

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**PROCESO CONSTRUCTIVO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO
RÍMAC MEDIANTE DOVELAS SUCESIVAS - PROYECTO TREN
ELÉCTRICO TRAMO AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO**

TOMO I

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

QUINSTON AMILCAR REÁTEGUI QUEZADA

Lima - Perú

2014

Digitalizado por:

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

ÍNDICE

	Pag.
RESUMEN.....	5
LISTA DE CUADROS.....	6
LISTA DE TABLAS.....	7
LISTA DE FIGURAS.....	8
INTRODUCCIÓN.....	16
CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES.....	18
1.1 BREVE RESEÑA HISTÓRICA DE LOS PUENTES EN EL PERÚ.....	18
1.2 FACTORES INFLUYENTES EN LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES.....	21
CAPÍTULO II: CONDICIONES DEL PROYECTO	24
2.1 FICHA DE RESUMEN	24
2.1.1 Datos Generales del Proyecto	25
2.1.2 Presupuesto de la construcción del Puente	25
2.1.2 Plazo de Ejecución de Trabajos.....	25
2.2 SITUACIÓN GEOGRÁFICA	26
2.2.1 Ubicación.....	26
2.2.2 Evaluaciones del sitio	26
2.3 CONDICIONES GENERALES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO RÍMAC.....	28
2.3.1 Características del Puente.....	28
2.3.2 Características del río Rímac.....	30
2.3.2.1 <i>Evaluación de las Riberas en la Zona de Estudio</i>	31
CAPÍTULO III: MARCO TEÓRICO.....	33
3.1 CIMENTACIONES PARA PUENTES.....	33
3.2 TIPO DE CIMENTACIONES.....	34
3.2.1 Cimentaciones Profundas.....	34
3.2.1.1 <i>Pilotes</i>	34
3.2.1.2 <i>Pilotes perforados</i>	35
3.2.2 Cimentaciones Superficiales.....	36
3.2.2.1 <i>Zapatás</i>	37
3.3 SUBESTRUCTURA DEL PUENTE.....	39
3.3.1 Columnas	39

3.4 SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE.....	41
3.4.1 Dovela de arranque.....	41
3.4.2 Dovelas Sucesivas.....	41
3.5 TIPO DE CONCRETO PARA ESTRUCTURAS.....	44
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE CONSTRUCTIBILIDAD.....	46
4.1 INFORMACIÓN GEOTÉCNICA.....	46
4.1.1 Estudios Geotécnicos Sector D.....	47
4.1.2 Estudios Geofísicos Sector D.....	48
4.2 INFORMACIÓN HIDRAÚLICA E HIDROLÓGICA.....	49
4.2.1 Estudio Hidrológico.....	49
4.2.1.1 Cuenca del río Rímac.....	49
4.2.1.2 Caudales máximos de diseño.....	50
4.2.2 Estudio Hidráulico.....	51
4.2.2.1 Características del río en la zona de estudio.....	51
4.2.2.2 Coeficientes de Manning considerados.....	52
4.2.2.3 Caudales considerados en el estudio Hidráulico.....	52
4.2.2.4 Cálculos Hidráulicos.....	53
4.2.2.5 Cálculos de socavación.....	62
4.3 INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA.....	67
4.3.1 Cuadro de Poligonal de apoyo.....	67
4.3.2 Descripción del trabajo.....	68
4.4 ANÁLISIS DE INGENIERÍA.....	70
4.4.1 Análisis Longitudinal y Diseño.....	71
4.4.1.1 Cargas.....	71
4.4.2 Diseño de Cimentaciones.....	75
4.4.2.1 Cimentaciones Profundas.....	75
4.4.2.2 Cimentaciones Superficiales.....	81
4.4.2.3 Subestructura.....	82
4.4.2.4 Superestructura.....	85
CAPÍTULO V: MÉTODO CONSTRUCTIVO.....	89
5.1 PROCESOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE.....	89
5.1.1 Obras Preliminares.....	89
5.1.2 Construcción y Descabezado de pilotes.....	91

5.1.2.1 Emplazamiento e inicio de la perforación.....	93
5.1.3 Excavación y construcción de zapatas	110
5.1.4 Construcción de columnas.....	118
5.1.5 Construcción de vigas cabezales.....	121
5.1.6 Construcción de la dovela de arranque.....	122
5.1.7 Construcción de las dovelas sucesivas.....	139
5.2 EQUIPOS UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE.....	157
5.2.1 Encauzamiento del río Rímac.....	157
5.2.2 Conformación de plataforma para pilotajes.....	157
5.2.3 Construcción del pilote.....	159
5.2.4 Excavación y construcción de zapatas	166
5.2.5 Construcción de columnas.....	166
5.2.6 Construcción de dovelas.....	168
5.3 MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE.....	184
5.3.1 Acero $F'y=4200 \text{ Kg/cm}^2$	184
5.3.2 Concreto.....	184
5.3.3 Aditivos para concreto	185
5.3.4 Grout nivelante	185
5.3.5 Accesorios de neopreno	185
5.3.6 Restricciones longitudinales	186
5.3.7 Barras de postensado.....	186
5.3.8 Ductos de postensado	186
5.3.9 Chimenea de inyección.....	186
5.3.10 Anclajes de barras $\Phi 36\text{mm PT}$	186
5.3.11 Cables de postensado	186
5.3.12 Ductos PT y Copla.....	187
5.3.13 Anclajes para cables.....	187
5.4 OBRAS COMPLEMENTARIAS DE PROTECCIÓN RIBEREÑA.....	188
5.4.1 Protección de columnas ribereñas.....	188
5.4.2 Enrocado de Protección.....	190
5.4.2.1 Construcción del Modelo Hidráulico y Calibración de material de lecho.....	196
5.4.2.2 Ensayos para caudales de diseños especificados.	197

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	199
6.1 CONCLUSIONES	199
6.2 RECOMENDACIONES.....	201
BIBLIOGRAFÍA.....	202
ANEXOS	203

ANEXO A:

Informe de Estudios Geotécnicos del puente sobre el río Rímac

Informe de Poligonal

Estudio de Peligro Sísmico

Diseño de defensas ribereñas en zona de cruce sobre el río Rímac

ANEXO B:

Carta N° 444 – 2012-MTC/33.1

Memoria de cálculo – Tramo O – Puente sobre el río Rímac Vol.1

Memoria de cálculo – Tramo O – Puente sobre el río Rímac Vol.2

Memoria de cálculo – Tramo O – Puente sobre el río Rímac Vol.3

Memoria de cálculo de Pilotes

ANEXO C:

Planos:

- Perfil Geotécnico
- Cimentaciones
- Subestructura
- Superestructura
- Obras Complementarias

RESUMEN

Hoy en día se ve la importancia de reducir la brecha en infraestructura vial que tenemos en el Perú. En nuestra geografía tan accidentada se requieren construir puentes de grandes luces y muchas veces su construcción se ve opacada por que no contamos con la tecnología adecuada para poder construir puentes de longitudes importantes.

A finales de los años cincuenta se introduce en Europa el proceso constructivo de avance por dovelas sucesivas. El proceso consiste en ir añadiendo, a partir de cada cabeza del pilar y de forma balanceada a cada lado, nuevas dovelas que se van cosiendo mediante los cables de continuidad a las dovelas ya ejecutadas, hasta llegar al centro del vano.

El sistema que se analizó para la construcción de dovelas sucesivas es el que utiliza el carro de avance, los cuales posibilitan el posicionamiento y sujeción de los encofrados para la ejecución de cada una de las dovelas que al final conformarán el tablero del puente.

El presente trabajo trata de proponer el uso de un sistema constructivo para su aplicación en puentes. En este caso en particular se propone emplear el sistema de dovelas sucesivas para la construcción del puente sobre el río Rímac y unir los distritos de Cercado de Lima con San Juan de Lurigancho para el proyecto del Tren Eléctrico, Línea 1 - Tramo 2. En el Perú no se ha usado este sistema en la construcción de puentes en el sector ferroviario, de esta manera se quiere mostrar una alternativa de construcción con incidencia en seguridad, plazo y costos.

LISTA DE CUADROS

Cuadro N°2.1: Valores comparativos de los presupuestos	25
Cuadro N°4.1: Datos de la poligonal de apoyo	67
Cuadro N°4.2: Datos de la nivelación	68
Cuadro N°4.3: Factores de reducción de la capacidad del pilote	77
Cuadro N°4.4: Pilotes en el Puente sobre el río Rímac.....	77
Cuadro N°5.1: Dimensiones mínimas de la plataforma.....	91
Cuadro N°5.2: Parámetros para la reutilización del lodo bentonítico.....	97
Cuadro N°5.3: Programación de construcción de las Dovelas Sucesivas	156
Cuadro N°5.4: Especificaciones Técnicas de la pilotera	159

LISTA DE TABLAS

Tabla N°4.1: Resumen de los sondajes de Perforación Diamantina	47
Tabla N°4.2: Resumen de la Refracción Sísmica	48
Tabla N°4.3: Caudales máximos instantáneos para diferentes periodos de retorno (Ajuste Distribución log normal de 2 parámetros).....	50
Tabla N°4.4: Máximas avenidas consideradas en el estudio Hidráulico	51
Tabla N°4.5: Granulometría del material de cauce (mm)	51
Tabla N°4.6: Socavación local (m) alrededor de los pilares del viaducto y puente del tren para un caudal de 500 años de periodos de retorno ($Q_{500}=584 \text{ m}^3/\text{s}$).....	63
Tabla N°5.1: Tabla de datos de las columnas.....	118
Tabla N°5.2: Diámetro mínimo de doblado	184
Tabla N°5.3: Diámetros según sistema.....	187
Tabla N°5.4: Caudales de diseño considerados para diferentes periodos de retorno (T_r).....	191
Tabla N°5.5: Granulometría para diámetro medio $D_{50}=0.8\text{m}$	192
Tabla N°5.6: Granulometría para diámetro medio $D_{50}=1.2\text{m}$	192

LISTA DE FIGURAS

Fig. N°1.1: Diagrama de un puente simple de madera.....	18
Fig. N°1.2: Puente colgante de Q'eswachaca.....	20
Fig. N°1.3: Puente sección cajón, cruce Especial Héroes del Cenepa – Metro de Lima	23
Fig. N°2.1: Mapa de Ubicación	26
Fig. N°2.2: Vista Panorámica del Puente sobre el río Rímac	27
Fig. N°2.3: Vista de la elevación del Puente sobre el río Rímac	28
Fig. N°2.4: Zapatas centrales – Puente sobre el río Rímac.....	29
Fig. N°2.5: Zapata extrema O24 – Puente sobre el río Rímac	29
Fig. N°2.6: Imagen satelital del río Rímac en noviembre 2009 (Época de estiaje)	30
Fig. N°2.7: Imagen satelital del río Rímac en marzo 2010 (Época de avenidas).....	30
Fig. N°2.8: Características de la ribera izquierda, aguas arriba del Puente Huáscar.....	31
Fig. N°2.9: Características de la zona donde se ubicará el pilar izquierdo (O25) de apoyo del puente que cruza el río Rímac	32
Fig. N°3.1: Pilotes de gran diámetro	35
Fig. N°3.2: Cimentación superficial.....	36
Fig. N°3.3: Clasificación de columnas.....	40
Fig. N°3.4: Puente Almodóvar	42
Fig. N°4.1: La cuenca del río Rímac	49
Fig. N°4.2: Características del material del cauce.....	52
Fig. N°4.3: Perfil longitudinal del flujo en la zona de estudio $Q = 553 \text{ m}^3/\text{s}$, Periodo de retorno de 350 años, con un coeficiente de Manning $n = 0.04$	54
Fig. N°4.4: Una sección transversal intermedia del río en la zona de ubicación del puente con esvía ($Q = 553 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr=350$ años).....	55
Fig. N°4.5: Perfil longitudinal del flujo en la zona de estudio $Q=553 \text{ m}^3/\text{s}$, periodo de retorno de 350 años, con un coeficiente de Manning $n = 0.05$	55

Fig. N°4.6: Una sección transversal intermedia del río en la zona de ubicación del puente con esviaje $Q = 553 \text{ m}^3/\text{s}$, periodo de retorno de 350 años.	56
Fig. N°4.7: Perfil longitudinal del flujo en la zona de estudio $Q = 553 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr = 350$ años, con un coeficiente de Manning $n = 0.06$	56
Fig. N°4.8: Una sección transversal intermedia del río en la zona de ubicación del puente con esviaje $Q = 553 \text{ m}^3/\text{s}$, periodo de retorno de 350 años.....	57
Fig. N°4.9: Perfil longitudinal comparativo, sin considerar limpieza de cauce, del nivel de máxima avenida.....	57
Fig. N°4.10: Perfil longitudinal del flujo en la zona de estudio $Q = 553 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr = 350$ años, con un coeficiente de Manning $n = 0.04$	58
Fig. N°4.11: Una sección transversal intermedia del río en la zona de ubicación del puente con esviaje ($Q = 553 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr = 350$ años, con un coeficiente de Manning $n = 0.04$	59
Fig. N°4.12: Perfil longitudinal del flujo en la zona de estudio ($Q = 553 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr = 350$ años, con un coeficiente de Manning $n = 0.05$	59
Fig. N°4.13: Una sección transversal intermedia del río en la zona de ubicación del puente con esviaje ($Q = 553 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr = 350$ años, con un coeficiente de Manning $n = 0.05$)	60
Fig. N°4.14: Perfil longitudinal del flujo en la zona de estudio ($Q = 553 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr = 350$ años, con un coeficiente de Manning $n = 0.06$	60
Fig. N°4.15: Una sección transversal intermedia del río en la zona de ubicación del puente con esviaje ($Q = 553 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr = 350$ años, con un coeficiente de Manning $n = 0.06$)	61
Fig. N°4.16: Perfil longitudinal comparativo, considerando limpieza de cauce, del nivel de máxima avenida, considerando diferentes coeficientes de rugosidad	61
Fig. N°4.17: Desarrollo de la socavación local en relación a la ubicación de la zapata de un pilar del viaducto (No se ha considerado en el dibujo la socavación general).....	64
Fig. N°4.18: Perfil longitudinal del flujo en la zona de estudio ($Q = 584 \text{ m}^3/\text{s}$, periodo de retorno de 500 años).	65

Fig. N°4.19: Una sección transversal intermedia del río en la zona de ubicación del puente con esviaje ($Q = 584 \text{ m}^3/\text{s}$, periodo de retorno de 500 años).	66
Fig. N°4.20: Planta Módulo MO8	70
Fig. N°4.21: Esquema modulación del Puente sobre el río Rímac	70
Fig. N°4.22: Cargas vivas a considerar en el diseño del puente sobre el río Rímac	71
Fig. N°4.23: Espectro de Respuesta Sísmica para un $T_r=1000$ años	72
Fig. N°4.24: Concepto de ductilidad local y global	73
Fig. N°4.25: Factores de combinación de carga según AASHTO LRFD	74
Fig. N°4.26: Factores de carga permanente	74
Fig. N°4.27: Módulo MO8 – Puente sobre el río Rímac	75
Fig. N°4.28: Estribos del pilote	79
Fig. N°4.29: Sección de pilote	79
Fig. N°4.30: Acero de refuerzo típico - Pilotes	80
Fig. N°4.31: Planta de la cimentación típica de las zapatas ejes O24 & O27	81
Fig. N°4.32: Planta de la cimentación típica de las zapatas ejes O25 & O26	82
Fig. N°4.33: Sección transversal de la columna O24	83
Fig. N°4.34: Sección transversal de la columna O27	84
Fig. N°4.35: Sección transversal de las columnas centrales (tipo "Twin Leaf")	84
Fig. N°4.36: Sección transversal de la superestructura del Puente sobre el río Rímac	86
Fig. N°4.37: Tendones de Construcción en ala superior de la viga cajón Eje O25 (Tendones para Voladizo)	87
Fig. N°4.38: Tendones para continuidad en vano central	87
Fig. N°4.39: Tendones para continuidad en vano lateral	87
Fig. N°4.40: Esquema de postensado – Puente segmental $L=240\text{m}$.	88
Fig. N°5.1: Vista del dique conformado por rocas y el terraplén	89
Fig. N°5.2: Terraplén conformado con material propio	90
Fig. N°5.3: Vista del enrocado de protección para el área de trabajo destinada a la construcción de la cimentación y uno de los pilares	

centrales.....	91
Fig. N°5.4: Compactación de la plataforma.....	92
Fig. N°5.5: Verificación de la colocación de la camisa mediante unas guías	93
Fig. N°5.6: Colocación de la camisa rotando con la KDK.....	94
Fig. N°5.7: Verificación de la posición de la camisa por parte de topografía	95
Fig. N°5.8: Perforación de un pilote	96
Fig. N°5.9: Planta de lodo bentonítico.....	96
Fig. N°5.10: Lectura de la profundidad de la perforación	97
Fig. N°5.11: Colocación de la armadura del pilote	98
Fig. N°5.12: Armadura trabada con la camisa a través de una barra horizontal	99
Fig. N°5.13: Soldadura en los traslapes que unen 2 armaduras del pilote	99
Fig. N°5.14: Colocación de tubos de PVC para facilitar el descabezado.....	100
Fig. N°5.15: Tuberías Tremie	101
Fig. N°5.16: Colocación de la pelota antes de iniciar el vaciado	102
Fig. N°5.17: Vaciado del pilote.....	102
Fig. N°5.18: Medición de la ubicación del concreto	103
Fig. N°5.19: Retiro de la camisa	104
Fig. N°5.20: Perforaciones del barreno para el descabezado del pilote	105
Fig. N°5.21: Fracturación de la cabeza del pilote con el quebrantador hidráulico	105
Fig. N°5.22: Izaje del cabezal fracturado	106
Fig. N°5.23: Prueba de Integridad.....	107
Fig. N°5.24: Cabeza del pilote con superficie de impacto	108
Fig. N°5.25: Sensores de tensión y aceleración.....	109
Fig. N°5.26: Dispositivo de carga.....	109
Fig. N°5.27: Taludes de excavación de las zapatas - Sección transversal.....	110
Fig. N°5.28: Excavación a nivel de la banquetta.....	111
Fig. N°5.29: Excavación de la zapata (2da etapa)	111
Fig. N°5.30: Nivelación del terreno	112
Fig. N°5.31: Vaciado del solado.....	112
Fig. N°5.32: Colocación de acero en la zapata O25.....	113
Fig. N°5.33: Armadura de la zapata lista para la colocación de la columna	114
Fig. N°5.34: Vaciado de concreto de la 1ra etapa de la zapata O24	115
Fig. N°5.35: Medición de la temperatura del concreto a través de	

termocuplas	115
Fig. N°5.36: Corte verde	116
Fig. N°5.37: Vaciado de concreto de la 2da etapa de la zapata O26	117
Fig. N°5.38: Curado vía húmeda utilizando mantas	117
Fig. N°5.39: Colocación de acero en la armadura de la columna O26	118
Fig. N°5.40: Izaje de la 2da columna del eje O25	119
Fig. N°5.41: Vaciado de concreto de la 3ra etapa de las columnas	120
Fig. N°5.42: Colocación de acero en la viga cabezal – eje O27	122
Fig. N°5.43: Colocación de grout y neopreno – eje O24	122
Fig. N°5.44: Ubicación de las Torres Grúa - Planta.....	124
Fig. N°5.45: Instalación de los siguientes cuerpos – eje O25.....	125
Fig. N°5.46: Colocación de la tornamesa – eje O25.....	125
Fig. N°5.47: Instalación de dos contrapesos ubicados en el extremo de la contraflecha – eje O25	126
Fig. N°5.48: Acople de la pluma a la tornamesa – eje O25	126
Fig. N°5.49: Procesos de la construcción de la dovela de arranque	127
Fig. N°5.50: Colocación de la losa de fondo de la dovela de arranque	128
Fig. N°5.51: Habilitación y colocación de acero en la losa inferior	129
Fig. N°5.52: Encofrado de la losa inferior.....	129
Fig. N°5.53: Vaciado de la losa inferior	130
Fig. N°5.54: Armadura de las almas de la dovela de arranque	131
Fig. N°5.55: Encofrado de las almas de la dovela de arranque.....	131
Fig. N°5.56: Colocación de los anclajes de las barras roscadas en la losa superior.....	132
Fig. N°5.57: Encofrado de la losa superior de la dovela de arranque.....	133
Fig. N°5.58: Desencofrado de la dovela cero – Eje O26	134
Fig. N°5.59: Colocación de la tuerca y el manguito tensor	135
Fig. N°5.60: Colocación de la barra de extensión	136
Fig. N°5.61: Colocación de la silla	136
Fig. N°5.62: Colocación del gato hidráulico	137
Fig. N°5.63: Monitoreo del tensado y de la presión a través del manómetro.....	137
Fig. N°5.64: Verificación de la elongación de la barra roscada	138
Fig. N°5.65: Colocación del gato hidráulico para el postensado de cables Dovela de arranque eje O25	139

Fig. N°5.66: Dovelas del eje O24 hacia el claro central - Planta	140
Fig. N°5.67: Dovelas del claro central hacia el eje O27 - Planta	140
Fig. N°5.68: Colocación de los rieles	141
Fig. N°5.69: Izaje del marco principal	141
Fig. N°5.70: Colocación del marco principal.....	142
Fig. N°5.71: Marcos principales colocados en ambos sentidos.....	142
Fig. N°5.72: Colocación de la plataforma exterior (outer form).....	143
Fig. N°5.73: Colocación de la plataforma exterior (outer form) y de la Plataforma interior (inner form).....	143
Fig. N°5.74: Plataforma exterior (outer form) y Plataforma interior (Inner form)	144
Fig. N°5.75: Izaje de la plataforma inferior (bottom form) y de la plataforma de seguridad (safety platform)	144
Fig. N°5.76: Habilitación de acero en la losa inferior.....	145
Fig. N°5.77: Losa superior de la dovela	146
Fig. N°5.78: Vaciado de las dovelas 1N y 1S – Eje O26.....	147
Fig. N°5.79: Colocación del gato hidráulico para el tensado	148
Fig. N°5.80: Corrida del carro de avance	149
Fig. N°5.81: Carros FT1 Y FT2	149
Fig. N°5.82: Carros FT3 y FT4.....	149
Fig. N°5.83: Foto Panorámica de la construcción de Puente sobre el río Rímac mediante dovelas sucesivas	150
Fig. N°5.84: Vaciado de concreto de la dovela de cierre central	151
Fig. N°5.85: Apoyos temporales para las dovelas extremas – eje O24.....	152
Fig. N°5.86: Dovela extrema lateral – Eje O24.....	152
Fig. N°5.87: Dovela de cierre extrema – Eje O27	153
Fig. N°5.88: Blíster dentro de las dovelas sucesivas.....	153
Fig. N°5.89: Diafragmas internos en la dovela de arranque, Dovela Extrema y dentro de las dovelas sucesivas para los tendones futuros	154
Fig. N°5.90: Desmontaje del carro de avance FT3	155
Fig. N°5.91: Trabajos de encausamiento con la excavadora VOLVO	157
Fig. N°5.92: Eliminación de material de corte para el plataformado	158
Fig. N°5.93: Conformación de la plataforma con el cargador frontal	158
Fig. N°5.94: Compactación con rodillo JCB – Vibromax VMT260	159

Fig. N°5.95: Pilotera BAUER BG28	160
Fig. N°5.96: Dimensiones de la pilotera BAUER BG28.....	161
Fig. N°5.97: Grúa Link Belt 108 Hylab 5	162
Fig. N°5.98: Tuberías Tremie.....	162
Fig. N°5.99: Quebrantador Hidráulico	163
Fig. N°5.100: Martillo de mano	164
Fig. N°5.101: Pile Integrity Tester	164
Fig. N°5.102: Pile Driving Analyzer	165
Fig. N°5.103: Dispositivo de carga.....	165
Fig. N°5.104: Izaje de la columna usando las grúas Link Belt y la Terex	167
Fig. N°5.105: Colocación del encofrado usando la grúa Terex	167
Fig. N°5.106: Vaciado de concreto en la columna usando una bomba abastecida por unidades mixer	168
Fig. N°5.107: Torre grúa Pecco SK135.....	169
Fig. N°5.108: Torre grúa Liebherr 301C.....	169
Fig. N°5.109: Apuntalamiento de la dovela extrema – eje O27	170
Fig. N°5.110: Gato hidráulico de tensado	171
Fig. N°5.111: Central hidráulica de tensado.....	172
Fig. N°5.112: Silla de tensado (estructura de soporte), detalle de montaje	172
Fig. N°5.113: Tensado de barras.....	173
Fig. N°5.114: Bomba eléctrica de inyección de lechada	174
Fig. N°5.115: Izaje de las partes del carrito de avance	175
Fig. N°5.116: Vista de los carros de avance	175
Fig. N°5.117: Carro de avance – Vista en planta	176
Fig. N°5.118: Carro de avance – Vista lateral en posición para dovelas	176
Fig. N°5.119: Carro de avance – Sección trasera	177
Fig. N°5.120: Carro de avance – Sección frontal	177
Fig. N°5.121: Vaciado de la losa inferior de una dovela sucesiva	181
Fig. N°5.122: Gato hidráulico ZPE-460/31	182
Fig. N°5.123: Bomba Hidráulica.....	182
Fig. N°5.124: Cuñas de anclaje	187
Fig. N°5.125: Escarificado en la parte superior de la zapata.....	188
Fig. N°5.126: Colocación del acero en la armadura del anillo de protección	189
Fig. N°5.127: Encofrado del anillo de protección	189

Fig. N°5.128: Inspección Post vaciado del anillo de protección	190
Fig. N°5.129: Fosas de disipación de energía aguas debajo de la traviesa	193
Fig. N°5.130: Vista del reforzamiento de muros existentes en la base ante las acciones erosivas del río Rímac	193
Fig. N°5.131: Vista del muro de contención nuevo y su reforzamiento en la base ante las acciones erosivas del río Rímac	194
Fig. N°5.132: Vista del enrocado apoyado sobre talud	194
Fig. N°5.133: Vista del enrocado de protección de los pilares del puente Huáscar	195
Fig. N°5.134: Vista del reforzamiento a pie de rápida existente	195
Fig. N°5.135: Vista de la sección transversal de las traviesas	195
Fig. N°5.136: Vista desde aguas abajo el proceso de calibración para caudales altos ($q > 200 \text{ m}^3/\text{s}$)	197
Fig. N°5.137: Ensayos con el caudal máximo	198
Fig. N°5.138: Vista en la zona del puente Huáscar	198

INTRODUCCIÓN

La presente Tesis, en la cual se propone el Proceso Constructivo del Puente sobre el río Rímac mediante Dovelas Sucesivas, tiene por propósito mostrar un sistema constructivo que permite realizar la construcción del puente sin tener que utilizar apoyos intermedios que obstaculicen el normal flujo de agua, utilizando un sistema de encofrado que permite lograr notables reducciones de tiempo de montaje y optimización de los equipos.

El primer capítulo presenta los Aspectos Generales, en él se detalla brevemente la historia de la construcción de puentes en el Perú y los factores influyentes en la construcción de puentes.

El segundo capítulo presenta las Condiciones del Proyecto, en donde se detalla la Información general del proyecto, la situación geográfica, es decir donde se llevó a cabo la obra y las condiciones generales del puente sobre el río Rímac.

El tercer capítulo presenta el Marco Teórico, desde los tipos de cimentación, subestructura del puente, superestructura y los tipos de concreto que se empleó en la construcción del Puente sobre el río Rímac.

El cuarto capítulo presenta el Análisis de constructibilidad, en donde se detalla toda la información geotécnica presentada en el expediente técnico elaborado por la contratista Consorcio Tren Eléctrico, para el cliente AATE, la información Hidráulica e Hidrológica, los estudios de topografía y todos los diseños de ingeniería que permitieron la construcción del puente.

El quinto capítulo de la Tesis se denomina Método Constructivo. En éste capítulo se muestra los procesos para la construcción del Puente sobre el río Rímac, los equipos utilizados en la construcción del puente, los materiales utilizados y también muestra la ejecución de obras complementarias de protección ribereña que se realizó para evitar erosiones en las estructuras del viaducto y en las estructuras existentes.

El capítulo final de la Tesis muestra las conclusiones y recomendaciones.

Se debe mencionar que parte de la información proporcionada es propiedad de la Autoridad Autónoma del Sistema Eléctrico de Transporte masivo de Lima y Callao (AATE), la cual mediante Carta N° 444 – 2012-MTC/33.1 de fecha 11 de Julio del 2012, otorga el permiso respectivo al autor de la presente tesis para hacer uso con fines académicos la información referente al diseño estructural del viaducto, dicha carta se adjunta en el Anexo B.

CAPÍTULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1 BREVE RESEÑA HISTÓRICA DE LOS PUENTES EN EL PERÚ

Cuando los primeros conquistadores españoles comenzaron a recorrer el territorio del Tahuantinsuyo, no pudieron contener su admiración al contemplar la dilatada red de caminos que cubría el Imperio Incaico.

Pronto descubrieron que ese conjunto de vías presentaba cuatro, que eran algo así como ejes troncales para todas las demás. Éstas, que recibieron pronto el calificativo de imperiales, en ocasiones se bifurcaban y en otras servían de salida a numerosos ramales; siendo las primeras de construcción más perfeccionada que las demás. Vencían las cuestas ásperas de los cerros por medio de escaleras, a veces talladas en la roca viva; y atravesaban quebradas y ríos imponentes por maravillosos puentes.

La construcción de puentes se hacía indispensable debido a la realidad geográfica andina. Los puentes más comunes fueron los hechos con troncos de árboles y los elaborados con trenzas de diversas fibras. En el caso de los puentes con troncos se utilizaron solo en los lugares en donde la geografía se lo permitía, y para esto era necesaria una base de piedra (dos peñones contrapuestos) que eran labrados para que los maderos encajen. Ver figura N°1.1

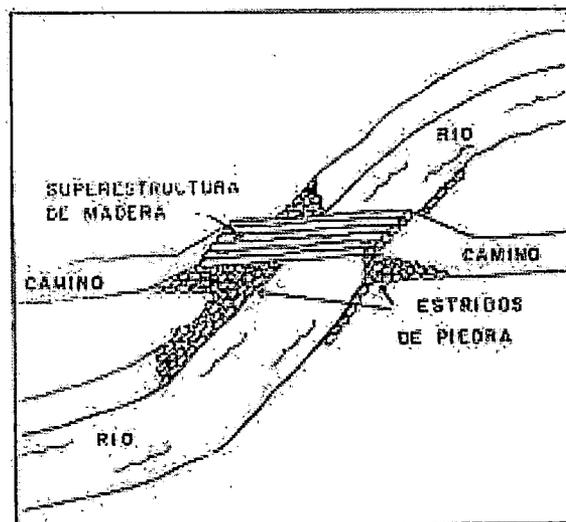


Figura N°1.1: Diagrama de un puente simple de madera

En tiempos coloniales tempranos, Miguel de Estete (conquistador y cronista español) afirmó que a la salida de Huánuco Pampa existía un puente hecho con gruesos maderos, en tanto que cerca de Cajamarca existía un puente hecho con bases de piedra y maderos muy gruesos.

Los puentes colgantes fueron los más comunes en la zona andina. Eran contruidos con fibras vegetales que estaban fijadas a unas sólidas bases de piedra a cada lado, estas fibras eran trenzadas hasta formar cables de 50 o 60 centímetros de diámetro, y para pasar la cuerda de un lugar a otro se utilizaba otra cuerda más fina hecha de cáñamo que se denominaba "cháhuar". La fibra para los puentes era variable según la región, podían ser de mimbre, tasca (*Escallonia patens*), lloque (*Kageneckia lanceolata*), ichu (*Stipa ichu*) o chachacomo (*Escallonia resinosa*); en algunas zonas se utilizó el denominado "arbusto de Chilca" (*Baccharis latifolia*). En las zonas en donde no había arbustos también se utilizó el maguey (*Furcraea andina*), fibra que también fue conocida como "pita" o "cabuya". En algunos casos los puentes tuvieron troncos tendidos para facilitar el tránsito en la mayor de las veces tenían fibras tejidas o entrelazadas.

Hay que acotar que la mayoría de los puentes incaicos fueron quemados durante las guerras civiles entre los conquistadores españoles y la sublevación de Manco Inca. En la Relación francesa de la Conquista (escrito en 1534) se describe que en las Indias existían poderosos ríos de los cuales colgaban puentes de gruesas cuerdas y que existían puentes por donde pasaban los grandes señores y otros donde pasaba el común popular.

Los ríos también podían ser cruzados por medio de oroyas (denominadas también tarabitas o huaros, dependiendo de la región). Bernabé Cobo describe que estas "tarabitas" se hacían con cuerdas de ichu o lianas tan gruesas como una pierna. Estas cuerdas eran amarradas a peñas de una orilla a otra y de esta colgaba una canasta, sobre la que se sentaba una persona y por medio de la sogá se jalaba de una orilla hacia la otra.

En la figura N°1.2 se puede apreciar el puente colgante de Q'eswachaca hecho de fibra de ichu realizada en el cuzco.

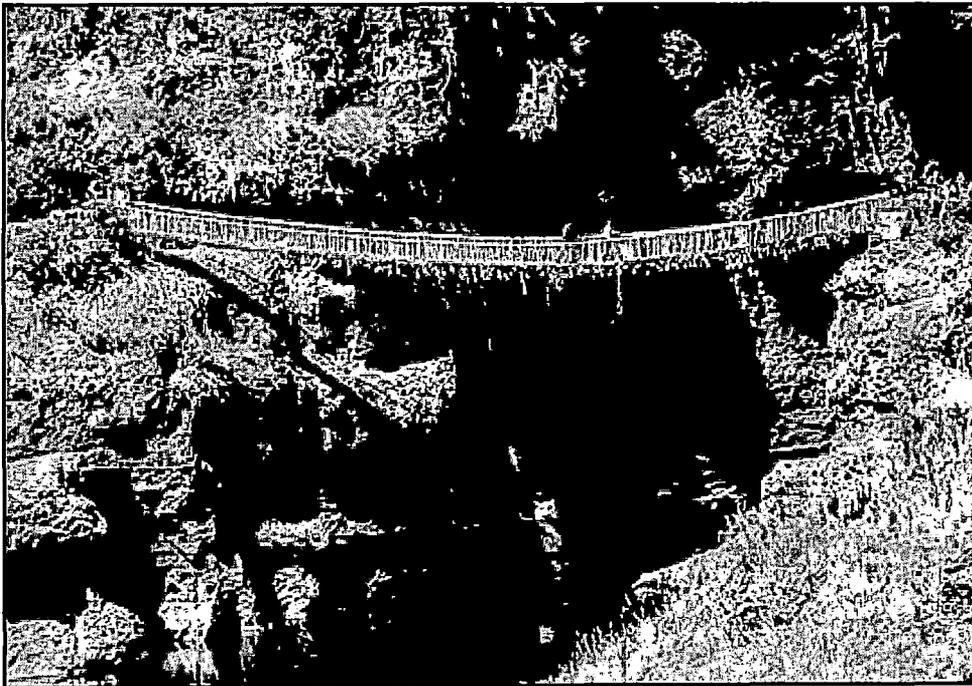


Figura N°1.2: Puente colgante de Q'eswachaca

1.2 FACTORES INFLUYENTES EN LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES

El hombre desde siempre ha tenido la necesidad de cruzar ríos, barrancas o pequeños arroyos. En un inicio, resolvió esta adversidad de manera sencilla con el tronco de un árbol o una gran piedra, fue probando con diferentes materiales y técnicas. La tecnología utilizada en los puentes ha ido evolucionando junto a la civilización: los romanos idearon la utilización de arcos para librar claros, o los Incas con los típicos puentes colgantes perdidos en la selva. A partir de la aparición del hierro y el acero en la Revolución Industrial, los diseños fueron tomando formas más atrevidas.

En la actualidad, las innovaciones tecnológicas, los nuevos materiales y el diseño asistido por computadora han revolucionado las formas. Los puentes ya no sólo resuelven una necesidad primaria del hombre, son el resultado de proyectos ambiciosos y la consolidación de ciudades de primer mundo. Son multifuncionales: incluyen diversos niveles y variedad de recorridos, en conjunto con formas caprichosas e impresionantes se insertan en el paisaje como esculturas urbanas.

Todos los puentes se basan en modelos naturales, a los que, conforme la tecnología ha ido avanzando, se han incorporado nuevas formas de resolver los mismos problemas, se ha montado una ciencia que es parte importante de las aplicaciones de la ingeniería civil: el proyecto y construcción de puentes.

La construcción de un puente tiene como fin atravesar obstáculos naturales como valles, ríos, lagos, etc. Como también obstáculos artificiales como por ejemplo carreteras, vías férreas.

La construcción de puentes se puede clasificar en distintas maneras, a continuación se muestra la clasificación según el proceso constructivo:

- Puentes Concretados in situ, ya sea puentes de viga cajón, de sección "I", de losa maciza, de losa aligerada, colgantes, en arco, atirantados, etc.
- Puentes Prefabricados, requiere el montaje de los diversos elementos estructurales, vigas prefabricadas, losas, estructuras metálicas, etc.
- También pueden ser puentes de vigas lanzadas, puentes construidos sobre cimbras autoportantes.
- Puentes por volados sucesivos, las dovelas pueden ser prefabricadas o vaciada in situ con el carro de avance.

Como se observa en esta clasificación, el temario que se puede desprender sobre los puentes es bastante grande y cada uno es lo suficientemente grande para hacer una excelente investigación, se aclara que el presente trabajo se centra en el proceso constructivo de un puente con voladizos sucesivos.

Según (Manterola, 2006) existen tres condiciones que nos permiten explicar la creación de determinados grupos de puentes en los cuales se relacionan parámetros geométricos que optimicen el costo, la construcción y una respuesta resistente. Las condiciones son:

- Destacan elementos de peso controlable y manejable, la viga principal o la dovela.
- La estructura va resistiendo conforme se construye, desarrollándose en el proceso de construcción mecanismos resistentes similares a cómo va a funcionar el puente en servicio, lo cual es fundamental para que el dimensionamiento de la estructura no venga condicionado por fases provisionales.
- El peso de los elementos básicos, su forma de puesta en obra y los medios necesarios para su construcción están relacionados equilibradamente.

A partir de estas tres condiciones es que se puede definir el proceso constructivo, la forma y el comportamiento del puente. Teniendo como base los materiales, la respuesta estructural y el proceso constructivo se llegan a optimizar la clasificación y el desarrollo de los modelos de puentes para condiciones determinadas como las luces que deben cubrir según la necesidad.

Los modelos de los puentes se convierten en una herramienta muy importante a la hora de escoger que tipología de puente debe ser utilizada por un ingeniero.

Teniendo en cuenta los modelos son una guía, pero no una ley o norma, a dichos modelos se les hacen algunas modificaciones que permiten que el proyecto se desarrolle de la mejor manera.

Los puentes en arco; Cuando los arcos se cimientan en el fondo de una corriente de agua o un río, el agua se desvía y se excava la arena hasta llegar a suelo firme. A menudo la cimentación se hace por pilotes. Desde esta cimentación, se levantan las pilas hasta la base de los arcos.

Después se fabrican las cimbras provisionales, normalmente con maderas y tablas. Desde cada arco de un puente multi-arco se transmitirán unas cargas

Como se observa en esta clasificación, el temario que se puede desprender sobre los puentes es bastante grande y cada uno es lo suficientemente grande para hacer una excelente investigación, se aclara que el presente trabajo se centra en el proceso constructivo de un puente con voladizos sucesivos.

Según (Manterola, 2006) existen tres condiciones que nos permiten explicar la creación de determinados grupos de puentes en los cuales se relacionan parámetros geométricos que optimicen el costo, la construcción y una respuesta resistente. Las condiciones son:

- Destacan elementos de peso controlable y manejable, la viga principal o la dovela.
- La estructura va resistiendo conforme se construye, desarrollándose en el proceso de construcción mecanismos resistentes similares a cómo va a funcionar el puente en servicio, lo cual es fundamental para que el dimensionamiento de la estructura no venga condicionado por fases provisionales.
- El peso de los elementos básicos, su forma de puesta en obra y los medios necesarios para su construcción están relacionados equilibradamente.

A partir de estas tres condiciones es que se puede definir el proceso constructivo, la forma y el comportamiento del puente. Teniendo como base los materiales, la respuesta estructural y el proceso constructivo se llegan a optimizar la clasificación y el desarrollo de los modelos de puentes para condiciones determinadas como las luces que deben cubrir según la necesidad.

Los modelos de los puentes se convierten en una herramienta muy importante a la hora de escoger que tipología de puente debe ser utilizada por un ingeniero.

Teniendo en cuenta los modelos son una guía, pero no una ley o norma, a dichos modelos se les hacen algunas modificaciones que permiten que el proyecto se desarrolle de la mejor manera.

Los puentes en arco; Cuando los arcos se cimientan en el fondo de una corriente de agua o un río, el agua se desvía y se excava la arena hasta llegar a suelo firme. A menudo la cimentación se hace por pilotes. Desde esta cimentación, se levantan las pilas hasta la base de los arcos.

Después se fabrican las cimbras provisionales, normalmente con maderas y tablas. Desde cada arco de un puente multi-arco se transmitirán unas cargas

sobre sus vecinos, por esto, es necesario construir todos los arcos al mismo tiempo (y al mismo ritmo), para que las fuerzas que se produzcan, se compensen entre arcos consecutivos. Las cargas que producen los arcos de los extremos del puente se transmiten al terreno por los cimientos en los taludes laterales del río o cañón, o bien con grandes cuñas formando rampas a las entradas en el puente, que también pueden estar formadas por más arcos.

La mayoría de arcos se construyen simultáneamente en la cimbra; cuando la estructura básica de cada arco está construida, el arco se estabiliza con un relleno interior de albañilería entre los arcos formando unas paredes a los laterales del puente, que pueden estar dispuestas en horizontal formando también los muros laterales. Una vez formadas estas dos paredes se rellena el interior con material suelto y cascajo. Finalmente se pavimenta la vía y se construyen los muros quitamiedos.

Los Puentes de Sección Cajón; que en su mayoría de casos se construyen usando falsos puentes como sistema de encofrado. Ver figura N°1.2

Puentes de Vigas Metálicas o de Concreto Prefabricadas; estos puentes pueden ser de vigas de concreto o de vigas metálicas. Estas vigas son montadas con una grúa, generalmente son de luces hasta de 40 metros.

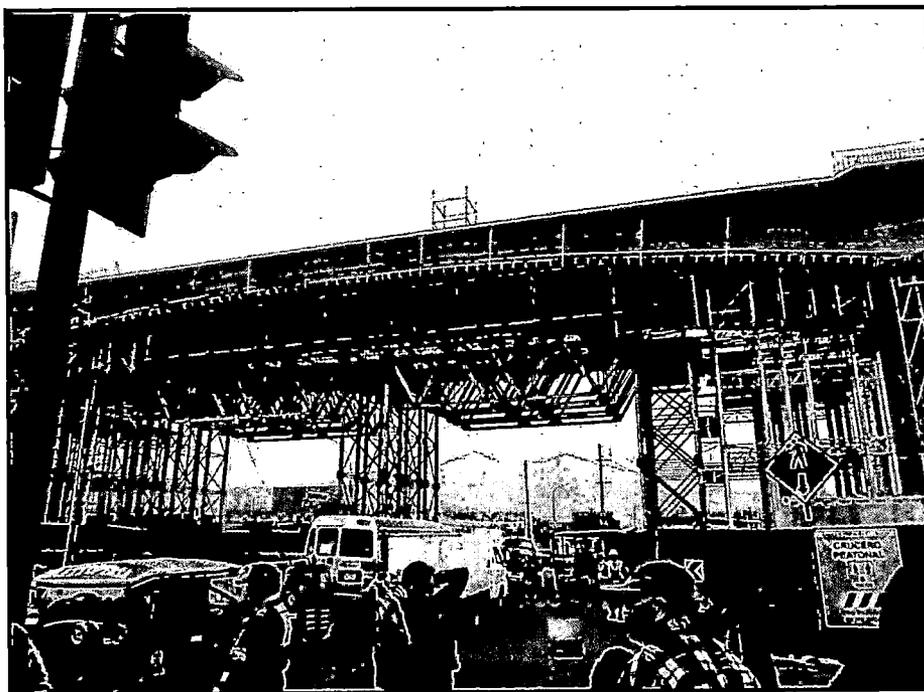


Figura N°1.2: Puente de Sección Cajón, cruce especial Héroes del Genepa - Metro de Lima

CAPÍTULO II

CONDICIONES DEL PROYECTO

2.1 FICHA DE RESUMEN

2.1.1 Datos Generales del Proyecto

Obra:	Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao. Construcción del Puente sobre el río Rímac (PRR)
Tramo:	Línea 1, Tramo 2: Av. Grau – San Juan de Lurigancho Puente sobre el río Rímac: km 23+686.57 a km 23+926.57 Módulo MO8-VTO.
Entidad:	AATE (Autoridad Autónoma del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo)
Contratista:	CONSORCIO TREN ELÉCTRICO Contrato de Ejecución de Obra por Concurso Oferta – Precios Unitarios. Licitación Pública LP N° 001-2011-AATE
Sub-Contratistas:	Consortio SEC PERU – VSL UNICON Pilotes TERRATEST
Proyectista:	T. Y. LIN International
Supervisor:	CONSORCIO CESEL S. A. - PÖYRY Contrato N° 002-2011-MTC/33 Concurso Público CP N° 004-2011-AATE

2.1.2 Presupuesto de la construcción del Puente

En el cuadro N°2.1 se compara el presupuesto aprobado según el Expediente Técnico Definitivo, cuyo monto forma parte del Presupuesto General de la Obra, y el Presupuesto real de construcción.

Cuadro N°2.1: Valores comparativos de los presupuestos

	Puente sobre el río Rímac
PRESUPUESTO TOTAL DE LA OBRA	US\$ 900'610,620.14 incluido IGV
PRESUPUESTO EXPEDIENTE TÉCNICO DEFINITIVO	US\$ 19'665731.73 incluido IGV
PRESUPUESTO REAL EJECUTADO	US\$ 19'561290.86 incluido IGV
DIFERENCIA ENTRE PRESUPUESTOS (menor costo)	US\$ 104,440.87 incluido IGV

Fuente: Elaboración Propia

2.1.3 Plazo de Ejecución de Trabajos

Plazo para Ejecución de Trabajos: 363 días Calendario
Fecha de inicio Contractual de Trabajos: 16/08/2012
Fecha de Término Contractual de Trabajos: 14/08/2013

Fecha de inicio real de Trabajos: 17/07/2012
Fecha de término real de Trabajos: 20/08/2013
Plazo Ejecutado: 399 días Calendario

2.2 SITUACIÓN GEOGRÁFICA

2.2.1 Ubicación

El Puente sobre el río Rímac se encuentra ubicada en la ciudad de Lima en el mismo lecho del río entre los distritos del Agustino y San Juan de Lurigancho (ver figura N°2.1), además forma parte de la Línea 1 – Tramo 2 el cual se extiende desde la Av. Grau y termina en la cola de vía de la Estación Bayóvar en San Juan de Lurigancho con 12,4 km de viaducto elevado, atravesando 3 distritos: Cercado de Lima, El Agustino y San Juan de Lurigancho, beneficiando así a 1'378,198 habitantes.

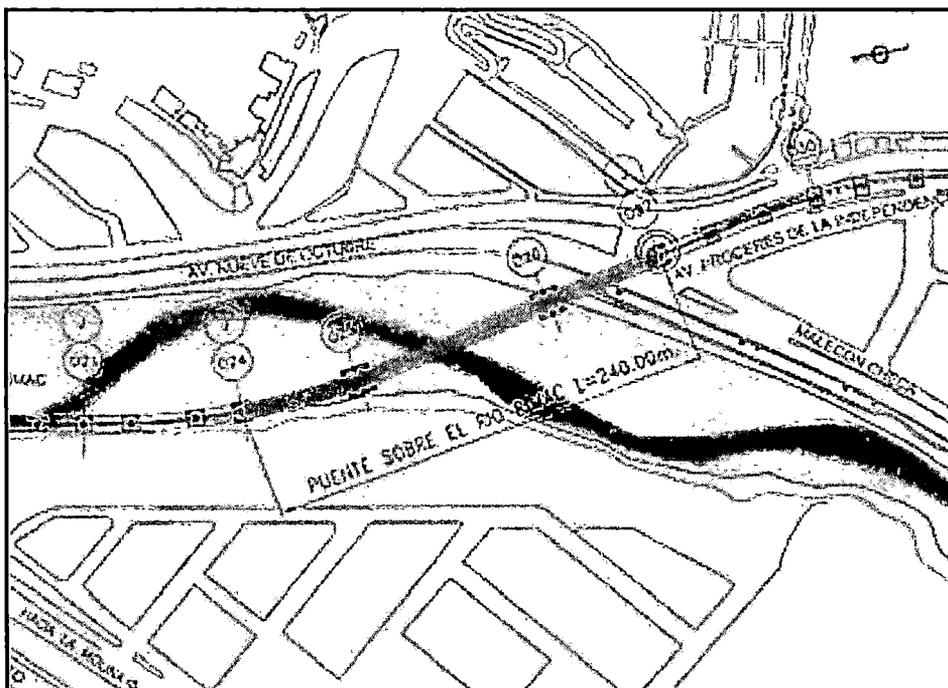


Figura N°2.1: Mapa de Ubicación

2.2.2 Evaluaciones del sitio

Según la Información Geotécnica que se realizó en el lecho del río Rímac se propuso estructurar la cimentación del puente a través de cimentaciones superficiales (zapatas) y cimentaciones profundas (pilotes), debido a que las bases del puente son emplazados en el lecho del río Rímac y así poder evitar problemas de socavación. Dicho informe se puede apreciar con más detalle en el Anexo A.

Debido a que las estructuras del puente se ubican en las cercanías del cauce del río Rímac, se plantea un conjunto de obras complementarias según la Información Hidráulica e Hidrológica, el cual se puede ver en su totalidad en el Capítulo IV: Análisis de Constructibilidad, con la finalidad de proteger los márgenes del río y de esta forma asegurar la estabilidad de las estructuras.

En la figura N°2.2 se puede apreciar una vista del Puente sobre el río Rímac el cual está emplazado en el mismo cauce del río.

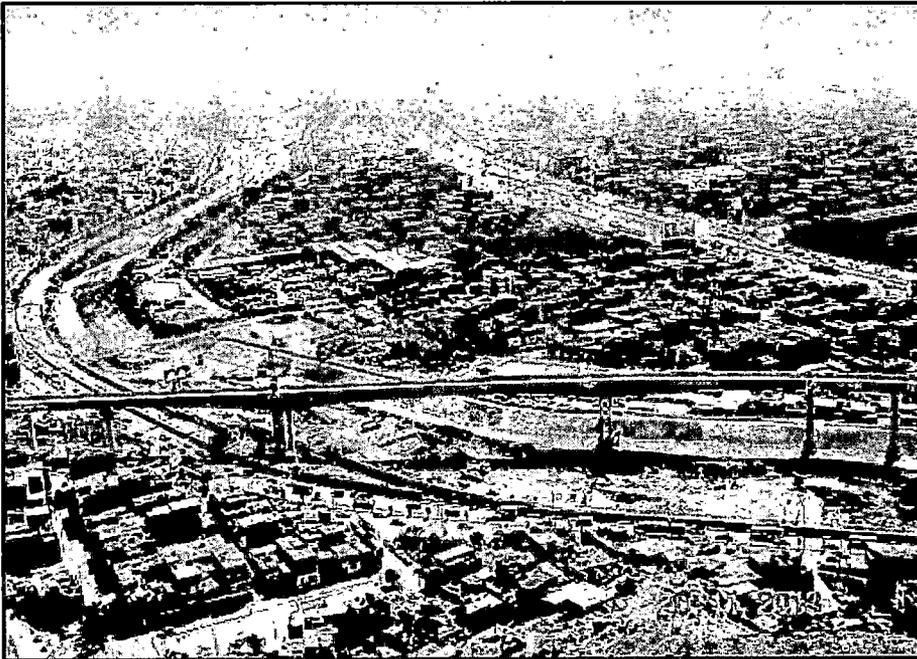


Figura N°2.2: Vista panorámica del Puente sobre el río Rímac

2.3 CONDICIONES GENERALES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO RÍMAC

2.3.1 Características del Puente

El puente sobre el río Rímac pertenece al módulo MO8, este módulo tiene un alineamiento aproximado norte – sur y se emplaza entre las progresivas Km 23+686.568 y Km 23+926.568 el cual sigue la configuración geométrica desarrollada para todo el viaducto, con una curva horizontal en el primer vano del puente. Ver figura N°2.3.

La solución estructural planteada para este módulo corresponde a la de un puente tipo ménsula (Cantiliver) de volados sucesivos, conformado por tres vanos de 65m, 110 m y 65m; siendo el vano central de 110m el que cruza el cauce del río con un ángulo de desviación de 45° con respecto al eje del río.

El Puente fue diseñado como una superestructura de viga continua de concreto, tipo cajón vaciado in situ, que fue post-tensada en voladizo balanceado desde los dos pilares centrales. Contiene un total de cuatro pilares, siendo las dos pilas centrales monolíticas con la superestructura (empotrados), y los dos apoyos extremos restantes soportan la viga cajón en apoyos deslizantes.

En los pilares extremos se colocaron juntas de expansión, estas juntas también constituyen los límites del puente ménsula. La cimentación del puente está constituida por zapatas apoyadas sobre pilotes excavados de concreto premezclado vaciado “in situ” de 1.50m de diámetro; 9 pilotes en cada uno de los pilares centrales (ver figura N°2.4) y 4 pilotes en cada uno de los pilares extremos (ver figura N°2.5), los cuales permiten transmitir la carga a estratos más profundos del suelo y por debajo de los niveles de socavación del cauce del río.

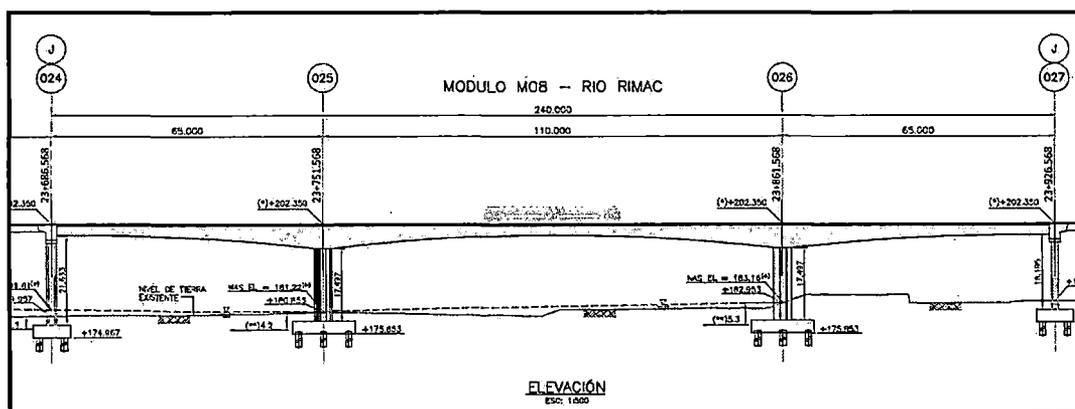


Figura N°2.3: Vista de la elevación del Puente sobre el río Rímac

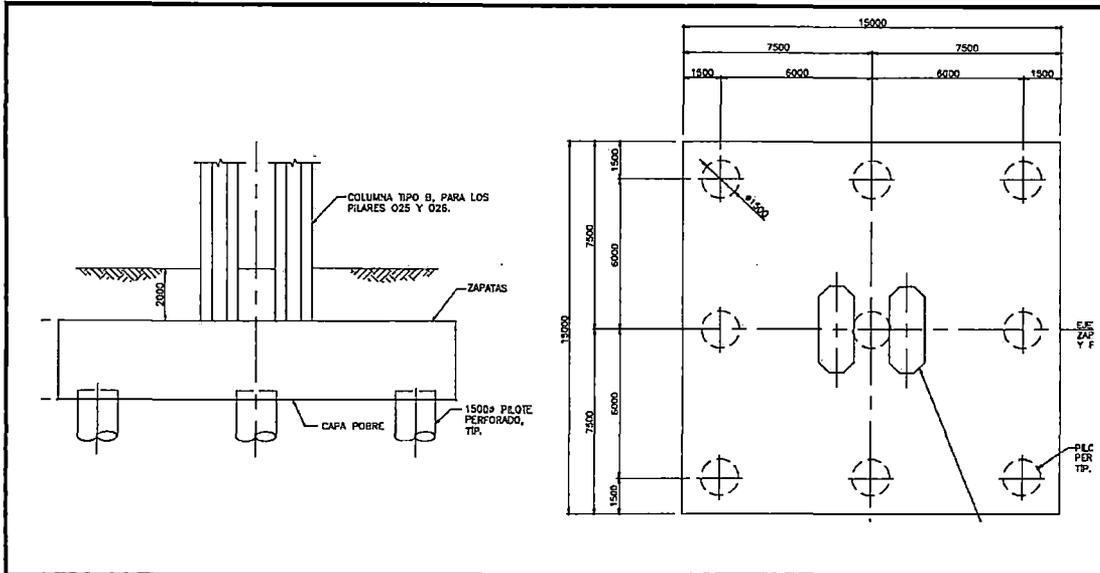


Figura N°2.4: Zapatas centrales – Puente sobre el río Rímac

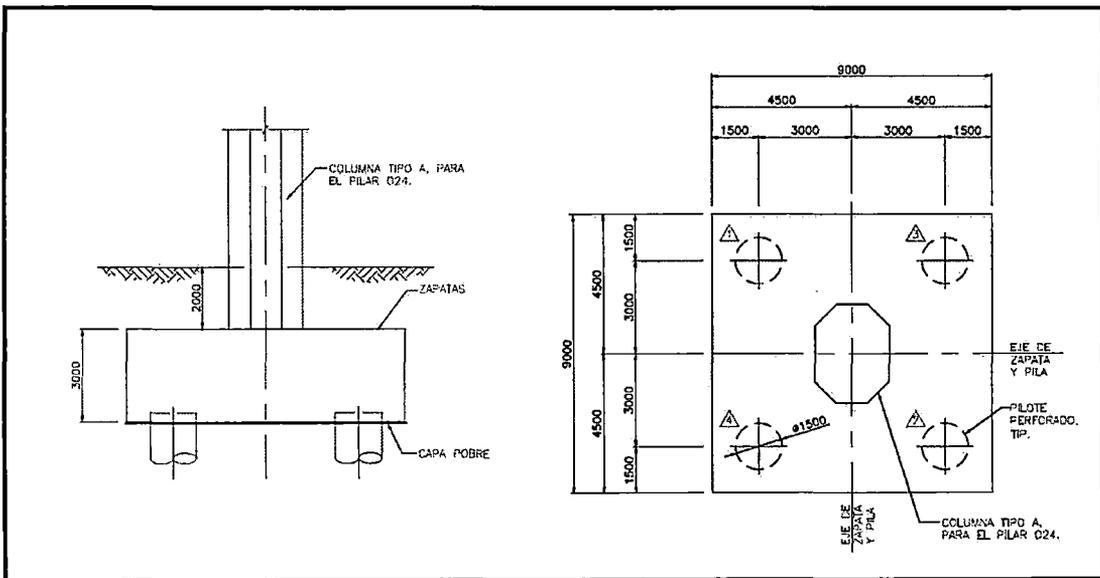


Figura N°2.5: Zapata extrema O24 – Puente sobre el río Rímac

2.3.2 Características del río Rímac

En las Figuras N°2.6 y 2.7 se muestran imágenes satelitales del río Rímac en la zona de estudio, tomadas en noviembre del 2009 (época de estiaje) y marzo del 2010 (época de avenidas).



Figura N°2.6: Imagen satelital del río Rímac en noviembre 2009 (época de estiaje)



Figura N°2.7: Imagen satelital del río Rímac en marzo 2010 (época de avenidas)

Analizando las figuras satelitales se observó lo siguiente:

- El río es trezado encajonado sin llanuras de inundación, aun durante la ocurrencia de avenidas promedio.
- El puente proyectado de la línea del tren eléctrico se encuentra al final de un tramo curvo del río.
- Desde aproximadamente 180 m aguas arriba del puente proyectado, el río se ensancha desde $B1 = 40$ m hasta $B2 = 65$ m, y mantiene un ancho promedio de 65 m hacia aguas abajo.
- La pendiente promedio del río en esta zona es de $S = 0.013$

2.3.2.1 Evaluación de las Riberas en la Zona de Estudio

Durante la evaluación de campo se tomó fotografías de las riberas, a continuación se describen las características de estas riberas.

- En la margen izquierda, la ribera tuvo vegetación, y se observó algunos enrocados de protección (ver figura N°2.8). Se consideró colocar un adecuado enrocado de protección sin alterar el ancho del río, además los árboles fueron retirados con cuidado y plantados en otro lugar. Este enrocado también abarcó la protección de la base de los pilares del viaducto que se desarrollarán paralelos a esta ribera.

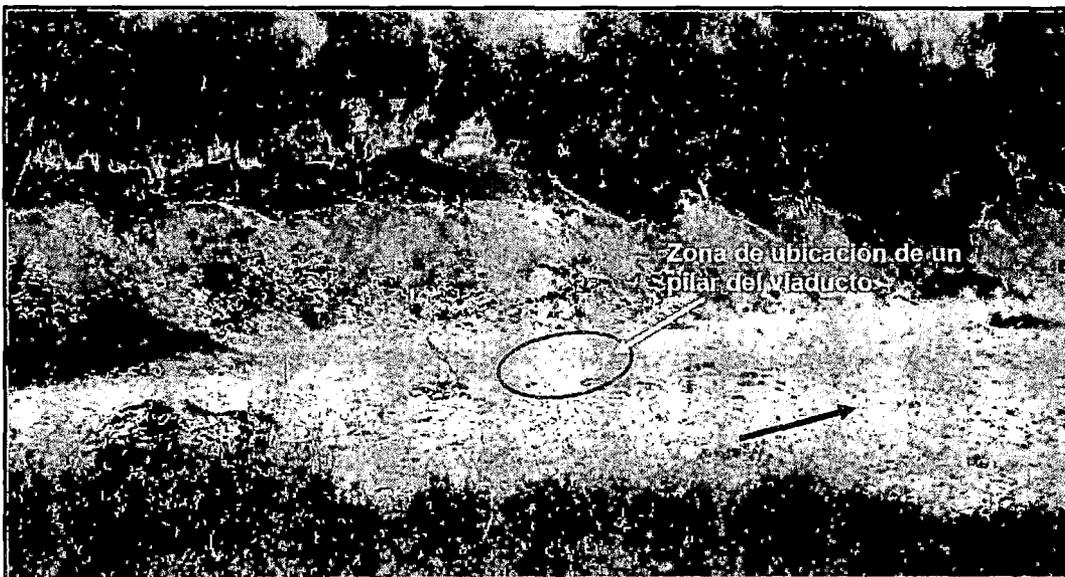


Figura N°2.8: Características de la ribera izquierda, aguas arriba del puente Huáscar

- En la zona donde se ubica el pilar izquierdo de apoyo del puente de cruce de la línea del tren eléctrico sobre el río Rímac (Pilar O25), la ribera tuvo vegetación y se observó algunos enrocados de protección tal como se muestra en la figura N°2.9. Se consideró que se debe colocar un adecuado enrocado de protección sin alterar el ancho del río, además donde se requirió los árboles fueron retirados con cuidado y plantados en otro lugar. Este enrocado también abarcó la protección del pilar de apoyo del puente que cruza el río Rímac.

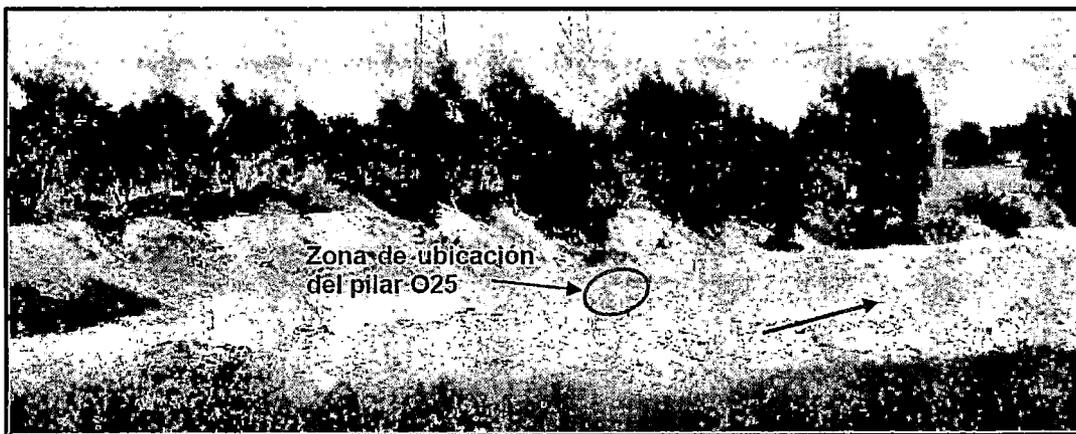


Figura N°2.9: Características de la zona donde se ubicará el pilar izquierdo (O25) de apoyo del puente que cruza el río Rímac

CAPÍTULO III

MARCO TEÓRICO

3.1 CIMENTACIONES PARA PUENTES

Las estructuras se apoyan en el terreno, por lo que éste pasa a formar una parte más de la misma, esto se debe a que el terreno por sus condiciones naturales presenta menos resistencia y mayor deformabilidad que los demás componentes de la edificación, debido a ello se busca implementar cierto artificio a la estructura que permita transmitir y repartir las cargas al terreno de una manera adecuada para que el mismo no falle o se deforme al exceder su resistencia puntual, este artificios son la cimentaciones o apoyos de la estructura.

Las cimentaciones pueden ser superficiales o profundas. Las superficiales mediante zapatas, están limitadas al caso de suelos suficientemente compactos y resistentes o de rocas, fuera del alcance de la socavación del río. Lo más usual, en el caso de los viaductos, es que las capas superiores del terreno no sean capaces de soportar las cargas, y que el peligro de socavación sea alto, recurriéndose entonces a cimentaciones profundas, que suelen ser pilotes.

Antes de aventurarse a la elección de un tipo de cimentación, el ingeniero necesita aplicar su buen criterio al comparar y analizar los resultados de cálculos de socavación basados en la información topográfica, hidrológica, hidráulica y de estratigrafía del suelo, la profundidad del nivel de aguas freáticas, la ubicación geográfica del lugar en sí, su accesibilidad para la transportación de materiales, mano de obra y equipo necesarios para la construcción, con el fin de lograr un diseño razonable de la cimentación del puente, así como también los posibles efectos que dicha construcción puede acarrear sobre su entorno (efectos sociales, económicos, ecológicos, etc.)

Debido a que la cimentación del puente sobre el río Rímac se realizó sobre el mismo lecho del río y que según los estudios geotécnicos el suelo es un conglomerado se vio la necesidad de realizar una cimentación profunda a través de pilotes perforados, los cuales tienen un diámetro de 1.5 m y a diferentes profundidades.

3.2 TIPOS DE CIMENTACIONES

3.2.1 Cimentaciones Profundas

Estas cimentaciones se usarán cuando el terreno firme no se encuentra en la superficie sino a mayor profundidad. La cimentación profunda más usada es la cimentación por pilotes.

3.2.1.1 Pilotes

Los pilotes son elementos estructurales con un área de sección transversal pequeña, comparada con su longitud, y usualmente se instalan usando una piloteadora que tiene un martinete o un vibrador. A menudo se hincan en grupos o en filas, conteniendo cada uno suficientes pilotes para soportar la carga de una sola columna o muro.

Los pilotes se construyen en una gran variedad de tamaños, formas, y materiales para adaptarse a muchos requisitos especiales, incluyendo la competencia económica.

A) Según su forma de trabajo:

- Pilotes rígidos de primer orden: Aquellos cuya punta llega hasta el firme transmitiéndole la carga aplicada a la cabeza. La acción lateral del terreno elimina el riesgo de pandeo.
- Pilotes flotantes: Aquellos cuya punta no llega al firme, quedando hincado en el terreno suelto y resistiendo por adherencia, su valor resistente es función de la profundidad diámetro y naturaleza del terreno. Se sitúan en terrenos de resistencia media baja y transmiten su carga por fricción, a través del fuste.
- Pilotes semi-rígidos: Aquellos cuya punta llega hasta el firme, pero éste está tan profundo, o es tan poco firme, que el pilote resiste simultáneamente por punta y por adherencia.

B) Según el sistema constructivo:

- Pilotes prefabricados hincados, ejecutados a base de desplazamiento del terreno.
- Pilotes perforados, ejecutados a base de extracción de tierras y relleno de concreto armado.

C) Según la sección del pilote:

- Micropilotes: Diámetro menor de 200mm., se emplean en obras de re-cimentación.
- Pilotes convencionales: Diámetros de 300 a 600mm.
- Pilotes de gran diámetro: Diámetro mayor de 800mm. Ver figura N°3.1
- Pilotes pantalla: De sección pseudo-rectangular

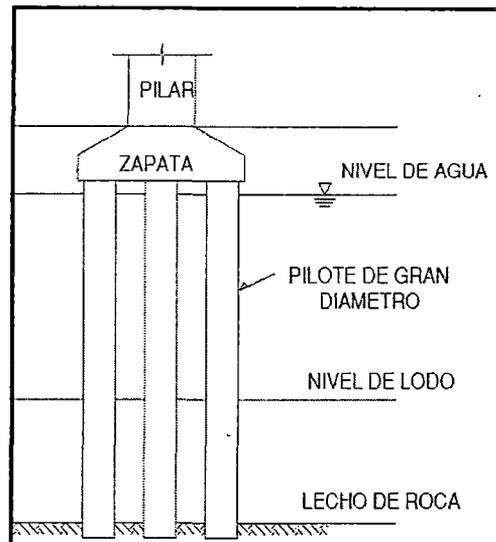


Figura N°3.1: Pilotes de gran diámetro

Las cimentaciones profundas para el Puente sobre el río Rímac están constituidas por pilotes perforados con diámetro 1500mm.

3.2.1.2 Pilotes perforados

Los pilotes perforados y vaceados "in situ" se emplean prácticamente en todo tipo de terrenos, con los útiles de perforación adecuados. Constituyen una de las soluciones clásicas de cimentación, a los problemas planteados bien por baja capacidad portante del terreno o bien por la necesidad de soportar grandes cargas transmitidas por la estructura a cimentar.

Con los pilotes perforados se pueden alcanzar grandes profundidades y, por la excavación que se realiza se pueden conocer los diferentes estratos del terreno. Tienen el inconveniente de que exigen una minuciosa ejecución y de que puede haber peligro de lavado del concreto por las corrientes subterráneas.

Estos tienen como característica el llenarse con concreto las excavaciones efectuadas previamente con equipos rotatorios y manteniendo la excavación

abierta con funda metálica, con lodo Bentonítico o con Polímeros, éstos son circulares debido al equipo que los excava.

Según el proceso de construcción, tendremos los siguientes tipos de pilotes:

- Pilotes Barrenados:
 1. Sin entubación
 2. Vaceado por el tubo central de la barrena.
- Pilotes de Extracción:
 1. Con entubación recuperable
 2. Con camisa perdida
- Pilotes perforados con lodos bentoníticos.
- Pilotes de desplazamiento con :
 1. Azuche
 2. Tapón de gravas
 3. Por rotación
- Pilotes inyectados

3.2.2 Cimentaciones Superficiales

Cuando a nivel de la zona inferior de la estructura, el terreno presenta características adecuadas desde los puntos de vista técnico y económico para cimentar sobre él, la cimentación se denominará superficial.

En estructuras importantes, tales como puentes, las cimentaciones, incluso las superficiales, se apoyan a suficiente profundidad como para garantizar que no se produzcan deterioros. Las cimentaciones superficiales para el Puente sobre el río Rímac están constituidas por zapatas, como se puede apreciar en la figura N°3.2.

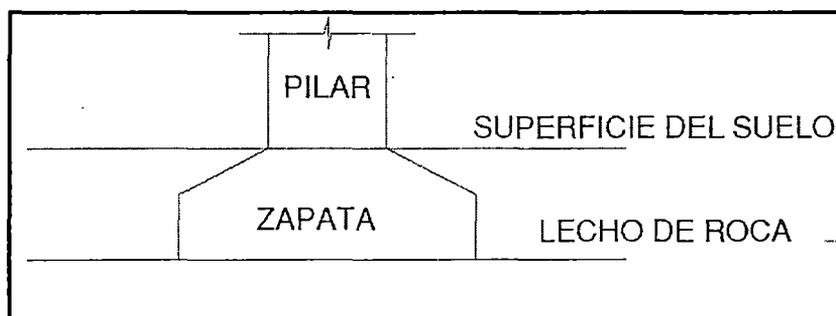


Figura 3.2: Cimentación Superficial

3.2.2.1 Zapatas

Zapata es una ampliación de la base de una columna o muro que tiene por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo. A las zapatas que soportan una sola columna se llaman individuales o zapatas aisladas. La zapata que se construye debajo de un muro se llama zapata corrida o zapata continua. Si una zapata soporta varias columnas se llama zapata combinada.

Las zapatas se deben dimensionar para resistir las cargas mayores y reacciones inducidas de acuerdo con los requisitos de diseño del Código que correspondan, se deben diseñar para resistir los efectos de las cargas axiales, cortes y momentos maximizados. El tamaño (área de la base) de una zapata, se determina en base al esfuerzo admisible del suelo.

Para las zapatas se especifica el siguiente procedimiento de diseño:

1. El tamaño de la zapata (dimensiones en planta) se determina en base a las cargas (permanentes, sobrecargas, de viento, sísmicas, etc.) no factorizadas (de servicio) y al esfuerzo admisible del suelo.
2. Una vez establecidas las dimensiones en planta, la altura de la zapata; la cantidad de refuerzo requerido se determinan en base a las presiones de servicio y los cortantes y momentos de sismo; estos elementos y presiones de servicio se multiplican por los factores de carga que corresponda.

Para fines del análisis, se puede asumir que una zapata es rígida, con lo cual para cargas centradas se obtiene un esfuerzo en el suelo uniforme y para cargas excéntricas se obtiene una distribución triangular o trapezoidal (combinación de carga axial y flexión). A la zapata sólo se debe transmitir el momento flexionante que existe en la base de la columna.

El peralte de la zapata lo define la resistencia al esfuerzo cortante ocasionado por los esfuerzos inducidos al terreno. Para determinar el peralte requerido para la zapata se debe verificar tanto el cortante en una dirección, como el corte en dos direcciones. El corte en una dirección supone que la zapata se comporta como una viga ancha, con una sección crítica que atraviesa la totalidad de su ancho. A pesar de que el cortante en una dirección rara vez determina la resistencia al cortante de una zapata, el diseñador debe verificar que no se supere la resistencia al cortante correspondiente a cortante en una dirección. Para el cortante en dos direcciones se debe verificar la resistencia al cortante por punzonado.

La clasificación de zapatas es muy amplia. Según su forma de trabajo se puede clasificar como: aislada, combinada, corrida o continua y arriostrada o atada. Según su forma en planta su clasificación será: rectangular, cuadrada, circular, anular o poligonal.

A) Zapata aislada cuadrada

En este tipo de zapatas el elemento estructural que transmite los esfuerzos será un pilar, pudiendo ser éste de concreto o metálico. El pilar arrancará siempre desde el centro geométrico de la base de la zapata.

En el caso de pilares de concreto armado se deberá dejar una armadura vertical saliente de la zapata como armadura de espera para unión con la armadura del pilar, para que se produzca la transferencia de esfuerzos del pilar a la zapata.

B) Zapata aislada circular

Este tipo de zapatas no es de uso frecuente excepto en caso de edificaciones singulares o soluciones prefabricadas, pues el costo de la armadura sería elevado por la dificultad de su disposición. El uso de zapatas circulares exige la necesidad de usar una geometría especial con canto variable y por tanto la necesidad de encofrado para su ejecución in situ. Por estas causas su uso no es recomendable económicamente excepto en los casos anteriormente mencionados. Dentro de las zapatas circulares encontraremos dos disposiciones distintas de armado:

Zapata circular con armado circunferencial

Zapata circular con armado con emparrillado

C) Zapata corrida

La zapata corrida es una zapata continua que servirá como cimentación generalmente a un muro de concreto armado. El elemento estructural que transmitirá los esfuerzos a la cimentación será por tanto un muro. El muro transmitirá una carga lineal a la zapata. Esta solución es muy apta tanto para edificios residenciales como industriales con sótanos que requieran de muros de contención.

3.3 SUBESTRUCTURA DEL PUENTE

3.3.1 Columnas

La columna es un elemento sometido principalmente a compresión, por lo tanto el diseño está basado en la fuerza interna, conjuntamente debido a las condiciones propias de las columnas, también se diseñan para flexión de tal forma que la combinación así generada se denomina flexocompresión.

La compresión es el principal factor que determina el comportamiento del elemento, es por ello que el predimensionado de columnas consiste en determinar las dimensiones que sean capaces de resistir la compresión que se aplica sobre el elemento así como una flexión que aparece en el diseño debido a diversos factores. Cabe destacar que la resistencia de la columna disminuye debido a efectos de geometría, lo cuales influyen en el tipo de falla.

El efecto geométrico de la columna se denominan esbeltez y es un factor importante, ya que la forma de fallar depende de la esbeltez, para la columna poco esbelta la falla es por aplastamiento y este tipo se denomina columna corta, los elemento más esbeltos se denominan columna larga y la falla es por pandeo. La columna intermedia es donde la falla es por una combinación de aplastamiento y pandeo.

Dentro de los requisitos fundamentales de una estructura o elemento estructural están: equilibrio, resistencia, funcionalidad y estabilidad. En una columna se puede llegar a una condición inestable antes de alcanzar la deformación máxima permitida o el esfuerzo máximo. El fenómeno de inestabilidad se refiere al pandeo lateral, el cual es una deflexión que ocurre en la columna, cuando aparece incrementa el momento flector aplicado sobre el elemento, el aumento de la deflexión agranda la magnitud del momento flector, creciendo así la curvatura de la columna hasta la falla; este caso se considera inestable. Por ello la resistencia de la columna sometida a compresión tiene dos límites, el de resistencia para columnas cortas y el de estabilidad para columnas largas. La estabilidad es así el nuevo parámetro que define además de la resistencia y la rigidez, las dimensiones de la columna.

Las columnas o pilares se pueden clasificar según su forma: Pilar en T, Pilar columna, Pilar de dos columnas, Pilar de tres columnas, Pilar tipo Placa y Pilar tipo Pórtico. En la figura N°3.3 se muestra la clasificación de las columnas, según su forma.

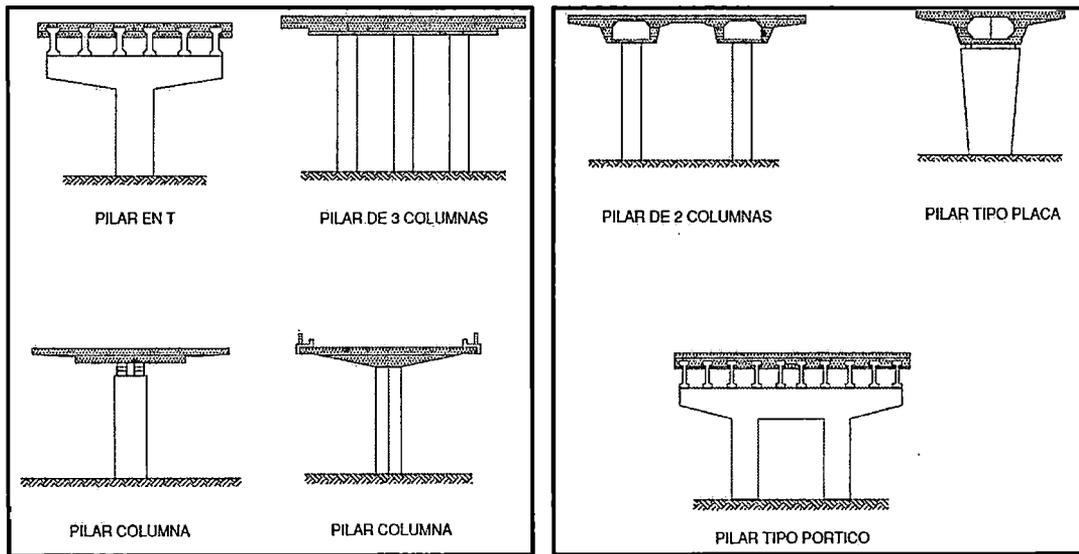


Figura N°3.3: Clasificación de columnas

3.4 SUPERSTRUCTURA DEL PUENTE

3.4.1 Dovela de arranque

La dovela de arranque o dovela cero (0) es el primer tramo construido de forma monolítica con las columnas centrales del puente, a partir de las cuales se colocarán los carros de avance para construir las subsiguientes dovelas en volado. Una vez instalado toda la estructura del sistema, el encofrado se ejecutará sobre las cimbras apoyadas en las columnas mediante consolas metálicas. Ya teniendo el sistema instalado se procederá a realizar el encofrado de las dovelas sucesivas.

3.4.2 Dovelas Sucesivas

Al hablar de construcción por el sistema de dovelas sucesivas, nos referimos a puentes de grandes luces, y esta condición esta a su vez basada en las características funcionales, topográficas y económicas que determinan la necesidad de una gran luz, así como la imposibilidad o el alto costo de construir pilares intermedios dentro del cauce del río o e zonas de grandes profundidades. El primer puente construido con este sistema en América fue el de Santa Catarina, sobre el río Peixe, en Brasil, fue el record del tramo recto por algunos años, tuvo poca repercusión pues solo se construyeron 3 o 4 puentes.

En España, de los primeros puentes construidos por este método es el puente de Almodóvar (Ver figura N°3.4), el cual fue construido entre 1962 y 1964. Este puente consta de 3 vanos, los 2 laterales son de 35 metros y el central de 75 metros. Para este puente se utilizó el sistema de dovelas sucesivas. Después de este puente, 4 más fueron construidos en la década de los años 60, utilizando éste método. Los puentes son:

- Puente de Castejón sobre el Ebro (Navarra); tiene 3 tramos principales, 2 laterales de 25 metros y el central de 101 metros. Construido entre 1965 y 1967.
- Puente de Sevilla sobre el Guadalquivir; tiene 2 tramos principales de 56 metros, fue terminado en 1968.
- Puente de Iznajar sobre el Genil; tiene 3 vanos centrales, 2 de 55 metros y el vano central de 85 metros. Se terminó de construir en 1969.

- Puente de los Vados sobre el río Genil; cuenta con 3 vanos, los extremos son de 25 metros y el central de 72 metros, se terminó de construir en 1970.

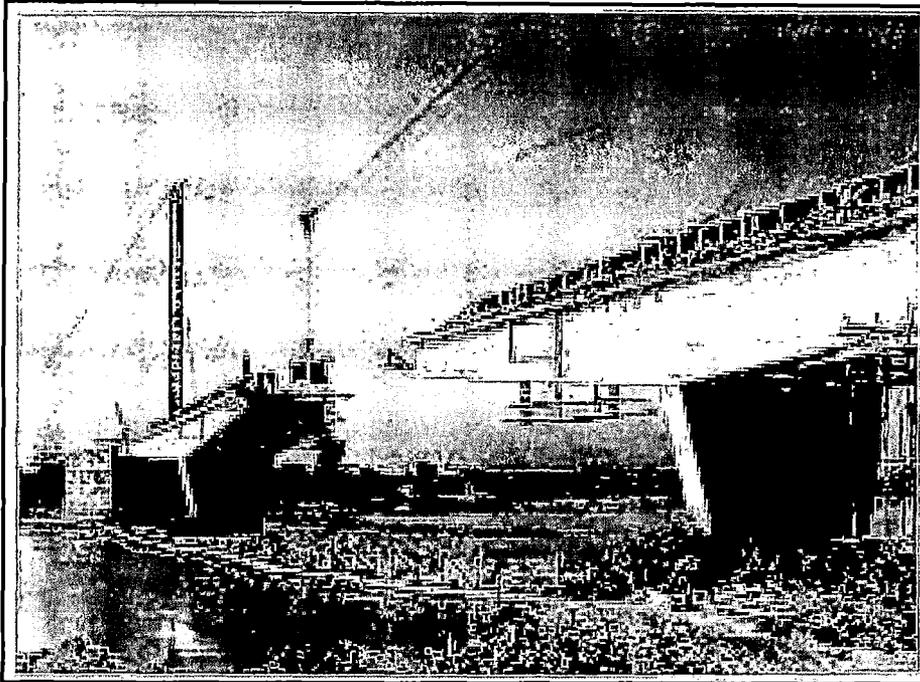


Figura N°3.4: Puente Almodóvar

Actualmente los estándares de calidad de las obras de construcción, en lo referido a obras de transporte, requieren la construcción de kilómetros de viaductos de luces grandes. De esta manera por tratarse el viaducto de una importante incidencia en la obra es que la construcción de los viaductos condiciona el plazo de ejecución del total de la obra o se convierte en un factor determinante e importante del presupuesto. Por lo tanto es importante el desarrollo de nuevos sistemas de construcción que permitan ejecutar la obra con rapidez, bajo costo y calidad.

Para construir puentes, existen dos posibilidades; la primera considerar prefabricados para construir el tablero y la segunda en vaciar el concreto "in situ".

Con la experiencia de construcción de algunos puentes de luces inferiores a 50 metros, se ha observado que existen diferentes métodos constructivos eficientes basados en la prefabricación de vigas o dovelas, como en la construcción in situ mediante métodos industriales, tableros lanzados, o cimbras autolanzables, sin

embargo la construcción de puentes o viaductos no se encuentra desarrollada de forma industrial, utilizándose sistemas constructivos de bajos rendimientos.

Los sistemas constructivos eficientes usados para puentes de 50 metros de luz pueden ser; tableros metálicos o mixtos montados con grúas, o tableros de dovelas montadas con carro de avance o prefabricadas.

Para definir qué sistema constructivo se debe usar para cada proyecto específico, se debe tener en cuenta diversos factores, estos pueden ser:

- Obstáculo que debe atravesar el puente
- Tamaño de la Obra, para hacer típicos ciertos elementos.
- Presupuesto del proyecto
- Lugar de la Obra, si cubre las necesidades de las poblaciones cercanas.

3.5 TIPO DE CONCRETO PARA ESTRUCTURAS

Dependiendo del tipo de estructura y de acuerdo al diseño se tuvo un tipo de concreto, con un $f'c$ determinado, para las estructuras como son los pilotes, zapatas, columnas y dovelas; debiendo consolidarse mediante vibración, hasta obtener la mayor densidad posible, de manera que quede libre de cavidades producidas por partículas de agregado grueso y burbujas de aire, y que cubra totalmente las superficies de los encofrados y los materiales embebidos.

Además, se hizo uso de aditivos de reconocida calidad que cumplan con la norma ASTM C-494, para modificar las propiedades del concreto, con el fin de que sea más adecuado para las condiciones particulares de la estructura por construir. Su empleo se ha definido por medio de ensayos efectuados con antelación a la obra, con dosificaciones que garanticen el efecto deseado, sin perturbar las propiedades restantes de la mezcla, ni representar riesgos para la armadura que tenga la estructura.

El concreto en las diferentes etapas del proceso constructivo cumplió con los siguientes valores de resistencia mínima a la tracción y compresión:

- Tensión inicial admisible: $0.25 (f'c)^{0.5}$ en Tracción
- Tensión admisible básica para el estado de servicio: $0.6fc'$ en Compresión
- Tensión admisible bajo cargas muertas: $0.45f'c$ en Compresión
 $0.25 (f'c)^{0.5}$ en Tracción
- Resistencia de concreto de superestructura: $f'c=42\text{MPa}$ a los 28 días

Para el caso de los pilotes vaciados "in situ" se utilizó un diseño de mezcla de concreto con un $f'c= 280 \text{ Kg/cm}^2$, cemento Tipo I con retardo a 4 horas, agregado grueso huso 67, slump mayor a 8" y aditivos Delvo Estabilizador para tener un completo control sobre los tiempos de fraguado y Rheobuild 1000 para que el concreto tenga una alta plasticidad.

Para el caso de las zapatas se utilizó un diseño de mezcla de concreto con un $f'c= 210 \text{ Kg/cm}^2$, cemento Tipo V, agregado grueso huso 67, slump 4" - 6" y aditivos Polyheed 770R que es un reductor de agua y Rheobuild 1000 para que el concreto tenga una alta plasticidad.

Para el caso de las columnas se utilizó un diseño de mezcla de concreto con un $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, cemento Tipo I, agregado grueso huso 67, slump 6" - 8" y aditivos Polyheed 770R que es un reductor de agua y Rheobuild 1000 para que el concreto tenga una alta plasticidad.

Para el caso de las dovelas se utilizó un diseño de mezcla de concreto con un $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ a 20 horas, cemento Tipo I, agregado grueso huso 67, slump mayor a 8" y aditivos Polyheed 770R que es un reductor de agua y Glenium 3800 SCM para que el concreto tenga una alta calidad de trabajabilidad con menor cantidad de agua.

Un factor por el que es determinante la necesidad de concretos más resistente, es que el concreto de alta resistencia está menos expuesto a las grietas por contracción que aparecen frecuentemente en el concreto de baja resistencia antes de la aplicación de presfuerzo.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE CONSTRUCTIBILIDAD

4.1 INFORMACIÓN GEOTÉCNICA

De acuerdo a los estudios geotécnicos, el Puente sobre el río Rímac se ubica sobre el sector D, la cimentación de los pilares está conformada por zapatas apoyadas sobre pilotes debido a las grandes cargas que se transmiten, así como los posibles efectos de socavación de los pilares cimentados en el río. La cantidad de pilotes para cada uno de los pilares es de 9 pilotes para cada uno de los pilares centrales y 4 pilotes en cada uno de los dos pilares extremos.

En este subcapítulo se pudo determinar las condiciones del subsuelo a partir del estudio geotécnico desarrollado por el AATE, que sirvió para la elaboración del perfil estratigráfico del terreno y se determinó los parámetros para el diseño de la cimentación del puente; así como el diseño de diversas obras complementarias en el río Rímac.

La empresa contratista "CONSORCIO TREN ELECTRICO", dentro de su programa de estudios geotécnicos para el expediente técnico definitivo "Proyecto Especial Sistema Eléctrico de Transporte de Lima y Callao, en el Tramo 2 de la Línea 1, para el Puente sobre el río Rímac, consideró la ejecución de sondajes diamantinos y ensayos de penetración estándar, además realizó la investigación geofísica la cual abarca el puente, para lo cual se efectuó ensayos MASW y ensayo de refracción a lo largo del alineamiento del puente.

El área donde se ejecutó el puente está conformada por material aluvial que pertenece al cono de deyección del río Rímac. Asimismo se presentan, cerca al cauce del río, terrazas artificiales con depósitos de desmonte y basura.

Del registro e perforaciones desarrolladas por el Consorcio Tren Eléctrico se encontró material fluvial aluvial del río Rímac, conformados por bolos y cantos de 20cm a 60cm, englobados en una matriz de grava arenosa con algunos lentes de arena algo gravosa y en muy pocos sectores algunos pequeños lentes de material fino de tipo limos y arcillas con una potencia máxima de 0.40 m.

En el Anexo C se podrá poder apreciar de mejor manera el perfil geotécnico de la zona del alcance del presente Estudio.

Se tomó en cuenta el estudio geotécnico realizado por el Consorcio Tren Eléctrico, entre los meses de septiembre y octubre del 2011 y los estudios realizados por AATE.

4.1.1 Estudio Geotécnicos Sector D

Se ejecutaron ensayos de penetración Cono de Peck, éste consiste en la introducción en forma continua de una punta cónica tipo Peck. El equipo que se empleó para introducir la punta cónica en el suelo es el mismo que el empleado en el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) ASTM-D-1586, en el que se reemplazará la cuchara standard por un cono de 6.35 cm (2.5") diámetro de 60° de ángulo en la punta. Ambos ensayos se realizaron con la finalidad de determinar la resistencia cortante de los suelos.

En la Tabla N°2 se adjunta el resumen de los sondajes de perforación ejecutadas, indicándose la ubicación y la profundidad alcanzada.

El anexo A: "Informe de Estudios Geotécnicos del puente sobre el río Rímac", contiene los estudios geotécnicos realizados en el sector D:

Tabla N°4.1: Resumen de los Sondajes de Perforación Diamantina

Sondaje	Ubicación de Progresiva (Km)	Profundidad de Estratos	Litología	Clasificación
S-11	23+728	0.00-8.40	Grava mal graduada	GP
		8.40-16.30	Grava mal graduada	GP
		16.30-24.10	Grava mal graduada	GP
		24.10-30.00	Grava mal graduada	GP
S-12	23+800	0.00-0.65	Grava mal graduada	GP
		0.65-8.50	Grava mal graduada	GP
		8.50-16.90	Grava mal graduada	GP
		16.90-24.30	Grava mal graduada	GP
		24.30-30.00	Grava mal graduada	GP
S-13	23+884	0.00-7.40	Grava mal graduada	GP
		7.40-15.20	Grava mal graduada	GP
		15.20-24.90	Grava mal graduada	GP
		24.90-30.00	Grava mal graduada	GP

Fuente: Informe de Estudios Geotécnicos del puente sobre el río Rímac

4.1.2 Estudio Geofísicos Sector D

Se realizó el ensayo de refracción sísmica, el cual consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas compresionales (Ondas P) y algunas veces de las ondas de corte (Ondas S) generadas por alguna fuente de energía impulsiva a unos puntos localizados a diferentes distancias a lo largo de un eje sobre la superficie del suelo. La energía es detectada, amplificada y registrada, de tal manera que puede determinarse su tiempo de arribo en cada punto.

En la Tabla N°3 se presenta los resultados de ensayos de Refracción Sísmica realizados entre las progresivas 23+250 a 23+870.

El anexo A: “Informe de Estudios Geotécnicos del puente sobre el río Rímac”, contiene los estudios geofísicos realizados en el sector D:

Tabla N°4.2: Resumen de la Refracción Sísmica

Línea Sísmica	Ubicación	Coordenadas		Long.	Vp1	Vp2	Vp3
		Norte	Este		(m/seg)	(m/seg)	(m/seg)
LS-09	INICIO	8668736.907	280967.34	76.5	441	1084	1539
	FIN	8668811.377	280976.242				
LS-02	INICIO	8668811.377	280976.242	76.5	374	1259	1515
	FIN	8668886.047	280969.214				
LS-01	INICIO	8668886.047	280969.214	76.5	505	1196	1842
	FIN	8668960.23	280958.176				
LS-03	INICIO	8668960.23	280958.176	76.5	353	1269	1640
	FIN	8669034.39	280946.984				
LS-04	INICIO	8668992.369	280943.0626	76.5	503	1010	1422
	FIN	8669047.15	280994.287				

Fuente: Informe de Estudios Geotécnicos del puente sobre el río Rímac

4.2 INFORMACIÓN HIDRÁULICA E HIDROLÓGICA

4.2.1 Estudio Hidrológico

4.2.1.1 Cuenca del río Rímac

La cuenca del río Rímac pertenece a la vertiente del Pacífico, y se encuentra ubicado en el departamento de Lima, entre las coordenadas geográficas 11°27'-12°11' de Latitud Sur, y 76°06'- 77°11' de Longitud Oeste. La cual se puede apreciar en la figura N°4.1.

La altitud máxima de la cuenca es de 5 508 msnm, ubicado en el nevado de Paca, aproximadamente a 132 Km de la ciudad de Lima. En la parte alta de la cuenca se tiene aproximadamente 191 lagunas.

Hasta la ciudad de Lima el área total de la cuenca es de 3 389 Km², con dos tributarios importantes:

- El río Santa Eulalia, con una cuenca de 1 097.7 Km²
- El río Blanco, con una cuenca de 193.7 Km²

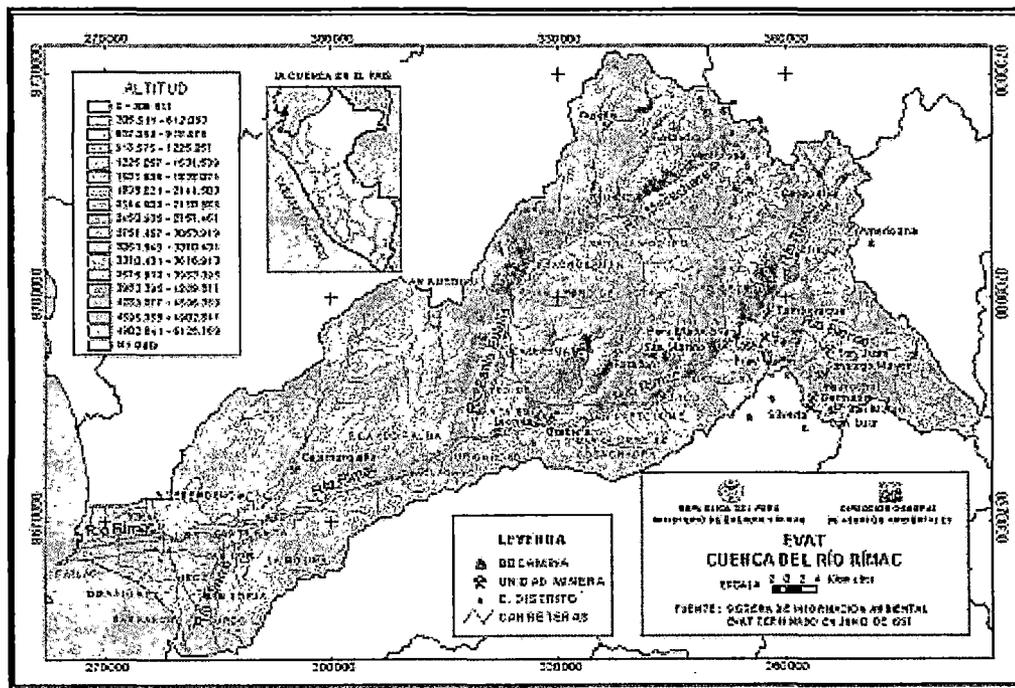


Figura N°4.1: La cuenca del río Rímac

4.2.1.2 Caudales máximos de diseño

Teniendo en cuenta que se dispone de dos estudios recientes de hidrología de la cuenca del río Rímac, efectuados por el Ministerio de Agricultura – Autoridad Nacional del Agua, y para el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, se procedió a la revisión de ambos estudios encontrándose que ambos estudios han sido realizados con bastante seriedad, siendo más completos los efectuados, en el año 2010, por el Ministerio de Agricultura – Autoridad Nacional del Agua, por lo que se considera los caudales calculados por la Autoridad Nacional del Agua para los estudios de hidráulica. En la tabla N°4.3 se muestra los resultados de máximas avenidas en el río Rímac, para diferentes periodos de retorno, que presenta dicho estudio.

Tabla N°4.3: Caudales máximos instantáneos para diferentes periodos de retorno (Ajuste distribución Log Normal de 2 parámetros)

TR (años)	Caudales Máximos Instantáneos (m ³ /s)
2	154.0
5	227.0
10	278.0
20	329.0
50	398.0
100	452.0
200	507.0
500	584.0
1000	646.0

Fuente: Ministerio de Agricultura – Autoridad Nacional del Agua

Los estudios hidráulicos se efectuaron considerando las siguientes avenidas:

- La determinación del perfil de flujo de avenidas, a lo largo del tramo del río en estudio, para definir la altura de las defensas ribereñas, se realiza con la avenida de un periodo de retorno de $Tr = 350$ años, lo cual es un caudal adecuado para el estudio del tramo del río ubicado en una zona urbana. Este periodo de retorno también fue usado en los estudios anteriores efectuados en el tramo de interés.

- Los cálculos de socavación, y la determinación del tamaño de los elementos para la protección de riberas y pilares, se efectúan con la avenida de un periodo de retorno $T_r = 500$ años.

Tomando en cuenta los estudios de hidrología efectuados en el año 2010 por el Ministerio de Agricultura – Autoridad Nacional del Agua, los estudios de hidráulica se efectúan considerando los caudales de diseño que se muestran en la tabla N°4.4.

Tabla N°4.4: Máximas avenidas consideradas en el estudio hidráulico

Periodo de retorno T Años	Qmax m ³ /s
100.0	452.0
350.0	553.0
500.0	584.0

Fuente: Ministerio de Agricultura – Autoridad Nacional del Agua

4.2.2 Estudio Hidráulico

4.2.2.1 Características del río en la zona de estudio

En la zona de estudio, el río Rímac es un río trezado encajonado sin llanuras de inundación, en la figura N°4.2 se muestra las características del cauce, aguas arriba del puente Huáscar.

La pendiente promedio del río en esta zona es de $S = 0.013$

La granulometría del material del cauce se muestra en el “Diseño de Defensas Ribereñas en Zona de Cruce Sobre el río Rímac”, el cual se encuentra en el Anexo A y en la tabla N°4.5.

Tabla N°4.5: Granulometría del material del cauce (mm)

d_{15}	d_{35}	d_{50}	d_{75}
3.8	1.6	17.0	46.0

Fuente: Ministerio de Agricultura – Autoridad Nacional del Agua

El diámetro medio del material del cauce es de $d_m = 19$ mm.



Figura N°4.2: Características del material del cauce

4.2.2.2 Coeficientes de Manning considerados

En los cálculos hidráulicos, para determinar la cota de la cresta de las defensas ribereñas, se ha aplicado la ecuación de Manning, y los coeficientes de fricción considerados son:

- Para el enrocado de la margen izquierda $n_1 = 0.03$
- Para el cauce se ha trabajado con diferentes coeficientes de fricción: $n_2 = 0.04$, 0.05 y 0.06 , lo cual nos permite analizar la sensibilidad que existe entre las variaciones de los máximos niveles de agua con las variaciones del coeficiente n de Manning en el cauce. Con esto se verifica la adecuada cota de la cresta de las defensas longitudinales propuestas del cauce.
- En la zona del muro de concreto armado $n_3 = 0.018$

4.2.2.3 Caudales considerados en el estudio Hidráulico

- Para la determinación del ancho de equilibrio del cauce se usan las avenidas con un periodo de retorno de 50 años y de 100 años:

$$Q_{50} = 398.0 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q_{100} = 452.0 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Para la determinación de los máximos niveles de agua se trabaja con la avenida de periodo de retorno de 350 años:

$$Q_{350} = 553.0 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Para los cálculos de socavación, y el diseño de los sistemas de defensa, se trabaja con la avenida de periodo de retorno de 500 años:

$$Q_{500} = 584.0 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.2.2.4 Cálculos Hidráulicos

Con el fin de analizar las variaciones de las características del flujo de avenida, los estudios de hidráulica se efectúan bajo dos condiciones:

- Considerando el cauce actual sin limpieza, con las defensas ribereñas, y los pilares del viaducto y del puente del tren eléctrico,
- Considerando limpieza de cauce, con las defensas ribereñas, y los pilares del viaducto y del puente del tren eléctrico

Los cálculos hidráulicos se basan en el estudio del flujo gradualmente variado que ocurre cuando el flujo de avenida pasa por la zona de estudio. Teniendo en cuenta las ecuaciones del flujo gradualmente variado, se hace uso del programa HEC RAS para la determinación de las características del flujo de avenida al pasar por la zona de estudio. Estos cálculos son importantes para determinar la cota adecuada de la cresta de los sistemas de defensa en ambas riberas del río, para calcular los fenómenos de socavación, y para diseñar los sistemas de defensa.

Hec-Ras (Hydrologic Engineering Centers River Analysis System) es un programa de modelamiento hidráulico unidimensional. Este software realiza cálculos hidráulicos de cursos naturales o artificiales en una dirección (unidimensional), y cuenta además con los procedimientos de cálculo para simular los efectos hidráulicos debido a estructuras hidráulicas ubicadas en el cauce del río (puentes, pilares longitudinales, etc.).

A) Cálculos Hidráulicos considerando el cauce actual sin limpieza, con las defensas ribereñas y pilares del viaducto.

Si bien en el tramo en estudio el cauce del río es recto, en estiaje el cauce principal no es recto, sino que desarrolla una inestabilidad lateral, cuyas consecuencias son: la formación de barras alternadas. Al ocurrir una avenida el río puede encontrar esta conformación de cauce, que posteriormente irá modificándola. El resultado de los cálculos hidráulicos, tomando en cuenta las características del cauce actual, considerando las defensas propuestas, y los pilares que se construirán en el cauce del río, es uno de los factores importantes para definir la cota de la cresta de los sistemas de defensa. Los cálculos hidráulicos se efectuaron para diferentes valores del coeficiente de fricción de Manning en el cauce: $n = 0.04$, $n = 0.05$, $n = 0.06$

- Considerando un coeficiente de fricción de Manning de $n = 0.04$

En la figura N°4.3 se muestra el perfil del flujo al ocurrir la avenida de 350 años de periodo de retorno considerando un coeficiente de Manning de $n = 0.04$ en el cauce realizado con el programa HEC-RAS, considerando las características del cauce actual sin limpieza, con las defensas ribereñas propuestas, y los pilares del viaducto y del puente y en la figura N°4.4 una sección transversal intermedia del río en la zona de ubicación del puente del tren, el cual tiene un esviaje, realizado con el programa HEC-RAS, con un coeficiente de Manning en el cauce de $n=0.04$, considerando las características del cauce actual, con las defensas ribereñas propuestas, y con los pilares del viaducto y del puente.

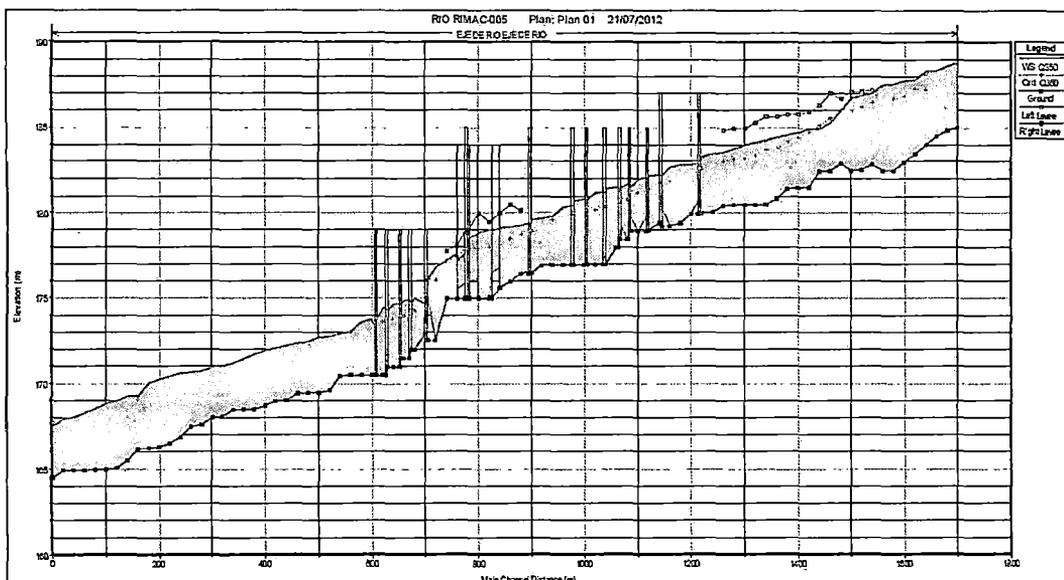


Figura N°4.3: Perfil longitudinal del flujo en la zona de estudio ($Q = 553 \text{ m}^3/\text{s}$, $T_r = 350$ años) con un coeficiente de Manning $n = 0.04$.

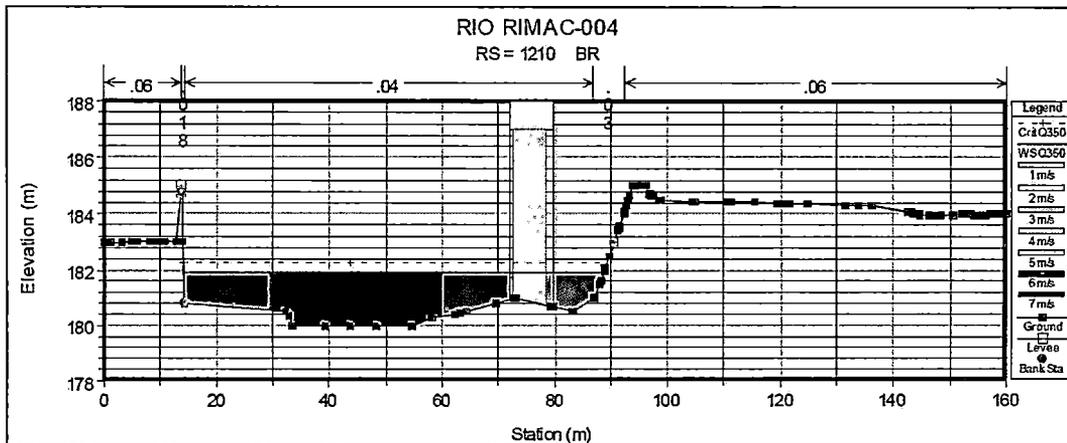


Figura N°4.4: Una sección transversal intermedia del río en la zona de ubicación del puente con esviaje ($Q = 553 \text{ m}^3/\text{s}$, $T_r=350$ años).

- Considerando un coeficiente de fricción de Manning de $n = 0.05$

En la figura N°4.5 se muestra el perfil del flujo al ocurrir la avenida de 350 años de periodo de retorno considerando un coeficiente de Manning de $n = 0.05$ en el cauce, realizado con el programa HEC-RAS, considerando las características del cauce actual sin limpieza, con las defensas ribereñas propuestas, y los pilares del viaducto y del puente. y en la figura N°4.6 una sección transversal intermedia del río en la zona de ubicación del puente del tren, el cual tiene un esviaje, realizado con el programa HEC-RAS) con un coeficiente de Manning en el cauce de $n = 0.05$, considerando las características del cauce actual, con las defensas ribereñas propuestas, y con los pilares del viaducto y del puente.

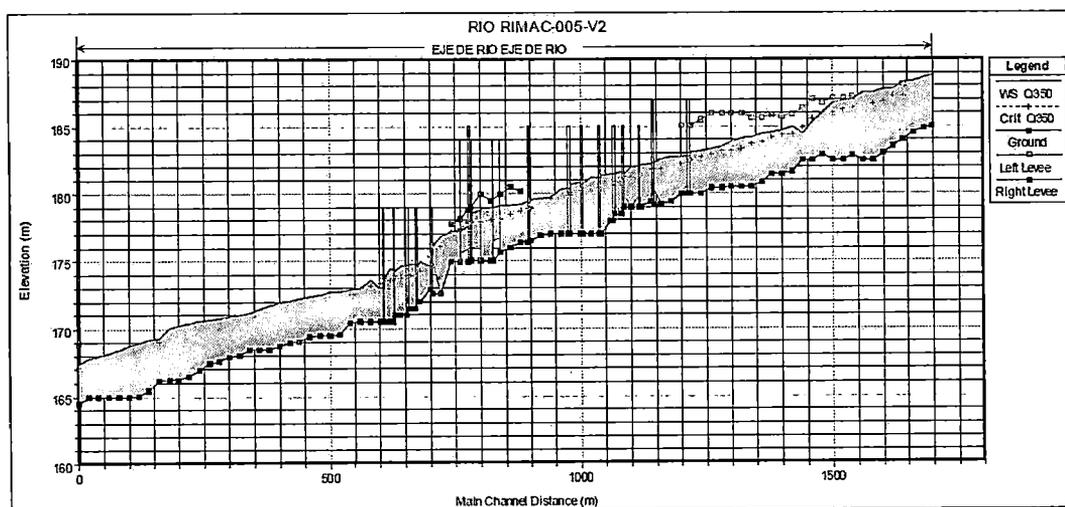


Figura N°4.5: Perfil longitudinal del flujo en la zona de estudio ($Q = 553 \text{ m}^3/\text{s}$, periodo de retorno de 350 años) con un coeficiente de Manning $n = 0.05$.

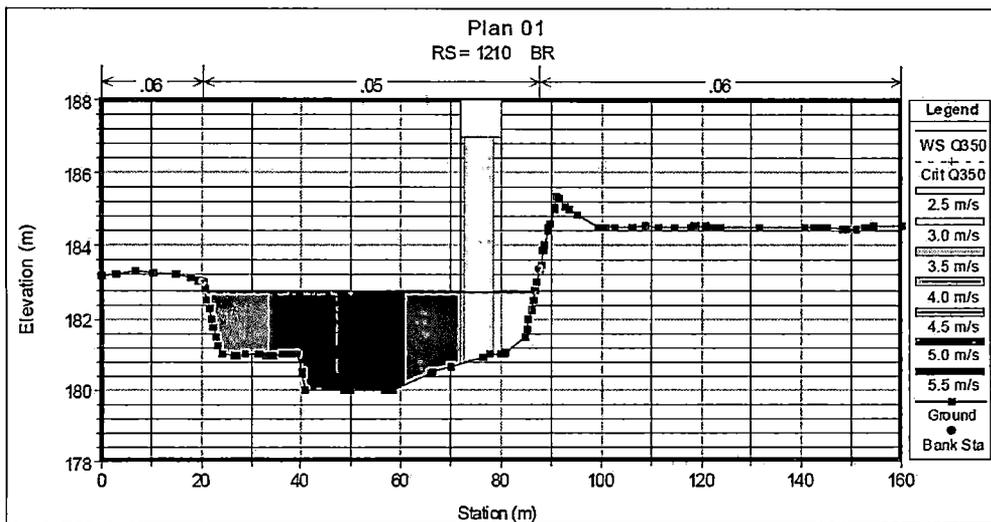


Figura N°4.6: Una sección transversal intermedia del río en la zona de ubicación del puente con esviaje ($Q = 553 \text{ m}^3/\text{s}$, periodo de retorno de 350 años).

- Considerando un coeficiente de fricción de Manning de $n = 0.06$

En la figura N°4.7 se muestra el perfil del flujo al ocurrir la avenida de 350 años de periodo de retorno considerando un coeficiente de Manning de $n = 0.06$ en el cauce, realizado con el programa HEC-RAS, considerando las características del cauce actual sin limpieza, con las defensas ribereñas propuestas, y los pilares del viaducto y del puente y en la figura N°4.8 una sección transversal intermedia del río en la zona de ubicación del puente del tren, el cual tiene un esviaje, Realizado con el programa HEC-RAS) con un coeficiente de Manning en el cauce de $n = 0.06$, considerando las características del cauce actual, con las defensas ribereñas propuestas, y con los pilares del viaducto y del puente.

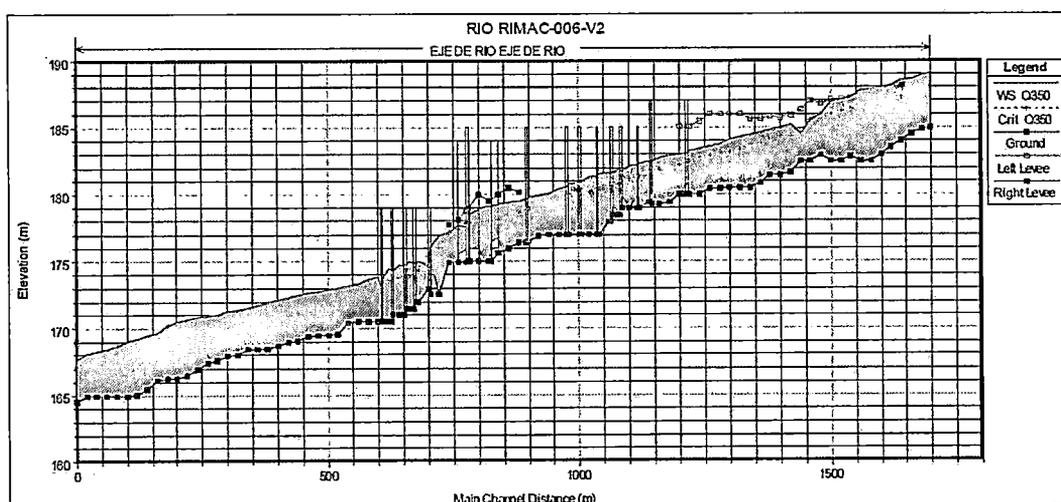


Figura N°4.7: Perfil longitudinal del flujo en la zona de estudio ($Q = 553 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr = 350$ años) con un coeficiente de Manning $n = 0.06$.

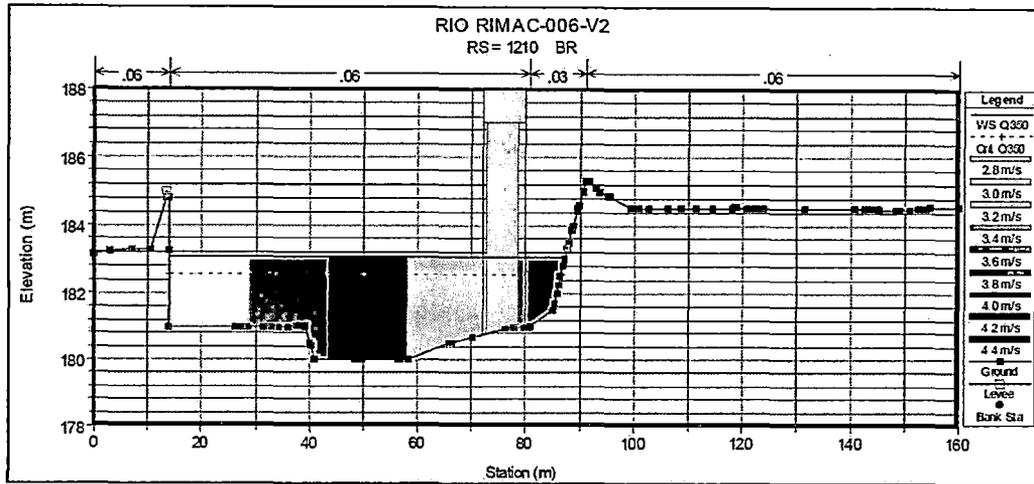


Figura N°4.8: Una sección transversal intermedia del río en la zona de ubicación del puente con esviaje ($Q = 553 \text{ m}^3/\text{s}$, $Tr = 350$ años).

La comparación de la figura N°4.3 con la figura N°4.7 se puede apreciar que el nivel de agua no representa un cambio significativo, teniendo una diferencia máxima de 0.15 cm.

El resultado de los cálculos hidráulicos se muestra en el “Diseño de Defensas Ribereñas en Zona de Cruce Sobre el río Rímac”, el cual se encuentra en el Anexo A.

En la figura N°4.9 se han colocado los perfiles de flujo que ocurren con diferentes coeficientes de Manning en el cauce.

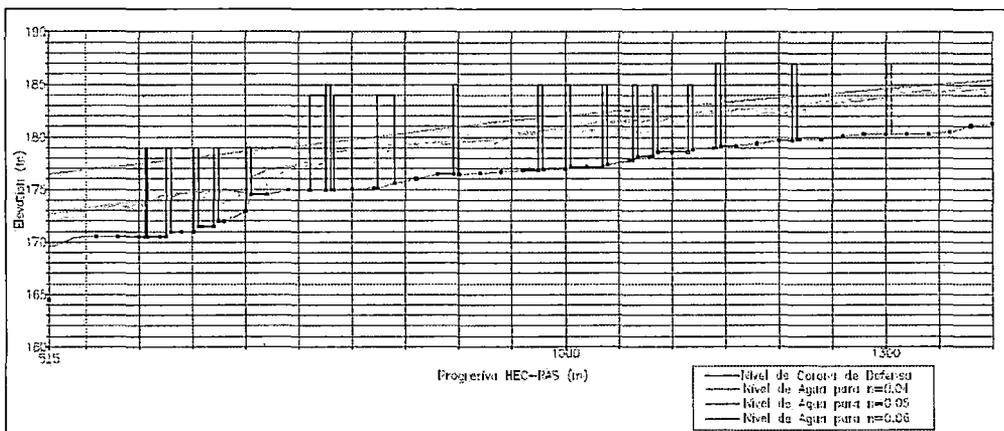


Figura N°4.9: Perfil longitudinal comparativo, sin considerar limpieza de cauce, del nivel de máxima avenida, considerando diferentes coeficientes de rugosidad.

De acuerdo a la figura N°4.9, se observa que los niveles de agua para coeficientes de rugosidad diferentes ($n=0.04$, 0.05 y 0.06) considerando un cauce sin limpieza no sobrepasan el nivel de corona del muro o enrocado.

B). Cálculos Hidráulicos considerando limpieza del cauce, con defensas ribereñas y pilares del viaducto.

La limpieza de cauce incrementa el área de la sección transversal del canal. Los resultados del estudio hidráulico permiten analizar las zonas donde se concentran las velocidades máximas, debido a la influencia de las defensas ribereñas y de los pilares del viaducto y puente del tren. En este caso los cálculos hidráulicos también se efectuaron para diferentes valores del coeficiente de fricción de Manning en el cauce $n = 0.04$, $n = 0.05$, $n = 0.06$

- Considerando un coeficiente de fricción de Manning de $n = 0.04$

En la figura N°4.10 se muestra el perfil del flujo al ocurrir la avenida de 350 años de periodo de retorno considerando un coeficiente de Manning de $n = 0.04$, las defensas ribereñas, limpieza de cauce y los pilares del viaducto y puente del tren, Realizado con el programa HEC-RAS, considerando las defensas ribereñas, limpieza de cauce, los pilares del viaducto y del puente del tren. En la figura N°4.11 una sección transversal intermedia del río en la zona de ubicación del puente del tren, el cual tiene un esviaje.

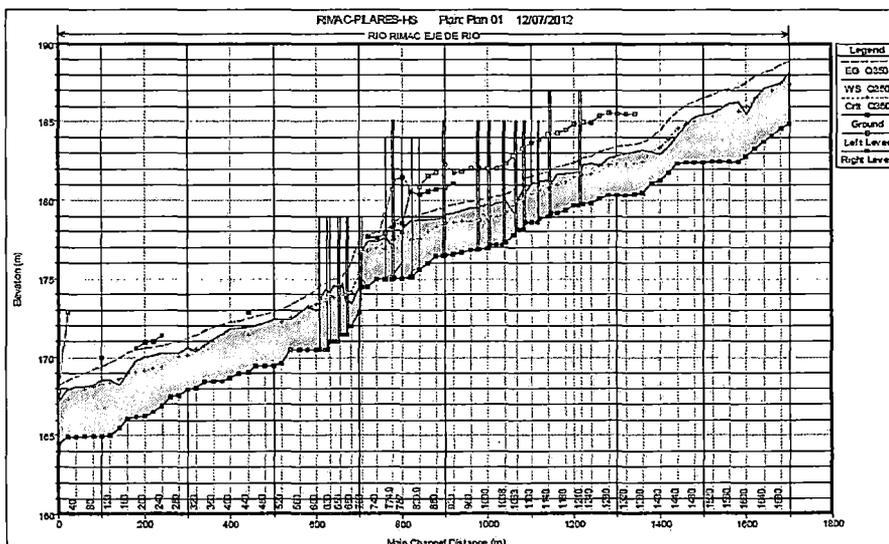


Figura N°4.10: Perfil longitudinal del flujo en la zona de estudio ($Q = 553 \text{ m}^3/\text{s}$, periodo de retorno de 350 años) con un coeficiente de Manning en el cauce de $n = 0.04$

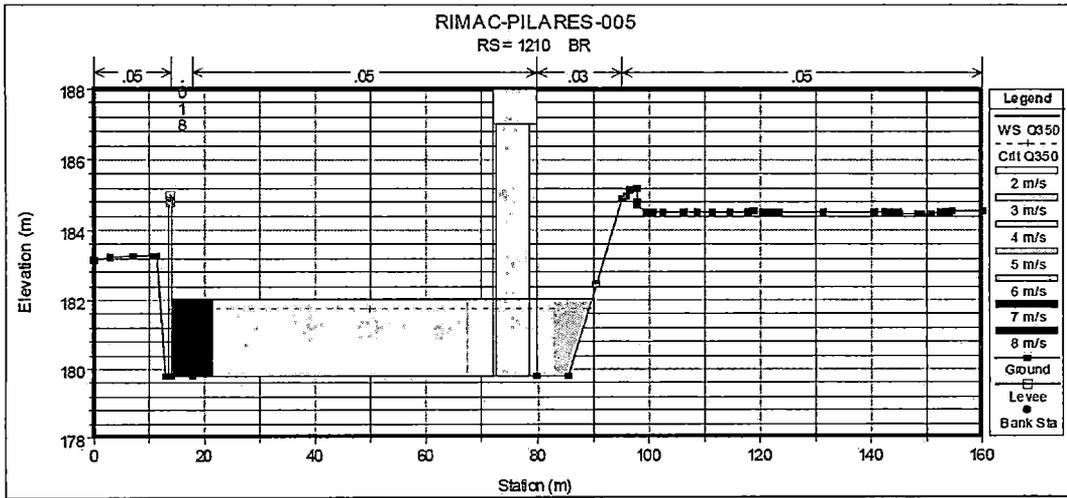


Figura N°4.11: Una sección transversal intermedia del río en la zona de ubicación del puente con esvaje ($Q = 553 \text{ m}^3/\text{s}$, periodo de retorno de 350 años) con un coeficiente de Manning $n = 0.04$

- Considerando un coeficiente de fricción de Manning de $n = 0.05$

En la figura N°4.12 se muestra el perfil del flujo al ocurrir la avenida de 350 años de periodo de retorno considerando un coeficiente de Manning de $n = 0.05$, las defensas ribereñas, limpieza de cauce y los pilares del viaducto y puente del tren, realizado con el programa HEC-RAS, considerando las defensas ribereñas, limpieza de cauce, los pilares del viaducto y del puente del tren. En la figura N°4.13 una sección transversal intermedia del río en la zona de ubicación del puente del tren, el cual tiene un esvaje.

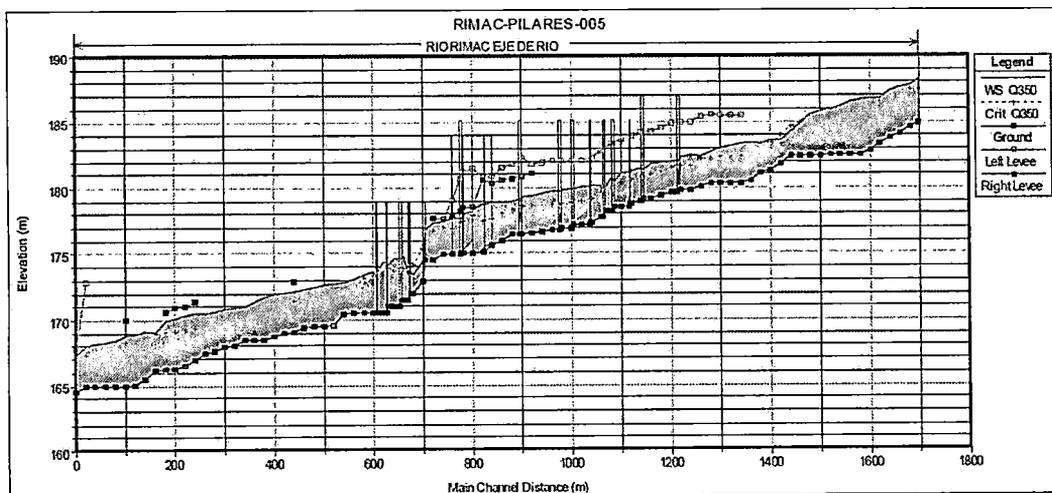


Figura N°4.12: Perfil longitudinal del flujo en la zona de estudio ($Q = 553 \text{ m}^3/\text{s}$, periodo de retorno de 350 años) con un coeficiente de Manning en el cauce de $n = 0.05$.

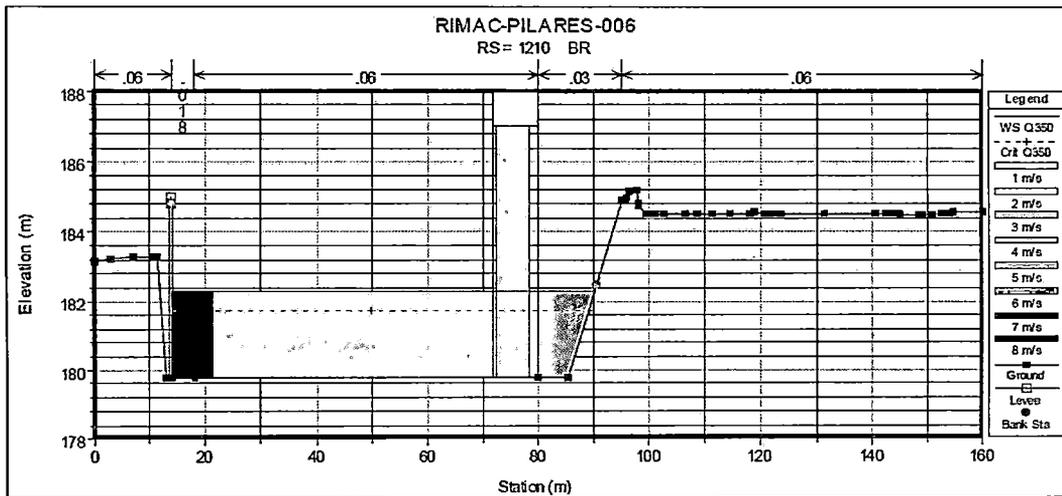


Figura N°4.13: Una sección transversal intermedia del río en la zona de ubicación del puente con esviaje ($Q = 553 \text{ m}^3/\text{s}$, periodo de retorno de 350 años) con un coeficiente de Manning $n = 0.05$.

- Considerando un coeficiente de fricción de Manning de $n = 0.06$

En la figura N°4.14 se muestra el perfil del flujo al ocurrir la avenida de 350 años de periodo de retorno considerando un coeficiente de Manning de $n = 0.06$, las defensas ribereñas, limpieza de cauce y los pilares del viaducto y puente del tren. En la figura 4.15 una sección transversal intermedia del río en la zona de ubicación del puente del tren, el cual tiene un esviaje.

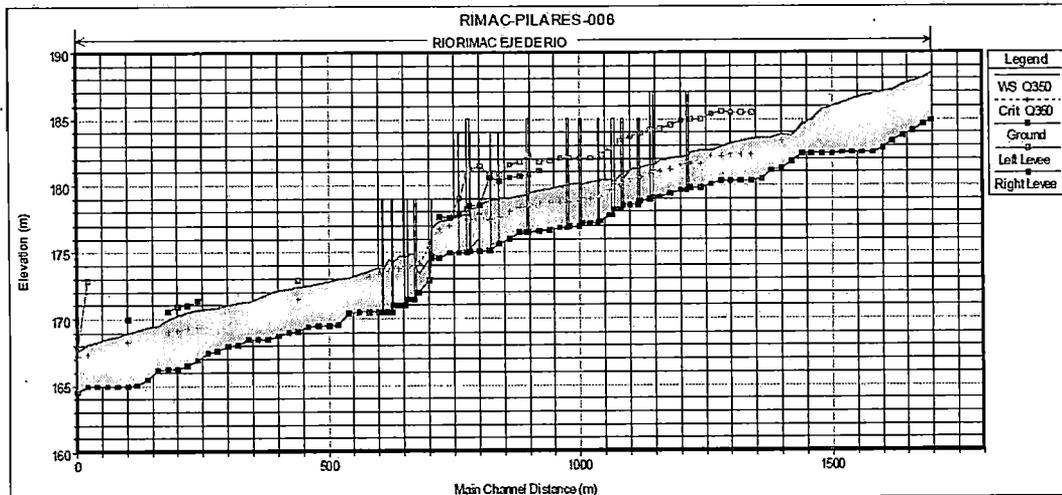


Figura N°4.14: Perfil longitudinal del flujo en la zona de estudio ($Q = 553 \text{ m}^3/\text{s}$, periodo de retorno de 350 años) con un coeficiente de Manning en el cauce de $n = 0.06$.

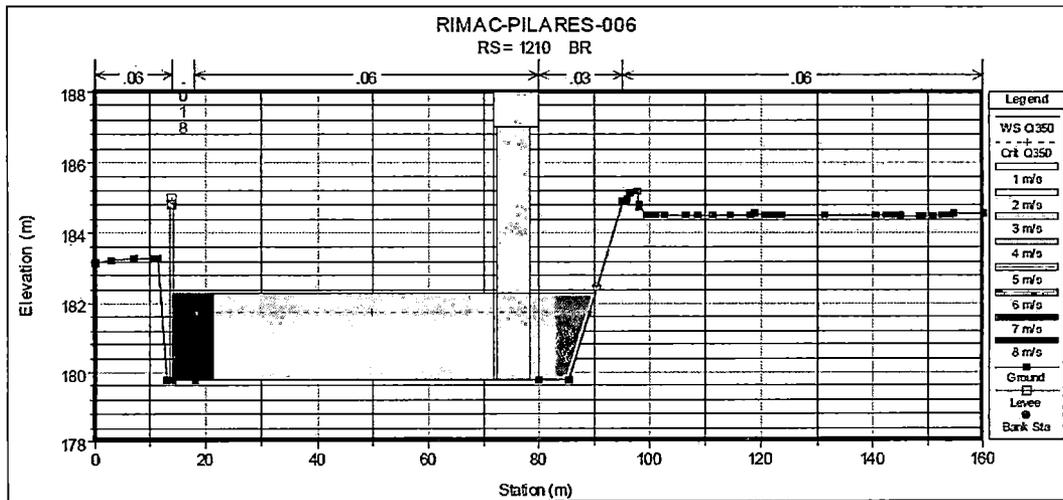


Figura N°4.15: Una sección transversal intermedia del río en la zona de ubicación del puente con esvaje ($Q = 553 \text{ m}^3/\text{s}$, periodo de retorno de 350 años) con un coeficiente de Manning en el cauce de $n = 0.06$.

La comparación de la figura N°4.10 con la figura N°4.14 se puede apreciar que el nivel de agua no representa un cambio significativo, teniendo una diferencia máxima de 0.20cm.

El resultado de los cálculos hidráulicos se muestra en el “Diseño de Defensas Ribereñas en Zona de Cruce Sobre el río Rímac”, el cual se encuentra en el Anexo A.

En la figura N°4.16 se han colocado los perfiles de flujo que ocurren con diferentes coeficientes de Manning en el cauce

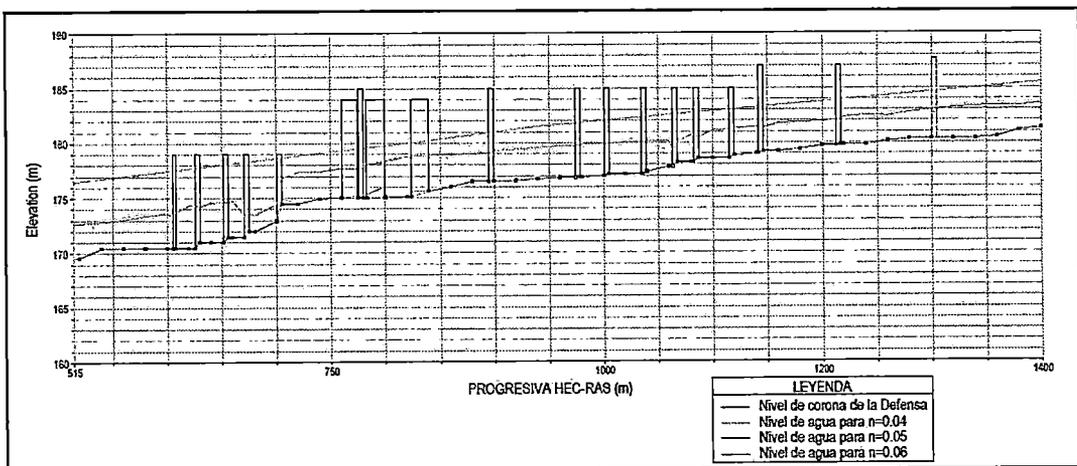


Figura N°4.16: Perfil longitudinal comparativo, considerando limpieza de cauce, del nivel de máxima avenida, considerando diferentes coeficientes de rugosidad.

De acuerdo a la figura N°4.16, se concluye que los niveles de agua para coeficientes de rugosidad diferentes ($n=0.04$, 0.05 y 0.06) considerando un cauce sin limpieza no sobrepasan el nivel de corona del muro o enrocado.

4.2.2.5 Cálculos de socavación

A). Cálculos de socavación Local

Se efectúan cálculos de socavación local en los pilares del viaducto y del puente sobre el río Rímac.

El caudal considerado para los cálculos de socavación corresponde a la avenida de 500 años de periodo de retorno

$$Q_{500} = 584 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para el cálculo de la socavación local se han aplicado los siguientes métodos:

1. La ecuación de Colorado State University (CSU)

$$Y_s/a = 2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 (y_1/a)^{0.35} Fr^{0.43}$$

Donde:

K_1 = Factor de Corrección por la forma de la nariz del pilar

K_2 = Factor de Corrección por el ángulo de ataque del flujo

K_3 = Factor de Corrección por la condición del lecho

K_4 = Factor de Corrección por el acorazamiento de material del lecho

y_1 = Profundidad del flujo aguas arriba del pilar (m)

a = Ancho del pilar (m)

Fr = Número de Froude = $V_1/(gy_1)^{1/2}$

2. La ecuación de Froelich

$$Y_s = 0.32 K_f (a')^{0.62} (y_1)^{0.47} Fr^{0.22} D_{50}^{-0.09} + a$$

Donde:

K_f = Factor de Corrección por la forma de la nariz del pilar

a' = Ancho proyectado de pilar (m)

y_1 = Profundidad del flujo aguas arriba del pilar (m)

Fr = Número de Froude = $V_1 / (gy_1)^{1/2}$

D_{50} = Diámetro de la partícula del lecho en una mezcla cuyo 50% es menor (m)

a = Ancho del pilar (m)

B). Socavación local en pilares del viaducto y puente sobre el río Rímac

Los pilares del viaducto y del puente que se encuentra en el cauce del río son circulares, cuyos diámetros varían entre $d = 4.4$ m a $d = 6$ m. Se calculan las socavaciones locales en los pilares del viaducto de O11 a O24, y la socavación local en el pilar O25 del puente del tren.

En la tabla N°4.6 se muestran los resultados obtenidos aplicando el programa HEC RAS.

Tabla N°4.6: Socavación local (m) alrededor de los pilares del viaducto y puente del tren para un caudal de 500 años de periodos de retorno ($Q_{500} = 584 \text{ m}^3/\text{s}$)

Pilar N°	Diámetro	Método	
		Colorado State University (CSU)	Froelich
O11	4.4	3.01	6.03
O12	4.4	3.24	5.92
O13	4.4	5.16	6.03
O14	4.4	2.98	5.97
O15	4.4	2.98	5.97
O16	4.4	3.02	6.17
O17	4.4	3.13	6.03
O18	4.4	2.71	6.08
O19	4.4	2.85	6.1
O20	4.4	2.7	6.06
O21	4.4	2.09	3.82
O22	4.4	3.5	6.14
O23	4.4	3.6	6.13
O24	4.4	3.37	6.12
O25 (Pilar Puente)	6.0	3.79	8.04

Fuente: Expediente técnico Final

De los resultados obtenidos se observa que la fórmula de Froelich da valores muy altos y nos sirven como una referencia, y se considera que los resultados obtenidos aplicando la fórmula del Colorado State University da valores más consistentes, y además es recomendado en el Manual del HEC 18, por lo que se considera que las socavaciones locales alrededor de los pilares tienen un orden de magnitud que varía entre 2.7 y 5.2 m.

En la figura N°4.17 se observa el desarrollo de la socavación local en relación a la ubicación de la zapata de un pilar del viaducto, donde el enrocado de protección alrededor de cada pilar evitará que se produzca la socavación local.

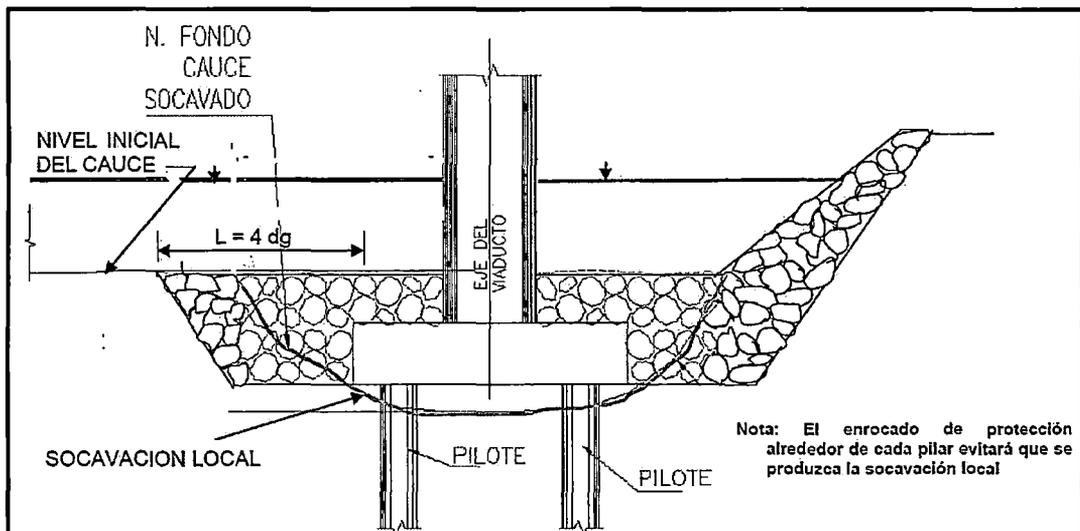


Figura N°4.17: Desarrollo de la socavación local en relación a la ubicación de la zapata de un pilar del viaducto (No se ha considerado en el dibujo la socavación general)

Por la importancia del proyecto los pilares del viaducto, el pilar O25 y zapata del pilar O26 del puente del tren, y el pie del talud de las riberas deben ser protegidos contra los fenómenos de socavación general, como consecuencia de la ocurrencia de una avenida extraordinaria.

C). Cálculos de Socavación General

Los cálculos de los fenómenos de socavación se efectúan considerando la avenida con un periodo de retorno de $Tr = 500$ años, que tiene un valor de $Q_{500} = 584.0$ m³/s.

La socavación general ocurre cuando se incrementa la capacidad del río de acarrear sedimentos durante las avenidas. Para el cálculo de la profundidad de socavación general, además del caudal de diseño, se han considerado los siguientes datos básicos:

- Estudios hidráulicos considerando la limpieza del cauce
- Coeficiente de rugosidad del cauce $n_1 = 0.04$ (La limpieza de cauce da un fondo plano, haciendo que las velocidades sean mayores).
- Coeficiente de rugosidad de la ribera derecha $n_2 = 0.018$
- Coeficiente de rugosidad de la ribera izquierda $n_3 = 0.03$
- Análisis granulométrico del material del cauce.

En la figura N°4.18 se muestra el perfil del flujo al ocurrir la avenida de 500 años de periodo de retorno considerando las defensas ribereñas, la limpieza del cauce y los pilares del viaducto y puente del tren, y en la figura N°4.19 una sección transversal intermedia del río en la zona de ubicación del puente del tren, el cual tiene un esviaje.

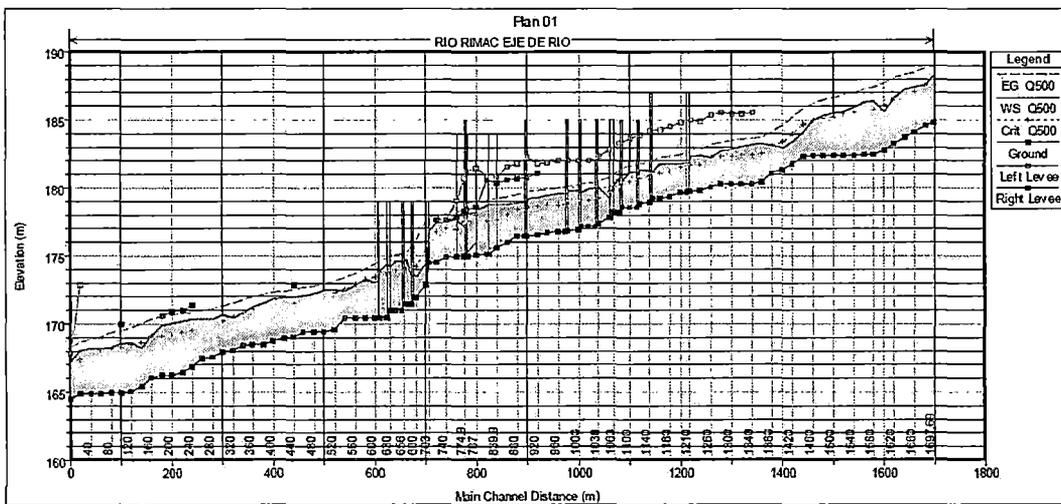


Figura N°4.18: Perfil longitudinal del flujo en la zona de estudio ($Q = 584 \text{ m}^3/\text{s}$, periodo de retorno de 500 años).

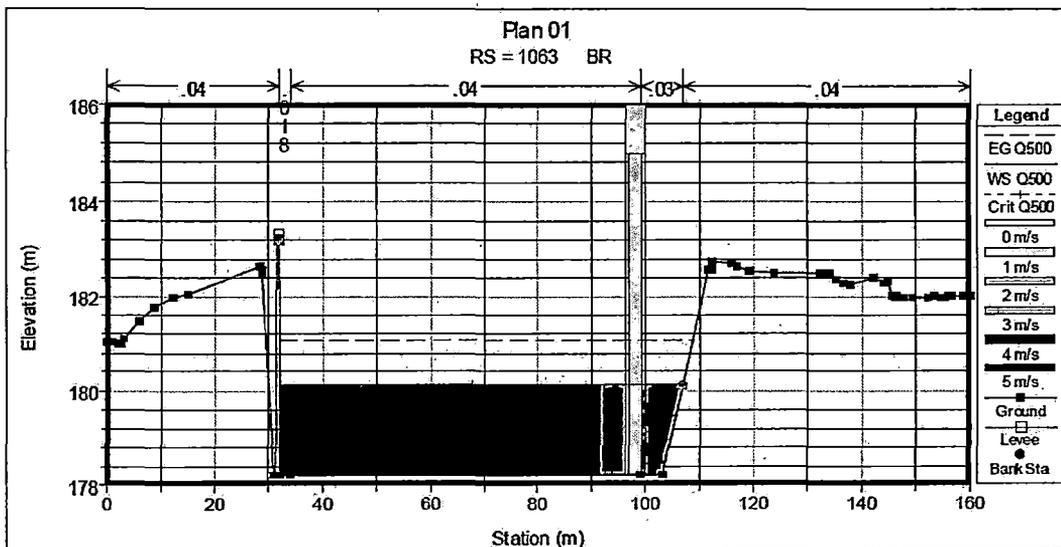


Figura N°4.19: Una sección transversal intermedia del río en la zona de ubicación del puente con esviaje ($Q = 584 \text{ m}^3/\text{s}$, periodo de retorno de 500 años).

El resultado de los cálculos hidráulicos se muestra en el “Diseño de Defensas Ribereñas en Zona de Cruce Sobre el río Rímac”, el cual se encuentra en el Anexo A.

4.3 INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA

El levantamiento topográfico catastral realizado comprendió los distritos de El Cercado de Lima, El Agustino y San Juan de Lurigancho, abarca desde la Avenida Grau a la Avenida Bayóvar; siguiendo la ruta del trazo geométrico de la línea 1-Tramo 2.

4.3.1 Cuadro de Poligonal de Apoyo

Las poligonales de apoyo se encuentra de manera detallada en el "Informe de poligonal", el cual se encuentra en el Anexo A, en donde se resume la poligonal de apoyo ubicada en el tramo O el cual incluye el puente sobre el río Rímac, abarca el tramo comprendido entre el Puente Huáscar y la cuadra 01 de la Av. Próceres de Independencia a la altura de la calle Sacsayhuamán.

- Poligonal de Apoyo (ver cuadro N°4.1)

Ubicación: Puente Huáscar - Intersección Av. Próceres de la Independencia Cuadra 1 con Calle Sacsayhuamán

Cuadro N°4.1: Datos de la poligonal de apoyo

Hito	Ang. Horizontal	Distancia	Azimut	Norte	Este	Cota
CTEL45		261.268		8668421.696	280788.823	
CTEL44	160°36'34.000"	129.513	22°16'00.617"	8668616.898	280962.481	185.448
YAN	171°16'20.000"	102.842	13°32'21.208"	8668736.753	281011.556	181.813
AMEN	138°20'12.000"	84.585	331°52'34.028"	8668836.737	281035.633	182.740
RIMAC	202°27'47.000"	156.994	354°20'21.834"	8668911.335	280995.761	184.621
CHECA	148°43'58.000"	97.207	323°04'20.830"	8669067.564	280980.276	185.510
CTEL47	225°11'50.000"	230.170	8°16'11.753"	8669145.271	280921.873	
CTEL48				8669373.048	280954.980	

Fuente: Informe de Poligonal

- Nivelación (ver cuadro N°4.2)

Ubicación: Puente Huáscar / Nueva Caja de Agua

Cuadro N°4.2: Datos de la nivelación

PUNTO	COTA	UBICACIÓN
PEPS-2	182.781	Vía Evita miento, Estribo Izquierdo-Pte. Huáscar Nueva Caja de Agua, en Parque, L.D. Nueva Caja de Agua Mz J Lt 11, L.D.
YAN	181.813	
MT-6A	182.529	

Fuente: Informe de Poligonal

4.3.2 Descripción del Trabajo

Para determinar la ubicación geo-referenciada (x, y, z) de los puntos resaltantes del terreno natural actual se tuvieron que realizar algunas actividades previas, que describimos a continuación:

- Se realizó un recorrido por las calles cercanas al trazo del viaducto, para definir la mejor ubicación de los vértices que sirvieron como centro de radiación; desde donde se realizó la toma de data de terreno natural actual. Estos vértices fueron localizados en aquellos lugares donde el tránsito vehicular y peatonal no les causó algún daño en su posición y/o elevación durante la ejecución del proyecto.
- Hay que considerar que esta ubicación permitió la toma de data sin problemas de visibilidad y/o accesibilidad con los equipos de precisión que utilizaron, tanto la Estación Total como el Nivel Óptico.
- Tomando en cuenta los requerimientos básicos anteriormente descritos, se procedió con el trazado de una poligonal de apoyo de tipo encuadrada que sirvió para realizar los levantamientos topográficos y el replanteo de las obras; tomando la información desde los vértices con la ayuda de una estación total TOPCON, serie 7501.
- Los trabajos de monumentación de los vértices, que son parte de la poligonal encuadrada de apoyo se realizaron en horas de la tarde, mientras que las lecturas angulares y en distancia, en las series necesarias se realizaron durante el fin de semana aprovechando las

primeras horas del día; momento en que disminuye considerablemente el tránsito vehicular y peatonal.

- Esta información fue calculada y compensada en gabinete, utilizando el Sistema Topograph 98, que nos permite obtener las coordenadas de los vértices, que serán utilizadas como centro de radiación y toma de data de terreno natural.
- De esta manera se determinó la ubicación de los diversos puntos resaltantes del terreno, como son: límites de propiedad, postes, buzones, árboles, etc. Obteniéndose con estos datos una representación de la superficie actual y, como consecuencia un plano topográfico con curvas de nivel.

Equipo Utilizado:

- Estación total TOPCON modelo GPT-7501 con accesorios
- Un juego completo de Bases Nivelantes con su trípode y banderolas
- Nivel Electrónico LEICA SPRINTER 250M con mira de fibra de vidrio con código de barras
- Pintura, Clavos, Herramienta de fijación DX36 Hilti, etc.

Personal:

- Topógrafo
- Nivelador
- Auxiliares de Topografía
- Efectivos policiales para el resguardo del personal y/o equipos topográficos.

4.4 ANÁLISIS DE INGENIERÍA

De acuerdo a los Estudios de Hidrología e Hidráulica de las bases del proyecto, se recomendó proyectar un puente cuya luz mínima sea de 95 m correspondiente a la distancia entre ambas márgenes del río medida en el eje del trazo propuesto, a fin de evitar la contracción del flujo y que se produzca socavación en los estribos. Con esta luz mínima, ambos estribos del puente podrían emplazarse en cada una de las márgenes, eliminando también de esta forma la posibilidad de apoyos intermedios que obstaculicen el normal flujo del agua.

El puente sobre el río Rímac que pertenece al módulo MO8 (ver figura N°4.20) es del tipo ménsula y está conformado por tres vanos: 65m – 110m - 65m, dando una longitud total de 240m. (Ver figura N°4.21), dejando libre todo el cauce del río y proporcionando una longitud mayor a lo recomendado. La superestructura tiene 8,64m de ancho que permite desarrollar las dos líneas de riel para soportar la circulación del tren en ambas direcciones.

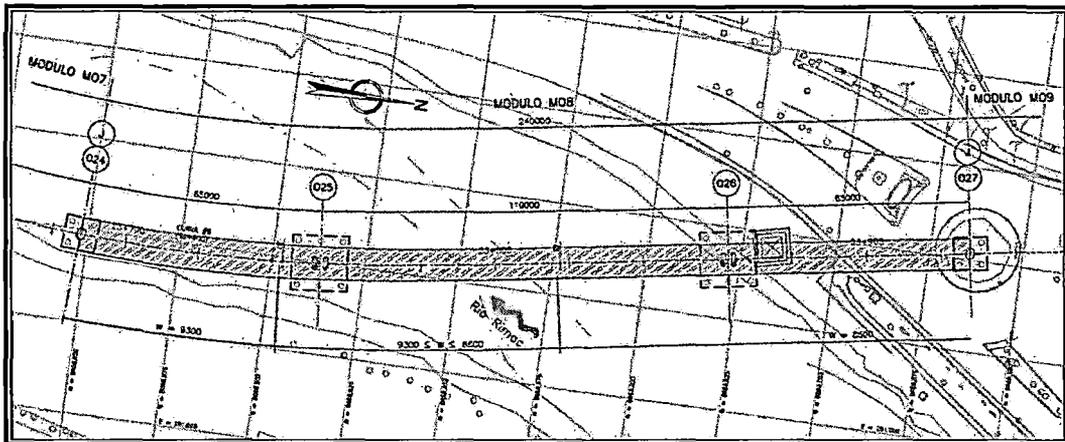


Figura N°4.20: Planta Módulo MO8

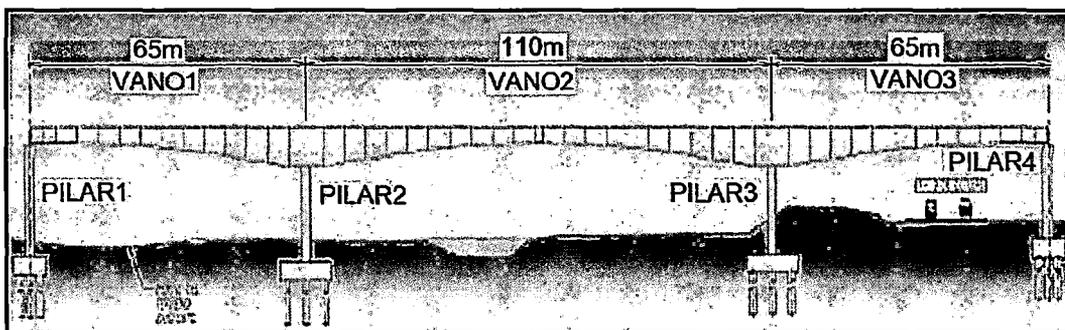


Figura N°4.21: Esquema de modulación del puente sobre el río Rímac

4.4.1 Análisis Longitudinal y Diseño

4.4.1.1 Cargas

De acuerdo a lo indicado en las normas y parámetros de diseño indicados anteriormente, se tiene las siguientes cargas:

Cargas de Peso Propio.- Para el cálculo de las demandas por peso propio de los elementos de concreto se utilizó un peso unitario $\gamma_c = 2,50 \text{ ton/m}^3$.

Cargas Muertas.- En función a un metrado de cargas de peso muerto tales como balasto, riel, durmientes, bordes típicos, canaletas, etc. Es importante notar que la magnitud de las cargas muertas es considerablemente mayor a los niveles de carga que se presentan en puentes de carreteras y por lo tanto, las estructuras del puente; al igual que el resto del viaducto del tren eléctrico tendrá una configuración y propiedades esencialmente distintas.

Cargas Vivas de Diseño.- Las cargas vivas empleadas en el dimensionamiento corresponden a las cargas correspondientes para un tren de dos coches cargados y para un tren de dos coches más la locomotora de maniobra. Carga Máxima por Eje de un Coche Cargado: 11,58 ton Carga Máxima por Eje de la Locomotora de Maniobra: 17 ton. La figura N°4.22 muestra de forma esquemática los trenes de carga utilizados en el análisis estructural.

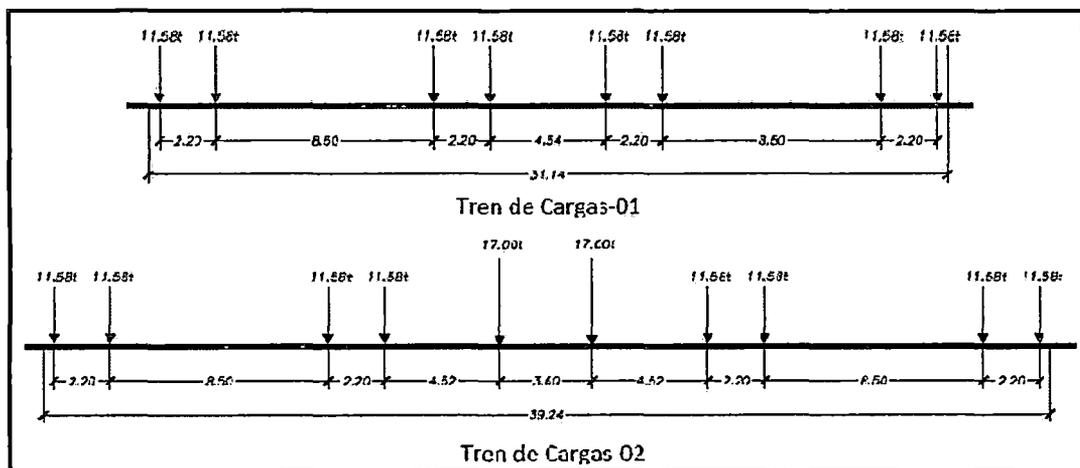


Figura N°4.22: Cargas vivas a considerar en el diseño del Puente sobre el río Rímac.

Cargas de Sismo.- Para la determinación de las demandas por sismo se siguieron los lineamientos del “AASHTO - Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design-2009” publicación que incorpora los nuevos criterios de diseño sísmico – “Displacement Capacity Design” y utilizando el espectro sísmico determinado en el Estudio de Riesgo Sísmico para el Tramo 2. Para la elaboración del Expediente Técnico Definitivo del proyecto “Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao, Línea 1, Tramo2, Avenida Grau – San Juan de Lurigancho” se desarrolló el Estudio de Peligro Sísmico para todo el tramo II, el cual se encuentra en el Anexo A, dentro del cual se puede notar que el espectro de respuesta usado para el diseño de los puentes, se muestra en la figura N°4.23, el cual obedece a un periodo de retorno de 1000 años, en un suelo tipo C de acuerdo a la clasificación AASHTO 2010.

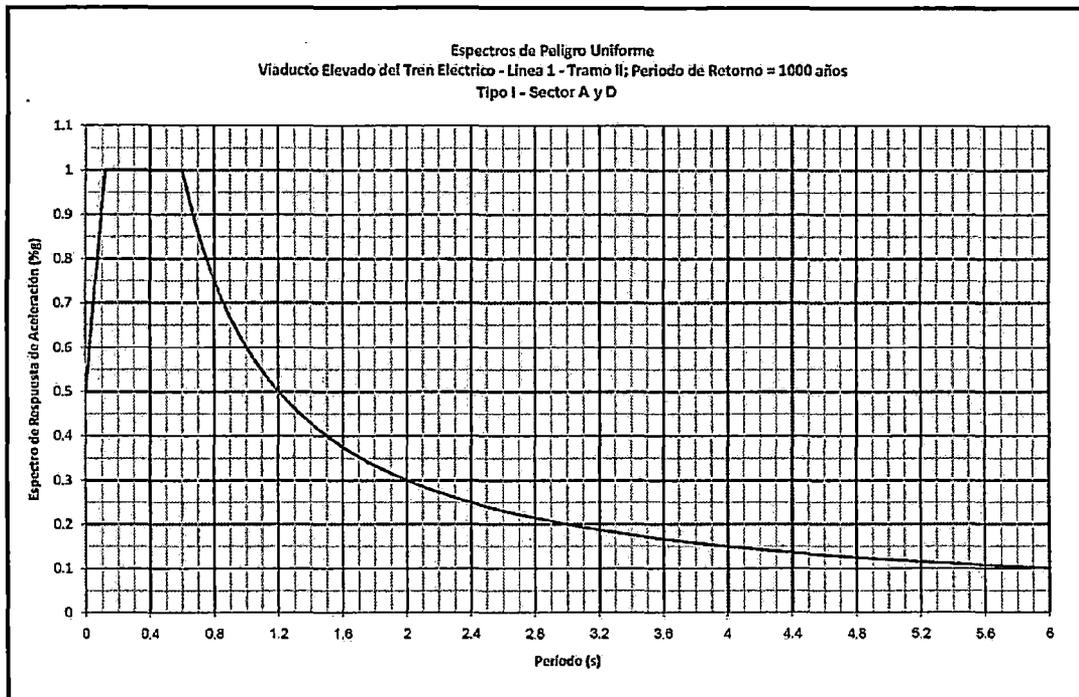


Figura N°4.23: Espectro de Respuesta Sísmica para un $T_r = 1000$ años

La aplicación de estas especificaciones requiere la aplicación de métodos de análisis refinados que permite una determinación mucho más realista de la demanda y capacidad de estructuras sujetas a excitaciones sísmicas. El cálculo de las demandas sísmicas en la sub-estructura se determinó en base a análisis inelásticos del tipo Push-Over para determinar la capacidad al desplazamiento y la capacidad de ductilidad de los elementos. Ver figura N°4.24.

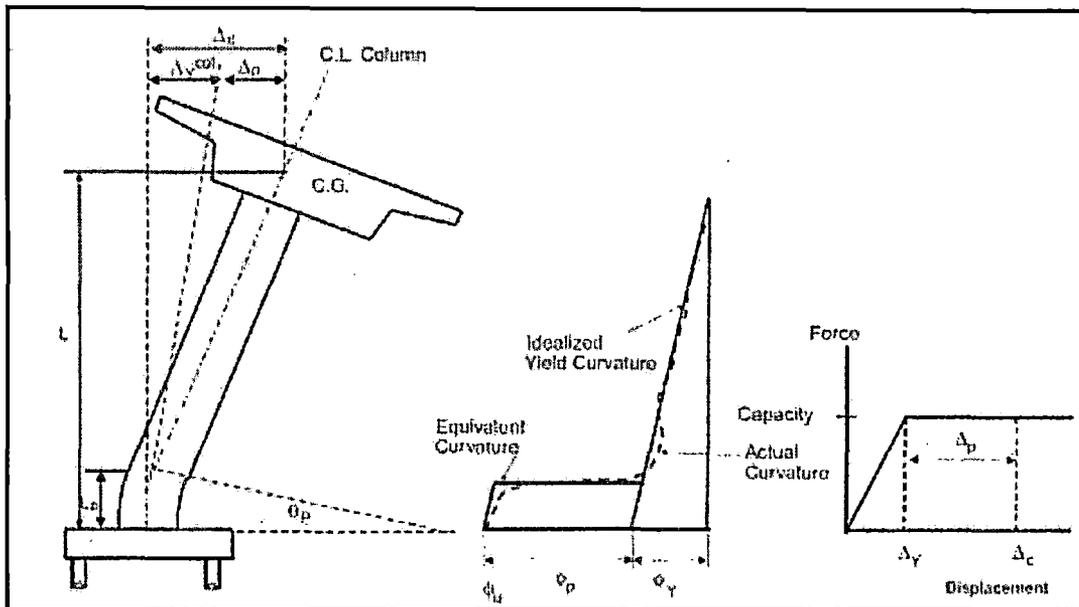


Figura N°4.24: Concepto de Ductilidad Local y Global.
Fuente: AASHTO - Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design

Combinaciones De Carga.- Para la evaluación estructural del Estudio se emplearon las combinaciones de carga establecidas en AASHTO - LRFD Bridge Design Specifications. Se evaluaron los estados límites de SERVICIO, RESISTENCIA y EVENTO EXTREMO. Ver figura N°4.25

Estado Limite De Servicio.- Las combinaciones SERVICE I y SERVICE III fueron empleadas para determinar los máximos esfuerzos de tensión y compresión en los elementos de concreto pre-esforzado.

Debido a la naturaleza poco aleatoria de la carga viva del viaducto del tren eléctrico en comparación a las carga vehiculares que experimentan los puentes de carreteras, se decidió emplear un factor de carga para las carga vivas igual a 1,00 en lugar de 0,80 en la combinación de carga SERVICE-III que controla los esfuerzos de tensión en elementos de concreto pre-esforzado. Ver figura N°4.26.

Estado Límite De Resistencia.- Para la evaluación del estado límite de resistencia para el Estudio se utilizó fundamentalmente la combinación de cargas STRENGHT I.

Estado Límite De Evento Extremo.- La combinación EXTREME EVENT I fue empleada para determinar las demandas en la estructura bajo excitaciones

sísmicas. Las demandas por sismo en la estructura fueron aplicadas de acuerdo a lo indicado en la sección 3.10 de AASHTO - LRFD Bridge Design Specifications.

Load Combination Limit State	DC	LL	Use One of These at a Time												
	DD	IM	EA	WS	WL	FR	TU	CR	SH	TG	SE	EQ	IC	CT	CV
	EH	CE													
	EF	BR													
	ES	PL													
	EL	LS													
STRENGTH I (unless noted)	γ_f	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—	—
EXTREME EVENT I	γ_f	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—	—
SERVICE I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—	—
SERVICE III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—	—
SERVICE IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—	—	—

Figura N°4.25: Factores de Combinación de Carga según AASHTO LRFD

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag	Load Factor		
	Maximum	Minimum	
DC: Component and Attachments	1.25	0.90	
DC: Strength IV only	1.50	0.90	
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.4	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (1999) Method	1.25	0.35
DD: Wearing Surfaces and Utilities	1.50	0.65	
EH: Horizontal Earth Pressure	Active	1.50	0.90
	At-Rest	1.35	0.90
	AEP for anchored walls	1.35	N/A
EL: Locked-in Erection Stresses	1.00	1.00	
EF: Vertical Earth Pressure	Overall Stability	1.00	N/A
	Retaining Walls and Abutments	1.35	1.00
	Rigid Buried Structure	1.30	0.90
	Rigid Frames	1.35	0.90
	Flexible Buried Structures other than Metal Box Culverts	1.95	0.90
	Flexible Metal Box Culverts	1.50	0.90
ES: Earth Surcharge	1.50	0.75	

Figura N°4.26: Factores de Carga Permanente

La extensión del tema de diseño longitudinal del puente se encuentra en la Memoria de cálculo del Puente sobre el río Rímac, el que se encuentra en el Anexo B.

4.4.2 Diseño de cimentaciones

4.4.2.1 Cimentaciones Profundas

Según la sectorización, que se realizó en el estudio geotécnico, al Puente sobre el río Rímac le corresponde el Sector D cuyo suelo presenta características propias de material de lecho de río y cuyas estructuras están cimentadas a través de pilotes. A continuación mostramos la modulación en análisis en la figura N°4.27.

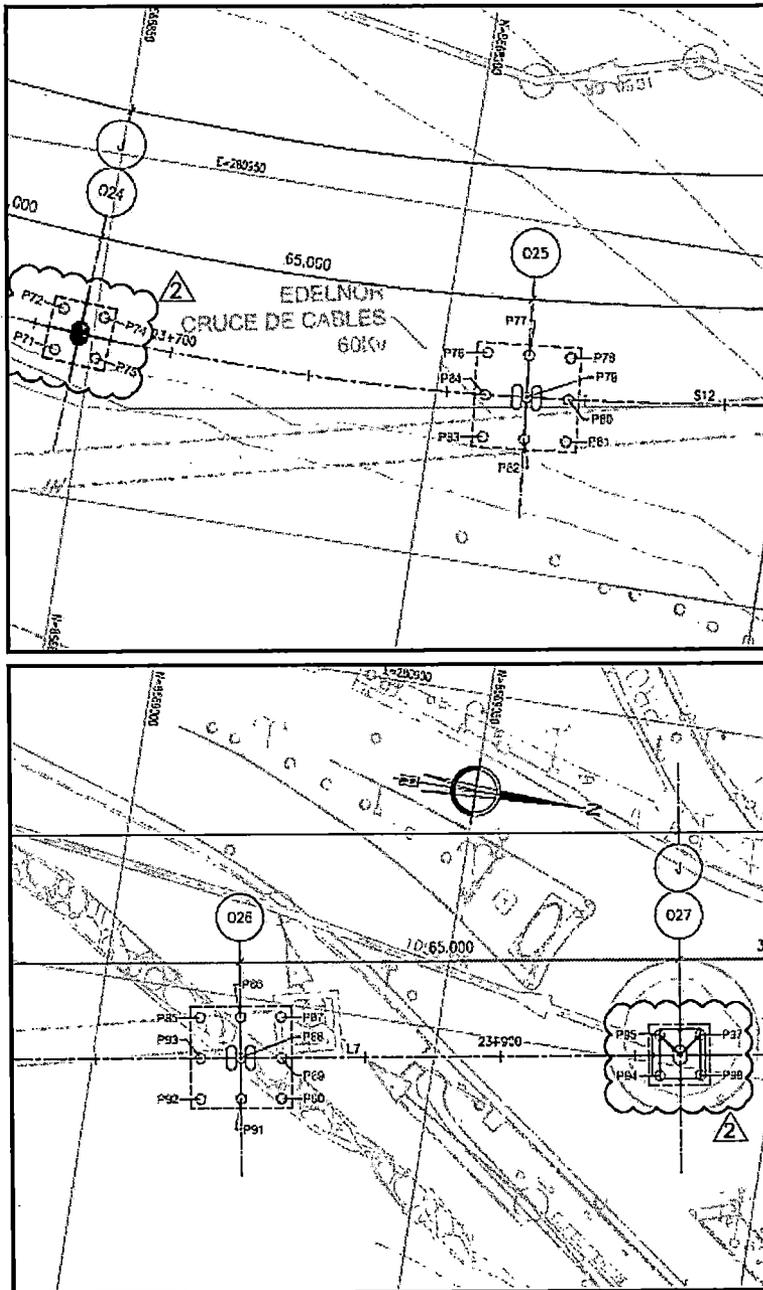


Figura N°4.27: Módulo MO8- Puente sobre el río Rímac

Para la cimentación profunda se determinó que los pilotes sean totalmente sumergidos, el cálculo de la longitudes del pilote se hizo en base a los sondajes S-11, S-12 y S13 (las características de estos sondajes fueron descritas en el Informe geotécnico de puentes sobre río Rímac -Ver Anexo A).

A) Criterios de Diseño Estructural

Para el cálculo de la longitud de los pilotes se hizo uso de sondajes diamantinos presentados en el informe geotécnico referido en el Anexo A y además se consideró que el nivel de desplante de las zapatas cabezales de pilotes se encuentran a - 6.00m por debajo del nivel de terreno natural.

La distribución de los pilotes en la zapata cabezal se ha hecho de tal forma que no se considera el efecto de grupo. Según recomendaciones de la norma AASTHO 2010 recomienda no considerar el aporte a la capacidad lateral del pilote, una longitud de 1 vez el diámetro en la parte superior del pilote, éstos debido a problemas de disturbación del suelo debido al proceso de excavado del pilote; pero por proceso constructivo el pilote empieza a ser perforado desde la superficie, luego se coloca la armadura y luego se realiza el colocado del concreto, hasta una altura de 1.50m por encima del nivel de fondo de zapata cabezal, luego se empieza con la excavación para el vaciado de la zapata cabezal, razón por la se considera que la longitud de 1.50m por debajo del nivel de cimentación no se consideraría un material disturbado; de lo anteriormente descrito se realizó el análisis de la capacidad de pilote considerando que el primer metro y medio medido desde la parte superior del pilote aporta a la capacidad lateral del pilote. De manera análoga la norma AASTHO 2010 no considera el aporte del último metro y medio del pilote, en el cálculo no se está considerando este aporte.

Además según la norma AASTHO 2010 especifica ciertos factores de reducción de la capacidad del pilote, los mismos que han sido considerados en el cálculo, ver cuadro N°4.3:

Cuadro N°4.3: Factores de reducción de la capacidad del pilote

				FACTORES DE RESISTENCIA DE PILOTES		
				ZONA	ESTADO	FACTOR
SERVICIO	Fuste	Compresión		1.00		
		Tracción		0.00		
	Punta	Compresión		1.00		
		Tracción		0.00		
RESISTENCIA	Fuste	Compresión		0.50		
		Tracción		0.00		
	Punta	Compresión		0.55		
		Tracción		0.00		
EVENTO EXTREMO	Fuste	Compresión		1.00		
		Tracción		0.80		
	Punta	Compresión		1.00		
		Tracción		0.00		

Fuente: Norma AASTHO 2010

De acuerdo a los puntos anteriormente tratados se ha calculado la longitud de los pilotes en el Puente sobre el río Rímac. El resumen de la longitud de pilotes es mostrado en el cuadro N°4.4:

Cuadro N°4.4: Pilotes en el Puente sobre el río Rímac

ITEM	EJE	SONDAJE	N° VECES	PILOTES		
				DIAMETRO	LONGITUD (m)	N° DE PILOTES
MODULO MO8	O 24	S-11	1	1.5	23	4
	O 25	S-12	1	1.5	28	9
	O 26	S-12	1	1.5	28	9
	O 27	S-13	1	1.5	18	4

Fuente: Expediente Técnico Final

B) Normas de Diseño

El Diseño Definitivo de las estructuras del puente será elaborado de conformidad con la última versión de las normas de las siguientes instituciones, en lo que sea aplicable:

1. Manual de Diseño de Puentes de PROVIAS NACIONAL.
2. AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials): LRFD Bridge Design Specifications. 2010

3. AASHTO LRFD – Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design. 2009 (2010 Interim Revisions)
4. ACI 318 – Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.
5. ASTM – American Society of Testing and Materials.
6. ACI – American Concrete Institute.

Donde existan consideraciones especiales a la que estas normas no hagan referencia, se usarán otras normas reconocidas y se señalará en cada caso.

C) Cargas

Las cargas a considerar en el análisis y diseño de las estructuras del viaducto están basadas principalmente en la norma AASHTO LRFD, son:

- Carga muerta (DC-DW)
- Carga viva del tren eléctrico (LL)
- Fuerzas de Sismo (EQ)

D) Combinaciones de carga

- Servicio: DC+DW+LL
- Resistencia: 1.25 DC+1.50 DW+1.756 LL
- Evento extremo:
 - 1.25DC+1.50DW+0.5LL+EQx
 - 0.90DC+0.65DW+0.5LL+EQx
 - 1.25DC+1.50DW+0.5LL+EQy
 - 0.90DC+0.65DW+0.5LL+EQy

E) Materiales

- Concreto para pilotes: $f'_{c28} = 28 \text{ MPa (280 kgf/cm}^2\text{)}$
- Acero de refuerzo Grado 60: $f'_y = 420 \text{ MPa (4.200 kgf/cm}^2\text{)}$

F) Estructuras de las Cimentaciones Profundas

La estructura básica de las cimentaciones profundas es el pilote, el cual será del tipo excavado, en donde el acero es del tipo grado 60 con esfuerzo de fluencia de

$f_y=420$ MPa según ASTM 706, en donde el tipo de concreto a utilizar tiene una resistencia a compresión a los 28 días $f'_c = 28$ Mpa.

F.1) Pilotes

Los pilotes son de sección circular. La sección típica de los pilotes y su altura están indicadas en los planos de estructuras del proyecto, determinada según los criterios de diseño. En la figura N°4.28, N°4.29 y N°4.30 se puede apreciar las características principales del pilote.

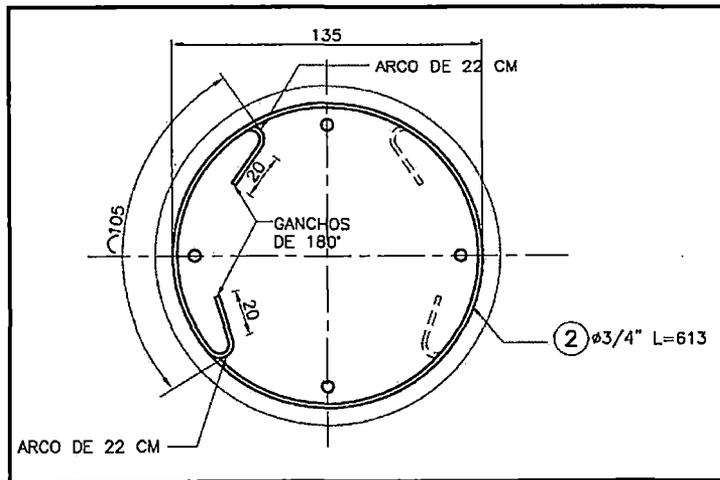


Figura N°4.28: Estribos del Pilote

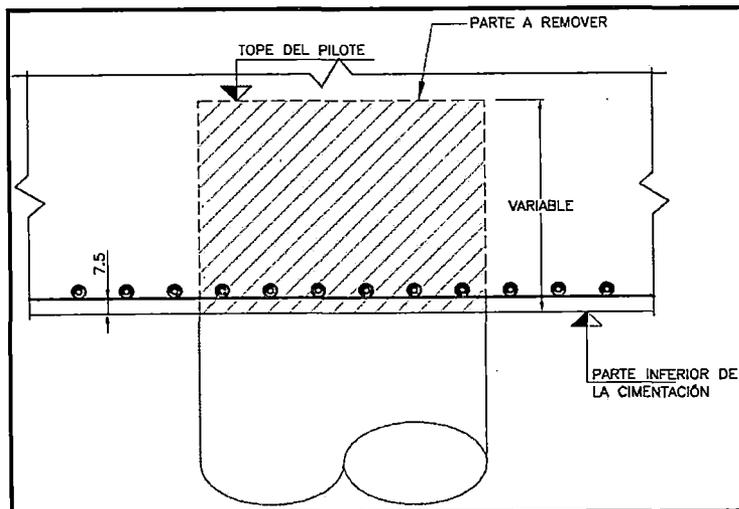


Figura N°4.29: Sección de Pilote

G) Ensayos en Pilotes

La necesidad de realizar pruebas de carga en pilotes se justifica debido a que el análisis de la capacidad de carga de estos elementos está sujeto a incertidumbres tanto de las teorías del comportamiento del sistema pilote - suelo, así como la dificultad de definir confiablemente, mediante trabajo experimental el comportamiento mecánico de los suelos de un sitio.

Los objetivos que se persiguen con los ensayos en pilotes son:

- Verificar experimentalmente que la actual respuesta del pilote a la carga (reflejada en la relación carga-asentamiento) corresponde a la respuesta asumida por el diseñador.
- Determinar la integridad del pilote luego que el concreto ha fraguado, teniendo en cuenta las posibles fisuras u oquedades que hayan ocurrido durante el vaciado del concreto.

4.4.2.2 Cimentaciones Superficiales

El Puente Rímac esta cimentado sobre pilotes, los ejes externos O24 y O27 están cimentados en zapatas de 9.0m x 9.0m x 3.0 m. Los ejes internos O25 y O26 están cimentados en zapatas de 15.0m x 15.0m x 3.0 m. tal como se muestran en las figuras N°4.31 y N°4.32.

En estas zapatas se usará concreto de 210kg/cm², en las zapatas extremas el volumen de concreto es de 297 m³ y cuenta con 43 toneladas de acero, en las zapatas internas el volumen de concreto es de 675 m³ y cuenta con 120 toneladas de acero.

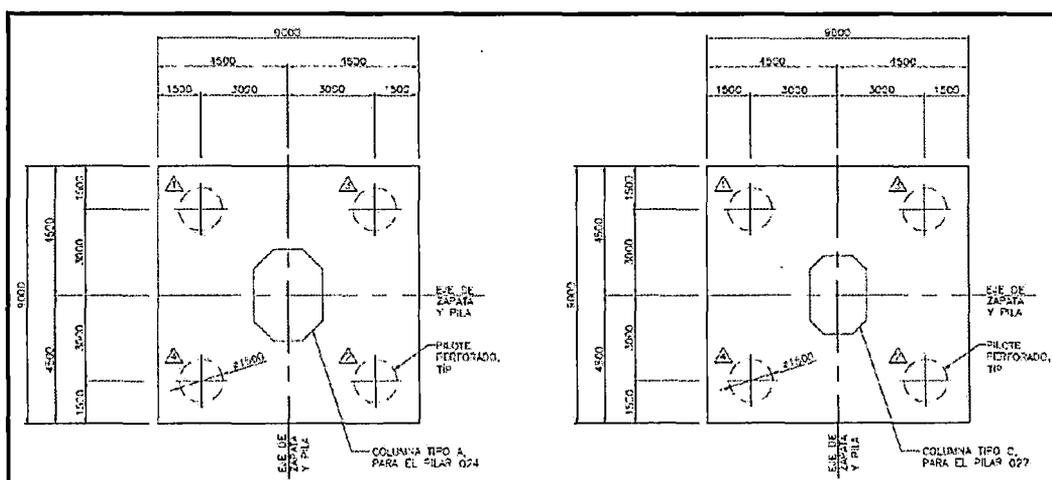


Figura N°4.31: Planta de la Cimentación Típica de las zapatas - Ejes O24 & O27

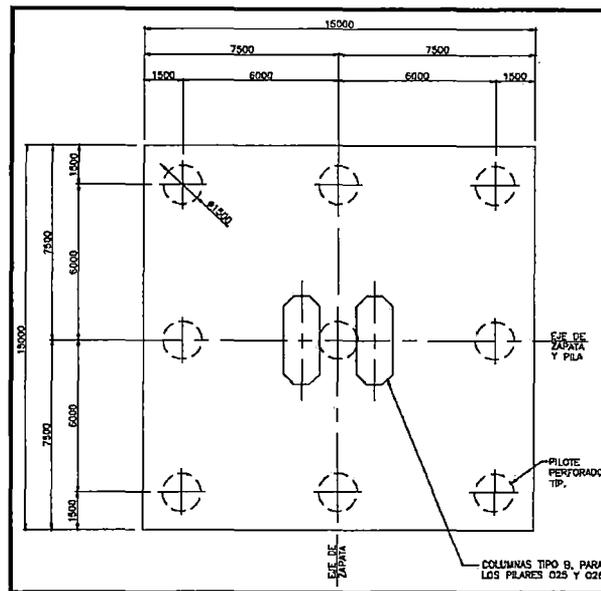


Figura N°4.32: Planta de la Cimentación Típica de las zapatas- Ejes O25 & O26

La extensión del tema de diseño de zapatas se encuentra en el Anexo B: Memoria de cálculo – Tramo O – Puente Rímac (2/3).

4.4.2.3 Subestructura

El puente sobre el río Rímac se apoya sobre 2 columnas exteriores (O24 y O27) y sobre 2 columnas interiores (O25 y O26), en las cuales se utilizó concreto con un $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, cemento Tipo I, agregado grueso huso 67, slump 6" - 8" y aditivos Polyheed 770R que es un reductor de agua y Rheobuild 1000 para que el concreto tenga una alta plasticidad.

La columna O24 está hecha de una sección única de concreto de 3.20 m x 2.40 m con un total de 108 barras longitudinales y un índice de acero de refuerzo del 1.45%. La armadura transversal está compuesta de 2 conjuntos de cercos de confinamiento amarradas en paquetes con barras de $\Phi^{3/4}$ " y separación vertical de 100 mm en la zona de articulación plástica. (Ver figura N°4.33).

La columna O27 está hecha de una sección única de concreto de 2.75 m x 1.95 m con un total de 78 barras longitudinales y un índice de acero de refuerzo del 1.53%. La armadura transversal está compuesta de 2 conjuntos de cercos de confinamiento con barras de $\Phi^{3/4}$ " y separación vertical de 75 mm en la zona de articulación plástica. La altura de columna de los pilares O24 y O27, medida desde el tope de zapata al fondo de la viga cabezal, es de 19.726 m y 16.288 m respectivamente. (Ver figura N° 4.34)

Las columnas O25 y O26 están hechas de dos secciones de concreto de 3.50 m x 1.40 m, como se puede observar en la figura N° 4.35 y son del tipo "Twin Leaf",

separadas por una clara distancia longitudinal de 1.40 m entre las caras contiguas de columna. Las secciones de concreto tienen el mismo refuerzo cada una compuesto de 92 barras longitudinales con un índice de acero de refuerzo del 1.64% y 4 conjuntos de cercos de confinamiento con barras de $\Phi 5/8"$ y una separación vertical de 75 mm en la zona de articulación plástica. La altura de columna de los ejes O25 y O26, medida desde el tope de la elevación zapata al fondo de la dovela de arranque es de 17.497 m.

El análisis de las secciones de columna fue elaborado utilizando los software comerciales de análisis estructural CSI Bridge y XTRACT, así como cálculos a mano y hojas de cálculo. El proyecto de columnas se elaboró conforme a:

- AASHTO 2010, Especificaciones para el Diseño de Puentes por el Método LRFD
- AASTHO 2009, Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design (guía de especificaciones para el diseño sísmico de puentes por el método LRFD)

La extensión del tema de diseño de columnas se encuentra en el Anexo B: Memoria de cálculo – Tramo O – Puente Rímac (2/3).

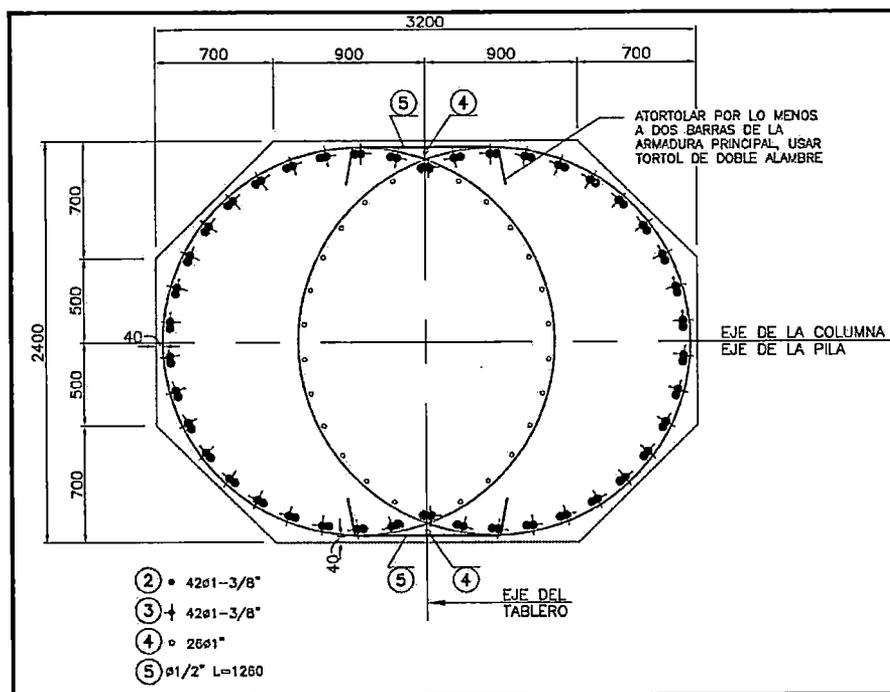


Figura N°4.33: Sección Transversal de la columna O24

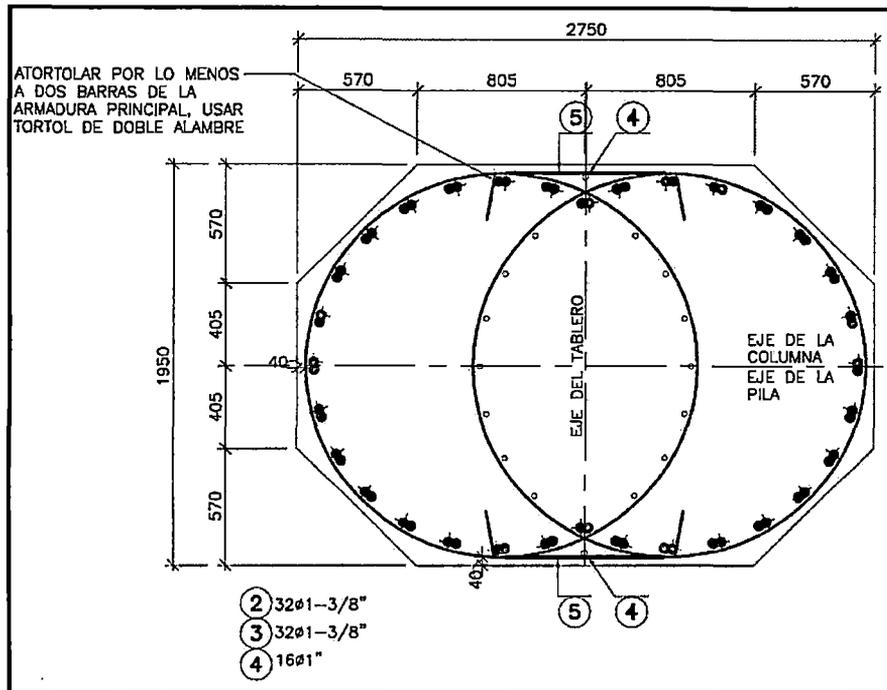


Figura N°4.34: Sección Transversal de la columna O27

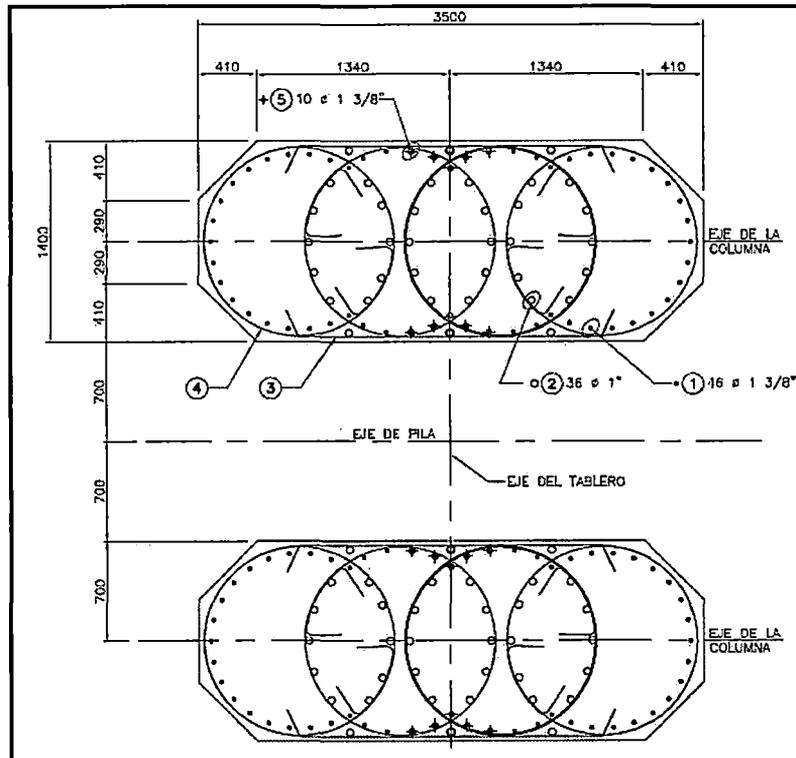


Figura N°4.35: Sección Transversal de las columnas centrales (tipo "Twin Leaf")

4.4.2.4 Superestructura

Conformada por una viga cajón con dos almas, relativamente gruesas, 550mm de ancho, ya que una porción de la sección del alma ocupada por los ductos del post-tensado debe ser discontinuada en el análisis de capacidad por corte. Adicionalmente, almas gruesas hacen que sea más fácil el posicionamiento de los anclajes para tendones, y el vaciado de concreto de los mismos.

Las Almas verticales, en contraste con las inclinadas, han sido propuestas para minimizar los costos de las formas requeridas debido al peralte variable.

El peso propio de las vigas, que es de proporción considerable con respecto al peso total debido al proceso constructivo envuelto, es completamente soportado por las secciones en la vecindad de las columnas. Por lo tanto, las secciones medias en las luces tienen mucho menos esfuerzo que las secciones cerca de los soportes. En consecuencia, esto nos lleva a la opción de una viga con peralte variable, disminuyendo desde las columnas hacia el punto medio del vano.

El espesor de mínimo 250mm del ala superior de la viga está determinado por su resistencia transversal a la flexión bajo cargas vivas; mientras que el espesor del ala inferior de la viga, variable de 300mm hasta 900mm en espesor, está determinado por el recubrimiento requerido para los tendones localizados en su interior.

El peralte de la viga tiene una variación parabólica, la cual corresponde prácticamente con la deformación de vigas en voladizo bajo peso propio. En la figura N°4.36 se puede ver la sección transversal de la superestructura.

En comparación con los tendones desviados convencionales, esta configuración de pretensado conduce a una cierta pérdida de la capacidad de corte, sin embargo, esta pérdida es fácilmente compensada ya sea aumentando el espesor del alma, añadiendo más acero en el alma o mediante la instalación de pretensado vertical en el alma.

Tendones para continuidad son instalados cerca del centro de la luz, su objetivo es lograr la continuidad de la viga y para resistir los momentos resultantes de flexión.

En las figuras N°4.37, N°4.38 y N°4.39 se muestran la distribución de los tendones en todo el puente.

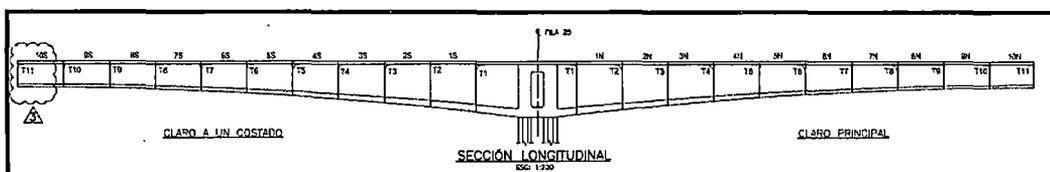


Figura N°4.37: Tendones de Construcción en ala superior de la viga cajón - Eje O25 (Tendones para Voladizo)

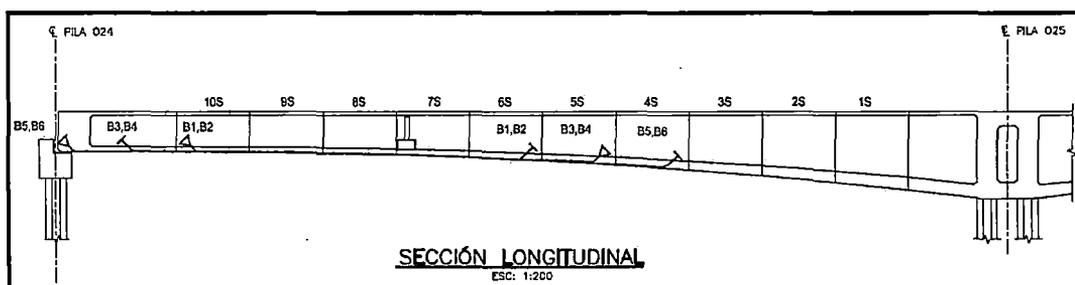


Figura N°4.38: Tendones para Continuidad en vano lateral

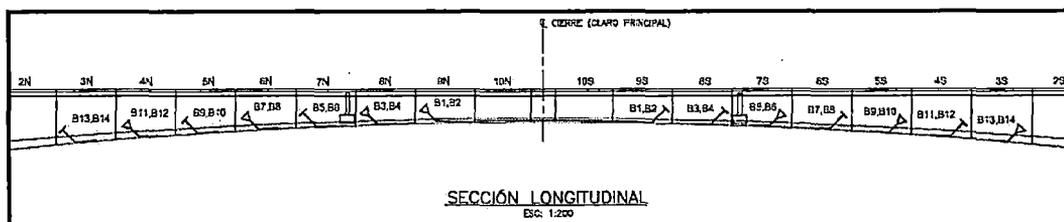


Figura N°4.39: Tendones para Continuidad en vano central

El esquema del concepto post-tensionado se da en la figura N°4.40, donde la serie superior de las líneas horizontales representan los tendones en voladizo y la serie inferior a las líneas horizontales, representan los tendones para continuidad.

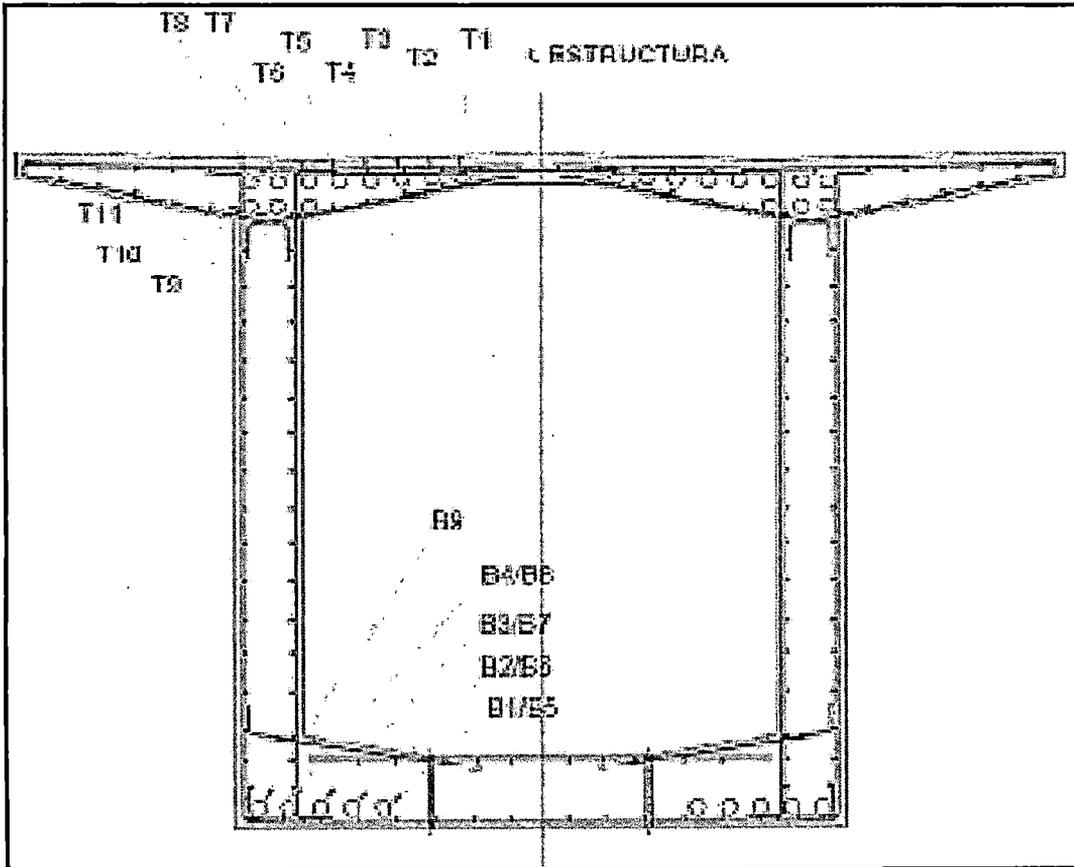


Figura N°4.40: Esquema de Postensado – Puente Segmental L=240m.

La extensión del tema de diseño transversal del puente se encuentra en el Anexo B: Memoria de cálculo – Tramo O – Puente Rímac.

CAPÍTULO V

MÉTODO CONSTRUCTIVO

5.1 PROCESOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE

El puente sobre el río Rímac es del tipo ménsula y está conformado por tres vanos 65 m – 110 m – 65 m, dando una longitud total de 240 m, dejando libre todo el cauce del río, la superestructura tiene 8.64 m de ancho que permite desarrollar las dos líneas de riel para soportar la circulación del tren en ambas direcciones. A continuación se describe brevemente cada una de las actividades a desarrollar para la construcción del puente.

5.1.1 Obras Preliminares

Uno de los trabajos preliminares fue el encauzamiento del río Rímac aguas arriba del Puente existente Huáscar. Los trabajos de encauzamiento del río fueron necesarios debido a que el eje de la vía está sobre el lecho del río, el curso del cauce del río tuvo la forma como se muestra en la figura N°5.1, en donde el recorrido de uno de los ramales de agua está sobre el alineamiento propuesto. Para realizar dicho encauzamiento se construyó un dique de piedra, considerando rocas de 0.80 m de diámetro máximo, bajo una longitud de 80 m. y en su prolongación un terraplén (encimado) conformado por material propio de la zona, bajo recomendaciones del especialista en hidrología. Ver figura N°5.2.

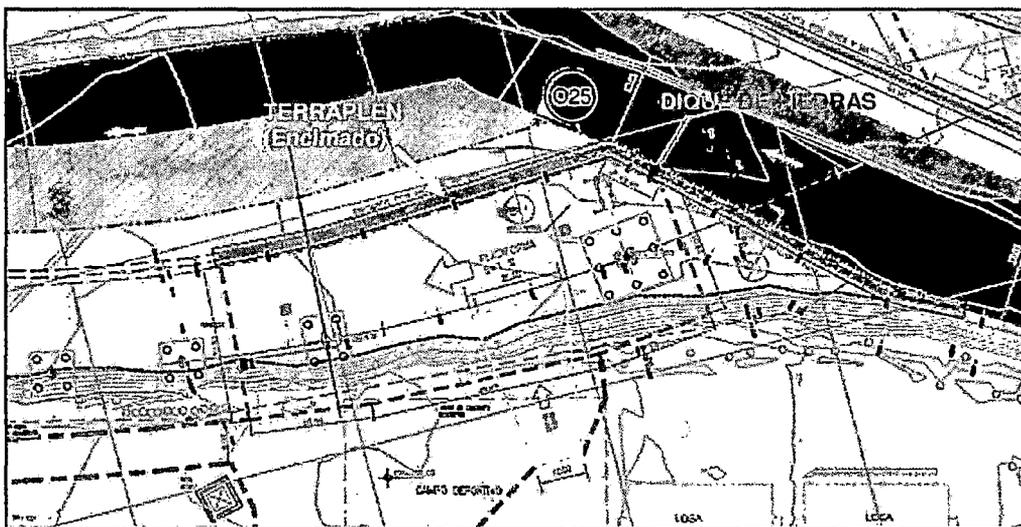


Figura N°5.1: Vista del dique conformado por rocas y el terraplén

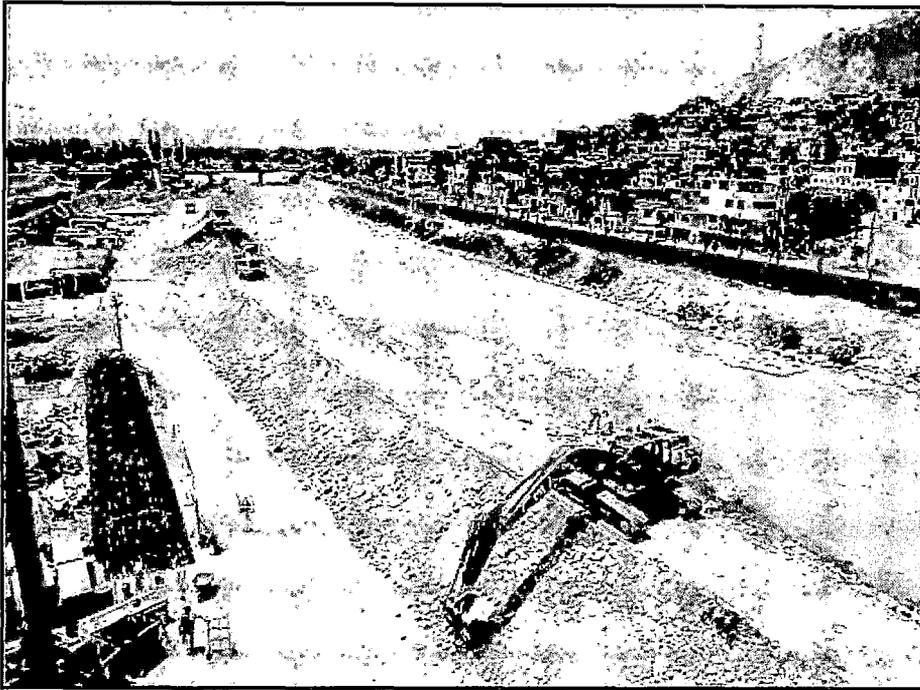


Figura N°5.2: Terraplén conformado con material propio

La programación de los trabajos fue dada bajo la premisa que el caudal esté en descenso en los meses de estiaje.

Además de los trabajos de encauzamiento del río expuesto anteriormente, se programó la construcción de una defensa de roca y material propio, tal como se muestra en la figura N°5.3; el enrocado de protección tiene una longitud de 134m. aproximadamente y se utilizaron rocas de 0.60m de diámetro en promedio teniendo un nivel de corona de 2m aproximadamente por encima del nivel de las plataformas de trabajo conformadas. El diseño de este enrocado fue hecho bajo la premisa que los trabajos se realizaran en épocas de estiaje.

La función principal del enrocado fue brindar protección a los trabajadores, maquinarias y a los trabajos que se realizaron para la construcción del Puente tanto en épocas de estiaje como en épocas de grandes avenidas del caudal del río Rímac.

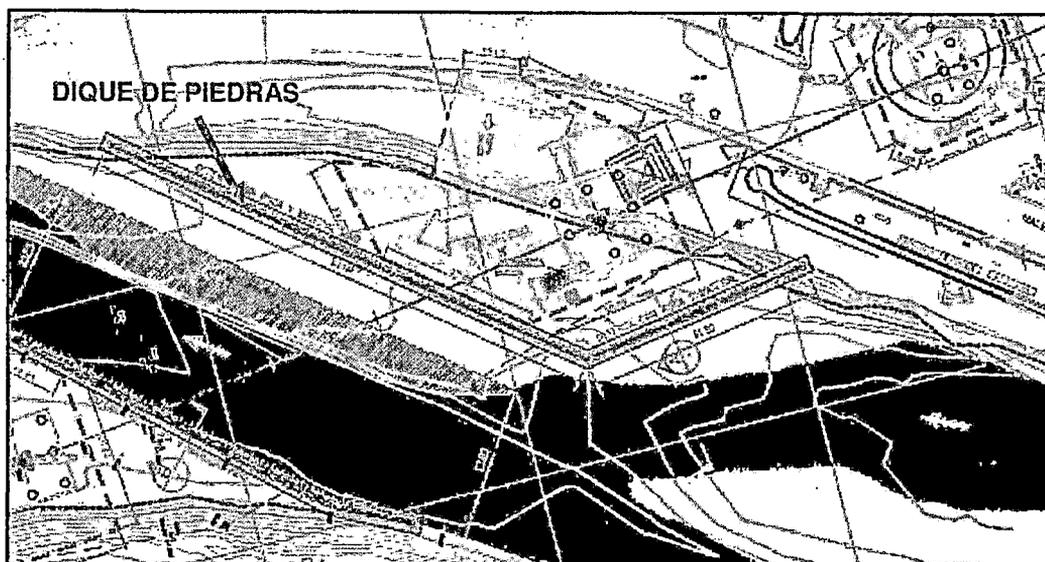


Figura N°5.3: Vista del enrocado de protección para el área de trabajo destinada a la construcción de la cimentación y uno de los pilares centrales.

5.1.2 Construcción y descabezado de pilotes

Se realizaron trabajos de rellenos los cuales fueron compactados para la conformación de las plataformas, que fueron necesarias para trabajos de pilotaje en los ejes O24, O25, O26 y O27. La plataforma de trabajo fue horizontal, estable y de las dimensiones suficientes para permitir el normal desplazamiento de los equipos, tanto para la perforación como para la colocación de la armadura y el vaciado de concreto. Los accesos tuvieron una pendiente máxima de 10° grados.

Se preparó una plataforma de al menos 50 cm firme y compactado con rodillo, el cual brindó la estabilidad necesaria para el tránsito y normal desenvolvimiento de los equipos (ver figura N°5.4). Las dimensiones mínimas recomendadas para la plataforma en planta se muestran en el cuadro N°5.1

Cuadro N°5.1: Dimensiones mínimas para la plataforma

DISTANCIA	DISTANCIA EN METROS DESDE EL EJE DEL PILOTE
Hacia el frente (lado osciladora)	4.00
Hacia atrás (lado máquina base o grúa)	16.00
Hacia el costado que no gira la máquina perforadora	4.00
Hacia el costado que gira la perforadora	16.00

Fuente: Expediente Técnico Final

Estas medidas son sólo referenciales y fueron verificadas para cada equipo y diámetro de pilote a ejecutar. También se consideró, para dimensionar la plataforma, el espacio a ser ocupado por armaduras, tuberías de perforación, retro-excavadora mixta y camiones mixer.

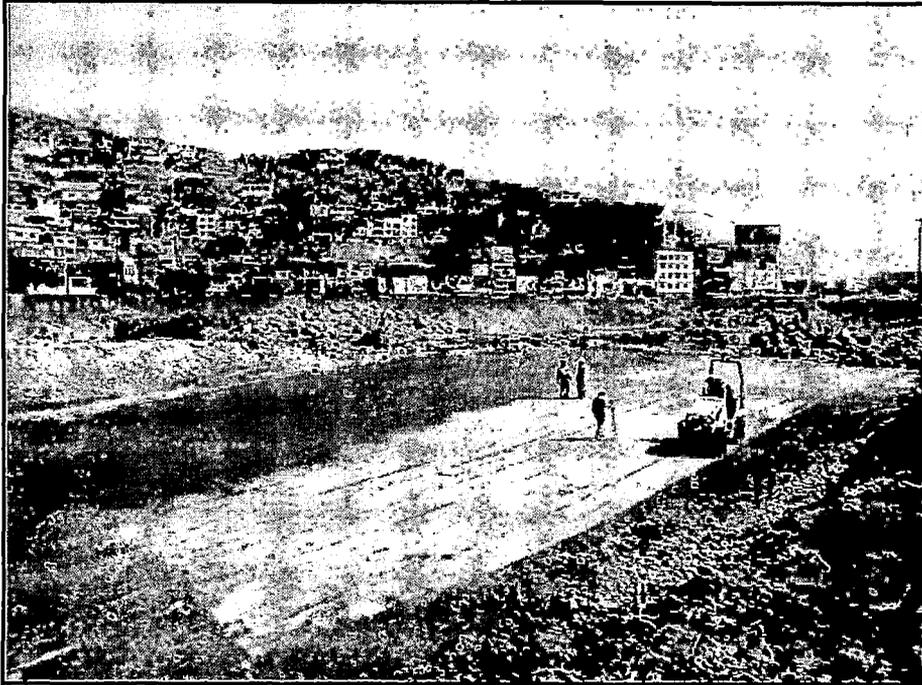


Figura N°5.4: Compactación de la plataforma

Así mismo, la rasante de la plataforma de trabajo, estuvo situada al menos 1.5m por encima de la máxima cota de nivel freático. Este requerimiento se debe a la necesidad de mantener una sobrepresión hidrostática mínima entre el agua o fluido estabilizante dentro del pozo y el agua de la napa, para evitar sifonaje o para evitar pérdida de estabilidad de la perforación. Las armaduras no sobresalieron sobre la cota de plataforma y quedaron bajo esta cota en por lo menos 20cm y así se pudo garantizar que las orugas del equipo no dañaran a las mismas.

El replanteo se efectuó a cada eje de pilote, señalado de forma que no pueda ser alterado con el movimiento de los equipos. Se situó los adecuados puntos fijos para comprobar, antes del inicio de los pilotes, la correcta posición de los mismos. Normalmente la señalización se realizó mediante la hincada de una varilla de acero o estaca de madera de aproximadamente 40cm de longitud totalmente enterrada y con un alambre sobresaliendo del terreno en su parte superior. Además se marcó con una señal de yeso o pintura visible.

5.1.2.1 Emplazamiento e inicio de la perforación

Previo al posicionamiento en el punto, se colocó la camisa metálica de 6m de longitud en línea con las orugas y con el mástil. Se colocó la camisa y herramienta de perforación (hélice o balde) centrada en la estaca de la referencia o eje del pilote.

Se tomó referencias externas al eje del pilote (normalmente entre 1 y 2 metros), para garantizar la correcta ubicación en planta del eje del tubo de revestimiento. Ver figura N°5.5.



Figura N°5.5: Verificación de la colocación de la camisa mediante unas guías

Una vez verticalizadas las camisas, hincando las mismas y rotando con la KDK se fue perforando por dentro con la hélice o balde (ver figura N°5.6). Después de haber introducido la camisa en la perforación se comprobó su situación en planta así como su verticalidad.

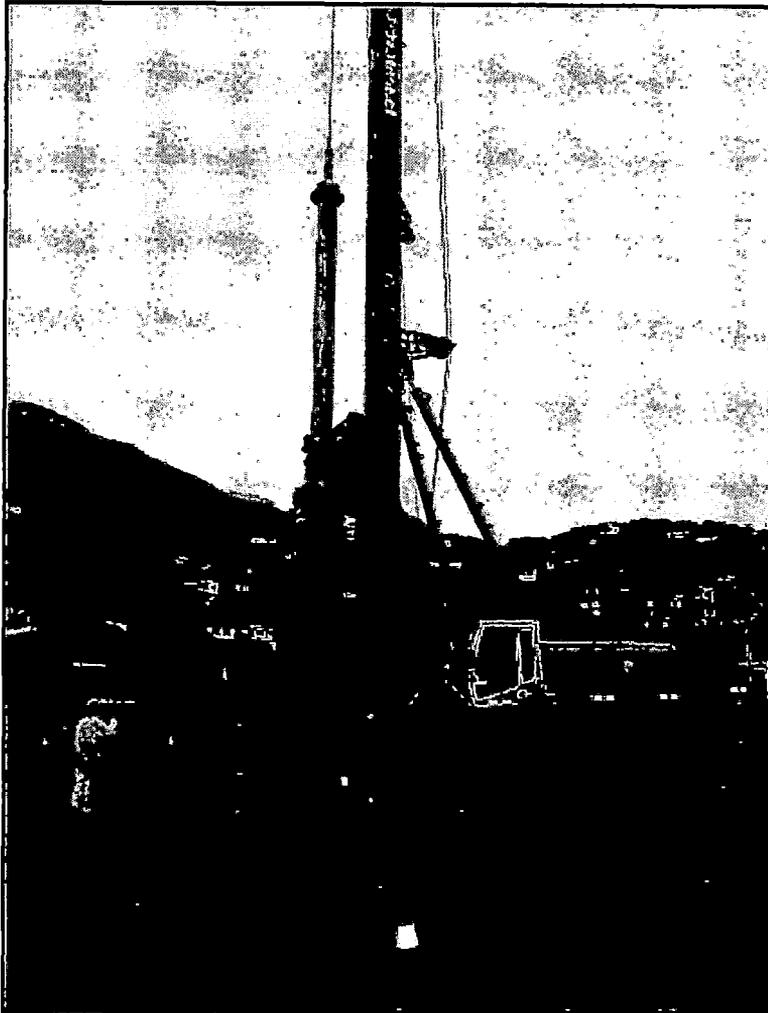


Figura N°5.6: Colocación de la camisa rotando con la KDK

Cuando se detectaron obstáculos (bloques, bolones grandes, obstáculos artificiales, etc.) sostenidamente en los primeros 5m, se sacó todo el material, empleando retroexcavadora, luego se limpió y se relleno con material firme y sin grandes bolones.

Al final de la colocación de la camisa recuperable se verificó la inclinación y la excentricidad) por parte de la brigada de topografía (ver figura N°5.7) de acuerdo a las siguientes tolerancias (norma europea EN1536 – 1996):

Posición en planta del eje del pilote en el plano de trabajo:

$e \leq e_{\max} = 0,1D$ para pilotes con diámetro $D \leq 1,50m$;

$e \leq e_{\max} = 15cm$ para pilotes con diámetro $D > 1,50m$;

Verticalidad:

$$i \leq i_{\max} = 0,02 \text{ (2 cm/m)}$$

Profundidad: $\pm 15\text{cm}$ en la posición de la armadura.

Tener en cuenta que se considera como centro del pilote al baricentro de la armadura longitudinal, por lo que es posible un pequeño ajuste final.

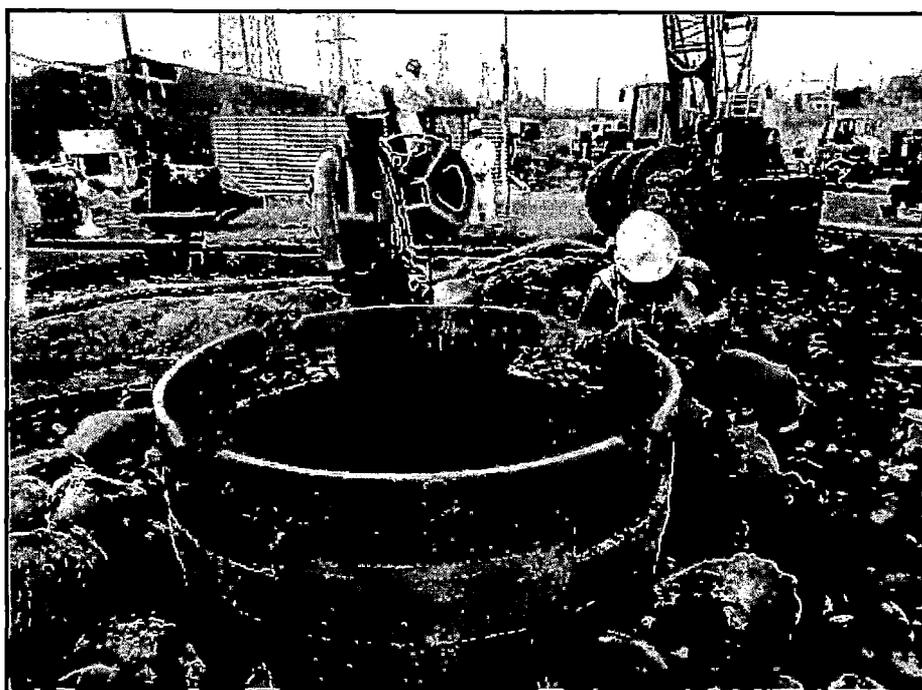
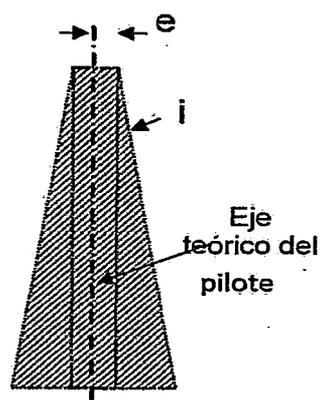


Figura N°5.7: Verificación de la posición de la camisa por parte de topografía

Ya introducida la camisa se inicia la perforación una vez verticalizada la barra Kelly del equipo y rotando con la cabeza de rotación, utilizando las herramientas apropiadas al suelo a perforar. Se utilizarán baldes, pudiendo usarse también core - barrel o hélice progresiva si se justifica para pasar algún obstáculo. En la figura N°5.8 se puede apreciar la perforación de uno de los pilotes utilizando el hélice.

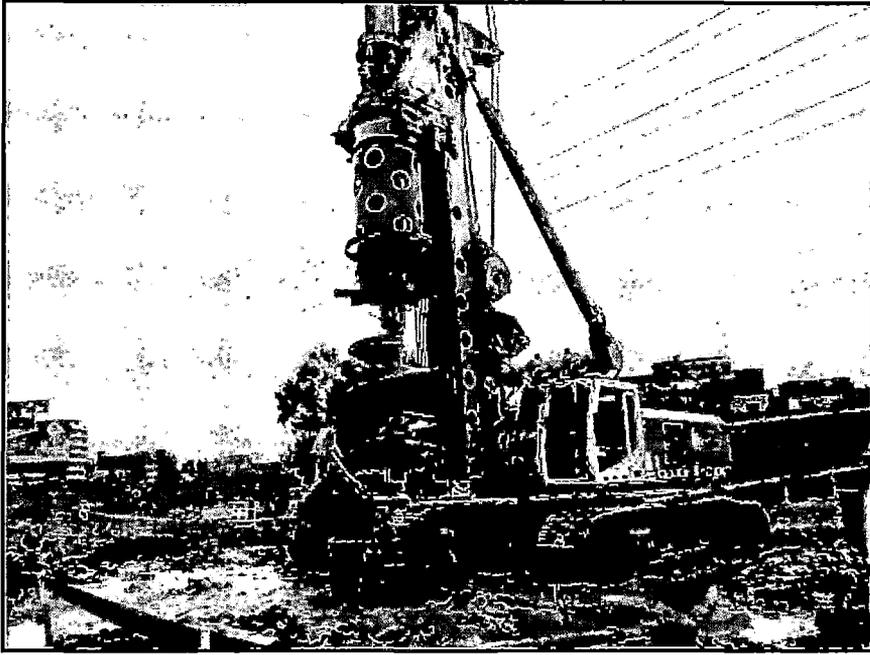


Figura N°5.8: Perforación de un pilote

Para garantizar la estabilidad de las paredes de la perforación se usó lodo bentonítico, el cual se va agregando de manera progresiva, previa verificación de sus propiedades (ver cuadro N°12) y así evitar posibles derrumbes de las paredes. En la figura N°5.9 se puede apreciar la planta de lodo bentonítico.

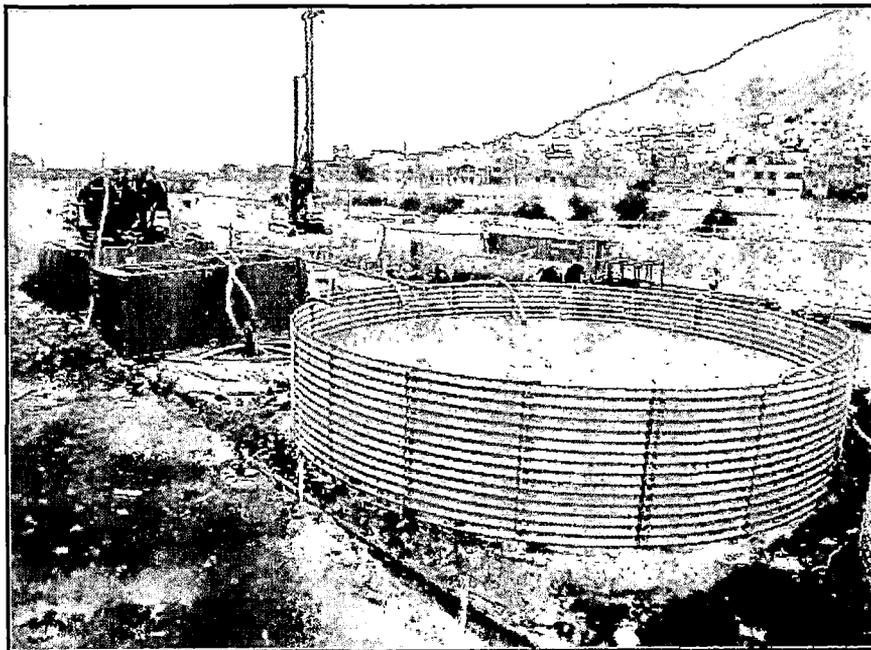


Figura N°5.9: Planta de lodo bentonítico.

Terminada la perforación se procede a verificar la profundidad del pozo a través de una wincha de lona que lleva una pesa en un extremo (ver figura N°5.10), después de corroborar que se ha llegado a la profundidad requerida se procedió a limpiar el fondo del pozo introduciendo lodo limpio y extrayendo, a través de una bomba, el lodo contaminado con el material de la perforación, para luego trasladarlo a una poza y realizarle los procesos necesarios para su reutilización, previa verificación de las propiedades de la bentonita.

Una vez que se sustituye todo el lodo bentonítico contaminado con material de la excavación con el lodo limpio, se verificó nuevamente las propiedades de la bentonita los cuales deben estar dentro de los parámetros según el cuadro N°5.2.

Cuadro N°5.2: Parámetros para la reutilización del lodo bentonítico

Propiedad	Unidad	Suspensión en estado:		
		Fresca	Reciclada (lista para reutilizar)	Antes del vaciado
Densidad	g/cm ³	< 1.10	-	<1.15
Cono Marsh	seg	32 a 50	32 a 60	32 a 50
PH		7 a 11	7 a 12	-
Contenido de arena	%vol	-	-	3

Fuente: Norma Europea EN1536



Figura N°5.10: Lectura de la profundidad de la perforación

Una vez verificado que las propiedades del lodo bentonítico son las adecuadas y que no se encuentre arena sedimentada en el fondo de la perforación se puede colocar la armadura dentro de la perforación.

Antes de izar la armadura del pilote se verificó que la colocación de aceros, diámetros, traslapes, etc. esté de acuerdo a los planos de detalle de la armadura de pilotes, aprobados en el expediente técnico (ver Anexo C).

Debido a la gran longitud de los pilotes, la armadura de los pilotes se dividió en 3 cuerpos, los cuales cada uno de los cuerpos se izaron con una grúa, colocando los grilletes de unos ganchos que se sueldan a los anillos de rigidez (ver figura N°5.11).

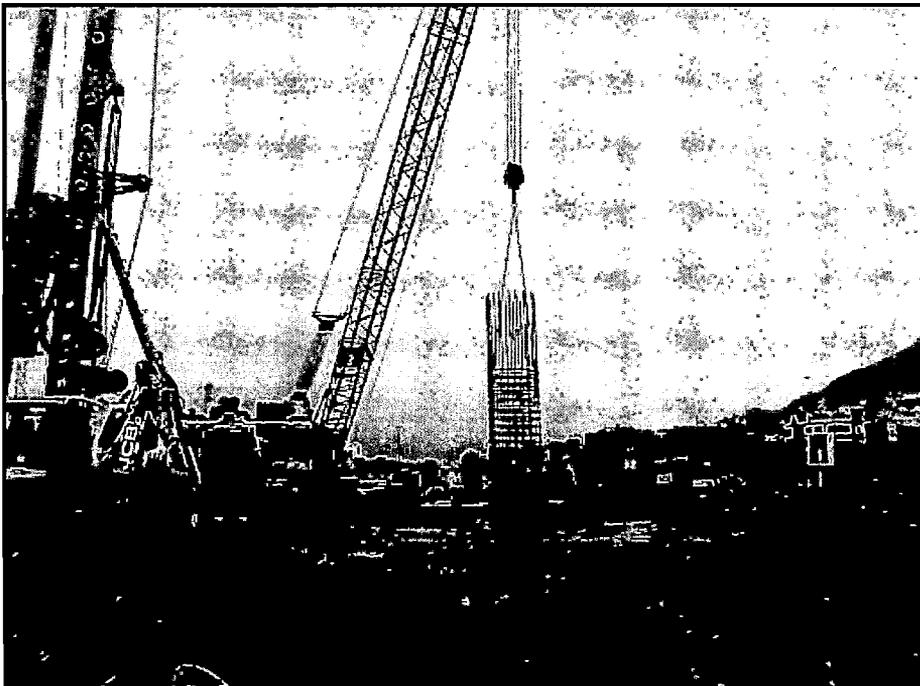


Figura N°5.11: Colocación de la armadura del pilote

Una vez que la grúa está posicionada se procede a bajar la armadura del pilote dentro de la camisa teniendo siempre en cuenta la seguridad de los trabajadores, debiendo permanecer alejados de la zona de desplazamiento para evitar accidentes graves en caso que se caiga la armadura.

En cada uno de los izajes se tuvo que trabar la armadura para poder colocar el siguiente cuerpo, por lo que se colocó una barra horizontal entre la camisa y el anillo de rigidez (ver figura N°5.12) de tal manera que soporte el peso de la armadura y así soltar los grilletes de la grúa para poder colocar el siguiente

cuerpo. Cada cuerpo será unido a través de un cordón de soldadura para poder garantizar el traslape entre cada armadura como se muestra en la figura N°5.13.

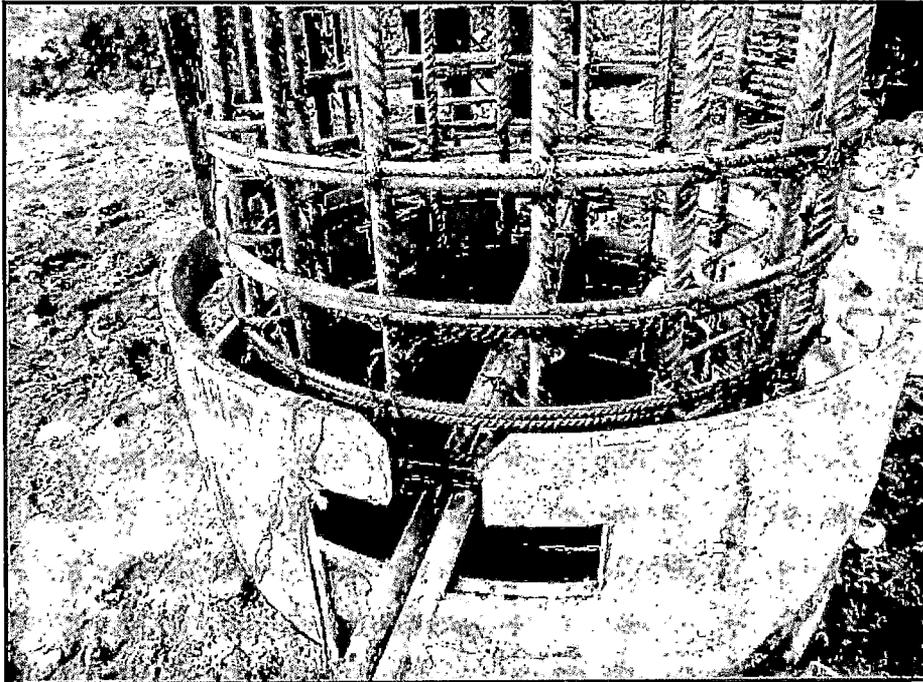


Figura N°5.12: Armadura trabada con la camisa a través de una barra horizontal.

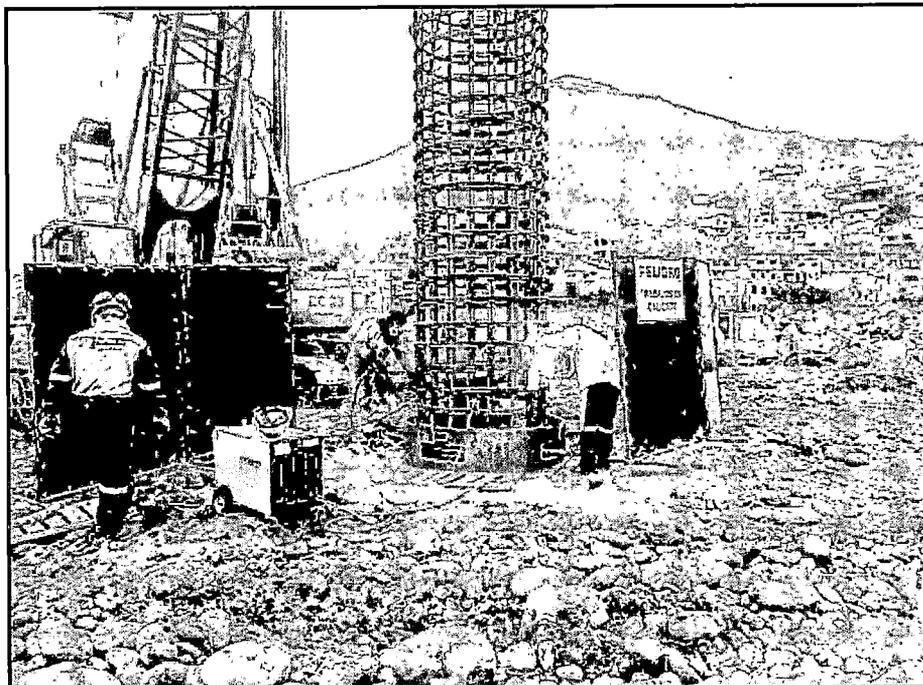


Figura N°5.13: Soldadura en los traslapes que unen 2 armaduras del pilote

En los aceros longitudinales del último cuerpo del pilote se colocaron tubos de PVC, de tal manera que el concreto no se adhiera a estos aceros y sea más fácil el proceso de descabezado. Ver figura N°5.14

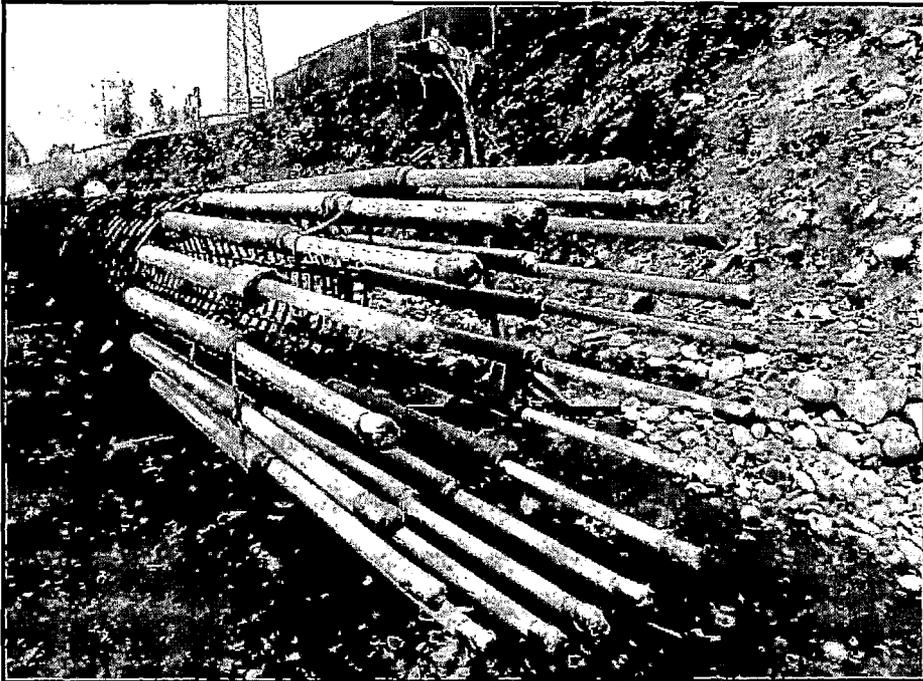


Figura N°5.14: Colocación de tubos de PVC para facilitar el descabezado

Una vez colocada toda la armadura del pilote se procede al vaciado teniendo en cuenta ciertas pautas para garantizar la calidad del concreto:

1. Slump de 8" al momento de realizarse el vaciado (puesto en obra), y así mantener durante todo el vaciado la trabajabilidad del concreto.
2. El tamaño máximo del agregado fue de $\frac{3}{4}$ " (nominal de $\frac{1}{2}$ ").
3. La resistencia del concreto fue de 280Kg/cm^2 .
4. Siempre se usó un retardador de pérdida de fluidez de 4 horas, para garantizar la fluidez correcta en todo el proceso de vaciado.

El vaciado se realizó siempre a través del tubo Tremie (ver figura N°5.15), con la técnica de vaciado bajo agua, manteniendo siempre una longitud mínima de 2.50m de tubo dentro de la masa del concreto en todo momento.

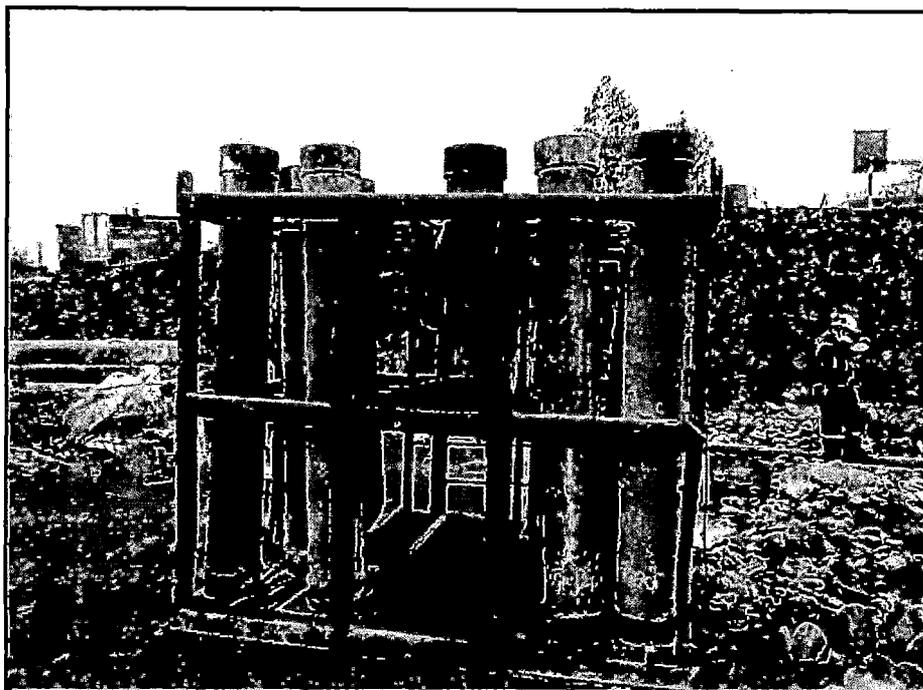


Figura N°5.15: Tuberías Tremie

Las tuberías Tremie deben estar limpias por dentro y por fuera. Sobre todo deben evitarse las costras de concreto que se forman por no cuidar la limpieza luego del vaciado.

Para iniciar el vaciado se introdujo una pelota de plástico dentro de la tubería tremie para asegurarse que el concreto llegue hasta el fondo de la perforación (ver figura N°5.16), a medida que el concreto va ingresando dentro de la perforación el lodo bentonítico se va desplazando hacia arriba, debido a que su densidad es menor con respecto al concreto, y a través de una bomba se desplaza hacia la planta de lodo para su tratamiento y reutilización. Ver figura N°5.17.

Luego de verter cada camión, y antes de proceder a la extracción de un tramo de tubo tremie, se midió la posición del concreto y se registró en el parte de ejecución. La medición se repite una vez retirado el elemento, antes de continuar con el vaciado (ver figura N°5.18). Se tuvo cuidado de extraer un tramo de la tubería tremie siempre que sea posible, manteniendo la longitud mínima ya indicada dentro del concreto.



Figura N°5.16: Colocación de la pelota antes de iniciar el vaciado

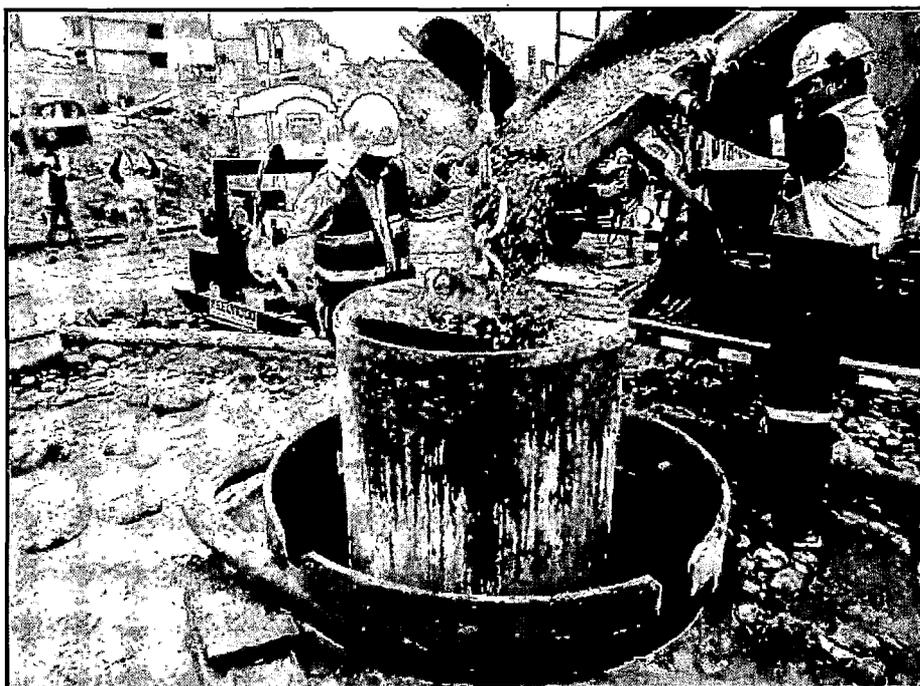


Figura N°5.17: Vaciado del pilote

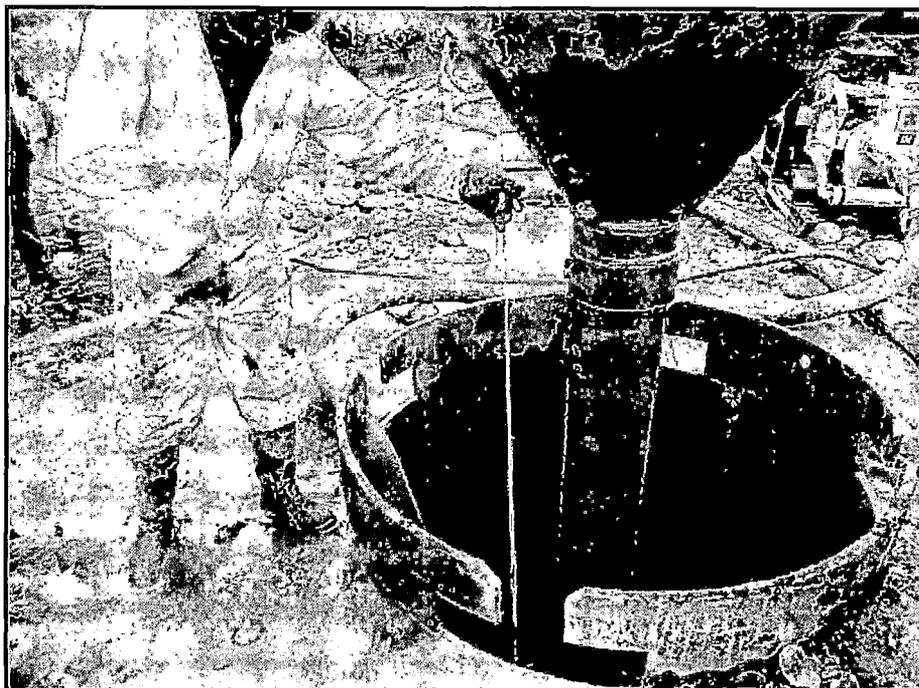


Figura N°5.18: Medición de la ubicación del concreto

El vaciado se realizó hasta que la cabeza del pilote quede a una cota superior a la de los planos, en una magnitud suficiente como para que, al demolerse el exceso, constituido por un concreto de mala calidad o contaminada, el concreto, al nivel teórico de la cabeza, sea de calidad adecuada.

En el caso del Puente sobre el río Rímac para el descabezado de los pilotes se optó por asumir una altura de 1.5 m.

Una vez terminado el vaciado del pilote se dio un tiempo de espera para que fragüe un poco el concreto (3 hrs. aprox.) para luego sacar la camisa con la pilotera (ver figura N°5.19).

Una vez retirada la camisa se rellenó la perforación con material seleccionado y se procedió a perforar el siguiente pilote. En algunos casos se perforó el siguiente pilote mientras se esperaba que las condiciones del lodo sea favorables para iniciar el vaciado del primer pilote perforado, teniendo en cuenta que la distancia mínima en la que se puede perforar debe ser 4 veces el diámetro del pilote para así evitar derrumbes de las paredes del pilote perforado. Antes de iniciar los trabajos de excavación se procedió a comprobar que el concreto vaciado en los pilotes alcance el 35% de su $f'c$ de diseño, luego del cual se procede a excavar la zapata hasta el nivel de solado, culminado esta labor se realiza los trabajos de descabezado de pilotes.

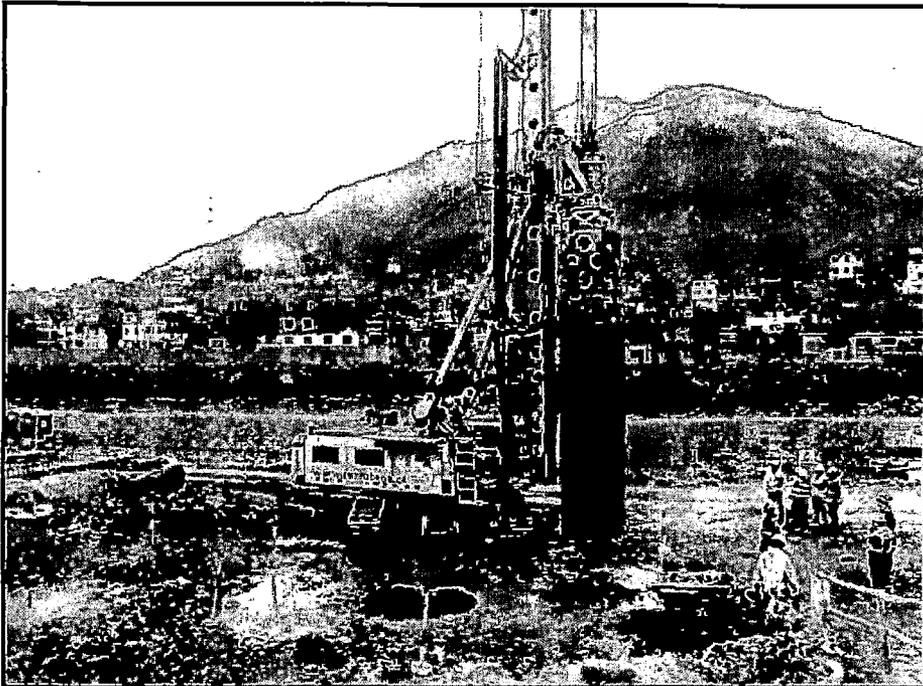


Figura N°5.19: Retiro de la camisa.

El descabezado de pilotes se realizó con un fracturador de concreto, teniendo en cuenta los siguientes pasos:

Paso 1.-Determinar el grosor y la ubicación de las barras de acero para perforar entre ellas con la finalidad de lograr una fractura lo más horizontal posible.

Paso 2.-Realizar las perforaciones del barreno en el diámetro, y profundidad requerida para la colocación del equipo quebrantador hidráulico (ver figura N°5.20). La cantidad de perforaciones se determinará en campo.

Paso 3.-Introducir las cuñas del quebrantador hidráulico dentro de las medidas exactas para lograr una fractura rápida (ver figura N°5.21), sin producir ondas de choques, vibraciones, polvo o ruido.

Paso 4.-Proceder a colocar cuñas en los espacios fracturados para evitar que se cierre.

Paso 5.-Proceder a retirar el quebrantador del cabezal fracturado.

Paso 6.-Proceder al izaje del cabezal fracturado con el uso de una excavadora 330 tal como se muestra en la figura N°5.22.

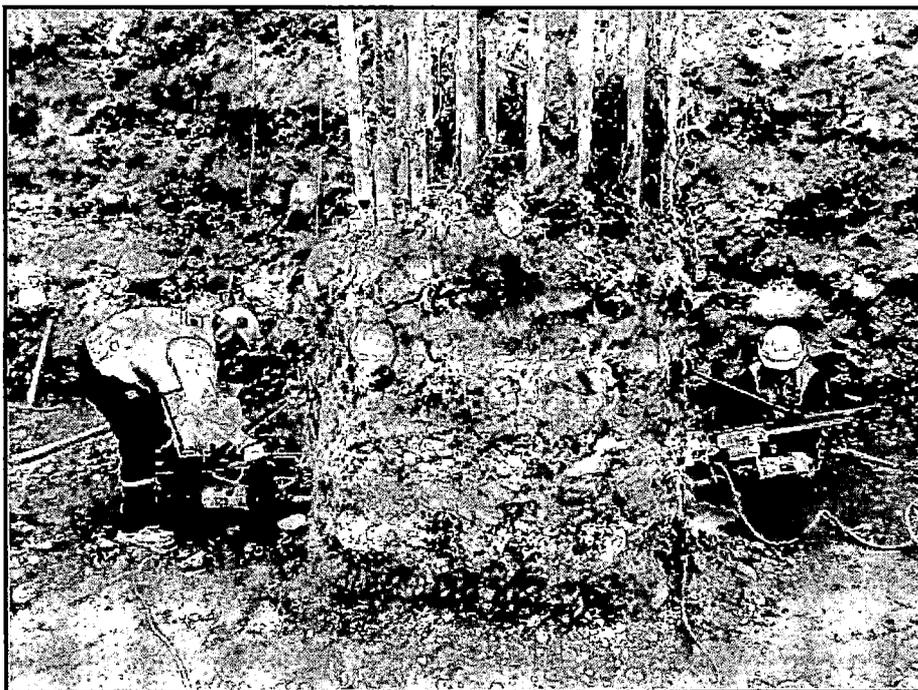


Figura N°5.20: Perforaciones del barreno para el descabezado del pilote

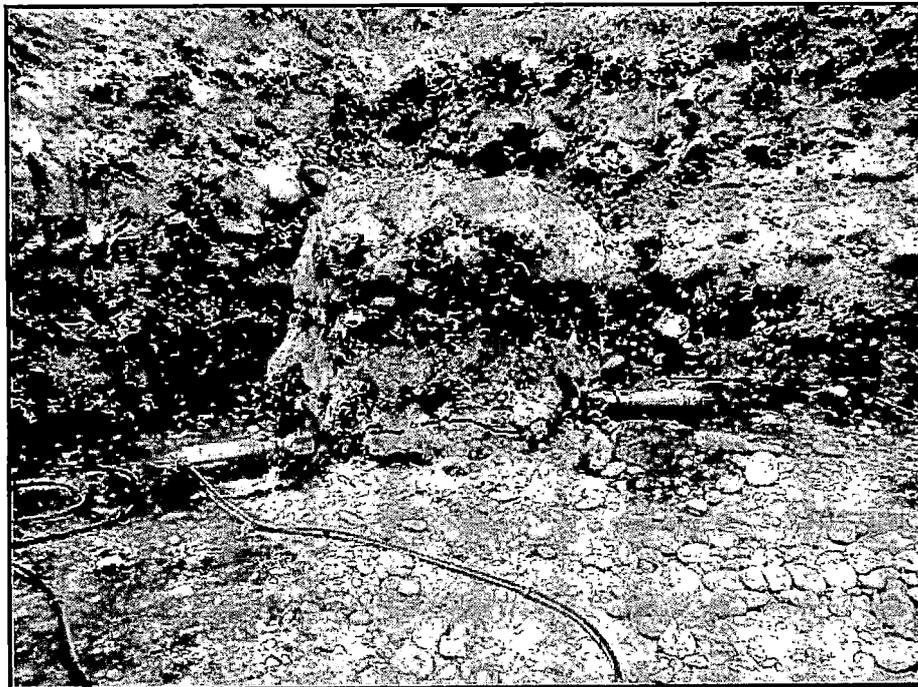


Figura N°5.21: Fracturación de la cabeza del pilote con el quebrantador hidráulico.

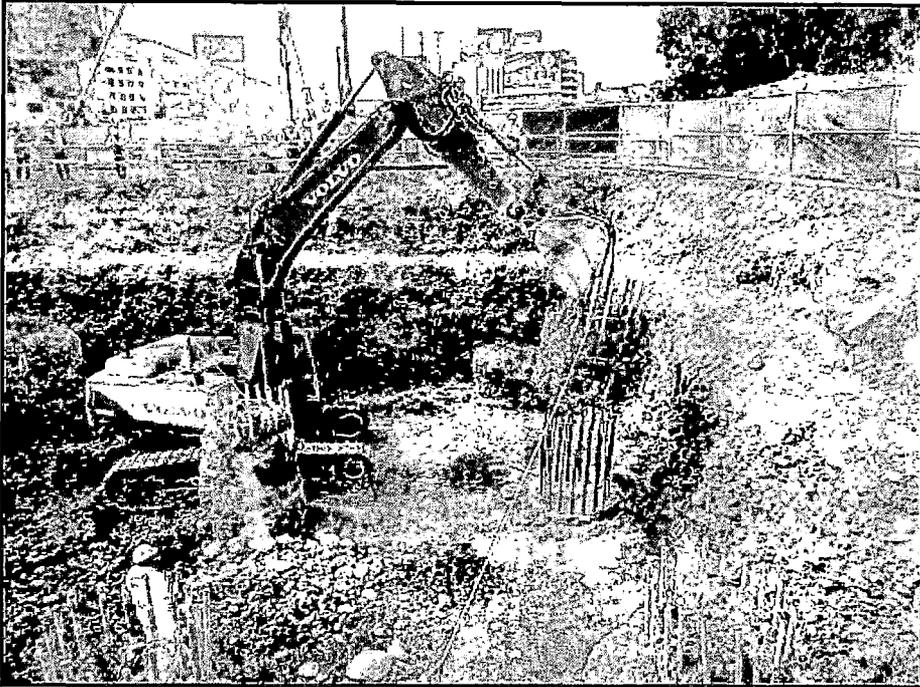


Figura N°5.22: Izaje del cabezal fracturado.

Para poder garantizar la calidad del servicio del pilote se realizaron 2 ensayos no destructivos:

- Prueba de Integridad

La Prueba de Integridad en Pilotes (Pile Integrity Tester) (PIT) está regida por la norma ASTM D5882-07 "Standard Test Method for Low Strain Impact Integrity Testing of Deep Foundations"; esta tiene como propósito determinar la longitud de los pilotes y detectar fallas significativas que pudieran presentarse a lo largo de toda su longitud. Se aplica generalmente a cualquier tipo de pilote. Este método se denomina también Método Sónico, aunque también puede llamarse Sísmico, Ensayo de integridad de baja deformación o Sonicecho.

Es el método más utilizado internacionalmente y consiste en golpear la cabeza del pilote con un martillo de mano y registrar el movimiento de la cabeza del pilote como consecuencia de la onda de esfuerzo generada por el martillo (ver figura N°5.23).



Figura N°5.23: Prueba de Integridad

El método se basa en el análisis de transferencia de la onda de esfuerzo generada por el impacto del martillo, onda que se transmite hasta la punta del pilote y, luego, se refleja hacia la cabeza del pilote. La onda reflejada permite obtener información de los cambios físicos existentes en el pilote.

- Prueba de Carga Dinámica

Este ensayo está estandarizado por la Norma ASTM 4945 y para poder realizarlo se contó con un equipo estándar de comprobación de Pile Dynamics Inc., Cleveland, Ohio, EE.UU. Este equipo consta de un conjunto de sensores de tensión y aceleración que tienen que ser conectados al pilote y una unidad de procesamiento de la señal y almacenamiento cuya principal función es leer y registrar las propiedades:

- Fuerza máxima
- Velocidad máxima
- Energía aplicada a la pila
- Esfuerzo de compresión en la parte superior
- Esfuerzo de Tensión estimada a partir de los cálculos de la ecuación de onda
- Resistencias CASE para los factores de amortiguación elegidos
- Deformación máxima de la cabeza del pilote
- Desplazamiento final

Con los valores indicados anteriormente se puede decidir directamente durante las pruebas si las señales están en conformidad con los valores esperados, y dar una estimación de la resistencia del pilote.

Para poder realizar dicho ensayo los pilotes in situ serán excavados y vaciados de concreto de acuerdo con el procedimiento estándar. Con la superficie de concreto a nivel del suelo una cabeza del pilote especial será construida para recibir el impacto de la masa. Esta cabeza del pilote es una extensión del pilote sobre la superficie que incluye: la colocación de una camisa de acero en la parte superior de la cabeza del pilote (ver figura N°5.24), estribos según diseño en la porción de pilote sin camisa, y con $f'c$ similar o superior al de los pilotes, a efectos de garantizar la capacidad del pilote en esta zona del pilote.

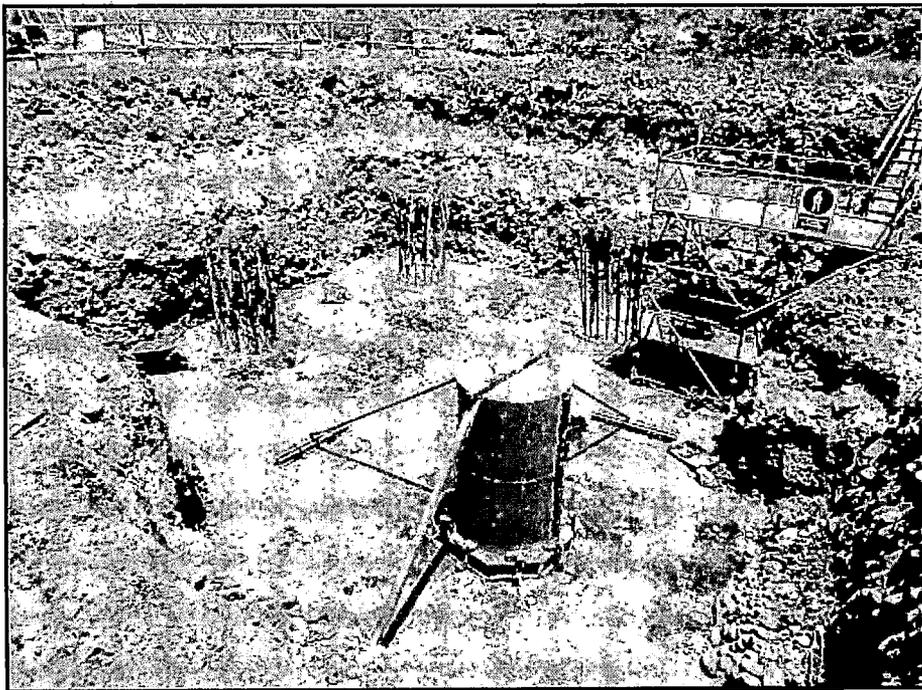


Figura N°5.24: Cabeza de Pilote con superficie de impacto

Los sensores deben colocarse en un nivel de un diámetro por debajo de la cabeza del pilote como se muestra en la figura N°5.25.

Se aplican varios golpes, por caída de la masa a los pilotes, a través de un dispositivo de carga que está compuesto por la masa en un andamio o un tubo de guía. Este andamio debe permitir el ajuste de la posición de manera que la masa golpee el pilote de forma centrada y exactamente en la dirección de su eje como se muestra en la figura N°5.26.

La masa inicial de prueba fue de 20 Tn. y en general se elige una altura de caída pequeña para el primer golpe (que puede ser 50cm.) para el control del equipo electrónico y la verticalidad de la caída de la masa. Después de este golpe de prueba, la altura de caída se aumenta a un valor máximo que puede llegar a ser hasta de 3 m; que será monitoreado por el especialista in situ a través de los sensores instalados al equipo electrónico.



Figura N°5.25: Sensores de tensión y aceleración

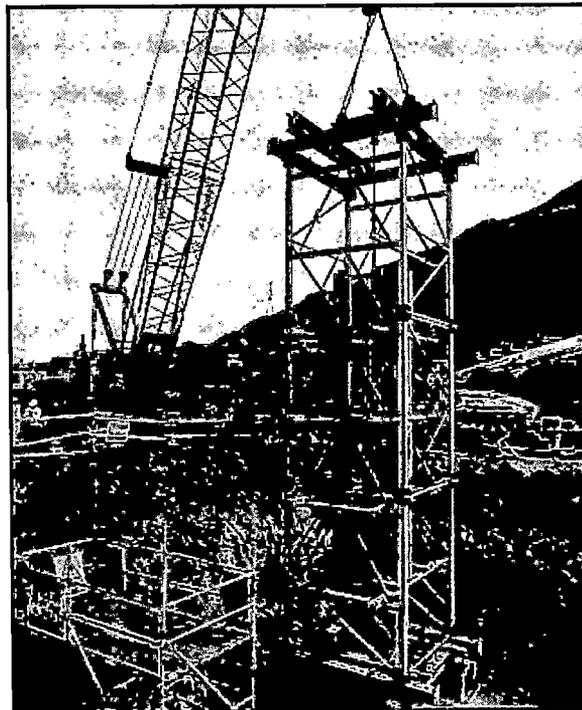


Figura N°5.26: Dispositivo de carga

5.1.3 Excavación y construcción de zapatas

Previamente se chequeó el replanteo topográfico del área de trabajo y se procedió a excavar con equipo mecánico la zona de las cimentaciones, hasta llegar a los niveles indicados en los planos de diseño.

Todo el material excavado fue apilado en puntos de acopio, para luego ser eliminado o empleado en rellenos, estos puntos de acopio temporal estuvieron a un mínimo de 5 m. de las excavaciones.

Por seguridad, toda excavación que superó el 1.5m de profundidad contó con un talud de corte con la inclinación recomendada en el estudio de suelos, el cual garantice su estabilidad. Para garantizar la estabilidad en profundidades menores de excavación se determinó en campo la necesidad de un talud de corte con una inclinación idónea al tipo de suelo.

Debido a que la profundidad de la excavación era superior a los 6m. Se optó por realizar una banqueta de 1m de ancho a 3 metros por encima del nivel del solado y con taludes variables tal como se muestra en la figura N°5.27.

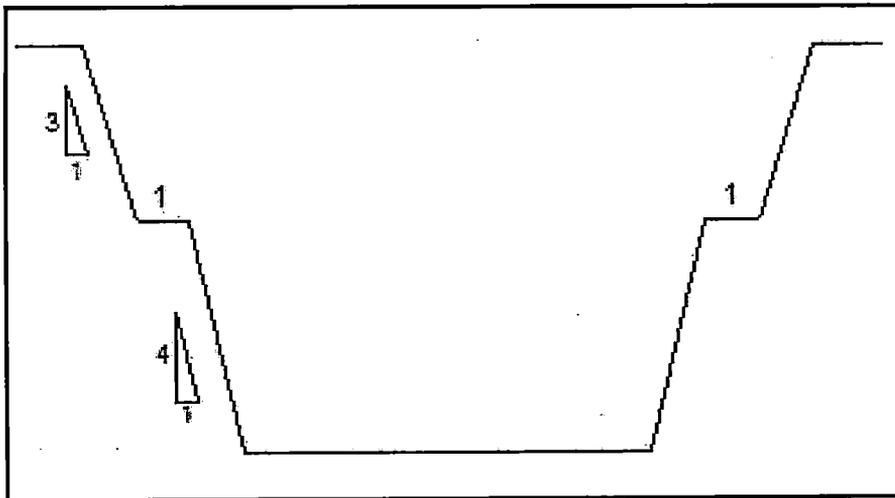


Figura N°5.27: Taludes de excavación de las zapatas - Sección transversal

La excavación se realizó en 2 etapas, la primera a nivel de la banqueta como se muestra en la figura N°5.28; se agregó una mezcla de cemento con agua a los taludes de la excavación para evitar posibles derrumbes y luego la brigada de topografía marcó la posición de los pilotes para que la excavadora proceda con la segunda etapa de la excavación.



Figura N°5.28: Excavación a nivel de la banquetta

Una vez delimitado la posición de los pilotes se procedió a la segunda etapa de la excavación, teniendo mucho cuidado con dañar la estructura del pilote y con el talud definido (ver figura N°5.29).

Descubiertos todos los pilotes se realiza el descabezado de pilotes, las pruebas de integridad y de carga dinámica en los pilotes donde ha sido requerido, cuyas definiciones y procesos se encuentran más detallados en el ítem 5.1.2 Construcción y descabezado de pilotes.



Figura N°5.29: Excavación de la zapata (2da etapa).

Cuando se llegó al nivel del solado con ayuda de una retroexcavadora se niveló el terreno (ver figura N°5.30), para poder realizar el vaciado del solado con concreto $f'c=100 \text{ kg/cm}^2$ y una altura de 5cm, el cual servirá de base para colocar la armadura de la zapata. Ver figura N°5.31.

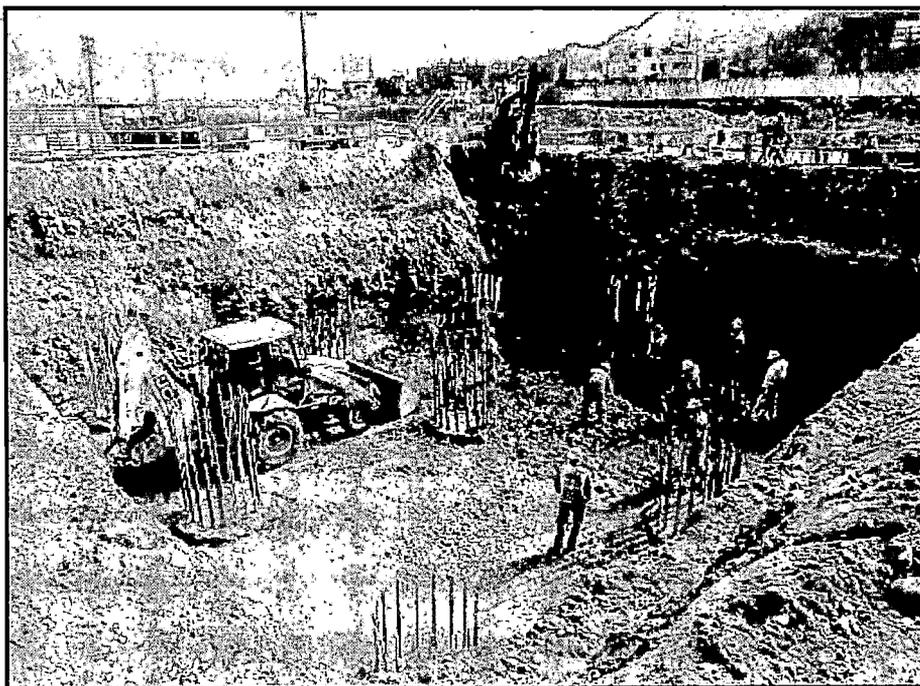


Figura N°5.30: Nivelación del terreno

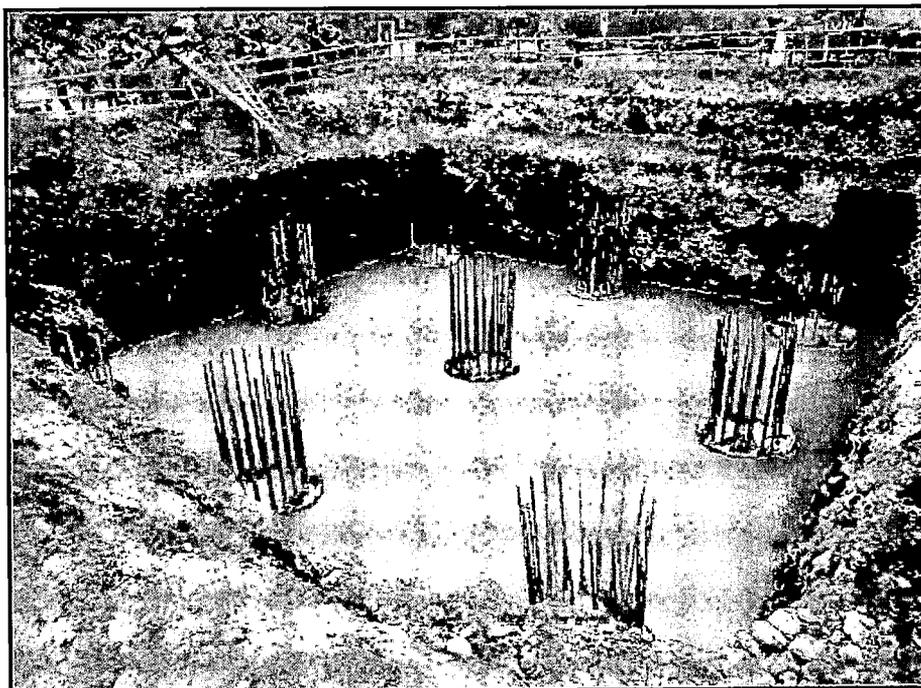


Figura N°5.31: Vaciado del solado

Para la colocación de la armadura de las zapatas extremas (O24 y O27) se consideró las dimensiones de zapata según plano del proyecto, el cual señala que las zapatas deben tener dimensiones 9.0m x 9.0m x 3.0m.

En las zapatas centrales (O25 y O26) se consideraron las dimensiones de zapata según plano del proyecto, el cual señala que las zapatas deben tener dimensiones 15.0m x 15.0m x 3.0m.

La armadura de todas las zapatas del puente sobre el río Rímac cuentan con varillas de diámetro 5/8", 1" y 1 3/8" con acero $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ y recubrimiento igual a 7.5 cm, cabe mencionar que el peso total de acero para el caso de las zapatas extremas por cada zapata es de 40.07 Ton. y para las zapatas centrales es de 121.80 Ton. cada una.

El armado de la zapata se realizó dentro de la excavación (Ver figura N°5.32) con un promedio de 20 obreros para el caso de las zapatas centrales, los cuales se demoraron 8 días en armar la zapata. Para las zapatas extremas se contó con 12 obreros, los cuales se demoraron aproximadamente 4 días para el armado de acero de dichas zapatas.

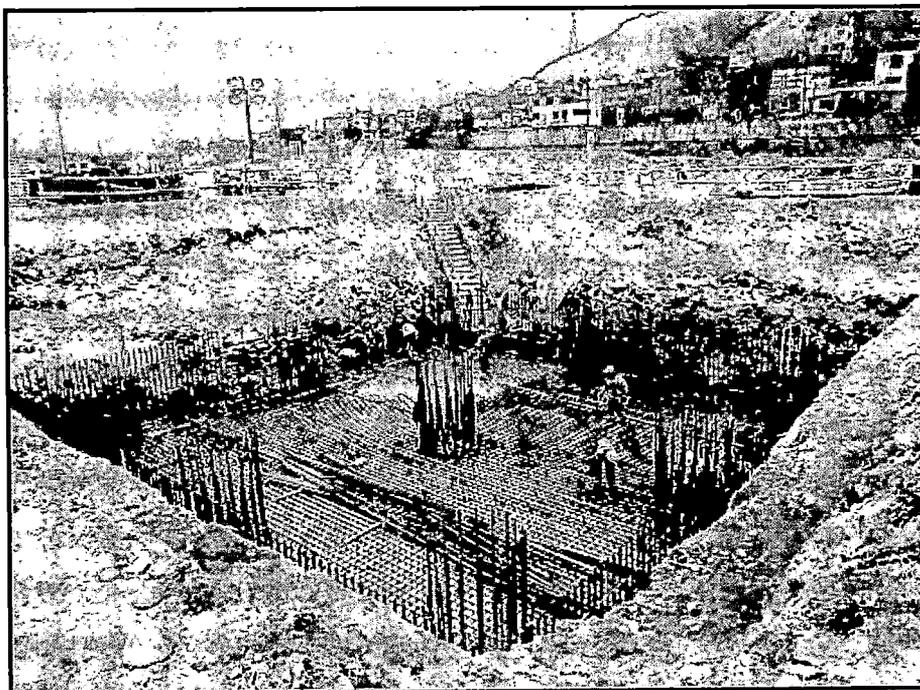


Figura N°5.32: Colocación de acero en la zapata O25

Es importante manifestar que el proceso de armado de las zapatas (O24, O25, O26 y O27) terminó cuando la armadura de la columna fue colocada en el interior de la zapata ya que es ahí cuando los aceros superiores de las zapatas que rodean las columnas se terminaron de completar totalmente. Ver figura N°5.33

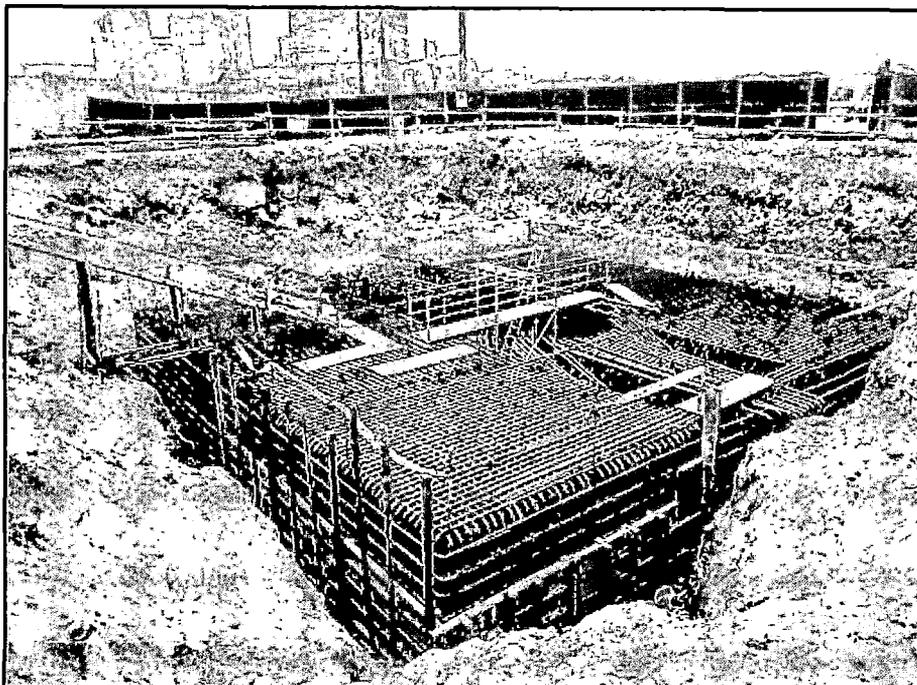


Figura N°5.33: Armadura de la zapata lista para la colocación de la columna

La geometría de las zapatas además de la distribución, traslapes, posición, diámetros, etc. se pueden apreciar con mayor precisión en los planos dentro del Anexo C.

Para la colocación de concreto masivo en las zapatas del puente sobre el río Rímac se realizó un Estudio Térmico, con el cual, a partir del análisis de temperaturas y tensiones de origen térmico del concreto, se determinaron los parámetros y recomendaciones para la correcta ejecución de estos elementos. Debido a que las zapatas poseen una altura de 3.0 m y se iba a usar una cantidad de concreto mayor a los 500 m³, se determinó que para la colocación de concreto masivo en las zapatas se utilizará cemento Tipo V (menor calor de hidratación), donde la temperatura de colocación no deberá exceder de 22°C ± 2°C, además deberán ser concretadas en 2 etapas, con capas de 1.5m y se deberá respetar un intervalo de 72h (3 días) entre cada capa. Ver figura N°5.34.

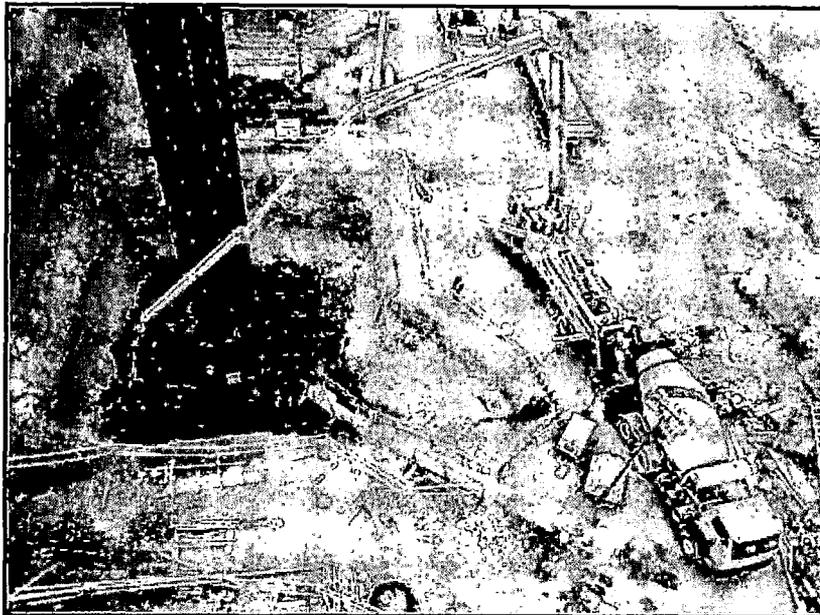


Figura N°5.34: Vaciado de concreto de la 1ra etapa de la zapata O24

Culminada la primera etapa del vaciado, en donde se usó aproximadamente 200m^3 de concreto para las zapatas extremas y para las zapatas centrales 350m^3 , se realizó el control de la temperatura interna del bloque de concreto, a través de termocuplas, a fin de acompañar la evolución de la temperatura del bloque de la zapata, e identificar el momento en que ocurre la temperatura máxima (ver figura N°5.35). Una vez que se ha llegado al pico en la temperatura y este empieza a descender se da inicio a la segunda etapa del vaciado.

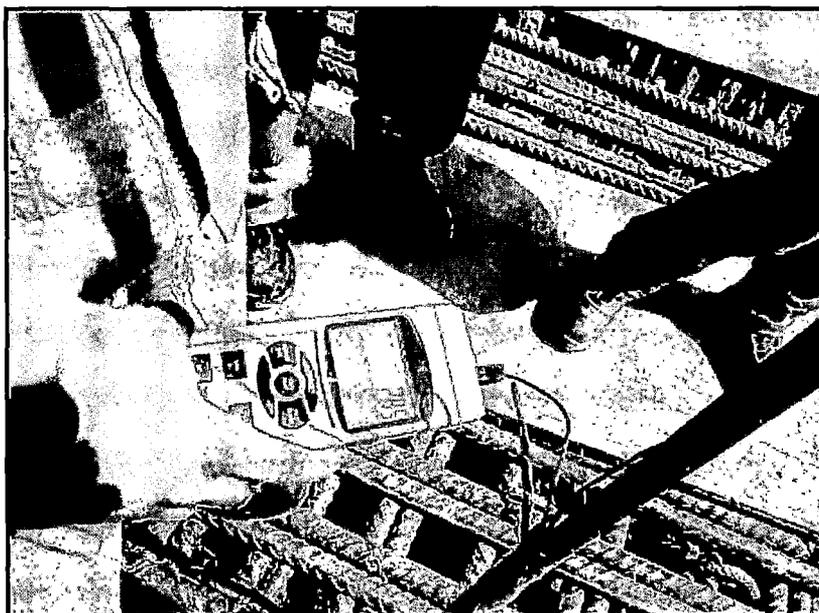


Figura N°5.35: Medición de la temperatura del concreto a través de termocuplas

En la superficie horizontal entre las etapas del concretado se realizó el tratamiento a la junta, a fin de garantizar la adherencia entre las dos etapas del concretado, esto se logró aplicando un chorro de agua y aire (“Corte Verde”) antes del fin de la fragua y del vaciado de la siguiente capa. Ver figura N°5.36.

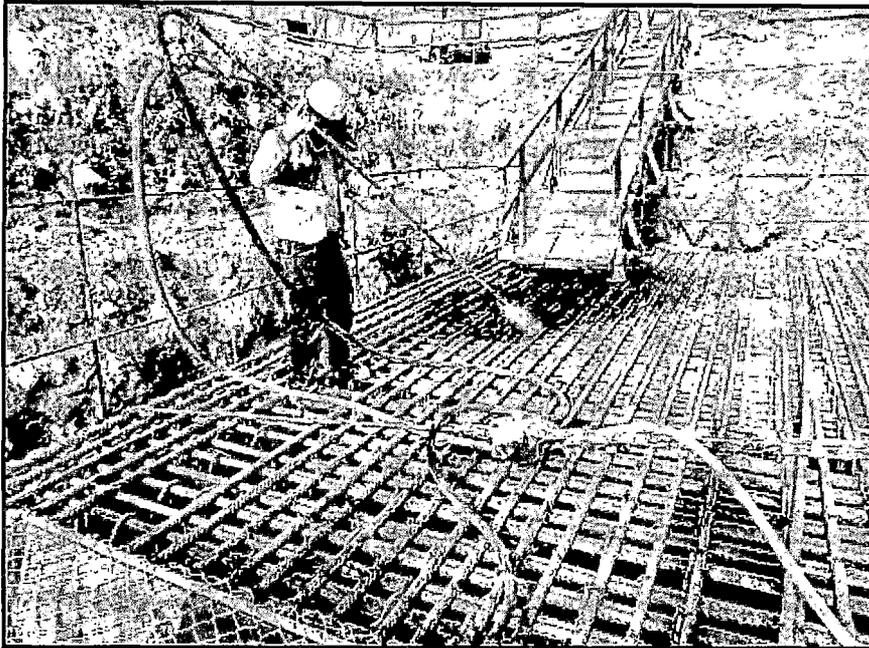


Figura N°5.36: Corte Verde

Para el vaciado de la segunda etapa, en la cual se utilizó 380m^3 de concreto en las zapatas centrales y 200 m^3 de concreto en las zapatas extremas, también fueron colocadas las termocuplas para poder llevar un control de temperatura de ambas etapas del vaciado. El vaciado de la segunda etapa de la zapata central duró aproximadamente 15 horas y para las extremas 5 horas aproximadamente utilizando dos bombas estacionarias y concreto $f'c = 210\text{ kg/cm}^2$, en la figura N°5.37 se puede apreciar el vaciado de la segunda etapa de la zapata O26.

Es recomendable que en este periodo la superficie del concreto se mantenga siempre húmeda y se mantenga la temperatura del concreto estructural recién colocado; y durante algún periodo de tiempo definido posterior a su colocación, vaciado y acabado, para asegurar la hidratación satisfactoria del cemento y el endurecimiento apropiado del concreto.

Al terminar el vaciado de las 2 etapas se colocaron unas mantas y se le agregó abundante agua como parte del curado del concreto, tal como se muestra en la figura N°5.38.

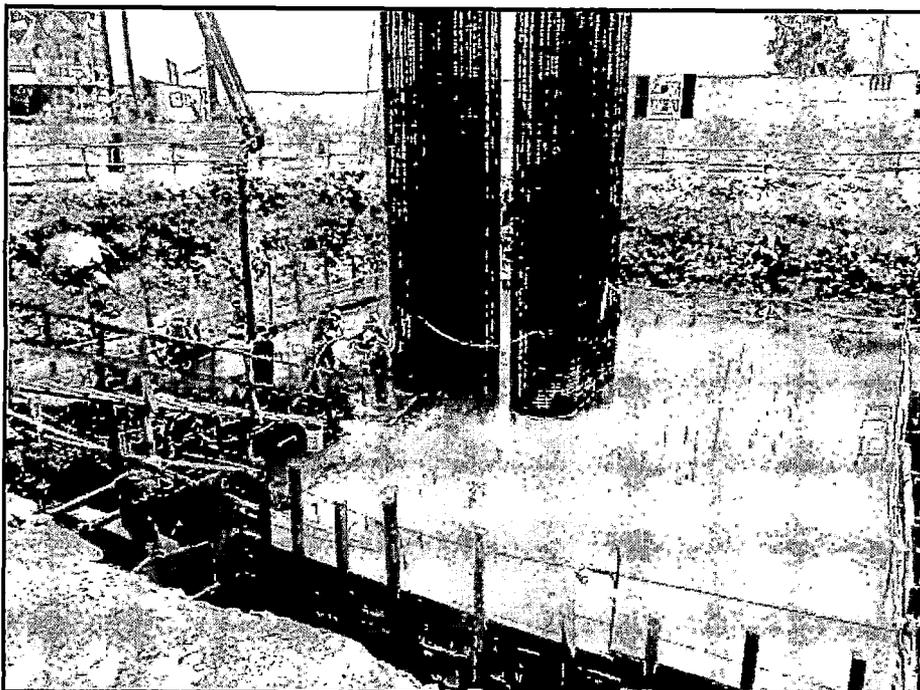


Figura N°5.37: Vaciado de concreto de la 2da etapa de la zapata O26

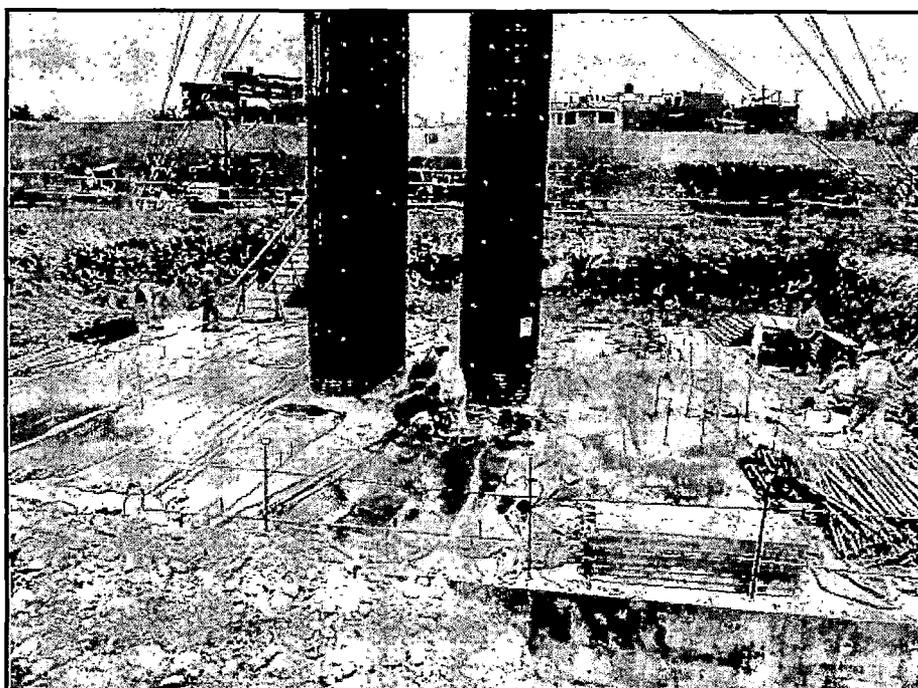


Figura N°5.38: Curado vía húmeda utilizando mantas

Se debe mencionar que para poder iniciar el vaciado de concreto tanto de la primera como de la segunda etapa, primeramente, se debe haber colocado la armadura de la columna en su posición para luego completar la malla superior de la zapata y así poder tener la armadura de la zapata completa.

5.1.4 Construcción de columnas

A medida que se va construyendo las zapatas también se va armando su respectiva armadura de columna cerca de la zona de cada zapata; en el caso de las columnas para los ejes extremos son monocolumnas y en el caso de los ejes centrales son bi-columnas. Ver figura N°5.39.

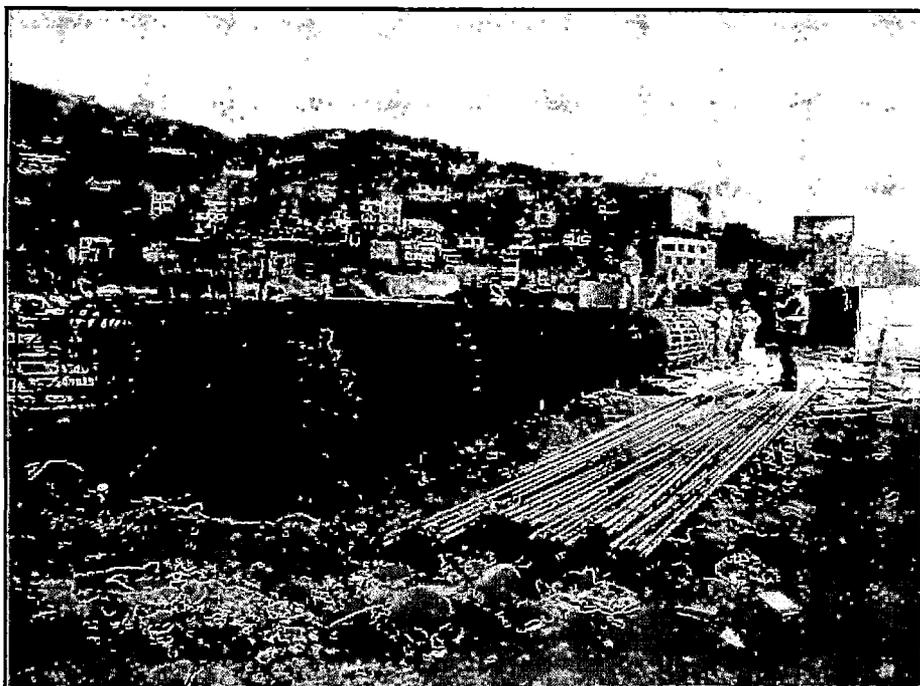


Figura N°5.39: Colocación de acero en la armadura de la columna O26

De acuerdo a los planos del proyecto las columnas del Puente sobre el río Rímac son de sección octogonal alargadas transversalmente, cuyas secciones y alturas libres se pueden apreciar en la tabla N°5.1.

Tabla N°5.1: Tabla de datos de las columnas

COLUMNA	DIMENSIONES		
	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTURA (m)
O24	3.2	2.4	19.73
O25	3.5	1.4	19.5
O26	3.5	1.4	19.5
O27	2.75	1.95	16.29

Fuente: Expediente Técnico Final

La armadura de las columnas centrales (O25 y O26) del Puente sobre el río Rímac cuentan con varillas de acero de diámetro $\frac{1}{2}$ " , $\frac{5}{8}$ " , 1" y $1 \frac{3}{8}$ " con acero $f'y=4200 \text{ kg/cm}^2$ y recubrimiento igual a 4 cm, cabe mencionar que el peso total de acero de cada columna es de 23.087 ton.

Para el caso de las columnas extremas (O24 y O27) las varillas de acero son de diámetros $\frac{1}{2}$ " , $\frac{3}{4}$ " , 1" , $1 \frac{3}{8}$ " , con un $f'y=4200 \text{ kg/cm}^2$ y recubrimiento igual a 4cm. Debido a que las dimensiones de las columnas de los ejes O24 y O27 son distintas, los pesos de cada columna también son distintos. El peso total de la armadura de la columna O24 es de 33.910 ton. y de la armadura de la columna O27 es de 21.662 ton.

La geometría de las columnas del Puente sobre el río Rímac, además de la distribución, traslapes, posición, diámetros, etc. de los aceros, se pueden apreciar con mayor precisión en los planos dentro del Anexo C.

Las alturas de todas las columnas del Puente sobre el río Rímac sobrepasan los 20 m., por lo que se elaboró un procedimiento para el izaje de dichas columnas, en donde se mencionó el sistema de arriostramiento en la columna y la colocación de tensores a distintos niveles de las columnas, los cuales son anclados en bloques de concreto. Para dicho izaje se utilizó 2 grúas móviles una de 298 Ton. y la otra de 90 Ton., tal como se muestra en la figura N°5.40.

Luego que las armaduras de las columnas o columna, dependiendo del eje, son colocadas dentro de la zapata y en su posición correcta se procede a completar la malla superior de la zapata.

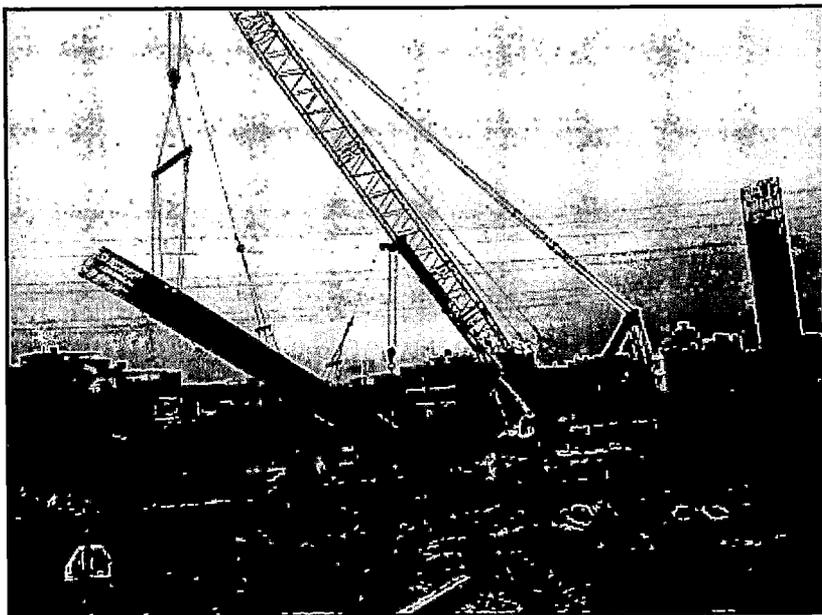


Figura N°5.40: Izaje de la 2da columna del eje O25

Para el vaciado de concreto de las columnas, debido a su gran esbeltez, fue en tres etapas. Al igual que en la zapata, la superficie horizontal entre las etapas del vaciado de concreto de la columna, se realizó un tratamiento a la junta a fin de garantizar la adherencia entre las etapas del concretado a través del denominado "Corte verde".

Para el vaciado de concreto de cada una de las etapas de las columnas del Puente sobre el río Rímac se consideró un concreto premezclado de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y slump de 4" a 6", debido a la altura del vaciado de cada etapa se utilizó una bomba, el cual ingreso a través de una ventana que se acondiciono entre la armadura de la columna para que pueda ingresar la manga de la bomba y poder vaciar con una altura no mayor a 1.5 m para así evitar la segregación de la piedra.

El volumen de concreto colocado en obra para las columnas centrales fue de 159.7 m^3 , en cambio en las columnas extremas O24 y O27 fueron de 132.16 m^3 y 76.76 m^3 respectivamente, puesto que cada columna extrema tienen secciones y alturas distintas. En la figura N°5.41 se puede apreciar el vaciado de la tercera etapa de las columnas O25.

En el caso del desencofrado de cada etapa se realizó después de 48 horas de haber terminado el vaciado. Inmediatamente después del desencofrado se procedió a agregarle 2 capas del curador químico (antisol) utilizando un rociador con un flujo entre 0.20 a 4.0 litros/minuto. Luego de haber aplicado el curador químico no fue necesario el curado vía húmeda.

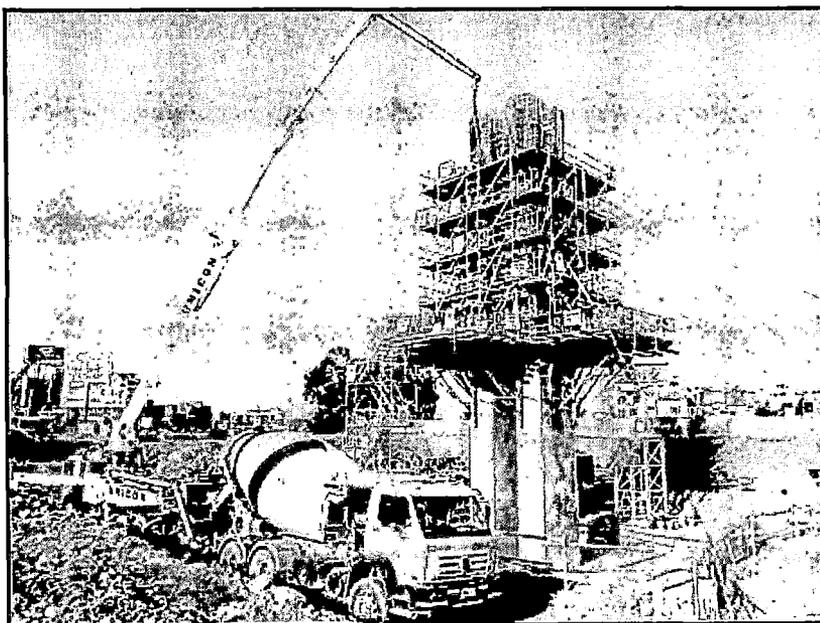


Figura N°5.41: Vaciado de concreto de la 3ra etapa de las columnas.

5.1.5 Construcción de Vigas cabezales

En los ejes O24 y O27 se construyeron vigas cabezales, cuya geometría fue diseñada para que por un lado reciba a la dovela extrema de cierre y por el otro lado a 4 vigas prefabricadas longitudinales que forma parte del viaducto elevado del Metro de Lima.

La armadura de las vigas cabezales cuentan con varillas de acero de diámetros 3/8", 5/8", 3/4", 1", 1 3/8", con un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ y recubrimiento igual a 5cm. En la figura N°5.42 se puede apreciar el proceso de armado de la viga cabezal.

Con respecto al concreto utilizado en obra, este se consideró premezclado de $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y slump de 4" a 6" y temperatura máxima de 32°C. El volumen colocado para la viga cabezal de los ejes O24 y O27 son de 31.1 m³ cada uno.

Cabe mencionar que las vigas cabezales de los ejes O24 y O27 por tratarse de cabezales de junta no llevan las restricciones longitudinales (las cuales impiden los desplazamientos de la superestructura en las direcciones longitudinal y transversal al eje del viaducto), pero si se colocó una llave de corte central, cuya función es de impedir los desplazamientos transversales al viaducto elevado; además al no llevar restricciones longitudinales la estructura podrá desplazarse en dicha dirección a través de la junta sísmica de diseño (37.5cm), liberando la energía inducida por algún evento sísmico.

Una vez vaciado y curado el concreto se procedió a colocar el grout o capa nivelante que consiste en una mezcla cementicia de alta resistencia, con áridos especiales de granulometría controlada, aditivos de avanzada tecnología, exentos de cloruros y componentes metálicos que sirve como elemento de conexión entre un elemento de concreto con otro cuerpo que requiere una superficie nivelada. El grout nivelante se coloca directamente sobre la superficie del concreto en áreas de 0.50 m x 0.40m o 0.70 m x 0.40m el cual previamente se escarifica la zona y se procede a humedecer durante 24 horas, una vez colocado el grout se procederá a colocar el apoyo de neopreno (el cual está formado por planchas de acero de 3 milímetros de espesor) que es donde se apoyará la viga prefabricada. Ver figura N°5.43.

La geometría de las vigas cabezales del Puente sobre el río Rímac, además de la distribución, traslapes, posición, diámetros, etc. de los aceros, se pueden apreciar con mayor precisión en los planos dentro del Anexo C.

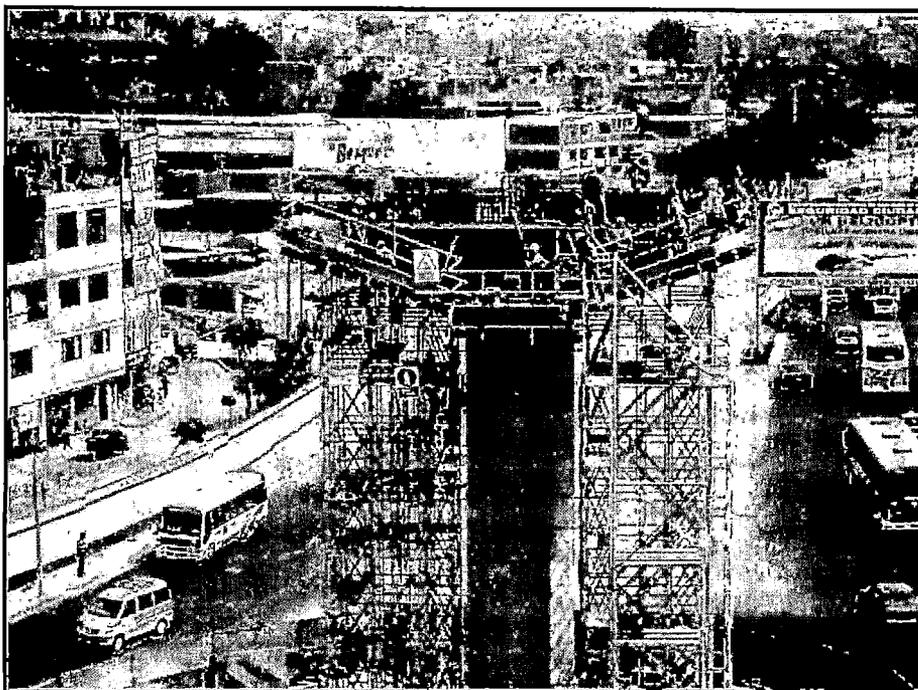


Figura N°5.42: Colocación de acero en la viga cabezal – eje O27.

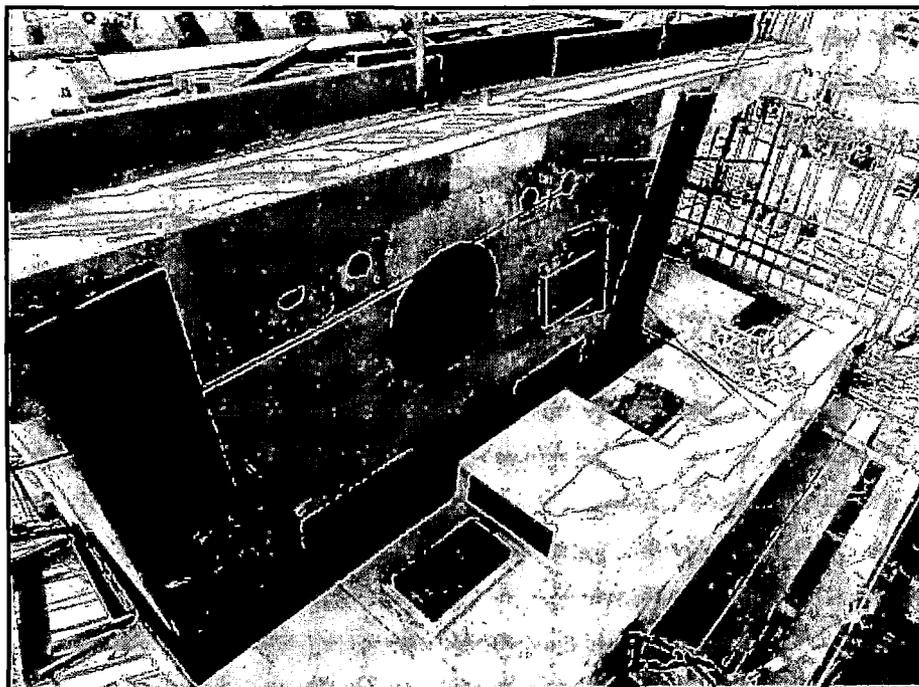


Figura N°5.43: Colocación del grout y neopreno – eje O24.

5.1.6 Construcción de la dovela de arranque

Las dovelas de arranque fueron construidas en los ejes centrales (O25 y O26) del Puente sobre el río Rímac, a partir de las cuales se colocaron los carros de avance para construir las subsiguientes dovelas en volado.

Para la construcción de las dovelas de arranque se tuvieron que implementar 2 Torres grúas ubicadas en paralelo al eje del viaducto en el río Rímac, trabajando en cada uno de los ejes O25 y O26, tal como se muestra en la figura N°5.44.

Para el ensamblaje de las torres grúa se siguió el siguiente proceso:

- Como base de la torre grúa se construyeron zapatas de dimensiones 7.0 x 7.0 x 1.2 para la torre grúa Pecco SK 135 y 9.0 x 9.0 x 2.0 para la torre grúa Liebherr 301C.
- Colocación del cuerpo base acoplado a sus cuatro anclajes.
- Vaciado el cemento de la torre grúa.
- Instalación de los siguientes cuerpos y la transición controlando el ajuste de pernos a 1800 lb. Ver figura N°5.45
- Colocación de la tornamesa, para esta etapa fue necesario verificar la horizontalidad de la misma. Este componente tiene un peso de 9 ton. Ver figura N°5.46.
- Instalación del plumín sobre la tornamesa, una vez instalados los pines de soporte se verificó que los seguros se encuentren posicionados en forma correcta.
- Instalación de la contraflecha sin contrapesos, en ese punto se verificó el correcto posicionamiento de los templadores de acople y que los pines de acople estén bien instalados en la tornamesa cada uno con su respectivo seguro.
- Instalación de dos contrapesos ubicados en el extremo de la contraflecha. Se verificó que los pines de aseguramiento de los contrapesos estén centrados. Ver figura N°5.47.
- Acople de la pluma a la tornamesa mediante dos pines con su respectivo seguro; se verificó la perfecta alineación de los pines y seguros a la tornamesa para luego acoplar los templadores de la pluma a la parte alta del plumón de igual forma con sus pines y seguros. Ver figura N°5.48.
- Colocación de los cuatro contrapesos restantes para equilibrar la pluma, de igual forma se verificó la correcta posición de los pines de aseguramiento. En total solo se utilizaron solo 6 contrapesos de 2.5 ton. cada uno.

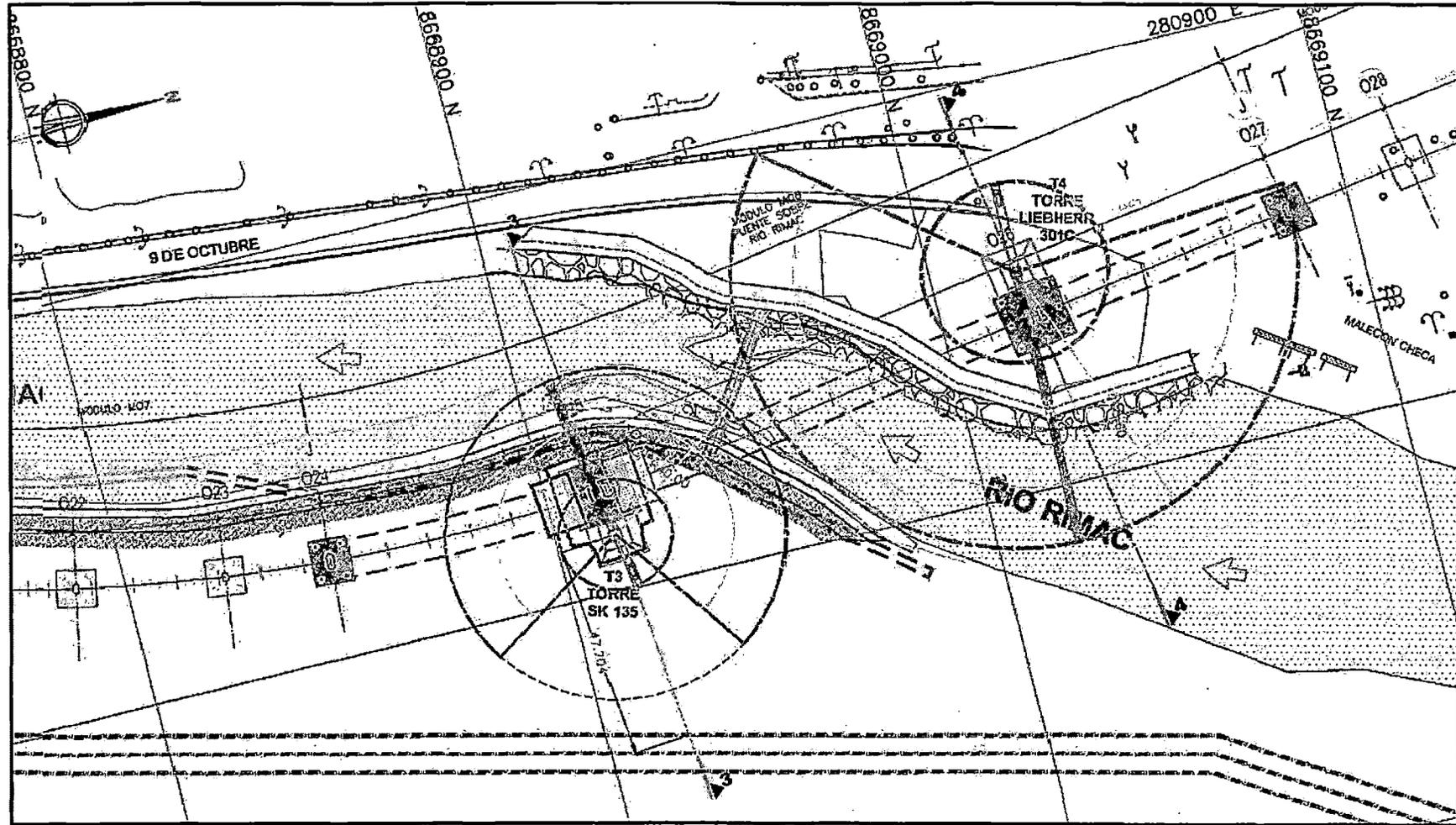


Figura N°5.44: Ubicación de las Torres Grúa - Planta

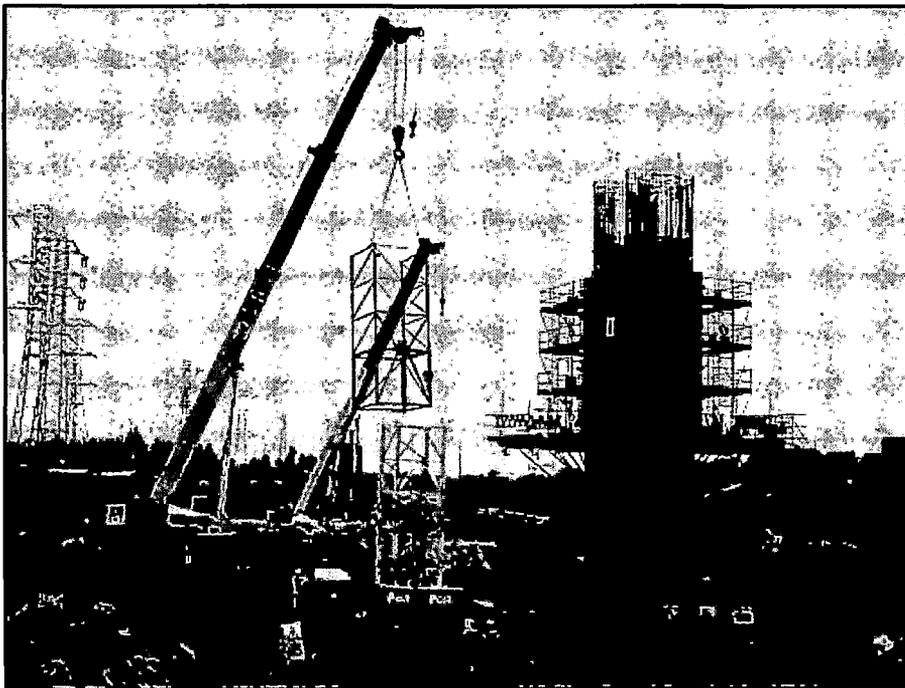


Figura N°5.45: Instalación de los siguientes cuerpos – Eje O25.

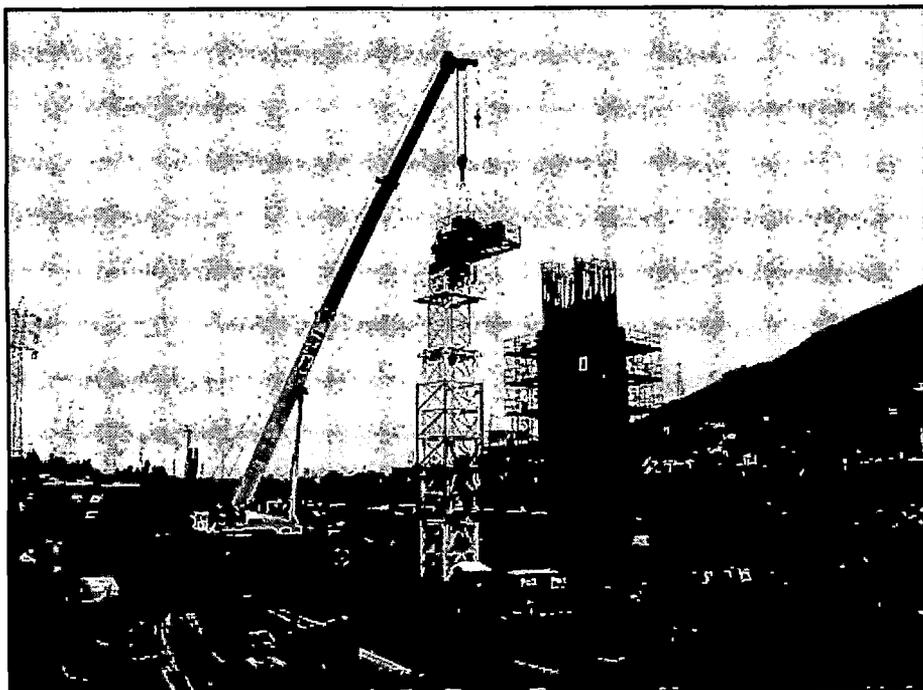


Figura N°5.46: Colocación de la tornamesa – Eje O25.

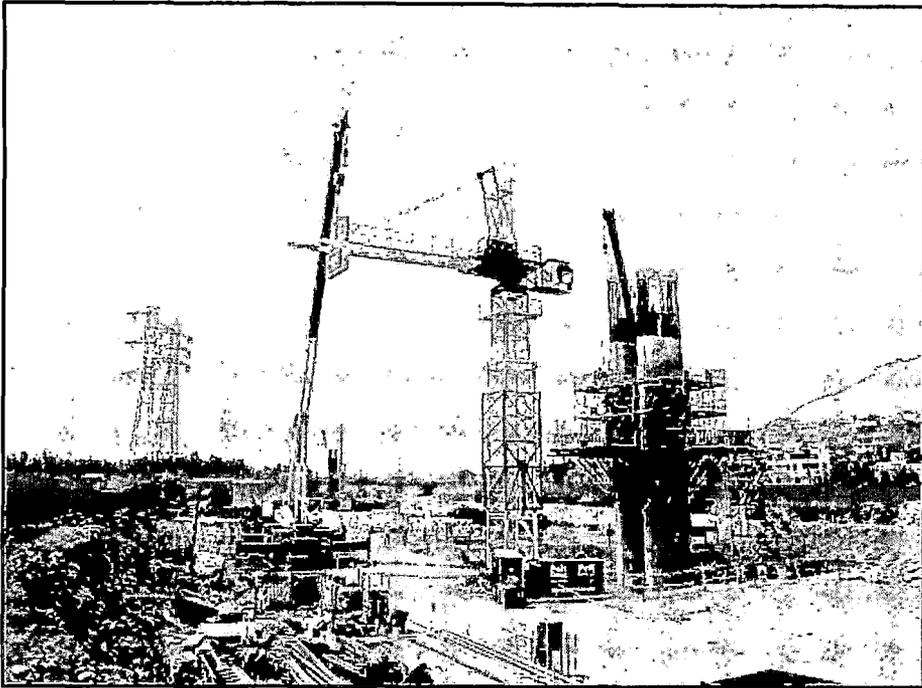


Figura N°5.47: Instalación de dos contrapesos ubicados en el extremo de la contraflecha – Eje O25.

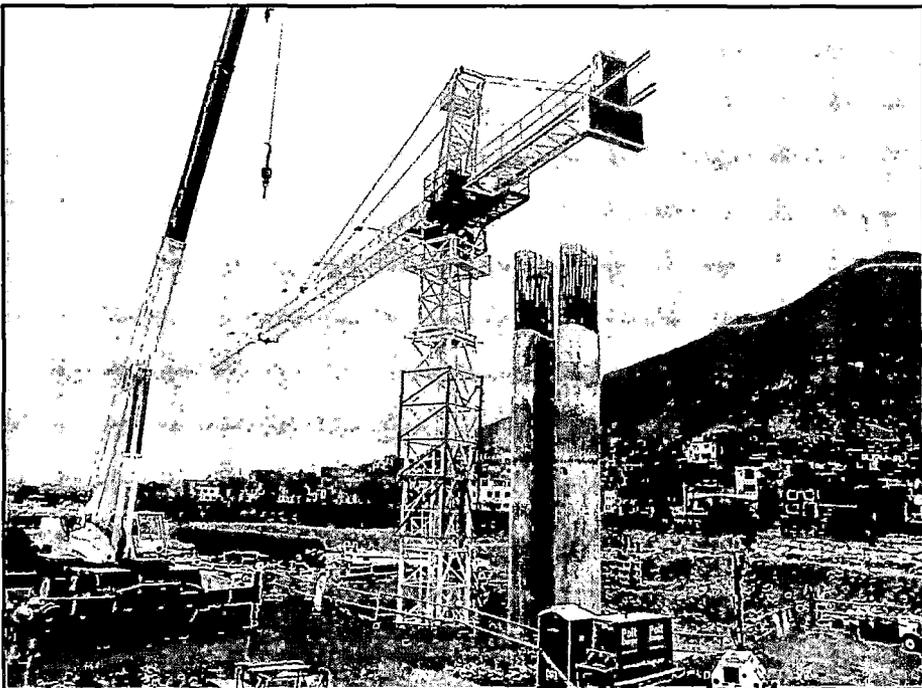


Figura N°5.48: Acople de la pluma a la tornamesa – Eje O25.

- Diámetro nominal: 3636 mm
- Área nominal: 1019 mm²
- Tensión de rotura: 1030 Mpa

Los anclajes del sistema de barras es compuesto por:

- Placas de apoyo, con dimensiones de 150x220x50mm, tipo WR2012-36. En estas placas será soldado un tubo de acero para conexión de los ductos PT.

En la primera fase de la construcción de la dovela de arranque se construyó la losa inferior realizándose las siguientes actividades, colocación de plataforma de sustentación de los encofrados, incluyendo el montaje del encofrado de la losa inferior, ubicación e instalación de las barras de postensado ($\phi 36\text{mm}$ Y11030), incluyendo las placas de apoyo y sus respectivas tuercas, en el fondo de la losa, en su posición definitiva; teniendo en cuenta la longitud de las barras, instalación de las armaduras complementarias de refuerzo en el fondo de la losa, instalación del tubo de ventilación en la placa en el fondo de la losa, fijándose adecuadamente a las armaduras adyacentes para evitar desplazamientos durante el vaciado del concreto de la 1ª fase. Ver figuras N°5.50, N°5.51, N°5.52 y N°5.53.

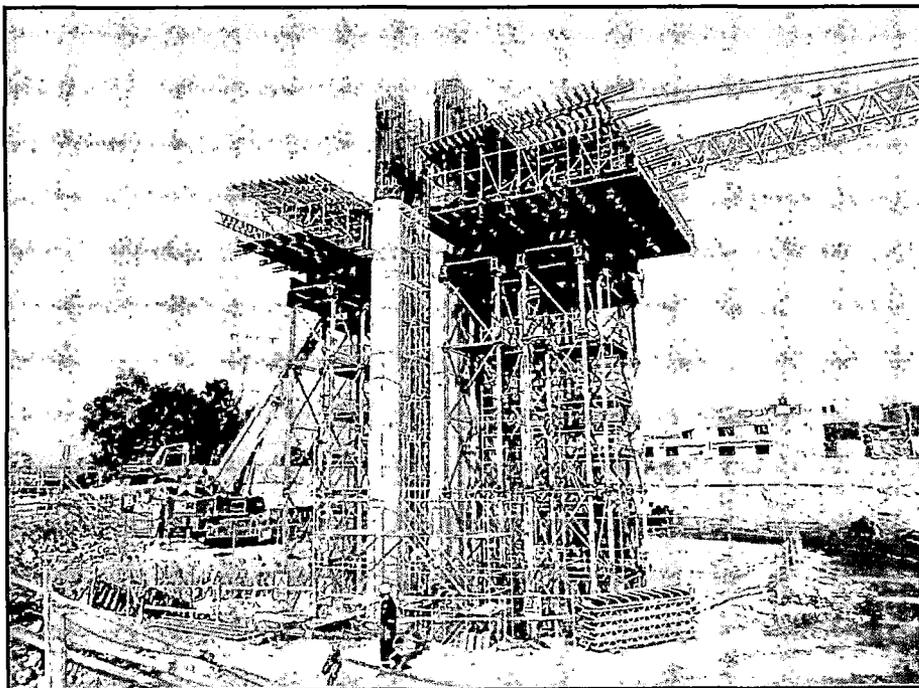


Figura N°5.50: Colocación de losa de fondo de la dovela de arranque

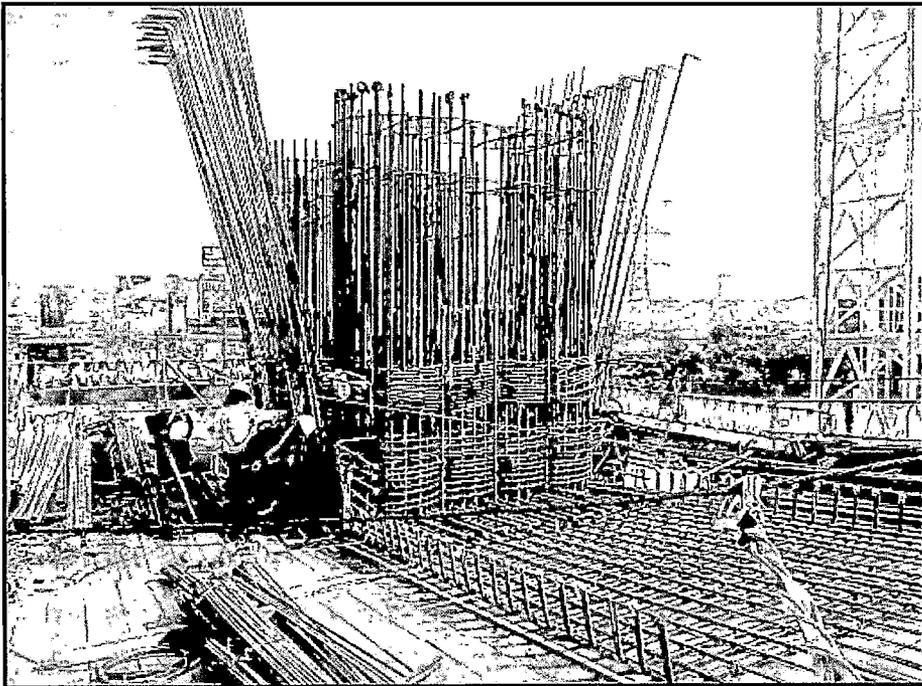


Figura N°5.51: Habilitación y colocación de acero en la losa inferior.

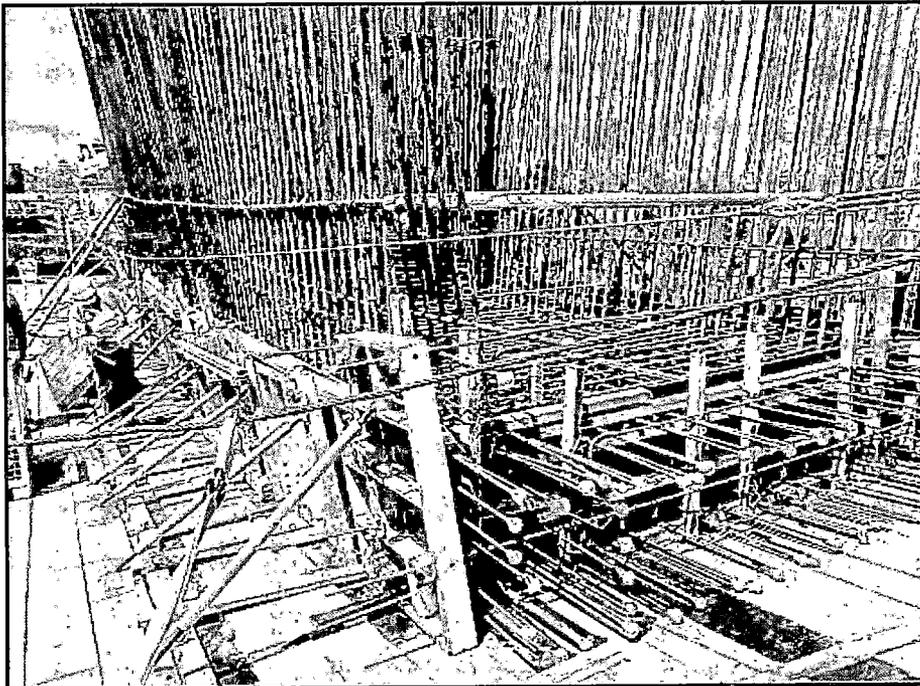


Figura N°5.52: Encofrado de la losa inferior.

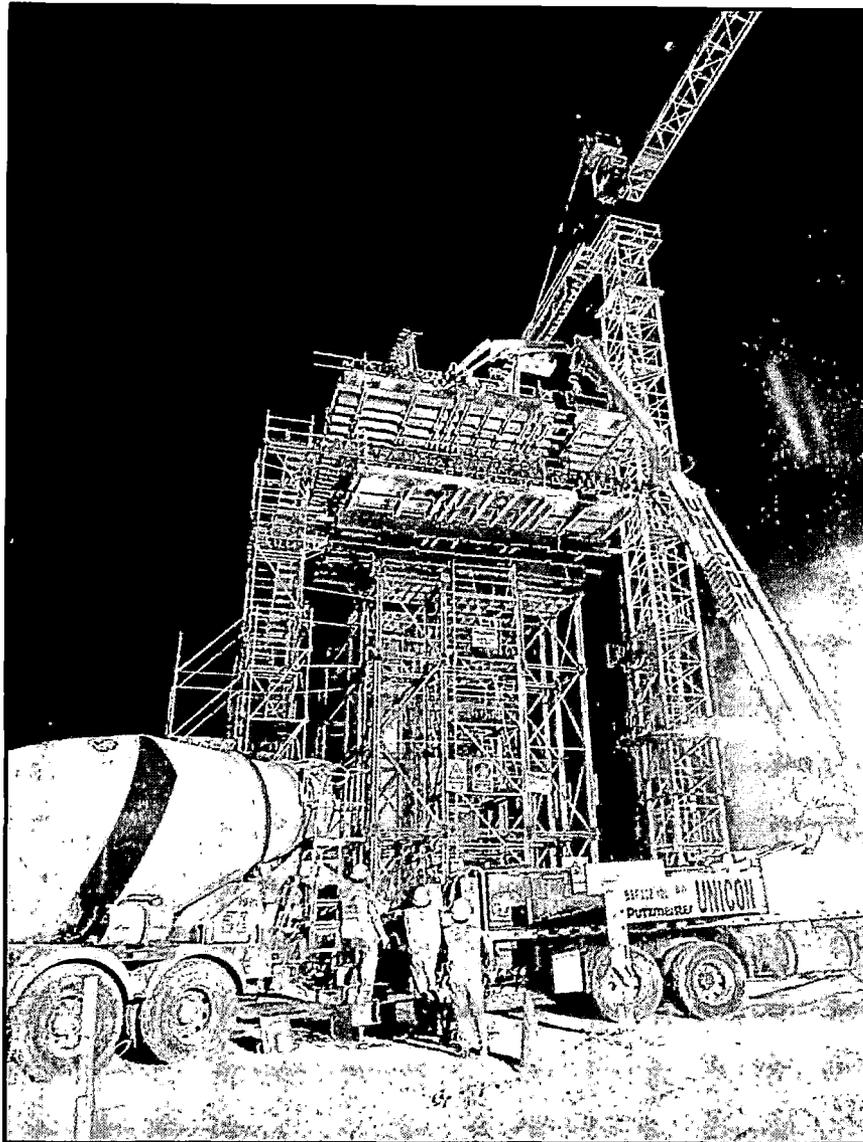


Figura N°5.53: Vaciado de la losa inferior.

En la segunda fase, se ejecutaron las almas de la dovela y los arriostres transversales, en la primera etapa ya se tenía encofrado los laterales del alma en la parte exterior. Entonces en esta etapa se habilitó y se colocó la armadura pasiva del alma y de los arriostres centrales, luego se continuó con el encofrado de arriostres y el alma lateral, se agregó el ducto de PT a la barra previamente instalada en la primera fase, utilizando la respectiva copla para que el ducto PT alcance la parte superior del muro, se ejecutó el vaciado del concreto de la segunda fase y después de que el concreto haya adquirido cierta resistencia se procedió al desencofrado. Parte del proceso se puede apreciar en las figuras N°5.54 y N°5.55.

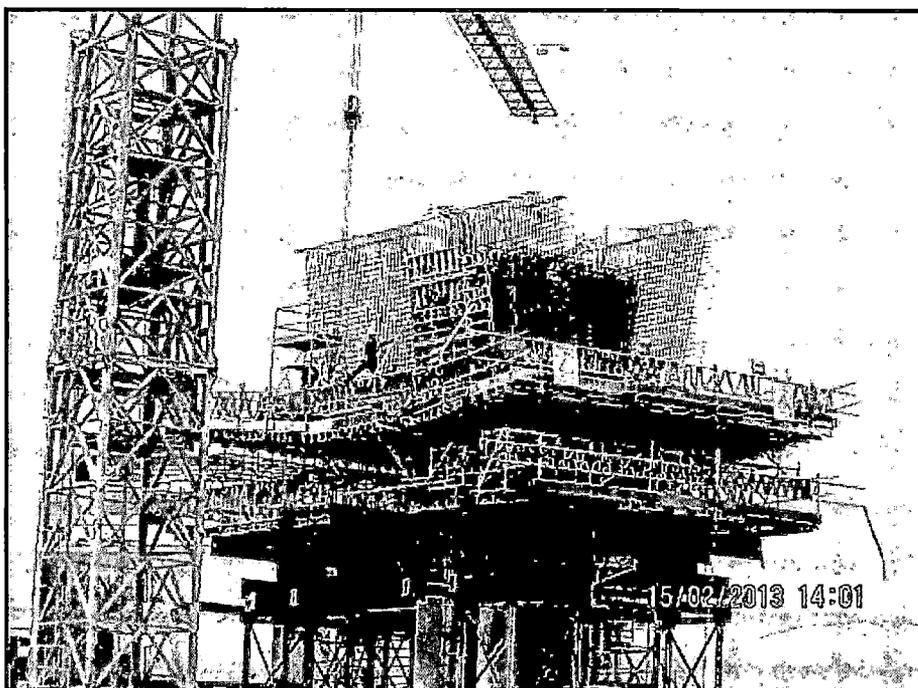


Figura N°5.54: Armadura de las almas de la dovela de arranque.

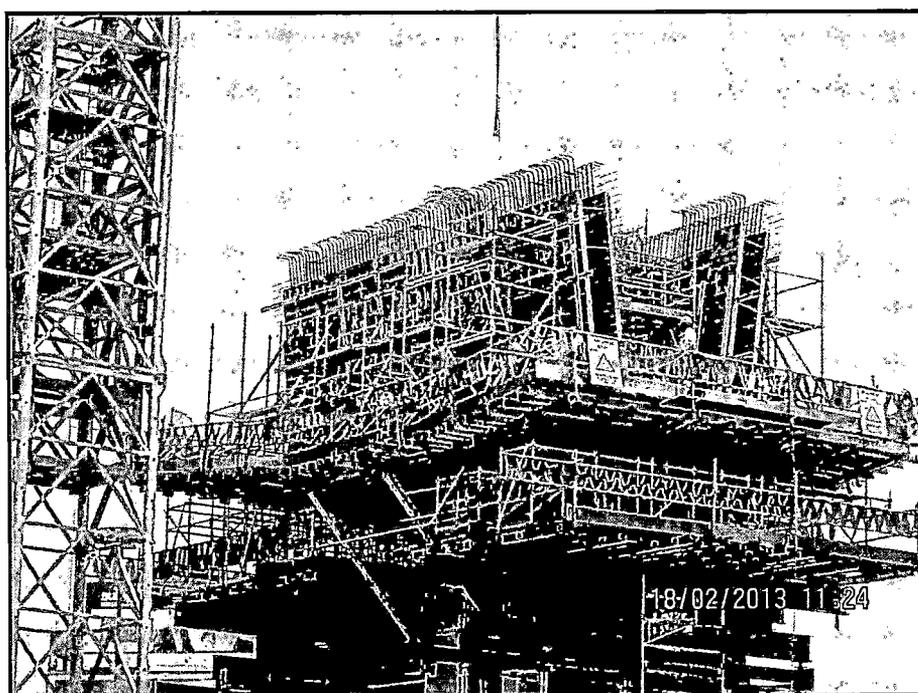


Figura N°5.55: Encofrado de las almas de la dovela de arranque.

En la tercera fase, las actividades que se realizaron aquí son; encofrado interior de la losa superior, ubicación e instalación de las placas de apoyo en la losa superior, las cuales se fijarán firmemente e en las armaduras de soporte, de acuerdo con los planos de PT, conectar el ducto PT en las placas de apoyo, instalación de las armaduras complementarias de refuerzo en la losa superior, montaje del tubo de ventilación en la placa de apoyo de la losa superior, el cual se fijó en las armaduras para evitar desplazamientos durante el vaciado, concluir el encofrado de las cajuelas de las placas de apoyo, de acuerdo a lo especificado en los planos PT, vaciado de concreto de la tercera fase y retirado de encofrados. Ver figuras N°5.56 y N°5.57.

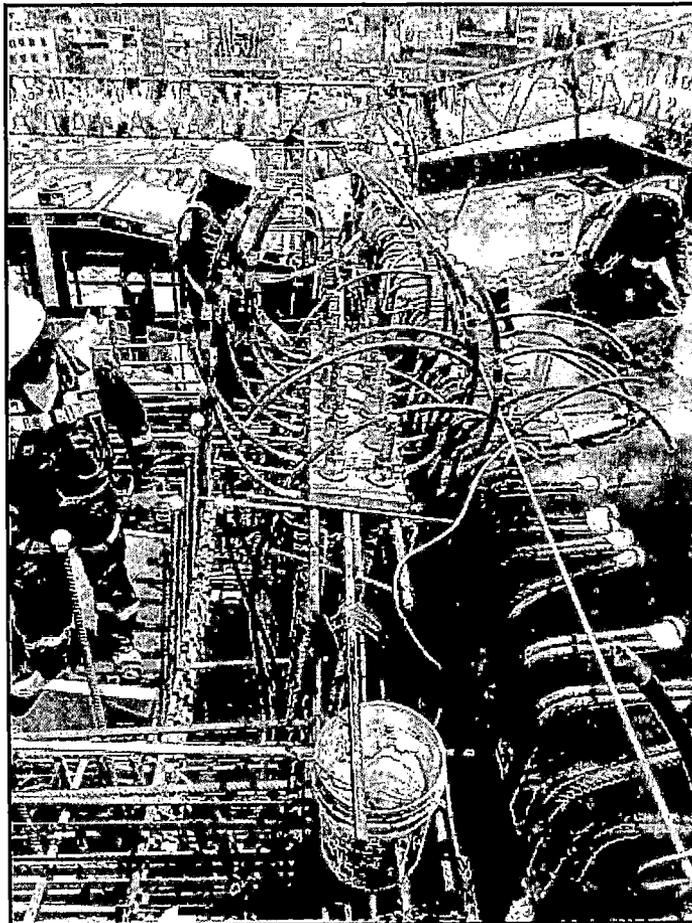


Figura N°5.56: Colocación de los anclajes de las barras roscadas en la losa superior

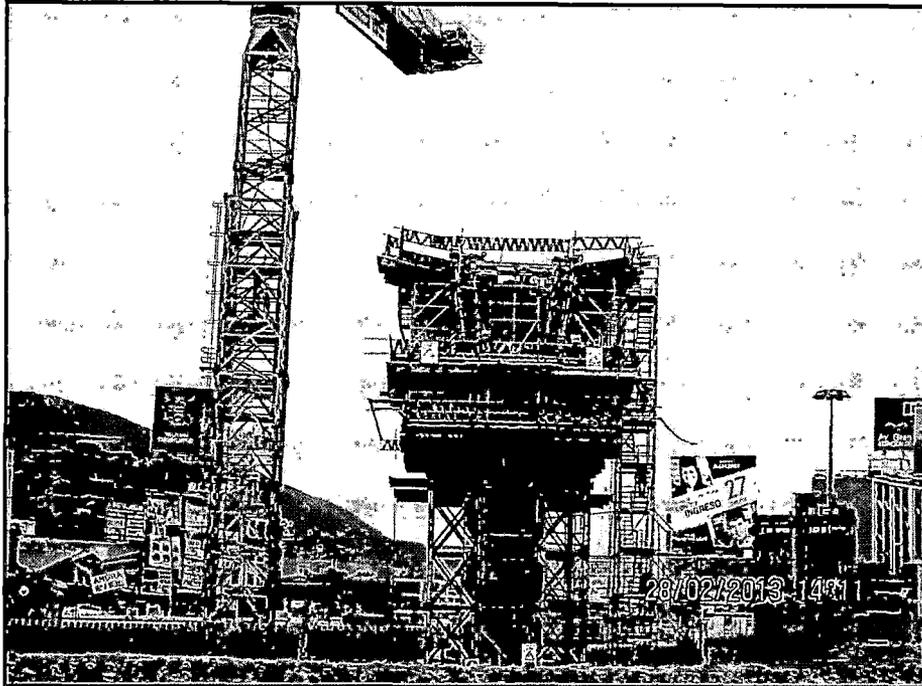


Figura N°5.57: Encofrado de la losa superior de la dovela de arranque.

El desencofrado de cada una de las etapas de la dovela de arranque se realizó luego de 24 horas de haberse culminado cada vaciado (Ver Figura N°5.58), en los elementos horizontales el curado fue de tipo químico, se esparció sobre la superficie de concreto expuesto de tal manera que se obtenga una membrana impermeable fuerte y continua que garantice la retención de agua, evitando su evaporación.

En las estructuras correspondientes a las losas inferior y superior se aplicó:

- Reductor de evaporación

Es un líquido que forma una película monomolecular, cuando se rocía sobre la superficie de concreto, retardando la evaporación, es eficaz para combatir condiciones de secado rápido tales como temperaturas elevadas del concreto, vientos fuertes, luz solar directa.

Se aplica en forma de rocío sobre la superficie del concreto fresco de las losas, inmediatamente después de la nivelación o dar el acabado final.

- Curador Químico – Base Parafina:

Es un líquido compuesto químico, que cumple con la norma ASTM C-309 “Especificación para compuestos líquidos que forman membrana para curar concreto”. Al aplicarse sobre el concreto fresco, se produce una

película de baja permeabilidad que evita la pérdida prematura de humedad y garantizar un completo curado del concreto.

Se aplicó en dos capas de curador químico, de acuerdo a:

- Primera capa: Se realizará tan pronto desaparezca el agua de exudación del concreto, situación fácilmente detectable pues la superficie cambia de brillante a mate (entre las 2 y 3 horas después del vaciado)
 - Segunda capa: Después de 18 horas del colocado del concreto.
- Membrana saturada de agua
Adicionalmente al curado químico, después de 24 horas del colocado del concreto, se utilizará un sistema de mantas y/o yute humedecido sobre la superficie de las losas.

El curado en los elementos verticales se realizó al término de la colocación del concreto en los muros de las dovelas, los encofrados verticales permanecen por 18 horas, este confinamiento lateral evita la pérdida de humedad. Después de retirar el encofrado se aplica inmediatamente una capa de curador químico sobre las superficies verticales tanto de la losa como de las almas.

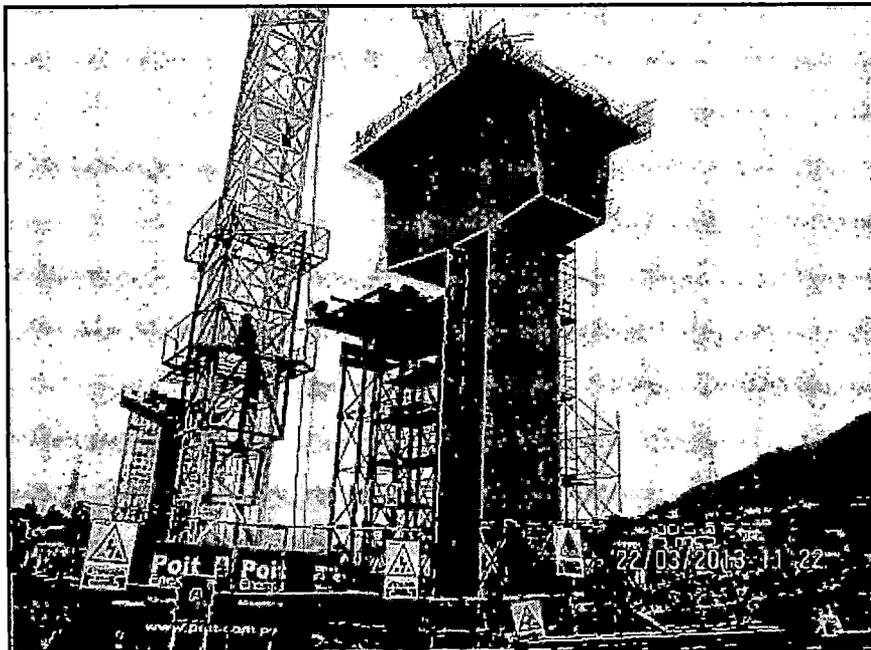


Figura N°5.58: Desencofrado dovela cero – eje O26

Una vez desencofrado toda la estructura de la dovela de arranque se empezó con el tensado de barras teniendo en cuenta los siguientes puntos:

1. Desencofrado de las zonas de anclajes activos.
2. Verificación del estado del concreto en el área de ubicación de la placa de apoyo (anclaje activo), evitando la presencia de “cangrejas”, en cuyo caso se deberá proceder a su adecuada reparación.
3. Preparación del Protocolo de Tensado de acuerdo con las especificaciones técnicas del proyecto PT, indicando las fuerzas de tensado y las elongaciones esperadas en las barras.
4. Los elementos del sistema de anclaje (tuercas, barras y acoples) deberán estar limpios y exento de cuerpos extraños.
5. Equipos de tensado preparados, conectados y en condiciones de funcionamiento adecuados. (Gato, central hidráulica, manómetro de presión).

La preparación para la operación de tensado fue de la siguiente manera: colocación de tuerca, manguito tensor y barra de extensión, colocación del gato hidráulico con la respectiva silla, colocación del anclaje tensor con su respectiva placa de apoyo y conectar el gato a la central hidráulica. Ver figuras N°5.59, N°5.60, N°5.61 y N°5.62.

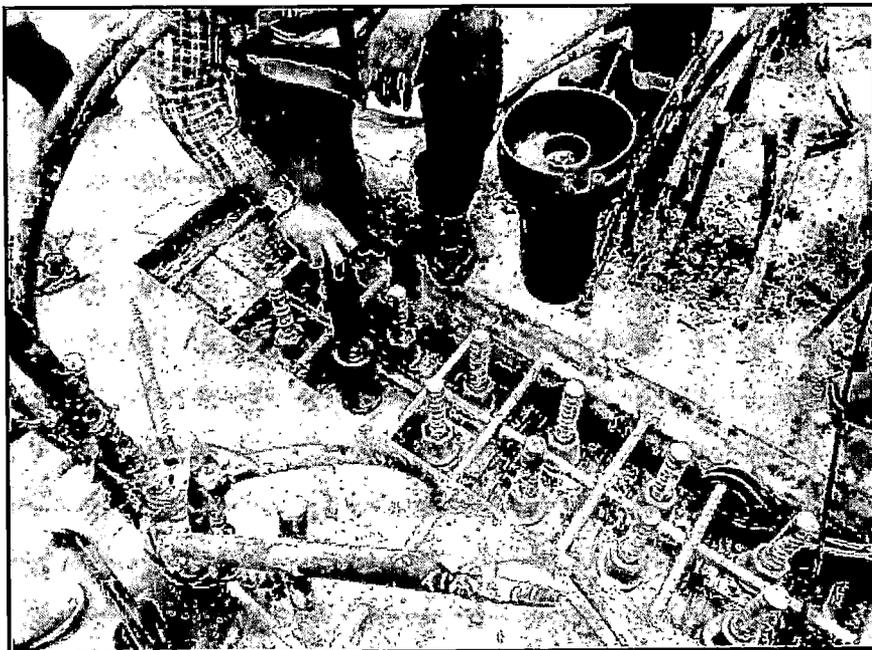


Figura N°5.59: Colocación de la tuerca y el manguito tensor



Figura N°5.60: Colocación de la barra de extensión

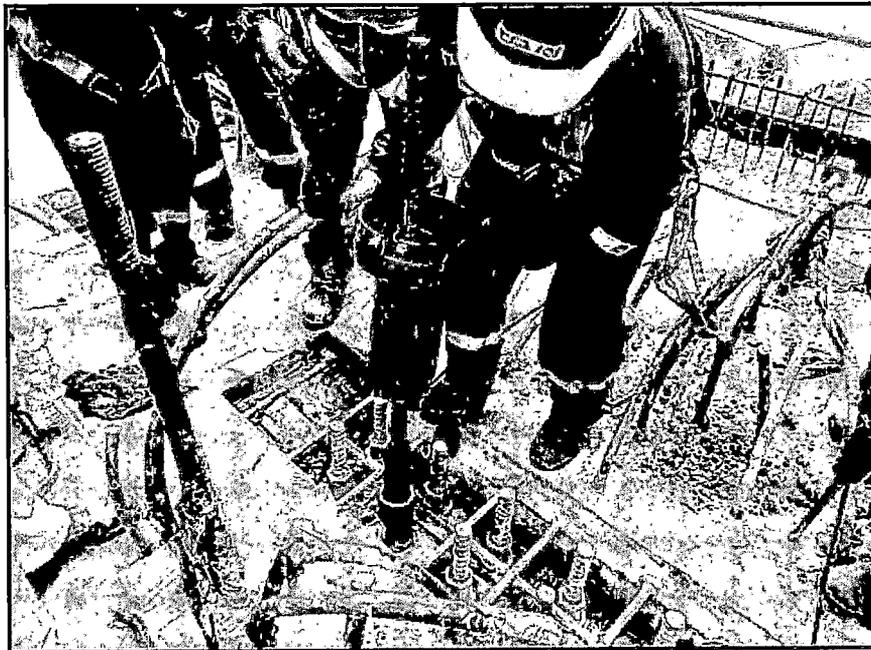


Figura N°5.61: Colocación de la silla



Figura N°5.62: Colocación del gato hidráulico

La fuerza de tensado y el monitoreo del tensado se controla observando un manómetro de presión calibrado y verificando la elongación o estiramiento aplicado en la barra de acuerdo con las etapas definidas en el Protocolo de tensado. Ver figuras N°5.63 y N°5.64.

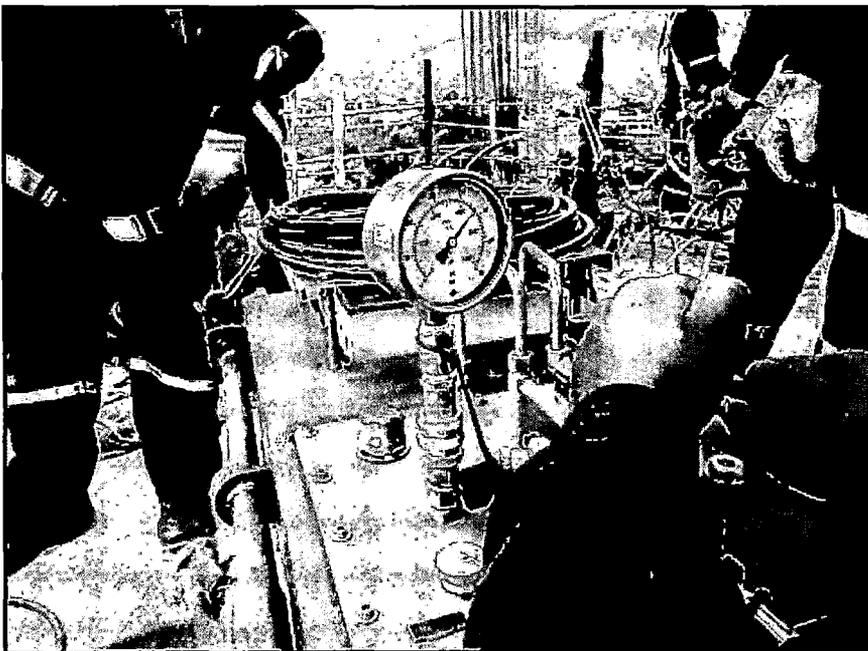


Figura N°5.63: Monitoreo del tensado y de la presión a través del manómetro

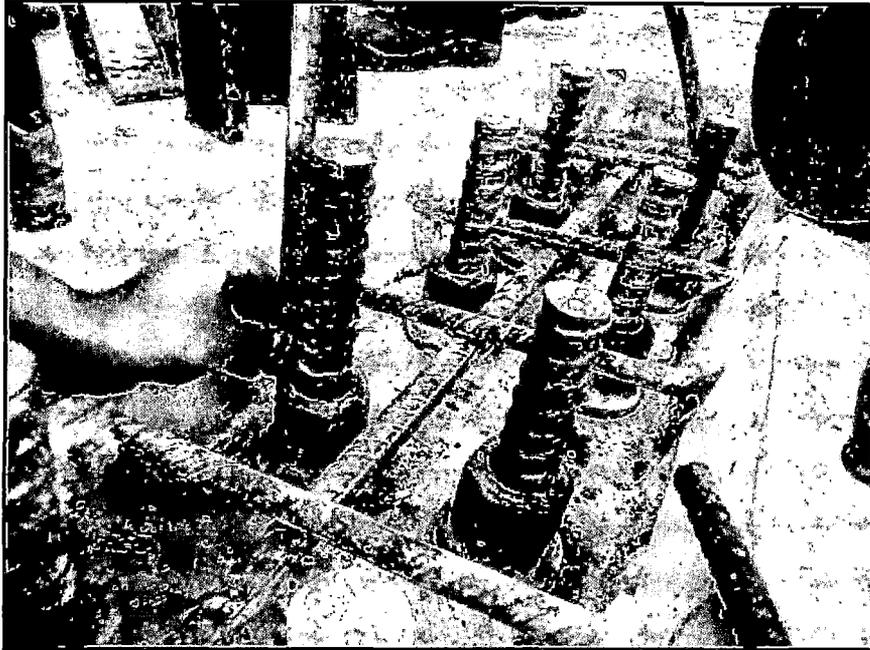


Figura N°5.64: Verificación de la elongación de la barra roscada

Al aplicar presión en el gato, el pistón de este ejerció una fuerza contra el anclaje tensor que está en la parte posterior del gato. Al alcanzar la presión manométrica prevista, se ajustó la tuerca del anclaje activo de la barra, utilizando para ello la abertura en la cara frontal de la silla de tensado. Una vez ajustada y apretada la tuerca del anclaje activo, se liberó la presión en el gato y se retiró todo el equipo de tensado además de sus accesorios.

Además del tensado de barras se realizó un postensado de cables, debido a que la dovela de arranque se construyó en voladizo por ambos extremos y en direcciones opuestas, los cuales atraviesan de extremo a extremo por toda la losa superior, para poder equilibrar fuerzas.

Haciendo uso de un gato hidráulico se realizó el postensado de los cables, tal como se muestra en la figura N°5.65

La geometría de las dovelas de arranque, además de la distribución, traslapes, posición, diámetros de los aceros, posición de los ductos de postensado, posición de las barras de postensado, etc. se pueden apreciar con mayor precisión en los planos dentro del Anexo C.

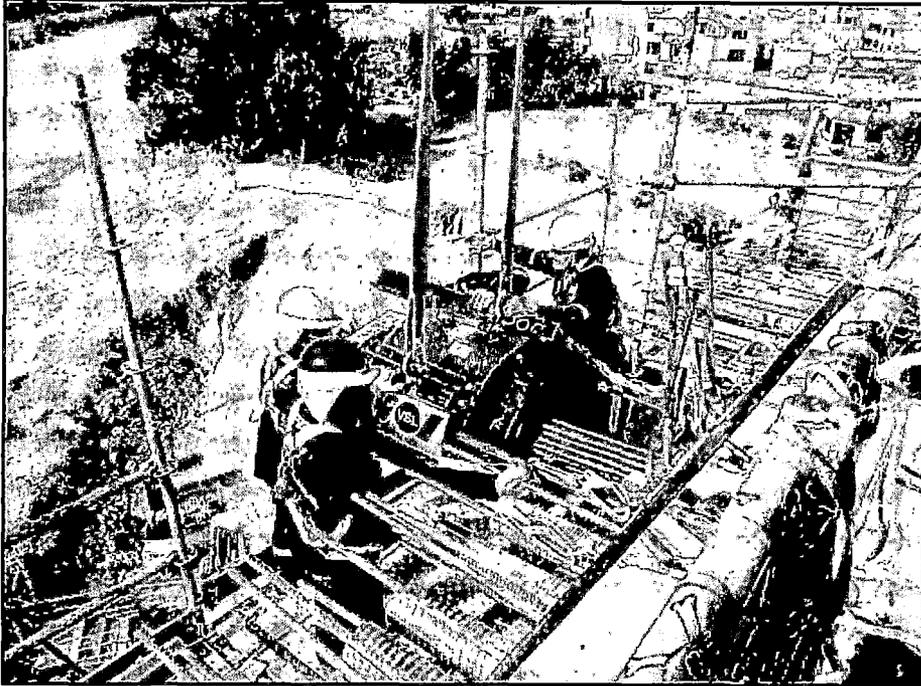


Figura N°5.65: Colocación del gato hidráulico para el postensado de cables- Dovela de arranque eje O25

5.1.7 Construcción de las dovelas sucesivas

Las dovelas sucesivas, las cuales tiene una longitud de 5 m. y 8.64 m de ancho y de peraltes variables cada una, fueron construidas a partir de las dovelas de arranque de los ejes centrales (O25 y O26) del Puente sobre el río Rímac hacia los ejes extremos (O24 y O27), haciendo uso de los carros de avance (2 por cada eje central).

Cada carro de avance consiste en la estructura metálica donde se fue montado el encofrado que se utilizó para ejecutar las dovelas en voladizo. Cada carro de avance está equipado con cilindros hidráulicos que le permiten cambiar su forma de apoyo de fijo a móvil. También está equipado de cilindros hidráulicos que le permiten ser auto-lanzable de una dovela a la siguiente. De éste modo, se permite la construcción del tablero por medio de dovelas sucesivas.

El Puente sobre el río Rímac está conformado 40 dovelas sucesivas y 3 dovelas de cierre (2 extremas y 1 central). Tal como se muestra en las figuras N°5.66 y N°5.67.

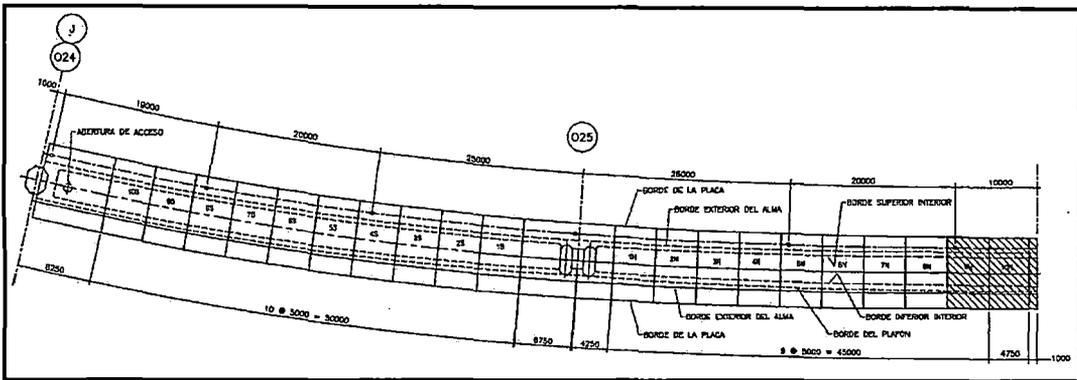


Figura N°5.66: Dovelas del eje O24 hacia el claro central - Planta

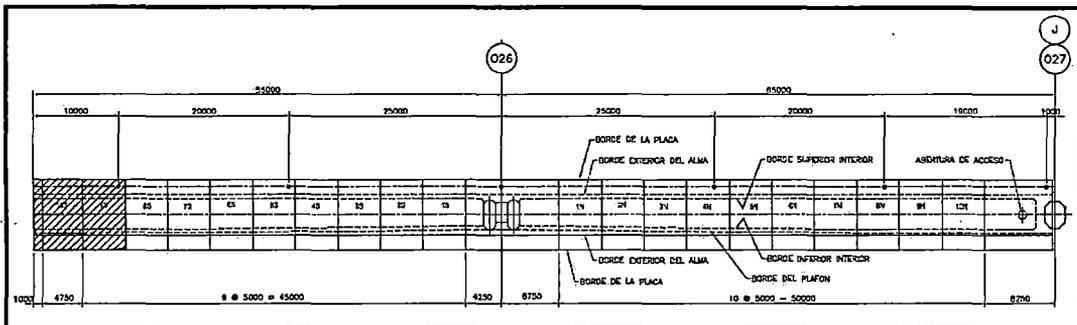


Figura N°5.67: Dovelas del claro central hacia el eje O27 - Planta

Para el vaciado de concreto de cada una de las dovelas sucesivas del Puente sobre el río Rímac se consideró un concreto premezclado de $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$ y slump mayor a 8", con aditivos Polyheed 770R (aditivo retardante inicial y reductor de agua de medio rango) y Glenium 3800 SCM (aditivo reductor de agua de alto rango).

La armadura de las dovelas sucesivas del Puente sobre el río Rímac cuentan con varillas de acero de diámetro $\frac{1}{2}$ ", $\frac{5}{8}$ ", $\frac{3}{4}$ ", 1" y $1 \frac{3}{8}$ " con acero $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ y recubrimiento igual a 4 cm en la parte interior del alma de la dovela y 5 cm. en la parte exterior del alma de la dovela. En el caso de las losas, tanto inferior como superior, el recubrimiento fue de 5 cm.

En el proceso de montaje de los carros de avance se desarrolla las principales actividades de ensamble y preparación de las plataformas inferiores (Bottom Form - BF) con sus respectivas plataformas de seguridad (Safety Platform – SP). Por otra parte, se realizaron actividades para montar correctamente los elementos previamente pre-ensamblados en el suelo. Las actividades de montaje comenzaron una vez concluida la ejecución de cada una de las dovelas de arranque de los ejes O25 y O26, incluyendo el postensado de barras y cables

de postensado, y terminado el desencofrado y la cimbra de las dovelas de arranque. En las figuras N°5.68, N°5.69, N5.70, N°5.71, N°5.72, N°5.73, N°5.74 y N°5.75 se muestran el proceso de ensamble de los carros de avance.

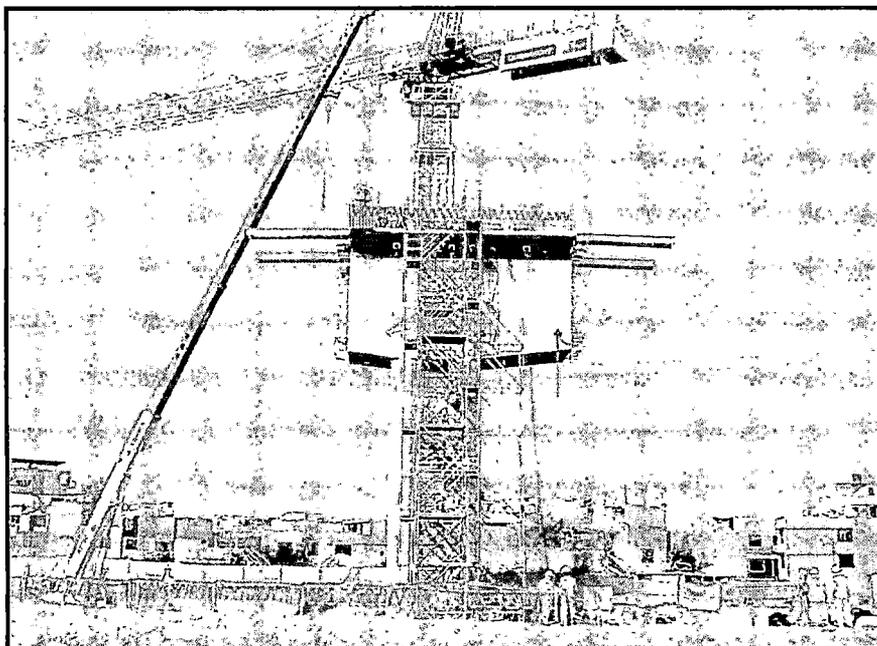


Figura N°5.68: Colocación de los rieles

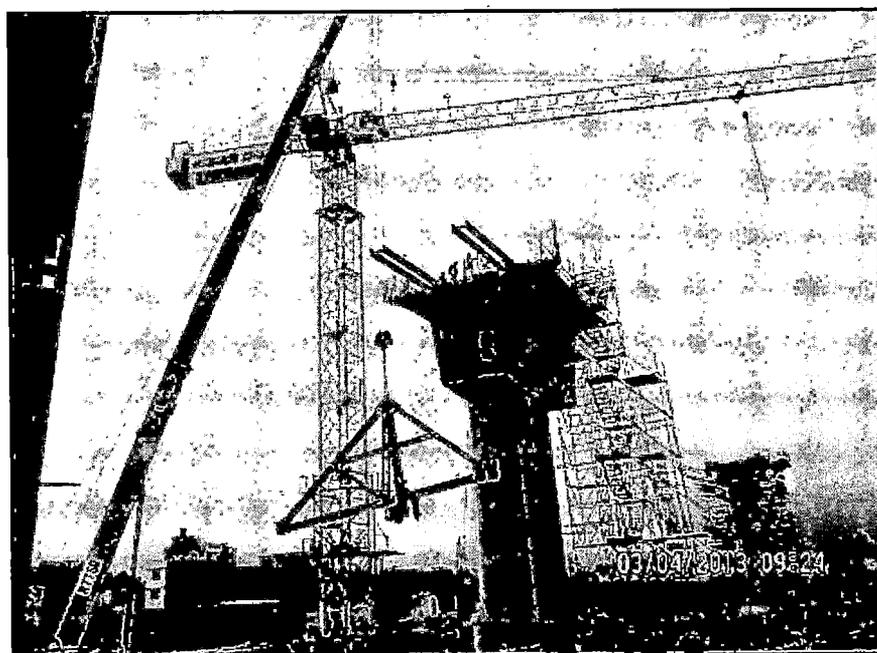


Figura N°5.69: Izaje del marco principal.

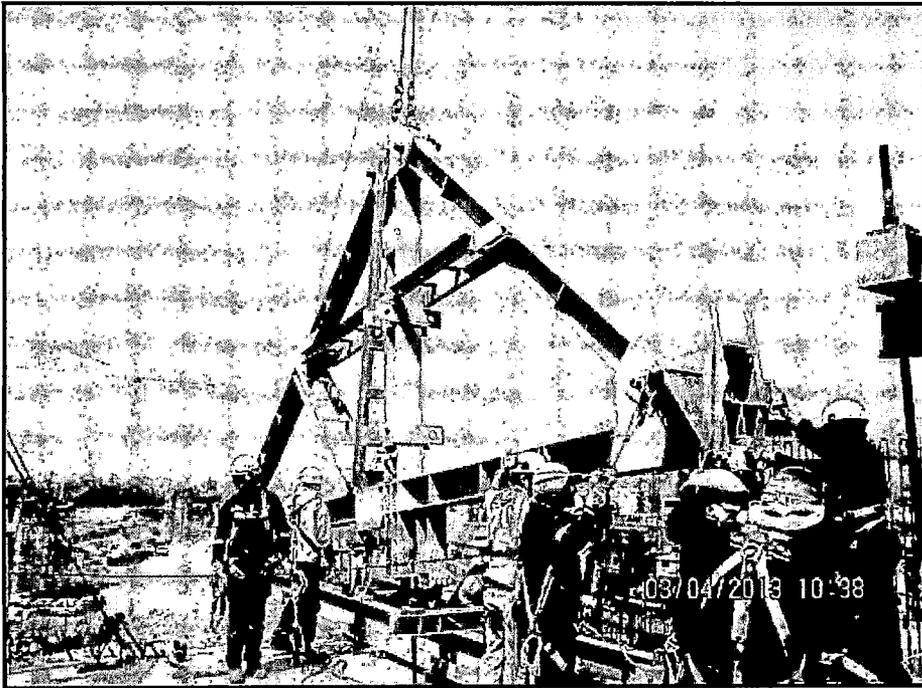


Figura N°5.70: Colocación del marco principal.

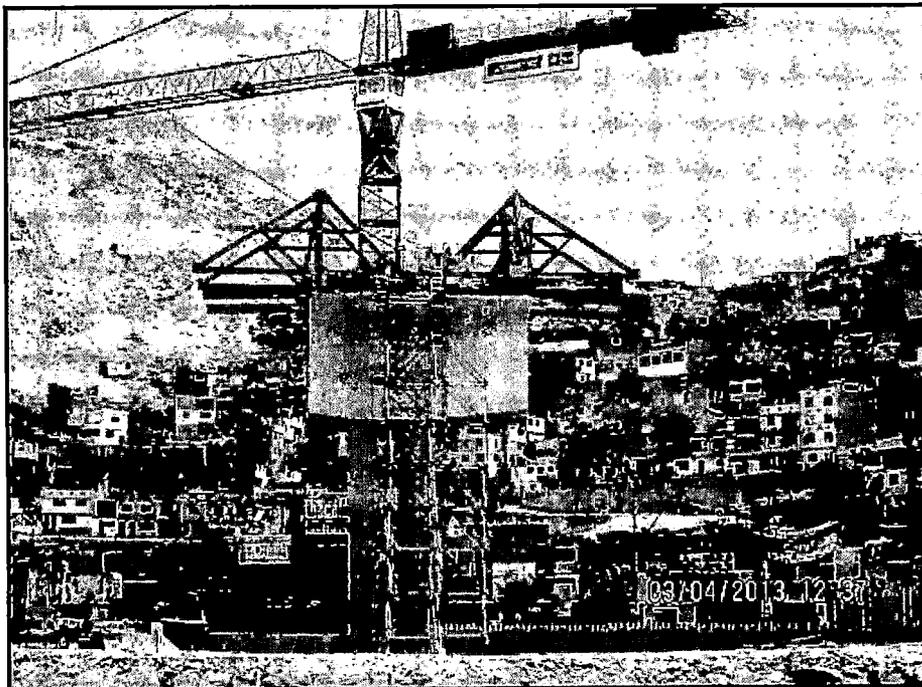


Figura N°5.71: Marcos principales colocados en ambos sentidos.

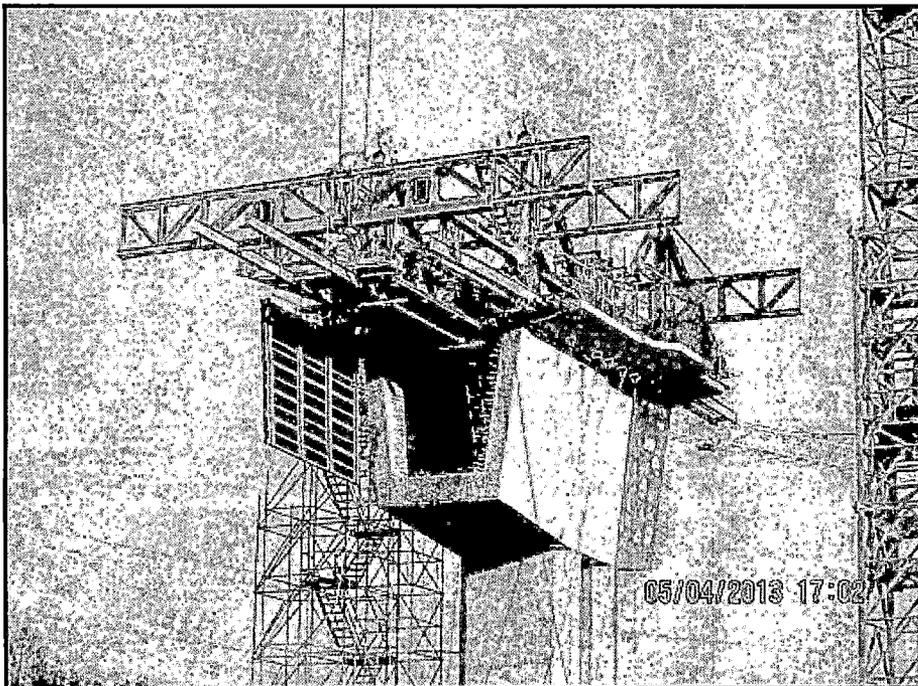


Figura N°5.72: Colocación de la plataforma exterior (outer form).

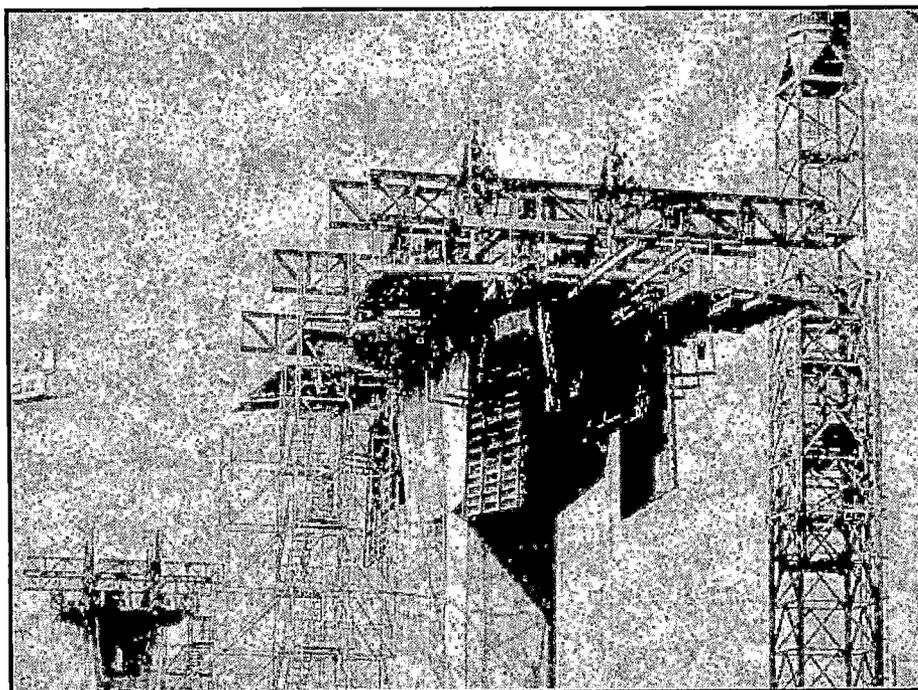


Figura N°5.73: Colocación de la plataforma exterior (outer form) y de la plataforma interior (inner form).

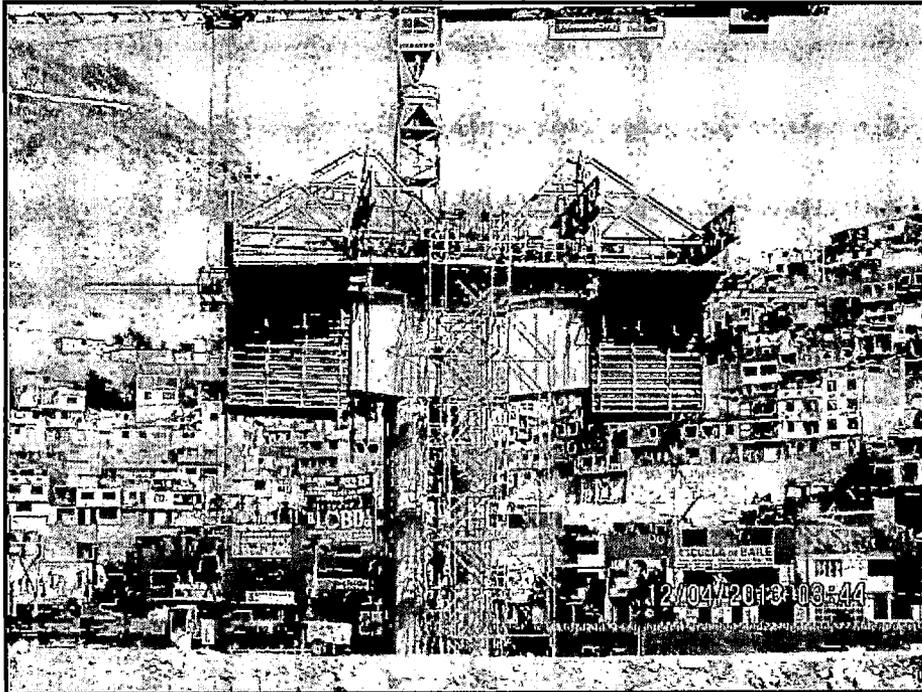


Figura N°5.74: Plataforma exterior (outer form) y Plataforma interior (inner form).

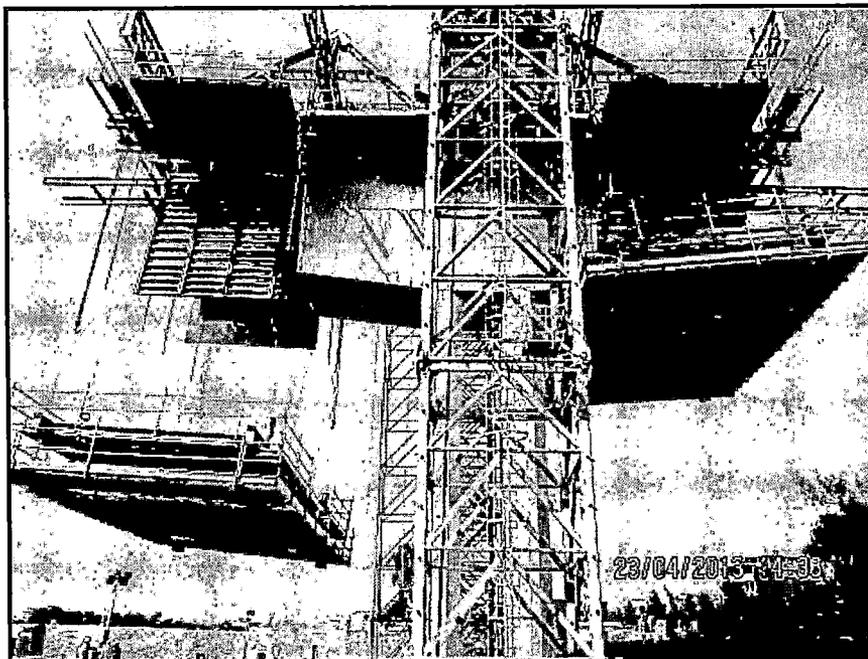


Figura N°5.75: Izaje de la plataforma inferior (bottom form) y de la plataforma de seguridad (safety platform).

Una vez concluido el ensamble y montaje de los carros de avance se realizó el proceso de construcción de las dovelas sucesivas de la siguiente manera:

- a) **Habilitado de acero en losa inferior:** el habilitado de acero en la sección se inicia con la losa inferior. Ver figura N°5.76.

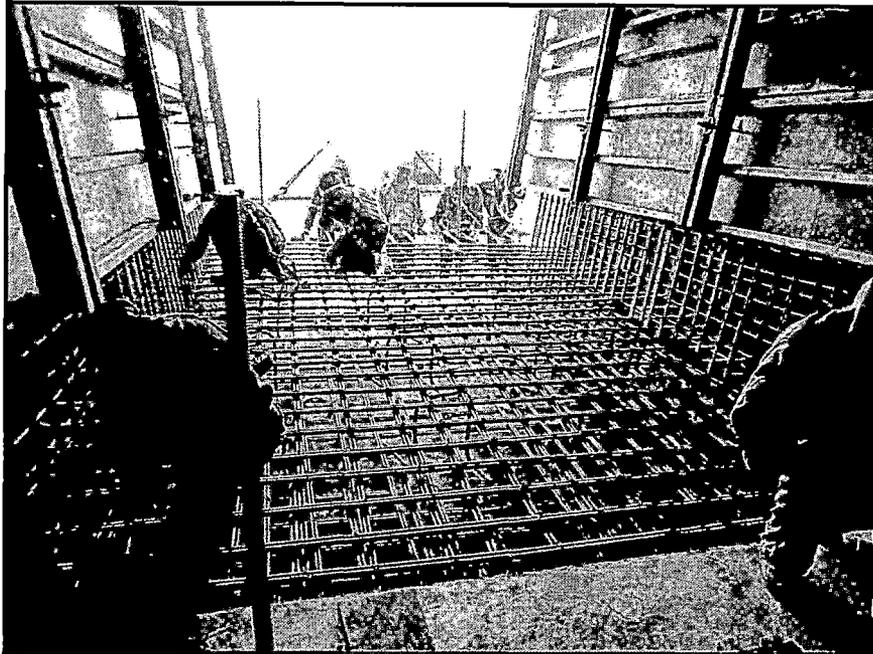


Figura N°5.76: Habilitación de acero en la losa inferior

- b) **Encofrado del resto de la sección:** Los encofrados interiores se encuentran abiertos limpios, con su correspondiente capa de desmoldante, durante las operaciones del carro y habilitado de acero de la losa y demás elementos. Cuando finaliza esta última operación, el encofrado interior se despliega y se coloca en su posición, sujetándolo primeramente a la zona delantera de la dovela anterior.
- c) **Habilitado y colocación de vainas de la losa superior:** primero se procede a colocar la armadura inferior de la losa. Luego las vainas de los cables de tensado se montan utilizando como referencia el acero colocado y sujetándolas con este acero, para evitar su movimiento durante el concretado. El proceso de las dovelas sucesivas precisa de dos grupos simétricos respecto al eje del tablero de cables horizontales. Conforme continúa el proceso, se van anclando cables por cada pareja

de dovelas. Después de la colocación de las vainas de tensado del proceso constructivo, se coloca la capa superior de la armadura de la losa. Ver figura N°5.77.

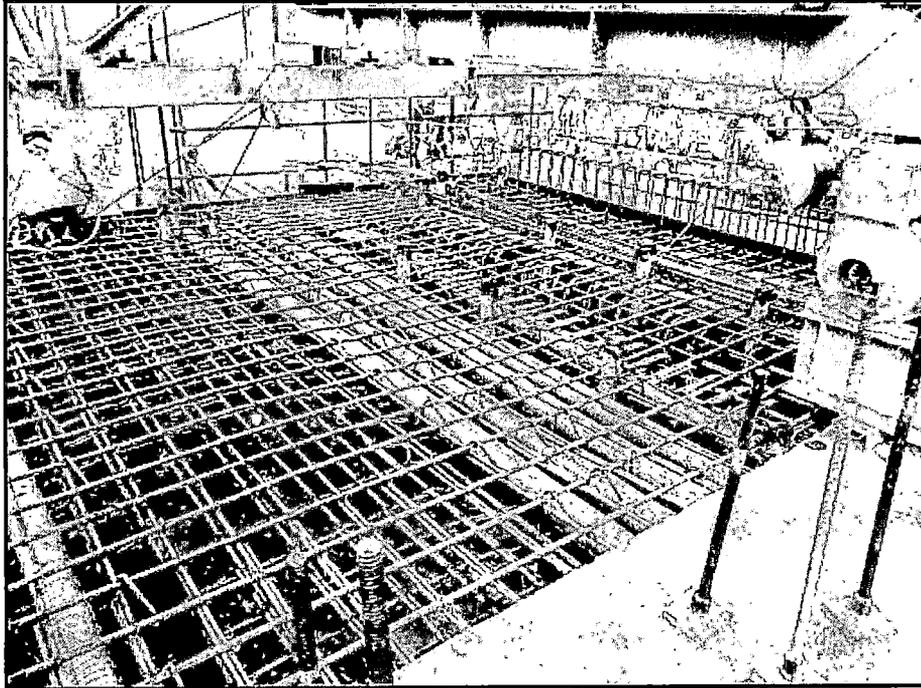


Figura N°5.77: Losa superior de la dovela

- d) **Nivelación definitiva del carro:** cuando la dovela está lista para ser vaciada con el concreto se debe hacer un replanteo topográfico, para proceder a levantar el carro hasta aproximarlo a las cotas dadas en el proyecto.

- e) **Vaciado de concreto en la dovela:** El vaciado de concreto comienza con la ejecución de la losa inferior de la sección transversal. Después se concreta los muros de la sección lentamente y por capas de 0.50 metros. Finalmente se vacía el concreto de la losa superior en todo el ancho de la dovela. Ver figura N°5.78.

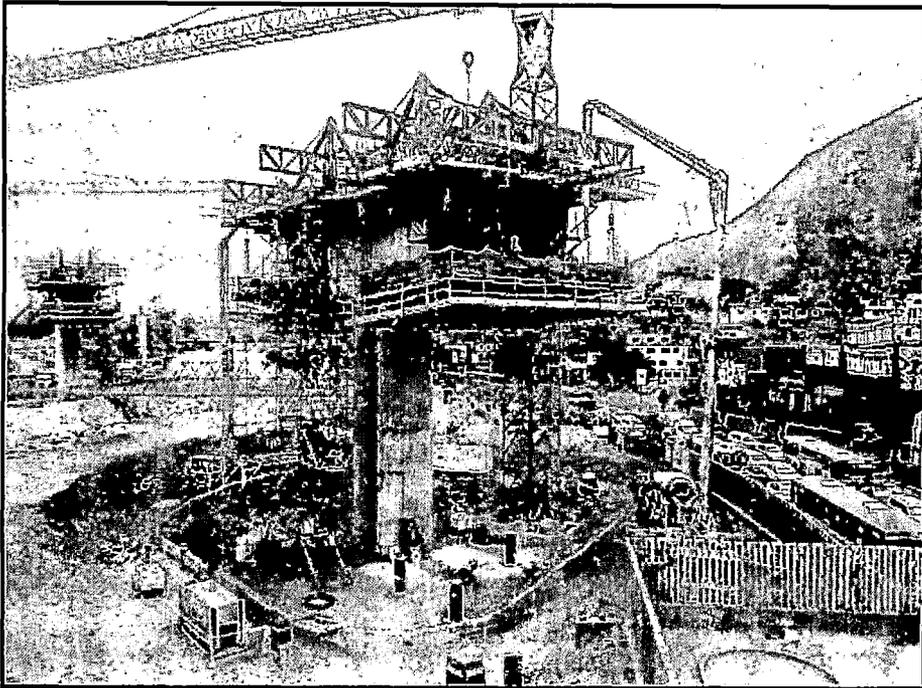


Figura N°5.78: Vaciado de las dovelas 1N y 1S – Eje O26

- f) **Desencofrado de las dovelas:** al día siguiente del vaciado de concreto se procede a desencofrar las caras laterales.

- g) **Curado del concreto:** Las superficies expuestas deben curarse para evitar su fisuración por un proceso no controlado de contracción. Este cuidado es necesario si tenemos en cuenta el tipo de concreto que constituye el tablero del puente; al tratarse de un concreto de alta resistencia con un alto contenido de cemento, se producen fuertes calores de hidratación a corto plazo. El curado del concreto debe iniciarse en el momento en que se inicia el fraguado.

- h) **Tensado de los cables de refuerzo:** se debe indicar el orden de tensado, las fuerzas de tensado, y las presiones equivalentes según los equipos utilizados, así como las elongaciones teóricas previstas y las tolerancias. Ver figura N°5.79.

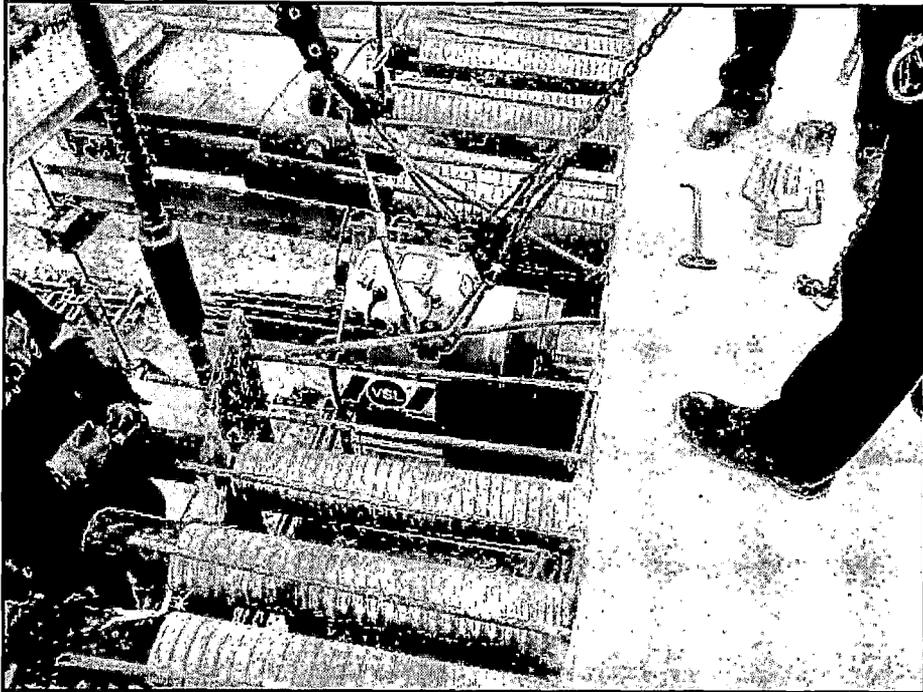


Figura N°5.79: Colocación del gato hidráulico para el tensado.

- i) **Inyección de vainas:** la lechada de inyección para las vainas se fabrica sobre el tablero, situando sobre el mismo la mezcladora y la bomba de inyección, la inyección se introduce a través de los tubos de PVC de purga que se han conectado a las vainas. Dicha lechada es una mezcla de Cemento Tipo IPM, agua, aditivo superplastificante (viscocrete 20 HE) y un aditivo expansor (intraplast).
- j) **Avance y fijación del carro:** una vez que el concreto alcanza la resistencia que necesita el concreto según cada proyecto, en el Puente sobre el río Rímac debe llegar a 280 Kg/cm^2 para que se inicie el postensado de los cables y de esta manera ir cociendo las dovelas. Luego con el sistema hidráulico se mueve el carro y los encofrados interiores y exteriores (ver figura N°5.80). Con el avance del carro, se anclan el encofrado inferior de la losa inferior y las alas de los encofrados laterales a la sección recientemente ejecutada y luego se procede al posicionamiento del carro, perfectamente horizontal y nivelado en su posición definitiva.

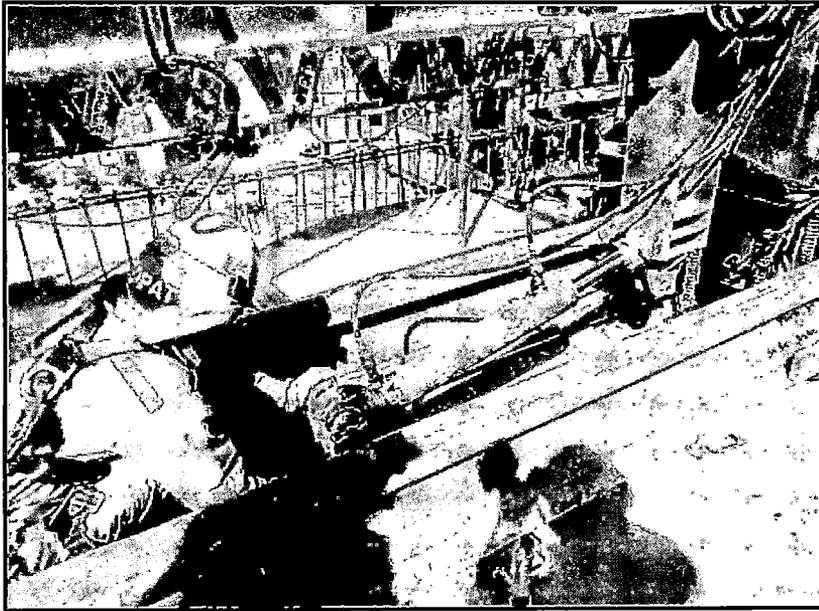


Figura N°5.80: Corrida del carro de avance.

La construcción de cada dovela sucesiva se realizó aproximadamente en 5 días después de haber corrido el carro de avance, ese tiempo incluye desencofrado, tensado de cables, colocación de la armadura, liberación topográfica y vaciado de concreto de la dovela. Los carritos de avance según el eje se denominaron como las figuras N°5.81 y N°5.82.

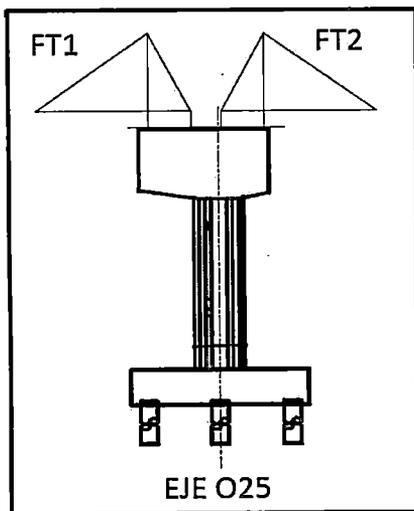


Figura N°5.81: Carros FT1 Y FT2

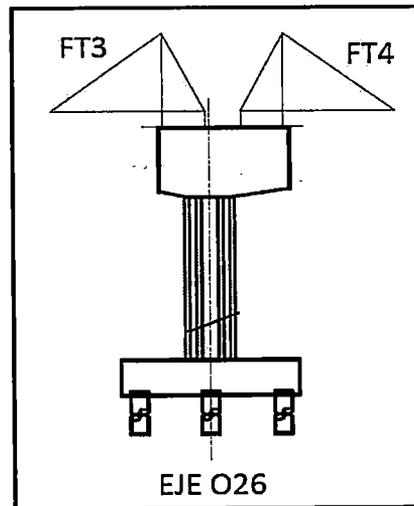


Figura N°5.82: Carros FT3 Y FT4

En la figura N°5.83 se puede apreciar los 4 ejes que corresponden al Puente sobre el río Rímac, además de la distribución y denominación de los carritos de avance que se movilizan desde los ejes centrales hacia los ejes extremos

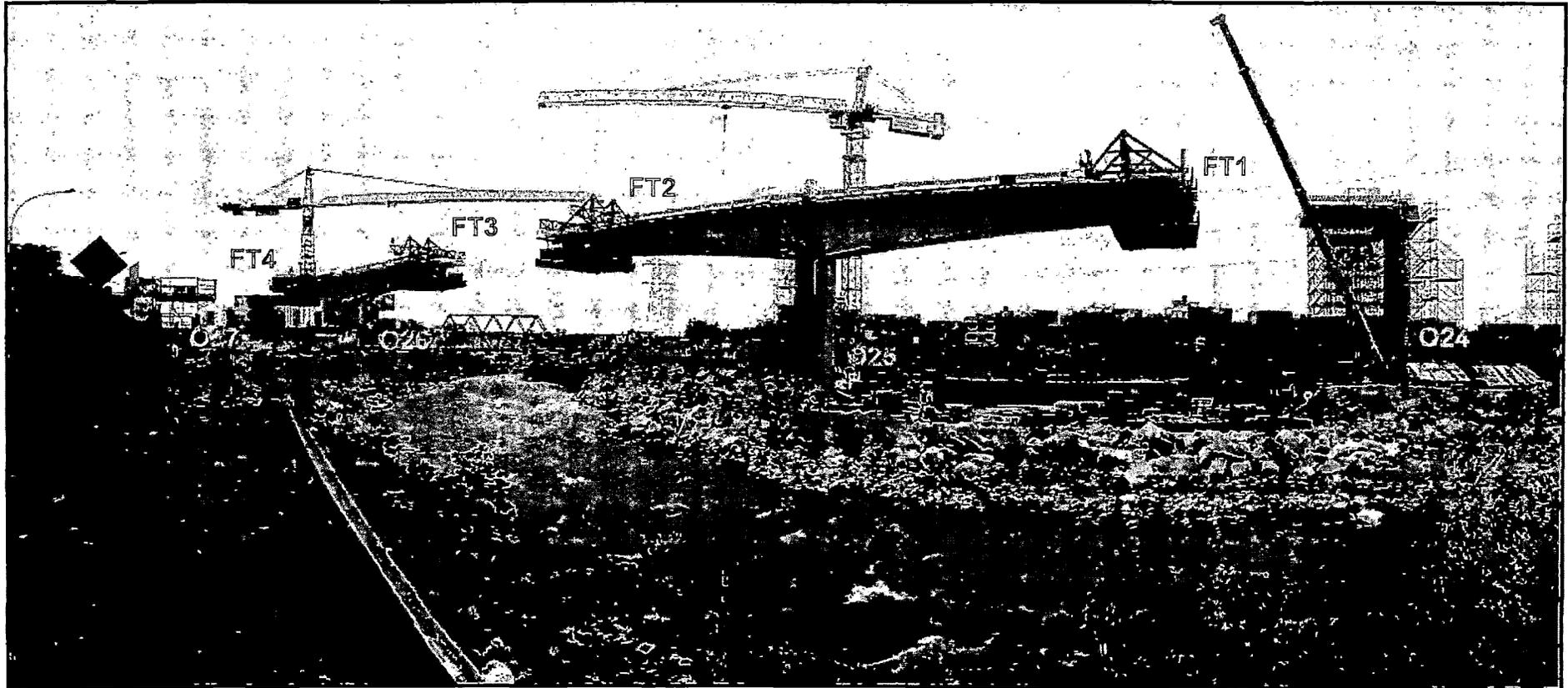


Figura N°5.83: Foto panorámica de la construcción del Puente sobre el río Rímac mediante Dovelas Sucesivas

Una vez que todas las dovelas sucesivas se construyeron, éstas serán conectadas con la dovela de cierre (central) y de esta manera, el tramo principal (110 m.) se hace continuo por medio del vaciado de un segmento de 2 metros de largo aproximadamente.

Justo antes de realizar la dovela de cierre central, se estudiaron y se ajustaron las contraflechas y desniveles entre las dovelas a unir para que el cierre se produzca en una transición geométrica suave.

El vaciado de la dovela de cierre se realizó solamente con un carro de avance, es decir el carro de avance FT3 se trasladó hacia el eje central y el carro de avance FT2 retrocedió hacia la dovela 4N, como se puede apreciar en la figura N°5.84.

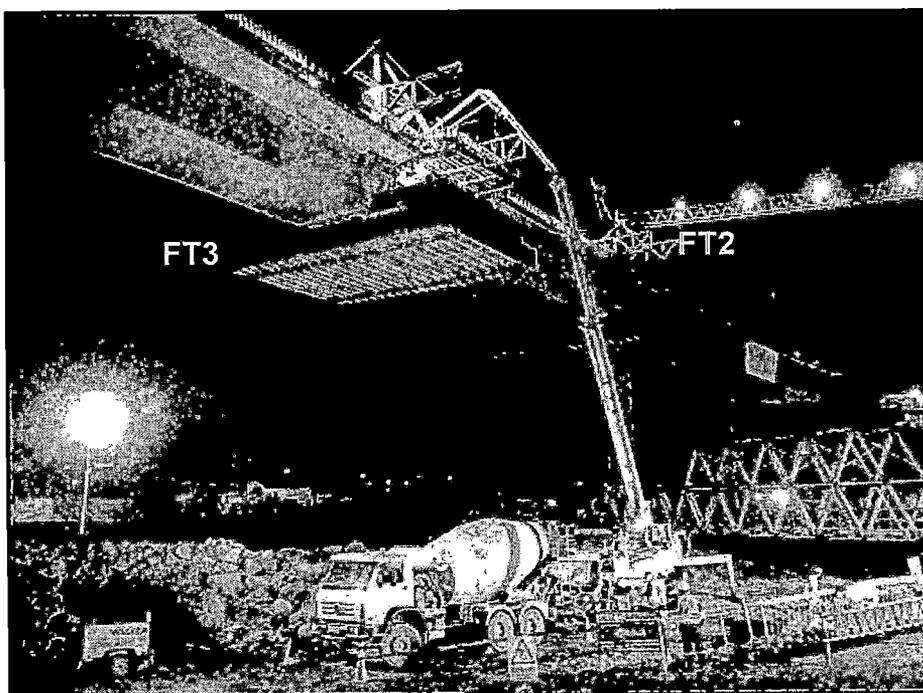


Figura N°5.84: Vaciado de concreto de la dovela de cierre central

Una vez vaciada la dovela de cierre central se ejecutaron los trabajos en los tramos laterales construyendo las dovelas extremas. Las dovelas extremas que son de 8.25 metros (aproximados) y que están situados en los ejes O24 y O27, no se pudieron construir mediante la técnica del voladizo. Esta parte se construyó sobre apoyos de carácter temporal y en dos etapas. La primera etapa de las dovelas extremas fue de 6.25 m. de longitud y fue vaciada mientras se iban avanzando con las demás dovelas sucesivas. Posteriormente se vaciaron los 2 últimos metros, los cuales se denominaron dovelas de cierre extrema.

Para poder realizar el sistema de encofrado de dichas dovelas de cierre extremas también se utilizaron apoyos temporales. Ver figuras N°5.85, N°5.86 y N°5.87.

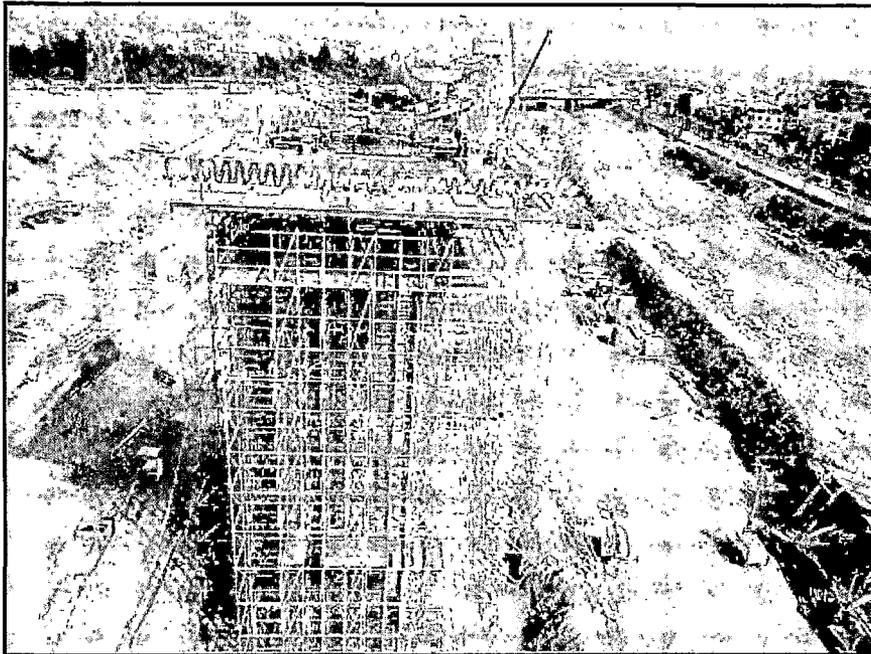


Figura N°5.85: Apoyos temporales para las dovelas extremas – Eje O24.

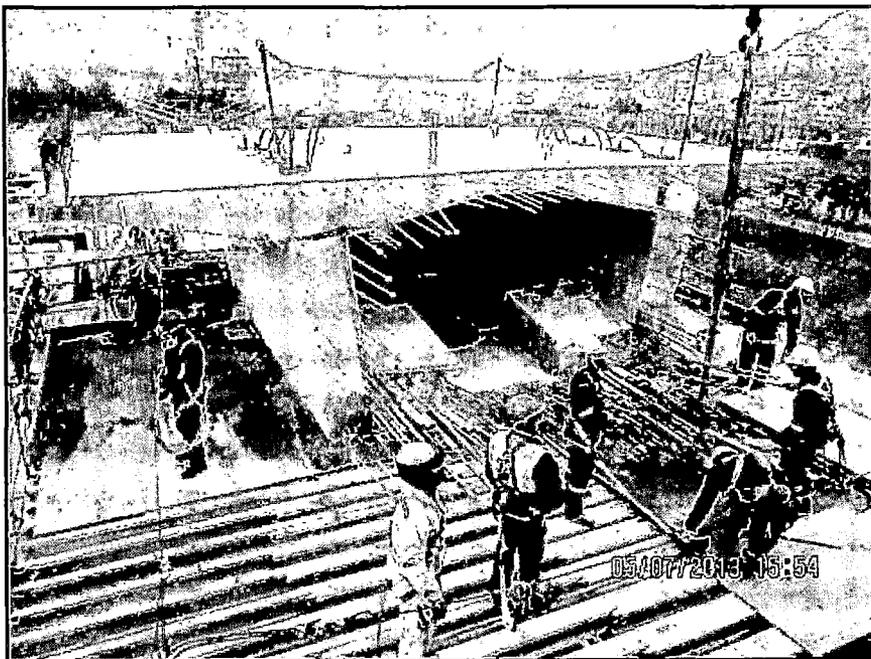


Figura N°5.86: Dovela extrema lateral – Eje O24

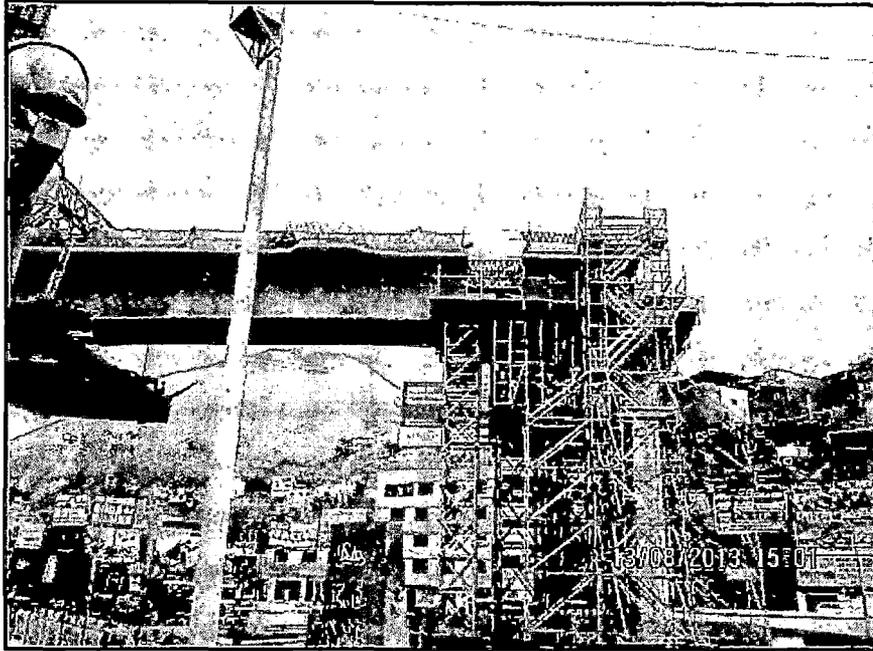


Figura N°5.87: Dovela de cierre extrema – Eje O27

En la construcción de las dovelas sucesivas tanto en el claro principal como en los claros laterales se acondicionaron unos blíster dentro de las dovelas para luego del vaciado colocar los cables de tensión en el claro principal y cable de tensión en los claros laterales (ver figura N°5.88) cuyo objetivo es lograr la continuidad de la viga y para resistir los momentos resultantes de flexión, los cuales se tensan una terminado de construir todas las dovelas de cierre (central y extremas).

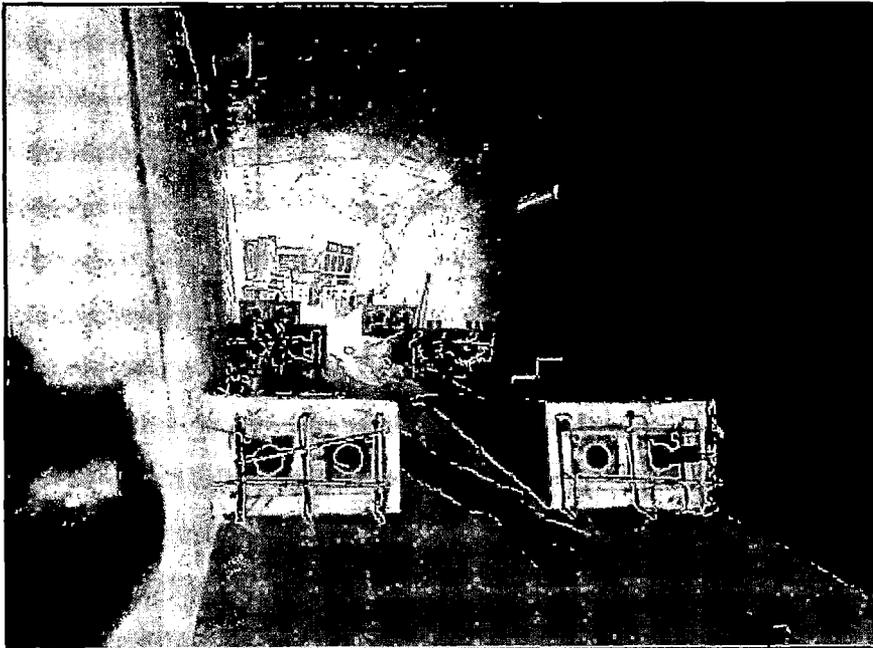


Figura N°5.88: Blíster dentro de las dovelas sucesivas

En el transcurso de la vida útil del puente éste sufrirá deflexiones por lo que construyó 4 muros diafragma, dentro de las dovelas específicamente en las dovelas 7N y 7S del eje O25 y en las dovelas 7S y 7N del eje O26, diafragmas internos que forma parte de las dovelas de arranque y de las dovelas extremas por donde pasaran 4 ductos de postensado, cuya función sea resistir y transferir la fuerza de sustentación generada por el postensado de los tendones futuros. La finalidad de dichos tendones futuros es poder ampliar el tiempo de vida útil del puente. Ver figura N°5.89.

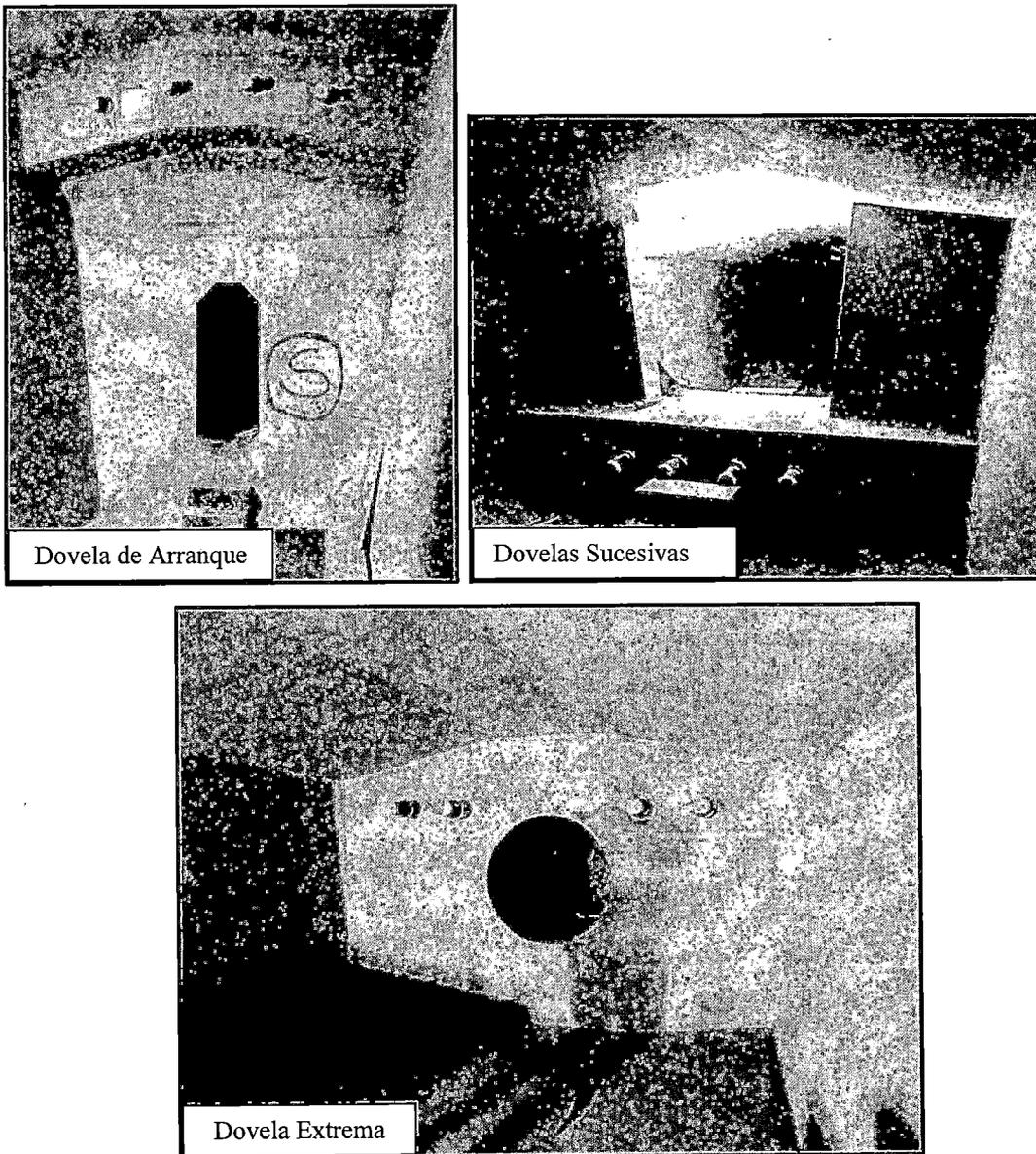


Figura N°5.89: Diafragmas internos en la dovela de arranque, dovela extrema y dentro de las dovelas sucesivas para los tendones futuros

Durante la construcción de las dovelas mientras se llega al centro del vano y después de ejecutar la última pareja de dovelas, se continúa con el desmontaje de los carros de avance. Los carros situados en extremos (FT1 y FT4) se desmontan con la ayuda de las grúas, mientras que los carros ubicados en el centro del tablero (FT2 y FT3) se desplazan hacia atrás, es decir a su eje respectivo, para luego proceder a desmontarlo. Ver figura N°5.90.

La programación de avance de las dovelas sucesivas se puede apreciar en Cuadro N°5.3.

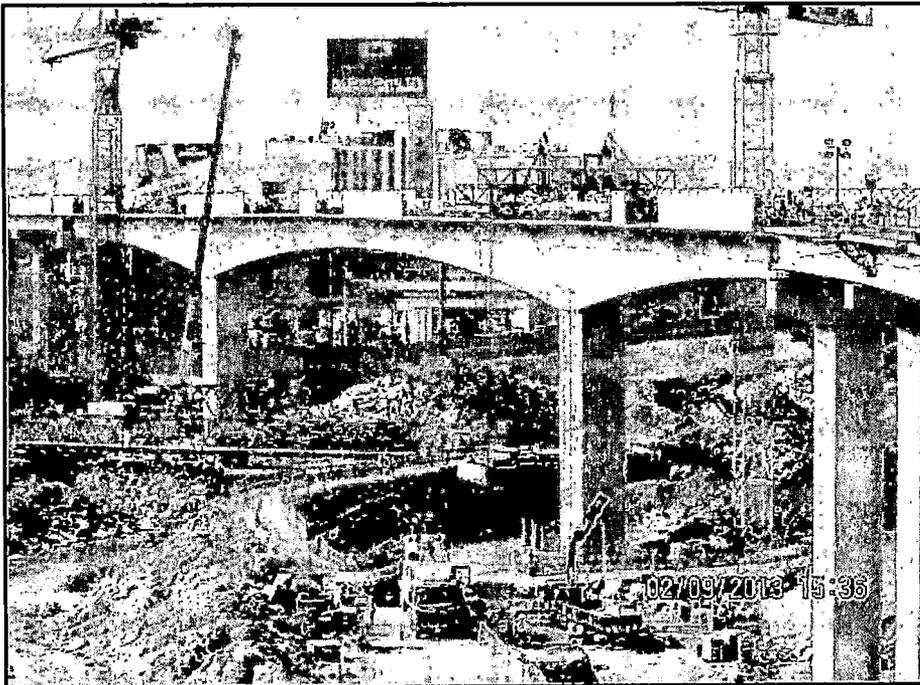


Figura N°5.90: Desmontaje del carro de avance FT3

La geometría de las dovelas sucesivas, de las dovelas de cierre y de los blíster, distribución, traslapes, posición y diámetros de los aceros, posición de los ductos de postensado, posición de las barras de postensado, etc. se pueden apreciar con mayor precisión en los planos dentro del Anexo C, además de los planos del proceso constructivo del Puente sobre el río Rímac.

Cuadro N°5.3: Programación de construcción de las Dovelas Sucesivas

EJE 025													
	SEMANA 1	SEMANA 2	SEMANA 3	SEMANA 4	SEMANA 5	SEMANA 6	SEMANA 7	SEMANA 8	SEMANA 9	SEMANA 10	SEMANA 11	SEMANA 12	SEMANA 13
Movimiento del carro			■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Encofrado	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Armadura	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Vaciado		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Tensado			■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
EJE 026													
	SEMANA 1	SEMANA 2	SEMANA 3	SEMANA 4	SEMANA 5	SEMANA 6	SEMANA 7	SEMANA 8	SEMANA 9	SEMANA 10	SEMANA 11	SEMANA 12	SEMANA 13
Movimiento del carro													
Encofrado	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Armadura	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Vaciado			■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Tensado			■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
			Dovelas 1N - 1S	■				Dovelas 6N - 6S	■				
			Dovelas 2N - 2S	■				Dovelas 7N - 7S	■				
			Dovelas 3N - 3S	■				Dovelas 8N - 8S	■				
			Dovelas 4N - 4S	■				Dovelas 9N - 9S	■				

Fuente: Elaboración Propia

5.2 EQUIPOS UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE

En la construcción del Puente sobre el río Rímac se utilizaron varios equipos y maquinarias pesadas que se describen a continuación:

5.2.1 Encauzamiento del río Rímac

Para poder realizar la conformación del dique de contención y encauzamiento, terraplenes (encimados) para defensas provisionales en los lechos del río y corte de volúmenes del lecho del río (laterales) para ensanchamiento de su curso en la zona comprometida para los trabajos se utilizó una excavadora hidráulica VOLVO EC 360B LC, tal como se muestra en la figura N°5.91.



Figura N°5.91: Trabajos de encauzamiento con la excavadora VOLVO

5.2.2 Conformación de plataforma para pilotajes.

Para la conformación de la plataforma para pilotaje, también se usó la excavadora hidráulica VOLVO EC 360B LC, la cual realizó trabajos de corte en el talud, cuyo volumen fue eliminado a través de camiones volquete 6x4 330HP con capacidad de 12m³, tal como se muestra en la figura N°5.92.

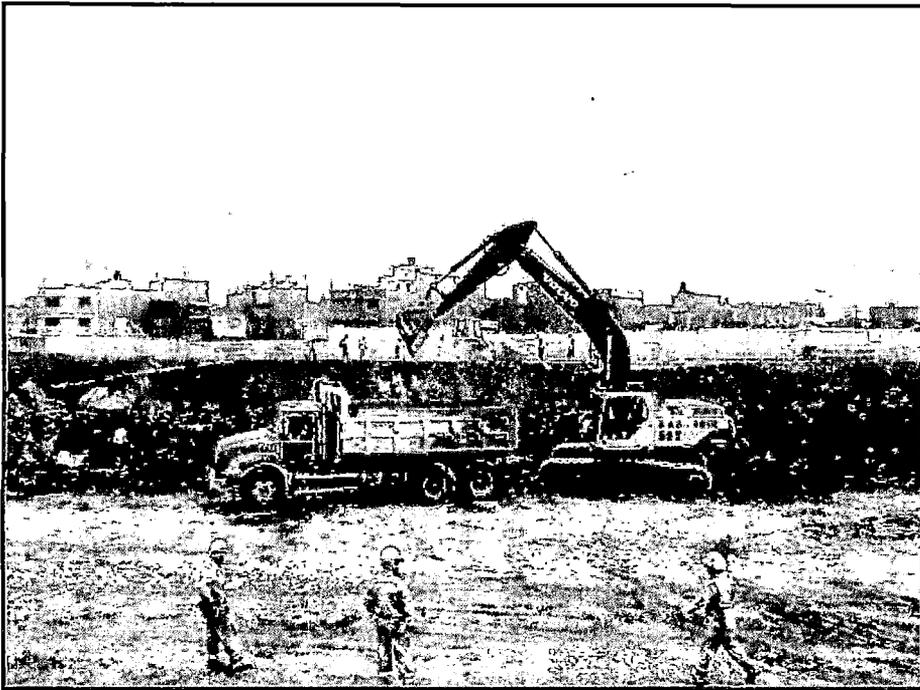


Figura N°5.92: Eliminación de material de corte para el plataformado.

Para relleno de la plataforma se utilizó un cargador frontal VOLVO L120E (ver figura N°5.93) con capacidad en la pala de 3.5 m^3 , dicho relleno fue transportado a través de camiones volquete 6x4 330HP con capacidad de 12m^3 .

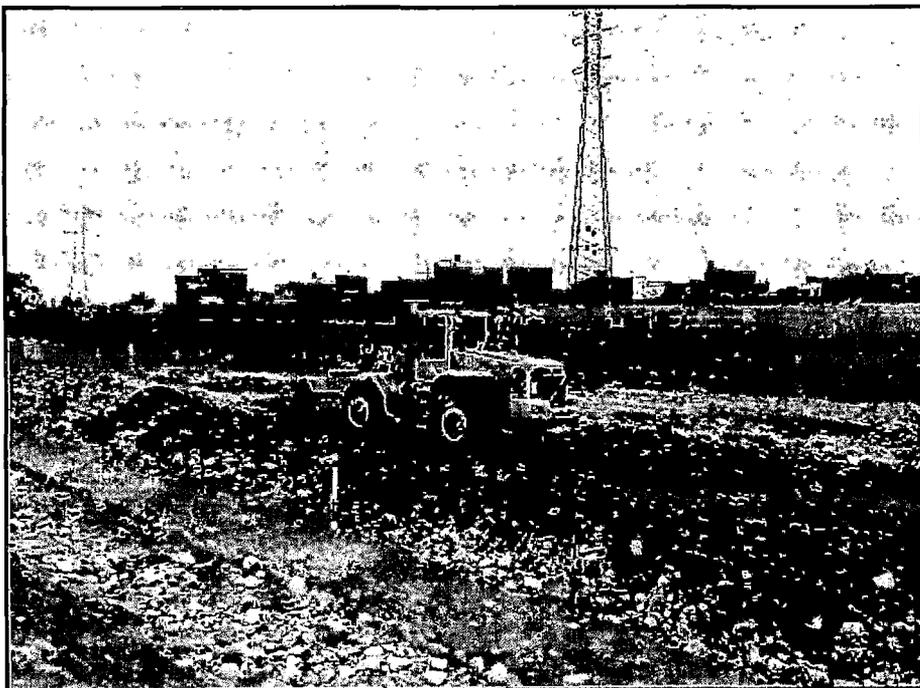


Figura N°5.93: Conformación de la plataforma con el cargador frontal.

Para culminar con los trabajos de conformación de plataforma, se realizó una compactación del terreno con un rodillo compactador JCB-Vibromax VMT260 cuyo ancho de rodillo es de 1m, 0.7m de diámetro y capacidad de compactación de 2.5 ton. Ver figura N°5.94.

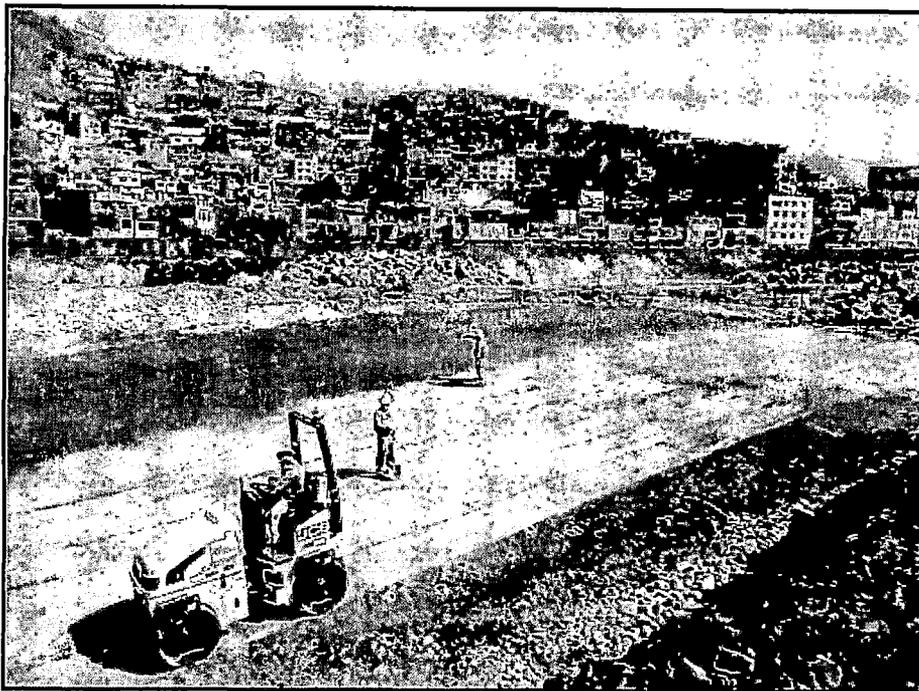


Figura N°5.94: Compactación con rodillo JCB-Vibromax VMT260

5.2.3 Construcción del pilote

Para la perforación de los pilotes se utilizó la pilotera **BAUER BG28**, que es una perforadora hidráulica de origen Alemán (ver figura N°5.95), montada sobre carro de orugas. Permite perforar un diámetro mínimo de 620 mm y un diámetro máximo entubado de 1800 mm. (Montando adaptador especial llega a 1.500 mm). Las especificaciones de esta pilotera se muestran en el cuadro N°5.4:

Cuadro N°5.4: Especificaciones Técnicas de la pilotera

Máquina Base	Sennebogen BS 80
No. Serie Máquina Base	BS80.6.987
Año de Fabricación	2009
Especificaciones Técnicas del equipo	
Altura del mástil	26.47 m.
Peso operativo aproximado para diam 2000	102 ton
Peso operativo aproximado para diam 1500	97 ton
Profundidad máxima de perforación	71 m.
Motor máquina base	CAT C11 # GLS 02468 Arr. 236-

	4577
Potencia motor	313 KW a 1.850 RPM
Cabeza de rotación	KDK 275S # 1829
Torque máximo teórico	275 kNm
Velocidad máxima del KDK	27 rpm / 60 rpm
Capacidad del winche principal	250 kN
Diámetro cable principal	Izaflex 32 mm con ojo de 80 mm
Longitud máxima cable principal	80 m
Velocidad máxima del winche ppal.	82 m/min
Caída libre	Si
Capacidad winche auxiliar	80 kN
Diámetro cable auxiliar	Izaflex 20 mm con ojo de 40 mm
Longitud cable auxiliar	60 m
Velocidad máxima del winche auxiliar	74 m/min
Caída libre	No
Sistema de empuje:	Winche
Capacidad del sistema de empuje	330 KN push / 330 KN pull
Carrera del sistema de empuje	10.00 mts
Cables de winche pull down	2 Angula 6x36: 24 mm x 71 mts 24 mm x 62 mts.
Máximo diámetro perforación sin encamisar	2500 mm
Máximo diámetro perforación encamisada	2200 mm
Conexión mecánica para osciladora	Si
Conexión hidráulica para osciladora	Si
Kelly	BK28/419/4/40 – BK28/419/4/48
Base extensible (reducción de ancho)	Si

Fuente: Pilotes Terratest

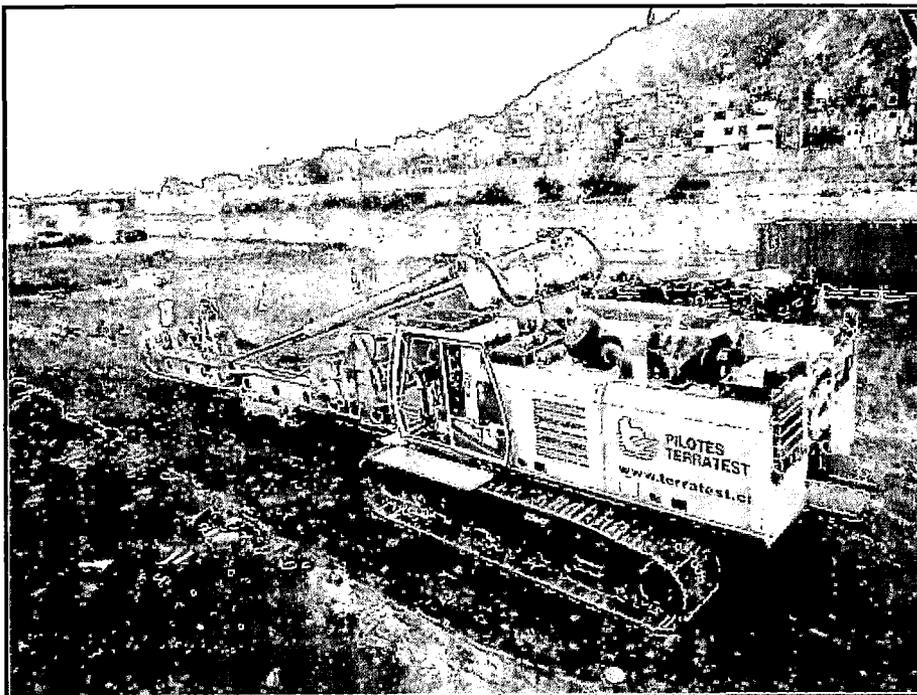


Figura N°5.95: Pilotera BAUER BG28

Datos para el transporte:

- Largo: 17.45 m.
- Ancho: 3.30 m.
- Peso Standard (contrapesos de 5.3 + 10.5 ton): 77 ton.
- Peso c/contrapeso adicional: 82 ton.

Las dimensiones en mm. de la pilotera se muestra en la figura N°5.96.

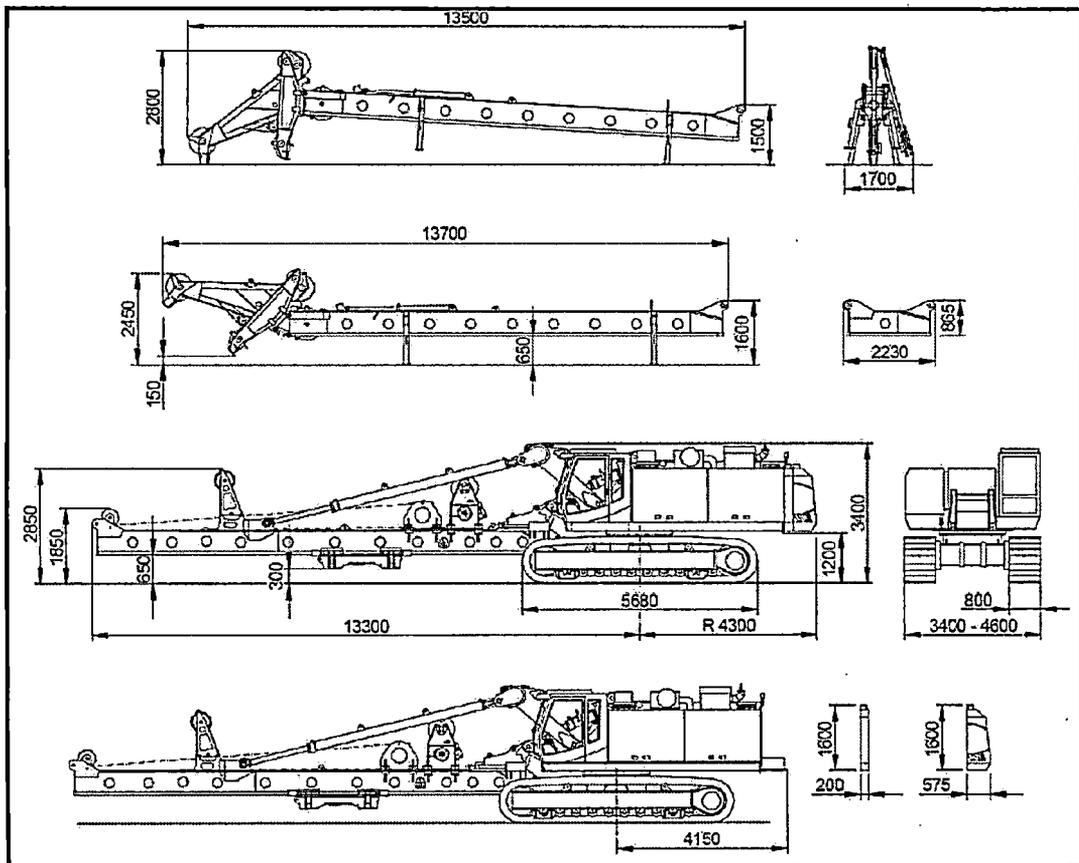


Figura N°5.96: Dimensiones de la pilotera BAUER BG28

Nota: El peso estándar es para pilotes de hasta 1.50 m. de diámetro. Para pilotes de mayor diámetro se agrega un contrapeso de 5 toneladas adicional, y el peso de transporte queda en 82 ton.

Para la colocación de la armadura del pilote dentro de la perforación se utilizó una grúa LINK BELT 108 Hylab 5, tal como se muestra en la figura N°5.97.

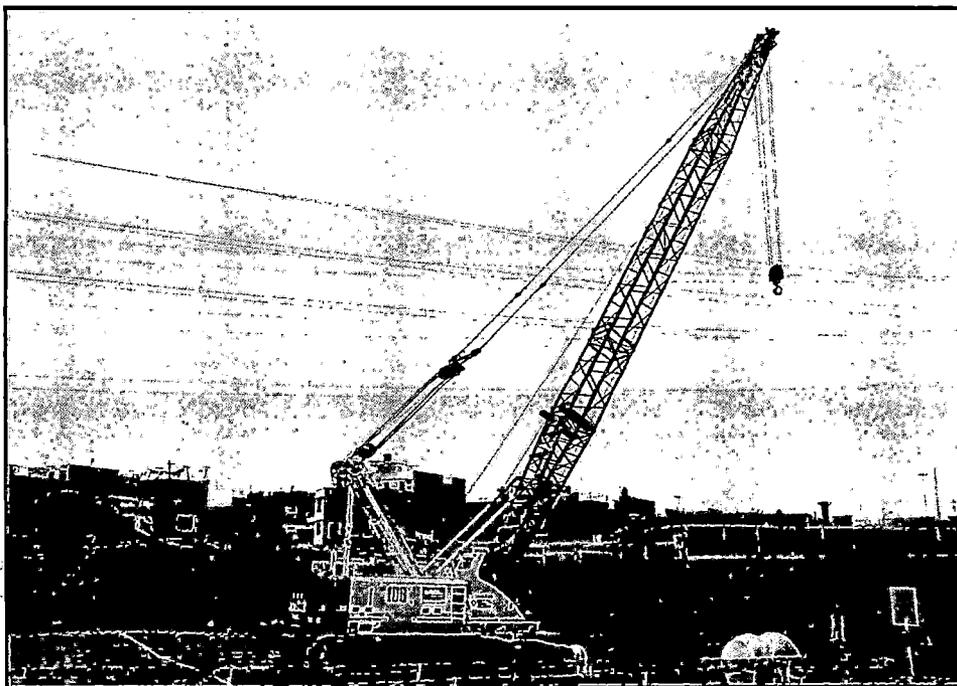


Figura N°5.97: Grúa LINK BELT108 Hylab 5.

Para el vaciado de los pilotes se utilizó las tuberías tremie por la cual se vertía el concreto el cual era trasladado en unidades mixer. Ver figura N°5.98.

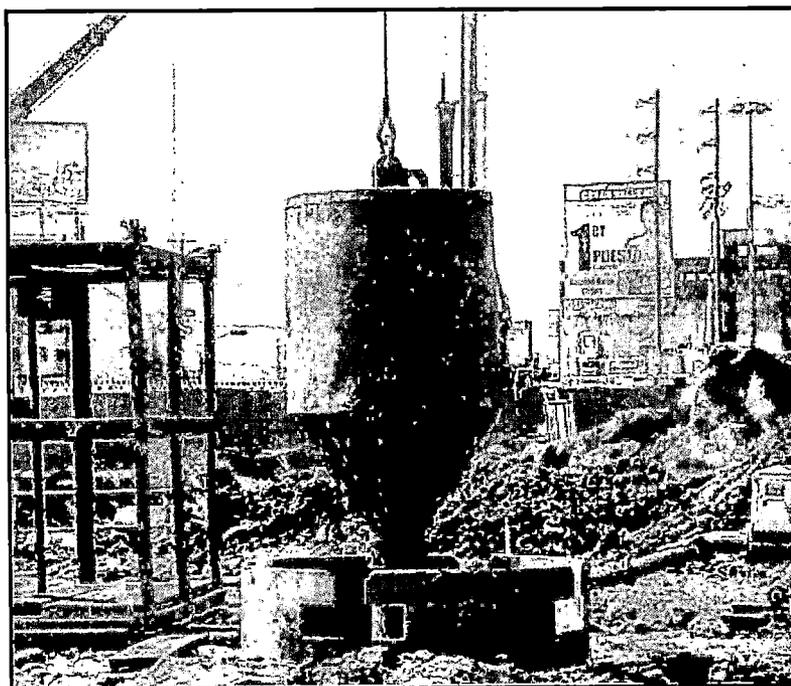


Figura N°5.98: Tuberías tremie

Una vez vaciado todos los pilotes y excavada la zapata se procedió al descabezado de pilotes, para lo cual se utilizó el quebrantador hidráulico, este equipo se distingue por su habilidad para quebrar roca y concreto sin producir onda de choque, vibraciones, polvo ni ruidos. Son equipos ligeros, con gran precisión, produce la rotura en segundos, control de la dirección de la rotura, fácil transporte y aptos para ser utilizados en espacios cerrados o lugares de difícil acceso. Su fuerza de quebrantación, la que se controla fácilmente con una mano, es superior a las 413 toneladas. En la figura N°5.99 se puede apreciar el quebrantador hidráulico.



Figura N°5.99: Quebrantador hidráulico.

Para poder garantizar la calidad del servicio del pilote se realizaron 2 ensayos no destructivos:

- Prueba de integridad, para la cual se utilizó el PILE INTEGRITY TESTER de la empresa Pile Dynamics (24 bits, frecuencia de muestreo 25.000 Hz, cartera colectora) y un martillo de mano para poder medir la aceleración, velocidad o desplazamiento al impactar cabeza del pilote. Ver figuras N°5.100 y N°5.101.
- Prueba de carga dinámica, para la cual se utilizó el equipo estándar de comprobación PILE DRIVING ANALYZER de Pile Dynamics Inc., Cleveland, Ohio, EE.UU (ver figura N°5.102). Dicho equipo consta de un

conjunto de sensores de tensión y aceleración que tienen que ser conectados al pilote y una unidad de procesamiento de la señal y almacenamiento. Los sensores y la unidad de control están conformes con la norma ASTM 4945.

El dispositivo de carga se compone de la masa en un andamio o un tubo de guía. Este andamio debe permitir el ajuste de la posición de manera que la masa golpee el pilote de forma centrada y exactamente en la dirección de su eje. Ver figura N°5.103.

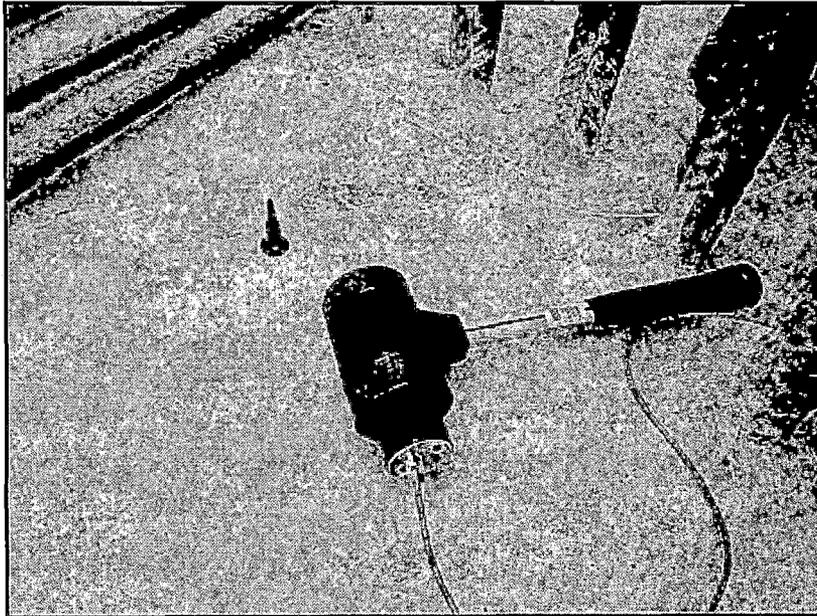


Figura N°5.100: Martillo de mano

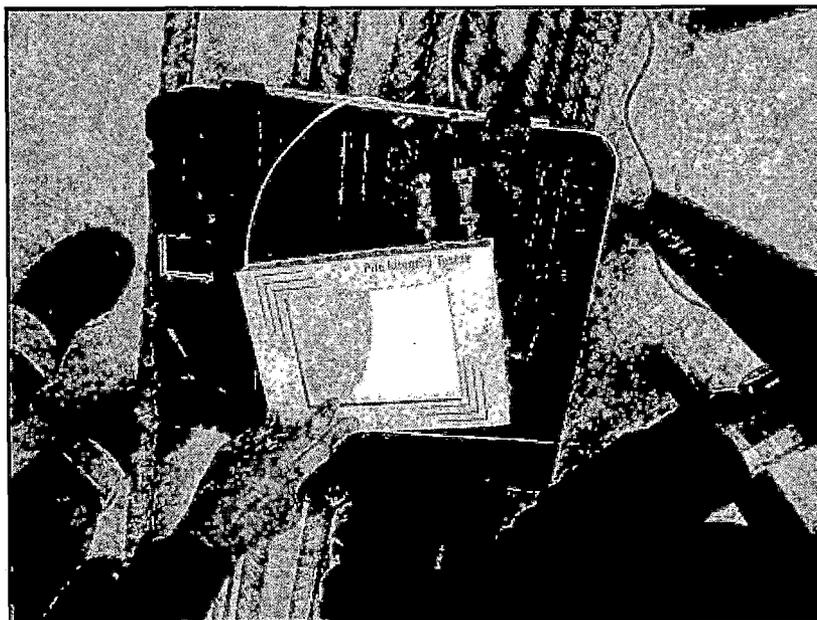


Figura N°5.101: Pile Integrity Tester



Figura N°5.102: Pile Driving Analyzer



Figura N°5.103: Dispositivo de carga

5.2.4 Excavación y construcción de zapatas

Para la excavación de las zapatas, también se usó la excavadora hidráulica VOLVO EC 360B LC, cuyo volumen fue eliminado a través de camiones volquete 6x4 330HP con capacidad de 12m³.

Para la colocación de acero de la zapata dentro de la excavación se utilizó camiones grúa de 12 y 15 Toneladas.

Una vez culminado el armado de toda la zapata y antes de vaciar concreto se realizó una limpieza a la estructura y para realizar dicho trabajo se utilizó una compresora neumática 250 - 330 pcm - 87 hp. Para la colocación de concreto dentro de la zapata se hizo uso de una bomba de concreto (Pluma) el cual permite que el concreto (el cual es abastecido mediante unidades mixer) sea colocado en obra mediante una tubería o manguera hasta el punto de vaciado. Para el correcto vibrado del concreto se hizo uso de Vibrador de concreto (tipo aguja) 4HP 18PL 2.4PUL, este modelo de vibrador de aguja va dotado de un motor monofásico universal que transmite la fuerza mediante un eje flexible al vibrador que se encuentra en el otro extremo de la manguera.

5.2.5 Construcción de columnas

Para el caso del izaje de las columnas del puente sobre el río Rímac se usó una serie de recursos los cuales se describe a continuación:

- Grúa Linkbelt 298 ton.
- Grúa Terex 90 ton.
- Manlift o telehandler 124 pies.
- Estrobos de 1 ½" x 12 m.
- Estrobos de ½" x 6 m.
- Estrobos de ¾" x 4 m.
- Grilletes de 1 ½", 1" y ¾".
- Tensores de acero.
- Balancines metálicos.

En la figura N°5.104 se puede apreciar el proceso de izaje de una de las columnas del eje O25, el cual pesaba aproximadamente 23 ton.

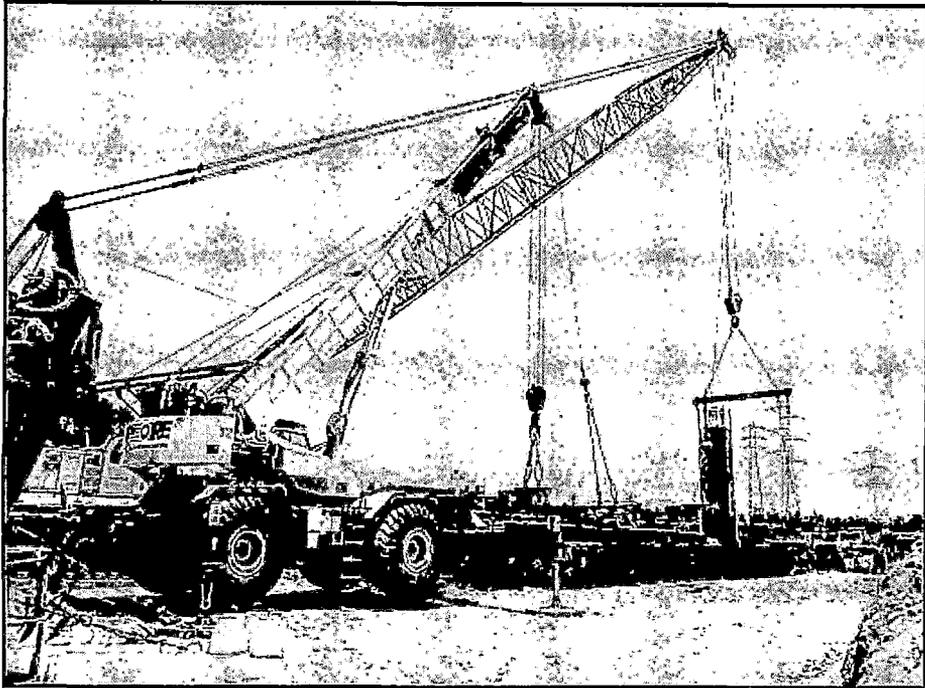


Figura N°5.104: Izaje de la columna usando las grúas Linkbelt y Terex

Una vez izadas las columnas y vaciadas las zapatas se procedió a encofrar las columnas para lo cual se utilizó la grúa Terex de 90 ton., estrobos y un telehandler. Lo mismo se utilizó para el desencofrado de las columnas. Todo el material del encofrado fue abastecido por ULMA. Ver figura N°5.105.

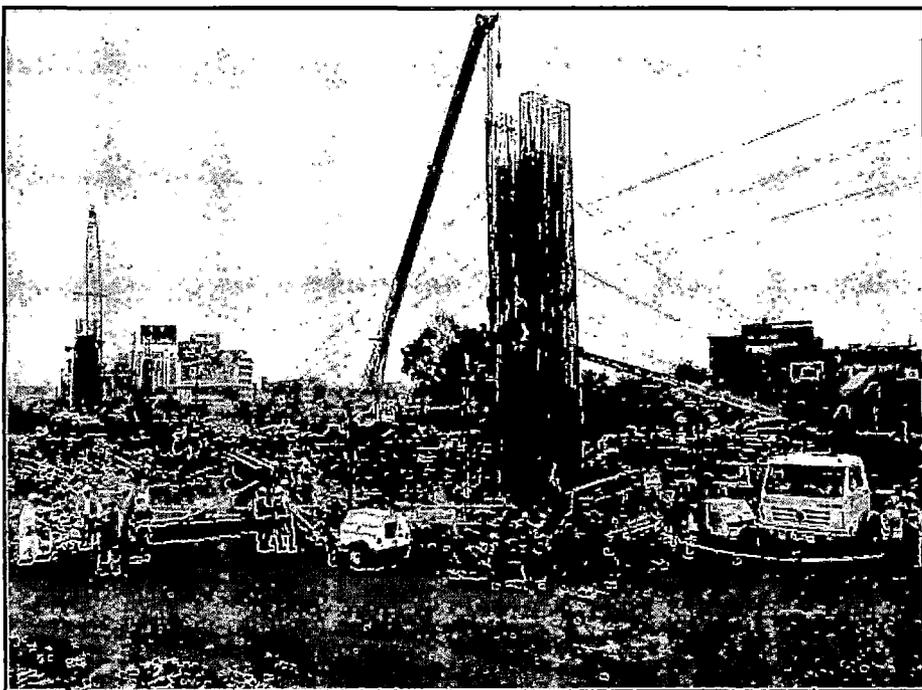


Figura N°5.105: Colocación del encofrado usando la grúa Terex.

Para la colocación de concreto dentro de la columna se hizo uso de una bomba de concreto (Pluma) el cual permite que el concreto (el cual es abastecido mediante unidades mixer) sea colocado en obra mediante una tubería o manguera hasta el punto de vaciado, ver figura N°5.106. Para el correcto vibrado del concreto se hizo uso de Vibrador de concreto (tipo aguja) 4HP 18PL 2.4PUL, este modelo de vibrador de aguja va dotado de un motor monofásico universal que transmite la fuerza mediante un eje flexible al vibrador que se encuentra en el otro extremo de la manguera.

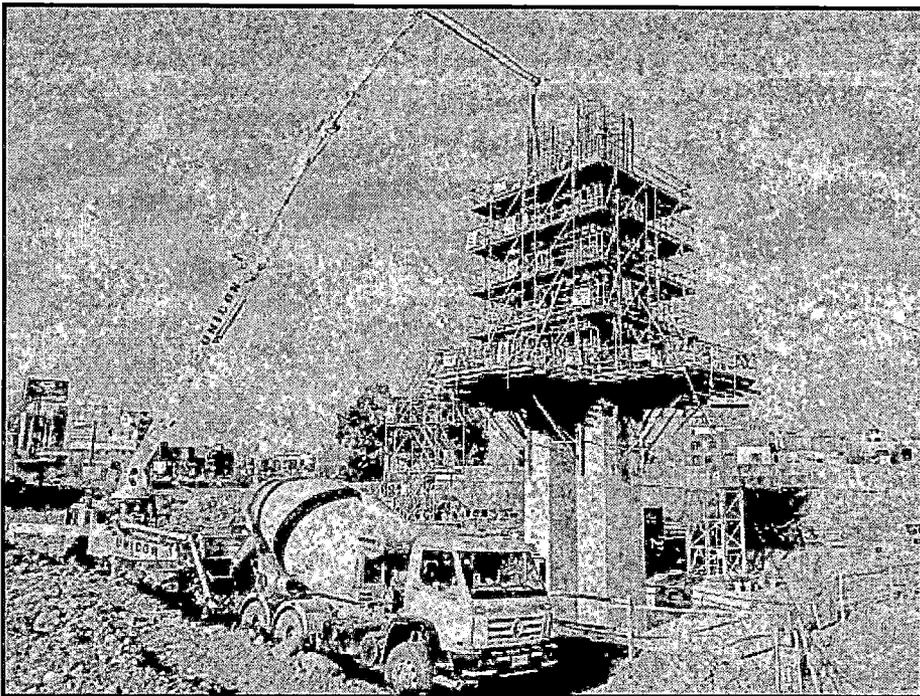


Figura N°5.106: Vaciado de concreto en la columna usando una bomba abastecida por unidades mixer.

5.2.6 Construcción de dovelas

Para la construcción tanto de las dovelas sucesivas como la dovela de arranque, se tuvo que muy cerca de los ejes donde se inicia todo el proceso de construcción (eje O25 y eje O26), dos torres grúa, las cuales abastecían y habilitaban todo el material necesario para la construcción de las dovelas sucesivas.

En el eje O25 se utilizó la torre grúa Pecco SK135, cuyo brazo alcanza la longitud máxima de 52m, siendo su capacidad de carga máxima en la punta de 2.1 ton. Ver figura N°5.107.

En el eje O26 se utilizó la torre grúa Liebherr 301C cuyo brazo alcanza una longitud de 66m. y su capacidad de carga máxima en la punta es de 4.2 ton. Ver figura N°5.108.

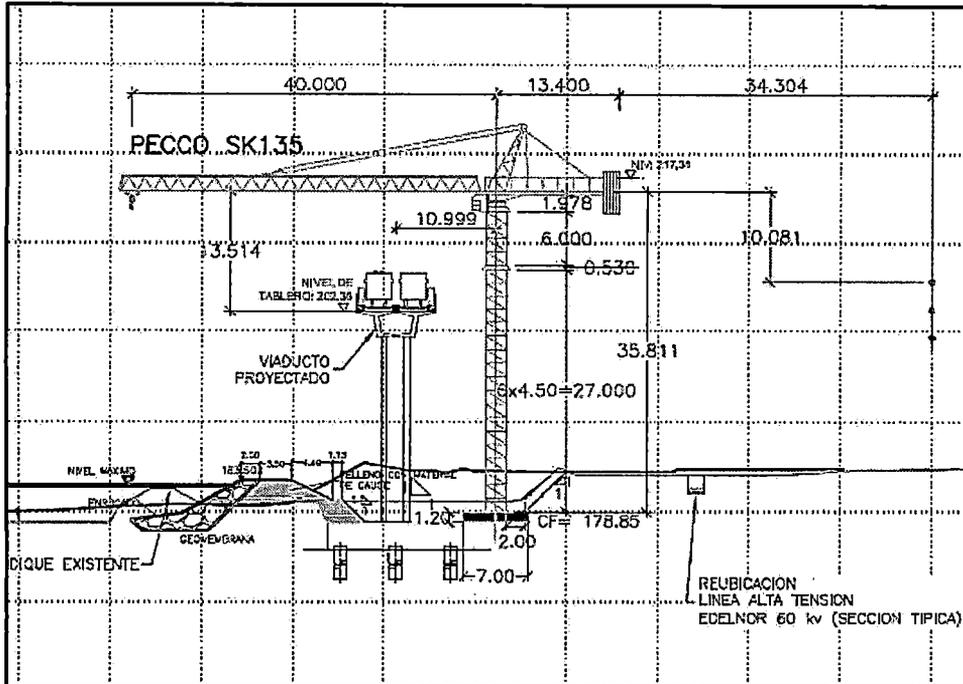


Figura N°5.107: Torre grúa Pecco SK135

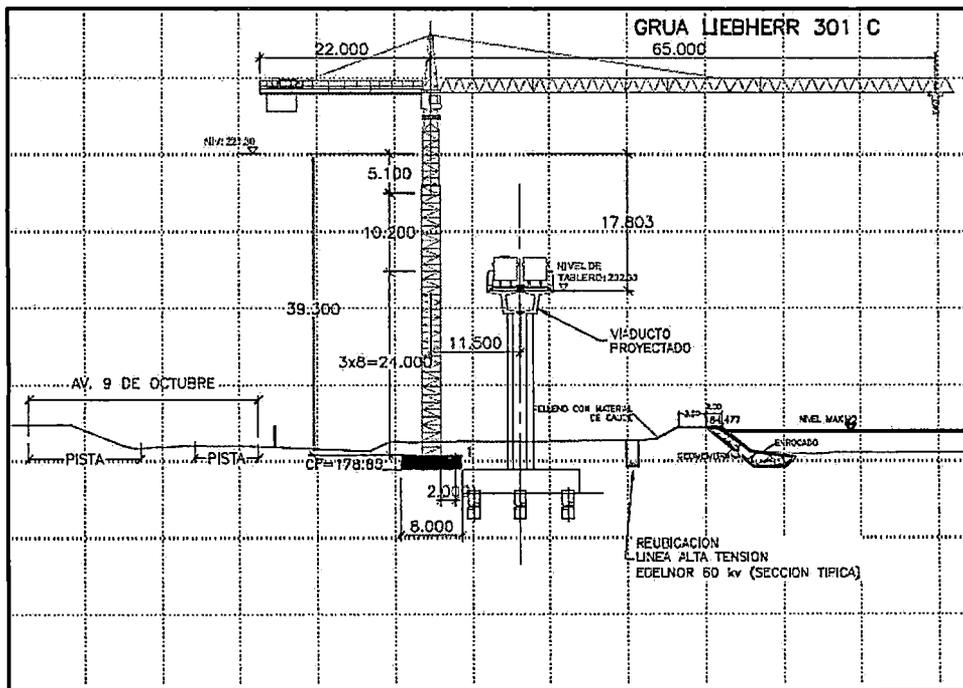


Figura N°5.108: Torre grúa Liebherr 301C

Para la construcción de las dovelas de cierre extremas se tuvo que montar un sistema de apuntalamiento el cual consistía en torres MK como principal armado para el soporte de las vigas articuladas MK. Una vez efectuado el montaje de las torres MK, se colocan unos perfiles metálicos, los cuales a su vez sirven de apoyo al sistema brío y a la plataforma construida en base a panel fenólico y vigas Ulmaflex (Ver figura N°5.109). Para el montaje de todo este material aparte de utilizar la torre grúa también se usó la grúa Terex 90 ton.

Todo el sistema de apuntalamiento además de los encofrados fue abastecido por ULMA.

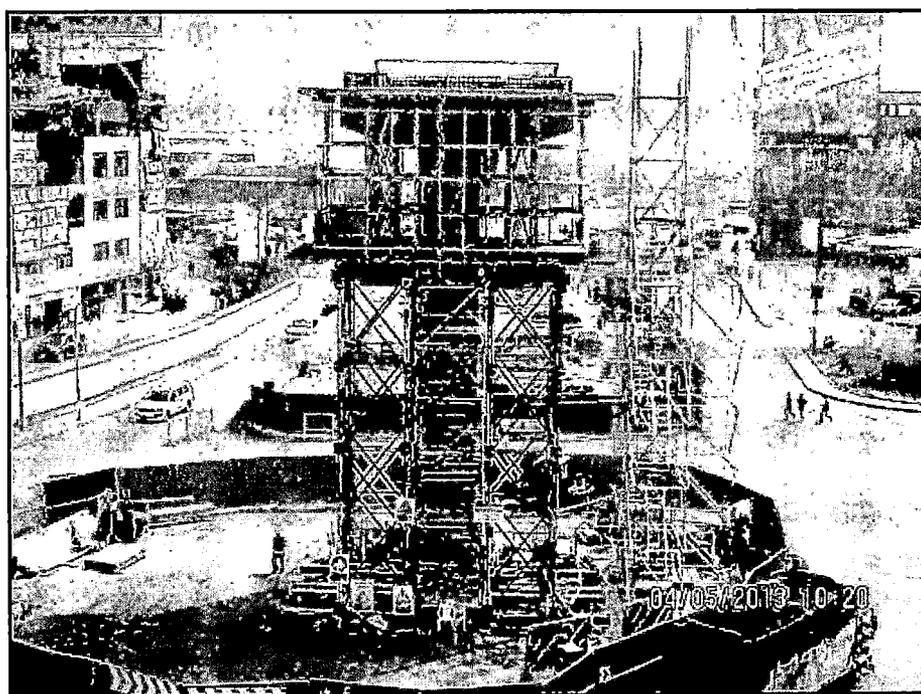


Figura N°5.109: Apuntalamiento de la dovela extrema – Eje O27

Una vez que todo el sistema de apuntalamiento y la losa inferior está en su correcta posición se usa la grúa Terex de 90 ton. para la habilitación del encofrado, acero y demás materiales para la construcción de las dovelas extremas.

Debido a que las dovelas de arranque y las extremas se construyeron en 3 etapas (losa inferior, alma y losa superior) se instaló barras roscadas verticales de alta resistencia (32 unidades/dovela de arranque y 12 unidades/dovela extrema) que pasan por el alma de la dovela y que unen las 3 etapas, las cuales

fueron tensadas para poder volver monolítica toda la estructura. Para realizar dichos trabajos de tensado se utilizaron los siguientes equipos:

- Gato Hidráulico de Tensado - Modelo RH10010. Ver figura N°5.110.
- Central Hidráulica de Tensado - Modelo Power Team PQ Q604. Ver figura N°5.111.
- Conexiones Hidráulicas, mangueras hidráulicas para circuitos de alta presión y de retorno.
- Manómetro de tensado, el cual es conectado al sistema hidráulico, donde se puede leer la presión del sistema. El manómetro de tensado debe leer entre 600 y 1000 bar y estar debidamente calibrado. Este puede estar integrado en la central hidráulica de tensado o ser independiente.
- Accesorios para tensado de barras, Una silla de tensado (estructura de soporte) ver anexo, barra de extensión diámetro 36mm de 1 ml, manguito tensor (copla con diámetro 56mm y largo 200mm) WR8003-36 y anclaje tensor WR8002-36 serán utilizados en cada tensado de barra. Ver figura N°5.112.

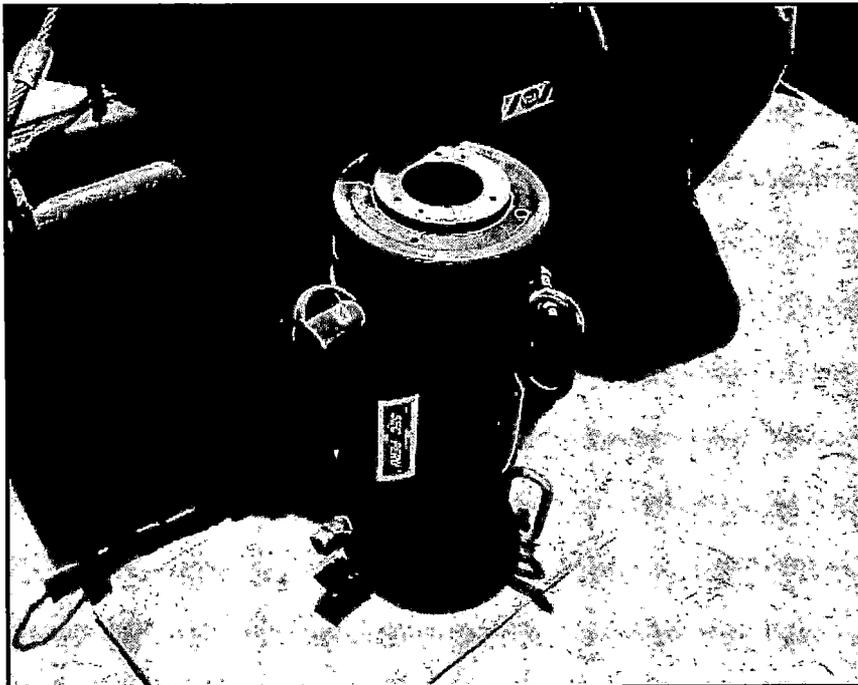


Figura N°5.110: Gato Hidráulico de Tensado

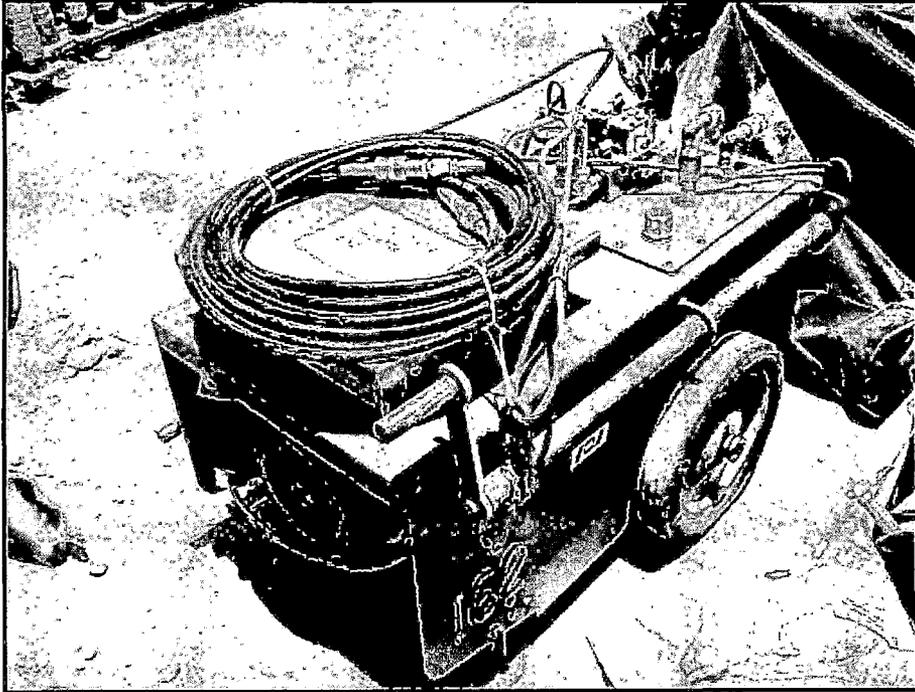


Figura N°5.111: Central Hidráulica de Tensado

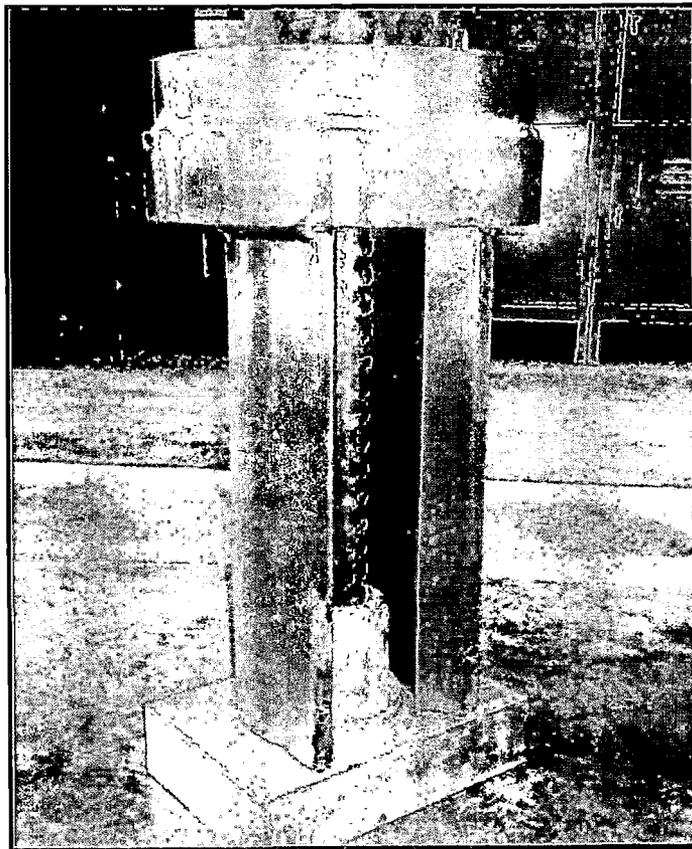


Figura N°5.112: Silla de tensado (estructura de soporte), detalle de montaje.

En la figura N°5.113 se puede apreciar el proceso del tensado de las barras roscadas verticales de alta resistencia con el gato hidráulico.

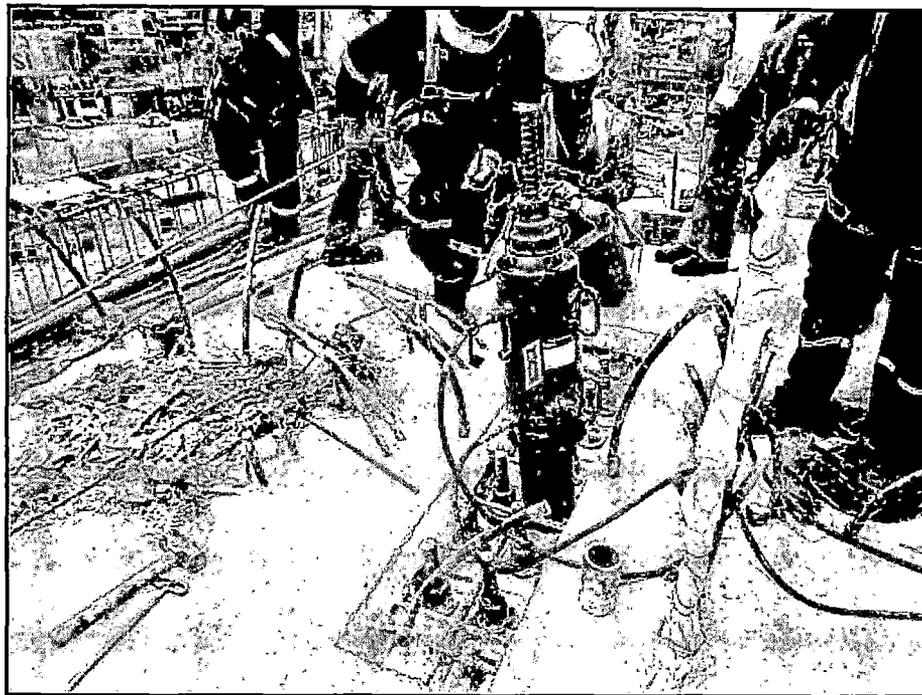


Figura N°5.113: Tensado de barras

Una vez tensado todas las barras se procede a realizar la inyección de lechada en los ductos de postensado las cuales presentan las siguientes características:

- Cemento Tipo IPM 42,5 Kg
- Agua 15,30 L
- Viscocrete 20 HE (0,5%) 0,21 L
- Intraplast (1 Bolsa 2%) 0,85Kg

Para la ejecución de la inyección son utilizadas máquinas inyectoras con capacidad de realizar la mezcla (lechada diseñada). Es una máquina equipada para lograr la correcta homogenización de la lechada en la inyección de los ductos de PT. Básicamente consiste en un tanque de mezclado, donde se prepara la lechada, y mediante una bomba de tornillo se inyecta.

El mezclador cumple con la función de homogeneizar los compuestos (agua, cemento, aditivos) que dará como resultado la mezcla de lechada.

La bomba tiene la función de producir el flujo y la presión necesaria para impulsar la lechada desde la inyectora al ducto de PT. Ver figura N°5.114.

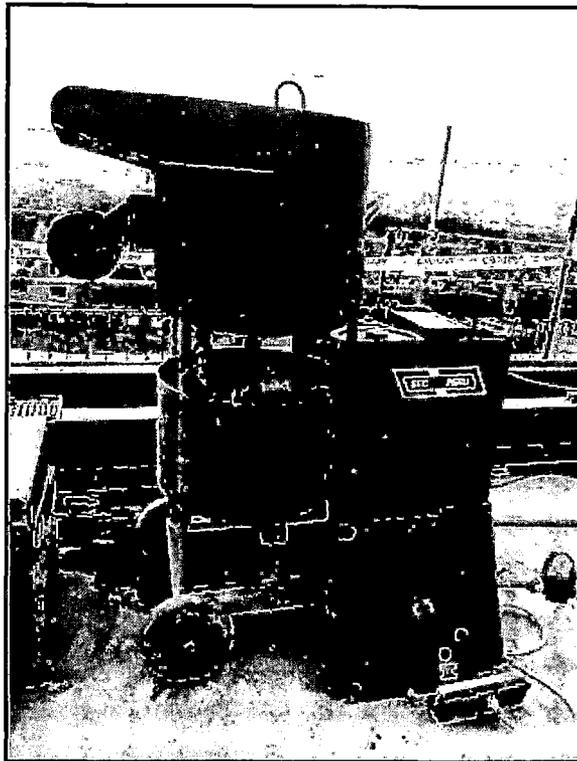


Figura N°5.114: Bomba eléctrica de inyección de lechada

Luego del tensado vertical de las barras $\phi 36\text{mm}$ Y11030 en las dovelas de arranque (cero) y de la inyección de lechada en los ductos de postensado, se procede a la construcción de las dovelas sucesivas mediante el uso de los carros de avance cuyo proveedor fue la empresa SEC PERU – VSL, la cual se encargó del ensamble y operación de los mismos. Para la habilitación de acero para las dovelas se utilizó las torres grúa.

Para el izaje de los carritos de avance se utilizó las torres grúa y también la grúa Terex, tal como se muestra en la figura N°5.115.

Una vez ensamblado todo el carro de avance, éste se desplaza solo a través de un sistema hidráulico. En la figura N°5.116 se puede apreciar los carros de avance en su posición inicial y lista para su corrida a la siguiente dovela.

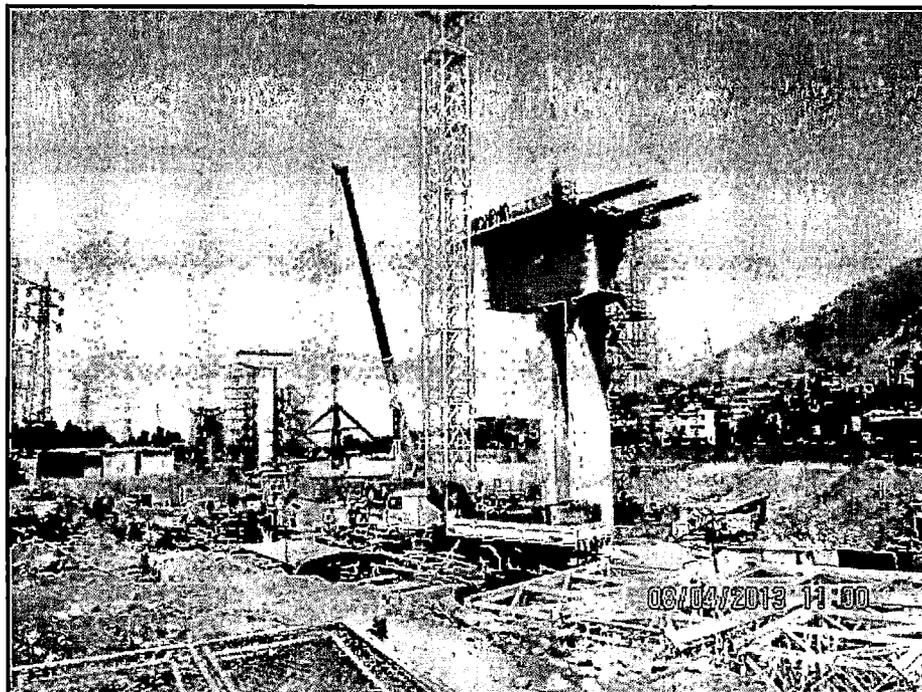


Figura N°5.115: Izaje de las partes del carrito de avance

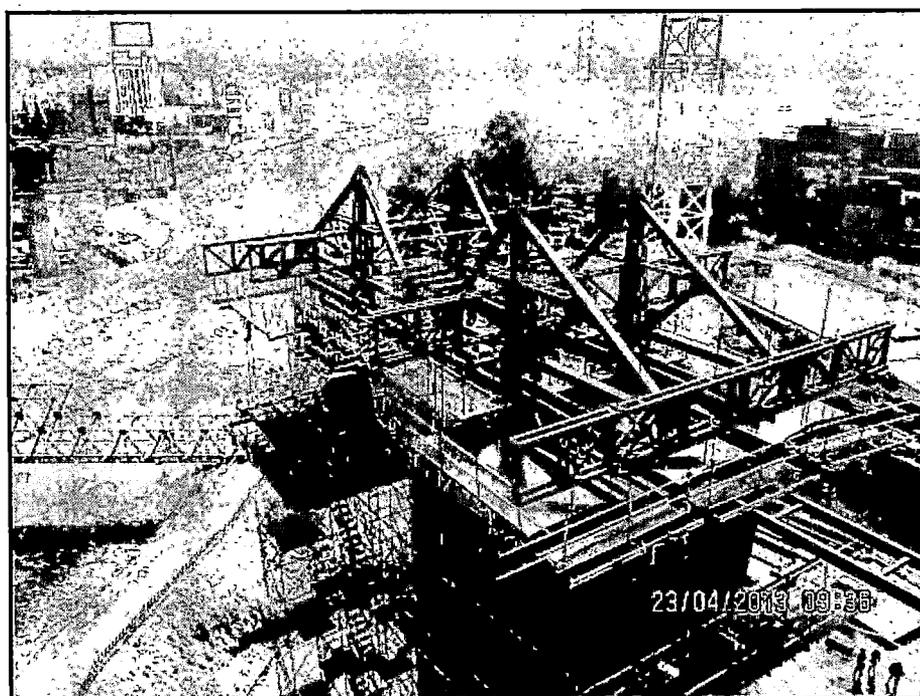


Figura N°5.116: Vista de los carros de avance

Las figuras N°5.117, N°5.118, N°5.119 y N°5.120 representan el arreglo general de un carro de avance.

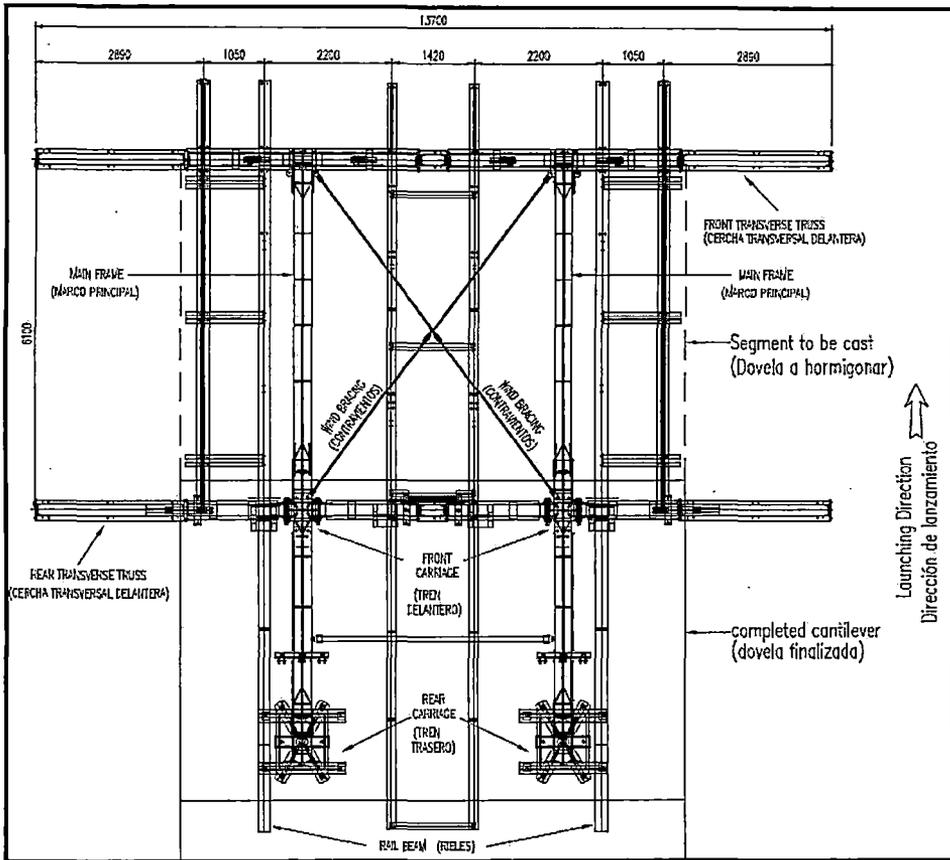


Figura N°5.117: Carro de Avance – Vista en Planta

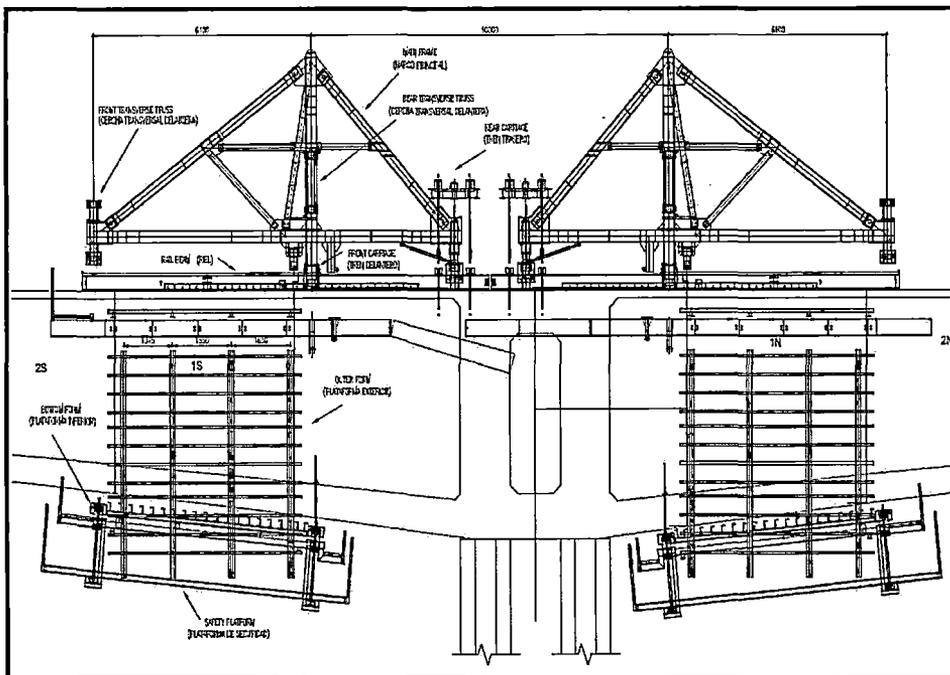


Figura N°5.118: Carro de Avance – Vista Lateral en posición para dovelas

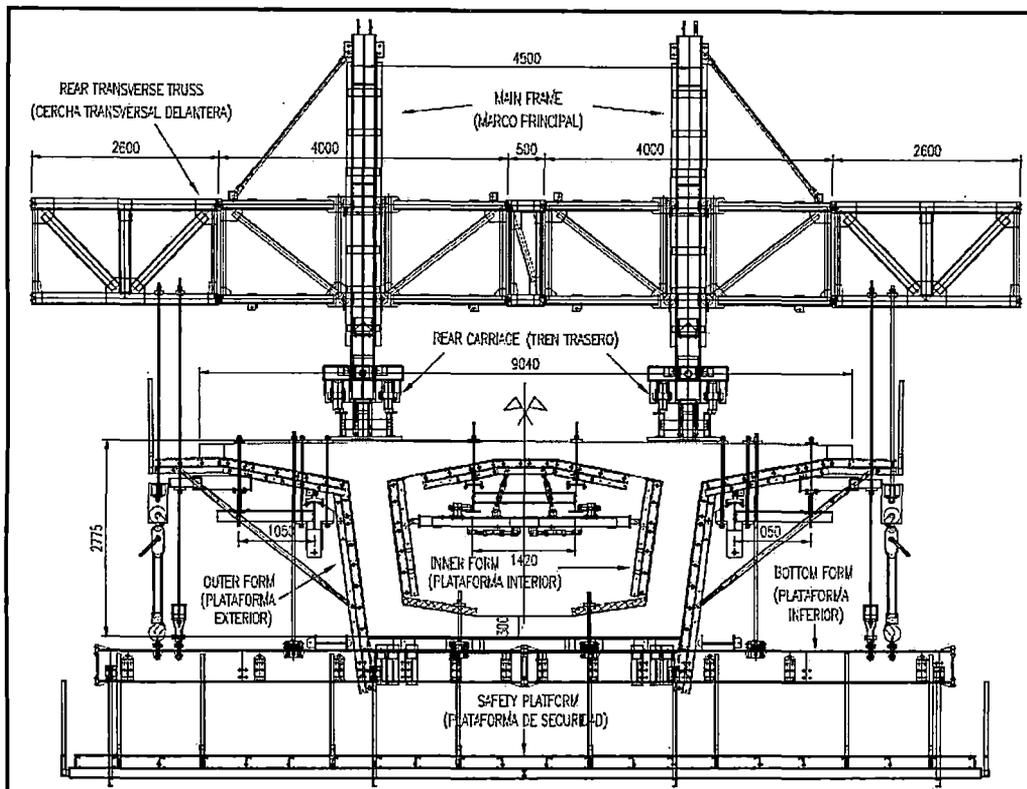


Figura N°5.119: Carro de Avance – Sección trasera.

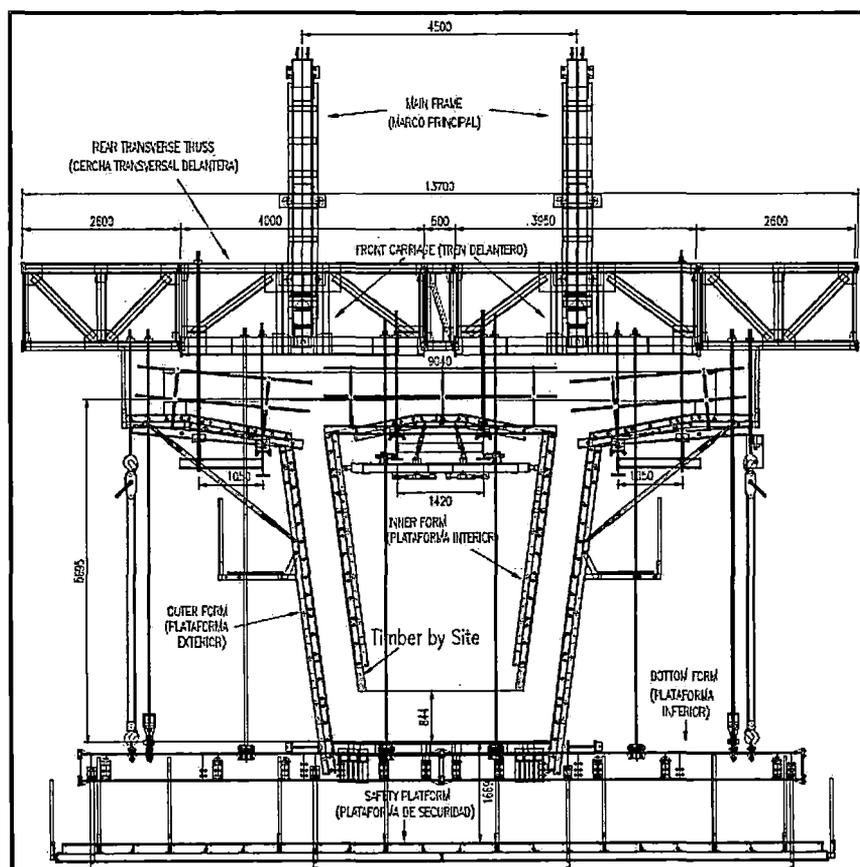


Figura N°5.120: Carro de Avance – Sección Frontal

Los principales elementos del carro de avance son los siguientes:

- Marco Principal (Main Frame - MF)

Cada carro cuenta con dos marcos principales de estructura metálica. Cada marco principal cumple la función de transmitir las cargas provenientes de las cerchas transversales al tablero de concreto (en configuración de hormigonado) o a los rieles (en configuración de lanzamiento).

- Cercha Transversal delantera (Front Traverse Truss-FTT)

La cercha transversal delantera es una estructura metálica que recibe las cargas provenientes de las barras de suspensión delanteras, transmitiendo éstas a la punta de ambas cerchas principales (del MF). Cada carro cuenta con un FTT.

- Cercha Transversal trasera (Reat Traverse Truss-RTT)

La cercha transversal trasera es una estructura metálica que recibe las cargas provenientes de las barras de suspensión traseras, transmitiendo éstas a la sección central de ambas cerchas principales (del MF). Cada carro cuenta con un RTT.

- Tren delantero (Front Carriage-FC)

El tren delantero está equipado de un tren de lanzamiento que permite apoyar la sección de ambos MF sobre ruedas en sus correspondientes rieles, en la configuración de lanzamiento. Asimismo, cada FC está equipado de un cilindro de reacción principal, que permitirá apoyar los MF directamente sobre el tablero en configuración de hormigonado. El tren delantero también consta del sistema hidráulico que permite el auto-desplazamiento del carro. Cada carro consta de 2 FC.

- Tren trasero (Reat Carriage-RC)

El tren trasero permite anclar la cola de ambos MF en forma fija al tablero (en configuración de hormigonado) y mediante ruedas a los rieles (en configuración de lanzamiento). El tren trasero transmite la carga de levantamiento que se genera por el voladizo de los carros en ambas configuraciones. El RC está equipado con cilindros hidráulicos que le permiten cambiar de una configuración a otra. Cada carro tiene 2 RC.

- Rieles (Rail Beam-RB)

Los rieles reciben la carga de las ruedas del FC y RC durante el lanzamiento del carro. Sobre estos reaccionan los cilindros de lanzamiento del FC. Los rieles sólo son útiles durante el lanzamiento de los carros. Cada carro consta de 2 rieles, uno bajo cada MF.

- Contravientos (Wind Bracing-WB)

Los contravientos cumplen la función de dar estabilidad lateral al carro.

- Plataforma Inferior (Bottom Form-BF)

La plataforma inferior es la estructura que sostendrá el encofrado del fondo de la dovela. El BF va colgado del FTT y RTT mediante las barras de suspensión. En configuración de hormigonado, el BF se ancla en su parte trasera directamente a la losa inferior de la dovela previa por medio de barras pretensadas. El BF está equipado de polipastos manuales que permiten ajustar su posición en elevación.

- Plataforma Exterior (Outer Form-OF)

La plataforma exterior es la estructura que sostendrá el encofrado externo de las almas y las alas de la dovela. El IF va colgado del FTT en su extremo delantero por medio de barras de suspensión. El extremo trasero de éste queda suspendido de una rueda (colgante de la dovela previa) en configuración de lanzamiento. En configuración de hormigonado, el extremo trasero del IF se ancla directamente a la losa superior de la dovela previa por medio de barras pretensadas.

- Plataforma Interior (Inner Form-IF)

La plataforma interior es la estructura que sostendrá el encofrado interno de las almas y la losa superior central de la dovela. El OF va colgado del FTT en su extremo delantero por medio de barras de suspensión. El extremo trasero de éste queda suspendido de ruedas (colgantes de la dovela previa) en configuración de lanzamiento. En configuración de hormigonado, el extremo trasero del OF se ancla directamente a la losa superior de la dovela previa por medio de barras pretensadas.

- **Plataforma de seguridad (Safety Platform-SP)**

La plataforma de seguridad será conectada a la plataforma exterior, y cubrirá toda el área del carro de avance. Garantizando que ningún objeto caiga al terreno, adicionalmente a esta plataforma se colocará en adición una red o malla de seguridad para brindar mayor protección.

- **Encofrado de dovelas**

El encofrado de dovelas se materializa por medio de terciado fenólico de 18mm de espesor. Éste está soportado en canales metálicos livianos. El terciado se conecta a éstos por medio de tornillos autoperforantes. El encofrado de dovelas se distingue en 5 elementos independientes:

- a) Encofrado de fondo: es solidario a la plataforma inferior del carro. Su ancho es ajustable para adaptarse al ancho inferior variable entre las distintas dovelas.
- b) Encofrado lateral: es solidario cada una de las 2 plataformas exteriores de cada carro de avance. Su forma es fija, la variación de altura entre las distintas dovelas es absorbida a través del ajuste en elevación de la plataforma inferior.
- c) Encofrado interior: es solidario a la plataforma interior del carro. Su forma es fija a nivel de losa superior; la altura del encofrado interior de las almas es ajustable por medio de la remoción de paneles.
- d) Encofrado frontal: se materializa a través de terciado y madera. Se instala y desinstala completamente para cada dovela.
- e) Pasamuros: son barras de acero de alta resistencia que conectan el encofrado de las almas de la dovela exterior y exterior. Los pasamuros atraviesan las almas de la dovela dentro de un tubo de PVC (lo que les permite ser recuperables) y se conectan al encofrado por medio de tuercas mariposa.

- **Insertos para Carro**

Son recesos en la dovela, materializados por medio de ductos, que permiten la adecuada conexión y anclaje de carro y encofrado a la dovela previamente ejecutada.

Para la colocación de concreto en cada dovela sucesiva se usa una bomba de concreto (Pluma) el cual permite que el concreto (el cual es abastecido mediante unidades mixer) sea colocado en obra mediante una tubería o manguera hasta el

punto de vaciado, ver figura N°5.121. Para el correcto vibrado del concreto se hizo uso de Vibrador de concreto (tipo aguja) 4HP 18PL 2.4PUL, este modelo de vibrador de aguja va dotado de un motor monofásico universal que transmite la fuerza mediante un eje flexible al vibrador que se encuentra en el otro extremo de la manguera.



Figura N°5.121: Vaciado de la losa inferior de una dovela sucesiva

Debido a que tanto las dovelas sucesivas como la dovela de arranque se van construyendo desde un mismo eje hacia direcciones opuestas, éstas van quedando en voladizo por lo que se realiza un postensado de cables, los cuales atraviesan de extremo a extremo por toda la losa superior, para poder equilibrar fuerzas. Para el tensado de dichos cables se utilizaron los siguientes equipos:

- Gato Hidráulico de Tensado, se utilizó el gato multi-torón ZPE-460/31. Ver figura N°5.122.

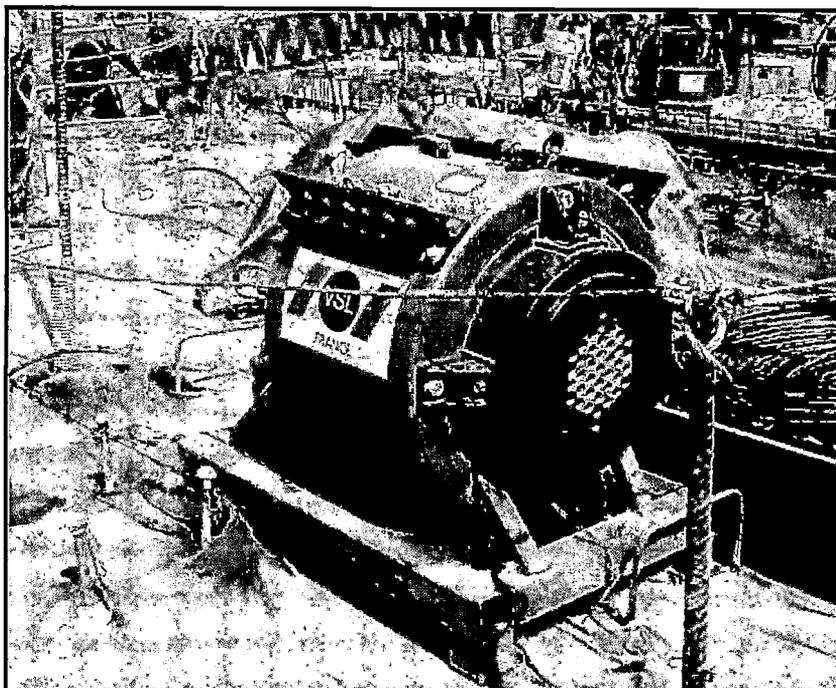


Figura N°5.122: Gato Hidráulico ZPE-460/31

- Central hidráulica de tensado, se utilizaron bombas hidráulicas con la capacidad requerida para activar los gatos. Ver figura N°5.123.

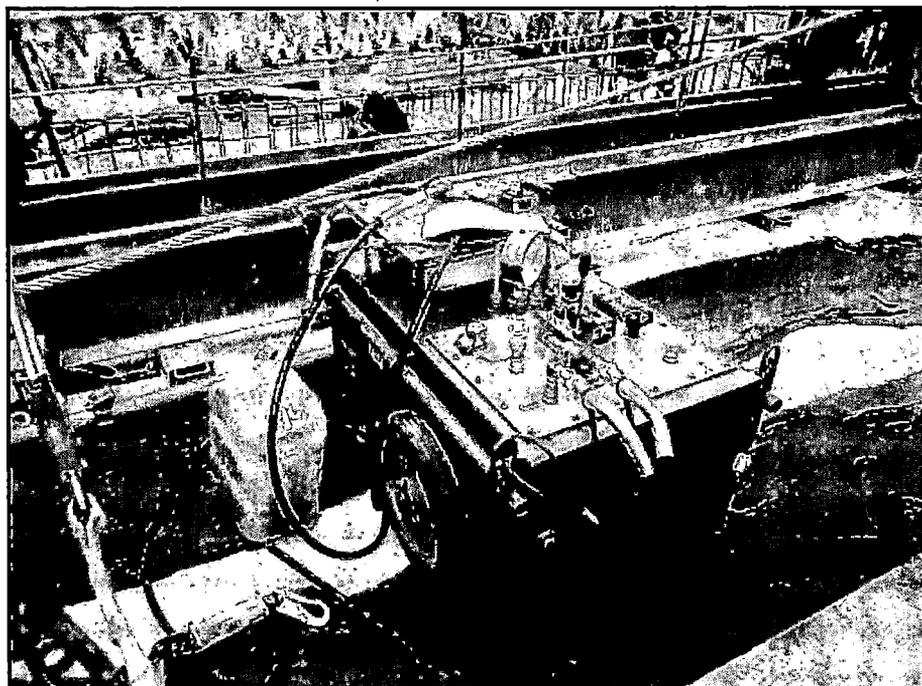


Figura N°5.123: Bomba hidráulica

- Conexiones hidráulicas, Mangueras hidráulicas para circuitos de retorno y de presión de alta presión.
- Manómetro de tensado, El manómetro de tensado es conectado al sistema hidráulico, donde se puede leer la presión del sistema. El manómetro de tensado debe estar debidamente calibrado. Este puede estar integrado en la central hidráulica de tensado o ser independiente.

Una vez concluida todos los tensados de los cables se procedió a inyectar los ductos de postensado con lechada utilizando los mismos equipos que en la inyección de las barras roscadas.

5.3 MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE

5.3.1 Acero de refuerzo $F'y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

En la gran mayoría de estructuras se ha considerado utilizar acero pre dimensionado, esto con el fin de agilizar los trabajos. Es importante aclarar que las únicas varillas de 12 metros son del diámetro $1 \frac{3}{8}$ ", el resto de varillas son de 9 metros.

Para el habilitado de acero, las barras de refuerzo deberán ser dobladas en frío, de acuerdo con los planos de detalle.

El diámetro de doblado, medido en la cara interior de la barra, excepto para estribos de diámetros desde $\frac{1}{4}$ " hasta $\frac{5}{8}$ ", no debe ser menor que lo indicado en la Tabla N°5.2.

El diámetro interior de doblado para estribos no debe ser menor que 4db para barras de $\frac{5}{8}$ " y menores. Para barras mayores que $\frac{5}{8}$ ", el diámetro de doblado debe cumplir con lo estipulado en la Tabla N°5.2.

Tabla N°5.2: Diámetro mínimo de doblado

DIAMETRO DE BARRAS	DIAMETRO MINIMO DE DOBLADO
$\frac{1}{4}$ " a 1"	6 db
$1 \frac{1}{8}$ " a $1 \frac{3}{8}$ "	8 db
$1 \frac{11}{16}$ " a $2 \frac{1}{4}$ "	10 db

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones (2010)

5.3.2 Concreto

Para todas las estructuras se ha considerado utilizar concreto premezclado de acuerdo a los tipos y exigencias señaladas en la presente especificaciones técnicas, esto con el fin de agilizar y garantizar los trabajos de concreto. También se ha considerado el servicio de bombeo para concreto premezclado en las estructuras donde es complicado el acceso y evitar la segregación de la piedra.

Se ha utilizado concreto premezclado para las siguientes estructuras:

Concreto $f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ en solado para zapata

Concreto $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ en Zapatas

Concreto $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ en Columnas

Concreto $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ en Vigas Cabezales

Concreto $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$ en Dovelas de arranque vaciadas in-situ

Concreto $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$ en Dovelas vaciadas in-situ

5.3.3 Aditivos para concreto

Se usó aditivos que cumplen con la norma ASTM C-494, para modificar las propiedades del concreto, con el fin de que sea más adecuado para las condiciones particulares de la estructura por construir. Su empleo deberá definirse por medio de ensayos efectuados con antelación a la obra, con dosificaciones que garanticen el efecto deseado, sin perturbar las propiedades restantes de la mezcla, ni representar riesgos para la armadura que tenga la estructura. Los principales aditivos que se utilizaron se muestran a continuación:

- Sika Antisol. Compuesto líquido para el curado de concreto.
- Sikadur 32 Gel. (Puente de adherencia). Es un adhesivo de dos componentes a base de resinas epóxicas seleccionadas, libre de solventes.
- Sikadur 52. Sistema de dos componentes a base de resina epóxica, exento de solventes y de excelente fluidez. Se utiliza para inyecciones de concreto.
- Viscocrete 20 HE (Aditivo superplastificante de alto rendimiento). Es un aditivo superplastificante de tercera generación para hormigón y mortero.

5.3.4 Grout nivelante

El grout o capa nivelante consiste en una mezcla cementicia de alta resistencia, con áridos especiales de granulometría controlada, aditivos de avanzada tecnología, exentos de cloruros y componentes metálicos que sirve como elemento de conexión entre un elemento de concreto con otro cuerpo que requiere una superficie nivelada. Se coloca directamente sobre la superficie del concreto, en una capa o varias capas según las indicaciones en los planos y previo a la colocación del accesorio del neopreno.

5.3.5 Accesorios de Neopreno

El puente se ejecutará con vigas tipo cajón, apoyadas en aparatos de apoyo de neopreno. Estos neoprenos están formados por planchas de acero de 3 mm de espesor los cuales son fabricados de las dimensiones indicadas en los planos. Tiene mucha efectividad como medio para la transferencia de la carga, cuando soporta cargas de compresión en neopreno absorbe las irregularidades de la superficie y de esa manera las imperfecciones salientes como las hundidas que tiene la superficie de concreto todas soportan la carga. Una ventaja importante que es altamente resistente al deterioro y necesita menos conservación.

5.3.6 Restricciones longitudinales

Son dispositivos de acero, de control sísmico y se colocan adyacentes a los apoyos en la parte superior de la viga cabezal (O24 y O27), que tienen por finalidad limitar los desplazamientos de la superestructura con respecto a sus apoyos, originados por fuerzas sísmicas.

5.3.7 Barras de postensado

Las barras $\phi 36\text{mm}$ Y11030 son barras roscadas de alta resistencia, que se instalarán en las Dovelas de arranque. Las Principales características de las barras a utilizarse en este proyecto son las siguientes:

- Diámetro nominal: 3636 mm
- Área nominal: 1019 mm²
- Tensión de rotura: 1030 MPa

5.3.8 Ductos de postensado

Consiste de una vaina galvanizada de diámetro interior de $\text{Ø}53\text{mm}$ que sirve para el paso de una barra de postensado.

5.3.9 Chimenea de inyección

Está conformada de una boquilla de inyección (pieza de PVC con reducción para $\text{Ø}3/4''$) que empalma el ducto de postensado con una manguera flexible de $\text{Ø}3/4''$ en un extremo queda embebido en el concreto del diafragma, el extremo opuesto de la manguera alcanza una zona accesible para la posterior inyección de lechada.

5.3.10 Anclajes de Barras $\text{Ø}36\text{mm}$ PT

Los anclajes del sistema de barras es compuesto por:

- Placas de apoyo, con dimensiones de 150x220x50mm, tipo WR2012-36. En estas placas será soldado un tubo de acero para conexión de los ductos PT.
- Tuercas, tipo WR2001-36.

5.3.11 Cables de postensado

Para realizar dicho tensado es uso cables de postensado los cuales están constituidos por uno o más torones dispuestos dentro de un ducto. Los torones al ser tensados crean una fuerza interna en la estructura, donde la fuerza es

transferida a la estructura por medio de anclajes mecánicos, colocados en cada extremo del tendón.

En el Puente sobre el río Rímac se utilizaron sistemas de cable 19/0,6" (19 torones con sección 0,6"), 27/0,6" (27 torones s con sección 0,6").

5.3.12 Ductos PT y Copla

El ducto PT es en metal corrugado de acuerdo con el diámetro interno especificado en la tabla N°5.3.

Tabla N°5.3: Diámetros según sistema

Sistema	Diámetro Interno
Cables 19/0.6"	100 mm
Cables 27/0.6"	130 mm

Fuente: Expediente Técnico Final

5.3.13 Anclajes para cables

Se utilizó anclajes para cable postensado, cada anclaje está compuesto de una culata de acero forjado, un cono plástico que conecta la culata al ducto (inserta en el hormigón) y una placa de anclaje cilíndrica con orificios cónicos diseñados para anclar correctamente cada torón a través de cuñas de acero dentadas (ver figura N°5.124). Se utilizó el anclaje VSL GC 6--19 (para cables 19/0,6")

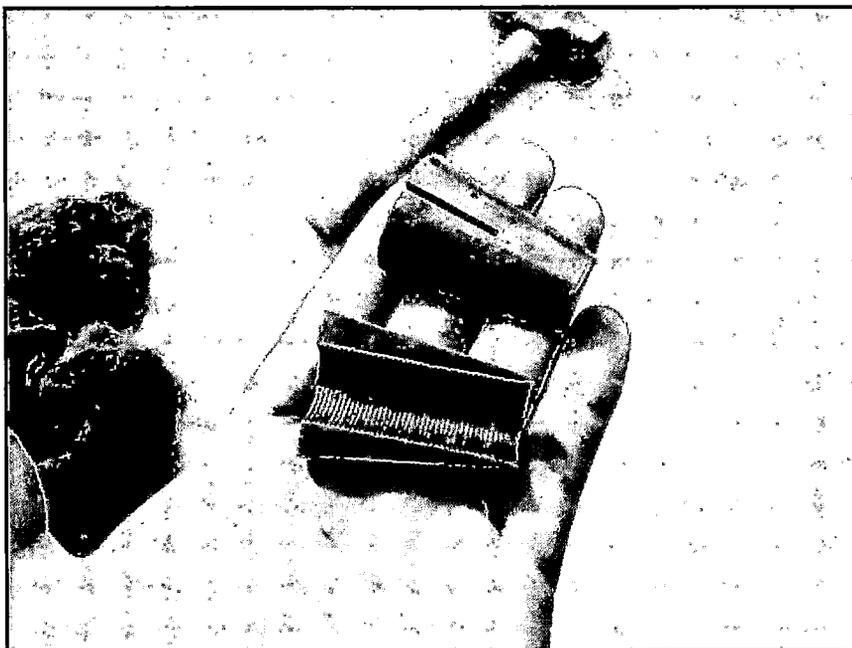


Figura N°5.124: Cuñas de anclaje

5.4 OBRAS COMPLEMENTARIAS DE PROTECCIÓN RIBEREÑA

5.4.1 Protección de Columnas Ribereñas

Como medida de protección a las estructuras del viaducto elevado del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao, línea 1: Tramo Av. Grau – San Juan de Lurigancho se ejecutaron anillos de protección, los cuales cumplen una función hidráulica evitando que se generen turbulencias en las bases de las columnas dando el cauce adecuado a las aguas del río Rímac.

Para la construcción de dichos anillos primero se escarificó la parte superior de la zapata donde se apoyará la armadura del anillo de protección (ver figura N°5.125), dicho escarificado se realiza con la finalidad de obtener una superficie óptima que garantice la adherencia con el concreto nuevo.



Figura N°5.125: Escarificado en la parte superior de la zapata

Con el propósito de evitar contacto entre las columnas y los anillos de protección se colocó una plancha de tecnopor de 4", el cual recubrió la totalidad del contorno de las columnas involucradas, para lo que se cortó y acopló con la misma configuración geométrica de éstas.

Para la colocación de la armadura de todos los anillos de protección se contó con varillas de diámetro $\frac{3}{4}$ " con acero $f'y=4200$ kg/cm² y recubrimiento igual a 7.5 cm. (ver figura N°5.126)

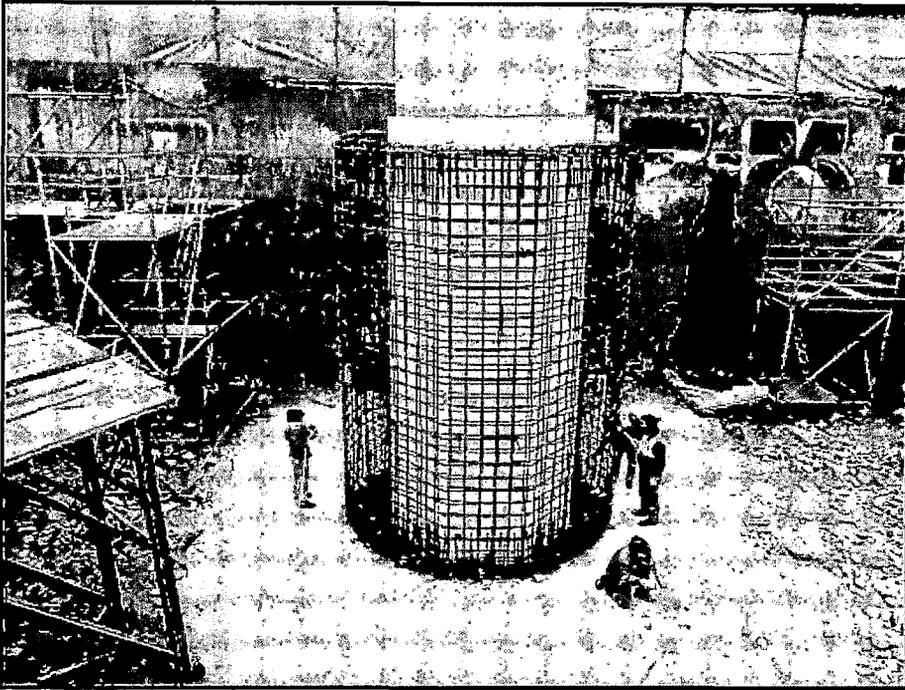


Figura N°5.126: Colocación del acero en la armadura del Anillo de Protección

En las monocolumnas el diámetro del anillo de protección fue de 4.40 m., en el caso de las bi-columnas el diámetro del anillo de protección fue de dos medidas de 6.00 m. y de 6.40m. Todas las alturas de los anillos de protección fueron variables. Una vez concluida toda la armadura se procedió a encofrar, como se aprecia en la figura N°5.127.

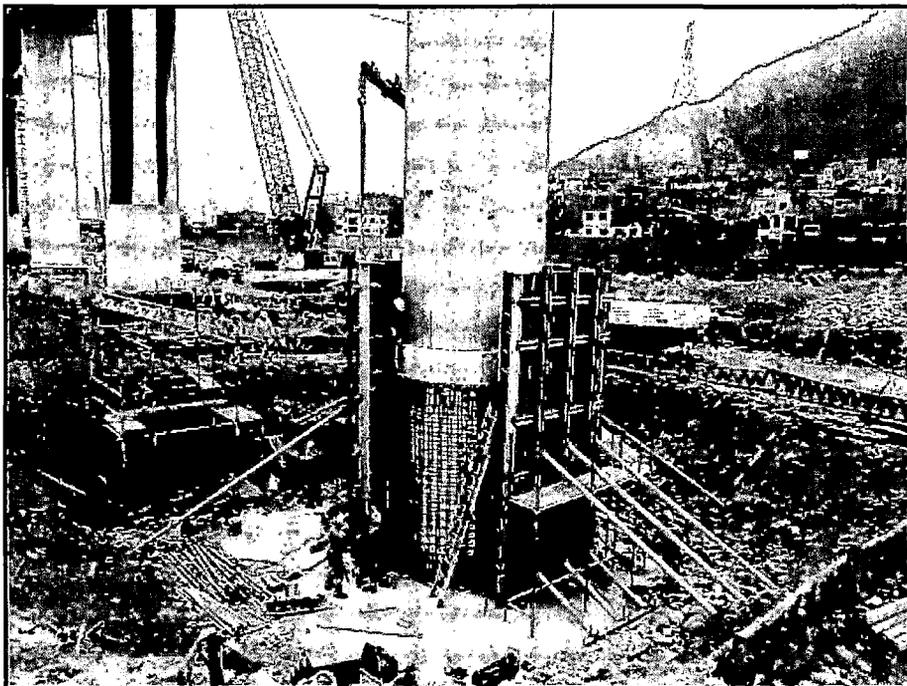


Figura N°5.127: Encofrado del anillo de Protección

La geometría de los anillos de protección, además de la distribución, traslapes, posición, diámetros, etc. se pueden apreciar con mayor precisión en los planos dentro del Anexo C.

Para el vaciado de concreto de cada una de los anillos de protección se consideró un concreto premezclado de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y slump de 4" a 6", utilizando una bomba impulsadora de concreto, teniendo en cuenta que no se puede vaciar con una altura mayor a 1.5 m. para así poder evitar la segregaciones de la piedra.

Después de 2 días de haber terminado el vaciado se procedió a desencofrar quedando la estructura tal como se muestra en la figura N°5.128.

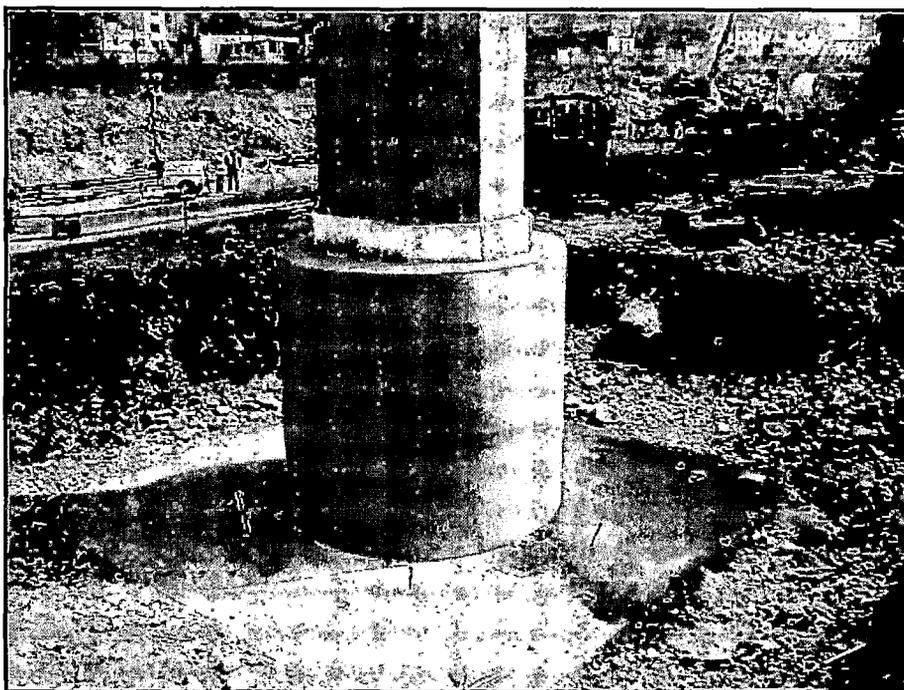


Figura N°5.128: Inspección Post vaciado del anillo de Protección

5.4.2 Enrocado de Protección.

Además de las estructuras del Puente sobre el Río Rímac se emplazó otras 14 estructuras del viaducto elevado del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao, línea 1: Tramo Av. Grau – San Juan de Lurigancho, dentro del lecho del río Rímac, las cuales están expuestas a la erosión del río. Existen también obras existentes, como el Puente Huáscar, el cual es parte de la Vía de Evitamiento o Camino Nacional PE-1 (Carretera Panamericana). Por ello se

proyectó un sistema de reforzamiento para proteger las obras existentes, así como las márgenes del río a lo largo de la zona de influencia del proyecto.

Para el diseño Hidráulico del mencionado reforzamiento se tuvo en cuenta los estudios de hidrología efectuados en el año 2010 por el Ministerio de Agricultura – Autoridad Nacional del Agua, en donde se especifica que los caudales de diseño recomendados para obras hidráulicas en el río Rímac, son los mostrados en la tabla N°5.4.

Tabla N°5.4: Caudales de diseño considerados para diferentes Tr

TR (años)	Caudales máximos instantáneos (m ³ /s)
2	154.0
5	227.0
10	278.0
20	329.0
50	398.0
100	452.0
200	507.0
300	553.0
500	584.0
1000	646.0

Fuente: Ministerio de Agricultura – Autoridad Nacional del Agua

Para determinar el perfil de flujo de avenidas, así como la altura de las defensas ribereñas a lo largo del tramo del río en estudio, se efectuaron los cálculos de caudales con una avenida de un periodo de retorno de $Tr=350$ años, lo cual es un caudal adecuado para el estudio del tramo del río ubicado en una zona urbana. Para determinar la profundidad de socavación y el tamaño de los elementos para la protección de riberas y pilares, se efectuaron los cálculos de caudales con la avenida de un periodo de retorno $Tr= 500$ años.

Para el diseño hidráulico del río Rímac se realizó un modelo hidráulico analítico a través del software HEC_RAS (elaborado para un coeficiente de Manning en el cauce de 0.040) el cual arroja velocidades máximas del orden de 6.40 m/s, localizado de forma puntual al inicio del tramo en estudio. Para el resto del tramo, los valores máximos de velocidad se sitúan en torno a 5.25 – 5.50 m/s. además mediante la aplicación de diversas formulaciones se constata que las profundidades de erosión local esperables no alcanzan los 4 m.

De acuerdo con los resultados del modelamiento matemático se propuso un sistema de protección basado en enrocados o escolleras para proteger las columnas tanto del viaducto ejecutado como las del puente Huáscar existente, así mismo, se propuso la protección de los muros y taludes del encauzamiento del río existentes y nuevos.

Mediante el empleo de diversas metodologías o formulaciones, con especial atención a las formulaciones propuestas por la Federal Highway Administration (FHWA), se determinó el tamaño de bloques de escollera o enrocado a disponer, de donde se ha llegado a proponer 2 tipos de enrocado, los cuales se muestran en las tablas N°5.5 y N°5.6:

Tabla N°5.5: Granulometría para diámetro medio D50 = 0.8 m

Rango del tamaño de las rocas (m)	Porcentaje acumulado que pasa (%)	Porcentaje retenido (%)
1.2 a 1.4	100	15
1.0 a 1.2	85	35
0.85 a 1.0	50	35
0.35 a 0.5	15	15

Fuente: Expediente Técnico Final

Tabla N°5.6: Granulometría para diámetro medio D50 = 1.2 m

Rango del tamaño de las rocas (m)	Porcentaje acumulado que pasa (%)	Porcentaje retenido (%)
1.8 a 2.0	100	15
1.5 a 1.7	85	35
1.2 a 1.4	50	35
0.5 a 0.7	15	15

Fuente: Expediente Técnico Final

Cabe resaltar que el diseño hidráulico se basa en la estabilización de lecho móvil a través de la inclusión de enrocados transversales al cauce, denominados "traviesas", estos elementos estabilizan el cauce generando fosas de disipación de energía hidráulica permitiendo disminuir la velocidad de flujo (ver figura N°5.129).

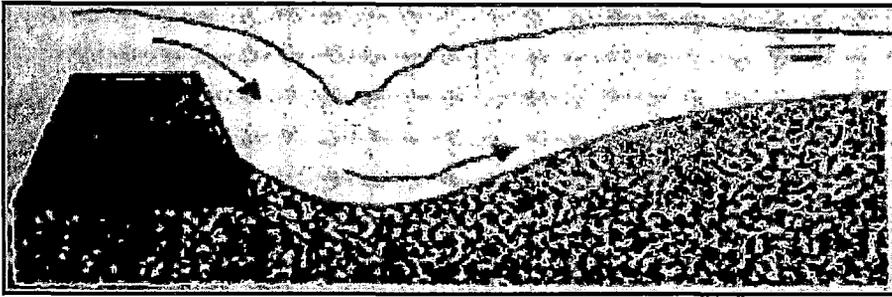


Figura N°5.129: Fosas de disipación de energía aguas debajo de la traviesa

En líneas generales el diseño hidráulico consistió en el reforzamiento de muros existentes (ver figura N°5.130), la construcción de un muro de contención nuevo (ver figura N°5.131) y la protección de taludes con enrocados, apoyados tanto en la margen derecha como izquierda (ver figura N°5.132), además de reforzamiento de la subestructura del puente Huáscar (ver figura N°5.133) y de la rápida existente aguas abajo del puente Huáscar (ver figura N°5.134), así como la construcción de "traviesas" que estabilizan el cauce del río en la zona de influencia del proyecto (ver figura N°5.135).

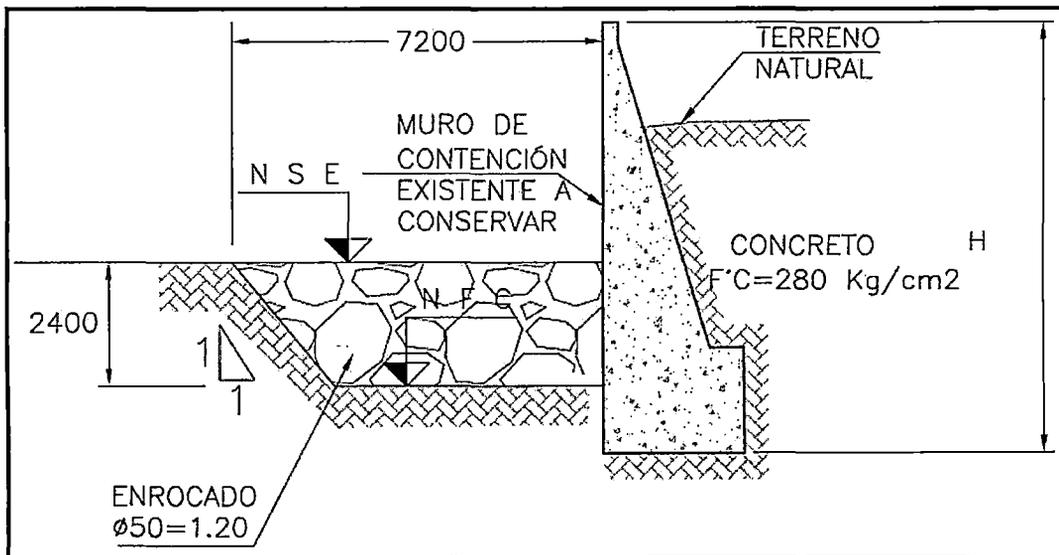


Figura N°5.130: Vista del reforzamiento de muros existentes en la base ante las acciones erosivas del río Rímac

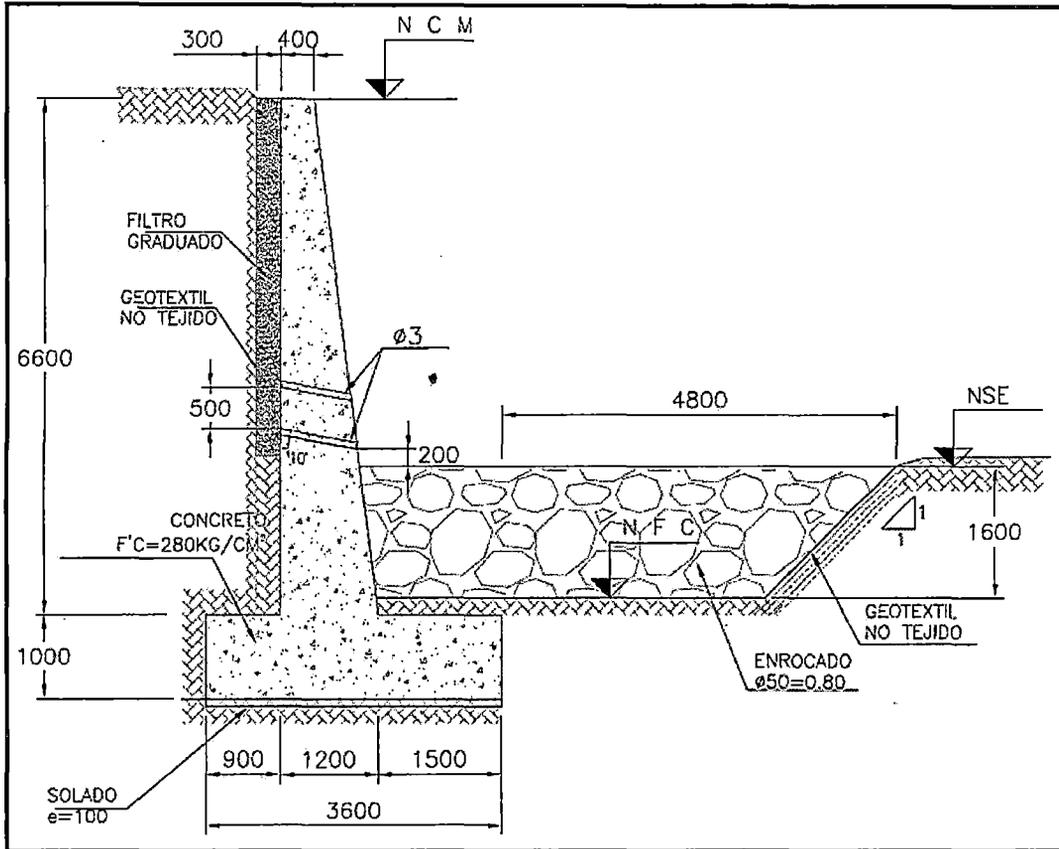


Figura N°5.131: Vista del muro de contención nuevo y su reforzamiento en la base ante las acciones erosivas del río Rímac

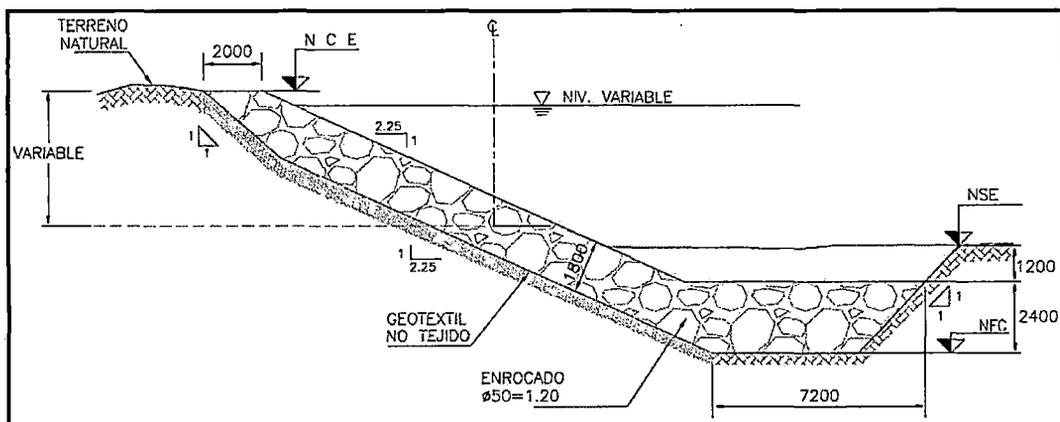


Figura N°5.132: Vista del enrocado apoyado sobre talud

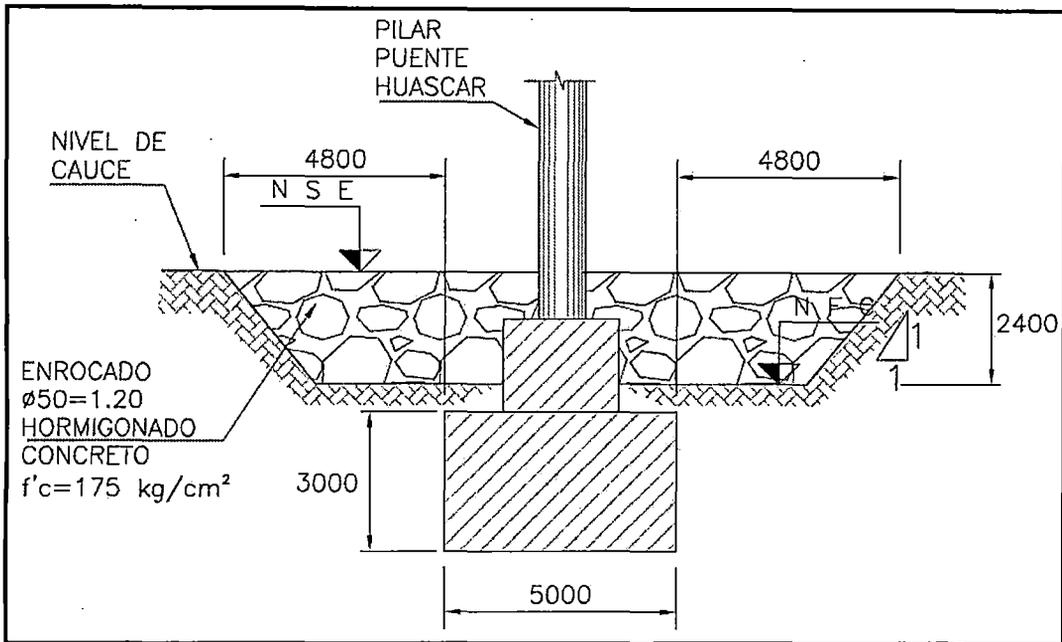


Figura N°5.133: Vista del enrocado de protección de los pilares del puente Huáscar

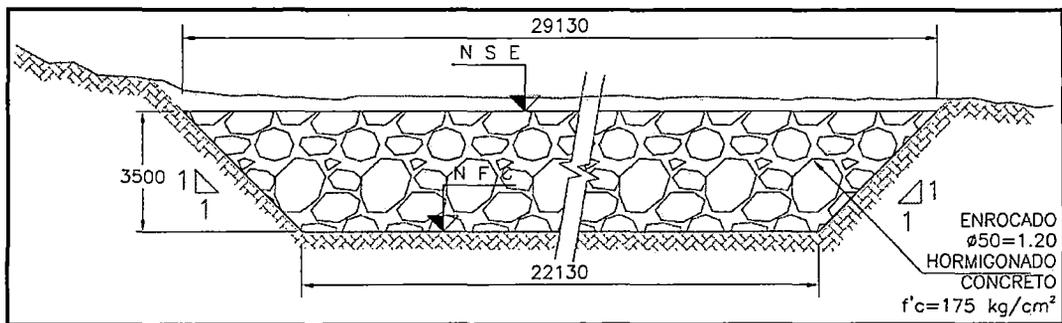


Figura N°5.134: Vista del reforzamiento a pie de rápida existente

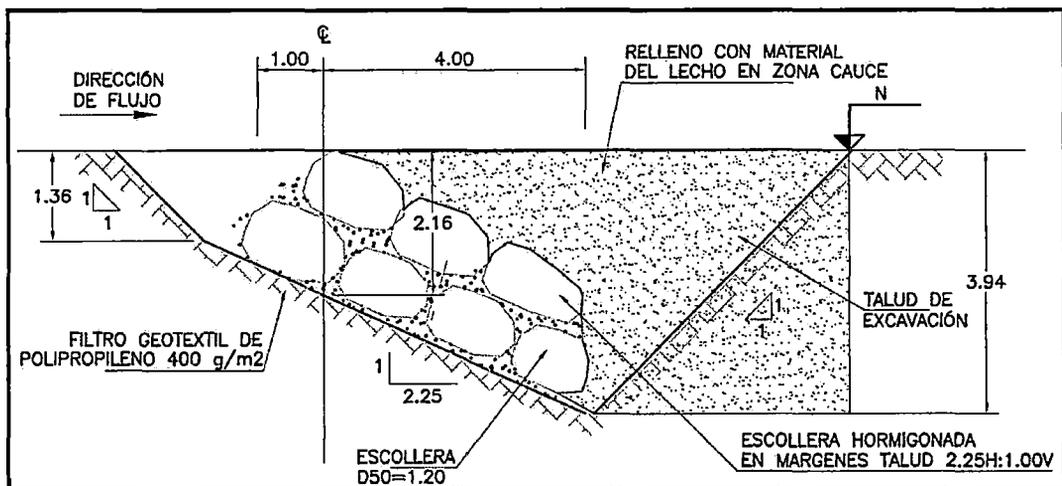


Figura N°5.135: Vista de la sección transversal de las traviesas

A fin de verificar el diseño hidráulico analítico, se realizó una investigación a base de un modelo físico hidráulico a escala reducida con factor de escala 1/40, con el cual se estudió el comportamiento del flujo del río Rímac y su interacción con las columnas del viaducto, el puente Huáscar existente y los pilares del viaducto del futuro proyecto Vía Parque Rímac.

El objetivo fue estudiar, mediante un modelo físico a escala reducida, el proyecto de las obras complementarias que se realizan sobre el río Rímac. Estas obras tienen la finalidad de proteger, ante la ocurrencia de avenidas extraordinarias, a la subestructura del viaducto elevado, que se desarrolló en el cauce del río Rímac y próxima a la ribera izquierda, a los estribos y pilares del puente Huáscar existente, así como a la población vecina en la zona de influencia del proyecto.

El modelo hidráulico verificó la estabilidad de las traviesas, enrocados y otras obras de control de erosión que se proyectó en la zona en la línea del Metro de Lima cruza el río Rímac. Estas obras protegerán la nueva estructura así como las obras existentes.

Para la ejecución del modelo hidráulico se invitó al Laboratorio Nacional de Hidráulica de la Universidad Nacional de Ingeniería, debido a que esta entidad ha desarrollado modelos físicos hidráulicos de proyectos de gran envergadura.

De acuerdo con el proceso de construcción y ensayo del modelo, éste se enmarca en 2 etapas las cuales se mencionan a continuación:

5.4.2.1 Construcción del Modelo Hidráulico y Calibración de material de lecho.

Antes de realizar los ensayos, se realizó la calibración del material del lecho del río Rímac. Para este ensayo se ha reproducido las condiciones morfológicas del río Rímac, antes de haber ingresado al realizar cualquier tipo de trabajos, para lo cual se construyó en las instalaciones del Laboratorio Nacional de Hidráulica una estructura que representa el área de influencia del proyecto, en donde para el estudio del modelo se ha considerado que este abarque 300m. aguas arriba del Puente sobre el río Rímac y 200m. aguas debajo de la primera columna que está emplazada en el río, resultando un total aproximado de 1600m. de recorrido del río en estudio, los cuales reducidos a través del factor de escala del modelo (1/40), da un área aproximada de 40m. de largo y 4m. de ancho.

En lo que respecta a la calibración del lecho, éste se obtiene a partir de muestras extraídas, en donde éstas son sometidas a ensayos granulométricos y luego,

con el factor de escala se obtiene el huso granulométrico del material del lecho que se usará en el modelo físico.

Se construyó la estructura que representa la geomorfología del río Rímac, en donde para su construcción se ha llevado un control topográfico minucioso a escala, en donde a través de moldes de triplay se ha logrado una representación del lecho, con el cual se garantiza el preciso modelamiento de las condiciones hidráulicas. En la figura N°5.136 se puede apreciar el proceso de la calibración del lecho.

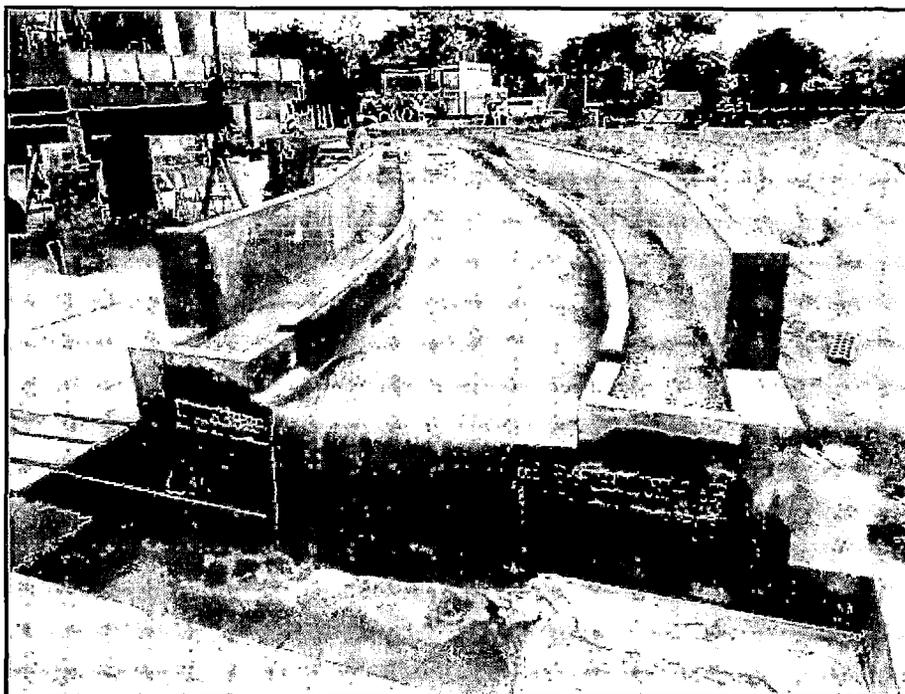


Figura N°5.136: Vista desde aguas abajo el proceso de calibración para caudales altos ($q > 200 \text{ m}^3/\text{s}$).

5.4.2.2 Ensayos para caudales de diseños especificados.

Luego de tener representado el río Rímac con todas las estructuras se inició la etapa de los ensayos con caudales a escala en donde, de acuerdo con lo programado, se realizan pruebas teniendo en cuenta caudales que van desde $100 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta $584 \text{ m}^3/\text{s}$, donde se midieron velocidades, tirantes y patrones de flujo; lo cual permitió evaluar de forma cualitativa el proceso de socavación de las estructuras dentro del cauce, el tamaño de los enrocados y el desempeño de los enrocados transversales o traviesas.

La idea central del modelo es permitir comparar la realidad con el modelo en el software y minimizar la incertidumbre sobre el comportamiento del río Rímac.

En la figura N°5.137 se puede apreciar el comportamiento del agua en la margen izquierda con el caudal máximo de 584 m³/s. En la figura N°5.138 se puede apreciar el comportamiento del caudal máximo en la zona del puente Huáscar existente.

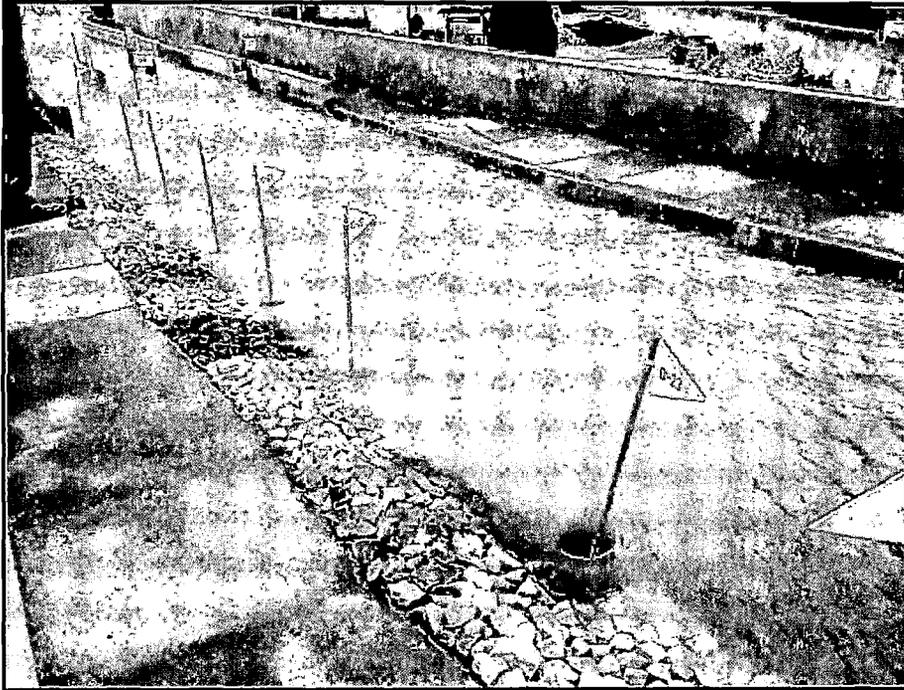


Figura N°5.137: Ensayos con el caudal máximo

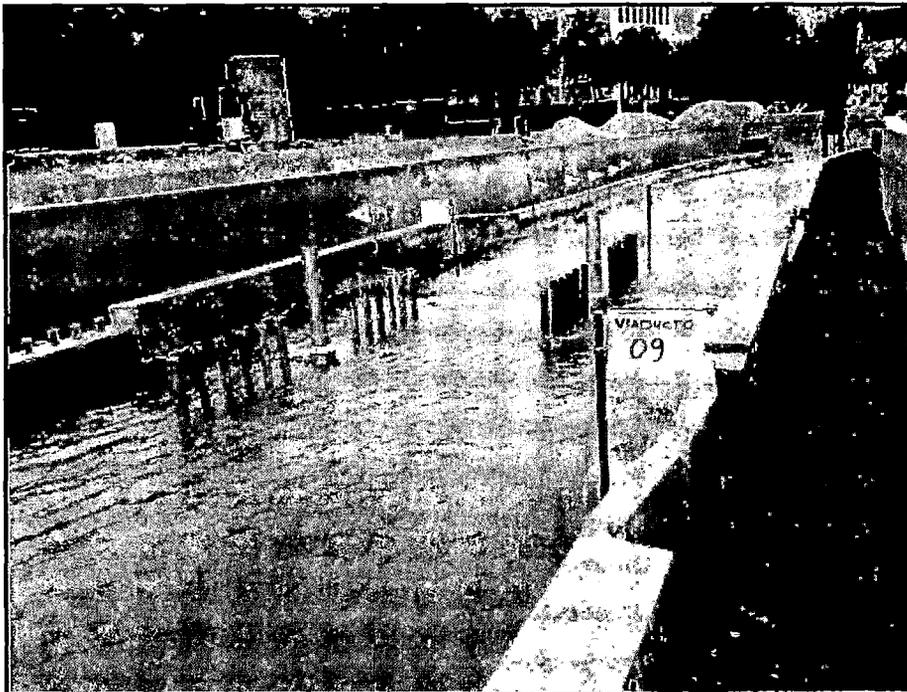


Figura N°5.138: Vista en la zona del Puente Huáscar.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

En un proyecto de gran envergadura efectuado el análisis en costo y tiempo, resulta factible ejecutar el Puente sobre el río Rímac por el sistema de dovelas sucesivas, en comparación con el sistema de montaje de vigas prefabricadas y el sistema de viga cajón. En estos dos últimos casos no se podría conseguir una luz libre de las dimensiones proyectadas con el sistema de dovelas sucesivas, por lo que se tendría que considerar un mayor tiempo de ejecución, construir más pilares intermedios y por consecuente más zapatas, más pilotes, aumento de mano de obra, mayores recursos en equipo y encofrados, y por consiguiente tener que desarrollar mayores obras de protección para estos pilares que estén dentro del cauce.

Las primeras dovelas construidas tardaron casi dos semanas en su ejecución. A medida que se fue avanzando, la curva de aprendizaje fue mejorando llegando a tener una continuidad en el proceso, por lo que se tuvo un ciclo de una semana para cada dovela, obteniendo un ritmo importante de producción.

Este sistema de dovelas sucesivas es una técnica que no es muy complicada en su ejecución y puede desarrollarlo cualquier empresa constructora peruana que tenga personal capacitado y los recursos necesarios; por lo tanto su aplicación en muchos proyectos en el Perú es factible.

Las ventajas que presentan estos sistemas de dovelas sucesivas dependen mucho de los equipos que se utilicen para la construcción y de la experiencia en campo de los ingenieros involucrados, en otros casos los factores determinantes para escoger qué sistema constructivo tiene mayores ventajas sobre otro vienen determinados por el plazo de construcción o el presupuesto del proyecto.

Los viaductos construidos con el sistema de dovelas sucesivas proporcionan una solución a los problemas planteados en la actualidad en la construcción de

viaductos, respondiendo muy bien a los condicionantes de velocidad de ejecución, economía, independencia del terreno.

En el Perú, solo se ha construido con el sistema de dovelas sucesivas concretadas in situ, se podría implementar el sistema de dovelas prefabricadas para los futuros proyectos que están en mente del estado peruano. Para ello se deberían de tipificar los puentes y así poder utilizar la maquinaria y equipos en varios proyectos.

El control topográfico de la dovela fue predominante debido a que los datos tomados en la obra se contrastaron con los previstos y la comparación de ambos valores condiciona las actuaciones posteriores para fijar los parámetros de posicionamiento del carro en la próxima dovela, para corregir los posibles fallos en la evolución geométrica del puente durante su construcción. De esta forma se consiguió que la rasante del tablero corresponda con la teórica y que las dovelas que se acercan al dentro del vano desde un eje y otro eje, queden perfectamente alineadas y a cota.

Durante el desarrollo de la obra, se contó con áreas correctamente ubicadas para los materiales y recursos utilizados, haciendo el flujo de construcción mucho más dinámico y casi sin interrupciones, esto se debe al buen planeamiento inicial de utilización de áreas, donde se distribuyeron zonas de almacenamiento de materiales, ubicaciones de las grúas torre, zona de equipos, zona de comedores, almacenes, accesos y salidas bien definidos para los equipos, etc.

En la construcción de los puentes con el sistema de voladizos, se ha requerido un control muy especializado de sus deflexiones, durante la etapa de construcción de cada dovela se ha realizado un monitoreo detallado y constante a fin de hacer las correcciones más precisas de las contraflechas con el objetivo de cerrar el puente con el mínimo error posible. Con este propósito, antes de ejecutar el cierre central y extremas el Proyectista T-Y-Lin evaluó las mejores alternativas en la ubicación de los carros de avance, de modo que las diferencias de elevación neta en cada puente resultaran cercanos al teórico, en el caso del Puente sobre río Rímac fue de 23mm. Según el especialista T-Y-Lin éste

desnivel estaba dentro lo esperado, no generando afectaciones a la estructura ni pérdidas en la fuerza de postensado ni alterando su comportamiento estructural, por lo que concluyó que los puentes son consistentes con su diseño estructural.

6.2 RECOMENDACIONES

Para lograr el objetivo que era terminar el proyecto en el plazo previsto, se optó por realizar los trabajos a doble turno (turnos de día y de noche), efectuando trabajos de vaciado de concreto de las dovelas sucesivas y las demás estructuras en el turno noche, para aprovechar el menor flujo vehicular de la ciudad y de esta manera garantizar que el concreto llegue sin ningún percance. La lejanía de viviendas permitió también que los trabajos nocturnos se realicen sin ningún tipo de contratiempo ni quejas por parte de la población.

Es recomendable realizar los trabajos de pilotaje en épocas de estiaje para evitar sifonaje o para evitar pérdida de estabilidad de la perforación, para la mejor operatividad de los equipos de perforación y para evitar el lavado del concreto al momento del vaciado del pilote.

Se recomienda utilizar el método de dovelas sucesivas, cuando los obstáculos a salvar sean vías de alto tránsito, ríos, etc. además en tramos rectos y/o tangentes debido que tienen un mejor comportamiento estructural.

Es recomendable instalar barreras de protección contra caídas de objetos alrededor del carro de avance, ya que durante la construcción de las dovelas podrían caer objetos hacia abajo del futuro puente.

Se recomienda que los trabajos de verificación de contraflechas y de las inspecciones post vaciados por parte de la brigada de topografía de las dovelas sucesivas se realicen durante las primeras horas del día, aprovechando de esta manera disminuir la influencia de la temperatura al realizar las lecturas angulares y en distancia.

Para la correcta ejecución de este puente es necesario y muy importante de la participación activa y proactiva del proyectista estructural. Ya que esta participación nos dará los datos necesarios para construir la siguiente dovela.

BIBLIOGRAFÍA

- Arguedas Villacres, Carlos Tomas; "Cimentaciones Piloteadas", Tesis para obtener el Título Profesional de Ing. Civil - UNI, Lima Perú 1998.
- Autoridad Autónoma del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo, "Expediente Técnico Final del Proyecto Ejecución de las Obras Civiles y Electromecánicas del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao – Línea 1: Tramo Avenida Grau – San Juan de Lurigancho", Lima, Perú, 2012.
- Braja M. Das; "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", Ed. N° 04, Editorial Thomson, México 2001.
- Cárdenas Pomareda, Jorge Luis; "Procesos Constructivos y Programación de los Trabajos de Cimentación con Pilotes Vaciados in situ del Edificio del Banco de la Nación sucursal - Chiclayo", Tesis para obtener el Título Profesional de Ing. Civil - UNI, Lima - Perú 1995.
- Consorcio Metro de Lima; "Informe de Estudio Geotécnico – Puente sobre el río Rímac", Lima, Perú, 2012
- Consorcio Metro de Lima; "Informe de Estudio Hidráulico e Hidrología", Lima, Perú, 2012
- Consorcio Metro de Lima; "Criterio de diseño Hidráulico", Lima, Perú, 2012
- De la Cruz Rivera, Juan Carlos, "Cimentaciones Piloteadas – Análisis y Diseño", Tesis de Grado de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima – 1988.
- Fuentes Ortiz, César; "Ingeniería Portuaria", Ed. N° 01, Editorial COPER Editores, Lima Perú 2001.
- Instituto de la Construcción y Gerencia, "Análisis, Diseño y Construcción de Puentes", Segunda Edición, Lima 2008.
- Medina Sánchez, Eduardo; "Construcción de estructuras de hormigón armado", 2º edición
- Peck, Hanson, Thornburn; "Ingeniería de Cimentaciones", Ed. N° 10, Editorial Limusa, México 1998.
- Regal, Alberto, "Los puentes del inca en el antiguo Perú", Lima Perú 1972
- Ruiz Roa, Vilma Elena; "Diseño de Cimentaciones Piloteadas", Tesis para obtener el Título Profesional de Ing. Civil - UNI, Lima Perú 1995.