

INCIDENCIA DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN LAS ESTRUCTURAS
POSTENSADAS SOMETIDAS A FLEXION

JAIRO ANTONIO RIVERA CARVAJAL

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
ESPECIALIZACION EN ESTRUCTURAS
BUCARAMANGA
2005

INCIDENCIA DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN LAS ESTRUCTURAS
POSTENSADAS SOMETIDAS A FLEXION

JAIRO ANTONIO RIVERA CARVAJAL

TRABAJO DE MONOGRAFIA DE LA ESPECIALIZACION EN ESTRUCTURAS

RICARDO CRUZ
INGENIERO DIRECTOR DEL PROYECTO

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
ESPECIALIZACION EN ESTRUCTURAS
BUCARAMANGA
2005

A mi esposa Sara, a mi nena Stephanya, a mis Padres y Hermanos

Agradezco a Dios nuestro padre por su infinito amor, a mi familia por su apoyo y comprensión y a la Universidad Industrial de Santander por permitirme adquirir nuevos conocimientos.

CONTENIDO

	pág.
RESUMEN	
INTRODUCCIÓN	15
1. ASPECTOS TEORICO PRACTICOS DEL POSTENSADO	17
1.1 GENERALIDADES	17
1.1.1 Definición	17
1.1.2 Materiales	17
1.1.3 Sistemas de postensionamiento	18
1.1.4 Fuerza efectiva de preesfuerzo	18
1.2 PERDIDAS DE PREESFUERZO	18
1.2.1 Pérdidas inmediatas	19
1.2.1.1 Pérdida por fricción y curvatura	19
1.2.1.2 Pérdida por asentamiento de cuña	20
1.2.1.3 Pérdida por acortamiento elástico del concreto	20
1.2.2 Pérdidas de largo plazo	20
1.2.2.1 Pérdida por retracción de fraguado del concreto	20
1.2.2.2 Pérdida por flujo plástico del concreto	20
1.2.2.3 Pérdida por relajamiento del acero	21
1.3 ESFUERZOS ADMISIBLES	21
2. PLANTEAMIENTO ESPECIFICOS DEL ESTUDIO	22
2.1 ANTECEDENTES	22
2.2 METODOLOGIA	23
2.3 PROPIEDADES DE MATERIALES UTILIZADOS	24
2.4 CARGAS	31
2.5 ETAPAS DE CARGA	31
3. CALCULOS PARA MEDIR LA INCIDENCIA DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN LAS ESTRUCTURAS POSTENSADAS SOMETIDAS A FLEXION	33

	pág.
3.1 INFORMACION PLELIMINAR	33
3.1.1 Geometría de la superestructura del puente en estudio	33
3.1.2 Dimensiones de la viga y propiedades de los materiales	37
3.1.3 Evaluación propiedades geométricas de la sección	38
3.1.3.1 Geometría sección simple	38
3.1.3.2 Geometría sección compuesta	40
3.1.4 Evaluación volumen de concreto y peso de la viga	42
3.2 EVALUACION DE LOS ESFUERZOS Y ESTIMACION DEL PREESFUERZO REQUERIDO	43
3.2.1 Esfuerzos en la sección de viga simple, debido al peso propio, al peso de losa y de riostras	43
3.2.2 Primer tensionamiento requerido	44
3.2.2.1 Propiedades de la sección	45
3.2.2.2 Esfuerzos admisibles en el concreto	45
3.2.2.3 Esfuerzos debidos a las cargas propias	46
3.2.2.4 Evaluación de la fuerza de tensionamiento requerida	46
3.2.2.5 Chequeo de esfuerzos	46
3.2.3 Evaluación de esfuerzos en la sección de viga compuesta debido a las cargas muertas posteriores	47
3.2.4 Evaluación de los esfuerzos en la sección de viga compuesta debido a la carga Viva	48
3.2.5 Segundo tensionamiento requerido	49
3.2.5.1 Propiedades sección compuesta	49
3.2.5.2 Esfuerzos debidos a las cargas	49
3.2.5.3 Fuerza de tensionamiento requerida	49
3.2.5.4 Chequeos	49
3.2.6 Propiedades del acero de preesfuerzo requerido	50
3.2.7 Geometría del acero de preesfuerzo	51
3.3 DETERMINACION DE LAS PERDIDAS DE PREESFUERZO	59
3.3.1 Evaluación de las pérdidas inmediatas	59
3.3.1.1 Pérdidas por fricción, curvatura y asentamiento de cuña	59
3.3.1.2 Chequeo de esfuerzos en cables	65

	pág.
3.3.1.3 Pérdidas por acortamiento elástico	66
3.3.1.4 Fuerzas en cables después de perdidas iniciales	69
3.3.2 Evaluación de las pérdidas de largo plazo	71
3.3.2.1 Retracción de fraguado del concreto	71
3.3.2.2 Flujo plástico del concreto	71
3.3.2.3 Relajación del acero de preesfuerzo	72
3.4 ESFUERZOS Y FUERZA EFECTIVA DE PREESFUERZO	74
3.4.1 Esfuerzos debidos al primer tensionamiento	74
3.4.2 Esfuerzos debidos al segundo tensionamiento	75
3.4.3 Fuerza efectiva en cables, P_e	76
3.4.4 Pérdidas de esfuerzos a largo plazo	76
3.5 ETAPAS DE CARGA	80
3.5.1 Etapa de carga 1	80
3.5.2 Etapa de carga 2	81
3.5.3 Etapa de carga 3	82
3.5.4 Etapa de carga 4	83
3.5.5 Etapa de carga 5	84
3.5.6 Etapa 6 de carga, de servicio	85
3.6 REVISION POR CAPACIDAD A FLEXIÓN ULTIMA, ETAPA DE CARGA 7	86
3.6.1 Momentos de trabajo en el centro de luz de la sección	86
3.6.2 Momento último esperado	86
3.6.3 Materiales de diseño	86
3.6.4 Momento resistente de la sección	87
3.6.5 Acero mínimo	89
3.6.6 Verificación de la resistencia a la flexión	
4. RESULTADOS OBTENIDOS	92
4.1 RESPECTO DE LAS PERDIDAS DE PREESFUERZO	92
4.1.1 Viga de 40 metros de luz	92
4.1.2 Viga de 30 metros de luz	95
4.2 RESPECTO DE LA FUERZA EFECTIVA DE PREESFUERZO	98

	pág.
4.2.1 Viga de 40 metros de luz	98
4.2.2 Viga de 30 metros de luz	100
4.3 RESPECTO DE LA RESISTENCIA A FLEXION	102
4.3.1 Viga de 40 metros de luz	102
4.3.2 Viga de 30 metros de luz	104
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	106
BIBLIOGRAFIA	109

LISTA DE TABLAS

	pág.
Tabla 1. Datos de curvas típicas esfuerzo-deformación para el concreto	25
Tabla 2. Datos de curvas típicas esfuerzo-deformación para los aceros normales	27
Tabla 3. Datos de curvas típicas esfuerzo-deformación para los aceros de preesfuerzo	29
Tabla 4. Dimensiones longitudinales de la viga	35
Tabla 5. Dimensiones de la viga y propiedades de los materiales	37
Tabla 6. Propiedades geométricas sección de viga simple	39
Tabla 7. Ancho efectivo de la losa	40
Tabla 8. Propiedades geométricas sección compuesta	41
Tabla 9. Volumen de concreto y peso de la viga	42
Tabla 10. Evaluación cargas muertas	43
Tabla 11. Evaluación de esfuerzos en la sección de viga simple	43
Tabla 12. Esfuerzos en la sección de viga compuesta	47
Tabla 13. Esfuerzos en la sección de viga compuesta debido a la carga viva	48
Tabla 14. Datos del fabricante torones	50
Tabla 15. Fuerza y esfuerzos permitidos en los cables	50
Tabla 16. Geometría cable 1	51
Tabla 17. Geometría cable 2	52
Tabla 18. Geometría cable 3	53
Tabla 19. Geometría cable 4	54
Tabla 20. Excentricidad cable 1	55
Tabla 21. Excentricidad cable 2	56
Tabla 22. Excentricidad cable 3	57
Tabla 23. Excentricidad cable 4	58
Tabla 24. Coeficientes de desviación y curvatura	59
Tabla 25. Fuerza en cables en el centro de luz de la viga después de pérdidas por Fricción, curvatura y asentamiento de cuña	60
Tabla 26. Fuerza en cable 1, después de pérdidas por fricción, curvatura y asentamiento de cuña	61
Tabla 27. Fuerza en cable 2, después de pérdidas por fricción, curvatura y asentamiento de cuña	62
Tabla 28. Fuerza en cable 3, después de pérdidas por fricción, curvatura y asentamiento de cuña	63
Tabla 29. Fuerza en cable 4, después de pérdidas por fricción, curvatura y asentamiento de cuña	64
Tabla 30. Resumen de fuerzas en cables después de pérdidas por fricción, curvatura y asentamiento de cuña	65
Tabla 31. Pérdidas por acortamiento elástico en la sección de viga simple (etapa 1)	67
Tabla 32. Pérdidas por acortamiento elástico en la sección de viga compuesta (etapa 2)	68

	pág.
Tabla 33. Fuerza en cables 1 y 2, después de pérdidas iniciales	69
Tabla 34. Fuerza en cables 3 y 4, después de pérdidas iniciales	70
Tabla 35. Esfuerzos para el cálculo de las pérdidas por flujo plástico del concreto	71
Tabla 36. Pérdida de fuerza en cables a largo plazo	73
Tabla 37. Esfuerzos en la viga debido al primer tensionamiento, después de pérdidas iniciales	74
Tabla 38. Esfuerzos en la sección de viga compuesta, debidos al segundo tensionamiento después de pérdidas iniciales	75
Tabla 39. Fuerza efectiva total en la sección	76
Tabla 40. Fuerza efectiva en cables y cálculo de la excentricidad promedio	77
Tabla 41. Momentos debidos a las pérdidas de fuerza de cables a largo plazo	78
Tabla 42. Esfuerzos por pérdidas a largo plazo	79
Tabla 43. Estado de esfuerzos de la viga por carga muerta inicial y por primer tensionamiento	80
Tabla 44. Estado de esfuerzos de la viga por carga muerta inicial, por primer tensionamiento y por peso de losa y riostras	81
Tabla 45. Estado de esfuerzos de la viga por carga muerta inicial y por primer y segundo Tensionamiento después de pérdidas iniciales	82
Tabla 46. Estado de esfuerzos de la viga por carga muerta inicial, por primer y segundo Tensionamiento y por carga muerta posterior	83
Tabla 47. Estado de esfuerzos de la viga por cargas muertas y por los tensionamiento después de ocurridas las pérdidas de largo plazo	84
Tabla 48. Estado de esfuerzos de servicio, o de vida útil de la viga	85
Tabla 49. Equilibrio de fuerzas mediante aproximaciones sucesivas	91
Tabla 50. Magnitud de las pérdidas de preesfuerzo para el cable 1 (40m)	92
Tabla 51. Magnitud de las pérdidas de preesfuerzo para el cable 2 (40m)	92
Tabla 52. Magnitud de las pérdidas de preesfuerzo para el cable 3 (40m)	93
Tabla 53. Magnitud de las pérdidas de preesfuerzo para el cable 4 (40m)	93
Tabla 54. Porcentaje promedio de las pérdidas de preesfuerzo respecto de la fuerza de tensionamiento para la viga de 40 metros de luz	94
Tabla 55. Magnitud de las pérdidas de preesfuerzo para el cable 1 (30m)	95
Tabla 56. Magnitud de las pérdidas de preesfuerzo para el cable 2 (30m)	95
Tabla 57. Magnitud de las pérdidas de preesfuerzo para el cable 3 (30m)	96
Tabla 58. Magnitud de las pérdidas de preesfuerzo para el cable 4 (30m)	96
Tabla 59. Porcentaje promedio de las pérdidas de preesfuerzo respecto de la fuerza de tensionamiento para la viga de 30 metros de luz	97
Tabla 60. Variación de la fuerza efectiva de preesfuerzo a lo largo de la viga para diferentes tipos de resistencia a la compresión del concreto viga de 40 metros luz	98
Tabla 61. Variación de la fuerza efectiva de preesfuerzo a lo largo de la viga para diferentes tipos de resistencia a la compresión del concreto viga de 30 metros luz	100

pág.

Tabla 62. Resistencia a flexión para diferentes tipos de resistencia a la compresión del Concreto viga de 40 metros de luz	102
Tabla 63. Resistencia a flexión para diferentes tipos de resistencia a la compresión del Concreto viga de 30 metros de luz	104

LISTA DE FIGURAS

	pág.
Figura 1. Curvas típicas esfuerzo- deformación para el concreto	26
Figura 2. Curvas típicas esfuerzo-deformación para los aceros normales	28
Figura 3. Curvas típicas esfuerzo-deformación para los aceros de preesfuerzo	30
Figura 4. Sección longitudinal del puente	33
Figura 5. Sección transversal del puente	34
Figura 6. Sección longitudinal de la viga	35
Figura 7. Sección transversal de la viga	36
Figura 8. Dimensiones sección simple de la viga	38
Figura 9. Dimensiones sección compuesta	40
Figura 10. Diagrama de esfuerzos en la sección por cargas propias y por el primer tensionamiento	44
Figura 11. Esquema trazado de los cables de primer tensionamiento	45
Figura 12. Diagrama triangular de deformaciones y bloque rectangular de esfuerzos	90
Figura 13. Variación de la fuerza efectiva de preesfuerzo para diferentes resistencias del concreto de la viga de 40 metros de luz	99
Figura 14. Variación de la fuerza efectiva de preesfuerzo para diferentes resistencias del concreto de la viga de 30 metros de luz	101
Figura 15. Variación de la resistencia a flexión con respecto de la resistencia del concreto, viga de 40 metros de luz	103
Figura 15. Variación de la resistencia a flexión con respecto de la resistencia del concreto, viga de 30 metros de luz	105

RESUMEN

Mediante el análisis de una situación particular se mide la incidencia que tiene la resistencia a la compresión del concreto, f'_c , en las estructuras postensadas sometidas a flexión, específicamente en las pérdidas de preesfuerzo, en la fuerza efectiva, en la resistencia a flexión y en los esfuerzos que se generan.

INTRODUCCION

El análisis y diseño de estructuras postensadas involucra una considerable cantidad de variables y factores como son:

- características topográficas del sitio,
- hidrológicas de la región, e hidráulicas del río o quebrada si atraviesa alguna,
- implicaciones en el entorno,
- luz de diseño,
- propiedades del concreto y de los aceros a emplear,
- condiciones de curado y de humedad,
- magnitud y tiempo de aplicación del preesfuerzo y de las cargas externas,
- disponibilidad de formaletas y de equipos para su construcción, en fin todos los aspectos que puedan incidir desde y en cada una de las etapas de su proceso constructivo y de vida útil.

Las propiedades exigidas al concreto y que deberán indicarse en planos o en las especificaciones técnicas del proyecto son las referentes a su resistencia a compresión, su consistencia, tamaño máximo del triturado, tipo de ambiente al que va a estar expuesto, aditivos si los hay, resistencia a tracción, absorción, peso específico, compactibilidad, desgaste, permeabilidad, aspecto externo, etc. Por lo que la composición elegida para la preparación de las mezclas de concreto destinadas a la construcción de este tipo de estructuras, deberá estudiarse previamente, para garantizar concretos de características mecánicas, de fluidez, y de durabilidad que satisfagan las exigencias del proyecto.

La resistencia a compresión, es la característica mecánica del concreto más empleada para medir la estructura, es la base para establecer los esfuerzos admisibles recomendados por las normas ó códigos, y poder así verificar si los esfuerzos de las acciones ó cargas a los que puede estar solicitada en sus diferentes etapas: de construcción, de servicio y de resistencia última, son menores ó no; puede decirse que prácticamente en ella se fundamenta el diseño, por lo que resulta muy importante asegurar su obtención en obra.

Se considera entonces el valor de la resistencia a la compresión del concreto, $f'c$, empleada en el diseño, como el límite inferior de especificación, que establece la condición de que cada mezcla de concreto colocada en obra deberá ser igual ó superior a ella. Por lo tanto aunque el ideal es que todas las mezclas que se coloquen en obra tengan una resistencia igual ó superior a la del diseño, en cuyo caso el conjunto de ellas tendría un número nulo de mezclas defectuosas y por lo tanto, sería de la máxima calidad, lamentablemente en la práctica no es posible garantizar que ello ocurra.

Lo anterior ha motivado el desarrollo del presente estudio, el cual pretende conocer la incidencia que tiene la resistencia a la compresión del concreto sobre las estructuras postensadas sometidas a flexión, específicamente sobre las pérdidas de preesfuerzo, en la fuerza efectiva, en la resistencia a flexión y en los esfuerzos generados al elemento; si bien

es cierto que por lo general en nuestro medio para la construcción de este tipo de estructuras se utilizan concretos de alta resistencia, no menores de 350Kg/cm², igualmente es interesante medir los beneficios ó perjuicios de emplear concretos de mayores ó menores resistencias respectivamente.

Para conseguir el objetivo propuesto, y teniendo en cuenta los múltiples factores que intervienen, se realiza el análisis de una situación muy específica, empleando diferentes clases de resistencias para el concreto.

1. ASPECTOS TEORICO PRACTICOS DEL POSTENSADO

1.1. GENERALIDADES

1.1.1 Definición

Estructura o elemento de concreto postensado, es aquella que se somete durante su construcción y antes de su puesta en servicio a acciones creadas artificialmente originando estados de tensión y de deformación compatibles con los estados límites establecidos.

Para ello, antes de su fundida, se disponen conductos con un trazo definido, para alojar el refuerzo de preesfuerzo, el que se tensiona y ancla cuando el concreto ha adquirido la suficiente resistencia.

En el presente capítulo tan solo se definen y se realizan algunas aclaraciones teórico prácticas de las variables a tener en cuenta para el análisis y diseño de estructuras postensadas, las fórmulas para cuantificarlas y su descripción respectiva se detallan en el capítulo 3, en el desarrollo mismo del análisis.

1.1.2 Materiales

Los materiales que la componen, deben ser de características especiales, en particular el concreto debe alcanzar una resistencia mecánica mayor que para elementos reforzados, su homogeneidad y fluidez, así como los recubrimientos y protección previstos para los refuerzos, serán los necesarios, teniendo especial cuidado en obras expuestas a ambientes muy agresivos.

El refuerzo de preesfuerzo o armadura activa, consiste en aceros de alta resistencia mediante los cuales se introduce la fuerza de tensión en el concreto, comercialmente viene en cuatro presentaciones; alambres, varillas, torones y cables. En el postensado se usan ampliamente los torones y cables. El torón es un conjunto de alambres de igual diámetro nominal d , arrollados helicoidalmente, con igual paso y con el mismo sentido de torsión, alrededor de un alambre central recto cuyo diámetro está comprendido entre $1,02d$ y $1,05d$. El cable es el conjunto formado por torones arrollados helicoidalmente alrededor de un núcleo central o alma que actúa como soporte, el núcleo a su vez puede estar constituido por un muelle helicoidal, un alambre, un torón u otro cable. Tendón es el conjunto de armaduras de preesforzado que, alojadas dentro de un mismo conducto, se consideran en los cálculos como una sola armadura.

“Debe suministrarse al menos una cuantía mínima de acero normal no preesforzado o armadura pasiva, y la misma según el Artículo A.8.4.2.2 CCP-95 debe cumplir con los requisitos del título B”¹.

¹ MINISTERIO DE TRANSPORTE, Instituto Nacional de Vías y Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes. 1995.

1.1.3 Sistemas de postensionamiento

Existe gran cantidad de sistemas para postensar y cada día se refinan y optimizan los ya existentes para adecuarlos a las necesidades propias de cada estructura, pero normalmente en todos ellos el tensionamiento del acero contra el concreto se realiza mediante el empleo de gatos hidráulicos, ya que son equipos muy prácticos de fácil operación y de alta eficiencia.

Es recomendable que el proveedor del sistema de postensado facilite un informe técnico en el que se hagan constar todos los datos que, en relación con su sistema, sea preciso conocer para poder llevar a cabo correctamente el diseño y la ejecución misma de la obra. Tales como: descripción y características del sistema (anclajes, empalmes, conductos, etc.) así como de los equipos de tensionamiento y de inyección, tipo y características de las refuerzo de preesfuerzo, datos sobre la colocación de los tendones y anclajes, coeficientes de rozamiento y valor de penetración de cuñas.

Igualmente es importante que sus aparatos de medida sean los adecuados para medir las presiones de trabajo, en el caso de emplearse manómetros, resultan especialmente recomendables los de precisión, con dispositivos de seguridad contra el golpe de ariete. La máxima garantía en la medición del esfuerzo de preesfuerzo se obtiene con el empleo de dinamómetros intercalados detrás del gato y la armadura que se tensiona.

Todos los aparatos utilizados en las operaciones de tensionamiento deberán encontrarse en buen estado con objeto de que su funcionamiento no ofrezca peligro alguno. Los aparatos de medida incorporados deben permitir efectuar las correspondientes lecturas con una precisión del 2%, contrastando y verificando con los estipulados en el diseño.

1.1.4 Fuerza efectiva de preesfuerzo.

El preesfuerzo inicial en el acero menos las pérdidas se conoce como el preesfuerzo efectivo o fuerza efectiva de diseño. Es difícil generalizar la magnitud de las pérdidas de preesfuerzo, porque depende de muchos factores: las propiedades del concreto y del acero, las condiciones de curado y de humedad, magnitud y tiempo de aplicación del preesfuerzo y de las cargas externas, y del proceso mismo de preesfuerzo, entre otros; por lo que el trabajo de evaluación de las mismas es un poco dispendioso.

1.2 PERDIDAS DE PREESFUERZO

La correcta estimación de las pérdidas de preesfuerzo es fundamental para el cálculo de la fuerza efectiva de preesfuerzo y de los esfuerzos y deformaciones que ella ocasiona al elemento estructural, resulta tan perjudicial una sobreestimación como una subestimación

de la misma, por lo que el Ingeniero Consultor debe evaluarlas objetivamente muy acorde al proceso constructivo que puede darse y a los materiales que se emplearán, y una vez su construcción inicie, verificar sus cálculos con las mediciones en campo, y realizar los ajustes necesarios.

Dependiendo del tiempo en el que se presentan, se clasifican en dos tipos: las pérdidas inmediatas y las de largo plazo.

Para obras de gran magnitud, se hace claridad que en lo posible estas pérdidas deben determinarse experimentalmente.

1.2.1 Pérdidas inmediatas.

Las pérdidas inmediatas ó instantáneas de preesfuerzo, son aquellas que pueden producirse durante la operación de tensionamiento y en el momento del anclaje del refuerzo de preesfuerzo, dependen de las características del elemento estructural. Su valor en cada sección es:

$$\Delta P_i = \Delta P_x + \Delta P_c + ES.$$

En donde:

ΔP_x , pérdida de preesfuerzo por fricción y curvatura a lo largo del conducto, hasta la sección en estudio.

ΔP_c , pérdida de preesfuerzo por asentamiento ó penetración de cuñas, en la sección en estudio.

ES, pérdida debida al acortamiento elástico del concreto.

En casos especiales pueden presentarse otras pérdidas inmediatas tales como:

- Deformaciones de los moldes, en el caso de piezas prefabricadas,
- Diferencia de temperatura entre el refuerzo activo y la estructura preesforzada, como consecuencia del tratamiento del concreto.
- Deformaciones locales ó instantáneas del concreto bajo la acción de los cercos helicoidales utilizados en los tubos de concreto preesforzado.
- Deformaciones instantáneas en las juntas de las estructuras prefabricadas construidas por dovelas.

1.2.1.1 Pérdida por fricción y curvatura. Las pérdidas teóricas por rozamiento entre el refuerzo activo y las vainas ó conductos de preesforzado, dependen de la variación angular total α , del trazo del cable entre la sección considerada y el anclaje activo que condiciona la tensión en tal sección, de la distancia x entre estas dos secciones, del coeficiente μ de rozamiento en curva y del coeficiente k de rozamiento en recta, o rozamiento parásito. Esta pérdida se valora a partir de la fuerza de tensionamiento del gato P_j .

1.2.1.2 Pérdida por asentamiento de cuña. En el caso de cables rectos de gran longitud, y en todos los casos de trazados curvos, la valoración de la pérdida de preesfuerzo por penetración de cuñas se hará teniendo en cuenta los rozamientos en los conductos. Para ello podrán considerarse las posibles variaciones de μ y de k al destensionar el refuerzo, respecto a los valores que aparecen al tensionar.

Para el caso de armaduras postensadas, puede obtenerse a partir del diagrama de fuerzas de preesforzado a lo largo del cable, reduciendo la fuerza en el extremo correspondiente al anclaje vivo cuya penetración se estudia, hasta un valor tal que el acortamiento del cable, teniendo en cuenta los rozamientos, sea igual a la penetración de la cuña (Método gráfico). Ver los cálculos respectivos.

1.2.1.3 Pérdida por acortamiento elástico del concreto. En el caso de estructuras postensadas constituidas por varios cables que se van tensionando sucesivamente, al tensionar cada cable se produce un nuevo acortamiento elástico del concreto que descarga, en la parte proporcional correspondiente a este acortamiento, a los anteriormente anclados.

También es usual calcular esta pérdida tal y como lo plantea el Artículo A.8..8.2.1.2 CCP-95, suponiendo que todos los cables experimentan un acortamiento uniforme.

1.2.2 Pérdidas de largo plazo.

Son las que se producen a lo largo del tiempo, después de anclados los cables. Estas pérdidas se deben esencialmente, al acortamiento del concreto por retracción y fluencia, y a la relajación del acero de preesforzado.

$$\Delta P_{lp} = SH + CR_c + CR_s.$$

SH, pérdidas debidas a la retracción de fraguado del concreto.

CR_c, pérdidas debidas al flujo plástico del concreto.

CR_s, pérdidas debidas a la relajación del acero de preesforzado.

1.2.2.1 Pérdida por retracción de fraguado del concreto (Shrinkage). Se debe a la evaporación del agua existente en los poros de la pasta de cemento, sobre ella tienen incidencia los efectos ambientales, tales como la temperatura, y la humedad relativa, y los geométricos de la sección de concreto, como el perímetro expuesto al medio ambiente. La retracción de fraguado es un efecto independiente de las cargas.

1.2.2.2 Pérdida por flujo plástico del concreto (Creep). Es una deformación producida por la aplicación sostenida de un esfuerzo sobre el concreto, al igual que la retracción de fraguado, es una deformación diferida del concreto y por lo tanto dependiente del tiempo, la

sección del elemento, las condiciones ambientales y las propiedades de la mezcla inciden en el flujo plástico.

1.2.2.3 Pérdida por relajamiento del acero. Es la pérdida de sus esfuerzos cuando es preesforzado y mantenido en una deformación constante por un periodo de tiempo. Varía con el acero de diferentes composiciones y tratamientos.

Las características aproximadas de los esfuerzos – relajamiento, sin embargo, se conocen para la mayoría de los aceros de preesforzado del mercado.

Su porcentaje se aumenta con el incremento del esfuerzo y con la rapidez que se haga (carga rápida – carga lenta).

1.3 ESFUERZOS ADMISIBLES

Estado límite, se define como la situación que, al ser alcanzada por una estructura o parte de ella, la pone fuera de servicio, es decir, en condiciones tales que deja de cumplir algunas de las funciones para las que fue proyectada.

Los estados límites se clasifican en dos categorías:

- Estados límites últimos, que corresponden al colapso total o parcial de la estructura y en general son los mismos para todos los tipos de estructuras y materiales. Por ejemplo pérdida de equilibrio, rotura de secciones, pandeo, etc.
- Estados límites de servicio, que vienen definidos por los requisitos funcionales y de durabilidad que deba cumplir la obra, difieren según el tipo de estructura y material, siendo específicos del concreto los que se relacionan con el fenómeno de figuración. Por ejemplo deformaciones, vibraciones, figuración excesiva.

Es de resaltar lo expuesto por el numeral A.8.7.1.1.2 CCP-95, “ El diseño de elementos preesforzados debe basarse en la resistencia y el comportamiento bajo condiciones de servicio en todas las etapas de carga que puedan ser críticas durante la vida de la estructura, desde el momento en que se aplique por primera vez el preesfuerzo”².

² MINISTERIO DE TRANSPORTE, Instituto Nacional de Vías y Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes. 1995.

2. PLANTEAMIENTOS ESPECIFICOS DEL ESTUDIO

2.1. ANTECEDENTES

Los siguientes Artículos han servido de base y de justificación para la realización del presente estudio.

Nuestro Código en su numeral A.8.7.2.1 sugiere: Esfuerzos admisibles. En general el diseño de elementos preesforzados prefabricados se basa en una resistencia $f'c = 350$ Kg/cm². Puede permitirse un incremento hasta 420 Kg/cm², si a juicio del Ingeniero, es razonable esperar que esta resistencia se obtenga consistentemente. Concretos de resistencias mayores se pueden considerar como base para áreas individuales. En tales casos, el Ingeniero debe asegurarse de que el control sobre los materiales y procedimientos de fabricación provean la resistencia requerida. Los requisitos de esta sección son igualmente aplicables a estructuras de concreto preesforzado y componentes diseñados con concreto de menor resistencia ³.

³ MINISTERIO DE TRANSPORTE, Instituto Nacional de Vías y Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes. 1995.

El Real Decreto Español No 2661 del 11 de diciembre de 1998, en concordancia con las tendencias que, tanto a nivel internacional como en el ámbito Europeo se han venido manifestando, y con el Real Decreto No 805 del 28 de mayo de 1993 referido al hormigón pretensado (preesforzado) EP-93, sugiere:

En su Artículo 39.1, resistencia característica ó de proyecto, f_{ck} es el valor que se adopta en el proyecto para la resistencia a compresión, como base de los cálculos. Se denomina también resistencia característica especificada ó resistencia de proyecto.

Resistencia característica real, f_{creal} de obra es el valor que corresponde al cuantíl del 5 por 100 en la distribución de resistencia a compresión del hormigón colocado en obra.

Artículo 30.5, la resistencia de proyecto f_{ck} , no será inferior a 20 N/mm² en hormigones en masa ni a 25 N/mm² (255Kg/cm²) en hormigones armados o pretensados.

Artículo 39.4, se considera como resistencia de cálculo del hormigón (en compresión f_{cd}) el valor de la resistencia de proyecto correspondiente, dividido por un coeficiente parcial de seguridad γ_c , que adopta los valores indicados en el Artículo 15.

Comentario: Cuando se trate de soportes ó elementos análogos hormigonados (fundidos) verticalmente, la resistencia de cálculo deberá reducirse en un 10%, para tener en cuenta la disminución de resistencia que el hormigón de estas piezas experimenta por el efecto de su forma de puesta en obra y compactación.

Los valores de cálculo establecidos suponen que la carga total no actúa antes de los 28 días. En caso contrario, esa circunstancia deberá tenerse en cuenta de un modo estimativo.

La reducción del 10% ha sido comprobada experimentalmente y se debe a la desigual compactación de la masa a todo lo alto del elemento.

Artículo 15.3, para estados límites últimos: situación del proyecto persistente (de uso normal de la estructura) ó transitoria (proceso constructivo) $\gamma_c = 1,5$, situación de proyecto accidental (condiciones excepcionales) $\gamma_c = 1,3$. Para estados límites de servicio $\gamma_c = 1$ ⁴.

⁴ MINISTERIO DE FOMENTO DE ESPAÑA, y Comisión Permanente del Hormigón. Real Decreto Español No 2661 del 11 de diciembre de 1998. 262p.

Por su parte el American Concrete Institute ACI 318 de 2002, permite fisuración a nivel de cargas de servicio en los elementos solicitados a flexión de la nueva clase C, para los cuales se aplican requisitos de comportamiento en servicios adicionales. Este nuevo requisito permite diseñar utilizando cualquier combinación de acero de pretensado y armadura no pretensada. Presenta un nuevo Artículo 18.3.3 donde se definen tres clases de elementos pretensados solicitados a flexión:

No fisurado, clase U: Tensión de trabajo bajo cargas de servicio, $f_t \leq 2\sqrt{f'_c}$.

Transición, clase T: $2\sqrt{f'_c} < f_t \leq 3.2\sqrt{f'_c}$.

Fisurado, clase C: $f_t > 3.2\sqrt{f'_c}$.

Para las condiciones inmediatamente después de la transferencia del pretensado, el Código permite: tensión en la fibra comprimida extrema de $0.6 f'_c$; tensión en la fibra traccionada extrema de $0.8\sqrt{f'_c}$, excepto que en los extremos de los elementos simplemente apoyados se permite $1.6\sqrt{f'_c}$. Si la tensión de tracción supera los valores admisibles se deberá proveer armadura adherente no pretensada para resistir la totalidad del esfuerzo de tracción calculado suponiendo una sección no fisurada.

La tensión de compresión admisible debida al pretensado más las cargas totales de servicio está limitada a $0.6f'_c$. Se ha agregado una tensión admisible igual a $0.45f'_c$ para la condición correspondiente al pretensado más las cargas sostenidas de larga duración (cargas sostenidas, incluyen cualquier parte de la sobrecarga que se mantendrá durante un periodo de tiempo suficiente como para provocar deformaciones dependientes del tiempo significativas) ⁵.

⁵ INSTITUTO AMERICANO DEL CONCRETO, ACI-318-02. Hormigón pretensado flexión. 2002. 40p.

2.2 METODOLOGIA

Se analiza la superestructura de un puente vehicular, consistente en vigas postensadas de sección en I, de luz simple de 30 y 40 metros respectivamente, tablero en concreto reforzado, de materiales y mecanismos de preesforzado disponibles en nuestro país, en condiciones normales del proceso constructivo y de vida útil, empleando diferentes resistencias a la compresión del concreto para las vigas, de 210, 280, 350, 420, y 490 Kg/cm.

Las cargas de diseño, las pérdidas de preesfuerzo, los esfuerzos admisibles en el concreto y en el acero, así como la resistencia a la flexión, se evalúan conforme a lo establecido por el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes, CCP-95, el cual recopila lo planteado por la AASHTO, The American Association of State Highway and Transportation Officials, en lo referente a las pérdidas, y lo enunciado por el ACI, American Concrete Institute, respecto a los esfuerzos permisibles y a la resistencia a la flexión del elemento estructural.

El análisis efectuado es de tipo estático lineal, con discretización de la superestructura en barras, satisfaciendo las condiciones de equilibrio y de compatibilidad, teniendo en cuenta el comportamiento esfuerzo–deformación de sus materiales, sistematizado en hoja de Microsoft Excel para agilizar y facilitar el trabajo, tratando en lo posible para $f'c=350\text{Kg/cm}^2$, generar esfuerzos en la sección del elemento muy próximos a los topes recomendados, esto se ha conseguido mediante el método de aproximaciones sucesivas, variando convenientemente la cuantía y la tensión del acero de preesfuerzo. Se definen las distintas variables que intervienen, se citan las normas empleadas, se justifican las decisiones tomadas y se condensan sus resultados, para las demás resistencias tan solo se muestran los resultados obtenidos.

Aunque existe la tendencia hacia la adopción del Sistema Internacional (SI) de unidades métricas, las unidades de medida empleadas en el presente estudio son las de uso común en nuestro medio, ello obedece principalmente a que se tiene una mejor idea de la magnitud de estas. Por ejemplo: la longitud se expresa en metros (m), las dimensiones pequeñas en centímetros (cms), las fuerzas en kilogramos (Kg) ó en toneladas (Ton) según su magnitud, los momentos Kg-m o en Ton-m, y los esfuerzos en Kg/cm².

2.3 PROPIEDADES DE MATERIALES UTILIZADOS

En cada una de las etapas del proceso constructivo, en la vida de servicio, y ante cargas que puedan ocasionar el colapso de la estructura, el diseñador, debe verificar constantemente que tanto los esfuerzos como las deformaciones unitarias de los materiales, y del elemento como tal, no excedan los topes recomendados, por lo que deben tenerse a mano, las curvas esfuerzo – deformación y las propiedades de los materiales empleados.

Se adjuntan las curvas típicas esfuerzo – deformación unitaria para los diferentes concretos, para los aceros normales grados: 2812 Kg/cm² (40 ksi) y 4218 Kg/cm² (60 ksi), y para los aceros de preesfuerzo grados: 17577 Kg/cm² (250 ksi) y 18983 Kg/cm² (270 ksi) ⁶.

⁶ NILSON, H Arthur. Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado. Nueva York. 605p.

Tabla 1, Datos de curvas típicas esfuerzo - deformación para el concreto*

Deformación unitaria, ϵ_c cm/cm	Esfuerzo de compresión, f'_c (Kg/cm ²).				
	$f'_c=210\text{Kg/cm}^2$	$f'_c=280\text{Kg/cm}^2$	$f'_c=350\text{Kg/cm}^2$	$f'_c=420\text{Kg/cm}^2$	$f'_c=490\text{Kg/cm}^2$
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,0005	127,27	140,00	155,90	165,45	154,68
0,001	187,72	225,90	260,90	280,00	330,44
0,0015	203,64	270,45	318,18	362,72	478,09
0,002	210,00	267,27	334,09	391,36	471,06
0,0025	197,27	251,36	315,00	356,36	365,59
0,003	181,36	219,54	254,54	257,72	
0,0035	159,09	171,82	171,82	140,00	
0,004	117,72	120,91			
0,0017					485,11
0,00365			140,00		

Valores tomados de la figura 2.6 Curvas de esfuerzo deformación típicas para concreto sujeto a compresión uniaxial. Nilson H Arthur. Diseño de estructuras de concreto preesforzado. Editorial Limusa, p. 65.

Figura 1, Curvas típicas esfuerzo-deformación para el concreto.

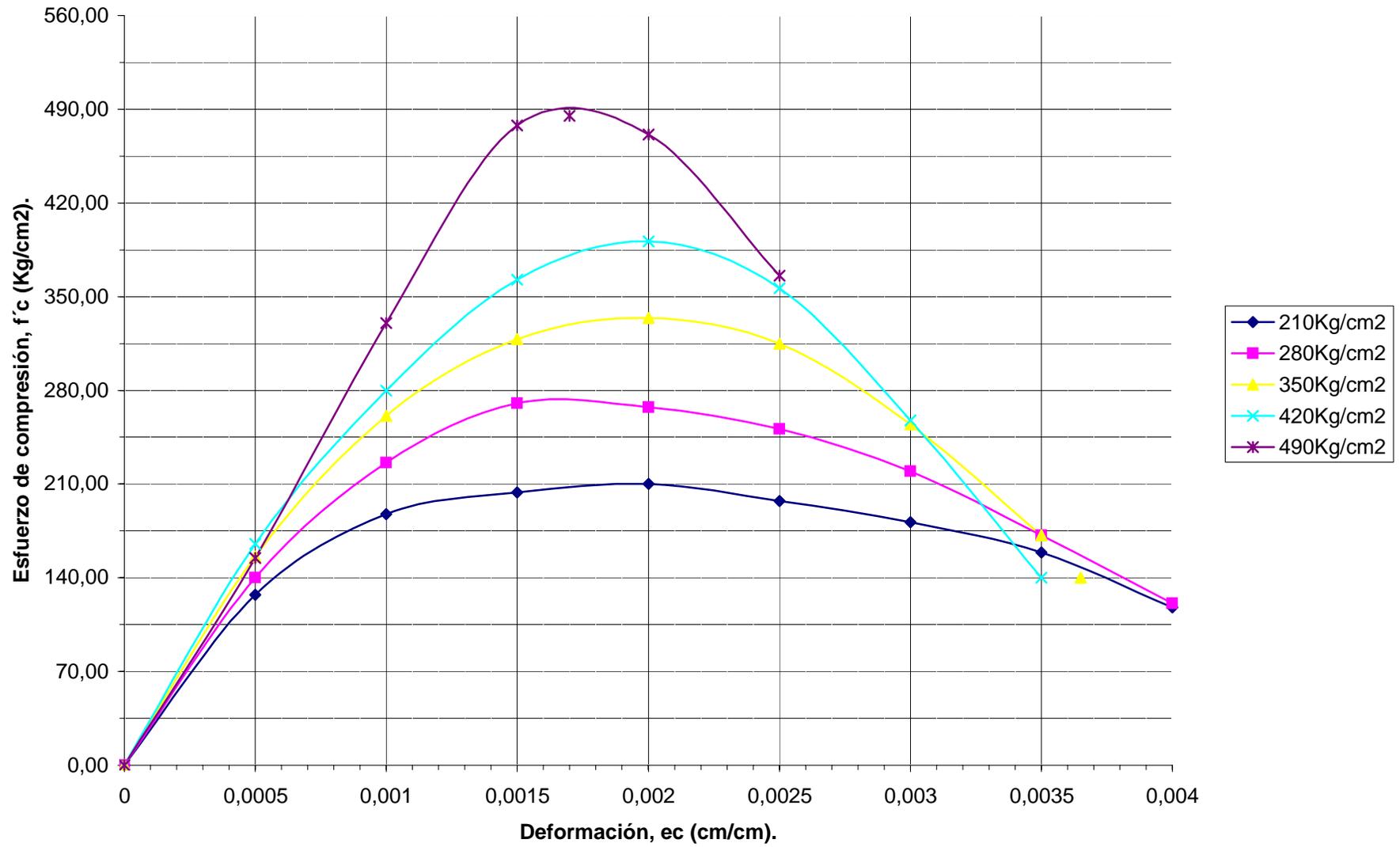


Tabla 2, Datos de curvas típicas esfuerzo - deformación para los aceros normales*

Deformación unitaria, ϵ_c cm/cm	Esfuerzos aceros normales, f_s (Kg/cm ²).	
	acero de resistencia a la fluencia $f_y = 40$ ksi. 2812 Kg/cm ²	acero de resistencia a la fluencia $f_y = 60$ ksi. 4218 Kg/cm ²
0	2812,28	4218,42
0,0075	2812,28	4218,42
0,02	2812,28	4921,49
0,04	3280,52	5682,91
0,06	3807,83	6116,7
0,08	4276,77	6303,72
0,1	4628,31	6245,37
0,12	4833,60	5940,94
0,13	4886,33	5659,71
0,14	4909,54	
0,16	4745,72	
0,18	4394,18	
0,2	3925,24	

Valores tomados de la figura 2.3 Curvas de esfuerzo deformación típicas para varillas de refuerzo corrientes. Nilson H Arthur. Diseño de estructuras de concreto preesforzado. Editorial Limusa, p. 60.

Figura 2, Curvas típicas esfuerzo-deformación aceros normales.

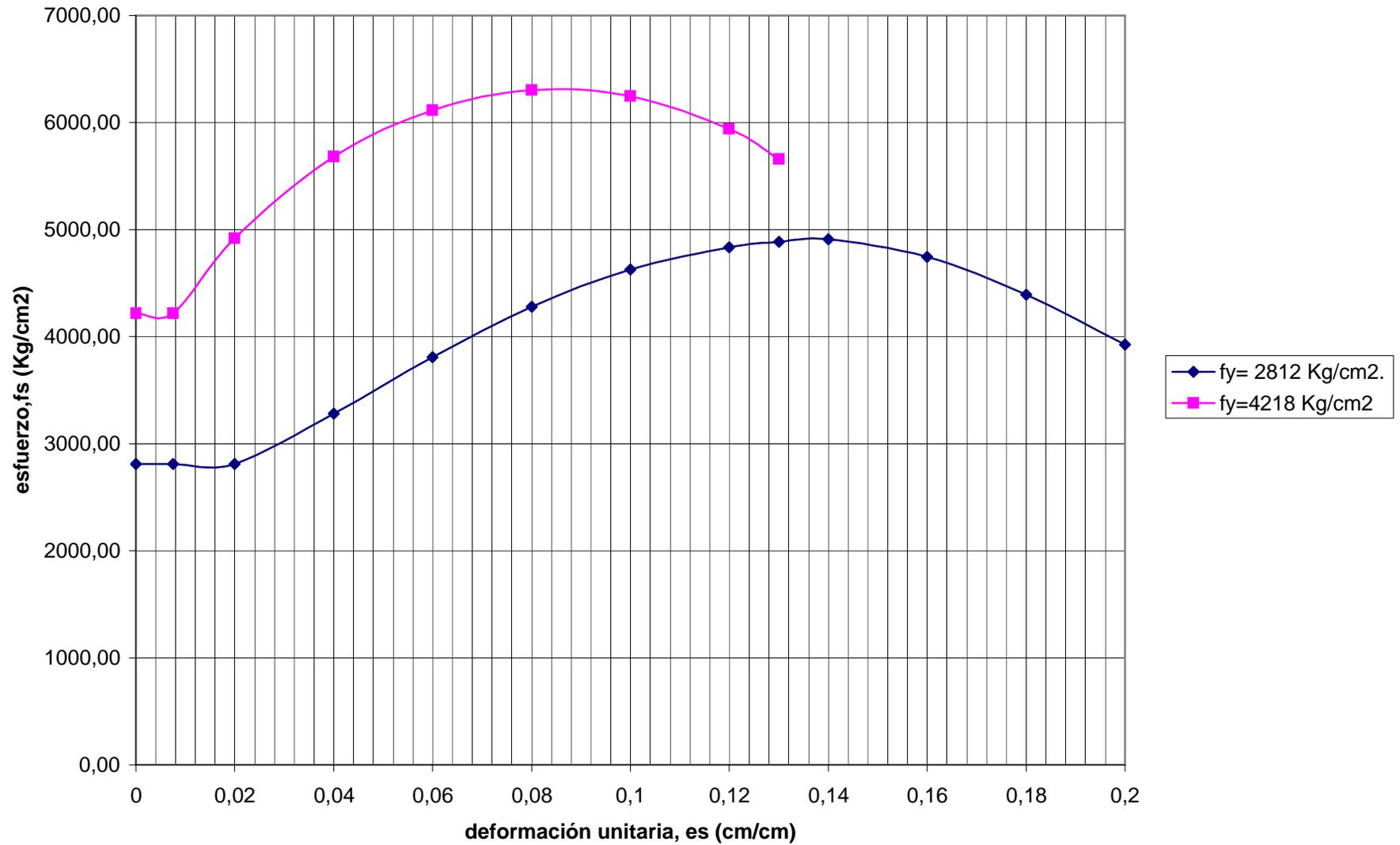


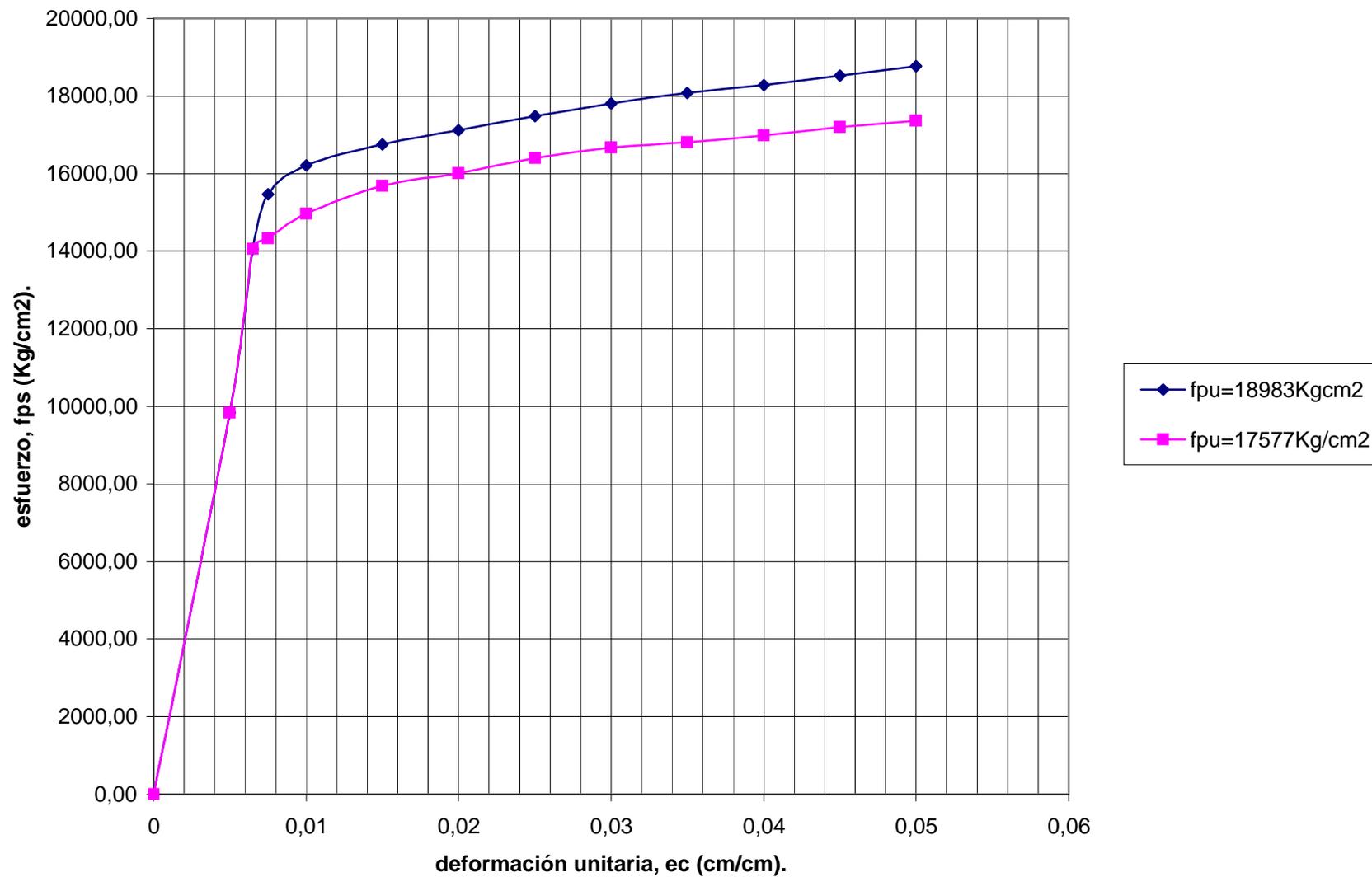
Tabla 3, Datos de curvas típicas esfuerzo - deformación para los aceros de preesfuerzo*

Deformación unitaria, ϵ_c cm/cm	Esfuerzos aceros de preesfuerzo, fps (Kg/cm ²).	
	toron de esfuerzo a la rotura fpu = 270 ksi. 18983 Kg/cm ² de baja relajación.	toron de esfuerzo a la rotura fpu = 250 ksi. 17577 Kg/cm ²
0	0,00	0
0,005	9842,97	9842,97
0,0065	14061,39	14061,39
0,0075	15467,53	14328,56
0,01	16217,00	14971,87
0,015	16752,74	15681,97
0,02	17114,82	16003,27
0,025	17489,56	16404,72
0,03	17810,86	16672,59
0,035	18078,73	16803,36
0,04	18279,81	16980,54
0,045	18520,96	17194,97
0,05	18762,11	17355,98

Valores tomados de la figura 2.4 Curvas de esfuerzo deformación típicas para aceros de preesfuerzo. Nilson H Arthur. Diseño de estructuras de concreto preesforzado. Editorial Limusa, p. 61.

Y de la figura 26.6 Relación Esfuerzo (ksi) - Deformación para torón de 270 k de baja relajación. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. Diseño de Estructuras de Concreto conforme al reglamento ACI 318 - 89. Primera edición 1995, p 26-27.

Figura 3, Curvas típicas esfuerzo-deformación aceros de preesfuerzo.



En síntesis, todo lo anterior condiciona al Ingeniero Consultor, a conocer en detalle el proceso constructivo y de vida útil, la historia de la estructura postensada que diseña y las propiedades de los elementos que la componen.

2.4 CARGAS

Se evalúa tan solo una viga, la de mayores solicitaciones, la distribución de las cargas de servicio se realiza por aferencia. Se supone simetría longitudinal en el centro de luz de la viga, esto es, la mitad izquierda es similar a la mitad derecha.

Baranda acorde a lo planteado en la figura A.11.4B CCP-95, baranda para tráfico.

Carga muerta, según lo establecido A.3.3 CCP-95.

Carga viva, lo planteado en A.3.4 CCP-95. Las cargas deben colocarse en un carril de diseño d 3,65m, espaciada a través de toda la calzada, la cual se mide entre bordillos.

A.3.4.2.3.2 CCP-95, los puentes ubicados en las nuevas carreteras que se construyan con recursos del Instituto Nacional de Vías deben diseñarse para la carga C-40-95.

2.5 ETAPAS DE CARGA

Para el caso planteado, acorde a su proceso constructivo, se han definido las siguientes etapas de carga:

Etapas 1, peso propio de viga + primer tensionamiento

Etapas 2, etapa 1 + peso de losa + peso de riostras

Etapas 3, etapa 2 + segundo tensionamiento (si lo hay)

Etapas 4, etapa 3 + carga muertas posteriores

Etapas 5, etapa 4 + pérdidas a largo plazo

Etapas 6, etapa 5 + carga viva

Etapas 7, estado de resistencia última.

Etapas 1, Una vez la viga ha alcanzado el 80% de su resistencia de diseño, se tensionan los cables de primer tensionamiento, los cuales buscan contrarrestar los esfuerzos debidos al peso propio de viga, al peso de losa y al peso de las riostras. Pero tan solo actúan los esfuerzos causados por el peso propio de la viga y por el tensado (después de descontadas las pérdidas iniciales de preesfuerzo). Como aún no se han fundido la losa y las riostras, la viga se considera de sección simple.

Etapas 2, Se funden la losa y las riostras, generando nuevas solicitaciones al elemento, los esfuerzos actuantes son los debidos al peso propio de la viga, al primer tensionamiento y al peso de losa y de riostras. La losa en estado fresco, no ha adquirido rigidez, por lo el elemento es de sección simple.

Etapa 3, Se efectúa un segundo tensionamiento para contrarrestar los esfuerzos por las cargas muertas posteriores (barandas, andenes, pavimentos) y por la carga viva que se espera actúe sobre el elemento. Es la etapa más crítica en la que se acumulan los esfuerzos de la etapa 2 y los debidos al segundo tensionamiento (también después de descontadas sus pérdidas iniciales de preesfuerzo). La losa aporta rigidez e interactúa con la viga para soportar las cargas, se considera como una sección compuesta (viga y losa), en esta etapa como en las siguientes deben evaluarse los esfuerzos en las fibras extrema inferior y superiores de la viga y de la losa.

Etapa 4, Se funden las barandas, los andenes y el pavimento, adicionando los esfuerzos que causan a los obtenidos en la etapa 3.

Etapa 5, Evaluados los esfuerzos por pérdidas de preesfuerzo a largo plazo, estos se descuentan a los estimados en la etapa 4.

Etapa 6, ó de servicio, se da en funcionamiento la estructura, a los esfuerzos de la etapa 5 se le adicionan los provocados por cargas vivas. Empleando las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y las de compatibilidad de deformaciones se han calculado las deformaciones unitarias del elemento y de sus materiales.

Etapa 7, ó de resistencia última, la estructura debe estar en capacidad de resistir a flexión la mayor exigencia que se espera pueda presentarse, obtenida mediante las combinaciones de carga del numeral A.3.12 CCP-95. Esta verificación se realiza únicamente en la sección de mayor momento, que por lo general corresponde al centro de luz del elemento. Con el objeto de comparar los resultados de las ecuaciones del CCP -95, se han evaluado los esfuerzos, y las deformaciones unitarias tanto del elemento como de sus materiales, mediante las ecuaciones de equilibrio de fuerzas, de compatibilidad y triangulación de deformaciones.

3. CALCULOS PARA MEDIR LA INCIDENCIA DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN LAS ESTRUCTURAS POSTENSADAS SOMETIDAS A FLEXION.

3.1 INFORMACION PRELIMINAR

3.1.1 Geometría de la superestructura del puente en estudio

Figura 4. Sección longitudinal del puente

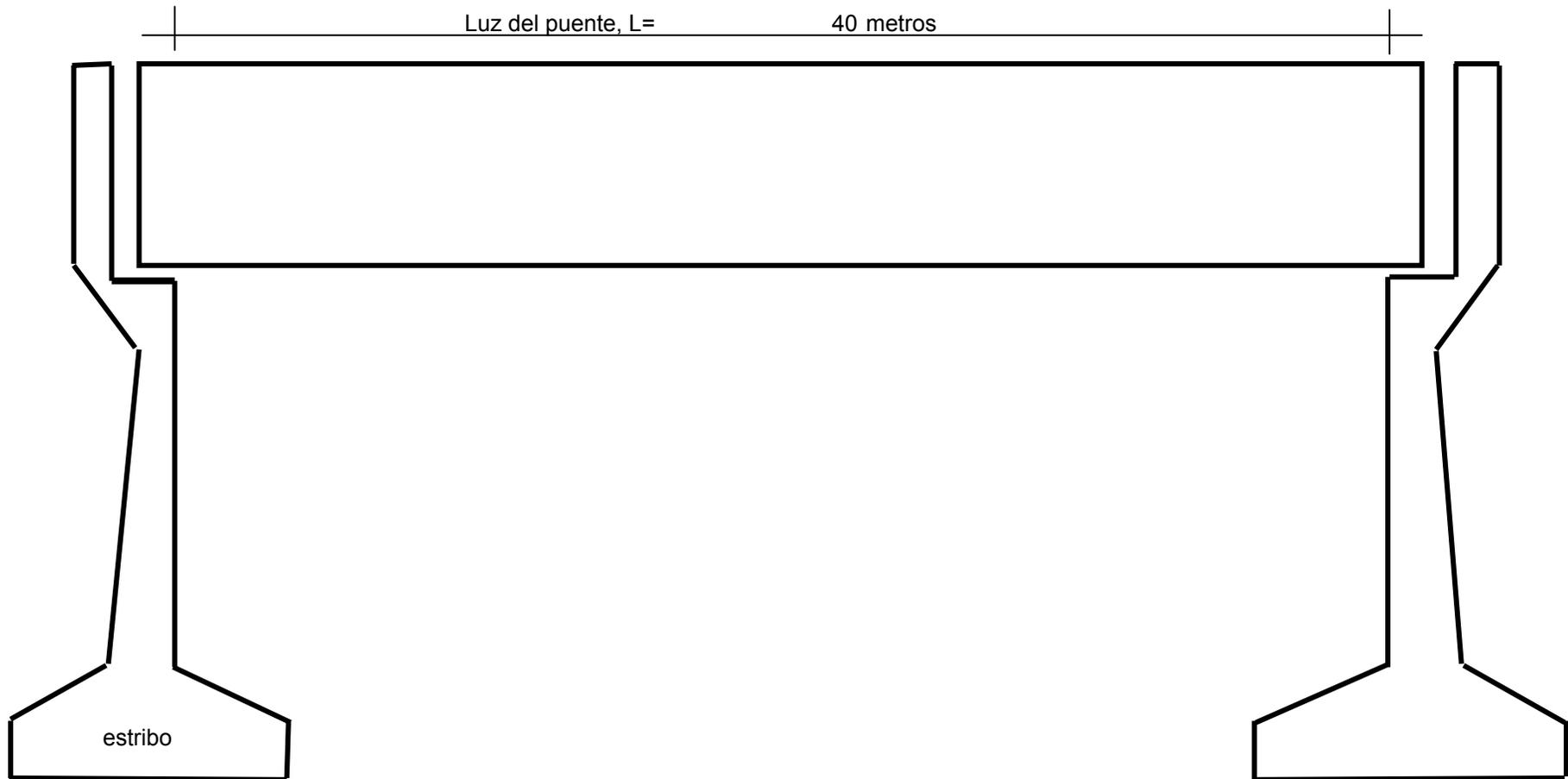
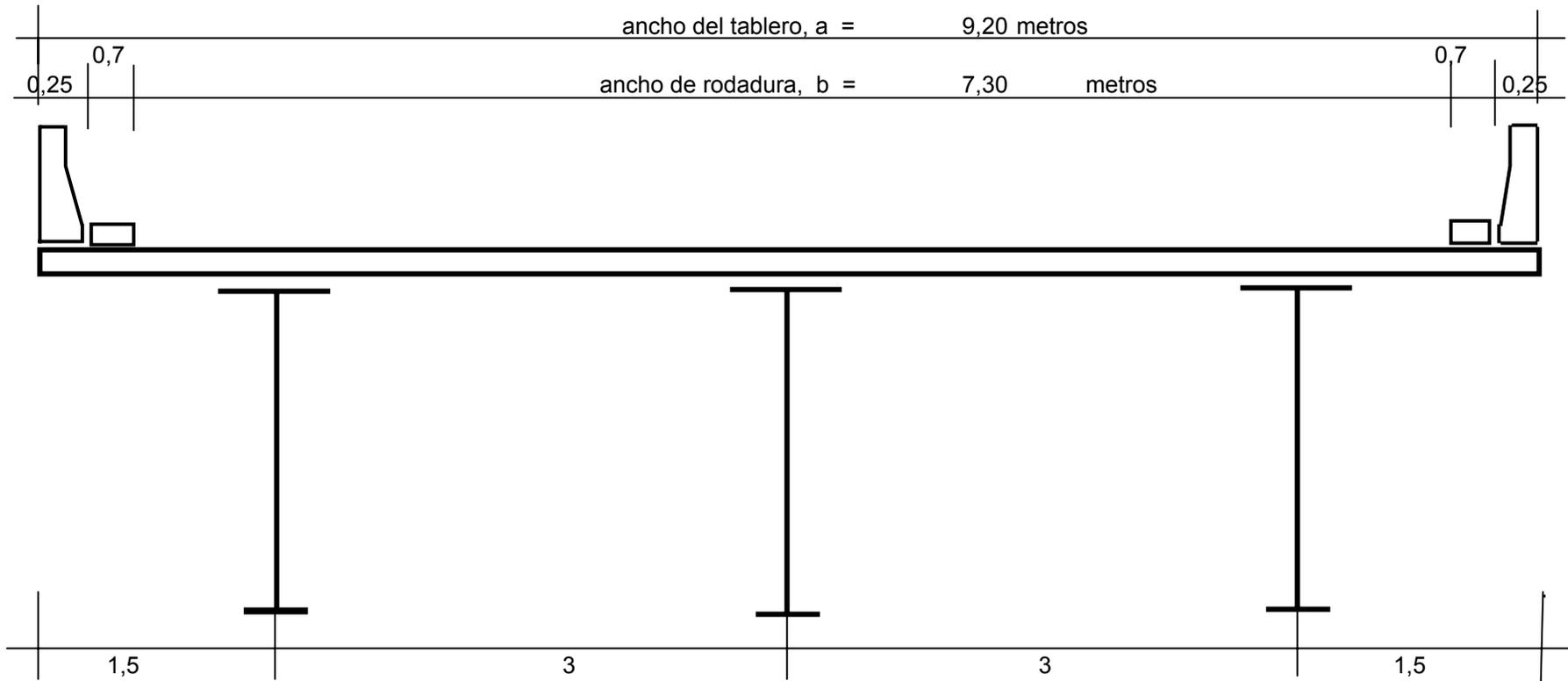


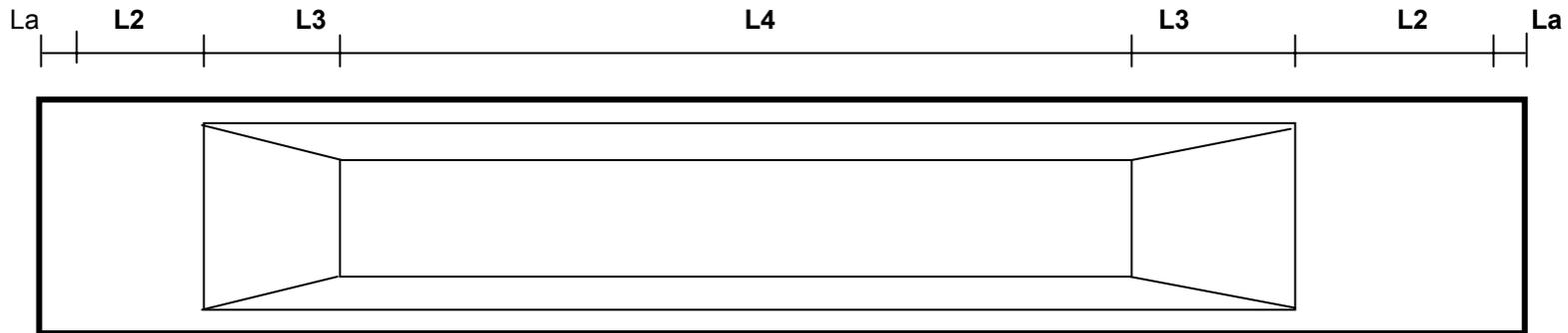
Figura 5. Sección transversal del puente



Número de carriles, NC:

$$NC = \text{ancho de rodadura} / 3,65 = 2 \quad 2 \text{ carriles}$$

Figura 6. Sección longitudinal de la viga



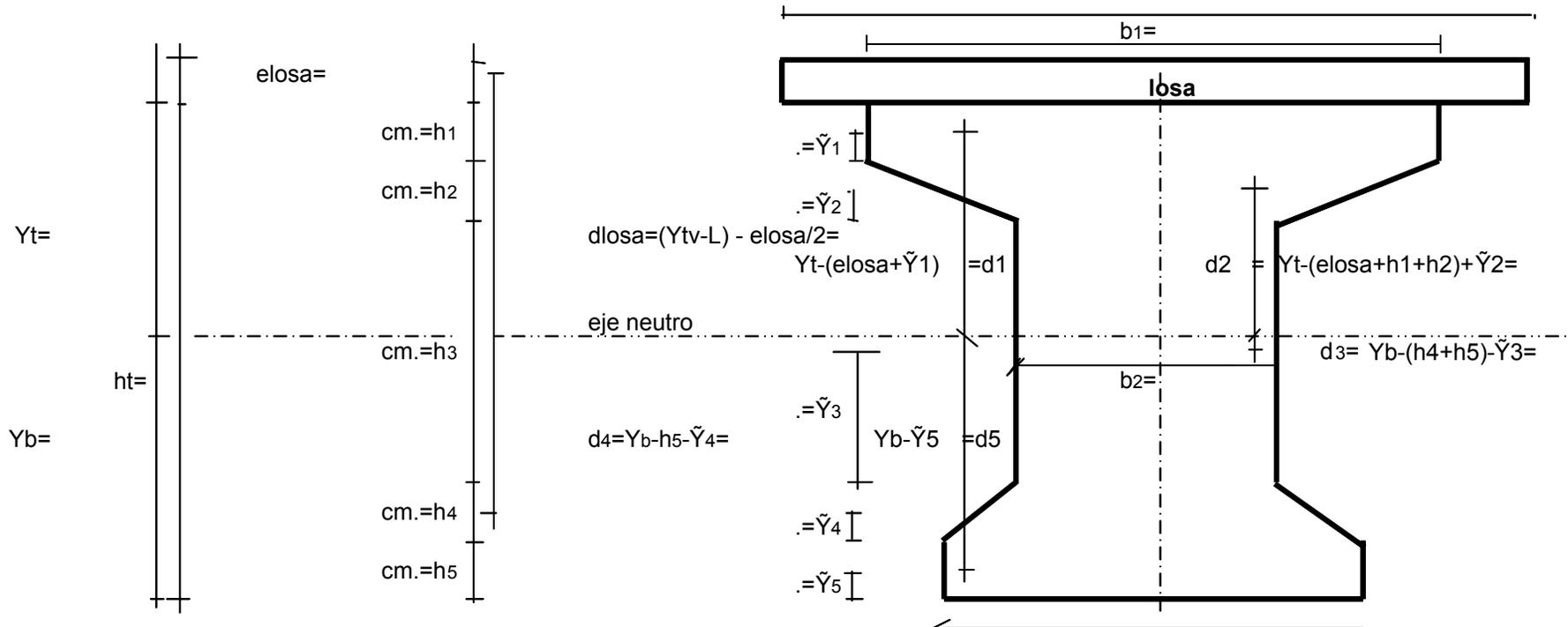
La anterior es la sección longitudinal que comunmente se utiliza, cerca de los estribos, la viga presenta un ensanchamiento para dar espacio suficiente a los anclajes de las guías de preesforzado. Por supuesto la parte central de la viga es más angosta con el fin de ahorrar concreto.

- La, longitud de apoyo de la viga en el estribo.
- L2, longitud de ensanchamiento de la viga.
- L3, longitud de transición.
- L4, longitud angosta de la viga, o cuerpo de la viga.

Tabla 4. Dimensiones longitudinales de la viga

Dimensiones (m)					
Lt	Lv	La	L2	L3	L4
41,2	40	0,6	1	0,8	36,4

Figura 7. Sección transversal de la viga



Generalmente para la construcción de vigas postensadas para puentes, se emplean secciones estandarizadas, en forma de I, las cuales pueden alquilarse o comprarse fácilmente en el mercado, lo anterior con el objeto de disminuir costos y de agilizar el proceso constructivo, ya que construir formaletas diferentes para cada proyecto, resultaría antieconómico y muy dispendioso. Entonces, con la disponibilidad de una sección, el problema se reduce a verificar si tal cumple y satisface los requerimientos.

En el caso particular de las vigas postensadas, por su proceso constructivo se presentan dos tipos de secciones, Sección simple (la sola viga), y la sección compuesta (viga + losa). La siguiente es la geometría de la sección transversal empleada:

3.1.2 Dimensiones de la viga y propiedades de los materiales

Tabla 5. Dimensiones de la viga y propiedades de los materiales

Número de vigas

N.V	3
-----	---

Dimensiones sección transversal de la viga								
b1	b2	b3	h1	h2	h3	h4	h5	ht
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
100	20	70	30	20	120	20	30	220

Propiedades					
de la losa			de la viga		
espesor losa	Resistencia a la compresión	ancho total losa	Resistencia Compresión	Luz Calculo	Separación entre ejes vigas
el	f'cl	bl	f'cv	Lv	Sv
cm	Kg/cm ²	m	Kg/cm ²	cm	cms
20	280	9,20	350	4000	300

Propiedades de los materiales							
Concreto		Acero de postensado					
peso unitario	módulo elasticidad	relación modular	módulo elástico	esfuerzo a la rotura	esfuerzo al 1% alarg.	0.7fpu	0.90fpy
γ	$Ec = \gamma^{1.5} * 0.14 * \sqrt{f'cv}$	n	Eps	fpu	fpy		
Kg/m3	Kg/cm ²	Eps / Ec	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²
2400	307949,0867	6,494580067	2000000	19002,8	16149,3	13301,96	14534,37

fpu, resistencia a la tracción especificada de los tendones de preesfuerzo, en Kg/cm².

fpy, resistencia a la fluencia especificada de los tendones de preesfuerzo, en Kg/cm².

Fpu, carga mínima a la rotura del tendón de preesfuerzo, en Kgf.

Fpy, carga mínima al 1% de alargamiento del tendón de preesfuerzo, en Kgf,

Fpu, Fpy, valores suministrado por el fabricante de los torones, dependiendo de la magnitud de la obra, debe solicitarse además el ensayo de esfuerzo Vs deformación unitaria para cada rollo de acero para preesfuerzo. Generalmente los fabricantes tabulan las características de los aceros.

A.8.4.2.1. CCP-95, Los alambres, torones o barras deben cumplir con una de las siguientes especificaciones lcontec 159, ASTM A421 y ASTM A722.

fpu = Fpu / Area nominal del toron.

fpy = Fpy / Area nominal del toron.

3.1.3 Evaluación propiedades geométricas de la sección

3.1.3.1 Geometría sección simple.

Figura 8. Dimensiones sección simple de la viga.

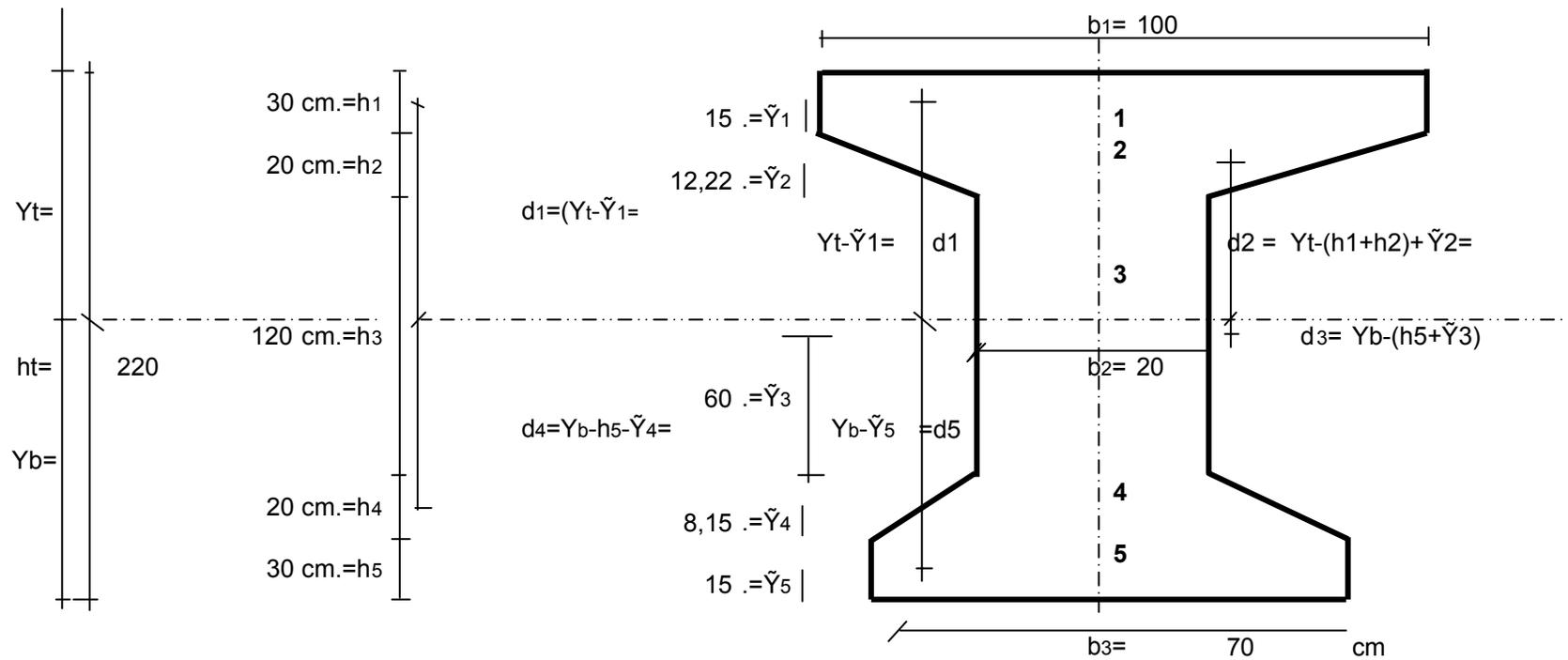


Tabla 6. Propiedades geoméricas sección simple

Propiedades geoméricas sección simple							
Area cm ²	Sección	Yi cm	A*Yi cm ³	lo cm ⁴			
A1=b1*h1= 3000	1	205	Y1=ht-H1+Y1 615000	l1=b1*h1 ³ /12= 225000,00			
A2=(b1+b2)h2/2= 1200	2	182,22	Y2=ht-(h1+h2)+Y2 218666,6667	l2=(h2 ³ /36)(b1 ² +4*b1*b2+b2 ²)/(b1+b2)= 34074,07407			
A3=b2*h3= 2400	3	110	Y3=ht-(h1+h2+Y3) 264000	l3=b2*h3 ³ /12 = 2880000			
A4=(b2+b3)h4/2= 900	4	38,15	Y4=h5+Y4 34333,33333	l4=(h4 ³ /36)(b3 ² +4*b3*b2+b2 ²)/(b3+b2)= 26913,58025			
A5=b3*h5= 2100	5	15	Y5=Y5 31500	l5=b3*h5 ³ /12= 157500,00			
ΣA= 9600			Σ(A*Yi) = 1163500	Σ lo = 3323487,65			

$Y_{bviga} = \frac{\sum A \cdot Y_i}{\sum A} = 121,20 \text{ cm}$
 $Y_t = h_t - Y_b = 98,80 \text{ cm}$

Propiedades geoméricas sección simple							
Sección	d cm ²	A*d ² cm ⁴					
1	d1=Yt-h1+Y1 =	83,80	21068367,51	Ic = Σ(A*d ²) + Σ lo = 59052890,63 cm ⁴			
2	d2=Yt-(h1+h2)+Y2 =	61,02	4468759,04				
3	d3=Yb-(h5+h4+Y3) =	11,20	300944,01	Sb = Ic / Yb = 487243,45 cm ³			
4	d4=Yb-(h5+Y4) =	83,05	6207537,65				
5	d5=Yb-Y5 =	106,20	23683794,76	r ² = Ic / Σ A = 6151,34 cm ²			
		Σ(A*d ²) =	55729402,97				
				St = Ic / Yt = 597688,72 cm ³			

Ic, momento de inercia alrededor del centroide de la sección.

Sb, módulo de la sección simple para la fibra extrema inferior (precomprimida).

r, radio de giro para la sección total de concreto.

St, módulo de la sección simple para la fibra extrema superior.

3.1.3.2 Geometría sección compuesta (viga + losa)

Figura 9. Dimensiones sección compuesta

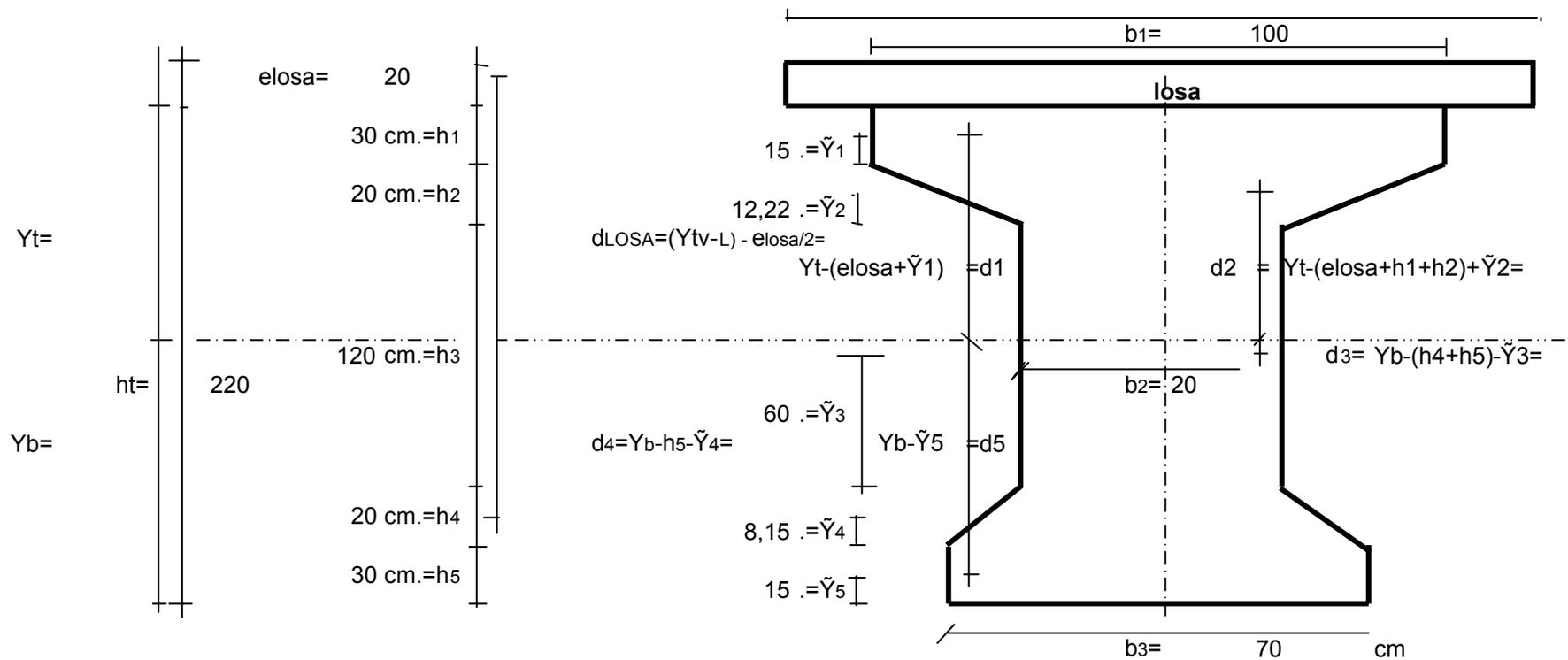


Tabla 7. Ancho efectivo de la losa

Ancho efectivo de la losa					
$bef_1 = 12 * e_{losa} + b_1$ cms	$bef_2 = S_v$ cms	$bef_3 = L_v / 4$ cms	bef cms	$n = (f^{cv} / f^{cl})^{0.5}$	bef / n cms
340	300	1000	300	1,12	268,33

Tabla 8. Propiedades geométricas sección compuesta

Propiedades geométricas sección compuesta							
Sección	Area		Yi		A*Yi	I _o	
	cm ²		cm				cm ³
Viga	Aviga	ΣA	9600	Y _{b viga} =	121,20	1163500,00	I _c = Σ(A*d ²) + Σ I _o = 59052890,63
Losa	A _{losa} =(b _{ef} /n)*e _{losa} =		5366,56	Y _{losa} =h _t +(e _{losa} /2)=	230,00	1234309,52	(b _{ef} /n)*(e _{losa}) ³ /12 = 178885,4382
		ΣA =	14966,56	Σ(A*Yi)=		2397809,52	Σ = 59231776,06

$$Y_b(VIGA+LOSA)=\sum(A*Y_i) / \sum A = 160,2110986 \text{ cm}$$

$$Y_t(VIGA+LOSA)=h_t+e_{losa}-Y_b(VIGA+LOSA)= 79,79 \text{ cm}$$

Sección	d		A*d ²	
	cm ²			cm ⁴
Viga	d(viga+losa)=Y _b (viga+losa) - Y _{b viga} =		39,01	14611472,28
Losa	d(losa)=Y _t (VIGA+LOSA)-e _{losa} /2 =		69,79	26137796,22
			Σ(A*d ²)viga+losa=	40749268,51

$$I_c(viga+losa)=\sum(A*d^2)(viga+losa) + \sum(I_o)(viga+losa) = 99981044,57 \text{ cm}^4$$

$$S_{bvc}=I_c(viga+losa) / Y_b(viga+losa) = 624058,17 \text{ cm}^3$$

$$r^2(viga+losa)= I_c(viga+losa) / \sum A = 6680,29 \text{ cm}^2$$

$$S_{tvc}(viga+losa)=I_c(viga+losa) / Y_t(viga+losa)= 1253069,57 \text{ cm}^3$$

3.1.4 Evaluación volumen de concreto y peso de la viga

Tabla 9. Volomen de concreto y peso de la viga

Tramo	Longitud L mts	Area		Volumen		Peso		
		operaciones	cm2	m2	unitario m3/m	total m3	unitario Kg	total Kg
1	1,6	$A1 = ((h2*(b3-b2)/(b1-b2))+h3+h4+h5)*b3 + ((b1+b3)/2)*(h2-(h2*(b3-b2)/(b1-b2))) + b1*h1$	16412,50	1,64	1,64	2,63	3939,00	6302,40
2	0,8	$A1 - (((h2*(b3-b2)/(b1-b2))+h3+h4+h3)*((b3-b2)/2))/2$	13006,25	1,30	1,30	1,04	3121,50	2497,20
3	36,4	$b1*h1+(b1+b2)*h2/2 + b2*h3+(b3+b2)*h4/2 + b3*h5$	9600,00	0,96	0,96	34,94	2304,00	83865,60
4	0,8		13006,25	1,30	1,30	1,04	3121,50	2497,20
6	1,6		16412,50	0,90	0,90	2,63	2162,93	2919,95
Totales						42,28	Wviga=	98082,35

3.2 EVALUACIÓN DE LOS ESFUERZOS POR CARGAS Y ESTIMACION DEL PREESFUERZO REQUERIDO

3.2.1 Esfuerzos en la sección de viga simple, debido al peso propio, al peso de losa y de riostras

Tabla 10. Evaluación cargas muertas

Cargas muertas (Kg/m)								
peso propio $W_{ppviga} = W_{viga}/L_v$	peso losa $W_{losa} = b \cdot e_{losa} \cdot \gamma$	pavimento	cargas posteriores (a repartir entre el # de vigas)			Riostras		
			andén	barandas	Area (cm ²)	Ancho b	$W_{rio} = b \cdot (2 \cdot S_v \cdot h - 2 \cdot A) \cdot \gamma$	$W_{equi} = W_{rio}/L_v$
2.452,06	1440	360	845	200	9600	35	9475,2	236,88
kg/m					cm ²	cm	Kg	Kg/m

peso de losa y riostra, $W_{losa} + \text{riostras} = 1.676,88 \text{ Kg/m}$

Tabla 11. Evaluación de esfuerzos en la sección de viga simple

Esfuerzos en la sección de viga simple							
sección	Abscisa m	Peso propio			Peso de losa y riostras		
		Momento $W = 1589,61 \text{ Kg/m}$ Kg - m $M = W_{ppv} \cdot X \cdot (L_v - X) / 2$	Esfuerzo Superior Kg/cm ² ft = M/St	Esfuerzo Inferior Kg/cm ² fb = M/Sb	Momento $W = 1497,132 \text{ Kg/m}$ Kg - m $M = W \cdot X \cdot (L_v - X) / 2$	Esfuerzo Superior Kg/cm ² ft = M/St	Esfuerzo inferior Kg/cm ² fb = M/Sb
1	0	0	0	0	0	0	0
2	2	93.178,24	-15,59	19,12	63.721,44	-10,66	13,08
3	4	176.548,24	-29,54	36,23	120.735,36	-20,20	24,78
4	6	250.110,00	-41,85	51,33	171.041,76	-28,62	35,10
5	8	313.863,53	-52,51	64,42	214.640,64	-35,91	44,05
6	10	367.808,82	-61,54	75,49	251.532,00	-42,08	51,62
7	12	411.945,88	-68,92	84,55	281.715,84	-47,13	57,82
8	14	446.274,71	-74,67	91,59	305.192,16	-51,06	62,64
9	16	470.795,29	-78,77	96,62	321.960,96	-53,87	66,08
10	18	485.507,65	-81,23	99,64	332.022,24	-55,55	68,14
11	20	490.411,76	-82,05	100,65	335.376,00	-56,11	68,83

3.2.2 Primer tensionamiento requerido

Se trata de evaluar la magnitud de la fuerza de tensionamiento del gato requerida para anular los esfuerzos de tensión en la fibra extrema inferior de la viga, esfuerzos de tensión generados por las cargas debidas al peso propio de la viga, al peso de losas y de riostras. Proporcionanadonos una idea del tipo y número de cables requeridos. Estado de esfuerzos de la viga en el centro de luz, el día del primer tensionamiento:

Figura 10. Diagrama de esfuerzos en la sección por cargas propias y por el primer tensionamiento

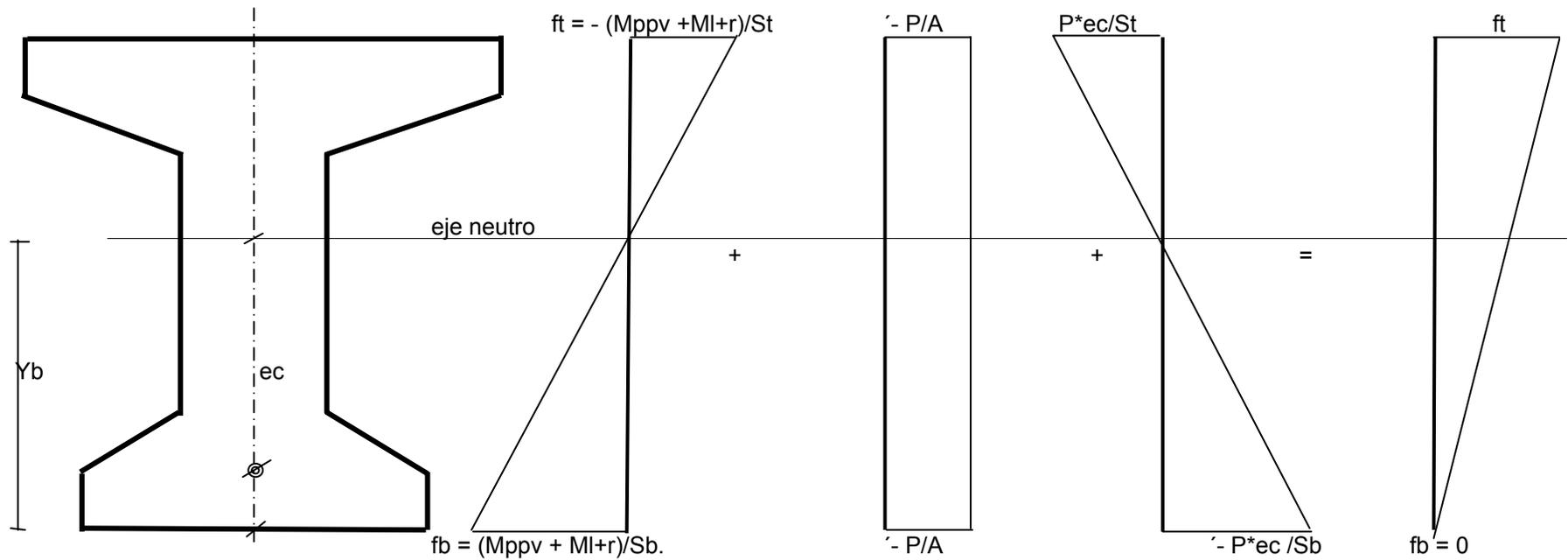
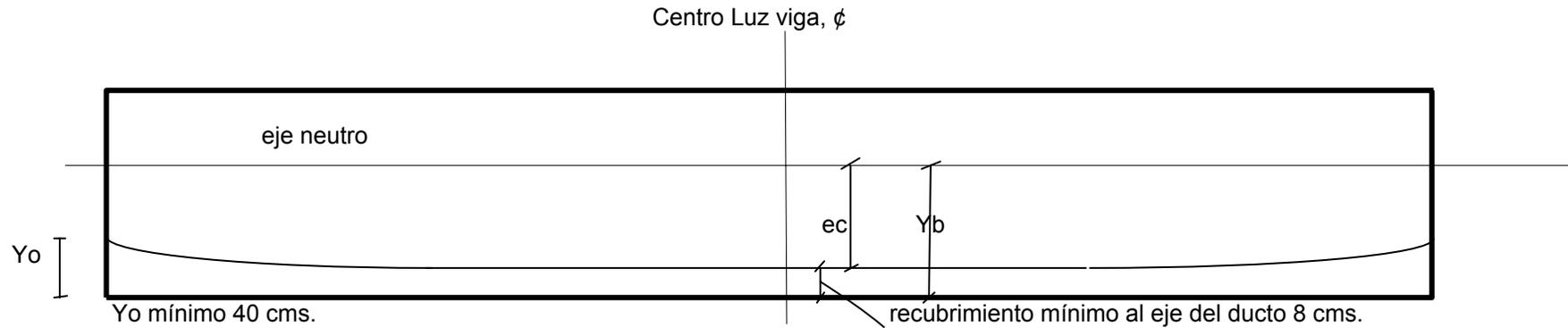


Figura 11. Esquema trazado de los cables de primer tensionamiento



3.2.2.1 Propiedades de la sección

Recubrimiento al eje del ducto =	8	cms
Y_b =	121,20	cms
e_c = Y_b - recubrimiento =	113,20	cms
S_b =	487243,45	cm^3
S_t =	597688,72	cm^3
Area de la viga sección simple, A_c =	9600,00	cm^2

3.2.2.2 Esfuerzos admisibles en el concreto

A.8.7.2.1.2. CCP-95. Esfuerzos admisibles en el concreto.

El primer tensionamiento se realiza una vez el concreto de la viga haya alcanzado una resistencia de por lo menos el 80% de su resistencia de diseño. esta resistencia la alcanza el concreto de la viga hacia los 14 días de fundida, f'_{ci} .

$$f'_{ci}, \text{ resistencia a la compresión del concreto en el momento de la transferencia del preesfuerzo. } f'_{ci} = 0.80 * f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

A.8.7.2.1.2.1. CCP-95. Esfuerzos temporales antes de pérdidas debidas al flujo plástico y retracción del fregado:

$$* \text{ A compresión miembros postensados, } 0.55 f'_{ci} = 154 \text{ Kg/cm}^2$$

$$* \text{ El máximo esfuerzo de tensión no debe exceder } 2 * \sqrt{f'_{ci}} = 33,46640106 \text{ Kg/cm}^2$$

3.2.2.3 Esfuerzos debidos a las cargas propias

$$\begin{aligned} \text{Esfuerzo inferior en el centro de luz debido al peso propio de viga, } f_{b,ppv} &= 100,65 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{Esfuerzo inferior en el centro de luz debido al peso de losa y riostras, } f_{b,l+r} &= 68,83 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

3.2.2.4 Evaluación de la fuerza de tensionamiento requerida

P, tensionamiento requerido para que $f_b = 0$, se anulan tensiones en la fibra extrema inferior para los estados de esfuerzos de peso propio de viga + peso de losa + peso de riostras. (Aún no se han fundido la losa y las riostras).

$$f_{b,ppv} + f_{b,l+r} - P/A - P * e_c / S_b = 0 \quad \text{despejando P de la ecuación:}$$

$$P = (f_{b,ppv} + f_{b,l+r}) / ((1/A) + (e_c/S_b)) = \mathbf{503675,18 \text{ Kg} = P}$$

3.2.2.5 Chequeo de esfuerzos

$$\text{Esfuerzo en la fibra extrema superior en el centro de luz de la viga, debido al peso propio de viga, } f_{t,ppv} = -82,05 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo en la fibra extrema superior en el centro de luz de la viga, debido al peso losa y riostras, } f_{t,l+r} = -56,11 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos debidos al tensionamiento:

$$-P/A = -52,4661649 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Efecto axial}$$

$$P * e_c / S_t = 95,3924335 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Efecto de flexión fibra extrema superior.}$$

$$P * e_c / S_b = 117,015389 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Efecto de flexión fibra extrema inferior.}$$

Esfuerzo de la fibra extrema superior en el centro de la luz de la viga, debido al peso propio de viga + losa + riostra + tensionamiento, f_t .

$$f_t = f_{t,ppv} + f_{t,l+r} - P/A + P * e_c / S_t = -95,24 \text{ Kg/cm}^2 < 0,55 f'_{ci} \quad \text{VERDADERO}$$

Esfuerzo de la fibra extrema superior en el centro de la luz de la viga, debido al peso propio de viga + tensionamiento, f_{ti} .

$$f_{ti} = f_{t,ppv} - P/A + P * e_c / S_t = -39,13 \text{ Kg/cm}^2 < 0,55 f'_{ci} \quad \text{VERDADERO}$$

Esfuerzo de la fibra extrema inferior en el centro de la luz de la viga, debido al peso propio de viga + tensionamiento, f_{bi} .

$$f_{bi} = f_{b,ppv} - P/A - P * e_c / S_b = -68,83 \text{ Kg/cm}^2 < 0,55 f'_{ci} \quad \text{VERDADERO}$$

3.2.3 Evaluación de esfuerzos en la sección de viga compuesta debido a las cargas muertas posteriores

carga muerta de andén,	845 Kg/m	Yb viga compuesta =	160,21 cms
carga muerta de baranda,	200 Kg/m	Yt viga compuesta =	79,79 cms
subtotal cargas posteriores,	1045 Kg/m	Sb viga compuesta =	624058,17 cm ³
		St viga compuesta =	1253069,57 cm ³
Carga posteriores por viga=1045Kg/m / 3 =	348,33 Kg/m	ht viga =	220 cms
carga muerta de pavimento,	360	Ytviga = ht -Ybviga comp. =	59,79 cms
total cargas muertas posteriores, Wcmp =	708,33 Kg/m	$\sum I_o + \sum A d^2$ sección comp. =	99981044,57 cm ⁴
		Stviga = $(\sum I_o + \sum A d^2) / Ytviga$:	1672234,181 cm ³

Tabla 12. Esfuerzos en la sección de viga compuesta

Esfuerzos en la sección de viga compuesta					
sección	Abscisa	cargas muertas posteriores			
		Momento $M=W * X * (Lv-X) / 2$ Kg - m	Esfuerzo en la fibra Sup. de la losa $f_{tvc} = M/Stvc$ Kg/cm ²	Esfuerzo fibra Sup. de la viga $f_{tv} = M/Stviga$ Kg/cm ²	Esfuerzo Inferior $f_{bvc} = M/Sbvc$ Kg/cm ²
	m				
1	0	0,00	0	0	0
2	2	26916,67	-2,15	-1,61	4,31
3	4	51000,00	-4,07	-3,05	8,17
4	6	72250,00	-5,77	-4,32	11,58
5	8	90666,67	-7,24	-5,42	14,53
6	10	106250,00	-8,48	-6,35	17,03
7	12	119000,00	-9,50	-7,12	19,07
8	14	128916,67	-10,29	-7,71	20,66
9	16	136000,00	-10,85	-8,13	21,79
10	18	140250,00	-11,19	-8,39	22,47
11	20	141666,67	-11,31	-8,47	22,70

3.2.4 Evaluación de esfuerzos en la sección de viga compuesta debido a la carga viva

Camión de diseño C-40-95.

Luz de diseño, $L_v = 40$ mts

Figura A.3.4.B, CCP-95. carga de carril.

Momento, para una luz $28 \leq L < 100$. Carga de carril.

$W = 1.5 - (L - 28)/200 = 1,44$ T/m = 1440 Kg/m.

$P = 12$ Ton. = 12000 Kg.

Impacto, $I = 16 / (L + 40) = 0,20$

Fración de rueda, $FR = S_v / 1.7 = 1,764705882$

$W_{diseño} = (W_{carril}/2) * (1+I) * FR = 1524,705882$ Kg/m.

$P_{diseño} = (P_{carril}/2) * (1+I) * FR = 12705,88235$ Kg

Tabla 13. Esfuerzos en la sección de viga compuesta debido a la carga viva

Esfuerzos en la sección de viga compuesta por carga viva							
sección	Abscisa	Momento Kg - m			Esfuerzos		
		debido a $W_{diseño}$.	debido a $P_{diseño}$	total	en la fibra Sup. de la losa $f_{tvc} = M/Stvc$ Kg/cm ²	en la fibra Sup. de la viga $f_{tv} = M/Stviga$ Kg/cm ²	Inferior $f_b = M/Sbvc$ Kg/cm ²
	m	$M = W_{diseño} * X * (L_v - X) / 2$	$M = P(L_v - X) * X / L_v$	M			
1	0	0	0	0	0	0	0
2	2	57938,82	24141,18	82080,00	-6,55	-4,91	13,15
3	4	109778,82	45741,18	155520,00	-12,41	-9,30	24,92
4	6	155520,00	64800,00	220320,00	-17,58	-13,18	35,30
5	8	195162,35	81317,65	276480,00	-22,06	-16,53	44,30
6	10	228705,88	95294,12	324000,00	-25,86	-19,38	51,92
7	12	256150,59	106729,41	362880,00	-28,96	-21,70	58,15
8	14	277496,47	115623,53	393120,00	-31,37	-23,51	62,99
9	16	292743,53	121976,47	414720,00	-33,10	-24,80	66,46
10	18	301891,76	125788,24	427680,00	-34,13	-25,58	68,53
11	20	304941,18	127058,82	432000,00	-34,48	-25,83	69,22

3.2.5 Segundo tensionamiento requerido

3.2.5.1 Propiedades sección compuesta

Recubrimiento al eje del ducto =	16	cms
Ybvc =	160,21	cms
ec = Yb - recubrimiento =	144,21	cms
Sbvc =	624058,17	cm ³
Stvc =	1253069,57	cm ³
Stviga =	1672234,18	cm ³
Area de la viga sección compuesta, Avc =	14966,56	cm ²

3.2.5.2 Esfuerzos debido a las cargas

Esfuerzo de la fibra ext. Inf. en el centro luz debido a las cargas muertas post sección viga comp., fbvc (cmp) =	22,70 Kg/cm ²
Esfuerzo de la fibra extrema inferior en el centro de luz debido a la carga viva sección de viga compuesta, fbvc (c.v) =	69,22 Kg/cm ²

3.2.5.3 Fuerza de tensionamiento requerida

P, tensionamiento requerido para que fb = 0, se anulan tensiones en la fibra extrema inferior para los estados de esfuerzos de carga muerta posterior + carga viva en la sección de viga compuesta.

$$\begin{aligned} \text{fbvc (cmp)} + \text{fbvc(c.v)} - P / \text{Avc} - P * \text{ec} / \text{Sbvc} &= 0 \\ P &= (\text{fbvc(cmp)} + \text{fbvc(c.v)}) / ((1/\text{Avc}) + (\text{ec}/\text{Sbvc})) = \mathbf{308575,69 \text{ Kg}} \end{aligned}$$

3.2.5.4 Chequeos

Esfuerzo de la fibra ext. Sup de la losa en el ϕ debido a las cargas muertas post sección viga comp., ftvc (cmp) =	-11,31 Kg/cm ²
Esfuerzo de la fibra ext. Sup de la losa en el ϕ debido a la carga viva sección de viga compuesta, ftvc (c.v) =	-34,48 Kg/cm ²

Esfuerzos debidos al tensionamiento:

-P/Avc =	-20,6176723 Kg/cm ²	Efecto axial
P*ec/Stvc =	35,5128246 Kg/cm ²	Efecto de flexión fibra extrema superior.
P*ec/Sbvc =	-71,3075194 Kg/cm ²	Efecto de flexión fibra extrema inferior.

Esfuerzo de la fibra ext Sup de la losa en el ϕ de la viga, debido a las cargas muertas posteriores + carga viva + tensionamiento, ftvc.
ftvc= ftvc(cmp)+ftvc(c.v)-P/Avc+P*ec/Stvc= -30,89 Kg/cm² < 0.55 f'ci VERDADERO

3.2.6 Propiedades del acero de preesfuerzo requerido

Tabla 14. Datos del fabricante torones

Clase de toron	Toron	Díametro nominal		Area nominal		Peso nominal	Carga mínima a la rotura	Carga mín 1% de alarg.
		Ønom	Ønom	Anom	Anom		Fpu	Fpy
		Pulg	mm	mm ²	cm ²	Kg/m	Kgf	Kgf
Toron 270 ksi/190 Kg/mm ² Norma - ASTM-A-416	Normal	3/8	9,5	55	0,55	0,433	10442	8876
	LO-LAX	3/8	9,5	55	0,55	0,433	10442	9397
	Normal	1/2	12,7	98,7	0,987	0,795	18750	15935
	LO-LAX	1/2	12,7	98,7	0,987	0,795	18750	16866
	Normal	5/8	15,3	140	1,4	1,102	26604	22609
	LO-LAX	5/8	15,3	140	1,4	1,102	26604	23948

Tabla 15. Fuerza y esfuerzos permitidos en los cables

Cable	Torón	diámetro nominal	No de Torones	Anominal	Aps	fpyAdmisible, fpy=0.90*Fpy/An	Pjadm=fpy*Asp	fpu Admisible. fpu= 0.70Fpu/An
No		pulg	No	cm ²	cm ²	Kgf/cm ²	Kgf	Kgf/cm ²
1	Normal	5/8	12	1,4	16,8	14534,36	244177,20	13302,00
2	Normal		12	1,4	16,8	14534,36	244177,20	13302,00
3	LO-LAX		14	1,4	19,6	15395,14	301744,80	13302,00
4	LO-LAX		14	1,4	19,6	15395,14	301744,80	13302,00

A.8.7.2.1.1. CCP-95 Esfuerzo admisible en el acero de preesfuerzo, miembros postensados, $f_{adm} = 0.70 f_{pu}$.

Sobreesfuerzos hasta 0.90 fpy por periodos cortos de tiempo pueden permitirse para compensar las pérdidas de acomodamiento y de fricción teniendo en cuenta que los esfuerzos en los anclajes no excedan los anteriores valores.

Esfuerzos bajo cargas de servicio después de pérdidas, 0.80 fpy.

3.2.7 Geometría del acero de preesfuerzo

Tabla 16. Geometría cable 1

Cable N°	Yextremo	Y _{CL}	$\Delta Y = Y_{ext} - Y_{CL}$	X'	Abscisa, X	Ecuación	Ubicación	Pendiente
						$A = \Delta Y / X'^2$	Desde el eje x	α
						0,000106122	$Y = y' + Y_{CL}$	$dy/dx = \alpha = 0.000256 * X$
cm								
1	60	8	52	700	0	52,00	60,00	0,148571429
		8		600	100	38,20	46,20	0,127346939
		8		550	150	32,10	40,10	0,116734694
		8		500	200	26,53	34,53	0,106122449
		8		400	300	16,98	24,98	0,084897959
		8		350	350	13,00	21,00	0,074285714
		8		300	400	9,55	17,55	0,063673469
		8		200	500	4,24	12,24	0,04244898
		8		150	550	2,39	10,39	0,031836735
		8		100	600	1,06	9,06	0,02122449
		8		0	700	0,00	8,00	0
		8			750		8,00	
		8			800		8,00	
		8			1000		8,00	
		8			1200		8,00	
		8			1400		8,00	
		8			1600		8,00	
8			1800		8,00			
8			2000		8,00			

Tabla 17. Geometría cable 2

Cable N°	Yextremo	YCL	$\Delta Y = Y_{ext} - Y_{CL}$	X'	Abscisa, X	Ecuación	Ubicación	Pendiente
						$A = \Delta Y / X'^2$	Desde el eje x	α
						0,00014626	$Y = y' + Y_{CL}$	$dy/dx = \alpha = 0.00045714 * X$
cm								
2	140	8	132	950	0	132,00	140,00	0,277894737
		8		850	100	105,67	113,67	0,248642659
		8		800	150	93,61	101,61	0,23401662
		8		750	200	82,27	90,27	0,219390582
		8		650	300	61,80	69,80	0,190138504
		8		600	350	52,65	60,65	0,175512465
		8		550	400	44,24	52,24	0,160886427
		8		450	500	29,62	37,62	0,131634
		8		400	550	23,40	31,40	0,11700831
		8		350	600	17,92	25,92	0,102382271
		8		250	700	9,14	17,14	0,073130194
		8		200	750	5,85	13,85	0,058504155
		8		150	800	3,29	11,29	0,043878116
		8		50	900	0,37	8,37	0,014626039
		8		0	950	0	8	0
		8			1000		8	
		8			1200		8	
		8			1400		8	
	8			1600		8		
	8			1800		8		
	8			2000		8		

Tabla 18. Geometría cable 3

Cable N°	Yextremo	YCL	$\Delta Y = Y_{ext} - Y_{CL}$	X'	Abscisa, X	Ecuación	Ubicación	Pendiente
						$A = \Delta Y / X'^2$	Desde el eje x	α
						0,000192	$Y = y' + Y_{CL}$	$dy/dx = \alpha = 0.000526316 * X$
				cm				
3	200	8	192		0			
		8			100			
		8			150			
		8		1000	200	192,00	200,00	0,3840
				900	300	155,52	155,52	0,3456
		8		850	350	138,72	146,72	0,3264
		8		800	400	122,88	130,88	0,3072
		8		700	500	94,08	102,08	0,2688
		8		650	550	81,12	89,12	0,2496
		8		600	600	69,12	77,12	0,2304
		8		500	700	48,00	56,00	0,1920
		8		450	750	38,88	46,88	0,1728
		8		400	800	30,72	38,72	0,1536
		8		300	900	17,28	25,28	0,1152
		8		250	950	12,00	20,00	0,0960
		8		200	1000	7,68	15,68	0,0768
		8		100	1100	1,92	9,92	0,0384
		8		0	1200	0,00	8,00	
	8		0	1400	0,00	8,00		
	8		0	1600	0,00	8,00		
	8		0	1800	0,00	8,00		
	8			2000	0,00	8,00		

Tabla 19. Geometría cable 4

Cable N°	Yextremo	YCL	$\Delta Y = Y_{ext} - Y_{CL}$	X'	Abscisa, X	Ecuación	Ubicación	Pendiente
						$A = \Delta Y / X'^2$	Desde el eje x	α
						0,00014876	$Y = y' + Y_{CL}$	$dy/dx = \alpha = 0.000303819 * X$
				cm				
4	200	20	180		0			
		20			100			
		20			150			
		20			200			
		20			300			
		20			350			
					400			
		20		1100	500	180,00	200,00	0,3273
		20		1050	550	164,01	184,01	0,3124
		20		1000	600	148,76	168,76	0,2975
		20		900	700	120,50	140,50	0,2678
		20		850	750	107,48	127,48	0,2529
		20		800	800	95,21	115,21	0,2380
		20		700	900	72,89	92,89	0,2083
		20		650	950	62,85	82,85	0,1934
		20		600	1000	53,55	73,55	0,1785
		20		500	1100	37,19	57,19	0,1488
		20		450	1150	30,12	50,12	0,1339
		20		400	1200	23,80	43,80	0,1190
		20		300	1300	13,39	33,39	0,0893
	20		250	1350	9,30	29,30		
	20		200	1400	5,95	25,95		
	20		100	1500	1,49	21,49		
	20		0	1600	0,00	20,00		
	20		0	1800	0,00	20,00		
	20		0	2000	0,00	20,00		

Tabla 20. Excentricidad cable 1

X	Abscisa		Y'	YcL	Yb	e= -(Yb-Y'-YcL)
	cm	mts				
700	0	0	52,00	8	121,20	-61,20
600	100	1	38,20			-74,99
550	150	1,5	32,10			-81,10
500	200	2	26,53			-86,67
400	300	3	16,98			-96,22
350	350	3,5	13,00			-100,20
300	400	4	9,55			-103,65
200	500	5	4,24			-108,95
150	550	5,5	2,39			-110,81
100	600	6	1,06			-112,14
0	700	7	0,00			-113,20
	750	7,5				-113,20
	800	8				-113,20
	1000	10				-113,20
	1200	12				-113,20
	1400	14				-113,20
	1600	16				-113,20
	1800	18				-113,20
	2000	20				-113,20

Tabla 21. Excentricidad cable 2

X	Abscisa		Y'	YcL	Yb	e= -(Yb-Y'-YcL)
	cm	mts				
950	0	0	132,00	8	121,20	18,80
850	100	1	105,67			-7,52
800	150	1,5	93,61			-19,59
750	200	2	82,27			-30,93
650	300	3	61,80			-51,40
600	350	3,5	52,65			-60,54
550	400	4	44,24			-68,95
450	500	5	29,62			-83,58
400	550	5,5	23,40			-89,80
350	600	6	17,92			-95,28
250	700	7	9,14			-104,06
200	750	7,5	5,85			-107,35
150	800	8	3,29			-109,91
50	900	9	0,37			-112,83
0	950	9,5	0,00			-113,20
	1000	10				-113,20
	1200	12				-113,20
	1400	14				-113,20
	1600	16				-113,20
	1800	18				-113,20
	2000	20		-113,20		

Tabla 22. Excentricidad cable 3

	Abscisa		Y'	YcL	Yb	e= -(Yb-Y'-YcL)
	cm	mts	cm	cm	cm	cm
	0	0		8	160,21	0,00
	100	1				0,00
	150	1,5				0,00
1000	200	2	192,00			39,79
900	300	3	155,52			3,31
850	350	3,5	138,72			-13,49
800	400	4	122,88			-29,33
700	500	5	94,08			-58,13
650	550	5,5	81,12			-71,09
600	600	6	69,12			-83,09
500	700	7	48,00			-104,21
450	750	7,5	38,88			-113,33
400	800	8	30,72			-121,49
300	900	9	17,28			-134,93
250	950	9,5	12,00			-140,21
200	1000	10	7,68			-144,53
100	1100	11	1,92			-150,29
0	1200	12	0,00			-152,21
0	1400	14				-152,21
0	1600	16				-152,21
0	1800	18		-152,21		
	2000	20		-152,21		

Tabla 23. Excentricidad cable 4

	Abscisa		Y'	YcL	Yb	e= -(Yb-Y'-YcL)
	cm	mts	cm	cm	cm	cm
	0	0	0,00	20	160,21	0,00
	100	1	0,00			0,00
	150	1,5	0,00			0,00
	200	2	0,00			0,00
	300	3	0,00			0,00
	350	3,5	0,00			0,00
	400	4	0,00			0,00
1100	500	5	180,00			39,79
1050	550	5,5	164,01			23,80
1000	600	6	148,76			8,55
900	700	7	120,50			-19,72
850	750	7,5	107,48			-32,73
800	800	8	95,21			-45,00
700	900	9	72,89			-67,32
650	950	9,5	62,85			-77,36
600	1000	10	53,55			-86,66
500	1100	11	37,19			-103,02
450	1150	11,5	30,12			-110,09
400	1200	12	23,80			-116,41
300	1300	13	13,39			-126,82
250	1350	13,5	9,30	-130,91		
200	1400	14	5,95	-134,26		
100	1500	15	1,49	-138,72		
0	1600	16	0,00	-140,21		
0	1800	18		-140,21		
0	2000	20		-140,21		

3.3 DETERMINACION DE LAS PERDIDAS DE PREESFUERZO

3.3.1 Evaluación de las pérdidas inmediatas

3.3.1.1 Pérdidas por fricción, curvatura y asentamiento de cuña

A.8.8.1. CCP-95, Estas pérdidas pueden calcularse como sigue:

$$P_x = P_j * e^{-(k*\ell+u*\alpha)}$$

P_x , fuerza en la sección considerada después de pérdidas por fricción y curvatura.

P_j , fuerza de tensionamiento del gato.

k , factor de curvatura.

ℓ , longitud hasta el punto considerado.

u , factor de conversión de fuerza.

α , cambio angular de la trayectoria del cable.

Cuando no haya disponibilidad de datos experimentales para los materiales pueden usarse los siguientes valores para k y u .

Las pérdidas por fricción ocurren antes del anclaje pero deben estimarse en el diseño y revisarse durante las operaciones de tensado.

Tabla 24. Coeficientes de desviación y curvatura

Cable	Factor de curvatura, k	Longitud hasta el punto considerado, ℓ	factor de conversión de fuerza, u	Longitud curva, X	cambio angular en el centro de la luz de la viga. $\alpha = dy/dx = \frac{2*A*X}{2*A*X}$	$k*\ell + u*\alpha$	$e^{-(k*\ell+u*\alpha)}$
No		mts		cm	radianes	m	
1	0,004	20	0,25	700	0,14857	0,11714	0,889458119
2	0,004	20	0,25	950	0,27789	0,14947	0,8611611
3	0,004	20	0,25	1000	0,38400	0,17600	0,838617983
4	0,004	20	0,25	1100	0,32727	0,16182	0,850595844

Tabla 25. Fuerza de cables en el centro de luz de la viga después de pérdidas por fricción, curvatura y asentamiento de cuña

Cable	Fuerza de tensionam del gato, P_j	Fuerza $P_x = P_j \cdot e^{-(k \cdot l + u \cdot \alpha)}$	Asentamiento de cuña, δ	$\Delta p/A = \Delta z = (P_j - P_\phi) / A_{sp}$	Eps	$X_o = \sqrt{[\delta \cdot Eps / (2 \cdot \Delta p / A) / l]}$	$K \cdot X_o + u \cdot \alpha$	$P_{x_o} = P_j \cdot e^{-(k \cdot X_o + u \cdot \alpha)}$
		ó P_ϕ						
No	Kg	Kg	cms	Kgf/cm ²	Kgf/cm ²	mts		
1	230000,00	204575,37	0,60	1513,37	2000000,00	8,9047	0,072761545	213859,18
2	230000,00	198067,05	0,60	1900,77	2000000,00	7,9456	0,101256016	207851,38
3	280000,00	234813,04	0,60	2305,46	2000000,00	7,2146	0,124858388	247134,13
4	280000,00	238166,84	0,60	2134,35	2000000,00	7,4982	0,11181107	250379,69

Cable	$\Delta p/2 = \Delta z = (P_j - P_{x_o})$	Pérdida de fuerza por asentamiento de cuña, ΔP_c	Fuerza después de perdida por asentamiento de cuña $P_o = P_i - \Delta p$
No	Kg	Kg	Kg
1	16140,82	32281,63858	197718,36
2	22148,62	44297,24498	185702,76
3	32865,87	65731,74509	214268,25
4	29620,31	59240,6165	220759,38

Tabla 26. Fuerza en cable 1, después de pérdidas por fricción, curvatura y asentamiento de cuña

Fuerza en el gato, Pj	Distancia a punto crítico, Xo	Fuerza en el punto crítico, Pxo	Pendiente, $i = (Pj - Pxo) / Xo$	Abscisa		Variación de fuerza, $\Delta Px(\text{cualquier}) = i * Xi$	Fuerza de Pj a P ϕ . $Px = Pj - \Delta Px(\text{cualq})$	Fuerza de Po a Pxo. $Px - \Delta P = Po + \Delta Px$			
				cm	mts	Kg	Kg	Kg			
230000,00	8,90	213859,18	0,00	0	0	0	230000,00	197718,36			
			1812,62	100	1	1812,62	228187,38	199530,99			
			1812,62	150	1,5	2718,94	227281,06	200437,30			
			1812,62	200	2	3625,25	226374,75	201343,61			
			1812,62	300	3	5437,87	224562,13	203156,23			
			1812,62	350	3,5	6344,18	223655,82	204062,54			
			1812,62	400	4	7250,49	222749,51	204968,86			
			1812,62	500	5	9063,12	220936,88	206781,48			
			1812,62	550	5,5	9969,43	220030,57	207687,79			
			1812,62	600	6	10875,74	219124,26	208594,10			
			1812,62	700	7	12688,37	217311,63	210406,73			
			1812,62	750	7,5	13594,68	216405,32	211313,04			
			1812,62	800	8	14500,99	215499,01	212219,35			
			1812,62	890	8,90	16140,82	213859,18	213859,18			
						$i = (Pxo - P\phi) / (L\phi - Xo)$			$Po = Pxo - \Delta Px$		
						836,73	1000	10	916,50	212942,68	212942,68
						836,73	1200	12	2589,96	211269,22	211269,22
						836,73	1400	14	4263,42	209595,76	209595,76
						836,73	1600	16	5936,89	207922,29	207922,29
						836,73	1800	18	7610,35	206248,83	206248,83
			836,73	2000	20	9283,81	204575,37	204575,37			

Tabla 27. Fuerza en cable 2, después de pérdidas por fricción, curvatura y asentamiento de cuña

Fuerza en el gato, Pj	Distancia a punto crítico, Xo	Fuerza en el punto crítico, Pxo	Pendiente, $i = (Pj - Pxo) / Xo$	Abscisa		Variación de fuerza, $\Delta Px(\text{cualquier}) = i * Xi$	Fuerza de Pj a P ϕ . $Px = Pj - \Delta Px(\text{cualq})$	Fuerza de Po a Pxo. $Px - \Delta Px = Po + \Delta Px$			
				cm	mts	Kg	Kg	Kg			
230000,00	7,9456	207851,38	0,00	0	0	0	230000,00	185702,76			
			2787,54	100	1	2787,54	227212,46	188490,29			
			2787,54	150	1,5	4181,31	225818,69	189884,06			
			2787,54	200	2	5575,08	224424,92	191277,83			
			2787,54	300	3	8362,62	221637,38	194065,37			
			2787,54	350	3,5	9756,39	220243,61	195459,14			
			2787,54	400	4	11150,16	218849,84	196852,91			
			2787,54	500	5	13937,70	216062,30	199640,45			
			2787,54	550	5,5	15331,46	214668,54	201034,22			
			2787,54	600	6	16725,23	213274,77	202427,99			
			2787,54	700	7	19512,77	210487,23	205215,53			
			2787,54	750	7,5	20906,54	209093,46	206609,30			
			2787,54	794,56	7,9456	22148,62	207851,38	207851,38			
						$i = (Pxo - P\phi) / (L\phi - Xo)$			$Po = Pxo - \Delta Px$		
						811,68	800	8	44,17	207807,21	207807,21
						811,68	1000	10	1667,53	206183,85	206183,85
						811,68	1200	12	3290,89	204560,49	204560,49
						811,68	1400	14	4914,25	202937,13	202937,13
						811,68	1600	16	6537,61	201313,77	201313,77
						811,68	1800	18	8160,97	199690,41	199690,41
			811,68	2000	20	9784,32	198067,05	198067,05			

Tabla 28. Fuerza en cable 3, después de pérdidas por fricción, curvatura y asentamiento de cuña

Fuerza en el gato, Pj	Distancia a punto crítico, Xo	Fuerza en el punto crítico, Pxo	Pendiente, $i = (Pj - Pxo) / Xo$	Abscisa		Variación de fuerza, $\Delta Px(\text{cualquier}) = i * Xi$	Fuerza de Pj a P ϕ . $Px = Pj - \Delta Px(\text{cualq})$	Fuerza de Po a Pxo. $Px - \Delta Px = Po + \Delta Px$			
				cm	mts	Kg	Kg	Kg			
280000,00	7,2146	247134,13	0,00	0	0	0	0,00				
			0,00	100	1	0,00	0,00				
			0,00	150	1,5	0,00	0,00				
			4555,47	200	2	0,00	280000,00	214268,25			
			4555,47	300	3	13666,41	266333,59	227934,66			
			4555,47	350	3,5	15944,14	264055,86	230212,40			
			4555,47	400	4	18221,88	261778,12	232490,13			
			4555,47	500	5	22777,34	257222,66	237045,60			
			4555,47	550	5,5	25055,08	254944,92	239323,33			
			4555,47	600	6	27332,81	252667,19	241601,07			
			4555,47	700	7	31888,28	248111,72	246156,54			
			4555,47	750	7,5	34166,02	245833,98	248434,27			
			4555,47	721,46	7,2146	32865,87	247134,13	247134,13			
						$i = (Pxo - P\phi) / (L\phi - Xo)$			$Po = Pxo - \Delta Px$		
						963,68	800	8	756,88	246377,25	246377,25
						963,68	1000	10	2684,25	244449,88	244449,88
						963,68	1200	12	4611,62	242522,51	242522,51
						963,68	1400	14	6538,99	240595,14	240595,14
						963,68	1600	16	8466,35	238667,77	238667,77
			963,68	1800	18	10393,72	236740,40	236740,40			
			963,68	2000	20	12321,09	234813,04	234813,04			

Tabla 29. Fuerza en cable 4, después de pérdidas por fricción, curvatura y asentamiento de cuña

Fuerza en el gato, Pj	Distancia a punto crítico, Xo	Fuerza en el punto crítico, Pxo	Pendiente, i = (Pj-Pxo) / Xo	Abscisa		Variación de fuerza, $\Delta P_x(\text{cualquier})=i \cdot X_i$	Fuerza de Pj a P ϕ . Px =Pj - $\Delta P_x(\text{cualq})$	Fuerza de Po a Pxo. Px- ΔP = Po + ΔP_x			
				cm	mts	Kg	Kg	Kg			
280000,00	7,4982	250379,69	0,00	0	0	0	0,00				
			0,00	100	1	0,00	0,00				
			0,00	150	1,5	0,00	0,00				
			0,00	200	2	0,00	0,00				
			0,00	300	3	0,00	0,00				
			0,00	350	3,5	0,00	0,00				
			0,00	400	4	0,00	0,00				
			3950,31	500	5	0,00	280000,00	220759,38			
			3950,31	550	5,5	21726,71	258273,29	242486,09			
			3950,31	600	6	23701,86	256298,14	244461,25			
			3950,31	700	7	27652,18	252347,82	248411,56			
			3950,31	750	7,5	29627,33	250372,67	250386,71			
			3950,31	749,82	7,4982	29620,31	250379,69	250379,69			
						$i=(Pxo-P\phi)/(L\phi - Xo)$			Po = Pxo - ΔP_x		
						976,89	800	8	490,18	249889,51	249889,51
						976,89	1000	10	2443,96	247935,73	247935,73
						976,89	1200	12	4397,74	245981,95	245981,95
						976,89	1400	14	6351,52	244028,17	244028,17
						976,89	1600	16	8305,30	242074,39	242074,39
						976,89	1800	18	10259,08	240120,62	240120,62
			976,89	2000	20	12212,86	238166,84	238166,84			

3.3.1.2 Chequeo de esfuerzos en cables

Tabla 30. Resumen de fuerzas en cables después de pérdidas por fricción, curvatura y asentamiento de cuña

ABSCISA		cable 1	cable 2	cable 3	cable 4	1a. Etapa	2a. Etapa	TOTAL
		Po	Po	Po	Po	Po cable1+Po cable2	Po cable3+Po cable 4	1a Etapa+2da Etapa
cm	mts	Kg						
0	0	197718,36	185702,76			383421,12	0,00	383421,12
200	2	201343,61	191277,83	214268,25		392621,44	214268,25	606889,70
400	4	204968,86	196852,91	232490,13	0,00	401821,77	232490,13	634311,90
600	6	208594,10	202427,99	241601,07	244461,25	411022,09	486062,32	897084,41
800	8	212219,35	207807,21	246377,25	249889,51	420026,56	496266,76	916293,32
1000	10	212942,68	206183,85	244449,88	247935,73	419126,53	492385,61	911512,14
1200	12	211269,22	204560,49	242522,51	245981,95	415829,71	488504,46	904334,17
1400	14	209595,76	202937,13	240595,14	244028,17	412532,89	484623,31	897156,20
1600	16	207922,29	201313,77	238667,77	242074,39	409236,07	480742,17	889978,23
1800	18	206248,83	199690,41	236740,40	240120,62	405939,24	476861,02	882800,26
2000	20	204575,37	198067,05	234813,04	238166,84	402642,42	472979,87	875622,29

A(cm ²)	16,80	16,80	19,60	19,60
f _{máx} (Kg/cm ²)	12675,16	12369,48	12570,27	12749,46
	f _{máx} < 0,7*fpu			
	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO
	f _{máx} < 0,90fpy			
	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO	VERDADERO

$$0,70*fpu = 13302,00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0,90fpy = 14534,36 \text{ Kg/cm}^2$$

A.8.7.2.1.1 CCP95, en estructuras postensadas, sobreesfuerzos hasta 0,90 fpy por periodos cortos de tiempo pueden permitirse. **luego cumplen.**

3.3.1.3 Pérdidas por acortamiento elástico, ES

A.8.8.2.1.2. CCP-95, para miembros postensados:

$$ES = 0,5 * Esp * f_{cir} / E_{ci}$$

ES, pérdida de esfuerzo por acortamiento elástico.

Esp, módulo de elasticidad del acero del tendón de preesfuerzo. Se puede suponer de 2.000.000 Kg/cm²

f_{cir}, esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero de preesfuerzo debido a la fuerza de preesfuerzo y a la carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia, debe calcularse en la sección o secciones de momento máximo.

E_{ci}, módulo de elasticidad del concreto en Kg/cm² en el momento de la transferencia, el cual se puede calcular así:

$$E_{ci} = 0,14 * \gamma^{1.5} * \sqrt{f'_{ci}}$$

γ	2400	Kg/m ³
f'_{ci}	280	Kg/cm ²
E_{ci}	275438,0366	Kg/cm ²

f_{cis}, esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad (c.g) del acero de preesfuerzo, debido a la fuerza de preesfuerzo después pérdidas de fricción, curvatura y asentamiento de cuña

f_{cis} = - (P/A) - (M*ecc/l), el momento se multiplica por la excentricidad debido a que el esfuerzo es medido en el c.g del acero de preesfuerzo.

f_{cim}, esfuerzo en el c.g del acero de preesfuerzo debido a la carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia.

$$f_{cim} = M\phi * ecc/lc$$

La Etapa 1 de tensionamiento se realiza a los cables No 1 y No 2 cuando la viga a alcanzado el 80 % de su resistencia de diseño.

La Etapa 2 de tensionamiento se realiza a los cables No 3 y No 4 despues de fundidas y de haber fraguado la losa y las riostras.

Tabla 31. Pérdida por acortamiento elástico en la sección de viga simple (etapa 1)

Cable		Po total	Yb	Recubrimiento	Exc. ecc=Yb -Recub	Area	Ic	M ϕ en el centro debido al peso propio
No 1	No 2							
Po	Po							
Kg	Kg	Kg	cm	cm	cm	cm ²	cm ⁴	Kg-cm
204575,37	198067,05	402642,42	121,20	8	113,20	9600	59052890,63	49041176,40

M=Po*ecc	fcis=-(P/A)- (M*ecc/l)	fcim= M ϕ *ecc/lc	fcir=fcis+fcim
Kg-cm	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²
45578283,14	-129,31	94,01	-35,30

Perdida por acortamiento elástico				
Eps	Eci	fcir	ES=0.5*(Eps/Eci)*f cir	Δ Pae=Es*Asp
Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg
2000000	275438,04	-35,30	128,17	2153,32

Tabla 32. Pérdida por acortamiento elástico en la sección de viga compuesta (etapa 2)

Cable		Po total	Yb	Recubrimiento	ecc=Yb-Rec. Promedio	Area	Ic	Mφ por peso losa y riostras
No 3	No 4							
Po	Po							
Kg	Kg	Kg	cm	cm	cm	cm ²	cm ⁴	Kg-cm
234813,04	238166,84	472979,87	160,21	8 y 20	146,21	14966,56	99981044,57	33537600,00

M=Po*ecc	fcis=-(P/A)- (M*ecc/I)	fcim= Mφ*ecc/Ic	fcir=fcis+fcim
Kg-cm	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²
69154906,65	-132,73	49,04	-83,69

Pérdida por acortamiento elástico				
Eps	Eci	fcir	Es=0.5*(Eps/Eci)*f cir	ΔPae=Es*Asp
Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg
2000000	307949,09	-83,69	271,76	5326,53

3.3.1.4 Fuerzas en cables después de pérdidas iniciales

Tabla 33. Fuerza en cables 1 y 2, después de perdidas iniciales

Abscisa		cable 1		cable 2		1a. Etapa
		Po	Pi=Po - ΔPae	Po	Pi=Po-ΔPae	Pi cable1+Pi cable2
cm	mts	Kg	Kg	Kg	Kg	Kg
0	0	197718,36	195565,04	185702,76	183549,44	379114,48
200	2	201343,61	199190,29	191277,83	189124,51	388314,80
400	4	204968,86	204968,86	196852,91	194699,59	399668,45
600	6	208594,10	206440,78	202427,99	200274,67	406715,45
800	8	212219,35	210066,03	207807,21	205653,89	415719,92
1000	10	212942,68	210789,37	206183,85	204030,53	414819,90
1200	12	211269,22	209115,90	204560,49	202407,17	411523,07
1400	14	209595,76	207442,44	202937,13	200783,81	408226,25
1600	16	207922,29	205768,97	201313,77	199160,45	404929,43
1800	18	206248,83	204095,51	199690,41	197537,09	401632,60
2000	20	204575,37	202422,05	198067,05	195913,73	398335,78

Tabla 34. Fuerza en cables 3 y 4, después de pérdidas iniciales

Abscisa		cable 3		cable 4		2a. Etapa	(Total=1ra+2da)
		Po	Pi=Po - ΔPae	Po	Pi=Po-ΔPae	Pi cable 3+Pi cable 4	1a Etapa+2da Etapa
cm	mts	Kg	Kg	Kg	Kg	Kg	Kg
0	0		0,00	0,00	0,00	0,00	379114,48
200	2	214268,25	208941,73	0,00	0,00	208941,73	597256,53
400	4	232490,13	227163,60	0,00	0,00	227163,60	626832,05
600	6	241601,07	236274,54	244461,25	239134,72	475409,26	882124,71
800	8	246377,25	241050,72	249889,51	244562,98	485613,70	901333,62
1000	10	244449,88	239123,35	247935,73	242609,20	481732,55	896552,45
1200	12	242522,51	237195,98	245981,95	240655,42	477851,40	889374,48
1400	14	240595,14	235268,61	244028,17	238701,64	473970,26	882196,51
1600	16	238667,77	233341,24	242074,39	236747,87	470089,11	875018,54
1800	18	236740,40	231413,87	240120,62	234794,09	466207,96	867840,57
2000	20	234813,04	229486,51	238166,84	232840,31	462326,81	860662,59

3.3.2 Evaluación de las pérdidas de largo plazo

3.3.2.1 Retracción de fraguado del concreto (Shrinkage), SH

A.8.8.2.1.1 CCP-95. Retracción de frauado del concreto

Para miembros postensados:

$$SH = 0.80 (1190 - 10.5 \cdot RH)$$

RH, media anual de la humedad relativa del ambiente, en porcentaje.

RH (%) = 70 ambiente muy humedo.

Asp = 72,8 cm²

$$SH = 0.80 (1190 - 10.5 \cdot RH) = 364 \text{ Kg/cm}^2$$

Pérdida de fuerza debido a la retracción de fraguado del concreto:

$$SH \cdot Asp = 26499,2 \text{ Kg}$$

3.3.2.2 Flujo plástico del concreto (Creep), CRc

A.8.8.2.1.3 CCP-95. Flujo plástico del concreto

Miembros pretensados y postensados:

$$CRc = 12 \cdot fcir - 7 \cdot fcds$$

Tabla 35. Esfuerzos para el cálculo de la pérdida por flujo plástico del concreto

DESCRIPCION	ETAPA 1	ETAPA 2	TOTAL
fcis=	-129,31 Kg/cm ²	-132,73 Kg/cm ²	-262,04 Kg/cm ²
fcim=	94,01 Kg/cm ²	49,04 Kg/cm ²	
fcir = fcis + fcim =	-35,30 Kg/cm ²	-83,69 Kg/cm ²	-118,99 Kg/cm ²

fcds, esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero de preesfuerzo debido a todas las cargas muertas exceptuando la carga muerta presente en el momento en que se aplica la fuerza de preesfuerzo. Por relación triangular de esfuerzos:

Esfuerzo en la sección de viga simple: Peso losa y Riostra: Inferior: fb l+r = 68,83 Kg/cm²

Esfuerzo en la sección de viga compuesta: carga muertas posteriores: Inferior: fb cmp = 22,70 Kg/cm²

fcds losa y riostras sección de viga simple = fb l + r * ecc / Yb = 64,29 Kg/cm²

fcds por carga muerta posterior sección viga compuesta = fb cmp * ecc promedio / Ybvc = 20,72

fcds total = 85,01 Kg/cm²

$$CRc = 12 * f_{cir} - 7 f_{cds} = 832,88 \text{ Kg/cm}^2$$

3.3.2.3 Relajación del acero de preesfuerzo, CRs

A.8.8.2.1.4 CCP-95, Relajación del acero de preesfuerzo

Para miembros postensados, Torones de G250 ksi y G270 ksi.

Torones de baja relajación:

$$CRs = 350 - 0.07 * FR - 0,1ES - 0,05(SH + CRc)$$

FR, reducción en el esfuerzo por la pérdida por fricción en Kg/cm², por debajo del nivel de 0.70 fpu, en el punto bajo consideración. Calculado de acuerdo con el numeral A.8.8.1.

Puede obtenerse estimando primero el esfuerzo en la fibra extrema inferior debido a la fuerza de preesfuerzo para cada uno de los cables después de pérdidas por fricción y curvatura, y posteriormente por relación triangular de esfuerzos evaluarlo para el centro de gravedad del acero de preesfuerzo.

Otra forma de muy buena aproximación es la empleada para determinar la pérdida por acortamiento elástico, fcis etapa 1 + fcis etapa 2. Para la sección en consideración, centro de luz de la viga, no inciden las pérdidas por asentamiento de cuña, por lo que para esta sección, fcis únicamente lo afecta las pérdidas por fricción y curvatura.

$$FR = fcis \text{ etapa 1} + fcis \text{ etapa 2} = -262,04 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Etapa 1 : } ES_1 = 128,17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Etapa 2 : } ES_2 = 271,76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$CRs = 295,68 \text{ Kg/cm}^2$$

Total pérdidas de largo plazo:

$$\text{Total perdidadas L P} = SH + CRc + CRs = 1492,56 \text{ Kg/cm}^2$$

Tabla 36. Pérdida de fuerza en cables a largo plazo

Abscisa	Cable 1	Cable 2	Cable 3	Cable 4	Total
	Pi=fpsi=(Total perdidas a largo plazo Baja relajación)*Asp				Po
m	Kg				Kg
0	25074,99	25074,99	0,00	0,00	50149,97
2	25074,99	25074,99	29254,15	0,00	79404,13
4	25074,99	25074,99	29254,15	0,00	79404,13
6	25074,99	25074,99	29254,15	29254,15	108658,28
8	25074,99	25074,99	29254,15	29254,15	108658,28
10	25074,99	25074,99	29254,15	29254,15	108658,28
12	25074,99	25074,99	29254,15	29254,15	108658,28
14	25074,99	25074,99	29254,15	29254,15	108658,28
16	25074,99	25074,99	29254,15	29254,15	108658,28
18	25074,99	25074,99	29254,15	29254,15	108658,28
20	25074,99	25074,99	29254,15	29254,15	108658,28

3.4 ESFUERZOS Y FUERZA EFECTIVA DE PREESFUERZO

3.4.1 Esfuerzos debidos al primer tensionamiento

A=	9600	cm ²
Yb=	121,20	cm
Yt=	98,80	cm
Ic =	59052890,63	cm ⁴

Tabla 37. Esfuerzos en la viga debidos al primer tensionamiento, después de pérdidas iniciales

Abscisa(m)	Fuerza en cables después de pérdidas iniciales		1a. Etapa	EXCENTRICIDAD		Momento	ESFUERZO	
				Cable No 1	Cable No 2		Superior	Inferior
	Po1	Po2	P=Pi cable1+Pi cable2	e1	e2	M=Po1*e1+Po2*e2	$\sigma = -(P/A) - (M*Yt/ I)$	$\sigma = (P/A) + (M*Yb/ I)$
m	Kg			cm		Kg*cm	Kg/cm ²	
0	195565,04	183549,44	379114,48	-61,20	18,80	-8517061,36	-25,24	-56,97
2	199190,29	189124,51	388314,80	-86,67	-30,93	-23112234,99	-1,78	-87,88
4	202815,54	194699,59	397515,13	-103,65	-68,95	-34446545,64	16,23	-112,10
6	206440,78	200274,67	406715,45	-112,14	-95,28	-42231961,33	28,29	-129,04
8	210066,03	205653,89	415719,92	-113,20	-109,91	-46381851,03	34,30	-138,50
10	210789,37	204030,53	414819,90	-113,20	-113,20	-46956747,93	35,35	-139,58
12	209115,90	202407,17	411523,07	-113,20	-113,20	-46583554,46	35,07	-138,47
14	207442,44	200783,81	408226,25	-113,20	-113,20	-46210361,00	34,79	-137,36
16	205768,97	199160,45	404929,43	-113,20	-113,20	-45837167,53	34,51	-136,25
18	204095,51	197537,09	401632,60	-113,20	-113,20	-45463974,07	34,23	-135,15
20	202422,05	195913,73	398335,78	-113,20	-113,20	-45090780,60	33,95	-134,04

3.4.2 Esfuerzos debidos al segundo tensionamiento

A= 14966,56 cm²
 Ytv = 59,79 cm
 Ybvc= 160,21 cm
 Ytvc= 79,79 cm
 Ic = 99981044,57 cm⁴

Tabla 38. Esfuerzos en la sección de viga compuesta, debidos al segundo tensionamiento después de pérdidas iniciales

Abscisa(m)	Fuerza en cables después de pérdidas iniciales			Excentricidad		Momento	Esfuerzo		
				Cable No 3	Cable No 4		Superior losa	Superior viga	Inferior viga
	Po3	Po4	P=Pi cable3+Pi cable4	e3	e4	M=Po3*e3+Po4*e4	$\sigma = -(P/A) - (M*Ytvc/I)$	$\sigma = -(P/A) - (M*Ytv/I)$	$\sigma = -(P/A) + (M*Yb/I)$
m	Kg			cm		Kg-cm	Kg/cm ²		
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0	0	0
2	208941,73	0,00	208941,73	39,79	0,00	8313561,73	-20,60	-18,93	-0,64
4	227163,60	0,00	227163,60	-29,33	0,00	-6662957,99	-9,86	-11,19	-25,85
6	236274,54	239134,72	475409,26	-83,09	8,55	-17587892,86	-17,73	-21,25	-59,95
8	241050,72	244562,98	485613,70	-121,49	-45,00	-40291948,00	-0,29	-8,35	-97,01
10	239123,35	242609,20	481732,55	-144,53	-86,66	-55584638,05	12,17	1,05	-121,26
12	237195,98	240655,42	477851,40	-152,21	-116,41	-64118425,17	19,24	6,42	-134,67
14	235268,61	238701,64	473970,26	-152,21	-134,26	-67858740,21	22,49	8,91	-140,41
16	233341,24	236747,87	470089,11	-152,21	-140,21	-68711805,24	23,43	9,68	-141,51
18	231413,87	234794,09	466207,96	-152,21	-140,21	-68144496,86	23,23	9,60	-140,35
20	229486,51	232840,31	462326,81	-152,21	-140,21	-67577188,47	23,04	9,52	-139,18

3.4.3 Fuerza efectiva en cables, Pe

Tabla 39. Fuerza efectiva total en la sección

Abscisa	Pidpi : Fuerzas en cables despues de perdidas iniciales				Pialp : Perdidas de Fuerza en cables a largo			Pe= Σ (Pidpi - Pialp)
	Cable 1	Cable 2	Cable 3	Cable 4	Cables 1y 2	Cable 3	Cable 4	
m	Kg							
0	195565,04	183549,44	0,00	0,00	25074,99	0,00	0,00	328964,50
2	199190,29	189124,51	208941,73	0,00	25074,99	29254,15	0,00	517852,40
4	204968,86	194699,59	227163,60	0,00	25074,99	29254,15	0,00	547427,92
6	206440,78	200274,67	236274,54	239134,72	25074,99	29254,15	29254,15	773466,43
8	210066,03	205653,89	241050,72	244562,98	25074,99	29254,15	29254,15	792675,34
10	210789,37	204030,53	239123,35	242609,20	25074,99	29254,15	29254,15	787894,17
12	209115,90	202407,17	237195,98	240655,42	25074,99	29254,15	29254,15	780716,20
14	207442,44	200783,81	235268,61	238701,64	25074,99	29254,15	29254,15	773538,23
16	205768,97	199160,45	233341,24	236747,87	25074,99	29254,15	29254,15	766360,26
18	204095,51	197537,09	231413,87	234794,09	25074,99	29254,15	29254,15	759182,29
20	202422,05	195913,73	229486,51	232840,31	25074,99	29254,15	29254,15	752004,32

Tabla 40. Fuerza efectiva en cables y cálculo de la excentricidad promedio

Abscisa	Fuerza efectiva				Excentricidad				$\Sigma(Pe*e)$
	Pe, después de pérdidas iniciales y a largo plazo				Cable 1	Cable 2	Cable 3	Cable 4	$\Sigma[(Pi,1..n)*(eni,1..n)]$
	Pe1	Pe2	Pe3	Pe4	e1	e2	e3	e4	
m	Kg				cm				kg*cm
0	170490,05	158474,45	0,00	0,00	-61,20	18,80	0,00	0,00	-7453986,4
2	174115,30	164049,53	179687,57	0,00	-86,67	-30,93	39,79	0,00	-13014002,0
4	179893,87	169624,60	197909,45	0,00	-103,65	-68,95	-29,33	0,00	-36146663,0
6	181365,80	175199,68	207020,39	209880,57	-112,14	-95,28	-83,09	8,55	-52438198,6
8	184991,04	180578,90	211796,57	215308,83	-113,20	-109,91	-121,49	-45,00	-76208757,5
10	185714,38	178955,54	209869,20	213355,05	-113,20	-113,20	-144,53	-86,66	-90101290,4
12	184040,91	177332,18	207941,83	211401,27	-113,20	-113,20	-152,21	-116,41	-97166840,8
14	182367,45	175708,82	206014,46	209447,49	-113,20	-113,20	-152,21	-134,26	-100011739,5
16	180693,99	174085,46	204087,09	207493,71	-113,20	-113,20	-152,21	-140,21	-100317536,7
18	179020,52	172462,11	202159,72	205539,93	-113,20	-113,20	-152,21	-140,21	-99377034,9
20	177347,06	170838,75	200232,35	203586,16	-113,20	-113,20	-152,21	-140,21	-98436533,0

$\Sigma(Pe*e)$		Excentricidad : $\Sigma(Pe*e) / \Sigma Pe$
$\Sigma[(Pi,1..n)*(eni,1..n)]$		$ecc = \Sigma[(Pi,1..n)*(eni,1..n)] / (Pe = \Sigma(Pidpi - Pialp))$
Kg		cm
0	-7453986,38	-22,66
2	-13014001,96	-25,13
4	-36146663,05	-66,03
6	-52438198,61	-67,80
8	-76208757,46	-96,14
10	-90101290,45	-114,36
12	-97166840,76	-124,46
14	-100011739,5	-129,29
16	-100317536,7	-130,90
18	-99377034,88	-130,90
20	-98436533,03	-130,90

3.4.4 Pérdida de esfuerzos a largo plazo

Tabla 41. Momentos debidos a las pérdidas de fuerza de cables a largo plazo

Cables								Momento	Abscisa
No 1		No 2		No 3		No 4			
$P_{alp1} = f_{psi} * A_{sp}$	e_1	$P_{alp2} = f_{psi} * A_{sp}$	e_2	$P_{alp3} = f_{psi} * A_{sp}$	e_3	$P_{alp4} = f_{psi} * A_{sp}$	e_4	$\sum(P_i * e_i)$	
Kg	cm	Kg	cm	Kg	cm	Kg	cm	Kg*cm	m
25074,99	-61,20	25074,99	18,80	0,00	0,00	0,00	0,00	-1063074,99	0
25074,99	-86,67	25074,99	-30,93	29254,15	39,79	0,00	0,00	-1784671,30	2
25074,99	-103,65	25074,99	-68,95	29254,15	-29,33	0,00	0,00	-5186025,45	4
25074,99	-112,14	25074,99	-95,28	29254,15	-83,09	29254,15	8,55	-7381655,58	6
25074,99	-113,20	25074,99	-109,91	29254,15	-121,49	29254,15	-45,00	-10465041,58	8
25074,99	-113,20	25074,99	-113,20	29254,15	-144,53	29254,15	-86,66	-12440095,53	10
25074,99	-113,20	25074,99	-113,20	29254,15	-152,21	29254,15	-116,41	-13535138,88	12
25074,99	-113,20	25074,99	-113,20	29254,15	-152,21	29254,15	-134,26	-14057361,75	14
25074,99	-113,20	25074,99	-113,20	29254,15	-152,21	29254,15	-140,21	-14231436,05	16
25074,99	-113,20	25074,99	-113,20	29254,15	-152,21	29254,15	-140,21	-14231436,05	18
25074,99	-113,20	25074,99	-113,20	29254,15	-152,21	29254,15	-140,21	-14231436,05	20

Tabla 42. Esuerzos por pérdidas a largo plazo

Abscisa	Total pérdidas de fuerzas en	Momento	Esuerzos		
			$\sigma_{superior} = \frac{P_o}{A} + \frac{M \cdot Y_{tvc}}{I}$	$\sigma_{sup-viga} = \left(\frac{P_o}{A} \right) + \left(\frac{M \cdot Y_{tv}}{I} \right)$	$\sigma_{inferior-viga} = \left(\frac{P_o}{A} \right) - \left(\frac{M \cdot Y_{bvc}}{I} \right)$
	Po	$\sum(P_i \cdot e_i)$	Esfuerzo sup losa	Esfuerzo superior viga	Esfuerzo inferior viga
		A(cm²)=	14966,56	Ytv(cm) = 59,79	Ybv(cm) = 160,21
m	Kg	Kg*cm	Kg/cm²		
0	50149,97	-1063074,99	2,50	2,72	5,05
2	79404,13	-1784671,30	3,88	4,24	8,17
4	79404,13	-5186025,45	1,17	2,20	13,62
6	108658,28	-7381655,58	1,37	2,85	19,09
8	108658,28	-10465041,58	-1,09	1,00	24,03
10	108658,28	-12440095,53	-2,67	-0,18	27,19
12	108658,28	-13535138,88	-3,54	-0,83	28,95
14	108658,28	-14057361,75	-3,96	-1,15	29,79
16	108658,28	-14231436,05	-4,10	-1,25	30,06
18	108658,28	-14231436,05	-4,10	-1,25	30,06
20	108658,28	-14231436,05	-4,10	-1,25	30,06

3.5 ETAPAS DE CARGA

3.5.1 Etapa de carga 1

Tabla 43. Estado de esfuerzos de la viga por carga muerta inicial y por primer tensionamiento

Abscisa	1er Tensionamiento		Viga simple		Carga muerta inicial +1er	
	Despues de perdidas Iniciales				Etapa 1	
			peso propio		Peso propio + 1er Tension	
	Esfuerzo					
	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior
$\sigma = -(P/A) - (M \cdot Y_t / I)$	$\sigma = -(P/A) - (M \cdot Y_b / I)$	$f_t = M / S_t$	$f_b = M / S_b$	$\sigma + f_t$	$\sigma + f_b$	
m	Kg/cm ²					
0	-25,24	-56,97	0	0,00	-25,24	-56,97
2	-1,78	-87,88	-15,59	19,12	-17,37	-68,76
4	16,23	-112,10	-29,54	36,23	-13,31	-75,87
6	28,29	-129,04	-41,85	51,33	-13,55	-77,71
8	34,30	-138,50	-52,51	64,42	-18,22	-74,08
10	35,35	-139,58	-61,54	75,49	-26,19	-64,09
12	35,07	-138,47	-68,92	84,55	-33,85	-53,93
14	34,79	-137,36	-74,67	91,59	-39,88	-45,77
16	34,51	-136,25	-78,77	96,62	-44,26	-39,63
18	34,23	-135,15	-81,23	99,64	-47,00	-35,50
20	33,95	-134,04	-82,05	100,65	-48,10	-33,39

σ admisibles a compresión < 0.55*f'c=

192,50

Kg/cm²

σ admisible a tensión < 2* $\sqrt{f'c}$ =

37,42

Kg/cm²

CUMPLEN.

3.5.2 Etapa de carga 2

Tabla 44. Estado de esfuerzos de la viga por carga muerta inicial, por primer tensionamiento y por peso losa y riostras

Abscisa	esfuerzos resultantes del estado 1.		Viga simple		Carga muerta inicial +1er Tensionamiento	
	Despues de perdidas Iniciales				Etapa 2	
			peso Losa y Riostras		Peso propio de viga +Peso Losa y Riostras+ 1er Tension	
	Esfuerzo Superior	Esfuerzo Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior
	σ_t	σ_b	$f_t = M/St$	$f_b = M/Sb$	$\sigma + f_t$	$\sigma + f_b$
m	Kg/cm ²					
0	-25,24	-56,97	0	0	-25,24	-56,97
2	-17,37	-68,76	-10,66	13,08	-28,03	-55,68
4	-13,31	-75,87	-20,20	24,78	-33,51	-51,09
6	-13,55	-77,71	-28,62	35,10	-42,17	-42,61
8	-18,22	-74,08	-35,91	44,05	-54,13	-30,03
10	-26,19	-64,09	-42,08	51,62	-68,27	-12,47
12	-33,85	-53,93	-47,13	57,82	-80,98	3,89
14	-39,88	-45,77	-51,06	62,64	-90,94	16,86
16	-44,26	-39,63	-53,87	66,08	-98,13	26,45
18	-47,00	-35,50	-55,55	68,14	-102,55	32,64
20	-48,10	-33,39	-56,11	68,83	-104,21	35,45

σ admisibles a compresión $< 0.55 \cdot f_c =$

192,50

Kg/cm²

σ admisible a tensión $< 2 \cdot \sqrt{f_c} =$

37,42

Kg/cm²

CUMPLEN.

3.5.3 Etapa de carga 3

Tabla 45. Estado de esfuerzos de la viga por carga muerta inicial, y por primer y segundo tensionamiento después de pérdidas iniciales

Totales acumulados de esfuerzos									
Abscisa(m)	Esfuerzos debidos al segundo tensionamiento			Etapa 2			Etapa 3		
				Peso propio de viga + peso Losa y Riostra + 1er Tensionamiento			Estado 2 + 2do Tensionamiento		
	Superior losa	Sup viga	Inf. viga	Superior losa	Sup viga	Inf. viga	Superior losa	Sup viga	Inf. viga
	$\sigma = -(P/A) - (M \cdot Y_t / I)$	$\sigma = -(P/A) - (M \cdot Y_t / I) + ((Y_t - e_{losa}) / Y_t)$	$\sigma = -(P/A) + (M \cdot Y_b / I)$	0	$\sigma + ft$	$\sigma + fb$	$\sigma_{sup \text{ losa est } 3} = \sigma + 0$	$\sigma_{sup \text{ viga est } 3} = \sigma + (\sigma + ft)$	$\sigma_{inf \text{ viga estado } 3} = \sigma + (\sigma + fb)$
m	Kg/cm ²								
0	0	0	0,00		-25,24	-56,97	0	-25,24	-56,97
2	-20,60	-18,93	-0,64		-28,03	-55,68	-20,60	-46,96	-56,32
4	-9,86	-11,19	-25,85		-33,51	-51,09	-9,86	-44,71	-76,95
6	-17,73	-21,25	-59,95		-42,17	-42,61	-17,73	-63,42	-102,55
8	-0,29	-8,35	-97,01		-54,13	-30,03	-0,29	-62,48	-127,04
10	12,17	1,05	-121,26		-68,27	-12,47	12,17	-67,22	-133,73
12	19,24	6,42	-134,67		-80,98	3,89	19,24	-74,57	-130,78
14	22,49	8,91	-140,41		-90,94	16,86	22,49	-82,03	-123,54
16	23,43	9,68	-141,51		-98,13	26,45	23,43	-88,45	-115,07
18	23,23	9,60	-140,35		-102,55	32,64	23,23	-92,95	-107,70
20	23,04	9,52	-139,18		-104,21	35,45	23,04	-94,69	-103,73

$\sigma_{admisibles}$ a compresión $< 0.55 \cdot f_c =$

192,50 Kg/cm²

$\sigma_{admisible}$ a tensión $< 2 \cdot \sqrt{f_c} =$

37,42 Kg/cm²

CUMPLEN.

3.5.4 Etapa de carga 4

Tabla 46. Estado de esfuerzos de la viga por carga muerta inicial, por primer y segundo tensionamiento después de pérdidas iniciales y por carga muerta posterior

Abscisa	Totales acumulados de esfuerzos			Esfuerzos en la sección de viga compuesta			ESFUERZOS POR TENSION TOTAL + CM TOTAL		
	Etapa 3						Etapa 4		
	Estado 2 + 2do Tensionamiento			Cargas Muertas Posteriores			Estado 3 + Carga Muerta posterior		
	Superior losa	Sup viga	Inf. viga	Superior losa	Sup viga	Inf. viga	Superior losa	Sup viga	Inf. viga
			ftvc= M/Stvc	ftv=M/Stviga	fbvc = M/Sbvc				
m	Kg / cm ²								
0	0,00	-25,24	-56,97	0	0,00	0,00	0	-25,24	-56,97
2	-20,60	-46,96	-56,32	-2,15	-1,61	4,31	-22,74	-48,57	-52,01
4	-9,86	-44,71	-76,95	-4,07	-3,05	8,17	-13,93	-47,76	-68,77
6	-17,73	-63,42	-102,55	-5,77	-4,32	11,58	-23,49	-67,74	-90,98
8	-0,29	-62,48	-127,04	-7,24	-5,42	14,53	-7,53	-67,90	-112,51
10	12,17	-67,22	-133,73	-8,48	-6,35	17,03	3,69	-73,57	-116,70
12	19,24	-74,57	-130,78	-9,50	-7,12	19,07	9,74	-81,69	-111,71
14	22,49	-82,03	-123,54	-10,29	-7,71	20,66	12,20	-89,74	-102,88
16	23,43	-88,45	-115,07	-10,85	-8,13	21,79	12,57	-96,58	-93,27
18	23,23	-92,95	-107,70	-11,19	-8,39	22,47	12,04	-101,34	-85,23
20	23,04	-94,69	-103,73	-11,31	-8,47	22,70	11,73	-103,17	-81,03

σ admisibles a compresión $< 0.55 \cdot f_c =$

192,50 Kg/cm²

σ admisible a tensión $< 2 \cdot \sqrt{f_c} =$

37,42 Kg/cm²

CUMPLEN.

3.5.5 Etapa de carga 5

Tabla 47. Estado de esfuerzos de la viga por cargas muertas y por los tensionamientos después de ocurridas las pérdidas de largo plazo

Abscisa	Esfuerzos por tensión total + cm total			Pérdida de esfuerzos a largo plazo			Etapa 5		
	Etapa 4						Etapa 4 + delta a largo plazo		
	Etapa 3 + carga muerta posterior								
	Superior losa	Sup viga	Inf. viga	Superior losa	Sup viga	Inf. Viga	Superior losa	Sup viga	Inf. viga
m	Kg/cm ²								
0	0	-25,24	-56,97	2,50	2,72	5,05	2,50	-22,53	-51,92
2	-22,74	-48,57	-52,01	3,88	4,24	8,17	-18,86	-44,33	-43,84
4	-13,93	-47,76	-68,77	1,17	2,20	13,62	-12,76	-45,55	-55,16
6	-23,49	-67,74	-90,98	1,37	2,85	19,09	-22,13	-64,89	-71,89
8	-7,53	-67,90	-112,51	-1,09	1,00	24,03	-8,62	-66,90	-88,48
10	3,69	-73,57	-116,70	-2,67	-0,18	27,19	1,02	-73,75	-89,51
12	9,74	-81,69	-111,71	-3,54	-0,83	28,95	6,20	-82,52	-82,76
14	12,20	-89,74	-102,88	-3,96	-1,15	29,79	8,24	-90,88	-73,10
16	12,57	-96,58	-93,27	-4,10	-1,25	30,06	8,47	-97,83	-63,21
18	12,04	-101,34	-85,23	-4,10	-1,25	30,06	7,94	-102,59	-55,17
20	11,73	-103,17	-81,03	-4,10	-1,25	30,06	7,64	-104,42	-50,97

σ admisibles a compresión < 0.55*f_c=

192,50 Kg/cm²

σ admisible a tensión < 2* $\sqrt{f_c}$ =

37,42 Kg/cm²

CUMPLEN.

3.5.6 Etapa de carga 6, de servicio

Tabla 48. Estado de esfuerzos de servicio, o de vida útil de la viga

Esfuerzos finales con carga viva									
Abscisa	Carga viva			Etapa 5			Etapa 6		
	Esfuerzos en la Sección Viga Compuesta			Etapa 4 + delta largo plazo			Etapa 5+ carga viva		
	ftvc= M/Stvc	ftv=M/Stviga	fb = M/Sbvc	σsup losa est 5	σsup viga est 5	σinf viga estado 5	σsup losa est 6	σsup viga est 6	σinf viga estado 6
	Superior losa	Sup viga	Inf. viga	Superior losa	Sup viga	Inf. viga	Superior losa	Sup viga	Inf. viga
m	Kg /cm ²								
0	0	0	0	2,50	-22,53	-51,92	2,50	-22,53	-51,92
2	-6,55	-4,91	13,15	-18,86	-44,33	-43,84	-25,41	-49,24	-30,69
4	-12,41	-9,30	24,92	-12,76	-45,55	-55,16	-25,18	-54,85	-30,24
6	-17,58	-13,18	35,30	-22,13	-64,89	-71,89	-39,71	-78,07	-36,58
8	-22,06	-16,53	44,30	-8,62	-66,90	-88,48	-30,68	-83,43	-44,18
10	-25,86	-19,38	51,92	1,02	-73,75	-89,51	-24,83	-93,12	-37,59
12	-28,96	-21,70	58,15	6,20	-82,52	-82,76	-22,76	-104,22	-24,61
14	-31,37	-23,51	62,99	8,24	-90,88	-73,10	-23,13	-114,39	-10,10
16	-33,10	-24,80	66,46	8,47	-97,83	-63,21	-24,62	-122,63	3,25
18	-34,13	-25,58	68,53	7,94	-102,59	-55,17	-26,19	-128,16	13,37
20	-34,48	-25,83	69,22	7,64	-104,42	-50,97	-26,84	-130,25	18,26

fc máx < 0.40 f'c =

140,00 Kg/cm²

CUMPLE

ft máx ≤ 1.6 √ f'c =

29,93 Kg/cm²

CUMPLE

A.8.7.2.1.2.2. CCP-95. Esfuerzos bajo cargas de servicio después de que ocurren las pérdidas dependientes del tiempo.

A compresión , fc máx debe ser menor que 0.40*f'c.

Tensión en la zona precomprimida a tensión, para miembros con refuerzo adherido, ft máx ≤ 1.6*√ f'c.

3.6 REVISION POR CAPACIDAD A FLEXION ULTIMA, ETAPA DE CARGA 7

A.8.7.3.1. CCP-95. Resistencia flexión. La capacidad de resistencia calculada no debe ser menor que el mayor valor de diseño con factores de carga del numeral A.3.12. Los factores de reducción de resistencia del numeral A.7.8.3.2 deben usarse.

3.6.1 Momentos de trabajo en el centro de luz de la sección:

debido al peso propio de viga =	490,41 T-m	
debido al peso de losa y riostras =	335,38	
debido a las cargas muertas posteriores	141,67	
Momento total de carga muerta =	967,45 T-m	
Momento debido a la carga viva =	432,00 T-m	incluye el Impacto.
Total momento por cargas de trabajo =	1.399,45 T-m	

3.6.2 Momento último esperado

Empleando las combinaciones de carga del numeral A.3.12 CCP-95, se obtiene la siguiente ecuación para M_u , a la que puede estar solicitada la viga.
Momento último en la sección, $M_u = 1.3*(M_{cm} + 1.67*M_{cv}) =$ **2.195,56 T-m**

3.6.3 Materiales de diseño:

Concreto:

Resistencia a la compresión del concreto de la viga, $f'_c =$	350 Kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto, $E_c =$	307949,0867 Kg/cm ²
Deformación unitaria máxima a la compresión, $\epsilon_{cu} =$	0,003

Acero no preesforzado:

Resistencia a la fluencia del refuerzo no preesforzado, $f_y =$	4200 Kg/cm ²
Módulo de elasticidad del refuerzo no preesforzado, $E_s =$	2040000 Kg/cm ²
Deformación unitaria de fluencia, $\epsilon_{sy} =$	0,002
Deformación unitaria máxima, $\epsilon_{smáx} =$	0,05

Acero preesforzado:

Acero de 270 ksi, de baja relajación.

Resistencia a la fluencia del acero de preesfuerzo, $f_{py} =$	16149,3 Kg/cm ²
Módulo de elasticidad del refuerzo preesforzado, $E_{ps} =$	2000000 Kg/cm ²
Deformación unitaria de fluencia, $\epsilon_{psy} =$	0,01
Deformación unitaria máxima, $\epsilon_{psmáx} =$	0,035

Sección para revisión:

$$b_{ef}/n = 268,33 \text{ cms}$$

$$h = 240 \text{ cms}$$

Refuerzo no preesforzado de la sección :

$$\text{refuerzo pasivo, } A_s (\text{cm}^2) = 10 \text{ varillas de } 1/2 \text{ pulgada} = 12,9 \text{ cm}^2$$

$$d = 235 \text{ cms}$$

$$\text{Cuantía, } \rho = 0,000204576$$

$$\text{refuerzo de preesfuerzo, } A_{ps} (\text{cm}^2) = 72,8$$

$$d_p = \frac{\sum (h - Y_{cl})}{\sum \text{cables}} = 229 \text{ cms}$$

$$\text{Cuantía de preesfuerzo, } \rho_p = \frac{A_{ps}}{d_p \cdot (b_{ef}/n)} = 0,001184758$$

3.6.4 Momento resistente de la sección**A.8.7.3.2.2 CCP-95 , Secciones rectangulares:**

Para secciones rectangulares o con aletas que tienen acero a tensión no preesforzado, y en las cuales la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos, definido como $(A_{ps} \cdot f_{ps} + A_s \cdot f_y) / 0,85 f'_c \cdot b_w$, no es mayor que el espesor de la aleta a compresión h_f , y que satisfaga la ecuación

A.8.7.5.1. Puede suponerse que la resistencia de diseño a flexión es:

$$\text{Momento resistente nominal de una sección, } \Phi M_n = \Phi (A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot (d_p - (a/2)) + A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)).$$

$$\text{espesor de la aleta a compresión, } h_f = 30 \text{ cms}$$

$$\text{ancho del alma de un miembro con aletas, } b_w = 20 \text{ cms}$$

Esfuerzo en el acero de preesfuerzo, f_{ps} .

A.8.7.3.2.4.1 CCP-95, a menos que el valor de f_{ps} pueda ser determinado más exactamente de un análisis detallado basado en la compatibilidad de deformaciones, pueden utilizarse los siguientes valores aproximados de f_{ps} , siempre y cuando la fuerza efectiva de preesfuerzo después de pérdidas, P_e no sea menor que $0,50F_{pu}$ y que las propiedades esfuerzo deformación del acero de preesfuerzo cumplan con lo especificado en el título B capítulo B.3.

F_{pu} , carga mínima a la rotura del tendón de preesfuerzo, en Kgf.

$$\text{Carga mínima a la rotura del cable} = F_{pu} \text{ torón} \cdot A_{sp}$$

$$\text{Carga mínima a la rotura del cable No 1 y 2, } F_{puc} = 446947,2$$

$$\text{Carga mínima a la rotura del cable No 3 y 4, } F_{puc} = 521438,4$$

Para miembros con tendones de preesfuerzo adheridos y refuerzo a tensión no preesforzado:

$$f_p = f_{pu} * (1 - (\gamma_p / \beta_1) * (p * f_{pu} / f'_c + (d/d_p) * (p * f_y / f'_c)))$$

resistencia a la tracción especificada de los tendones de preesforzado, $f_{pu} = 19002,8 \text{ Kg/cm}^2$

coeficiente para el tipo de tendón de preesfuerzo, para acero de baja relación, $\gamma_p = 0,28$

coeficiente para la resistencia del concreto, β_1

para $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$, $\beta_1 = 0,8$

para $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, $\beta_1 = 0,85$

para $f'_c = 420 \text{ Kg/cm}^2$, $\beta_1 = 0,75$

$f_p = 18558,22 \text{ Kg/cm}^2$

profundidad del bloque rectangular equivalente sometido a compresión, $a = (A_{ps} * f_p + A_s * f_y) / (0,85 * f'_c * b_w) = 17,60315993 \text{ cms}$

chequeamos para constatar si $a < h_f$ VERDADERO

Limites de ductilidad.

A.8.7.5.1, CCP-5. los elementos de concreto preesforzado deben diseñarse para que el acero fluya en condiciones de capacidad última.

En general el índice de refuerzo debe ser tal que para secciones con aletas sea menor que $0,36\beta_1$.

$$A_{pw} * f_p / (b_w * d_p * f'_c) < 0,36\beta_1$$

$$A_{pw} = A_{ps} * A_{pf}$$

$$A_{pf} = (b - b_w) * h_f / f_p = 0,129322741$$

$$A_{pw} = 9,414695568 \text{ cm}^2$$

$$A_{pw} * f_p / (b_w * d_p * f'_c) = 0,108995633$$

$$0,36 * \beta_1 = 0,288$$

$$A_{pw} * f_p / (b_w * d_p * f'_c) < 0,36\beta_1. \text{ VERDADERO}$$

Para secciones con índices mayores que $0,36\beta_1$, la resistencia de diseño a flexión para secciones con aletas se supone no mayor que:

$$\Phi M_n = ((0,36\beta_1 - 0,08\beta_1^2) * f'_c * b_w * d_p^2 + 0,85 f'_c (b - b_w) * h_f * (d_p - 0,5 * h_f))$$

$$\Phi M_n = 239722201,6 \text{ Kg - cm} = 2.397,22 \text{ T-m}$$

$\Phi M_n > \mu$ actuante. VERDADERO

Como $A_{pw} * f_p / (b_w * d_p * f'_c)$ es $<$ que $0,36\beta_1$, puede suponerse que la resistencia de diseño a flexión es:

$$\Phi M_n = \Phi * (A_{ps} * f_p * (d_p - a/2) + A_s * f_y * (d - a/2))$$

coeficiente de reducción de resistencia, para flexión sin carga axial, $\Phi = 0,9$

$$\Phi M_n = 278776772,4 \text{ Kg-cm} = 2.787,77 \text{ T-m}$$

$\Phi M_n > \mu$ actuante. VERDADERO

3.6.5 Acero mínimo.

A.8.7.5.2.1 CCP-95, la cantidad total de acero preesforzado y no preesforzado debe ser adecuada para desarrollar un momento último en la sección crítica de por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento, M_{cr} .

$$\Phi M_n > 1.2 M_{cr}$$

$$M_{cr} = (f_r + f_{pe}) S_c - M_d / n_c \cdot ((S_c / S_b) - 1)$$

$$\text{Módulo de rotura del concreto, } f_r = 2 \cdot \sqrt{f_c} = 37,42 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a las fuerzas efectivas de preesforzado en la fibra extrema precomprimida, f_{pe}

$$f_{pe} = 243,15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Momento de carga muerta de la sección simple, } M_d / n_c = 825.787,76 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Módulo de sección compuesta para la fibra extrema precomprimida, } S_c = S_{bvc} = 624058,17 \text{ cm}^3$$

$$\text{Módulo de la sección simple para la fibra extrema precomprimida, } S_b = 487243,45 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = 151901365,95 \text{ Kg-cm} \quad 1519,01 \text{ T-m}$$

$$1.2 M_{cr} = 1822,82$$

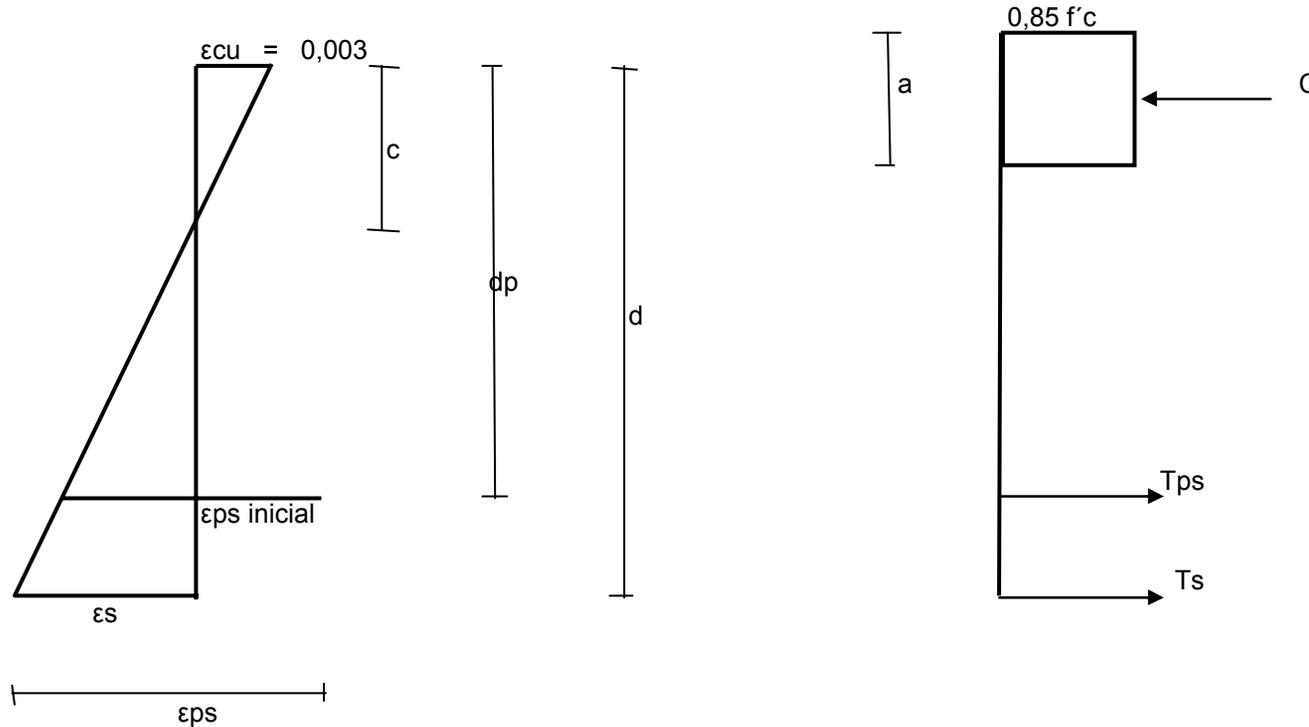
$$\Phi M_n > 1.2 M_{cr} \quad \text{VERDADERO}$$

3.6.6 Verificación de la resistencia a la flexión

26-9 Resistencia a la flexión de los elementos preesforzados, Diseño de estructuras conforme al reglamento ACI-318-89.

La resistencia a la flexión de los elementos preesforzados se puede calcular utilizando las mismas suposiciones que para los elementos no preesforzados. Los cables de preesfuerzo, sin embargo, no poseen un punto de fluencia bien definido, como ocurre con el acero suave. Cuando una sección transversal preesforzada alcanza su resistencia a la flexión (que se define como la deformación unitaria máxima de 0,003 a la compresión), el esfuerzo en el acero preesforzado con una resistencia nominal, f_{ps} , varía según la magnitud del preesfuerzo. El valor de f_{ps} se puede obtener empleando las condiciones de equilibrio, las relaciones esfuerzo-deformación y la compatibilidad de deformaciones unitarias.

Figura 12. Diagrama triangulación de deformaciones y bloque rectangular de esfuerzos



$$C = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$T_{ps} = f_{ps} \cdot A_{ps}$$

$$T_s = f_s \cdot A_s$$

Por equilibrio de fuerzas, $C = Tps + Ts$.

Variando la posición del eje neutro, c , y mediante un proceso de aproximaciones sucesivas, podemos obtener el equilibrio de fuerzas. Las deformaciones se obtienen por triangulación y los esfuerzos respectivos de las curvas Esfuerzo - Deformación para cada material.

Deformación unitaria del acero de preesfuerzo, ϵps

$$\epsilon ps = \epsilon pst + \epsilon psinicial.$$

ϵpst , deformación unitaria del acero de preesfuerzo debido a las cargas últimas, se obtiene por triangulación de deformaciones.

$$\epsilon pst = 0,003 * (dp - c) / c$$

$\epsilon psinicial$, deformación unitaria del acero de preesfuerzo debido a la Fuerza efectiva de preesfuerzo, sin incluir las pérdidas debidas al acortamiento elástico del concreto, ES.

$$\text{Pérdida de fuerza por acortamiento elástico del concreto cables 1 y 2, } \Delta PES = \Delta PES 1 + \Delta PES 2 = 4306,64 \text{ Kg}$$

$$\text{Pérdida de fuerza por acortamiento elástico del concreto cables 3 y 4, } \Delta PES = \Delta PES 3 + \Delta PES 4 = 10653,06 \text{ Kg}$$

$$\text{Fuerza efectiva de preesfuerzo en el centro de luz de la viga, } Pe = \sum Pei \text{ en el centro de luz.} = 752004,32 \text{ Kg}$$

$$\text{Fuerza efectiva de preesfuerzo en el centro de luz de la viga, antes de pérdidas por acortamiento elástico} = 766964,01 \text{ Kg}$$

$$\epsilon psinicial = Pe / (Aps * Eps) = 0,00526761$$

Deformación unitaria del acero no preesforzado, ϵs .

$$\epsilon s = 0,003 * (d - c) / c.$$

Para deformaciones unitarias del acero mayores a ϵsy , el esfuerzo al que está sometido el acero se asume como f_y .

Tabla 49. Equilibrio de fuerzas mediante aproximaciones sucesivas

c cms	ϵs	ϵps	f_s Kg/cm ²	f_{ps} Kg/cm ²	a cm	C Kg	Ts Kg	Tps Kg	Ts + Tps Kg
16	0,0410625	0,04520511	4200	18790	12,8	1.021.794	54180	1367912	1.422.092
20	0,03225	0,03661761	4200	18580	16	1.277.242	54180	1352624	1.406.804
22	0,029045455	0,033494883	4200	18700	17,6	1.404.966	54180	1361360	1.415.540
22,5	0,028333333	0,032800943	4200	18730	18	1.436.897	54180	1363544	1.417.724
22,23	0,0287139	0,033171794	4200	18750	17,784	1.419.655	54180	1365000	1.419.180

Importante verificar que las deformaciones unitarias de los materiales no excedan los topes máximos.

Si, ϵs mayor que ϵsy , y ϵps mayor que ϵpsy , la sección presenta un modo dúctil de falla.

Tomando momentos con respecto a Ts, podemos obtener el momento resistente nominal de la sección, ΦMn .

$$\Phi Mn = 0,9 * (C * (d - a/2) - Tps * (d - dp)) = 281524718,8 \text{ Kg -cm} = 2815,25 \text{ T-m}$$

4. RESULTADOS OBTENIDOS

4.1 RESPECTO DE LAS PERDIDAS DE PREESFUERZO

4.1.1 Viga de 40 metros de luz

Tabla 50. Magnitud de las pérdidas de preesfuerzo para el cable 1

Fuerza de tensionamiento del gato, Pj = 230000,00 Kg.

Tipo de pérdida de preesfuerzo	Magnitud de la pérdida	
	Valor(Kg).	Porcentaje %
Inmediatas		
fricción y curvatura	25424,63	11,05%
asentamiento de cuña	32281,64	14,04%
acortamiento elástico del concreto, ES.	2153,32	0,94%
A largo palzo.		
retracción de fraguado del concreto, SH.	6115,20	2,66%
flujo plástico del concreto, CRc	13992,33	6,08%
relajamiento del acero de preesfuerzo, CRs.	4967,46	2,16%
total pérdidas	84934,58	36,93%

Tabla 51. Magnitud de las pérdidas de preesfuerzo para el cable 2

Fuerza de tensionamiento del gato, Pj = 230000,00 Kg.

Tipo de pérdida de preesfuerzo	Magnitud de la pérdida	
	Valor(Kg).	Porcentaje %
Inmediatas		
fricción y curvatura	31932,95	13,88%
asentamiento de cuña	44297,24	19,26%
acortamiento elástico del concreto, ES.	2153,32	0,94%
A largo palzo.		
retracción de fraguado del concreto, SH.	6115,20	2,66%
flujo plástico del concreto, CRc	13992,33	6,08%
relajamiento del acero de preesfuerzo, CRs.	4967,46	2,16%
total pérdidas	103458,50	44,98%

Tabla 52. Magnitud de las pérdidas de preesfuerzo para el cable 3

Fuerza de tensionamiento del gato, Pj = 280000,00 Kg.

Tipo de pérdida de preesfuerzo	Magnitud de la pérdida	
	Valor(Kg).	Porcentaje %
Inmediatas		
fricción y curvatura	45186,96	16,14%
asentamiento de cuña	65731,75	23,48%
acortamiento elástico del concreto, ES.	5326,53	1,90%
A largo palzo.		
retracción de fraguado del concreto, SH.	7134,40	2,55%
flujo plástico del concreto, CRc	16324,39	5,83%
relajamiento del acero de preesfuerzo, CRs.	5795,36	2,07%
total pérdidas	145499,39	51,96%

Tabla 53. Magnitud de las pérdidas de preesfuerzo para el cable 4

Fuerza de tensionamiento del gato, Pj = 280000,00 Kg.

Tipo de pérdida de preesfuerzo	Magnitud de la pérdida	
	Valor(Kg).	Porcentaje %
Inmediatas		
fricción y curvatura	41833,16	14,94%
asentamiento de cuña	59240,62	21,16%
acortamiento elástico del concreto, ES.	5326,53	1,90%
A largo palzo.		
retracción de fraguado del concreto, SH.	7134,40	2,55%
flujo plástico del concreto, CRc	16324,39	5,83%
relajamiento del acero de preesfuerzo, CRs.	5795,36	2,07%
total pérdidas	135654,46	48,45%

Tabla 54. Porcentaje promedio de las pérdidas de preesfuerzo respecto de la fuerza de tensionamiento

Tipo de pérdida de preesfuerzo	Magnitud de la pérdida
	Porcentaje %
Inmediatas	
fricción y curvatura	14,00%
asentamiento de cuña	19,48%
acortamiento elástico del concreto, ES.	1,42%
A largo palzo.	
retracción de fraguado del concreto, SH.	2,60%
flujo plástico del concreto, CRc	5,96%
relajamiento del acero de preesfuerzo, CRs.	2,11%
total pérdidas	45,58%

4.1.2 Viga de 30 metros de luz

Tabla 55. Magnitud de las pérdidas de preesfuerzo para el cable 1

Fuerza de tensionamiento del gato, Pj = 230000,00 Kg.

Tipo de pérdida de preesfuerzo	Magnitud de la pérdida	
	Valor (Kg).	Porcentaje %
Inmediatas		
fricción y curvatura	20215,82	8,79%
asentamiento de cuña	29635,15	12,88%
acortamiento elástico del concreto, ES.	8635,94	3,75%
A largo palzo.		
retracción de fraguado del concreto, SH.	6115,20	2,66%
flujo plástico del concreto, CRc	22962,38	9,98%
relajamiento del acero de preesfuerzo, CRs.	3925,11	1,71%
total pérdidas	91489,60	39,78%

Tabla 56. Magnitud de las pérdidas de preesfuerzo para el cable 2

Fuerza de tensionamiento del gato, Pj = 230000,00 Kg.

Tipo de pérdida de preesfuerzo	Magnitud de la pérdida	
	Valor (Kg).	Porcentaje %
Inmediatas		
fricción y curvatura	30047,61	13,06%
asentamiento de cuña	47245,98	20,54%
acortamiento elástico del concreto, ES.	8635,94	3,75%
A largo palzo.		
retracción de fraguado del concreto, SH.	6115,20	2,66%
flujo plástico del concreto, CRc	22962,38	9,98%
relajamiento del acero de preesfuerzo, CRs.	3925,11	1,71%
total pérdidas	118932,22	51,71%

Tabla 57. Magnitud de las pérdidas de preesfuerzo para el cable 3

Fuerza de tensionamiento del gato, $P_j = 110000,00 \text{ Kg.}$

Tipo de pérdida de preesfuerzo	Magnitud de la pérdida	
	Valor (Kg).	Porcentaje %
Inmediatas		
fricción y curvatura	16264,18	14,79%
asentamiento de cuña	26713,94	24,29%
acortamiento elástico del concreto, ES.	1007,95	0,92%
A largo palzo.		
retracción de fraguado del concreto, SH.	3567,20	3,24%
flujo plástico del concreto, CRc	13394,72	12,18%
relajamiento del acero de preesfuerzo, CRs.	2289,65	2,08%
total pérdidas	63237,64	57,49%

Tabla 58. Magnitud de las pérdidas de preesfuerzo para el cable 4

Fuerza de tensionamiento del gato, $P_j = 110000,00 \text{ Kg.}$

Tipo de pérdida de preesfuerzo	Magnitud de la pérdida	
	Valor (Kg).	Porcentaje %
Inmediatas		
fricción y curvatura	13690,81	12,45%
asentamiento de cuña	21933,00	19,94%
acortamiento elástico del concreto, ES.	1007,95	0,92%
A largo palzo.		
retracción de fraguado del concreto, SH.	3567,20	3,24%
flujo plástico del concreto, CRc	13394,72	12,18%
relajamiento del acero de preesfuerzo, CRs.	2289,65	2,08%
total pérdidas	55883,33	50,80%

Tabla 59. Porcentaje promedio de las pérdidas de preesfuerzo respecto de la fuerza de tensionamiento

Tipo de pérdida de preesfuerzo	Magnitud de la pérdida
	Porcentaje %
Inmediatas	
fricción y curvatura	12,27%
asentamiento de cuña	19,41%
acortamiento elástico del concreto, ES.	2,34%
A largo palzo.	
retracción de fraguado del concreto, SH.	2,95%
flujo plástico del concreto, CRc	11,08%
relajamiento del acero de preesfuerzo, CRs.	1,89%
total pérdidas	49,94%

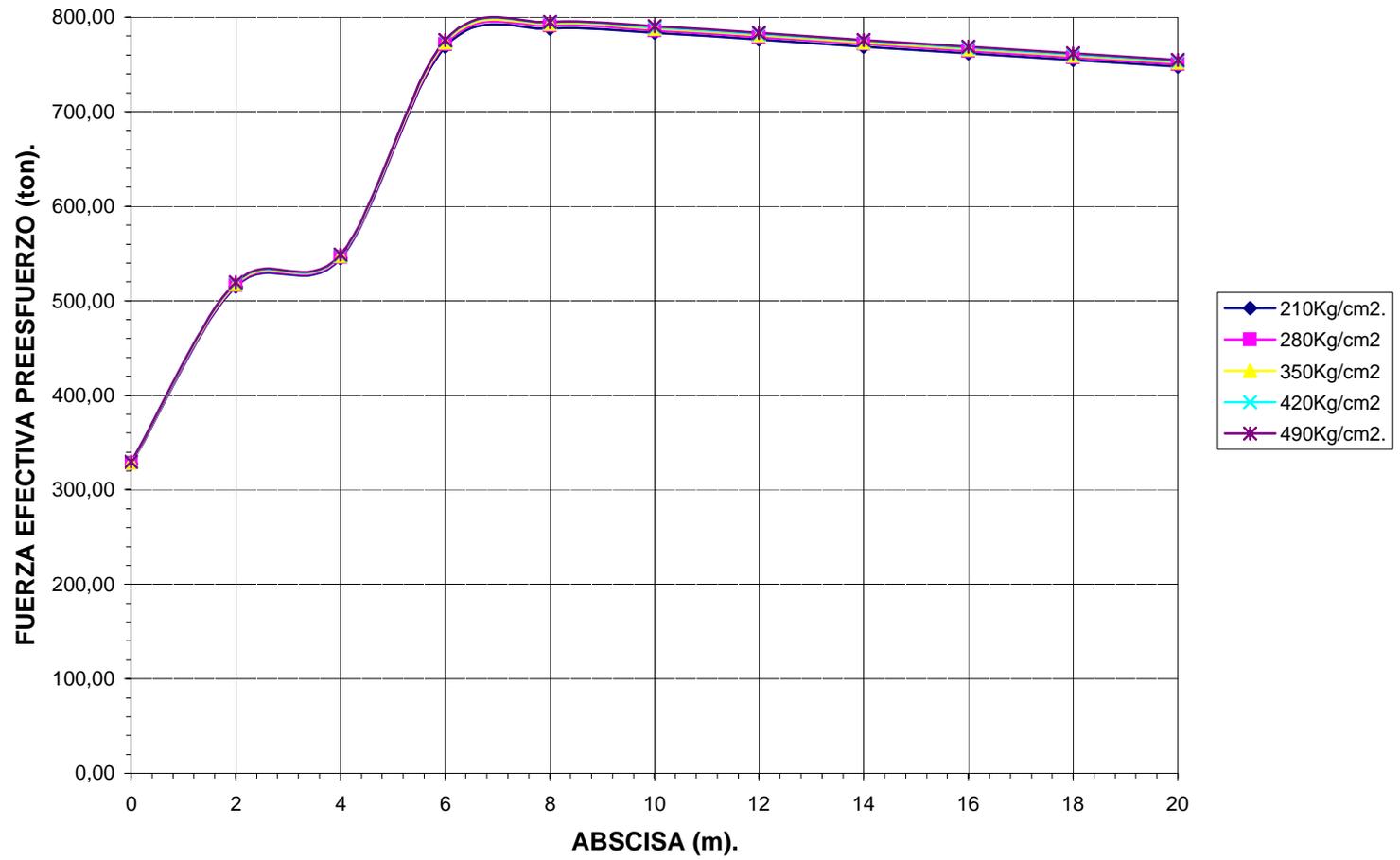
4.2 RESPECTO DE LA FUERZA EFECTIVA DE PREESFUERZO

4.2.1 Viga de 40 metros de luz

Tabla 60. Variación de la fuerza efectiva de preesfuerzo a lo largo de la viga para diferentes tipos de resistencia a la compresión del concreto

Abscisa m	Fuerza efectiva de preesfuerzo				
	f'c=210Kg/cm2 ton.	f'c=280Kg/cm2 ton.	f'c=350Kg/cm2 ton.	f'c=420Kg/cm2 ton.	f'c=490Kg/cm2 ton.
0	327,62	328,41	328,96	329,38	329,71
2	514,89	516,64	517,85	518,77	519,49
4	545,09	546,47	547,43	548,15	548,73
6	768,88	771,59	773,47	774,88	775,98
8	788,08	790,79	792,68	794,08	795,19
10	783,30	786,01	787,89	789,30	790,41
12	776,13	778,84	780,72	782,13	783,23
14	768,95	771,66	773,54	774,95	776,06
16	761,77	764,48	766,36	767,77	768,88
18	754,59	757,30	759,18	760,59	761,70
20	747,41	750,12	752,00	753,41	754,52

Figura 13. Variación de la fuerza efectiva de preesfuerzo para diferentes resistencias del concreto de la viga de 40 metros de luz

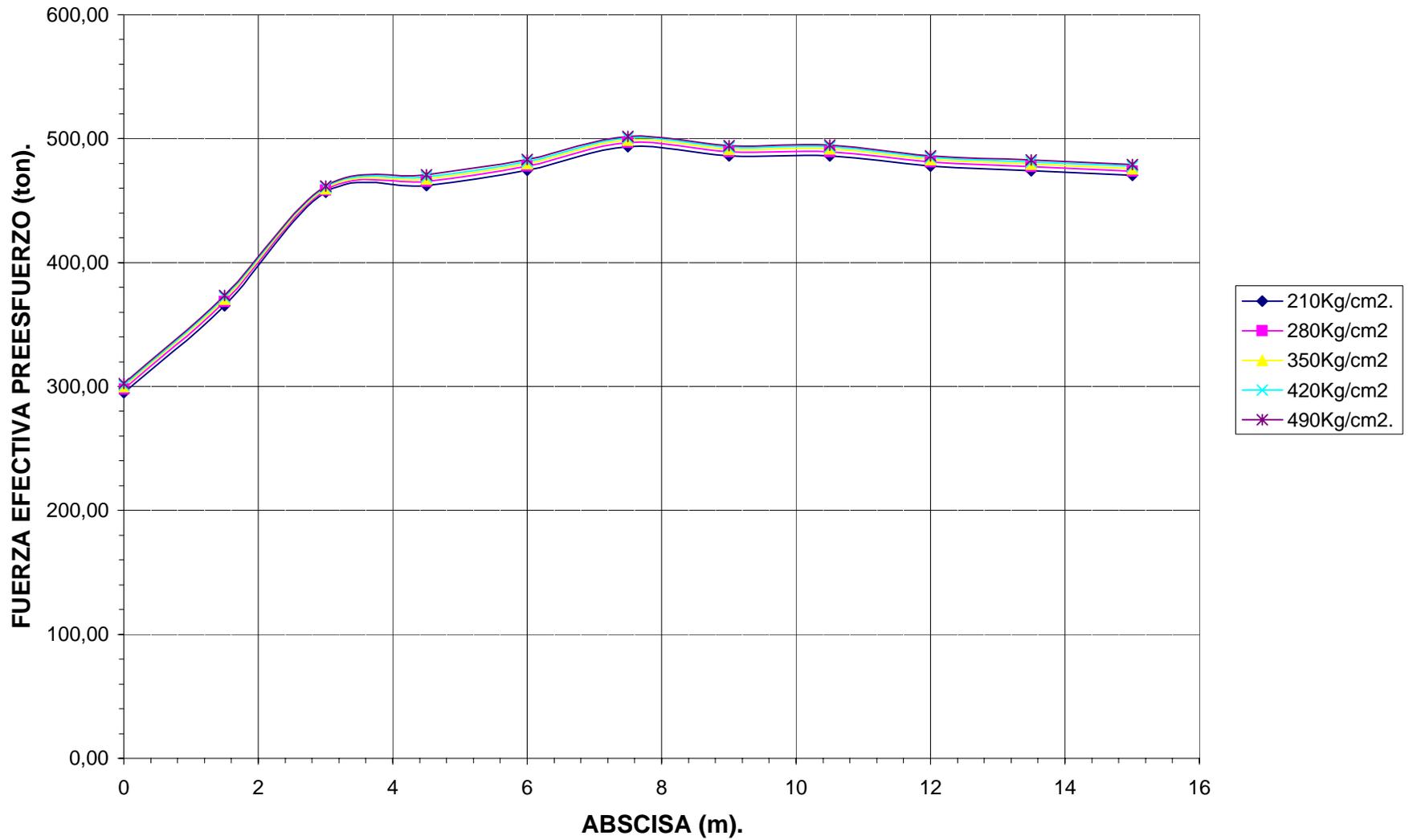


4.2.2 Viga de 30 metros de luz

Tabla 61. Variación de la fuerza efectiva de preesfuerzo a lo largo de la viga para diferentes tipos de resistencia a la compresión del concreto

Abscisa cm	Fuerza efectiva de preesfuerzo				
	f'c=210Kg/cm2 ton.	f'c=280Kg/cm2 ton.	f'c=350Kg/cm2 ton.	f'c=420Kg/cm2 ton.	f'c=490Kg/cm2 ton.
0	294,95	297,84	299,84	301,34	302,52
1,5	365,26	368,31	370,43	372,02	373,28
3	456,94	458,66	459,88	460,81	461,56
4,5	462,23	465,44	467,68	469,36	470,69
6	474,56	477,78	480,02	481,70	483,03
7,5	493,47	496,68	498,92	500,61	501,94
9	486,03	489,25	491,49	493,17	494,50
10,5	486,23	489,44	491,68	493,37	494,70
12	477,83	481,05	483,29	484,97	486,30
13,5	474,18	477,40	479,64	481,32	482,65
15	470,53	473,75	475,99	477,67	479,00

Figura 14. Variación de la fuerza efectiva de preesfuerzo para diferentes resistencias del concreto de la viga de 30 metros de luz



4.3 RESPECTO DE LA RESISTENCIA A FLEXION

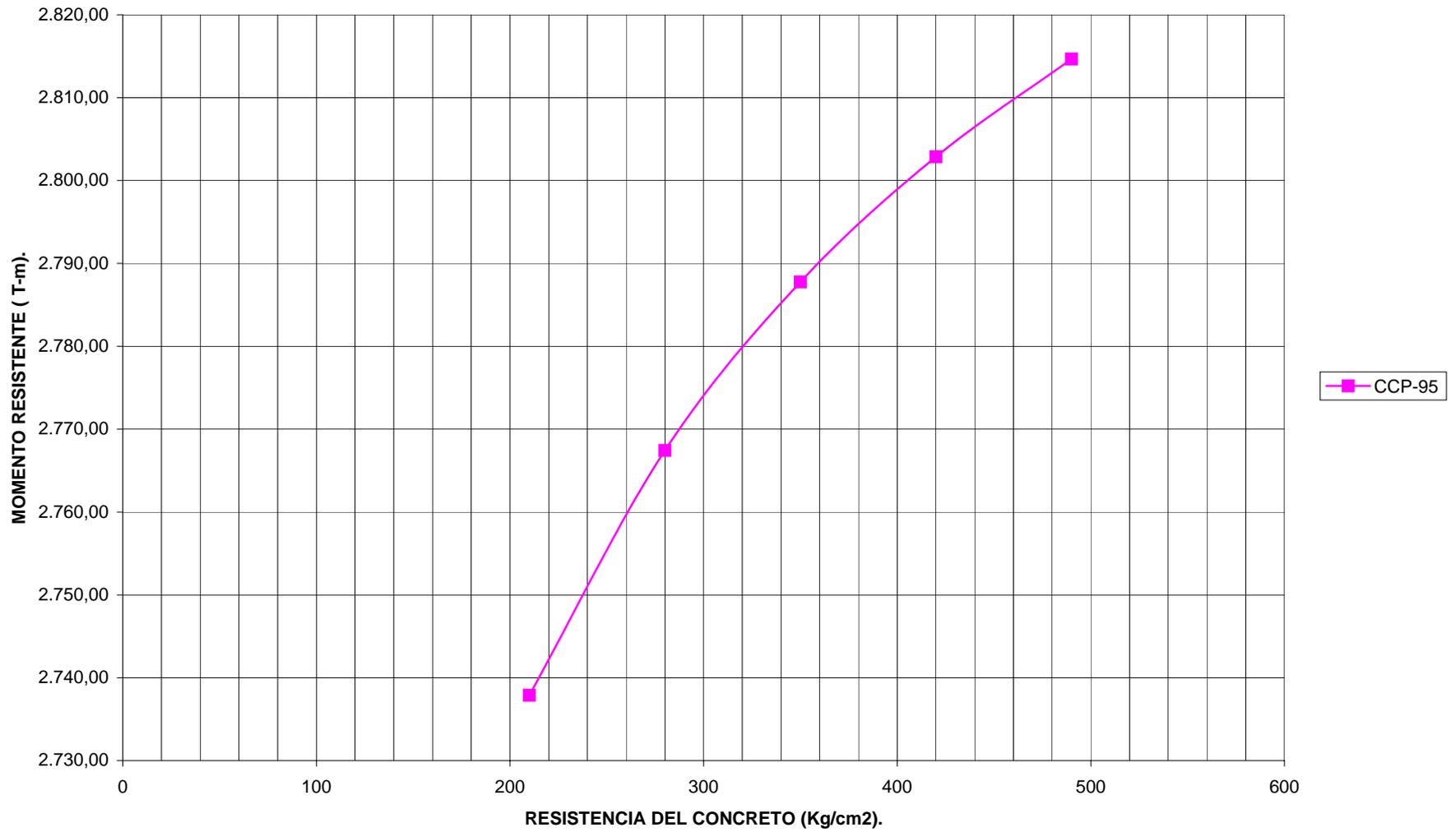
4.3.1 Viga de 40 metros de luz

Tabla 62. Resistencia a flexión de la sección para diferentes tipos de resistencia a la compresión del concreto

Momento último actuante en la sección, $M_u = 2.195,56$ T-m

Resistencia del Concreto, f'_c	Momento resistente	
	$\Phi M_n = \Phi (A_{ps} f_{ps} (d_p - (a/2)) + A_s f_y (d - a/2))$. A.8.7.5.1 CCP-95.	ΦM_n , por condiciones de equilibrio, relacion esfuerzo-deformación y por compatibilidad de
Kg /cm ²	T-m.	
210	2.737,89	2.811,59
280	2.767,43	2.813,77
350	2.787,76	2.815,25
420	2.802,87	2.855,48
490	2.814,66	2.863,67

Figura 15. Variación de la resistencia a flexión con respecto a la resistencia del concreto, viga de 40 metros de luz



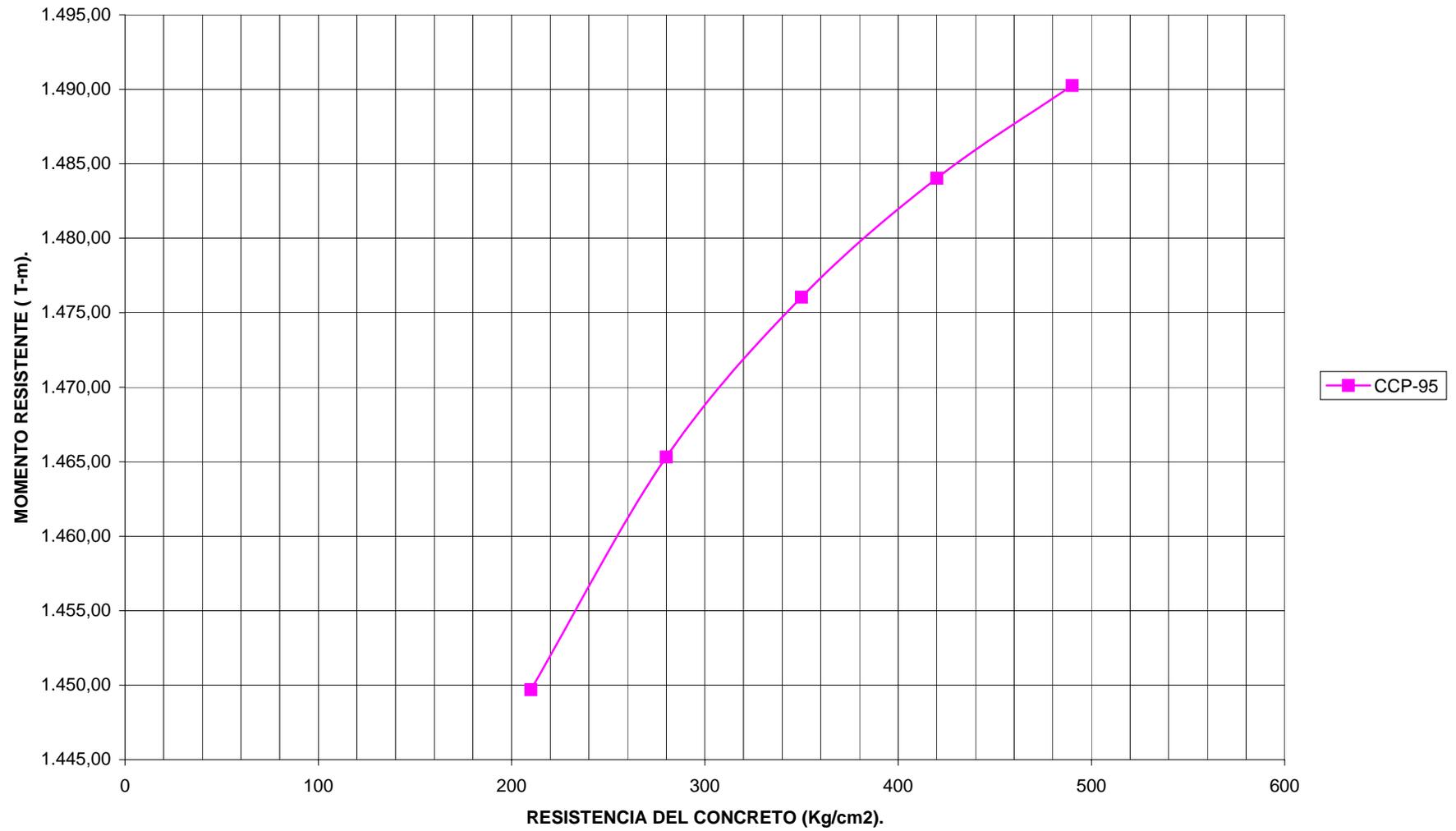
4.3.2 Viga de 30 metros de luz

Tabla 63. Resistencia a flexión de la sección para diferentes tipos de resistencia a la compresión del concreto

Momento último actuante en la sección, $M_u = 1.161,33$ T-m

Resistencia del Concreto, f'_c	Momento resistente	
	$\Phi M_n = \Phi (A_{ps} f_{ps} (d_p - (a/2)) + A_s f_y (d - a/2))$. A.8.7.5.1 CCP-95.	ΦM_n , por condiciones de equilibrio, relación esfuerzo-deformación y por compatibilidad de
Kg /cm ²	T-m.	
210	1.449,70	1.451,17
280	1.465,31	1.468,67
350	1.476,05	1.492,02
420	1.484,03	1.512,53
490	1.490,25	1.528,27

Figura 16. Variación de la resistencia a flexión con respecto a la resistencia del concreto, viga de 30 metros de luz



5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

De los resultados obtenidos puede concluirse:

- Respecto de las pérdidas de preesfuerzo.

Los valores consignados en las tablas, Magnitud de las pérdidas de preesfuerzo para cada uno de los cables, indican que las de mayor incidencia en su orden son: asentamiento de cuña, fricción y curvatura, y flujo plástico del concreto.

La pérdida por asentamiento de cuña depende esencialmente del sistema de anclaje y de tensionamiento usado, para la situación planteada, se ha supuesto que las cuñas empleadas para sostener los torones, se deslizarán 6mm, valor común, más sin embargo causan en promedio una disminución del 19,45% de la fuerza de tensionamiento.

La pérdida por fricción y curvatura es en promedio un 13,14% de la fuerza de tensionamiento del gato, básicamente la geometría del cable define su magnitud. Al comparar el cable No 1 con el No 2, y el No 3 con el No 4, es evidente que los cables más extendidos, de menor curvatura presentan menores pérdidas de fuerza.

Generalmente se realiza un sobretensionamiento de los cables, con el objeto de contrarrestar las pérdidas por fricción, curvatura y asentamiento de cuña, reduciendo las pérdidas de preesfuerzo a tan solo el 15,4% de la fuerza de tensionamiento, logrando una mayor eficiencia del sistema

Otra fuente importante de pérdida es debida al flujo plástico del concreto, alcanza en promedio un 8,54% de la fuerza de tensionamiento. Como se trata de una pérdida dependiente del tiempo, resulta imposible de mitigar, ya que sobretensionar los cables para contrarrestarla, produciría esfuerzos iniciales en el acero muy elevados. Comparativamente, para la viga de 30 metros de luz esta pérdida en promedio es de 11,08% en tanto que para la luz de 40m alcanza tan solo el 6,01%, por su menor valor del esfuerzo fcis (esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero de preesfuerzo, debido a la fuerza de preesfuerzo, después de pérdidas por fricción, curvatura y asentamiento de cuña) , para ambos casos cada uno de los cables de primera etapa se tensionaron con una fuerza de 230 Ton, pero la viga de 40m posee una sección transversal mayor lo que origina menores esfuerzos fcis en el concreto.

- Respecto de la fuerza efectiva de preesfuerzo.

La gráfica variación de la fuerza efectiva de preesfuerzo a los largo de la viga para diferentes resistencias a la compresión del concreto, muestra que:

La resistencia a la compresión del concreto de la viga muy poco incide en la magnitud de la fuerza efectiva, un incremento del 233% en la resistencia del concreto, tan solo incrementa

en promedio un 1,3% la fuerza efectiva. Lo anterior es debido a su mínima incidencia sobre las pérdidas de preesfuerzo.

Al evaluar en conjunto el sistema de preesforzado de la viga (todos los cables), para una misma resistencia, es evidente que la fuerza efectiva es menor en la abscisa 0, debido principalmente a dos factores, a la trayectoria de los cables, tan solo dos de los cuatro cables arrancan desde la abscisa 0, y porque es el lugar de mayor incidencia de la pérdida por asentamiento de cuña; su mayor magnitud tiende a alcanzarse hacia donde la pérdida por asentamiento de cuña no incide, definido en las memorias de cálculo como la abscisa X_0 , además porque en esta posición todos los cables aportan fuerza.

- Respecto de la resistencia a flexión de la viga.

Un incremento del 233% en la resistencia del concreto tan solo incrementa un 2,8% su resistencia a flexión.

Para todas las resistencias a la compresión del concreto planteadas, la viga está en capacidad de resistir a flexión la mayor exigencia esperada; aún más, para todos los casos se presenta el modo de falla dúctil. Es de gran importancia verificar si el elemento presenta el modo de falla dúctil, conveniente para toda estructura, se logra cuando el concreto de compresión de la viga falla ($\epsilon_{cu} = 0,003$, valor obtenido experimentalmente), y los aceros preesforzados y no preesforzados alcanzan la fluencia, teniendo especial cuidado con las deformaciones de el acero de preesfuerzo, ya que su rango de fluencia es muy pequeño.

- Respecto de los esfuerzos generados en el elemento.

Definitivamente no es conveniente emplear concretos de 210 Kg/cm² para la construcción de vigas postensadas para puentes vehiculares, los resultados muestran que los esfuerzos de compresión generados especialmente durante su proceso constructivo sobrepasan ampliamente el tope recomendado de 0,55f'c. En primera medida como es un límite bien exigente, para el caso tan solo equivale a 115,5 Kg/cm², y en segundo lugar, estos grandes esfuerzos de compresión de la fibra extrema inferior del elemento (zona precomprimida) se causan por la necesidad de contrarrestar los esfuerzos de tensión venideros que se espera generen las diferentes cargas (especialmente de la carga viva).

Con el concreto de 280 Kg/cm² para la situaciones planteadas, no se satisfacen las condiciones impuestas por el CCP-95 en cuanto a esfuerzos se refiere, pero se consiguen valores de estos muy próximos a los topes recomendados, dando cierta posibilidad para el empleo de la misma, máximo si se tiene en cuenta que estas se diseñaron al límite para la resistencia de 350 Kg/cm². Por ejemplo para la viga de 40m de luz pueden darse dos alternativas: al analizarla bajo otra óptica, como la del ACI-318 de 2002, cumple, si se considera trabajando como elemento pretensado de transición, clase T, y la segunda, incrementar la altura de la viga, de 220 cms a 245 cms. Para la viga de 30 m de luz , no

basta con incrementar la altura de la viga de 160 cms a 190 cms, sino que además es necesario disminuir la fuerza de tensionamiento de los cables; y por supuesto cada problema en particular tendrá sus alternativas de solución estructural. Por lo que se concluye que puede emplearse esta resistencia en el diseño y en la construcción de vigas postensadas para puentes.

Para todas las demás resistencias del concreto, 350, 420, y 490 Kg/cm², la viga cumple satisfactoriamente las recomendaciones establecidas en todas sus etapas.

El diseño al límite para $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$, ha sido útil para establecer un margen de seguridad en cuanto a la resistencia se refiere, se trata de obtener valores mínimos de resistencia para los casos planteados, que satisfagan los requerimientos, estos son: para la viga de 40m de luz, $f'c = 325 \text{ Kg/cm}^2$, rango inferior del 7,15%, y para la viga de 30 m de luz, $f'c = 340 \text{ Kg/cm}^2$, margen inferior del 2,85%, en promedio para los dos casos del 5%.

Todo lo anterior nos sugiere:

- Tener especial cuidado durante la construcción de elementos postensados, en lo referente a la resistencia del concreto, para garantizar que bajo ninguna circunstancia, está sea inferior a la especificada en el diseño, ni mucho mayor, ya que es mínimo su beneficio por el contrario predispone la estructura a presentar modos de falla más frágiles, por su menor deformación unitaria ante esfuerzos de rotura. Pero bien puede acogerse lo sugerido por el Real Decreto Español No 2661 del 11 de diciembre de 1998, el que aconseja rebajar la exigencia de la calidad del conjunto de mezclas de concreto empleadas en obra, aceptando aquellas en cuya composición se encuentran algunas mezclas en número inferior al 5 por 100 del total con resistencia menor que la del diseño.
- Es de gran importancia para el correcto diseño de estructuras postensadas, conocer la disponibilidad de: sistemas de tensionamiento, de formaletas, y de materiales para su construcción.
- Verificar constantemente que los esfuerzos y deformaciones unitarias de los materiales no excedan los límites recomendados, por lo que se debe tener las tablas de sus fabricantes; y dependiendo de la magnitud de la obra, exigir pruebas y ensayos de los mismos.
- El Ingeniero consultor debe conocer detalladamente el proceso constructivo de la estructura que diseña, ya que el mismo define las etapas de carga a la que puede estar solicitada. A menudo son mayores las exigencias durante el proceso constructivo que durante la vida útil, por lo que se dice: " si un elemento postensado soporta su construcción, no tendrá problemas durante su vida útil ".

BIBLIOGRAFIA

MINISTERIO DE TRANSPORTE, Instituto Nacional de Vías y Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes. 1995.

MINISTERIO DE FOMENTO DE ESPAÑA, y Comisión Permanente del Hormigón. Real Decreto Español No 2661 del 11 de diciembre de 1998. 262p.

INSTITUTO AMERICANO DEL CONCRETO, ACI-318-02. Hormigón pretensado flexión. 2002. 40p.

AASHTO. The American Association of State Highway and Transportation Officials. Bridges Design Specifications.

NILSON, H Arthur. Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado. Nueva York. 605p.

NAAMAN, E Antoine. Prestressed Concrete Analysis and Design. Estados Unidos. 1976.

LIN, T.Y. Diseño de estructuras de concreto preesforzadas. México, 1976. 701p.