



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**ESTUDIO DE LOSA SIN JUNTA DE EXPANSIÓN
ACCESO SUR. TRAMO SOTERRADO TS-8**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

SERGIO RODRIGO SALGADO ZAMORANO

**PROFESOR GUIA:
FEDERICO DELFIN ARIZTÍA**

**MIEMBROS DE LA COMISION:
FERNANDO YAÑEZ URIBE
DAVID CAMPUSANO BROWN**

**SANTIAGO DE CHILE
ENERO 2010**

**RESUMEN DE LA MEMORIA
PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
POR: SERGIO SALGADO ZAMORANO
FECHA:
PROF. GUÍA: SR. FEDERICO DELFÍN A.**

**ESTUDIO DE LOSA SIN JUNTA DE EXPANSIÓN. ACCESO SUR.
TRAMO SOTERRADO TS-8**

La fisuración es un fenómeno inevitable que se produce en estructuras de hormigón armado. Para enfrentar este problema asociado a diversas causas, es que se utilizan sistemas complementarios como por ejemplo juntas de dilatación o expansión, que permiten disminuir los efectos de contracciones volumétricas que afectan al hormigón, las cuales son una fuente importante en la generación de fisuras.

En este estudio se busca analizar las causas que generaron la aparición de fisuras en la losa del proyecto Acceso Sur, en su tramo soterrado, proyecto que reúne dos características importantes, la primera es una no despreciable longitud continua de losa de hormigón armado y la segunda, y más importante aún, es la no incorporación de juntas de expansión.

Para encontrar las causas o motivos por los cuales la losa se fisuró, se investigó en la literatura actual que factores o condiciones son los que inciden directamente en la ocurrencia de este fenómeno, además de una revisión en las normas oficiales y de aplicación en nuestro país, sobre modelos de estimación de dos factores principales que inciden en la aparición de fisuras, los cuales son la retracción y fluencia. De igual forma se recopilaron las recomendaciones mínimas de diseño establecidas en las normativas que permiten aminorar la ocurrencia del fenómeno de fisuración.

Con la información teórica recopilada y el apoyo de modelos computacionales se procedió a una revisión general del diseño de la losa, verificándose el cumplimiento de los requerimientos mínimos establecidos para el servicio de la estructura como también sobre las recomendaciones mínimas establecidas en las normativas que aseguran una fisuración aceptable. Esta revisión del proyecto fue complementada con un seguimiento in-situ de un tramo de control de la losa, actividad que permitió la verificación de las disposiciones establecidas para su construcción.

De los resultados obtenidos y del análisis de los testigos extraídos en fisuras aparecidas en la losa en distintas fechas de construcción, se estableció que no existe una variable común que sea determinante y que explique el comportamiento no uniforme de la losa frente a la aparición de fisuras, debido a la existencia de tramos de losas con más fisuras que otras y a tramos en donde no aparecieron fisuras. Esta afirmación confirma que la no incorporación de juntas de expansión no es la causa principal del fisuramiento de la losa proyectada para el tramo soterrado del proyecto Acceso Sur.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco en primera instancia a mis padres y familia, por el constante apoyo, la guía y los valores que me han entregado y que me han acompañado en todo momento.

De igual forma agradezco a mi profesor guía don Federico Delfín, quien me brindó todo su apoyo y ayuda en todo momento y circunstancia.

Agradezco de igual forma a los profesores de comisión don Fernando Yañez y don David Campusano, por la ayuda entregada en la búsqueda de un buen resultado.

Agradezco también a don Oscar Unanue, quien me brindó toda su ayuda en diferentes etapas de este trabajo y de mi vida laboral.

No puedo dejar de agradecer a todos mis amigos, que de distinta manera me han alentado, ayudado y obligado a finalizar este trabajo.

INDICE DE LA MEMORIA

1	CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN	6
	1.1 Objetivos	12
	1.2 Metodología.....	13
2	CAPITULO 2: DESCRIPCIÓN TRAMO SOTERRADO TS-8	14
	2.1 Descripción Estructura Tramo Soterrado TS-8	16
	2.2 Fases Constructivas	22
	2.2.1 Sección Tipo TS-8.1: Zonas normales	22
	2.2.2 Sección Tipo TS-8.2: Zonas con nichos de ventiladores	23
	2.2.3 Sección Tipo TS-8.3: Zonas con puertas en medianas	24
	2.2.4 Sección Tipo TS-8.4: Zonas con cruce de canales superficiales.....	24
	2.2.5 Sección Tipo TS-8.5: Zonas con cruce de tuberías soterradas	25
	2.3 Descripción Fotográfica Proceso Constructivo Losa en Estudio	26
	2.4 Descripción Modelos de Calculo Tramo Soterrado TS-8	39
	2.4.1 Bases de Cálculo.....	39
	2.4.1.1 <i>Normativa</i>	39
	2.4.1.2 <i>Cargas Consideradas</i>	39
	2.4.1.3 <i>Combinación de Cargas</i>	40
	2.4.1.4 <i>Materiales</i>	42
3	CAPITULO 3: FENOMENO DE FISURACIÓN	44
	3.1 Fenómeno de Fisuración	46
	3.1.1 Causas de Fisuración	46
	3.1.1.1 <i>Definición</i>	48
	3.1.1.2 <i>Fenómeno de Retracción</i>	49
	3.1.1.2.1 <i>Retracción Plástica</i>	49
	3.1.1.2.2 <i>Retracción por Asentamiento Plástico</i>	54
	3.1.1.2.3 <i>Retracción Autógena</i>	56
	3.1.1.2.4 <i>Retracción por Carbonatación</i>	56
	3.1.1.2.5 <i>Retracción por Secado</i>	57
	3.1.1.3 <i>Fenómeno de Fluencia</i>	62
	3.1.1.3.1 <i>Fluencia Básica</i>	63
	3.1.1.3.2 <i>Fluencia de Secado</i>	63
	3.1.1.3.3 <i>Factores que Influyen en el Valor de la Fluencia</i>	63

4	CAPITULO 4: ENFOQUE DE LAS NORMATIVAS FRENTE AL FENÓMENO DE FISURACIÓN	66
4.1	Enfoque de las Diferentes Normas sobre el Problema de Retracción en el Hormigón.....	68
4.1.1	Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentarios, ACI 318-05 y ACI 318R-05	69
4.1.1.1	<i>Modelo de Retracción.....</i>	<i>69</i>
4.1.1.2	<i>Modelo de Fluencia.....</i>	<i>73</i>
4.1.1.3	<i>Recomendaciones ACI 318-05</i>	<i>77</i>
4.1.2	AASHTO, Standard Specifications for Highway Bridges, 16 Ed. 1996	83
4.1.2.1	<i>Refuerzo para Retracción y Temperatura</i>	<i>83</i>
4.1.3	AASHTO LRFD, Bridge Design Specifications (SI), 2007	83
4.1.3.1	<i>Modelo de Fluencia.....</i>	<i>83</i>
4.1.3.2	<i>Modelo de Retracción.....</i>	<i>84</i>
4.1.3.3	<i>Refuerzo para Retracción y Temperatura</i>	<i>85</i>
4.1.4	EHE, Instrucción de Hormigón Estructural, 2008	86
4.1.4.1	<i>Modelo de Retracción.....</i>	<i>86</i>
4.1.4.2	<i>Modelo de Fluencia.....</i>	<i>89</i>
4.1.4.3	<i>Recomendaciones Generales.....</i>	<i>92</i>
4.1.5	EUROCÓDIGO 2, Proyecto de Estructuras de Hormigón	94
4.1.5.1	<i>Modelo de Retracción</i>	<i>94</i>
4.1.5.2	<i>Modelo de Fluencia</i>	<i>95</i>
4.1.5.3	<i>Consideraciones Generales Establecidas en Eurocodigo 2</i>	<i>96</i>
4.1.5.4	<i>Áreas Mínimas de Armaduras.....</i>	<i>97</i>
4.1.5.5	<i>Control de la Fisuración sin Cálculos Directos</i>	<i>99</i>
4.1.5.6	<i>Cálculo de la Anchura de Fisura</i>	<i>103</i>
4.1.5.7	<i>Separación Media Final entre Fisuras.....</i>	<i>104</i>
4.1.6	CEB-FIB Model Code 1990, Comité Euro-Internacional du Beton.....	106
4.1.6.1	<i>Modelo de Retracción.....</i>	<i>106</i>
4.1.7	RILEM Model B-3, Draft Rilem Recommendation, Material and Structures	108
4.1.7.1	<i>Consideraciones Generales Establecidas Modelo RILEM Model B-3 ..</i>	<i>108</i>
4.1.7.2	<i>Modelo de Retracción.....</i>	<i>108</i>
4.1.8	Estudio de Tirantes Sometidos a Deformaciones Controladas. Línea de Investigación de Jean Paul Jaccoud.....	111
4.1.8.1	<i>Consideraciones Generales Establecidas.....</i>	<i>111</i>
4.1.8.2	<i>Consideraciones sobre Cuantías Mínimas.....</i>	<i>114</i>

5	CAPITULO 5: ANÁLISIS DE LOSA	118
5.1	Introducción	120
5.1.1	Análisis Teórico Losa Proyecto "Acceso Sur Santiago"	120
5.1.1.1	<i>Cráterios Mínimos de Diseño</i>	120
5.1.2	Diseño Losa (Original). Criterios del Especialista Calculista	126
5.1.3	Diseño Losa. Verificación Losa Mediante Programa Computacional	131
5.1.3.1	<i>Datos Entrada Modelo</i>	131
5.1.3.1.1	<i>Materiales</i>	132
5.1.3.2	<i>Resultados del Análisis</i>	132
5.1.3.2.1	<i>Armadura Principal Losa Tramo TS-8</i>	132
5.1.3.2.2	<i>Armadura Secundaria Losa Tramo TS-8</i>	135
5.1.3.2.3	<i>Deformación en Viga Prefabricada Tramo TS-8</i>	136
5.1.3.2.4	<i>Verificación de Frecuencia Vertical Tablero Tramo TS-8</i>	137
5.1.4	Diseño Losa. Análisis de Cargas Estáticas	138
5.1.5	Diseño Losa. Análisis de Cargas Estáticas más Deformaciones Impuestas de Retracción y Fluencia. Modelo No Lineal.....	141
5.1.5.1	<i>Hipótesis 1A</i>	146
5.1.5.2	<i>Hipótesis 1B</i>	147
5.1.5.3	<i>Hipótesis 2A</i>	149
5.1.5.4	<i>Hipótesis 2B</i>	150
5.1.5.5	<i>Hipótesis 2C</i>	151
5.1.5.6	<i>Hipótesis 2D</i>	152
5.1.5.7	<i>Hipótesis 3A</i>	154
5.1.5.8	<i>Hipótesis 3B</i>	155
5.1.5.9	<i>Hipótesis 3C</i>	156
5.1.5.10	<i>Hipótesis 3D</i>	157
5.1.6	Análisis Losa. Estudio de Tirantes Sometidos a Deformaciones Controladas. Línea de Investigación de Jean Paul Jaccoud	159
5.1.6.1	<i>Cálculo de Cuantías Mínimas Requeridas</i>	159
5.1.7	AASHTO, Standard Specifications for Highway Bridges 16 Ed 1996	163
5.1.7.1	<i>Refuerzo para Retracción y Temperatura</i>	163
6	CAPITULO 6: SEGUIMIENTO IN SITU DE LA LOSA DE CONTROL.....	164
6.1	Seguimiento In Situ Losa de Control.....	166
6.1.1	Descripción de la Losa.....	166
6.1.2	Control de Armaduras y Recubrimientos.....	168
6.1.3	Registro Zona de Control y Seguimiento.....	170

6.1.3.1	<i>Fase Moldeo e Inicio Armado: 15 de Mayo 2008</i>	170
6.1.3.2	<i>Fase Revisión Armaduras, Espesores y Recubrimientos: 19.05.08</i>	172
6.1.3.3	<i>Fase Hormigonado Losa Central, Zona de Control: 22.05.08</i>	176
6.1.3.4	<i>Fase Seguimiento Día Siete: 29.05.08</i>	184
6.1.3.5	<i>Fase Seguimiento Día Trece: 04.06.08</i>	186
6.1.3.6	<i>Fase Seguimiento Día Veinte: 11.06.08</i>	190
6.1.3.7	<i>Fase Seguimiento Día Veinte y Nueve: 20.06.08</i>	194
6.1.3.8	<i>Fase Seguimiento Día Treinta y Nueve: 30.06.08</i>	205
6.1.3.9	<i>Fisuras en Zona Pedro Lira PK 1550, Selección de Testigos, Visita: 30.06.08</i>	208
6.1.3.10	<i>Fisuras en Zona General Arriagada PK 2500, Selección de Testigos, Visita: 30.06.08</i>	209
6.1.3.11	<i>Fase Seguimiento Día Cuarenta y Ocho: 09.07.08</i>	214
6.1.3.12	<i>Fase Seguimiento Día Sesenta y Tres: 23.07.08</i>	218
6.1.3.13	<i>Fase Seguimiento Día Setenta: 31.07.08</i>	221
6.1.3.14	<i>Fase Seguimiento Día Setenta y Nueve: 09.08.08</i>	226
7	CAPITULO 7: ANÁLISIS DE INFORMACIÓN RECOPIADA Y CÁLCULOS	
TEÓRICOS		234
7.1	Análisis Información Recopilada	236
7.1.1	Análisis y Comentarios	236
7.1.1.1	Análisis a Testigos	236
7.1.1.1.1	Testigo N°2, Ubicado en Cercanías de Calle Pedro Lira	236
7.1.1.1.2	Testigo N°6, Ubicado en Cercanías de Calle General Arriagada	241
7.1.1.1.3	Comentarios Generales a Testigos	244
7.1.1.2	Diseño de Losa de Proyecto. Aspectos Geométricos y Cuantías Mínimas	246
7.1.1.3	Diseño de Losa de Proyecto. Análisis Estático	246
7.1.1.4	Diseño de Losa de Proyecto. Análisis No Lineal	247
7.1.1.5	Diseño de Losa de Proyecto. Estudio Tirantes Sometidos a Deformaciones Controladas	247
7.1.2	Comentarios Sobre Otras Causas de Fisuración	248
8	CAPITULO 8: CONCLUSIONES	250
8.1	Conclusiones	252
9	BIBLIOGRAFIA	256
10	APÉNDICES	262

CAPITULO 1 INTRODUCCION

INTRODUCCION

Según un catastro realizado por el Ministerio de Obras Publicas (MOP)¹, más del 65 % de los puentes de la Ruta 5, tienen al hormigón como principal material de construcción, sean estos puentes con infraestructura de hormigón armado con tablero de losas con vigas del mismo material o con vigas pretensadas, sean puentes nuevos o antiguos. Esta proporción se mantiene en otras rutas relevantes del país, y la proporción crece, cuando hablamos de puentes de construcción reciente, donde el tablero de vigas pretensadas con una losa de hormigón armado, es la tipología predominante.

La utilización del hormigón en la construcción de estructuras viales, requiere también la implementación de sistemas de complementación para enfrentar los problemas asociados al hormigón, como por ejemplo, los fenómenos de contracciones volumétricas que afectan a este material. El recurso mayormente utilizado corresponde a la implementación de juntas de dilatación o expansión, regularmente espaciadas, sistema que también permite generar vanos de luces razonables.

Sin embargo, si estas soluciones no son adecuadamente diseñadas y ejecutadas y no tienen una mantención debida suelen presentar muchos problemas durante la etapa de servicio de la estructura, como se muestran en las siguientes fotografías correspondientes a estructuras viales de reciente construcción.



Fig. 1.1, Enlace Independencia, Autopista Vespucio Norte, Filtración Agua Lluvia por Junta en mal estado.

¹ Ref. N°1



Fig. 1.2, Paso Superior El Salto, Autopista Vespucio Norte, Filtración en Junta en mal estado.



Fig. 1.3, Paso Superior Quilicura, Autopista Vespucio Norte, Junta en mal estado.



Fig. 1.4, Paso Superior Quilicura, Autopista Vespucio Norte, Filtración en Junta en mal estado.

Claramente el peor periodo para una junta en mal estado es en tiempos de lluvias.

Las juntas de dilatación, también proyectadas para disminuir los efectos de las deformaciones impuestas de origen reológico o por temperatura, son singularidades que en general afectan a la estructura, por alguno de los siguientes motivos:

- Afectan la funcionalidad del puente empeorando las condiciones normales de servicio, ya que el usuario percibe con claridad la existencia de singularidades en el tablero, que se acentúan cuando la junta tiene algún grado de deterioro.
- Incrementan requerimientos de mantenimiento; las singularidades en que se constituyen las juntas, que en cualquier caso tienen una vida útil muy inferior a la del resto del puente, hacen que deban reemplazarse cada cierto tiempo. Esto se suma a los efectos de la intemperie y que además se colocan en zonas en las que se canaliza el agua que accede al tablero del puente. Por ello son elementos vulnerables que exigen frecuentes y costosas reparaciones de mantención y, en efecto, se identifican como los que con más frecuencia son el origen de problemas en puentes. Pero, además, la intervención para reparar o sustituir una junta es compleja e involucra normalmente interrupciones de tráfico.
- La mayor deformabilidad, en términos relativos, de puentes con juntas de dilatación (que configuran puentes de tramos isostáticos) pueden producir daños en los elementos auxiliares del puente y en particular en aceras, defensas y barandas.

- Las discontinuidades generadas por las juntas provocan también efectos dinámicos indeseables en los tableros que afectan no solamente a las juntas, sino a la propia estructura del tablero al ser mayores los esfuerzos provocados por los impactos y mayores, también, los riesgos de fatiga dada la naturaleza dinámica de los esfuerzos que generan los impactos.

Las razones expuestas han fomentado, principalmente en países con una mayor investigación y desarrollo en el área del diseño en hormigones, el desarrollo de proyectos de puentes sin juntas de dilatación o al menos con tramos continuos sin estas singularidades. Sin embargo, interpretaciones normativas restrictivas y conservadoras en la administración local, han impedido el desarrollo e implementación de soluciones alternativas eficaces que resuelvan el problema, mejorando las condiciones de servicio de la estructura.

En el presente trabajo se realiza un seguimiento al comportamiento de un tramo de losa de hormigón armado, correspondiente al Proyecto vial denominada “Acceso Sur Santiago”, proyecto que esta inserto en una zona con población ya consolidada, fomentando una solución de mínimo impacto a la población aledaña, razón por la cual se decidió por un proyecto de túnel soterrado, solución que permite la circulación del tráfico vial a distintos niveles, esto es, por el nivel inferior una autopista de tres vías por sentido y por el nivel superior el tráfico local.

Esta solución genera un tablero de hormigón armado (base para la circulación en el nivel superior) de una longitud de aproximadamente 2400,00m cuyo diseño no incluyo juntas de dilatación. Esta característica requirió un análisis especial para justificar la no incorporación de juntas, basado en criterios de cuantías mínimas para enfrentar los efectos de las deformaciones impuestas, que teóricamente no estaría expuesto a un agrietamiento excesivo.

Sin embargo, en los tramos construidos, se ha podido observar la aparición de fisuras de tamaño superior a lo esperado por los cálculos previos, constituyendo este hecho el objetivo principal del presente estudio.

La metodología contemplada para abordar el estudio se divide en tres partes:

- Descripción del fenómeno de fisuración.
- Confrontación de diferentes normas y criterios respecto de su forma de enfrentar o disminuir la aparición de fisuras.
- Descripción del proyecto “Acceso Sur Santiago”, en particular del tramo en estudio, Tramo Soterrado TS-8.

1.1. OBJETIVOS

Objetivo general.

- El objetivo general de esta memoria es proponer modificaciones o complementaciones sobre el uso de juntas de dilatación en el diseño de estructuras viales de hormigón armado, comparando los criterios normativos en uso y estudiando el comportamiento de la losa de hormigón armado correspondiente al tramo soterrado TS-8 del Proyecto Nuevo Acceso Sur de Santiago frente a la acción de las deformaciones impuestas, debido a que se ha diseñado sin juntas de dilatación que tomen estas deformaciones.

Objetivos específicos.

- Estudiar las diferentes causas que influyen en la formación de fisuras en elementos de hormigón armado.
- Estudiar el mecanismo que mejor describe la generación y propagación de una fisura debido a deformación impuesta.
- Analizar los factores que explican el fenómeno de fisuración que afecto a la estructura TS8.

1.2. METODOLOGIA

Para lograr los objetivos antes descritos, la metodología a emplear considera los siguientes puntos.

- Recopilación y análisis de la información existente relativa a los efectos de las deformaciones impuestas tanto en el ámbito nacional como internacional. Comparación de criterios normativos: AASHTO, CEB, Norma Española.
- Estudiar factores que influyen en la aparición de fisuras en estructuras de hormigón armado, además de cómo influyen en la calidad de servicio de una estructura vial.
- Descripción y caracterización del proyecto TS-8 Acceso Sur a Santiago.
- Analizar los datos obtenidos de terreno, respecto de las fisuras que han aparecido en los tramos materializados de la obra, identificando el tamaño característico y el tipo de fisura generada, así como los principales factores que serían responsables de la aparición de las fisuras en la losa en estudio
- Estudiar la forma de materializar la estructura, esto es la forma de construcción y los materiales empleados, para ver su incidencia en la aparición de las fisuras.

CAPITULO 2 DESCRIPCION TRAMO SOTERRADO TS-8

2.1. DESCRIPCION ESTRUCTURA TRAMO SOTERRADO TS-8²

El proyecto Acceso Sur, en su inicio, cuenta con dos tramos relevantes desde el punto de vista de las estructuras involucradas; Enlace Américo Vespucio, que compromete 7 estructuras aisladas para el entrecruzamiento de los distintos ejes, y Tramo Soterrado, sector de aproximadamente 2.500 metros, que permite el tránsito vehicular de la autopista bajo la Avenida La Serena, que va a nivel del terreno, por medio de una estructura tipo túnel falso.

El soterramiento permite la circulación a distinto nivel de los dos principales ejes viales del proyecto, eje 1 (tránsito por autopista, nivel inferior) y eje 17 (tránsito local, nivel superior). Dicho tramo soterrado se desarrolla entre los puntos kilométricos 0+384.35 y 2+892.34 correspondientes al eje vial 1, con una longitud total de 2507.99 metros. La estructura pierde su continuidad entre los P.K. 0+760.76 y 0+905.96 para albergar una salida de emergencia.

A continuación se muestra una figura con la ubicación en planta del tramo soterrado.



Fig. 2.1.1 Planta Ubicación Tramo Soterrado

El Tramo Soterrado se ha subdividido en 8 subtramos cada uno de los cuales presenta una tipología estructural singular, los que reciben para efectos de proyecto las denominaciones siguientes:

- TS - 1: Entrada Abocinada
- TS - 2: Losa de 2 Vanos
- TS - 3: Losas Arriostradas
- TS - 4: Losa de 4 vanos
- TS - 5: Vigas Longitud Variable
- TS - 6: Emergencia Norte

² Ref. N°21, FHECOR Ing. Consultores y OGUP Ing. Consultores, "Memoria de Cálculo, Acceso Sur – Tramo Soterrado Secciones Tipo TS-8", Marzo 2002.

- TS - 7: Emergencia Sur
- TS - 8: Sección Tipo

El nombre de cada subtramo o sección, responde a las características estructurales de cada uno.

El tramo soterrado TS-8 sección tipo, se sitúa entre los P.K. 0+905.99 y 2+892.34 del eje 1 (PK 0+536 al 2+522 del eje 17), entre la losa de emergencia sur y el final del tramo. El ancho en planta del viario en esta zona es constante de 26.26 m, excepto en las zonas con nichos de ventiladores, donde el ancho aumenta 0.70m.

El ancho tipo de 26.26m permite emplazar en cada vano pasillos laterales de 3m de ancho, calzadas de 7m y un pasillo central de 5m.

La sección tipo correspondiente a esta zona es un sistema de 2 vigas pretensadas colocadas a 3.5 m de distancia, perpendiculares al sentido del tráfico, simplemente apoyadas en una pila central y dos pilotes preexcavados in situ en los extremos.

La separación entre el eje de la pila central y de los pilotes preexcavados es de 12.60 m para la sección tipo y de 13.30m en la sección con ventiladores. Las vigas tienen un canto de 70 cm y sobre ellas se realiza una losa de hormigón de 20 cm.

En ambas zonas la pila central tiene una sección cuadrada de 60 cm de lado, su altura es variable entre 586 y 639 cm y su fundación es directa mediante zapatas de 100 cm de canto, cuadradas de lado 145 cm. Los pilotes preexcavados in situ tienen una sección de 100 cm de ancho por 70 cm de canto y empotran aproximadamente 150 cm en el terreno desde la cara inferior de la canaleta de drenaje lateral que recorre el tramo soterrado.

Debido a la longitud del tramo la sección transversal no es única en toda la longitud, existiendo las siguientes variantes que reflejan pequeñas diferencias de geometría estructural respecto de la sección tipo:

- TS - 8.1: Zonas Normales
- TS - 8.2: Zonas con Nichos de Ventiladores
- TS - 8.3: Zonas con Puertas en Mediana
- TS - 8.4: Zonas con Cruce Canal Superficial
- TS - 8.5: Zonas con Cruce Tuberías Soterradas

TS - 8.1 Sección tipo normal de ancho constante:

Corresponde a la sección característica que predomina en todo el trazado, la separación entre los ejes de los pilotes y de la pila central es de 12.60 m para los 2 vanos, como se observa en la figura siguiente.

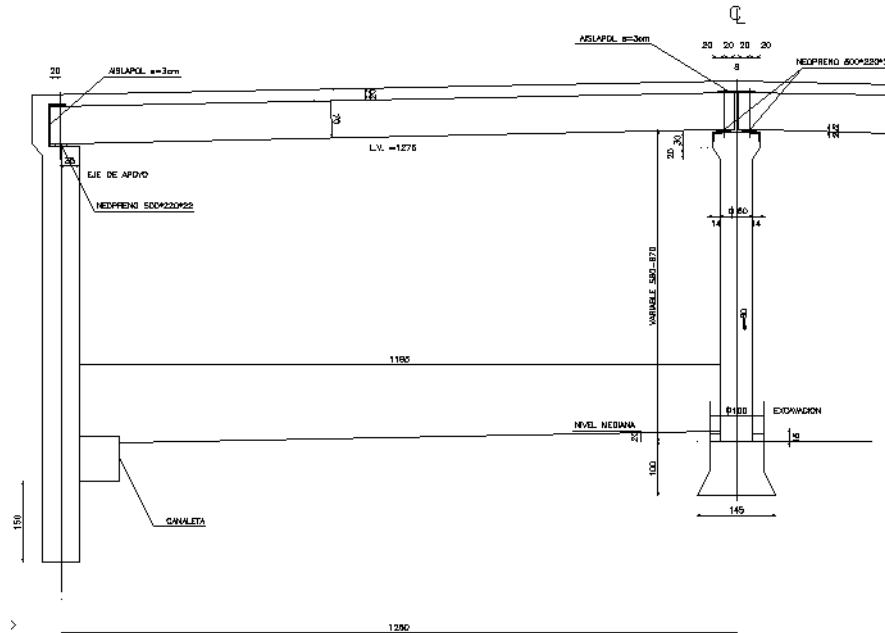


Fig. 2.1.2 Sección Tipo TS-8.1

Tal y como aparece en la sección transversal, las vigas se apoyan en la pila central y en los pilotes mediante apoyos de neopreno de 500x220x22mm, la losa superior está conectada a los pilotes, de forma que transmitan la carga horizontal en caso de sismo, el extremo de la losa no se conecta a la viga para permitir que ésta pueda girar y no exista empotramiento de la viga con los pilotes. La conexión de la losa con los pilotes se realiza mediante un muro espaldar.

TS – 8.2 Sección tipo con nicho de ventiladores:

Para garantizar la ventilación del tramo soterrado se disponen 16 ventiladores en cada lado del viario, para alojarlos se aumenta la luz del vano 70 cm en tres pórticos.

Por tanto la sección es similar a la tipo constante pero con luces 13.30-12.60m cuando se dispone ventilador solo en un lateral y 13.30-13.30m cuando se dispone en ambos.

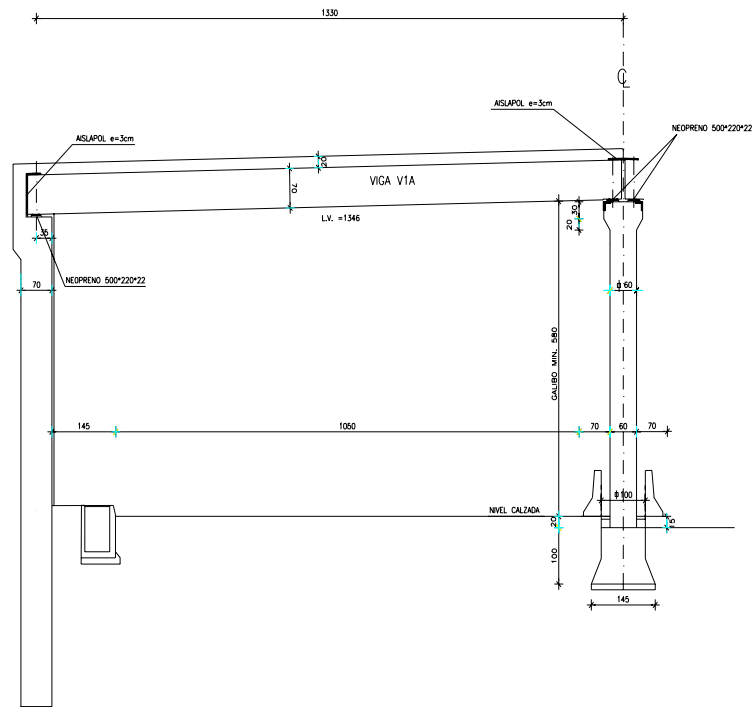


Fig. 2.1.3 Sección Tipo TS-8.2

Esta sección está constituida por los mismos elementos estructurales de la sección tipo constante, con la única salvedad de la longitud de las vigas.

TS – 8.3 Sección tipo con puertas en mediana:

En los puntos kilométricos 1+570 y 2+230 es necesario atravesar la mediana por lo que se deben suprimir 3 pilas centrales para obtener un paso libre de 14.0m.

La sección transversal en este caso mantiene el mismo esquema estructural de pórtico de 2 vanos formados por vigas prefabricadas pretensadas de 12.60 m de luz, pero el apoyo intermedio debe realizarse sobre una viga prefabricada perpendicular.

Dicha viga prefabricada tiene una sección T invertida y está simplemente apoyada en dos pilas. Cada viga tiene una luz de cálculo de 14.0 m y una longitud total de 14.80 m. Soporta tres vigas por cada lado en los cuartos de la luz (3.50 m), además de un par de vigas en cada apoyo.

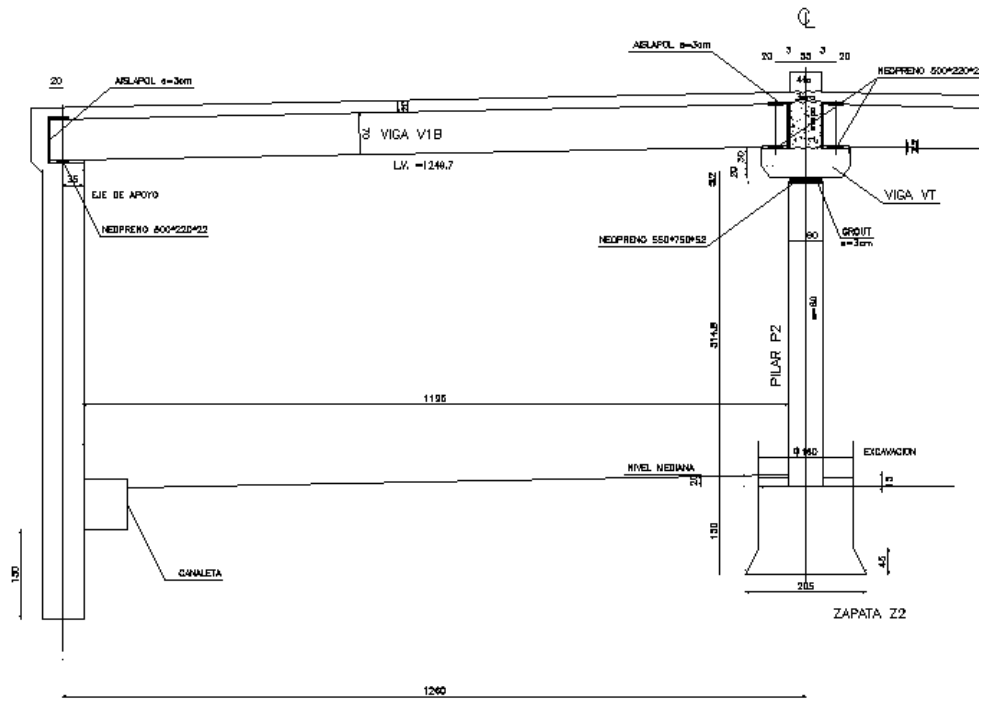


Fig. 2.1.4 Sección Tipo TS-8.3

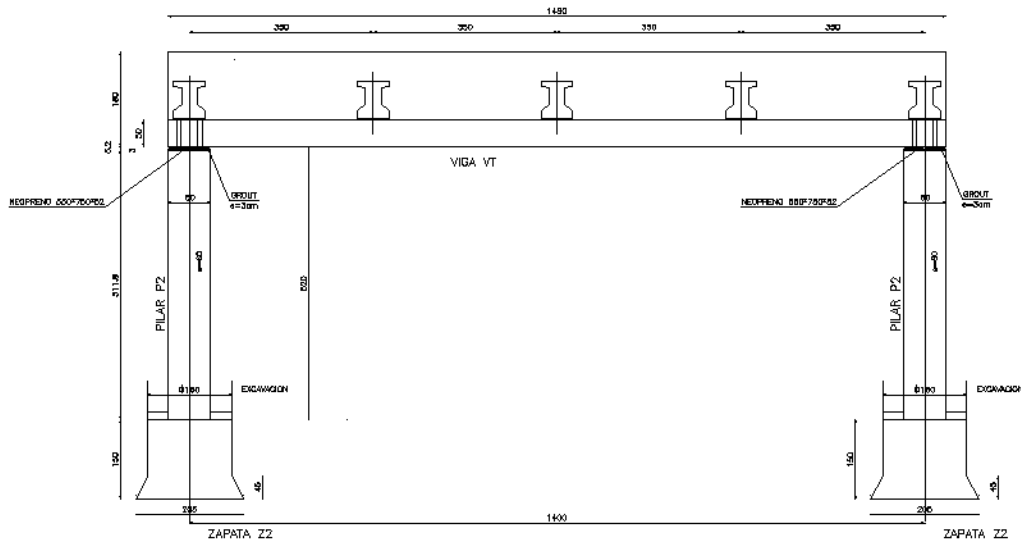


Fig. 2.1.5 Corte por Eje Central, Sección Tipo TS-8.3

Tal y como aparece en la sección transversal, las vigas se apoyan en la viga T invertida mediante apoyos de neopreno de 550x750x52mm y en los pilotes mediante apoyos de neopreno de 500x220x22mm, la losa superior está conectada a los pilotes, de forma que transmitan la carga

Esta sección está constituida por los mismos elementos estructurales de la sección tipo constante, con la única salvedad de la longitud de los pilotes, que deben quedar siempre 160 cm por debajo de la cota inferior de la zanja, pero nunca empotrados menos de 160 cm por debajo de la cota inferior de la canaleta.

2.2. FASES CONSTRUCTIVAS

2.2.1. Sección tipo TS - 8.1: zonas normales

El procedimiento constructivo compromete una zona mínima de 3.5 m de longitud de carretera con dos líneas de pilotes laterales una de pilas centrales y vigas (4 pilotes laterales, dos pilares centrales y 4 vigas).

1. Confección simultánea en pozo de pilotes laterales (de 70*100), con moldaje hacia la carretera. Contempla la colocación de armaduras en pilotes laterales y muro espaldar (también denominada viga cabezal en las zonas intermedias entre pilotes laterales), y hormigonado de los pilotes hasta la cota de apoyo de vigas pretensadas.
2. Excavación continua a todo el ancho de la carretera entre pilotes laterales extremos respetando una berma de protección aledaña a los pilotes laterales de manera que “He” (distancia entre terreno y berma), debe ser menor a 300 cm. Ancho mínimo de berma 200 cm.
3. Excavación directa para dado de fundación de pilares centrales.
4. Lanzamiento y colocación de pilares centrales prefabricados, fijación de las armaduras.
5. Hormigonado de dados de fundación. Espera para fraguado del hormigón in-situ.
6. Colocación de apoyos de neopreno.
7. Lanzamiento y colocación de vigas pretensadas sobre placas de neoprenos.
8. Colocación de aislapol de continuidad entre vigas pretensadas y zona viga pretensada – muro espaldar.
9. Colocación de encofrados para losa.
10. Colocación de armaduras y hormigonado de losa in – situ del tablero. Incluye el hormigonado del muro espaldar (o viga cabezal en la zona intermedia entre pilotes laterales).

Remate de la excavación en zona de bermas de protección de pilares laterales, para la construcción de las obras de las calzadas soterradas.

2.2.2. Sección tipo TS - 8.2: zonas con nichos de ventiladores

Los procedimientos descritos comprometen una zona mínima de 3.5 m de longitud de carretera con dos líneas de pilotes laterales una línea de pilares centrales y vigas (4 pilotes laterales, dos pilares centrales y 4 vigas). El procedimiento es válido tanto para el caso de un nicho de ventilador en un solo lado o a ambos lados enfrentados.

1. Confección simultánea en pozo de pilotes laterales (de 70*100), con moldaje hacia la carretera. Contempla la colocación de armaduras en pilotes laterales y muro espaldar (también denominada viga cabezal en las zonas intermedias entre pilotes laterales), y hormigonado de los pilotes hasta la cota de apoyo de vigas pretensadas.
2. Excavación continua a todo el ancho de la carretera entre pilotes laterales extremos respetando una berma de protección aledaña a los pilotes laterales de manera que “He” (distancia entre terreno y berma), debe ser menor a 300 cm. Ancho mínimo de berma 200 cm.
3. Excavación directa para dado de fundación de pilares centrales.
4. Lanzamiento y colocación de los pilares centrales prefabricados, fijación de las armaduras.
5. Hormigonado de dados de fundación. Espera para fraguado del hormigón in-situ.
6. Colocación de apoyos de neopreno.
7. Lanzamiento y colocación de vigas pretensadas sobre placas de neoprenos.
8. Colocación de aislapol de continuidad entre vigas pretensadas y zona viga pretensada – muro espaldar.
9. Colocación de encofrados para losa.
10. Colocación de armaduras y hormigonado de losa in – situ del tablero. Incluye el hormigonado del muro espaldar (o viga cabezal en la zona intermedia entre pilares laterales).

Remate de la excavación en zona de bermas de protección de pilares laterales, para la construcción de las obras de las calzadas soterradas.

2.2.3. Sección tipo TS - 8.3: zona con puertas en mediana

El procedimiento descrito compromete una zona de 14 m de ancho con cinco líneas de pilotes y vigas (10 pilotes laterales y 10 vigas, sólo 2 pilares centrales).

1. Confección simultánea en pozo de pilotes laterales (de 70*100), con moldaje hacia la carretera. Contempla la colocación de armaduras en pilotes laterales y muro espaldar (también denominada viga cabezal en las zonas intermedias entre pilotes laterales), y hormigonado de los pilotes hasta la cota de apoyo de vigas pretensadas.
2. Excavación continua a todo el ancho de la carretera entre pilotes laterales extremos respetando una berma de protección aledaña a los pilotes laterales de manera que “He” (distancia entre terreno y berma), debe ser menor a 300 cm. Ancho mínimo de berma 200 cm.
3. Excavación directa para dado de fundación de pilares centrales.
4. Lanzamiento y colocación de pilares centrales prefabricados, fijación de las armaduras.
5. Hormigonado de dados de fundación. Espera para fraguado del hormigón in-situ.
6. Colocación de apoyos de neopreno en Pilar.
7. Lanzamiento y colocación sobre apoyos de los pilares, y de la viga prefabricada VT.
8. Colocación de apoyos de neopreno restantes y anclaje viga VT a los pilares.
9. Hormigonado del alma de viga VT y espera de fraguado.
10. Lanzamiento y colocación de vigas pretensadas sobre placas de neoprenos.
11. Colocación de aislapol de continuidad entre vigas pretensadas y muro espaldar.
12. Colocación de encofrados para losa.
13. Colocación de armaduras y hormigonado de losa in – situ del tablero. Incluye el hormigonado del muro espaldar (o viga cabezal en la zona intermedia entre pilares laterales), y del resto de la viga prefabricada.
14. Remate de la excavación en zona de bermas de protección de pilares laterales, para la construcción de las obras de las calzadas soterradas.

2.2.4. Sección tipo TS - 8.4: zonas con cruce de canales superficiales

El procedimiento descrito compromete una zona mínima de 3.5 m de longitud de carretera con dos líneas de pilotes laterales, pilares centrales y vigas (4 pilotes laterales, dos pilares centrales y 2 vigas tipo artesa). Las fases constructivas en este caso son básicamente las mismas que en el caso de las zonas normales. Se informará esta sección separadamente.

2.2.5. Sección tipo TS - 8.5: zonas con cruce de tuberías soterradas

El procedimiento descrito compromete una zona mínima de 3.5 m de longitud de carretera con dos líneas de pilotes laterales, pilares centrales y vigas (4 pilotes laterales, dos pilares centrales y 4 vigas), en zonas donde no se pueden construir los pilotes laterales con bermas de protección.

1. Confección simultánea en pozo de pilotes laterales (de 70*100), con moldaje hacia la carretera. Contempla la colocación de armaduras en pilotes laterales y muro espaldar (también denominada viga cabezal en las zonas intermedias entre pilotes laterales), y hormigonado de los pilotes hasta la cota de apoyo de vigas pretensadas.
2. Excavación continua a todo el ancho de la carretera entre pilotes laterales extremos respetando una berma de protección aledaña a los pilotes laterales de manera que “He” (distancia entre terreno y berma), debe ser menor a 300 cm. Ancho mínimo de berma 200 cm.
3. Construcción de dados de hormigón al pie de las bermas, para fundar puntal metálico de refuerzo constructivo para los pilares laterales.
4. Colocación y puesta en carga de pilares metálicos de refuerzo constructivo para los pilares laterales.
5. Ensanche y profundización excavación en zona de bermas para lograr cota entre pilares laterales extremos para dar paso a tubería soterrada.
6. Lanzamiento y colocación de la tubería, construcción de protecciones y rellenos.
7. Excavación directa para dado de fundación de pilares centrales.
8. Lanzamiento y colocación de pilares centrales prefabricados, fijación de las armaduras.
9. Hormigonado de dados de fundación. Espera para fraguado del hormigón in-situ.
10. Colocación de apoyos de neopreno.
11. Lanzamiento y colocación de vigas pretensadas sobre placas de neoprenos.
12. Colocación de aislapol de continuidad entre vigas pretensadas y zona viga pretensada – muro espaldar.
13. Colocación de encofrados para losa.
14. Colocación de armaduras y hormigonado de losa in – situ del tablero. Incluye el hormigonado del muro espaldar (o viga cabezal en la zona intermedia entre pilares laterales).
15. Retiro de puntales metálicos de refuerzo constructivo de los pilares laterales, y sus dados de fundación.

Más detalles de configuraciones y elementos involucrados se exponen en el anexo A8.1.

2.3. DESCRIPCIÓN FOTOGRÁFICA PROCESO CONSTRUCTIVO LOSA EN ESTUDIO.

Los siguientes registros fotográficos muestran el proceso constructivo tipo de la losa en estudio. Las posibles variaciones de los procedimientos constructivos antes señalados representan mejoras efectuadas por la constructora con miras a un mejor resultado.



Fig. 2.3.1 Colocación Vigas Prefabricadas. Se aprecia que el alzaprimado esta apoyado contra terreno natural. Finalizado todo el proceso de hormigonado se procede a la excavación y retiro del material para dar paso a la construcción de la autopista por el eje inferior.



Fig. 2.3.2 Colocación Moldaje Inferior Losa entre Vigas Prefabricadas. Se aprecia en la fotografía los apoyos del moldaje de losa.



Fig. 2.3.3 Moldaje Inferior Losa entre Vigas Prefabricadas. Proceso terminado.



Fig. 2.3.4 Colocación Armaduras. Se aprecia el proceso de enfierrado de la losa.



Fig. 2.3.5 Colocación Armaduras. Detalle de la marca acero A630 (A63-42H) empleado.



Fig. 2.3.6 Colocación Guías de Hormigonado y Separadores. Se pueden apreciar pequeños listones de madera que sobresalen, los que se utilizan para separar los paños a hormigonar de la losa.



Fig. 2.3.7 Tramo en Espera de Hormigonado. Como proceso constructivo se hormigonan tramos no muy grandes según el avance de proyecto.



Fig. 2.3.8 Camión Mezclador descargando en Tolva de Bomba de Hormigón. La utilización de bombas es práctica común para la optimización del tiempo de colocación del hormigón en zonas con dificultad de acceso directo.



Fig. 2.3.9 Vaciado Hormigón. Se aprecia la operación de vaciado continuo utilizando las tuberías de la bomba.



Fig. 2.3.10 Consistencia del Hormigón al Salir de la Tubería. Antes del proceso de vibrado.



Fig. 2.3.11 Colocación del Hormigón en Zona de Junta de Construcción. Se aprecia el plano separación utilizado para materializar la junta de construcción.



Fig. 2.3.12 Tratamiento de Junta de Construcción. Se ha utilizado puente de adherencia epóxido.



Fig. 2.3.13 Vibrado de Tramo de Losa. Es de vital importancia el proceso de vibrado del hormigón, ya que ayuda a evitar la aparición de fisuras provocadas por precipitaciones diferenciales alrededor de los encofrados o moldajes.



Fig. 2.3.14 Primer Alisado Superficial de Hormigón.



Fig. 2.3.15 Alisado Final Superficial de Hormigón. Esta etapa del proceso constructivo es importante, ya que una buena terminación permite una losa lisa y sin alteraciones superficiales para la colocación de la membrana de impermeabilización y además permite el sellado de las primeras fisuras que puedan ocurrir por la pérdida de agua que se produce en el hormigón.



Fig. 2.3.16 Aplicación de Membrana de Curado en Hormigón (Se ha aplicado el producto PRO DUR32).

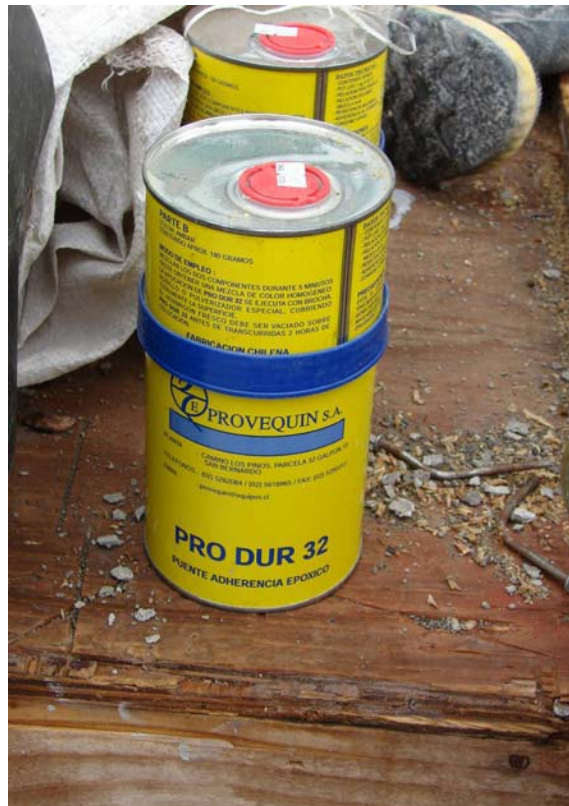


Fig. 2.3.17 Membrana de Curado Utilizada.



Fig. 2.3.18 Detalle en Aplicación de Membrana de Curado Mediante Aspersores.



Fig. 2.3.19 Losa Terminada, Previa Colocación de Cubierta Protectora. Es importante señalar que se recomienda que el curado y la protección no deban terminar en forma abrupta. Si se deja que el hormigón nuevo se enfríe gradualmente durante el transcurso de varios días, la fluencia lenta puede reducir la posibilidad de fisuración cuando finalmente el curado y la protección se discontinúan por completo.



Fig. 2.3.20 Losa Terminada con Cubierta Protectora. Se aprecia que se utiliza una membrana plástica como cubierta protectora.



Fig. 2.3.21 Colocación de Imprimación Previa a la Membrana Impermeabilizadora en Losa Terminada.



Fig. 2.3.22 Colocación de Membrana de Impermeabilización en Cubierta de Losa. La implementación de esta membrana ha sido para evitar al máximo la posibilidad que las fisuras en la losa puedan afectar el servicio de la estructura.



Fig. 2.3.23 Colocación de Membrana de Impermeabilización en Cubierta de Losa. Se puede apreciar que las membranas han sido colocadas traslapadas entre ellas.



Fig. 2.3.24 Tramo de Losa con Pavimento. La etapa final corresponde a la colocación de la carpeta asfáltica de rodado.

2.4. MEMORIA MODELOS DE CALCULO TRAMO SOTERRADO TS-8³

Como se mostró anteriormente, la sección característica o principal del proyecto corresponde al tramo TS-8.1, es por este motivo que se toma esta disposición geométrica para modelar el tramo soterrado. Mayor detalle de los datos empleados y resultados obtenidos se muestra en el anexo A9.1.

2.4.1. BASES DE CÁLCULO

2.4.1.1. Normativa

Para el proyecto de esta estructura se ha considerado la siguiente normativa:

- Standard Specifications for Highway Bridges, adopted by American Association of State Highway and Transportation Officials (AAHSTO). 16th Edition. Washington (Estados Unidos de América) 1996⁴. La sobrecarga de tráfico definida en este documento se ha considerado con su valor incrementado en un 20%.

2.4.1.2. Cargas Consideradas

Las cargas consideradas para el proyecto de esta estructura son las siguientes:

- Peso propio (*DC*). Densidad de hormigón: $\gamma_c=25$ kN/m³.
- Pavimento (*DW*). La densidad de pavimento (γ_{pav}) se ha tomado igual a 24 kN/m³.
- Sobrecarga de tráfico (*LL*). La sobrecarga de tráfico se ha considerado de acuerdo con la normativa AASHTO (16^a Edición) más un 20%. Por lo tanto se han considerado tres tipos de sobrecarga alternativos:
 - Carga de faja equivalente a 3.75 kN/m² acompañada de una carga lineal extendida a un ancho de 3.00 metros igual, en total a 99.1 kN (*LL*₂), situada donde maximiza el momento flector.
 - Carga de faja equivalente a 3.75 kN/m² (*LL*₁), acompañada de una carga lineal extendida a un ancho de 3.00 metros igual, en total a 141.8 kN (*LL*₃), situada donde maximiza el esfuerzo cortante.
 - Camión AASHTO HS20-44 +20% de peso total igual a 392 kN (*LL*₄).

El coeficiente de impacto considerado para las sobrecargas es de 1.30.

³ Ref. N°21, FHECOR Ing. Consultores y OGUP Ing. Consultores "Memoria de Cálculo, Acceso Sur – Tramo Soterrado Secciones Tipo TS-8", Marzo 2002.

⁴ Ref. N°3, "AASHTO, Standard Specifications for Highway Bridges", 16th edition, 1996.

- Empuje de tierras (EH). El empuje de tierras se considera con dos variantes en función de que se trate de una situación persistente o de una situación accidental (sismo). Para situaciones persistentes y elementos con restricciones al desplazamiento horizontal en cabeza se considera el empuje al reposo (EH_{k0}), mientras que para situaciones accidentales (y para muros en ménsula en situación persistente) se considera el empuje activo (EH_{ka}).
- Empuje de tierras debido a la sobrecarga (ES). A efectos de evaluar este empuje se considera una sobrecarga aplicada en el trasdós de los hastiales de 10 kN/m^2 . Esta acción se evalúa con el coeficiente de empuje al reposo en elementos con restricciones al desplazamiento (hastiales) debido a que solamente se considera en situaciones persistentes. Para el cálculo de muros en ménsula se adopta el coeficiente de empuje activo.
- Incremento del empuje de tierras durante un sismo (EQ_1). Este incremento de empuje se evalúa mediante la fórmula de Mononobe - Okabe, considerando una aceleración horizontal de $0.15g$. Los pilotes se consideran como elementos cuyo desplazamiento está moderadamente impedido. Al considerar la actuación del sismo en la dirección longitudinal de la losa, no se considera la existencia del muro pantalla de hormigón proyectado entre cada dos de ellos.
- Fuerzas inerciales de la estructura (EQ_2). Las fuerzas inerciales de la estructura se han considerado aplicando una fuerza horizontal equivalente al 15% del peso propio al tablero.

2.4.1.3. Combinación de Cargas

Las combinaciones de cargas consideradas se resumen a continuación.

- Estado Límite Último

En estado límite último se han considerado las siguientes combinaciones de cargas:

Alternativa 1: Situación persistente

$$\begin{aligned}
 &1.30 \times DC \\
 &+ 1.30 \times DW \\
 &+ 2.82 \times (LL_1 + LL_2) \text{ ó } 2.82 \times (LL_1 + LL_3) \text{ ó } 2.82 \times LL_4 \\
 &+ 1.495 \times EH_{k0} \\
 &+ 1.495 \times ES
 \end{aligned}$$

Alternativa 2: Situación accidental

$$\begin{aligned}
 &1.30 \times DC \\
 &+ 1.30 \times DW \\
 &+ 1.69 \times EH_{ka} \\
 &+ 1.30 \times EQ_1 \\
 &+ 1.30 \times EQ_2
 \end{aligned}$$

- Estado Límite de Servicio

En estado límite de servicio, y en particular para el diseño de las cimentaciones, se han considerado las siguientes combinaciones de cargas:

Alternativa 1: Situación persistente

$$\begin{aligned}
 &1.00 \times DC \\
 &+ 1.00 \times DW \\
 &+ 1.00 \times (LL_1 + LL_2) \text{ ó } 1.00 \times (LL_1 + LL_3) \text{ ó } 1.00 \times LL_4 \\
 &+ 1.00 \times EH_{k0} \\
 &+ 1.00 \times ES
 \end{aligned}$$

Alternativa 2: Situación accidental

$$\begin{aligned}
 &1.00 \times DC \\
 &+ 1.00 \times DW \\
 &+ 1.00 \times EH_{ka} \\
 &+ 1.00 \times EQ_1 \\
 &+ 1.00 \times EQ_2
 \end{aligned}$$

2.4.1.4. Materiales

Las propiedades de los materiales considerados para el cálculo de esta estructura son los siguientes:

- Tablero
 - Hormigón en sitio H-30 ($f'_c=25$ MPa)
 - Hormigón pretensado con $f'_c>45$ MPa
 - Acero Pasivo A 63-42 H con resaltes
 - Acero en cables para pretensado ASTM 270 de baja relajación ($f'_s=1900$ MPa)

- Pilas centrales
 - Hormigón H-30 ($f'_c=25$ MPa)
 - Acero Pasivo A 63-42 H con resaltes

- Fundación de zapatas en sitio
 - Hormigón H-25 ($f'_c=20$ MPa)
 - Acero Pasivo A 63-42 H con resaltes

- Pilotes en sitio
 - Hormigón H-250 ($f'_c=20$ MPa)
 - Acero Pasivo A 63-42 H con resaltes

- Arriostramiento en sección con cruce de canal soterrado
 - Hormigón H-25 ($f'_c=20$ MPa) en fundaciones
 - Acero Estructural de límite elástico kips=36000psi en puntales.

CAPITULO 3 FENOMENO DE FISURACION

3.1. FENOMENO DE FISURACION

En variadas publicaciones, cuando se analiza el fenómeno de la fisuración se señala **“La fisuración es inevitable en estructuras de hormigón armado”**, esto puede deberse a que la deformación correspondiente a la fisuración del hormigón es del orden de 0.1‰ mientras que el acero se plastifica para una deformación del orden del 2‰⁵

Esta realidad, la presencia de fisuras en los elementos de hormigón armado, plantea las siguientes interrogantes:

- ¿Cuándo la aparición de fisuras puede significar algún tipo de problema desde el punto de vista del adecuado funcionamiento de la estructura?
- ¿Cómo se puede predecir el tamaño de abertura de la fisuración característica de un elemento?
- Finalmente, ¿que rango de valores de abertura sería aceptable?

3.1.1. CAUSAS DE FISURACION

La fisuración puede producirse por distintas causas. Ahora, las causas principales que se consideran en las principales normas de diseño y para las cuales son válidos los modelos son sólo dos.^{6,7}

- Originadas por deformaciones debidas a la aplicación de cargas exteriores.
- Producto del desarrollo de deformaciones impuestas (autógenas) en elementos cuyo acortamiento está restringido, produciéndose tensiones internas.

Dependiendo del momento en que se generan estas tensiones, antes o después de endurecido el hormigón, se pueden clasificar las fisuras que se originan en el elemento de hormigón. La Fig. 3.1.1.1⁸ muestra un detalle de los distintos orígenes que pueden tener las fisuras dependiendo de si aparecen antes o después de endurecido el hormigón, de igual forma, la Fig. 3.1.1.2⁹, nos muestra el tiempo en que demoran en aparecer las fisuras debido a sus distintos orígenes.

⁵ Ref. N°31, Pérez Caldentey, Alejandro, “Estado Límite de Servicio de Fisuración”.

⁶ Ref. N°31, Pérez Caldentey, Alejandro, “Estado Límite de Servicio de Fisuración”.

⁷ Ref. N°8, ACI 224.1R-93, “Causes, Evaluation and Repair of Cracks in Concrete”, ACI, 1993.

⁸ Ref. N°27, “Non-structural Crack in Concrete”, Concrete Society Technical Report N°22, 1992.

⁹ Ref. N°22, Guía de Diseño CEB, Boletín N°12 “Durabilidad de Estructuras de Hormigón”, GEHO-CEB, 1993.

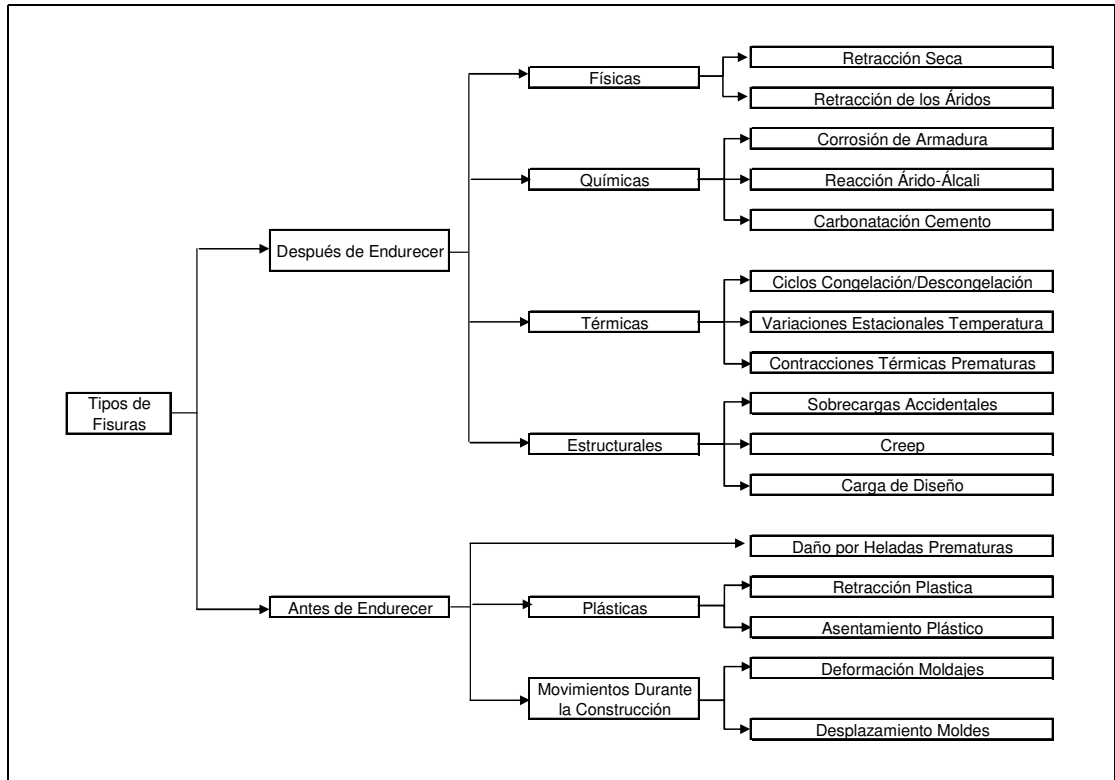


Fig. 3.1.1.1 Clasificación Tipo Fisura.

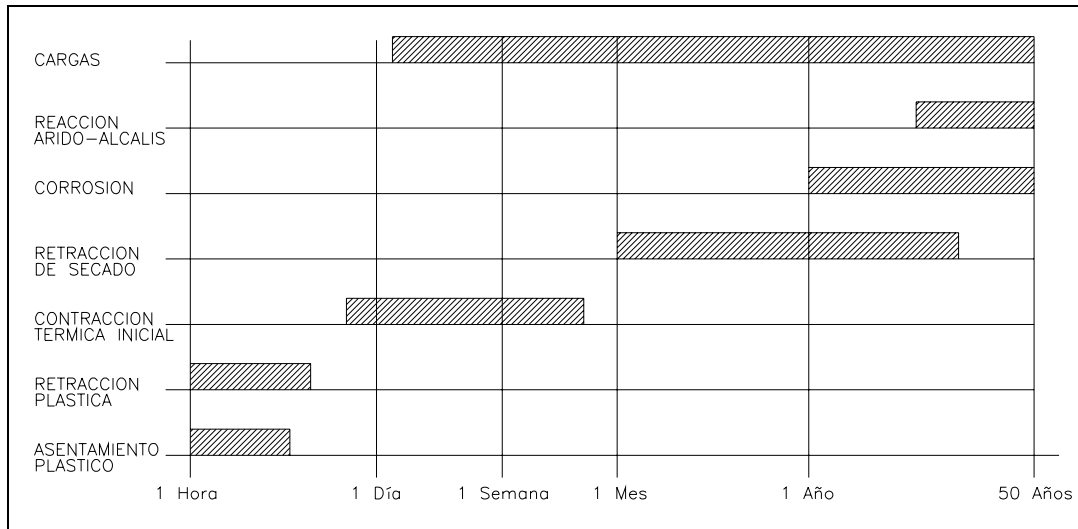


Fig. 3.1.1.2 Aparición de Fisuras a Partir de la Colocación del Hormigón.

Tradicionalmente, el tratamiento que se ha realizado de los fenómenos reológicos del hormigón ha consistido fundamentalmente en separar las deformaciones producidas por la fluencia de las producidas por la retracción. Este tratamiento es perfectamente válido siempre que se tenga en cuenta que ambas deformaciones diferidas no son independientes sino que es una manera de representar un único fenómeno, la deformación del hormigón en el tiempo. La idea de separar fluencia de retracción surge del interés en separar las deformaciones diferidas de procesos donde interviene el nivel de tensiones existente en un elemento de las que sufriría en caso de no estar sometida a tensión alguna.^{10,11}

3.1.1.1. Definición

Para el desarrollo del estudio se procede a dar las siguientes definiciones.

- Deformación de retracción: Es la deformación que desarrolla en el tiempo un elemento de hormigón, con unas características dadas y en un medio dado cuando no se encuentra sometido a carga exterior.
La retracción no incluye cambios en longitud producto de variaciones de temperatura, pero depende del ambiente y de la configuración y tamaño de la muestra.
- Deformación por fluencia: Es la diferencia entre la deformación total que experimenta el elemento de hormigón en el tiempo cuando es sometido a la acción de alguna carga exterior y a la deformación de retracción.

Con estas definiciones, mostradas en la Fig. 3.1.1.1, se trata de representar, como se expuso anteriormente, la existencia de un fenómeno único: la deformación total que tiene lugar en una pieza con el tiempo. Además, las mismas son aplicables para cualquier nivel de tensiones debido a que recogen de una manera implícita la existencia de un único fenómeno, la deformación total diferida, separada meramente por convenio en dos clases.

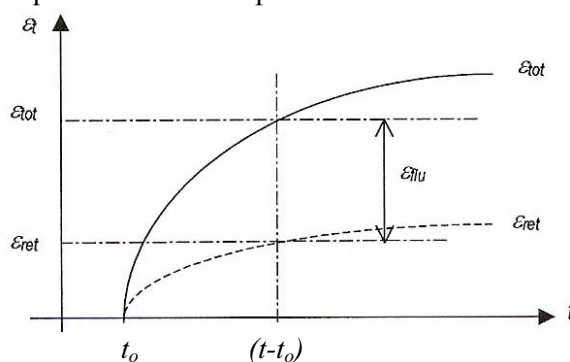


Fig. 3.1.1.1.1 Deformaciones Diferidas en el Hormigón.¹²

¹⁰ Ref. N°19, Fernández Ruiz, Miguel, "Evaluación No Lineal de los Efectos Estructurales Producidos por las Deformaciones Diferidas del Hormigón y del Acero", 2003.

¹¹ Ref. N°25, Manterola Armisén, Javier, "Puentes, Tomo V", Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, 2000

¹² Ref. N°19, Fernández Ruiz, Miguel, "Evaluación No Lineal de los Efectos Estructurales Producidos por las Deformaciones Diferidas del Hormigón y del Acero", 2003.

Las primeras observaciones de los fenómenos diferidos en el hormigón no comienzan hasta 1905, año en que Woolson describe la capacidad del hormigón dentro de un tubo metálico de fluir bajo elevadas tensiones.¹³

Los primeros registros de la fluencia del hormigón fueron realizados para vigas de hormigón armado y corresponden a Hatt quien en 1907 encontró un aumento con el tiempo en la deformada¹⁴.

La retracción fue observada poco después por White en 1911 quien la comunicó a la ASTM¹⁵. El estudio conjunto de ambos fenómenos (fluencia y retracción) es realizado por primera vez en 1915 por McMillan. Poco después es E. Smith quien en 1917 separa la fluencia reversible de la irreversible avanzando un importante paso en el conocimiento del fenómeno.

3.1.1.2. Fenómeno de Retracción.

Una descripción del fenómeno físico de la retracción es, como se ha señalado anteriormente, la deformación que desarrolla un elemento de hormigón, sin que se encuentre sometido a sollicitaciones externas.

En general, la retracción es una deformación que reduce el volumen inicial del elemento debido a una serie de fenómenos físico-químicos que ocurren tanto a tempranas edades como a lo largo del tiempo.

3.1.1.2.1. Retracción Plástica.

Se produce antes de finalizar el fraguado del hormigón, dentro de su proceso de hidratación, cuando aún se encuentra en un estado plástico. De acuerdo a M. Fernández Cánovas, citado en la Ref. N°19, dicha contracción puede evaluarse en el entorno del 1% respecto del volumen absoluto de cemento seco. Los principales factores que influyen en ella son:

- Dosificación y tipo de cemento. Como recién se ha expuesto (contracción aproximadamente igual a 1% volumen cemento seco), a mayor cantidad de cemento mayor será también la retracción plástica que experimentará el hormigón.
- Deseccación superficial. El viento, el desecar la superficie del hormigón acelera este proceso.

¹³ Ref. N°26, Neville, A.M., "Creep of Concrete: Plain Reinforced and Prestressed", North-Holland Publishing Company, 1970.

¹⁴ Ref. N°19, Fernández Ruiz, Miguel, "Evaluación No Lineal de los Efectos Estructurales Producidos por las Deformaciones Diferidas del Hormigón y del Acero", 2003.

¹⁵ Ref. N°36, White, A.H., "Destruction of Cement Mortars and Concrete through Expansion and Contraction", ASTM Proc 11, 1911.

Según ACI 224.1R-93¹⁶, si la humedad superficial se evapora de la superficie del hormigón recién colocado más rápido de lo que puede ser reemplazada por el agua de exudación, el hormigón superficial se contrae. Debido a la restricción proporcionada por el hormigón debajo de la capa superficial que se seca, en el hormigón débil, plástico y en proceso de rigidización se desarrollan tensiones de tracción que provocan fisuras, que disipan las tensiones en su zona de influencia al liberar la deformación impuesta, poco profundas pero de profundidad variable, que pueden formar un patrón poligonal aleatorio, o bien pueden aparecer básicamente paralelas unas a otras, normalmente el ángulo entre fisuras suele estar comprendido entre 90° y 120°.

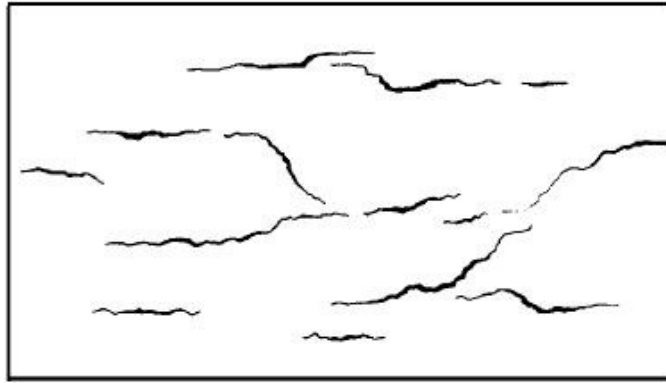


Fig. 3.1.1.2.1.1 Típica Fisuración por Retracción Plástica.¹⁷

Estudios efectuados sobre la relación entre la tasa de evaporación y la retracción que sufre el hormigón han establecido que esta relación aumenta a medida que la tasa de evaporación aumenta. Esto se puede observar en la Fig. 3.1.1.2.1.2¹⁸.

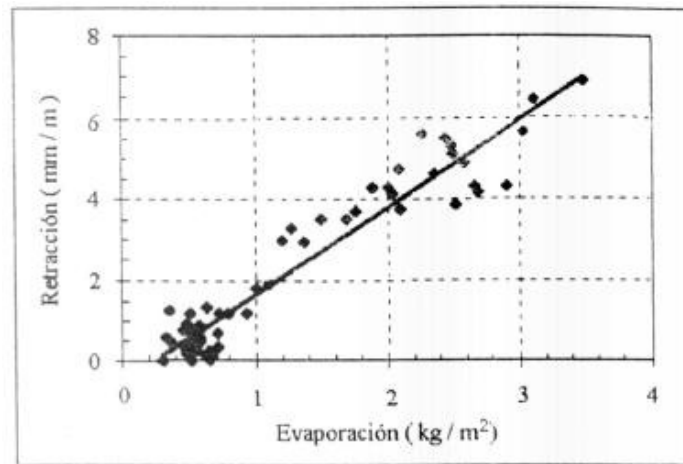


Fig. 3.1.1.2.1.2 Relación entre Tasa de Evaporación y Retracción.

¹⁶ Ref. N°8, ACI 224.1R-93, "Causes, Evaluation and Repair of Cracks in Concrete", ACI, 1993.

¹⁷ Ref. N°8, ACI 224.1R-93, "Causes, Evaluation and Repair of Cracks in Concrete", ACI, 1993.

¹⁸ Ref. N° 23, Holt, Erika, "Where Did These Cracks Come From?", Finlandia, 2000.

Esto nos brinda la idea de que si se protege la superficie, manteniendo una humedad superficial controlada, que no modifique las propiedades superficiales del hormigón, se puede controlar en forma satisfactoria el fenómeno de la retracción plástica.

Erika Holt, también determino las siguientes curvas de retracción v/s humedad adicional superficial, a través del tiempo, que se muestran en la Fig. 3.1.1.2.1.3. Se observa claramente que la retracción se controla con un aumento de la humedad superficial.

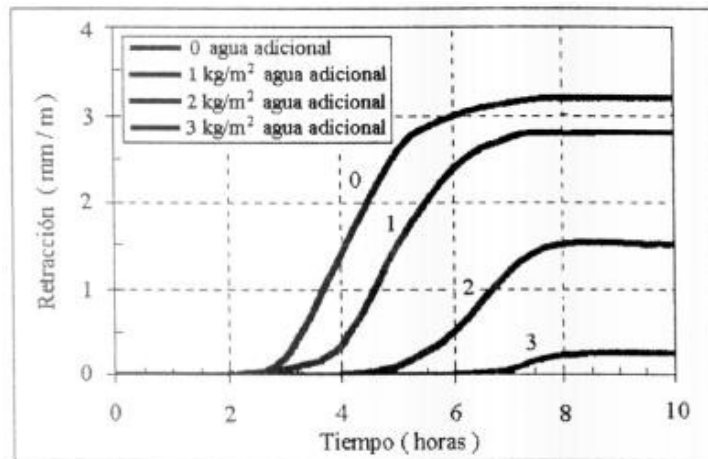


Fig. 3.1.1.2.1.3 Típica Curvas de Retracción v/s Humedad Adicional Superficial.

Otros factores que se han asociado a la aparición de fisuras por retracción plástica, y que deben tener un cierto control, son los siguientes:

- Temperatura Hormigón y Temperatura del Aire. La tasa de evaporación del agua de capilares y poros aumenta en la medida que la temperatura de la superficie del hormigón es mayor que la del aire que lo rodea.
- Humedad Relativa del Ambiente. Cuando la humedad relativa aumenta, entonces la humedad en el hormigón también aumenta produciéndose una expansión. Por otro lado, si la humedad relativa disminuye entonces se produce el efecto contrario en el hormigón, pues este se contrae, entonces si la humedad relativa disminuye se produce una mayor tasa de evaporación.
- Velocidad del Viento. Es un factor importante, ya que ciertos patrones de aire cíclicos, pueden crear condiciones favorables que produce secamiento por evaporación del contenido de agua presente en capilares y poros en el hormigón. Esto acelera el fenómeno de generación de tensiones capilares, que es el principio de la aparición de fisuras (responsable directo de la retracción).

Analizando un poco más a fondo el factor viento y sobre la base de la información extraída de la referencia N°23, podemos concluir que el viento, en superficies expuestas de hormigón aumenta en aproximadamente 7 veces la retracción con respecto al caso sin viento.

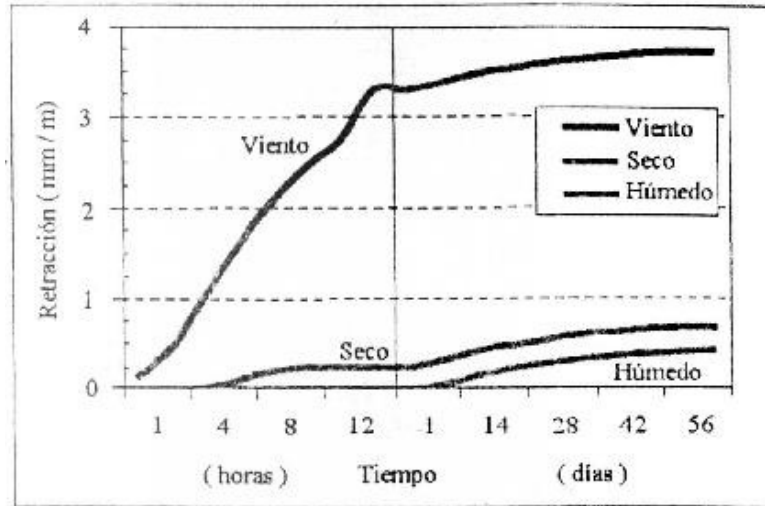


Fig. 3.1.1.2.1.4 Medición Efecto Viento Durante Primeras 12 horas y Días Posteriores.

La Fig. 3.1.1.2.1.5, obtenida también de los estudios efectuados por Erika Holt, muestra como un aumento en la velocidad del viento puede producir una evaporación de agua mayor, resultando índices de retracción plástica mayores. Sin embargo, después de aproximadamente 6 horas, el hormigón comienza a ser capaz de resistir las fuerzas producto de la retracción.

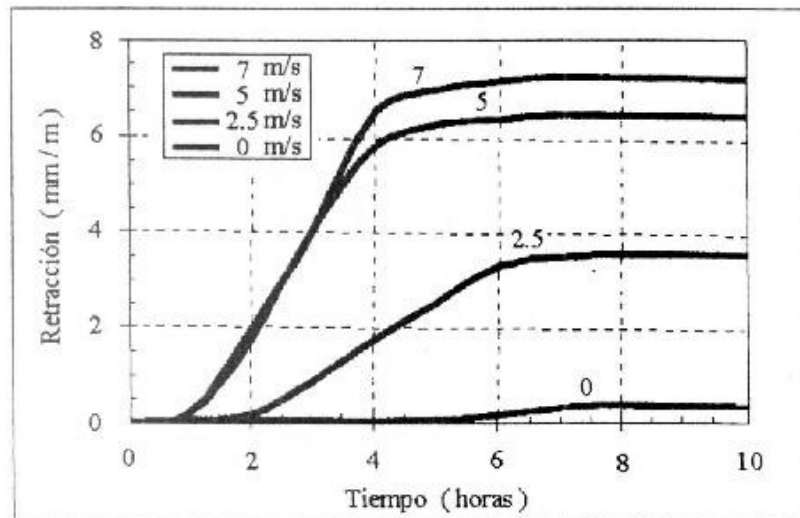


Fig. 3.1.1.2.1.5 Efecto Incremento Velocidad del Viento sobre Hormigón Fresco.

Para determinar la tasa de evaporación que sufre el hormigón, en función de los parámetros antes definidos, ACI dispone del siguiente gráfico que ayuda a determinarla.

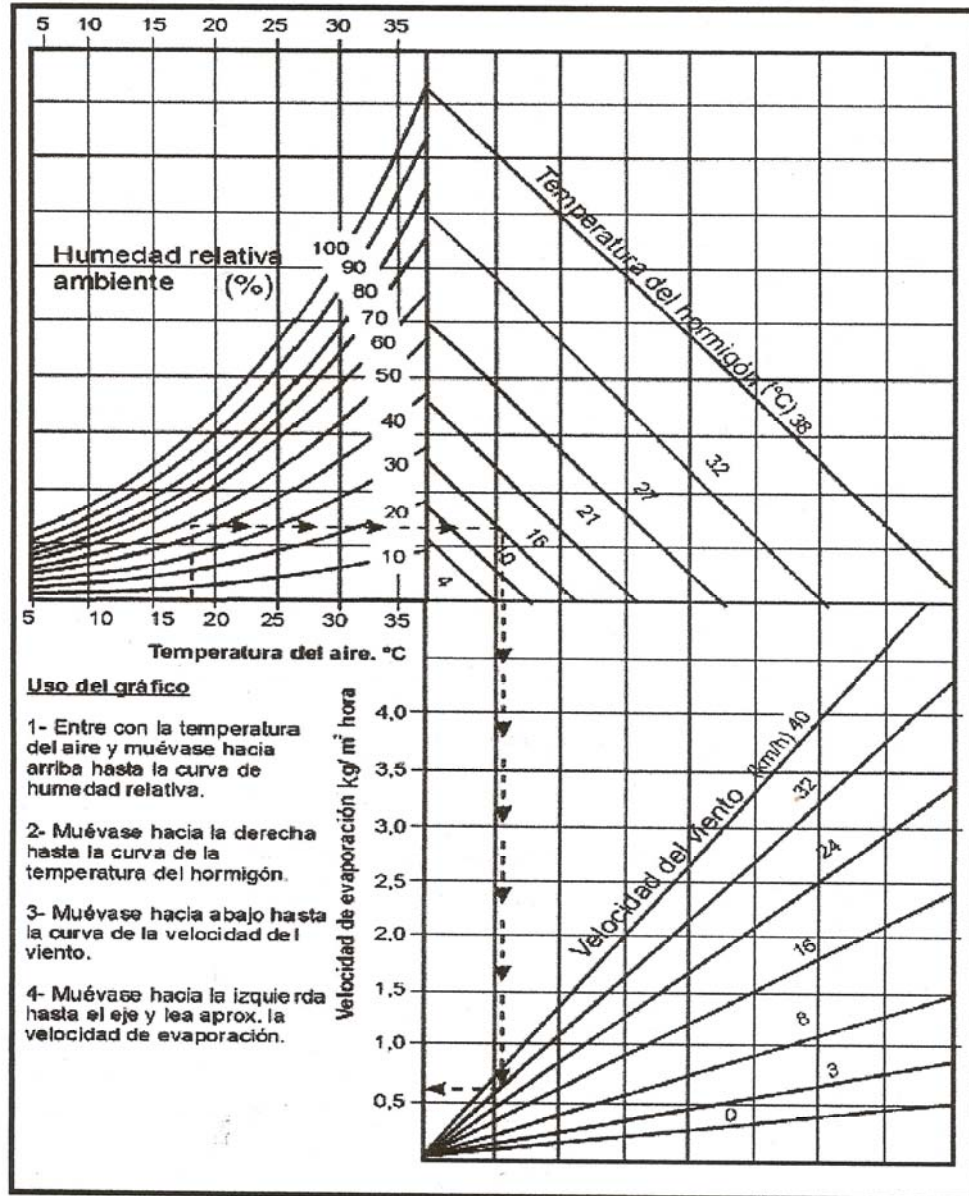


Fig. 3.1.1.2.1.6 Efecto Incremento de la Temperatura del Hormigón y del Aire, de la Humedad Relativa del Ambiente y de la Velocidad del Viento, Sobre la Tasa de Evaporación de la Humedad Superficial¹⁹.

¹⁹ Ref.Nº15, Contreras V., Juan Pablo, "Estudio de Fisuración en Losas de Hormigón Armado", Tesis Escuela de Ingeniería Universidad de Chile, 2004.

A continuación, en la Fig. 3.1.1.2.1.6 se muestra un posible esquema de deformación de fisuras a 90°, donde se supone que la resistencia en una dirección es ligeramente inferior a la resistencia en la dirección ortogonal.

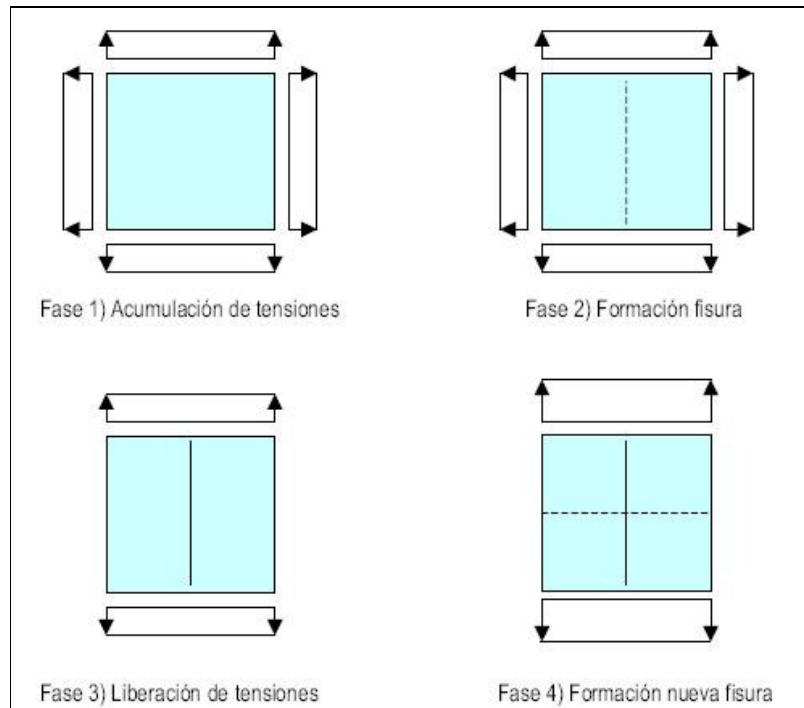


Fig. 3.1.1.2.1.6 Fisuración debido a Estado Tensional.²⁰

3.1.1.2.2. Retracción por Asentamiento Plástico.

El asentamiento plástico también se produce en las primeras horas del hormigón (cuando goza aún de la consistencia plástica), teniendo un origen meramente físico. La razón de que se produzca es que el hormigón fresco tiende a asentarse al subir la lechada hacia la superficie. La fisuración en este caso no es debida al estado tensional característico de la retracción plástica sino a que el asentamiento se ve coaccionado por la presencia de la armadura, lo que genera unas tracciones en el hormigón que no es capaz de resistir a edad temprana. Según ACI 224.1R-93²¹, el asentamiento aumenta a medida que aumenta el tamaño de las barras de refuerzo, que aumenta el asentamiento del hormigón y disminuye el recubrimiento. El grado de asentamiento se puede intensificar si el vibrado es insuficiente o si se emplean encofrados muy flexibles o con pérdidas.

²⁰ Ref. N°19, Fernández Ruiz, Miguel, "Evaluación No Lineal de los Efectos Estructurales Producidos por las Deformaciones Diferidas del Hormigón y del Acero", 2003.

²¹ Ref. N°8, ACI 224.1R-93, "Causes, Evaluation and Repair of Cracks in Concrete", ACI, 1993.

La fisura característica es denominada “tipo ola” que sigue una dirección dominante, la de las armaduras próximas al paramento. Esta fisuración puede tener alguna importancia en la durabilidad de las armaduras y para prevenirla es conveniente trabajar sobre la granulometría y dosificación del hormigón. Un esquema se presenta en la Fig. 3.1.1.2.2.1.

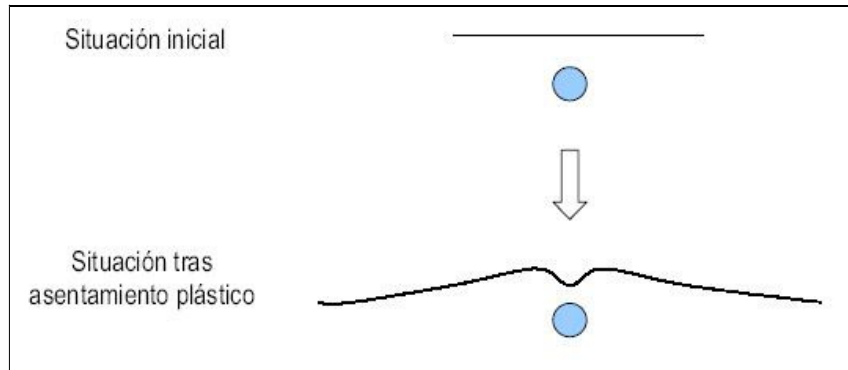


Fig. 3.1.1.2.2.1 Fisuración por Asentamiento.²²

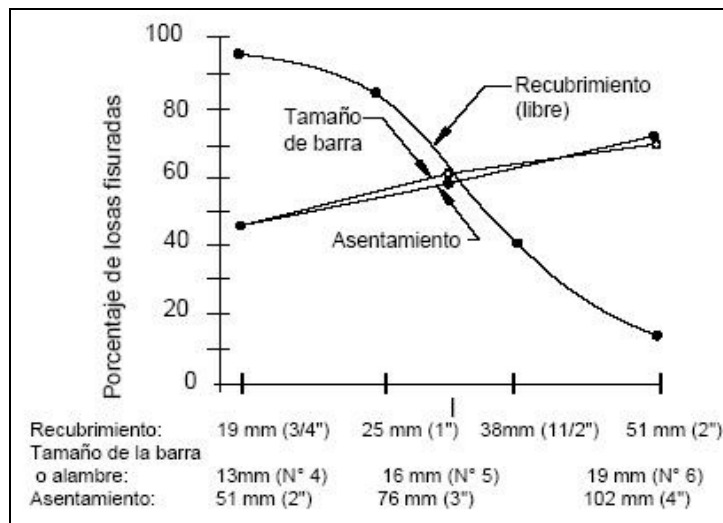


Fig. 3.1.1.2.2.2 Fisuración por Asentamiento Plástico en Función del Diámetro de la Barra, el Cono y el Recubrimiento.²³

²² Ref. N°19, Fernández Ruiz, Miguel, “Evaluación No Lineal de los Efectos Estructurales Producidos por las Deformaciones Diferidas del Hormigón y del Acero”, 2003.

²³ Ref. N°8, ACI 224.1R-93, “Causes, Evaluation and Repair of Cracks in Concrete”, ACI, 1993.

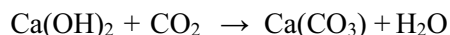
3.1.1.2.3. Retracción Autógena.

El fenómeno de retracción autógena se encuentra a medio camino entre la retracción plástica y la de secado, en cierta forma se puede afirmar que es una continuación de la retracción plástica debido a que se ve originada por las mismas causas (hidratación de la pasta de cemento) sin embargo se produce sobre el hormigón no en consistencia plástica sino endurecido. A diferencia de la retracción de secado, cuyo motor es el intercambio y diferencia de humedad con el medio, la retracción autógena se desarrolla aunque la humedad del ambiente sea igual a la de la pasta, continuando el proceso de hidratación con el agua incorporada en su fraguado.

En cualquier caso, los valores de retracción autógena suelen ser pequeños y normalmente se engloban dentro de las deformaciones producidas por la retracción de secado.²⁴ Bažan²⁵, la estima en aproximadamente un 5% del máximo valor que alcanza la de secado por lo que es partidario incluso de despreciarla. Sin embargo, para hormigones con relación agua/cemento menores a 0.40 la retracción autógena puede ser un componente importante de la retracción total medida.²⁶

3.1.1.2.4. Retracción por Carbonatación.

La retracción por carbonatación no es tan importante como la de secado pero la incrementa.²⁷ Se produce al combinarse el CO₂ del aire con el Ca(OH)₂ produciendo Ca(CO₃), con lo que carbonata la pasta de cemento:



La carbonatación es un fenómeno que comienza en la superficie y va progresando hacia dentro de la pieza. Sus efectos son:

- Disminuye el volumen.
- Aumento de la resistencia a compresión.
- Disminuye la alcalinidad del medio y su permeabilidad.

La carbonatación alcanza su máximo valor para humedades relativas entorno al 50-60% (según Verbeck, citado en Ref. N° 14) y todavía es más potente su efecto si existen oscilaciones de humedad.

²⁴ Ref. N°30, Pérez Caldentey, Alejandro, "Comportamiento en Servicio y Rotura del Hormigón Estructural. Estudio Teórico y Experimental", Tesis Doctoral, Ed. ACHE 1996

²⁵ Ref. N°11, Bažan, Z.P. y otros, "Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete", John Wiley and son, New York, 1998.

²⁶ Ref. N°6, "ACI 209.1R-05, "Report on Factors Affecting Shrinkage and Creep of Hardened Concrete", ACI, 2005.

²⁷ Ref. N°20, Fernández, Cánovas M., "Hormigón", Ed. Colegio de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 1996

El efecto sobre la alcalinidad del hormigón es posiblemente el más destacado de la carbonatación (más que el de la retracción por carbonatación asociada) al tener una incidencia directa en la corrosión de las armaduras y por eso se toman medidas para limitarla.

El efecto que provoca la carbonatación del hormigón es la desaparición de la autopasivación de las armaduras al reducirse el elevado pH del medio debido a la disminución de su contenido en $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Cabe destacar que Bažan es partidario también de despreciar la retracción por carbonatación al afectar normalmente a una capa muy superficial del mismo (menor de 1 mm).

3.1.1.2.5. Retracción por Secado.

El fenómeno de retracción por secado es una de las causas de la fisuración del hormigón. Esta retracción es provocada por la pérdida del agua libre de la pasta cementicia, la cual se puede contraer hasta un 1%. Sin embargo, los agregados proveen una restricción interna que reduce la magnitud de este cambio de volumen a aproximadamente 0.06%. Cuando se humedece el hormigón tiende a expandirse.²⁸

Estos cambios de volumen inducidos por los cambios de humedad son una característica propia de los hormigones. Si esta retracción no estuviese restringida el hormigón no se fisuraría. Es la combinación entre las retracciones y las restricciones (generalmente proporcionada por otra parte de la estructura o por la subrasante) lo que provoca el desarrollo de tensiones de tracción.

La magnitud de las tensiones de tracción inducidas por los cambios de volumen está influenciada por una combinación de diferentes factores, los más importantes²⁹ se señalan a continuación:

- Magnitud de la retracción.
- Grado de restricción.
- Módulo de elasticidad.
- Magnitud de la fluencia lenta.

El primer modelo importante sobre la retracción de secado se debe a Pickett (1946). En el mismo proponía que el cambio de volumen en el hormigón era proporcional a su pérdida de agua. Este modelo era demasiado simple, ya que no incluía el efecto del tamaño de los poros, la difusión de la humedad dentro de la pasta y otras variables significativas del fenómeno³⁰, pero muestra como ya entonces se intuía el proceso fundamental detrás de la retracción por secado.

²⁸ Ref. N°8, ACI 224.1R-93, "Causes, Evaluation and Repair of Cracks in Concrete", ACI, 1993.

²⁹ Ref. N°8, ACI 224.1R-93, "Causes, Evaluation and Repair of Cracks in Concrete", ACI, 1993.

³⁰ Ref. N°19, Fernández Ruiz, Miguel, "Evaluación No Lineal de los Efectos Estructurales Producidos por las Deformaciones Diferidas del Hormigón y del Acero", 2003

El estudio del fenómeno descrito por Fernández (Ref. N°19), muestra que la retracción de secado es la componente fundamental de la retracción, desarrollándose sobre el hormigón endurecido. La tabla 3.1.1.2.5.1, extraída del estudio antes señalado, establece la influencia de diferentes factores sobre la retracción, claro esta que los efectos sobre la retracción son difícil de cuantificar debido a que algunos factores son antagónicos de otros y a que no todos tienen la misma importancia, pero en general se puede citar los siguientes efectos que producen.

Variable	Efecto sobre la retracción al aumentar la variable
Humedad	Disminuye
Madurez	Disminuye
Espesor	Disminuye
Agua / Cemento	Aumenta
Resistencia f_c	Disminuye
Temperatura	Aumenta
Arido / Cemento	Disminuye

Tabla 3.1.1.2.5.1 Influencia de los Factores en la Retracción.

Sobre las distintas variables estudiadas, se puede decir que el grado de humedad y por lo tanto los intercambios de agua entre la pieza y el ambiente son el motor de la retracción. Sobre el resto de las variables, salvo la relación árido/cemento, pueden ser entendidas como factores que favorecen o dificultan dicho intercambio, aumentando o disminuyendo respectivamente la retracción del elemento de hormigón. El menos influyente puede ser la temperatura.

La relación árido/cemento, influye en la retracción debido a que los áridos en general no presentan deformaciones de retracción y por lo tanto un mayor porcentaje de los mismos llevará consigo una menor retracción del conjunto. Profundizando más sobre este punto, el informe de ACI 209.1R-05,³¹ señala que la retracción del hormigón S_C se relaciona con la retracción de la pasta de cemento S_P y el volumen del contenido de agregado g de acuerdo a la siguiente ecuación;

$$S_C = S_P(1 - g)n \quad \text{Ec. 3.1.1.2.5.1}$$

Donde

- S_P = retracción de la pasta.
- S_C = retracción del hormigón.
- g = fracción volumétrica del agregado.
- n = variable.

³¹ Ref. N°6, "ACI 209.1R-05, "Report on Factors Affecting Shrinkage and Creep of Hardened Concrete", ACI, 2005

Los valores sugeridos de n oscilan entre 1,2 y 1,7. La mayor parte del hormigón que se utiliza en construcción en general tiene fracciones volumétricas de agregado entre 0,6 y 0,8. En la Fig. 3.1.1.2.5.1 se muestra el efecto del contenido fraccional de agregado en la retracción por secado de 0 a 50% (Pickett 1956).

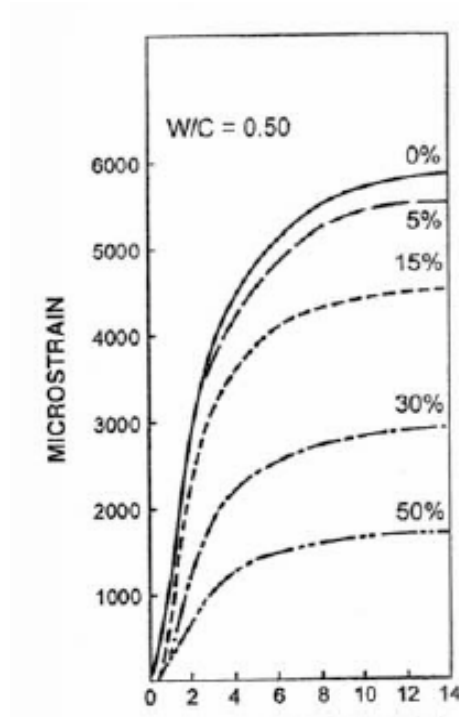


Fig. 3.1.1.2.5.1 Influencia del Contenido Volumétrico de Agregado en la Retracción por Secado del Hormigón (Pickett 1956).³²

El tamaño y graduación del agregado influyen de la siguiente forma, al incrementar el tamaño máximo del agregado, y disminuir simultáneamente el contenido de pasta, se reducirá la retracción por secado. Por otro lado y en forma relacionada, un agregado más redondeado puede dar como resultado un descenso del contenido de pasta que a su vez producirá menor retracción. La Fig. 3.1.1.2.5.2 muestra esta relación.

³² Ref. N°6, "ACI 209.1R-05, "Report on Factors Affecting Shrinkage and Creep of Hardened Concrete", ACI, 2005.

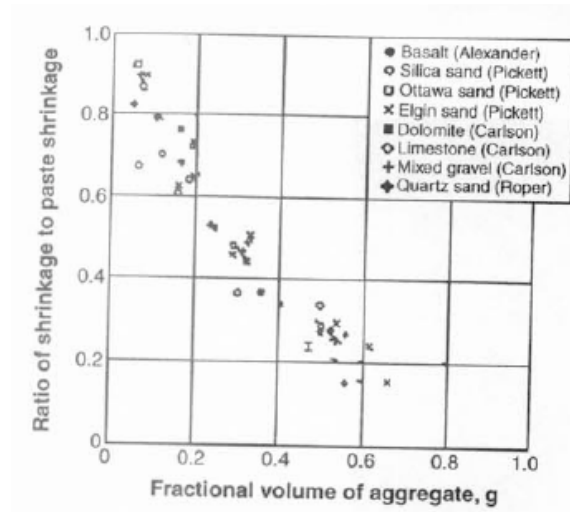


Fig. 3.1.1.2.5.2 Efecto de la Fracción Volumétrica de Agregado. El gráfico muestra que la retracción del hormigón no se relaciona en forma lineal al volumen fraccional del agregado.³³

También es importante señalar que un hormigón que posee un agregado con alto módulo de elasticidad tenderá a presentar una menor retracción por secado que el concreto que contiene un agregado con un módulo de elasticidad menor. La Fig. 3.1.1.2.5.3 muestra esta relación.

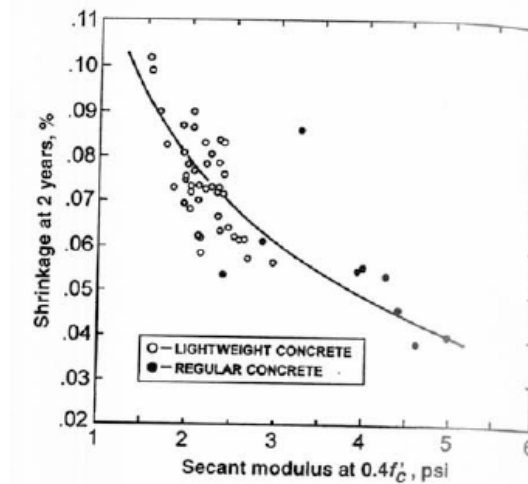


Fig. 3.1.1.2.5.3 Relación entre la Retracción por Secado luego de 2 años y el Módulo Secante de Elasticidad de Hormigón Normal y Liviano Ensayado a una Razón Tensión-Resistencia de 0.4 a 28 días.³⁴

³³ Ref. N°6, "ACI 209.1R-05, "Report on Factors Affecting Shrinkage and Creep of Hardened Concrete", ACI, 2005.

³⁴ Ref. N°6, "ACI 209.1R-05, "Report on Factors Affecting Shrinkage and Creep of Hardened Concrete", ACI, 2005.

El tratamiento que en las diferentes normas se les da a los parámetros que influyen en la retracción de secado, queda reflejado en la tabla 3.1.1.2.5.2.

Normativa	HR	Espesor	T curado	T evaluación	Resist. concreto	Tipo concreto	Tipo curado	Cono Abrahm	Conten. arena	Conten. concreto	Conten. aire
<i>ACI 209</i> ³⁶	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
<i>MC -90</i> ³⁷	x	x	x	x	x	x					
<i>EHE</i> ³⁸	x	x	x	x	x						
<i>CEB -78</i> ³⁹	x	x	x	x							
<i>B-3</i> ⁴⁰	x	x	x	x	x	x	x				

Tabla 3.1.1.2.5.2 Tratamiento de Factores en la Retracción Utilizados por Diferentes Normas.

3.1.1.3. Fenómeno de Fluencia.

Como anteriormente se había definido, el fenómeno de fluencia corresponde a la diferencia entre la deformación total que sufre una pieza definida en un medio ambiente determinado a lo largo del tiempo cuando se encuentra sometida a una carga exterior y la deformación de retracción. Existen distintas clasificaciones sobre los fenómenos producidos por la fluencia, Neville (Ref. N° 10), muestra dos de los más importantes:

- La primera de las clasificaciones podría decirse que es “por sus efectos”:
 - Fluencia Primaria. Es la parte de la deformación diferida que puede recuperarse tras un proceso de descarga.
 - Fluencia Secundaria. Corresponde a la parte no recuperable de la deformación diferida.
 - Fluencia Terciaria. Según el nivel de tensiones puede desarrollarse además una deformación adicional.
- La segunda es una clasificación “por sus causas”:
 - Fluencia Básica: La que se produce en una probeta sellada sin intercambio de humedad con el exterior.
 - Fluencia de Secado: Se define como la diferencia entre la fluencia total y la básica.

³⁶ Ref. N°5, ACI 209R-92, “Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures”, ACI, 1997

³⁷ Ref. N°12, “CEB-FIB Model Code 1990”, Comité Euro-International du Béton, 1990.

³⁸ Ref. N°16, “EHE, Instrucción de Hormigón Estructural”, Ministerio de Fomento, Madrid, 2008.

³⁹ Ref. N°13, “CEB-CEB-FIB Model Code 1978”, Comité Euro-International du Béton, 1978.

⁴⁰ Ref. N°33, “RILEM Model B-3”, Draft RILEM Recommendation, 1995.

Esta última clasificación es la más utilizada y difundida, pero también la primera tiene un cierto interés al introducir el concepto de una deformación adicional con estados elevados carga (fenómeno conocido como fluencia no lineal a altas tensiones).

3.1.1.3.1. Fluencia Básica.

Para entender los mecanismos que son la causa de la fluencia básica, existen diferentes explicaciones, pero que en definitiva se reducen a que el motor que produce estas deformaciones de fluencia se encuentra en los fenómenos de reestructuración interna de la microestructura de la pasta de cemento, procesos que finalizan en configuraciones de menor volumen.

3.1.1.3.2. Fluencia de Secado.

Este tipo de fluencia tiene un origen que aún no está completamente determinado. A continuación se presentan dos propuestas con teorías sobre el origen de este tipo de fluencia:

- La primera está basada en estudios efectuados por Wittmann sobre la diferencia en el valor de la retracción entre probetas fisuradas y no fisuradas (según el nivel de tensiones de compresión), capaz de explicar en parte la existencia de las deformaciones de la fluencia de secado (mecanismos aparentes)⁴¹
- La segunda tiene en cuenta el posible efecto de bombeo del agua al aplicar una tensión acelerando el secado del elemento.

En cierta forma (y debido a que la retracción se puede medir al igual que la fluencia básica) la fluencia de secado se puede obtener como diferencia entre la deformación total y la suma del resto de deformaciones diferidas. Por lo tanto, al estar definida de esta manera, permite ajustar el valor de la deformación total y por eso debe englobar todos los fenómenos restantes que tienen lugar.

3.1.1.3.3. Factores que Influyen en el Valor de la Fluencia.

El tratamiento para entender los factores que influyen en el valor puede realizarse al analizar en conjunto la fluencia básica y la de secado, esto debido a que ambas representan el mismo fenómeno con la salvedad de que en una de ellas (fluencia básica) una de las variables (humedad relativa) se mantiene constante durante el proceso (lo que hace a su vez que otras variables no afecten, como por ejemplo el espesor de la pieza). Sin embargo esto no asegura que la fluencia de secado sólo se vea afectada por la humedad relativa, el resto de variables también tienen su influencia en ella.

La tabla 3.1.1.3.3.1 muestra un resumen con el efecto de los principales factores en las deformaciones de fluencia, realizado por Neville (citado en la Ref. N°18).

⁴¹ Ref. N°19, Fernández Ruiz, Miguel, "Evaluación No Lineal de los Efectos Estructurales Producidos por las Deformaciones Diferidas del Hormigón y del Acero", 2003.

Variable	Efecto sobre la fluencia al aumentar la variable
Humedad	Disminuye
Espesor	Disminuye
Relación σ/f_c	Aumenta
Tipo de árido	Variable según árido
Agua / Cemento	Aumenta
Temperatura	Aumenta
Curado	Disminuye
Revibración	Disminuye

Tabla 3.1.1.3.3.1 Influencia de los Factores en la Fluencia.

De los resultados anteriores, existen dos variables que son fundamentales y que controlan en gran medida el proceso, las cuales son la transferencia de humedad⁴² (para la fluencia de secado) y la relación σ/f_c (fluencia no lineal). Ambos aspectos, la transferencia de humedad y la fluencia no lineal a altas tensiones, invalidan el comportamiento lineal supuesto para el coeficiente de fluencia. En los rangos habituales de espesores y con tensiones inferiores al 40% de la resistencia a compresión del hormigón las desviaciones de la linealidad suelen ser asumibles. Sin embargo, cuando ambas son claramente rebasadas, la desviación puede llegar a ser muy importante.

En cuanto al resto de los factores, el tipo de árido es una variable completamente independiente de las anteriores, los áridos tipo basalto o cuarzo son los que presentan una menor fluencia, en cambio los áridos tipo grava de río son los que producen mayores deformaciones de fluencia, esto implica que son una variable de gran importancia en los resultados finales. En general, la fluencia básica se ve afectada fundamentalmente por los factores relacionados con la resistencia y composición de los materiales que constituyen el hormigón, mientras que en la de secado influyen además todas las variables que afectan a la transferencia de humedad entre la pieza y el ambiente.

⁴² Fernández (Ref. N°18), establece que cuanto mayor sea la humedad exterior y por lo tanto menor la diferencia con la pieza, menor será también el gradiente existente entre pieza-ambiente.

El tratamiento que se les da a los diferentes parámetros que influyen en la deformación por fluencia, queda reflejado en la tabla 3.1.1.3.3.2.

Normativa	HR	Espesor	T curado	T evaluación	Resist. concreto	Contenido gruesos	Tipo curado	Cono Abrahm	Conten. arena	Conten. concreto	Conten. aire
<i>ACI 209</i> ⁴³	x	x	x	x		x	x	x	x		x
<i>MC -90</i> ⁴⁴	x	x	x	x	x						
<i>EHE</i> ⁴⁵	x	x	x	x	x						
<i>CEB -78</i> ⁴⁶	x	x	x	x							
<i>B-3</i> ⁴⁷	x	x	x	x	x	x			x	x	

Tabla 3.1.1.3.3.2 Tratamiento de Factores en la Deformación por Fluencia Utilizados por Diferentes Normas.

⁴³ Ref. N°5, ACI 209R-92 "Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures", ACI, 1997

⁴⁴ Ref. N°12, "CEB-FIB Model Code 1990", Comité Euro-International du Béton, 1990.

⁴⁵ Ref. N°16, "EHE, Instrucción de Hormigón Estructural", Ministerio de Fomento, Madrid, 2008.

⁴⁶ Ref. N°13, "CEB-CEB-FIB Model Code 1978", Comité Euro-International du Béton, 1978.

⁴⁷ Ref. N°33, "RILEM Model B-3", Draft RILEM Recommendation, 1995.

**CAPITULO 4 ENFOQUE DE LAS NORMATIVAS FRENTE AL FENOMENO DE
FISURACION**

4.1. ENFOQUE DE LAS DIFERENTES NORMAS SOBRE EL PROBLEMA DE RETRACCION EN EL HORMIGON.

En este capítulo se presentan los diferentes enfoques y recomendaciones, con que se enfrenta el problema de la retracción del hormigón como también las normas e instrucciones más usadas relativas al diseño de estructuras de hormigón armado.

Se analizan las siguientes normativas;

- “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentarios, ACI 318-05 y ACI 318R-05”, American Concrete Institute, 2005.
- “AASHTO, Standard Specifications for Highway Bridges”, 16th Editions, 1996.
- “AASHTO LRFD, Bridge Design Specifications”, 2007.
- “EHE, Instrucción de Hormigón Estructural”, Ministerio de Fomento, Madrid, 2008.
- “Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Buildings”, European Committee for Standardization. Bruselas 2002
- “CEB-FIB Model Code 1990”, Comité Euro-International du Béton, First Draft, Lausanne, 1990.
- “RILEM Model B-3”, Draft RILEM Recommendation, Material and Structures, Vol 28, 1995.

Adicionalmente, se ha estudiado la línea seguida por Jean Paúl Jaccoud, enfocada al estudio de tirantes sometidos a deformaciones controladas y los requerimientos complementarios que se realizan en el comité ACI 209.

4.1.1. REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL Y COMENTARIOS, ACI 318-05 y ACI 318R-05.

Los criterios y recomendaciones que se presentan en este capítulo, son un complemento entre las indicaciones que se estipulan en el código ACI 318-05 y las recomendadas por el comité ACI 209.

4.1.1.1. Modelo de Retracción

El comité ACI 209, establece el siguiente modelo para estimar la retracción potencial de elementos de hormigón. Se conserva la numeración y nomenclatura establecida en la norma.

$$(\varepsilon_{sh})_t = \frac{t^\alpha}{f + t^\alpha} (\varepsilon_{sh})_u \quad (Ec.2.7) \quad Ec. 4.1.1.1.1$$

La ecuación anterior puede considerarse como el producto de dos funciones, la primera es en función del tiempo de curado transcurrido y del tipo de curado, si es curado en agua o curado al vapor, y la segunda corresponde al valor de retracción última, y que es necesaria ajustar dependiendo de los diferentes factores de influencia.

La función del tiempo de curado, esta sujeta a las siguientes consideraciones:

- El valor de la variable t , corresponde al tiempo (en días) cuando se comienza a considerar la retracción, esto es después de aplicado el curado húmedo inicial, cuando comienza a perder humedad.
- La constante α , tiene valores entre el rango 0.90 y 1.10.
- El valor de f se determina de entre los siguientes valores:
 - 35, para curado en agua.
 - 55, para curado en vapor.

La función de retracción última, tiene la siguiente expresión:

$$(\varepsilon_{sh})_u = 780 \times 10^{-6} (\gamma_{sh}) \quad Ec. 4.1.1.1.2$$

El factor γ_{sh} corresponde al factor modificador.

Además, esta sujeta a los valores de corrección de los diferentes factores de influencia, que se muestran a continuación.

- Tiempo de curado inicial (t_o) en días:

La ecuación que modifica el valor de la retracción última es definida por:

$$(\gamma_{la}) = -0.1015 \ln(t_o) + 1.202 \quad \text{Ec. 4.1.1.1.3}$$

La tabla 4.1.1.1.1 muestra valores de γ_{la} característicos.

Tiempo de Curado (días)	Factor γ_{la}
1	1.2
3	1.1
7	1.0
14	0.93
28	0.86
90	0.75

Tabla. 4.1.1.1.1 Factor de Corrección por Tiempo de Curado γ_{la} .

- Humedad Relativa del Ambiente de Exposición (λ) en %:

La ecuación que modifica el valor de la retracción última es definida por:

$$(\gamma_{\lambda}) = \begin{cases} 1.40 - 0.0102\lambda & \text{para } 40 \leq \lambda \leq 80 & (\text{Ec.2-15}) & \text{Ec. 4.1.1.1.4} \\ 3.00 - 0.030\lambda & \text{para } 80 < \lambda \leq 100 & (\text{Ec.2-16}) & \text{Ec. 4.1.1.1.5} \end{cases}$$

Para valores de (λ) menores a 40, el valor de (γ_{λ}) debe tomarse como 1.0.

La tabla 4.1.1.1.2 muestra valores de γ_{la} característicos.

Humedad Relativa (%)	Factor γ_{λ}
<40	1.00
40	1.00
50	0.90
60	0.80
70	0.70
80	0.60
90	0.30
100	0.00

Tabla. 4.1.1.1.2 Factor de Corrección por Humedad Relativa γ_{λ} .

- Método del Grosor Medio, h en (mm):

Para valores de espesor medio menores a 150mm se deben emplear los valores que entrega la tabla 4.1.1.1.3, que corresponde a los valores del CEB.

Espesor Medio del Miembro (mm)	Factor γ_h (< 1 año)	Factor γ_h (valor último)
51	1.35	1.35
76	1.25	1.25
104	1.17	1.17
127	1.08	1.08

Tabla 4.1.1.1.3 Factor de Corrección por Espesor Medio del Miembro.

La ecuación que modifica el valor de la retracción última, cuando el valor del espesor medio se encuentre en el rango de 150-380mm esta definida por:

$$(\gamma_h) = \begin{cases} 1.23 - 0.00015h & \text{durante primer año} & (Ec.2-19a) & \text{Ec. 4.1.1.1.6} \\ 1.17 - 0.00114h & \text{para valor último} & (Ec.2-20a) & \text{Ec. 4.1.1.1.7} \end{cases}$$

La tabla 4.1.1.1.4 muestra valores de γ_h característicos.

Espesor Medio del Miembro (mm)	Factor γ_h (< 1 año)	Factor γ_h (valor último)
152	1.00	1.00
203	0.93	0.94
254	0.85	0.88
305	0.77	0.82
381	0.66	0.74

Tabla 4.1.1.1.4 Factor de Corrección por Espesor Medio del Miembro.

- Razón Volumen / Superficie Expuesta, v/s expresada en (mm):

La ecuación que modifica el valor de la retracción última es definida por:

$$(\gamma_{vs}) = 1.20 \cdot \exp\left(-0.0047 \cdot \frac{v}{s}\right) \quad (\text{Ec.2} - 22a) \quad \text{Ec. 4.1.1.1.8}$$

La tabla 4.1.1.1.5 muestra valores de γ_h característicos.

Relación Volumen / Superficie Expuesta (mm)	Factor $\gamma_{v/s}$
25	1.06
38	1.00
51	0.94
76	0.84
102	0.74
127	0.66
152	0.58
203	0.46
254	0.36

Tabla 4.1.1.1.5 Factor de Corrección por Relación Volumen/Superficie Expuesta $\gamma_{v/s}$.

- Trabajabilidad medida por Cono de Abrams, s en (mm):

La ecuación que modifica el valor de la retracción última es definida por:

$$(\gamma_s) = 0.89 + 0.00161 \cdot s \quad (Ec.2-24a) \quad Ec. 4.1.1.1.9$$

- Porcentaje de Agregado Fino, ψ en (%):

La ecuación que modifica el valor de la retracción última es definida por:

$$(\gamma_\psi) = \begin{cases} 0.30 + 0.014\psi & \text{para } \psi \leq 50 & (Ec.2-26) & Ec. 4.1.1.1.10 \\ 0.90 + 0.002\psi & \text{para } \psi > 50 & (Ec.2-27) & Ec. 4.1.1.1.11 \end{cases}$$

Donde ψ es la relación de agregado fino vs agregado totales (%):

- Contenido de Cemento, c expresado en (kg /m³):

La ecuación que modifica el valor de la retracción última es definida por:

$$(\gamma_c) = 0.75 + 0.00061 \cdot c \quad (Ec.2-28a) \quad Ec. 4.1.1.1.12$$

- Contenido de Aire, α expresado en (%):

La ecuación que modifica el valor de la retracción última es definida por:

$$(\gamma_\alpha) = 0.95 + 0.008 \cdot \alpha \quad (Ec.2-30) \quad Ec. 4.1.1.1.13$$

4.1.1.2. Modelo de Fluencia

El comité ACI 209, establece en el numerando 5.1 que en la combinación de fluencia y retracción, las tensiones y deformaciones generadas al interior del elemento de hormigón no estarán relacionadas por la ley de Hooke. Es por esto que se establece en el numerando 5.2 que la predicción de deformaciones puede establecerse mediante la aplicación del método del módulo efectivo ajustado por envejecimiento, cuya ecuación principal se muestra a continuación.

$$E_{ca} = \frac{E_{ci}}{(1 + \chi \cdot v_t)} \quad (Ec.5.1) \quad Ec. 4.1.1.2.1$$

Debido a que el concreto en la medida que transcurre el tiempo envejece, entonces las deformaciones son mucho menos que las que podrían aparecer si la misma variación de tensiones ocurriese justo después del instante de aplicación de la primera carga.

Como señala el comité en base a referencias citadas⁴⁸ este método es mejor en precisión teórica que otros métodos simplificados en el análisis del fenómeno del creep y es, al mismo tiempo, uno de los más simples de aplicar.

En similitud al método del modulo efectivo, este método consiste en un análisis elástico con un modulo elástico modificado.

En la ecuación 4.1.1.2.1, que define al método, la variable χ , corresponde al coeficiente de envejecimiento y depende de la edad cuando es aplicada la primera carga y del tiempo de aplicación de la carga.

La tabla 5.1.1 definida en la norma, establece valores del coeficiente χ . Para interpolar valores en la mencionada tabla, es mejor asumir una dependencia lineal en los logaritmos.

$t-t_{la}$ days	v_u	t_0 in days			
		10^1	10^2	10^3	10^4
10^1	0.5	.525	.804	.811	.809
	1.5	.728	.826	.825	.820
	2.5	.774	.842	.837	.830
	3.5	.806	.856	.848	.839
10^2	0.5	.505	.888	.916	.915
	1.5	.739	.919	.932	.928
	2.5	.804	.935	.943	.938
	3.5	.839	.946	.951	.946
10^3	0.5	.511	.912	.973	.981
	1.5	.732	.943	.981	.985
	2.5	.795	.956	.985	.988
	3.5	.830	.964	.987	.990
10^4	0.5	.501	.899	.976	.994
	1.5	.717	.934	.983	.995
	2.5	.781	.949	.986	.996
	3.5	.818	.958	.989	.997

Tabla 4.1.1.2.1 ACI 209R-92 (Reapproved 1997) Tabla 5.1.1 Coeficiente de Envejecimiento χ .

⁴⁸ Bažan, Z.P., and Najjar, L.J., "Comparison of Approximate Linear Methods for Concrete Creep," Journal of Struct. Div., Proceedings ASCE, V. 99, ST9, September 1973, pp. 1851-1874.

Bruegger, J.P., "Methods of Analysis of the Effects of Creep in Concrete Structures," Thesis at the University of Toronto, Dept. of Civil Engineering, 1974.

La ecuación 4.1.1.2.1 entonces queda definida por los siguientes términos:

- E_{ci} : Módulo elástico inicial del hormigón al tiempo de la aplicación de la carga.
- χ : Coeficiente de Envejecimiento que depende del tiempo.
- ν : Coeficiente de fluencia (creep) que depende del tiempo. El comité ACI 209R-92 establece la siguiente expresión para el coeficiente de fluencia (creep).

$$\nu_t = \frac{t^{0,60}}{10 + t^{0,60}} \nu_u \quad (\text{Ec.2-8}) \quad \text{Ec. 4.1.1.2.2}$$

En ausencia de datos específicos acerca de la fluencia (creep) en las condiciones y los agregados, el coeficiente ν_u debe ser tomado como:

$$\nu_u = 2,35 \gamma_c \quad \text{Ec. 4.1.1.2.3}$$

Este valor debe ser ajustado por diversos factores de corrección que se señalan a continuación:

- Factor de corrección por el tiempo γ_a .

$$\gamma_a = 1,25(t_{la})^{-0,118} \quad (\text{Ec.2-11}) \quad \text{Ec. 4.1.1.2.4}$$

Donde t_{la} corresponde a la edad hasta que se aplica la tensión, (días).

- Factor de corrección por razón volumen-superficie γ_{vs} .

$$\gamma_{vs} = 2/3(1 + 1.13 \exp^{(-0,54 v/s)}) \quad (\text{Ec.2-21}) \quad \text{Ec. 4.1.1.2.5}$$

Donde v corresponde al volumen del elemento, (mm^3).

s corresponde a la superficie expuesta del elemento, (mm^2).

- Factor de corrección por humedad relativa γ_λ .

$$\gamma_\lambda = 1,27 - 0,0067\lambda \quad (\text{Ec.2-14}) \quad \text{Ec. 4.1.1.2.6}$$

Donde λ corresponde a la humedad relativa, (%) $40 \leq \lambda \leq 100$.

La Fig. 4.1.1.2.1 obtenida de la referencia 15, nos muestra los resultados de dos curvas, la primera (en color), muestra las solicitaciones inducidas en una estructura si la retracción de secado fuese restringida y la segunda, muestra la resistencia a tracción del hormigón en función del tiempo. El resultado principal es que el punto de intersección entre ambas curvas señalaría el momento teórico en que deberían empezar a producirse las primeras fisuras en la estructura producto del efecto de la retracción por secado.

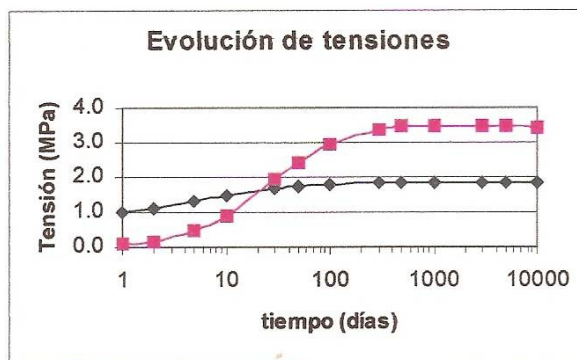


Fig. 4.1.1.2.1 Evolución de Tensiones en el Tiempo⁴⁹.

Para la obtención de los datos graficados se han empleado las siguientes ecuaciones:

- $\sigma(t)$ Tensiones (MPa)

$$\sigma(t) = E_{ca}(t) \cdot \varepsilon_{sh}(t) \quad \text{Ec. 4.1.1.2.7}$$

- f_t Resistencia a tracción (MPa)

$$f_t = 0,33 \cdot \sqrt{f_c} \quad \text{Ec. 4.1.1.2.8}$$

- E_{ci} Módulo de elasticidad de corto plazo (MPa)

$$E_{ci} = 4700 \cdot \sqrt{f_c} \quad \text{Ec. 4.1.1.2.9}$$

- f_c Resistencia a compresión (MPa)

$$f_c = f_{c,u} \frac{t}{7+t} \quad \text{Ec. 4.1.1.2.10}$$

- $f_{c,u}$ Resistencia última a compresión (MPa)
- t Edad (días)

⁴⁹ Ref.Nº15, Contreras V., Juan Pablo, "Estudio de Fisuración en Losas de Hormigón Armado", Tesis Escuela de Ingeniería Universidad de Chile, 2004

4.1.1.3. Recomendaciones ACI 318-05.

El código ACI 318-05, establece la diferencia entre dos tipos de losas, losas sin vigas y losas con vigas.

- Losas sin vigas: Se refiere a losas planas sin vigas de apoyo en sus bordes.
- Losas con vigas: Se refiere a losas que en sus bordes tienen vigas de apoyo.

Se mostrara a continuación criterios relativos a losas sin vigas, solo como comentarios, ya que la losa en estudio, claramente no pertenece a esta categoría.

Se mantiene la numeración y nomenclatura utilizada en la norma.

a) Espesor de losas, en losas sin vigas.

El numerando 9.5.2.1 establece que las alturas o espesores mínimos establecidos en la Tabla 9.5(a) deben aplicarse a los elementos en una dirección.

	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$
NOTAS: Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en elementos de concreto de peso normal ($w_c = 2\,400\text{ kg/m}^3$) y refuerzo grado 420 MPa. Para otras condiciones, los valores deben modificarse como sigue: (a) Para concreto liviano estructural de peso unitario w_c dentro del rango de 1 500 a 2 000 kg/m^3 , los valores de la tabla deben multiplicarse por $(1.65 - 0.0003w_c)$, pero no menos de 1.09. (b) Para f_y distinto de 420 MPa, los valores de esta tabla deben multiplicarse por $(0.4 + f_y/700)$.				

Tabla 4.1.1.3.1 Norma ACI 318-05 Tabla 9.5(a). Espesores Mínimos de Losas Reforzadas en una Dirección.

El numerando 9.5.3.2 establece que el espesor mínimo de las losas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos y que tienen una relación entre lados no mayor que 2, no debe ser inferior a los siguientes valores y debe estar de acuerdo con la tabla 9.5(c).

- Losas sin ábaco 120mm.
- Losas con ábacos 100mm.

A continuación se muestra la Tabla 9.5(c).

f_y , MPa †	Sin ábacos ‡			Con ábacos ‡		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde§		Sin vigas de borde	Con vigas de borde§	
300	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
420	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
520	$\frac{\ell_n}{28}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{34}$	$\frac{\ell_n}{34}$

* Para construcción en dos direcciones, ℓ_n , es la luz libre en la dirección larga, medida entre caras de los apoyos en losas sin vigas y entre caras de las vigas, para losas con vigas u otros apoyos en otros casos.
 †Para f_y entre los valores dados en la tabla, el espesor mínimo debe obtenerse por interpolación lineal.
 ‡ Ábaco, como se define en 13.2.5.
 § Losas con vigas entre las columnas a lo largo de los bordes exteriores. El valor de α_r para la viga de borde no debe ser menor que 0.8.

Tabla 4.1.1.3.2 Norma ACI 318-05 Tabla 9.5(c). Espesores Mínimos de Losas sin Vigas Interiores.

Para la disposición de armaduras, se establecen los siguientes criterios reflejados en la Fig. 4.1.1.3.1.

FRANJA	LOCALIZACION	PORCENTAJE MINIMO DE A_s EN LA SECCION	SIN ABACOS (SIN SOBRE ESPESORES)	CON ABACOS (CON SOBRE ESPESORES)
FRANJA DE COLUMNAS	ARRIBA	50% restante		
	ABAJO	100%		
FRANJA CENTRAL	ARRIBA	100%		
	ABAJO	50% restante		

Fig. 4.1.1.3.1 Norma ACI 318-05 Fig. 13.3.8 Extensiones Mínimas de Refuerzo en Losas sin Vigas.

Para la condición de losa con apoyos de viga, que corresponde al caso en estudio, el código ACI 318-05, establece los siguientes criterios y recomendaciones. Se mantiene la numeración y nomenclatura utilizada en la norma.

b) Espesor de losas, en losas con vigas.

El numerando 9.5.3.3 establece que el espesor mínimo h para losas con vigas que se extienden entre los apoyos en todos los lados, queda regido por los siguientes criterios:

- Para α_{fm} igual o menor que 0.20, se aplican las disposiciones definidas en 9.5.3.2, que corresponde a utilizar la tabla 9.5(c), antes descrita.
- Para α_{fm} mayor que 0.20 pero no mayor que 2.0, h no puede ser menor que:

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta \cdot (\alpha_{fm} - 0.2)} \geq 125\text{mm} \quad (\text{Ec. 9-12}) \quad \text{Ec. 4.1.1.3.1}$$

- Para α_{fm} mayor que 2.0, h no puede ser menor que:

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \geq 90mm \quad (Ec.9-13) \quad Ec. 4.1.1.3.2$$

- En bordes discontinuos debe disponerse una viga de borde que tenga una relación de rigidez α_f no menor de 0.80, o bien aumentar el espesor mínimo requerido por las ecuaciones anteriores en por lo menos un 10% en el panel que tenga el borde discontinuo.

Donde:

α_{fm} = valor promedio de α_f para todas las vigas en los bordes de un panel.

α_f = relación entre la rigidez a flexión de una sección de viga y la rigidez a flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes (si los hay) a cada lado de la viga.

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cs} \cdot I_s} \quad (Ec.13-13) \quad Ec. 4.1.1.3.3$$

- E_{cb} = módulo elasticidad del concreto de la viga.
- E_{cs} = módulo elasticidad del concreto de la losa.
- I_b = momento de inercia de la sección bruta de una viga con respecto al eje que pasa por el centroide.
- I_s = momento de inercia de la sección bruta de una losa con respecto al eje que pasa por el centroide.

l_n = corresponde a la luz libre en la dirección larga medida cara a cara de las vigas.

β = corresponde a la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

El numerando 13.2.4 establece indicaciones para determinar la fracción de losa colaborante con la viga.

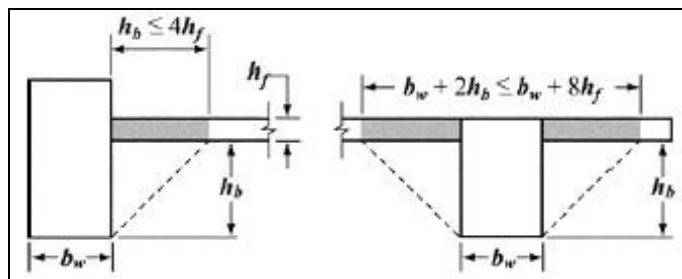


Fig. 4.1.1.3.2 Norma ACI 318-05 Fig. R13.2.4. Porción de Losa Colaborante en Viga.

Para la disposición de armaduras, el código ACI, establece un criterio que emplea el diagrama de momento para calcular la longitud mínima de las armaduras, sin embargo, por la complejidad de este criterio una buena simplificación se muestra a continuación en la Fig. 4.1.1.3.3.

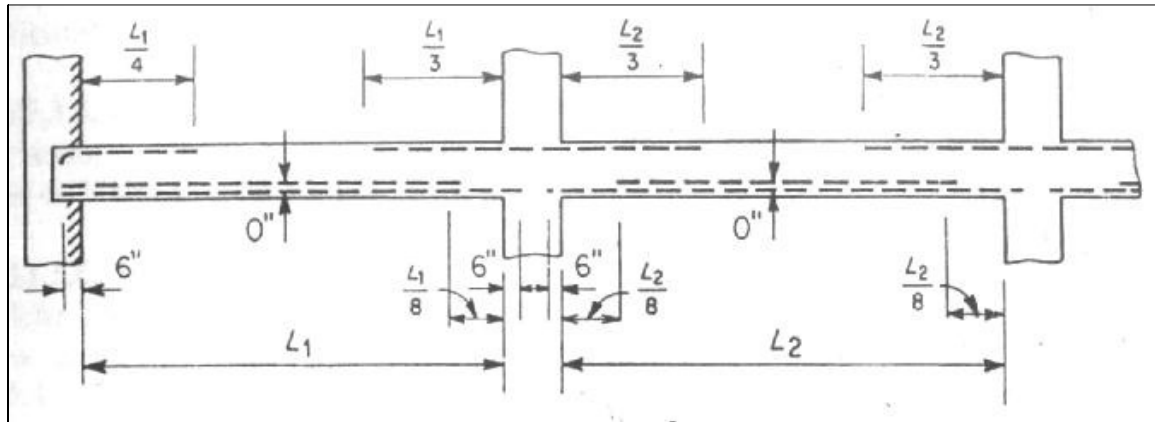


Fig. 4.1.1.3.3 Largo Mínimo de Armaduras en Losas con Vigas.

El refuerzo necesario para enfrentar los esfuerzos de retracción y temperatura, queda estipulado en el numeral 7.12 del código ACI 318-05, y se exponen a continuación.

c) Refuerzo Mínimo por Retracción y Temperatura.

El numerando 7.12.2.1 establece que la cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores que a continuación se muestran, pero en ningún caso menor que 0.0014.

- En losas donde se empleen barras corrugadas tipo A44-28H 0.0020.
- En losas donde se empleen barras corrugadas tipo A63-42H 0.0018
- En losas donde se empleen barras corrugadas con una resistencia a la fluencia mayor que 420 Mpa, medida a una deformación unitaria de 0.35% $\frac{0.0018 \times 420}{f_y}$

Finalmente el código ACI 318-05, establece recomendaciones para la disposición de los espaciamientos de la armadura, que se señalan a continuación.

d) Espaciamiento de las armaduras.

- El numerando 7.12.2.2 que en ningún caso debe colocarse el refuerzo de retracción y temperatura con una separación mayor de 5 veces el espesor de la losa ni de 450mm.
- El numerando 7.12.2.3 establece que en todas las secciones donde se requiera, el refuerzo por retracción y temperatura debe ser capaz de desarrollar f_y en tracción de acuerdo con el capítulo 12.
- El numerando 10.6.4 establece que el espaciamiento del refuerzo más cercano a una superficie en tracción, s , no debe ser mayor que el dado por:

$$s = 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5C_c \quad (\text{Ec.10-4}) \quad \text{Ec. 4.1.1.3.4}$$

Pero no mayor que $300(280/f_s)$, donde C_c es la menor distancia desde la superficie del refuerzo a la cara en tracción. Si el refuerzo más cercano a la cara en tracción extrema corresponde a una sola barra, el valor de s a utilizar en la ecuación (10-4) es el ancho de la cara en tracción extrema. El valor de f_s puede tomarse como $2/3$ de f_y .

- El numerando 13.3.2 establece que el espaciamiento del refuerzo en las secciones críticas no debe exceder de 2 veces el espesor de la losa, excepto para aquellas porciones de la superficie de la losa nervada o celulares.

4.1.2. AASHTO, STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 16 Ed. 1996.

La norma AASHTO 1996, solo establece recomendaciones para definir una cuantía mínima para el refuerzo por retracción y temperatura. No presenta un modelo para determinar la retracción que sufre una losa. Se muestra a continuación los criterios que se establecen en la norma.

4.1.2.1. Refuerzo para Retracción y Temperatura

El numerando 8.20.1 establece que el refuerzo para las tensiones de retracción y temperatura será proporcionado cerca de las superficies expuestas de los muros y de las losas reforzadas. El área total del refuerzo proporcionada será por lo menos 2.65 cm²/m (1/8 in² /foot) en cada dirección.

El numerando 8.20.2 establece que el espaciamiento del refuerzo de retracción y temperatura no puede exceder 3 veces el espesor de la losa o muro, o 460 mm, (18 in).

4.1.3. AASHTO LRFD, BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS (SI), 2007.

La norma AASHTO LRFD (SI) 2007, establece los siguientes modelos para determinar el valor de la fluencia y retracción, especificados en los numerales 5.4.2.3.2 y 5.4.2.3.3 respectivamente, y que están basados en los estudios realizados por Collins y Mitchell (1991), Huo y otros (2001), Al-Omaishi (2001) y en las recomendaciones del Comité ACI 209. Se muestra a continuación los criterios que se establecen en la norma.

4.1.3.1. Modelo de Fluencia.

El numerando 5.4.2.3.2 establece que el coeficiente de fluencia puede ser estimado mediante la siguiente ecuación:

$$(\Psi(t, t_i)) = 1,9 \cdot k_s \cdot k_{hc} \cdot k_f \cdot k_{td} \cdot t_i^{0,118} \quad (Ec.5.4.2.3.2 - 1) \quad Ec. 4.1.3.1.1$$

La función de fluencia, esta sujeta a las siguientes variables:

- El valor de la constante k_s , corresponde a la relación volumen v/s superficie expuesta. Y se determina con la siguiente expresión.

$$k_s = 1,45 - 0,0051 \cdot (V/S) \geq 1,0 \quad (Ec.5.4.2.3.2 - 2) \quad Ec. 4.1.3.1.2$$

La relación V/S se expresa en (mm).

- El valor de la constante k_{hc} , corresponde al factor por humedad. Y se determina con la siguiente expresión.

$$k_{hc} = 1,56 - 0,008 \cdot (H) \quad (Ec.5.4.2.3.2 - 3) \quad Ec. 4.1.3.1.3$$

La humedad relativa se expresa en (%).

- El valor de la constante k_f , corresponde al factor por tensión del hormigón. Y se determina con la siguiente expresión.

$$k_f = \frac{35}{7 + f_{ci}} \quad (Ec.5.4.2.3.2 - 4) \quad Ec. 4.1.3.1.4$$

La tensión específica a compresión del hormigón se expresa en (MPa)

- El valor de la constante k_{td} , corresponde al factor por desarrollo del tiempo. Y se determina con la siguiente expresión.

$$k_{td} = \left(\frac{t}{61 - 0,58 f_{ci}' + t} \right) \quad (Ec.5.4.2.3.2 - 5) \quad Ec. 4.1.3.1.5$$

El valor del factor t corresponde a la edad del concreto expresado en (días) y se refiere al periodo entre el comienzo de las cargas para los cálculos de la fluencia y el final del periodo.

4.1.3.2. Modelo de Retracción

El numerando 5.4.2.3.3 establece que para los hormigones curados en húmedo, libres de agregados con tendencia a la contracción, la deformación específica debida a la retracción, ε_{sh} , en el tiempo t se puede tomar como:

$$(\varepsilon_{sh}) = k_s \cdot k_{hs} \cdot k_f \cdot k_{td} \cdot 0,48 \times 10^{-3} \quad (Ec.5.4.2.3.3 - 1) \quad Ec. 4.1.3.2.1$$

La función de retracción esta sujeta a las mismas variables de la función fluencia pero diferenciadas solamente en el factor relacionado con la humedad relativa, que se muestra a continuación:

- El valor de la constante k_{hs} , corresponde al factor por humedad. Y se determina con la siguiente expresión.

$$k_{hs} = 2,00 - 0,014 \cdot (H) \quad (Ec.5.4.2.3.3 - 2) \quad Ec. 4.1.3.2.2$$

De la misma forma que en el capítulo 3, dedicado al fenómeno de la fisuración por retracción y fluencia, la norma AASHTO LRFD (SI) establece factores por los cuales se produce la retracción, los cuales solo nombraremos ya que se encuentra claramente detallada la forma en como actúan en el capítulo señalado.

Los factores que señala son:

- Las características y proporciones de los agregados.
- La humedad media en el sitio de emplazamiento.
- La relación agua-cemento.
- El tipo de curado.
- La relación volumen-área superficial del elemento.
- La duración del periodo de curado.

4.1.3.3. Refuerzo para Retracción y Temperatura

El numerando 5.6.3.6 establece que las estructuras y componentes o regiones de las mismas, deberán contener una malla ortogonal de barras próximas a cada cara. La separación de las barras de estas mallas no deberá ser mayor que 300mm.

La relación entre el área de armadura y el área bruta de hormigón deberá ser mayor o igual a 0.003 en cada dirección

4.1.4. EHE, INSTRUCCION DE HORMIGON ESTRUCTURAL, 2008.

La norma EHE, corresponde a la norma española de diseño de hormigón estructural, establece los siguientes modelos para determinar los valores de retracción y de fluencia del hormigón, especificados en los numerales 39.7 y 39.8 respectivamente.

4.1.4.1. Modelo de Retracción

El numerando 39.7 de la norma establece que para la evaluación del valor de la retracción, han de tenerse en cuenta las diversas variables que influyen en el fenómeno, en especial: el grado de humedad ambiente, el espesor o menor dimensión de la pieza, la composición del hormigón y el tiempo transcurrido desde la ejecución, que marca la duración del fenómeno.

La retracción total está compuesta por la retracción autógena y la retracción de secado. La primera se desarrolla durante el endurecimiento del hormigón, mientras que la segunda se desarrolla lentamente en el tiempo.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad \text{Ec. 4.1.4.1.1}$$

ε_{cd} : Deformación de retracción por secado.

ε_{ca} : Deformación de retracción autógena.

La componente de secado puede calcularse a lo largo del tiempo como:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t-t_s) k_e \varepsilon_{cd, \infty} \quad \text{Ec. 4.1.4.1.2}$$

- El valor de la variable t , corresponde al tiempo (en días) cuando se desarrolla la evaluación.
- La constante t_s , corresponde a la edad del hormigón al comienzo de la retracción, (días).
- El valor de la variable β_{ds} corresponde al coeficiente evolución temporal que se obtiene evaluando la siguiente formula:

$$\beta_{ds}(t-t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s) + 0,04 \sqrt{e^3}} \quad \text{Ec. 4.1.4.1.3}$$

La variable e corresponde al espesor medio en milímetros.

$$e = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad \text{Ec. 4.1.4.1.4}$$

A_c = Área de la sección transversal.

u = Perímetro en contacto con la atmosfera

- El valor de k_e corresponde al coeficiente que depende del espesor medio y esta dado por los siguientes valores entregados en la tabla 39.7.a de la norma.

e (mm)	k_e
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Tabla. 4.1.4.1.1 Norma EHE 2008 Tabla 39.7.a Valores del Coeficiente k_e .

- Finalmente el valor de la variable $\epsilon_{cd, \infty}$ corresponde al coeficiente de retracción a tiempo infinito que se obtiene evaluando la siguiente expresión:

$$\epsilon_{cd, \infty} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{HR} \quad \text{Ec. 4.1.4.1.5}$$

- Para estructuras al aire ($HR < 99\%$)

$$\beta_{HR} = -1,55 \cdot \left(1 - \left(\frac{HR}{100} \right)^3 \right) \quad \text{Ec. 4.1.4.1.6}$$

- Para estructuras sumergidas ($HR \geq 100\%$)

$$\beta_{HR} = 0,25$$

La variable HR corresponde a la humedad relativa, en tanto por ciento.

- El valor de la variable f_{cm} corresponde a la resistencia media a compresión del hormigón a los 28 días expresada en N/mm^2 .
- El valor de la variable $f_{cm,0}$ corresponde a la resistencia media a compresión del hormigón al inicio y se considera como 10 N/mm^2 .
- Los valores de las variables α_{ds1} y α_{ds2} dependen de la velocidad de endurecimiento que tiene el cemento empleado y se determinan mediante los siguientes valores entregados en la tabla 39.7.b de la norma.

	Endurecimiento lento	Endurecimiento normal	Endurecimiento rápido
α_{ds1}	3	4	6
α_{ds2}	0,13	0,12	0,11

Tabla. 4.1.4.1.2 Norma EHE 2008 Tabla 39.7.b Valores de α_{ds1} y α_{ds2} .

La componente autógena puede calcularse como:

$$\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \epsilon_{ca,\infty} \tag{Ec. 4.1.4.1.7}$$

- El valor de la variable $\epsilon_{ca,\infty}$ corresponde al coeficiente de retracción autógena que se obtiene evaluando la siguiente expresión.

$$\epsilon_{ca\infty} = -25 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \tag{Ec. 4.1.4.1.8}$$

- El valor de la variable f_{ck} corresponde a la resistencia característica del proyecto expresada en N/mm².
- La variable $\beta_{as}(t)$ corresponde al coeficiente autógeno que se obtiene evaluando la siguiente formula:

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2 \cdot t^{0,5})} \tag{Ec. 4.1.4.1.9}$$

Para distintos valores de las variables involucradas, el valor de la deformación de retracción, a distintas edades, tomando como origen el final del curado (7 días), de acuerdo con el modelo propuesto y para hormigones de peso normal y cemento de endurecimiento normal, pueden obtenerse de la tabla 39.7.c de la norma. Los valores en esta tabla corresponden a un hormigón de resistencia característica 30 N/mm². Para valores intermedios de humedad relativa o espesor medio los valores pueden ser interpolados linealmente.

$(t-t_s)$ (días)	Humedad Relativa (%)					
	50		70		90	
	Espesor medio (mm)					
	50	600	50	600	50	600
14	-186	-30	-146	-29	-76	-28
30	-332	-46	-258	-43	-126	-37
90	-455	-84	-352	-74	-170	-55
365	-513	-177	-397	-145	-193	-88
1825	-529	-305	-409	-242	-198	-129
10000	-532	-369	-412	-289	-199	-149

Tabla. 4.1.4.1.3 Norma EHE 2008 Tabla 39.7.c Valores de Retracción (10^{-6}) para $f_{ck} = 30$ N/mm².

4.1.4.2. Modelo de Fluencia

El numerando 39.8 de la norma establece que la deformación dependiente de la tensión en un instante t , para una tensión constante $\sigma(t_o)$, menor que $0,45f_{cm}$, aplicada en t_o puede estimarse de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t, t_o) = \sigma(t_o) \cdot \left(\frac{1}{E_{c,t_o}} + \frac{\varphi(t, t_o)}{E_{c28}} \right) \quad \text{Ec. 4.1.4.2.1}$$

Esta ecuación se descompone en dos términos, el primero representa el valor de la tensión constante y el segundo, que es la suma de de dos expresiones, representa para el primer factor la deformación instantánea para una tensión unidad y el segundo la de fluencia.

Las variables involucradas son:

- E_{c28} = Módulo de deformación longitudinal instantáneo del hormigón, tangente en el origen, a los 28 días de edad.
- E_{c,t_o} = Módulo de deformación longitudinal secante del hormigón en el instante t_o de aplicación de la carga.
- $\varphi(t, t_o)$ = Coeficiente de fluencia.

El módulo de deformación longitudinal instantáneo queda definido como sigue:

$$E_{c28} = \beta_E \cdot 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}} \quad \text{Ec. 4.1.4.2.2}$$

$$\beta_E = 1,30 - \frac{f_{ck}}{400} \leq 1,175 \quad \text{Ec. 4.1.4.2.3}$$

La variable f_{ck} corresponde a la resistencia de proyecto del hormigón a compresión.

El módulo de deformación longitudinal secante del hormigón en el instante t_o queda definido como sigue:

$$E_{cm}(t_o) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{c,m}} \right)^{0,3} \cdot 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}} \quad \text{Ec. 4.1.4.2.4}$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad \text{Ec. 4.1.4.2.5}$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{\left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\}} \quad \text{Ec. 4.1.4.2.6}$$

El valor de la variable s que corresponde al coeficiente del tipo de cemento, se determina de los siguientes valores.

	Cementos de alta resistencia y endurecimiento rápido	Cementos normales y de endurecimiento rápido	Cementos de endurecimiento lento
S	0,20	0,25	0,38

Tabla. 4.1.4.2.1 Norma EHE 2008 Valores de S , Coeficiente Tipo de Cemento.

Para determinar el valor del coeficiente de fluencia, debe evaluarse la siguiente expresión:

$$\varphi(t, t_o) = \varphi_o \cdot \beta_c(t - t_o) \quad \text{Ec. 4.1.4.2.7}$$

Donde φ_o Coeficiente básico de fluencia, dado por la expresión:

$$\varphi_o = \varphi_{HR} \cdot \beta(f_{cm}) \beta(t_o) \quad \text{Ec. 4.1.4.2.8}$$

Compuesto por:

φ_{HR} Coeficiente de influencia de la humedad relativa (HR)

$$\varphi_{HR} = 1 + \frac{1 - \frac{HR}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{e}} \quad \text{si } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Ec. 4.1.4.2.9}$$

$$\varphi_{HR} = \left[1 + \frac{1 - \frac{HR}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{e}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{si } f_{cm} \geq 35 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Ec. 4.1.4.2.10}$$

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} \quad \text{Ec. 4.1.4.2.11}$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} \quad \text{Ec. 4.1.4.2.12}$$

$\beta(f_{cm})$ Factor que permite tener en cuenta el efecto de la resistencia del hormigón en el coeficiente básico de fluencia

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{ck} + 8}} \quad f_{ck} \text{ en N/mm}^2 \quad \text{Ec. 4.1.4.2.13}$$

$\beta(t_o)$ Factor de influencia de la edad de la carga (t_o) en el coeficiente básico de fluencia

$$\beta(t_o) = \frac{1}{0,1 + t_o^{0,2}} \quad \text{Ec. 4.1.4.2.14}$$

Y $\beta_c(t-t_o)$ Función que describe el desarrollo de la fluencia con el tiempo.

$$\beta_c(t-t_o) = \left[\frac{(t-t_o)}{\beta_H + (t-t_o)} \right]^{0,3} \quad \text{Ec. 4.1.4.2.15}$$

Compuesto por:

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot HR)^{18} \right] \cdot e + 250 \leq 1.500 \quad \text{si } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Ec. 4.1.4.2.16}$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot HR)^{18} \right] \cdot e + 250 \leq 1.500 \cdot \alpha_3 \quad \text{si } f_{cm} \geq 35 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Ec. 4.1.4.2.17}$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} \quad \text{Ec. 4.1.4.2.18}$$

Para distintos valores de las variables involucradas, el valor del coeficiente de fluencia a 10.000 días, de acuerdo con el modelo propuesto puede obtenerse de la tabla 39.8.a de la norma. Los valores en esta tabla corresponden a un hormigón de resistencia característica 30 N/mm². Para valores intermedios de humedad relativa o espesor medio, los valores pueden ser interpolados linealmente.

$(t-t_s)$ (días)	Humedad Relativa (%)					
	50		70		90	
	Espesor medio (mm)					
	50	600	50	600	50	600
1	5,6	3,8	4,3	3,3	3,1	2,7
7	3,9	2,7	3,0	2,3	2,1	1,9
14	3,4	2,3	2,6	2,0	1,9	1,7
28	3,0	2,0	2,3	1,7	1,6	1,5
60	2,6	1,8	2,0	1,5	1,4	1,3
90	2,4	1,6	1,9	1,4	1,3	1,2
365	1,8	1,2	1,4	1,1	1,0	0,9
1800	1,3	0,9	1,0	0,8	0,7	0,7

Tabla. 4.1.4.2.1 Norma EHE 2008 Tabla 39.7.c Valores del Coeficiente de Fluencia para $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$.

4.1.4.3. Recomendaciones Generales

La norma, en el numerando 42.3.5, establece las cuantías mínimas que se deben cumplir, las que se reflejan en la siguiente tabla.

Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1.000, referidas a la sección total de hormigón⁽⁶⁾

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_t = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_t = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

Tabla. 4.1.4.3.1 Norma EHE 2008 Tabla. 42.3.5 Cuantías Geométricas Mínimas, Referidas a la Sección Total de Hormigón.

Respecto de los límites de abertura de fisuras, la norma establece un criterio relacionado con el tipo de hormigón utilizado y el ambiente de exposición, el que queda definido en la siguiente tabla.

Clase de exposición, según artículo 8°	w_{ca} , [mm]	
	Hormigón armado (para la combinación cuasipermanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 ⁽¹⁾
IIIa, IIIb, IV, F, Qa ⁽²⁾	0,2	Descompresión
IIIc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾	0,1	

⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

⁽²⁾ La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

Tabla. 4.1.4.3.2 Norma EHE 2008 Tabla. 5.1.1.2 Valores Máximos de Abertura de Fisuras⁵⁰.

⁵⁰ Las clases de exposición referidas en la norma quedan expuesta en el apéndice A10.5.1

4.1.5. EUROCODIGO 2, PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON.

El Eurocódigo 2, Proyecto de Estructuras de Hormigón, establece el siguiente modelo de retracción en estructuras de hormigón.

4.1.5.1. Modelo de Retracción.

La ecuación principal del modelo es:

$$\varepsilon_{cs}(t-t_o) = \varepsilon_{cso} \cdot \beta_s(t-t_o) \quad (\text{Ec. A.1.11}) \quad \text{Ec. 4.1.5.1.1}$$

Las variables involucradas son:

- ε_{cso} = Coeficiente básico de retracción. Definido a continuación.

$$\varepsilon_{cso} = \varepsilon_s(f_{cm}) \cdot \beta_{RH} \quad (\text{Ec. A.1.12}) \quad \text{Ec. 4.1.5.1.2}$$

$\varepsilon_s(f_{cm})$: factor que considera la influencia de la resistencia del hormigón en la retracción. La función que describe esta variable queda definida de la siguiente forma:

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = [160 + \beta_{sc} \cdot (90 - f_{cm})] \quad (\text{Ec. A.1.13}) \quad \text{Ec. 4.1.5.1.3}$$

- a) β_{sc} : coeficiente que depende del tipo de cemento utilizado. Los valores quedan definidos a continuación.

$$\beta_{sc} = \begin{cases} 4 & \text{Para cementos de fraguado lento.} \\ 5 & \text{Para cementos de fraguado normal y rápido.} \\ 8 & \text{Para cementos de alta resistencia y fraguado rápido.} \end{cases}$$

- b) f_{cm} : resistencia media a compresión del hormigón a 28 días, N/mm².

β_{RH} : factor que considera la humedad relativa, definido por:

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1,55 \cdot \beta_{sRH} & \text{Para } 40\% \leq RH \leq 99\% \text{ (almacenado al aire)} \\ 0,25 & \text{Para } RH \geq 99\% \text{ (sumergidos en agua)} \end{cases}$$

- a) β_{sRH} : coeficiente que considera la influencia de la humedad relativa en el coeficiente de retracción básico.

$$\beta_{sRH} = 1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \quad (\text{Ec. A.1.15}) \quad \text{Ec. 4.1.5.1.4}$$

- $\beta_s(t-t_o)$ = Coeficiente de la variación de la retracción con el tiempo. Definido a continuación.

$$\circ \beta_s(t-t_o) = \left[\frac{(t-t_o)}{(0,035 \cdot h_o^2 + (t-t_o))} \right]^{0,5} \quad (\text{Ec. A.1.16}) \quad \text{Ec. 4.1.5.1.5}$$

$-h_o$: espesor ficticio de la pieza en mm.

$$h_o = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (\text{Ec. A.1.6}) \quad \text{Ec. 4.1.5.1.6}$$

a) A_c : área total de la sección transversal.

b) u : perímetro de la sección transversal en contacto con la atmosfera.

$-(t-t_o)$: duración real ajustada de la retracción en días.

4.1.5.2. Modelo de Fluencia.

La función de fluencia viene dada por:

$$J(t, t_o) = \frac{1}{E_c(t_o)} + \frac{\phi(t, t_o)}{E_{c28}} \quad (\text{Ec. 2.21}) \quad \text{Ec. 4.1.5.2.1}$$

Las variables involucradas son:

- $\phi(t, t_o)$ = Coeficiente de fluencia relativo a la deformación elástica a los 28 días calculada con E_{c28} . Definida a continuación.

$$\circ \phi(t, t_o) = \phi_o \cdot \beta_c(t-t_o) \quad (\text{Ec. A.1.1}) \quad \text{Ec. 4.1.5.2.2}$$

$-\phi_o$: coeficiente básico de fluencia. La función que describe esta variable queda definida de la siguiente forma:

$$\phi_o = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \beta(t_o) \quad (\text{Ec. A.1.2}) \quad \text{Ec. 4.1.5.2.3}$$

a) ϕ_{RH} : factor que considera la influencia de la humedad relativa en el coeficiente básico de fluencia.

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100}\right)}{0,10 \cdot \sqrt[3]{h_o}} \quad (\text{Ec. A.1.3}) \quad \text{Ec. 4.1.5.2.4}$$

h_o : espesor ficticio de la pieza en mm. Definido en Ec. 4.1.5.1.6.

RH : Humedad relativa del ambiente en %.

- b) $\beta(f_{cm})$: factor que considera la influencia de la resistencia del hormigón en el coeficiente básico de fluencia.

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (\text{Ec. A.1.4}) \quad \text{Ec. 4.1.5.2.5}$$

f_{cm} : resistencia media del hormigón en N/mm² a 28 días.

- c) $\beta(t_o)$: factor que considera la influencia de la edad del hormigón en el momento de la carga en el coeficiente básico de fluencia.

$$\beta(t_o) = \frac{1}{(0,1 + t_o^{0,20})} \quad (\text{Ec. A.1.5}) \quad \text{Ec. 4.1.5.2.6}$$

- $\beta_c(t-t_o)$ = Coeficiente que describe la variación de la fluencia con el tiempo. Definida a continuación.

$$\beta_c(t-t_o) = \left[\frac{t-t_o}{\beta_H + (t-t_o)} \right]^{0,3} \quad (\text{Ec. A.1.7}) \quad \text{Ec. 4.1.5.2.7}$$

$-(t-t_o)$: es la duración no ajustada de la carga en días.

$-\beta_H$: coeficiente que depende de la humedad relativa (RH en %) y del espesor ficticio de la pieza (h_o en mm).

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_o + 250 \leq 1500 \quad (\text{Ec. A.1.8}) \quad \text{Ec. 4.1.5.2.8}$$

El Eurocódigo 2, Proyecto de Estructuras de Hormigón, establece diversas recomendaciones para enfrentar y minimizar los efectos de la fisuración en estructuras de hormigón.

En la versión española del Eurocódigo, ENV 1992-1-1:1991, se establece las consideraciones generales para enfrentar el estado límite de fisuración, capítulo 4.4.2, las que se señalan a continuación.

4.1.5.3. Consideraciones Generales establecidas en Eurocódigo 2.

El Eurocódigo 2, establece dos consideraciones principales cuando analiza el fenómeno de la fisuración, las que se mencionan a continuación:

- La fisuración debe limitarse de tal modo que no perjudique el correcto funcionamiento de la estructura o haga que su apariencia sea inaceptable.

- La fisuración es prácticamente inevitable en estructuras de hormigón armado sometidas a flexión, cortante, torsión o retracción resultantes de cargas directas o de deformaciones impuestas coartadas.

A su vez, establece que si bien es casi imposible, por diversos motivos, evitar la aparición de fisuras, estas pueden aceptarse bajo ciertas condiciones siempre y cuando:

- Que en todas las secciones con probabilidad de verse sometidas a tracciones significativas debidas a deformaciones impuestas coartadas, o la acción simultánea de éstas y de cargas directas, se disponga una cantidad mínima de armadura adherente suficiente para asegurar que no se llegará al límite elástico de la misma antes que la carga de fisuración.
- Que la separación entre barras y sus diámetros están limitados para controlar el ancho de fisura.

4.1.5.4. Áreas Mínimas de Armadura.

Para determinar el área mínima de armadura requerida para asegurar una fisuración controlada en una pieza o en una parte de ella, sometida a tensiones de tracción debidas a deformaciones impuestas coartadas, es necesario distinguir entre dos mecanismos que pueden dar lugar a estas tensiones. Estos mecanismos son:

- Deformaciones internas impuestas coartadas: donde las tensiones se producen en la pieza considerada debido a que los cambios de dimensión de la misma están coartados (por ejemplo tensiones inducidas en una pieza por coartar su retracción).
- Deformaciones impuestas externas coartadas: donde las tensiones se producen en la pieza considerada por su resistencia a las deformaciones aplicadas externamente (por ejemplo cuando una pieza está solicitada debido al asiento de un apoyo).

En el caso de aparición de fisuras, es necesario distinguir entre dos tipos básicos de distribución de tensiones dentro de la pieza, estos son:

- Flexión: donde la distribución de las tensiones de tracción es triangular (esto es, parte de la sección permanece comprimida)
- Tracción: donde toda la sección está sometida a tensiones de tracción.

El área mínima de armadura necesaria para asegurar una fisuración controlada puede calcularse mediante la siguiente relación:

$$A_s = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,ef} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} \quad \text{Ec. 4.1.5.4.1}$$

- k_c = coeficiente que tiene en cuenta la naturaleza de la distribución de las tensiones dentro de la sección inmediatamente antes de la fisuración. La distribución de tensiones es aquella resultante de la combinación de los efectos de las cargas con los de las deformaciones impuestas coartadas.
 - 1.0 para tracción pura.
 - 0.4 para flexión sin esfuerzo normal de compresión.

- k = coeficiente que considera el efecto de tensiones no uniformes auto equilibradas.
 - 0.8 para esfuerzos de tracción debidos a la coacción de deformaciones internas en general para secciones rectangulares.
 - 0.8 si $h \leq 30\text{cm}$.
 - 0.5 si $h \geq 80\text{cm}$.
 - 1.0 para esfuerzos de tracción debidos a deformaciones externas coartadas

Aquellas zonas de las secciones distantes de la armadura de tracción principal, tales como las partes exteriores de la sección o el alma de una sección de gran canto, pueden suponerse sometidas a deformaciones impuestas por la zona traccionada de la pieza. Para tales casos, será apropiado un valor dentro del intervalo $0.5 < k < 1.0$

- $f_{ct,ef}$ = la resistencia efectiva del hormigón a tracción en el momento en el que se espera que aparezcan las primeras fisuras. En muchos casos, como cuando las deformaciones impuestas más importantes se deban a la disipación del calor de hidratación, éste momento puede estar entre los tres o cinco primeros días a partir del hormigonado, dependiendo de las condiciones ambientales, la forma de la pieza y la naturaleza del encofrado. Los valores de $f_{ct,ef}$ pueden obtenerse de la tabla 4.1.5.4.1:

Tipo o clase	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
$f_{ctk0,05}$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9
$f_{ctk0,95}$	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3

Tabla 4.1.5.4.1 Norma Eurocódigo 2 Tabla 3.1 Clases de Hormigón, Resistencia característica a compresión, f_{ck} , (probeta cilíndrica), Resistencia media a tracción, f_{ctm} y Resistencia característica a tracción f_{ctk} , del hormigón, en (N/mm²).

Tomando como clase de resistencia del hormigón, la del momento en que se espera que ocurra la fisuración. Cuando el instante de fisuración no se puede establecer con seguridad como menor de 28 días, se sugiere que se adopte una resistencia a tracción mínima de 3 (N/mm²).

- A_{ct} = Área de hormigón en la zona de tracción. La zona de tracción es aquella parte de la sección que está traccionada justo antes de formarse la primera fisura.
- σ_s = Tensión máxima permitida en la armadura inmediatamente después de la formación de la fisura. Esta puede tomarse como el 100% del límite elástico, f_{yk} de la armadura. Sin embargo, puede ser necesario un valor menor para satisfacer los límites de anchura de fisuras.

4.1.5.5. Control de la Fisuración sin Cálculos Directos.

En el caso de losas armadas o pretensadas en edificación, sometidas a flexión sin un esfuerzo axial de tracción significativo, cuando el canto total no es mayor de 200mm y se han aplicado las siguientes prescripciones:

- Losas macizas armadas en una y dos direcciones, donde b y $l_{eff} \geq 4h$. l_{eff} es la luz eficaz de vigas y losas.

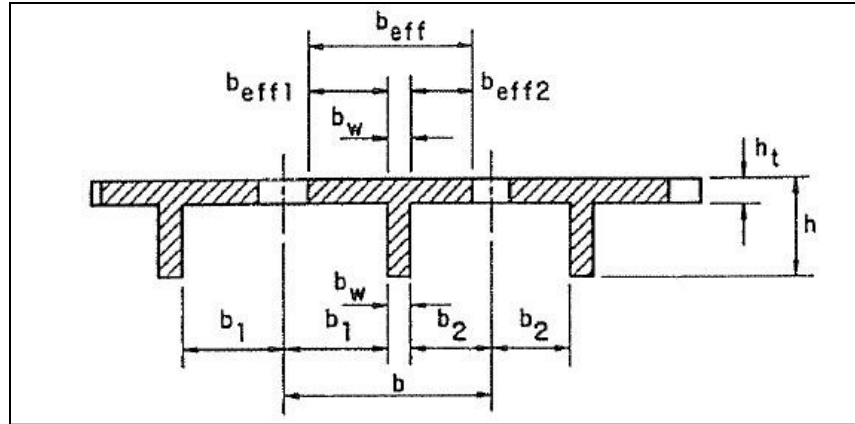


Fig. 4.1.5.5.1 Determinación del Valor de b .

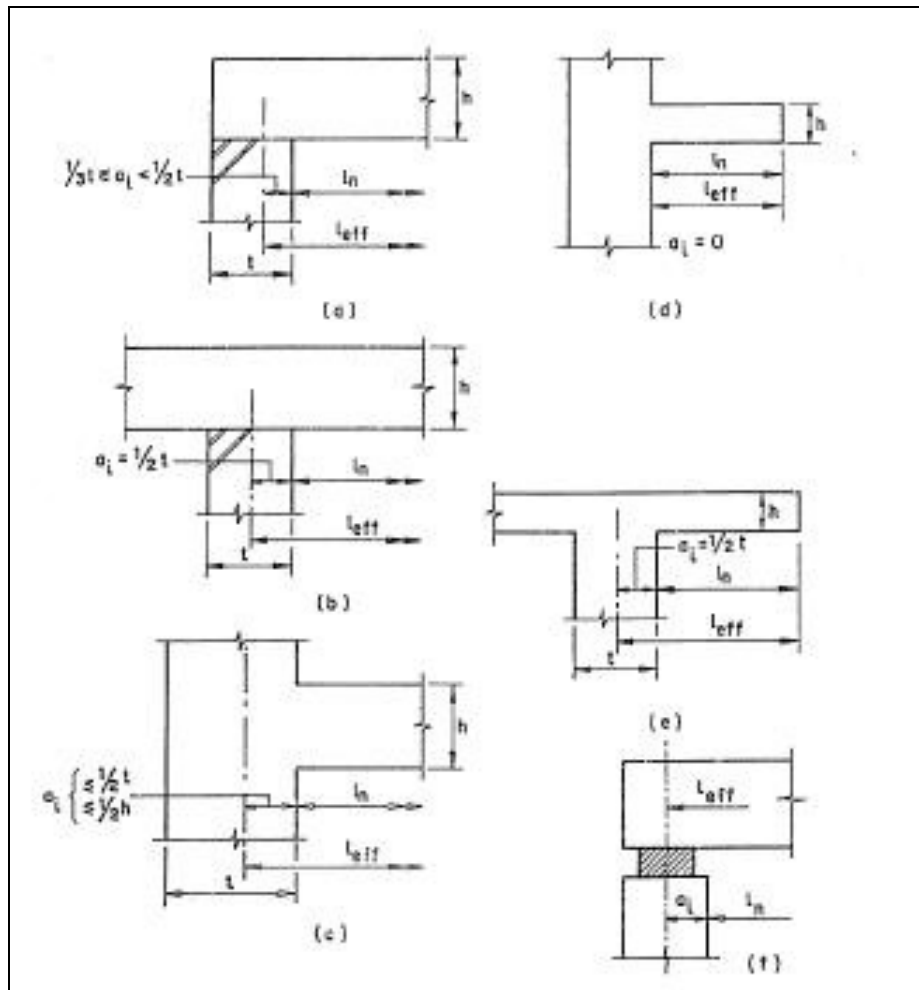


Fig. 4.1.5.5.2 Determinación de la Luz Eficaz, l_{eff} para Diferentes Condiciones de Apoyo.

- En una losa maciza armada, el espesor mínimo en cualquier caso debe ser 50mm.
- Deberá disponerse armadura transversal secundaria en losas armadas en una sola dirección. Generalmente esta armadura transversal secundaria será al menos 20% de la armadura principal.
- La cuantía mínima de acero en la dirección principal queda definido por la siguiente relación:

$$\frac{0.6 \cdot b_l \cdot d}{f_{yk}} \text{ pero no menor que } (0.0015) \cdot b_l \cdot d$$

- La separación máxima entre barras será:
 - Para la armadura principal, $1.5h$ pero no menor que 350mm, donde h corresponde al canto total de la losa.
 - Para la armadura secundaria, $2.5h$ pero no menor que 400mm.
- En losas, la mitad de la armadura calculada para el vano se continuará hasta el apoyo y se anclara en el mismo.

No es necesario aplicar medidas específicas para controlar la fisuración.

Si la losa cuenta con la armadura mínima definida en el punto 4.1.5.4, la limitación de anchura de fisura a valores aceptables y el evitar la fisuración incontrolada entre barras muy separadas, se puede conseguir generalmente limitando la separación entre barras y/o los diámetros de las mismas.

Las siguientes tablas están calculadas para asegurar que la anchura de fisura no es mayor que 0.3mm en hormigón armado y 0.2mm en hormigón pretensado

Tensión del acero (MPa)	Diámetro máximo de la barra (mm)	
	Sección armada	Sección pretensada
160	32	25
200	25	16
240	20	12
280	16	8
320	12	6
360	10	5
400	8	4
450	6	

Tabla 4.1.5.5.1 Diámetros Máximos de Barras para Barras de Alta Adherencia.

Tensión del acero (MPa)	Separación máxima entre barras (mm)		
	Flexión pura	Tracción pura	Secciones pretensadas (flexión)
160	300	200	200
200	250	150	150
240	200	125	100
280	150	75	50
320	100	-	-
360	50	-	-

Tabla 4.1.5.5.2 Separación Máxima entre Barras de Alta Adherencia.

Las anchuras de fisuras no serán en general excesivas con tal que:

- Para fisuras debidas fundamentalmente a coacciones, los diámetros de las barras indicados en la tabla 4.1.5.5.1 no sean superados cuando la tensión del acero es el valor obtenido inmediatamente después de la fisuración. (σ_s en la ecuación de armadura mínima definida en el punto 4.1.5.4)
- Para fisuras debidas fundamentalmente a cargas, se satisfacen las disposiciones de las tablas anteriormente descritas.

En el caso de hormigón armado, el diámetro máximo de las barras puede modificarse mediante las siguientes relaciones:

- Para fisuración debido a coacciones:

$$\phi_s = \frac{\phi_s^* \cdot f_{ctm}}{2.5} \cdot \frac{h}{10 \cdot (h-d)} \geq \phi_s^* \frac{f_{ctm}}{2.5} \quad \text{Ec. 4.1.5.5.1}$$

- Para fisuración inducida por cargas:

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{h}{10 \cdot (h-d)} \geq \phi_s^* \quad \text{Ec. 4.1.5.5.2}$$

Donde

- ϕ_s = es el diámetro máximo de barra ajustado.
- ϕ_s^* = es el diámetro de barra dado en la tabla 4.1.5.5.1
- h = es el canto total de la sección.

4.1.5.6. Cálculo de la Anchura de Fisura.

Para determinar la abertura de la fisura, debe evaluarse la siguiente relación:

$$w_k = \beta \cdot s_{rm} \cdot \varepsilon_{sm} \quad \text{Ec. 4.1.5.6.1}$$

Donde

- w_k = es la anchura de la fisura de cálculo.
- s_{rm} = es la separación media final entre fisuras.
- ε_{sm} = es la deformación media producida bajo la correspondiente combinación de cargas, considerando los efectos de la rigidización a tracción, retracción.
- β = es un coeficiente que relaciona la anchura media de fisura con el valor de cálculo. Los valores se muestran a continuación:

Los valores de las diferentes variables y constantes se muestran a continuación:

- $\beta = 1.70$ para fisuras inducidas por cargas y para fisuras debidas a coacciones en secciones cuya dimensión mínima sea mayor que 800mm.
- $\beta = 1.30$ para fisuras debidas a coacciones en secciones con una dimensión mínima de canto, anchura o espesor, (cualquiera que sea la menor), de 300mm o menos. Valores intermedios pueden interpolarse.

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \quad \text{Ec. 4.1.5.6.2}$$

- σ_s es la tensión en la armadura de tracción calculada considerando la sección fisurada.
- σ_{sr} es la tensión en la armadura de tracción calculada considerando la sección fisurada bajo las condiciones de carga que dan lugar a la primera fisura.
- β_1 es un coeficiente que tiene en cuenta las propiedades de adherencia de las barras:
 - 1.0 para barras de alta adherencia (corrugadas).
 - 0.5 para barras lisas.
- β_2 es un coeficiente que tiene en cuenta la duración de la carga o la repetición de la misma:
 - 1.0 para carga simple, de corta duración.
 - 0.5 para una carga permanente o para muchos ciclos de cargas repetidas.

En el caso de piezas sometidas únicamente a deformaciones internas impuestas, σ_s puede tomarse igual a σ_{sr} .

4.1.5.7. Separación Media Final entre Fisuras.

Para determinar la separación media final entre fisuras de aquellas piezas sometidas principalmente a flexión o tracción se puede calcular utilizando la siguiente expresión:

$$s_{rm} = 50 + 0.25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_r} \quad \text{Ec. 4.1.5.7.1}$$

Donde

ϕ = es el diámetro de la barra en mm. Cuando en una sección se utilicen varios diámetros, se considerará un diámetro medio de barra.

k_1 = es un coeficiente que considera las propiedades de adherencia de las barras:

- 0.80 para barras corrugadas.
- 1.60 para barras lisas.

En el caso de deformaciones impuestas, k_1 debe ser reemplazada por $k_1 k$, con k como coeficiente que considera el efecto de tensiones no uniformes autoequilibradas, definido en el punto 4.1.5.4

k_2 = es un coeficiente que considera la forma de distribución de deformaciones:

- 0.50 para flexión.
- 1.00 para tracción pura.

En el caso de tracción excéntrica o para áreas locales, se utilizarán valores intermedios de k_2 que se calculan con la relación:

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2 \cdot \varepsilon_1} \quad \text{Ec. 4.1.5.7.2}$$

Donde

- ε_1 es la mayor deformación a tracción y ε_2 la menor en las fibras extremas de la sección considerada, suponiendo ésta fisurada.
- ρ_r es la cuantía geométrica de armadura efectiva, $A_s/A_{c,eff}$ donde A_s es el área de la armadura contenida dentro del área traccionada efectiva $A_{c,eff}$.

El área traccionada efectiva es generalmente el área de hormigón que rodea la armadura de tracción con una profundidad igual a 2.5 veces la distancia desde la cara traccionada de la sección hasta el centro de gravedad de la armadura, como lo muestra la figura 4.1.5.7.1.

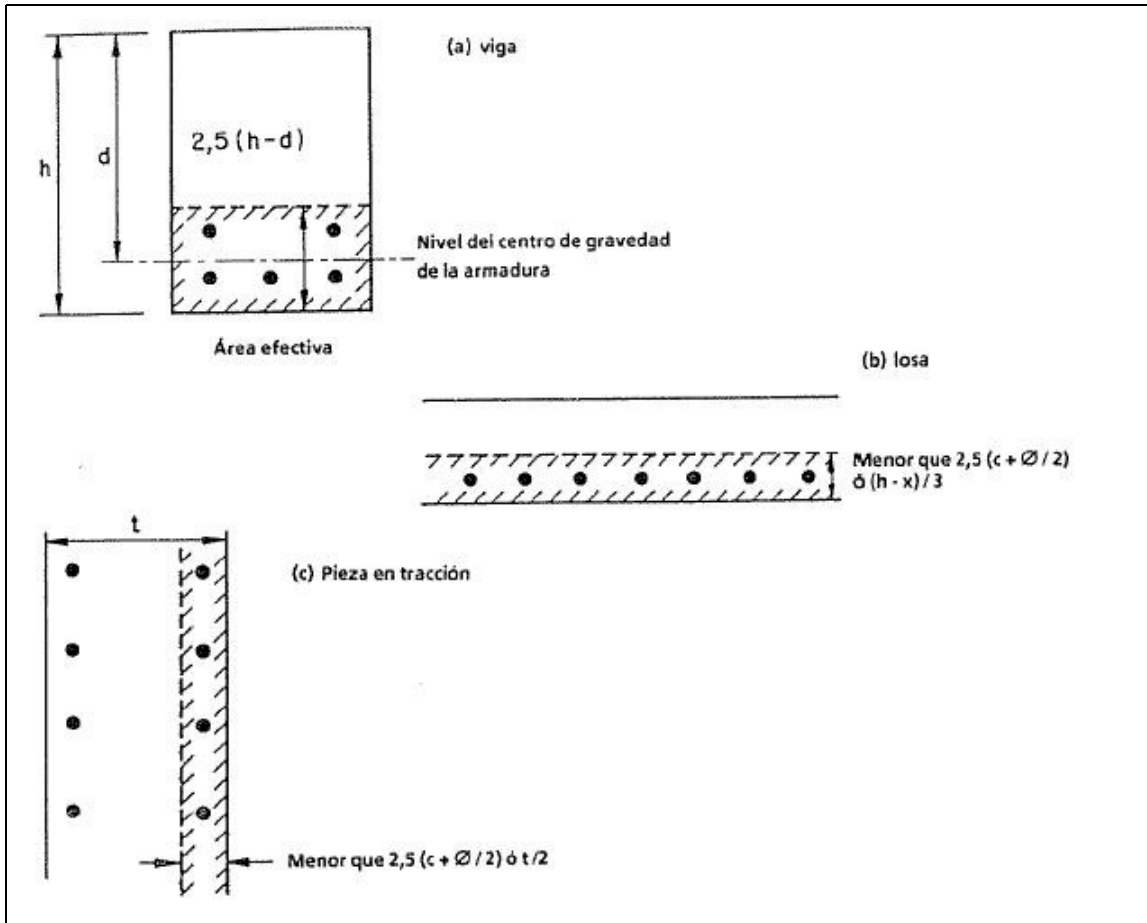


Fig. 4.1.5.7.1 Áreas Efectivas, Casos Típicos.

En el caso de losas o piezas pretensadas en las que la profundidad de la zona traccionada puede ser pequeña, la altura del área efectiva no debe tomarse mayor que $(h-x)/3$.

4.1.6. CEB-FIB MODEL CODE 1990, COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BETON.

4.1.6.1. Modelo de Retracción.

El CEB-FIB Model Code 1990, Comité Euro-International du Béton, presenta la siguiente ecuación general para el modelo de retracción.

$$\varepsilon_{sh}(t, t_o) = \beta_{HR} \cdot \beta_e \cdot \varepsilon_{sh, \infty} \quad \text{Ec. 4.1.6.1.1}$$

Este modelo es válido bajo ciertos parámetros⁵¹, los que se especifican a continuación:

- f_{ck} : 12 MPa < f_{ck} < 80 MPa
- σ : $|\sigma| < 0,40 f_{cm}$
- HR : 40% < HR < 100%
- T : 5 °C < T < 30 °C

Para determinar la ecuación Ec. 4.1.6.1.1 es necesario determinar los siguientes factores:

- β_{HR} = Factor de corrección por Humedad Relativa del ambiente de exposición.

$$\circ \beta_{HR} = \begin{cases} 1,55 \cdot \left(1 - \left(\frac{HR}{100} \right)^3 \right) & \text{si } 40\% \leq HR \leq 99\% \\ -0,25 & \text{si } HR > 99\% \end{cases} \quad \text{Ec. 4.1.6.1.2}$$

- β_e = Función de evolución en el tiempo $f(t, t_o)$ que depende del espesor efectivo, en (mm).

$$\circ \beta_e(t, t_o) = \left(\frac{(t - t_o)}{\beta_{ef} + (t - t_o)} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Ec. 4.1.6.1.3}$$

⁵¹ Ref N°24 Lucio Nunes, Nelson, y otros, "Retração Do Concreto de Cimento Portland", Boletim Técnico Da Escola Politécnica da USP, São Paulo, 2007.

$-\beta_{ef}$: factor relativo al espesor efectivo del elemento, correspondiente a la razón entre la sección transversal (A_c) y la mitad del perímetro del elemento expuesto a secado. Definida a continuación.

$$\beta_{ef} = 350 \cdot \left(\frac{\mu}{100} \right)^2 \quad \text{Ec. 4.1.6.1.4}$$

$$\mu = 2 \cdot \left(\frac{A_c}{s} \right) \approx 2 \cdot \frac{V}{S} \quad \text{Ec. 4.1.6.1.5}$$

- $\varepsilon_{sh,\infty}$ = Retracción hidráulica última. Definida a continuación.

$$\circ \quad \varepsilon_{sh,\infty} = \left[0,16 + 0,01 \cdot \beta_{ic} \cdot \left(9 - \frac{f_{cyl,28}}{10} \right) \right] \quad \text{Ec. 4.1.6.1.6}$$

$-\beta_{ic}$: factor de corrección en función del tipo de cemento. Definida a continuación.

$$\beta_{ic} = \begin{cases} 4 & \text{Para cementos de endurecimiento lento (SL).} \\ 5 & \text{Para cementos de endurecimiento normal o rápido (N, R).} \\ 8 & \text{Para cementos de endurecimiento de alta resistencia (RS).} \end{cases}$$

$-f_{cyl,28}$: resistencia a compresión cilíndrica a 28 días, expresada en MPa.

Si la temperatura del lugar de exposición es distinta a 20 °C, los factores β_{HR} y β_e deben ser corregidos en base a las siguientes ecuaciones:

$$\circ \quad \beta_{HR,T} = \beta_{HR} \cdot \left[1 + \left(\frac{8}{103 - 100HR} \right) \cdot \left(\frac{T - 20}{40} \right) \right] \quad \text{Ec. 4.1.6.1.7}$$

$$\circ \quad \beta_{e,T} = \beta_e \cdot e^{(-0,06 \cdot (T - 20))} \quad \text{Ec. 4.1.6.1.8}$$

4.1.7. RILEM MODEL B-3, Draft RILEM Recommendation, Material and Structures.

Durante las dos últimas décadas, muchos estudios y avances en el entendimiento del fenómeno de la retracción han sido archivados y guardados. De estos muchos datos y modelos computacionales, se ha confeccionado en la Universidad de Northwestern, EE.UU., el siguiente modelo denominado Model B3, que básicamente entrega sus resultados debido a una gran base de datos.

4.1.7.1. Consideraciones Generales Establecidas en el Modelo RILEM MODEL B-3.

Básicamente el modelo B3 es una alternativa mejorada del Capítulo 2 del ACI 209, que consiste en que los coeficientes de variación de error de predicción de las deformaciones por fluencia y por retracción son 23% para fluencia (básica y con secado) y 34% para la retracción para el modelo B3, mientras que para el modelo del Capítulo 2 del ACI 209 son 58% para fluencia, 45% para fluencia y secado y 55% para retracción⁵².

Las consideraciones que se establecen para aplicar este modelo se restringen a cementos Pórtland, con los siguientes rangos de parámetros;

Relación agua-cemento (w/c)	$0.35 \leq w/c \leq 0.85$
Relación agregado-cemento (a/c)	$2.50 \leq a/c \leq 13.50$
Valores de resistencia ($f'c$)	$17.0 \text{ MPa} \leq f'c \leq 70.0 \text{ MPa}$
Contenido de cemento por m3 de hormigón (c)	$160.0 \text{ kg/m}^3 \leq c \leq 720.0 \text{ kg/m}^3$

Fórmulas válidas para hormigones curados al menos UN día. Si los parámetros del modelo son calibrados mediante ensayos, el presente modelo es aplicable a cualquier hormigón de cemento Pórtland incluyendo los hormigones livianos y los de alta resistencia.

4.1.7.2. Modelo de Retracción.

El modelo de retracción en su forma general se presenta a continuación.

$$\varepsilon_{shc}(t, t_o) = K_H \cdot f(t, t_o) \cdot \varepsilon_{shc, \infty} \quad \text{Ec. 4.1.7.2.1}$$

Para determinar la expresión anterior es necesario determinar los siguientes factores:

⁵² Ref. Nº 35, Urtubey, Edgardo, y otros, "Reología del Hormigón – Fluencia Básica, Estado del Arte – Propuesta de Simulación Numérica", MECOM – VIII Congreso Argentino de Mecánica Computacional, 2005.

- $f(t, t_o)$ = Función de evolución de la retracción en el tiempo. Definida a continuación.

$$\circ f(t, t_o) = \tanh \cdot \left(\frac{t - t_o}{\tau_{sh}} \right)^{0,5} \quad \text{Ec. 4.1.7.2.2}$$

– τ_{sh} : factor de corrección en función del tiempo t_o (días), la resistencia a compresión cilíndrica a 28 días (MPa) y la relación V/S (mm). Definida a continuación.

$$\tau_{sh} = 0,085 \cdot t_o^{-0,08} \cdot f_{cyl,28}^{-0,25} \cdot \left(2 \cdot K_{forma} \cdot \frac{V}{S} \right)^2 \quad \text{Ec. 4.1.7.2.3}$$

$$K_{forma} = \begin{cases} 1,00 & \text{Losa de longitud infinita.} \\ 1,15 & \text{Cilindro de longitud infinita.} \\ 1,25 & \text{Prisma cuadrado de longitud infinita} \\ 1,30 & \text{Esfera.} \\ 1,55 & \text{Cubo.} \end{cases}$$

- $\varepsilon_{shc, \infty}$ = Función de retracción última. Definida a continuación.

$$\circ \varepsilon_{shc, \infty} = \varepsilon_{sh} \cdot \frac{E(t_o + 600)}{E(t_o + \tau_{sh})} \quad \text{Ec. 4.1.7.2.4}$$

– ε_{sh} : deformación por retracción en función de parámetros de corrección por tipo de cemento, por tipo de curado, por contenido de agua en el hormigón (W) y por resistencia cilíndrica a compresión del hormigón a los 28 días (MPa). Definida a continuación.

$$\varepsilon_{sh} = K_{cemento} \cdot K_{curado} \cdot \left((0,0000191 \cdot W^{2,1} \cdot f_{cyl,28}^{-0,25} + 0,27) \right) \quad \text{Ec. 4.1.7.2.5}$$

$$K_{cemento} = \begin{cases} 1,00 & \text{Tipo I.} \\ 0,85 & \text{Tipo II.} \\ 1,10 & \text{Tipo III} \end{cases}$$

$$K_{curado} = \begin{cases} 0,75 & \text{Vapor.} \\ 1,00 & \text{Agua.} \\ 1,20 & \text{Elementos Sellados} \end{cases}$$

- K_H = Factor de corrección por efecto de la humedad relativa. Definida a continuación.

$$\circ K_H = \begin{cases} 1 - (0,01 \cdot HR)^3 & 40\% \leq HR \leq 98\% \\ -0,20 & HR = 100\% \\ \text{Interpolación Lineal} & 98\% < HR < 100\% \end{cases} \quad \text{Ec. 4.1.7.2.6}$$

A continuación se muestran unos gráficos que contienen curvas típicas de retracción y fluencia lenta obtenidas mediante el modelo B3.

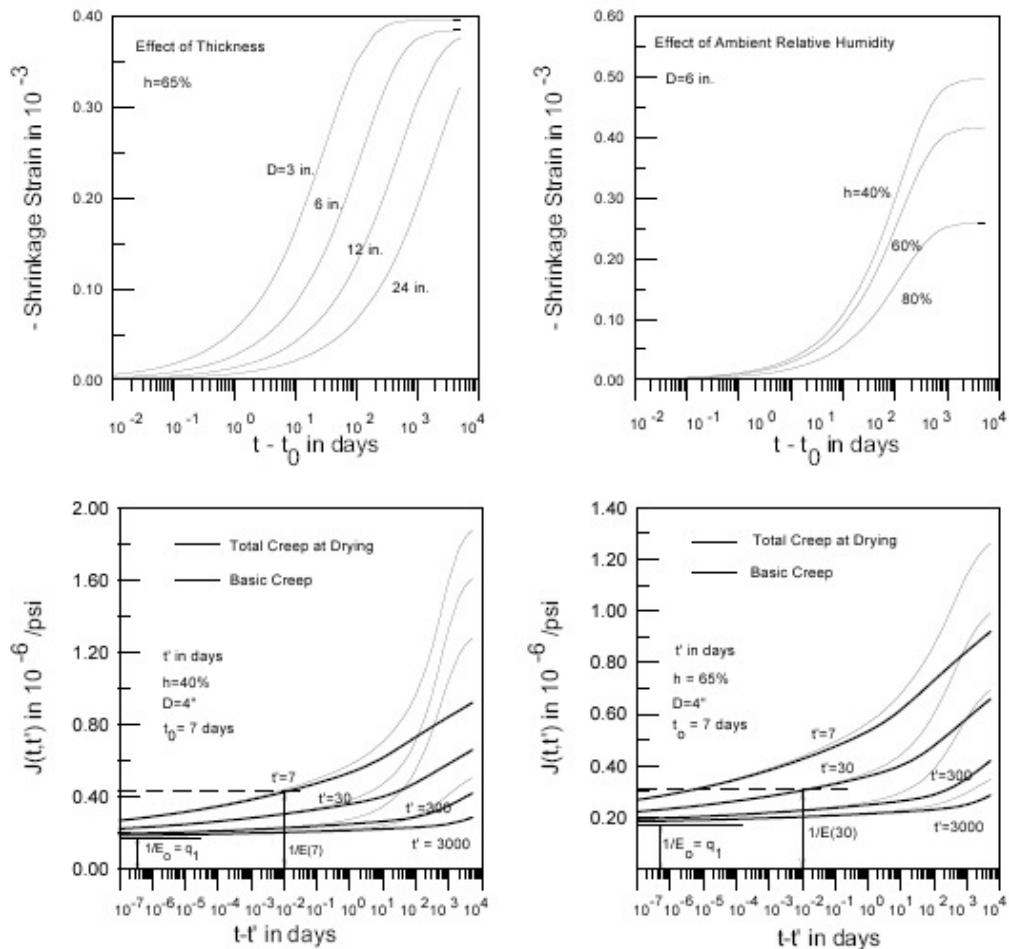


Fig. 4.1.7.2.1 Curvas Típicas de Retracción y Fluencia Lenta obtenidas con el Modelo B3.

4.1.8. ESTUDIO DE TIRANTES SOMETIDOS A DEFORMACIONES CONTROLADAS. LINEA DE INVESTIGACION DE JEAN PAUL JACCOUD⁵³.

En este numerando del trabajo investigativo, se detalla una línea que plantea que los esfuerzos producidos por los efectos reológicos y de deformaciones impuestas, pueden ser abordados mediante pequeñas cuantías de armaduras.

4.1.8.1. Consideraciones Generales Establecidas.

El efecto de la deformación impuesta, debido a los cambios de temperatura y los fenómenos reológicos del hormigón (retracción y fluencia), ha conducido generalmente a la utilización de juntas de dilatación cuando las dimensiones de la estructura superan los 30.0 ó 40.0 m. En los últimos años, se han construido estructuras de vigas de mucha mayor longitud, sin juntas intermedias, solo juntas extremas, superando estas estructuras los 120 m de longitud.

La ventaja de evitar las juntas de dilatación intermedias, son innegables, tanto desde el punto de vista del mejor servicio que ofrece la estructura, como la importante mejora que esto introduce en su durabilidad. Desde el punto de vista estructural es posible proyectar estructuras teniendo en cuenta los efectos estructurales producidos por las deformaciones impuestas, y conseguir un comportamiento idóneo. En estos casos, no obstante, es necesario analizar otros elementos de la estructura y disponer las medidas necesarias para garantizar su comportamiento adecuado compatible con los movimientos de la misma.

La generación de juntas longitudinales, en este proyecto por ejemplo, obliga a duplicar una línea de pilotes y reforzar los labios de la junta con una línea adicional de vigas, de manera de generar una junta de dimensiones adecuadas, que no se deforme excesivamente con el paso del camión sobre un voladizo de dimensiones importantes. Además, debe considerarse que la estructura propuesta, con vigas perpendiculares a la dirección del tránsito, representa una tipología atípica, donde los problemas de retracción longitudinal no están controlados por la longitud de la estructura, como puede ser en un muro, por ejemplo, que es el caso que condiciona AASHTO.

El efecto estructural de las acciones reológicas y de la temperatura depende de las deformaciones impuestas que se derivan de estas acciones y tienen consecuencias diferentes para los elementos horizontales, losas y vigas, que para los elementos verticales (pilotes, columnas). Los esfuerzos producidos por las deformaciones impuestas dependen, de las condiciones de rigidez de la estructura, cuanto mayor es la rigidez de la estructura mayores son los esfuerzos generados y, por el contrario, cuanto más degradada esté ésta, menores serán los esfuerzos inducidos.

Para estructuras de hormigón, suficientemente dúctiles, la pérdida de rigidez que se produce por efecto de otras acciones, en condiciones de Estados Límite Últimos, amortigua casi totalmente los esfuerzos producidos por las deformaciones impuestas. En general, el efecto de

⁵³ Ref. Nº 28, Noronha da Cámara, José Manuel M, "Comportamento em Serviço de Estruturas de Betão Armado e Pre-Esforçado", Universidade Técnica de Lisboa, 1988.

estas acciones puede desprejarse en relación con las comprobaciones y dimensionamientos en Estado Límite Ultimo.

En servicio los esfuerzos producidos por las deformaciones impuestas no se amortiguan totalmente aunque son menores que los que corresponderían a una estructura no fisurada. El comportamiento más conveniente se obtiene si se permite una fisuración controlada, con una apertura máxima compatible con las condiciones de durabilidad y apariencia exigidas, que permita un amortiguamiento adecuado de esfuerzos y un mayor control de los movimientos totales de la estructura.

Las deformaciones impuestas en elementos de hormigón armado producen una respuesta, desde el punto de vista de la fisuración, que es bien diferente a la que produce una acción directa. En la Figura siguiente se muestra el comportamiento de dos tirantes de hormigón armado, uno sometido a una fuerza exterior y otro a una deformación impuesta.

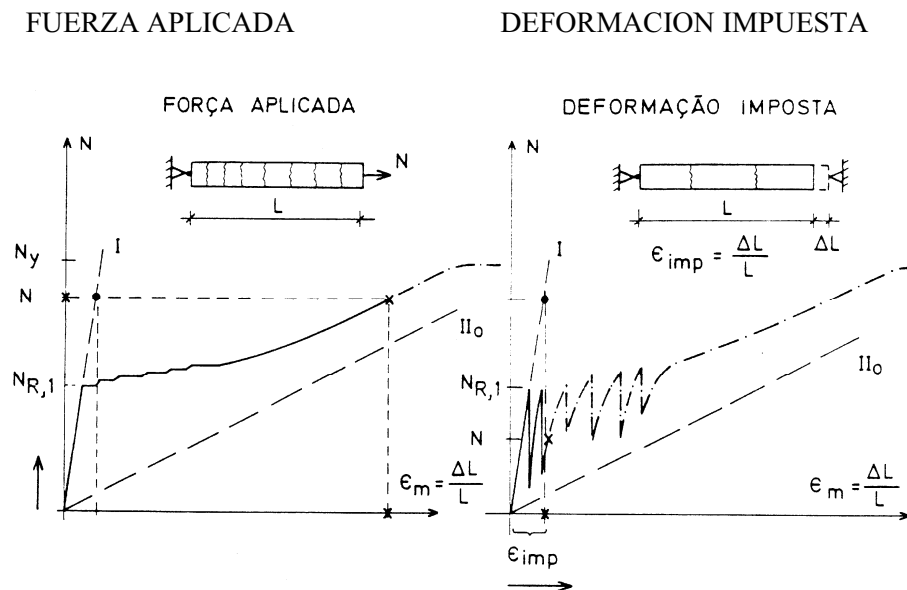


Fig. 4.1.8.1.1 Comportamiento de Tirantes Sometidos a Cargas Impuestas y a Deformaciones Impuestas.

En el caso del tirante sometido a una deformación impuesta, como puede ser el caso de la losa del puente, el axil crece hasta que se alcanza la máxima capacidad resistente a tracción del hormigón y en ese momento se produce la primera fisura. Si la armadura es suficiente, debido a la fisuración, el axil disminuye en el momento de creación de la fisura y las deformaciones impuestas siguientes producen nuevas fisuras sin que el axil supere el de fisuración ni la armadura entre las fisuras varíe considerablemente su tensión.

En el caso de un tirante sometido a una carga exterior el comportamiento es completamente diferente ya que el axil exterior crece constantemente y el axil resistente del elemento debe equilibrarlo.

La siguiente figura completa las anteriores ideas, se muestran los resultados experimentales, realizados en Lausana por Jaccoud y Cámara. En ellos se puede ver como, para cuantías pequeñas, una vez producida la primera fisura, ésta crece incontroladamente porque la armadura no es capaz de resistir el axil previamente resistido por el hormigón y, consecuentemente, se plastifica y se deforma al compás de la deformación impuesta.

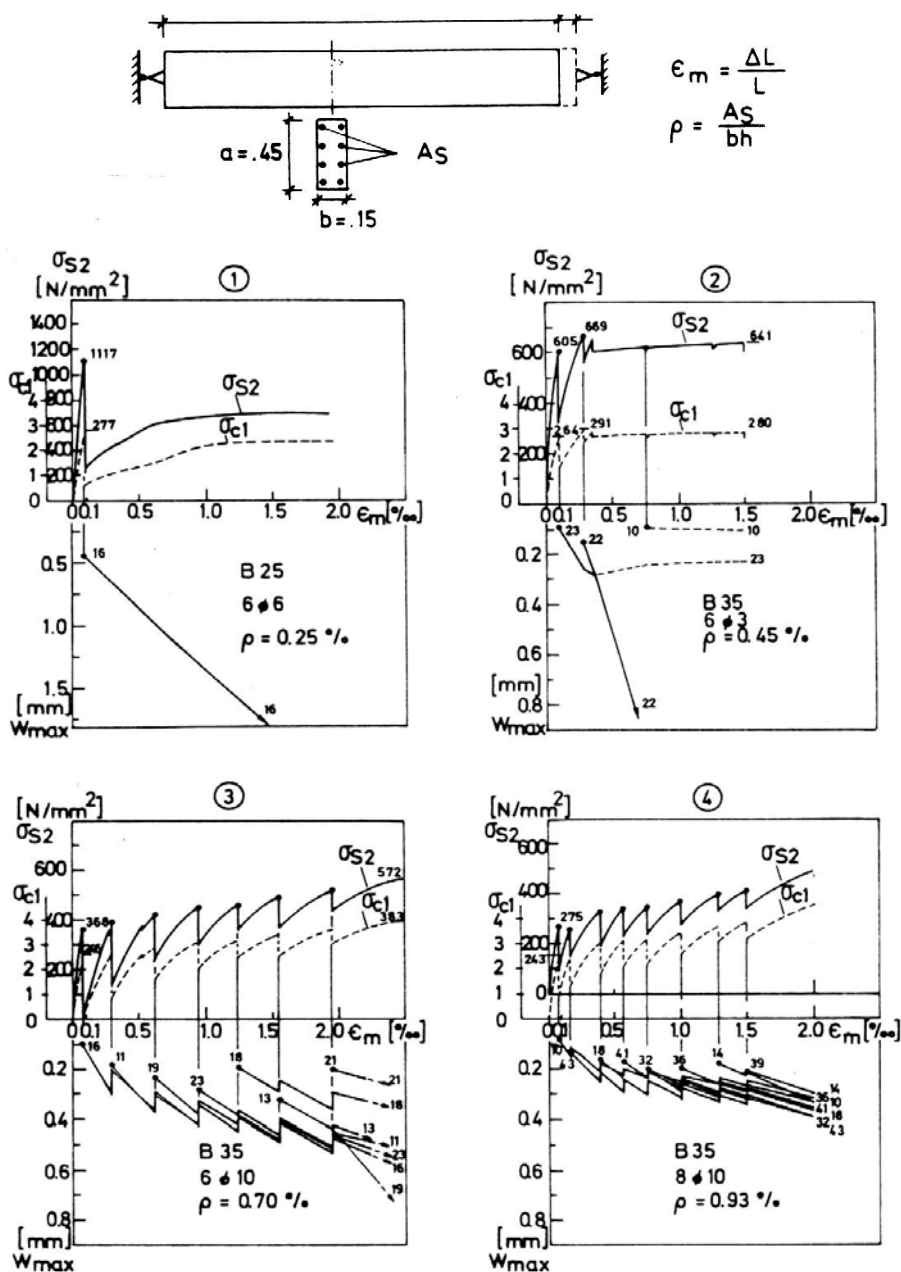


Fig. 4.1.8.1.2 Comportamiento de Tirantes con Diferentes Cuantías Sometidas a Deformaciones Impuestas.

Por el contrario si la cuantía de armadura es suficiente, es posible soportar grandes deformaciones impuestas sin que la tensión de la armadura varíe, ni aumente el axil solicitante. El control de la tensión de la armadura supone un control de la amplitud de la fisuración. El incremento de deformación impuesta se invierte en producir nuevas fisuras de tamaño controlado en función de la cuantía de armado del elemento estructural.

De estas observaciones se deduce que el único efecto que se produce debido a las deformaciones impuestas es la fisuración, que se controla con una adecuada cuantía de armadura y es independiente de las dimensiones de la estructura.

Si la estructura estuviera libre para permitir un movimiento, la deformación impuesta produciría solo deformaciones.

Dado que la estructura tiene impedido el movimiento, la deformación impuesta produciría axiles que aumentarían hasta que el hormigón alcanzara su resistencia a tracción y cuando esto suceda se produciría una fisura. La fisura estará controlada si el acero existente en la sección es suficiente para absorber el axil que antes era resistido por tracción del hormigón. Para deformaciones ulteriores, si la cuantía es suficiente, se formaran nuevas fisuras hasta absorber la deformación impuesta.

4.1.8.2. Consideraciones sobre Cuantías Mínimas.

En los estudios realizados por Jean Paúl Jaccoud se establece la siguiente cuantía mínima para un correcto control de la fisuración.

$$\rho_{\min} = \frac{A_{S,\min}}{A_{ct}} = \alpha\gamma\beta \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \eta_t \quad \text{Ec. 4.1.8.2.1}$$

$$\alpha\gamma \geq 1,15 \quad \text{Ec. 4.1.8.2.2}$$

ρ_{\min}	=	Cuantía mínima
$A_{S,\min}$	=	Armadura mínima de tracción
A_{ct}	=	Área de la sección traccionada del hormigón
f_{ctm}	=	Resistencia a tracción del hormigón en el momento a 28 días. Se ha adoptado, para un hormigón H30 una resistencia a tracción de 31 kg/cm ² , de acuerdo con el Art. 8.15.2.1.1 de la norma AASHTO 96.
f_{yk}	=	Resistencia a tracción del acero. Se ha adoptado el valor del límite elástico del acero A63-42H, 4200 kg/cm ² .
α	=	Coefficiente función de la separación de la armadura

S (cm)	10	15	20	25	30
α	1.0	1.15	1.3	1.45	1.6

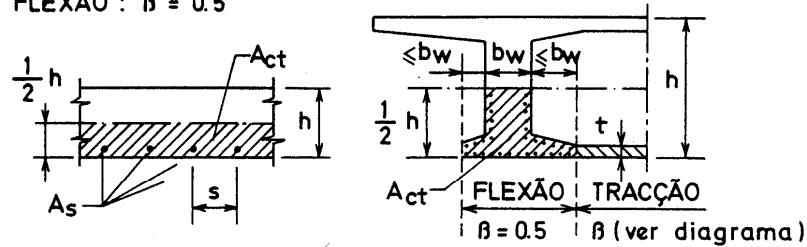
γ = Coeficiente que tiene en cuenta el nivel de fisuración aceptado y el tipo de deformación impuesta actuante.

W	γ
0.35 mm	1.0
0.25 mm	1.3

W, ancho aceptado de la fisura

β = Coeficiente que tiene en cuenta la disminución de la resistencia a tracción debido a estados de coacción interna (Fig. 4.1.8.2.1).

FLEXÃO : $\beta = 0.5$



TRACÇÃO : β (ver diagrama)

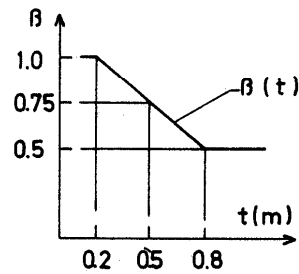
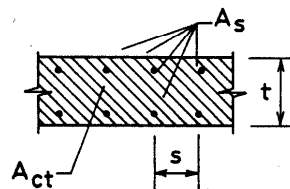


Fig. 4.1.8.2.1 Calculo Valor Beta (β).

η_t = Coeficiente que tiene en cuenta la evolución de la resistencia a tracción con el tiempo.

T (días)	3	7	28
η_t	0.5	0.7	1

A modo ilustrativo, para losas de 0,20 m de espesor sometidas a tracción, la cuantía mínima resultante para toda la armadura de la sección, tomando en cuenta las condiciones más desfavorables posibles es:

$$\rho = 1.42 \frac{1.30 * 3.1}{420} 0.7 = 9,54\%$$

CAPÍTULO 5 ANÁLISIS DE LOSA

5.1. INTRODUCCIÓN.

En este capítulo se muestra el análisis teórico y práctico al cual fue sometida la losa en estudio. El análisis teórico corresponde al realizado bajo los diferentes criterios normativos por los cuales se está revisando el proyecto, principalmente AASHTO 1996 y ACI 318-05, correspondiente a criterios de diseño y armado de la losa. El análisis práctico, es un análisis de la forma de materialización de los tramos ya hormigonados, de los cuidados empleados en el armado y hormigonado de las losas ya construidas y de la forma en que se cuidaron en su proceso de curado.

5.1.1. ANÁLISIS TEÓRICO LOSA PROYECTO “ACCESO SUR SANTIAGO”.

El análisis teórico, se basa principalmente en una revisión de los cálculos realizados por el especialista en el diseño de la losa. Primeramente se revisara si el diseño cumple con los requisitos mínimos estipulados en las normativas para por ejemplo el espesor mínimo de losa y las cuantías mínimas de armadura.

5.1.1.1. Criterios Mínimos de Diseño

La norma AASHTO 1996, establece un criterio para determinar el espesor mínimo de losa a ocupar en el diseño de puentes, el cual está estipulado en el capítulo 8, Concreto Reforzado, en la tabla 8.9.2, que establece recomendaciones para el espesor de miembros de espesor constante. La tabla mencionada se muestra a continuación.

Tipo Superestructura	Espesor mínimo expresado en Pies.	
	Tramos Simples	Tramos Continuos
Losas de Puentes con reforzamiento principal paralelo al tráfico	$1.20(S+10)/30$	$(S+10)/30 > 0.542$
Vigas T	0.070S	0.065S
Vigas Cajón	0.060S	0.055S
Vigas en Estructuras Peatonales	0.033S	0.033S

Si se utilizan elementos de espesor variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.

S= Longitud de la losa en pies.

Tabla 5.1.1.1.1 Norma AASHTO 1996 Tabla 8.9.2 Recomendaciones para Espesor de Miembros Espesor Constante.

Para determinar el valor de la longitud S, es necesario evaluar las condiciones que estipula la norma AASHTO en el numerando 3.24.1.2.

Estas condiciones, quedan reflejadas en la figura siguiente y establecen unos criterios para determinar el valor de S , dependiendo de la relación b/e .

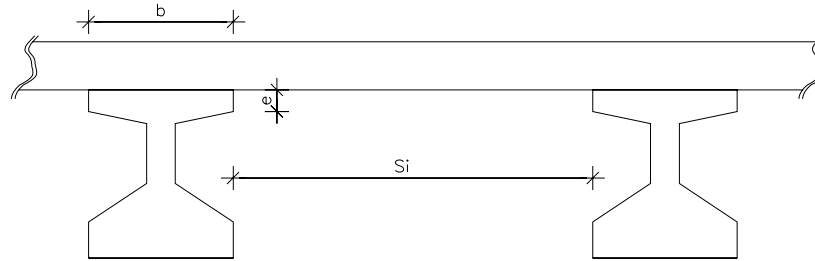


Fig. 5.1.1.1.1 Determinación Valor de Luz Libre, Acceso Sur Tramo Soterrado

- Si $\frac{b}{e} < 4.0$, entonces $S = S_i$
- Si $\frac{b}{e} \geq 4.0$, entonces $S = S_i + b/2$

Por otro lado, y como lo señalamos en el capítulo 4, de esta memoria, los criterios establecidos en la norma ACI 318-05, respecto del espesor mínimo para losas con vigas es el siguiente:

El numerando 9.5.3.3 de la norma ACI 318-05, establece que el espesor mínimo h para losas con vigas que se extienden entre los apoyos en todos los lados, queda regido por los siguientes criterios:

- Para α_{fm} igual o menor que 0.20, se aplican las disposiciones definidas en 9.5.3.2, que corresponde a utilizar la tabla 9.5(c), definida en la norma ACI 318-05.
- Para α_{fm} mayor que 0.20 pero no mayor que 2.0, h no puede ser menor que:

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta \cdot (\alpha_{fm} - 0.2)} \geq 125mm \quad (Ec.9-12, ACI 318-05) \quad Ec. 5.1.1.1.1$$

- Para α_{fm} mayor que 2.0, h no puede ser menor que:

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \geq 90mm \quad (Ec.9-13, ACI 318-05) \quad Ec. 5.1.1.1.2$$

- En bordes discontinuos debe disponerse una viga de borde que tenga una relación de rigidez α_f no menor de 0.80, o bien aumentar el espesor mínimo requerido por las ecuaciones anteriores en por lo menos un 10% en el panel que tenga el borde discontinuo.

Donde:

α_{fm} = valor promedio de α_f para todas las vigas en los bordes de un panel.

α_f = relación entre la rigidez a flexión de una sección de viga y la rigidez a flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes (si los hay) a cada lado de la viga.

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cs} \cdot I_s} \quad (\text{Ec.13-13, ACI 318-05}) \quad \text{Ec. 5.1.1.1.3}$$

- E_{cb} = módulo elasticidad del concreto de la viga.
- E_{cs} = módulo elasticidad del concreto de la losa.
- I_b = momento de inercia de la sección bruta de una viga con respecto al eje que pasa por el centroide.
- I_s = momento de inercia de la sección bruta de una losa con respecto al eje que pasa por el centroide.

l_n = corresponde a la luz libre en la dirección larga medida cara a cara de las vigas.

β = corresponde a la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

De esta forma, verificamos la losa del proyecto que se presenta en la siguiente figura, para determinar si cumple con los requisitos mínimos de espesor establecidos en la norma AASHTO 1996 y ACI 318-05.

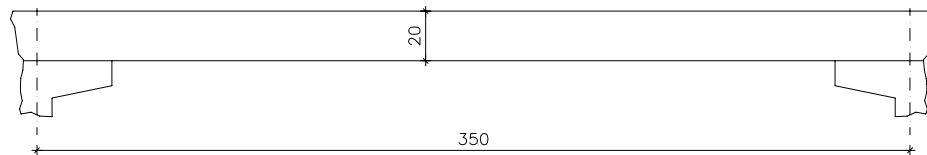


Fig. 5.1.1.1.2 Esquema de Losa, Acceso Sur Tramo Soterrado

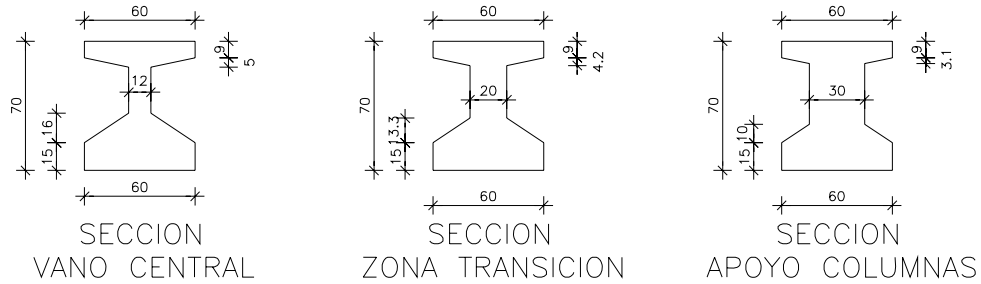


Fig. 5.1.1.1.3 Cortes Viga Predominante, Acceso Sur Tramo Soterrado

Norma	Espesor mínimo según Normas	
	Tramos Continuos	
AASHTO 1996	<p>Determinando la relación recomendada por la norma AASHTO para obtener el valor de S, obtenemos</p> $b/e = 60 / 9 = 6.67$ <p>De esta forma el valor de S corresponde a $S_i + b/2 = 2.90 + 0.30 = 3.20$, el cual es utilizado en la siguiente relación</p> $(S+10)/30 > 0.542$	$(3.20/0.3048 + 10)/30 = 0.68 \text{ (ft)}$ 0.207 (m)
ACI 318-05	<p>Según el numerando 8.5.1 de ACI 318-05, el valor para E_c, para hormigones de densidad normal queda establecido como $E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'c}$ (MPa), de esta forma el valor de α queda definido de la siguiente manera,</p> $\alpha = \frac{\sqrt{45} \cdot 0.0145}{\sqrt{25} \cdot 0.0023} = 8.45$	$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \geq 90mm$ $h = 98mm$ 0.10 (m)

Tabla 5.1.1.1.2 Espesores Mínimos según Normas AASHTO 1996 y ACI 318-05.

Como podemos observar de los resultados mostrados en la tabla anterior, al evaluar los valores que entregan las recomendaciones se puede inferir que la mencionada en la norma ACI 318-05 entrega un valor muy bajo, más acertada para el diseño de losas en edificios o casas. Por otro lado, la recomendación de espesor mínimo que entrega el norma AASHTO 1996, 0.68 (ft) que es equivalente a 0.207m se encuentra por sobre lo especificado por el especialista calculista, pero en un valor muy próximo, solo 3.6% mayor.

Para determinar la cuantía mínima, la norma AASHTO 1996, establece en el numerando 8.17.1.1 que la sección debe a lo menos ser capaz de resistir un momento igual a $1.2M_{cr}$, o sea 1.20 veces el momento de fisuración que queda determinado por la siguiente relación:

$$M_{cr} = f_r \cdot w \quad (\text{Ec.8.2, AASHTO 1996}) \quad \text{Ec. 5.1.1.1.4}$$

- Para f_r , módulo de ruptura de un hormigón de peso normal, se considera $f_r = 0.625\sqrt{f'_c}$ [MPa], según numerando 8.15.2.1.1 Norma AASHTO 1996.
- Para w , $w = \frac{I_g}{y_t}$ [mm²], I_g corresponde a la inercia bruta de la sección e y_t corresponde a la distancia desde el centro sección bruta a la fibra extrema en tensión.

$$M_{cr} = f_r \cdot w = 0.625 \cdot \sqrt{\frac{250}{10}} \cdot 10 \cdot \left(\frac{0.2^2}{6}\right) \cdot 10 = 2.08 [\text{ton} \cdot \text{m}]$$

$$1.20 \cdot M_{cr} = 1.20 \cdot 2.08 = 2.50 [\text{ton} \cdot \text{m}]$$

De esta forma, la cuantía mínima para un elemento en flexión queda definida en la siguiente tabla:

Ubicación	Momento Mu (ton*m)	d (m)	Rn (ton/m ²)	ρ	As req (cm ²)
Armadura Mínima	2.50	0.16	108.51	0.00265	4.24 (*)

(*) Corresponde a Armadura requerida por metro de ancho

Que corresponde a **$\phi 12a20$** .

También la norma ASSHTO 1996, en el numerando 8.20.1, estable que la armadura mínima dispuesta para los fenómenos de retracción y temperatura del hormigón, debe ser por lo menos de $1/8 \text{ in}^2/\text{ft}$ ($2.65 \text{ cm}^2/\text{m}$), en cada dirección y su separación no debe exceder tres veces el espesor de la losa ó 18in (46cm).

Para la norma ACI 318-05, en el numerando 10.5.1, se establece que en cualquier sección de un elemento sometido a flexión, el área A_s proporcionada no debe ser menor que la obtenida por medio de:

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Ec. 10.3, ACI 318-05}) \quad \text{Ec. 5.1.1.1.5}$$

Pero no menor a $1.40 \cdot b_w \cdot \frac{d}{f_y}$

De esta forma, según la recomendación del ACI 318-05, la armadura mínima para el elemento en flexión es:

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{25}}{4 \cdot 420} \cdot 1000 \cdot 160 = 476.19 [\text{mm}^2] = 4.76 [\text{cm}^2]$$

$$1.40 \cdot b_w \cdot \frac{d}{f_y} = 1.40 \cdot 1000 \cdot \frac{160}{420} = 533.33 [\text{mm}^2] = 5.33 [\text{cm}^2]$$

Que corresponde a **$\phi 12a20$** .

También la norma ACI 318-05, en el numerando 7.12.2.1 (b), establece que la armadura mínima dispuesta para los fenómenos de retracción y temperatura del hormigón, cuando se utiliza barras con resalte del tipo A63-42H, debe ser $0.0018bd$, esto corresponde a:

$$A_{\min} = 0.0018 \cdot 1000 \cdot 160 = 288 [\text{mm}^2] = 2.88 [\text{cm}^2]$$

5.1.2. DISEÑO LOSA (ORIGINAL). CRITERIOS DEL ESPECIALISTA CALCULISTA

Las figuras siguientes muestran las disposiciones de armado original y la modificación por criterios constructivos planteada por el constructor de la losa en estudio. Detalles relativos al cálculo se encuentran en el apéndice A10.1.

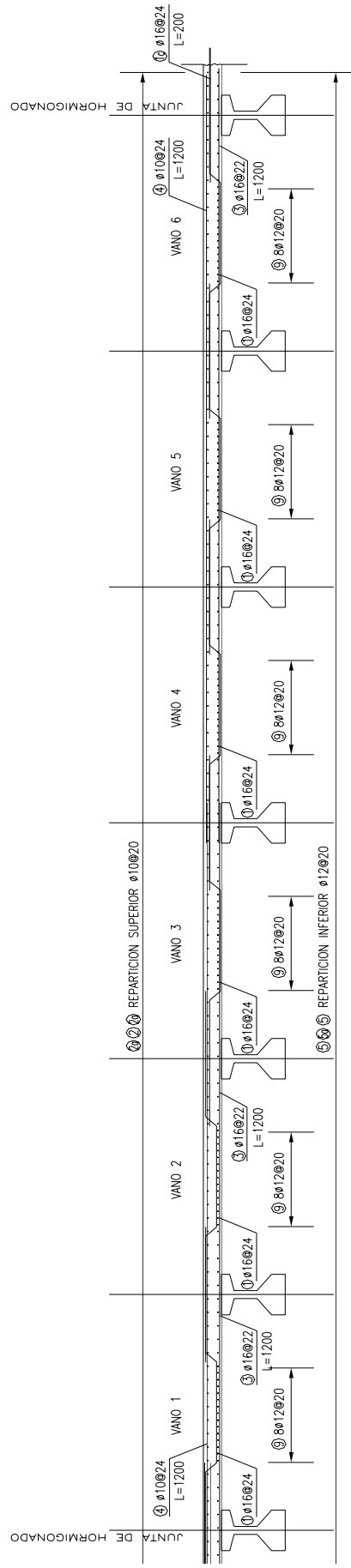


Fig. 5.1.2.1 Armaduras Losa Diseño Original. Sección Paralela Eje Autopista

LOSA, ARMADURA PRINCIPAL (X)																	
ALTERNATIVA	ZONA VIGA	APOYO SUP.	CUANTÍA	LONGITUD	REC.	APOYO INF.	CUANTÍA	LONGITUD	REC.	VANO SUP.	CUANTÍA	LONGITUD	REC.	VANO INF.	CUANTÍA	LONGITUD	REC.
ORIGINAL	APOYO	10 A 24+16 A 12	20,03	1200	4	16 A 22	9,14	1200	2,5	10 A 24	3,27	1200	4	16 A 24+16 A 22	17,52	1200	2,5
	JUNTA HOR.	10 A 24+16 A 12	20,03	1200	4	16 A 22	9,14	1200	2,5	-	-	-	-	16 A 24+16 A 22	17,52	1200	2,5
	MEDIA	10 A 24 + 16 A 12	20,03	1200	4	16 A 22	9,14	1200	2,5	10 A 24	3,27	1200	4	16 A 24+16 A 22	17,52	1200	2,5
MODIFICADA	CONTINUIDAD	10 A 24 + 16 A 12	20,03	1200	4	16 A 22	9,14	1200	2,5	10 A 24	3,27	1200	4	16 A 24+16 A 22	17,52	1200	2,5
	APOYO	12 A 5.5	20,56	200/1200 (100)	4	16 A 22	9,14	1200 (150)	2,5	12 A 11	10,28	1200 (100)	4	16 A 11	18,28	300/1200 (150)	2,5
	MEDIA	12 A 5.5	20,56	200/1200 (100)	4	16 A 22	9,14	1200 (150)	2,5	12 A 11	10,28	1200 (100)	4	16 A 11	18,28	300/1200 (150)	2,5
CONTINUIDAD	12 A 5.5	20,56	200/1200 (100)	4	16 A 22	9,14	1105 (150)	2,5	12 A 11	10,28	1200 (100)	4	16 A 22+16 A 24	17,52	300/1200 (150)	2,5	

LOSA, ARMADURA SECUNDARIA (Y)																	
NUMERO VIGA	ZONA VIGA	APOYO SUP.	CUANTÍA	LONGITUD	REC.	APOYO INF.	CUANTÍA	LONGITUD	REC.	VANO SUP.	CUANTÍA	LONGITUD	REC.	VANO INF.	CUANTÍA	LONGITUD	REC.
ORIGINAL	APOYO	10 A 20	3,93	792 (50)	6,1	12 A 20	5,66	170/1100 (100)	3,9	10 A 20	3,93	792 (50)	5	12 A 10	11,31	170/1100 (100)	3,9
	JUNTA HOR.	10 A 20	3,93	792 (50)	6,1	12 A 20	5,66	170/1100 (100)	3,9	-	-	-	-	12 A 10	11,31	1105 (100)	3,9
	MEDIA	10 A 20	3,93	792 (50)	6,1	12 A 20	5,66	170/1100 (100)	3,9	10 A 20	3,93	792 (50)	5	12 A 10	11,31	1105 (100)	3,9
MODIFICADA	CONTINUIDAD	10 A 20+18 A 20	16,65	1200/400 (50)	6,4	12 A 20	5,66	410/1100 (100)	3,9	10 A 20	3,93	1200 (50)	5	12 A 10	11,31	1200 (100)	3,9
	APOYO	10 A 20	3,93	780 (50)	5,1	12 A 20	5,66	170/1105 (100)	3,9	10 A 20	3,93	780 (50)	5,1	12 A 10	11,31	170/1100 (100)	3,9
	MEDIA	10 A 20	3,93	780/1200 (50)	5,1	12 A 20	5,66	1100/410 (100)	3,9	10 A 20	3,93	780/1200 (50)	5,1	12 A 10	11,31	1105 (100)	3,9
CONTINUIDAD	10 A 20+18 A 20	16,65	400/1200 (50)	5,5	12 A 20	5,66	410 (100)	3,9	10 A 20	3,93	1200 (50)	5,1	12 A 10	11,31	205 (100)	3,9	

Tabla. 5.1.2.1 Cuantías Armaduras Losa Hormigón Tramo TS-8, Acceso Sur. Diseño Original y Diseño Modificado.

5.1.3. DISEÑO LOSA. VERIFICACIÓN LOSA MEDIANTE PROGRAMA COMPUTACIONAL.

Se presenta a continuación una verificación mediante el programa computacional SAP2000 VERSION 11⁵⁴, basado en elementos finitos. Esto permitirá comprobar el diseño efectuado por el especialista calculista para determinar la armadura de la losa.

5.1.3.1. Datos Entrada Modelo

El modelo es una combinación de una sección tipo de losa, apoyada en vigas prefabricadas según lo muestran las siguientes figuras.

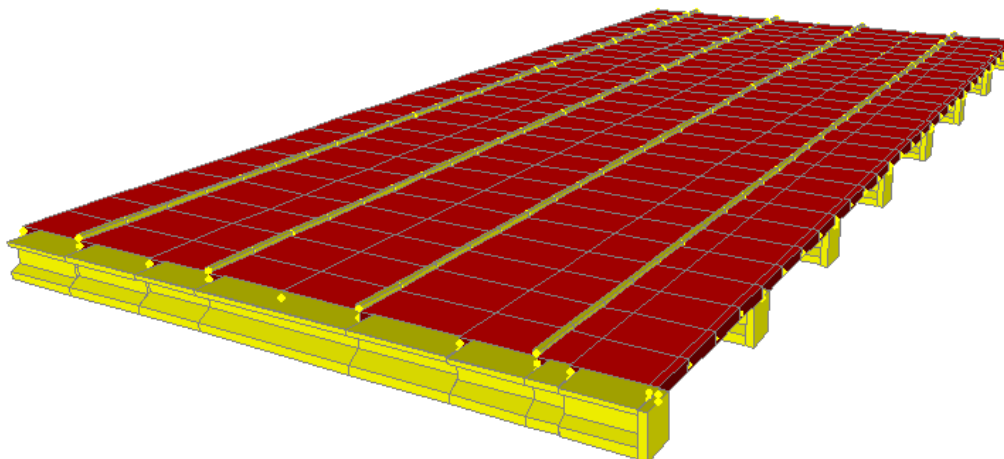


Fig. 5.1.3.1.1 Esquema 3D de Modelo Utilizado en Losa Tipo, Acceso Sur Tramo Soterrado

Las vigas prefabricadas fueron modeladas a través de una adecuada discretización de elementos de viga esbelta tipo “frame”, formulados sobre la base de la teoría de Euler-Bernoulli.

La losa de hormigón armado fue modelada utilizando una malla adecuada elementos finitos de cuatro nodos, de placa delgada, formulados sobre la base de la teoría de Kirchhoff.

⁵⁴ Ref. N° 34, SAP2000 v11, Programa de Análisis por Elementos Finitos, CSI.

5.1.3.1.1. Materiales

En el análisis se consideró hormigón H30, el cual posee las siguientes características mecánicas:

- Módulo de Young $E=235.000 \text{ kg/cm}^2$.
- Resistencia compresión cilíndrica $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$.

Con respecto a las barras de refuerzo del hormigón armado, se consideró acero calidad A63-42H, el cual posee las siguientes características mecánicas:

- Módulo de Young $E=2.100.000 \text{ kg/cm}^2$.
- Tensión última $f_u=6.300 \text{ kg/cm}^2$.
- Tensión de fluencia $f_y=4.200 \text{ kg/cm}^2$.

5.1.3.2. Resultados del análisis

A continuación se incluyen los resultados de la verificación estructural realizada.

5.1.3.2.1. Armadura principal losa tramo TS-8

A continuación se adjuntan las envolventes del momento flector principal M11, paralela a la dirección de tránsito sobre la losa superior, en ton-m/m. Para las combinaciones de cargas ver apéndice A10.1.6.

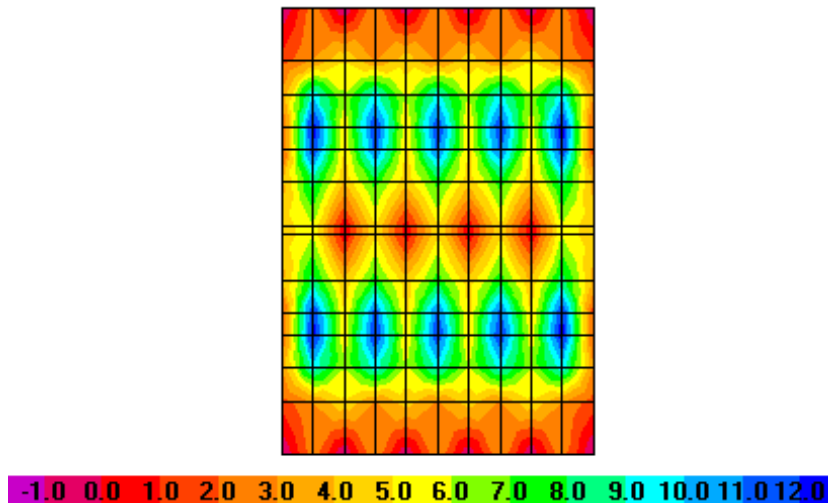


Fig. 5.1.3.2.1.1 Envolvente Máxima Momento M11.

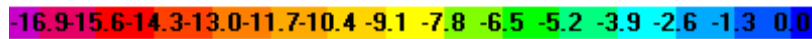
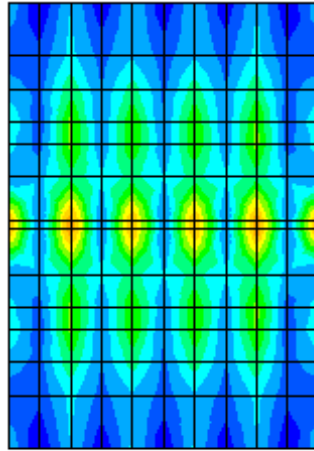


Fig. 5.1.3.2.1.2 Envoltura Mínima Momento M11.

Las armaduras requeridas se determinan en base a las siguientes relaciones establecidas en el numerando 8.16.3 Flexión, de la norma AASHTO 1996 y sus considerandos.

$$\phi M_n = \phi \left[A_s \cdot f_y \cdot d \cdot \left(1 - 0.6 \cdot \frac{\rho \cdot f_y}{f'_c} \right) \right] \quad (\text{Ec.8.15, AASHTO 1996}) \quad \text{Ec. 5.1.3.2.1.1}$$

$$\phi M_n = \phi \left[A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (\text{Ec.8.16, AASHTO 1996}) \quad \text{Ec. 5.1.3.2.1.2}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (\text{Ec.8.17, AASHTO 1996}) \quad \text{Ec. 5.1.3.2.1.3}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{87.000}{87.000 + f_y} \right) \quad (\text{Ec.8.18, AASHTO 1996}) \quad \text{Ec. 5.1.3.2.1.4}$$

Donde:

- M_n = momento nominal resistente de una sección
- A_s = área de refuerzo en tensión, in².
- f_y = limite de fluencia del refuerzo, psi.
- d = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo, in.
- ρ = cuantía de refuerzo.
- f'_c = módulo de compresión del hormigón, psi.

Tomando estas ecuaciones y realizando algunas transformaciones de unidades, se puede reformular las relaciones para trabajar en un sistema de unidades más “amigables”.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \tag{Ec. 5.1.3.2.1.5}$$

$$\rho = \left(0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f'_c}} \right) \tag{Ec. 5.1.3.2.1.6}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \tag{Ec. 5.1.3.2.1.7}$$

Donde:

- M_U = momento mayorado solicitante, ton-m
- A_s = área de refuerzo en tensión, m².
- f_y = límite de fluencia del refuerzo, kg/cm².
- d = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo, m.
- ρ = cuantía de refuerzo.
- f'_c = módulo de compresión del hormigón, kg/cm².

El resumen de los esfuerzos de diseño y de la armadura requerida y dispuesta en las diferentes secciones, se adjunta a continuación.

LOSA, ARMADURA PRINCIPAL (X)

ALTERNATIVA	ZONA VIGA	APOYO SUP.	CUANTÍA COLOC.	REC.	M (T-M/M)	CUANTÍA REQ.	FACTOR CUMPL.
ORIGINAL	APOYO	10 A 24+16 A 12	20.03	4	2.71	4.87	4.11
	MEDIA	10 A 24 + 16 A 12	20.03	4	7.15	13.66	1.47
	CONTINUIDAD	10 A 24 + 16 A 12	20.03	4	6.60	12.50	1.60
MODIFICADA	APOYO	12 A 5.5	20.56	4	2.71	4.87	4.22
	MEDIA	12 A 5.5	20.56	4	7.15	13.66	1.51
	CONTINUIDAD	12 A 5.5	20.56	4	6.60	12.50	1.65

ALTERNATIVA	ZONA VIGA	APOYO INF.	CUANTÍA COLOC.	REC.	M (T-M/M)	CUANTÍA REQ.	FACTOR CUMPL.
ORIGINAL	APOYO	16 A 22	9.14	2.5	0.00	-	-
	MEDIA	16 A 22	9.14	2.5	4.85	8.07	1.13
	CONTINUIDAD	16 A 22	9.14	2.5	0.00	-	-
MODIFICADA	APOYO	16 A 22	9.14	2.5	0.00	-	-
	MEDIA	16 A 22	9.14	2.5	4.85	8.07	1.13
	CONTINUIDAD	16 A 22	9.14	2.5	0.00	-	-

ALTERNATIVA	ZONA VIGA	VANO SUP.	CUANTÍA COLOC.	REC.	M (T-M/M)	CUANTÍA REQ.	FACTOR CUMPL.
ORIGINAL	APOYO	10 A 24	3.27	4	0.00	-	-
	MEDIA	10 A 24	3.27	4	1.61	2.82	1.16
	CONTINUIDAD	10 A 24	3.27	4	1.25	2.18	1.50
MODIFICADA	APOYO	12 A 11	10.28	4	0.00	-	-
	MEDIA	12 A 11	10.28	4	1.61	2.82	3.65
	CONTINUIDAD	12 A 11	10.28	4	1.25	2.18	4.72

ALTERNATIVA	ZONA VIGA	VANO INF.	CUANTÍA COLOC.	REC.	M (T-M/M)	CUANTÍA REQ.	FACTOR CUMPL.
ORIGINAL	APOYO	16 A 24+16 A 22	17.52	2.5	2.75	4.47	3.92
	MEDIA	16 A 24+16 A 22	17.52	2.5	10.00	17.69	0.99
	CONTINUIDAD	16 A 24+16 A 22	17.52	2.5	2.42	3.92	4.47
MODIFICADA	APOYO	16 A 11	18.28	2.5	2.75	4.47	4.09
	MEDIA	16 A 11	18.28	2.5	11.74	17.69	1.03
	CONTINUIDAD	16 A 22+16 A 24	17.52	2.5	2.42	3.92	4.47

5.1.3.2.2. Armadura secundaria losa tramo TS-8

A continuación se adjuntan las envolventes del momento flector M22, perpendicular a la dirección de tránsito sobre la losa superior, en ton-m/m. Para las combinaciones de cargas ver apéndice A10.1.6.

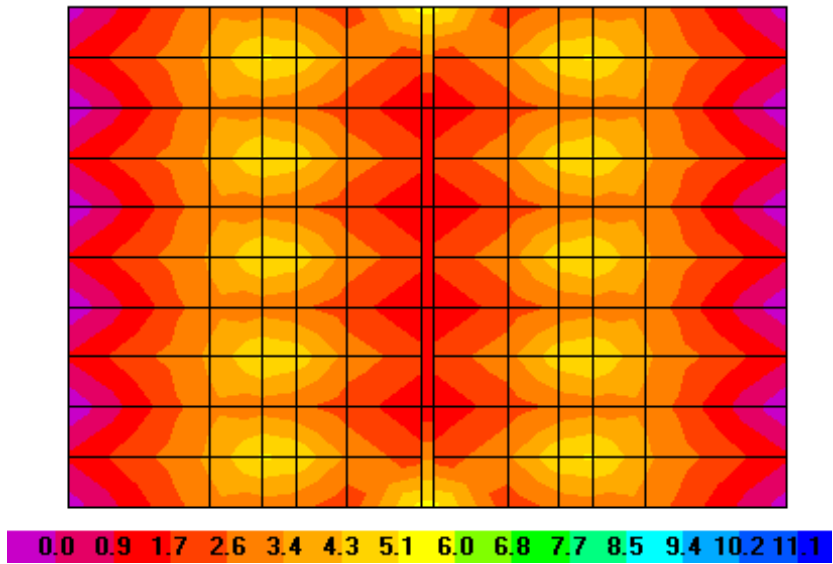


Fig. 5.1.3.2.2.1 Envolvente Máxima Momento M22.

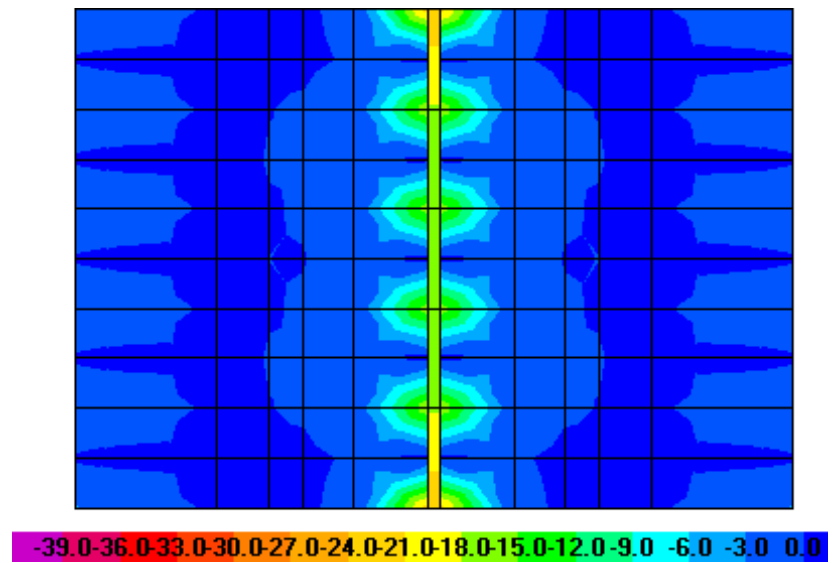


Fig. 5.1.3.2.2.2 Envolvente Mínima Momento M22.

Para la determinación de la armadura requerida en las diferentes secciones, se procedió de la forma descrita en el punto 5.1.3.2.1

El resumen de los esfuerzos de diseño y de la armadura requerida y dispuesta en las diferentes secciones, se adjunta a continuación.

LOSA, ARMADURA SECUNDARIA (Y)

ALTERNATIVA	ZONA VIGA	APOYO SUP.	CUANTÍA COLOC.	REC.	M (T-M/M)	CUANTÍA REQ.	FACTOR CUMPL.
ORIGINAL	APOYO	10 A 20	3.93	6.1	0.88	1.76	2.23
	MEDIA	10 A 20	3.93	6.1	0	-	-
	CONTINUIDAD	10 A 20+18 A 20	16.65	6.4	4.65	10.55	1.58
MODIFICADA	APOYO	10 A 20	3.93	5.1	0.88	1.76	2.23
	MEDIA	10 A 20	3.93	5.1	0	-	-
	CONTINUIDAD	10 A 20+18 A 20	16.65	5.5	4.65	10.55	1.58

ALTERNATIVA	ZONA VIGA	APOYO INF.	CUANTÍA COLOC.	REC.	M (T-M/M)	CUANTÍA REQ.	FACTOR CUMPL.
ORIGINAL	APOYO	12 A 20	5.66	3.9	0	-	-
	MEDIA	12 A 20	5.66	3.9	2.44	4.28	1.32
	CONTINUIDAD	12 A 20	5.66	3.9	0	-	-
MODIFICADA	APOYO	12 A 20	5.66	3.9	0	-	-
	MEDIA	12 A 20	5.66	3.9	2.44	4.28	1.32
	CONTINUIDAD	12 A 20	5.66	3.9	0	-	-

ALTERNATIVA	ZONA VIGA	VANO SUP.	CUANTÍA COLOC.	REC.	M (T-M/M)	CUANTÍA REQ.	FACTOR CUMPL.
ORIGINAL	APOYO	10 A 20	3.93	5	0	-	-
	MEDIA	10 A 20	3.93	5	0	-	-
	CONTINUIDAD	10 A 20	3.93	5	3.00	5.69	0.69
MODIFICADA	APOYO	10 A 20	3.93	5.1	0	-	-
	MEDIA	10 A 20	3.93	5.1	0	-	-
	CONTINUIDAD	10 A 20	3.93	5.1	3.00	5.69	0.69

ALTERNATIVA	ZONA VIGA	VANO INF.	CUANTÍA COLOC.	REC.	M (T-M/M)	CUANTÍA REQ.	FACTOR CUMPL.
ORIGINAL	APOYO	12 A 10	11.31	3.9	0.52	0.89	12.71
	MEDIA	12 A 10	11.31	3.9	5.59	10.20	1.11
	CONTINUIDAD	12 A 10	11.31	3.9	0.00	-	-
MODIFICADA	APOYO	12 A 10	11.31	3.9	1.02	0.89	12.71
	MEDIA	12 A 10	11.31	3.9	5.59	10.20	1.11
	CONTINUIDAD	12 A 10	11.31	3.9	0.00	-	-

5.1.3.2.3. Deformación en viga prefabricada tramo TS-8

La deformación máxima, por carga móvil, en las vigas prefabricadas es de 0,90 cm. Este valor es menor a la deformación admisible de $L/1000=1,3$ cm, establecida por AASHTO para puentes urbanos.

5.1.3.2.4. Verificación de frecuencia vertical tablero tramo TS-8

En el siguiente cuadro se indican los modos verticales más relevantes, con sus respectivas frecuencias y factores de participación de masa modal, obtenidas del modelo de cálculo.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frec.	UZ	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Hz	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.12	8.44	78%	78%
MODAL	Mode	2	0.12	8.57	0%	78%
MODAL	Mode	3	0.11	8.97	0%	78%
MODAL	Mode	4	0.11	9.10	0%	78%
MODAL	Mode	5	0.10	10.09	8%	85%
MODAL	Mode	6	0.10	10.24	0%	85%
MODAL	Mode	7	0.07	14.12	1%	87%
MODAL	Mode	8	0.04	24.15	0%	87%
MODAL	Mode	9	0.04	24.33	0%	87%
MODAL	Mode	10	0.04	25.53	0%	87%
MODAL	Mode	11	0.04	25.63	0%	87%
MODAL	Mode	12	0.04	28.36	0%	87%
MODAL	Mode	13	0.03	35.99	2%	89%
MODAL	Mode	14	0.03	37.73	5%	93%
MODAL	Mode	15	0.03	38.54	5%	99%
MODAL	Mode	16	0.02	48.93	0%	99%
MODAL	Mode	17	0.02	60.51	0%	99%
MODAL	Mode	18	0.01	75.98	1%	100%
MODAL	Mode	19	0.01	132.96	0%	100%
MODAL	Mode	20	0.01	182.32	0%	100%

Obsérvese que la cantidad de modos considerada en el análisis describe el 100% de la masa modal en la dirección vertical.

El primer modo es el más relevante para el análisis de vibración vertical, con un factor de participación de masa modal de un 78%, y una frecuencia propia de 8,44 Hz.

Esta frecuencia se encuentra lo suficientemente alejada de 3 Hz como para asegurar que la estructura no presentará problemas de serviciabilidad por vibración vertical del tablero⁵⁵.

⁵⁵ Ref. N°2, Punto 1.3.2., AASHTO Guide Specifications for Design of Pedestrian Bridges, 1997.

5.1.4. DISEÑO LOSA. ANÁLISIS DE CARGAS ESTÁTICAS.

Para conocer el comportamiento de la losa frente a cargas de servicio, se ha realizado un análisis para cargas estáticas, en este análisis se ha utilizado un cálculo lineal clásico.

Lo primero es la confección de un modelo de losa mediante el programa CEDRUS-5 de la casa Cubus AG⁵⁶. Este modelo representa una zona de ancho constante del tramo TS-8. En este modelo, las vigas se han modelado como vigas rectangulares con inercia igual a la inercia bruta de las vigas reales.

El modelo tiene en cuenta los esfuerzos generados sobre la losa, debido a la diferencia de deformación entre las vigas, que constituyen los apoyos de la losa de compresión.

La figura siguiente ilustra este efecto, el esfuerzo de flexión que se genera en la losa al aplicar una carga puntual sobre el eje de una viga. Como se ve, la carga puntual en una viga genera momentos negativos moderados, menores que los producidos cuando la carga de tráfico está entre dos vigas, y por lo tanto no condicionantes para el comportamiento adecuado de la estructura.

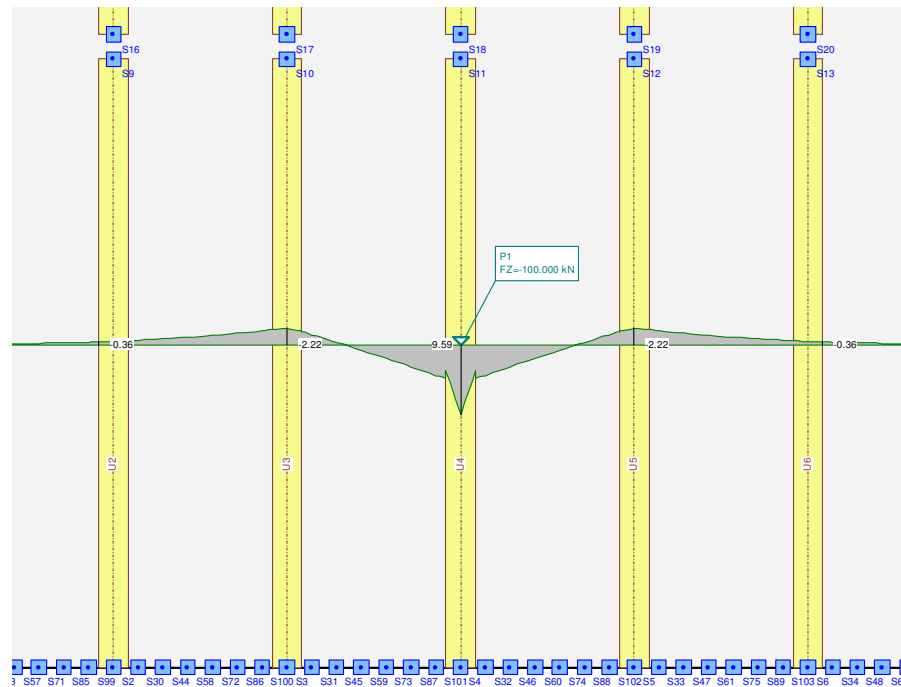


Fig. 5.1.4.1. Momento Flector en Dirección Longitudinal Bajo la Acción del Peso Propio.

⁵⁶ Ref. Nº 14, CEDRUS-5, Programa de Análisis Lineal-Elastico Desarrollado por CUBUS AG, Suiza.

Se ha estudiado la situación de la losa durante la construcción, que con otros esfuerzos es similar a la que se producirá para las condiciones de servicio.

Las cargas consideradas son peso propio y tráfico de construcción. Para la sobrecarga de tráfico se ha considerado un camión hormigonero compuesto por un eje delantero y tres ejes traseros. Las cargas por eje estimadas han sido de 70 kN para el delantero y 80 kN para cada uno de los traseros, y además se ha considerado un coeficiente de impacto del 30 %.

Se han introducido tres camiones en paralelo en 11 posiciones distintas con objeto de obtener los esfuerzos pésimos tanto en los apoyos como en centro de vano.

A continuación se muestran los esfuerzos de flexión en la dirección longitudinal, integrados en un ancho de banda de 1 m, para la actuación del peso propio. Como puede verse, ni en apoyos ni en centro de vano se supera el momento de fisuración, estimado en 19 kNm.

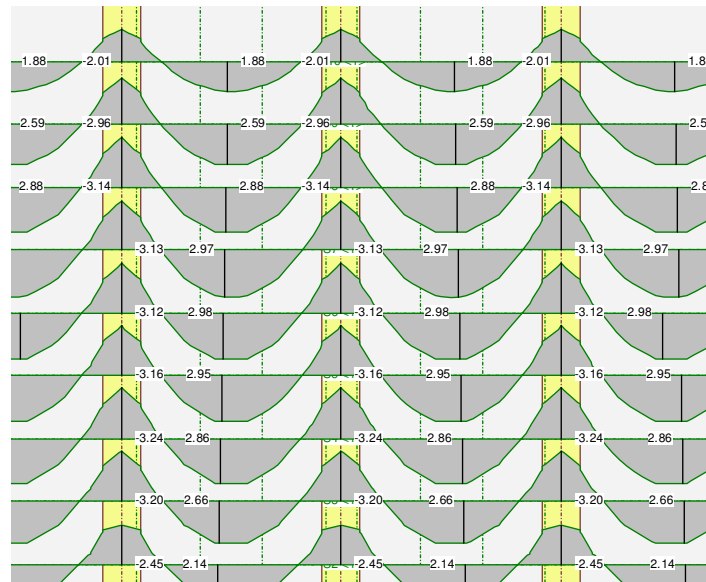


Fig. 5.1.4.2. Momento flector en dirección longitudinal bajo la actuación del peso propio.

A continuación, se muestran los resultados de momentos obtenidos en la losa para las cargas de peso propio y carga de tráfico de construcción considerada.

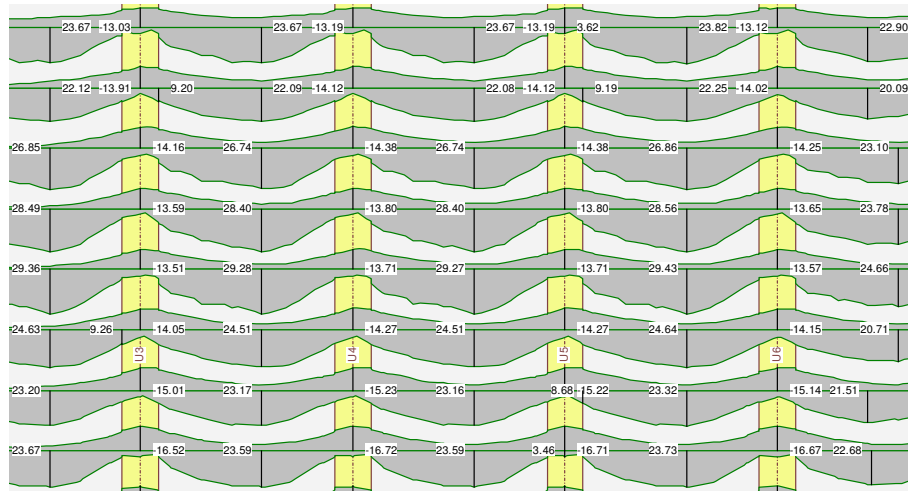


Fig. 5.1.4.3. Momento flector en dirección longitudinal para la combinación característica (Peso propio + Sobrecarga).

Al introducir la sobrecarga de tráfico, los momentos flectores aumentan considerablemente. En negativos la losa no alcanza el momento de fisuración, en cambio, en centro de vano, los momentos alcanzan valores cercanos a los 30 kNm, por lo que es esperable la fisuración de la cara inferior al paso del camión hormigonera.

El comportamiento es asimismo adecuado sin que la disposición de las vigas transversales provoque problema alguno.

El modelo en detalle se adjunta en el apéndice A10.2.

5.1.5. DISEÑO LOSA. ANÁLISIS DE CARGAS ESTÁTICAS MÁS DEFORMACIONES IMPUESTAS DE RETRACCIÓN Y FLUENCIA. MODELO NO LINEAL⁵⁷.

Para un análisis más detallado del fenómeno de fisuración aparecido en el tablero de rodado del proyecto Acceso Sur, se confecciono un modelo no lineal de una losa cuadrada de dimensiones 3.50m y de 0.20m de espesor. Se considera representativa esta losa, debido a que por la longitud total del tramo soterrado, estas no tienen posibilidad de movimiento, por lo que representar un vano o más, genera el mismo resultado. Ver detalles en apéndice A10.3.

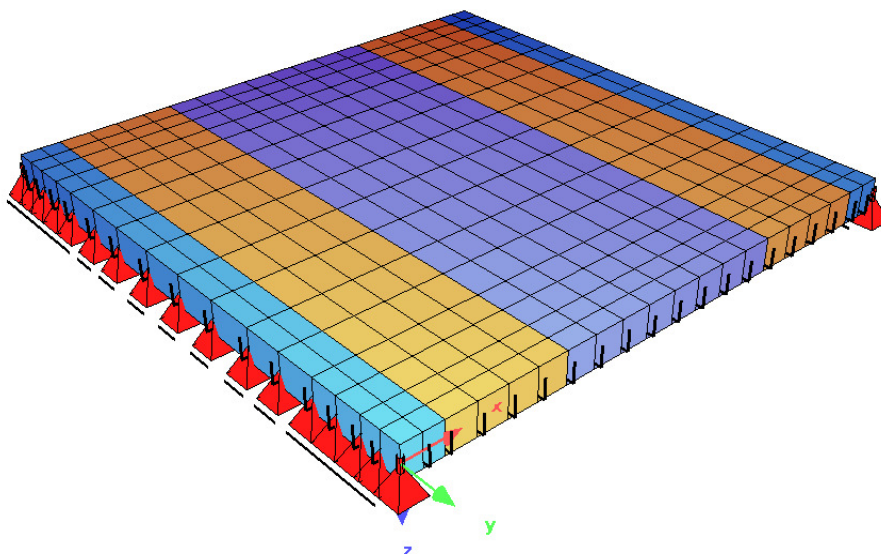


Fig. 5.1.5.1. Modelo Losa. Análisis No Lineal.

Para este modelo, se han considerado los siguientes aspectos o hipótesis;

- Para de las condiciones de contorno o borde, se ha simulado un apoyo vertical perfecto en la viga, esta consideración es razonable debido a que los movimientos de dos vigas sucesivas serán similares para los distintos tipos de cargas actuantes.
- Se ha considerado un empotramiento perfecto de las losas, es decir se ha supuesto continuidad perfecta sobre la viga. Esta es una consideración por parte de la seguridad, debido a que se sobreestiman los momentos en los apoyos.
- Respecto de los movimientos longitudinales, en el plano horizontal de la losa, están perfectamente impedidos. Esta hipótesis también es conservadora, puesto que

⁵⁷ Ref. N° 29, OGUP Ing. Consultores, "Estudio de Fisuras en Losa Tablero Acceso Sur Santiago, Tramos Soterrados TS-5 y TS-8", Informe Final Consolidado, Mayo 2009.

cualquier movimiento horizontal amortigua los efectos de las deformaciones impuestas.

- Finalmente, este modelamiento es una estimación del fenómeno, debido a la complejidad del suceso aparición de fisuras y por las consideraciones más desfavorables aplicadas al modelo.

En la elaboración del modelo no lineal, se han tenido en consideración aspectos relacionados con la retracción y la temperatura.

Respecto de la retracción, se considero lo señalado en el Eurocódigo 2 y en resultados experimentales obtenidos en la ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid⁵⁸, para un hormigón H-30, en una probeta cilíndrica, similar al empleado en la obra.

En este experimento se uso una probeta circular de diámetro 15 cm, con un espesor equivalente a los efectos de la evaluación de la retracción de 75 mm.

En el siguiente gráfico se muestra también la curva de retracción a lo largo del tiempo para el hormigón de la obra del soterramiento. En este caso el hormigón es un H-30, en probeta cúbica, y H-25, en probeta cilíndrica. El espesor equivalente utilizado para la obtención de la curva es 200 mm, correspondiente a la losa de compresión. Como puede verse, para este espesor equivalente la rapidez de la evolución de la retracción es menor que para la probeta ensayada.

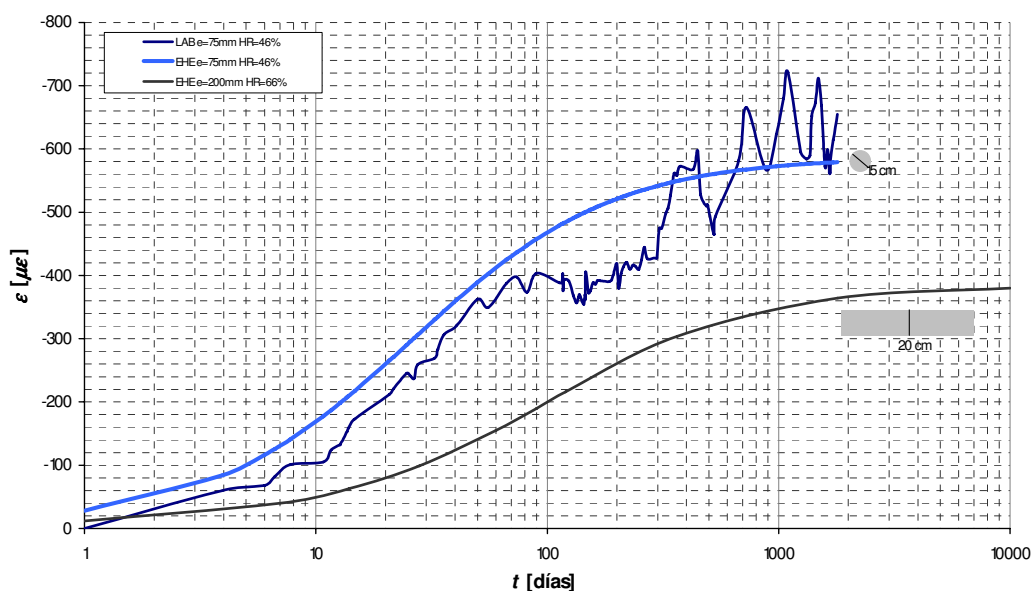


Fig. 5.1.5.2. Comparación entre la estimación teórica dada por el modelo de la EHE-08/ Eurocódigo 2 y resultados experimentales realizados en la ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, con probeta cilíndrica de 15,00cm de diámetro. Curva de retracción considerada en los cálculos a tiempo infinito de la retracción en el soterramiento del Acceso Sur.

⁵⁸ Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, España.

Una variable que influye en el cálculo de la retracción es la humedad. Para obtener un valor representativo de esta variable se ha establecido un registro para diversos valores en años distintos. La humedad media resultante y utilizada es de 66 %. De este estudio se ha visto que las humedades menores se dan en verano y, por lo tanto, en ese periodo se dan las mayores retracciones.

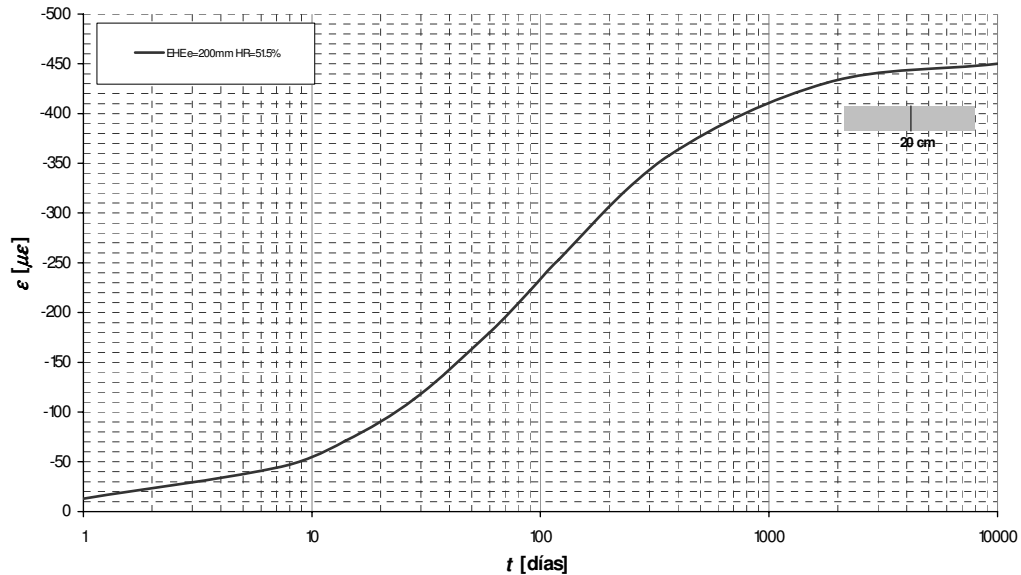


Fig. 5.1.5.3. Muestra la evolución de la retracción en los primeros 28 días, para la humedad del verano, 51,5 %HR. Este valor máximo de 113 microdeformaciones, es el que se utiliza en los cálculos de fisuración durante los primeros días que se presentan más adelante.

Respecto de la temperatura, la peor condición es la de enfriamiento, porque aumenta las deformaciones impuestas a las que ocurren por aspectos reológicos, retracción y fluencia.

La bibliografía muestra que para espesores pequeños de losas de hormigón, no deberían de presentarse grandes gradientes térmicos. El siguiente gráfico⁵⁹, muestra los registros obtenidos de una losa instrumentada en tres fibras, superior, inferior e intermedia, con 20cm de espesor, como la del estudio, resultando registros de temperatura muy parecidos, por lo que el gradiente térmico puede ser despreciado.

⁵⁹ B. Hock, K. Schäfer, J. Schlaich, Fugen und Aussteifungen in Stahlbetonskelettbauten, Deutscher Ausschuss Für Stahlbeton Heft 368 (1986).

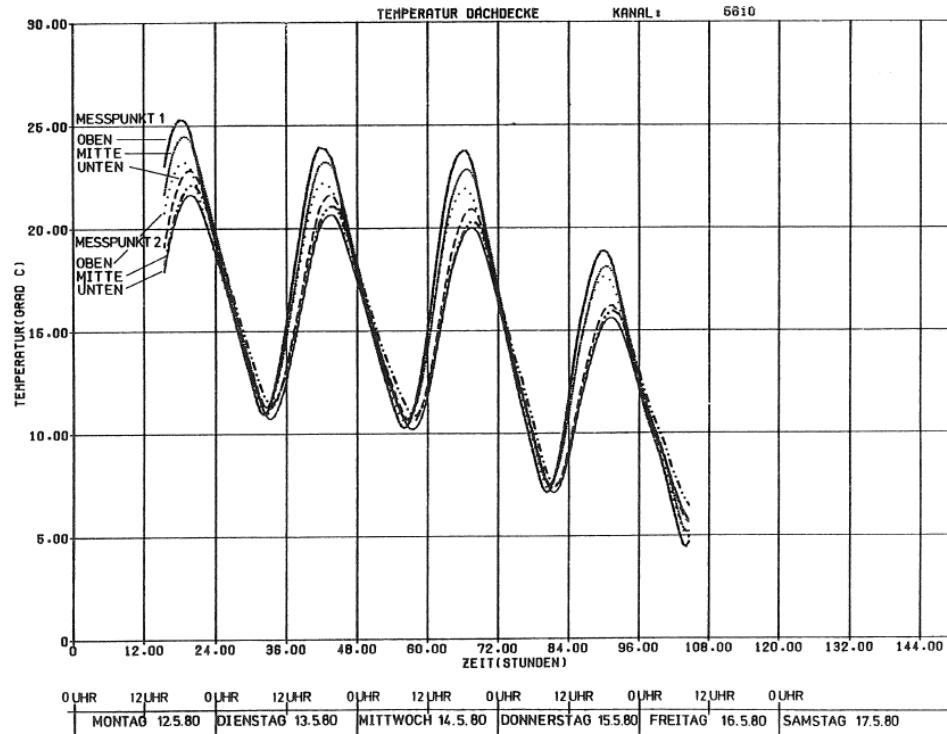
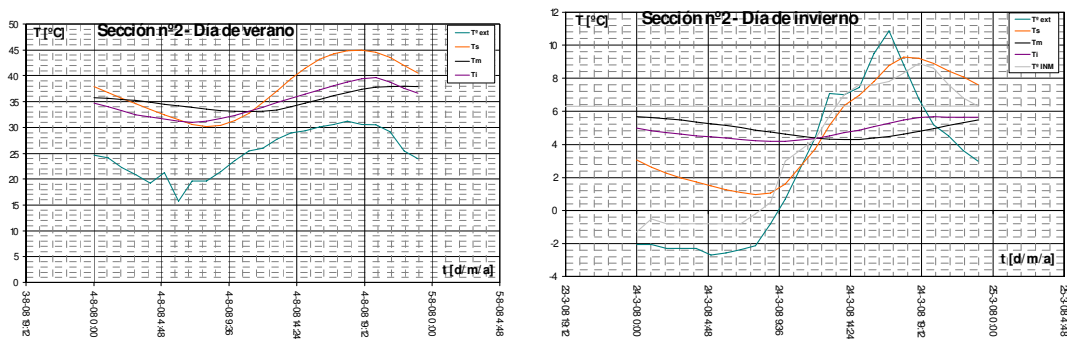


Fig. 5.1.5.4. Medición de temperatura en dos puntos del edificio, medida durante 4 días, en una losa de 0,20 m de canto, en tres fibras distintas.

Apoyando los resultados anteriores, se muestran los registros diarios de cuatro días distintos en un año y se ven las variaciones térmicas del ambiente y las variaciones térmicas del puente en tres fibras, superior, media e inferior, para una losa instrumentada y monitorizada en Ávila, España, por el Grupo de Hormigón Estructural de la ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid.



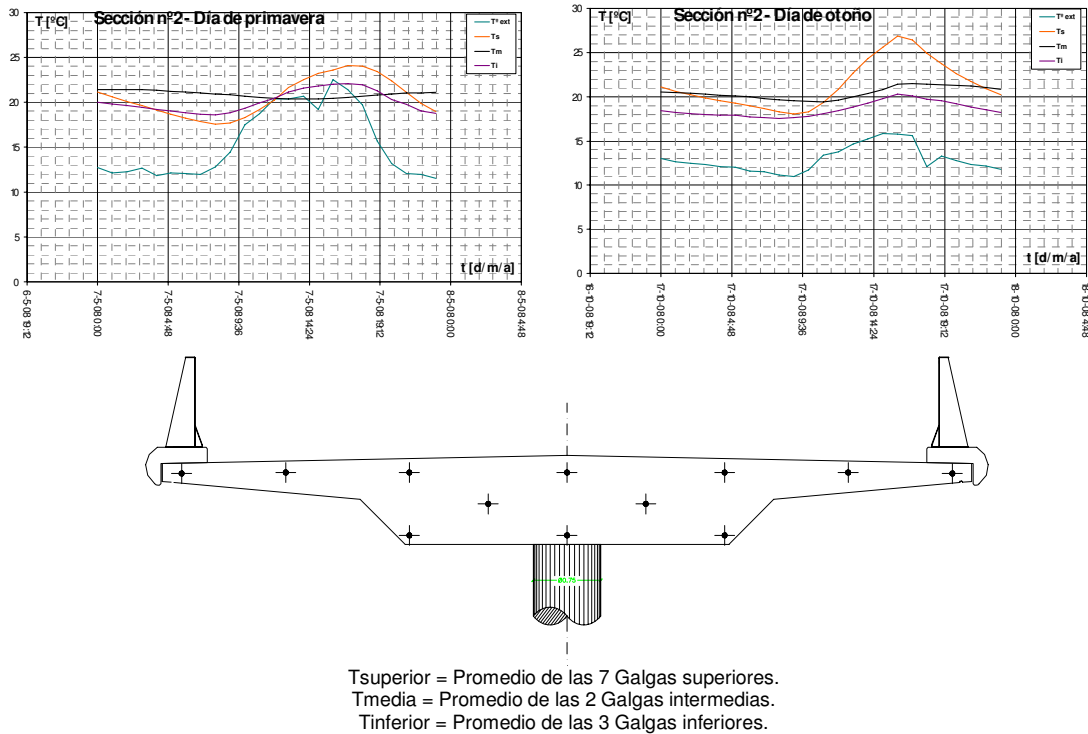


Fig. 5.1.5.5. Registro diario de Temperaturas en las distintas estaciones para el paso superior monitorizado en Ávila.

Este registro muestra que el tablero tiene variaciones de temperatura que son menores que las del ambiente, tanto en verano como en invierno.

Con estos antecedentes bibliográficos, más los datos de registros obtenidos en terreno y registros históricos, se determino que la variación térmica diaria máxima en verano puede haber sido del orden de unos 16,5 °C. Ya que la variación máxima depende de la temperatura a la que se construyo se ha supuesto un enfriamiento de la mitad de esta cantidad, es decir, de 8,25 °C. Este valor queda del lado de la seguridad porque es la variación de temperatura máxima que se puede dar y se ha tomado como si esta variación ocurriera en el hormigón, que como se ha visto, en el hormigón la variación es menor.

Para la el enfriamiento máximo se ha tomado una temperatura media de fabricación de la losa de 10 °C y la mínima histórica registrada de -6,7 °C, es decir, un enfriamiento de 16,7 °C.

Para ver en detalle los valores de origen ver apéndice A10.4.

5.1.5.1. Hipótesis 1A.

Retracción. En esta hipótesis no se considera el peso propio de la losa, porque se intenta simular el caso en que la losa no estaba descimbrada en el momento de la fisuración.

La figura siguiente muestra los resultados obtenidos para esta hipótesis, obteniéndose 6 gráficos, de los cuales el primero corresponde al momento en la losa, el segundo al axil y los cuatro restantes indican las tensiones en la fibra superior del hormigón, en el acero del paramento superior, el acero del paramento inferior y en la fibra inferior del hormigón.

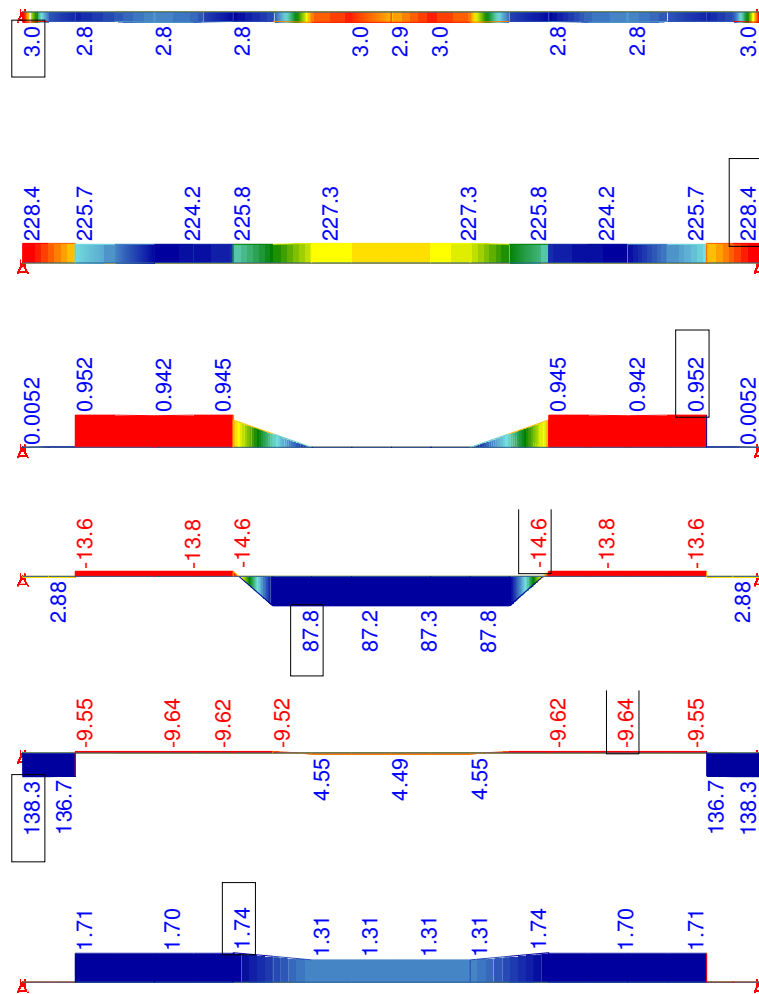


Fig. 5.1.5.1.1 Resultados Hipótesis 1A.

De los resultados obtenidos, se puede inferir las siguientes conclusiones.

- Respecto del momento que se produce en la losa, si bien no hay cargas gravitatorias externas, este se genera debido a la retracción, porque esta actúa sobre una sección con armadura asimétrica, esta asimetría induce una flexión que tracciona el paramento superior.
- El axil se produce debido a la deformación impuesta producida por la coacción del resto de la estructura sobre la losa de compresión.
- Respecto de los resultados relacionados con las tensiones y teniendo en cuenta la resistencia a tracción del hormigón, estos muestran que podrían aparecer fisuras en el paramento superior en las zonas del vano. Sin embargo y debido a que las tensiones en el acero son muy pequeñas, inferiores a los 90 MPa, estas aberturas serían insignificantes.

5.1.5.2. Hipótesis 1B.

Retracción y al final del periodo considerado, enfriamiento de 8,25 °C. Esta situación es similar a la anterior, solo que al final se suma el enfriamiento cuando esta situación es más desfavorable.

Se muestra a continuación los resultados obtenidos para esta hipótesis.

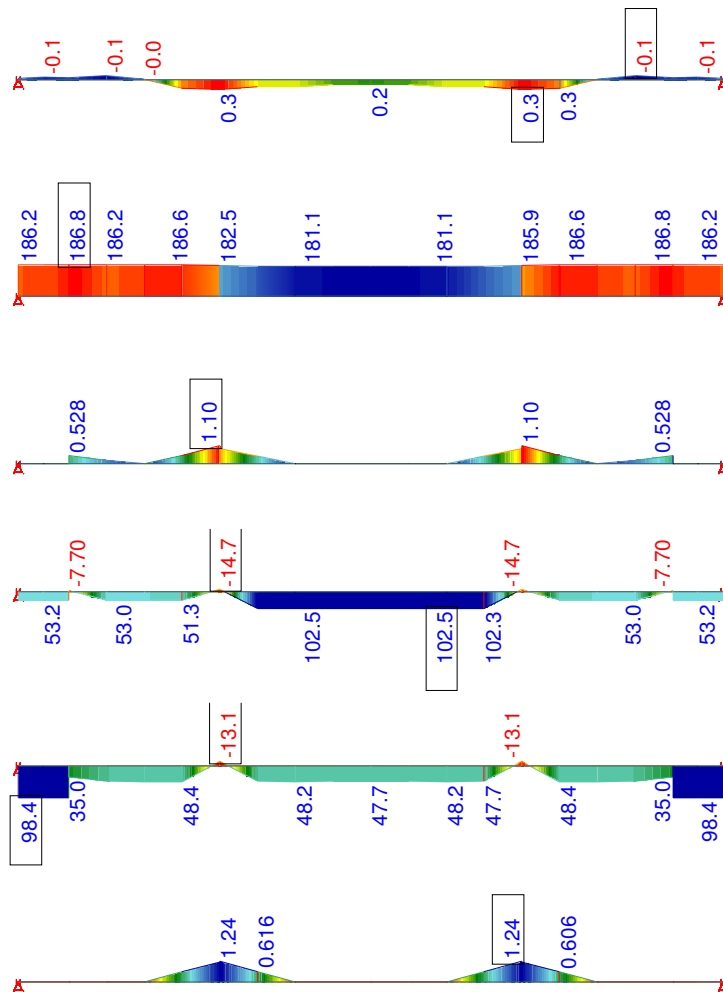


Fig. 5.1.5.2.1 Resultados Hipótesis 1B.

De los resultados obtenidos, se puede inferir las siguientes conclusiones.

- Los resultados obtenidos muestran la posibilidad de fisuras en el paramento superior e inferior pero con valores tensión en el acero muy bajos y por lo tanto, como en la hipótesis 1A, de tamaño despreciables.

5.1.5.3. Hipótesis 2A.

Peso Propio de la Losa y Retracción. Esta situación es más realista porque se supone la coexistencia del peso propio de la losa más la retracción y fluencia.

Se muestra a continuación los resultados obtenidos para esta hipótesis.

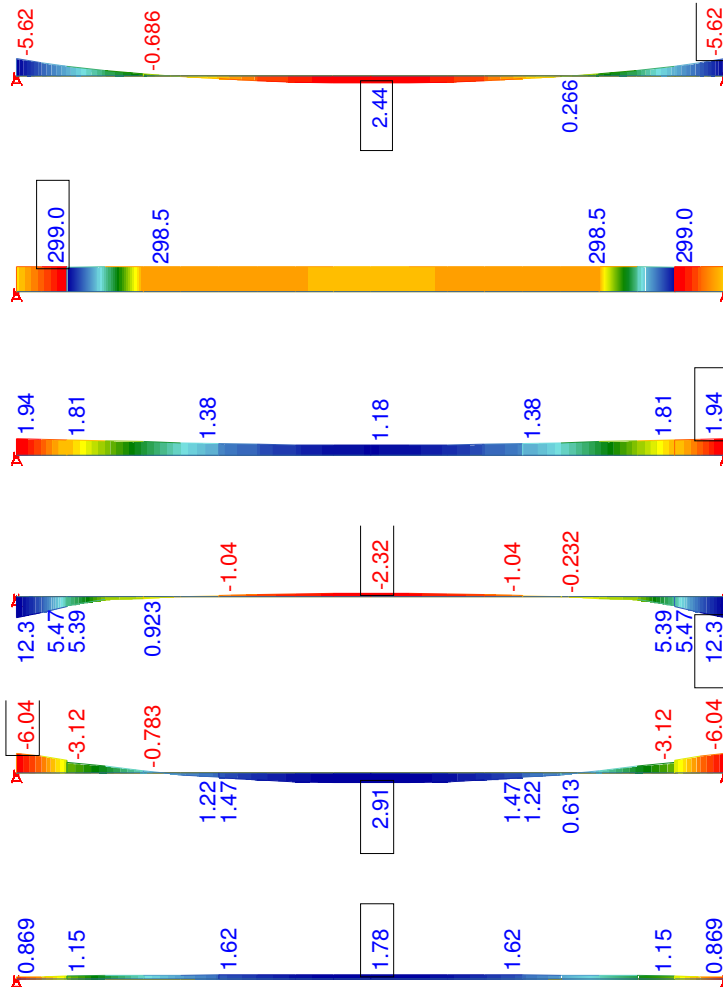


Fig. 5.1.5.3.1 Resultados Hipótesis 2A.

De los resultados obtenidos, se puede inferir las siguientes conclusiones.

- Los resultados indican que la losa no se fisura.
- Este resultado quizás representa más adecuadamente la situación real, debido a que la retracción considerada es alta, 113 microdeformaciones, que corresponde a aproximadamente un tercio de la total y supone un valor alto, además como el

gradiente térmico, que en este caso no está considerado, tiene un efecto mucho menor, de acuerdo con resultados experimentales disponibles.

5.1.5.4. Hipótesis 2B.

Peso Propio de la Losa, Retracción y al final del periodo considerado, enfriamiento de 8,25°C. Esta situación es similar a la hipótesis anterior, sumando el enfriamiento cuando sea más desfavorable.

Se muestra a continuación los resultados obtenidos para esta hipótesis.

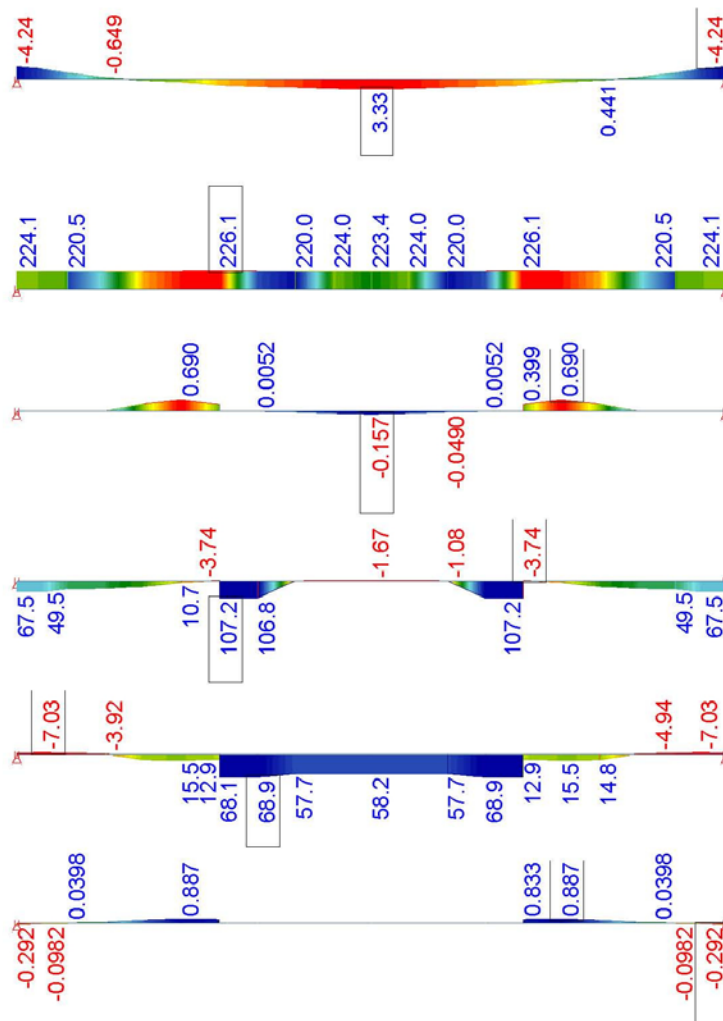


Fig. 5.1.5.4.1 Resultados Hipótesis 2B.

De los resultados obtenidos, se puede inferir las siguientes conclusiones.

- Los resultados obtenidos muestran la posibilidad de fisuras en el paramento superior e inferior pero con valores tensión en el acero muy bajos y por lo tanto de tamaño despreciables.
- También existe la posibilidad de fisuración en el centro del tramo, entre vigas, pero como los valores de las tensiones en el acero son muy pequeñas, no mayores que 100 MPa, deberían de resultar despreciables.

5.1.5.5. Hipótesis 2C.

Peso Propio de la Losa, Cargas de Construcción (4 kN/m²) y Retracción. Esta situación es similar a la hipótesis anterior, solo que la carga gravitatoria es mayor, incluye el efecto de las cargas de construcción.

Se muestra a continuación los resultados obtenidos para esta hipótesis.

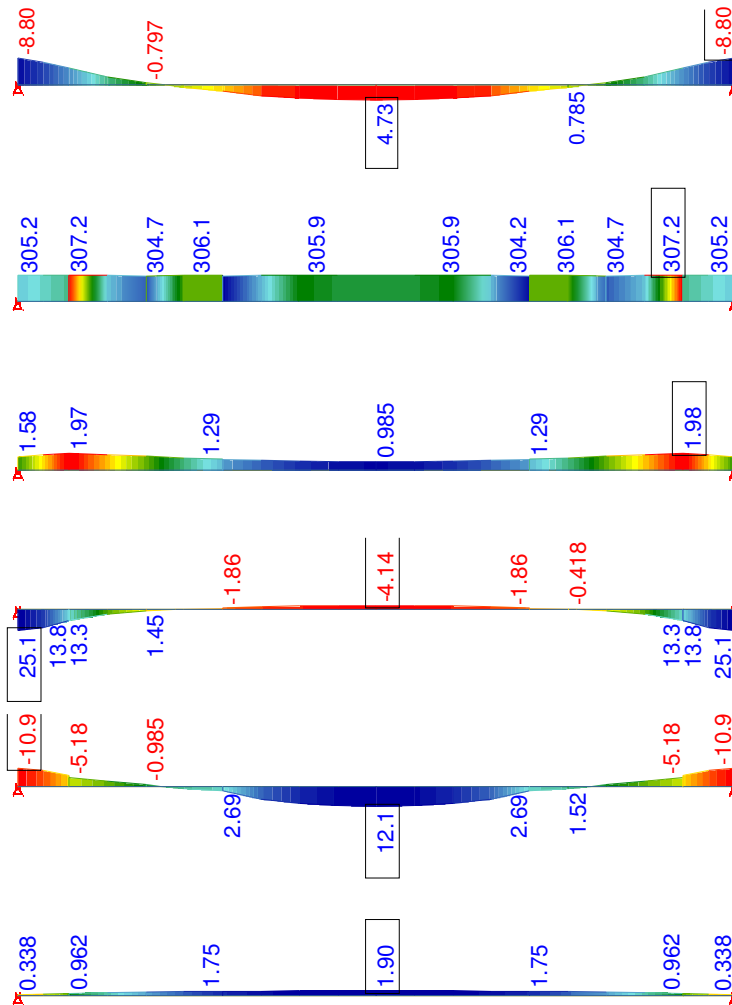


Fig. 5.1.5.5.1 Resultados Hipótesis 2C.

De los resultados obtenidos, se puede inferir las siguientes conclusiones.

- Los resultados obtenidos muestran que aun con el aumento de la carga gravitatoria, la losa no se fisura. El aumento de la carga produce un efecto favorable porque crea un estado tensional de flexión que compensa el efecto de tracción que producen las deformaciones reológicas.

5.1.5.6. Hipótesis 2D.

Peso Propio de la Losa, Cargas de Construcción (4 kN/m²), Retracción y Enfriamiento. Esta situación es similar a la hipótesis anterior, solo que se ha adicionado el efecto que produce la variación térmica diaria.

Se muestra a continuación los resultados obtenidos para esta hipótesis.

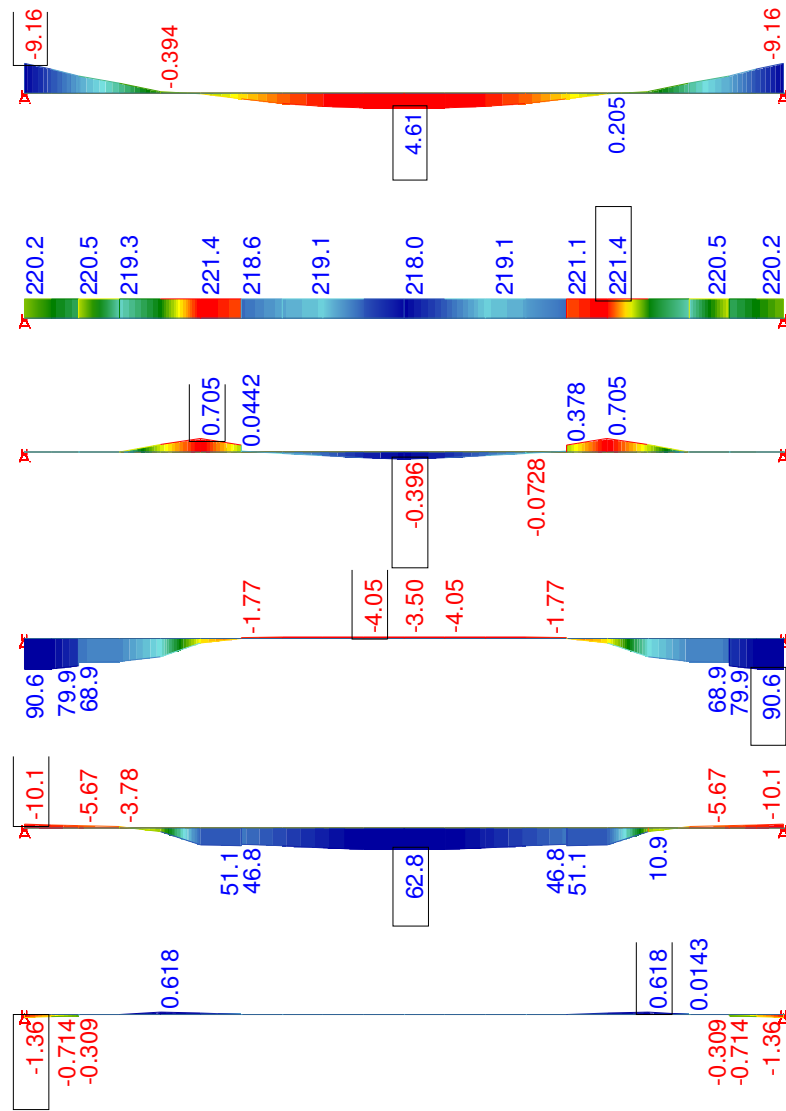


Fig. 5.1.5.6.1 Resultados Hipótesis 2D.

De los resultados obtenidos, se puede inferir las siguientes conclusiones.

- Los resultados obtenidos muestran que teóricamente la losa solo se fisura en los apoyos.

5.1.5.7. Hipótesis 3A.

Peso Propio de la Losa, Cargas Muertas y Retracción. Esta situación corresponde a una hipótesis para representar el comportamiento a tiempo infinito, que sucede con la losa en servicio. La retracción evaluada corresponde a 380 microdeformaciones.

Se muestra a continuación los resultados obtenidos para esta hipótesis.

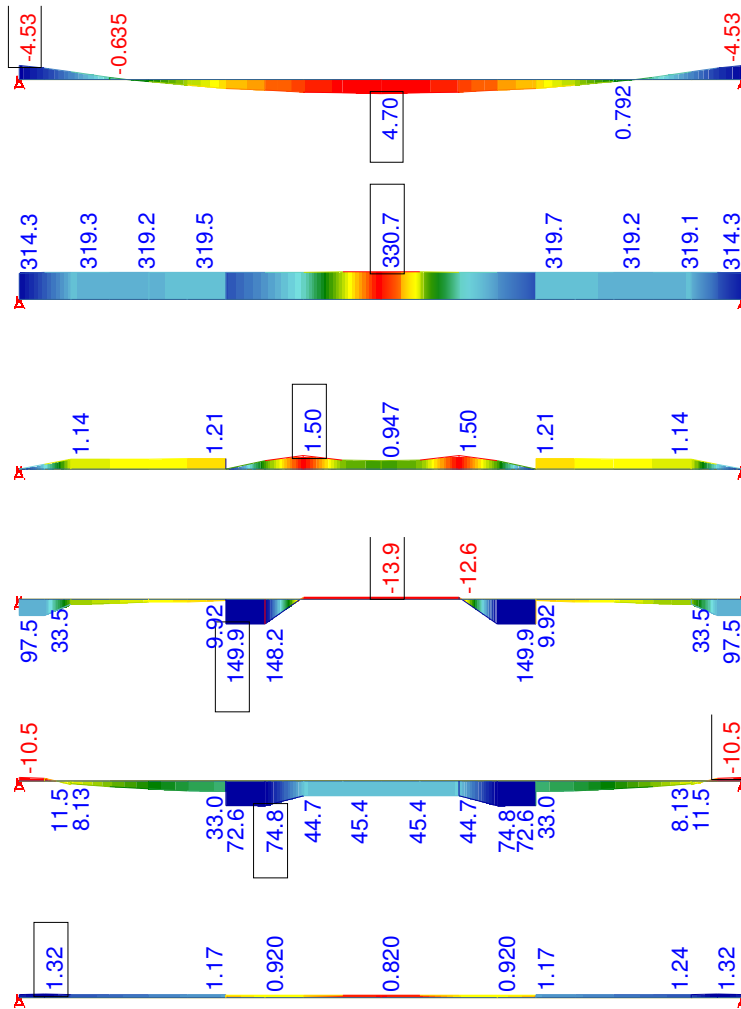


Fig. 5.1.5.7.1 Resultados Hipótesis 3A.

De los resultados obtenidos, se puede inferir las siguientes conclusiones.

- De acuerdo a las estimaciones teóricas obtenidas se prevé que la losa no sufre fisuración, aun cuando la carga, por concepto de carga muerta, ha sido incrementada.

5.1.5.8. Hipótesis 3B.

Peso Propio de la Losa, Cargas Muertas, Retracción y Enfriamiento de 16,7°C. Esta situación es idéntica a la anterior, pero con un enfriamiento máximo.

Se muestra a continuación los resultados obtenidos para esta hipótesis.

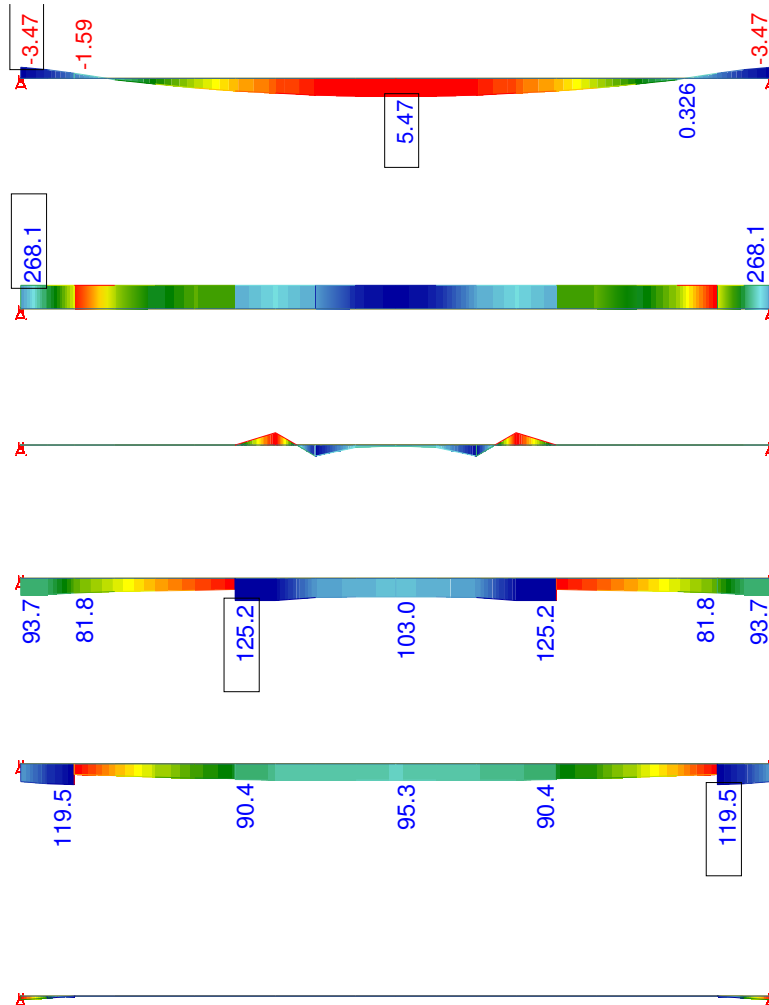


Fig. 5.1.5.8.1 Resultados Hipótesis 3B.

De los resultados obtenidos, se puede inferir las siguientes conclusiones.

- De acuerdo a este escenario teórico y extremo, de una baja probabilidad de ocurrencia, la losa es susceptible de fisurarse, especialmente en los extremos.

- Cabe hacer notar que las tensiones en los aceros siguen siendo bajas, menores que 130 MPa, resultando una fisuración moderada, con valores entorno a 0,1mm.

5.1.5.9. Hipótesis 3C.

Peso Propio de la Losa, Cargas Muertas, Sobrecarga de Tráfico y Retracción.

Se muestra a continuación los resultados obtenidos para esta hipótesis.

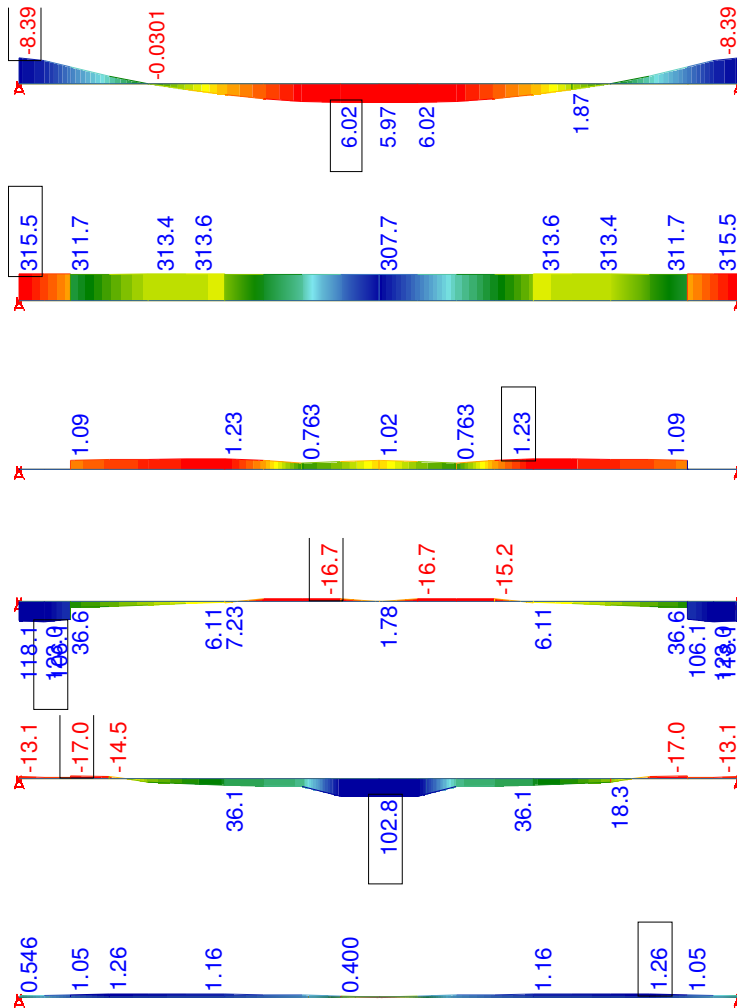


Fig. 5.1.5.9.1 Resultados Hipótesis 3C.

De los resultados obtenidos, se puede inferir las siguientes conclusiones.

- Desde el punto de vista de las cargas externas, esta situación es extrema, la sección no llega a fisurarse, salvo en el paramento inferior del centro del vano. Esto es debido a

que las cargas gravitatorias producen un estado tensional que compensa el efecto de las deformaciones impuestas, en este caso las reológicas.

- La tensión que se produce en el acero, en la zona fisurada es moderada, 102,8 MPa.

5.1.5.10. Hipótesis 3D.

Peso Propio de la Losa, Cargas Muertas, Sobrecarga de Tráfico, Retracción y Enfriamiento de 16,7 °C.

Se muestra a continuación los resultados obtenidos para esta hipótesis.

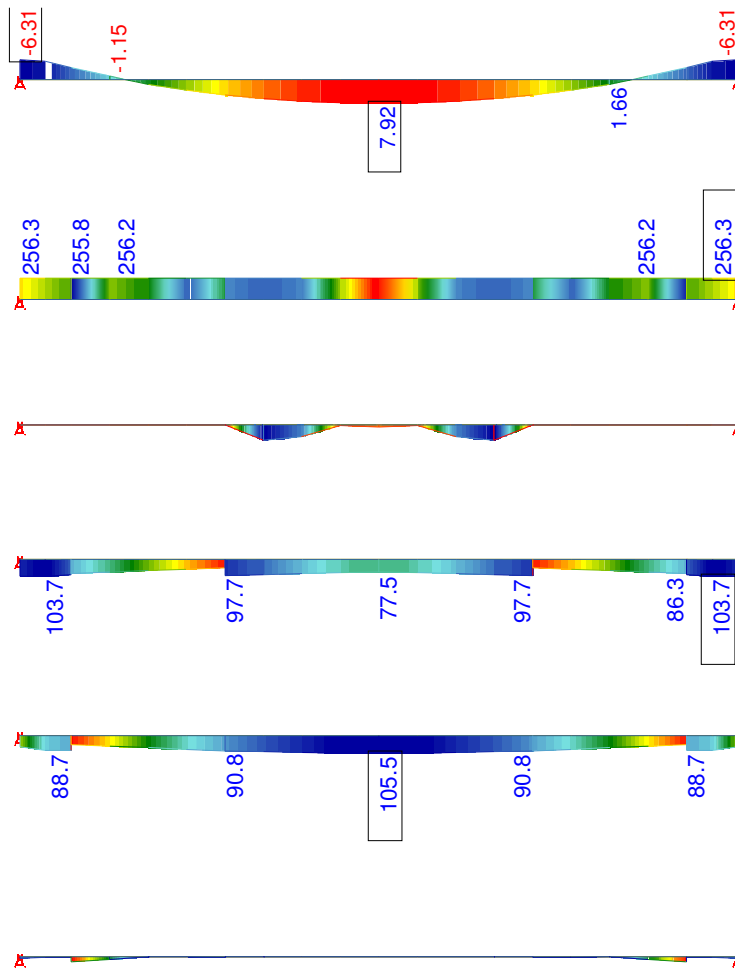


Fig. 5.1.5.10.1 Resultados Hipótesis 3D.

De los resultados obtenidos, se puede inferir las siguientes conclusiones.

- Para esta situación teórica y extrema, con una baja probabilidad de ocurrencia, la losa es susceptible de fisurarse, especialmente en los extremos, en el paramento superior y en el centro del vano en el paramento inferior.
- Cabe hacer notar que las tensiones en los aceros siguen siendo bajas, menores que 110 MPa, resultando una fisuración moderada, con valores entorno a 0,1mm.

5.1.6. ANALISIS LOSA. ESTUDIO DE TIRANTES SOMETIDOS A DEFORMACIONES CONTROLADAS. LINEA DE INVESTIGACION DE JEAN PAUL JACCOUD.

Como se expuso en el numerando 4.1.8, existe una línea investigativa que plantea que los esfuerzos producidos por los efectos reológicos y de deformaciones impuestas, pueden ser abordados mediante pequeñas cuantías de armaduras.

5.1.6.1. Cálculo de Cuantías Mínimas Requeridas.

En los estudios realizados por Jean Paúl Jaccoud se establece la siguiente cuantía mínima para un correcto control de la fisuración.

$$\rho_{min} = \frac{A_{S,min}}{A_{ct}} = \alpha\gamma\beta \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \eta_t \quad \text{Ec. 5.1.6.1.1}$$

$$\alpha\gamma \geq 1,15 \quad \text{Ec. 5.1.6.1.2}$$

ρ_{min}	=	Cuantía mínima
$A_{S,min}$	=	Armadura mínima de tracción
A_{ct}	=	Área de la sección traccionada del hormigón
f_{ctm}	=	Resistencia a tracción del hormigón en el momento a 28 días. Se ha adoptado, para un hormigón H30 una resistencia a tracción de 31 kg/cm ² , de acuerdo con el Art. 8.15.2.1.1 de la norma AASHTO 96.
f_{yk}	=	Resistencia a tracción del acero. Se ha adoptado el valor del límite elástico del acero A63-42H, 4200 kg/cm ² .
α	=	Coefficiente función de la separación de la armadura

S (cm)	10	15	20	25	30
α	1.0	1.15	1.3	1.45	1.6

γ = Coeficiente que tiene en cuenta el nivel de fisuración aceptado y el tipo de deformación impuesta actuante.

W	γ
0.35 mm	1.0
0.25 mm	1.3

W, ancho aceptado de la fisura

β = Coeficiente que tiene en cuenta la disminución de la resistencia a tracción debido a estados de coacción interna (Fig. 4.1.8.2.1).

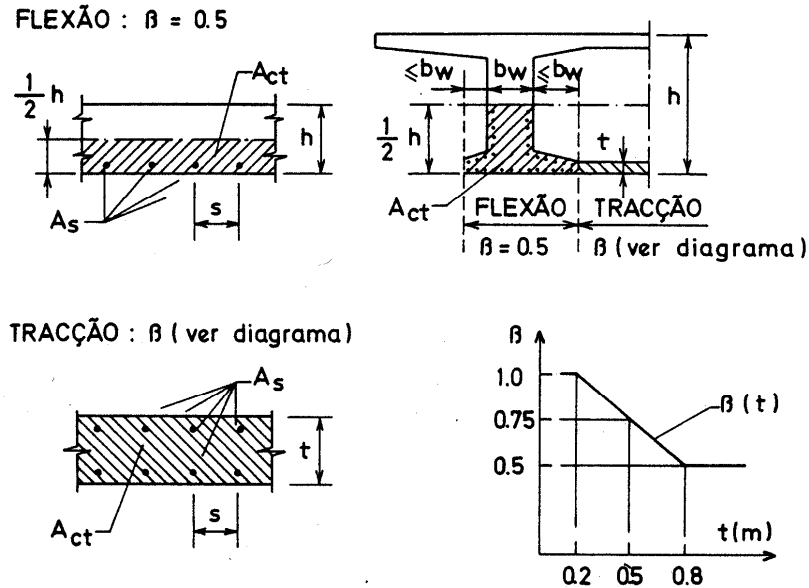


Fig. 4.1.8.2.1 Calculo Valor Beta (β).

η_t = Coeficiente que tiene en cuenta la evolución de la resistencia a tracción con el tiempo.

T (días)	3	7	28
η_t	0.5	0.7	1

Como muestran los resultados de los numerandos anteriores, 5.1.4 y 5.1.5, las zonas en donde los momentos indicarían una posible fisuración corresponden al APOYO SUPERIOR y el VANO INFERIOR, que son las zonas donde se producen los momentos mayores.

Las indicaciones que se presentan en este numerando, indican un procedimiento para dos condiciones restrictivas, relacionadas con la variable γ , ancho aceptado de la fisura, que se analizan a continuación.

Para la condición menos restrictiva, es decir aceptar una abertura de fisura del orden de 0,35mm, el análisis de las armaduras tanto principales como secundarias, en las configuraciones originales como modificadas por el constructor se muestra a continuación.

ARMADURA PRINCIPAL (x) $\gamma = 1,00$ (fisura 0,35mm)

ARMADURA ORIGINAL	armadura	cuantía	α	γ	$\alpha \cdot \gamma$	β	η	f_{ctm}	f_{yk}	cuantía mínima	cumple
APOYO SUPERIOR	Ø 10 @ 24	20,03 ‰	1,06	1,00	1,15	0,5	0,7	3,1	420	2,97 ‰	si
	Ø 16 @ 12										
VANO INFERIOR	Ø 16 @ 24	17,52 ‰	1,36	1,00	1,36	0,5	0,7	3,1	420	3,51 ‰	si
	Ø 16 @ 22										

ARMADURA MODIFICADA	armadura	cuantía	α	γ	$\alpha \cdot \gamma$	β	η	f_{ctm}	f_{yk}	cuantía mínima	cumple
APOYO SUPERIOR	Ø 12 a 5,5	20,56 ‰	1,00	1,00	1,15	0,5	0,7	3,1	420	2,97 ‰	si
VANO INFERIOR	Ø 16 a 11	18,28 ‰	1,03	1,00	1,15	0,5	0,7	3,1	420	2,97 ‰	si

ARMADURA SECUNDARIA (y) $\gamma = 1,00$ (fisura 0,35mm)

ARMADURA ORIGINAL	armadura	cuantía	α	γ	$\alpha \cdot \gamma$	β	η	f_{ctm}	f_{yk}	cuantía mínima	cumple
APOYO SUPERIOR	Ø 10 @ 20	3,93 ‰	1,30	1,00	1,30	0,5	0,7	3,1	420	3,36 ‰	si
VANO INFERIOR	Ø 12 @ 10	11,31 ‰	1,00	1,00	1,15	0,5	0,7	3,1	420	2,97 ‰	si

ARMADURA MODIFICADA	armadura	cuantía	α	γ	$\alpha \cdot \gamma$	β	η	f_{ctm}	f_{yk}	cuantía mínima	cumple
APOYO SUPERIOR	Ø 10 a 20	3,93 ‰	1,30	1,00	1,30	0,5	0,7	3,1	420	3,36 ‰	si
VANO INFERIOR	Ø 12 a 10	11,31 ‰	1,00	1,00	1,15	0,5	0,7	3,1	420	2,97 ‰	si

Fig. 5.1.6.1.1 Resultados Condición Abertura Fisura 0,35mm.

De estos resultados podemos decir que todas las armaduras dispuestas, tanto la configuración original como la modificación dispuesta por el constructor, cumplen la condición mínima de cuantía requerida.

Este resultado indica que las armaduras son capaces de absorber los esfuerzos de deformaciones impuestas y fenómenos reológicos de la losa, por lo tanto indica que de ocurrir alguna fisura, esta sería despreciable y no sobrepasaría la línea de armadura principal dispuesta.

Para la condición más restrictiva, es decir, aceptar una abertura de fisura del orden de 0,25mm, el análisis de las armaduras tanto principales como secundarias, en las configuraciones originales como modificadas por el constructor se muestra a continuación.

ARMADURA PRINCIPAL (x) $\gamma = 1,30$ (fisura 0,25mm)

ARMADURA ORIGINAL	armadura	cuantía	α	γ	$\alpha \cdot \gamma$	β	η	f_{ctm}	f_{yk}	cuantía mínima	cumple
APOYO SUPERIOR	Ø 10 @ 24	20,03 ‰	1,06	1,30	1,38	0,5	0,7	3,1	420	3,56 ‰	si
	Ø 16 @ 12										
VANO INFERIOR	Ø 16 @ 24	17,52 ‰	1,36	1,30	1,77	0,5	0,7	3,1	420	4,57 ‰	si
	Ø 16 @ 22										

ARMADURA MODIFICADA	armadura	cuantía	α	γ	$\alpha \cdot \gamma$	β	η	f_{ctm}	f_{yk}	cuantía mínima	cumple
APOYO SUPERIOR	Ø 12 a 5,5	20,56 ‰	1,00	1,30	1,30	0,5	0,7	3,1	420	3,36 ‰	si
VANO INFERIOR	Ø 16 a 11	18,28 ‰	1,03	1,30	1,34	0,5	0,7	3,1	420	3,46 ‰	si

ARMADURA SECUNDARIA (y) $\gamma = 1,30$ (fisura 0,25mm)

ARMADURA ORIGINAL	armadura	cuantía	α	γ	$\alpha \cdot \gamma$	β	η	f_{ctm}	f_{yk}	cuantía mínima	cumple
APOYO SUPERIOR	Ø 10 @ 20	3,93 ‰	1,30	1,30	1,69	0,5	0,7	3,1	420	4,37 ‰	no
VANO INFERIOR	Ø 12 @ 10	11,31 ‰	1,00	1,30	1,30	0,5	0,7	3,1	420	3,36 ‰	si

ARMADURA MODIFICADA	armadura	cuantía	α	γ	$\alpha \cdot \gamma$	β	η	f_{ctm}	f_{yk}	cuantía mínima	cumple
APOYO SUPERIOR	Ø 10 a 20	3,93 ‰	1,30	1,30	1,69	0,5	0,7	3,1	420	4,37 ‰	no
VANO INFERIOR	Ø 12 a 10	11,31 ‰	1,00	1,30	1,30	0,5	0,7	3,1	420	3,36 ‰	si

Fig. 5.1.6.1.2 Resultados Condición Abertura Fisura 0,25mm.

De estos resultados podemos decir que las armaduras principales dispuestas, tanto en la configuración original como la modificada por el constructor, cumplen la condición mínima de cuantía requerida.

Este resultado indica que las armaduras son capaces de absorber los esfuerzos de deformaciones impuestas y fenómenos reológicos de la losa, por lo tanto indica que de ocurrir alguna fisura, esta sería despreciable y no sobrepasaría la línea de armadura principal dispuesta.

Respecto de la armadura secundaria, el resultado es aplicable sin discusión en la zona correspondiente al VANO INFERIOR.

En la zona APOYO SUPERIOR, el resultado obtenido no cumple la condición más restrictiva (abertura fisura de 0,25mm), la cuantía está por debajo en un 11% aproximadamente, sin embargo, este resultado negativo solo indica que se puede producir una abertura de fisura mayor, pero por el análisis anterior, resultaría menor que 0,35mm.

5.1.7. AASHTO, STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 16 Ed. 1996.

La norma AASHTO 1996, solo establece recomendaciones para definir una cuantía mínima para el refuerzo por retracción y temperatura. No presenta un modelo para determinar la retracción que sufre una losa. Se muestra a continuación los criterios que se establecen en la norma.

5.1.7.1. Refuerzo para Retracción y Temperatura

El numerando 8.20.1 establece que el refuerzo para las tensiones de retracción y temperatura será proporcionado cerca de las superficies expuestas de los muros y de las losas reforzadas. El área total del refuerzo proporcionada será por lo menos $2.65 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($1/8 \text{ in}^2/\text{foot}$) en cada dirección.

El numerando 8.20.2 establece que el espaciamiento del refuerzo de retracción y temperatura no puede exceder 3 veces el espesor de la losa o muro, o 460 mm, (18 in).

CAPITULO 6 SEGUIMIENTO IN SITU DE LA LOSA DE CONTROL

6.1. SEGUIMIENTO IN SITU LOSA DE CONTROL.

En este punto se describe el proceso de control del trabajo de terreno para la construcción de un sector de losa, situado en el TRAMO 3, lado poniente, entre los pilotes 253 y 256 (que es el mismo número de las vigas).

Se describe la situación general del sector donde se sitúa la losa que se programa hormigonar, el control realizado sobre los moldajes y armaduras, geometría de losa, y finalmente el seguimiento que se realizó sobre el proceso de hormigonado.

En esta descripción, se incorporan además las características de las zonas aledañas de losas, para graficar las condiciones del entorno a la losa de control.

6.1.1. Descripción de la Losa.

La denominada Zona de Control 1, corresponde a la losa de la calzada poniente, entre las vigas 253 y 256. Las armaduras de losa corresponden a la proposición de la Constructora, detallada en el punto 5.1.2 y figuras 5.1.2.3 y 5.1.2.4.

La construcción de la losa descrita corresponde al final del Tramo 3 de la TS-8. Se hormigonó primero, antes de la losa de Control, un paño de losa calzada oriente, de 10,50m de largo y 9,00m de ancho. Este dejó sin hormigonar la zona aledaña a los pilotes extremos del lado oriente en aproximadamente 2,40m. Actualmente, en el escenario de la losa de la Zona de Control 1, se hormigona la losa de la calzada poniente en la misma longitud y 9,00m de ancho, quedando también por hormigonar en otra fase los 2,40m de la zona aledaña a los pilotes extremos del lado poniente. Además, queda por hormigonar en otra fase la zona de la loseta de continuidad que también tiene 2,40m. Una vez hormigonadas las losas de calzada oriente y poniente se hormigona la loseta de continuidad, dejando para el último, uno o más meses después, los sectores de losa sobre los pilotes extremos.

La figura adjunta grafica como se realizó la construcción del tramo, desde el punto de vista de las fases de hormigonado.

El avance actual del hormigonado es en dirección sur, en el sentido de avance de la numeración de los pilotes. Durante mayo y junio, se trabaja para completar todas las losas del Tramo 3 de la TS-8.

Cuando se hormigonó la zona de control, estaban hormigonadas la zona anterior, tanto el lado poniente como el oriente, incluida la zona de la loseta de continuidad. Sólo quedaban por hormigonar las zonas sobre los pilotes extremos tanto al lado Oriente como poniente de la losa de la estructura.

6.1.2. Control de Armaduras y Recubrimientos.

El cuadro adjunto permitió efectuar un control de terreno de las armaduras de losa, sus recubrimientos y espesores.

El cuadro se confeccionó con la información de proyecto, considerando las armaduras dispuestas por la Constructora, luego de modificar levemente el diseño original.

Se entregan dos cuadros, uno para el control de la armadura principal que va paralela al tránsito y otro para la armadura secundaria, perpendicular a la anterior.

Se verifican tres sectores de la losa central; EXTRE P, correspondiente a la zona aledaña al término de la losa hormigonada por el poniente; MEDIA, correspondiente a la zona media de la losa, o centro de la viga de referencia; EXTRE O, correspondiente a la zona aledaña a la loseta de continuidad.

Se controlan todas las armaduras; APOYO SUP, correspondiente a la armadura principal o secundaria sobre la viga, superior; APOYO INF, igual a la anterior pero en el fondo de losa; VANO SUP, que es la armadura entre vigas en cara superior de losa; VANO INF, que es la armadura de fondo de losa en el vano entre vigas.

El cuadro señala además los valores de las longitudes de armaduras y solapes, y los recubrimientos de proyecto. Se destacan dos columnas en el cuadro, que corresponden a la verificación de la disposición de la armadura y el valor real del recubrimiento.

Se observa que cuando los recubrimientos de la armadura principal superior supera los 4 cm., la losa supera también los 20cm de espesor, quedando del orden de los 21cm, esto motivado en la nivelación del molde inferior a borde de viga, lo que hace que si la viga tiene contraflecha, la losa requiera un mayor espesor en extremos para cumplir los 20cm, mínimo.

6.1.3. Registro Zona de Control y Seguimiento.

Los registros fotográficos que se presentan a continuación, detallan el proceso constructivo y los resultados obtenidos en las zonas de control.

6.1.3.1. Fase Moldeo e Inicio Armado: 15 de Mayo 2008



Fig. 6.1.3.1.1 Losa Poniente en Zona Pilotes. Losa aledaña a losa control, se puede apreciar que las losas ya hormigonadas se utilizan para almacenar diferentes objetos y materiales de obra.



Fig. 6.1.3.1.2 Losa Recién Hormigonada el 15.05.08, Lado Poniente Aledaña a Zona Control 1. Esta losa ha sido hormigonada en forma completa, no en tramos como la losa en estudio.



Fig. 6.1.3.1.3 Moldeo Losa Poniente, Zona Control 1. Esta es la zona de losa a controlar. Se aprecia solo la mitad de la losa sin armaduras y la otra mitad con la armadura puesta.

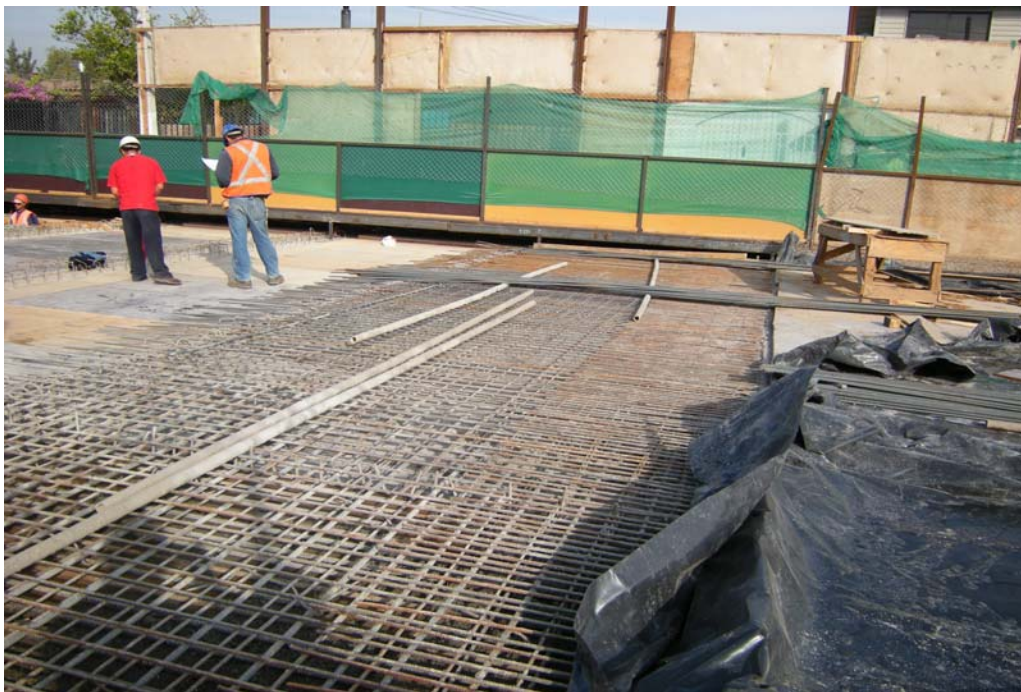


Fig. 6.1.3.1.4 Inicio Armaduras del Tramo. En esta foto se aprecia la armadura de la losa puesta en la mitad de la losa de control.

6.1.3.2. *Fase Revisión Armaduras, Espesores y Recubrimientos: 19.05.08*



Fig. 6.1.3.2.1 Armaduras Zona Loseta de Continuidad. Se aprecia la separación dispuesta en el ferrallado para hormigonar la losa en tramos.



Fig. 6.1.3.2.2 Armaduras en Zona de Losa Poniente, que se Hormigona Primero. Se controlaron espesores de losa, recubrimientos y ferralla. Ver punto 6.1.2.



Fig. 6.1.3.2.3 Control Armaduras. Zona media losa de control.



Fig. 6.1.3.2.4 Control Armaduras. Zona apoyo losa de control. Se aprecia también la pasarela peatonal ubicada sobre una zona de losa. Esta zona será hormigonada posteriormente.



Fig. 6.1.3.2.5 Vista Junta de Construcción con Zona Aledaña ya Hormigonada. Junta en Eje de Viga.

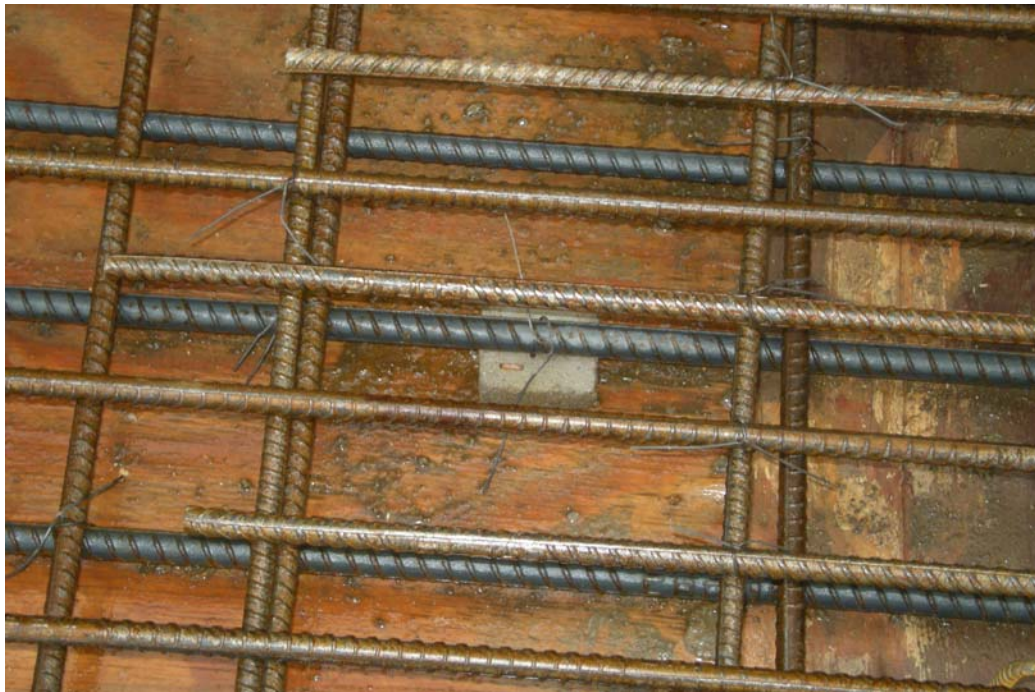


Fig. 6.1.3.2.6 Recubrimiento Armadura Inferior con Caluga de 2,5 cm. Este recubrimiento siempre se cumple. En algunas zonas existe problema con el recubrimiento superior, debido a que hay zonas donde la losa producto de la contraflecha de viga, quedo de aproximadamente 21 cm.

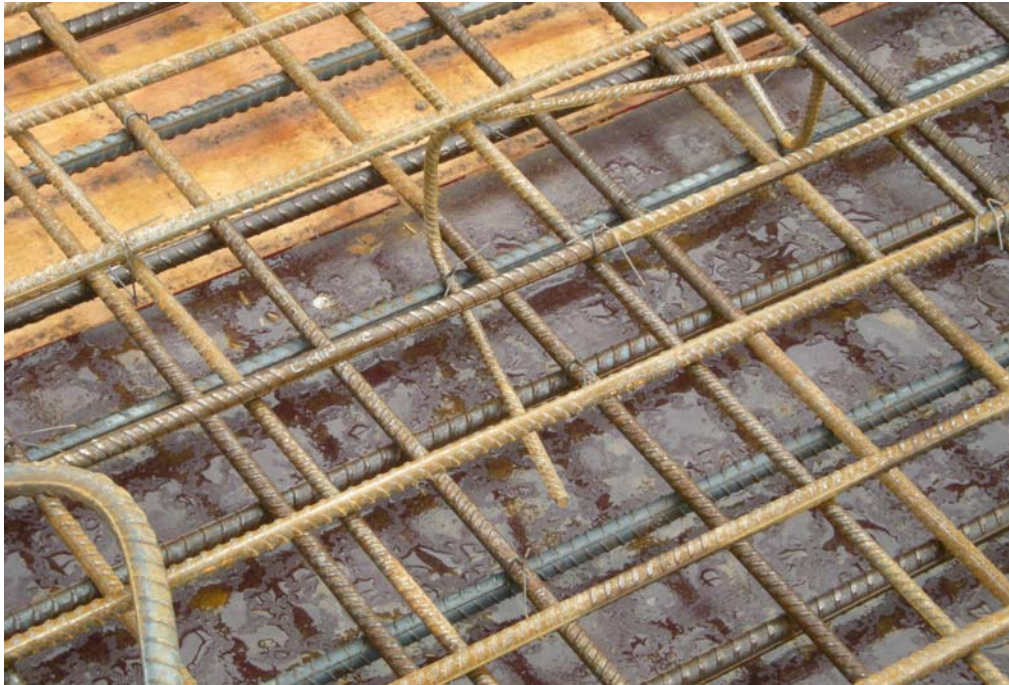


Fig. 6.1.3.2.7 Acercamiento Armadura en Zona de Vano. Se puede apreciar la disposición de separadores entre las armaduras superiores e inferiores.



Fig. 6.1.3.2.8 Detalle Marca Acero A630 (A63-42H).

6.1.3.3. Fase Hormigonado Losa Central, Zona de Control: 22.05.08



Fig. 6.1.3.3.1 Inicio Hormigonado. La losa de control comienza a ser hormigonada por el poniente y en zona de junta de construcción con losa adyacente lado norte.



Fig. 6.1.3.3.2 Sistema de Bombeo del Hormigón. Camión situado unos metros bajo el nivel de la losa.



Fig. 6.1.3.3.3 Caída del Hormigón desde la Tubería de Traslado y Vibrado Tradicional.



Fig. 6.1.3.3.4 Consistencia del Hormigón al Salir de la Tubería, antes de ser Vibrada.



Fig. 6.1.3.3.5 Vista General de Losa de Control en Proceso de Hormigonado. Se puede apreciar las guías de nivel dispuesta sobre la enfierradura.



Fig. 6.1.3.3.6 Trabajo de Colocación del Hormigonado, Alisado con Viga de Nivelación.



Fig. 6.1.3.3.7 Trabajo de Terminación del Hormigón. Es importante esta etapa por diversos motivos, primero para dejar una buena terminación superficial con el fin de no generar deformaciones que perjudiquen la colocación de la membrana impermeabilizante y también es importante porque permite sellar las fisuras que se generan en las primeras etapas del hormigón.



Fig. 6.1.3.3.8 Tratamiento de la Junta de Construcción Vertical con Puente de Adherencia Epóxico.



Fig. 6.1.3.3.9 Tratamiento del Hormigón en Zonas de Borde. Como la losa de control es hormigonada por etapas, se requiere que las zonas de borde tengan una correcta terminación para que la junta de construcción cumpla su función.



Fig. 6.1.3.3.10 Zona de Control 1. Se hormigona en tres sectores, de los cuales dos ya se encuentran terminados.



Fig. 6.1.3.3.11 Losa Zona Control 1 Hormigonada. Se hormigona en otra etapa la loseta de continuidad y en otra etapa diferente la zona de apoyo sobre pilotes extremos lado poniente.



Fig. 6.1.3.3.12 Losa Central Terminada en Zona Control 1.



Fig. 6.1.3.3.13 Proceso Colocación Membrana de Curado. La colocación de membranas de curado es importante ya que estos procedimientos deberían asegurar la presencia de humedad suficiente para sostener la hidratación de la superficie del hormigón durante las primeras etapas de desarrollo de la resistencia.



Fig. 6.1.3.3.14 Detalle Cambio Textura Superficial del Hormigón al Colocar la Membrana.



Fig. 6.1.3.3.15 Membrana de Curado Utilizada.

6.1.3.4. Fase Seguimiento Día Siete: 29.05.08



Fig. 6.1.3.4.1 Losa Central, Zona Control 1. Sin protección y con movimiento, muy sucia. No se aprecian fisuras. Por las características que rodean a este proyecto, será habitual que las zonas ya hormigonadas sean usadas como zonas de almacenaje y de tránsito para la faena.



Fig. 6.1.3.4.2 Acercamiento Losa Central, Zona Control 1. No se aprecian fisuras.



Fig. 6.1.3.4.3 Acercamiento Loseta de Continuidad. Esta zona fue hormigonada entre la primera vista y la efectuada al día de tomada la foto.

6.1.3.5. Fase Seguimiento Día Trece: 04.06.08



Fig. 6.1.3.5.1 Acercamiento Losa Central, Zona Control 1. Se aprecia limpia, bajo fuerte lluvia. No se aprecian fisuras.



Fig. 6.1.3.5.2 Acercamiento Losa Central, Zona Control 1. No se aprecian fisuras.



Fig. 6.1.3.5.3 Acercamiento Losa Central, Zona Control 1. No se aprecian fisuras.



Fig. 6.1.3.5.4 Acercamiento Losa Central, Zona Control 1. No se aprecian fisuras.



Fig. 6.1.3.5.5 Acercamiento Losa Central, Zona Control 1. No se aprecian fisuras.



Fig. 6.1.3.5.6 Acercamiento Losa Central, Zona Control 1. No se aprecian fisuras.



Fig. 6.1.3.5.7 Losa Cargada con Camión. Según datos de obra, al día 7, la losa ha alcanzado el 75% de su resistencia.



Fig. 6.1.3.5.8 Losa Aledaña hacia el Sur, Hormigonada. Sólo falta hormigón en loseta de continuidad y en zona de apoyo pilotes lado poniente. Al final se ve término tramo 3 de TS-8.

6.1.3.6. *Fase Seguimiento Día Veinte: 11.06.08*

Fig. 6.1.3.6.1 Losa Zona Control 1. Se aprecia acopio de armaduras, impidiendo una buena inspección, sin embargo en zonas despejadas no se aprecian fisuras.



Fig. 6.1.3.6.2 Losas Aledañas. Se aprecian defectos en el hormigonado, estos defectos claramente afectaran la buena colocación de la membrana de sellado.



Fig. 6.1.3.6.3 Losa Aledaña Zona Control 1 Hacia el Sur. Se aprecia acopio de armaduras y restos de materiales.



Fig. 6.1.3.6.4 Armaduras Conexión Losa-Pilotes. Redondos 18@10.



Fig. 6.1.3.6.5 Losa Oriente Pilotes 264 a 267. Se aprecia daño superficial en la losa.



Fig. 6.1.3.6.6 Losas Poniente Hormigonadas hasta Pilote 269. Zona loseta de continuidad con revisión de armadura y en espera de ser hormigonada



Fig. 6.1.3.6.7 Zona de Losa PK 1280 a 1340.
Se aprecia trabajo de sellado de fisuras
previo a la colocación de membrana. Zona
con muy pocas fisuras.



Fig. 6.1.3.6.8 Detalle de Sellado Fisura.

6.1.3.7. Fase Seguimiento Día Veinte y Nueve: 20.06.08



Fig. 6.1.3.7.1 Vista Avance Losas Aledañas.



Fig. 6.1.3.7.2 Detalle Estado Losa de Control. Se aprecia marcas de tránsito.



Fig. 6.1.3.7.3 Detalle Estado Membrana Impermeabilizante en Zonas Aledañas a Losa de Control.



Fig. 6.1.3.7.4 Detalle Fisura Encontrada.



Fig. 6.1.3.7.5 Losa Zona Control 1. Se aprecia un buen estado general a pesar del tránsito sobre ella y la carga de trabajo de generación de armaduras.



Fig. 6.1.3.7.6 Losa Zona Control 1. Acercamiento, buen estado sin fisuras.



Fig. 6.1.3.7.7 Losa Zona Control 1. Acercamiento. Solo marcas sin fisuras.



Fig. 6.1.3.7.8 Losa Zona Control 1. Acercamiento. Solo marcas sin fisuras.



Fig. 6.1.3.7.9 Losa Zona Control 1. Acercamiento. Solo marcas sin fisuras.



Fig. 6.1.3.7.10 Losas Aledañas Zona Control 1. Sin fisuras.



Fig. 6.1.3.7.11 Losas Aledañas Zona Control 1. En buen estado, no se aprecian fisuras. Se aprecia el movimiento normal de camiones para alimentar faena.



Fig. 6.1.3.7.12 Losas Aledañas Zona Control 1. Importante extensión Tramo 3, en buen estado. Sin fisuras.



Fig. 6.1.3.7.13 Losas en Zona PK 1340, Entre Zona Control 1 y Calle Pedro Lira. Se aprecia zona cercada con fisuras ya selladas.



Fig. 6.1.3.7.14 Detalle Zona Cercada con Fisuras.



Fig. 6.1.3.7.15 Losas en Zona PK 1340, Entre Zona Control 1 y Calle Pedro Lira. Calzada poniente. Zona aislada con pocas fisuras. Se aprecia el sellado de las juntas de construcción.



Fig. 6.1.3.7.16 Detalle Zona con Fisuras ya Selladas. Se puede apreciar el sellado de las juntas de construcción que forman un cuadrículado.



Fig. 6.1.3.7.17 Detalle Fisuras Predominante.



Fig. 6.1.3.7.18 Losas en Zona PK 1340, Entre Zona Control 1 y Calle Pedro Lira. Acercamiento fisura sin sellar.



Fig. 6.1.3.7.19 Zona de Fisuras muy Marcadas (1mm). Calzada Oriente, Aproximadamente a 30 m Calle Pedro Lira. Zona elegida para testear fisuras.



Fig. 6.1.3.7.19 Zona de Fisuras muy Marcadas (1mm). Calzada Oriente, Aproximadamente a 30 m Calle Pedro Lira. Zona elegida para testear fisuras.



Fig. 6.1.3.7.20 Zona Final de Losas Tramo 3. Fin de los Trabajos de Hormigonado de Losas.

6.1.3.8. Fase Seguimiento Día Treinta y Nueve: 30.06.08



Fig. 6.1.3.8.1 Losa Zona Control 1. Se aprecia camión betonero. Sin problemas de fisuración.



Fig. 6.1.3.8.2 Losa Zona Control 1. Sector pilotes extremos lado poniente. Se aprecia que la zona bajo la pasarela se encuentra aún sin hormigonar. Losa sin fisuras.



Fig. 6.1.3.8.3 Losa Zona Control 1. Ídem anterior, acercamiento



Fig. 6.1.3.8.4 Losa Zona Control 1.
Intermedia. Sin fisuras, la zona oscura
corresponde a junta de construcción sobre
viga.



Fig. 6.1.3.8.5 Vista Losa Zona Control 1. Se aprecia como transitan sobre la losa camiones betoneros. A la fecha no se encuentran fisuras.



Fig. 6.1.3.8.6 Vista Losa Zona Control 1. A la fecha no se encuentran fisuras.

6.1.3.9. *Fisuras en Zona Pedro Lira PK 1550, Selección Testigos. Visita: 30.06.08.*



Fig. 6.1.3.9.1 Fisura de 1mm Aproximadamente. Opción 1.



Fig. 6.1.3.9.2 Detalle Opción 1.

6.1.3.10. *Fisuras en Zona General Arriagada PK 2500. Selección Testigos. Visita:30.06.08.*



Fig. 6.1.3.10.1 Zona General Arriagada Vista al Sur. Sector de testeo calzada poniente. Zona hormigonada en los inicios del proyecto, años 2004-2005.



Fig. 6.1.3.10.2 Losas con Problemas de Textura Superficial. Problemas en colocación membrana. Se debe tener máxima precaución en la terminación de la losa.



Fig. 6.1.3.10.3 Terminación Junta de Construcción en Sector. Se puede apreciar que el acabado no fue el más prolijo. Se señala que esta zona fue hormigonada en los inicios del proyecto, cercana a los años 2004-2005.



Fig. 6.1.3.10.4 Vista de Fisuras Características del Sector. Las fisuras que se presentaron en estas losas son aproximadamente de 1 a 2 mm, en ocasiones de mayor tamaño. Normalmente existían dos fisuras principales entre vigas, muchas de ellas eran fisuras pasantes.



Fig. 6.1.3.10.5 Fisura a Testear. Espesor Cercano a 1mm. Fisura que recorre gran parte de la losa en el sentido transversal.



Fig. 6.1.3.10.6 Fisura a Testear. Detalle.



Fig. 6.1.3.10.7 Fisuras en el Sector, Comprometen toda la Losa. Incluyendo Sector sobre Pilotes.



Fig. 6.1.3.10.8 Fisuras en el Sector. Detalle sobre Pilotes.



Fig. 6.1.3.10.9 Fisuras en Losa
Comprometen Aceras y Soleras de Borde.



Fig. 6.1.3.10.10 Fisuras en Losa
Comprometen Aceras y Soleras de Borde.
Detalle.

6.1.3.11. *Fase Seguimiento Día Cuarenta y Ocho: 09.07.08.*

Fig. 6.1.3.11.1 Estado Losa Zona Control 1. Se ha retirado la pasarela peatonal dejando al descubierto la zona faltante para hormigonar. Se encuentra muy sucia con escombros.



Fig. 6.1.3.11.2 Estado Losa Zona Control 1. Acercamiento armaduras de pilote y losa en zona de conexión Losa-Pilotes. Extremos lado poniente.



Fig. 6.1.3.11.3 Estado Losa Zona Control 1. No Presenta Novedades. No Presenta Membrana ni Pavimento. No Presenta Fisuras. Pendiente hormigonado zona extrema losa, lado poniente sobre pilotes.



Fig. 6.1.3.11.4 Acercamiento Losa. No se aprecian fisuras, solo marcas de tránsito sobre la losa.



Fig. 6.1.3.11.5 Mayor Detalle de Losa.



Fig. 6.1.3.11.6 Otro Sector con Marcas sobre Losa. No Presenta Fisura. Se aprecia junta de construcción.



Fig. 6.1.3.11.7 Vista a Zona de Losa al Norte de la Zona de Control 1. Se aprecia trabajos de colocación de membrana.



Fig. 6.1.3.11.8 Vista a Zona de Losa al Norte de la Zona de Control 1. Detalle.

6.1.3.12. Fase Seguimiento Día Sesenta y Tres: 23.07.08



Fig. 6.1.3.12.1 Vista Zona Control 1. Se Aprecia con Membrana Impermeabilizante y Pavimento Colocado.



Fig. 6.1.3.12.2 Vista Zona Control 1. Sector de Losa sobre Pilotes Extremos Lado Poniente sin Hormigonar. Se Aprecia Borde de Membrana Impermeabilizante.



Fig. 6.1.3.12.3 Vista Zona Control 1. Ídem anterior, detalle.



Fig. 6.1.3.12.4 Acercamiento Losa aún sin Pavimento ni Membrana. No se aprecia Fisura.



Fig. 6.1.3.12.5 Loseta de Continuidad en Zona Control 1. Sin membrana ni pavimento. A la fecha no presenta fisuras. Se puede apreciar restos de basura y escombros.



Fig. 6.1.3.12.6 Zona de Control 1. Membrana en zona de loseta de continuidad junto al pavimento colocado. Se puede ver cierto desprendimiento de las fibras debido al tráfico sobre la membrana.

6.1.3.13. Fase Seguimiento Día Setenta: 31.07.08

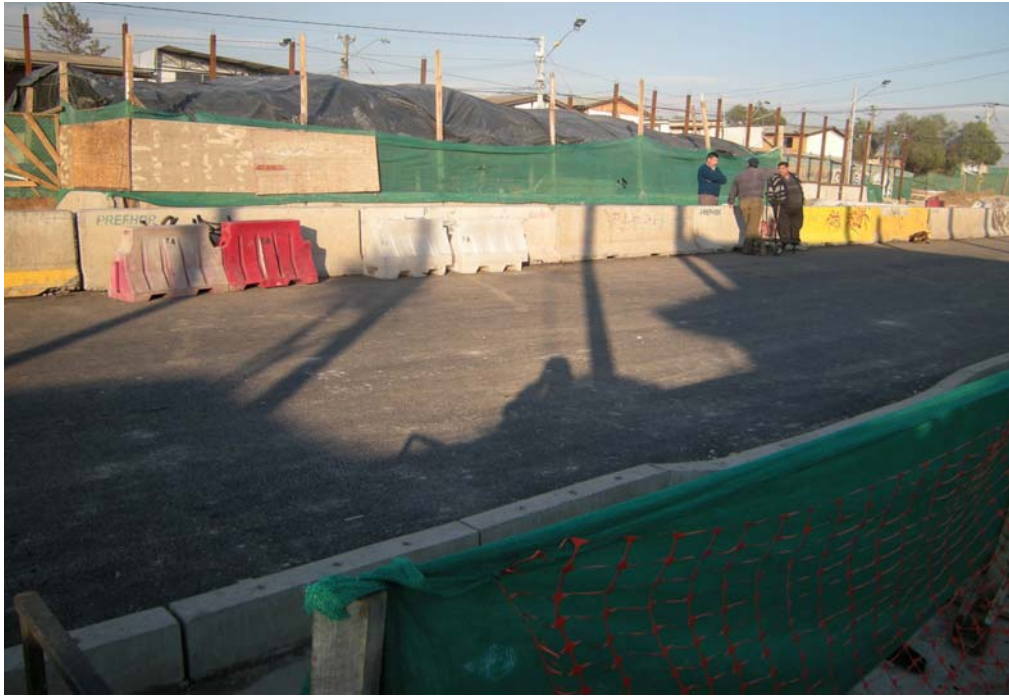


Fig. 6.1.3.13.1 Zona Control 1. Calzada poniente con asfalto. Sin novedad.



Fig. 6.1.3.13.2 Zona Control 1. Losa en zona extrema poniente sobre pilotes. No tiene fisuras.



Fig. 6.1.3.13.3 Zona Control 1. Losa en zona de loseta continuidad sobre cepa. No presenta fisuras.



Fig. 6.1.3.13.4 Zona Control 1. Losa en zona de loseta continuidad sobre cepa. Detalle.



Fig. 6.1.3.13.5 Fin Losa Tramo 3. Losa en zona extrema, sobre pilotes. Hormigón reciente. Sin fisuras.



Fig. 6.1.3.13.6 Fin Losa Tramo 3. En zona extrema, sobre pilotes. Detalle.



Fig. 6.1.3.13.7 Losa Oriente Fin Tramo 3, Aledaño Avenida San José de la Estrella. No presenta fisuración a pesar de tener paños muy maltratados.



Fig. 6.1.3.13.8 Losa Oriente Fin Tramo 3. Aledaño Avenida San José de la Estrella. Detalle.



Fig. 6.1.3.13.9 Losa Oriente Fin Tramo 3. Aledaño Avenida San José de la Estrella. Sin fisuración. Losa extrema oriente sobre pilotes.



Fig. 6.1.3.13.10 Losa Oriente Fin Tramo 3. Aledaño Avenida San José de la Estrella. Sin fisuración. Losa extrema oriente sobre pilotes. Detalle.

6.1.3.14. Fase Seguimiento Día Setenta y Nueve: 09.08.08



Fig. 6.1.3.14.1 Zona Control 1. Hormigón de regular calidad sobre losa en zona extrema de pilotes poniente.



Fig. 6.1.3.14.2 Zona Control 1. Calzada poniente terminada con pavimento. Muestra trabajos en aceras. Calzada oriente aún con losa a la vista. Sin fisuras.



Fig. 6.1.3.14.3 Losa Calzada Oriente Zona Control 1. Sin pavimento con losa a la vista. Sin fisura.



Fig. 6.1.3.14.4 Losa Calzada Oriente Fin Tramo 3. Sin pavimento con losa a la vista. Sin fisuras. Se aprecian algunas losas con malas terminaciones superficiales.



Fig. 6.1.3.14.5 Losa Calzada Oriente Fin Tramo 3. Sin pavimento con losa a la vista. Sin fisuras. Se aprecian losas con malas terminaciones superficiales.



Fig. 6.1.3.14.6 Zona Control 1. Losa calzada oriente. Acercamiento hormigón regular calidad. Se aprecian fisuras.



Fig. 6.1.3.14.7 Zona Control 1. Losa calzada oriente. Acercamiento hormigón regular calidad. Se aprecian fisuras.



Fig. 6.1.3.14.8 Zona Control 1. Losa calzada oriente. Acercamiento hormigón regular calidad. Junta de construcción.



Fig. 6.1.3.14.9 Losa Calzada Oriente Fin Tramo 3. Zona con terminación superficial deficiente. Reparada.



Fig. 6.1.3.14.10 Losa Calzada Poniente Inicio Tramo 4. Entre San José de la Estrella y Santo Tomas. Se aprecia una losa sana, Sin fisuras. Detalle.



Fig. 6.1.3.14.11 Losa Calzada Poniente Inicio Tramo 4. Entre San José de la Estrella y Santo Tomas. Se aprecia una zona de losa con claro daño superficial.



Fig. 6.1.3.14.12 Losa Calzada Poniente Inicio Tramo 4. Entre San José de la Estrella y Santo Tomas. Se aprecia una zona de losa sin fisuras.



Fig. 6.1.3.14.13 Losa Calzada Poniente Inicio Tramo 4. Junto a Santo Tomas. Vistas inferiores de losas. No se observan fisuras.



Fig. 6.1.3.14.14 Ídem Anterior. Detalle.

**CAPITULO 7 ANÁLISIS DE INFORMACIÓN RECOPIADA
Y CÁLCULOS TEÓRICOS**

7.1. ANÁLISIS INFORMACIÓN RECOPIADA

En este estudio, se abordó el problema de fisuración que afectó al tablero de rodado del proyecto “Acceso Sur a Santiago”, en los tramos soterrados (túnel urbano) TS-8.

Esta problemática, la fisuración en losas de hormigón, tanto armadas como sin armar, ha sido estudiada en innumerables publicaciones, siendo un problema que aún no ha podido ser solucionado del todo. De hecho, Chile no está ajeno a esta problemática, ya que estudios recientes han tratado de elaborar un modelo para entregar una proyección más certera de la retracción hidráulica del hormigón⁶⁰. Este estudio señala que el problema más significativo (35% de los casos) que se presenta en las losas de hormigón armado en nuestro país, está directamente relacionado con el agrietamiento que se presenta dentro de los primeros meses después del hormigonado, identificándose a la retracción hidráulica como el principal factor.

Como información complementaria general se puede revisar los planos de seguimiento efectuados a la losa en el apéndice A10.6.

7.1.1. ANÁLISIS Y COMENTARIOS

Se expresan algunos comentarios y opiniones respecto de los testigos tomados a fisuras encontradas en las losas, para un análisis más en detalle de la profundidad alcanzada y sus características y de los análisis, tanto teóricos como de modelamiento computacional aplicados a este proyecto.

7.1.1.1. Análisis a Testigos.

7.1.1.1.1. Testigo N°2, Ubicado en Cercanías de calle Pedro Lira.

El testigo del sector Pedro Lira, se tomó en la calzada oriente según se muestra en las fotos que se mostraran a continuación. El testigo se tomó a una distancia de 4,00m del borde de la calzada, corresponde a la denominada Zona de Control 1, calzada poniente, entre pilotes 253 y 257, para facilitar la localización del testigo a quienes no conocen el sector

Se determinó analizar esta fisura por tener una abertura mayor al promedio y por encontrarse cercana a la Zona de Control 1, que es la zona controlada y por ser de tiempo de hormigonado similar.

Las figuras siguientes muestran con exactitud la localización tanto de la zona donde se realizó el muestreo, como el punto mismo de la muestra.

⁶⁰ Ref. N°10, Aguilar R., Carlos Patricio, “Estudio del Comportamiento y Desarrollo de una Metodología de Predicción de la Retracción Hidráulica de Hormigones”, Tesis Doctoral, Depto. Ing. Y Gestión de la Construcción, Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, 2005.



Fig. 7.1.1.1.1 Ubicación Testigo N°2. Vista desde el Sector Pedro Lira al Sur, por Calzada Oriente.



Fig. 7.1.1.1.2 Vista de la Losa en Zona de Extracción Testigo N°2, Desde el Oriente hacia el Poniente.



Fig. 7.1.1.1.1.3 Acercamiento Zona de Fisura y Muestreo Testigo N°2.



Fig. 7.1.1.1.1.4A Ampliación Zona Extracción Testigo N°2.



Fig. 7.1.1.1.1.4B. Línea Roja Describe con Mayor Detalle Trayectoria de Fisura.

El testigo tomado es de 8 cm de diámetro, y atravesó completamente la losa en 22 cm de espesor. La fisura no atraviesa toda la losa. Llega fundamentalmente hasta la línea de armaduras superior, la que presenta un recubrimiento de aproximadamente 6,50cm. En los redondos principales y de 8,00cm, respecto de la armadura secundaria. Según se aprecia en las Figs. 7.1.1.1.1.5A y 7.1.1.1.1.5B, la fisura paró en la armadura, penetrando 6,50cm en la zona donde hay armaduras principales y 8,00cm exactos, donde aparece sólo la armadura secundaria.



Fig. 7.1.1.1.1.5A Detalle de Testigo N°2,
Vista Frontal.

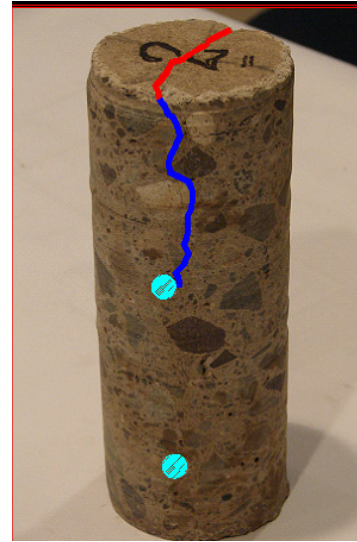


Fig. 7.1.1.1.1.5B Detalle de Testigo N°2,
Vista Frontal. Línea Roja Describe
Trayectoria de Fisura en la Superficie, Línea
Azul Describe Trayectoria Fisura al Interior
del Testigo. Se Destaca Armaduras
Comprometidas.

Como se puede apreciar, no se observa que la fisura continúe su avance más allá de la posición de las armaduras principales comprometidas. Esto se refuerza al observar las Figs. 7.1.1.1.1.6A y 7.1.1.1.1.6B que muestran la vista posterior del testigo N° 2. Esta apreciación refuerza la idea que las fuerzas que provocan las fisuras, son menores y son absorbidas por la resistencia del acero, no provocando algún tipo de compromiso estructural.



Fig. 7.1.1.1.1.6A Detalle de Testigo N°2, Vista Posterior.

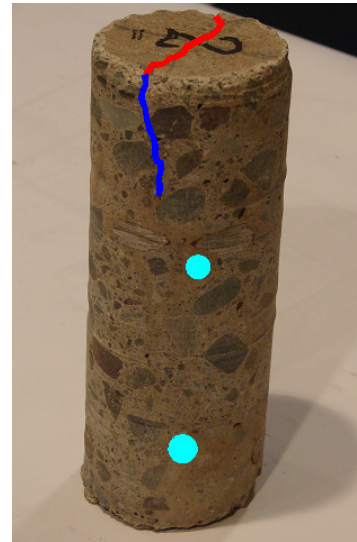


Fig. 7.1.1.1.1.6B Detalle de Testigo N°2, Vista Posterior. Línea Roja Describe Trayectoria de Fisura en la Superficie, Línea Azul Describe Trayectoria Fisura al Interior del Testigo. Se Destaca Armaduras Comprometidas.



Fig. 7.1.1.1.1.7 Detalle de Testigo N°2, Testigo Invertido. No se Aprecian Fisuras.

7.1.1.1.2. Testigo N°6, Ubicado en Cercanías de calle General Arriagada.

El testigo del sector General Arriagada, se tomó en la calzada oriente. El testigo se tomó a 7,3 m del borde de la calzada Poniente.

Se determinó analizar esta fisura por tener una abertura mayor al promedio y por encontrarse en zonas que fueron hormigonadas al inicio del proyecto, zonas que no estuvieron monitoreadas por este trabajo, por ser concluidas antes del inicio del estudio.

Las Fig. 7.1.1.1.2.1 y 7.1.1.1.2.2A muestran con exactitud la localización tanto de la zona donde se realizó el testeó, como el punto mismo de testeó.



Fig. 7.1.1.1.2.1 Zona de Selección de Fisuras para Muestreo.



Fig. 7.1.1.1.2.2A Detalle Selección de Fisuras para Muestra, Sector General Arriagada, Calzada Poniente.

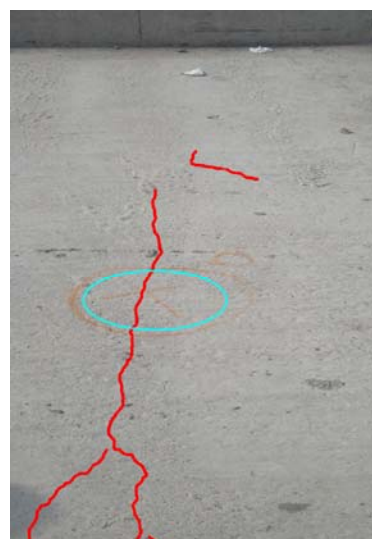


Fig. 7.1.1.1.2.2B Detalle Selección de Fisuras para Muestra, Sector General Arriagada, Calzada Poniente. Línea Roja Describe Trayectoria de Fisura en Superficie Acercamiento.

El testigo tomado es de 8,00cm de diámetro, y atravesó completamente la losa en 22,00cm de espesor incluido el espesor del emplantillado que es muy delgado (unos milímetros), o no existió. El testigo cortó la fisura en sus dos caras. La fisura por la cara superior de la losa aparece muy crecida y con desprendimiento local, debido al trabajo de testeo.

En este caso, como se mostrara en las siguientes fotos, la fisura si atravesó por completo la losa, aunque es notoriamente más marcada en la cara superior, respecto de su cara inferior.



Fig. 7.1.1.1.2.3 Detalle de Testigo N°6, Fisura desde la cara Expuesta, Muy Dañada Producto del Proceso de Muestreo.



Fig. 7.1.1.1.2.4A Detalle Testigo N°6.

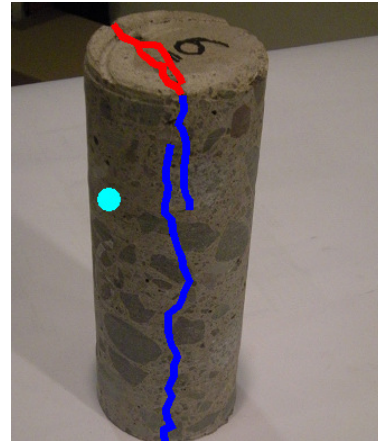


Fig. 7.1.1.1.2.4B Detalle Testigo N°6, Línea Roja Describe Trayectoria de Fisura en la Superficie, Línea Azul Describe Trayectoria Fisura al Interior del Testigo. Se Destaca Armaduras Comprometidas.

En la Fig. 7.1.1.1.2.4B, se puede apreciar como el testigo presenta una fisura doble, pasante. Esta fisura parte con una abertura de aproximadamente 1,50mm, medidos por el costado, la que disminuye a aproximadamente 0,60mm en la zona donde se termina la segunda rama de la fisura, en la zona donde deberían encontrarse las armaduras principales (destacadas en círculo). La segunda rama se adelgaza en aproximadamente 0,30mm y continua descendiendo hasta el fondo del testigo sin desaparecer.



Fig. 7.1.1.1.2.5A Detalle de Testigo N°6,
Vista Posterior.

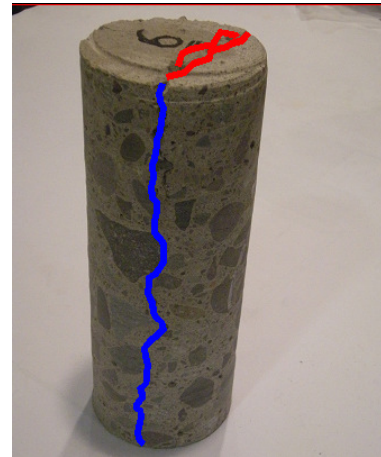


Fig. 7.1.1.1.2.5B Detalle de Testigo N°6,
Vista Posterior, Línea Roja Describe
Trayectoria de Fisura en la Superficie, Línea
Azul Describe Trayectoria Fisura al Interior
del Testigo.

Las Figs. 7.1.1.1.2.5A y 7.1.1.1.2.5B muestran una vista posterior del testigo, mostrando una abertura mayor de fisura producto del testeo, pero a diferencia de las otras vistas, la fisura no se ha duplicado. Claramente se aprecia que la fisura traspasa toda la losa, comenzando con una abertura de aproximadamente 2,00mm, producto del testeo, disminuyendo a 0,60mm, aproximadamente en el primer tercio desde la cara expuesta. Luego la fisura continua disminuyendo de abertura hasta aproximadamente 0,20mm en las zonas cercanas al fondo de la muestra, pero sin desaparecer.



Fig. 7.1.1.1.2.6A Detalle de Testigo N°6,
Vista Invertida.



Fig. 7.1.1.1.2.6B Detalle de Testigo N°6,
Vista Invertida, Línea Roja Describe
Trayectoria de Fisura en la Superficie, Línea
Azul Describe Trayectoria Fisura al Interior
del Testigo.

Se puede apreciar por la Fig. 7.1.1.1.2.6B que la fisura traspasa completamente la losa, lo que confirma que es una fisura pasante, a diferencia de los resultados obtenidos con el anterior testigo.

7.1.1.1.3. Comentarios Generales a Testigos.

Como el proyecto a tenido un periodo de construcción muy largo, por motivos ajenos a este trabajo, se ha podido contar con tramos de losa hormigonados de diversas edades y calidades constructivas.

La elección de las zonas de muestras, ha sido influida también, por la calidad de terminación que presentan en la superficie y por la clara diferencia de características que presentan las fisuras entre ambos sectores muestreados.

El testigo de la denominada Zona Pedro Lira, es de losas de construcción más reciente (fines 2007 y 2008). Las fisuras que se encuentran en este sector son en su mayoría paralelas a las vigas (perpendiculares al tránsito), tienen espesor controlado y se producen habitualmente en el vano, en medio de las vigas. Algunas son pasantes, no todas. La zona de fisuras es de menor extensión.



Fig. 7.1.1.1.3.1 Zona Sector Pedro Lira, Dañada con Fisuras, pero con Terminaciones Aceptables.

El otro sector muestreado, denominado General Arriagada corresponde a la zona construida al principio del contrato, algunos paños a fines del 2004 y otros el 2005. Las fisuras de esta zona son de mayor espesor, no todas paralelas a las vigas, comprometen todo el ancho de la estructura, de pilote extremo oriente a pilote extremo poniente, y algunas se duplican en la superficie. Se producen en el vano entre vigas y se producen también en las juntas de construcción. Este tramo presenta además losas muy afectadas con daños de diferente tipo y fisuras en red. Por último, se tiene la sensibilidad, ya que no se ha medido, que la fisuración en este caso es normalmente pasante.



Fig. 7.1.1.1.3.2 Zona Sector General Arriagada, Dañada con Fisuras, pero con Terminaciones Claramente Deficientes, Se Prevé Problemas en la Puesta de la Membrana Sellante.

Según se puede apreciar, los hormigones muestreados aparecen homogéneos y con una adecuada conexión entre áridos y cemento, en todo el perímetro del testigo. El espesor de 22,00cm del testigo, se puede justificar por el hecho de que para cumplir con los 20,00cm

mínimos, requeridos por el proyecto, es necesario un mayor espesor en sectores de la losa afectados por la contraflecha de la viga. Este mismo problema es el que motiva mayores recubrimientos en la armadura principal superior, ya que el nivel se da desde abajo, utilizando calugas de 2,50 cm y luego de colocar la armadura inferior, puentes metálicos que mantienen la separación.

7.1.1.2. Diseño de Losa de Proyecto. Aspectos Geométricos y Cuantías Mínimas.

Como se presentó en el capítulo 5, numerando 5.1.1.1 Criterios Mínimos de Diseño, la losa del proyecto cumple con los requerimientos mínimos de diseño especificados en la norma AASHTO 16 Ed. 1996, que es la norma usual empleada para el diseño de estructuras viales, de la misma forma que los criterios especificados en la norma ACI 318-2005, norma definida para proyectos de hormigón armado.

En lo relativo al espesor mínimo de losa, este proyecto cumple ambas restricciones señaladas en las normas antes mencionadas, siendo la norma AASHTO más restrictiva que la norma ACI. Respecto de las cuantías mínimas, nuevamente el proyecto cumple las restricciones mínimas de armadura. Además es necesario hacer notar que la cuantía dispuesta cubre la requerida para enfrentar los fenómenos de retracción y temperatura.

De esta forma, el proyecto cumple en lo relativo a un diseño y armado coherente, por el lado de la seguridad normalmente aceptada.

En terreno, se verificó que las disposiciones especificadas en planos aprobados para construcción, tanto de geometría como de disposición de armaduras, para la zona de control 1, se cumplieran correctamente, según se señala en el numerando 6.1.2 Control de Armaduras y Recubrimientos, de esta forma se garantiza que se podrán producir los resultados esperados en los modelos de diseño, de esta forma, se restringe las variables que puedan provocar algún resultado deficiente en el comportamiento del tablero.

7.1.1.3. Diseño de Losa de Proyecto. Análisis Estático.

La revisión del armado de losa, efectuado mediante programa de elementos finitos que consideraba diversas hipótesis de diseño habitualmente empleadas en los proyectos de estructuras viales, corrobora el armado de la losa, como lo muestra los resultados expresados en los numerandos 5.1.3.2.1 Armadura Principal Losa Tramo TS-8 y 5.1.3.2.2 Armadura Secundaria Losa Tramo TS-8.

De esta forma se puede expresar que el diseño original, realizado en el año 2001 por el especialista calculista, basado fundamentalmente en los procedimientos simplificados AASHTO, cumplen los requerimientos mínimos desde el punto de vista de armado y seguridad. De igual forma la modificación propuesta por el constructor, también cumplen estos requerimientos.

En resumen, el análisis de las armaduras de cálculo colocadas en la losa, comprobadas con métodos estrictos, muestran un adecuado cumplimiento. Si bien existen zonas puntuales con

armaduras mínimas, con deficiencias menores, las que no comprometen el comportamiento de la estructura, ya que son motivadas por diferencias entre el modelo de análisis original (básicamente aplicando fórmulas AASHTO), y los procedimientos de comprobación afinada propuestos.

Otro aspecto comprobado fue la deformación de las vigas bajo la acción de cargas móviles, logrando una verificación adecuada de las flechas máximas establecidas por la norma AASHTO, para puentes urbanos.

Finalmente, las frecuencias verticales de los modos relevantes, se encuentran lo suficientemente alejadas de la frecuencia 3 Hz, establecida en la norma AASHTO, para asegurar que no se presentarán problemas de serviciabilidad peatonal por vibración vertical del tablero, durante la vida útil de la estructura.

7.1.1.4. Diseño de Losa de Proyecto. Análisis No Lineal.

La confección de un modelo no lineal, buscaba realizar un análisis en mayor profundidad respecto de la ocurrencia de fisuras en el tablero.

Para lograr esto, se recopiló información relacionada con humedades y temperaturas de la zona de Santiago, la cual fue complementada con resultados de investigaciones efectuadas para ver el comportamiento de estructuras de hormigón frente a estos parámetros.

De igual forma, mediante ensayos documentados, se estableció la acción de retracción a emplear en el modelo.

Las diez hipótesis estudiadas, reflejaban las probables combinaciones de esfuerzos más desfavorables y que en teoría podrían originar fisuras en la losa.

Los resultados entregados por el análisis indican que de las 10 hipótesis estudiadas, 7 entregan resultados que indican una posible fisuración en alguna zona de la losa. Sin embargo es necesario hacer notar que la fisuración que podría ocurrir, es muy mínima en 6 de ellas, solo en una, la hipótesis 3D, puede ocurrir una fisuración un poco mayor.

Finalmente, las consideraciones extremas analizadas en los modelos, indican que de producirse fisuras, la tensión transmitida a los aceros es pequeña, lo que indicaría claramente que las fisuras tendrían que ser de tamaño pequeño, casi despreciables.

7.1.1.5. Diseño de Losa de Proyecto. Estudio Tirantes Sometidos a Deformaciones Controladas.

Los resultados obtenidos al aplicar los criterios de análisis indican que las armaduras dispuestas son capaces de absorber los esfuerzos inducidos por los efectos reológicos y de deformaciones impuestas.

Las armaduras principales y secundarias, para una condición de abertura de fisura de 0,35mm, cumplen con los criterios señalados, tanto en la configuración de armado original como en la configuración alternativa propuesta por el constructor.

Para una condición más restrictiva, es decir una abertura de fisura de 0,25mm, las armaduras principales, tanto la configuración original como en la configuración alternativa propuesta por el constructor, cumplen los criterios establecidos. Sin embargo, esto no se cumple 100% para la armadura secundaria, la cual falla al ser verificada en la zona de apoyo superior, quedando la cuantía un 11% bajo la requerida. Sin embargo, esto solo indicaría que se podría producir una fisura de abertura mayor, pero acotada por la verificación anterior, es decir, quedaría acotada por 0,35mm.

7.1.2. COMENTARIOS SOBRE OTRAS CAUSAS DE FISURACION

La fisuración detectada, en algunos casos, con apertura de fisuras muy grandes, injustificables teóricamente por razones tensionales o de deformaciones impuestas, con una edad de aparición tempranísima, a pocos días del hormigonado, e iniciadas encima de armaduras del paramento superior, pueden poner de manifiesto fenómenos de asentamiento plástico.

Estos fenómenos son debidos a las características del tipo de amasado empleado. De la evaluación de las dos dosificaciones utilizadas no se observan datos incorrectos, pero esto no impide que el amasado tenga un asentamiento plástico excesivo que obligue a tomar medidas especiales de construcción. Este fenómeno es cada día más frecuente en los hormigones, de mejores características resistentes y de mejor durabilidad, porque tienen más cemento y una relación agua/cemento menor, pero son hormigones más plásticos.

En estos casos habría que haberse planteado un revibrado después del primer vibrado de asentamiento y antes del inicio del fraguado. De esta forma el asentamiento del hormigón que se ve impedido por un punto duro que es la armadura del paramento superior, razón por la que se forma la fisura, se repararía por este nuevo vibrado.

CAPITULO 8 CONCLUSIONES

8.1. CONCLUSIONES

De acuerdo con los estudios realizados del agrietamiento observado en el tramo bajo control pueden derivarse las siguientes conclusiones:

- A. Las fisuras han aparecido a los pocos días del hormigonado. Han aparecido, de acuerdo con la información disponible, respondiendo a ningún patron. Hay paños que no se han fisurado, hay paños que se han fisurado extensamente. No se sabe con certeza si la fisuración se ha producido más para los paños que se han hormigonado en tiempo caluroso, verano, aunque la lógica indicaría que sí. (ver planos apéndice A10.6)
- B. Las fisuras observadas tienen diversos tamaños de aberturas, cuando hay recubrimientos grandes son de mayor abertura, en muchos casos se producen sobre las barras de la armadura del paramento superior. Las probetas extraídas para conocer las características de las fisuras ponen de manifiesto estas conclusiones. (ver punto 7.1.1)
- C. Las condiciones de humedad y temperatura durante los primeros días después del hormigonado varían mucho dependiendo de la estación del año. Las condiciones más desfavorables son en verano, con una humedad relativa del 50 %, aproximadamente, y con una variación máxima de temperatura diaria, de acuerdo con la información disponible, de 16,50 °C. De acuerdo con los resultados experimentales disponibles la variación de la temperatura en la estructura es menor que la que se da en el ambiente. (ver punto 5.1.5)
- D. Complementando el punto anterior, los estudios sobre el tema señalan que la humedad relativa tiene una gran influencia sobre la retracción última y sobre la velocidad de retracción. Esto fundamentado en que cuanto menor es la humedad relativa, mayor es la retracción última y la velocidad de retracción. (ver punto 3.1.1.2.1 y Ref. N° 23)
- E. De los estudios teóricos realizados permiten sacar las siguientes conclusiones.

Hipótesis y modelo

Las hipótesis consideradas son siempre del lado de la seguridad. Los resultados obtenidos simulan las peores situaciones posibles. En la realidad tanto las acciones de retracción, fluencia y temperatura, como las condiciones de vinculación, con empotramiento de la losa sin permitir ningún movimiento horizontal, representan condiciones extremas.

El modelo utilizado considera el fenómeno no lineal de la fisuración, estimando una fisuración difusa no discreta, es decir que se representa la fisuración fisurando el hormigón de todas aquellas secciones en las que se supera la capacidad resistente a tracción y no

identifica la sección exacta en la que se produce la fisuración. Es el mejor modelo para representar este tipo de fenómenos y da estimaciones del lado de la seguridad.

Durante los primeros días después del hormigonado:

- La losa a peso propio y con retracción no se fisura, aunque muestra tracciones en el paramento superior en la zona de vano, debido a la asimetría de la armadura.
- La losa a peso propio, con retracción y el enfriamiento debido a la variación diaria de temperatura, se fisura en el paramento superior, en la zona de vano. Esta situación es extraordinaria, porque se ha supuesto en el cálculo la variación térmica exterior, que es mayor que la de la estructura. Esta situación es extraordinaria porque aparece y desaparece. Las tensiones del acero son pequeñas por lo que la fisuración debería ser pequeña, con aberturas menores que 0,1 mm.
- El efecto de las cargas exteriores, específicamente las cargas de construcción, no empeora la situación sino todo lo contrario.
- Algunas de las fisuras producidas, especialmente en verano, pudieron ser producidas por la retracción inicial y la variación térmica diaria. Las fisuras de este origen deberían ser pequeñas. El hecho de que las fisuras sean de mayor tamaño puede deberse a que la estimación de la abertura de la fisura se realiza a la altura de la armadura y que el valor en el paramento exterior es mayor y será aún mayor si el recubrimiento es grande. Además, posiblemente a este efecto se suman otros vinculados como el desecado superficial por viento, que hace aumentar la retracción localmente, así como el asentamiento plástico, etc. (ver punto 7.1.1 y 3.1.1)
- Las estimaciones teóricas realizadas ponen de manifiesto que esta fisuración no alteran las condiciones de seguridad de la estructura.

Durante la vida útil, en servicio:

- El comportamiento a tiempo infinito para cargas permanentes y retracción es adecuado con fisuración controlada, en zonas muy localizadas, y tensiones en la armadura pequeñas.
- El comportamiento a tiempo infinito para cargas permanentes, retracción y enfriamiento máximo es adecuado. Con fisuración controlada y tensiones en las armaduras muy modestas.
- El efecto de la carga de tráfico mejora el comportamiento general de la losa porque compensa el efecto de las deformaciones impuestas.

- Las condiciones de seguridad de la estructura no se ven afectadas por la fisuración provocada por estos fenómenos.
- F. Como puede verse la fisuración detectada por el modelo no lineal utilizado, pone de manifiesto que la fisuración habría sido similar si se hubieran hecho tramos separados con juntas. De hecho, en la realidad, se han observado fisuraciones para tramos cortos, porque no se había avanzado en la construcción del soterramiento suficientemente. El empleo de juntas habría aumentado los costos de construcción, mucho más los costos y los problemas de explotación y mantenimiento, y no habrían impedido la fisuración.
- G. La fisuración observada en algunos casos, donde las fisuras son mayores, puede ser debida a fenómenos no tensionales, retracción plástica, por ejemplo. Estas fisuras son las que tienen un tamaño muy grande, incompatible con las tensiones estimadas, solo justificables por estos fenómenos.
- H. Desde el punto de vista de servicio el soterramiento puede comportarse estructuralmente muy bien, sin verse afectado por las fisuras detectadas. En cuanto a la impermeabilidad, debe tenerse en cuenta que el hormigón, independientemente de las fisuras, no es impermeable. Las fisuras como se ha visto pueden no atravesar el canto de la losa pero el agua puede atravesarla iniciando su recorrido por las fisuras. Con la impermeabilización incorporada como obra adicional al proyecto original, para mejorar el comportamiento de la losa, se asegurará su impermeabilización, a pesar de la permeabilidad del hormigón y de las fisuras detectadas.
- I. La disposición de una cuantía de armadura aceptable, que en el caso estudiado y controlado es mayor a la recomendada por las normas AASHTO y ACI, no fue suficiente para controlar de manera adecuada la retracción sufrida por el hormigón, sin embargo es necesario señalar que claramente de no contar con esta cuantía el fenómeno hubiese sido de mayor consideración. (ver puntos 5.1.1 – 5.1.2 y 5.1.3)
- J. Complementando el punto anterior, se destaca que el ACI 224R, recomienda que para controlar las fisuras y mantenerlas en un nivel en general aceptable es necesario aumentar la cuantía requerida o recomendada normalmente, que se sitúa en el rango de 0,18 a 0,20%, elevándola a aproximadamente 0,60%.
- K. Desde el punto de vista de la seguridad, de acuerdo con las estimaciones realizadas, no se ve ninguna merma de las condiciones adecuadas planteadas en el proyecto.

CAPITULO 9 BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

1. MOP
2. “AASHTO, Guide Specifications for Designo of Pedestrian Bridges”, 1997.
3. “AASHTO, Standard Specifications for Higway Bridges”, 16th Editions, 1996.
4. “AASHTO LRFD (SI), Brigde Design Specifications”, AASHTO, 2007.
5. ACI 209R-92 “Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures”, ACI, 1997
6. ACI 209.1R-05 “Report on Factors Affecting Shrinkage and Creep of Hardened Concrete”, ACI, 2005
7. ACI 224R-01 “Control de la Fisuración en Estructuras de Hormigón”, ACI, 2001.
8. ACI 224.1R-93 “Causes, Evaluation and Repair of Cracks in Concrete”, ACI, 1993.
9. ACI 318-05 “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural”, ACI, 2005.
10. Aguilar R., Carlos Patricio, “Estudio del Comportamiento y Desarrollo de una Metodología de Predicción de la Retracción Hidráulica de Hormigones”, Tesis Doctoral, Departamento de Ingenieria y Gestión de la Construcción, Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, 2005.
11. Bažan, Z.P. y otros, “Mathemathical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete”, John Wiley and son, New York, 1998.
12. “CEB-FIB Model Code 1990”, Comité Euro-International du Béton, First Draft, Lausanne, (Information Bulletin N° 195)1990.
13. “CEB CEB-FIB Model Code 1978”, Comité Euro-International du Béton – Federation Internationale De La Precontrainte, International System of Unified Standard Codes of Practice for Structures, Vol. II – CEB-FIB Model Code for Concrete Structures, 3rd Editions, 1978.
14. CEDRUS5, Programa de Análisis Lineal-Elastico Desarrollado por CUBUS AG, Suiza.
15. Contreras V., Juan Pablo, “Estudio de Fisuración en Losas de Hormigón Armado”, Tesis Escuela de Ingenieria Universidad de Chile, 2004.
16. “EHE, Instrucción de Hormigón Estructural”, Ministerio de Fomento, Madrid, 2008.

17. “Eurocodigo 2, Proyecto de Estructuras de Hormigón”, UNE-ENV 1992 1-1, AENOR España, 1993.
18. “Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Buildings”, European Committee for Standardization. Bruselas 2002.
19. Fernández Ruiz, Miguel, “Evaluación No Lineal de los Efectos Estructurales Producidos por las Deformaciones Diferidas del Hormigón y del Acero”, Tesis Doctoral, 2003.
20. Fernández, Cánovas M., “Hormigón”, Ed. Colegio de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 1996.
21. FHECOR Ing. Consultores y OGUP Ing. Consultores, “Memoria de Cálculo, Acceso Sur – Tramo Soterrado Secciones Tipo TS-8”, Marzo 2002.
22. Guía de Diseño CEB, Boletín N°12 “Durabilidad de Estructuras de Hormigón”, GEHO-CEB, 1993.
23. Holt, Erika, “Where Did These Cracks Come From?”, Concrete International, Septiembre, 2000.
24. Lucio Nunes, Nelson, y otros, “Retração Do Concreto de Cimento Portland”, Boletim Técnico Da Escola Politécnica da USP, São Paulo, 2007.
25. Manterola Armisén, Javier, “Puentes, Tomo V”, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, 2000.
26. Neville, A.M., “Creep of Concrete: Plain Reinforced and Prestressed”, North-Holland Publishing Company, 1970.
27. “Non-structural Crack in Concrete”, Concrete Society Technical Report N°22, 1992.
28. Noronha da Câmara, José Manuel M, “Comportamento em Serviço de Estructuras de Betao Armado e Pre-Esforçado”, Universidade Técnica de Lisboa, 1988.
29. OGUP Ing. Consultores, “Estudio de Fisuras en Losa Tablero Acceso Sur Santiago, Tramos Soterrados TS-5 y TS-8”, Informe Final Consolidado, Mayo 2009.
30. Pérez Caldentey, Alejandro, “Comportamiento en Servicio y Rotura del Hormigón Estructural. Estudio Teórico y Experimental”, Tesis Doctoral, Ed. ACHE 1996.
31. Pérez Caldentey, Alejandro, “Estado Límite de Servicio de Fisuración”, Concurso Para una Plaza de Profesor Titular de Universidad en el Área de Conocimiento Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras, Universidad Politécnica de Madrid.
32. “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentarios, ACI 318-05 y ACI 318R-05”, American Concrete Institute, 2005.

33. “RILEM Model B-3”, Draft RILEM Recommendation, prepared by Bažan, Z.P. and Baweja, S., Material and Structures, Vol 28, 1995.
34. SAP2000 v11, Programa de Análisis por Elementos Finitos, CSI.
35. Urtubey, Edgardo, y otros, “Reología del Hormigón – Fluencia Básica, Estado del Arte – Propuesta de Simulación Numérica”, MECOM – VIII Congreso Argentino de Mecánica Computacional, 2005.
36. White, A.H., “Destruction of Cement Mortars and Concrete through Expansion and Contraction”, ASTM Proc 11, pp 531-555, 1911.

CAPÍTULO 10 APÉNDICES

A10.1. DESCRIPCIÓN MODELOS DE CÁLCULO TRAMO SOTERRADO TS-8⁶¹

En este punto se muestra las bases de cálculo correspondiente a la sección principal o predominante del proyecto corresponde al tramo TS-8.1.

A10.1.1. BASES DE CÁLCULO

A10.1.1.1. Normativa

Para el proyecto de esta estructura se ha considerado la siguiente normativa:

- Standard Specifications for Highway Bridges, adopted by American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). 16th Edition. Washington (Estados Unidos de América) 1996⁶². La sobrecarga de tráfico definida en este documento se ha considerado con su valor incrementado en un 20%.

A10.1.1.2. Cargas Consideradas

Las cargas consideradas para el proyecto de esta estructura son las siguientes:

- Peso propio (*DC*). Densidad del hormigón: $\gamma_c=25 \text{ kN/m}^3$.
- Pavimento (*DW*). El replanteo de la estructura se ajusta al trazado del eje superior central, de forma que la distancia entre el hormigón del tablero y la rasante es igual al espesor del pavimento (5cm). No obstante, a efectos de cálculo y para prever futuras repavimentaciones se ha considerado un espesor de pavimento igual a 10 cm. La densidad del pavimento (γ_{pav}) se ha tomado igual a 24 kN/m^3 , por lo cual la carga muerta de pavimento considerada es de 2.4 kN/m^2 .
- Sobrecarga de tráfico (*LL*). La sobrecarga de tráfico se ha considerado de acuerdo con la normativa AASHTO (16^a Edición) más un 20%. Por lo tanto se han considerado tres tipos de sobrecarga alternativos:
 - Carga de faja equivalente a 3.75 kN/m^2 acompañada de una carga lineal extendida a un ancho de 3.00 metros igual, en total a 99.1 kN (*LL₂*), situada donde maximiza el momento flector. El número de cargas puntuales se considera igual al número de carriles de la calzada superior.
 - Carga de faja equivalente a 3.75 kN/m^2 (*LL₁*), acompañada de una carga lineal extendida a un ancho de 3.00 metros igual, en total a 141.8 kN (*LL₃*), situada donde maximiza el esfuerzo cortante. El número de cargas puntuales se considera igual al número de carriles de la calzada superior.

⁶¹ Ref. N°21, FHECOR Ing. Consultores y OGUP Ing. Consultores, "Memoria de Cálculo, Acceso Sur – Tramo Soterrado Secciones Tipo TS-8", Marzo 2002.

⁶² Ref. N°3, AASHTO, Standard Specifications for Highway Bridges, 16th edition, 1996.

- Camión AASHTO HS20-44 +20% de peso total igual a 392 kN (LL_4). El número de camiones se considera igual a número de carriles de la calzada superior.

El coeficiente de impacto considerado para las sobrecargas es de 1.30.

- Empuje de tierras (EH). El empuje de tierras se considera con dos variantes en función de que se trate de una situación persistente o de una situación accidental (sismo). Para situaciones persistentes y elementos con restricciones al desplazamiento horizontal en cabeza se considera el empuje al reposo (EH_{k0}), mientras que para situaciones accidentales (y para muros en ménsula en situación persistente) se considera el empuje activo (EH_{ka}). Los parámetros adoptados para el terreno son los siguientes:

- Densidad: $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$.
- Ángulo de Rozamiento interno: $\phi=37^\circ$
- Cohesión: $c=0.0 \text{ kN/m}^2$

Con estos valores resultan los siguientes coeficientes de empuje:

- Empuje al reposo: $K_0=1-\text{sen}\phi=0.398$
- Empuje activo: $K_a=(\text{tg}(45-\phi/2))^2=0.249$

- Empuje de tierras debido a la sobrecarga (ES). A efectos de evaluar este empuje se considera una sobrecarga aplicada en el trasdós de los hastiales de 10 kN/m^2 . Esta acción se evalúa con el coeficiente de empuje al reposo en elementos con restricciones al desplazamiento (hastiales) debido a que solamente se considera en situaciones persistentes. Para el cálculo de muros en ménsula se adopta el coeficiente de empuje activo.
- Incremento del empuje de tierras durante un sismo (EQ_1). Este incremento de empuje se evalúa mediante la fórmula de Mononobe-Okabe, considerando una aceleración horizontal de $0.15g$. Los pilotes se consideran como elementos cuyo desplazamiento está moderadamente impedido, adoptándose un valor de $\theta=\text{atan}(0.15)=8.53^\circ$, lo cual da lugar a un coeficiente de empuje adicional de 0.108. Al considerar la actuación del sismo en la dirección longitudinal de la losa, no se considera la existencia del muro pantalla de hormigón proyectado entre cada dos de ellos.
- Fuerzas inerciales de la estructura (EQ_2). Las fuerzas inerciales de la estructura se han considerado aplicando una fuerza horizontal equivalente al 15% del peso propio al tablero.

A10.1.1.3. Combinación de Cargas

Las combinaciones de cargas consideradas se resumen a continuación.

- Estado Límite Último

En estado límite último se ha considerado la combinación de cargas siguiente:

Alternativa 1: Situación persistente

$$\begin{aligned}
 &1.30 \times DC \\
 &+ 1.30 \times DW \\
 &+ 2.82 \times (LL_1 + LL_2) \text{ ó } 2.82 \times (LL_1 + LL_3) \text{ ó } 2.82 \times LL_4 \\
 &+ 1.495 \times EH_{k0} \\
 &+ 1.495 \times ES
 \end{aligned}$$

Alternativa 2: Situación accidental

$$\begin{aligned}
 &1.30 \times DC \\
 &+ 1.30 \times DW \\
 &+ 1.69 \times EH_{ka} \\
 &+ 1.30 \times EQ_1 \\
 &+ 1.30 \times EQ_2
 \end{aligned}$$

En las combinaciones anteriores, el coeficiente de mayoración de la sobrecarga se obtiene como producto del factor $\eta=1.30$, del coeficiente de mayoración de la sobrecarga que vale 1.67 y del coeficiente de impacto (1.30). El coeficiente de mayoración del empuje de tierras en situación persistente se obtiene como producto de η y del coeficiente de mayoración del empuje al reposo que vale 1.15. El coeficiente de mayoración del empuje activo de tierras en situación accidental se obtiene como producto de η y el coeficiente de mayoración del empuje activo, que vale 1.30, y del incremento de empuje debido al sismo que vale 1.00.

- Estado Límite de Servicio

En estado límite de servicio, y en particular para el diseño de las cimentaciones, se ha considerado la combinación de cargas siguiente:

Alternativa 1: Situación persistente

$$\begin{aligned}
 &1.00 \times DC \\
 &+ 1.00 \times DW \\
 &+ 1.00 \times (LL_1 + LL_2) \text{ ó } 1.00 \times (LL_1 + LL_3) \text{ ó } 1.00 \times LL_4 \\
 &+ 1.00 \times EH_{k0} \\
 &+ 1.00 \times ES
 \end{aligned}$$

Alternativa 2: Situación accidental

$$\begin{aligned} &1.00 \times DC \\ &+ 1.00 \times DW \\ &+ 1.00 \times EH_{ka} \\ &+ 1.00 \times EQ_1 \\ &+ 1.00 \times EQ_2 \end{aligned}$$

A10.1.1.4. Materiales

Los materiales utilizados para el cálculo de esta estructura son los siguientes:

- Tablero
 - Hormigón en sitio H-30 ($f'_c=25$ MPa)
 - Hormigón pretensado con $f'_c > 45$ MPa
 - Acero Pasivo A 63-42 H con resaltes
 - Acero en cables para pretensado ASTM 270 de baja relajación ($f'_s=1900$ MPa)

- Pilas centrales
 - Hormigón H-30 ($f'_c=25$ MPa)
 - Acero Pasivo A 63-42 H con resaltes

- Fundación de zapatas en sitio
 - Hormigón H-25 ($f'_c=20$ MPa)
 - Acero Pasivo A 63-42 H con resaltes

- Pilotes en sitio
 - Hormigón H-250 ($f'_c=20$ MPa)
 - Acero Pasivo A 63-42 H con resaltes

- Arriostramiento en sección con cruce de canal soterrado
 - Hormigón H-25 ($f'_c=20$ MPa) en fundaciones
 - Acero Estructural de límite elástico $k_s=36000$ psi en puntales.

A10.1.2. MODELOS DE CÁLCULO

A10.1.2.1. Modelos Tramos TS-8

Para el estudio de esta estructura se han utilizado varios modelos de cálculo.

- Superestructura

Para el cálculo de las vigas se han utilizado dos modelos de diseño.

Para peso propio de viga y carga de losa se considera simple apoyo con el momento de inercia de la viga sola para determinar las deformaciones.

Para carga de pavimento y sobrecargas vivas se considera simple apoyo en los extremos, con las características de la sección compuesta (colaborante).

- Infraestructura

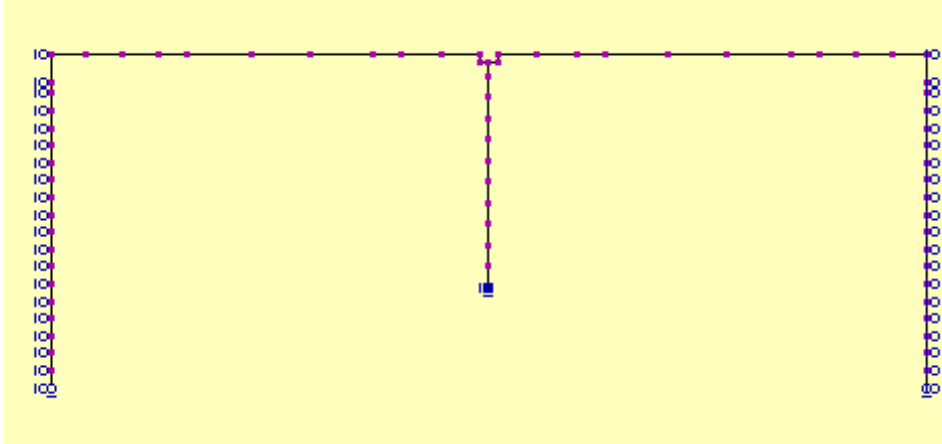
Para el cálculo de la infraestructura se realiza un modelo de diseño tipo pórtico para cada sección tipo, variando la longitud de los vanos y la longitud de las pilas y los pilotes.

Todos los pórticos comprenden una anchura de tablero de 3.50 metros, igual a la separación longitudinal de los ejes de pilares, y representan las siguientes secciones tipo:

- Sección tipo normal ancho constante.
- Sección tipo normal ancho variable.
- Sección tipo con nicho de ventiladores.
- Sección tipo con puertas en mediana.
- Sección Tipo con cruce canal superficial
- Sección tipo con cruce de tubería soterrada.

Para cada una de estas secciones hay que tener en cuenta que las características de los apoyos del modelo son diferentes según se considere la actuación de las cargas estáticas, la actuación del sismo de izquierda a derecha o el sismo de derecha a izquierda o se considere el pilote en voladizo en la 1ª etapa de excavación.

- Modelo completo para análisis sísmico



A10.1.3. RESUMEN DE RESULTADOS

A10.1.3.1. Resultados de los modelos de cálculo del tablero y las pilas prefabricadas

Los resultados del análisis del tablero: losa, se presenta a continuación como resumen de los cálculos originales.

Los cálculos están basados en la norma AASHTO 1996.

$$\begin{aligned} \text{Longitud prelosa} &= 3.50 - 0.60 + 0.20 = 3.10 \text{ m} \\ S &= 3.50 - 0.60 = 2.90 \text{ m (9.50 ft)} \end{aligned}$$

Para determinar las armaduras paralelas al tráfico se procede de la siguiente manera.

$$E = (4 + 0.06 \cdot S) = 4.57 \text{ (ft)} = 1.39 \text{ m}$$

Los esfuerzos se determinan de la siguiente manera:

- Momento generado por el pavimento.

- Momento positivo

$$M_{(+)} = \frac{2.90^2 \cdot 0.12}{24} = 0.04 \text{ (tm / m)}$$

- Momento negativo

$$M_{(-)} = \frac{2.90^2 \cdot 0.12}{12} = 0.08 \text{ (tm / m)}$$

- Momento generado por la prelosa más la losa.
 - Momento positivo

$$M_{(+)} = \frac{2.90^2 \cdot 0.50}{8} = 0.53(tm/m)$$

Según la norma AASHTO 1996, para determinar el momento positivo se procede de la siguiente manera:

Para un tramo intermedio:

$$\text{Para una rueda: } M_{(L+I)} = \frac{11.10 \cdot 1.20}{2} = 6.67(tm)$$

$$\text{Para un metro de ancho: } M_{(L+I)} = \frac{6.67}{1.39} = 4.79(tm/m)$$

$$M_{(U)} = 1.30 \cdot (0.53 + 0.04 + 1.67 \cdot 4.79) = 11.14(tm/m)$$

$$A_{(S)} = 18.40(cm^2) = 4\phi 8 + 9\phi 16$$

Para el momento negativo se procede de la siguiente manera:

Para un tramo intermedio:

$$\text{Para una rueda: } M_{(L+I)} = \frac{7.10 \cdot 1.20}{2} = 4.26(tm)$$

$$\text{Para un metro de ancho: } M_{(L+I)} = \frac{4.26}{1.39} = 3.07(tm/m)$$

$M_{(U)} = 1.30 \cdot (0.08 + 1.67 \cdot 3.07) = 6.77(tm/m)$, con una altura útil de $D = 15.4$ cm obtenemos la siguiente armadura:

$$A_{(S)} = 12.30(cm^2/m) = \phi 16a25 + \phi 12a25$$

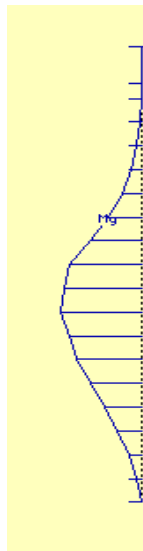
A10.1.3.2. Resultados de los modelos de cálculo de los pilotes preexcavados in situ

A continuación se presentan dos gráficos con las envolventes de momentos y cortantes que se obtienen en Estado Límite Último para uno de los pórticos considerados (la forma de las envolventes es similar para todas las secciones, solo varían los valores de los esfuerzos, que se encuentran en los listados correspondientes) para las siguientes fases:

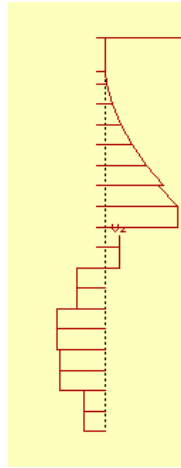
- 1ª etapa de excavación
- Situación estática
- Situación sísmica

Los valores pésimos adoptados para el dimensionamiento son los máximos entre la etapa constructiva o la suma de la situación estática más la sísmica (siempre que ésta última sea desfavorable).

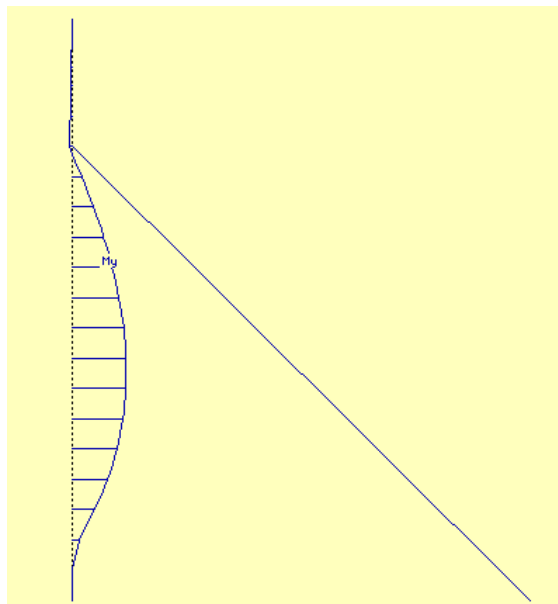
- Envolvente de Momentos en Secciones Tipo (excepto en Sección Tipo Con cruce de tubería soterrada). 1ª etapa de excavación.



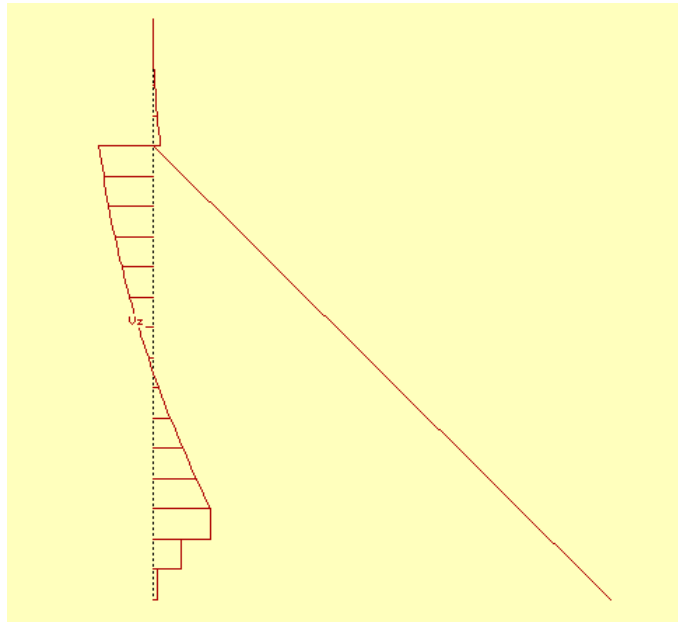
- Envolvente de Cortantes en Secciones Tipo (excepto en Sección Tipo con cruce de tubería soterrada). 1ª etapa de excavación.



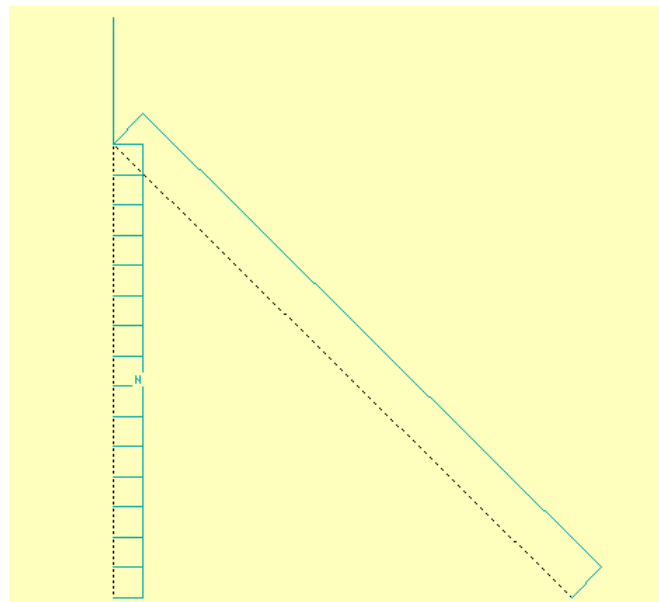
- Envolvente de Momentos en Sección Tipo con cruce de tubería soterrada. 1ª etapa de excavación.



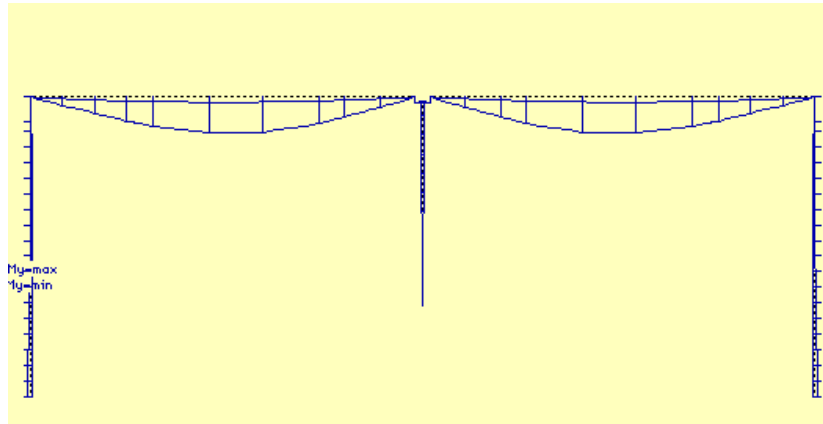
- Envolvente de Cortantes en Sección Tipo con cruce de tubería soterrada. 1ª etapa de excavación.



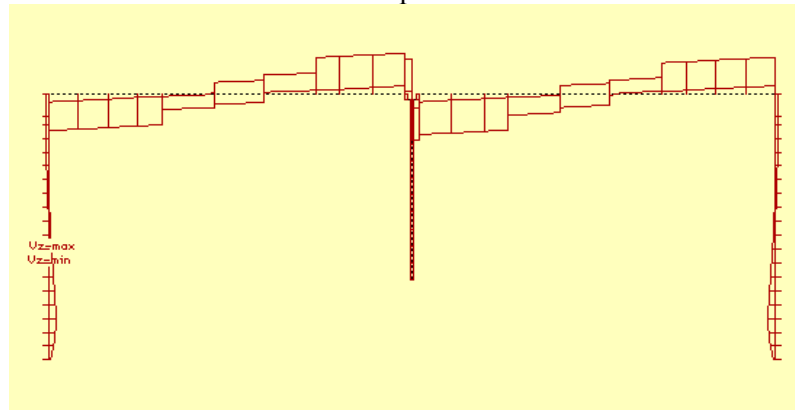
- Envolvente de Axiles en Sección Tipo con cruce de tubería soterrada. 1ª etapa de excavación.



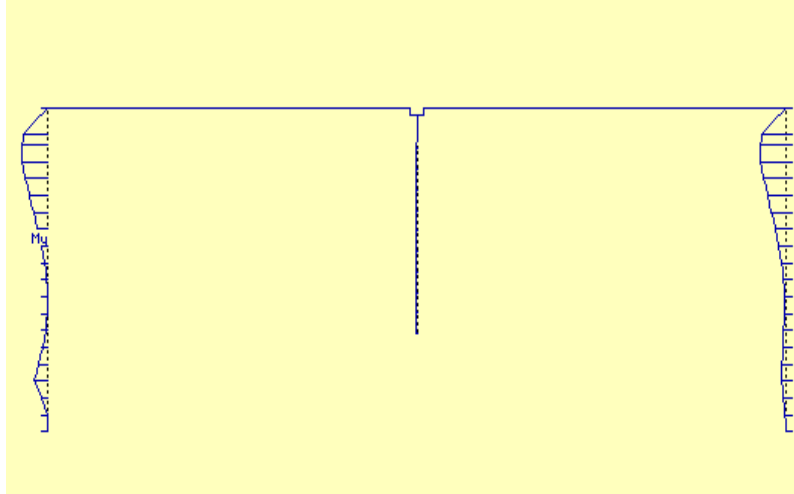
- Envolvente de Momentos en Secciones Tipo. Situación Estática.



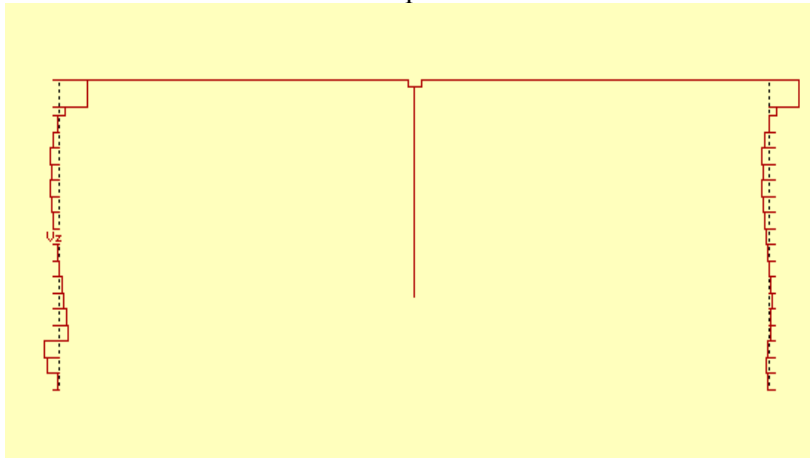
- Envolvente de Cortantes en Secciones Tipo. Situación Estática.



- Envolvente de Momentos en Secciones Tipo. Situación Sísmica.



- Envolvente de Cortantes en Secciones Tipo. Situación Sísmica.



A10.1.4. DIMENSIONAMIENTO DE ARMADURAS

A10.1.4.1. Dimensionamiento de los de pilotes

Para el armado de los pilotes se aplica el Artículo 8.16.5.2.7 de la División I de la Normativa AASHTO, según el cual en el dimensionamiento de los elementos comprimidos debe considerarse el axil de cálculo existente en cada elemento, para obtener un ϕ de flexión y un parámetro δb por el que se multiplica el momento mayorado para obtener el de cálculo en elementos comprimidos.

A continuación se incluye un resumen para cada pórtico estudiado de los esfuerzos para la 1ª etapa de excavación (construcción) y para el estado final, suma de los valores estáticos más lo de sismo.

- Sección Tipo normal con ancho constante

SECCION TIPO

Pila exterior 1

	N	Vz	My	ϕ	My/ ϕ	Ainterior	Aexterior
	[t]	[t]	[tm]		[tm]	[cm ²]	[cm ²]
Nmax	-154.50	-2.74	20.32	0.72	28.09	0.00	0.00
Nmin	-29.63	0.00	0.00	0.87	0.00	0.00	0.00
Mmax	-143.13	6.93	35.00	0.74	47.53	1.17	0.00
Mmin	-42.37	-13.60	-68.55	0.85	-80.49	0.00	25.86
Construcción	0.00	-13.60	-68.55	0.90	-76.16	0.00	31.98

Pila exterior 2

	N	Vz	My	ϕ	My/ ϕ	Ainterior	Aexterior
	[t]	[t]	[tm]		[tm]	[cm ²]	[cm ²]
Nmax	-154.50	2.12	-20.32	0.72	-28.09	0.00	0.00
Nmin	-29.63	0.00	0.00	0.87	0.00	0.00	0.00
Mmax	-42.37	-3.27	68.55	0.85	80.49	0.00	25.86
Mmin	-140.28	5.48	-39.90	0.74	-53.94	4.08	0.00
Construcción	0.00	13.60	68.55	0.90	76.16	0.00	31.98

			total
	max	4.08	31.98
	cuantía mínima		70.00
	dispuesta	8 ϕ 22+4 ϕ 12	8 ϕ 25
	dispuesta	34.93	39.28
			74.21

- Sección Tipo normal con ancho variable

Corresponde a la Sección TS-5 del Tramo Soterrado.

- Sección Tipo con nicho de ventiladores

SECCION TIPO VENTILADORES

Pila exterior 1

	N	Vz	My	ϕ	My/ ϕ	Ainterior	Aexterior
	[t]	[t]	[tm]		[tm]	[cm ²]	[cm ²]
Nmax	-151.55	-2.85	21.39	0.73	29.43	0.00	0.00
Nmin	-31.45	0.00	0.00	0.86	0.00	0.00	0.00
Mmax	-140.17	6.93	35.51	0.74	48.00	1.70	0.00
Mmin	-44.19	-13.60	-68.55	0.85	-80.69	0.00	25.73
Construcción	0.00	-13.60	-68.55	0.90	-76.16	0.00	31.98

Pila exterior 2

	N	Vz	My	ϕ	My/ ϕ	Ainterior	Aexterior
	[t]	[t]	[tm]		[tm]	[cm ²]	[cm ²]
Nmax	-154.50	2.09	-20.07	0.72	-27.74	0.00	0.00
Nmin	-29.63	0.00	0.00	0.87	0.00	0.00	0.00
Mmax	-42.37	13.60	68.55	0.85	80.49	0.00	25.86
Mmin	-140.28	5.45	-40.07	0.74	-54.18	4.17	0.00
Construcción	0.00	13.60	68.55	0.90	76.16	0.00	31.98

		total
max	4.17	36.15
cuantía mínima		70.00
dispuesta	8 ϕ 22+4 ϕ 12	8 ϕ 25
dispuesta	34.93	74.21

- Sección Tipo con puertas en mediana

SECCION TIPO PUERTAS EN MEDIANA

Pila exterior 1

	N	Vz	My	ϕ	My/ ϕ	Ainterior	Aexterior
	[t]	[t]	[tm]		[tm]	[cm ²]	[cm ²]
Nmax	-154.50	-2.74	20.32	0.72	28.09	0.00	0.00
Nmin	-29.63	0.00	0.00	0.87	0.00	0.00	0.00
Mmax	-143.13	6.93	35.00	0.74	47.53	1.17	0.00
Mmin	-42.37	-13.60	-68.55	0.85	-80.49	0.00	25.86
Construcción	0.00	-13.60	-68.55	0.90	-76.16	0.00	31.98

Pila exterior 2

	N	Vz	My	ϕ	My/ ϕ	Ainterior	Aexterior
	[t]	[t]	[tm]		[tm]	[cm ²]	[cm ²]
Nmax	-154.50	2.12	-20.32	0.72	-28.09	0.00	0.00
Nmin	-29.63	0.00	0.00	0.87	0.00	0.00	0.00
Mmax	-42.37	-3.27	68.55	0.85	80.49	0.00	25.86
Mmin	-140.28	5.48	-39.90	0.74	-53.94	4.08	0.00
Construcción	0.00	13.60	68.55	0.90	76.16	0.00	31.98

			total
max	4.08	31.98	36.06
cuantía mínima			70.00
dispuesta	8 ϕ 22+4 ϕ 12	8 ϕ 25	
dispuesta	34.93	39.28	74.21

- Sección Tipo con cruce de tubería soterrada

SECCION TIPO CON CRUCE DE TUBERÍA SOTERRADA

Pila exterior 1

	N	Vz	My	ϕ	My/ ϕ	Aanterior	Aexterior
	[t]	[t]	[tm]		[tm]	[cm2]	[cm2]
Nmax	-154.50	0.78	20.32	0.72	28.09	0.00	0.00
Nmin	-29.63	0.00	0.00	0.87	0.00	0.00	0.00
Mmax	-143.13	-3.12	35.00	0.74	47.53	1.17	0.00
Mmin	-42.37	-0.71	-61.86	0.85	-72.64	0.00	22.71
Construcción	10.06	-0.71	17.97	0.90	19.96	8.38	0.00

Pila exterior 2

	N	Vz	My	ϕ	My/ ϕ	Aanterior	Aexterior
	[t]	[t]	[tm]		[tm]	[cm2]	[cm2]
Nmax	-154.50	-0.78	-20.32	0.72	-28.09	0.00	0.00
Nmin	-29.63	0.00	0.00	0.87	0.00	0.00	0.00
Mmax	-42.37	0.71	61.86	0.85	72.64	0.00	22.71
Mmin	-140.28	5.48	-39.90	0.74	-53.94	4.08	0.00
Construcción	10.06	0.71	-17.97	0.90	-19.96	8.38	0.00

	total
max	31.09
cuantía mínima	70.00
dispuesta	8 ϕ 22+4 ϕ 12
dispuesta	34.93 39.28 74.21

A10.1.4.2. Verificación pilote 70*100 Fase Critica Construcción.

En todos los casos el modelo consideró al pilote como columna de hormigón H-30 y recubrimiento 5 cm. Se efectúa la siguiente verificación como pilote de hormigón H-25 y recubrimiento 7.5 cm, para los peores esfuerzos de flexión en construcción:

$$\begin{aligned}
 M &= 76.16 \\
 f'c &= 20 \\
 D &= 60 \\
 As &= 36.7
 \end{aligned}$$

La armadura dispuesta 8 redondos del 25 por el lado tierras, cumple con las exigencias del pilote en la fase crítica de construcción, en todos los casos descritos: Sección Tipo normal con ancho constante, Sección Tipo con nicho de ventiladores, Sección Tipo con puertas en mediana y Sección Tipo con cruce de tubería soterrada. Se especifica por tanto un pilote de hormigón H-25, con 7.5 cm de recubrimiento. El pilote cumple con la cuantía mínima exigida para su comportamiento como columna (1%).

A10.1.5. DISEÑO LOSA (ORIGINAL). CRITERIOS DEL ESPECIALISTA CALCULISTA

A10.1.5.1. Diseño de Losa

Se muestra a continuación el trabajo efectuado por el especialista calculista para determinar la armadura de la losa. Los datos son obtenidos de la memoria del proyecto original.

ACCESO SUR
LOSAS, CON PRELOSA

149

Longitud prelosa = $3.5 - 0.6 + 0.2 = 3.1 \text{ m}$
 $S = 3.5 - 0.6 = 2.9 \text{ m} = 9.5 \text{ ft}$

Para armaduras paralelas al tráfico :
 $E = (4 + 0.06 * S) = 4.57 \text{ ft} = 1.39 \text{ m}$

De pavimento :
 $M_+ = 2.9^2 * 0.12 / 24 = 0.04 \text{ tm /m}$
 $M_- = 2.9^2 * 0.12 / 12 = 0.08 \text{ tm /m}$

De prelosa + losa:
 $M_+ = 2.9^2 * 0.5 / 8 = 0.53 \text{ tm /m}$

Para momento positivo :

Para un tramo intermedio :
 Para una rueda : $M_{L+I} = 11.1 * 1.2 / 2 = 6.67 \text{ tm}$ (ver anexo con 'análisis de losa continua)

Para 1 metro de ancho $M_{L+I} = 6.67 / 1.39 = 4.79 \text{ tm /m}$

$M_u = 1.3 * (0.53 + 0.04 + 1.67 * 4.79) = 11.14 \text{ tm/m}$

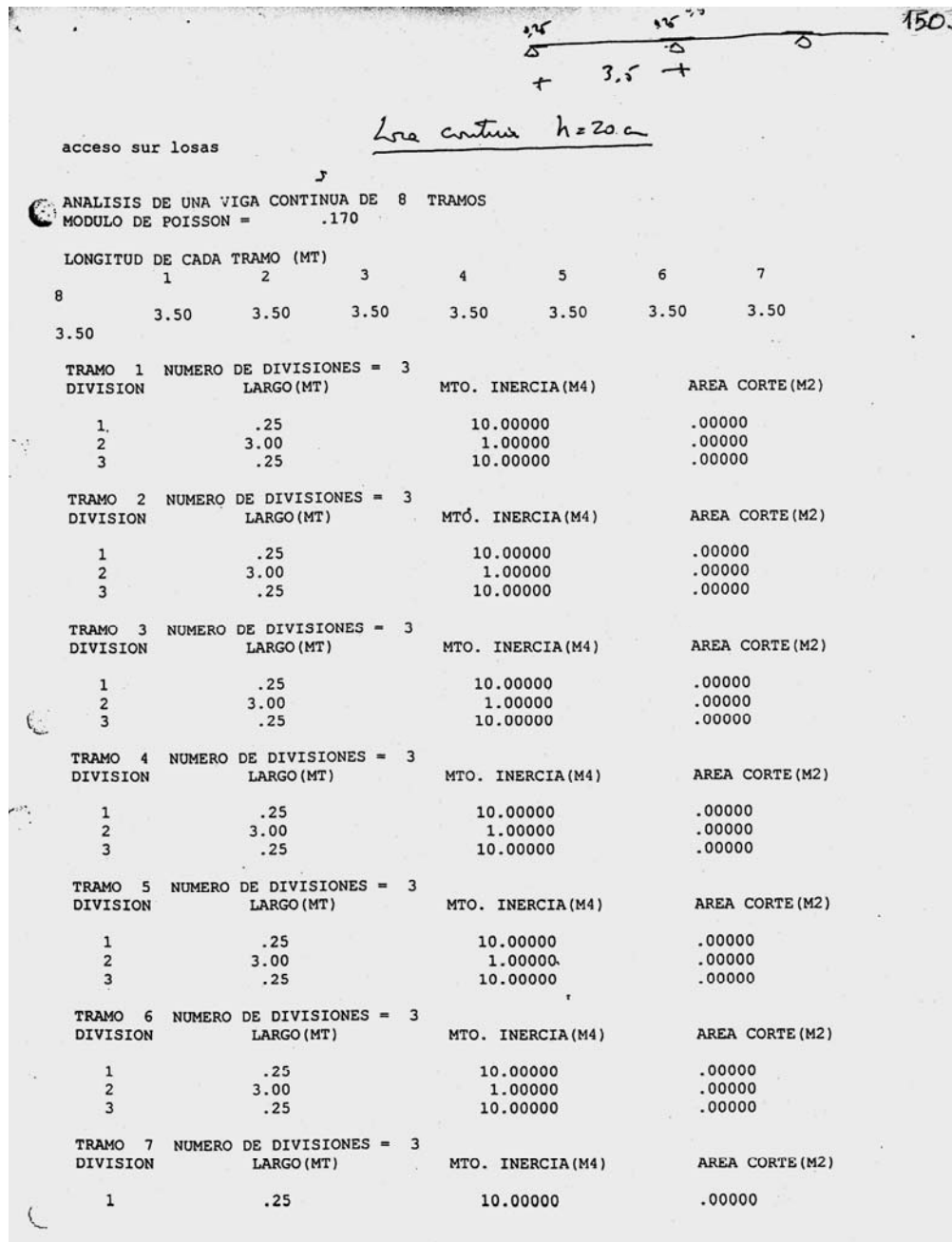
$A_s = 18.4 \text{ cm}^2 = 4 \text{ fi } 8 + 9 \text{ fi } 16$

Para momento negativo :

Para una rueda : $M_{L+I} = 7.1 * 1.2 / 2 = 4.26 \text{ tm}$
 Para un metro de ancho $M_{L+I} = 4.26 / 1.39 = 3.07 \text{ tm /m}$

$M_u = 1.3 * (0.08 + 1.67 * 3.07) = 6.77 \text{ tm /m}$

$D = 15.4 \text{ cm}$, $A_s = 12.3 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{fi } 16 \text{ a } 25 + \text{fi } 12 \text{ a } 25$



2	3.00	1.00000	.00000
3	.25	10.00000	.00000

TRAMO 8 NUMERO DE DIVISIONES = 3

DIVISION	LARGO (MT)	MTO. INERCIA (M4)	AREA CORTE (M2)
1	.25	10.00000	.00000
2	3.00	1.00000	.00000
3	.25	10.00000	.00000

TREN DE CARGA AASHTO

a) CAMION HS20-44

CARGAS DE EJES

P1 = 3.63 TON (8000 LBS)

P2 = 14.52 TON (32000LBS)

DISTANCIA ENTRE EJES

FIJA = 4.27 MTS (14 PIES)

VARIABLE = 4.27 A 9.14 MTS (14 A 30 PIES)

b) CARGA DE FAJA = 0.95 TON/MT (640 LBS/PIE)

CARGAS PUNTUALES EN TRAMOS DIFERENTES

MOMENTO = 8.16 TON (18000 LBS)

CORTE = 11.79 TON (26000 LBS)

c) FACTOR DE IMPACTO

$I = 15.24 / (L(MTS) + 38.1)$

NO MAYOR QUE 0.3

ENVOLVENTES DE ESFUERZOS INTERNOS

MOMENTOS FLECTORES (TON-MT)

7 TRAMO	SECCION									
	8	9	10	1	2	3	4	5	6	
-4.37	-5.44	.00	-8.19	-11.71	-1.19	-1.79	-2.39	-2.98	-3.58	
11.38	9.25	.00	6.56	5.73	3.67	9.73	12.08	12.91	12.65	
-4.56	-5.39	-11.71	-7.38	-8.76	-9.98	-6.33	-5.57	-5.30	-5.03	-4.76
9.99	8.83	1.96	6.85	3.69	4.49	6.20	4.68	8.60	10.11	10.56
-4.42	-5.40	-9.98	-7.33	-7.10	-9.93	-5.04	-4.21	-4.24	-4.28	-4.31
10.31	8.83	4.68	6.84	5.14	4.29	7.81	4.10	9.86	10.97	11.10
-4.43	-5.42	-9.93	-7.32	-7.09	-9.93	-5.54	-4.54	-4.24	-4.27	-4.31
10.15	8.84	4.10	6.85	4.47	4.29	7.22	4.12	9.41	10.67	10.84

152

-4.44		-9.93	-7.09	-5.35	-4.38	-4.24	-4.27	-4.32
5	-5.57	-7.34	-9.95					
10.14		4.12	4.44	7.21	9.41	10.67	10.83	
	8.88	6.90	4.35	4.16				
-4.55		-9.95	-7.10	-5.34	-4.38	-4.27	-4.32	-4.40
6	-5.38	-7.48	-10.11					
10.21		4.16	4.43	7.21	9.41	10.68	10.86	
	9.21	7.37	4.93	4.51				
-5.57		-10.11	-7.19	-5.33	-4.39	-4.54	-4.83	-5.20
7	-6.34	-8.75	-11.61					
10.51		4.51	4.40	7.19	9.44	10.80	11.07	
	8.78	6.43	4.27	2.13				
-1.95		-11.61	-7.99	-5.19	-4.54	-3.89	-3.24	-2.60
8	-1.30	-.65	.00					
13.55		2.13	4.11	7.02	9.72	11.85	13.07	
	12.61	10.09	5.89	.00				
ESFUERZOS DE CORTE (TON)								
							SECCION	
7	8	9	1	2	3	4	5	6
TRAMO								
-15.43		-1.70	-3.66	-6.19	-8.47	-10.52	-12.34	-13.96
1	-16.89	-18.04	-18.92					
5.42		18.88	16.37	13.90	11.50	9.22	7.23	
	3.77	2.34	1.17	.56				
-14.12		-2.45	-3.52	-5.26	-6.91	-8.52	-10.14	-11.97
2	-16.04	-17.62	-18.88					
9.60		18.88	17.45	15.72	14.36	12.93	11.32	
	7.81	6.01	4.25	3.83				
-15.02		-3.43	-3.65	-5.20	-6.81	-8.47	-10.30	-12.76
3	-16.96	-18.45	-19.78					
8.94		18.88	17.56	15.92	14.31	12.62	10.81	
	7.09	5.28	3.58	3.08				
-14.73		-3.21	-3.63	-5.19	-6.80	-8.46	-10.13	-12.45
4	-16.71	-18.24	-19.50					
8.93		19.17	17.91	16.28	14.35	12.60	10.78	
	7.08	5.29	3.59	3.10				
-14.72		-3.22	-3.63	-5.19	-6.81	-8.47	-10.13	-12.44
5	-16.70	-18.25	-19.48					

153

8.93	7.08	19.08	17.82	16.20	14.35	12.60	10.78
		5.29	3.60	3.11			
		-3.26	-3.68	-5.25	-6.87	-8.53	-10.19
-14.65	-16.60	-13.23	-19.48				-12.41
6							
8.95	7.10	19.08	17.82	16.21	14.36	12.62	10.80
		5.30	3.60	3.25			
		-3.78	-4.07	-5.74	-7.43	-9.10	-10.70
-14.43	-16.46	-18.10	-19.46				-12.20
7							
9.13	7.27	19.07	17.85	16.29	14.49	12.78	10.98
		5.43	3.65	2.66			
		-.61	-1.30	-2.51	-3.97	-5.64	-7.47
-12.01	-14.41	-16.82	-19.28				-9.68
8							
10.87	8.83	19.01	18.16	17.04	15.69	14.29	12.68
		6.56	4.05	1.85			
□							

A10.1.6. DISEÑO LOSA. VERIFICACIÓN LOSA MEDIANTE PROGRAMA COMPUTACIONAL.

A10.1.6.1. Datos Entrada Modelo

El modelo es una combinación de una sección tipo de losa, apoyada en vigas prefabricadas según lo muestran las siguientes figuras.

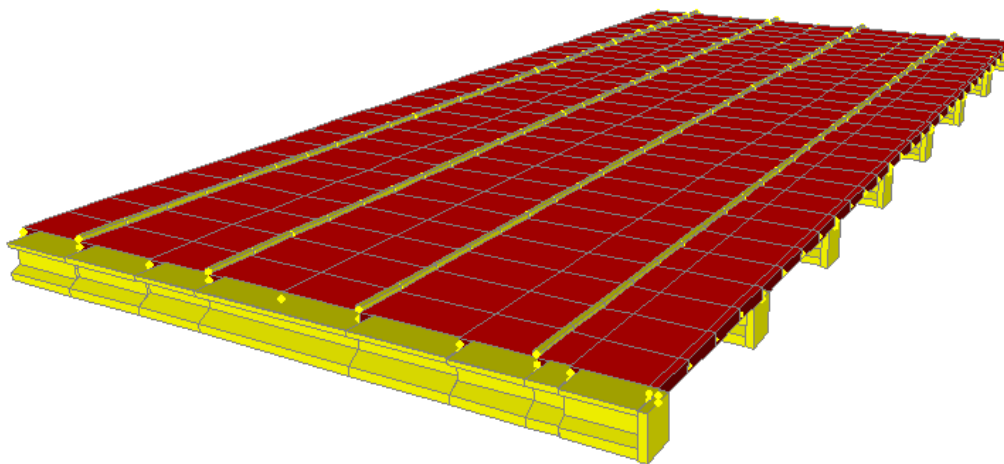


Fig. A10.1.6.1.1 Esquema 3D de Modelo Utilizado en Losa Tipo, Acceso Sur Tramo Soterrado

A10.1.6.2. Bases de Cálculo

A10.1.6.2.1. Estados de Carga

A10.1.6.2.1.1. Cargas gravitacionales

- Peso propio

En este punto se consideró:

- Densidad del hormigón armado 2500 kg/m³
- Pavimento asfalto (e=5 cm) 2400 kg/m³

- Sobrecarga móvil

En este punto se consideraron dos tipos de sobrecarga móvil;

- Camión AASHTO HS20-44, con sus cargas incrementadas en un 20%. Dicho camión se aprecia en la siguiente imagen:

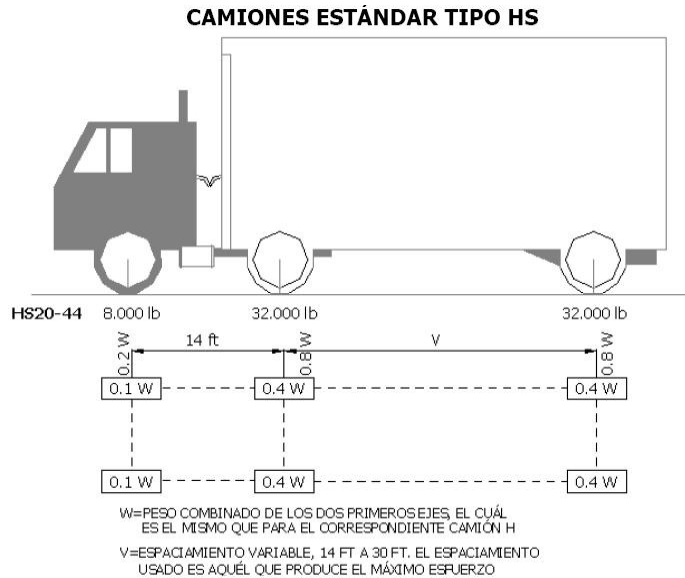


Fig. A10.1.6.2.1.1.1 Camión AASHTO HS20-44

Para la sobrecarga móvil se utilizó el factor de reducción especificado en AASHTO 1996, punto 3.12.1.

- Sobrecarga móvil de faja y carga concentrada, distribuida uniformemente en un ancho de 3,05 m, según la perpendicular al eje de la faja de tránsito. Para la determinación de momentos y cortes se utilizaron distintas magnitudes de la carga concentrada, tal como se indica en la siguiente figura:

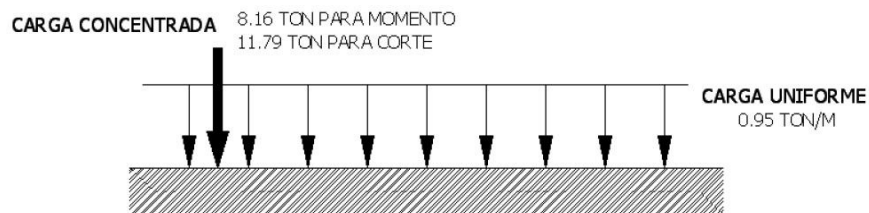


Fig. A10.1.6.2.1.1.2 Carga de Faja para Dimensionamiento de Elementos.

- Sobrecarga peatonal

Se considera una sobrecarga peatonal uniformemente distribuida de 415 kg/m² sobre cada acera.

- Impacto

Para considerar los efectos dinámicos de las cargas repentinas sobre la estructura, se utilizó un factor de impacto, definido en AASHTO 1996, punto 3.8.1.

El factor de impacto definido en AASHTO 1996 está dado por:

$$I = \frac{50}{L + 125}$$

En donde,

- **I** Factor de impacto (máximo 30%).
- **L** Largo en pies de la porción de vano que es cargada para producir la tensión máxima en el elemento.

Para la verificación de la losa se utilizó el factor de impacto máximo, equivalente a 1,3.

A10.1.6.2.1.2. Cargas eventuales

- Sismo

El sismo, al no ser combinable con la sobrecarga móvil, para este caso no controla el diseño de la superestructura.

- Viento

La carga de viento es despreciable frente al resto de las solicitaciones del tablero.

- Nieve

No aplica por el lugar de emplazamiento de la estructura.

A10.1.6.2.1.3. Combinaciones de carga

Las abreviaciones utilizadas son:

- **D** Carga muerta.
- **L** Carga viva (móvil + 50% peatonal).
- **I** Impacto sobre la carga viva móvil.

A continuación se listan las combinaciones de carga consideradas para la verificación del diseño:

Grupo I	0.98 D + 2.17 L + 2.17 I
Grupo IA	0.98 D + 2.86 L + 2.86 I
Grupo IB	0.98 D + 0.00 L + 0.00 I
Grupo III	0.98 D + 1.30 L + 1.30 I
Grupo V	0.94 D + 0.00 L + 0.00 I
Grupo VI	0.94 D + 1.30 L + 1.30 I
Grupo IX	0.90 D + 0.00 L + 0.00 I
Grupo X	1.30 D + 2.17 L + 2.17 I
Grupo IA	1.30 D + 2.86 L + 2.86 I
Grupo IB	1.30 D + 0.00 L + 0.00 I
Grupo III	1.30 D + 1.30 L + 1.30 I
Grupo V	1.25 D + 0.00 L + 0.00 I
Grupo VI	1.25 D + 1.30 L + 1.30 I
Grupo IX	1.20 D + 0.00 L + 0.00 I

A10.2. ANÁLISIS DE CARGAS ESTÁTICAS

Calculos						Page 2					
Losa TS-8						16:03					
FHECOR Ingenieros Consultores S.A.						AMT	Cedrus-5 - Version 1.30				
STRUCTURE DATA											
MATERIALS											
Id	Material	E [kN/mm ²]	ρ [t/m ³]	Material class	α [‰]	ν					
1	Concrete	36.00	2.50	H450	0.010	0.17					
2	Reinf. steel	210.00	8.00	AEH500	0.012	0.30					
5	H30	30.00	2.50	H250	0.010	0.17					
MATERIAL BOXES: Isotropic											
Id	Geometry			Materials							
	Slab thickness [m]	Level of top surface [m]	f _E	Body	Reinforcement						
I1	0.20	0	1.000	H30	Reinf. steel						
DOWNSTANDING											
Id	Width [m]	Geometry Total height [m]	Level of top surface [m]	Slab thickness [m]	Level of top surface [m]	Gewicht Überzug	f _E	Materials Body	Reir		
U1	0.60	0.86	0	0.20	0	ja	1.000	H30	Rei:		
U2	0.60	0.86	0	0.20	0	ja	1.000	H30	Rei:		
U3	0.60	0.86	0	0.20	0	ja	1.000	H30	Rei:		
U4	0.60	0.86	0	0.20	0	ja	1.000	H30	Rei:		
U5	0.60	0.86	0	0.20	0	ja	1.000	H30	Rei:		
U6	0.60	0.86	0	0.20	0	ja	1.000	H30	Rei:		
U7	0.60	0.86	0	0.20	0	ja	1.000	H30	Rei:		
U8	0.60	0.66	0	0.20	0	ja	1.000	H30	Rei:		
U9	0.60	0.66	0	0.20	0	ja	1.000	H30	Rei:		
U10	0.60	0.66	0	0.20	0	ja	1.000	H30	Rei:		
U11	0.60	0.66	0	0.20	0	ja	1.000	H30	Rei:		
U12	0.60	0.66	0	0.20	0	ja	1.000	H30	Rei:		
U13	0.60	0.66	0	0.20	0	ja	1.000	H30	Rei:		
U14	0.60	0.66	0	0.20	0	ja	1.000	H30	Rei:		
COLUMNS - Table 1: FE-Model											
Id	Type Description	Nonlin.	Support			Geometry and Material			Materials		
			ks [kN/m ³]	sdz [kN/m]	srx [kNm]	sry [kNm]	dx [m]	dy [m]	Young's modulus [kN/m ²]	Concr.	Steel
S1	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S2	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S3	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S4	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S5	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S6	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S7	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S8	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S9	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S10	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S11	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S12	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S13	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S14	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S15	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S16	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S17	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S18	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S19	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S20	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S21	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S22	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S23	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S24	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S25	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S26	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S27	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S28	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S29	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S30	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S31	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S32	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S33	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S34	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S35	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
S36	Point	No		blocked	free	free	0.30	0.30	3.600000E+7	1	2
Nr.:											

Calculos							Page 4			
Losa TS-8							16:03			
FHECOR Ingenieros Consultores S.A.							AMT	Cedrus-5 - Version 1.30		
COLUMNS - Table 2: Structure										
Id	Topology	ø [m]	Geometry dx [m]	dy [m]	Height [m]	wx [°]	wy [°]	ex [m]	ey [m]	
S1	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S2	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S3	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S4	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S5	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S6	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S7	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S8	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S9	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S10	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S11	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S12	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S13	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S14	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S15	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S16	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S17	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S18	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S19	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S20	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S21	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S22	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S23	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S24	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S25	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S26	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S27	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S28	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S29	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S30	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S31	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S32	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S33	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S34	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S35	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S36	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S37	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S38	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S39	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S40	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S41	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S42	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S43	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S44	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S45	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S46	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S47	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S48	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S49	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S50	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S51	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S52	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S53	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S54	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S55	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S56	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S57	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S58	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S59	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S60	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S61	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S62	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S63	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S64	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S65	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S66	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S67	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S68	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S69	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S70	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S71	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S72	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S73	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S74	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			
S75	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000			

Nr.:

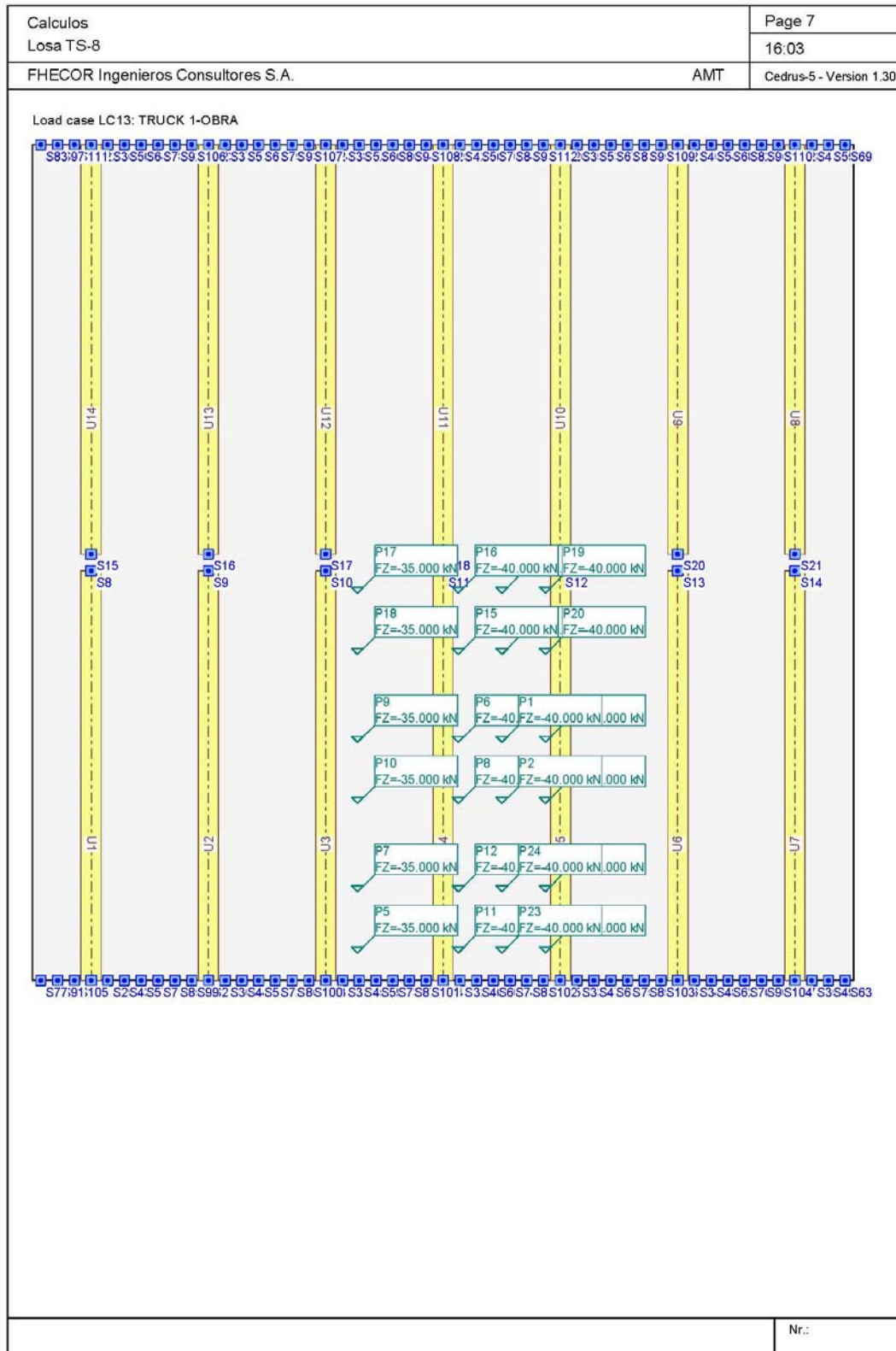
Calculos							Page 5		
Losa TS-8							16:03		
FHECOR Ingenieros Consultores S.A.							AMT		Cedrus-5 - Version 1.30

Id	Topology	ϕ [m]	Geometry		Height [m]	Position			
			dx [m]	dy [m]		wx [°]	wy [°]	ex [m]	ey [m]
S76	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S77	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S78	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S79	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S80	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S81	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S82	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S83	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S84	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S85	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S86	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S87	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S88	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S89	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S90	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S91	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S92	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S93	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S94	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S95	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S96	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S97	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S98	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S99	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S100	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S101	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S102	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S103	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S104	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S105	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S106	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S107	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S108	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S109	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S110	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S111	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		
S112	Quadrilater		0.30	0.30	3.00	0	90.000		

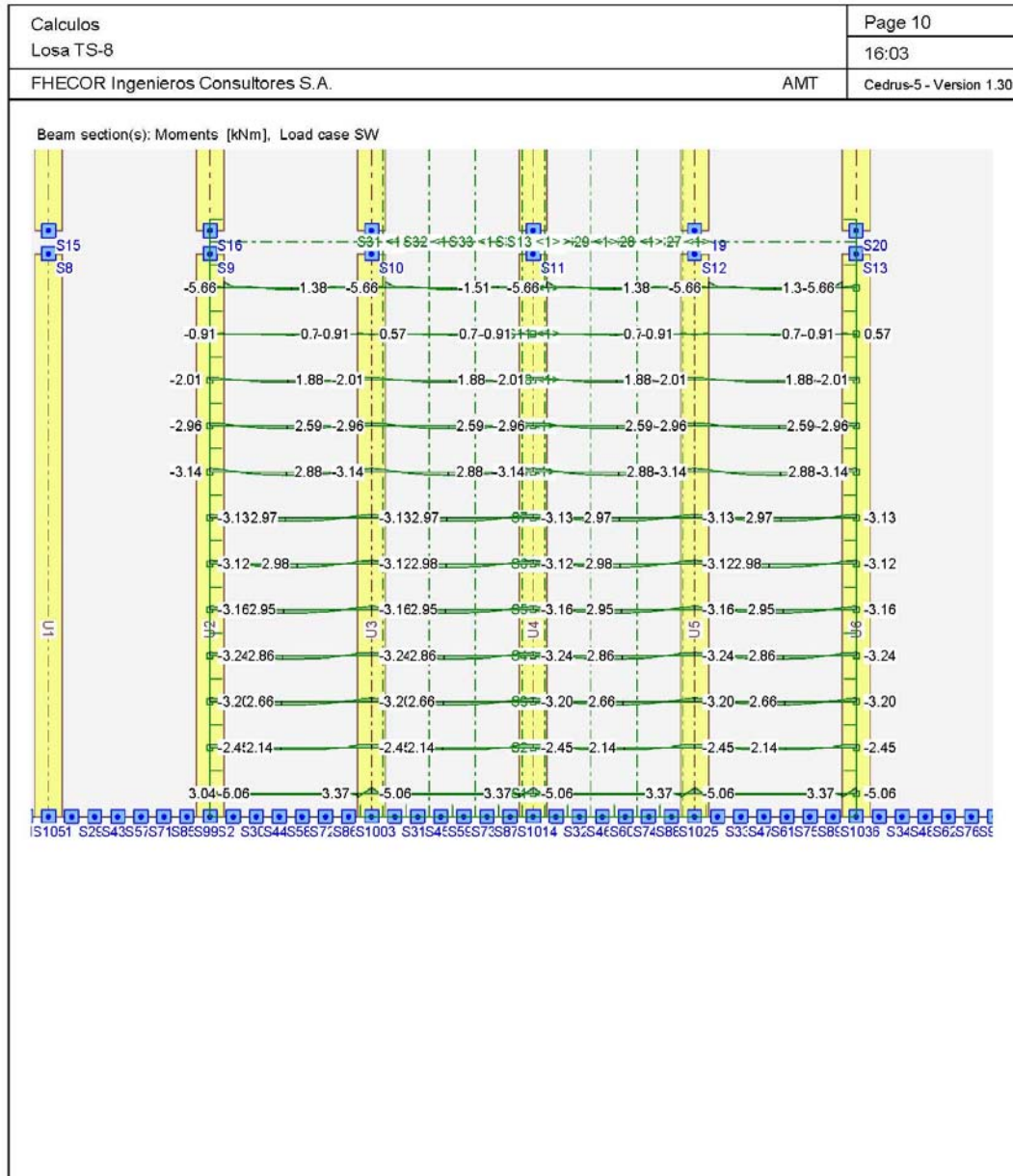
SYMMETRY LINES

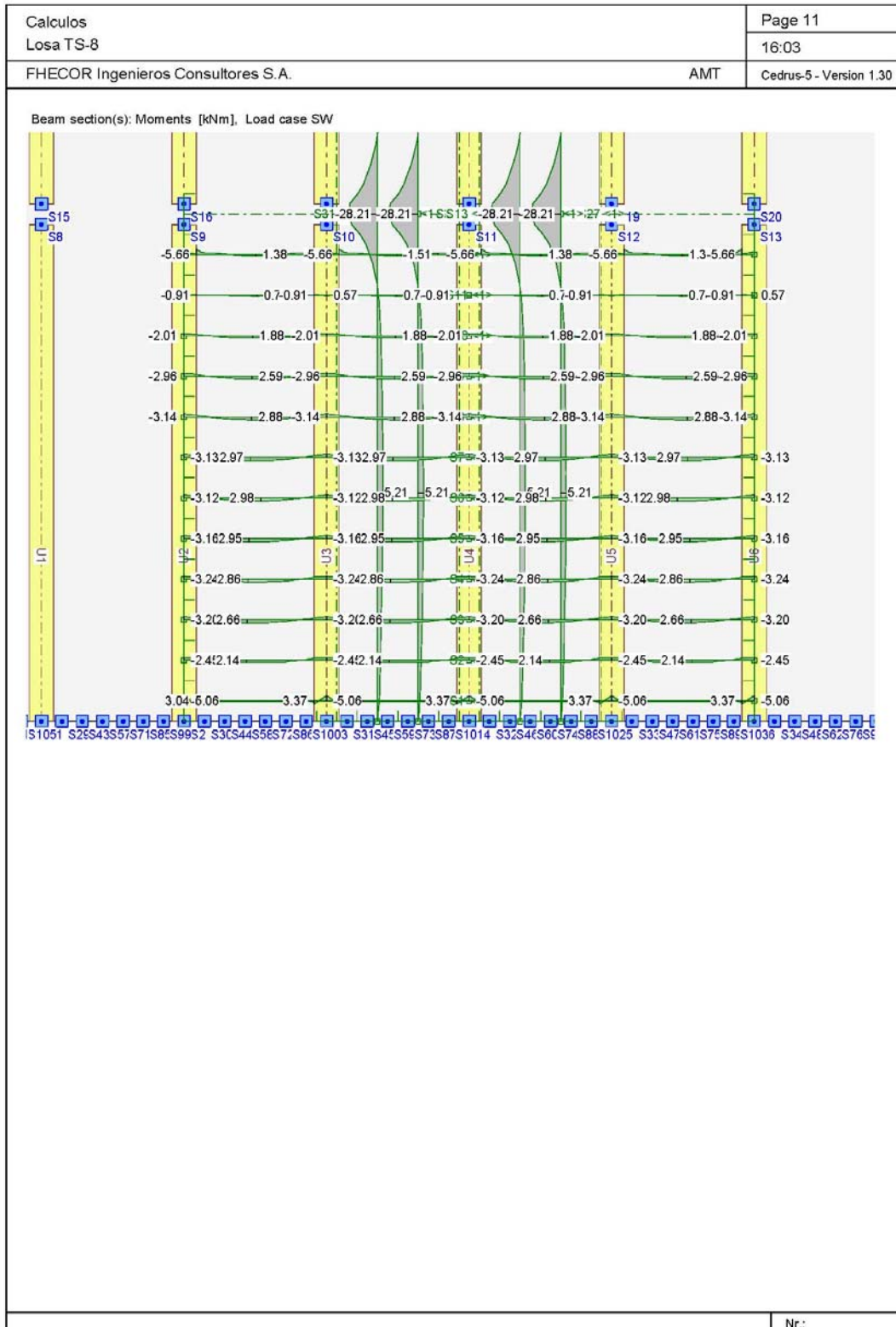
Id	Start		End	
	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]
L1	1.75	0	1.75	25.00
L2	26.25	0	26.25	25.00

Nr.:



A10.2.3. ESFUERZOS PARA LA COMBINACIÓN DE CONSTRUCCIÓN, SIN CARGAS DE CAMIONES





A10.2.4. ESFUERZOS PARA LA COMBINACIÓN DE CONSTRUCCIÓN, CON CARGAS DE CAMIONES. COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA

Calculos		Page 12	
Losa TS-8		16.03	
FHECOR Ingenieros Consultores S.A.		AMT	Cedrus-5 - Version 1.30

Limit state specification: ELS-Caract-Construc

Description
 Standard design situation: Serviceability occasional combination
 Analysis parameter: AP1

Action combinations

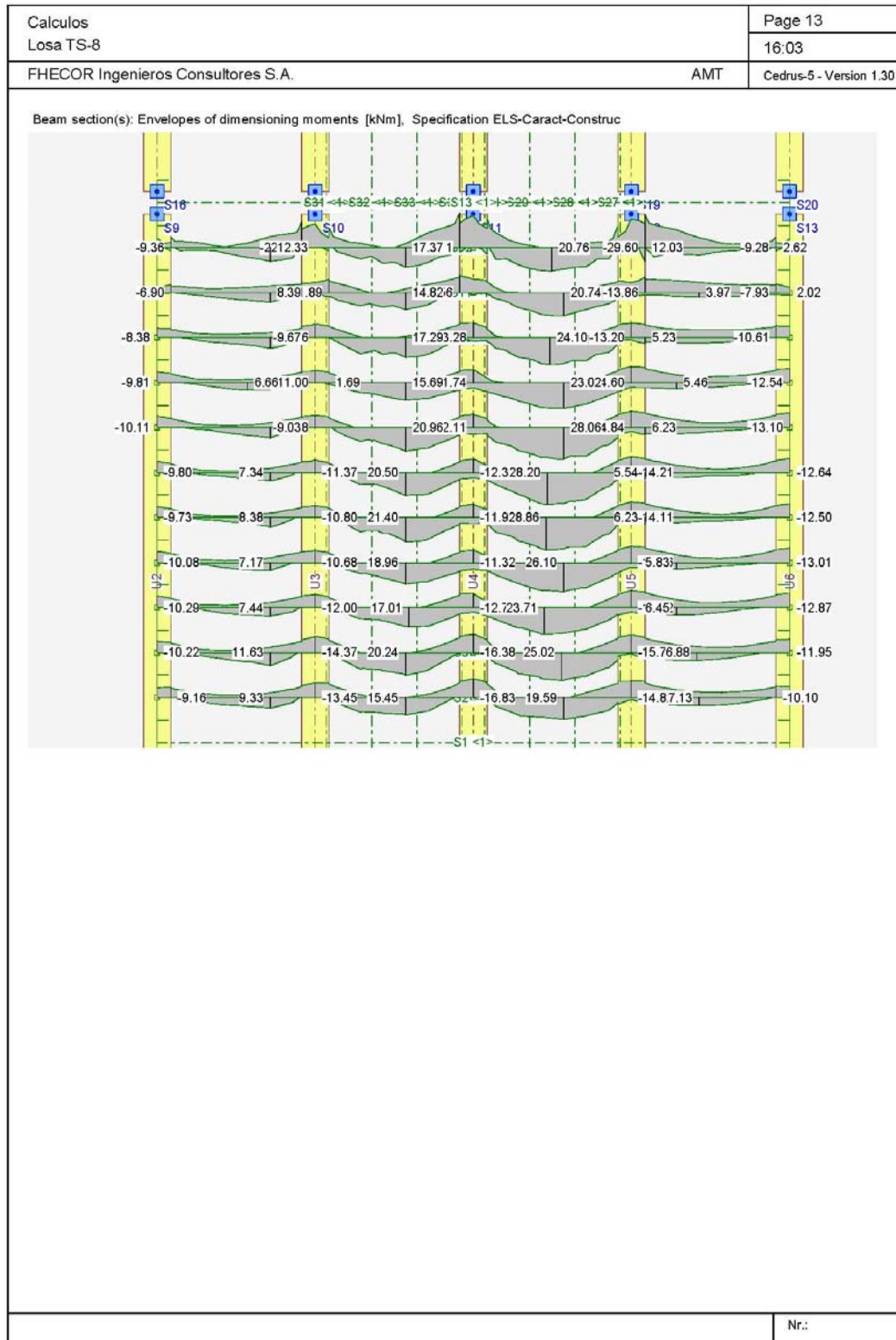
No	Action Name	Fac	1	Action combinations
1	Dead load	1	1	
2	Live load general	1	1	

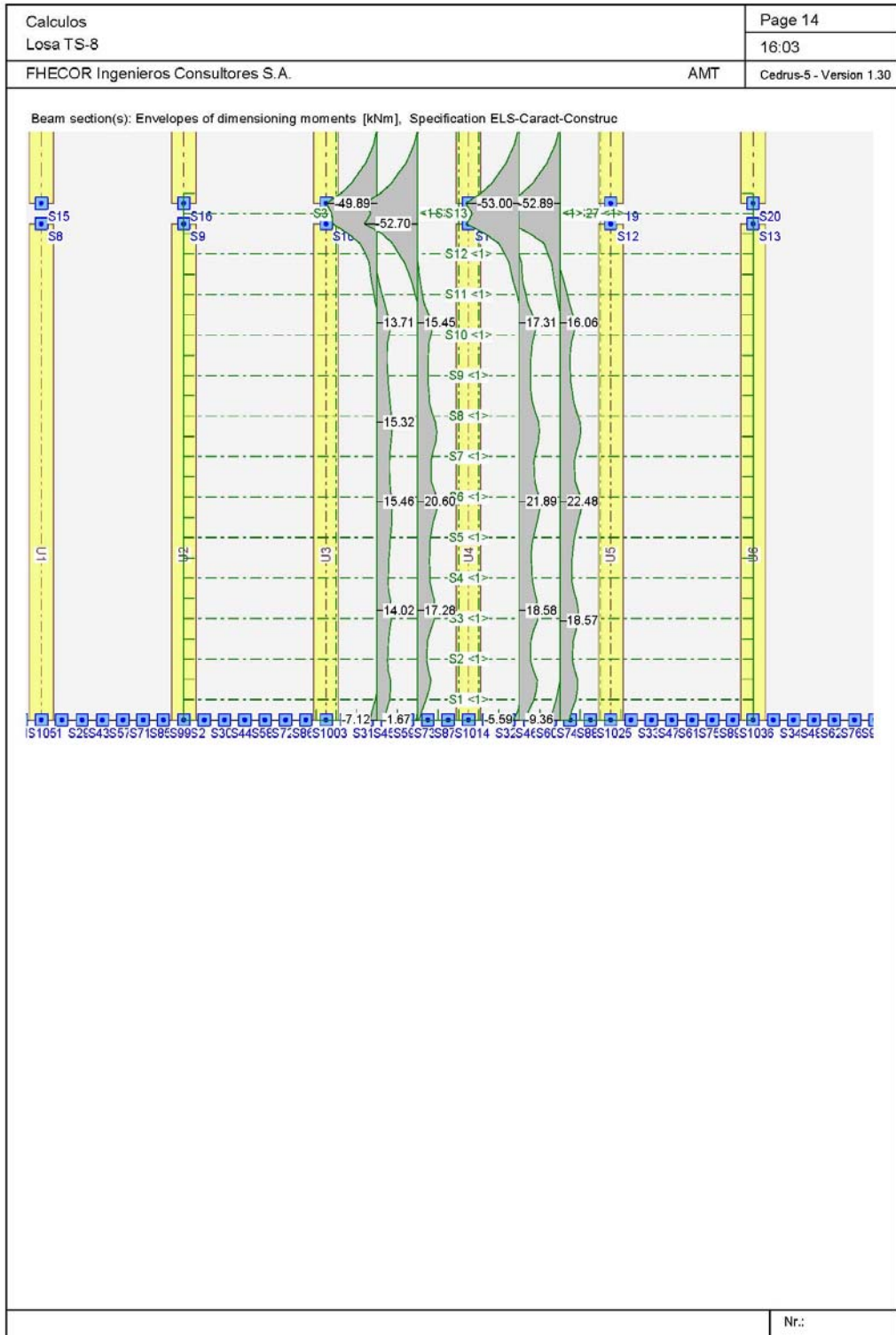
Fac : all combination factors are multiplied by this factor

Load case superpositions for the actions
 for limit state specification ELS-Caract-Construc

Action	Alt	additive	exclusive	Load case	Factor	Comb.
Dead load		permanent		SW Self weight	1.000	
Live load general		if critical	either	LC13 TRUCK 1-OBRA	1.300	C3 1
			or	LC14 TRUCK 2-OBRA	1.300	C3 2
			or	LC15 TRUCK 3-OBRA	1.300	C3 3

Alt : Alternative superposition





Nr.:

A10.2.5. ESFUERZOS PARA LA COMBINACIÓN DE CONSTRUCCIÓN, CON CARGAS DE CAMIONES. ESFUERZOS PARA LA COMBINACIÓN CUASIPERMANENTE

Calculos		Page 15	
Losa TS-8		16:03	
FHECOR Ingenieros Consultores S.A.		AMT	Cedrus-5 - Version 1.30

Limit state specification: ELS-Cuasi-Construc

Description
 Standard design situation: Ultimate limit state type 2 (1B)
 Analysis parameter: AP2

Action combinations

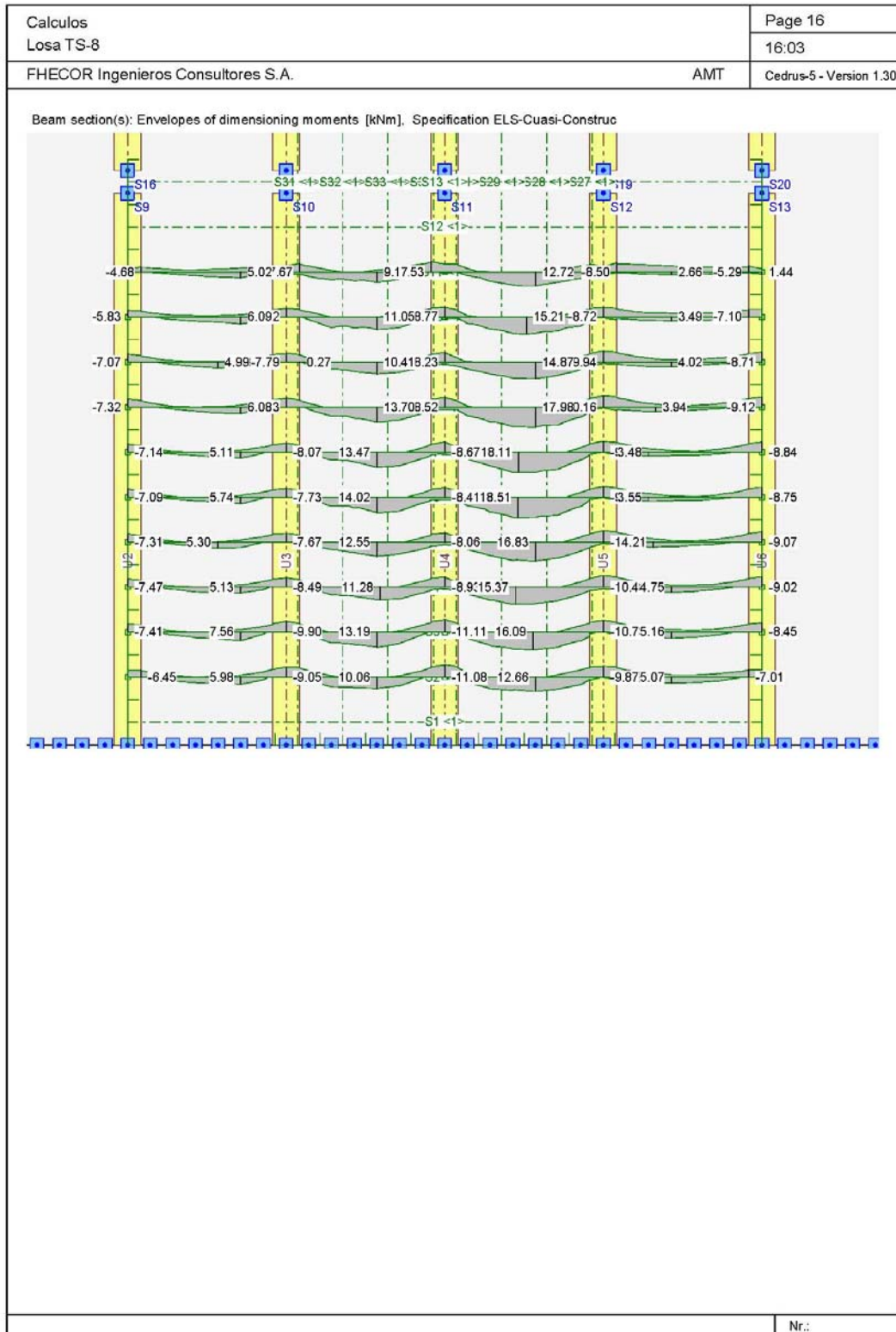
No	Action Name	Fac	1	Action combinations
1	Dead load	1	1	
2	Live load general	1	0.6	

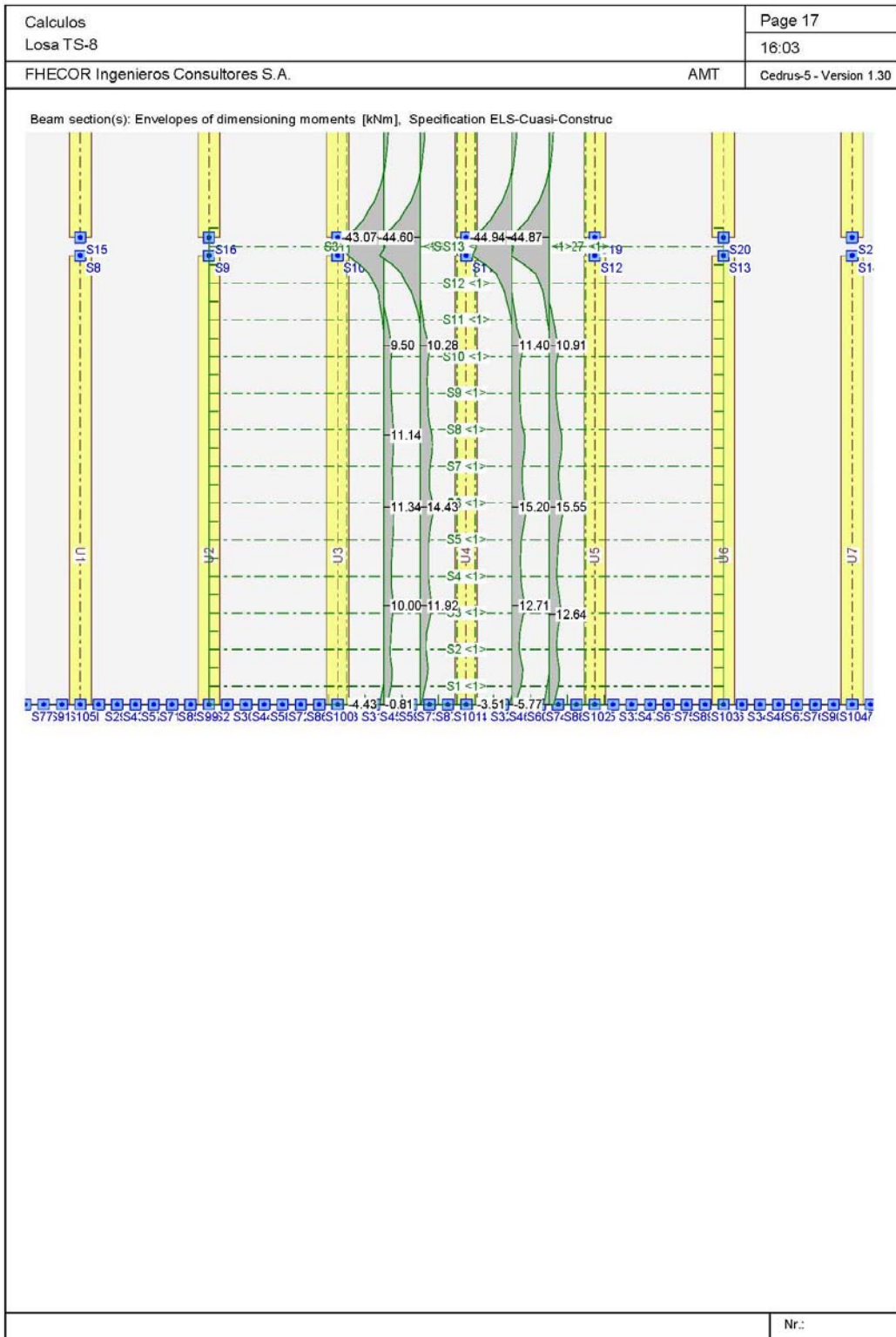
Fac : all combination factors are multiplied by this factor

Load case superpositions for the actions
 for limit state specification ELS-Cuasi-Construc

Action	Alt	additive	exclusive	Load case	Factor	Comb.
Dead load		permanent		SW Self weight	1.000	
Live load general		if critical	either	LC13 TRUCK 1-OBRA	1.300	C3 1
			or	LC14 TRUCK 2-OBRA	1.300	C3 2
			or	LC15 TRUCK 3-OBRA	1.300	C3 3

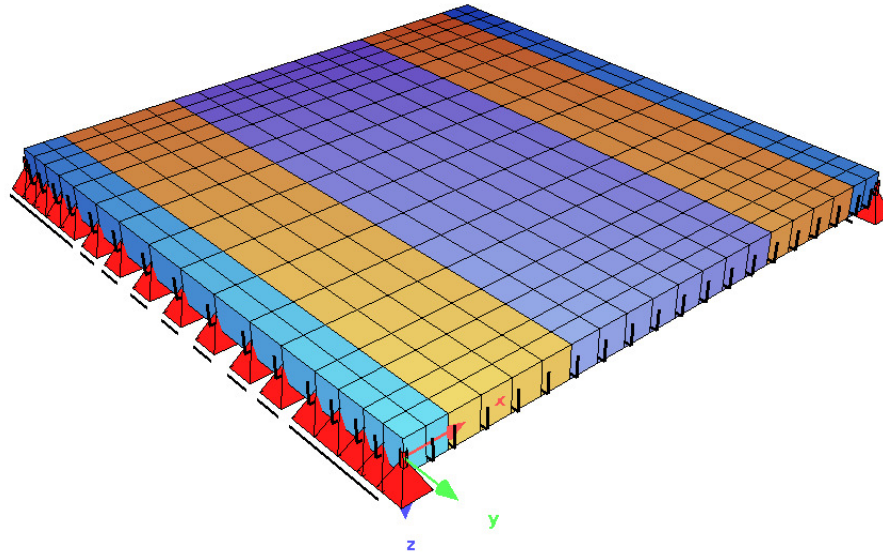
Alt : Alternative superposition





A10.3. ANÁLISIS DE CARGAS ESTÁTICAS MÁS DEFORMACIONES IMPUESTAS DE RETRACCIÓN Y FLUENCIA. MODELO NO LINEAL.

A10.3.1. MODELO



El sistema elegido es un tramo de la losa entre las dos vigas de soporte, idealizados para este estudio como serie de apoyos en dos bordes opuestas de la losa. La Losa tiene un espesor constante de 20cm.

Las condiciones de apoyo garantizan soporte vertical y horizontal en dirección x de la losa, que significa en sentido longitudinal. A su vez están restringidos los giros en los bordes de los apoyos sobre el eje y en los bordes libres sobre el eje x para crear continuidad. El desplazamiento en y está permitido en toda la estructura por no crear algún efecto de interferencia transversal. Se supone que la dirección transversal es muy inferior a la longitudinal y permite un cierto desplazamiento.

A10.3.2. MATERIALES

Se usaron las características de los materiales indicados. El hormigón H30 alcanzó a 28 días solamente una resistencia de $f_{cm}=25\text{MPa}$ con un módulo de deformación longitudinal de $E=23500\text{MPa}$. El Acero es un A63-42H.

```

Maximum possible concrete stress in the nonlinear analysis
Nonlinear elements use the stress strain curve SLS serviceability limit state.
Mno material starting max.- at tensile- tension-
safety E-modul* sigma* strain strength stiffening
[N/mm2] [N/mm2] [o/oo] [N/mm2] [N/mm2]
1 1.000 235000 -25.00 -0.11 2.00 2.50

Maximum possible steel stress in the nonlinear analysis
Nonlinear elements use the stress strain curve SLS, beams linear without tension.
Mno material starting proportional at maximum at
safety E-modul* limit* strain stress* strain
[N/mm2] [N/mm2] [o/oo] [N/mm2] [o/oo]
2 1.000 210000 420.00 2.00 420.00 1000.00
* In the marked columns the material safety is included.
    
```

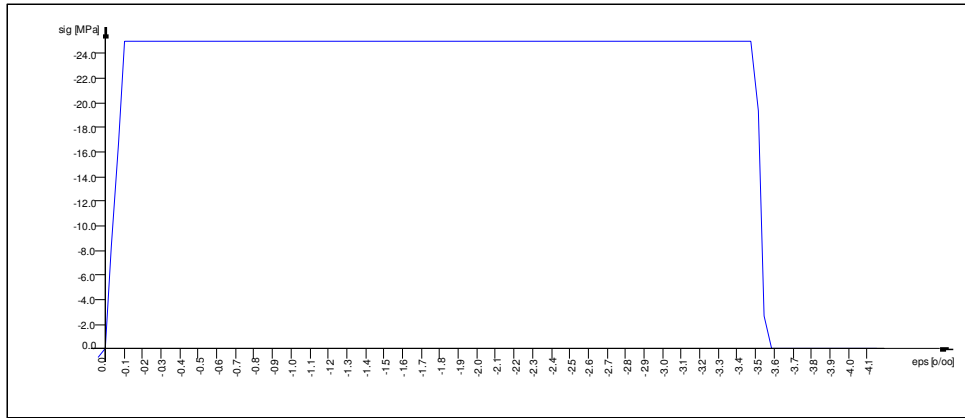


Fig. A10.3.2.1 Resistencia en Compresión del Hormigón.

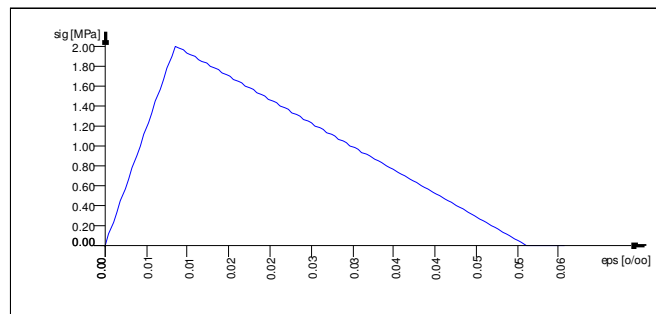


Fig. A10.3.2.2 Resistencia en Tracción del Hormigón.

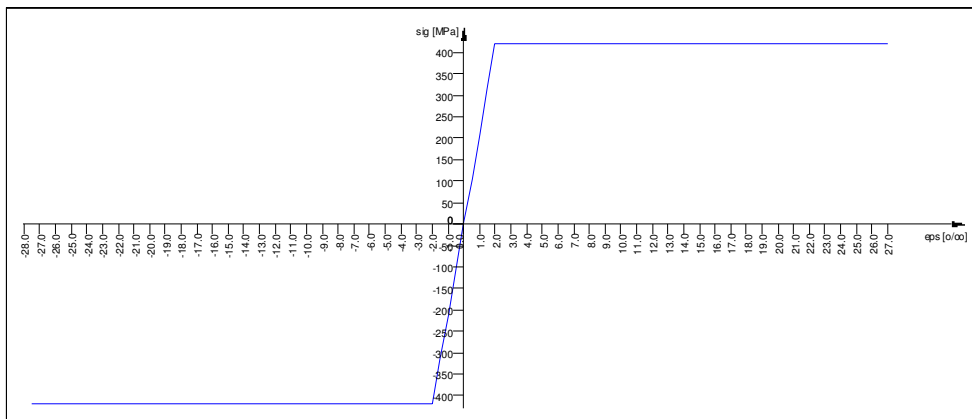


Fig. A10.3.2.3 Característica del Acero.

A10.3.3. ARMADURAS

Las armaduras se definen según los planos.

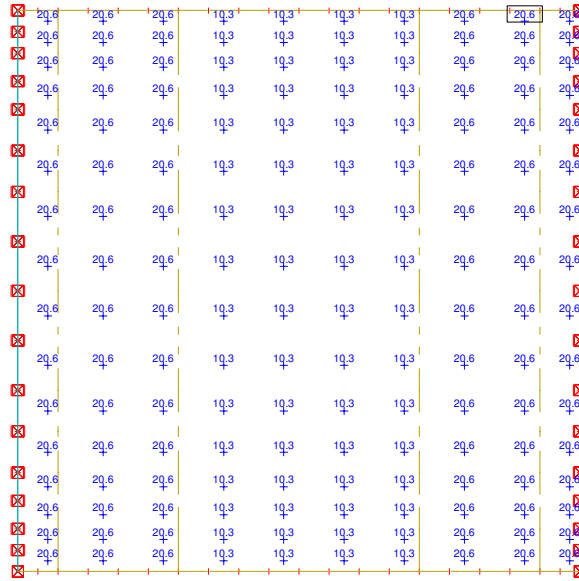


Fig. A10.3.3.1 Armadura Superior Longitudinal, Recubrimiento Mecánico 46mm.

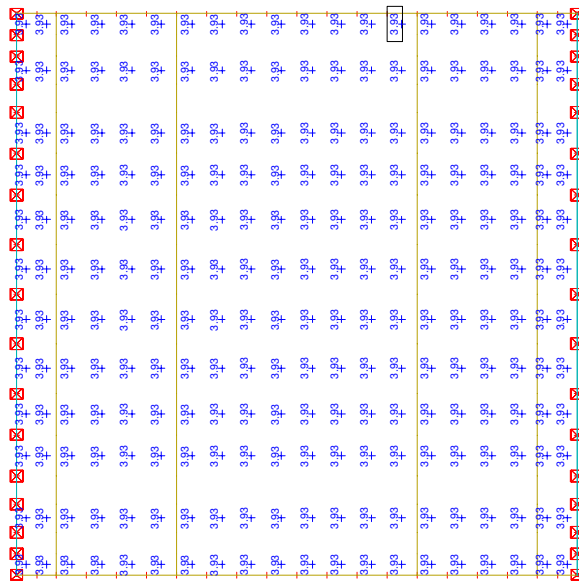


Fig. A10.3.3.2 Armadura Superior Transversal.

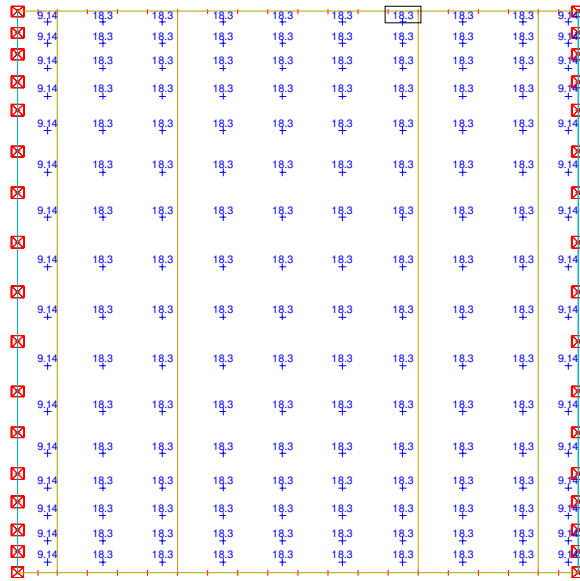


Fig. A10.3.3.3 Armadura Inferior Longitudinal, Recubrimiento Mecánico 33mm.

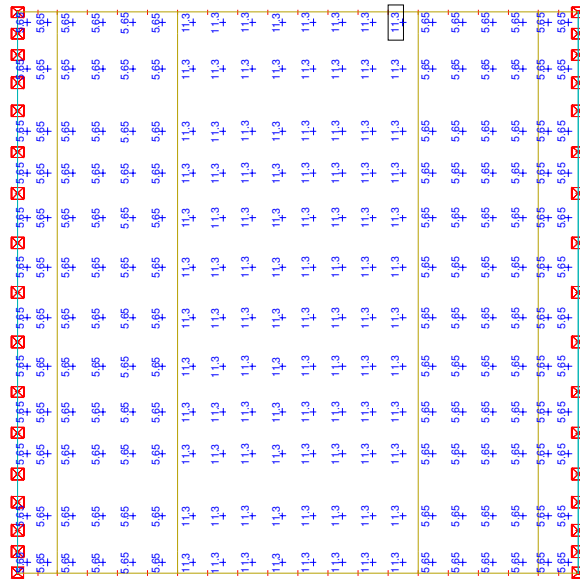
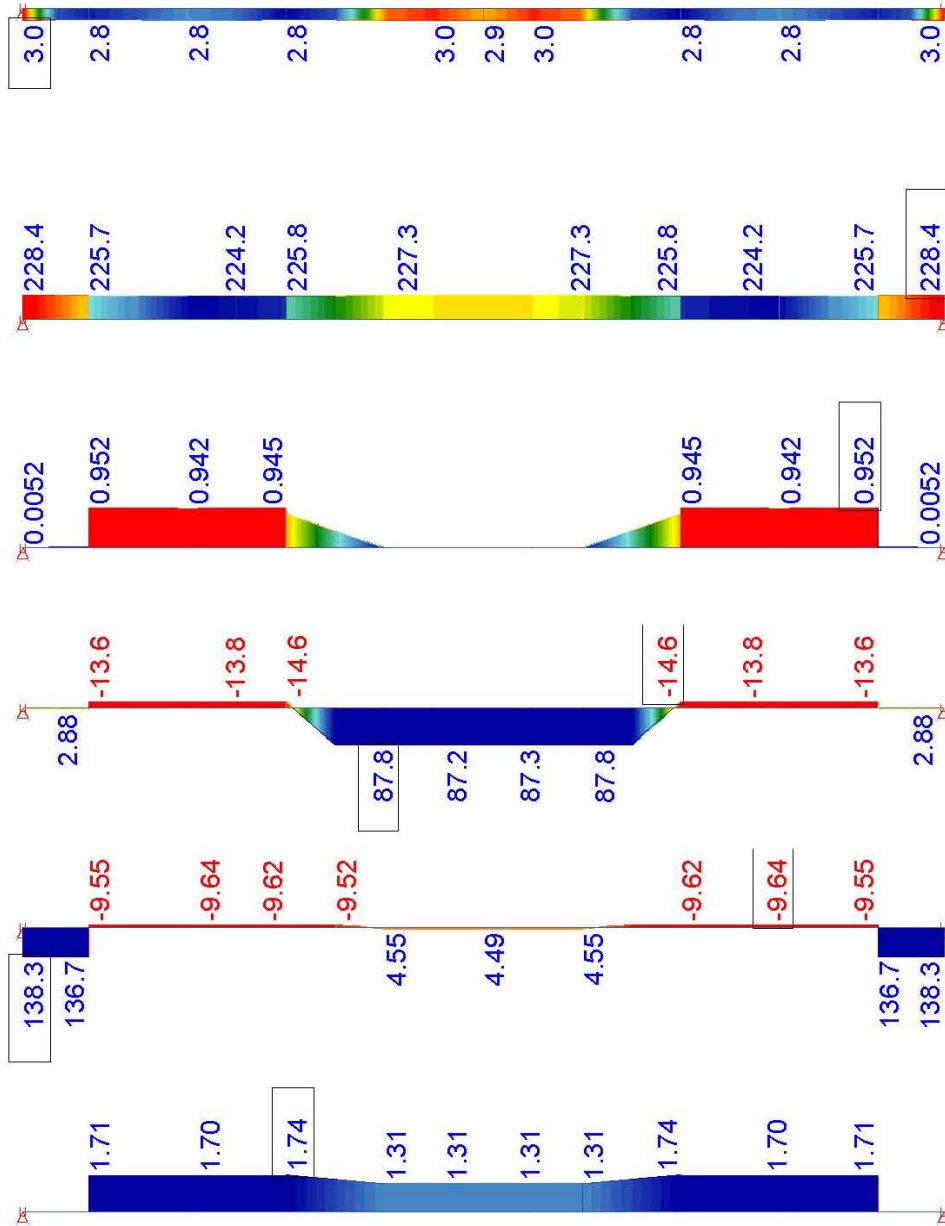


Fig. A10.3.3.4 Armadura Inferior Transversal.

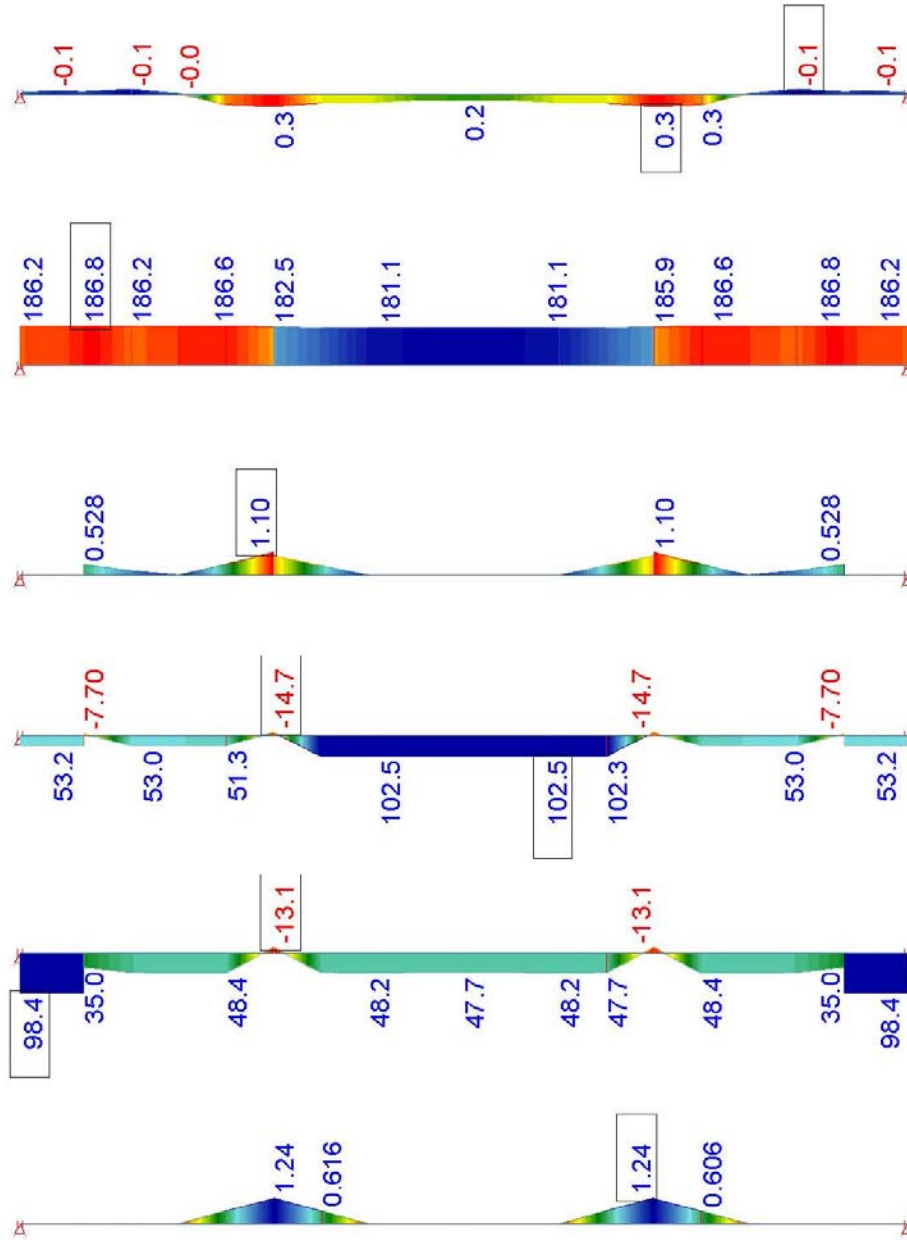
A10.3.4. RESUMEN DE LAS HIPÓTESIS UTILIZADAS EN EL ANÁLISIS

Hipótesis 1A - $\epsilon_{sh} = -113 \cdot E6$.



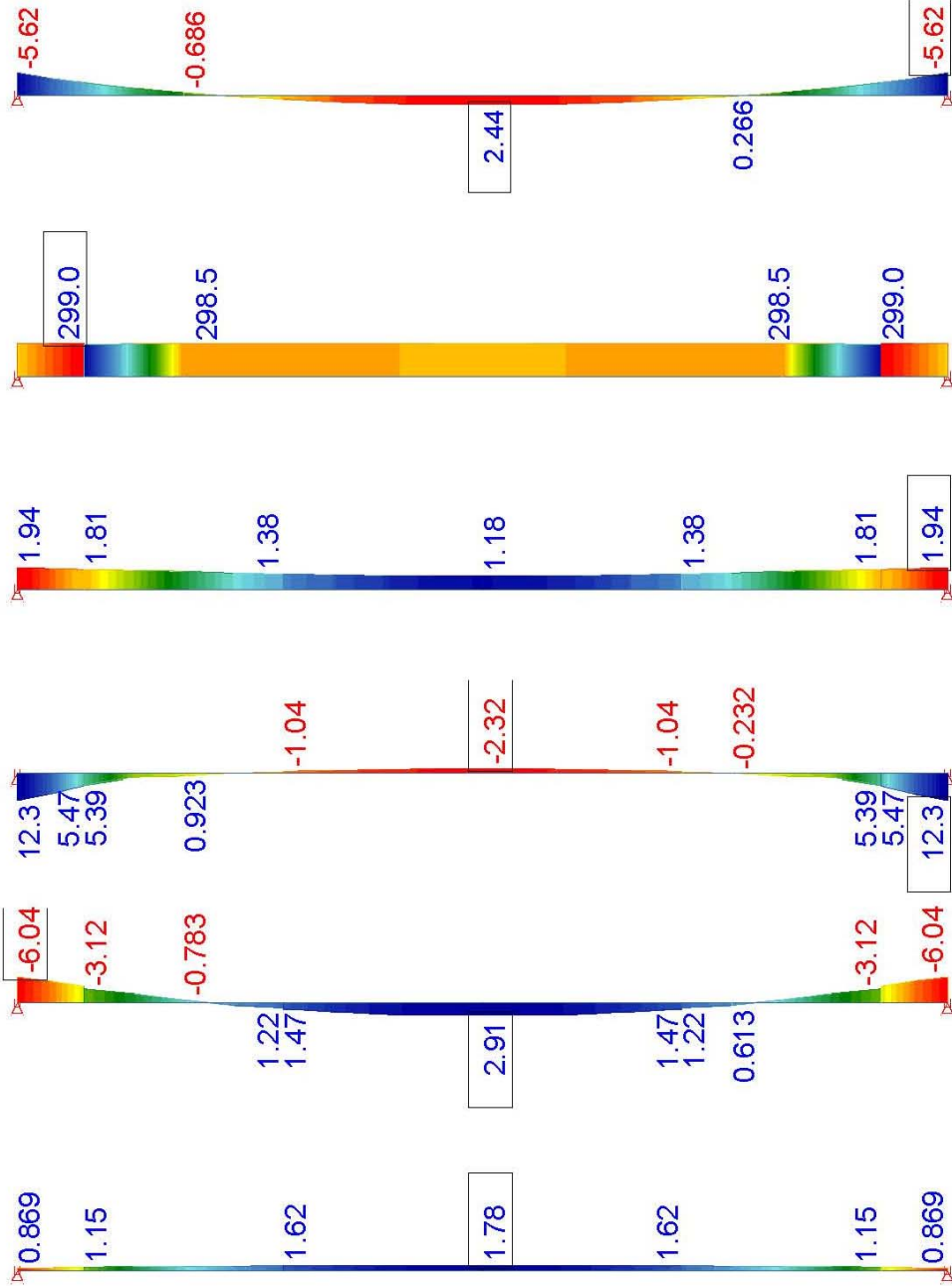
128
EPS_SH-113

Hipótesis 1B - $\epsilon_{sh} = -113 \cdot E6$, $T = -8,5^\circ C$.



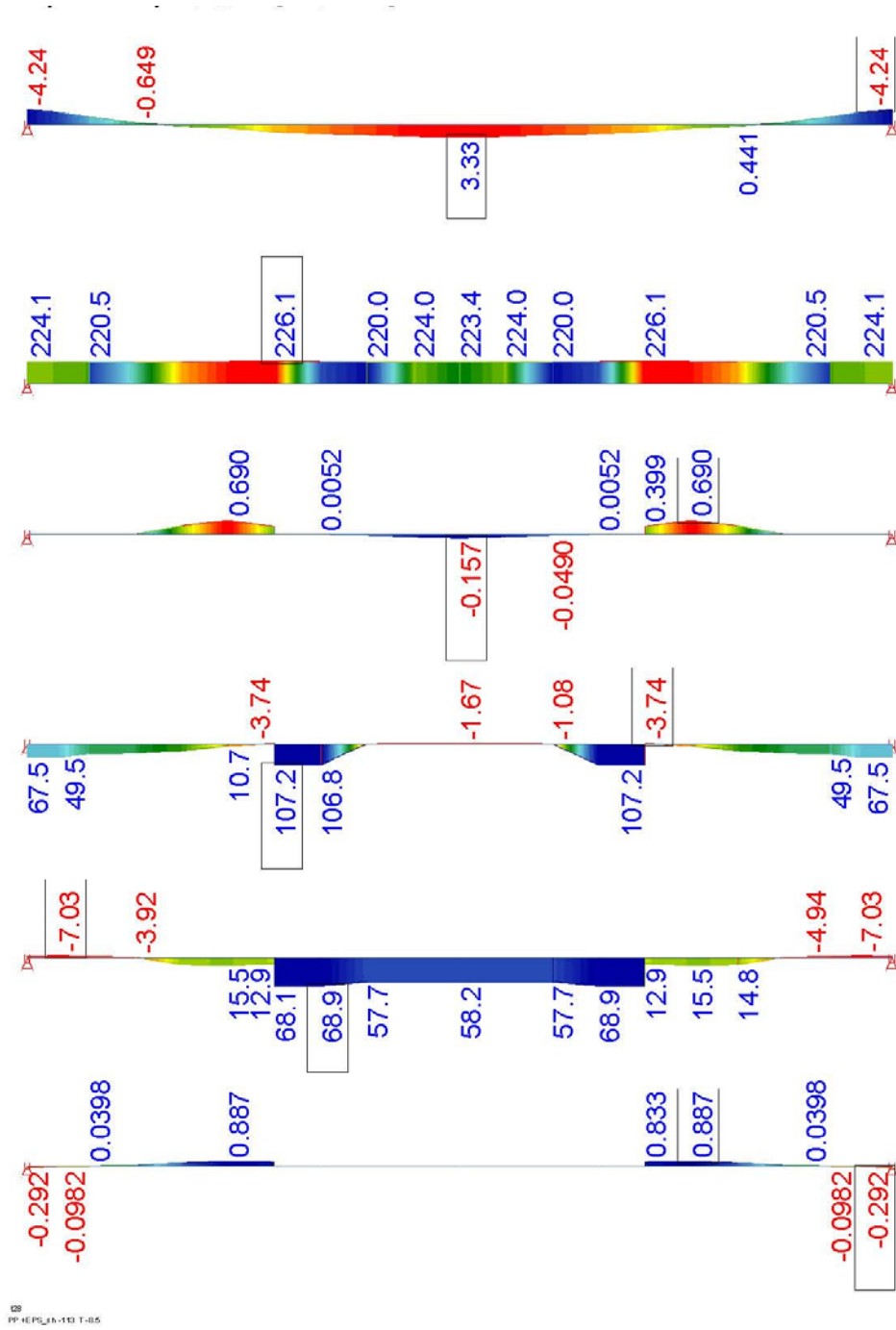
DS
EP3_sh-113 T-8.5

Hipótesis 2A – PP, $\epsilon_{sh} = -113\text{-E6}$.

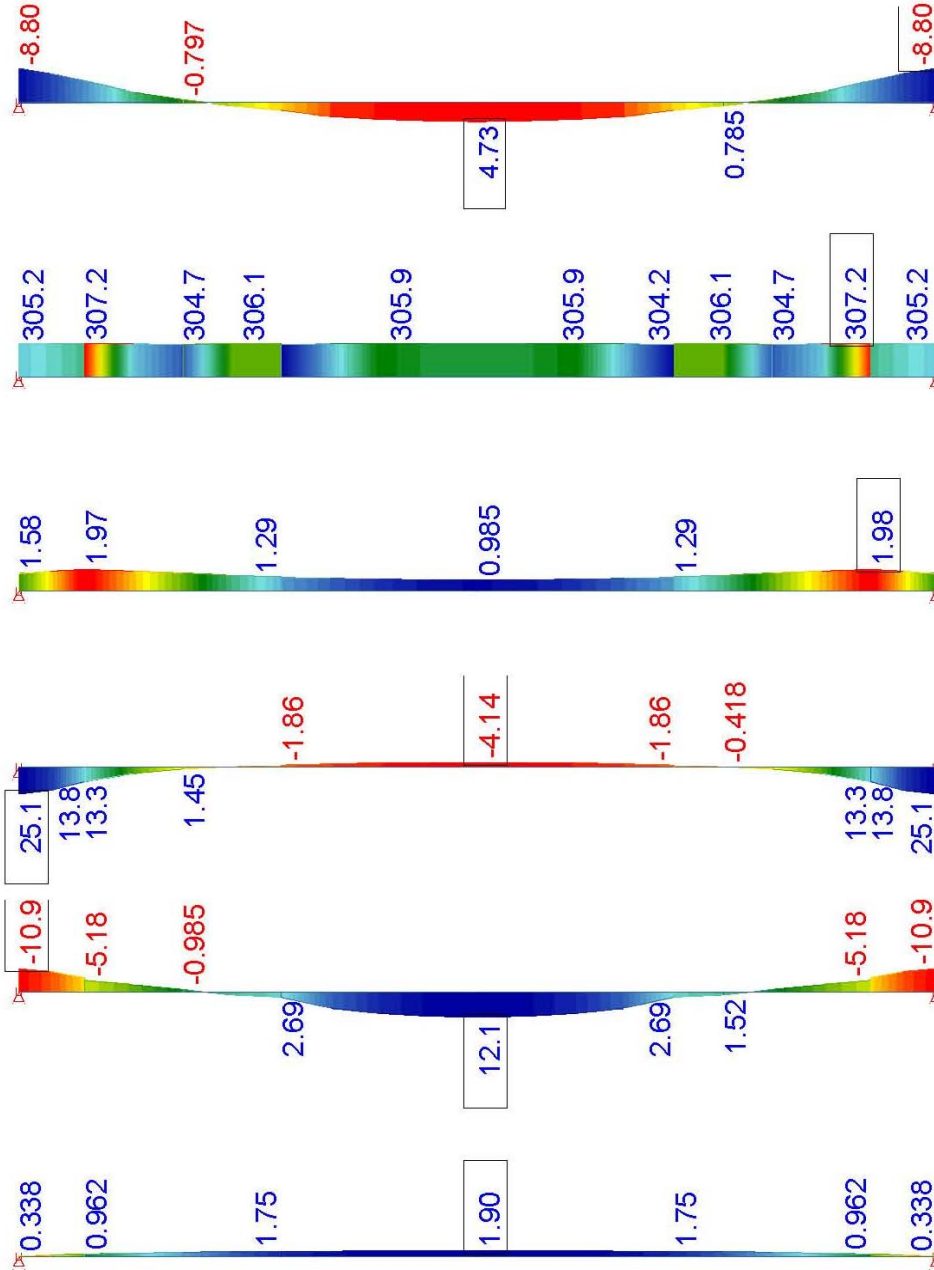


128
PP+EPS_sh-113

Hipótesis 2B – PP, $\epsilon_{sh} = -113 \cdot E6$, $T = -8,5^\circ C$.

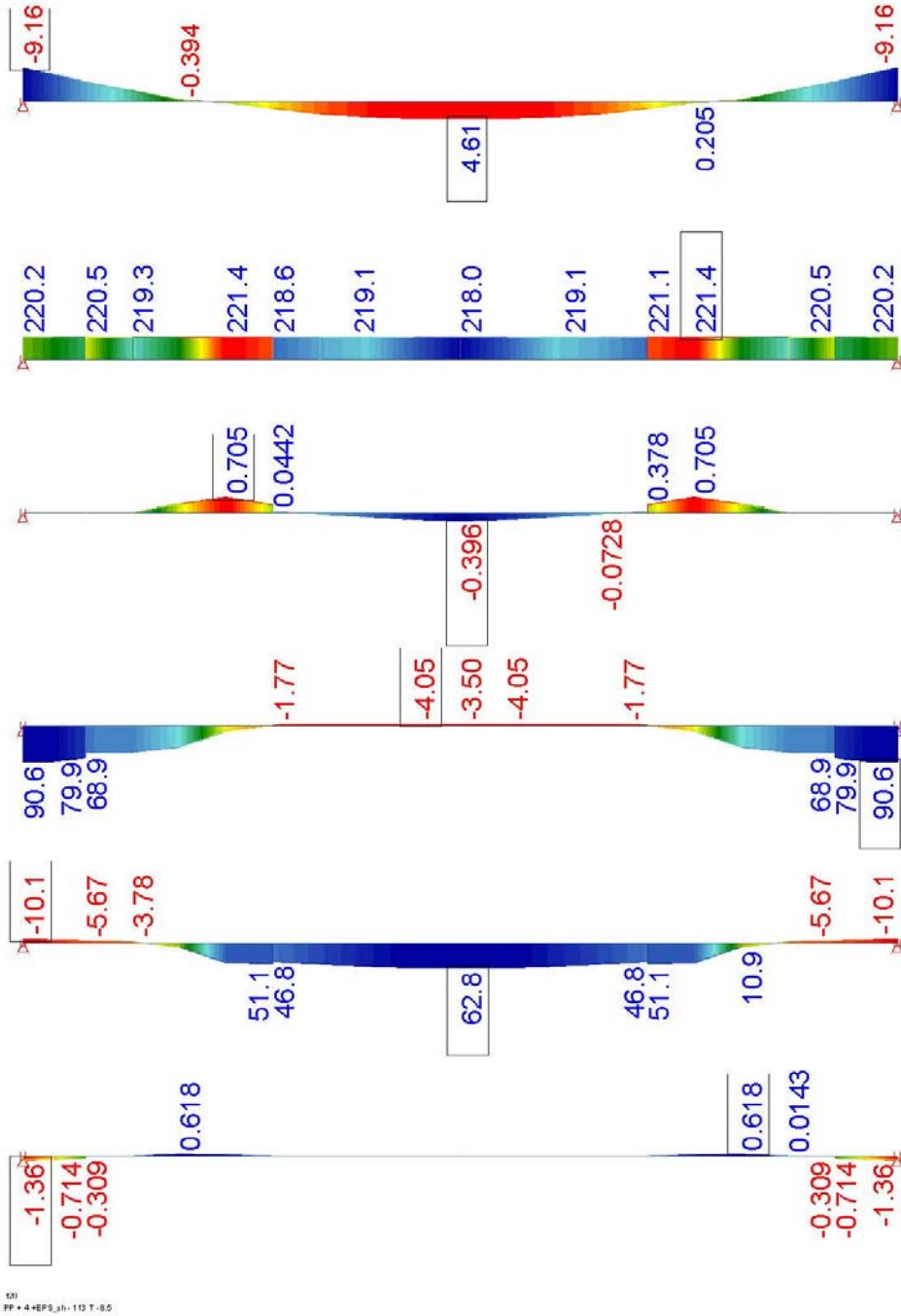


Hipótesis 2C – PP, SC= 4kN/m2, $\epsilon_{sh} = -113 \cdot E6$.

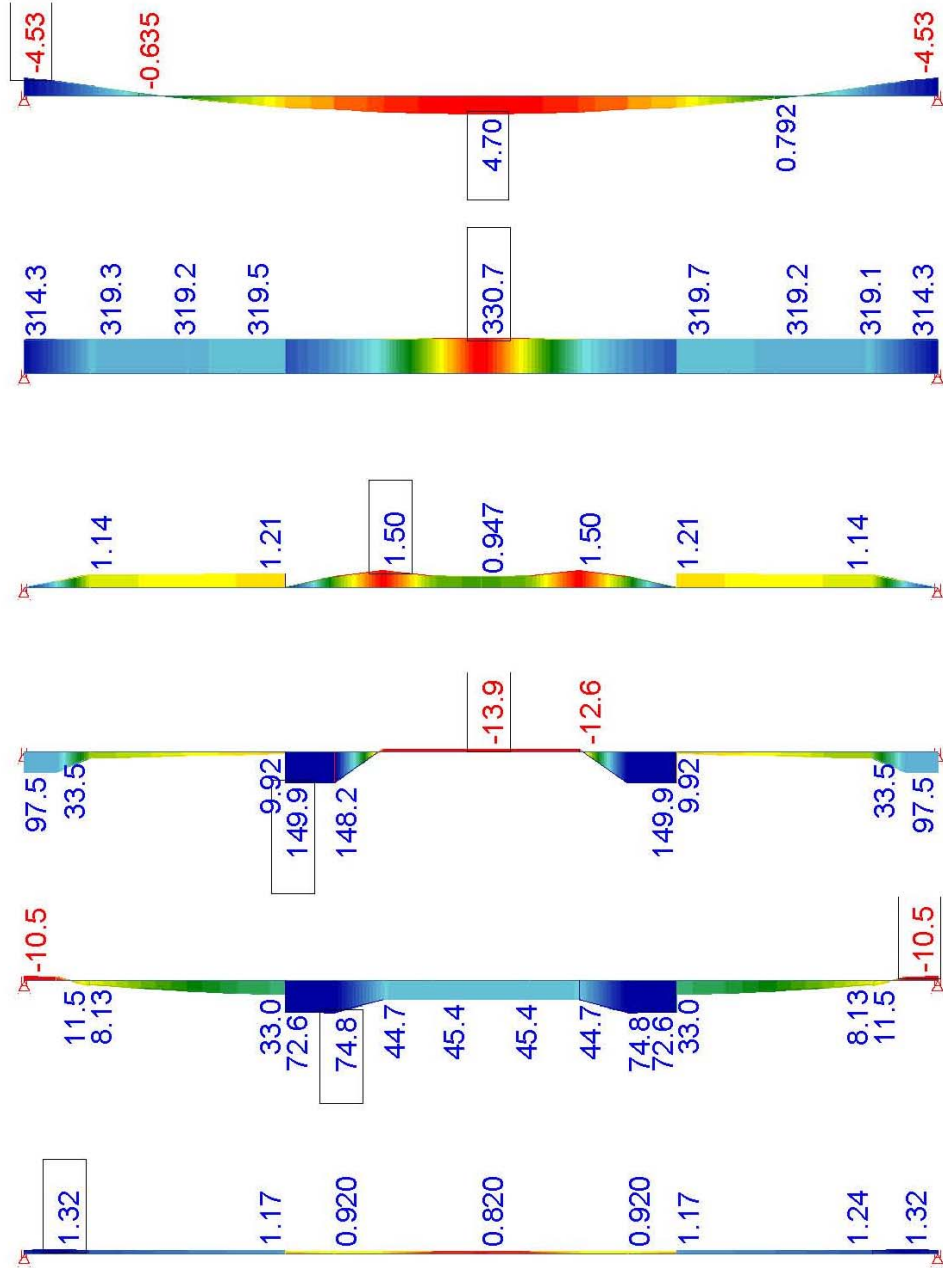


108
PP + 4 HEPS_sh - 113

Hipótesis 2D – PP, SC= 4kN/m2, $\epsilon_{sh} = -113 \cdot E6$, T= -8,5°C.

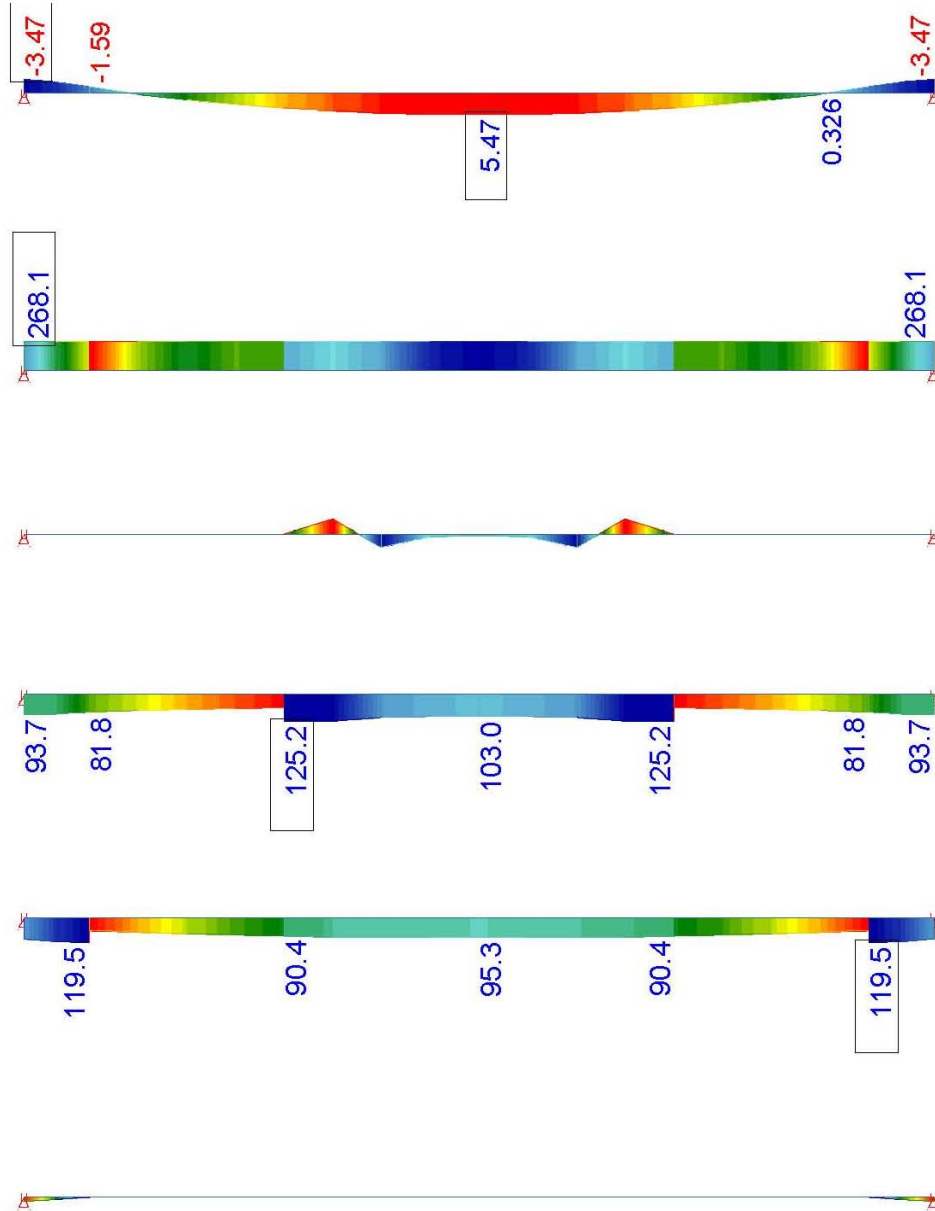


Hipótesis 3A – PP, CP= 1,2kN/m2, $\epsilon_{sh} = -380\text{-E6}$.



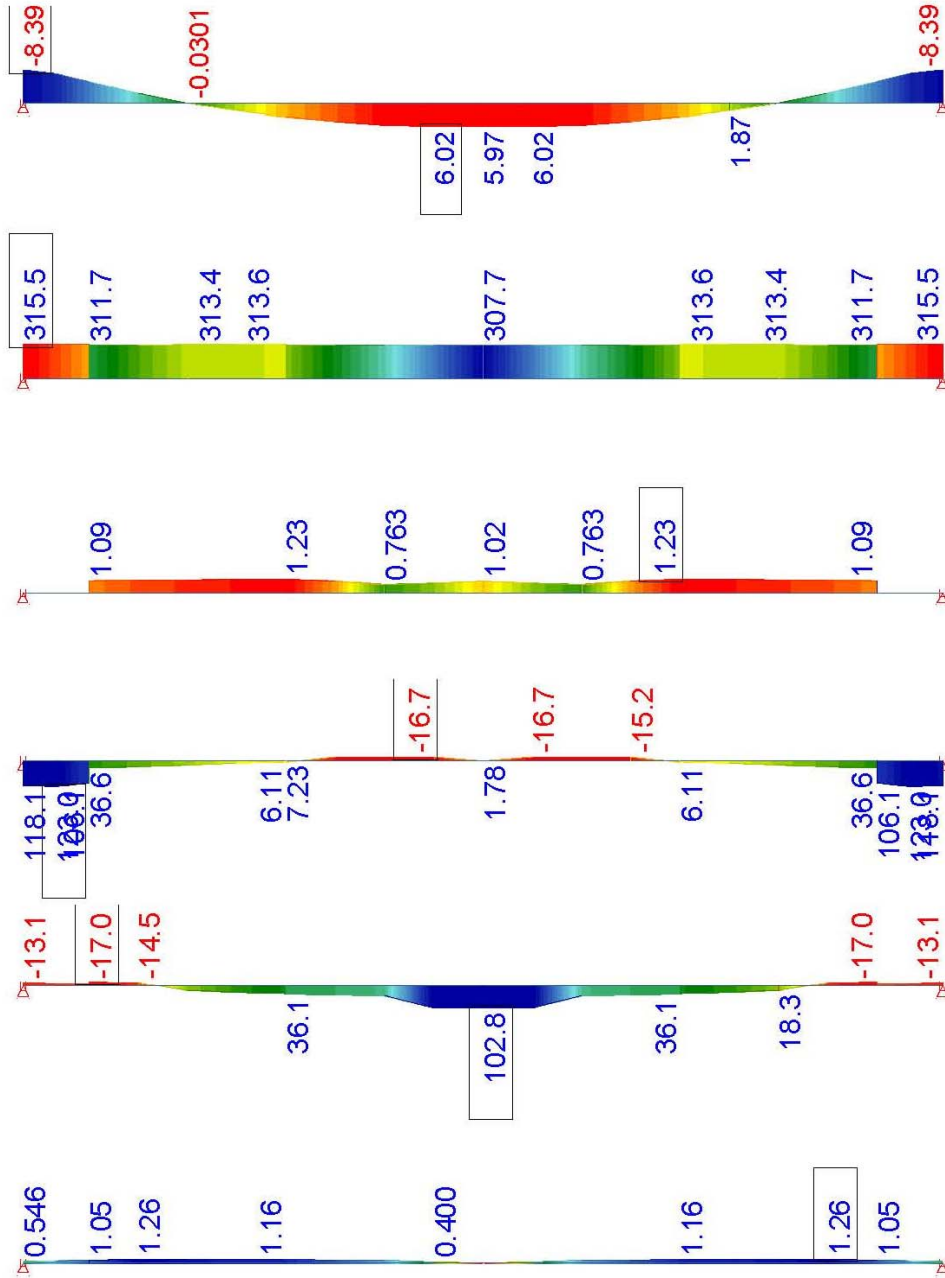
128
PP + CP + EPS_sh -380

Hipótesis 3B – PP, CP= 1,2kN/m2, ϵ_{sh} = -380-E6, T= -16,7°C.



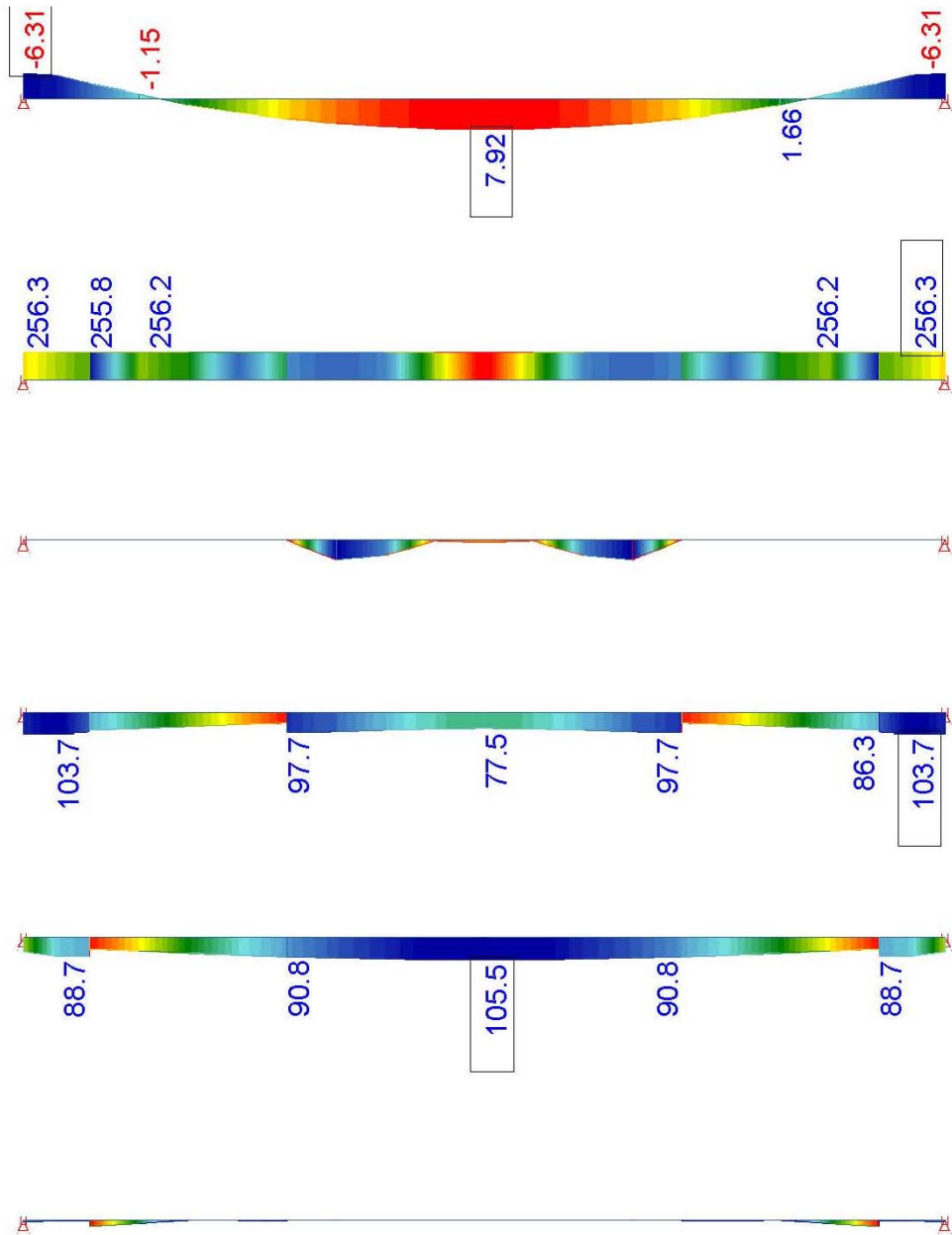
128
PP + CP + EPS_{sh}-380 T-16.7

Hipótesis 3C – PP, CP= 1,2kN/m², SC= 4kN/m², ϵ_{sh} = -380-E6.



128
PP + CP + SC + EPS_sh - 200

Hipótesis 3D – PP, CP= 1,2kN/m2, SC= 4kN/m2, $\epsilon_{sh} = -380 \cdot E6$, T= -16,7°C.



128
PP + CP + SC + EP $\epsilon_{sh} = -380 \cdot E6$ T = -16.7

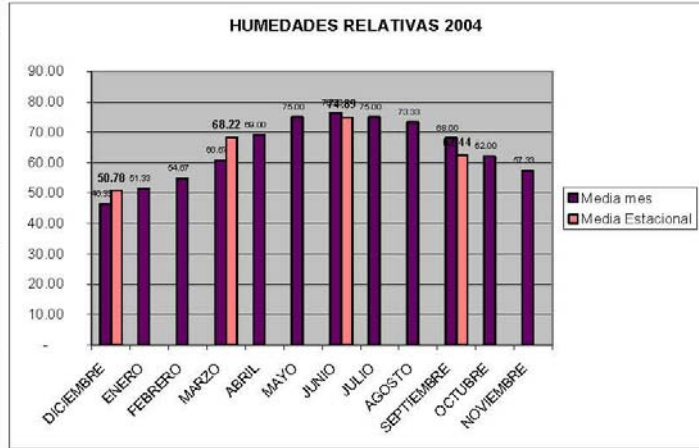
A10.4. ACCIONES DE RETRACCIÓN.

A10.4.1. DATOS DE HUMEDAD RELATIVA.

HUMEDADES RELATIVAS MEDIAS EN PORCENTAJES (%)				
SANTIAGO DE CHILE, METEOROLÓGICO				
2004	08 hrs.	14 hrs.	20 hrs.	hrs, sol mes
ENERO	69	37	48	345
FEBRERO	78	38	48	309
MARZO	86	42	54	246
ABRIL	90	51	66	158
MAYO	94	52	79	159
JUNIO	92	57	80	130
JULIO	92	57	76	122
AGOSTO	93	54	73	164
SEPTIEMBRE	89	49	66	183
OCTUBRE	81	45	60	223
NOVIEMBRE	73	42	57	253
DICIEMBRE	62	35	42	328
2005	08 hrs.	14 hrs.	20 hrs.	hrs, sol mes
ENERO	61	29	36	366
FEBRERO	77	37	49	277
MARZO	78	38	47	239
ABRIL	80	34	48	239
MAYO	91	61	74	116
JUNIO	90	71	81	64
JULIO	92	60	77	141
AGOSTO	91	62	77	120
SEPTIEMBRE	93	53	74	193
OCTUBRE	81	44	63	260
NOVIEMBRE	71	36	52	318
DICIEMBRE	65	36	50	-
2006	08 hrs.	14 hrs.	20 hrs.	hrs, sol mes
ENERO	64	36	46	360
FEBRERO	82	45	55	270
MARZO	86	37	47	286
ABRIL	90	41	61	209
MAYO	91	54	75	148
JUNIO	94	65	84	81
JULIO	93	63	81	117
AGOSTO	93	60	77	124
SEPTIEMBRE	86	48	65	169
OCTUBRE	82	48	63	214
NOVIEMBRE	69	39	54	292
DICIEMBRE	62	34	46	-
2007	media mes			hrs, sol mes
ENERO	64			332
FEBRERO	62			249
MARZO	65			234
ABRIL	75			189
MAYO	77			138
JUNIO	83			108
JULIO	80			109
AGOSTO	76			175
SEPTIEMBRE	73			201
OCTUBRE	58			270
NOVIEMBRE	48			306
DICIEMBRE	47			346
2008	media mes			hrs, sol mes
ENERO	49			355
FEBRERO	58			261
MARZO	63			260
ABRIL	69			196
MAYO	80			160
JUNIO	78			134
JULIO	83			111
AGOSTO	80			160
SEPTIEMBRE	75			174
OCTUBRE	62			267
NOVIEMBRE	-			-
DICIEMBRE	-			-

HUMEDADES RELATIVAS MEDIAS EN PORCENTAJES (%)

2004	8hrs	14hrs	20hrs	hrs_sol mes	Media mes	Media Estacional
DICIEMBRE	62	35	42	320	46.33	50.78
ENERO	69	37	48	345	51.33	
FEBRERO	78	38	48	309	54.67	
MARZO	86	42	54	246	60.67	68.22
ABRIL	90	61	66	158	69.00	
MAYO	94	52	79	159	75.00	
JUNIO	92	57	80	1300	76.33	74.89
JULIO	92	57	76	122	75.00	
AGOSTO	93	54	73	164	73.33	
SEPTIEMBRE	89	49	66	183	68.00	62.44
OCTUBRE	81	45	60	223	62.00	
NOVIEMBRE	73	42	57	253	67.33	



2005	8hrs	14hrs	20hrs	hrs_sol mes	Media mes	Media Estacional
DICIEMBRE	66	36	50	328	50.33	48.89
ENERO	61	29	36	366	42.00	
FEBRERO	77	37	49	277	54.33	
MARZO	78	38	47	239	54.33	61.22
ABRIL	80	34	48	239	54.00	
MAYO	91	61	74	116	75.33	
JUNIO	90	71	81	64	80.67	77.89
JULIO	92	60	77	141	76.33	
AGOSTO	91	62	77	120	76.67	
SEPTIEMBRE	93	63	74	193	73.33	63.00
OCTUBRE	81	44	63	260	62.67	
NOVIEMBRE	71	36	52	318	63.00	

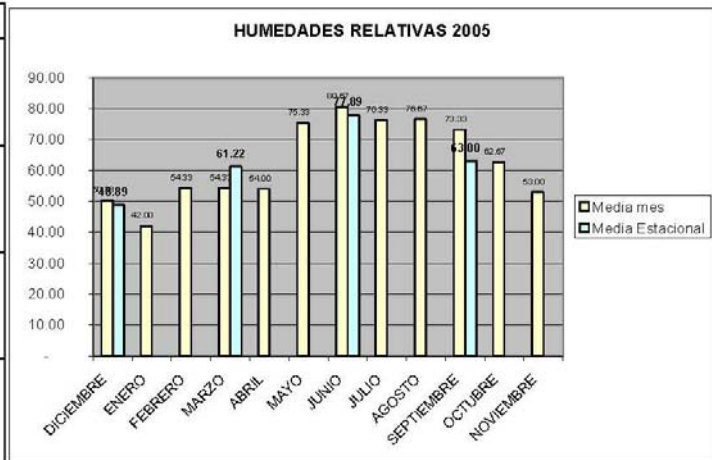
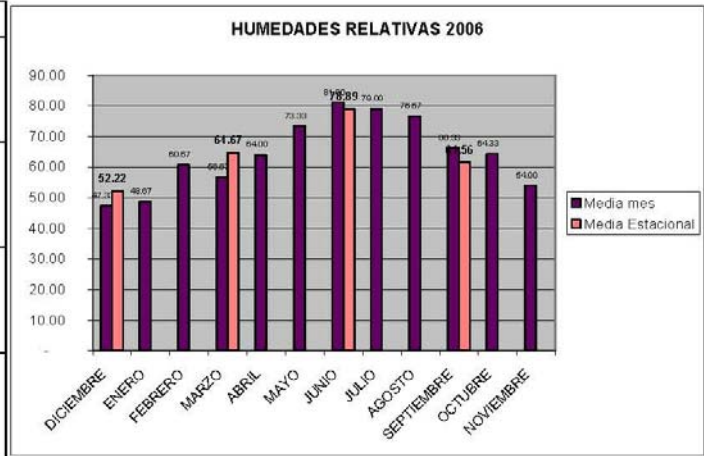
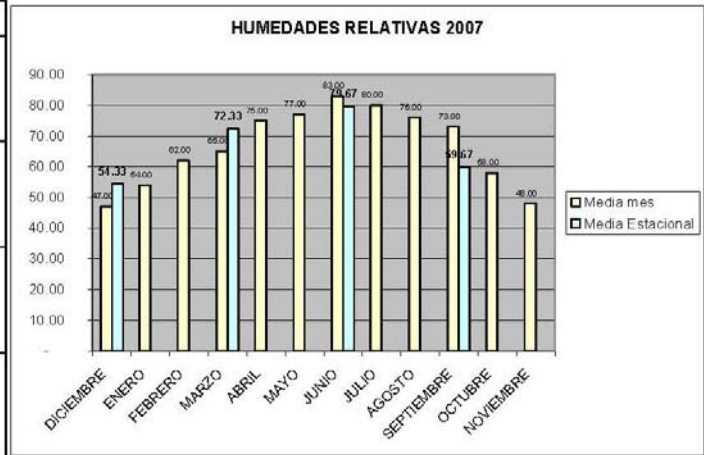


Fig. A10.4.1.1 Humedades Relativas Medias en Porcentajes. Años 2004-2005.

2006	8hrs	14hrs	20hrs	hrs.sol mes	Media mes	Media Estacional
DICIEMBRE	62	34	46	328	47.33	52.22
ENERO	64	36	46	360	48.67	
FEBRERO	82	45	55	270	60.67	
MARZO	86	37	47	286	56.67	64.67
ABRIL	90	41	61	209	64.00	
MAYO	91	54	75	148	73.33	
JUNIO	94	65	84	81	81.00	78.89
JULIO	93	63	81	117	79.00	
AGOSTO	93	60	77	124	76.67	
SEPTIEMBRE	86	48	65	169	66.33	61.56
OCTUBRE	82	48	63	214	64.33	
NOVIEMBRE	69	39	54	292	54.00	



2007	8hrs	14hrs	20hrs	hrs.sol mes	Media mes	Media Estacional
DICIEMBRE				328	47.00	54.33
ENERO				332	54.00	
FEBRERO				249	62.00	
MARZO				234	66.00	72.33
ABRIL				189	75.00	
MAYO				138	77.00	
JUNIO				108	83.00	79.67
JULIO				109	80.00	
AGOSTO				176	76.00	
SEPTIEMBRE				201	73.00	59.67
OCTUBRE				270	58.00	
NOVIEMBRE				306	48.00	



2008	8hrs	14hrs	20hrs	hrs.sol mes	Media mes	Media Estacional
DICIEMBRE				328	47.00	51.33
ENERO				356	49.00	
FEBRERO				261	58.00	
MARZO				260	63.00	70.67
ABRIL				196	69.00	
MAYO				150	80.00	
JUNIO				134	70.00	80.33
JULIO				111	83.00	
AGOSTO				160	80.00	
SEPTIEMBRE				174	75.00	61.67
OCTUBRE				257	62.00	
NOVIEMBRE				306	48.00	

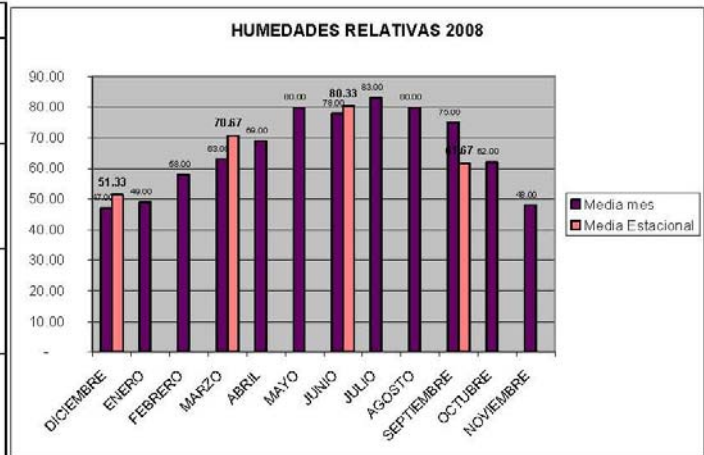


Fig. A10.4.1.2 Humedades Relativas Medias en Porcentajes. Años 2006-2007-2008.

Año	2004	2005	2006	2007	2008	Media	Media
Enero	50.8	48.9	52.2	54.3	51.3	51.5	66.0
Febrero							
Marzo							
Abril	68.2	61.2	64.7	72.3	70.7	67.4	
Mayo							
Junio							
Julio	74.9	77.9	78.9	79.7	80.3	78.3	
Agosto							
Septiembre							
Octubre	62.4	63.0	61.6	59.7	61.7	61.7	
Noviembre							
Diciembre							

Fig. A10.4.1.3 Humedades Relativas Medias en Porcentajes. Cuadro Resumen.

A10.4.2. VALORES NORMALIZADOS DE RETRACCIÓN

	ϵ_{cs}	HR (%)	t (días)
VERANO	-113	51.5	28
OTOÑO	-97	67.4	28
INVIERNO	-81	78.3	28
PRIMAVERA	-104	61.7	28
ANUAL	-380	66.0	10000

Tipo de endurecimiento: Normal.

Fig. A10.4.2.1 Valores Retracción. Cuadro Resumen.

A10.4.3. ACCIONES DE TEMPERATURA

DATOS OBTENIDOS EN TERRENO

	2004		2005		2006		2007		2008	
	Máxima °C	Mínima °C	Máxima °C	Mínima °C	Máxima °C	Mínima °C	Máxima °C	Mínima °C	Máxima °C	Mínima °C
ENERO			28,2	11,8					29,0	12,6
FEBRERO			27,6	12,0					28,4	11,9
MARZO			25,5	10,9	25,9	8,7			26,2	10,7
ABRIL			23,3	6,7	23,2	6,7			22,6	7,2
MAYO									19,0	4,9
JUNIO					15,6	5,4				
JULIO			14,9	3,5	15,7	5,3				
AGOSTO			15,8	6,0						
SEPTIEMBRE							17,8	3,7		
OCTUBRE							22	6,8		
NOVIEMBRE	23,6	9,9	25,9	11,1		12,7	25,7	8,7		
DICIEMBRE	27,2	11,7			28,5		27,3	10,6		

Fig. A10.4.3.1 Registro de Temperaturas en Terreno.

DATOS OBTENIDOS ESTACION MONITOREO QUINTA NORMAL (33°26'S, 70°41'W)

	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
T. MEDIA (°C)	20,9	19,9	17,6	14,2	11,1	8,5	8,1	9,5	11,5	14,5	17,3	19,9
T. MINIMA (°C)	13,0	12,4	10,7	8,0	6,3	4,3	3,9	4,8	6,1	8,2	10,1	12,0
T. MAXIMA (°C)	29,7	29,7	26,9	23,3	18,7	15,2	14,9	16,7	19,0	22,3	25,4	28,4
PRECIPITACION (mm)	0,4	0,8	3,2	10,4	42,2	70,4	86,6	51,8	22,0	13,4	9,2	2,1

Fig. A10.4.3.2 Registro de Temperaturas Estación Monitoreo Quinta Normal.

RESUMEN DATOS OBTENIDOS

	FUENTE DATOS TERRENO		FUENTE DATOS EST. MONITOREO QTA. NORMAL	
	TEMP. MEDIA MAX. °C	TEMP. MEDIA MIN. °C	TEMP. MEDIA MAX. °C	TEMP. MEDIA °C
VERANO	28,03	11,89	29,27	12,47
OTOÑO	23,66	7,97	22,97	8,33
INVIERNO	15,51	5,05	15,60	4,33
PRIMAVERA	23,01	8,04	22,23	8,13
				14,43

Fig. A10.4.3.3 Resumen Comparativo de Datos.

RESUMEN DATOS OBTENIDOS

	FUENTE DATOS TERRENO	DATOS EST. QTA. NORMAL	MEDIA
	$\Delta T^{\circ}\text{C}$	$\Delta T^{\circ}\text{C}$	$\Delta T^{\circ}\text{C}$
VERANO	16,13	16,80	16,47
OTOÑO	15,69	14,63	15,16
INVIERNO	10,46	11,27	10,86
PRIMAVERA	14,96	14,10	14,53

Fig. A10.4.3.4 Variaciones Térmicas.

A10.5. ANEXOS NORMATIVAS

En este punto se muestran diversos complementos referidos a las normativas expuestas en el capítulo 4.

A10.5.1. EHE, INSTRUCCION DE HORMIGON ESTRUCTURAL, 2008

A10.5.1.1. Clases de Exposición

Tabla 8.2.2 Clases generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN			DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS	
Clase	Subclase	Designación			
No agresiva					
			Tipo de proceso		
		I	Ninguno	<ul style="list-style-type: none"> Interiores de edificios, no sometidos a condensaciones. Elementos de hormigón en masa. 	<ul style="list-style-type: none"> Elementos estructurales de edificios, incluido los forjados, que estén protegidos de la intemperie.
Normal	Humedad alta	Ila	Corrosión de origen diferente de los cloruros	<ul style="list-style-type: none"> Interiores sometidos a humedades relativas medias altas (> 65%) o a condensaciones. Exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. Elementos enterrados o sumergidos. 	<ul style="list-style-type: none"> Elementos estructurales en sótanos no ventilados. Cimentaciones. Escribos, pilas y tableros de puentes en zonas, sin impermeabilizar con precipitación media anual superior a 600 mm. Tableros de puentes impermeabilizados, en zonas con sales de deshielo y precipitación media anual superior a 600 mm. Elementos de hormigón, que se encuentren a la intemperie o en las cubiertas de edificios en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. Fojados en cámara sanitaria, o en interiores en cocinas y baños, o en cubierta no protegida.
		IIb	Corrosión de origen diferente de los cloruros	<ul style="list-style-type: none"> Exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm. 	<ul style="list-style-type: none"> Elementos estructurales en construcciones exteriores protegidas de la lluvia. Tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm.
Marina	Aérea	IIIa	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> Elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar. Elementos exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km). 	<ul style="list-style-type: none"> Elementos estructurales de edificaciones en las proximidades de la costa. Puentes en las proximidades de la costa. Zonas aéreas de diques, pantales y otras obras de defensa litoral. Instalaciones portuarias.
		IIIb	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> Elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar. 	<ul style="list-style-type: none"> Zonas sumergidas de diques, pantales y otras obras de defensa litoral. Cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar.
		IIIc	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> Elementos de estructuras marinas situadas en la zona de salpicaduras o en zona de carrera de mareas. 	<ul style="list-style-type: none"> Zonas situadas en el recorrido de marea de diques, pantales y otras obras de defensa litoral. Zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marea.
Con cloruros de origen diferente del medio marino	En zona de carrera de mareas y en zonas de salpicaduras	IV	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> Instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino. Superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas. 	<ul style="list-style-type: none"> Piscinas e interiores de los edificios que las albergan. Pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve. Estaciones de tratamiento de agua.

Tabla 8.2.3.a
Clases específicas de exposición relativas a otros procesos de deterioro distintos de la corrosión

CLASE ESPECÍFICA DE EXPOSICIÓN			DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS	
Clase	Subclase	Designación			
Química Agresiva	Débil	Qa	Ataque químico	<ul style="list-style-type: none"> Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad lenta (ver tabla 8.2.3.b). 	<ul style="list-style-type: none"> Instalaciones industriales, con sustancias débilmente agresivas según tabla 8.2.3.b. Construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad débil según tabla 8.2.3.b.
			Ataque químico	<ul style="list-style-type: none"> Elementos en contacto con agua de mar. Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad media (ver tabla 8.2.3.b). 	<ul style="list-style-type: none"> Dolos, bloques y otros elementos para diques. Estructuras marinas, en general. Instalaciones industriales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b. Construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad media según tabla 8.2.3.b. Instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b.
	Fuerte	Qc	Ataque químico	<ul style="list-style-type: none"> Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad rápida (ver tabla 8.2.3.b). 	<ul style="list-style-type: none"> Instalaciones industriales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3.b. Instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3.b. Construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad fuerte según tabla 8.2.3.b.
Con heladas	Sin sales fundentes	H	Ataque hielo-deshielo	<ul style="list-style-type: none"> Elementos situados en contacto frecuente con agua, o zonas con humedad relativa media ambiental en invierno superior al 75%, y que tengan una probabilidad anual superior al 50% de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de -5°C. 	<ul style="list-style-type: none"> Construcciones en zonas de alta montaña. Estaciones invernales.
			Ataque por sales fundentes	<ul style="list-style-type: none"> Elementos destinados al tráfico de vehículos o peatones en zonas con más de 5 nevadas anuales o con valor medio de la temperatura mínima en los meses de invierno inferior a 0°C. 	<ul style="list-style-type: none"> Tableros de puentes o pasarelas en zonas de alta montaña, en las que se utilizan sales fundentes.
Erosión	Con sales fundentes	F	Abrasión	<ul style="list-style-type: none"> Elementos sometidos a desgaste superficial. Elementos de estructuras hidráulicas en los que la cota piezométrica pueda descender por debajo de la presión de vapor del agua. 	<ul style="list-style-type: none"> Pilas de puente en cauces muy torrenciales. Elementos de diques, pantales y otras obras de defensa litoral que se encuentren sometidos a fuertes oleajes. Pavimentos de hormigón. Tuberías de alta presión.
		E	Abrasión cavitación	<ul style="list-style-type: none"> Elementos sometidos a desgaste superficial. Elementos de estructuras hidráulicas en los que la cota piezométrica pueda descender por debajo de la presión de vapor del agua. 	

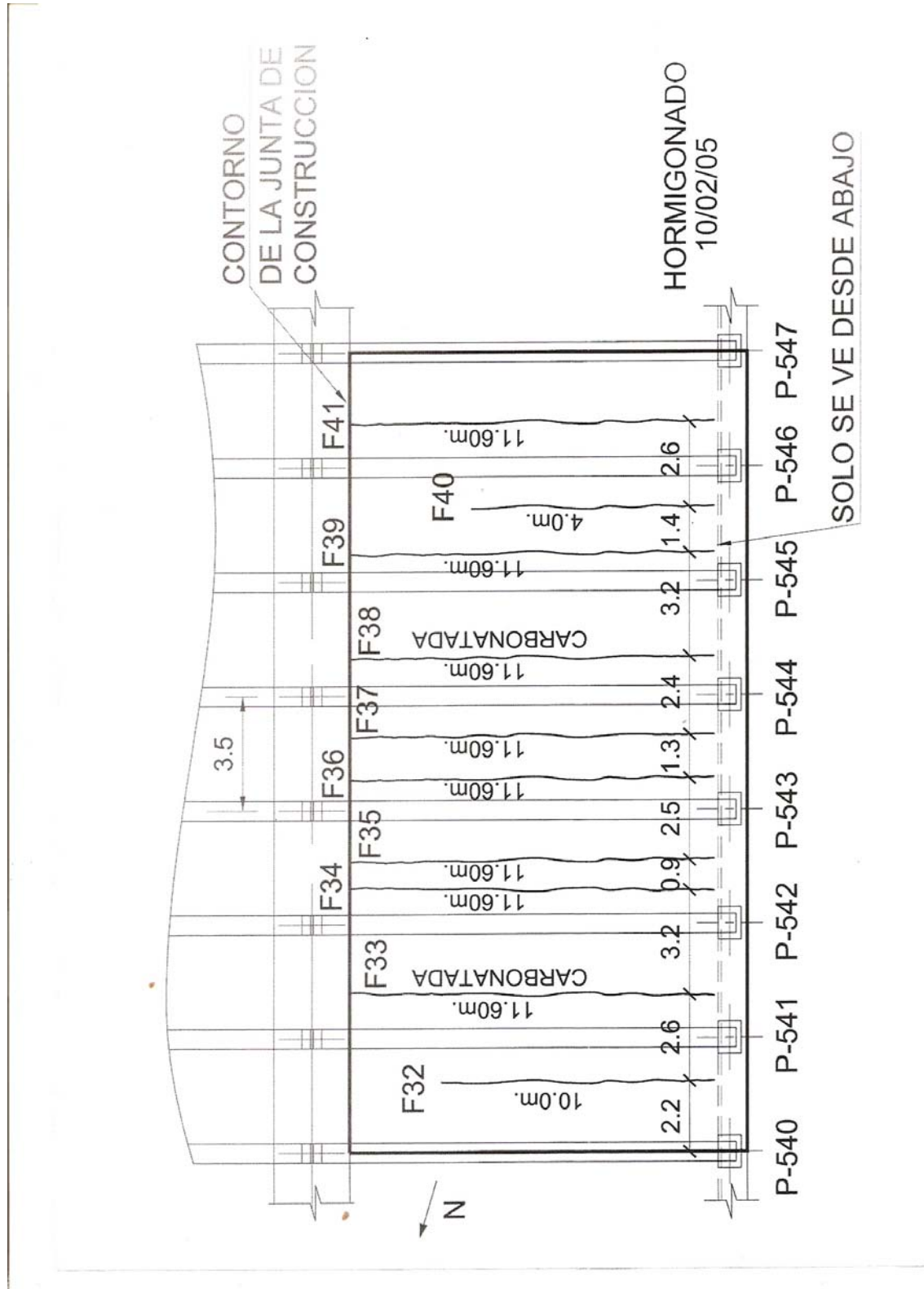
A10.5.1.2. Clasificación de la Agresividad Química

TIPO DE MEDIO AGRESIVO	PARAMETROS	TIPO DE EXPOSICIÓN		
		Q ₀	Q ₁	Q ₂
		Ataque débil	Ataque medio	Ataque fuerte
AGUA	VALOR DEL pH, según UNE 83.952	6,5-5,5	5,5-4,5	< 4,5
	CO ₂ AGRESIVO (mg CO ₂ /l), según UNE-EN 13.577	15-40	40-100	> 100
	IÓN AMONIO (mg NH ₄ ⁺ /l), según UNE 83.954	15-30	30-60	> 60
	IÓN MAGNESIO (mg Mg ²⁺ /l), según UNE 83.955	300-1.000	1.000-3.000	> 3.000
	IÓN SULFATO (mg SO ₄ ²⁻ /l), según UNE 83.956	200-600	600-3.000	> 3.000
	RESIDUO SECO (mg/l), según UNE 83.957	75-150	50-75	< 50
SUELO	GRADO DE ACIDEZ BAUMANN-GULLY (ml/kg), según UNE 83.962	> 200	(*)	(*)
	IÓN SULFATO (mg SO ₄ ²⁻ /kg de suelo seco), según UNE 83.963	2.000-3.000	3.000-12.000	> 12.000

A10.6. PLANTA DETALLADA CON INFORMACIÓN DE CONSTRUCCIÓN Y FISURAS

En este punto se muestran planos con información de construcción de las losas y con información respecto de las fisuras encontradas.

De igual forma se adjuntan informes realizados en los comienzos del proyecto relativos a dosificación y seguimiento de fisuras.





OBRA SANTIAGO TALCA TRAMO ACCESO SUR A SANTIAGO
INFORME DE INSPECCION PARA CONTROL DE FISURAS EN ESTRUCTURAS

LOSA 10 TUNEL SOTERRADO (TS-8) SEGUIMIENTO ABERTURA DE FISURAS.

LOSA N°: 10
 FECHA HORMIGONADO: 10/02/05
 DOSIFICACION: H030(90)-40-10-31-28-B

PK	ENTRE PILOTES N°	FISURAS	LONGITUD m.l.	ABERTURA				FILTRACION LADO DE AGUA		TRASPASA LA LOSA	PRESENTA OXIDACION	CARBONATADA CARA INFERIOR	MARCEL FISURA N°	OBSERVACION	
				Cm	Cm	Cm	Cm	LADO DE AGUA	LA LOSA						
2798,15	540 - 541	F-32-1	10,30	20/04/05	12/07/05	7/10/05	24/07/06	6/08/06	21/06/06	0,4	Si	No	parcial	F-1	airha solo se ven 2 m.l.
2798,15	541 - 542	F-33	11,60	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6		Si	No	Si	F-2	atravesa todo el ancho de la losa	
2801,45	542 - 543	F-34	11,60	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6		Si	No	no	F-3	atravesa todo el ancho de la losa	
2802,21	542 - 543	F-35	11,60	0,4	0,4	0,6	0,6	0,8		Si	No	no	F-4	atravesa todo el ancho de la losa	
2804,85	543 - 544	F-36	11,60	0,4	0,4	0,4	0,6	0,6		Si	No	no	F-5	atravesa todo el ancho de la losa	
2805,65	543 - 544	F-37	11,60	0,4	0,4	0,6	0,6	0,8		Si	No	no	F-6	atravesa todo el ancho de la losa	
2808,55	544 - 545	F-38	11,60	0,4	0,4	0,6	0,6	0,8		Si	No	Si	F-7	atravesa todo el ancho de la losa	
2812,95	545 - 546	F-39	11,60	0,4	0,4	0,4	0,6	0,6		Si	No	no	F-8	atravesa todo el ancho de la losa	
2812,95	545 - 546	F-39-1	4,00					0,4		Si	No	no	F-9	atravesa todo el ancho de la losa	
2815,95	546 - 547	F-40	11,60	0,2	0,4	0,4	0,6	0,6		Si	No	no	F-10	Solo es visible bajo la losa	

AJUSTE DE ASENTAMIENTO E CONO EN OBRA

Generalidades: Con el fin de mantener la razón agua/cemento de la mezcla cargada en planta de origen, Ready Mix a establecido como procedimiento de ajuste de la docilidad en obra la aplicación de un aditivo superfluidificante en obra. Para este efecto, queda restringido el uso de agua.

Tipo de Aditivo: Superfluidificante denominado Rheobuild 877 o su similar. Este aditivo es inocuo para el hormigón.

Forma de Aplicación: Se aplica diluido en 5 litros de agua, de acuerdo con las dosis que indica la tabla.

Más de un Ajuste: El ajuste de la docilidad se puede hacer hasta dos veces considerando que, por cada vez, se obtiene al cono especificado +2 cm, y que es necesario realizar un nuevo ajuste por mayor tiempo en la descarga.

Dosis a usar:

AJUSTE DE ASENTAMIENTO DE CONO EN OBRA CON ADITIVO SUPERFLUIDIFICANTE			
TIPO DE HORMIGON	CONO INICIAL (CM)	DOSIS (LT/M3)	CONO FINAL (CM)
H005 - H015	3	1	5
	3	1,5	7
	5	1	7
	5	1,5	9
	7	0,5	9
	7	1	11
	10	0,5	12
H020 - H035	10	1	14
	3	1,5	5
	3	2	7
	5	1,5	7
	5	2	9
	7	1	9
	7	1,5	11
H040 - H° PAVIMENTO	10	1	12
	10	1,5	14
	3	2	5
	3	3	7
	5	2	7
	5	3	9
	7	1,5	9
7	2	11	
10	1,5	12	
10	2	14	

INFORME DE DOSIFICACION

1.- ANTECEDENTES

Se tiene como base las Normas Chilenas oficiales sobre áridos, cemento y hormigón.

2.- MATERIALES PETREOS

Procedencia:

Grava	FE GRANDE
Gravilla	FE GRANDE
Arena	FE GRANDE
Filler	

Características físicas Anexo 1

Granulometrías Anexo 2 ó 2b

Normativa	NCh-163 of 79
-----------	---------------

3.- CEMENTO

Marca	Bío-Bío Especial Portland Puzolánico
Grado	Corriente
Normativa	NCh-148 of 68

4.- AGUA DE AMASADO

Potable Si

Normativa	NCh-1498 of 82
-----------	----------------

5.- ADITIVÓS

Tipo	PLASTIFICANTE
Producto	POLYHEED 710R
Marca	MBT

Tipo	
Producto	
Marca	

Tipo	
Producto	
Marca	

Tipo	
Producto	
Marca	

Normativa	NCh 2182 of. 95
-----------	-----------------

6. HORMIGONES

La memoria de cálculo se encuentra a continuación de los anexos. Cabe hacer notar que por efectos prácticos los valores usados en planta se ajustan de 5 en 5 kg., por lo cual no siempre habrá coincidencias entre unos y otros registros._

Para fines de codificación Ready Mix S.A. denomina a este hormigón como:

Especificación

H030(90)-40-10-31-28-B	INFORME	PC179/04
------------------------	---------	----------

HXXX(XX) - XX - XX - XX - XX - XX - XX - XX

Resistencia							Tipo de cemento
Nivel de Confianza							Edad
Tamaño Máximo							Sistema de colocación
Docilidad							Docilidad salida planta
							Aditivos en obra

Se anexan informes correspondientes.

- L L -
 DOMINGO LEMA COFRE
 Asesor Técnico

PC179/04

OBRA : ACCESO SUR A SANTIAGO

HORMIGON TIPO: H030(90)-40-10-31-28-B

1.- Características del hormigón :

1.1 Resistencia Especificada	:	300 Kg/cm ²
1.2 Ensayo de compresión en probeta	:	CUBICA 20x20 cm
1.2.1 Ensayo de flexión en probeta prismática	:	
1.3 Resistencia a compresión especific. a	:	28 días
1.4 Tamaño máximo del árido	:	40 mm
1.5 Asentamiento cono Abrams especific. a	:	10 cm
1.6 Contenido de agua (SSS) según NCh 170	:	186 Lt/m ³
Según Nch 170 Of.85 Tabla 22 pág. 30.		
Reducción de agua por uso de aditivo		
PLASTIFICANTE Y/O SUPERPLASTIFICANTE	:	13 Lt/m ³
1.7 Resistencia cúbica a 28 días.	:	300 Kg/cm ²
Conversiones según LNV Tablas 26 y 25 pág. 88-87 Vol. III		
Factor de conversión por edad	:	1.00
Factor de conversión por forma de probeta	:	1.00

2.- Parámetros de dosificación (NCh 170) :

	:	K	1.645
2.1 Fracción defectuosa	:		5%
2.2 Desviación normal de planta	:	s =	30 Kg/cm ²
2.3 Resistencia media de dosificación : $f_m = f_c + s * K$:		349 Kg/cm ² a 28 días
2.4 Razón agua/cemento	:		0.46
2.5 Cemento grado	:		BIO BIO ESPECIAL

3.- Cálculo cantidad de cemento :

3.1 Máximo especificado	:	kg
3.2 Mínimo especificado	:	kg
3.3 Cantidad de cemento por dosificación	:	370 kg
3.4 Cantidad de cemento a usar	:	370 kg
3.5 Modif. de razón agua/cemento	:	0.47

4.- Características físicas

4.1 Densidad de los áridos (s.s.s.)	:	2687 kg/m ³
4.2 Densidad del hormigón fresco	:	2450 kg/m ³
4.3 Cantidad de áridos (s.s.s.) T. Máx. 40 mm	:	1894 kg/m ³
4.4 Cantidad de áridos (s.s.s.) T. Máx. 20 mm	:	FALSO kg/m ³
4.5 Cantidad de áridos (s.s.s.) T. Máx. 13 mm	:	FALSO kg/m ³
4.6 Cantidad de áridos (s.s.s.) T. Máx. 10 mm	:	FALSO kg/m ³

5.- Proporciónamiento de los áridos (SSS).			
5.1	Contenido de arena 1	:	21.50% 407.3 kg
5.1	Contenido de arena 2	:	21.50% 407.3 kg
5.2	Contenido de grava	:	34.20% 647.9 kg
5.3	Contenido de gravilla	:	22.80% 431.9 kg

6.- Aditivos

6.1	Tipo	:	PLASTIFICANTE
6.2	Producto	:	POLYHEED 710
6.3	Contenido	:	1.850 KG
6.4	Tipo	:	
6.5	Producto	:	
6.6	Contenido	:	0.00 KG
6.7	Producto	:	
6.8	Contenido	:	KG

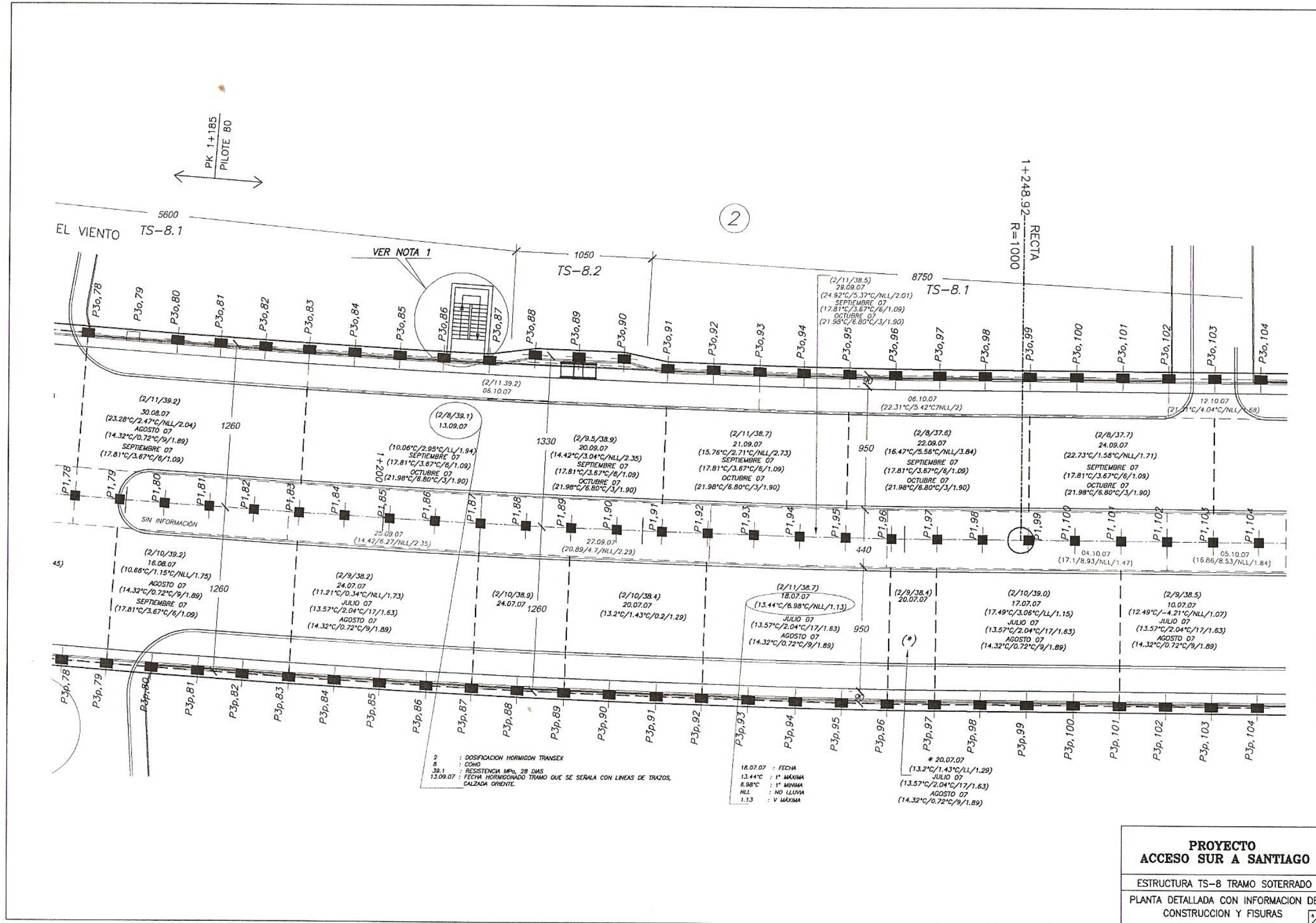
7.- Dosificación adoptada :

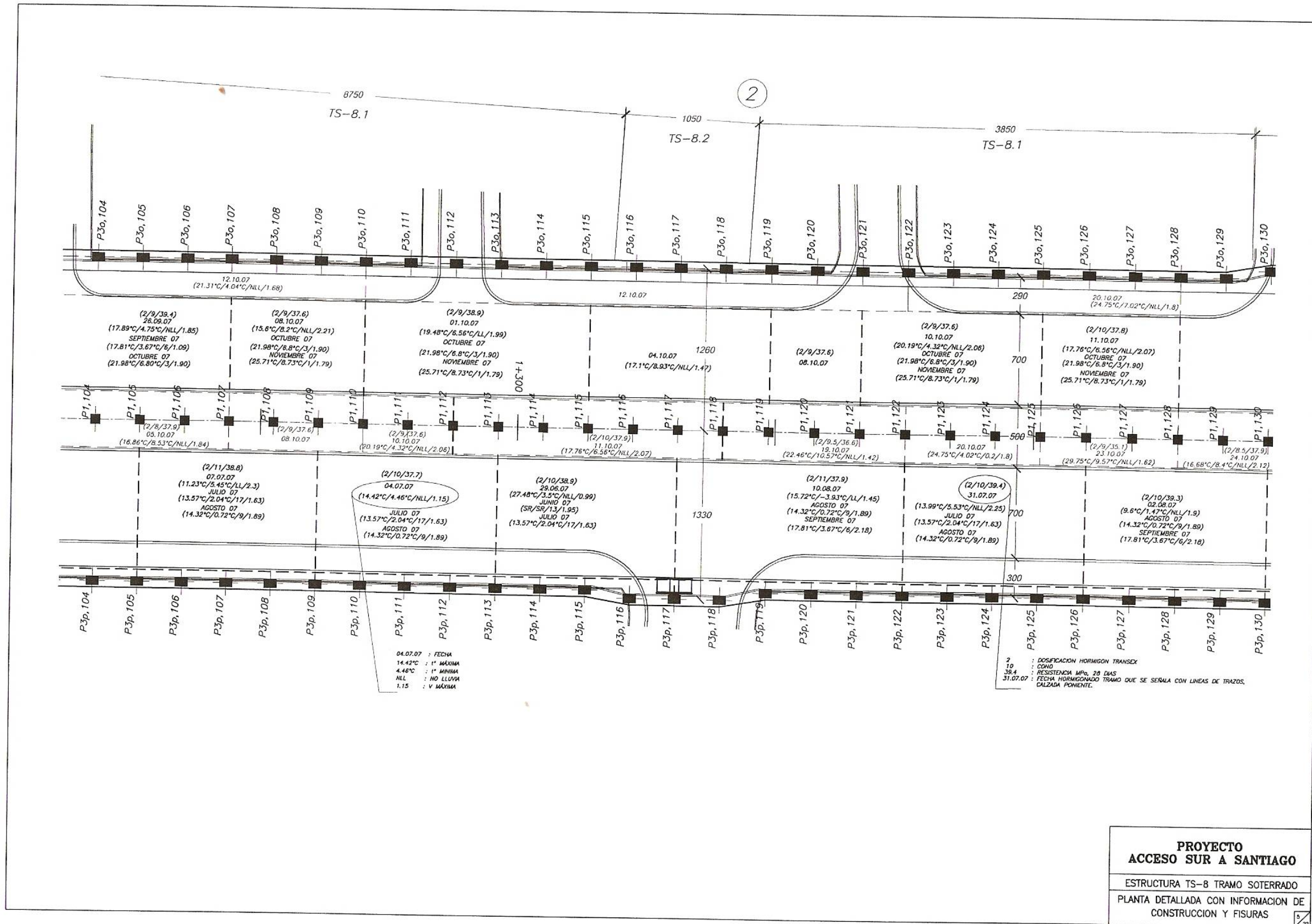
HORMIGON TIPO: H030(90)-40-10-31-28-B

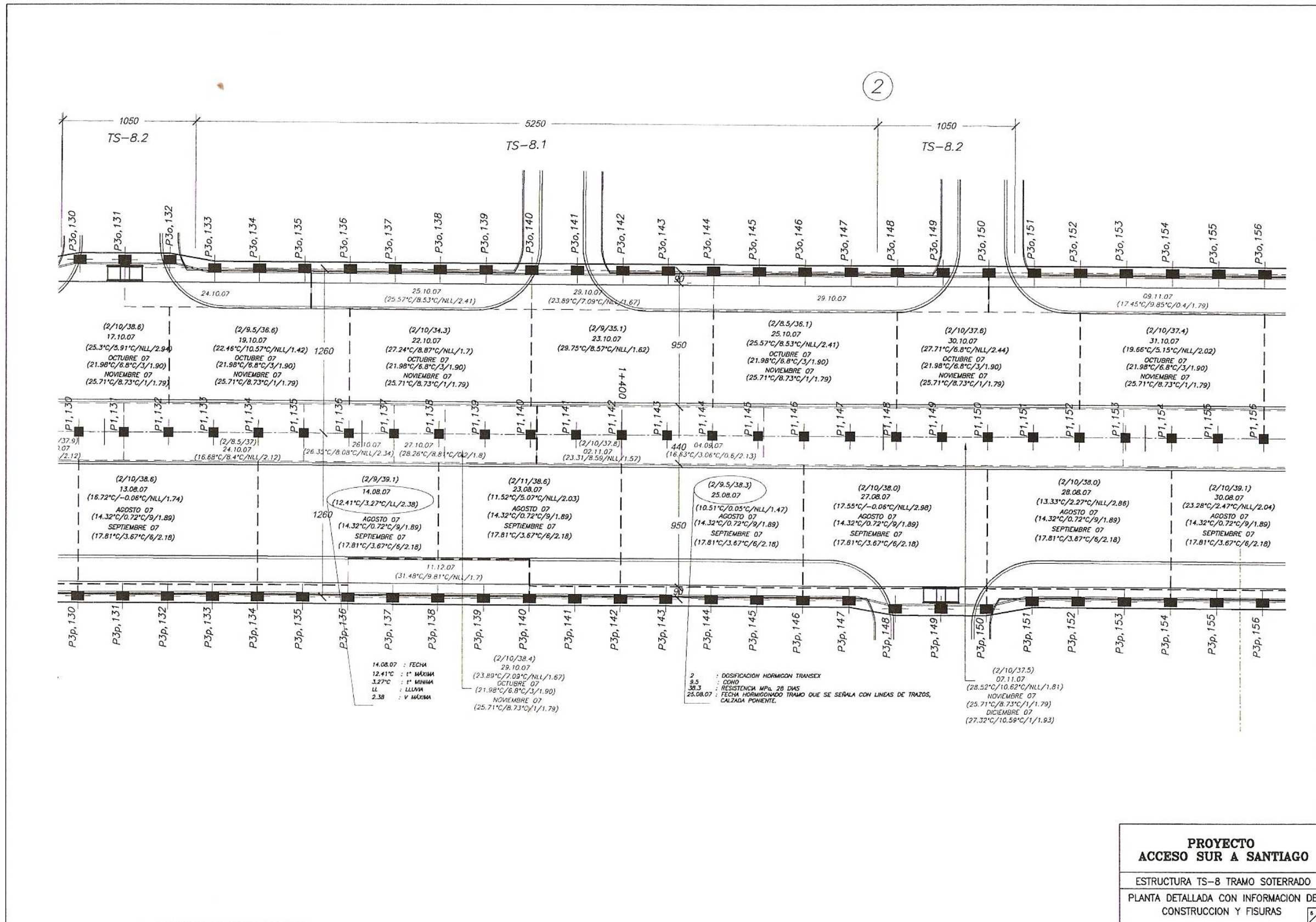
Para 1 m3 de hormigón con áridos s.s.s.

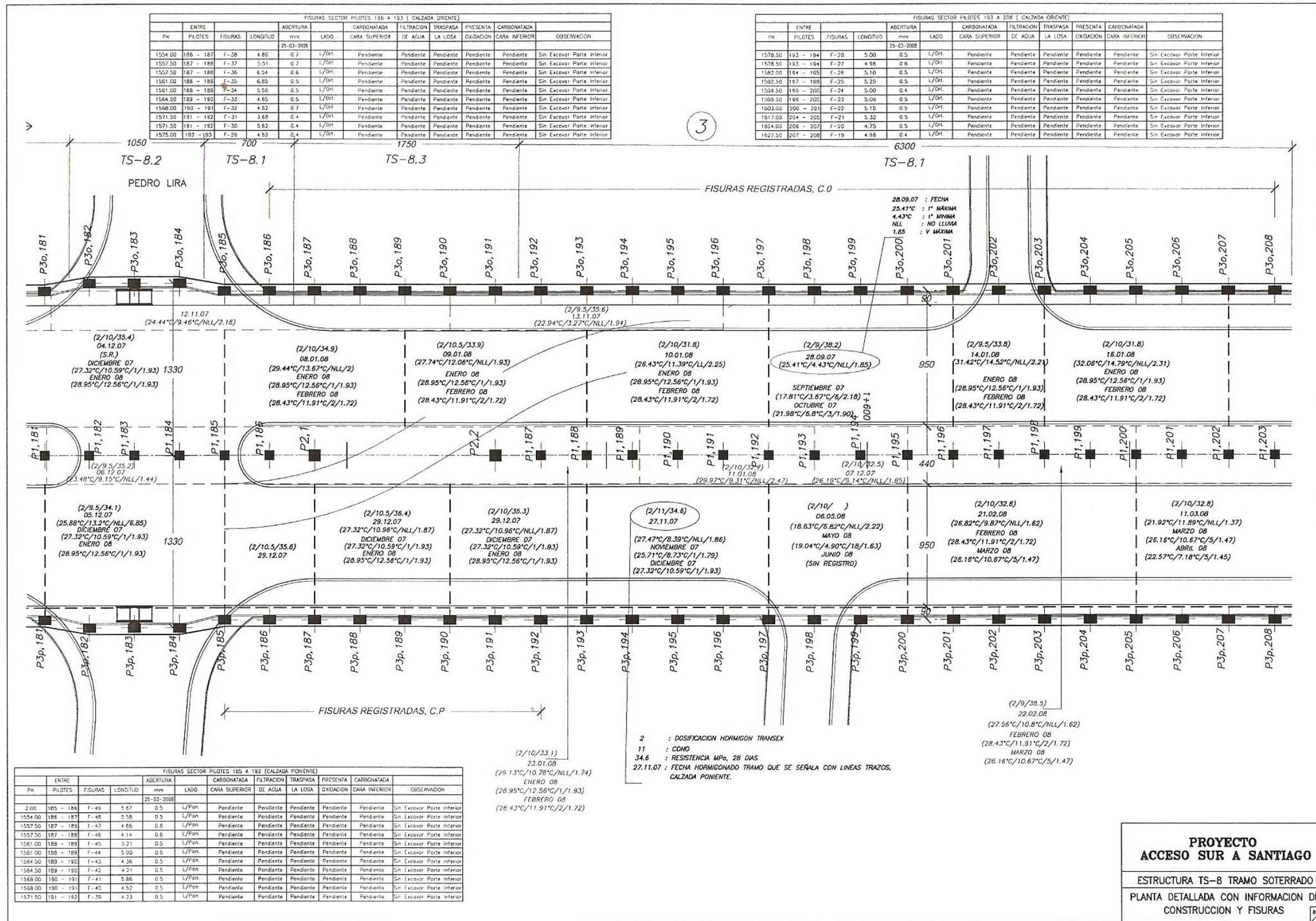
CEMENTO	BIO BIO ESPECIAL	370 kg
		kg
ARENA 1	FE GRANDE	405 kg
ARENA 2	FE GRANDE	405 kg
GRAVA	FE GRANDE	650 kg
PIGMENTO		kg
GRAVILLA	FE GRANDE	430 kg
ADITIVO	POLYHEED 710	1.62 Lt
ADITIVO	0	0.00 Lt
ADITIVO	0	0.00 kg
ADITIVO		0.00 Kg
AGUA		173 Lt
ADITIVO		0.000 Lt
ADITIVO	0	0.000 Lt

Nota : La resistencia garantizada es la controlada sobre muestras representativas del hormigón fresco, según la normalización vigente.

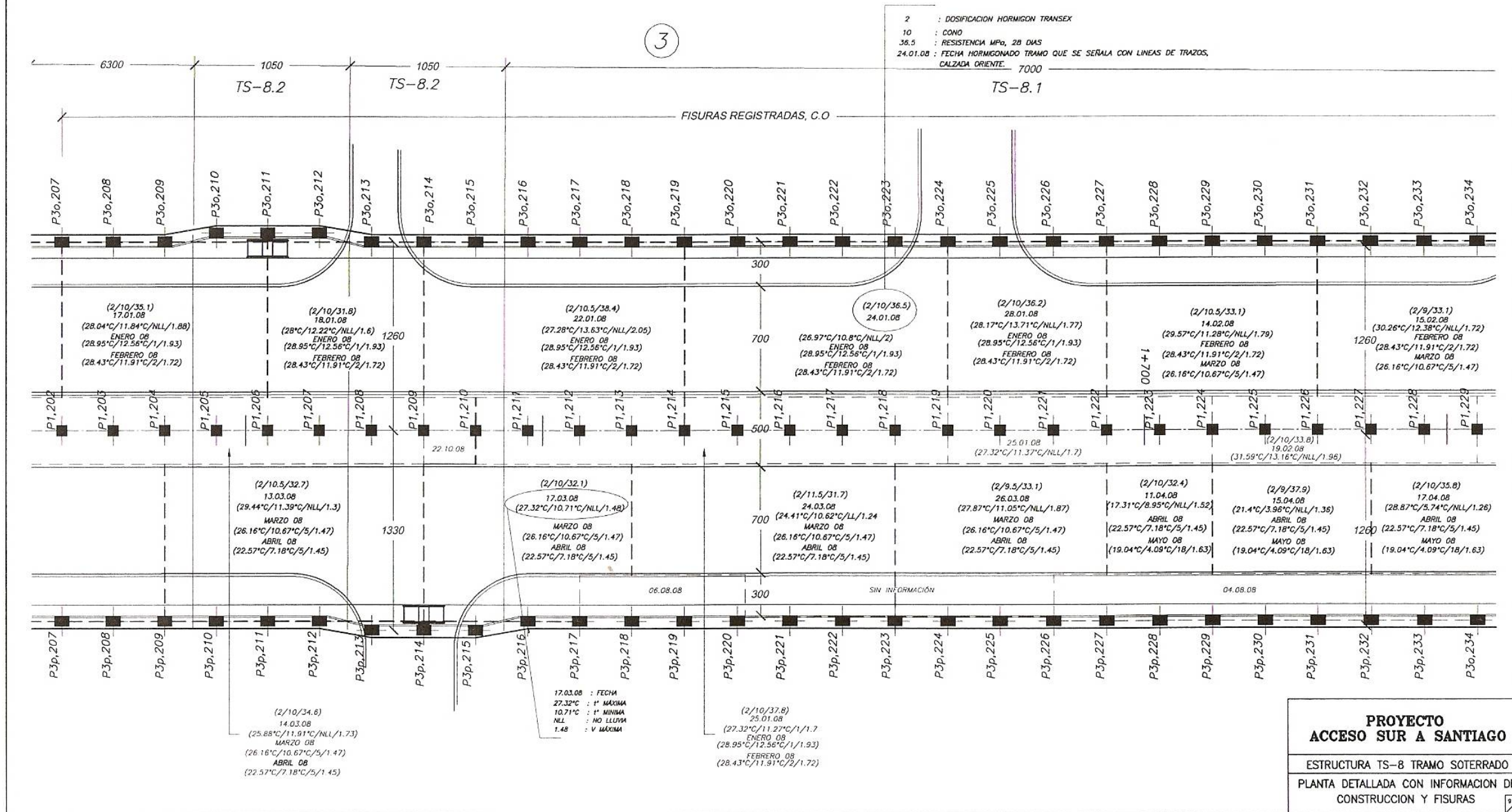


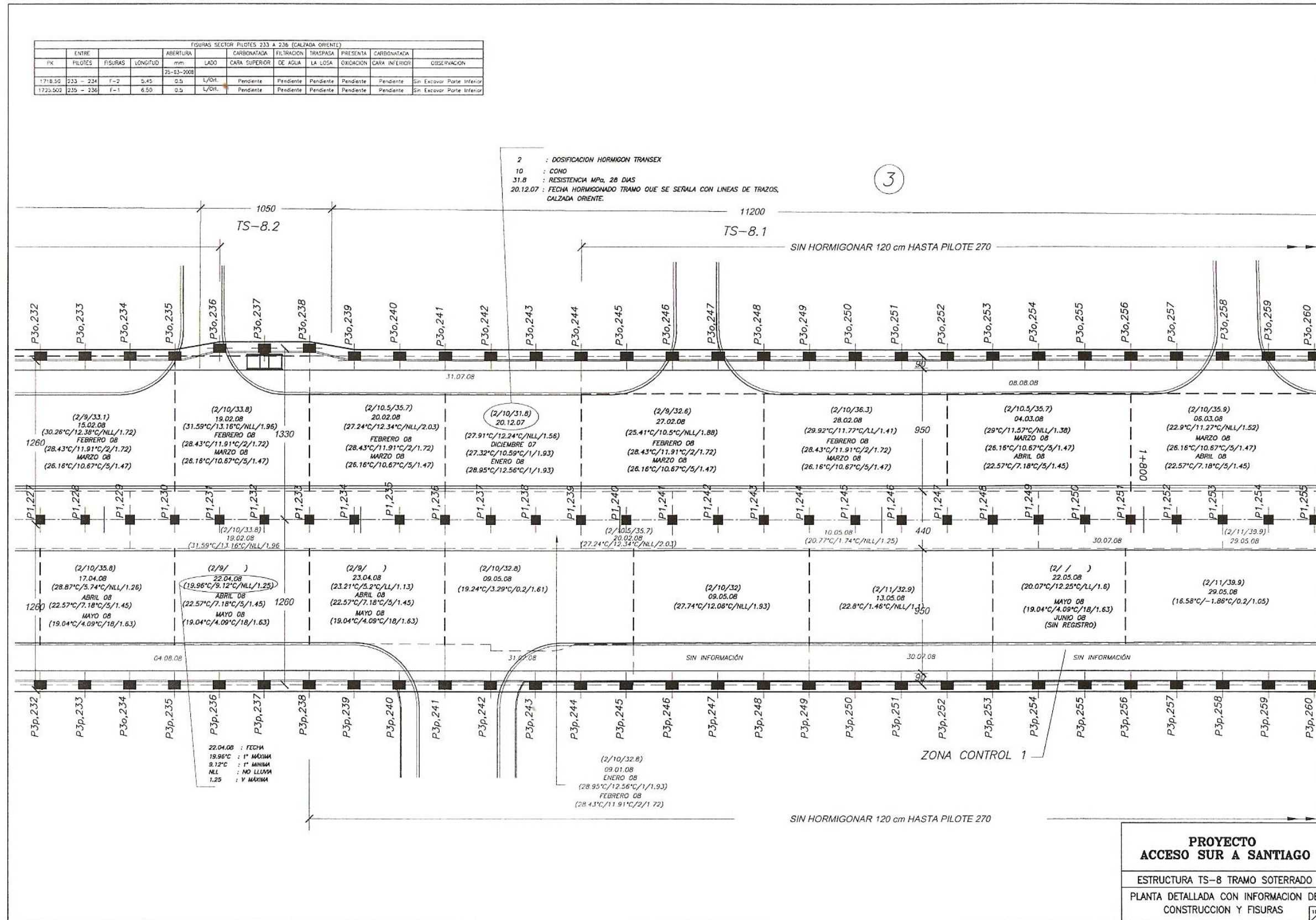


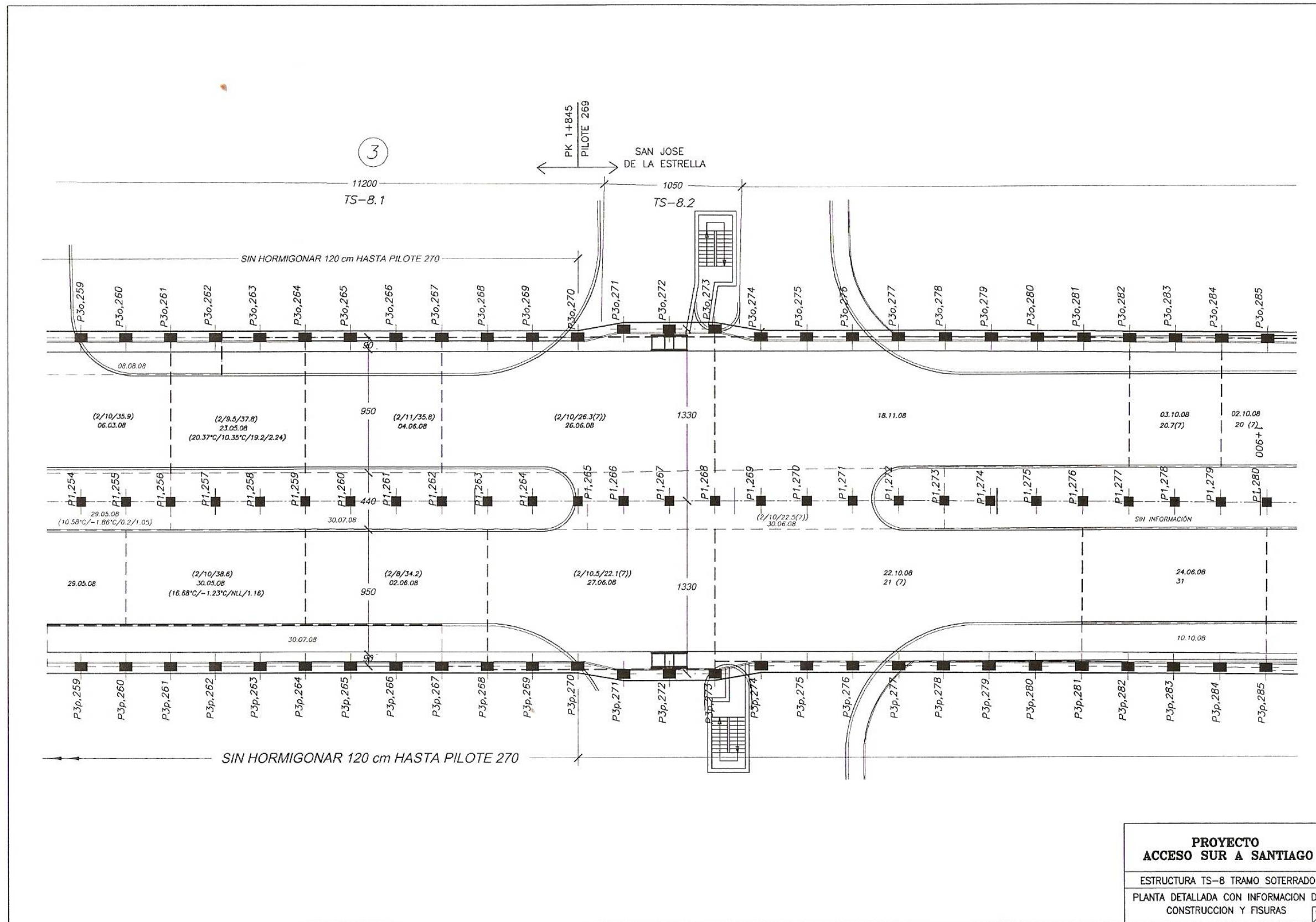


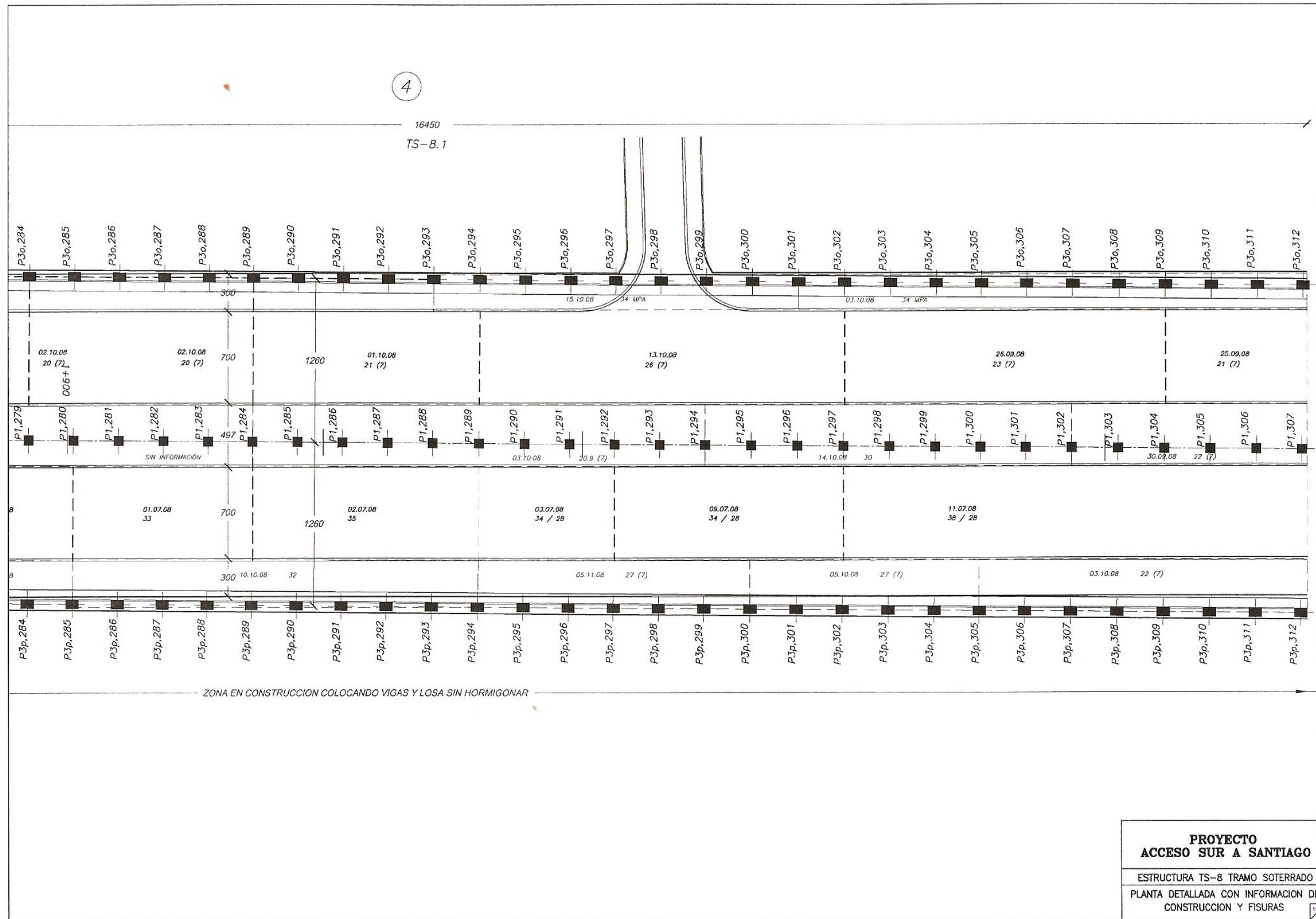


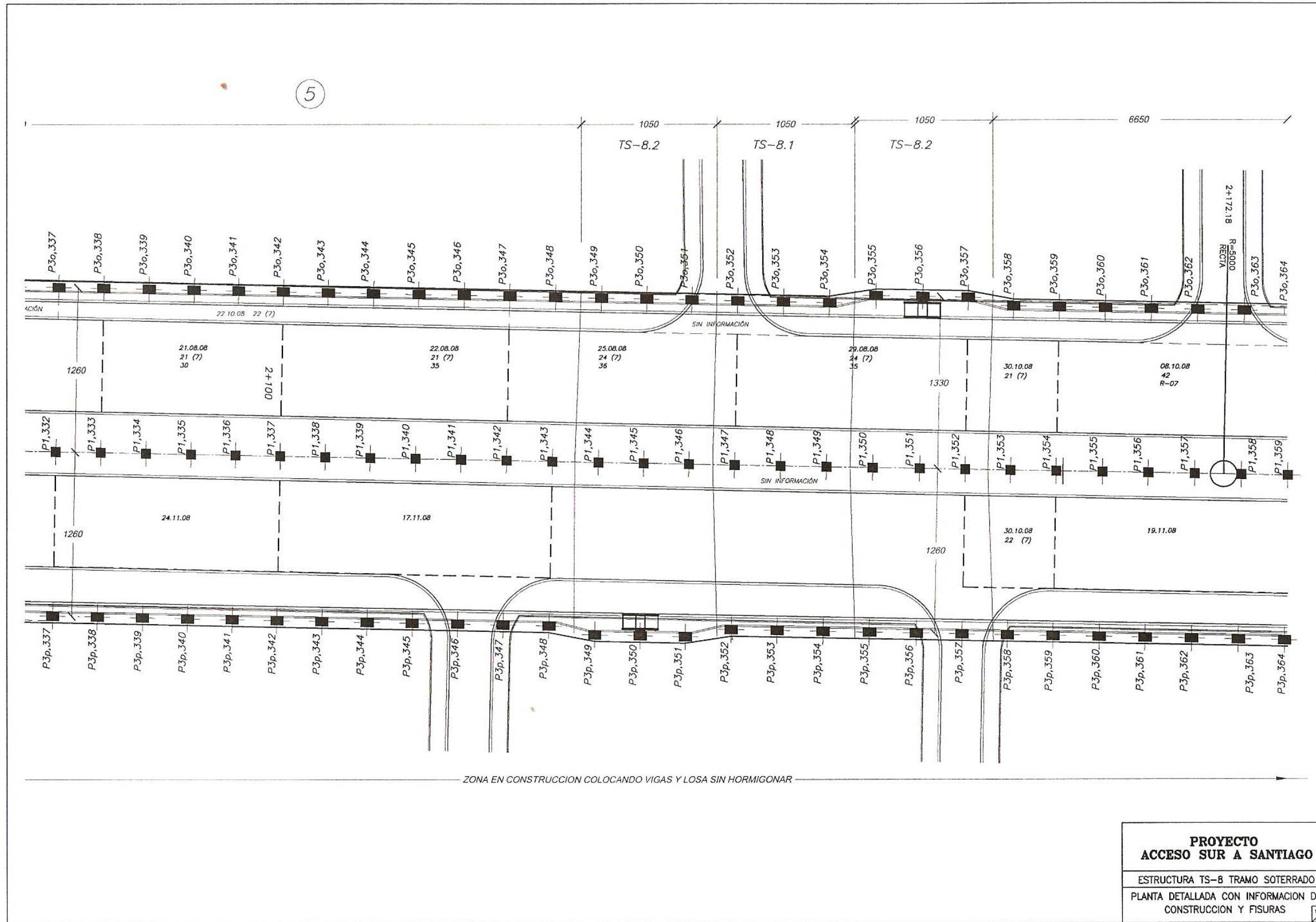
FISURAS SECTOR INOTES 207 A 233 (CALZADA ORIENTE)											
PK	ENTRE	FISURAS	LONGITUD	ABERTURA	LADO	CARONATADA	FILTRACION	TRASPASA	PRESENTA	CARONATADA	OBSERVACION
				mm							
1627.50	207 - 208	F-16	5.12	0.5	L/Ori	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Sin Excavar Parte Inferior
1634.50	209 - 210	F-17	5.43	0.5	L/Ori	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Sin Excavar Parte Inferior
1641.50	211 - 212	F-18	5.68	0.5	L/Ori	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Sin Excavar Parte Inferior
1648.50	213 - 214	F-15	5.05	0.5	L/Ori	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Sin Excavar Parte Inferior
1655.50	215 - 216	F-14	5.45	0.5	L/Ori	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Sin Excavar Parte Inferior
1659.00	216 - 217	F-13	5.80	0.5	L/Ori	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Sin Excavar Parte Inferior
1673.00	220 - 221	F-12	4.75	0.5	L/Ori	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Sin Excavar Parte Inferior
1680.00	222 - 223	F-11	3.85	0.4	L/Ori	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Sin Excavar Parte Inferior
1687.00	224 - 225	F-10	5.15	0.4	L/Ori	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Sin Excavar Parte Inferior
1690.00	225 - 226	F-9	5.25	0.4	L/Ori	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Sin Excavar Parte Inferior
1694.00	226 - 227	F-8	5.55	0.4	L/Ori	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Sin Excavar Parte Inferior
1697.50	227 - 228	F-7	5.35	0.4	L/Ori	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Sin Excavar Parte Inferior
1701.00	228 - 229	F-6	4.85	0.4	L/Ori	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Sin Excavar Parte Inferior
1704.50	229 - 230	F-5	5.05	0.4	L/Ori	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Sin Excavar Parte Inferior
1708.00	230 - 231	F-4	5.10	0.5	L/Ori	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Sin Excavar Parte Inferior
1715.00	232 - 233	F-3	5.20	0.4	L/Ori	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Pendiente	Sin Excavar Parte Inferior

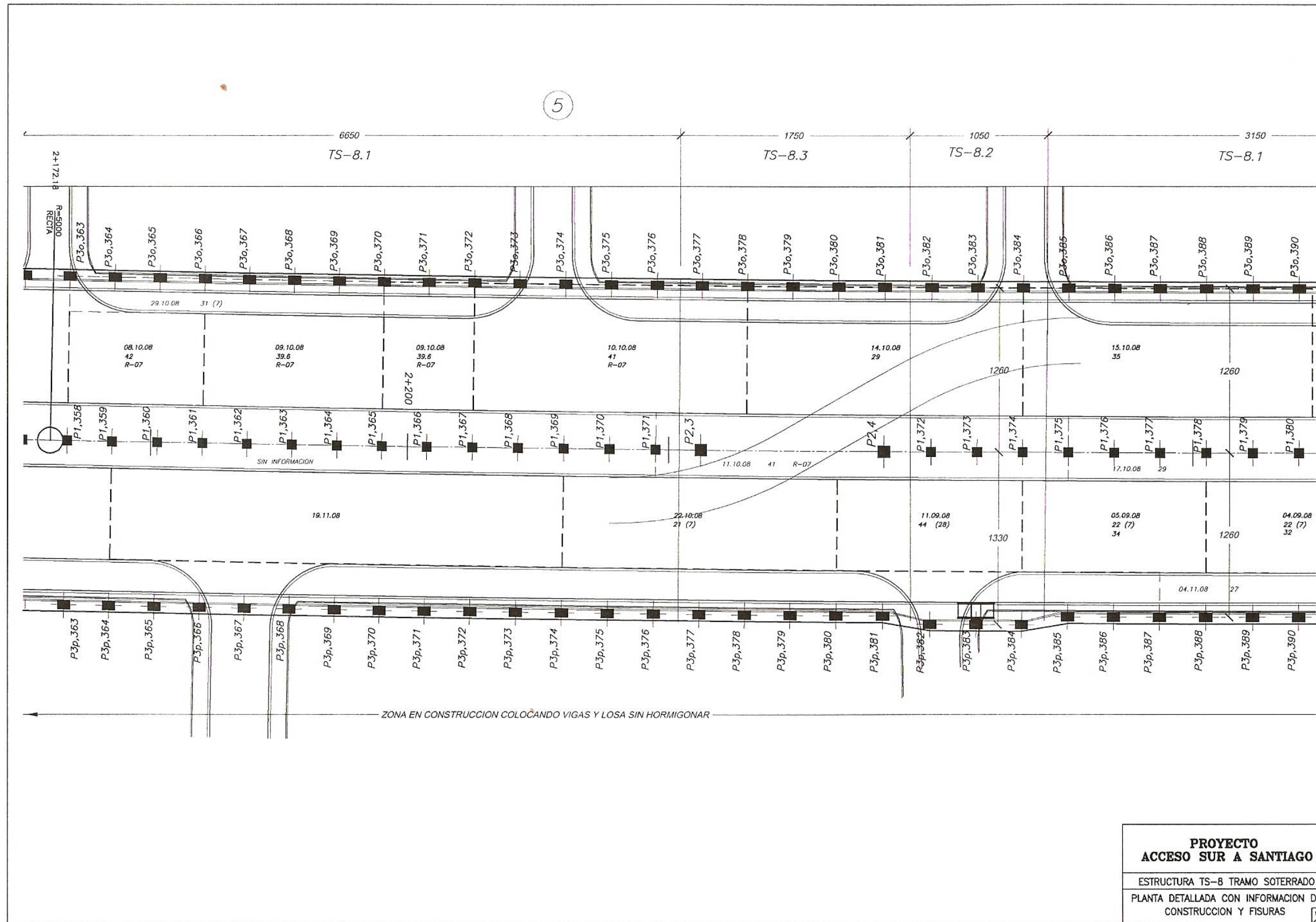


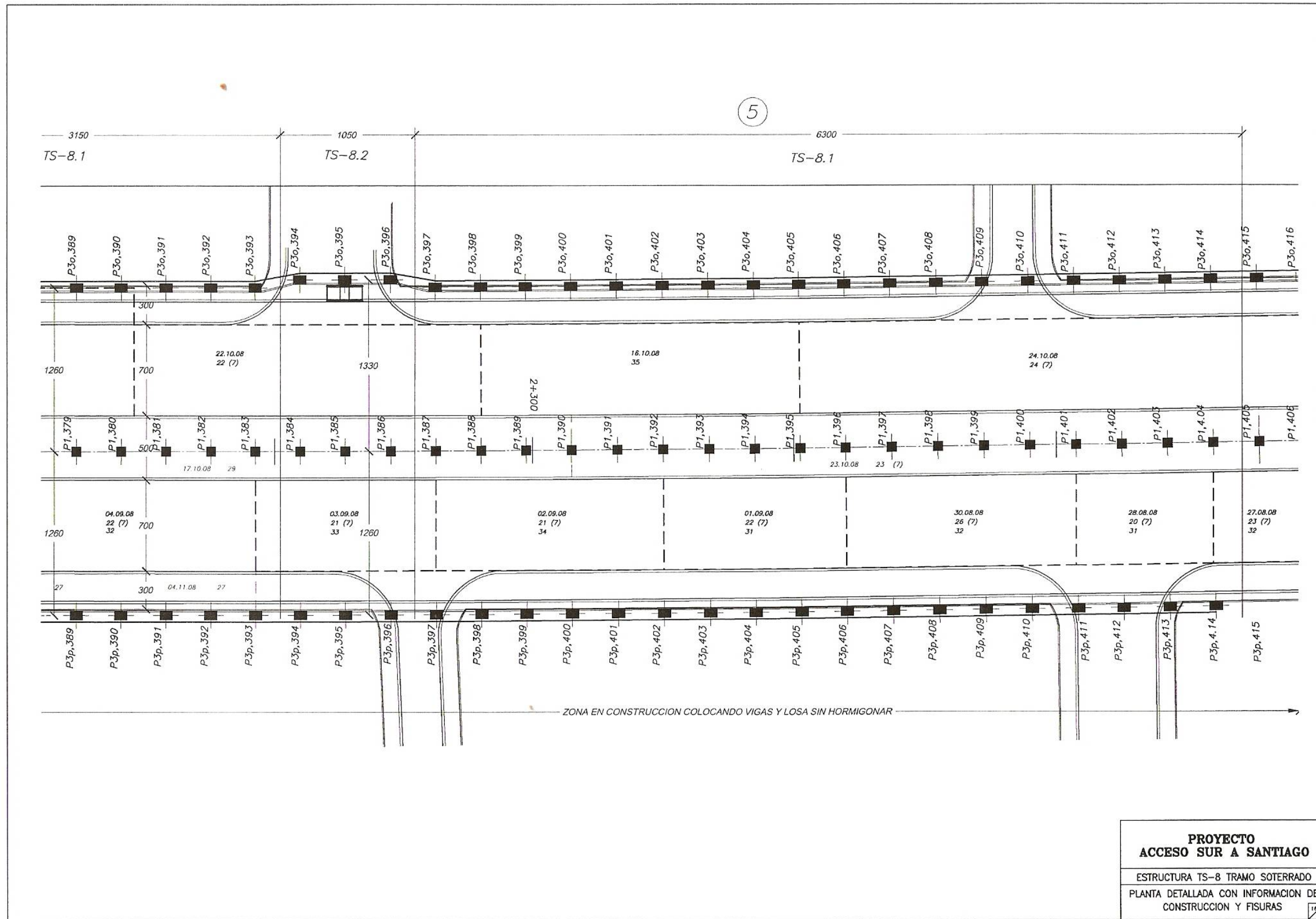


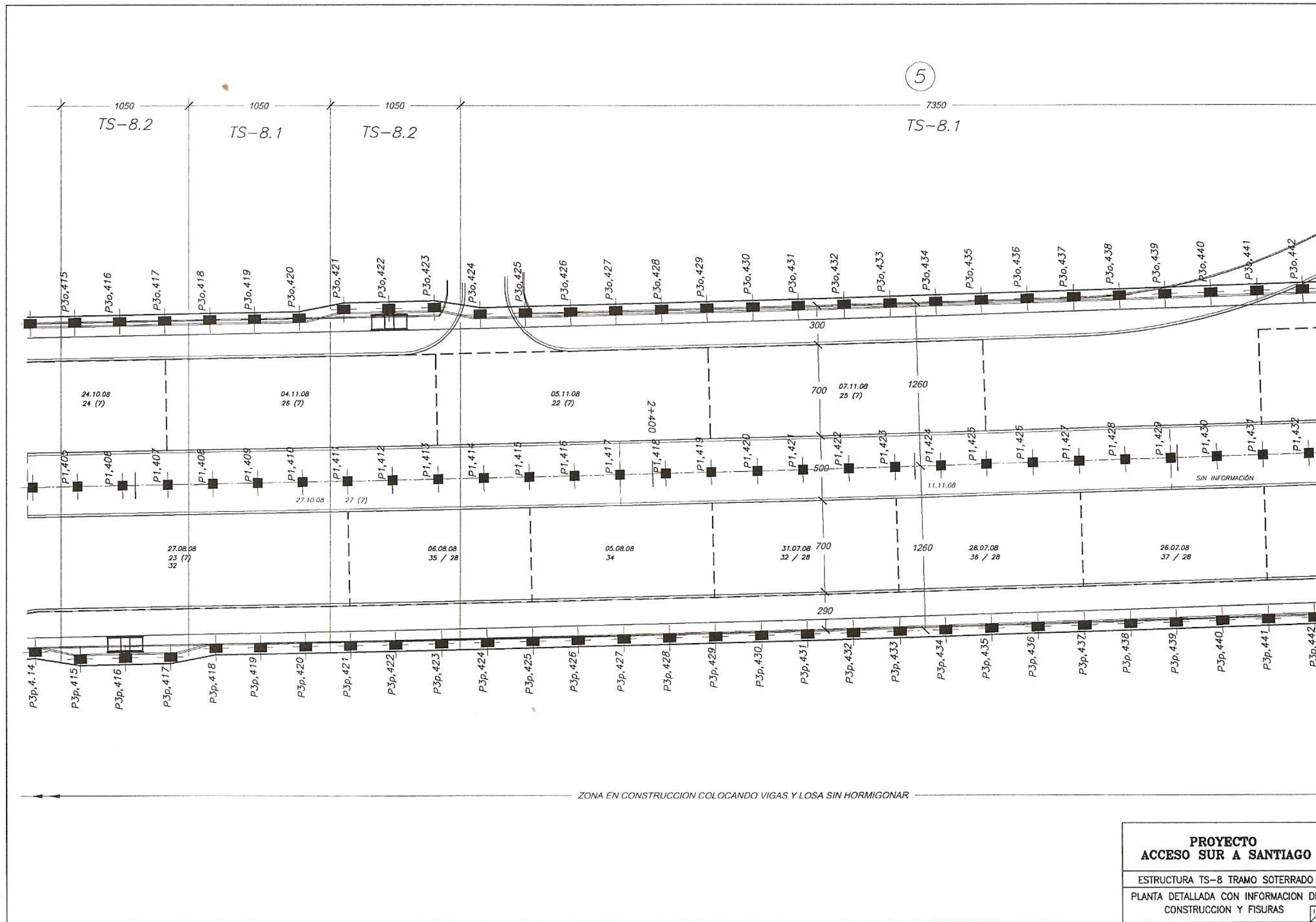


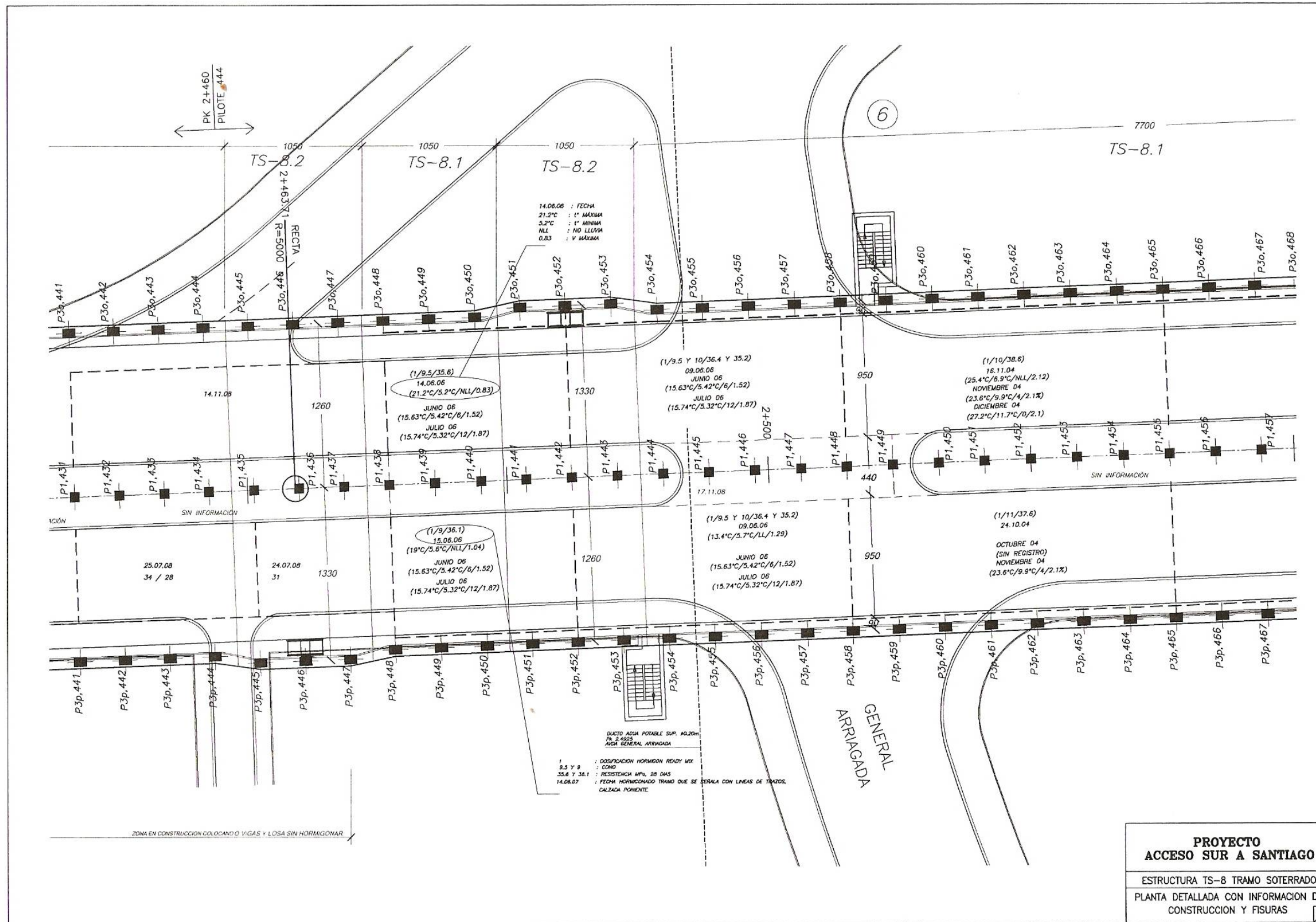


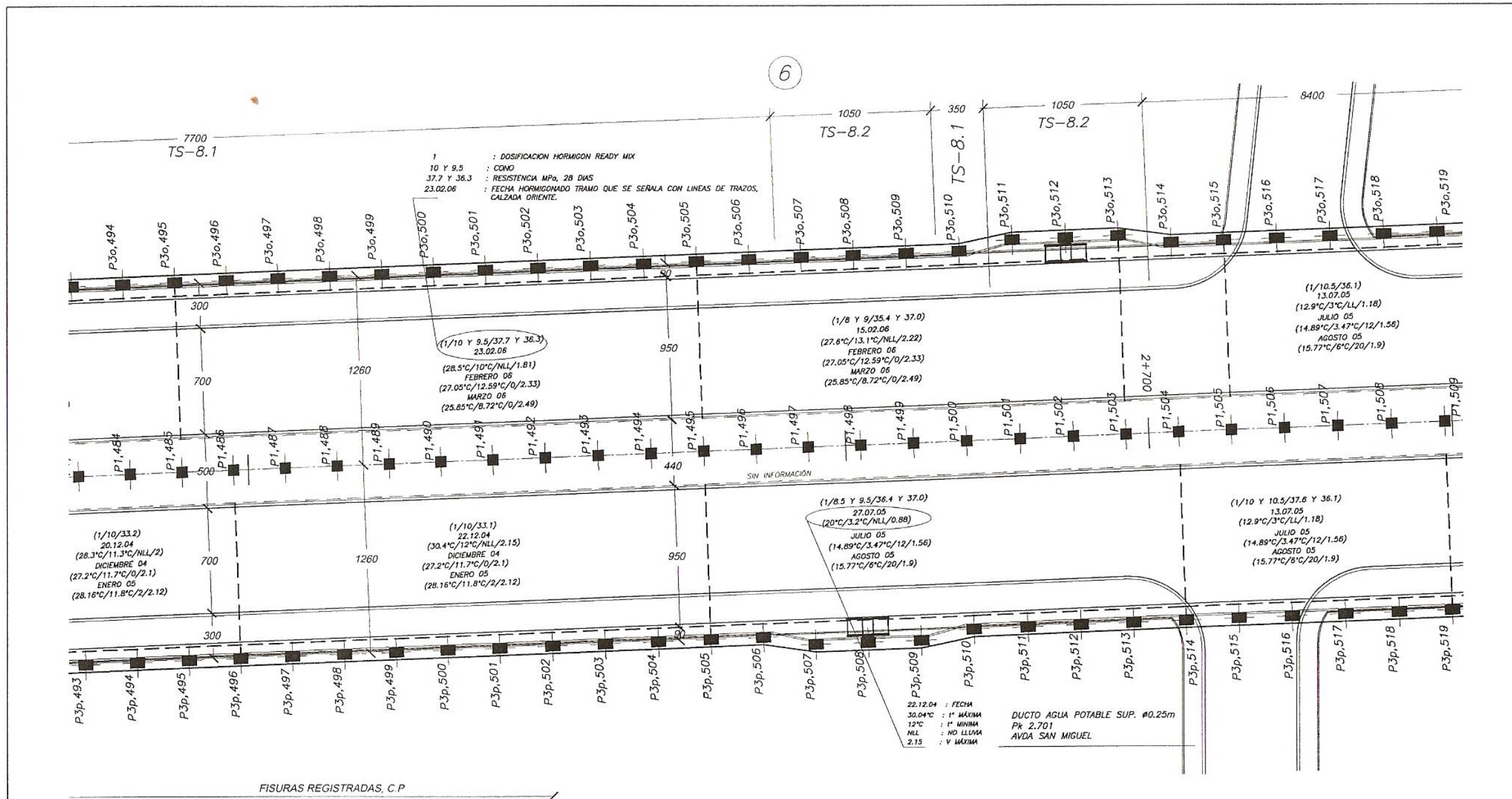












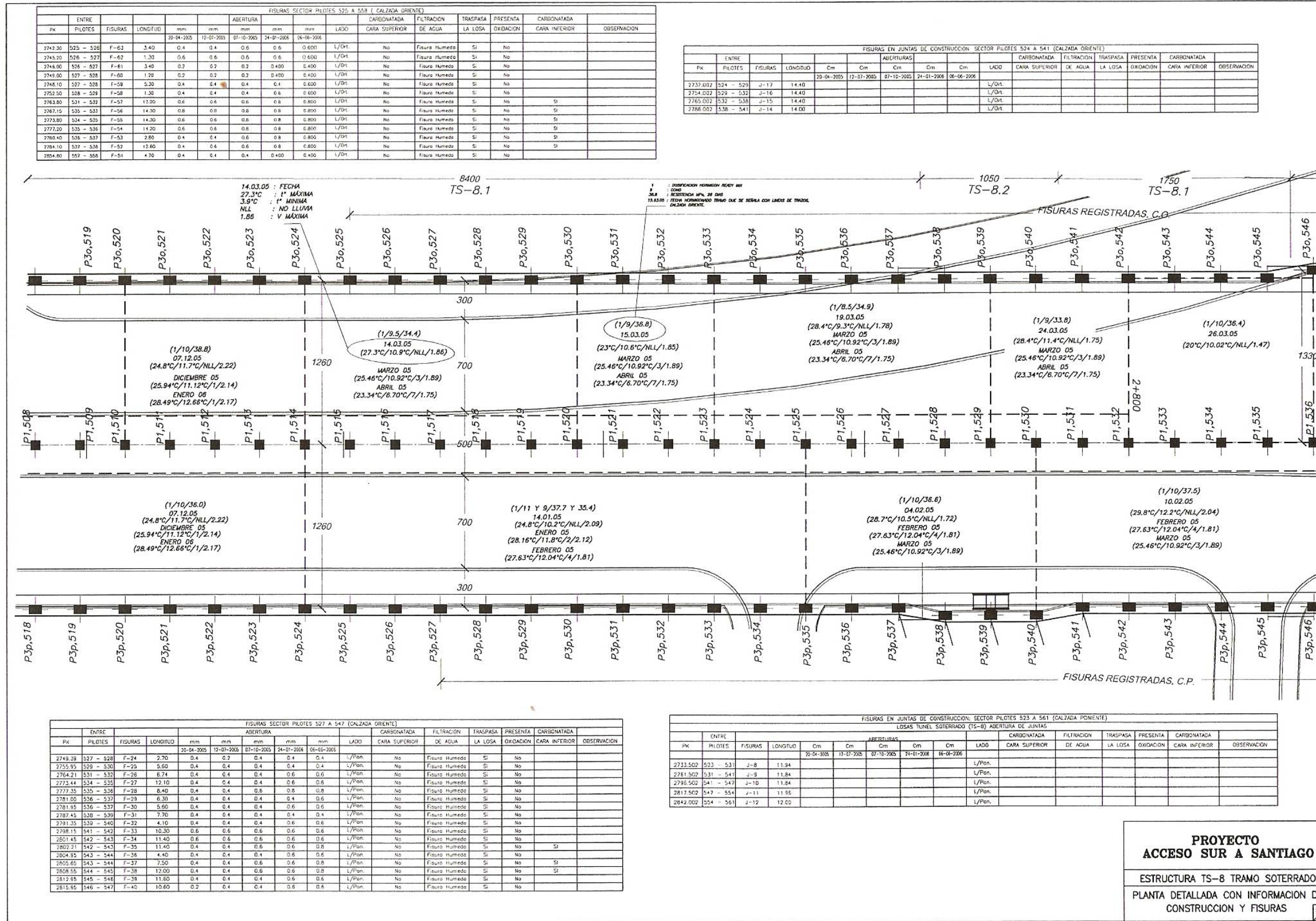
PK	ENTRE	PILOTES	FISURAS	LONGITUD	ABERTURA				LADO	CARBONATADA				FILTRACION DE AGUA	TRASPASA LA LOSA	PRESENTA OXIDACION	CARBONATADA CARA INFERIOR	OBSERVACION
					mm	mm	mm	mm		mm	mm	mm	mm					
2636.55	494 - 495	F-18	5.40	0.4	0.4	0.6	0.8	0.8	L/Pon	No	Si	Si	Si	No	No	Si		
2636.03	495 - 496	F-19	3.99	0.4	0.4	0.4	0.5	0.6	L/Pon	No	Si	Si	Si	No	No	Si		
2647.65	496 - 497	F-20	7.40	0.4	0.4	0.4	0.5	0.6	L/Pon	No	Si	Si	Si	No	No	Si		
2651.40	497 - 498	F-21	2.67	0.2	0.4	0.4	0.4	0.4	L/Pon	No	Si	Si	Si	No	No	Si		
2655.22	498 - 499	F-22	5.60	0.2	0.2	0.4	0.5	0.6	L/Pon	No	Si	Si	Si	No	No	Si		
2657.75	499 - 500	F-23	2.10	0.4	0.2	0.4	0.5	0.6	L/Pon	No	Si	Si	Si	No	No	Si		

PK	ENTRE	PILOTES	FISURAS	LONGITUD	ABERTURAS				LADO	CARBONATADA				FILTRACION DE AGUA	TRASPASA LA LOSA	PRESENTA OXIDACION	CARBONATADA CARA INFERIOR	OBSERVACION
					Cm	Cm	Cm	Cm		Cm	Cm	Cm	Cm					
2549.50	470 - 471	J-1	11.93	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	L/Pon	No	Si	Si	Si	No	No	Si		
2566.20	475	J-2	12.04	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	L/Pon	No	Si	Si	Si	No	No	Si		
2581.20	479	J-3	12.04	0.800	0.800	1.0	1.200	1.200	L/Pon	No	Si	Si	Si	No	No	Si		
2598.40	484 - 485	J-4	12.92	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	L/Pon	No	Si	Si	Si	No	No	Si		
2619.80	490 - 491	J-5	12.92	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	L/Pon	No	Si	Si	Si	No	No	Si		
2641.00	496 - 497	J-6	12.95	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	L/Pon	No	Si	Si	Si	No	No	Si		
2668.90	504	J-7	12.16	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	L/Pon	No	Si	Si	Si	No	No	Si		

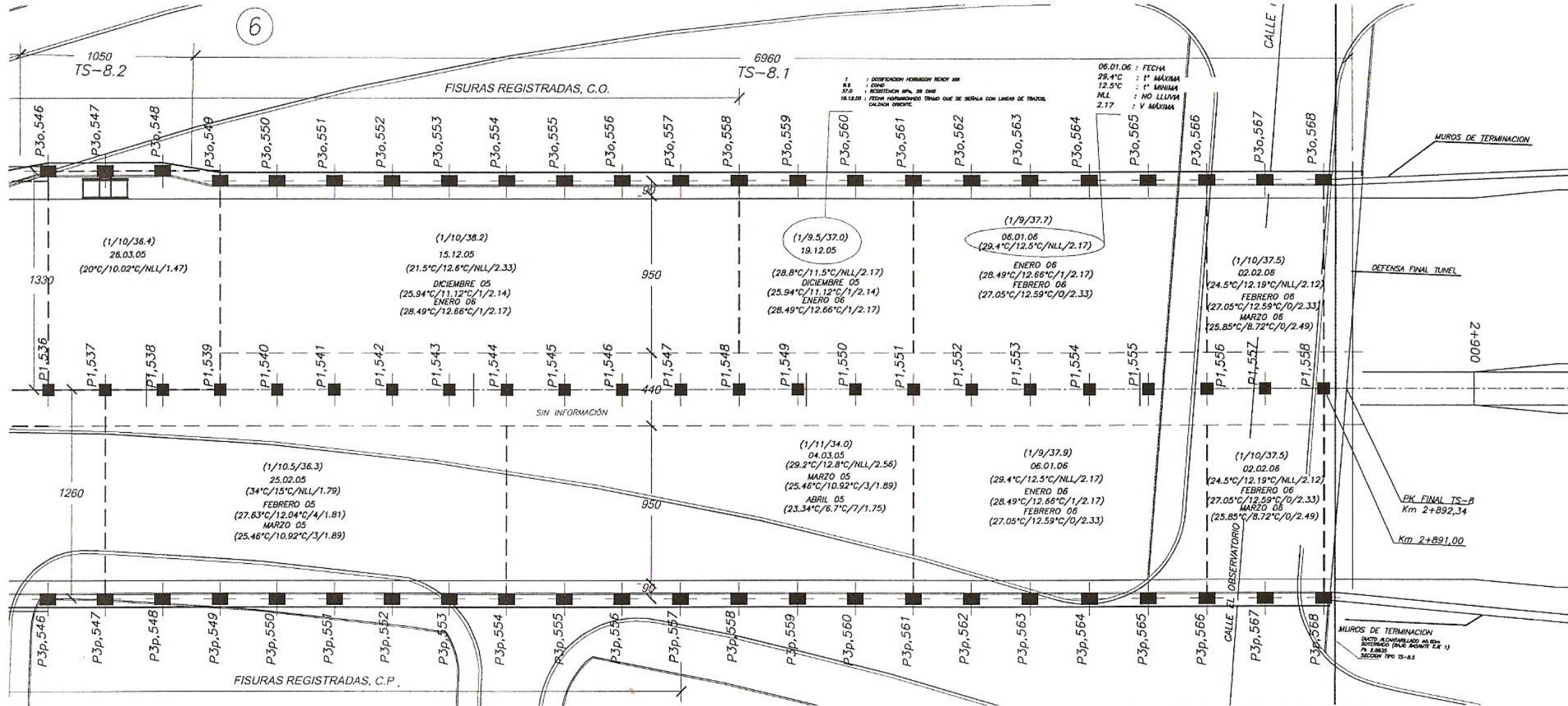
**PROYECTO
 ACCESO SUR A SANTIAGO**

ESTRUCTURA TS-8 TRAMO SOTERRADO

PLANTA DETALLADA CON INFORMACION DE
 CONSTRUCCION Y FISURAS



PK	ENTRE PILOTES	FISURAS	LONGITUD	ABERTURA				LADO	CARBONATADA CARA SUPERIOR	FILTRACION DE AGUA	TRASPASA LA LOSA	PRESENTA OXIDACION	CARBONATADA CARA INFERIOR	OBSERVACION
				mm	mm	mm	mm							
2742.36	525 - 526	F-63	3.40	0.4	0.4	0.6	0.6	0.600	L/Pon.	No	Si	No	Fisura Humeda	
2745.26	526 - 527	F-62	1.30	0.6	0.6	0.6	0.6	0.600	L/Pon.	No	Si	No	Fisura Humeda	
2746.00	526 - 527	F-61	3.40	0.2	0.2	0.2	0.400	0.400	L/Pon.	No	Si	No	Fisura Humeda	
2749.00	527 - 528	F-60	1.30	0.2	0.2	0.2	0.400	0.400	L/Pon.	No	Si	No	Fisura Humeda	
2748.10	527 - 528	F-59	3.30	0.4	0.4	0.4	0.4	0.600	L/Pon.	No	Si	No	Fisura Humeda	
2752.50	528 - 529	F-58	1.30	0.4	0.4	0.4	0.4	0.600	L/Pon.	No	Si	No	Fisura Humeda	
2763.00	529 - 532	F-57	13.20	0.8	0.6	0.8	0.8	0.800	L/Pon.	No	Si	No	Fisura Humeda	
2767.15	529 - 532	F-56	14.30	0.8	0.8	0.8	0.8	0.800	L/Pon.	No	Si	No	Fisura Humeda	
2773.80	534 - 525	F-55	14.30	0.8	0.6	0.8	0.8	0.800	L/Pon.	No	Si	No	Fisura Humeda	
2777.20	535 - 526	F-54	14.20	0.6	0.6	0.8	0.8	0.800	L/Pon.	No	Si	No	Fisura Humeda	
2780.40	536 - 527	F-53	3.80	0.4	0.4	0.8	0.8	0.800	L/Pon.	No	Si	No	Fisura Humeda	
2784.10	537 - 538	F-52	12.60	0.4	0.6	0.8	0.8	0.800	L/Pon.	No	Si	No	Fisura Humeda	
2854.60	557 - 558	F-51	4.70	0.4	0.4	0.4	0.400	0.400	L/Pon.	No	Si	No	Fisura Humeda	



PK	ENTRE PILOTES	FISURAS	LONGITUD	ABERTURA				LADO	CARBONATADA CARA SUPERIOR	FILTRACION DE AGUA	TRASPASA LA LOSA	PRESENTA OXIDACION	CARBONATADA CARA INFERIOR	OBSERVACION
				mm	mm	mm	mm							
2818.20	547 - 549	F-41	10.60	0.4	0.6	0.6	0.6	L/Pon.	No	Si	No	Si	Fisura Humeda	
2822.70	548 - 549	F-42	6.00	0.4	0.4	0.6	0.8	L/Pon.	No	Si	No	Si	Fisura Humeda	
2825.30	549 - 550	F-43	11.94	0.4	0.4	0.6	0.8	L/Pon.	No	Si	No	Si	Fisura Humeda	
2827.00	549 - 550	F-44	7.70	0.6	0.6	0.6	0.8	L/Pon.	No	Si	No	Si	Fisura Humeda	
2829.40	550 - 551	F-45	7.50	0.6	0.6	0.6	0.8	L/Pon.	No	Si	No	Si	Fisura Humeda	
2832.30	551 - 552	F-46	8.70	0.4	0.4	0.6	0.6	L/Pon.	No	Si	No	Si	Fisura Humeda	
2836.80	552 - 553	F-47	4.70	0.6	0.6	0.6	0.6	L/Pon.	No	Si	No	Si	Fisura Humeda	
2843.10	554 - 555	F-48	9.10	0.6	0.6	0.6	0.6	L/Pon.	No	Si	No	Si	Fisura Humeda	
2846.60	555 - 556	F-49	4.50	0.8	0.8	0.8	0.8	L/Pon.	No	Si	No	Si	Fisura Humeda	
2851.00	556 - 557	F-50	7.60	0.8	0.8	0.8	0.8	L/Pon.	No	Si	No	Si	Fisura Humeda	

PK	ENTRE PILOTES	FISURAS	LONGITUD	ABERTURAS				LADO	CARBONATADA CARA SUPERIOR	FILTRACION DE AGUA	TRASPASA LA LOSA	PRESENTA OXIDACION	CARBONATADA CARA INFERIOR	OBSERVACION
				mm	mm	mm	mm							
2733.502	523 - 531	J-8	11.34					L/Pon.						
2761.502	531 - 541	J-9	11.84					L/Pon.						
2796.502	541 - 547	J-10	11.84					L/Pon.						
2817.502	547 - 554	J-11	11.56					L/Pon.						
2842.002	554 - 561	J-12	12.00					L/Pon.						

**PROYECTO
ACCESO SUR A SANTIAGO**

ESTRUCTURA TS-8 TRAMO SOTERRADO

PLANTA DETALLADA CON INFORMACION DE
CONSTRUCCION Y FISURAS