

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA

(Creada por Ley N° 25265)

**FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL -
HUANCAVELICA**



TESIS

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE
CONCRETO ARMADO UTILIZANDO LOSAS
POSTENSADAS CON TENDONES NO ADHERIDOS”**

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:
ESTRUCTURA Y CONCRETO**

PRESENTADO POR:

Bach. MONTES RAYMUNDO, Edwin

Bach. YALLI RAYMUNDO, José Carlos

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

HUANCAVELICA - PERÚ

2021



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA
FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERÍA



ACTA DE SUSTENTACIÓN VIRTUAL DE TESIS

En la ciudad de Huancavelica, a los treinta y uno días (31) del mes de mayo del año 2021, siendo las dieciséis horas (16:00), se reunieron los miembros del Jurado Calificador conformado por los docentes: **M.Sc. Iván Arturo AYALA BIZARRO (PRESIDENTE)**, **M.Sc. Hugo Rubén LUJAN JERI (SECRETARIO)**, **Ing. Omar CABALLERO SÁNCHEZ (ASESOR)**, designados con Resolución de Decano N° 088-2021-FCI-UNH, de fecha 14 de mayo del 2021, a fin de proceder con la sustentación y calificación virtual mediante el aplicativo MEET del informe final de tesis titulado: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO LOSAS POSTENSADAS CON TENDONES NO ADHERIDOS", presentado por los Bachilleres **Edwin MONTES RAYMUNDO** y **José Carlos YALLI RAYMUNDO**, para optar el **Título Profesional de Ingeniero Civil**. Finalizada la sustentación virtual a horas 5:00 p. m.; se comunicó a los sustentantes y al público en general que los Miembros del Jurado abandonara el aula virtual para deliberar el resultado:

Edwin MONTES RAYMUNDO

APROBADO POR *UNANIMIDAD*

DESAPROBADO

José Carlos YALLI RAYMUNDO

APROBADO POR *UNANIMIDAD*

DESAPROBADO

En señal de conformidad, firmamos a continuación:



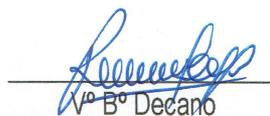
Presidente



Secretario



Asesor



Vº Bº Decano

TÍTULO

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE
CONCRETO ARMADO UTILIZANDO LOSAS
POSTENSADAS CON TENDONES NO ADHERIDOS

AUTORES

Bach. MONTES RAYMUNDO, Edwin

Bach. YALLI RAYMUNDO, José Carlos

ASESOR

Ing. CABALLERO SÁNCHEZ, Omar

DEDICATORIA

A mi esposa, con su amor y apoyo incondicional que hicieron posible la redacción del presente trabajo de investigación.

A mis hijas, Alizze Dennise y Chelsi Madeline que son mi motivación para seguir superándome.

Edwin

A mis padres, por su abnegado sacrificio voluntario y apoyo incondicional, quienes me motivaron para la realización del trabajo de investigación.

A mis hijos, Thiago Adrián y Brianna Kristel verlos crecer cada día es una alegría e inspiración para mí.

José Carlos

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional de Huancavelica, institución que nos abrió sus puertas del conocimiento, a la Facultad de Ciencias de Ingeniería por brindarnos su acogida durante nuestra estadía universitaria.

Al Ing. Omar Caballero Sánchez, asesor del presente trabajo de investigación, por el apoyo incondicional y su gran aporte durante el período de elaboración del trabajo de investigación.

A mis maestros de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil - Huancavelica, M.Sc. Eleuterio Martín Alcántara Espinoza, M.Sc. Iván Arturo Ayala Bizarro, Ing. Carlos Gaspar Paco, M.Sc. Marco Antonio López Barrantes, M.Sc. Hugo Rubén Lujan Jerí, Arq. Abdon Dante Olivera Quintanilla; por brindarnos sus conocimientos durante toda nuestra formación académica y profesional.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA

HUANCAVELICA, ABRIL DEL 2021

Montes Raymundo, Edwin

Yalli Raymundo, José Carlos

Índice general

Acta de sustentación	ii
Título	iii
Autores	iv
Asesor	v
Dedicatoria	vi
Agradecimientos	vii
Resumen	xx
Abstract	xxii
Introducción	xxiv
Capítulo I	1
1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.1 Descripción del problema	1
1.2 Formulación del problema	2
1.2.1 Problema general	2
1.2.2 Problema específico	2
1.3 Objetivos de la investigación	2
1.3.1 Objetivo general	2
1.3.2 Objetivos específicos	2
1.4 Justificación e importancia	3

1.4.1	Justificación científica	4
1.4.2	Justificación social	4
1.4.3	Justificación económica	4
Capítulo II		5
2	MARCO TEÓRICO	5
2.1	Antecedentes de la investigación	5
2.1.1	Antecedentes internacionales	5
2.1.2	Antecedentes nacionales	7
2.2	Bases teóricas	9
2.2.1	Historia del preesforzado	9
2.2.2	Conceptos básicos de preesforzado	13
2.2.3	Preesforzado en edificaciones	15
2.2.3.1	Ventajas del uso de losas postensadas en edifica- ciones	18
2.2.4	Aplicación del concreto postensado en el Perú	21
2.2.4.1	Centro comercial Jockey Plaza	21
2.2.4.2	Hotel Westin Libertador	22
2.2.4.3	Torre del Banco de la Nación	23
2.2.4.4	Edificio Torre Barlovento	25
2.2.5	Transmisión de la fuerza de preesfuerzo	26
2.2.5.1	Pretensado	26
2.2.5.2	Postensado	27
2.2.6	Configuración de losas	29
2.2.6.1	Losas planas	29
2.2.6.2	Losas planas con capiteles o ábacos	30
2.2.6.3	Losas aligeradas	31
2.2.6.4	Losas con vigas planas en dos direcciones	32
2.2.6.5	Losas con vigas peraltadas en dos direcciones	33
2.2.6.6	Losas mas vigas planas unidireccionales	34
2.2.6.7	Losa aligerada unidireccional con fondo plano	35
2.2.7	Sistema de transmisión de cargas	35

2.2.8	Selección del peralte de la losa	38
2.2.9	Materiales que utiliza el concreto preesforzado	40
2.2.9.1	Acero de preesfuerzo	40
2.2.9.2	Anclajes	45
2.2.9.3	Concreto	50
2.2.10	Restricciones	57
2.2.11	Teoría de diseño	60
2.2.11.1	Carga equivalente	62
2.2.11.2	Ecuación general de la carga equivalente	62
2.2.11.3	Ecuación general para tendones parabólicos	63
2.2.11.4	Ecuación de carga equivalente para un perfil formado por tres parábolas	66
2.2.11.5	Acciones hiperestáticas	66
2.2.11.6	Acciones hiperestáticas y demanda de resistencia	67
2.3	Definición de términos	74
2.4	Hipótesis	74
2.4.1	Hipótesis general	74
2.4.2	Hipótesis específica	74
2.5	Variables	75
2.5.1	Variable independiente	75
2.5.2	Variable dependiente	75
2.6	Operacionalización de variables	75
Capítulo III		76
3 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN		76
3.1	Ámbito temporal y espacial	76
3.1.1	Ámbito temporal	76
3.1.2	Ámbito espacial	76
3.2	Tipo de investigación	77
3.3	Nivel de investigación	77
3.4	Población, muestra y muestreo	78
3.4.1	Población	78

3.4.2	Muestra	78
3.4.3	Muestreo	78
3.5	Técnicas e instrumentos de recolección de datos	78
3.5.1	Técnicas	78
3.5.2	Instrumentos	78
3.6	Técnicas y procesamiento de análisis de datos	79
3.6.1	Técnicas de procesamiento	79
3.6.2	Análisis de datos	79
Capítulo IV		80
4	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	80
4.1	Análisis de información	80
4.1.1	Consideraciones generales	83
4.1.1.1	Normatividad aplicable	83
4.1.1.2	Materiales para el diseño	83
4.1.2	Metrado de cargas	84
4.1.3	Predimensionamiento	84
4.1.3.1	Losas	85
4.1.3.2	Vigas	88
4.1.3.3	Columnas	89
4.1.4	Metodología de diseño para el concreto reforzado	90
4.1.5	Diseño por gravedad de losa de concreto reforzado (Modelo 01)	92
4.1.5.1	Análisis estructural	92
4.1.5.2	Diseño por flexión	92
4.1.5.3	Diseño por corte	94
4.1.5.4	Determinación de solicitaciones	94
4.1.6	Metodología de diseño para el concreto preesforzado	99
4.1.6.1	Recubrimiento del acero de preesfuerzo	99
4.1.6.2	Esfuerzos permitidos	99
4.1.6.3	Control de deflexiones	104
4.1.6.4	Combinaciones de carga	105

4.1.7	Diseño por gravedad de la losa de concreto preesforzado (Modelo 02)	106
4.1.8	Sistema estructural y geometría	108
4.1.8.1	Sección geométrica de la vigueta preesforzada	108
4.1.9	Consideraciones para el diseño de concreto preesforzado	110
4.1.9.1	Concreto	110
4.1.9.2	Acero de preesfuerzo	110
4.1.10	Selección de la fuerza de postensado	111
4.1.11	Selección del número de tendones	111
4.1.12	Cálculo de la carga balanceada	112
4.1.13	Verificación por servicio	115
4.1.13.1	Comprobaciones de esfuerzo	116
4.1.14	Refuerzo mínimo	118
4.1.14.1	Control de grietas	118
4.1.14.2	Ductilidad	118
4.1.15	Control de deflexiones	119
4.1.16	Diseño por resistencia	121
4.1.17	Análisis sísmico	126
4.1.17.1	Consideraciones sísmicas	126
4.1.17.2	Consideraciones para el modelado	128
4.1.17.3	Análisis modal espectral	129
4.1.17.4	Verificación de desplazamientos	132
4.1.18	Diseño de elementos estructurales	134
4.1.18.1	Diseño de columnas	135
4.1.18.2	Diseño de vigas	141
4.2	Prueba de hipótesis	152
	Referencia Bibliográfica	160
	Anexos	164

Índice de tablas

2.1	Parámetros de diseño de losas planas.	30
2.2	Parámetros de diseño de losas planas con capiteles o ábacos.	31
2.3	Parámetros de diseño de losas aligeradas bidireccionales.	32
2.4	Parámetros de diseño de losas bidireccionales con vigas entre soportes.	33
2.5	Parámetros de diseño de losas con vigas entre soportes unidireccionales.	35
2.6	Sugerencias de relaciones de peralte/longitud.	38
2.7	Propiedades de cables comerciales en el Perú	42
2.8	Definición operativa de variables e indicadores.	75
4.1	Características de los materiales.	83
4.2	Cargas actuantes en la estructura.	84
4.3	Espesor h mínimo para losas en dos direcciones apoyadas sobre vigas sin verificar deflexiones.	86
4.4	Predimensionamiento de la columna C4.	90
4.5	Normas utilizadas en la presente investigación.	91
4.6	Factores de reducción de resistencia.	92
4.7	Diseño a flexión de la vigueta.	96
4.8	Diseño a cortante de la vigueta	97
4.9	Recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo preesforzado.	99
4.10	Clasificación de elementos preesforzados sometidos a flexión.	100
4.11	Esfuerzos del concreto inmediatamente después de la transferencia.	100
4.12	Esfuerzos bajo cargas de servicio después de ocurrido todas las pérdidas.	101

4.13	Esfuerzos de tracción en el acero de preesfuerzo.	101
4.14	Esfuerzos del acero de preesfuerzo en elementos.	103
4.15	Deflexiones máximas admisibles.	105
4.16	Determinación del ancho efectivo.	109
4.17	Propiedades geométricas de la sección de vigueta.	110
4.18	Parámetros del acero de preesfuerzo utilizado.	111
4.19	Cargas por vigueta preesforzada.	113
4.20	Drapeado del tendón en los tres tramos.	113
4.21	Carga Balanceada.	114
4.22	Comprobación de equilibrio	115
4.23	Momentos calculados en las secciones de análisis.	116
4.24	Datos de la sección para el análisis de esfuerzos.	117
4.25	Esfuerzos calculados en las secciones de análisis.	117
4.26	Cálculo del refuerzo mínimo.	119
4.27	Deflexiones en las secciones de análisis.	119
4.28	Verificación de la deflexiones para las secciones A y E	121
4.29	Momentos hiperestáticos para la vigueta analizada.	122
4.30	Momentos factorados para las secciones de análisis.	123
4.31	Diseño a flexión de la vigueta preesforzada.	123
4.32	Diseño por corte para las secciones de análisis.	124
4.33	Parámetros utilizados en el análisis sísmico.	127
4.34	Peso sísmico de la estructura Modelo 01	131
4.35	Período y factores de participación de masa Modelo 01.	131
4.36	Peso sísmico de la estructura Modelo 02.	132
4.37	Período y factores de participación de masa Modelo 02.	132
4.38	Control de distorsiones Modelo 01	133
4.39	Control de distorsiones Modelo 02	134
4.40	Combinaciones de carga P_u y M_u para la columna C4.	137
4.41	Refuerzo por corte de la columna C4.	139
4.42	Combinaciones de carga P_u y M_u para la columna C4.	140
4.43	Refuerzo por corte columna C4.	141
4.44	Diseño a flexión de aceros negativos VP - 0.40x0.65 m.	143

4.45	Diseño a flexión de aceros positivos VP - 0.40x0.65 m	144
4.46	Cortante de diseño VP - 0.40x0.65 m.	145
4.47	Refuerzo por corte VP - 0.40x0.65 m.	146
4.48	Diseño a flexión de aceros negativos VP - 0.40x0.65 m.	148
4.49	Diseño a flexión de aceros positivos VP - 0.40x0.65 m.	149
4.50	Cortante de diseño VP - 0.40x0.65 m.	150
4.51	Refuerzo por corte VP - 0.40x0.65 m.	150

Índice de figuras

2.1	Precompresión de duelas.	9
2.2	Preesforzado de columnas de una estructura antigua con arcos. . .	10
2.3	Bóveda de concreto precomprimido P.A. Jackson.	11
2.4	Eugène Freyssinet	12
2.5	Antiguo y nuevo puente Fortaleza.	13
2.6	Principio de preesfuerzo.	14
2.7	Transporte de fila de libros	15
2.8	Preesfuerzo en la rueda de bicicleta.	15
2.9	Tonelaje de acero postensado en América del Norte 2016.	17
2.10	Compras de acero postensado América del Norte 2015-2016. . . .	17
2.11	Concreto armado vs concreto preesforzado.	20
2.12	Centro comercial Jockey Plaza	22
2.13	Hotel Westin Libertador	23
2.14	Torre del Banco de la Nación.	24
2.15	Torre Barlovento.	25
2.16	Esquema de pretensado.	27
2.17	Instalación de sistema adherido.	28
2.18	Tendones en sistemas postensados.	28
2.19	Instalación de sistema no adherido	29
2.20	Sistema de transferencia de cargas.	36
2.21	Disposición de tendones en planta	37
2.22	Relaciones típicas entre luces y espesor.	39
2.23	Relaciones típicas de vanos económicos.	40
2.24	Detalles del tendón.	41
2.25	Curva típica de esfuerzo-deformación del acero de preesfuerzo. . .	41

2.26	Relajación del acero de preesfuerzo.	43
2.27	Esfuerzo deformación para distintos aceros.	44
2.28	Detalle de postensado en losas.	45
2.29	Anclaje activo monotorón no adherente gama F.	46
2.30	Anclaje activo multitorón adherente gama F.	47
2.31	Anclajes pasivos.	49
2.32	Curvas esfuerzo deformación típicas del concreto.	51
2.33	Resistencia con el tiempo de concretos con diferentes relaciones a/c	52
2.34	Incremento de resistencia del concreto con el tiempo después de los 28 días.	53
2.35	Módulo de elasticidad del concreto.	54
2.36	Deformación por contracción de fragua.	56
2.37	Deformación del concreto sometido temporalmente o carga axial. .	57
2.38	Alternativas para solucionar restricciones.	58
2.39	Diseños de pisos típicos.	59
2.40	Agrietamiento de la losa debido al preesfuerzo y restricción de los muros.	60
2.41	Viga simplemente apoyada.	60
2.42	Esfuerzos en concreto preesforzado.	61
2.43	Viga preesforzada sin carga externa.	62
2.44	Cargas distribuidas sobre un cable.	63
2.45	Cargas equivalentes en una viga postensada con tendón parabólico.	64
2.46	Trazado de tendón consistente en tres parábolas.	66
2.47	Elemento de tres vanos postensionado.	67
2.48	Elemento separado de los soportes.	67
2.49	Reacciones y momentos hiperestáticos (secundarios)	68
2.50	Acciones de preesforzado y distribución de esfuerzos en el estado límite de resistencia.	69
2.51	Sistema de fuerzas inducidas en el tendón y el miembro.	71
2.52	Fuerzas de postensado a una longitud "a".	72
2.53	Momento M_b , balanceando el momento primario y secundario. . .	73
3.1	Plano de ubicación.	77

4.1	Estructuración de la edificación.	82
4.2	Losa nervada convencional.	87
4.3	Losa nervada postensada.	88
4.4	Sección de viga para todos los niveles.	89
4.5	Predimensionamiento Col-C4	89
4.6	Sección de columna para todos los niveles.	90
4.7	Diagrama de deformaciones y esfuerzos de viga rectangular.	93
4.8	Sección de viga T.	93
4.9	Malla de elementos finitos y momentos en secciones críticas.	95
4.10	Diagrama de momentos para la vigueta central X-X(<i>m</i>).	96
4.11	Diagrama de fuerzas cortantes para la vigueta central X-X.	97
4.12	Detallado de vigueta tipo T.	98
4.13	Diseño de viga rectangular	102
4.14	Esquema de diseño en concreto postensado.	107
4.15	Losa nervada postensada.	108
4.16	Ancho efectivo de vigueta.	109
4.17	Cargas actuantes en la vigueta.	113
4.18	Asignación del cable de preesfuerzo.	114
4.19	Momentos actuantes debido a CV,CM y CB	115
4.20	Puntos críticos de análisis.	116
4.21	Momentos hiperestáticos	122
4.22	Diagrama de fuerzas cortantes para la vigueta preesforzada central X-X.	124
4.23	Detallado de vigueta postensada tipo T.	125
4.24	Zonas sísmicas del Perú.	127
4.25	Espectro de diseño.	128
4.26	Modelos estructurales	129
4.27	Períodos de vibración para Modelo 01 y Modelo 02	130
4.28	Distorsiones de piso Modelo 01	133
4.29	Distorsiones de piso Modelo 02	134
4.30	Distribución de columnas.	136
4.31	Columna 0.90x0.90 m - C:1%	137

4.32	Diagrama de interacción de columna 0.90x0.90 m.	138
4.33	Columna 0.90x0.90 m - C:1%	139
4.34	Diagrama de interacción de columna 0.90x0.90m	140
4.35	Columna 0.90x0.90 m - C:1%	141
4.36	Viga rectangular 0.40x0.65 m.	142
4.37	Diagrama de ENV. Viga 0.40x0.65 m PORT. 3-3	143
4.38	DFC Viga 0.40x0.65 m COMB:1.25 · (CM + CV)	145
4.39	Detalle de refuerzo VP 0.40x0.65 m	147
4.40	Diagrama de ENV. Viga 0.40x0.65 m PORT. 3-3.	148
4.41	DFC VP 0.40x0.65m COMB:1.25 · (CM + CV)	149
4.42	Detalle de refuerzo VP 0.40x0.65 m.	151

RESUMEN

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo demostrar la influencia que puede tener al utilizar un sistema de losas nervadas postensadas con tendones no adheridos en el diseño de elementos estructurales (vigas y columnas) de una edificación de concreto armado, para conseguir ello se plantea diseñar una edificación de tres niveles destinado a oficinas, ubicada en la ciudad de Huancavelica. Esta edificación presenta una configuración regular tanto en planta como elevación cuya característica principal es que la longitud del vano más crítico tiene una longitud de 10 m, el sistema de losas planteado corresponde a losas nervadas bidireccionales, esto se sustenta debido a que la relación de lados de los paneles son mayores a 2 confirmando la distribución de cargas en dos direcciones. Con la finalidad de tener un punto de comparación para poder demostrar si la influencia de las losas postensadas tiene efectos significativos en el diseño de los elementos estructurales, fue necesario diseñar la misma edificación con un sistema de losas nervadas de concreto convencional, de este modo se realizó el diseño de dos modelos: edificación con losas nervadas convencionales (Modelo 01) y edificación con losas nervadas postensadas con tendones no adheridos (Modelo 02).

Se realizó el diseño por gravedad para la losa reforzada convencional y losa preesforzada, satisfaciendo los requisitos de la normativa con peraltes de 40 cm y 30 cm respectivamente, para el diseño de los elementos estructurales fue necesario realizar un análisis sísmico y posterior diseño estructural del Modelo 01 y Modelo 02 independientemente, los aspectos analizados son: peso sísmico de la estructura, formas modales y distorsiones de piso, en este último la máxima distorsión de piso en la dirección X-X para el Modelo 01 superó el límite de 0.007 establecido por la norma E.030, mientras que las distorsiones del Modelo 02 si estuvieron por

debajo de este límite; del diseño de los elementos estructurales en cada modelo se observó diferencias significativas respecto a las solicitaciones a flexión y cortante de los elementos (vigas y columnas), en las cuales fueron mayores para el Modelo 01 que para el Modelo 02, la hipótesis planteada fue aceptada debido a que se vio una mejora en el diseño final de los elementos estructurales del Modelo 02 respecto del Modelo 01, aunque por disposiciones de normativa respecto al espaciamiento de refuerzo en el caso de columnas se tuvo espaciamientos de refuerzo similares en ambos modelos.

Palabras clave: Losas postensadas, tendón no adherido, peso sísmico, forma modal, distorsión de piso, diseño estructural.

ABSTRACT

The present research work aims to demonstrate the influence that using a system of post-tensioned ribbed slabs with non-adhered tendons can have in the design of structural elements (beams and columns) of a reinforced concrete building a three-level building for offices, located in the city of Huancavelica. This building has a regular configuration both in plan and elevation whose main characteristic is that the length of the most critical span has a length of 10 m, the proposed slab system corresponds to bidirectional ribbed slabs, this is sustained because the relationship of sides of the panels are greater than 2 confirming the distribution of loads in two directions. In order to have a point of comparison to be able to demonstrate whether the influence of post-tensioned slabs has significant effects on the design of the structural elements, it was necessary to design the same building with a slab system. Conventional concrete ribs, in this way the design of two models was carried out: building with conventional ribbed slabs (Model 01) and building with post-tensioned ribbed slabs with unbonded tendons (Model 02).

The design was carried out by gravity for the conventional reinforced slab and prestressed slab, satisfying the requirements of the regulations with superelevations of 40 cm and 30 cm respectively, for the design of the structural elements it was necessary to carry out a seismic analysis and subsequent structural design of the Model 01 and Model 02 independently, the aspects analyzed are: seismic weight of the structure, modal shapes and floor distortions, in the latter the maximum floor distortion in the XX direction for Model 01 exceeded the limit of 0.007 established by standard E .030, while the distortions of Model 02 were below this limit; of the design of the structural elements in each model is observed significant differences regarding the bending and shear stresses of the elements

(beams and columns), in which they were greater for Model 01 than for Model 02, the hypothesis was accepted because there was an improvement in the design end of the structural elements of Model 02 with respect to Model 01, although due to regulations regarding the reinforcement spacing in the case of columns, similar reinforcement spacings were had in both models.

Keywords: Post-tensioned slabs, unbonded tendon, seismic weight, modal shape, floor distortion, structural design.

INTRODUCCIÓN

Una de las desventajas de utilizar grandes luces para el diseño de edificaciones son los peraltes de los elementos estructurales (vigas y losas), si se lograra una optimización de estos respecto a sus secciones y su comportamiento estructural podríamos tener un mejor aprovechamiento en aspectos como longitudes de vanos y altura libre de entrepiso, sin perjudicar el desempeño estructural de estos, el preesfuerzo satisface estas expectativas; inicialmente esta tecnología se aplicó al diseño de puentes, pero en la actualidad es común la aplicación de estos sistemas en edificaciones, países como EEUU, Australia, Europa y América Latina se viene aplicando esta técnica.

Respecto a la distribución arquitectónica cada vez se necesita más espacios diáfanos para tener una mejor flexibilidad y versatilidad en el uso de estos, este tipo de losas permite aumentar las luces a mayores longitudes, por lo que se reduce el número de columnas intermedias con las ventajas que ello supone. Por otra parte, si construyéramos luces grandes con concreto convencional se presentarían problemas como por ejemplo la escasa resistencia a tracción lo que hace que aparezcan grietas aún cuando el estado de carga es menor, lo que afecta directamente tanto a la durabilidad, resistencia y deformabilidad, ya que dichas fisuras reducen la rigidez de los elementos que conforman la estructura. Esto puede afectar de forma directa al sistema estructural en sí, ya que pueden dar lugar a daños de tabiques, pisos y elementos no estructurales, el postensado limita estas implicancias.

Por los años 60 T.Y. Lin creó la técnica del “Balanceo de Cargas”, o también llamado “Carga Balanceada”, lo que ayudó a visualizar al preesforzado como un conjunto de cargas que actúan en el concreto, pudiendo el diseñador disponer estas cargas en el sentido opuesto a las cargas gravitatorias.

El trabajo de investigación está esquematizado de acuerdo al siguiente orden:

CAPÍTULO I

- Contiene el planteamiento del problema en la cual trata sobre la problemática que tiene como objetivo aclarar en la presente investigación.

CAPÍTULO II

- Abarca el marco teórico que es la base científica con la cual se ha desarrollado la investigación, términos como: preesfuerzo, pretensado, postensado, tendón, tendón adherido y no adherido, anclaje activo, anclaje pasivo y carga equivalente.

CAPÍTULO III

- Describe la metodología de la investigación, identificación de la población, muestra y muestreo de la estructura para su análisis y diseño con los respectivos sistemas de piso.

CAPÍTULO IV

- Presenta los resultados de los cálculos obtenidos del análisis y diseño de la estructura con losa de concreto convencional y preesforzada; dimensión de los elementos estructurales, peso sísmico, formas modales, distorsiones de piso, diseño de vigas y columnas.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción del problema

En los últimos años en diferentes países del mundo se ha venido estudiando e investigando nuevos métodos de diseño y estructuración concerniente al campo de la ingeniería, con la finalidad de reducir costos, pero sin dejar de lado la seguridad, construyéndose así estructuras durables, resistentes y económicas.

Estos nuevos métodos constructivos permiten aumentar tanto la resistencia como la durabilidad de los materiales y elementos estructurales, de esta forma generar soluciones más eficientes en el ámbito de la construcción. Se cuenta así, con mejores alternativas a la hora construir y diseñar edificaciones, tales como los elementos de preesforzado (ya sea pretensado o postensado), que es aplicado principalmente a puentes e infraestructuras especiales. De alguna manera este método se está desaprovechando debido a la escasa aplicación de la técnica en edificaciones y al hecho de que es preconcebido como sistema muy costoso, sin considerar las ventajas que este puede tener como puede ser resolver la debilidad que tiene el concreto a los esfuerzos de tracción, también permite obtener grandes luces libres que permiten mayor versatilidad y flexibilidad al usuario lográndose un máximo aprovechamiento de los espacios, permitiendo estar acorde a las exigencias que el mundo moderno impone.

Es preciso levantar información cualitativa respecto a este nuevo sistema de construcción, ya que en la actualidad está de auge en otros países, como por ejemplo México, Chile, Colombia y Bolivia en las cuales se hicieron investigaciones res-

pecto a esta práctica. Es por esto que resulta relevante visibilizar esta práctica, analizar esta temática y sentar las bases para un mayor conocimiento y poder encontrar las ventajas ante un sistema de construcción tradicional.

1.2 Formulación del problema

1.2.1 Problema general

- ¿De qué manera influye el uso de losas postensadas con tendones no adheridos en el diseño de una edificación de concreto armado?

1.2.2 Problema específico

- ¿De qué manera influye el uso de losas postensadas con tendones no adheridos en el diseño de las columnas de concreto armado?
- ¿De qué manera influye el uso de losas postensadas con tendones no adheridos en el diseño de las vigas de concreto armado?

1.3 Objetivos de la investigación

1.3.1 Objetivo general

- Determinar la influencia del uso de losas postensadas con tendones no adheridos en el diseño de una edificación de concreto armado.

1.3.2 Objetivos específicos

- Determinar la influencia del uso de losas postensadas con tendones no adheridos en el diseño de las columnas de concreto armado.
- Determinar la influencia del uso de losas postensadas con tendones no adheridos en el diseño de las vigas de concreto armado.

1.4 Justificación e importancia

El uso del preesfuerzo en la construcción de losas ha sido aceptado y adoptado exitosamente desde hace unas décadas en varios países de todo el mundo. Actualmente, el comportamiento de los sistemas postensados para edificación es bien conocido y existen capítulos especialmente dedicados a ellos en varios reglamentos internacionales (Eurocode y ACI318), y en el Perú el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) Norma E.060 (Concreto Armado) da alcances sobre el diseño de elementos preesforzados.

Las losas de concreto postensado han ayudado a los constructores a poder alcanzar unos objetivos que el mundo de vida moderno impone al diseño y construcción de edificaciones. En la actualidad se pone total énfasis en contar con grandes superficies libres que permitan mayor versatilidad y flexibilidad al usuario, lográndose un máximo aprovechamiento de los espacios y al mismo tiempo el ahorro de materiales y tiempo de ejecución de la obra.

Por otra parte, permite a los ingenieros estructurales alterar en lo mínimo la arquitectura sin necesidad de producirle cambios indeseados al arquitecto y perder ambientes inicialmente propuestos.

El presente proyecto, se realizará el diseño de una edificación de concreto armado utilizando como sistema de transmisión de cargas a las losas postensadas, dando una visión general a aquellos que conservan inquietud para este nuevo sistema de construcción, puesto que en nuestro medio no es muy conocido y empleado, este método seguirá teniendo auge debido a los grandes beneficios que se pueden llegar a tener y el avance progresivo de la construcción que requiere de nuevos métodos eficientes y económicos.

1.4.1 Justificación científica

El presente trabajo de investigación es importante porque permitirá proponer una metodología de construcción con elementos preesforzados en las losas de las edificaciones, esto servirá para futuras investigaciones en el campo de la ingeniería de la construcción.

1.4.2 Justificación social

La investigación realizada aportará con procedimientos de cálculos acorde a las necesidades del constante construir de las edificaciones empleando materiales preesforzados en los diferentes entornos sociales de nuestra comunidad.

1.4.3 Justificación económica

Los resultados obtenidos permitirán a la sociedad en su conjunto optar por el mejor empleo de materiales de construcción, teniendo en cuenta dimensiones de luces muy grandes para aprovechar al máximo los ambientes.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación

2.1.1 Antecedentes internacionales

Quilumba, M. [1], realizó la investigación: *Análisis y diseño de losa de hormigón armado con elementos postensados*, en la Universidad Técnica de Ambato. La investigación llegó a las siguientes conclusiones:

1. Las estructuras con entrepisos postensados, de peralte muy delgado, son muy castigadas por el factor de reducción de carga sísmica R , bajo el código de la (NECSE-DS-2015). Se observó que el factor R es directamente proporcional en la ecuación del cortante basal, dándonos como resultado fuerzas sísmicas menores para un R mayor y viceversa. Concluyendo que la (NECSE-DS-2015), para esta edificación exigió una estructura más rígida, lo que quiere decir que se crearon muros de corte.
2. Los modelos aproximados de cálculo, utilizando formulas analíticas no sustentan, información amplia para entrepisos postensados. El desempeño de la losa postensada es eficiente ante luces mayores de 7m, se demostró que su peralte es pequeño, a comparación de losas tradicionales de hormigón armado.
3. La tecnológica, el material y equipo, utilizados en este tipo de estructuras son de costos de adquisición y construcción elevados, por el momento. La complejidad y exactitud de cálculo; al igual que el personal calificado y la

ejecución de estas estructuras, encarecen a este tipo de obras, dejando aun vacíos en losas postensadas en el Ecuador.

4. Las herramientas computacionales son importantes en el campo profesional y formativo de la ingeniería, sin descuidar la actualización de conocimientos por parte del ingeniero, al manipular dichos programas y mantener siempre criterios de ingeniería bajo las normas vigentes.
5. En el programa especializado Etabs, se ingresaron las columnas a partir de un prediseño realizado, dando resultados confiables, aceptables y controlando las derivas máximas de piso. En el programa especializado Safe 2014 se diseñó el entrepiso de losa del nivel N+7.74.
6. Los resultados del análisis del comportamiento de la edificación pueden variar en función de la normativa que se use, y el sitio de peligrosidad sísmica, por tal motivo el criterio y conocimiento del ingeniero estructural será determinante al analizar los resultados.

Bravo, J. [2], realizó la investigación: *Diseño de losas postensadas en edificaciones, con aplicación al caso del edificio "Parque tecnológico de la Universidad de Cuenca"*, en la Universidad de Cuenca. La investigación llegó a las siguientes conclusiones:

1. Durante el rediseño se evaluó los siguiente: Acortamiento en plazos de ejecución ahorros de concreto, acero, mano de obra y encofrados. Respecto a los aspectos económicos menciona que al utilizar concreto postensado, debe entenderse como un ahorro a lo largo de la vida útil de la estructura, los aspectos resaltantes de la técnica se manifiestan en la velocidad del proceso constructivo y durabilidad estructural, ya que se puede obtener menor tiempo de ejecución con una mejor resistencia del elemento.
2. Con respecto al encofrado es posible utilizar los sistemas convencionales de encofrado pero se debería considerar otras soluciones como los encofrados metálicos, para un mayor rendimiento aprovechando el poco tiempo que transcurre entre el vaciado del concreto de la losa y su desencofrado. En cuanto a la normativa utilizada para el desarrollo del proyecto menciona

que la norma Ecuatoriana de Construcción NEC 2011, en sus capítulos no contempla en lo correspondiente a elementos postensados, por lo que los cálculos se refieren al ACI318. El análisis elástico de las losas postensadas se realizó en cuatro etapas o estados fundamentales para el comportamiento del sistema, estas son: en transferencia, en servicio y en resistencia última, en cada uno de estos se realiza la verificación de tensiones que se producen en el elemento.

3. La tesis llegó a la conclusión que en la propuesta de rediseño conviene mantener las dimensiones geométricas tanto de las vigas como de las viguetas planteadas en el diseño original del parque tecnológico, debido a que del análisis realizado se obtiene un mejor comportamiento en la condición original que el que se obtiene reduciendo la altura de las vigas. Además concluye que es conveniente utilizar los cables de postensado debido que se puede disminuir hasta un 50% de las deformaciones, lo cual mejora el comportamiento estructural del edificio. El tiempo de apuntalamiento y encofrado de las losas se reduce en un 40%, debido a la rapidez del desencofrado. Finalmente concluye que el rediseño es posible con la aplicación del postensado y realizarlo generaría numerosas ventajas para la ejecución, durabilidad y funcionalidad de la obra con un aumento significativo de costo equivalente al 4.83% del costo de la misma en su etapa original, por lo tanto es recomendable la aplicación de esta técnica.

2.1.2 Antecedentes nacionales

Tipacti, J. [3], realizó la investigación: *Procedimiento constructivo de losas postensadas con rampa en sótanos, sistema adherido Caso: Edificio de Oficinas Caminos del Inca 390*, en la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP). La investigación llegó a las siguientes conclusiones:

1. La tesis en función al análisis económico realizado concluye que la partida de losa postensada es más costosa en comparación a las partidas tradicionales de losa aligerada (15%) o losa maciza (20%) como elemento individual, sin embargo si se toma en consideración el sistema completo, es decir al incluir

en el análisis los elementos estructurales complementarios como vigas y capiteles, el sistema de losas postensadas resulta en un procedimiento más económico para luces mayores a 6 m dada su menor densidad de vigas.

2. Con respecto al sistema de losas postensadas no adheridas, menciona que para la construcción se requiere dividir el proyecto en sectores amplios como mínimo $300 m^2$, debido a que es necesario incluir los elementos de anclaje y tensado en el mismo sector de vaciado de concreto. Con el sistema de losas postensadas se hizo posible reducir el peralte de las secciones y contar con un mayor área útil manteniendo la misma altura, el cual menciona el autor que el proyecto inmobiliario fue mucho más rentable. Finalmente concluye que un punto muy importante tanto en la ejecución como en el avance de la obra es contar con personal capacitado para la realización de las actividades.

Manturano, V.[4], realizó la investigación: *Uso de la losa postensada y su comportamiento estructural en el sótano del Hotel La Paz, Miraflores, Lima – Perú – 2017*), en la Universidad César Vallejo. La investigación llegó a las siguientes conclusiones:

1. El objetivo de esta tesis fue evaluar el comportamiento estructural de losas postensadas con sistema no adherido, aplicado en los sótanos del Hotel la Paz en el distrito de Miraflores, Lima.
2. Concluye que el postensado influye directamente en el comportamiento estructural de las losas del Hotel la Paz, porque tiende a disminuir considerablemente las deflexiones elásticas y las deflexiones diferidas, se justifica el uso del postensado en luces mayores que menores, debido a que el refuerzo convencional en luces menores no es muy efectivo para controlar las deflexiones mientras que el refuerzo activo si los es.
3. El flujo plástico del concreto tiene un efecto directo en las losas postensadas, incrementan las deflexiones elásticas y diferidas, por consiguiente se produce a una redistribución de esfuerzos, principalmente en los momentos flectores.

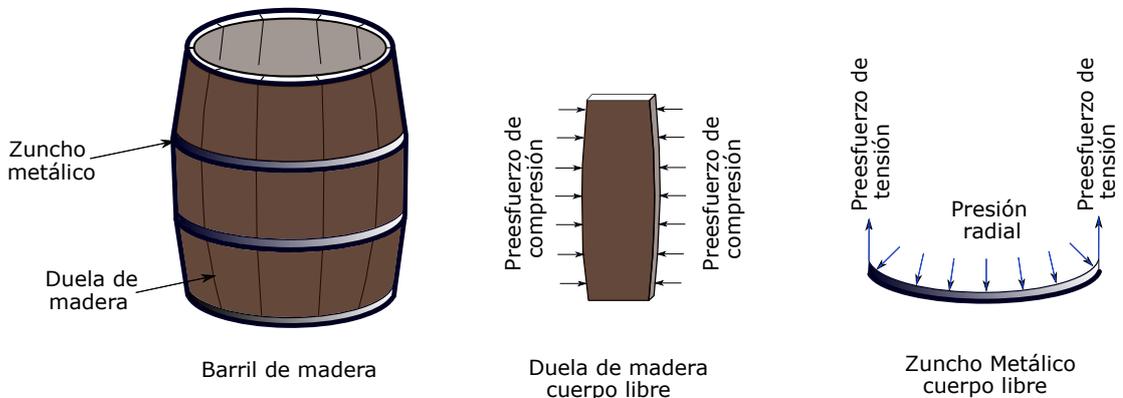
- Finalmente menciona que el postensado mejora notablemente el comportamiento de la losa en las condiciones de servicio.

2.2 Bases teóricas

2.2.1 Historia del preesforzado

La idea básica del preesforzado es antigua, su origen se remonta en la historia de las técnicas y el artesanado. Algunas aplicaciones rústicas, dan fé del principio intuitivo de la precompresión como los barriles de madera que fabricaban y que todavía fabrican los vinicultores, al ligar las duelas con aros metálicos, previamente calentados, para que al enfriar estos arcos ejerzan un esfuerzo de compresión entre las duelas y las habilita resistir la tensión en arco producida por la presión interna del vino que contiene.

Figura. 2.1: Precompresión de duelas.

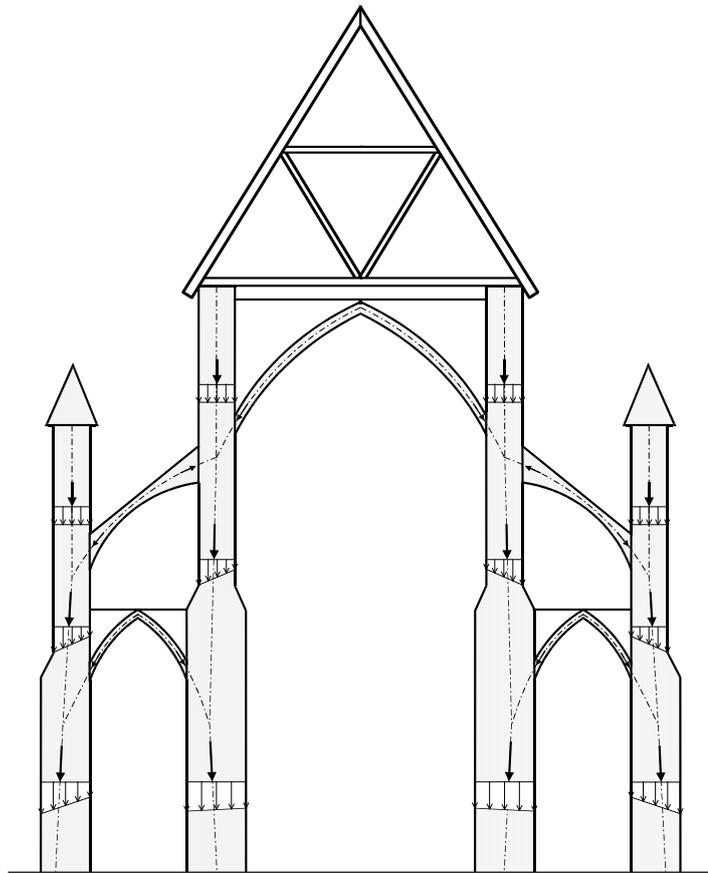


Fuente: T.Y. Lin, 1963, p.2 [5]

Compensar una baja resistencia a la tracción por medio de aplicación de fuerzas de compresión, ha sido utilizado durante siglos en las estructuras de mampostería que transmiten las fuerzas verticales y horizontales desde arcos como se muestra en la figura 2.2.

Las fuerzas horizontales causan flexión en las columnas de soporte dado que la resistencia a la tracción de mampostería es baja, a veces era necesario añadir peso extra en las columnas para lograr suficiente compresión y así reducir o cancelar los esfuerzos de tracción.

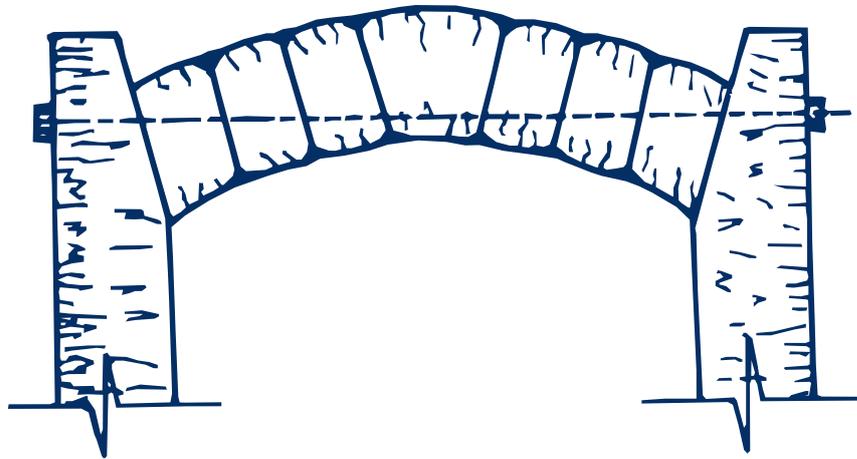
Figura. 2.2: Preesforzado de columnas de una estructura antigua con arcos.



Fuente: du béton, F. and Concrete, I.F.S.,p.23 [6]

La primera aplicación de preesforzado fue realizada por el ingeniero **P.A. Jackson** de San Francisco USA, en 1872 patentó un sistema de concreto precomprimido para la construcción de arcos, bóvedas en edificios y puentes, que consiste en hacer pasar tirantes-tensores de hierro, a través de bloques de mampostería o de concreto y los cuales después de preestirarlos, se fijan por medio de tuercas. figura 2.3.

Figura. 2.3: Bóveda de concreto precomprimido P.A. Jackson.



Fuente: Santana A., 1994, p. 12 [7]

El ingeniero noruego **J. G. F. Lund** inició en el año de 1907 la fabricación de bóvedas precomprimidas formadas por bloques de concreto, unidos mediante mortero. La precompresión se logra por medio de tirantes-tensores de hierro y la compresión se transmite a los bloques, por medio de placas de apoyo en los extremos, consiguiendo eliminar la adherencia por alargamiento.

Una modificación a la propuesta anterior, la realizó el ingeniero norteamericano **G. R. Steiner**, quien sugirió apretar inicialmente los tirantes, en contra del concreto fresco, con objeto de evitar la adherencia y después aumentar la tracción, una vez endurecido el concreto. **W. H. Hewett** de Minneápolis, Minnesota, en el año de 1922 aplicó la precompresión en tanques de concreto, con el objetivo principal de obtener un concreto impermeabilizado o sin grietas.

Eugene Freyssinet, ingeniero nacido en Francia considerado como el creador de la **teoría del preesfuerzo**, la cual patentó en el año de 1928 utilizando alambres de acero de alta resistencia con lo que logró una importante economía en el acero y una precompresión tan alta que, aún después de las pérdidas, la fuerza de tracción remanente era suficiente para ejercer esfuerzos de compresión, de gran magnitud en el elemento estructural. En su libro titulado “**Una revolución en las técnicas del concreto**” (“**Un révolution dans les techniques du Béton**”) está contenida su teoría, que muchos tecnócratas consideraron como una idea novelesca, sin posibilidades de éxito (a 64 años de distancia, aún subsisten los “**genios**” tecnócratas que dudan de las propuestas, que no emanan de ellos)[7].

Figura. 2.4: Eugène Freyssinet



Fuente: Freyssinet, 2018,
(Internet)[8]

Hasta antes de **Freyssinet** se realizaron muchos ensayos y patentes sin mucho éxito ya que la fuerza del preesfuerzo se perdía debido a la contracción y fluencia del concreto (creep), que hasta ese entonces no era conocido. **Freyssinet** observó y demostró que cuando el concreto se encontraba sometido a cargas y preesfuerzos permanentes, se producían deformaciones en el concreto constantes en el tiempo el cual hoy conocemos como contracción y fluencia del concreto. No fue posible la aplicación masiva de concreto preesforzado sino hasta la creación de métodos idóneos para tensar y sistemas de anclaje en los extremos que resulten confiables, seguros y económicos. **Freyssinet** en 1939, inventó un sistema de anclaje seguro mediante cuñas cónicas para los anclajes de los extremos y también diseñó gatos hidráulicos de doble acción, los cuales tensaban los alambres y después presionaban los conos machos dentro de los conos hembra para anclarlos en las placas de anclaje.

En México, los ingenieros **Alberto Dovalí**, **Vicente Guerrero** y **Gama** iniciaron alrededor de 1949, el uso del concreto precomprimido en puentes.[7]

En el Perú en el año 1947 el Ing. **Pedro Lainez-Lozada** realiza el proyecto del puente “**Fortaleza**” figura 2.5 (Rio Nusiniscato, carretera de Quincemil - Puerto Maldonado, hoy **Interoceánica Sur**) estructura colgante, con tablero encasetonado y vigas de concreto preesforzado. **Este puente construido en 1949 es el primer puente en concreto preesforzado construido en el Perú.**

Figura. 2.5: Antigo y nuevo puente Fortaleza.

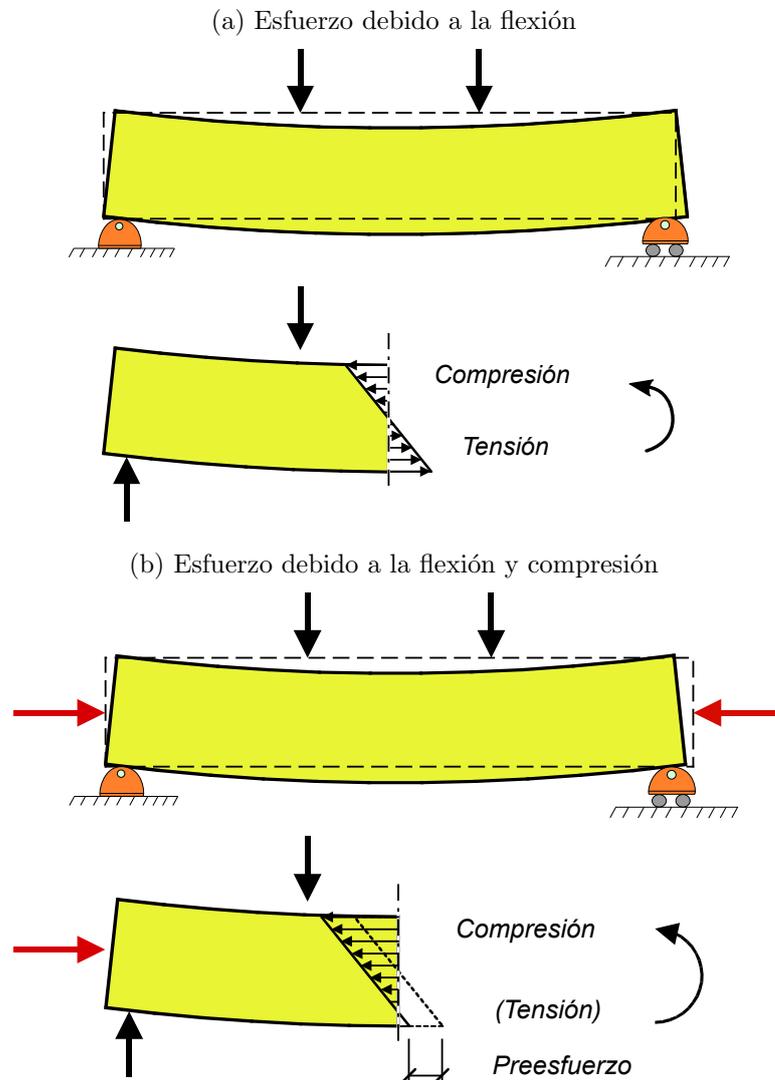


Fuente: Google Street View, 2019.[9]

2.2.2 Conceptos básicos de preesforzado

Un elemento estructural sometido a flexión por ejemplo una viga figura 2.6a soportará la carga por medio de esfuerzos internos de compresión y tracción, si el material tiene una baja resistencia a la tracción, como es el caso por ejemplo de mampostería y concreto no reforzado, la capacidad de soporte de carga será correspondientemente baja. Una forma de compensar esto es aplicar una fuerza de compresión al elemento. Esto incrementará los esfuerzos en el lado de compresión y reduce o incluso puede anular los esfuerzos de tracción, figura 2.6b.

Figura. 2.6: Principio de preesfuerzo.



De este modo una "estructura" sin tener resistencia a la tracción en absoluto puede actuar como una viga, otro ejemplo, cuando queremos alzar un paquete de libros (figura 2.7) de un estante sometemos una presión constante con las manos de modo que al comprimirlos podemos trasladarlos.

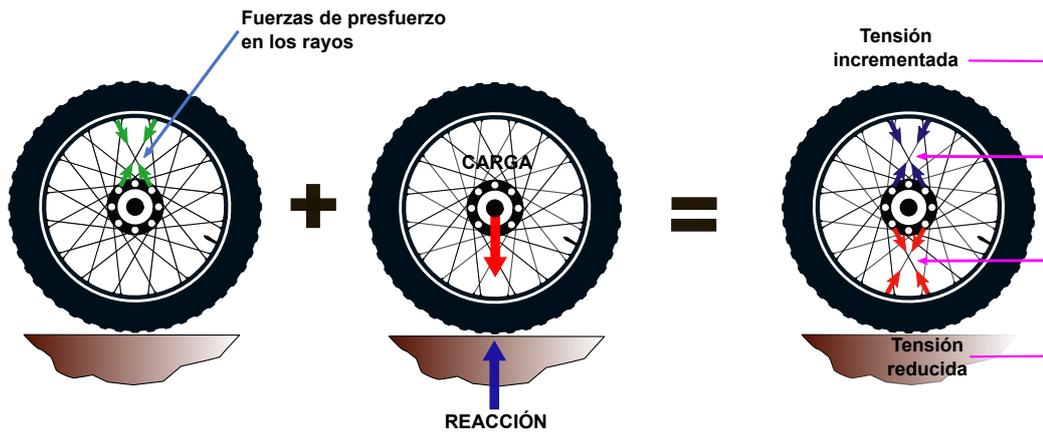
Otro ejemplo es el de la rueda de una bicicleta, que es una estructura formada por un aro externo enlazado a otro aro interior mediante los radios que son unos finos elementos metálicos. Para que esta estructura soporte el peso del ciclista sin deformarse, los radios son enroscados en alojamientos dispuestos a tal efecto para ponerlos en tracción, figura 2.8.

Figura. 2.7: Transporte de fila de libros.



Fuente: The Concrete Centre, 2017, p.03[10]

Figura. 2.8: Preesfuerzo en la rueda de bicicleta.



Fuente: Borrás F., 2010, p. 4 [11]

De los casos anteriores podemos concluir que el principio de preesfuerzo es: **someter un material, incapaz de resistir sollicitaciones en un cierto sentido, a esfuerzos iniciales de sentido contrario.**[11]

2.2.3 Preesforzado en edificaciones

La aplicación del preesfuerzo tuvo y tiene mayor auge en la construcción de puentes de grandes luces, desde su fundamentación desarrollada por el ingeniero Eugene Freyssinet se ha venido aplicando esta técnica con mucho éxito en la construcción de puentes en todo Europa y América.

El preesfuerzo aplicado en edificaciones no fue intenso hasta alrededor de los años 70 ya que no se tenía una reglamentación la cual guíe el proceso de diseño de la aplicación del preesfuerzo a los elementos estructurales como vigas y losas, una vez considerada en los códigos de diseño su utilidad creció en forma exponencial, esto debido a la versatilidad y simplicidad de su ejecución, lo cual se reflejaba en costo y tiempo de ejecución de la estructura.

Los entresijos a base de losas postensadas son utilizados a nivel mundial, pero los pioneros en aplicarlos a las edificaciones fueron los **EEUU**, a partir del año 1944 y hacia finales del año 1978 se tenían construidos más de 10 millones de m^2 de losas postensadas en los diferentes edificios de ese país.

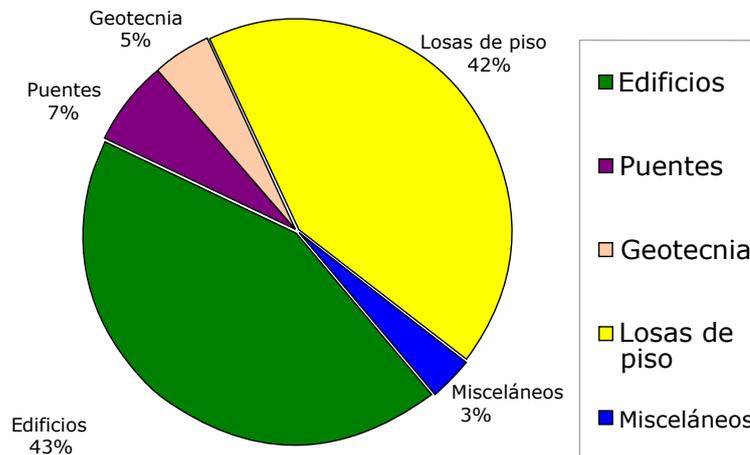
Otros países como Canadá, Australia y Brasil, usan esta técnica y las razones principales del éxito residen en la facilidad de construcción, la reducción de materiales a manipular, armaduras más simples y menos molestas en los sistemas de encofrados simples y fáciles de desencofrado.

Existen dos opciones claramente diferenciadas del sistema de aplicación de preesfuerzo en losas postensadas en edificaciones, el **sistema adherido** que recurre al empleo de vainas o conductos los cuales son llenados con morteros luego de la aplicación de la fuerza de tensado y el torón transmite el esfuerzo al elemento a través de la adherencia, el **sistema no adherido** que se desarrolla con un sistema de tendones enfundados unifilarmente y protegidos con grasa, estos precomprimen al concreto a través de sus anclajes, las fuerzas de desviación en ambos sistemas, inducidas por el trazado curvo de los tendones, generan una carga equivalente que depende de las excentricidades que desarrolla el tendón a largo de su longitud, lo que generalmente se busca es generar cargas contrarias a las cargas gravitatorias y de servicio de modo que la magnitud de estas disminuyan.

El consumo de acero de preesfuerzo utilizado en el sistema postensado solo es un 10% en Europa del total del acero consumido, mientras que en Australia y EEUU alcanza hasta un 75% del total de acero consumido [12]. En la figura 2.9 extraída

del **PTI Tonnage Report 2016** muestra como se distribuye el consumo de acero de preesfuerzo en América del Norte.[13]

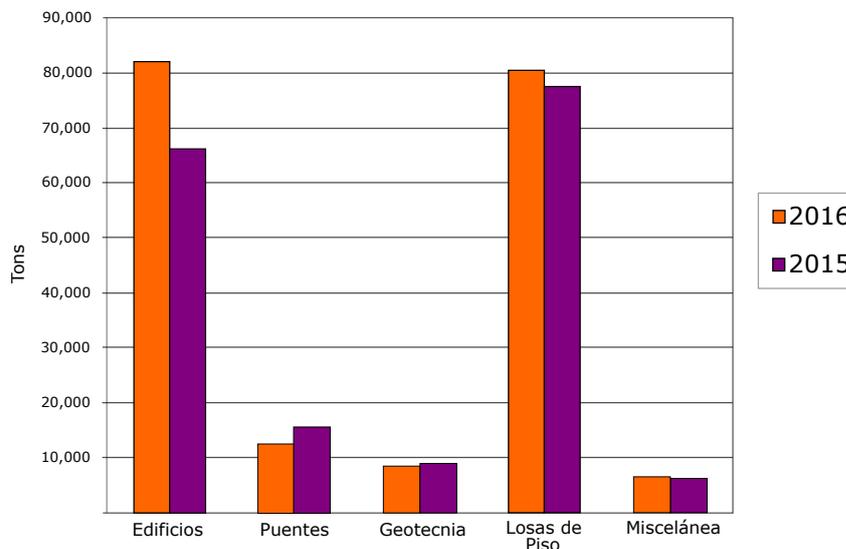
Figura. 2.9: Tonelaje de acero postensado en América del Norte 2016.



Fuente: BEST, 2018, (Internet)[13]

Contrariamente a la creencia popular, apenas el 7% del acero de preesfuerzo se utilizaba en puentes en el año 2016, mientras que en las edificaciones y las losas sobre (cimentaciones y pisos industriales) acaparaban un 85% del consumo total [13]. Por el contrario el uso en puentes y geotecnia disminuyó de 2015 a 2016, en edificación se incrementó sustancialmente, así como también aumentó en losas de piso.

Figura. 2.10: Compras de acero postensado América del Norte 2015-2016.



Fuente: BEST, 2018, (Internet)[13]

La construcción tradicional de edificaciones de concreto reforzado conlleva algunas limitaciones como pueden ser: espacios reducidos, lo robusto de las secciones ante grandes luces, estos factores obligan a tener alternativas de soluciones que mejoren la relación *Luz/espesor*.

2.2.3.1 Ventajas del uso de losas postensadas en edificaciones

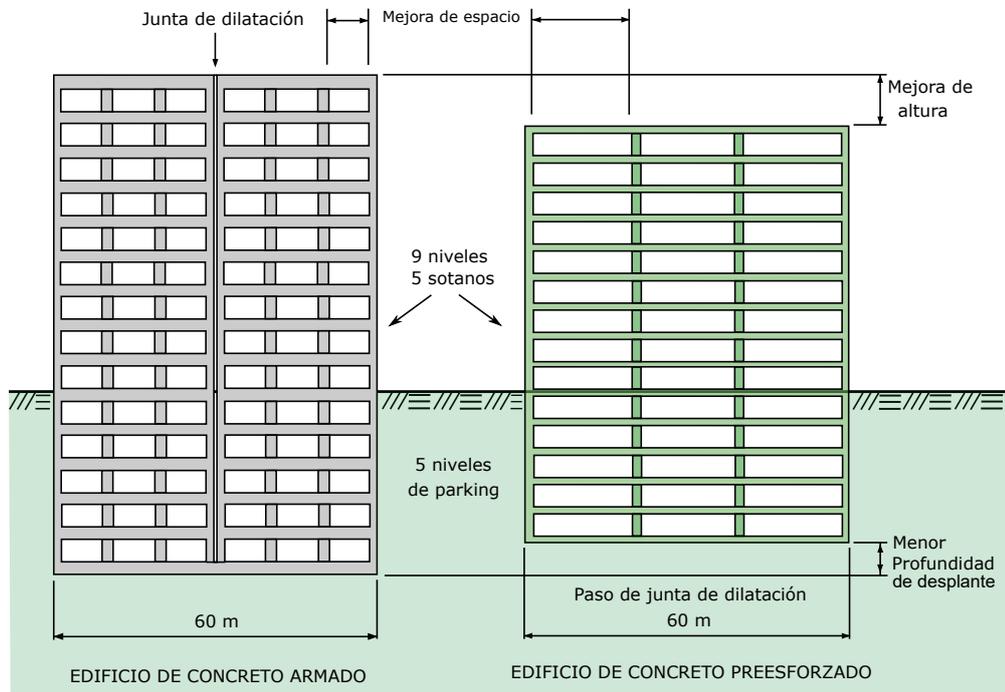
Se enumeran a continuación las ventajas de aplicación de losas con concreto postensado frente a una losa de concreto con armado convencional.

- Ahorro económico considerable en coste de materiales, principalmente concreto y acero de refuerzo, en comparación con la losa maciza de concreto armado convencional. Esto se traduce en una estructura más económica en su realización, ya que se necesitan menores cuantías de acero de refuerzo como armadura pasiva y la nueva armadura activa no repercute en un incremento de coste en el balance global.
- Las fuerzas generadas por el tensado reducen considerablemente las cargas actuantes exteriores.
- El peralte de las losas se acepta de **1/30** a **1/48** dependiendo el tipo de las losas y las sobrecargas aplicadas.
- Se tiene espacios abiertos con grandes luces sin la restricción de tener muchas columnas, lo cual permite hacer una remodelación y mejor disposición de los ambientes contenidos en el piso.
- Las deflexiones generadas por las cargas permanentes se reducen, esto debido a que la carga equivalente producto de las fuerzas desviadoras, producen flechas en sentido opuesto a las generadas por las cargas permanentes.
- Estructura más ligera, columnas más esbeltas, vigas menos peraltadas, y por consiguiente cimientos menos robustos, esto debido a que la carga transmitida desde los elementos estructurales hacia la cimentación es menor.
- Al reducir el peralte de la losa con sistema postensado, se reduce considerablemente el peso propio de la estructura, con ello también la masa sísmica

haciendo que las fuerzas cortantes en todos los niveles de la estructura disminuyan en magnitud.

- Las losas postensadas son más resistentes debido a que el concreto pre esforzado necesita materiales de alta resistencia (concreto y acero activo) ya que la fuerza de tensado que esta en un rango del **70%** de f_{pu} del torón, en la zona de los anclajes podría aplastar al concreto si este no tiene una resistencia adecuada al momento del tensado.
- La altas resistencias obtenidas a edades tempranas permiten tensar el cable generalmente al tercer o cuarto día después del vaciado de concreto, una vez culminado el tensado se puede desencofrar la losa permitiendo disponer el encofrado en pisos superiores, en consecuencia, el proceso de construcción se agiliza considerablemente.
- Se logra aprovechar toda la sección del elemento, haciéndole trabajar íntegramente a compresión, esto permite hacer un mejor control y limitación de la fisuración, por consiguiente se incrementa también las características impermeables de la losa.
- El control de fisuración previene la corrosión del armado estructural debido a que se impide la filtración de agentes agresivos, adicionalmente hace que la resistencia al fuego sea mayor.
- La reducción del peralte de la losa reduce la altura del edificio, lo cual permite construir un mayor número de plantas en edificios de gran altura, manteniendo la misma altura libre de entrepiso, figura [2.11](#).
- Al estar el elemento comprimido a edades tempranas se reduce el efecto de retracción, esto permite aumentar la distancia de las juntas de dilatación e incluso se podría eliminarlos.
- Ante la reducción de la fisuras en el elemento de concreto, su resistencia al fuego es mayor.

Figura. 2.11: Concreto armado vs concreto preesforzado.



Fuente: Adaptado de Borrás F., 2010, p.22 [11]

También se presentan una serie de inconvenientes relacionados con la técnica de postensado:

- El concreto utilizado en la construcción de losas postensadas es de mayor resistencia, por lo tanto el costo de las dosificaciones de estos también es mayor en relación al concreto convencional.
- Debido a lo novedoso de la técnica se necesita mano de obra calificada para la instalación de los tendones de preesfuerzo y posterior tensado con gatos hidráulicos.
- En las zonas colindantes con otras edificaciones se necesita espacio suficiente para colocar el gato hidráulico y tensar los tendones, una manera de solucionar esto es la utilización de ventanas de tensado.
- Debido a la esbeltez de la estructura requiere un control más exhaustivo de las deformaciones.

- Es un tanto difícil realizar modificaciones estructurales posteriores a la puesta en servicio, como por ejemplo perforaciones en la losa, se debe consultar con el proyectista si es factible realizar estas modificaciones que podrían dañar los tendones.
- Las reparaciones de la losa, debido a roturas de cables son muy complicadas y requieren de mano de obra especializada.

En la actualidad en el Perú, pese a ser uno de los pioneros en la aplicación del método en América Latina y aún después del tiempo transcurrido, no se conoce mucho de este tema y en nuestro medio, es muy escasa la bibliografía relacionada al diseño de concreto postensado y más aún en edificaciones.

2.2.4 Aplicación del concreto postensado en el Perú

Las edificaciones realizadas en el Perú haciendo uso del sistema de losas postensadas son pocas, podríamos deducir que se deben a que la gran mayoría de proyectistas asocian al postensado a la construcción de puentes y viaductos, pero a la fecha empresas como: **POSTENSA PERÚ**, **SEC PERÚ**, **FREYSSINET PERÚ** y otros, vienen realizando trabajos en el Perú haciendo uso del postensado en edificaciones desde hace 20 años en promedio.

A continuación se presentarán algunas obras de edificación construidas en el Perú, en las cuales se ha utilizado el concreto postensado:

2.2.4.1 Centro comercial Jockey Plaza

La primera obra en el país con el empleo masivo de losas postensadas fue la del **Centro Comercial Jockey Plaza Shopping Center** que está ubicado entre las Av. Manuel Olguín y la Av. Javier Prado Este en el distrito de Santiago de Surco, Lima, con 130,000 m^2 techados que se construyó y entregó en 11 meses en un proceso de fast-track en el año 1996. Esto solo se hizo realidad con el empleo masivo de losas postensadas y por la posibilidad que da el sistema de reducir sustancialmente el tiempo del ciclo constructivo de encofrado-armado-concretado-

desencofrado, además de permitir el vaciado de grandes áreas continuas de losa en una sola jornada.

Figura. 2.12: Centro comercial Jockey Plaza.



Fuente: Revista AIA, 2017, (Internet)[14]

2.2.4.2 Hotel Westin Libertador

Ubicado en la esquina de la Av. Javier Prado con la calle Las Begonias en el distrito de **San Isidro**, el hotel con 30 pisos que se extienden en una altura de 118 m, cuenta con área construida de $72,000 \text{ m}^2$, 311 habitaciones y 5 sótanos, 4 de los cuales están destinados al estacionamiento de 727 vehículos.

Adicionalmente cuenta con un podio compuesto por cinco sótanos y cuatro pisos, la estructuración de este último es un sistema dual asimétrico, conformado por muros de corte de diferente espesor y columnas de diferentes dimensiones, que forman pórticos en las dos direcciones de la planta, en las tres fachadas principales se extienden volados de hasta 10 m para el cual se hizo uso de vigas postensadas de peraltes variables, en el auditorio no existe columnas por lo que se tiene vigas postensadas de aproximadamente 32 m de longitud.

Figura. 2.13: Hotel Westin Libertador.



Fuente: VAO, 2015, (Internet)[15]

2.2.4.3 Torre del Banco de la Nación

Ubicado en el cruce de las avenidas La Arqueología y Javier Prado Este, en el distrito de **San Borja**, la Torre del Banco de la Nación, que ocupa un área de $3,815 m^2$ y con sus 140 m de altura es el edificio más alto del Perú, cuenta con 30 pisos de oficinas, 4 sótanos con capacidad para 254 vehículos y un helipuerto en su cima.

La edificación fue diseñada por el arquitecto Peruano Bernardo Fort Brescia, con columnas inclinadas en 2° hacia el exterior (diseño tipo cuña) y con fachada en muro cortina de cristal insulado semirreflejante claro para maximizar el uso de la luz natural [16].

Coincidentemente, a **GCAQ Ingenieros Civiles** participó en el diseño de ambas torres. Al respecto, el ingeniero **Carlos Casabonne** precisó que en este edifi-

cio se empleó “el sistema estructural de núcleo central” que aprovecha las cajas de circulación vertical de ascensores, escaleras más pórticos perimetrales. “Dicho núcleo es el que asume casi el 100 por ciento de los efectos de sismo; allí se concentra la rigidez y la resistencia de la estructura. Los entrepisos son losas planas –sin vigas- postensadas y constituyen el diafragma rígido que vincula el núcleo central con los pórticos perimetrales”.

Debido a que las luces de las losas aumentan con la altura, por la inclinación de las columnas, se ha tenido que colocar cables postensados a algunas de las vigas perimetrales a partir del piso 14. Desde ese nivel el trabajo del postensado no solo se colocó en las losas, sino también las vigas.

Debido al incremento de la luz entre apoyos se optó por postensarlas en lugar de aumentar el peralte [17].

Figura. 2.14: Torre del Banco de la Nación.



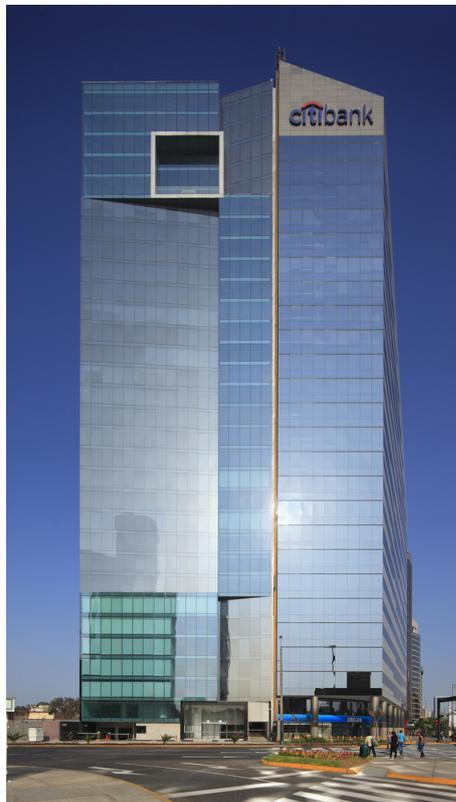
Fuente: Cosapi, 2018, (Internet)[18]

2.2.4.4 Edificio Torre Barlovento

Ubicado en la cuadra 34 de la avenida República de Panamá, a la altura de la intersección con Canaval y Moreyra, en el distrito de **San Isidro**, se construyó la Torre Barlovento, que ocupa un área de $1,140 m^2$.

La esbelta estructura cuenta con 31 pisos más azotea y 10 sótanos para oficinas y estacionamientos, teniendo una altura de 102 m a la línea de fachada.

Figura. 2.15: Torre Barlovento.



Fuente: Archdaily, 2015, (Internet) [19]

La obra contempla 299 estacionamientos en los 10 sótanos, y en el segundo nivel 16 aparcamientos. A partir del piso 3 al 30 son niveles típicos de oficinas con un área desde $130 m^2$, los cuales tienen un hall de ascensores, área de oficinas con planta libre, baños para hombres, mujeres y personas con discapacidad, cuarto de instalaciones, núcleo de escaleras y ascensores. En lo que respecta a la estructura portante de cargas verticales y sísmicas ésta **consiste en un núcleo**

central compuesto por las cajas de los ascensores acopladas con vigas peraltadas, más las placas laterales y algunas columnas, sobre las que se apoya una losa plana de concreto postensado, sin vigas pero con algunas bandas de mayor peralte para cubrir las luces más grandes.

El concepto de diseño de estas losas, es la de losas postensadas planas, donde se incluyen algunos capiteles por punzonamiento y en algunos casos bandas postensadas con peralte de 40 cm y ancho de 1.20 m. Los elementos que aportan rigidez y resistencia para asegurar un buen comportamiento ante cargas sísmicas son: en dirección perpendicular a la fachada las placas de concreto, y en dirección paralela a la fachada, el núcleo central de placas acopladas.

2.2.5 Transmisión de la fuerza de preesfuerzo

Existen dos maneras básicas de transmitir la fuerza de compresión controlada al concreto que por su procedimiento de ejecución se conoce como el Sistema de **Pretensado** y el Sistema del **Postensado**.

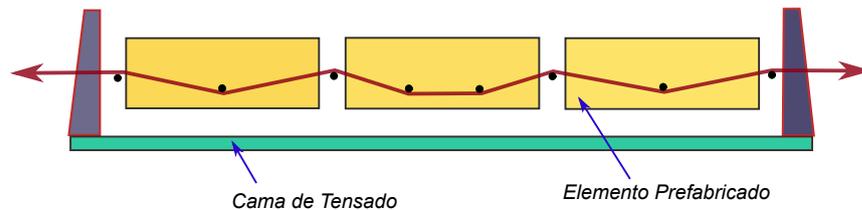
2.2.5.1 Pretensado

En **pretensado**, los alambres o torones son tensados previamente contra puntos de anclaje externo (a veces en contra del molde) y el concreto, entonces se cuela en contacto directo con los tendones lo que permite desarrollar la adherencia. Cuando el concreto ha adquirido suficiente resistencia, los tendones se liberan o se cortan de los anclajes externos temporales, transfiriendo de este modo la fuerza al concreto, induciendo una tensión de compresión en ella. La tensión en los tendones y la correspondiente compresión en el concreto, entonces depende únicamente de la adherencia entre el concreto y el tendón, no se utiliza ningún otro dispositivo mecánico.

Los tendones **pretensados** generalmente son dispuestos en líneas rectas figura 2.16 y se desvían mediante dispositivos externos de desviación, con ellos, un perfil que consiste en una serie de líneas rectas es obtenido. Estos dispositivos ralentizan el proceso de fabricación y añaden costos. El requisito de anclajes temporales

externos y los problemas en el perfilado de los tendones hacen que el pretensado se dificulte para la aplicación insitu. El proceso se limita casi exclusivamente a la pre fabricación y no se discute más lejos. [20].

Figura. 2.16: Esquema de pretensado.



Fuente: SMIE, 2008, p. 11 [21]

2.2.5.2 Postensado

En Postensado, al concreto no le es permitido entrar en contacto con los tendones. Los tendones son colocados en tuberías o revestimientos para impedir la adherencia, el concreto es colado de modo que el ducto por si propio es adherido, pero los tendones dentro de ellos se mueven libremente. Cuando el concreto obtiene suficiente resistencia, los tendones son tensados directamente contra el concreto y ellos están mecánicamente fijados mediante anclajes en cada uno de sus extremos. Después de esta fase, la tensión de los tendones y la compresión inducida en el concreto es mantenido por los anclajes. En el sistema **Postensado**, existen dos variantes los cuales son el sistema **adherido** y el sistema no **adherido**.

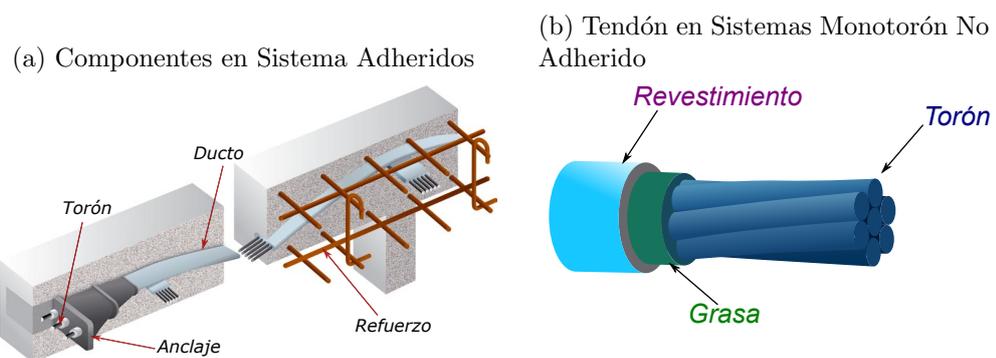
En el sistema **adherido** figura 2.17, son de dos a seis torones contenidos en un tendón figura 2.18(a), estas van dentro de ductos conocidos comúnmente como vainas corrugadas, alojan a los tendones y sirven de protección contra la corrosión, el ducto debe ser compacto a fin de evitar que se llene de mortero cuando se coloca el concreto, una vez colocado el concreto se espera que fragüe y alcance una determinada resistencia, posteriormente se tensan los cables para transmitir el esfuerzo de compresión deseado hacia concreto, se fijan los cables en el anclaje mediante una cuña y finalmente se inyecta el mortero grout en el interior del ducto haciendo uso de bombas hidráulicas, los resaltes del ducto propician la adherencia de los tendones con el concreto, asegurando de esta forma la transmisión de esfuerzo.

Figura. 2.17: Instalación de sistema adherido.



Fuente: PT Concrete Floors, 2008, p. 11 [10]

Figura. 2.18: Tendones en sistemas postensados.



Fuente: PT Concrete Floors, 2008, p. 01 [10]

Los sistemas **no adheridos** figura 2.19, son generalmente de un solo tendón 2.18 (b), su instalación es rápida se coloca sobre el encofrado según el diseño haciendo uso de caballetes de acero para conseguir la geometría deseada, el tendón va directamente en contacto con el concreto (**no utiliza ductos**). El torón esta revestido de una capa permanente de grasa anticorrosiva y forrado exteriormente en polietileno de alta densidad (HDPE) que se extiende en toda su longitud.

La grasa reduce la fricción y el revestimiento plástico permite el movimiento libre relativo del cable respecto al concreto que lo rodea durante la acción de tensado, tanto la grasa como el revestimiento plástico proveen protección anticorrosiva a largo plazo para el cable de acero. Los cables se sujetan por ambos lados de manera individual a los anclajes no adheridos, los que van embebidos al concreto para transmitir la compresión a la losa tras el tensado. [22].

2.2.6 Configuración de losas

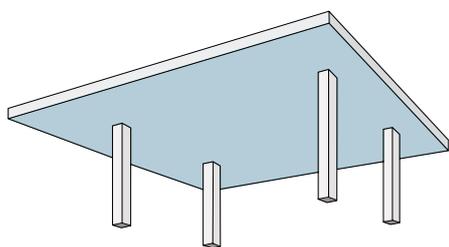
El sistema de losas postensadas consta de diversos componentes de losas y vigas, los cuales describen variedad de formas, para clasificarlos debemos tomar en cuenta factores como: sistema de transmisión de cargas y forma de las losas.

Figura. 2.19: Instalación de sistema no adherido.



Fuente: Evehx, 2020,(Internet) [21]

2.2.6.1 Losas planas



Fuente: Technical Report No 43,
1994, p.5 [23]

Rango de utilización: 7 m a 11 m, para cargas ligeras a medias y 6 m para cargas pesadas (cubiertas de estacionamiento).

Ventajas: Encofrado muy sencillo y flexibilidad en la disposición de pilares.

Desventajas: A medida que aumenta la luz se presenta problemas de punzonamiento y/o congestión de la armadura pasiva sobre apoyos.

Para vanos largos tiene mayor demanda de concreto y presenta mayores deformaciones que otros sistemas.

No es conveniente su utilización en caso de luces muy distintas en ambas direcciones, salvo que la dirección de mayor luz se haga postensada y la otra armada. La profundidad de la losa se controla normalmente por requisitos de deflexión o por el cortante de punzonamiento alrededor de la columna. En cuanto al trazado de tendones, se puede utilizar cualquiera de los esquemas figura 2.21, siendo los más usuales los mixtos o Banda-Uniforme, que proveen una mejor compensación de cargas (menor deformación en servicio)[12] .

Tabla 2.1: Parámetros de diseño de losas planas.

Losa maciza en dos direcciones					
Aplicación	Luces aceptables	Relación peralte/luz			Limitación
		Carga Ligera	Carga Mediana	Carga Grande	
Habituales para luces y cargas en edificación	7.00 m - 10.00m	$L/48$	$L/40$	$L/34$	Verificación al punzonamiento

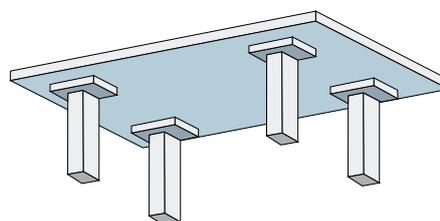
Fuente: Quilumba M., 2015, p.77 [1]

2.2.6.2 Losas planas con capiteles o ábacos

Rango de utilización: Se utilizan para cubrir luces de hasta 13 m y para cargas no mayores de 1000 kg/m^2 .

Ventajas: Mejor resistencia a punzonamiento que el anterior, así como menor consumo de hormigón para vanos largos y menor congestión de armadura sobre apoyos (con ábacos).

Desventajas: Mayor trabajabilidad en la construcción del encofrado e incremento del costo del mismo.



Fuente: Technical Report No 43, 1994, p.5 [23]

Los capiteles sólo aumentan la resistencia a punzonamiento, mientras que los ábacos, respetando dimensiones mínimas (dimensiones típicas: $1/3$ de la luz con 1,5 a 2 veces el espesor de la losa) también aumentan la capacidad resistente frente a momentos sobre pilares [11].

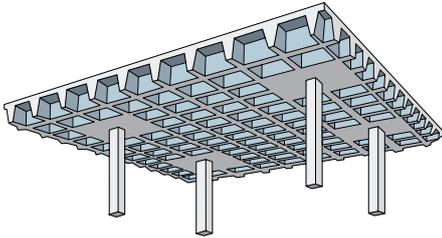
Tabla 2.2: Parámetros de diseño de losas planas con capiteles o ábacos.

Losa con Capiteles o Ábacos					
Aplicación	Luces aceptables	Relación peralte/luz			Limitación
		Carga Ligera	Carga Mediana	Carga Grande	
Habituales para luces y cargas en edificación	10.00 m - 12.00m	$L/36$	$L/30$	$L/28$	Concentración excesiva de armaduras

Fuente: Quilumba M., 2015, p.77 [1]

2.2.6.3 Losas aligeradas

Rango de utilización: Mismo campo de aplicación que el anterior. Se han ejecutado forjados con luces hasta 45x36 m con esta tipología [11].



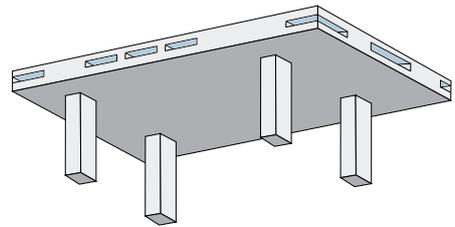
Fuente: Technical Report No 43, 1994, p.5 [23]

Ventajas: Las ventajas de este tipo de losas son similares a los de las losas bidireccionales macizas; no obstante, a igualdad de canto, cargas y luces, estas losas tienen una mayor resistencia al punzonamiento y las deformaciones generadas son menores.

Desventajas: Las desventajas de este tipo de estructura son evidentes. El encofrado y el armado de los nervios poseen un mayor grado de complicación, lo que aumenta el precio del metro cuadrado de losa. [2].

Respecto al trazado de tendones, en este caso se utilizan trazados en planta distribuidos en cada nervio y si se disponen macizamientos en las líneas de pilares, se concentran una mayor cantidad de tendones en estos.

En concreto postensado es más usual tener capa de compresión inferior y superior (sección alveolar), para absorber las compresiones en vacío.



Fuente: Technical Report No 43, 1994, p.5 [23]

Hay que cumplir requisitos mínimos de ancho de nervio, espesor de losa y recubrimiento para satisfacer las condiciones de resistencia al fuego y permitir un correcto colado de concreto (nervios con armadura pasiva y activa)[12].

Los aligeramientos pueden ser de bloques de arcilla o poliestireno.

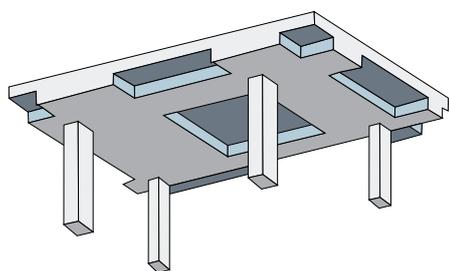
Tabla 2.3: Parámetros de diseño de losas aligeradas bidireccionales.

Losa bidireccionales aligeradas					
Aplicación	Luces aceptables	Relación peralte/luz			Limitación
		Carga Ligera	Carga Mediana	Carga Grande	
Óptimo en luces importantes	12.00 m - 13.00m	$L/35$	$L/30$	$L/28$	Ancho de los nervios de 10 cm a 15 cm

Fuente: Quilumba M., 2015, p.78 [1]

2.2.6.4 Losas con vigas planas en dos direcciones

Rango de utilización: Su utilización resulta óptima para cubrir luces de alrededor de 15 metros en ambas direcciones y con cargas mayores de 1000 kg/m^2 .



Fuente: Technical Report No 43, 1994, p.5 [23]

Ventajas: La ventaja es que podemos obtener grandes luces en ambas direcciones.

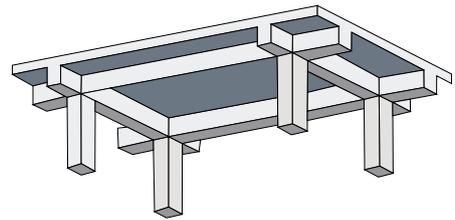
Desventajas: Son principalmente económicas, el alto coste del encofrado y la complicación para el tendido de instalaciones conllevan una rara utilización.

La disposición en planta de los tendones puede ser concentrada en ambas direcciones o mixta en ambas direcciones.[24]

2.2.6.5 Losas con vigas peraltadas en dos direcciones

Rango de utilización: Con este tipo de losas se puede generar luces muy importantes de hasta 20 m en ambas direcciones y con cargas mayores de 1000 kg/m^2 . Se suele utilizar en construcciones sin limitaciones en el peralte total de la losa.

Ventajas: Mayor resistencia al punzonamiento, menor consumo de concreto y menor concentración de armaduras sobre los columnas, admite cargas concentradas con pequeñas deformaciones.



Fuente: Technical Report No 43, 1994, p.5 [23]

Desventajas: Las desventajas son las mismas que tienen las losas con vigas planas. A los costes importantes de ejecución se unen la estética ofrecida, poco apreciada en general por los arquitectos. [2]

La disposición en planta de los tendones puede ser concentrada en ambas direcciones o mixta en ambas direcciones. [24]

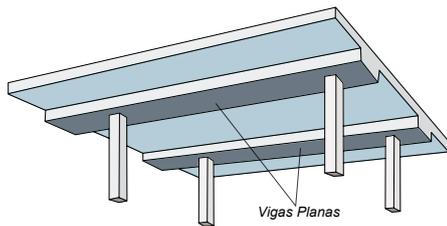
Tabla 2.4: Parámetros de diseño de losas bidireccionales con vigas entre soportes.

Losas bidireccionales con vigas entre soportes					
Aplicación	Luces aceptables	Relación peralte/luz			Limitación
		Carga Ligera	Carga Mediana	Carga Grande	
Se emplean cuando las cargas y/o las luces son elevadas	10.00 m - 20.00 m	$L/28$	$L/28$ a $L/20$	$L/15$	Verificación al punzonamiento, concentración excesiva de armaduras y flecha admisible

Fuente: Quilumba M., 2015, p.78 [1]

2.2.6.6 Losas mas vigas planas unidireccionales

Rango de utilización: Es mas utilizado cuando las luces son muy distintas en las dos direcciones. La viga plana puede cubrir luces de hasta 20 m y la losa hasta 10 m.

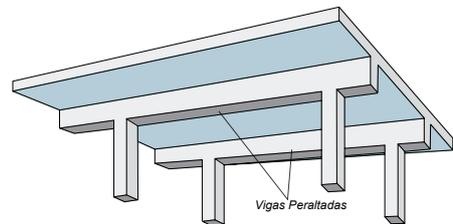


Fuente: Technical Report No 43,
1994, p.5 [23]

Ventajas: Mayor resistencia al punzonamiento, menor consumo de concreto y menor concentración de armaduras sobre las columnas.

Desventajas: Mayor costo de encofrado. Existen principalmente dos tipos : con vigas planas y con vigas peraltadas. La mayor diferencia aparte de la estética, radica en que las segundas cubrirán luces mayores que las primeras.

Los tendones se colocan concentrados en las vigas y se distribuyen uniformemente en la losa. Esta forma de construcción es comúnmente utilizado para distribuciones irregulares y de grandes luces, donde las losas planas son menos adecuadas. También se utiliza para la transferencia de fuertes cargas puntuales a columnas o muros inferiores.



Fuente: Technical Report No 43,
1994, p.5 [23]

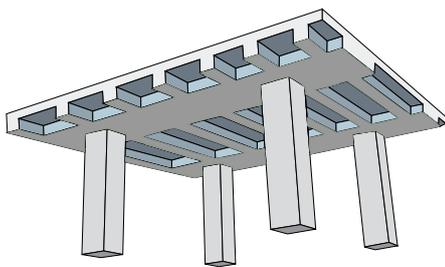
Tabla 2.5: Parámetros de diseño de losas con vigas entre soportes unidireccionales.

Losas con vigas entre soportes unidireccionales			
Aplicación	Luces aceptables	Relación peralte/Luz Carga Grande	Limitación
Se emplean cuando las cargas y/o las luces son elevadas	Unidireccional	<i>Sistemas unidireccionales de vigas planas:</i> de 10 m a 15 m (peralte alrededor de $L/30$ de la luz transversal).	Verificación al punzonamiento, concentración excesiva de armaduras y la flecha admisible
	10.00 m - 20.00 m	<i>Sistemas unidireccionales de vigas peraltadas:</i> de 10 m a 20 m (peralte alrededor de $L/15$ de la luz transversal) combinadas con luces transversales de hasta 6 m.	

Fuente: Quilumba M., 2015, p.78 [1]

2.2.6.7 Losa aligerada unidireccional con fondo plano

Rango de utilización: esta solución es muy aconsejable cuando las luces son distintas en ambas direcciones (del orden del doble), pero en este caso la losa nervada cubre la luz larga y la viga plana (del mismo peralte) salva la luz menor.



Fuente: Technical Report No 43, 1994, p.5 [23]

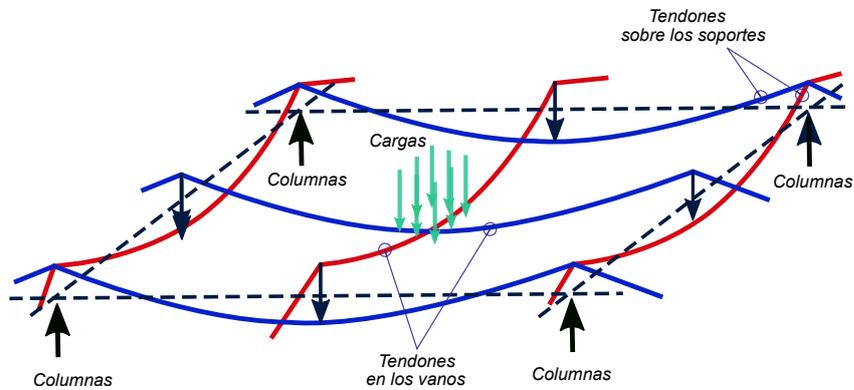
se distribuyen uniformemente en los nervios (luz mayor). [12]

Solución óptima para luces de 12x6m o mayores. Esta solución también es muy utilizada en el caso de vanos únicos, con luces de 10 m a 20 m. Si la luz perpendicular a la principal es pequeña, conviene hacerlo de hormigón armado. En este caso los tendones concentrados (Banda) se colocan salvando la luz menor (en el macizamiento o viga plana) y

2.2.7 Sistema de transmisión de cargas

La transferencia de cargas se realiza desde el interior de un vano de una losa plana hacia los pilares de la siguiente manera: los tendones de vano trasladan las cargas a los tendones sobre soportes y estos a las columnas, según se observa en la figura 2.20.

Figura. 2.20: Sistema de transferencia de cargas.



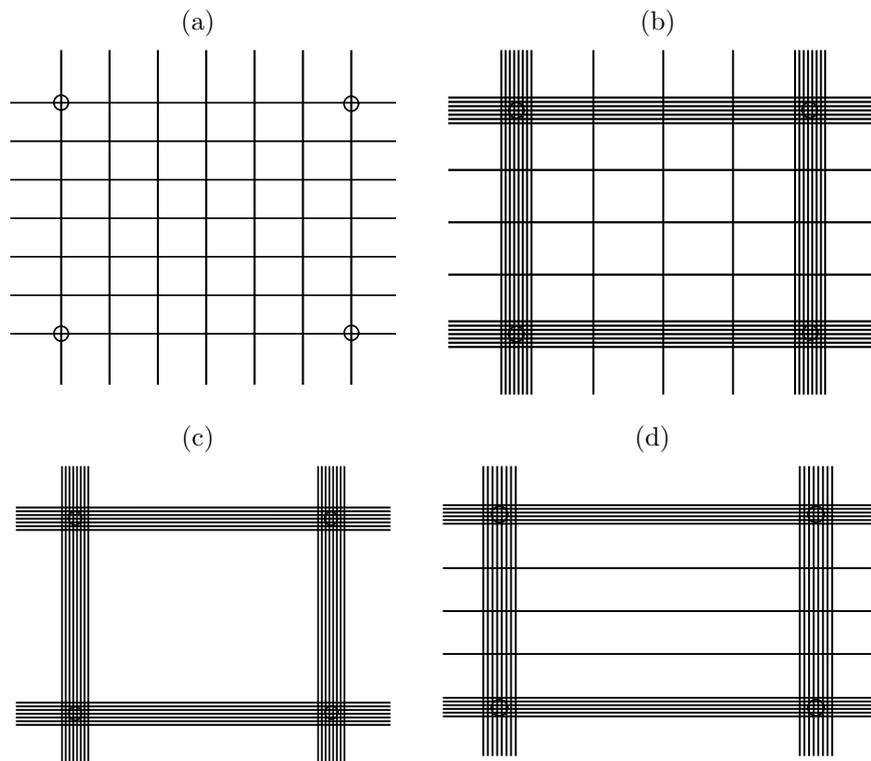
Fuente: ACIES, 2012, p. 31 [12]

A partir de este concepto se plantean 4 soluciones como se muestra figura 2.21 para la distribución en planta de los tendones. Cada una de estas hay que analizarlas desde el punto de vista de la flexión, el punzonamiento y la colocación en obra. [12]

- **Distribuidos en dos direcciones:** figura 2.21a. Esta disposición es muy eficiente estructuralmente al estar los tendones distribuidos equidistante en las dos direcciones, reduce las deformaciones producto de las cargas aplicadas, pero presenta un inconveniente en el perfilado de los tendones ya que para evitar la superposición de tendones de ambas direcciones en un mismo punto, en una de las direcciones los tendones formarán una especie de canasta lo que implica un mayor trabajo de montaje.
- **Concentrados y distribuidos en dos direcciones:** figura 2.21b. Esta disposición corresponde a una losa postensada en dos direcciones que son generalmente paneles casi cuadrados, consiste en colocar la mitad de los tendones sobre las columnas y distribuir el resto. Es adecuado para losas macizas donde se requiere un mínimo peralte de construcción. La disposición también se puede utilizar en losas nervadas en dos direcciones, esto requiere que la secuencia de instalación del tendón sea cuidadosamente elaborado debido a que la viga y los tendones de la losa son a medida entrelazados. Por razones de dificultad en la instalación, no se prefiere esta disposición.

- **Concentrados en dos direcciones:** figura 2.21c. La ventaja mas clara que presenta esta solución es el *aprovechamiento de la armadura activa frente a esfuerzos de punzonamiento* además de una relativa facilidad de montaje. No obstante, esta disposición obliga a disponer una gran cantidad de armadura pasiva para transmitir las cargas desde el centro de vano hasta la línea de pilares.[25]
- **Concentrados en una dirección y distribuido en las otras:** figura 2.21d. Constructivamente se eliminan todas las interferencias salvo un grupo de los distribuidos sobre pilares. Esta disposición potencia el comportamiento unidireccional en pre rotura, pero no tiene ninguna influencia bajo cargas de servicio, es la más utilizada por su simplicidad. En losas planas con distribución irregular de pilares, es la mejor manera de visualizar que toda la carga de la losa se transfiera a los pilares. Ensayos de laboratorio y millones de metros cuadrados de losa construidos desde fines de 1960, verifican el correcto funcionamiento de esta disposición de tendones.[12]

Figura. 2.21: Disposición de tendones en planta.



2.2.8 Selección del peralte de la losa

El espesor de la losa debe cumplir con dos requisitos funcionales primarios, deflexión y resistencia estructural. La vibración también se debe considerar donde solo hay pocos paneles.

La selección de espesor o tipo de losa (por ejemplo losas sin ábacos, con ábacos, nervada, acanalado o viga y losa) también está influenciada por la resistencia del concreto y la carga que esta soporta. Hay probablemente varias soluciones para el mismo problema y una buena selección preliminar es necesaria con el fin de elegir la más económica.

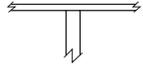
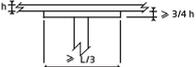
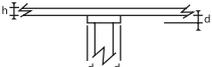
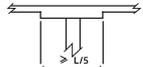
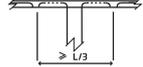
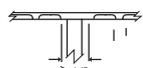
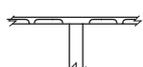
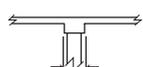
Se presentan algunas relaciones típicas de luz/espesor para losas de múltiples vanos tabla 2.6 y figura 2.22.

Tabla 2.6: Sugerencias de relaciones de peralte/longitud.

Sistema de piso	Relación peralte/luz h / L
Losas unidireccionales	L/48
Losas bidireccionales	L/45
Losas con ábacos (long. mínima de lado $>L / 6$)	L/50
Losas bidireccionales con vigas en dos direcciones	L/55
Losas aligeradas con casetones	L/35
Vigas ($b=h / 3$)	L/20
Vigas ($b=3h$)	L/30

Fuente: PTI, 2006, p.174 [26]

Figura. 2.22: Relaciones típicas entre luces y espesor.

TIPO DE SECCIÓN	Carga Total KN/m ²	Luz/espesor 6m ≤ L ≤ 13m	
1. Maciza 	2,5 5,0 10,0	40 36 30	
2. Losa maciza c/abacos 	2,5 5,0 10,0	44 40 35	
3. Losa maciza c/capiteles 	2,5 5,0 10,0	40 36 30	
4. Losa plana con banda 	2,5 5,0 10,0	Losa 45 40 35	Viga 25 22 18
5. Losa bidireccional c/viga de banda 	2,5 5,0 10,0	28 26 23	
6. Losas nervadas con paneles sólidos 	2,5 5,0 10,0	28 26 23	
7. Losa nervada 	2,5 5,0 10,0	30 27 24	
8. Losa maciza c/viga angosta 	2,5 5,0 10,0	Losa 42 38 34	Viga 18 16 13

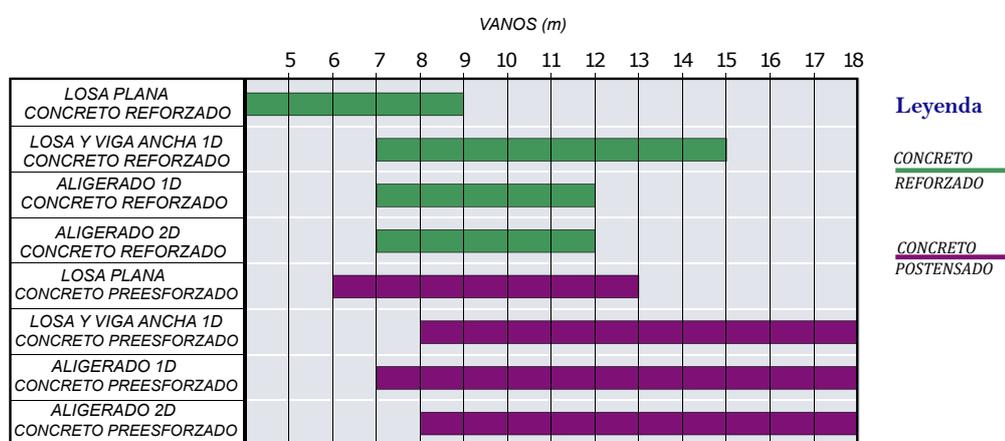
Fuente: Concrete Society, 1994, p. 21-22 [23]

Se debe tener precaución cuando se diseña una losa muy delgada. Los esfuerzos iniciales en transferencia y los esfuerzos finales en servicio pueden ambos acercarse a sus respectivos límites permisibles, las deflexiones bajo ciertas condiciones pueden ser excesiva, o la losa puede tener una indeseable frecuencia natural baja, aunque los esfuerzos iniciales, y las deformaciones del creep, pueden ser controlados en cierta medida mediante la aplicación de tensión en dos etapas. [20]

El rango económico para pisos postensados es de 6 m a 20 m, dependiendo de la forma estructural usada. El límite más corto se basa sobre el peralte mínimo económico práctico de losas postensadas que viene a ser 200 mm. [10]

La figura 2.23 muestra los rangos típicos de vanos económicos, para losas de concreto armado y losas de concreto postensados utilizados en el **Reino Unido**, notar que a partir de los 13 m de luz libre las losas planas sin vigas no resulta económico su aplicación, de manera similar para losas aligeradas en una y dos direcciones y losas con vigas planas unidireccionales es económico a partir de los 8 m de vano.

Figura. 2.23: Relaciones típicas de vanos económicos.



Fuente: The Concrete Centre, 2017, p.8[10]

2.2.9 Materiales que utiliza el concreto preesforzado

2.2.9.1 Acero de preesfuerzo

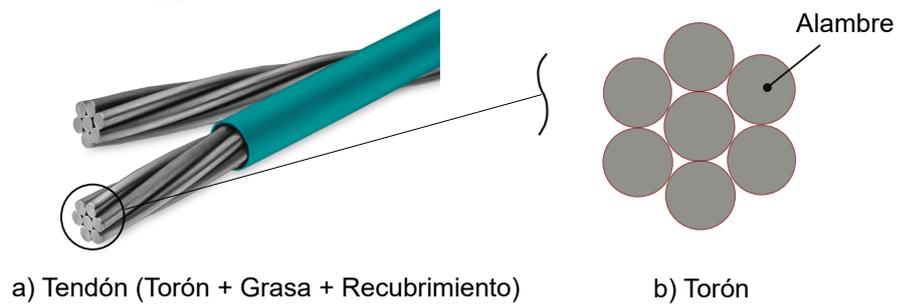
Alambres

Elemento de acero de alto contenido en carbono, el cual se trata superficialmente, se limpia y se somete a un trefilado y estirado en frío para aumentar su resistencia a tracción. También se somete a un tratamiento termomecánico que le confiere propiedades más uniformes así como un mayor límite elástico, menores pérdidas por relajación y un alargamiento permanente. Suelen suministrarse en rollos y sus valores característico de diámetro nominal (mm) se ajustan a la serie siguiente de: 3 – 4 – 5 – 6 – 7.5 – 8 – 9.4 – 10, un grupo de alambres forman un torón figura 2.24b.

Torón

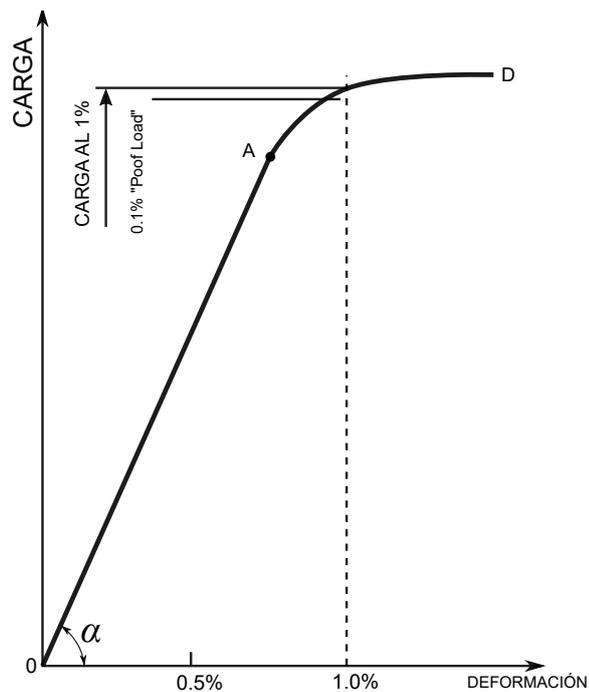
En edificaciones cada Torón está formado por siete alambres, seis de los cuales rodean al séptimo central cubriéndolo de manera helicoidal, este se puede encontrar básicamente en tres diámetros: 3/8" (10 mm), 1/2" (12 mm.) y 3/4" (19 mm).

Figura. 2.24: Detalles del tendón.



La curva típica de esfuerzo-deformación del acero de preesfuerzo se muestra en la figura 2.25. En ella se puede apreciar que a bajos esfuerzos la curva es una recta (hasta el punto A), a partir del cual se pierde la proporcionalidad entre las deformaciones y los esfuerzos.

Figura. 2.25: Curva típica de esfuerzo-deformación del acero de preesfuerzo.



Fuente: SMIE, 2008, p.7 [21]

El Módulo de Elasticidad (E_p) instantáneo está claramente definido y corresponde a la pendiente de la recta \overrightarrow{OA} definido por la $\tan \alpha$, pero el punto de no linealidad no está claramente definido, por lo que las características esfuerzo-deformación no pueden ser dadas en términos del punto de fluencia como en otros materiales. Por esta razón, los fabricantes definen dos puntos de interés para el control de la fabricación y de las características del acero de preesfuerzo, estas son: la extensión de la carga al 1% y la carga en donde ocurre el 0.1% de la no linealidad. [21]

La característica principal del torón debe ser de un elevado límite elástico. Por lo tanto necesitamos un esfuerzo de rotura elevada y un importante alargamiento de rotura, que excluya la posibilidad de roturas frágiles. El torón mas común es de **GRADO 270 ksi**, lo que significa que tiene una resistencia a la tracción $f_{pu} = 19,000 \text{ kg/cm}^2$, la tabla 2.7 muestra las propiedades de cables existentes en el mercado peruano.

Tabla 2.7: Propiedades de cables comerciales en el Perú

Diámetro		Grado	Acabado	Peso Aprox. por metro	Resistencia Mínima	Área Nominal	Elongación (%)
<i>mm</i>	<i>in</i>	<i>ksi</i>		<i>kg/m</i>	kN	<i>mm</i> ²	min
6.35	1/4	250	DESN / BARE	182	40.0	23.2	3.5
7.94	5/16	270	DESN / BARE	303	69.6	37.4	3.5
7.94	5/16	250	DESN / BARE	303	64.5	37.4	3.5
9.53	3/8	270	DESN / BARE	432	102.3	54.8	3.5
11.11	7/16	270	DESN / BARE	582	137.9	74.2	3.5
12.70	1/2	270	DESN / BARE	780	183.7	98.7	3.5
12.70	1/2	270	GALV	780	183.7	98.7	3.5
12.70	1/2	270	EXTR	860	183.7	98.7	3.5
14.29	9/16	270	DESN / BARE	940	232.4	121.4	3.5
15.24	0.6	270	DESN / BARE	1102	260.7	140.0	3.5
15.24	0.6	250	GALV	1221	240.2	140.0	3.5
15.24	0.6	250	EXTR	1221	240.2	140.0	3.5

Fuente: POSTENSA SAC, 2017, p.57 [27]

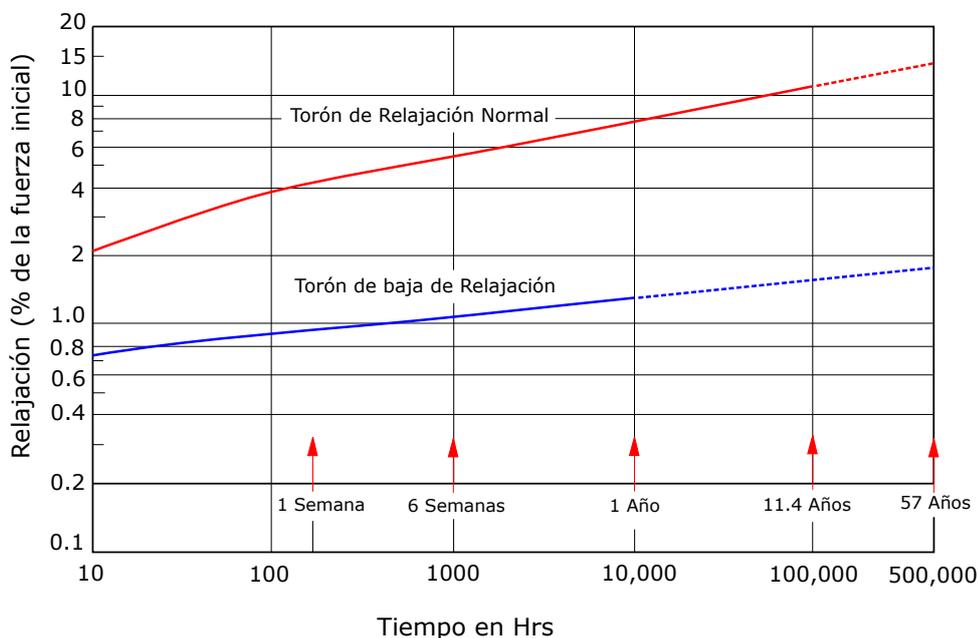
Relajación del acero de preesfuerzo

El torón al estar anclados en sus dos extremos mantiene una tensión constante, a la pérdida de esta tensión en el tiempo que sufre el acero bajo deformación constante se le conoce como **relajación**.

La relajación depende de varios factores tales como el esfuerzo inicial, la temperatura del ambiente así como el tiempo que pasa desde la aplicación de la tensión al momento de su lectura. En la mayoría de los edificios la temperatura es controlada, sin embargo en otros tipos de edificaciones en donde la temperatura presente variaciones importantes, se deberá considerar este efecto en los cálculos de las pérdidas de tensión.[21]

Usualmente basta con definir la relajación después de 1000 horas aplicando un 70% de la carga última garantizada, la figura 2.26 muestra la relación entre el tiempo y la relajación del acero para una carga inicial del 70% de la carga de ruptura y a una temperatura pivote de 20°C.

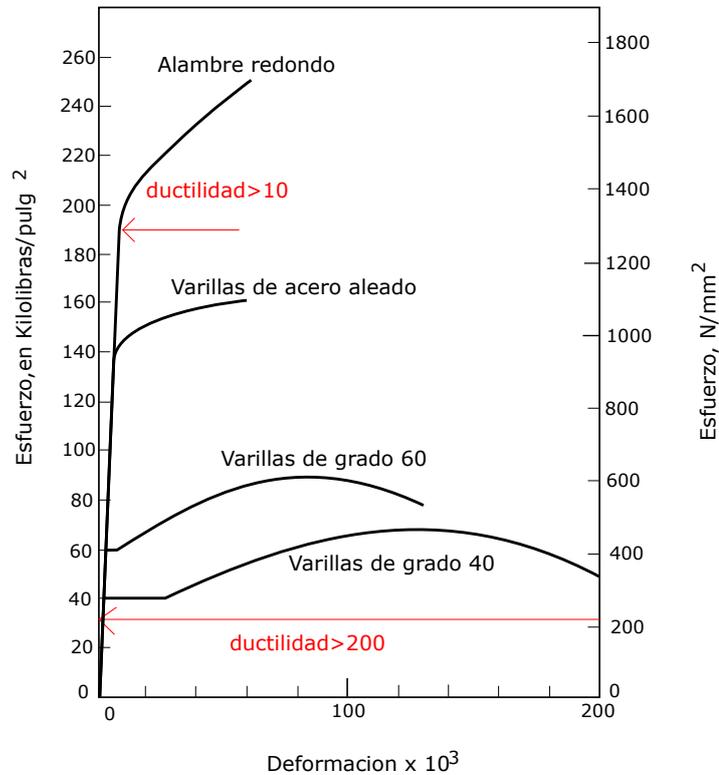
Figura. 2.26: Relajación del acero de preesfuerzo.



Fuente: Khan S. & Williams M., 1995, p.45 [20]

En el sistema de losas postensadas, los cables en un elemento estructural están tensados y trabajando al 70% de su capacidad sin reserva adicional de ductilidad, la figura 2.27 muestra la muy distinta ductilidad disponible entre un alambre redondo de postensado (ductilidad del orden de solo 10) frente a la misma capacidad para barras corrugadas (ductilidad > 200).

Figura. 2.27: Esfuerzo deformación para distintos aceros.

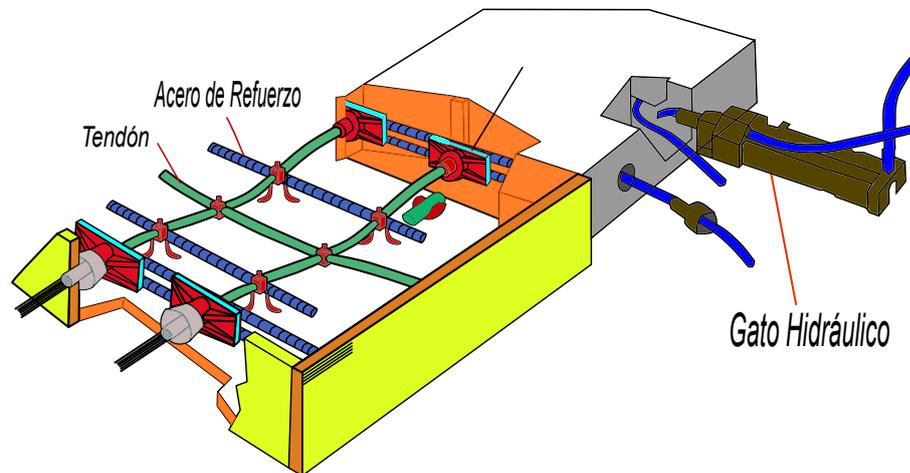


Fuente: Postensa, 2015, p.4 [28]

La falta de ductilidad en los cables de postensado hacen que su comportamiento sea frágil. Lo cual no está permitido en un sistema dúctil sísmoresistente. Puede utilizarse un factor $R=8$, que se considera como valor para pórticos dúctiles solo si es que existe ductilidad global de barra y seccional. Por tanto debe limitarse la cuantía de cables postensados en una estructura que vaya a soportar fuerza sísmica. [28]

Para introducir la fuerza deseada en un tendón, éste se deforma longitudinalmente mediante un gato hidráulico figura 2.28, y se mantiene dicha deformación accionando el anclaje cuando se retira el gato.

Figura. 2.28: Detalle de postensado en losas.



Fuente: Adaptado de Khan S. & Williams M., 1995, p.3 [20]

2.2.9.2 Anclajes

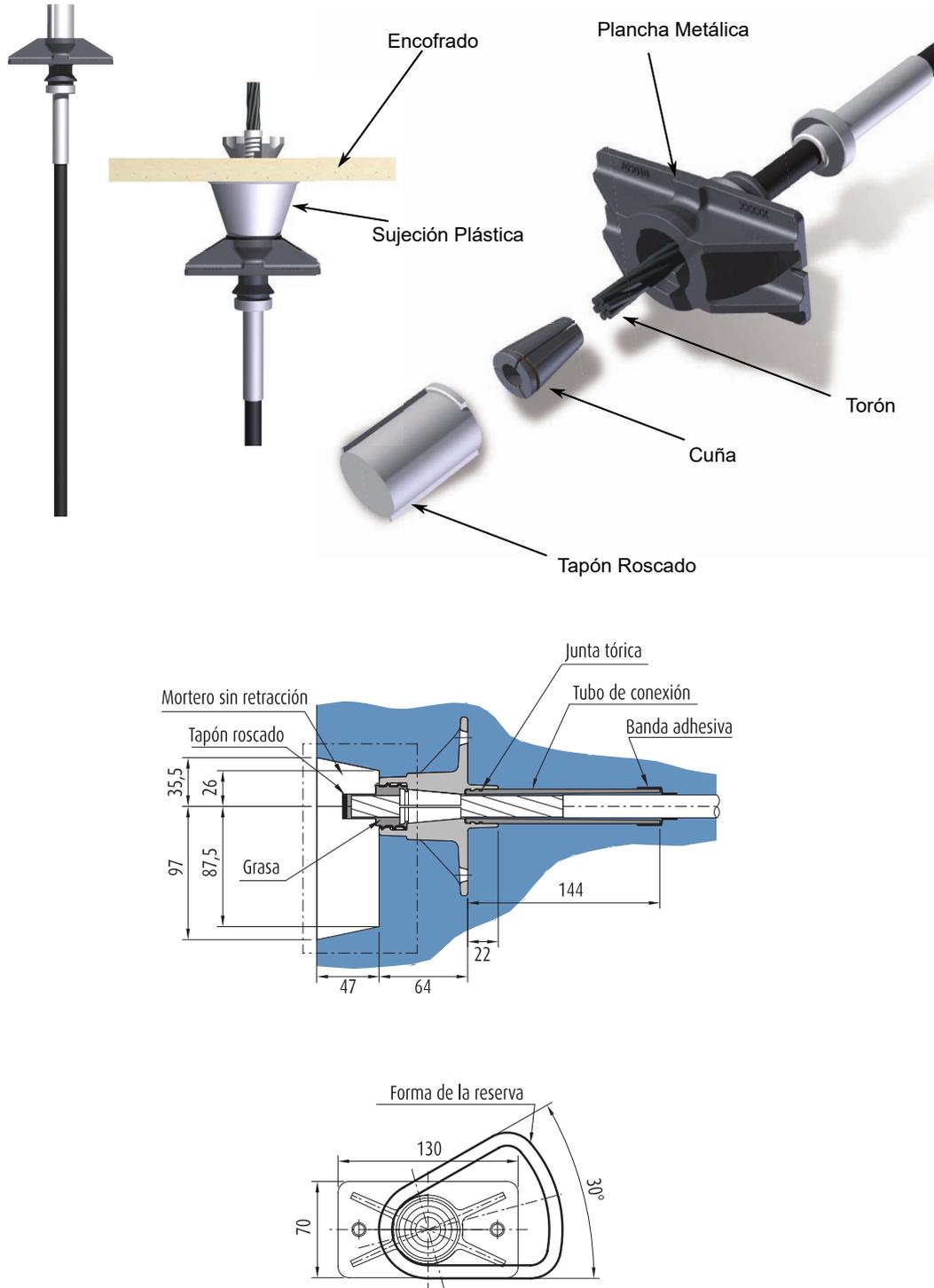
Los anclajes son dispositivos mecánicos que se introducen en los extremos de los tendones y que retienen el torón cuando este intenta recuperar su longitud original luego de la elongación del mismo, en esas circunstancias el torón ejerce una fuerza activa contra la estructura a través de sus anclajes y de las desviaciones de su trazado.

Los anclajes suelen consistir en placas metálicas, cuñas y elementos de protección frente a la corrosión, existen dos tipos: anclaje activo y anclaje pasivo, esta clasificación depende del extremo donde se aplicará la fuerza del tensado.

Anclaje Activo

Son anclajes donde se aplica la fuerza de tensado figura 2.29 y figura 2.30, estos se asoman al exterior de la losa para que un operador mediante un gato hidráulico realice el procedimiento de tensado, generalmente el esfuerzo que se desea transmitir al concreto se expresa en términos de longitud de elongación del torón al momento de tensar el cable.

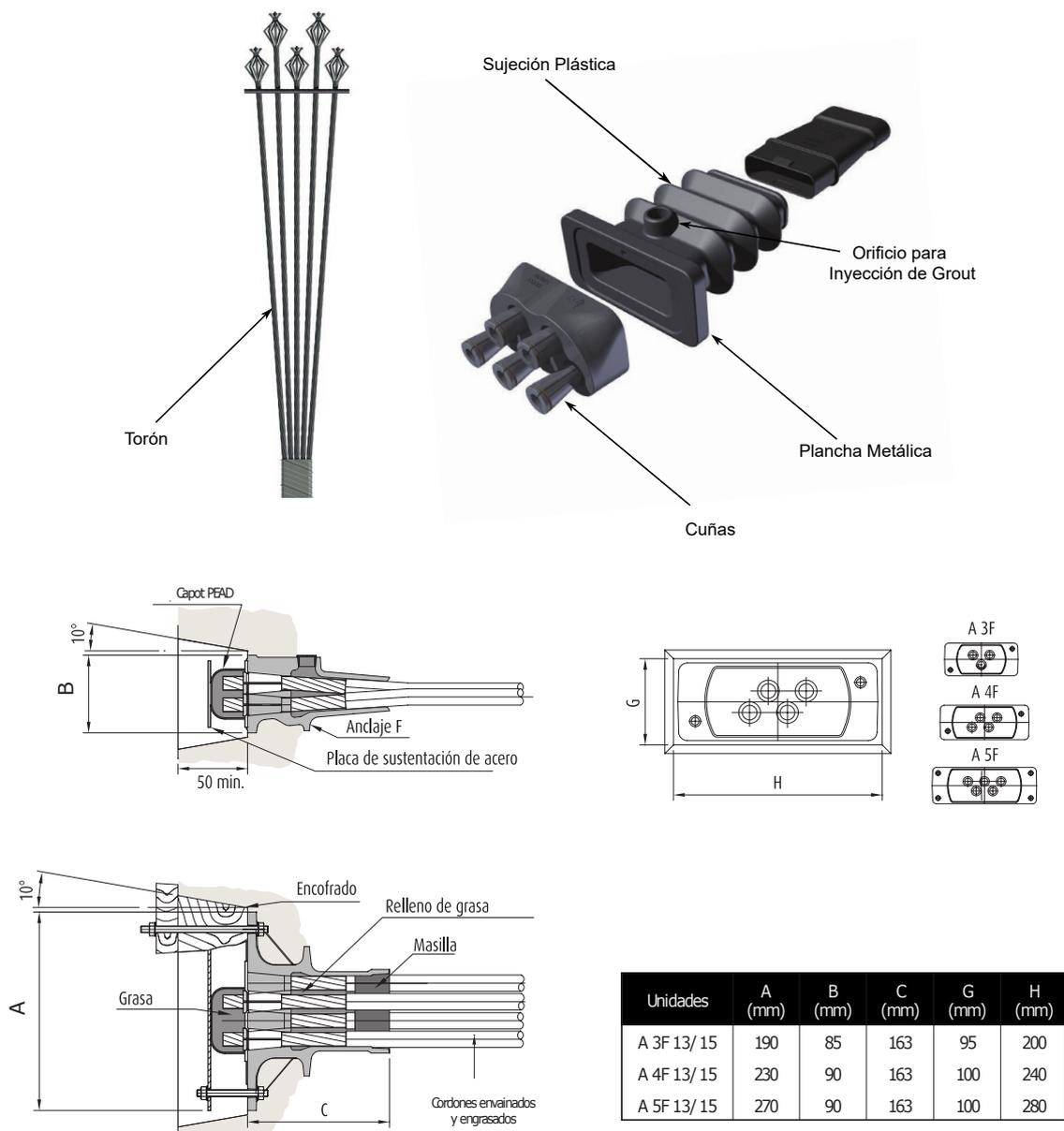
Figura. 2.29: Anclaje activo monotorón no adherente gama F.



Fuente: Adaptado de Freyssinet, 2014, p.21 [29]

Estos deberán desarrollar al menos un 96% de la carga de rotura mínima exigida para los tendones sin que se llegue a rotura ni a deslizamiento de la cuña. La máxima penetración de cuña en anclajes será de 5 mm para tendones tensados al 75% de su carga máxima. El conjunto tendón-anclaje debe ser capaz de resistir ensayos estáticos y de fatiga. [11]

Figura. 2.30: Anclaje activo multitorón adherente gama F.



Fuente: Adaptado de Freyssinet, 2014, p.21 [29]

Anclaje Pasivo

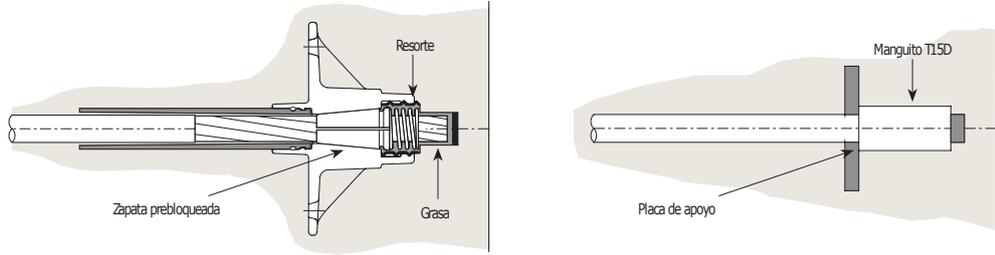
Es el anclaje ubicado en el extremo donde no se aplica la fuerza de tensado, la ubicación de estos anclajes en el encofrado generalmente se determina en función al acceso que se necesitaría para cualquier operación después del colado del concreto, resultaría difícil tensar un anclaje activo ubicado en un límite de propiedad debido al acceso.

Este anclaje queda embebido en el concreto y es más sencillo por que lo único que se requiere es que sea segura para sujetar el extremo del tendón y transferir las fuerzas al concreto, estos anclajes ya vienen pre bloqueados de fábrica. Si una cuña en el anclaje activo llegara a deslizarse esta puede ser reemplazada, pero si un anclaje pasivo falla entonces la elección estaría en prescindir de ese tendón o cortar el concreto y tratar de reparar o sustituir el elemento que ha fallado. Estos factores se deben tomar en cuenta al momento del diseño.

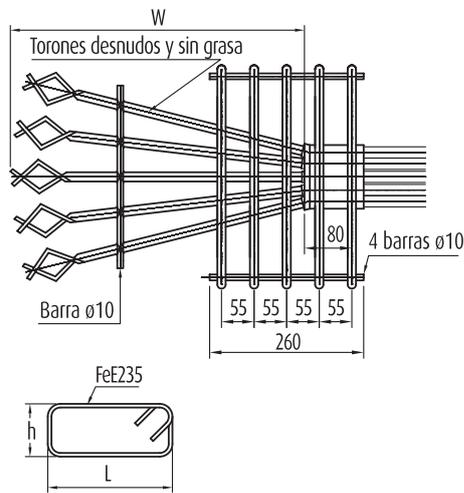
Existen tres tipos de anclajes pasivos embebidos en el concreto que se utilizan en combinación con los anclajes activos de la gama **F**: el anclaje **NB1F15** pre-bloqueado figura 2.31a, el tipo **N** que utiliza una placa individual sobre la que se apoya un manguito roscado figura 2.31c y el tipo **G** figura 2.31b que funciona mediante adherencia al extremo de cada cordón, este tipo está dispuesto en forma de bulbo. [29]

Figura. 2.31: Anclajes pasivos.

(a) Anclaje pasivo prebloqueado tipo NB1F15

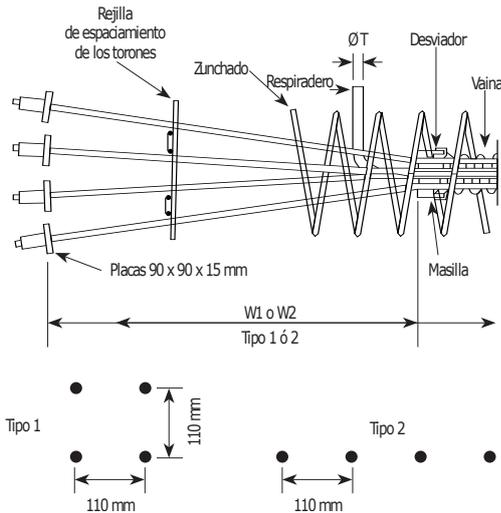


(b) Anclaje pasivo tipo G



Unidades	W (mm)	Ø (mm)	H (mm)	L (mm)
3F13	950	10	120	300
4F13	950	10	120	320
5F13	950	12	120	340
3F15	950	10	120	300
4F15	950	12	145	340
5F15	950	14	145	380

(c) Anclaje pasivo tipo N



Unidades	N		ØT (mm)
	W1 (mm)	W2 (mm)	
N3 F13/15	300	300	G 1/2"
N4 F13/15	350	350	G 1/2"
N5 F13/15	500	400	G 1/2"

Fuente: Adaptado de Freyssinet, 2014, p.25 [29]

2.2.9.3 Concreto

El concreto utilizado en losas postensadas es similar a la de una estructura de concreto armado, en concreto reforzado las propiedades importantes son su *resistencia* y *durabilidad*, otras propiedades tales como la duración del endurecimiento del concreto, el módulo elástico, la contracción y el creep son de importancia secundaria.

Para el concreto preesforzado, las propiedades deseables del concreto son: alta resistencia inicial, una baja contracción, baja fluencia y alto módulo de elasticidad. Debe tenerse en cuenta que se necesita un mejor control de calidad del concreto para losas postensadas.

Es importante evitar la necesidad de reparaciones que surjan por defectos, tales como agrietamiento de la superficie, grietas de contracción o aristas rotas, porque a diferencia del concreto armado, la resistencia a la tracción del concreto es usualmente verificada en los cálculos del estado de servicio para las estructuras diseñadas de acuerdo con la normativa.

Una superficie agrietada o un lugar para reparación no se puede confiar para resistir cualquier tensión, incluso si su aspecto es aceptable, por lo tanto se deben tomar medidas para reducir al mínimo la posibilidad del agrietamiento del concreto después de la puesta en servicio.

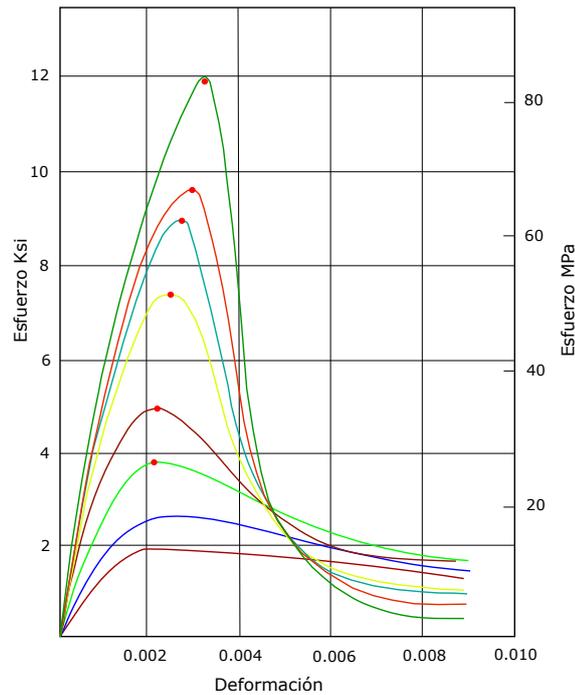
Resistencia del concreto

La propiedad con la que se acostumbra denominar al concreto es el esfuerzo a la compresión a los 28 días, a esta característica se le denomina comúnmente como f'_c . Las curvas esfuerzo deformación típicas del concreto se muestran en la figura [2.32](#).

El concreto usado en pisos postensados usualmente tiene una resistencia de una probeta cilíndrica a los 28 días en el rango de 250 kg/cm^2 a 420 kg/cm^2 , el más

común viene a ser 320 kg/cm^2 . Altas resistencias como 845 kg/cm^2 están siendo producidos para usos especializados y la tendencia del postensado es también hacia los grados superiores.

Figura. 2.32: Curvas esfuerzo deformación típicas del concreto.



Fuente: Adaptado de Naaman A., 2014, p.66 [30]

Con una alta resistencia del concreto, es posible utilizar una menor sección, la cual puede ser más económico, incluso si el costo por metro cúbico de concreto es alto. Sin embargo, el módulo de elasticidad no aumenta proporcionalmente con la resistencia, y por tanto, una losa poco peraltada hecha de concreto de alta resistencia se deflexiona más que uno peraltado constituido con un grado inferior de concreto.

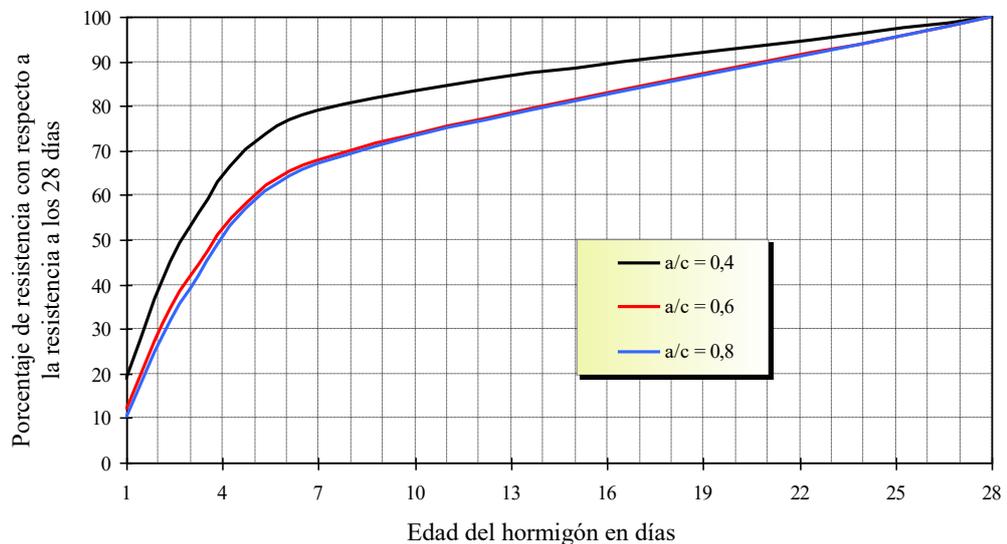
En postensado, la deflexión puede ser controlado en gran medida mediante la elección de una combinación apropiada de la fuerza de preesfuerzo y la excentricidad. Por lo tanto, concretos de alta resistencia, pueden resultar más económico en postensado que en concretos simplemente reforzado.

Para postensado, el concreto esta diseñado para ganar una alta resistencia temprana porque esto permite preesforzar al concreto en una edad muy temprana,

reduciendo así la posibilidad de formación de grietas de contracción, adicionalmente permite que el encofrado sea removido tempranamente para su uso en otros lugares. [20]

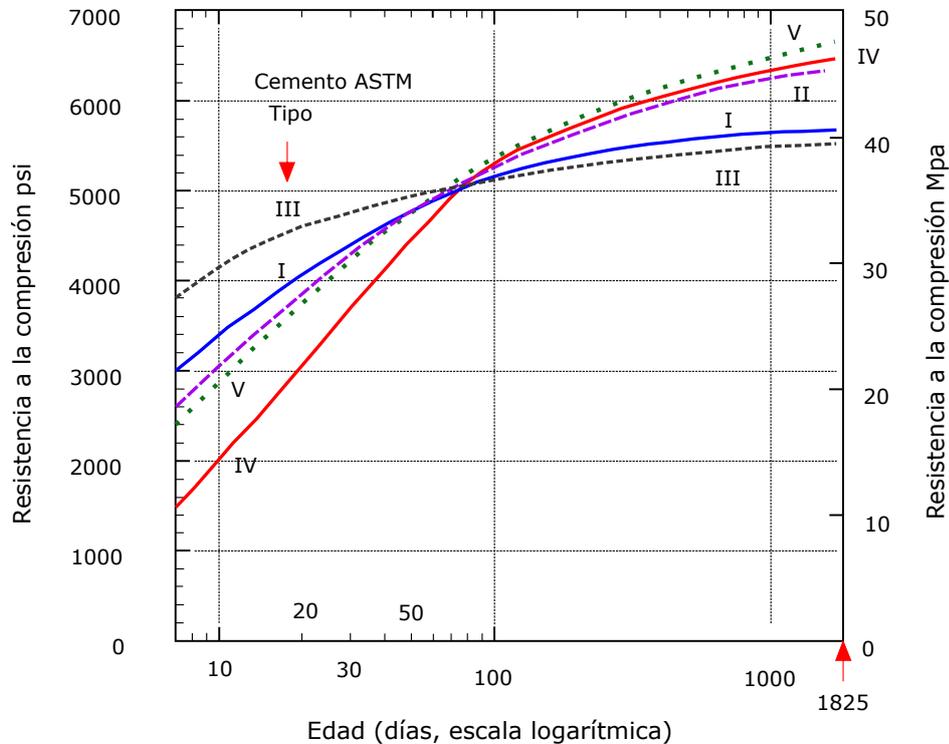
En la construcción de postensados, una resistencia mínima debe ser especificada en el cual pueden aplicarse el preesfuerzo y las probetas cilíndricas son ensayadas antes del tensado, generalmente tres a cuatro días después del vertido del concreto. La razón por la cual el concreto adquiere resistencia, depende de las propiedades de sus componentes y la manera del curado; el componente más importante es el cemento. A continuación se presenta la figura 2.33, donde se observa la relación del porcentaje de la ganancia de resistencia de diseño con respecto a la edad del concreto en 28 días, esta resistencia es considerada como referencia ya que la resistencia a compresión del concreto varía con el tiempo como se presenta en la figura 2.34.

Figura. 2.33: Resistencia con el tiempo de concretos con diferentes relaciones a/c



Fuente: Córdova A., 2015, p.21 [31]

Figura. 2.34: Incremento de resistencia del concreto con el tiempo después de los 28 días.



Fuente: Adaptado de Naaman A., 2014, p.71 [30]

Elasticidad del concreto

El módulo de elasticidad, también llamado módulo de Young E_c , es la propiedad elástica más importante necesaria en los cálculos. Es una medida de la deformabilidad del material a corto plazo producidas en el concreto por la aplicación del esfuerzo. Es necesario para calcular el comportamiento elástico de la estructura tales como la deflexión y para estimar las pérdidas de preesfuerzo.

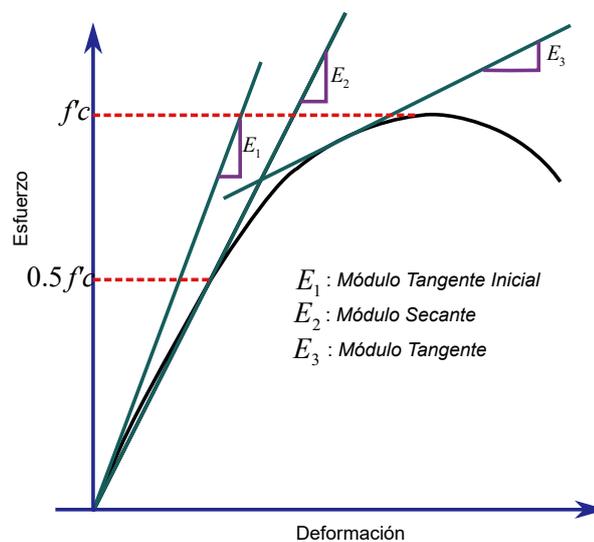
El concreto con un bajo módulo de elasticidad tiene una mayor deformación para un determinado esfuerzo, una losa que contenga tales concretos tiene una mayor deflexión y se pierde más la fuerza de pretensado con el acortamiento elástico, y por supuesto, a través de la contracción y deformación de fluencia (creep) del concreto.

El valor del módulo de elasticidad se determina mediante pruebas de compresión y el mismo valor se asume para aplicarlo en tensión. Las curvas esfuerzo-deformación

del concreto no son lineales, por lo tanto el concepto convencional de módulo de elasticidad como el que empleamos para el acero no es correcto. Sin embargo para esfuerzos bajos de hasta 0.4 a 0.5 $f'c$, el suponer un comportamiento lineal no conlleva a errores importantes.

La figura 2.35 muestra las distintas definiciones que puede adoptar el módulo de elasticidad del concreto simple: **módulo tangente inicial**, **módulo tangente en un punto determinado de la curva** y **módulo secante entre dos puntos de la misma**. Esta última definición es la más utilizada para cargas de corta duración y se suele calcular para un esfuerzo cercano a 0.5 $f'c$. El módulo de elasticidad tangente inicial, normalmente es un 10% mayor que el secante. Las Normas ASTM (C469-94) especifican la manera de calcular el módulo secante a partir de los ensayos de compresión en probetas estándar de concreto. [32]

Figura. 2.35: Módulo de elasticidad del concreto.



Fuente: Bruno E. & Peralta J., 2014, p.88 [32]

El módulo de elasticidad depende de varios factores como: calidad de agregados, cemento, mezclas, forma del curado y la edad del concreto. La Norma Peruana E.060 Art.8.5.1, permite estimar el módulo de elasticidad para concretos de peso específico aproximado de $f'c = 2300kg/cm^2$, mediante la siguiente expresión:

$$Ec = 4,700\sqrt{f'c} \quad (2.1)$$

Donde:

- E_c : Módulo de elasticidad en MPa.
- f'_c : Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días en MPa.

La ecuación 2.1 también puede expresar como:

$$E_c = 15,000\sqrt{f'_c} \quad (2.2)$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad en kg/cm^2 .

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días en kg/cm^2 .

Contracción del concreto

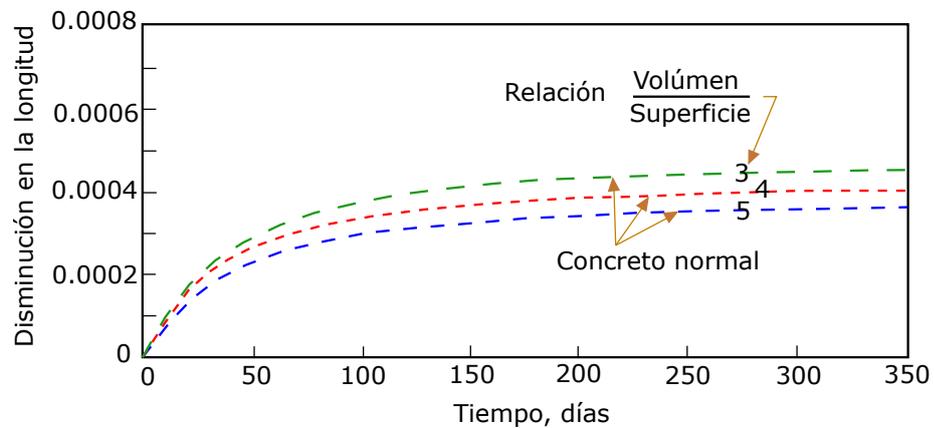
El agua es indispensable en el concreto para las reacciones químicas que tienen lugar durante el fraguado y el desarrollo de la resistencia. El exceso de agua gradualmente migra a través de los poros y se evapora en la superficie. Esta pérdida de agua a su vez causa la contracción (reducción en el volumen del concreto endurecido) [20]

La retracción del concreto se debe entre otros factores, a la evaporación del agua durante el fraguado de la mezcla, relación a/c, temperatura y humedad relativa ambiental, tipo de agregados utilizados, tamaño y forma de la sección y se manifiesta como una contracción de la pieza que va reduciendo su efecto con el tiempo.

Mecánicamente la contracción del concreto se describe como un acortamiento que tiende a un valor final conforme pasa el tiempo. A este valor final se le conoce como deformación última por retracción del concreto y para fines prácticos, la deformación final ocurre durante el tiempo estimado de vida de la estructura [21] y se expresa mediante una deformación.

Las deformaciones unitarias finales debidas a la contracción de fragua varían entre $200 \cdot 10^{-6}$ y $700 \cdot 10^{-6}$, generalmente se toma un promedio de $400 \cdot 10^{-6}$. En las dos primeras semanas se desarrolla del 15% a 30% de la deformación total, en el primer mes del 40% al 80% y en un año del 70% al 85%. En la figura 2.36 se muestra la deformación por contracción de fragua en el tiempo.[33]

Figura. 2.36: Deformación por contracción de fragua.

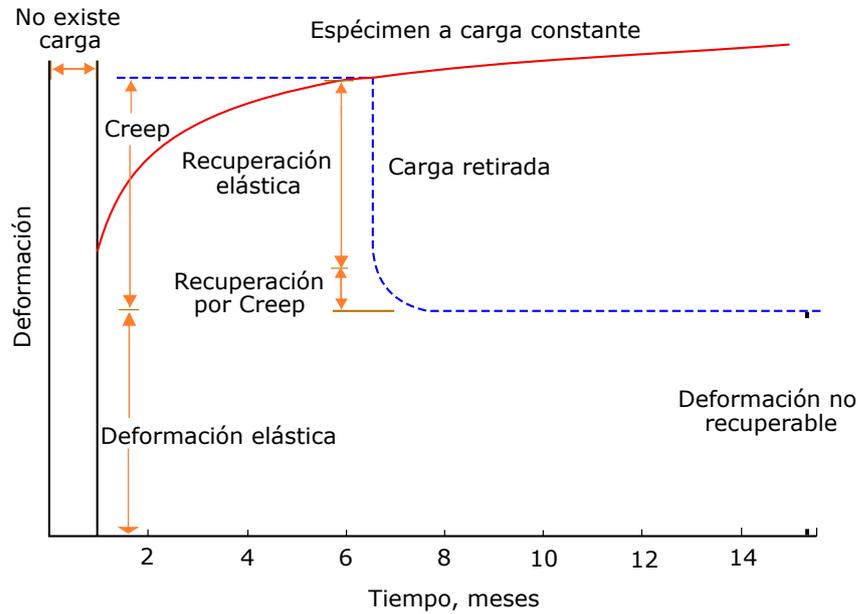


Fuente: Adaptado Harmsen T., 2002, p.33 [33]

Fluencia del concreto (Creep)

Es el cambio gradual de la longitud de concreto bajo una carga constante, es un fenómeno a largo plazo como la contracción pero es bastante rápido si el concreto es cargado en una edad temprana y su tasa es insignificante después de aproximadamente 30 años. Es en parte recuperable si la carga se retira después de un año [20], en la figura 2.37 se puede notar que cuando se retira la carga aplicada el concreto experimenta una recuperación de la deformación elástica instantánea, una parte de la deformación por fluencia, pero otra parte permanece y es irrecuperable. La deformación plástica es de una a tres veces la deformación elástica instantánea.

Figura. 2.37: Deformación del concreto sometido temporalmente o carga axial.



Fuente: Adaptado de Harmsen T., 2002, p.33 [32]

La fluencia final (creep final) depende de los mismos factores que afectan a la contracción y adicionalmente sobre el esfuerzo promedio.

La fluencia se mide como una deformación por unidad de esfuerzo, la magnitud de la deformación por creep puede variar de $2.86 \cdot 10^{-6}$ a $28.57 \cdot 10^{-6}$ por kg/cm^2 por unidad de longitud. En promedio, se puede tomar valores entre $1 \cdot 10^{-6}$ y $1.5 \cdot 10^{-6}$. En pruebas efectuadas a lo largo de 20 años, se ha comprobado que en dos semanas la fluencia del concreto alcanzó del 18% a 35% de la deformación total registrada, en 3 meses del 30% al 70% y en un año del 64% al 83%. La deformación con el tiempo puede llegar de 2.5 a 3 veces la deformación inicial.[33]

La fluencia del concreto, no solo hace que el preesfuerzo pierda una parte de la fuerza inicial, sino que origina deformaciones en el tiempo que redistribuyen los esfuerzos en las estructuras.

2.2.10 Restricciones

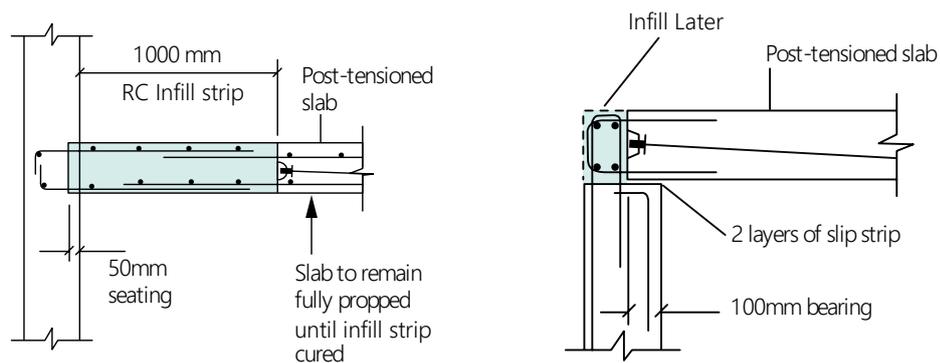
En las primeras etapas de un proyecto utilizando losas postensadas, se debe tener cuidado para evitar los problemas de restricción. Aquí es donde el movimiento

libre de la longitud de la losa bajo las fuerzas de preesfuerzo son restringidas, por ejemplo, por el desfavorable posicionamiento de muros de corte o núcleos de ascensor.

Todos los elementos de concreto se reducen (acortan) debido al fraguado y efectos térmicos tempranos, pero además, el preesfuerzo causa acortamiento elástico y pone en curso la deformación debido a la fluencia (creep).

Los miembros verticales rígidos, tales como columnas y muros de corte que generalmente están diseñados y construidos monolíticamente con la losa, restringen a la losa de piso de contraerse, a la vez que parte de la fuerza del tendón es resistido por estos elementos verticales, lo que impide el preesfuerzo se desarrolle, perdiéndose el esfuerzo axial de la losa de concreto, lo que conlleva a la reducción de la resistencia del piso, en este escenario las articulaciones pueden ser necesarios como muestra la figura 2.38, para permitir el movimiento debido a la contracción, fluencia y cambios de temperatura.

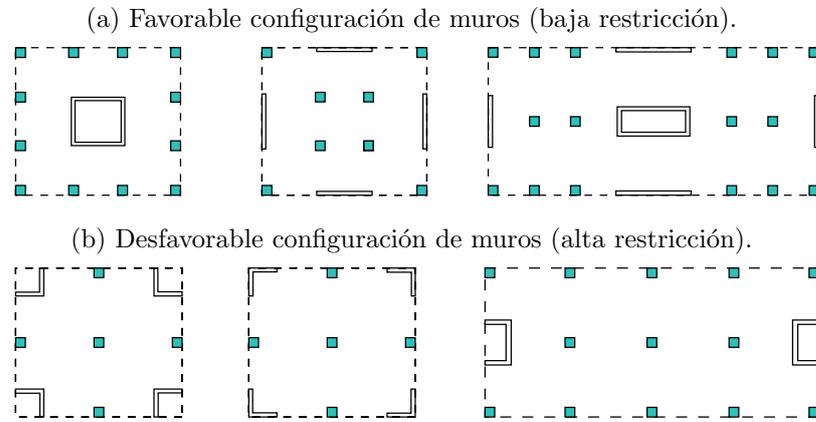
Figura. 2.38: Alternativas para solucionar restricciones.



Fuente: The Concrete Centre, p.12 [10]

Cuando los muros están en una favorable disposición figura 2.39a y el piso se encuentra en ambiente interno, la longitud máxima del piso sin articulaciones de movimiento pueden ser de hasta 50 m. Sin embargo, se debe tener consideración a los efectos de contracción debido al fraguado, los primeros efectos térmicos, acortamiento elástico y la fluencia en el diseño.

Figura. 2.39: Diseños de pisos típicos.



Fuente: The Concrete Centre, p.12 [10]

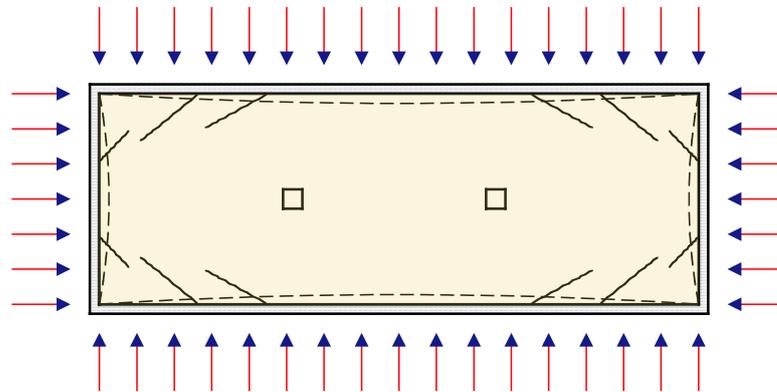
Cuando los muros están dispuestas de manera desfavorable figura 2.39b, entonces se debe llevar a cabo un cálculo de los efectos de acortamiento y se tomarán medidas necesarias para superarlos, esto podría implicar:

- Aumentar la cantidad de refuerzo para controlar el agrietamiento.
- Reducción de la rigidez de los elementos de restricción.

Para un piso normal apoyado en columnas, la diferencia entre la fuerza del tendón y la compresión en el concreto puede ser del orden de 1% a 2% . Esto es usualmente ignorada, porque este grado de exactitud es insignificante debido a que existe incertidumbre en las propiedades de los materiales y en las tolerancias. Sin embargo, la pérdida puede ser bastante significativa si muros rígidos o grandes columnas son monolíticas con la losa. Tales condiciones son probables que ocurran en las plantas inferiores de los edificios altos y donde los muros de contención se ejecutan en todo el perímetro. En cuyo caso los esfuerzos de tensión en el estado de servicio pueden exceder los valores admisibles en la losa, si la pérdida no está considerado para los cálculos.[20]

Un ejemplo típico es un piso apoyado sobre muros, es muy frecuente en el caso de sótanos y pisos más bajos figura 2.40. Las grietas pueden ocurrir en el losa debido a la restricción de los muros, estas grietas no son necesariamente un problema importante como tal (si se proporciona refuerzo mínimo).

Figura. 2.40: Agrietamiento de la losa debido al preesfuerzo y restricción de los muros.



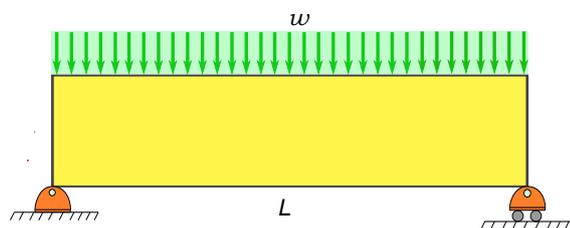
Fuente: du béton, F. and Concrete, I.F.S.,p.23 [6]

La pérdida en el componente axial de la fuerza de preesfuerzo se puede minimizar mediante el posicionamiento de los miembros verticales rígidos, tales como muros y núcleos de corte, cerca de la mitad de la superficie de la losa o de tal manera que ellos ofrezcan la menor resistencia al acortamiento de la planta.[20]

2.2.11 Teoría de diseño

Consideremos una viga rectangular de concreto no reforzada simplemente apoyada con un vano de longitud L , soportando una carga w como se muestra en la figura 2.42.

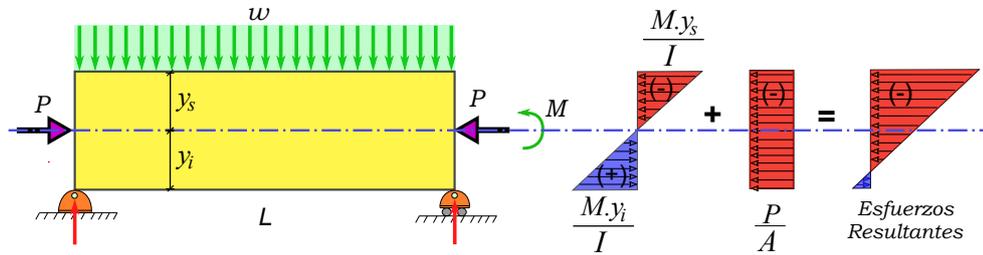
Figura. 2.41: Viga simplemente apoyada.



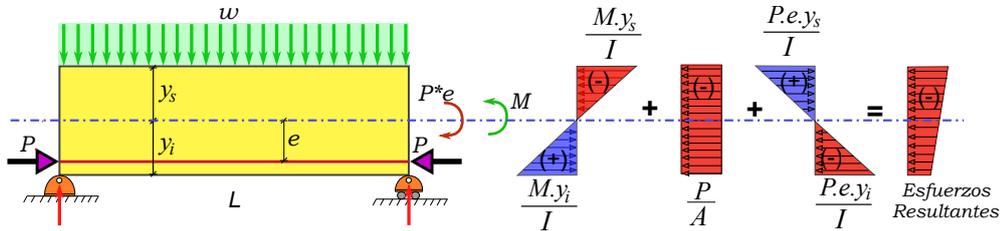
En la mitad del tramo el esfuerzo debido al momento aplicado produce compresión en la fibra superior y tensión en la fibra inferior. Si aplicamos una fuerza de compresión en el eje neutro de la viga, esta producirá una compresión uniforme a lo largo de la sección transversal de esta, de acuerdo a la figura 2.42a, el esfuerzo de compresión generado neutraliza el esfuerzo de tracción en la parte inferior viga, pero incrementa la compresión en la parte superior.

Figura. 2.42: Esfuerzos en concreto preesforzado.

(a) Debido a una carga externa y fuerza axial.



(b) Debido a una carga externa y fuerza axial con excentricidad.



Sin embargo, si la fuerza de compresión se aplica en la cara inferior con una excentricidad (e) desde el eje neutro de la viga figura 2.42b, se genera además de la fuerza axial P , un momento de flexión igual a $P \cdot e$ opuesta a la producida por las cargas externas. Podríamos deducir que con una correcta manipulación de los valores de P y e , uno puede crear esfuerzos de compresión en la cara inferior y esfuerzos de tracción en la cara superior, que son exactamente opuesta a la causada por las cargas externas. Esto se le conoce como balanceo de carga y será tocado mas adelante.

De la figura 2.42b, las ecuaciones que se utilizarán para el cálculo de los esfuerzos en la fibra superior e inferior son:

$$\sigma_i = -\frac{P}{A} - \frac{P \cdot e \cdot y_i}{I} + \frac{M \cdot y_i}{I} \quad (2.3)$$

$$\sigma_s = -\frac{P}{A} + \frac{P \cdot e \cdot y_s}{I} - \frac{M \cdot y_s}{I} \quad (2.4)$$

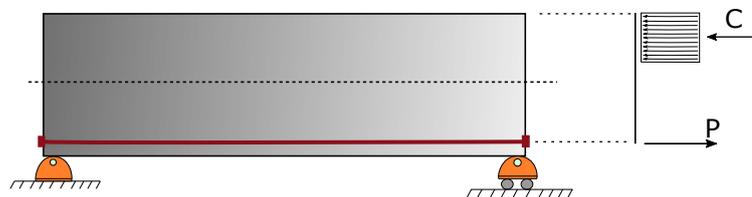
Donde:

- σ_s : Esfuerzo en la fibra superior de la sección.
- σ_i : Esfuerzo en la fibra inferior de la sección.
- P : Fuerza de preesfuerzo.
- A : Área bruta de la sección transversal.
- I : Momento de inercia de la sección con respecto al eje centroidal.
- e : Excentricidad de aplicación de la fuerza P con respecto al eje centroidal.
- y_s : Distancia desde el eje centroidal de la sección hacia la fibra superior.
- y_i : Distancia desde el eje centroidal de la sección hacia la fibra inferior.
- M : Momento generado debido a la aplicación de las cargas externas.

2.2.11.1 Carga equivalente

Consideremos un elemento de concreto preesforzado libre de cargas externas figura 2.43, este sistema consta de dos elementos esforzados, el concreto que está en compresión y el torón en tracción, este par es un sistema autoequilibrado y las fuerzas que actúan sobre el concreto es simplemente la inversa de la fuerzas que actúan sobre el acero.

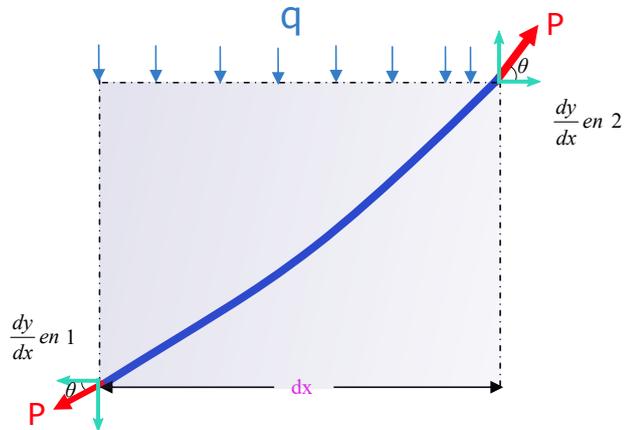
Figura. 2.43: Viga preesforzada sin carga externa.



2.2.11.2 Ecuación general de la carga equivalente

Consideremos una sección de cable bajo una carga distribuida q con una fuerza de tensión constante P (figura 2.44).

Figura. 2.44: Cargas distribuidas sobre un cable.



Considerando dos secciones en un Δx , haciendo un equilibrio en el sistema, la diferencia en la componente vertical de la fuerza aplicada debe ser igual a $q \cdot \Delta x$, como en el intervalo la curvatura del cable es muy pequeño podemos aproximar $\text{sen}(\theta) \approx \tan(\theta) = dy/dx$, entonces:

$$q \cdot \Delta x = P \left(\frac{dy}{dx_2} - \frac{dy}{dx_1} \right) \quad (2.5)$$

$$q = P \cdot \frac{\left(\frac{dy}{dx_2} - \frac{dy}{dx_1} \right)}{\Delta x} = P \cdot \frac{\frac{d^2y}{dx^2} \Delta x}{\Delta x} \quad (2.6)$$

$$q = P \cdot \frac{d^2y}{dx^2} \quad (2.7)$$

Donde:

- d^2y/dx^2 : Curvatura del cable.

2.2.11.3 Ecuación general para tendones parabólicos

En una viga estáticamente determinada el perfil del cable postensado es generalmente parabólica, la ecuación general de la parábola está dado por:

$$y = A \cdot x^2 + B \cdot x + C \quad (2.8)$$

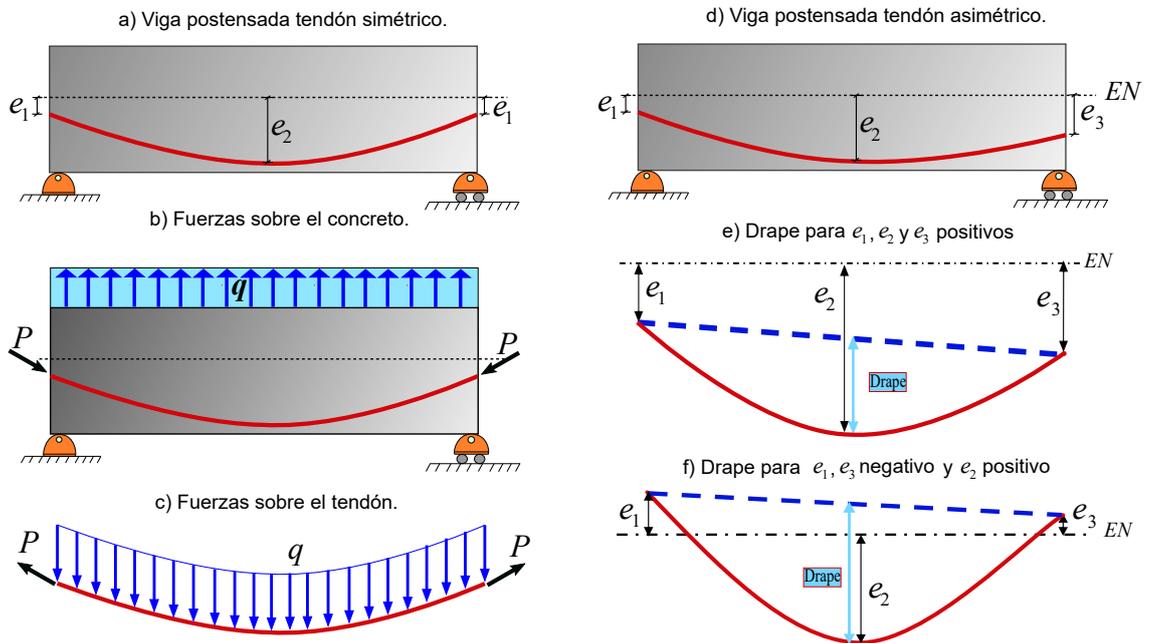
Donde:

- A, B y C : Constantes.
- x : Distancia desde un extremo.

Utilizando la ecuación 2.7, tenemos que la curvatura de la parábola es $d^2y/dx^2 = 2A$, por lo tanto, si la curvatura es constante ($2A$), entonces la carga q también lo es a lo largo de la longitud del cable.

Ahora si tenemos una viga simplemente apoyada postensada en la cual se ha instalado un cable simétrico con forma parabólica figura 2.45(a), con una excentricidad e_1 en los extremos:

Figura. 2.45: Cargas equivalentes en una viga postensada con tendón parabólico.



Fuente: Adaptado de Prabhakara B., 2011, p.92 [34]

Tenemos que de la figura $y = e_1$ cuando $x = 0$ o $x = L$; $y = e_2$ cuando $x = 0.5L$ y $dy/dx = 0$, con estos valores podemos calcular las constantes de la ecuación general 2.8:

$$\begin{aligned}
A &= -4 \cdot (e_2 - e_1)/L^2 \\
B &= 4 \cdot (e_2 - e_1)/L \\
C &= e_1
\end{aligned} \tag{2.9}$$

Para el tendón parabólico la curvatura será igual a:

$$d^2y/dx^2 = 2A = -8 \cdot (e_2 - e_1)/L^2 \tag{2.10}$$

Entonces la carga equivalente q está expresado por:

$$q = \frac{8}{L^2} P(e_2 - e_1) \tag{2.11}$$

En caso que la viga postensada posea un perfilado asimétrico del tendón de modo que las excentricidades e_1 , e_2 y e_3 respecto del eje neutro sean diferentes, figura 2.45(d); entonces $y = e_1$ cuando $x = 0$; $y = e_2$ cuando $x = L/2$ y $y = e_3$ cuando $x = L$; estas igualdades permiten calcular los coeficientes de la ecuación 2.8:

$$\begin{aligned}
A &= -4 \cdot [e_2 - (e_1 + e_3)/2]/L^2 \\
B &= (4 \cdot e_2 - e_3 - 3 \cdot e_1)/L \\
C &= e_1
\end{aligned} \tag{2.12}$$

Para este caso la curvatura del tendón está representada por:

$$d^2y/dx^2 = 2 \cdot A = -8 \cdot [e_2 - (e_1 + e_3)/2]/L^2 \tag{2.13}$$

Reemplazando en la ecuación general de carga equivalente 2.7 tenemos:

$$q = \frac{8}{L^2} \cdot P \cdot \left[e_2 - \frac{(e_1 + e_3)}{2} \right] \tag{2.14}$$

Donde:

- $[e_2 - (e_1 + e_3)/2]$: excentricidad neta medida al centro del tramo desde una línea que une ambos extremos, es conocido comunmente como **drape** del tendón.

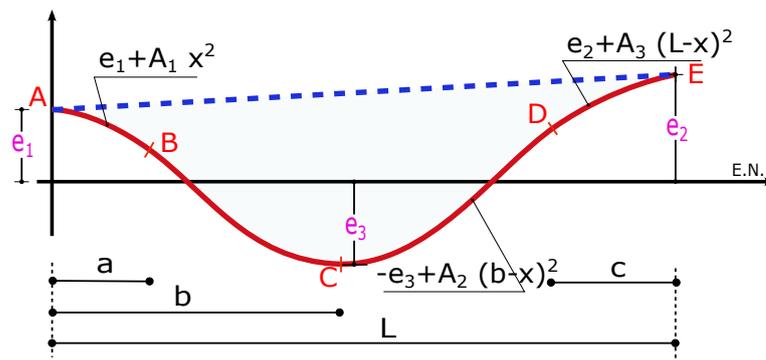
Las figuras 2.45 (e) y (f), muestran los casos en que las excentricidades son consideradas positivos y negativos.

2.2.11.4 Ecuación de carga equivalente para un perfil formado por tres parábolas

En vigas postensadas estáticamente indeterminadas surge la necesidad de utilizar segmentos de tendón con perfiles *convexos* y *cóncavos*, los perfiles convexos inducen una carga hacia arriba sobre el tendón, pero una carga hacia abajo sobre el concreto; de la misma manera el perfil cóncavo induce una carga hacia abajo sobre el cable, pero una carga hacia arriba sobre el concreto.

Para los procedimientos de balanceo de carga, en este trabajo se utilizará estas disposiciones del tendón figura 2.46 en la mayoría de los casos:

Figura. 2.46: Trazado de tendón consistente en tres parábolas.



Fuente: Adaptado de Prabhakara B., 2011, p.111[34]

Se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned}
 A_1 &= -\frac{(e_1 + e_3)}{a \cdot b} \\
 A_2 &= -\frac{(e_2 + e_3)}{(L - b)(b - L + a)} \\
 A_3 &= -\frac{(e_2 + e_3)}{c(L - b)}
 \end{aligned}
 \tag{2.15}$$

2.2.11.5 Acciones hiperestáticas

Las acciones hiperestáticas o secundarias se desarrollan en un miembro pre-esforzado debido a las fuerzas de tensado y como consecuencia de la restricción que ejercen los soportes hacia la deformación libre del elemento preesforzado. Si a

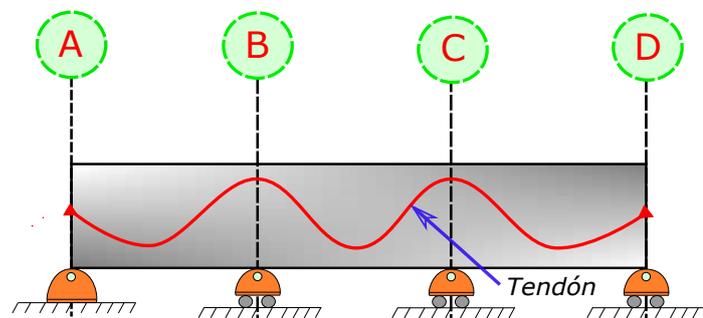
un miembro preesforzado se le permite desplazarse libremente como es el caso de estructuras estáticamente determinadas o en el caso de estructuras prefabricadas apoyados libremente no se genera acciones hiperestáticas.

Sin embargo, en la mayoría de las construcciones comunes el concreto es colado insitu sobre los apoyos y estos quedan unidos monolíticamente, si este elemento es preesforzado los apoyos restringen la deformación libre del elemento preesforzado y se generan acciones hiperestáticas, estas pueden ser perjudiciales en la estructura si no son consideradas en el diseño.

2.2.11.6 Acciones hiperestáticas y demanda de resistencia

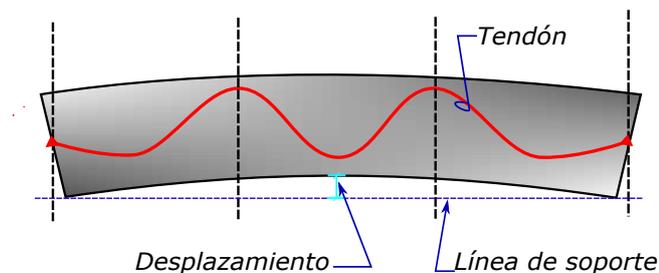
Suponga que un elemento se ha vaciado insitu mientras está posicionado y fijado sobre los soportes, los tendones se han tensado después de que el concreto obtuvo determinada resistencia como se muestra en la figura 2.47.

Figura. 2.47: Elemento de tres vanos postensionado.



Fuente: Adaptado de Aalami O., 2014, p. 123 [25]

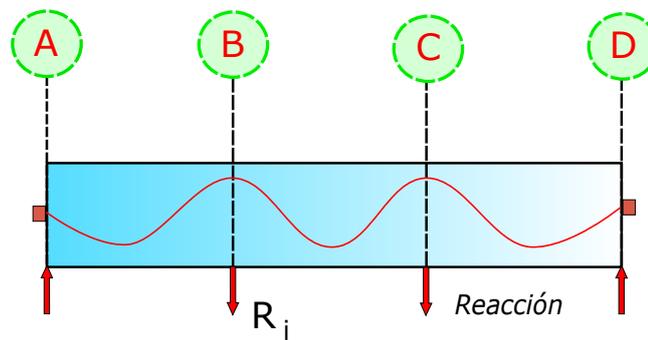
Figura. 2.48: Elemento separado de los soportes.



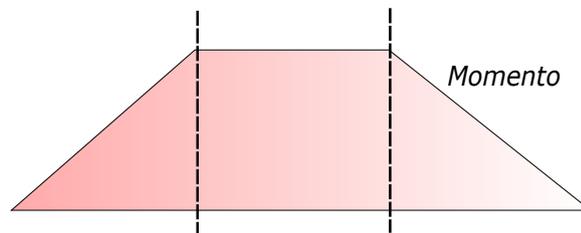
Fuente: Adaptado de Aalami O., 2014, p. 123 [25]

Si no existieran soportes, el elemento se curvaría libremente producto de la fuerza de tensado figura 2.48, los soportes impiden la formación de la curvatura y estas restricciones al desplazamiento dan resultado a reacciones adicionales en los mismos que comúnmente son llamados reacciones hiperestáticas o (secundarias), el diagrama de cuerpo libre de la viga separada de los soportes se muestra en la figura 2.49(a).

Figura. 2.49: Reacciones y momentos hiperestáticos (secundarios)



a) Reacciones en los soportes debido al pretensado.
(reacciones hiperestáticas)



b) Momentos debido a las reacciones de pretensado.
(momentos hiperestáticos)

Fuente: Adaptado de Aalami O., 2014, p. 123 [25]

Dado que en este ejemplo, los soportes se asumen con apoyos simples, no existen momentos que se desarrollen en la conexión del miembro con los soportes. Las reacciones de postensado se encuentran en auto equilibrio.

$$\sum R_{hip} = 0 \quad (2.16)$$

$$\sum M_{hip} = 0 \quad (2.17)$$

Donde:

- R_{hip} : Reacción hiperestática.
- M_{hip} : Momento hiperestático.

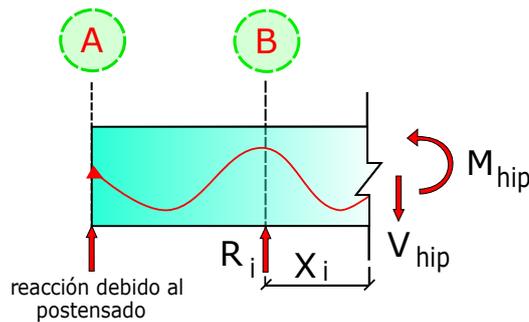
La figura 2.49(b), ilustra la distribución de momentos hiperestáticos (secundarios) en el miembro.

Si realizamos un corte en una sección cualquiera del elemento, las reacciones hiperestáticas inducen a un momento hiperestático M_{hip} y a una cortante hiperestática V_{hip} figura 2.50a, estos son sostenidos por fuerzas desarrolladas en el concreto y el refuerzo sobre la sección transversal.

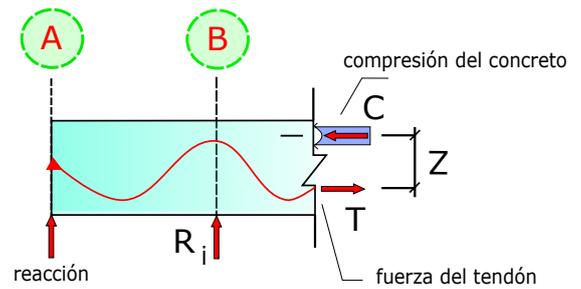
En el estado límite de resistencia, el momento de flexión será resistido por un bloque de compresión y una fuerza de tensión como se muestra en la figura 2.50b.

Figura. 2.50: Acciones de preesforzado y distribución de esfuerzos en el estado límite de resistencia.

(a) Resultante de momentos y cortantes en la sección.



(b) Distribución de fuerzas internas.



Fuente: Adaptado de Aalami O., 2014, p.123 [25]

Aplicando la sumatoria de fuerzas del diagrama de cuerpo libre en la sección de corte figura 2.50a, tenemos:

$$V_{hip} = \sum R_i \quad (2.18)$$

$$M_{hip} = \sum R_i X_i \quad (2.19)$$

Además de la figura 2.50b se tiene:

$$C = T \quad (2.20)$$

$$M_{hip} = T \cdot z = C \cdot z \quad (2.21)$$

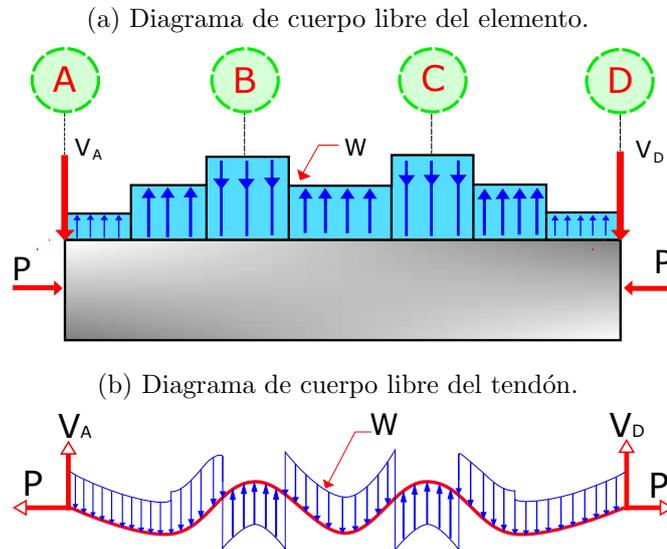
Donde:

- C : Fuerza total de compresión.
- T : Fuerza de tensión combinada debido al refuerzo preesforzado y no preesforzado.
- z : Brazo de palanca.

De lo anterior, es evidente que en estado límite de resistencia la sección debe desarrollar una resistencia interna asociado con el momento hiperestático. Esta resistencia es además, la que se genera a través de la acción de otras cargas como el peso propio y la carga viva. En los códigos de diseño las acciones hiperestáticas son incluidos en todas las combinaciones de carga que incluyen resistencia.

El tendón de la viga mostrada en la figura 2.47 producirá una carga balanceada que depende de la trayectoria del tendón y la fuerza de tensado, si idealmente separamos el tendón de la viga y reemplazamos por las fuerzas que se ejercen sobre el tendón y el elemento, tendremos lo que se muestra en la figura.2.52, las cargas mostradas en la figura 2.51a son las *cargas balanceadas* que actúan sobre el elemento.

Figura. 2.51: Sistema de fuerzas inducidas en el tendón y el miembro.



Fuente: Adaptado de Aalami O., 2014, p. 125 [25]

Evidentemente estas cargas mostradas en la figura 2.51a y 2.51b son iguales y opuestos entre si, el tendón extraído en la figura 2.51b, es un elemento flexible capaz de resistir solamente una fuerza de tensión P , además este sistema es estáticamente determinado, mientras que para la viga 2.51a su determinación dependerá de las condiciones de soporte.

Si realizamos una sección de corte a una distancia a desde el apoyo inicial figura 2.52, las acciones en esta se deben solamente a las fuerzas de preesfuerzo: P , V_X y M_P .

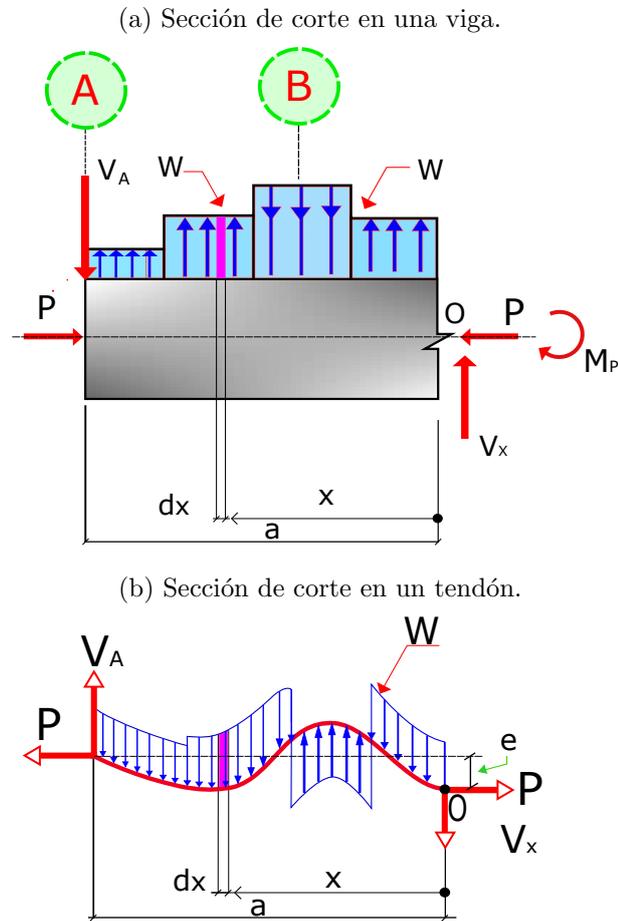
En la figura 2.52a, tomando momentos alrededor del punto O , se obtiene las siguientes relaciones.

$$M_P = \int (wdx)x + V_A \cdot a \quad (2.22)$$

Donde:

- M_P : Momento primario.
- W : Carga balanceada a una distancia de corte "x"
- a : Distancia a la sección de corte.

Figura. 2.52: Fuerzas de postensado a una longitud “a”.



Fuente: Adaptado de Aalami O., 2014, p.126 [25]

Ya que la carga balanceada es igual y opuesta figura 2.52b, el valor del momento M_p alrededor del punto O , es dado por:

$$P \cdot e = \int (wdx)x + V_A \cdot a \quad (2.23)$$

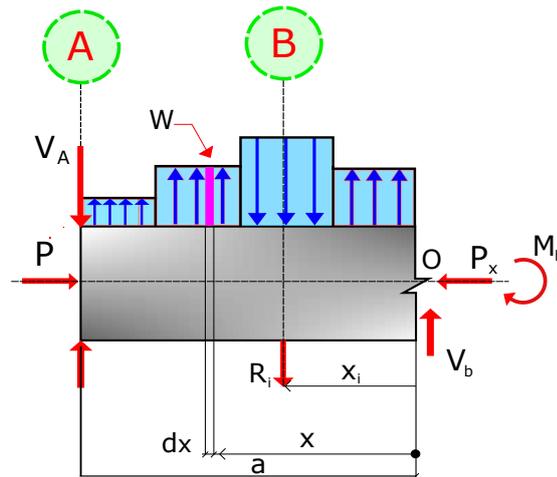
Haciendo una igualdad en las relaciones (2.22) y (2.23) se tiene que:

$$M_p = P \cdot e \quad (2.24)$$

Si la viga esta unida a los soportes de modo que estos no permitan la libre deformación del elemento producto de las cargas balanceadas, entonces se generan reacciones en los soportes como muestra la figura 2.53, en este caso el diagrama de cuerpo libre del elemento en un corte a una distancia a del primer soporte,

también incluye las reacciones debido a la cara balanceada. El momento M_b en la sección es debido a las fuerzas de postensado solamente y se conoce como *momento balanceado*.

Figura. 2.53: Momento M_b , balanceando el momento primario y secundario.



Fuente: Adaptado de Aalami O., 2014, p.126 [25]

Aplicando el equilibrio en esta sección de corte:

$$M_b = \left[\int (wdx)x + V_A \cdot a \right] + \sum R_i \cdot x_i \quad (2.25)$$

De la relación de las ecuaciones anteriores (2.23) y (2.19) obtenemos la expresión que nos ayudará a determinar el momento hiperestático:

$$M_b = P \cdot e + M_{hip} \quad (2.26)$$

Debemos notar que se a asumió implícitamente que la fuerza de tendado P es constante a lo largo del elemento.

2.3 Definición de términos

- **Postensado.**- Método en el cual el acero de preesfuerzo se tensa después de que el concreto a endurecido.
- **Pretensado.**- Método en el cual el acero de preesfuerzo se tensa antes de la colocación del concreto.
- **Tendón.**- Conjunto de torón, grasa, recubrimiento y anclajes.
- **Tendón adherido.**- Cuando el acero de preesfuerzo está adherido al concreto ya sea directamente o con mortero de inyección.
- **Tendón no adherido.**- Cuando el acero de preesfuerzo es impedido que se adhiera al concreto y quede libre para moverse con respecto a este. La fuerza de preesfuerzo se trasmite en forma permanente al concreto solamente en los extremos del tendón a través de los anclajes.
- **Transferencia.**- Operación de transferir los esfuerzos del acero de preesfuerzo desde los gatos o del banco de tensado al elemento de concreto.

2.4 Hipótesis

2.4.1 Hipótesis general

- La aplicación de losas postensadas con tendones no adheridos produce efectos significativos en el comportamiento estructural de una edificación de concreto armado.

2.4.2 Hipótesis específica

- La aplicación de losas postensadas con tendones no adheridos produce efectos significativos en el comportamiento de las columnas de una edificación de concreto armado.

- La aplicación de losas postensadas con tendones no adheridos produce efectos significativos en el comportamiento de las vigas de una edificación de concreto armado.

2.5 Variables

2.5.1 Variable independiente

- Losas postensadas

2.5.2 Variable dependiente

- Diseño estructural

2.6 Operacionalización de variables

Tabla 2.8: Definición operativa de variables e indicadores.

Variable	Definición Operativa	Dimensiones	Indicadores	Escala/ Unidad de medida
Variable Independiente: Losas Postenadas	Es un sistema de transmisión de cargas con cables de acero tensados, contenidos en el interior de las losas.	Tendón no adherido	Fuerza de preesfuerzo	kg/cm^2
		Carga balanceada	Excentricidad del cable	cm
Variable Dependiente: Diseño Estructural	Determinación de las dimensiones de los elementos estructurales, la distribución y cantidad de acero de refuerzo.	Losa	Secciones	cm
		Viga	Cantidad de refuerzo	kg
		Columnas		

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1 **Ámbito temporal y espacial**

3.1.1 **Ámbito temporal**

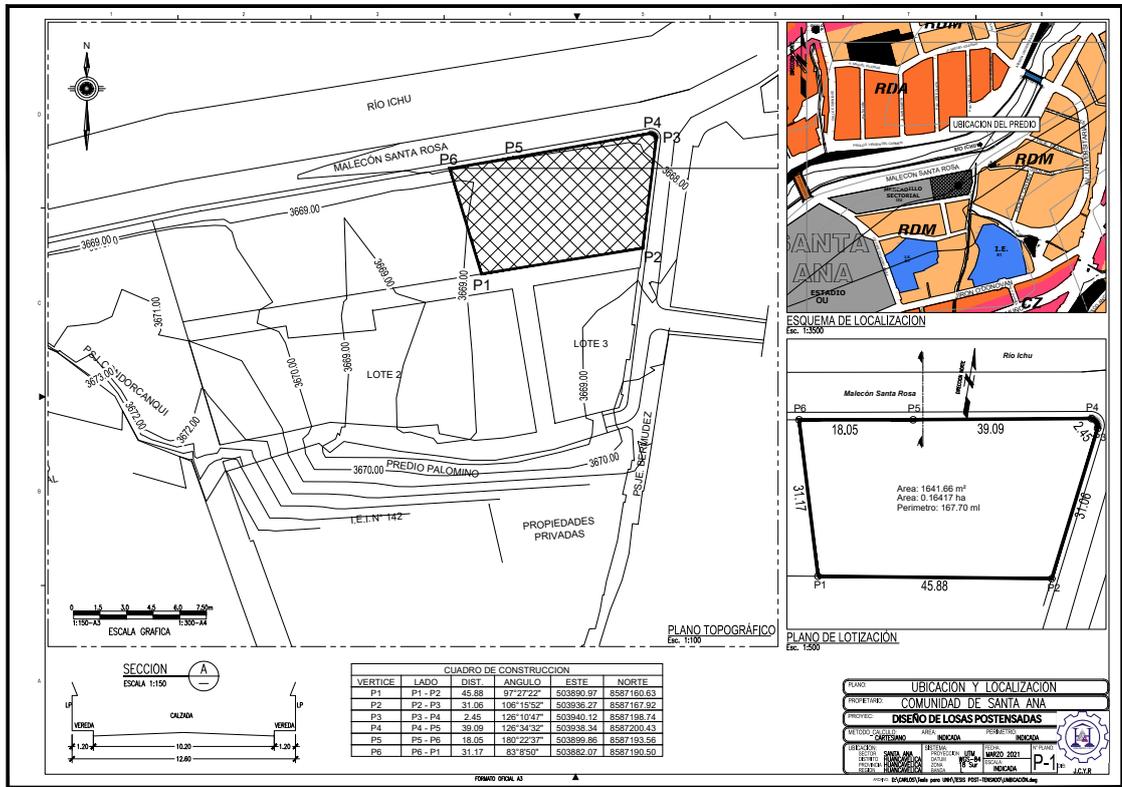
El ámbito temporal de la investigación inicia desde la selección de la estructura, análisis y diseño de la edificación, considerándose desde el mes de diciembre del 2020 hasta el mes de marzo del 2021.

3.1.2 **Ámbito espacial**

La investigación se desarrolla en la zona central de la ciudad de Huancavelica.

- Departamento : Huancavelica
- Provincia : Huancavelica
- Distrito : Huancavelica

Figura. 3.1: Plano de ubicación.



3.2 Tipo de investigación

La investigación corresponderá al tipo aplicada, porque utiliza los conocimientos científicos o tecnológicos puestos en la práctica misma, además lo que interesa en la investigación primordialmente son las consecuencias prácticas.

3.3 Nivel de investigación

La investigación es de nivel explicativa, porque busca determinar los efectos de las losas postensadas en el diseño estructural de una edificación de concreto armado.

3.4 Población, muestra y muestreo

3.4.1 Población

La población sobre la cual se realiza la investigación, es una edificación de concreto armado.

3.4.2 Muestra

La muestra es una edificación aparticada de concreto armado de 3 pisos.

3.4.3 Muestreo

Al ser igual la población y la muestra, no existe ningún procedimiento de muestreo.

3.5 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.5.1 Técnicas

- Guías de observación. (reportes de resultados obtenidos de los cálculos de la edificación y comparación)
- Guías de análisis documentario (libros, normas y reglamentos)

3.5.2 Instrumentos

Los instrumentos empleados son:

- Software de análisis de estructuras con elementos finitos.
- Computadora con Procesador Intel® Corei7.
- Hojas de cálculos.

3.6 Técnicas y procesamiento de análisis de datos

3.6.1 Técnicas de procesamiento

Dada la complejidad del sistema, se realizará una modelización asistida por computador utilizando software basada en Elementos Finitos, utilizando software de análisis estructural y hojas de cálculo MS Excel para el diseño los elementos estructurales.

3.6.2 Análisis de datos

Para el análisis e interpretación de datos se desarrollará a través de tablas y gráficos de los resultados obtenidos del análisis de la estructura.

CAPÍTULO IV

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1 Análisis de información

La estructura desarrollada en esta investigación está considerada dentro de la Categoría C (Edificaciones Comunes) ya que estará destinada al uso de oficinas, cuenta con 3 niveles cuyas longitudes en planta son de 28 m de ancho y 32 m de largo lo que hacen una un área total de 896 m^2 de área techada, ubicado en el Malecón Santa Rosa - Huancavelica, la altura del primer entrepiso es de 5 m y los dos restantes son de 3 m.

El sistema resistente a cargas laterales está compuesta de pórticos de concreto armado en ambas direcciones, estos son específicamente vigas y columnas, la longitud del vano más crítico es de 10 m en ambas direcciones, el sistema de losas planteado corresponde a losas nervadas postensadas bidireccionales, estas trabajarán a gravedad y se encargarán de transmitir las cargas hacia las vigas perimetrales, es preciso señalar que se realizará el diseño de una losa convencional para la misma estructuración a fin de comparar los beneficios que pudiéramos obtener con un sistema de losas postensadas con tendones no adheridos contra un sistema convencional de losas nervadas con las mismas dimensiones.

Lo que se quiere lograr con esta tesis es comparar los efectos que produce la aplicación del sistema de losas postensadas en una edificación, respecto a la misma con un sistema de losas convencionales, para tal efecto se planteará dos modelos los cuales llamaremos **Modelo 01** y **Modelo 02** respectivamente, en ambos modelos el sistema de losas elegido es de losas nervadas bidireccionales.

Se analizará el comportamiento sísmico y se desarrollará diseño estructural de cada modelo con las tipologías de losas mencionadas, solo que a las losas del **Modelo 02** se le añadirán los tendones de postensado y se realizará el diseño de estas.

Tanto el análisis sísmico como el diseño estructural se desarrollarán dentro del marco normativo del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y como norma complementaria el American Concrete Institute (ACI), este último para los aspectos en los cuales el RNE no tenga aplicación en lo referente a concreto preesforzado, de esta manera se obtienen diferentes puntos de comparación que se resumirán mediante tablas y gráficas.

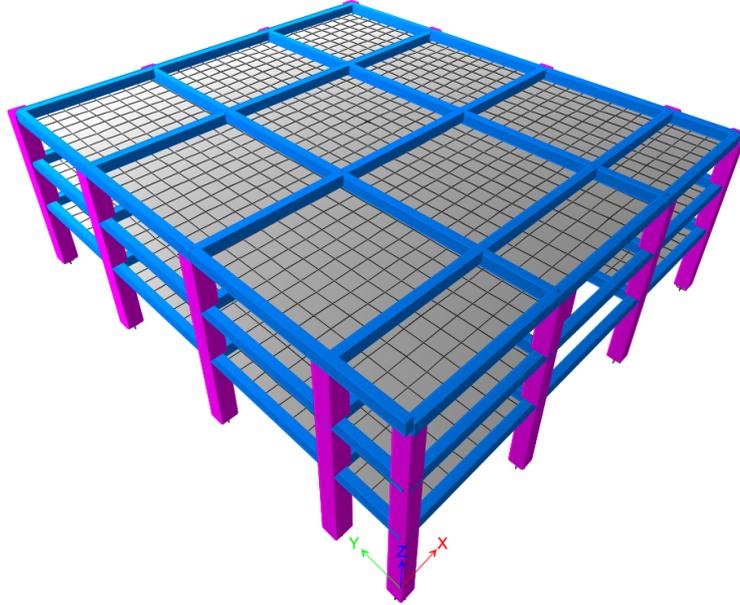
El modelo sísmico se analiza haciendo uso de un software que utiliza el FEM para el computo de las solicitaciones de cada elemento estructural, lo anterior con la asistencia de un computador. Para el diseño de concreto armado se desarrollará satisfaciendo lo especificado en la Norma E.060, el cual toma en cuenta el método LRFD (Amplificación de Cargas y Reducción de Resistencia); el diseño del concreto preesforzado se realiza utilizando la metodología de resistencia última y de esfuerzos permisibles.

La edificación está ubicada una zona donde las características geotécnicas del suelo corresponden al Tipo S2.

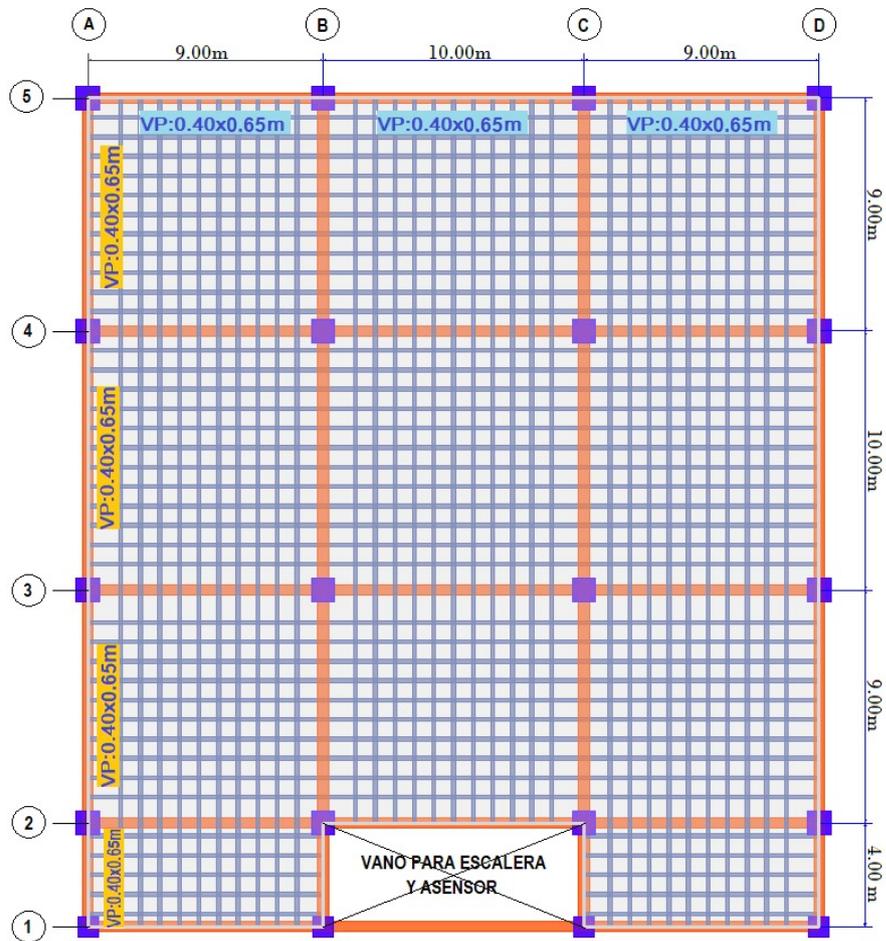
El esquema de la edificación y el tipo de losa a utilizar se muestra en la figura [4.1](#), este es el mismo para ambos modelos (Modelo 01 y Modelo 02).

Figura. 4.1: Estructuración de la edificación.

(a) Isométrico



(b) Planta



4.1.1 Consideraciones generales

4.1.1.1 Normatividad aplicable

Para el análisis y diseño de la estructura se utilizará las normas comprendidas en el **RNE**, en el caso de concreto preesforzado el diseño se realiza conforme a lo dispuesto en el Capítulo 18 de la Norma E.060, en ciertos puntos en las cuales la norma no especifique con claridad determinados parámetros se hará referencia al código ACI318 - 14.

4.1.1.2 Materiales para el diseño

Para tener un punto de comparación, ambos sistemas de losas tanto de concreto reforzado convencional y concreto preesforzado, es necesario que tengan características similares de materiales; por lo tanto se utilizará una resistencia a la compresión del concreto $f'c = 280\text{kg/cm}^2$ para ambos sistemas, los parámetros del acero de refuerzo de acero pasivo son las mismas a diferencia que en el sistema postensado se adiciona el acero de preesfuerzo, a continuación se presentan los parámetros de diseño de los materiales asumidos.

Tabla 4.1: Características de los materiales.

Materiales	Parámetros
Concreto armado & preesforzado	
· Resistencia a la compresión	$f'c$ 280 kg/cm^2
· Módulo de elasticidad	E_S 250998 kg/cm^2
· Peso específico	γ_c 2400 kg/cm^2
· Módulo de Poisson	ν 0.20
Acero de refuerzo	
· Fluencia del acero	f_y 4200 kg/cm^2
· Módulo de elasticidad	E_c $2 \cdot 10^6$ kg/cm^2
Acero de preesfuerzo	
· Esfuerzo último	f_{pu} 18600 kg/cm^2
· Módulo de elasticidad	Eps 2003750 kg/cm^2

Fuente: Adaptado Norma E.060 y ACI318-14

4.1.2 Metrado de cargas

La norma E.020 presenta los tipos de cargas que se deben considerar en el diseño de los elementos estructurales, definimos los tipos de cargas como:

Carga viva (CV).- Peso de las personas quienes harán uso de la estructura, mobiliarios y diferentes elementos no permanentes en la estructura.

Carga muerta (CM).- Peso propio de los diferentes materiales utilizados, aquellos que estarán de forma permanente en la estructura.

Carga de sismo (Sx).- Fuerzas generadas en los elementos por una aceleración sísmica en la base de la estructura, la norma E.030 indica el procedimiento para generar un espectro de diseño, este actúa en cada una de las direcciones de la estructura y varía su magnitud dependiendo del sistema resistente en cada dirección.

Las cargas actuantes sobre la estructura se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 4.2: Cargas actuantes en la estructura.

Carga Muerta (CM)		Carga Viva (CV)	
Losa nervada bidireccional convencional (h = 40 cm)	407 kg/m ²	Oficinas	250 kg/m ²
Losa nervada bidireccional postensada (h = 30 cm)	327 kg/m ²		
Poliestireno expandido	10 kg/m ³	Tabiquería móvil	50 kg/m ²
Acabados	100 kg/m ²	Azotea	100 kg/m ²
Muro cortina	150 kg/m	Pasadisos y escaleras	400 kg/m ²

4.1.3 Predimensionamiento

Para el predimensionamiento utilizaremos los parámetros sugeridos en el RNE [35] y el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” [36] para obtener una dimensión tentativa del peralte de los elementos estructurales, cabe recalcar que estas dimensiones estarán sujetos a las comprobaciones realizadas en el diseño sísmico y diseño de concreto armado, podrán ser modificados si el cálculo lo requiera.

4.1.3.1 Losas

Son los elementos estructurales quienes se encargan de recibir las cargas aplicadas transfiriéndolos a las vigas y estas a las columnas, deben tener la rigidez y resistencia adecuada para limitar las deflexiones, una característica importante es que debe comportarse como diafragma rígido de modo que compatibilice las deformaciones en un nivel determinado producto de los desplazamientos laterales.

El sistema de piso de cada nivel de la edificación estudiada esta conformado por losas nervadas en dos direcciones; tanto para losas de concreto convencional y losas de concreto postensado, se opta por este sistema de losas debido a la gran ventaja que brinda este para distribuir las cargas en todo su perímetro; además debido a la relación $L/A < 2$ [36], la losa trabajará en dos direcciones para su mejor desempeño estructural.

Losas nervadas bidireccionales convencionales (Modelo 01)

Este sistema de aligerado generalmente se usa en paños grandes mayores a 6 m, sus dimensiones suelen ser mayores en comparación con el aligerado tradicional ya que este sistema no se limita a las dimensiones y espaciamentos que requieren los ladrillos de arcilla para su colocación, en este es factible utilizar casetones de poliestireno expandido para aligerar el peso y funcionar como encofrado.

La norma E.060 Art.9.6.3.3 establece un procedimiento para calcular el espesor mínimo de losas bidireccionales apoyadas entre vigas con la finalidad de no verificar deflexiones tabla 4.3.

Tabla 4.3: Espesor h mínimo para losas en dos direcciones apoyadas sobre vigas sin verificar deflexiones.

αfm	Espesor mínimo (h) cm
$\alpha fm \leq 0.2$	Se aplican las disposiciones del Art.9.6.3.2 E.060
$0.2 < \alpha fm \leq 2.0$	h no menor que: $h = \frac{\ln \cdot \left(0.8 + \frac{fy}{14000}\right)}{36 + 5 \cdot \beta \cdot (\alpha fm - 0.2)}$ 12.5 cm
$\alpha fm > 2.0$	h no menor que: $h = \frac{\ln \cdot \left(0.8 + \frac{fy}{14000}\right)}{36 + 9 \cdot \beta}$ 9.0 cm

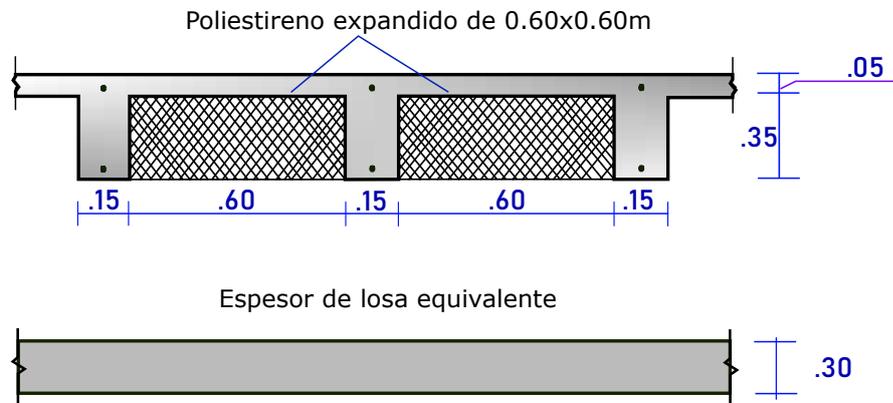
Fuente: Adaptado E.060 Art.9.6.3.3

Donde:

- αfm : valor promedio de αf para todas las vigas en los bordes de un panel.
- αf : relación entre la rigidez a flexión de una sección de viga y la rigidez a flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes (si los hay) a cada lado de la viga.
- β : relación de la dimensión larga a corta de las luces libres para losas en dos direcciones.

Calcularemos el espesor mínimo h para el tramo central de $10 m \times 10 m$ ubicado entre los ejes $B - B$ y $3 - 4$, como el sistema planteado es de losas nervadas bidireccionales, las dimensiones de la sección deben cumplir con las recomendaciones de la E.060 Art.8.11 para losas nervadas, las expresiones planteadas en la tabla 4.3 son aplicables a losas macizas bidireccionales apoyadas sobre vigas; por lo tanto una manera práctica de verificar el espesor mínimo de la losa nervada bidireccional es transformarla a una losa maciza con una rigidez flexional equivalente, así podemos aplicar las expresiones de dicha tabla, la figura 4.6 muestra la sección de losa asumida y la losa maciza con la rigidez equivalente.

Figura. 4.2: Losa nervada convencional.



Con los valores mostrados tenemos que $\alpha fm = 0.64$ y $\beta = 1.00$, entonces utilizaremos la expresión donde $0.2 < \alpha fm \leq 2.0$, desarrollando obtenemos $h_{\min} = 27\text{cm}$, este valor es menor al peralte de la losa maciza equivalente; por lo tanto la sección de la losa nervada bidireccional cumple el requisito de espesor mínimo a fin de no comprobar deflexiones.

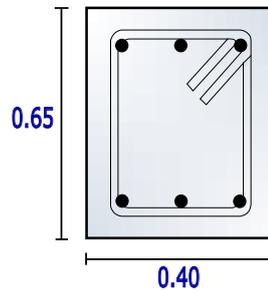
Losas nervadas bidireccionales postensadas (Modelo 02)

En el Capítulo 2 se desarrolló de forma detallada las consideraciones para el dimensionamiento de este tipo de sistemas, en función a ello para la misma losa central ubicada entre los ejes $B - B$ y $3 - 4$ utilizaremos la relación para losas bidireccionales con vigas entre soportes presentadas en la tabla 2.4.

$$Ln = 9.1 \text{ m} , Ln/28 = 32 \text{ cm}$$

Se asumirá un peralte $h = 30 \text{ cm}$ este valor es menor que el calculado pero en el desarrollo del diseño se verificará las deflexiones en condiciones de servicio a fin de que estas no sobrepasen los límites indicados en la norma, las sección asumida se muestra en la siguiente figura.

Figura. 4.4: Sección de viga para todos los niveles.



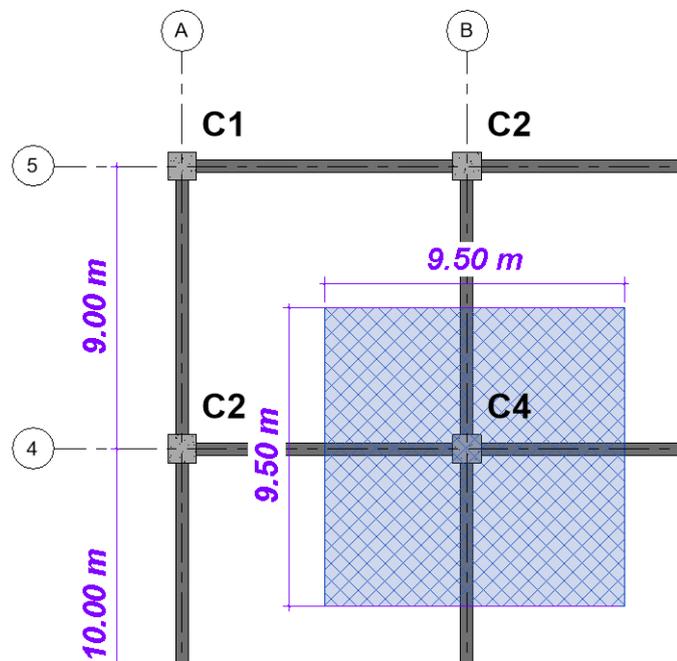
4.1.3.3 Columnas

En estructuras con columnas solicitadas predominantemente a cargas axiales, se puede realizar un predimensionamiento utilizando la siguiente expresión [37].

$$A_g = \frac{1.1 \cdot P_u}{0.45 \cdot (f'_c + \rho \cdot f_y)} \quad (4.1)$$

El predimensionamiento se realizará para la columna central más cargada (C4).

Figura. 4.5: Predimensionamiento Col-C4



Los datos calculados se resumen en la tabla 4.4.

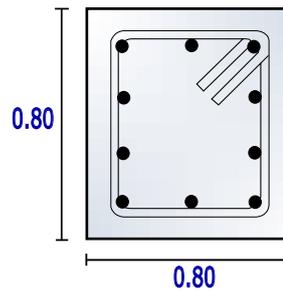
Siendo más conservadores utilizaremos columnas con dimensiones $h = 80 \text{ cm}$ y $b = 80 \text{ cm}$ para todos los niveles y ejes, estas dimensiones podrán ser modificadas

Tabla 4.4: Predimensionamiento de la columna C4.

1 ^{er} – 2 ^{do} Piso.		3 ^{er} Piso.	
Área Tributaria C4 = 90.25m ²			
PP	327 kg/m ²	PP	327 kg/m ²
CM	100 kg/m ²	CM	100 kg/m ²
S/C	300 kg/m ²	S/C	100 kg/m ²
<i>Pu</i>	199957.9 kg	<i>Pu</i>	69293.95 kg
$Pu (Total) = 269251.85 \text{ kg}$			
$\rho = 1\% \quad Ag = 2044.01 \text{ cm}^2$			
$b = 50 \text{ cm} \quad h = 50 \text{ cm}$			

luego de realizar el análisis sísmico a fin de satisfacer los criterios de rigidez.

Figura. 4.6: Sección de columna para todos los niveles.



Es importante mencionar que las secciones de las vigas y columnas de la edificación serán las mismas tanto para el modelo con losas nervadas postensadas como para el modelo con losas nervadas convencionales de modo que obtengamos diferencias o similitudes en el comportamiento de estas con los sistemas de pisos.

4.1.4 Metodología de diseño para el concreto reforzado

El diseño de la estructura estudiada se realizará dentro del marco normativo del **Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)**, en la tabla 4.5 se resume las normas utilizadas en el proceso de análisis y diseño de la edificación planteada. La norma E.060 Art.9.1.1 menciona que las estructuras y los elementos estructurales deberán ser diseñadas para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño $\phi \cdot Rn$ por lo menos iguales a las resistencias requeridas Ru . Estas deben ser calculadas para cargas y fuerzas amplificadas de las distintas combinaciones

Tabla 4.5: Normas utilizadas en la presente investigación.

Sigla	Referencia	Versión
E.020	Cargas	Junio, 2006
E.030	Diseño sismo resistente	Febrero, 2019
E.050	Suelos y cimentaciones	Noviembre, 2018
E.060	Concreto armado	Julio, 2009

que presenta la norma, menciona también que en todas las secciones a lo largo de los elementos estructurales deben satisfacer la siguiente condición:

$$\phi \cdot Rn \geq Ru \quad (4.2)$$

Respecto a las resistencias requeridas Ru la norma E.060 Art.9.2 indica el procedimiento para calcularlas, esto mediante factores de amplificación aplicados a los tipos de cargas y posterior combinaciones de estas cargas amplificadas, lo anterior se realiza debido a la incertidumbre en la determinación de las cargas, así como también de la precisión de los métodos de análisis estructural, las combinaciones para las resistencias requeridas Ru aplicables a la estructura analizada se presentan a continuación:

$$U = 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV \quad (4.3)$$

$$U = 1.25 \cdot (CM + CV) \pm CS \quad (4.4)$$

$$U = 0.9 \cdot CM \pm CS \quad (4.5)$$

Por otra parte para la determinación de la resistencia de diseño $\phi \cdot Rn$, la resistencia nominal calculada acorde con los requisitos de la norma debe multiplicarse por los factores de reducción de resistencia ϕ , este dependerá del tipo de solicitación a la cual está sometida el elemento y la variabilidad de la resistencia. Los valores de los factores de reducción de resistencia se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 4.6: Factores de reducción de resistencia.

Tipo de solicitación	ϕ
Flexión	0.90
Tracción - Flexo Tracción	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y Flexo Compresión:	
-Espirales	0.75
-Estribos	0.70
Aplastamiento del Concreto	0.70
Concreto Simple	0.65

Fuente: Adaptado Norma E.060.

4.1.5 Diseño por gravedad de losa de concreto reforzado (Modelo 01)

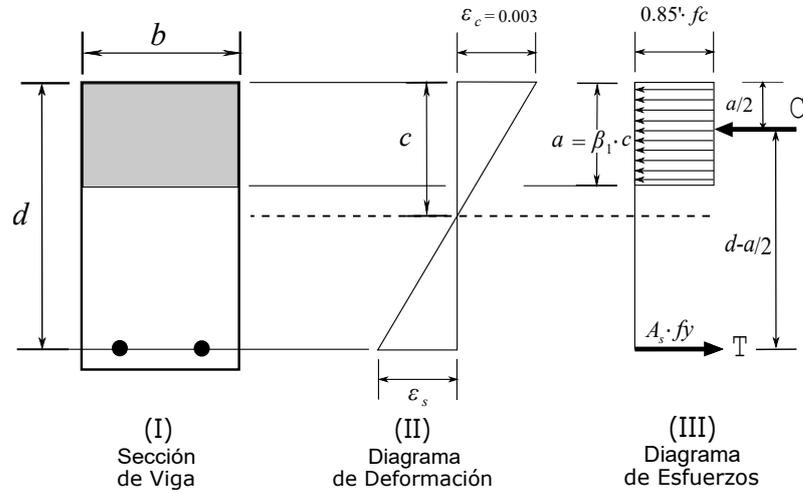
4.1.5.1 Análisis estructural

Las losas en edificaciones son un sistema de transmisión de cargas gravitacionales hacia los elementos horizontales y verticales quienes transmitirán las cargas hasta llegar al suelo de fundación. Estos sistemas de piso no absorben solicitaciones sísmicas importantes, por lo que la combinación más crítica será la combinación que incluya cargas de gravedad $1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV$.

4.1.5.2 Diseño por flexión

El diseño de los elementos a flexión se realizará satisfaciendo la condición de equilibrio para cada sección de un elemento de concreto reforzado de acuerdo con la figura 4.7.

Figura. 4.7: Diagrama de deformaciones y esfuerzos de viga rectangular.



Fuente: Adaptado de Mashhour & Mahmoud, p.37 [38]

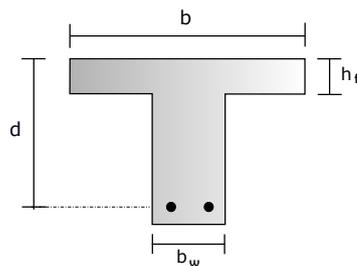
De la condición de equilibrio y aplicando el factor de resistencia tenemos las ecuaciones que gobiernan el diseño por flexión:

$$A_s = \frac{Mu}{\varphi \cdot f_y \cdot (d - a/2)} \quad (4.6)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \quad (4.7)$$

La viguetas de las losas nervadas se diseñarán como vigas T, en estas casi siempre se cumple que el bloque equivalente de compresión está dentro de losa asumida en el predimensionamiento (5 cm) o comúnmente llamado “ala” de la sección. Por lo tanto, para el cálculo de la resistencia para momentos positivos se asumirá una sección rectangular con un ancho b de acuerdo a la figura 4.8 en el caso de momentos negativos una sección con un ancho de b_w .

Figura. 4.8: Sección de viga T.



4.1.5.3 Diseño por corte

Generalmente los aligerados no llevan estribos, entonces todos los esfuerzos que producen las fuerzas cortantes deberán ser absorbidas por el concreto. La norma E.060 Art.8.11.8 menciona que se puede considerar un 10% más la resistencia a cortante de la sección, esto para losas nervadas y aligeradas, pero la norma no especifica si este requisito también se aplica a losas macizas, la resistencia a cortante esta dado por la siguiente ecuación.

$$\phi \cdot V_n = 1.1 \cdot \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d \quad (4.8)$$

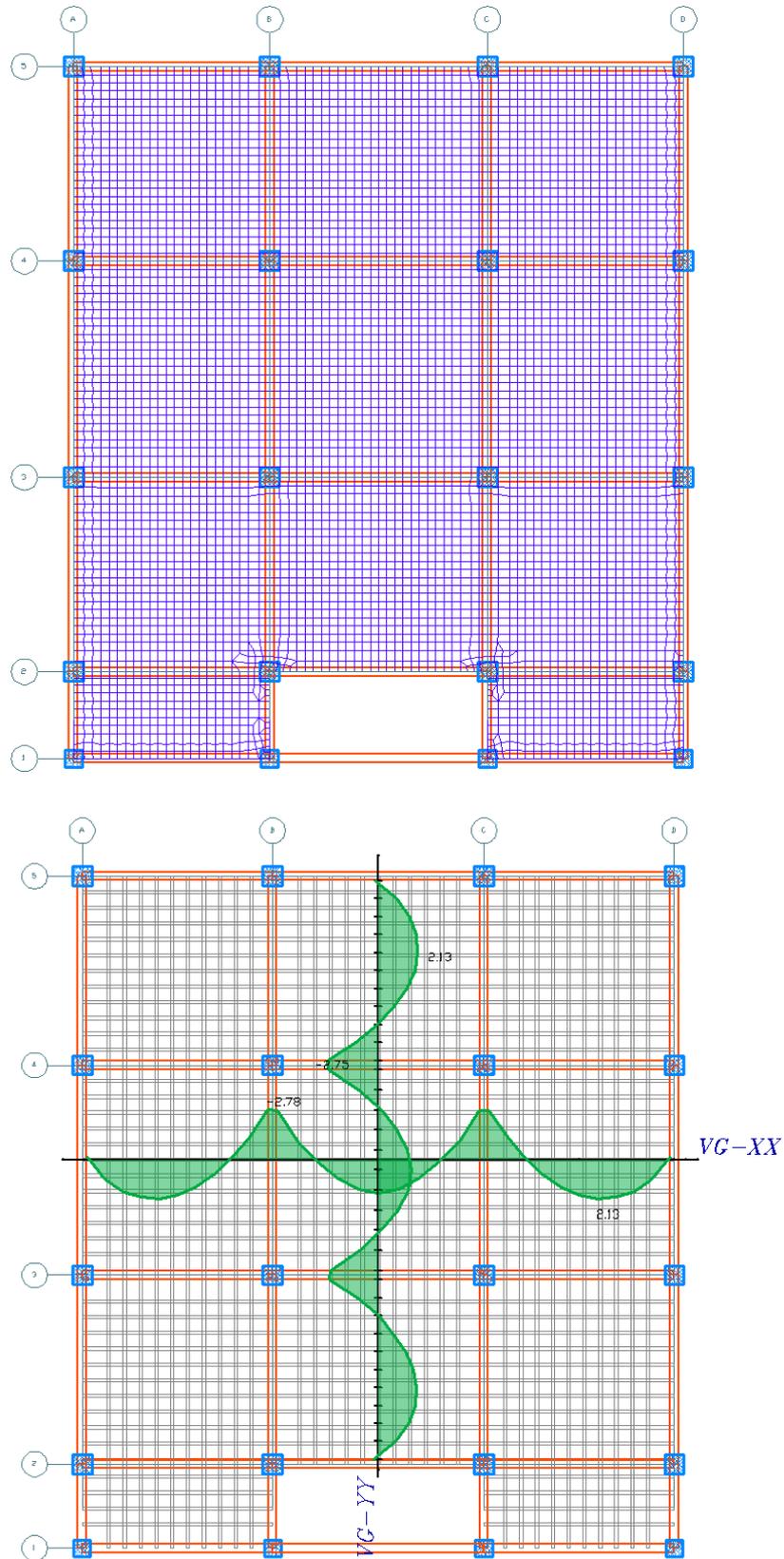
Se debe satisfacer los requisitos de resistencia donde $\phi \cdot V_c \geq V_u$, esta evaluación de resistencia se realiza a una distancia d medido a partir de la cara de los apoyos, en caso que la resistencia requerida sea menor a la actuante, una alternativa para losas nervadas es crear ensanches o macizados retirando las bloquetas en los extremos y llenando ese espacio con concreto, de esta manera incrementamos la sección resistente.

4.1.5.4 Determinación de solicitaciones

La determinación precisa de los momentos para losas en dos direcciones con diferentes condiciones de apoyo es muy complicada y poco práctica para propósitos de diseño. Por esta razón, se han desarrollado varios métodos simplificados para la determinación de los momentos, cortantes y reacciones en este tipo de losas.[31]

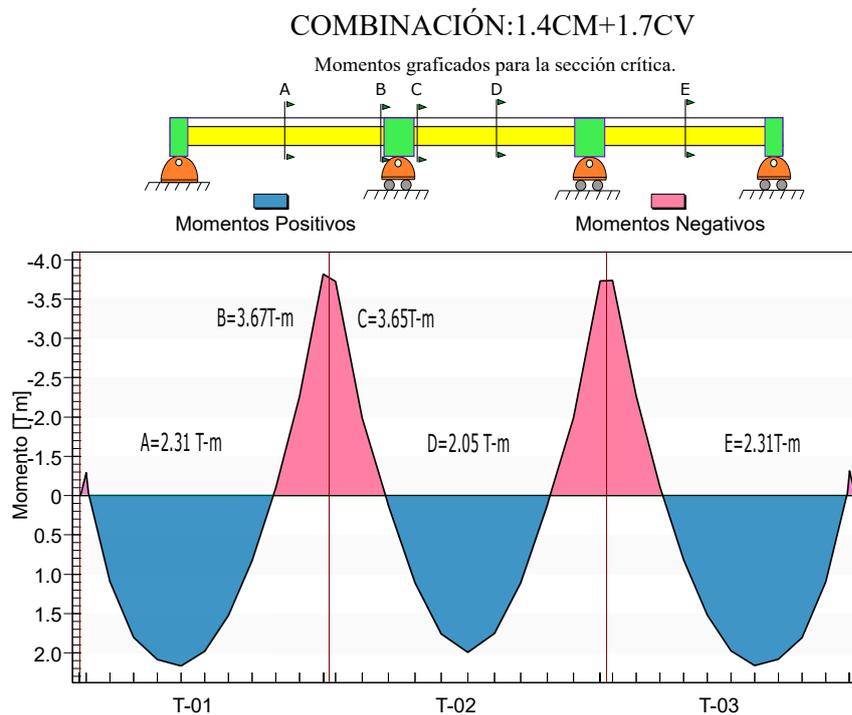
La norma E.060 propone tres métodos para el diseño por cargas de gravedad del sistema de losas los cuales son: método directo, método de coeficientes y el método del pórtico equivalente; además precisa que se puede diseñar un sistema de losas mediante cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad. En este trabajo para la determinación de las acciones que estará sometido la losa utilizaremos el método de Elementos Finitos este es un método muy poderoso que permite analizar cualquier tipo de elementos y estructuras de manera precisa. En la figura 4.9 se presenta el mallado de elementos finitos y los momentos para la sección más crítica.

Figura. 4.9: Malla de elementos finitos y momentos en secciones críticas.



Del gráfico anterior podemos notar que las solicitaciones para las viguetas $VG - XX$ y $VG - YY$ son idénticas, esto es de esperarse ya que las dimensiones y la carga aplicada en las viguetas son las mismas, por lo tanto el diseño se aplica a la vigueta central $VG - XX$ en las secciones de análisis con mayores momentos a lo largo del elemento.

Figura. 4.10: Diagrama de momentos para la vigueta central X-X(m).



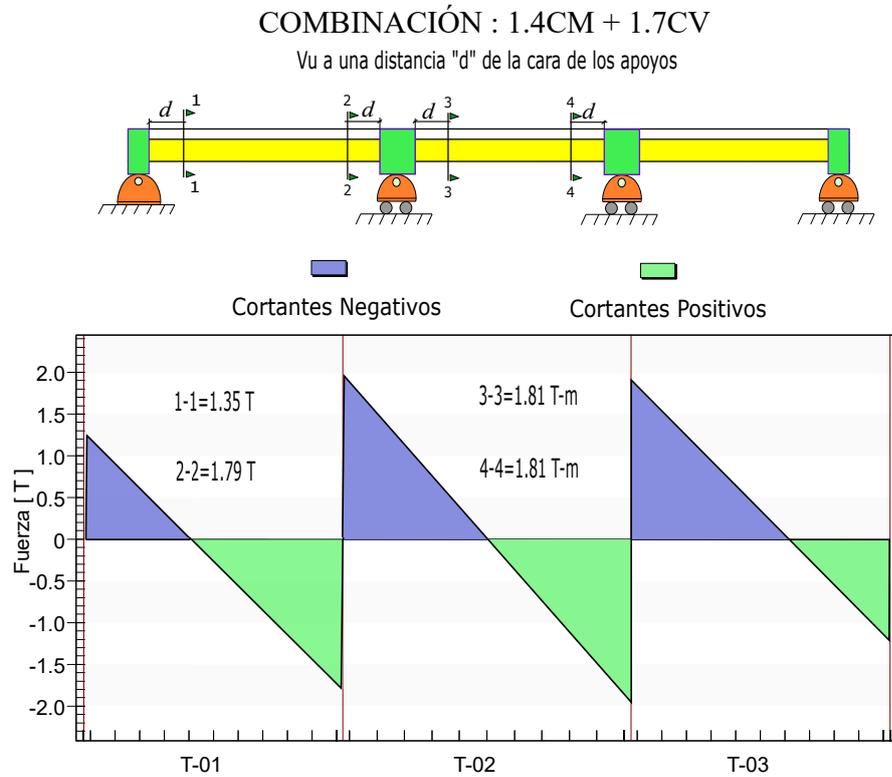
El diseño por flexión se desarrolla considerando a la sección como una Viga T obteniendo los siguientes resultados para la secciones de análisis:

Tabla 4.7: Diseño a flexión de la vigueta.

	A	B&C	D	E
M_u (tn - m)	2.31	3.65	2.05	2.31
B (cm)	75.00	15.00	75.00	75.00
d (cm)	37.50	37.50	37.50	37.50
a (cm)	0.50	3.82	0.50	0.50
A_s (cm ²)	2.13	3.25	2.13	2.13
#Barras	3 ϕ 3/8"	2 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"	3 ϕ 3/8"	3 ϕ 3/8"
$\phi \cdot Mn$	3.00	4.37	3.00	3.00

El diagrama de fuerzas cortantes obtenemos del análisis desarrollado.

Figura. 4.11: Diagrama de fuerzas cortantes para la vigueta central X-X.



En la tabla 4.8 se resume el cálculo desarrollado, como podemos observar la sección de concreto por si sola resiste las cortantes V_u , entonces no es necesario utilizar estribos ni colocar ensanches.

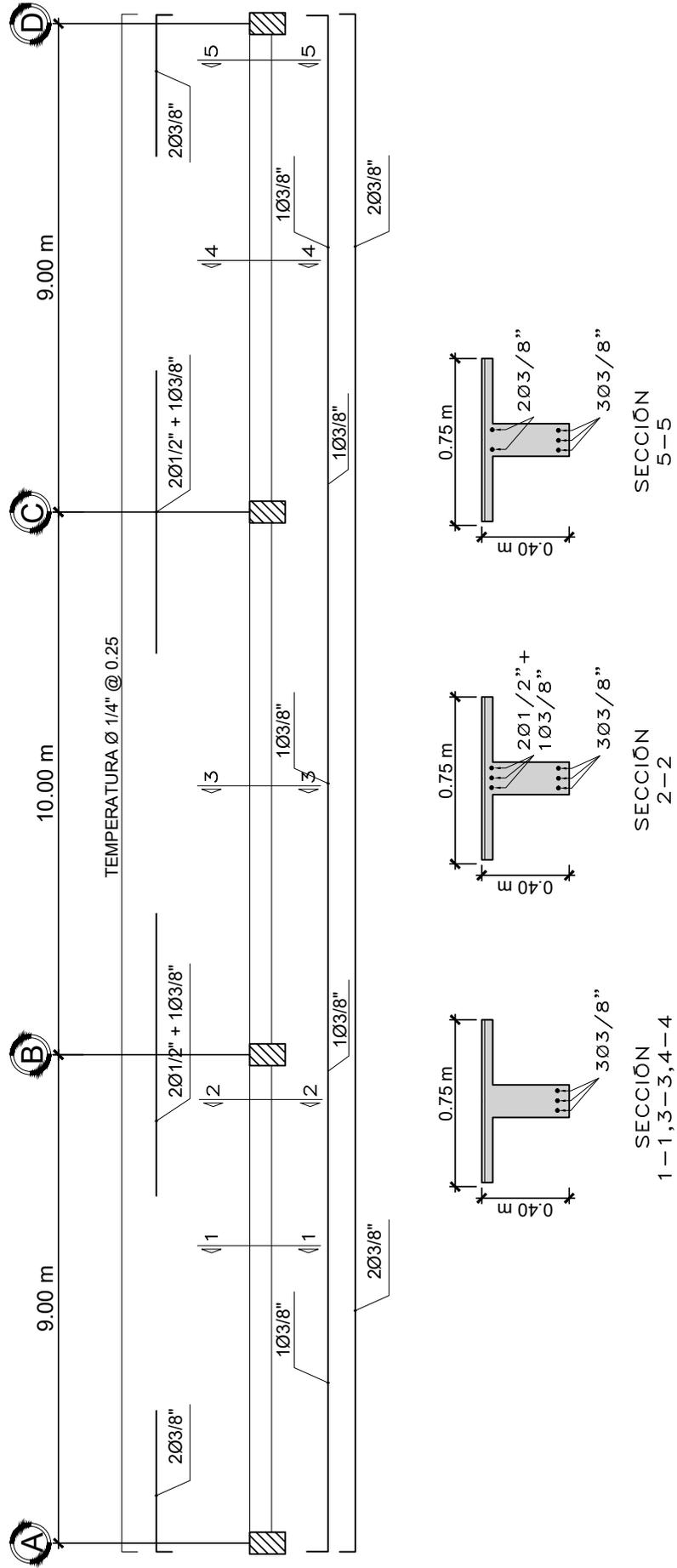
Tabla 4.8: Diseño a cortante de la vigueta

Secciones 1-1, 2-2, 3-3 \$ 4-4				
Max. V_u (tn - m)	d (cm)	bw (cm)	$\phi \cdot V_n$	$\phi \cdot V_n \geq V_u$
1.81	37.5	15	4.66	4.66 > 1.81 ok!

La vigueta reforzada se muestra en la figura 4.12, y el armado total de la losa se presenta en el Anexo A.

Figura. 4.12: Detallado de vigueta tipo T.

VIGUETA TIPO T TRAMO CENTRAL X-X



4.1.6 Metodología de diseño para el concreto preesforzado

4.1.6.1 Recubrimiento del acero de preesfuerzo

La Norma E.060 Art.7.7.2 menciona que debe proporcionarse un recubrimiento mínimo de concreto al acero preesforzado y no preesforzado tabla 4.9, a los ductos de postensado y accesorios de los extremos en función a los siguientes parámetros.

Tabla 4.9: Recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo preesforzado.

Descripción	Elementos	Recubrimiento
Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a el.		70 mm
Concreto en contacto permanente con el suelo o a la interperie.	Paneles de muros y losas	25 mm
	Viguetas	25 mm
	Otros elementos	40 mm
Concreto no expuesto a la interperie ni en contacto con el suelo.	Paneles de muros y losas	20 mm
	<i>Vigas y columnas</i>	
	Refuerzo principal	40 mm
	Estribos y espirales	25 mm
	<i>Cáscaras y losas plegadas</i>	
	Barras de 5/8" y menores	10 mm
	Mallas electrosoldadas	10 mm
Otros refuerzos, db pero no menos de:	20 mm	

Fuente: Adaptado Art.7.7.2 Norma E.060

4.1.6.2 Esfuerzos permitidos

Para la determinación de los esfuerzos en el concreto preesforzado se debe considerar tres etapas de cargas: transferencia de preesfuerzo, cargas de servicio y cargas de fisuración. La norma E.060 Art.18.3.3 clasifica a los elementos preesforzados sometidos a flexión como Clase U (*no agrietado*) o Clase T (*transición de fisurado a no fisurado*) en función del esfuerzo en la fibra extrema en tracción de la zona precomprimida en tracción **para las cargas de servicio.**

Tabla 4.10: Clasificación de elementos preesforzados sometidos a flexión.

CLASE		
	U	T
Fibra en Tracción	$f_t \leq 2 \cdot \sqrt{f'_c}$	$2 \cdot \sqrt{f'_c} < f_t < 3.2 \cdot \sqrt{f'_c}$

Fuente: Adaptado de norma E.060.

Los sistemas de losas preesforzadas en dos direcciones, deben ser diseñadas como clase U, con $f_t \leq 1.6\sqrt{f'_c}$.

Para la determinación de esfuerzos después de la transferencia de preesfuerzo, los esfuerzos en la fibra extrema no debe exceder de los valores indicados en la siguiente tabla.

Tabla 4.11: Esfuerzos del concreto inmediatamente después de la transferencia.

Ubicación del esfuerzo	Valor
Esfuerzo en la fibra extrema en compresión.	$0.60 \cdot f'_c$
Esfuerzo en la fibra extrema en tracción.	$0.8 \cdot \sqrt{f'_c}$
Esfuerzo en la fibra extrema en tracción en los extremos de los elementos simplemente apoyados.	$1.6 \cdot \sqrt{f'_c}$

Fuente: Adaptado Art. 18.4.1 Norma E.060

Cuando los esfuerzos de tracción en el elemento f_t superen los valores indicados en la tabla 4.11, deberá colocarse refuerzo convencional en la zona de tracción para resistir la fuerza total de tracción en el concreto, calculada con la suposición de sección no fisurada.

Para elementos preesforzados clasificados como Clase U y Clase T, los esfuerzos en el concreto sometidos a cargas de servicio después de haber ocurrido todas las pérdidas no deben exceder los valores de acuerdo a la tabla 4.12.

Tabla 4.12: Esfuerzos bajo cargas de servicio después de ocurrido todas las pérdidas.

Clase U o Clase T	
Esfuerzo en la fibra extrema a compresión bajo cargas sostenidas.	$0.45 \cdot f'_c$
Esfuerzo en la fibra extrema a compresión bajo cargas totales.	$0.60 \cdot f'_c$

Fuente: Adaptado Art. 18.4.2 Norma E.060

En el caso del acero de preesfuerzo, los esfuerzos de tracción no deben exceder los siguientes valores:

Tabla 4.13: Esfuerzos de tracción en el acero de preesfuerzo.

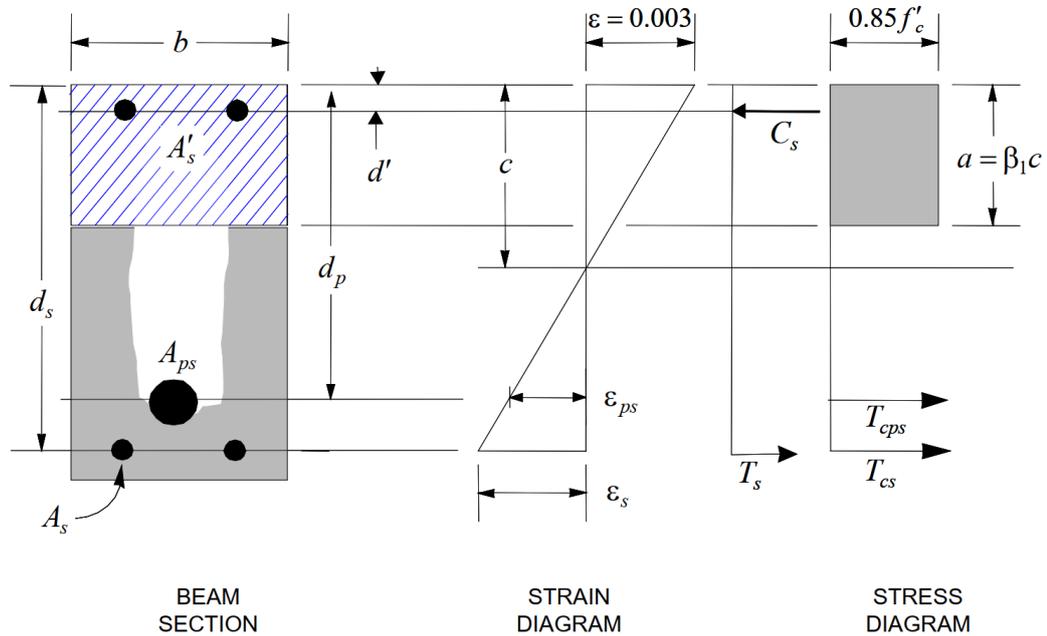
Esfuerzo de tracción	Valor
Debido a la fuerza de gateo de preesfuerzo.	$0.94 \cdot f_{py} \leq \min \begin{cases} 0.80 \cdot f_{pu} \\ \text{máx. valor de fábrica} \end{cases}$
Inmediatamente después de la transferencia de preesfuerzo.	$0.82 \cdot f_{py} \leq 0.74 \cdot f_{pu}$
Tendones de postensado, en anclajes y acoples, inmediatamente después de la transferencia de preesfuerzo.	$0.70 \cdot f_{pu}$

Fuente: Adaptado Art.18.5.1 Norma E.060

Diseño a flexión

En resistencia última los elementos sometidos a flexión se diseñan con los métodos de diseño convencional para concreto reforzado, se conserva la utilización del bloque de compresiones o bloque equivalente de Whitney, figura 4.13.

Figura. 4.13: Diseño de viga rectangular



Fuente: CSI Computers & Structures.

Donde para el análisis de los esfuerzos en transferencia del preesfuerzo bajo cargas de servicio y cargas de fisuración, se empleará la teoría elástica asumiendo que las deformaciones unitarias varían linealmente con el peralte del elemento en todas las etapas de carga y cuando la sección se encuentra fisurada no existe aporte del concreto a la tracción.

Al igual que en el diseño convencional lo que se busca es trabajar con condiciones de carga que hagan que las deformaciones en los aceros tanto pasivo (*acero de refuerzo*) como activo (*acero de preesfuerzo*) sean superiores a las deformaciones de fluencia de cada material, de esta manera se encaminaría al elemento a desarrollar una falla dúctil.

Para la determinación de f_{ps} se pueden usar los valores aproximados presentados en la tabla 4.14.

Tabla 4.14: Esfuerzos del acero de preesfuerzo en elementos.

$f_{se} > 0.5 \cdot f_{pu}$	
Elementos con Tendones Adheridos	$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega') \right] \right)$
Elementos con Tendones No Adheridos	
$L/h \leq 35$	$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{100 \cdot \rho p}$, $f_{ps} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} f_{py} \\ f_{se} + 4200 \end{array} \right.$
$L/h > 35$	$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{300 \cdot \rho p}$, $f_{ps} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} f_{py} \\ f_{se} + 2100 \end{array} \right.$

Fuente: Adaptado Art.18.7.2 Norma E.060

Donde:

- $\rho p = A_{ps}$, $\omega = \rho \cdot f_y / f'_c$, $\omega' = \rho' \cdot f_y / f'_c$

- $\gamma_p = \begin{cases} 0.55 & \text{si } 0.80 \leq f_{py} / f_{pu} \leq 0.85 \\ 0.40 & \text{si } 0.85 < f_{py} / f_{pu} \leq 0.90 \\ 0.28 & \text{si } f_{py} / f_{pu} > 0.90 \end{cases}$

Diseño a cortante

Con respecto al diseño por cortante proporcionada por el concreto en elementos preesforzados la norma E.060 Art.11.4 nos presenta la fórmula general aproximada 4.9, válida cuando la fuerza efectiva de preesfuerzo sea mayor al 40% de la resistencia a la tracción del acero de preesfuerzo por flexión $A_{ps} \cdot f_{pu}$.

$$V_c = \left(0.16 \sqrt{f'_c} + 49 \frac{V_u \cdot dp}{M_u} \right) \cdot bw \cdot d \quad (4.9)$$

Donde:

- V_u, M_u : cortante y momento último para la misma combinación de carga.
- d_p : distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero de preesforzado $d_p \leq 0.80 \cdot h$

4.1.6.3 Control de deflexiones

El control de deflexiones en elementos de concreto se limita a :

- El impacto del desplazamiento vertical en los ocupantes.
- Posible daño a los elementos no estructurales.
- Deterioro funcional como por ejemplo de los drenajes instalados.

La norma E.060 Art.9.6.4 menciona que para los elementos preesforzados sometidos a flexión y clasificados como Clase U, las deflexiones inmediatas se calcularán por los métodos usuales para deflexiones elásticas en la cual el momento de inercia corresponde a la sección total de concreto, en caso de ser clasificados como Clase T, la sección a utilizar corresponde a la sección agrietada.

La deflexión adicional a largo plazo en elementos de concreto preesforzado debe calcularse teniendo en cuenta los esfuerzos en el concreto y en el acero bajo carga permanente, incluyendo los efectos del flujo plástico y la retracción del concreto, así como la relajación del acero.

La deflexión calculada no debe exceder de los valores indicados en la tabla [4.15](#).

Tabla 4.15: Deflexiones máximas admisibles.

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva.	$l/180$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva.	$l/360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional.	$l/480$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240$

Fuente: Adaptado Art.9.6.2.6 Norma E.060

4.1.6.4 Combinaciones de carga

Se necesita analizar varias combinaciones de carga para las cuales la estructura será diseñada, para el diseño de concreto preesforzado en la etapa de servicio a las combinaciones se le añadirá una componente más correspondiente la carga equivalente proporcionado por el perfil del tendón o comúnmente conocido como “Carga Balanceada”, en tanto para la condición de resistencia última en el diseño por corte se requieren las fuerzas totales (principales y secundarias), mientras que para el diseño por flexión se requieren las fuerzas secundarias o hiperestáticas producto de la indeterminación de la estructura. Estas combinaciones en concordancia con ACI318-14 Art.5.3.11 se resumen a continuación:

Combinación inicial de carga de servicio

Esta combinación es utilizada para determinar las solicitaciones en transferencia de las fuerzas de preesfuerzo, estas fuerzas son consideradas sin ninguna pérdida a largo plazo.

$$1 \cdot CM + 1 \cdot CB \quad (4.10)$$

Combinación de carga de servicio

Esta combinación es utilizada para determinar las solicitaciones en servicio de las fuerzas de preesfuerzo, en esta etapa se asume que todas las pérdidas a largo plazo ya han ocurrido.

$$1 \cdot CM + 1 \cdot CV + 1 \cdot CB \quad (4.11)$$

Combinación de carga de servicio a largo plazo

Esta combinación es utilizada para determinar las solicitaciones a largo plazo de las fuerzas de preesfuerzo, en esta etapa se asume que todas las pérdidas a largo plazo ya han ocurrido en la etapa de servicio, solo se considera el 50% de la carga viva como carga permanente.

$$1 \cdot CM + 0.5 \cdot CV + 1 \cdot CB \quad (4.12)$$

Combinación de carga de diseño por resistencia

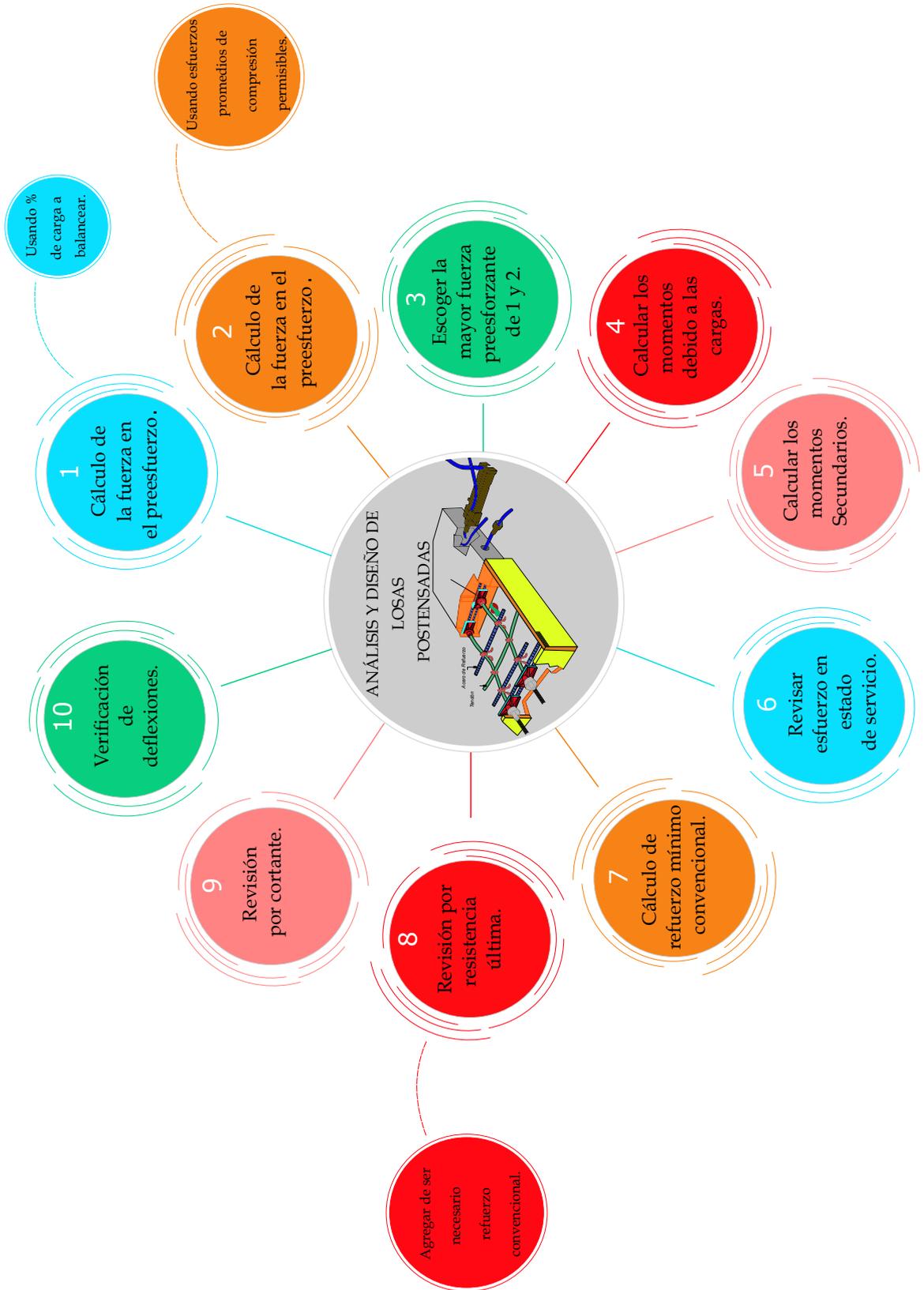
Esta combinación es utilizada para determinar las solicitaciones de las fuerzas de preesfuerzo por resistencia.

$$1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV + 1 \cdot HYP \quad (4.13)$$

4.1.7 Diseño por gravedad de la losa de concreto preesforzado (Modelo 02)

La metodología a seguir para el diseño de los elementos postensados tendrá el siguiente esquema:

Figura. 4.14: Esquema de diseño en concreto postensado.

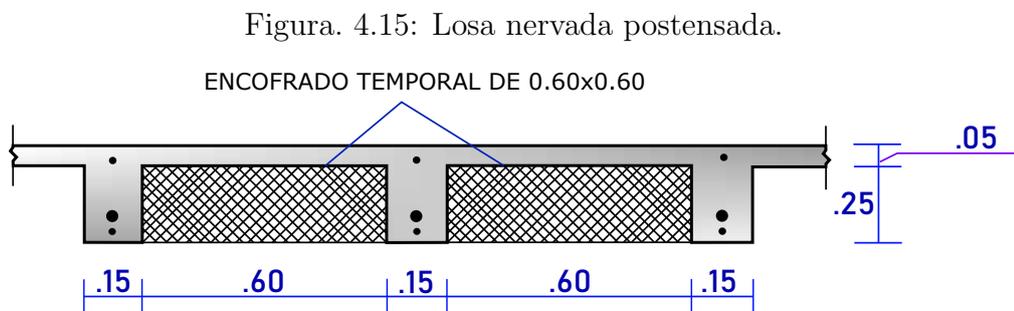


4.1.8 Sistema estructural y geometría

Como se realizó en el Item 4.1.5.4 el cálculo de las solicitaciones y posterior diseño se realizará para la vigueta VG X-X mostrada figura 4.9, la diferencia es que en este caso la vigueta será una vigueta postensada.

4.1.8.1 Sección geométrica de la vigueta preesforzada

De acuerdo a lo descrito anteriormente en el predimensionamiento Item 4.1.3.1 (Modelo 02), la sección de la losa nervada tiene las siguientes dimensiones:



La norma E.060 Art.13.2.5 establece que para elementos colocados monolíticamente, una viga incluye la parte de la losa que está situada a cada lado de la viga, entonces se deberá utilizar un ancho efectivo para el análisis de la vigueta, pero no especifica si se debe considerar un ancho efectivo cuando la vigueta está postensada. Para la elección del ancho efectivo de la vigueta se tomará en cuenta las disposiciones para vigas "T" establecidas en la norma E.060 Art.8.10.2, de la cual se extrajeron las siguientes expresiones:

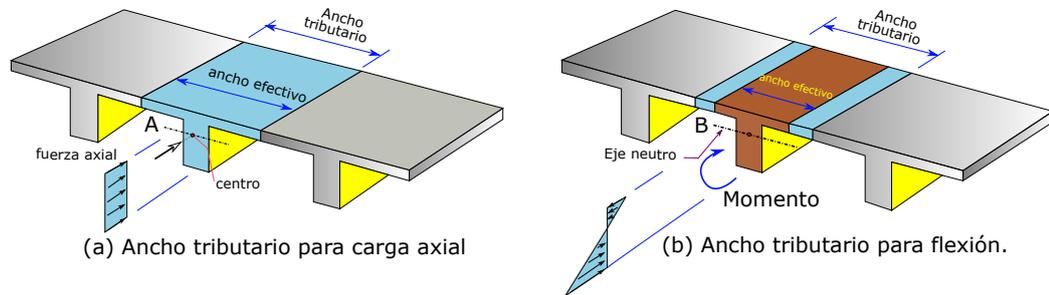
$$b \leq L/4 \quad (4.14)$$

$$\frac{b - b_w}{2} \leq B/2 \quad (4.15)$$

$$\frac{b - b_w}{2} \leq 8hf \quad (4.16)$$

Según Aalami O.[25] menciona que para los efectos axiales de precompresión se debe usar el área tributaria total de la sección y para los efectos de flexión usar el ancho efectivo asociado a la flexión de la viga, como se muestra en la figura 4.21.

Figura. 4.16: Ancho efectivo de vigueta.



Fuente: Adaptado de Aalami O., p.79 [25]

Realizando los cálculos del ancho efectivo para los tres tramos de la vigueta VG X-X , obtenemos los siguientes resultados.

Tabla 4.16: Determinación del ancho efectivo.

Tramo AB		Tramo BC		Tramo CD	
L	9.00 m	L	10.00 m	L	9.00 m
bw	0.15 m	bw	0.15 m	bw	0.15 m
B	0.60 m	B	0.60 m	B	0.60 m
hf	0.05 m	hf	0.05 m	hf	0.05 m
b	2.15 m	b	2.40 m	b	2.15 m
b	0.75 m	b	0.75 m	b	0.75 m
b	0.95 m	b	0.95 m	b	0.95 m

De la tabla anterior escogemos el menor valor, entonces se tiene un ancho efectivo $b = 0.75$ m figura 4.8 para todos los tramos, debemos notar que para esta distribución de losas el ancho efectivo es igual al ancho tributario de cada vigueta.

Para el desarrollo de los cálculos es necesario determinar las propiedades geométricas de la sección de la vigueta en análisis tabla 4.17.

Tabla 4.17: Propiedades geométricas de la sección de vigueta.

Tramo AB, BC y CD		
	Esfuerzos Axiles	Esfuerzos de Flexión
$A(cm^2)$	675	675
$I(cm^4)$	36823	36823
$Y_t(cm)$	8.06	8.06
$Y_b(cm)$	16.94	16.94
$S_{sup}(cm^3)$	4568.61	4568.61
$S_{inf}(cm^3)$	2173.73	2173.73

4.1.9 Consideraciones para el diseño de concreto preesforzado

4.1.9.1 Concreto

Las propiedades de los materiales utilizados en concreto reforzado y preesforzado se presentan en la tabla 4.1, con respecto al concreto la norma E.060 Art.18.13.4.3 menciona que el acero de preesfuerzo no se debe tensar a menos que el concreto tenga una resistencia de 28 MPa para torones de varios alambres o de al menos 17 MPa para los tendones de un cable o para barras, a este parámetro se le conoce como *Resistencia en Transferencia*.

Para nuestro análisis asumiremos conservadoramente que la resistencia en transferencia será de $f'c_i = 200 \text{ kg/cm}^2$, esto implica que de alguna forma para el día del tensado el concreto deberá contar con esta resistencia, de modo que viene a ser una de las razones por las cuales se necesita concretos de alta resistencia en los elementos preesforzados, de modo que a edades tempranas obtengamos resistencias mayores, esto también se puede lograr haciendo uso de aditivos que ayuden a ganar resistencia en menor tiempo.

4.1.9.2 Acero de preesfuerzo

Los parámetros del acero de preesfuerzo utilizado se muestran en la tabla 4.18.

Tabla 4.18: Parámetros del acero de preesfuerzo utilizado.

Cable de preesfuerzo de 7 alambres ASTM 416		
Descripción	Unidades	Valor
Diámetro Nominal	<i>mm</i>	15.24
Área (A_{toron})	mm^2	140
Módulo de Elasticidad (E)	kg/cm^2	$2 \cdot 10^6$
Resistencia última a la tracción (fpu)	kg/cm^2	18600
Esfuerzo de gateo ($80\% \cdot fpu$)	kg/cm^2	14880
Pérdidas a corto y largo plazo ($20\% \cdot fpu$)	kg/cm^2	3720

Fuerza efectiva

Es la fuerza promedio a lo largo del tendón después de haber ocurrido todas las pérdidas a corto y a largo plazo, su cálculo obedece a la siguiente ecuación:

$$F_{efectiva} = fpu \cdot (80\% - 20\% \cdot A_{toron}) \quad (4.17)$$

Con los valores presentados para el tendón asumido obtenemos que el valor de la fuerza efectiva es:

$$F_{efectiva} = 15,624 \text{ kg/Cable} \quad (4.18)$$

4.1.10 Selección de la fuerza de postensado

Para el diseño de la viga postensada nos basaremos en la fuerza efectiva del torón, este se asume que es constante en toda su longitud. La fuerza efectiva total determinada en la ecuación 4.18, será usada para determinar el número de torones requeridos.

$$f_{se} = 15624 \text{ kg/cable}$$

4.1.11 Selección del número de tendones

Se determina un número de torones para cada tramo en función al promedio de precompresión asumida y el área de sección transversal tributaria de cada viga. Posterior a ello se afinará el número de tendones en función a la carga que proporcionan.

- Fuerza necesaria para el nivel de precompresión asumido

$$10.2kg/cm^2 \times 750cm^2 = 7650 kg$$

- Número de torones o cables

$$7650kg \div 15624kg/cable = 0.49 cables$$

Como podemos observar el número de cables necesarios para llegar al nivel de precompresión es menor a uno, entonces asumiremos 1 *torón/vigueta*

4.1.12 Cálculo de la carga balanceada

Una práctica muy usual es asumir el nivel de precompresión balanceando un porcentaje de carga muerta, la norma E.060 Art.18.12.4 determina que el espaciamiento de los tendones debe proveer un preesfuerzo promedio mínimo efectivo de 0.90 MPa sobre la sección de losa tributaria al tendón. Entonces iniciaremos los cálculos con las siguientes suposiciones buscando ser conservadores.

Aalami O.[25] en losas una buena práctica es balancear del 60% al 80% de la carga muerta, el cual conlleva a tener un buen control de deflexiones, de lo anterior tenemos lo siguiente:

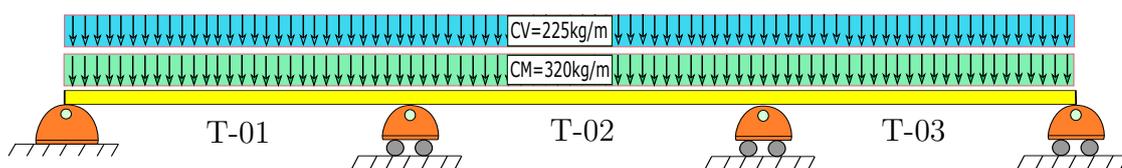
- Preesfuerzo promedio asumido (1 MPa): 10.2 kg/cm²
- Carga balanceada (%) de CM: 60%

El perfil del tendón es elegido de modo tal que ejerza una fuerza uniforme hacia arriba en cada tramo de la viga, utilizamos un perfil parabólico; realizando del metrado de cargas (tabla 4.2) tenemos:

Tabla 4.19: Cargas por vigueta preesforzada.

Ancho efectivo $b = 0.75m$		
	kg/m^2	kg/m
PP	327.1	245.33
CM	100	75
S/C	300	225

Figura. 4.17: Cargas actuantes en la vigueta.



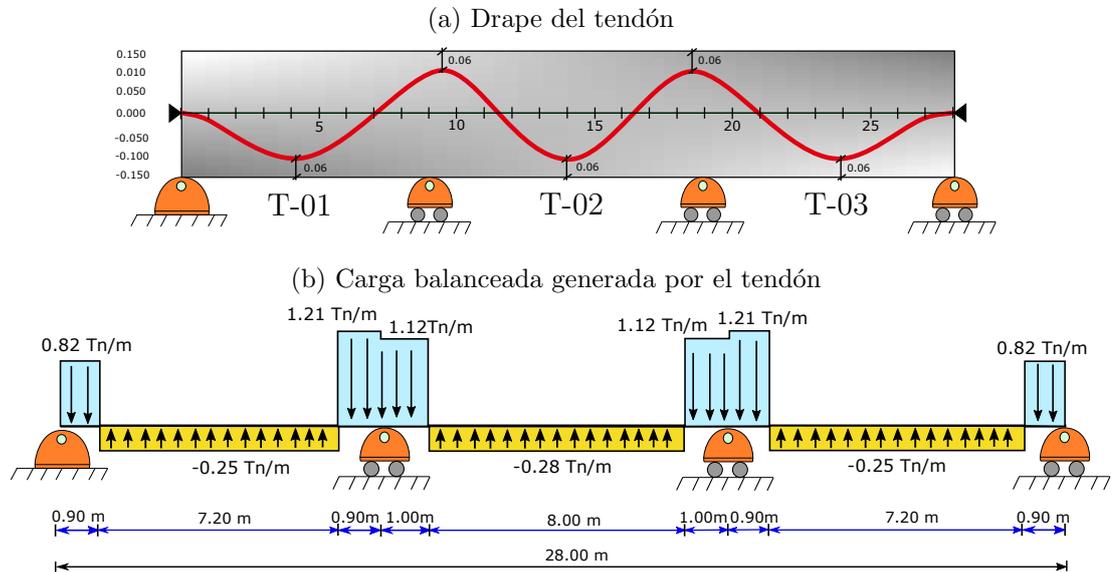
Lo que buscaremos es tratar de balancear el 60% de la carga muerta que actúa en la viga para cada tramo, entonces el drapeo del perfil se elegirá de modo tal que balanceemos ese porcentaje de carga pero no más del 90% de la carga muerta, en orden a ello elegiremos los puntos adecuados utilizando la figura 2.46, cuyos valores obtenidos que se muestra en el Anexo D; para los tres tramos de la vigueta analizada son:

Tabla 4.20: Drapeado del tendón en los tres tramos.

	L (m)	CGC.Sup (mm)	CGC. Inf (mm)	a (m)	b (m)	c (m)	e1 (mm)	e2 (mm)	e3 (mm)	A1	A2	A3
T - 01	9.00	60	60	0.90	3.81	0.90	0.00	90	90	-0.0262	0.0081	-0.0386
T - 02	10.00	60	60	1.00	5.00	1.00	90	90	90	-0.0360	0.0090	-0.0360
T - 03	9.00	60	60	0.90	5.19	0.90	90	0.00	90	-0.0386	0.0081	-0.0262

De la tabla anterior podemos notar que para los tramos T-01 y T-03, donde los puntos altos del tendón no son generalmente iguales, el punto bajo resultante no estará en la mitad de estos tramos como si ocurre en el tramo central, la carga balanceada producida por el perfil del tendón se muestra en la siguiente figura.

Figura. 4.18: Asignación del cable de preesfuerzo.



El porcentaje de carga balanceada de cada tramo para la carga muerta se resume en la tabla 4.21. Es preciso señalar que este porcentaje de carga balanceada se logra colocando un tendón en la vigueta con una fuerza efectiva de 15.624 *tn*.

Tabla 4.21: Carga Balanceada.

% de Carga Balanceada.			
	CM (tn/m)	CB (tn/m)	%CM
T-01	0.32	0.25	78%
T-02	0.32	0.28	87%
T-03	0.32	0.25	78%

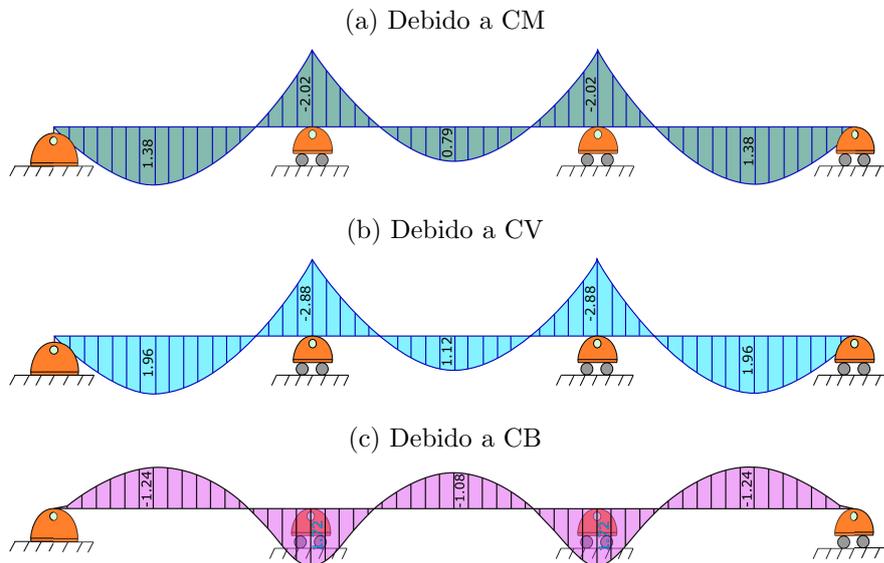
Las fuerzas que ejerce el torón sobre el concreto que lo contiene (la vigueta) permanecen en equilibrio estático, para un diseño correcto es indispensable realizar una verificación de equilibrio para las cargas generadas, por lo tanto realizaremos una sumatoria de cargas verticales a fin de verificar el cumplimiento del equilibrio.

Tabla 4.22: Comprobación de equilibrio

Vigueta analizada			
	Tramos Centrales	Apoyos	Total
(+) ↓		5.89 tn	5.89
(-) ↑	5.84 tn		5.84
		Sumatoria	0.054 tn ok!

Las acciones debidas a la Carga Viva, Carga Muerta y Carga Balanceada que actúan sobre la vigueta se representan a continuación.

Figura. 4.19: Momentos actuantes debido a CV, CM y CB



4.1.13 Verificación por servicio

Para la verificación de los esfuerzos presentes en la vigueta en servicio a corto y largo plazo (carga sostenida) utilizaremos las combinaciones definidas en el Item 4.1.6.4.

- $1 \cdot CM + 1 \cdot CV + 1 \cdot CB$
- $1 \cdot CM + 0.5 \cdot CV + 1 \cdot CB$

4.1.13.1 Comprobaciones de esfuerzo

Las comprobaciones de esfuerzo se realizarán en las secciones críticas de la viga, las cuales se ubican en los tramos centrales y los apoyos, la siguiente imagen muestra los puntos de análisis.

Figura. 4.20: Puntos críticos de análisis.

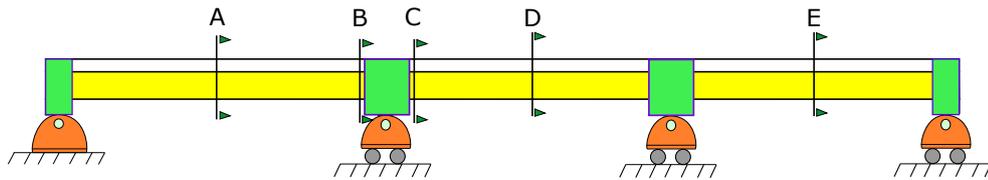


Tabla 4.23: Momentos calculados en las secciones de análisis.

	tn-m				
	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
M_{CV}	1.38	-1.78	-1.80	0.79	1.38
M_{CM}	1.96	-2.54	-2.57	1.12	1.96
M_{CB}	-1.24	1.65	1.66	-1.08	-1.24

En el ítem 2.2.11 analizamos los esfuerzos que tienen lugar en el concreto preesforzado, la variación de estos esfuerzos en cada sección dependerá principalmente de la trayectoria del tendón y la aplicación de las cargas, para las acciones de servicio y las debidas a carga balanceada, calcularemos los esfuerzos utilizando la siguiente expresión:

$$\sigma = -\frac{P}{A} \pm \frac{M_{CV}}{S} \pm \frac{M_{CM}}{S} \pm \frac{M_{CB}}{S} \quad (4.19)$$

Donde:

- M_{CV}, M_{CM}, M_{CB} : Momentos que actúan en todo el ancho tributario del elemento.
- $S = I/Y_c$: Módulo de sección del área de la sección transversal reducido a un ancho efectivo para las acciones de flexión.
- A : Área de la sección tributaria.

- I : Momento de inercia para la sección con ancho efectivo para las acciones de flexión.
- Y_c : Distancia del centroide de la sección con un ancho efectivo a las fibras en tensión o compresión.

Como se determinó en el ítem 4.1.8.1 para el análisis de esta vigueta el ancho efectivo coincide con el ancho tributario de la sección, de la tabla 4.17 obtenemos los siguientes datos:

Tabla 4.24: Datos de la sección para el análisis de esfuerzos.

Propiedades de la sección para T-01, T-02 y T-03						
Área cm^2	I cm^4	Y_s cm	Y_i cm	S_{sup} cm^3	S_{inf} cm^3	P/A kg/cm^2
750.00	62500.16	10.00	20.00	6250.02	3125.01	20.83

La verificación de los esfuerzos serán desarrolladas para las condiciones de carga sostenida y carga de servicio (total).

Tabla 4.25: Esfuerzos calculados en las secciones de análisis.

Ubicación		Carga Sostenida (kg/cm^2)	Carga Total (kg/cm^2)	Límite (kg/cm^2)		
				Carg. Sost	Carg.Total	Estado
Punto A	Fib.Sup	-43.39	-54.43	-126	-168	Compresión
	Fib.Inf	24.29	46.37			Clase T
Punto B	Fib.Sup	7.65	21.89			Clase U
	Fib.Inf	-77.79	-106.27	-126	-168	Compresión
Punto C	Fib.Sup	8.13	22.53			Clase U
	Fib.Inf	-78.75	-107.55	-126	-168	Compresión
Punto D	Fib.Sup	-27.79	-34.11	-126	-168	Compresión
	Fib.Inf	-6.91	5.73			Clase U
Punto E	Fib.Sup	-43.39	-54.43	-126	-168	Compresión
	Fib.Inf	24.29	46.37			Clase T

Como se puede observar los esfuerzos para las secciones de análisis están comprendidas dentro de los límites establecidos en la tabla 4.10, se puede observar que para el primer y tercer tramo los esfuerzos en la fibra inferior están clasificadas como Clase T (Transición), para estas las deflexiones serán calculadas utilizando las secciones agrietadas.

4.1.14 Refuerzo mínimo

Existen razones muy importantes por las cuales los códigos de diseño especifican un refuerzo mínimo para miembros preesforzados.

4.1.14.1 Control de grietas

El refuerzo convencional adherido ayuda a reducir el ancho de grietas y esta contribución es medida bajo la deformación que se desarrolla cuando el elemento está sometido a cargas de servicio.

La fuerza desarrollada por el refuerzo adherido en la resistencia de agrietamiento depende del área de acero y del módulo de elasticidad, este área se considera como $A_s + A_{ps}$ donde A_{ps} , es el área del torón, en el caso de tendones no adheridos estos no contribuyen al control de grietas, la contribución a este es por la precompresión que ejerce el tendón sobre el elemento. En la práctica no se considera la contribución del acero de preesfuerzo en control de grietas.

4.1.14.2 Ductilidad

Con la finalidad de mejorar la ductilidad la norma E.060 Art.18.9.2 establece un área mínimo de refuerzo para los elementos sometidos a flexión con tendones no adheridos con la siguiente expresión:

$$A_s = 0.004 \cdot A_{ct} \quad (4.20)$$

Donde:

- A_{ct} : Área de la porción de la sección transversal entre el borde en tracción por flexión y el centro de gravedad de la sección bruta.

En la secciones de análisis, el refuerzo mínimo constará de varillas de $\phi 3/8''$ con un área de 0.71 cm^2 y un diámetro de 0.95 cm , en la tabla 4.26 se resumen los aceros mínimos para los tramos centrales y sobre los apoyos.

Tabla 4.26: Cálculo del refuerzo mínimo.

	Barras superiores sobre los apoyos 2 y 3	Barras inferiores en tramos centrales
A_{ct} (cm^2)	450	300
A_s (cm^2)	1.8	1.2
$A_s/(0.71 cm^2)$	2.53	1.70
# Varillas	3	2

4.1.15 Control de deflexiones

Los máximos esfuerzos en tensión calculados en la tabla 4.25 corresponden a las secciones A y E, estos esfuerzos se clasifican dentro del rango de transición Clase T, en el resto de las secciones los esfuerzos de tensión son clasificados como no agrietados Clase U .

El control de deflexiones lo realizaremos en las secciones donde se espera que estas sean significativas en el funcionamiento de la estructura, es decir en aquellas donde se supera el esfuerzo de agrietamiento (secciones A y E), primero obtenemos las deflexiones para la vigueta utilizando las secciones brutas (no fisuradas) y las relaciones elástico-lineal, estas deflexiones elásticas calculadas en estos tramos tiene que ajustarse para permitir el agrietamiento, este ajuste consiste en amplificar la deformación elástica por un factor que permita estimar la deflexión agrietada.

Esto se logra calculando un momento de inercia efectivo (I_e) y multiplicando la deflexión elástica por el factor I_g/I_e .

Tabla 4.27: Deflexiones en las secciones de análisis.

Deflexiones elásticas para las secciones A y E (cm)	
CM	0.97
CV	0.68
CB	-0.57

El momento equivalente de inercia es determinado usando el método presentado en PTI desing manual [26], que se aplica para los valores máximos de esfuerzos de tensión por flexión (f_{\max}) que sean mayores y menores que $\sqrt{f'c}$.

$$I_e = \left[1 - 0.3 \cdot (f_{\max} - 1.6 \cdot \sqrt{f'c}) / 1.6 \cdot \sqrt{f'c} \right] \cdot I_g \quad (4.21)$$

Donde:

- f_{\max} : Esfuerzo máximo de tensión por flexión en el elemento.
- I_g : Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide.
- $f'c$: Resistencia a la compresión del concreto en kg/cm^2 .

Del análisis tenemos que $f_{\max} = 46.37 \text{ kg/cm}^2$, reemplazando este valor en la ecuación 4.21 resulta $I_e/I_g = 0.78$. Las deflexiones inmediatas agrietadas para las secciones A y E son:

$$\delta_{CM+PT} \cdot I_g/I_e = 0.51 \text{ cm} \quad \delta_{CV} \cdot I_g/I_e = 0.87 \text{ cm}$$

Para la deflexión diferida o adicional en el tiempo la norma E.060 Art.9.6.2.5 establece que la deflexión se estima multiplicando la deflexión inmediata debida a cargas sostenidas por el factor $\lambda\Delta$.

$$\lambda\Delta = \left[\frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'} \right] \quad (4.22)$$

Donde:

- ρ' : Cuantía de acero en compresión para tramos simples y continuos calculados a mitad de la luz y en el punto de apoyo para voladizos.
- ξ : Factor que depende del tiempo para cargas sostenidas, para 5 años o más que se prevé que actuará la carga, el factor es igual a 2.

De la ecuación 4.22 tenemos que $\rho' = 0$, entonces $\lambda\Delta = 2$, las deflexiones para cargas sostenidas son:

$$\delta_{CM+0.5CV+PT} = 0.95 \text{ cm} \quad \lambda\Delta \cdot \delta_{CM+0.5CV+PT} = 1.90 \text{ cm}$$

La longitud libre de la viga para el primer y tercer tramo es $L_n = 8.6 \text{ m}$, entonces lo que se busca es satisfacer los valores de las deflexiones máximas admisibles para las deflexiones inmediatas debidas a carga viva y deflexiones a largo plazo, por lo tanto tenemos:

Tabla 4.28: Verificación de la deflexiones para las secciones A y E

* I_g/I_e	Def. Inmediata (cm)	Def. a largo plazo (cm)	Límite	Verificación (cm)
δ_{CV}	0.87		$l/360$	$0.87 < 2.39$ ok!
$\delta_{CM+0.5CV+PT}$		1.90	$l/240$	$1.90 < 3.58$ ok!

Como podemos observar las deflexiones están dentro del rango permisible por la norma del cual podemos concluir que el peralte asumido de la losa es aceptable.

4.1.16 Diseño por resistencia

En las combinaciones utilizadas para el diseño por resistencia se incluirá a las acciones hiperestáticas o secundarias debidas a las acciones del preesfuerzo.

$$1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV + 1 \cdot HYP \quad (4.23)$$

Para el cálculo de los momentos hiperestáticos estos serán calculados a partir de las reacciones del elemento analizado bajo las cargas balanceadas de preesfuerzo, este momento lo podemos obtener haciendo uso de la fórmula descrita en la ecuación 2.26.

$$M_{hyp} = M_b - P \cdot e \quad (4.24)$$

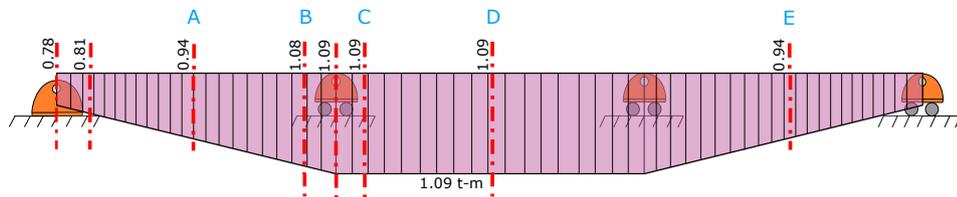
Cuando la excentricidad (e) se encuentra por encima del eje neutro se toma como positivo, de lo contrario será negativo; los resultados se muestran en la tabla 4.29.

Tabla 4.29: Momentos hiperestáticos para la vigueta analizada.

Dist (m)	0.00	0.90	8.10	9.00	10.00	14.00
$M_b(tn - m)$	0.00	-0.30	1.19	1.72	1.16	-1.08
$P(tn)$	15.62	15.62	15.62	15.62	15.62	15.62
$e(m)$	-0.05	-0.07	0.01	0.04	0.00	-0.14
$M_{hyp}(tn - m)$	0.78	0.81	1.05	1.09	1.09	1.09

De la tabla anterior mediante una interpolación calculamos los valores para las secciones de análisis.

Figura. 4.21: Momentos hiperestáticos



En el concreto armado convencional, en cada sección a lo largo del elemento debe proporcionarse acero de refuerzo para resistir los momentos actuantes de diseño, a diferencia en miembros preesforzados el refuerzo solo es necesario en aquellas secciones donde la demanda excede la capacidad de la sección. El diseño de resistencia a la flexión se desarrolla a fin de satisfacer lo siguiente:

- La capacidad que se le provee al elemento analizado debe exceder la demanda: $\phi \cdot Mn > Mu$.
- La ductilidad de la sección en flexión no debe ser menor que lo que establece la normativa.

Los momentos amplificados para el cálculo por flexión de la vigueta preesforzada se muestran en la tabla 4.30.

Tabla 4.30: Momentos factorados para las secciones de análisis.

$tn - m$	A	B&C	D	E
M_{CV}	1.38	-1.78	0.79	1.38
M_{CM}	1.96	-2.54	1.12	1.96
M_{hyp}	0.94	1.08	1.09	0.94
$1.4 \cdot M_{CM} + 1.7 \cdot M_{CV} + 1 \cdot M_{hyp}$	6.03	-5.502	4.00	6.03

El diseño a flexión y verificación de resistencia se desarrolla en la hoja de cálculo presentada en el Anexo B, a continuación se presentan los resultados del refuerzo adherido requeridos en resistencia última para las secciones de análisis.

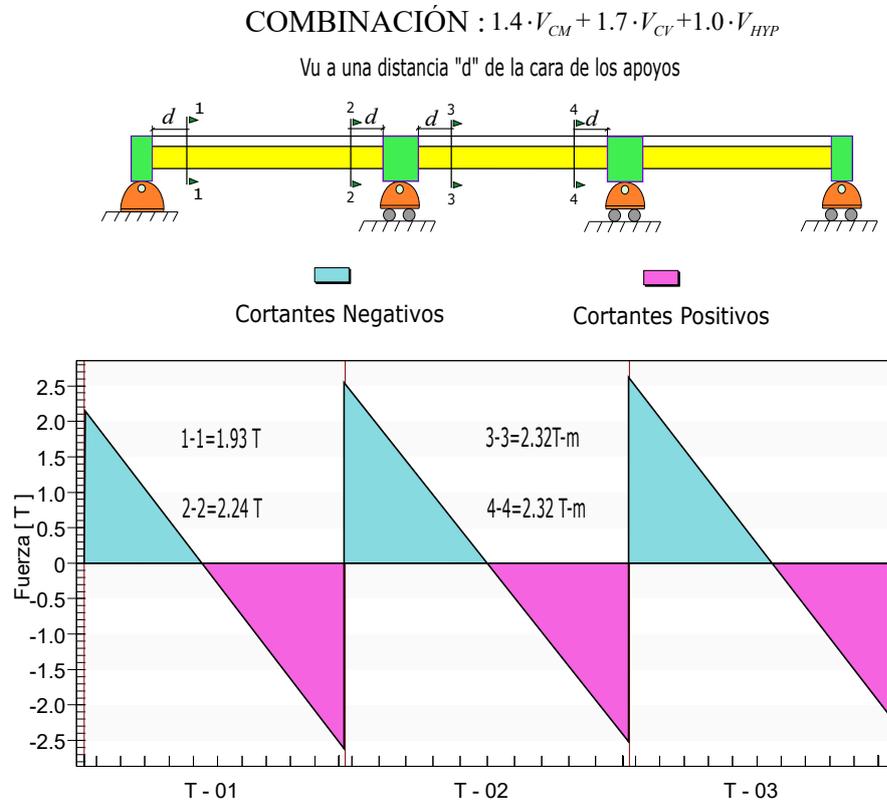
Tabla 4.31: Diseño a flexión de la vigueta preesforzada.

	A	B&C	D	E
Mu (tn-m)	6.03	5.502	4.00	6.03
b (cm)	75	15	75	75
d_s (cm)	27	27	27	27
d_p (cm)	25	25	25	25
Aps cm^2	1.4	1.4	1.4	1.4
a (cm)	1.56	7.82	6.32	1.56
As (cm^2)	2.69	2.69	1.42	2.69
# Barras	$2\phi 3/8 + 1\phi 1/2$	$2\phi 3/8 + 1\phi 1/2$	$2\phi 3/8$	$2\phi 3/8 + 1\phi 1/2$
$\phi \cdot Mn$	6.29	5.51	5.06	6.29

Para el diseño por corte calculamos la cortante de diseño (V_u) mostrada en la figura 4.22, esta es determinada para las condiciones de carga muerta (CM), viva (CV) y de preesfuerzo (PT) bajo la siguiente combinación:

$$1.4 \cdot V_{CM} + 1.7 \cdot V_{CV} + 1.0 \cdot V_{HYP} \quad (4.25)$$

Figura. 4.22: Diagrama de fuerzas cortantes para la vigueta preesforzada central X-X.



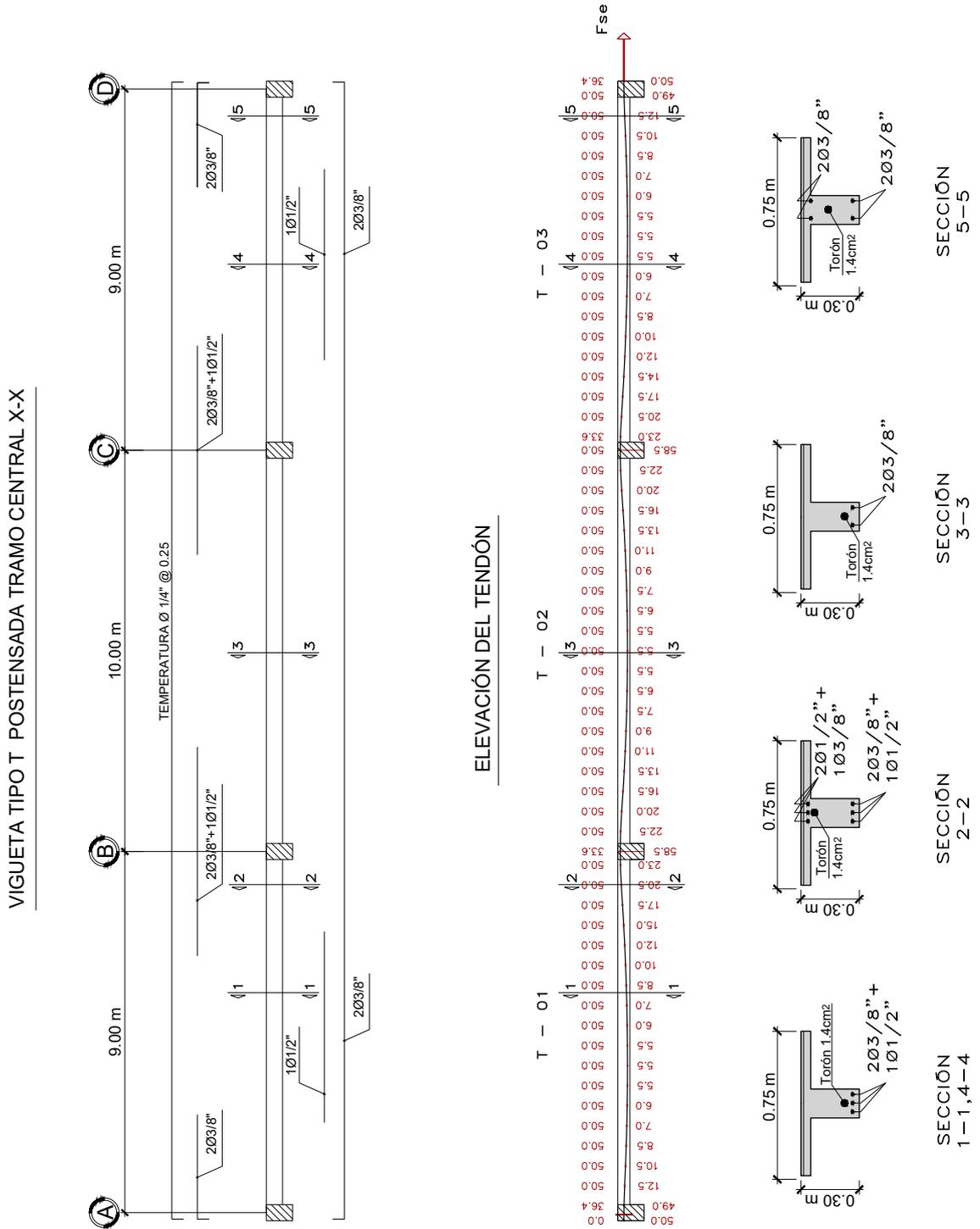
El diseño por corte se realizará al igual que en concreto reforzado convencional analizando a una distancia d de la cara del apoyo, como la fuerza efectiva $fse = 15,624 \text{ kg}$ es mayor que $0.4 \cdot Aps \cdot fpu = 10,416 \text{ kg}$ es aplicable la ecuación 4.9, en el siguiente cuadro se resumen los resultados obtenidos para las secciones de análisis.

Tabla 4.32: Diseño por corte para las secciones de análisis.

		1-1	2-2	3-3	4-4
Mu	$tn - m$	1.329	5.502	5.568	5.568
Vu	tn	1.93	2.24	2.32	2.32
$Vu \cdot dp/Mu$		0.36	0.10	0.10	0.10
$Vu \cdot dp/Mu < 1$		ok!	ok!	ok!	ok!
$\phi \cdot Vc$	tn	7.05	2.64	2.68	2.68
$\phi \cdot Vc_{asum}$	tn	7.05	3.05	3.05	3.05
$\phi \cdot Vc_{max}$	tn	7.49	7.49	7.49	7.49
$Vu < \phi \cdot Vc_{asum}$		ok!	ok!	ok!	ok!

El detalle del armado para la vigueta quedaría finalmente como se muestra en la figura 4.23, el armado para la losa completa se presenta en el Anexo C.

Figura. 4.23: Detallado de vigueta postensada tipo T.



4.1.17 Análisis sísmico

El modelamiento sísmico se desarrollará para la edificación considerando los dos sistemas de piso propuestos de manera independiente, uno para la edificación con losas nervadas convencionales (**Modelo 01**) y otro para la edificación con losas nervadas postensadas (**Modelo 02**).

4.1.17.1 Consideraciones sísmicas

El Perú está ubicado en una zona sísmica importante, todas las edificaciones construidas en nuestro territorio tienen que cumplir determinados requisitos para un desempeño adecuado durante un evento sísmico. Las estructuras se dañan por los desplazamientos laterales producto de los movimientos sísmicos, es por esta razón que la norma E.030, establece requerimientos que son muy importantes y de carácter obligatorio para todas las edificaciones construidas en el Perú.

Peso de la estructura

La edificación analizada pertenece a la categoría (C) de edificaciones comunes, conforme la norma E.030 en la determinación del peso de la estructura se considerará el 100% de las cargas permanentes más 25% de la carga viva, por lo tanto el peso de la edificación quedará determinada por la siguiente expresión.

$$P = PP + CM + 0.25 \cdot CV \quad (4.26)$$

Espectro de diseño

El territorio nacional se encuentra dividido en cuatro zonas sísmicas, Huancavelica corresponde a la zona 3 como se observa en la figura 4.24, a cada una de las zonas se le asigna un factor Z que interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años, para nuestra edificación analizada $Z = 3$ y la aceleración corresponde a 0.35.

Figura. 4.24: Zonas sísmicas del Perú.



Fuente: Adaptado norma E.030.

En la siguiente tabla se resumen los parámetros utilizados para la generación del espectro, los cuales se encuentran especificados en la Norma de Diseño Sismoresistente E.030.

Tabla 4.33: Parámetros utilizados en el análisis sísmico.

Descripción	Símbolo	Tipo	Valor
Factor de zona	Z	Zona 3	0.35
Categoría de la edificación	U	Común (C)	1.0
Condiciones geotécnicas	S	Perfil Tipo S2	1.15
Período fundamental	T_P		0.60
	T_L		2.00
Sistema estructural Y-Y	R	Pórtico	8
Sistema estructural X-X	R	Pórtico	8

La norma E.030 indica que el espectro de aceleraciones (S_a), se determina mediante la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad (4.27)$$

Donde el factor de amplificación sísmica C se obtiene como:

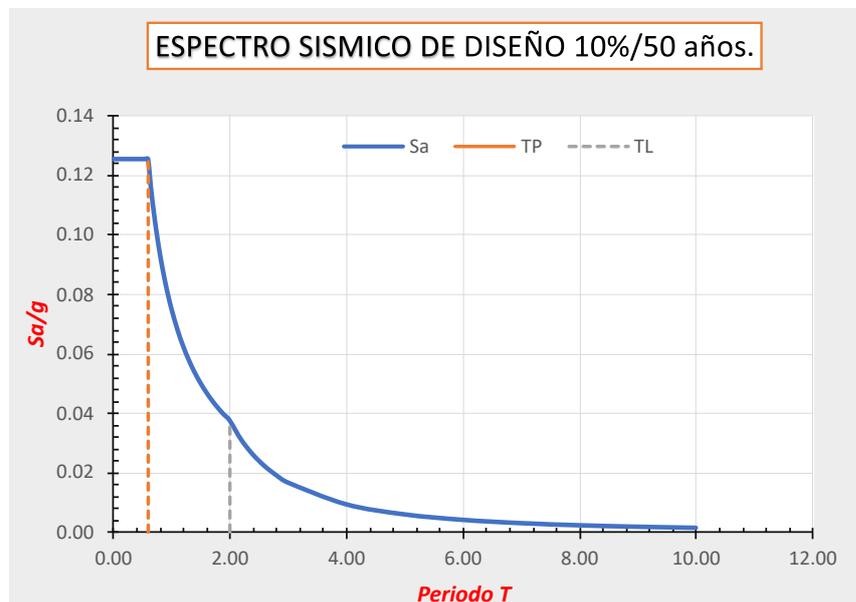
$$T < T_P \quad C = 2.5 \quad (4.28)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right) \quad (4.29)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right) \quad (4.30)$$

La figura 4.25 muestra el espectro de diseño que se aplicará para el análisis de ambas estructuras con diferentes sistemas de pisos (losas nervadas y losas nervadas postensadas) a fin de obtener las solicitaciones de la estructura y poder realizar una comparación entre ellas.

Figura. 4.25: Espectro de diseño.

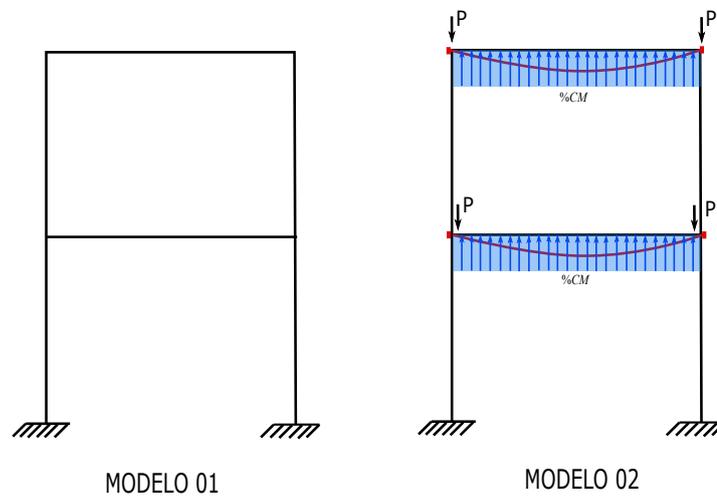


4.1.17.2 Consideraciones para el modelado

Para el modelado de la edificación se considera los mismos materiales tanto en concreto y acero de refuerzo para los modelos 01 y 02, el **Modelo 01** no tiene otra consideración significativa para el modelado ya que su idealización estructural es el resultado de las cargas actuantes sobre ella. Para el **Modelo 02**, aparte de

incluir las cargas de gravedad la idealización estructural deberá tomar en cuenta el efecto de la carga balanceada, esto lograremos asignando un 75% de carga muerta contrario a las cargas de gravedad, este valor debido a que es el promedio de carga balanceada asumida en los cálculos, también se le asigna una carga concentrada sobre las columnas en función al área tributaria de modo que el software de cálculo no lo interprete como una pérdida de masa debido a la carga balanceada, la figura 4.26 muestra la idealización de las estructuras.

Figura. 4.26: Modelos estructurales

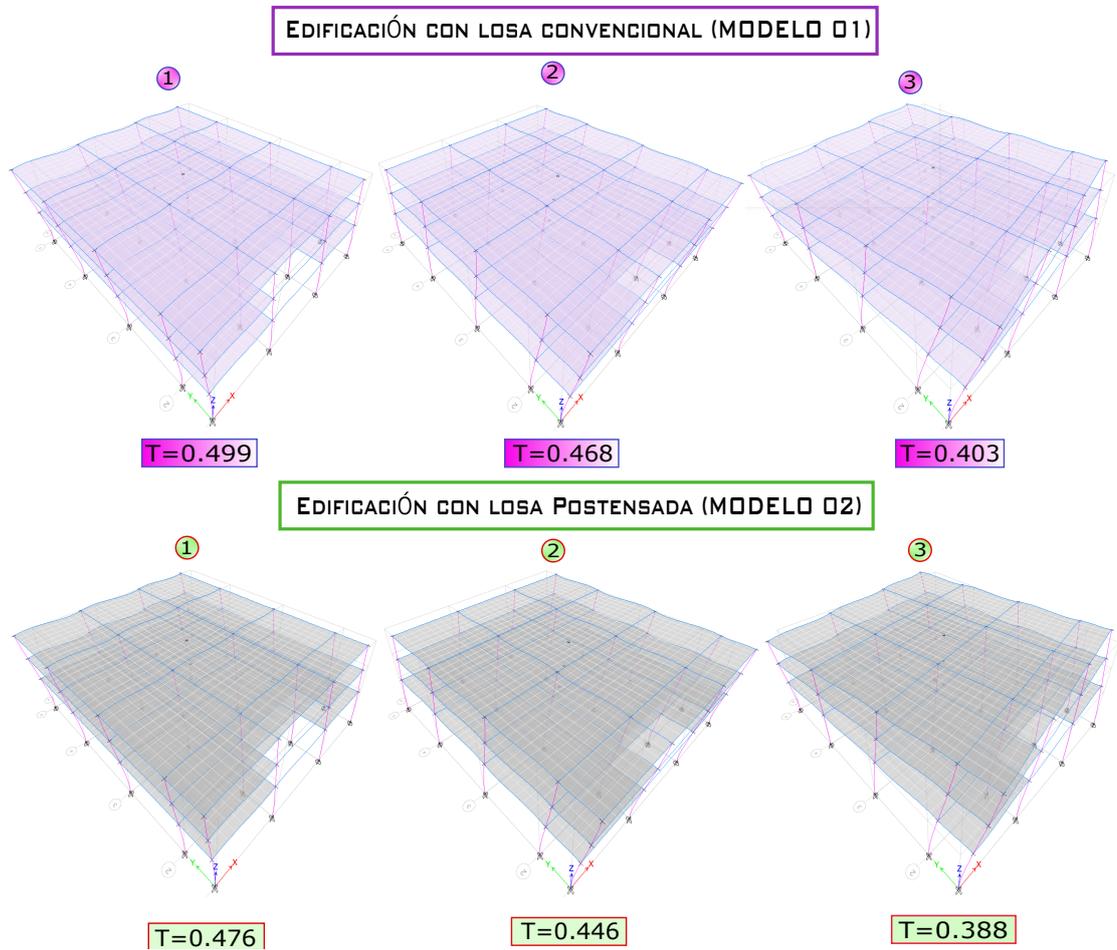


4.1.17.3 Análisis modal espectral

El análisis modal (sistemas en vibración libre no amortiguado) es un método preciso para obtener los periodos de vibración y formas de modo de una estructura. Para la determinación de la respuesta máxima probable de esta se realiza por medio de una combinación de las respuestas de los diferentes modos a través de un método de combinación modal, en este caso de estudio se utilizó la Combinación Cuadrática Completa (CQC) y la respuesta en las diferentes direcciones se determina a través del método de superposición direccional Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS).

La figura 4.27 presenta los resultados de los modos de vibración para las dos estructuras analizadas.

Figura. 4.27: Períodos de vibración para **Modelo 01** y **Modelo 02**.



Del análisis realizado se resumen los resultados para ambos modelos.

Modelo 01

El peso de la estructura se presenta en la tabla 4.34, estos se determinaron según el procedimiento y consideraciones especificadas en la norma E.030 y se consideran aquellas que actúan en la dirección de la gravedad.

Tabla 4.34: Peso sísmico de la estructura **Modelo 01**

NIVEL	CARGA MUERTA (<i>CM</i>) tn-m	CARGA VIVA (<i>CV</i>) tn-m	$CM + 25\% \cdot CV$ tn-m
N-03	673	135	706.60
N-02	783	300	858
N-01	783	300	858
Peso de la Estructura:			2,422.6

Para este modelo los períodos de vibración, así como el porcentaje de participación de masa se presentan en la tabla 4.35, de esta se puede observar que los dos primeros modos de vibración corresponden a los modos traslaciones y el tercero al rotacional.

Tabla 4.35: Período y factores de participación de masa **Modelo 01**.

Modo	Período (<i>seg</i>)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	$\sum UX$ (%)	$\sum UY$ \$(%)	$\sum RZ$ (%)
1	0.499	0.852	0.000	0.010	0.852	0.000	0.010
2	0.468	0.000	0.878	0.000	0.852	0.878	0.010
3	0.403	0.010	0.000	0.862	0.862	0.878	0.871
4	0.119	0.123	0.000	0.001	0.985	0.878	0.872
5	0.118	0.000	0.109	0.000	0.985	0.987	0.872
6	0.100	0.001	0.000	0.113	0.986	0.987	0.986
7	0.057	0.000	0.001	0.000	0.986	0.988	0.986
8	0.049	0.000	0.013	0.000	0.986	1.000	0.986
9	0.048	0.014	0.000	0.000	1.000	1.000	0.986

Modelo 02

Al igual que el modelo anterior se presenta la tabla de pesos por niveles de la edificación **Modelo 02**, se consideraron las cargas que actúan en la dirección de la gravedad.

Tabla 4.36: Peso sísmico de la estructura **Modelo 02**.

NIVEL	CARGA MUERTA (<i>CM</i>) tn-m	CARGA VIVA (<i>CV</i>) tn-m	$CM + 25\% \cdot CV$ tn-m
N-03	603	135	637.02
N-02	713	300	788.32
N-01	713	300	788.32
Peso de la Estructura			2,213.65

Los períodos y el porcentaje de participación de masa en cada dirección se muestran en la tabla 4.37, en este modelo también se aprecia que los tres modos son los más importantes, siendo también los dos primeros traslacionales y el tercero rotacional.

Tabla 4.37: Período y factores de participación de masa **Modelo 02**.

Modo	Período (<i>seg</i>)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	$\sum UX$ (%)	$\sum UY$ \$(%)	$\sum RZ$ (%)
1	0.476	0.842	0.000	0.020	0.842	0.000	0.020
2	0.446	0.000	0.878	0.000	0.842	0.878	0.020
3	0.388	0.020	0.000	0.852	0.862	0.878	0.872
4	0.114	0.122	0.000	0.002	0.984	0.878	0.874
5	0.112	0.000	0.109	0.000	0.984	0.987	0.874
6	0.099	0.001	0.000	0.112	0.986	0.987	0.986
7	0.047	0.000	0.013	0.000	0.986	1.000	0.986
8	0.046	0.014	0.000	0.000	1.000	1.000	0.986
9	0.030	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.986

4.1.17.4 Verificación de desplazamientos

En esta sección se busca que las distorsiones de piso satisfagan los requisitos establecidos en la norma E.030 Art.32.

El análisis se desarrolló asumiendo a las losas como diafragmas rígidos tanto para el **Modelo 01** como para el **Modelo 02**, de esta manera se compatibilizará deformaciones por cada piso, se verificó la inexistencias de irregularidades en planta y en altura, así como la ausencia de discontinuidad del diafragma, como se puede

observar existe una simetría en la edificación que reafirma la regularidad de la misma, a continuación se muestran los resultados de los desplazamientos para ambos modelos.

Modelo 01

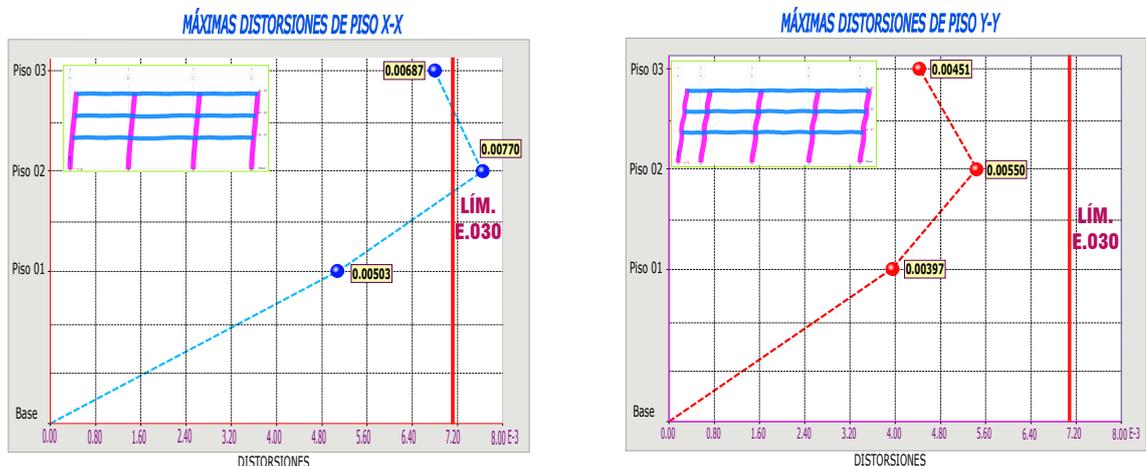
En la tabla 4.38 se presenta los resultados del cálculo de desplazamientos y distorsiones, es necesario señalar que el resultado corresponde a la distorsión inelástica el cual se obtuvo multiplicando el valor de la distorsión angular del análisis por $0.75 \cdot R$.

Tabla 4.38: Control de distorsiones **Modelo 01**

Nivel	Altura (m)	Desplazamiento δ_i	Despl. Relativo Δ_i	Dist. Ang. Inelástica $\Delta_i/h_i \cdot 0.75 \cdot R$	Dist. Ang. Permitida E.030	Cumple
DIRECCIÓN X-X						
N - 03	3.3	1.22	0.38	0.00687	0.007	ok!
N - 02	3.3	0.84	0.42	0.00770	0.007	No!
N - 01	5	0.42	0.42	0.00503	0.007	ok!
DIRECCIÓN Y-Y						
N - 03	3.3	0.88	0.25	0.00451	0.007	ok!
N - 02	3.3	0.63	0.30	0.00550	0.007	ok!
N - 01	5	0.33	0.33	0.00397	0.007	ok!

La siguiente ilustración muestra las distorsiones calculadas y el límite de distorsión establecido por la normativa E.030.

Figura. 4.28: Distorsiones de piso **Modelo 01**.



Modelo 02

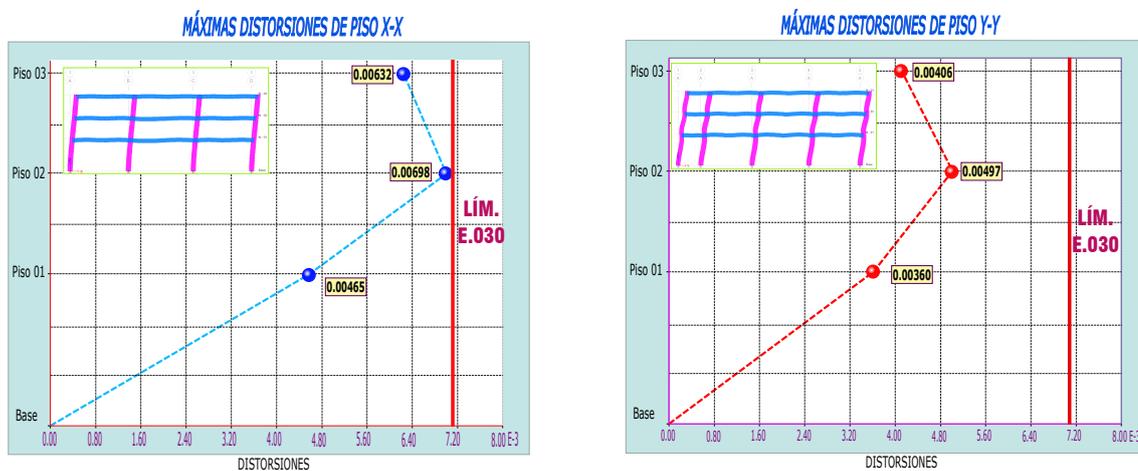
Igual que la anterior la tabla 4.39, presenta los resultados del cálculo de distorsiones para el **Modelo 02** y su verificación con la norma E.030.

Tabla 4.39: Control de distorsiones **Modelo 02**

Nivel	Altura (m)	Desplazamiento δ_i	Despl. Relativo Δ_i	Dist. Ang. Inelástica $\Delta_i/h_i \cdot 0.75 \cdot R$	Dist. Ang. Permitida E.030	Cumple
DIRECCIÓN X-X						
N - 03	3.3	1.12	0.35	0.00632	0.007	ok!
N - 02	3.3	0.77	0.38	0.00698	0.007	ok!
N - 01	5	0.39	0.39	0.00465	0.007	ok!
DIRECCIÓN Y-Y						
N - 03	3.3	0.80	0.22	0.00406	0.007	ok!
N - 02	3.3	0.57	0.27	0.00497	0.007	ok!
N - 01	5	0.30	0.30	0.00360	0.007	ok!

De la misma manera podemos observar la representación en la siguiente figura.

Figura. 4.29: Distorsiones de piso **Modelo 02**



4.1.18 Diseño de elementos estructurales

Para el diseño de los elementos estructurales: vigas y columnas, se realizará con las solicitaciones y combinaciones establecidas en la Norma E.060, en orden a ello para ambos modelos **Modelo 01** y **Modelo 02** se ha amplificado las cortantes dinámicas al 80% de la cortante estática, de esta manera obtendremos las fuerzas de diseño para los elementos estructurales, también es importante mencionar que

las dimensiones de las vigas y columnas son las mismas para ambos modelos, y que no se tuvo que incrementar secciones para satisfacer las derivas del **Modelo 01**, esto debido a que uno de nuestros objetivos es determinar si hay influencia significativa por parte del sistema postensado en el comportamiento de estos elementos, manteniendo las secciones iguales observaremos como se comporta cada uno frente a dos sistemas diferentes.

4.1.18.1 Diseño de columnas

Las columnas transmiten las cargas que provienen de las vigas y sistemas de piso hacia las cimentaciones, también juegan un papel muy importante en el control de desplazamientos laterales frente a los sismos o vientos, es importante tener un diseño sísmico adecuado para lograr un comportamiento dúctil durante la ocurrencia de un sismo.

Determinación de cargas

Las cargas con las cuales se diseñarán las columnas se obtienen del análisis sísmico con las cortantes amplificadas, una vez obtenidas las cargas sísmicas y de gravedad, se procede a realizar las combinaciones que establece la Norma E.060 las cuales se detalla a continuación:

$$U = 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV \quad (4.31)$$

$$U = 1.25 \cdot (CM + CV) \pm CS \quad (4.32)$$

$$U = 0.9 \cdot CM \pm CS \quad (4.33)$$

Diseño por flexocompresión

Es un proceso iterativo para el cual se desarrollan los diagramas de interacción de la sección de columna, también se le conoce como diseño por capacidad y se verifica si la sección es lo suficientemente resistente para satisfacer las combinaciones de cargas solicitadas.

$$\phi \cdot Mn > Mu \quad (4.34)$$

$$\phi \cdot Pn > Pu \quad (4.35)$$

Diseño por corte

La norma E.060 Art.21.6.5 con respecto al diseño por corte de columnas que soporten cargas sísmicas, la cortante de diseño (Vu) se debe calcular como:

- La fuerza cortante asociada al desarrollo de las resistencias máximas probables en flexión (Mpr) en la cara de los nudos del extremo inferior y superior de la columna, estos momentos están asociados a la fuerza axial (Pu) quien otorgue el mayor momento nominal posible.

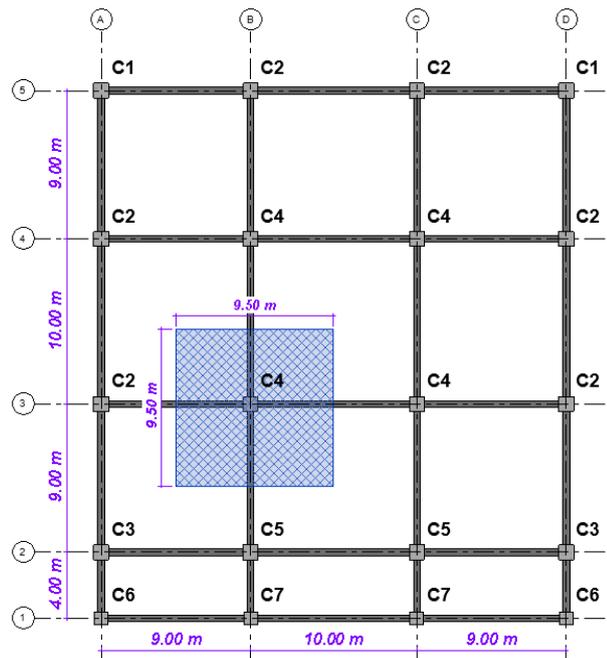
$$Vu = \max \begin{cases} Vu_{inf} = (Mpr_{sup}^+ + Mpr_{inf}^-)/hn \\ Vu_{sup} = (Mpr_{sup}^- + Mpr_{inf}^+)/hn \end{cases} \quad (4.36)$$

- Pero en ningún caso (Vu) debe ser menor que el cortante amplificado determinado a partir del análisis de la estructura.

Modelo 01

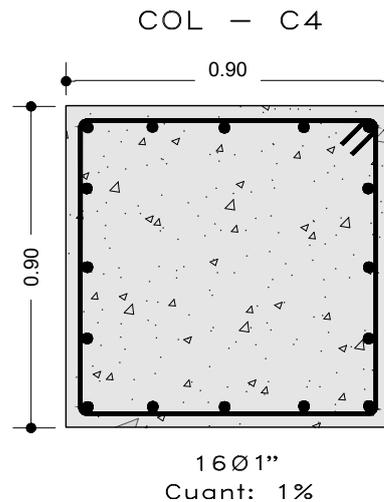
Se diseñará la columna central **C4** para ambos modelos figura 4.30, cabe resaltar que las dimensiones finales de las columnas del C1 al C5 quedaron en 0.90 x 0.90m debido al control de rigidez y las columnas C6 - C7 de 0.80 x 0.80 m.

Figura. 4.30: Distribución de columnas.



Para las columnas la norma E.060 Art.10.9.1 da los límites del refuerzo longitudinal, nos propone un valor mínimo de 1% y un máximo de 6%, si superamos este valor podríamos tener congestión en el refuerzo. Estas cuantías se aplican al área gruesa de la sección, para los cual proponemos el siguiente armado:

Figura. 4.31: Columna 0.90x0.90 m - C:1%



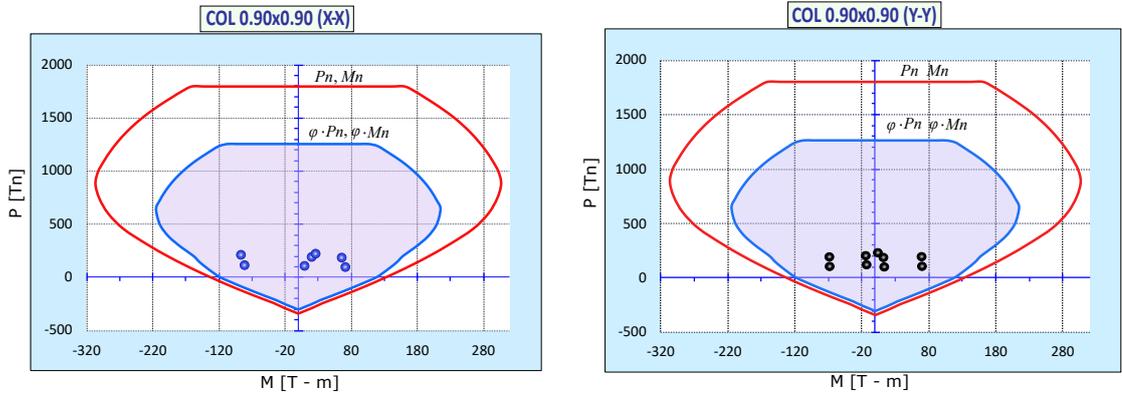
La combinaciones de carga obtenidas del análisis estructural para columna analizada se presentan en la tabla 4.40.

Tabla 4.40: Combinaciones de carga P_u y M_u para la columna C4.

Combinación	P_u (tn)	M_{uX-X} (tn - m)	M_{uY-Y} (tn - m)
$1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV$	224.407	2.578	26.625
$1.25 \cdot (CM + CV) + SX$	200.114	-14.703	-86.186
$1.25 \cdot (CM + CV) - SX$	181.982	11.727	65.964
$1.25 \cdot (CM + CV) + SY$	192.592	-70.649	21.914
$1.25 \cdot (CM + CV) - SY$	189.504	67.674	22.239
$0.9 \cdot CM + SX$	115.322	-13.960	-80.746
$0.9 \cdot CM - SX$	97.190	12.471	71.404
$0.9 \cdot CM + SY$	107.800	-69.906	10.036
$0.9 \cdot CM - SY$	104.712	68.417	10.361

Si construimos el diagrama de interacción de la columna propuesta y sobre ella superponemos las combinaciones de P_u y M_u obtenidos del análisis tenemos:

Figura. 4.32: Diagrama de interacción de columna 0.90x0.90 m.



Para el diseño por corte calculamos el momento nominal asociada a la carga axial máxima que corresponde a la combinación $1.25 \cdot (CM + CV) + SX$, del diagrama de interacción obtenemos el valor de $Mn = 197.46 \text{ tn} - m$, como la distribución refuerzo longitudinal de la columna es simétrica, la determinación de la cortante última (Vu) podemos expresarla con la siguiente expresión:

$$Vu = \frac{2 \cdot Mpr}{hn} = \frac{2 \cdot 1.25 \cdot 197.46 \text{ tn} - m}{5m} = 98.73 \text{ tn} \quad (4.37)$$

La norma E.060 Art.11.3.1.2 nos presenta la expresión para determinar la resistencia al cortante de elementos sometidos a compresión axial:

$$Vc = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \left(1 + \frac{Nu}{140 \cdot Ag}\right) \cdot bw \cdot d \quad (4.38)$$

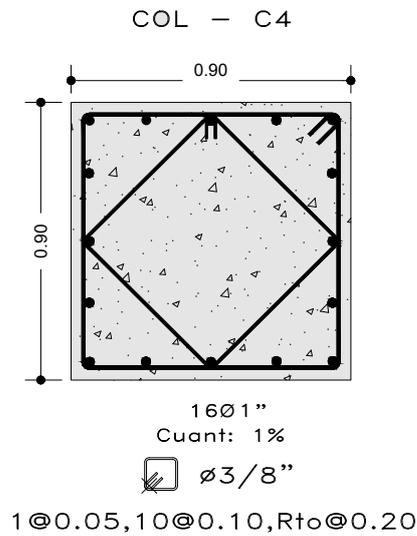
La siguiente tabla 4.41 resume el cálculo de la resistencia al cortante y el refuerzo requerido para la columna estudiada.

Tabla 4.41: Refuerzo por corte de la columna C4.

Nu (tn)	bw (cm)	d (cm)	Ag (cm ²)	Vc (tn)	$\phi \cdot Vc$ (tn)	Vu (tn)
224.21	90.00	84.56	8100	67.51	57.38	98.73
$\phi \cdot Vc < Vu$ necesita estribos						
# Barra	Ramales	Av (cm ²)	Vu/ ϕ (tn)	Vs (tn)	$s = Av \cdot fy \cdot d / Vs$ (cm)	s _{asumido} (cm)
3/8	4	2.84	116.15	48.65	20.73	20.00

Siguiendo las disposiciones dadas en la norma E.060 Art.21.6.4 respecto a la distribución del refuerzo transversal en columnas, el refuerzo final de la columna queda de la siguiente manera:

Figura. 4.33: Columna 0.90x0.90 m - C:1%



Modelo 02

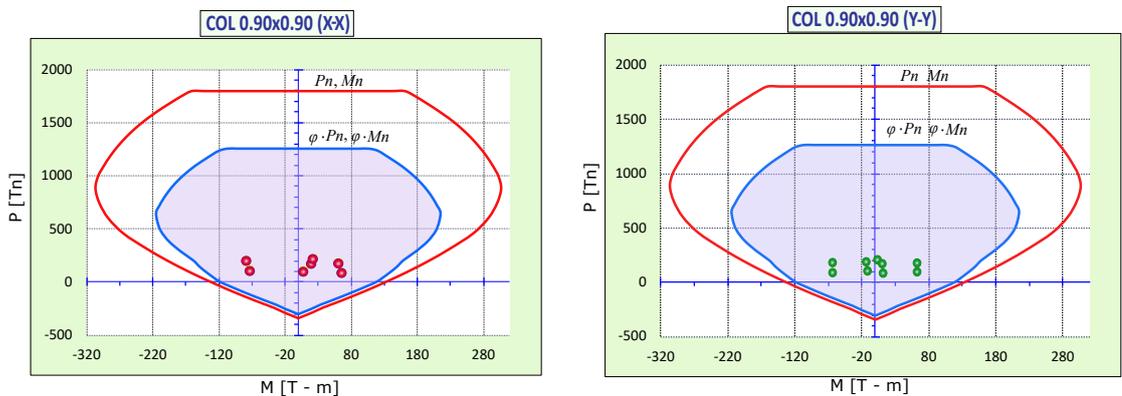
Desarrollando el diseño para la misma columna C4 en este modelo con losas postensadas, asumimos el armado inicial propuesto de la fig. 4.31, para el cual también obtenemos las combinaciones de carga a partir del análisis estructural, el cual se resume a continuación:

Tabla 4.42: Combinaciones de carga Pu y Mu para la columna C4.

Combinación	Pu (tn)	Mu_{X-X} (tn - m)	Mu_{Y-Y} (tn - m)
$1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV$	210.662	2.400	24.478
$1.25 \cdot (CM + CV) + SX$	187.040	-13.321	-78.731
$1.25 \cdot (CM + CV) - SX$	170.513	10.560	60.263
$1.25 \cdot (CM + CV) + SY$	180.182	-64.533	20.011
$1.25 \cdot (CM + CV) - SY$	177.370	61.771	20.310
$0.9 \cdot CM + SX$	105.684	-12.607	-73.536
$0.9 \cdot CM - SX$	89.157	11.273	65.458
$0.9 \cdot CM + SY$	98.826	-63.819	8.669
$0.9 \cdot CM - SY$	96.014	62.485	8.969

Cada par de fuerzas Pu y Mu graficamos en el diagrama de interacción de la columna analizada y obtenemos el siguiente resultado:

Figura. 4.34: Diagrama de interacción de columna 0.90x0.90 m.



Del diagrama de interacción obtenemos el momento nominal Mn para la combinación $1.25 \cdot (CM + CV) + SX$, obteniendo un valor de $Mn = 193.420 \text{ tn} - m$, por lo tanto la cortante de diseño $Vu = 96.71 \text{ tn}$.

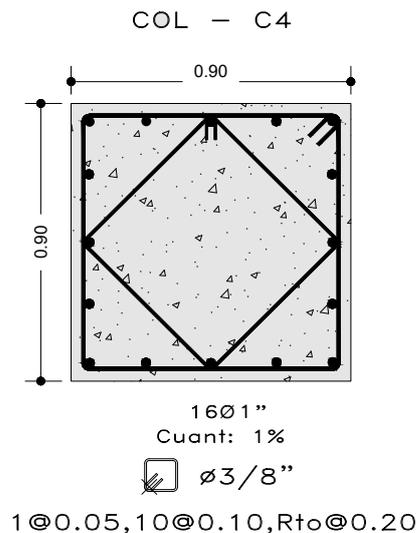
Con la ecuación 4.38 determinamos la resistencia al cortante de la sección de columna para luego determinar el refuerzo por corte requerido.

Tabla 4.43: Refuerzo por corte columna C4.

Nu (tn)	bw (cm)	d (cm)	Ag (cm ²)	Vc (tn)	$\phi \cdot Vc$ (tn)	Vu (tn)
210.66	90.00	84.56	8100	67.51	57.38	96.71
$\phi \cdot Vc < Vu$ necesita Estribos						
# Barra	Ramales	Av (cm ²)	Vu/ ϕ (tn)	Vs (tn)	$s = Av \cdot fy \cdot d / Vs$ (cm)	$s_{asumido}$ (cm)
3/8	4	2.84	113.78	46.27	21.80	20

Del mismo modo cumpliendo disposiciones de la norma E.060 Art.21.6.4, el refuerzo final de la columna queda de la siguiente manera:

Figura. 4.35: Columna 0.90x0.90 m - C:1%



4.1.18.2 Diseño de vigas

Las vigas al igual que las columnas desempeñan roles muy importantes, entre ellas podemos mencionar que transmiten las cargas de los techos a los elementos verticales y junto con las columnas forman pórticos quienes absorberán las fuerzas sísmicas y controlan el desplazamiento lateral de la edificación. Las vigas de la edificación en estudio tienen responsabilidad sísmica, por lo cual se debe seguir las disposiciones de la norma E.060 para el diseño sísmico.

Determinación de cargas

Las vigas como soportarán fuerzas sísmicas, para la determinación de las sollicitaciones se tendrán que incluir las combinaciones dadas por la E.060 que incluyan sismo, el cual resumimos a continuación:

$$U = 1.4 \cdot CM + 1.7 \cdot CV \quad (4.39)$$

$$U = 1.25 \cdot (CM + CV) \pm CS \quad (4.40)$$

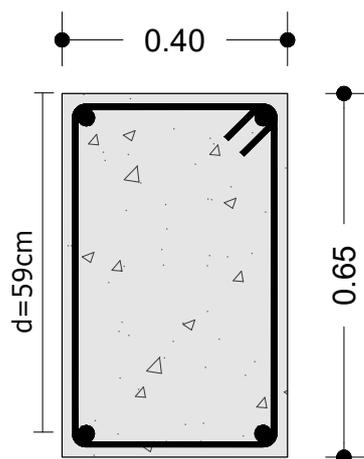
$$U = 0.9 \cdot CM \pm CS \quad (4.41)$$

Debemos mencionar que a diferencia de las columnas, para el diseño de vigas se trabaja con una envolvente de fuerzas actuantes que considere los escenarios más desfavorables de todas las combinaciones mencionadas, de esta envolvente obtenemos los máximos momentos flectores y fuerzas cortantes para el diseño.

Modelo 01

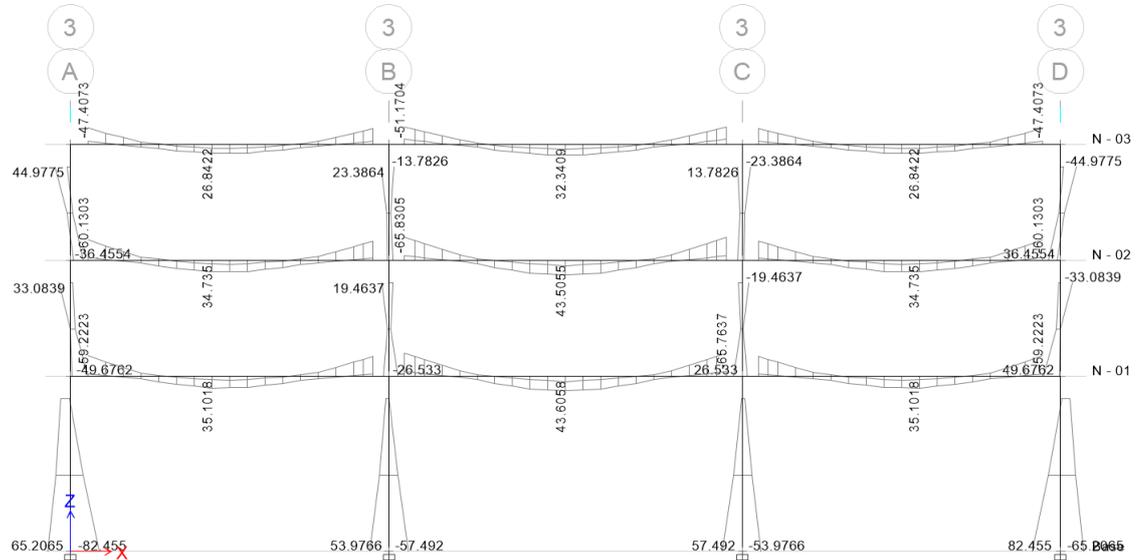
A continuación se procederá con el diseño de la viga principal de 0.40x0.65 m para el segundo nivel cuyas dimensiones son las siguientes:

Figura. 4.36: Viga rectangular 0.40x0.65 m.



Del análisis estructural desarrollado obtenemos el diagrama de envolventes para el pórtico 3-3, se diseñará la viga de tres tramos del Nivel 01, se muestra a continuación el diagrama de momentos para el diseño por flexión de la viga.

Figura. 4.37: Diagrama de ENV. Viga 0.40x0.65 m PORT. 3-3



Diseño por flexión

Por disposición de la norma E.060 colocaremos dos barras de refuerzo continuo a lo largo de toda la viga tanto para aceros positivos como para aceros negativos, se incrementará el área de acero en aquellas secciones donde la capacidad de la sección sea menor que la demanda, en toda sección se debe cumplir que:

$$\phi \cdot Mn > Mu \quad (4.42)$$

Tabla 4.44: Diseño a flexión de aceros negativos VP - 0.40x0.65 m.

Parámetro		Tramo 01		Tramo 02		Tramo 03	
		Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.
Mu	($tn - m$)	59.22	56.10	65.75	65.75	59.22	56.10
b	(cm)	40	40	40	40	40	40
d	(cm)	59	57	57	57	57	59
$As_{reque.}$	(cm^2)	29.90	29.38	35.35	35.35	31.27	28.11
$As_{Continuo}$	# Barra	$2\phi 1''$					
$As_{Bastones}$	# Barra	$4\phi 1''$	$4\phi 1''$	$5\phi 1''$	$5\phi 1''$	$4\phi 1''$	$4\phi 1''$
As_{Total}	(cm^2)	30.42	30.42	35.49	35.49	30.42	30.42
a_{nom}	(cm)	13.42	13.42	15.66	15.66	13.42	13.42
$\phi \cdot Mn$	($tn - m$)	60.13	57.83	65.96	65.96	57.83	60.13

Ahora los cálculos de flexión para los momentos positivos de cada tramo.

Tabla 4.45: Diseño a flexión de aceros positivos VP - 0.40x0.65 m

		Tramo 01	Tramo 02	Tramo 03
Parámetro		Centro	Centro	Centro
Mu	$(tn - m)$	35.10	43.61	35.10
b	(cm)	40	40	40
d	(cm)	59	57	59
$As_{reque.}$	(cm^2)	16.79	22.14	16.79
$As_{Continuo}$	# Barra	3 ϕ 3/4"	3 ϕ 3/4"	3 ϕ 3/4"
$As_{Bastones}$	# Barra	3 ϕ 3/4"	5 ϕ 3/4"	3 ϕ 3/4"
As_{Total}	(cm^2)	17.10	22.80	17.10
a_{nom}	(cm)	7.54	10.06	7.54
$\phi \cdot Mn$	$(tn - m)$	35.70	44.79	35.70

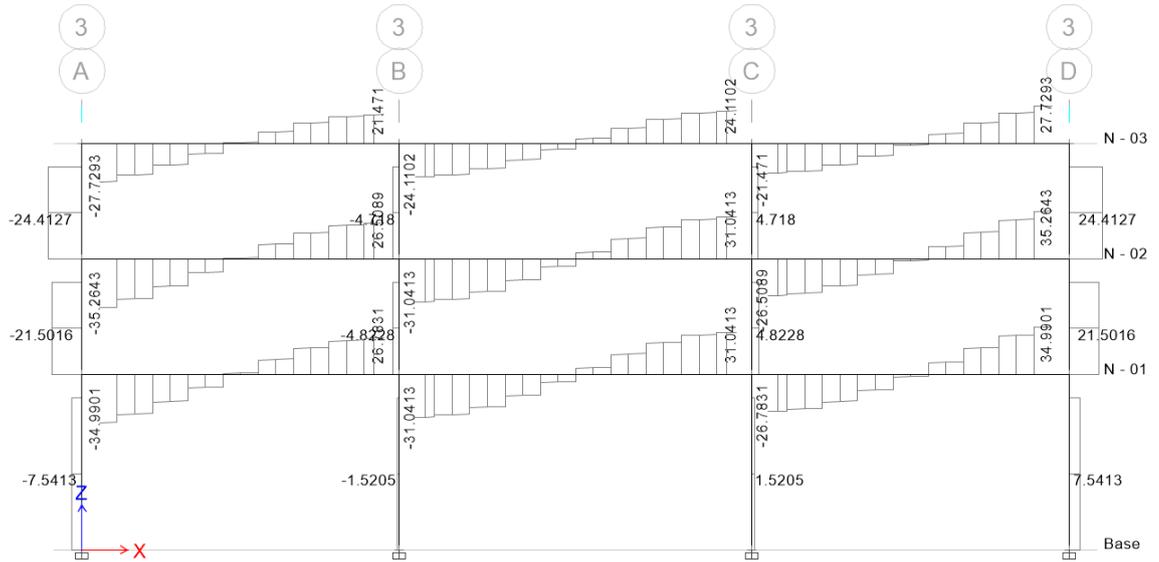
Diseño por Corte

La norma E.060 Art.21.5.4 respecto al diseño por corte en vigas de pórticos, la fuerza cortante (Vu) debe definirse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias probables en flexión (Mpr) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para la combinación $1.25 \cdot (CM + CV)$.

$$Vu = \max \begin{cases} Vu_{IZQ.} = (Mpr_{IZQ.}^- + Mpr_{DER.}^+)/Ln + Vu_{ISOS.IZQ} \\ Vu_{DER.} = (Mpr_{IZQ.}^+ + Mpr_{DER.}^-)/Ln + Vu_{ISOS.DER} \end{cases} \quad (4.43)$$

Del análisis estructural obtenemos el diagrama de cortantes isostáticos para la combinación $1.25 \cdot (CM + CV)$.

Figura. 4.38: DFC Viga 0.40x0.65 m COMB:1.25 · (CM + CV)



La siguiente tabla muestra los resultados para la determinación de (Vu).

Tabla 4.46: Cortante de diseño VP - 0.40x0.65 m.

			Tramo 01		Tramo 02		Tramo 03	
Parámetro			Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.
	Ln	(m)	8.10		9.10		8.10	
$A_{STOT.}$	A_S^-	(cm^2)	30.42	30.42	35.49	35.49	30.42	30.42
	A_S^+	(cm^2)	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55
Capacidad	Mpr^-	($tn - m$)	75.16	72.28	82.46	82.46	72.28	75.16
	Mpr^+	($tn - m$)	23.07	23.07	22.27	22.27	23.07	23.07
	$Vu_{ISOS.}$	(tn)	28.94	25.31	29.49	29.49	25.31	28.94
Vu	$Vu_{IZQ.}, Vu_{DER.}$	(tn)	41.07	37.08	41.00	41.00	37.08	41.07
	Vu_{max}	(tn)	41.07		41.00		41.07	

Para el diseño por corte escogemos conservadoramente el valor máximo de Vu para los tres tramos que tiene un valor de 41.07 tn , con este valor determinamos el refuerzo requerido por corte para la viga analizada, los resultados se muestran en la tabla 4.47, la resistencia a corte de la viga se determinó con la ecuación:

$$\phi \cdot Vc = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \quad (4.44)$$

Tabla 4.47: Refuerzo por corte VP - 0.40x0.65 m.

ϕ	bw (cm)	d (cm)	$\phi \cdot Vc$ (tn)	Vu (tn)
0.85	40	57	17.2	41.07

$\phi \cdot Vc < Vu$ Necesita Estribos
Considerando $\phi 3/8$ - 02 ramas

Av (cm ²)	Vu/ ϕ (tn)	Vs (tn)	$s = Av \cdot fy \cdot d / Vs$ (cm)	S _{asumido} (cm)
1.42	48.32	28.10	12.10	10

Para el espaciamiento del refuerzo transversal respetamos las disposiciones de la norma E.060 Art.21.5.3 quedando el armado de la viga como se muestra en la figura [4.39](#).

La tabla muestra resumen de diseño para los momentos positivos de los tramos centrales.

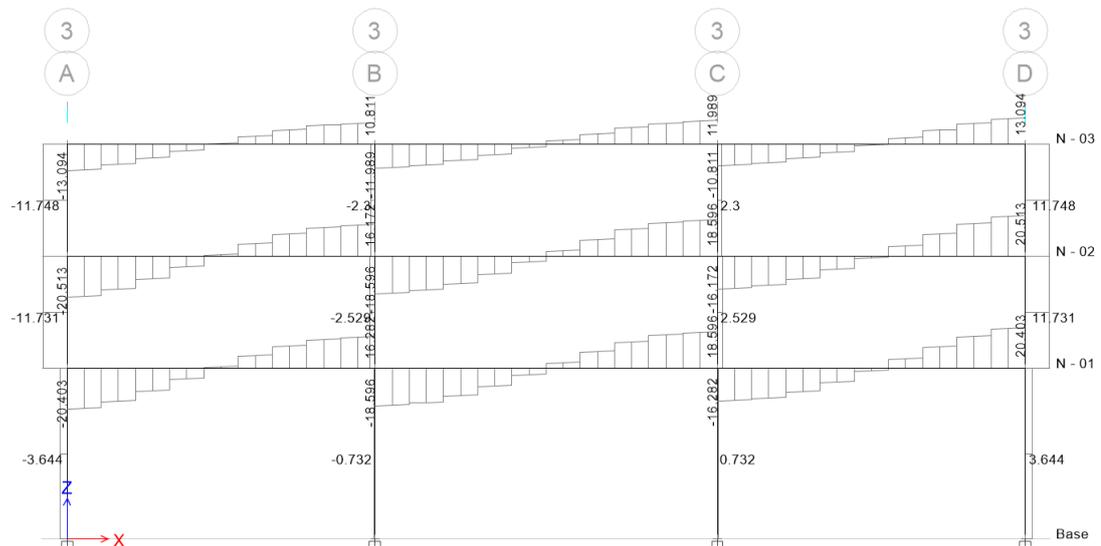
Tabla 4.49: Diseño a flexión de aceros positivos VP - 0.40x0.65 m.

		Tramo 01	Tramo 02	Tramo 03
Parámetro		Centro	Centro	Centro
Mu	$(tn - m)$	23.43	28.52	23.43
b	(cm)	40	40	40
d	(cm)	59	59	59
$As_{reque.}$	(cm^2)	10.95	13.47	10.95
$As_{Continuo}$	# Barra	3 ϕ 3/4"	3 ϕ 3/4"	3 ϕ 3/4"
$As_{Bastones}$	# Barra	1 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4"	1 ϕ 3/4"
As_{Total}	(cm^2)	11.40	14.25	11.40
a_{nom}	(cm)	5.03	6.29	5.03
$\phi \cdot Mn$	$(tn - m)$	24.34	30.09	24.34

Diseño por corte

Del análisis estructural se extrajo el diagrama de cortantes isostáticos para la combinación 1.25 · (CM + CV) el cual se muestra en la siguiente figura:

Figura. 4.41: DFC VP 0.40x0.65m COMB:1.25 · (CM + CV)



A continuación calculamos la cortante de diseño asociada a la capacidad instalada a flexión de la viga.

Tabla 4.50: Cortante de diseño VP - 0.40x0.65 m.

			Tramo 01		Tramo 02		Tramo 03	
Parámetro			Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.
	Ln	(m)	8.10		9.10		8.10	
$A_{sTOT.}$	A_S^-	(cm^2)	21.54	24.39	24.39	24.39	24.39	21.54
	A_S^+	(cm^2)	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55	8.55
	Mpr^-	($tn - m$)	55.21	59.49	59.49	59.49	59.49	55.21
Capacidad	Mpr^+	($tn - m$)	23.07	23.07	23.07	23.07	23.07	23.07
	$Vu_{ISOS.}$	(tn)	16.58	14.94	17.21	17.21	14.94	16.58
Vu	$Vu_{IZQ.}, Vu_{DER.}$	(tn)	26.24	25.13	26.28	26.28	25.13	26.24
	Vu_{max}	(tn)	26.24		26.28		26.24	

Conservadoramente elegimos el Vu máximo que es 26.28 tn , con este valor determinamos el refuerzo por corte para la viga analizada.

Tabla 4.51: Refuerzo por corte VP - 0.40x0.65 m.

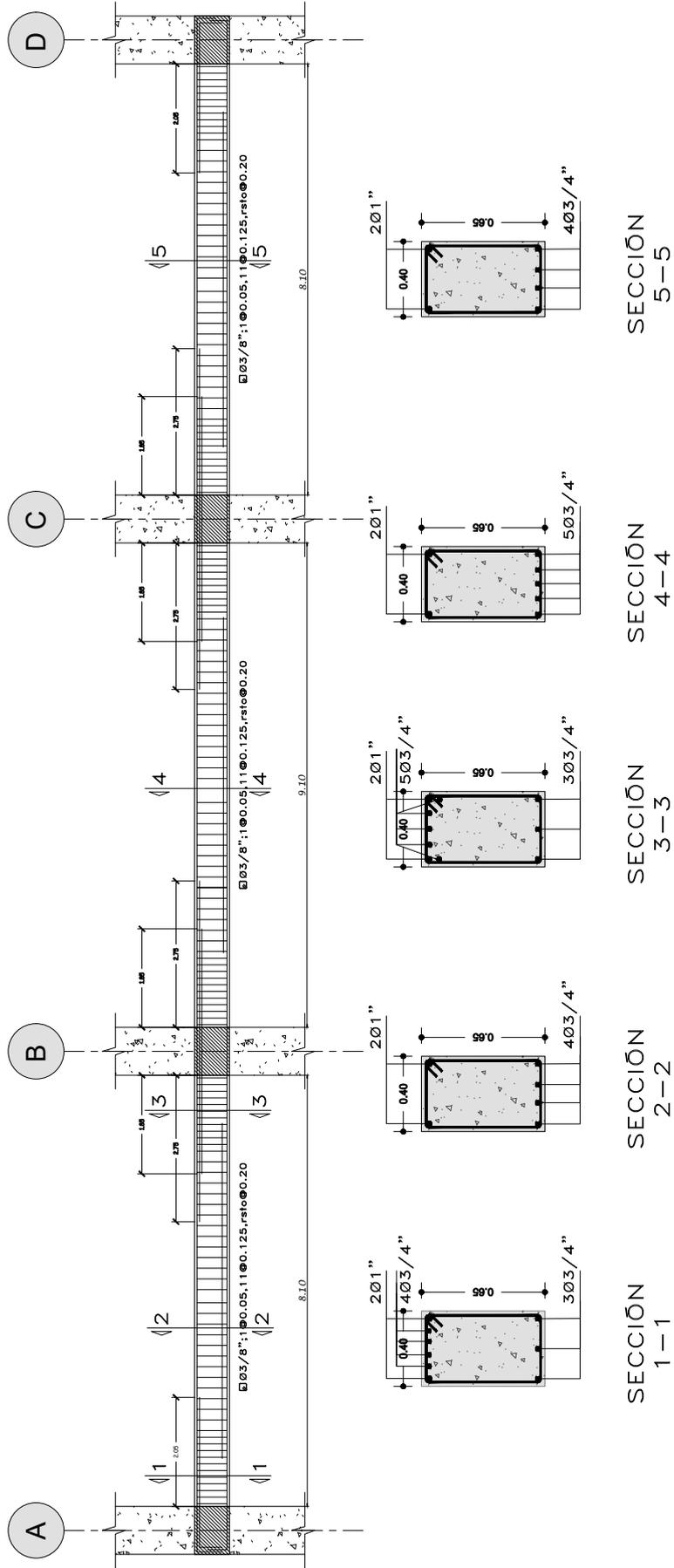
ϕ	bw (cm)	d (cm)	$\phi \cdot Vc$ (tn)	Vu (tn)
0.85	40	57	17.2	26.28

$\phi \cdot Vc < Vu$ Necesita Estribos
Considerando $\phi 3/8 - 02$ ramas

A_v (cm^2)	Vu/ϕ (tn)	Vs (tn)	$s = Av \cdot fy \cdot d / Vs$ (cm)	$S_{asumido}$ (cm)
1.42	30.92	10.70	31.80	12.5

Como observamos el refuerzo por corte que requiere la viga tiene un espaciamiento muy pronunciado, pero si cumplimos lo dispuesto en la norma E.060 Art.21.5.3 respecto al espaciamiento máximo en la zona de confinamiento, la separación asumida del refuerzo por corte es finalmente 12.5 cm . La figura muestra el detallado de la viga VP 0.40X0.65 m en este Modelo 02 con el sistema de losas postensadas.

Figura. 4.42: Detalle de refuerzo VP 0.40x0.65 m.



4.2 Prueba de hipótesis

Hipótesis general

- La aplicación de losas postensadas con tendones no adheridos produce efectos significativos en el comportamiento estructural de una edificación de concreto armado.

En función a los resultados obtenidos se ACEPTA la hipótesis general.

Hipótesis específica

- La aplicación de losas postensadas con tendones no adheridos produce efectos significativos en el comportamiento de las columnas de una edificación de concreto armado.

Esta primera hipótesis específica se ACEPTA, porque de los resultados del modelo de la edificación con losas postensadas, se observó el incremento de la capacidad axial y de flexión de las columnas, lo cual llevó a una disminución del requerimiento del acero de refuerzo.

- La aplicación de losas postensadas con tendones no adheridos produce efectos significativos en el comportamiento de las vigas de una edificación de concreto armado.

Esta segunda hipótesis específica se ACEPTA, por que de los resultados obtenidos del modelo de edificación con losas postensadas, se observó una reducción de solicitaciones a flexión y cortante, lo cual llevó a una disminución del requerimiento del acero de refuerzo.

CONCLUSIONES

Modelos

- Si bien el tema principal de la tesis es el diseño de una edificación con el sistema de losas postensadas, fue necesario plantear la misma edificación y alternadamente diseñarla con un sistema de losa convencional, esto con la intención de tener un punto de comparación entre la edificación con un sistema de losas nervadas convencionales (Modelo 01) y un sistema de losas postensadas (Modelo 02) y ver la influencia que produce este último sistema en el diseño de vigas y columnas siendo estos nuestros objetivos específicos.

Peralte de losas

- Como se puede observar en la sección correspondiente al predimensionamiento para el sistema de losa nervada convencional, se utilizó una sección nervada con un peralte de 40 cm, este se eligió con la finalidad de no verificar deflexiones, procedimiento el cual especifica la norma E.060 y que es una práctica común en el diseño de losas de piso. Respecto al sistema de losa nervada postensada se eligió una sección con un peralte de 30 cm siguiendo las recomendaciones citadas en nuestras referencias, posterior a ello se verificó en los cálculos que las deflexiones en la viga postensada satisficieron completamente las disposiciones de la norma con respecto a las deflexiones permisibles.

Verificación por servicio

- Una de las implicancias que tiene el preesfuerzo es que tiene que verificarse los esfuerzos en la etapa de servicio de modo que estos no superen los límites establecidos por la norma, para la viga analizada se comprobó que los

esfuerzos máximos en las zonas tracción correspondientes a las secciones de análisis A y E se encuentren dentro del rango de transición estipulada por la norma E.060, esta clasificación implicó que el cálculo de las deflexiones se tuviera que hacer utilizando una sección agrietada, esto se logró multiplicando la deflexión elástica por un factor que relaciona los momentos de inercia de la sección bruta y agrietada (I_g/I_e), lográndose con esto estimar la deflexión agrietada; finalmente con este valor se determinó y verificó que las deflexiones inmediatas debidas a carga viva y las deflexiones a largo plazo estén por debajo del límite de las deflexiones máximas admisibles estipuladas por la norma.

Diseño por gravedad

- Se realizó el diseño por gravedad de la vigueta en condiciones más desfavorables Vigueta X-X para ambos sistemas de piso, del diseño se puede observar que en el sistema de piso de concreto convencional (Modelo 01), el diseño por flexión contempla las combinaciones de cargas debidas a carga viva y carga muerta, en el otro sistema (Modelo 02) a parte de las cargas mencionadas a la combinación se le añade una componente debida al momento hiperestático producto de la carga balanceada que induce el tendón con un factor de amplificación igual a 1, del refuerzo requerido se puede concluir que para el Modelo 01 haciendo una sumatoria del refuerzo necesario en las secciones de análisis obtenemos un total de 9.7 cm^2 , para Modelo 02 se requiere un refuerzo en las mismas secciones equivalente a 9.5 cm^2 , si bien solo se obtiene una reducción 2.06% en el refuerzo requerido en las secciones de análisis, es destacable mencionar que mientras en el Modelo 01 se plantea una losa de 40 cm de espesor, en el Modelo 02 se planteó una losa de 30 cm de espesor, ambos satisfaciendo los requerimientos por normativa, esto supondría considerar importantes ahorros en costos de concreto y encofrado, por lo que la segunda alternativa sería una buena opción.

Peso de la estructura

- Para ambos modelos Modelo 01 y Modelo 02 se calculó el peso sísmico de la edificación considerando la totalidad de las cargas permanentes más un 25% de la carga viva que actúan en los tres niveles, de los resultados tenemos que el peso para el Modelo 01 es igual a 2422.6 tn y para el Modelo 02 es igual a 2213.65 tn, existe una diferencia equivalente a 208.95 tn, esta diferencia se debe específicamente al tipo de losa elegido para los dos modelos y era de esperarse debido a la diferencia en el peralte de las losas asumidas para cada modelo, con esto además confirmamos uno de los beneficios de la utilización del preesfuerzo la cual es la reducción del peso de la estructura, el cual influirá significativamente en el dimensionamiento las cimentaciones.

Formas modales

- Del resultado del análisis modal se puede observar que para ambos modelos Modelo 01 y Modelo 02, las tendencias de movimiento corresponden a dos primeros traslacionales y el tercero rotacional, esto era de esperarse debido a la regularidad de la estructura, por otro lado hay una ligera variación en los periodos correspondientes a los tres modos de vibración principales, el Modelo 02 presenta un pequeño incremento de rigidez con respecto al Modelo 01 que es levemente más flexible, es deducible que esta diferencia de resultados serían mas apreciables si la estructura analizada fuera de varios niveles en cuyos casos los periodos de vibración son considerables.

Distorsiones de piso

- Del análisis sísmico se pudo observar que para el Modelo 01 las distorsiones de piso no satisficieron las limitaciones establecidas en la norma E.060, ya que se obtuvieron distorsiones mayores al 0.007, con este resultado se tendría que incrementar las secciones de los elementos estructurales (vigas y columnas) o colocar elementos rígidos como por ejemplo muros de corte para limitar esta distorsión, no se hizo ningún incremento debido a que si se cambiaba las dimensiones de los elementos no se podría llegar a una comparación objetiva con la edificación de losas postensadas (Modelo 02).

Con respecto a este último las distorsiones de piso si satisficieron las limitaciones de la norma E.060, este cumplimiento se puede atribuir en parte a la disminución de peso de la estructura ya que las fuerzas sísmicas son proporcionales a la masa de la edificación y los desplazamientos producidos por estas fuerzas también se verán influenciadas.

Diseño de columnas

- Se desarrolló el diseño por capacidad para la columna central C4 para ambos modelos, para ello se construyeron los diagramas de interacción de la mencionada columna, planteando una distribución de 16 aceros de $\emptyset 1''$ equivalente a una cuantía del 1% para ambos modelos, de este podemos observar que para el Modelo 01 la sección esta controlada por flexión y es lo que se esperaba ya que los elementos resistentes a sismo son únicamente marcos rígidos, también se observa que la sección tiene gran capacidad axial por lo que puede desempeñar un buen rol durante el servicio de la estructura, sin embargo para este Modelo 01 debido a control de distorsión por normativa es necesario incrementar la rigidez de la estructura. Para el Modelo 02 la sección también está controlada por flexión, pero la capacidad axial en este Modelo 02 se ha incrementado debido a la reducción de peso con el sistema de losa postensada, además a diferencia del Modelo 01 esta si cumple con las distorsiones establecidas por la norma E.030, del diseño por corte podemos observar que la separación de los estribos en la zona de confinamiento resulta ser más espaciada para el Modelo 02 de 21.80 cm que para el Modelo 01 de 20.73 cm, este resultado indica claramente que el Modelo 01 esta más solicitado a cortante que el Modelo 02, pero por fines constructivos para ambos modelos se tuvo que igualar la separación de estribos a 20 cm.

Diseño de vigas

- Con respecto a las vigas, se realizó el diseño de la viga principal VP-0.40 x 0.65 m del pórtico 3-3 correspondiente al primer nivel para ambos modelos, se consideró la envolvente de fuerzas actuantes de las combinaciones estipuladas en la norma E.060, de los resultados se puede apreciar que la viga del Modelo 01 tiene una mayor sollicitación a flexión con un momento positivo máximo de 43.61 tn-m, mientras que para el Modelo 02 de 28.52 tn-m, esta diferencia se atribuye al sistema de piso utilizado para cada modelo, es claramente destacable que el uso de losa postensada en el Modelo 02 a mejorado las sollicitaciones a flexión de las vigas que sirven de soporte a estas, otra diferencia se ve en el cálculo de refuerzo por corte, del resultado de la distribución del refuerzo en la zona de confinamiento podemos observar que las sollicitaciones a corte son mayores para la viga del Modelo 01 con un valor de espaciamiento de 12.10 cm, mientras que para el Modelo 02 un espaciamiento de 31.80 cm, finalmente por cumplimiento de las disposiciones de la normativa con respecto al espaciamiento del refuerzo por corte, la separación quedó en 10 cm y 12.5 cm para el Modelo 01 y Modelo 02 respectivamente.

RECOMENDACIONES

- Como podemos observar el hecho de reducir la el peso de la edificación y por consiguiente la masa de la edificación tiene efectos significativos tanto en el comportamiento sísmico como en el diseño de la misma, esto lo logramos utilizando elementos o sistemas quienes cumplan la misma función y mejoren el desempeño de la edificación en servicio y ante eventuales movimientos sísmicos, el sistema de losas postensadas por lo descrito anteriormente satisface este requerimiento, es indispensable realizar más investigaciones que nos ayuden a entender mejor el comportamiento de este sistema de piso ante diferentes configuraciones estructurales o diferentes escenarios, para poder entender mejor el comportamiento de estos sistemas que viene a ser no tan desconocidos en nuestro medio pero que tampoco se tienen guías muy detalladas para el diseño de estas. siendo necesarias las consultas a otras normativas como por ejemplo el ACI.
- Esta investigación abarca aspectos teóricos y prácticos específicamente en el tema de preesfuerzo en edificaciones, se sugiere realizar otras investigaciones que abarquen varios aspectos como por ejemplo procedimientos constructivos, costos de ejecución del proyecto en nuestra localidad, utilización de otros materiales con diferentes dosificaciones de concreto.
- En la etapa constructiva de cualquier edificación con elementos preesforzados sugiere la utilización de mano de obra especializada para el manejo de los equipos como por ejemplo los gatos hidráulicos, manipulación de los tendones y anclajes.
- La norma peruana si bien tiene un capítulo destinado al concreto preesforzado, es necesario la complementación con otras normas como la norma

ACI 318, manuales de diseño del Instituto del Postensado PTI, Eurocódigo, en diferentes temas que pueden presentarse durante el desarrollo de una investigación y que no están claramente definidas en la normativa peruana o no existan guías de diseño para este tipo de sistemas.

Referencia Bibliográfica

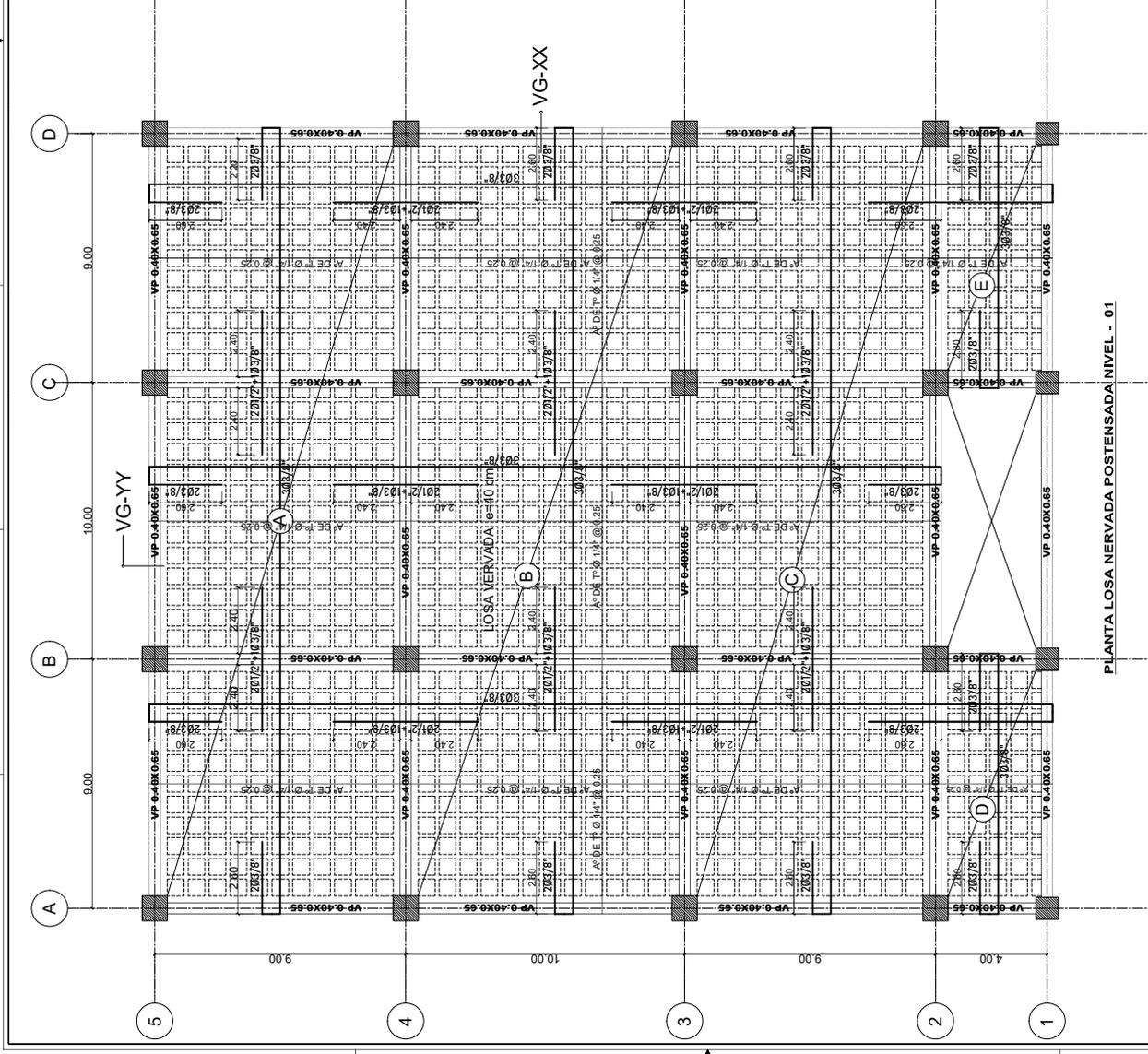
- [1] Quilumba Billa MV. *Análisis y Diseño de Losa de Hormigón Armado con Elementos Postensados*. [Tesis]. Ecuador:Universidad Técnica de Ambato; 2015.
- [2] Bravo Medina JM. *Diseño de losas Postensadas en Edificaciones, con Aplicación al Caso del Edificio “Parque Tecnológico de la Universidad de Cuenca”*. [Tesis]. Ecuador:Universidad de Cuenca; 2013.
- [3] Tipacti Huamaní JL. *Procedimiento Constructivo de Losas Postensadas con Rampa de Sótanos, Sistema Adherido Caso: Edificio de Oficinas Caminos del Inca 390* [Tesis]. Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú; 2018.
- [4] Manturano Artega VH. *Uso de la Losa Postensada y su Comportamiento Estructural en el Sótano del Hotel la Paz, Miraflores, Lima – Perú – 2017* [Tesis]. Perú: Universidad Cesar Vallejo; 2017.
- [5] Lin TY. *Design of prestressed concrete structures*. Wiley; 1963.
- [6] u béton F, Concrete IFS. *Post-tensioning in Buildings: Technical Report*. International Federation for Structural Concrete (fib); 2005.
- [7] Santana AT. *Concreto Precomprimido*. Instituto Politécnico Nacional; 1994.
- [8] *The History of Freyssinet – 75 years of innovation & excellence* [freyssinet.co.uk]. UK: Freyssinet; 2018 [updated 2018 Oct 26; cited 2020 Ene 02]. Available from: <https://freyssinet.co.uk/the-history-of-freyssinet/>.

- [9] **Puente Fortaleza** [goo.gl/maps/]. PE: Google Street View; 2013 [updated 2019 Ago 30; cited 2019 Dic 11]. Available from: <https://goo.gl/maps/WuJwUYPh8yiP39ws6>.
- [10] Centre TC. **Post-tensioned Concrete Floors**. Reyno Unido: The Concrete Centre; 2017.
- [11] Borrás FO. **Aplicación del Hormigón Postesado en Edificación** [Tesis Magistral]. Valencia:Universidad Politécnica de Valencia. Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Edificación; 2010.
- [12] Lima J. **Losas Postensadas en Edificación**. Asociación de Consultores Independientes de Estructuras de Edificación. 2012;(Vol. 1):p.31.
- [13] **El uso y consumo de acero de presfuerzo** [http://bestgdl.com/]. Mexico: BEST; 2018 [updated 2018 Marz 15; cited 2020 Feb 05]. Available from: <http://bestgdl.com/el-uso-y-consumo-de-acero/>.
- [14] **Jockey Plaza Boulevard** [aia.com.py/]. Paraguay: Revista AIA; 2017 [updated 2017 Set 28; cited 2020 Feb 05]. Available from: <http://www.aia.com.py/jockey-plaza-boulevard/>.
- [15] **Hotel Westin Libertador** [vao.pe]. PE: VAO; 2015 [updated 2020 Marzo 25; cited 2021 Ene 30]. Available from: <https://vao.pe/the-westin-lima-hotel-convention-center>.
- [16] Cosapi. **Proyecto Banco de la Nación**. Lima: Editora Perú; 2015.
- [17] Construye P. **Nueva Sede Institucional del Banco de la Nación**. Lima: Revista oficial del Programa Perú Construye, Ed.35, p.40; 2015.
- [18] **Torre del Banco de la Nación** [cosapi.com.pe]. PE: COSAPI; 2018 [updated 2021 Ene 15; cited 2021 Feb 03]. Available from: <https://www.cosapi.com.pe/Site/Index.aspx?aID=1734>.
- [19] **Torre Barlovento** [archdaily.pe]. PE: Archdaily; 2015 [updated 2015 May 30; cited 2019 Dic 2]. Available from: <https://www.archdaily.pe/pe/886136/torre-barlovento-pragma-arquitectos>.

- [20] Khan S, Williams M. *Post-tensioned Concrete Floors*. UK: Butterworth-Heinemann Ltd; 1995.
- [21] Marthén LR. *El Uso del Presfuerzo No Adherido en Edificación*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, AC. 2008;(SIMPOSIO 2):P.6.
- [22] CCL. *Losas Postensadas*. Reyno Unido: Specialized Engineered Solutions For Structures; 2014.
- [23] Society C. *Technical Report No 43*. UK: Concrete Society - Publication Sales; 1994.
- [24] Monfort JCE. *Cálculo de Losas Postensadas en Edificación* [Tesis]. España: Universidad Politécnica de Catalunya; 2007.
- [25] Aalami BO. *POST-TENSIONED BUILDINGS Desing and Construction*. PT-Structures.com; 2014.
- [26] PTI. *Post-Tensioning Manual*. EEUU: Post-Tensioning Institute; 2006.
- [27] F HG. *Diseño y análisis de losas postensadas empleando programas de cálculo* [Diplomado]. Perú:Postensa SAC; 2017.
- [28] SAC P. *NOTA TECNICA 106-13*. Postensa. 2015;(Ed. 1):P.4.
- [29] Freyssinet. *El pretensado*. Freyssinet. 2014;(Ed. 1):P.21.
- [30] Naaman AE. *Prestressed Concrete Analysis and Desing*. EEUU: TECHNO PRESS 3000; 2004.
- [31] Alvéstegui CC. *Diseño de Estructuras de Hormigon Armado*. CHILE: Editorial USACH; 2015.
- [32] Eduardo BC, Juan PL. *Determinación del Módulo de Elasticidad Estático a Compresión del Concreto Producido en la Planta Concretera Dino-Chimbote*. [Tesis]. Perú: Universidad Naconal del Santa; 2014.
- [33] Harmsen T. *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Perú: PUCP; 2002.

- [34] Prabhakara B. *Prestressed Concrete Design to Eurocodes*. UK: Spon Press; 2011.
- [35] Misiterio de Vivienda Construcción y Saneamiento. *Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado*. 2009;(Ed. 1):P.201.
- [36] Blanco Blasco A, Capítulo de Ingeniería Civil (Lima), Colegio de Ingenieros del Perú. *Estructuración y diseño de edificaciones de Concreto Armado*. Perú: Capítulo de Ingeniería Civil, Consejo departamental de Lima; 1994.
- [37] Ottazzi Pasino GF. *Apuntes del Curso de Concreto Armado I*. Perú: PUCP; 2015.
- [38] Mashhour G, Mahmoud EM. *Desing of Reinforced Concrete Structures*. EGIPTO: Cairo University; 2008.

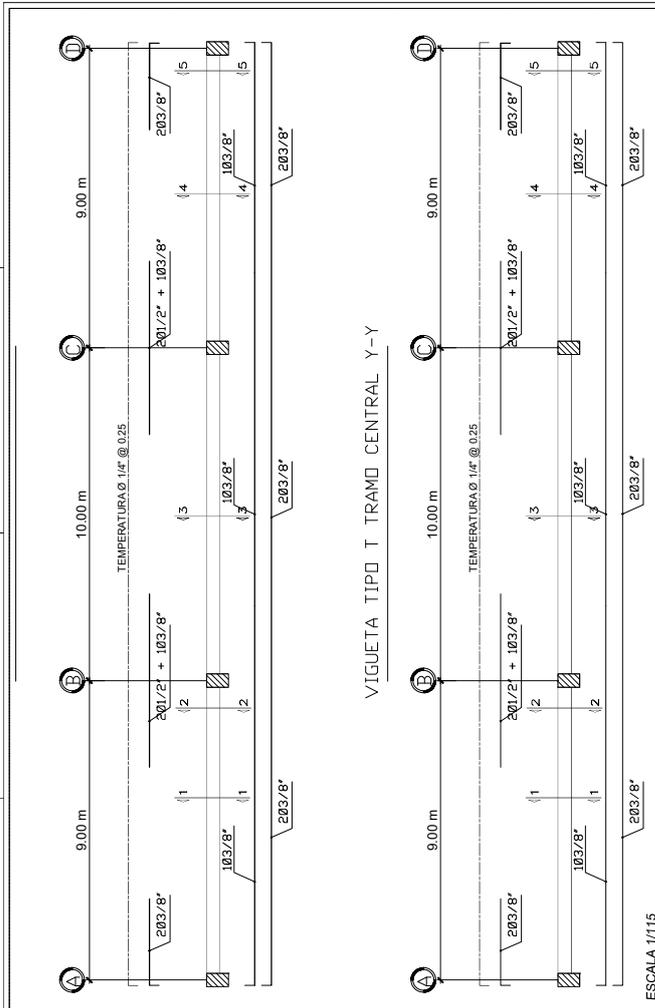
ANEXOS



PLANTA LOSA NERVADA POSTENSADA NIVEL - 01

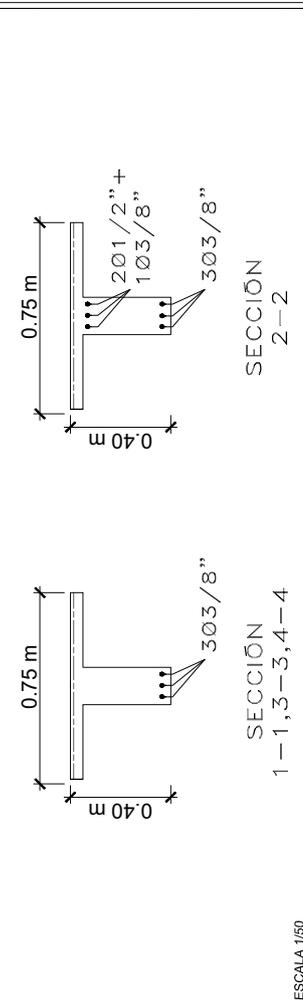
LOSA NERVADA CONVENCIONAL

ESCALA 1/125



VIGUETA TIPO T TRAMO CENTRAL Y-Y

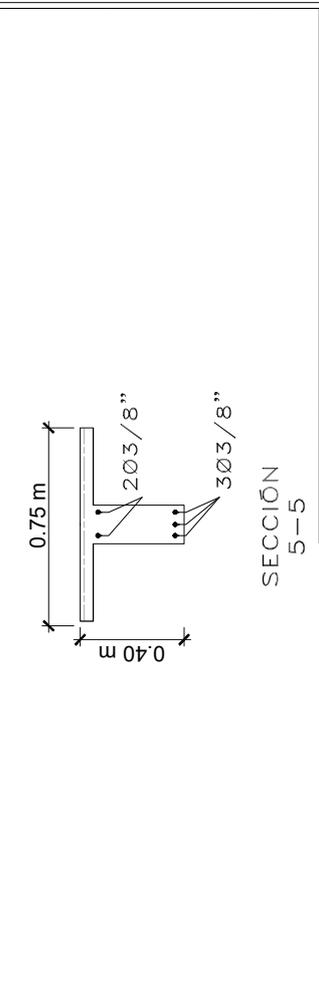
ESCALA 1/115



SECCION 1-1, 3-3, 4-4

ESCALA 1/50

SECCION 2-2



SECCION 5-5

ESCALA 1/50

TESIS: DISEÑO DE LOSA POSTENSADA
 PLANO: LOSA NERVADA CONVENCIONAL
 DETALLE: PLANTA NIVEL 01
 FREDDO: EDIFICACIÓN TRES NIVELES
 TESIS: SANTA ANA - MONTE RAYMUNDO, ABRIL 2021
 SECTOR: HUACAVELICA - YALI RAYMUNDO, ESCALA: 01
 REGION: HUACAVELICA José Carrés. INDICADA

ANEXO-B



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA
(Creada por Ley N° 25265)
FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS PREESFORZADAS

* CONSIDERANDO TENDONES NO ADHERIDOS DE ϕ 14.00 mm - VG-XX SECCIÓN B-B y C-C

* ESFUERZOS EN EL ACERO DE PREESFUERZO:

Mu:	5.50	T-m
β_1 :	0.85	
L:	9.0	m
h:	30	
b:	15	cm
bw:	15	cm
Ap:	1.4	cm ²
L/h:	0.30	
ϕ :	0.90	

f'c:	280.00	kg/cm ²		
fpu:	18600.00	kg/cm ²	fse/fpu:	0.60
fse:	11160.00	kg/cm ²		

$$d_p = h - cota_{tendon}$$

dp:	25.00	cm
-----	-------	----

$$\rho_p = \frac{A_p}{b_w \cdot d_p} = 0.00373 \quad (\text{Cuantía de acero de preesfuerzo})$$

CONSIDERANDO SISTEMA NO ADHERIDO DE 140 MM²

fps1:	16740.00	kg/cm ²	fps1:	0.9*fpu
fps2:	13260.00	kg/cm ²	fps2:	fse + 2100
fps3:	11860.67	kg/cm ²	fps3:	fse + 700 + f'c/(300* ρ_p)
fps(min):	11860.67	kg/cm ²	140	mm ² x 1cm ² 10 ^{^2} mm ²

* RESOLVIENDO

$$a = \frac{A_p \cdot fps}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 4.65 \quad \text{cm}$$

a: Dsitancia menor a hf

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 5.47 \quad \text{cm}$$

c: Distancia de la fibra superior al eje neutro

* Verificación de Falla Ductil.

$$\omega_{pw} = \rho_p \cdot \frac{fps}{f'c} = 0.16 < 0.36 \cdot \beta_1 = 0.31$$

* Momento Nominal Resistente

$$Mn = A_p \cdot fps \cdot \left(d_p - \frac{a}{2}\right) = 3.77 \quad \text{T-m}$$

* **Comparación del Momento Resistente de Diseño con el Momento Ultimo.**

$$\phi \cdot Mn \geq Mu \quad 3.39 < Mu: \quad 5.50$$

∴ No cumple y se adicionara acero de refuerzo

* **CONSIDERANDO ACERO DE REFUERZO NO PREESFORZADO**

$$d: \quad 27.00 \quad \text{cm}$$

$$f_y: \quad 4200.00 \quad \text{kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo en la zona de tracción:

2.00	φ	3/8"	mm	As:	1.42	cm ²
1.00	φ	1/2"	mm	As:	1.27	cm ²
				AsTot:	2.69	cm ²

$$\rho_s = \frac{A_s}{bw \cdot d} \quad 0.0066 \quad \omega w = \rho_s \cdot \frac{f_y}{f'c} \quad 0.0996$$

(Cuantía de acero de refuerzo en zona de tracción)

Acero de refuerzo en la zona de compresión:

0.00	φ	8.00	mm	As:	0	cm ²
0.00	φ	0.00	mm	As:	0	cm ²
				AsTot:	0.00	cm ²

$$\rho'_s = \frac{A'_s}{bw \cdot d} \quad 0.0000 \quad \omega' w = \rho'_s \cdot \frac{f_y}{f'c} \quad 0.0000$$

(Cuantía de acero de refuerzo en zona de compresión)

* **RESOLVIENDO**

$$a = \frac{A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f_y + A_p \cdot f_{ps}}{0.85 \cdot b \cdot f'c} \quad 7.8159 \quad \text{cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad 9.1952 \quad \text{cm}$$

* **Verificación de Falla Ductil.**

$$\omega p w + \left(\frac{d}{d_p} \right) \cdot (\omega w - \omega' w) \leq 0.36 \cdot \beta_1$$

$$\omega p w + \left(\frac{d}{d_p} \right) \cdot (\omega w - \omega' w) \quad 0.27 < 0.36 \cdot \beta_1 \quad 0.31$$

∴ Viga Sub Reforzada

$$Mn = \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] - A'_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn: \quad 6.11 \quad \text{T-m}$$

* **Comparación del Momento Resistente de Diseño con el Momento Ultimo.**

$$\phi \cdot Mn \geq Mu \quad 5.51 > Mu: \quad 5.50 \quad \text{OK!}$$

DISEÑO A CORTANTE DE VERVADURA

Resistencia del concreto para las secciones de análisis:

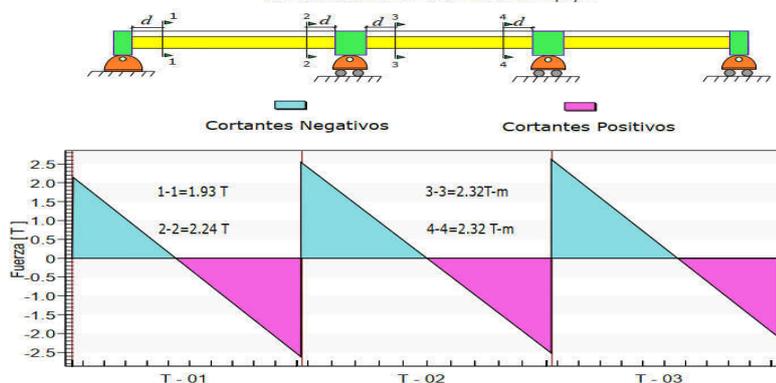
$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 49 \cdot \frac{V_u \cdot d_p}{M_u} \right) \cdot b_w \cdot d$$

Resistencia a tracción del acero preesforzado por flexión:

Aps: 1.40 cm²
 fpu: 18600.00 kg/cm²
 fse: 15624.00 kg
 Aps*fpu*0.4: 10416.00 < 15624.00 OK!

COMBINACIÓN : 1.4·V_{CM} + 1.7·V_{CV} + 1.0·V_{HYP}

Vu a una distancia "d" de la cara de los apoyos



MOMENTOS FACTORADOS 1.4CM+1.7CV+1HYP				
1. - .1	2. - .2	3. - .3	4. - .4	
1.329	5.502	5.568	5.568	

Mu	1.329	5.502	5.568	5.568
Vu	1.93	2.24	2.32	2.32
Vu.dp/Mu	0.36	0.10	0.10	0.10
Vu.dp/Mu < 1	OK!	OK!	OK!	OK!
φVc:	7.05	2.64	2.68	2.68
φVc asum:	7.05	3.05	3.05	3.05
φVc max:	7.49	7.49	7.49	7.49
Vu < φVc asum:	OK!	OK!	OK!	OK!

* Como podemos observar la cortante última es menor que la resistencia a cortante de la sección entonces no necesita estribos



DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS PREESFORZADAS

* **CONSIDERANDO TENDONES NO ADHERIDOS DE ϕ 14.00 mm - VG-XX SECCIÓN A-A y E-E**

* ESFUERZOS EN EL ACERO DE PREESFUERZO:

Mu:	6.03	T-m
β_1 :	0.85	
L:	9.0	m
h:	30	
b:	75	cm
bw:	15	cm
Ap:	1.4	cm ²
L/h:	0.30	
ϕ :	0.90	

f'c:	280.00	kg/cm ²		
fpu:	18600.00	kg/cm ²	fse/fpu:	0.60
fse:	11160.00	kg/cm ²		

$$d_p = h - cota_{tendon}$$

dp:	25.00	cm
-----	-------	----

$$\rho_p = \frac{A_p}{b_w \cdot d_p} = 0.00373 \quad (\text{Cuantía de acero de preesfuerzo})$$

CONSIDERANDO SISTEMA NO ADHERIDO DE 140 MM²

fps1:	16740.00	kg/cm ²		fps1:	0.9*fpu
fps2:	13260.00	kg/cm ²		fps2:	fse + 2100
fps3:	11860.67	kg/cm ²		fps3:	fse + 700 + f'c/(300* ρ_p)
fps(min):	11860.67	kg/cm ²	140	mm ²	x 1cm ² 10 ² mm ²

* RESOLVIENDO

$$a = \frac{A_p \cdot fps}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 0.93 \quad \text{cm}$$

a: Dsitancia menor a hf

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 1.09 \quad \text{cm}$$

c: Distancia de la fibra superior al eje neutro

* Verificación de Falla Ductil.

$$\omega_{pw} = \rho_p \cdot \frac{fps}{f'c} = 0.16 < 0.36 \cdot \beta_1 = 0.31$$

* Momento Nominal Resistente

$$Mn = A_p \cdot fps \cdot \left(d_p - \frac{a}{2}\right) = 4.07 \quad \text{T-m}$$

* **Comparación del Momento Resistente de Diseño con el Momento Ultimo.**

$$\phi \cdot Mn \geq Mu \quad 3.67 < Mu: \quad 6.03$$

∴ No cumple y se adicionara acero de refuerzo

* **CONSIDERANDO ACERO DE REFUERZO NO PREESFORZADO**

$$d: \quad 27.00 \quad \text{cm}$$

$$f_y: \quad 4200.00 \quad \text{kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo en la zona de tracción:

2.00	φ	3/8"	mm	As:	1.42	cm ²
1.00	φ	1/2"	mm	As:	1.27	cm ²
				AsTot:	2.69	cm ²

$$\rho_s = \frac{A_s}{bw \cdot d} \quad 0.0066 \quad \omega w = \rho_s \cdot \frac{f_y}{f'_c} \quad 0.0996$$

(Cuantía de acero de refuerzo en zona de tracción)

Acero de refuerzo en la zona de compresión:

0.00	φ	8.00	mm	As:	0	cm ²
0.00	φ	0.00	mm	As:	0	cm ²
				AsTot:	0.00	cm ²

$$\rho'_s = \frac{A'_s}{bw \cdot d} \quad 0.0000 \quad \omega' w = \rho'_s \cdot \frac{f_y}{f'_c} \quad 0.0000$$

(Cuantía de acero de refuerzo en zona de compresión)

* **RESOLVIENDO**

$$a = \frac{A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f_y + A_p \cdot fps}{0.85 \cdot b \cdot f'_c} \quad 1.5632 \quad \text{cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad 1.8390 \quad \text{cm}$$

* **Verificación de Falla Ductil.**

$$\omega p w + \left(\frac{d}{d_p} \right) \cdot (\omega w - \omega' w) \leq 0.36 \cdot \beta_1$$

$$\omega p w + \left(\frac{d}{d_p} \right) \cdot (\omega w - \omega' w) \quad 0.27 < 0.36 \cdot \beta_1 \quad 0.31$$

∴ Viga Sub Reforzada

$$Mn = \left[A_p \cdot fps \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] - A'_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn: \quad 6.98 \quad \text{T-m}$$

* **Comparación del Momento Resistente de Diseño con el Momento Ultimo.**

$$\phi \cdot Mn \geq Mu \quad 6.29 > Mu: \quad 6.03 \quad \text{OK!}$$

DISEÑO A CORTANTE DE VERVADURA

Resistencia del concreto para las secciones de análisis:

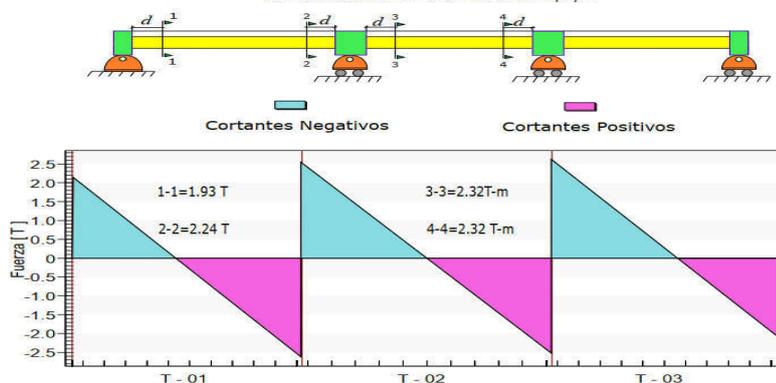
$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 49 \cdot \frac{V_u \cdot d_p}{M_u} \right) \cdot b_w \cdot d$$

Resistencia a tracción del acero preesforzado por flexión:

Aps: 1.40 cm²
 fpu: 18600.00 kg/cm²
 fse: 15624.00 kg
 Aps*fpu*0.4: 10416.00 < 15624.00 OK!

COMBINACIÓN : 1.4·V_{CM} + 1.7·V_{CV} + 1.0·V_{HYP}

Vu a una distancia "d" de la cara de los apoyos



MOMENTOS FACTORADOS 1.4CM+1.7CV+1HYP				
1. - .1	2. - .2	3. - .3	4. - .4	
1.329	5.502	5.568	5.568	

Mu	1.329	5.502	5.568	5.568
Vu	1.93	2.24	2.32	2.32
Vu.dp/Mu	0.36	0.10	0.10	0.10
Vu.dp/Mu < 1	OK!	OK!	OK!	OK!
φVc:	7.05	2.64	2.68	2.68
φVc asum:	7.05	3.05	3.05	3.05
φVc max:	7.49	7.49	7.49	7.49
Vu < φVc asum:	OK!	OK!	OK!	OK!

* Como podemos observar la cortante última es menor que la resistencia a cortante de la sección entonces no necesita estribos



DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS PREESFORZADAS

* **CONSIDERANDO TENDONES NO ADHERIDOS DE ϕ 14.00 mm - VG-XX SECCIÓN D-D**

* ESFUERZOS EN EL ACERO DE PREESFUERZO:

Mu:	4.00	T-m
β_1 :	0.85	
L:	9.0	m
h:	30	
b:	75	cm
bw:	15	cm
Ap:	1.4	cm ²
L/h:	0.30	
ϕ :	0.90	

f'c:	280.00	kg/cm ²		
fpu:	18600.00	kg/cm ²	fse/fpu:	0.60
fse:	11160.00	kg/cm ²		

$$d_p = h - cota_{tendon}$$

dp:	25.00	cm
-----	-------	----

$$\rho_p = \frac{A_p}{b_w \cdot d_p} = 0.00373 \quad (\text{Cuantía de acero de preesfuerzo})$$

CONSIDERANDO SISTEMA NO ADHERIDO DE 140 MM²

fps1:	16740.00	kg/cm ²	fps1:	0.9*fpu
fps2:	13260.00	kg/cm ²	fps2:	fse + 2100
fps3:	11860.67	kg/cm ²	fps3:	fse + 700 + f'c/(300* ρ_p)
fps(min):	11860.67	kg/cm ²	140	mm ² x 1cm ² 10 ² mm ²

* RESOLVIENDO

$$a = \frac{A_p \cdot fps}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 0.93 \quad \text{cm}$$

a: Dsitancia menor a hf

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 1.09 \quad \text{cm}$$

c: Distancia de la fibra superior al eje neutro

* Verificación de Falla Ductil.

$$\omega_{pw} = \rho_p \cdot \frac{fps}{f'c} = 0.16 < 0.36 \cdot \beta_1 = 0.31$$

* Momento Nominal Resistente

$$Mn = A_p \cdot fps \cdot \left(d_p - \frac{a}{2}\right) = 4.07 \quad \text{T-m}$$

* **Comparación del Momento Resistente de Diseño con el Momento Ultimo.**

$$\phi \cdot Mn \geq Mu \quad 3.67 < Mu: \quad 4.00$$

∴ No cumple y se adicionara acero de refuerzo

* **CONSIDERANDO ACERO DE REFUERZO NO PREESFORZADO**

$$d: \quad 27.00 \quad \text{cm}$$

$$f_y: \quad 4200.00 \quad \text{kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo en la zona de tracción:

2.00	φ	3/8"	mm	As:	1.42	cm ²
0.00	φ	0.00	mm	As:	0	cm ²
				AsTot:	1.42	cm ²

$$\rho_s = \frac{A_s}{bw \cdot d} \quad 0.0035 \quad \omega w = \rho_s \cdot \frac{f_y}{f'_c} \quad 0.0526$$

(Cuantía de acero de refuerzo en zona de tracción)

Acero de refuerzo en la zona de compresión:

0.00	φ	8.00	mm	As:	0	cm ²
0.00	φ	0.00	mm	As:	0	cm ²
				AsTot:	0.00	cm ²

$$\rho'_s = \frac{A'_s}{bw \cdot d} \quad 0.0000 \quad \omega' w = \rho'_s \cdot \frac{f_y}{f'_c} \quad 0.0000$$

(Cuantía de acero de refuerzo en zona de compresión)

* **RESOLVIENDO**

$$a = \frac{A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f_y + A_p \cdot fps}{0.85 \cdot b \cdot f'_c} \quad 1.2644 \quad \text{cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad 1.4875 \quad \text{cm}$$

* **Verificación de Falla Ductil.**

$$\omega p w + \left(\frac{d}{d_p} \right) \cdot (\omega w - \omega' w) \leq 0.36 \cdot \beta_1$$

$$\omega p w + \left(\frac{d}{d_p} \right) \cdot (\omega w - \omega' w) \quad 0.21 < 0.36 \cdot \beta_1 \quad 0.31$$

∴ Viga Sub Reforzada

$$Mn = \left[A_p \cdot fps \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] - A'_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn: \quad 5.62 \quad \text{T-m}$$

* **Comparación del Momento Resistente de Diseño con el Momento Ultimo.**

$$\phi \cdot Mn \geq Mu \quad 5.06 > Mu: \quad 4.00 \quad \text{OK!}$$

DISEÑO A CORTANTE DE VERVADURA

Resistencia del concreto para las secciones de análisis:

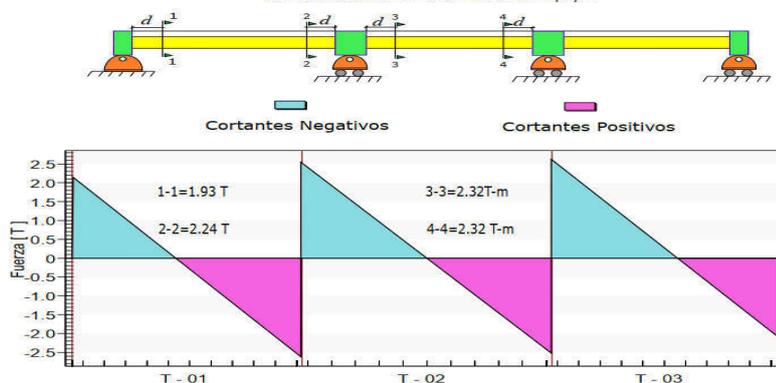
$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'c} + 49 \cdot \frac{V_u \cdot dp}{M_u} \right) \cdot bw \cdot d$$

Resistencia a tracción del acero preesforzado por flexión:

Aps: 1.40 cm2
 fpu: 18600.00 kg/cm2
 fse: 15624.00 kg
 Aps*fpu*0.4: 10416.00 < 15624.00 OK!

COMBINACIÓN : 1.4·V_{CM} + 1.7·V_{CV} + 1.0·V_{HYP}

Vu a una distancia "d" de la cara de los apoyos

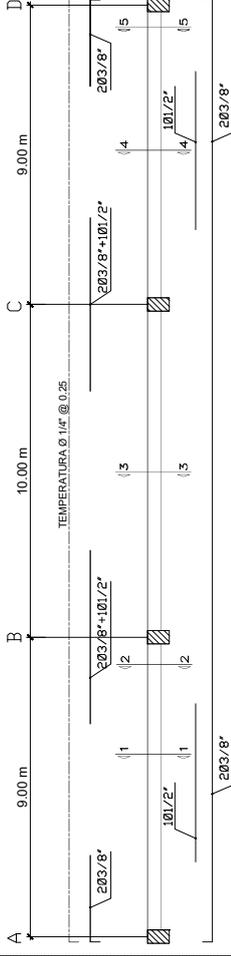


MOMENTOS FACTORADOS 1.4CM+1.7CV+1HYP				
1. - .1	2. - .2	3. - .3	4. - .4	
1.329	5.502	5.568	5.568	

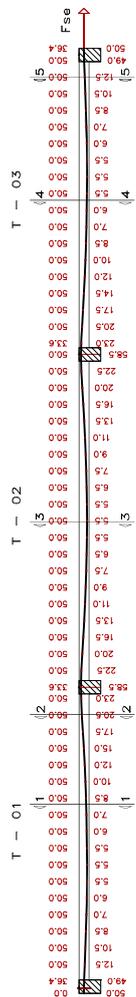
Mu	1.329	5.502	5.568	5.568
Vu	1.93	2.24	2.32	2.32
Vu.dp/Mu	0.36	0.10	0.10	0.10
Vu.dp/Mu < 1	OK!	OK!	OK!	OK!
φVc:	7.05	2.64	2.68	2.68
φVc asum:	7.05	3.05	3.05	3.05
φVc max:	7.49	7.49	7.49	7.49
Vu < φVc asum:	OK!	OK!	OK!	OK!

* Como podemos observar la cortante última es menor que la resistencia a cortante de la sección entonces no necesita estribos

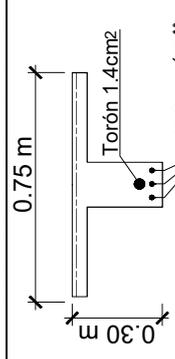
VIGUETA TIPO T POSTENSADA TRAMO CENTRAL X-X



ELEVACION DEL TENDÓN

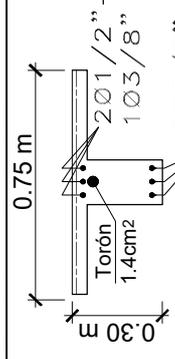


ESCALA 1/115

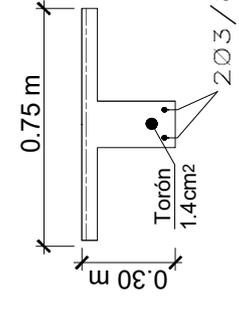


SECCIÓN 1-1, 4-4

ESCALA 1/50

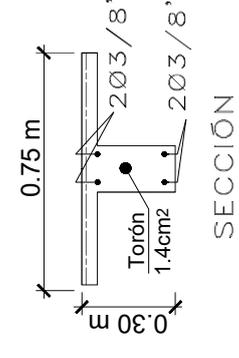


SECCIÓN 2-2

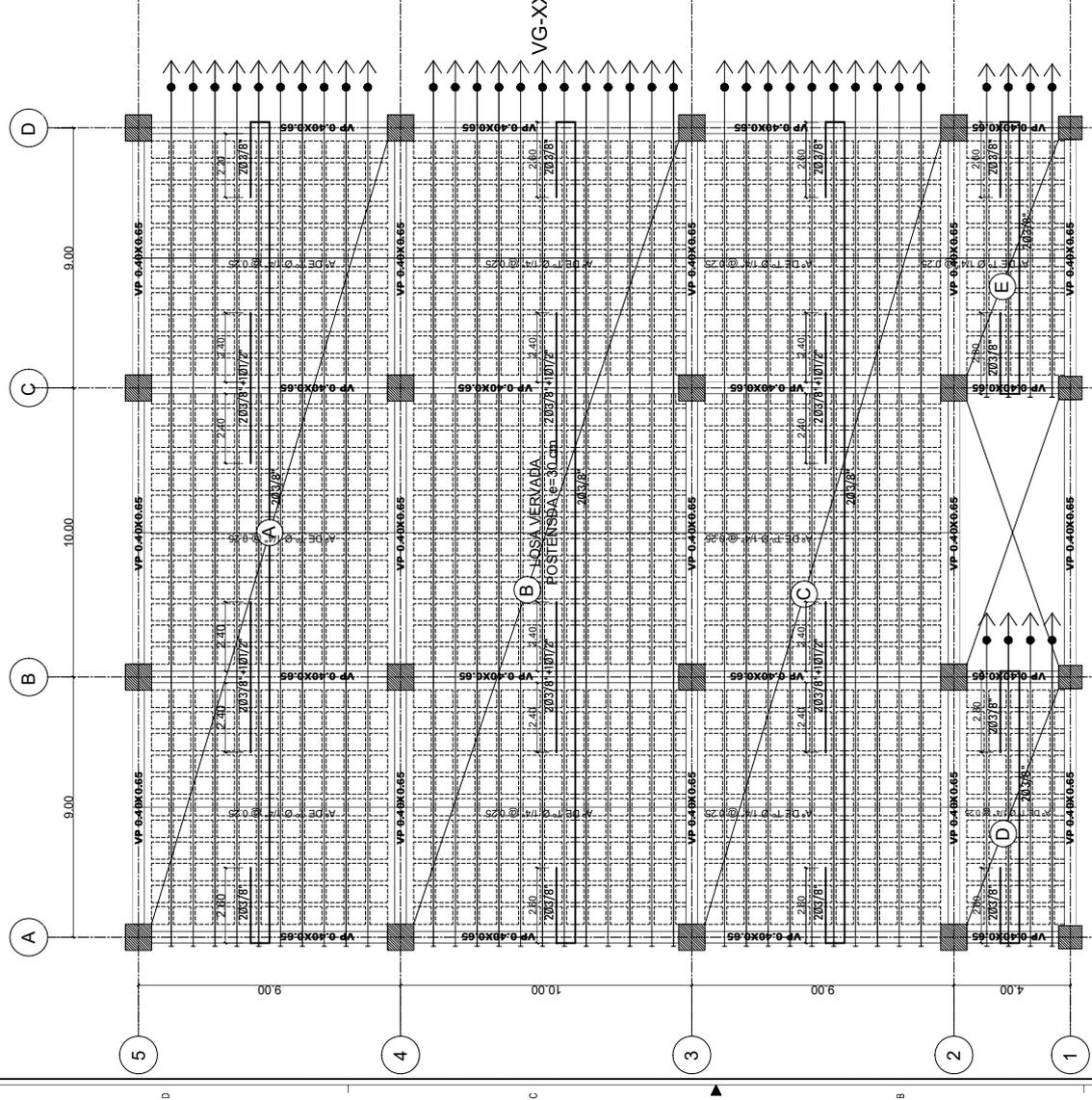


SECCIÓN 3-3

ESCALA 1/50



SECCIÓN 5-5



PLANTA LOSA NERVADA POSTENSADA NIVEL 01

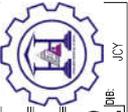
LOSA NERVADA POSTENSADA

DIR. X-X:

ESCALA 1/125

ANEXO-C

TESIS: DISEÑO DE LOSA POSTENSADA
 PLANO: LOSA NERVADA POSTENSADA
 DETALLE: PLANTA NIVEL 01
 PREDIO: EDIFICACIÓN TRES NIVELES
 UBICACIÓN: SANTA ANA
 SECTOR: -MONTES RAYMUNDO, ABRIL 2021
 INSTITUCIÓN: FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 PROVINCIA: -YALI RAYMUNDO, ESCALA:
 REGION: HUANCAVELICA - José Carrés. INDICADA: 02



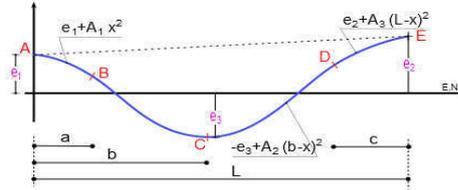


ANEXO-D

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA
(Creada por Ley N° 25265)
FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL
DE INGENIERÍA CIVIL



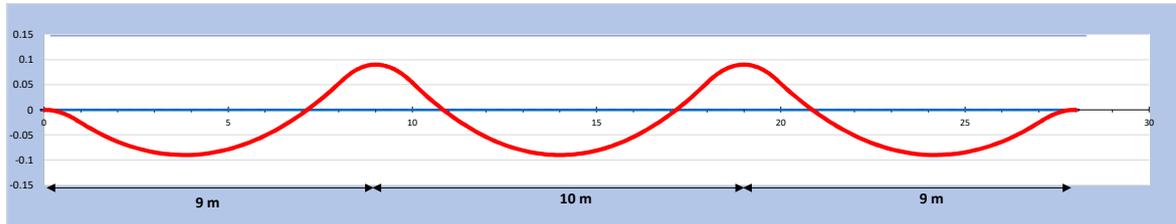
CÁLCULO DE CARGA BALANCEADA PARA LA VIGUETA PREFORZADA VG XX



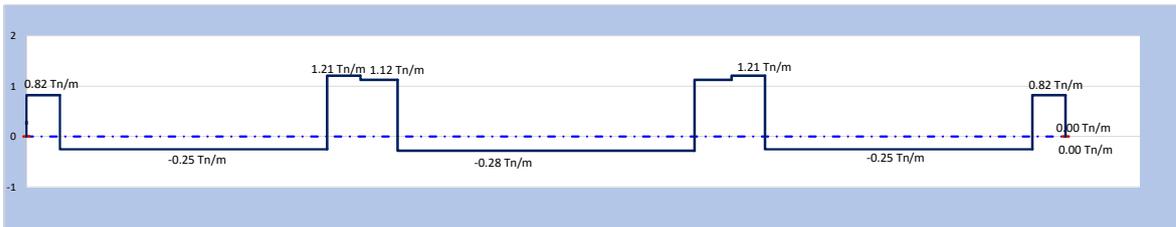
VIGA	m
b :	0.15
h :	0.30
recub. :	70

FUERZA DE PRESFUERZO (Fe)	
P :	15.624 Tn-fuerza

TRAZADO PARABÓLICO DEL CABLE (DRAPE)



CARGA EQUIVALENTE GENERADA POR EL TRAZO DEL TENDÓN



CONSTANTES ASUMIDAS PARA EL TRAZADO PARABÓLICO

	L (m)	CGC.Sup (mm)	CGC. Inf (mm)	X1/L	X2/L	X3/L	a	b	c	e ₁ (mm)	e ₂ (mm)	e ₃ (mm)
Tramo 1 :	9.00	60	60	0.10	0.42	0.10	0.90	3.81	0.90	0.00	90.00	90.00
Tramo 2 :	10.00	60	60	0.10	0.50	0.10	1.00	5.00	1.00	90.00	90.00	90.00
Tramo 3 :	9.00	60	60	0.10	0.58	0.10	0.90	5.19	0.90	90.00	0.00	90.00

	L (m)	A ₁	A ₂	A ₃	SEGUNDA DERIVADA $\frac{d^2y}{dx^2}$		
					$0 \leq x \leq a$	$a < x \leq (L-c)$	$(L-c) \leq x \leq L$
Tramo 1 :	9.00	-0.0262	0.0081	-0.0386	-0.05	0.02	-0.08
Tramo 2 :	10.00	-0.0360	0.0090	-0.0360	-0.07	0.02	-0.07
Tramo 3 :	9.00	-0.0386	0.0081	-0.0262	-0.08	0.02	-0.05