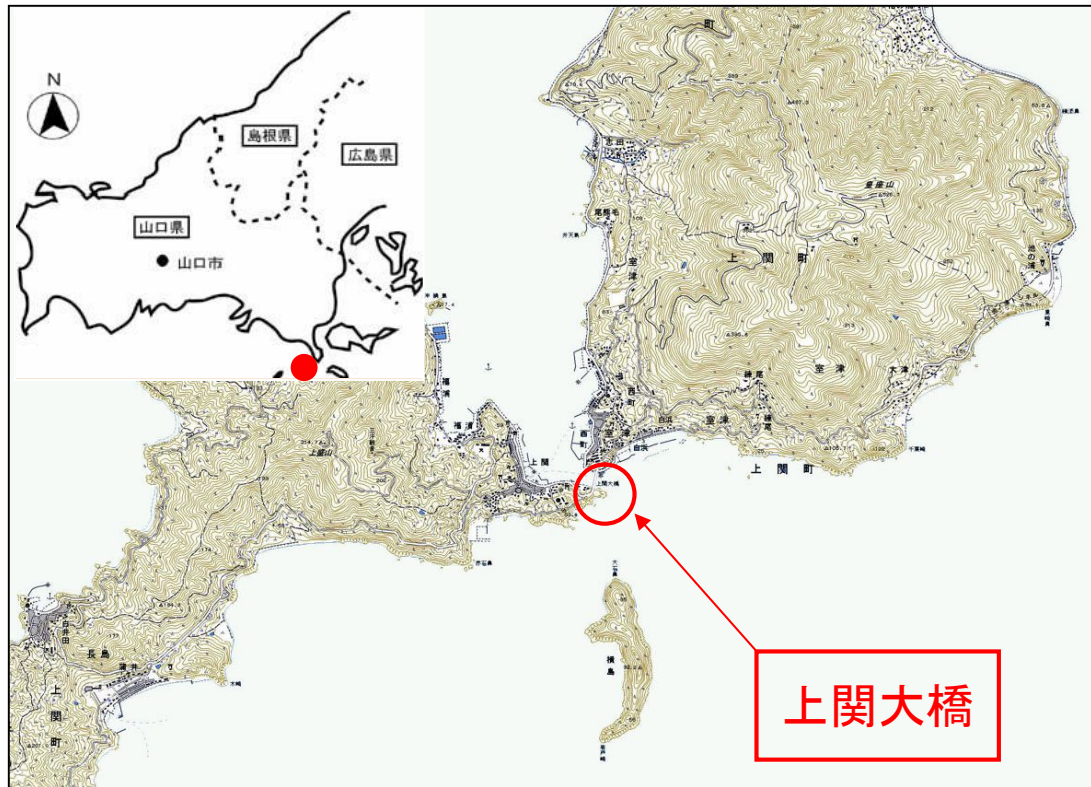


図 2.1 位置図（県白図及び国土地理院地図より）

上部工はPC3径間有ヒンジラーメン橋（箱桁断面）を採用し、中央径間は「片持ち張出し架設」、側径間は「全支保工架設」により施工されている。本橋は、橋脚を橋軸方向に対してフレキシブルな構造とし、桁端部を水平PC鋼棒と鉛直PC鋼棒により橋台に連結した、ダブルックバンド形式と呼ばれることもある構造である。側径間は中央径間に比べて短くしたアンバランスな構造である。

同じような構造の橋としては、長門市の青海大橋（昭和40年10月竣工）に続き、県内では2番目に建設された（全体一般図は図2.2、竣工当時の設計条件は表2.1参照）。

なお、表2.1に示すとおり、竣工当時の設計活荷重はTL-14である。

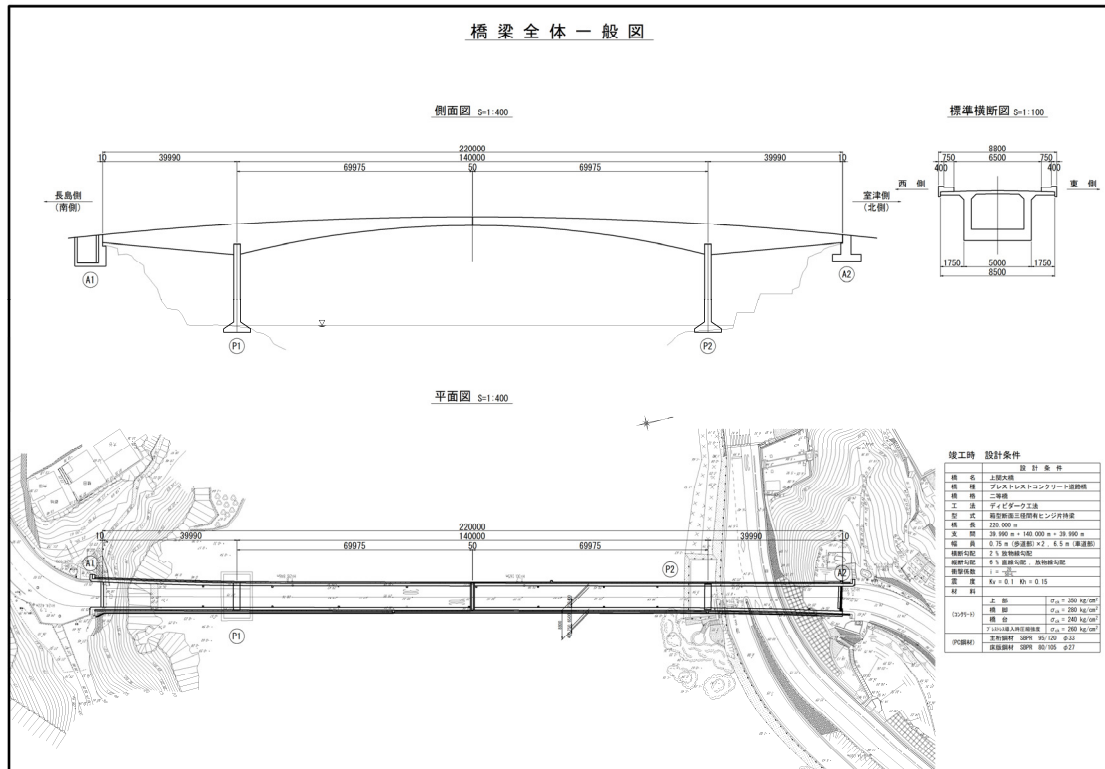


図 2.2 全体一般図

表 2.1 竣工当時の設計条件

項目	竣工当時の設計条件	
橋梁名	上関大橋	
橋種	プレストレストコンクリート道路橋	
橋格	二等橋 (TL-14)	
工法	ディビダーク工法	
形式	3径間有ヒンジラーメン橋 (ドウルックバンド形式)	
橋長	220.000m	
支間	39.990m + 140.000m + 39.990m	
幅員	0.75m (歩道部: 両側) + 6.50m (車道部)	
横断勾配	2%放物線勾配	
縦断勾配	6%直線勾配、放物線勾配	
衝撃係数	$i = 20 / (50 + L)$	
震度	$Kv = 0.1$ $Kh = 0.15$	
材料		
コンクリート	上部工	$\sigma_{ck} = 35\text{N/mm}^2$ (350kgf/cm <sup>2</sup> )
	橋脚	$\sigma_{ck} = 28\text{N/mm}^2$ (280kgf/cm <sup>2</sup> )
	橋台	$\sigma_{ck} = 24\text{N/mm}^2$ (240kgf/cm <sup>2</sup> )
	プレストレス導入時圧縮強度	$\sigma_{ck} = 26\text{N/mm}^2$ (260kgf/cm <sup>2</sup> )
PC 鋼材	主桁鋼材	SBPR 95/120 $\phi 33$ (3種)
	床版鋼材	SBPR 80/105 $\phi 27$ (3種)

上関大橋の設計上の特徴の一つは、橋脚の剛性に比べて主桁の剛性が大きいことから、実際には桁と橋脚は剛結されているものの、上部構造に生じる断面力を算出するにあたっては、橋脚をピン可動支承としてモデル化されていることである。また、桁端は、実際には、鉛直・水平のPC鋼棒を用い、上部工突起部を介して橋台に連結されているが、設計計算の支持条件は、一つのピン固定支承としてモデル化されている。

中央ヒンジ部の構造を図 2.3 及び図 2.4 に示す。中央ヒンジ部にはグレンク沓を採用し、活荷重によるせん断力（鉛直荷重）を伝達するものとして設計されている。

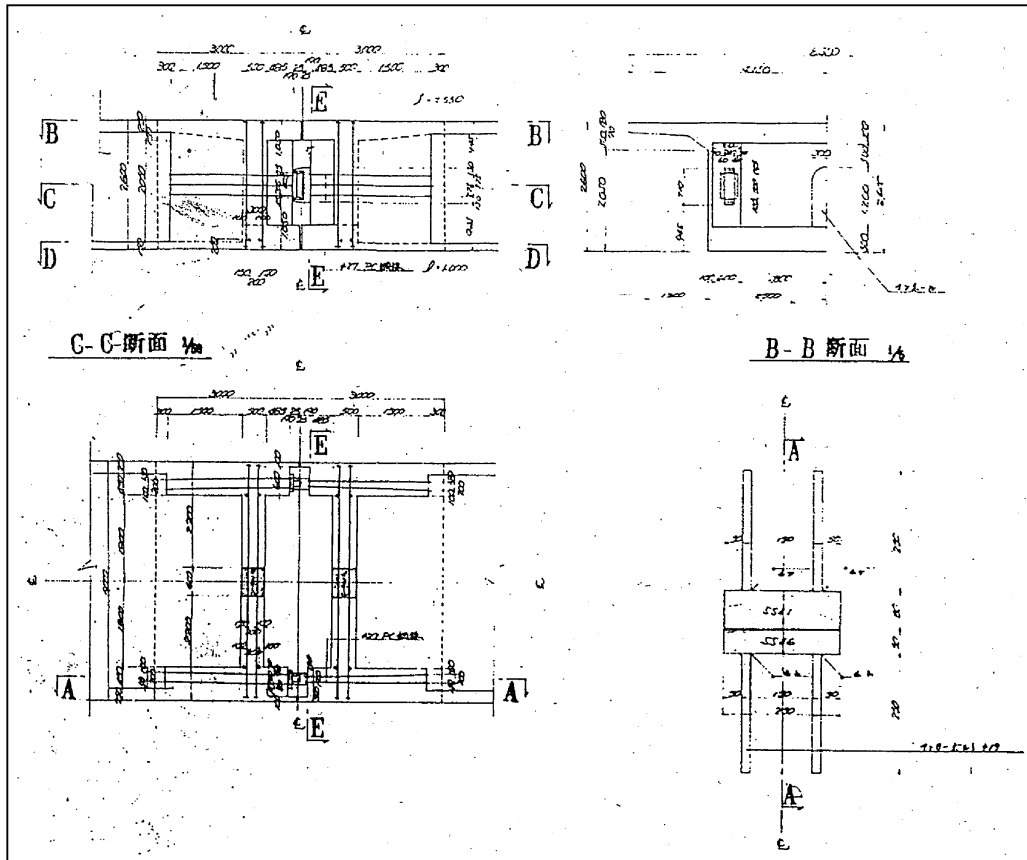


図 2.3 中央ヒンジ取付図（竣工当時の図面より）

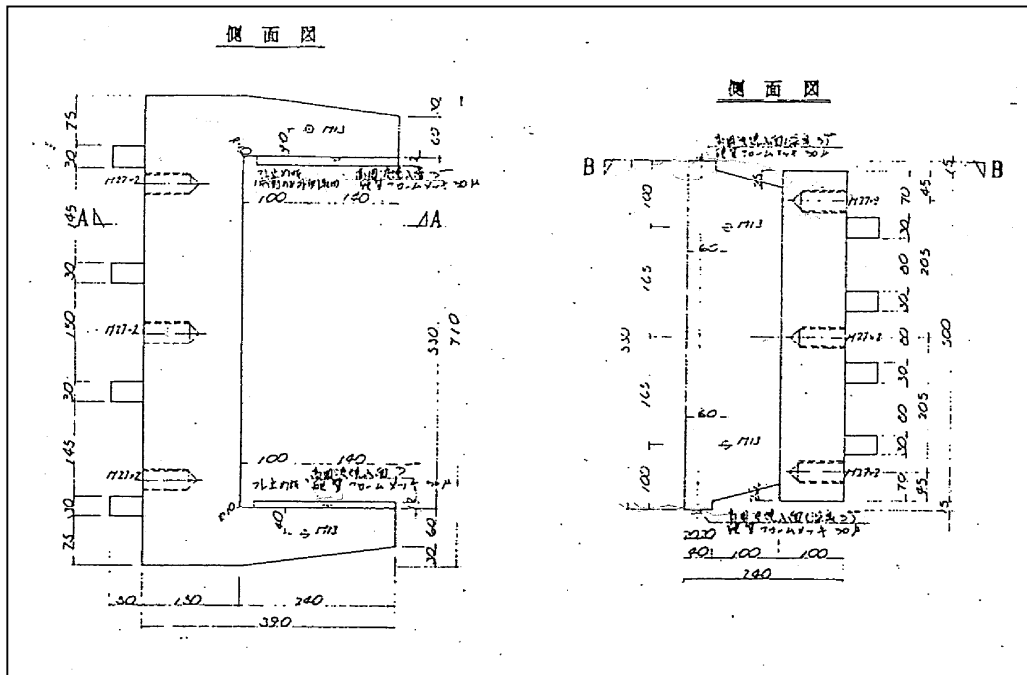


図 2.4 中央ヒンジ詳細図（竣工当時の図面より）

橋脚の配筋図を図 2.5 に示す。橋脚は、単柱橋脚として、ピン可動としたモデルで算出された上部工反力をもとに、許容応力度法により設計されている。また、地震時は死荷重反力に設計水平震度（震度法レベル：kh=0.15）を乗じた水平力に対して設計されている。複数断面で応力計算を行っており、主鉄筋及び帯鉄筋に段落としを有する。

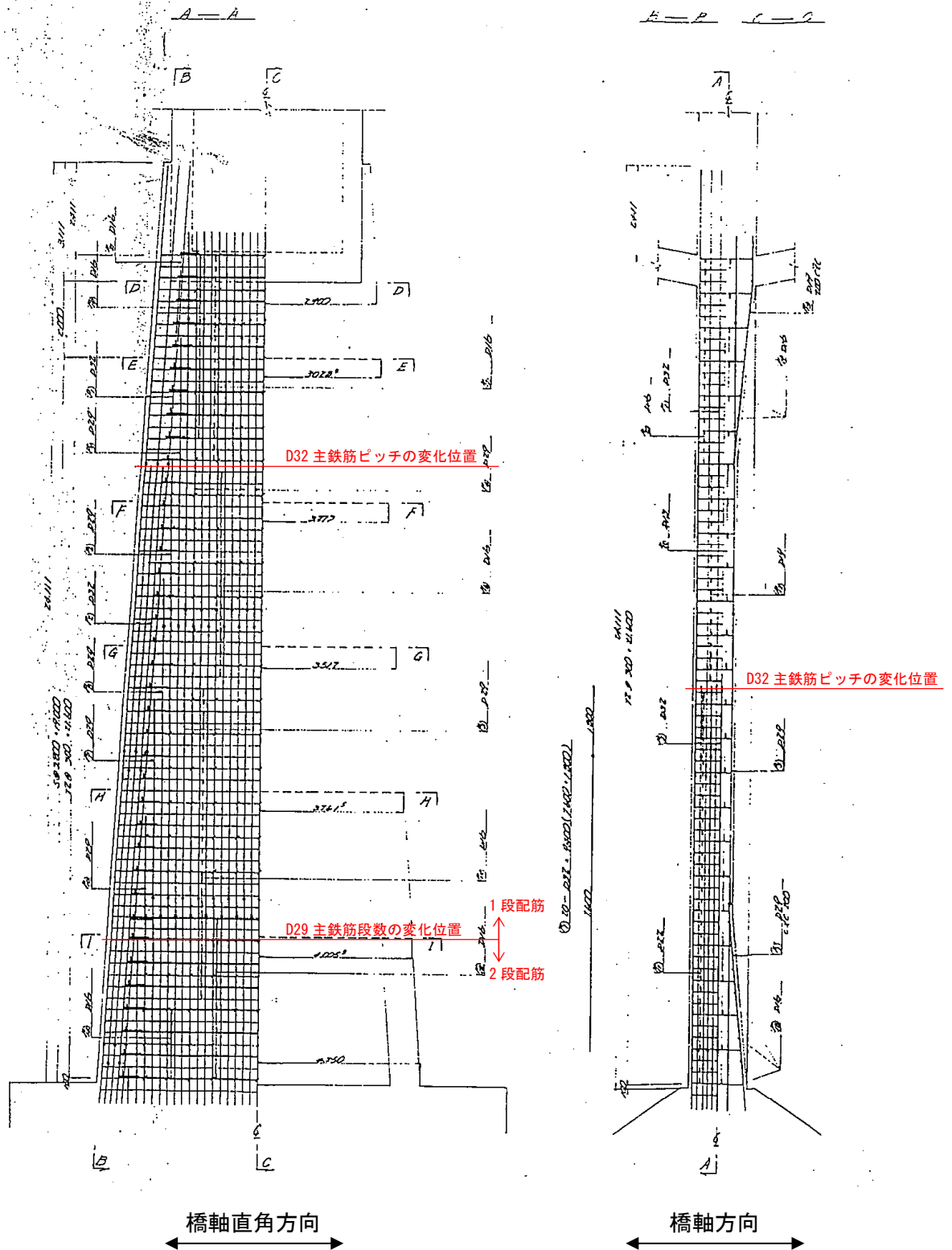


図 2.5 橋脚柱基部と柱頭部の配筋

竣工当時の図面から PC 鋼棒配置図を図 2.6 に、PC 鋼棒配置、上部工突起部、水平ロッカー  
 支承、下部工突起部及び橋座を示した構造図を図 2.7 (A1 橋台) 及び図 2.8 (A2 橋台) に示す。

橋台は基礎底面に設けられた突起により岩盤に固定されており、定着させる岩盤の深さによ  
 り躯体高さが決定され、死荷重+活荷重時の上揚力・土圧、及び地震時の水平力・土圧による  
 安定計算で形状が決定されている。

上部工と橋台を連結する鉛直・水平の PC 鋼棒には PC 鋼棒 3 種 (丸鋼)  $\phi 33\text{mm}$  が使用され  
 ており、図 2.7 及び図 2.8 に示すように、鉛直 PC 鋼棒は橋座と桁下の間で上部工突起部に、  
 水平 PC 鋼棒は桁端と胸壁の間で水平ロッカー支承に覆われている。また、上部工突起部の前  
 面に下部工突起部が配置されている。

上部工突起部は、死荷重+活荷重時において、活荷重による桁の回転で生じる作用も含めた  
 圧縮力に対し、許容圧縮応力度を満足するよう設計されている (図 2.9 参照)。

水平ロッカー支承は、水平 PC 鋼棒の緊張力と地震時水平力による圧縮力に対し、許容圧縮  
 応力度を満足するよう設計されている (図 2.10 参照)。

上部工突起部及び水平ロッカー支承には、ひびわれ防止を目的とした鉄筋が配置されてい  
 るが、竣工当時の図面では、鉄筋径や鉄筋間隔は読み取れない。なお、竣工当時の設計計算書に  
 は下部工突起部に関する記載がなく、設置の意図は不明である。

鉛直 PC 鋼棒の設計長は、A1 橋台側が 9.2m、A2 橋台側が 8.3m であり、水平 PC 鋼棒の設計  
 長は、A1 橋台側が 40.5m、A2 橋台側が 44.0m である。

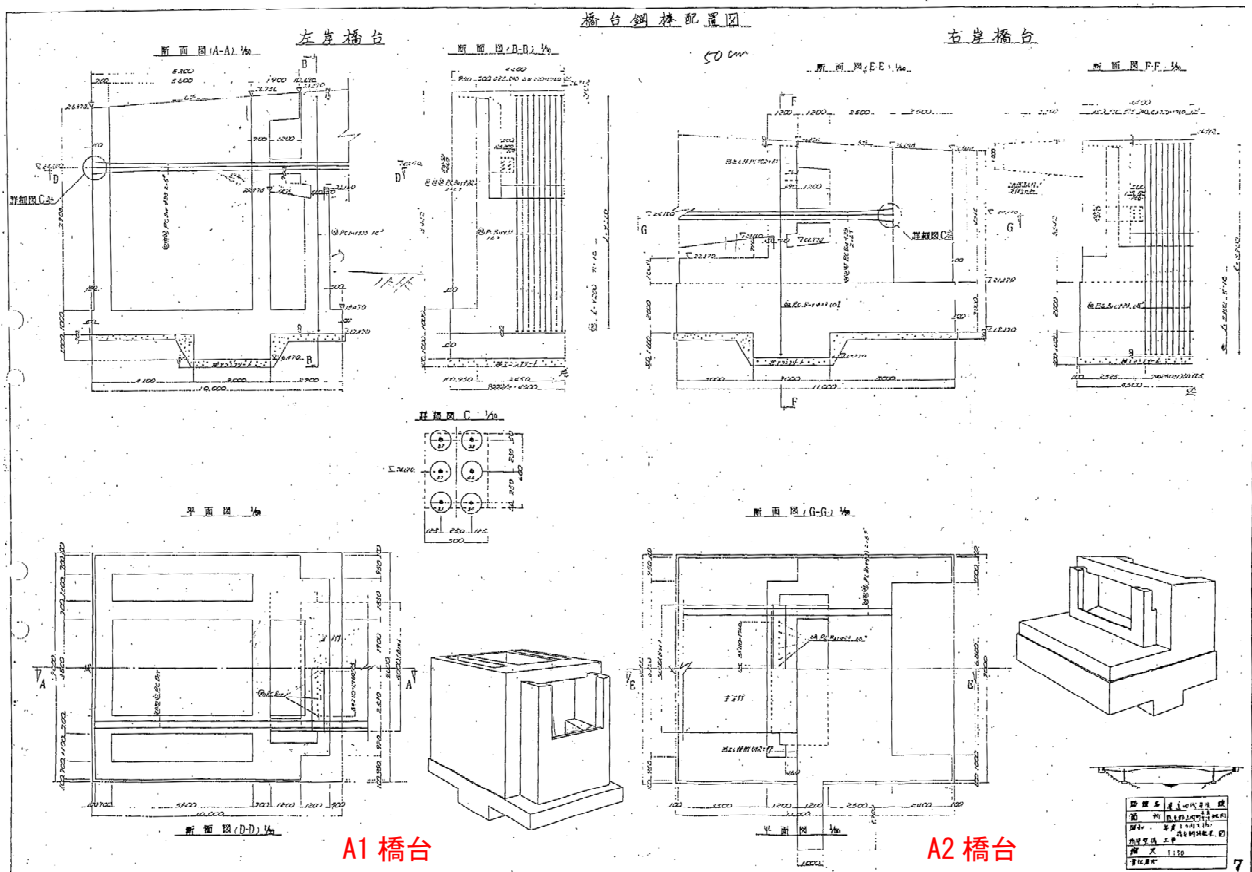
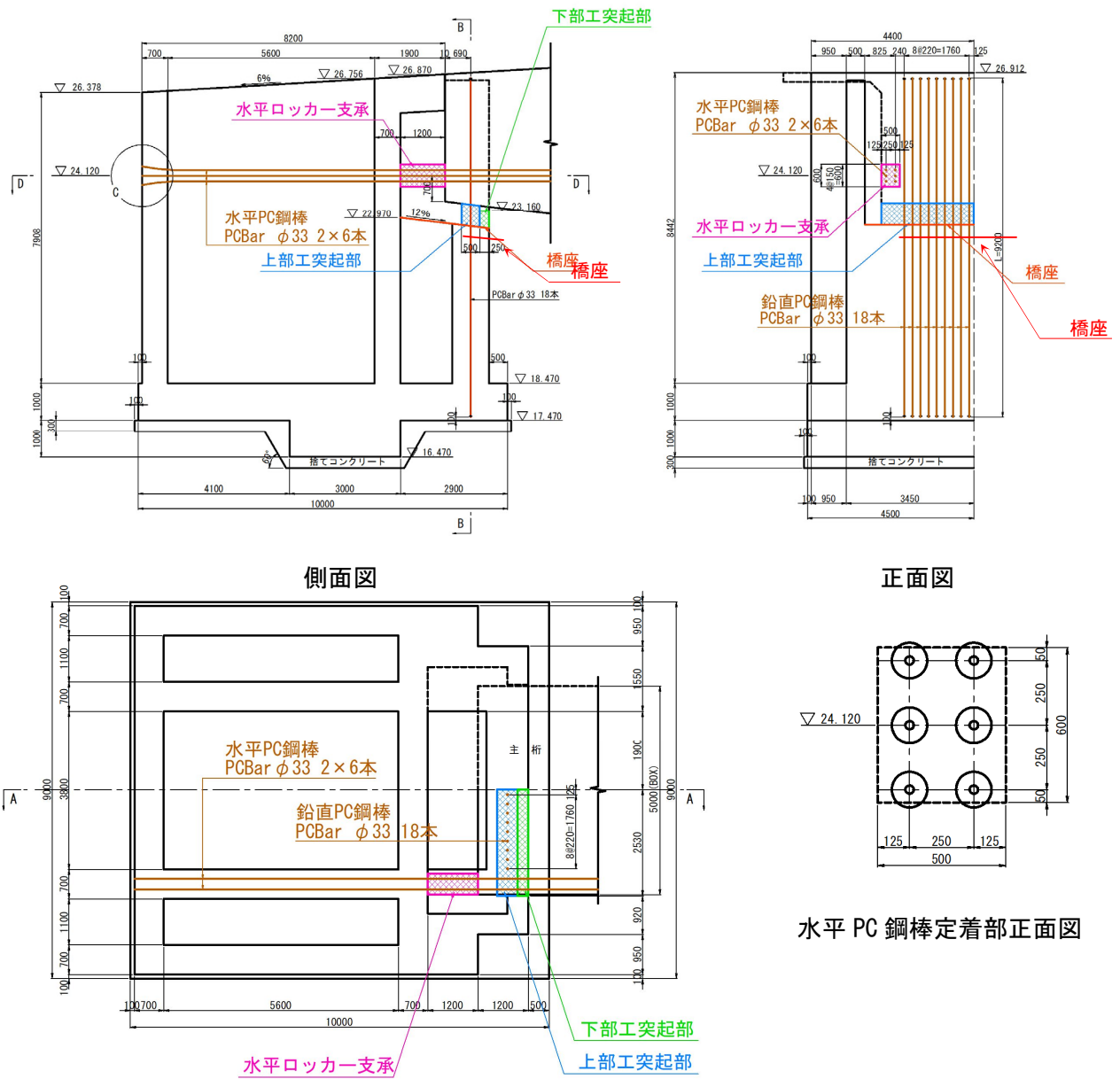
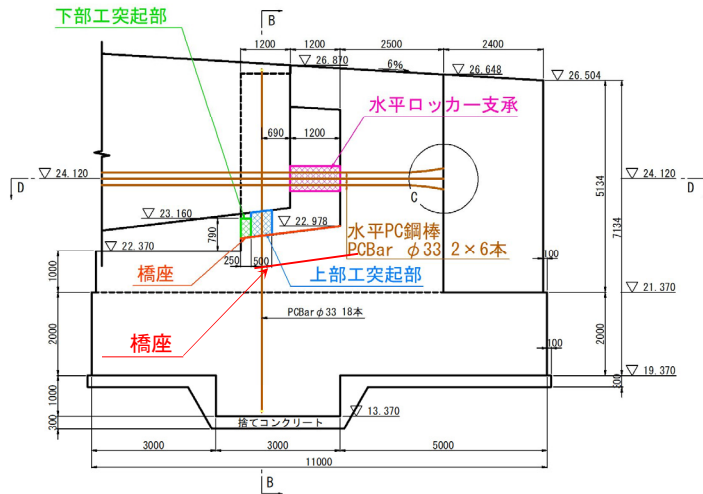


図 2.6 橋台 PC 鋼棒配置図 (竣工当時の図面より)

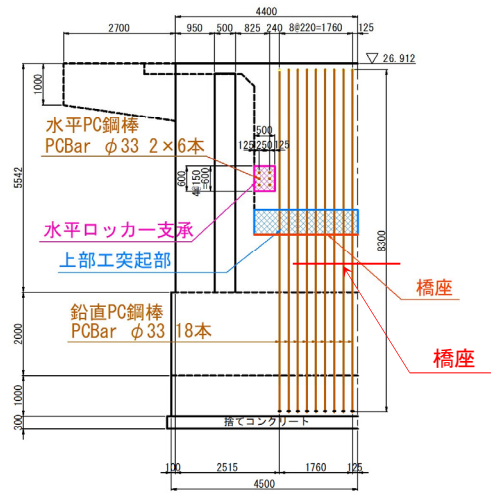


平面図

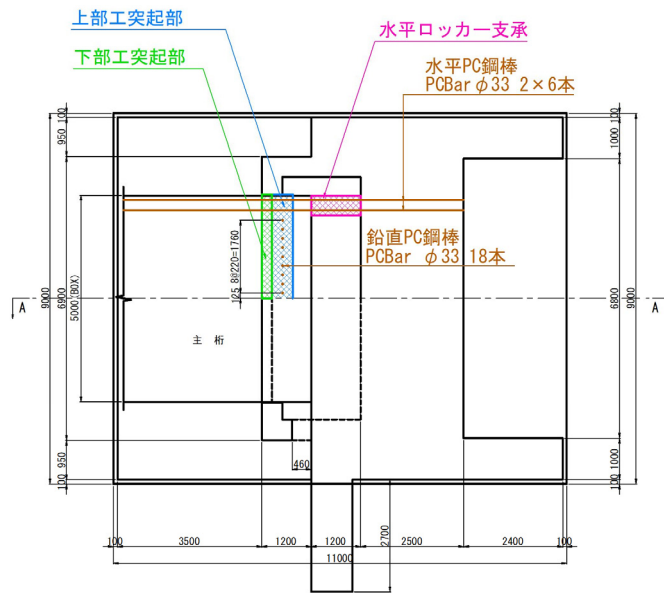
図 2.7 A1 橋台構造図



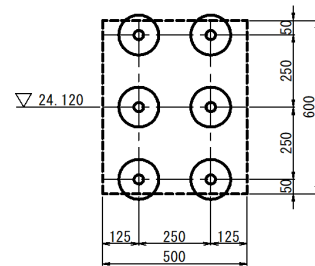
側面図



正面図



平面図



水平 PC 鋼棒定着部正面図

図 2.8 A2 橋台構造図

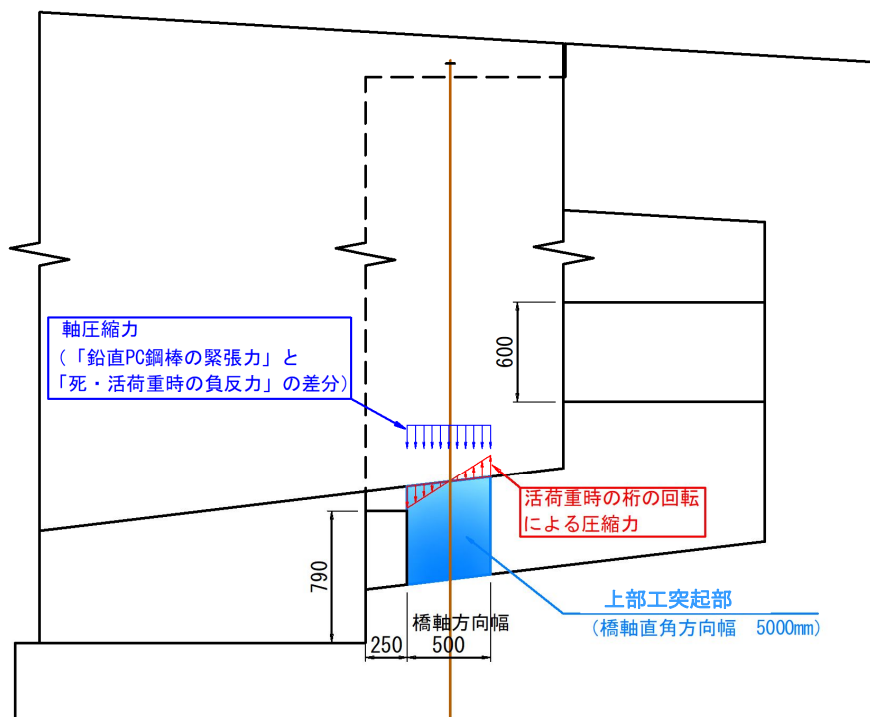


図 2.9 上部工突起部に作用する荷重（死荷重＋活荷重時）

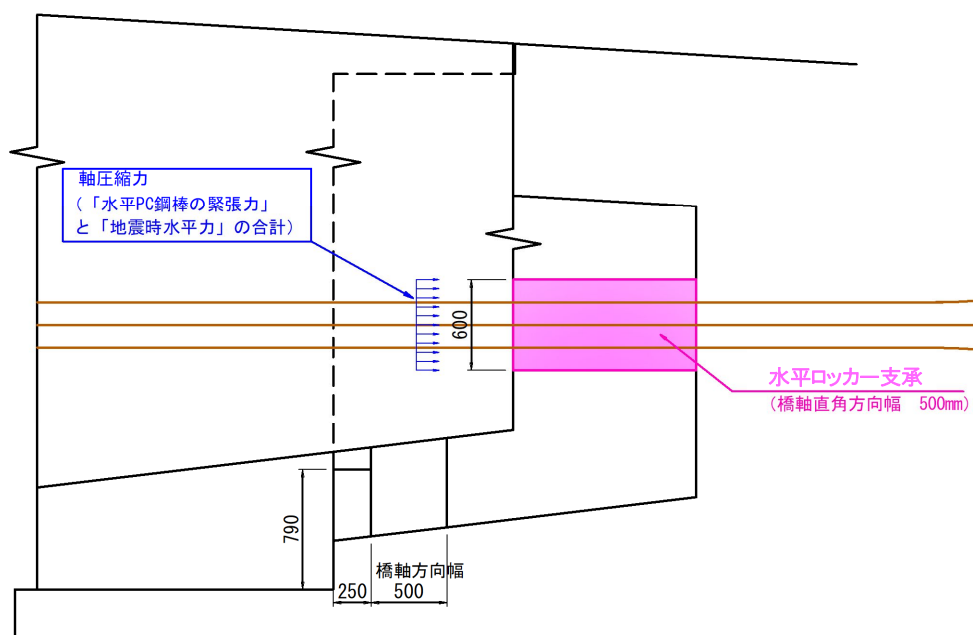


図 2.10 水平ロッカー支承に作用する荷重（地震時）



鉛直 PC 鋼棒は、桁から上部工突起部を貫通し、橋台の躯体内部に定着されている。本数は、橋台 1 基あたり 18 本であり、橋軸直角方向に均等の間隔で配置されている。PC 鋼棒の定着方法は、図 2.11 に示すアンカークロック構造による。なお、図面上、鉛直 PC 鋼棒には継手の記載はなかった（図 2.12 参照）。また、防食方法についても記載されていないが、この点については今回の調査結果を 4 章に示す。死荷重+活荷重時に橋台部に作用する約 5,700kN (570tf) の上揚力に対し、破断荷重 (1 本あたり約 950kN (95tf)) に対する安全率を 3 として設計されており、死荷重+活荷重時に上部工突起部の全断面 (橋軸方向幅 500mm×橋軸直角方向幅 5000mm) に引張力が作用しないよう、鋼棒 1 本あたり 424kN (42.4tf) の緊張力が導入されている。

水平 PC 鋼棒は、橋台背面から水平ロッカー支承を貫通し、主桁ウェブ内に定着されている。本数は、橋台 1 基あたり 12 本 (ウェブ 1 本あたり 6 本×両ウェブ) が配置されている。PC 鋼棒の定着方法は、鉛直 PC 鋼棒と同様、図 2.11 に示すアンカークロック構造による。なお、図面上では、数か所で図 2.13 に示すカップラーにより接続されており、また、桁連結鋼棒という項目で 453m のシース (φ33 用) が計上されている。地震時に橋台に作用する約 3,900kN (390tf) の水平力に対し、桁を橋台に繋ぎ止めるよう設計されており、地震時に水平ロッカー支承に引張力が作用しないよう、緊張力が導入されている。

なお、鉛直 PC 鋼棒及び水平 PC 鋼棒の導入緊張力は、コンクリートのクリープ・乾燥収縮や PC 鋼材のリラクセーションによる、10%のロスを考慮して設定されている。

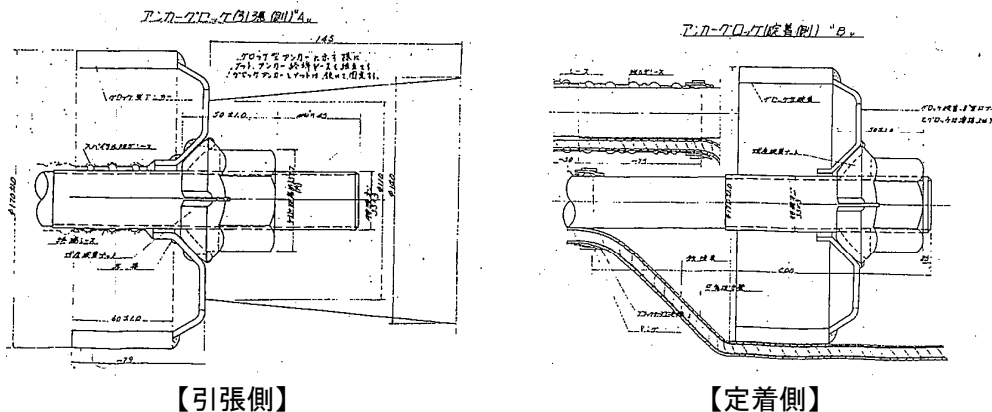


図 2.11 PC 鋼棒の定着構造 (竣工当時の図面より)

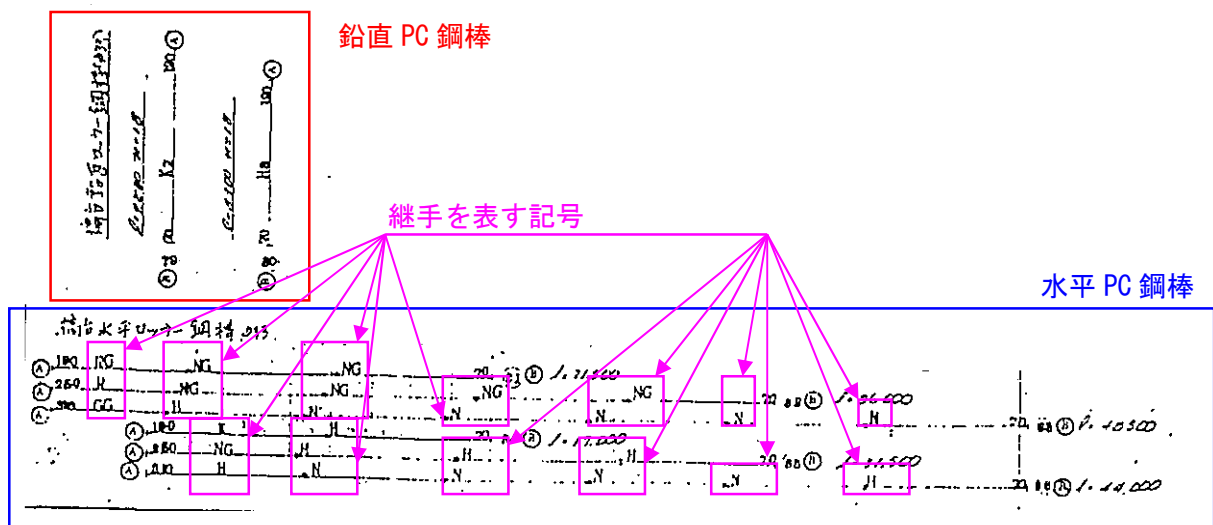


図 2.12 鉛直・水平 PC 鋼棒図 (竣工当時の図面より)

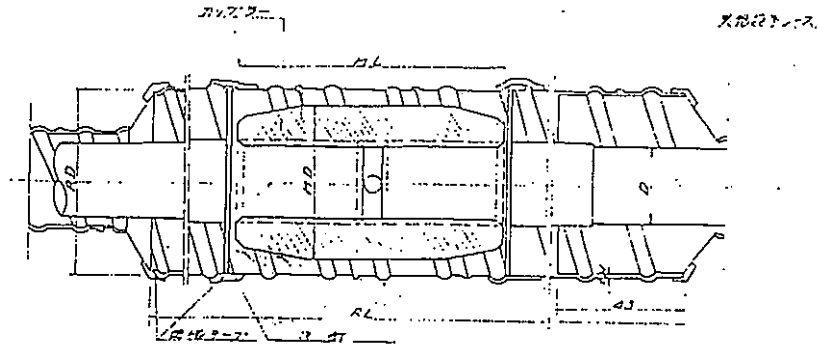


図 2.13 水平 PC 鋼棒の接続構造 (カップラー) (竣工当時の図面より)

中央ヒンジ部における竣工当時の伸縮装置は、フィンガージョイントから橋面下に流下する水を幅員中央に集めて硬質ポリ塩化ビニール管 (塩ビ管) で桁下に排水することを期待した構造であった (図 2.14 参照)。

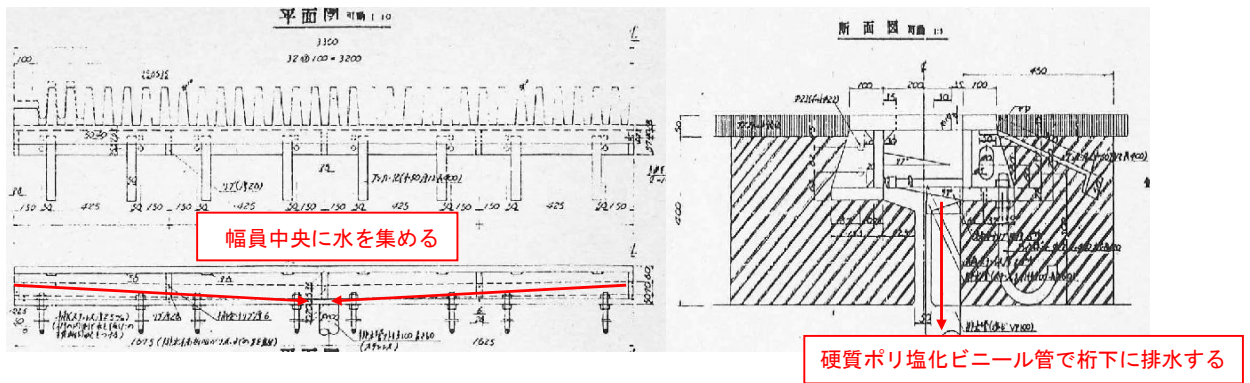


図 2.14 中央ヒンジ部の伸縮装置 (竣工当時の図面より)

一方、橋台部における竣工当時の伸縮装置は、10mm の遊間にウレタントール系注入充填材を充填して止水することを期待した構造であった (図 2.15 参照)。

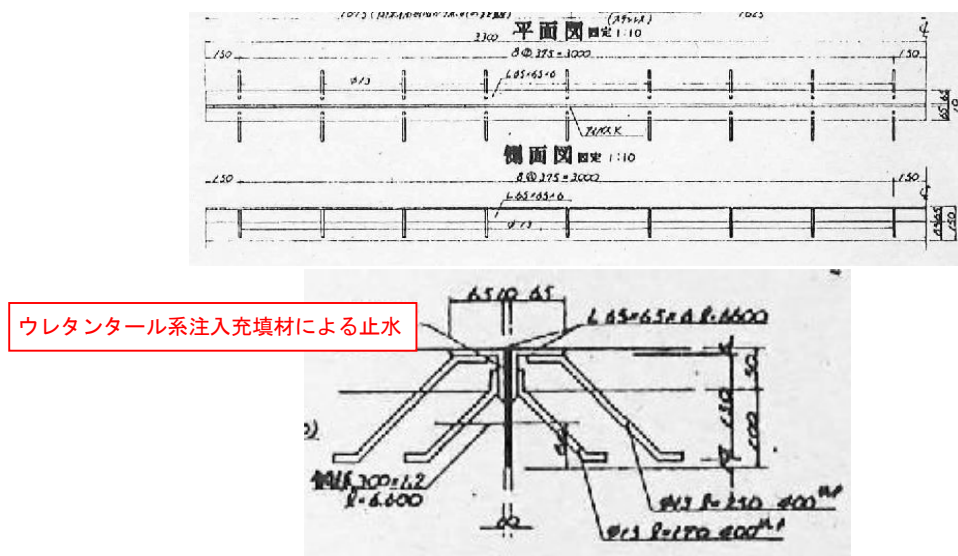


図 2.15 橋台部の伸縮装置 (竣工当時の図面より)