



Universidad de Guayaquil

FACULTAD DE CIENCIAS MATEMÁTICAS Y FÍSICAS
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE VIGUETAS PRETENSADAS
PARA TRAMOS CONTINUOS DE SISTEMAS DE LOSAS DE PISOS
APLICADOS A EDIFICACIONES CON ESTRUCTURAS
SISMORRESISTENTES DESTINADOS A VIVIENDAS
MULTIFAMILIARES UBICADO EN LA PROVINCIA DE SANTA ELENA.

AUTOR: MARIA JOSE NIEVES BAJAÑA

TUTOR: ING. PABLO LINDAO TOMALA, M. Sc.

GUAYAQUIL, ABRIL, 2019

Agradecimiento

A Dios por darme las fuerzas durante todo el proceso de mi formación educativa y ayudarme en cada situación difícil que se me ha presentado, a mi madre Nancy Bajaña Quinto que siempre me brindó su apoyo incondicional en muchos aspectos y siempre me tuvo presente en sus oraciones, a mi hermana Yelitza Nieves que siempre me ayudo en todo este proceso, a mis tíos y primos que me brindaron su consejo para no rendirme en momentos difíciles.

Al Ing. Pablo Lindao por colaborarme con sus conocimientos en la elaboración de este trabajo.

Maria Jose Nieves Bajaña

Dedicatoria

A Dios, a mis padres Hermenegildo Nieves y Nancy Bajaña, a mis hermanos Yelitza Nieves, Ingrid Nieves, Daniel Nieves y a mis tíos por brindarme siempre su apoyo incondicional durante mi formación Académica.

Maria Jose Nieves Bajaña

Declaración Expresa

Artículo XI.- del Reglamento de Graduación de la Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas de la Universidad de Guayaquil.

La responsabilidad de los hechos, ideas y doctrinas expuestas en este trabajo de titulación corresponde exclusivamente al autor y el patrimonio intelectual de la Universidad de Guayaquil.

Maria José Nieves B.
NIEVES BAJAÑA MARIA JOSE
C.I.: 0940579345



Universidad de Guayaquil
Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas
Escuela de Ingeniería Civil

UNIDAD DE TITULACION
Telf: 2283348

ANEXO 11

Guayaquil, 26 de marzo del 2019

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR REVISOR

ING. ADOLFO VILLACRESES VERA, habiendo sido nombrado tutor del trabajo de titulación "ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE VIGUETAS PRETENSADAS PARA TRAMOS CONTINUOS DE SISTEMAS DE LOSAS DE PISOS APLICADOS A EDIFICACIONES CON ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES DESTINADOS A VIVIENDAS MULTIFAMILIARES EN LA PROVINCIA DE SANTA ELENA" certifico que el presente, elaborado por MARIA JOSE NIEVES BAJAÑA con C. I. N° 0940579345, del núcleo estructurante ESTRUCTURAS, con mi respectiva supervisión como requerimiento parcial para la obtención del título de INGENIERO CIVIL, en la Carrera de Ingeniería Civil, ha sido REVISADO Y APROBADO en todas sus partes, encontrándose apto para su sustentación.

ING. ADOLFO VILLACRESES VERA
DOCENTE TUTOR REVISOR
C.I. N° 0907782155

RECIBIDO 26-3-2019
HORA 11:45
Firma



Universidad de Guayaquil
Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas
Escuela de Ingeniería Civil

UNIDAD DE TITULACION
Telf.: 2283348

ANEXO 12

Guayaquil, 08 de abril de 2019

LICENCIA GRATUITA INTRANSFERIBLE Y NO EXCLUSIVA PARA EL USO NO COMERCIAL DE LA OBRA CON FINES NO ACADÉMICOS

Yo, **NIEVES BAJAÑA MARIA JOSE** con C.I.: **0940579345** certificamos que los contenidos desarrollados en este trabajo de titulación, cuyo título es "**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE VIGUETAS PRETENSADAS PARA TRAMOS CONTINUOS DE SISTEMAS DE LOSAS DE PISOS APLICADOS A EDIFICACIONES CON ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES DESTINADOS A VIVIENDAS MULTIFAMILIARES UBICADO EN LA PROVINCIA DE SANTA ELENA**", son de nuestra absoluta propiedad y responsabilidad y según el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN, autorizo el uso de una licencia gratuita intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la presente obra con fines no académicos, en favor de la Universidad de Guayaquil, para que haga uso del mismo, como fuera pertinente.

Atentamente,

Maria José Nieves B.
NIEVES BAJAÑA MARIA JOSE
C.I.: **0940579345**

"CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN (Registro Oficial n. 899-Dic./2016) Artículo 114.- De los titulares de derechos de obras creadas en las instituciones de educación superior y centros educativos.- En el caso de las obras creadas en centros educativos, universidades, escuelas politécnicas, institutos superiores técnicos, tecnológicos, pedagógicos, de arte y los conservatorios superiores, e institutos públicos de investigación como resultado de su actividad académica o de investigación tales como trabajos de titulación, proyectos de investigación o innovación, artículos académicos, u otros análogos, sin perjuicio de que pueda existir relación de dependencia, la titularidad de los derechos patrimoniales corresponderá a los autores. Sin embargo, el establecimiento tendrá una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra con fines académicos.

Tribunal de Graduación

Ing. Gustavo Ramírez Aguirre MSc.

DECANO

Ing. Pablo Lindao Tomalá, M.Sc

TUTOR

ING. Douglas Iturburu Salvador M.Sc

VOCAL

ING. Adolfo Villacreses Vera M.S,c

VOCAL

INDICE DE GENERAL

CAPITULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1.	Planteamiento del problema	1
1.2.	Objetivos de la Investigación	2
1.2.1.	Objetivo General.	2
1.2.2.	Objetivo Específicos.....	2
1.2.3.	Ubicación del proyecto.....	3
1.3.	Justificación e Importancia	3

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1.	Desarrollo del Hormigón presforzado	4
2.2.	Conceptos básicos del Hormigón Presforzado	6
2.3.	Métodos del Presforzado.....	8
2.3.1.	Pretensado.	9
2.3.2.	Postensado.....	9
2.4.	Ventajas y desventajas del Presforzado	10

2.4.1.	Ventajas.....	10
2.4.2.	Desventajas.	11
2.5.	Materiales.....	11
2.5.1.	Acero.	12
2.5.2.	Concreto.	18
2.6.	Vigas presforzadas.....	22
2.6.1.	Bases de diseño de las vigas presforzadas.	22
2.7.	Diseño a flexión de vigas presforzadas	22
2.7.1.	Resistencia a flexión de vigas presforzadas.....	23
2.8.	Resistencia al corte	24
2.8.1.	Tipos de grietas inclinadas.....	25
2.8.2.	Perdidas inmediatas que ocurren inmediatamente.....	27
2.8.3.	durante la construcción del elemento.....	27
2.8.4.	Perdidas diferidas que se producen después de un largo	28
2.9.	Deflexiones	30
2.9.1.	Deflexiones en el Hormigón Presforzado.	30
2.10.	Aspectos generales de las Viguetas pretensadas	31
2.11.	Características de las viguetas pretensadas	31
2.12.	Proceso constructivo de las Viguetas Pretensadas	32

CAPITULO III

MARCO METODOLIGICO

3.1.	Cargas de la estructura.	34
3.1.1.	Cargas permanentes: (WSD, WD).	34
3.1.2.	Cargas vivas: (WL).	34
3.2.	Momentos Máximos en las vigas.	35
3.3.	Diseño a flexión de vigas.	35
3.3.1.	Esfuerzos admisibles o permisibles de flexión del A.C.I. en el.	35
3.3.2.	Módulos de sección requerido.	36
3.3.3.	Esfuerzo centroidal del concreto.	38
3.3.4.	Fuerza inicial del presfuerzo.	38
3.3.5.	Excentricidad requerida.	39
3.3.6.	Esfuerzo permisible o admisibles en el acero de presfuerzo.	39
3.3.7.	Área requerida del acero de presfuerzo.	40
3.4.	Análisis a flexión de vigas.	40
3.4.1.	Esfuerzos elásticos de flexión en vigas no agrietadas.	41
3.5.	Resistencia a la Flexión.	45
3.5.1.	Esfuerzo en el acero debido a la fuerza pretensora y el Esfuerzo	45
3.5.2.	Esfuerzo del acero cuando la viga falla.	46
3.5.3.	Momento resistente Nominal a flexión.	47
3.5.4.	Momento de diseño.	49
3.6.	Resistencia al corte	49

3.6.1.	Diseño por cortante en vigas con excentricidad constante.....	49
3.7.	Perdidas inmediatas	55
3.7.1.	Perdidas por deslizamiento del anclaje después de la transferencia..	55
3.7.2.	Perdidas por acortamiento elástico del concreto comprimido.....	56
3.7.3.	Perdidas debido a la fricción por curvatura.	56
3.8.	Perdidas diferidas.....	57
3.8.1.	Perdidas debido al flujo plástico o viscoso.	58
3.8.2.	Perdidas por contracción del concreto.	59
3.8.3.	Perdidas por relajamiento del acero altamente esforzado.....	60
3.9.	Deflexiones	61
3.9.1.	Deflexiones inmediatas.....	61
3.9.2.	Deflexiones a largo plazo.....	62
3.9.3.	Deflexión final.	64

CAPITULO IV

ANALISIS Y DISEÑO

4.1.	Calculo de las cargas que soportaran las viguetas pretensadas	65
4.2.	Predimensionamiento de la vigueta pretensada	66
4.2.1.	Predimensionamiento de la vigueta pretensada para una luz	68
4.2.2.	Diseño de vigas con excentricidad constante.....	72
4.2.3.	Calculo de módulos de sección requerido.....	73
4.2.4.	Cálculo del esfuerzo centroidal del concreto.	74
4.2.5.	Calculo de la fuerza inicial del presfuerzo.	75

4.2.6.	Calculo de la excentricidad requerida.	75
4.2.7.	Calculo del esfuerzo permisible en el presfuerzo.	75
4.2.8.	Calculo del área de acero de presfuerzo.	75
4.2.9.	Análisis a flexión de vigas.	77
4.2.10.	Resistencia a la flexión.	80
4.3.	Resistencia al corte	84
4.3.1.	Calculo de diseño por cortante en vigas con excentricidad	84
4.3.2.	Calculo del cortante aplicada bajo cargas factorizadas.	88
4.4.	Perdidas inmediatas	89
4.4.2.	Perdidas diferidas.	92
4.4.3.	Deflexiones.	98
4.4.4.	Predimensionamiento de la vigueta pretensada para una luz.....	102
4.4.5.	Diseño de vigas con excentricidad constante.....	107
4.4.6.	Calculo de módulos de sección requerido.....	108
4.4.7.	Calculo del esfuerzo centroidal del concreto.	109
4.4.8.	Calculo de la fuerza inicial del presfuerzo.	110
4.4.9.	Calculo de la excentricidad requerida.	110
4.4.10.	Calculo del esfuerzo permisible en el presfuerzo.	110
4.4.11.	Calculo del área de acero de presfuerzo.....	110
4.4.12.	Análisis a flexión de vigas	112
4.4.13.	Resistencia a la flexión.	115
4.4.14.	Resistencia al corte.....	118
4.4.15.	Perdidas inmediatas	124
4.4.16.	Perdidas diferidas	127
4.4.17.	Deflexiones.	133

4.4.18.	Análisis del modelo estructural.....	137
4.5.	Análisis del comportamiento estructural de las viguetas en SAP	139
4.5.1.	Diseño a flexión de las viguetas según el ACI 318-14.....	141
4.6.	Detalle de las viguetas pretensadas como tramos continuos.....	145

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.	Conclusiones.....	146
5.2.	Recomendaciones.....	149

Bibliografía

Anexos

Índice de tablas

Tabla 1: Propiedades del cable de siete alambres sin revestimiento	14
Tabla 2: Numero de cables de presfuerzo según el diámetro.	76
Tabla 3: Numero de cables presforzados según el diámetro.	111
Tabla 4: Calculo del acero de refuerzo superior.	142
Tabla 5: Área del acero real del refuerzo superior.	143

Índice de Ilustraciones

Ilustración 1: Ubicación del proyecto Centinela House	3
Ilustración 2: Principio del presfuerzo aplicados a la construcción de un barril	4
Ilustración 3: Presfuerzo del concreto con acero estructural ordinario.	5
Ilustración 4: Presfuerzo del concreto con acero de alta resistencia a la tensión.	6
Ilustración 5: Momento interno resistente en vigas de concreto presforzado.....	7
Ilustración 6: Viga de concreto utilizando acero de alta resistencia.	8
Ilustración 7: Viga con tendón recto.	9
Ilustración 8: Viga con ducto hueco embebido en el concreto.....	10
Ilustración 9: Efecto de la contracción y el escurrimiento plástico del concreto	13
Ilustración 10: Curvas comparativas de esfuerzo-deformación para acero de.....	17
Ilustración 11: Curvas de esfuerzo-deformación típicas para acero.....	18
Ilustración 12: Curvas de esfuerzo-deformación típicas para concreto sujeto.....	20
Ilustración 13: Curvas representativa de esfuerzo-deformación de acero.	23
Ilustración 14: Tipos de grietas inclinadas: (a) Grietas por flexión-cortante.....	25
Ilustración 15: Deflexiones debido al presfuerzo.	30
Ilustración 16: Deflexiones por las cargas verticales de servicio.	31
Ilustración 17: Pista de hormigonado y tensado de viguetas.....	33
Ilustración 18: Hipótesis de cargas a vigas apoyadas.	35
Ilustración 19: Secciones transversales para una viga rectangular y una viga	47
Ilustración 20: Distribuciones de deformaciones y esfuerzos bajo	49
Ilustración 21: Vista en planta de la edificación Centinela House.....	67
Ilustración 22: Ancho efectivo de la vigueta pretensada trapezoidal V1.	68

Ilustración 23: Sección de la vigueta pretensada trapezoidal V1.....	68
Ilustración 24: Momento máximo debido al peso propio de la viga de V1.	70
Ilustración 25: Momento máximo debido a la carga sobreimpuesta en V1.	71
Ilustración 26: Momento máximo debido a la carga viva en V1.....	71
Ilustración 27: Momento máximo debido a la carga total de servicio en V1.	72
Ilustración 28: Vista en 3D de la vigueta pretensada V1.	77
Ilustración 29: Ancho efectivo de la vigueta trapezoidal pretensada V2.	103
Ilustración 30: Sección de la pretensada trapezoidal V2.	103
Ilustración 31: Momento máximo debido al peso propio de la vigueta V2.	105
Ilustración 32: Momento máximo debido a la carga sobreimpuesta en V2.	106
Ilustración 33: Momento máximo debido a la carga viva en V2.....	106
Ilustración 34: Momento máximo debido a la carga total de servicio.....	107
Ilustración 35: Vista en 3D de la vigueta pretensada V2.	111
Ilustración 36: Vista en 3D del modelo estructural de la edificación en SAP.	137
Ilustración 37: Vista en planta cuando se han aplicado las cargas de servicio.....	138
Ilustración 38: Vista de los momentos máximos del combo 2 de un tramo.	140
Ilustración 39: Vista detallada de los momentos máximos del combo 2	140
Ilustración 40: Vista de los momentos máximos del combo 2 de un tramo	141
Ilustración 41: Detalle de la vigueta con la losa de compresión.	142
Ilustración 42: Vista de los momentos máximos de la combinación de servicio ..	144
Ilustración 43: Vista transversal de la vigueta con la losa de compresión	145
Ilustración 44: Vista longitudinal de la vigueta pretensada con las vigas.....	145

Resumen

El principal objetivo de la investigación a realizarse es el de analizar el comportamiento estructural de viguetas pretensadas que trabajaran como elementos soportantes en un sistema de losa de tramos continuos aplicando los criterios del hormigón presforzado, código ACI 318S-11, ACI 318S-14 y comparar los resultados con otra alternativa de losa en la cual se utiliza nervios metálicos.

PALABRAS CLAVES: ANÁLISIS – COMPORTAMIENTO - VIGUETAS
PRETENSADAS – TRAMOS CONTINUOS – SISTEMAS DE LOSAS DE PISOS

Abstract

The main objective of the research to be performed is to analyze the behavior of prestressed joists that will work as supporting elements in a slab system of continuous sections applying the criteria of prestressed concrete, code ACI 318S-11, ACI 318S-14 and compare the results with other alternatives of slab in which metallic nerves are used.

KEY WORDS: ANALYSIS - BEHAVIOR - PRE-TENSIONED VIGUETTES -
CONTINUOUS SECTIONS - FLOOR SLAB SYSTEMS

Introducción

En la actualidad el sector de la construcción se encuentra en un mayor crecimiento y las constructoras deben incrementar su eficiencia para dar soluciones optimas habitacionales a sus clientes para la construcción de viviendas con una estructura adecuada, buena estabilidad, mayor rigidez, alta capacidad de disipar energía y con materiales competentes. También con materiales y elementos que facilitan el proceso constructivo de la edificación.

Es por esto por lo que se incluirá las viguetas pretensadas en el sistema de losas ya que estas tienen como objetivo el aumento de la resistencia a tracción del hormigón, mayor rigidez, estabilidad del todo el elemento, disminuye el peso propio de la estructura, los volúmenes de concreto en obra, ventajas económicas al constructor y además facilitan el proceso constructivo de la edificación.

Este proyecto se basará en el análisis del comportamiento estructural de las viguetas pretensadas para tramos continuos de losas de pisos aplicados a edificaciones multifamiliares para demostrar que mediante las viguetas pretensadas se puede dar un nuevo proceso constructivo que modernicen la construcción de sistemas de losas de entrepiso, ya que estas poseen varias ventajas económicas y estructurales frente a los sistemas de losas tradicionales.

Capítulo I

Aspectos Generales

1.1. Planteamiento del problema

Debido a la creciente demanda de soluciones habitacionales que satisfagan las necesidades de los habitantes de nuestro país, es fundamental presentar más técnicas de construcción de viviendas que solucionan estas necesidades en beneficio de los habitantes.

De ahí las viguetas pretensadas que son utilizadas para sistemas de losas de pisos es fundamental estudiar su comportamiento estructural para las cargas a las cuales están sometidas. De manera fundamental su contribución en los sistemas estructurales sometidos a la acción sísmica.

Estas viguetas pretensadas favorecerán a la edificación con un menor esfuerzo de cortante basal respecto al sistema tradicional de losas de entrepisos, que incide favorablemente en la respuesta del sismo. También reduce los costos de construcción, es de fácil instalación, reduce los lapsos de ejecución de la obra de forma considerable, disminuye el peso propio de la estructura.

Esta investigación se basa en realizar el análisis del comportamiento estructural de las viguetas mediante los criterios del hormigón presforzado y los criterios del ACI 318S-11, código ACI 318S-14 para así determinar cuál es la alternativa más favorable al momento de construir losas que favorezcan al comportamiento estructural en general de la edificación.

1.2. Objetivos de la Investigación

1.2.1. Objetivo General.

Analizar el comportamiento de viguetas pretensadas para tramos continuos de una losa de piso aplicando los criterios del hormigón presforzado y utilizando el programa de software SAP 2000 V20.

1.2.2. Objetivo Específicos.

Determinar las cargas para las cuales están sometidas las viguetas pretensadas que trabajaran como elementos soportantes en un sistema de losa de tramos continuos.

Realizar el modelo estructural de la edificación utilizando el software SAP 2000 V20, de esta manera obtenemos los máximos esfuerzos a las cuales van a estar sometidas las viguetas.

Revisar el diseño estructural de las viguetas utilizando los criterios del hormigón presforzado y los criterios del código ACI 318S-11, código ACI 318S-14.

Comparar los resultados con otras alternativas de losa en la cual se utiliza nervios metálicos.

1.2.3. Ubicación del proyecto.

El proyecto constructivo de una vivienda multifamiliar Centinela Town House 300 está ubicado en la Ciudad de Santa Elena en Punta Centinela.

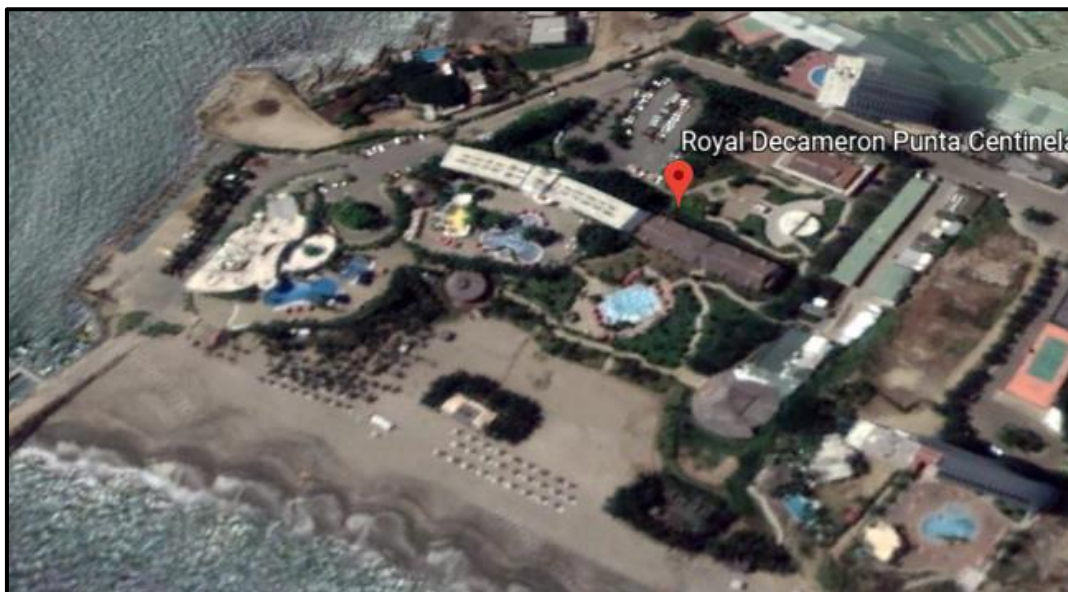


Ilustración 1: Ubicación del proyecto Centinela House

Fuente: Google Earth, (2018)

1.3. Justificación e Importancia

Mediante este análisis se podrá ayudar a la construcción de viviendas multifamiliares a implementar en las losas las viguetas pretensadas ya prefabricadas en las estructuras sismorresistentes debido a que estas actuarán como un elemento soportante que ayudarán a controlar las deformaciones en las vigas de hormigón armado y disminuirá los efectos del sismo además esto fomentaría a los habitantes a construir de una forma más segura y dar soluciones habitacionales según las necesidades de cada persona.

Capítulo II

Marco Teórico

2.1. Desarrollo del Hormigón presforzado

El presforzado representa la creación proyectada de esfuerzos permanentes en una pieza o conjunto de fragmentos, con el fin de perfeccionar su comportamiento y resistencia bajo condiciones de servicio y de resistencia, previo a la entrada en servicio de la estructura.

El principio básico del presforzado fue aplicado a la construcción hace siglos, cuando se ataban cintas o bandas metálicas alrededor de duelas de madera para formar barriles como se puede observar en la figura 2. De manera que cuando se apretaban los cinchos, estaban bajo un presfuerzo de tensión que creaba un presfuerzo de compresión entre las duelas y las habilitaban para soportar la tensión en arco causada por la presión interna del líquido. En resumen, tanto las duelas como los cinchos eran presforzados antes de ser sometidos a las cargas de servicio. (Lin,T.Y, (1984), pág. 11)

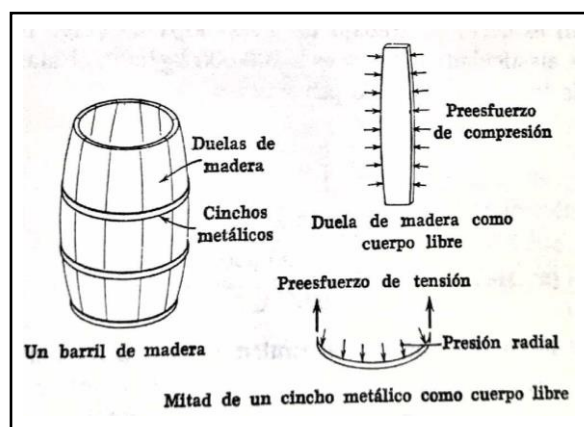


Ilustración 2: Principio del presfuerzo aplicados a la construcción de un barril

Fuente: Lin,T.Y, (1984)

Estas aplicaciones están basadas en el concepto de que el hormigón es resistente a la compresión, pero débil a la tensión y presforzando a el acero contra el hormigón pondría al hormigón bajo un esfuerzo de compresión que podría ser usado para equilibrar cualquier esfuerzo de tensión originado por cargas muertas o vivas.

Los primeros métodos patentados fracasaron porque se produjo un presfuerzo bajo en el acero, entonces el presfuerzo pronto se perdía como resultado de la contracción y escurrimiento plástico del concreto. (Lin,T.Y, (1984), pág. 12)

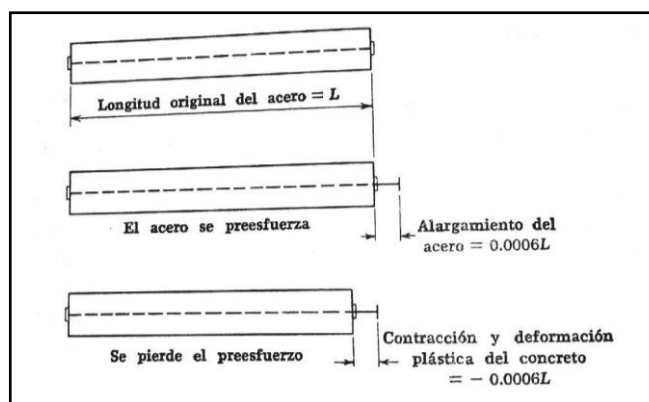


Ilustración 3: Presfuerzo del concreto con acero estructural ordinario.

Fuente: Lin,T.Y, (1984)

El desarrollo moderno del concreto presforzado se le acredita a E. Freyssinet de Francia quien 1928 empezó usando alambres de acero de alta resistencia para el presforzado con una resistencia a la ruptura tan elevada como 17500 kg/cm^2 y un límite elástico de más de 12650 kg/cm^2 , se presforzaban hasta cerca de 10600 kg/cm^2 creando una deformación unitaria de: $10600/2100000 = 0,0050$ y se asumió una pérdida de $0,0008$ debida a la contracción y escurrimiento plástico y otras causas, una deformación neta de: $0,0050 - 0,0008 = 0,0042$ sería la que quedara en los alambres la cual es equivalente a un esfuerzo de: $2100000 \times 0,0042 = 8,860 \text{ kg/cm}^2$ como se puede observar en la figura 4. (Lin,T.Y, (1984), pág. 13)

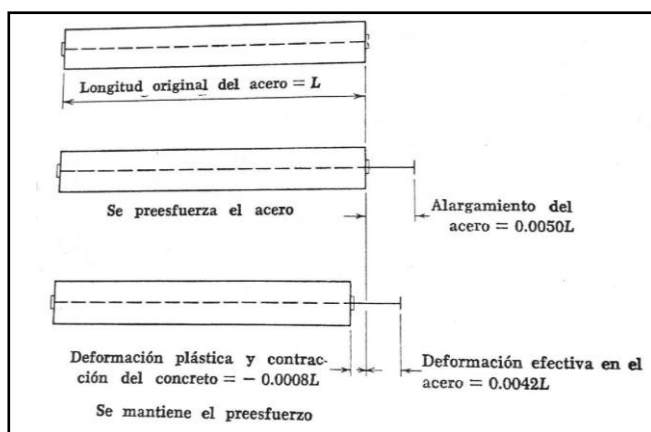


Ilustración 4: Presfuerzo del concreto con acero de alta resistencia a la

Fuente: Lin, T.Y, (1984)

2.2. Conceptos básicos del Hormigón Presforzado

El presforzado puede definirse en términos generales como el precargado de un miembro, antes que se le apliquen las cargas de diseño requeridas, de tal manera que mejore su comportamiento en general.

El concreto es un material que trabaja a compresión por lo que su resistencia a la tensión es mucho más baja que a la compresión, y muchas veces al diseñar no se tiene en consideración la resistencia a la tensión. Es por esto por lo que el presforzado del concreto involucra naturalmente la aplicación de una carga compresiva, antes la aplicación de las cargas anticipadas de diseño, de tal forma que se disminuya o eliminen los esfuerzos de tensión que de otra forma sucederán. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 17)

Para explicar y analizar el comportamiento básico del hormigón presforzado puede definirse en tres sencillos conceptos:

Primer concepto: El presfuerzo transformara al concreto en un material elástico.

En esta descripción se analiza al hormigón presforzado como hormigón, el cual es convertido de un material frágil en un material elástico por la precompresión que se le proporciona. El hormigón, que es frágil a la tensión y resistente a la compresión, se comprime (generalmente, por acero sometido a elevados esfuerzos de tensión) de esta manera el hormigón débil podrá ser capaz de resistir esfuerzos de tensión. (Lin,T.Y, (1984), pág. 23)

Segundo concepto: Presfuerzo para la combinación de acero de alta resistencia con concreto.

En esta descripción se estima al hormigón presforzado como una combinación de acero y concreto, parecido al concreto reforzado, con el acero absorbiendo la tensión y el concreto la compresión, de esta manera ambos materiales forman un par resistente contra el momento exterior. En la figura 5 se observa que tanto para el concreto presforzado y el concreto reforzado en ambos casos se considera internamente una fuerza de tensión producida por el acero y en el hormigón una fuerza de compresión producida por el concreto. (Lin,T.Y, (1984), pág. 28)

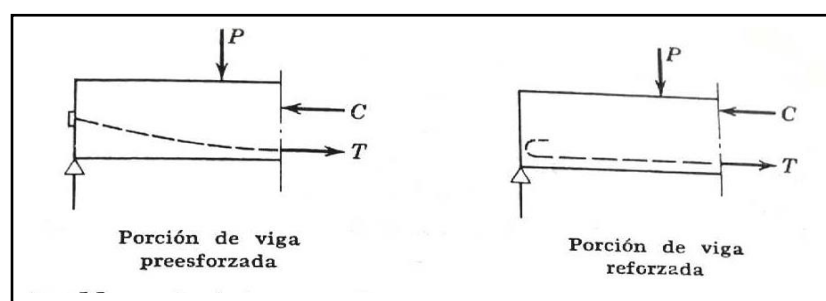


Ilustración 5: Momento interno resistente en vigas de concreto presforzado y reforzado.

Fuente: Lin,T.Y, (1984)

Para el hormigón presforzado se usa el acero de alta resistencia, este se deberá estirar en gran cantidad antes de que se use su resistencia en su totalidad. Pero si el acero de alta resistencia solo se ahoga en el hormigón, como el refuerzo ordinario del hormigón, este se agrietará gravemente antes de que produzca la resistencia total del acero como se observa en la figura 6. Es preciso preestirar el acero con relación al hormigón. (Lin,T.Y, (1984), pág. 29)

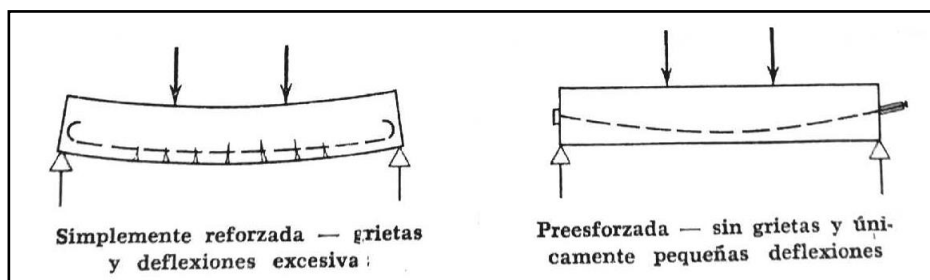


Ilustración 6: Viga de concreto utilizando acero de alta resistencia.

Fuente: Lin,T.Y, (1984)

Tercer concepto: Presforzado para conseguir el balance de las cargas

En este caso se ve primero al presforzado como un intento de balancear las cargas en un elemento. El diseño de un elemento de hormigón presforzado se visualiza principalmente como el equilibrio de las cargas de gravedad para que así los elementos bajo flexión no estén sometidos a esfuerzos de flexión bajo un estado de carga asignada. (Lin,T.Y, (1984), pág. 31)

2.3. Métodos del Presforzado

Se ha buscado emplear muchas técnicas para obtener el estado deseado de precompresión en los miembros de concreto, estos se clasifican en dos métodos de presfuerzo: pretensado o postensado.

2.3.1. Pretensado.

Los elementos de hormigón pretensado presforzado se originan estirando o tensando los tendones entre anclajes externos antes de vaciar el hormigón. Después que el hormigón alcance la resistencia solicitada, se retira la fuerza presforzante aplicada por los gatos, y esa misma fuerza es transferida por adherencia, del acero al hormigón. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 30)

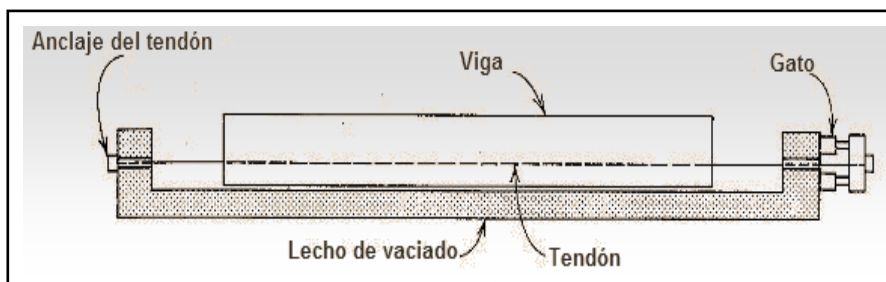


Ilustración 7: Viga con tendón recto.

Fuente: Arthur H. Nilson, (1982)

2.3.1.1. Características del pretensado.

- El presfuerzo se aplica antes que las cargas.
- El anclaje se da por adherencia.
- La acción del presfuerzo es interna.
- El acero tiene trayectorias rectas.
- Las piezas son generalmente simplemente apoyadas (elemento estático).
- Piezas prefabricadas (producción en serie)

2.3.2. Postensado.

En los miembros de hormigón postensados, se tensan los tendones después de que se ha endurecido el concreto y ha alcanzado suficiente resistencia, aplicando la acción de los gatos contra el miembro de hormigón mismo.

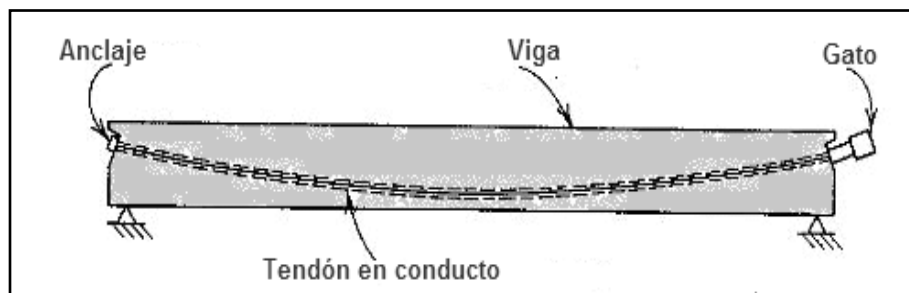


Ilustración 8: Viga con ducto hueco embebido en el concreto.

Fuente: Arthur H. Nilson, (1982)

2.3.2.1. Características del postensado.

- Se aplica el presfuerzo después del colado.
- El anclaje requiere de dispositivos mecánicos.
- La acción del presfuerzo es externa.
- La trayectoria de los cables puede ser recta o curva.
- La pieza permite continuidad en los apoyos (elemento hiperestático).
- Piezas coladas en sitio principalmente.

2.4. Ventajas y desventajas del Presforzado

2.4.1. Ventajas.

- Se tiene una mejoría del comportamiento estructural bajo la carga de servicio por el control del agrietamiento y la deflexión.
- Elementos con materiales de alta calidad (concreto y acero de alta resistencia).

- Los elementos presforzados consiguen ser eficientes y esbeltos usando menos material que otros métodos constructivos.
- Mayor resistencia frente a fenómenos de fatiga.
- Reduce el peso de la estructura.
- Reduce el concreto y el acero a cantidades mínimas, esto permite estructuras más económicas y con un mínimo material.
- El tiempo de ejecución de la obra se reduce.
- Permite cubrir grandes claros.
- Reduce la mano de obra.

2.4.2. Desventajas.

- Se requiere de transporte y montaje para los elementos pretensados. Esto puede ser desfavorable según la distancia a la que se encuentre la obra de la planta.
- Planeación cuidadosa del proceso constructivo, sobre todo en etapas de montaje.
- Mayor inversión inicial.

2.5. Materiales

Las construcciones y sus tramos componentes de los que se detallara son de hormigón presforzados con tendones de acero. Se considerará también el uso de elementos con refuerzo convencional, no presforzados, para distintos propósitos. El no considerar de algunas de estas propiedades especiales fue lo que ocasiono no tener

éxito en los primeros intentos en el hormigón presforzado. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 49)

2.5.1. Acero.

La utilización del acero de muy alta resistencia para el presfuerzo es obligatorio por conocimientos físicos básicos. Las propiedades mecánicas del acero del hormigón presfuerzo tal como se puede observar en las curvas de esfuerzo-deformación, son distintas al del acero ordinario que se utiliza para el refuerzo de hormigón. Debido a su alta resistencia, se deberá tener en cuenta las diferencias de ductilidad, la falta de un punto de fluencia bien definido. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 49)

Las varillas de refuerzo comunes utilizadas en construcciones no presforzadas, ya que estas ejercen un papel importante en las construcciones presforzadas, ya que frecuentemente se las utiliza como refuerzo longitudinal suplementario y para otros fines. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 49)

2.5.1.1. Importancia del acero de alta resistencia.

El motivo por el cual no tuvo éxito los primeros intentos del hormigón presforzado fue por el error de usar aceros con un nivel inapropiado de esfuerzo-deformación. Las variaciones de distancia en función del tiempo causados por la contracción y el escurrimiento plástico del hormigón, fue de tal magnitud que descartaron el presfuerzo en el acero. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 50)

En el grafico se puede observar que un elemento de concreto el cual estará sometido a un presfuerzo axial utilizando un tendón de acero. En el estado sin presfuerzo el concreto y el acero tienen una longitud l_c y l_s respectivamente. Luego de

estirar el acero y de trasladar la fuerza al concreto a través de los anclajes extremos, la longitud del concreto se acorta. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 50)

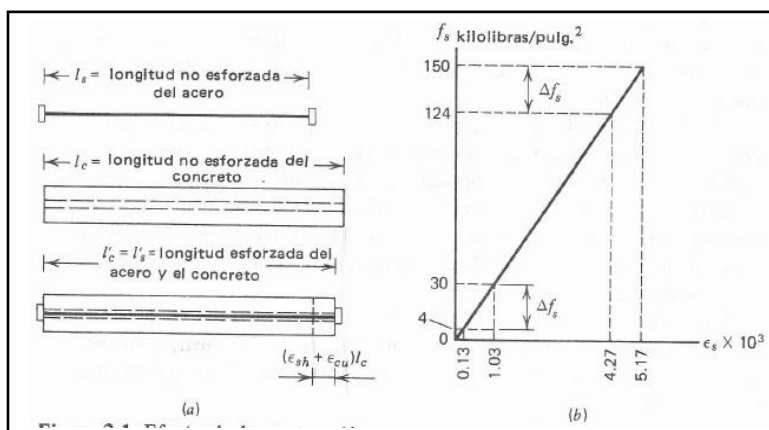


Ilustración 9: Efecto de la contracción y el escurrimiento plástico del concreto en la reducción de la fuerza pretensora. (a) Miembro de concreto axialmente presforzado. (b) Esfuerzo en el acero.

Fuente: Arthur H. Nilson, (1982)

Es importante usar deformaciones iniciales muy altas y esfuerzos iniciales en el acero altos para minimizar la contracción y la deformación por escurrimiento. Debido a que la reducción del acero por estas causas depende solamente de las deformaciones unitarias en el concreto relacionadas con la contracción y la deformación por escurrimiento y del módulo de elasticidad del acero. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 51)

2.5.1.2. Tipos de acero presforzado.

Se conocen tres maneras usuales en las cuales se usa el acero como tendones en concreto presforzado: alambres redondos estirados en frío, cable trenzado y varillas de un acero de aleación. Pero se le dará un enfoque al cable trenzado que es con el que se trabajara en el proyecto.

- **Cable trenzado**

El cable trenzado se utiliza casi siempre en elementos pretensados y en construcciones postensadas. Este cable se fabrica de acuerdo con la especificación ASTM A 416, "Cable trenzado, sin revestimiento, de siete alambres, relevado de esfuerzos, para concreto presforzado". Es fabricado con siete alambres fijamente torcidos en torno a un séptimo de diámetro un poco mayor. El paso de la espiral de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 54)

En los cables trenzados se utiliza igual el tipo de alambres relevados de esfuerzo y tensados en frío que las que se utilizan para alambres individuales de presfuerzo. Pero las propiedades mecánicas se evidencian ligeramente distintas debido a la tendencia de los alambres torcidos a enderezarse cuando se le sujeta a tensión, debido a que el eje de los alambres no concuerda con la dirección de la tensión. Al cable se le libera de esfuerzos mediante tratamiento térmico después del trenzado. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 54)

Tabla 1: Propiedades del cable de siete alambres sin revestimiento (ASTM A416)

Diámetro Nominal pulg. (mm)	Resistencia a la Ruptura Lb (kN)	Área Nominal del Cable pulg² (mm²)	Carga Mínima para una Elongación de 1% Lb (kN)
Grado 270			
0.375 (6.35)	23,000 (102.3)	0.085 (54.84)	19,550 (87.0)
0.438 (11.11)	31,000 (137.9)	0.115 (74.19)	26,350 (117.2)
0.500 (12.70)	41,300 (183.7)	0.153 (98.71)	35,100 (156.1)
0.600 (15.24)	58,600 (260.7)	0.217 (140.00)	49,800 (221.5)

Fuente: Arthur H. Nilson, (1982)

2.5.1.3. *Propiedades de esfuerzo-deformación del acero.*

Generalmente las propiedades mecánicas de los aceros que son de utilidad para los Ingenieros de diseño se pueden conseguir directamente de sus curvas de esfuerzo-deformación. Entre las características más importantes son: el limite elástico proporcional, el punto de fluencia, la resistencia, la ductilidad y las propiedades de endurecimiento por deformación son notorias de inmediato. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 57)

En la figura muestra las curvas de esfuerzo-deformación a tensión de varillas de refuerzo ordinarias con las de aceros típicos para el presfuerzo. Las discrepancias más notorias son el elevado limite elástico proporcional y la resistencia disponible en alambres redondos y en varillas de aleación utilizadas como presfuerzo, y la baja ductilidad de estos. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 58)

En el acero de refuerzo frecuente, como se muestran los de grado 40 y 60, existe una respuesta inicial elástica hasta un punto de fluencia señaladamente determinado, más allá del cual, sucede un aumento esencial en la deformación sin que venga un aumento en el esfuerzo. Si se aumenta la carga de fluencia y a continuación por una región de endurecimiento por deformación, durante el cual se consigue una relación pronunciadamente no lineal entre el esfuerzo y la deformación. Casualmente sucederá la ruptura del material, a una deformación suficientemente grande cerca del 13% para las varillas de grado 60 y del 20% para varillas de grado 40. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 58)

Los aceros de presfuerzo no presentan un esfuerzo de fluencia bien definido. El limite proporcional para alambres redondos (y para cables hechos con tales alambres)

está cerca de las 200 kilolibras/pulg² (14 061,39 kg/cm²), ósea 5 veces el punto de fluencia de las varillas del grado 40. Con carga añadida, los alambres presentan una fluencia gradual, aunque la curva sigue elevándose uniformemente hasta la fisura del acero. El esfuerzo de falla que se presenta en el grafico es de 250 kilolibras/pulg² (1720 N/mm²), casi 4 veces que el de las varillas de grado 40, pero la deformación es solo la tercera parte. Las varillas de aleación poseen características parecidas al de los alambres redondos o de los cables trenzados, pero sus límites proporcionales y resistencias son 30 o 40% menores. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 58)

El módulo de elasticidad para alambres lisos es más o menos idéntico: 29,000 kilolibras/pulg² (200,000 N/mm²). Para el cable trenzado, el módulo aparente es menor, alrededor de 27,000 kilolibras/pulg² (186,000 N/mm²), a pesar de que el cable se produce con el mismo alambre. Esto sucede debido a que la espiral del torcido del cable tiende a enderezarse ligeramente a medida que se aplica la tensión al cable. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 59)

El módulo para cables impregnados en concreto puede tener valores más cercanos al de los alambres redondos. El módulo de elasticidad para varillas de aleación es más o menos 27,000 kilolibras/pulg² (186,000 N/mm²), la disminución se debe a la apariencia de elementos de aleación. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 60)

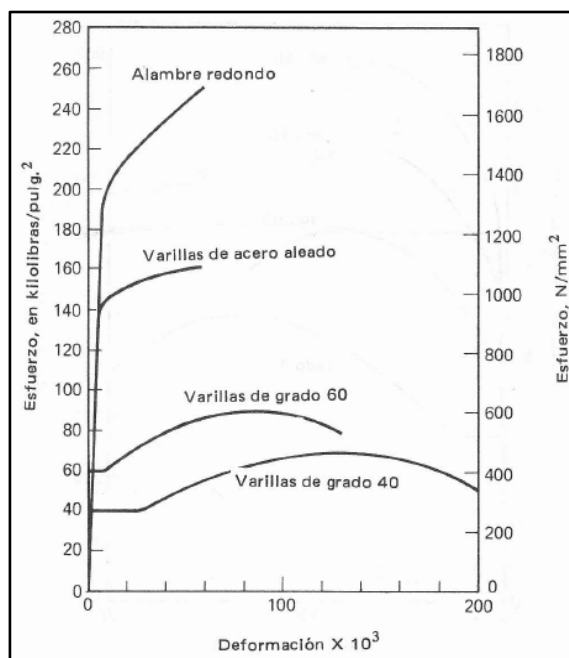


Ilustración 10: Curvas comparativas de esfuerzo-deformación para acero de refuerzo y acero de presfuerzo.

Fuente: Arthur H. Nilson, (1982)

2.5.1.4. Relajamiento del acero.

El relajamiento del acero es una propiedad que se presenta cuando al acero del presfuerzo se le esfuerza hasta los niveles que son usuales durante el tensado inicial y al actuar las cargas de servicio. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 60)

El relajamiento se describe como la pérdida de esfuerzo en un material esforzado conservando una distancia constante. (este mismo fenómeno se conoce como escurrimiento plástico cuando se describe en términos de un cambio de distancia de un material que está sujeto a esfuerzo constante). El relajamiento no se da en un corto periodo de tiempo este debe tenerse presente en el diseño debido a que produce una pérdida significativa de la fuerza pretensora. La magnitud del relajamiento varía dependiendo del grado y del tipo de acero, las medidas más significativas son la intensidad del presfuerzo inicial y el tiempo. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 61)

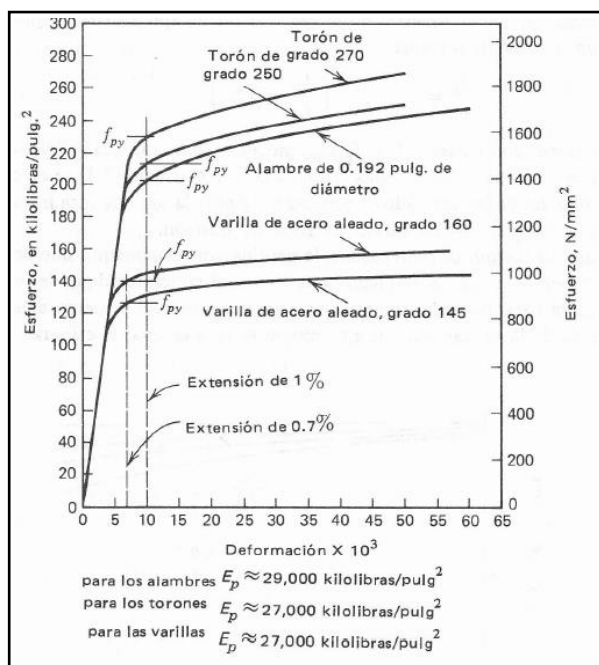


Ilustración 11: Curvas de esfuerzo-deformación típicas para aceros de presfuerzo.

Fuente: Arthur H. Nilson, (1982)

2.5.2. Concreto.

El concreto que se utiliza para una estructura presforzada se define por una resistencia alta a diferencia al que se usa en el concreto reforzado frecuente. Se les somete a fuerzas axiales más elevadas, generalmente el aumento de calidad conduce a resultados económicos. Al utilizar un concreto de elevada resistencia admite la reducción de las dimensiones de sección de los elementos a un mínimo. Se consiguen conservaciones significativas en carga muerta, y es posible construir grandes claros económicos. También se podrán controlar mediante el presfuerzo las deflexiones y el agrietamiento, ya que estos estarán asociados con el uso de elementos esbeltos sometidos a elevados esfuerzos. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 63)

Existe distintas ventajas como la reducción de la pérdida de la fuerza pretensora debido al acortamiento elástico del concreto ya que el concreto de alta resistencia tiene un módulo de elasticidad más elevado que el concreto de baja resistencia. Las pérdidas por escurrimiento plástico son proporcionales a las pérdidas elásticas, son menores. El concreto de elevada resistencia a la compresión, también tiene una elevada resistencia a la tensión, de modo que se reduce la formación de grietas debido a la flexión y a la tensión diagonal. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 63)

En la actualidad se especifican resistencias a la compresión entre la 4000 y 6000 lb/pulg² (28 y 41 N/mm²) para los elementos de concreto presforzado, aunque se han usado resistencia hasta 10000 lb/pulg² (69 N/mm²). (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 64)

2.5.2.1. Concreto sujeto a compresión uniaxial.

El concreto es más ventajoso especialmente en compresión, estará sometido a una fase de esfuerzos uniaxial. La curva de esfuerzo-deformación se logra cargando cilindros estándar paralelo a sus ejes a velocidades prescritas. En la figura 12 se observa que los concretos de elevada resistencia tienen más elevado el módulo de elasticidad, este se calcula por medio de la pendiente de la curva en el origen.

Se puede deducir que los concretos con elevada resistencia son más frágiles, estos se fracturan a una deformación más pequeña que a la que se fracturan los concretos de baja resistencia la deformación límite para compresión uniaxial se toma como 0,003. Esto es para concretos que contengan una resistencia a la compresión de 6000 lb/pulg² o menos (41 N/mm²), pero para los concreto de elevada resistencia alcanzan un máximo esfuerzo a una deformación de más o menos de 0,002. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 65)

Las características de los concretos ligeros presentan las mismas que la de los concretos con densidades frecuentes según las curvas de esfuerzo-deformación. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 66)

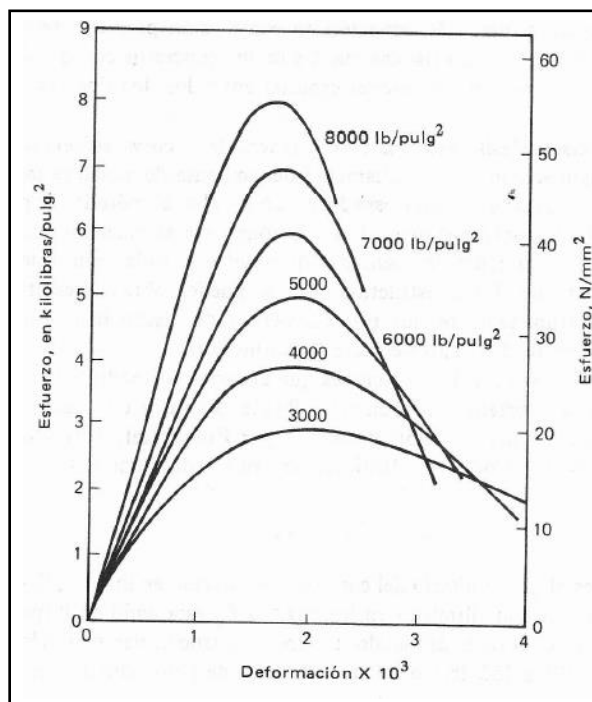


Ilustración 12: Curvas de esfuerzo-deformación típicas para concreto sujeto a compresión uniaxial.

Fuente: Arthur H. Nilson, (1982)

2.5.2.2. Concreto sujeto a tensión uniaxial.

El comportamiento de los elementos varia con frecuencia de manera bruscamente cuando se crean las grietas de tensión. Las grietas en los elementos de concreto presforzado pueden producirse debido a la tensión directa, la flexión, la combinación del corte, y flexión en las almas de las vigas, la tensión y por otras acciones. Por eso es de mucha importancia conocer la resistencia a la tensión del material. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 67)

2.5.2.3. Deformación en el concreto dependiente del tiempo.

Esta se da a causa del escurrimiento plástico y a la contracción, es de mucha importancia en el diseño de construcciones de concreto presforzado, por motivo a que estos cambios volumétricos causan una perdida en la fuerza pretensora ya que estos ocasionan cambios significativos en la deflexión. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 71)

Para conocer los efectos del escurrimiento plástico y la contracción se necesita de una investigación de ingeniería que relacione estos cambios de volumen con el tiempo, la intensidad del esfuerzo, la humedad y otros factores. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 72)

- Escurrimiento plástico.

Es la propiedad de muchos materiales por medio de la cual ellos se prolongan deformándose a través de periodos de tiempo bajo un estado constante de esfuerzo o carga. Pero la velocidad con la que se incrementa la deformación es alta al comienzo, pero se reduce con el tiempo, hasta que después de algunos meses logra un valor constante. La deformación por escurrimiento plástico en el concreto no depende únicamente del tiempo, también depende de las propiedades de la mezcla, de la humedad, de las condiciones de curado y de la edad del concreto cuando empieza a ser cargado. La deformación por escurrimiento es más o menos directamente proporcional a la intensidad del esfuerzo. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 72)

Es viable relacionar la deformación por escurrimiento plástico con la deformación elástica inicial por medio de un coeficiente de escurrimiento plástico C_u .

- Contracción

La contracción por secado del concreto produce una disminución en la deformación del acero del presfuerzo igual a la deformación del concreto por contracción. La

terminación del secado dependerá de la humedad, la temperatura ambiente, el tamaño y forma del espécimen del concreto. El secado viene de la mano con la reducción del volumen este cambio sucede con mayor velocidad al principio que al final. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 74)

2.6. Vigas presforzadas

2.6.1. Bases de diseño de las vigas presforzadas.

Se puede observar por lo menos de tres formas al presforzado del hormigón: como una técnica para conseguir un control en los esfuerzos que se presentan en el hormigón, por el cual el hormigón se precomprime logrando de esta manera que la tracción causada habitualmente por las cargas aplicadas se comprima o eliminen; como un mecanismo para introducir cargas equivalentes en un miembro de hormigón de tal modo que los efectos de las cargas aplicadas se compensen hasta el rango esperado; y como un cambio del hormigón reforzado en el cual se emplea acero de alta resistencia. (Lin,T.Y, (1984), pág. 23)

2.7. Diseño a flexión de vigas presforzadas

Para el análisis de flexión de vigas presforzadas por lo general se tiene como datos conocido las dimensiones del acero y del hormigón, la magnitud y la línea de acción de la fuerza efectiva pretensora y las cargas a las cuales estará sometido el elemento, con esto se podrá calcular los esfuerzos resultantes y compararlos con los esfuerzos permisibles. Si se conoce la resistencia del material se podrá determinar la capacidad

del elemento para cualquier carga y el factor de seguridad contra el colapso. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 79)

2.7.1. Resistencia a flexión de vigas presforzadas.

La propiedad más significativa de una estructura es su resistencia, ya que la resistencia del elemento está relacionada directamente con su seguridad.

La resistencia de una viga presforzada se calcula con los mismos métodos desarrollados para las vigas corrientes de concreto reforzado, con las siguientes modificaciones: a) La forma diferente de la curva de esfuerzo-deformación unitaria para el acero de presfuerzo. b) La deformación de tensión ya presente en el acero de presfuerzo antes de cargar la viga.

El código ACI incluyen ecuaciones aproximadas para estimar la resistencia a la flexión. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 99)

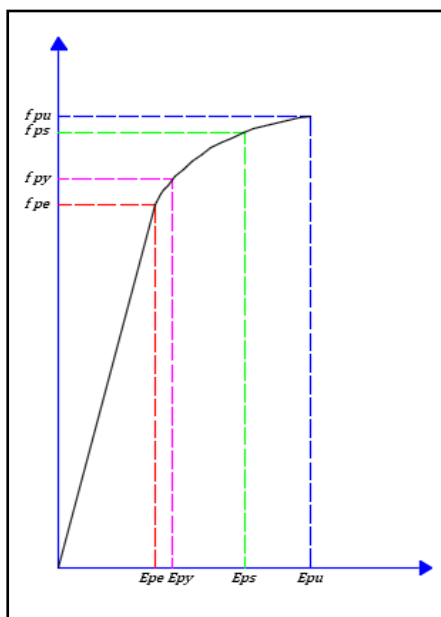


Ilustración 13: Curvas representativa de esfuerzo-deformación de acero de presfuerzo.

Fuente: AutoCAD, (2015)

Donde:

f_{pe}, ε_{pe} = Esfuerzo y deformación en el acero debido a la fuerza pretensora efectiva p_e , después de todas las pérdidas.

f_{py}, ε_{py} = Esfuerzo y deformación de fluencia para el acero.

f_{ps}, ε_{ps} = Esfuerzo y deformación del acero cuando la viga falla.

f_{pu}, ε_{pu} = Esfuerzo y deformación últimas del acero.

Cuando una viga de hormigón presforzado falla a la flexión, el acero de presfuerzo está sometido a un esfuerzo f_{ps} que es mayor que el presfuerzo efectivo f_{pe} , pero menor que la resistencia última a tensión f_{pu} .

2.8. Resistencia al corte

Las vigas aparte de sufrir las fallas por flexión también pueden presentar las fallas por cortante o falla por tensión diagonal que son aún más peligrosas que las que se dan por flexión, por esto se debe tener seguridad en contra de este tipo de fallas prematuras ya que, si sobrevinieran la sobrecarga y colapso catastrófico, estos podrían ocurrir sin previo aviso. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 209)

Las vigas presforzadas comúnmente tienen refuerzo para el cortante, con la finalidad de asegurar que la falla por flexión, la cual se puede pronosticar con precisión y precedida por el agrietamiento y las elevadas deflexiones, sucederá antes que la falla por cortante, la cual es dificultosa de predecir con exactitud. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 209)

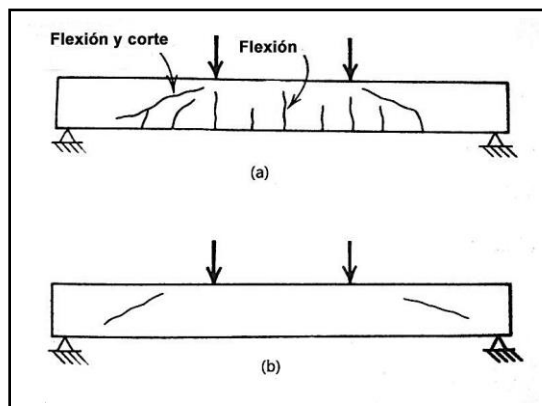


Ilustración 14: Tipos de grietas inclinadas: (a) Grietas por flexión-cortante. (b) Grietas por cortante en el alma.

Fuente: Arthur H. Nilson, (1982)

2.8.1. Tipos de grietas inclinadas.

2.8.1.1. *Grietas por flexión-cortante.*

Las grietas por flexión-cortante se muestran después de que se presenten las grietas por flexión. Las grietas por flexión se amplían casi verticalmente dentro de la trabe desde la cara de tensión. Cuando se desarrolla una combinación crítica de esfuerzos de flexión y cortantes en la cabeza de una grieta por flexión, la grieta se trasciende en una dirección inclinada con frecuencia es algo tendida tal como se muestra en la figura 14 (a). (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 216)

2.8.1.2. *Grietas por cortante en el alma.*

Las grietas por cortante en el alma se logran dar principalmente cerca de los apoyos de vigas elevadamente presforzadas con almas delgadas. Este tipo de grietas comienza en el alma, sin primero producir un agrietamiento por flexión, cuando la tensión en el concreto es igual a la resistencia de tensión del material. Estas grietas

ocurren cuando el máximo esfuerzo principal de tensión proveniente de la combinación de los esfuerzos de corte y de flexión, iguala a la resistencia de tensión del concreto. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 216)

2.1. Pérdidas Parcial debido a la fuerza del Presforzado

Según (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 263) la pérdida del presfuerzo producida por la fuerza pretensora se puede clasificar en dos indoles: las pérdidas que ocurren inmediatamente durante la construcción del elemento (Pérdidas inmediatas) y las que se producen después de un largo periodo de tiempo (Pérdidas diferidas).

La fuerza del gato se la denomina fuerza pretensora inicial (P_i) esta disminuye rápidamente a causa de:

- 1) Deslizamiento del anclaje después de la transferencia.
- 2) Acortamiento elástico del concreto comprimido luego de la transferencia.
- 3) Pérdidas que provoca la fricción por curvatura.

Estas clasificaciones entran en el grupo de las pérdidas diferidas estas son dependientes del tiempo.

La fuerza pretensora después de varios años se reduce a causa de:

- 4) El flujo plástico del concreto.
- 5) La contracción por contracción del concreto.
- 6) Relajamiento del acero altamente esforzado.

Estas pérdidas entran en el grupo de las pérdidas diferidas que ocurre a través del tiempo.

Luego de un largo periodo los esfuerzos serán mínimos y la fuerza pretensora será casi constante, esta fuerza pretensora se definirá como fuerza pretensora efectiva P_e .

La fuerza en el gato, P_j , será la fuerza que predomine a todas las fuerzas que actúen en el tendón a lo largo de la vida normal del elemento, y la ejecución del tensado puede ser un intento sobre el comportamiento del tendón. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 263)

En los elementos pretensados, P_j jamás actuara en el concreto, solamente en los anclajes fijos de la cama de colado. La tensión disminuye a lo largo del cable por la fricción que sucede en los puntos de cambio de dirección del cable y en las cimbras extremas de la viga. Además, la fuerza en el acero también disminuirá al instante después de la transferencia al concreto, debido al acortamiento elástico del concreto. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 264)

2.8.2. Perdidas inmediatas que ocurren inmediatamente

2.8.3. durante la construcción del elemento.

1) Deslizamiento del anclaje después de la transferencia.

En los elementos pretensados cuando la fuerza del gato se suelta, la tensión del acero es trasladada al concreto por medio de anclajes de uno u otro tipo. La pérdida por deslizamiento en los anclajes se puede compensar por medio de un sobreesfuerzo, pero se debe tener como dato conocido su magnitud.

La magnitud será dependiente del sistema específico que se utilice en el presfuerzo o en el dispositivo del anclaje. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 268)

2) Acortamiento elástico del concreto comprimido luego de la transferencia.

Este se da cuando la fuerza se traslada a un elemento, existirá un acortamiento elástico en el concreto a medida en que este se comprime. En elementos pretensados, el tendón se halla adherido al concreto al instante de la transferencia, la variación de la deformación del acero es idéntico que el de la deformación de compresión del concreto al nivel del centroide del acero, cuando esté ejerciendo el presfuerzo excéntrico más el peso propio del elemento inmediatamente después de la transferencia, por medio de esto se podrá calcular las pérdidas. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 269)

3) Pérdidas que provoca la fricción.

En pretensados no se considera pérdidas por fricción a diferencia de los elementos postensados que por lo general los tendones se anclan en un extremo y se estiran mediante los gatos del otro. De forma en que el acero se desliza a través del ducto, se desarrolla una resistencia friccionante, ya que la tensión en el extremo anclado es menor que la tensión en el gato. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 270)

2.8.4. Pérdidas diferidas que se producen después de un largo periodo de tiempo.

4) Pérdidas por el flujo plástico del concreto.

El concreto sometido a una fuerza mantenida de compresión, inicialmente se deformará elásticamente, posteriormente se prolongará deformándose durante un periodo adicional de tiempo.

El coeficiente último de flujo plástico se define como:

$$C_u = \frac{E_{cu}}{E_{ci}}$$

Donde E_{ci} es la deformación elástica inicial y E_{cu} es la deformación adicional en el concreto, después de un largo tiempo, a causa del flujo plástico.

Los valores típicos de C_u estarán entre el rango de 2 a 4. Cuando no se cuenta con una información específica se recomienda un valor promedio 2,35.

En los elementos presforzados, la fuerza de compresión que causa el flujo plástico del hormigón es constante, sino que se reduce con el paso del tiempo, a causa del relajamiento del acero y a la contracción del concreto, así como también a causa de los cambios de longitud asociados con el flujo plástico en sí mismo. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 275)

La pérdida por flujo plástico del concreto se puede hallar con la siguiente expresión:

$$\Delta f_{(CR)} = C_u n f_{CS}$$

Donde:

$$n = \frac{E_p}{E_c}, \text{ relación modular}$$

f_{CS} = La pérdida de esfuerzo en el acero asociados con el flujo plástico del concreto.

5) Pérdidas por la contracción por contracción del concreto.

La contracción por secado del concreto produce una disminución en la deformación del acero del presfuerzo igual a la deformación por contracción del concreto. La contracción por secado ocurre después de la transferencia de la fuerza pretensora al miembro. Para la construcción pretensada, la transferencia sucede 24 horas posteriormente del colado y más o menos toda la contracción sucede después de ese tiempo. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 276)

6) Pérdidas por relajamiento del acero fuertemente esforzado.

Los tendones de presfuerzo se conservan esforzados básicamente con una distancia constante durante la vida de un elemento, a pesar de que hay una disminución de longitud a causa del flujo plástico y la contracción de concreto. La magnitud del relajamiento dependerá de la intensidad del esfuerzo en el acero y del tiempo. (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 277)

2.9. Deflexiones

Según lo establecido en (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 349) las deflexiones se pueden dar por los efectos del presfuerzo y por las cargas de servicio al no considerar estas deflexiones pueden crear varios problemas por ejemplo para los entrepisos, los desplazamientos excesivos hacia arriba o abajo pueden producir agrietamiento de tabiques divisorios u otros elementos no estructurales, uniones defectuosas en ventanas o puertas.

2.9.1. Deflexiones en el Hormigón Presforzado.

Las deflexiones en el hormigón presforzado se producen por dos efectos:

Por efecto de la carga del presfuerzo se reflexionará como muestra la gráfica:

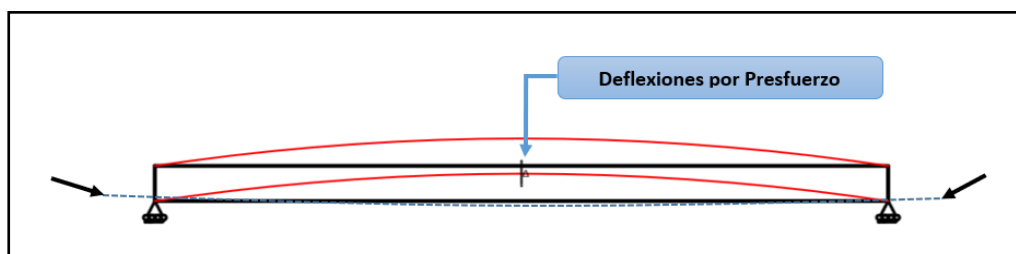


Ilustración 15: Deflexiones debido al presfuerzo.

Elaborado: (Maria Jose Nieves Bajaña)

La segunda se produce por el efecto de las cargas que actúan sobre la viga.

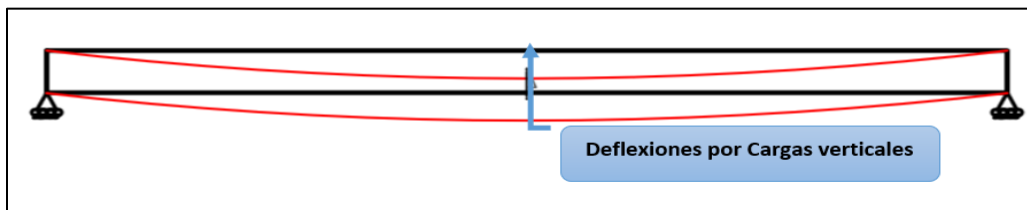


Ilustración 16: Deflexiones por las cargas verticales de servicio.

Elaborado: (María Jose Nieves Bajaña)

2.10. Aspectos generales de las Viguetas pretensadas

Las viguetas pretensadas es un producto estructural con el cual se desarrollan viviendas de interés social, media, residencial, corporativos, estacionamientos y otros proyectos especiales.

La finalidad de las viguetas pretensadas es ofrecer importantes ventajas sobre el sistema tradicional de construcción como el de agilizar los tiempos de colocación, reducción de costos, más calidad y seguridad en la construcción por ejemplo el constructor se ahorra los cálculos estructurales de la losa ya que estas son prefabricadas.

En cuanto al concreto, los constructores se ahorran cada m^2 de losa ya que con este sistema podemos alcanzar claros más grandes y menos apertados.

La vigueta pretensada es un componente portante resistente del sistema, formado por alambre de presfuerzo y de concreto de alta resistencia.

2.11. Características de las viguetas pretensadas

Las viguetas pretensadas son elementos pretensados que son utilizados como nervios que se utilizan en losas de entrepiso de edificaciones destinadas a viviendas y

oficinas e industrias. Estas viguetas funcionan como nervios tienen un rango de luz entre 2 a 4 m y una sección transversal de forma trapezoidal que tiene de ancho entre 8 y 20 cm y un peralte entre 10 y 30 cm generalmente estas viguetas están separadas entre 60 a 70 cm de cara a cara entre viguetas y sobre ellas se coloca una losa de compresión generalmente de 5 cm de espesor.

Las viguetas pueden trabajar simplemente apoyadas o también pueden trabajar monolíticamente y de esta manera trabajar como viga continua

2.12. Proceso constructivo de las Viguetas Pretensadas

El proceso constructivo comienza con el tendido de las trenzas de acero a lo largo de la cama de tensado la resistencia del acero utilizado es de 18990 kg/cm². Los cables son anclados en un extremo de la pista y en otro son estiradas mediante una tensadora hidráulica esta máquina estira las trenzas dándoles tensión, deteniéndose automáticamente en la tensión programada o en la tensión de diseño.

Posteriormente se procede al hormigonado de las viguetas esta operación se realiza mediante la maquina viguetera, o una concretera normal esta avanza sobre la pista formando las viguetas por la acción denominada vibro-compactación, la cual consiste en vibrar y compactar el hormigón a altas frecuencias así da la posibilidad de formar las viguetas utilizando hormigón semi-seco y dando como resultado un hormigón de alta resistencia ($f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$) y aceros de baja relajación de grado 270K.



Ilustración 17: Pista de hormigonado y tensado de viguetas.

Fuente: (Mavisa S.A., s.f.)

Capítulo III

Marco Metodológico

El análisis del comportamiento estructural de las viguetas pretensadas para tramos continuos se basa aplicación de los criterios del hormigón presforzado, (American Concrete Institute, ACI 318S-11, (2011)), (American Concrete Institute, ACI 318S-08, 2008), en este capítulo se hará énfasis en la metodología, consideraciones de diseño del presforzado y las herramientas utilizadas para el análisis estructural de las viguetas pretensadas.

3.1. Cargas de la estructura.

3.1.1. Cargas permanentes: (WSD, WD).

Como establece la (NEC-SE-CG-Cargas Sismicas, 2004, pág. 5), la carga permanente está constituida por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura. Tales como: paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas.

WSD = carga sobreimpuesta debido al peso de todos los elementos estructurales.

WD = carga muerta debido al peso propio de la viga.

3.1.2. Cargas vivas: (WL).

La carga viva, también llamada sobrecarga de uso, depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de las personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercaderías en transición entre otras. (NEC-SE-CG-Cargas Sismicas, 2004, pág. 5) (Pytel & Ferdinand L. Singer, 2008)

3.2. Momentos Máximos en las vigas.

Debido a lo citado en (Pytel & Ferdinand L. Singer, 2008, pág. 219), la deflexión en el centro del claro para una viga simplemente apoyada con una carga distribuida uniformemente se puede obtener mediante la siguiente formula de momentos máximos:

$$M_o = \frac{W_o L^2}{8}$$

Ecuación 1: Momento máximo para una viga simplemente apoyada con carga distribuida uniformemente.

Fuente: (Pytel & Ferdinand L. Singer, 2008, pág. 219)

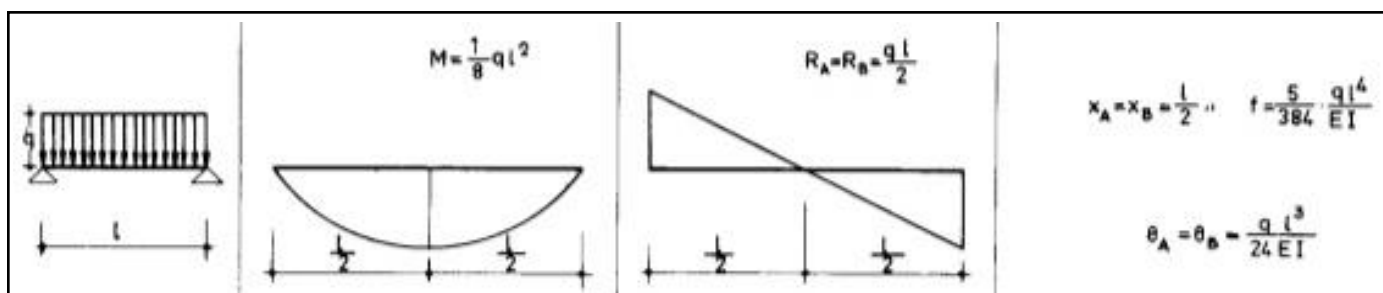


Ilustración 18: Hipótesis de cargas a vigas apoyadas.

Fuente: (www.pinterest.com, s.f.)

3.3. Diseño a flexión de vigas

3.3.1. Esfuerzos admisibles o permisibles de flexión del A.C.I. en el concreto después de la aplicación del presforzado.

Los esfuerzos admisibles en la fibra extrema en compresión y tensión en los extremos de los elementos simplemente apoyados imponen algunas limitaciones a los esfuerzos en el concreto y en el acero para cada estado, como las ocurren inmediatamente después de la transferencia de la fuerza pretensora al concreto, y para cuando actúa la totalidad de la carga de servicio.

Caso a: Transferencia. - Cuando interviene el Pi y el peso propio de la viga.

$$f_{ci} = -0,70 * f'_{ci}$$

Ecuación 2: Esfuerzo admisible en la fibra extrema en compresión inmediatamente después de la transferencia.

Fuente: (American Concrete Institute, ACI 318S-11, (2011))

$$f_{ti} = 1,6 * \sqrt{f'_{ci}}$$

Ecuación 3: Esfuerzo admisible en la fibra extrema en tensión inmediatamente después de la transferencia.

Fuente: (American Concrete Institute, ACI 318S-11, (2011))

Caso b: Servicio. - Cuando interviene P_{efect} , peso propio de la viga, carga muerta sobrepuesta y la carga viva.

$$f_{cs} = -0,60 * f'_c$$

Ecuación 4: Esfuerzo admisible en la fibra extrema en compresión bajo las cargas de servicio, después de ocurridas todas las pérdidas.

Fuente: (American Concrete Institute, ACI 318S-11, (2011))

$$f_{ts} = 2 * \sqrt{f'_c}$$

Ecuación 5: Esfuerzo admisible en la fibra extrema en tensión bajo las cargas de servicio, después de ocurridas todas las pérdidas.

Fuente: (American Concrete Institute, ACI 318S-11, (2011))

3.3.2. Módulos de sección requerido.

(Arthur H. Nilson, (1982), pág. 145) cita que, para resumir el procedimiento de diseño para la determinación de la mejor sección transversal, y de la fuerza pretensora y

excentricidad, basándose en las limitaciones de esfuerzos: se hallan los módulos de sección requeridos con respecto a las superficies superior e inferior de miembros, para las vigas con excentricidad constante, la excentricidad se controla mediante las condiciones en los apoyos, en donde M_o es igual a 0, y la totalidad del momento M_o debido al peso propio debe incluirse en la determinación de los módulos de sección.

Si los módulos tienden a sobrepasar al mínimo valor admisible se deberá reducir la sección del elemento. Las dimensiones del concreto se escogen en forma tal de satisfacer estos requerimientos mediante las siguientes ecuaciones:

$$S^t \geq \frac{M_D + M_{SD} + M_L}{\gamma * f_{ti} - f_{cs}}$$

Ecuación 6: Requerimientos para los módulos de sección para vigas con excentricidad constante en la fibra superior.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 145)

$$S_b \geq \frac{M_D + M_{SD} + M_L}{f_{ts} - \gamma * f_{ci}}$$

Ecuación 7: Requerimientos para los módulos de sección para vigas con excentricidad constante en la fibra inferior.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 145)

Donde S^t y S_b son los módulos de sección en la fibra superior e inferior respectivamente estos son propiedades del elemento.

$$\text{Donde: } S^t = \frac{I_g}{C_t} \qquad S_b = \frac{I_g}{C_b}$$

I_g = Inercia de la sección transversal no agrietada.

c^t = Distancia al borde superior

c_b = Distancia al borde inferior

3.3.3. Esfuerzo centroidal del concreto.

Según (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 142) se puede hallar el esfuerzo en el centroide del concreto en vigas con excentricidad constante sujeto a condiciones iniciales se puede determinar con la siguiente expresión:

$$f_{cci} = f_{ti} - \frac{c^t}{H} (f_{ti} - f_{ci})$$

Ecuación 8: Esfuerzo centroidal del concreto en vigas con excentricidad constante.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 142)

Donde:

f_{ti} = Esfuerzo admisible de transferencia a tensión del concreto.

c^t = Distancia al borde superior

H = altura de la viga

f_{ci} = Esfuerzo admisible de transferencia a compresión del concreto.

3.3.4. Fuerza inicial del presfuerzo.

(Arthur H. Nilson, (1982), pág. 142) , expresa que la fuerza pretensora inicial se obtiene multiplicando el valor del esfuerzo en el centroide del concreto por el área de la sección transversal del concreto.

$$P_i = A_c * f_{cci}$$

Ecuación 9: Fuerza inicial del presfuerzo.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982))

3.3.5. Excentricidad requerida.

(Arthur H. Nilson, (1982), pág. 143) da la siguiente citación, que la excentricidad de la fuerza pretensora se puede hallar considerando que la excentricidad y la fuerza de presfuerzo inicial serán constante a lo largo de la luz libre de la viga, donde su máximo valor viene dado mediante las condiciones de apoyo, donde M_o será igual a 0.

$$e = (f_{ti} - f_{cci}) * \frac{S_t}{P_i}$$

Ecuación 10: Excentricidad requerida.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982))

Donde:

f_{ti} = Esfuerzo admisible de transferencia a tensión del concreto.

S_t = Módulo de sección en la fibra superior

f_{cci} = Esfuerzo centroidal del concreto.

e = excentricidad requerida del tendón.

P_i = Fuerza pretensora inicial.

3.3.6. Esfuerzo permisible o admisibles en el acero de presfuerzo.

Según (American Concrete Institute, ACI 318S-11, (2011)) los esfuerzos de tracción en el acero de presfuerzo no deben exceder inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo $0,82 * f_{py}$ pero no mayor que $0,74 * f_{pu}$.

Se usarán cables de grado 270K con un esfuerzo de fluencia del acero: $f_{py} = 0,85 * f_{pu}$

Donde: $f_{pu} = 18990 \text{ kg/cm}^2$

$$f_{padm} = 0,7 * f_{pu}$$

Ecuación 11: Esfuerzo admisible en el acero de presfuerzo.

Fuente: (American Concrete Institute, ACI 318S-11, (2011))

3.3.7. Área requerida del acero de presfuerzo.

El área requerida del acero del presfuerzo resultara dividiendo la fuerza inicial del presfuerzo para el esfuerzo admisible en el presfuerzo.

$$A_{ps} = \frac{P_i}{f_{padm}}$$

Ecuación 12: Esfuerzo admisible en el acero de presfuerzo.

Fuente: (American Concrete Institute, ACI 318S-11, (2011))

Luego se determinará el número de cables de presfuerzo a usar en la sección dividiendo el área de presfuerzo para el área de una varilla comercial de presfuerzo. Se elegirá el número de cables y el diámetro de la varilla según criterio. Se trabajará con el área real de acuerdo al diámetro y numero de varilla que se escogió.

3.4. Análisis a flexión de vigas

De acuerdo con (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 79), considera que para el estudio de las vigas se requiere de un análisis y diseño. Las vigas para el análisis por flexión se tienen como datos conocidos las dimensiones del acero y del concreto, la magnitud y línea de acción de la fuerza efectiva pretensora.

Conociendo las cargas es posible calcular los esfuerzos elásticos de flexión en vigas no agrietadas y compararlos con los esfuerzos admisibles o permisibles de flexión del (American Concrete Institute, ACI 318S-11, (2011)).

Para el diseño de vigas se conocen los esfuerzos permisibles, la resistencia de los materiales y las cargas se puede determinar las dimensiones del concreto y el acero de preesfuerzo.

3.4.1. Esfuerzos elásticos de flexión en vigas no agrietadas.

3.4.1.1. Estado inicial.

(Arthur H. Nilson, (1982), pág. 85) Indica que en el estado inicial se considera que, si el elemento se sujeta únicamente a la fuerza pretensora inicial P_i , los esfuerzos en el concreto se determinará con las siguientes formulas:

En la fibra superior:

$$f^t = -\frac{P_i}{A_c} + \frac{(P_i e)c^t}{I_g} \quad (3.3a)$$

Ecuación 13: Esfuerzo en el concreto en la cara superior del miembro.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982))

En la fibra inferior:

$$f_b = -\frac{P_i}{A_c} - \frac{(P_i e)c_b}{I_g} \quad (3.3b)$$

Ecuación 14: Esfuerzo en el concreto en la cara inferior del miembro.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982))

Donde:

A_c = Área de la sección transversal

I_g = Inercia de la sección transversal no agrietada.

c^t = Distancia al borde superior

c_b = Distancia al borde inferior

e = excentricidad del tendón medida hacia abajo desde el centroide del concreto.

P_i = Fuerza pretensora inicial.

Sustituyendo el radio de giro: $r^2 = \frac{I_g}{A_c}$, estas fórmulas podrían escribirse de una forma más conveniente:

Fibra superior:

$$f^t = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{ec^t}{r^2} \right) \quad (3.4a)$$

Ecuación 15: Esfuerzo en el concreto en la cara superior del miembro.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982))

Fibra inferior:

$$f_b = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2} \right) \quad (3.4b)$$

Ecuación 16: Esfuerzo en el concreto en la cara inferior del miembro.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982))

3.4.1.2. Estado de transferencia de cargas.

(Arthur H. Nilson, (1982), pág. 85), hace referencia que en el estado de transferencia de cargas se considera la fuerza pretensora inicial P_i y el peso propio de la viga (WD), esta carga debido al peso de la viga causara momentos (M_D) que se superpondrán inmediatamente. Después del estado inicial de carga ocurre inmediatamente la

transferencia de la fuerza pretensora, los esfuerzos en el concreto en las superficies superior e inferior se podrán determinar con la siguiente formula:

Fibra superior:

$$f^t = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{ec^t}{r^2} \right) - \frac{M_D}{S^t} \quad (3.6a)$$

Ecuación 17: Esfuerzo en el concreto en la cara superior del miembro debido al estado de transferencia de cargas.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982))

Debe cumplir con la siguiente condición: $f^t \leq f_{ti}$

Fibra inferior:

$$f_b = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2} \right) + \frac{M_D}{S_b} \quad (3.6b)$$

Ecuación 18: Esfuerzo en el concreto en la cara inferior del miembro debido al estado de transferencia de cargas.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982))

Debe cumplir con la siguiente condición: $f_b \leq f_{ci}$

Donde:

M_D = Momento por el peso propio de la viga.

S^t = Modulo elástico de la sección en la cara superior del miembro. $S^t = \frac{I_g}{c^t}$

S^b = Modulo elástico de la sección en la cara inferior del miembro. $S_b = \frac{I_g}{c_b}$

3.4.1.3. Estado de servicio.

Según (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 86), en este estado se considera que actúan el peso propio de la viga (WD), la carga total sobreimpuesta (WSD), la carga viva (WL) y la carga pretensora efectiva P_e .

Fibra superior:

$$f^t = -\frac{P_{effect}}{A_c} \left(1 - \frac{ec^t}{r^2} \right) - \frac{M_T}{S^t} \quad (3.8a)$$

Ecuación 19: Esfuerzo en el concreto en la cara superior del miembro debido al estado de servicio.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982))

Debe cumplir con la siguiente condición: $f^t \leq f_{cs}$

Fibra inferior:

$$f_b = -\frac{P_{effect}}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2} \right) + \frac{M_T}{S_b} \quad (3.8b)$$

Ecuación 20: Esfuerzo en el concreto en la cara inferior del miembro debido al estado de servicio.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982))

Debe cumplir con la siguiente condición: $f_b \leq f_{ts}$

Donde:

$$M_T = M_D + M_{SD} + M_L$$

M_D = Momento debido al peso propio de la viga.

M_{SD} = Momento debido a la carga muerta sobreimpuesta.

M_L = Momento debido a la carga viva.

P_{effect} = Presfuerzo efectivo después de ocurridas las perdidas más las cargas de servicio en su totalidad.

$$P_{effect} = \%perdidas$$

3.5. Resistencia a la Flexión

El código (American Concrete Institute, ACI 318S-11, (2011)), incluyen ecuaciones aproximadas para estimar la resistencia a la flexión.

3.5.1. Esfuerzo en el acero debido a la fuerza pretensora y el Esfuerzo ultimo a tensión del acero.

Basándose en los métodos desarrollados para calcular la resistencia a flexión en las vigas corrientes reforzadas del (American Concrete Institute, ACI 318S-11, (2011)), el presfuerzo efectivo se puede calcular de la siguiente manera siempre que f_{pe} no sea menor que $0,5 * f_{pu}$:

$$f_{pe} = \frac{P_{effect}}{A_{ps}} > 0,5$$

Ecuación 21: Esfuerzo en el acero debido a la fuerza pretensora.

Fuente: (American Concrete Institute, ACI 318S-11, (2011))

Donde:

$$P_{effect} = \%perdidas * P_i$$

P_{effect} = Presfuerzo efectivo después de ocurridas las perdidas más las cargas de servicio en su totalidad.

$\%$ perdidas = Estimación del porcentaje de perdidas debido al presfuerzo.

P_i = Fuerza del presfuerzo inicial.

A_{ps} = Área real del acero de presfuerzo.

f_{pu} = Esfuerzo a tensión último del acero.

3.5.2. Esfuerzo del acero cuando la viga falla.

De acuerdo con el código (American Concrete Institute, ACI 318S-11, (2011)) nos permite la utilización de ciertas ecuaciones aproximadas para estimar f_{ps} para elementos con cables adheridos (generalmente pretensados).

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p \rho_p}{\beta_1 * f'_c} \right)$$

Ecuación 22: Esfuerzo del acero cuando la viga falla.

Fuente: (American Concrete Institute, ACI 318S-11, (2011))

Donde:

ρ_p = Porcentaje de acero de presfuerzo es igual a: $\rho_p = \frac{A_{ps}}{b * dp}$

dp = Altura efectiva hasta el centroide del acero de presfuerzo.

b = base promedio de la viga trapezoidal.

γ_p = Factor que depende del tipo de acero de presfuerzo.

- $\gamma_p = 0.55$; $f_{py}/f_{pu} > 0.80$
- $\gamma_p = 0.40$; $f_{py}/f_{pu} > 0.85$
- $\gamma_p = 0.28$; $f_{py}/f_{pu} > 0.90$

β_1 = Relación entre la altura del bloque y distancia del eje neutro.

Valores de B_1

f'_c β_1
210 -----> 0.85

280	-----> 0.85
350	-----> 0.80
414	-----> 0.75
480	-----> 0.70
>550	-----> 0.65

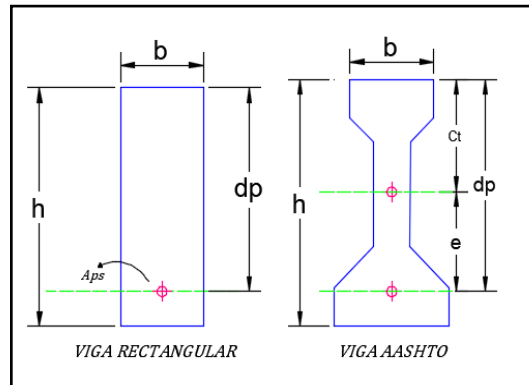


Ilustración 19: Secciones transversales para una viga rectangular y una viga AASHTO

Fuente: AutoCAD, (2015)

3.5.3. Momento resistente Nominal a flexión.

Según (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 107), el momento resistente en la falla es el producto de la fuerza de tensión (o compresión) por el brazo del par interno. Para un miembro que tenga una zona de compresión de ancho constante, entonces la resistencia nominal a la flexión es:

$$Mn = Aps * fps * \left(dp - \frac{a}{2} \right)$$

Ecuación 23: Momento resistente nominal a la flexión.

Fuente: Arthur H. Nilson, (1982)

Donde:

dp = Altura efectiva hasta el centroide del acero de presfuerzo.

a = profundidad del bloque a compresión.

fps = Esfuerzo y deformación del acero cuando la viga falla.

3.5.3.1. *Bloque rectangular de esfuerzos equivalentes.*

Según lo citado en (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 103) todo lo que se necesita para calcular el momento de resistencia ultima de una viga de concreto presforzado es el valor de la resultante de la compresión C (la cual debe ser igual que la fuerza de tensión T) y el brazo del par interno en la falla.

Este usa un método combinado de análisis y experimentación se ha hallado que la distribución real de los esfuerzos de compresión en una viga puede reemplazarse con una distribución rectangular equivalente de esfuerzos que tengan una intensidad de esfuerzo uniforme de $0,85f'_c$ hasta una profundidad a , tal como se puede ver en la figura. La relación entre la profundidad del bloqueo equivalente de esfuerzos es:

$$a = \beta_1 c = \frac{A_{ps} * f_{ps}}{0.85 * f'_c * b}$$

Ecuación 24: Profundidad del bloque a compresión de esfuerzo.

Fuente: Arthur H. Nilson, (1982)

Donde:

c = La resultante del bloque a compresión.

b = base promedio de la viga trapezoidal.

f_{ps} = Esfuerzo y deformación del acero cuando la viga falla.

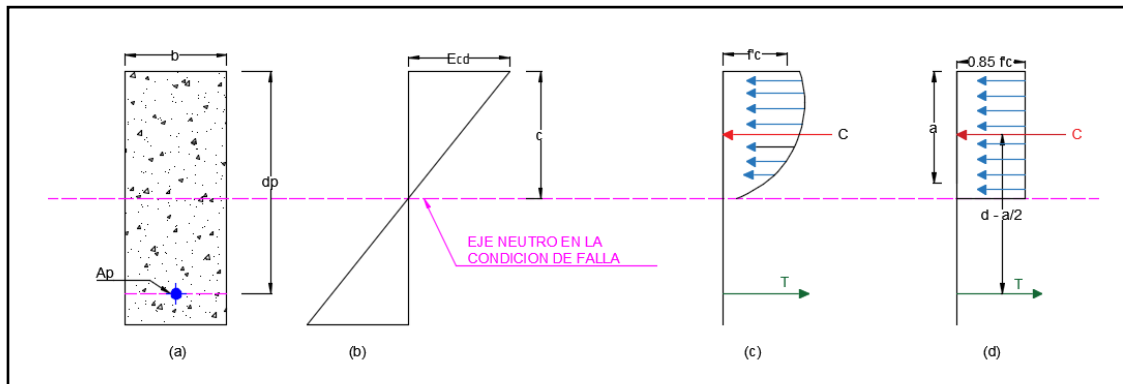


Ilustración 20: Distribuciones de deformaciones y esfuerzos bajo cargas de falla. (a) Sección transversal. (b) Deformaciones. (c) Distribución real de esfuerzos. (d) Distribución rectangular equivalente.

Fuente: AutoCAD, (2015)

3.5.4. Momento de diseño.

Según el (American Concrete Institute, ACI 318S-11, (2011)) para el diseño de las vigas el momento resistente nominal a flexión de diseño no debe ser mayor que el momento ultimo mayorado.

$$\phi M_n$$

Ecuación 25: Condiciones de diseño para el momento resistente.

Fuente: American Concrete Institute, ACI 318S-11, (2011)

Donde:

ϕ = Factor de reducción 0,9.

M_u = Momento ultimo mayorado

$$M_u = 1,2(MD + MSD)$$

3.6. Resistencia al corte

3.6.1. Diseño por cortante en vigas con excentricidad constante.

(Arthur H. Nilson, (1982), pág. 227) hace referencia que la primera sección crítica para el cortante se encuentran a la distancia $h/2$ desde la cara de apoyo, y las secciones que se encuentran a menos de $h/2$ se diseñan para el cortante calculado para $h/2$. Esta especificación reconoce el efecto benéfico de la compresión vertical en el concreto producida por la reacción. Por ello con las siguientes ecuaciones se podrá calcular el cortante y momento para las cargas sobreimpuesta, muerta debido al peso propio de la viga y la viva en $h/2$.

$$Vsd_{h/2} = Vsd - (Wsd * \frac{h}{2}) \qquad Msd_{h/2} = \frac{(Vsd + Vsd(\frac{h}{2}))}{2} * \frac{h}{2}$$

Ecuación 26: Cortante y momento en $h/2$ de la sección de la viga desde la cara de apoyo para la carga sobreimpuesta.

3.6.1.1. Esfuerzo debido al peso propio de la viga.

La razón para considerar por separado el cálculo del esfuerzo del peso propio y las cargas exteriores es debido a que el peso propio es particularmente uniformemente distribuido, a diferencia que las cargas sobrepuestas pueden tener cualquier distribución.

También hay que hacer un énfasis que en el análisis y diseño a seguirse para el refuerzo del alma se basa en la resistencia ultima bajo cargas factorizadas, los términos V_d y f_d son usados para predecir el agrietamiento diagonal deben basarse en el peso propio real calculado si la aplicación de factores de carga.

$$f_d = \frac{Md_{h/2} * cb}{I_g}$$

Ecuación 27: Esfuerzo debido al peso propio de la viga.

Fuente: Arthur H. Nilson, (1982)

3.6.1.2. Esfuerzo de compresión en la fibra inferior debido a la fuerza pretensora efectiva.

Este esfuerzo se presenta a medida que se va aplicando el presfuerzo en el concreto y cuando han ocurrido todas las perdidas debido a la aplicación del presfuerzo.

$$f_{ce} = -\frac{P_{efect}}{Ac} * \left(1 + \frac{e * cb}{r^2}\right)$$

Ecuación 28: Esfuerzo de compresión en la fibra inferior debido a la fuerza pretensora efectiva.

Fuente: Arthur H. Nilson, (1982)

3.6.1.3. Momento que produce el agrietamiento por flexión.

Según (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 228), el momento de agrietamiento es aquel momento proveniente de las cargas muertas y viva sobre puestas, y actúa en forma adicional al momento debido al peso propio. El momento de agrietamiento se puede determinar como base el esfuerzo de tensión en el concreto en la cara inferior igual al módulo de ruptura.

$$M_{cr} = \frac{I_g}{cb} * (1,6\sqrt{f'_c} + f_{ce})$$

Ecuación 29: Esfuerzo de compresión en la fibra inferior debido a la fuerza pretensora efectiva.

Fuente: Arthur H. Nilson, (1982)

3.6.1.4. Cortante por falla de flexión-cortante.

(Arthur H. Nilson, (1982), pág. 227), deduce que la primera sección crítica para el cortante se halla a la distancia $h/2$ desde la cara del apoyo, y las secciones que se

localizan a menos de $h/2$ se diseñan para el cortante calculado para $h/2$. Esta descripción reconoce el resultado favorecedor de la compresión vertical en el concreto causada por la reacción. En otros casos especiales, no se da lo mismo y el cortante en la cara del apoyo puede llegar a ser crítico.

$$V_{ci} = 0,16 * \sqrt{f'c} * bw * dp + V_{d_{h/2}} + \left(\frac{V_{(sd + l)_{h/2}} * M_{cr}}{M_{max}} \right)$$

Ecuación 30: Cortante por falla flexión-cortante.

Fuente: Arthur H. Nilson, (1982)

Donde:

dp = Altura efectiva hasta el centroide del acero de presfuerzo.

bw = base menor de la viga trapezoidal.

V_d = Cortante producida por el peso propio del miembro en $H/2$.

V_{sd} = Cortante producida por la carga sobreimpuesta muerta en $H/2$.

V_l = Cortante producida por la carga viva en $H/2$

M_{max} = Momento producido por las cargas sobreimpuesta muerta y viva en $H/2$.

M_{cr} = Momento que produce el agrietamiento por flexión.

Donde:

f_{ce} = Esfuerzo de compresión en la fibra inferior debido a la fuerza pretensora efectiva.

f_d = Esfuerzo debido al peso propio de la viga.

según el (American Concrete Institute, ACI 318S-11, (2011)), el cortante por falla flexión-cortante V_{ci} no debe exceder a:

$$V_{ci} > 0,45\sqrt{f'c} * bw * dp$$

3.6.1.5. Cortante por falla de grietas por cortante en el alma.

De acuerdo con lo especificado en el libro (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 222), el cortante exterior V_{cw} bajo el cual es posible la ocurrencia de agrietamiento por la cortante en el alma, aumentado por la componente vertical de la fuerza pretensora, V_p , la cual ejerce en el sentido opuesto al cortante provocado por las cargas.

$$V_{cw} = (0,93 * \sqrt{f'_c} + 0,3f_{cc}) * b_w * d_p + V_p$$

Ecuación 31: Cortante por falla de grietas por cortante en el alma.

Fuente: Arthur H. Nilson, (1982)

Donde:

b_w = base menor de la viga trapezoidal.

V_d = Cortante producida por el peso propio del miembro en $H/2$.

f_{cc} = Esfuerzo centroidal en el concreto. $f_{cc} = \frac{P_{effect.}}{A_c}$

V_p = Componente vertical de la fuerza pretensora efectiva en la sección.

$$V_p = P_{effect.} * \text{Sen}(\theta)$$

En la cual θ es la inclinación de la línea centroidal del tendón en la sección, para vigas con excentricidad constante (pretensadas) $V_p = 0$

3.6.1.6. Resistencia Nominal al cortante proporcionada por el concreto.

(American Concrete Institute, ACI 318S-11, (2011)), indica que el valor de V_c deberá tomarse el menor de los valores entre V_{ci} y V_{cw} determinados para un agrietamiento por flexión-cortante y para un agrietamiento por cortante en el alma respectivamente.

La resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto (V_c) se lo afectara por el factor de reducción de resistencia para cortante ($\phi = 0,75$).

3.6.1.7. Fuerza cortante aplicado bajo cargas factorizadas.

Derivándose de la combinación de diseño de la (NEC-SE-CG-Cargas Sismicas, 2004), la fuerza cortante debido a cargas factorizadas de la combinación de diseño (V_u) se elegirá las cargas sobreimpuestas, muerta y viva de la vigueta a $H/2$ de la sección.

$$V_u = 1,2(Vd_{h/2} + Vsd_{h/2}) + 1,6(Vl_{h/2})$$

Ecuación 32: Fuerza cortante bajo cargas factorizadas en $h/2$.

3.6.1.8. Diseño del refuerzo para cortante.

Según lo estipulado en el código (American Concrete Institute, ACI 318S-08, 2008), la fuerza cortante debido a cargas factorizadas (V_u) en la sección considerada no debe exceder a la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto afectado por el factor de reducción de resistencia para cortante.

$$\phi V_c > V_u$$

Ecuación 33: Diseño a cortante del concreto

Fuente: (American Concrete Institute, ACI 318S-11, (2011))

Si se cumple esta condición no se requerirá determinar el acero de refuerzo (V_s), pero si necesitara acero mínimo (A_{smin}).

3.7. Pérdidas inmediatas

Según lo establecido en (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 263), estas se definen como las pérdidas que ocurren inmediatamente durante la construcción del elemento.

La fuerza del gato se la denomina fuerza pretensora inicial (P_i) esta disminuye rápidamente a causa de:

- 1) Deslizamiento del anclaje después de la transferencia.
- 2) Acortamiento elástico del concreto comprimido luego de la transferencia.
- 3) Pérdidas que provoca la fricción.

3.7.1. Pérdidas por deslizamiento del anclaje después de la transferencia.

De acuerdo a lo establecido en (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 268), la pérdida por deslizamiento del anclaje después de la transferencia se puede hallar con la siguiente ecuación:

$$\Delta f_{ps}(A) = \frac{\Delta L}{L} * E_{ps}$$

Ecuación 34: Pérdidas por deslizamiento del anclaje después de la transferencia.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982))

Donde:

L = Longitud del tendón.

E_{ps} = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo.

$$E_{ps} = 2100000 \frac{Kg}{cm^2}$$

ΔL = Cantidad de deslizamiento.

$$\frac{1}{4}'' \text{ (6.35 mm)}$$

La cantidad de deslizamiento estará comprendida entre:

$$\frac{3}{8}'' \quad (9.53)$$

3.7.2. Pérdidas por acortamiento elástico del concreto comprimido.

En (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 269), establece que la pérdida de esfuerzo en el tendón debido al acortamiento elástico del concreto se puede determinar con la siguiente ecuación:

$$\Delta f_p(E_s) = n_i * f_{cs}$$

Ecuación 35: Pérdidas por acortamiento elástico del concreto comprimido.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982))

Donde:

n_i = relación modular entre módulo de elasticidad del acero de presfuerzo y el módulo de elasticidad del concreto al momento del tensado. $n_i = \frac{E_s}{E_c}$

3.7.2.1. Esfuerzo de compresión en el concreto.

(Arthur H. Nilson, (1982), pág. 269), establece que el esfuerzo de compresión en el concreto al nivel del centroide del acero se puede determinar con la siguiente ecuación:

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{M_d * e}{I_c}$$

Ecuación 36: Esfuerzo de compresión en el concreto al nivel del centroide del acero.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982))

3.7.3. Pérdidas debido a la fricción por curvatura.

(Arthur H. Nilson, (1982), pág. 270), establece que las pérdidas debido a la fricción se dan solo en los elementos postensados ya que a medida que el acero se desliza por el ducto desarrolla una resistencia friccionante, esta se podrá determinar mediante la siguiente ecuación donde para pretensados será igual a 0.

$$\Delta f_p(F) = f(S)(KL + \mu\alpha)$$

Ecuación 37: Pérdidas por fricción para elementos pretensados.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982))

Se realizará un resumen de las pérdidas inmediatas debido al deslizamiento del anclaje después de la transferencia, al acortamiento elástico del concreto comprimido y las debido a fricción por curvatura se sumará todas las pérdidas para determinar el porcentaje de las pérdidas inmediatas este no deberá exceder al porcentaje de pérdidas asumido al inicio.

$$\% \text{Pérdidas inmediatas} = \frac{\Delta p}{P_i} * 100\%$$

Donde:

Δp = es la sumatoria de todas las pérdidas inmediatas multiplicado al área real del acero de presfuerzo.

$$\Delta p = \sum \Delta f_{p(A+Es+F)} * A_{ps}$$

P_i = Fuerza del presfuerzo

3.8. Pérdidas diferidas

Según lo establecido en (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 263), estas se definen como las pérdidas que son dependientes del tiempo.

La fuerza pretensora después de varios años se reduce a causa de:

- 1) El flujo plástico o viscoso del concreto.
- 2) La contracción por contracción del concreto.
- 3) Relajamiento del acero altamente esforzado.

3.8.1. Perdidas debido al flujo plástico o viscoso.

De acuerdo a lo establecido en (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 276), la pérdida de esfuerzo en el acero asociado con el flujo plástico del concreto se puede hallar con la siguiente ecuación:

$$\Delta f_{ps}(CR) = C_u * n$$

Ecuación 38: Perdidas debido al flujo plástico.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982))

Donde:

f_{cs} = Esfuerzo de compresión en el concreto al nivel del centroide del acero.

n = relación modular entre módulo de elasticidad del acero de presfuerzo y el módulo de elasticidad del concreto inicial. $n = \frac{E_s}{E_{ci}}$

C_u = Coeficiente ultimo de flujo plástico.

3.8.1.1. Coeficiente ultimo de flujo plástico.

El coeficiente ultimo de flujo plástico se puede calcular mediante la siguiente ecuación: $C_u = \frac{E_{cu}}{E_{ci}}$

Donde:

E_{cu} = Deformación adicional del concreto, después de un largo tiempo.

E_{ci} = Deformación elástica inicial.

Según (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 275), el valor de C_u se encuentra entre el rango de (2,00 – 4,00), cuando no hay una información específica se recomienda utilizar un valor promedio de 2,35.

3.8.2. Perdidas por contracción del concreto.

En (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 276), se da a conocer que para determinar la pérdida por contracción por fraguado del concreto se puede hallar con la siguiente ecuación:

$$\Delta f_{ps}(SH) = 8,2 * 10^{-6} * k_{SH} * E_{ps} * \left(1 - 0,06 \frac{V}{S}\right) (100$$

Ecuación 39: Perdidas por contracción por fraguado del concreto.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982))

Donde:

R_H = Porcentaje de Humedad

k_{SH} = Coeficiente de contracción que depende del tiempo desde la fundición hasta el tensado.

V = Volumen de la viga

S = Área perimetral de la viga por la longitud de la luz libre de la viga.

E_{ps} = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo.

Se realizará un resumen de las pérdidas diferidas las que son debido al flujo plástico y las por contracción del fraguado se sumará ambas pérdidas para determinar el porcentaje de las pérdidas diferidas del concreto este no deberá exceder al porcentaje de pérdida asumido al inicio.

$$\%Perdidas = \Delta Pp / Pi$$

Donde:

ΔPp = Es la sumatoria de las pérdidas de flujo plástico y por contracción del fraguado del concreto multiplicado al área real del acero de presfuerzo.

Pi = Fuerza de presfuerzo.

$$\Delta Pp_{(Cr+SH)} = \sum \Delta fp_{(Cr+SH)} * Aps_{real}$$

Ecuación 40: Pérdidas por flujo plástico y contracción por fraguado del concreto.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982))

3.8.3. Pérdidas por relajamiento del acero altamente esforzado.

En (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 277), se da a conocer que para determinar la pérdida por relajamiento del acero altamente esforzado se puede hallar con la siguiente ecuación:

$$\Delta fp(R) = fpi * \left(\frac{\log t}{10} \right) * \left(\frac{fpi *}{fpy} - 0,55 \right)$$

Ecuación 41: Pérdidas por relajamiento del acero altamente esforzado.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982))

Donde:

$fpi *$ = Esfuerzo inicial del acero. $fpi * = Pi * / Aps$

P_i^* = Fuerza del presfuerzo menos la sumatoria de las perdidas por flujo plástico y la contracción por fraguado del concreto.

$$P_i^* = P_i - \Delta P_{p(Cr+SH)}$$

f_{py} = Esfuerzo de fluencia del acero. $f_{py} = 0,85 * f_{pu}$

f_{pu} = Esfuerzo a tensión último del acero de grado 270. $f_{pu} = 18990 \text{ kg/cm}^2$

Se analizará las perdidas por relajamiento del acero para 5 y 10 años se escogerá el mayor valor.

Se detallará un resumen de las perdidas diferidas las que son debido al relajamiento del acero se sumara las perdidas por flujo pastico y contracción por fraguado del concreto para determinar el porcentaje de las perdidas diferidas por relajamiento este no debe ser mayor al porcentaje de perdidas asumido al inicio.

$$\% \text{ Perdidas diferidas} = \frac{\Delta P_{efectivo}}{P_i} * 100\%$$

Donde:

$\Delta P_{efectivo}$ = Sumatoria de todas las perdidas diferidas multiplicado al área real de acero de presfuerzo.

$$\Delta P_{efectivo} = \Delta f_p * A_{ps}$$

P_i = Fuerza de presfuerzo.

3.9. Deflexiones

Según lo establecido en (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 349), las deflexiones se pueden dar por los efectos del presfuerzo y por las cargas de servicio.

3.9.1. Deflexiones inmediatas.

3.9.1.1. Deflexiones en el estado de transferencia.

Deflexión obtenida inmediatamente después de aplicado el presfuerzo en el estado de transferencia solo actúan la fuerza pretensora (P_i) y su peso propio (WD).

$$\Delta_{inme} = -\Delta P_i + \Delta d$$

Ecuación 42: Deflexiones inmediatas en el estado de transferencia.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982))

Donde:

$$\Delta P_i = \text{Deflexión debido al presfuerzo.} \quad \Delta P_i = \frac{1}{8} * \frac{P_i * e * l^2}{E_i * I}$$

$$\Delta d = \text{Deflexión debido al peso propio.} \quad \Delta d = \frac{5}{384} * \frac{WD * l^4}{E_i * I}$$

3.9.2. Deflexiones a largo plazo.

De acuerdo en lo estipulado en (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 356), las deflexiones a largo plazo ocurren a medida que se reduce de $P_i \rightarrow P_{efectivo}$ y las que se ven afectados por el flujo plástico o viscoso.

3.9.2.1. Deflexiones por presforzado afectado por flujo plástico o viscoso del hormigón.

Según (Arthur H. Nilson, (1982), pág. 357), para determinar las deflexiones afectado por el flujo plástico o viscoso del hormigón mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta P_{fv} = \left(\frac{\Delta P_i + \Delta P_{effect}}{2} \right) C_u$$

Ecuación 43: Deflexiones por presforzado afectado por flujo plástico o viscoso del hormigón.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982))

Donde:

ΔP_{effect} = Deflexión del presfuerzo efectivo debido por el flujo viscoso.

$$\Delta P_{effect} = \frac{1}{8} * \frac{P_{effect} * e * l^2}{E * I}$$

ΔP_i = Deflexión debido al presfuerzo.

$$\Delta P_i = \frac{1}{8} * \frac{P_i * e * l^2}{E_i * I}$$

3.9.2.1.1. Deformación neta por presforzado efectivo aumenta por el flujo viscoso.

La deflexión por presfuerzo aumenta por el flujo viscoso. Se calcula un ΔP_{neto} .

$$\Delta P_{neto} = -\Delta P_{effect} - \Delta P_{fv}$$

Donde:

ΔP_{effect} = Deflexión del presfuerzo efectivo debido por el flujo viscoso.

ΔP_{fv} = Deflexiones por presforzado afectado por flujo plástico o viscoso.

3.9.2.1.2. Deformaciones por carga vertical en estado de servicio.

Se determina las deformaciones por la carga muerta, sobrepuesta y también se ven afectadas por el flujo plástico o flujo viscoso del hormigón.

$$\Delta Carga\ vertical = (\Delta d + \Delta sd)(C_u + 1)$$

Ecuación 44: Deformaciones por carga vertical en estado de servicio.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982))

Donde:

Δd = Deflexión debido al peso propio de la viga.
$$\Delta d = \frac{5}{384} * \frac{Wd * l^4}{E * I}$$

Δsd = Deflexión debido a la carga sobreimpuesta a la viga.
$$\Delta sd = \frac{5}{384} * \frac{Wsd * l^4}{E * I}$$

Luego se determina la deformación total por carga vertical en el estado de servicio y la neta por presforzado efectivo debido al flujo viscoso.

$$\Delta_{total} = \Delta P_{neto} + \Delta Carga\ vertical$$

3.9.2.1.3. Deformaciones por carga viva.

Se determina las deformaciones por carga viva mediante la deflexión debida a una carga uniforme en un claro con la siguiente expresión:

$$\Delta L = \frac{5}{384} * \frac{Wl * l^4}{E * I}$$

Ecuación 45: Deformaciones por carga vertical en estado de servicio.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982))

3.9.3. Deflexión final.

La deflexión final será la suma de las deformaciones por presfuerzo efectivo debido al flujo viscoso y las deformaciones debido a las cargas muertas, sobreimpuesta y viva.

$$\Delta_{total} = \Delta_{total} + \Delta L$$

Ecuación 46: Deformaciones por carga vertical en estado de servicio.

Fuente: (Arthur H. Nilson, (1982))

Capítulo IV

Análisis y Diseño

4.1. Cálculo de las cargas que soportaran las viguetas pretensadas

- **Carga sobreimpuesta (WSD)**

Incluye el peso propio de los elementos y las cargas aplicadas como; paredes, cerámica, instalaciones en general.

- **Peso de Losa**

$$W_{\text{losa}} = e * \gamma_{\text{concreto}}$$

$$e_{\text{losa}} = 0,05 \text{ m}$$

$$W_{\text{losa}} = (0,05 \text{ m}) * (2,4 \text{ Tonf/m}^3) = 0,12 \text{ Tonf/m}^2$$

En la tabla # 8 sección G. Contrapisos y recubrimientos de la NEC-SE-CG-Cargas - Sísmicas se muestran los valores de los pesos para los materiales más frecuentes.

$$W_{\text{piso cerámica + mortero de nivelación}} = 0,07 \text{ Tonf/m}^2$$

$$W_{\text{tumbados, instalaciones, varios}} = 0,02 \text{ Tonf/m}^2$$

Luego se realizó un metrado de cargas para estimar el peso de pared donde se incluyó el peso del enlucido de pared, peso del bloque de pared y el mortero de juntas entonces se determinó lo siguiente:

$$W_{\text{(pared)}} = 0,231 \text{ Tonf/m}^2$$

Entonces se procede a sumar las cargas del peso de la losa, peso de ceramica y mortero de nivelacion, peso de tumbados , Instalaciones, varios y el peso de pared para conocer la carga sobreimpuesta que le llegara a las viguetas.

$$WSD \text{ (sobreimpuesta)} = 0,441 \text{ Tonf/m}^2$$

$$\text{Entonces se asumira } WSD \text{ (sobreimpuesta)} = 0,45 \text{ Tonf/m}^2$$

- **Carga viva (WL)**

Se considera una carga viva de 200 kg/m² en el nivel de planta alta, según lo establecido en la NEC-SE-CG-Cargas – Sismicas en la tabla 9 para hoteles y residencias multifamiliares.

$$WL = 0,2 \text{ tonf/m}^2$$

4.2. Predimensionamiento de la vigueta pretensada

Como en la edificación consta con luces comprendidas entre 3,54 hasta 2,885 m tomadas de viga a viga entonces se procederá a determinar las secciones de las viguetas para dos luces en base a las consideraciones del hormigón presforzado.

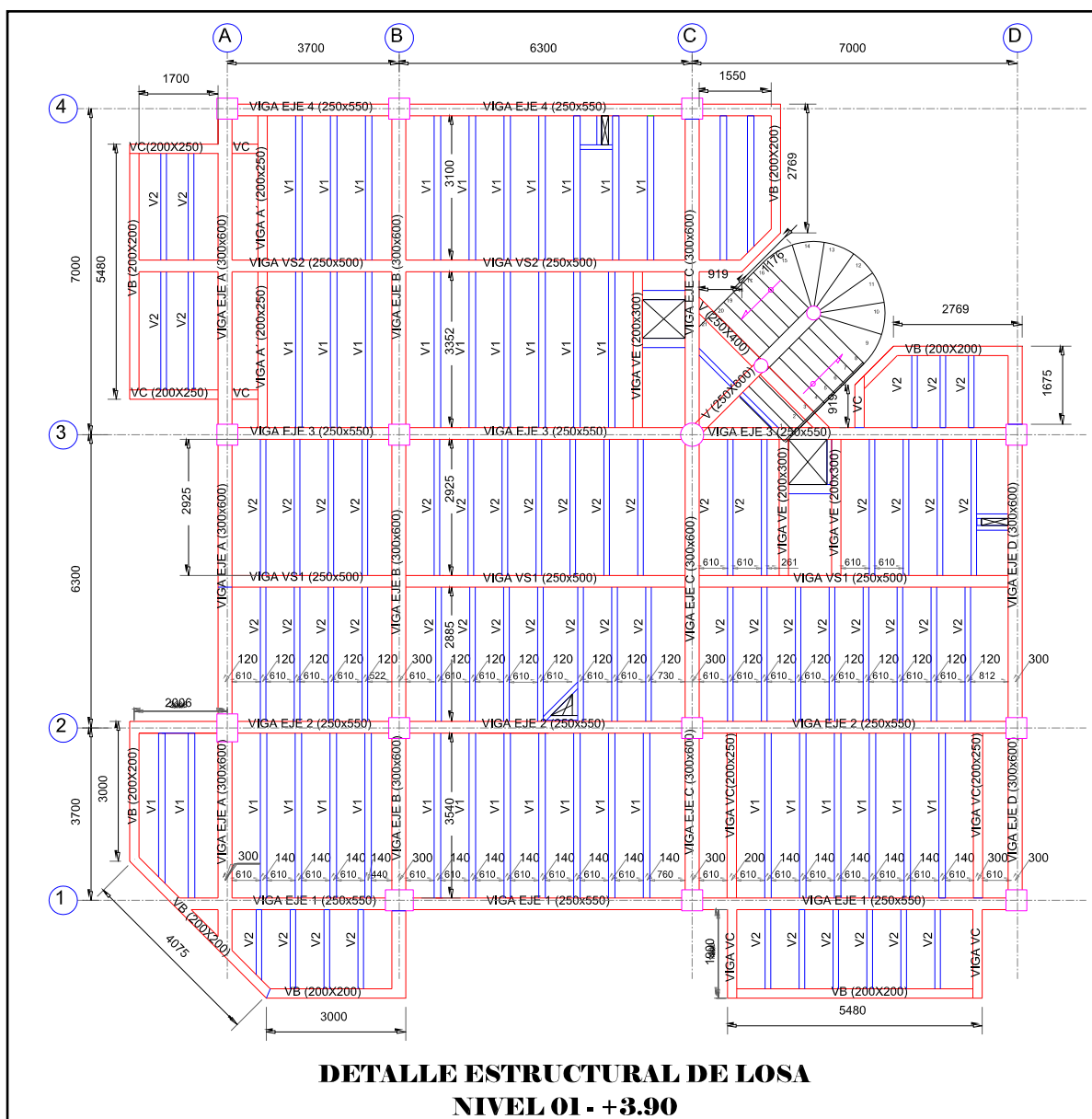


Ilustración 21: Vista en planta de la edificación Centinela House.

Fuente: (AutoCAD, (2015))

4.2.1. Predimensionamiento de la vigueta pretensada para una luz de 3,54 m.

m.

Como datos conocidos se tendrá:

befect = 0,75 m

WSD = 0,45 Tonf/m²

WL = 0,2 Tonf/m²

L = 3,54 m

f'c = 350 kg/cm²

WSD = 0,338 Tonf/m = 337,5 kg/m

WL = 0,150 Tonf/m = 150 kg/m

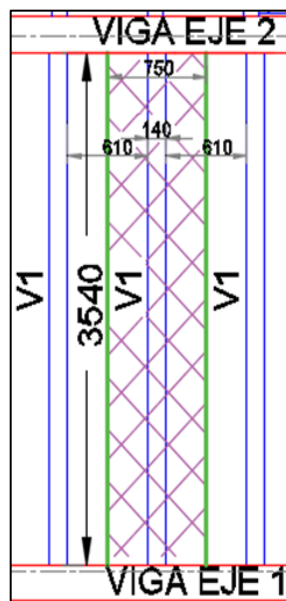


Ilustración 22: Ancho efectivo de la vigueta pretensada trapezoidal V1.

Fuente: (AutoCAD, (2015))

Para una luz de 3,54 m se considerará la siguiente sección para la vigueta pretensada de: B = 140 mm, b = 100 mm y H = 160 mm.

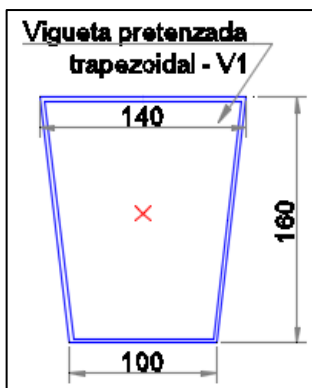


Ilustración 23: Sección de la vigueta pretensada trapezoidal V1.

Fuente: (AutoCAD, (2015))

Conociendo la sección de la vigueta se podrá determinar algunas propiedades de la sección como la inercia, área, módulo elástico de la sección.

- Inercia de la sección:

$$I = \frac{H^3(B^2 + 4Bb + b^2)}{36(B + b)}$$

$$I = \frac{(16 \text{ cm})^3((14 \text{ cm})^2 + 4(14 \text{ cm})(10 \text{ cm}) + (10 \text{ cm})^2)}{36(14 \text{ cm} + 10 \text{ cm})} = 4058,10 \text{ cm}^4$$

- Área de la sección:

$$A = \frac{(B + b) * H}{2}$$

$$A = \frac{(14 \text{ cm} + 10 \text{ cm}) * 16 \text{ cm}}{2} = 192 \text{ cm}^2$$

- Distancia al borde inferior de la vigueta:

$$C_b = Yg = \frac{H(b + 2B)}{3(B + b)} \qquad C_b = Yg = \frac{16 \text{ cm}(10 \text{ cm} + 2(14 \text{ cm}))}{3(14 \text{ cm} + 10 \text{ cm})} = 8,44 \text{ cm}$$

- Distancia al borde superior de la vigueta:

Conociendo estos valores podremos calcular el módulo elástico en la fibra superior S^t y el módulo elástico en la fibra inferior S_b .

$$C_t = H - C_b$$

$$C_t = 16 \text{ cm} - 8,44 \text{ cm} = 7,56 \text{ cm}$$

$$S^t = \frac{I_g}{C_t}$$

$$S_b = \frac{I_g}{C_b}$$

$$S^t = \frac{4048,10 \text{ cm}^4}{7,56 \text{ cm}} = 537,10 \text{ cm}^3$$

$$S_b = \frac{4048,10 \text{ cm}^4}{8,44 \text{ cm}} = 480,56 \text{ cm}^3$$

- Peso propio de la vigueta (W_D)

$$W_D = 0,0192 \text{ m}^2 * \left(2,4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \right) = 0,04608 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} = 46,08 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

4.2.1.1. Determinación de momentos máximos (M_{SD} , M_D , M_L).

Véase en la sección 4.2 para una viga simplemente apoyada con una carga distribuida uniformemente se puede obtener con la siguiente expresión:

$$M_o = \frac{W_o L^2}{8}$$

- Momento máximo debido al peso propio de la viga.

$$M_D = \frac{W_D L^2}{8} = \frac{46,08 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (3,54\text{m})^2}{8} = 72,18 \text{ kg} - \text{m}$$

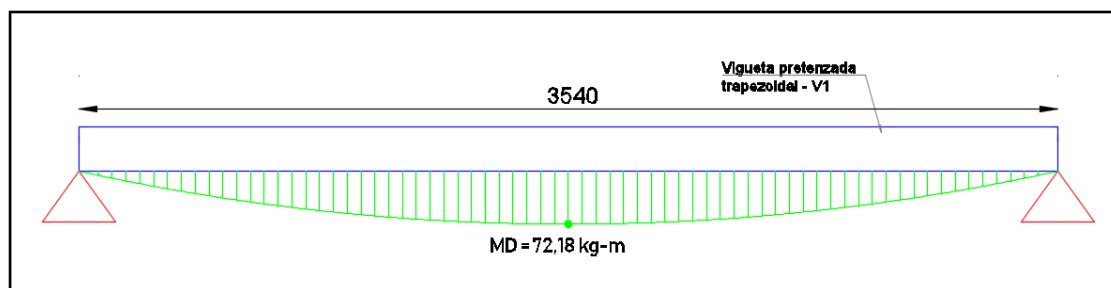


Ilustración 24: Momento máximo debido al peso propio de la viga de V1.

Fuente: (AutoCAD, (2015))

- Momento máximo debido a la carga sobreimpuesta.

$$M_{SD} = \frac{W_{SD}L^2}{8} = \frac{337,5 \frac{kg}{m} * (3,54m)^2}{8} = 528,68 \text{ kg} - m$$

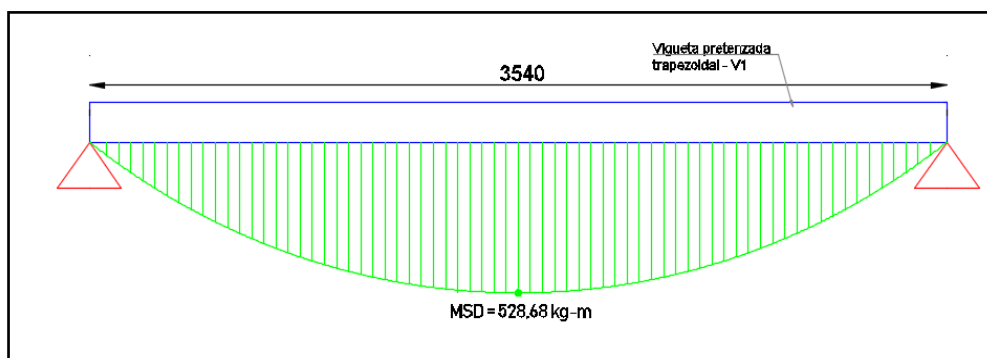


Ilustración 25: Momento máximo debido a la carga sobreimpuesta en V1.

Fuente: (AutoCAD, (2015))

- Momento máximo debido a la viva.

$$M_L = \frac{W_L L^2}{8} = \frac{150 \frac{kg}{m} * (3,54m)^2}{8} = 234,97 \text{ kg} - m$$

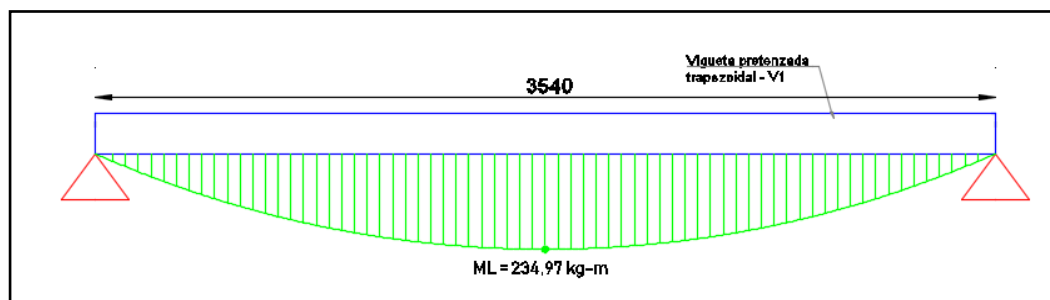


Ilustración 26: Momento máximo debido a la carga viva en V1.

Fuente: (AutoCAD, (2015))

- Momento máximo total de las cargas WD, WSD, WL.

$$M_T = M_D + M_{SD} + M_L = 72,18 + 528,68 + 234,97 = 835,83 \text{ kg} - m$$

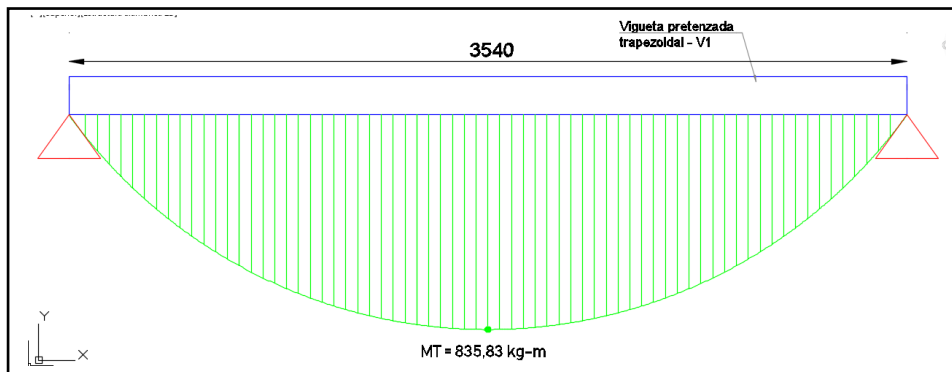


Ilustración 27: Momento máximo debido a la carga total de servicio en V1.

Fuente: (AutoCAD, (2015))

4.2.2. Diseño de vigas con excentricidad constante.

4.2.2.1. *Calculo de esfuerzos admisibles del A.C.I.*

Para el caso (a) los esfuerzos admisibles en los extremos ocurren inmediatamente después de la transferencia de la fuerza pretensora al concreto.

Caso (a): Transferencia

- Esfuerzo de compresión permisible inmediatamente después de la transferencia en la fibra inferior de la viga.

La resistencia de diseño del concreto de la viga es $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$. Se asume que la resistencia de diseño del concreto se afectara un 80% debido al presfuerzo inicial entonces la resistencia a la compresión del concreto al momento del presfuerzo inicial es: $f'_{ci} = 280 \text{ kg/cm}^2$.

$$f_{ci} = -0,70 * f'_{ci} = -0,70 \left(280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = - 196 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo de tensión permisible inmediatamente después de la transferencia en la fibra superior de la viga.

$$f_{ti} = 1,6 * \sqrt{f'_{ci}} = 1,6 * \sqrt{\left(280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 26,77 \text{ kg/cm}^2$$

Caso (b): Servicio

- Esfuerzo de compresión permisible cuando actúa la totalidad de la carga de servicio en la fibra superior de la viga.

$$f_{cs} = -0,60 * f'_c = -0,60 \left(350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = - 210 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo de tensión permisible cuando actúa la totalidad de la carga de servicio en la fibra inferior de la viga.

$$f_{ts} = 2 * \sqrt{f'_c} = 2 * \sqrt{\left(350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 37,42 \text{ kg/cm}^2$$

4.2.3. Calculo de módulos de sección requerido.

Los requerimientos para los módulos de sección en vigas con excentricidad constante se determinan con la siguiente expresión:

En la fibra superior:

$$S^t \geq \frac{M_D + M_{SD} + M_L}{\gamma * f_{ti} - f_{cs}}$$

$$537,10 \text{ cm}^3 \geq \frac{(72,18 \text{ kg} - m + 528,68 \text{ kg} - m + 234,97 \text{ kg} - m) * 100}{0,72 * 26,77 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - (-210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})}$$

$$537,10 \text{ cm}^3 > 364,55 \text{ cm}^3$$

En la fibra inferior:

$$S_b \geq \frac{M_D + M_{SD} + M_L}{f_{ts} - \gamma * f_{ci}}$$

$$480,56 \text{ cm}^3 \geq \frac{(72,18 \text{ kg} - m + 528,68 \text{ kg} - m + 234,97 \text{ kg} - m) * 100}{37,42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 0,72 * -196 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$480,56 \text{ cm}^3 > 468,15 \text{ cm}^3$$

Nota: Si el módulo de la sección es demasiado alto reducir la sección de la viga

4.2.4. Cálculo del esfuerzo centroidal del concreto.

Se procede hallar el esfuerzo en el centroide del concreto en vigas con excentricidad constante.

$$f_{cci} = f_{ti} - \frac{C^t}{H} (f_{ti} - f_{ci})$$

$$f_{cci} = 26,77 \text{ kg/cm}^2 - \frac{7,56 \text{ cm}}{16 \text{ cm}} \left(26,77 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - (-196 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) \right)$$

$$f_{cci} = -78,43 \text{ kg/cm}^2$$

4.2.5. Calculo de la fuerza inicial del presfuerzo.

$$P_i = A_c * f_{cci}$$

$$P_i = 192 \text{ cm}^2 * 78,43 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 15057,657 \text{ kg}$$

4.2.6. Calculo de la excentricidad requerida.

$$e = (f_{ti} - f_{cci}) * \frac{S^t}{P_i}$$

$$e = \left(26,77 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - (-78,43 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) \right) * \frac{537,10 \text{ cm}^3}{15057,657 \text{ kg}}$$

$$e = 3,75 \text{ cm}$$

4.2.7. Calculo del esfuerzo permisible en el presfuerzo.

$$f_{padm} = 0,7 * f_{pu}$$

$$f_{padm} = 0,7 * 18990 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 13293 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

4.2.8. Calculo del área de acero de presfuerzo.

$$A_{ps} = \frac{P_i}{f_{padm}}$$

$$A_{ps} = \frac{15057,657 \text{ kg}}{13293 \text{ kg/cm}^2} = 1,133 \text{ cm}^2$$

Luego se determinará el área real del acero de presfuerzo y el número de cables se escogerá los diámetros comerciales 1/2", 3/5" o 3/8".

Se determinará el número de cables a usar en la vigueta con un área de cable de 1/2":

$$\# \text{ cables} = \frac{A_{ps}}{\text{Area del cable}}$$

$$\# \text{ cables} = \frac{1,133 \text{ cm}^2}{0,987 \text{ cm}^2} = 1,15$$

Tabla 2: Numero de cables de presfuerzo según el diámetro.

ϕ	AREA DEL CABLE	# CABLES
1/2"	0,987	1,15
3/5"	1,387	0,82
3/8"	0,548	2,07

Elaboración: Maria Jose Nieves Bajaña

Entonces se realizará el análisis con un cable de presfuerzo.

$$A_{real} = \text{Area del cable}$$

$$A_{real} = 0,987 \text{ cm}^2 * 1$$

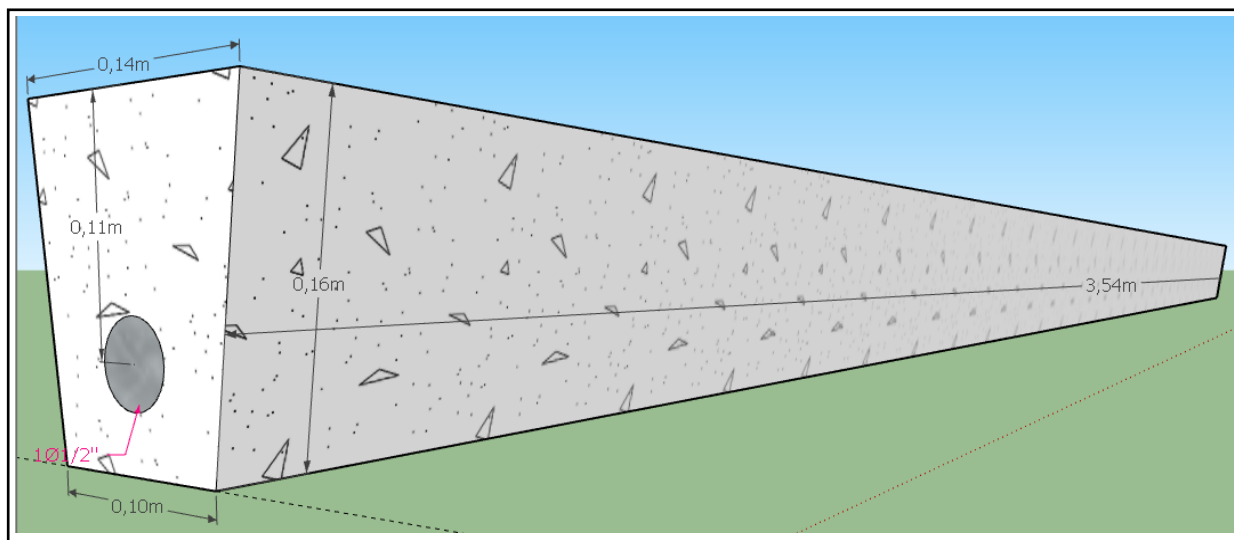


Ilustración 28: Vista en 3D de la vigüeta pretensada V1.

Fuente: (Application, Scketchup, (2018))

4.2.9. Análisis a flexión de vigas.

4.2.9.1. *Calculo esfuerzos elásticos del concreto en vigas.*

- Estado Inicial: Debido solo a la fuerza pretensora inicial P_i .

En la fibra superior:

$$f^t = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{ec^t}{r^2} \right)$$

$$r^2 = \frac{I_g}{A_c} = \frac{4058,074 \text{ cm}^4}{192 \text{ cm}^2} = 21,1358 \text{ cm}^2$$

$$f^t = -\frac{15057,657 \text{ kg}}{192 \text{ cm}^2} \left(1 - \frac{(3,75 \text{ cm}) * (7,56 \text{ cm})}{21,1358 \text{ cm}} \right)$$

$$f^t = 26,77312 \text{ kg/cm}^2$$

En la fibra inferior:

$$f_b = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2} \right)$$

$$f_b = -\frac{15057,657 \text{ kg}}{192 \text{ cm}^2} \left(1 + \frac{(3,75 \text{ cm}) * (8,44 \text{ cm})}{21,1358 \text{ cm}} \right)$$

$$f_b = 39,14941 \text{ kg/cm}^2$$

- Estado de Transferencia: debido al presfuerzo inicial P_i + peso propio de la viga (WD)

En la fibra superior:

$$f^t = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{ec^t}{r^2} \right) - \frac{M_D}{S^t}$$

$$f^t = -\frac{15057,657 \text{ kg}}{192 \text{ cm}^2} \left(1 - \frac{(3,75 \text{ cm}) * (7,56 \text{ cm})}{21,1358 \text{ cm}^2} \right) - \frac{7218,20 \text{ kg} - \text{cm}}{537,10 \text{ cm}^3}$$

$$f^t = 13,33 \text{ kg/cm}^2$$

Debe cumplir con la siguiente condición: $f^t \leq f_{ti}$

$$13,33 \frac{kg}{cm^2} < 26,77 \frac{kg}{cm^2}$$

En la fibra inferior:

$$f_b = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2} \right) + \frac{M_D}{S_b}$$

$$f_b = -\frac{15057,657 \text{ kg}}{192 \text{ cm}^2} \left(1 + \frac{(3,75 \text{ cm}) * (7,56 \text{ cm})}{21,1358 \text{ cm}^2} \right) + \frac{7218,20 \text{ kg} - \text{cm}}{480,56 \text{ cm}^3}$$

$$f_b = -168,60 \text{ kg/cm}^2$$

Debe cumplir con la siguiente condición: $f_b \leq f_{ci}$

$$168,60 \frac{kg}{cm^2} < 196 \frac{kg}{cm^2}$$

- Estado de Servicio: debido al presfuerzo efectivo P_{efect} + peso propio de la viga (WD) + carga sobreimpuesta (WSD) + carga viva (WL).

En la fibra superior:

$$f^t = -\frac{P_{efect}}{A_c} \left(1 - \frac{ec^t}{r^2} \right) - \frac{M_T}{S^t}$$

$$P_{efect} = \%perd. * P_i = 0,72 * 15057,657 \text{ kg} = 10841,51 \text{ kg}$$

$$f^t = -\frac{10841,51 \text{ kg}}{192 \text{ cm}^2} \left(1 - \frac{(3,75 \text{ cm}) * (7,56 \text{ cm})}{21,1358 \text{ cm}^2} \right) - \frac{83582,639 \text{ kg} - \text{cm}}{537,10 \text{ cm}^3}$$

$$f^t = -135,271 \text{ kg/cm}^2$$

Debe cumplir con la siguiente condición: $f^t \leq f_{ts}$

$$136,342 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

En la fibra inferior:

$$f_b = -\frac{P_{effect}}{A_c} \left(1 - \frac{ec_b}{r^2} \right) - \frac{M_T}{S_b}$$

$$f_b = -\frac{10841,51 \text{ kg}}{192 \text{ cm}^2} \left(1 - \frac{(3,75 \text{ cm}) * (8,44 \text{ cm})}{21,1358 \text{ cm}^2} \right) - \frac{83582,639 \text{ kg} - \text{cm}}{480,56 \text{ cm}^3}$$

$$f_b = 32,807 \text{ kg/cm}^2$$

Debe cumplir con la siguiente condición: $f_b \leq f_{cs}$

$$32,807 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 37,42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

4.2.10. Resistencia a la flexión.

4.2.10.1. Calculo del esfuerzo en el acero debido a la fuerza pretensora.

$$f_{pe} = \frac{P_{fect}}{A_{real}} = \frac{10841,51 \text{ kg}}{0,987 \text{ cm}^2}$$

$$f_{pe} = 10984,31 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo en el acero debido a la fuerza pretensora (f_{pe}) no debe exceder al esfuerzo ultimo a tensión del acero (f_{pu}).

$$f_{pe} = \frac{P_{fect}}{A_{real}} > 0,5$$

$$f_{pu}$$

$$f_{pu} = 0,5 * 18990 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 9495 \text{ kg/cm}^2$$

$$10984,31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 9495 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

4.2.10.2. Determinar el esfuerzo del acero cuando la viga falla.

Se debe hallar el factor según el tipo de acero de presfuerzo:

- $\gamma_p = 0.55$; $f_{py}/f_{pu} > 0.80$
- $\gamma_p = 0.40$; $f_{py}/f_{pu} > 0.85$
- $\gamma_p = 0.28$; $f_{py}/f_{pu} > 0.90$

Se conoce que el esfuerzo ultimo a tensión del acero es $f_{pu} = 18990 \text{ kg/cm}^2$.

Entonces el esfuerzo de fluencia del acero es de: $f_{py} = 0,85 * f_{pu} = 0,85 * 18990 \text{ kg/cm}^2 = 16141,5 \text{ kg/cm}^2$

Conociendo estos datos se tiene que $f_{py}/f_{pu} = 0,85$ y entonces el factor que depende del tipo de acero de presfuerzo será de: 0,40

Se escogerá el valor de β_1 según la resistencia del hormigón como se observa en los siguientes valores:

$f'c$	β_1
210	-----> 0.85
280	-----> 0.85
350	-----> 0.80
414	-----> 0.75
480	-----> 0.70
>550	-----> 0.65

Como las viguetas pretensadas tienen un $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ entonces $\beta_1 = 0,80$

$$\rho_p = \frac{A_{real}}{b * d_p} = \frac{A_{real}}{b * (C^t + e)}$$

$$\rho_p = \frac{0,987 \text{ cm}^2}{14 \text{ cm} * (7,56 \text{ cm} + 3,75 \text{ cm})} = 0,0062$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p \rho_p}{\beta_1 * f'c} * f_{pu} \right)$$

$$f_{ps} = 18990 \text{ kg/cm}^2 \left(1 - \frac{(0,40)(0,0062)}{(0,80) * \left(350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} * (18990 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) \right)$$

$$f_{ps} = 15778,129 \text{ kg/cm}^2$$

4.2.10.3. Calculo del bloque de compresión.

Se analiza como bloque rectangular:

$$a = \frac{A_{real} * f_{ps}}{0,85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{0,987 \text{ cm}^2 * 15778,129 \text{ kg/cm}^2}{0,85 * 350 \text{ kg/cm}^2 * (14 \text{ cm} + 10 \text{ cm})/2}$$

$$a = 2,42 \text{ cm}$$

4.2.10.4. Calculo del momento nominal.

$$Mn = A_{real} * f_{ps} * \left(dn - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn = 0,987 \text{ cm}^2 * 15778,129 \text{ kg/cm}^2 * \left(11,31 \text{ cm} - \frac{2,42 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$Mn = 157239,78 \text{ kg}$$

$$Mn = 1,57 \text{ Ton}$$

4.2.10.5. Calculo del momento de diseño.

$$Mu = 1,2(MD + MSD)$$

$$Mu = 1,2(72,18 + 528,68)$$

$$Mu = 1096,98 \text{ kg}$$

$$Mu = 1,10 \text{ Ton}$$

Entonces el diseño deberá cumplir con la siguiente condición:

$$\phi Mn$$

$$(0,9) * 1,57 \text{ Ton} - m > 1,10 \text{ Ton} - m$$

$$1,42 \text{ Ton} - m > 1,10 \text{ Ton}$$

4.3. Resistencia al corte

4.3.1. Calculo de diseño por cortante en vigas con excentricidad constante.

- Cortante de las cargas de servicio.

$$Vsd = \frac{WSD * L}{2} \qquad Vsd = \frac{337,50 \frac{kg}{m} * (3,54 \text{ m})}{2} = 597,38 \text{ kg}$$

$$Vl = \frac{WL * L}{2} \qquad Vl = \frac{150 \frac{kg}{m} * (3,54 \text{ m})}{2} = 265,50 \text{ kg}$$

$$Vd = \frac{WD * L}{2} \qquad Vd = \frac{46,08 \frac{kg}{m} * (3,54 \text{ m})}{2} = 81,56 \text{ kg}$$

Ahora se calculará el cortante en $h/2$ donde estará la sección crítica para el cortante.

$$Vsd_{h/2} = Vsd - (Wsd * \frac{h}{2}) \qquad Vsd_{h/2} = 597,38 \text{ kg} - (337,50 \text{ kg/m} * 0,08 \text{ m}) = 570,4 \text{ kg}$$

$$Vl_{h/2} = Vl - (Wl * \frac{h}{2}) \qquad Vl_{h/2} = 265,50 \text{ kg} - (150 \text{ kg/m} * 0,08 \text{ m}) = 235,5 \text{ kg}$$

$$Vd_{h/2} = Vd - (Wd * \frac{h}{2}) \qquad Vd_{h/2} = 81,56 \text{ kg} - (46,08 \text{ kg/m} * 0,08 \text{ m}) = 77,88 \text{ kg}$$

- Momento de las cargas de servicio.

$$Msd = \frac{Wsd * L^2}{8}$$

$$Msd = \frac{337,50 \text{ kg/m} * (3,54 \text{ m})^2}{8} = 528,68 \text{ kg} - m$$

$$Ml = \frac{Wl * L^2}{8}$$

$$Ml = \frac{150 \text{ kg/m} * (3,54 \text{ m})^2}{8} = 234,97 \text{ kg} - m$$

$$Md = \frac{Wd * L^2}{8}$$

$$Md = \frac{46,08 \text{ kg/m} * (3,54 \text{ m})^2}{8} = 72,18 \text{ kg} - m$$

Ahora se calculará el momento en $h/2$ donde estará la sección crítica para el cortante.

$$Msd_{h/2} = \frac{(Vsd + Vsd(\frac{h}{2}))}{2} * \frac{h}{2}$$

$$Msd_{h/2} = \frac{(597,38 \text{ kg} + 570,4 \text{ kg})}{2} * \frac{0,08m}{2} = 46,71 \text{ kg} - m$$

$$Ml_{h/2} = \frac{(Vl + Vl(\frac{h}{2}))}{2} * \frac{h}{2}$$

$$Ml_{h/2} = \frac{(265,50 \text{ kg} + 253,5 \text{ kg})}{2} * \frac{0,08m}{2} = 20,76 \text{ kg} - m$$

$$Md_{h/2} = \frac{(Vd + Vd(\frac{h}{2}))}{2} * \frac{h}{2}$$

$$Md_{h/2} = \frac{(72,18 \text{ kg} + 77,88 \text{ kg})}{2} * \frac{0,08m}{2} = 6,38 \text{ kg} - m$$

4.3.1.1. Cálculo del esfuerzo debido al peso propio de la viga.

$$fd = \frac{Md_{h/2} * cb}{Ig}$$

$$fd = \frac{(6,38 \text{ kg} - m * 8,44cm)}{4058,1 \text{ cm}^4}$$

$$fd = 1,33 \text{ kg/cm}^2$$

4.3.1.2. Cálculo del esfuerzo de compresión en la fibra inferior debido a la fuerza pretensora.

$$f_{ce} = -\frac{P_{efect}}{A_c}$$

$$f_{ce} = -\frac{10841,51 \text{ kg}}{192 \text{ cm}^2} * \left(1 + \frac{3,75 \text{ cm} * 8,44 \text{ cm}}{(21,135 \text{ cm})^2}\right)$$

$$f_{ce} = -141,12 \text{ kg/cm}^2$$

4.3.1.3. Cálculo del Momento que produce el agrietamiento por flexión.

$$M_{cr} = \frac{I_g}{cb} * (1,6\sqrt{f'c} + f_{ce} - f_d)$$

$$M_{cr} = \frac{4058,1 \text{ cm}^4}{8,44 \text{ cm}} * \left(1,6\sqrt{350 \text{ kg/cm}^2} + (-141,12 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) - 1,33 \text{ kg/cm}^2\right)$$

$$M_{cr} = 851563,847 \text{ kg} - \text{cm}$$

4.3.1.4. Cálculo del cortante total que producirá la falla por flexión-cortante.

$$V_{ci} = 0,16 * \sqrt{f'c} * b_w * d_p + V_{d_{h/2}} + \left(\frac{V(sd + l)_{h/2} * M_{cr}}{M_{max}}\right)$$

$$M_{max} = M_{sd_{h/2}} + M_{l_{h/2}}$$

$$V_{ci} = 0,16 * \sqrt{350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 10 \text{ cm} * 11,31 \text{ cm} + 77,88 \text{ kg} + \left(\frac{(570,4 \text{ kg} + 235,5 \text{ kg}) * 851563,847 \text{ kg} - \text{cm}}{67,47 \text{ kg} - \text{m}}\right)$$

$$V_{ci} = 10376,11 \text{ kg}$$

El cortante por falla flexión-cortante V_{ci} no debe exceder a:

$$V_{ci} > 0,45\sqrt{f'_c} * b_w * d_p$$

$$10376,105 \text{ kg} > 0,45\sqrt{350 \text{ kg/cm}^2} * 10 \text{ cm} * 11,31 \text{ cm}$$

$$10376,105 \text{ kg} > 951,98 \text{ kg} \quad \text{cumple}$$

4.3.1.5. Cálculo de la componente vertical de la fuerza pretensora.

$$V_p = P_{fect.} * \text{Sen}(\theta)$$

$$V_p = 10841,51 \text{ kg} * \text{Sen}(0)$$

$$V_p = 0$$

4.3.1.6. Cálculo del esfuerzo centroidal en el concreto.

$$f_{cc} = \frac{P_{fect.}}{A_c}$$

$$f_{cc} = \frac{10841,51 \text{ kg}}{192 \text{ cm}^2}$$

$$f_{cc} = 56,47 \text{ kg/cm}^2$$

4.3.1.7. Cálculo del cortante por falla de grietas por cortante en el alma.

$$V_{cw} = (0,93 * \sqrt{f'c} + 0,3fcc) * bw * dp + V_p$$

$$V_{cw} = \left(0,93 * \sqrt{350 \frac{kg}{cm^2}} + 0,3 * (59,60 \frac{kg}{cm^2}) \right) * 10 \text{ cm} * 11,31 \text{ cm} + 0$$

$$V_{cw} = 3882,98 \text{ kg}$$

4.3.1.8. Cálculo de la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

El valor de V_c se tomará el menor entre el V_{ci} y V_{cw} :

$$V_{ci} > o < V_{cw}$$

$$10376,11 \text{ kg} > 3882,98 \text{ kg}$$

$$V_c = 3882,98 \text{ kg}$$

A la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto se lo afectara por el factor de reducción de resistencia para cortante.

$$\phi V_c = 0,75 * V_c$$

$$\phi V_c = (0,75) * 3882,98 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 2912,234 \text{ kg}$$

4.3.2. Calculo del cortante aplicada bajo cargas factorizadas.

$$V_u = 1,2(Vd_{h/2} + Vsd_{h/2}) + 1,6(Vl_{h/2})$$

$$V_u = 1,2(77,88 \text{ kg} + 570,4 \text{ kg}) + 1,6(253,5 \text{ kg})$$

$$Vu = 1183,50 \text{ kg}$$

Para conocer si se necesita acero de refuerzo ϕV_c debe ser menor que el V_u caso contrario solo se necesitara acero mínimo:

$$\phi V_c > o < V_u$$

$$2912,23 \text{ kg} > 1183,50 \text{ kg}$$

Entonces solo se necesitará acero de refuerzo mínimo.

4.4. Perdidas inmediatas

4.4.1.1. *Calculo de las perdidas por deslizamiento del anclaje después de la transferencia (A).*

El módulo de elasticidad del acero de presfuerzo es: $Eps = 2100000 \frac{Kg}{cm^2}$

La cantidad de deslizamiento estará comprendida entre:

$$1/4'' \text{ (6.35 mm)}$$

$$3/8'' \text{ (9.53 mm)}$$

Según criterio se escogerá un deslizamiento de $1/12''$ (2,117mm)

$$\Delta fps(A) = \frac{\Delta L}{L} * Eps$$

$$\Delta fps(A) = \frac{0,2117 \text{ cm}}{354 \text{ cm}} * 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{ps}(A) = 1255,65 \text{ kg/cm}^2$$

4.4.1.2. Cálculo de las pérdidas por acortamiento elástico del concreto comprimido (E_s).

Se deberá conocer la relación modular (n_i) entre el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo y el módulo de elasticidad del concreto al momento del tensado donde se estima que la resistencia del concreto se reducirá un 80% f'_c debido al presfuerzo entonces $f'_{ci} = 80\% f'_c = 0,80(350 \text{ kg/cm}^2) = 280 \text{ kg/cm}^2$.

$$n_i = \frac{E_s}{E_{ci}}$$

$$n_i = \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{15100 * \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$n_i = \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{252671,33 \text{ kg/cm}^2}$$

$$n_i = 8,31$$

Se tendrá que determinar el esfuerzo de compresión en el concreto al nivel del centroide del acero:

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{M_d * e}{I_c}$$

$$f_{cs} = -\frac{15057,66 \text{ kg}}{192 \text{ cm}^2} \left(1 + \frac{(3,75 \text{ cm})^2}{21,135 \text{ cm}^2} \right) + \frac{7218,20 \text{ kg} - \text{cm} * (3,75 \text{ cm})}{4058,10 \text{ cm}^4}$$

$$f_{cs} = -124,00 \text{ kg/cm}^2$$

La pérdida del presfuerzo en el acero es:

$$\Delta f_p(Es) = n_i * f_{cs}$$

$$\Delta f_p(Es) = 8,31 * 124,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_p(Es) = 1030,56 \text{ kg/cm}^2$$

4.4.1.3. Cálculo de las pérdidas por fricción por curvatura (F).

En vigas pretensadas no se considera pérdidas debido a la fricción ya que el acero desarrolla una resistencia friccionante por el ducto.

$$\Delta f_p(F) = f(S)(KL + \mu\alpha)$$

$\rightarrow (0)$ no se considera en pretensados

Una vez calculadas las pérdidas inmediatas se determinará un resumen de estas pérdidas no deberán exceder al porcentaje con el que se empezó el diseño (28%) hasta un 5% más de lo asumido:

$$\Delta p = \sum \Delta f_{p(A+Es+F)} * A_{real}$$

$$\Delta p = \left(1255,65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 1030,56 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 0 \right) * 1,096 \text{ cm}^2$$

$$\Delta p = 2589,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\%Perdidas\ inmeiatas = \frac{2589,70\ kg/cm^2}{15057,657\ kg} * 100\%$$

$$\%Perdidas\ inmeiatas = 17,20\%$$

4.4.1.4. Cálculo de la fuerza de presfuerzo del gato.

$$P_j = P_i + \sum \Delta f p_{(A+Es+F)}$$

$$P_j = 15057,657\ kg + \left(1255,65\ \frac{kg}{cm^2} + 1030,56\ \frac{kg}{cm^2} + 0 \right)$$

$$P_j = 17343,86\ kg$$

4.4.2. Pérdidas diferidas.

4.4.2.1. Cálculo de las pérdidas por flujo plástico o viscoso (CR).

Se escogerá el coeficiente de flujo plástico comprendido entre: (2,00 – 4,00).

Como no hay una deformación específica se recomienda usar $C_u = 2,35$

Se deberá conocer la relación modular (n) entre el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo y el módulo de elasticidad del concreto donde la resistencia del concreto es de: $f'_c = 350\ kg/cm^2$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{15100 * \sqrt{350 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$n = \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{282495,13 \text{ kg/cm}^2}$$

$$n = 7,43$$

$$\Delta f_{ps}(CR) = C_u * n * f_{cs}$$

$$\Delta f_{ps}(CR) = 2,35 * 7,43 * 124 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{ps}(CR) = 2166,13 \text{ kg/cm}^2$$

4.4.2.2. Cálculo de las pérdidas por contracción del concreto (SH).

Estas pérdidas se necesitará conocer el coeficiente de contracción, el área perimetral, área de la viga y la humedad relativa.

Datos:

$$k_{SH} = 1$$

$$R_H = 70\%$$

$$V = (192 \text{ cm}^2 * 354 \text{ cm}) = 67968 \text{ cm}^2$$

$$S = ((16,12 \text{ cm} + 16,12 \text{ cm} + 14 \text{ cm}) * 354 \text{ cm}) = 16372,16 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{ps}(SH) = 8,2 * 10^{-6} * k_{SH} * E_{ps} * \left(1 - 0,06 \frac{V}{S}\right) (100 - R_H)$$

$$\Delta f_{ps}(SH) = 8,2 * 10^{-6} * 1 * 2100000 \text{ kg/cm}^2 * \left(1 - 0,06 \frac{(67968 \text{ cm}^2)}{(16372,16 \text{ cm})}\right) (100 - 70)$$

$$\Delta f_{ps}(SH) = 387,92 \text{ kg/cm}^2$$

Se determinará el %perdidas diferidas después de las pérdidas por contracción y flujo plástico pero estas pérdidas no deberán exceder al porcentaje con el que se empezó el diseño 28% hasta un 5% más de lo que asumió:

$$\Delta P_{p(Cr+SH)} = \Sigma \Delta f_{p(Cr+SH)} * A_{psreal}$$

$$\Delta P_{p(Cr+SH)} = (2166,13 \text{ kg/cm}^2 + 387,92 \text{ kg/cm}^2) * (0,987 \text{ cm}^2)$$

$$\Delta P_{p(Cr+SH)} = 2520,85 \text{ kg}$$

$$\%Perdidas = \Delta P_p / P_i$$

$$\%Perdidas = \frac{2520,85 \text{ kg}}{15057,65 \text{ kg}}$$

$$\%Perdidas = 17\%$$

4.4.2.3. Cálculo de las pérdidas por relajamiento del acero altamente esforzado (R).

Se deberá disminuir la fuerza inicial del presfuerzo una vez ocurridas las perdidas por flujo plástico y contracción.

$$Pi^* = Pi - \Delta Pp_{(Cr+SH)}$$

$$Pi^* = 15057,65 \text{ kg} - (2554,05 \text{ kg/cm}^2 + 387,92 \text{ kg/cm}^2)$$

$$Pi^* = 12536,81 \text{ kg}$$

El esfuerzo final una vez ocurridas las perdidas por flujo plástico y contracción

$$fpi^* = Pi^* / Areal$$

$$fpi^* = \frac{12536,81 \text{ kg}}{0,987 \text{ cm}^2}$$

$$fpi^* = 12701,93 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo final una vez ocurridas las perdidas por flujo plástico y contracción entre esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo no deberá exceder 0,55.

Se usará cables para el presfuerzo de grado 270K con un esfuerzo a tensión último del acero de: $fpu = 18990 \text{ kg/cm}^2$

$$fpy = 0,85 * fpu = 0,85 * (18990 \text{ kg/cm}^2) = 16141,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{fpi^*}{fpy} \geq 0,55$$

$$\frac{12536,81 \text{ kg/cm}^2}{16141,5 \text{ kg/cm}^2} \geq 0,55$$

$$0,79 > 0,55 \text{ cumple}$$

Se calculará las perdidas por relajamiento del acero para unos 5 y 10 años.

Perdidas por relajamiento del acero para 5 años:

Años	horas
5	43800
10	87600

$$\Delta fp(R) = fpi^* \left(\frac{\log t}{10} \right) * \left(\frac{fpi^*}{fpy} - 0,55 \right)$$

$$\Delta fp(R) = (12701,93 \frac{kg}{cm^2}) \left(\frac{\log(43800 h)}{10} \right) * \left(\frac{(12701,93 \frac{kg}{cm^2})}{16141,5 \text{ kg/cm}^2} - 0,55 \right)$$

$$\Delta fp(R) = 1396,73 \text{ kg/cm}^2$$

Perdidas por relajamiento del acero para 10 años:

$$\Delta fp(R) = (12701,93 \frac{kg}{cm^2}) \left(\frac{\log(87600 h)}{10} \right) * \left(\frac{(12701,93 \frac{kg}{cm^2})}{16141,5 \text{ kg/cm}^2} - 0,55 \right)$$

$$\Delta fp(R) = 1487,31 \text{ kg/cm}^2$$

Se escogerá la perdida para 10 años

Se determinará el %perdidas diferidas total después de las perdidas por contracción, flujo plástico y por relajamiento del acero, pero estas pérdidas deberán estar en el rango de 28% el que se estimó al inicio del cálculo hasta un 5% más de lo asumido:

$$\Delta fp = \sum \Delta fp_{(Cr+SH)} + \Delta fp(R)$$

$$\Delta fp = (2166,13 \frac{kg}{cm^2} + 387,92 \frac{kg}{cm^2} + 1487,31 \frac{kg}{cm^2})$$

$$\Delta fp = 4041,37 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora calcularemos la variación del presfuerzo efectivo una vez ocurridas todas las perdidas diferidas.

$$\Delta P_{efectivo} = \Delta fp * A_{real}$$

$$\Delta P_{efectivo} = (4041,37 \frac{kg}{cm^2} * 0,987 \text{ cm}^2)$$

$$\Delta P_{efectivo} = 3988,83 \text{ kg}$$

Entonces se tendrá el porcentaje total de las perdidas diferidas:

$$\% \text{ Perdidas diferidas} = \frac{\Delta P_{efectivo}}{P_i} * 100\%$$

$$\% \text{ Perdidas diferidas} = \frac{3988,83 \text{ kg}}{15057,66 \text{ kg}} * 100\%$$

$$\% \text{ Perdidas diferidas} = 26,49\%$$

El 26,49% de pérdidas diferidas se encuentra dentro del rango del (28% -35%).

Ahora el presfuerzo efectivo será: *Pefectivo*

$$P_{efectivo} = 15057,66 \text{ kg} - 3988,83 \text{ kg} = 11068,82 \text{ kg}$$

4.4.3. Deflexiones.

4.4.3.1. Deflexiones Inmediatas.

➤ Deflexión debido a la fuerza de presfuerzo:

$$\Delta P_i = \frac{1}{8} * \frac{P_i * e * l^2}{E_{ci} * I}$$

$$\Delta P_i = \frac{1}{8} * \frac{15057,657 \text{ kg} * 3.75 \text{ cm} * (354 \text{ cm})^2}{(252671,33 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) * (4058,07 \text{ cm}^4)} = -0,86 \text{ cm}$$

➤ Deflexión debido al peso propio de la viga

Se usará el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo asumiendo que la resistencia de concreto estará afectada un 80% del $f'c$.

$$\Delta d = \frac{5}{384} * \frac{Wd * l^4}{E_i * I}$$

$$\Delta d = \frac{5}{384} * \frac{0.461 \text{ kg/cm} * (354 \text{ cm})^4}{(252671,33 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) * (4058,07 \text{ cm}^4)} = 0,09 \text{ cm}$$

Entonces las deflexiones inmediatas serán:

$$\Delta_{inme} = -\Delta P_i + \Delta d$$

$$\Delta_{inme} = -(-0,86 \text{ cm} + 0,09 \text{ cm}) = -0,77 \text{ cm}$$

$$\Delta_{inme} = -0,77 \text{ cm}$$

4.4.3.2. Deflexiones a largo plazo.

4.4.3.2.1. Deflexión neta por el presfuerzo efectivo.

$$\Delta P_{effect} = \frac{1}{8} * \frac{P_{effect} * e * l^2}{E * I}$$

$$\Delta P_{effect} = \frac{1}{8} * \frac{11068,82 \text{ kg} * 3.75 \text{ cm} * (354 \text{ cm})^2}{(282495,13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) * (4058,07 \text{ cm}^4)}$$

$$\Delta P_{effect} = -0,568 \text{ cm}$$

4.4.3.2.2. Deflexiones por presforzado afectado por flujo plástico o viscoso.

$$\Delta P_{fv} = \left(\frac{\Delta P_i + \Delta P_{effect}}{2} \right) C_u$$

$$\Delta P_{fv} = \left(\frac{-0,86 \text{ cm} - 0,568 \text{ cm}}{2} \right) * 2.35$$

$$\Delta Pfv = -1,68 \text{ cm}$$

Entonces la deformación a largo plazo será la suma de las deflexiones por flujo plástico y por el presfuerzo efectivo una vez ocurrido las perdidas.

$$\Delta Pneto = -\Delta Pefect - \Delta Pfv$$

$$\Delta Pneto = -0,568 \text{ cm} - 1,68 \text{ cm}$$

$$\Delta Pneto = -2,248 \text{ cm}$$

4.4.3.3. Deflexiones por carga vertical en estado de servicio.

- Deflexión debido al peso propio de la viga

$$\Delta d = \frac{5}{384} * \frac{Wd * l^4}{Ec * I}$$

$$\Delta d = \frac{5}{384} * \frac{(0.461 \frac{kg}{cm}) * (354 \text{ cm})^4}{(282495,13 \frac{kg}{cm^2}) * (4058,07 \text{ cm}^4)}$$

$$\Delta d = 0,082 \text{ cm}$$

- Deflexión a la carga sobreimpuesta muerta.

$$\Delta_{sd} = \frac{5}{384} * \frac{W_{sd} * l^4}{E * I}$$

$$\Delta_{sd} = \frac{5}{384} * \frac{(3.42 \frac{kg}{cm^2}) * (354cm)^4}{(282495,13 \frac{kg}{cm^2}) * (4058,07 cm^4)}$$

$$\Delta_{sd} = 0,60 \text{ cm}$$

- Deflexión por carga vertical en estado de servicio

$$\Delta_{Carga \text{ vertical}} = (\Delta d + \Delta_{sd})(Cu + 1)$$

$$\Delta_{Carga \text{ vertical}} = (0.082 \text{ cm} + 0.60 \text{ cm})(2.35 + 1) =$$

$$\Delta_{Carga \text{ vertical}} = 2,29 \text{ cm}$$

4.4.3.4. Deflexión final.

- Deflexión debido a la carga viva.

$$\Delta L = \frac{5}{384} * \frac{Wl * l^4}{E * I}$$

$$\Delta L = \frac{5}{384} * \frac{(1.52 \frac{kg}{cm^2}) * (354 \text{ cm})^4}{(282495,13 \frac{kg}{cm^2}) * (4058,07 \text{ cm}^4)}$$

$$\Delta L = 0,268 \text{ cm}$$

Entonces la deflexión total será la suma de las deflexiones por carga vertical y la carga por presforzado afectado por flujo viscoso.

$$\Delta_{total} = \Delta P_{neto} + \Delta Carga \text{ vertical}$$

$$\Delta_{total} = -2,248 \text{ cm} + 2,29 \text{ cm}$$

$$\Delta_{total} = 0,043 \text{ cm}$$

Entonces la deflexión final será la suma de las deflexiones total y la deflexión por carga viva.

$$\Delta_{final} = \Delta_{total} + \Delta L$$

$$\Delta_{final} = 0.043 \text{ cm} + 0.268 \text{ cm}$$

$$\Delta_{final} = 0.310 \text{ cm}$$

4.4.4. Predimensionamiento de la vigueta pretensada para una luz de 2,925

m.

Como datos conocidos se tendrá:

$$b_{efect} = 0,73 \text{ m}$$

$$WSD = 0,45 \text{ Tonf/m}^2$$

$$WL = 0,2 \text{ Tonf/m}^2$$

$$L = 2,925 \text{ m}$$

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$WSD = 0,3285 \text{ Tonf/m} = 328,5 \text{ kg/m}$$

$$WL = 0,146 \text{ Tonf/m} = 146 \text{ kg/m}$$

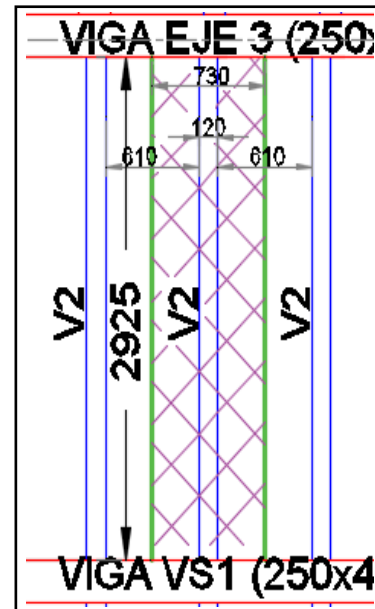


Ilustración 29: Ancho efectivo de la viga trapezoidal pretensada V2.

Fuente: (AutoCAD, (2015))

Para una luz de 2,925 m se considerará la siguiente sección para la viga trapezoidal de: $B = 120 \text{ mm}$, $b = 90 \text{ mm}$ y $H = 140 \text{ mm}$.

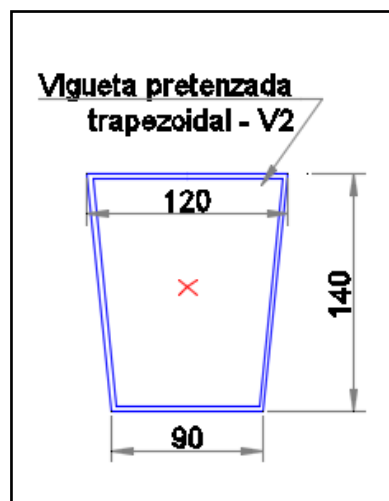


Ilustración 30: Sección de la pretensada trapezoidal V2.

Fuente: (AutoCAD, (2015))

Conociendo la sección de la vigueta se podrá determinar algunas propiedades de la sección como la inercia, área, módulo elástico de la sección.

- Inercia de la sección:

$$I = \frac{H^3(B^2 + 4Bb + b^2)}{36(B + b)}$$

$$I = \frac{(14 \text{ cm})^3((12 \text{ cm})^2 + 4(12 \text{ cm})(9 \text{ cm}) + (9 \text{ cm})^2)}{36(12 \text{ cm} + 9 \text{ cm})} = 2384,7 \text{ cm}^4$$

- Área de la sección:

$$A = \frac{(B + b) * H}{2}$$

$$A = \frac{(12 \text{ cm} + 9 \text{ cm}) * 14 \text{ cm}}{2} = 147 \text{ cm}^2$$

- Distancia al borde inferior de la vigueta:

$$C_b = Yg = \frac{H(b + 2B)}{3(B + b)}$$

$$C_b = Yg = \frac{14 \text{ cm} (9 \text{ cm} + 2(14 \text{ cm}))}{3(14 \text{ cm} + 10 \text{ cm})} = 7,33 \text{ cm}$$

- Distancia al borde superior de la vigueta:

Conociendo estos valores podremos calcular el módulo elástico en la fibra superior S^t y el módulo elástico en la fibra inferior S_b .

$$C_t = H - C_b$$

$$C_t = 14 \text{ cm} - 7,33 \text{ cm} = 6,67 \text{ cm}$$

$$S^t = \frac{I_g}{C_t}$$

$$S_b = \frac{I_g}{C_b}$$

$$S^t = \frac{2384,7 \text{ cm}^4}{6,67 \text{ cm}} = 357,70 \text{ cm}^3$$

$$S_b = \frac{2384,7 \text{ cm}^4}{7,33 \text{ cm}} = 325,18 \text{ cm}^3$$

- Peso propio de la vigueta (W_D)

$$W_D = 0,0147 \text{ m}^2 * \left(2,4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} \right) = 0,03528 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} = 35,28 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

4.4.4.1. Determinación de momentos máximos (M_{SD} , M_D , M_L).

Véase en la sección 4.2 para una viga simplemente apoyada con una carga distribuida uniformemente se puede obtener con la siguiente expresión:

$$M_o = \frac{W_o L^2}{8}$$

- Momento máximo debido al peso propio de la viga.

$$M_D = \frac{W_D L^2}{8} = \frac{35,28 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (2,295 \text{ m})^2}{8} = 37,73 \text{ kg} - \text{m}$$

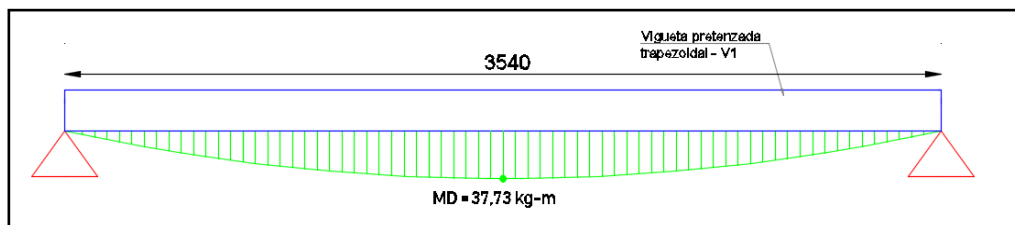


Ilustración 31: Momento máximo debido al peso propio de la vigueta V2.

Fuente: (AutoCAD, (2015))

- Momento máximo debido a la carga sobreimpuesta.

$$M_{SD} = \frac{W_{SD}L^2}{8} = \frac{328,50 \frac{kg}{m} * (2,925m)^2}{8} = 351,32 \text{ kg} - m$$

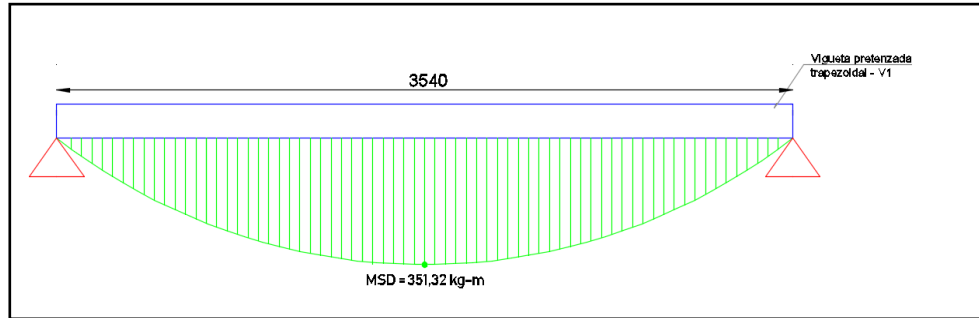


Ilustración 32: Momento máximo debido a la carga sobreimpuesta en V2.

Fuente: (AutoCAD, (2015))

- Momento máximo debido a la viva.

$$M_L = \frac{W_L L^2}{8} = \frac{146 \frac{kg}{m} * (2,925 m)^2}{8} = 156,40 \text{ kg} - m$$

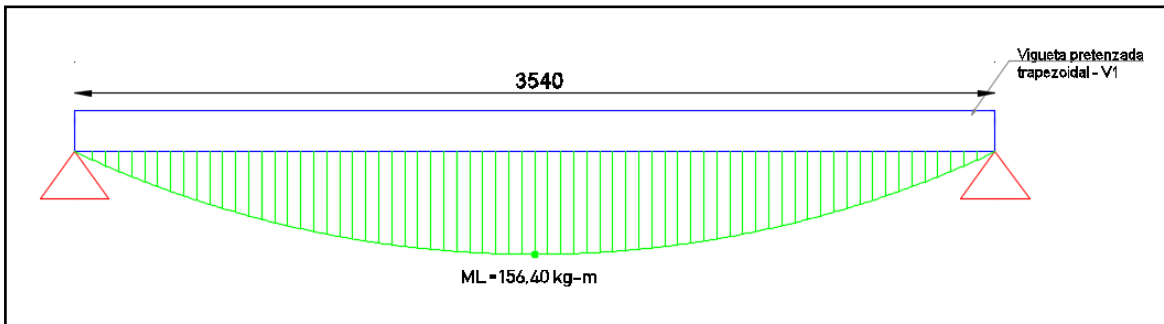


Ilustración 33: Momento máximo debido a la carga viva en V2.

Fuente: (AutoCAD, (2015))

- Momento máximo total de las cargas WD, WSD, WL.

$$M_T = M_D + M_{SD} + M_L = 37,73 + 351,32 + 156,40 = 545,186 \text{ kg} - \text{m}$$

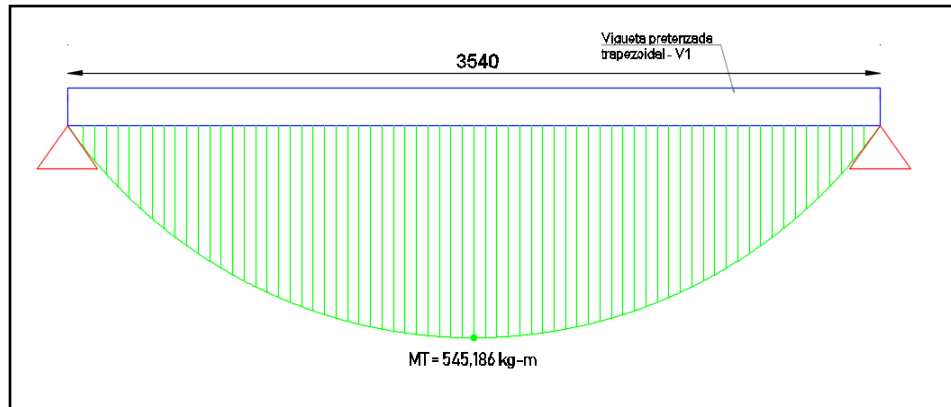


Ilustración 34: Momento máximo debido a la carga total de servicio en la viga V2.

Fuente: (AutoCAD, (2015))

4.4.5. Diseño de vigas con excentricidad constante.

4.4.5.1. Cálculo de esfuerzos admisibles del A.C.I.

Para el caso (a) los esfuerzos admisibles en los extremos ocurren inmediatamente después de la transferencia de la fuerza pretensora al concreto.

Caso (a): Transferencia

- Esfuerzo de compresión permisible inmediatamente después de la transferencia en la fibra inferior de la viga.

La resistencia de diseño del concreto de la viga es $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$. Se asume que la resistencia de diseño del concreto se afectará un 80% debido al presfuerzo inicial entonces la resistencia a la compresión del concreto al momento del presfuerzo inicial es: $f'_{ci} = 280 \text{ kg/cm}^2$.

$$f_{ci} = -0,70 * f'_{ci} = -0,70 \left(280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = -196 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo de tensión permisible inmediatamente después de la transferencia en la fibra superior de la viga.

$$f_{ti} = 1,6 * \sqrt{f'_{ci}} = 1,6 * \sqrt{\left(280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)} = 26,77 \text{ kg/cm}^2$$

Caso (b): Servicio

- Esfuerzo de compresión permisible cuando actúa la totalidad de la carga de servicio en la fibra superior de la viga.

$$f_{cs} = -0,60 * f'_c = -0,60 \left(350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) = -210 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo de tensión permisible cuando actúa la totalidad de la carga de servicio en la fibra inferior de la viga.

$$f_{ts} = 2 * \sqrt{f'_c} = 2 * \sqrt{\left(350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)} = 37,42 \text{ kg/cm}^2$$

4.4.6. Cálculo de módulos de sección requerido.

Los requerimientos para los módulos de sección en vigas con excentricidad constante se determinan con la siguiente expresión:

En la fibra superior:

$$S^t \geq \frac{M_D + M_{SD} + M_L}{\gamma * f_{ti} - f_{cs}}$$

$$357,70 \text{ cm}^3 \geq \frac{(37,73 \text{ kg} - m + 351,32 \text{ kg} - m + 156,140 \text{ kg} - m) * 100}{0,81 * 26,77 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - (-210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})}$$

$$357,70 \text{ cm}^3 > 235,31 \text{ cm}^3$$

En la fibra inferior:

$$S_b \geq \frac{M_D + M_{SD} + M_L}{f_{ts} - \gamma * f_{ci}}$$

$$325,18 \text{ cm}^3 \geq \frac{(37,73 \text{ kg} - m + 351,32 \text{ kg} - m + 156,140 \text{ kg} - m) * 100}{37,42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - 0,81 * -196 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$325,18 \text{ cm}^3 > 277,91 \text{ cm}^3$$

Nota: Si el módulo de la sección es demasiado alto reducir la sección de la viga

4.4.7. Cálculo del esfuerzo centroidal del concreto.

Se procede hallar el esfuerzo en el centroide del concreto en vigas con excentricidad constante.

$$f_{cci} = f_{ti} - \frac{C^t}{H} (f_{ti})$$

$$f_{cci} = 26,77 \text{ kg/cm}^2 - \frac{6,67 \text{ cm}}{14 \text{ cm}} \left(26,77 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - (-196 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) \right)$$

$$f_{cci} = -79,31 \text{ kg/cm}^2$$

4.4.8. Cálculo de la fuerza inicial del presfuerzo.

$$P_i = A_c * f_{cci}$$

$$P_i = 147 \text{ cm}^2 * 79,31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 11658,47 \text{ kg}$$

4.4.9. Cálculo de la excentricidad requerida.

$$e = (f_{ti} - f_{cci}) * \frac{S^t}{P_i}$$

$$e = \left(26,77 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - (-79,31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) \right) * \frac{357,70 \text{ cm}^3}{11658,47 \text{ kg}}$$

$$e = 3,25 \text{ cm}$$

4.4.10. Cálculo del esfuerzo permisible en el presfuerzo.

$$f_{padm} = 0,7 * f_{pu}$$

$$f_{padm} = 0,7 * 18990 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 13293 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

4.4.11. Cálculo del área de acero de presfuerzo.

$$A_{ps} = \frac{P_i}{f_{padm}}$$

$$A_{ps} = \frac{11658,47 \text{ kg}}{13293 \text{ kg/cm}^2} = 0,877 \text{ cm}^2$$

Luego se determinará el área real del acero de presfuerzo y el número de cables se escogerá los diámetros comerciales 1/2", 3/5" o 3/8".

Se determinará el número de cables a usar en la vigueta:

$$\# \text{ cables} = \frac{A_{ps}}{\text{Area del cable}}$$

$$\# \text{ cables} = \frac{0,877 \text{ cm}^2}{0,987 \text{ cm}^2} = 0,89$$

Tabla 3: Numero de cables presforzados según el diámetro.

ϕ	AREA DEL CABLE	# CABLES
1/2"	0,987	0,89
3/5"	1,387	0,63
3/8"	0,548	1,60

Elaboración: Maria Jose Nieves Bajaña

Entonces se realizará el análisis con un cable de presfuerzo.

$$A_{real} = \text{Area del cable} * \# \text{ cables}$$

$$A_{real} = 0,987 \text{ cm}^2 * 1 = 0,987 \text{ cm}^2$$

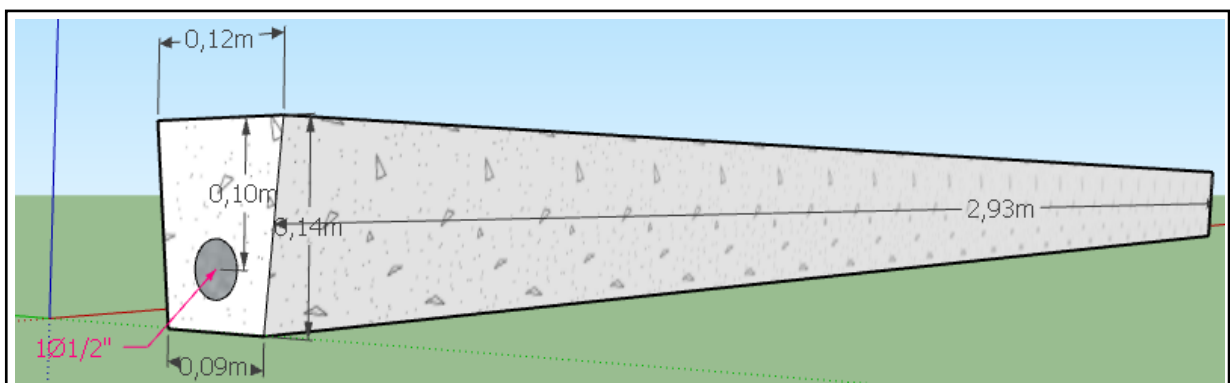


Ilustración 35: Vista en 3D de la vigueta pretensada V2.

Fuente: (Application, Scketchup, (2018))

4.4.12. Análisis a flexión de vigas

4.4.12.1. Cálculo esfuerzos elásticos del concreto en vigas

- Estado Inicial: Debido solo a la fuerza pretensora inicial P_i .

En la fibra superior:

$$f^t = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{ec^t}{r^2} \right)$$

$$r^2 = \frac{I_g}{A_c} = \frac{2384,667 \text{ cm}^4}{147 \text{ cm}^2} = 16,22 \text{ cm}^2$$

$$f^t = -\frac{11658,47 \text{ kg}}{147 \text{ cm}^2} \left(1 - \frac{(3,25 \text{ cm}) * (6,67 \text{ cm})}{16,22 \text{ cm}} \right)$$

$$f^t = 26,77312 \text{ kg/cm}^2$$

En la fibra inferior:

$$f_b = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2} \right)$$

$$f^t = -\frac{11658,47 \text{ kg}}{147 \text{ cm}^2} \left(1 + \frac{(3,25 \text{ cm}) * (6,67 \text{ cm})}{16,22 \text{ cm}} \right)$$

$$f_b = 37,38136 \text{ kg/cm}^2$$

- Estado de Transferencia: debido al presfuerzo inicial P_i + peso propio de la viga (WD).

En la fibra superior:

$$f^t = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{ec^t}{r^2} \right) - \frac{M_D}{S^t}$$

$$f^t = -\frac{11658,47 \text{ kg}}{147 \text{ cm}^2} \left(1 - \frac{(3,25 \text{ cm}) * (6,67 \text{ cm})}{16,22 \text{ cm}^2} \right) - \frac{3773,03 \text{ kg} - \text{cm}}{357,70 \text{ cm}^3}$$

$$f^t = 16,23 \text{ kg/cm}^2$$

Debe cumplir con la siguiente condición: $f^t \leq f_{ti}$

$$16,23 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 26,77 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

En la fibra inferior:

$$f_b = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2} \right) + \frac{M_D}{S_b}$$

$$f_b = -\frac{11658,47 \text{ kg}}{147 \text{ cm}^2} \left(1 + \frac{(3,25 \text{ cm}) * (7,33 \text{ cm})}{16,22 \text{ cm}^2} \right) + \frac{3773,03 \text{ kg} - \text{cm}}{325,18 \text{ cm}^3}$$

$$f_b = -173,79 \text{ kg/cm}^2$$

Debe cumplir con la siguiente condición: $f_b \leq f_{ci}$

$$173,79 \frac{kg}{cm^2} < 196 \frac{kg}{cm^2}$$

- Estado de Servicio: debido al presfuerzo efectivo P_{efect} + peso propio de la viga (WD) + carga sobreimpuesta (WSD) + carga viva (WL).

En la fibra superior:

$$f^t = -\frac{P_{efect}}{A_c} \left(1 - \frac{ec^t}{r^2} \right) - \frac{M_T}{S^t}$$

$$P_{efect} = \%perd. * P_i = 0,81 - 11658,47 \text{ kg} = 9443,36 \text{ kg}$$

$$f^t = -\frac{9443,36 \text{ kg}}{147 \text{ cm}^2} \left(1 - \frac{(3,25 \text{ cm}) * (6,67 \text{ cm})}{16,22 \text{ cm}^2} \right) - \frac{54518,581 \text{ kg} - \text{cm}}{357,70 \text{ cm}^3}$$

$$f^t = -130,728 \text{ kg/cm}^2$$

Debe cumplir con la siguiente condición: $f^t \leq f_{ts}$

$$130,728 \frac{kg}{cm^2} < 210 \frac{kg}{cm^2}$$

En la fibra inferior:

$$f_b = -\frac{P_{effect}}{A_c} \left(1 - \frac{ec_b}{r^2}\right) - \frac{M_T}{S_b}$$

$$f_b = -\frac{9443,36 \text{ kg}}{147 \text{ cm}^2} \left(1 - \frac{(3,25 \text{ cm}) * (7,33 \text{ cm})}{16,22 \text{ cm}^2}\right) - \frac{54518,58 \text{ kg} - \text{cm}}{325,18 \text{ cm}^3}$$

$$f_b = 8,896 \text{ kg/cm}^2$$

Debe cumplir con la siguiente condición: $f_b \leq f_{cs}$

$$8,896 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 37,42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

4.4.13. Resistencia a la flexión.

4.4.13.1. Cálculo del esfuerzo en el acero debido a la fuerza pretensora.

$$f_{pe} = \frac{P_{effect}}{A_{real}} = \frac{9443,36 \text{ kg}}{0,987 \text{ cm}^2}$$

$$f_{pe} = 9567,741 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo en el acero debido a la fuerza pretensora (f_{pe}) no debe exceder al esfuerzo ultimo a tensión del acero (f_{pu}).

$$f_{pe} = \frac{P_{effect}}{A_{real}} > 0,5 * f_{pu}$$

$$f_{pu} = 0,5 * f_{pu}$$

$$f_{pu} = 0,5 * 18990 \frac{kg}{cm^2} = 9495 \frac{kg}{cm^2}$$

$$9567,741 \frac{kg}{cm^2} > 9495 \frac{kg}{cm^2}$$

4.4.13.2. Determinar el esfuerzo del acero cuando la viga falla.

Se debe hallar el factor según el tipo de acero de presfuerzo:

- $\gamma_p = 0.55$; $f_{py}/f_{pu} > 0.80$
- $\gamma_p = 0.40$; $f_{py}/f_{pu} > 0.85$
- $\gamma_p = 0.28$; $f_{py}/f_{pu} > 0.90$

Se conoce que el esfuerzo ultimo a tensión del acero es $f_{pu} = 18990 \text{ kg/cm}^2$.

Entonces el esfuerzo de fluencia del acero es de:

$$f_{py} = 0,85 * f_{pu} = 0,85 * 18990 \text{ kg/cm}^2 = 16141,5 \text{ kg/cm}^2$$

Conociendo estos datos se tiene que $f_{py}/f_{pu} = 0,85$ y entonces el factor que depende del tipo de acero de presfuerzo será de: 0,40

Se escogerá el valor de β_1 según la resistencia del hormigón como se observa en los siguientes valores:

$f'c$	β_1
210	-----> 0.85
280	-----> 0.85
350	-----> 0.80
414	-----> 0.75
480	-----> 0.70
>550	-----> 0.65

Como las viguetas pretensadas tienen un $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ entonces $\beta_1 = 0,80$

$$\rho_p = \frac{A_{real}}{b * d_p} = \frac{A_{real}}{b * (C^t + e)}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps real}}{b * d_p} = \frac{0,987 \text{ cm}^2}{12 \text{ cm} * (6,67 \text{ cm} + 3,25 \text{ cm})} = 0,0083$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p \rho_p}{\beta_1 * f'_c} * f_{pu} \right)$$

$$f_{ps} = 18990 \text{ kg/cm}^2 \left(1 - \frac{(0,40)(0,0083)}{(0,80) * \left(350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} * \left(18990 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \right)$$

$$f_{ps} = 14719,163 \text{ kg/cm}^2$$

4.4.13.3. *Calculo del bloque de compresión.*

Se analiza como bloque rectangular:

$$a = \frac{A_{real} * f_{ps}}{0,85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{0,987 \text{ cm}^2 * 14719,163 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0,85 * 350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (12 \text{ cm} + 9 \text{ cm})/2}$$

$$a = 4,65 \text{ cm}$$

4.4.13.4. Cálculo del momento nominal.

$$Mn = Areal * fps * \left(dp - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mn = 0,987 \text{ cm}^2 * 14719,163 \text{ kg/cm}^2 * \left(9,92 \text{ cm} - \frac{4,65 \text{ cm}}{2}\right)$$

$$Mn = 110354,153 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$Mn = 1,10 \text{ Ton}$$

4.4.13.5. Cálculo del momento de diseño.

$$Mu = 1,2(MD + MSD)$$

$$Mu = 1,2(37,73 + 351,32)$$

$$Mu = 716,679 \text{ kg}$$

$$Mu = 0,72 \text{ Ton}$$

Entonces el diseño deberá cumplir con la siguiente condición:

$$\phi Mn > Mu$$

$$(0,9) * 1,10 \text{ Ton} - m > 0,72 \text{ Ton} - m$$

$$0,99 \text{ Ton} - m > 1,10 \text{ Ton}$$

4.4.14. Resistencia al corte.

4.4.14.1. Cálculo de diseño por cortante en vigas con excentricidad constante.

Cortante de las cargas de servicio.

$$V_{sd} = \frac{W_{sd} * L}{2} \qquad V_{sd} = \frac{328,50 \frac{kg}{m} * (2,925 m)}{2} = 480,43 \text{ kg}$$

$$V_l = \frac{W_l * L}{2} \qquad V_l = \frac{146 \frac{kg}{m} * (2,925 m)}{2} = 213,53 \text{ kg}$$

$$V_d = \frac{W_d * L}{2} \qquad V_d = \frac{35,28 \frac{kg}{m} * (2,925 m)}{2} = 51,60 \text{ kg}$$

Ahora se calculará el cortante en h/2 donde estará la sección crítica para el cortante.

$$V_{sd_{h/2}} = V_{sd} - (W_{sd} * \frac{h}{2}) \qquad V_{sd_{h/2}} = 480,43 \text{ kg} - (328,50 \text{ kg/m} * 0,07 \text{ m}) = 457,4 \text{ kg}$$

$$V_{l_{h/2}} = V_l - (W_l * \frac{h}{2}) \qquad V_{l_{h/2}} = 213,53 \text{ kg} - (146 \text{ kg/m} * 0,07 \text{ m}) = 203,30 \text{ kg}$$

$$V_{d_{h/2}} = V_d - (W_d * \frac{h}{2}) \qquad V_{d_{h/2}} = 51,60 \text{ kg} - (35,28 \text{ kg/m} * 0,07 \text{ m}) = 49,13 \text{ kg}$$

Momento de las cargas de servicio.

$$M_{sd} = \frac{W_{sd} * L^2}{8} \qquad M_{sd} = \frac{328,50 \text{ kg/m} * (2,925 \text{ m})^2}{8} = 351,32 \text{ kg} - m$$

$$M_l = \frac{W_l * L^2}{8} \qquad M_l = \frac{146 \text{ kg/m} * (2,925 \text{ m})^2}{8} = 156,14 \text{ kg} - m$$

$$M_d = \frac{W_d * L^2}{8} \qquad M_d = \frac{35,28 \text{ kg/m} * (2,925 \text{ m})^2}{8} = 37,73 \text{ kg} - m$$

Ahora se calculará el momento en $h/2$ donde estará la sección crítica para el cortante.

$$Msd_{h/2} = \frac{(Vsd + Vsd(\frac{h}{2}))}{2} * \frac{h}{2}$$

$$Msd_{h/2} = \frac{(480,43 \text{ kg} + 457,4 \text{ kg})}{2} * \frac{0,07 \text{ m}}{2} = 32,83 \text{ kg} - m$$

$$Ml_{h/2} = \frac{(Vl + Vl(\frac{h}{2}))}{2} * \frac{h}{2}$$

$$Ml_{h/2} = \frac{(213,53 \text{ kg} + 203,30 \text{ kg})}{2} * \frac{0,07 \text{ m}}{2} = 14,59 \text{ kg} - m$$

$$Md_{h/2} = \frac{(Vd + Vd(\frac{h}{2}))}{2} * \frac{h}{2}$$

$$Md_{h/2} = \frac{(51,60 \text{ kg} + 49,13 \text{ kg})}{2} * \frac{0,07 \text{ m}}{2} = 3,53 \text{ kg} - m$$

4.1.1.1. Cálculo del esfuerzo debido al peso propio de la viga.

$$fd = \frac{Md_{h/2} * cb}{Ig}$$

$$fd = \frac{(3,53 \text{ kg} - m * 7,33 \text{ cm})}{2384,7 \text{ cm}^4}$$

$$fd = 1,08 \text{ kg/cm}^2$$

4.4.14.2. Cálculo del esfuerzo de compresión en la fibra inferior debido a la fuerza pretensora.

$$fce = -\frac{Pe_{fect}}{Ac} * \left(1 + \frac{e * cb}{r^2}\right)$$

$$fce = -\frac{9443,36 \text{ kg}}{147 \text{ cm}^2} * \left(1 + \frac{3,25 \text{ cm} * 7,33 \text{ cm}}{(16,22 \text{ cm})^2}\right)$$

$$f_{ce} = -158,76 \text{ kg/cm}^2$$

4.4.14.3. Cálculo del Momento que produce el agrietamiento por flexión.

$$M_{cr} = \frac{I_g}{c b} * (1,6\sqrt{f'c} + f_{ce} - f_d)$$

$$M_{cr} = \frac{2384,667 \text{ cm}^4}{7,33 \text{ cm}} * \left(1,6\sqrt{350 \text{ kg/cm}^2} + (-158,76 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) - 1,08 \text{ kg/cm}^2 \right)$$

$$M_{cr} = 61007,082 \text{ kg} - \text{cm}$$

4.4.14.4. Calculo del cortante total que producirá la falla por flexión-cortante.

$$M_{max} = M_{sd_{h/2}} + M_{l_{h/2}}$$

$$V_{ci} = 0,16 * \sqrt{f'c} * b_w * d_p + V_{d_{h/2}} + \left(\frac{V(sd + l)_{h/2} * M_{cr}}{M_{max}} \right)$$

$$V_{ci} = 0,16 * \sqrt{350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 9 \text{ cm} * 9,92 \text{ cm} + 49,13 \text{ kg} + \left(\frac{(457,4 \text{ kg} + 203,3 \text{ kg}) * 61007,082 \text{ kg} - \text{cm}}{(32,83 \text{ kg} - \text{m} + 14,59 \text{ kg} - \text{m}) * 100} \right)$$

$$V_{ci} = 8818,0226 \text{ kg}$$

El cortante por falla flexión-cortante V_{ci} no debe exceder a:

$$V_{ci} > 0,45\sqrt{f'_c} * b_w * d_p$$

$$8818,0266 \text{ kg} > 0,45\sqrt{350 \text{ kg/cm}^2} * 9 \text{ cm} * 9,92 \text{ cm}$$

$$8818,0266 \text{ kg} > 751,73 \text{ kg} \quad \text{cumple}$$

4.4.14.5. Calculo de la componente vertical de la fuerza pretensora.

$$V_p = P_{fect.} * \text{Sen}(\theta)$$

$$V_p = 9443,36 \text{ kg} * \text{Sen}(0)$$

$$V_p = 0$$

4.4.14.6. Calculo del esfuerzo centroidal en el concreto.

$$f_{cc} = \frac{P_{fect.}}{A_c}$$

$$f_{cc} = \frac{9443,36 \text{ kg}}{147 \text{ cm}^2}$$

$$f_{cc} = 64,24 \text{ kg/cm}^2$$

4.4.14.7. Calculo del cortante por falla de grietas por cortante en el alma.

$$V_{cw} = (0,93 * \sqrt{f'_c} + 0,3f_{cc}) * b_w * d_p + V_p$$

$$V_{cw} = \left(0,93 * \sqrt{350 \frac{kg}{cm^2}} + 0,3 * (64,24 \frac{kg}{cm^2}) \right) * 9 \text{ cm} * 9,92 \text{ cm} + 0$$

$$V_{cw} = 3274,45 \text{ kg}$$

$$V_{cw} = 3274,45 \text{ kg}$$

4.4.14.8. Calculo de la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

El valor de V_c se tomará el menor entre el V_{ci} y V_{cw} :

$$V_{ci} > o < V_{cw}$$

$$8818,0266 \text{ kg} > 3274,45 \text{ kg}$$

$$V_c = 3274,45 \text{ kg}$$

A la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto se lo afectara por el factor de reducci3n de resistencia para cortante.

$$\phi V_c = 0,75 * V_c$$

$$\phi V_c = (0,75) * 3274,45 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 2455,838 \text{ kg}$$

4.4.14.9. Calculo del cortante aplicada bajo cargas factorizadas.

$$Vu = 1,2(Vd_{h/2} + Vsd_{h/2}) + 1,6(Vl_{h/2})$$

$$Vu = 1,2(49,13 \text{ kg} + 457,4 \text{ kg}) + 1,6(203,3 \text{ kg})$$

$$Vu = 933,16 \text{ kg}$$

Para conocer si se necesita acero de refuerzo $\emptyset Vc$ debe ser menor que el Vu caso contrario solo se necesitara acero mínimo

$$\emptyset Vc > o < Vu$$

$$2455,838 \text{ kg} > 933,16 \text{ kg}$$

Entonces solo se necesitará acero de refuerzo mínimo.

4.4.15. Perdidas inmediatas

4.4.15.1. *Calculo de las pérdidas por deslizamiento del anclaje después de la transferencia (A).*

El módulo de elasticidad del acero de presfuerzo es: $Eps = 2100000 \frac{Kg}{cm^2}$

La cantidad de deslizamiento estará comprendida entre:

$$1/4'' \text{ (6.35 mm)}$$

$$3/8'' \text{ (9.53)}$$

Según criterio se escogerá un deslizamiento de $1/10''$ (2,54 mm)

$$\Delta fps(A) = \frac{\Delta L}{L} * Eps$$

$$\Delta fps(A) = \frac{0,254 \text{ cm}}{292,5 \text{ cm}} * 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{ps}(A) = 1824 \text{ kg/cm}^2$$

4.4.15.2. Cálculo de las pérdidas por acortamiento elástico del concreto comprimido (E_s).

Se deberá conocer la relación modular (n_i) entre el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo y el módulo de elasticidad del concreto al momento del tensado donde se estima que la resistencia del concreto se reducirá un 80% f'_c debido al presfuerzo entonces $f'_{ci} = 80\% f'_c = 0,80(350 \text{ kg/cm}^2) = 280 \text{ kg/cm}^2$.

$$n_i = \frac{E_s}{E_{ci}}$$

$$n_i = \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{15100 * \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$n_i = \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{252671,33 \text{ kg/cm}^2}$$

$$n_i = 8,31$$

Se tendrá que determinar el esfuerzo de compresión en el concreto al nivel del centroide del acero:

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{M_d * e}{I_c}$$

$$f_{cs} = -\frac{11658,47 \text{ kg}}{147 \text{ cm}^2} \left(1 + \frac{(3,25 \text{ cm})^2}{16,22 \text{ cm}^2} \right) + \frac{3773,03 \text{ kg} - \text{cm} * (3,25 \text{ cm})}{4058,10 \text{ cm}^4}$$

$$f_{cs} = -125,95 \text{ kg/cm}^2$$

La pérdida del presfuerzo en el acero es:

$$\Delta f_p(Es) = n i$$

$$\Delta f_p(Es) = 8,31 * 125,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_p(Es) = -1046,80 \text{ kg/cm}^2$$

4.4.15.3. Calculo de las pérdidas por fricción por curvatura (F).

En vigas pretensadas no se considera perdidas debido a la fricción ya que el acero desarrolla una resistencia friccionante por el ducto.

$$\Delta f_p(F) = f(S)(KL + \mu \alpha)$$

$\rightarrow (0)$ no se considera en pretensados

Una vez calculadas las perdidas inmediatas se determinará un resumen de estas pérdidas debe estar dentro de un rango de: (19% - 24%)

$$\Delta p = \sum \Delta f_{p(A+Es+F)} * A_{real}$$

$$\Delta p = \left(1824 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 1046,80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 0 \right) * 0,987 \text{ cm}^2$$

$$\Delta p = 2833 \text{ kg/cm}^2$$

$$\% \text{Perdidas inmediatas} = \frac{2833 \text{ kg/cm}^2}{11658,47 \text{ kg}} * 100\%$$

$$\% \text{Perdidas inmediatas} = 18,81 \%$$

4.4.15.4. Calculo de la fuerza de presfuerzo del gato.

$$P_j = P_i + \sum \Delta f p_{(A+Es+F)}$$

$$P_j = 11658,47 \text{ kg} + \left(1824 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 1046,80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 0 \right)$$

$$P_j = 14528,86 \text{ kg}$$

4.4.16. Perdidas diferidas

4.4.16.1. Calculo de las pérdidas por flujo plástico o viscoso (CR).

Se escogerá el coeficiente de flujo plástico comprendido entre: (2,00 – 4,00).

Como no hay una deformación específica se recomienda usar $C_u = 2,35$

Se deberá conocer la relación modular (n) entre el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo y el módulo de elasticidad del concreto donde la resistencia del concreto es de: $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

$$n_i = \frac{E_s}{E_{ci}}$$

$$n_i = \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{15100 * \sqrt{350 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$n_i = \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{282495,13 \text{ kg/cm}^2}$$

$$n_i = 7,43$$

$$\Delta f_{ps}(CR) = C_u * n * f_{cs}$$

$$\Delta f_{ps}(CR) = 2,35 * 7,43 * 125,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{ps}(CR) = 2200,28 \text{ kg/cm}^2$$

4.4.16.2. Calculo de las pérdidas por contracción del concreto (SH).

Estas pérdidas se necesitará conocer el coeficiente de contracción, el área perimetral, área de la viga y la humedad relativa.

Datos:

$$k_{SH} = 1$$

$$R_H = 70\%$$

$$V = (147 \text{ cm}^2 * 292,5 \text{ cm}) = 42997,5 \text{ cm}^2$$

$$S = ((14,08 \text{ cm} + 14,08 \text{ cm} + 12 \text{ cm}) * 292,5 \text{ cm}) = 3510 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{ps}(SH) = 8,2 * 10^{-6} * k_{SH} * E_{ps} * \left(1 - 0,06 \frac{V}{S}\right) (100$$

$$\Delta f_{ps}(SH) = 8,2 * 10^{-6} * 1 * 2100000 \text{ kg/cm}^2 * \left(1 - 0,06 \frac{(42997,5 \text{ cm}^2)}{(3510 \text{ cm})}\right) (100$$

$$\Delta f_{ps}(SH) = 136,90 \text{ kg/cm}^2$$

Se determinará el %perdidas diferidas después de las pérdidas por contracción y flujo plástico pero estas pérdidas deberán entre un rango de: (19% - 24%)

$$\Delta P_{p(Cr+SH)} = \Sigma \Delta f_{p(Cr+SH)} * A_{psreal}$$

$$\Delta P_{p(Cr+SH)} = (2200,28 \text{ kg/cm}^2 + 136,90 \text{ kg/cm}^2) * (0,987 \text{ cm}^2)$$

$$\Delta P_{p(Cr+SH)} = 2306,8 \text{ kg}$$

$$\%Perdidas = \Delta P_{p/Pi}$$

$$\%Perdidas = \frac{2306,8 \text{ kg}}{11658,47 \text{ kg}}$$

$$\%Perdidas = 19,8 \%$$

4.4.16.3. Calculo de las pérdidas por relajamiento del acero altamente esforzado (R).

Se deberá disminuir la fuerza inicial del presfuerzo una vez ocurridas las pérdidas por flujo plástico y contracción.

$$Pi^* = Pi - \Delta Pp_{(Cr+SH)}$$

$$Pi^* = 11658,47 \text{ kg} - (2200,28 \text{ kg/cm}^2 + 136,90 \text{ kg/cm}^2)$$

$$Pi^* = 9351,68 \text{ kg}$$

El esfuerzo final una vez ocurridas las pérdidas por flujo plástico y contracción

$$fpi^* = Pi^* / Areal$$

$$fpi^* = \frac{9351,68 \text{ kg}}{0,987 \text{ cm}^2}$$

$$fpi^* = 9474,85 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo final una vez ocurridas las pérdidas por flujo plástico y contracción entre esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo no deberá exceder 0,55.

Se usará cables para el presfuerzo de grado 270K con un esfuerzo a tensión último del acero de: $fpu = 18990 \text{ kg/cm}^2$

$$fpy = 0,85 * fpu = 0,85 * (18990 \text{ kg/cm}^2) = 16141,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{fpi^*}{fpy} \geq 0,55$$

$$\frac{9474,85 \text{ kg/cm}^2}{16141,5 \text{ kg/cm}^2} \geq 0,55$$

$$0,59 > 0,55 \text{ cumple}$$

Se calculará las pérdidas por relajamiento del acero para unos 5 y 10 años.

Perdidas por relajamiento del acero para 5 años:

Años	horas
5	43800
10	87600

$$\Delta fp(R) = fpi^* \left(\frac{\log t}{10} \right) * \left(\frac{fpi^*}{fpy} - 0,55 \right)$$

$$\Delta fp(R) = \left(9474,85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \left(\frac{\log(43800 \text{ h})}{10} \right) * \left(\frac{(9474,85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})}{16141,5 \text{ kg/cm}^2} - 0,55 \right)$$

$$\Delta fp(R) = 162,66 \text{ kg/cm}^2$$

Perdidas por relajamiento del acero para 10 años:

$$\Delta fp(R) = \left(9474,85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \left(\frac{\log(87600 \text{ h})}{10} \right) * \left(\frac{(9474,85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})}{16141,5 \text{ kg/cm}^2} - 0,55 \right)$$

$$\Delta fp(R) = 173,21 \text{ kg/cm}^2$$

Se escogerá la pérdida para 10 años.

Se determinará el %perdidas diferidas total después de las pérdidas por contracción, flujo plástico y por relajamiento del acero, pero estas pérdidas deberán estar en el rango de 19% - 24% el que se estimó al inicio del cálculo:

$$\Delta fp = \sum \Delta fp_{(Cr+SH)} + \Delta fp(R)$$

$$\Delta fp = (2200,28 \frac{kg}{cm^2} + 136,90 \frac{kg}{cm^2} + 173,21 \frac{kg}{cm^2})$$

$$\Delta fp = 2510,38 \frac{kg}{cm^2}$$

Ahora calcularemos la variación del presfuerzo efectivo una vez ocurridas todas las pérdidas diferidas.

$$\Delta P_{efectivo} = \Delta fp * A_{real}$$

$$\Delta P_{efectivo} = (2510,38 \frac{kg}{cm^2} * 0,987 \text{ cm}^2)$$

$$\Delta P_{efectivo} = 2477,75 \text{ kg}$$

Entonces se tendrá el porcentaje total de las pérdidas diferidas:

$$\% \text{ Perdidas diferidas} = \frac{\Delta P_{efectivo}}{P_i} * 100\%$$

$$\% \text{ Perdidas diferidas} = \frac{2477,75 \text{ kg}}{11658,47 \text{ kg}} * 100\%$$

$$\% \text{ Perdidas diferidas} = 21,25\%$$

El 21,25% de perdidas diferidas se encuentra dentro del rango del 19% - 24% que se asumió al inicio del diseño.

Ahora el presfuerzo efectivo será: *Pefectivo*

$$Pefectivo = 11658,47 \text{ kg} - 2477,75 \text{ kg} = 9180,72 \text{ kg}$$

4.4.17. Deflexiones.

4.4.17.1. Deflexiones Inmediatas.

➤ Deflexión debido a la fuerza de presfuerzo:

$$\Delta P_i = \frac{1}{8} * \frac{P_i * e * l^2}{E_{ci} * I}$$

$$\Delta P_i = \frac{1}{8} * \frac{11658,47 \text{ kg} * 3.25 \text{ cm} * (292,5 \text{ cm})^2}{252671,33 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2384,67 \text{ cm}^4} = -0,67 \text{ cm}$$

➤ Deflexión debido al peso propio de la viga

Se usará el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo asumiendo que la resistencia de concreto estará afectada un 80% del f'_c .

$$\Delta d = \frac{5}{384} * \frac{W_d * l^4}{E_{ci} * I}$$

$$\Delta d = \frac{5}{384} * \frac{(0,353 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}) * (292,5 \text{ cm})^4}{(252671,33 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) * (2384,67 \text{ cm}^4)} = 0,06 \text{ cm}$$

Entonces las deflexiones inmediatas serán:

$$\Delta_{inme} = -\Delta P_i + \Delta d$$

$$\Delta_{inme} = -(-0,67 \text{ cm} + 0,06 \text{ cm})$$

$$\Delta_{inme} = -0,61 \text{ cm}$$

4.4.17.2. Deflexiones a largo plazo.

4.4.17.2.1. Deflexión neta por el presfuerzo efectivo.

$$\Delta P_{effect} = \frac{1}{8} * \frac{P_{effect} * e * l^2}{E_c * I}$$

$$\Delta P_{effect} = \frac{1}{8} * \frac{9180,721 \text{ kg} * 3.25 \text{ cm} * (292,5 \text{ cm})^2}{282495,13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2384,67 \text{ cm}^4}$$

$$\Delta P_{effect} = -0,474 \text{ cm}$$

4.4.17.2.2. Deflexiones por presfuerzo afectado por flujo plástico o viscoso.

$$\Delta P_{fv} = \left(\frac{\Delta P_i + \Delta P_{effect}}{2} \right) C_u$$

$$\Delta P_{fv} = \left(\frac{-0,67 \text{ cm} - 0,474 \text{ cm}}{2} \right) * 2.35$$

$$\Delta P_{fv} = -1,34 \text{ cm}$$

Entonces la deformación a largo plazo será la suma de las deflexiones por flujo plástico y por el presfuerzo efectivo una vez ocurrido las perdidas.

$$\Delta P_{neto} = -\Delta P_{efect} - \Delta P_{fv}$$

$$\Delta P_{neto} = -0,474 \text{ cm} - 1,34 \text{ cm}$$

$$\Delta P_{neto} = -1,814 \text{ cm}$$

4.4.17.3. Deflexiones por carga vertical en estado de servicio.

- Deflexión debido al peso propio de la viga

$$\Delta d = \frac{5}{384} * \frac{Wd * l^4}{Ec * I}$$

$$\Delta d = \frac{5}{384} * \frac{(0,353 \frac{kg}{cm}) * (292,5 \text{ cm})^4}{(282495,13 \frac{kg}{cm^2}) * (2384,67 \text{ cm}^4)}$$

$$\Delta d = 0,050 \text{ cm}$$

- Deflexión a la carga sobreimpuesta muerta.

$$\Delta_{sd} = \frac{5}{384} * \frac{W_{sd} * l^4}{E * I}$$

$$\Delta_{sd} = \frac{5}{384} * \frac{(3,285 \frac{kg}{cm}) * (292,5 \text{ cm})^4}{(282495,13 \frac{kg}{cm^2}) * (4058,07 \text{ cm}^4)}$$

$$\Delta_{sd} = 0,465 \text{ cm}$$

4.4.17.4. Deflexiones por carga vertical en estado de servicio.

- Deflexión debido a la carga viva.

$$\Delta L = \frac{5}{384} * \frac{Wl * l^4}{E * I}$$

$$\Delta L = \frac{5}{384} * \frac{(1,46 \frac{kg}{cm}) * (292,5 \text{ cm})^4}{(282495,13 \frac{kg}{cm^2}) * (2384,67 \text{ cm}^4)}$$

$$\Delta L = 0,2066 \text{ cm}$$

Entonces la deflexión total será la suma de las deflexiones por carga vertical y la carga por presforzado afectado por flujo viscoso.

$$\Delta_{total} = \Delta P_{neto} + \Delta Carga \text{ vertical}$$

$$\Delta_{total} = -1,73 \text{ cm} + 1,814 \text{ cm}$$

$$\Delta_{total} = -0,084 \text{ cm}$$

Entonces la deflexión final será la suma de las deflexiones total y la deflexión por carga viva.

$$\Delta_{final} = \Delta_{total} + \Delta L$$

$$\Delta_{final} = 0.123 \text{ cm}$$

$$\Delta_{final} = 0.084 \text{ cm} + 0.2066 \text{ cm}$$

4.4.18. Análisis del modelo estructural.

Se procederá a realizar el modelo estructural de la edificación para observar el comportamiento de las viguetas pretensadas una vez aplicadas las cargas de servicio.

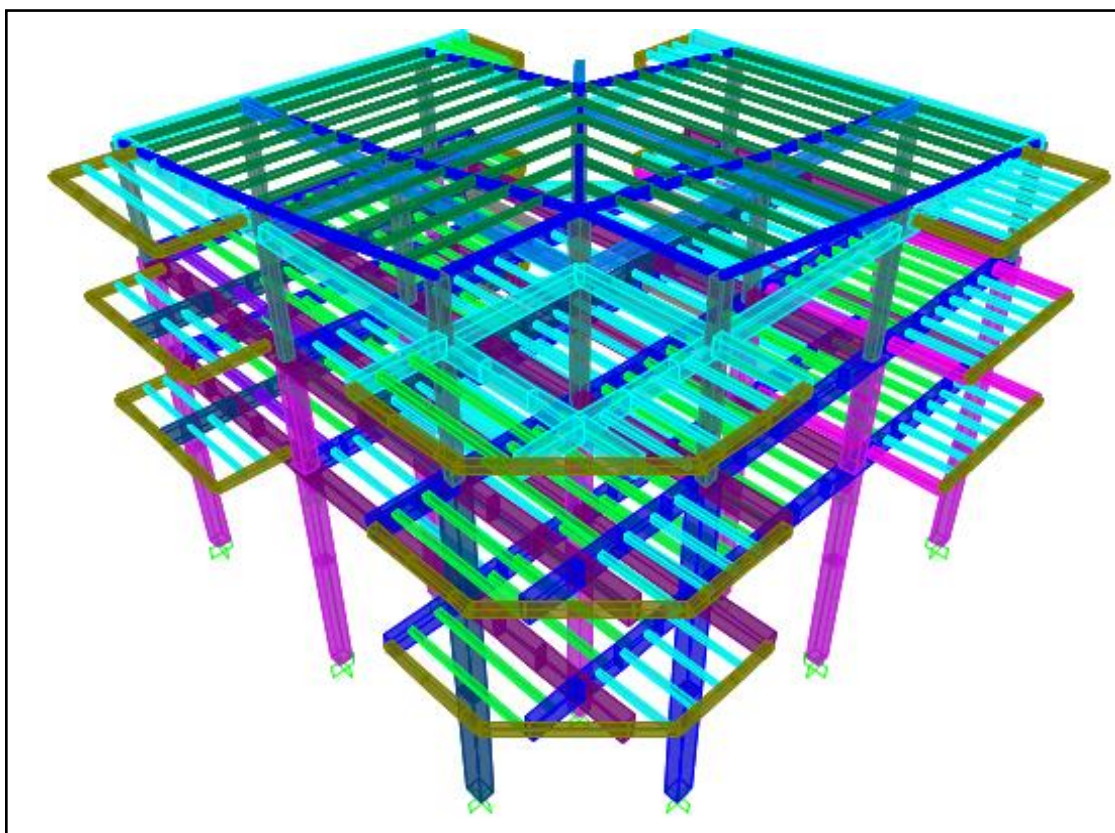


Ilustración 36: Vista en 3D del modelo estructural de la edificación en SAP 2000 v20.

Fuente: (Application, SAP 2000 v20.1)

Se le aplicara las mismas cargas utilizadas para el cálculo del presfuerzo en las viguetas.

- Para las viguetas V1 de seccion (B = 14 cm, b = 10 cm, H = 16 cm)

$$WSD = 0,338 \text{ Tonf/m} = 337,5 \text{ kg/m}$$

$$WL = 0,150 \text{ Tonf/m} = 150 \text{ kg/m}$$

- Para las viguetas V2 de seccion (B = 12 cm, b = 9 cm, H = 14 cm)

$$WSD = 0,3285 \text{ Tonf/m} = 328,5 \text{ kg/m}$$

$$WL = 0,146 \text{ Tonf/m} = 146 \text{ kg/m}$$

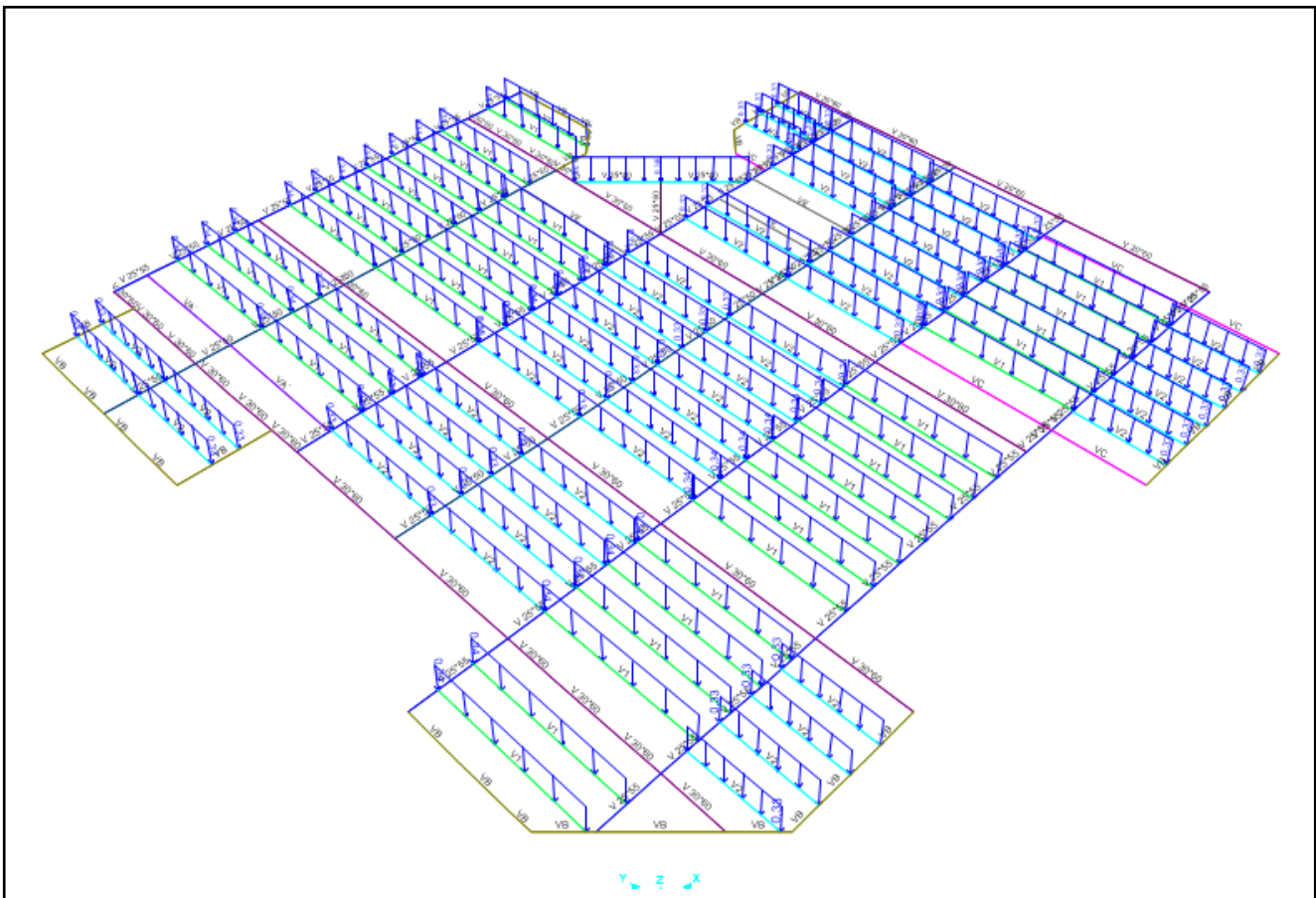


Ilustración 37: Vista en planta cuando se han aplicado las cargas de servicio.

Fuente: (Application, SAP 2000 v20.1)

4.5. Análisis del comportamiento estructural de las viguetas en SAP 2000

V20.

Se escoge un tramo de viguetas continuas para el análisis como se lo indica en la planta estructural.

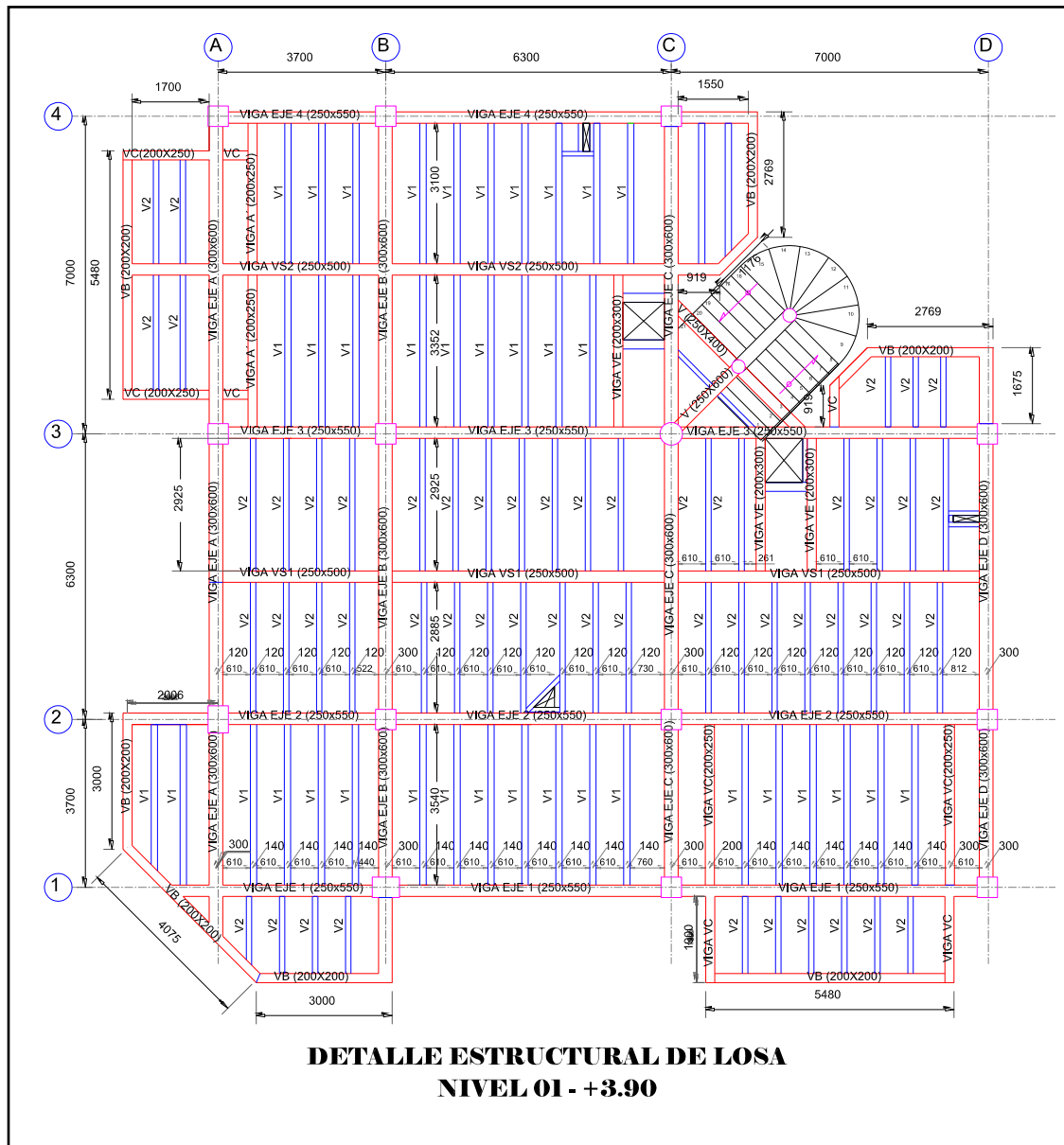


Figura 8: Vista en planta del tramo continuo de la vigueta a analizar.

Fuente: (AutoCAD, (2015))

Se escoge el mayor momento del combo 2 a lo largo del eje Y de la vigueta para realizar el diseño y de esta manera poder conocer cuanto necesita de acero de refuerzo.

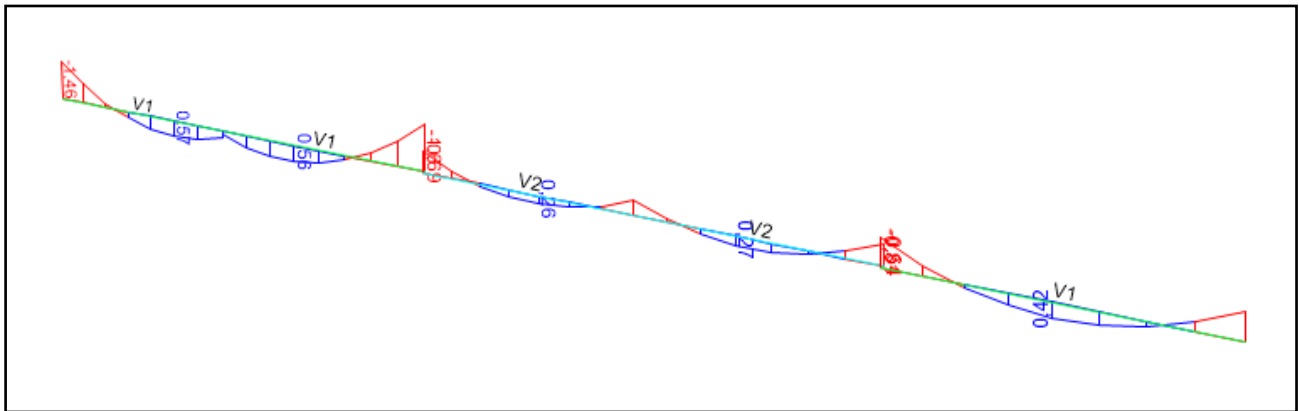


Ilustración 38: Vista de los momentos máximos del combo 2 de un tramo continuo de viguetas.

Fuente: (Application, SAP 2000 v20.1)

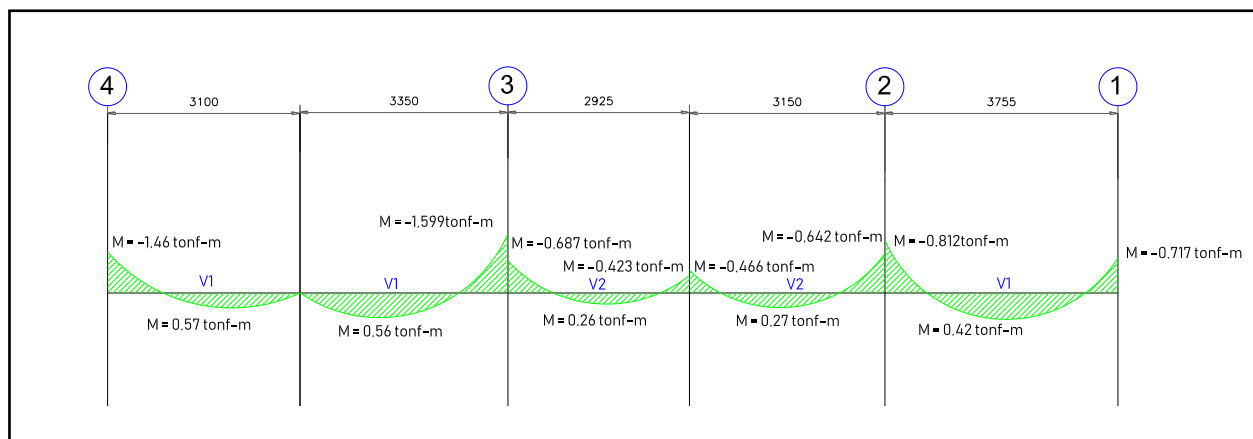


Ilustración 39: Vista detallada de los momentos máximos del combo 2 de un tramo continuo de viguetas.

Fuente: (AutoCAD, (2015))

4.5.1. Diseño a flexión de las viguetas según el ACI 318-14.

4.5.1.1. *Diseño a flexión de las viguetas para el acero de refuerzo superior.*

Se escoge el momento negativo del combo2 del apoyo 2 del tramo1-2 de la vigueta para el diseño del acero de refuerzo superior. $M_u (-) = 0,810 \text{ Tonf-m} = 81000 \text{ kg-cm}$

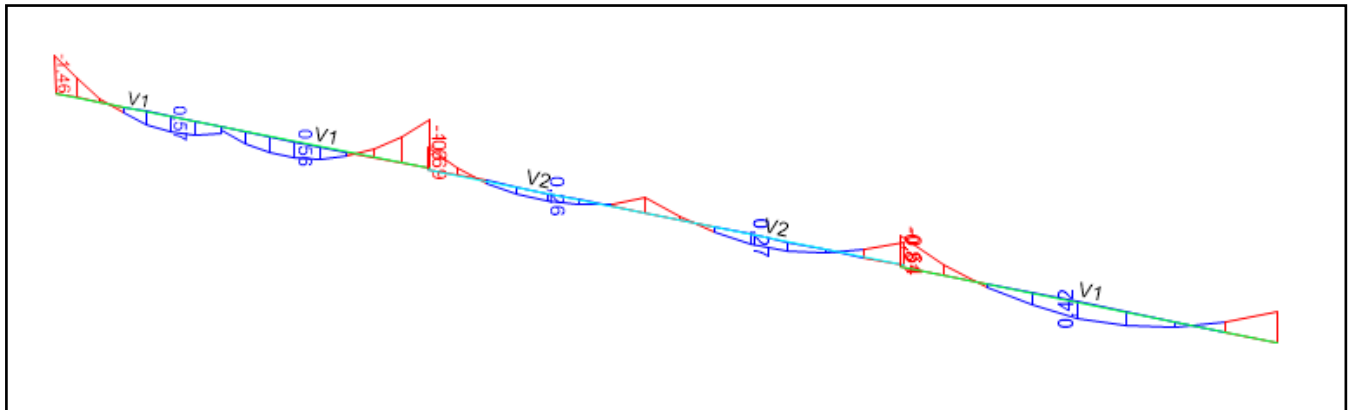


Ilustración 40: Vista de los momentos máximos del combo 2 de un tramo continuo de viguetas.

Fuente: (Application, SAP 2000 v20.1)

Datos:

Recubrimiento = 2,5 cm

$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$d = H - \text{recb.} = 21 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} = 18,5 \text{ cm}$

$B = 14 \text{ cm}$

$b = 10 \text{ cm}$

H = 16 cm

Mu (-) = 0,812 Tonf-m = 81200 kg-cm

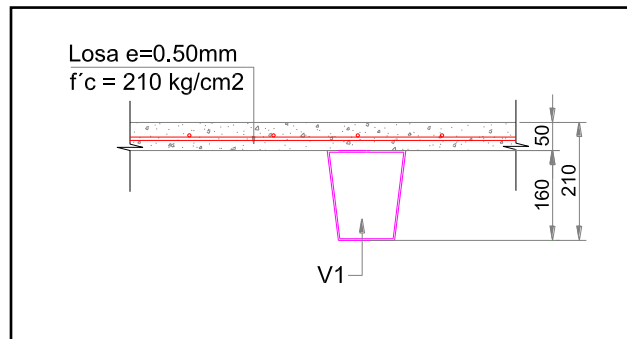


Ilustración 41: Detalle de la vigueta con la losa de compresión.

Fuente: (AutoCAD, (2015))

$$As_{\text{calculado}} = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{a_{\text{asumido}}}{2})}$$

$$a_{\text{calculado}} = \frac{As_{\text{calculado}} * fy}{0,85 * f'c * b}$$

Tabla 4: Calculo del acero de refuerzo superior.

	a asumido (cm)	As calculado (cm²)	acalculado (cm²)
H/5	4,2	1,30984643	0,973260507
	0,973260507	1,19252987	0,886090306
	0,886090306	1,18965139	0,883951499
	0,883951499	1,18958094	0,883899151
	0,883899151	1,18957922	0,883897870
	0,883897870	1,18957917	0,883897839
	0,883897839	1,18957917	0,883897838
	0,883897838	1,18957917	0,883897838

Elaboración: Maria Jose Nieves Bajaña

As = 1,189579 cm²

$$As. \min = \frac{14}{fy} * bw * d$$

$$As. \min = \frac{14}{4200 \text{ kg/cm}^2} * \left(\frac{14 \text{ cm} + 10 \text{ cm}}{2} \right) * 18,5 \text{ cm}$$

$$As. \min = 1,17 \text{ cm}^2$$

Tabla 5: Área del acero real del refuerzo superior.

As real			
FI	As Nom.	Cantidad	As Subt.
mm.	cm ²	N	cm ²
0	0,00	0	0,00
12	1,13	1	1,13
		As Total	1,13
		RO	0,005094486

Elaboración: Maria Jose Nieves Bajaña

$$\rho_{real} = \frac{As_{real}}{bw*d} = \frac{1,13 \text{ cm}^2}{\frac{14 \text{ cm} + 10 \text{ cm}}{2} * 18,5 \text{ cm}} = 0,005094$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0,003333$$

$$\rho_{max} = 0,625 * \rho_b$$

$$\rho_b = \frac{0,85 * \rho * f'c}{fy} * \frac{6300}{6300 + fy} = \frac{0,85 * 0,85 * 350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * \frac{6300}{6300 + \left(4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 0,036125$$

$$\rho_{max} = 0,625 * 0,036125 = 0,0225781$$

$$\rho_{min} < \rho_{real} < \rho_{max}$$

$$0,003333 < 0,0050944 < 0,0225781 \text{ ok}$$

4.5.1.2. *Chequeo a flexión de las viguetas para el acero de presfuerzo inferior*

Con el momento total, debido a la carga de servicio para una viga simplemente apoyada. $M (+) = 835,83 \text{ kg-m} = 0,835 \text{ Tonf-m}$.

Se escoge el momento máximo de la combinación de servicio del tramo continuo de la vigueta para el chequeo del acero de refuerzo inferior. $M (+) = 0,44 \text{ Tonf-m} = 44000 \text{ kg-cm}$.

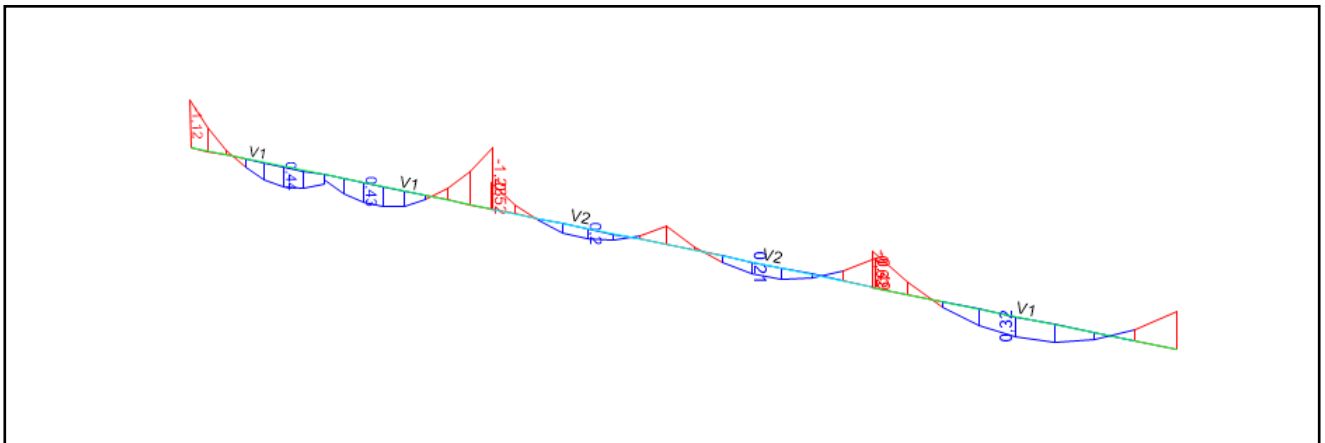


Ilustración 42: Vista de los momentos máximos de la combinación de servicio de un tramo continuo de viguetas.

Fuente: (Application, SAP 2000 v20.1)

Para realizar el chequeo de acero de refuerzo tomando en cuenta el análisis de viga continuo tomamos en cuenta el primer análisis de una viga simplemente apoyada y el segundo análisis de la vigueta continua en el SAP 2000 y podemos deducir que en el

chequeo del presforzado para una viga simplemente apoyada se trabaja con un momento mayor al que da como resultado en el SAP 2000 por lo cual es favorable ya que el diseño del acero de presfuerzo se trabajó con un momento mayor.

4.6. Detalle de las viguetas pretensadas como tramos continuos.

Una vez calculado el acero de refuerzo se detalló en el plano estructural para las viguetas pretensadas en conjunto con la losa de compresión como quedara el acero de refuerzo con las viguetas y la losa de compresión.

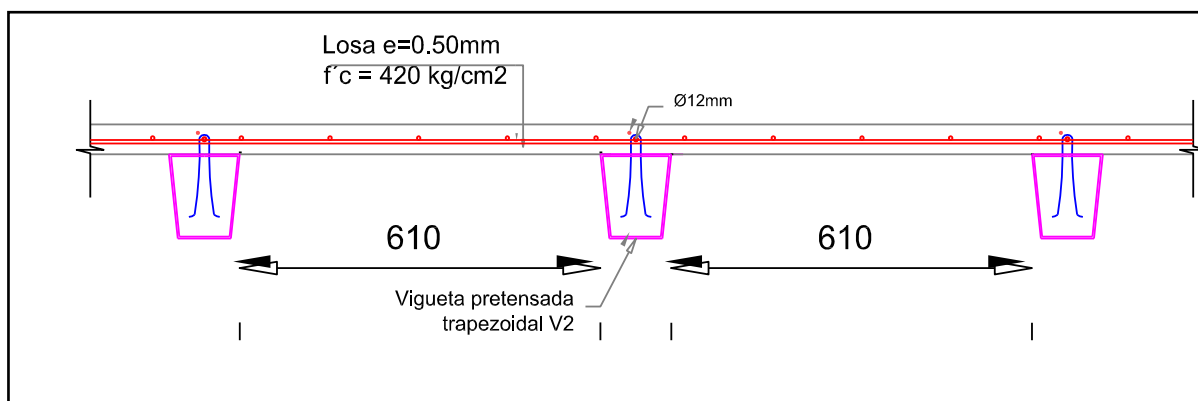


Ilustración 43: Vista transversal de la vigueta con la losa de compresión y el acero de refuerzo.

Fuente: (AutoCAD, (2015))

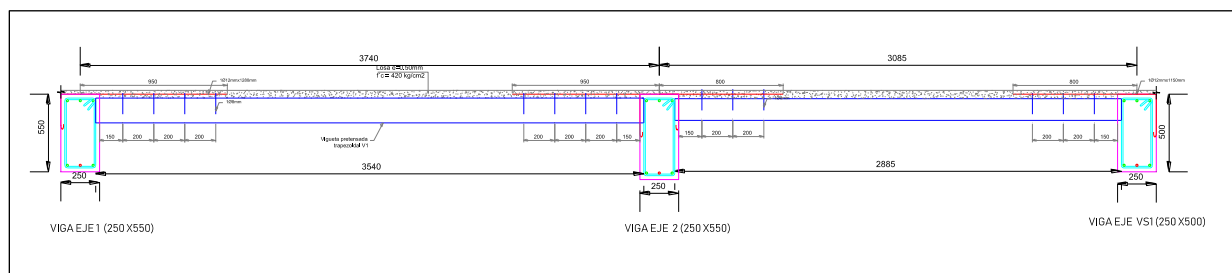


Ilustración 44: Vista longitudinal de la vigueta pretensada con las vigas reforzadas.

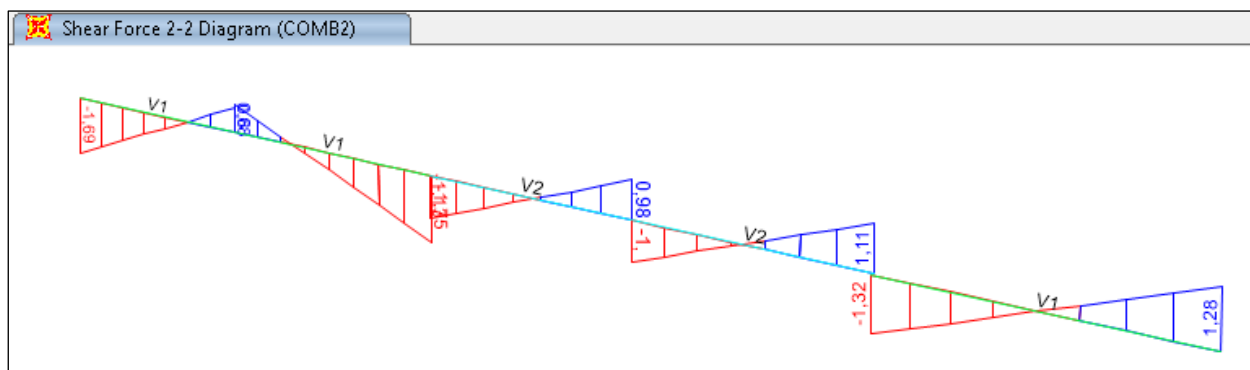
Fuente: (AutoCAD, (2015))

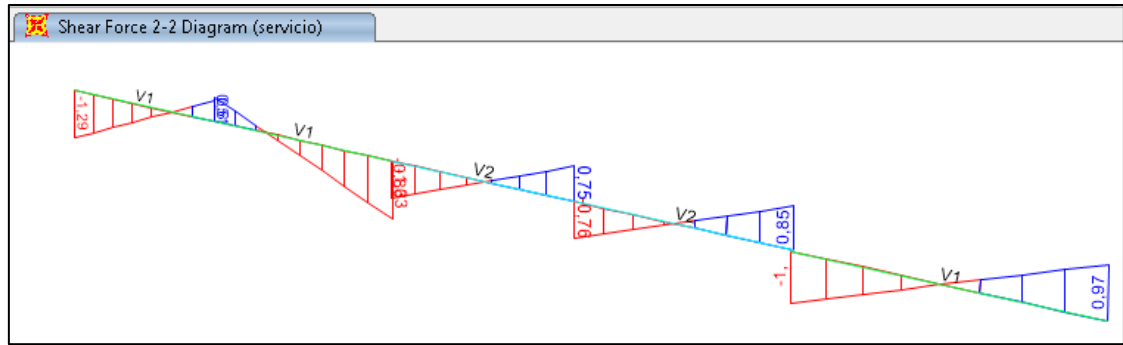
Capítulo V

Conclusiones y Recomendaciones

5.1. Conclusiones

- I. Mediante este trabajo de investigación, se ha podido conocer y profundizar el comportamiento de viguetas de hormigón presforzado aplicados a losas de pisos.
- II. Con el metrado de cargas que se realizó en el proyecto las cargas que soportaran las viguetas pretensadas para la sección de la viga V1 es de: $WSD = 337,5 \text{ kg/m}$ y $WL = 150 \text{ kg/m}$, y para la sección V2 es de: $WSD = 328,5 \text{ kg/m}$ y $WL = 146 \text{ kg/m}$.
- III. Los máximos esfuerzos que se obtuvieron en el software SAP 2000 V20 en las viguetas pretensadas para ambas secciones fueron:





- IV. Una vez modelado la losa liviana se obtuvo que las viguetas pretensadas estarán sometidos a máximos esfuerzos cortantes de: ya que estas actuarán como elementos sorportantes.
- V. Para el análisis de una vigueta de hormigón presforzado, simplemente apoyada debemos indicar que esta cumplió con las condiciones de diseño a flexión donde el momento resistente nominal afectado por el factor de reducción es mayor al momento ultimo mayorado de la demanda.

$$\phi M_n > M_u \qquad 1,42 \text{ Ton} - m > 1,10 \text{ Ton} - m$$

- VI. Para el análisis de una vigueta presforzada simplemente apoyada, esta cumplió con las condiciones de diseño para el cortante del concreto donde la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto afectado por el factor de reducción es mayor al cortante debido a cargas factorizadas. El análisis demostró que para una viga simplemente apoyada el cortante en las vigas de hormigón presforzado tendrá una respuesta casi elástica debido a que no se necesitara acero de refuerzo por lo cual es favorable en el aspecto económico para la construcción de este tipo de losas con viguetas prefabricadas.

$$\phi V_c > V_u$$

$$2912,23 \text{ kg} > 1183,50 \text{ kg}$$

- VII. En las viguetas pretensadas se realizó un análisis y diseño tomando en cuenta su comportamiento como una viga simplemente apoyadas, de acuerdo a este análisis se obtuvo como resultado que se necesitaría para los dos tipos de viguetas un cable de acero presforzado de 1/2" tipo 270K.
- VIII. De acuerdo a los resultados del análisis, en la viga que se analizó como simplemente apoyada, no se producirá momentos negativos por lo que no necesitará refuerzo negativo, solo se colocará una malla electrosoldada en la losa de compresión.
- IX. Las deflexiones que se obtuvieron en el cálculo para una viga simplemente apoyada son menores que las admisibles por cual será de gran beneficio a la estructura. La deflexión final será 3,10 mm es menor que la deflexión debido a las cargas de servicio de 9,5 mm.
- X. En las perdidas se pudo determinar que en ambas secciones de las viguetas se asumió un porcentaje de pérdidas de diseño y una vez realizado el cálculo de las perdidas debido al presfuerzo y el tiempo se pudo observar que las perdidas estaban en el rango y no excedió el valor asumido de diseño lo cual es beneficioso ya que la vigueta estará trabajando para esas pérdidas. El porcentaje de diseño en la sección V1 se asumió de perdidas diferidas el 28% y nos da como resultado en las diferidas 26,49%.

- XI. Si incorporamos las viguetas en el modelo estructural del SAP 2000 en las losas de la edificación se pudo observar de los resultados que las viguetas no solo tienen un comportamiento de una viga simplemente apoyada, sino que se también se comportara como vigas continuas donde se obtendrán momentos negativos y positivos, donde el refuerzo superior debido al momento negativo nos da como refuerzo una varilla de 12mm de diámetro.
- XII. De acuerdo a los resultados indicados en el anterior párrafo, del análisis de las vigas continuas en el SAP 2000 y el de una viga simplemente apoyada se obtuvo que el momento positivo disminuye para este análisis y por lo tanto que la cantidad de presfuerzo que se necesitara es de 1 cable grado 270k de 1/2" de diámetro es suficiente.

5.2. Recomendaciones

- I. Para este tipo de análisis se debe contar con un buen estudio del comportamiento de las vigas de hormigón presforzado.
- II. Es importante indicar que se deberá realizar un análisis de la viga con un programa como el SAP 2000 para observar su comportamiento en todo el conjunto estructural.
- III. Para este tipo de trabajos se debe realizar el modelo estructural global de la estructura ya que nos dará resultados más reales.
- IV. Se deberá tratar de optimizar las secciones de las viguetas (de sección más pequeña), debido a que estas son prefabricadas, y que su tamaño no sea un

impedimento para la colocación en la obra y sea de fácil manejo al momento de transportarla.

Bibliografía

American Concrete Institute, ACI 318S-08. (2008). *ACI 318S-08*. Estados Unidos.

American Concrete Institute, ACI 318S-11. (2011). *ACI 318S-11*. Estados Unidos.

Application, Autodesk AutoCAD. (2015).

Application, SAP 2000 v20.1. (s.f.).

Application, Scketchup. (2018).

Arthur H. Nilson. (1982). *Diseño de estructuras de concreto presforzado*. Mexico, D.F.:
Limusa, S.A.

Concreto Presforzado T.Y.LIN. (1984). Mexico, D.F.: Continental, S.A.

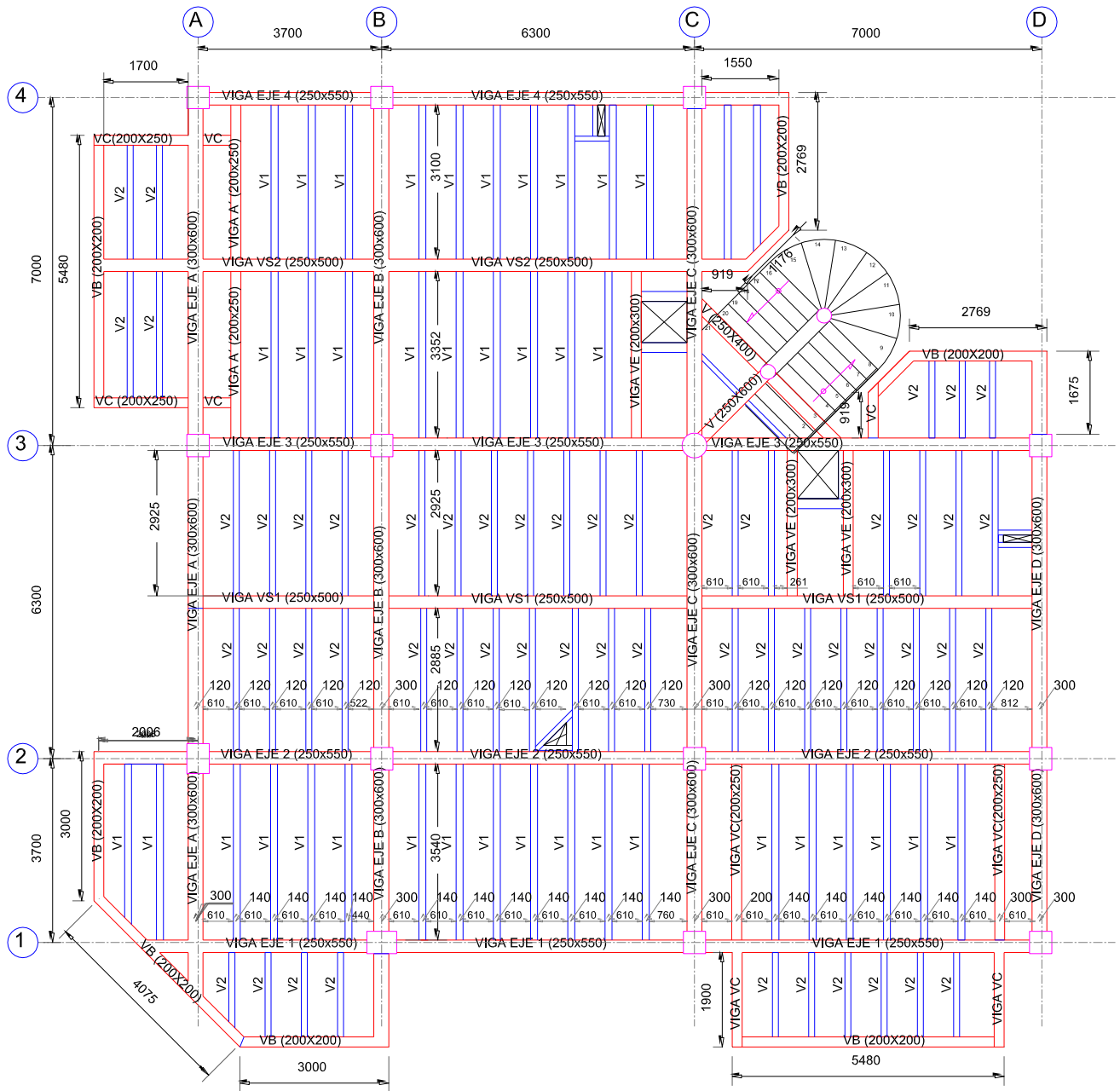
Earth, G. (s.f.). *Google Earth*. Obtenido de Google Earth:
www.google.es/intl/es/earth/index.html

Mavisa S.A. (s.f.).

NEC-SE-CG-Cargas Sísmicas. (2004). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.
Guayaquil.

Pytel , A., & Ferdinand L. Singer. (2008). *Resistencia de materiales*. Mexico: Mexicana.
www.pinterest.com. (s.f.).

Anexos



DETALLE ESTRUCTURAL DE LOSA
NIVEL 01 - +4.00



Universidad de Guayaquil
Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas
Escuela de Ingeniería Civil

UNIDAD DE TITULACION
Telf: 2283348

ANEXO 10



**Presidencia
de la República
del Ecuador**



**Plan Nacional
de Ciencia, Tecnología,
Innovación y Saberes**



SENESCYT
 Secretaría Nacional de Educación Superior,
 Ciencia, Tecnología e Innovación

REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA

FICHA DE REGISTRO DE TESIS/TRABAJO DE GRADUACIÓN

TÍTULO Y SUBTÍTULO:	Análisis del comportamiento de viguetas pretensadas para tramos continuos de sistemas de losas de pisos aplicados a edificaciones con estructuras sismorresistentes destinados a viviendas multifamiliares ubicado en la Provincia de Santa Elena.		
AUTOR/ES:	Maria Jose Nieves Bajaña		
REVISOR(ES)/TUTOR(ES):	Ing. Adolfo Villacreses Vera, MSc. / Ing. Pablo Lindao Tomala, MSc.		
INSTITUCIÓN:	Universidad de Guayaquil.		
UNIDAD/FACULTAD:	Ciencias Matemáticas y Físicas.		
MAESTRIA/ESPECIALIDAD:			
GRADO OBTENIDO:			
FECHA DE PUBLICACIÓN:	Abril, 2019	No. DE PÁGINAS:	150
ÁREAS TEMÁTICAS:	Análisis del comportamiento de viguetas pretensadas		
PALABRAS CLAVES KEYWORD:	< ANÁLISIS - COMPORTAMIENTO – VIGUETAS PRETENSADAS – TRAMOS CONTINUOS – SISTEMAS DE LOSAS DE PISOS >		
RESUMEN/ASBTRACT:	El principal objetivo de la investigación a realizarse es el de analizar el comportamiento estructural de viguetas pretensadas que trabajaran como elementos soportantes en un sistema de losa de tramos continuos aplicando los criterios del hormigón presforzado, código ACI 318S-11, ACI 318S-14 y comparar los resultados con otra alternativa de losa en la cual se utiliza nervios metálicos.		
ADJUNTO PDF:	☒ SI	☐ NO	
CONTACTO CON AUTOR/ES	Teléfono: 0990676515-0994419848		E-mail:
CONTACTO EN LA INSTITUCIÓN:	Nombre: FACULTAD DE CIENCIAS MATEMÁTICAS Y FÍSICAS		
	Teléfono: 2-283348		
	E-mail:		

