UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TESIS

INFLUENCIA DE LOS EFECTOS DIFERIDOS EN LAS DEFORMACIONES DE LAS SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES TIPO VIGA CAJÓN CONSTRUIDOS POR VOLADOS SUCESIVOS EN LAS REGIONES DE APURÍMAC Y HUÁNUCO, 2024

PRESENTADO POR:

Br. CASSIOS QUISPE NINA

PARA OPTAR AL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ASESOR:

Ing. JOSÉ FELIPE AZPILCUETA CARBONELL

CUSCO-PERÚ

2024

INFORME DE ORIGINALIDAD

(Aprobado por Resolución Nro.CU-303-2020-UNSAAC)

El que suscribe, **Asesor** del trabajo de investigación/tesis titulada:

"INFLUENCIA DE LOS EFECTOS DIFERIDOS EN LAS DEFORMACIONES DE LAS SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES TIPO VIGA CAJÓN CONSTRUIDOS POR VOLADOS SUCESIVOS EN LAS REGIONES DE APURÍMAC Y HUÁNUCO, 2024"

Presentado por: Don(ña) CASSIOS QUISPE NINA con DNI Nro.: 70169028

para optar el título profesional/grado académico de **INGENIERO CIVIL.**

Informo que el trabajo de investigación ha sido sometido a revisión por 02 veces, mediante el Software Anti plagio, conforme al Art. 6° del ***Reglamento para Uso de Sistema Anti plagio de la UNSAAC*** y de la evaluación de originalidad se tiene un porcentaje de **9%.**

Evaluación y acciones del reporte de coincidencia para trabajos de investigación conducentes a grado académico o título profesional, tesis.

Porcentaje	Evaluación y Acciones	Marque con una (X)
Del 1 al 10%	No se considera plagio.	X
Del 11 al 30 %	Devolver al usuario para las correcciones.	
Mayor a 31%	El responsable de la revisión del documento emite un informe al inmediato jerárquico, quien a su vez eleva el informe a la autoridad académica para que tome las acciones correspondientes. Sin perjuicio de	

Por tanto, en mi condición de asesor, firmo el presente informe en señal de conformidad y **adjunto** la primera página del reporte del Sistema Anti plagio.

Cusco, 15 de abril de 2025



.....

Firma

Ing. JOSE FELIPE AZPILCUETA CARBONELL

Nro. de DNI: 23881345

ORCID del Asesor: 0000-0003-3954-4737

Se adjunta:

1. Reporte generado por el Sistema Anti plagio.
2. Enlace del Reporte Generado por el Sistema Anti plagio trn: oid:::27259:449546351 https://unsaac.turnitin.com/viewer/submissions/oid:27259:449546351?locale=es-MX

CASSIOS QUISPE NINA

INFLUENCIA DE LOS EFECTOS DIFERIDOS EN LAS DEFORMACIONES DE LAS SUPER ESTRUCTURAS DE PUENTES...

Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco

Detalles del documento

Identificador de la entrega
trn:oid:::27259:449546351

Fecha de entrega
15 abr 2025, 6:10 p.m. GMT-5

Fecha de descarga
15 abr 2025, 6:39 p.m. GMT-5

Nombre de archivo
TESIS CASSIOS QUISPE NINA (1).pdf

Tamaño de archivo
70.2 MB

303 Páginas

97.248 Palabras

479.051 Caracteres

9% Overall Similarity

The combined total of all matches, including overlapping sources, for each database.

Filtered from the Report

- Bibliography
- Quoted Text
- Cited Text
- Small Matches (less than 13 words)

Top Sources

9% Internet sources
0% Publications
3% Submitted works (Student Papers)

Integrity Flags

0 Integrity Flags for Review

No suspicious text manipulations found.

Our system's algorithms look deeply at a document for any inconsistencies that would set it apart from a normal submission. If we notice something strange, we flag it for you to review.

A Flag is not necessarily an indicator of a problem. However, we'd recommend you focus your attention there for further review.

© 2024, Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco. Todos los derechos reservados
“El autor autoriza a la UNSAAC a reproducir la tesis en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos.”
Quispe Nina, Cassios
140162@unsaac.edu.pe
983117473

A querido mi padre, HERMOGENES QUISPE INQUILTUPA,
por su ejemplo de esfuerzo, disciplina y dedicación,
que me ha inspirado a superar cada desafío con valentía
y determinación.

A mi madre, por su amor incondicional, su fe en mí
y su apoyo constante, que me han dado la fuerza
para alcanzar mis metas.

A mis hermanos, por su compañerismo y aliento
en los momentos más importantes de mi vida.

Cassios Quispe Nina.

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento a todas las personas que han sido parte fundamental de este viaje académico y personal. En primer lugar, a mis padres, quienes me han brindado su amor incondicional y apoyo constante. Gracias por enseñarme el valor del esfuerzo y la perseverancia, y por ser mi fuente de inspiración en cada paso que he dado.

A mis hermanos, quienes han compartido conmigo risas, momentos de alegría y también retos. Su compañía ha sido invaluable, y cada uno de ustedes ha aportado su propio aliento en este camino.

Agradezco también a la vida por brindarme la oportunidad de aprender, crecer y enfrentar desafíos. Cada experiencia, ya sea positiva o negativa, ha contribuido a mi formación y ha fortalecido mi determinación.

Quiero reconocer a mis compañeros de trabajo, cuyas valiosas contribuciones y conocimientos han sido fundamentales para el desarrollo de esta investigación. Agradezco su disposición para compartir experiencias y brindar apoyo técnico a lo largo del proceso. Su colaboración en los proyectos conjuntos ha enriquecido mi formación profesional y ha hecho que los retos en el trabajo sean más llevaderos. Cada uno de ustedes ha dejado una huella significativa en mi trayectoria, y su amistad ha sido un impulso constante en mi labor diaria.

A todos ustedes, mi más sincero agradecimiento. Sin su apoyo y aliento, este trabajo no habría sido posible.

ÍNDICE

LISTA DE TABLAS ix

LISTA DE FIGURAS xii

RESUMEN xix

ABSTRACT xx

PRESENTACIÓN xxi

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS xxii

INTRODUCCIÓN xxvii

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 1

1.1 SITUACIÓN PROBLEMÁTICA . . . 1
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA . . . 3
1.2.1 Problema General . . . 3
1.2.2 Problermas Específicos . . . 3
1.3 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN . . . 3
1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN . . . 4
1.4.1 Objetivo General . . . 4
1.4.2 Objetivos Específicos . . . 4

CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO Y CONCEPTUAL 5

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN . . . 5
2.2 BASES TEÓRICAS . . . 6
2.2.1 Fluencia del concreto (creep) . . . 6
2.2.2 Contracción del concreto (shrinkage) . . . 7
2.2.3 Resistencia a la compresión uniaxial . . . 9
2.2.4 Módulo de elasticidad . . . 11
2.3 CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL . . . 12
2.3.1 Introducción al sistema de volados sucesivos . . . 13
2.3.1.1 Definición . . . 13
2.3.1.2 Clasificación de Puentes . . . 14
2.3.1.3 Historia . . . 15
2.3.1.4 Terminología . . . 15
2.3.2 Campo de aplicación . . . 17
2.3.2.1 Luces . . . 17
2.3.3 Ventajas y desventajas . . . 19
2.3.3.1 Ventaja especial . . . 20

2.3.4 Voladizos sucesivos hormigonados in-situ 20
2.3.4.1 Control de calidad 21
2.3.4.2 Resistencia 21
2.3.4.3 Curvatura 21
2.3.5 Proceso constructivo de viaductos in-situ 22
2.4 MODELOS PARA EL ANÁLISIS DE MATERIALES EN FUNCIÓN DEL TIEMPO . . 24
2.4.1 Resistencia a la Compresión 24
2.4.1.1 Modelo CEB-FIP código 1990 24
2.4.1.2 Método ACI 209R-92 25
2.4.2 Resistencia a la Tensión 27
2.4.3 Módulo de elasticidad 28
2.4.3.1 Modelo CEB-FIP código 1990 29
2.4.3.2 Método ACI 209R-92 30
2.4.4 Modelos de fluencia (Creep) 30
2.4.4.1 Código del modelo CEB-FIP 1990 31
2.4.4.2 Actualización del código del modelo CEB-FIP 1999 35
2.4.4.3 Código del modelo CEB-FIP 2010 37
2.4.4.4 Código del modelo ACI 209R-92 41
2.4.4.5 Método AASHTO 43
2.4.4.6 Modelo B4 44
2.4.5 Modelos de Contracción (Shrinkage) 50
2.4.5.1 Código del modelo CEB-FIP 1990 51
2.4.5.2 Actualización de código del modelo CEB-FIP 1999 53
2.4.5.3 Código del modelo CEB-FIP 2010 54
2.4.5.4 Código del modelo ACI 209R-92 56
2.4.5.5 Método AASHTO 59
2.4.5.6 Modelo B4 59
2.4.6 Efectos de la temperatura 64
2.4.6.1 Modelo CEB-FIP código 1990 64
2.4.7 Incertidumbre en la predicción de la fluencia y la contracción 66
2.4.8 Comparación de los modelos de fluencia y contracción 67
2.4.9 Modelo de material para acero de armadura y pretensado 69
2.5 SISTEMA DE POSTENSADO 70
2.5.1 Pérdidas de preesfuerzo 71
2.5.1.1 Pérdida total de preesfuerzo 71
2.5.1.2 Pérdidas Instantaneas 72
2.5.1.3 Pérdidas Diferidas 73
2.5.2 Etapas de postensado 77
2.5.2.1 Postensado durante el lanzamiento 77
2.5.2.2 después del lanzamiento 78
2.6 MODELIZACIÓN MATEMÁTICA DE LA VISCOELASTICIDAD 78
2.6.1 Introducción 78
2.6.2 Modelos viscoelásticos 79
2.6.2.1 Modelos viscoelásticos básicos 79
2.6.2.2 Modelos de cadenas de Maxwell y Kelvin 83

2.6.3 Relaciones constitutivas 85
2.6.3.1 Formulación con la función de relajación 85
2.6.3.2 Formulación con la función de fluencia 86
2.6.4 Determinación de los parámetros en cadena 87
2.6.4.1 Ajuste de curvas 87
2.6.4.2 Cadena de envejecimiento 88

CAPÍTULO III: HIPÓTESIS Y VARIABLES **89**

3.1 HIPÓTESIS DEL ESTUDIO 89
3.1.1 Hipótesis General 89
3.1.2 Hipótesis Específicas 89
3.2 IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES 89
3.2.1 Variable independiente 89
3.2.2 Variable dependiente 89
3.3 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES 89

CAPÍTULO IV: DISEÑO METODOLÓGICO **91**

4.1 ÁMBITO DE ESTUDIO 91
4.2 TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN 93
4.2.1 Tipo de investigación 93
4.2.2 Nivel de investigación 93
4.3 UNIDAD DE ANÁLISIS 93
4.4 POBLACIÓN DE ESTUDIO 93
4.5 TÉCNICAS DE SELECCIÓN DE MUESTRA 94
4.6 TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN 94
4.6.1 Monitoreo y Medición In Situ 94
4.6.2 Análisis Documental 94
4.6.3 Ensayos de Laboratorio 94
4.6.4 Modelado y Simulación Computacional 94
4.7 TÉCNICAS DE ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LA INFORMACIÓN 95
4.7.1 Análisis Estadístico Descriptivo 95
4.7.2 Análisis de correlación 95
4.7.3 Análisis comparativo entre regiones 95

CAPÍTULO V: RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN **96**

5.1 CASO DE ESTUDIO: PUENTE KUTUCTAY - APURÍMAC 96
5.1.1 Geometría y descripción general 96
5.1.2 Sistema de postensado Freyssinet 99
5.1.2.1 Configuración de anclajes y tendones 106
5.1.2.2 Separación de anclajes 110
5.1.2.3 Trazado de tendones 112

5.1.3 Propiedades de los materiales . . . 115
5.1.3.1 Propiedades del concreto . . . 115
5.1.3.2 Propiedades del acero . . . 115
5.1.4 Propiedades de fricción y cuñas . . . 115
5.1.5 Secuencia de construcción . . . 116
5.1.5.1 Cimentación . . . 116
5.1.5.2 Infraestructura . . . 117
5.1.5.3 Supestructura . . . 117
5.1.6 Cronograma de construcción . . . 122
5.1.7 Deformaciones . . . 122
5.2 CASO DE ESTUDIO: PUENTE SALVADOR - HUÁNUCO . . . 124
5.2.1 Geometría y descripción general . . . 124
5.2.2 Sistema de postensado . . . 127
5.2.2.1 Trazado de tendones . . . 132
5.2.3 Propiedades de los materiales . . . 133
5.2.4 Secuencia de construcción . . . 133
5.2.4.1 Cimentación . . . 133
5.2.4.2 Infraestructura . . . 134
5.2.4.3 Supestructura . . . 134
5.2.5 Deformaciones . . . 136
5.3 CARGAS Y FACTORES DE CARGA . . . 138
5.3.1 Cargas . . . 138
5.3.1.1 Resumen de Acciones . . . 138
5.3.1.2 Cargas en etapa constructiva . . . 139
5.3.1.3 Fuerzas originadas por las deformaciones impuestas . . . 144
5.3.1.4 Acción sísmica (EQ) . . . 144
5.3.2 Combinaciones de carga y coeficientes de seguridad . . . 144

CAPÍTULO VI: MODELIZACIÓN NUMÉRICA 146

6.1 INTRODUCCIÓN . . . 146
6.2 DISEÑO ESTRUCTURAL PARAMÉTRICO . . . 146
6.2.1 Aplicaciones del Diseño Paramétrico en estructuras de puentes . . . 146
6.2.2 Herramientas aplicadas al diseño paramétrico . . . 147
6.2.2.1 Grasshopper . . . 147
6.2.2.2 Python . . . 147
6.2.2.3 CSI Bridge . . . 147
6.2.3 Diseño paramétrico de la superestructura . . . 148
6.3 PUENTE KUTUCTAY . . . 149
6.3.1 Modelo numérico . . . 149
6.3.2 Modelización de la fuerza efectiva de postensado . . . 153
6.3.3 Modelización de la construcción segmentaria . . . 155
6.4 PUENTE SALVADOR . . . 159
6.4.1 Modelo numérico . . . 159

6.4.2 Modelización de la fuerza efectiva de postensado 162
6.4.3 Modelización de la construcción segmentaria 164

CAPÍTULO VII: RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN 168

7.1 RESULTADOS EXPERIMENTALES DEL CONCRETO 168
7.1.1 Resultado de Ensayos 168
7.1.1.1 Sin contenido de Microfibra 168
7.1.1.2 Con contenido de Microfibra tipo SikaFiber 172
7.1.2 Análisis estadístico de datos 176
7.1.2.1 Resistencia a la compresión 176
7.1.2.2 Módulo de elasticidad 183
7.1.2.3 Humedad Relativa 196
7.1.2.4 Fluencia del concreto (creep) 198
7.1.2.5 Contracción del concreto (shrinkage) 212
7.2 POSTENSADO 220
7.2.1 Puente Kutuctay (Apurímac) 220
7.2.2 Puente Salvador (Huánuco) 225
7.3 DEFORMACIONES 229
7.3.1 Puente Kutuctay (Apurímac) 229
7.3.2 Puente Salvador (Huánuco) 237

CAPÍTULO VIII: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS 244

8.1 EVOLUCIÓN TEMPORAL DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO 244
8.2 DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO 245
8.2.1 Relación entre la resistencia a compresión del concreto y el módulo de elasticidad 245
8.2.2 Evolución del módulo de elasticidad del concreto en el tiempo 245
8.3 DE LAS DEFORMACIONES 246
8.3.1 Puente Kutuctay (Apurímac) 246
8.3.2 Puente Salvador (Huánuco) 247

CONCLUSIONES 250

RECOMENDACIONES 252

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 253

ANEXOS 255

LISTA DE TABLAS

Tabla N° 2.1 Coeficiente s a utilizar en la Ec. (2.3) para diferentes tipos de cemento 25
Tabla N° 2.2 Valores de las constantes α, β y α/β y de la relación de tiempos a partir de las Ecs. (2.4) y (2.5). 26
Tabla N° 2.3 Fórmulas para el módulo de elasticidad a la edad de 28 días 29
Tabla N° 2.4 factores de corrección para la edad de carga 42
Tabla N° 2.5 Factor de fluencia en función del tipo de cemento (Bažant, Hubler, Wendner, et al., 2015) 49
Tabla N° 2.6 Factores de multiplicación en función de la mezcla (Bažant et al., 2015) 49
Tabla N° 2.7 Coeficientes α_i utilizados en las ecuaciones (2.107) y (2.109) 55
Tabla N° 2.8 Factores que afectan la fluencia y contracción del concreto y variables consideradas en el método. 58
Tabla N° 2.9 Factores de contracción en función del tipo de árido. 61
Tabla N° 2.10 Parámetros dados por los tipos de cemento tasa de endurecimiento. 61
Tabla N° 2.11 Los parámetros para la contracción autógena vienen dados por la tasa de endurecimiento de los tipos de cemento. 63
Tabla N° 2.12 Coeficiente de variación (%). 67
Tabla N° 3.1 Matriz de operacionalización de variables. 90
Tabla N° 5.1 Límites de esfuerzos en acero de presfuerzo 106
Tabla N° 5.2 Dimensiones prisma de prueba para anclajes 111
Tabla N° 5.3 Centro de gravedad tendones en voladizo 1 113
Tabla N° 5.4 Centro de gravedad tendones en voladizo 2 y 3 114
Tabla N° 5.5 Propiedades del concreto 115
Tabla N° 5.6 Propiedades del acero 115
Tabla N° 5.7 Coeficientes de fricción – Sistema Freyssinet 116
Tabla N° 5.8 Valores de penetración de cuña – Sistema Freyssinet 116
Tabla N° 5.9 Cronograma de construcción de voladizos - puente Kutuctay 122
Tabla N° 5.10 Cuadro resumen de deformaciones observadas durante el proceso constructivo - puente Kutuctay 123
Tabla N° 5.11 Longitud de postensado de construcción - puente Salvador 132
Tabla N° 5.12 Longitud de postensado de continuidad en el tramo central - puente Salvador . 132
Tabla N° 5.13 Longitud de postensado de continuidad en el extremo - puente Salvador 133
Tabla N° 5.14 Propiedades del concreto - Puente Salvador 133
Tabla N° 5.15 Propiedades del acero 133
Tabla N° 5.16 Cuadro resumen de deformaciones observadas durante el proceso constructivo 137
Tabla N° 5.17 Combinaciones de carga y Factores de carga 145
Tabla N° 5.18 Combinaciones de carga en fase de construcción 145
Tabla N° 7.1 Ensayos de resistencia a compresión y Módulo de elasticidad del concreto sin microfibras - Edad = 3 días 168
Tabla N° 7.2 Ensayos de resistencia a compresión y Módulo de elasticidad del concreto sin microfibras - Edad = 7 días 169

Tabla N° 7.3 Ensayos de resistencia a compresión y Módulo de elasticidad del concreto sin microfibras - Edad = 14 días 170
Tabla N° 7.4 Ensayos de resistencia a compresión y Módulo de elasticidad del concreto sin microfibras - Edad = 28 días 171
Tabla N° 7.5 Diseño de Mezclas 172
Tabla N° 7.6 Ensayos de resistencia a compresión y Módulo de elasticidad del concreto sin microfibras - Edad = 3 días 173
Tabla N° 7.7 Ensayos de resistencia a compresión y Módulo de elasticidad del concreto sin microfibras - Edad = 7 días 174
Tabla N° 7.8 Ensayos de resistencia a compresión y Módulo de elasticidad del concreto sin microfibras - Edad = 14 días 175
Tabla N° 7.9 Ensayos de resistencia a compresión y Módulo de elasticidad del concreto sin microfibras - Edad = 28 días 176
Tabla N° 7.10 Pruebas de normalidad f_{cm} (28 días) 179
Tabla N° 7.11 Pruebas de normalidad f_{cm} (diferentes edades) para el concreto sin fibra . . . 180
Tabla N° 7.12 Pruebas de normalidad f_{cm} (diferentes edades) para el concreto con fibra . . . 180
Tabla N° 7.13 Correlación de diferentes códigos para el concreto sin fibra 182
Tabla N° 7.14 Correlación de los diferentes códigos para el concreto con fibra 183
Tabla N° 7.15 Grado de correlación de módulo de elasticidad para los diferentes códigos del concreto sin fibra 191
Tabla N° 7.16 Grado de correlación de módulo de elasticidad para los diferentes códigos del concreto con fibra 191
Tabla N° 7.17 Pruebas de normalidad E_c (diferentes edades) para el concreto sin fibra 192
Tabla N° 7.18 Pruebas de normalidad E_c (diferentes edades) para el concreto con fibra . . . 193
Tabla N° 7.19 Correlación del Módulo de Elasticidad en concretos sin fibras según diferentes códigos 194
Tabla N° 7.20 Correlación del Módulo de Elasticidad en concretos con fibras según diferentes códigos 196
Tabla N° 7.21 Datos de humedad realtiva (RH) para el puente Salvador (Huánuco) 196
Tabla N° 7.22 Datos de humedad realtiva (RH) para el puente Kutuctay (Apurímac) 197
Tabla N° 7.23 Experimento para comparar los modelos de fluencia (creep) - Puente Kutuctay 198
Tabla N° 7.24 Cuadro comparativo del coeficiente creep para diferentes modelos - Puente Kutuctay 199
Tabla N° 7.25 Correlación de coeficiente creep para los diferentes códigos - Puente Kutuctay 201
Tabla N° 7.26 Experimento para comparar los modelos de fluencia (creep) - Puente Salvador 201
Tabla N° 7.27 Cuadro comparativo del coeficiente creep para diferentes modelos - Puente Salvador 202
Tabla N° 7.28 Correlación de coeficiente creep para los diferentes códigos - Puente Salvador 204
Tabla N° 7.29 Correlación de coeficiente creep para los diferentes códigos - concreto en fluencia sin calibrar 208
Tabla N° 7.30 Correlación de coeficiente creep para los diferentes códigos - concreto en fluencia calibrado 211

Tabla N° 7.31 Factores de calibración y rendimiento de los modelos calibrados de predicción de la fluencia. 212
Tabla N° 7.32 Correlación de coeficiente creep para los diferentes códigos - concreto en contracción sin calibrar 216
Tabla N° 7.33 Correlación de coeficiente creep para los diferentes códigos - concreto en contracción calibrado 220
Tabla N° 7.34 Factores de calibración y rendimiento de los modelos calibrados de predicción de la contracción. 220
Tabla N° 7.35 Pérdidas instantáneas promedio por fricción y cuñas. Tendones de construcción – voladizo 1 - aguas arriba del puente Kutuctay 221
Tabla N° 7.36 Pérdidas instantáneas promedio por fricción y cuñas. Tendones de construcción – voladizo 1 - aguas abajo del puente Kutuctay 221
Tabla N° 7.37 Pérdidas instantáneas promedio por fricción y cuñas. Tendones de construcción – voladizo 2 y 3- aguas arriba del puente Kutuctay 222
Tabla N° 7.38 Pérdidas instantáneas promedio por fricción y cuñas. Tendones de construcción – voladizo 2 y 3- aguas abajo del puente Kutuctay 223
Tabla N° 7.39 Pérdidas instantáneas promedio por fricción y cuñas. Tendones de continuidad – voladizo 1 y 2 – aguas arriba y aguas abajo del puente Kutuctay 224
Tabla N° 7.40 Pérdidas instantáneas promedio por fricción y cuñas. Tendones de continuidad – voladizo 3 – aguas arriba y aguas abajo del puente Kutuctay 225
Tabla N° 7.41 Pérdidas instantáneas promedio por fricción y cuñas. Tendones de construcción – pilar 1 - puente Salvador 226
Tabla N° 7.42 Pérdidas instantáneas promedio por fricción y cuñas. Tendones de construcción – pilar 2 - puente Salvador 227
Tabla N° 7.43 Pérdidas instantáneas promedio por fricción y cuñas. Tendones de continuidad - puente Salvador 228
Tabla N° 7.44 Tabla de contraflechas 231
Tabla N° 7.45 Cuadro comparativo de deformaciones calculadas por los diferentes códigos y las que se obtuvieron en las mediciones 234
Tabla N° 7.46 Evolución en el tiempo de la deformación en la luz central del puente Kutuctay 236
Tabla N° 7.47 Grado de correlación entre las deformaciones observadas en obra y los diferentes modelos de predicción - puente Kutuctay 237
Tabla N° 7.48 Tabla de contraflechas puente Salvador 238
Tabla N° 7.49 Deflexión obtenida en la medición y calculada según los diferentes códigos . . 240
Tabla N° 7.50 Evolución en el tiempo de la deformación en la luz central del puente Salvador 242
Tabla N° 7.51 Grado de correlación entre las deformaciones observadas en obra y los diferentes modelos de predicción - puente Salvador 243
Tabla N° 8.1 Modelos de predicción de fluencia y contracción y factores considerados. . . . 249

LISTA DE FIGURAS

Figura N° 1.1 Puente Koror-Babeldaob, hundimiento del punto medio 1
Figura N° 1.2 Colapso del puente Koror-Babeldaob 1
Figura N° 1.3 Deflexión excesiva en el vano de un puente viga cajón 2
Figura N° 1.4 Diferencia vertical entre la punta de los dos voladizos antes de conectarlos . . 2
Figura N° 2.1 Desarrollo de la deformación en función del tiempo debido a la fluencia y la recuperación provocada por la descarga 7
Figura N° 2.2 Deformación por fluencia con las condiciones de curado sellado (fluencia básica) 8
Figura N° 2.3 Deformación por fluencia con las condiciones de curado sin sellar (fluencia por secado) 9
Figura N° 2.4 Curva esfuerzo deformación 10
Figura N° 2.5 Comportamiento de la curva esfuerzo deformación en relación con la carga a corto y largo plazo 10
Figura N° 2.6 Curva esfuerzo deformación y módulo elástico 11
Figura N° 2.7 El puente sobre el Danubio de Traismauer 14
Figura N° 2.8 Construcción del Puente Lahn en Baldustein, Alemania 1950 16
Figura N° 2.9 Deflexión de viga en voladizo uniformemente cargada 16
Figura N° 2.10 Secciones de los puentes de avance en voladizo 17
Figura N° 2.11 Esquema tridimensional de los carros de avance 17
Figura N° 2.12 Relación entre el sistema constructivo y la luz principal del puente 18
Figura N° 2.13 Rango de aplicación de procedimientos de construcción de puentes en hormigón pretensado. 18
Figura N° 2.14 Rangos de económicos para puentes habituales según la longitud 19
Figura N° 2.15 Puente de madera en voladizo 22
Figura N° 2.16 Esquema del ciclo de tareas en puentes de voladizos sucesivos hormigonados in-situ con carros de avance 23
Figura N° 2.17 Evolución de la resitencia del concreto con el tiempo 25
Figura N° 2.18 Valores de la relación $f'_c(t)/f'_{cm}$ en función del tiempo t 27
Figura N° 2.19 Valores de la relación $f'_c(t)/f'_c(u)$ en función del tiempo t 27
Figura N° 2.20 Módulo de elasticidad según diferentes fórmulas 29
Figura N° 2.21 Inf humedad 33
Figura N° 2.22 Influencia de la resistencia del concreto en el coeficiente creep 34
Figura N° 2.23 Influencia de la edad del concreto en el momento de la carga sobre el coeficiente creep 35
Figura N° 2.24 Influencia de la edad del concreto en el momento de la carga sobre el coeficiente creep 35
Figura N° 2.25 Ajuste del coeficiente teórico de fluencia 36
Figura N° 2.26 Diagrama de flujo para el cálculo de creep y shrinkage en concreto 47
Figura N° 2.27 Coeficiente de contracción teórico 52
Figura N° 2.28 Función temporal para el desarrollo de la contracción 52

Figura N° 2.29 Influencia de la temperatura en el coeficiente teórico de fluencia 66
Figura N° 2.30 Variación estadística de la resistencia a la fluencia 67
Figura N° 2.31 Componentes de contracción autógena y contracción por secado en NSC y HPC según el modelo MC90(99) 69
Figura N° 2.32 Diagrama idealizado de tensión-deformación del acero de armadura (izquierda) y del acero de pretensado (derecha) 69
Figura N° 2.33 Anclaje del sistema de postensado 71
Figura N° 2.34 Desarrollo de la deformación en función del tiempo debido a la fluencia y la recuperación provocada por la descarga 80
Figura N° 2.35 Diferencia en la predicción del comportamiento en el modelo de Maxwell y Kelvin 82
Figura N° 2.36 Relajación según el modelo de Maxwell 83
Figura N° 2.37 Relajación según el modelo de Kelvin (Voigt) 83
Figura N° 2.38 Modelo de cadena de Maxwell 85
Figura N° 2.39 Modelo de cadena de Kelvin 85
Figura N° 4.1 Puente Kutuctay ubicado en la región de Apurímac 91
Figura N° 4.2 Localización y ubicación de la zona de estudio. 91
Figura N° 4.3 Puente Salvador ubicado en la región de Huánuco 92
Figura N° 4.4 Localización y ubicación de la zona de estudio. 92
Figura N° 5.1 Perfil del puente Kutuctay 97
Figura N° 5.2 Vista en planta del puente Kutuctay 98
Figura N° 5.3 Sección transversal de DSP y DC del puente Kutuctay 98
Figura N° 5.4 Sección transversal de pila 1 del puente 99
Figura N° 5.5 Presfuerzo de construcción Voladizo 01 100
Figura N° 5.6 Presfuerzo de construcción Voladizo 02 y 03 101
Figura N° 5.7 Distribución en planta del presfuerzo de construcción Voladizo 01 102
Figura N° 5.8 Distribución en planta del presfuerzo de construcción Voladizo 02 y 03 . . . 103
Figura N° 5.9 Distribución en planta del presfuerzo de construcción Voladizo 02 y 03 . . . 104
Figura N° 5.10 Distribución en planta del presfuerzo de construcción Voladizo 02 y 03 . . . 105
Figura N° 5.11 Distribución en planta del presfuerzo de construcción Voladizo 02 y 03 . . . 105
Figura N° 5.12 Disposición de anclajes de construcción en voladizo 1 107
Figura N° 5.13 Disposición de tendones de construcción en voladizo 1 108
Figura N° 5.14 Disposición de tendones de construcción en voladizos 2 y 3 109
Figura N° 5.15 Disposición de tendones de construcción en voladizos 2 y 3 110
Figura N° 5.16 Secuancia constructiva de la superestructura del puente Kutuctay. 118
Figura N° 5.20 Sección transversal típica del puente Salvador 124
Figura N° 5.21 Sección transversal de la dovela de cierre central del puente Salvador 124
Figura N° 5.22 Perfil geométrico del puente Salvador 125
Figura N° 5.23 Sección transversal de la dovela sobre pila del puente Salvador 126
Figura N° 5.24 Sección transversal de la dovela sobre estribo del puente Salvador 126
Figura N° 5.25 Sección transversal de pilar - puente Salvador 127

Figura N° 5.26 Distribución de postensado de construcción sobre el pilar izquierdo - puente Salvador 128
Figura N° 5.27 Distribución de postensado de construcción sobre el pilar derecho - puente Salvador 129
Figura N° 5.28 Distribución de postensado de continuidad en el tramo central - puente Salvador 130
Figura N° 5.29 Distribución de postensado de continuidad en los extremos - puente Salvador 131
Figura N° 5.30 Secuencia constructiva de la subestructura del puente Salvador 134
Figura N° 5.31 Secuencia constructiva de la superestructura del puente Salvador 135
Figura N° 5.32 Esquema de aplicación de sobrecargas de construcción 140
Figura N° 5.33 Esquema de aplicación de cargas de viento en construcción 141
Figura N° 6.1 Parámetros de entrada para definir la sección transversal del puente 148
Figura N° 6.2 Script en Python para generar la sección transversal de un puente viga cajón . 149
Figura N° 6.3 Distribución geométrica del voladizo 01 150
Figura N° 6.4 Distribución geométrica del voladizo 02 y 03 151
Figura N° 6.5 Trazo vertical y horizontal del eje 151
Figura N° 6.6 Sección transversal de la superestructura 152
Figura N° 6.7 Propiedades dependientes del tiempo 152
Figura N° 6.8 Modelo de elementos finitos del puente Kutuctay 153
Figura N° 6.9 Trazo vertical y horizontal de tendones 154
Figura N° 6.10 Fuerza efectiva de postensado en el tendon T08A 154
Figura N° 6.11 Fases de construcción del puente Kutuctay 155
Figura N° 6.12 Etapa de hormigonado del contrapeso, pilotes, encepado y pilar central 156
Figura N° 6.13 Etapa de hormigonado de dovela 01 del voladizo 01 157
Figura N° 6.14 Etapa de hormigonado de dovela 05 del voladizo 01 y dovela cero del voladizo 02 y 03 157
Figura N° 6.15 Etapa de hormigonado de dovela 05 del voladizo 01 y dovela cero de los voladizo 02 y 03 157
Figura N° 6.16 Etapa de hormigonado de dovela 13 del voladizo 01 y dovela 09 de los voladizos 02 y 03 158
Figura N° 6.17 Etapa de hormigonado de dovela de cierre central y cierre extrema 158
Figura N° 6.18 Distribución geométrica del voladizo 03 y 04 159
Figura N° 6.19 Distribución geométrica del voladizo 01 y 02 160
Figura N° 6.20 Trazo vertical y horizontal del eje - Puente Salvador 160
Figura N° 6.21 Sección transversal de la superestructura - Puente Salvador 161
Figura N° 6.22 Propiedades dependientes del tiempo - Puente Salvador 161
Figura N° 6.23 Modelo de elementos finitos - Puente Salvador 162
Figura N° 6.24 Trazo vertical y horizontal de tendones - Puente Salvador 163
Figura N° 6.25 Fuerza efectiva de postensado en el tendon T02 - Puente Salvador 163
Figura N° 6.26 Fases de construcción - Puente Salvador 164
Figura N° 6.27 Fases de construcción - Puente Salvador 164
Figura N° 6.28 Etapa de hormigonado de pilotes, encepado y pilar central 165
Figura N° 6.29 Etapa de hormigonado de las dovelas cero 166

Figura N° 6.30 Inicio de hormigonado con carros de avance 166
Figura N° 6.31 Fase de de los voladizos equilibrados 166
Figura N° 6.32 Etapa de hormigonado de las dovelas de cierre extrema 167
Figura N° 6.33 Etapa de hormigonado de dovela de cierre central 167
Figura N° 7.1 Gráfico de caja de las resistencias a compresión del concreto a la edad de 28 días 177
Figura N° 7.2 Distribución normmal de la resistencia a compresión del concreto sin fribra a la edad de 28 días 178
Figura N° 7.3 Distribución normmal de la resistencia a compresión del concreto con fribra a la edad de 28 días 178
Figura N° 7.4 Desarrollo de la resitencia a compresión del concreto en el tiempo 179
Figura N° 7.5 Variación de la resistencia a compresión del concreto sin fibra 180
Figura N° 7.6 Correlación lineal entre los valores de f'_c sin fibra y el modelo CEB-FIP 1990 181
Figura N° 7.7 Correlación lineal entre los valores de f'_c sin fibra y el modelo ACI 209R-92 . 181
Figura N° 7.8 Correlación lineal entre los valores de f'_c con fibra y el modelo CEB-FIP 1990 182
Figura N° 7.9 Correlación lineal entre los valores de f'_c con fibra y el modelo ACI 209R-92 183
Figura N° 7.10 Gráfico de caja del módulo de elasticidad del concreto a la edad de 28 días . . 184
Figura N° 7.11 Distribución normmal del módulo de elasticidad del concreto sin fribra a la edad de 28 días 185
Figura N° 7.12 Distribución normmal del módulo de elasticidad del concreto con fribra a la edad de 28 días 185
Figura N° 7.13 Relación entre f'c y el Módulo de elasticidad para concreto sin fibra 186
Figura N° 7.14 Relación entre f'c y el Módulo de elasticidad para concreto sin fibra 186
Figura N° 7.15 Correlación entre EC (GPa) y CEB-FIP 1990 EC (GPa) para concreto sin fibra 187
Figura N° 7.16 Correlación entre EC (GPa) y Eurocódigo 2 EC (GPa) para concreto sin fibra 187
Figura N° 7.17 Correlación entre EC (GPa) y NS-3473 EC (GPa) para concreto sin fibra . . . 188
Figura N° 7.18 Correlación entre EC (GPa) y ACI 318 EC (GPa) para concreto sin fibra . . . 188
Figura N° 7.19 Correlación entre EC (GPa) y CEB-FIP 1990 EC (GPa) para concreto con fibra 189
Figura N° 7.20 Correlación entre EC (GPa) y Eurocódigo 2 EC (GPa) para concreto con fibra 189
Figura N° 7.21 Correlación entre EC (GPa) y NS-3473 EC (GPa) para concreto con fibra . . 190
Figura N° 7.22 Correlación entre EC (GPa) y ACI 318 EC (GPa) para concreto con fibra . . 190
Figura N° 7.23 Desarrollo del módulo de elasticidad $E_c(t)$ del concreto en el tiempo 191
Figura N° 7.24 Variación del módulo de elasticidad $E_c(t)$ del concreto sin fibra 192
Figura N° 7.25 Correlación lineal entre los valores de E_c y el modelo CEB-FIP 1990 para el concreto sin fibra 193
Figura N° 7.26 Correlación lineal entre los valores de E_c y el modelo ACI 209R-92 para el concreto sin fibra 194
Figura N° 7.27 Correlación lineal entre los valores de E_c y el modelo ACI 209R-92 para el concreto con fibra 195
Figura N° 7.28 Correlación lineal entre los valores de E_c y el modelo ACI 209R-92 para el concreto con fibra 195

Figura N° 7.29 Coeficiente creep (ϕ) del concreto para diferentes modelos - Puente Kutuctay (Apurímac) . . . 199
Figura N° 7.30 Correlación lineal entre los valores de ϕ y el modelo CEB-FIP(90) y CEB-FIP(99) - Puente Kutuctay . . . 200
Figura N° 7.31 Correlación lineal entre los valores de ϕ y el modelo CEB-FIP(2010) y ACI 209R-92 - Puente Kutuctay . . . 200
Figura N° 7.32 Correlación lineal entre los valores de ϕ y el modelo AASHTO 2020 y B4 - Puente Kutuctay . . . 200
Figura N° 7.33 Coeficiente creep ϕ del concreto para diferentes modelos - Puente Salvador (Huánuco) . . . 202
Figura N° 7.34 Correlación lineal entre los valores de ϕ y el modelo CEB-FIP (90) y CEB-FIP (99) - Puente Salvador . . . 203
Figura N° 7.35 Correlación lineal entre los valores de ϕ y el modelo CEB-FIP (2010) y ACI 209R-92 - Puente Salvador . . . 203
Figura N° 7.36 Correlación lineal entre los valores de ϕ y el modelo AASHTO 2020 y B4 - Puente Salvador . . . 203
Figura N° 7.37 Rendimiento del modelo CEB-FIP (90) para concreto en fluencia sin calibrar 205
Figura N° 7.38 Rendimiento del modelo CEB-FIP (99) para concreto en fluencia sin calibrar 205
Figura N° 7.39 Rendimiento del modelo CEB-FIP (2010) para concreto en fluencia sin calibrar 206
Figura N° 7.40 Rendimiento del modelo ACI 209R-92 para concreto en fluencia sin calibrar 206
Figura N° 7.41 Rendimiento del modelo AASHTO 2020 para concreto en fluencia sin calibrar 207
Figura N° 7.42 Rendimiento del modelo B4 para concreto en fluencia sin calibrar . . . 207
Figura N° 7.43 Rendimiento del modelo CEB-FIP (90) para concreto en fluencia calibrado . 208
Figura N° 7.44 Rendimiento del modelo CEB-FIP (99) para concreto en fluencia calibrado . 209
Figura N° 7.45 Rendimiento del modelo CEB-FIP (2010) para concreto en fluencia calibrado 209
Figura N° 7.46 Rendimiento del modelo ACI 209R-92 para concreto en fluencia calibrado . 210
Figura N° 7.47 Rendimiento del modelo AASHTO 2020 para concreto en fluencia calibrado 210
Figura N° 7.48 Rendimiento del modelo B4 para concreto en fluencia calibrado . . . 211
Figura N° 7.49 Rendimiento del modelo CEB-FIP (90) para concreto en contracción sin calibrar 213
Figura N° 7.50 Rendimiento del modelo CEB-FIP (99) para concreto en contracción sin calibrar 213
Figura N° 7.51 Rendimiento del modelo CEB-FIP (2010) para concreto en contracción sin calibrar . . . 214
Figura N° 7.52 Rendimiento del modelo ACI 209R-92 para concreto en contracción sin calibrar 214
Figura N° 7.53 Rendimiento del modelo AASHTO 2020 para concreto en contracción sin calibrar . . . 215
Figura N° 7.54 Rendimiento del modelo B4 para concreto en contracción sin calibrar . . . 215
Figura N° 7.55 Rendimiento del modelo CEB-FIP (90) para concreto en contracción calibrado 217
Figura N° 7.56 Rendimiento del modelo CEB-FIP (99) para concreto en contracción calibrado 217
Figura N° 7.57 Rendimiento del modelo CEB-FIP (2010) para concreto en contracción calibrado . . . 218
Figura N° 7.58 Rendimiento del modelo ACI 209R-92 para concreto en contracción calibrado 218
Figura N° 7.59 Rendimiento del modelo AASHTO 2020 para concreto en contracción calibrado 219

Figura N° 7.60 Rendimiento del modelo B4 para concreto en contracción calibrado 219
Figura N° 7.61 Pérdidas instantáneas por fricción y cuñas – presfuerzo de construcción – voladizo 1 del puente Kutuctay 222
Figura N° 7.62 Pérdidas instantáneas por fricción y cuñas – presfuerzo de construcción – voladizo 2 y 3 223
Figura N° 7.63 Pérdidas instantáneas promedio por fricción y cuñas. Tendones de continuidad – voladizo 1 y 2 del puente Kutuctay 224
Figura N° 7.64 Pérdidas instantáneas promedio por fricción y cuñas. Tendones de continuidad – voladizo 3 del puente Kutuctay 225
Figura N° 7.65 Pérdidas instantáneas por fricción y cuñas. Presfuerzo de construcción – Pilar 01 - puente Salvador 227
Figura N° 7.66 Pérdidas instantáneas por fricción y cuñas. Presfuerzo de construcción – Pilar 02 - puente Salvador 228
Figura N° 7.67 Pérdidas instantáneas por fricción y cuñas. Tendones de continuidad – puente Salvador 229
Figura N° 7.68 Esquema de deformaciones por etapas antes de hacer el cierre 229
Figura N° 7.69 Esquema de deformaciones por etapas posterior al cierre 230
Figura N° 7.70 Diagrama de contraflechas - Puente Kutuctay 230
Figura N° 7.71 Control geométrico de al inicio de la ejecución de dovelas 232
Figura N° 7.72 Control geométrico en la etapa intermedia de la ejecución de dovelas 232
Figura N° 7.73 Control geométrico en la etapa de dovela de cierre central 233
Figura N° 7.74 Envolvente del control geométrico 233
Figura N° 7.75 Deflexión obtenida en la medición vs calculada según los diferentes códigos . 235
Figura N° 7.76 Evolución en el tiempo de la de la deformación calculada por los diferentes modelos de predicción 235
Figura N° 7.77 Evolución en el tiempo de la deformación en la luz central del puente Kutuctay237
Figura N° 7.78 Diagrama de contraflechas - Puente Salvador 239
Figura N° 7.79 Envolvente del control geométrico - Puente Salvador 239
Figura N° 7.80 Deflexión obtenida en la medición y calculada según los diferentes códigos . 241
Figura N° 7.81 Deflexión calculada para el cúlmino de la superestructura 241
Figura N° 8.1 Muestra M-1 para la determinación del módulo de elasticidad estático del concreto f'c=500kg/cm2 - ASTM C469 255
Figura N° 8.2 Muestra M-2 para la determinación del módulo de elasticidad estático del concreto f'c=500kg/cm2 - ASTM C469 256
Figura N° 8.3 Resultados de ensayo creep en el concreto en compresión según ASTM C512 - Puente Kutuctay 256
Figura N° 8.4 Resultados de ensayo creep en el concreto en compresión según ASTM C512 - Puente Salvador 257
Figura N° 8.5 Certificados de ensayos de bobinas a utilizar en puente Kutuctay 257
Figura N° 8.6 Vista general de la porgramación visual con grasshopper y python 259
Figura N° 8.7 Parámetros de ingreso para definir la sección de cada dovela 259
Figura N° 8.8 Código Python Script para generar la sección de la dovela 260

Figura N° 8.9 Sección paramétrica de dovela en voladizo 01 260
Figura N° 8.10 Sección paramétrica de dovela hueva en voladizo 01 261
Figura N° 8.11 Secciónes paramétricas en cada progresiva 261
Figura N° 8.12 Montaje de carro de avance sobre la dovela cero del pilar central - Puente Kutuctay 264
Figura N° 8.13 Vista desde la parte interior de la dovela - Puente Kutuctay 265
Figura N° 8.14 Colocación de los ductos de postensado - Puente Kutuctay 265
Figura N° 8.15 Gateo en sistemas de postensado - Puente Kutuctay 266
Figura N° 8.16 Vista general de la construcción de la superestructura - Puente Kutuctay . . . 266
Figura N° 8.17 Montaje de carro de avance sobre la dovela cero del pilar izquierdo - Puente Salvador 267
Figura N° 8.18 Monataje de carro de avance sobre la dovela cero del pilar derecho - Puente Salvador 267
Figura N° 8.19 Colocación de los ductos de postensado - Puente Salvador 268
Figura N° 8.20 Vista general de la construcción de la superestructura - Puente Salvador . . . 268

RESUMEN

Los puentes viga cajón construidos mediante volados sucesivos moldeados in situ han mostrado cierta propensión a desarrollar deformaciones mayores que las previstas en el cálculo de diseño. La predicción de la deformación en puentes en voladizo no es tan fiable debido a factores como el alto grado de incertidumbre en la predicción de la fluencia (creep) y la retracción (shrinkage) del concreto. Esta investigación aborda el problema de las deformaciones en los puentes de viga cajón construidos mediante el método de volados sucesivos, considerando específicamente los efectos diferidos del concreto, tales como el flujo plástico y la retracción. El estudio se centra en los puentes ubicados en las regiones de Apurímac (Kutuctay) y Huánuco (Salvador).

En relación a las propiedades mecánicas del concreto como son la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad, se realizaron ensayos experimentales a edades de 3, 7, 14 y 28 días; y se han utilizado modelos propuestos por los códigos CEB-FIP 1990 y ACI 209R-92 para evaluar la precisión en la estimación de la resistencia del concreto y el módulo de elasticidad en función al tiempo. Respecto a las deformaciones, se realizaron las mediciones de los puentes en las regiones mencionadas y se han utilizado modelos predictivos para evaluar la precisión en la estimación de las deformaciones. Los modelos considerados están basados en los códigos internacionales CEB-FIP, ACI 209R-92, ASSHTO y B4, con el fin de analizar su capacidad predictiva en condiciones locales.

En los ensayos realizados sobre la resistencia a compresión uniaxial del concreto a diferentes edades, se observó que los modelos CEB-FIP 1990 y ACI 209R-92 presentan una correlación muy alta (>0.80) con los resultados experimentales, lo que valida su capacidad para predecir la evolución de la resistencia del concreto en el tiempo. No obstante, el modelo CEB-FIP 1990 demostró mayor precisión y confiabilidad, con un error medio estándar (RMSE) de 4.3204, frente al modelo ACI 209R-92, cuyo RMSE fue de 11.3794. En los ensayos para la determinación del módulo de elasticidad, ambos modelos también presentaron una alta correlación (>0.80), destacándose el CEB-FIP 1990 por su mayor precisión, con un RMSE de 1.4665. En cuanto a las deformaciones, el modelo CEB-FIP 2010 demostró una mayor confiabilidad y precisión frente a los demás modelos, destacándose en los casos de los puentes Kutuctay (Apurímac) y Salvador (Huánuco), con los menores valores de RMSE de 0.11920 y 0.01073, respectivamente. Los demás modelos, como CEB-FIP, ACI 209R-92, AASHTO y B4, también mostraron una fuerte correlación en las predicciones de deformaciones, con valores de RMSE más altos. En ambos casos de estudio, se observó una correlación muy fuerte en las predicciones, con coeficientes de correlación superiores a 0.8, lo que confirma que los modelos representan adecuadamente la tendencia general en la evolución de las deformaciones del concreto.

En conclusión, al evaluar la predicción de la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad en función del tiempo, el modelo CEB-FIP 1990 demuestra una mayor confiabilidad y precisión en comparación al modelo ACI 209R-92. En cuanto a la predicción de las deformaciones a lo largo del tiempo, el modelo CEB-FIP 2010 muestra un rendimiento superior en términos de precisión y fiabilidad frente a los modelos CEB-FIP, ACI 209R-92, AASHTO y B4.

Palabras clave: Puente viga cajón, volados sucesivos, deformaciones, fluencia del concreto (creep), retracción del concreto (shrinkage), CEB-FIP 1990, CEB-FIP 2010, ACI 209R-92, ASSHTO, B4.

ABSTRACT

Box girder bridges constructed by successive cast-in-place cantilevers have shown some propensity to develop larger deflections than predicted in the design design calculation. The prediction of deflection in cantilever bridges is not as reliable due to factors such as the high degree of uncertainty in the prediction of creep and shrinkage of concrete. This research addresses the problem of deformations in box girder bridges constructed using the successive cantilever method, specifically considering the deferred effects of concrete, such as plastic flow and shrinkage. The study focuses on bridges located in the regions of Apurímac (Kutuctay) and Huánuco (Salvador).

In relation to the mechanical properties of concrete such as compressive strength and modulus of elasticity, experimental tests were carried out at ages of 3, 7, 14 and 28 days; and models proposed by the CEB-FIP 1990 and ACI 209R-92 codes were used to evaluate the accuracy in the estimation of concrete strength and modulus of elasticity as a function of time. Regarding the deformations, bridge measurements were carried out in the mentioned regions and predictive models were used to evaluate the accuracy in the estimation of deformations. The models considered are based on the international codes CEB-FIP, ACI 209R-92, ASSHTO and B4, in order to analyse their predictive capacity under local conditions.

In the tests carried out on the uniaxial compressive strength of concrete at different ages, it was observed that the CEB-FIP 1990 and ACI 209R-92 models present a very high correlation (>0.80) with the experimental results, which validates their ability to predict the evolution of concrete strength over time. However, the CEB-FIP 1990 model showed higher accuracy and reliability, with a mean standard error (RMSE) of 4.3204, compared to the ACI 209R-92 model, whose RMSE was 11.3794. In the tests for the determination of the modulus of elasticity, both models also showed a high correlation (>0.80), with the CEB-FIP 1990 standing out for its higher accuracy, with an RMSE of 1.4665. As for the deformations, the CEB-FIP 2010 model showed a higher reliability and accuracy compared to the other models, standing out in the cases of the Kutuctay (Apurímac) and Salvador (Huánuco) bridges, with the lowest RMSE values of 0.11920 and 0.01073, respectively. The other models, such as CEB-FIP, ACI 209R-92, AASHTO and B4, also showed a strong correlation in the deformation predictions, with higher RMSE values. In both case studies, a very strong correlation was observed in the predictions, with correlation coefficients higher than 0.8, confirming that the models adequately represent the general trend in the evolution of concrete deformations.

In conclusion, when evaluating the prediction of compressive strength and modulus of elasticity as a function of time, the CEB-FIP 1990 model demonstrates higher reliability and accuracy compared to the ACI 209R-92 model. In terms of predicting deflections over time, the CEB-FIP 2010 model shows superior performance in terms of accuracy and reliability compared to the CEB-FIP, ACI 209R-92, AASHTO and B4 models.

Keywords: box girder bridge, successive overhangs, deflections, concrete creep, concrete shrinkage, CEB-FIP 1990, CEB-FIP 2010, ACI 209R-92, ASSHTO, B4.

PRESENTACIÓN

Este trabajo de investigación contiene el desarrollo del tema tiulado “Influencia de los efectos diferidos en las deformaciones de las superestructuras de puentes tipo viga cajón construidos por volados sucesivos en las regiones de Apurímac y Huánuco, 2024”, cuya finalidad principal es analizar las deformaciones debido a los efectos diferidos, como la fluencia y la retracción, en este tipo de puentes.

El primer capítulo plantea el problema de investigación, describiendo el contexto general y los motivos que justifican su relevancia. Aquí se presentan la situación problemática, la formulación del problema, y los objetivos que guían el desarrollo del estudio.

En el segundo capítulo se desarrolla el fundamento teórico y conceptual de la investigación. Se incluyen antecedentes de estudios previos tanto nacionales como internacionales, además de un marco teórico que aborda los conceptos fundamentales y los modelos aplicables al análisis de los efectos diferidos en el concreto.

El tercer capítulo presenta las hipótesis de la investigación y define las variables principales. También describe la operacionalización de estas variables, un proceso necesario para el análisis de datos que respalde las hipótesis planteadas.

El cuarto capítulo detalla el diseño metodológico, abarcando el tipo y nivel de investigación, la unidad de análisis, y las técnicas de recolección de datos empleadas. Incluye el monitoreo y medición in situ, el análisis documental, los ensayos de laboratorio, y el modelado y simulación computacional.

En el quinto capítulo se aborda la recolección de información, presentando los casos de estudio específicos: el Puente Kutuctay en Apurímac y el Puente Salvador en Huánuco. Este capítulo analiza aspectos como la geometría, el sistema de postensado, las propiedades de los materiales y la secuencia de construcción de cada puente.

El sexto capítulo describe el proceso de modelización numérica para los puentes seleccionados. A través de esta modelización, se analizan los efectos diferidos mediante modelos computacionales que incluyen el comportamiento de las fuerzas de postensado y el método constructivo segmentario.

En el séptimo capítulo se exponen los resultados de la investigación obtenidos a partir de los ensayos y del modelado computacional. Aquí se incluyen análisis de datos experimentales sobre el comportamiento del concreto y una evaluación de las deformaciones en los puentes estudiados.

El octavo capítulo discute los resultados en relación con las hipótesis formuladas, con énfasis en la evolución de la resistencia y el módulo de elasticidad del concreto, así como en la comparación de las deformaciones de los puentes analizados en las dos regiones.

Por último, se presentan las conclusiones principales de la investigación y recomendaciones dirigidas tanto a futuras investigaciones como a aplicaciones prácticas en el diseño de puentes en Perú, lo cual cierra el contenido de la tesis.

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

SÍMBOLOS

$f_{cm}(t)$	:	es la resistencia media a la compresión en MPa a una edad t en días.
f_{cm}	:	es la resistencia media a la compresión en MPa a una edad de 28 días.
$\beta_{cc}(t)$	:	es una función que describe la evolución de la resistencia con el tiempo.
t	:	es la edad del concreto en días.
s	:	es un coeficiente que depende de la clase de resistencia del cemento.
$f'_c(t)$	:	es la resistencia a la compresión del concreto calculada a la edad de t días (MPa).
f'_{cm}	:	es la resistencia media a la compresión del concreto a la edad de 28 días (MPa).
α	:	está en días.
β	:	es una constante.
t	:	es la edad del concreto (días).
α/β	:	es la edad del hormigón en días a la que se alcanza la mitad de la resistencia última (en el tiempo) a compresión del hormigón.
$f'_c(u)$	:	resistencia última (en el tiempo) a la compresión del hormigón.
f_{cm}	:	resistencia media a la compresión del concreto a la edad de 28 días (MPa).
f_{ck}	:	resistencia característica a la compresión del concreto (MPa).
$E_c(t)$	:	es el módulo de elasticidad a la edad del hormigón de t días (MPa).
$\beta_E(t)$	:	es la función de desarrollo temporal para el módulo elástico.
t	:	es la edad del concreto en días.
s	:	es un coeficiente que depende del tipo de cemento.
$\phi(t,t_0)$	:	es el coeficiente creep.
E_{ci}	:	es el módulo de elasticidad del concreto a la edad de 28 días.
$J(t,t_0)$	:	es una función del creep o cumplimiento de fluencia y representa la deformación total dependiente de la tensión por unidad de tensión.
$E_c(t_0)$	:	es el módulo de elasticidad del concreto en el momento que se aplica la carga.
ϕ_0	:	es el coeficiente creep nocional.
$\beta_c(t-t_0)$	:	es la función temporal para describir el desarrollo del creep con el tiempo después de aplicada la carga.
t	:	es la edad del concreto en días para un momento determinado.

RH : es la humedad relativa del ambiente (%).

h : es el tamaño teórico del elemento estructural (mm).

A_c : es el área de la sección transversal del elemento estructural (mm^2).

u : es el perímetro de la sección transversal expuesta a la intemperie (mm).

f_{cm} : resistencia media a la compresión del concreto a la edad de 28 días (MPa).

t_0 : es la edad del hormigón en el momento de la carga (días).

C_t : el coeficiente de flujo plástico definido como la relación entre la deformación por flujo plástico a la deformación elástica inicial.

t : es el tiempo en días después de aplicar la carga.

ψ : es una constante que depende del tamaño y forma del elemento.

C_u : es el coeficiente último de deformación bajo carga sostenida.

H : es la humedad relativa ambiente media anual (%).

k_s : factor para el efecto de la relación volumen/superficie del componente.

k_f : factor para el efecto de la resistencia del concreto.

k_{hc} : factor de humedad para el flujo plástico.

k_{td} : factor de desarrollo de tiempo.

t : madurez del concreto (días).

t_i : edad del concreto en el momento de la aplicación de la carga (días).

V/S : relación volumen/superficie (mm).

f'_{ci} : resistencia especificada de compresión del concreto en el momento del preesforzado.

$\hat{t}'$: edad a la carga corregida por temperatura (días).

$\hat{t}$: edad actual corregida por temperatura (días).

t_0 : es la edad a la que el concreto se expone por primera vez al medio ambiente (días).

t' : edad del concreto en el momento de la carga (días).

t : tiempo transcurrido desde el inicio de curado del concreto hasta el momento actual (días).

R_g : constante de los gases (J×K/mol).

T_{cur} : temperatura de curado (°C).

T_{cur} : temperatura ambiental media antes y despues de la carga (°C).

w/c : relación agua-cemento.

Δf_{pT} : pérdida total (MPa).

Δf_{pF} : pérdida por fricción (MPa).

Δf_{pA} : pérdida por corrimiento del anclaje (MPa).

Δf_{pES} : suma de todas las pérdidas debidos al acortamiento elástico en el momento de aplicación del preesfuerzo y/o de las cargas externas (MPa).

Δf_{pLT} : pérdidas debidas a la retracción y el flujo plástico de largo plazo del concreto, y a la relajación del acero de preesfuerzo (MPa).

Δf_{pj} : esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el momento del tensionamiento (MPa).

x : longitud del torón de preesfuerzo desde el extremo del gato de tensionamiento hasta el punto considerado (mm).

K : coeficiente de fricción por desviación del ducto (por metro de torón).

μ : coeficiente de fricción.

α : sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del cable de preesfuerzo desde el extremo del gato, o desde el extremo del gato más próximo si el tensionamiento se realiza igualmente en ambos extremos, hasta el punto investigado (radianes).

e : base de los logaritmos naturales.

A_{ps} : área del acero de preesforzado (mm^2).

A_g : área bruta de la sección (mm^2).

E_{ci} : módulo de elasticidad del concreto en el instante de la transferencia (MPa).

E_p : módulo de elasticidad de los torones de preesforzado (MPa).

e_m : excentricidad promedio en la mitad del vano (mm).

f_{pbt} : esfuerzo en el acero de preesforzado, inmediatamente antes de la transferencia.

I_g : momento centroidal principal de inercia de la sección bruta de concreto (mm^4).

M_g : momento flector en el centro de la luz debido al peso propio del elemento (kN m).

N : número de torones de preesforzado idénticos.

f_{pj} : esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el halado (MPa).

N_1 : área del acero de preesforzado (mm^2).

N_2 : área bruta de la sección (mm^2).

A_{sp2} : módulo de elasticidad del concreto en el instante de la transferencia (MPa).

A_{spl} : módulo de elasticidad de los torones de preesforzado (MPa).

Δf_{pSR} : pérdida de preesfuerzo, debida a la retracción del concreto de la viga, que ocurre entre la transferencia y la colocación del losa del puente (MPa).

Δf_{pCR} : pérdida de preesfuerzo debida al flujo plástico del concreto de la viga , que ocurre entre la transferencia y la colocación del losa del puente (MPa).

Δf_{pR1} : pérdida de preesfuerzo debida a relajación de los torones de preesfuerzo , que ocurre entre la transferencia y la colocación del losa del puente (MPa).

Δf_{pSD} : pérdida de preesfuerzo debida a la retracción del concreto de la viga, que ocurre entre la colocación del losa del puente y el momento final (MPa).

Δf_{pCD} : pérdida de preesfuerzo debido al flujo plástico del concreto de la viga, que ocurre entre la colocación del losa del puente y el tiempo final (MPa).

Δf_{pR2} : pérdida de preesfuerzo debida a relajación de los torones de preesfuerzo en una sección compuesta, que ocurre entre la colocación del losa del puente y el tiempo final (MPa).

Δf_{pSS} : incremento de preesfuerzo debido a la retracción del concreto del losa del puente en la sección compuesta (MPa).

ε_{bid} : deformación unitaria de retracción del concreto de la viga que se presenta entre el instante de la transferencia y la colocación del losa del puente.

K_{id} : coeficiente de la sección transformada que tiene en cuenta la interacción, en función del tiempo, entre el concreto y el acero adherido, en la sección considerada, en el periodo de tiempo que transcurre entre la transferencia y la colocación de la losa del puente.

e_{pg} : excentricidad de la fuerza de preesfuerzo, medida desde el eje centroidal de la viga (mm) hasta el punto de aplicación de la resultante de fuerza de preesfuerzo.

$\psi_b\left(t_f, t_i\right)$: coeficiente de flujo plástico del concreto de la viga en etapa de servicio debido a la carga introducida durante la transferencia.

t_f : edad final del concreto (días).

t_i : edad del concreto durante la transferencia (días).

$\psi_b\left(t_d, t_i\right)$: coeficiente de flujo plástico de la viga en el instante de la colocación del losa del puente debido a la carga introducida en la transferencia.

t_d : edad del concreto en el instante en que se construye el losa del puente (días).

f_{pt} : esfuerzo en los torones de preesforzado inmediatamente después de la transferencia, no inferior a $0.55 f_{py}$.

ε_{bdf} : deformación unitaria de retracción de la viga que ocurre desde la construcción del losa del puente y que se prolonga a lo largo de la vida útil del puente.

SIGLAS

DC	:	Peso propio de la estructura
DIFF	:	Diferencia de peso entre voladizos
CLL	:	Sobrecarga distribuida de construcción
CEQ	:	Sobrecarga distribuida de construcción
U	:	Descompensación de construcción de voladizos
WS	:	Viento horizontal sobre la estructura
WUP	:	Viento vertical en voladizo
CR	:	Flujo plástico del concreto
SH	:	Retracción del concreto
EQ	:	Evento sísmico durante la etapa constructiva
LL	:	Acciones gravitatorias de uso, como la carga viva de tráfico

INTRODUCCIÓN

La creciente evolución de las técnicas de construcción y el desarrollo de materiales de vanguardia en la ingeniería civil han abierto posibilidades para la construcción de estructuras muy complejas, como los puentes de vigas cajón construidos mediante el método del voladizo sucesivo o incremental. Esta técnica, utilizada en todo el mundo, permite la construcción de grandes luces sin necesidad de estructuras de soporte temporales, una característica particularmente ventajosa en terrenos difíciles como las regiones montañosas o regiones con grandes cursos de agua, donde el difícil acceso y las topografías accidentadas exigen soluciones innovadoras.

En la superestructura de estos puentes, los efectos diferidos en el hormigón, especialmente la fluencia y la contracción, desempeñan un papel crítico al inducir deformaciones dependientes del tiempo que influyen en la integridad estructural y la longevidad del puente. Estos efectos adquieren una importancia notable en estructuras sometidas a cargas sostenidas, especialmente en puentes construidos de forma incremental. En este caso, la progresión secuencial de las fases de construcción puede amplificar el impacto de dichas deformaciones, planteando un reto agravado para la estabilidad y la seguridad estructural del puente. Sin un análisis cuidadoso, estos efectos diferidos pueden comprometer la estabilidad, la seguridad y aumentar los costes de mantenimiento y rehabilitación a lo largo del ciclo de vida de la estructura.

Esta investigación tiene como objetivo estudiar la influencia de los efectos diferidos del concreto en las deformaciones observadas en puentes viga cajón cajón construidos por el método de volados sucesivos vaciados in situ dentro de Apurímac y Huánuco. A través de ensayos experimentales y modelaciones predictivas alineadas con las normas internacionales CEB-FIP, ACI 209R-92, ASSHTO y B4; este estudio busca identificar qué modelos pronostican con mayor precisión las deformaciones, evaluando sus coeficientes de correlación y errores estándar frente a los datos experimentales. Además, se emplean simulaciones avanzadas en el software CSI Bridge para modelizar el comportamiento de la superestructura bajo las condiciones de carga y climáticas específicas características de las regiones de estudio, con el objetivo de obtener una representación matizada de las condiciones del mundo real.

En última instancia, esta investigación aspira a proporcionar a los ingenieros de estructuras una guía técnica para el diseño y mantenimiento de puentes de vigas cajón construidos mediante voladizos, presentando recomendaciones basadas en los modelos predictivos más precisos para los efectos diferidos. Los resultados no sólo contribuyen a una comprensión más profunda del comportamiento a largo plazo de estas estructuras, sino que también ofrecen ideas para optimizar el diseño y reducir los costos operativos asociados con el mantenimiento, garantizando tanto la durabilidad como la seguridad en los contextos geográficos y ambientales únicos de Apurímac y Huánuco.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 SITUACIÓN PROBLEMÁTICA

Las estructuras de concreto, como los puentes, son esenciales para la infraestructura contemporánea, y su desempeño a largo plazo es crucial para la seguridad y funcionalidad de las comunidades que dependen de ellas. Sin embargo, las propiedades de los materiales utilizados en estas estructuras no son estáticos; cambian con el tiempo. Este fenómeno, conocido como efectos diferidos, puede tener tanto impactos positivos como negativos en la estructura. Por ejemplo, el concreto generalmente aumenta su resistencia con el tiempo, lo que es beneficioso para la integridad estructural. No obstante, estos mismos efectos pueden también inducir un debilitamiento progresivo del material y, en consecuencia, de la estructura en su conjunto, lo que en casos extremos podría llevar al colapso estructural.

Figura N° 1.1
Puente Koror-Babeldaob, hundimiento del punto medio



Nota: Hundimiento de aproximadamente 1.2 m en la sección central del vano principal, tras una década de uso.

Figura N° 1.2
Colapso del puente Koror-Babeldaob

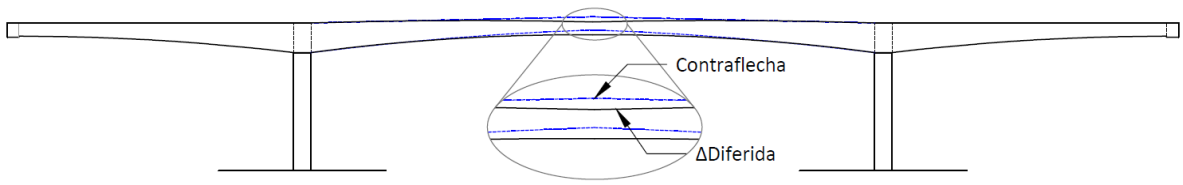


Nota: El gráfico representa el colapso del puente Koror-Babeldaob tras 18 años de servicio.

En el ámbito de la ingeniería de puentes, uno de los principales desafíos es la gestión de las deformaciones estructurales inducidas por los efectos diferidos dependientes del tiempo, como la fluencia y la contracción del concreto. Estos efectos son especialmente críticos en puentes esbeltos y de gran luz, que son más susceptibles a experimentar deformaciones significativas a lo largo de su vida útil. A pesar de los avances en la modelación predictiva, las estimaciones de deformaciones a menudo divergen considerablemente de la realidad, lo que puede tener consecuencias graves para la durabilidad y el desempeño de la estructura.

Un caso particular de interés son los puentes viga cajón construidos mediante volados sucesivos. Estos puentes han mostrado una tendencia a desarrollar deformaciones mayores que las previstas en los cálculos de diseño iniciales. Deflexiones excesivas no solo comprometen la estética del puente, sino que también pueden resultar en problemas de servicio y, en algunos casos, en la necesidad de una reconstrucción temprana .

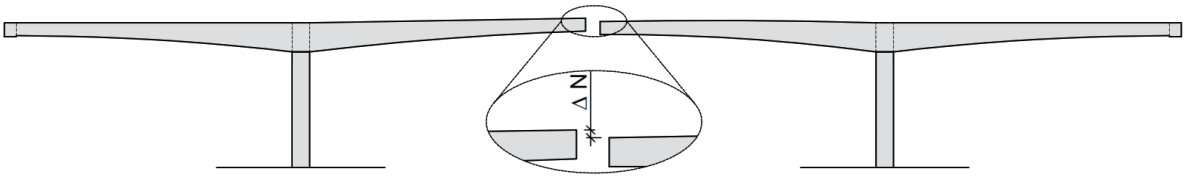
Figura N° 1.3
Deflexión excesiva en el vano de un puente viga cajón



Nota: El gráfico representa la contraflecha proyectada en la etapa de construcción y la deformación diferida durante el servicio.

La predicción precisa de las deformaciones en estos puentes es crucial para garantizar su desempeño a lo largo del tiempo. Sin embargo, las actuales metodologías de predicción a menudo no son suficientemente fiables, lo que lleva a diferencias significativas en las elevaciones de las puntas de los voladizos durante el proceso constructivo. Esta falta de precisión no solo afecta la funcionalidad estructural sino que también puede poner en riesgo la seguridad y durabilidad del puente.

Figura N° 1.4
Diferencia vertical entre la punta de los dos voladizos antes de conectarlos



Nota: El gráfico representa la diferencia de cotas de dos voladizos consecutivos antes de ser conectados mediante la dovela de cierre.

Además, las deflexiones en la superestructura de estos puentes son exacerbadas por la esbeltez y longitud de las luces libres de concreto, incrementando con el tiempo aunque a un ritmo decreciente. Los mecanismos físicos responsables de estas deformaciones son principalmente la fluencia, que depende de la tensión aplicada, y la contracción, que es independiente de la misma. Estos fenómenos pueden conducir a la formación y propagación de grietas, redistribución de tensiones y pérdida de fuerzas de postensado, impactando negativamente la resistencia y capacidad de servicio del puente .

Por lo tanto, la comprensión y mitigación de estos efectos diferidos son fundamentales para el diseño y análisis de puentes de concreto postensado, particularmente aquellos construidos mediante volados sucesivos. Esta investigación se centra en abordar estas problemáticas para mejorar la seguridad, durabilidad y economía de estas estructuras, contribuyendo así al avance en la ingeniería de puentes.

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1 Problema General

¿Cuál es la relación entre los efectos diferidos del concreto y las deformaciones de la superestructura de un puente viga cajón construido mediante volados sucesivos en las regiones de Apurímac y Huánuco?

1.2.2 Problermas Específicos

- ¿Cuál es la capacidad de los diferentes modelos de predicción para determinar el desarrollo temporal de la resistencia a compresión del concreto?.
- ¿Cuál es la capacidad de los diferentes modelos de predicción para determinar el módulo de elasticidad del concreto en función al tiempo?.
- ¿Cuál es la capacidad de los diferentes modelos de predicción para determinar las deformaciones de las superestructuras en las regiones de Apurímac y Huánuco?.

1.3 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

Dada la importancia de la evolución de las propiedades del concreto y su relación directa con los efectos diferidos, como la fluencia y la retracción; esta investigación titulada “Influencia de los efectos diferidos en las deformaciones de las superestructuras de puentes tipo viga cajón construidos por volados sucesivos en las regiones de Apurímac y Huánuco, 2024”; se justifica por la necesidad de comprender con precisión cómo estos fenómenos afectan las deformaciones estructurales en condiciones específicas de las regiones de Apurímac y Huánuco.

Los puentes de tipo viga cajón construidos mediante volados sucesivos dependen significativamente de la resistencia a edades tempranas y de la evolución de los efectos diferidos para soportar las cargas progresivas de construcción y servicio. Las diferencias de humedad, temperatura y calidad de los materiales en Apurímac y Huánuco pueden influir en estos efectos diferidos, afectando así las deformaciones y la estabilidad a largo plazo de la superestructura. Por ello, resulta esencial evaluar la precisión de los modelos de predicción de resistencia propuestos por los códigos CEB-FIP, 209R-92, ASSHTO y el modelo B4; ya que estos modelos teóricos no siempre consideran las variaciones locales en las condiciones de construcción.

Desde una perspectiva más específica, se pueden identificar dos ejes que impulsan esta investigación:

a) **Ámbito profesional:** Los puentes representan un desafío significativo para los ingenieros de diseño, requiriendo esfuerzos especiales para crear estructuras que se adapten a las exigencias limitadas por las condiciones naturales. Esto frecuentemente conduce a innovaciones

dentro de la disciplina, haciendo que el estudio de estas estructuras sea una vía para que los investigadores aborden los retos inherentes a la ingeniería de puentes.

b) **Ámbito personal:** Partiendo de la premisa de que los puentes han sido considerados históricamente como una de las estructuras más complejas y elevadas en la práctica de la ingeniería, este proyecto se desarrolla a partir de un deseo intrínseco de comprender estas obras y enfrentar los desafíos que implican su diseño. Además, los puentes trascienden su valor material al conectar puntos separados, simbolizando la unidad entre regiones y países.

1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1 Objetivo General

Calcular la relación entre los efectos diferidos del concreto y las deformaciones de la superestructura de los puentes viga cajón construidos mediante volados sucesivos en las regiones de Apurímac y Huánuco.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Calcular la capacidad de los diferentes modelos de predicción para determinar el desarrollo temporal de la resistencia a compresión del concreto.
- Determinar la capacidad de los diferentes modelos de predicción para determinar el módulo de elasticidad del concreto en función al tiempo.
- Determinar la capacidad de los diferentes modelos de predicción para determinar las deformaciones de las superestructuras en las regiones de Apurímac y Huánuco.

CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO Y CONCEPTUAL

En el presente capitulo se presentará la información teórica referente al procedimiento constructivo de los puentes en avance en voladizo, presentando toda la información y los aspectos más relevantes que fueron encontrados en la revisión bibliográfica. Esto con el fin de definir claramente los conceptos y esto a su vez permita definir cuál es el alcance del presente trabajo.

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Galvis y Villafañe (2019), realizaron la investigación titulada *"Deformaciones por efectos diferidos en puentes viga cajón construidos por el método de voladizos sucesivos fundidos in situ"*.La investigación realizada se encuentra enfocada en el estudio de las deformaciones excesivas a largo plazo causadas por efectos diferidos, se toma como caso de estudio en el ámbito local el Puente El Tablazo, al cual se le realiza un análisis normativo en el que se compara el flujo plástico y la contracción en el concreto establecido en el Código Colombiano de Puentes de 1995, con respecto a la normativa vigente, AASHTO LRFD 2012 Bridge Design Specifications. Se propone, además, un protocolo de medición de deflexiones y, por medio del software Midas Civil, se realiza un modelo del puente utilizando el método de los elementos finitos, cuyo resultado es usado para comparar con los datos medidos en campo con la información de las condiciones iniciales del puente.Los autores concluyeron que los criterios para los efectos diferidos del CCP-95 y de la norma AASHTO LRFD 2012, encontrando que se añadieron factores de corrección que afectan la humedad relativa y la resistencia del concreto a la compresión. Sin embargo, desconociendo los criterios de diseño utilizados en el Puente El Tablazo, se asumió que el modelo para efectos diferidos fue el CEB-FIP 1990, que al evaluarlo con el AASHTO 2012 se encontraron variaciones de aproximadamente 0.19 unidades en los valores del coeficiente de efectos diferidos, pero que estas variaciones se encuentran en el sector asintótico de la curva.

Akbar y Carlie (2021), realizaron la investigación titulada *"Long-term deformation of balanced cantilever bridges due to non-uniform creep and shrinkage"*. El objetivo fué investigar el efecto de la diferencia de espesor en las secciones transversales de las vigas cajón sobre la deformación, debida a la fluencia y la contracción, en puentes en voladizo equilibrados. Los resultados de la investigación determinaron que, las deformaciones calculadas se comportan de forma diferente a lo largo del tiempo con el modelo B4 y el Eurocódigo 2. En los cálculos basados en el Eurocódigo 2, la deformación total aumenta significativamente durante aproximadamente los diez primeros años. Después, la tasa de deformación se reduce, lo que da lugar a una deformación que aumenta lentamente. Con el modelo B4, las deformaciones continúan durante toda la vida útil del puente. La deformación por contracción final con el modelo B4 fue algo superior a 0.450 ‰, mientras que el valor correspondiente del Eurocódigo 2 fue de alrededor de 0.300 ‰.

Takács (2002), realizó la investigación titulada *"Deformations in Concrete Cantilever Bridges: Observations and Theoretical Modelling"*. Uno de los objetivos fué evaluar los modelos existentes de fluencia y contracción basándose en los resultados experimentales disponibles sobre hormigón de áridos ligeros y hormigón de alta resistencia y si es posible utilizar los resultados en los modelos. Esta investigación fue aplicada a los puentes Norddalsfjord, Støvset y Stolma ubicados en Noruega. Para los puentes Støvset y Stolma, el coeficiente de fluencia con el módulo elástico inferior medido da aproximadamente

un 50% más de deformación por fluencia que el hormigón de densidad normal. La deformación a largo plazo prevista en el puente Norddalsfjord concordaba muy bien con los valores medidos, mientras que l a deformación a largo plazo estaba ligeramente subestimada en el puente Støvset y sobreestimada en el puente Stolma.

2.2 BASES TEÓRICAS

Los efectos diferidos en concreto, que incluyen fluencia, contracción, y relajación del acero de presfuerzo, son fenómenos fundamentales que afectan el rendimiento a largo plazo de las estructuras. Estos efectos no son inmediatos, sino que se desarrollan con el tiempo y pueden influir de manera significativa en la integridad y el funcionamiento de una estructura.

El estudio de los efectos diferidos es esencial para predecir el desempeño estructural a largo plazo, dado que afectan la redistribución de esfuerzos, la estabilidad y la durabilidad de las estructuras. Estos fenómenos son modelados a través de enfoques teóricos y experimentales, integrando parámetros como el módulo de elasticidad, el historial de carga y las condiciones ambientales, lo cual permite desarrollar modelos predictivos para optimizar el diseño y la evaluación de estructuras a lo largo de su vida útil.

2.2.1 Fluencia del concreto (creep)

Según Ansell, Hallgren, Holmgren, Lagerblad, y Westerberg (2012), el fenómeno de la fluencia se produce cuando una estructura se somete a una deformación creciente a largo plazo a pesar de una tensión constante. Además, el fenómeno de la fluencia se produce cuando la tensión constante aplicada a la estructura da lugar a la formación de microfisuras que, a su vez, provocan una mayor deformación. La recuperación de la fluencia se describe como el proceso en el que el material vuelve a su estado normal después de que se produzca la recuperación elástica momentánea una vez retirada la carga. La figura 2.1 ilustra la relación de la deformación con el tiempo para ilustrar mejor el fenómeno (Ansell et al., 2012).

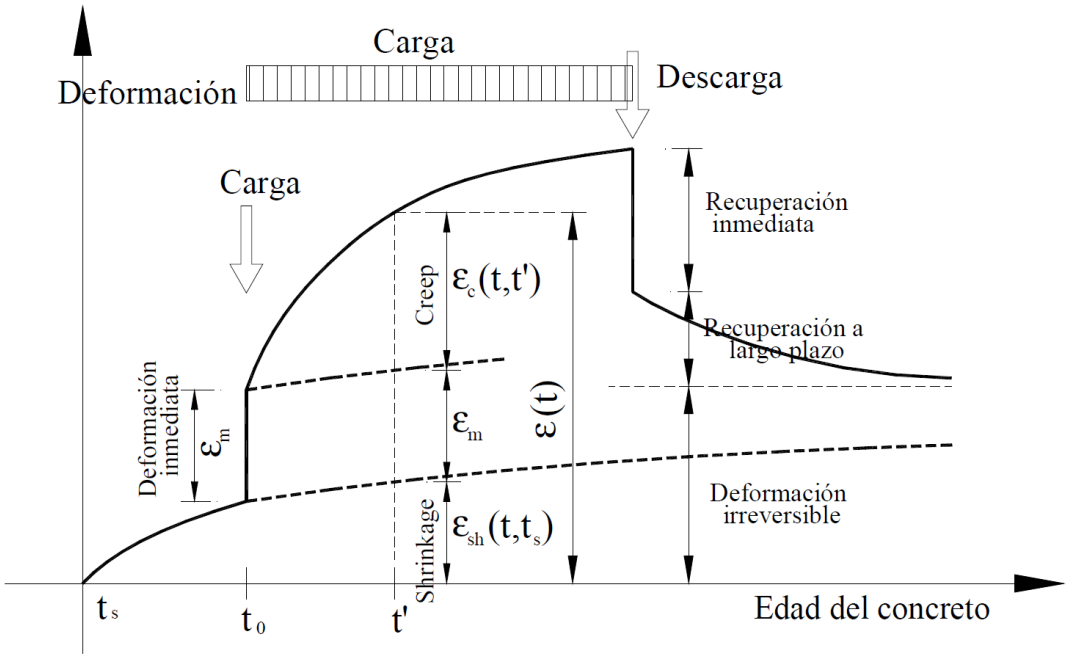
La fluencia es una propiedad del concreto que depende del tiempo y que da lugar a deformaciones continuas a lo largo del tiempo bajo cargas sostenidas. La deformación por fluencia depende de la tensión y, por tanto, está influida por el historial de tensiones. En concreto, la magnitud de la deformación por fluencia aumenta a medida que lo hace la tensión. Bajo determinadas cargas y configuraciones estructurales, la fluencia puede actuar como un mecanismo de relajación de tensiones. La fluencia suele cuantificarse de dos maneras: coeficiente de fluencia o fluencia específica. El coeficiente de fluencia es la relación entre la deformación por fluencia y la deformación elástica. Por otro lado, la fluencia específica, también conocida como conformidad de fluencia, es la deformación total dependiente de la tensión por unidad de tensión. Los dos componentes de la fluencia son la fluencia básica y la fluencia de secado. La fluencia básica es la fluencia medida en condiciones en las que se evita el secado.

Específicamente, este componente de fluencia puede ser determinado basado en la deformación total de un espécimen cargado sellado menos la deformación elástica instantánea causada por la carga externa y la deformación debida a la contracción autógena. La fluencia básica se considera una propiedad constitutiva del material independiente de la geometría y de las condiciones ambientales. Cuando se permite el secado, la fluencia por secado también se produce y puede determinarse restando la deformación por fluencia básica, la deformación elástica instantánea causada por la carga y la deformación por

contracción de la deformación total.

Figura N° 2.1

Desarrollo de la deformación en función del tiempo debido a la fluencia y la recuperación provocada por la descarga



Nota: Anders Ansell(2012).

2.2.2 Contracción del concreto (shrinkage)

En su forma más rudimentaria, la contracción del concreto es el fenómeno de pérdida por evaporación del agua durante el proceso de curado. La evaporación del agua de la mezcla de hormigón implica una reducción del volumen del concreto. El término contracción del concreto se utiliza a menudo como sinónimo de contracción por secado. Sin embargo, el significado de contracción del concreto implica algo más que la pérdida del agua durante el proceso de curado. La contracción total puede dividirse en cuatro categorías diferentes: la contracción por secado, la contracción plástica, la contracción autógena y la contracción por carbonatación. Las dos categorías principales son la contracción por secado y la contracción autógena (Ansell et al, 2014).

La contracción del concreto es un proceso dependiente del tiempo que da lugar a una contracción volumétrica con el riesgo de generar fisuras en presencia de restricciones. En el hormigón se observan habitualmente varios tipos de contracción. Entre ellos, la contracción autógena y la contracción por secado son los tipos de contracción más críticos desde el punto de vista del diseño estructural y la evaluación. La contracción autógena es la reducción macroscópica de la dimensión bajo una temperatura constante sin ningún intercambio de humedad con el medio ambiente. Es el resultado del consumo de agua durante las reacciones de hidratación que reducen la humedad relativa global en la matriz cementosa (también denominada autodesecación), induciendo tensiones relacionadas con la depresión capilar. La contracción autógena es más crítica en las mezclas de hormigón que tienen una baja relación agua/aglomerante. Este tipo de contracción es prominente durante el primer mes después del vertido del hormigón, ya que está

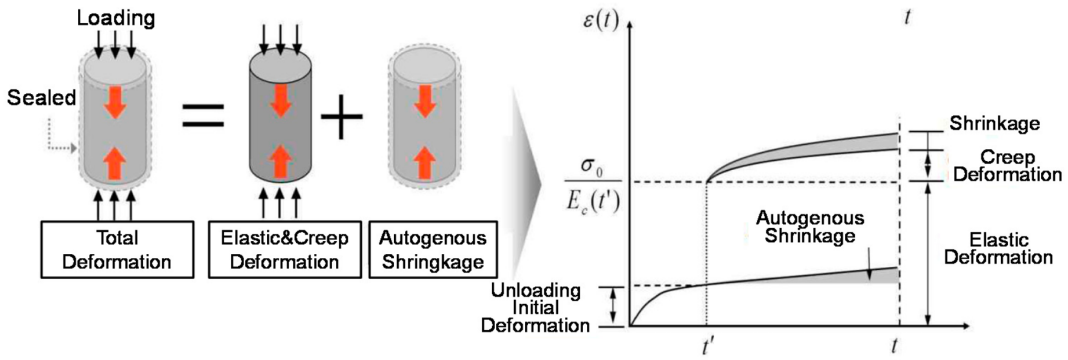
ligada al proceso de hidratación del cemento. Así, el 60-90% de la contracción autógena del hormigón suele tener lugar en los primeros 28 días.

La contracción por secado es el otro tipo principal de contracción que induce cambios volumétricos dependientes del tiempo. Los cambios volumétricos se deben principalmente a la evaporación del agua de los poros del hormigón. Por lo tanto, las propiedades de la mezcla de hormigón (en términos de relación agua/aglomerante y tipo, tamaño y forma de los áridos), las características de la microestructura del hormigón (en términos de porosidad, distribución del tamaño de los poros y radio medio de los meniscos capilares), las condiciones ambientales circundantes (en términos de humedad relativa, temperatura y flujo de aire) y la relación superficie/volumen expuesta son algunos de los parámetros clave a tener en cuenta. La contracción por secado a menudo continúa durante un periodo de tiempo mucho más largo que la contracción autógena y es generalmente varias veces más significativa que la contracción autógena en hormigones convencionales, dando lugar a diversos problemas de rendimiento.

En elementos de concreto armado sin refuerzo, se sabe que la contracción por secado causa tensiones de tal forma que la armadura de acero embebida puede experimentar tensiones de compresión, mientras que el hormigón puede sufrir tensiones de tracción. En elementos coaccionados, como los compuestos de hormigón multicapa, la contracción por secado produce tensiones de tracción en el recubrimiento coaccionado, dando lugar a tensiones de cizallamiento (fricción) y normales (delaminación) en la interfaz entre el recubrimiento y el sustrato. La formación de tensiones de tracción es crítica, ya que el hormigón es susceptible de agrietarse bajo tensión. La magnitud de estos efectos depende de la forma del elemento de CR, de la cantidad de armadura de acero embebida y de la intensidad de los factores de estrés mecánicos y ambientales.

Figura N° 2.2

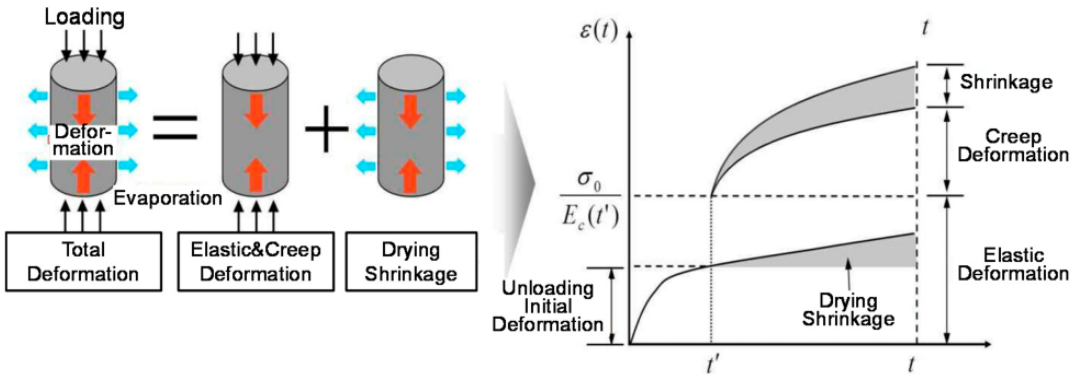
Deformación por fluencia con las condiciones de curado sellado (fluencia básica)



Fuente: Hwang et al. (2021).

Figura N° 2.3

Deformación por fluencia con las condiciones de curado sin sellar (fluencia por secado)



Fuente: Hwang et al. (2021).

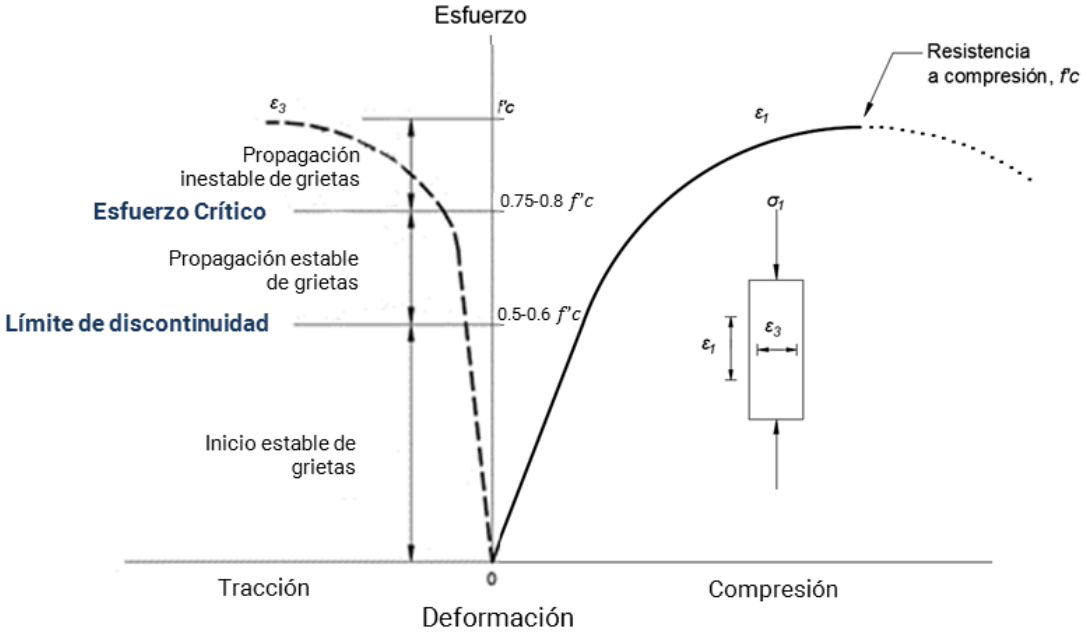
2.2.3 Resistencia a la compresión uniaxial

Las propiedades y características de deformación del concreto que más frecuentemente se necesitan en los cálculos son la resistencia a la compresión del concreto, el módulo de elasticidad, el coeficiente de flujo plástico y la deformación por contracción.

La resistencia a la compresión $f'c$ es la propiedad mecánica más estudiada para ambos casos de concreto joven o maduro. Hay muchas razones para esto: el primer propósito de las estructuras de concreto es resistir esfuerzos de aplastamiento. La resistencia a la compresión es fácil de determinar y provee una buena idea del comportamiento general del concreto. Además, para un concreto en particular, hay una correlación con otras propiedades, tales como la resistencia a la tensión, el módulo de elasticidad, la deformación y la durabilidad.

Cuando se aplica una carga a un material como el concreto, se desarrollan esfuerzos debido a la deformación del concreto. El cambio en la deformación entre antes y después de aplicar la carga puede medirse como deformación. Dado que la resistencia del concreto se basa en la capacidad de esfuerzo, así como en la importancia de la deformación permitida, la relación tensión-deformación reviste una importancia considerable. Al ensayar concreto, la relación entre el esfurzo y la deformación suele ilustrarse gráficamente como curva esfuerzo-deformación (Ansell et al., 2012). En la figura 2.4 se muestra un ejemplo de esta ilustración.

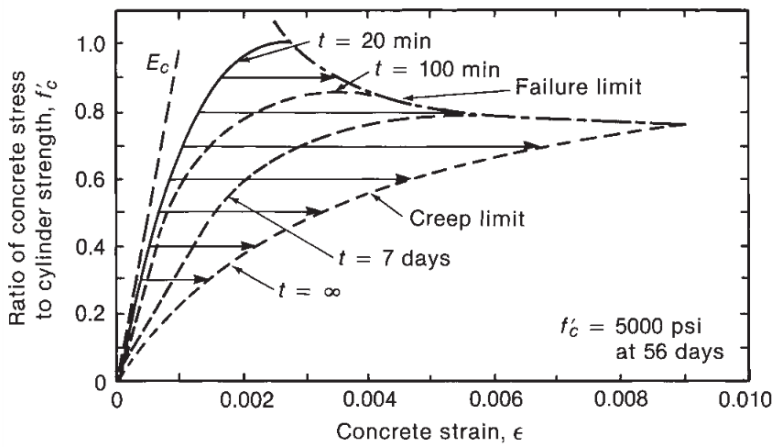
Figura N° 2.4
Curva esfuerzo deformación



Fuente: Adaptación de (MacGregor, Wight, Teng, y Irawan, 2012, p.44).

Cuando se aplica inicialmente una carga de compresión sobre el concreto, la respuesta será una relación aproximadamente lineal recta entre el esfuerzo y la deformación. Sin embargo, a medida que aumenta el esfuerzo, también lo hace el número de microfisuras en el concreto. Cuando aparecen suficientes mi- crofisuras, la deformación del concreto aumenta sin que se produzca el correspondiente aumento lineal del esfuerzo. Cuando se visualiza en la curva esfuerzo-deformación, la curva comenzará a nivelarse y, finalmente, las grietas serán lo suficientemente grandes como para que el hormigón ya no pueda soportar ninguna carga (Ansell et al., 2012).

Figura N° 2.5
Comportamiento de la curva esfuerzo deformación en relación con la carga a corto y largo plazo



Fuente: (MacGregor et al., 2012, p.46).

Según Engström (2007), la capacidad de tensión máxima del hormigón suele tomarse como el valor de tensión máxima de la curva tensión-deformación. Como aproximación, la linealidad de la curva tensión-deformación suele considerarse hasta 0.5 a 0.6 veces la capacidad máxima de tensión de compresión. A partir de este valor, la curva tensión-deformación ya no puede considerarse lineal.

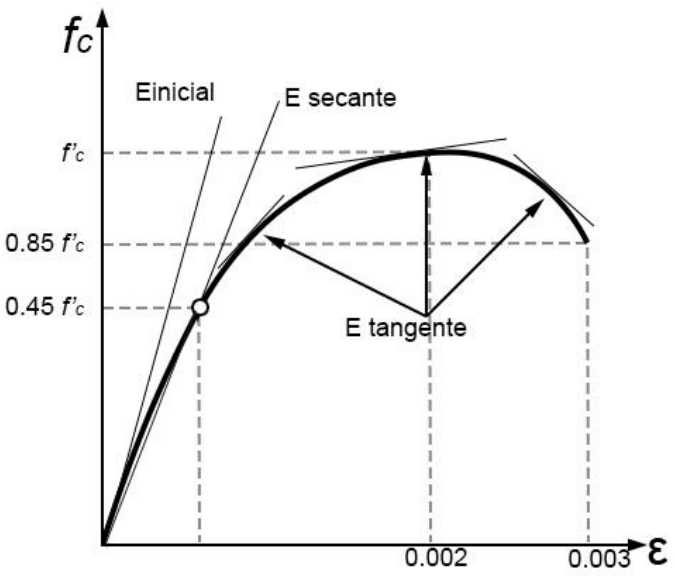
Un aspecto del comportamiento no lineal del hormigón que tiene que ver con la velocidad de carga es que la capacidad de tensión del hormigón, así como su no linealidad, diferirán en función de la velocidad de carga (Engström, 2007). Una carga aplicada rápidamente, por ejemplo, durante unos segundos, dará lugar a una curva de tensión-deformación más pronunciada y lineal. En comparación, una carga aplicada lentamente, por ejemplo, durante unos meses, dará lugar a una curva de tensión-deformación más nivelada y no lineal, como se ilustra en la figura 2.5.

La no linealidad de la curva esfuerzo-deformación es un factor importante cuando se considera el comportamiento a largo plazo, como las deformaciones por fluencia. En la sección lineal de la curva esfuerzo-deformación, se supone que la fluencia es lineal. Sin embargo, en la sección no lineal, existe un riesgo de fallo por fluencia, a pesar de que la estructura no alcance la carga de diseño (Engström, 2007).

2.2.4 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad es un parámetro de entrada para el cumplimiento de la fluencia. Se define como el módulo tangente de elasticidad en el origen del diagrama tensióndeformación y puede estimarse a partir de la resistencia media del cilindro de compresión y la edad del hormigón.

Figura N° 2.6
Curva esfuerzo deformación y módulo elástico



Fuente: Adaptación de (MacGregor et al., 2012, p.44).

El módulo tangente es aproximadamente igual al módulo secante de descarga que suele medirse en los ensayos. Si no se conoce la resistencia media, puede estimarse a partir de la resistencia característica como:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \tag{2.1}$$

donde,

f_{cm} : resistencia media a la compresión del concreto a la edad de 28 días [MPa],

f_{ck} : resistencia característica a la compresión del concreto [MPa].

La resistencia característica a la compresión se define como aquella resistencia por debajo de la cual cabe esperar que caiga el 5% de todas las mediciones de resistencia posibles para el hormigón especificado.

El módulo secante es un parámetro empleado en ensayos de para medir la deformabilidad del concreto. Se obtiene trazando la pendiente de la línea que une los puntos de la curva esfuerzo-deformación, ubicados en una deformación de 0.00005 y al 40 % de la carga máxima. Se ha observado que, después de varios ciclos de carga y descarga a esfuerzos relativamente pequeños, la relación esfuerzo-deformación tiende a convertirse en una relación prácticamente lineal. Como es difícil determinar el módulo tangente inicial, se recurre en ocasiones a aplicaciones previas de carga y descarga, con objeto de rectificar la curva así obtenida para el módulo de elasticidad.

Otra razón importante de la incertidumbre es la falta de definición precisa de lo que es realmente instantáneo. Bažant, Xi, Baweja, y Carol (1993) razona que, puesto que la fluencia ya es significativa tras una duración muy corta de la carga, la respuesta $1/E$ es inevitablemente un punto elegido arbitrariamente en la curva de fluencia. Por otro lado, también se reconoce ampliamente que para un análisis estructural de fluencia no importa realmente cuáles sean las deformaciones instantáneas y de fluencia siempre que la suma de ellas dé el valor correcto. En otras palabras, la conformidad a la fluencia, J, es más importante que el módulo elástico, E, y el coeficiente de fluencia, φ por separado. La especificación de la conformidad de fluencia elimina el riesgo de combinar valores no correspondientes del módulo elástico y del coeficiente de fluencia.

En la práctica, sin embargo, suele ser difícil cumplir este principio. Los resultados de las pruebas del módulo elástico suelen estar disponibles para las grandes estructuras, pero es muy raro que se realice al menos una prueba de fluencia a corto plazo. El ingeniero de diseño puede entonces enfrentarse al dilema de si utilizar el resultado del ensayo de laboratorio sobre el módulo elástico y combinarlo con el valor teórico del coeficiente de fluencia y arriesgarse así a un problema de incompatibilidad o ignorar el módulo elástico medido individualmente debido a la ausencia del coeficiente de fluencia correspondiente, manteniendo la coherencia del cumplimiento de la fluencia pero sin aprovechar el resultado del ensayo sobre el módulo elástico. La aplicación del módulo elástico medido puede mejorar la predicción de la deformación o puede corromperla. Por lo tanto, se recomienda realizar un ensayo de fluencia a corto plazo para estructuras importantes. Con una ejecución precisa y cuidadosa, un ensayo de fluencia con una duración de la carga tan corta como dos días puede ser adecuado para ajustar el cumplimiento teórico de la fluencia con una precisión apreciable (Bažant et al., 1993).

2.3 CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL

La construcción por tramos o dovelas, prefabricadas o ejecutadas in situ, que avanzan en voladizo sobre las ya erigidas. El tablero avanza por tramos sucesivos soportando la parte construida el

peso propio del tramo siguiente. La construcción en voladizo permite liberarse de cimbras y andamios, adaptándose especialmente a puentes con pilas muy altas, con valles extensos y profundos, en ríos con crecidas violentas y repentinas o bien cuando hay que dejar libre un gálibo para la circulación (Yepes, 2017, p. 17).

Desde la fase de construcción hasta su desempeño a lo largo del tiempo, el comportamiento estructural de este tipo de obras está estrechamente ligado al sistema y método constructivo, así como a los esfuerzos y deformaciones generadas por las cargas y sus combinaciones. Además, influyen factores como la no linealidad mecánica y geométrica de los materiales, los efectos reológicos y las deformaciones impuestas, entre otros.

Por ello, es fundamental comprender y definir previamente en qué consiste el sistema de avance por voladizos sucesivos, sus ventajas y desventajas, el proceso constructivo, en qué situaciones es una opción viable y bajo qué condiciones se puede combinar con el hormigonado in situ. Todos estos aspectos, junto con otros factores clave en el diseño del tablero, serán analizados en este capítulo.

2.3.1 Introducción al sistema de volados sucesivos

2.3.1.1 Definición

El sistema constructivo de avance por medio de voladizos se define como el proceso de construir tableros por fases consecutivas, de tal forma que, cada tramo nuevo esté soportado por la parte ya erigida de la estructura (Mathivat y Fernández, 1980), lo que significa construir los segmentos en su posición final desde el extremo de la estructura autoportante, creando una especie de eslabones para formar la cadena que es la estructura final.

Cada dovela, que representa una fase constructiva del tablero, se une al segmento anterior una vez que alcanza la resistencia necesaria para soportar su propio peso y las cargas de construcción. La estabilidad de la estructura en cada etapa se asegura mediante el postensado de construcción, compuesto por tendones dispuestos en la losa superior. A medida que avanza el proceso, en cada nueva fase se incorporan pares adicionales de tendones.

La construcción inicia desde un punto fijo y progresa hacia el exterior, construyendo la mitad del tramo a cada lado de la columna. Una característica clave de este método es que no requiere cimbras para soporte temporal. Inicialmente, la estructura se comporta como un sistema isostático, es decir, estáticamente determinado. Sin embargo, una vez que se completa la última dovela, que une ambos voladizos, el sistema se convierte en hiperestático.

Dado que el concreto es un material cuya resistencia varía con el tiempo y las condiciones de carga, cada segmento puede presentar diferencias en sus propiedades mecánicas. Por ello, es fundamental realizar análisis detallados en cada fase constructiva para garantizar la estabilidad y seguridad de la estructura.

Es importante señalar que el comportamiento estructural de estas obras implica que, durante la etapa constructiva, cada segmento transfiere las cargas a los elementos previamente construidos hasta que los voladizos se unen y la estructura adquiere continuidad. Con base en este principio, junto con la

geometría de la estructura y la estimación de las cargas actuantes, es posible calcular las deformaciones, tensiones y sus efectos a lo largo del proceso constructivo.

2.3.1.2 Clasificación de Puentes

Los avances en ingeniería han impulsado la diversificación de los tipos de puentes, permitiendo su clasificación desde distintas perspectivas. Según su funcionalidad, pueden ser peatonales, carreteros, ferroviarios o acueductos, entre otros. Atendiendo a su estructura portante longitudinal, se distinguen los puentes arco, de vigas, atirantados o colgantes. Asimismo, según su sección transversal, pueden ser de losa aligerada o maciza, de vigas en "T", de sección cajón, entre muchas otras variantes. Sin embargo, de todas estas categorías, ninguna es congruente con los puentes de hormigón pretensado en los cuales el método y el sistema constructivo son los que generalmente condicionan la concepción, el análisis y el cálculo de los mismos; por lo que, atendiendo a estas condiciones se pueden delimitar en cuatro grandes grupos (Mathivat y Fernández, 1980, p. 26).

- Puentes de vigas prefabricadas lanzadas
- Puentes empujados (longitudinal o transversalmente)
- Puentes cimbrados (auto-portantes, auto-lanzadas o contra el suelo)
- Puentes por voladizos sucesivos (in-situ o prefabricados)

Con base en lo expuesto, esta investigación se centrará en la última clasificación: la superestructura de puentes postensados construidos mediante voladizos sucesivos con vaciado in situ. Este sistema es ampliamente utilizado en puentes postensados debido a su capacidad para adaptarse a un amplio rango de luces. Sin embargo, a pesar de su versatilidad, esta tipología presenta características que la hacen especialmente sensible durante la fase constructiva. Por ello, resulta fundamental analizarla en detalle y profundizar en su estudio, con el objetivo de comprender mejor su comportamiento estructural y optimizar su diseño y ejecución.

Figura N° 2.7
El puente sobre el Danubio de Traismauer



Nota: El puente de 356 m de longitud sobre el Danubio se construyó con dos pares del nuevo carro de encofrado en voladizo Doka.

2.3.1.3 Historia

El pensamiento de edificar obras en ménsulas, es una idea que encuentra sus orígenes en la antigüedad. Existen diferentes vertientes acerca del origen de esta técnica, Mathivat (1980) expone que Julio César (procónsul e historiador romano en la era de la República romana), en sus escritos, habla de obras galas construidas con troncos de árboles colocados ortogonalmente en franjas horizontales,entre los cuales se colocaban bloques de rocas formando contrapesos (Figura 2.7) ; por otra parte, Chen y Duan (2014) relacionan la idea de construir puentes en voladizo al Medio Oriente y afirman que el Puente Shogun en Ikko, Japón, es el primer puente registrado con este sistema. Sin embargo, aun estos autores discrepando en su origen, sí concuerdan es que los primeros puentes de esta técnica se realizaron de madera y que además en la actualidad existen ejemplares de este tipo en la India y Tíbet. Sin embargo, el primer registro del uso de esta técnica de manera similar a como se conoce hoy en día se ubica en Brasil, con la construcción del Puente Herval sobre el Río Peixe (Casado, 1964); este fue un puente de concreto reforzado hormigonado in-situ en el que el avance por voladizo se utilizó para la construcción del tramo central con una longitud de 68 m, posteriormente, Eugène Freyssinet (considerado como el principal precursor del pretensado) volvió a utilizar este sistema de construir en voladizo para el montaje de patas inclinadas en los cinco puentes sobre el Río Marne en Francia (1947-1950). A pesar de haberse logrado combinar el hormigón armado con esta técnica (Mathivat y Fernández, 1980), este tipo de construcciones no logró incursionar en el mundo de la ingeniería de forma exitosa debido a las excesivas deformaciones y a la gran demanda de refuerzo.

No obstante, fue hasta 1950-1951 luego de la Segunda Guerra Mundial con la expansión del hormigón pretensado, cuando el Dr. Ulrich Finsterwalder (de la firma Dyckerhoff y Widmann AG-DSI Internacional) utilizó el concreto postesado hormigonado in-situ y el sistema de construcción por voladizos para la elaboración del Puente Lahn en Balduinstein, Alemania (Figura 2.8), tratándose de un puente empotrado en sus extremos que posee un vano de 62 m. Dado lo anterior, se considera a esta estructura como la pionera de la construcción moderna de puentes con grandes vanos de hormigón postesado por voladizos sucesivos (Chen y Duan, 2014).

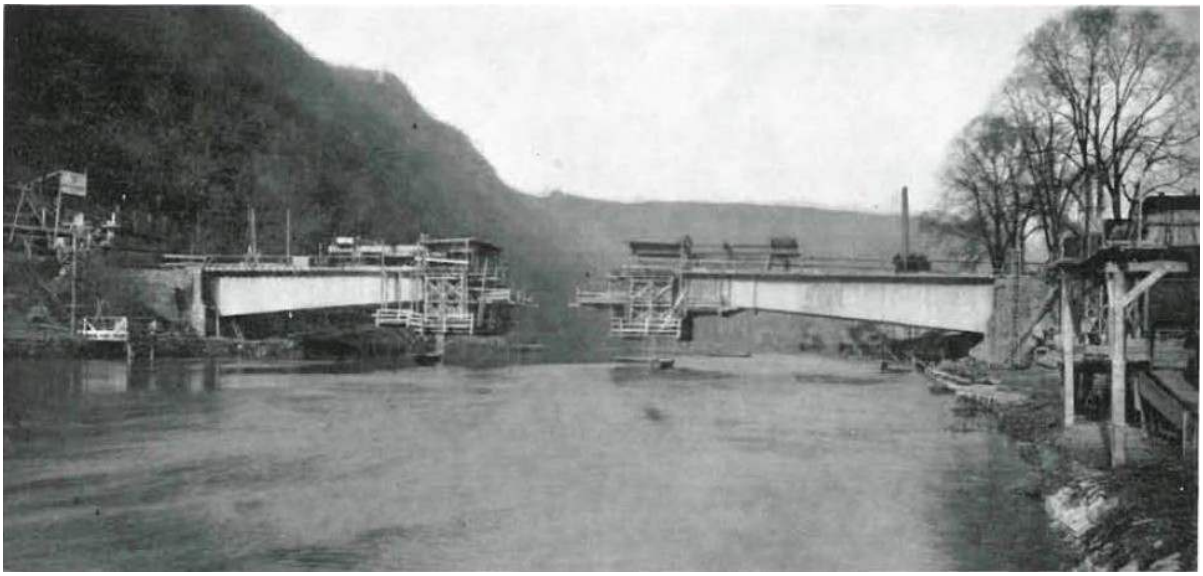
Luego del éxito con este puente, la empresa Boussiron utilizó esta técnica para edificar una obra un tanto peculiar: el puente de ferrocarril de La Voulte sobre el Río Ródano en 1952 (Mathivat, 1980), haciéndose distinguir e impulsado el uso de este sistema. Con los años se ha ido mejorando, y consecuentemente ganando popularidad, auge y prestigio en la construcción de puentes de grandes vanos alrededor del mundo.

2.3.1.4 Terminología

Es fundamental familiarizarse con la terminología empleada para referirse a cada uno de los elementos que conforman este proceso. Por ello, a continuación, se describen de manera cualitativa las distintas fases que intervienen en este sistema:

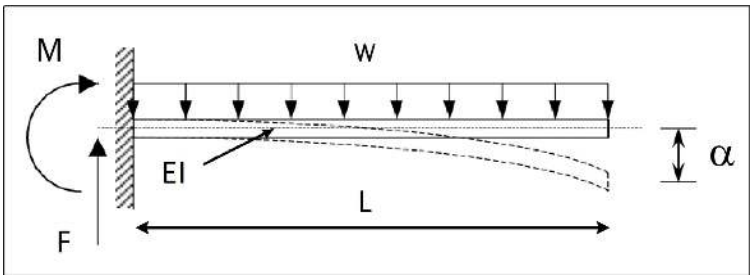
2.3.1.4.1. Voladizos. Se refiere a una parte de la estructura que se extiende más allá de su soporte, sin ningún tipo de apoyo directo debajo de ella. En otras palabras, es una porción de la estructura que sobresale hacia afuera y está sustentada solo en uno de sus extremos.

Figura N° 2.8
Construcción del Puente Lahn en Baldustein, Alemania 1950



Nota: Fernández Casado (1963).

Figura N° 2.9
Deflexión de viga en voladizo uniformemente cargada



Nota: Lucko (1999).

Una vez explicado este concepto y equiparado a todo el proceso, se realiza el modelado de los sucesivos voladizos en la fase constructiva relacionando cada etapa con lo explicado anteriormente, estableciendo una analogía, un punto fijo será el final de la anterior. fase, la distancia será equivalente a la longitud del segmento, y las cargas y secciones se toman de los datos de cada fase.

2.3.1.4.2. Dovela ("Segment" en inglés). Es común denominar así a los tramos subsecuentes de la dovela 0 y que componen el tablero, en el caso del concreto hormigonado insitu, estas por lo general se realizan mediante carros de avance (Figura 2.11) que sirven de encofrado anclados a la estructura ya existente.

2.3.1.4.3. Dovela cero ("Pier table" en inglés). Es como en español se nombran a las dove- las sobre pilas, las primeras fases. Para su materialización se emplean encofrados autotrepantes y permiten dar inicio a los voladizos.

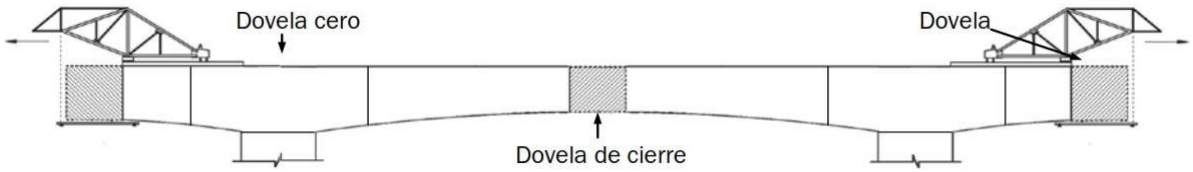
2.3.1.4.4. Dovela de cierre"Closure" en inglés). Hace alusión al último segmento que une a los extremos de dos voladizos y da continuidad a la estructura. Estas comparten la idea de su construc-

ción con las dovelas. .

De forma general, es común que al conjunto de las ménsulas y la columna del viaducto antes de que se realice la dovela de cierre, cuando la estructura es aun estáticamente determinada, se le denomine "T", debido a su similitud en alzado con esta letra del alfabeto.

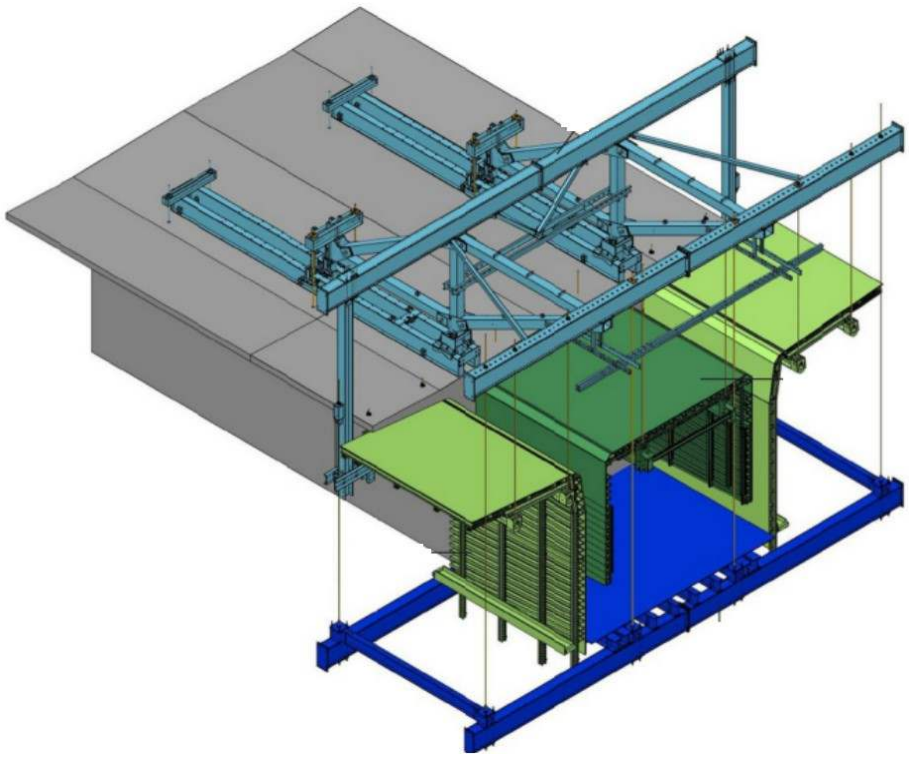
En la siguiente figura (Figura 2.10) se muestra la disposición de cada una de las fases definidas con anterioridad.

Figura N° 2.10
Secciones de los puentes de avance en voladizo



Nota: Santos Hernandez (2018).

Figura N° 2.11
Esquema tridimensional de los carros de avance



Nota: Manual de usuario de carro de encofrado en voladizo (Doka, 2020).

2.3.2 Campo de aplicación

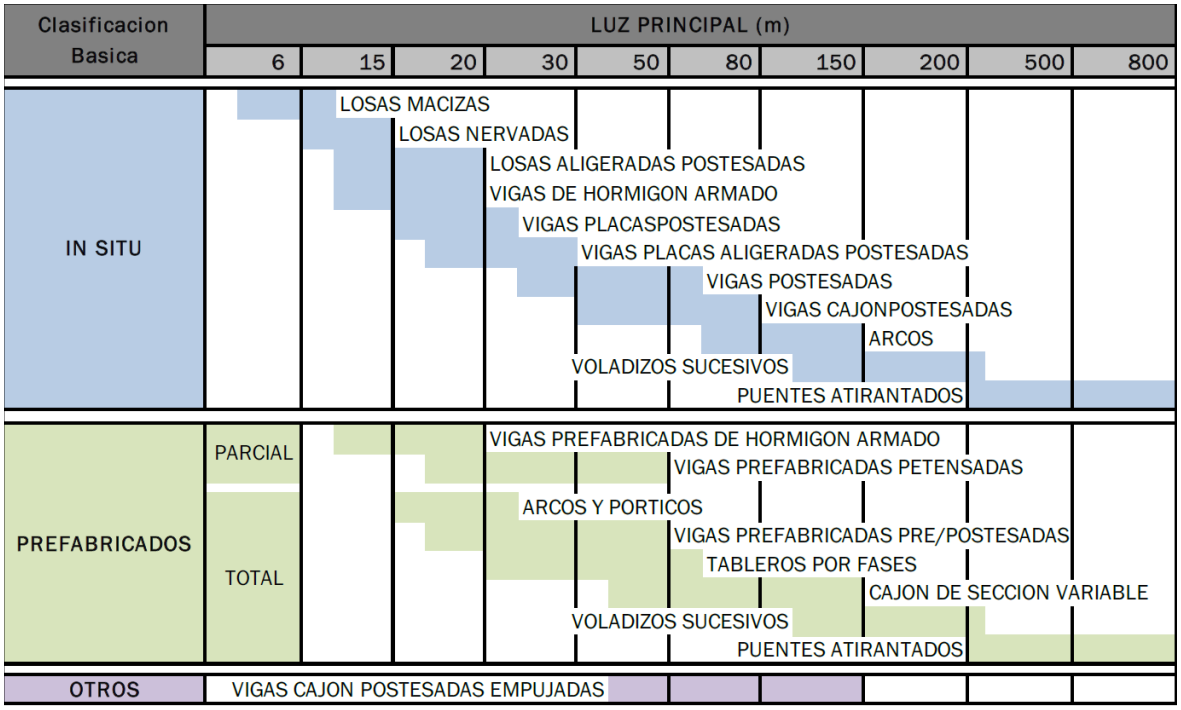
2.3.2.1 Luces

Como se abordó en el apartado 2.3.1.3 del presente documento, los puentes construidos por el método de voladizos sucesivos son aplicados a puentes de grandes luces. En la siguiente tabla (Figura

2.12) se presenta una comparativa de las luces comúnmente empleadas según el sistema constructivo de los tableros y el método de hormigonado, en la que es posible observar que en cuanto a longitud de construcción se refiere, sólo es superado por los puentes atirantados.

Figura N° 2.12

Relación entre el sistema constructivo y la luz principal del puente

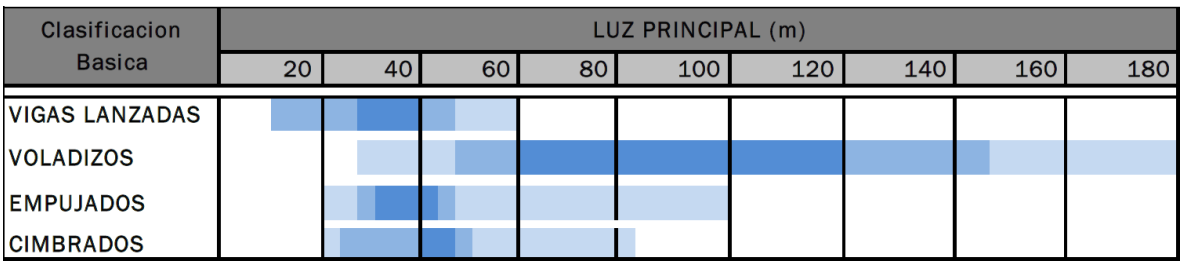


Nota: Santos Hernández (2018).

Enfocándonos en los puentes pretensados, la siguiente tabla (Figura 2.13) presenta el campo de aplicación de los procedimientos de construcción de grandes puentes en hormigón pretensado. Utilizando una escala de colores, se muestran las luces óptimas, normales y excepcionales, lo que permite visualizar la amplia variedad de luces a las que se puede adaptar la construcción mediante voladizos sucesivos.

Figura N° 2.13

Rango de aplicación de procedimientos de construcción de puentes en hormigón pretensado

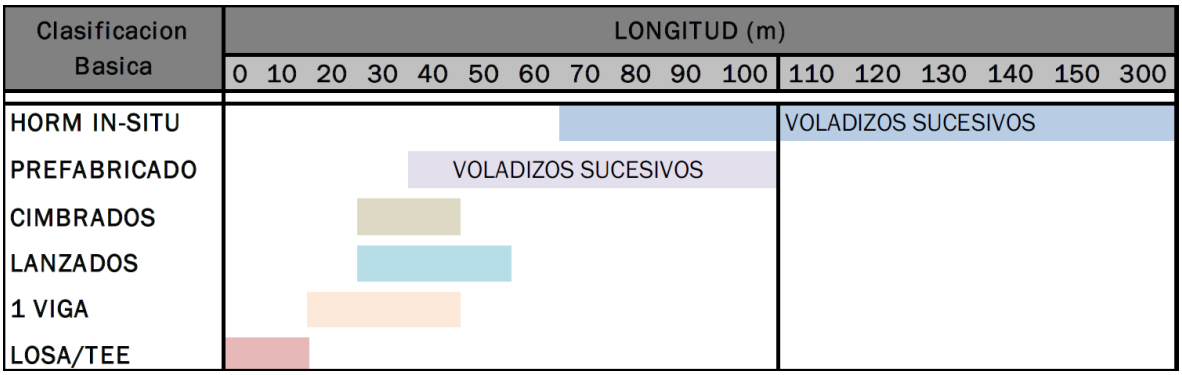


Nota: Santos Hernández (2018).

Por otro lado, en la siguiente tabla (Figura 2.14) se presenta una relación de sistemas de construcción y luces habituales comparado con el rango de coste económico óptimo, basadas en la obra de Fah Chen y Lian Duan “Bridge Engineering Handbook: Superstrucutre Design, 2th ed, 2014” que concuerda con lo expresado por Menn (1990), sirviendo esto para observar desde un panorama global la gran ventaja que tiene esta técnica sobre los demás sistemas en materia de economía.

Figura N° 2.14

Rangos de económicos para puentes habituales según la longitud



Nota: Santos Hernández (2018).

Tomando como referencia las figuras presentadas anteriormente, es posible observar la amplia gama de escenarios en los que los puentes postensados construidos por voladizos sucesivos pueden ser aplicados. Estos puentes resultan ser opciones más económicas a medida que aumenta la longitud de la estructura dentro de su rango de aplicación. De igual manera, se puede afirmar que las longitudes competitivas para este tipo de construcción se encuentran entre 80 m y 150 m, aunque la técnica sigue siendo viable incluso hasta los 300 m.Cuando se trata de puentes con longitudes de hasta 75 m, se pueden diseñar con una sección constante (Chen y Duan, 2014), aunque algunos autores sugieren que el límite práctico se encuentra entre 60 y 65 metros. Sin embargo, a partir de esa longitud, es más adecuado optar por un diseño de tablero con inercia variable para asegurar un mejor desempeño estructural.

2.3.3 Ventajas y desventajas

Dentro de las características expuestas que identifican a esta tipología, es posible enumerar cuales son los beneficios y los límites que posee, de forma que, realizando un compendio de sus ventajas según LAMBERT (2010), Mathivat y Fernández (1980), Lucko (1999), Chen y Duan (2014) y Manterola (2006) éstas se pueden resumir en la posibilidad de:

- Construir sin necesidad de apoyarse en el suelo facilita el cruce de terrenos con grandes desniveles o de difícil acceso, evitando así el uso de cimbras que pueden ser costosas y representar riesgos.
- Modificar la geometría para adaptarse a diversas secciones transversales y cambios longitudinales.
- Reutilización y reducción de herramientas de encofrado por la división de segmentos.
- Contar con un rango de aplicación extenso, alcanzando hasta 300 metros.
- Realizar la construcción sin afectar el tránsito o la circulación, especialmente al cruzar una vía.
- Incrementar la eficiencia de la mano de obra gracias a la repetición de ciclos.
- Facilitar la gestión del proyecto.

- Ajustar el proyecto a la capacidad del equipo.
- Facilidad para el manteniendo, debido a su sección transversal típica.
- Ser adaptada a la prefabricación.

Aunado a estas cualidades, también es significativo conocer el alcance de la construcción por voladizos sucesivos, donde según Lambert (2010), Lucko (1999) y Chen y Duan (2014) se pueden enmarcar en:

- La necesidad de soportes y sus cimentaciones son más importantes y más caros, debido a poseer luces simétricas, lo que, a su vez produce estructuras más pesadas que las mixtas.
- La división de las dovelas puede producir diferenciación de tonos en el color del hormigón.
- El tiempo requerido para la construcción del tablero cuando se emplea el hormigonado in-situ.

2.3.3.1 Ventaja especial

Las construcciones por voladizos sucesivos, a pesar de ser popular en puentes de vanos extensos, no están limitadas solo a salvar grandes luces; sino que tienen otros valores agregados como la capacidad de presentar formas estéticamente agradables (Chen y Duan, 2014), y su adaptabilidad a trazados curvos. Esta característica se debe a la sección transversal característica de este tipo de estructuras: la sección en forma de cajón. Asimismo, combinar este diseño con diversas geometrías para las columnas contribuye a que sean visualmente más atractivas.

2.3.4 Voladizos sucesivos hormigonados in-situ

Después de haber presentado el contexto del sistema de avance por voladizos sucesivos, a continuación, se abordará su aplicación cuando el hormigón se vierte directamente en obra.

En comparación con el uso de elementos prefabricados, construir con hormigón in situ resulta más económico, ya que no se necesitan equipos especiales para transportar, izar y ensamblar los segmentos. Además, se elimina la necesidad de contar con plantas de prefabricación en la obra y grandes espacios para almacenar los elementos producidos. Otro beneficio clave es que este método permite diseñar dovelas de mayor longitud, optimizando el proceso constructivo. Así pues, estas ventajas se mantienen para rangos que oscilan entre los 70 y 300 metros (Chen y Duan, 2014).

Cuando se emplea hormigón vertido en el sitio, las estructuras suelen experimentar mayores deflexiones verticales en comparación con las prefabricadas. Esto se debe a que, en los elementos prefabricados, el pretensado se transfiere antes de integrarse en la estructura final, permitiendo una deformación inicial que favorece su alineación en el alzado. Por esta razón, en la construcción in-situ es fundamental un control preciso durante cada etapa del proceso, además de contar con carros de avance diseñados para resistir estos efectos en dovelas de mayor tamaño. Como mencionan Podolny y Muller (1982), la capacidad de estos equipos influye directamente en el costo y la configuración de la estructura.

Según el proceso constructivo, que se explica con más detalle en la sección 2.3.5 de este documento, se puede entender que, por la duración de los ciclos de trabajo, las fases tendrán edades diferentes

entre sí, lo que hace necesario el cálculo de la variación del módulo de elasticidad secante y la ganancia de resistencia del tablero a lo largo del tiempo (Peña, 2016), porque recordando lo explicado en el apartado 2.3.1.1, el concepto general de esta tipología corresponde a que las fases siguientes sean soportadas por las anteriores, por consiguiente, se debe de cuantificar y garantizar su capacidad de resistir los efectos de dichas cargas. En línea con lo mencionado anteriormente, pero desde otra perspectiva, esto se debe al tiempo habitual en el que se verifica la resistencia del concreto, que suele ser a los 28 días. Hasta que cada fase de construcción no alcance esta edad, contribuirá a la resistencia global del viaducto, pero no a su resistencia característica.

2.3.4.1 Control de calidad

Las construcciones que combinan este método de fundición en obra con el sistema de voladizos sucesivos requieren un control de calidad exhaustivo, fundamental para asegurar tanto la estabilidad y seguridad durante el proceso constructivo como el control de las deformaciones de la estructura. Por ello, llevar a cabo un monitoreo riguroso permite verificar la calidad del hormigón y determinar el momento adecuado para el desencofrado, garantizando así la continuidad del proyecto sin comprometer su integridad.

Por todo esto, se infiere que la supervisión y el control de calidad son críticos en estas tipologías (Lucko, 1999) para garantizar que cada dovela ha alcanzado, al menos, la resistencia calculada en el diseño.

2.3.4.2 Resistencia

Un aspecto clave a considerar en este tipo de construcción es la necesidad de alcanzar resistencias adecuadas en edades tempranas. Para lograrlo, es recomendable ajustar las dosificaciones del concreto de acuerdo con este requerimiento. Por ello, es frecuente el uso de cementos de rápido endurecimiento, combinados o no con aditivos y adiciones que optimicen su desempeño. Además, cuando las condiciones lo exigen, este enfoque puede complementarse con métodos especiales de curado para asegurar un desarrollo óptimo de la resistencia (Mathivat, 1980).

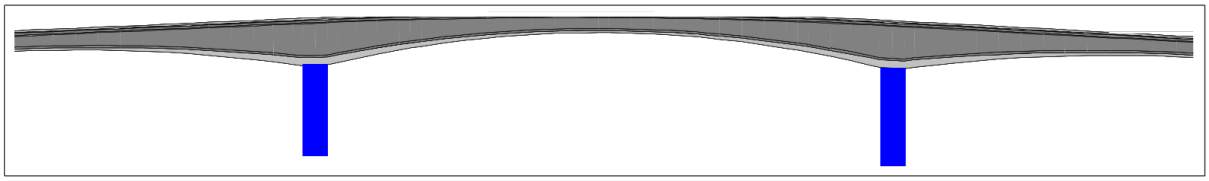
2.3.4.3 Curvatura

Es inminente que a medida que avanza el voladizo, este tendrá una deformación progresiva producto de las cargas muertas, el carro de avance, la sobrecarga de construcción, los gradientes de temperatura, la carga de viento e inclusive, la propia fuerza de pretensado (Mathivat, 1980); no obstante, aún en servicio existen otras acciones como las cargas de muertas de equipamientos y rodadura de desgaste, el asentamiento de las fundaciones, las cargas vivas de tráfico, entre otras más, que continúan deformando la estructura. Ante esto, se plantea realizar alzados curvos (Figura 2.15) con el fin de confrontar la deformación total que genera la combinación de las acciones mencionadas.

Relacionado con esto, se obtienen otros beneficios al conceptualizar el viaducto con curvatura vertical.

Esta opción no solo proporciona un mejor aspecto visual y una sensación de solidez, sino que la curvatura convexa también contribuye al confort de los conductores y mejora la precisión al cerrar los vanos formados por los dos voladizos. Sin embargo, en algunos casos, puede ser necesario nivelar las

Figura N° 2.15
Puente de madera en voladizo



Nota: Santos Hernández (2018).

ménsulas utilizando vigas metálicas ancladas en los extremos. Este desnivel será mínimo cuando se diseñen de esta manera (Lucko, 1999).

2.3.5 Proceso constructivo de viaductos in-situ

La construcción de los puentes por voladizos sucesivos se puede realizar utilizando varios procedimientos: con el uso de andamiaje, con una viga metálica provisional que descansa sobre los apoyos del puente o sobre carros móviles soportados por el tablero (Mathivat, 1980).

A continuación, se examina este método, el cual forma parte de un conjunto de tareas cíclicas, destacando el uso del carro de hormigonado. Este equipo, compuesto por una estructura de perfiles metálicos, integra el encofrado necesario para el proceso. En sus primeras versiones, el carro de avance utilizaba contrapesos para equilibrar su propio peso junto con el del hormigón recién vertido. Sin embargo, en la actualidad, el sistema ha evolucionado con la incorporación de tirantes que generan un pretensado temporal, anclando los carros a la parte de la estructura ya construida, mejorando así la estabilidad y eficiencia del proceso.

Este carro se desplaza sobre rieles ubicados en la parte superior del tablero, impulsado por actuadores hidráulicos.

Como se mencionó previamente en el apartado 2.3.1.1, es fundamental que cada dovela haya alcanzado la resistencia necesaria para ser postensada a la estructura y soportar la fase siguiente. El proceso inicia con la construcción de la dovela sobre la pila, que incluye su curado y tensado. Luego, se instalan los carros de avance sobre la dovela una vez completadas las etapas iniciales de las cimentaciones, pilas, estribos y otras estructuras auxiliares.Una vez montados los carros sobre la dovela 0, se trasladan hacia adelante hasta la posición de la siguiente dovela, donde se anclan a la parte de la estructura ya construida. Esto les permite soportar el peso del hormigón fresco y contrarrestar los momentos de vuelco generados durante el vertido del concreto.

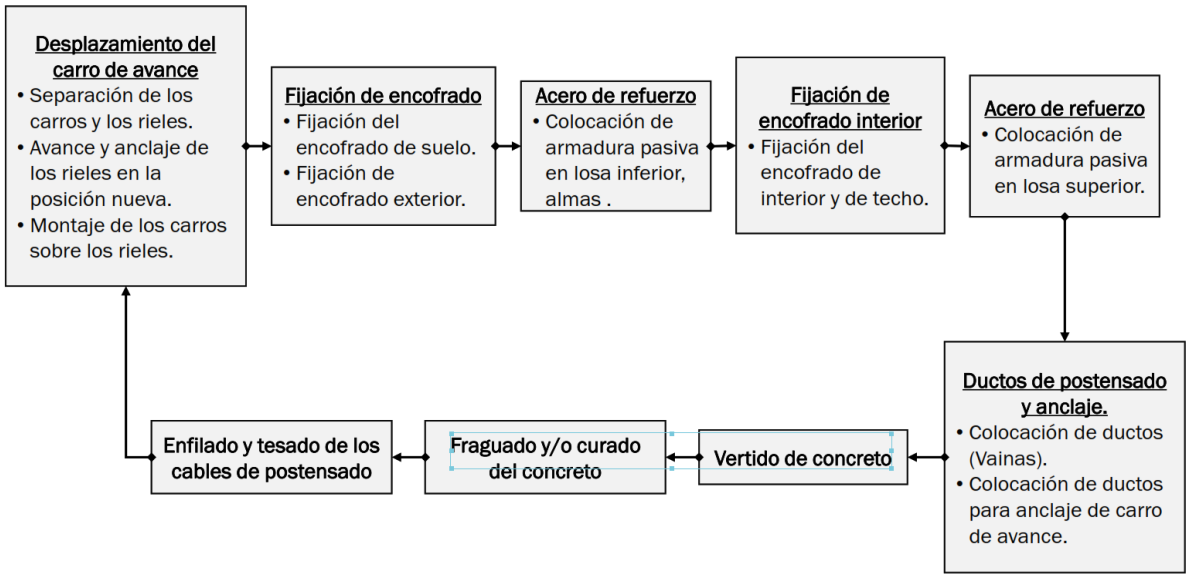
El ciclo de cada fase (Figura 2.16) inicia cuando el carro móvil, una vez nivelado, se encuentra en la posición que permite proseguir con la preparación del encofrado, montar la ferralla (que puede ser pre-ensamblada en a pie de obra), ubicar las tuberías de pretensado en su posición final, enfilar los cables de pretensado y reajustar la posición de los conductos; se continua con el armado de cualquier detalle específico de la sección (cajetines de pretensado, diafragmas). Con todos los aspectos del armado de cada dovela cuidadosamente gestionados, se procede al vertido del hormigón, siempre desde adelante hacia atrás para garantizar que los carros alcancen su mayor flecha al inicio del proceso. Este vertido puede realizarse en varias fases si es necesario acceder a la losa inferior para facilitar las tareas de colocación del

concreto. Una vez que el vertido se ha completado, se inicia el proceso de curado. Cuando se alcanza el tiempo de curado adecuado, las dovelas están listas para ser tensadas e integradas a la estructura principal. Tras el anclaje de la fase, se puede cerrar el ciclo, mover el carro móvil y repetir el proceso para avanzar a la siguiente fase.

Desde una perspectiva más global y detallando tiempos de ejecución a cada tarea, Mathivat (1980) describe el ritmo de construcción normal de un ciclo completo, quien propone que se cierre en un plazo de 6 días.

- 1 Día: Tesado de cables, desencofrado, traslado y colocación del carro de avance,
- 2 Días: Montaje de armaduras, ductos y enfilado de cables,
- 1 Día: Hormigonar la dovela
- 3 Días: Curado y endurecimiento del hormigón, el que, para aprovechar mejor los días calendario es preferible que uno de estos sea domingo.

Figura N° 2.16
Esquema del ciclo de tareas en puentes de voladizos sucesivos hormigonados in-situ con carros de avance



Nota: Elaboración propia.

Sin embargo, el mismo autor expresa que este ritmo es relativamente lento y que se han empleado diversas técnicas para agilizar la ejecución de las tareas, dentro de las que cabe destacar:

- Empleo de equipos con vigas laterales principales o equipos autónomos,
- Aumento de la longitud de las dovelas,
- Ejecución de la sección en dos fases,
- Aplicación de tratamientos térmicos para agilizar el proceso de fraguado,

- Utilización de cabezas o almas prefabricadas.

A pesar de esto, existen otros factores que influyen en la estimación de los tiempos de ejecución:

- En efecto, el aprovechamiento de los equipos de trabajo toma lugar por los efectos de la naturaleza repetitiva de las operaciones, así pues, las variaciones de la sección (ajuste de almas inclinadas, variación del ancho…) ralentizan esta educación y pueden retrasar los trabajos,
- El ajuste de los carros de hormigonado es más prolongado cuanto más detalle se incorporen a la sección (diafragmas, cajetines, pretensado vertical…) (Fletcher, 1984),
- Congruente con lo demás, pero en un segundo plano, manejar grandes volúmenes puede repercutir de forma negativa en los plazos.

Hay que mencionar, además, que dos factores son los críticos para el avance en este tipo de obra (Lucko, 1999)

- Ganancia de resistencia de las fases recién hormigonadas,
- Ajustes para cambiar geometría, armado y diafragmas.

2.4 MODELOS PARA EL ANÁLISIS DE MATERIALES EN FUNCIÓN DEL TIEMPO

2.4.1 Resistencia a la Compresión

La madurez y el grado de hidratación son dos de los más importantes conceptos para la descripción del desarrollo de la resistencia con el tiempo, y están disponibles en la literatura varios modelos matemáticos basados en estos conceptos. Otros conceptos usados para describir el incremento en la resistencia con el tiempo es el concepto de porosidad, el concepto de relación gel-espacio.

Para el mismo concreto, se pueden obtener diferentes valores de resistencia, los que dependen de las condiciones de la prueba, tales como el tamaño y la forma del espécimen, el incremento de carga, las condiciones de humedad en la prueba y en el curado, y la temperatura durante la prueba (Schultz, Welton, y Rey, 2004).

2.4.1.1 Modelo CEB-FIP código 1990

Para una temperatura media de 20 °C y un curado conforme a la norma ISO 1920-3, la resistencia a la compresión pertinente del hormigón a distintas edades $f_{cm}(t)$ puede estimarse a partir de:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) . f_{cm} \tag{2.2}$$

con,

$$\beta_{cc}(t) = exp\left\{ s. \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right] \right\} \tag{2.3}$$

donde,

$f_{cm}(t)$: es la resistencia media a la compresión en MPa a una edad t en días.

f_{cm} : es la resistencia media a la compresión en MPa a una edad de 28 días.

$\beta_{cc}(t)$: es una función que describe la evolución de la resistencia con el tiempo.

t : es la edad del concreto en días ajustada según la Ec. (2.3) (teniendo en cuenta la temperatura durante el curado).

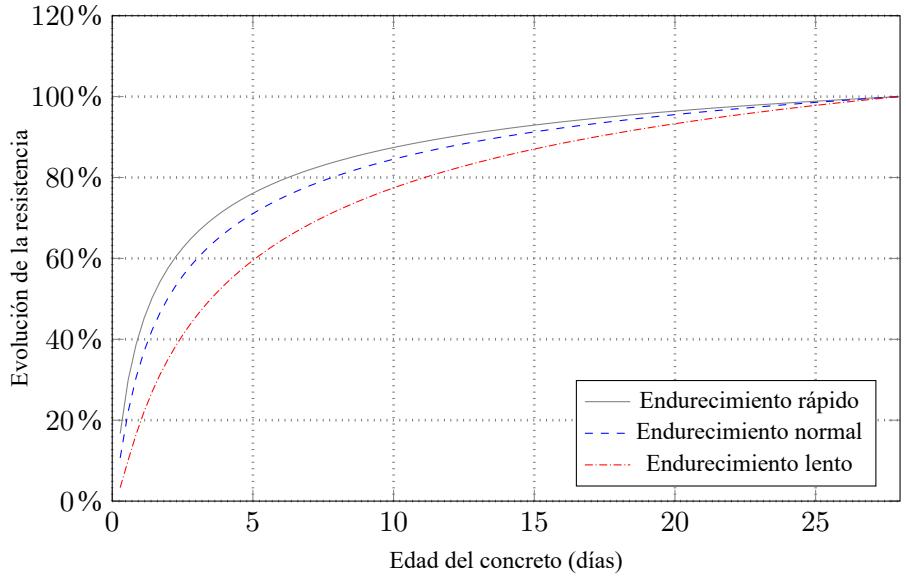
s : es un coeficiente que depende de la clase de resistencia del cemento, como se indica en la siguiente tabla 2.1.

Tabla N° 2.1
Coeficiente s a utilizar en la Ec. (2.3) *para diferentes tipos de cemento*

f_{cm} (MPa)	Clase de resistencia del cemento	s	Endurecimiento
≤ 60	32.5 N	0.38	Lento
	32.5 R, 42.5 N	0.25	Normal
	42.5 R, 52.5 N, 52.5 R	0.20	Rápido
> 60	toda las clases	0.20	

Nota: N = Resistencia inicial normal y R = Alta resistencia inicial.

Figura N° 2.17
Evolución de la resitencia del concreto con el tiempo



Nota: Elaboración propia.

2.4.1.2 Método ACI 209R-92

Para el cálculo de la resitencia del concreto en función al tiempo se usa la siguiente expresión:

$$f'_c(t) = \frac{t}{\alpha + \beta t} f'_{cm} \tag{2.4}$$

donde,

$f'_c(t)$: es la resistencia a la compresión del concreto calculada a la edad de t días (MPa),

f'_{cm} : es la resistencia media a la compresión del concreto a la edad de 28 días (MPa),

α : está en días (ver tabla 2.2),

β : es una constante (ver tabla 2.2),

t : es la edad del concreto (días).

$$f'_c(t) = \frac{t}{\frac{\alpha}{\beta} + t} . f'_c(u) \tag{2.5}$$

donde,

α/β : es la edad del hormigón en días a la que se alcanza la mitad de la resistencia última (en el tiempo) a compresión del hormigón(ver tabla 2.2),

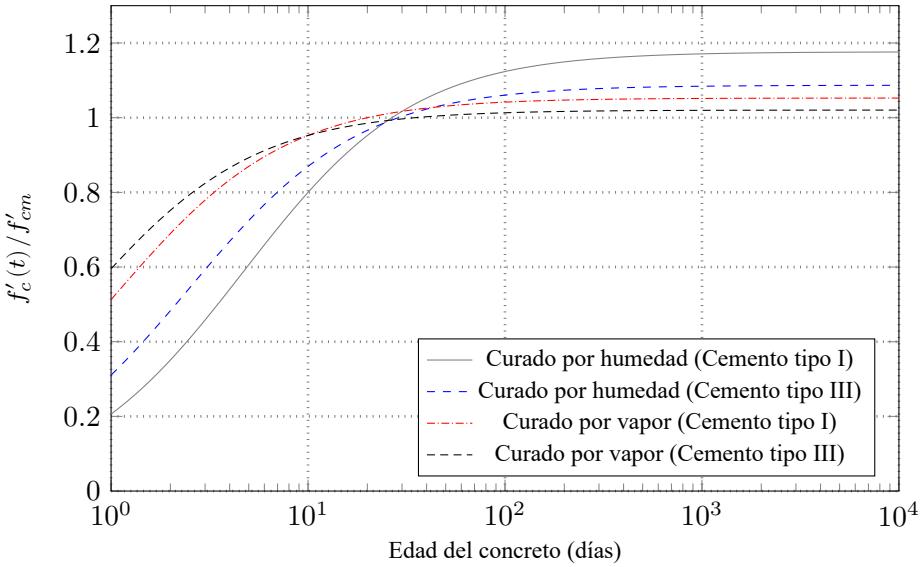
$f'_c(u)$: resistencia última (en el tiempo) a la compresión del hormigón.

Tabla N° 2.2
Valores de las constantes α, β y α/β y de la relación de tiempos a partir de las Ecs. (2.4) *y* (2.5)*.*

Relación de tiempo	Tipo de curado	Tipo de Cemento	Constantes
Eq. (2.4)	Curado por humedad	**I**	α = 4.0, β = 0.85
		III	α = 2.3, β = 0.92
	Curado por vapor	**I**	α = 1.0, β = 0.95
		III	α = 0.70, β = 0.98
Eq. (2.5)	Curado por humedad	**I**	α/β = 4.71
		III	α/β = 2.5
	Curado por vapor	**I**	α/β = 1.05
		III	α/β = 0.71

Figura N° 2.18

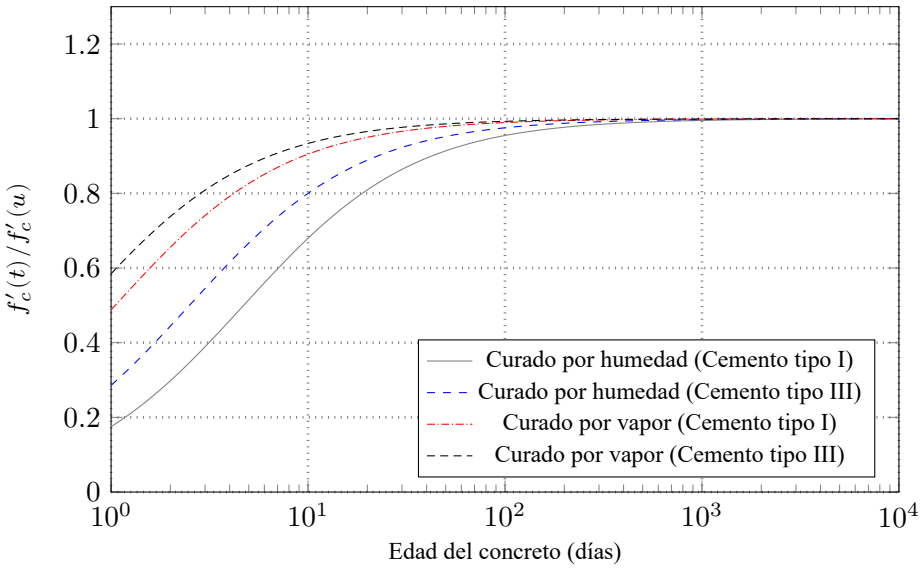
Valores de la relación $f'_c(t)/f'_{cm}$ en función del tiempo t



Nota: Elaboración propia.

Figura N° 2.19

Valores de la relación $f'_c(t)/f'_c(u)$ en función del tiempo t



Nota: Elaboración propia.

2.4.2 Resistencia a la Tensión

Las propiedades del concreto a tensión no han sido estudiadas tan extensamente como las de compresión, debido a que las pruebas a tensión son complicadas de llevarse a cabo, además de que el interés se ha concentrado en la capacidad a la compresión del concreto. Sin embargo, la información sobre la resistencia a la tensión es necesaria en la predicción del riesgo del agrietamiento a temprana edad. Por lo tanto, la resistencia a la tensión f'_{ct} del concreto se requiere para determinar el agrietamiento debido a la carga aplicada y a la deformación aplicada (Gu, 2002).

La prueba de tensión directa, rara vez se utiliza, incluso para propósitos de investigación, debido

a las incertidumbres respecto de los esfuerzos secundarios inducidos por los dispositivos de sujeción. Es posible medir de manera indirecta la resistencia a tensión del concreto en términos del esfuerzo calculado de tensión a que se rompe un espécimen colocado horizontalmente en una máquina de prueba y aplicando una carga de compresión a lo largo de un diámetro (prueba brasileña). El esfuerzo de ruptura de tensión a través del diámetro se encuentra con la relación $2P/(\pi hd)$, donde P, es la carga aplicada durante la ruptura; h es la longitud del cilindro; y d es el diámetro del cilindro.

Debido a la baja resistencia a tensión del concreto, generalmente se desprecia el concreto a tensión en los cálculos de resistencia de los miembros de concreto reforzado. Sin embargo, cuando se toma en cuenta, la curva esfuerzo deformación por tensión se puede idealizar como una línea recta hasta la resistencia a tensión. Dentro de este rango se puede suponer que el módulo de elasticidad en tensión es el mismo que a compresión.

2.4.3 Módulo de elasticidad

Con el creciente interés por este tema, las cuestiones relativas al módulo de elasticidad han seguido desarrollándose. En términos de diseño de la construcción, el módulo de elasticidad representa una característica básica que influye esencialmente en el comportamiento estático de las construcciones de concreto.

A partir de las fuentes disponibles ya no es posible confiar en la determinación automática de los módulos de elasticidad sobre la base de la clase de resistencia del concreto. La mayoría de las normas nacionales relacionan el módulo de elasticidad con la resistencia a la compresión. En la literatura técnica se publican varias relaciones empíricas que expresan sólo la dependencia entre la resistencia a la compresión del hormigón y la elasticidad.

Aquí se plantea otra cuestión, si es relevante aplicar el término de resistencia a la compresión para la estimación del módulo elástico, es decir, en el diseño de construcciones donde la deflexión final es muy importante y, además, debe tenerse en cuenta que el valor real resultante del módulo elástico puede diferir fuertemente de los valores orientativos establecidos, mientras que se mantiene la clase de concreto establecida sobre la base de la resistencia a la compresión. Y esto se aplica también a la suposición de que existe una gran variabilidad del módulo estático de elasticidad dentro de una clase de resistencia de concretos.

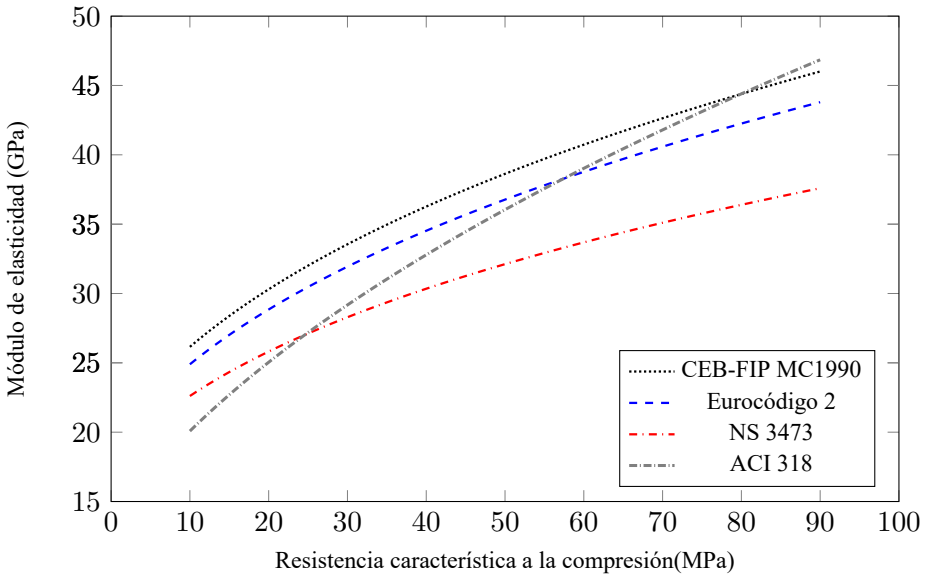
Las fórmulas según algunos códigos de diseño relevantes se muestran en la tabla 2.3 y se ilustran en la Figura 3.1.

Tabla N° 2.3
Fórmulas para el módulo de elasticidad a la edad de 28 días

Código de diseño	Formula para E_c [MPa]	
CEB-FIP Model Code 1990	$E_c = 9980\,(f_{cm})^{1/3}$	(2.6)
Eurocode 2	$E_c = 9500\,(f_{cm})^{1/3}$	(2.7)
NS 3473 (Norma noruega)	$E_c = 9500\,(f_{cm})^{0.3}$	(2.8)
ACI 318	$E_c = 4733\,(f_{cm})^{0.5}$	(2.9)

Nota: f_{cm} debe indicarse en Mpa.

Figura N° 2.20
Módulo de elasticidad según diferentes fórmulas



Nota: Elaboración propia.

2.4.3.1 Modelo CEB-FIP código 1990

El efecto del envejecimiento sobre el módulo elástico puede tenerse en cuenta con la función de desarrollo temporal

$$E_c(t) = \beta_E(t).E_c \tag{2.10}$$

donde,

$E_c(t)$: es el módulo de elasticidad a la edad del hormigón de t días [MPa],

$\beta_E(t)$: es la función de desarrollo temporal para el módulo elástico (ver ecuación (2.12)).

La función de desarrollo temporal en el Código Modelo CEB-FIP 1990 viene dada como:

$$\beta_E(t) = [\beta_{cc}(t)]^{0.5} \tag{2.11}$$

$$\beta_E(t) = \left[exp\left\{ s\left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right] \right\} \right]^{0.5} \tag{2.12}$$

donde,

t : es la edad del concreto en días,

s : es un coeficiente que depende del tipo de cemento, 0.20 para cemento de alta resistencia y endurecimiento rápido, 0.25 para cemento de endurecimiento normal y rápido y 0.38 para cemento de endurecimiento lento.

2.4.3.2 Método ACI 209R-92

Para el cálculo de la resitencia del concreto en función al tiempo se usa la siguiente expresión:

$$E_c(t) = 0.043\left(w^3 f'_c(t)\right)^{1/2} \tag{2.13}$$

donde,

w : es el peso unitario del concreto (Kg/m3).

$f'_c(t)$: es la resistencia media del concreto en el tiempo (MPa).

2.4.4 Modelos de fluencia (Creep)

En la bibliografía se han propuesto diversos modelos para predecir la contracción y la fluencia. Tanto en los códigos como en la práctica se han utilizado modelos empíricos y de ley física. En general, estos modelos se establecieron a partir de los ajustes aplicados a diversos subconjuntos de datos de pruebas experimentales. En comparación con los modelos empíricos, los modelos de ley física (semi-empíricos) se derivan de teorías físicas, como la teoría de solidificación por micropresión. Por lo tanto, pueden emplearse para situaciones complejas de contracción y fluencia tras una calibración adecuada. Sin embargo, estas calibraciones han demostrado ser un reto, principalmente debido al gran número de variables que deben considerarse en los modelos predictivos. Aunque se ha avanzado en la modelización de la contracción y la fluencia, estudios anteriores han informado de sobreestimaciones y subestimaciones. Para mejorar la precisión de la predicción, se han considerado enfoques emergentes de análisis basados en datos. Entre ellos se encuentran los modelos de aprendizaje profundo representados por redes neuronales convolucionales, los modelos de aprendizaje automático por conjuntos, los modelos basados en microestructuras multiescala y los modelos basados en programación genética multiobjetivo. A pesar de los avances logrados gracias a los modelos basados en datos, estos enfoques suelen tener una caja negra naturaleza y son demasiado complejos para el uso común de los ingenieros civiles y los profesionales del concreto.

2.4.4.1 Código del modelo CEB-FIP 1990

El código modelo CEB-FIP 1990 es válido para hormigón de densidad normal con grado hasta C80 y expuesto a una humedad relativa media en el rango de 40 a 100 por ciento. En el momento en que se preparó el código se disponía de muy poca información sobre el concreto con una resistencia característica superior a 50 MPa, por lo que los modelos deben utilizarse con precaución en ese intervalo de resistencias. Así mismo el código asume que dentro del rango de tensiones de servicio $|\sigma_c| < 0.4 f_{cm}(t_0)$, se asume que la fluencia está linealmente relacionada con la tensión.

Para una tensión constante aplicada en el tiempo t_0 esto conduce a:

$$\varepsilon_{cc}(t,t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}} \phi(t,t_0) \tag{2.14}$$

donde,

$\phi(t,t_0)$: es el coeficiente creep,

E_{ci} : es el módulo de elasticidad del concreto a la edad de 28 días (ver ecuación (2.6)).

La deformación $\varepsilon_{c\sigma}(t,t_0)$ dependiente de la tensión puede expresarse como:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t,t_0) = \sigma_c(t_0)\left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\phi(t,t_0)}{E_{ci}}\right] = \sigma_c(t_0)\, J(t,t_0) \tag{2.15}$$

Por lo tanto,

$$J(t,t_0) = \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\phi(t,t_0)}{E_{ci}}\right] \tag{2.16}$$

donde,

$J(t,t_0)$: es la función de conformidad o cumplimiento de fluencia y representa la deformación total dependiente de la tensión por unidad de tensión.,

$E_c(t_0)$: es el módulo de elasticidad del concreto en el momento que se aplica la carga; por lo que $\frac{1}{E_c(t_0)}$ representa la deformación inicial por unidad de tensión en el momento de la carga.

El coeficiente creep se estima a partir de:

$$\phi(t,t_0) = \phi_0 . \beta_c(t - t_0) \tag{2.17}$$

donde,

ϕ_0 : es el coeficiente creep nocional,

$\beta_c(t-t_0)$: es la función temporal para describir el desarrollo del creep con el tiempo después de aplicada la carga.

t : es la edad del concreto en días para un momento determinado.

t_0 : es la edad del concreto en el momento que se carga (días).

$$t_0 = t_{0,T}\left[\frac{9}{2+\left(t_{0,T}\right)^{1.2}}+1\right]^{\alpha} \geq 0.5days \tag{2.18}$$

$t_{0,T}$: es la edad del concreto al momento de la aplicación dde carga ajustado acuerdo a la ecuación (2.19).

α : -1 para cementos de endurecimiento lento SL, 0 para cementos de endurecimiento normal o rápido N y R, y 1 para cementos de endurecimiento rápido de alta resistencia RS.

$$t_T = \sum_{i=1}^{n} \Delta t_i exp\left[13.65 - \frac{4000}{273+T\left(\Delta t_i\right)}\right] \tag{2.19}$$

t_T : es la edad del hormigón ajustada a la temperatura que sustituye a t en las ecuaciones correspondientes.

Δt_i : es el número de días en los que prevalece una temperatura T.

$T\left(\Delta t_i\right)$: es la temperatura (°C) durante el período de tiempo Δt_i.

El valor final de la función temporal, $\beta_c\left(t-t_0\right)$ es uno al que la función se aproxima asintóticamente. Esto implica que el cumplimiento de la fluencia se aproxima a un valor final con el tiempo. La existencia de tal valor final para la fluencia sigue siendo controvertida. Sin embargo, desde un punto de vista práctico, esto tiene poca importancia. Después de una duración de la carga de unos 70 años, el índice de fluencia se vuelve muy bajo y es poco probable que se produzca un aumento considerable de la fluencia posteriormente.

Una característica conveniente de este modelo de predicción de fluencia es que los parámetros de entrada son aquellos que son fácilmente accesibles para el ingeniero de diseño, incluso en la fase inicial del proceso de diseño; resistencia a la compresión, edad del hormigón a la carga, dimensiones del miembro estructural, humedad relativa del ambiente y tipo de cemento (este último en la Ec. (2.12)).

El coeficiente de creep nocional o teórico se estima a partir de:

$$\phi_0 = \phi_{RH}.\beta\left(f_{cm}\right).\beta\left(t_0\right) \tag{2.20}$$

con

$$\phi_{RH} = 1+\frac{1-RH/100}{0.46\left(h/100\right)^{1/3}} \tag{2.21}$$

$$\beta\left(f_{cm}\right) = \frac{5.3}{\left(f_{cm}/10\right)^{0.5}} \tag{2.22}$$

$$\beta\left(t_0\right) = \frac{1}{0.1+t_0^{0.2}} \tag{2.23}$$

donde,

$h = 2A_c/u$

RH : es la humedad relativa del ambiente [%],

h : es el tamaño teórico del elemento estructural [mm].

A_c : es el área de la sección transversal del elemento estructural [mm^2].

u : es el perímetro de la sección transversal expuesta a la intemperie [mm].

f_{cm} : resistencia media a la compresión del concreto a la edad de 28 días [MPa].

t_0 : es la edad del hormigón en el momento de la carga [días].

La función de desarrollo temporal para el coeficiente de fluencia se escribe como:

$$\beta_c(t-t_0) = \left[\frac{t-t_0}{\beta_H + t - t_0}\right]^{0.3} \tag{2.24}$$

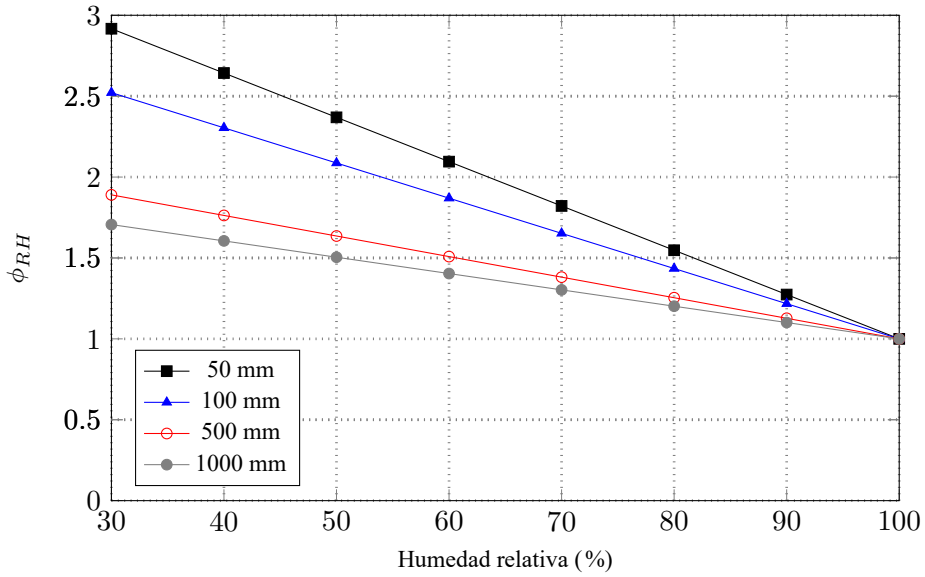
con,

$$\beta_H = 150\left\{1 + \left(1.2\frac{RH}{100}\right)^{18}\right\}\frac{h}{100} + 250 \leq 1500 \tag{2.25}$$

La influencia de la humedad relativa y el tamaño teórico en el coeficiente de fluencia teórico se ilustra en la figura 2.21 de acuerdo con la ecuación (2.21). El intervalo típico de la humedad relativa y el tamaño teórico para los puentes objeto del presente estudio es de 60-90 % y 350-750 mm, respectivamente.

Figura N° 2.21

Influencia de la humedad relativa y del tamaño teórico en el coeficiente creep teórico



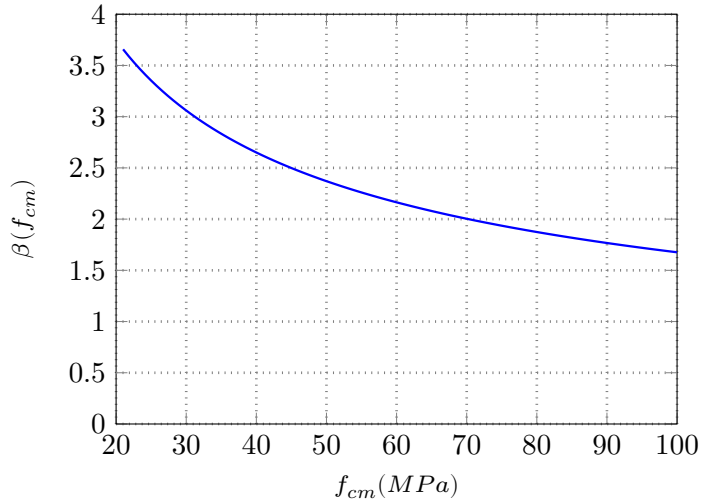
Nota: Elaboración propia.

El Modelo CEB-FIP Código 1990 no distingue la componente de fluencia básica y la componente de fluencia de secado. No obstante, el segundo término de la ecuación (2.21) puede interpretarse como el término de fluencia de secado. Si no se produce ningún intercambio de humedad con la atmósfera, ese término es cero y, por tanto, ϕ_{RH} es igual a uno. Por consiguiente, el valor de ϕ_{RH} puede considerarse como la relación entre la fluencia total y la fluencia básica.

La figura 2.22 ilustra la influencia de la resistencia del concreto en el coeficiente creep teórico según la ecuación (2.22). La fluencia no depende intrínsecamente de la resistencia del concreto, sino de su composición. Se sabe que el creep aumenta al aumentar la relación agua-cemento y el contenido de cemento. Mientras que una mayor resistencia del concreto se asocia normalmente con una menor relación agua-cemento y un mayor contenido de cemento, la influencia de la relación agua-cemento es más pronunciada y, por lo tanto, el creep disminuye con el aumento de la resistencia del concreto. La relación establecida representa únicamente la tendencia media observada en los datos experimentales disponibles, que está marcada por una dispersión significativa.

Figura N° 2.22

Influencia de la resistencia del concreto en el coeficiente creep



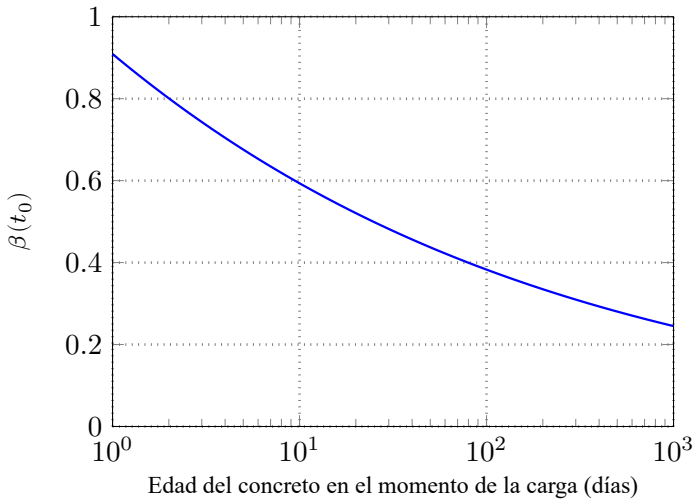
Nota: Elaboración propia.

La figura 2.22 ilustra la influencia de la edad del concreto en el momento de la carga sobre el coeficiente creep teórico. La función hiperbólica (ver ecuación (2.23)) proporciona una buena estimación del efecto de la edad incluso para edades muy elevadas en el momento de la carga, siempre que no se produzca una pérdida significativa de humedad en el concreto antes de la carga (CEB 1990). Esta condición es válida para elementos de concreto en masa en ambientes húmedos. Mientras que el modelo puede sobreestimar la fluencia en elementos delgados expuestos a un ambiente seco si la carga tiene lugar mucho después de que comience el secado. Esta deficiencia sólo podría eliminarse si la fluencia total se separara en componentes de fluencia básica y de fluencia de secado.

El desarrollo de la fluencia con el tiempo se ilustra en la figura 2.24 de acuerdo con la ecuación (2.24). El desarrollo se retrasa con el aumento del tamaño del miembro estructural y el aumento de la humedad relativa, mientras que existe una curva límite.

Figura N° 2.23

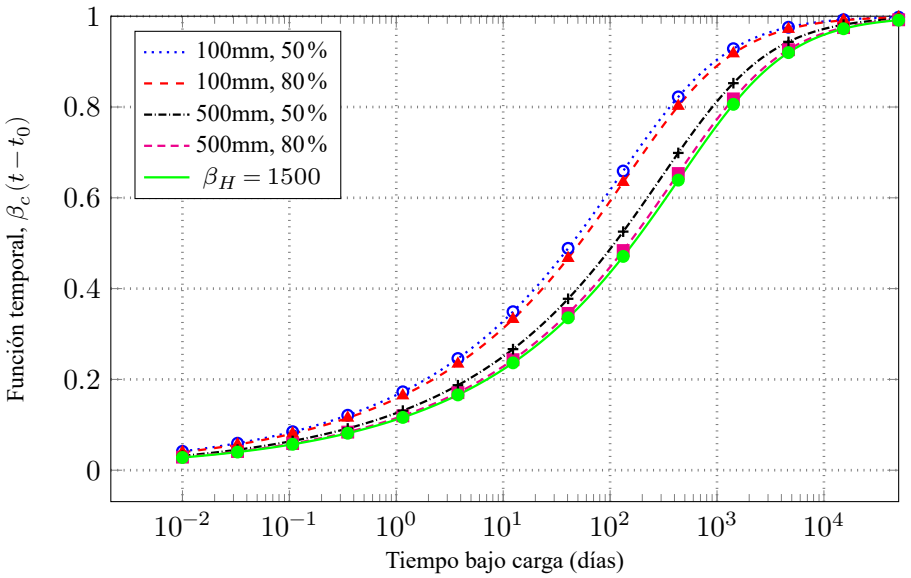
Influencia de la edad del concreto en el momento de la carga sobre el coeficiente creep



Nota: Elaboración propia.

Figura N° 2.24

Influencia de la edad del concreto en el momento de la carga sobre el coeficiente creep



Nota: Elaboración propia.

2.4.4.2 Actualización del código del modelo CEB-FIP 1999

Los modelos se publicaron en el boletín fib "$Structural\ Concrete$"(fib 1999). En la presente investigación el modelo se denomina modelo MC90(99).

El objetivo principal de la actualización era mejorar los modelos de predicción para el hormigón de alta resistencia y ampliar la validez de los modelos al hormigón de alto rendimiento.

El modelo ampliado es válido tanto para hormigón de resistencia normal como para hormigón de alto rendimiento hasta una resistencia del cilindro de hormigón de 110 MPa. En el modelo MC 90 se introdujeron tres coeficientes. Los coeficientes son funciones de la resistencia media del hormigón y se

escriben como:

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} \tag{2.26a}$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} \tag{2.26b}$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} \tag{2.26c}$$

Los coeficientes α_1 y α_2 sirven para ajustar el coeficiente de fluencia teórico mediante el término ϕ_{RH}.

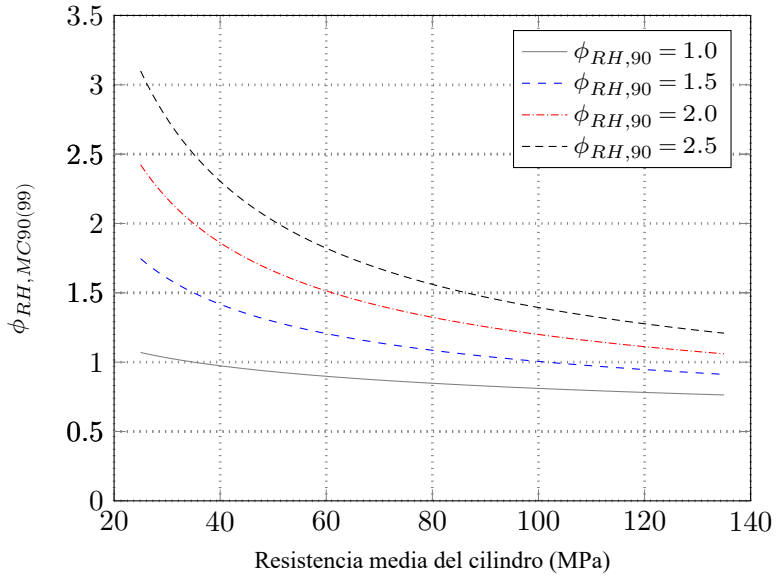
El coeficiente α2 puede considerarse como el factor de ajuste de la fluencia básica, mientras que el producto de α_1 y α_2 es el factor de ajuste para la fluencia de secado. La Ec. (2.27) sustituye a la Ec. (2.21) en el modelo MC90.

$$\phi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0.46\,(h/100)^{1/3}}.\alpha_1\right].\alpha_2 \tag{2.27}$$

El coeficiente α_3 se entiende como el ajuste de la función de dependencia temporal. La Ec. (2.28) sustituye a la Ec. (2.25).

$$\beta_H = 150\left\{1 + \left(1.2\frac{RH}{100}\right)^{18}\right\}\frac{h}{100} + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \tag{2.28}$$

Figura N° 2.25
Ajuste del coeficiente teórico de fluencia (mediante el término ϕ_{RH})



Nota: Elaboración propia.

En la figura 2.25 se ilustra el ajuste del coeficiente teórico de fluencia. Se observa que el cambio es bastante significativo para concretos de muy alta resistencia. En el intervalo pertinente para la presente investigación (es decir, HR = 60-90%, h = 350-750 mm), la reducción es del 11-18% para el concreto con una resistencia media del cilindro de 55 MPa y del 15-23% para el hormigón con una resistencia media del cilindro de 65 MPa en comparación con el MC90.

El efecto sobre la función de dependencia del tiempo es moderado. Al aumentar la resistencia del concreto, el desarrollo de la fluencia con el tiempo se acelera ligeramente.

2.4.4.3 Código del modelo CEB-FIP 2010

La deformación total en el tiempo t, $\varepsilon_{c(t)}$, de un elemento de hormigón cargado uniaxialmente en el tiempo t0 con una tensión constante $\sigma_c(t_0)$ puede expresarse como:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t) \tag{2.29}$$

o

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{c\sigma}(t) + \varepsilon_{cn}(t) \tag{2.30}$$

donde,

$\varepsilon_{ci}(t_0)$: es la deformación inicial en el momento de la carga;

$\varepsilon_{cc}(t)$: es la deformación por fluencia en el momento $t > t_0$;

$\varepsilon_{cs}(t)$: es la deformación por contracción;

$\varepsilon_{cT}(t)$: es la deformación térmica;

$\varepsilon_{c\sigma}(t)$: es la deformación dependiente de la tensión: $\varepsilon_{c\sigma}(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t)$

$\varepsilon_{cn}(t)$: es la deformación independiente de la tensión: $\varepsilon_{cn}(t) = \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t)$

Las relaciones de fluencia y contracción que se indican a continuación predicen el comportamiento de la sección transversal media en función del tiempo de un elemento de hormigón curado en húmedo a temperaturas normales durante un máximo de 14 días.

Salvo disposiciones particulares, las relaciones son válidas para el hormigón estructural ordinario (20 MPa $\leq f_{cm} \leq$ 130 MPa) sometido a un esfuerzo de compresión $|\sigma_c| \leq 0.4 f_{cm}(t_0)$ a una edad a la carga t_0 y expuesto a una humedad relativa media comprendida entre el 40 y el 100% a una temperatura media comprendida entre 5°C y 30°C. La edad a la carga debe ser de al menos 1 día.

Hipótesis y ecuaciones básicas relacionadas

Dentro del rango de tensiones de servicio $|\sigma_c| \leq 0.4 f_{cm}(t_0)$, se supone que la fluencia está linealmente relacionada con la tensión.

Para una tensión constante $\sigma_c(t_0)$ en MPa aplicada en el tiempo t0, esto conduce a la deformación por fluencia posterior $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$:

$$\varepsilon_{cc}(t,t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}}\varphi(t,t_0) \tag{2.31}$$

donde,

$\varphi(t,t_0)$: es el coeficiente creep;

E_{ci} : es el módulo de elasticidad a la edad de 28 días en MPa.

$\varepsilon_{cs}(t)$: es la deformación por contracción;

La deformación dependiente de la tensión $\varepsilon_{c\sigma}(t,t_0)$ en el tiempo t puede expresarse como:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t,t_0) = \sigma_c(t_0)\left[\frac{1}{E_{ci}(t_0)} + \frac{\varphi(t,t_0)}{E_{ci}}\right] = \sigma_c(t_0)\,J(t,t_0) \tag{2.32}$$

donde,

$J(t,t_0)$: es la función de fluencia o conformidad de fluencia, que representa la deformación total dependiente de la tensión por unidad de tensión;

$E_{ci}(t_0)$: es el módulo de elasticidad del concreto en el momento que se aplica la carga; por lo que $\frac{1}{E_{ci}(t_0)}$ representa la deformación inicial por unidad de tensión en el momento de la carga.

Para aplicaciones prácticas, el concreto puede considerarse como un material viscoelástico lineal que envejece, y para tensiones y deformaciones variables, se supone válido el principio de superposición. Sobre la base de estas suposiciones y definiciones dadas anteriormente, la ecuación constitutiva del hormigón puede escribirse como:

$$\varepsilon_c = \sigma_c(t_0)\,J(t,t_0) + \int_{t_0}^{t} J(t,\tau)\,\frac{\delta\sigma_c(\tau)}{\delta\tau}d\tau + \varepsilon_{cn}(t) \tag{2.33}$$

Coeficiente creep

El coeficiente creep $\varphi(t,t_0)$ puede calcularse a partir de:

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_{bc}(t,t_0) + \varphi_{dc}(t,t_0) \tag{2.34}$$

donde,

$\varphi_{bc}(t,t_0)$: es el coeficiente básico de fluencia según la Ec. 2.35;

$\varphi_{dc}(t,t_0)$: es el coeficiente de fluencia de secado según la Ec. 2.38.

t : es la edad del hormigón en días en el momento considerado;

t_0 : es la edad del hormigón a la carga en días ajustada según las Ecs. (5.1-73) y (5.1-85).

El coeficiente básico de fluencia $\varphi_{bc}(t,t_0)$ puede estimarse a partir de:

$$\varphi_{bc}(t,t_0) = \beta_{bc}(f_{cm}).\beta_{bc}(t,t_0) \tag{2.35}$$

con:

$$\beta_{bc}(f_{cm}) = \frac{1.8}{(f_{cm})^{0.7}} \tag{2.36}$$

y la función de desarrollo temporal

$$\beta_{bc}(t,t_0) = ln\left(\left(\frac{30}{t_0,adj} + 0.035\right)^2 .(t-t_0)+1\right) \tag{2.37}$$

donde,

f_{cm} : es la resistencia media a la compresión a una edad de 28 días en MPa;

t_0,adj : es la edad ajustada a la carga en días.

El coeficiente de fluencia de secado $\varphi_{dc}(t,t_0)$ puede estimarse a partir de:

$$\varphi_{dc}(t,t_0) = \beta_{dc}(f_{cm}).\beta(RH).\beta_{dc}(t_0).\beta_{dc}(t,t_0) \tag{2.38}$$

con:

$$\beta_{dc}(f_{cm}) = \frac{412}{(f_{cm})^{1.4}} \tag{2.39}$$

$$\beta(RH) = \frac{1-\frac{RH}{100}}{\sqrt[3]{0.1.\frac{h}{100}}} \tag{2.40}$$

$$\beta_{dc}(t_0) = \frac{1}{0.1+t_0,adj^{0.2}} \tag{2.41}$$

El desarrollo de la fluencia de secado con el tiempo se describe mediante:

$$\beta_{dc}(t,t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{\beta_h+(t-t_0)}\right]^{\gamma(t_0)} \tag{2.42}$$

con:

$$\gamma(t_0) = \frac{1}{2.3+\frac{3.5}{\sqrt{t_0,adj}}} \tag{2.43}$$

$$\beta_h = 1.5.h + 250.\alpha_{f_{cm}} \leq 1500.\alpha_{f_{cm}} \tag{2.44}$$

con:

$$\alpha_{f_{cm}} = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} \tag{2.45}$$

donde,

f_{cm} : es la resistencia media a la compresión a una edad de 28 días en MPa;

RH : es la humedad relativa del ambiente en%;

h : $= 2A_c/\mu$, es el tamaño teórico del elemento en mm, donde Ac es la sección transversal en mm^2 y μ es el perímetro del elemento en contacto con la atmósfera en mm;

t_0, adj : es la edad ajustada a la carga en días.

Para el hormigón con áridos ligeros, el coeficiente de fluencia φ_l puede calcularse según la Ec. (5.1-72):

$$\varphi_l = \eta_E . \varphi(t, t_0) \tag{2.46}$$

donde,

η_E : $= (\rho/2200)^2$ con densidad seca en horno ρ en kg/m3;

$\varphi(t, t_0)$: es el coeficiente de fluencia.

Para los grados de hormigón LC12 y LC16, el coeficiente de fluencia φ_l debe multiplicarse adicionalmente por un factor 1.3.

Efecto del tipo de cemento y de la temperatura de curado

El efecto del tipo de cemento sobre el coeficiente de fluencia del hormigón puede tenerse en cuenta modificando la edad a la carga t_0 a $t_{0,adj}$:

$$t_{0,adj} = t_{0,T} \cdot \left[\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1.2} +} + 1 \right]^{\alpha} \geq 0.5das \tag{2.47}$$

donde,

$t_{0,T}$: es la edad del hormigón en el momento de la carga en días;

α : es un coeficiente que depende del tipo de cemento:
$\alpha = -1$ para una clase de resistencia 32.5 N;
$\alpha = 0$ para una clase de resistencia 32.5 R,42.5N;
$\alpha = 1$ para una clase de resistencia 42.5 R, 52.5 N, 52.5R;

Efecto de las tensiones elevadas

Para niveles de tensión en el rango $0.4 f_{cm}(t_0) < |\sigma_c| \leq 0,6 f_{cm}(t_0)$ la no linealidad de la fluencia puede tenerse en cuenta utilizando:

$$\varphi_\sigma(t, t_0) = \varphi(t, t_0) . exp[1.5(k_\sigma - 0.4)] \quad para \quad 0.4 < k_\sigma \leq 0.6 \tag{2.48}$$

donde,

$\varphi_\sigma(t, t_0)$ es el coeficiente de fluencia no lineal;

$\varphi(t, t_0)$: es el coeficiente creep según la Ec. (2.34).

2.4.4.4 Código del modelo ACI 209R-92

Para estimar el coeficiente de flujo plástico bajo carga sostenida o coeficiente creep, esta norma propone la siguiente expresión:

$$C_t = \frac{t^{\psi}}{d + t^{\psi}} C_u \tag{2.49}$$

donde,

- C_t : el coeficiente de flujo plástico definido como la relación entre la deformación por flujo plástico a la deformación elástica inicial,
- t : es el tiempo en días después de aplicar la carga (a los 7 días para concreto con curado húmedo y de 1 a 3 días para curado a vapor),
- ψ : es una constante que depende del tamaño y forma del elemento,
- C_u : es el coeficiente último de deformación bajo carga sostenida.

Cuando ψ es igual a 1.0, la expresión (2.49) es similar a la ecuación hiperbólica de Ross y Lorman.

Las ecuaciones resultan ser convenientes en el diseño, donde el concepto de valor último (en tiempo) es modificado por la relación tiempo, para producir los resultados deseados. El incremento del flujo entre 100 a 200 días, es más pronunciado que la contracción. El método ACI 209R92(97) propone que la potencia de la ecuación (2.49) sea de 0.6 (curva para valores más grandes de t). Los valores de (2.49), d y C_u se pueden determinar por ajuste de los datos obtenidos de mediciones de pruebas, de acuerdo con la norma ASTM C512.

Los intervalos normales de las constantes de las ecuaciones (2.49) señalados por la norma ACI 209R-92 son:

$0.4 < \psi < 0.8$

$6 < d < 30$ (días)

$1.30 < C_u < 4.15$

Las constantes anteriores se basan en las condiciones estándar (tabla 2.2.2, del código) para concretos con peso normal, concretos con arena ligera y concretos de agregado ligero, con curado húmedo y de vapor, y tipos de cemento I y III.

El comité ACI 209R-92 señala un valor promedio del coeficiente bajo carga sostenida, igual a 2.35 (C_u), valor obtenido de investigaciones realizadas durante 20 años.

Bajo condiciones estándar, este código recomienda la expresión (2.50), correspondiente a una edad de carga de 7 días, con concretos curados por humedad o por vapor, de 1 a 3 días; está expresión de C_t se afecta por factores de corrección, para condiciones diferentes a la estándar.

$$C_t = \frac{t^{0.6}}{10 + t^{0.6}} C_u \tag{2.50}$$

En ausencia de datos con condiciones locales, se puede usar el siguiente valor de C_u:

$$C_u = 2.35\gamma_c \tag{2.51}$$

Donde γ_c representa el producto de los factores de corrección. Dichos valores corresponden a agregados razonablemente bien graduados y dentro de los límites de la norma ASTM C 33.

Se observa que la ecuación (2.51) no discrimina entre flujo plástico básico y por secado; además, es independiente de la forma y del tamaño del miembro, porque d y ψ son constantes. El efecto del tamaño y de la forma se puede considerar con el uso de factores de corrección.

$$\gamma_c = \gamma_{LA}\gamma_\lambda\gamma_{V/S}\gamma_S\gamma_\psi\gamma_\alpha \tag{2.52}$$

a) **Factores de corrección para condiciones no estándar del concreto**

a.1) **Factor de corrección para la edad de la carga,** γ_{LA}

Para elementos cargados después de 7 días, curados por humedad, y elementos cargados entre 1a 3 días, curados a vapor, los factores por corrección son los siguientes:

Para curado húmedo,

$$\gamma_{LA} = 1.25\,(t_{LA})^{-0.118} \tag{2.53}$$

Para curado a vapor,

$$\gamma_{LA} = 1.13\,(t_{LA})^{-0.094} \tag{2.54}$$

donde t_{LA} es la edad de carga en días. En la tabla 2.4 semuestran valores representativos.

Tabla N° 2.4
factores de corrección para la edad de carga

Edad de carga (días)	γ_{LA} para curado húmedo	γ_{LA} para curado a vapor
7	1.00	0.94
10	0.95	0.90
20	0.87	0.85
28	0.84	0.83
60	0.77	0.76
90	0.74	0.74

Nota: Adaptado de ACI Committee 209-Creep and Volume Changes in Concrete (1982).

a.2) **Humedad relativa del ambiente,** γ_λ

Para humedades relativas superiores al 40%, el factor de corrección es:

$$\gamma_\lambda = 1.27 - 0.0067\lambda, para\lambda > 40 \tag{2.55}$$

donde λ es la humedad relativa en por ciento.

a.3) **Espesor promedio del elemento (relación Volumen/Superficie)**

Este espesor se obtiene mediante:

$$\gamma_{V/S} = \frac{2}{3}\left[1 + 1.13e^{-0.0213V/S}\right] \tag{2.56}$$

donde V/S es la relación volumen superficie, en mm.

b) **Factor de corrección por composición del concreto**

b.1) **Efecto del revenimiento,** γ_S

Se utiliza la siguiente expresión:

$$\gamma_S = 0.82 + 0.00264S \tag{2.57}$$

donde S es el revenimiento en mm.

b.2) **Porcentaje de agregado fino,** γ_ψ

Para su definición se utiliza:

$$\gamma_\psi = 0.88 + 0.0024\psi \tag{2.58}$$

donde ψ es el porcentaje de finos respecto al total de los agregados.

b.3) **Contenido de aire,** γ_α

Se calcula con:

$$\gamma_\alpha = 0.46 + 0.09\alpha \tag{2.59}$$

donde α = porcentaje de aire >6% y γ_α no es menor a 1.

2.4.4.5 Método AASHTO

El coeficiente de flujo plástico puede tomarse como:

$$\psi = 1.9k_s k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0.118} \tag{2.60}$$

en la cual:

$$k_s = 1.45 - 0.0051\,(V/S) \geq 1.0 \tag{2.61}$$

$$k_{hc} = 1.56 - 0.008H \tag{2.62}$$

$$k_f = \frac{35}{7 + f'_{ci}} \tag{2.63}$$

$$k_{td} = \frac{t}{12\left(\frac{700-4f'_{ci}}{f'_{ci}+140}\right) + t} \tag{2.64}$$

donde,

H : es la humedad relativa ambiente media anual (%),

k_s : factor para el efecto de la relación volumen/superficie del componente,

k_f : factor para el efecto de la resistencia del concreto,

k_{hc} : factor de humedad para el flujo plástico,

k_{td} : factor de desarrollo de tiempo,

t : madurez del concreto (día), definido como la edad del concreto entre el tiempo de cargado, para el cálculo del flujo plástico, o final del curado, para el cálculo de la contracción, y el tiempo considerado para el análisis de los efectos del flujo plástico o la contracción,

t_i : edad del concreto en el momento de la aplicación de la carga (día),

V/S : relación volumen/superficie (mm),

f'_{ci} : resistencia especificada de compresión del concreto en el momento del preesforzado, para miembros pretensados, y en el momento de cargado inicial, para miembros no preesforzados. Si en el momento del diseño no se conoce la edad del concreto al momento de la carga inicial, f'_{ci} puede tomarse como 0.80 de f'_e(MPa).

Dentro de los comentarios de la norma AASHTO se precisa que, para estimar con precisión las deformaciones intermedias de tales estructuras especializadas como vigas en cajón construidas por segementos o por voladizos sucesivos, puede ser necesario recurrir a datos experimentales o a usar las más detalladas Ecs. (2.65).

$$k_s = \left[\frac{\frac{t}{26e^{0.0142(V/S)}+t}}{\frac{t}{45+t}}\right]\left[\frac{1.80+1.77e^{-0.0213(V/S)}}{2.587}\right] \tag{2.65}$$

2.4.4.6 Modelo B4

Bažant et al. (2015) presentan cinco niveles de estructuras teniendo en cuenta su sensibilidad a la fluencia y la contracción. Ejemplos de estructuras para los cinco niveles son:

1. Vigas de hormigón armado con luces inferiores a 20 m y alturas inferiores a 30 m.
2. Vigas de hormigón pretensado con luces de hasta 20 m.
3. Puentes de vigas cajón con luces de hasta 80 m.
4. Puentes de vigas cajón pretensadas de gran luz.
5. Estructuras únicas y vanguardistas, como puentes con luces récord.

El modelo B4 se recomienda para estructuras de nivel cuatro y cinco (Bažant et al., 2015).

El procedimiento de cálculo de la fluencia básica y de la fluencia de contracción/secado se divide en cuatro pasos cada uno, como se ilustra en la Figura 2.26. La combinación de la fluencia básica y la fluencia de contracción/secado es necesaria para la predicción del modelo de fluencia y contracción.

El coeficiente de fluencia,$\phi(t,t')$, que es conveniente para el análisis simplificado de los efectos

de fluencia en estructuras, se define como:

$$\phi(t,t') = E(t')\,J(t,t') - 1 \tag{2.66}$$

$E(t')$: módulo de elasticidad (estático) a la edad de carga t'.

$J(t,t')$: función de conformidad.

t : tiempo actual en días, igual a la edad del concreto (días).

t' : edad en el momento de la carga (días).

Los tiempos equivalentes para la fluencia t; t, y la contracción t, y t0 se introducen para permitir que el modelo capte los efectos de la temperatura sobre los índices de fluencia y contracción, y los índices de envejecimiento. Por razones teóricas, todos estos efectos deben ser aceleraciones o desaceleraciones temporales gobernadas por energías de activación U, lo que resulta en un desplazamiento horizontal de las curvas en la escala logarítmica.

El primer paso para calcular la fluencia básica es:

$$\tilde{t}o = t_0 \beta_{TH} \tag{2.67}$$

$$\tilde{t} = (t - t_0)\,\beta_{TS} \tag{2.68}$$

$$\hat{t}' = t_0 \beta_{Th} + (t' - t_0)\,\beta_{Ts} \tag{2.69}$$

$$\hat{t} = \hat{t}' + (t - t')\,\beta_{Tc} \tag{2.70}$$

$$\beta_{Th} = exp\left[\frac{U_h}{R}\left(\frac{1}{293} - \frac{1}{T_{cur}+273}\right)\right] \tag{2.71}$$

$$\beta_{Ts} = exp\left[\frac{U_s}{R}\left(\frac{1}{293} - \frac{1}{T+273}\right)\right] \tag{2.72}$$

$$\beta_{Tc} = exp\left[\frac{U_c}{R}\left(\frac{1}{293} - \frac{1}{T+273}\right)\right] \tag{2.73}$$

donde,

$\hat{t}'$: edad a la carga corregida por temperatura (días),

$\hat{t}$: edad actual corregida por temperatura (días),

t_0 : es la edad a la que el concreto se expone por primera vez al medio ambiente (días),

R_g : constante de los gases (J×K/mol),

T_{cur} : temperatura de curado (°C), 20 °C ≤ T_{cur} ≤ 30 °C,

T : temperatura ambiental media antes y despues de la carga (°C), -25 °C ≤ T ≤ 75 °C.

Siendo U_h, U_s, U_c las energías de activación para hidratación (h), contracción por secado (s) y fluencia (c) (J/mol); (Bažant et al., 2015) afirman que se les puede dar el valor de $\frac{U_c}{R_g} = \frac{U_h}{R_g} = \frac{U_s}{R_g} = 4000K$.

Cuando la temperatura está a 20°C, entonces la edad corregida por temperatura se reduce a las edades reales, es decir, $\hat{t}' = t'$ y $\hat{t} = t$.

Dentro del intervalo de tensiones de servicio (es decir hasta aproximadamente $0.45f'_c$, donde f'_c es la resitencia media del cilindro a los 28 días de edad), toda la no linealidad aparente de la fluencia de las estructuras se debe a la fisuración, que puede captarse por separado (por ejemplo, mediante programas de elementos finitos). Así pues, puede considerarse que la fluencia depende linealmente de la tensión y sigue el principio de superposición. Una tensión σ que se aplica a la edad t' y permanece constante a partir de entonces provoca una deformación $\epsilon(t)$ a la edad t que se define por:

$$\epsilon(t) = J\left(\hat{t}, \hat{t}'\right)\sigma + \epsilon_{sh,total}\left(\tilde{t}, \tilde{to}\right) + \alpha_T \Delta T \tag{2.74}$$

$J\left(\hat{t}, \hat{t}'\right)$: es la función de cumplimiento = deformación (fluencia más elástica) en el tiempo actual t

σ : tensión constante uniaxial unitaria aplicada a la edad t'

$\epsilon_{sh,total}$: deformación de contracción total (negativa para una disminución de volumen)

$\Delta T(t)$: diferencia de temperatura de referencia en el tiempo t.

α_T : coeficiente térmico de expansión.

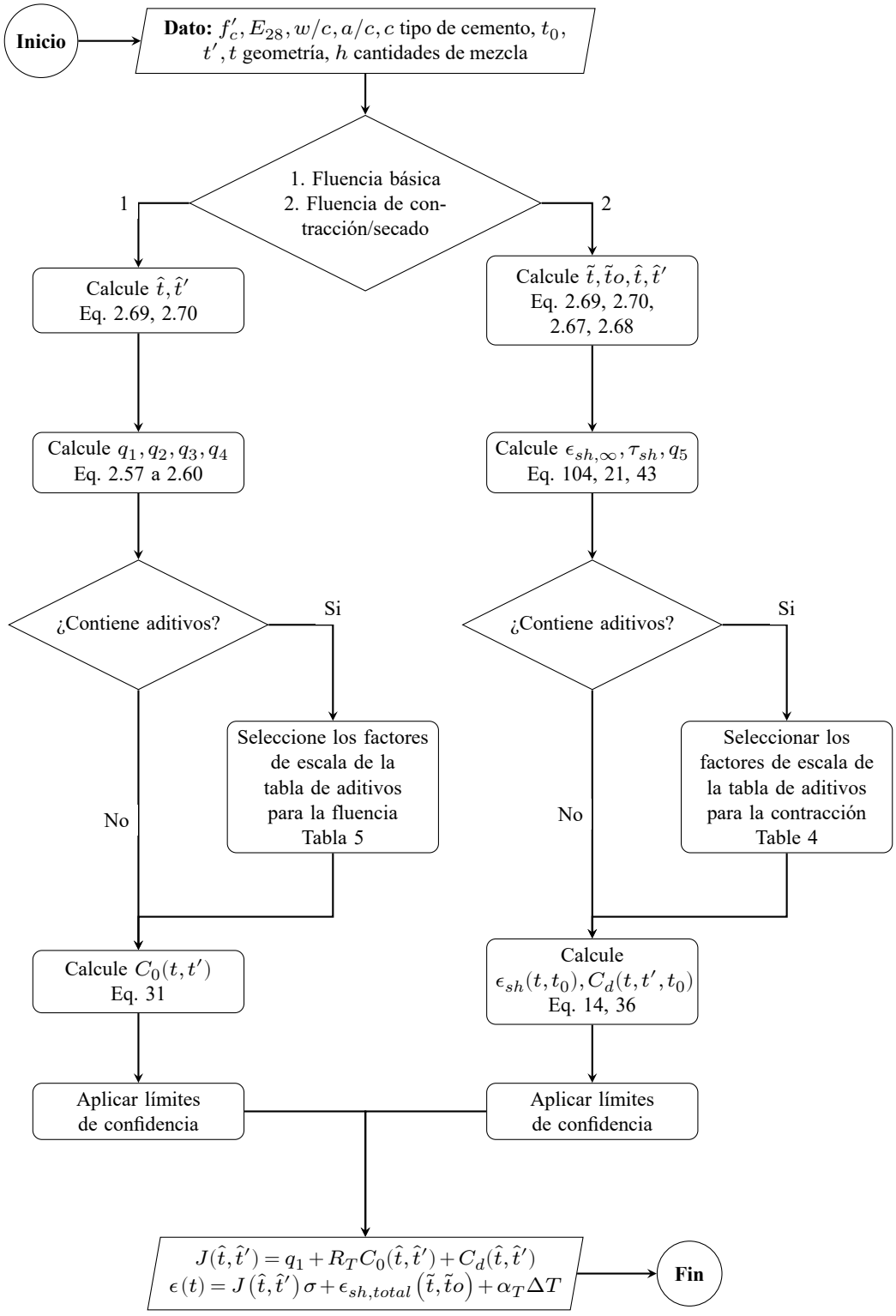
La función de conformidad de fluencia total puede descomponerse como:

$$J(\hat{t}, \hat{t}') = q_1 + R_T C_0(\hat{t}, \hat{t}') + C_d(\hat{t}, \hat{t}') \tag{2.75}$$

En la que q1 = la conformidad instantánea(conformidad extrapolada de las curvas de conformidad entre 0.1 s y 1 h a duración de carga cero), que es aproximadamente independiente de la edad t' a la carga; $C_0(\hat{t}, \hat{t}')$ = función de conformidad para fluencia básica (fluencia a contenido de humedad constante y sin movimiento de humedad a través del material); y $C_d(\hat{t}, \hat{t}')$ = cumplimiento adicional debido al secado simultáneo.

Figura N° 2.26

Diagrama de flujo para el cálculo de creep y shrinkage en concreto



Nota: (Bažant et al., 2015).

En concretos normales de alta relación $agua/cemento$, la contracción autógeno suele ser muy pequeña e históricamente se ha despreciado. Sin embargo, los hormigones de alta resistencia, que utilizan un a/c bajo, y los cementos modernos que contienen cargas reactivas y aditivos presentan una contracción autógena significativa. Por lo tanto, el modelo B4 divide la contracción en una parte autógena, ϵ_{au}, y una

parte de secado, ϵ_{sh}. Basándose en la optimización del ajuste de la base de datos de contracción, se asume que ϵ_{au} y ϵ_{sh} son aproximadamente no interactivos y aditivos:

$$\epsilon_{sh,total}\left(\tilde{t},\tilde{to}\right) = \epsilon_{sh}\left(\tilde{t},\tilde{to}\right) + \epsilon_{au}\left(\tilde{t},\tilde{to}\right) \tag{2.76}$$

El segundo paso del cálculo de la fluencia básica es calcular:

$$q_1 = \frac{1}{E_0} = \frac{p_1}{E_{28}} \tag{2.77}$$

$$q_2 = \frac{p_2}{1GPa}\left(\frac{w/c}{0.38}\right)^{p_{2w}} \tag{2.78}$$

$$q_3 = p_3 q_2 \left(\frac{a/c}{6}\right)^{p_{3a}} \left(\frac{w/c}{0.38}\right)^{p_{3w}} \tag{2.79}$$

$$q_4 = \frac{p_4}{1GPa}\left(\frac{a/c}{6}\right)^{p_{4a}} \left(\frac{w/c}{0.38}\right)^{p_{4w}} \tag{2.80}$$

donde,

w/c : relación agua-cemento [-], $0.22 \leq w/c \leq 0.87$,

a/c : relación árido-cemento [-], $1.0 \leq a/c \leq 13.2$,

p_1, p_2, p_{2w}, p_3, p_{3a}, p_{3w}, p_4, p_{4a}, p_{4w}; son factores de fluencia correspondientes al tipo de cemento y se presentan en la Tabla 2.5 (Bažant et al., 2015).

Se dan tres tipos de cemento: R - cemento normal, RS - cemento de endurecimiento rápido y SL - cemento de endurecimiento lento.

El tercer paso para calcular la fluencia básica es considerar la influencia de los aditivos en el hormigón. Bažant et al. (2015) definen como aditivos los siguientes: retardante, cenizas volantes, superplastificante, humo de sílice, agente aireante y reductor de agua. Se considera que afectan a la fluencia y a la contracción multiplicándolos por los factores correspondientes al tipo de cemento, presentados en la Tabla 2.5. En la Tabla 2.6, se presentan los factores de multiplicación correspondientes a los aditivos de Bažant et al. (2015).

Tabla N° 2.5

Factor de fluencia en función del tipo de cemento (Bažant et al., 2015)

Parámetro	R	RS	SL
p_1	0.70	0.60	0.80
p_2	58.6x10^{-3}	17.4*10^{-3}	40.5*10^{-3}
p_3	39.3x10^{-3}	39.3x10^{-3}	39.3x10^{-3}
p_4	3.4x10^{-3}	3.4x10^{-3}	3.4x10^{-3}
p_5	777x10^{-6}	94.6x10^{-6}	496x10^{-6}
p_{5H}	8.00	1.00	8.00*
p_{2w}	3.00	3.00	3.00
p_{3a}	-1.10	-1.10	-1.10
p_{3w}	0.40	0.40	0.40
p_{4a}	-0.90	-0.90	-0.90
p_{4w}	2.45	2.45	2.45
$p_{5\varepsilon}$	-0.85	-0.85	-0.85
p_{5a}	-1.00	-1.00	-1.00
p_{5w}	0.78	0.78	0.78

* ... a falta de datos, se supone

Tabla N° 2.6

Factores de multiplicación en función de la mezcla (Bažant et al., 2015)

Clase de aditivo (% de c)	$\times p_2$	$\times p_3$	$\times p_4$	$\times p_5$
Re(≤0.5), Cv(≤15)	0.31	7.14	1.35	0.48
Re(>0.5), Cv(≤15)	1.43	0.58	0.90	0.46
Cv(≥15)	0.37	2.33	0.63	1.60
Super(≥0)	0.72	2.19	1.72	0.48
Silica(≥0)	1.12	3.11	0.51	0.61
AEA(≥0)	0.90	3.17	1.00	0.10
WR(≤2)	1.00	2.10	1.68	0.45
WR(≤2)	1.00	2.10	1.68	0.45
WR(>2, ≤3)	1.41	0.72	1.76	0.60
WR(>3)	1.28	2.58	0.73	1.10

Nota: Re Retardador, Cv Cenizas volantes, Super superplasticizerficante, Silica humo de sílice, AEA agente de arrastre de aire, WR reductor de agua.

El cuarto y último paso en el cálculo de la fluencia básica es calcular la conformidad de fluencia básica, $C_0\left(\hat{t},\hat{t'}\right)$, dada por la Ecuación (2.15). La fluencia básica considera el efecto de la fluencia cuando no hay intercambio de humedad con el medio ambiente.

$$C_0\left(\hat{t},\hat{t'}\right) = q_2 Q\left(\hat{t},\hat{t'}\right) + q_3.ln\left[1+\left(\frac{\hat{t}+\hat{t'}}{1da}\right)^{0.1}\right] + q_4.ln\left(\frac{\hat{t}}{\hat{t'}}\right) \tag{2.81}$$

La integral binomial $Q\left(\hat{t},\hat{t'}\right)$ se aproxima mediante la siguiente ecuación:

$$Q\left(\hat{t},\hat{t'}\right) = Q_f\left(\hat{t'}\right)\left[1+\left(\frac{Q_f\left(\hat{t'}\right)}{Z\left(\hat{t},\hat{t'}\right)}\right)^{r\left(\hat{t'}\right)}\right]^{-\frac{1}{r\left(\hat{t'}\right)}} \tag{2.82}$$

$$Q_f\left(\hat{t}\right) = \left[0.086\left(\frac{\hat{t'}}{1da}\right)^{2/9} + 1.21\left(\frac{\hat{t'}}{1da}\right)^{4/9}\right]^{-1} \tag{2.83}$$

$$Z\left(\hat{t'}\right) = \left(\frac{\hat{t'}}{1da}\right)^{-0.5} ln\left[1+\left(\frac{\hat{t}-\hat{t'}}{1da}\right)^{0.1}\right] \tag{2.84}$$

$$r\left(\hat{t'}\right) = 1.7\left(\frac{\hat{t'}}{1da}\right)^{0.12} + 8 \tag{2.85}$$

Los efectos de la temperatura se tienen en cuenta mediante el concepto de aceleración del tiempo (escalado horizontal), combinado con el escalado vertical por el factor:

$$R_T = exp\left[\frac{U_c'}{R}\left(\frac{1}{293}-\frac{1}{T+273}\right)\right] \tag{2.86}$$

El término de conformidad de fluencia de secado viene dado por:

$$C_d(\hat{t},\hat{t'},t_0) = q_5\left\langle exp\left[-p_{5H}H(\hat{t},\tilde{to})\right] - exp\left[-p_{5H}H_c(\hat{t'}_0,\tilde{to})\right]\right\rangle^{0.5} \tag{2.87}$$

donde $\hat{t'}_0 = max(\hat{t'},\tilde{to})$ si $\hat{t} \geq \hat{t'}_0$; de lo contrario $C_d(\hat{t},\hat{t'},t_0) = 0$.

$$H(\hat{t},\tilde{to}) = 1-(1-h)tanh\sqrt{\frac{\hat{t}-\tilde{to}}{\tau_{sh}}} \tag{2.88}$$

$$H_c(\hat{t},\tilde{to}) = 1-(1-h)tanh\sqrt{\frac{\hat{t'}_0-\tilde{to}}{\tau_{sh}}} \tag{2.89}$$

2.4.5 Modelos de Contracción (Shrinkage)

El hecho de que los modelos de fluencia y contracción puedan presentar diferencias significativas refleja la incertidumbre general asociada a estos fenómenos. La gran dispersión inherente a los datos experimentales, la duración relativamente corta de la carga o el secado de los experimentos y la falta de comprensión suficiente de los mecanismos que los rigen son los principales factores que explican la incertidumbre. Aunque se ha intentado ajustar los modelos a los principios teóricos fundamentales, se

considera que los modelos son en gran medida formulaciones empíricas que se desarrollaron a partir de los datos experimentales disponibles.

2.4.5.1 Código del modelo CEB-FIP 1990

La deformación por contracción (o hinchazón) se calcula como:

$$\varepsilon_{cs}.(t,t_s) = \varepsilon_{cso}\beta_s(t-t_s) \tag{2.90}$$

donde,

ε_{cso} : es el coeficiente teórico de contracción.

β_s : es la función temporal para describir el desarrollo de la contracción con el tiempo.

t_s : es la edad del concreto cuando comienza el secado (día).

El coeficiente teórico de contracción puede estimarse a partir de:

$$\varepsilon_{cso} = \varepsilon_s.(f_{cm}).\beta_{RH} \tag{2.91}$$

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = [160 + 10\beta_{sc}.(9 - f_{cm}/10)].10^{-6} \tag{2.92}$$

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100}\right)^3\right] & \text{para } 40\,\% \leq RH < 99\,\% \\ +0.25 & \text{para } RH \geq 99\,\% \end{cases} \tag{2.93}$$

donde,

f_{cm} : es la resistencia media a la compresión del concreto a la edad de 28 días (MPa).

RH : es la humedad relativa del ambiente (%).

β_{sc} : es un coeficiente que depende del tipo de cemento, 4 para cemento de endurecimiento lento, 5 para cemento de endurecimiento normal y rápido y 8 para cemento de alta resistencia de endurecimiento rápido.

La evolución de la contracción con el tiempo viene dada por

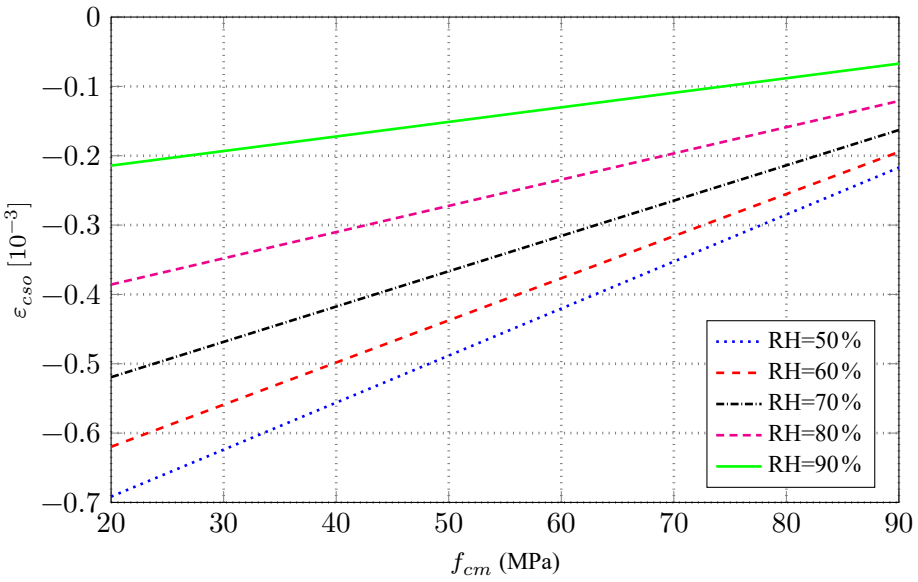
$$\beta_s(t-t_s) = \left[\frac{t-t_s}{350\,(h/100)^2 + t - t_s}\right]^{0.5} \tag{2.94}$$

donde,

h : es el tamaño teórico del elemento estructural (mm).

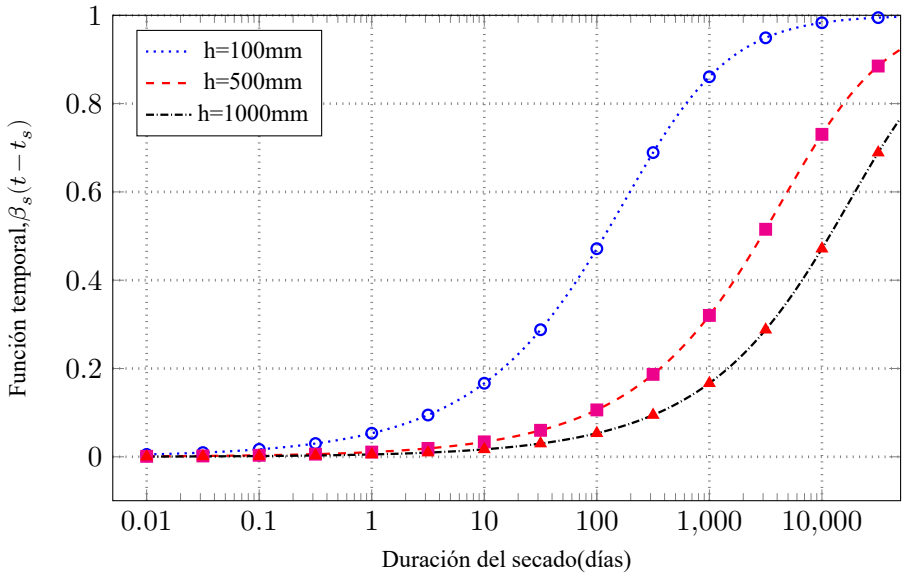
La función de dependencia temporal concuerda con el principio fundamental de la teoría de la difusión. El tiempo de secado necesario para alcanzar un determinado grado de secado medio en la sección transversal aumenta linealmente con el cuadrado del tamaño teórico. Asimismo, su valor se aproxima a un valor asintótico final.

Figura N° 2.27
Coeficiente de contracción teórico



Nota: Elaboración propia.

Figura N° 2.28
Función temporal para el desarrollo de la contracción



Nota: Elaboración propia.

La figura 2.28 muestra la función de dependencia temporal de la contracción con la influencia del tamaño del elemento. Las curvas ilustran bien que el valor final de la contracción no se alcanza ni siquiera después de una larga duración del secado (70 años) en secciones gruesas. La suposición de que existe un valor final de la contracción y que es independiente del tamaño del elemento es, sin duda, teóricamente correcta. Sin embargo, si el desarrollo completo puede durar siglos en elementos gruesos, es razonable suponer, desde una perspectiva práctica, que el valor ”final”de la contracción sí depende del tamaño del elemento. También hay que tener en cuenta que, debido a la poca información que existe sobre la contracción en elementos de gran tamaño tras una larga duración de secado, la función de dependencia

temporal según la Ec. (2.94) es incierta para elementos con un tamaño teórico superior a 500 mm (CEB 1990).

2.4.5.2 Actualización de código del modelo CEB-FIP 1999

En el modelo MC90(99), la contracción total se subdivide en el componente de contracción autógena y el componente de contracción por secado. Con este enfoque fue posible formular un modelo válido tanto para hormigón de resistencia normal como para un concreto de altas prestaciones hasta una resistencia de 120 MPa.

La deformación total por contracción se calcula como:

$$\varepsilon_{cs}(t,t_s) = \varepsilon_{cas}(t) + \varepsilon_{cds}(t,t_s) \tag{2.95}$$

con,

$$\varepsilon_{cas}(t) = \varepsilon_{caso}(f_{cm}).\beta_{as}(t) \tag{2.96}$$

y,

$$\varepsilon_{cds}(t,t_s) = \varepsilon_{cdso}(f_{cm}).\beta_{RH}(RH).\beta_{ds}(t-t_s) \tag{2.97}$$

donde,

$\varepsilon_{cs}(t,t_s)$: es la deformación total por contracción en el momento t,

$\varepsilon_{cas}(t)$: es la deformación por contracción autógena en el momento t,

$\varepsilon_{cds}(t,t_s)$: es la deformación por contracción de secado en el momento t,

$\varepsilon_{caso}(f_{cm})$: es el coeficiente teórico de contracción autógena (ver Ec. (3.35)),

$\beta_{as}(t)$: es la función de desarrollo temporal de la contracción autógena , (ver Ec. (3.36)),

$\varepsilon_{cdso}(f_{cm})$: es el coeficiente teórico de contracción por secado (ver Ec. (3.37)),

$\beta_{RH}(RH)$: es el coeficiente que tiene en cuenta el efecto de la humidificación relativa sobre la contracción por secado (ver Ec. (3.38)),

$\beta_{ds}(t-t_s)$: es la función de desarrollo temporal de la contracción por secado , (ver Ec. (3.39)),

t : es la edad del concreto (día),

t_s : es la edad del hormigón cuando comienza el secado (día),

$t-t_s$: es la duración del secado (día).

Las formulaciones para estimar la contracción autógena se escriben como:

$$\varepsilon_{caso}(f_{cm}) = -\alpha_{as}\left(\frac{f_{cm}/10}{6+f_{cm}/10}\right)^{2.5}.10^{-6} \tag{2.98}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - exp\left(-0.2.t^{0.5}\right) \tag{2.99}$$

donde,

f_{cm} : es la resistencia media a la compresión (MPa),

α_{as} : es un coeficiente que depende del tipo de cemento, 800 para cemento de endurecimiento lento, 700 para cemento de endurecimiento normal y rápido y 600 para cemento de alta resistencia de endurecimiento rápido.

Las fórmulas para estimar la contracción por secado se escriben como:

$$\varepsilon_{cdso}(f_{cm}) = \left[(220+110.\alpha_{ds1}).exp\left(-\alpha_{ds2}.\frac{f_{cm}}{10}\right)\right].10^{-6} \tag{2.100}$$

$$\beta_{RH}(RH) = \begin{matrix} -1.55.\left[1-\left(\frac{RH}{100}\right)^3\right] & para RH < 99\%.\beta_{s1} \\ +0.25 & para RH \geq 99\%.\beta_{s1} \end{matrix} \tag{2.101}$$

$$\beta_{ds}(t-t_s) = \left[\frac{t-t_s}{350\,(h/100)^2+t-t_s}\right]^{0.5} \tag{2.102}$$

con,

$$\beta_{s1} = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.1} \tag{2.103}$$

donde,

f_{cm} : es la resistencia media a la compresión (MPa),

RH : es la humedad relativa del ambiente (%),

h : es el tamaño teórico del elemento (mm),

α_{ds1} : es un coeficiente que depende del tipo de cemento, 3 para cemento de endurecimiento lento, 4 para cemento de endurecimiento normal y rápido y 6 para cemento de alta resistencia de endurecimiento rápido,

α_{ds2} : es un coeficiente que depende del tipo de cemento, 0.13 para el cemento de endurecimiento lento, 0.11 para el cemento de endurecimiento normal y rápido y 0.12 para el cemento de alta resistencia de endurecimiento rápido.

El coeficiente β_{s1} de la Ec. (2.101) pretende tener en cuenta que en los grados superiores de concreto el hinchamiento ya se produce a menor humedad relativa debido a la reducción precedente de la humedad relativa interna por autodesecación.

2.4.5.3 Código del modelo CEB-FIP 2010

Las deformaciones totales de contracción o hinchamiento $\varepsilon_{cs}(t,t_s)$ pueden calcularse como:

$$\varepsilon_{cs}(t,t_s) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t,t_s) \tag{2.104}$$

donde la contracción se subdivide en la contracción básica $\varepsilon_{cbs}(t)$ que se produce aunque no haya pérdida de humedad:

$$\varepsilon_{cbs}(t) = \varepsilon_{cbs0}(f_{cm}).\beta_{bs}(t) \tag{2.105}$$

y la contracción por secado ecds(t,ts) que da la contracción adicional si se produce pérdida de humedad:

$$\varepsilon_{cds}(t,t_s) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm}).\beta_{RH}(RH).\beta_{bs}(t-t_s) \tag{2.106}$$

donde,

t : es la edad del hormigón en días;

t_s : es la edad del hormigón al inicio del secado en días;

$(t-t_s)$: es la duración del secado en días.

El componente básico de contracción $\varepsilon_{cbs}(t)$ puede estimarse mediante el coeficiente básico de contracción nocional $\varepsilon_{cbs0}(f_{cm})$ y la función temporal $\beta_{bs}(t-t_s)$:

$$\varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) = -\alpha_{bs}\left(\frac{0.1.f_{cm}}{6+0.1.f_{cm}}\right)^{2.5}.10^{-6} \tag{2.107}$$

$$\beta_{bs}(t) = 1 - exp\left(-0.2.\sqrt{t}\right) \tag{2.108}$$

donde,

f_{cm} : es la resistencia media a la compresión a la edad de 28 días en MPa;

α_{bs} : es un coeficiente que depende del tipo de cemento (véase la tabla 5.1-12).

Tabla N° 2.7
Coeficientes α_i utilizados en las ecuaciones (2.107) y (2.109)

Clase de resistencia del cemento	α_{bs}	α_{ds1}	α_{ds2}
32.5 N	800	3	0.013
32.5 R, 42.5 N	700	4	0.012
42.5 R, 52.5 N, 52.5 R	600	6	0.012

Nota: Adaptado de fib-federation internationale du beton (2013).

La contracción por secado $\varepsilon_{cds}(t,t_s)$ se calcula mediante el coeficiente teórico de contracción por secado $\varepsilon_{cds0}(f_{cm})$, el coeficiente $\beta_{RH}(RH)$, teniendo en cuenta el efecto de la humedad relativa ambiente, y la función $\beta_{ds}(t-t_s)$ que describe la evolución temporal:

$$\varepsilon_{cds0}(f_{cm}) = [(220+110.\alpha_{ds1}).exp(-\alpha_{ds2}.f_{cm})].10^{-6} \tag{2.109}$$

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100}\right)^3\right] & \text{for } 40 \leq RH < 99\,\% \cdot \beta_{s1}, \\ 0.25 & \text{for } RH \geq 99\,\% \cdot \beta_{s1}. \end{cases} \tag{2.110}$$

$$\beta_{ds}\,(t - t_s) = \left(\frac{(t - t_s)}{0.035.h^2 + (t - t_s)}\right)^{0.5} \tag{2.111}$$

$$\beta_{s1} = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.1} \leq 1.0 \tag{2.112}$$

donde,

$\alpha_{ds1}, \alpha_{ds2}$ son coeficientes que dependen del tipo de cemento (véase la tabla 2.7);;

f_{cm} : es la resistencia media a la compresión a la edad de 28 días en MPa;

RH : es la humedad relativa de la atmósfera ambiente en %;

h : $= 2A_c/\mu$, es el tamaño teórico del elemento en mm, donde Ac es la sección transversal en mm^2 y μ es el perímetro del elemento en contacto con la atmósfera en mm;

t : es la edad del concreto en días;

t_s : es la edad del hormigón al inicio del secado en días;

$(t - t_s)$: es la duración del secado en días.

2.4.5.4 Código del modelo ACI 209R-92

Para el concreto de peso normal y para todos los concretos ligeros (utilizando curado húmedo y de vapor y cementos tipo I y III), la deformación por contracción desde el inicio del secado, se obtiene a partir de la ecuación (2.113) o (2.114) según sea el caso.

Contracción después de la edad de 7 días para un concreto con curado húmedo:

$$\varepsilon_{sh}\,(t) = \frac{t}{35 + t}\,(\varepsilon_{sh})_u \tag{2.113}$$

Contracción después de 1-3 días para un concreto curado a vapor:

$$\varepsilon_{sh}\,(t) = \frac{t}{55 + t}\,(\varepsilon_{sh})_u \tag{2.114}$$

donde, $(\varepsilon_{sh})_u$ es la deformación por contracción última y está dada por:

$$(\varepsilon_{sh})_u = 780\gamma_{sh} \times 10^{-6} \tag{2.115}$$

y $(\varepsilon_{sh})_u$ representan el producto de los factores de corrección para condiciones no estándar del concreto aplicables y definidos mediante las ecuaciones (2.117) a (2.124) bajo las condiciones estándar resumidas en la Tabla 2.8.

$$\gamma_{sh} = \gamma_{\lambda} \cdot \gamma_{V/S} \cdot \gamma_{S} \cdot \gamma_{\psi} \cdot \gamma_{C} \cdot \gamma_{\alpha} \tag{2.116}$$

2.4.5.4.1. Humedad relativa del ambiente.

$$\gamma_{\lambda} = 1.4 - 0.010\lambda, \qquad para \quad 40 \leq \lambda \leq 80 \tag{2.117}$$

$$\gamma_{\lambda} = 3.0 - 0.030\lambda, \qquad para \quad 80 < \lambda \leq 100 \tag{2.118}$$

donde λ es la humedad relativa en por ciento.

2.4.5.4.2. Espesor promedio del elemento (relación volumen/superficie).

$$\gamma_{V/S} = 1.2e^{-0.00472V/S} \tag{2.119}$$

donde V/S es la relación volumen superficie en mm.

2.4.5.4.3. Revenimiento.

$$\gamma_{S} = 0.89 + 0.00161S \tag{2.120}$$

donde S es el revenimiento en mm.

2.4.5.4.4. Porcentaje de agregado fino.

$$\gamma_{\psi} = 0.3 + 0.014\psi, \qquad para \quad \psi \leq 50 \tag{2.121}$$

$$\gamma_{\psi} = 0.9 + 0.002\psi, \qquad para \quad \psi > 50 \tag{2.122}$$

donde ψ es el porcentaje de finos respecto al total de los agregados.

2.4.5.4.5. Contenido de cemento.

$$\gamma_{C} = 0.75 + 0.00061C \tag{2.123}$$

donde C es el contenido de cemento en kg/m3.

2.4.5.4.6. Contenido de aire.

$$\gamma_{\alpha} = 0.95 + 0.008\alpha \tag{2.124}$$

donde α es el porcentaje de aire.

Tabla N° 2.8

Factores que afectan la fluencia y contracción del concreto y variables consideradas en el método.

Factores			Variables Consideradas	Condiciones Estándar
Concreto (Fluencia & Contracción)	Composición del concreto	Contenido de pasta de cemento Relación agua-cemento Proporciones de la mezcla Características del agregado Grado de compactación	Tipo de cemento	Tipo I y III
			Revenimiento (Slum)	2.7 in, (70 mm)
			Contenido de Aire	≤ 6 %
			Porcentaje de Agregado Fino	50 %
			Contenido de Cemento	470 a 752 lb/cu yd (279 to 446 kg/m3)
	Curado inicial	Duración del curado inicial Temperatura de curado Humedad de curado	Curado Húmedo	7 días
			Curado a Vapor	1-3 días
			Curado Húmedo	73.4±4°F (23±2°C)
			Curado a Vapor	≤ 212°F (≤ 100°C)
			Humedad Relativa	≥ 95 %
Geometría del elemento & Ambiente (Fluencia & Contracción)	Ambiente	Temperatura del concreto Contenido de agua del concreto	Temperatura del Concreto	73.4±4°F (23±2°C)
			Humedad Relativa Ambiental	40 %
	Geometría	Tamaño y Forma	Relación volumen-superficie, (v/s) o espesor mínimo	v/s = 1.5 in (v/s= 38 mm)
				6 in, (150 mm)
Carga (sólo fluencia)	Historia de carga	Edad del concreto en la aplicación de la carga Duración del Periodo de carga	Curado Húmedo	7 días
			Curado a Vapor	1-3 días
			Carga Sostenida	Carga Sostenida
		Duración del periodo de descarga Número de ciclos de carga	-	-
	Condiciones de esfuerzo	Tipo de Esfuerzo y distribución a través de la sección	Esfuerzo de compresión	Compresión axial
		Relación tensión/resistencia	Relación tensión/resistencia	≤ 0.50

Nota: ACI Committee 209-Creep and Volume Changes in Concrete (1982).

2.4.5.5 Método AASHTO

Para concretos desprovistos de áridos propensos a la contracción, la deformación debida a la contracción, ε_{sh}, en el tiempo, t, puede tomarse como:

$$\varepsilon_{sh} = 0.48 x k_s k_{hs} k_f k_{td} \times 10^{-3} \tag{2.125}$$

en el que:

$$k_{hs} = (2.00 - 0.014H) \tag{2.126}$$

Donde k_{hs} es el factor de humedad para la contracción. Si el hormigón se expone al secado antes de que hayan transcurrido 5 días de curado, la contracción determinada en la Ec. (2.125) debe incrementarse en un 20 por ciento.

k_f y k_{td} se calculan según las ecuaciones (2.63) y (2.64) respectivamente.

Para el cálculo de k_s, al igual que para el coeficiente de flujo plástico, para estimar con precisión las deformaciones de estructuras especializadas como son las que se estudia en esta investigación, puede ser necesario recurrir a datos experimentales o usar la siguiente ecuación:

$$k_s = \left[\frac{\frac{t}{26e^{0.0142(V/S)}+t}}{\frac{t}{45+t}} \right] \left[\frac{1064 - 3.7\,(V/S)}{923} \right] \tag{2.127}$$

La relación V/S máxima considerada en el desarrollo de las ecuaciones (2.65) y (2.127) fue de 6.0 pulg.

Los elementos de hormigón de gran tamaño pueden sufrir una contracción sustancialmente menor que la medida mediante ensayos de laboratorio de pequeñas probetas del mismo hormigón. Los efectos limitantes de la armadura y las acciones compuestas con otros elementos del puente tienden a reducir los cambios dimensionales en algunos componentes (AASTHO, 2020).

2.4.5.6 Modelo B4

El primer paso para calcular la fluencia de contracción/secado según Bažant et al. (2015) es calcular las variables temporales:

$$\tilde{t} = (t' - t_0)\,.\beta_{Ts} \tag{2.128}$$

$$\tilde{t}o = t_0 . \beta_{Th} \tag{2.129}$$

donde,
- $\tilde{t}$: es la edad de exposición corregida por temperatura (días).
- $\tilde{t}o$: es la edad corregida por temperatura desde que el hormigón se expone por primera vez al medio ambiente (días).

Cuando la temperatura está a 20°C, la edad corregida por temperatura se reduce a las edades reales, es decir, $\tilde{t} = (t' - t_0)$ y $\tilde{t}o = t_0$.

El segundo paso para calcular la fluencia de contracción/secado es calcular:

El tiempo medio de contracción por secado, τ_{sh} [días], dado por la Ec. (2.130).

$$\tau_{sh} = \tau_0 . k_{\tau a} . \left(k_s . \frac{2V}{S} \right)^2 \tag{2.130}$$

donde,

$k_{\tau a}$: factor de contracción en función del tipo de árido;

k_s : factor de forma dependiente de la geometría donde,

$k_s = 1.00$ (losa infinita);

$k_s = 1.15$ (cilindro infinito);

$k_s = 1.25$ (prisma cuadrado infinito);

$k_s = 1.301$ (esfera);

$k_s = 1.551$ (cubo);

V : volumen del modelo (mm^3), $12mm < V/S < 120mm$

S : superficie del modelo (mm^2), $12mm < V/S < 120mm$

El intervalo V/S se da a partir de un rango típico de aplicabilidad para el modelo B4.

El tiempo de contracción final, τ_0 (días), viene dado por la Ec. (2.131).

$$\tau_0 = \tau_{cem} \left(\frac{a/c}{6} \right)^{p_{\tau a}} . \left(\frac{w/c}{0.38} \right)^{p_{\tau w}} . \left(\frac{6.5c}{\rho} \right)^{p_{\tau c}} \tag{2.131}$$

donde,

τ_{cem} : parámetro de contracción dependiente del tipo de cemento (días);

$p_{\tau a}$: parámetro de contracción dependiente del tipo de cemento (-);

$p_{\tau c}$: parámetro de contracción dependiente del tipo de cemento;

c : contenido de cemento $\left(\frac{kg}{m^3}\right)$, $200\frac{kg}{m^3} < c < 1500\frac{kg}{m^3}$.

ρ : es la densidad del concreto $\frac{kg}{m^3}$.

La deformación última por contracción, $\epsilon_{sh\infty}\left(\tilde{t}o\right)$, viene dada por la Ec. (2.132).

$$\varepsilon_{sh\infty}\left(\tilde{t}o\right) = -\epsilon_0 k_{\varepsilon a} \frac{E\left(7\beta_{Th} + 600\beta_{Ts}\right)}{E\left(\tilde{t}o + \tau_{sh}\beta_{Ts}\right)} \tag{2.132}$$

donde,

$k_{\epsilon a}$: es el factor de contracción en función del tipo de árido (-), dado por la tabla 2.3.

ϵ_0 : Deformación de contracción final por secado, dada por la Ec. (2.133).

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{cem} \left(\frac{a/c}{6} \right)^{p_{\varepsilon a}} . \left(\frac{w/c}{0.38} \right)^{p_{\varepsilon w}} . \left(\frac{6.5c}{\rho} \right)^{p_{\varepsilon c}} \tag{2.133}$$

donde: $p_{\varepsilon a}$, $p_{\varepsilon w}$ y $p_{\varepsilon c}$ son los parámetros de contracción dependientes del tipo de cemento.

La fluencia de secado, q_5 (1/Pa), viene dada por la Ec. (2.134).

$$q_5 = \frac{p_5}{1\times 10^9}\cdot\left(\frac{a/c}{6.0}\right)^{p_{5a}}\cdot\left(\frac{w/c}{0.38}\right)^{p_{5w}}\left|k_h\varepsilon_{sh\infty}\left(\tilde{to}\right)\right|^{p_{5\varepsilon}} \tag{2.134}$$

donde: p_5, p_{5a}, p_{5w} y $p_{5\varepsilon}$ son los factores de fluencia correspondientes al tipo de cemento.

k_h es el factor de humedad (-), dado por la Ec. (2.135).

$$k_h = \begin{cases} 1-h^3, & \text{si } h \le 98\,\% \\ 12.94\cdot(1-h)-0.2, & \text{si } 98\,\% < h \le 100\,\% \end{cases} \tag{2.135}$$

donde, h es la humedad relativa del ambiente (%).

Tabla N° 2.9
Factores de contracción en función del tipo de árido.

Tipo de agregado	$k_{\tau a}$	$k_{\varepsilon a}$	**Módulo de Young** E_{agg} (GPa)	**Densidad** ρ_{agg} (g/cm^3)
Diabasa	0.06*	0.76*	70–90	2.8–3.0
Cuarcita	0.59	0.71	50–90	2.5–2.8
Caliza	1.80	0.95	10–70	1.8–2.9
Arenisca	2.30	1.60	10–50	2.0–2.8
Granito	4.00	1.05	30–70	2.5–2.8
Cuartzodiorita	15.0*	2.20*	50–100	2.7–3.1

Nota: * Indica parámetros ajustados inciertos.

Tabla N° 2.10
Parámetros dados por los tipos de cemento tasa de endurecimiento.

Parámetro	**R**	**RS**	**SL**
τ_{cem} (días)	0.016	0.080	0.010
$p_{\tau a}$	-0.33	-0.33	-0.33
$p_{\tau w}$	-0.06	-2.40	3.55
$p_{\tau c}$	-0.10	-2.70	3.80
ε_{cem}	$360\cdot10^{-6}$	$860\cdot10^{-6}$	$410\cdot10^{-6}$
$p_{\varepsilon a}$	-0.80	-0.80	-0.80
$p_{\varepsilon w}$	1.10	-0.27	1.00
$p_{\varepsilon c}$	0.11	0.11	0.11

Nota: Adaptado de Bažant et al. (2015).

El tercer paso para calcular la fluencia de contracción/secado es considerar la influencia de los aditivos en el hormigón. Se considera que los aditivos tales como retardantes, cenizas volantes, superplastificantes, humo de sílice, agentes aireantes o reductores de agua afectan a la fluencia y a la contracción multiplicándolos por los factores correspondientes al tipo de cemento, presentados en la Tabla 2.2. Los factores de multiplicación para diferentes aditivos se pueden encontrar en Bažant et al. (2015).

El cuarto y último paso para determinar la fluencia de contracción/secado consiste en calcular:

Tensión de contracción autógena, $\varepsilon_{au}\left(\tilde{t},\tilde{to}\right)$ (-), dada por la Ec.(2.136).

$$\varepsilon_{au}\left(\tilde{t},\tilde{to}\right)=\varepsilon_{au\infty}.\left(1+\left(\frac{\tau_{au}}{\tilde{t}}-\tilde{to}\right)^{\alpha_{sh}}\right)^{r_t} \tag{2.136}$$

donde,

r_t : parámetro de contracción autógena en función del tipo de cemento (-), presentado en la Tabla 2.5.

$\varepsilon_{au\infty}$: parámetro de contracción dependiente del tipo de cemento (-), que figura en el cuadro 2.4.

α_{sh} : es una variable utilizada para simplificar y tiene la relación entre las variables variables mostradas en la Ec. (2.137).

$$\alpha_{sh}=r_{\alpha}.\left(\frac{w/c}{0.38}\right) \tag{2.137}$$

$$\varepsilon_{au\infty}=-\varepsilon_{au,cem}.\left(\frac{a/c}{6}\right)^{r_{\varepsilon a}}.\left(\frac{w/c}{0.38}\right)^{r_{\varepsilon w}} \tag{2.138}$$

donde,

$\varepsilon_{au,cem}$, $r_{\varepsilon a}$ y $r_{\varepsilon w}$: parámetros de contracción autógena dados por los tipos de cemento tasa de endurecimiento, presentados en la Tabla 2.5.

τ_{au} : tiempo medio de contracción autógena (días), dado por la Ec. (2.139).

$$\tau_{au}=\tau_{au,cem}.\left(\frac{w/c}{0.38}\right)^{r_{\tau w}} \tag{2.139}$$

donde,

$\tau_{au,cem}$, $r_{\tau w}$: parámetros de contracción autógena dados por los tipos de cemento tasa de endurecimiento, presentados en la Tabla 2.11.

$\varepsilon_{sh}\left(\tilde{t},\tilde{to}\right)$: deformación por contracción de secado (-), dada por la Ec. (2.140).

$$\varepsilon_{sh}\left(\tilde{t},\tilde{to}\right)=\varepsilon_{sh\infty}\left(\tilde{to}\right).k_h.S\left(\tilde{t}\right) \tag{2.140}$$

donde,

$S\left(\tilde{t}\right)$: curva de tiempo (-), dada por la Ec. (2.141).

$$S\left(\tilde{t}\right)=tanh\sqrt{\frac{\tilde{t}}{\tau_{sh}}} \tag{2.141}$$

El factor de cumplimiento para la fluencia por secado viene dado por:

$$C_d\left(\hat{t},\hat{t}',\tilde{to}\right)=q_5.\left\langle exp\left[-p_{5H}H\left(\hat{t},\tilde{to}\right)\right]-exp\left[-p_{5H}H_c\left(\hat{t}'_0,\tilde{to}\right)\right]\right\rangle^{0.5} \tag{2.142}$$

donde,

$p_(5H)$: parámetro de fluencia dependiente del tipo de cemento, presentado en la Tabla 2.11.

$H\left(\hat{t},\hat{to}\right)$: parámetro, dado por la Ec. (2.143).

$$H\left(\hat{t},\hat{to}\right) = 1-(1-h).tanh\sqrt{\frac{\hat{t}-\tilde{to}}{\tau_{sh}}} \tag{2.143}$$

Tabla N° 2.11
Los parámetros para la contracción autógena vienen dados por la tasa de endurecimiento de los tipos de cemento.

Parámetro	**R**	**RS**	**SL**
$\tau_{au,cem}$ (días)	1.00	41.00	1.00
$r_{\tau a}$	3.00	3.00	3.00
$r_{\tau w}$	-4.50	-4.50	-4.50
$r_{\tau c}$	1.00	1.40	1.400
$\varepsilon_{au,cem}$	210 $\cdot 10^{-6}$	-84 $\cdot 10^{-6}$	0.00
$r_{\varepsilon a}$	-0.75	-0.75	-0.75
$r_{\varepsilon w}$	-3.50	-3.50	-3.50

Nota: Adaptado de Bažant et al. (2015).

Posteriormente, la contracción por secado y la contracción autógena se suman como la deformación por contracción total $\varepsilon_{sh,tot}\left(\tilde{t},\tilde{to}\right)$, dada por la Ec. (2.144).

$$\varepsilon_{sh,tot}\left(\tilde{t},\tilde{to}\right) = \varepsilon_{au}\left(\tilde{t},\tilde{to}\right)+\varepsilon_{sh}\left(\tilde{t},\tilde{to}\right) \tag{2.144}$$

Cuando se calculan la fluencia básica y la fluencia de contracción/secado, la función de conformidad para la fluencia última, $J\left(\hat{t},\hat{t}'\right)$ (1/Pa) puede calcularse con la Ec. (2.145).

$$J\left(\hat{t},\hat{t}'\right) = q1+R_T.C_0\left(\hat{t},\hat{t}'\right)+C_d\left(\hat{t},\hat{t}',\tilde{to}\right) \tag{2.145}$$

donde,

$R_(T)$: factor de escala vertical para la temperatura [-], dado por la Ec.(2.146).

$$R_T = e^{\beta_{Tc}} \tag{2.146}$$

Posteriormente, la deformación final, $\varepsilon\left(t\right)$(-), puede calcularse con la Ec.(2.147).

$$\varepsilon\left(t\right) = J\left(\hat{t},\hat{t}'\right).\sigma+\varepsilon_{sh,tot}\left(\tilde{t},\tilde{to}\right)+\alpha_T.\Delta T \tag{2.147}$$

donde,

α_T : coeficiente de dilatación térmica [1/°C].

ΔT : diferencia de temperatura entre la temperatura de referencia y la temperatura en el momento t (°C).

σ : tensión aplicada (Pa).

Además, es posible utilizar la función de conformidad, $J\left(\hat{t},\hat{t}'\right)$, para calcular un coeficiente de fluencia equivalente $\phi\left(t,t'\right)$, dado por la Ec. (2.148).

$$\phi\left(t,t'\right) = E\left(t'\right).J\left(\hat{t},\hat{t}'\right) - 1 \tag{2.148}$$

$$E_c\left(t'\right) = \frac{1}{J\left(t'+\Delta t,t'\right)} \tag{2.149}$$

donde,

$E_c\left(t'\right)$: el módulo elástico en el momento de la carga [Pa].

$J\left(t'+\Delta t,t'\right)$: valor de la función de conformidad después de un paso de tiempo.

Δt : la duración del paso de tiempo, dependiente del método utilizado para aplicar la carga sobre las probetas de hormigón, donde 0.1 s $\leq \Delta t \leq$ 0.1 días.

2.4.6 Efectos de la temperatura

2.4.6.1 Modelo CEB-FIP código 1990

En la sección siguiente se aborda el efecto de las desviaciones sustanciales de una temperatura media del hormigón de 20 ºC para el intervalo de aproximadamente 0ºC a +80ºC. Con la disminución de la temperatura, tanto el coeficiente teórico de fluencia como el coeficiente teórico de contracción disminuyen y su evolución con el tiempo se desacelera.

Las fórmulas aquí presentadas están pensadas para tener en cuenta el efecto de una temperatura constante distinta de 20° C.

2.4.6.1.1. Módulo de Elasticidad. El efecto de la temperatura sobre el módulo elástico a la edad de 28 días se estima como:

$$E_{ci}\left(T\right) = E_{ci}\left(1.06 - 0.003T/T_0\right) \tag{2.150}$$

donde,

T : es la temperatura (°C).

$T_0 = 1°C$

E_{ci} : es el módulo de elasticidad a la temperatura de 20°C según la Ec. (2.6).

2.4.6.1.2. Madurez del concreto. El efecto de la temperatura elevada o reducida sobre los parámetros de envejecimiento como el módulo elástico, E_{ci} y el coeficiente de envejecimiento por fluen-

cia, $\beta(t_0)$ se tiene en cuenta ajustando la edad del hormigón según la siguiente fórmula:

$$t_T = \sum_{i=1}^{n} \Delta t_i . exp\left[13.65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)/T_0}\right] \tag{2.151}$$

donde,

t_T : es la edad del hormigón ajustada a la temperatura que sustituye a t en las ecuaciones (2.10) y 2.23 (días).

$T(\Delta t_i)$: es la temperatura durante el periodo de tiempo Δt_i (°C).

Δt_i : es el número de días en los que prevalece la temperatura T.

Cuando sólo se considera la temperatura constante, la Ec. (2.151) puede escribirse de forma más sencilla como sigue:

$$t_T = t . exp\left[13.65 - \frac{4000}{273 + T}\right] \tag{2.152}$$

2.4.6.1.3. Creep. El efecto de la temperatura sobre el coeficiente de fluencia se tiene en cuenta sustituyendo ϕ_{RH} en la Ec. (2.20) por:

$$\phi_{RH,T} = \phi_T + (\phi_{RH} - 1) . \phi_T^{1.2} \tag{2.153}$$

donde,

$$\phi_T = exp[0.015 . (T - 20)] \tag{2.154}$$

y ϕ_{RH} es calculada según la ecuación (2.21).

Puede observarse en la Ec. (2.153) que el primer término expresa la influencia de la temperatura sobre la fluencia básica, mientras que el segundo término lo hace sobre la fluencia de secado. La figura 3.8 ilustra la influencia de la temperatura en el coeficiente de fluencia teórico. El coeficiente de fluencia a 5°C es aproximadamente un 20-22% inferior que a 20°C en el intervalo de la humedad relativa del 60-90%.

La influencia de la temperatura en la función de dependencia temporal se tiene en cuenta mediante sustituyendo β_H en la Ec. (2.24) por:

$$\beta_{H,T} = \beta_H . exp[1500/(273 + T) - 5.12] \tag{2.155}$$

donde β_H es calculada según la ecuación (2.24).

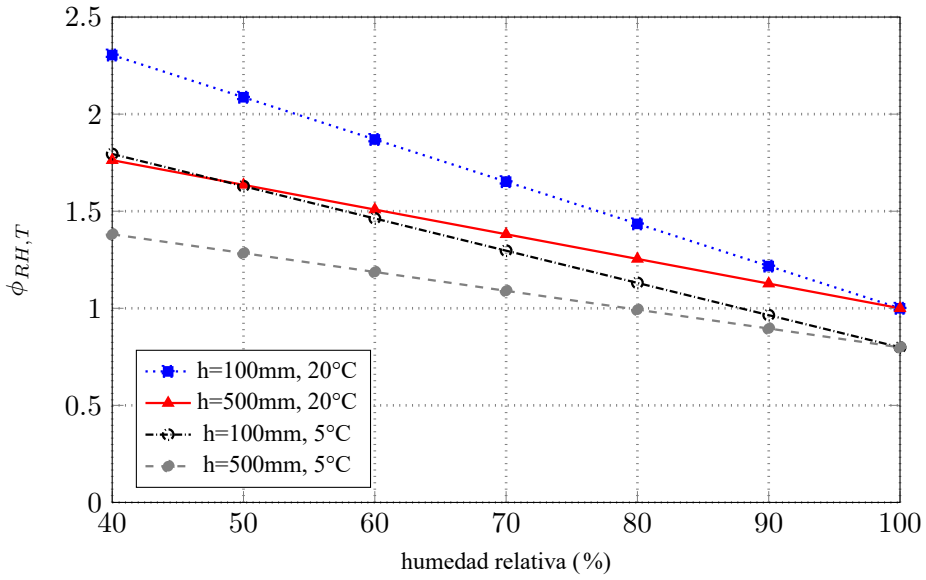
2.4.6.1.4. Shrinkage. El efecto de la temperatura en el coeficiente teórico de contracción se tiene en cuenta mediante sustituyendo β_{RH} en la Ec. (2.91) por:

$$\beta_{RH,T} = \beta_{RH} \cdot \left[1 + \left(\frac{8}{103 - RH}\right) \cdot \left(\frac{T/T_0 - 20}{40}\right)\right] \tag{2.156}$$

donde β_{RH} es calculada según la ecuación (2.93).

Figura N° 2.29

Influencia de la temperatura en el coeficiente teórico de fluencia



Nota: Elaboración propia.

Según la fórmula, el coeficiente teórico de contracción se reduce un 6% a una temperatura de 10°C y un 9% a una temperatura de 5° C con una humedad relativa del 70%. La reducción es del 9% y del 13% respectivamente con una humedad relativa del 80%. La reducción se indica en comparación con la temperatura de 20°C.

Para considerar el efecto de la temperatura en el desarrollo temporal de la contracción, la función de desarrollo temporal dada en la (2.93) se sustituye por:

$$\beta_s(t-t_s) = \left[\frac{t-t_s}{350\,(h/100)^2 .exp\,[-0.06.\,(T/T_0-20)]+t-t_s}\right]^{0.5} \tag{2.157}$$

2.4.7 Incertidumbre en la predicción de la fluencia y la contracción

Una propiedad importante, pero a menudo ignorada, de los modelos de predicción de la fluencia y la contracción es el error esperado de la predicción. La fluencia y la contracción se encuentran entre las propiedades mecánicas más inciertas del hormigón. Los modelos teóricos sólo predicen las tendencias medias basándose en las observaciones de los datos experimentales disponibles. En cualquier predicción particular, el efecto de un determinado parámetro puede estar sobreestimado o subestimado.

Por tanto, la deformación por fluencia y la deformación por contracción deben considerarse variables estadísticas. En consecuencia, la medida de la dispersión es un parámetro importante además de la media. La dispersión se caracteriza por el coeficiente de variación de la predicción. En la tabla 3.2 se muestran los coeficientes de variación comunicados para el modelo CEB-FIP Código 1990 y los modelos B3 de fluencia y contracción. Cabe señalar que un coeficiente de variación menor no significa necesariamente que el modelo sea más preciso que el otro y viceversa, ya que depende también del rango de los datos experimentales sobre los que se desarrolló y ajustó el modelo y, por tanto, se calculó el coeficiente

de variación.

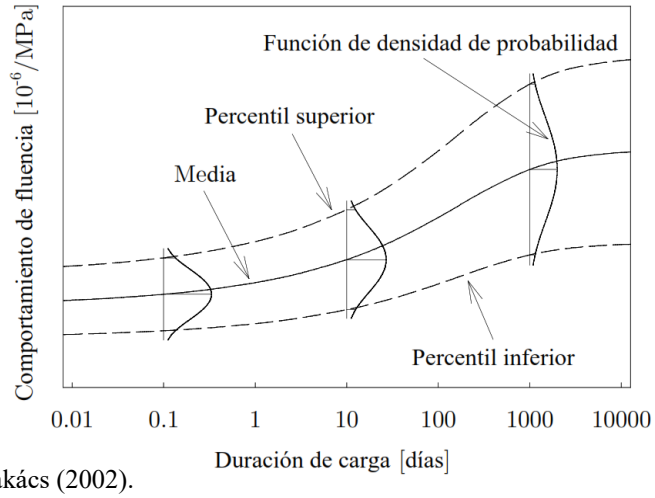
Tabla N° 2.12
Coeficiente de variación (%).

Modelo	Conformidad de fluencia	Deformación de contracción
Código modelo CEB-FIP 1990	20	35
El modelo B4 de Bazant	23	34

Nota: Takács (2002).

Los valores del coeficiente de variación de la tabla 2.12 se refieren al coeficiente medio de variación calculado a partir de todos los experimentos incluidos y a lo largo de toda la duración de la carga o del secado. Caracteriza el error medio del método de predicción. El procedimiento numérico de la evaluación estadística se describe en el Boletín de la CEB . Evaluation of the Time Dependent Behaviour ofConcrete"(CEB-FIP, 1993).

Figura N° 2.30
Variación estadística de la resistencia a la fluencia



Fuente: Takács (2002).

La figura 2.30 ilustra la variación estadística del cumplimiento de la fluencia con la curva media estimada y las curvas que representan los percentiles superior e inferior estimados. Si las curvas representan los percentiles 2.5% y 97.5%, significa que la probabilidad es del 95% de que el valor observado se sitúe entre esas curvas (líneas discontinuas). Los aspectos estocásticos de la predicción de deformaciones y un análisis estructural probabilístico se tratan en el capítulo l0.

2.4.8 Comparación de los modelos de fluencia y contracción

En un estudio paramétrico se comparan los modelos revisados en algunos conjuntos de condiciones características. La comparación para la fluencia es principalmente relevante entre el Código Modelo CEB-FIP 1990 y el modelo B3. El MC90(99) y la norma noruega están estrechamente relacionados con las formulaciones del MC90.

La observación general es que los modelos concuerdan razonablemente cuando los parámetros

se encuentran en el intervalo típico de un montaje experimental en un laboratorio. Parece evidente que la disponibilidad de datos experimentales suficientes dentro de ese rango proporciona una base más sólida para ajustar los modelos teóricos y el grado de incertidumbre es menor. Por otro lado, la diferencia entre los modelos puede ser bastante significativa cuando se aplican en condiciones en las que la disponibilidad de datos experimentales es obviamente limitada y la predicción tiene inevitablemente un carácter extrapolativo. Tales condiciones son la alta resistencia del hormigón, el secado en grandes miembros y la larga duración de la carga.

El efecto de la alta resistencia se ilustra en los diagramas superiores de la figura 3.11. Las curvas muestran una buena concordancia para el hormigón de resistencia normal, pero la diferencia aumenta significativamente para el hormigón de alta resistencia.

La diferencia al cabo de mucho tiempo es significativa cuando el secado afecta a un elemento de gran tamaño (véase el diagrama central de la derecha en la figura 3.11). La diferencia a largo plazo es algo menor cuando la humedad es mayor y el elemento estructural es más pequeño.

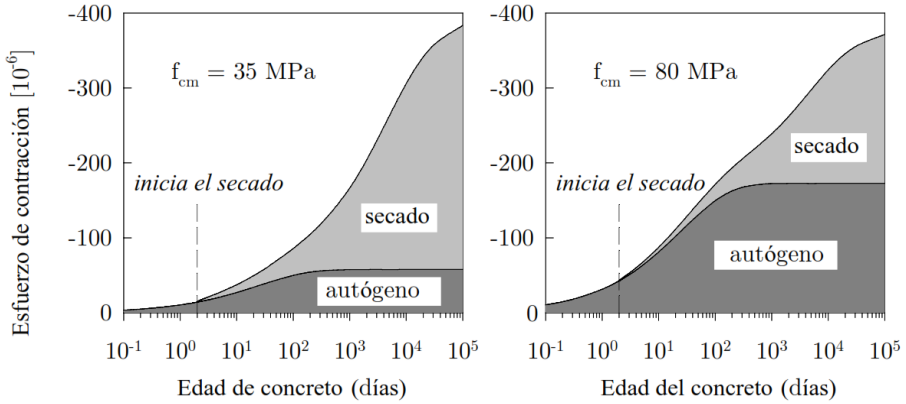
En general, el modelo B3 coincide con los demás modelos hasta los 100-1000 días de carga. A mayor duración de la carga, la diferencia aumenta considerablemente, ya que la fluencia aumenta indefinidamente según el modelo B3, mientras que las demás curvas de fluencia se aproximan a un valor final.

La figura 3.12 compara las curvas de fluencia con diferentes edades del hormigón en carga en condiciones similares a las de los puentes investigados. Se observa que la variación de la edad del hormigón en carga tiene una influencia más pronunciada en la fluencia según el modelo B3.

En la figura 3.13 se comparan las curvas de contracción previstas. Se observa una diferencia considerable para el hormigón de alta resistencia entre el modelo MC90(99) que tiene en cuenta la contracción autógena en un término separado y los otros modelos que consideran la contracción como un mecanismo primario impulsado por el secado externo. La diferencia aumenta a medida que la contracción por secado pierde importancia en magnitud y su desarrollo temporal se desacelera (es decir, miembro grande en ambiente húmedo).

En la figura 2.31 se muestra el modelo de contracción MC90(99). Los componentes de secado y de contracción autógena se muestran por separado para el hormigón de resistencia normal y para el hormigón de altas prestaciones en condiciones similares a las de los puentes investigados. Es interesante que la contracción total después de 70 años para el HPC es casi tan grande como para el NSC.

Figura N° 2.31
Componentes de contracción autógena y contracción por secado en NSC y HPC según el modelo MC90(99)

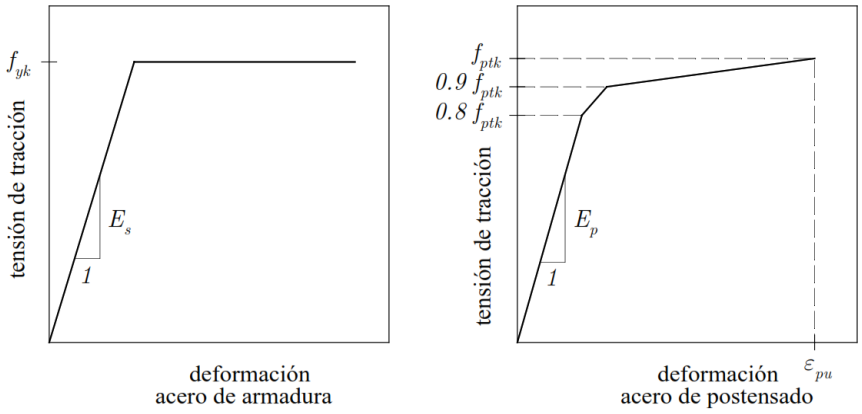


Fuente: Takács (2002).

2.4.9 Modelo de material para acero de armadura y pretensado

La relación tensión-deformación de tracción puede aproximarse mediante un diagrama bilineal para el acero de armadura y mediante un diagrama multilineal para el acero de postensado, tal como se ilustra en la figura 2.32. El diagrama de endurecimiento para el acero de pretensado se especifica mediante los valores de deformación plástica y los valores de tensión correspondientes en los puntos dados. Se supone que el acero de refuerzo sigue una relación tensión-deformación simétrica en compresión.

Figura N° 2.32
Diagrama idealizado de tensión-deformación del acero de armadura (izquierda) y del acero de pretensado (derecha)



Fuente: Takács (2002).

donde,

f_{yk} : es el límite elástico característico del acero de armadura.

E_s : es el módulo elástico del acero de armadura, $E_s = 200GPa$.

f_{ptk} : es la resistencia a la tracción característica del acero de pretensado.

ε_{pu} : es el alargamiento total a la tensión máxima y puede tomarse como $\varepsilon_{pu} = 35‰$.

La tensión de 0.9 f_{ptk} se define como la tensión correspondiente a una deformación plástica de

2 ‰.

Las propiedades de relajación del acero de pretensado se tienen en cuenta de acuerdo con el Código Modelo CEB-FIP de 1990. La pérdida por relajación se especifica a 1000 horas para tensiones iniciales iguales a 0.6, 0.7 y 0.8 de la tensión de rotura. La pérdida de pretensado es del 4, 8 y 12% respectivamente, para torones con características de relajación normales(Clase 1) y del 1, 2 y 5% para torones con características de relajación mejoradas (Clase 2).

Para estimar la relajación en un momento distinto de las 1000 horas, puede utilizarse la siguiente fórmula:

$$\rho(t) = \rho_{1000}\left(\frac{t}{1000}\right)^{k} \tag{2.158}$$

donde,

t : es el tiempo (horas).

$\rho(t)$: es la pérdida de relajación después del tiempo t (%).

ρ_{1000} : es la relajación después de 1000 horas (%).

k : puede determinarse a partir de ensayos de laboratorio como $k \approx log(\rho_{1000}/\rho_{100})$.

A falta de información más exacta, el valor de k puede tomarse como 0,12 para los filamentos de clase 1 y 0,19 para los filamentos de clase 2 (Takács, 2002).

Es importante que cuando se determine el nivel de tensión inicial real en el torón, el pretensado aplicado se reduzca por pérdidas instantáneas de pretensado de otro tipo.

El cálculo del pretensado efectivo en los tendones se trata junto con el modelo geométrico para los tendones de pretensado en el capítulo 7.

2.5 SISTEMA DE POSTENSADO

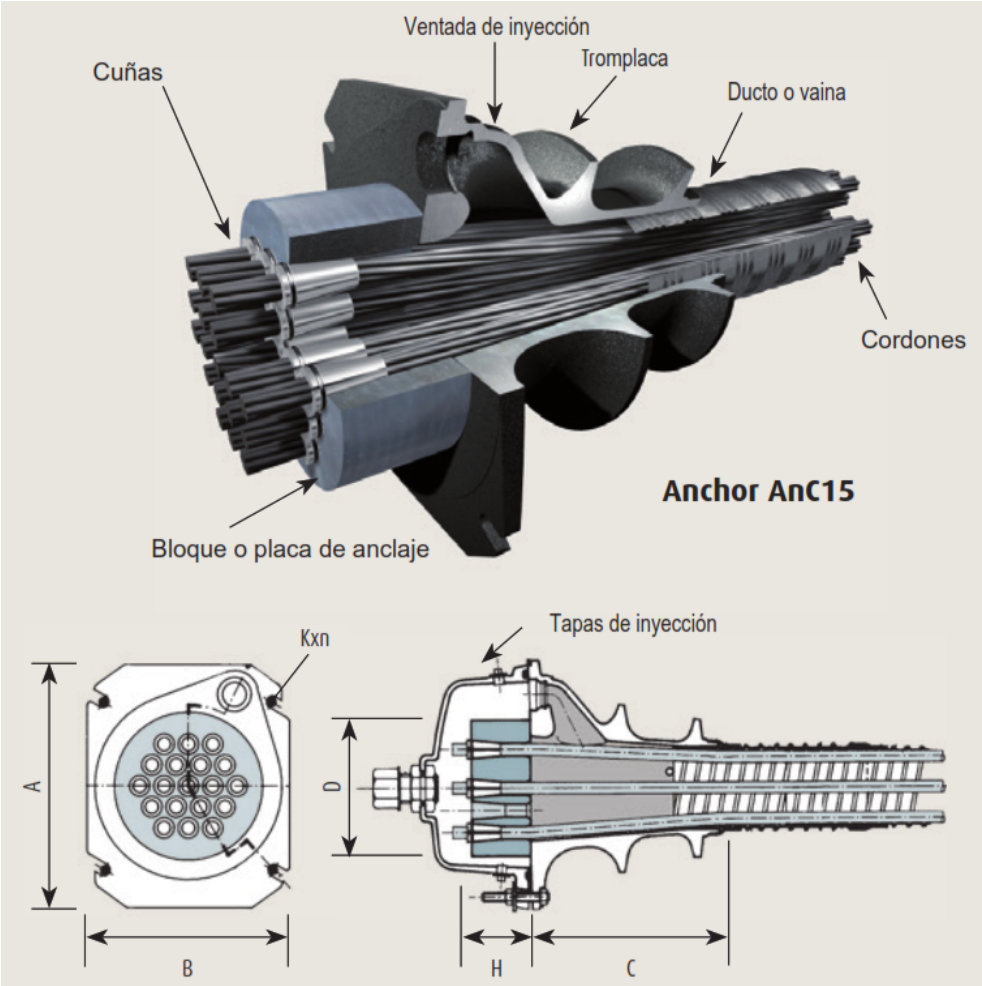
La fuerza de pretensado en el tendón varía a lo largo del eje del tendón y con el tiempo. En los sistemas postensados, la fuerza de pretensado inicial aplicada en el anclaje se reduce por las pérdidas de pretensado resultantes de la fricción, el deslizamiento del anclaje, la relajación del acero y el acortamiento del elemento de hormigón debido a la deformación elástica, la fluencia y la contracción.

La estimación de las pérdidas de pretensado a lo largo del eje del tendón y su variación con el tiempo es una de las incertidumbres significativas del análisis. La deflexión total es básicamente la suma de dos grandes distribuciones opuestas (es decir, el peso propio y el pretensado). Una pequeña desviación en cualquiera de ellas puede dar lugar a una gran desviación en su suma. Los mecanismos físicos y las propiedades responsables de las pérdidas de pretensado están asociados a un cierto grado de incertidumbre.

En los sistemas postensados se debe distinguir entre tendones adheridos y no adheridos. En la construcción postensada adherida, los conductos se rellenan con lechada después de tensar los tendones. Los tendones adheridos se convierten en parte integrante de la estructura. Por otro lado, los tendones no adheridos sólo se unen a la estructura en los anclajes. Entre los puntos de anclaje, el tendón puede moverse en relación con el elemento estructural circundante. También en los sistemas postesados adheridos el

tendón actúa como un tendón no adherido hasta que se realiza la inyección. En la construcción de puentes segmentados, todos los tendones se inyectan en una sola fase una vez que se ha completado todo el vano y todos los tendones están colocados. En general, un sistema básico de anclaje de postensado consta de una placa de apoyo, una tromplaca, una placa de anclaje, ducto o vaina, cuñas y puertos de lechada, como se muestra en la Figura 2.33.

Figura N° 2.33
Anclaje del sistema de postensado



Nota: Sistema de pretensado Freyssinet.

2.5.1 Pérdidas de preesfuerzo

Las pérdidas de presfuerzo son la disminución las fuerzas con la que se tesan los cables, tienen diferentes razones de ser y se dividen en dos grupos que son pérdidas instantáneas y pérdidas diferidas.

2.5.1.1 Pérdida total de preesfuerzo

Una estimación precisa de la pérdida total de preesfuerzo requiere el reconocimiento de que las pérdidas dependientes del tiempo resultantes de la fluencia, la contracción y la relajación también son interdependientes.

Las pérdidas debidas al anclaje, la fricción y el acortamiento elástico son instantáneas, mientras

que las debidas a la fluencia, la contracción y la relajación dependen del tiempo.

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \tag{2.159}$$

donde,

Δf_{pT} : pérdida total (MPa).

Δf_{pF} : pérdida por fricción (MPa).

Δf_{pA} : pérdida por corrimiento del anclaje (MPa).

Δf_{pES} : suma de todas las pérdidas debidos al acortamiento elástico en el momento de aplicación del preesfuerzo y/o de las cargas externas (MPa).

Δf_{pLT} : pérdidas debidas a la contracción y el flujo plástico de largo plazo del concreto, y a la relajación del acero de preesfuerzo (MPa).

2.5.1.2 Pérdidas Instantaneas

2.5.1.2.1. Asentamiento de los anclajes. La pérdida por deslizamiento de los anclajes se debe al movimiento del torón antes de que las cuñas o el dispositivo de agarre del anclaje se asienten. La magnitud de este deslizamiento mínimo varía según el sistema de preesforzado empleado. Esta pérdida ocurre antes de la transferencia y es la principal causa de la diferencia entre el esfuerzo de tracción y el esfuerzo en el momento de la transferencia. Un valor habitual para el corrimiento de los anclajes es de 10 mm, aunque para algunos dispositivos de anclaje, tales como los utilizados para torones formados por barras, es más adecuado utilizar valores tan bajos como 1.6 mm (AASTHO, 2020).

2.5.1.2.2. Por fricción. Las pérdidas por fricción entre los torones internos de preesforzado y la pared del ducto se pueden tomar como:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}\left(1 - e^{-(kx - \mu\alpha)}\right) \tag{2.160}$$

donde,

Δf_{pj} : esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el momento del tensionamiento (MPa).

x : longitud del torón de preesfuerzo desde el extremo del gato de tensionamiento hasta el punto considerado (mm).

K : coeficiente de fricción por desviación del ducto (por metro de torón).

μ : coeficiente de fricción.

α : sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del cable de preesfuerzo desde el extremo del gato, o desde el extremo del gato más próximo si el tensionamiento se realiza igualmente en ambos extremos, hasta el punto investigado (radianes).

e : base de los logaritmos naturales.

2.5.1.2.3. Acortamiento elástico del concreto. En los elementos postensados, a excepción de los sistemas de losa, la pérdida por acortamiento elástico se puede tomar como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \cdot \frac{A_{ps} f_{pbt} \left(I_g + e_m^2 A_g\right) - e_m M_g A_g}{A_{ps} \left(I_g + e_m^2 A_g\right) + \frac{A_g I_g E_{ci}}{E_p}} \tag{2.161}$$

donde,

A_{ps} : área del acero de preesforzado (mm^2).

A_g : área bruta de la sección (mm^2).

E_{ci} : módulo de elasticidad del concreto en el instante de la transferencia (MPa).

E_p : módulo de elasticidad de los torones de preesforzado (MPa).

e_m : excentricidad promedio en la mitad del vano (mm).

f_{pbt} : esfuerzo en el acero de preesforzado, inmediatamente antes de la transferencia.

I_g : momento centroidal principal de inercia de la sección bruta de concreto (mm^4).

M_g : momento flector en el centro de la luz debido al peso propio del elemento (kN m).

N : número de torones de preesforzado idénticos.

f_{pj} : esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el halado (MPa).

Si se utilizan tendones con dos números diferentes de filamentos por tendón, N puede determinarse como:

$$N = N_1 + N_2 \frac{A_{sp2}}{A_{spl}} \tag{2.162}$$

donde,

N_1 : área del acero de preesforzado (mm^2).

N_2 : área bruta de la sección (mm^2).

A_{sp2} : módulo de elasticidad del concreto en el instante de la transferencia (MPa).

A_{spl} : módulo de elasticidad de los torones de preesforzado (MPa).

2.5.1.3 Pérdidas Diferidas

En la construcción segmental y en vigas prefabricadas unidas con postensado, salvo en el diseño preliminar, las pérdidas de preesfuerzo deben calcularse utilizando el método paso a paso, considerando las etapas de construcción relacionadas con el tiempo y el cronograma establecido en los documentos contractuales. Para elementos que combinan pretensado y postensado, y en los cuales el postensado se aplica en varias etapas, se deben tener en cuenta los efectos del preesfuerzo posterior sobre las pérdidas causadas por flujo plástico.

La variación del esfuerzo en el acero de preesfuerzo, debida a las pérdidas que son función del tiempo, Δf_{pLT}, se determina de la siguiente manera:

$$\Delta f_{pLT} = \left(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1}\right)_{id} + \left(\Delta f_{psD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS}\right)_{df} \quad (2.163)$$

donde,

Δf_{pSR}: pérdida de preesfuerzo, debida a la contracción del concreto de la viga, que ocurre entre la transferencia y la colocación del losa del puente (MPa).

Δf_{pCR}: pérdida de preesfuerzo debida al flujo plástico del concreto de la viga , que ocurre entre la transferencia y la colocación del losa del puente (MPa).

Δf_{pR1}: pérdida de preesfuerzo debida a relajación de los torones de preesfuerzo , que ocurre entre la transferencia y la colocación del losa del puente (MPa).

Δf_{pSD}: pérdida de preesfuerzo debida a la contracción del concreto de la viga, que ocurre entre la colocación del losa del puente y el momento final (MPa).

Δf_{pCD}: pérdida de preesfuerzo debido al flujo plástico del concreto de la viga, que ocurre entre la colocación del losa del puente y el tiempo final (MPa).

Δf_{pR2}: pérdida de preesfuerzo debida a relajación de los torones de preesfuerzo en una sección compuesta, que ocurre entre la colocación del losa del puente y el tiempo final (MPa).

Δf_{pSS}: incremento de preesfuerzo debido a la contracción del concreto del losa del puente en la sección compuesta (MPa).

$\left(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1}\right)_{id}$: sumatoria de las pérdidas de preesfuerzo que son función del tiempo y que ocurren entre la transferencia y la colocación del losa del puente (MPa).

$\left(\Delta f_{psD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS}\right)_{df}$: sumatoria de las pérdidas de preesfuerzo que son función del tiempo y que ocurren después de la colocación del losa del puente (MPa).

2.5.1.3.1. Pérdidas que ocurren entre el instante de la transferencia y el instante en que se construye la losa del puente.

Contracción del concreto. La pérdida de preesfuerzo debida a la contracción del concreto de la viga y que ocurre entre el instante de la transferencia y la colocación del losa del puente, Δf_{pSR}, debe determinarse así:

$$\Delta f_{pSR} = \varepsilon_{bid} E_p K_{id} \quad (2.164)$$

en la cual:

$$K_{id} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_g} \left(1 + \frac{A_g e_{pg}^2}{I_g}\right) \left[1 + 0.7\psi_b\left(t_f, t_i\right)\right]} \quad (2.165)$$

donde,

ε_{bid} : deformación unitaria de contracción del concreto de la viga que se presenta entre el instante de la transferencia y la colocación del losa del puente.

K_{id} : coeficiente de la sección transformada que tiene en cuenta la interacción, en función del tiempo, entre el concreto y el acero adherido, en la sección considerada, en el periodo de tiempo que transcurre entre la transferencia y la colocación de la losa del puente.

e_{pg} : excentricidad de la fuerza de preesfuerzo, medida desde el eje centroidal de la viga (mm) hasta el punto de aplicación de la resultante de fuerza de preesfuerzo.

$\psi_b\left(t_f, t_i\right)$: coeficiente de flujo plástico del concreto de la viga en etapa de servicio debido a la carga introducida durante la transferencia.

t_f : edad final del concreto (días).

t_i : edad del concreto durante la transferencia (días).

Flujo plástico del concreto. La pérdida de preesfuerzo debida al flujo plástico del concreto de la viga que se presenta entre el instante de la transferencia hasta la colocación del losa del puente, Δf_{pCR}, debe determinarse así:

$$\Delta f_{pCR} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \psi_b\left(t_d, t_i\right) K_{id} \tag{2.166}$$

donde,

$\psi_b\left(t_d, t_i\right)$: coeficiente de flujo plástico de la viga en el instante de la colocación del losa del puente debido a la carga introducida en la transferencia.

t_d : edad del concreto en el instante en que se construye el losa del puente (días).

Relajación de los torones de pre esfuerzo. La pérdida de preesfuerzo debida a la relajación de los torones de preesforzado que ocurre entre el instante de la transferencia y la colocación del concreto, Δf_{pR1}, debe determinarse así:

$$\Delta f_{pR1} = \frac{f_{pt}}{K_L}\left(\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0.55\right) \tag{2.167}$$

donde,

f_{pt} : esfuerzo en los torones de preesforzado inmediatamente después de la transferencia, no inferior a $0.55 f_{py}$.

K_L : 30 para torones de baja relajación y 7 para otros aceros de preesfuerzo, a menos que se disponga de datos más precisos del fabricante.

La pérdida por relajación, Δf_{pR1}, puede suponerse igual a 8 MPa (1.2 ksi) para torones de baja relajación.

2.5.1.3.2. Pérdidas que se presentan durante la construcción de la losa del puente y que se prolongan a lo largo de la vida útil del puente.

Contracción del concreto. La pérdida de preesfuerzo debida a la contracción del concreto de la viga, que se presenta durante la construcción de la losa del puente y que se prolonga a lo largo de la vida útil del puente, Δf_{pSD}, debe determinarse así:

$$\Delta f_{pSD} = \varepsilon_{bdf} E_p K_{df} \tag{2.168}$$

en la cual:

$$K_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_g} \left(1 + \frac{A_c e_{pc}^2}{I_c}\right) \left[1 + 0.7\psi_b\left(t_f, t_i\right)\right]} \tag{2.169}$$

donde,

ε_{bdf} : deformación unitaria de contracción de la viga que ocurre desde la construcción del losa del puente y que se prolonga a lo largo de la vida útil del puente.

K_{df} : coeficiente de la sección transformada que tiene en cuenta la interacción dependiente del tiempo entre el concreto y el acero adherido, en la sección considerada, en el periodo del tiempo que ocurre durante la construcción de la losa del puente y que se prolonga a lo largo de la vida útil del puente.

e_{pe} : excentricidad de la fuerza de preesfuerzo. Distancia medida desde el eje centroidal de la sección compuesta, hasta el punto de aplicación de la fuerza resultante de preesfuerzo (mm).

A_c : área de la sección transversal , calculada empleando las propiedades de la sección bruta, compuesta por la viga de concreto y por el losa del puente, y teniendo en cuenta la relación modular entre el concreto de la losa del puente y de la viga (mm^2).

I_c : momento centroidal principal de inercia de la sección, obtenido al calcular las propiedades de la sección bruta, compuesta por la viga de concreto y por la losa del puente, e incluyendo la relación modular entre el concreto de la losa del puente y el concreto de la viga en etapa de servicio (mm^4).

Flujo plástico del concreto. La pérdida de fuerza de preesfuerzo debida al flujo plástico del concreto de la viga, que ocurre a partir del instante de construcción de la losa del puente y durante la vida útil del puente, Δf_{pCD}, debe determinarse así:

$$\Delta f_{pCD} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \psi_b \left[\left(t_f, t_i\right) - \psi_b\left(t_d, t_i\right)\right] K_{df} + \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cd} \psi_b\left(t_f, t_d\right) K_{df} \tag{2.170}$$

donde,

Δf_{cd} : cambio en el esfuerzo del concreto en el centroide de los torones de preesforzado, debido a las pérdidas a largo plazo que se presentan desde la transferencia hasta la construcción de la losa del puente, incluyendo la acción del peso propio, más las cargas sobreimpuestas (MPa).

$\psi_b\left(t_f, t_d\right)$: coeficiente de flujo plástico del concreto de la viga durante la vida útil del puente debido a la carga.

Relajación de los torones de preesforzado. La pérdida de preesfuerzo debida a la relajación de los torones de preesforzado en la sección compuesta, que ocurre entre el instante de la construcción de la losa del puente y a lo largo de la vida útil del puente, Δf_{pR2}, debe ser determinada de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\Delta f_{pR2} = \Delta f_{pR1} \tag{2.171}$$

Contracción de la losa de concreto. El aumento del esfuerzo debido a la contracciónde la losa de concreto, Δf_{pSS}, debe determinarse así:

$$\Delta f_{pSS} = \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cdf} K_{df} \left[1 + 0.7\psi_b\left(t_f, t_d\right)\right] \tag{2.172}$$

$$\Delta f_{cdf} = \frac{\varepsilon_{ddf} A_d Ecdeck}{\left[1 + 0.7\psi_d\left(t_f, t_d\right)\right]} \left(\frac{1}{A_c} - \frac{e_{pc} e_d}{I_c}\right) \tag{2.173}$$

Δf_{cdf} : cambio en el esfuerzo del concreto en el centroide de los torones de preesforzado debido a la contracción del concreto de la losa del puente (MPa).

ε_{ddf} : deformación unitaria de contracción del concreto de la losa del puente, que se presenta a partir de la construcción de la losa del puente y se prolonga a lo largo de la vida útil del puente.

A_d : área del concreto de la losa del puente (mm^2).

E_{cd} : módulo de elasticidad del concreto de la losa del puente (MPa).

e_d : excentricidad de la losa del puente con respecto al eje centroidal de la sección bruta compuesta, (mm).

$psi_d\left(t_f, t_d\right)$: coeficiente de flujo plástico del concreto de la losa del puente a lo largo de la vida útil del puente, debido a las cargas aplicadas poco después de construir la losa de concreto (es decir, recubrimientos, barreras, etc.)

2.5.2 Etapas de postensado

En los puentes lanzados, el postensado se puede realizar durante la construcción de la superestructura, en las sucesivas fases de lanzamiento, o una vez que el sistema del mismo se encuentre situado en su posición de proyecto.

2.5.2.1 Postensado durante el lanzamiento

El objetivo del preesfuerzo en estructuras de concreto, particularmente en puentes, es contrarrestar las tensiones generadas por el peso propio de la estructura. Durante el proceso de lanzamiento del puente, las solicitaciones de momento flector experimentan variaciones significativas tanto en magnitud como en signo a lo largo de las diferentes secciones transversales. Esto se debe a los cambios en las condiciones de apoyo y carga a medida que la estructura avanza sobre los apoyos temporales. En esta fase, la estructura se comporta como un sistema isostático (Arcos, 2005).

2.5.2.2 después del lanzamiento

Una vez finalizado el lanzamiento del puente, los cables de presfuerzo instalados en el sistema de postensado están diseñados para resistir no solo las cargas permanentes, que incluyen el peso propio de la estructura y otras cargas permanentes aplicadas, sino también una porción significativa de las cargas variables o sobrecargas de servicio. Específicamente, el sistema de postensado se dimensiona para que los esfuerzos de compresión inducidos en el concreto permitan absorber hasta el 50 % de la sobrecarga de servicio, en aquellas situaciones donde dicha sobrecarga no exceda este umbral. Esta capacidad adicional de carga es crucial para garantizar la integridad estructural y la durabilidad del puente, permitiendo que las secciones de concreto permanezcan mayoritariamente en compresión bajo condiciones de servicio, lo que minimiza la aparición de fisuras por tracción y prolonga la vida útil de la estructura (Arcos, 2005).

2.6 MODELIZACIÓN MATEMÁTICA DE LA VISCOELASTICIDAD

2.6.1 Introducción

Para calcular la respuesta de la deformación a un determinado historial de tensiones o la respuesta de las tensiones a un determinado historial de deformaciones se pueden utilizar las ecuaciones integrales de Riemann clásicas si el historial de tensiones o de deformaciones se conoce $a\ priori$ y se expresan como funciones continuas.

$$\varepsilon(t) = \int_0^t J(t,\tau)\,\overline{C}\dot{\sigma}(\tau)\,d\tau \tag{2.174}$$

$$\sigma(t) = \int_0^t R(t,\tau)\,\overline{D}\dot{\varepsilon}(\tau)\,d\tau \tag{2.175}$$

El principio de superposición constituye la base fundamental de las ecuaciones integrales. El principio equivale a la hipótesis de linealidad en la relación tensión-deformación. El principio de superposición fue propuesto por primera vez por Boltzmann en 1876 y ampliado a los materiales envejecidos por Volterra en 1913. Bazant (1986) hizo una revisión histórica del principio de superposición de deformaciones.

Sin embargo, en los cálculos estructurales generales, el historial de tensiones o deformaciones no se conoce de antemano. Por lo tanto, debe aplicarse un algoritmo de solución paso a paso en el que el cálculo se discretice mediante incrementos de tiempo finitos. Las formulaciones integrales se sustituyen entonces por sumas finitas. Sin embargo, esta formulación tiene el inconveniente de que el incremento de la deformación (o tensión) en cualquier nuevo paso temporal se calcula en función de todo el historial anterior de tensión (o deformación). Esto hace que la formulación sea poco práctica para grandes cálculos, ya que todo el historial de tensión (o deformación) debe almacenarse para cada punto de cálculo y debe calcularse una suma excesivamente larga de valores de tensión (o deformación) en cada paso temporal. Esto requeriría una gran capacidad de almacenamiento y un tiempo de cálculo excesivamente largo.

Es preferible una formulación diferente en la que el incremento de tensión en un nuevo paso temporal pueda calcularse a partir del incremento de deformación y un número finito de variables de estado, todas ellas conocidas al principio del paso temporal. La función de relajación debe reescribirse

de forma que permita formular un algoritmo de este tipo. Si el comportamiento viscoelástico se describe mediante la función de fluencia, debe seguirse un procedimiento similar, pero la relación constitutiva también debe reescribirse de forma que el incremento de tensión se exprese como función del incremento de deformación (de Borst y van den Boogaard 1994). Esto es necesario porque los desplazamientos son las variables básicas en el método de elementos finitos.

Las funciones de relajación y fluencia se reescriben como sumas de funciones exponenciales reales y se muestran a continuación.

$$R(t,\tau) = \sum_{\alpha=0}^{n} E_\alpha(\tau)\, e^{-\frac{t-\tau}{\lambda_\alpha}} \tag{2.176}$$

$$J(t,\tau) = \sum_{\alpha=0}^{n} \frac{1}{E_\alpha(\tau)} \left(1 - e^{-\frac{t-\tau}{\lambda_\alpha}}\right) \tag{2.177}$$

Desde una perspectiva matemática, las ecuaciones (2.176) y (2.177) son la aproximación de la función de relajación y fluencia con series de Dirichlet. Desde una perspectiva física pueden interpretarse como las ecuaciones de gobierno de los modelos de Maxwell y de la cadena de Kelvin.

2.6.2 Modelos viscoelásticos

Los modelos reológicos pueden construirse combinando cuerpos teóricos con propiedades reológicas ideales. Para establecer modelos de comportamiento viscoelástico lineal, los cuerpos ideales son el cuerpo sólido hookeano (es decir, elasticidad lineal perfecta) y el cuerpo líquido newtoniano (es decir, viscosidad lineal perfecta). Las deformaciones idealizadas se representan mediante un muelle y un amortiguador, respectivamente.

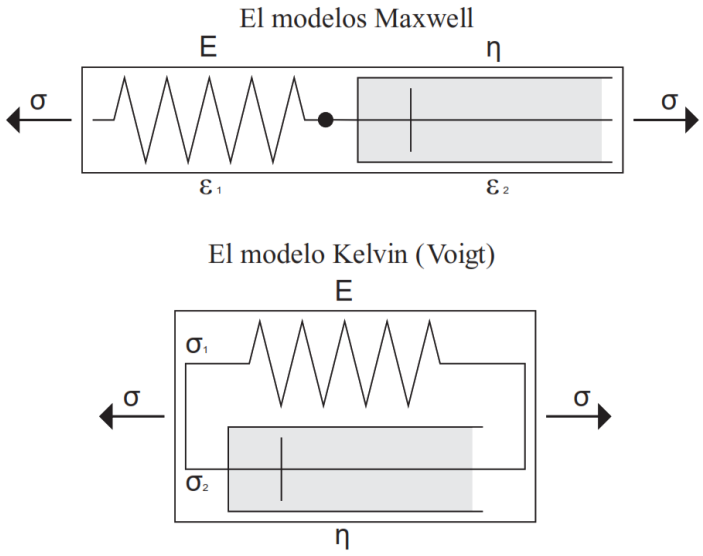
Los modelos reológicos consistentes en muelles y amortiguadores no pretenden captar los mecanismos físicos del comportamiento viscoelástico del hormigón a nivel microscópico. Este enfoque es en gran medida empírico y consiste simplemente en aproximar el patrón de deformación global del hormigón asignando partes específicas de la deformación global a determinados componentes del modelo. Representan propiedades físicas de continuos y sólo pueden interpretarse desde un punto de vista macroscópico.

2.6.2.1 Modelos viscoelásticos básicos

Existen dos modelos reológicos básicas como el Modelo de Maxwell y el Modelo de Kelvin (Voigt). El modelo de Maxwell consiste en una conexión en serie entre un muelle y un amortiguador, ambos con sistemas individuales de descripción de sus propiedades materiales de elasticidad y viscoelasticidad, respectivamente, así como de deformación y tensión. Por su parte, el modelo de Kelvin (Voigt) también consta de un muelle y un amortiguador, pero tiene una conexión paralela (véase la figura 2.34). El muelle se utiliza para describir el comportamiento elástico del material, mientras que el amortiguador se utiliza para describir el comportamiento restringido o la viscosidad del material (Kelly, 2013).

Figura N° 2.34

Desarrollo de la deformación en función del tiempo debido a la fluencia y la recuperación provocada por la descarga



Nota: Piaras Kelly (2013).

La deformación en el modelo de Maxwell puede describirse como la suma de la deformación del muelle y el amortiguador, mientras que en el modelo de Kelvin (Voigt) la relación que puede analizarse es que la tensión total es la suma de la tensión en el muelle y el amortiguador, respectivamente. La relación esfuerzo deformación se describe en la Ec. (2.178) y Ec. (2.179) para el muelle y el amortiguador, respectivamente (Kelly, 2013).

$$\varepsilon_{resorte} = \frac{\sigma_{resorte}}{E} \tag{2.178}$$

$$\varepsilon_{amrtig} = \frac{\sigma_{amrtig}}{\eta} \tag{2.179}$$

donde,

$\varepsilon_{resorte}$: deformación en el resorte

ε_{amrtig} : deformación en el amortiguador

$\sigma_{resorte}$: tensión aplicada en el resorte [Pa]

σ_{amrtig} : tensión aplicada en el amortiguador [Pa]

E : módulo de Elasticidad [Pa]

η : Viscosidad [Pa-s]

Combinando la Ec. (2.178) y la Ec. (2.179) para las relaciones descritas para el modelo, el modelo de Maxwell puede describirse mediante la Ec. (2.180) y el modelo de Kelvin (Voigt) puede describirse mediante la Ec. (2.181) (Kelly, 2013).

$$\sigma_{amrtig} + \frac{\eta}{E}.\sigma_{amrtig} = \eta.\varepsilon \tag{2.180}$$

$$E.\varepsilon_{resorte} + \eta.\varepsilon_{amrtig} = \sigma \tag{2.181}$$

2.6.2.1.1. Para la fluencia del concreto. Para analizar la fluencia a partir de los modelos, hay que analizar la respuesta de los modelos desde que se aplica la carga. En el modelo de Maxwell, una carga hará que el muelle tenga una deformación elástica inicial. El comportamiento a largo plazo puede describirse como la integración de la deformación inicial por el tiempo, con la Ec. (2.182) (Kelly, 2013).

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 . \left(\frac{t - t_0}{\eta} + \frac{1}{E} \right) \tag{2.182}$$

donde,

t : tiempo [s]

t_0 : tiempo de carga [s]

Del mismo modo, en el modelo de Kelvin (Voigt), cuando se aplica una carga, el muelle será frenado por el amortiguador, mientras que la respuesta natural del muelle es deformarse. La pendiente inicial es, por tanto, la tensión inicial dividida por la viscosidad. A continuación se produce una pendiente secundaria, que es la tensión en el amortiguador dividida por la viscosidad del material. Considerando la condición de que la deformación inicial es cero, la deformación dependiente del tiempo se describe como se muestra en la Ec. (2.183) (Kelly, 2013).

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} . \left(1 - e^{-\left(\frac{E}{\eta} . (t - t_0) \right)} \right) \tag{2.183}$$

donde,

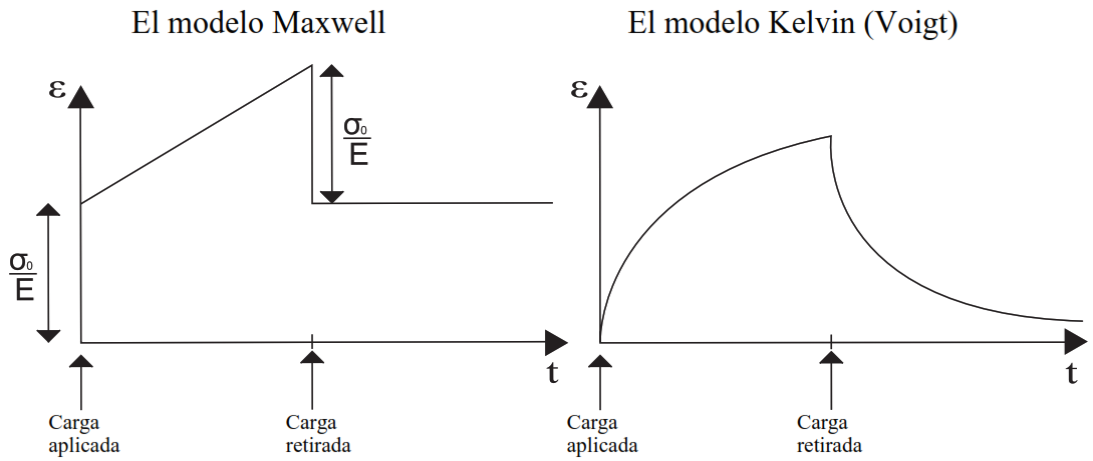
σ_0 : esfuerzo inicial [Pa]

La diferencia entre los modelos, como se ilustra en la figura 2.35, es que el modelo de Maxwell proporciona la respuesta elástica y la deformación permanente, pero no la velocidad de deformación decreciente. En cambio, el modelo de Kelvin (Voigt) proporciona la recuperación inelástica, pero no la respuesta elástica ni la deformación permanente (Kelly, 2013).

Pueden utilizarse diferentes combinaciones del modelo para describir distintas propiedades del material, como la elasticidad lineal, la viscosidad lineal, así como el desarrollo posterior de modelos no lineales. El comportamiento viscoelástico del hormigón puede describirse mediante cualquiera de los modelos en función de la finalidad del análisis. Para los cálculos de fluencia, se recomienda el modelo de la cadena de Kelvin, ya que se basa en una función de fluencia (Takács, 2002).

Figura N° 2.35

Diferencia en la predicción del comportamiento en el modelo de Maxwell y Kelvin



Nota: Piaras Kelly (2013).

2.6.2.1.2. Para la relajación de los tendones de postensado. Los sistemas de pretensado pueden seguir los principios del pretensado o del postensado, siendo este último el más común en el caso de la fundición in situ. La armadura postensada puede ser adherida o no adherida. Pueden producirse pérdidas en los tendones pretensados debido al bloqueo y al destensado, a la fricción y a las pérdidas dependientes del tiempo, como la relajación de la armadura (Ansell et al., 2012).

El fenómeno de relajación se produce cuando la tensión en el acero disminuye con una deformación constante. Este fenómeno es similar a la fluencia del hormigón, donde los tendones de pretensado se arrastran debido a la alta tensión y por lo tanto dan lugar a que los tendones experimenten relajación (Borbolla y Mazzola, 2003). El fenómeno también puede describirse con ayuda de los modelos reológicos mencionados en el capítulo 2.2. A partir del modelo de Maxwell, la relación tensión-deformación que puede utilizarse para describir la relajación de tensiones, $\sigma(t)$, viene dada por la Ec. (2.184).

$$\sigma(t) = \varepsilon o.E.e^{\frac{-t}{t_R}}; t_R = \frac{\eta}{E} \tag{2.184}$$

donde,

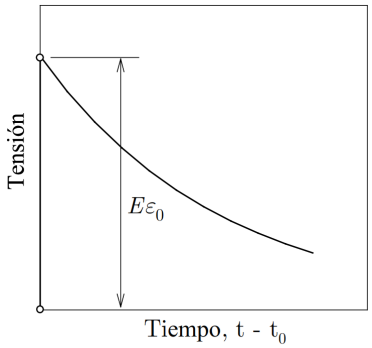
εo : deformación constante [-]

t : tiempo [días]

t_R : tiempo necesario para que se produzca la relajación, también conocido como tiempo de relajación [días]

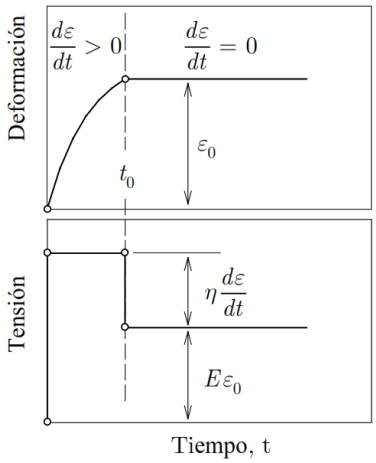
En el modelo de Kelvin (Voigt), el muelle sigue restringido por el amortiguador, lo que dificulta que se produzca una tensión instantánea a menos que la tensión sea infinita. Esto se debe a que la respuesta o deformación del amortiguador no es instantánea cuando se aplica la tensión. Por lo tanto, el muelle absorbe la tensión y no se produce relajación de la tensión a lo largo del tiempo. Por lo tanto, para los cálculos relativos a la relajación, se recomienda utilizar el modelo de Maxwell, ya que el modelo de Kelvin (Voigt) no es suficiente para describir el fenómeno (Kelly, 2013).

Figura N° 2.36
Relajación según el modelo Maxwell



Nota: Takács (2002).

Figura N° 2.37
Relajación según el modelo de Kelvin (Voigt)



Nota: Takács (2002).

Esta recomendación puede entenderse mejor con la ayuda de ilustraciones como la que se muestra en las figuras 2.36 y 2.37, donde en el modelo de Maxwell puede analizarse la relajación a lo largo del tiempo. Como se ilustra, el modelo de Kelvin (Voigt) no puede describir la relajación a lo largo del tiempo, ya que la tensión inicial está representada directamente por la tensión en el muelle. Por lo tanto, a lo largo del tiempo no se puede realizar el análisis (Takács, 2002).

No code was selected to improve.

2.6.2.2 Modelos de cadenas de Maxwell y Kelvin

Mientras que ni un simple elemento Maxwell ni un elemento Kelvin son capaces de modelizar adecuadamente todos los aspectos del comportamiento viscoelástico, los modelos más complejos de Maxwell y Kelvin Chain pueden aproximarse al patrón de deformación real con suficiente precisión. El éxito de la buena aproximación depende de la capacidad de determinados componentes del modelo para aproximarse a ciertas partes del patrón de deformación global.

En el modelo de cadena de Maxwell hay un número finito de elementos de Maxwell conectados en paralelo (figura 2.38). El primer elemento $(\alpha = 0)$ es un muelle sin amortiguador y puede considerarse

un elemento de Maxwell corrompido.

La deformación es igual en cada elemento, mientras que la tensión total es la suma de las tensiones en los elementos individuales. Utilizando la Ec. (2.184) la función de relajación puede escribirse como

$$R(t,\tau) = E_0(\tau) + \sum_{\alpha=1}^{n} E_\alpha(\tau)\, e^{-\frac{t-\tau}{\lambda_\alpha}} \tag{2.185}$$

donde,

τ : edad del concreto en el momento de la carga

λ_α : tiempo de relajación del elemento α-ésimo que se define como

$$\lambda_\alpha = \frac{\eta_\alpha}{E_\alpha} \tag{2.186}$$

El envejecimiento se introduce en la Ec. (2.185). La rigidez de los muelles, E_α depende del envejecimiento, mientras que los tiempos de relajación, $\lambda\alpha$ son valores constantes. Esto significa que el desarrollo de la viscosidad del amortiguador y la rigidez del muelle con la edad siguen la misma función temporal, por lo que su proporción, $E_\alpha / \eta\alpha$ permanece constante.

En el modelo de la cadena Kelvin se conecta en serie un número finito de elementos Kelvin (figura 2.39). El primer elemento $(\alpha = 0)$ es un muelle sin amortiguador y puede considerarse un elemento Kelvin corrompido. La tensión es igual en cada elemento, mientras que la deformación total es la suma de las deformaciones en los elementos individuales. Utilizando la Ec. (2.183) la función de fluencia puede ser escrita como

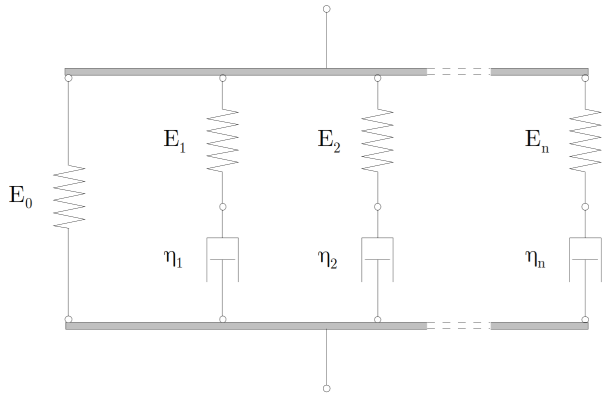
$$J(t,\tau) = \frac{1}{E_0(\tau)} + \sum_{\alpha=1}^{n} \frac{1}{E_\alpha(\tau)} \left(1 - e^{-\frac{t-\tau}{\lambda_\alpha}}\right) \tag{2.187}$$

τ : edad del concreto en el momento de la carga

λ_α : tiempo de retardo del α-ésimo elemento y puede calcularse como Ec. (2.186).

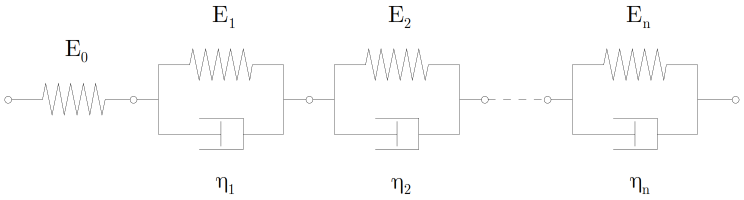
En general, se considera que el modelo de la cadena de Maxwell es más adecuado para los problemas dominados por la relajación, mientras que el modelo de la cadena de Kelvin es más adecuado para los problemas dominados por la fluencia. Esto se debe a que el primero se basa en la función de relajación mientras que el segundo se basa en la función de fluencia. En la práctica, ambos modelos son igualmente capaces de representar el comportamiento viscoelástico del hormigón.

Figura N° 2.38
Modelo de cadena de Maxwell



Nota: Takács (2002).

Figura N° 2.39
Modelo de cadena de Kelvin



Nota: Takács (2002).

2.6.3 Relaciones constitutivas

La formulación de tipo tasa tiene la ventaja de que no hay necesidad de mantener y evaluar la información de todos los pasos de tiempo anteriores, sino que la relación entre el incremento de tensión y deformación en un paso de tiempo se puede expresar con un número finito de variables de estado que son conocidas al principio del paso de tiempo.

2.6.3.1 Formulación con la función de relajación

Si se sustituye la Ec. (2.185) en la Ec. (2.175) para el tiempo t y $t + \Delta t$, suponiendo que no ha ocurrido nada hasta $t = 0$, las tensiones se escriben como:

$$\sigma(t) = \overline{D}\int_0^t E_0(\tau)\,\dot{\varepsilon}\,d\tau + \overline{D}\sum_{\alpha=1}^{n}\int_0^t E_\alpha(\tau)\,e^{-\frac{t-\tau}{\lambda_\alpha}}\,\dot{\varepsilon}\,d\tau \tag{2.188}$$

$$\sigma(t+\Delta t) = \overline{D}\int_0^{t+\Delta t} E_0(\tau)\,\dot{\varepsilon}\,d\tau + \overline{D}\sum_{\alpha=1}^{n}\int_0^{t+\Delta t} E_\alpha(\tau)\,e^{-\frac{t+\Delta t-\tau}{\lambda_\alpha}}\,\dot{\varepsilon}\,d\tau \tag{2.189}$$

donde $\overline{D}$ es una matriz adimensional que relaciona el estado de deformación multiaxial con la función de relajación unidimensional con la relación de Poisson.

El incremento de tensión se calcula restando la Ec. (2.188) de la Ec. (2.189). Las integrales de 0 a $t + \Delta t$ puede dividirse en una parte de 0 a t y otra de t a $t + \Delta t$. Es supuesto que la velocidad

de deformación es constante de t a $t + \Delta t$ y también los valores de $E_\alpha(\tau)$ son tomados como valores constantes, $E_\alpha(\hat{t})$ de t a $t + \Delta t$ con $\hat{t}$ como punto de muestreo, normalmente la mitad del incremento de tiempo. Con estas simplificaciones la integral se puede elaborar analíticamente y resulta

$$\Delta\sigma = \bar{D}E_0(\hat{t})\,\Delta\varepsilon + \sum_{\alpha=1}^{n}\left(1-e^{-\frac{\Delta t}{\lambda_t}}\right)\left(\frac{E_\alpha(\hat{t})\,\lambda_\alpha}{\Delta t}\bar{D}\,\Delta\,\varepsilon - \sigma_\alpha(t)\right) \tag{2.190}$$

Donde $\sigma_\alpha(t)$ es la tensión parcial en el α-ésimo elemento de la Cadena de Maxwell y es una variable de estado.

$$\sigma_\alpha(t) = \bar{D}\int_0^t E_\alpha(\tau)\,e^{-\frac{t-\tau}{\lambda_\alpha}}\,\dot{\varepsilon}\,d\tau \tag{2.191}$$

Los valores de $\sigma_\alpha(t)$ se conocen al principio del paso temporal.

2.6.3.2 Formulación con la función de fluencia

Si se supone que no ha pasado nada hasta $t = 0$, el incremento de la deformación de t a $t + \Delta t$ se escribe como

$$\Delta\varepsilon = \int_0^t \left(J(t+\Delta t,\tau) - J(t,\tau)\right)\bar{C}\dot{\sigma}(\tau)\,d\tau + \int_t^{t+\Delta t} J(t+\Delta t,\tau)\,\bar{C}\dot{\sigma}(\tau)\,d\tau \tag{2.192}$$

Donde $\bar{C}$ es una matriz adimensional que relaciona el estado de tensión multiaxial con lafunción de fluencia unidimensional con la relación de Poisson.

Con el fin de obtener una relación constitutiva que sea adecuada para su aplicación en un método de elementos finitos basado en el desplazamiento, la ecuación (2.192) tiene que ser reordenada de tal manera que el incremento de la tensión se expresa como una función del incremento de la deformación y la historia de la tensión. Se supone que la velocidad de deformación es constante a lo largo del incremento de tiempo. También $E_\alpha(\hat{t})$ se toma como una constante desde t hasta $t + \Delta t$ que es igual a su valor en tiempo $\hat{t}$ según la regla del punto medio. Con $\bar{D} = \bar{C}^{-1}$ entonces el incremento de tensión se escribe como

$$\Delta\sigma = \tilde{E}(\hat{t})\,\bar{D}\Delta\,\varepsilon + \tilde{\sigma}(t) \tag{2.193}$$

con

$$\frac{1}{\tilde{E}(\hat{t})} = \frac{1}{\Delta t}\int_t^{t+\Delta t} J(t+\Delta t,\tau)\,d\tau \tag{2.194}$$

y

$$\tilde{\sigma}(t) = -E(\hat{t})\int_0^t \left(J(t+\Delta t,\tau) - J(t,\tau)\right)\dot{\sigma}(\tau)\,d\tau \tag{2.195}$$

Si se sustituye la ecuación (2.187) en las ecuaciónes (2.194) y (2.195) y se aplica de nuevo la regla del punto medio para $E_\alpha(\tau)$, Las integrales resultantes pueden integrarse analíticamente, lo que da como resultado

$$\frac{1}{\tilde{E}\left(\hat{t}\right)} = \frac{1}{E_0\left(\hat{t}\right)} + \sum_{\alpha=1}^{n} \frac{1}{E_\alpha\left(\hat{t}\right)} \left(1 - \frac{\lambda_\alpha}{\Delta t}\left(1 - e^{-\frac{\Delta t}{\lambda_\alpha}}\right)\right) \tag{2.196}$$

y

$$\tilde{\sigma}\left(t\right) = -\tilde{E}\left(\hat{t}\right) \sum_{\alpha=1}^{n} \left(1 - e^{-\frac{\Delta t}{\lambda_t}}\right) \tilde{\varepsilon}_\alpha\left(t\right) \tag{2.197}$$

con

$$\tilde{\varepsilon}_\alpha\left(t\right) = \int_0^t \frac{1}{E_\alpha\left(\tau\right)} e^{-\frac{t-\tau}{\lambda_\alpha}} \dot{\sigma}\left(\tau\right) d\tau \tag{2.198}$$

El valor de $\tilde{\varepsilon}_\alpha\left(t\right)$ se conoce al comienzo del incremento de tiempo. Su valor al comienzo del siguiente incremento de tiempo se calcula de la siguiente manera

$$\tilde{\varepsilon}_\alpha\left(t + \Delta t\right) = e^{-\frac{\Delta t}{\lambda_\alpha}} \tilde{\varepsilon}_\alpha\left(t\right) + \frac{\lambda_\alpha \Delta\sigma}{E_\alpha\left(\hat{t}\right) \Delta t} \left(1 - e^{-\frac{\Delta t}{\lambda_\alpha}}\right) \tag{2.199}$$

Con las ecuaciones (2.196) y (2.197), el incremento de tensión en la ecuación (2.193) se expresa como función del incremento de deformación y un número finito de variables de estado, todas ellas conocidas al comienzo del incremento de tiempo.

2.6.4 Determinación de los parámetros en cadena

El punto de partida para configurar el modelo de material para un análisis numérico dependiente del tiempo es la conformidad de fluencia, que puede tomarse de un modelo teórico o a partir de experimentos. En raras ocasiones se dispone de la función de relajación. Los parámetros del modelo de cadena Kelvin se determinan a partir de las curvas de fluencia, mientras que los parámetros del modelo de cadena Maxwell se determinan a partir de las curvas de relajación. Si el modelo de Cadena de Maxwell es de interés pero la conformidad de fluencia está disponible, las curvas de fluencia tienen que ser transformadas en curvas de relajación.

2.6.4.1 Ajuste de curvas

La rigidez del elemento degenerado (es decir, el muelle simple) puede determinarse directamente para ambos modelos d e cadena. En el modelo de cadena Maxwell, $E_0\left(\tau\right)$ es igual al final asintótico de la curva de relajación, mientras que en el modelo de la cadena Kelvin, $E_0\left(\tau\right)$ es igual al valor de la función de conformidad en el momento cero. Además, en el modelo de Maxwell, la suma de los módulos elásticos $\sum_{\alpha=0}^{n} E_\alpha\left(\tau\right)$ es igual al valor de la función de relajación en el momento cero mientras que en el modelo Kelvin, la suma de los valores recíprocos de los módulos elásticos, $\sum_{\alpha=0}^{n} \frac{1}{E_\alpha(\tau)}$ es igual al valor final asintótico de la conformidad de fluencia.

Los módulos elásticos de los demás elementos de la cadena y los tiempos de relajación o retardo se obtienen entonces mediante un método no lineal de mínimos cuadrados que minimiza la suma de las diferencias cuadráticas entre la curva teórica f y la curva aproximada f' en un número n de duraciones discretas de carga de muestreo.

$$\delta = \sum_{i=1}^{n} \left(f_i - f_i'\right)^2 \tag{2.200}$$

Se recomienda elegir los puntos de muestreo distribuidos uniformemente en la escala temporal logarítmica.

2.6.4.2 Cadena de envejecimiento

En el caso de materiales que envejecen, como el hormigón, el comportamiento viscoelástico puede representarse no mediante una única curva de fluencia, sino mediante una serie de curvas de fluencia para tener en cuenta el efecto del envejecimiento. En consecuencia, un modelo de cadena de envejecimiento se define mediante muchos conjuntos de parámetros de cadena. Los tiempos de relajación o de retardo permanecen fijos, mientras que los módulos elásticos se determinan en una serie de edades de carga de muestreo. A continuación, los módulos elásticos a edades de carga intermedias (es decir, distintas de las edades de carga de muestreo) se calculan mediante interpolación multilineal. Existen dos métodos para determinar los módulos elásticos del modelo de cadena para diferentes edades de carga de muestreo.

El método de ajuste a escala es normalmente adecuado sólo para curvas de fluencia y, por lo tanto, se utiliza para el modelo de la cadena Kelvin. La curva de fluencia con una edad de carga de 28 días se utiliza como curva base y para ella los módulos elásticos se determinan mediante ajuste de curvas. Para todas las demás edades de carga de muestreo, los módulos elásticos se escalan en función de la curva base. Los modelos de fluencia suelen especifican un coeficiente de envejecimiento para la respuesta instantánea, $\beta_E(\tau)$ y un coeficiente de envejecimiento para la respuesta dependiente del tiempo, $\beta_\phi(\tau)$.

$$J(t,\tau) = \frac{1}{\beta_E(\tau)}\frac{1}{E_c(\tau=28)} + \frac{1}{\beta_\phi(\tau)}\frac{\phi(t,\tau=28)}{E_c(\tau=28)} \tag{2.201}$$

En consecuencia, los módulos elásticos se escalan con $\beta_E(\tau)$ para el muelle simple y con $\beta_\phi(\tau)$ para todos los demás elementos $(\alpha \geq 1)$.

$$E_0(\tau) = \beta_E(\tau).E_0(\tau=28) \tag{2.202}$$

$$E_\alpha(\tau) = \beta_\phi(\tau).E_\alpha(\tau=28) \tag{2.203}$$

Dado que las curvas de relajación normalmente no son escalables del mismo modo que las curvas de fluencia, el método de ajuste a escala no es aplicable para el modelo de Maxwell. En su lugar, cada conjunto de módulos elásticos con diferentes edades de carga se determina mediante un ajuste de curvas independiente. Los tiempos de relajación se determinan en el primer ajuste de la curva y luego permanecen fijos en los ajustes posteriores. Este método, denominado método de ajustes múltiples, también puede aplicarse a las curvas de fluencia.

CAPÍTULO III: HIPÓTESIS Y VARIABLES

3.1 HIPÓTESIS DEL ESTUDIO

3.1.1 Hipótesis General

Los efectos diferidos del concreto se relacionan directa y significativamente con las deformaciones de la superestructura de los puentes viga cajón construidos mediante volados sucesivos en las regiones de Apurímac y Huánuco.

3.1.2 Hipótesis Específicas

- El modelo CEB-FIP 1990 presenta mejor capacidad para determinar el desarrollo temporal de la resistencia a compresión del concreto.
- El modelo CEB-FIP 1990 presenta mejor capacidad para determinar el desarrollo temporal de la resistencia a compresión del concreto.
- El modelo B4 presenta mejor capacidad para determinar el desarrollo temporal de la resistencia a compresión del concreto.

3.2 IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES

3.2.1 Variable independiente

Efectos diferidos (fluencia , la contracción y la relajación del acero de postensado).

En la presente investigación se usará los resultados de ensayos de fluencia (creep), diferentes modelos de predicción para el cáculo de la fluencia y modelos de predicción para el cálculo de la contracción.

3.2.2 Variable dependiente

Deformaciones en la superestructura de puentes viga cajón construidos mediante dovelas sucesivas.

Para el cáculo las deformaciones se usará el software CSI Bridge.

3.3 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Tabla N° 3.1

Matriz de operacionalización de variables.

VARIABLES	TIPO	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIÓN	INDICADORES		INSTRUMENTOS
EFECTOS DIFERIDOS	INDEPENDIENTE	Según Mehta y Monteiro (2014), los efectos diferidos del concreto, también conocidos como efectos a largo plazo, se refieren a los cambios que experimenta el concreto en sus propiedades mecánicas y físicas con el tiempo, bajo la influencia de cargas sostenidas, cambios de temperatura, humedad y reacciones químicas internas. Los principales efectos diferidos incluyen la fluencia (creep), la retracción (shrinkage), y la relajación del acero de postensado. Estos fenómenos pueden afectar la estabilidad y durabilidad de las estructuras de concreto a lo largo de su vida útil.	Deformación lenta y continua que el concreto experimenta cuando está sometido a una carga constante durante un periodo prolongado.	Fluencia (creep).	- Módulo de Creep. - Resistencia media a la compresión del concreto. - Módulo de elasticidad. - Propiedades de los agregados. - Edad al inicio de la carga. - Duración de la carga.		- Ensayo de creep en el concreto en compresión (ASTM C512). - Ensayo a compresión uniaxial del concreto (ASTM M C39). - Ensayo de Módulo de elasticidad del concreto (ASTMC469). - Propiedades de los agregados (ASTM C33).
			Reducción en el volumen del concreto que ocurre a medida que el material pierde humedad durante su secado	contracción (shrinkage).	- Tipo de cemento. - Humedad relativa. - Geometría de la estructura. - Temperatura. - Edad al inicio del secado. - Método de curado.		- Clasificación del cemento (ASTM C150). - Estaciones meteorológicas. - Temperatura (ASTM C1064). Método de curado (ASTM C31).
			Disminución gradual de las tensiones internas en el concreto cuando está sometido a una deformación constante	Relajación del acero.	Pérdidas Instantáneas	Pérdidas por rozamiento.	$\Delta f_{pF} = f_{pj}\left(1 - e^{-(kx+\mu\alpha)}\right)$
						Pérdidas por penetración de cuñas.	$\Delta f_{PA} = \Delta f\left(1 - \frac{x}{L_{PA}}\right)$
					Pérdidas Diferidas	Pérdida por relajación del acero.	Δf_{PES}
						Pérdidas por contracción y fluencia del concreto.	$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$
DEFORMACIONES	DEPENDIENTE	Las deformaciones en la superestructura de puentes construidos por dovelas sucesivas se refieren a los cambios en la geometría del tablero que ocurren debido a la aplicación de cargas durante la construcción y a lo largo del tiempo. Estas deformaciones afectan a la alineación y estabilidad del puente a medida que avanza la construcción, adaptado de Podolny y Muller, (1982).	Se miden en tórminos de desplazamientos verticales y horizontales de puntos específicos del tablero a lo largo del tiempo.	Geometría de la superestructura.	Desplazamientos verticales y horizontales.		- Nivel topográfico. - Software CSI Bridge. - Software Midas Civil. - Manual de puentes (MTC RD_19-2018-MTC-14). AASHTO LRFD Bridge Design Epecifications.

Nota: Elaboración propia.

CAPÍTULO IV: DISEÑO METODOLÓGICO

4.1 ÁMBITO DE ESTUDIO

a) Puente Kutuctay, ubicado en los distritos de Cotabambas y Chinchaypujio, pertenecientes a las provincias de Cotabambas (Apurimac) y Anta (Cusco).

Figura N° 4.1
Puente Kutuctay ubicado en la región de Apurímac



Nota: Vista general del puente Kutuctay.

Figura N° 4.2
Localización y ubicación de la zona de estudio.



(a) *Macro localización de la zona de estudio.*
Fuente: Elboración propia



(b) *Ubicación de la zona de estudio.*
Fuente: Elboración propia

b) Puente Salvador, ubicado en la localidad de Aucayacu, provincia de Leoncio Prado, en la región de Huánuco.

Figura N° 4.3
Puente Salvador ubicado en la región de Huánuco

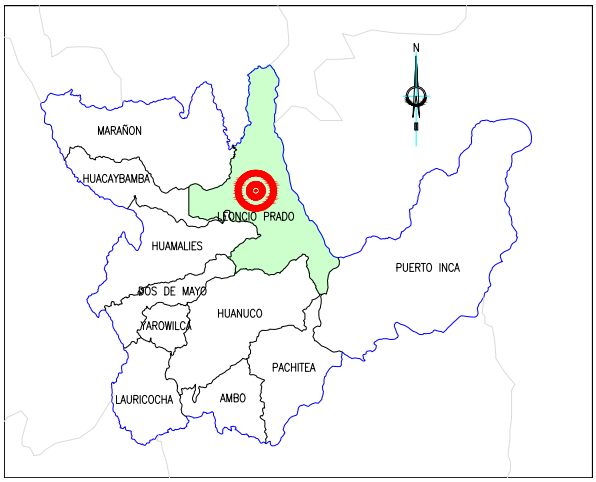


Nota: Vista general del puente Salvador.

Figura N° 4.4
Localización y ubicación de la zona de estudio.



(a) *Macro localización de la zona de estudio.*
Fuente: Elboración propia



(b) *Ubicación de la zona de estudio.*
Fuente: Elboración propia

4.2 TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN

4.2.1 Tipo de investigación

- Por su énfasis en la naturaleza de los datos manejados o método de estudio en las variables es CUANTITATIVA, porque el estudio busca medir y analizar la influencia de los efectos diferidos (como la fluencia, la contracción y la relajación de tensiones) en las deformaciones de la superestructura de los puentes. Esto requiere la recolección de datos numéricos y su análisis estadístico para establecer relaciones y tendencias objetivas.

- Por su Finalidad es APLICADA, porque la investigación tiene como objetivo aplicar conocimientos teóricos sobre los efectos diferidos del concreto para resolver un problema práctico en el diseño y construcción de puentes. Se enfoca en la influencia de estos efectos en las deformaciones de puentes viga cajón, proporcionando información útil para mejorar las prácticas de construcción y diseño en contextos específicos como las regiones de Apurímac y Huánuco. La investigación aplicada busca generar soluciones prácticas y recomendaciones basadas en el análisis de datos reales y contextos específicos.

- Por el tipo de diseño de investigación es NO EXPERIMENTAL, porque no se manipularán variables deliberadamente; en su lugar, se observarán y analizarán las deformaciones que ya están ocurriendo en los puentes durante un período de tiempo, lo que hace que el diseño sea no experimental.

- Por su prolongación en el tiempo es LONGITUDINAL, porque el estudio se llevará a cabo a lo largo del tiempo (midiendo las deformaciones en diferentes momentos).

4.2.2 Nivel de investigación

- Por el grado de profundidad y alcance que se pretende con la investigación es CORRELACIONAL, puesto que se busca determinar la relación o el grado de asociación entre los efectos diferidos del concreto y las deformaciones observadas en los puentes viga cajón construidos mediante dovelas sucesivas.

4.3 UNIDAD DE ANÁLISIS

Los puentes viga cajón construidos por volados sucesivos en las regiones de Apurímac y Huánuco. Porque la investigación se centra en estudiar las deformaciones en la superestructura de estos puentes, lo que implica que cada puente viga cajón es el objeto principal de análisis. En otras palabras, cada puente representa un caso de estudio donde se evaluarán las variables de interés, como los efectos diferidos y las deformaciones resultantes.

4.4 POBLACIÓN DE ESTUDIO

Desde un punto de vista estadístico, se denomina población o universo al conjunto de elementos o sujetos que serán motivo de estudio (Borja, 2016).Los puentes viga cajón construidos por volados sucesivos en las regiones de Apurímac y Huánuco.

4.5 TÉCNICAS DE SELECCIÓN DE MUESTRA

En un muestreo no probabilístico, estas muestras no se basan en procedimientos estadísticos, sino que dependen de la decisión del investigador, se elige razonada e intencionalmente las categorías que el investigador considera representativas del fenómeno a investigar (Muñoz Rocha, 2015). En el presente trabajo la selección de muestra se realizó de manera intencional y por conveniencia debido a la accesibilidad y disponibilidad de datos.

4.6 TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

4.6.1 Monitoreo y Medición In Situ

Uso de equipos especializados como nivel topográfico y estaciones totales (para medir deformaciones tridimensionales en puntos específicos del puente).

4.6.2 Análisis Documental

a) **Revisión de planos y especificaciones técnicas.** Análisis de los documentos de diseño y construcción para identificar los detalles técnicos y especificaciones originales de los puentes.

b) **Documentos de proyectos de construcción.** Revisión de la programación de obra, planos As-Built y los informes de control de calidad que registren detalles sobre los materiales utilizados y las técnicas de construcción empleadas.

4.6.3 Ensayos de Laboratorio

Realización de pruebas de resistencia a compresión, módulo de creep y módulo de elaticidad en muestras de concreto.

4.6.4 Modelado y Simulación Computacional

a) **Análisis mediante software de simulación.** Uso de herramientas como CSI Bridge para modelar el comportamiento estructural de los puentes bajo diferentes escenarios de carga y condiciones ambientales a lo largo del tiempo.

b) **Simulación de efectos diferidos.** Incorporación de modelos que representen la fluencia (creep), contracción (shrinkage), y relajación de tensiones en el concreto, para predecir cómo estos efectos influirán en las deformaciones a largo plazo.

4.7 TÉCNICAS DE ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LA INFORMACIÓN

4.7.1 Análisis Estadístico Descriptivo

a) **Análisis de tendencias.** Utilización de estadísticas descriptivas para resumir y visualizar los datos recolectados.

b) **Comparación de medias y varianzas.** Comparación de los valores medios y la variabilidad de las caracteristicas del concreto así como la resistencia a la compresión, módulo de creep y módulo de elasticidad del concreto en diferentes puentes o en distintos momentos para identificar patrones o diferencias significativas.

4.7.2 Análisis de correlación

Evaluación de la relación entre variables clave, como la relación entre la fluencia y la retracción del concreto con las deformaciones observadas.

4.7.3 Análisis comparativo entre regiones

Comparación de los resultados obtenidos en las regiones de Apurímac y Huánuco para determinar si existen diferencias significativas en los efectos diferidos y sus impactos en las deformaciones de los puentes.

CAPÍTULO V: RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

5.1 CASO DE ESTUDIO: PUENTE KUTUCTAY - APURÍMAC

5.1.1 Geometría y descripción general

El puente tiene una longitud total de 180.0 m entre ejes de apoyos y una pendiente longitudinal del 0.0%. Cuenta con dos apoyos extremos y uno intermedio, con distancias entre apoyos de 110.0 m y 50.0 m, junto a un contrapeso de 20.0 m que actúa como anclaje para el voladizo 1.

La superestructura del puente estará conformada por una viga-cajón de ancho variable, siendo el minimo 9.20 m y el máximo 11.60m. La altura de la viga cajón variará parabólicamente de 6.20 m en la sección que sale del contrapeso a 2.20 m en el centro del vano y luego a 5.0m en la Pila 1. El ancho del tablero se distribuirá de la siguiente manera: dos bermas de 0.50 m, una vereda de 1.20m, dos carriles de 3.0 m, dos barreras de seguridad tipo New Jersey de 0.40 m, una barrera peatonal de 0.20m y un sobre ancho al inicio y final del puente.

La superestructura se resuelve mediante una losa aligerada tipo cajón construido por el sistema de voladizos sucesivos. Por ser una estructura asimétrica, la cámara de anclaje del eje izquierdo.

Se encuentra soportada en los estribos por neoprenos rectangulares reforzados deslizantes. Los cargaderos se soportan sobre zapatas. La pila central es una sección rectangular hueca.

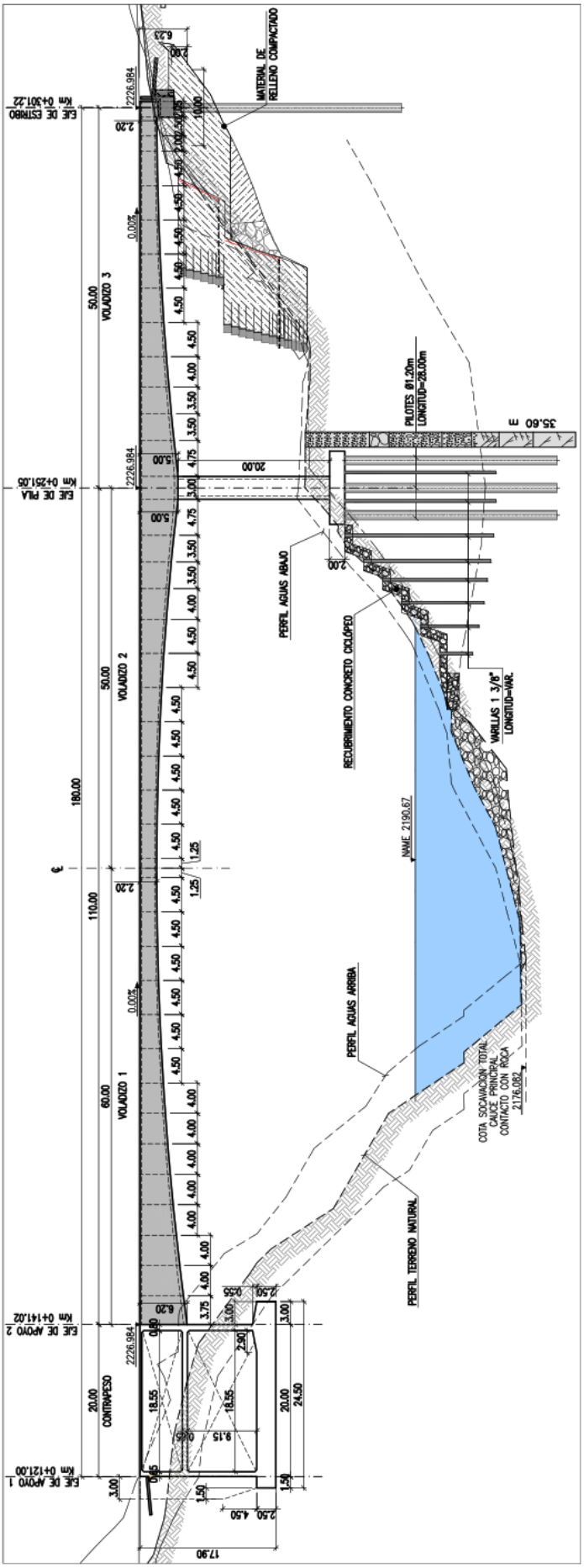
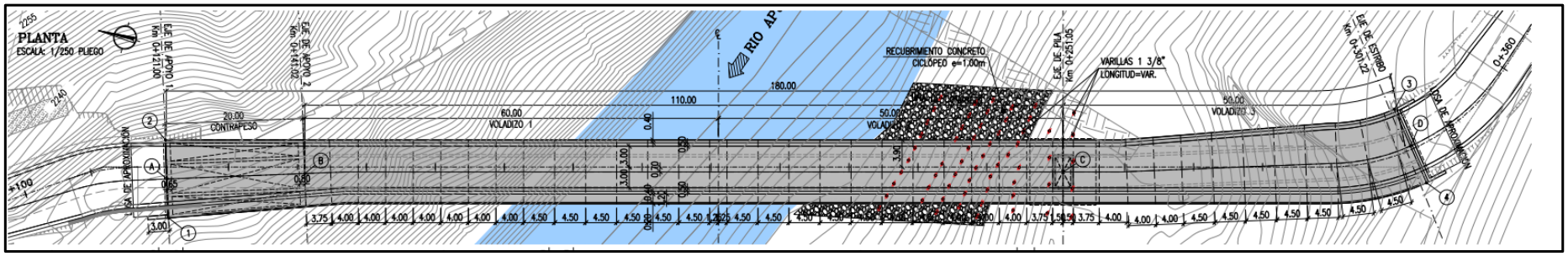


Figura N° 5.1
Perfil longitudinal del puente Kutuctay

Nota: Plano As-Built *PK-EST-PL-004.*

Figura N° 5.2

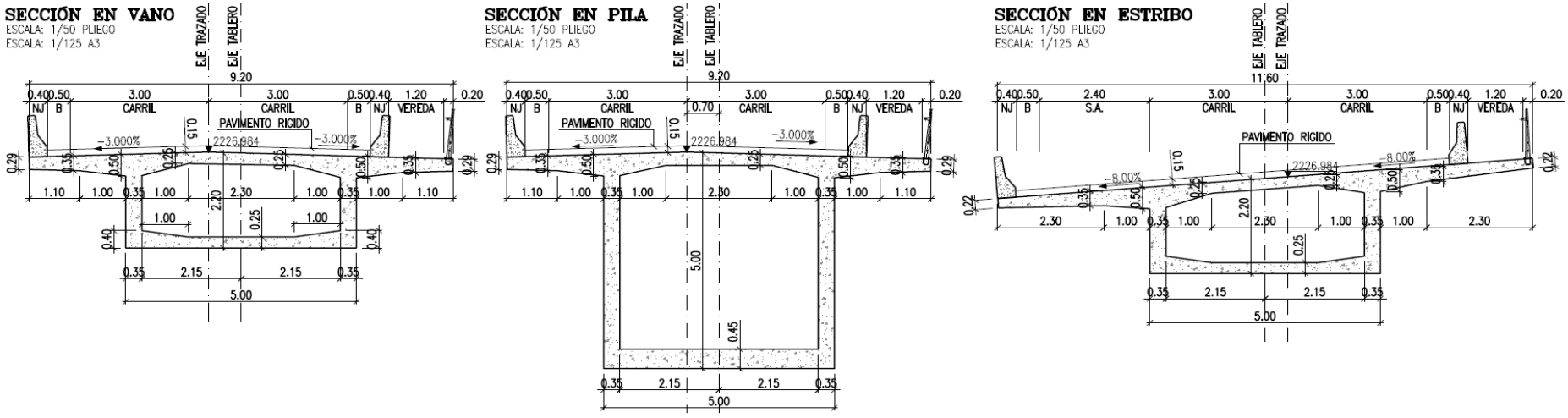
Vista en planta del puente Kutuctay



Nota: Plano As-Built *PK-EST-PL-004*.

Figura N° 5.3

Sección transversal de DSP y DC del puente Kutuctay

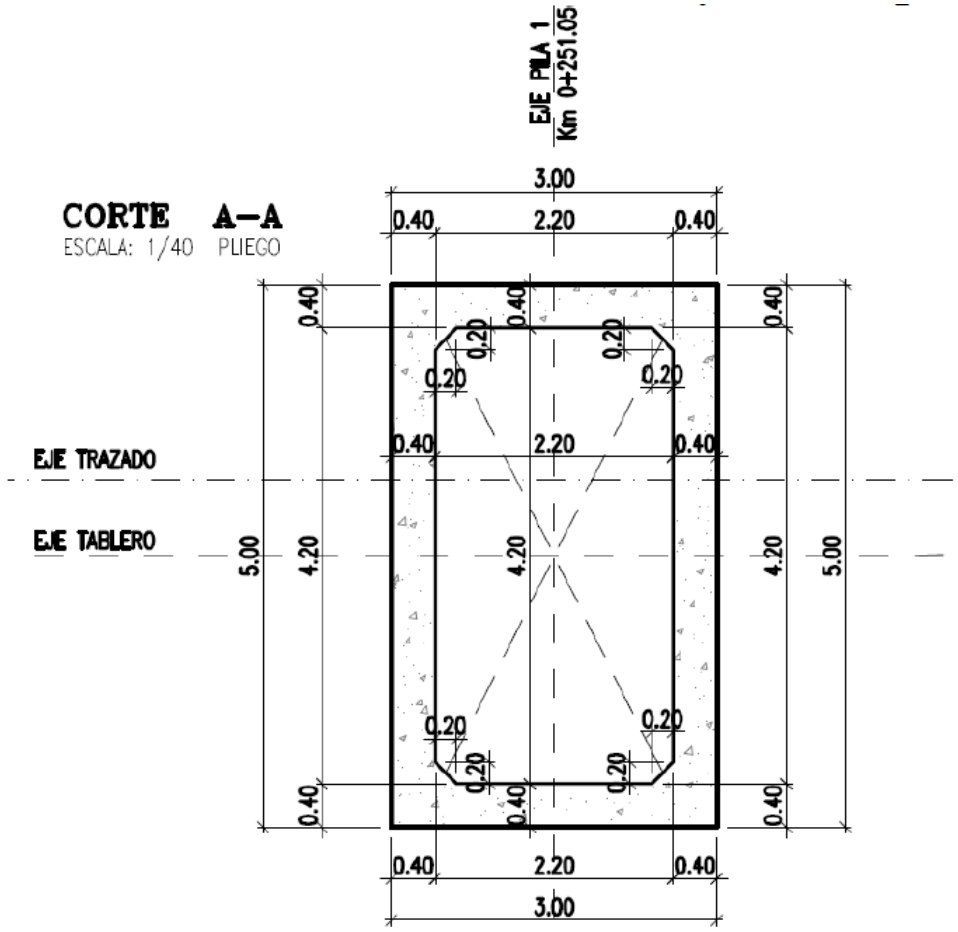


Nota: Planos As-Built del Puente Kutuctay.

La sección transversal del puente tiene un ancho total de 9.2m, distribuidos así: dos carriles de 3.0m, dos bermas de 0.5, dos barreras vehiculares de 0.40m, una zona peatonal de 1.2m y una barrera peatonal de 0.20m. En la zona del voladizo 3 el ancho del tablero aumenta hasta 11.60m generándose un sobreancho de 2.40m.

A continuación, se presenta una sección con la geometría típica previamente descrita:

Figura N° 5.4
Sección transversal de pila 1 del puente



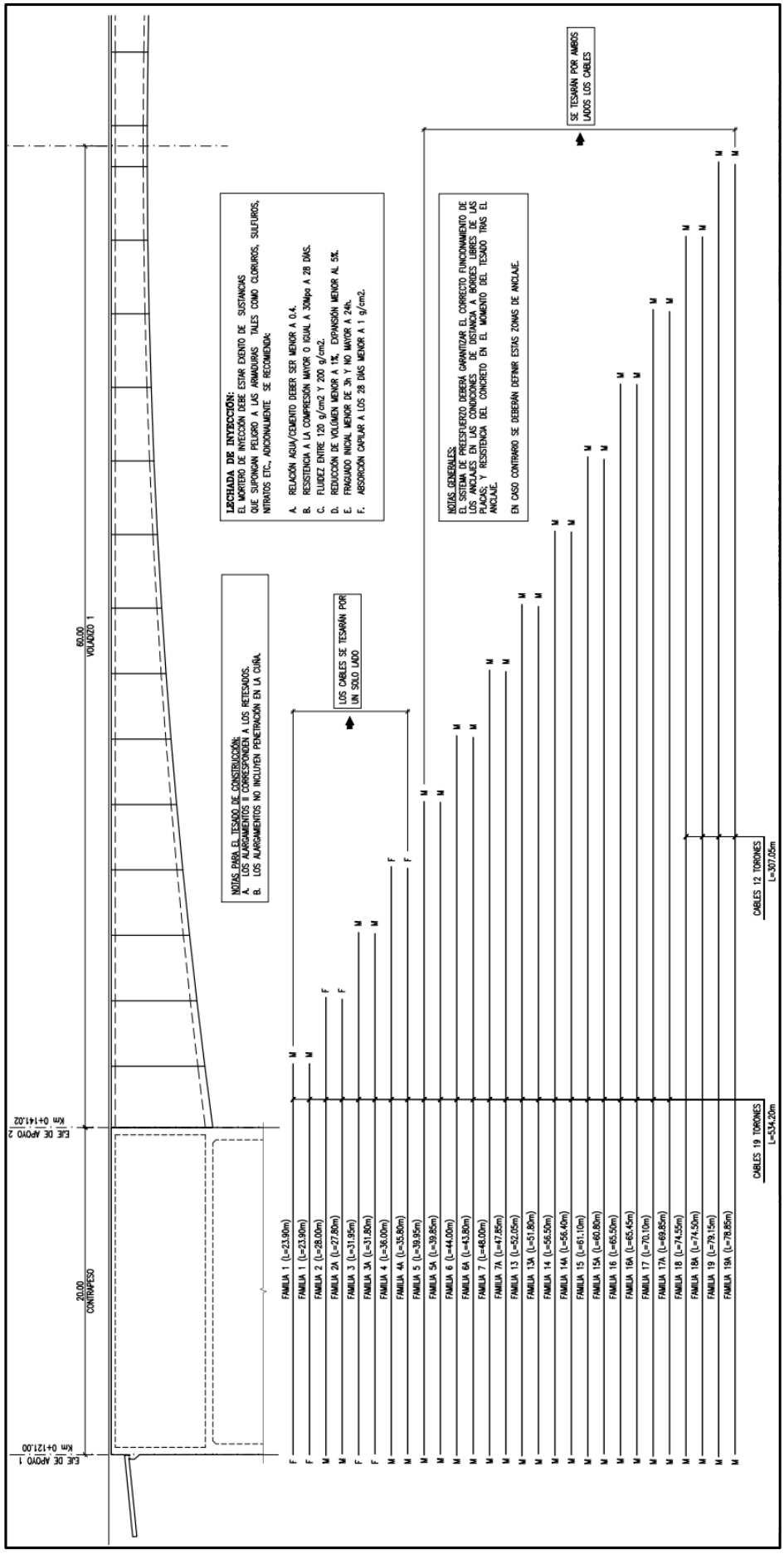
Nota: Planos As-Built del Puente Kutuctay.

5.1.2 Sistema de postensado Freyssinet

En los planos de proyecto de cables postensados se representa el trazado correspondiente a los tendones requeridos por proyecto. Además, se utilizará un cable de postensado de diámetro 0.6” con un área transversal de 140 mm2.

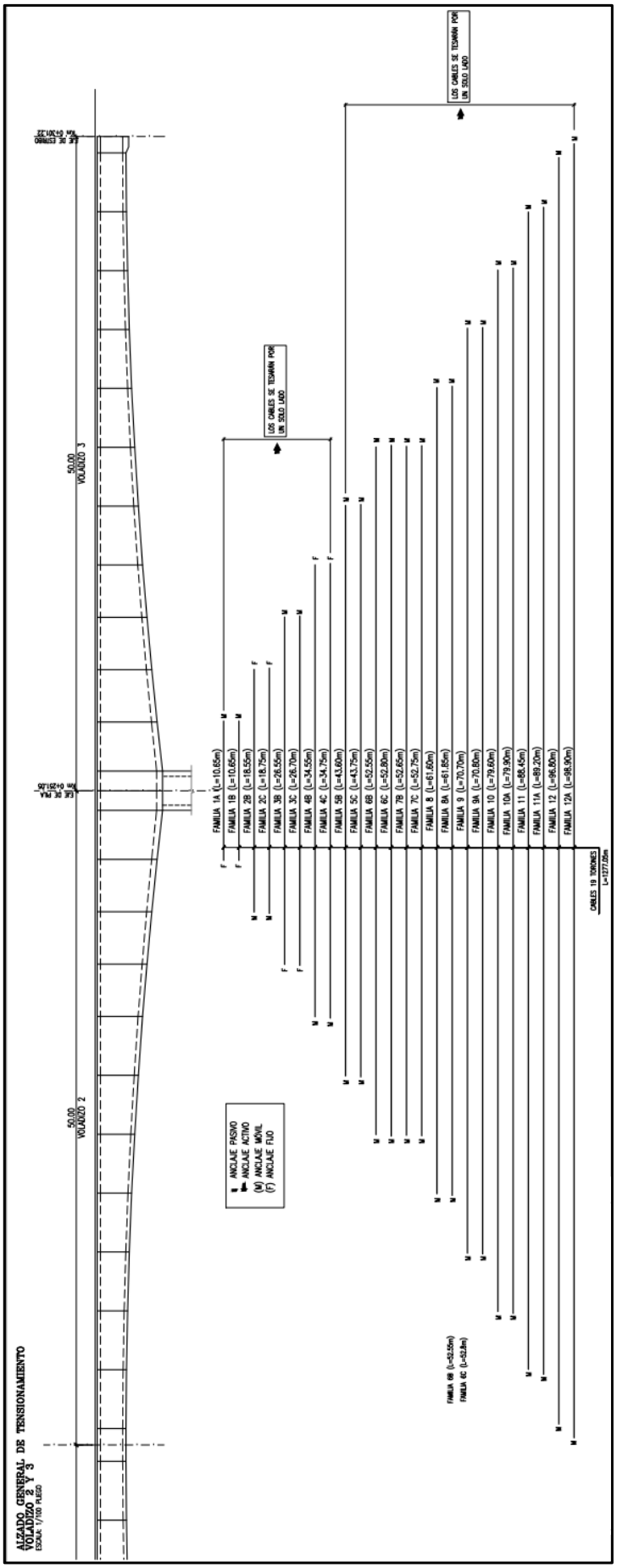
El presfuerzo de construcción se define según proyecto en tendones postensados superiores con una trayectoria típica a 0.125 m desde el borde superior de losa. Las unidades utilizadas son tendones de 19 cordones y 12 cordones de 0.6”. Para las zonas de anclaje, el presfuerzo de construcción del voladizo 1 se ancla en el contrapeso y en las dovelas sucesivas del voladizo 1 (D1 a D14) y para los voladizos 2 y 3 se ancla en dovelas sucesivas D1 a □□□

Figura N° 5.5
Presfuerzo de construcción Voladizo 01



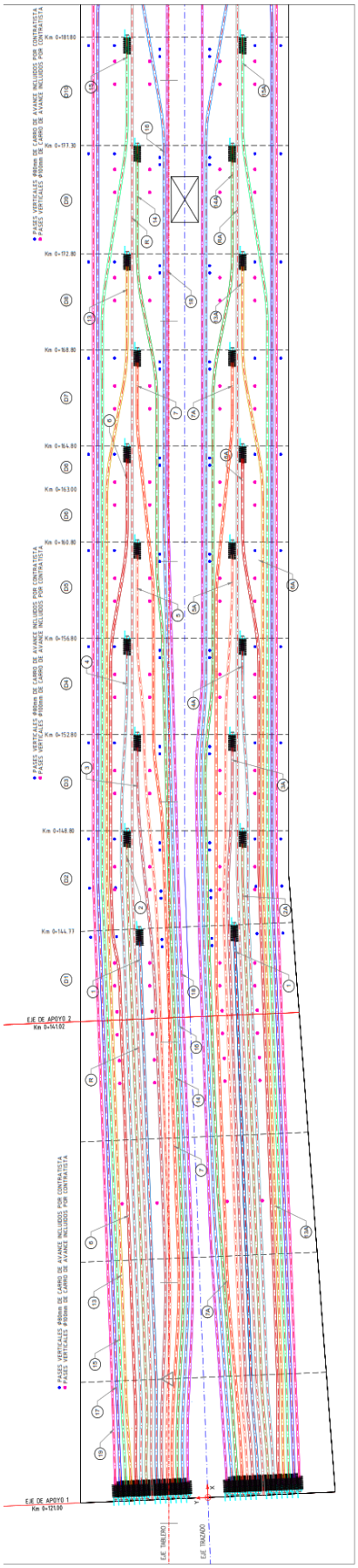
Fuente: Plano As-Built *PK-EST-PL-024.*

Figura N° 5.6
Presfuerzo de construcción Voladizo 02 y 03



Fuente: Plano As-Built *PK-EST-PL-025.*

Figura N° 5.7
Distribución en planta del presfuerzo de construcción Voladizo 01



Fuente: Plano As-Built *PK-EST-PL-030.*

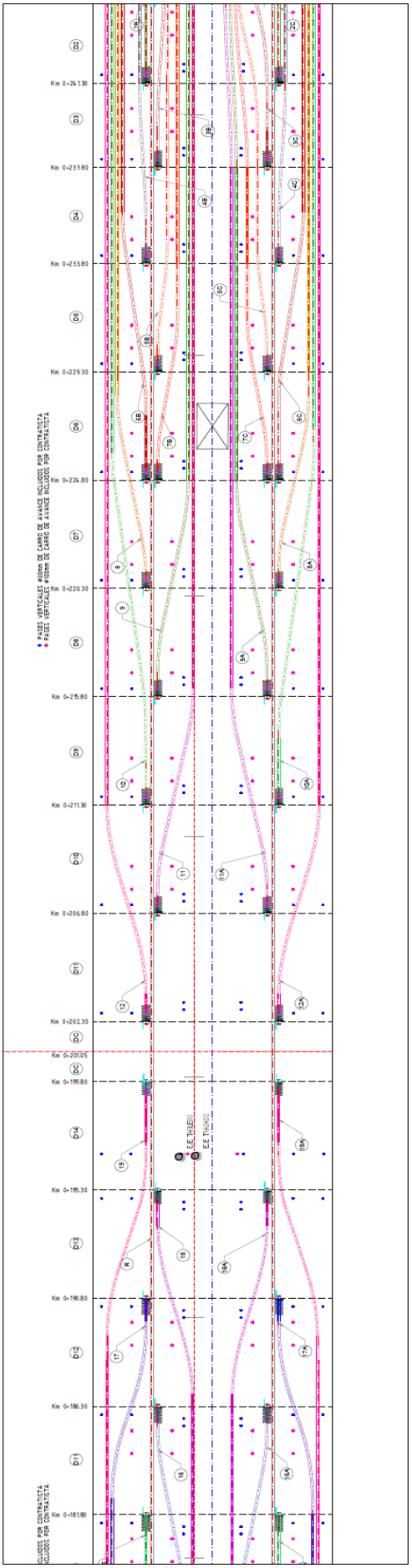


Figura N° 5.8
Distribución en planta del presfuerzo de construcción Voladizo 02 y 03

Fuente: Plano As-Built *PK-EST-PL-030.*

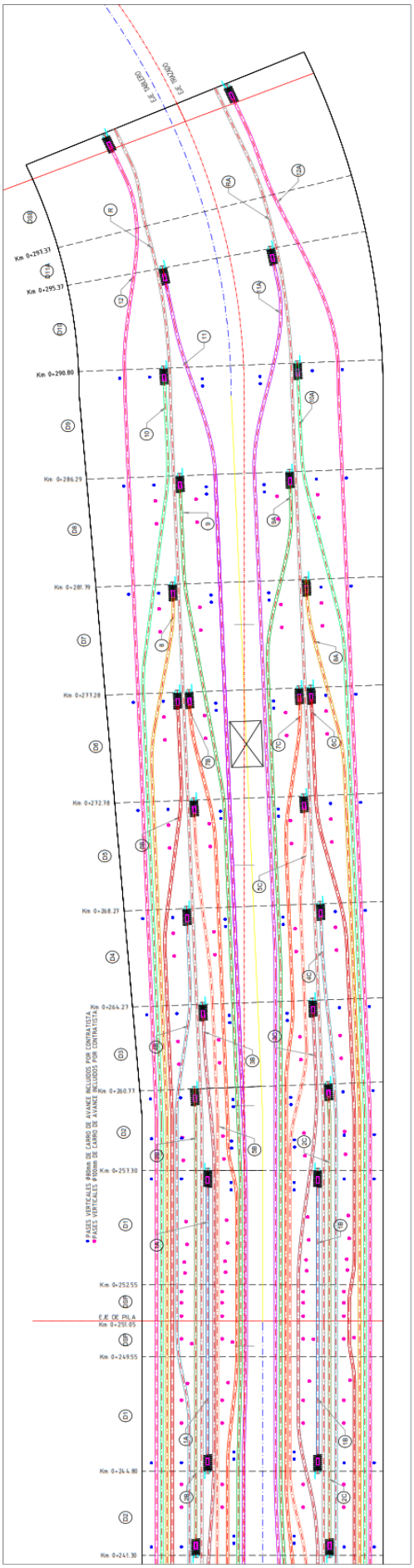


Figura N° 5.9
Distribución en planta del presfuerzo de construcción Voladizo 02 y 03

Fuente: Plano As-Built *PK-EST-PL-034.*

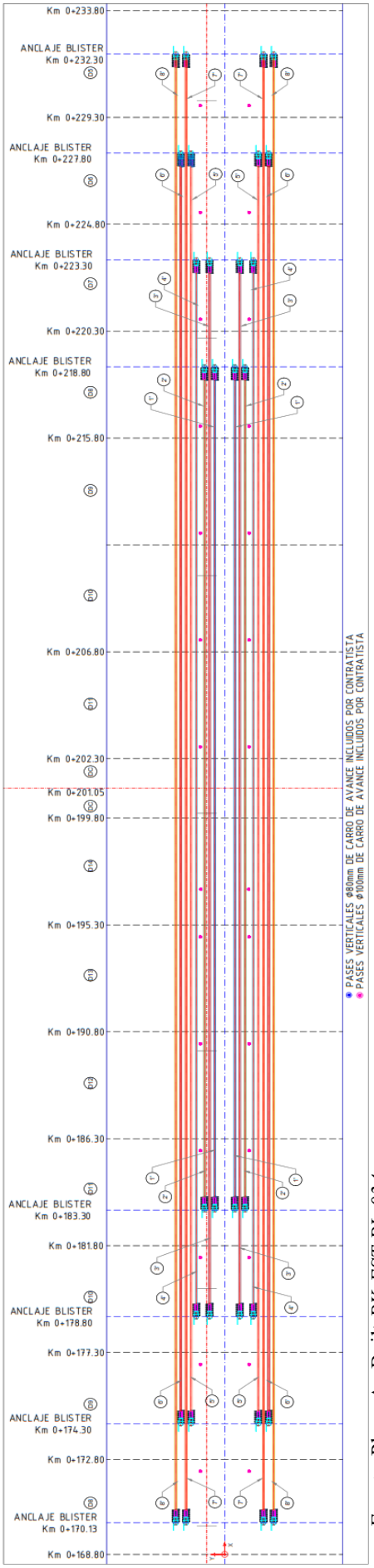


Figura N° 5.10
Distribución en planta del presfuerzo de construcción Voladizo 02 y 03

Fuente: Plano As-Built *PK-EST-PL-034.*

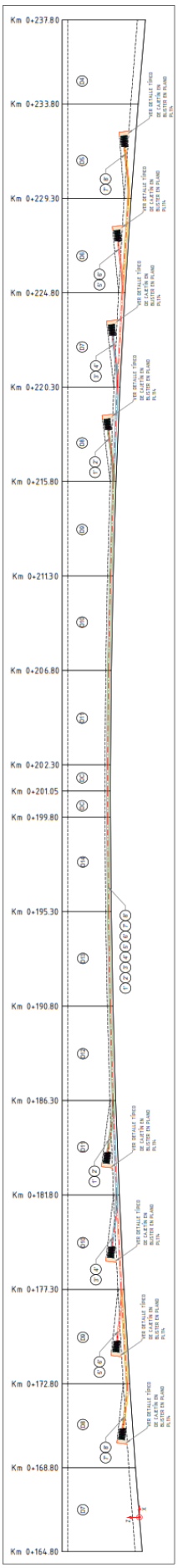


Figura N° 5.11
Distribución en planta del presfuerzo de construcción Voladizo 02 y 03

Fuente: Plano As-Built *PK-EST-PL-034.*

Las propiedades de las bobinas a utilizar para los tendones de la superestructura del puente Kutuctay muestran torones con fpu entre 1940 y 1960 MPa, los cuales cuentan con una fuerza de fluencia que varía entre 250 y 256 kN; y una fuerza de rotura de 271 kN a 275 kN.

Por lo tanto, a continuación, se comparan los valores de esfuerzos actuantes con los valores permisibles de tesado antes del asentamiento de anclaje indicados en AASHTO LRFD Bridge Design Specifications Tabla 5.9.2.2.

Tabla N° 5.1

Límites de esfuerzos en acero de presfuerzo

Table 5.9.2.2-1—Stress Limits for Prestressing Steel

Condition	Tendon Type		
	Plain High-Strength Bars	Low Relaxation Strand	Deformed High-Strength Bars
Pretensioning			
Immediately prior to transfer (f_{pbt})	$0.70f_{pu}$	$0.75f_{pu}$	—
At service limit state after all losses (f_{pe})	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$
Post-Tensioning			
Prior to seating—short-term f_{pbt} may be allowed	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$
At anchorages and couplers immediately after anchor set	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
Elsewhere along length of member away from anchorages and couplers immediately after anchor set	$0.70f_{pu}$	$0.74f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
At service limit state after losses (f_{pe})	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$

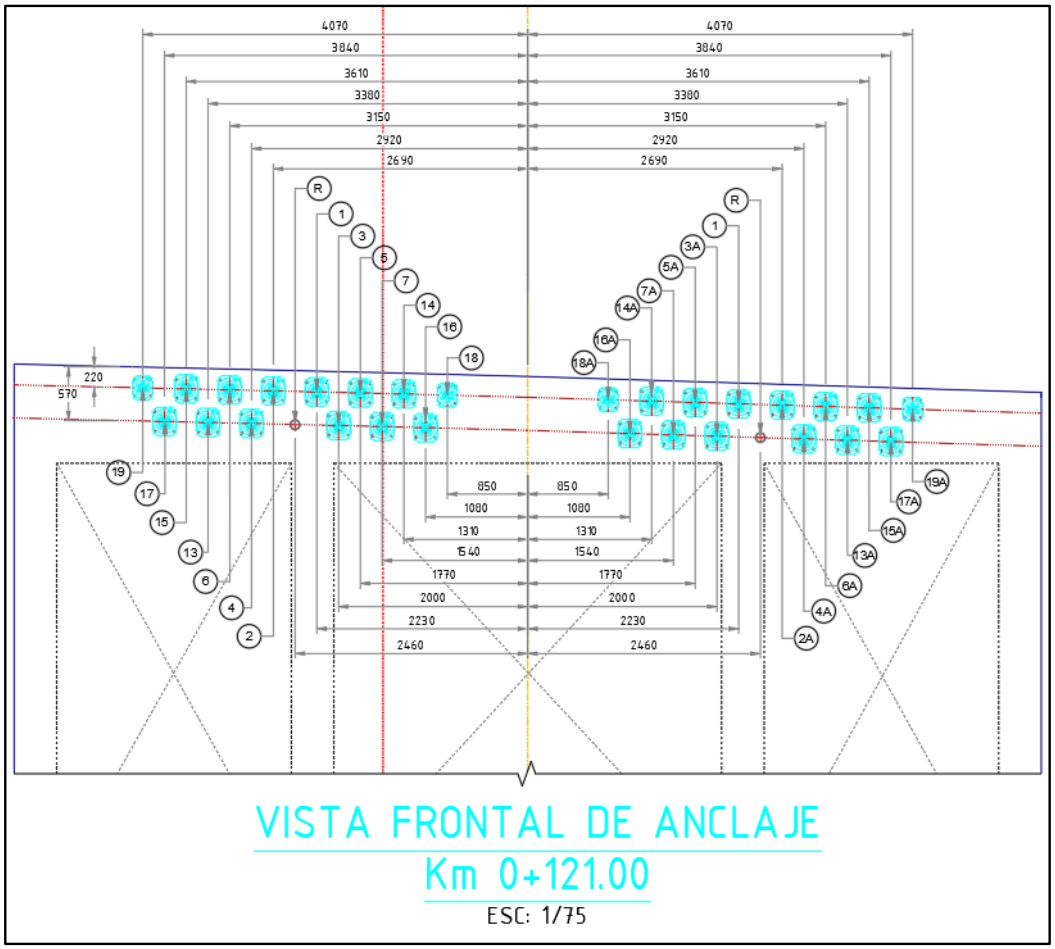
Nota: LRFD Bridge Design Specifications Tabla 5.9.2.2.

5.1.2.1 Configuración de anclajes y tendones

En el voladizo 1 se disponen de 28 tendones, de los cuales 4 tendones tendrán 12 cordones y 24 tendones tendrán 19 cordones. El número total de cordones en la sección crítica del voladizo 1 es de 504 cordones. Considerando un área de 140 mm2 por cordón se tiene un área de armadura activa de 70560 mm2 en la sección crítica del voladizo 1 del puente. Los 28 tendones se anclan en las dovelas D1 al D14 del voladizo 1 según lo contemplado en los planos del proyecto. Para los voladizos 2 y 3 se disponen de 24 tendones, los cuales tendrán 19 cordones cada uno. El número total de cordones en el voladizo 2 y 3 es de 456 cordones. Considerando un área de 140 mm2 por cordón se tiene un área de armadura activa de 63840 mm2 en la sección crítica del voladizo 2 y 3 del puente. Los 24 tendones se anclan en las dovelas D1 al D□□del voladizo 2 y 3 según lo contemplado en los planos del proyecto.

Para los voladizos 2 y 3 se disponen de 24 tendones, los cuales tendrán 19 cordones cada uno. El número total de cordones en el voladizo 2 y 3 es de 456 cordones. Considerando un área de 140 mm2 por cordón se tiene un área de armadura activa de 63840 mm2 en la sección crítica del voladizo 2 y 3 del puente. Los 24 tendones se anclan en las dovelas D-1 al D-11 del voladizo 2 y 3 según lo contemplado en los planos del proyecto.

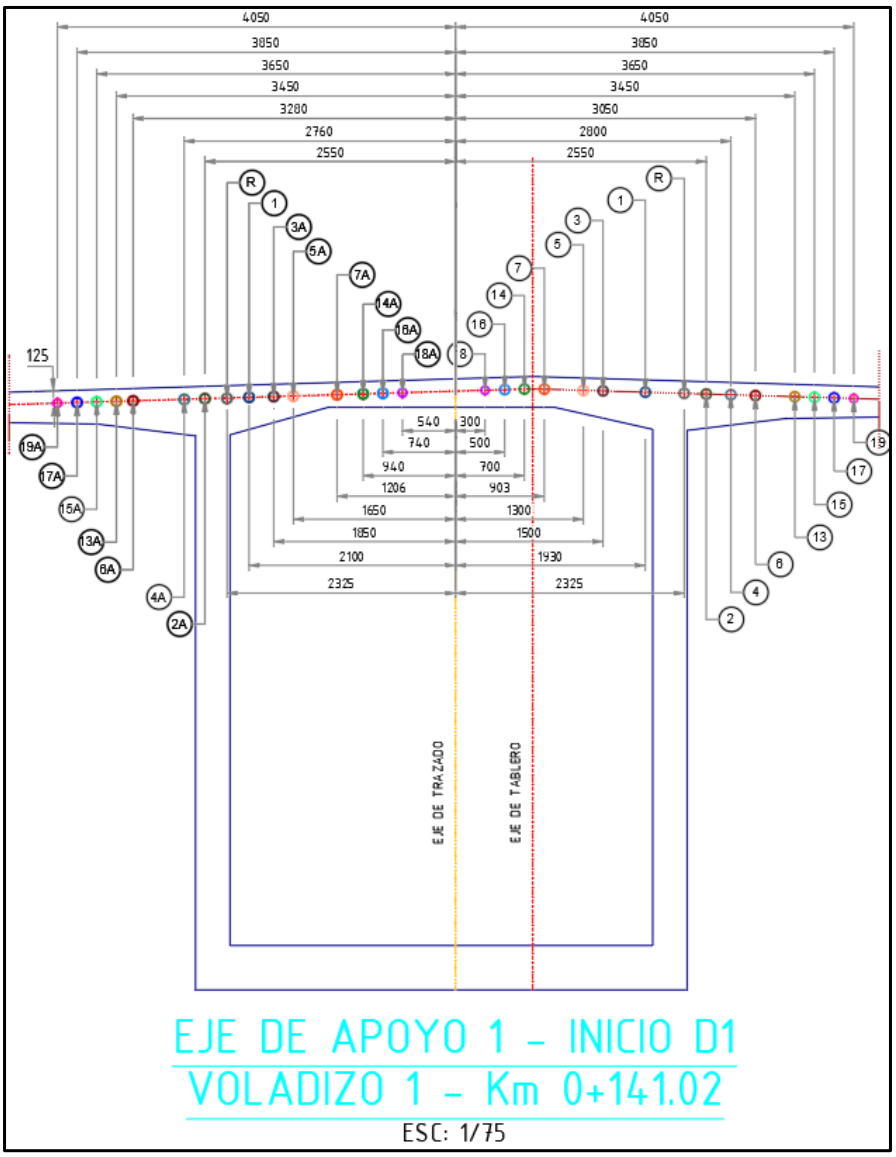
Figura N° 5.12
Disposición de anclajes de construcción en voladizo 1



Fuente: Plano As-Built *FTA220005*.

Figura N° 5.13

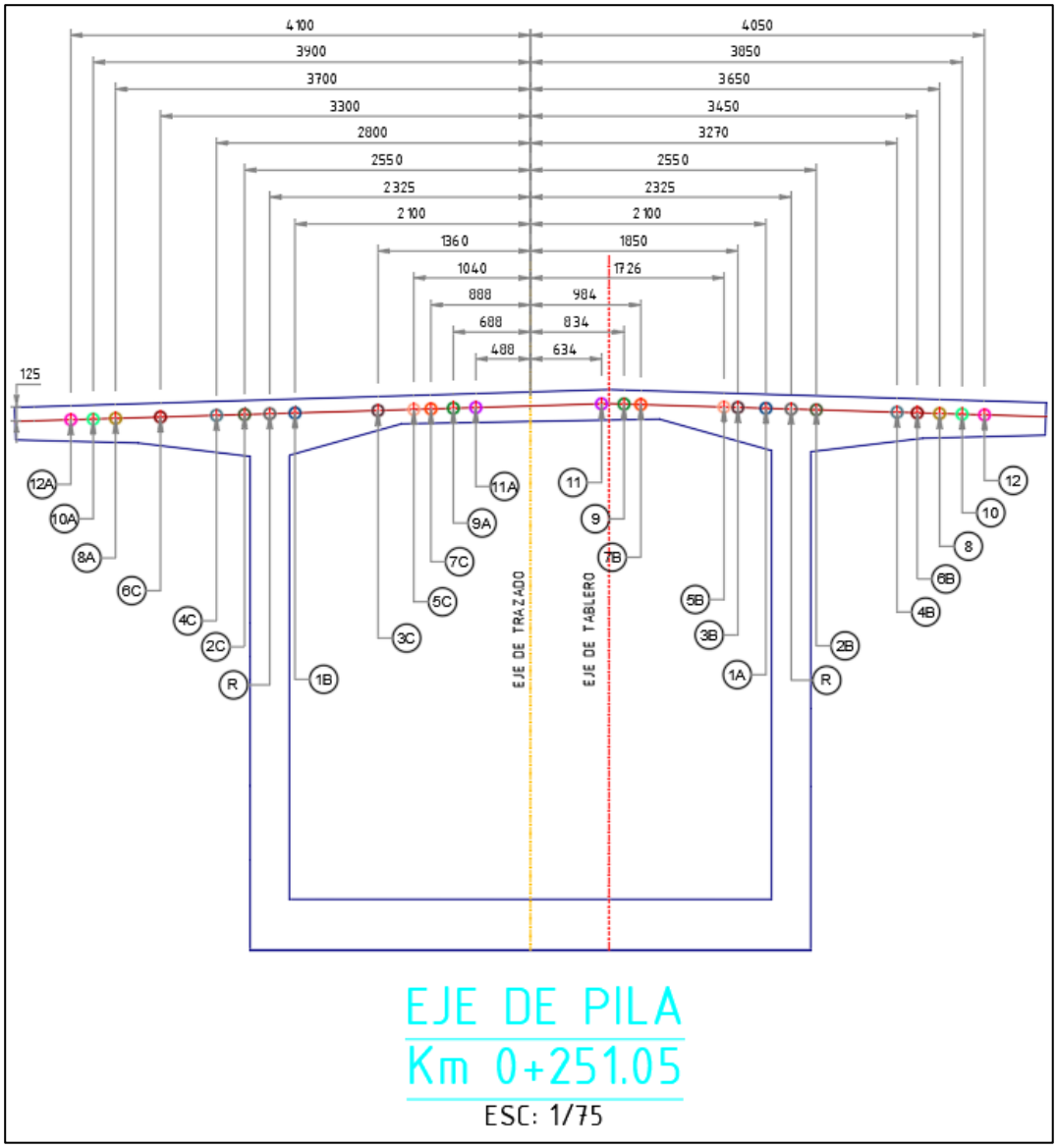
Disposición de tendones de construcción en voladizo 1



Fuente: Plano As-Built *FTA220005*.

Figura N° 5.14

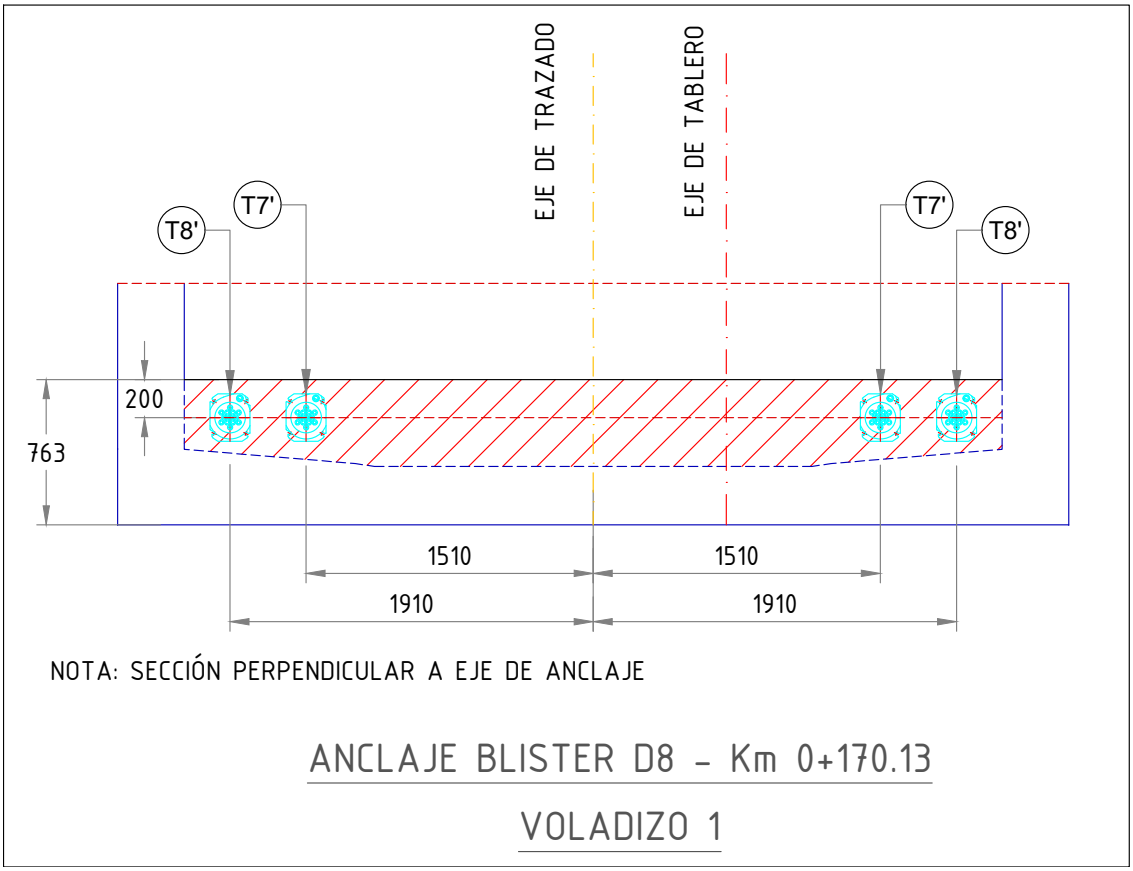
Disposición de tendones de construcción en voladizos 2 y 3



Fuente: Plano As-Built *FTA220005*.

Figura N° 5.15

Disposición de tendones de construcción en voladizos 2 y 3



Fuente: Plano As-Built *FTA220005.*

5.1.2.2 Separación de anclajes

La resistencia exigida al concreto en el momento de tesado es de 350 kg/cm2; en estas condiciones, la resistencia media fcm,o que se obtendrá en el momento de tesado será de 430 kg/cm2. En la configuración propuesta se tienen anclajes 13C15 y 19C15, por lo que se utilizarán los valores de la tabla para un valor de fcm=43 MPa.

Tabla N° 5.2

Dimensiones prisma de prueba para anclajes

	a = b (mm)		
	$f_{cm,o}$ (MPa)		
Unit	**24**	**44**	**60**
3 C15	220	200	180
4 C15	250	220	200
7 C15	330	260	240
9 C15	380	300	280
12 C15	430	320	300
13 C15	450	340	310
15C15	480	360	340
19 C15	530	400	380
22 C15	590	430	410
25 C15	630	460	440
27 C15	650	480	470
31 C15	690	520	500
37 C15	750	580	540
42C15	800	620	580
48C15	860	660	620
55 C15	1070	750	690

Table 9. Minimum Edge Distances for C-Model Anchorages

	$f_{cm,o}$ (MPa)	a (mm)	b (mm)
1 F 13/15	22	190	140
3/4 F 13	22	500	160
3/4 F 15	22	390	190

Table 10. Minimum Edge Distances for Model F Anchorages

Nota: Plano As-Built *FTA220005*.

5.1.2.3 Trazado de tendones

El trazado de los tendones es parabólico en tres dimensiones y su detalle se encuentra en los planos de ingeniería de adaptación. A continuación, se muestran los puntos de control en las secciones de anclaje inicial y final, así como en las secciones típicas en los ejes de apoyos. Las distancias verticales mostradas a continuación son medidas respecto al nivel superior de losa, las distancias horizontales son medidas respecto al eje de trazado definido para el proyecto.

Las elevaciones para considerar en la ingeniería de adaptación se han basado en las indicadas en expediente, se puede observar que no existe variación en la trayectoria típica de tendones en elevación, sin embargo, en las zonas de anclaje se ha realizado la adecuación para cumplir con las distancias requeridas entre anclajes. Además, la trayectoria en planta ha sido modificada para evitar interferencias con las aberturas temporales y pases de carros de avance.

Por lo tanto, se considera que la configuración propuesta cumple los requerimientos geométricos para la catenaria de postensado indicados.

Tabla N° 5.3

Centro de gravedad tendones en voladizo 1

Elemento	Voladizo	Tendón	N° Torones por tendón	Dovela inicial		Dovela final		Dovela de tesado	Xcg en eje de apoyo 1 (mm)	Ycg típico (mm)	Xcg anclaje contrapeso (mm)	Ycg anclaje contrapeso (mm)	Xcg anclaje dovela (mm)	Ycg anclaje dovela (mm)
Postensado de construcción	1	T1 arriba	1 de 19 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D1	V1	Desde dovela final	1930	125	2230	220	2100	220
		T1 abajo	1 de 19 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D1	V1	Desde dovela final	-2100	125	-2230	220	-2100	220
		T2	1 de 19 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D2	V1	Desde dovela inicial	2550	125	2690	220	2550	220
		T2A	1 de 19 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D2	V1	Desde dovela inicial	-2550	125	-2690	220	-2550	220
		T3	1 de 19 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D3	V1	Desde dovela final	1500	125	2000	570	2100	220
		T3A	1 de 19 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D3	V1	Desde dovela final	-1850	125	-2000	570	-2100	220
		T4	1 de 19 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D4	V1	Desde dovela inicial	2800	125	2920	570	2550	220
		T4A	1 de 19 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D4	V1	Desde dovela inicial	-2760	125	-2920	570	-2550	220
		T5	1 de 19 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D5	V1	Ambos	1300	125	1770	220	2100	220
		T5A	1 de 19 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D5	V1	Ambos	-1650	125	-1770	220	-2100	220
		T6	1 de 19 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D6	V1	Ambos	3050	125	3150	220	2550	220
		T6A	1 de 19 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D6	V1	Ambos	-3280	125	-3150	220	-2550	220
		T7	1 de 19 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D7	V1	Ambos	903	125	1540	570	2100	220
		T7A	1 de 19 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D7	V1	Ambos	-1206	125	-1540	570	-2100	220
		T13	1 de 19 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D8	V1	Ambos	3050	125	3380	570	2550	220
		T13A	1 de 19 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D8	V1	Ambos	-3280	125	-3380	570	-2550	220
		T14	1 de 19 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D9	V1	Ambos	700	125	1310	220	2100	220
		T14A	1 de 19 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D9	V1	Ambos	-940	125	-1310	220	-2100	220
		T15	1 de 19 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D10	V1	Ambos	3450	125	3610	220	2550	220
		T15A	1 de 19 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D10	V1	Ambos	-3450	125	-3610	220	-2550	220
		T16	1 de 19 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D11	V1	Ambos	500	125	1080	570	2100	220
		T16A	1 de 19 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D11	V1	Ambos	-740	125	-1080	570	-2100	220
		T17	1 de 19 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D12	V1	Ambos	3850	125	3840	570	2550	220
		T17A	1 de 19 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D12	V1	Ambos	-3850	125	-3840	570	-2550	220
		T18	1 de 12 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D13	V1	Ambos	300	125	850	220	2100	220
		T18A	1 de 12 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D13	V1	Ambos	-540	125	-850	220	-2100	220
		T19	1 de 12 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D14	V1	Ambos	4050	125	4070	220	2550	220
		T19A	1 de 12 Ø 0.6"	Contrapeso	V1	D14	V1	Ambos	-4050	125	-4070	220	-2550	220

Nota: Distancias Ycg respecto al borde superior de losa y distancias Xcg respecto a eje de trazado definido según proyecto.

Tabla N° 5.4

Centro de gravedad tendones en voladizo 2 y 3

Elemento	Voladizo	Tendón	N° Torones por tendón	Dovela inicial		Dovela final		Dovela de tesado	Xcg típico en eje de pila (mm)	Ycg típico (mm)	Xcg anclaje voladizo 2 (mm)	Ycg anclaje voladizo 2 (mm)	Xcg anclaje voladizo 3 (mm)	Ycg anclaje voladizo 3 (mm)
Postensado de construcción	2 y 3	T1A	1 de 19 Ø 0.6"	D1	V2	D1	V3	Desde dovela final	2100	125	2100	220	2100	220
		T1B	1 de 19 Ø 0.6"	D1	V2	D1	V3	Desde dovela final	-2100	125	-2100	220	-2100	220
		T2B	1 de 19 Ø 0.6"	D2	V2	D2	V3	Desde dovela inicial	2550	125	2550	220	2550	220
		T2C	1 de 19 Ø 0.6"	D2	V2	D2	V3	Desde dovela inicial	-2550	125	-2550	220	-2550	220
		T3B	1 de 19 Ø 0.6"	D3	V2	D3	V3	Desde dovela final	1850	125	2100	220	2100	220
		T3C	1 de 19 Ø 0.6"	D3	V2	D3	V3	Desde dovela final	-1360	125	-2100	220	-2100	220
		T4B	1 de 19 Ø 0.6"	D4	V2	D4	V3	Desde dovela inicial	3270	125	2550	220	2550	220
		T4C	1 de 19 Ø 0.6"	D4	V2	D4	V3	Desde dovela inicial	-2800	125	-2550	220	-2550	220
		T5B	1 de 19 Ø 0.6"	D5	V2	D5	V3	Ambos	1726	125	2100	220	2100	220
		T5C	1 de 19 Ø 0.6"	D5	V2	D5	V3	Ambos	-1040	125	-2100	220	-2100	220
		T6B	1 de 19 Ø 0.6"	D6	V2	D6	V3	Ambos	3450	125	2550	220	2550	220
		T6C	1 de 19 Ø 0.6"	D6	V2	D6	V3	Ambos	-3300	125	-2550	220	-2550	220
		T7B	1 de 19 Ø 0.6"	D6	V2	D6	V3	Ambos	984	125	2100	220	2100	220
		T7C	1 de 19 Ø 0.6"	D6	V2	D6	V3	Ambos	-888	125	-2100	220	-2100	220
		T8	1 de 19 Ø 0.6"	D7	V2	D7	V3	Ambos	3650	125	2550	220	2550	220
		T8A	1 de 19 Ø 0.6"	D7	V2	D7	V3	Ambos	-3700	125	-2550	220	-2550	220
		T9	1 de 19 Ø 0.6"	D8	V2	D8	V3	Ambos	834	125	2100	220	2100	220
		T9A	1 de 19 Ø 0.6"	D8	V2	D8	V3	Ambos	-688	125	-2100	220	-2100	220
		T10	1 de 19 Ø 0.6"	D9	V2	D9	V3	Ambos	3850	125	2550	220	2550	220
		T10A	1 de 19 Ø 0.6"	D9	V2	D9	V3	Ambos	-3900	125	-2550	220	-2550	220
		T11	1 de 19 Ø 0.6"	D10	V2	D10	V3	Ambos	634	125	2100	220	2100	220
		T11A	1 de 19 Ø 0.6"	D10	V2	D10	V3	Ambos	-488	125	-2100	220	-2100	220
		T12	1 de 19 Ø 0.6"	D11	V2	D11	V3	Ambos	4050	125	2550	220	2550	220
		T12A	1 de 19 Ø 0.6"	D11	V2	D11	V3	Ambos	-4100	125	-2550	220	-2550	220

Nota: Distancias Ycg respecto al borde superior de losa y distancias Xcg respecto a eje de trazado definido según proyecto.

5.1.3 Propiedades de los materiales

5.1.3.1 Propiedades del concreto

A continuación se describe los requisitos mínimos de resistencia para el concreto en los diferentes elementos.

Tabla N° 5.5
Propiedades del concreto

CONCRETOS	
ELEMENTO	**TIPO**
ESTRIBOS	$f'c = 280$ Kgf/cm^2 (28 MPa)
NEW JERSEY	$f'c = 280$ Kgf/cm^2 (28 MPa)
CONTRAPESO	$f'c = 500$ Kgf/cm^2 (50 MPa)
PILOTES	$f'c = 280$ Kgf/cm^2 (28 MPa)
DADOS	$f'c = 350$ Kgf/cm^2 (35 MPa)
PILAS	$f'c = 350$ Kgf/cm^2 (35 MPa)
CONCRETO DE LIMPIEZA	$f'c = 100$ Kgf/cm^2 (10 MPa)
TABLERO DE DOVELAS	$f'c = 500$ Kgf/cm^2 (50 MPa)
LOSA DE APROXIMACIÓN	$f'c = 280$ Kgf/cm^2 (28 MPa)

Nota: Los datos son extraidos del expediente técnico del Puente Kutuctay.

5.1.3.2 Propiedades del acero

Al igual que para el concreto, se presenta los requisitos mínimos de resistencia para el acero en los difertentes elementos.

Tabla N° 5.6
Propiedades del acero

ACEROS	
TIPO	**RESISTENCIA**
ACERO PARA ARMAR GRADO 60	$f_y = 4200$ Kgf/cm^2 (420 MPa)
ACERO DE PRESFUERZO BAJA RELAJACIÓN	$f_{pu} = 18970$ Kg/cm^2 (1860 MPa) $f_{py} = 17070$ Kg/cm^2 (1674 MPa)

Nota: Los datos son extraidos del expediente técnico del Puente Kutuctay.

5.1.4 Propiedades de fricción y cuñas

En cuanto a la comprobación de las pérdidas, a partir de los trazados anteriores se puede obtener el diagrama de tensiones en el tendón para cada punto y para cada tendón. Para ello se emplearán los parámetros propios del sistema Freyssinet para la evaluación de las pérdidas instantáneas.

De acuerdo con el documento ETA-06/0226 (2018), los valores de estos coeficientes para el sistema de pretensado Freyssinet considerando pretensado interior con vainas de fleje metálico son los

siguientes: (se indica k como K/μ).

Tabla N° 5.7

Coeficientes de fricción – Sistema Freyssinet

Use	Duct Type	Friction Coefficient μ (rad^{-1})		Wobble factor k (rad/m)
		Lubricated Strand	Unlubricated Strand	
Internal Prestressing	Corrugated steel sheath	0,17	0,19 [1]	0,007 [1]
	LFC [3] Corrugated steel sheath	0,10	0,12	0,007 [1]
	Corrugated plastic sheath	0,10	0,12	0,007 [1]
External Prestressing	Steel pipe	0,16	0,24	0,007 [1]
	HDPE pipe	0,10	0,12	0
	Steel pipe	0,16	0,24	0
Unbonded Prestressing	Single Monostrands embedded in the concrete	0,05 [2]		0,007 [2]
	Group of Pre-Grouted Monostrands (external or internal prestressing)	0,05		0,012

Nota: ETA-06/0226 (2018).

Tabla N° 5.8

Valores de penetración de cuña – Sistema Freyssinet

Stressing Jack		with hydraulic blocking		without hydraulic blocking	
Strand diameter		T13	T15	T13	T15
Pull-in at stressing anchorage mm	min	4	4	6	6
	mean	5	6	7	8
	max	6	9	8	10

Nota: ETA-06/0226 (2018).

5.1.5 Secuencia de construcción

5.1.5.1 Cimentación

La primera etapa de construcción consta de las excavaciones para la construcción de los pilotes, dados y contrapesos. Una vez realizada la excavación se procederá a realizar el armado y hormigonado

de los pilotes.

5.1.5.2 Infraestructura

Una vez fundidos los núcleos de los pilotes, se procederá a construir los contrapesos, estribos y las pilas intermedias (según corresponda).

El hormigonado para estribos contempla una fase inicial a nivel de los cabezales (una vez el concreto de los cabezales haya alcanzado su resistencia de diseño, se instalarán los aparatos de apoyo.) y una segunda fase para los espaldares (una vez se haya finalizado el tensionamiento del tablero). En el caso de las pilas, éstas serán hormigonadas cuando el concreto de los dados alcance una resistencia mínima del 70 % del f'c a 28 días. Posteriormente se realizará el armado y hormigonado de las pilas por fases usando encofrado trepante. Seguidamente, se realizará el encofrado, armado y hormigonado de la dovela sobre pila (DSP) y su respectivo tesado de cables (según lo indicado en planos), esto último podrá ser realizado cuando el concreto alcance una resistencia mínima del 80 % del f'c a los 28 dias.

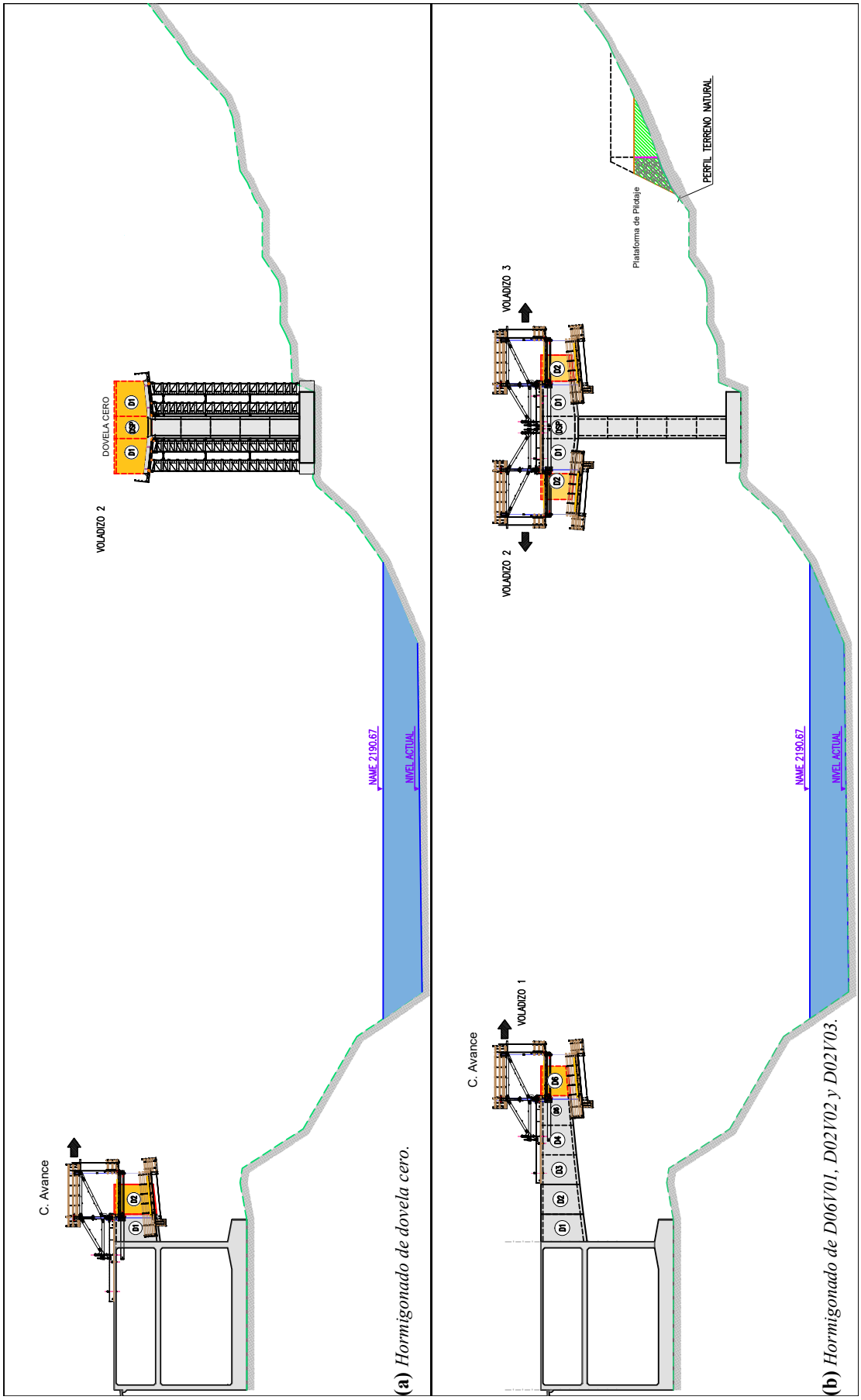
5.1.5.3 Supestructura

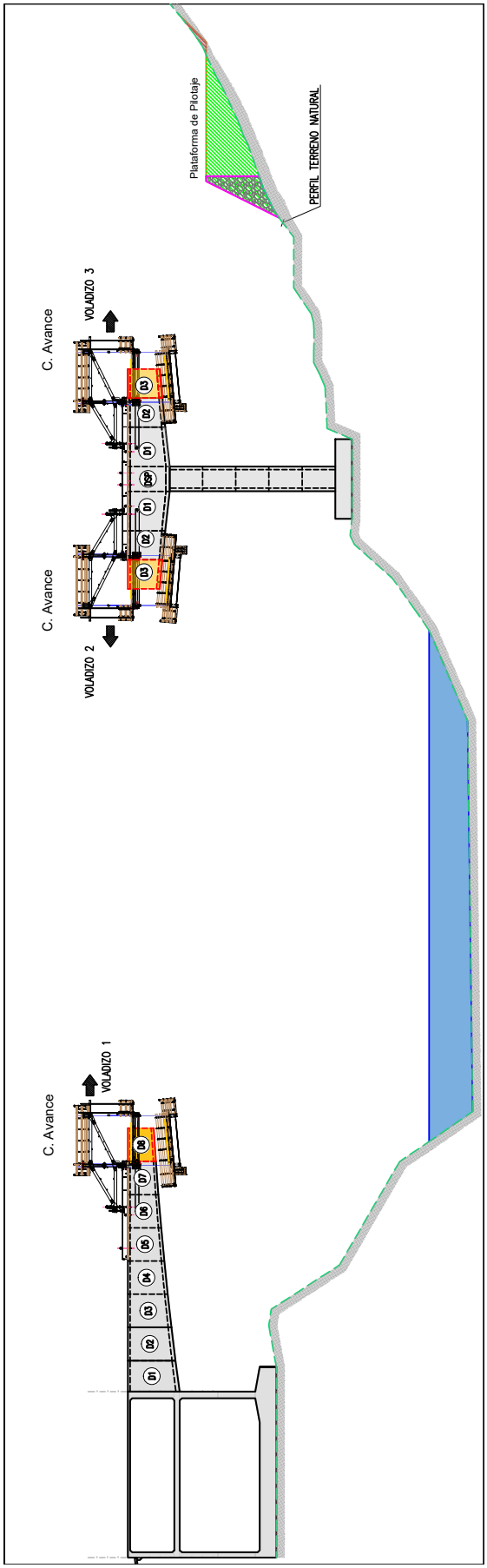
La construcción de la superestructura por el método de voladizos sucesivos dará inicio una vez se desmonte la formaleta de DSP y se realice el montaje de los carros de avance, con el avance simultáneo de las dovelas en los dos voladizos de cada pila. Para lo anterior se procede a fijar la ubicación del carro en cada voladizo, armar, hormigonar y tesar los cables de construcción según lo indicado en planos, esto último podrá ser realizado cuando el concreto alcance una resistencia mínima del 80 % de la resistencia de diseño.

El avance de los carros de voladizo 2 y 3 deberá ser simétrico hasta la dovela 10, en ese momento el voladizo 1 deberá ir en la dovela 13. Se debe tener presente que debido a las restricciones del carro de avance en el voaldizo 3 solo se podrá fundir hasta la dovela 10 con carro de avance; por tanto la dovela 11 se fundirá sobre cimbra.

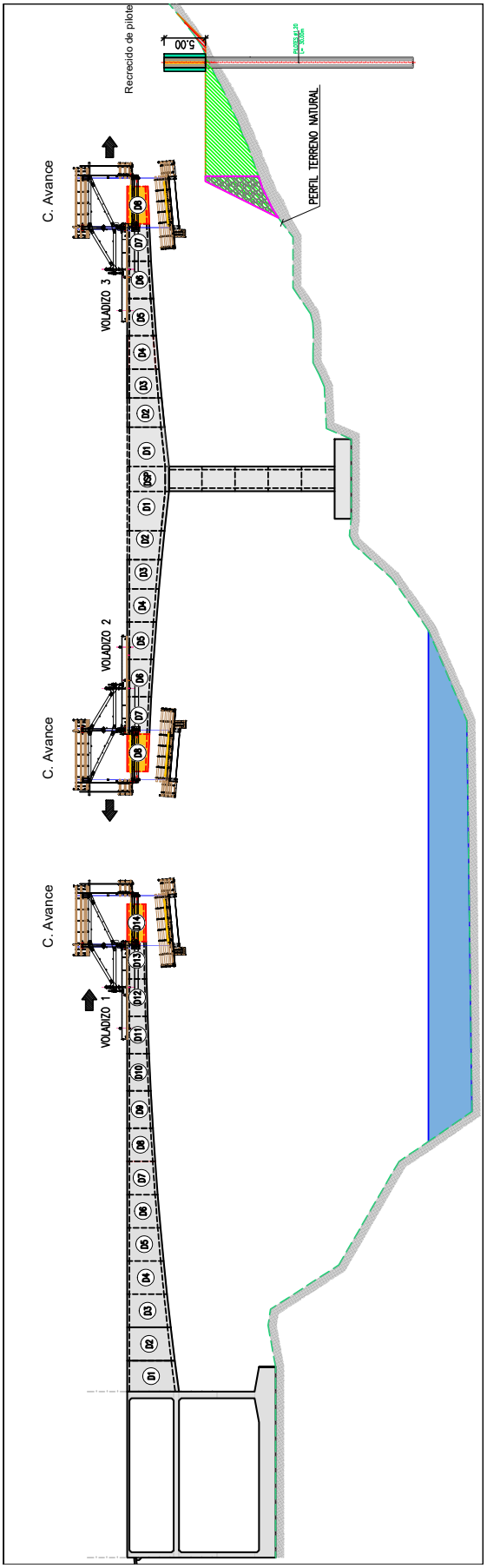
La DSE y la mitad de dovela 11 (DCB) se fundiran sobre cimbra cuando se esté fundiendo las dovelas 10 de voladizos 2 y 3. Posteriormente se debe conectar el voladizo 3 con la dovela DSE ya fundida mediante la dovela 11A.Garantizando que el voladizo 3 no se puede levantar se procederá a fundir la dovela 11 del voladizo 2 y posteriormente se fundirá la DC Posteriormente se retiran los carros de avance de los vanos de compensación. Luego se realizará el tesado de los cables de continuidad para los vanos laterales, una vez el concreto alcance una resistencia mínima del 80 % de la resistencia de diseño. De esta forma se finaliza el proceso constructivo del tablero, por lo que podrán ejecutarse los espaldares y disponerse los accesorios (juntas, new jersey, carpeta asfáltica, etc), concluyendo de esta manera la materialización de la superestructura.

Figura N° 5.16
Secuancia constructiva de la superestructura del puente Kuncty.

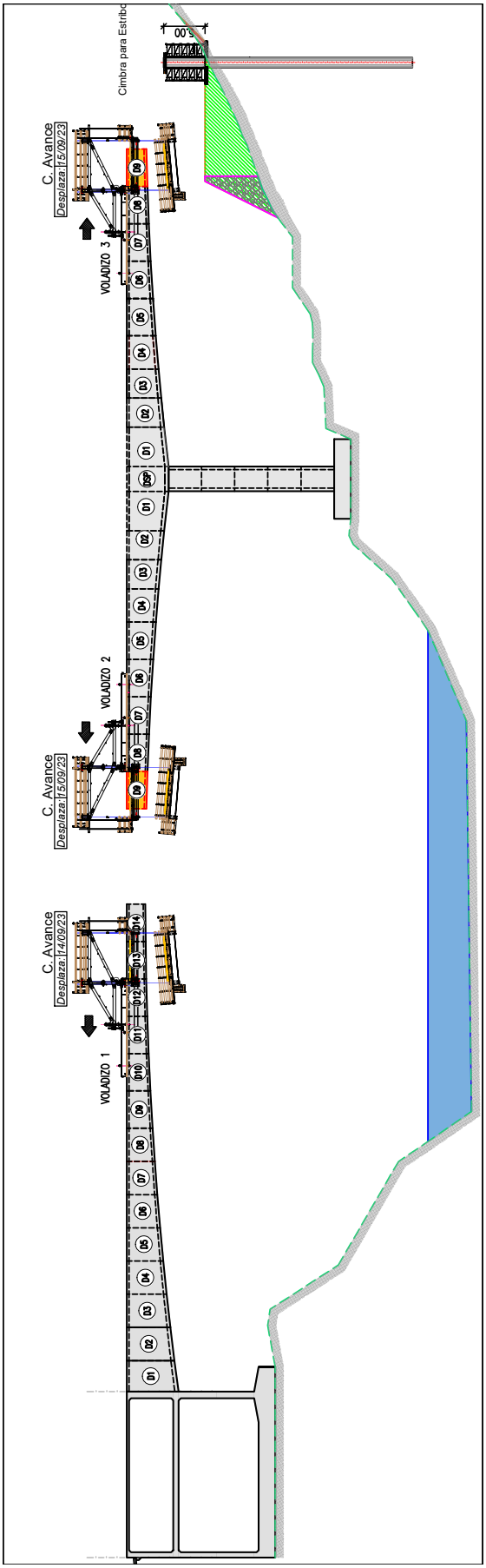




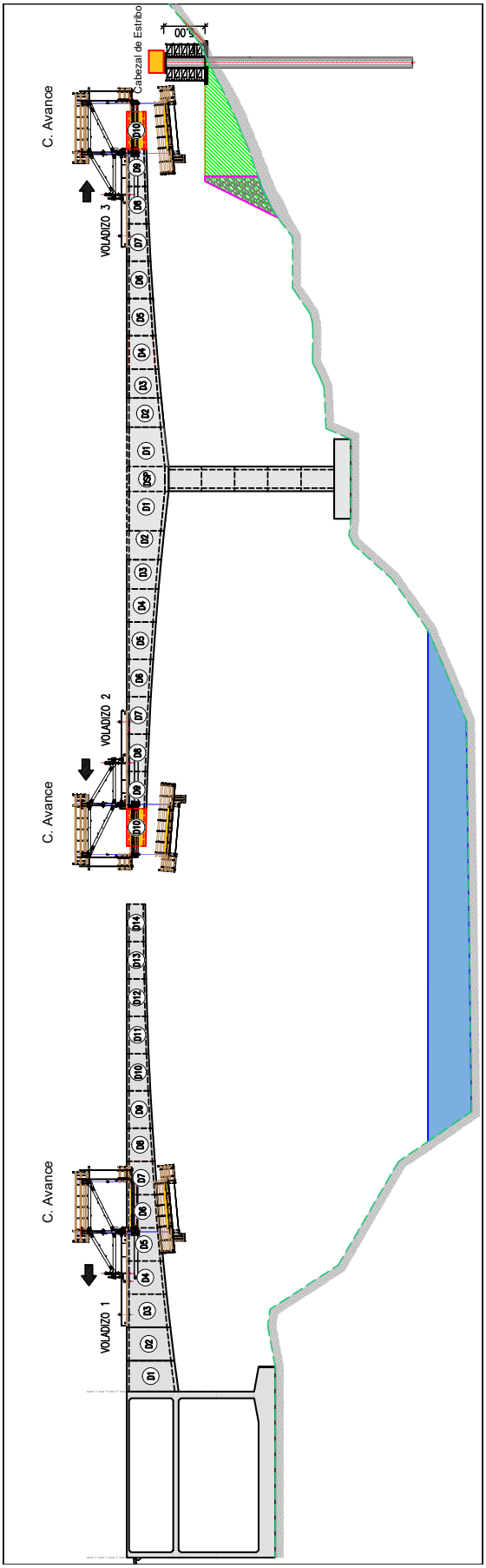
(a) *Hormigonado de D08V01, D03V02 y D03V03.*



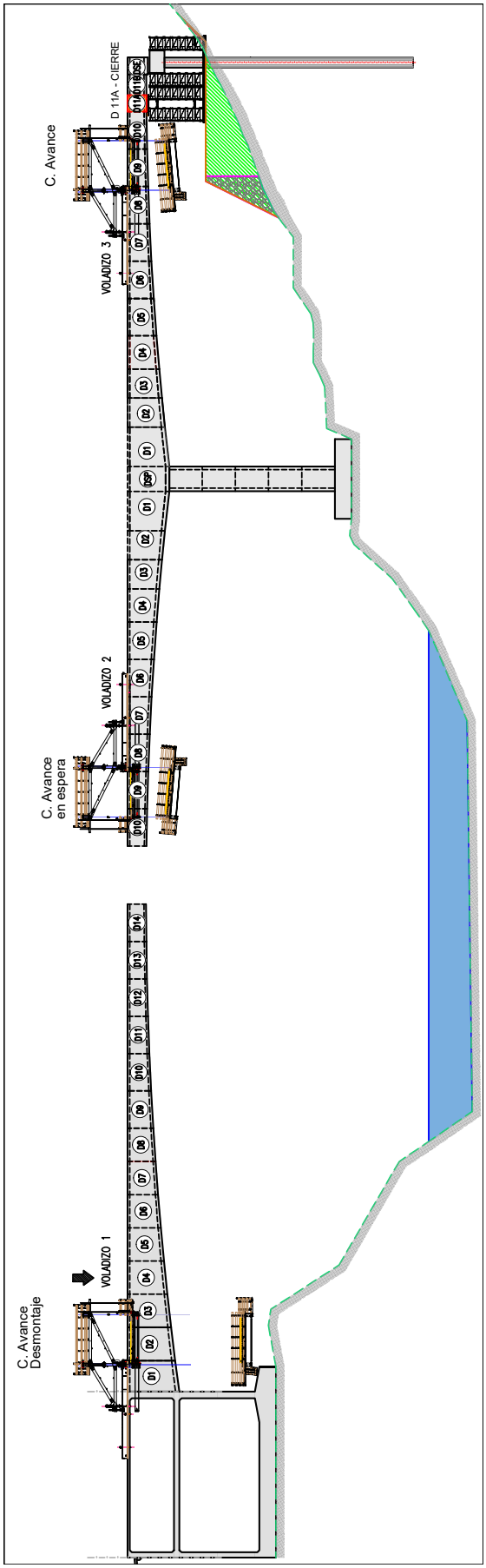
(b) *Hormigonado de D14V01, D08V02 y D08V03.*



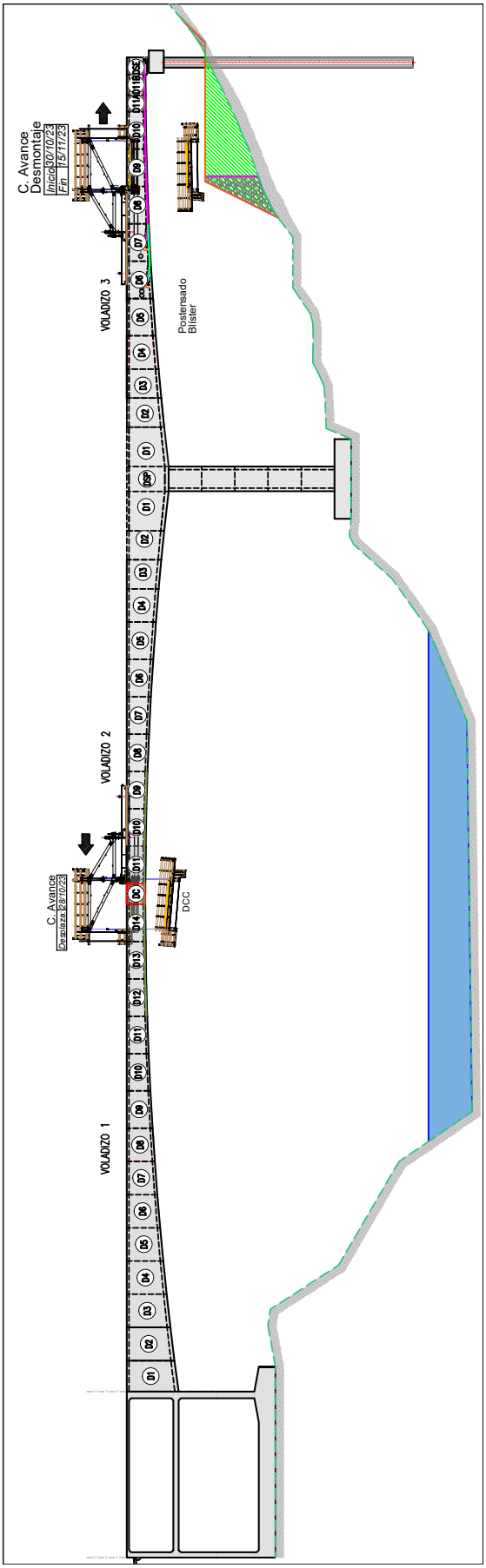
(a) *Retorno del carro de avance del voladizo 01 y hormigonado de D09V02 y D09V03.*



(b) *Retorno del carro de avance del voladizo 01 y hormigonado de D10V02 y D10V03.*



(a) *Desmontaje del carro de avance del voladizo 01 y hormigonado de cierre extrema (D11AV03).*



(b) *Hormigonado de dovela de cierre central DC.*

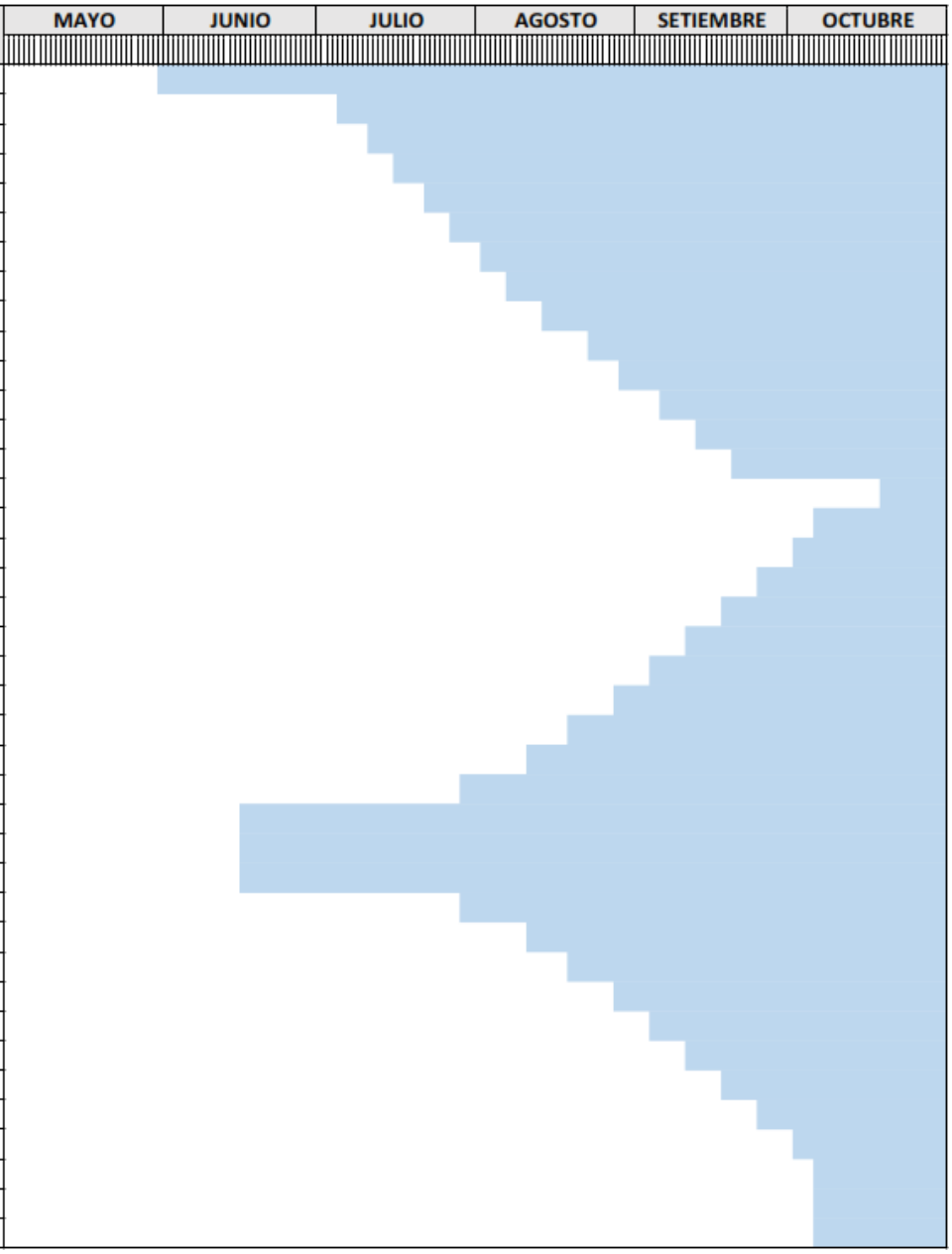
5.1.6 Cronograma de construcción

Se tiene el siguiente cronograma de construcción para las dovelas:

Tabla N° 5.9

Cronograma de construcción de voladizos - puente Kutuctay

DOVELA		FECHA
VOLADIZO 1	D01	31/05/2023
	D02	05/07/2023
	D03	11/07/2023
	D04	16/07/2023
	D05	22/07/2023
	D06	27/07/2023
	D07	02/08/2023
	D08	07/08/2023
	D09	14/08/2023
	D10	23/08/2023
	D11	29/08/2023
	D12	06/09/2023
	D13	13/09/2023
	D14	20/09/2023
	DC	19/10/2023
VOLADIZO 2	D11	06/10/2023
	D10	02/10/2023
	D09	25/09/2023
	D08	18/09/2023
	D07	11/09/2023
	D06	04/09/2023
	D05	28/08/2023
	D04	19/08/2023
	D03	11/08/2023
	D02	29/07/2023
	D01	16/06/2023
	DSP	16/06/2023
VOLADIZO 4	D01	16/06/2023
	D02	29/07/2023
	D03	11/08/2023
	D04	19/08/2023
	D05	28/08/2023
	D06	04/09/2023
	D07	11/09/2023
	D08	18/09/2023
	D09	25/09/2023
	D10	02/10/2023
	D11a	06/10/2023
	D11b	06/10/2023
	DSE	06/10/2023



Nota: Cronograma ejecutado de construcción de voladizos.

5.1.7 Deformaciones

Se presenta el cuadro resumen de deformaciones tomadas a partir de mediones realizadas durante el proceso constructivo.

Tabla N° 5.10
Cuadro resumen de deformaciones observadas durante el proceso constructivo - puente Kutuctay

CONTROL		DOVELA 01	DOVELA 02	DOVEL A 03	DOVELA 04	DOVEL A 05	DOVEL A 06	DOVEL A 07	DOVEL A 08	DOVEL A 09	DOVELA 10	DOVEL A 11	DOVEL A 12	DOVELA 13	DOVEL A 14	DCC						
SECTOR		TESADO	TESADO	TESADO	TESADO	TESADO	TESADO	TESADO	TESADO	TESADO	TESADO	TESADO	TESADO	TESADO	TESADO	10/10/2023 Mov. CFT	12/10/2023 Mov. CFT	14/10/2023 Mov. CFT	15/10/2023 Mov. CFT	18/10/2023 Mov. CFT	19/10/2023 Mov. CFT	21/10/2023 Mov. CFT	04/11/2023 Mov. CFT
CONTRAPESO	Contrapeso	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Contrapeso	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Contrapeso	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Contrapeso	0.000	0.000	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.003
VOLADIZO 01	DV-01	0.007	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.009	0.009	0.009	0.005	0.004	0.001	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.011
	DV-02		0.016	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.016	0.016	0.016	0.009	0.002	0.002	0.006	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007	0.008
	DV-03			0.015	0.014	0.014	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.013	0.005	0.000	-0.003	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.000	0.000	0.001
	DV-04				0.019	0.022	0.021	0.022	0.021	0.021	0.021	0.021	0.011	0.001	-0.004	0.004	0.003	0.004	0.004	0.004	0.000	0.000	0.004
	DV-05					0.035	0.033	0.034	0.033	0.031	0.032	0.027	0.017	0.006	-0.001	0.005	0.005	0.005	0.005	0.000	0.000	0.000	0.004
	DV-06						0.040	0.045	0.042	0.038	0.037	0.032	0.021	0.006	-0.005	0.004	0.003	0.004	0.004	-0.004	-0.004	-0.004	0.006
	DV-07							0.063	0.059	0.052	0.053	0.046	0.028	0.009	-0.006	0.006	0.005	0.005	0.005	-0.004	-0.004	-0.004	0.013
	DV-08								0.071	0.064	0.059	0.054	0.039	0.010	-0.011	0.004	0.004	0.004	0.003	-0.010	-0.010	-0.010	0.009
	DV-09									0.064	0.053	0.047	0.027	0.003	-0.034	-0.011	-0.012	-0.011	-0.010	-0.030	-0.030	-0.030	0.005
	DV-10										0.097	0.083	0.065	0.024	-0.012	0.019	0.017	0.019	0.019	-0.005	-0.005	-0.005	0.020
	DV-11											0.100	0.081	0.033	-0.014	0.019	0.017	0.019	0.017	-0.011	-0.011	-0.011	0.037
	DV-12												0.098	0.039	-0.014	0.024	0.021	0.024	0.024	-0.011	-0.011	-0.011	0.050
	DV-13													0.070	0.005	0.050	0.048	0.052	0.052	0.007	0.007	0.007	0.074
	DV-14														0.049	0.097	0.093	0.098	0.098	0.047	0.047	0.047	0.107
DCC	DCC															0.076	0.074	0.076	0.076	0.051	0.069	0.027	0.094
VOLADIZO 02	DV-11															0.055	0.055	0.055	0.055	0.055	0.090	0.007	0.081
	DV-10														0.086	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	-0.033	0.036
	DV-09													0.087	0.071	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	-0.030	0.034
	DV-08												0.082	0.064	0.079	0.061	0.061	0.061	0.061	0.061	0.061	-0.005	0.041
	DV-07											0.065	0.049	0.041	0.052	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	0.042	-0.016	0.033
	DV-06										0.057	0.056	0.054	0.042	0.056	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.001	0.041
	DV-05									0.044	0.043	0.045	0.038	0.033	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.009	0.031
	DV-04								0.026	0.025	0.024	0.027	0.020	0.018	0.023	0.027	0.027	0.027	0.027	0.027	0.027	-0.006	0.014
	DV-03							0.017	0.017	0.016	0.015	0.017	0.013	0.013	0.022	0.029	0.029	0.029	0.029	0.029	0.029	0.004	0.017
	DV-02						0.016	0.017	0.017	0.018	0.017	0.019	0.019	0.014	0.026	0.030	0.030	0.030	0.030	0.030	0.030	0.013	0.013
	DV-01	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.013	0.015	0.015	0.015	0.014	0.014	0.014	0.014	0.015	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023	0.023	0.015	0.013
DSP	DSP	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007	0.004
DSP	DSP	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.004
DSP	DSP	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.002
VOLADIZO 03	DV-01	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.018
	DV-02						0.010	0.011	0.012	0.012	0.013	0.014	0.014	0.012	-0.002	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.009
	DV-03							0.011	0.011	0.011	0.010	0.011	0.011	0.008	-0.004	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.013
	DV-04								0.024	0.024	0.019	0.017	0.015	0.009	-0.004	0.022	0.022	0.022	0.022	0.022	0.022	0.022	0.022
	DV-05									0.029	0.027	0.025	0.015	0.015	-0.012	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.017	0.019
	DV-06										0.037	0.028	0.011	0.003	-0.027	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.003
	DV-07											0.027	0.019	0.003	-0.022	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007	0.016
	DV-08												0.038	0.013	-0.016	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.009
	DV-09													0.025	-0.009	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.021
	DV-10														0.017	0.029	0.029	0.029	0.029	0.029	0.029	0.029	0.025
	DV-11a																						0.008
	DV-11b															0.006	0.006	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	-0.009
DSE	DSE															0.000	0.000	0.000	-0.003	-0.003	-0.003	-0.003	-0.004

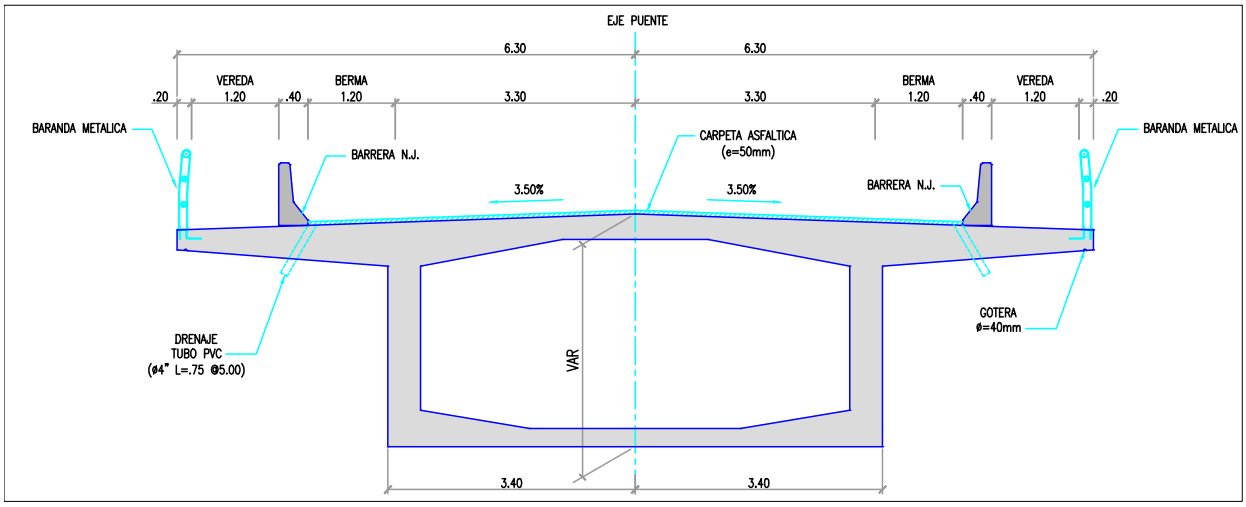
5.2 CASO DE ESTUDIO: PUENTE SALVADOR - HUÁNUCO

5.2.1 Geometría y descripción general

El puente Salvador consta de 3 tramos continuos de viga cajón de concreto post-tensado apoyado sobre pilares intermedios de concreto armado y sobre estribos en los extremos de los márgenes del río. La estructura tiene una longitud total de 300m con una luz central de 160m y tramos laterales de 70m.

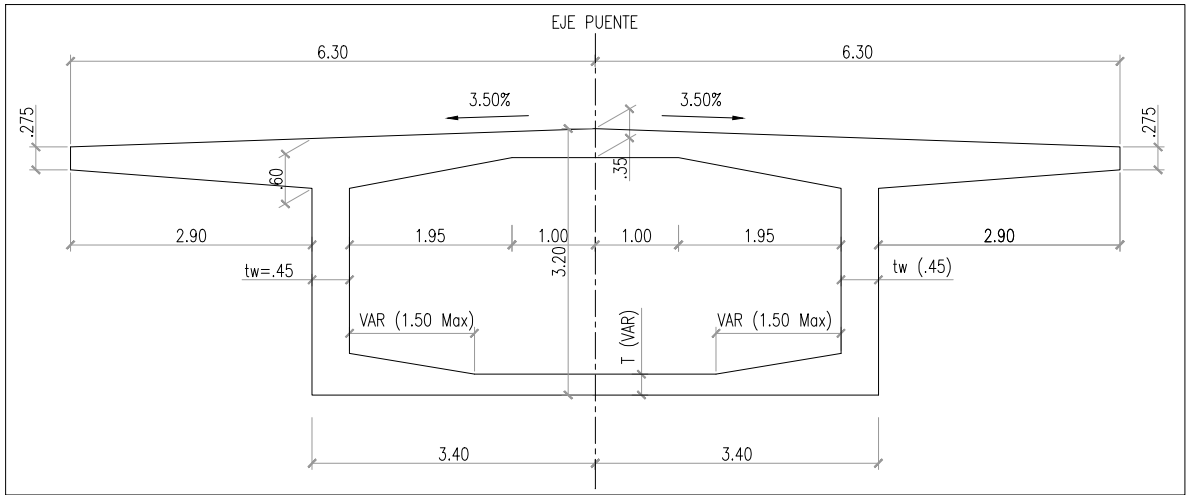
La sección transversal del tablero copnsite de una viga cajón de una sola celda con post-tensado longitudonal y transversal. El peralte es variable, siendo 8.00m sobre los pilares y 3.20m en la luz central.

Figura N° 5.20
Sección transversal típica del puente Salvador



Nota: Información obtenida de los planos As-Built del Puente Salvador.

Figura N° 5.21
Sección transversal de la dovela de cierre central del puente Salvador



Nota: Información obtenida de los planos As-Built del Puente Salvador.

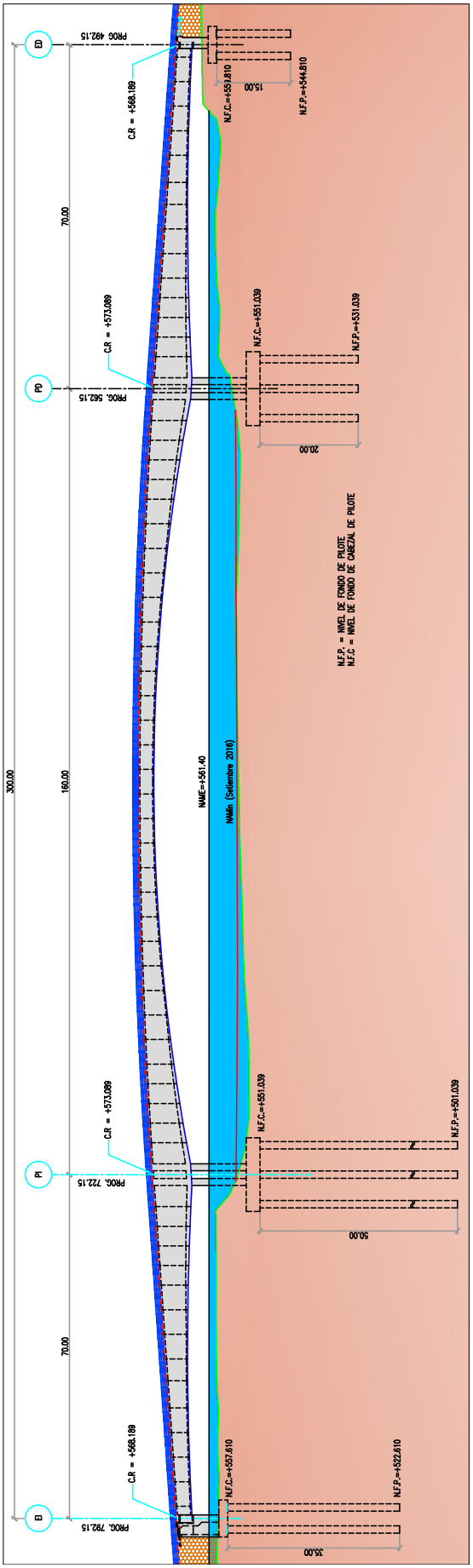
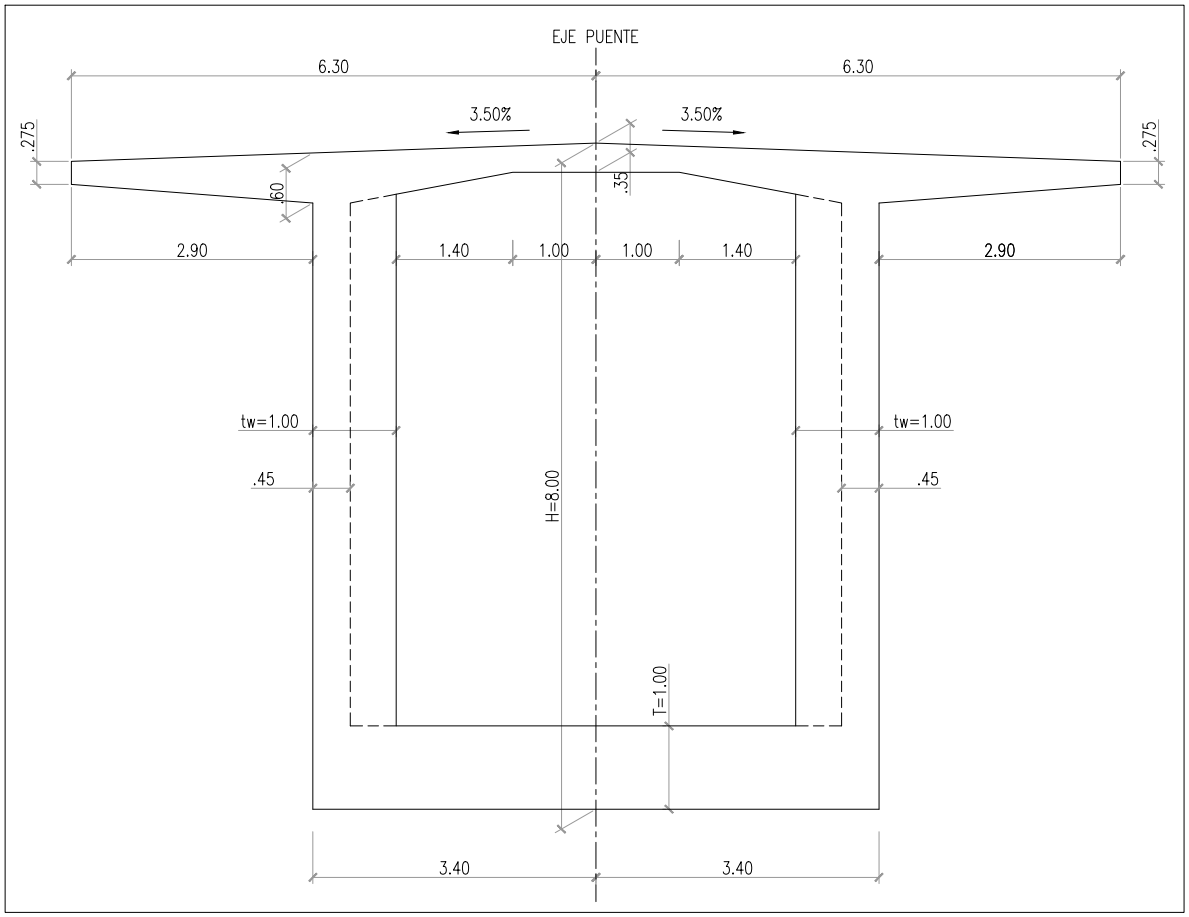


Figura N° 5.22
Perfil geométrico del puente Salvador

Nota: Planos As-Built Puente Salvador.

Figura N° 5.23

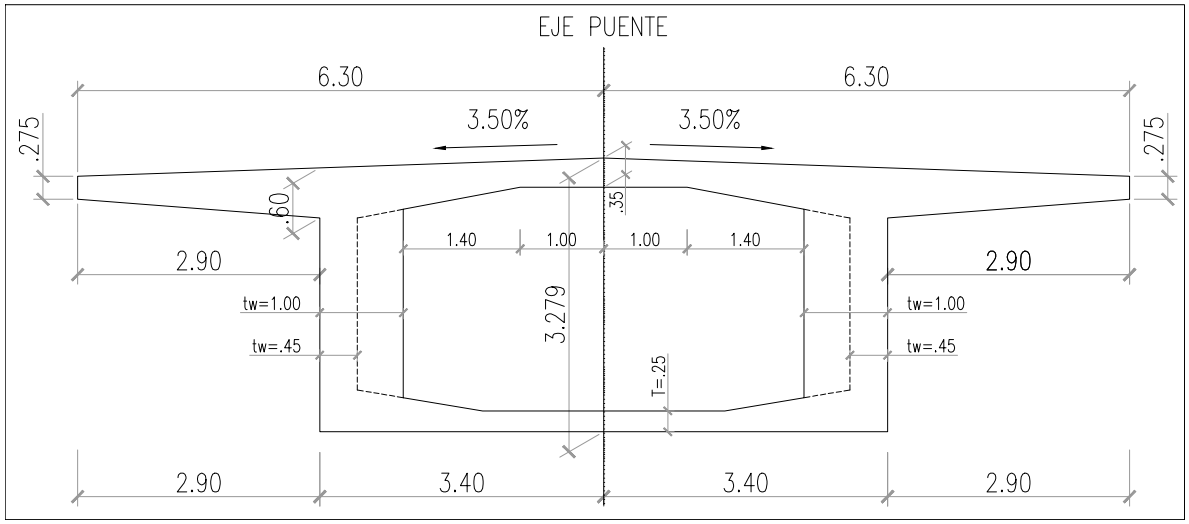
Sección transversal de la dovela sobre pila del puente Salvador



Nota: Información obtenida de los planos As-Built del Puente Salvador.

Figura N° 5.24

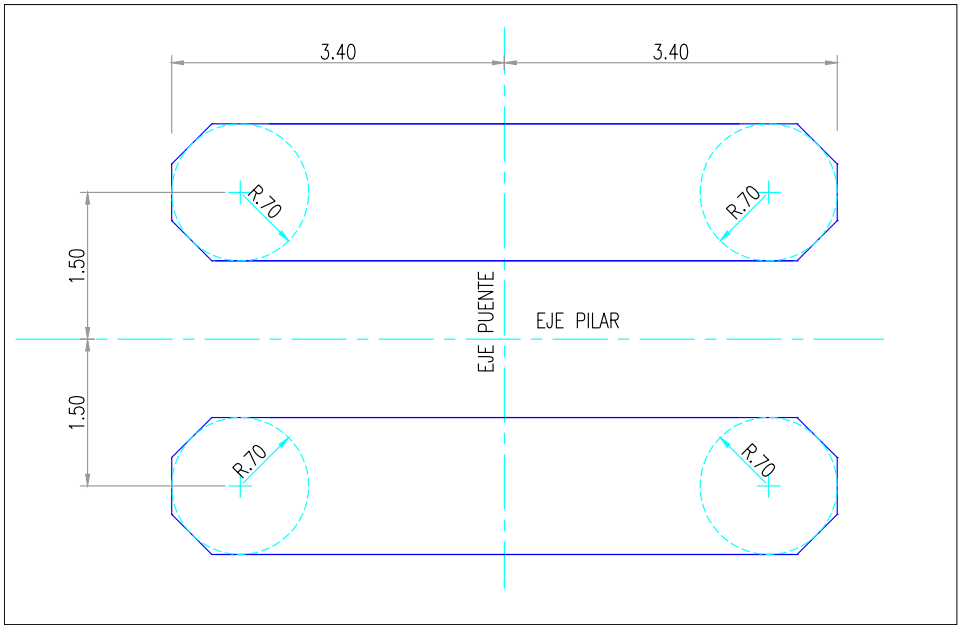
Sección transversal de la dovela sobre estribo del puente Salvador



Nota: Información obtenida de los planos As-Built del Puente Salvador.

Figura N° 5.25

Sección transversal de pilar - puente Salvador



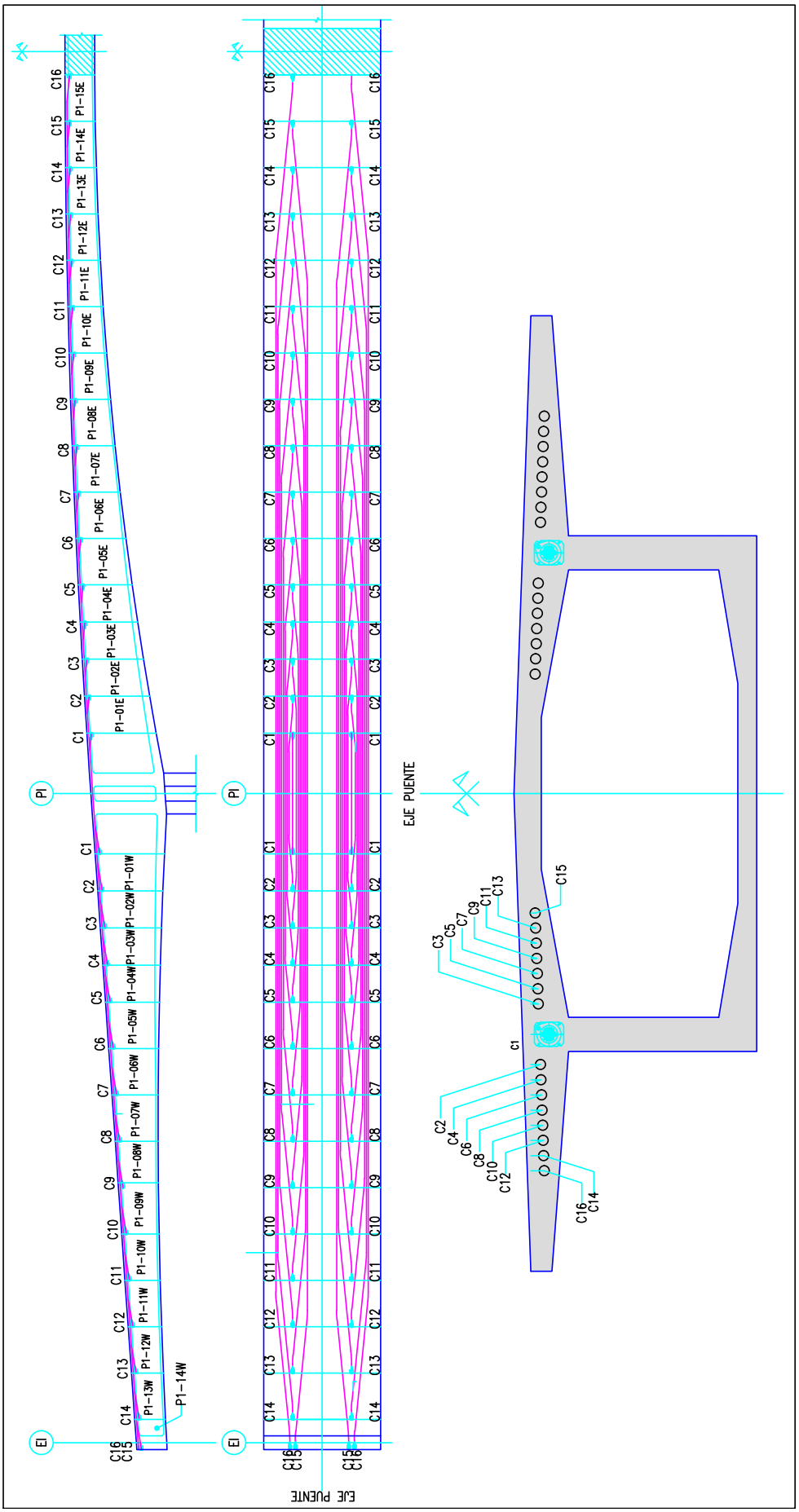
Nota: Información obtenida de los planos As-Built del Puente Salvador.

5.2.2 Sistema de postensado

En los planos de proyecto de cables postensados se representa el trazado correspondiente a los tendones requeridos por proyecto. Además, se utilizará un cable de postensado de diámetro 0.6” con un área transversal de 140 mm2.

El presfuerzo de construcción se define según proyecto en tendones postensados superiores con una trayectoria típica a 0.225 m desde el borde superior de losa. Las unidades utilizadas son tendones de 31 cordones para el postensado de construcción, 19 cordones para el postensado de continuidad en el tramo central y 12 cordones para el postensado de continuidad en los extremos.

Figura N° 5.26
Distribución de postensado de construcción sobre el pilar izquierdo - puente Salvador



Nota: Información obtenida de los planos As-Built del Puente Salvador.

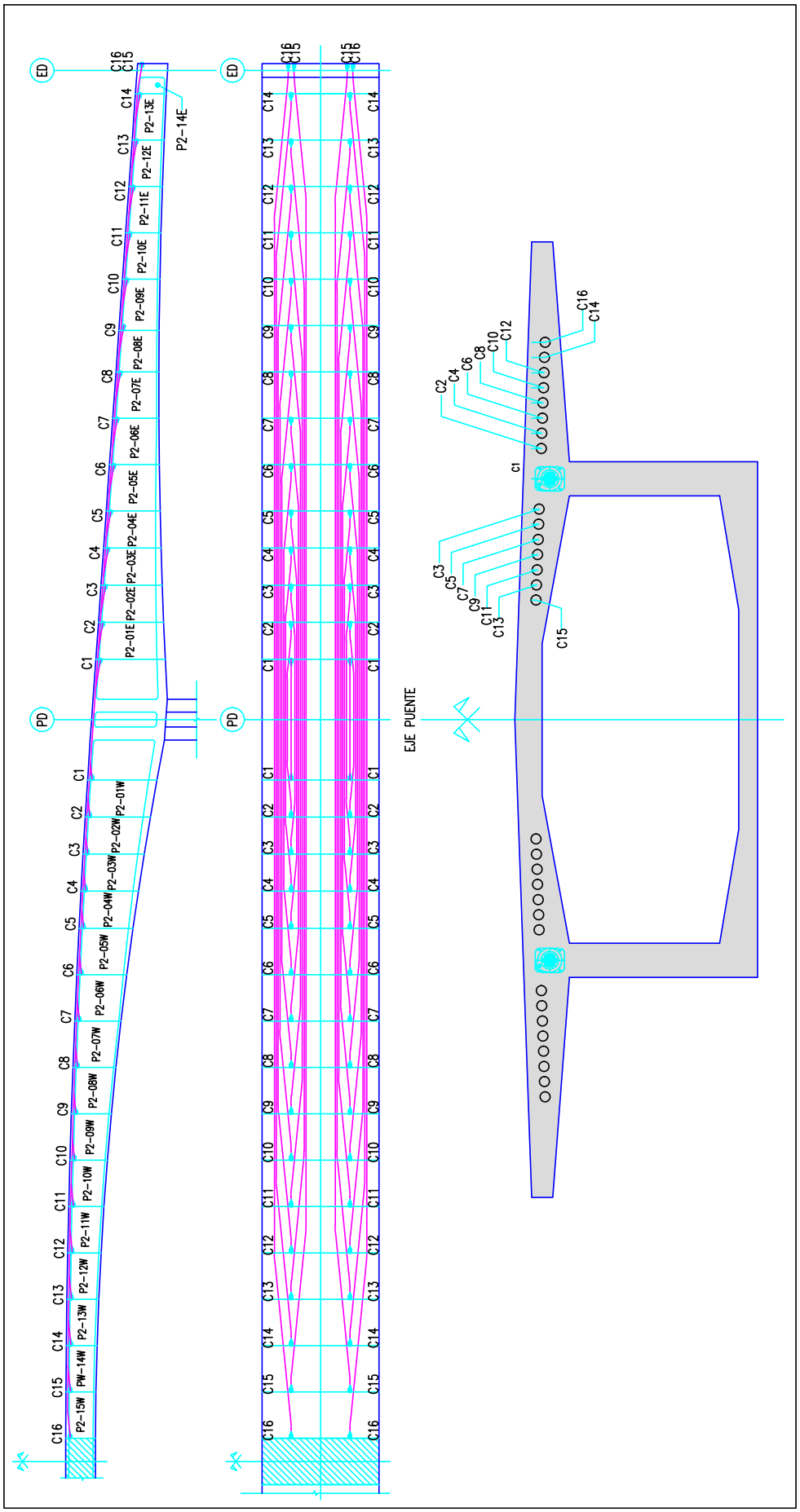
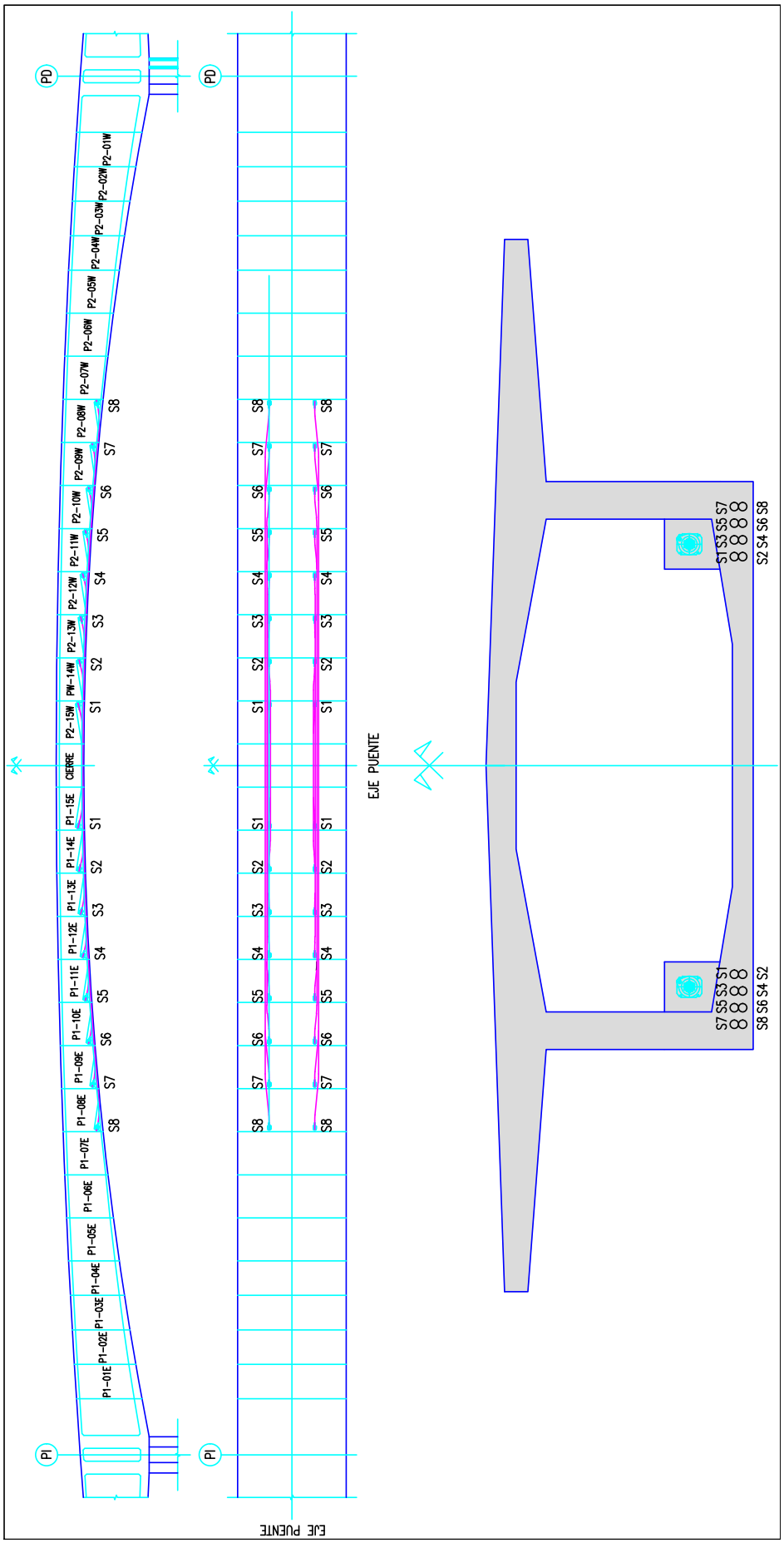


Figura N° 5.27
Distribución de postensado de construcción sobre el pilar derecho - puente Salvador

Nota: Información obtenida de los planos As-Built del Puente Salvador.

Figura N° 5.28
Distribución de postensado de continuidad en el tramo central - puente Salvador



Nota: Información obtenida de los planos As-Built del Puente Salvador.

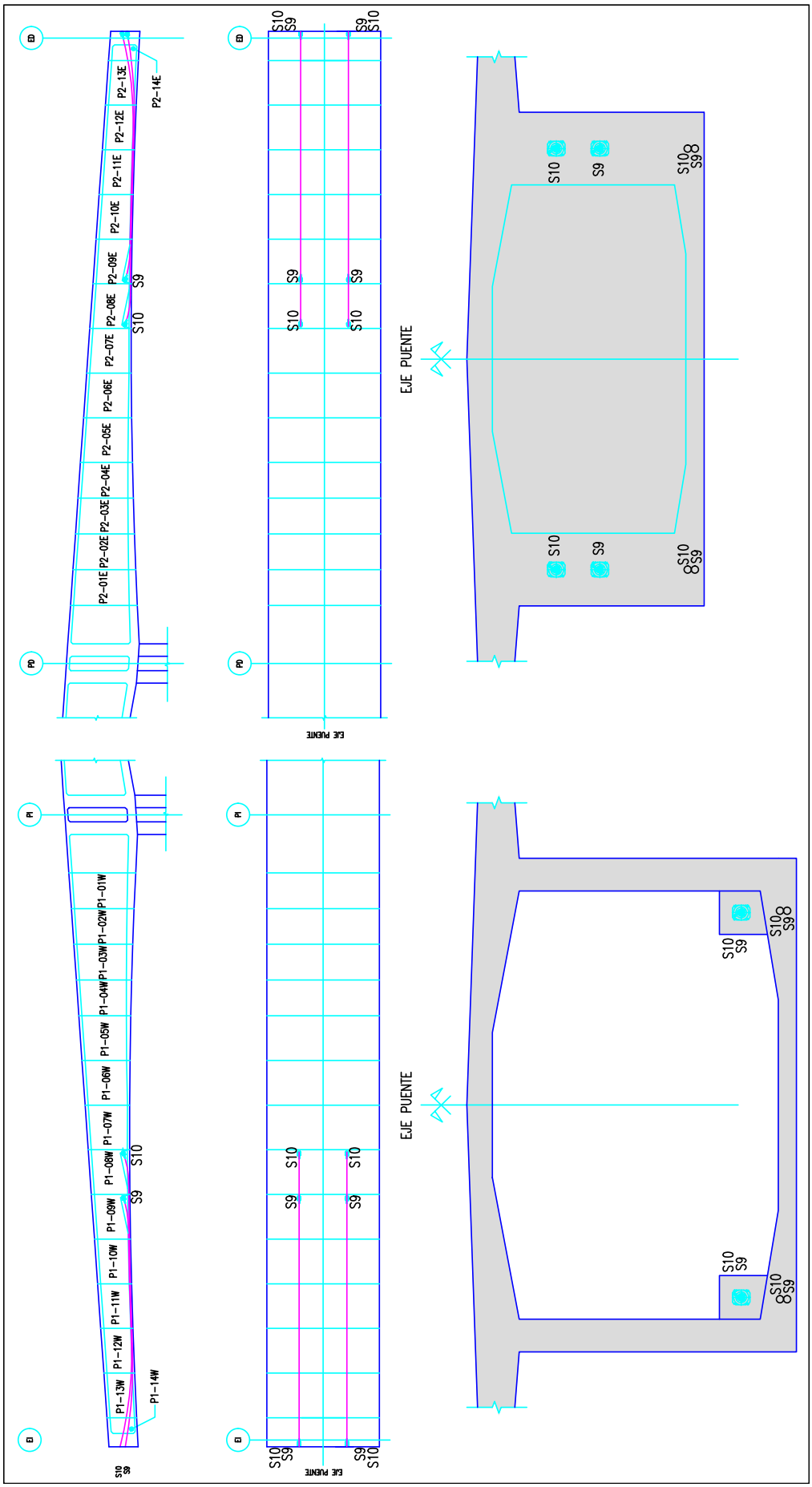


Figura N° 5.29
Distribución de postensado de continuidad en los extremos - puente Salvador

Nota: Información obtenida de los planos As-Built del Puente Salvador.

5.2.2.1 Trazado de tendones

El trazado de los tendones es parabólico en tres dimensiones. A continuación, se muestran las longitudes de los tendones.

Tabla N° 5.11

Longitud de postensado de construcción - puente Salvador

	PILAR DERECHO (P-2)									
	UBICACIÓN	ETIQUETA DE TENDON	LONG DEL TENDON (m)	CANTIDAD DE TORONES EN EL ALMA 1	CANTIDAD DE TORONES EN EL ALMA 2	ÁREA DE TORON 0.6" (cm²)	ALMA 1		ALMA 2	
							FUERZA DE POSTENSADO TOTAL DEL TENDON AL 75% o 70% (Tn)	FUERZA DE POSTENSADO TOTAL DEL TENDON AL 75% o 70% (kN)	FUERZA DE POSTENSADO TOTAL DEL TENDON AL 75% o 70% (Tn)	FUERZA DE POSTENSADO TOTAL DEL TENDON AL 75% o 70% (kN)
AL 75% Fu	DOVELA 0	C1	13.0475	31	31	1.4	617.37	6056.37	617.37	6056.37
	DOVELA 1	C2	21.7245	31	31	1.4	617.37	6056.37	617.37	6056.37
	DOVELA 2	C3	29.7248	31	31	1.4	617.37	6056.37	617.37	6056.37
	DOVELA 3	C4	38.2644	31	31	1.4	617.37	6056.37	617.37	6056.37
	DOVELA 4	C5	46.2634	31	31	1.4	617.37	6056.37	617.37	6056.37
	DOVELA 5	C6	56.7800	31	31	1.4	617.37	6056.37	617.37	6056.37
AL 70% Fu	DOVELA 6	C7	66.7868	31	31	1.4	576.21	5652.61	576.21	5652.61
	DOVELA 7	C8	77.4492	31	31	1.4	576.21	5652.61	576.21	5652.61
	DOVELA 8	C9	87.4486	31	31	1.4	576.21	5652.61	576.21	5652.61
	DOVELA 9	C10	98.1742	31	31	1.4	576.21	5652.61	576.21	5652.61
	DOVELA 10	C11	108.1662	31	31	1.4	576.21	5652.61	576.21	5652.61
AL 75% Fu	DOVELA 11	C12	118.9221	31	31	1.4	617.37	6056.37	617.37	6056.37
	DOVELA 12	C13	128.9230	31	31	1.4	617.37	6056.37	617.37	6056.37
	DOVELA 13	C14	139.7162	31	31	1.4	617.37	6056.37	617.37	6056.37
	DOVELA 14	C15	147.3791	25	25	1.4	497.88	4884.17	497.88	4884.17
	DOVELA 15	C16	153.1784	25	25	1.4	497.88	4884.17	497.88	4884.17

Nota: El postensado se realiza de ambos extremos.

Tabla N° 5.12

Longitud de postensado de continuidad en el tramo central - puente Salvador

	CENTRO INFERIOR									
	UBICACIÓN	ETIQUETA DE TENDON	LONG DEL TENDON (m)	CANTIDAD DE TORONES EN EL ALMA 1	CANTIDAD DE TORONES EN EL ALMA 2	ÁREA DE TORON 0.6" (cm²)	ALMA 1		ALMA 2	
							FUERZA DE POSTENSADO TOTAL DEL TENDON AL 75% o 70% (Tn)	FUERZA DE POSTENSADO TOTAL DEL TENDON AL 75% o 70% (kN)	FUERZA DE POSTENSADO TOTAL DEL TENDON AL 75% o 70% (Tn)	FUERZA DE POSTENSADO TOTAL DEL TENDON AL 75% o 70% (kN)
AL 75% Fu	DOVELA 15	S1	14.6175	19	19	1.4	378.39	3711.97	378.39	3711.97
	DOVELA 14	S2	24.6075	19	19	1.4	378.39	3711.97	378.39	3711.97
	DOVELA 13	S3	34.6007	19	19	1.4	378.39	3711.97	378.39	3711.97
	DOVELA 12	S4	44.5989	19	19	1.4	378.39	3711.97	378.39	3711.97
	DOVELA 11	S5	54.6032	19	19	1.4	378.39	3711.97	378.39	3711.97
	DOVELA 10	S6	64.6158	19	19	1.4	378.39	3711.97	378.39	3711.97
	DOVELA 9	S7	74.6348	19	19	1.4	378.39	3711.97	353.16	3464.50
	DOVELA 8	S8	84.8000	19	19	1.4	378.39	3711.97	353.16	3464.50

Nota: El postensado se realiza de ambos extremos.

Tabla N° 5.13

Longitud de postensado de continuidad en el extremo - puente Salvador

	PILAR DERECHO (P-2)									
	UBICACIÓN	ETIQUETA DE TENDON	LONG DEL TENDON	CANTIDAD DE TORONES EN EL ALMA 1	CANTIDAD DE TORONES EN EL ALMA 2	ÁREA DE TORON 0.6"	ALMA 1		ALMA 2	
							FUERZA DE POSTENSADO TOTAL DEL TENDON AL 75% o 70%	FUERZA DE POSTENSADO TOTAL DEL TENDON AL 75% o 70%	FUERZA DE POSTENSADO TOTAL DEL TENDON AL 75% o 70%	FUERZA DE POSTENSADO TOTAL DEL TENDON AL 75% o 70%
			(m)			(cm²)	(Tn)	(kN)	(Tn)	(kN)
AL 75% Fu	DOV 14W-9W	S9 IZQ	28.1638	12	12	1.4	238.98	2344.40	238.98	2344.40
	DOV 14W-8W	S10 IZQ	33.1670	12	12	1.4	238.98	2344.40	238.98	2344.40
	DOV 9E-14E	S9 DER	28.1638	12	12	1.4	238.98	2344.40	238.98	2344.40
	DOV 8E-14E	S10 DER	33.1670	12	12	1.4	238.98	2344.40	238.98	2344.40

Nota: El postensado se realiza de ambos extremos.

5.2.3 Propiedades de los materiales

Tabla N° 5.14

Propiedades del concreto - Puente Salvador

CONCRETOS	
ELEMENTO	**TIPO**
ESTRIBOS	$f'c = 280$ Kgf/cm^2 (28 MPa)
NEW JERSEY	$f'c = 280$ Kgf/cm^2 (28 MPa)
PILOTES	$f'c = 280$ Kgf/cm^2 (28 MPa)
PILARES	$f'c = 280$ Kgf/cm^2 (38 MPa)
TABLERO DE DOVELAS	$f'c = 490$ Kgf/cm^2 (49 MPa)
LOSA DE APROXIMACIÓN	$f'c = 210$ Kgf/cm^2 (21 MPa)

Nota: Los datos son extraidos del expediente técnico del Puente Salvador.

Tabla N° 5.15

Propiedades del acero

ACEROS	
TIPO	**RESISTENCIA**
ACERO PARA ARMAR GRADO 60	$f_y = 4200$ Kgf/cm^2 (420 MPa)
ACERO DE PRESFUERZO BAJA RELAJACIÓN	$f_{pu} = 18970$ Kg/cm^2 (1860 MPa) $f_{py} = 17070$ Kg/cm^2 (1674 MPa)

Nota: Los datos son extraidos del expediente técnico del Puente Kutuctay.

5.2.4 Secuencia de construcción

5.2.4.1 Cimentación

La primera etapa de construcción consta de las excavaciones para la construcción de los pilotes. Una vez realizada la excavación se procederá a realizar el armado y el vertido de concreto en los pilotes así como en la zapata.

5.2.4.2 Infraestructura

Una vez fundidos los núcleos de los pilotes y la zapata, se procederá a construir las pilas en ambos márgenes.

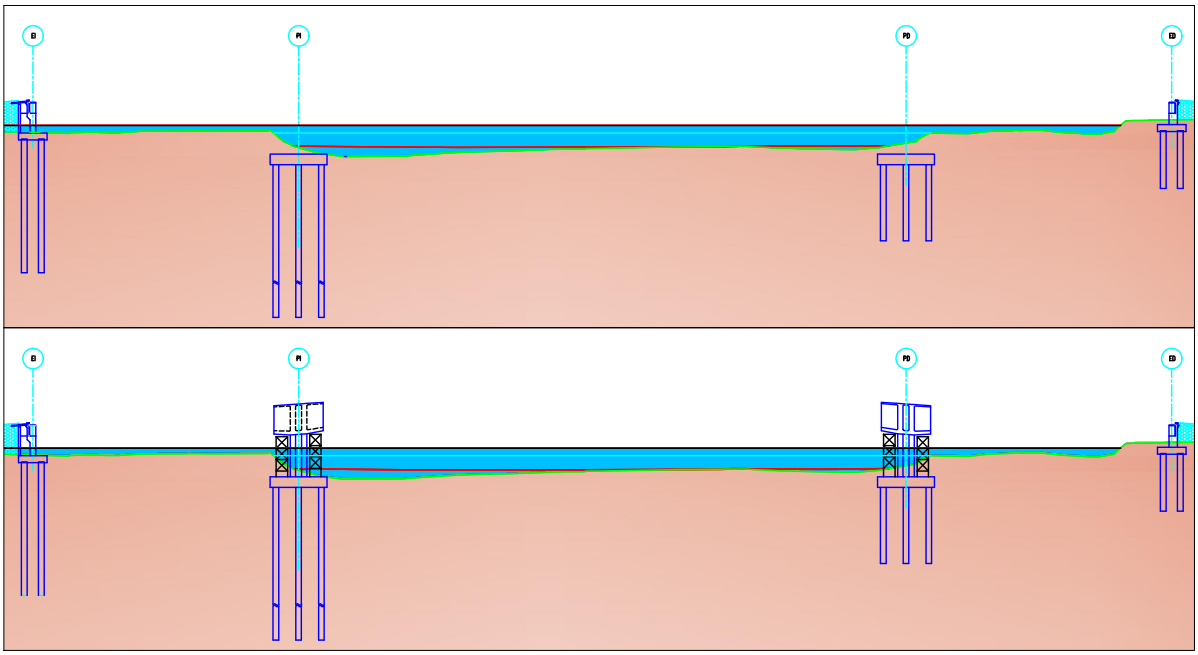
El hormigonado para las pilas, éstas serán hormigonadas cuando el concreto de los dados alcance una resistencia mínima del 70% del f'c a 28 días. Posteriormente se realizará el armado y hormigonado de las pilas por fases usando encofrado trepante. Seguidamente, se realizará el encofrado, armado y hormigonado de la dovela cero y su respectivo tesado de cables (según lo indicado en planos), esto último podrá ser realizado cuando el concreto alcance una resistencia mínima del 80% del f'c a los 28 dias.

5.2.4.3 Supestructura

La construcción de la superestructura por el método de voladizos sucesivos dará inicio una vez se desmonte la formaleta de DSP o dovela cero y se realice el montaje de los carros de avance, con el avance simultáneo de las dovelas en los dos voladizos de cada pila. Para lo anterior se procede a fijar la ubicación del carro en cada voladizo, armar, hormigonar y tesar los cables de construcción según lo indicado en planos, esto último podrá ser realizado cuando el concreto alcance una resistencia mínima del 80% de la resistencia de diseño.

El avance de los carros de voladizo 1 y 2 deberá ser simétrico hasta la dovela 13, en ese momento el carro de avance del voladizo 1 deberá ir en la dovela 14 para continuar hasta el cierre central.

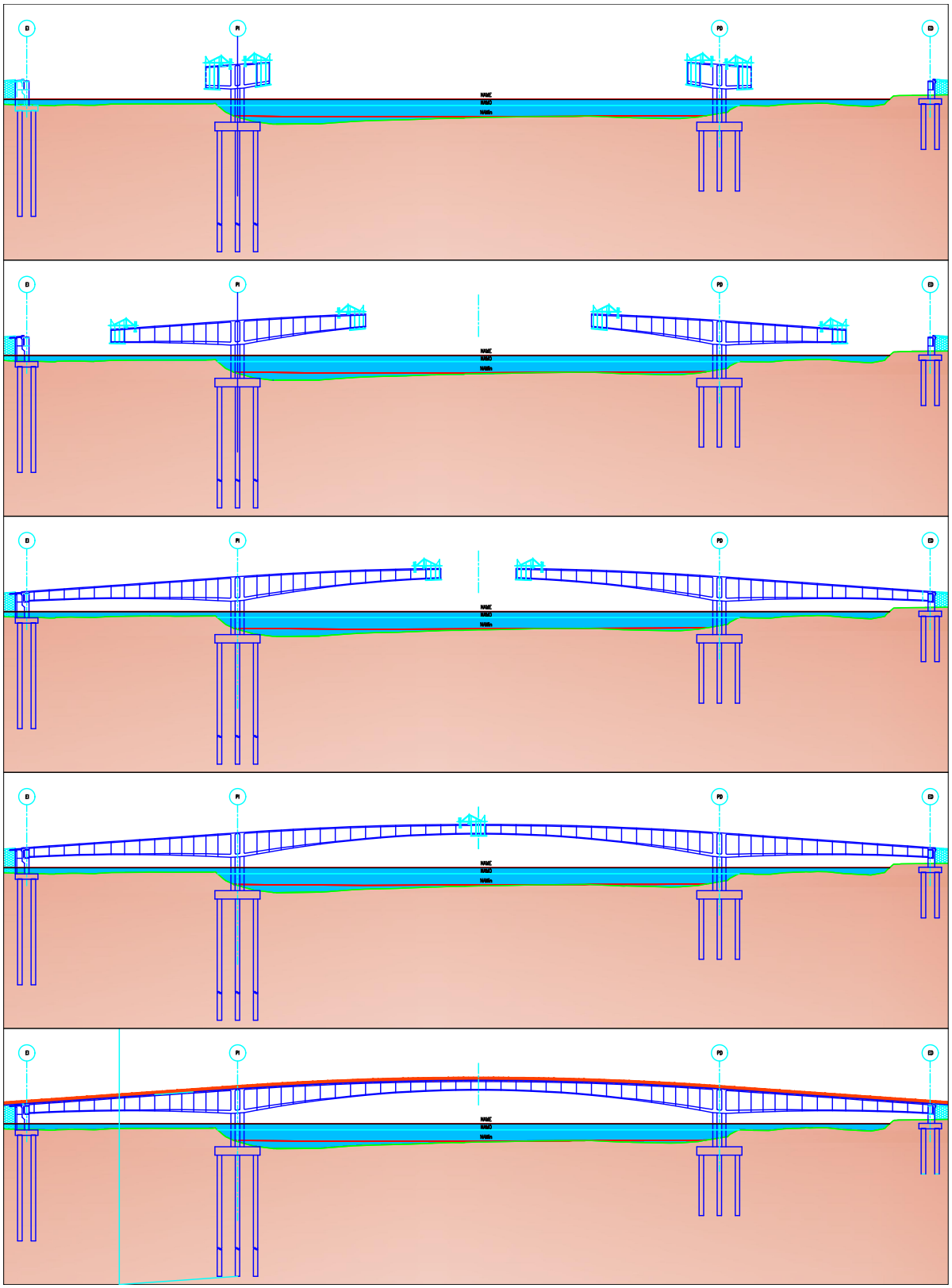
Figura N° 5.30
Secuencia constructiva de la subestructura del puente Salvador



Nota: Planos As-Built del puente Salvador.

Figura N° 5.31

Secuencia constructiva de la superestructura del puente Salvador



Nota: Planos As-Built del puente Salvador.

5.2.5 Deformaciones

Se presenta el cuadro resumen de deformaciones tomadas a partir de mediones realizadas durante el proceso constructivo.

Tabla N° 5.16

Cuadro resumen de deformaciones observadas durante el proceso constructivo

MEDIDOS EN LA LOSA SUPERIOR -0.05 DE LA RASANTE										
UBICACIÓN			DOVELA	COTAS DEL PROYECT	COTAS DEL PROYECT (-0.05)		LEC. COTAS 13-03-2023	DIFERENCIA (m) C/F	LEC. COTAS 23-03-2023	DIFERENCIA (m) C/F
MARGEN IZQUIERDA	DOVELA W (DIFERENCIA COTAS +4.90m)	-150.00	P1-14W	568.189	568.139	568.139	568.139	0.000	568.139	0.000
		-147.50	P1-13W	568.364	568.314	568.31	568.361	0.05	568.381	0.07
		-142.50	P1-12W	568.714	568.664	568.667	568.673	0.006	568.773	0.106
		-137.50	P1-11W	569.064	569.014	569.019	568.997	-0.022	569.115	0.096
		-132.50	P1-10W	569.414	569.364	569.384	569.385	0.001	569.485	0.101
		-127.50	P1-09W	569.764	569.714	569.736	569.733	-0.003	569.799	0.063
		-122.50	P1-08W	570.152	570.102	570.122	570.089	-0.033	570.189	0.067
		-117.50	P1-07W	570.464	570.414	570.434	570.418	-0.016	570.478	0.044
		-112.50	P1-06W	570.814	570.764	570.784	570.789	0.005	570.81	0.026
		-107.50	P1-05W	571.164	571.114	571.124	571.123	-0.001	571.143	0.019
		-102.50	P1-04W	571.514	571.464	571.464	571.469	0.005	571.469	0.005
		-98.50	P1-03W	571.794	571.744	571.744	571.753	0.009	571.745	0.001
		-94.50	P1-02W	572.074	572.024	572.024	572.044	0.02	572.024	0
		-90.50	P1-01W	572.354	572.304	572.304	572.351	0.047	572.32	0.016
		-86.50	P1-00W	572.634	572.584	572.584	572.619	0.035	572.59	0.006
	PILAR IZQ	-80.00	PILAR P1	573.089	573.039	573.039	573.042	0.003	573.043	0.004
	DOVELA E (DIFERENCIA COTAS +2.80m)	-73.50	P1-00E	573.525	573.475	573.475	573.471	-0.004	573.496	0.021
		-69.50	P1-01E	573.776	573.726	573.726	573.768	0.042	573.759	0.033
		-65.50	P1-02E	574.012	573.962	573.962	573.985	0.023	573.999	0.037
		-61.50	P1-03E	574.234	574.184	574.184	574.226	0.042	574.23	0.046
		-57.50	P1-04E	574.442	574.392	574.392	574.464	0.072	574.448	0.056
		-52.50	P1-05E	574.683	574.633	574.633	574.722	0.089	574.71	0.077
		-47.50	P1-06E	574.902	574.852	574.852	574.962	0.11	574.961	0.109
		-42.50	P1-07E	575.099	575.049	575.049	575.176	0.127	575.177	0.128
		-37.50	P1-08E	575.274	575.224	575.224	575.381	0.157	575.391	0.167
		-32.50	P1-09E	575.427	575.377	575.377	575.536	0.159	575.581	0.204
		-27.50	P1-10E	575.558	575.508	575.508	575.754	0.246	575.733	0.225
		-22.50	P1-11E	575.667	575.617	575.617	575.808	0.191	575.865	0.248
		-17.50	P1-12E	575.755	575.705	575.705	575.918	0.213	575.981	0.276
		-12.50	P1-13E	575.821	575.771	575.771	575.996	0.225	576.047	0.276
		-7.50	P1-14E	575.864	575.814	575.814			576.09	0.276
		-2.50	P1-15E	575.886	575.836	575.836			576.045	0.209
	CIERRE	0.00	CIERRE	575.889	575.839	575.839			575.955	0.116
MARGEN DERECHO	DOVELA W (DIFERENCIA COTAS +2.80m)	2.50	P2-15E	575.886	575.836	575.836			575.948	0.112
		7.50	P2-14E	575.864	575.814	575.814	575.901	0.087	575.997	0.183
		12.50	P2-13E	575.821	575.771	575.771	575.881	0.11	575.967	0.196
		17.50	P2-12E	575.755	575.705	575.705	575.85	0.145	575.889	0.184
		22.50	P2-11E	575.667	575.617	575.617	575.697	0.08	575.789	0.172
		27.50	P2-10E	575.558	575.508	575.508	575.593	0.085	575.675	0.167
		32.50	P2-09E	575.427	575.377	575.377	575.455	0.078	575.529	0.152
		37.50	P2-08E	575.274	575.224	575.224	575.292	0.068	575.352	0.128
		42.50	P2-07E	575.099	575.049	575.049	575.102	0.053	575.158	0.109
		47.50	P2-06E	574.902	574.852	574.852	574.887	0.035	574.948	0.096
		52.50	P2-05E	574.683	574.633	574.633	574.675	0.042	574.695	0.062
		57.50	P2-04E	574.442	574.392	574.392	574.42	0.028	574.451	0.059
		61.50	P2-03E	574.234	574.184	574.184	574.223	0.039	574.245	0.061
		65.50	P2-02E	574.012	573.962	573.962	573.991	0.029	573.999	0.037
		69.50	P2-01E	573.776	573.726	573.726	573.749	0.023	573.758	0.032
		73.50	P2-00E	573.525	573.475	573.475	573.449	-0.026	573.493	0.018
	PILAR DER	80.00	S/PILAR	573.089	573.039	573.039	573.042	0.003	573.047	0.008
	DOVELA E (DIFERENCIA COTAS +4.90m)	86.50	P2-00W	572.634	572.584	572.584	572.594	0.01	572.591	0.007
		90.50	P2-01W	572.354	572.304	572.304	572.325	0.021	572.32	0.016
		94.50	P2-02W	572.074	572.024	572.024	572.06	0.036	572.032	0.008
		98.50	P2-03W	571.794	571.744	571.744	571.748	0.004	571.751	0.007
		102.50	P2-04W	571.514	571.464	571.464	571.463	-0.001	571.479	0.015
		107.50	P2-05W	571.164	571.114	571.114	571.121	0.007	571.135	0.021
		112.50	P2-06W	570.814	570.764	570.764	570.722	-0.042	570.793	0.029
		117.50	P2-07W	570.464	570.414	570.414	570.428	0.014	570.459	0.045
		122.50	P2-08W	570.152	570.102	570.102	570.143	0.041	570.178	0.076
		127.50	P2-09W	569.764	569.714	569.714	569.767	0.053	569.798	0.084
		132.50	P2-10W	569.414	569.364	569.364	569.42	0.056	569.451	0.087
		137.50	P2-11W	569.064	569.014	569.014	569.06	0.046	569.131	0.117
		142.50	P2-12W	568.714	568.664	568.664	568.706	0.042	568.769	0.105
		147.50	P2-13W	568.364	568.314	568.314	568.355	0.041	568.391	0.077
		150.00	P2-14W	568.189	568.139	568.139	568.139	0	568.143	0.004

Nota: La toma de datos se realizó con instrumentos topográficos.

5.3 CARGAS Y FACTORES DE CARGA

5.3.1 Cargas

5.3.1.1 Resumen de Acciones

En el cálculo de los elementos estructurales se han considerado las siguientes acciones de acuerdo con el Manual de Puentes del MTC 2019 y se han complementado con la AASHTO LRFD Guide Secification for Design and Contruction of Segmental Concrete Bridges.

5.3.1.1.1. Acciones durante la etapa constructiva. Las cargas listadas en este numeral aplican principalmente para la etapa constructiva de los puentes por voladizos sucesivos.

- Peso propio de la estructura (DC).
- Diferencia de peso entre voladizos (DIFF).
- Sobrecarga distribuida de construcción (CLL).
- Peso de equipos especiales de construcción (CEQ).
- Descompensación de construcción de voladizos (U).
- Viento horizontal sobre la estructura (WS).
- Viento vertical en voladizo (WUP).
- Flujo plástico del concreto (CR).
- Retracción del concreto (SH).
- Evento sísmico durante la etapa constructiva (EQ).

5.3.1.1.2. Acciones permanentes. Cargas muertas:

- Peso propio de la estructura (DC).
- Peso de cargas muertas (DW) que incluyen el peso del pavimento, andenes, barreras, etc.
- Empujes de tierra (EH, EV).

5.3.1.1.3. Acciones variables. Cargas vivas:

- Acciones gravitatorias de uso, como la carga viva de tráfico (LL).
- Incremento de la carga de tráfico por efectos dinámicos (IM).
- Fuerzas centrífugas (CE) y de frenado (BR).
- Carga de impacto de vehículos (CT).
- Sobrecargas vivas en el terraplén (LS).

5.3.1.1.4. Efecto de deformaciones impuestas.

- Acciones inducidas por variaciones térmicas uniformes (TU) o gradiente térmico (TG).
- Acciones inducidas por retracción de fraguado (SH) y flujo plástico (CR) del concreto.
- Acciones debidas a asentamientos impuestos (SE).

5.3.1.1.5. Acciones sísmicas.

- Cargas provenientes de eventos sísmicos (EQ).

Acontinuación, se describen y cuantifican los valores adoptados en el cálculo del puente para todas las acciones enumeradas anteriormente.

5.3.1.2 Cargas en etapa constructiva

Las acciones en construcción se calculan de acuerdo con la AASHTO LRFD Guide Specification for Design and Contruction of Segmental Concrete Bridges, la cual estipula las cargas a considerarse durante la etapa de construcción de la estructura y se designan como “EL” (Erection Loads).

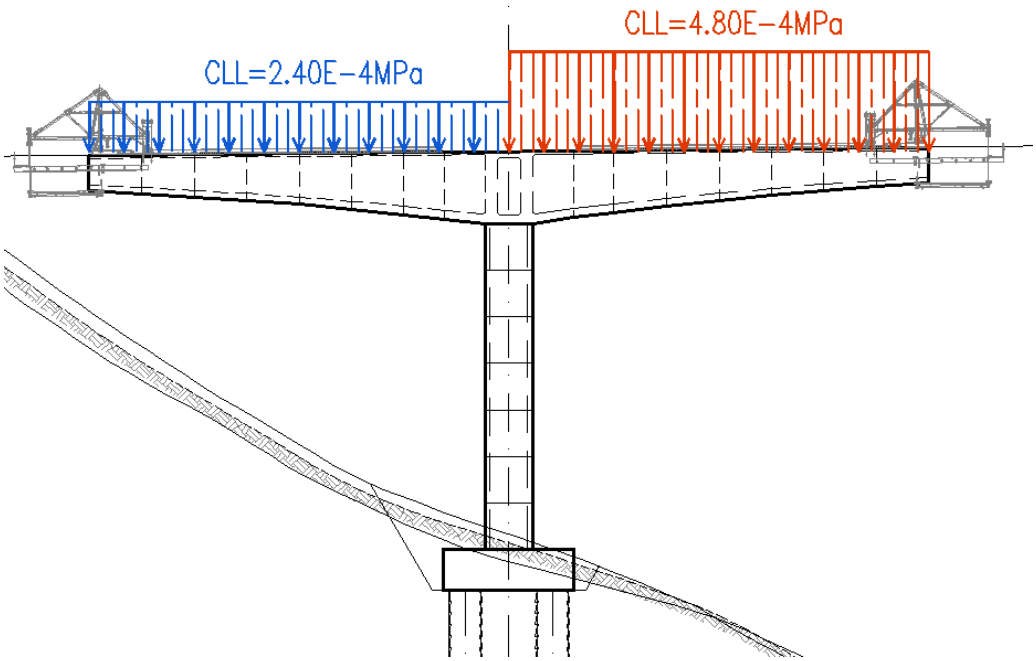
5.3.1.2.1. Peso Propio (DC). El peso propio de los distintos elementos se ha calculado a partir de su geometría (sección transversal) adoptando una densidad de valor γ c =24 kN/m3 (concreto armado y/o preesforzado) γ acero =7.85 T/m3 (Acero Estructural).

Dentro de esta carga se considera el peso de la dovela sin fraguar ubicada en el centroide volumétrico del elemento correspondiente. En el modelo de cálculo se denomina a la carga de la dovela húmeda “WC” (Wet concrete) y a la dovela fraguada “SW” (Self-weight).

5.3.1.2.2. Carga diferencial (DIFF). Se aplicará un incremento del peso propio en el voladizo, calculado como 2% de la carga DC. Se ha aplicado de acuerdo a lo establecido en el capítulo 5.12.5.3.2 – AASTHO (2020).

5.3.1.2.3. Sobrecarga constructiva distribuida (CLL). La carga viva en construcción se ha tomado como 0.48 kPa aplicada sobre un voladizo y 0.24 kPa en el otro. Se ha aplicado de acuerdo a lo establecido en el capítulo 5.12.5.3.2 – AASTHO (2020).

Figura N° 5.32
Esquema de aplicación de sobrecargas de construcción



Fuente: Expediente técnico del Puente Kutuctay.

5.3.1.2.4. Carga de equipos especiales de construcción (CEQ). Carga proveniente del equipo de construcción especializado, que en nuestro caso la genera el carro de avance. En el caso del puente Kutuctay (Apurímac), se adopta un valor de 75 Ton (750 kN) para el peso del carro de avance, cuya capacidad de carga asciende a las 150 Ton (1500kN); y para el caso del puente Salvador (Huánuco) los datos proporcionados por el proveedor del carro de avance in dican que se tiene el peso en 90 Tn. No se ha afectado esta carga con ningún coeficiente de amplificación dinámica.

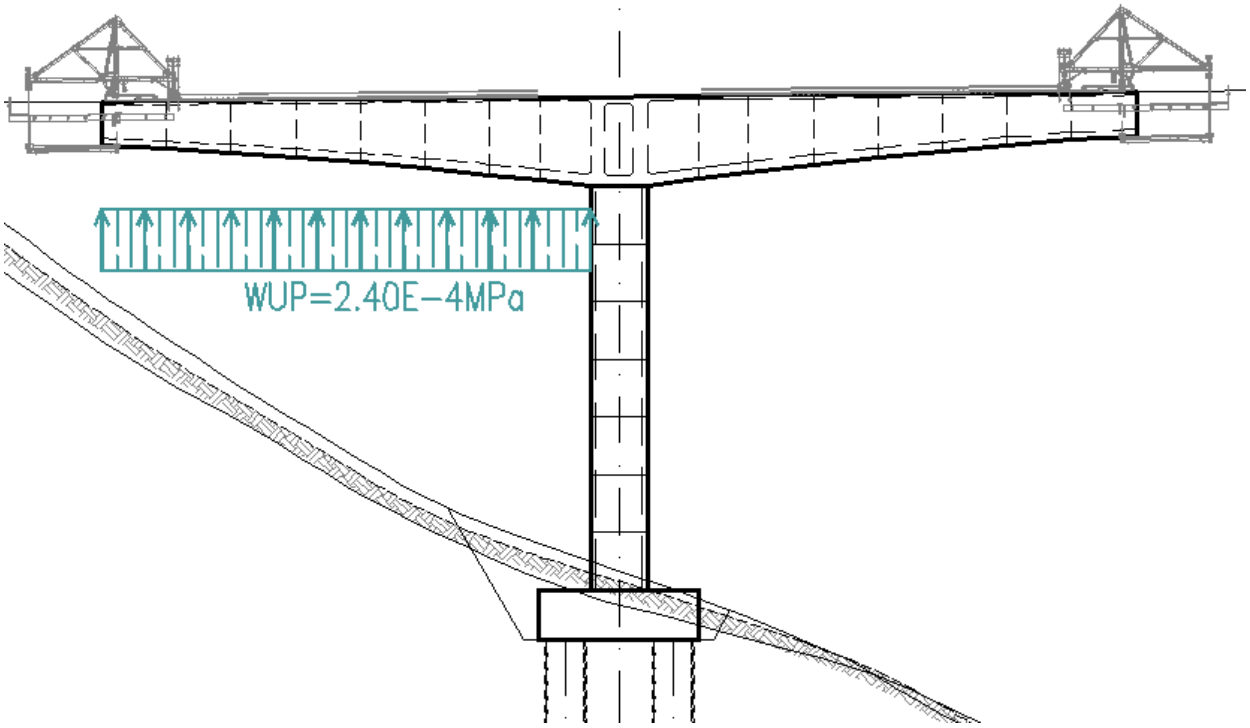
En el modelo se designa a esta carga como “TR” (Traveller). Esta fuerza actúa en el centroide del carro de avance y se aplica a las dovelas fraguadas como un par de fuerzas equivalentes calculadas a partir de la posición de los puntos de apoyo del carro.

5.3.1.2.5. Desbalance de los segmentos (U). Esta carga considera el efecto de desequilibrio u otra condición no habitual de cualquier segmento, mediante el cual se analiza la ejecución de una dovela previamente a la de su dovela simétrica. En el modelo se considera esta condición de desbalance activando el peso de una dovela húmeda asimétricamente, con el fin de analizar la posibilidad de vaciado de las dovelas de manera no simultánea. Se ha aplicado de acuerdo a lo establecido en el capítulo 5.12.5.3.2 – AASTHO (2020).

5.3.1.2.6. Viento horizontal sobre la estructura (WS). Se ha considerado una carga proveniente de la acción del viento sobre los elementos materializados en cada etapa constructiva. La fuerza de viento se calcula de acuerdo a las provisiones del Art. 3.8.1 con base en la velocidad básica del viento, teniendo en cuenta que el puente se ubica a campo abierto.

5.3.1.2.7. Viento vertical sobre los voladizos (WUP). Se considera una fuerza de levantamiento proveniente del viento, aplicada sobre un voladizo de manera asimétrica y se toma el valor de 2.4E-4MPa, actuando sobre el área correspondiente. Se ha aplicado de acuerdo a lo establecido en el capítulo 5.12.5.3.2 – AASTHO (2020).

Figura N° 5.33
Esquema de aplicación de cargas de viento en construcción



Fuente: Expediente técnico del Puente Kutuctay.

5.3.1.2.8. Retracción (SH) y Fluencia (CR). Los efectos reológicos, retracción y fluencia del concreto, se analizan en la etapa de funcionamiento de la estructura, que corresponde al intervalo de tiempo entre la apertura del puente al tráfico y la vida útil de la estructura (t=l0000 días). El cálculo de los efectos reológicos depende de la evolución del módulo de elasticidad del concreto, la puesta en carga y la humedad relativa del entorno.

Se ha considerado la reología del concreto de acuerdo al proceso de ejecución previsto, con un vaciado de dovelas cada semana, en las condiciones ambientales del lugar con una humedad relativa de 75%. El programa utilizado realiza el cálculo automático de esta acción según el modelo reológicos sugerido y realizando una integración paso a paso en el tiempo.

5.3.1.2.9. Efectos térmicos (TU y TG). Los efectos térmicos se desprecian durante la etapa constructiva, ya que las provisiones de la norma se derivaron para variaciones anuales de temperatura y el proceso constructivo de la superestructura no requerirá tal intervalo de tiempo. Además, durante la construcción de los voladizos el esquema del puente permite libremente eventuales deformaciones generadas por cambios térmicos considerables.

5.3.1.2.10. Sismo en etapa constructiva (EQ). La probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico durante la etapa constructiva se analiza, y se considera un factor de reducción de 2 para este caso de carga de acuerdo a lo estipulado en el capítulo 3.10.10 de la ASHTO LRFD Ultima Edición.

5.3.1.2.11. Cargas permanentes. Para analizar los efectos de las cargas permanentes en los estados límites diferentes a los de construcción, se toman las provisiones de la AASHTO LRFD Ultima Edición.

5.3.1.2.12. Peso propio de los elementos estructurales (DC). El peso propio de los distintos elementos se ha calculado a partir de una densidad de valor γ c =24 kN/m3 (concreto armado y/opresforzado).

5.3.1.2.13. Peso del pavimento, new jersey y barreras (DC). El peso propio de los distintos elementos se ha calculado a partir de su geometría (sección transversal) adoptando una densidad de valor γ c =24 kN/m3.

Peso del pavimento (mezcla bituminosa), de 22.5 kN/m3 de densidad según la ”Manual de Puentes del MTC 2018”.

5.3.1.2.14. Empuje de tierra (EV y EH). Se tienen en cuenta los empujes de tierra sobre los estribos. Los empujes horizontales se calculan mediante una distribución hidrostática que varía con la altura de tierras considerada. Se toma el peso del suelo de relleno como γ c =20 kN/m3.

5.3.1.2.15. Cargas transitorias. Para analizar los efectos de las cargas transitorias en los estados límites diferentes a los de construcción, se toman las provisiones del Manual de Puentes. A efectos de cálculo de los valores de las cargas vivas (modelo de carga vehicular) se usan las cargas de camión establecidas.

5.3.1.2.16. Cargas viva vehicular (LL, IM). La carga vehicular de diseño en cada uno de los carriles se toma como combinación de las siguientes cargas:

- Carga de camión de 3 ejes con una carga total de 72 kips (8kips + 32kips + 32kips) o eje tándem constituido por dos cargas iguales de 25 kips separadas 4 ft. El camión de carga se presenta la Ilustración a continuación.
- Carga de carril de valor uniforme en sentido longitudinal e igual a 0.64 klf (9.34 kN/m) aplicada en un ancho de carril de 10 ft (3 m).

La aplicación de las cargas será la siguiente: En cada carril se tomará el efecto más desfavorable de las combinaciones:

- El efecto de un eje tándem junto a la carga de carril.
- El efecto de un camión de diseño junto a la carga de carril.
- En vanos continuos a efectos de cálculo del máximo momento de flexión negativa sobre pilas el 90% del efecto de dos camiones separados 50ft (15 m) entre el primer y último eje de los

dos vehículos y el 90% de la carga de carril. Para los camiones se adoptará una separación entre sus ejes traseros de 14ft (4.3 m) (art. A.3.6.1.3).

Para el cálculo del ELS de deformaciones, se podrá tomar una carga vehicular reducida de valor igual al más desfavorable de:

- Un camión de diseño.
- 25% del efecto del camión de diseño junto la carga de carril.

Se incluirá en la carga del camión el factor de impacto, y se comprobará que la máxima flecha producida por las cargas anteriores no supera el valor L/800, siendo L la longitud del vano.

Para las comprobaciones de fatiga se podrá tomar un único vehículo sobre el puente. Las frecuencias de paso de la carga de diseño de fatiga y su distribución se llevarán a cabo aplicando lo establecido en el Art. 3.6.1.4. de la AASHTO LRFD Última Edición.

5.3.1.2.17. Fuerza de frenado/arranque (BR). La fuerza de frenado o arranque considerada es la mayor de un 25% de la carga vertical de los camiones de diseño o ejes tándem por carril posicionados en todos los carriles existentes y actuando en la misma dirección; ó, el 5% del camión de diseño más la línea de carga; ó, 5% del tándem de diseño más la línea de carga. En todos los carriles se supondrá actuando la fuerza en la misma dirección, en previsión de conversión de circulación a un único sentido en el futuro. Se tendrán en cuenta los factores de simultaneidad de carga entre carriles.

5.3.1.2.18. Fuerza centrífuga (CE). Para calcular la fuerza radial o el efecto de volcamiento sobre carga de ruedas, el efecto centrífugo sobre la carga viva debe tomarse como el producto de los pesos de los ejes del camión o tándem de diseño y el factor C.

5.3.1.2.19. Fuerza de colición vehicular (CT). Se deben considerar dos supuestos para el impacto de vehículos: El impacto contra la subestructura de vehículos que circulen por la vía inferior y el impacto de vehículos que circulen por la superestructura contra las barreras de protección.

No es necesario considerar fuerza de impacto sobre la subestructura si existe una barrera de protección separada al menos 3000 mm de la superficie más cercana de la subestructura o si no existe posibilidad de colisión.

5.3.1.2.20. Sobrecarga viva (LS). Para el diseño de la infraestructura se considera una sobrecarga viva sobre el terraplén como una altura de tierras equivalente heq que depende de la altura del elemento estructural y la dirección del tráfico.

5.3.1.2.21. Fuerza de viento sobre la esstructura (WS). Las acciones debidas al viento son las definidas en el MDPP y AASHTO LRFD Última Edición.

5.3.1.2.22. Fuerza de viento sobre las cargas vivas (WL). La presión de viento sobre los vehículos se representará como una carga lineal de 1.46 kN/m sobre una móvil aplicada a 1.80m siguiendo los parámetros estipulados en el Art. 3.8.1.3 la AASHTO LRFD Última Edición.

5.3.1.3 Fuerzas originadas por las deformaciones impuestas

5.3.1.3.1. Retracción (SH) y Fluencia (CR). Los efectos reológicos, retracción y fluencia del concreto, se analizan en la etapa de funcionamiento de la estructura, que corresponde al intervalo de tiempo entre la apertura del puente al tráfico y la vida útil de la estructura. El cálculo de los efectos reológicos depende de la evolución del módulo de elasticidad del concreto, la puesta en carga, la humedad relativa del entorno, y demás parámetros, los cuales se detallan en el cálculo respectivo y se analizan para un tiempo de t=10000 días.

5.3.1.3.2. Variación uniforme y gradiente de temperatura (TU, TG). Para el cálculo La acción de temperatura se ha definido según la AASHTO con los valores especificados en el "Manual de Diseño de Puentes" de Perú, considerando los datos correspondientes a la zona de "Sierra". Para el estado del puente cerrado, se ha empleado lo dispuesto en la normativa peruana en los artículos 2.4.3.9.2 y 2.4.3.9.3, para la zona de sierra.

5.3.1.3.3. Asentamientos diferenciales (SE). No se han considerado acciones de asentamientos diferenciales geotécnicos en el análisis estructural, sin embargo, si se ha tenido en cuenta en el modelo de CSI Bridge, con resortes verticales, la respuesta vertical del terreno conforme se indica en el expediente de geotecnia.

De esta manera los posibles efectos de estos asentamientos en los pilotes quedan contemplados en el análisis.

5.3.1.4 Acción sísmica (EQ)

La acción de sismo se ha definido según la AASHTO con los valores especificados en el "Manual de Diseño de Puentes" de Perú, considerando los datos correspondientes a la localización del puente.

5.3.2 Combinaciones de carga y coeficientes de seguridad

En las tablas mostradas a continuación aparecen los factores de carga utilizados para estado límite de servicio y estado límite de resistencia.

Tabla N° 5.17

Combinaciones de carga y Factores de carga

Combinación de Cargas Estado Límite	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	BL	IC	CT	CV
RESISTENCIA I A menos que se especifique lo contrario	γ_p	1.75	1.00	--	--	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00	--	--	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--
RESISTENCIA III	γ_p	--	1.00	1.40	--	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--
RESISTENCIA IV	γ_p	--	1.00	--	--	1.00	0.50/1.20	--	--	--	--	--	--	--
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--
EVENTO EXTREMO I	1.00	γ_{EQ}	1.00	--	--	1.00	--	--	--	1.00	--	--	--	--
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0.50	1.00	--	--	1.00	--	--	--	--	1.00	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00	--	--	1.00	1.00/1.20	--	--	--	--	--	--	--
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00	--	--	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--
SERVICIO IV	1.00	--	1.00	0.70	--	1.00	1.00/1.20	--	1.00	--	--	--	--	--
FATIGA I Solamente LL,IM & CE	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
FATIGA II- Solamente LL,IM & CE	--	0.75	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Nota: Manual de diseño de puentes - 2018.

Para las fases en construcción se realizó las verificaciones siguiendo las recomendaciones de la ASSHTO LRFD Guide Specification for Design.

Tabla N° 5.18

Combinaciones de carga en fase de construcción

Load Combination	LOAD FACTORS															STRESS LIMITS				See Note
	Dead Load			Live Load			Wind Load			Other Loads					Earth Loads	Flexural Tension		Principal Tension		
	DC	DIFF	U	CE CLL	IE	CL E	WS	WUP	WE	CR	SH	TU	TG	WA	EH EV ES	Excluding "Other Loads"	Including "Other Loads"	Excluding "Other Loads"	Including "Other Loads"	
a	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	1.0	1.0	$0.190\sqrt{f'_c}$	$0.220\sqrt{f'_c}$	$0.110\sqrt{f'_c}$	$0.126\sqrt{f'_c}$	—
b	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	1.0	1.0	$0.190\sqrt{f'_c}$	$0.220\sqrt{f'_c}$	$0.110\sqrt{f'_c}$	$0.126\sqrt{f'_c}$	—
c	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.7	0.0	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	1.0	1.0	$0.190\sqrt{f'_c}$	$0.220\sqrt{f'_c}$	$0.110\sqrt{f'_c}$	$0.126\sqrt{f'_c}$	—
d	1.0	1.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.7	1.0	0.7	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	1.0	1.0	$0.190\sqrt{f'_c}$	$0.220\sqrt{f'_c}$	$0.110\sqrt{f'_c}$	$0.126\sqrt{f'_c}$	1
e	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.3	0.0	0.3	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	1.0	1.0	$0.190\sqrt{f'_c}$	$0.220\sqrt{f'_c}$	$0.110\sqrt{f'_c}$	$0.126\sqrt{f'_c}$	2
f	1.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.3	0.0	0.3	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	1.0	1.0	$0.190\sqrt{f'_c}$	$0.220\sqrt{f'_c}$	$0.110\sqrt{f'_c}$	$0.126\sqrt{f'_c}$	3

Nota: AASTHO (2020).

CAPÍTULO VI: MODELIZACIÓN NUMÉRICA

6.1 INTRODUCCIÓN

El análisis de deformaciones en puentes en voladizo de hormigón construidos por segmentos es un problema considerablemente complejo, independientemente de las dificultades que plantea la predicción de la fluencia y la contracción del concreto.

Los modelos de elementos finitos utilizados en este estudio se basan en un modelo de viga bidimensional. Se tienen en cuenta la deformación por cizallamiento y la rigidez adicional del elemento procedente de la armadura convencional. Los tendones de postensado se modelan de acuerdo con su disposición real y se considera la variación de la fuerza efectiva de pretensado a lo largo del eje de los tendones y con el tiempo. El procedimiento de construcción segmental se simula con un análisis estructural por fases.

En este capítulo se analizan el modelo geométrico y el análisis estructural por fases en función del tiempo. Los modelos de materiales y su formulación matemática se han tratado anteriormente.

6.2 DISEÑO ESTRUCTURAL PARAMÉTRICO

El diseño Paramétrico es un proceso que busca abordar un problema en términos de variables. Esto significa que al cambiar las variables o parámetros, se pueden crear diferentes soluciones y seleccionar la solución más adecuada en función de los criterios convenientes. Cabe señalar que la aplicación del diseño paramétrico depende del soporte de computadoras que admitan representar el problema de diseño en modelos digitalates. Relacionando el diseño paramétrico con un modelo paramétrico, el cual es programado mediante códigos en un determinado lenguaje de programación para crear algoritmos. Actualmente muchos programas de modelamiento son asistidos por programación de aplicaciones (API) los cuales tiene la funcionalidad del desarrollo paramétrico en su mayoría a través de una programación visual, lo que permite relacionar o asociar objetos y elementos del modelo con variables o funciones. Es por esto que al diseño paramétrico también es conocido como diseño asociativo (Hudson, 2010, p.21).

6.2.1 Aplicaciones del Diseño Paramétrico en estructuras de puentes

De acuerdo a Fu (2018) en tiempos modernos la exigencia de clientes y arquitectos en la elaboración de proyectos complejos incrementa. Esto implica que la forma geométrica de la estructura, como al método de modelado y análisis que se requiere emplear sean más especializados, por lo que obliga al ingeniero a adaptarse a las nuevas tecnologías y técnicas para el diseño y análisis como, por ejemplo, modelado multifísico, MEF, SPH (smoothed particle hydrodynamics) las cuales son teorías de análisis estructural y en cuanto al tipo de estructura se encuentran estructuras espaciales, estructuras con membranas de tracción, etc.

El objetivo principal del análisis estructural es representar la estructura lo más fielmente posible, pero el problema comienza con las limitaciones de los software de análisis como Sap2000, CSI Bridge, ANSYS y Robot Structural. Si bien es cierto que tienen buenas capacidades de análisis numérico, es imposible o difícil comprender estructuras complejas, por lo que hoy en día muchos ingenieros es-

tán recurriendo a herramientas BIM para el modelado paramétrico, que permite un rápido desarrollo de geometrías para su análisis (Fu, 2018).

6.2.2 Herramientas aplicadas al diseño paramétrico

6.2.2.1 Grasshopper

Grasshopper es una herramienta de programación visual integrada en Rhinoceros 3D en la que los algoritmos se construyen mediante bloques conectados que representan funciones y operaciones, eliminando la necesidad de escribir código. Esto es especialmente útil para ingenieros que enfrentan la dificultad modelar y analizar geometrías complejas de manera parametrizada. Funciona a través de una interfaz de .ªrrastrar y soltar"basada en nodos y cables que representan funciones y datos, permitiendo desarrollar algoritmos de diseño sin escribir código tradicional.

Para ingeniería estructural, Grasshopper ofrece una gran flexibilidad en la creación de modelos paramétricos y en la simulación de diferentes escenarios de carga, geometrías y configuraciones estructurales. Esto resulta útil en el diseño de estructuras complejas, como puentes y edificaciones con formas no convencionales, permitiendo iterar y optimizar diseños con rapidez.

6.2.2.2 Python

Python es un lenguaje de programación de alto nivel y de propósito general conocido por su simplicidad, legibilidad y versatilidad. En el contexto de Grasshopper, Python se utiliza para extender las capacidades de modelado y análisis mediante la creación de scripts personalizados que permiten realizar tareas complejas o repetitivas de forma automatizada.

Python permite manipular datos y geometrías en Grasshopper de formas avanzadas que pueden ser complicadas o imposibles de lograr solo con componentes estándar. Esto es útil para ingenieros que requieren personalizar algoritmos de diseño o realizar cálculos específicos.

6.2.2.3 CSI Bridge

CSI Bridge es una herramienta avanzada de modelado y análisis estructural desarrollada para el diseño de puentes, que permite a los ingenieros estructurales simular el comportamiento de diversas tipologías de puentes bajo condiciones reales, como cargas móviles, efectos diferidos y fases de construcción. La integración entre CSI Bridge y Grasshopper potencia aún más sus capacidades al combinar la precisión en el análisis estructural de CSI Bridge con la flexibilidad del modelado paramétrico de Grasshopper.

Al conectar Grasshopper con CSI Bridge, los ingenieros pueden utilizar Grasshopper para parametrizar los elementos del puente, como la geometría, el tipo de material y las propiedades de sección, y transferir estos datos directamente al software. Esto permite explorar múltiples alternativas de diseño rápidamente sin tener que reconstruir el modelo en CSI Bridge desde cero.

Para la conexión entre Grasshopper y CSI Bridge se recurre al plugin Geometry Gym, la misma que permite conectar sus modelos paramétricos para realizar análisis estructurales avanzados. Esta integración es particularmente valiosa para ingenieros estructurales, ya que facilita el paso de modelos geométricos complejos y datos paramétricos desde Grasshopper hacia CSI Bridge sin necesidad de re-

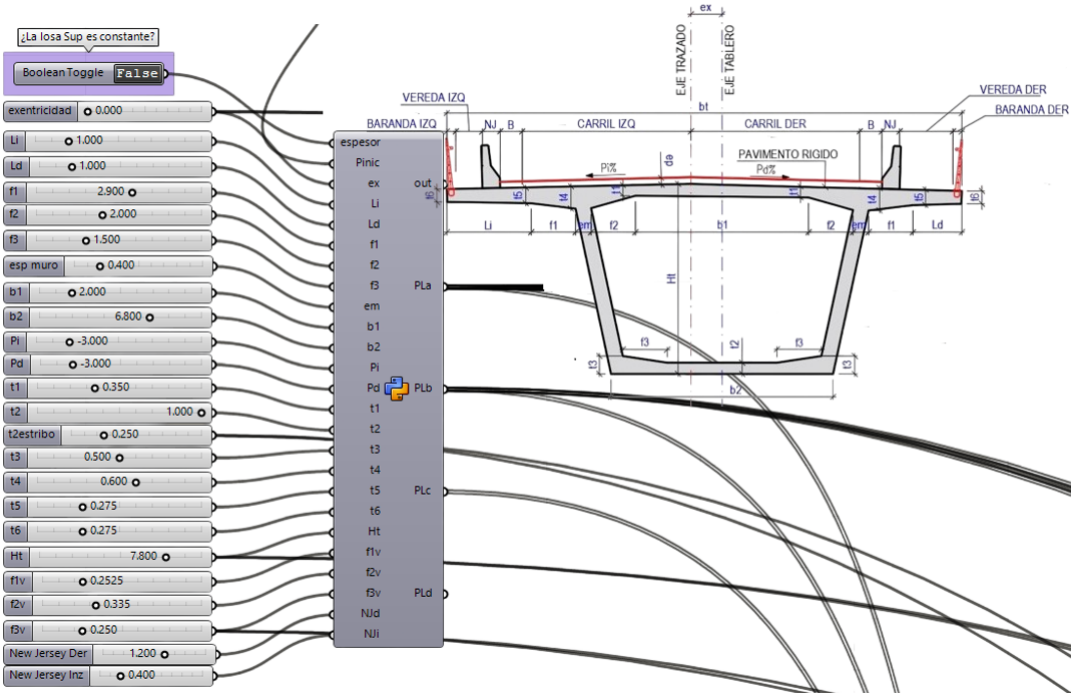
construir el modelo manualmente.

6.2.3 Diseño paramétrico de la superestructura

El diseño paramétrico de la superestructura de un puente viga cajón mediante volados sucesivos es un proceso en el que se utiliza un modelo digital flexible y ajustable para definir y optimizar las características estructurales del puente. Este diseño se basa en la creación de parámetros que pueden ser fácilmente modificados para adaptarse a diferentes condiciones de carga, materiales, y geometría, permitiendo realizar ajustes en tiempo real durante el proceso de construcción.

A continuación se muestra un componente realizado en grasshopper tomando en cuenta que los parámetros o variables de entrada definen la sección de la viga cajón.

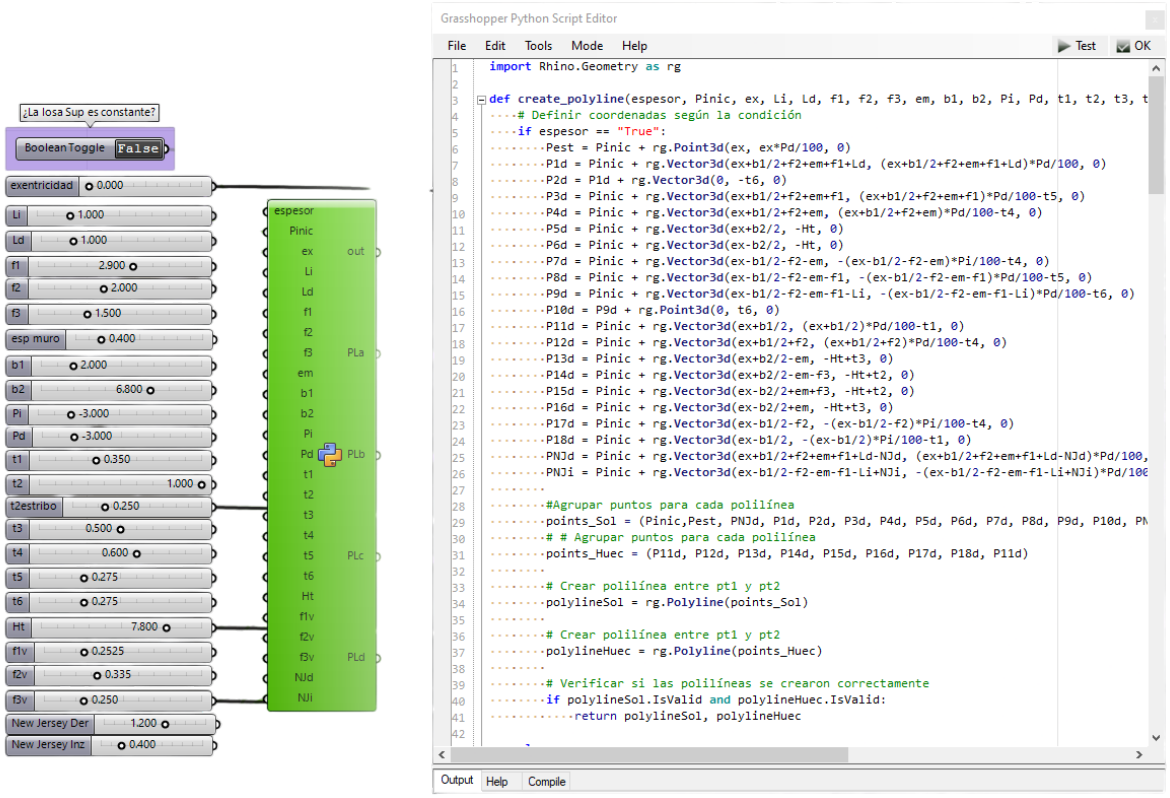
Figura N° 6.1
Distribución geométrica del voladizo 01



Fuente: Elaboración propia.

La figura 6.1 muestra una sección transversal de un puente viga cajón en un entorno de Grasshopper, donde se han configurado múltiples parámetros de entrada para definir las dimensiones de la sección.

Figura N° 6.2
Distribución geométrica del voladizo 01



Fuente: Elaboración propia.

La imagen 6.2 muestra un entorno de Grasshopper en Rhino donde se está utilizando un script en Python para generar la sección transversal de un puente viga cajón. Los parámetros de entrada, definidos mediante sliders y opciones en Grasshopper, son utilizados por el script para construir la geometría de la sección.

Este enfoque permite generar la sección de un puente viga cajón de forma paramétrica, ajustando automáticamente su geometría en función de los valores de entrada en Grasshopper. La sección se actualiza dinámicamente cada vez que se modifican los sliders o el valor booleano, lo que facilita el diseño interactivo y la personalización de la sección del puente.

6.3 PUENTE KUTUCTAY

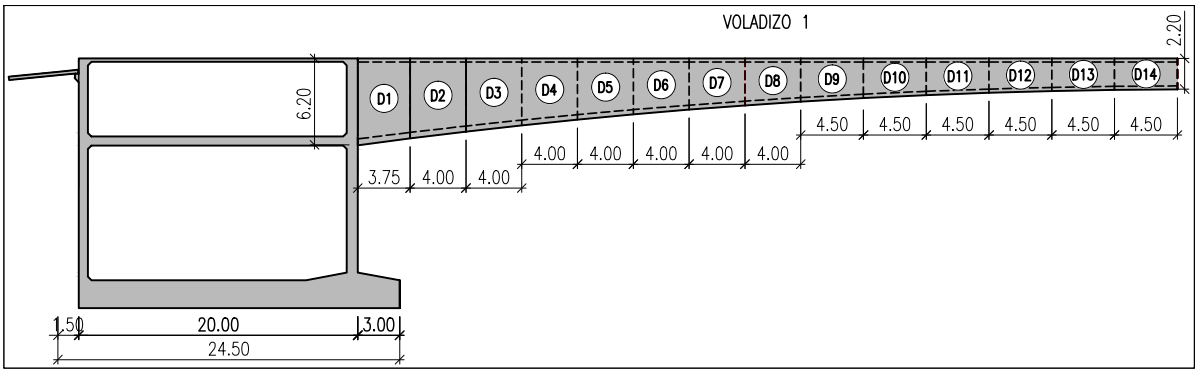
6.3.1 Modelo numérico

La modelación general del puente se realizó con el programa CSI Bridge, que pertenece a la empresa Computers and Structures, Inc. (CSI); siendo este un programa de cálculo especializado en el análisis y diseño de puentes con grandes fortalezas en los temas reológicos. El software además permite modelar el puente considerando la secuencia constructiva, lo que es de gran utilidad en el cálculo de las contraflechas para llegar a la rasante objetivo y obtención de fuerzas internas en la estructura durante el proceso de construcción.

- Elementos *Shell* para representar los segmentos de viga cajón del vano entre los apoyos del contrapeso y el pilar central.
- Elementos *Frame* para representar las cimbras temporales que se usaron para la construcción de las dovelas iniciales.
- Elementos *Tendon* que representan los tendones en el sistema de postensado.
- Las propiedades mecánicas de la sección fueron calculadas por el programa a partir de la sección transversal de los elementos, así como la reología y los esfuerzos generados por el proceso constructivo y el cambio de esquema estático estructural entre la fase constructiva y la de servicio. Las propiedades de cada sección en el modelo son definidas de acuerdo a las geometrías mostradas en los planos correspondientes.
- El programa realiza un análisis de integración paso a paso en el tiempo para resolver el problema de redistribución de esfuerzos en el tiempo.

Se presenta en la 6.3 la distribución de los segmentos llamados también como dovelas correspondientes al voladizo 01.

Figura N° 6.3
Distribución geométrica del voladizo 01

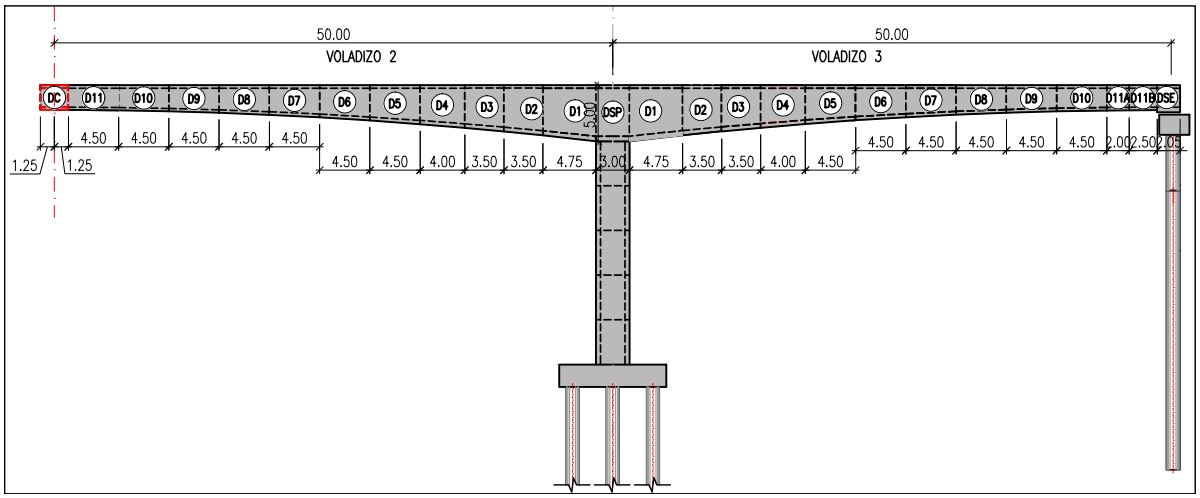


Fuente: Elaboración propia.

En la 6.3 se muestra la distribución de las dovelas correspondientes al voladizo 02 y 03.

Figura N° 6.4

Distribución geométrica del voladizo 0y y 03

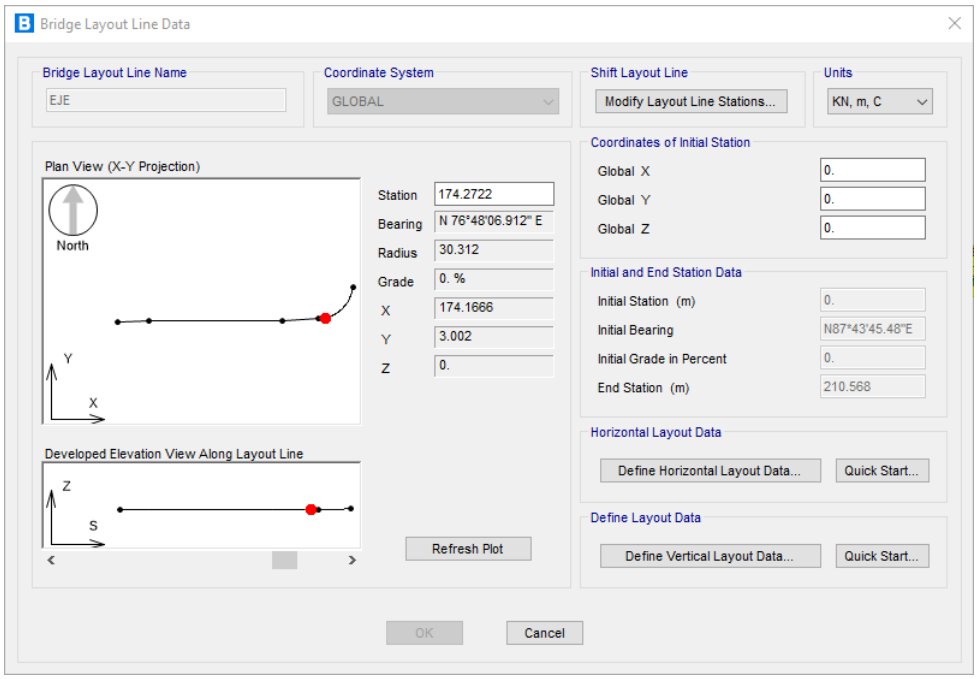


Fuente: Elaboración propia.

Para el modelo analítico se defefinió los ejes y la gemetría de las secciones.

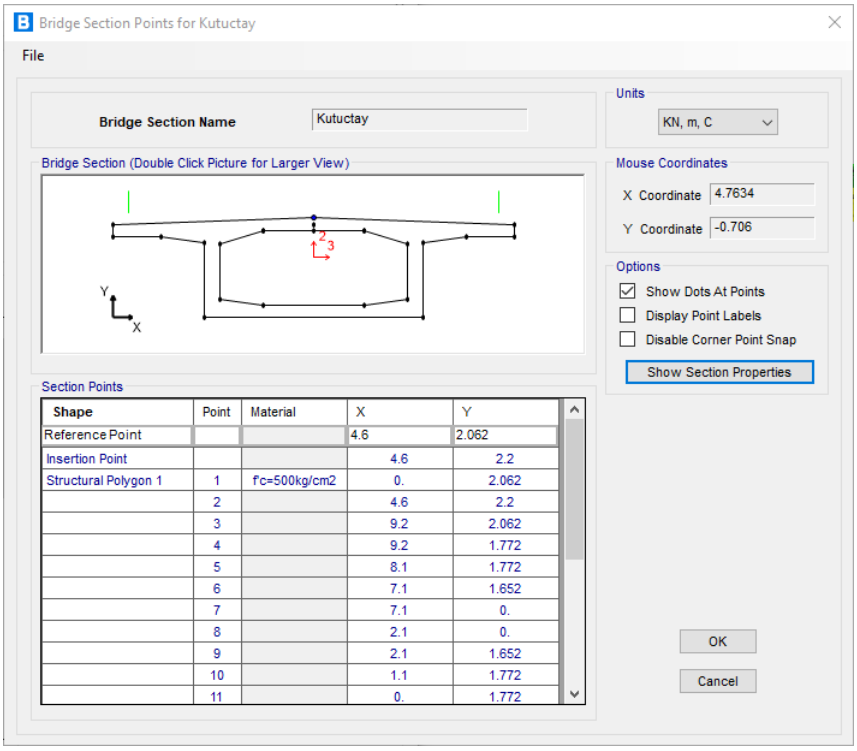
Figura N° 6.5

Trazo vertical y horizontal del eje



Fuente: Software computacional CSI Bridge.

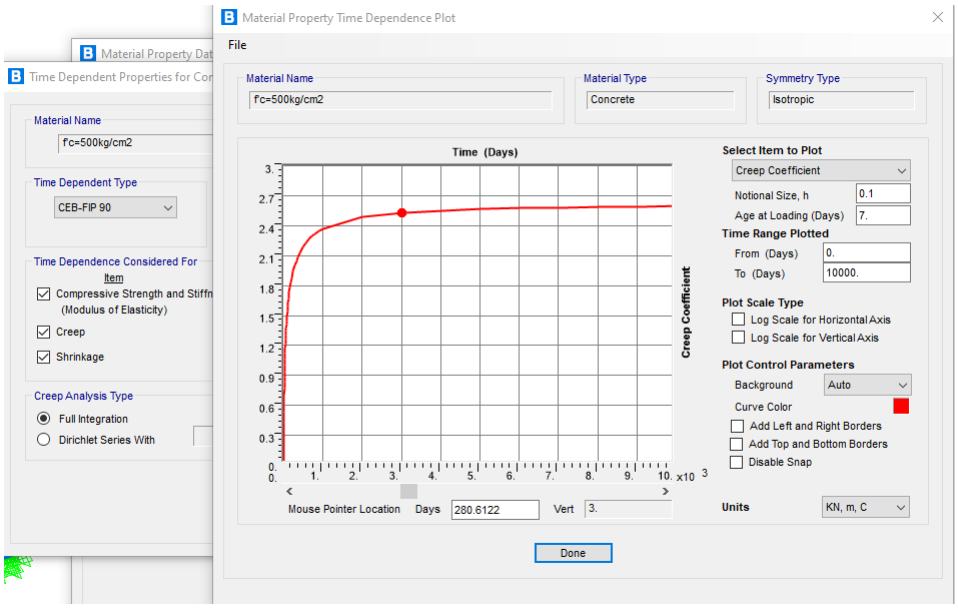
Figura N° 6.6
Sección transversal de la superestructura



Fuente: Software computacional CSI Bridge.

Considerando las propiedades mecánicas del concreto empleado en la superestructura, se definió los aspectos característicos que influyen en la estimación de los efectos del flujo plástico y contracción.

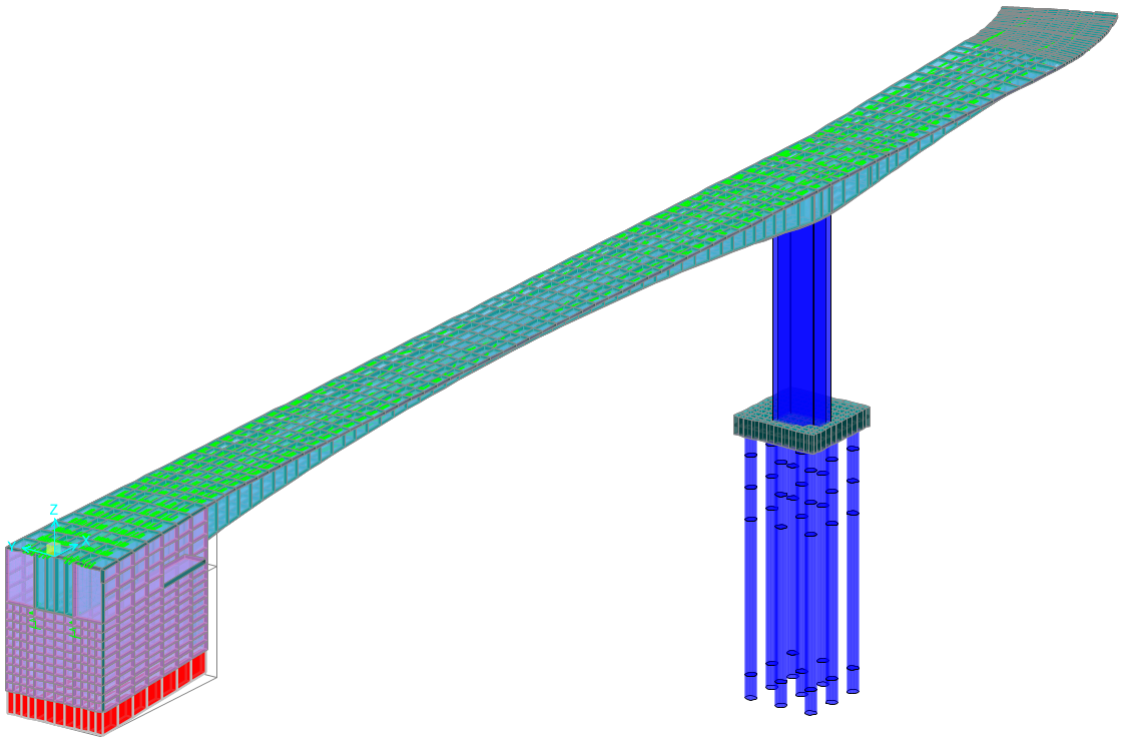
Figura N° 6.7
Propiedades dependientes del tiempo



Fuente: Software computacional CSI Bridge.

Con todas las deficiones anteriores, la imagen 6.8 muestra el modelo numérico resultante.

Figura N° 6.8
Modelo de elementos finitos del puente Kutuctay



Fuente: Software computacional CSI Bridge.

6.3.2 Modelización de la fuerza efectiva de postensado

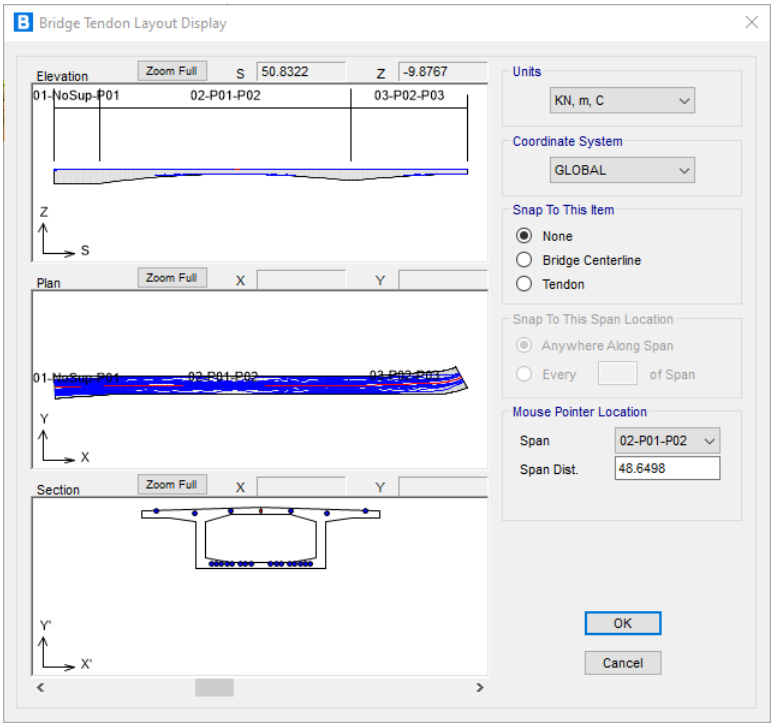
La fuerza de pretensado en el tendón varía a lo largo del eje del tendón y con el tiempo. En los sistemas postensados, la fuerza de pretensado inicial aplicada en el anclaje se reduce por las pérdidas de pretensado resultantes de la fricción, el deslizamiento del anclaje, la relajación del acero y el acortamiento del elemento de hormigón debido a la deformación elástica, la fluencia y la contracción.

La estimación de las pérdidas de pretensado a lo largo del eje del tendón y su variación con el tiempo es una de las incertidumbres significativas del análisis. La deflexión total es básicamente la suma de dos grandes distribuciones opuestas (es decir, el peso propio y el pretensado). Una pequeña desviación en cualquiera de ellas puede dar lugar a una gran desviación en su suma.

En los sistemas postensados se debe distinguir entre tendones adheridos y no adheridos. En la construcción postensada adherida, los conductos se rellenan con lechada después de tensar los tendones. Los tendones adheridos se convierten en parte integrante de la estructura. Por otro lado, los tendones no adheridos sólo se unen a la estructura en los anclajes. Entre los puntos de anclaje, el tendón puede moverse en relación con el elemento estructural circundante. También en los sistemas postesados adheridos el tendón actúa como un tendón no adherido hasta que se realiza la inyección. En la construcción de puentes segmentados, todos los tendones se inyectan en una sola fase una vez que se ha completado todo el vano y todos los tendones están colocados.

Figura N° 6.9

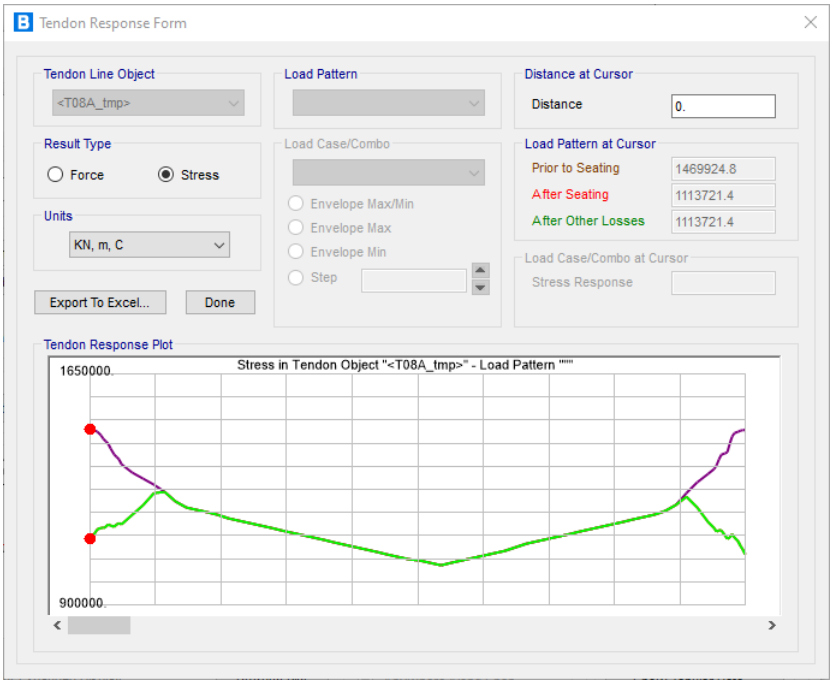
Trazo vertical y horizontal de tendones



Fuente: Software computacional CSI Bridge.

Figura N° 6.10

Fuerza efectiva de postensado en el tendon T08A

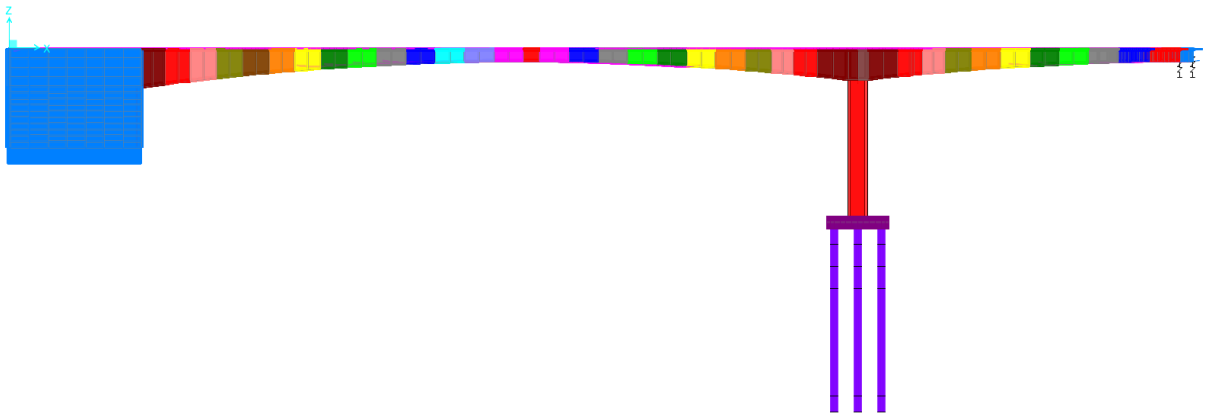


Fuente: Software computacional CSI Bridge.

6.3.3 Modelización de la construcción segmentaria

El historial de construcción tiene una influencia determinante en las deformaciones. Por lo tanto, es importante simular el procedimiento de construcción por segmentos de acuerdo con su cronología real. El método numérico utilizado en este estudio puede describirse como un análisis estructural por fases en función del tiempo.

Figura N° 6.11
Fases de construcción del puente Kutuctay



Fuente: Software computacional CSI Bridge.

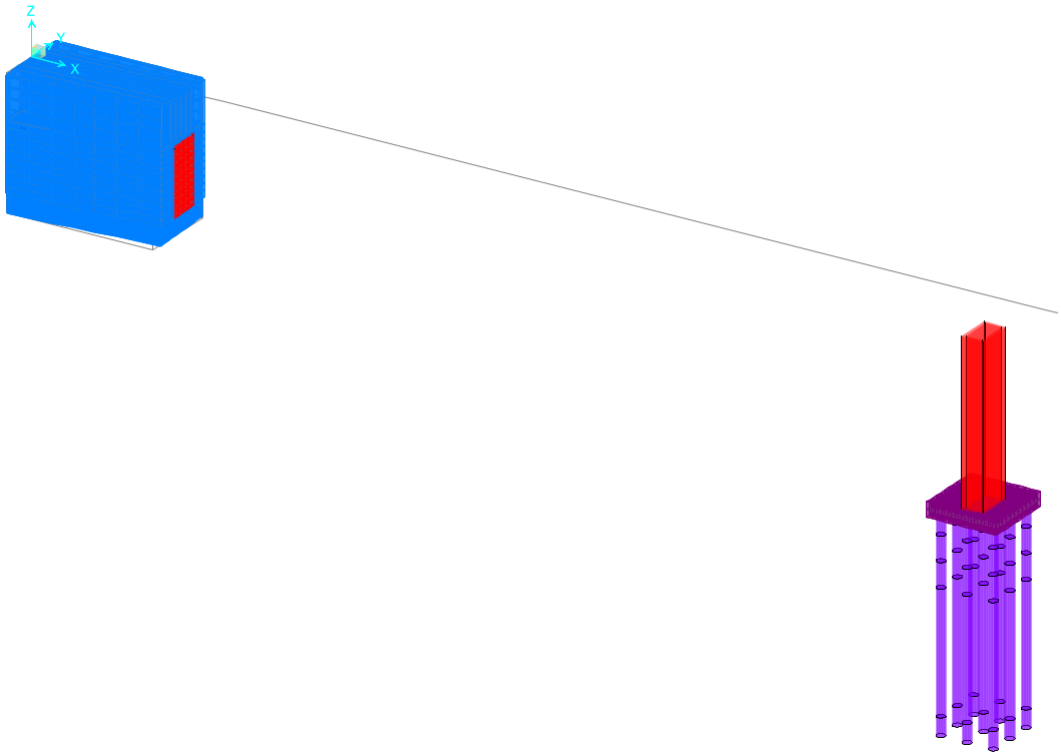
El análisis por fases es una serie de fases de cálculo casi independientes. Cada fase de la serie es un análisis completo de elementos finitos no lineal dependiente del tiempo. La conexión entre las fases secuenciales se establece mediante la transferencia de los valores de las variables.

Los resultados de una fase se transfieren a la fase siguiente como valores iniciales. Los resultados incrementales de cada fase derivados de las cargas efectivas incrementales se superponen a los resultados de la fase anterior. Entre las fases de cálculo puede modificarse el sistema estructural; pueden añadirse o eliminarse elementos y pueden modificarse las condiciones de contorno y las restricciones. Pueden añadirse nuevas cargas o eliminarse las existentes. Cuando se activa un nuevo nudo por primera vez, sus desplazamientos son cero.

Toda la simulación del puente se divide en fases de cálculo según la cronología del voladizo segmentario. Una fase de cálculo simula normalmente un ciclo de construcción, es decir, la construcción de una dovela (o una dovela por voladizo si se construyen simultáneamente). De este modo, en el modelo numérico del puente Kutuctay, se obtienen entre 125 y 130 fases de análisis para una simulación completa.

Figura N° 6.12

Etapa de hormigonado del contrapeso, pilotes, encepado y pilar central



Fuente: Software computacional CSI Bridge.

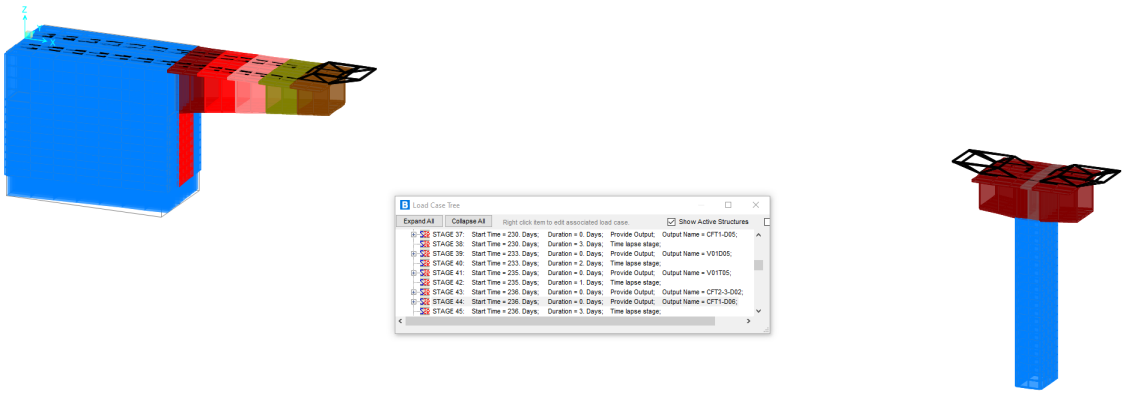
En la primera fase de análisis, el modelo se inicializa sólo con los elementos que representan los cimientos, los pilares y el primer par de dovelas. Los elementos se activan con su respectiva edad del hormigón. En cada fase posterior se activan los nuevos elementos que representan las nuevas dovelas. También se activan las armaduras y los tendones de pretensado correspondientes. Una fase de cálculo típica cubre un periodo de tiempo de una semana, ya que el voladizo progresa en ciclos de una semana de duración. En la última fase se activa todo el modelo del puente y la fase abarca la vida útil del puente. El periodo de tiempo se subdivide en incrementos de tiempo uniformes en la escala de tiempo logarítmica. A partir de las distintas fases de cálculo se construye el proceso de construcción completo y la vida útil del puente con una escala temporal coherente. Para el periodo de contracción, la simulación consiste prácticamente en la proyección de las etapas de construcción en fases de cálculo.

Figura N° 6.13
Etapa de hormigonado de dovela 01 del voladizo 01



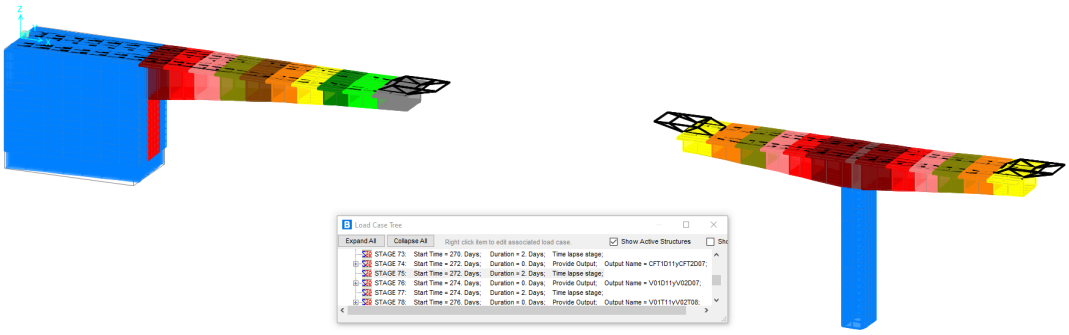
Fuente: Software computacional CSI Bridge.

Figura N° 6.14
Etapa de hormigonado de dovela 05 del voladizo 01 y dovela cero del voladizo 02 y 03



Fuente: Software computacional CSI Bridge.

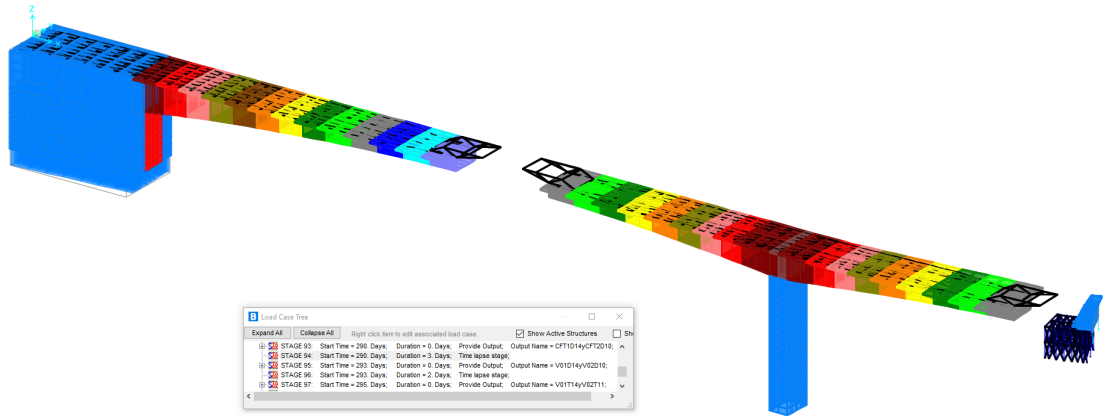
Figura N° 6.15
Etapa de hormigonado de dovela 05 del voladizo 01 y dovela cero de los voladizo 02 y 03



Fuente: Software computacional CSI Bridge.

Figura N° 6.16

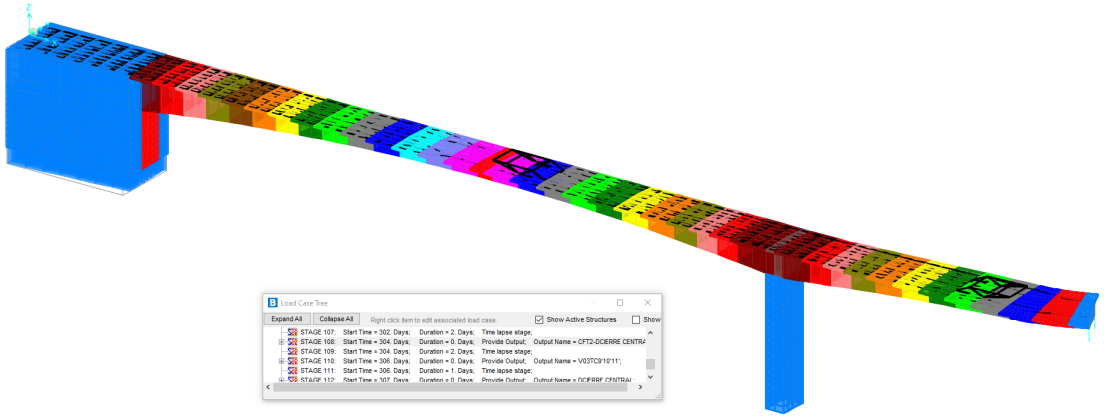
Etapa de hormigonado de dovela 05 del voladizo 01 y dovela cero del voladizo 02 y 03



Fuente: Software computacional CSI Bridge.

Figura N° 6.17

Etapa de hormigonado de dovela de cierre central y cierre extrema



Fuente: Software computacional CSI Bridge.

Cada fase de cálculo implica una serie de acontecimientos básicamente idénticos a los que se producen en la realidad en un ciclo de construcción. En el punto de inicio de la fase, el nuevo elemento que se çonstruyó.[en] la fase anterior ya está activo, al igual que los correspondientes tendones de pretensado con el pretensado aplicado. Tras un paso de tiempo de un día, el sistema de carga que representa el encofrado móvil se desplaza hacia delante hasta su posición posterior. Este es el momento en el que la posición del encofrado se establece realmente de acuerdo con la curva de sobre-altura prescrita. Tras un paso de tiempo de seis días, la fase de cálculo finaliza y el nuevo elemento con los tendones correspondientes aparece en el modelo al comienzo de la siguiente fase.

Si la construcción real se detiene por cualquier motivo (por ejemplo, por vacaciones), se insertan pasos temporales adicionales en la fase. Los elementos que representan los pilares provisionales u otros elementos estructurales provisionales se activan y desactivan en función de su presencia en la estructura real. Las condiciones de contorno se modifican en consecuencia.

6.4 PUENTE SALVADOR

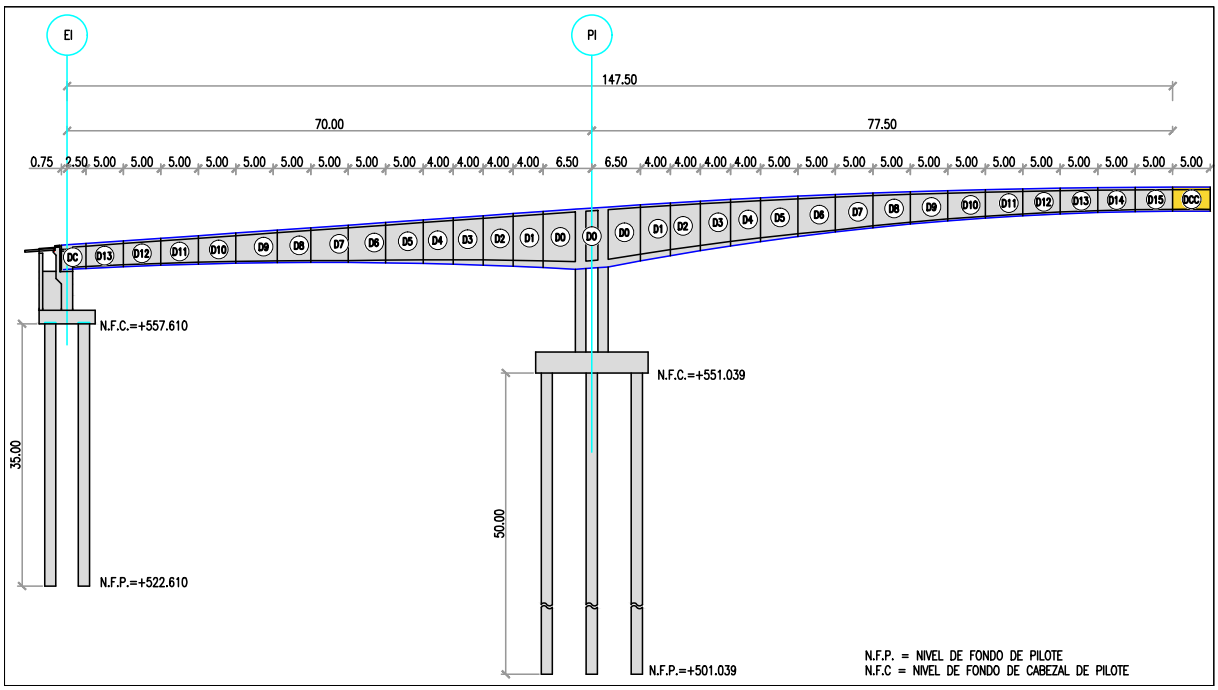
6.4.1 Modelo numérico

La modelos de análisis fueron desarrollados en el programa CSI Bridge y permiten capturar los siguientes aspectos del comportamiento estructural.

- Elementos *Shell* para representar los segmentos de viga cajón del vano entre los apoyos del contrapeso y el pilar central.
- Elementos *Frame* para representar las cimbras temporales que se usrán para la construcción de las dovelas iniciales.
- Elementos *Tendon* que representan los tendones en el sistema de postensado.
- Las propiedades mecánicas de la sección han sido calculadas por el programa a partir de la sección transversal de los elementos, así como la reología y los esfuerzos generados por el proceso constructivo y el cambio de esquema estático estructural entre la fase constructiva y la de servicio. Las propiedades de cada sección en el modelo son definidas de acuerdo a las geometrías mostradas en los planos correspondientes.
- El programa realiza un análisis de integración paso a paso en el tiempo para resolver el problema de redistribución de esfuerzos en el tiempo.

Se presenta en la 6.18 la distribución de los segmentos llamados también como dovelas correspondientes a los voladizos 03 y 04.

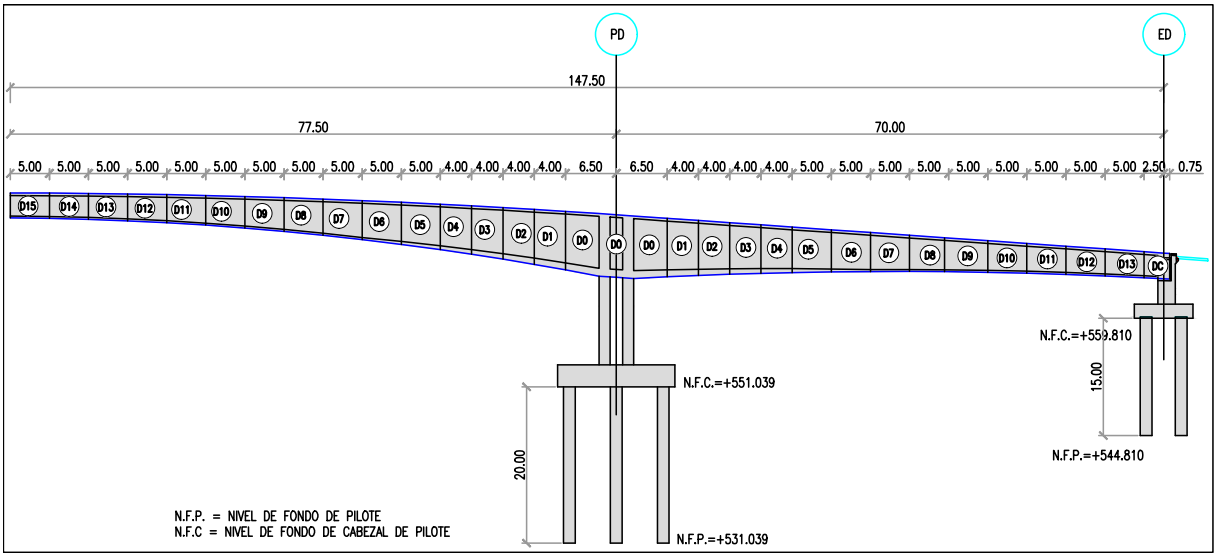
Figura N° 6.18
Distribución geométrica del voladizo 03 y 04



Fuente: Elaboración propia.

En la 6.19 se muestra la distribución de las dovelas correspondientes al voladizo 01 y 02.

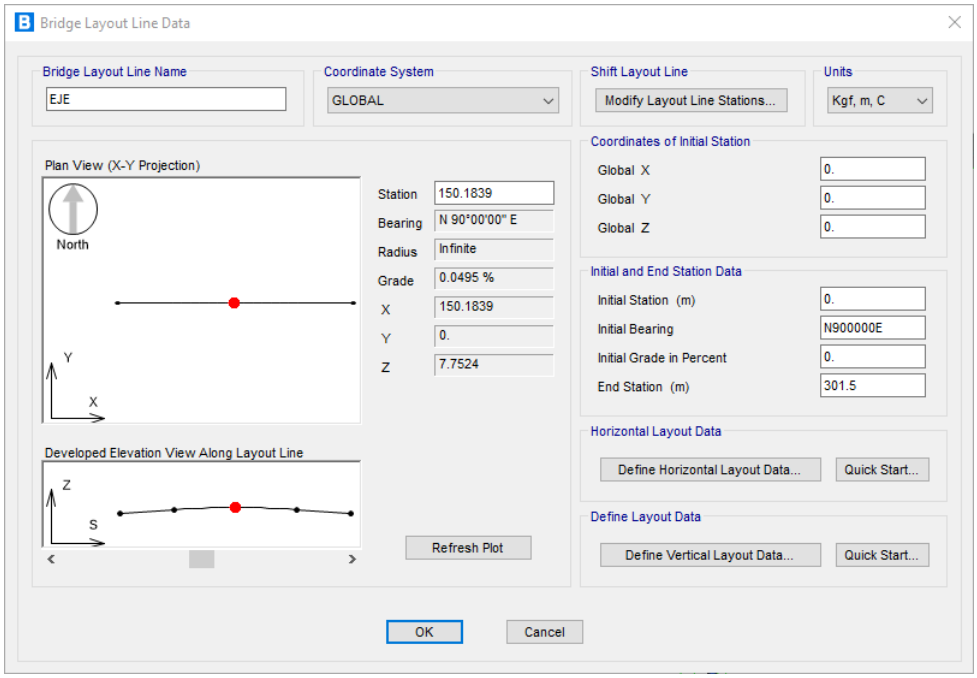
Figura N° 6.19
Distribución geométrica del voladizo 01 y 02



Fuente: Elaboración propia.

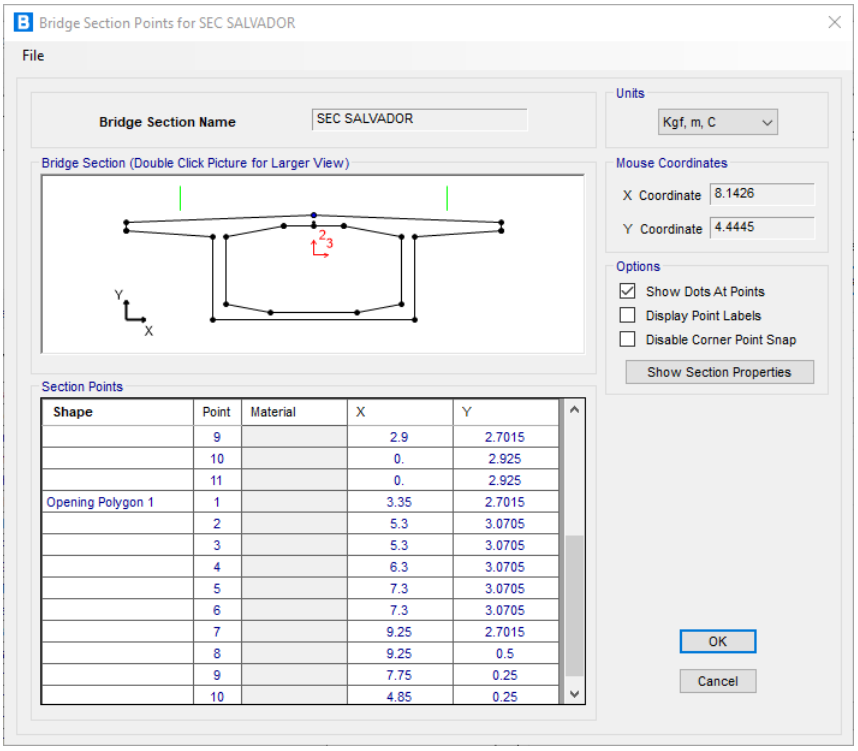
Para el modelo analítico se defefinió los ejes y la gemetría de las secciones.

Figura N° 6.20
Trazo vertical y horizontal del eje - Puente Salvador



Fuente: Software computacional CSI Bridge.

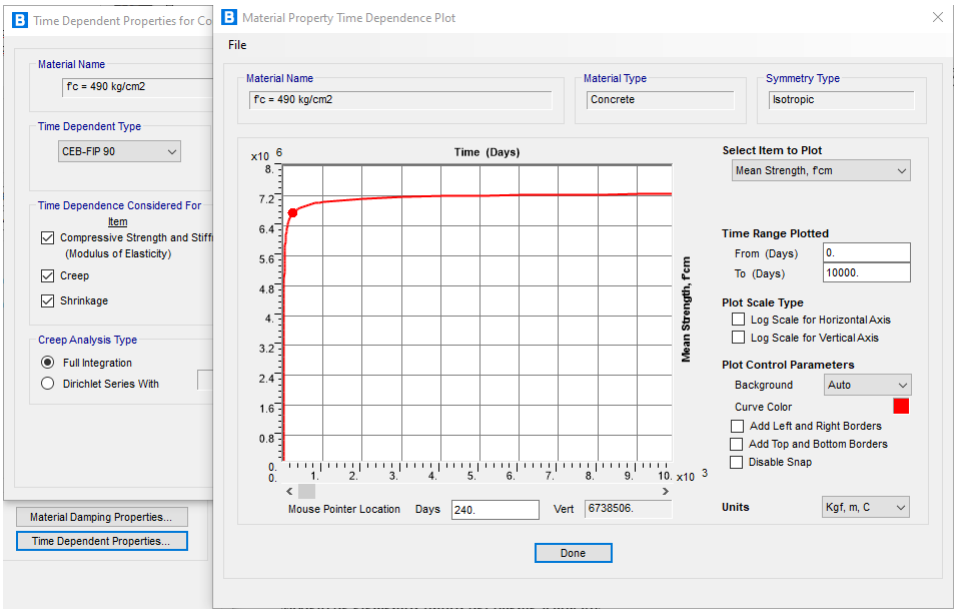
Figura N° 6.21
Sección transversal de la superestructura - Puente Salvador



Fuente: Software computacional CSI Bridge.

Considerando las propiedades mecánicas del concreto empleado en la superestructura, se definió los aspectos característicos que influyen en la estimación de los efectos del flujo plástico y contracción.

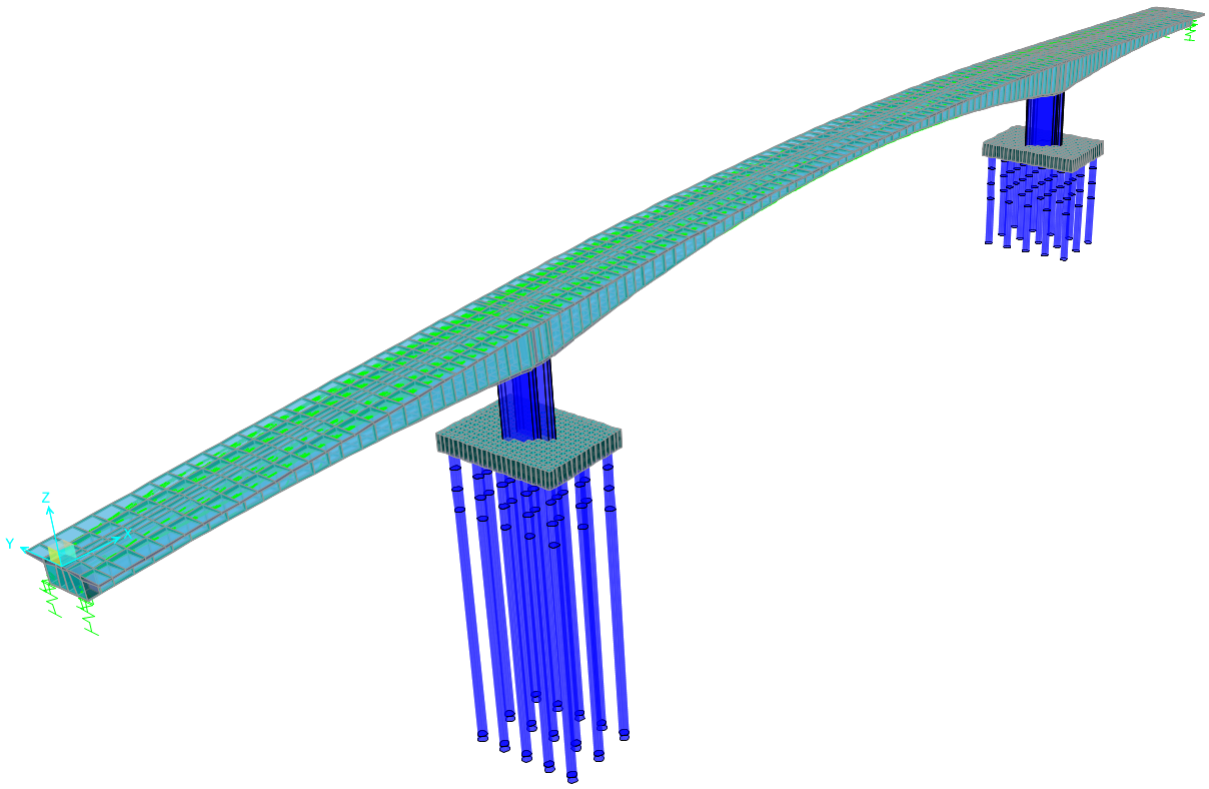
Figura N° 6.22
Propiedades dependientes del tiempo - Puente Salvador



Fuente: Software computacional CSI Bridge.

Con todas las deficiones anteriores, la imagen 6.23 muestra el modelo numérico resultante.

Figura N° 6.23
Modelo de elementos finitos - Puente Salvador



Fuente: Software computacional CSI Bridge.

6.4.2 Modelización de la fuerza efectiva de postensado

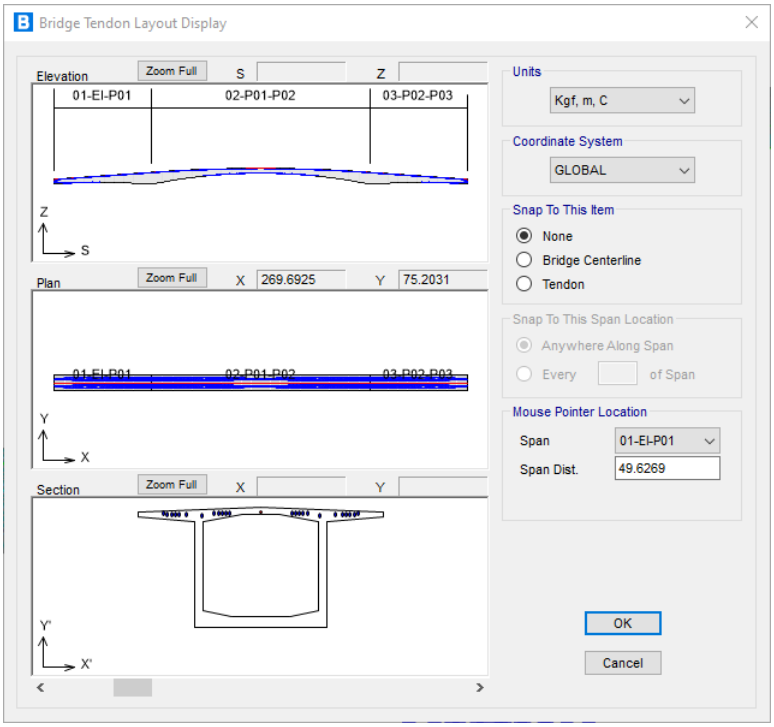
La fuerza de pretensado en el tendón varía a lo largo del eje del tendón y con el tiempo. En los sistemas postensados, la fuerza de pretensado inicial aplicada en el anclaje se reduce por las pérdidas de pretensado resultantes de la fricción, el deslizamiento del anclaje, la relajación del acero y el acortamiento del elemento de hormigón debido a la deformación elástica, la fluencia y la contracción.

La estimación de las pérdidas de pretensado a lo largo del eje del tendón y su variación con el tiempo es una de las incertidumbres significativas del análisis. La deflexión total es básicamente la suma de dos grandes distribuciones opuestas (es decir, el peso propio y el pretensado). Una pequeña desviación en cualquiera de ellas puede dar lugar a una gran desviación en su suma.

En los sistemas postensados se debe distinguir entre tendones adheridos y no adheridos. En la construcción postensada adherida, los conductos se rellenan con lechada después de tensar los tendones. Los tendones adheridos se convierten en parte integrante de la estructura. Por otro lado, los tendones no adheridos sólo se unen a la estructura en los anclajes. Entre los puntos de anclaje, el tendón puede moverse en relación con el elemento estructural circundante. También en los sistemas postesados adheridos el tendón actúa como un tendón no adherido hasta que se realiza la inyección. En la construcción de puentes segmentados, todos los tendones se inyectan en una sola fase una vez que se ha completado todo el vano y todos los tendones están colocados.

Figura N° 6.24

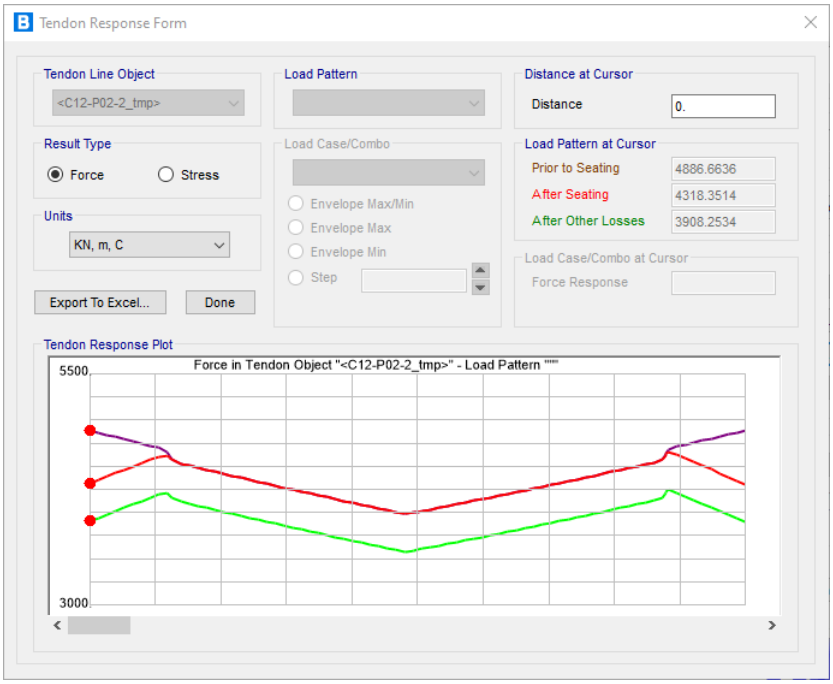
Trazo vertical y horizontal de tendones - Puente Salvador



Fuente: Software computacional CSI Bridge.

Figura N° 6.25

Fuerza efectiva de postensado en el tendon T02 - Puente Salvador

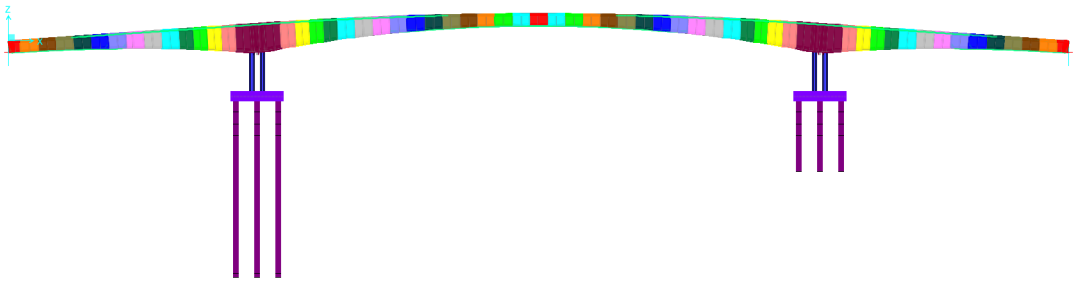


Fuente: Software computacional CSI Bridge.

6.4.3 Modelización de la construcción segmentaria

El historial de construcción tiene una influencia determinante en las deformaciones. Por lo tanto, es importante simular el procedimiento de construcción por segmentos de acuerdo con su cronología real. El método numérico utilizado en este estudio puede describirse como un análisis estructural por fases en función del tiempo.

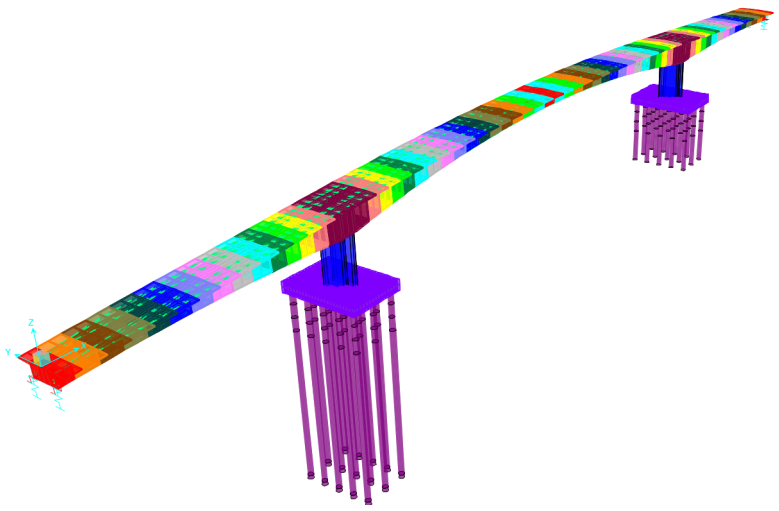
Figura N° 6.26
Fases de construcción - Puente Salvador



Fuente: Software computacional CSI Bridge.

El análisis por fases es una serie de fases de cálculo casi independientes. Cada fase de la serie es un análisis completo de elementos finitos no lineal dependiente del tiempo. La conexión entre las fases secuenciales se establece mediante la transferencia de los valores de las variables.

Figura N° 6.27
Fases de construcción - Puente Salvador

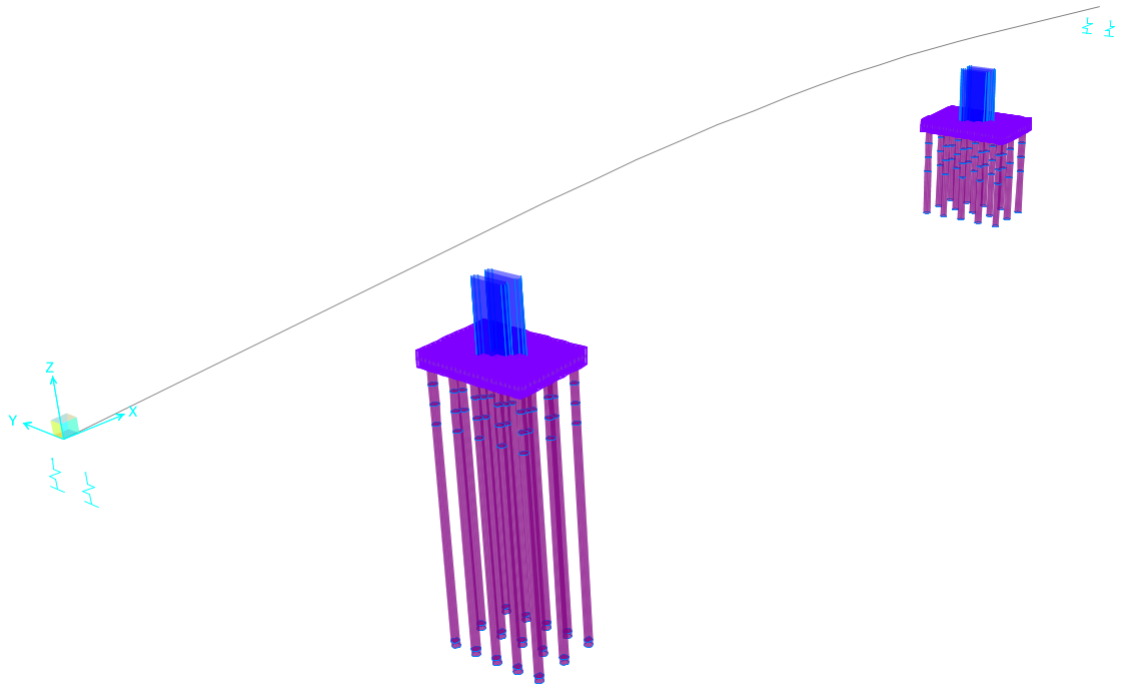


Fuente: Software computacional CSI Bridge.

Los resultados de una fase se transfieren a la fase siguiente como valores iniciales. Los resultados incrementales de cada fase derivados de las cargas efectivas incrementales se superponen a los resultados de la fase anterior. Entre las fases de cálculo puede modificarse el sistema estructural; pueden añadirse o eliminarse elementos y pueden modificarse las condiciones de contorno y las restricciones. Pueden añadirse nuevas cargas o eliminarse las existentes. Cuando se activa un nuevo nudo por primera vez, sus desplazamientos son cero.

Toda la simulación del puente se divide en fases de cálculo según la cronología del voladizo segmentario. Una fase de cálculo simula normalmente un ciclo de construcción, es decir, la construcción de una dovela (o una dovela por voladizo si se construyen simultáneamente). De este modo, en el modelo numérico del puente Kutuctay, se obtienen entre 125 y 130 fases de análisis para una simulación completa.

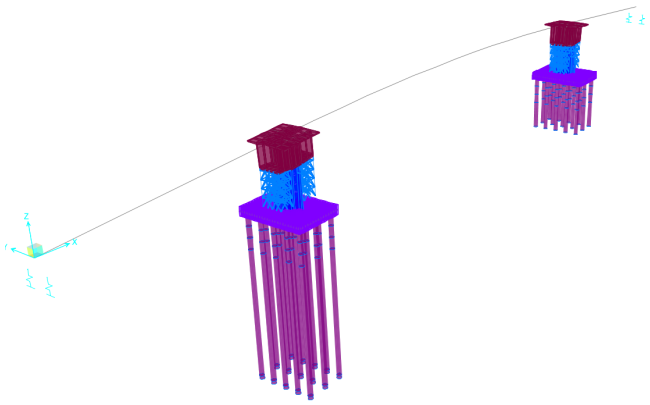
Figura N° 6.28
Etapa de hormigonado de pilotes, encepado y pilar central



Fuente: Software computacional CSI Bridge.

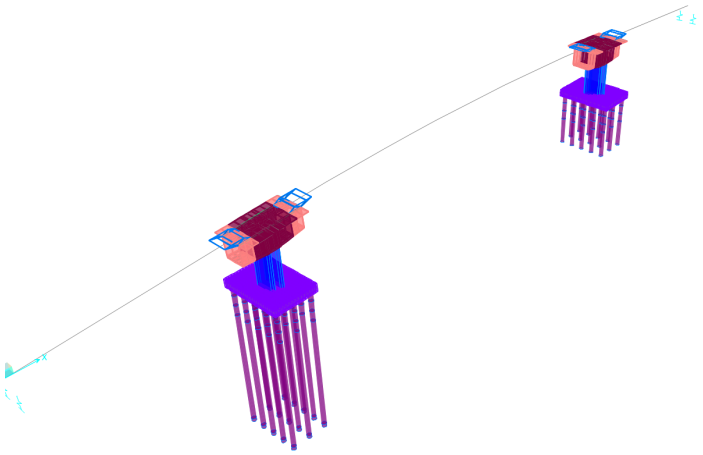
En la primera fase de análisis, el modelo se inicializa sólo con los elementos que representan los cimientos, los pilares y el primer par de dovelas. Los elementos se activan con su respectiva edad del hormigón. En cada fase posterior se activan los nuevos elementos que representan las nuevas dovelas. También se activan las armaduras y los tendones de pretensado correspondientes. Una fase de cálculo típica cubre un periodo de tiempo de una semana, ya que el voladizo progresa en ciclos de una semana de duración. En la última fase se activa todo el modelo del puente y la fase abarca la vida útil del puente. El periodo de tiempo se subdivide en incrementos de tiempo uniformes en la escala de tiempo logarítmica. A partir de las distintas fases de cálculo se construye el proceso de construcción completo y la vida útil del puente con una escala temporal coherente. Para el periodo de contracción, la simulación consiste prácticamente en la proyección de las etapas de construcción en fases de cálculo.

Figura N° 6.29
Etapa de hormigonado de las dovelas cero



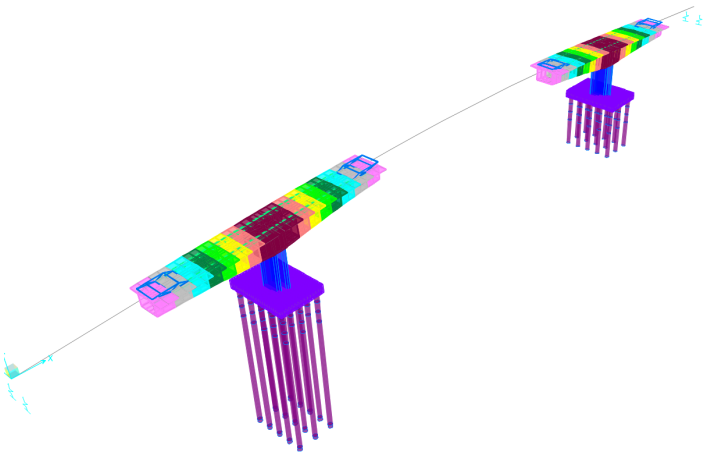
Fuente: Software computacional CSI Bridge.

Figura N° 6.30
Inicio de hormigonado con carros de avance



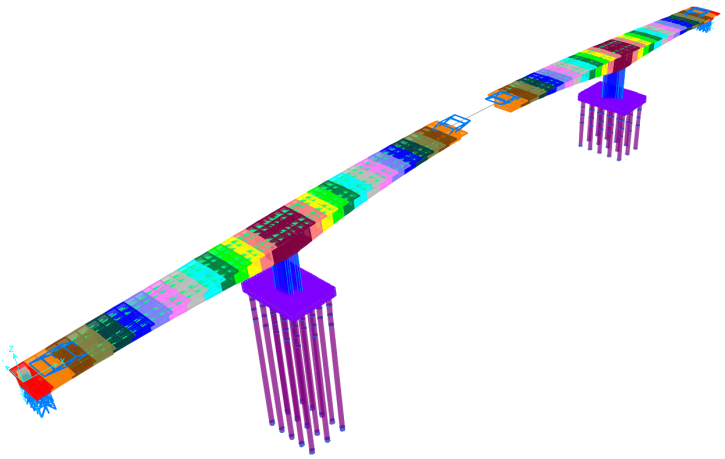
Fuente: Software computacional CSI Bridge.

Figura N° 6.31
Fase de de los voladizos equilibrados



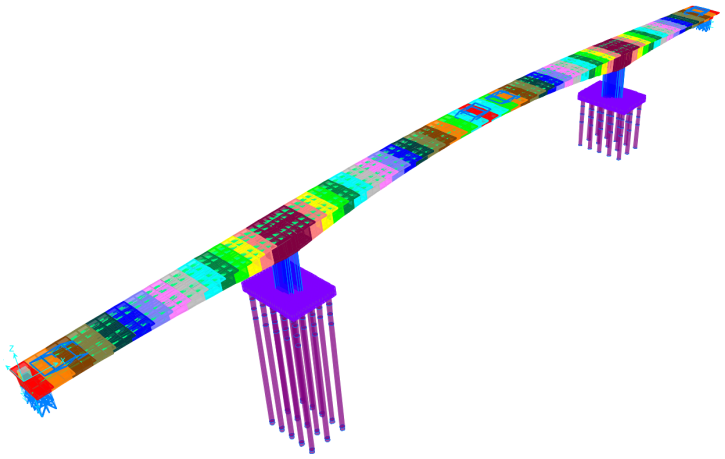
Fuente: Software computacional CSI Bridge.

Figura N° 6.32
Etapa de hormigonado de las dovelas de cierre extrema



Fuente: Software computacional CSI Bridge.

Figura N° 6.33
Etapa de hormigonado de dovela de cierre central



Fuente: Software computacional CSI Bridge.

CAPÍTULO VII: RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

7.1 RESULTADOS EXPERIMENTALES DEL CONCRETO

7.1.1 Resultado de Ensayos

Para el caso del concreto en la superestructura del puente, se ha considerado los datos de los ensayos realizados de módulo de elasticidad y resistencia del concreto a compresión para diferentes edades. Los resultados de los ensayos realizados se agruparon de acuerdo al contenido de Microfibra tipo SikaFiber y la edad del concreto.

7.1.1.1 Sin contenido de Microfibra

Tabla N° 7.1
Ensayos de resistencia a compresión y Módulo de elasticidad del concreto sin microfibras - Edad = 3 días

N° REGISTRO	ELEMENTO	DOVELA	Edad (días)	f'c Última (Mpa)	CONTENIDO DE FIBRA	Ec (Gpa)
1	LI	D01-V01	3	49.3135	NO	34.5586
3	DSP	DSP-V02y03	3	52.0251	NO	34.8336
5	MU	D01-V01	3	51.9270	NO	33.8198
22	LI	D02-V01	3	53.5157	NO	33.0202
27	LI	D03-V01	3	59.6548	NO	33.2503
33	LI	D04-V01	3	62.1359	NO	34.6978
37	LI	D05-V01	3	55.5556	NO	32.5685
45	LI	D06-V01	3	55.9380	NO	32.8270
49	LI	D02-V02y03	3	52.4801	NO	32.6424
57	LI	D07-V01	3	60.3119	NO	33.6675
65	LI	D08-V01	3	59.8019	NO	33.1145
71	LI	D03-V02y03	3	53.9570	NO	32.7304
79	LI	D09-V01	3	59.5175	NO	33.1052
87	LI	D04-V02y03	3	49.8872	NO	32.5329
97	LI	D10-V01	3	53.2804	NO	32.7444
101	LI	D05-V02y03	3	55.2319	NO	32.8107
111	LI	D11-V01	3	57.8994	NO	33.0838
121	LI	D06-V02y03	3	52.7704	NO	32.7893
125	LI	D12-V01	3	55.9674	NO	33.0620
135	LI	D07-V02y03	3	56.5068	NO	33.1453
139	LI	D13-V01	3	55.6929	NO	33.0986
151	LI	D08-V02y03	3	49.1223	NO	32.6630
163	LI	D14-V01	3	51.2406	NO	32.7965
167	LI	D09-V02y03	3	48.1808	NO	32.5669
169	LI	DSE-DSE	3	49.9068	NO	32.6638
183	LI	D10-V02y03	3	52.5547	NO	32.7933
187	LI	D11B-V03	3	63.5187	NO	34.4695
200	LI	D11A-V03	3	52.9764	NO	33.1097
208	LI	D11-V02	3	50.6129	NO	32.7692
215	LI	DCC-DCC	3	52.4860	NO	32.8493

Nota: LI (Losa inferior), DSP (Dovela sobre Pilar), MU (Muro vertical de dovela).

Tabla N° 7.2

Ensayos de resistencia a compresión y Módulo de elasticidad del concreto sin microfibras - Edad = 7 días

N° REGISTRO	ELEMENTO	DOVELA	Edad (días)	f'c Última (Mpa)	CONTENIDO DE FIBRA	Ec (Gpa)
2	LI	D01-V02y03	7	62.4890	NO	38.1996
8	MU	D01-V01	7	65.4114	NO	43.2926
10	MU	DSP-DSP	7	65.3035	NO	40.1335
25	LI	D02-V01	7	60.2873	NO	36.6132
31	LI	D03-V01	7	65.3035	NO	37.2279
35	LI	D04-V01	7	67.9906	NO	37.1946
41	LI	D05-V01	7	64.1169	NO	36.3543
51	LI	D06-V01	7	63.7737	NO	36.4551
55	LI	D02-V02y03	7	62.7636	NO	36.3514
63	LI	D07-V01	7	64.7445	NO	36.4384
73	LI	D08-V01	7	77.6797	NO	37.7483
77	LI	D03-V02y03	7	71.8447	NO	37.4116
85	LI	D09-V01	7	67.7160	NO	37.1451
95	LI	D04-V02y03	7	63.3225	NO	37.6385
105	LI	D10-V01	7	65.6860	NO	37.0528
109	LI	D05-V02y03	7	67.9416	NO	37.2323
117	LI	D11-V01	7	67.1864	NO	37.1210
129	LI	D06-V02y03	7	68.1769	NO	37.3024
131	LI	D12-V01	7	66.2989	NO	37.0476
143	LI	D07-V02y03	7	64.5876	NO	36.4719
149	LI	D13-V01	7	60.2628	NO	34.5205
157	LI	D08-V02y03	7	62.3713	NO	35.8898
165	LI	D14-V01	7	61.0866	NO	35.7013
179	LI	D09-V02y03	7	56.5657	NO	33.4972
181	LI	DSE-DSE	7	57.7719	NO	34.3471
192	LI	D10-V02y03	7	61.2337	NO	35.5353
196	LI	D11B-V03	7	74.4042	NO	37.4198
210	LI	D11A-V03	7	61.7240	NO	35.7322
213	LI	D11-V02	7	55.4281	NO	33.4429
219	LI	DC-V01-02	7	61.5769	NO	35.6431

Nota: LI (Losa inferior), DSP (Dovela sobre Pilar), MU (Muro vertical de dovela).

Tabla N° 7.3

Ensayos de resistencia a compresión y Módulo de elasticidad del concreto sin microfibras - Edad = 14 días

N° REGISTRO	ELEMENTO	DOVELA	Edad (días)	f'c Última (Mpa)	CONTENIDO DE FIBRA	Ec (Gpa)
12	MU	D01-V01	14	73.0411	NO	43.4433
14	MU	DSP-DSP	14	70.1383	NO	40.3562
29	LI	D02-V01	14	70.2020	NO	37.2834
39	LI	D03-V01	14	72.5508	NO	38.0423
43	LI	D04-V01	14	72.3056	NO	37.8169
53	LI	D05-V01	14	72.9626	NO	37.6565
61	LI	D06-V01	14	71.5897	NO	37.5643
69	LI	D02-V02y03	14	67.6768	NO	37.4167
75	LI	D07-V01	14	69.8048	NO	37.4819
83	LI	D08-V01	14	82.8185	NO	40.6585
91	LI	D03-V02y03	14	76.5029	NO	39.1086
99	LI	D09-V01	14	71.4916	NO	37.6998
107	LI	D04-V02y03	14	68.3240	NO	36.6374
115	LI	D10-V01	14	73.5805	NO	38.0258
123	LI	D05-V02y03	14	74.4827	NO	38.0946
133	LI	D11-V01	14	73.8747	NO	38.0025
141	LI	D06-V02y03	14	74.4140	NO	38.1248
147	LI	D12-V01	14	71.7662	NO	37.7661
155	LI	D07-V02y03	14	71.8250	NO	37.6351
161	LI	D13-V01	14	68.0102	NO	37.5302
173	LI	D08-V02y03	14	69.7950	NO	37.3646
177	LI	D14-V01	14	67.4806	NO	37.4434
194	LI	DSE-DSE	14	63.9011	NO	36.3740
205	LI	D10-V02y03	14	69.3439	NO	37.6312
207	LI	D11B-V03	14	77.8170	NO	39.2828
217	LI	D11A-V03	14	69.0693	NO	37.4026
221	LI	D11-V02	14	64.2150	NO	36.5417
230	LI	DCC-DCC	14	68.0131	NO	37.3431

Nota: LI (Losa inferior), DSP (Dovela sobre Pilar), MU (Muro vertical de dovela).

Tabla N° 7.4

Ensayos de resistencia a compresión y Módulo de elasticidad del concreto sin microfibras - Edad = 28 días

N° REGISTRO	ELEMENTO	DOVELA	Edad (días)	f'c Última (Mpa)	CONTENIDO DE FIBRA	Ec (Gpa)
15	LI	D01-V01	28	82.3968	NO	46.6412
17	LI	DSP-DSP	28	78.9154	NO	38.4394
19	MU	D01-V01	28	78.8075	NO	43.5265
21	MU	DSP-DSP	28	78.1014	NO	40.6449
47	LI	D02-V01	28	76.0616	NO	39.7307
59	LI	D03-V01	28	80.4158	NO	40.0412
67	LI	D04-V01	28	78.4348	NO	39.9305
81	LI	D05-V01	28	77.8366	NO	39.9895
89	LI	D06-V01	28	78.9683	NO	39.9518
93	LI	D02-V02y03	28	72.9528	NO	38.7237
103	LI	D07-V01	28	78.5525	NO	40.1301
113	LI	D08-V01	28	85.9959	NO	41.5341
119	LI	D03-V02y03	28	80.0137	NO	40.2663
127	LI	D09-V01	28	83.1323	NO	40.9724
137	LI	D04-V02y03	28	74.5219	NO	38.9372
145	LI	D10-V01	28	82.0535	NO	40.7228
153	LI	D05-V02y03	28	79.5430	NO	40.1538
159	LI	D11-V01	28	80.3472	NO	40.1737
171	LI	D06-V02y03	28	78.8271	NO	40.0024
175	LI	D12-V01	28	76.1695	NO	39.2523
185	LI	D07-V02y03	28	76.5872	NO	39.4225
188	LI	D13-V01	28	78.5427	NO	39.9437
198	LI	D08-V02y03	28	75.6693	NO	39.3324
202	LI	D14-V01	28	74.3748	NO	38.8336
223	LI	D09-V02y03	28	70.9424	NO	38.1821
225	LI	DSE-DSE	28	72.5409	NO	38.6151
227	LI	D10-V02y03	28	76.8657	NO	39.5102
229	LI	D11B-V03	28	82.6125	NO	40.8994
233	LI	D11A-V03	28	75.9439	NO	39.1228
235	LI	D11-V02	28	71.3053	NO	37.8644
237	LI	DCC-DCC	28	74.2964	NO	38.4308

Nota: LI (Losa inferior), DSP (Dovela sobre Pilar), MU (Muro vertical de dovela).

7.1.1.2 Con contenido de Microfibra tipo SikaFiber

En este tipo de concreto se usó microfibra tipo SikaFiber y SikaFiber Force, en la siguiente tabla se muestra el diseño de mezcla para este tipo de concreto.

Tabla N° 7.5
Diseño de Mezclas

CANTIDAD DE MATERIAL POR M3 DE CONCRETO	
MATERIAL	**CANTIDAD**
Cemento	510 Kg.
Agregado fino	1234 Kg.
Agregado grueso	517 Kg.
Agua de mezcla	155 Lt.
Aditivo Sika Viscocrete 1110PE	4.766 Lt.
Micro fibra tipo SikaFiber	1.00 Kg.
Micro fibra tipo SikaFiber Force	2.00 Kg.
Contenido de aire total	2.00%

Nota: 1:2.00 : 1.00/12.9Lt/bolsa/397 cm3/bolsa SikaViscoCrete 1110 PE/74 gr/bolsa de Microfibra 148 gr/bolsa de Macro fibra.

Con el diseño de mezcla mostrado en la tabla 7.5 se hizo el hormigonado de todas la losa superior de la dovela para mitigar la fisuración en el estado enturecido del concreto.

Tabla N° 7.6

Ensayos de resistencia a compresión y Módulo de elasticidad del concreto sin microfibras - Edad = 3 días

N° REGISTRO	ELEMENTO	DOVELA	Edad (días)	f'c Última (Mpa)	CONTENIDO DE FIBRA	Ec (Gpa)
6	LS	D01-V01	3	49.2302	SI	33.2142
7	DSP	DSP-V02y03	3	53.1823	SI	34.3004
11	LS	DSP-DSP	3	50.2275	SI	32.4391
23	LS	D02-V01	3	49.7303	SI	32.4164
28	LS	D03-V01	3	51.4808	SI	32.4827
34	LS	D04-V01	3	54.0502	SI	32.6826
38	LS	D05-V01	3	51.3484	SI	32.4323
46	LS	D06-V01	3	53.4373	SI	32.6246
50	LS	D02-V02y03	3	50.8091	SI	32.4334
58	LS	D07-V01	3	57.8602	SI	32.8451
66	LS	D08-V01	3	58.3015	SI	32.8793
72	LS	D03-V02y03	3	50.0441	SI	32.4374
80	LS	D09-V01	3	49.0635	SI	32.3690
88	LS	D04-V02y03	3	41.2867	SI	31.4027
98	LS	D10-V01	3	53.2804	SI	32.4340
102	LS	D05-V02y03	3	48.1710	SI	32.4566
112	LS	D11-V01	3	51.1719	SI	32.6989
122	LS	D06-V02y03	3	47.5728	SI	32.4905
126	LS	D12-V01	3	54.3984	SI	32.7818
136	LS	D07-V02y03	3	55.4085	SI	32.9421
140	LS	D13-V01	3	54.0649	SI	32.8349
152	LS	D08-V02y03	3	52.0643	SI	32.7807
164	LS	D14-V01	3	51.1425	SI	32.7251
168	LS	D09-V02y03	3	46.2195	SI	32.1702
170	LS	DSE-DSE	3	47.5728	SI	32.3720
184	LS	D10-V02y03	3	47.7984	SI	32.4258
197	LS	D11B-V03	3	56.7520	SI	33.4403
201	LS	D11A-V03	3	46.1704	SI	32.3865
209	LS	D11-V02	3	43.6599	SI	32.1042
216	LS	DCC-DCC	3	49.9264	SI	32.5924

Nota: LI (Losa inferior), DSP (Dovela sobre Pilar), MU (Muro vertical de dovela).

Tabla N° 7.7

Ensayos de resistencia a compresión y Módulo de elasticidad del concreto sin microfibras - Edad = 7 días

N° REGISTRO	ELEMENTO	DOVELA	Edad (días)	f'c Última (Mpa)	CONTENIDO DE FIBRA	Ec (Gpa)
9	LS	D01-V01	7	61.9790	SI	36.2208
16	LS	DSP-DSP	7	58.5662	SI	33.1398
26	LS	D02-V01	7	59.0860	SI	35.8455
32	LS	D03-V01	7	57.5169	SI	34.8391
36	LS	D04-V01	7	60.6649	SI	34.8679
42	LS	D05-V01	7	61.2631	SI	35.0831
52	LS	D06-V01	7	62.3223	SI	35.6209
56	LS	D02-V02y03	7	58.8506	SI	35.0785
64	LS	D07-V01	7	62.3223	SI	35.4761
74	LS	D08-V01	7	73.7962	SI	37.2127
78	LS	D03-V02y03	7	66.7745	SI	36.2955
86	LS	D09-V01	7	65.4408	SI	36.0127
96	LS	D04-V02y03	7	53.9865	SI	32.8247
106	LS	D10-V01	7	63.9110	SI	35.8837
110	LS	D05-V02y03	7	59.7431	SI	33.9196
118	LS	D11-V01	7	63.7933	SI	35.7894
130	LS	D06-V02y03	7	64.2052	SI	35.9915
132	LS	D12-V01	7	63.2049	SI	35.8434
144	LS	D07-V02y03	7	63.2539	SI	35.9056
150	LS	D13-V01	7	58.3799	SI	33.4428
158	LS	D08-V02y03	7	65.1662	SI	36.1957
166	LS	D14-V01	7	60.8512	SI	35.6421
180	LS	D09-V02y03	7	51.8290	SI	33.1277
182	LS	DSE-DSE	7	56.6343	SI	34.0702
193	LS	D10-V02y03	7	55.5850	SI	33.5014
204	LS	D11B-V03	7	64.3915	SI	36.4023
211	LS	D11A-V03	7	51.4563	SI	33.0831
214	LS	D11-V02	7	48.6123	SI	32.5529
220	LS	DCC-DCC	7	58.3995	SI	34.6452

Nota: LI (Losa inferior), DSP (Dovela sobre Pilar), MU (Muro vertical de dovela).

Tabla N° 7.8

Ensayos de resistencia a compresión y Módulo de elasticidad del concreto sin microfibras - Edad = 14 días

N° REGISTRO	ELEMENTO	DOVELA	Edad (días)	f'c Última (Mpa)	CONTENIDO DE FIBRA	Ec (Gpa)
13	LS	D01-V01	14	70.0500	SI	40.1889
18	LS	DSP-DSP	14	68.0004	SI	34.0946
30	LS	D02-V01	14	67.8729	SI	36.5162
40	LS	D03-V01	14	65.0485	SI	36.2282
44	LS	D04-V01	14	68.6771	SI	36.5559
54	LS	D05-V01	14	68.7359	SI	36.4548
62	LS	D06-V01	14	69.6283	SI	36.6140
70	LS	D02-V02y03	14	65.7350	SI	36.2883
76	LS	D07-V01	14	68.5398	SI	36.4362
84	LS	D08-V01	14	77.0717	SI	39.0820
92	LS	D03-V02y03	14	71.5112	SI	37.0809
100	LS	D09-V01	14	69.6381	SI	36.7173
108	LS	D04-V02y03	14	59.5567	SI	34.8851
116	LS	D10-V01	14	70.1481	SI	36.9538
124	LS	D05-V02y03	14	68.8830	SI	36.9526
134	LS	D11-V01	14	70.1285	SI	37.0505
142	LS	D06-V02y03	14	74.2473	SI	37.9755
148	LS	D12-V01	14	70.5992	SI	37.2745
156	LS	D07-V02y03	14	66.3627	SI	37.0448
162	LS	D13-V01	14	66.9413	SI	37.2781
174	LS	D08-V02y03	14	70.4815	SI	37.5659
178	LS	D14-V01	14	65.7154	SI	37.0368
195	LS	DSE-DSE	14	59.9686	SI	35.6928
206	LS	D10-V02y03	14	61.2043	SI	35.9977
212	LS	D11B-V03	14	69.3243	SI	37.4285
218	LS	D11A-V03	14	58.1446	SI	34.8050
222	LS	D11-V02	14	58.0367	SI	34.7379
231	LS	DCC-DCC	14	64.7347	SI	36.8014

Nota: LI (Losa inferior), DSP (Dovela sobre Pilar), MU (Muro vertical de dovela).

Tabla N° 7.9

Ensayos de resistencia a compresión y Módulo de elasticidad del concreto sin microfibras - Edad = 28 días

N° REGISTRO	ELEMENTO	DOVELA	Edad (días)	f'c Última (Mpa)	CONTENIDO DE FIBRA	Ec (Gpa)
4	CONTRAPESO	CONTRAPESO-V01	28	60.1157	SI	42.4774
20	LS	D01-V01	28	77.5718	SI	40.6242
24	LS	DSP-DSP	28	74.2473	SI	37.9705
48	LS	D02-V01	28	73.5805	SI	38.7684
60	LS	D03-V01	28	75.5124	SI	38.9548
68	LS	D04-V01	28	77.1894	SI	39.1489
82	LS	D05-V01	28	74.8357	SI	38.9700
90	LS	D06-V01	28	76.7677	SI	39.0809
94	LS	D02-V02y03	28	68.9909	SI	37.1753
104	LS	D07-V01	28	73.9924	SI	38.9100
114	LS	D08-V01	28	81.0189	SI	40.5157
120	LS	D03-V02y03	28	76.6696	SI	39.2161
128	LS	D09-V01	28	75.0907	SI	39.0538
138	LS	D04-V02y03	28	63.0480	SI	35.8701
146	LS	D10-V01	28	79.9451	SI	40.1339
154	LS	D05-V02y03	28	77.2482	SI	39.2518
160	LS	D11-V01	28	76.6402	SI	39.1447
172	LS	D06-V02y03	28	77.7189	SI	39.5035
176	LS	D12-V01	28	74.1002	SI	38.6173
186	LS	D07-V02y03	28	72.8606	SI	38.6397
189	LS	D13-V01	28	76.6794	SI	39.3604
199	LS	D08-V02y03	28	75.9831	SI	39.4578
203	LS	D14-V01	28	72.8940	SI	38.6417
224	LS	D09-V02y03	28	65.7350	SI	37.3609
226	LS	DSE-DSE	28	67.5983	SI	37.8052
228	LS	D10-V02y03	28	67.8180	SI	38.0096
232	LS	D11B-V03	28	76.8461	SI	39.3589
234	LS	D11A-V03	28	66.5784	SI	37.3211
236	LS	D11-V02	28	64.6661	SI	37.2370
238	LS	DCC-DCC	28	69.9127	SI	37.7024

Nota: LI (Losa inferior), DSP (Dovela sobre Pilar), MU (Muro vertical de dovela).

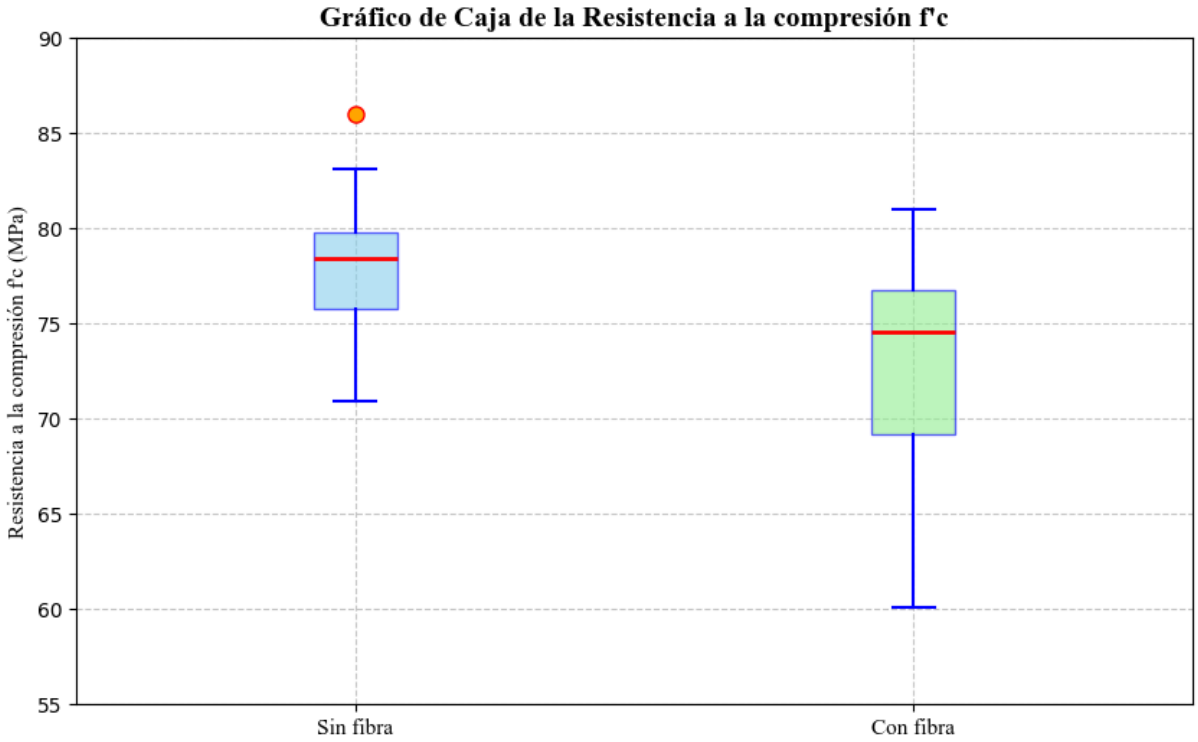
7.1.2 Análisis estadístico de datos

7.1.2.1 Resistencia a la compresión

7.1.2.1.1. Resistencia a la compresión a los 28 días. Se muestra el digrama de caja de los valores de resistencia a la compresión obtenida a los 28 días, en los ensayos realizados para cada dovela de la superestructura.

Figura N° 7.1

Gráfico de caja de las resistencias a compresión del concreto a la edad de 28 días



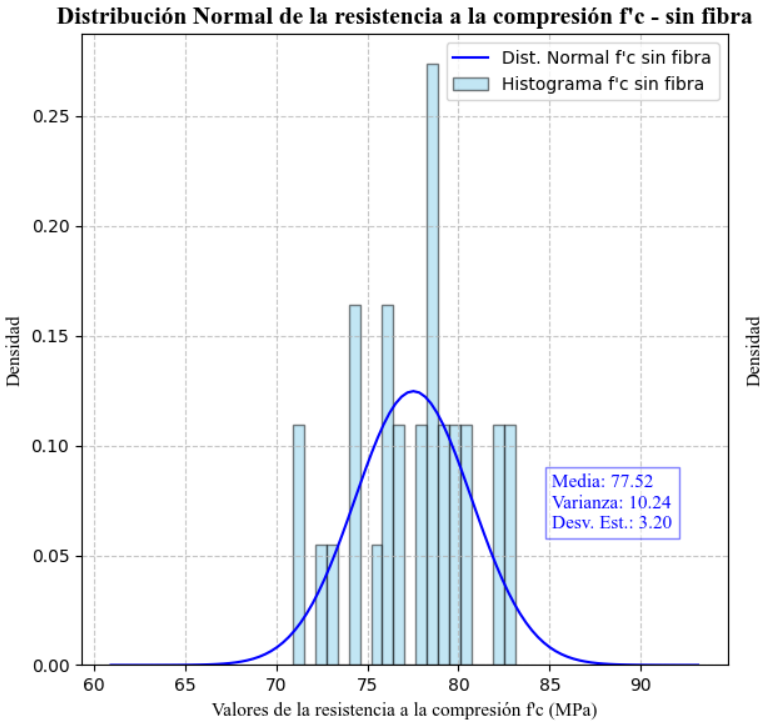
Nota: La resistencia a la compresión está un unidades de MPa.

El resultado indica que tanto para el concreto con fibra, como para el concreto sin fibra, tienen una resistencia a la compresión similar, con medianas casi iguales. Sin embargo, los datos sin fibra presentan un valor atípico elevado. El rango de variación en ambos casos es bastante similar, aunque los materiales con fibra muestran una mayor dispersión hacia valores más bajos de resistencia a la compresión.

Este tipo de gráfico es útil para observar la variabilidad y la distribución de la resistencia a la compresión en las dos condiciones (con y sin fibra) y sugiere que la incorporación de fibra no produce un cambio significativo en la mediana de la resistencia a la compresión, aunque la dispersión en los valores es ligeramente mayor para los casos con fibra.

Figura N° 7.2

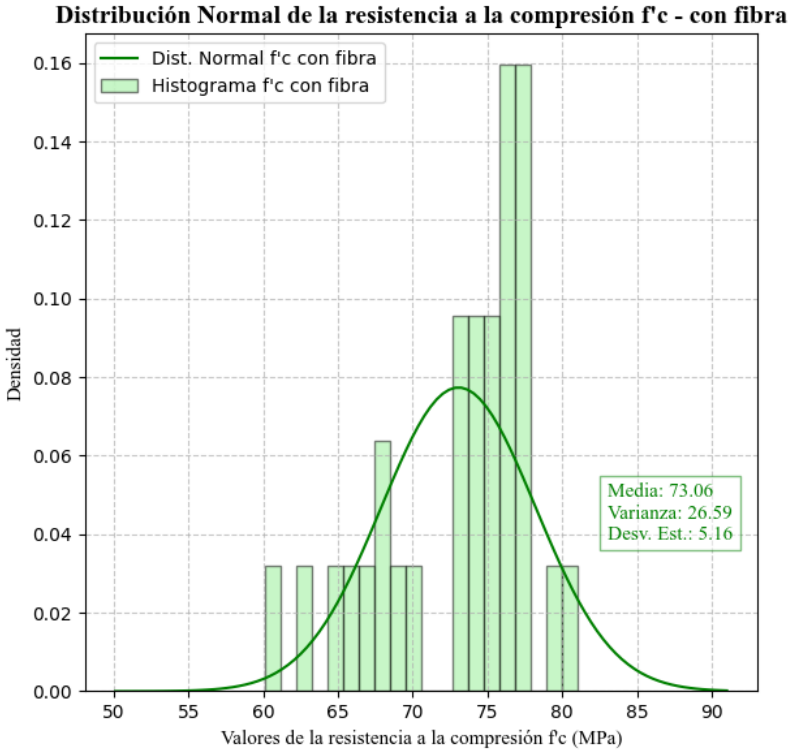
Distribución normmal de la resistencia a compresión del concreto sin fribra a la edad de 28 días



Nota: La resistencia a la compresión está un unidades de MPa.

Figura N° 7.3

Distribución normmal de la resistencia a compresión del concreto con fribra a la edad de 28 días



Nota: La resistencia a la compresión está un unidades de MPa.

Así mismo, se muestra los resultados de la prueba de normalidad para la resistencia del concreto con y sin fibra a la edad de 28 días.

Tabla N° 7.10
Pruebas de normalidad f_{cm} (28 días)

	Kolmogorov-Smirnov[a]			Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
f_{cm}(sin fibra)	0.120	29	,200*	0.967	29	0.475
f_{cm}(conn fibra)	0.170	29	0.032	0.915	29	0.023

Nota: * Esto es un límite inferior de la significación verdadera.

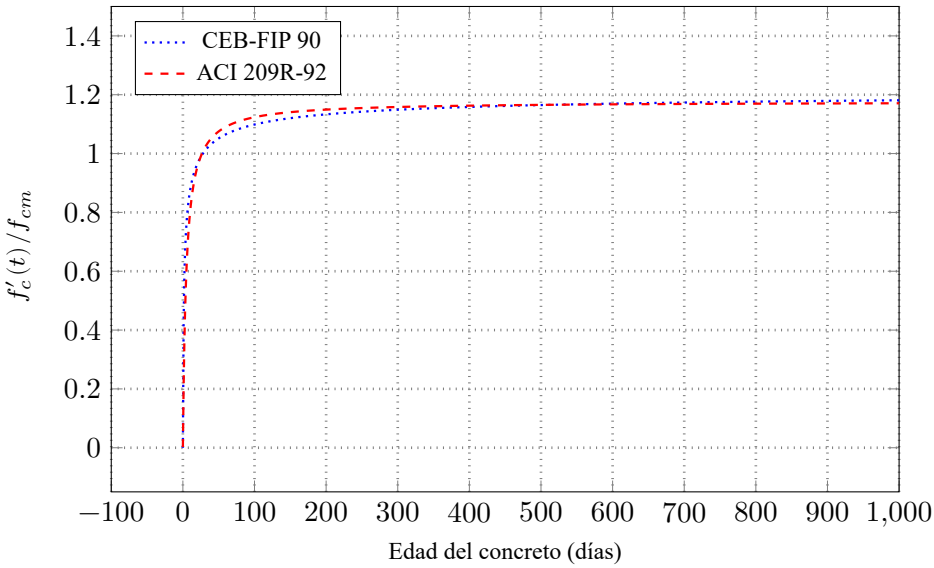
Tras observar los datos y dado que la muestra es menos a 50, se tendrá en consideración la prueba de normalidad **Shapiro-Wilk**.

Los resultados indican que la muestra sin fibra siguen una distribución normal (paramétrica) debido a la significancia de 0.475 (p-valor >0.05); sin embargo para la muestra con fibra, siguen una distribución no normal (no paramétrica) debido a una significancia de 0.023 (p-valor <0.05)

La muestra con fibra tiene una mayor dispersión (desviación estándar de 5.16), lo que indica una variabilidad más significativa en los valores de fć. Además, la media es ligeramente menor en comparación con el grupo sin fibra.

7.1.2.1.2. Resistencia a la compresión en el tiempo. El gráfico 7.4, muestra la comparación entre los modelos CEB-FIP (1993) y ACI 209R-92 en un rago de 1000 días de edad de concreto.

Figura N° 7.4
Desarrollo de la resitencia a compresión del concreto en el tiempo

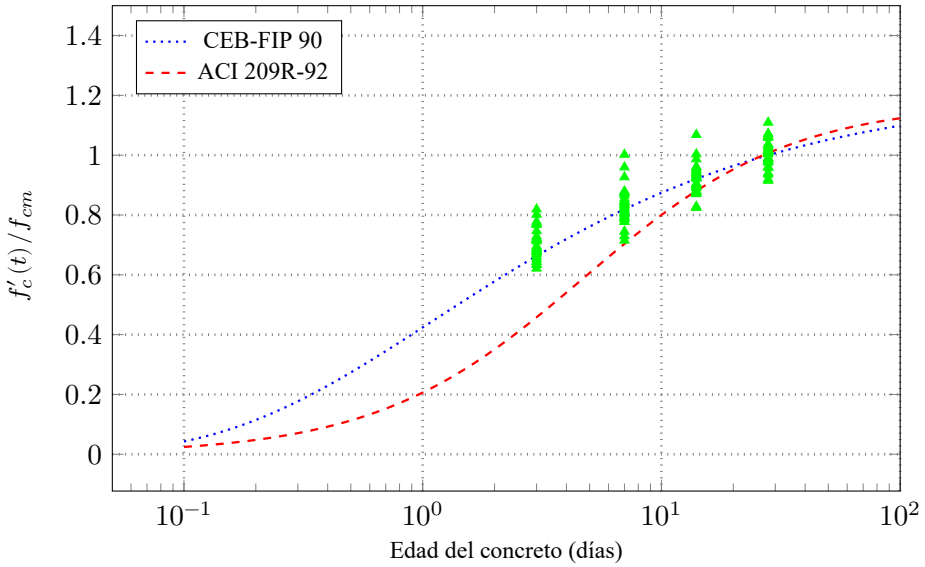


Nota: El valor de f_{cm} para el concreto sin fibra en la presente investigación es de 77.524 MPa.

Los valores obtenidos del ensayo a compresión uniaxial según la norma ASTM C39 para las edades de 03, 07, 14 y 28 días del concreto se representan en la figura 7.5.

Figura N° 7.5

Variación de la resistencia a compresión del concreto sin fibra



Nota: El valor de f_{cm} para el concreto sin fibra en la presente investigación es de 77.524 MPa.

Al realizar la prueba de normalidad para las muestras de resitencia a compresión a los 3,7,14 y 28 días; se tiene los siguientes resultados.

Tabla N° 7.11

Pruebas de normalidad f_{cm} (diferentes edades) para el concreto sin fibra

	Kolmogorov-Smirnov			Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
f_{cm}(Datos)	0.074	119	0.156	0.966	119	0.004
f_{cm}(CEB-FIP 1990)	0.105	119	0.003	0.946	119	0.000
f_{cm}(ACI 209R-92)	0.146	119	0.000	0.910	119	0.000

Nota: * Esto es un límite inferior de la significación verdadera.

Tabla N° 7.12

Pruebas de normalidad f_{cm} (diferentes edades) para el concreto con fibra

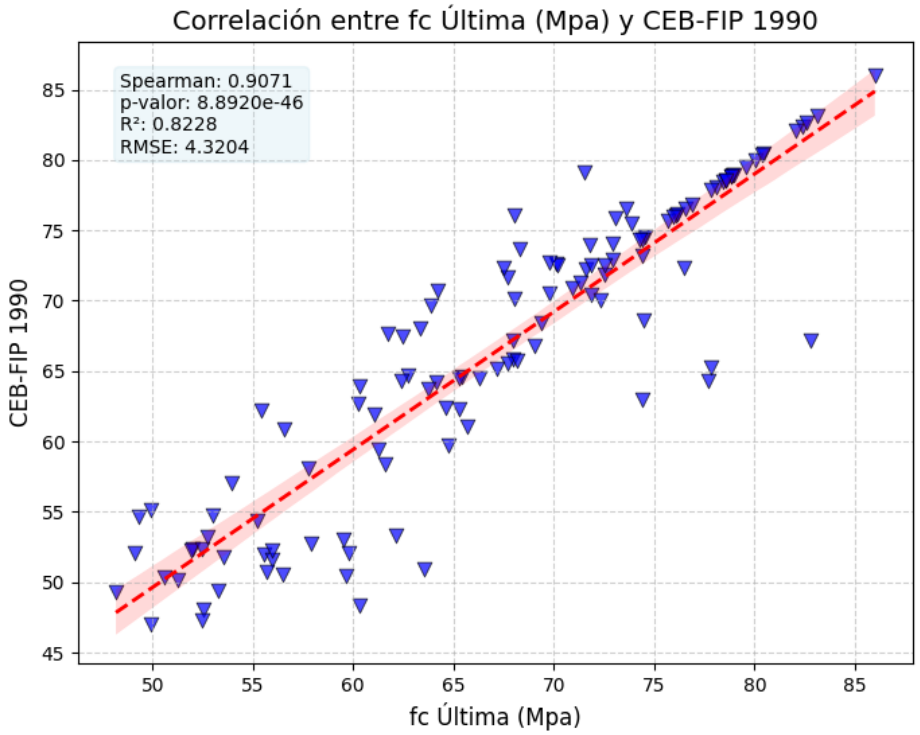
	Kolmogorov-Smirnov			Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
f_{cm}(Datos)	0.067	117	0.200	0.971	117	0.012
f_{cm}(CEB-FIP 1990)	0.102	117	0.004	0.960	117	0.002
f_{cm}(ACI 209R-92)	0.137	117	0.000	0.927	117	0.000

Nota: * Esto es un límite inferior de la significación verdadera.

Tras observar los datos y dado que la muestra es mayor a 50, se tendrá en consideración la prueba de **Kolmogorov-Smirnov**, así mismo se observa que las variables no siguen una distribución normal (no paramétrica) debido a una significancia de menor a 0.05 (p-valor <0.05), a partir de ello se hace el uso de la prueba de **Spearman** para medir la correlación de variables.

Figura N° 7.6

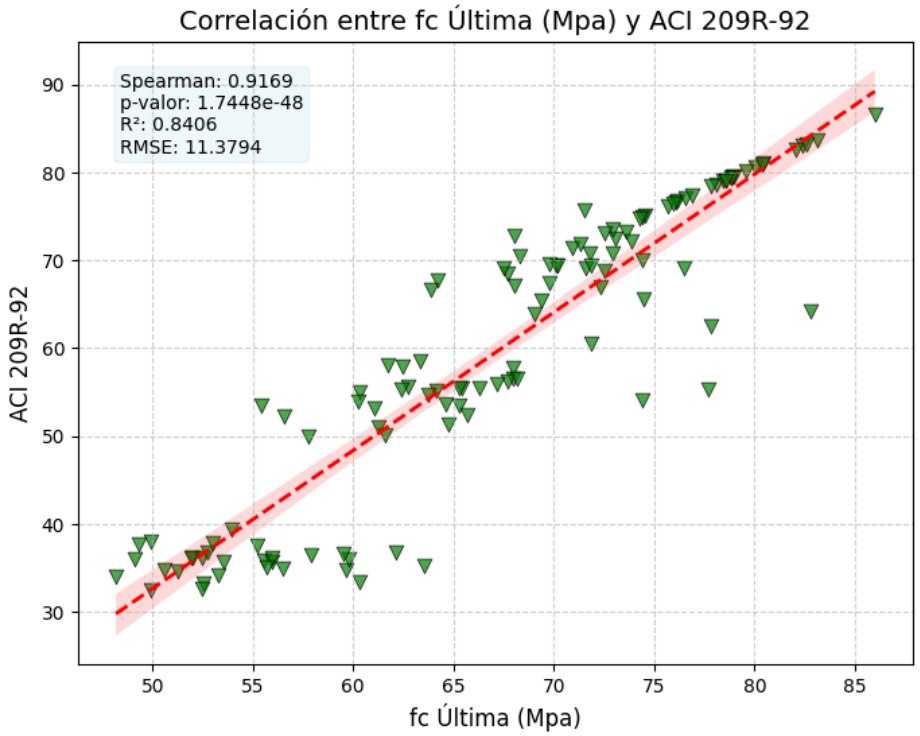
Correlación lineal entre los valores de f'_c y el modelo CEB-FIP 1990



Nota: RMSE (Error medio estandar), R² (coeficiente de determinación).

Figura N° 7.7

Correlación lineal entre los valores de f'_c y el modelo ACI 209R-92

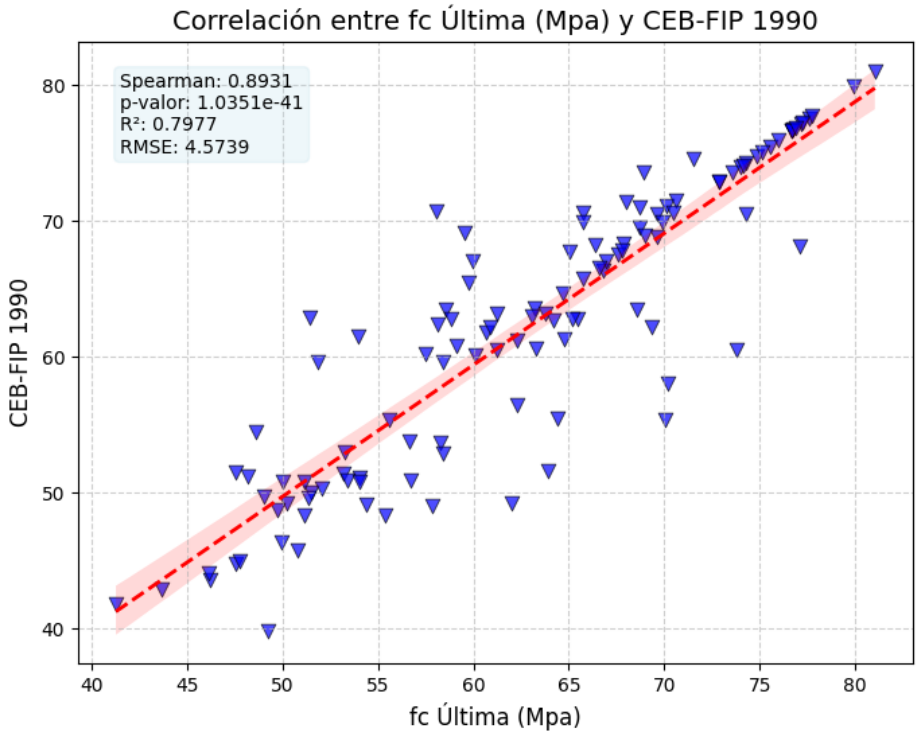


Nota: RMSE (Error medio estandar), R² (coeficiente de determinación).

Tabla N° 7.13
Correlación de diferentes códigos para el concreto sin fibra

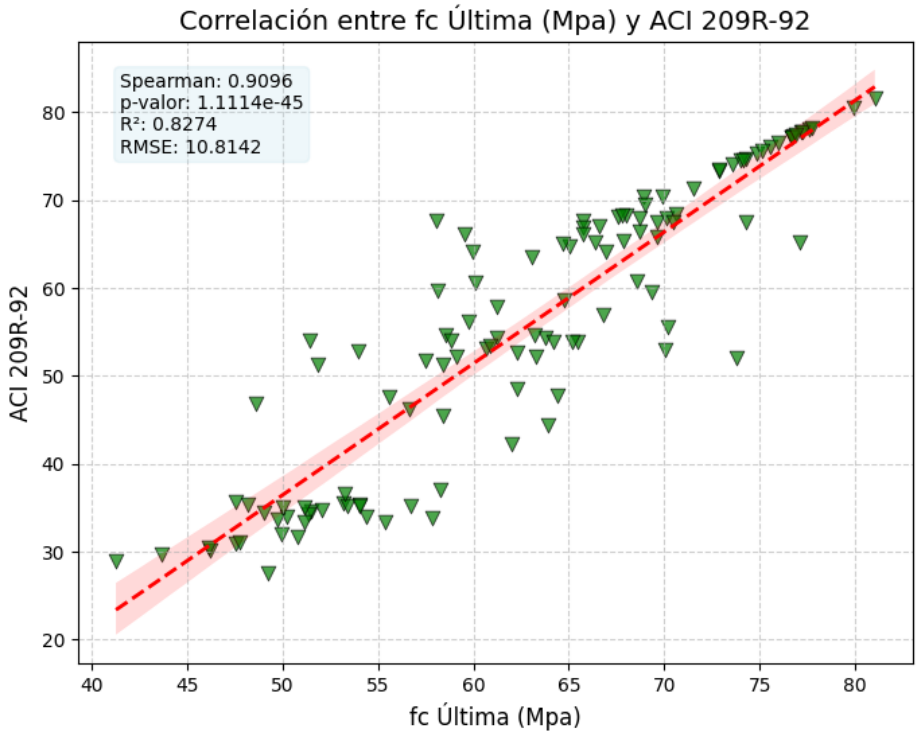
Estadísticas de la regresión - Correlación	CEB-FIP 1990	ACI 209R-92
Coeficiente de correlación múltiple	0.9071	0.9169
Coeficiente de determinación R^2	0.8228	0.8406
p-valor	8.8920e-46	1.7448e-48
Error Medio Estándar (RMSE)	4.3204	11.3794

Figura N° 7.8
Correlación lineal entre los valores de f'_c y el modelo CEB-FIP 1990



Nota: RMSE (Error medio estandar), R^2 (coeficiente de determinación).

Figura N° 7.9
Correlación lineal entre los valores de f'_c y el modelo ACI 209R-92



Nota: RMSE (Error medio estandar), R^2 (coeficiente de determinación).

Tabla N° 7.14
Correlación de los diferentes códigos para el concreto con fibra

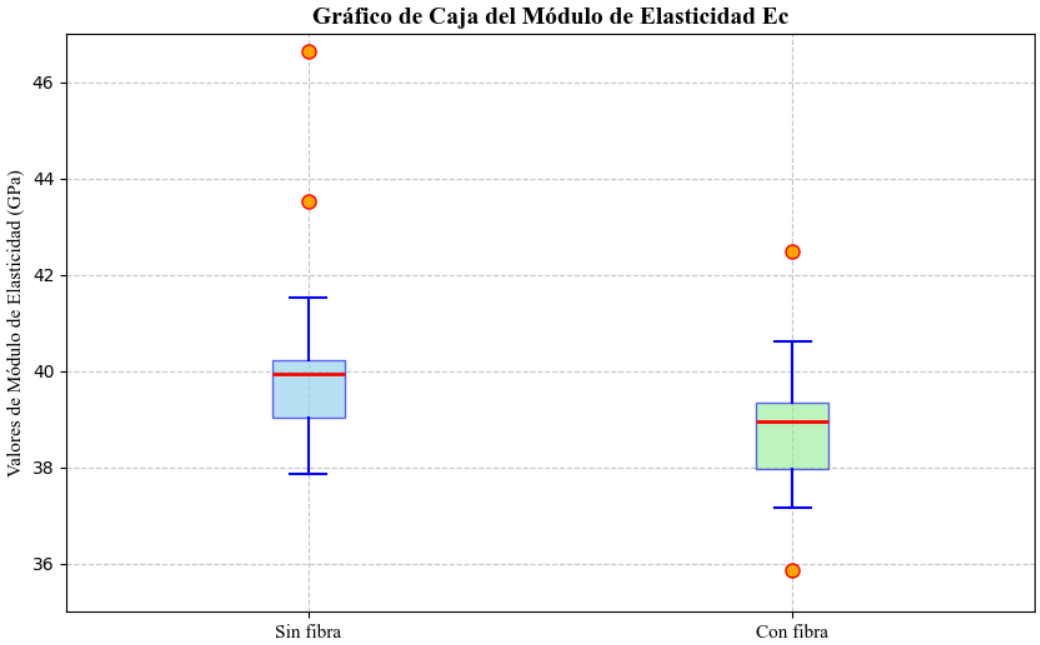
Estadísticas de la regresión - Correlación	CEB-FIP 1990	ACI 209R-92
Coeficiente de correlación múltiple	0.8931	0.9096
Coeficiente de determinación R^2	0.7977	0.8274
p-valor	1.0351e-41	1.1114e-45
Error Medio Estándar (RMSE)	4.5739	10.8142

7.1.2.2 Módulo de elasticidad

7.1.2.2.1. Módulo de elasticidad a los 28 días. Este gráfico 7.10 muestra el digrama de caja de los valores del módulo de elasticidad del concreto a la edad de 28 días en los ensayos realizados para cada dovela de la superestructura.

Figura N° 7.10

Gráfico de caja del módulo de elasticidad del concreto a la edad de 28 días

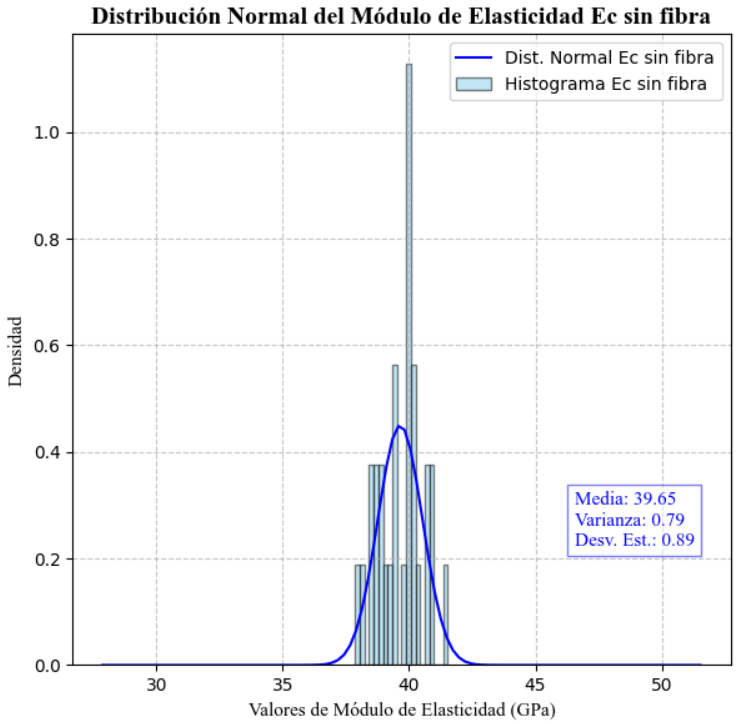


Nota: El módulo de elasticidad está en unidades de GPa.

El resultado indica que tanto para el concreto con fibra, como para el concreto sin fibra, tienen un módulo de elasticidad similar, con medianas casi iguales. Sin embargo, los datos sin fibra presentan un valor atípico elevado. El rango de variación en ambos casos es bastante similar, aunque los materiales con fibra muestran una mayor dispersión hacia valores más bajos de resistencia a la compresión.

Figura N° 7.11

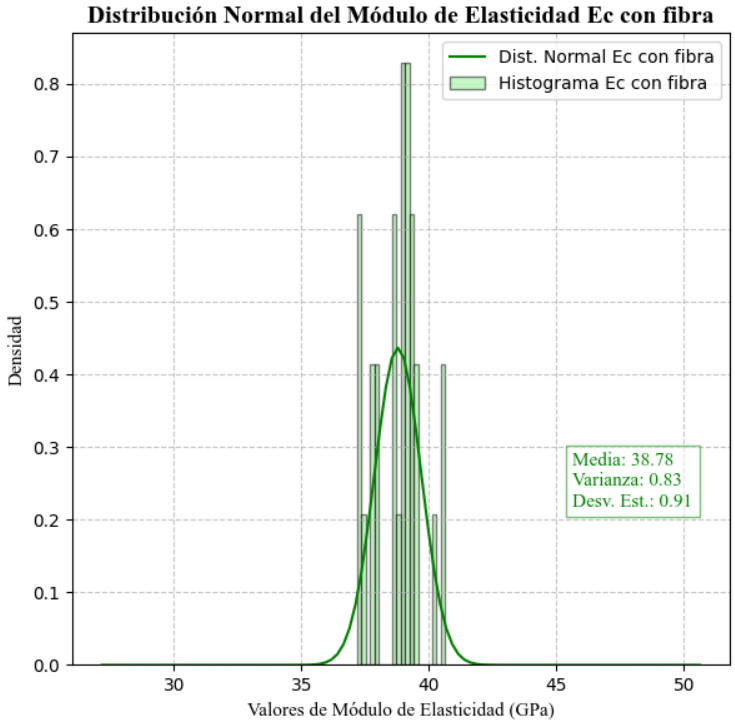
Distribución normmal del módulo de elasticidad del concreto sin fribra a la edad de 28 días



Nota: El módulo de elasticidad está en unidades de GPa.

Figura N° 7.12

Distribución normmal del módulo de elasticidad del concreto con fribra a la edad de 28 días

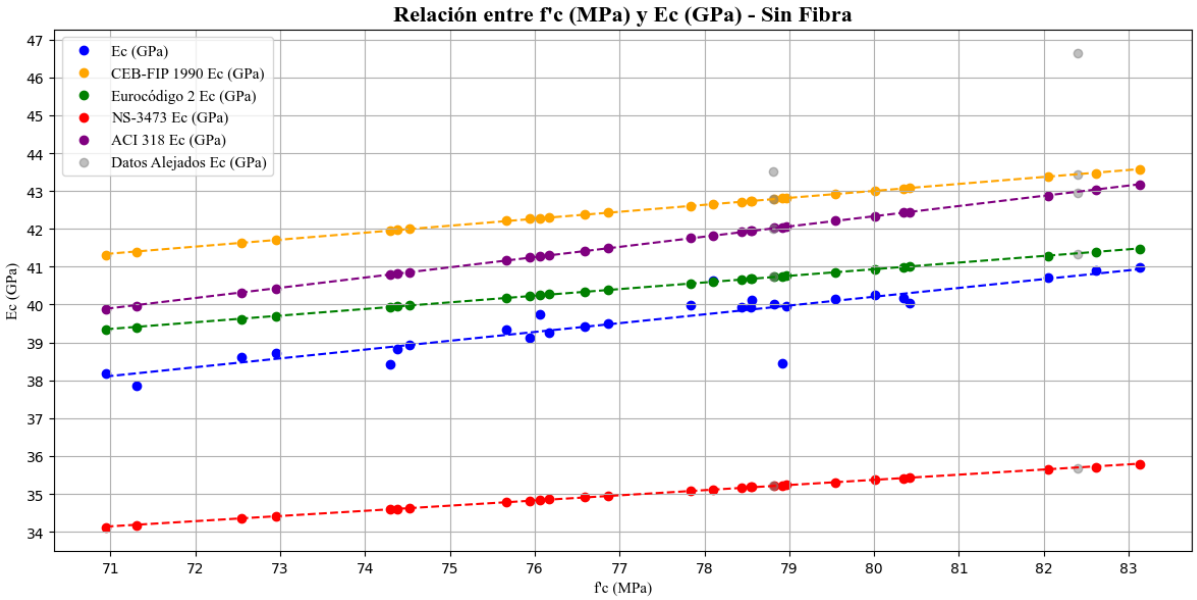


Nota: El módulo de elasticidad está en unidades de GPa.

En la tabla 2.3 se tiene un resumen de las diferentes fórmulas para el cálculo de módulo de

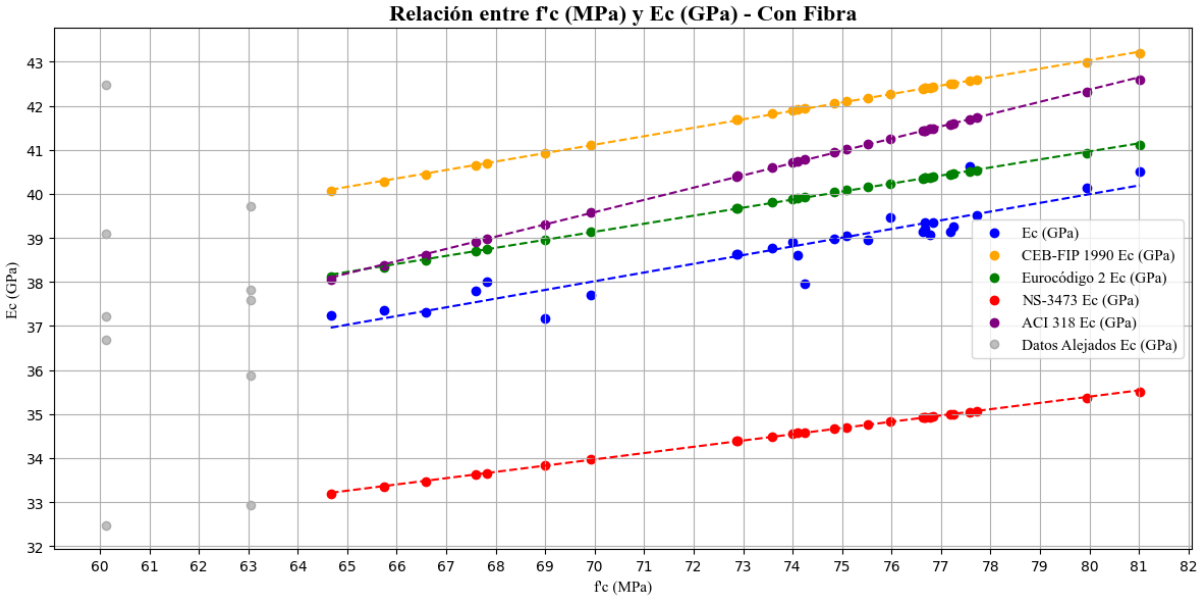
elasticidad a partir de la resistencia media a la compresión del concreto a la edad de 28 días. En la figura 7.13 se representa gráficamente valores de módulo de elasticidad según los diferentes métodos, así como también los resultados experimentales de los ensayos realizados según la norma ASTM C469.

Figura N° 7.13
Relación entre f'c y el Módulo de elasticidad para concreto sin fibra



Nota: Ec (GPa) representa los resultados de los ensayos del módulo de elasticidad según la norma ASTM C469.

Figura N° 7.14
Relación entre f'c y el Módulo de elasticidad para concreto con fibra

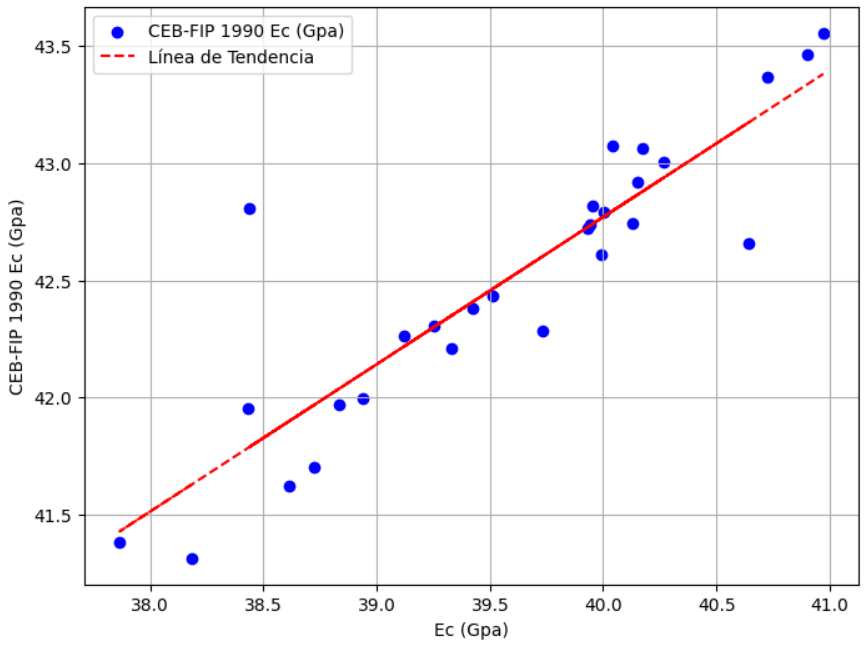


Nota: Ec (GPa) representa los resultados de los ensayos del módulo de elasticidad según la norma ASTM C469.

Se grafican los resultados de la correlación que existe entre los datos obtenidos de los ensayos realizados del módulo de elasticidad y los diferentes códigos de estudio en esta presente investigación.

Figura N° 7.15

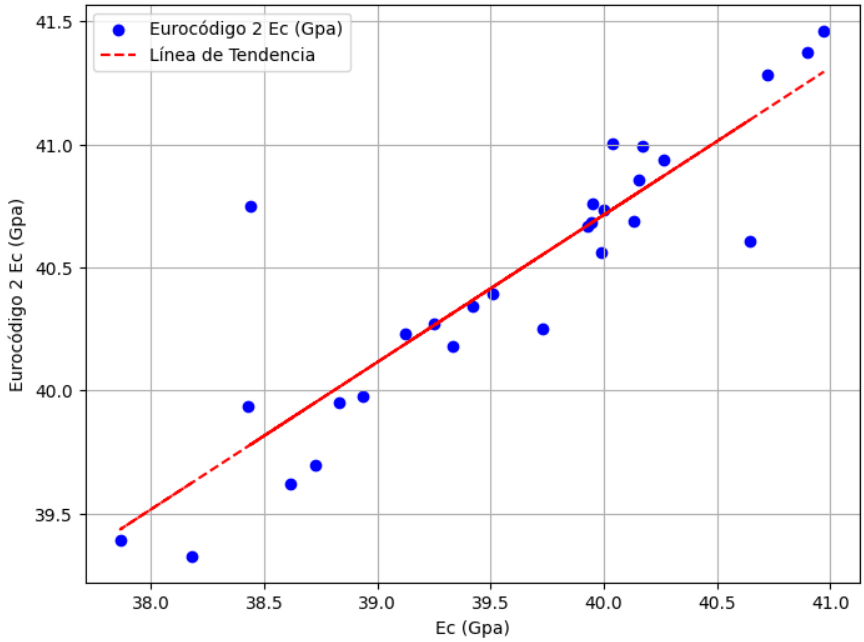
Correlación entre EC (GPa) y CEB-FIP 1990 EC (GPa) para concreto sin fibra



Nota: Ec (GPa) representa los resultados de los ensayos según la norma ASTM C469.

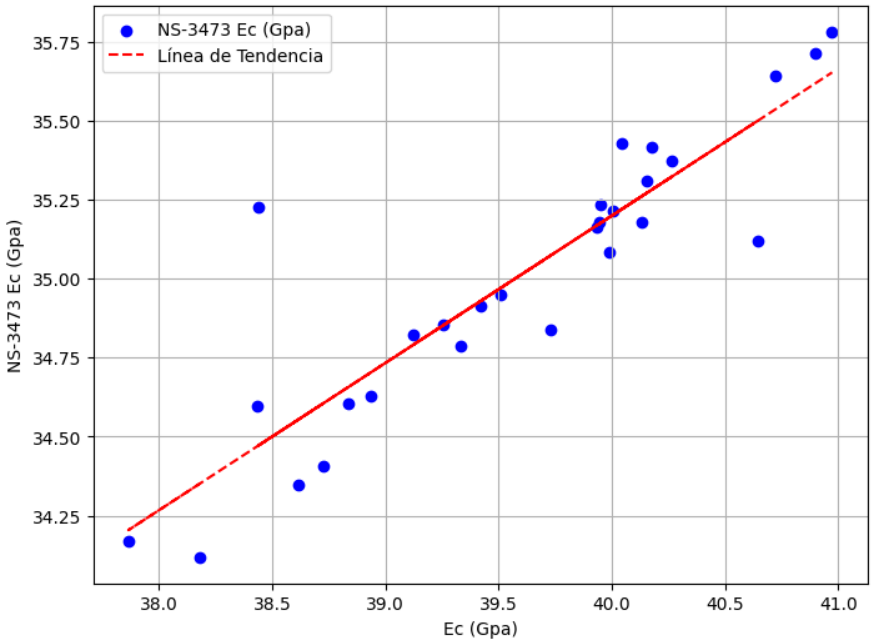
Figura N° 7.16

Correlación entre EC (GPa) y Eurocódigo 2 EC (GPa) para concreto sin fibra



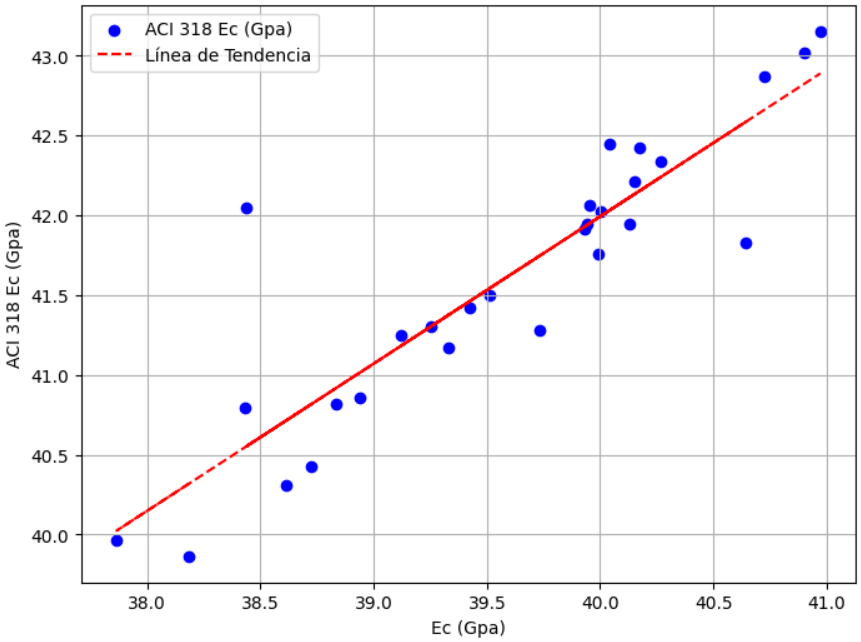
Nota: Ec (GPa) representa los resultados de los ensayos según la norma ASTM C469.

Figura N° 7.17
Correlación entre EC (GPa) y NS-3473 EC (GPa) para concreto sin fibra



Nota: Ec (GPa) representa los resultados de los ensayos según la norma ASTM C469.

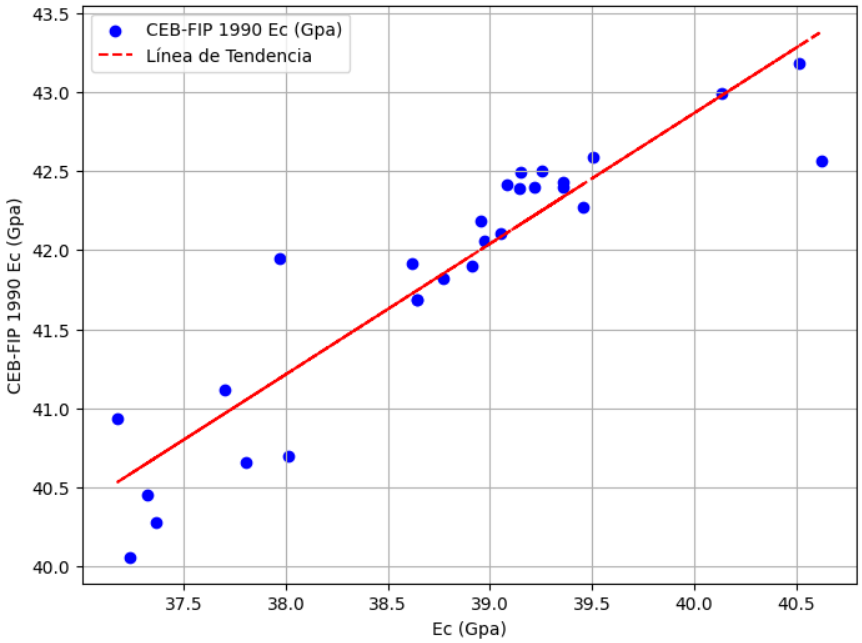
Figura N° 7.18
Correlación entre EC (GPa) y ACI 318 EC (GPa) para concreto sin fibra



Nota: Ec (GPa) representa los resultados de los ensayos según la norma ASTM C469.

Figura N° 7.19

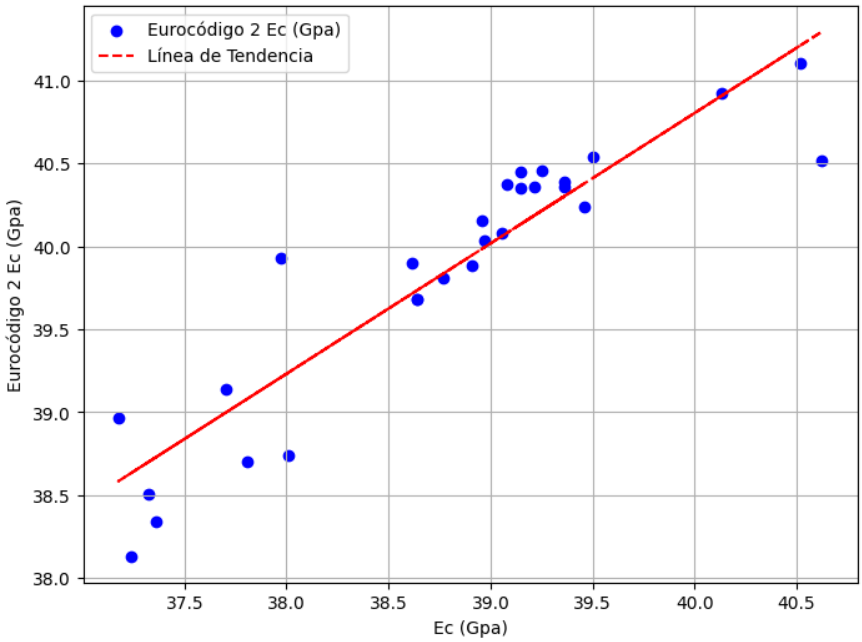
Correlación entre EC (GPa) y CEB-FIP 1990 EC (GPa) para concreto con fibra



Nota: Ec (GPa) representa los resultados de los ensayos según la norma ASTM C469.

Figura N° 7.20

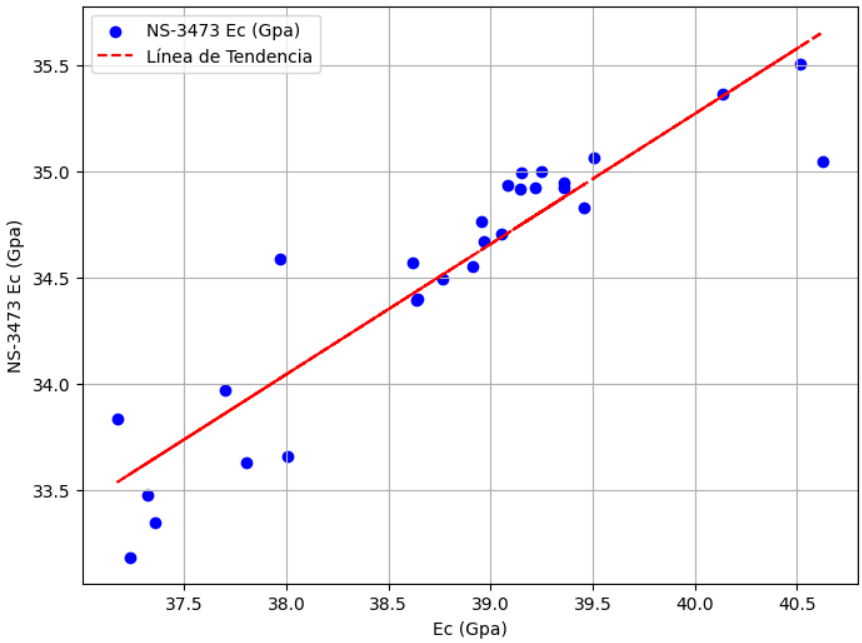
Correlación entre EC (GPa) y Eurocódigo 2 EC (GPa) para concreto con fibra



Nota: Ec (GPa) representa los resultados de los ensayos según la norma ASTM C469.

Figura N° 7.21

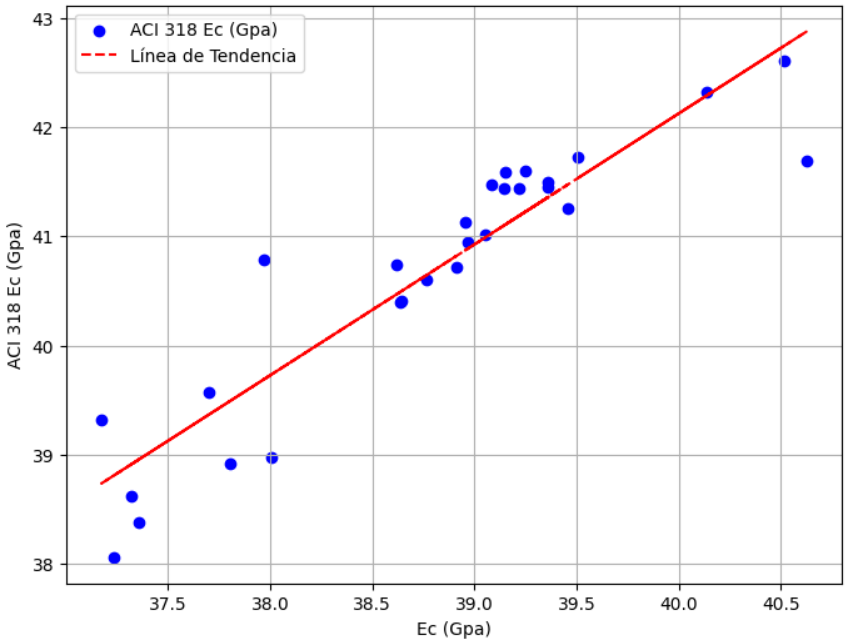
Correlación entre EC (GPa) y NS-3473 EC (GPa) para concreto con fibra



Nota: Ec (GPa) representa los resultados de los ensayos según la norma ASTM C469.

Figura N° 7.22

Correlación entre EC (GPa) y ACI 318 EC (GPa) para concreto con fibra



Nota: Ec (GPa) representa los resultados de los ensayos según la norma ASTM C469.

Tabla N° 7.15
Grado de correlación de módulo de elasticidad para los diferentes códigos del concreto sin fibra

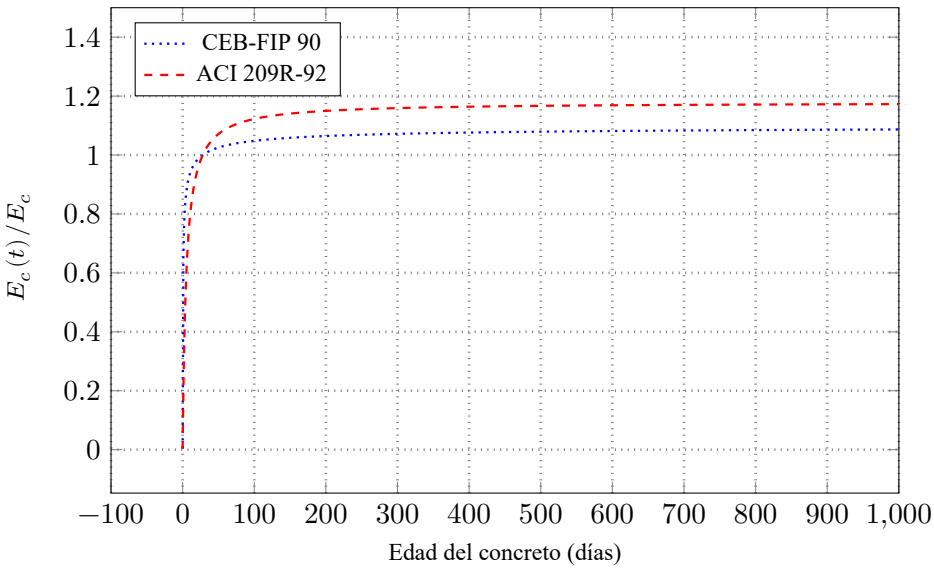
Estadísticas de la regresión	CEB-FIP	Eurocódigo 2	NS-3473	ACI 318
Coeficiente de correlación múltiple	0.8667	0.8676	0.8642	0.8667
Coeficiente de determinación R^2	0.7512	0.7528	0.7468	0.7512
p-valor	2.9167e-10	2.6542e-10	3.7681e-10	2.9167e-10
Error Medio Estandar (RMSE)	0.2737	0.2605	0.2029	0.4016

Tabla N° 7.16
Grado de correlación de módulo de elasticidad para los diferentes códigos del concreto con fibra

Estadísticas de la regresión	CEB-FIP	Eurocódigo 2	NS-3473	ACI 318
Coeficiente de correlación múltiple	0.9443	0.9454	0.9431	0.9448
Coeficiente de determinación R^2	0.8917	0.8938	0.8894	0.8927
p-valor	1.4831e-14	1.4428e-14	1.9879e-14	1.3171e-14
Error Medio Estandar (RMSE)	0.3307	0.3148	0.2459	0.4778

7.1.2.2.2. Módulo de elasticidad en el tiempo. El gráfico 7.23, muestra la comparación entre los modelos CEB-FIP (1993) y ACI 209R-92 en un rago de 1000 días de edad de concreto.

Figura N° 7.23
Desarrollo del módulo de elasticidad $E_c(t)$ del concreto en el tiempo

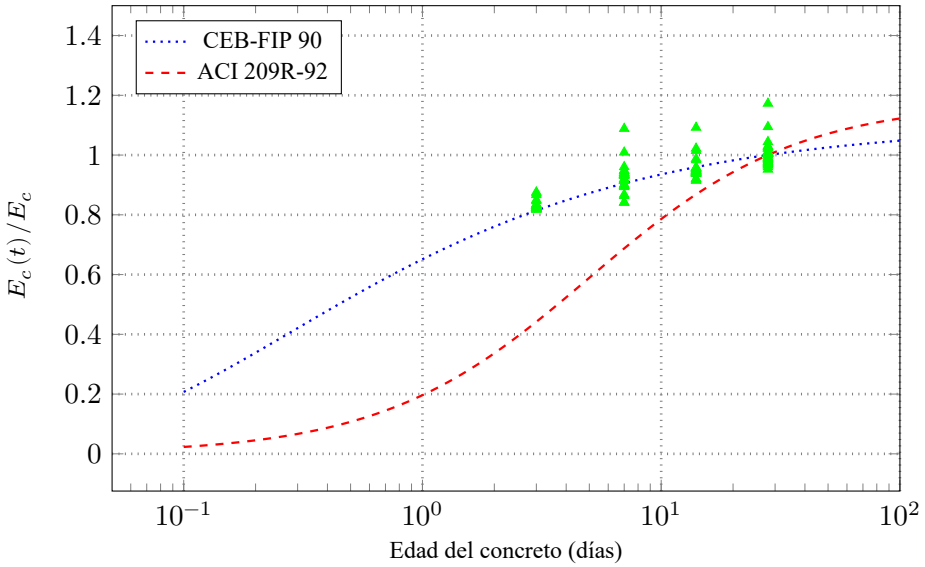


Nota: El valor de E_c para el concreto sin fibra en la presente investigación es de 39.776 GPa.

Los valores obtenidos del ensayo a compresión uniaxial según la norma ASTM C39 para las edades de 03, 07, 14 y 28 días del concreto se representan en la figura 7.5.

Figura N° 7.24

Variación del módulo de elasticidad $E_c(t)$ del concreto sin fibra



Nota: El valor de E_{cm} para el concreto sin fibra en la presente investigación es de 39.776 GPa.

Los modelos teóricos, como el CEB-FIP 1990 y ACI 209R-92, ofrecen un marco para predecir el módulo de elasticidad, lo que resulta útil para reducir la dependencia de pruebas experimentales extensas. No obstante, es necesario validar estos modelos comparando los valores estimados con los resultados obtenidos experimentalmente. En este estudio, se presenta un análisis comparativo entre los valores experimentales del módulo de elasticidad (E_c Última) y los estimados por los modelos antes mencionados, con el fin de evaluar la precisión del modelo.

Al realizar la prueba de normalidad para las muestras de módulo del elasticidad a los 3,7,14 y 28 días; se tiene los siguientes resultados.

Tabla N° 7.17

Pruebas de normalidad E_c (diferentes edades) para el concreto sin fibra

	Kolmogorov-Smirnov			Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
E_c(Datos)	0.104	119	0.003	0.946	119	0.000
E_c(CEB-FIP 1990)	0.091	119	0.017	0.965	119	0.004
E_c(ACI 209R-92)	0.157	119	0.000	0.889	119	0.000

Nota: * Esto es un límite inferior de la significación verdadera.

Tabla N° 7.18

Pruebas de normalidad E_c (diferentes edades) para el concreto con fibra

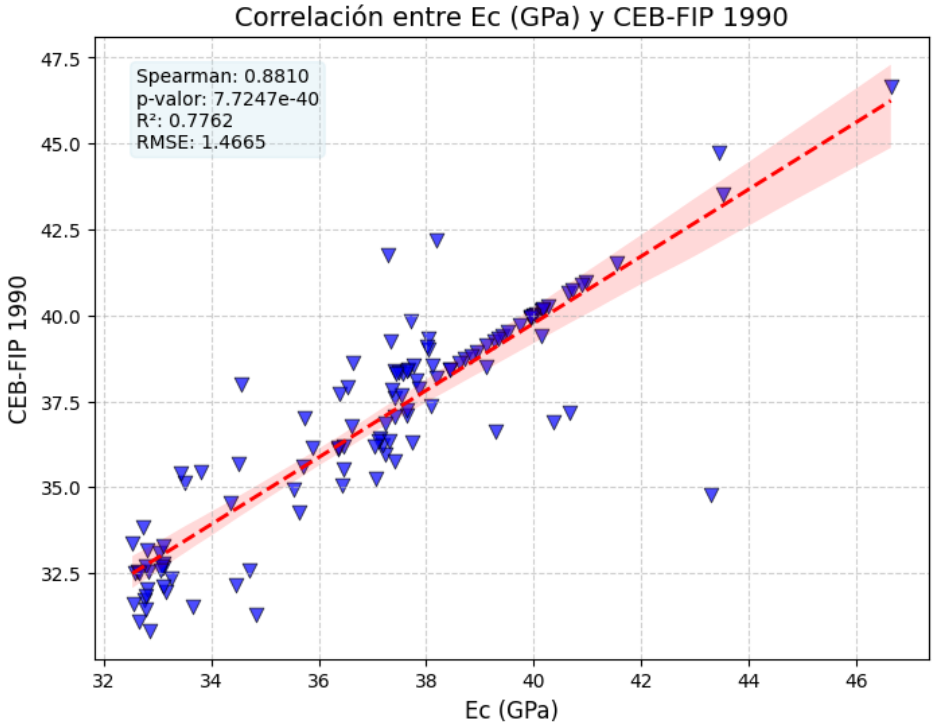
	Kolmogorov-Smirnov			Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
E_c(Datos)	0.123	117	0.000	0.946	117	0.000
E_c(CEB-FIP 1990)	0.111	117	0.001	0.959	117	0.001
E_c(ACI 209R-92)	0.158	117	0.000	0.881	117	0.000

Nota: * Esto es un límite inferior de la significación verdadera.

Tras observar los datos y dado que la muestra es mayor a 50, se tendrá en consideración la prueba de **Kolmogorov-Smirnov**, así mismo se observa que las variables no siguen una distribución normal (no paramétrica) debido a una significancia de menor a 0.05 (p-valor <0.05), a partir de ello se hace el uso de la prueba de **Spearman** para medir la correlación de variables.

Figura N° 7.25

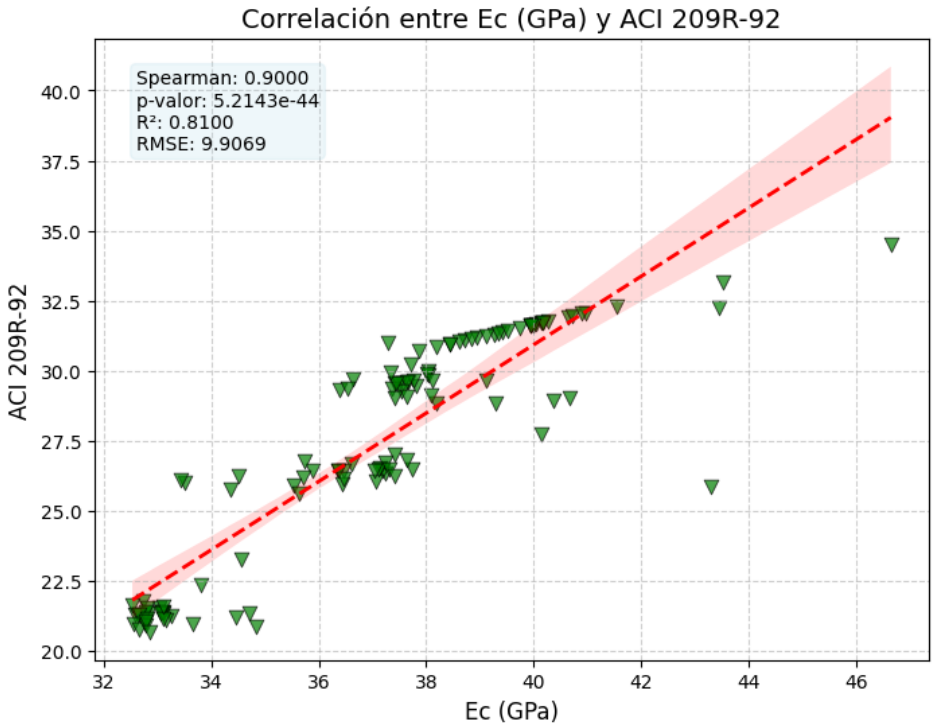
Correlación lineal entre los valores de E_c y el modelo CEB-FIP 1990 para el concreto sin fibra



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), R² (coeficiente de determinación).

Figura N° 7.26

Correlación lineal entre los valores de E_c y el modelo ACI 209R-92 para el concreto sin fibra



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), R² (coeficiente de determinación).

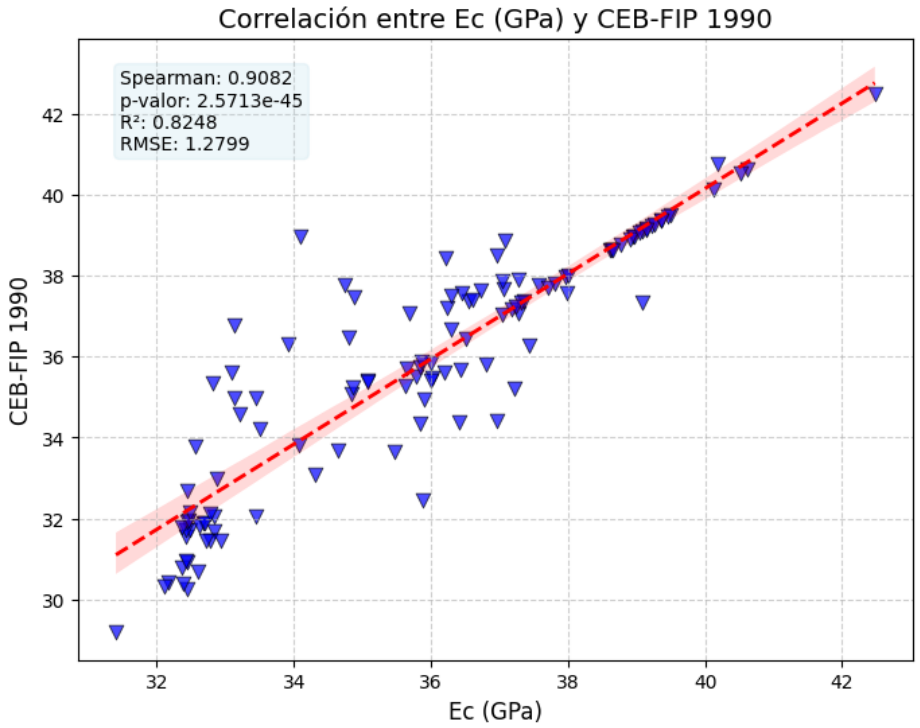
Tabla N° 7.19

Correlación del Módulo de Elasticidad en concretos sin fibras según diferentes códigos

Estadísticas de la regresión - Correlación	CEB-FIP 1990	ACI 209R-92
Coeficiente de correlación múltiple	0.8810	0.9000
Coeficiente de determinación R^2	0.7762	0.8100
p-valor	7.7247e-40	5.2143e-44
Error Medio Estándar (RMSE)	1.4665	9.9069

Figura N° 7.27

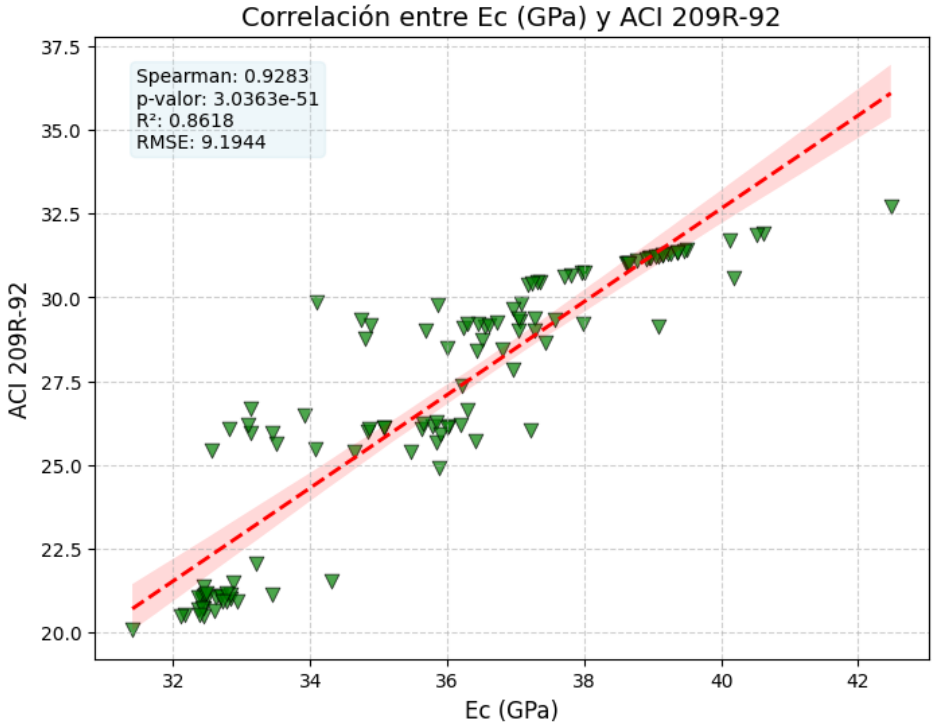
Correlación lineal entre los valores de E_c y el modelo ACI 209R-92 para el concreto con fibra



Nota: MAE (Error Medio Absoluto), RMSE (Error Cuadrático Medio), R² (coeficiente de determinación).

Figura N° 7.28

Correlación lineal entre los valores de E_c y el modelo ACI 209R-92 para el concreto con fibra



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), R² (coeficiente de determinación).

Tabla N° 7.20
Correlación del Módulo de Elasticidad en concretos con fibras según diferentes códigos

Estadísticas de la regresión - Correlación de E_c	CEB-FIP 1990	ACI 209R-92
Coeficiente de correlación múltiple	0.9082	0.9283
Coeficiente de determinación R^2	0.8248	0.8618
p-valor	2.5713e-45	3.0363e-51
Error Medio Estandar (RMSE)	1.2799	9.1944

7.1.2.3 Humedad Relativa

Debido a que el caso de estudio es para dos zonas distintas, entonces se desea conocer la humedad relativa en la etapa de construcción del puente. Los valores utilizados fueron tomados de los resultados indicados usando el higrómetro.

A continuación se presenta la tabla de resultados indicados con el higrómetro:

Tabla N° 7.21
Datos de humedad realtiva (RH) para el puente Salvador (Huánuco)

FECHA	T° max	RH(%)
Ene-22	28.65°C	87.13
Feb-22	26.21°C	88.69
Mar-22	26.58°C	88.6
Abr-22	29.01°C	86.77
May-22	27.5°C	85.36
Jun-22	27.32°C	80.92
Jul-22	27.41°C	76.83
Ago-22	29.43°C	71.12
Set-22	31.01°C	70.92
Oct-22	30.87°C	77.18
Nov-22	29.43°C	83.15
Dic-22	28.04°C	86.02
Promedio:	28.46°C	81.89

Tabla N° 7.22
Datos de humedad realtiva (RH) para el puente Kutuctay (Apurímac)

SECTOR	SEGMENTO	PROGRESIVA	T° max	RH
CONTRAPESO		K0+141.020	20.10°C	50.30%
VOLADIZO 01	DV-01	K0+144.470	20.30°C	50.40%
	DV-03	K0+152.470	19.60°C	49.80%
	DV-05	K0+160.470	19.90°C	49.80%
	DV-07	K0+168.470	20.30°C	50.30%
	DV-09	K0+176.970	19.70°C	50.10%
	DV-11	K0+185.970	20.0°C	50.10%
	DV-14	K0+199.470	20.10°C	49.50%
DCC		K0+201.020	20.10°C	50.10%
VOLADIZO 02	DV-11	K0+202.270	20.0°C	50.30%
	DV-09	K0+211.270	20.10°C	49.50%
	DV-07	K0+220.270	19.70°C	50.00%
	DV-05	K0+229.270	19.60°C	50.30%
	DV-03	K0+238.070	20.20°C	50.40%
	DV-01	K0+245.070	20.10°C	49.60%
DSP		K0+251.020	20.30°C	50.40%
VOLADIZO 03	DV-02	K0+260.470	20.30°C	50.30%
	DV-04	K0+267.970	19.70°C	50.10%
	DV-06	K0+276.970	20.0°C	50.10%
	DV-08	K0+285.970	19.80°C	50.10%
	DV-10	K0+294.970	21.10°C	50.10%
	DV-11b	K0+299.470	20.0°C	50.30%
DSE		K0+301.020	20.10°C	50.10%

PROMEDIO	20.015°C	50.07%

7.1.2.4 Fluencia del concreto (creep)

En esta investigación, se llevó a cabo un ensayo de fluencia (creep) del concreto en compresión, conforme a la norma ASTM C512-02. Para el análisis comparativo, se emplearon los modelos de predicción de fluencia propuestos por los modelos CEB-FIP (90), actiualización del modelo CEB-FIP 1990 - CEB-FIP (99), CEB-FIP (2010), método ACI 209R-92, ASSHTO y el modelo B4.

7.1.2.4.1. Puente Kutuctay (Apurímac). De acuerdo con el ensayo realizado en el puente Kutuctay, se presenta a continuación la variación del coeficiente de fluencia en función del tiempo.

Tabla N° 7.23
Experimento para comparar los modelos de fluencia (creep) - Puente Kutuctay

t'	ϕ	f_{cm}	T°	w/c	a/c	Cemento (kg/m3)	Tipo	s	V/S	h =2A/u	t_0	RH (%)
2hrs.	0.0366	63.45	20	0.49	3.43	510	R	0.2	30	75	4	50
6hrs.	0.1066	63.45	20	0.49	3.43	510	R	0.2	30	75	4	50
1	0.3397	63.45	20	0.49	3.43	510	R	0.2	30	75	4	50
2	0.5318	63.45	20	0.49	3.43	510	R	0.2	30	75	4	50
3	0.6601	63.45	20	0.49	3.43	510	R	0.2	30	75	4	50
5	0.8885	63.45	20	0.49	3.43	510	R	0.2	30	75	4	50
6	0.9450	63.45	20	0.49	3.43	510	R	0.2	30	75	4	50
7	1.0012	63.45	20	0.49	3.43	510	R	0.2	30	75	4	50
14	1.3735	63.45	20	0.49	3.43	510	R	0.2	30	75	4	50
20	1.4995	63.45	20	0.49	3.43	510	R	0.2	30	75	4	50
28	1.6585	63.45	20	0.49	3.43	510	R	0.2	30	75	4	50
57	1.9982	63.45	20	0.49	3.43	510	R	0.2	30	75	4	50
89	2.2215	63.45	20	0.49	3.43	510	R	0.2	30	75	4	50

Nota: w/c (relación agua-cemento), a/c (es la relación árido-cemento), VS (relación volumen-superficie).

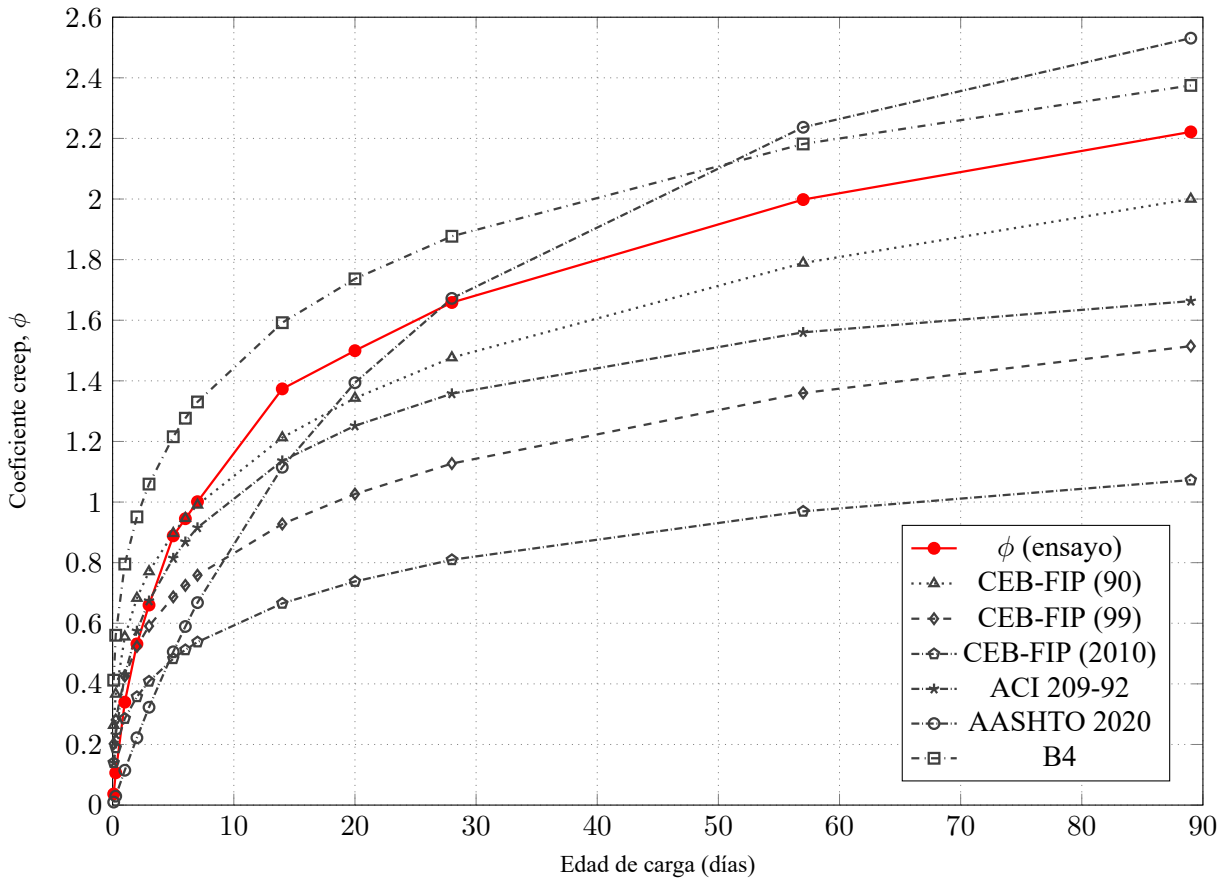
Tabla N° 7.24

Cuadro comparativo del coeficiente creep para diferentes modelos - Puente Kutuctay

Δt	ϕ	CEB-FIP (90)	CEB-FIP (99)	CEB-FIP (2010)	ACI 209R-92	AASHTO 2020	B4
2hrs.	0.0366	0.2637	0.2022	0.1400	0.1398	0.0099	0.4122
6hrs.	0.1066	0.3665	0.2810	0.1888	0.2327	0.0295	0.5604
1	0.3397	0.5552	0.4256	0.2857	0.4306	0.1149	0.7954
2	0.5318	0.6830	0.5235	0.3574	0.5744	0.2222	0.9511
3	0.6601	0.7707	0.5906	0.4085	0.6740	0.3227	1.0593
5	0.8885	0.8969	0.6871	0.4830	0.8148	0.5058	1.2156
6	0.9450	0.9465	0.7250	0.5123	0.8688	0.5893	1.2767
7	1.0012	0.9905	0.7586	0.5381	0.9157	0.6681	1.3304
14	1.3735	1.2126	0.9276	0.6657	1.1363	1.1149	1.5920
20	1.4995	1.3432	1.0264	0.7379	1.2516	1.3939	1.7366
28	1.6585	1.4767	1.1270	0.8096	1.3577	1.6721	1.8771
57	1.9982	1.7888	1.3597	0.9694	1.5601	2.2368	2.1817
89	2.2215	2.0000	1.5145	1.0727	1.6633	2.5308	2.3749

Figura N° 7.29

Coeficiente creep (ϕ) del concreto para diferentes modelos - Puente Kutuctay (Apurímac)

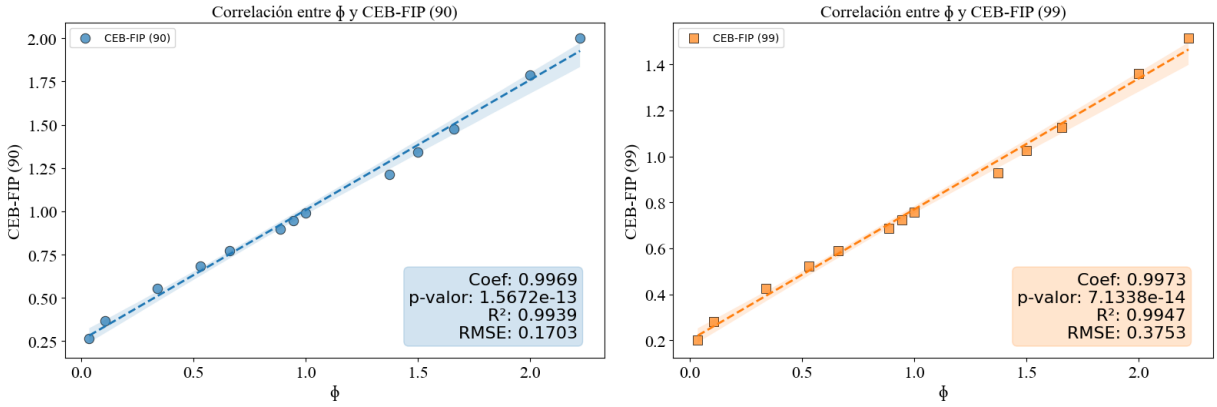


Nota: Elaboración propia.

A continuación se presenta los gráficos de correlación entre los resultados del ensayo de creep y los diferentes modelos de predicción.

Figura N° 7.30

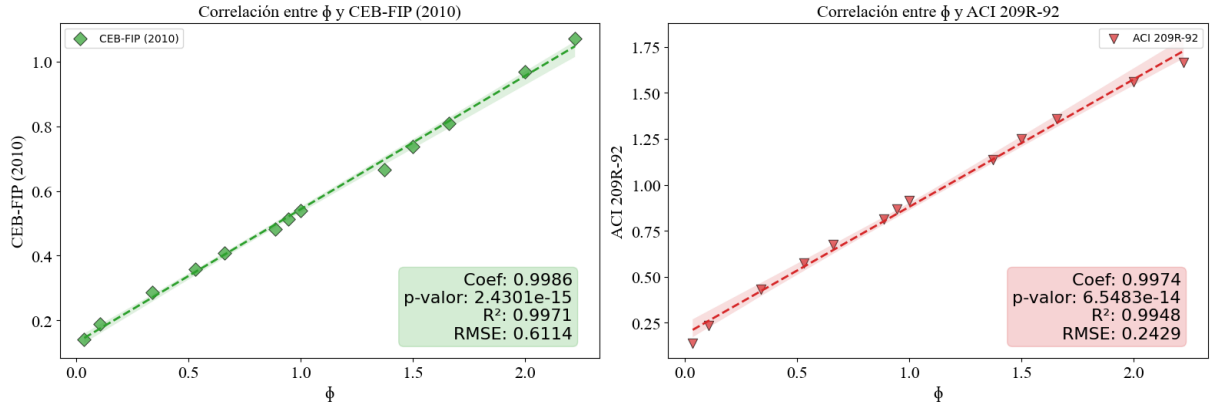
Correlación lineal entre los valores de ϕ y el modelo CEB-FIP(90) y CEB-FIP(99) - Puente Kutuctay



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), R² (coeficiente de determinación).

Figura N° 7.31

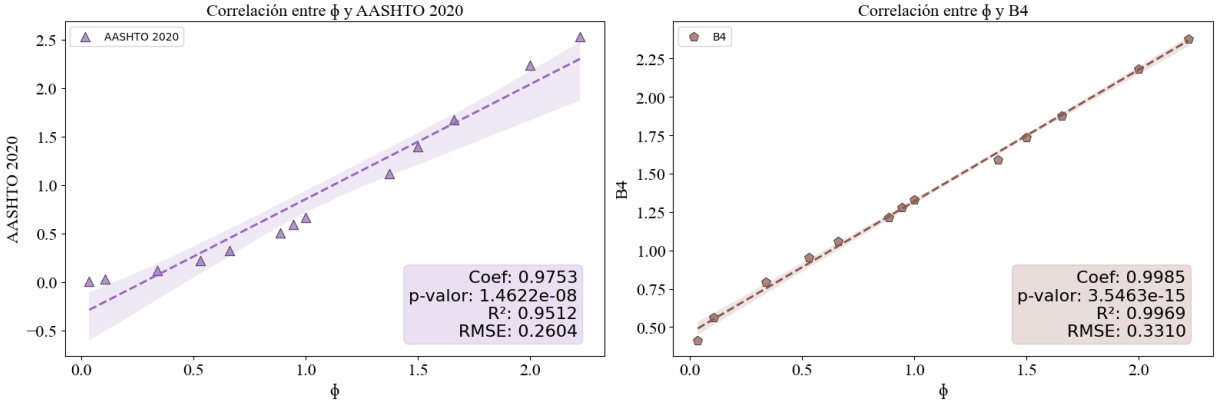
Correlación lineal entre los valores de ϕ y el modelo CEB-FIP(2010) y ACI 209R-92 - Puente Kutuctay



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), R² (coeficiente de determinación).

Figura N° 7.32

Correlación lineal entre los valores de ϕ y el modelo AASHTO 2020 y B4 - Puente Kutuctay



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), R² (coeficiente de determinación).

Tabla N° 7.25
Correlación de coeficiente creep para los diferentes códigos - Puente Kutuctay

Correlación	CEB-FIP (90)	CEB-FIP (99)	CEB-FIP (2010)	ACI 209R-92	AASHTO	B4
Coeficiente	0.9969	0.9973	0.9986	0.9974	0.9753	0.9985
R^2	0.9939	0.9947	0.9971	0.9948	0.9512	0.9969
p-valor	1.567e-13	7.133e-14	2.430e-15	6.548e-14	1.46e-08	3.54e-15
RMSE	0.1703	0.3753	0.6114	0.2429	0.2604	0.3310

Nota: RMSE (Error Medio Estandar), R^2 (coeficiente de determinación).

7.1.2.4.2. Puente Salvador (Huánuco). De acuerdo con el ensayo realizado en el puente Salvador, se presenta a continuación la variación del coeficiente de fluencia en función del tiempo.

Tabla N° 7.26
Experimento para comparar los modelos de fluencia (creep) - Puente Salvador

t'	ϕ	f_{cm}	T°	w/c	a/c	Cemento (kg/m3)	Tipo	s	V/S	h =2A/u	t_0	RH (%)
2hrs.	0.3223	61.2699	20	0.49	3.43	500	R	0.2	30	75	4	50
6hrs.	0.3650	61.2699	20	0.49	3.43	500	R	0.2	30	75	4	50
1	0.4456	61.2699	20	0.49	3.43	500	R	0.2	30	75	4	50
2	0.6667	61.2699	20	0.49	3.43	500	R	0.2	30	75	4	50
6	1.1481	61.2699	20	0.49	3.43	500	R	0.2	30	75	4	50
7	1.2146	61.2699	20	0.49	3.43	500	R	0.2	30	75	4	50
14	1.5081	61.2699	20	0.49	3.43	500	R	0.2	30	75	4	50
21	1.5874	61.2699	20	0.49	3.43	500	R	0.2	30	75	4	50
28	1.6432	61.2699	20	0.49	3.43	500	R	0.2	30	75	4	50
58	1.8052	61.2699	20	0.49	3.43	500	R	0.2	30	75	4	50
88	1.9464	61.2699	20	0.49	3.43	500	R	0.2	30	75	4	50

Nota: w/c (relación agua-cemento), a/c (es la relación árido-cemento), VS (relación volumen-superficie).

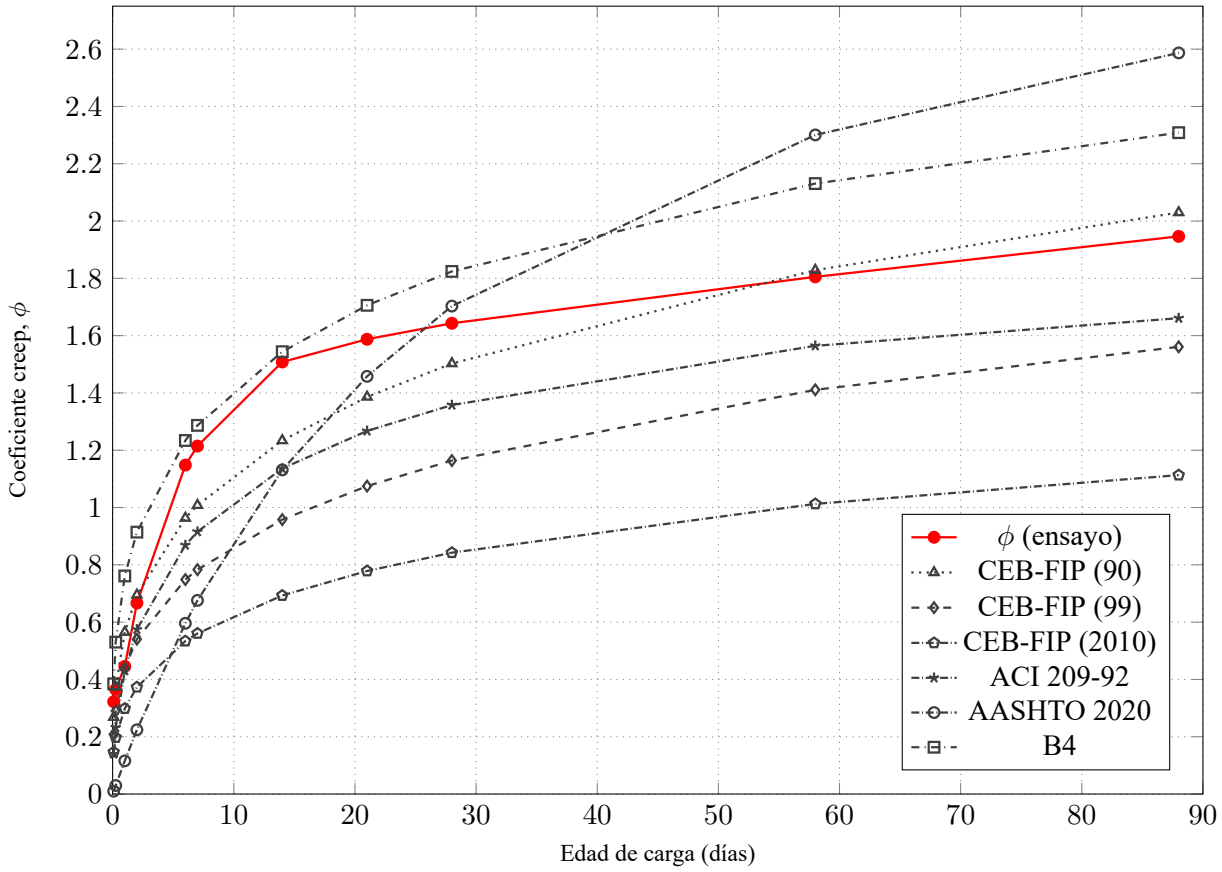
Tabla N° 7.27

Cuadro comparativo del coeficiente creep para diferentes modelos - Puente Salvador

Δt	ϕ	CEB-FIP (90)	CEB-FIP (99)	CEB-FIP (2010)	ACI 209R-92	AASHTO 2020	B4
2hrs.	0.3223	0.2683	0.2087	0.1465	0.1398	0.0100	0.3846
6hrs.	0.3650	0.3730	0.2902	0.1975	0.2327	0.0297	0.5303
1	0.4456	0.5650	0.4395	0.2985	0.4306	0.1158	0.7611
2	0.6667	0.6950	0.5406	0.3731	0.5744	0.2242	0.9142
6	1.1481	0.9632	0.7487	0.5338	0.8688	0.5960	1.2341
7	1.2146	1.0080	0.7833	0.5606	0.9157	0.6760	1.2869
14	1.5081	1.2340	0.9579	0.6930	1.1363	1.1313	1.5440
21	1.5874	1.3860	1.0747	0.7786	1.2673	1.4579	1.7059
28	1.6432	1.5027	1.1641	0.8424	1.3577	1.7031	1.8242
58	1.8052	1.8286	1.4109	1.0127	1.5645	2.3006	2.1308
88	1.9464	2.0298	1.5609	1.1132	1.6609	2.5869	2.3085

Figura N° 7.33

Coeficiente creep ϕ del concreto para diferentes modelos - Puente Salvador (Huánuco)

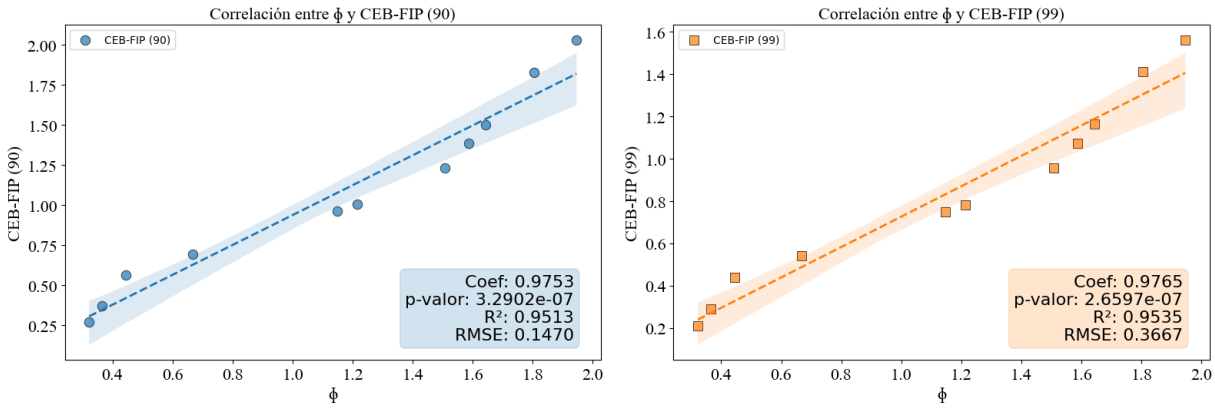


Nota: Elaboración propia.

A continuación se presenta los gráficos de correlación entre los resultados del ensayo de creep y los diferentes modelos de predicción.

Figura N° 7.34

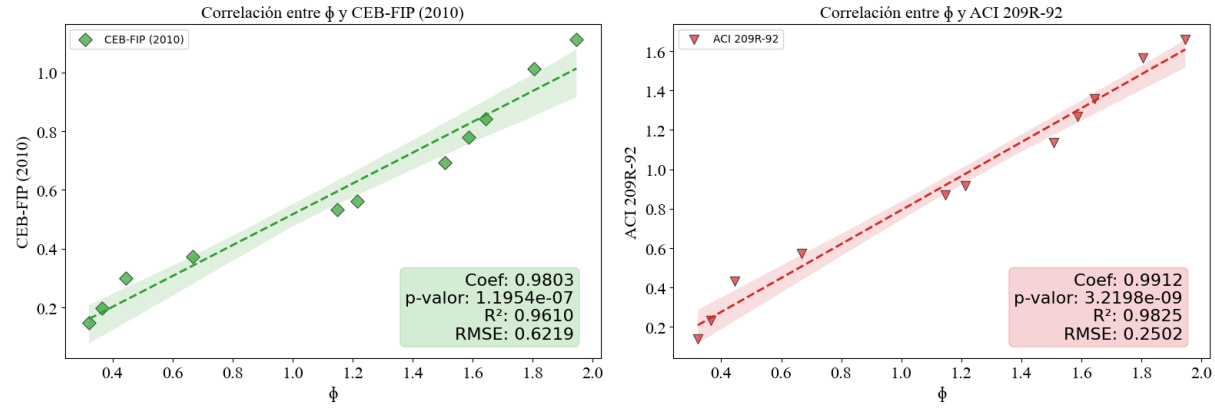
Correlación lineal entre los valores de ϕ y el modelo CEB-FIP (90) y CEB-FIP (99) - Puente Salvador



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), R² (coeficiente de determinación).

Figura N° 7.35

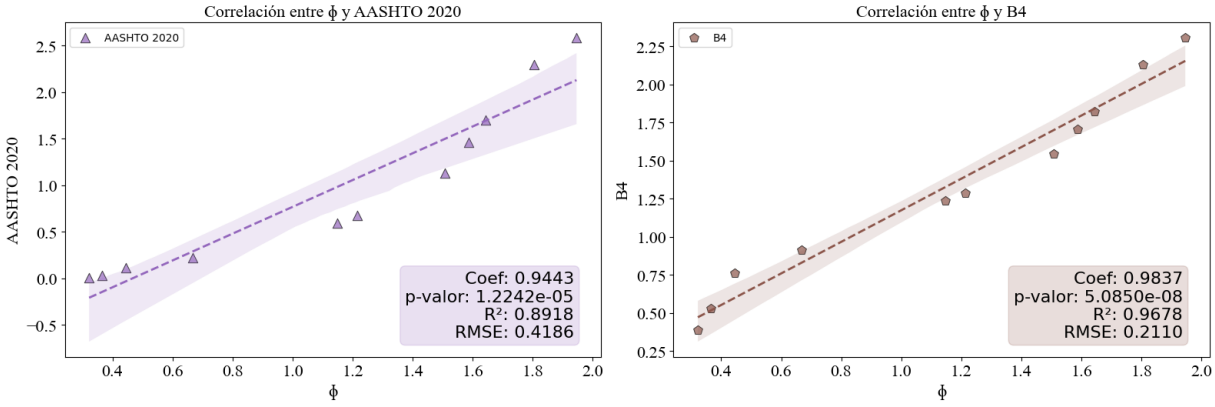
Correlación lineal entre los valores de ϕ y el modelo CEB-FIP (2010) y ACI 209R-92 - Puente Salvador



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), R² (coeficiente de determinación).

Figura N° 7.36

Correlación lineal entre los valores de ϕ y el modelo AASHTO 2020 y B4 - Puente Salvador



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), R² (coeficiente de determinación).

Tabla N° 7.28
Correlación de coeficiente creep para los diferentes códigos - Puente Salvador

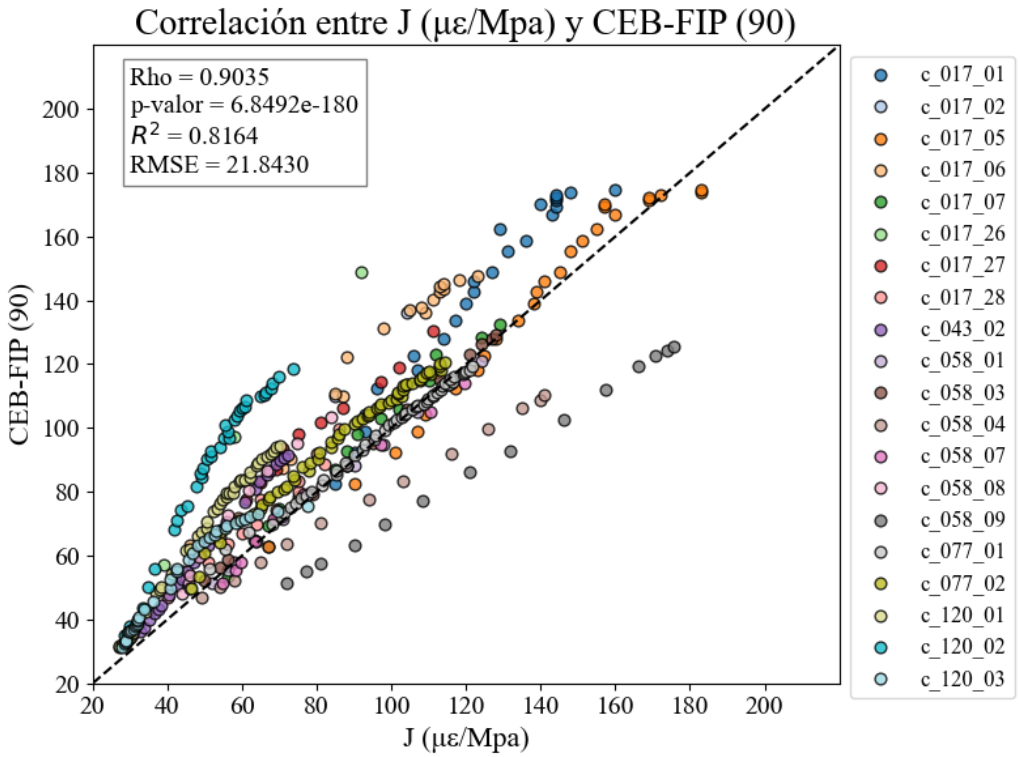
Correlación	CEB-FIP (90)	CEB-FIP (99)	CEB-FIP (2010)	ACI 209R-92	AASHTO	B4
Coeficiente	0.9753	0.9765	0.9803	0.9912	0.9443	0.9837
R^2	0.9513	0.9535	0.9610	0.9825	0.8918	0.9678
p-valor	3.290e-07	2.659e-07	1.195e-07	3.219e-09	1.22e-05	5.08e-08
RMSE	0.1470	0.3667	0.6219	0.2502	0.4186	0.2110

Nota: RMSE (Error Medio Estandar), R^2 (coeficiente de determinación).

7.1.2.4.3. Pruebas experimentales de la base de datos NU-ITI. Hasta la fecha se han realizado y publicado numerosos experimentos de contracción y fluencia. Entre ellos, en este apartado se utilizan datos de pruebas experimentales de la base de datos NU-ITI (Hubler, Wendner, y Bazant, 2008) para analizar los seis modelos introducidos. Esta base de datos, anteriormente conocida como base de datos RILEM, se creó hace 40 años y actualmente alberga un conjunto de datos de ensayos de contracción y fluencia. A lo largo de su vida, esta base de datos se ha ampliado en colaboración con el ACI, la CEB y el RILEM, y en la actualidad su mantenimiento corre a cargo del Instituto de Tecnología de Infraestructuras de la Universidad Northwestern. La base de datos ampliada contiene datos de (aproximadamente) 490 ensayos de contracción y 620 ensayos de fluencia, junto con sus referencias de apoyo (Hubler et al., 2008). El objetivo principal de la base de datos de referencia es evaluar los modelos de predicción, por lo que es adecuada para calibrar y comparar los modelos explorados en el presente estudio.

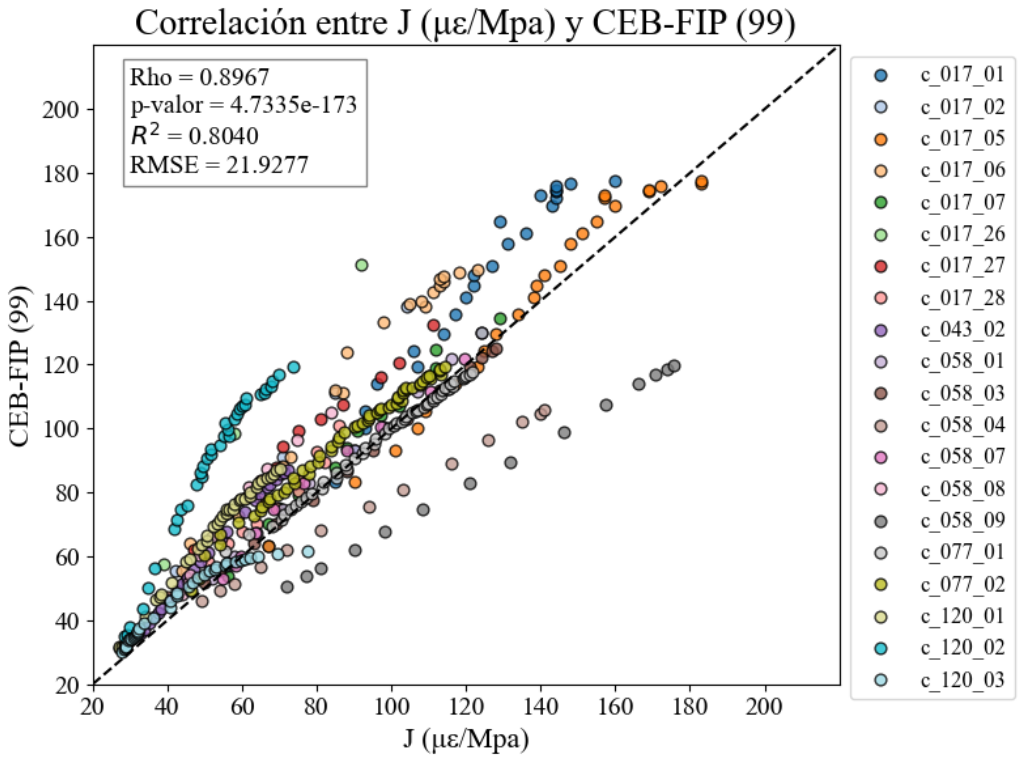
Para datos sin calibrar.

Figura N° 7.37
Rendimiento del modelo CEB-FIP (90) para concreto en fluencia sin calibrar



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

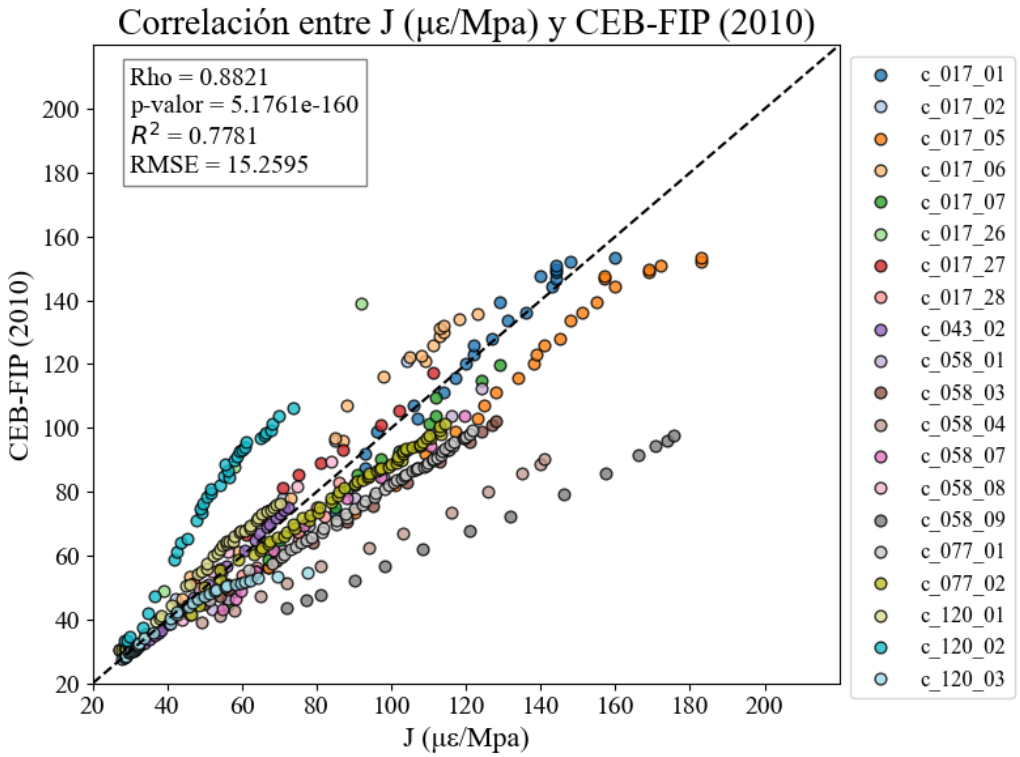
Figura N° 7.38
Rendimiento del modelo CEB-FIP (99) para concreto en fluencia sin calibrar



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

Figura N° 7.39

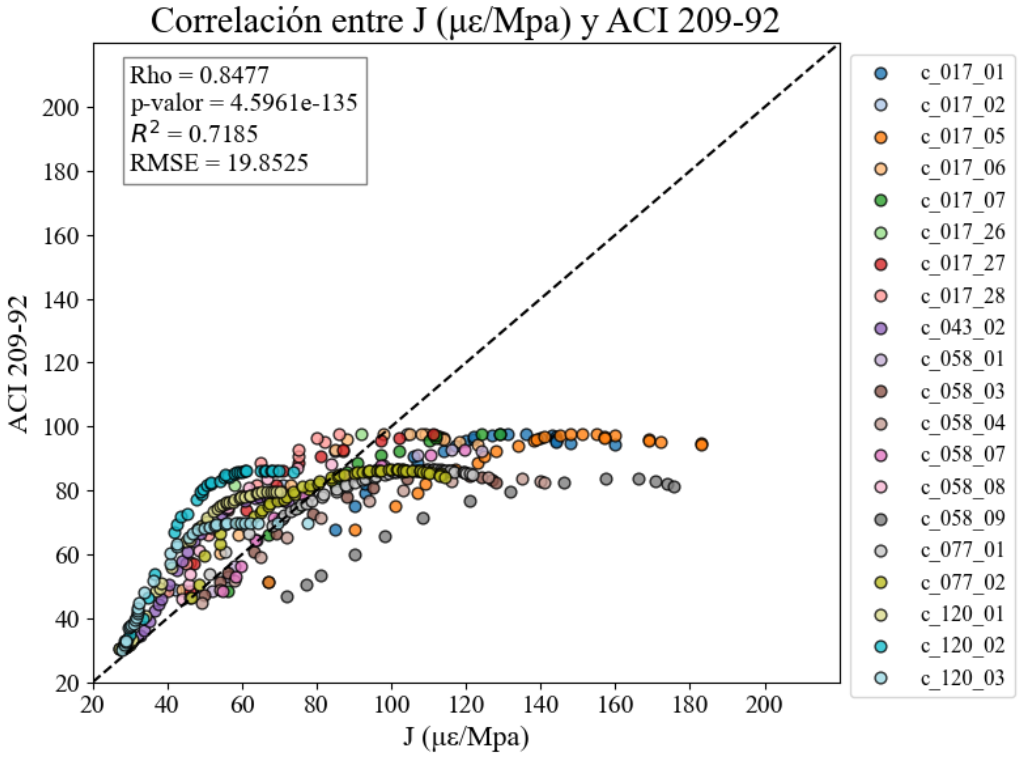
Rendimiento del modelo CEB-FIP (2010) para concreto en fluencia sin calibrar



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

Figura N° 7.40

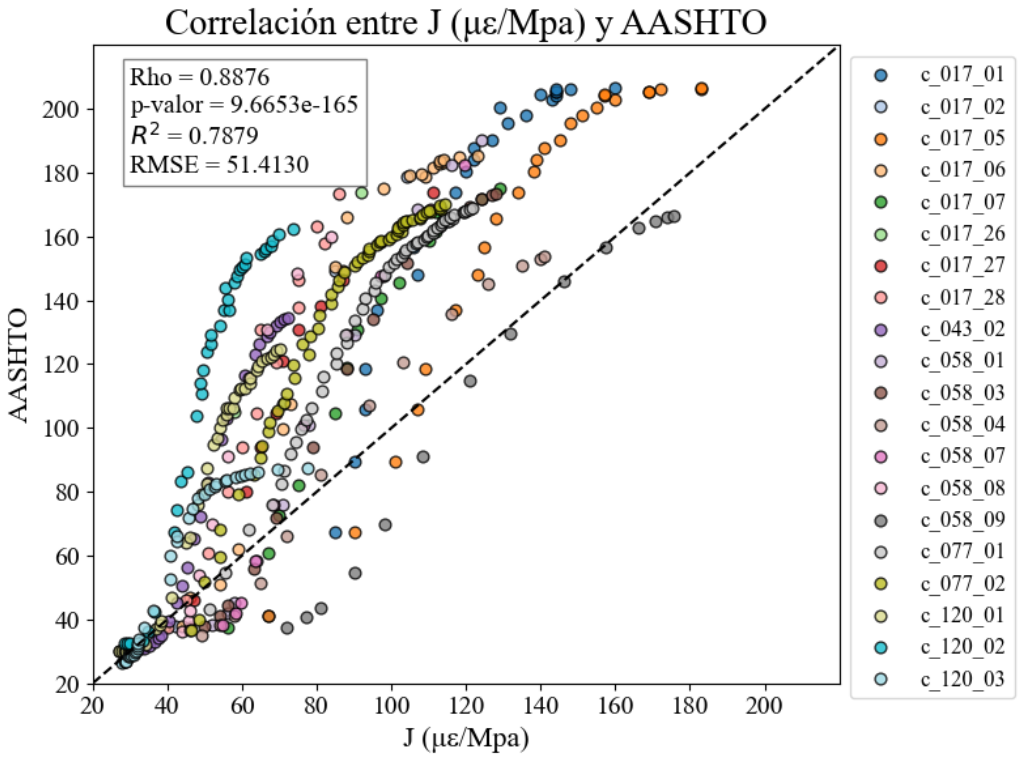
Rendimiento del modelo ACI 209R-92 para concreto en fluencia sin calibrar



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

Figura N° 7.41

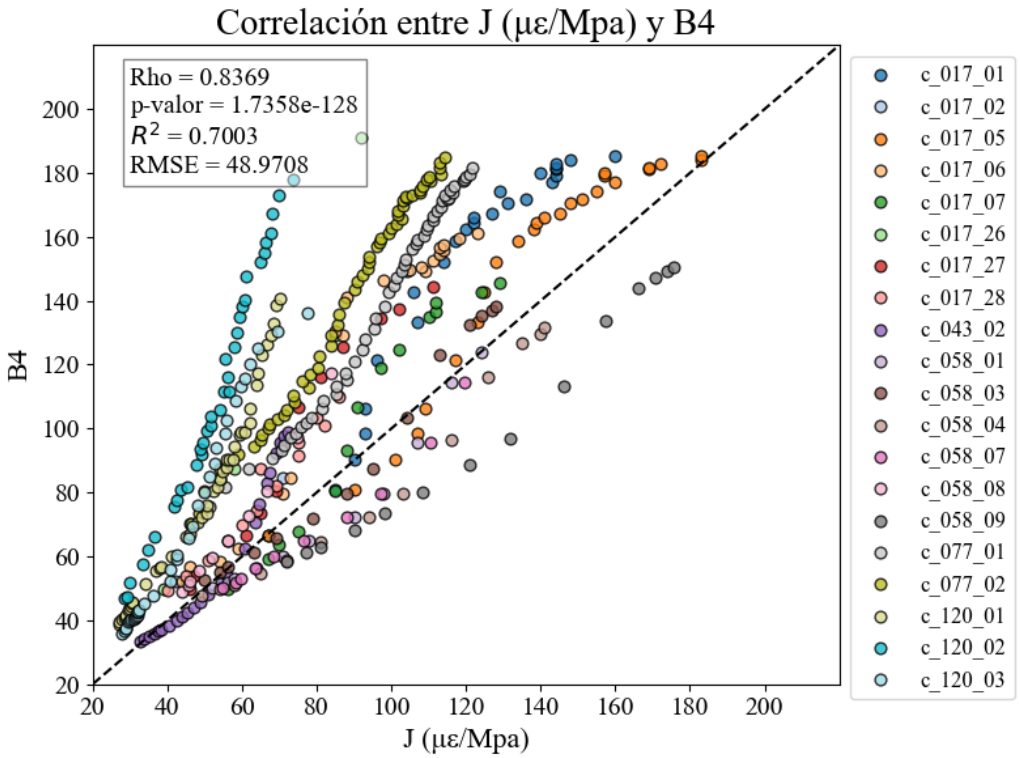
Rendimiento del modelo AASHTO 2020 para concreto en fluencia sin calibrar



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

Figura N° 7.42

Rendimiento del modelo B4 para concreto en fluencia sin calibrar



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

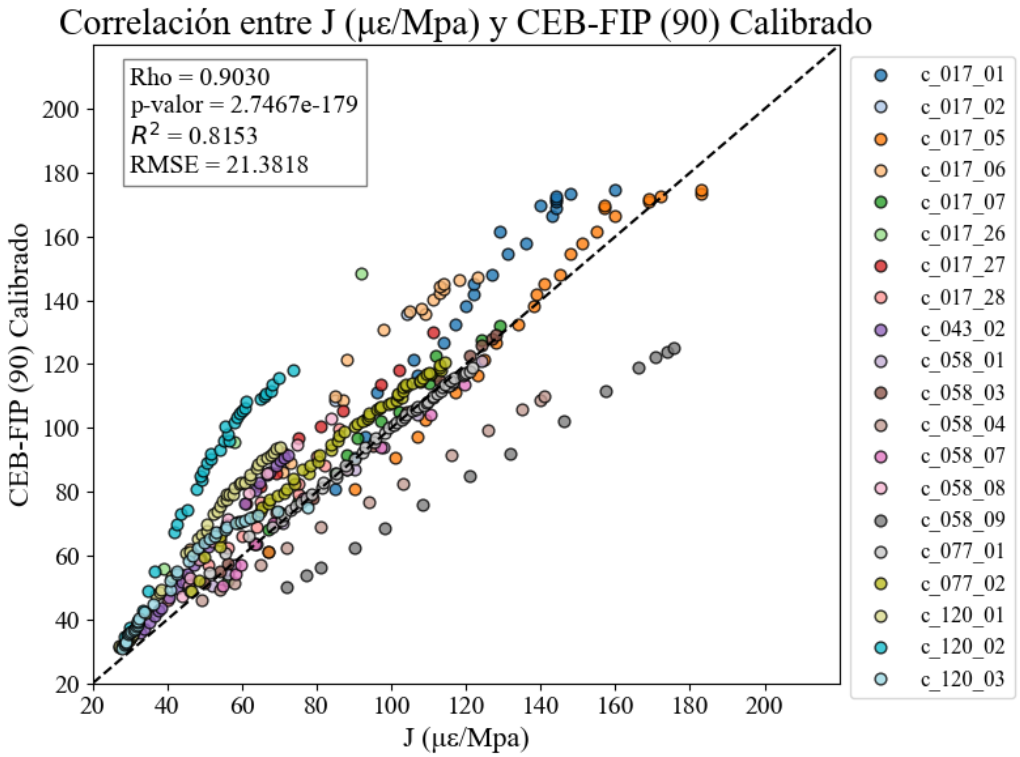
Tabla N° 7.29
Correlación de coeficiente creep para los diferentes códigos - concreto en fluencia sin calibrar

Correlación	CEB-FIP (90)	CEB-FIP (99)	CEB-FIP (2010)	ACI 209R-92	AASHTO	B4
Rho	0.9035	0.8967	0.8821	0.8477	0.8876	0.8369
R^2	0.8164	0.8040	0.7781	0.7879	0.8119	0.7003
p-valor	3.84e-180	4.73e-173	5.17e-160	4.59e-135	9.66e-165	1.73e-128
RMSE	21.843	21.928	15.259	19.852	51.413	48.971

Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

Para datos calibrados. Se tiene los siguientes gráficos que representan el rendimiento de cada modelo.

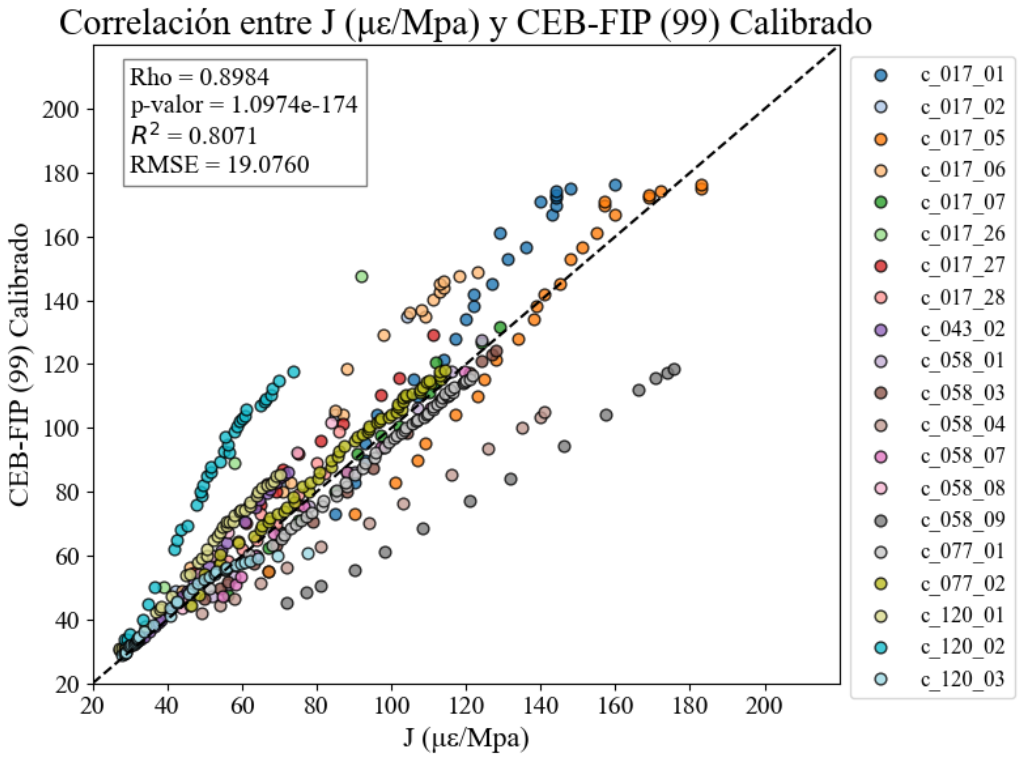
Figura N° 7.43
Rendimiento del modelo CEB-FIP (90) para concreto en fluencia calibrado



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

Figura N° 7.44

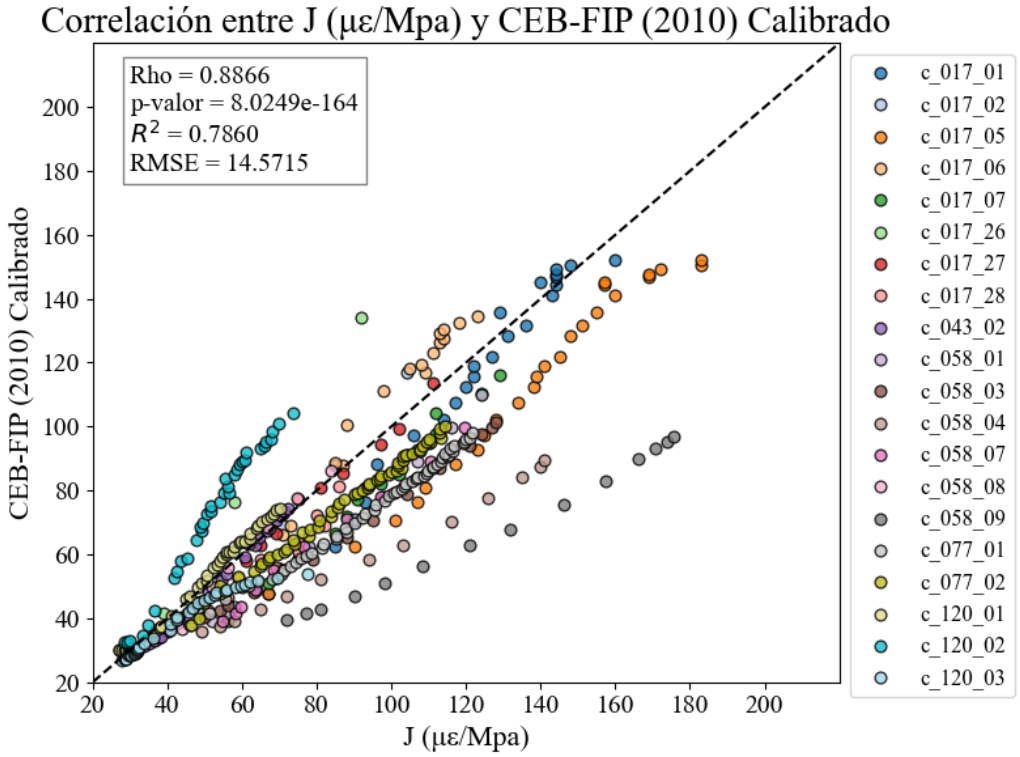
Rendimiento del modelo CEB-FIP (99) para concreto en fluencia calibrado



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

Figura N° 7.45

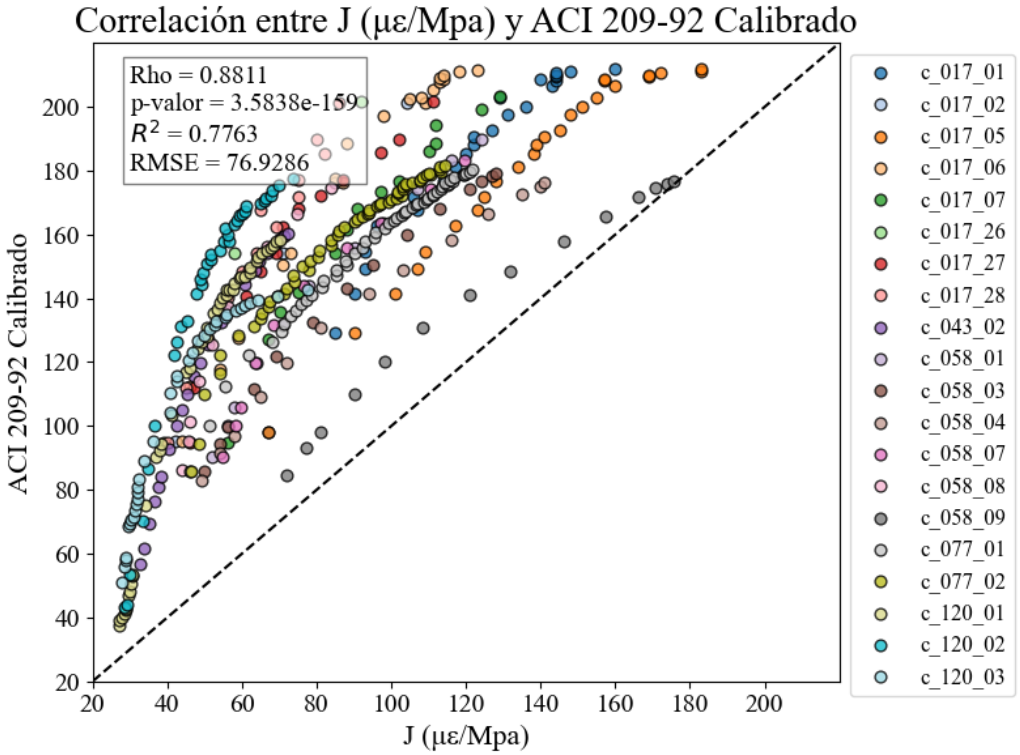
Rendimiento del modelo CEB-FIP (2010) para concreto en fluencia calibrado



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

Figura N° 7.46

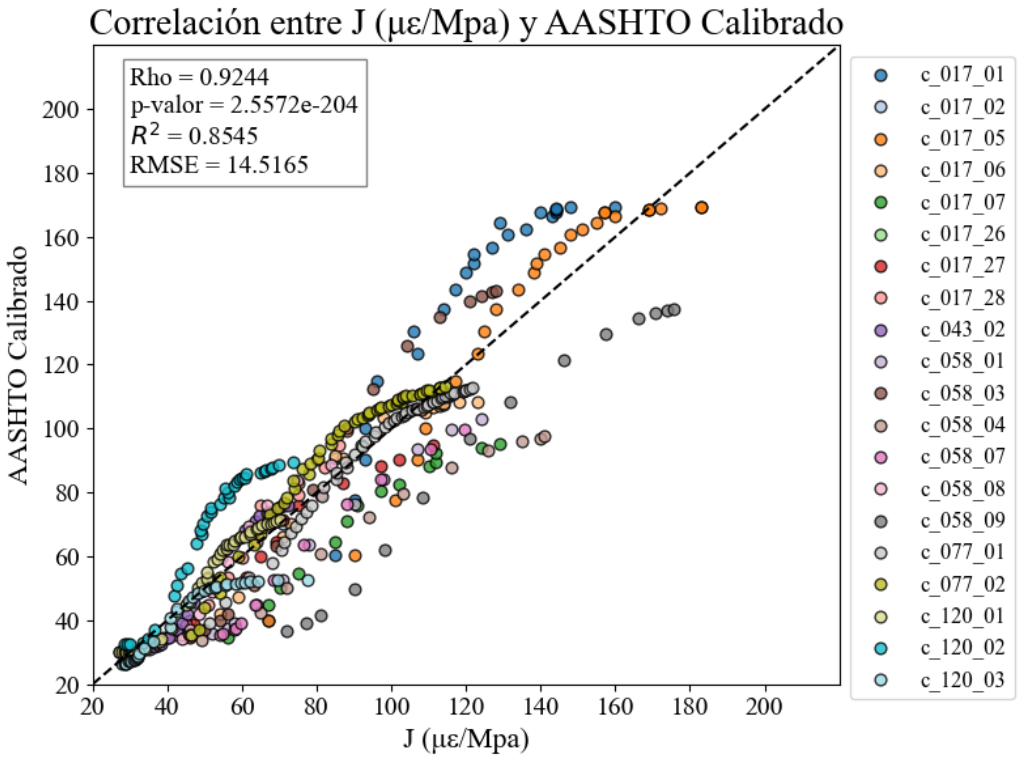
Rendimiento del modelo ACI 209R-92 para concreto en fluenciacalibrado



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

Figura N° 7.47

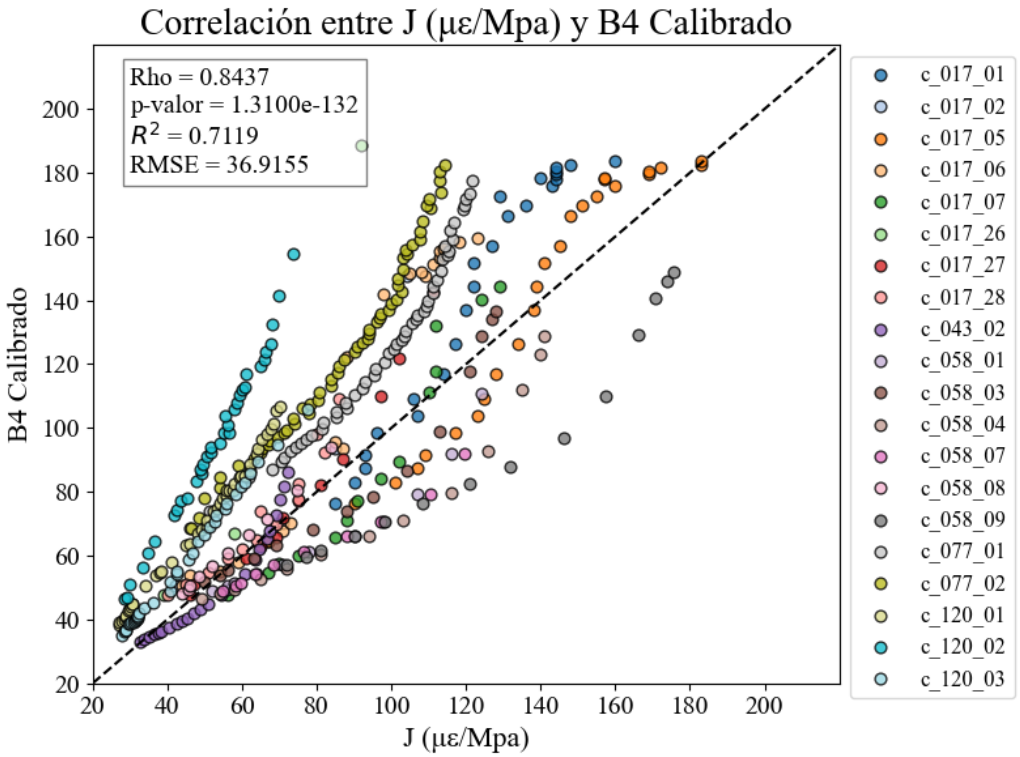
Rendimiento del modelo AASHTO 2020 para concreto en fluencia calibrado



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

Figura N° 7.48

Rendimiento del modelo B4 para concreto en fluencia calibrado



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

Tabla N° 7.30

Correlación de coeficiente creep para los diferentes códigos - concreto en fluencia calibrado

Correlación	CEB-FIP (90)	CEB-FIP (99)	CEB-FIP (2010)	ACI 209R-92	AASHTO	B4
Rho	0.9030	0.8984	0.8866	0.8790	0.8437	0.9244
R^2	0.8153	0.8071	0.7860	0.7727	0.7119	0.8545
p-valor	2.74e-179	1.09e-174	8.02e-164	1.67e-157	1.31e-132	2.57e-204
RMSE	21.3818	19.0760	14.5715	24.1624	36.9155	14.5165

Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

La siguiente sección proporciona los factores de calibración y el rendimiento de predicción de los modelos de fluencia introducidos.

Tabla N° 7.31
Factores de calibración y rendimiento de los modelos calibrados de predicción de la fluencia.

Factor	CEB-FIP (90)	CEB-FIP (99)	CEB-FIP (2010)	ACI 209R-92	AASHTO	B4
R^2	0.8153	0.8071	0.7860	0.7727	0.7119	0.8545
Factor de calibración (U_{sh})	1.1305	1.0951	1.3284	3.9300	1.7350	0.9947
Factor de calibración (T_{sh})	1.03	1.20	1.39	0.64	4.43	0.34

Nota: R² (coef. de determinación).

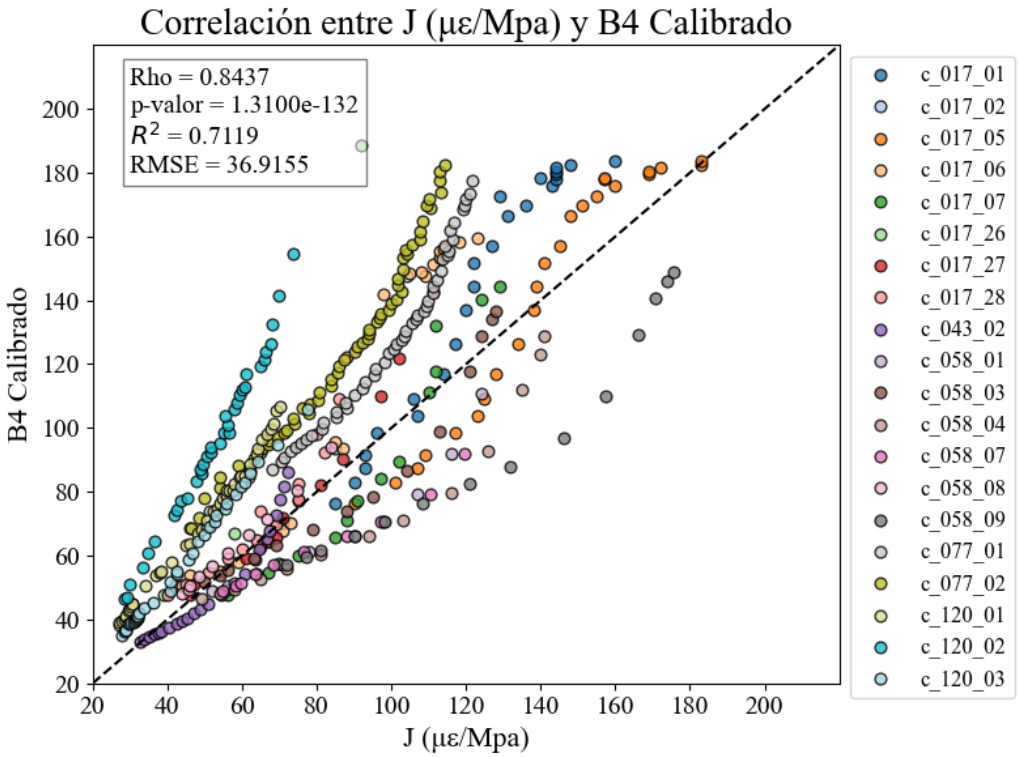
7.1.2.5 Contracción del concreto (shrinkage)

7.1.2.5.1. Pruebas experimentales de la base de datos NU-ITI. Dada la gran cantidad de datos disponibles en la base de datos NU-ITI, se debe emplear un conjunto de criterios de selección. Para las mezclas de concreto, el presente estudio se centró en el concreto de Clase A especificado por la AASHTO. Esta clase de concreto fue una elección adecuada, ya que se utiliza comúnmente para una amplia gama de elementos estructurales (con sólo unas pocas excepciones, por ejemplo, para el concreto expuesto directamente al agua salada). Por lo tanto, esta clase se considera la clase de concreto más inclusiva, que puede fabricarse con cualquier cemento convencional (independientemente de la fuente/origen). Para el curado, los conjuntos de datos se seleccionaron a partir de los especímenes de concreto que habían sido sometidos a curado húmedo durante al menos dos días completos. En cuanto a la humedad relativa, los experimentos seleccionados se habían realizado a una humedad relativa del 50%- 80% y a una temperatura constante de unos 20 grados centígrados.

Para datos sin calibrar. A continuación se muestra las gráficas de correlación entre los datos experimentales y la predicción de los diferentes modelos.

Figura N° 7.49

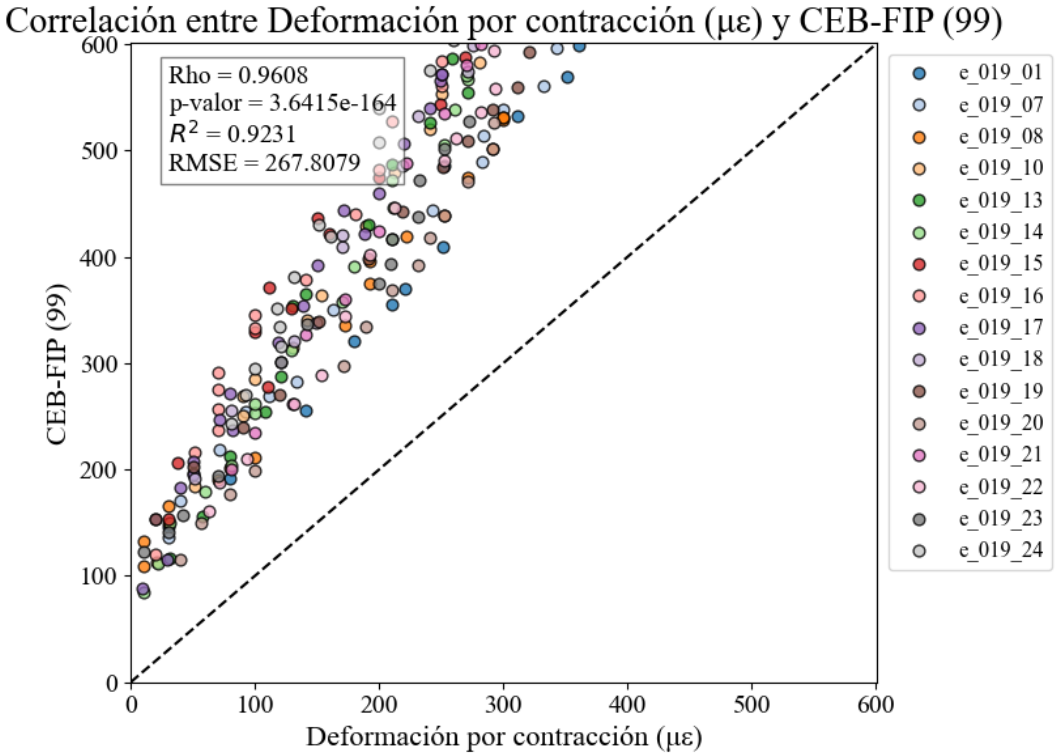
Rendimiento del modelo CEB-FIP (90) para concreto en contracción sin calibrar



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

Figura N° 7.50

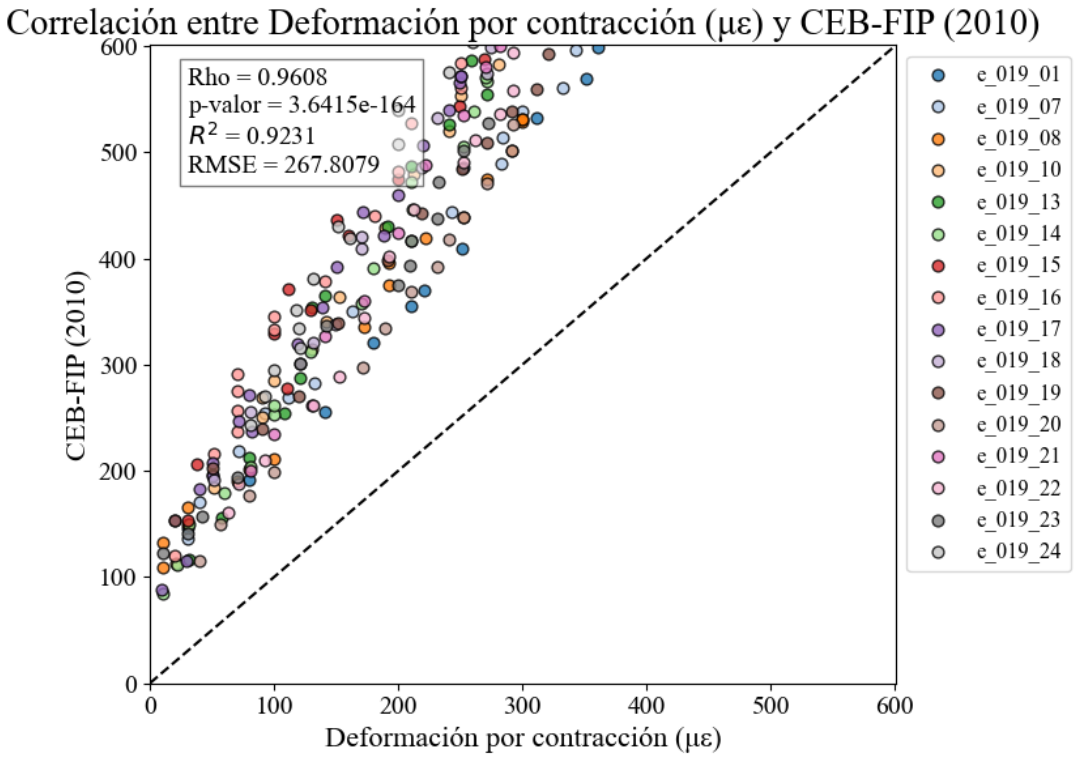
Rendimiento del modelo CEB-FIP (99) para concreto en contracción sin calibrar



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

Figura N° 7.51

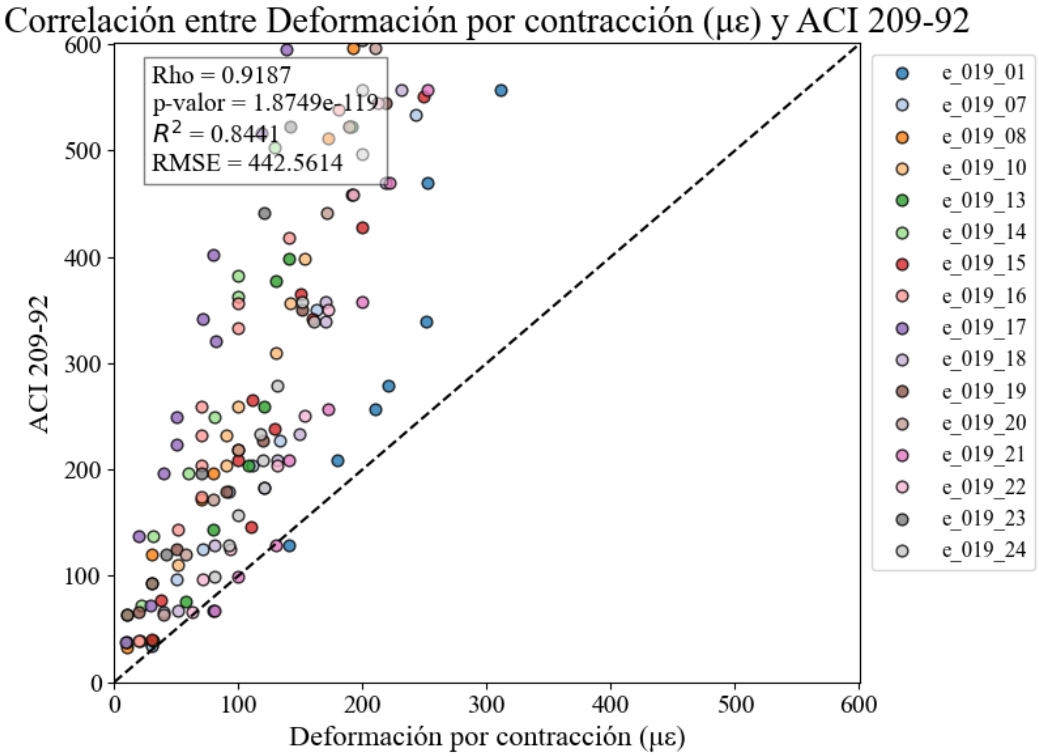
Rendimiento del modelo CEB-FIP (2010) para concreto en contracción sin calibrar



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

Figura N° 7.52

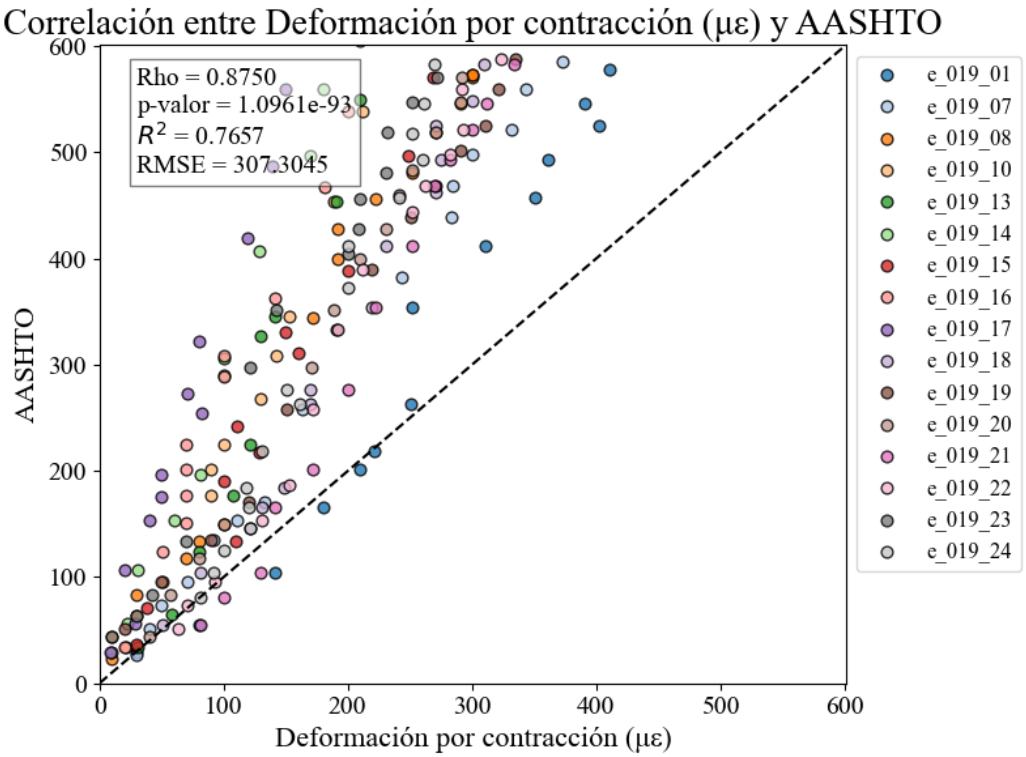
Rendimiento del modelo ACI 209R-92 para concreto en contracción sin calibrar



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

Figura N° 7.53

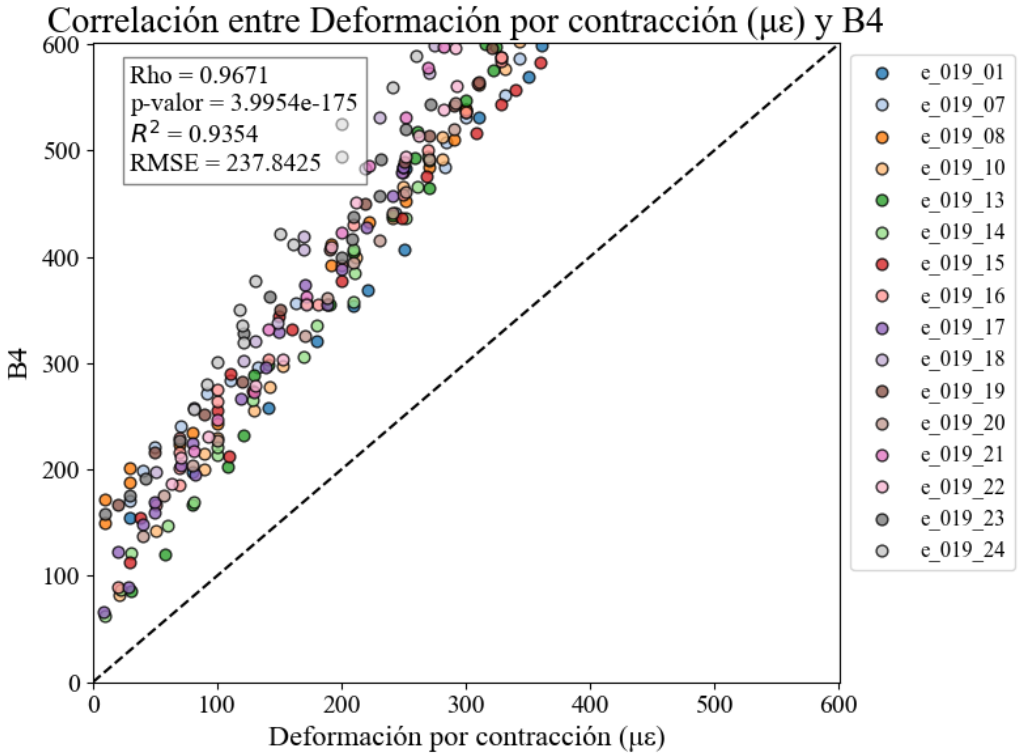
Rendimiento del modelo AASHTO 2020 para concreto en contracción sin calibrar



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

Figura N° 7.54

Rendimiento del modelo B4 para concreto en contracción sin calibrar



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

Tabla N° 7.32

Correlación de coeficiente creep para los diferentes códigos - concreto en contracción sin calibrar

Correlación	CEB-FIP (90)	CEB-FIP (99)	CEB-FIP (2010)	ACI 209R-92	AASHTO	B4
Rho	0.9126	0.9608	0.9608	0.9187	0.8750	0.9671
R^2	0.8329	0.9231	0.9231	0.8441	0.7657	0.9354
p-valor	4.52e-115	3.64e-164	3.64e-164	1.87e-119	1.09e-93	3.99e-175
RMSE	189.02	267.81	267.81	442.56	307.30	237.84

Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R^2 (coef. de determinación).

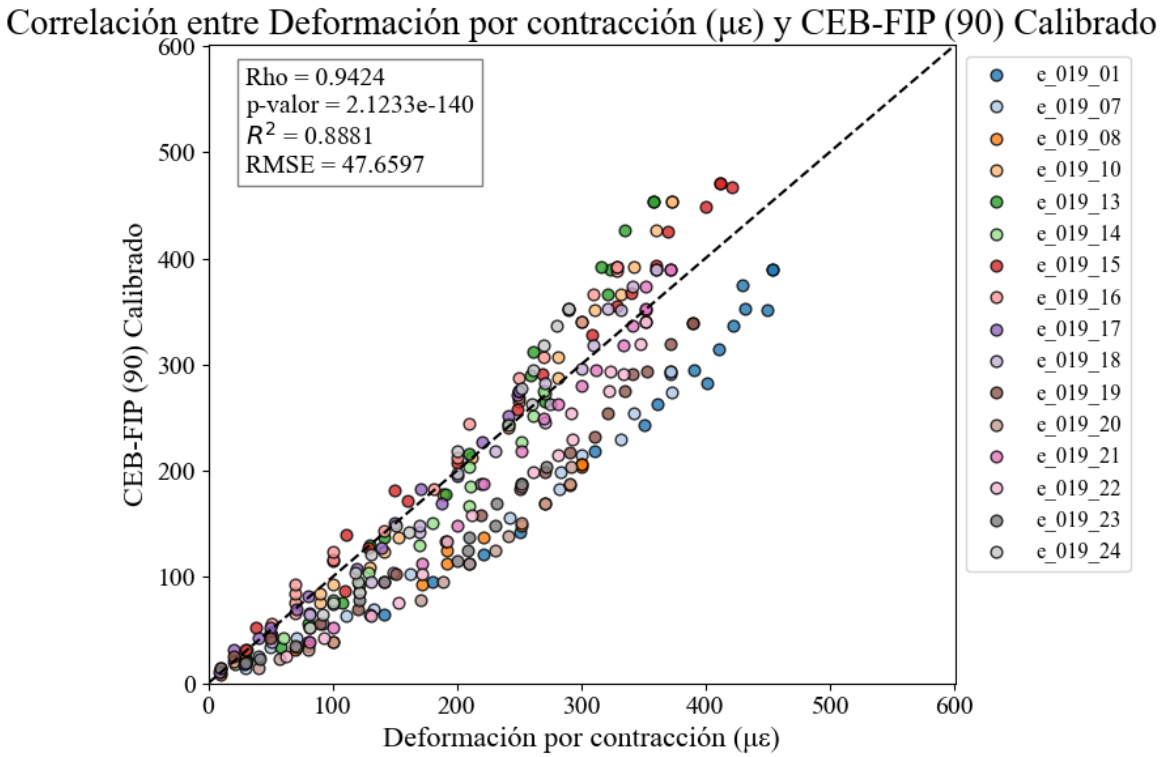
Para datos calibrados. El rendimiento de cada modelo de contracción se investigó primero sin calibración del modelo. A continuación, para refinar aún más los resultados, se empleó un enfoque de calibración, de forma que cada modelo se calibró con los datos obtenidos de la base de datos NU-ITI. Este enfoque introdujo 2 factores de calibración para cada modelo. Entre los seis modelos, sólo el modelo ACI 209 proporcionaba una orientación directa para este tipo de calibración. Para determinar los factores de calibración para los modelos de contracción y fluencia, el proceso de calibración se realizó para ajustar primero el comportamiento de la fluencia a largo plazo y después la tasa de desarrollo de contracción a lo largo del tiempo. Para ello, se aplicó primero un factor único al valor último de la deformación por contracción/crepitación en cada modelo. Este factor se ajustó para cada modelo a fin de que coincidiera lo mejor posible con los experimentos. Por ejemplo, si se observaba que un modelo subestimaba predominantemente la contracción registrada en los experimentos, este factor se fijaba en un valor superior a la unidad para mejorar el modelo. A continuación, se aplicó un segundo factor al componente de desarrollo temporal de cada modelo. Este segundo factor modificó la forma de la curva de contracción/descenso de cada modelo. Por ejemplo, si la predicción de la contracción/descenso a largo plazo de un modelo coincidía con la de los experimentos pero la velocidad de desarrollo de la contracción/descenso difería notablemente, este factor se ajustaba a valores diferentes de la unidad para alterar la velocidad a la que se predecía el desarrollo de la contracción/descenso. El modelo ACI 209 tenía dos coeficientes bien definidos e incorporados que servían como este segundo factor. En este estudio, se utilizó la Ecuación (7.1) como expresión principal para el proceso de calibración:

$$Y = UX\beta(t-t_0)^T \tag{7.1}$$

donde Y es el valor calibrado, X es el valor original predicho por el modelo (sin calibrar), U es el factor de calibración final, β es la función de desarrollo temporal incluida en cada modelo y T es el factor de calibración de desarrollo temporal. Los factores necesarios se calibraron de forma que cada modelo tuviera un único valor para cada factor que cubriera todos los experimentos. Esos valores se obtuvieron mediante un enfoque iterativo para lograr la mejor correspondencia entre los modelos y los datos de ensayo registrados.

Figura N° 7.55

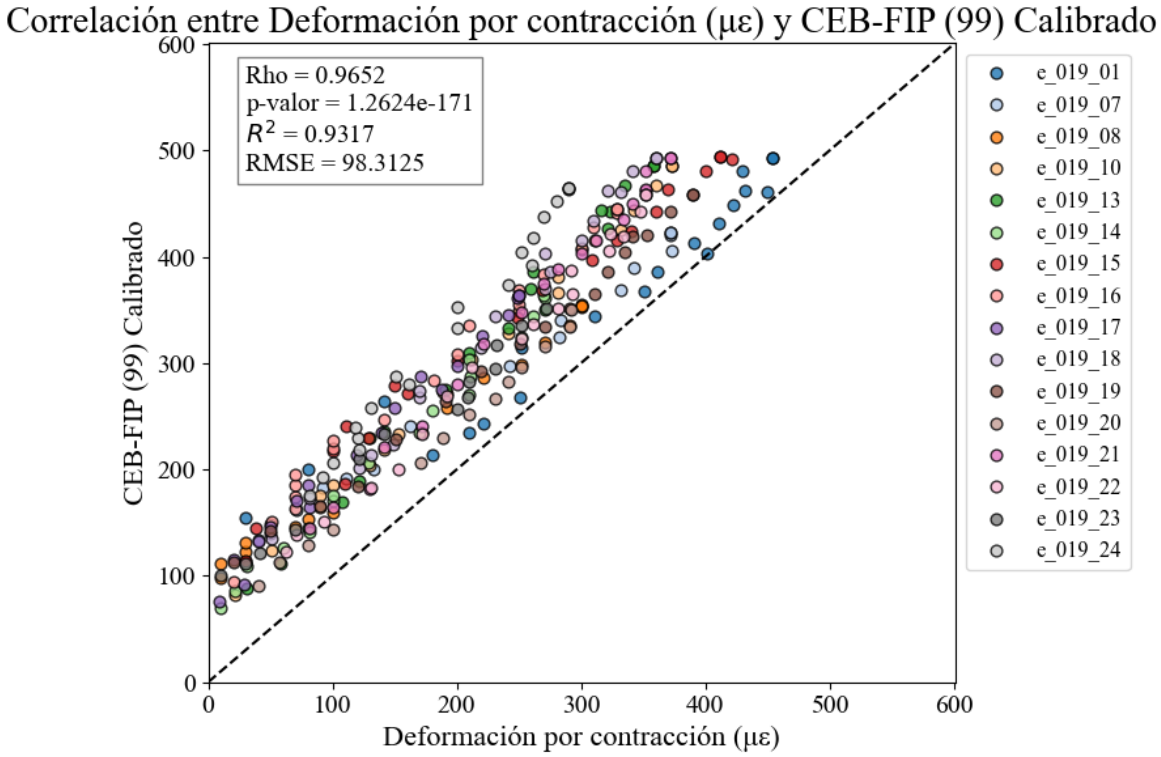
Rendimiento del modelo CEB-FIP (90) para concreto en contracción calibrado



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

Figura N° 7.56

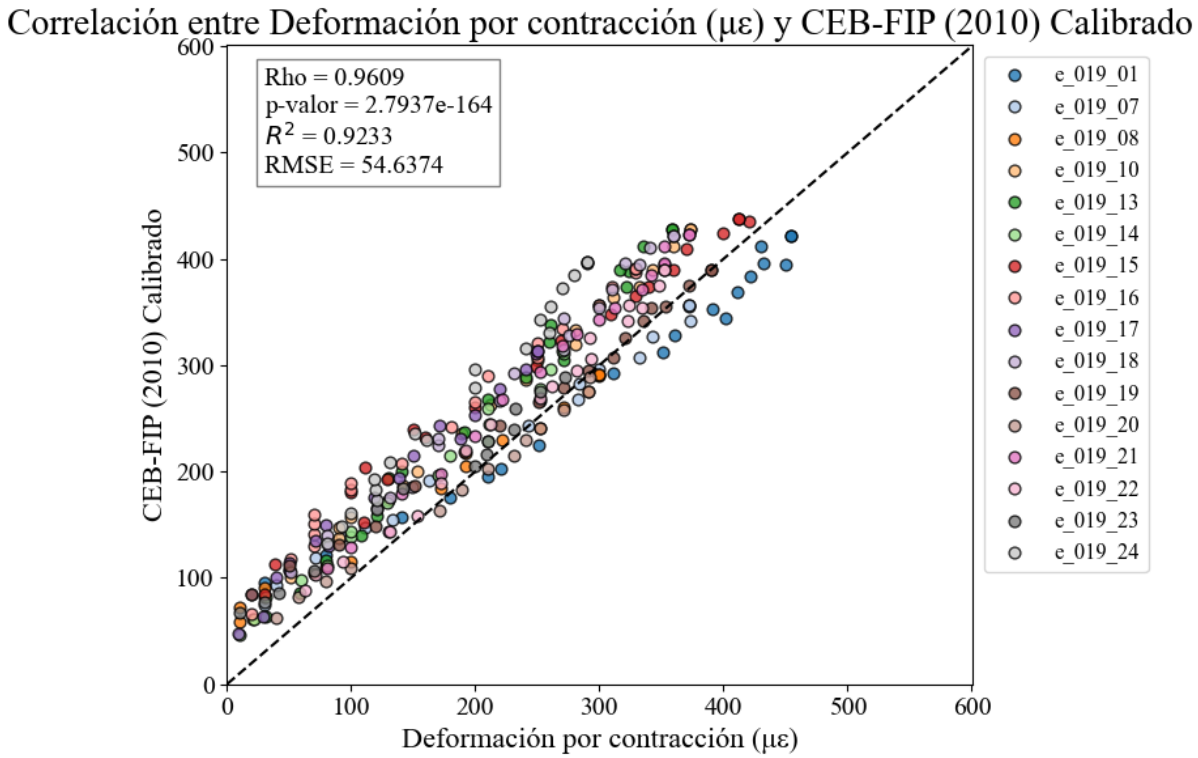
Rendimiento del modelo CEB-FIP (99) para concreto en contracción calibrado



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

Figura N° 7.57

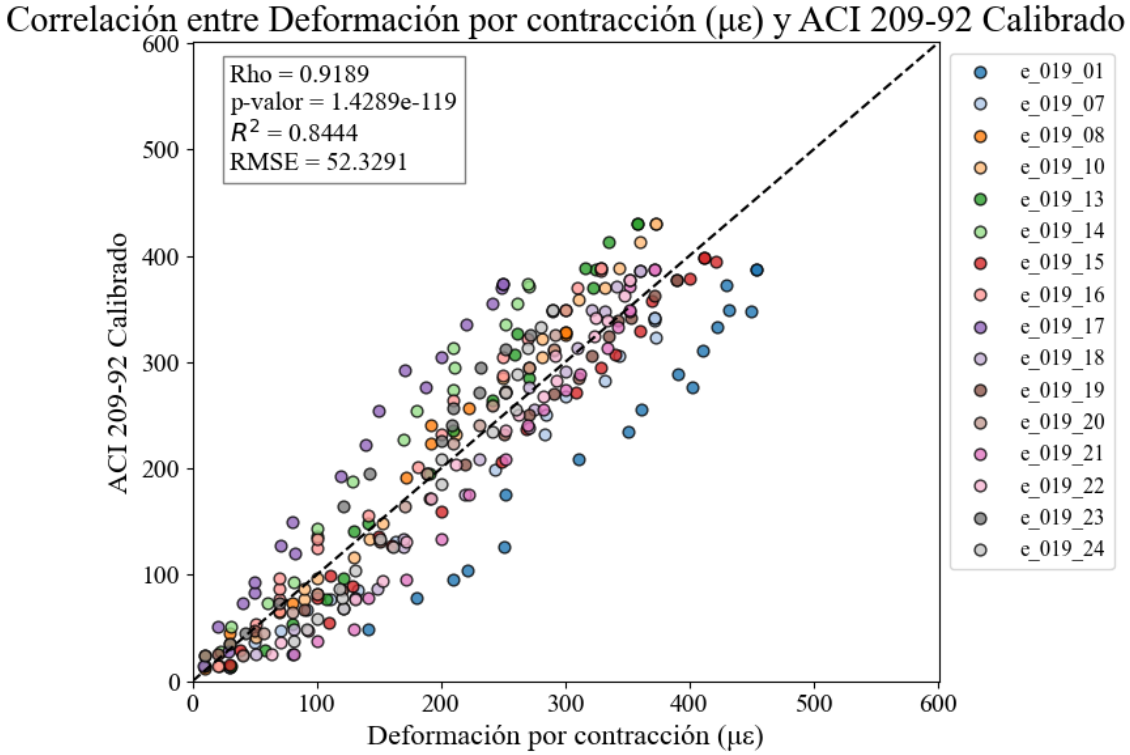
Rendimiento del modelo CEB-FIP (2010) para concreto en contracción calibrado



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

Figura N° 7.58

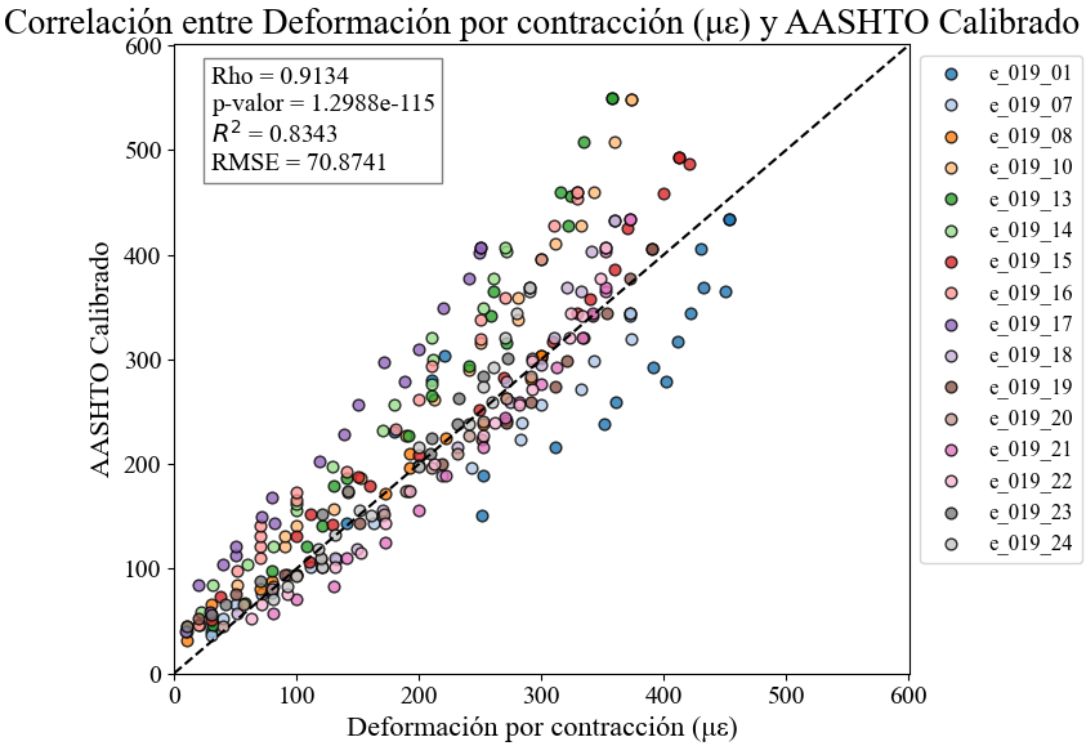
Rendimiento del modelo ACI 209R-92 para concreto en contracción calibrado



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

Figura N° 7.59

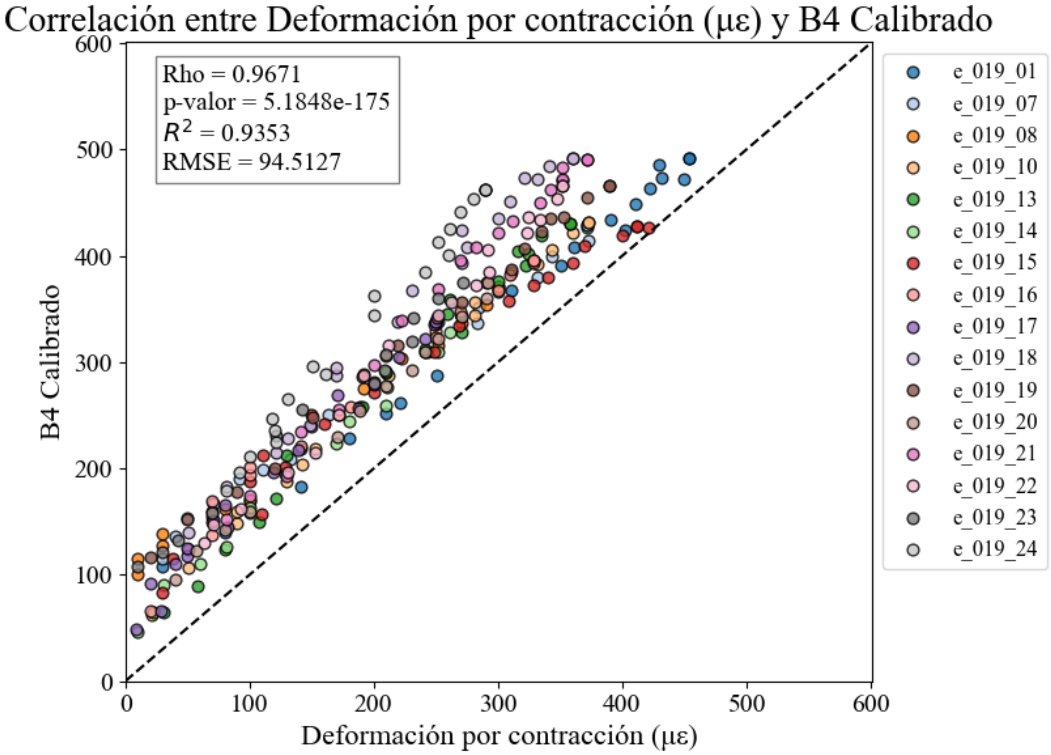
Rendimiento del modelo AASHTO 2020 para concreto en contracción calibrado



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

Figura N° 7.60

Rendimiento del modelo B4 para concreto en contracción calibrado



Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

Tabla N° 7.33
Correlación de coeficiente creep para los diferentes códigos - concreto en contracción calibrado

Correlación	CEB-FIP (90)	CEB-FIP (99)	CEB-FIP (2010)	ACI 209R-92	AASHTO	B4
Rho	0.9424	0.9652	0.9609	0.9189	0.9134	0.9671
R^2	0.8881	0.9317	0.9233	0.8444	0.8343	0.9353
p-valor	2.12e-140	1.26e-171	2.79e-164	1.42e-119	1.29e-115	5.18e-175
RMSE	47.66	98.31	54.63	52.33	70.874	94.51

Nota: RMSE (Error Medio Estandar), Rho (coef. de correlación), R² (coef. de determinación).

La siguiente sección proporciona los factores de calibración y el rendimiento de predicción de los modelos de contracción y fluencia introducidos.

Tabla N° 7.34
Factores de calibración y rendimiento de los modelos calibrados de predicción de la contracción.

Factor	CEB-FIP (90)	CEB-FIP (99)	CEB-FIP (2010)	ACI 209R-92	AASHTO	B4
R^2	0.8881	0.9317	0.9233	0.8444	0.8343	0.9353
Factor de calibración (U_{sh})	0.72225	0.57735	0.55000	0.38100	1.39020	0.62089
Factor de calibración (T_{sh})	1.54	0.62	1.01	0.99	0.56	1.48

Nota: R² (coef. de determinación).

7.2 POSTENSADO

7.2.1 Puente Kutuctay (Apurímac)

Se presenta a continuación, las perdidas por fricción y penetración de cuñas encontrados para los tendones de construcción a lo largo del voladizo 1, 2 y 3. Las ordenadas se encuentran en ton/m2 y las abscisas en metros.

Se observa que los esfuerzos inmediatamente después del asentamiento de anclaje a lo largo de la longitud de todos los tendones cumplen con el límite indicado en AASHTO LRFD Tabla 5.9.2.2. donde se indica un 74% del esfuerzo de rotura del cable. El límite se muestra en una línea horizontal con un valor de 74% (1940 MPa / 9.81) = 146340 ton/m2.

Además, los esfuerzos inmediatamente después del asentamiento de anclaje en los anclajes se encuentran debajo del límite de 70% del esfuerzo de rotura del cable. El límite se muestra en una línea horizontal con un valor de 70% (1940 MPa / 9.81) = 138430 ton/m2.

Los límites de esfuerzos se han considerado con las propiedades de las bobinas destinadas para la superestructura del puente Kutuctay, para efectos de verificación de esfuerzos en el cable de presfuerzo se utilizó la bobina con menor fuerza de fluencia y rotura (crítico).

En los siguientes subapartados se presentan los cuadros de pérdidas por fricción; y pérdidas por fricción y cuñas en función de la longitud de cada tendón.

Tabla N° 7.35

Pérdidas instantáneas promedio por fricción y cuñas. Tendones de construcción – voladizo 1 - aguas arriba del puente Kutuctay

Tendón	Esfuerzo promedio después de pérdidas (ton/m^2)	Esfuerzo de tesado (ton/m^2)	% Pérdidas promedio por fricción y cuñas (%)
T1	138366.7703	149840.88	7.66%
T2	137581.8989	149840.88	8.18%
T3	131761.7909	149840.88	12.07%
T4	135933.5717	149840.88	9.28%
T5	134978.8873	149840.88	9.92%
T6	134622.0229	149840.88	10.16%
T7	133269.8892	149840.88	11.06%
T13	135555.9859	149840.88	9.53%
T14	133312.2518	149840.88	11.03%
T15	137619.0285	149840.88	8.16%
T16	132035.0490	149840.88	11.88%
T17	136212.6081	149840.88	9.10%
T18	131308.6281	149878.80	12.39%
T19	136750.3131	149878.80	8.76%

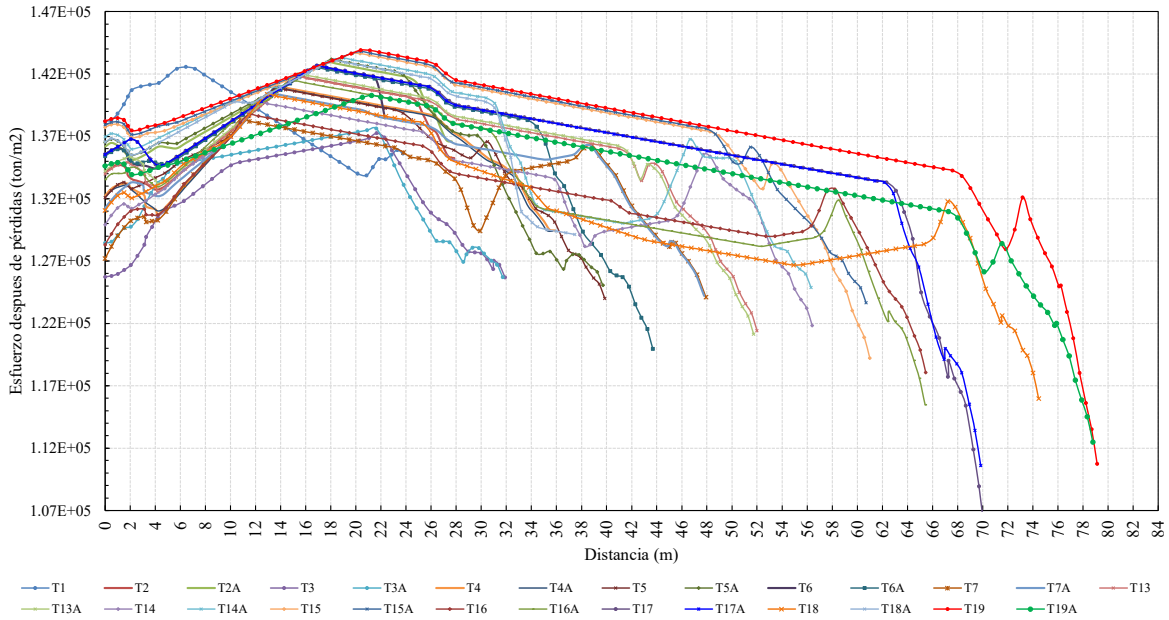
Tabla N° 7.36

Pérdidas instantáneas promedio por fricción y cuñas. Tendones de construcción – voladizo 1 - aguas abajo del puente Kutuctay

Tendón	Esfuerzo promedio después de pérdidas (ton/m^2)	Esfuerzo de tesado (ton/m^2)	% Pérdidas promedio por fricción y cuñas (%)
T1	138366.7703	149840.88	7.66%
T2	139123.1391	149840.88	7.15%
T3	139123.1391	149840.88	11.46%
T4	135847.1383	149840.88	9.34%
T5	136250.4517	149840.88	9.07%
T6	136137.0251	149840.88	9.15%
T7	134915.8217	149840.88	9.96%
T13	135744.6955	149840.88	9.41%
T14	136122.4769	149840.88	9.16%
T15	138053.479	149840.88	7.87%
T16	132777.1226	149840.88	11.39%
T17	135344.0312	149840.88	9.67%
T18	132783.5813	149878.80	11.41%
T19	133443.2724	149878.80	10.97%

Figura N° 7.61

Pérdidas instantáneas por fricción y cuñas – presfuerzo de construcción – voladizo 1



Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 7.37

Pérdidas instantáneas promedio por fricción y cuñas. Tendones de construcción – voladizo 2 y 3- aguas arriba del puente Kutuctay

Tendón	Esfuerzo promedio después de pérdidas (ton/m^2)	Esfuerzo de tesado (ton/m^2)	% Pérdidas promedio por fricción y cuñas (%)
T1A	132977.9276	147541.53	9.87%
T2B	137642.9282	149840.88	8.14%
T3B	134149.0148	149840.88	10.47%
T4B	129536.8955	149840.88	13.55%
T5B	132012.9227	149840.88	11.90%
T6B	127860.2373	149840.88	14.67%
T7B	123155.6448	149840.88	17.81%
T8	127429.9265	149840.88	14.96%
T9	128298.5868	149840.88	14.38%
Tl0	130433.3652	149840.88	12.95%
Tll	123968.0244	149840.88	17.27%
Tl2	122901.808	149840.88	17.98%

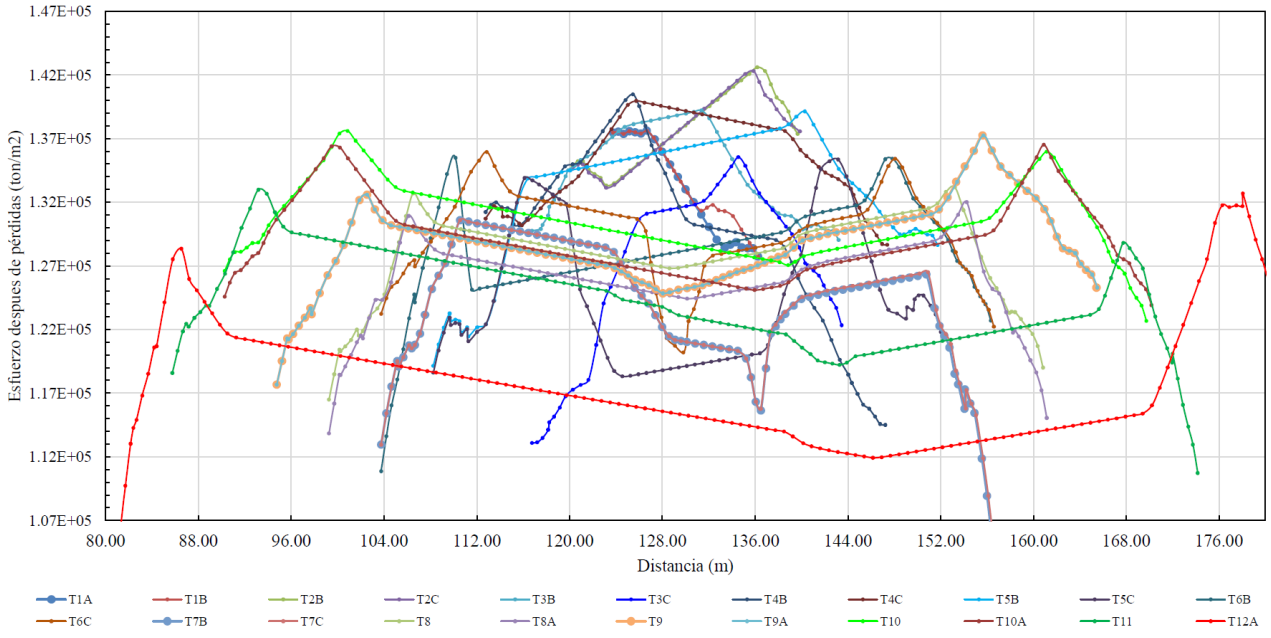
Tabla N° 7.38

Pérdidas instantáneas promedio por fricción y cuñas. Tendones de construcción – voladizo 2 y 3- aguas abajo del puente Kutuctay

Tendón	Esfuerzo promedio después de pérdidas (ton/m^2)	Esfuerzo de tesado (ton/m^2)	% Pérdidas promedio por fricción y cuñas (%)
TlB	133847.3965	147541.53	9.28%
T2C	137455.8763	149840.88	8.27%
T3C	134149.0148	149840.88	15.69%
T4C	126331.2675	149840.88	10.02%
T5C	124501.7348	149840.88	16.91%
T6C	129151.6006	149840.88	13.81%
T7C	123199.2566	149840.88	17.78%
T8A	125328.7007	149840.88	16.36%
T9A	128295.9594	149840.88	14.38%
T10A	129019.0438	149840.88	13.90%
T11A	123076.8237	149840.88	17.86%
T12A	117831.563	149840.88	21.36%

Figura N° 7.62

Pérdidas instantáneas por fricción y cuñas – presfuerzo de construcción – voladizo 2 y 3 del puente Kutuctay



Fuente: Elaboración propia.

En los siguientes subapartados se presentan los cuadros de pérdidas por fricción; y pérdidas por fricción y cuñas en función de la longitud de cada tendón.

Tabla N° 7.39

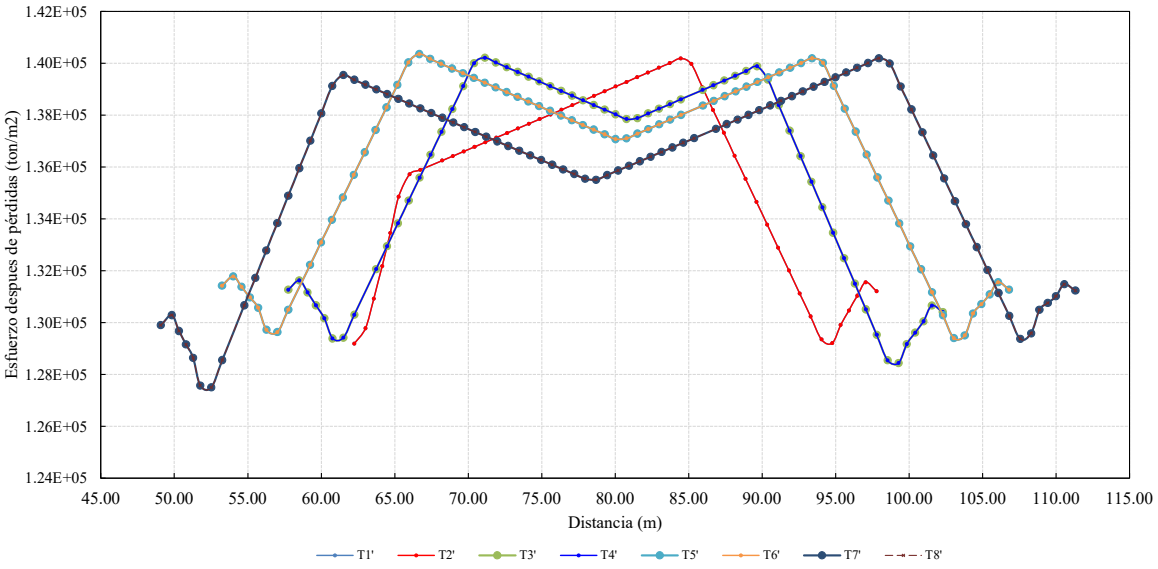
Pérdidas instantáneas promedio por fricción y cuñas. Tendones de continuidad – voladizo 1 y 2 – aguas arriba y aguas abajo del puente Kutuctay

Tendón	Esfuerzo promedio después de pérdidas (ton/m^2)	Esfuerzo de tesado (ton/m^2)	% Pérdidas promedio por fricción y cuñas (%)
T1’	135505.474	149878.8	9.59%
T2’	135505.474	149878.8	9.59%
T3’	135464.08	149878.8	9.62%
T4’	135464.08	149878.8	9.62%
T5’	136071.686	149878.8	9.21%
T6’	136071.686	149878.8	9.21%
T7’	135577.868	149878.8	9.54%
T8’	135577.868	149878.8	9.54%

Los tendones tanto aguas arriba como aguas abajo son simétricos en recorrido por lo que las pérdidas son similares. En el gráfico se puede observar únicamente 4 curvas, esto debido a que el tendón T1’ y T2’ tienen el mismo recorrido, así como el tendón T3’-T4’; T5’-T6’ y T7’-T8’.

Figura N° 7.63

Pérdidas instantáneas promedio por fricción y cuñas. Tendones de continuidad – voladizo 1 y 2 del puente Kutuctay



Fuente: Elaboración propia.

En los siguientes subapartados se presentan los cuadros de pérdidas por fricción; y pérdidas por fricción y cuñas en función de la longitud de cada tendón.

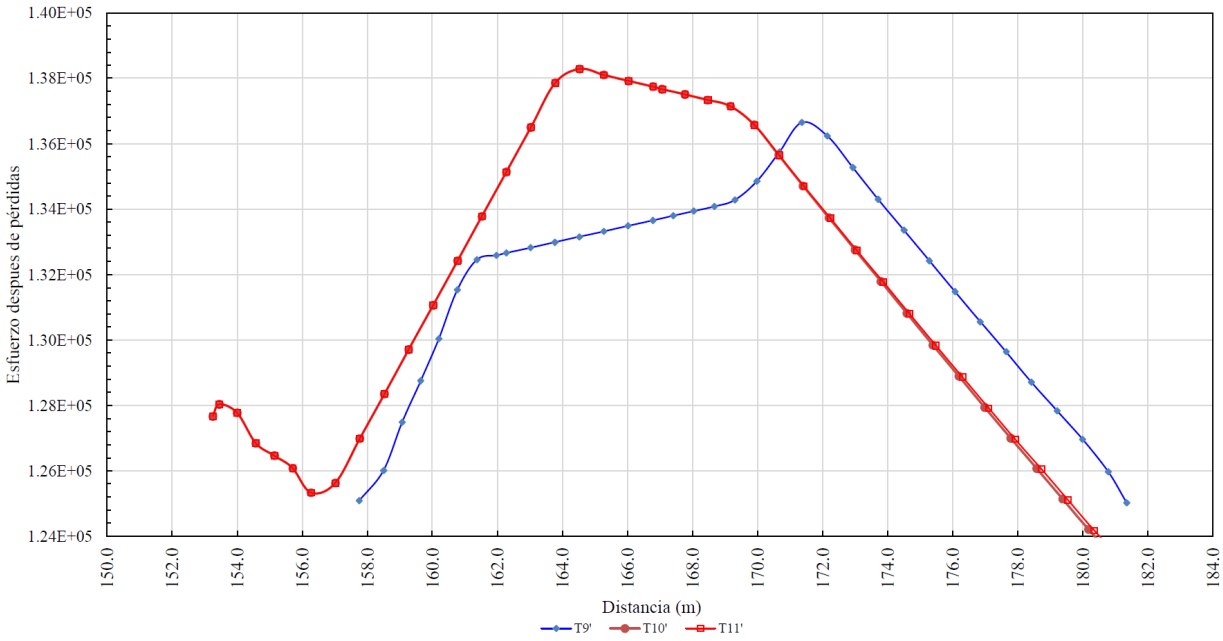
Tabla N° 7.40

Pérdidas instantáneas promedio por fricción y cuñas. Tendones de continuidad – voladizo 3 – aguas arriba y aguas abajo del puente Kutuctay

Tendón	Esfuerzo promedio después de pérdidas (ton/m^2)	Esfuerzo de tesado (ton/m^2)	% Pérdidas promedio por fricción y cuñas (%)
T9’	131634.2034	149809.3	12.13%
T l0’	131190.5617	149878.8	12.47%
T l1’	131182.1105	149878.8	12.47%

Figura N° 7.64

Pérdidas instantáneas promedio por fricción y cuñas. Tendones de continuidad – voladizo 3 del puente Kutuctay



Fuente: Elaboración propia.

En el gráfico se puede observar únicamente 2 curvas, esto debido a que el tendón Tl0’ y Tll’ tienen el mismo recorrido.

7.2.2 Puente Salvador (Huánuco)

Se presenta a continuación, las perdidas por fricción y penetración de cuñas encontrados para los tendones de construcción a lo largo del voladizo 1, 2, 3 y 4. Las ordenadas se encuentran en ton/m2 y las abscisas en metros.

Se observa que los esfuerzos inmediatamente después del asentamiento de anclaje a lo largo de la longitud de todos los tendones cumplen con el límite indicado en AASHTO LRFD Tabla 5.9.2.2. donde

se indica un 74% del esfuerzo de rotura del cable.

Los límites de esfuerzos se han considerado con las propiedades de las bobinas destinadas para la superestructura del puente Salvador, para efectos de verificación de esfuerzos en el cable de presfuerzo se utilizó la bobina con menor fuerza de fluencia y rotura (crítico).

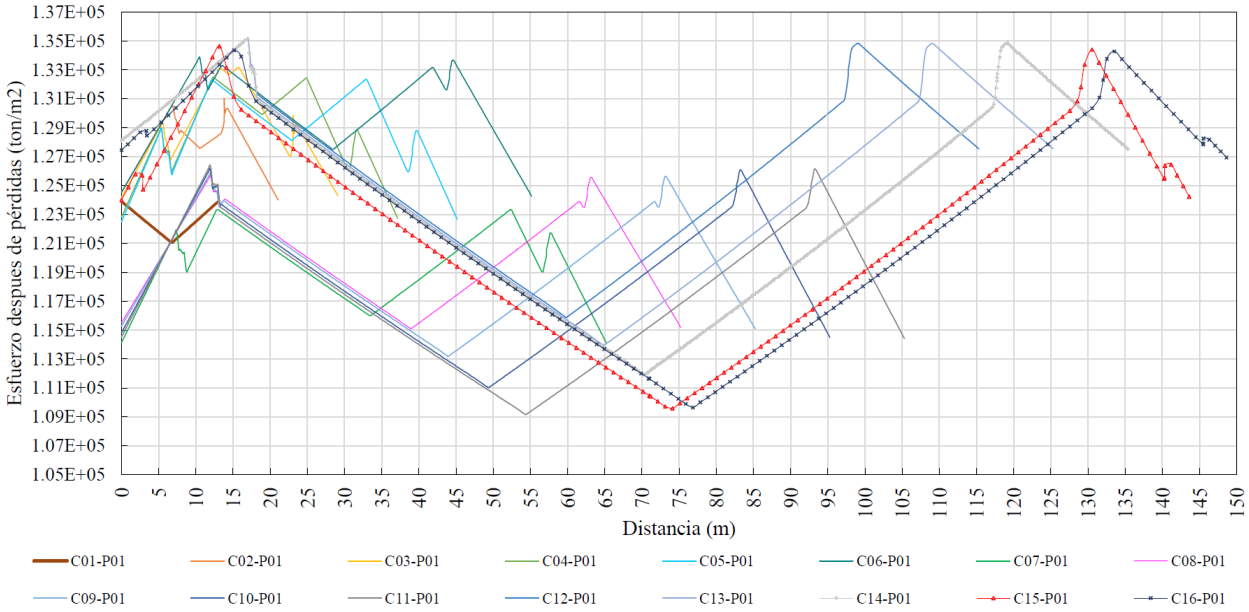
Se presentan los gráficos de pérdidas por fricción; y pérdidas por fricción y cuñas en función de la longitud de cada tendón.

Tabla N° 7.41
Pérdidas instantáneas promedio por fricción y cuñas. Tendones de construcción – pilar 1 - puente Salvador

Tendón	Esfuerzo promedio después de pérdidas (ton/m^2)	Esfuerzo de tesado (ton/m^2)	% Pérdidas promedio por fricción y cuñas (%)
C01-P01	122458.1348	142250.40	13.91%
C02-P01	127779.3964	142250.40	10.17%
C03-P01	128871.092	142250.40	9.41%
C04-P01	128711.1425	142250.40	9.52%
C05-P01	128660.2961	142250.40	9.55%
C06-P01	130095.1711	142250.40	8.54%
C07-P01	119472.6004	132767.04	10.01%
C08-P01	120029.3313	132767.04	9.59%
C09-P01	119274.7554	132767.04	10.16%
C10-P01	118285.6883	132767.04	10.91%
C11-P01	117414.0199	132767.04	11.56%
C12-P01	125957.8881	142250.40	11.45%
C13-P01	124986.8604	142250.40	12.14%
C14-P01	123949.91	142250.40	12.86%
C15-P01	121913.1407	142250.40	14.30%
C16-P01	122701.3361	142250.40	13.74%

Figura N° 7.65

Pérdidas instantáneas por fricción y cuñas. Presfuerzo de construcción – Pilar 01 - puente Salvador



Fuente: Elaboración propia.

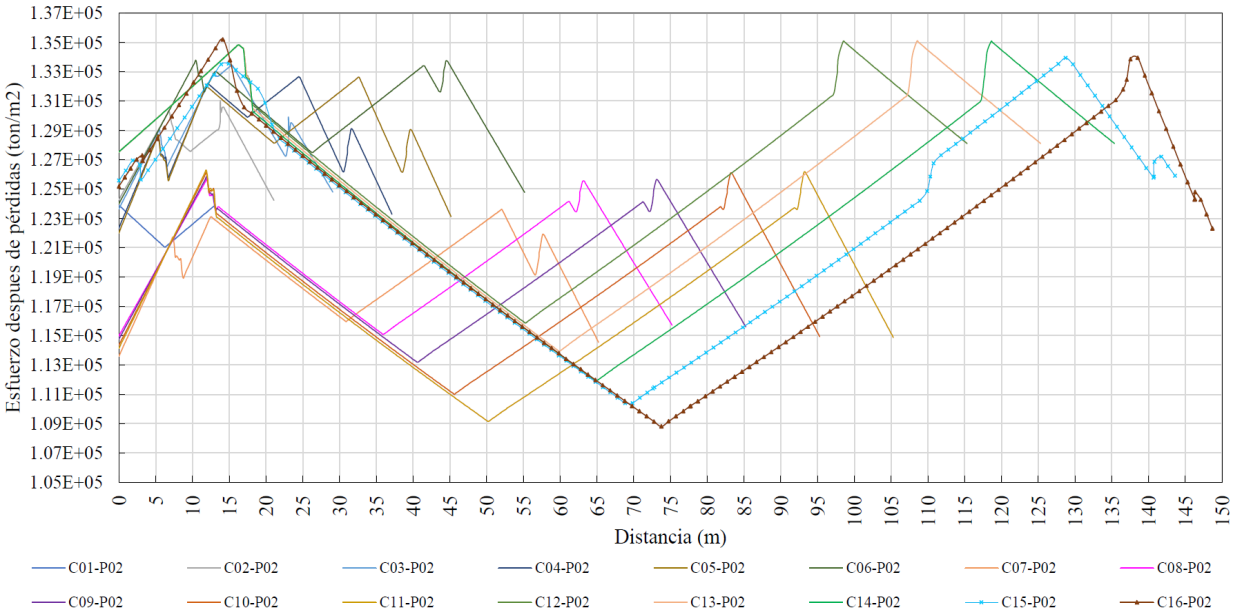
Tabla N° 7.42

Pérdidas instantáneas promedio por fricción y cuñas. Tendones de construcción – pilar 2 - puente Salvador

Tendón	Esfuerzo promedio después de pérdidas (ton/m^2)	Esfuerzo de tesado (ton/m^2)	% Pérdidas promedio por fricción y cuñas (%)
C01-P02	122458.1337	142250.40	13.91%
C02-P02	127793.5542	142250.40	10.16%
C03-P02	128855.3457	142250.40	9.42%
C04-P02	128725.8566	142250.40	9.51%
C05-P02	128679.9397	142250.40	9.54%
C06-P02	130107.944	142250.40	8.54%
C07-P02	119487.1237	132767.04	10.00%
C08-P02	120045.9000	132767.04	9.58%
C09-P02	119284.5602	132767.04	10.15%
C10-P02	118305.3151	132767.04	10.89%
C11-P02	117438.5525	132767.04	11.55%
C12-P02	125930.09	142250.40	11.47%
C13-P02	124963.8208	142250.40	12.15%
C14-P02	123938.9251	142250.40	12.87%
C15-P02	122812.1369	142250.40	13.66%
C16-P02	121736.4835	142250.40	14.42%

Figura N° 7.66

Pérdidas instantáneas por fricción y cuñas. Presfuerzo de construcción – Pilar 02 - puente Salvador



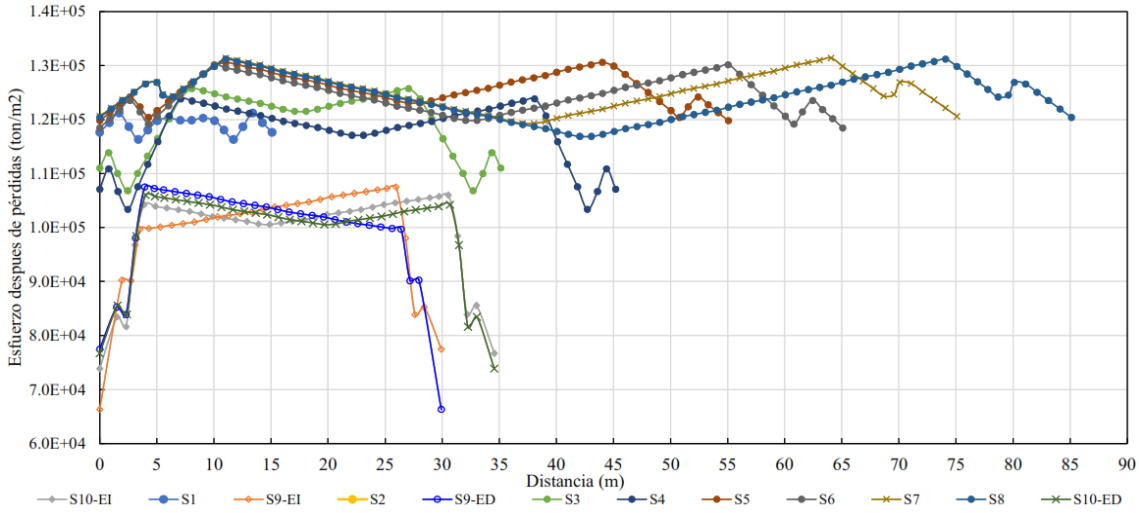
Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 7.43

Pérdidas instantáneas promedio por fricción y cuñas. Tendones de continuidad - puente Salvador

Tendón	Esfuerzo promedio después de pérdidas (ton/m^2)	Esfuerzo de tesado (ton/m^2)	% Pérdidas promedio por fricción y cuñas (%)
S1	119036.3511	142250.4	16.32%
S2	323.1918286	142250.4	99.77%
S3	119022.0079	142250.4	16.33%
S4	117131.7983	142250.4	17.66%
S5	125590.939	142250.4	11.71%
S6	124140.4744	142250.4	12.73%
S7	125351.02	142250.4	11.88%
S8	124327.967	142250.4	12.60%
S9-EI	99234.10968	142250.4	30.24%
S9-ED	99234.10968	142250.4	30.24%
S10-EI	99025.39333	142250.4	30.39%
S10-ED	99025.39417	142250.4	30.39%

Figura N° 7.67
Pérdidas instantáneas por fricción y cuñas. Tendones de continuidad – puente Salvador



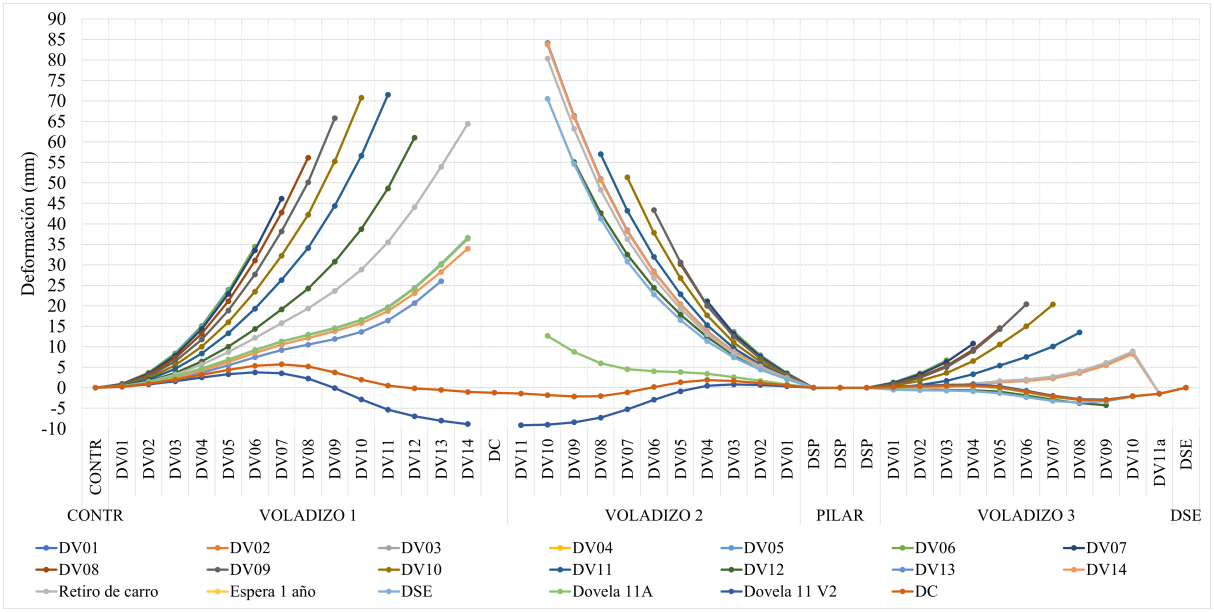
Fuente: Elaboración propia.

7.3 DEFORMACIONES

7.3.1 Puente Kutuctay (Apurímac)

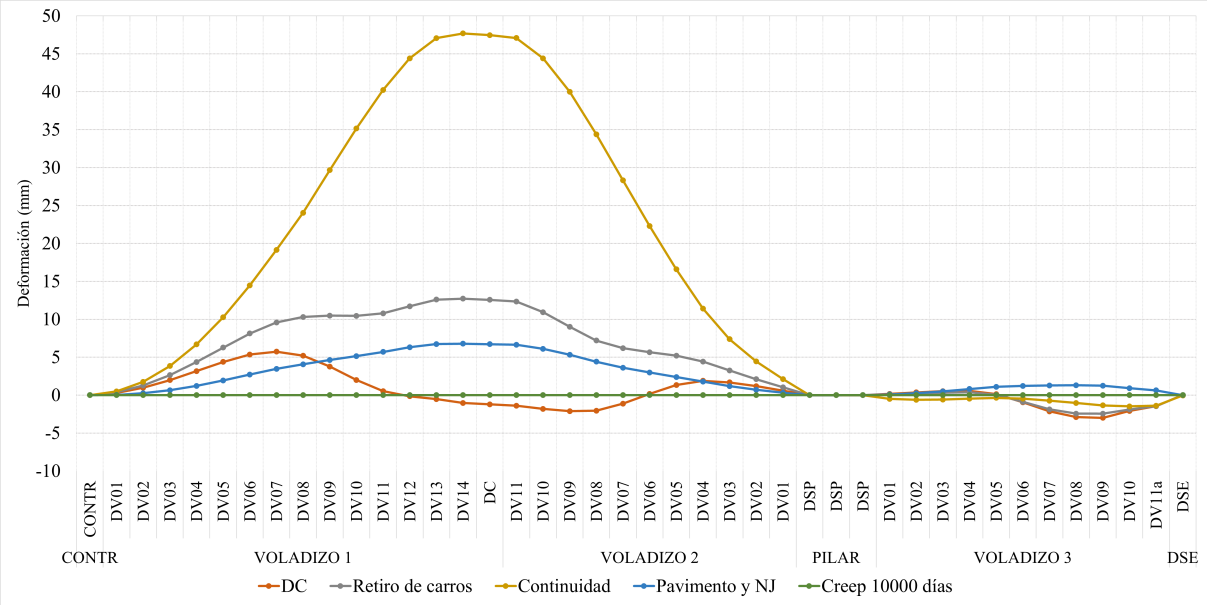
Teniendo en cuenta los Stages descritos en el item 5.1.5 “Secuencia de construcción” se tiene la grafia resumen de deformaciones en la Figura 7.68 por etapas. El cuadro de deformaciones por “Stages” se muestra en la figura 7.44.

Figura N° 7.68
Esquema de deformaciones por etapas antes de hacer el cierre



Fuente: Elaboración propia.

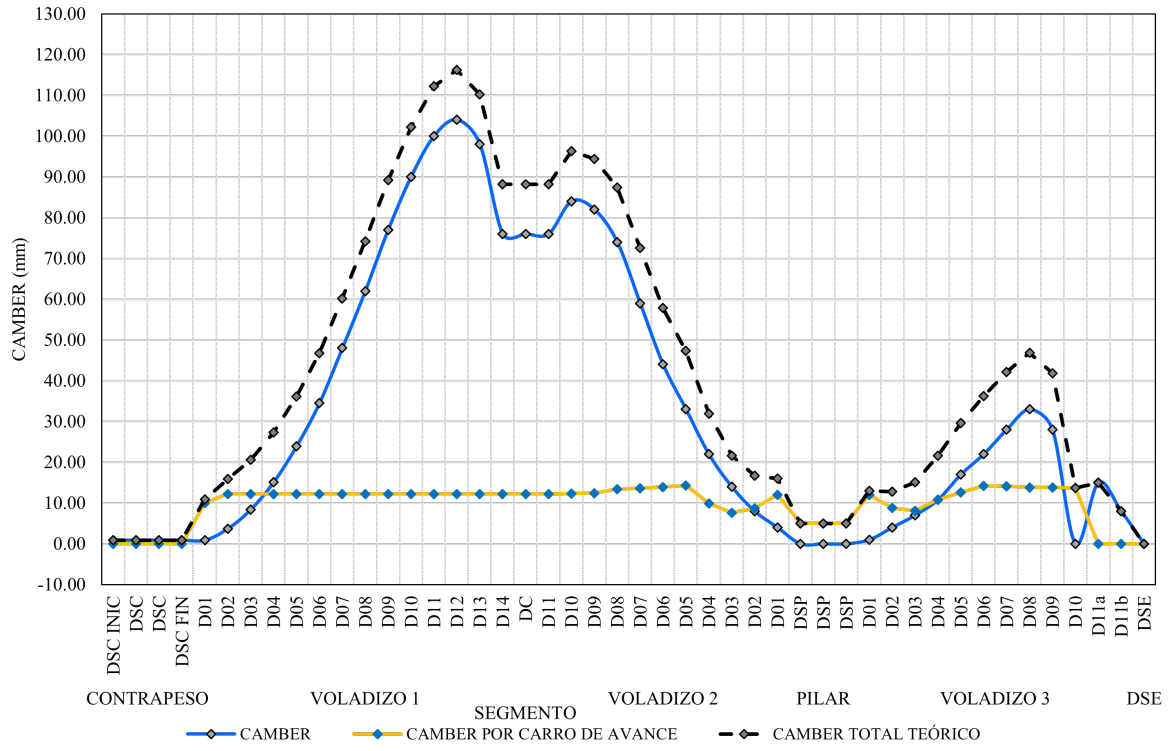
Figura N° 7.69
Esquema de deformaciones por etapas posterior al cierre



Fuente: Elaboración propia.

Se tiene el siguiente diagrama de contraflechas:

Figura N° 7.70
Diagrama de contraflechas - Puente Kutuctay



Fuente: Elaboración propia.

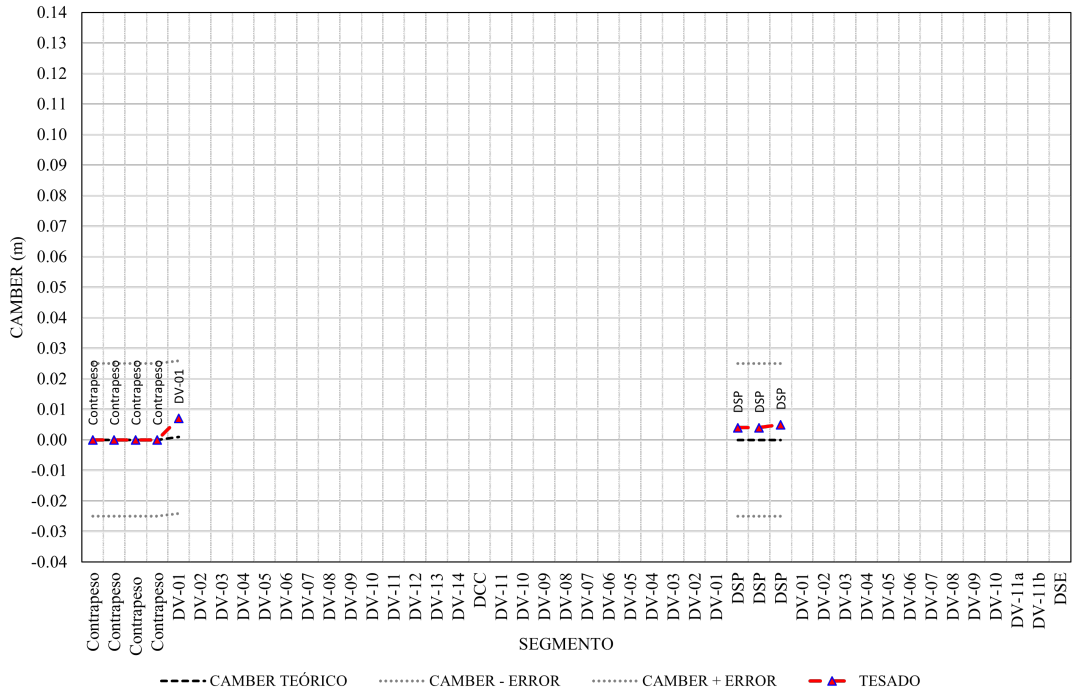
Tabla N° 7.44
Tabla de contraflechas

Cuadro de contraflechas, mm										
DOVELA		Teórica	Carro de avance	Contraflecha	Corrección geométrica			Total		
					Izq	Eje	Der	Izq	Eje	Der
CONTRAPESO	DSC INIC	1	0	1	0	0	0	1	1	1
	DSC	1	0	1	0	0	0	1	1	1
	DSC	1	0	1	0	0	0	1	1	1
	DSC FIN	1	0	1	0	0	0	1	1	1
VOLADIZO 1	D01	1	10	11	0	0	0	11	11	11
	D02	4	12	16	5	5	5	21	21	21
	D03	8	12	21	0	0	0	21	21	21
	D04	15	12	27	0	0	0	27	27	27
	D05	24	12	36	0	0	0	36	36	36
	D06	35	12	47	-5	0	-5	42	47	42
	D07	48	12	60	-6	-1	-6	54	59	54
	D08	62	12	74	-5	-5	-5	69	69	69
	D09	77	12	89	-10	-10	-10	79	79	79
	D10	90	12	102	-5	-5	-5	97	97	97
	D11	100	12	112	0	0	0	112	112	112
	D12	104	12	116	0	0	0	116	116	116
	D13	98	12	110	0	0	0	110	110	110
	D14	76	12	88				88	88	88
DC	DC	76	12	88				88	88	88
VOLADIZO 2	D11	76	12	88				88	88	88
	D10	84	12	96	0	0	0	96	96	96
	D09	82	12	94	0	0	0	94	94	94
	D08	74	13	87	0	0	0	87	87	87
	D07	59	14	73	0	0	0	73	73	73
	D06	44	14	58	0	0	0	58	58	58
	D05	33	14	47	0	0	0	47	47	47
	D04	22	10	32	0	0	0	32	32	32
	D03	14	8	22	-1	-1	-1	21	21	21
	D02	8	9	17	5	5	5	22	22	22
	D01	4	12	16	1	1	1	17	17	17
PILAR	DSP	0	5	5	0	0	0	5	5	5
	DSP	0	5	5	0	0	0	5	5	5
	DSP	0	5	5	0	0	0	5	5	5
VOLADIZO 3	D01	1	12	13	4	4	4	17	17	17
	D02	4	9	13	4	4	4	17	17	17
	D03	7	8	15	0	0	0	15	15	15
	D04	11	11	22	0	0	0	22	22	22
	D05	17	13	30	0	0	0	30	30	30
	D06	22	14	36	0	0	0	36	36	36
	D07	28	14	42	0	0	0	42	42	42
	D08	33	14	47	0	0	0	47	47	47
	D09	28	14	42	0	0	0	42	42	42
	D10	0	14	14	0	0	0	14	14	14
	D11a	15	0	15	0	0	0	15	15	15
	D11b	8	0	8	0	0	0	8	8	8
DSE	DSE	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Nota: En las contraflechas se tuvo en cuenta un tiempo de espera para cerrar los voladizos de un año.

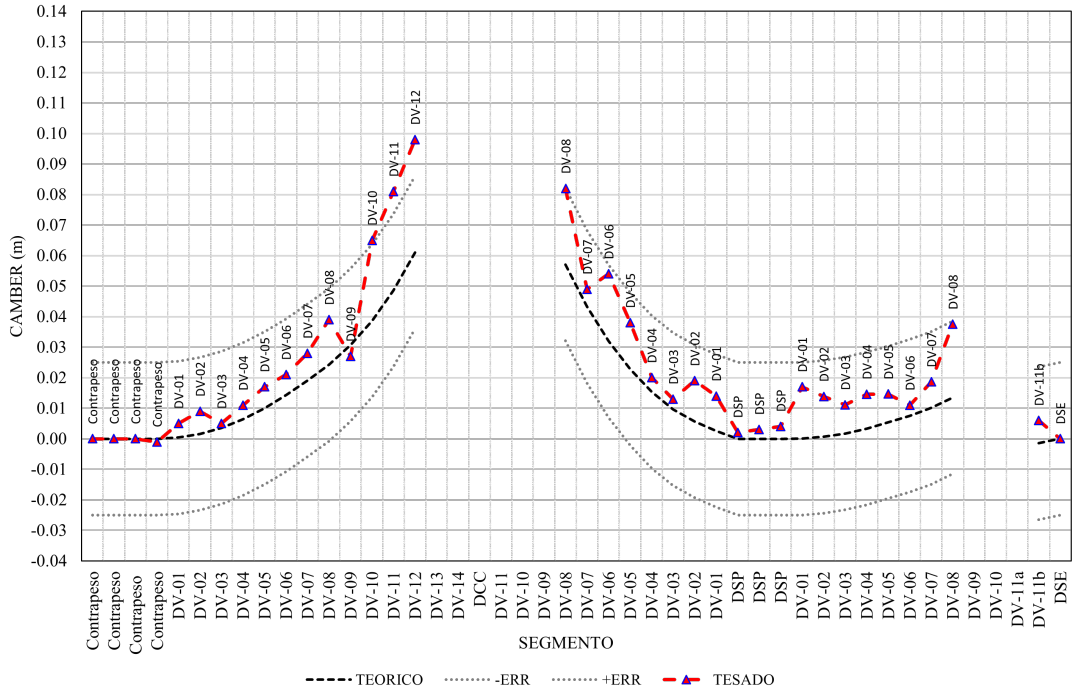
A continuación se detalla el control geométrico de cada etapa de construcción.

Figura N° 7.71
Control geométrico de al inicio de la ejecución de dovelas



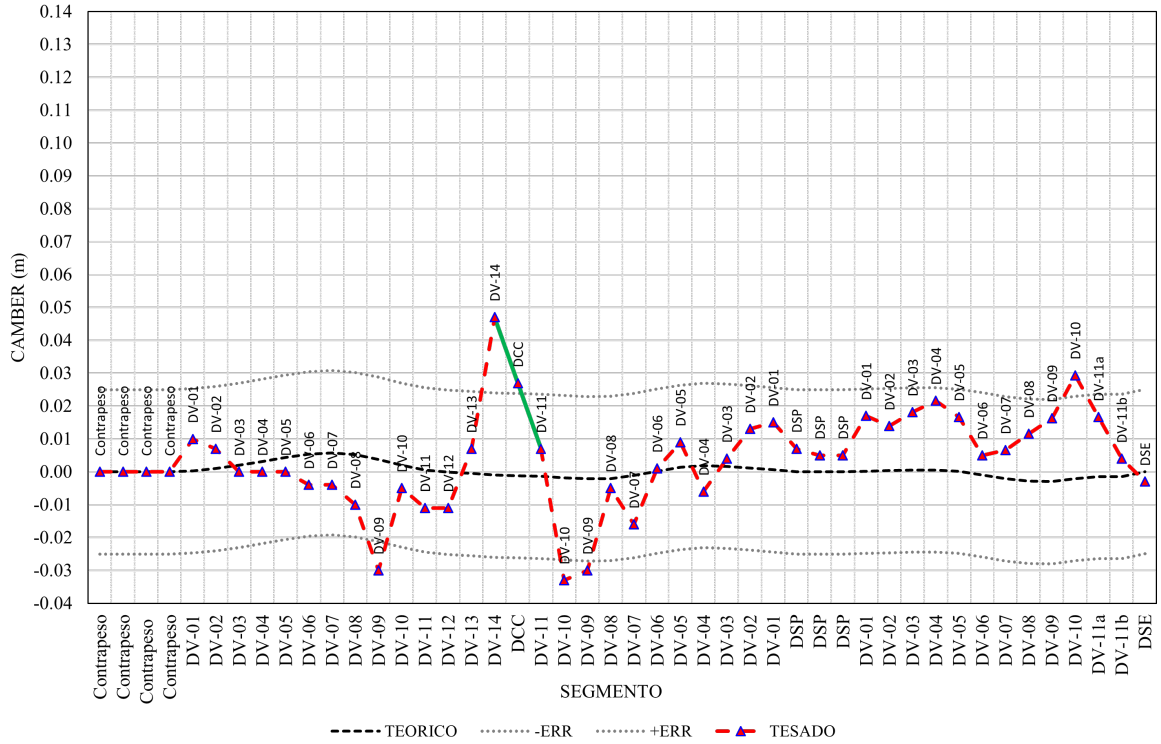
Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 7.72
Control geométrico en la etapa intermedia de la ejecución de dovelas



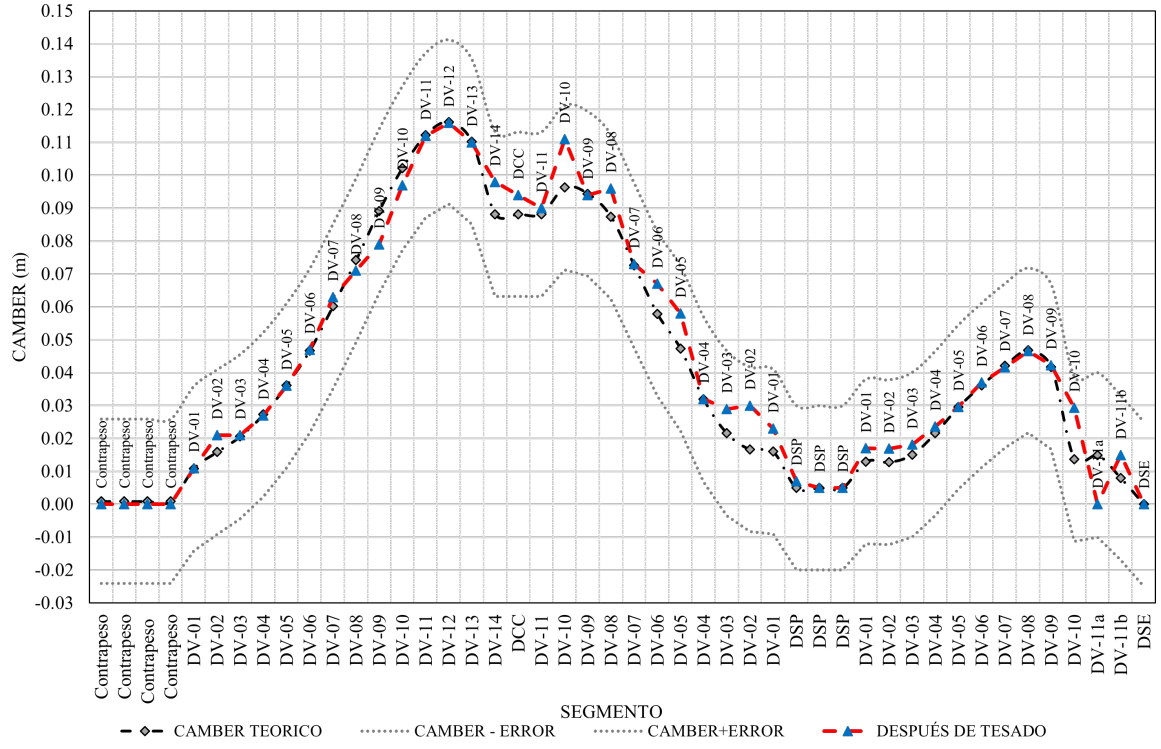
Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 7.73
Control geométrico en la etapa de dovela de cierre central



Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 7.74
Envolvente del control geométrico



Fuente: Elaboración propia.

Para el instante de cierre de la superestructura, se tiene el siguiente cuadro comparativo de deformaciones calculadas por los diferentes códigos y las que se obtuvieron en las mediciones.

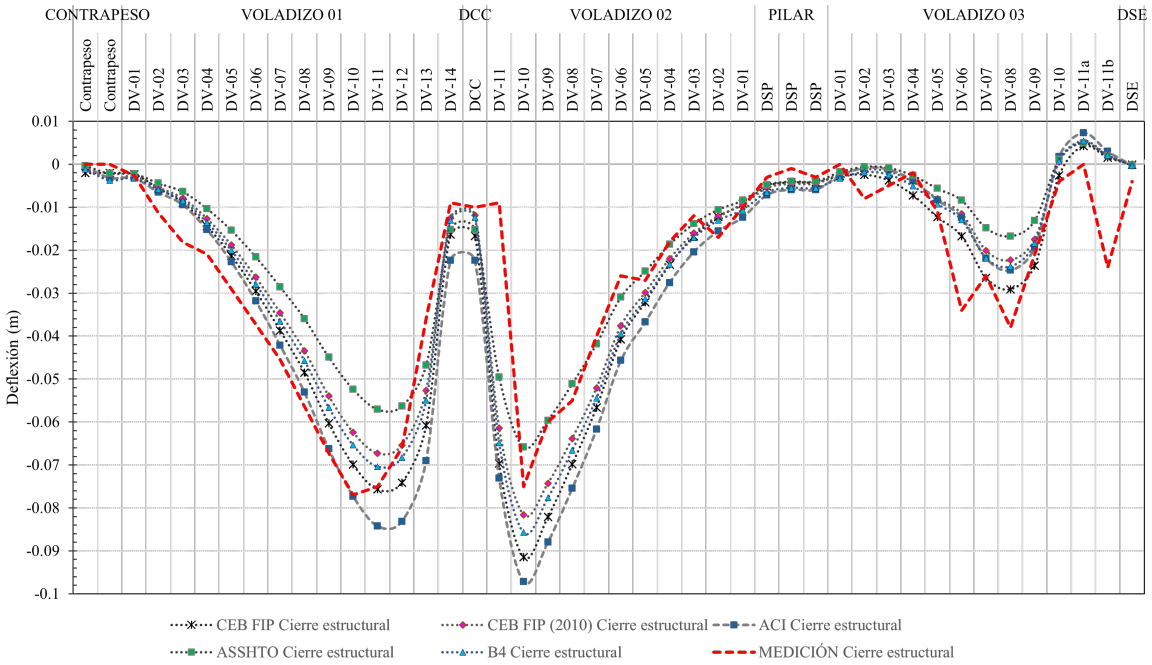
Tabla N° 7.45

Cuadro comparativo de deformaciones calculadas por los diferentes códigos y las que se obtuvieron en las mediciones

UBICACIÓN	DOVELA	CEB FIP	CEB FIP (2010)	ACI 209R-92	ASSHTO	B4	MEDICIÓN
		Cierre estructural	Cierre estructural	Cierre estructural	Cierre estructural	Cierre estructural	Cierre estructural
CONTRAPESO	Contrapeso	-0.002068	-0.000976	-0.000459	-0.000311	-0.001142	0
	Contrapeso	-0.002068	-0.003364	-0.003164	-0.0021438	-0.00374	0
VOLADIZO 01	DV-01	-0.002344	-0.002723	-0.003255	-0.00220546	-0.003187	-0.0026087
	DV-02	-0.005611	-0.005382	-0.006509	-0.00441024	-0.005894	-0.01130435
	DV-03	-0.008944	-0.007927	-0.009421	-0.0063833	-0.008465	-0.01818182
	DV-04	-0.014427	-0.012671	-0.015236	-0.01032332	-0.013551	-0.02090909
	DV-05	-0.021316	-0.018805	-0.022712	-0.01538877	-0.020041	-0.02909091
	DV-06	-0.02955	-0.026289	-0.03179	-0.02153966	-0.027875	-0.03727273
	DV-07	-0.038691	-0.034577	-0.042111	-0.02853277	-0.036495	-0.04545455
	DV-08	-0.048466	-0.043415	-0.053061	-0.03595206	-0.04569	-0.05636364
	DV-09	-0.0603	-0.053975	-0.066272	-0.04490332	-0.056632	-0.06727273
	DV-10	-0.069923	-0.062433	-0.077298	-0.05237411	-0.065352	-0.077
	DV-11	-0.075697	-0.067331	-0.084214	-0.05706012	-0.070373	-0.075
	DV-12	-0.07415	-0.065431	-0.08313	-0.05632565	-0.068294	-0.066
	DV-13	-0.060796	-0.052667	-0.069018	-0.0467639	-0.054954	-0.036
	DV-14	-0.016364	-0.012509	-0.022416	-0.01518821	-0.013045	-0.009
DCC	DCC	-0.016718	-0.011864	-0.02241	-0.01518414	-0.012386	-0.01
VOLADIZO 02	DV-11	-0.069657	-0.061454	-0.073104	-0.04953242	-0.064868	-0.009
	DV-10	-0.091482	-0.081622	-0.097186	-0.06584944	-0.085722	-0.075
	DV-09	-0.08213	-0.074324	-0.08799	-0.05961859	-0.077619	-0.06
	DV-08	-0.069851	-0.063834	-0.075457	-0.05112672	-0.066553	-0.055
	DV-07	-0.056596	-0.052036	-0.061705	-0.0418089	-0.054408	-0.04
	DV-06	-0.040748	-0.037627	-0.045675	-0.0309476	-0.039425	-0.026
	DV-05	-0.032106	-0.029844	-0.036731	-0.02488749	-0.031359	-0.027
	DV-04	-0.02339	-0.021991	-0.027549	-0.01866613	-0.023253	-0.018
	DV-03	-0.016729	-0.016052	-0.020405	-0.01382563	-0.017069	-0.012
	DV-02	-0.012309	-0.012073	-0.015556	-0.01054014	-0.013011	-0.017
	DV-01	-0.00923	-0.009406	-0.012389	-0.0083943	-0.010626	-0.01
PILAR	DSP	-0.005115	-0.005489	-0.007137	-0.00483575	-0.006481	-0.003
	DSP	-0.004217	-0.00453	-0.0059	-0.00399761	-0.005494	-0.001
	DSP	-0.004217	-0.00453	-0.0059	-0.00399761	-0.005494	-0.003
VOLADIZO 03	DV-01	-0.00278	-0.002238	-0.002662	-0.00180367	-0.003254	0
	DV-02	-0.002427	-0.001123	-0.000828	-0.00056102	-0.001799	-0.008
	DV-03	-0.003763	-0.001679	-0.001223	-0.00082866	-0.002409	-0.005
	DV-04	-0.007218	-0.004074	-0.003859	-0.00261471	-0.005044	-0.002
	DV-05	-0.012322	-0.008027	-0.008328	-0.00564273	-0.009244	-0.011
	DV-06	-0.016756	-0.01153	-0.012375	-0.00838482	-0.012958	-0.034
	DV-07	-0.026437	-0.0201	-0.02188	-0.01482503	-0.021831	-0.026
	DV-08	-0.029102	-0.022309	-0.024692	-0.01673034	-0.02377	-0.038
	DV-09	-0.023592	-0.017482	-0.019369	-0.01312368	-0.018389	-0.021
	DV-10	-0.002635	0.000554	0.001796	0.0012169	0.00076	-0.004
	DV-11a	0.00424	0.005139	0.007289	0.00493874	0.005466	0
	DV-11b	0.001543	0.00194	0.002977	0.0020171	0.002105	-0.024
DSE	DSE	-0.000087	-0.000308	-0.000285	-0.0001931	-0.000322	-0.004

Nota: Elaboración propia.

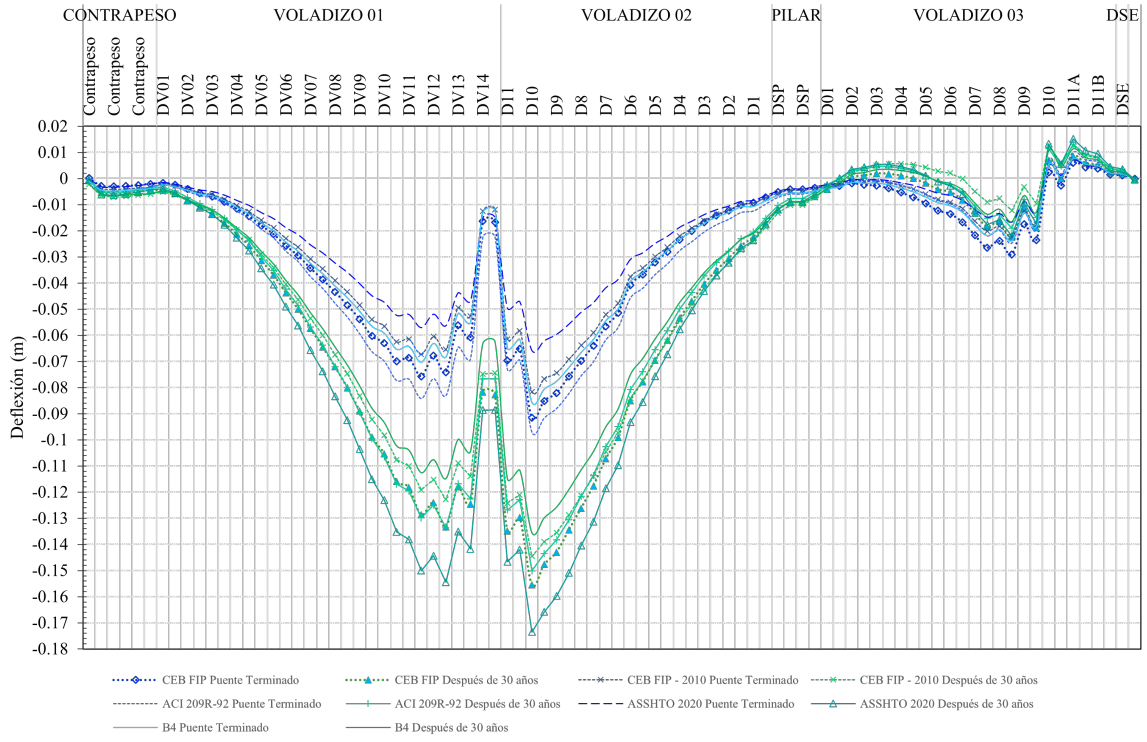
Figura N° 7.75
Deflexión obtenida en la medición y calculada según los diferentes códigos



Fuente: Elaboración propia.

En el gráfico 7.76 se muestra la evolución en el tiempo de la deformación calculada por los diferentes modelos de predicción en toda la superestructura.

Figura N° 7.76
Evolución en el tiempo de la de la deformación calculada por los diferentes modelos de predicción



Fuente: Los datos representan el cáculo para el puente terminado y para 30 años.

En los gráficos 7.46 y 7.77 se muestra la evolución en el tiempo de la deformación calculada por los diferentes modelos de predicción en la luz central de la superestructura.

Tabla N° 7.46

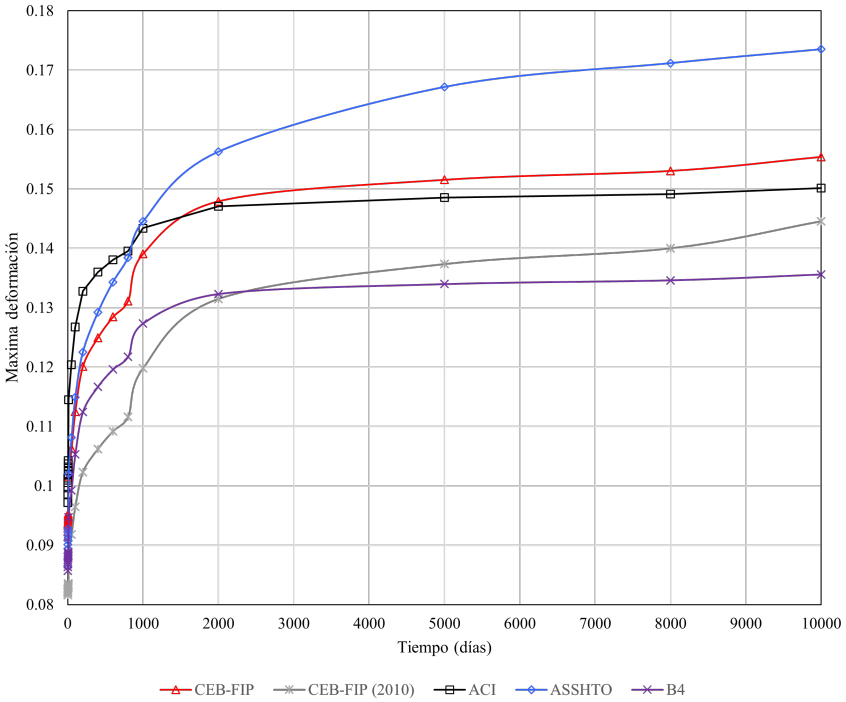
Evolución en el tiempo de la deformación en la luz central del puente Kutuctay

Días	CEB-FIP	CEB-FIP (2010)	ACI 209R-92	ASSHTO	B4
0	0.091482	0.081622	0.097186	0.0865057	0.085722
1	0.092288	0.081911	0.098589	0.0876506	0.086366
2	0.092866	0.082167	0.099659	0.0886207	0.086837
3	0.093335	0.082402	0.100549	0.0894311	0.087225
4	0.093739	0.082622	0.101323	0.0901386	0.087564
5	0.0941	0.082829	0.102012	0.0907707	0.087869
6	0.094427	0.083026	0.102637	0.0913461	0.088149
7	0.09473	0.083214	0.103211	0.0918763	0.08841
8	0.095013	0.083396	0.103743	0.0923694	0.088655
9	0.095279	0.08357	0.10424	0.0928314	0.088888
10	0.101613	0.088226	0.114526	0.1020131	0.094737
50	0.106299	0.091798	0.120422	0.1081451	0.099274
100	0.11252	0.096499	0.126737	0.1149171	0.105312
200	0.120104	0.102304	0.132798	0.1225391	0.112427
400	0.124946	0.106204	0.135999	0.1292285	0.116701
600	0.128443	0.109194	0.138067	0.1343259	0.119613
800	0.131143	0.111639	0.139548	0.1384228	0.121747
1000	0.139072	0.119831	0.143398	0.1445618	0.127355
2000	0.147913	0.131483	0.147101	0.1562637	0.132316
5000	0.151538	0.137343	0.148548	0.1671612	0.133985
8000	0.153034	0.140004	0.149156	0.1711749	0.134628
10000	0.155385	0.144548	0.150146	0.1735161	0.13561

Nota: Elaboración propia.

Figura N° 7.77

Evolución en el tiempo de la deformación en la luz central del puente Kutuctay



Fuente: el tiempo 0 días hace referencia al momento en que se realiza el cierre de la superestructura.

Tabla N° 7.47

Grado de correlación entre las deformaciones observadas en obra y los diferentes modelos de predicción - puente Kutuctay

Estadísticas de la regresión	CEB-FIP	CEB-FIP (2010)	ACI 209R-92	AASHTO	B4
Coeficiente de correlación	0.8678	0.8554	0.8415	0.8414	0.8568
Coeficiente de determinación R^2	0.7531	0.7317	0.7081	0.7080	0.7341
Significancia	2.4450e-14	1.4243e-13	8.4759e-13	8.4759e-13	1.1762e-13
Error Medio Estandar	0.01303	0.011920	0.01480	0.013033	0.012441

7.3.2 Puente Salvador (Huánuco)

Tabla N° 7.48

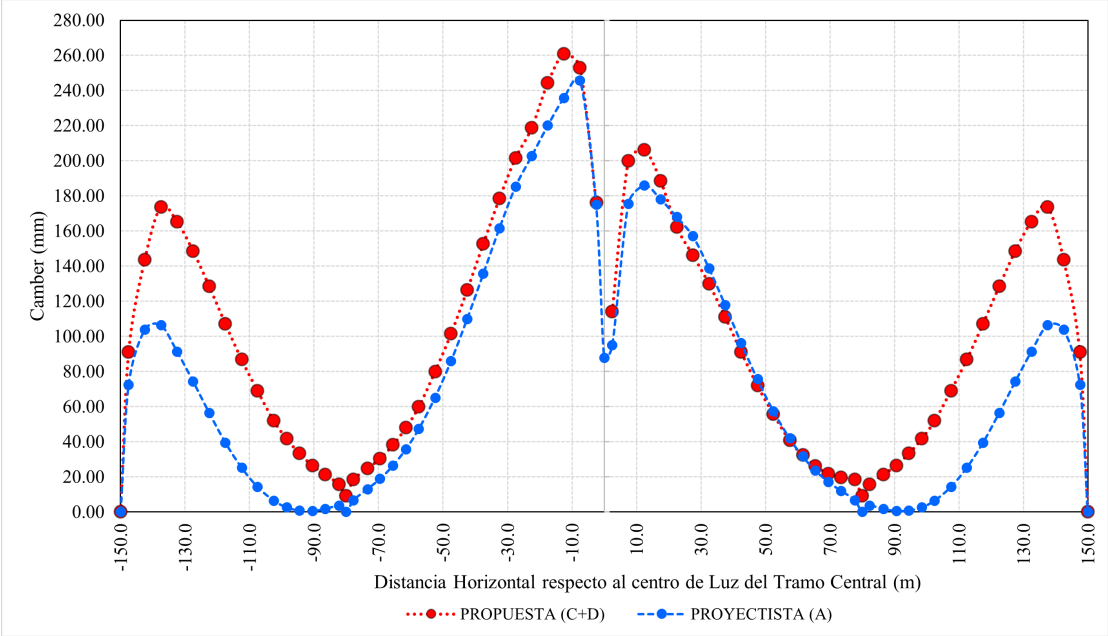
Tabla de contraflechas puente Salvador

	IDENTIFICACIÓN		TEÓRICA	CONTRATISTA				EJECUTADAS
	UBICACIÓN	DOVELA	Contraflecha (mm)	C/F	C/F	DEFORM ELÁSTICA CARRO DE AVANCE	C/F TOTAL (mm)	C/F TOTAL (mm)
	(m)	ITEM	PROYECTISTA (A)	SIN CARGAS (B)	CON CARGAS (C)	CONTRATISTA (D)	PROPUESTA (C+D)	COLOCAR EN OBRA (A)+(D)
Distancia Horizontal respecto al centro de Luz del Tramo Central (m)	-150.00	P1-14W	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-147.50	P1-13W	72.50	75.51	82.96	8.00	90.96	80.50
	-142.50	P1-12W	103.80	123.80	135.65	8.00	143.65	114.30
	-137.50	P1-11W	106.40	147.43	163.67	10.00	173.67	121.40
	-132.50	P1-10W	91.40	133.24	155.31	10.00	165.31	121.40
	-127.50	P1-09W	74.30	113.24	138.57	10.00	148.57	106.30
	-122.50	P1-08W	56.40	90.95	118.41	10.00	128.41	86.40
	-117.50	P1-07W	39.50	69.00	97.18	10.00	107.18	69.50
	-112.50	P1-06W	25.30	49.18	76.89	10.00	86.89	55.30
	-107.50	P1-05W	14.20	32.70	58.90	10.00	68.90	34.20
	-102.50	P1-04W	6.50	19.85	41.91	10.00	51.91	16.50
	-98.50	P1-03W	2.60	12.26	31.70	10.00	41.70	12.60
	-94.50	P1-02W	0.80	6.98	23.28	10.00	33.28	10.80
	-90.50	P1-01W	0.60	3.70	16.44	10.00	26.44	10.60
	-86.50	P1-00W	1.70	2.20	11.25	10.00	21.25	11.70
	-82.25	S/PILAR	3.60	1.87	5.73	10.00	15.73	13.60
	-80.00	PILAR IZQ	0.00	2.26	4.30	5.00	9.30	5.00
	-77.75	S/PILAR	6.70	3.47	8.48	10.00	18.48	16.70
	-73.50	P1-00E	13.00	6.87	14.71	10.00	24.71	23.00
	-69.50	P1-01E	18.90	10.67	20.42	10.00	30.42	28.90
	-65.50	P1-02E	26.50	16.17	28.22	10.00	38.22	36.50
	-61.50	P1-03E	35.80	23.45	37.95	10.00	47.95	45.80
	-57.50	P1-04E	47.30	32.80	49.90	10.00	59.90	57.30
	-52.50	P1-05E	65.10	47.61	69.80	10.00	79.80	75.10
	-47.50	P1-06E	86.00	65.58	91.54	10.00	101.54	96.00
	-42.50	P1-07E	110.00	86.41	116.36	10.00	126.36	120.00
	-37.50	P1-08E	135.70	108.81	142.66	10.00	152.66	145.70
	-32.50	P1-09E	161.60	130.97	168.47	10.00	178.47	171.60
	-27.50	P1-10E	185.30	150.61	191.51	10.00	201.51	195.30
	-22.50	P1-11E	202.70	164.77	208.63	10.00	218.63	212.70
	-17.50	P1-12E	220.10	188.12	234.24	10.00	244.24	230.10
	-12.50	P1-13E	235.80	202.80	250.76	10.00	260.76	245.80
	-7.50	P1-14E	245.70	195.80	242.94	10.00	252.94	255.70
	-2.50	P1-15E	174.90	112.47	166.26	10.00	176.26	184.90
	0.00	CIERRE	87.80	10.00	62.44	0.00		
	2.50	P2-15E	94.90	80.00	114.10	0.00	114.10	94.90
	7.50	P2-14E	175.50	99.61	189.94	10.00	199.94	185.50
	12.50	P2-13E	186.00	115.95	196.14	10.00	206.14	196.00
	17.50	P2-12E	178.10	110.56	178.54	10.00	188.54	188.10
	22.50	P2-11E	168.00	95.89	152.24	10.00	162.24	178.00
	27.50	P2-10E	157.00	90.79	136.26	10.00	146.26	167.00
	32.50	P2-09E	138.80	79.52	119.96	10.00	129.96	148.80
	37.50	P2-08E	117.90	65.05	101.04	10.00	111.04	127.90
	42.50	P2-07E	96.20	49.62	81.05	10.00	91.05	106.20
	47.50	P2-06E	75.60	35.13	62.03	10.00	72.03	85.60
	52.50	P2-05E	57.30	22.93	45.65	10.00	55.65	67.30
	57.50	P2-04E	41.90	13.40	30.73	10.00	40.73	51.90
	61.50	P2-03E	31.70	7.88	22.46	10.00	32.46	41.70
	65.50	P2-02E	23.60	4.22	16.24	10.00	26.24	33.60
	69.50	P2-01E	17.10	2.10	11.77	10.00	21.77	27.10
	73.50	P2-00E	12.00	1.47	9.61	10.00	19.61	22.00
	77.75	S/PILAR	6.70	3.47	8.48	10.00	18.48	16.70
	80.00	PILAR DER	0.00	2.26	4.30	5.00	9.30	5.00
	82.25	S/PILAR	3.60	1.87	5.73	10.00	15.73	13.60
	86.50	P2-00W	1.70	2.20	11.25	10.00	21.25	11.70
	90.50	P2-01W	0.60	3.70	16.44	10.00	26.44	10.60
	94.50	P2-02W	0.80	6.98	23.28	10.00	33.28	10.80
	98.50	P2-03W	2.60	12.26	31.70	10.00	41.70	12.60
	102.50	P2-04W	6.50	19.85	41.91	10.00	51.91	16.50
	107.50	P2-05W	14.20	32.70	58.90	10.00	68.90	24.20
	112.50	P2-06W	25.30	49.18	76.89	10.00	86.89	35.30
	117.50	P2-07W	39.50	69.00	97.18	10.00	107.18	49.50
	122.50	P2-08W	56.40	90.95	118.41	10.00	128.41	66.40
	127.50	P2-09W	74.30	113.24	138.57	10.00	148.57	84.30
	132.50	P2-10W	91.40	133.24	155.31	10.00	165.31	101.40
	137.50	P2-11W	106.40	147.43	163.67	10.00	173.67	116.40
	142.50	P2-12W	103.80	123.80	135.65	8.00	143.65	111.80
	147.50	P2-13W	72.50	75.51	82.96	8.00	90.96	80.50
	150.00	P2-14W	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Nota: En las contraflechas se tuvo en cuenta la carga del las barandas metálicas.

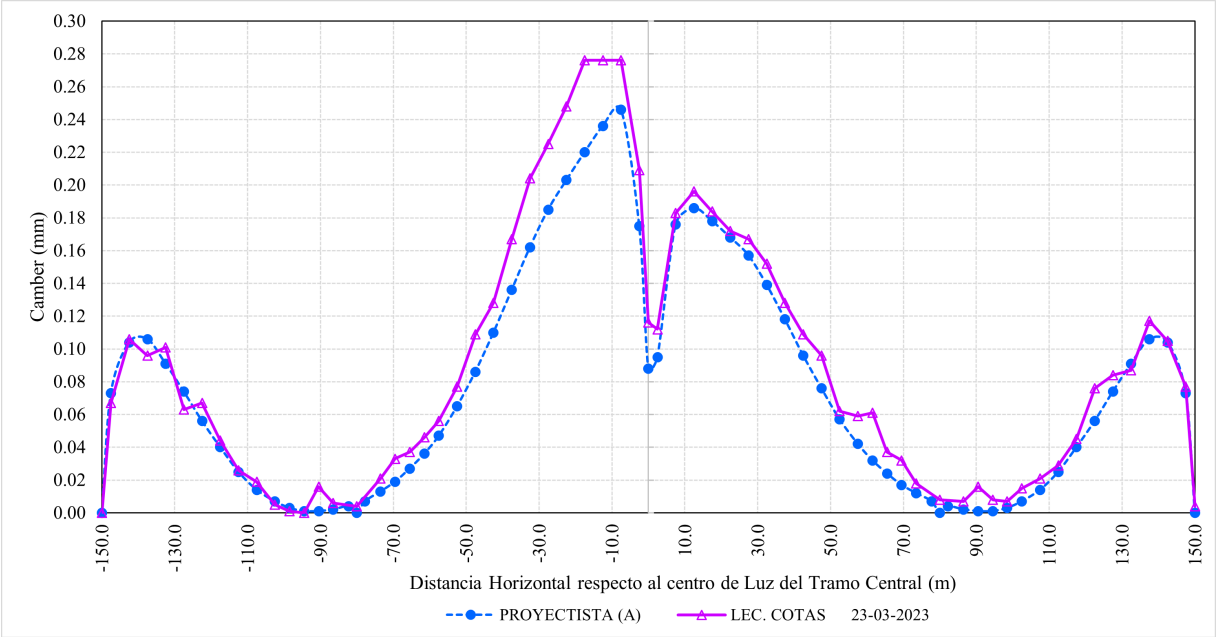
Se tiene el siguiente diagrama de contraflechas:

Figura N° 7.78
Diagrama de contraflechas - Puente Salvador



Fuente: Elaboración propia.

Figura N° 7.79
Envolvente del control geométrico - Puente Salvador



Fuente: Elaboración propia.

Para el instante de cierre de la superestructura, se tiene el siguiente cuadro comparativo de deformaciones calculadas por los diferentes códigos y las que se obtuvieron en las mediciones.

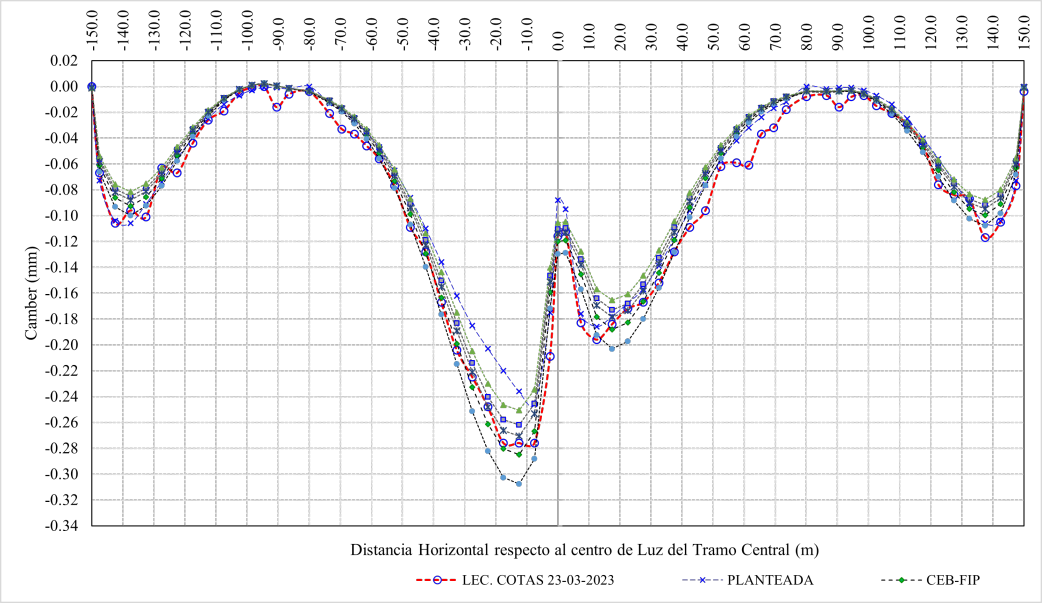
Tabla N° 7.49

Deflexión obtenida en la medición y calculada según los diferentes códigos

MEDIDOS EN LA LOSA SUPERIOR -0.05 DE LA RASANTE										
UBICACIÓN			DOVELA	LEC. COTAS 23-03-2023	PLANTEADA	CEB-FIP	CEB-FIP (2010)	ACI 209R-92	ASSHTO	B4
MARGEN IZQUIERDA	DOVELA W (DIFERENCIA COTAS +4.90m)	-150.00	P1-14W	0	0	-0.001299	-0.00119508	-0.00140292	-0.00114312	-0.0012341
		-147.50	P1-13W	-0.067	-0.073	-0.061244	-0.05634448	-0.06614352	-0.05389472	-0.0581818
		-142.50	P1-12W	-0.106	-0.104	-0.086224	-0.07932608	-0.09312192	-0.07587712	-0.0819128
		-137.50	P1-11W	-0.096	-0.106	-0.092576	-0.08516992	-0.09998208	-0.08146688	-0.0879472
		-132.50	P1-10W	-0.101	-0.091	-0.085573	-0.07872716	-0.09241884	-0.07530424	-0.0812944
		-127.50	P1-09W	-0.063	-0.074	-0.07135	-0.065642	-0.077058	-0.062788	-0.0677825
		-122.50	P1-08W	-0.067	-0.056	-0.053326	-0.04905992	-0.05759208	-0.04692688	-0.0506597
		-117.50	P1-07W	-0.044	-0.04	-0.035959	-0.03308228	-0.03883572	-0.03164392	-0.0341611
		-112.50	P1-06W	-0.026	-0.025	-0.021164	-0.01947088	-0.02285712	-0.01862432	-0.0201058
		-107.50	P1-05W	-0.019	-0.014	-0.009876	-0.00908592	-0.01066608	-0.00869088	-0.0093822
		-102.50	P1-04W	-0.005	-0.007	-0.002419	-0.00222548	-0.00261252	-0.00212872	-0.0022981
		-98.50	P1-03W	-0.001	-0.003	**0.001017**	**0.00093564**	**0.00109836**	**0.00089496**	**0.0009662**
		-94.50	P1-02W	0.000	-0.001	**0.002301**	**0.00211692**	**0.00248508**	**0.00202488**	**0.002186**
		-90.50	P1-01W	-0.016	-0.001	**0.00041**	**0.0003772**	**0.0004428**	**0.0003608**	**0.0003895**
		-86.50	P1-00W	-0.006	-0.002	-0.001528	-0.00140576	-0.00165024	-0.00134464	-0.0014516
	PILAR IZQ	-80.00	PILAR P1	-0.004	0	-0.00387	-0.0035604	-0.0041796	-0.0034056	-0.0036765
	DOVELA E (DIFERENCIA COTAS +2.80m)	-73.50	P1-00E	-0.021	-0.013	-0.011973	-0.01101516	-0.01293084	-0.01053624	-0.0113744
		-69.50	P1-01E	-0.033	-0.019	-0.018232	-0.01677344	-0.01969056	-0.01604416	-0.0173204
		-65.50	P1-02E	-0.037	-0.027	-0.026683	-0.02454836	-0.02881764	-0.02348104	-0.0253489
		-61.50	P1-03E	-0.046	-0.036	-0.037632	-0.03462144	-0.04064256	-0.03311616	-0.0357504
		-57.50	P1-04E	-0.056	-0.047	-0.051614	-0.04748488	-0.05574312	-0.04542032	-0.0490333
		-52.50	P1-05E	-0.077	-0.065	-0.073053	-0.06720876	-0.07889724	-0.06428664	-0.0694004
		-47.50	P1-06E	-0.109	-0.086	-0.098941	-0.09102572	-0.10685628	-0.08706808	-0.093994
		-42.50	P1-07E	-0.128	-0.11	-0.1293	-0.118956	-0.139644	-0.113784	-0.122835
		-37.50	P1-08E	-0.167	-0.136	-0.163386	-0.15031512	-0.17645688	-0.14377968	-0.1552167
		-32.50	P1-09E	-0.204	-0.162	-0.199086	-0.18315912	-0.21501288	-0.17519568	-0.1891317
		-27.50	P1-10E	-0.225	-0.185	-0.232698	-0.21408216	-0.25131384	-0.20477424	-0.2210631
		-22.50	P1-11E	-0.248	-0.203	-0.261334	-0.24042728	-0.28224072	-0.22997392	-0.2482673
		-17.50	P1-12E	-0.276	-0.22	-0.280249	-0.25782908	-0.30266892	-0.24661912	-0.2662366
		-12.50	P1-13E	-0.276	-0.236	-0.284836	-0.26204912	-0.30762288	-0.25065568	-0.2705942
		-7.50	P1-14E	-0.276	-0.246	-0.266744	-0.24540448	-0.28808352	-0.23473472	-0.2534068
		-2.50	P1-15E	-0.209	-0.175	-0.159229	-0.14649068	-0.17196732	-0.14012152	-0.1512676
	CIERRE	0.00	CIERRE	-0.116	-0.088	-0.12	-0.1104	-0.1296	-0.1056	-0.114
MARGEN DERECHA	DOVELA W (DIFERENCIA COTAS +2.80m)	2.50	P2-15E	-0.112	-0.095	-0.119229	-0.10969068	-0.12876732	-0.10492152	-0.1132676
		7.50	P2-14E	-0.183	-0.176	-0.14526	-0.1336392	-0.1568808	-0.1278288	-0.137997
		12.50	P2-13E	-0.196	-0.186	-0.178294	-0.16403048	-0.19255752	-0.15689872	-0.1693793
		17.50	P2-12E	-0.184	-0.178	-0.188082	-0.17303544	-0.20312856	-0.16551216	-0.1786779
		22.50	P2-11E	-0.172	-0.168	-0.182695	-0.1680794	-0.1973106	-0.1607716	-0.1735603
		27.50	P2-10E	-0.167	-0.157	-0.166559	-0.15323428	-0.17988372	-0.14657192	-0.1582311
		32.50	P2-09E	-0.152	-0.139	-0.144262	-0.13272104	-0.15580296	-0.12695056	-0.1370489
		37.50	P2-08E	-0.128	-0.118	-0.118739	-0.10923988	-0.12823812	-0.10449032	-0.1128021
		42.50	P2-07E	-0.109	-0.096	-0.093662	-0.08616904	-0.10115496	-0.08242256	-0.0889789
		47.50	P2-06E	-0.096	-0.076	-0.071076	-0.06538992	-0.07676208	-0.06254688	-0.0675222
		52.50	P2-05E	-0.062	-0.057	-0.051814	-0.04766888	-0.05595912	-0.04559632	-0.0492233
		57.50	P2-04E	-0.059	-0.042	-0.035939	-0.03306388	-0.03881412	-0.03162632	-0.0341421
		61.50	P2-03E	-0.061	-0.032	-0.025787	-0.02372404	-0.02784996	-0.02269256	-0.0244977
		65.50	P2-02E	-0.037	-0.024	-0.018148	-0.01669616	-0.01959984	-0.01597024	-0.0172406
		69.50	P2-01E	-0.032	-0.017	-0.01257	-0.0115644	-0.0135756	-0.0110616	-0.0119415
		73.50	P2-00E	-0.018	-0.012	-0.008734	-0.00803528	-0.00943272	-0.00768592	-0.0082973
	PILAR DER	80.00	S/PILAR	-0.008	0	-0.003823	-0.00351716	-0.00412884	-0.00336424	-0.0036319
	DOVELA E (DIFERENCIA COTAS +4.90m)	86.50	P2-00W	-0.007	-0.002	-0.004139	-0.00380788	-0.00447012	-0.00364232	-0.0039321
		90.50	P2-01W	-0.016	-0.001	-0.003736	-0.00343712	-0.00403488	-0.00328768	-0.0035492
		94.50	P2-02W	-0.008	-0.001	-0.003346	-0.00307832	-0.00361368	-0.00294448	-0.0031787
		98.50	P2-03W	-0.007	-0.003	-0.006023	-0.00554116	-0.00650484	-0.00530024	-0.0057219
		102.50	P2-04W	-0.015	-0.007	-0.010734	-0.00987528	-0.01159272	-0.00944592	-0.0101973
		107.50	P2-05W	-0.021	-0.014	-0.019533	-0.01797036	-0.02109564	-0.01718904	-0.0185564
		112.50	P2-06W	-0.029	-0.025	-0.031867	-0.02931764	-0.03441636	-0.02804296	-0.0302737
		117.50	P2-07W	-0.045	-0.04	-0.047264	-0.04348288	-0.05104512	-0.04159232	-0.0449008
		122.50	P2-08W	-0.076	-0.056	-0.06468	-0.0595056	-0.0698544	-0.0569184	-0.061446
		127.50	P2-09W	-0.084	-0.074	-0.081855	-0.0753066	-0.0884034	-0.0720324	-0.0777623
		132.50	P2-10W	-0.087	-0.091	-0.094743	-0.08716356	-0.10232244	-0.08337384	-0.0900059
		137.50	P2-11W	-0.117	-0.106	-0.099708	-0.09173136	-0.10768464	-0.08774304	-0.0947226
		142.50	P2-12W	-0.105	-0.104	-0.090889	-0.08361788	-0.09816012	-0.07998232	-0.0863446
		147.50	P2-13W	-0.077	-0.073	-0.063152	-0.05809984	-0.06820416	-0.05557376	-0.0599944
		150.00	P2-14W	-0.004	0	-0.001085	-0.0009982	-0.0011718	-0.0009548	-0.0010308

Nota: Elaboración propia.

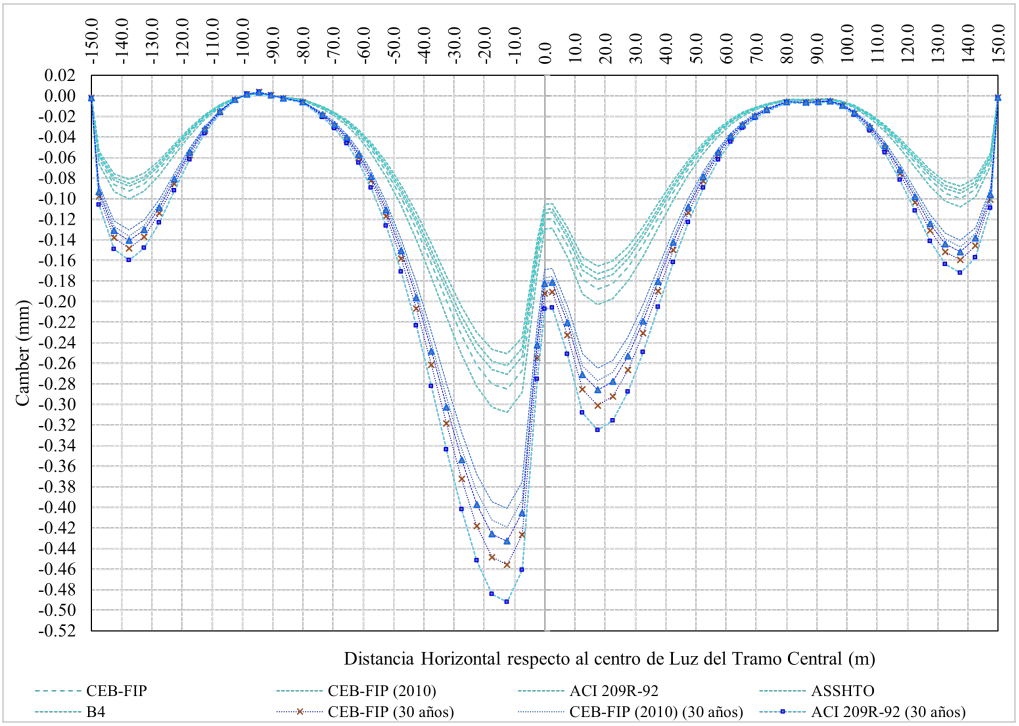
Figura N° 7.80
Deflexión obtenida en la medición y calculada según los diferentes códigos



Fuente: Elaboración propia.

En el gráfico 7.81 se muestra la evolución en el tiempo de la deformación calculada por los diferentes modelos de predicción en toda la superestructura.

Figura N° 7.81
Deflexión calculada para el cúlmino de la superestructura



Fuente: Los datos representan el cáculo para el puente terminado y para 30 años.

En el gráfico 7.50 se muestra la evolución en el tiempo de la deformación calculada por los diferentes modelos de predicción en la luz central de la superestructura.

Tabla N° 7.50

Evolución en el tiempo de la deformación en la luz central del puente Salvador

MEDIDOS EN LA LOSA SUPERIOR -0.05 DE LA RASANTE									
UBICACIÓN			DOVELA	LEC. COTAS 23-03-2023	CEB-FIP (30 años)	CEB-FIP (2010) (30 años)	ACI 209R-92 (30 años)	ASSHTO (30 años)	B4 (30 años)
MARGEN IZQUIERDA	DOVELA W (DIFERENCIA COTAS +4.90m)	-150.00	P1-14W	0	-0.0020784	-0.001912128	-0.002244672	-0.001828992	-0.00197448
		-147.50	P1-13W	-0.067	-0.0979904	-0.090151168	-0.105829632	-0.086231552	-0.09309088
		-142.50	P1-12W	-0.106	-0.1379584	-0.126921728	-0.148995072	-0.121403392	-0.13106048
		-137.50	P1-11W	-0.096	-0.1481216	-0.136271872	-0.159971328	-0.130347008	-0.14071552
		-132.50	P1-10W	-0.101	-0.1369168	-0.125963456	-0.147870144	-0.120486784	-0.13007096
		-127.50	P1-09W	-0.063	-0.11416	-0.1050272	-0.1232928	-0.1004608	-0.108452
		-122.50	P1-08W	-0.067	-0.0853216	-0.078495872	-0.092147328	-0.075083008	-0.08105552
		-117.50	P1-07W	-0.044	-0.0575344	-0.052931648	-0.062137152	-0.050630272	-0.05465768
		-112.50	P1-06W	-0.026	-0.0338624	-0.031153408	-0.036571392	-0.029798912	-0.03216928
		-107.50	P1-05W	-0.019	-0.0158016	-0.014537472	-0.017065728	-0.013905408	-0.01501152
		-102.50	P1-04W	-0.005	-0.0038704	-0.003560768	-0.004180032	-0.003405952	-0.00367688
		-98.50	P1-03W	-0.001	0.0016272	0.001497024	0.001757376	0.001431936	0.00154584
		-94.50	P1-02W	0.000	0.0036816	0.003387072	0.003976128	0.003239808	0.00349752
		-90.50	P1-01W	-0.016	0.000656	0.00060352	0.00070848	0.00057728	0.0006232
		-86.50	P1-00W	-0.006	-0.0024448	-0.002249216	-0.002640384	-0.002151424	-0.00232256
	PILAR IZQ	-80.00	PILAR P1	-0.004	-0.006192	-0.00569664	-0.00668736	-0.00544896	-0.0058824
	DOVELA E (DIFERENCIA COTAS +2.80m)	-73.50	P1-00E	-0.021	-0.0191568	-0.017624256	-0.020689344	-0.016857984	-0.01819896
		-69.50	P1-01E	-0.033	-0.0291712	-0.026837504	-0.031504896	-0.025670656	-0.02771264
		-65.50	P1-02E	-0.037	-0.0426928	-0.039277376	-0.046108224	-0.037569664	-0.04055816
		-61.50	P1-03E	-0.046	-0.0602112	-0.055394304	-0.065028096	-0.052985856	-0.05720064
		-57.50	P1-04E	-0.056	-0.0825824	-0.075975808	-0.089188992	-0.072672512	-0.07845328
		-52.50	P1-05E	-0.077	-0.1168848	-0.107534016	-0.126235584	-0.102858624	-0.11104056
		-47.50	P1-06E	-0.109	-0.1583056	-0.145641152	-0.170970048	-0.139308928	-0.15039032
		-42.50	P1-07E	-0.128	-0.20688	-0.1903296	-0.2234304	-0.1820544	-0.196536
		-37.50	P1-08E	-0.167	-0.2614176	-0.240504192	-0.282331008	-0.230047488	-0.24834672
		-32.50	P1-09E	-0.204	-0.3185376	-0.293054592	-0.344020608	-0.280313088	-0.30261072
		-27.50	P1-10E	-0.225	-0.3723168	-0.342531456	-0.402102144	-0.327638784	-0.35370096
		-22.50	P1-11E	-0.248	-0.4181344	-0.384683648	-0.451585152	-0.367958272	-0.39722768
		-17.50	P1-12E	-0.276	-0.4483984	-0.412526528	-0.484270272	-0.394590592	-0.42597848
		-12.50	P1-13E	-0.276	-0.4557376	-0.419278592	-0.492196608	-0.401049088	-0.43295072
		-7.50	P1-14E	-0.276	-0.4267904	-0.392647168	-0.460933632	-0.375575552	-0.40545088
		-2.50	P1-15E	-0.209	-0.2547664	-0.234385088	-0.275147712	-0.224194432	-0.24202808
	CIERRE	0.00	CIERRE	-0.116	-0.192	-0.17664	-0.20736	-0.16896	-0.1824
MARGEN DERECHA	DOVELA W (DIFERENCIA COTAS +2.80m)	2.50	P2-15E	-0.112	-0.1907664	-0.175505088	-0.206027712	-0.167874432	-0.18122808
		7.50	P2-14E	-0.183	-0.232416	-0.21382272	-0.25100928	-0.20452608	-0.2207952
		12.50	P2-13E	-0.196	-0.2852704	-0.262448768	-0.308092032	-0.251037952	-0.27100688
		17.50	P2-12E	-0.184	-0.3009312	-0.276856704	-0.325005696	-0.264819456	-0.28588464
		22.50	P2-11E	-0.172	-0.292312	-0.26892704	-0.31569696	-0.25723456	-0.2776964
		27.50	P2-10E	-0.167	-0.2664944	-0.245174848	-0.287813952	-0.234515072	-0.25316968
		32.50	P2-09E	-0.152	-0.2308192	-0.212353664	-0.249284736	-0.203120896	-0.21927824
		37.50	P2-08E	-0.128	-0.1899824	-0.174783808	-0.205180992	-0.167184512	-0.18048328
		42.50	P2-07E	-0.109	-0.1498592	-0.137870464	-0.161847936	-0.131876096	-0.14236624
		47.50	P2-06E	-0.096	-0.1137216	-0.104623872	-0.122819328	-0.100075008	-0.10803552
		52.50	P2-05E	-0.062	-0.0829024	-0.076270208	-0.089534592	-0.072954112	-0.07875728
		57.50	P2-04E	-0.059	-0.0575024	-0.052902208	-0.062102592	-0.050602112	-0.05462728
		61.50	P2-03E	-0.061	-0.0412592	-0.037958464	-0.044559936	-0.036308096	-0.03919624
		65.50	P2-02E	-0.037	-0.0290368	-0.026713856	-0.031359744	-0.025552384	-0.02758496
		69.50	P2-01E	-0.032	-0.020112	-0.01850304	-0.02172096	-0.01769856	-0.0191064
		73.50	P2-00E	-0.018	-0.0139744	-0.012856448	-0.015092352	-0.012297472	-0.01327568
	PILAR DER	80.00	S/PILAR	-0.008	-0.0061168	-0.005627456	-0.006606144	-0.005382784	-0.00581096
	DOVELA E (DIFERENCIA COTAS +4.90m)	86.50	P2-00W	-0.007	-0.0066224	-0.006092608	-0.007152192	-0.005827712	-0.00629128
		90.50	P2-01W	-0.016	-0.0059776	-0.005499392	-0.006455808	-0.005260288	-0.00567872
		94.50	P2-02W	-0.008	-0.0053536	-0.004925312	-0.005781888	-0.004711168	-0.00508592
		98.50	P2-03W	-0.007	-0.0096368	-0.008865856	-0.010407744	-0.008480384	-0.00915496
		102.50	P2-04W	-0.015	-0.0171744	-0.015800448	-0.018548352	-0.015113472	-0.01631568
		107.50	P2-05W	-0.021	-0.0312528	-0.028752576	-0.033753024	-0.027502464	-0.02969016
		112.50	P2-06W	-0.029	-0.0509872	-0.046908224	-0.055066176	-0.044868736	-0.04843784
		117.50	P2-07W	-0.045	-0.0756224	-0.069572608	-0.081672192	-0.066547712	-0.07184128
		122.50	P2-08W	-0.076	-0.103488	-0.09520896	-0.11176704	-0.09106944	-0.0983136
		127.50	P2-09W	-0.084	-0.130968	-0.12049056	-0.14144544	-0.11525184	-0.1244196
		132.50	P2-10W	-0.087	-0.1515888	-0.139461696	-0.163715904	-0.133398144	-0.14400936
		137.50	P2-11W	-0.117	-0.1595328	-0.146770176	-0.172295424	-0.140388864	-0.15155616
		142.50	P2-12W	-0.105	-0.1454224	-0.133788608	-0.157056192	-0.127971712	-0.13815128
		147.50	P2-13W	-0.077	-0.1010432	-0.092959744	-0.109126656	-0.088918016	-0.09599104
		150.00	P2-14W	-0.004	-0.001736	-0.00159712	-0.00187488	-0.00152768	-0.0016492

Nota: Elaboración propia.

Tabla N° 7.51

Grado de correlación entre las deformaciones observadas en obra y los diferentes modelos de predicción - puente Salvador

Estadísticas de la regresión	CEB-FIP	CEB-FIP (2010)	ACI 209R-92	AASHTO	B4
Coeficiente de correlación	0.8765	0.8784	0.8536	0.8439	0.8778
Coeficiente de determinación R^2	0.7683	0.7716	0.7286	0.7122	0.7705
Significancia	1.7947e-51	3.5674e-50	6.4875e-50	6.7853e-50	2.6423e-50
Error Medio Estandar	0.0110	0.01073	0.0139	0.0200	0.01151

CAPÍTULO VIII: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

8.1 EVOLUCIÓN TEMPORAL DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO

En esta investigación, al evaluar el desempeño de los modelos basados en los códigos CEB-FIP 1990 y ACI 209R-92 en la predicción de la resistencia del concreto mediante ensayos de compresión uniaxial realizados a edades de 03, 07, 14 y 28 días, se analizaron dos métricas clave: el coeficiente de correlación múltiple y el error medio estándar (RMSE). Estos resultados proporcionan una visión clara de la efectividad de ambos modelos en cuanto a su capacidad predictiva y precisión.

- El coeficiente de correlación múltiple refleja la fuerza de la relación entre los valores predichos por los modelos y los datos experimentales obtenidos en los ensayos de resistencia del concreto. Para ambos modelos, los valores de correlación son elevados, con un valor de 0.9071 para el CEB-FIP 1990 y 0.9169 para el ACI 209R-92. Estos resultados indican una correlación positiva muy fuerte entre las predicciones y los datos experimentales, lo que sugiere que ambos modelos capturan de manera eficiente el comportamiento de la evolución de la resistencia del concreto. De hecho, más del 90 % de la variación en los resultados experimentales puede ser explicada por las predicciones de estos modelos, lo que refuerza su relevancia para aplicaciones prácticas, especialmente en proyectos de ingeniería donde la precisión en las predicciones es esencial para el diseño estructural. La alta correlación obtenida en ambos casos refleja la fiabilidad de los modelos para prever el comportamiento del concreto en el tiempo, lo que es crucial para optimizar las decisiones en el ámbito de la ingeniería civil.
- El error medio estandar (RMSE) ofrece una visión más detallada de la precisión de las predicciones de los modelos al medir la dispersión promedio entre los valores observados y los predichos. En este caso, el modelo CEB-FIP 1990 muestra un error medio estándar de 4.3204, mientras que el modelo ACI 209R-92 presenta un valor de 11.3794. Esta diferencia es significativa y sugiere que el modelo CEB-FIP 1990 tiene una mayor precisión en la predicción de los resultados de resistencia del concreto, ya que muestra una menor dispersión entre los valores observados en los ensayos y las predicciones del modelo. El mayor error típico en el caso del ACI 209R-92 indica una menor precisión, lo que implica que sus predicciones tienden a alejarse más de los valores experimentales en comparación con el modelo CEB-FIP 1990. Esta variabilidad es de particular importancia en proyectos donde la precisión es crítica, ya que las predicciones más exactas garantizan una mayor seguridad estructural y optimización de los recursos materiales y financieros.

En resumen, al considerar tanto el coeficiente de correlación múltiple como el error medio estándar, se concluye que, aunque ambos modelos muestran una correlación muy fuerte con los resultados experimentales, el CEB-FIP 1990 destaca por su superior precisión en la predicción de la resistencia del concreto. Estos hallazgos son clave para la aplicación práctica en el diseño de estructuras de concreto, donde la precisión en las predicciones de la resistencia es esencial para asegurar la estabilidad y la durabilidad a largo plazo de las obras de ingeniería.

Por lo tanto, rechazamos la hipótesis nula, que sugeriría que ambos modelos son igualmente

precisos, y aceptamos la hipótesis alternativa de que el modelo CEB-FIP 1990 es más preciso y confiable para predecir la evolución de la resistencia del concreto, lo que lo convierte en una herramienta más adecuada para su implementación en proyectos de ingeniería estructural.

8.2 DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO

8.2.1 Relación entre la resistencia a compresión del concreto y el módulo de elasticidad

En esta investigación se evaluó la relación entre la resistencia a la compresión uniaxial y el módulo de elasticidad del concreto a 28 días, comparando las fórmulas propuestas por los códigos CEB-FIP 1990, Eurocódigo 2, NS-3473, y ACI 318. A continuación, se detallan los resultados obtenidos en términos del coeficiente de correlación, el coeficiente de determinación (R^2) y el Error Medio Estandar (RMSE).

- El coeficiente de correlación múltiple mide la relación entre las predicciones del módulo de elasticidad y los valores experimentales. Los resultados obtenidos para los modelos CEB-FIP 1990, Eurocódigo 2, NS-3473, y ACI 318 son de 0.8667, 0.8676, 0.8642 y 0.8667 respectivamente. Esto indica una fuerte correlación en todos los casos, lo que refleja una adecuada correspondencia entre los valores calculados y los datos experimentales.

- Error Medio Estandar (RMSE) cuantifica la desviación promedio entre los valores experimentales y los calculados por los modelos. El código NS-3473 tiene el menor error medio estandar (0.2029), seguido por el Eurocódigo 2 (0.2605) y el CEB-FIP (0.2737). El código ACI 318 presenta el mayor error (0.4016), lo que indica una menor precisión comparado con los demás códigos. El NS-3473 se destaca como el más preciso, con una menor dispersión entre los valores predichos y experimentales.

8.2.2 Evolución del módulo de elasticidad del concreto en el tiempo

Los ensayos de módulo de elasticidad del concreto realizados a edades de 3, 7, 14 y 28 días proporcionan una base sólida para evaluar la precisión de dos importantes códigos en ingeniería estructural: el CEB-FIP 1990 y el ACI 209R-92. Los resultados obtenidos en términos de la correlación y los errores típicos pueden ayudar a determinar cuál de estas fórmulas predice mejor el comportamiento del concreto durante su evolución.

En esta investigación, se ha realizado una evaluación detallada de los modelos CEB-FIP 1990 y ACI 209R-92 para predecir el módulo de elasticidad del concreto a edades de 3, 7, 14 y 28 días, utilizando dos indicadores clave: el coeficiente de correlación y el error medio estándar (RMSE). Estos indicadores han permitido medir tanto la calidad del ajuste de los modelos a los datos experimentales como su capacidad para hacer predicciones precisas.

- En primer lugar, se ha observado que el coeficiente de correlación obtenido para el modelo CEB-FIP 1990 es de 0.8810, lo que indica una correlación fuerte entre las predicciones y los resultados experimentales. Este valor sugiere que el modelo CEB-FIP 1990 es bastante efectivo para representar la relación entre las variables involucradas en la predicción del módulo

de elasticidad del concreto. En comparación, el modelo ACI 209R-92 presenta un coeficiente ligeramente superior de 0.9000, lo que indica una correlación también fuerte, pero con una ligera ventaja a favor del modelo ACI 209R-92. Aunque la diferencia en los valores de correlación es pequeña, es relevante, ya que sugiere que el modelo ACI 209R-92 tiene un ajuste algo mejor que el CEB-FIP 1990, aunque ambos modelos muestran un buen desempeño en términos de ajuste de las predicciones a los datos experimentales.

- Por otro lado, el error medio estándar (RMSE), que mide la precisión de las predicciones al indicar cuánto se desvían, en promedio, las predicciones de los valores observados, ha mostrado una diferencia notable entre ambos modelos. Para el modelo CEB-FIP 1990, el valor del error medio estándar es 1.4665, lo que sugiere que este modelo tiene una capacidad considerablemente mayor para hacer predicciones precisas, ya que la desviación de los valores predichos con respecto a los valores observados es relativamente pequeña. En cambio, para el modelo ACI 209R-92, el valor del error medio estándar es 9.9069, lo que indica que las predicciones de este modelo tienden a alejarse más de los valores experimentales. Esta diferencia en el error medio estándar es un aspecto crítico, ya que señala que el CEB-FIP 1990 es más confiable y preciso al hacer sus predicciones, lo que lo convierte en una herramienta más adecuada para predecir el comportamiento del concreto en el tiempo, especialmente en lo que respecta al módulo de elasticidad.

En resumen, aunque ambos modelos presentan una correlación fuerte con los datos experimentales, el modelo CEB-FIP 1990 se destaca por su mayor precisión en las predicciones, como lo indica el menor valor de error medio estándar. Este hallazgo sugiere que el modelo CEB-FIP 1990 es más confiable y adecuado para predecir el módulo de elasticidad del concreto a lo largo del tiempo, lo que es de suma importancia en el contexto de proyectos de ingeniería estructural. Dicho esto, rechazamos la hipótesis nula, que sugeriría que ambos modelos son igualmente precisos, y aceptamos la hipótesis alternativa, que plantea que el CEB-FIP 1990 es superior en términos de confiabilidad y precisión para la predicción del módulo de elasticidad del concreto.

Estos resultados refuerzan la idea de que, para aplicaciones prácticas en ingeniería, donde la precisión y confiabilidad en las predicciones son cruciales, el modelo CEB-FIP 1990 ofrece una ventaja significativa sobre el ACI 209R-92. Por lo tanto, se recomienda utilizar el modelo CEB-FIP 1990 cuando se busque una predicción más precisa y confiable del comportamiento del concreto en términos de su módulo de elasticidad a lo largo del tiempo.

8.3 DE LAS DEFORMACIONES

8.3.1 Puente Kutuctay (Apurímac)

Los resultados presentados comparan las predicciones de deformaciones del puente Kutuctay con diferentes códigos normativos (CEB-FIP, CEB-FIP 2010, ACI 209R-92, AASHTO y B4). A continuación, el análisis técnico de las principales métricas.

- **Coeficiente de determinación**. Los resultados muestran que los modelos CEB-FIP (0.7531), CEB-FIP 2010 (0.7317) y B4 (0.7341) tienen una fuerte correlación con los datos medidos,

indicando que estos modelos son efectivos en la predicción de las deformaciones observadas. Esta correlación fuerte sugiere que los modelos CEB-FIP, CEB-FIP 2010 y B4 tienen un desempeño superior al correlacionar las predicciones con los datos experimentales, lo que es crucial para proyectos de ingeniería estructural donde la precisión es esencial. En contraste, los modelos ACI 209R-92 (0.7081) y AASHTO (0.7080) presentan un coeficiente de determinación menor, lo que indica una correlación más débil entre las predicciones y los resultados medidos. Esto implica que estos modelos son menos precisos en la predicción de las deformaciones, y su desempeño es relativamente inferior en comparación con los modelos CEB-FIP y B4.

- **Error Medio Estandar**. El CEB-FIP 2010 (0.01192) y B4 (0.01244) muestran los errores más bajos, lo que refleja una mayor precisión en las predicciones. Esto confirma que, además de tener una fuerte correlación con los datos observados, estos modelos ofrecen predicciones más precisas en términos absolutos, lo que es esencial para garantizar la seguridad estructural en proyectos de ingeniería. Por otro lado, el modelo ACI 209R-92 tiene el mayor error medio estándar (0.0148), lo que sugiere que, aunque el ajuste general sea aceptable, las predicciones individuales tienden a alejarse más de los valores observados, lo que implica un mayor margen de error en las estimaciones. El modelo AASHTO (0.0130) también presenta un error relativamente alto, aunque menor que el ACI 209R-92. Esto implica que, aunque ambos modelos tienen un desempeño aceptable, son menos confiables en términos de precisión comparado con el CEB-FIP 2010 y B4.

  En tal sentido, los resultados obtenidos indican que los modelos CEB-FIP 2010 y B4 no solo tienen una correlación fuerte con los datos experimentales, sino que también muestran una mayor precisión en las predicciones, lo que los convierte en los modelos más confiables para la estimación de las deformaciones en las estructuras de concreto. Por el contrario, el ACI 209R-92 y el AASHTO tienen un desempeño inferior, especialmente en cuanto a precisión, lo que sugiere que su aplicabilidad en situaciones donde se requiere alta precisión podría ser limitada.

  Con base en estos resultados, rechazamos la hipótesis nula, que sugeriría que todos los modelos son igualmente precisos, y aceptamos la hipótesis alternativa, que indica que los modelos CEB-FIP 2010 y B4 son más precisos y confiables en la predicción de las deformaciones del concreto. De acuerdo con estos hallazgos, se recomienda utilizar el modelo CEB-FIP 2010 o el B4 en proyectos de ingeniería donde la precisión y la fiabilidad en las predicciones de deformaciones sean cruciales para garantizar la seguridad y el desempeño estructural a largo plazo.

8.3.2 Puente Salvador (Huánuco)

Los resultados presentados comparan las predicciones de deformaciones del puente Salvador con diferentes códigos normativos (CEB-FIP, CEB-FIP 2010, ACI 209R-92, AASHTO y B4). A continuación, el análisis técnico de las principales métricas.

- **Coeficiente de determinación**. En cuanto al coeficiente de determinación, los modelos CEB-FIP (0.7683), CEB-FIP 2010 (0.7716) y B4 (0.7705) muestran una fuerte correlación con los

datos experimentales. Esto sugiere que estos modelos tienen un desempeño destacado al correlacionar las predicciones con las deformaciones observadas, lo que los hace muy efectivos para estimar el comportamiento de las estructuras de concreto. La alta correlación entre las predicciones y los datos medidos en estos modelos refuerza la idea de que son adecuados para su aplicación en proyectos de ingeniería donde la precisión es crucial. En cambio, los modelos ACI 209R-92 (0.7286) y AASHTO (0.7122) tienen coeficientes de determinación más bajos, lo que indica una correlación más débil con los datos experimentales. Aunque estos modelos aún ofrecen una cierta utilidad, su capacidad para predecir las deformaciones observadas es inferior en comparación con los modelos CEB-FIP y B4.

- **Error Medio Estandar**. Respecto al error medio estándar (RMSE), los modelos CEB-FIP 2010 (0.01073) y B4 (0.01151) presentan los errores más bajos, lo que refleja una mayor precisión en las predicciones. Esto confirma que, además de una fuerte correlación con los datos observados, estos modelos también tienen un alto nivel de exactitud en sus estimaciones. La baja dispersión en los errores de predicción de estos modelos es una ventaja importante, especialmente cuando se requiere una alta fiabilidad en las predicciones de deformación para asegurar la estabilidad y seguridad de las estructuras. Por otro lado, el modelo ACI 209R-92 (0.0139) muestra el mayor error medio estándar, seguido de AASHTO (0.0200), lo que indica una menor exactitud en las predicciones y una mayor dispersión en los valores estimados. Aunque el modelo ACI 209R-92 tiene un ajuste general aceptable, las predicciones individuales muestran mayor variabilidad, lo que limita su fiabilidad en comparación con otros modelos más precisos.

  Estos resultados sugieren que los modelos CEB-FIP 2010 y B4 no solo tienen una fuerte correlación con los datos observados, sino que también proporcionan las predicciones más precisas en términos absolutos, lo que los convierte en opciones preferibles para la estimación de deformaciones en estructuras de concreto. En contraste, los modelos ACI 209R-92 y AASHTO muestran un desempeño inferior, especialmente en cuanto a precisión y dispersión de los errores, lo que sugiere que su aplicabilidad podría estar limitada en escenarios donde se requiere un alto grado de exactitud.

  En tal sentido, al analizar estos resultados, se puede afirmar que los modelos CEB-FIP 2010 y B4 son más confiables para predecir las deformaciones del concreto en comparación con los modelos ACI 209R-92 y AASHTO, lo que lleva a rechazar la hipótesis nula que sugiere que todos los modelos tienen la misma capacidad predictiva, y aceptar la hipótesis alternativa que señala que algunos modelos, como el CEB-FIP 2010 y B4, tienen una mayor precisión y correlación con los datos experimentales. Esto confirma que un modelo más preciso y fiable, como el CEB-FIP 2010, es crucial para asegurar la estabilidad y el rendimiento estructural de las obras de concreto, especialmente en proyectos donde las deformaciones pueden tener un impacto significativo en la seguridad y la durabilidad de la estructura.

Tabla N° 8.1
Modelos de predicción de fluencia y contracción y factores considerados.

Factor	CEB-FIP (1990)	MC90(99) (1999)	CEB-FIP (2010)	ACI 209R-92 (1992)	ASSHTO (2020)	B4 (2003)
Factores intrínsecos						
Tipo de agregado						✓
Relación A/C						
Contenido del aire						✓
Contenido de cemento	✓	✓	✓			
Tipo de cemento	✓	✓	✓			
Densidad del concreto						
Ratio de agregado fino				✓		
Relación W/C	✓	✓	✓	✓		✓
Contenido de agua						
Factores extrínsecos						
Edad de la carga	✓	✓	✓	✓	✓	
Edad de la muestra					✓	✓
Esfuerzo aplicado	✓	✓	✓	✓	✓	
Resistencia característica					✓	
Forma de la sección transversal					✓	
Duración de la carga	✓	✓	✓	✓		✓
Espesor efectivo	✓	✓	✓	✓		
Módulo elástico a la edad de carga						
Humedad relativa	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Temperatura	✓	✓	✓			
Hora de inicio del secado						✓

Nota: Elaboración propia.

CONCLUSIONES

CONCLUSIÓN GENERAL

Los resultados obtenidos confirman que los efectos diferidos del concreto, como la fluencia y la contracción, están directa y significativamente relacionados con las deformaciones observadas en la superestructura del puente viga cajón construido mediante volados sucesivos en las regiones de Apurímac y Huánuco. Los modelos normativos empleados, particularmente CEB-FIP 2010 y B4, han demostrado un ajuste predictivo superior de estas deformaciones, con coeficientes de correlación superiores a 0.85 y errores típicos bajos, lo que evidencia su capacidad para capturar de manera precisa los efectos diferidos del concreto. Estos resultados no solo validan la relación planteada en la investigación, sino que también confirman la hipótesis de que los efectos diferidos del concreto están estrechamente vinculados a las deformaciones de la superestructura en puentes viga cajón construidos mediante volados sucesivos.

CONCLUSIONES ESPECÍFICAS

Resistencia a compresión

De acuerdo con los ensayos realizados sobre la resistencia a compresión uniaxial del concreto a diferentes edades, los modelos CEB-FIP 1990 y ACI 209R-92 son válidos para predecir la evolución de la resistencia del concreto en el tiempo, ya que ambos presentan una correlación muy alta (>0.80). Sin embargo, en términos de precisión, el modelo CEB-FIP 1990, con un error medio estándar (RMSE) de 4.3204, demuestra una mayor precisión y confiabilidad en comparación con el modelo ACI 209R-92, cuyo error medio estándar es de 11.3794.

Módulo de elasticidad

En los ensayos para la determinación del módulo de elasticidad, realizados conforme a la norma ASTM C469, el análisis estadístico demuestra que el modelo ACI 209R-92 y CEB-FIP 1990 presentan una correlación muy alta (>0.80). Sin embargo, en términos de precisión, el modelo CEB-FIP 1990, con un error medio estándar (RMSE) de 1.4665, demuestra una mayor precisión y confiabilidad en comparación con el modelo ACI 209R-92, cuyo error medio estándar es de 9.9069.

Para el cálculo del módulo de elasticidad en función de la resistencia media a compresión del concreto, la expresión del Eurocódigo 2 ha demostrado ser la más adecuada, ya que presenta el mayor coeficiente de determinación (R^2) de 75.28%. Este valor supera a los obtenidos con los modelos CEB-FIP, NS-3473 y ACI 318, que registraron coeficientes de determinación de 75.12%, 74.68% y 75.12%, respectivamente.

Deformaciones

De los modelos considerados, basados en los códigos internacionales CEB-FIP, CEB-FIP 2010, ACI 209R-92, AASHTO y B4, se puede concluir que el modelo CEB-FIP 2010 presenta una mayor confiabilidad y precisión en comparación con los demás. En el caso del puente Kutuctay (Apurímac), el modelo CEB-FIP 2010 obtuvo un error medio estándar (RMSE) de 0.11920, lo que lo posiciona como el modelo más preciso frente a los errores de 0.01303 del modelo CEB-FIP, 0.01480 del modelo ACI 209R-92, 0.013033 del modelo AASHTO, y 0.012441 del modelo B4.

De manera similar, para el puente Salvador (Huánuco), el modelo CEB-FIP 2010, con un error

medio estándar (RMSE) de 0.01073, supera a los otros modelos en términos de precisión y confiabilidad. Los errores medios estándar de los demás modelos son: 0.0110 para el modelo CEB-FIP, 0.0139 para el modelo ACI 209R-92, 0.0200 para el modelo AASHTO, y 0.01151 para el modelo B4.

Por último, se destaca que, independientemente del modelo considerado, para ambos casos de estudio (puentes Kutuctay y Salvador), se observa una correlación muy fuerte en las predicciones, ya que los coeficientes de correlación superan el valor de 0.8, lo cual evidencia que los modelos representan adecuadamente la tendencia general en la evolución de las deformaciones del concreto.

RECOMENDACIONES

Se recomienda utilizar los modelos CEB-FIP y B4 para el análisis y diseño de puentes viga cajón construidos mediante volados sucesivos en regiones como Apurímac y Huánuco. Estos códigos han demostrado un mejor ajuste en la predicción de deformaciones asociadas con los efectos diferidos del concreto.

Se sugiere implementar un sistema de monitoreo a largo plazo en puentes viga cajón para registrar las deformaciones a lo largo de su vida útil. Esto permitirá ajustar los modelos predictivos y validar continuamente las predicciones basadas en los efectos diferidos del concreto.

Otras posibles investigaciones podrían consistir en realizar análisis como los realizados en esta tesis en otros puentes. En esta tesis se estudia el caso del puente Kutuctay (Apurímac) y puente Salvador (Huánuco), pero también podrían estudiarse otros puentes en voladizo para ver qué comportamiento muestran.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASTHO. (2020). *Aastho lrfd bridge design specifications*. https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004.

ACI Committee 209-Creep and Volume Changes in Concrete. (1982). *Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures.* American Concrete Institute.

Akbar, S., y Carlie, M. (2021). *Long-term deformation of balanced cantilever bridges due to non-uniform creep and shrinkage.*

Ansell, A., Hallgren, M., Holmgren, J., Lagerblad, B., y Westerberg, B. (2012). *Concrete structures* (Inf. Téc. n.º 143). KTH, Concrete Structures. (QC 20211027)

Arcos, L. P. (2005). *Efectos diferidos en el comportamiento de un puente continuo de acero y concreto postensado* (Tesis Doctoral no publicada). UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.

Bažant, Z., Hubler, M., Wendner, R., y cols. (2015). Model b4 for creep, drying shrinkage and autogenous shrinkage of normal and high-strength concretes with multi-decade applicability. *Mater. Struct*, *48*, 753–770.

Bažant, Z., Xi, Y., Baweja, S., y Carol, I. (1993). Preliminary guidelines and recommendations for characterizing creep and shrinkage in structural design codes. En *Proc. of the 5th rilim international conference on: Creep and shrinkage of concrete, e & fn spon, spain* (pp. 805–829).

Bazant, Z. P. (1986). Creep and shrinkage of concrete: Mathematical modeling.

Borbolla, L., y Mazzola, A. (2003). Finite element simulation of the crack development in the gröndal bridge.

Casado, C. F. (1964). Ejecución de puentes pretensados por voladizos sucesivos (continuación). *Informes de la construcción*, *16*(158), 61–82.

CEB-FIP. (1993). *Ceb-fip model code 1990: Design code*. Thomas Telford Publishing.

Chen, W.-F., y Duan, L. (2014). Superstructure design. *Bridge Engineering Handbook,*.

Engström, B. (2007). *Beräkning av betongkonstruktioner*. Chalmers tekniska högskola.

ETA-06/0226. (2018). *European technical assessment eta 06/0226*. www.cerema.fr.

fib-federation internationale du beton. (2013). *fib model code for concrete structures 2010*. John Wiley & Sons.

Fu, F. (2018). *Design and analysis of tall and complex structures*. Butterworth-Heinemann.

Galvis, y Villafañe. (2019). Deformaciones por efectos diferidos en puentes viga – cajón construidos por el método de voladizos sucesivos fundidos in situ.

Gu, S. (2002). *Bi-axially loaded slender reinforced concrete columns subjected to sustained loads*. New Jersey Institute of Technology.

Hubler, M., Wendner, R., y Bazant, Z. (2008). Nu-iti database of laboratory creep and shrinkage data. *Northwestern University, Evanston, IL*.

Hudson, R. (2010). *Strategies for parametric design in architecture: an application of practice led research* (Tesis Doctoral no publicada). University of Bath.

Hwang, E., Kim, G., Koo, K., Moon, H., Choe, G., Suh, D., y Nam, J. (2021). Compressive creep and shrinkage of high-strength concrete based on limestone coarse aggregate applied to high-rise buildings. *Materials*, *14*(17), 5026.

Kelly, P. (2013). Solid mechanics part i: An introduction to solid mechanics. *A creative commons attributions, Mountain View, CA*, *94042*.

LAMBERT, L. (2010). *Ouvrages précontraints construits par encorbellements successifs: mise au point d'un outil de pré-dimensionnement appliqué aux ouvrages construits par encorbellements successifs.* (Tesis Doctoral no publicada). INSA de Strasbourg.

Lucko, G. (1999). *Means and methods analysis of a cast-in-place balanced cantilever segmental bridge: the wilson creek bridge case study* (Tesis Doctoral no publicada). Virginia Tech.

MacGregor, J. G., Wight, J. K., Teng, S., y Irawan, P. (2012). *Reinforced concrete: Mechanics and design* (Vol. 6). Prentice Hall Upper Saddle River, NJ.

Manterola, J. (2006). *Puentes: apuntes para su diseño, cálculo y construcción*. Colegio de ingenieros de caminos, canales y puertos.

Mathivat, J., y Fernández, C. S. (1980). *Construcción de puentes de hormigón pretensado por voladizos sucesivos*. Edit. Técnicos Asociados.

Pti, P. (1978). Precast segmental box girder bridge manual. *Chicago: Post-Tensioning Institute and Precast/Prestressed Concrete Institute Chicago*.

Santos Hernandez, H. L. E. (2018). Estudio del comportamiento de tableros de puentes postesados por voladizos sucesivos: Aplicación al puente de santa rita en honduras.

Schultz, A., Welton, S., y Rey, L. (2004). Long-term effects on response of reinforced concrete columns to cyclic loading. *Journal of Structural Engineering*, *130*(9), 1320–1332.

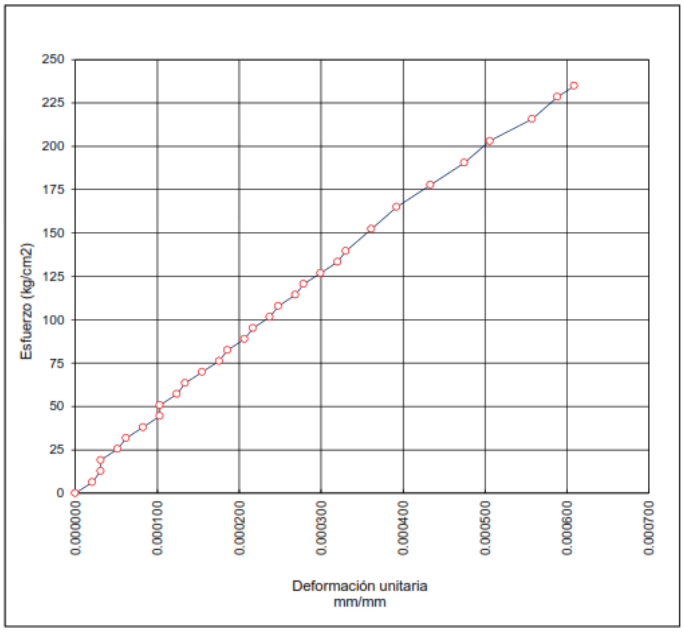
Takács, P. F. (2002). Deformations in concrete cantilever bridges: observations and theoretical modelling.

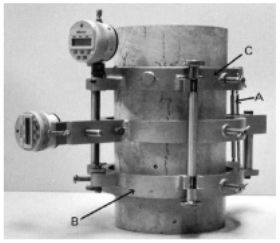
ANEXOS

ANEXO A: ENSAYOS

Figura N° 8.1
Muestra M-1 para la determinación del módulo de elasticidad estático del concreto f'c=500kg/cm2 - ASTM C469

Deformación Unitaria mm/mm	Esfuerzo kg/cm2	Deformación Unitaria mm/mm	Esfuerzo kg/cm2
0.000000	0.00	0.000361	152.33
0.000021	6.35	0.000392	165.03
0.000031	12.69	0.000434	177.72
0.000031	19.04	0.000475	190.41
0.000052	25.39	0.000506	203.11
0.000062	31.74	0.000558	215.80
0.000083	38.08	0.000589	228.50
0.000103	44.43	0.000609	234.84
0.000103	50.78		
0.000124	57.12		
0.000134	63.47		
0.000155	69.82		
0.000176	76.17		
0.000186	82.51		
0.000207	88.86		
0.000217	95.21		
0.000237	101.55		
0.000248	107.90		
0.000268	114.25		
0.000279	120.60		
0.000299	126.94		
0.000320	133.29		
0.000330	139.64		





DATOS DE LA MUESTRA:

Identificación	: M-1
Método de curado utilizado	: Sumergido en agua
Fecha de vaciado	: 28/04/2023
Edad	: 19 días

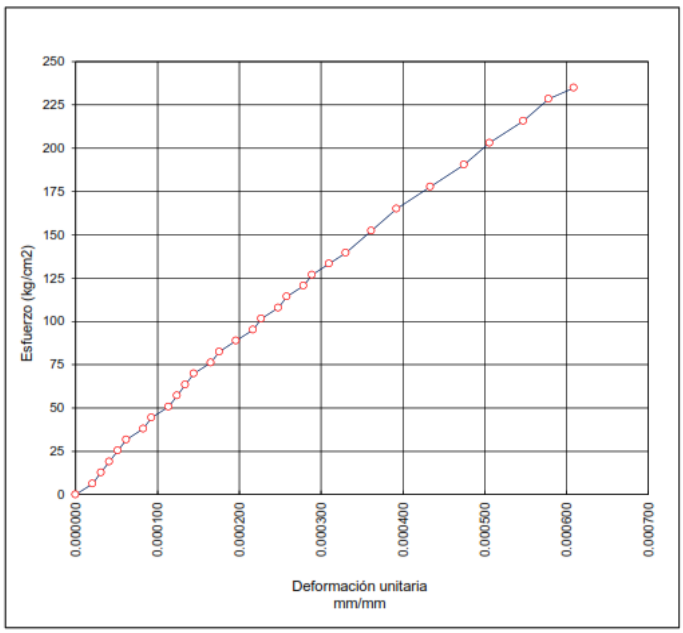
RESULTADOS	
MÓDULO DE ELASTICIDAD	
Módulo Ec kg/cm²	**386,665**
Cte. Elás. f'c Ult.	17,088
Cte. Elás. f'c Nomin.	17,292

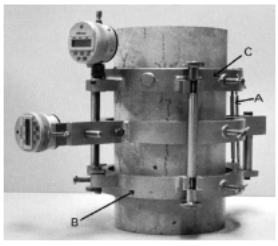
Nota: El ensayo se realizó a la edad de 19 días del concreto.

Figura N° 8.2

Muestra M-2 para la determinación del módulo de elasticidad estático del concreto f'c=500kg/cm2 - ASTM C469

Deformación Unitaria mm/mm	Esfuerzo kg/cm2	Deformación Unitaria mm/mm	Esfuerzo kg/cm2
0.000000	0.00	0.000361	152.33
0.000021	6.35	0.000392	165.03
0.000031	12.69	0.000434	177.72
0.000041	19.04	0.000475	190.41
0.000052	25.39	0.000506	203.11
0.000062	31.74	0.000547	215.80
0.000083	38.08	0.000578	228.50
0.000093	44.43	0.000609	234.84
0.000114	50.78		
0.000124	57.12		
0.000134	63.47		
0.000145	69.82		
0.000165	76.17		
0.000176	82.51		
0.000196	88.86		
0.000217	95.21		
0.000227	101.55		
0.000248	107.90		
0.000258	114.25		
0.000279	120.60		
0.000289	126.94		
0.000310	133.29		
0.000330	139.64		





DATOS DE LA MUESTRA:

Identificación	: M-2
Método de curado utilizado	: Sumergido en agua
Fecha de vaciado	: 28/04/2023
Edad	: 19 días

RESULTADOS	
MÓDULO DE ELASTICIDAD	
Módulo Ec kg/cm²	**393,042**
Cte. Elás. f'c Ult.	17,370
Cte. Elás. f'c Nomin.	17,577

Nota: El ensayo se realizó a la edad de 19 días del concreto.

Figura N° 8.3

Resultados de ensayo creep en el concreto en compresión según ASTM C512 - Puente Kutuctay

Fecha de medición	Hora de medición	Tiempo transcurrido (horas-días)	Deformación Total Histórica por Unidad de Carga (in/psi)
14/09/2022	1:10 p. m.	2 horas	2.0000E-05
14/09/2022	5:10 p. m.	6 horas	5.8182E-05
15/09/2022	11:10 a. m.	1 día	1.8545E-04
16/09/2022	11:10 a. m.	2 días	2.9031E-04
17/09/2022	11:10 a. m.	3 días	3.6035E-04
19/09/2022	11:10 a. m.	5 días	4.8502E-04
20/09/2022	11:10 a. m.	6 días	5.1589E-04
21/09/2022	11:10 a. m.	7 días	5.4654E-04
28/09/2022	11:10 a. m.	14 días	7.4977E-04
04/10/2022	11:10 a. m.	20 días	8.1856E-04
12/10/2022	11:10 a. m.	28 días	9.0537E-04
10/11/2022	11:10 a. m.	57 días	1.0908E-03
12/12/2022	11:10 a. m.	89 días	1.2127E-03

Nota: El ensayo se realizó a la edad de 04 días del concreto.

Figura N° 8.4

Resultados de ensayo creep en el concreto en compresión según ASTM C512 - Puente Salvador

Fecha de medición	Hora de medición	Tiempo transcurrido (horas-días)	Deformación Total Histórica por Unidad de Carga (in/psi)
15-Set-21	1:00 p. m.	2 horas	1.780E-06
15-Set-21	5:00 p. m.	6 horas	2.016E-06
16-Set-21	11:00 a. m.	1 día	2.461E-06
17-Set-21	11:00 a. m.	2 días	3.682E-06
21-Set-21	11:00 a. m.	6 días	6.341E-06
22-Set-21	11:00 a. m.	7 días	6.708E-06
29-Set-21	11:00 a. m.	14 días	8.329E-06
05-Oct-21	11:00 a. m.	21 días	8.767E-06
13-Oct-21	11:00 a. m.	28 días	1.075E-05
12-Nov-21	11:00 a. m.	58 días	1.970E-05
12-Dic-21	11:00 a. m.	88 días	2.088E-05

Nota: El ensayo se realizó a la edad de 04 días del concreto.

Figura N° 8.5

Certificados de ensayos de bobinas a utilizar en puente Kutuctay

To: FREYSSINET TIERRA ARMADA PERU SAC - PERU
MATERIALS: PRESTRESSED CONCRETE STRAND: 15.2MM, LOW RELAXATION, LEFT HAND LAY, 1860MPA-270GRADE, STANDARD: ASTM A416/ A416/A416M-12A, Q'TY: 74.766MT TARIFF (P.A.): 7312109000

Coil No.	Diameter (mm)	Tensile Strength (Mpa)	Breaking Load (kN)	Load at 1.0% Extension (kN)	Percentage Elongation at Maximum Force L0≥600mm (%)	Elastic Modulus (GPa)	Relaxation of 1000h (%)	Net Weight (MT)
2302-3-003-09	15.24	1960	275	252	9.5	198	2.06	3.013
2302-3-002-03	15.26	1960	274	254	9.5	197	2.06	3.224
2302-3-002-04	15.26	1960	275	254	9.5	198	2.06	3.437
2302-3-004-01	15.24	1960	275	254	10.0	199	2.06	3.224
2302-3-004-04	15.24	1950	273	253	10.0	196	2.06	3.219
2302-3-004-05	15.24	1960	274	254	9.5	199	2.06	3.221
2302-3-003-04	15.24	1950	273	251	9.5	198	2.06	3.010
2302-3-003-05	15.24	1960	275	253	9.5	196	2.06	3.012
2302-3-003-06	15.24	1940	272	251	10.0	201	2.06	3.011
2302-3-003-07	15.24	1950	273	252	10.0	200	2.06	3.012
2302-3-002-01	15.26	1960	275	255	9.0	199	2.06	3.224
2302-3-002-02	15.26	1960	275	256	9.0	199	2.06	3.224
2302-3-002-10	15.26	1960	274	256	9.5	199	2.06	3.132
2302-3-004-03	15.24	1960	275	255	10.0	200	2.06	3.222
2302-3-001-04	15.28	1960	274	255	9.5	201	2.06	2.814
2302-3-001-05	15.28	1960	274	254	10.0	200	2.06	2.814
2302-3-003-01	15.24	1940	272	252	9.0	197	2.06	3.225
2302-3-003-02	15.24	1940	272	251	9.0	200	2.06	3.219
2302-3-003-03	15.24	1940	271	250	9.0	198	2.06	3.221
2302-3-003-08	15.24	1950	273	251	10.0	199	2.06	3.014
2302-3-002-07	15.26	1960	274	253	9.5	196	2.06	3.017
2302-3-002-08	15.26	1940	272	252	9.5	200	2.06	3.019
2302-3-002-09	15.26	1960	274	255	9.0	200	2.06	3.017
2302-3-004-02	15.24	1960	274	254	10.0	199	2.06	3.221

All Test Results are in Compliance with the Standard ASTM A416/ A416/A416M-12A.

TYPICAL CHEMICAL COMPOSITION (%)

Heat No.	C	Si	Mn	P	S	Cr	Ni	Cu
WB012209225	0.829	0.203	0.737	0.017	0.008	0.250	0.009	0.007

Manufacturer: Shandong Jingwei Steel Cord Co., Ltd. Tabled by Quality Inspection Department Date: Feb. 18, 2023
Add: No.18 Weian Road, High-Tech Development Zone, Weifang City, China Tel: +86-536-7671813 Fax: +86-536-7671810

Nota: Plan de Calidad FTA220005-PC-001.

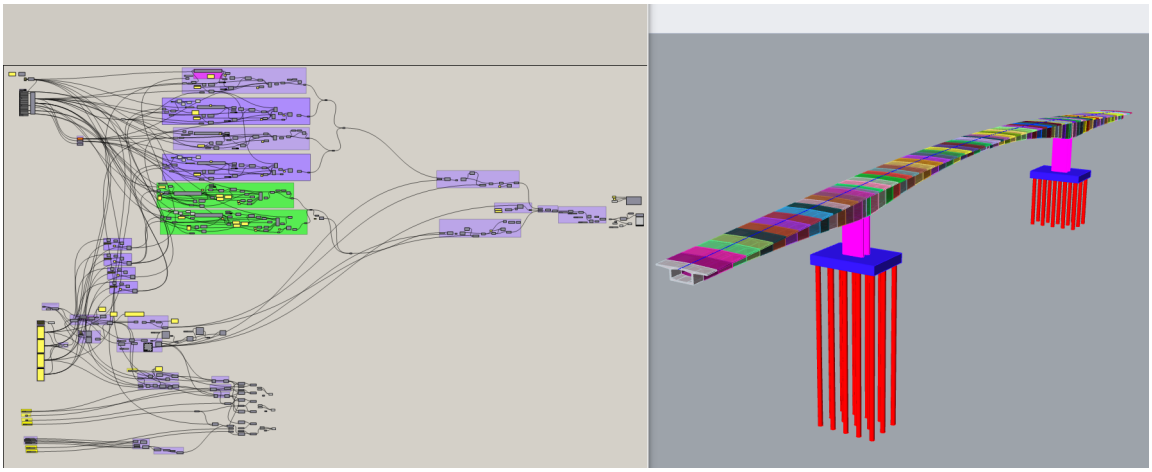
ANEXO B: MATRIZ DE CONSISTENCIA

ANEXO C: MATRIZ DE CONSISTENCIA

PROBLEMA	OBJETIVO	HIPOTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	INSTRUMENTOS	METODOLOGIA
Problema general	**Objetivo general**	**Hipótesis general**					
¿Cuál es la relación entre los efectos diferidos del concreto y las deformaciones de la superestructura de un puente viga cajón construido mediante volados sucesivos en las regiones de Apurímac y Huánuco?	Calcular la relación entre los efectos diferidos del concreto y las deformaciones de la superestructura de los puentes viga cajón construidos mediante volados sucesivos en las regiones de Apurímac y Huánuco.	Los efectos diferidos del concreto se relacionan directamente y significativamente con las deformaciones de la superestructura de los puentes viga cajón construidos mediante volados sucesivos en las regiones de Apurímac y Huánuco.	**Independientes:** Efectos diferidos.	Fluencia (creep).	✓ Módulo de Creep. ✓ Resistencia media a la compresión del concreto. ✓ Módulo de elasticidad. ✓ Propiedades de los agregados. ✓ Edad al inicio de la carga. ✓ Duración de la carga.	✓ Ensayo de creep en el concreto en compresión (ASTM C512). ✓ Ensayo a compresión uniaxial del concreto (ASTM M C39). ✓ Ensayo de Módulo de elasticidad del concreto (ASTM C469). ✓ Propiedades de los agregados (ASTM C33).	**Enfoque de estudio** **CUANTITATIVO**; esto requiere la recolección de datos numéricos y su análisis estadístico para establecer relaciones y tendencias objetivas. **Tipo de estudio** **APLICADA**; busca aplicar conocimientos teóricos sobre los efectos diferidos del concreto para resolver un problema práctico en el diseño y construcción de puentes. **Diseño de Investigación** **NO EXPERIMENTAL**; porque no se manipularán variables deliberadamente. **Temporalidad** **LONGITUDINAL**; porque el estudio se llevará a cabo a lo largo del tiempo (midiendo las deformaciones en diferentes momentos). **Nivel de investigación** **CORRELACIONAL**; busca determinar la relación o el grado de asociación entre los efectos diferidos del concreto y las deformaciones.
				Retracción (shrinkage).	✓ Tipo de cemento. ✓ Humedad relativa. ✓ Geometría de la estructura. ✓ Temperatura. ✓ Edad al inicio del secado. ✓ Método de curado.	✓ Clasificación del cemento (ASTM C150). ✓ Estaciones meteorológicas. ✓ Temperatura (ASTM C1064). ✓ Método de curado (ASTM C31).	
				Relajación del acero.	✓ Pérdidas instantáneas. ✓ Pérdidas diferidas.	$\Delta f_{PT} = \Delta f_{PA} + \Delta f_{PF} + \Delta f_{PES} + \Delta f_{PSR} + \Delta f_{PCR} + \Delta f_{PR2}$	
			Dependientes: Deformaciones.	Geometría de la superestructura.	Desplazamientos verticales y horizontales	✓ Nivel topográfico. ✓ Software CSI Bridge. ✓ Software Midas Civil. ✓ Manual de puentes (MTC RD_19-2018-MTC-14). AASHTO LRFD Bridge Design Epecifications.	
Problema especifico	**Objetivo especifico**	**Hipótesis especifica**					
a) ¿Cuál es la capacidad de los diferentes modelos de predicción para determinar el desarrollo temporal de la resistencia a compresión del concreto?	a) Calcular la capacidad de los diferentes modelos de predicción para determinar el desarrollo temporal de la resistencia a compresión del concreto.	a) El modelo CEB-FIP 1990 presenta mejor capacidad para determinar el desarrollo temporal de la resistencia a compresión del concreto.					
b) ¿Cuál es la capacidad de los diferentes modelos de predicción para determinar el módulo de elasticidad del concreto en función al tiempo?	b) Determinar la capacidad de los diferentes modelos de predicción para determinar el módulo de elasticidad del concreto en función al tiempo.	b) El modelo CEB-FIP 1990 presenta mejor capacidad para determinar el desarrollo temporal de la resistencia a compresión del concreto.					
c) ¿Cuál es la capacidad de los diferentes modelos de predicción para determinar las deformaciones de las superestructuras en las regiones de Apurímac y Huánuco?	c) Determinar la capacidad de los diferentes modelos de predicción para determinar las deformaciones de las superestructuras en las regiones de Apurímac y Huánuco	c) El modelo B4 presenta mejor capacidad para determinar el desarrollo temporal de la resistencia a compresión del concreto.					

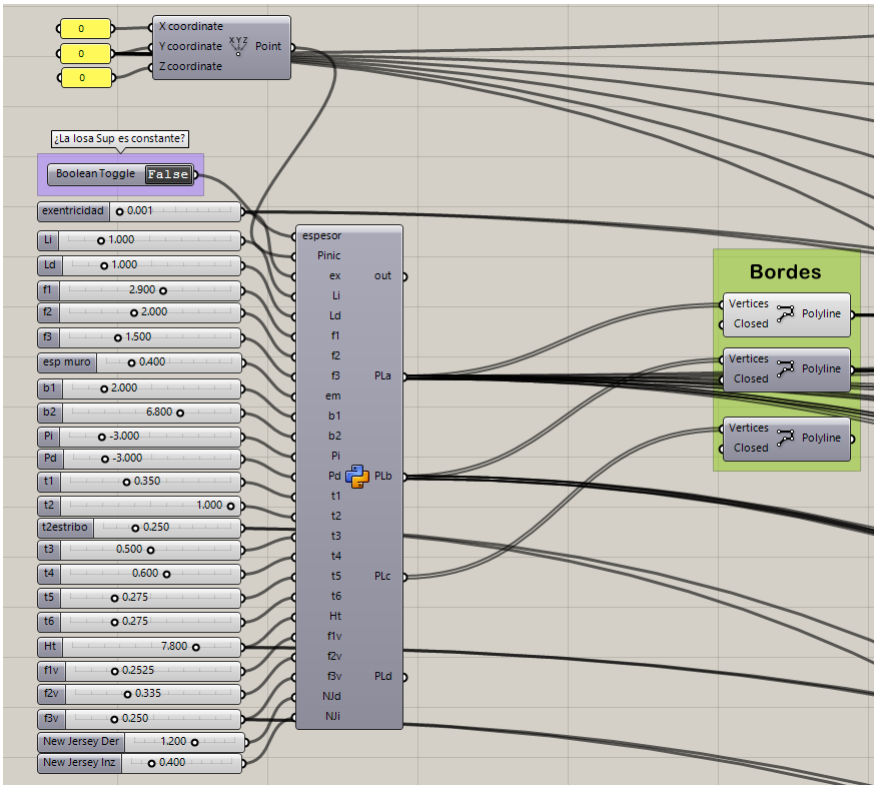
ANEXO C: CÓDIGO PYTHON - GRASSHOPPER

Figura N° 8.6
Vista general de la porgramación visual con grasshopper y python



Nota: Software Rhinoceros 3D y GRASSHOPPER.

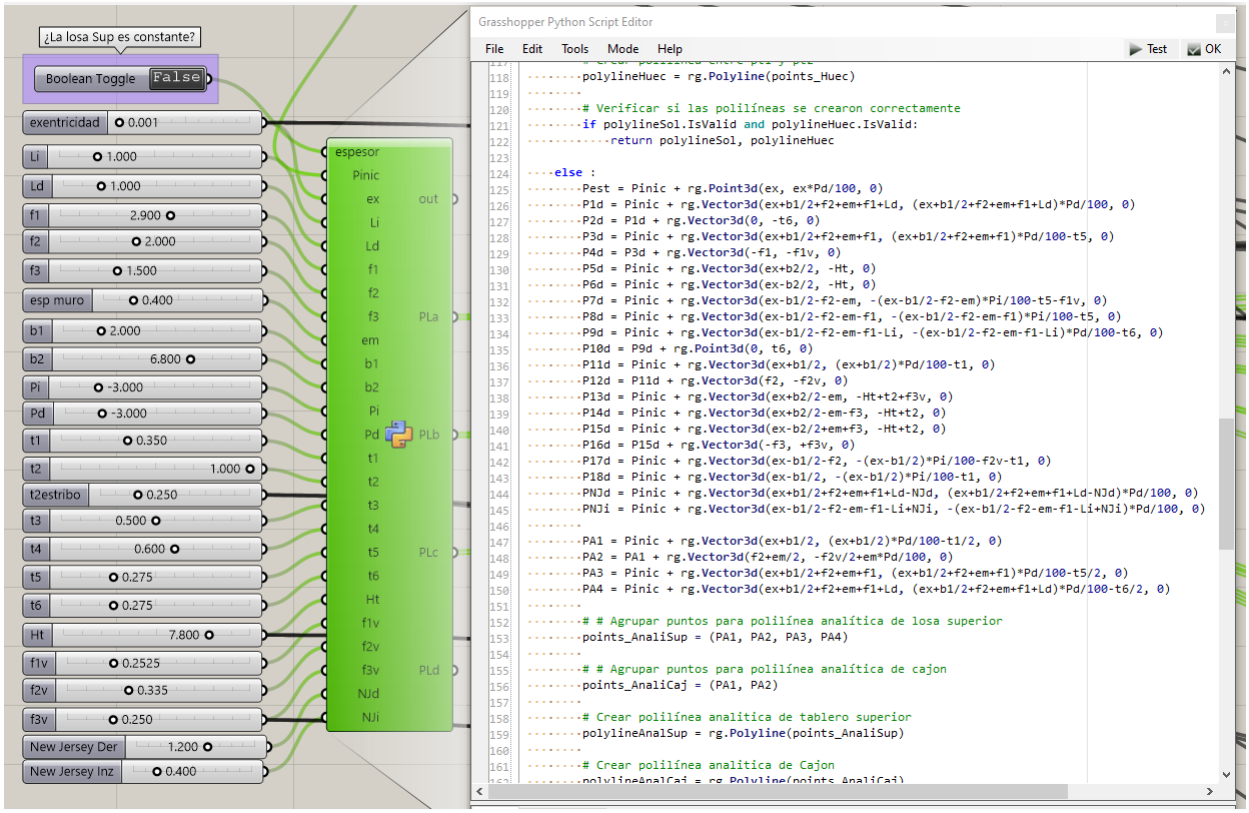
Figura N° 8.7
Parámetros de ingreso para definir la sección de cada dovela



Nota: Software Rhinoceros 3D y GRASSHOPPER.

Figura N° 8.8

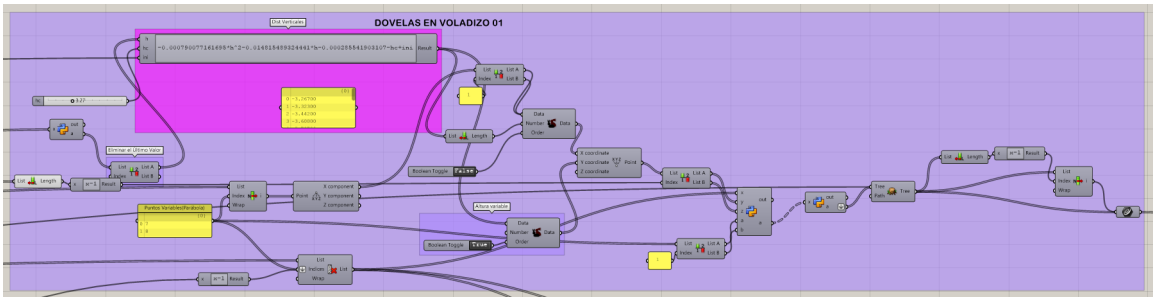
Código Python Script para generar la sección de la dovela



Nota: Software Rhinoceros 3D y GRASSHOPPER.

Figura N° 8.9

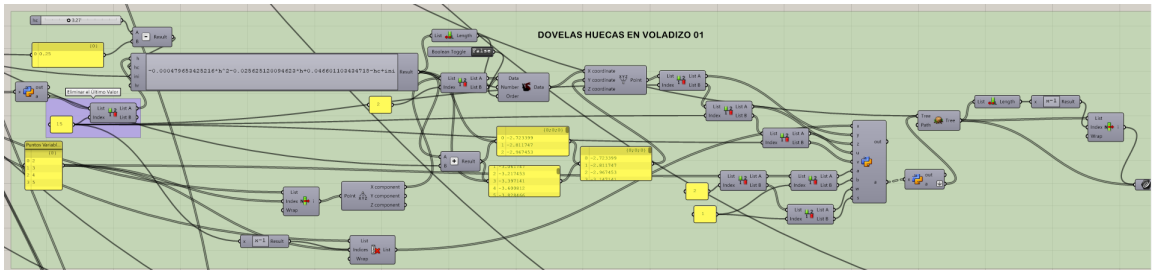
Sección paramétrica de dovela en voladizo 01



Nota: Software Rhinoceros 3D y GRASSHOPPER.

Figura N° 8.10

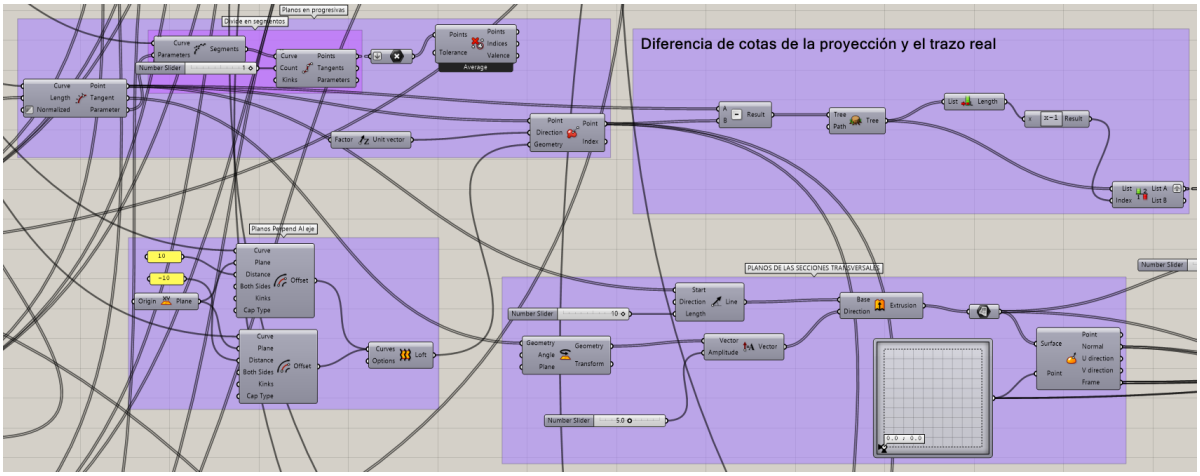
Sección paramétrica de dovela hueva en voladizo 01



Nota: Software Rhinoceros 3D y GRASSHOPPER.

Figura N° 8.11

Secciónes paramétricas en cada progresiva



Nota: Software Rhinoceros 3D y GRASSHOPPER.

ANEXO D: REGISTRO DE DEFORMACIONES

REGISTRO DE DEFORMACIONES - PUENTE KUTUCTAY

| DOVELA: | DOVELA: | PROGRESIVA: | SECTOR: | NIVEL: | Dovela 1 | | | | Dovela 2 | | | | Dovela 3 | | | | Dovela 4 | | | | Dovela 5 | | | | Dovela 6 | | | | Dovela 7 | | | | Dovela 8 | | | | Dovela 9 | | | | Dovela 10 | | | | Dovela 11 | | | | Dovela 12 | | | | Dovela 13 | | | | Dovela 14 | | | | D11V03 | D11V02 | DCC 10/10/2023 | DCC 12/10/2023 | DCC 14/10/2023 | DCC 15/10/2023 | DCC 18/10/2023 | DCC 19/10/2023 | DCC 21/10/2023 |
|---|---|---

Puente Salvador (Huánuco)

REGISTRO DE DEFORMACIONES - PUENTE SALVADOR

LOSA SUPERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-0IE 711.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+711.650	IZQ.		0.05		573.647	573.64	-0.007	573.628	-0.012	573.627	-0.001	573.627	-0.020
DOVELA	EJE		0.05		573.815	573.807	-0.008	573.803	-0.004	573.801	-0.002	573.806	-0.014
P1-0IE	DER		0.05		573.631	573.627	-0.004	573.618	-0.009	573.617	-0.001	573.639	-0.014

LOSA INFERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-0IE 711.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+711.650	IZQ.		0.05		567.588	567.579	-0.009	567.595	0.016	567.588	-0.007	567.592	0.000
DOVELA	EJE		0.05		567.582	567.571	-0.011	567.571	0	567.572	0.001	567.572	-0.010
P1-0IE	DER		0.05		567.595	567.53	-0.065	567.582	0.052	567.582	0	567.582	-0.013

LOSA SUPERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-02E 707.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+707.650	IZQ.		0.036		573.872	573.868	-0.004	573.868	0	573.866	-0.002	573.863	-0.006
DOVELA	EJE		0.036		574.098	574.093	-0.005	574.093	0	574.093	0	574.09	-0.005
P1-02E	DER		0.036		573.819	573.815	-0.004	573.815	0	573.812	-0.003	573.81	-0.007

LOSA INFERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-02E 707.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+707.650	IZQ.		0.036		568.123	568.123	0	568.123	0	568.121	-0.002	568.12	-0.002
DOVELA	EJE		0.036		568.142	568.142	0	568.142	0	568.142	0	568.139	0.000
P1-02E	DER		0.036		568.123	568.123	0	568.124	0.001	568.123	-0.001	568.12	0.000

LOSA SUPERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-03E 703.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+703.650	IZQ.	574.016	0.046	574.062	574.065	574.052	-0.013	574.054	0.002	574.054	0.002		-0.009
DOVELA	EJE	574.229	0.046	574.275	574.283	574.271	-0.012	574.27	-0.001	574.27	-0.001		-0.014
P1-03E	DER	574.005	0.046	574.051	574.07	574.065	-0.005	574.064	-0.001	574.064	-0.001		-0.007

LOSA INFERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-03E 703.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+703.650	IZQ.		0.046	568.625	568.67	568.662	-0.008	568.664	0.002	568.664	0.002		-0.004
DOVELA	EJE		0.046	568.627	568.69	568.683	-0.007	568.682	-0.001	568.682	-0.001		-0.009
P1-03E	DER		0.046	568.632	568.694	568.692	-0.002	568.691	-0.001	568.691	-0.001		-0.004

LOSA SUPERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-04E 699.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+699.650	IZQ.	574.251	0.057	574.242	574.331	574.329	-0.002	574.329	0	574.331	0.002		0.000
DOVELA	EJE	574.471	0.057	574.45	574.568	574.566	-0.002	574.566	0	574.568	0.002		0.000
P1-04E	DER	574.244	0.057	574.232	574.362	574.36	-0.002	574.36	0	574.362	0.002		0.000

REGISTRO DE DEFORMACIONES - PUENTE SALVADOR

LOSA INFERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-04E 699.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+699.650	IZQ.	569.152	0.057	569.138	569.218	569.215	-0.003	569.215	0	569.215	0		-0.003
DOVELA	EJE	569.136	0.057	569.138	569.215	569.213	-0.002	569.213	0	569.213	0		-0.002
P1-04E	DER	569.153	0.057	569.148	569.221	569.218	-0.003	569.218	0	569.218	0		-0.003

LOSA SUPERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-05E 694.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+694.650	IZQ.	574.498	0.075	574.485	574.547	574.534	-0.013	574.534	0	574.531	-0.003		-0.016
DOVELA	EJE	574.736	0.075	574.719	574.768	574.756	-0.012	574.756	0	574.753	-0.003		-0.015
P1-05E	DER	574.497	0.075	574.485	574.549	574.538	-0.011	574.538	0	574.535	-0.003		-0.014

LOSA INFERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-05E 694.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+694.650	IZQ.	569.721	0.075	569.716	569.795	569.781	-0.014	569.781	0	569.778	-0.003		-0.017
DOVELA	EJE	569.72	0.075	569.724	569.756	569.742	-0.014	569.742	0	569.739	-0.003		-0.017
P1-05E	DER	569.725	0.075	569.724	569.854	569.84	-0.014	569.84	0	569.837	-0.003		-0.017

LOSA SUPERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-06E 689.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+689.650	IZQ.	574.718	0.096	574.694	574.777	574.745	-0.032	574.745	0	574.759	0.014		-0.018
DOVELA	EJE	574.977	0.096	574.964	575.004	574.975	-0.029	574.975	0	574.991	0.016		-0.013
P1-06E	DER	574.762	0.096	574.766	574.884	574.831	-0.053	574.831	0	574.844	0.013		-0.040

LOSA INFERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-06E 689.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+689.650	IZQ.	570.359	0.096	570.221	570.29	570.271	-0.019	570.271	0	570.265	-0.006		-0.025
DOVELA	EJE	570.233	0.096	570.221	570.331	570.305	-0.026	570.305	0	570.298	-0.007		-0.033
P1-06E	DER	570.34	0.096	570.219	570.46	570.441	-0.019	570.441	0	570.432	-0.009		-0.028

LOSA SUPERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-07E 684.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+684.650	IZQ.	574.718	0.096	574.694	574.777	574.745	-0.032	574.745	0	574.759	0.014		-0.018
DOVELA	EJE	574.977	0.096	574.964	575.004	574.975	-0.029	574.975	0	574.991	0.016		-0.013
P1-07E	DER	574.762	0.096	574.766	574.884	574.831	-0.053	574.831	0	574.844	0.013		-0.040

LOSA INFERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-07E 684.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+684.650	IZQ.	570.825	0.12	570.816	570.902	570.879	-0.023	570.879	0	570.886	0.007		-0.016
DOVELA	EJE	570.831	0.12	570.822	570.876	570.854	-0.022	570.854	0	570.864	0.01		-0.012
P1-07E	DER	570.829	0.12	570.817	570.896	570.88	-0.016	570.88	0	570.889	0.009		-0.007

REGISTRO DE DEFORMACIONES - PUENTE SALVADOR

LOSA SUPERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA			ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
				1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-08E 679.65	COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG. CODIGO												
0+679.650 IZQ.	575.15	**0.146**	575.146	575.278	575.27	-0.008	575.27	0	575.278	0.008		0.000
DOVELA EJE	575.38	**0.146**	575.375	575.451	575.447	-0.004	575.447	0	575.455	0.008		0.004
P1-08E DER	575.149	**0.146**	575.144	575.214	575.209	-0.005	575.209	0	575.217	0.008		0.003

LOSA INFERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA			ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
				1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-08E 679.65	COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG. CODIGO												
0+679.650 IZQ.	571.323	**0.146**	571.319	571.375	571.371	-0.004	571.371	0	571.379	0.008		0.004
DOVELA EJE	571.323	**0.146**	571.319	571.399	571.395	-0.004	571.395	0	571.403	0.008		0.004
P1-08E DER	571.305	**0.146**	571.302	571.391	571.389	-0.002	571.389	0	571.396	0.007		0.005

LOSA SUPERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA			ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
				1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-09E 674.65	COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG. CODIGO												
0+674.650 IZQ.		**0.172**				0		0		0		0.000
DOVELA EJE		**0.172**				0		0		0		0.000
P1-09E DER	575.351	**0.172**	575.33	575.386	575.37	-0.016	575.37	0	575.377	0.007		-0.009

LOSA INFERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA			ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
				1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-09E 674.65	COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG. CODIGO												
0+674.650 IZQ.	571.775	**0.172**	571.761	571.812	571.796	-0.016	571.796	0	571.803	0.007		-0.009
DOVELA EJE	571.773	**0.172**	571.747	571.812	571.791	-0.021	571.791	0	571.799	0.008		-0.013
P1-09E DER	571.772	**0.172**	571.751	571.819	571.806	-0.013	571.806	0	571.814	0.008		-0.005

LOSA SUPERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA			ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
				1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-l0E 669.65	COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG. CODIGO												
0+669.650 IZQ.	575.523	**0.195**	575.849	575.563	575.545	-0.018	575.545	0	575.556	0.011		-0.007
DOVELA EJE	575.778	**0.195**	575.751	575.82	575.798	-0.022	575.798	0	575.808	0.01		-0.012
P1-l0E DER	575.525	**0.195**	575.49	575.565	575.542	-0.023	575.542	0	575.553	0.011		-0.012

LOSA INFERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA			ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
				1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-l0E 669.65	COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG. CODIGO												
0+669.650 IZQ.	572.181	**0.195**	572.164	572.24	572.223	-0.017	572.223	0	572.233	0.01		-0.007
DOVELA EJE	572.184	**0.195**	572.16	572.254	572.23	-0.024	572.23	0	572.241	0.011		-0.013
P1-l0E DER	572.183	**0.195**	572.158	572.244	572.219	-0.025	572.219	0	572.228	0.009		-0.016

LOSA SUPERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA			ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
				1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-llE 664.65	COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG. CODIGO												
0+664.650 IZQ.	575.588	**0.213**	575.591	575.688	575.669	-0.019	575.669	0	575.68	0.011		-0.008
DOVELA EJE	575.839	**0.213**	575.802	575.906	575.874	-0.032	575.874	0	575.884	0.01		-0.022
P1-llE DER	575.586	**0.213**	575.558	575.673	575.645	-0.028	575.645	0	575.657	0.012		-0.016

REGISTRO DE DEFORMACIONES - PUENTE SALVADOR

LOSA INFERIOR													
DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-IIE 664.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+664.650	IZQ.	572.48	**0.213**	572.463	572.54	572.52	-0.02	572.52	0	572.531	0.011		-0.009
DOVELA	EJE	572.476	**0.213**	572.471	572.53	572.51	-0.02	572.51	0	572.52	0.01		-0.010
P1-IIE	DER	572.473	**0.213**	572.467	572.536	572.515	-0.021	572.515	0	572.527	0.012		-0.009

LOSA SUPERIOR													
DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-12E 659.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+659.650	IZQ.	575.729	**0.23**	575.714	575.784	575.769	-0.015	575.769	0	575.794	0.025		0.010
DOVELA	EJE	575.971	**0.23**	575.922	575.99	575.944	-0.046	575.944	0	575.97	0.026		-0.020
P1-12E	DER	575.727	**0.23**	575.682	575.793	575.754	-0.039	575.754	0	575.78	0.026		-0.013

LOSA INFERIOR													
DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-12E 659.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+659.650	IZQ.	572.759	**0.23**	572.732	572.824	572.791	-0.033	572.791	0	572.814	0.023		-0.010
DOVELA	EJE	572.76	**0.23**	572.737	572.8	572.767	-0.033	572.767	0	572.791	0.024		-0.009
P1-12E	DER	572.754	**0.23**	572.725	572.836	572.799	-0.037	572.799	0	572.823	0.024		-0.013

LOSA SUPERIOR													
DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-13E 654.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGONADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+654.650	IZQ.	575.823	**0.246**	575.79	575.883	575.852	-0.031	575.852	0	575.876	0.024		-0.007
DOVELA	EJE	576.03	**0.246**	575.996	576.079	576.053	-0.026	576.053	0	576.076	0.023		-0.003
P1-13E	DER	575.804	**0.246**	575.79	575.879	575.866	-0.013	575.866	0	575.888	0.022		0.009

REGISTRO DE DEFORMACIONES - PUENTE SALVADOR

LOSA SUPERIOR														
DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO						
					1°			2°		3°		4°		
JUNTA P1-01W 732.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+732.650	IZQ.		0.046		572.219	572.218	-0.001	572.21	-0.008	572.23	0.02	572.218	0.011
DOVELA	EJE		0.046		572.407	572.392	-0.015	572.392	0	572.392	0	572.393	-0.015
P1-01W	DER		0.046		572.232	572.227	-0.005	572.225	-0.002	572.22	-0.005	572.227	-0.012

LOSA INFERIOR														
DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO						
					1°			2°		3°		4°		
JUNTA P1-01W 732.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+732.650	IZQ.		0.046		566.191	566.183	-0.008	566.183	0	566.168	-0.015	566.183	-0.023
DOVELA	EJE		0.046		566.172	566.156	-0.016	566.156	0	566.159	0.003	566.157	-0.013
P1-01W	DER		0.046		566.182	566.173	-0.009	566.185	0.012	566.169	-0.016	566.186	-0.013

LOSA SUPERIOR														
DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO						
					1°			2°		3°		4°		
JUNTA P1-02W 736.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+736.650	IZQ.		0.016		571.894	571.888	-0.006	571.888	0	571.892	0.004	571.891	-0.002
DOVELA	EJE		0.016		572.116	572.106	-0.01	572.106	0	572.104	-0.002	572.103	-0.012
P1-02W	DER		0.016		571.908	571.902	-0.006	571.902	0	571.904	0.002	571.903	-0.004

LOSA INFERIOR														
DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO						
					1°			2°		3°		4°		
JUNTA P1-02W 736.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+736.650	IZQ.		0.016		566.206	566.206	0	566.206	0	566.206	0	566.203	0.000
DOVELA	EJE		0.016		566.17	566.17	0	566.17	0	566.17	0	566.17	0.000
P1-02W	DER		0.016		566.206	566.206	0	566.206	0	566.204	-0.002	566.204	-0.002

LOSA SUPERIOR														
DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO						
					1°			2°		3°		4°		
JUNTA P1-03W 740.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+740.650	IZQ.	571.552	0.013	571.562	571.616	571.606	-0.01	571.606	0	571.606	0		-0.010
DOVELA	EJE	571.789	0.013	571.77	571.848	571.834	-0.014	571.835	0.001	571.835	0.001		-0.012
P1-03W	DER	571.554	0.013	571.552	571.622	571.614	-0.008	571.616	0.002	571.616	0.002		-0.004

LOSA INFERIOR														
DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO						
					1°			2°		3°		4°		
JUNTA P1-03W 740.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+740.650	IZQ.		0.013	566.155	566.229	566.217	-0.012	566.219	0.002	566.219	0.002		-0.008
DOVELA	EJE		0.013	566.146	566.249	566.234	-0.015	566.235	0.001	566.236	0.002		-0.012
P1-03W	DER		0.013	566.159	566.238	566.238	0	566.237	-0.001	566.237	-0.001		-0.002

LOSA SUPERIOR														
DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO						
					1°			2°		3°		4°		
JUNTA P1-04W 744.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+744.650	IZQ.	571.278	0.017	571.277	571.342	571.334	-0.008	571.334	0	571.334	0		-0.008
DOVELA	EJE	571.49	0.017	571.488	571.519	571.509	-0.01	571.509	0	571.509	0		-0.010
P1-04W	DER	571.275	0.017	571.269	571.339	571.329	-0.01	571.329	0	571.329	0		-0.010

REGISTRO DE DEFORMACIONES - PUENTE SALVADOR

LOSA INFERIOR													
DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-04W 744.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+744.650	IZQ.	566.163	0.017	566.163	566.223	566.209	-0.014	566.209	0	566.208	-0.001		-0.015
DOVELA	EJE	566.166	0.017	566.162	566.221	566.208	-0.013	566.208	0	566.207	-0.001		-0.014
P1-04W	DER	566.176	0.017	566.167	566.241	566.227	-0.014	566.227	0	566.226	-0.001		-0.015

LOSA SUPERIOR													
DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-05W 749.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+749.650	IZQ.	570.943	0.035	570.948	571.018	571.004	-0.014	571.004	0	571.012	0.008		-0.006
DOVELA	EJE	571.162	0.035	571.155	571.202	571.186	-0.016	571.186	0	571.194	0.008		-0.008
P1-05W	DER	570.949	0.035	570.948	570.994	570.979	-0.015	570.979	0	570.987	0.008		-0.007

LOSA INFERIOR													
DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-05W 749.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+749.650	IZQ.	566.154	0.035	566.147	566.187	566.167	-0.02	566.167	0	566.174	0.007		-0.013
DOVELA	EJE	566.154	0.035	566.133	566.19	566.167	-0.023	566.167	0	566.174	0.007		-0.016
P1-05W	DER	566.159	0.035	566.155	566.204	566.183	-0.021	566.183	0	566.189	0.006		-0.015

LOSA SUPERIOR													
DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-06W 754.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+754.650	IZQ.	570.583	0.055	570.591	570.628	570.623	-0.005	570.623	0	570.633	0.01		0.005
DOVELA	EJE	570.842	0.055	570.835	570.872	570.869	-0.003	570.869	0	570.87	0.001		-0.002
P1-06W	DER	570.617	0.055	570.617	570.66	570.653	-0.007	570.653	0	570.662	0.009		0.002

LOSA INFERIOR													
DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-06W 754.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+754.650	IZQ.	566.116	0.055	566.111	566.177	566.171	-0.006	566.171	0	566.181	0.01		0.004
DOVELA	EJE	566.107	0.055	566.094	566.156	566.15	-0.006	566.15	0	566.15	0		-0.006
P1-06W	DER	566.116	0.055	566.104	566.175	566.17	-0.005	566.17	0	566.18	0.01		0.005

LOSA SUPERIOR													
DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-07W 759.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+759.650	IZQ.	570.583	0.055	570.591	570.628	570.623	-0.005	570.623	0	570.633	0.01		0.005
DOVELA	EJE	570.842	0.055	570.835	570.872	570.869	-0.003	570.869	0	570.87	0.001		-0.002
P1-07W	DER	570.617	0.055	570.617	570.66	570.653	-0.007	570.653	0	570.662	0.009		0.002

LOSA INFERIOR													
DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-07W 759.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+759.650	IZQ.	566.127	0.07	566.109	566.15	566.132	-0.018	566.132	0	566.142	0.01		-0.008
DOVELA	EJE	566.123	0.07	566.107	566.152	566.13	-0.022	566.13	0	566.138	0.008		-0.014
P1-07W	DER	566.126	0.07	566.11	566.145	566.129	-0.016	566.129	0	566.139	0.01		-0.006

REGISTRO DE DEFORMACIONES - PUENTE SALVADOR

LOSA SUPERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-08W 764.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+764.650	IZQ.	570.001	**0.086**	569.995	570.073	570.069	-0.004	570.069	0	570.078	0.009		0.005
DOVELA	EJE	570.176	**0.086**	570.171	570.207	570.203	-0.004	570.203	0	570.214	0.011		0.007
P1-08W	DER	570.002	**0.086**	569.996	570.07	570.065	-0.005	570.065	0	570.073	0.008		0.003

LOSA INFERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-08W 764.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+764.650	IZQ.	566.122	**0.086**	566.117	566.166	566.163	-0.003	566.163	0	566.17	0.007		0.004
DOVELA	EJE	566.124	**0.086**	566.121	566.153	566.149	-0.004	566.149	0	566.16	0.011		0.007
P1-08W	DER	566.116	**0.086**	566.113	566.153	566.149	-0.004	566.149	0	566.157	0.008		0.004

LOSA SUPERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-09W 769.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+769.650	IZQ.		**0.106**				0		0		0		0.000
DOVELA	EJE		**0.106**				0		0		0		0.000
P1-09W	DER	569.638	**0.106**	569.616	569.666	569.641	-0.025	569.641	0	569.649	0.008		-0.017

LOSA INFERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-09W 769.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+769.650	IZQ.	566.069	**0.106**	566.059	566.11	566.091	-0.019	566.091	0	566.096	0.005		-0.014
DOVELA	EJE	566.072	**0.106**	566.05	566.149	566.125	-0.024	566.125	0	566.134	0.009		-0.015
P1-09W	DER	566.069	**0.106**	566.047	566.115	566.092	-0.023	566.092	0	566.099	0.007		-0.016

LOSA SUPERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-10W 774.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+774.650	IZQ.	569.274	**0.121**	569.262	569.362	569.346	-0.016	569.346	0	569.358	0.012		-0.004
DOVELA	EJE	569.506	**0.121**	569.49	569.625	569.596	-0.029	569.596	0	569.604	0.008		-0.021
P1-10W	DER	569.29	**0.121**	569.26	569.401	569.369	-0.032	569.369	0	569.382	0.013		-0.019

LOSA INFERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-10W 774.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+774.650	IZQ.	565.945	**0.121**	565.935	565.982	565.965	-0.017	565.965	0	565.978	0.013		-0.004
DOVELA	EJE	565.947	**0.121**	565.936	566.01	565.987	-0.023	565.987	0	565.996	0.009		-0.014
P1-10W	DER	565.945	**0.121**	565.919	566.005	565.979	-0.026	565.979	0	565.993	0.014		-0.012

LOSA SUPERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-11W 779.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFRADO	2DA Δ-DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSADO	3RA Δ-DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACIÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+779.650	IZQ.	568.908	**0.121**	568.86	569.017	568.97	-0.047	568.97	0	568.972	0.002		-0.045
DOVELA	EJE	569.135	**0.121**	569.083	569.199	569.144	-0.055	569.144	0	569.146	0.002		-0.053
P1-11W	DER	568.932	**0.121**	568.893	569.027	568.971	-0.056	568.971	0	568.973	0.002		-0.054

REGISTRO DE DEFORMACIONES - PUENTE SALVADOR

LOSA INFERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-11W 779.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ- DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFR ADO	2DA Δ- DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSAD O	3RA Δ- DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACI ÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+779.650	IZQ.	565.796	**0.121**	565.847	565.816	565.758	-0.058	565.758	0	565.76	0.002		-0.056
DOVELA	EJE	565.8	**0.121**	565.75	565.835	565.777	-0.058	565.777	0	565.779	0.002		-0.056
P1-11W	DER	565.797	**0.121**	565.745	565.812	565.757	-0.055	565.757	0	565.759	0.002		-0.053

LOSA SUPERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-12W 784.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ- DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFR ADO	2DA Δ- DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSAD O	3RA Δ- DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACI ÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+784.650	IZQ.	568.588	**0.114**	568.535	568.659	568.6	-0.059	568.6	0	568.618	0.018		-0.041
DOVELA	EJE	568.786	**0.114**	568.736	568.827	568.759	-0.068	568.759	0	568.776	0.017		-0.051
P1-12W	DER	568.585	**0.114**	568.531	568.642	568.576	-0.066	568.576	0	568.592	0.016		-0.050

LOSA INFERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-12W 784.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ- DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFR ADO	2DA Δ- DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSAD O	3RA Δ- DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACI ÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+784.650	IZQ.	565.639	**0.114**	565.549	565.606	565.571	-0.035	565.571	0	565.587	0.016		-0.019
DOVELA	EJE	565.64	**0.114**	565.55	565.607	565.575	-0.032	565.575	0	565.591	0.016		-0.016
P1-12W	DER	565.64	**0.114**	565.549	565.606	565.574	-0.032	565.574	0	565.588	0.014		-0.018

LOSA SUPERIOR

DOVELA	CONTRAFLECHA				ETAPA DE EJECUCIÓN			ETAPA DE FRAGUADO					
					1°			2°		3°		4°	
JUNTA P1-13W 789.65		COTA EN EL ENCOFRADO	COMBER TEÓRICO	COTA EN LA LOSA	LEC. CON PESO DEL ENCOFRADO Y ACERO	LEC. AL CULMINAR EL HORMIGON ADO	IRA Δ- DEFORM	LEC. DESPUES DESENCOFR ADO	2DA Δ- DEFORM	LEC. DESPUES DEL POSTENSAD O	3RA Δ- DEFORM	LEC. DESPUÉS OPERACIÓN DE CARRO DE AVANCE	DEFORMACI ÓN TOTAL Δ(m)
PROG.	CODIGO												
0+789.650	IZQ.	568.177	**0.08**	568.103	568.233	568.152	-0.081	568.152	0	568.173	0.021		-0.060
DOVELA	EJE	568.427	**0.08**	568.361	568.488	568.411	-0.077	568.411	0	568.429	0.018		-0.059
P1-13W	DER	568.192	**0.08**	568.125	568.247	568.171	-0.076	568.171	0	568.19	0.019		-0.057

ANEXO E: PANEL FOTOGRÁFICO

Puente Kutuctay (Apurímac)

Figura N° 8.12
Montaje de carro de avance sobre la dovela cero del pilar central - Puente Kutuctay



Figura N° 8.13
Vista desde la parte interior de la dovela - Puente Kutuctay



Figura N° 8.14
Colocación de los ductos de postensado - Puente Kutuctay



Figura N° 8.15
Gateo en sistemas de postensado - Puente Kutuctay



Figura N° 8.16
Vista general de la construcción de la superestructura - Puente Kutuctay



Puente Salvador (Huánuco)

Figura N° 8.17
Montaje de carro de avance sobre la dovela cero del pilar izquierdo - Puente Salvador



Figura N° 8.18
Monataje de carro de avance sobre la dovela cero del pilar derecho - Puente Salvador



Figura N° 8.19
Colocación de los ductos de postensado - Puente Salvador



Figura N° 8.20
Vista general de la construcción de la superestructura - Puente Salvador

