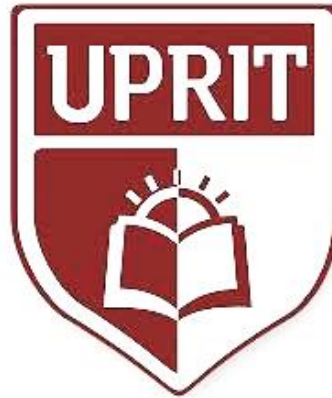


UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO DE LOSAS ALIGERADAS
POSTENSADAS Y LOSAS TRADICIONALES DE UN EDIFICIO
MULTIFAMILIAR, TRUJILLO, 2021.**

**TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

AUTOR (ES):

Bach. Cutiri Quispe, Hugo

Bach. Duran Choque, Luis Miguel

Bach. Villanueva Aguirre, Juliana Brithzeida

ASESOR:

Mg. Ing. Josualdo Villar Quiroz

TRUJILLO - PERU
2021

APROBACIÓN DE LA TESIS

El (La) asesor(a) y los miembros del jurado evaluador asignados, **APRUEBAN** la tesis desarrollada por el Bachilleres, **Cutiri Quispe, Hugo Duran Choque, Luis Miguel Villanueva Aguirre, Juliana Brithzeida**

denominada:

**ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO DE LOSAS ALIGERADAS POSTENSADAS Y
LOSAS TRADICIONALES DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR, TRUJILLO, 2021.**

Ing. Josualdo Carlos Villar Quiroz

ASESOR

Ing. Nombres y Apellidos

JURADO

PRESIDENTE

Ing. Nombres y Apellidos

JURADO

Ing. Nombres y Apellidos

JURADO

DEDICATORIA

A nuestros compañeros de Estudios, amigos y familiares que nos apoyaron en esta etapa y meta de culminar con la vida universitaria.

A nuestros docentes que cotidianamente nos brindaron su experiencia y conocimientos para lograr la presente investigación y poder tener sólidos fundamentos que aplicar en la vida profesional.

Bach. Cutiri Quispe, Hugo

Bach. Duran Choque, Luis Miguel

Bach. Villanueva Aguirre, Juliana Brithzeida

AGRADECIMIENTO

A nuestro Sr. Dios todo Poderoso,
que cotidianamente nos regala la
vida, y nos ha dado salud y fortaleza
para llegar a este día y lograr las
metas profesionales.

A todos los docentes de nuestros
Universidad Privada de Trujillo,
que nos brindaron sus
conocimientos y sobre todo la
mejor experiencia que nos sirve día
a día en nuestra vida profesional.

Bach. Cutiri Quispe, Hugo

Bach. Duran Choque, Luis Miguel

Bach. Villanueva Aguirre, Juliana Brithzeida

INDICE

DEDICATORIA.....	3
AGRADECIMIENTO.....	4
RESUMEN.....	9
I. INTRODUCCIÓN.	11
1.1. Realidad problemática.....	11
1.2. Formulación del problema.	17
1.3. Justificación.....	17
1.4. Objetivos	20
1.4.1 Objetivo General.	20
1.4.2 Objetivos Específicos.....	20
1.5. Antecedentes	21
1.5.1. “Propuesta de peralte de losas postensadas como parte del sistema lateral para edificios altos con núcleo rígido”.....	21
1.5.2 “Post-tensioned Flat Slabs with Unbonded Tendons for Public Buildings”	22
1.5.3 “Study of application of lightweight aggregate concrete to construct post-tensioned long-span slabs”	23
1.5.4 “Análisis y estudio comparativo de nueva edificación del mercado A. Orrego del distrito de La Victoria con diseño de concreto postensado, concreto armado y	

estructuras metálicas”.....	24
1.5.5 “Comprobación in situ de frecuencias de vibración en entresijos de concreto postensado”	26
1.5.6 “Mejoramiento en tiempo, costos y productividad para la ejecución de una edificación de oficinas usando losas postensadas frente a una losa tradicional”	27
1.5.7 “Análisis comparativo entre el diseño de losa tradicional de hormigón armado y losa postensada con adherencia”	28
1.5.8 “Análisis comparativo de las respuestas estructurales entre sistemas apertados de hormigón armado, con losas postensadas y no postensadas”.....	29
1.5.9 “Experimental and numerical analysis of deflection of posttensioned lightweight concrete slabs”.....	30
1.6. Bases Teóricas.....	31
1.7. Formulación de la hipótesis.....	69
II. MATERIAL Y MÉTODOS.....	75
2.1 Material	75
A Materiales.....	75
B. Humano	75
C. Servicios	76
2.2 Materiales de estudio.....	76

2.2.1	Población.....	76
	Población 1: El diseño de losas tradicionales del Edificio multifamiliar “SKY TOWER”, ubicado en la Av. Los Angeles-calle San Rafael, Mz. “B” Lt 21, Urbanización Las Hortencias de California II etapa, Trujillo 2021.	76
	Población 2: El diseño de losas aligeradas postensadas del Edificio multifamiliar “SKY TOWER”, ubicado en la Av. Los Angeles-calle San Rafael, Mz. “B” Lt 21, Urbanización Las Hortencias de California II etapa, Trujillo 2021.	76
2.3	Técnicas e instrumentos y procedimientos.....	77
	Así mismo se usó gráficos de barras agrupadas, como se muestra en la figura 20, para presentar los estados límites de servicio tanto de las losas tradicionales como de las losas aligeradas postensadas, como se puede notar a continuación:.....	80
	Figura 34. Ejemplo de gráfico de barras a utilizarse	81
	Fuente: elaboración propia.....	81
2.5	DESARROLLO DE TESIS	96
2.5.1	Estructuración y predimensionamiento del edificio de losas postensadas	96
2.5.2	Metrado de cargas y modelamiento estructural	112
2.5.3	Análisis sísmico estructural del edificio con losas postensadas	127
2.5.4	Prediseño de losas postensadas	138
2.5.5	Diseño estructural de la losa postensada	153

2.5.6	Estados límites de servicio de las losas tradicionales	160
2.5.7	Estados límites de servicio de las losas postensadas	189
2.5.8	Comparación de los estados límites de servicio	201
III.	RESULTADOS	202
3.1	Resultados	202
3.1.1	Estructuración y predimensionamiento del edificio con losas postensadas	202
3.1.2	Metrado de cargas y modelamiento estructural.....	205
3.1.3	Análisis sísmico estructural del edificio con losas postensadas	207
3.1.4	Prediseño de las losas postensadas.....	213
3.1.5	Diseño estructural de la losa postensada	246
3.1.6	Estados límites de servicio de las losas tradicionales	253
3.1.7	Estados límites de servicio de las losas postensadas.....	255
3.1.8	Comparación de los estados límites de servicio	257

RESUMEN

El presente trabajo de investigación se realizó en Trujillo, realizando el estudio de los estados límites de servicio del diseño de losas postensadas y losas tradicionales de un edificio multifamiliar en la ciudad de Trujillo, dado el desconocimiento de los estados límites de deflexión y vibración de las losas postensadas planas, los cuales son parámetros que definen la serviciabilidad de la estructura. Para realizarlo se usó un diseño no experimental transversal descriptivo, la muestra fue el diseño de losas tradicionales del edificio Sky Tower y las técnicas de recolección fueron el análisis documental y la observación. En los resultados se obtuvo una deflexión instantánea por carga viva por debajo del límite máximo de la norma ACI 318, siendo de 0.563 cm para la losa tradicional, y de 0.17 cm para la losa postensada; por otro lado, en cuanto a la vibración en las losas postensadas aproximadamente el 93 % de los paños presentaron un adecuado comportamiento por debajo del límite máximo que estipula el ATC, a diferencia de la losa tradicional que tuvo un porcentaje mucho menor. Finalmente se concluyó que las losas postensadas en un edificio multifamiliar se comportan mejor en sus estados límites de servicio, respecto a las losas tradicionales.

Palabras clave: Estados límites de servicio, losas postensadas, losas tradicionales, edificios multifamiliares.

ABSTRACT.

The present research work was carried out in Trujillo, carrying out the study of the serviceability limit states of the design of post-tensioned slabs and traditional slabs of a multifamily building in the city of Trujillo, given the lack of knowledge of the deflection and vibration limit states of flat post-tensioned slabs, which are parameters that define the serviceability of the structure. A descriptive non-experimental cross-sectional design was used, the sample was the traditional slab design of the Sky Tower building and the collection techniques were documentary analysis and observation. The results showed an instantaneous deflection per live load below the maximum limit of the ACI 318 standard, being 0.563 cm for the traditional slab and 0.17 cm for the post-tensioned slab; on the other hand, regarding vibration in the post-tensioned slabs, approximately 93 % of the panels showed an adequate behavior below the maximum limit stipulated by the ATC, unlike the traditional slab, which had a much lower percentage. Finally, it was concluded that post-tensioned slabs in a multifamily building perform better in their serviceability limit states than traditional slabs.

Key words: Serviceability limit states, post-tensioned slabs, traditional slabs, multifamily buildings.

I. INTRODUCCIÓN.

1.1. Realidad problemática.

En los últimos años, la ingeniería estructural en el mundo, es una de las ramas de la ingeniería que más ha progresado. Esto debido a las nuevas teorías de análisis y diseño, así como el desarrollo de la informática y la computación. Este hecho, unido a la necesidad de la sociedad de cualquier parte del mundo, de diario cuidar la calidad y seguridad en la concepción, proyección y ejecución de grandes proyectos, en los que la ingeniería estructural tiene una función importante, así lo requieren. Es así que es un reto en el mundo adaptarse a estas innovaciones tecnológicas y adoptarlas no solo en el análisis y diseño sino también incorporarlas en los procesos de construcción. (Universidad de la Costa, s.f.)

El desarrollo de los materiales utilizados en la construcción a un costo relativamente bajo permite una tendencia a evolucionar hacia estructuras más económicas mediante métodos de diseño mejorados y también con el uso de materiales de alta resistencia. En esa línea, Ecuador tiene la necesidad de implementar nuevos sistemas constructivos que impulsen a la industria de la construcción incorporando a sus procesos ventajas en cuanto a economía, seguridad y eficiencia se refiere. (Hurtado, Morales, & Hernández, 2019)

En Costa Rica los sistemas constructivos tradicionales para losas han sido: losas de concreto reforzado, losas prefabricadas de concreto pretensado, entre otros. Algunas de las dificultades que se presenta al construir con estos sistemas son: amplia sección transversal de la losa, largos tiempos de construcción y estados límites de servicio deficiente considerables a largo plazo (Morales, 2017)

En la actualidad, en Bolivia y en algunas otras partes del mundo, el espacio libre sin la aparición de columnas, la discontinuidad del peralte de losa de hormigón en los entresijos, que dificultan la distribución arquitectónica del inmueble, para los fines que tenga contemplados, la fisuración del hormigón, debido a una menor rigidez de la estructura y, finalmente, las excesivas deformaciones en una losa diseñada de manera tradicional son algunos de los problemas más comunes a los que se enfrenta el ingeniero civil en el campo de la construcción. (Velasquez, 2019).

En el Perú, las losas macizas y las losas aligeradas, son las losas tradicionales, estas a su vez se han ido limitando y desgastando conforme avanzan los tiempos; esto es debido a que cuentan con un proceso constructivo tedioso generando así una sistematización a la hora de realizar sus respectivas partidas (losa aligerada) y además de ello generan un elevado costo de los materiales de las diferentes partidas lo cual es reflejado en el presupuesto de construcción (losa maciza) (Barrientos, 2018).

Como bien conocido en el Perú, se tiene una gran variedad de climas con cambios bruscos de temperaturas, esto mismo hace que el concreto en estos climas tiendan a fisurarse, uno particular de estos es el que presenta la ciudad de Huancayo, pues no es ajena a estas fallas del concreto debido a sus cambios de clima y a un alto índice de precipitaciones, lo que genera la presencia de fisuras en losas aligeradas de concreto. (Ivala, 2018)

Los estados límites de servicio en losas, se analizan mediante la norma peruana E 060, y también con las normas internacionales tales como el código ACI 318, que indican que las deflexiones inmediatas deben ser calculadas por los métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas además que las deflexiones a largo plazo adicionales deben calcularse teniendo en cuenta los esfuerzos en el concreto y en el acero bajo carga

permanente, e incluyendo los efectos del flujo plástico y la retracción del concreto, así como la relajación del acero. Las vibraciones de las losas se analizarán mediante el código ASCE (American Society of Civil Engineers)7-16. (Török, Puskás, & Virág, 2019) Encontraron que el uso de losas postensadas de concreto en edificios con carga viva mínima de 3KN/m² y luces mayores a siete metros, reduce el costo de la losa con respecto a la tradicional en un rango del 10% al 20%. Además, indican que esa reducción en el costo depende directamente de la distribución de los tendones y geometría de la estructura.

(Hurtado, Morales, & Hernández, 2019) Encontraron que el costo directo de un edificio de 10 pisos con un sistema dual y combinaciones de luces se reduce aproximadamente un 10% con la aplicación de losas postensadas de concreto sobre vigas respecto de las losas macizas. Además, el costo de la losa postensada de concreto para luces menores de seis metros es prácticamente lo mismo que las losas macizas e incluso en luces de cuatro metros son mayores.

(Gómez, 2017) Encontró que los estados límites de servicio de estructuras, en lo que respecta a las vibraciones que se generan al tener elementos esbeltos para lograr grandes luces como las losas postensadas, se garantiza desde el diseño estableciendo límites mínimos y máximos de sobrecarga por acabados y uso final; los cuales se deben respetar a lo largo de su vida útil. De esta manera se logra cumplir con los límites de confort de normas americanas y europeas, lo cual se valida con una calibración del modelo y los resultados obtenidos experimentalmente.

(Szydlowki & Mieszcak, 2017) Encontraron al analizar los estados límites de servicio de una losa postensada de concreto con una luz de 12.86 m que su deflexión elástica bajo cargas de gravedad es de 11.9 mm y estimaron analíticamente una deflexión máxima en el tiempo

de 40 mm. Sin embargo, los resultados del monitoreo de la losa in situ después de un año indicaron una deflexión mucho menor igual a 15 mm, cumpliendo satisfactoriamente con los límites de deflexión y garantizando que en el tiempo el incremento no sería significativo.

De esta manera, los estudios en varias partes del mundo permiten calificar la aplicación del postensado en losas como una innovación eficiente en el diseño de las estructuras, puesto que permite con menos recursos y por ende menor costo, una estructura óptima no solo desde el punto de vista estructural, sino que también garantiza la funcionalidad de estas al poder cumplir con los estados límites de servicio.

En nuestro país, no es tan común hablar de losas postensadas y son pocas las empresas que involucran en sus diseños este tipo de losas. Esto se ve reflejado en que la mayoría de esas estructuras se encuentran en la ciudad de Lima y en su gran mayoría corresponden a estructuras especiales. Sin embargo, en los últimos años se incrementa su uso en sótanos y edificios con menores alturas. (Blanco, 2016)

Una de las empresas importantes que ha aplicado losas postensadas en sus diseños es Antonio Blanco Blasco Ingenieros E.I.R.L, entre sus proyectos importantes se encuentra el edificio Lima Central Tower con bandas de hasta 12 m de luz y peralte de 47 cm, edificio Pardo y Aliaga con bandas de hasta 13 m de luz libre y peralte de 50 cm, el hotel Westin Libertador o el centro comercial Mall del Sur donde se aplicaron vigas postensadas. (Blanco, 2016)

Otra empresa que ha hecho diseño de losas postensadas en el Perú es Luis Bozzo Estructuras y Proyectos, entre su proyecto más representativo destacan los estudios de América Televisión Pachacamac en cuyo diseño estructural emplearon losas postensadas

aligeradas bidireccionales con luces libres de 20 y 28 m y peraltes de 50 y 70 cm respectivamente. (Bozzo, 2019)

El continuo uso de los mismos sistemas estructurales y técnicas de construcción en el país, genera el empleo de gran cantidad de materiales y eleva el costo de las construcciones; particularmente en el sector inmobiliario es una causal de un elevado costo de los inmuebles. Además, en el caso de los edificios multifamiliares, el hecho de tener reducida área útil por aparición de gran cantidad de columnas en la distribución arquitectónica o peralte sobresalido de las vigas; o que durante su vida útil se presenten ciertos problemas, tales como: fisuración, deflexiones excesivas y vibraciones en losas; genera una tendencia en los usuarios de cuestionar la funcionalidad de estas estructuras.

Las encuestas realizadas en el país reflejan que existe un déficit habitacional. Según el INEI, cuantitativamente en el año 2018, el 1,8% de los hogares presentan déficit habitacional, asimismo, en el área urbana el 2,3% de los hogares presentan déficit habitacional; y cualitativamente para el año 2018, el 8,6% de hogares a nivel nacional presentan déficit habitacional. Se presenta en mayor porcentaje en el área rural del país con 17,4%, mientras que en el área urbana alcanza el 6,1%. Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI, 2018).

Las causas son que en el Perú desde hace mucho tiempo atrás no se hace un desarrollo científico y tecnológico en innovación de técnicas y procedimientos constructivos para mejorar la productividad, abaratar costos de construcción en edificaciones y mejorar la en cuanto a los estados límites de servicio y desempeño de las estructuras en el tiempo.

Usualmente en los planos de la especialidad de estructuras de edificios multifamiliares, se encuentran los típicos elementos estructurales como las losas tradicionales que se enseñan en los cursos de estructuras en las universidades. Demostrando desde la universidad, poco interés en la enseñanza de las nuevas técnicas en el diseño que ya son usadas en varias partes del mundo; generando un apego a lo tradicional.

Por tanto, se pone en evidencia el déficit tecnológico y científico que tiene el país, razón que hace necesario la búsqueda de una innovación en los métodos y técnicas de construcción que no solo doten de un mejor desempeño en los estados límites de servicio de la estructura, sino que también disminuyan la cantidad de materiales para reducir el costo de la construcción y además aumente el área útil de los ambientes.

La finalidad del desarrollo de este proyecto es realizar el análisis comparativo del costo y estados límites de servicio del diseño con losas aligeradas postensadas de un edificio multifamiliar en la ciudad de Trujillo que fue diseñado con losas aligeradas tradicionales; para evaluar que diseño es mejor. La tipología de la losa aligerada postensada será del tipo plana, es decir, sin vigas; y el costo que se comparará para ambos diseños será el costo directo del subpresupuesto de estructuras.

En nuestro país, el diseño de las estructuras con losas postensadas no es común, y en la ciudad de Trujillo su conocimiento es muy limitado e incluso pocos son los que conocen sobre su existencia y beneficios. Por lo que la presente investigación también tiene como finalidad difundir como se realiza el diseño de losas postensadas e incentivar su aplicación en los diseños de los nuevos edificios de la ciudad.

Por lo tanto, las consecuencias de no realizar la investigación serían que en la ciudad de Trujillo se seguirían diseñando edificios no eficientes, ya que las técnicas tradicionales involucran un elevado costo por la cantidad de recursos que se necesitan, siendo una causal del déficit habitacional en la ciudad. Otra consecuencia negativa, sería que no se aprovecharían mejor los espacios en el rubro habitacional, generando incomodidad en los usuarios; y otro punto importante es que por el desconocimiento se sigan teniendo mitos en cuanto a esta técnica del postensado especialmente en zonas sísmicas, adoptando una postura conformista en el diseño.

1.2. Formulación del problema.

¿Cuál es el estado límites de servicio y costo de losas aligeradas postensadas y losas tradicionales de un edificio multifamiliar, Trujillo, 2021?

1.3. Justificación

La presente investigación se realiza debido a que, en nuestra ciudad de Trujillo los edificios multifamiliares que se están construyendo y ofreciendo en el mercado inmobiliario tienen un alto costo de construcción, sus espacios libres tienen reducidas áreas y además existe una deuda de los mismos para cubrir el déficit habitacional actual. Es por ello que esta investigación se realiza para proponer un nuevo sistema estructural de construcción de losas aligeradas postensadas en edificios multifamiliares que permitirán abaratar los costos de construcción, ampliar las áreas libres de los edificios y por ende cubrir el déficit habitacional. Al responder a la pregunta de investigación se logrará plantear un nuevo sistema constructivo que permita erigir edificios de menor costo de construcción, ampliar las áreas útiles de las habitaciones y mejorar el desempeño del edificio ante cargas sísmicas, por la reducción de

su peso. Esta solución sirve directamente a las empresas inmobiliarias que construyen y/o comercializan edificios multifamiliares, y además beneficia de manera indirecta a las personas que habitaran en los edificios permitiéndoles conseguir un inmueble a menor costo, con mayor espacio libre y más seguro ante cargas sísmicas. Además debido a la menor cantidad de materiales usados convierte a los edificios en construcciones sostenibles lo cual beneficia a toda la población en general de manera indirecta, ya que conlleva a una menor contaminación.

La asignación de cargas y análisis estructural del edificio con losas postensadas se realizará de acuerdo a las normas peruanas E.020 y E.030, de metrado de cargas y diseño sísmoresistente respectivamente, las cuales constantemente se han actualizado y son representativas de la realidad peruana. Por el contrario, respecto al diseño de concreto postensado, no está muy desarrollado en nuestro país, razón de ello es que la norma E.060 de concreto armado vigente, publicada en el 2009, en su capítulo 18 de concreto presforzado solo refleja una copia de parámetros generales dados en la norma del ACI. Dada la antigüedad de la norma peruana, en lo que respecta al diseño por flexión, corte, punzonamiento y verificación de los estados límites de servicio de losas aligeradas postensadas, en el presente trabajo se hará uso de la metodología y especificaciones indicados en la norma ACI 318 vigente. Sin embargo, ciertos criterios como las combinaciones de cargas para diseño se adaptarán según nuestra realidad tomando en cuenta lo indicado en la norma E.060. Además, el análisis y diseño de las losas postensadas se realizarán en el software ADAPT- PT, el cual es un software de elementos finitos muy usado en el mundo, dado que facilita y permite optimizar el diseño de losas postensadas.

Para la solución del problema del elevado costo de construcción de los edificios multifamiliares, sus reducidas áreas libres, deficiente desempeño sísmico y el déficit habitacional que ello genera, se propone la construcción del edificio con losas aligeradas postensadas, que serán de menor espesor que las losas aligeradas tradicionales, lo que reducirá la cantidad de material empleado en la construcción, permitirá obtener mayores luces, y disminuirá el peso del edificio, lo que conllevará a mejorar su desempeño ante un sismo, y todo ello contribuirá a cubrir la demanda habitacional, ya que se construirá más edificios multifamiliares y de menores costos.

Con respecto a los estados límites de servicio, con el uso de la losa aligerada postensada, dado sus propiedades, permite reducir las deflexiones máximas y fisuraciones; y respecto a la vibración se puede esperar un comportamiento aceptable dotándole de una relación de esbeltez adecuada.

En la presente investigación se usa como técnica de recolección de datos el análisis documental, y la ficha de datos como instrumento de recolección de los planos de estructura y arquitectura de un edificio multifamiliar de la ciudad de Trujillo diseñado con losas tradicionales. El instrumento de medición para la verificación del comportamiento del edificio con losas postensadas será el software Etabs 2016 y su posterior diseño en concreto armado y postensado, a través de los software Adapt-PT y Mathcad Prime 5; referente a la técnica e instrumento de recolección de datos serán la observación y guía de observación respectivamente. Respecto al análisis de los estados límites de servicio y presupuesto de la especialidad de estructuras, tanto para el edificio diseñado con losas tradicionales y losas postensadas se usará como técnica e instrumento de recolección de datos, la observación y guía de observación respectivamente. Siendo necesario, para el análisis de estados límites de

servicio del diseño con losas tradicionales y losas postensadas, los softwares Safe y Adapt-PT respectivamente;

1.4. Objetivos

1.4.1 Objetivo General.

Realizar los estados límites de servicio del diseño de losas aligeradas postensadas y losas tradicionales de un edificio multifamiliar en Trujillo, 2021.

1.4.2 Objetivos Específicos.

O. E. 1: Realizar la estructuración y el predimensionamiento del edificio con losas postensadas, de un edificio multifamiliar en Trujillo, 2021.

O.E. 2: Realizar el metrado de cargas y el modelamiento estructural del edificio con losas postensadas, de un edificio multifamiliar en Trujillo, 2021.

O.E. 3: Realizar el análisis sísmico estructural del edificio con losas postensadas,

O.E. 4: Realizar el prediseño de las losas postensadas, de un edificio multifamiliar en Trujillo, 2021.

O.E. 5: Realizar el diseño estructural de las losas postensadas, de un edificio multifamiliar en Trujillo, 2021.

O.E. 6: Evaluar los estados límites de servicio de las losas tradicionales, de un edificio multifamiliar en Trujillo, 2021.

O.E. 7: Evaluar los estados límites de servicio de las losas postensadas, de un edificio multifamiliar en Trujillo, 2021.

O.E. 8: Realizar la comparación de los Estados Límites de Servicio, de un edificio multifamiliar en Trujillo, 2021.

1.5. Antecedentes

1.5.1. “Propuesta de peralte de losas postensadas como parte del sistema lateral para edificios altos con núcleo rígido”

(González & Herbozo, 2019) Un objetivo fue el diseño y verificación del cumplimiento de los criterios de falla por flexión, cortante y punzonamiento de losas postensadas de edificios altos mayores de 25 niveles en el Perú (p. 4). Para ello, se realizó un análisis sísmico de la estructura en el software Etabs de tres edificios altos de la ciudad de Lima, propusieron espesores de losa de 25, 30, 35 y 38 cm y se verificó el cumplimiento de las derivas de acuerdo a la norma E.030 variando la resistencia a compresión del concreto, porcentaje del momento de inercia bruta y longitud de las placas de concreto armado. Posteriormente en el software Adapt PT, se analiza el diseño de las losas postensadas de cada edificio en un tramo crítico de cada planta típica en altura, para verificar el cumplimiento de los criterios de falla por flexión, cortante y punzonamiento de acuerdo a la norma ACI 318 (p. 4, 31-36). Resultando para porcentaje de momento de inercia al 50%, en el edificio Torre Las Begonias (104 m) con un espesor de losa de 25 cm y resistencia del concreto entre 420-490 kg/cm², cumple con los criterios de falla y según el programa se tendría una deflexión máxima de 6.3 mm; edificio Westin (120 m) con un espesor de losa de 30 cm y resistencia del concreto entre 420-490 kg/cm², cumple con los criterios de falla y según el programa se tendría una deflexión máxima de 0.98 mm; edificio Banco de la Nación (140 m) con un espesor de losa de 38 cm hasta el tercer nivel y 35 cm en los demás, y resistencia del concreto entre 350-560 kg/cm², cumple con los criterios de falla (p. 59-94). Concluyeron que el efecto de punzonamiento es crítico para la verificación de capacidad de losas postensadas,

debido a que están apoyadas directamente en columnas. Para disminuir el efecto de punzonamiento, es recomendable aumentar el peralte de estas losas postensadas, siendo este importante para edificaciones de mayores de 30 niveles como el caso del banco de la nación, o por su defecto incluir reforzamiento pues que la variación de capacidad – demanda es menor a 10% (p. 97).

El aporte de este trabajo de investigación es la metodología que usan para llegar al diseño de las losas postensadas, al iniciar primero con el análisis estructural en el software Etabs y luego de cumplir la normativa E.030 de diseño sismorresistente pasar al diseño de las losas en el software Adapt PT, en donde verifican tanto manual como con el software el cumplimiento de los criterios de falla de acuerdo a la norma ACI 318.

1.5.2 “Post-tensioned Flat Slabs with Unbonded Tendons for Public Buildings”

(Török, Puskás, & Virág, 2019). Su objetivo principal fue describir las ventajas de la técnica del postensado al usarlo en las losas planas de edificios públicos (p. 102). Para su realización tomaron como caso de estudio diferentes edificios con la solución de losas planas e hicieron su rediseño con losas postensadas en el software Adapt Builder; comparando el precio de la losa en función de la cantidad de materiales requeridos para la construcción con ambas soluciones. Los modelos fueron estructuras de forma cuadrada con tres luces en ambas direcciones y tamaños de la luz de 7, 8, 9 y 10 m con columnas cuadradas de 60 cm (p. 102-103, 107). Obteniendo diferencias en el precio a favor de la solución con losas postensadas de 10.27%, 12.32%, 14.50% y 16.36% para luces de 7, 8, 9 y 10 m respectivamente (p. 108). Concluyendo que al considerar como mínimo luces de 7 m y cargas vivas de 3KN/m² el ahorro en costo puede ser del 10% al 20% debido a la reducción de la cantidad de materiales y que dependerá mucho de la forma de la estructura y distribución de tendones (p. 108).

El aporte de este trabajo de investigación es el rango de reducción del costo que se puede alcanzar con el diseño de losas postensadas en función del tamaño de la luz y la carga viva considerada; además nos indica que depende mucho de la distribución de los tendones por lo que en el desarrollo de su investigación nos muestra cuatro distribuciones de tendones en planta adecuadas que pueden usarse.

1.5.3 “Study of application of lightweight aggregate concrete to construct post-tensioned long-span slabs”

(Szydlowski & Mieszczak, 2017) Su objetivo fue presentar un ejemplo de un edificio de grandes luces con losas postensadas acompañado del seguimiento de las deflexiones de una de ellas durante un año (p. 1077). Seleccionaron una losa postensada sobre la sala de un teatro en Polonia, de 12.86 m de luz entre ejes y espesor de losa de 250 mm, con una relación luz entre espesor de 51.4. Identificaron la cantidad de refuerzo pasivo usado y las especificaciones técnicas de los tendones no adheridos repartidos cada 250 mm. Definieron las cargas actuantes y procedieron con su análisis computacional en un sistema FEM, para lo cual usaron elementos de superficie de cuatro nodos con dimensiones de 0.5 x 0.5 m. El postensado lo modelaron con carga sustitutiva en función del alargamiento medido de los tendones al tensionarlos, el valor de la fuerza promedio del postensado luego del tensado se reduce en un 0.9% para considerar la pérdida por deformaciones elásticas y el análisis se realizó en el rango lineal. Para los parámetros del hormigón se basaron en ensayos de compresión a los 14 y 28 días, que usaron en el momento del postensado y a lo largo de su vida útil respectivamente. Finalmente consideraron el cálculo analítico de las deflexiones para el caso después del postensado actuando solo la carga de su peso propio y la del postensado; el otro caso considerando cargas en servicio durante su uso y además estimaron la deflexión a largo plazo amplificando a tres veces a la carga muerta y del postensado, y a 1.5 la

carga viva en el análisis. Luego compararon con los resultados de un monitoreo in-situ de la losa durante un año (p. 1080-1083). Resultando analíticamente que la deflexión después del postensado fue de 4.6 mm y considerando todas las cargas existentes fue de 11.9 mm. Mientras que del monitoreo se obtuvo una deflexión después del postensado de 4.5 mm y con cargas en servicio una deflexión de 13 mm. Además, estimaron que la deflexión a largo plazo sería de 40 mm, sin embargo, las mediciones después de un año indicaron una deflexión de 15 mm (p. 1084). Concluyeron que, a pesar de exceder los vanos recomendados y la esbeltez de las losas, la deflexión se encontraba en un nivel satisfactorio en el momento de la puesta en servicio del edificio. Además, indicaron que es difícil esperar la conformidad de las deflexiones medidas con las deflexiones calculadas en el análisis de postensado en un período más largo; y que el cumplimiento se puede esperar más en las deflexiones designadas en el momento del postensado (p. 1084).

El aporte de este trabajo de investigación es la metodología de evaluación de deflexiones en las losas postensadas indicando que parámetros considerar para realizarlo, el considerar dos casos de evaluación en función de los estados de cargas y además una manera conservativa de estimar la deflexión máxima a largo plazo. Además, se puede tomar como referencia que las deflexiones elásticas calculadas a corto plazo de manera analítica son similares a los resultados de un monitoreo, pero que estos resultados no se correlacionarían a largo plazo, sobrevalorando las deflexiones con el cálculo analítico.

1.5.4 “Análisis y estudio comparativo de nueva edificación del mercado A. Orrego del distrito de La Victoria con diseño de concreto postensado, concreto armado y estructuras metálicas”

(Gálvez, 2018) Su objetivo principal es el diseño y comparación técnica y económica de

los métodos y diseños de concreto armado, concreto postensado y estructuras metálicas, con la finalidad de dar a conocer los sistemas estructurales más resistentes frente a sismos y poder incluir en su localidad el uso del concreto postensado (p. 15). Para su realización, iniciaron con el estudio de mecánica de suelos de acuerdo a la norma E.050 para la obtención de parámetros característicos de la zona. Luego para cada sistema en base a los planos de arquitectura proporcionado por la municipalidad de la localidad, hicieron el predimensionamiento de la estructura, el metrado de cargas, para posteriormente hacer el modelado en el software SAP 2000. Luego se hizo el análisis estructural y se verificó de acuerdo a la normativa sismorresistente E.030 sus derivas. Luego se hizo el diseño de acuerdo a la norma E.060 de concreto armado y E.090 de estructuras metálicas y se elaboraron sus planos estructurales para luego compararlos. Finalmente se elaboró el presupuesto para cada sistema en el software S10 y se compararon los costos (p. 58-60). Resultando que para el sistema de concreto armado el espesor de la losa es de 17.5 cm, sistema de losas postensada con espesor de losa de 20 cm, y estructuras metálicas de 15 cm de espesor. En las tres estructuras se tuvo que agregar muros de concreto en los dos sentidos para controlar las derivas y arriostres en la estructura metálica. El peso de la edificación con estructura de concreto armado fue de 1.51 tn/m², para una estructura de concreto postensado fue de 1.09 tn/m² y la estructura metálica un peso de .90 ton/m². El costo directo de la estructura de concreto armado fue de 1 512 205,11 soles, para la estructura de concreto postensado fue de 2 281 658,2 soles y la de estructuras metálicas de 2 733 477.45 soles (p. 157-159). Concluyendo que para controlar las derivas en los tres sistemas estructurales analizados se requiere la presencia de muros de concreto en ambas direcciones y que, si bien el sistema estructural de concreto armado es el más económico, el que usa losas postensadas proporciona una estructura menor rígida que los otros dos (p. 159).

El aporte de este trabajo de investigación, es que nos permite tener en cuenta que para

cumplir con las derivas reglamentadas en la norma E.030 de diseño sismorresistente al usar losas postensadas se debe considerar la presencia de los muros de corte. Además, nos sirve para la discusión en la evaluación técnica dado que de acuerdo a sus resultados son los costos con sistema de concreto armado menores que usar losas postensadas.

1.5.5 “Comprobación in situ de frecuencias de vibración en entrepisos de concreto postensado”

(Gómez, 2017) Su objetivo fue obtener las frecuencias de vibración de un entrepiso postensado de una edificación construida en Bucaramanga utilizando un ensayo modal y comparar los resultados contra un modelo matemático de elementos finitos (p. 19). Para ello, primero recolecto información de la estructura a través de los planos y también ensayos de calidad realizados durante su construcción, y luego identifiqué las propiedades mecánicas en función de ensayos de laboratorio, pruebas in situ y revisando la literatura. Luego determiné las propiedades dinámicas de la estructura teórica e in situ para lo cual se estableció las turas y estaciones de medición, así como los paños críticos donde se realizará el análisis y obtención de parámetros como el tiempo de muestreo y rango de frecuencias. Luego se realizó las pruebas modales sin medir la fuerza de excitación, primero usando excitación por masa en rotación dejando caer un balón de 5 kg a un metro del piso con una frecuencia de 2 a 4 Hertz. La segunda prueba corresponde a tomar los registros de las aceleraciones producidas por la caminata de una persona de 75 kg con una frecuencia de dos pasos por segundo. El procesamiento de señales lo hizo con el software Artemis. Posteriormente se procede a calibrar el modelo matemático de la losa por elementos finitos para validar los parámetros. Con el modelo matemático se calculan las aceleraciones en el entrepiso y se comparan con las obtenidas in situ. Finalmente, se hace el análisis de resultados de las frecuencias de vibración que se generan sin las cargas de acabados y carga viva y considerando

las cargas en servicio para evaluar si están dentro de los criterios aceptables en base a la norma del AISC-DG11 (p. 56-63). Resultando que las aceleraciones de entrepiso calculadas analíticamente con el modelo calibrado para los paños de análisis fueron de .29%, .64% y .21% mientras que las aceleraciones del diseño preliminar fueron de .40%, .48% y .36% respectivamente, así mismo solo cuando consideró las cargas de acabados sobre impuesta pudo cumplir con los límites aceptables presentando frecuencias naturales de vibración de 11.76, 10.52 y 14.08 Hz (p. 96-100). Concluyendo que las normas americanas permiten establecer los criterios de aceptación de vibración en losas adecuadamente; y que en el entrepiso solo logra una aceptación confort con la carga de acabados sobreimpuesta, indicando que la estructura debe utilizar los acabados y uso final establecido en el diseño. Y que para el diseño de estructuras de grandes luces y poca rigidez, como son las losas postensadas, es importante establecer los límites máximos y mínimos en las cargas sobreimpuestas de los acabados finales evitando que el diseño presentado pueda tener problemas de servicio a sus ocupantes (p. 101-102).

El aporte de este trabajo de investigación, es que nos permite tener en cuenta una forma de analizar las vibraciones en losas postensadas, que criterios considerar en el análisis con los estados de cargas y además normativas que brindan criterios aceptables con los cuales realizar dicha evaluación, dado que la normativa peruana no detalla mucho para esas consideraciones especiales.

1.5.6 “Mejoramiento en tiempo, costos y productividad para la ejecución de una edificación de oficinas usando losas postensadas frente a una losa tradicional”

(Barrientos, 2018) Su objetivo principal fue mejorar la productividad a la hora de ejecutar

un proyecto de edificaciones utilizando losas postensadas con adherencia y así compararla frente a una losa tradicional-maciza. Se comparó una losa postensada con adherencia, frente a una losa tradicional maciza, durante la ejecución de la losa postensada con adherencia se utilizaron herramientas del lean construction que ayudaran a realizar una mejor planificación del proceso, además se elaboraron nuevos costos para la ejecución de las losas postensadas con adherencia estableciendo nuevos rendimientos. Se ha determinado que para la ejecución de la losa postensada con adherencia obtenemos una reducción del costo total de 2'006,982.58 soles lo cual sería en porcentaje 21% menos al compararla con la ejecución de una losa maciza – tradicional, además de ello se presenta una reducción del 31% en la partida de encofrado y desencofrado, una reducción de 36% en la partida de habilitación y colocación de acero y una reducción del 27% en la partida de colocación de concreto. Se concluyó que la utilización de losa postensada mejora notablemente los rendimientos, disminuye los costos, y aumenta la productividad. El aporte de este trabajo de investigación es que nos da ratios de materiales usados en la construcción con losas postensadas, además nos brinda rendimientos empleados para el análisis de costos unitarios de las partidas en la construcción de la losa postensada, así mismo nos presenta un panorama general para plantear nuestra hipótesis y ver los efectos del uso de la losa postensada en edificaciones tales como costos y productividad.

1.5.7 “Análisis comparativo entre el diseño de losa tradicional de hormigón armado y losa postensada con adherencia”

(Velásquez, 2019) El objetivo principal fue realizar un análisis comparativo entre el diseño de una losa tradicional de hormigón armado y una losa postensada con adherencia. La metodología consiste en el diseño de una losa de entrepiso utilizando una losa maciza de hormigón tradicional y una losa postensada con adherencia, la cual se modelará y analizará en el programa SAFE 2016.

Se determinó que al usar losa postensada se resulta en ahorros en concreto, acero, mano de obra y moldaje; se logra integridad estructural proporcionada por la continuidad de la losa y cables, con un buen desempeño sísmico, además se logra estructuras esbeltas que permiten reducir la altura del edificio, reducir las cargas de fundación y aumentar las luces. Las diferencias entre los resultados de los costos, no son significativas, por tanto, se concluye que ambos sistemas son viables económicamente, pero debido a las exigencias arquitectónicas en la actualidad (luces amplias, altura útil de piso a piso) y los tiempos de ejecución en la construcción, se puede considerar el diseño de Losas Postensadas con Adherencia más eficiente, superando las limitaciones de la losa Tradicional.

El aporte de este trabajo es que nos permite contar con una metodología para analizar las losas postensadas, ya que nos muestra como se ha hecho el modelamiento de las losas en el programa SAFE 2016, además de advertirnos que la losa postensada tiene un costo superior en 15% al de la losa tradicional, pero las ventajas de la losa postensada, pueden llegar a absorber este 15% de costo y superarlo de manera positiva.

1.5.8 “Análisis comparativo de las respuestas estructurales entre sistemas aporticados de hormigón armado, con losas postensadas y no postensadas”.

(Flores & Paati, 2019). El objetivo consistió en obtener respuestas estructurales (períodos de vibración, desplazamientos, derivas máximas de piso) de pórticos en hormigón armado con losas no postensadas y losas postensadas. La investigación consistió en analizar y comparar las respuestas estructurales en edificaciones de hormigón armado con losas alivianadas, frente a losas postensadas macizas con sistema no adherido; estas respuestas estructurales son producidas por la acción sísmica. Se utilizó proyectos arquitectónicos de 5, 10 y 15 pisos, ubicados en la ciudad de Quito. En los resultados se obtuvo que el período de vibración en el sistema aporticado es de $T=$

0.63s, mientras que para el sistema postensado optimizado es de $T = 0.53s$. Las derivas estática y dinámica en sentido X para el sistema aporticado es de 1.90% y 1.81% respectivamente, mientras que para el sistema postensado optimizado es de 0.92% y 0.96%. Las derivas estática y dinámica en sentido Y para el sistema aporticado es de 1.99% y 2.00%, mientras que para sistema postensado optimizado es de 1.35% y 1.53%. Con base a los resultados obtenidos a lo largo de la presente investigación, se determinó que las estructuras con losas postensadas presentan mejores respuestas estructurales, convirtiéndose en una opción viable, considerando que se cuenta con la materia prima y el personal calificado para que esta tecnología sea explotada.

Esta investigación nos ayuda a comprender como se debe realizar el análisis estructural de un edificio aporticado con losas postensadas, y además de cómo debemos analizar las vibraciones de las losas postensadas debido a la carga dinámica producida por el caminar de las personas, pues nos presenta un análisis de vibraciones de acuerdo al ritmo de caminar de las mismas.

1.5.9 “Experimental and numerical analysis of deflection of posttensioned lightweight concrete slabs”

(Vakhshouri, 2018) El objetivo fue evaluar numérica y experimentalmente la deflexión a corto y a largo plazo de las losas de concreto ligero postensadas. Se utiliza el programa RAM Concept para evaluar los resultados experimentales previamente realizados de deflexión de tres series de losas de concreto ligero postensado no adheridas con diferentes diseños de mezcla y longitudes de luz. En los resultados se obtuvo que excepto para AS-3600-09 y ACI-318-09, no hay una diferencia significativa entre la relación de $\Delta_{sh-pr} / \Delta_{sh-Exp}$ en las predicciones de los códigos de diseño aplicando carga puntual o carga uniformemente distribuida (UDL), especialmente en la losa con luz más larga. En total, los códigos de diseño dan un 2,9%, 3,6% y 6,3% más de Δ_{sh-pr} para cargas puntuales en las losas SL / dp-25, S-L / dp-35 y S-L / dp-45, respectivamente. En otras

palabras, aumentar la longitud del tramo aumenta el efecto de la carga puntual sobre la deflexión prevista de las losas de hormigón ligero postensado. La relación promedio de $\Delta_{long-pr} / \Delta_{sh-pr}$ de todos los códigos de diseño en las losas S-L / dp-25, S-L / dp-35 y S-L / dp-45 bajo carga puntual es 1.38, 1.54 y 1.36, respectivamente. ; mientras que las proporciones en las losas S-L / dp-25, S-L / dp-35 y S-L / dp-45 bajo UDL son 1.58, 1.66 y 1.37, respectivamente. En general, al aumentar la longitud del tramo de la losa, la diferencia entre la relación long-pr / sh-pr bajo carga puntual y carga distribuida disminuye. Se concluyó que de acuerdo con la losa de hormigón armado, la longitud del tramo tiene el efecto más crítico en la deflexión a corto y largo plazo de losas postensadas. Además, existe una diferencia considerable entre las predicciones de deflexión a corto y largo plazo de losas similares por diferentes códigos de práctica. Asimismo, la misma cantidad de cargas puntuales y uniformemente distribuidas tiene diferentes efectos sobre la deflexión a corto plazo de las losas postensadas. Este efecto disminuye al aumentar la longitud del tramo.

Esta investigación nos aporta una metodología de como evaluar numéricamente las deflexiones a corto y largo plazo de las losas postensadas, además nos da un panorama general de cómo debemos escoger las luces de nuestras losas, asimismo nos presenta análisis con diversas normas y códigos, lo cual nos servirá para compararlo con las deflexiones de las losas postensadas aligeradas.

1.6. Bases Teóricas.

1.6.1. Diseño de losas aligeradas y macizas de un edificio multifamiliar

1.6.1.1. Losas armadas en una dirección

De acuerdo a Harmsen, (2002)

Las losas armadas en una dirección presentan una curvatura de deflexión más marcada en una dirección como se aprecia en la figura 2, esto debido a que su característica principal es que la relación entre las dimensiones de sus paños es mayor que dos. Es así que paralelo a la dirección donde se presenta la mayor curvatura el refuerzo principal es distribuido.

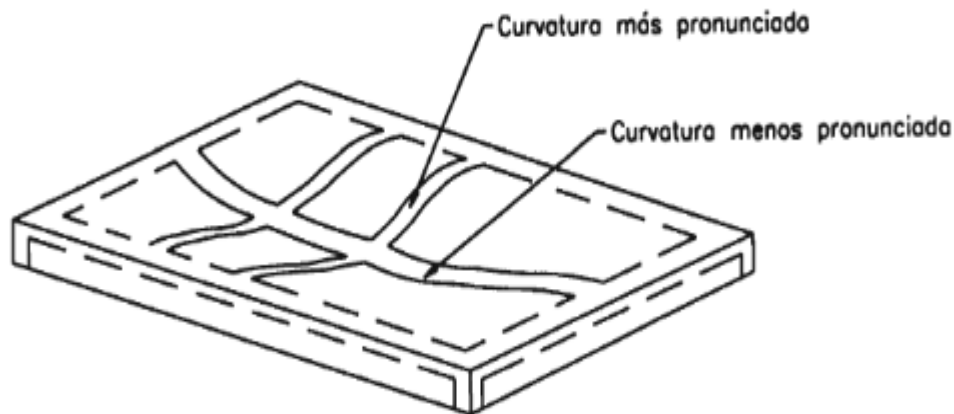


Figura 1. Losa armada en una dirección

Fuente: Diseño de estructuras de concreto armado, T. Harmsen, 2002

Como vigas de bajo peralte y ancho unitario son consideradas las losas armadas en una dirección, para el análisis y diseño. Así se asume como un conjunto de vigas ubicadas unas al lado de otras. Esta simplificación es conservadora, porque se desprecia las fuerzas perpendiculares a la dirección de mayor curvatura que rigidizan el sistema.

El espesor se estima de modo que la losa satisfaga los requisitos mínimos para el control de deflexiones, además que por sí solo soporte los esfuerzos de corte, ya que no se suele emplear refuerzo transversal en este tipo de losas.

El diseño de losas macizas armadas en una dirección es idéntico al diseño de vigas. Pero es

necesario tomar en cuenta otros criterios adicionales como el espaciamiento mínimo del refuerzo principal no deberá ser mayor que tres veces el espesor de la losa ni mayor que 45 cm.

1.6.1.2. Refuerzo por contracción y temperatura

El refuerzo por contracción y temperatura se requiere para evitar agrietamientos pronunciados debido a los esfuerzos altos generados por la contracción de fragua y los cambios de temperatura. También sirve para distribuir las cargas concentradas aplicadas sobre la losa.

En este caso de las losas armadas en una dirección, en la dirección perpendicular al refuerzo principal por flexión es necesario poner refuerzo de temperatura, ya que en la otra dirección el refuerzo principal asume como refuerzo de temperatura.

De acuerdo al ACI, el refuerzo de temperatura para losas con refuerzo de grado 60 es: $0.0018*b*h$, donde b =ancho de la losa y h =peralte de la losa.

Además, el refuerzo de temperatura tendrá un espaciamiento menor o igual a cinco veces el espesor de la losa o 45 cm.

1.6.2. Losas macizas armadas en dos direcciones

1.6.2.1. Diseño de losas armadas en dos direcciones según el ASCE-ACI.

De acuerdo con Harmsen, (2002)

Solamente cuando se tiene losas armadas en dos sentidos apoyadas en vigas o muros este método es aplicable. Y para ello se cuenta con los siguientes parámetros:

Is: El menor de la luz menor del paño analizado medida centro a centro de los apoyos y la luz libre más dos veces el espesor de la losa, el que sea menor

II: Luz mayor del paño analizado determinada con los mismos criterios que la luz menor.

wu: Carga amplificada uniforme por unidad de área

m: Cociente de la luz menor del paño entre la luz mayor, $m = l_s / l_l$

La losa se la divide en franjas medias y franjas de columna, como se aprecia en la figura xx. Los momentos tanto en el lado largo como en el lado corto se calculan mediante la siguiente expresión:

$$M = C * wu * l_s^2 \quad (1)$$

En donde el valor C depende de las condiciones de apoyo de la losa.

1.6.2.2. Diseño de losas armadas en dos direcciones mediante el método directo

Según Harmsen, 2002:

El método directo es un método simplificado usado para determinar los momentos de diseño de losas armadas en dos direcciones y de las vigas y columnas sobre las que se apoyan. Este método se utiliza en las dos direcciones de armado de la losa por separado.

Al analizar la losa, esta se la divide tanto en franja de columna y dos medias franjas centrales, una a cada lado; dichas franjas son evaluadas como vigas anchas y chatas.

El método directo tiene tres etapas:

- Determinación del momento total estático, M_0 .
- Distribución del momento total estático entre los apoyos y el centro de la luz.
- Distribución de los momentos positivos y negativos en la franja de columna y las medias franjas centrales respectivamente.

1.6.2.3. Losas aligeradas

De acuerdo a Harmsen, (2002)

Este tipo de losas son de uso común tanto en edificaciones grandes como pequeñas, y no requieren encofrados metálicos especiales ya que el ladrillo actúa como encofrado lateral de las viguetas.

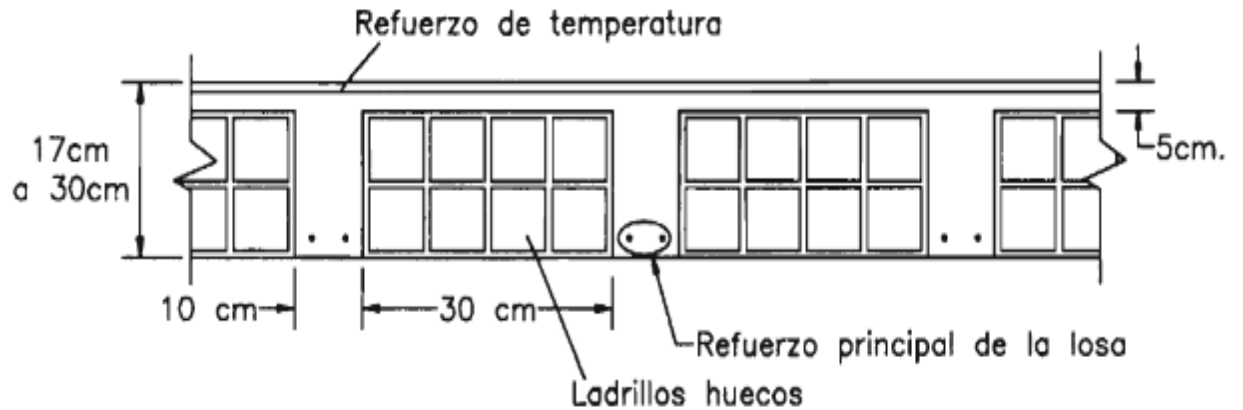


Figura 2. Características geométricas de una losa aligerada

Fuente: Diseño de estructuras de concreto armado, T. Harmsen, 2002

En nuestro medio, podemos encontrar losas de ladrillos de arcilla, de los siguientes tipos:

Tabla 1. Dimensiones de ladrillos y losas comunes

Material	Largo (cm)	Ancho (cm)	Altura, h (cm)	Espesor de la losa (cm)
----------	------------	---------------	-------------------	-------------------------------

			12	17
Arcilla	30	30	15	20
			20	25
			25	30

Tabla 4. *Peso propio y luces recomendadas de losas*

H (m)	Peso propio aproximado (kg/m ²)	Luces recomendadas: ln (m)
0.17	280	Hasta 4
0.20	300	De 4 a 5.5
0.25	350	De 5 a 6.5
0.30	420	De 6 a 7.5

Fuente: Apuntes del curso Concreto Armado I, G. Ottazzi, 2015

Según Meza, 2014.

1.6.2.3.1. Idealización

- La luz de cálculo es igual a la distancia entre ejes de apoyo

- La condición de apoyo en el encuentro con vigas es “simplemente apoyada”
- La condición de apoyo en el encuentro con placas es “empotrado”

1.6.2.3.2. Alternancias de carga

- La carga muerta aplicada sobre todos los tramos, con la totalidad de la carga viva aplicada simultáneamente en todos los tramos.
- La carga muerta aplicada sobre todos los tramos, con la totalidad de la carga viva en tramos adyacentes
- La carga muerta aplicada sobre todos los tramos, con la totalidad de la carga viva en tramos alternos.

1.6.2.3.3. Análisis estructural

Debido a que los techos no se diseñan por cargas sísmicas, según el diseño por Resistencia, la combinación de carga crítica será: $1.4CM + 1.7CV$. Es decir, para el análisis se considera como una viga sometida a flexión pura. Si se tienen varios paños, se toma como modelo una viga de varios tramos.

En los extremos de los modelos de aligerados, en los que el momento negativo es cero, se consideró un momento determinado por la siguiente expresión:

$$M = \frac{Wu \cdot L^2}{24} \quad (2)$$

Donde:

Wu : Carga última

L: Luz libre del tramo de aligerado

1.6.2.3.4. Diseño por flexión

Se puede verificar la longitud del bloque de compresiones “a” con la siguiente expresión:

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \quad (3)$$

Para este caso se diseña como una viga T, y se debe comprobar que el bloque comprimido se encuentre dentro del espesor de losa de 5 cm. Para diseñar el acero requerido para resistir los momentos flectores, las viguetas se consideran como vigas rectangulares. Es así que para momentos positivos o para hallar el acero inferior se asumirá una sección rectangular de 40 cm de ancho y para momentos negativos o para hallar el acero superior, se asumirá una sección de 10 cm de ancho.

El área de acero se halla con las siguientes formulas:

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 \cdot Mu}{\phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \quad (4)$$

$$As = \frac{w \cdot b \cdot d \cdot f'c}{fy} \quad (5)$$

Donde:

W: Cuantía mecánica

Mu: Momento actuante último

Φ : Factor de reducción de capacidad

f'c: Resistencia a la compresión del concreto

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero (4200 kg/cm²)

d : Peralte efectivo

b : Ancho de la vigueta

Asimismo, la norma E 060 en el artículo 10.2 nos dice que es necesario colocar una cantidad de acero mínima a una sección y que esta debe resistir como mínimo 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta ($\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$), pero esto no tiene efecto si el acero colocado es mayor o igual a 1.3 veces el área de acero calculada.

Siendo, el momento de agrietamiento:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} \quad (6)$$

Donde:

$f_r = 0.62 \sqrt{f_c}$: Módulo de rotura del concreto.

I_g : Momento de inercia de la sección bruta

y_t : Distancia del eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tracción sin considerar el refuerzo.

El área de refuerzo mínima por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala en compresión, no será menor de:

$$A_{smín} = \frac{0.22 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y} * b_w * d \quad (7)$$

Donde:

b_w : Ancho de la vigueta

d: Peralte efectivo de la vigueta.

En cuanto al acero máximo, la norma E 060, indica que no puede ser mayor al 75% de la cuantía balanceada.

1.6.2.3.5. Diseño por corte

Al no contar con estribos los aligerados, el concreto debe tomar todos los esfuerzos por corte que se generen. Asimismo, la norma E060 permite aumentar en 10% la resistencia al corte en losas aligeradas, siendo la resistencia de diseño:

$$\phi V_c = 1.1 * \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d \quad (8)$$

Determinada la resistencia al cortante de la losa aligerada, se verifica que sea mayor que la fuerza cortante última actuante obtenida a una distancia “d” de la cara del apoyo; de no serlo se procede a hacer ensanche de viguetas, retirando ladrillos adyacentes a los apoyos.

1.6.2.3.6. Refuerzo por contracción y temperatura

En este tipo de losas donde el refuerzo por flexión se extiende en una dirección deberá proporcionarse refuerzo perpendicular al refuerzo por flexión, para resistir los esfuerzos por contracción y temperatura; ya que el acero previsto para resistir los momentos de flexión es también suficiente para resistir los esfuerzos por contracción y temperatura.

La norma E060, estipula lo siguiente, como refuerzo por retracción y temperatura:

$$A_{temp} = 0.0025 * b * h \quad (9)$$

Donde:

b: Ancho unitario

h: altura de la losa

1.6.2.4. Importancia

El diseño de losas aligeradas y macizas mediante el análisis elástico y su diseño mediante el método a la rotura, es muy importante pues se ha comprobado que estos métodos de diseño conllevan a obtener elementos estructurales seguros, ya que son conservadores pues en el análisis se considera que tanto el concreto como el acero trabajan solo hasta su límite elástico.

Según Aalami (2014), en su libro indica:

1.6.3. Diseño de losas aligeradas postensadas de un edificio multifamiliar

El diseño con losas postensadas en varios países se ha ido convirtiendo en una parte importante de la construcción de sistemas de entrepiso en todo tipo de edificios de índole residencial. Destacando el diseño de losas postensadas planas, es decir, losas sin vigas considerado como parte del sistema resistente a cargas de gravedad; y al ser la losa del tipo aligerada o tipo wafle, la ventaja crece al permitir un ahorro en el consumo de cemento. Sin embargo, de ser el caso se puede mejorar el desempeño, incluyendo en el diseño engrosamientos locales como son los capiteles, ábacos o bandas de losa en la conexión losa-columna.

1.6.3.1. Concreto Postensado

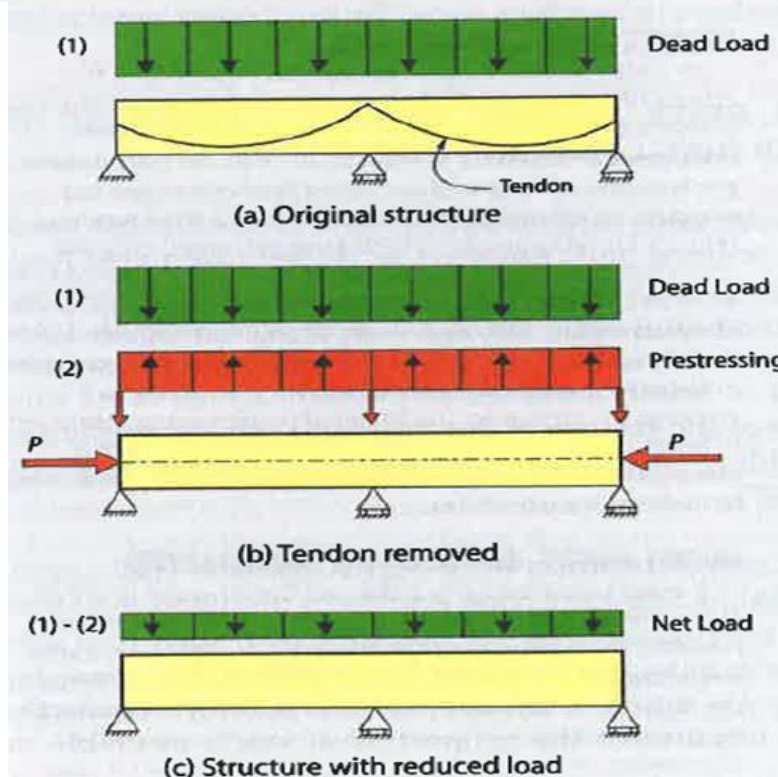
El postensado es una técnica de presforzado del concreto, que consiste en precomprimir un elemento de concreto armado a través de tendones de acero de alta resistencia que se tensan y anclan luego que el concreto embebido desarrolló suficiente resistencia. Con la finalidad de contrarrestar el efecto de otras cargas, que generan esfuerzos de flexión y tracción en el elemento.

Se inició en Estados Unidos a inicios de la década de los 50 como alternativa de reducción de grietas y deflexiones en losas esbeltas resultado de la introducción de la construcción de losas de

elevación. En 1963, T.Y. Lin propuso el concepto de carga balanceada como un medio para el diseño con postensado, permitiendo ver el efecto del postensado en la reducción de la carga muerta. Este concepto tiene como premisa principal que tanto los efectos axiales y de flexión generados en el miembro por el presforzado, pueden analizarse por separado y obtenerse el efecto total con la superposición de los efectos de cada uno. Otras suposiciones consideradas es que la fuerza de tensado es constante en toda la longitud del tendón y que la distancia del centroide del elemento respecto a la línea de acción de la fuerza de tensado es constante en toda la longitud del elemento.

En la parte (a) de la figura 3, se representa un elemento de concreto de espesor uniforme que está sujeto a carga muerta y está presforzado con un tendón continuo. En la parte (b), el tendón es reemplazado por una carga equivalente que ejerce sobre el elemento. En la parte (c), se representa la acción neta usada tradicionalmente en el diseño, que es la diferencia de la carga muerta y la carga equivalente del tendón. Además, en la parte (b) se muestran la presencia de cargas concentradas transferidas a los apoyos, consecuencia de las discontinuidades en el tendón, y que no generan acciones sobre el elemento; y la carga axial P que genera esfuerzo de compresión uniforme en el elemento que al final se superpone al efecto de flexión.

Figura 3. *Carga balanceada según T.Y.Lin*



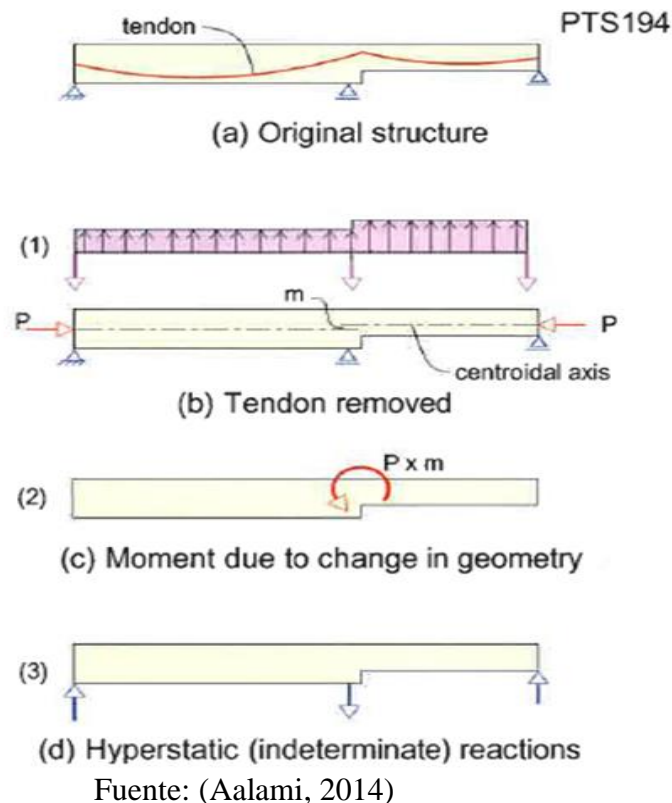
Fuente: (Aalami, 2014)

No obstante, el equilibrio de carga simple descrito antes, presenta un inconveniente importante ya que está limitado a losas de espesor uniforme; y los sistemas de entrepisos reales típicamente presentan elementos de diferentes espesores, generando cambios en elevación, que ocasiona el incumplimiento de la premisa de una línea de precompresión con excentricidad constante respecto del eje centroidal del elemento. Ante esto, Aalami en 1990, introduce una extensión del concepto de carga balanceada para hacer posible su aplicación generalizada a cualquier elemento de concreto postensado donde no se cumpla la premisa de una línea de precompresión con excentricidad constante respecto al eje centroidal, como es el caso de los cambios de espesor en estos elementos. (Aalami, 2014)

En la parte (a) de la figura 4, se representa un elemento postensado de espesor variable. En la parte (b), el tendón es reemplazado con cargas equivalentes que comprenden fuerzas de elevación

distribuidas sobre el elemento y cargas axiales concentradas en extremos del tendón, además las fuerzas axiales generan flexión en la viga debido a que no hay un alineamiento en la línea de precompresión. En la parte (c), con la finalidad de conservar la premisa de desacoplamiento de los efectos axiales y de flexión, se introduce en el cambio de espesor un momento. Finalmente, en la parte (d) las fuerzas verticales generadas por el tendón y el momento introducido afectan las reacciones en los apoyos. (Aalami, 2014)

Figura 4. Extensión de carga balanceada, según Aalami



1.6.3.2. Tipos

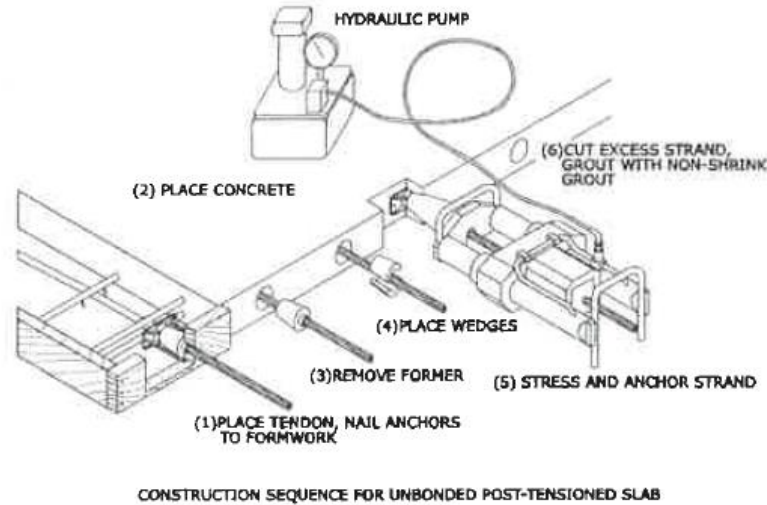
Entre los materiales que se usan en edificios construidos con concreto postensado, destaca el uso de acero presforzado que comúnmente consiste en torones de siete alambres, cuyos diámetros más comunes son de .5 y .6 pulgada, siendo el primero el más preferido dado que es más liviano

y flexible, favoreciendo su colocación y economía en losas delgadas. También, son muy importantes los dispositivos de anclaje, la equipo con el que se realizará el tensado y otros materiales que se tendrán en cuenta tanto en el diseño como proceso constructivo dependiendo del tipo de sistema de tendón que se elija. Existen dos sistemas de tendones postensados, adherido y no adherido, los cuales se describen a continuación:

1.6.3.3. Sistema de tendones no adheridos

Este sistema se caracteriza porque el acero presforzado solamente se recubre con una grasa inhibidora de corrosión y luego se coloca en un ducto de plástico. La grasa también reduce la fricción durante el tensado del tendón y, junto con el ducto de plástico provee de protección a largo plazo al acero. Además, usualmente con este sistema los tendones se orientan en direcciones ortogonales, en una dirección va a lo largo de las líneas de columnas y en la otra uniformemente distribuidas. En la figura 6 se muestra los componentes principales de este sistema de tendones.

Figura 5. *Componentes principales del sistema de tendones no adherido*



Fuente: (Aalami, 2014)

1.6.3.4. Sistema de tendones adherido

Este sistema se caracteriza, en que luego de colocar los torones en el ducto y ser tensados, se le inyecta una lechada cementosa a presión, siendo necesario el uso de una bomba. La lechada va a unir el acero presforzado con el concreto que lo rodea además de brindar la protección contra la corrosión. Además, en este sistema el espaciamiento de los tendones en ambas direcciones es el mismo, ya que usualmente usa conductos metálicos los cuales no son tan flexibles y máximo se pueden desviar 10° ; por tanto, no pueden seguir las líneas de columna cuando estas no están alineadas o en el caso de obstrucciones o aberturas. Una desventaja adicional, es que sus dispositivos de anclaje son más grandes que el otro sistema, dificultando su proceso de anclaje en columnas o muros que tienen gran congestionamiento de refuerzo y su reparación en caso de torceduras es más complicada. En la figura 6 se muestran losas postensadas con este sistema de tendones.

Figura 6. *Distribución de tendones del sistema de tendones adherido*



Fuente: (Aalami, 2014)

1.6.4. Losas postensadas

Para lograr un diseño ventajoso del postensado, se debe considerar para la geometría de la losa como son su espesor y la luz libre entre soportes, una selección de tal forma que el diseño no se encuentre regulado por los requisitos mínimos de las normas. Para ello, se dan las siguientes recomendaciones:

A. Luz libre entre soportes. Para losas sólidas se recomienda:

- Luz libre exterior: valores entre 8 a 10 metros.

- Luz libre exterior: 6 a 8 metros.

B. Espesores de losa: En el caso de losas planas soportadas en columnas, una guía establecida por el Post-Tensioning Institute (PTI) en 1985 recomienda considerar las siguientes relaciones luz libre/espesor dadas en la figura 8:

Figura 7. Recomendaciones de relación Luz libre/espesor

	Continuous spans		Simple spans	
	Roof	Floor	Roof	Floor
One-way solid slabs	50	45	45	40
Two-way solid slabs (supported on columns only)	45-48	40-45		
Beams	35	30	30	26

Sin embargo, se pueden incrementar las relaciones indicadas si los análisis de deflexión y vibraciones no son objetables.

C. Análisis:

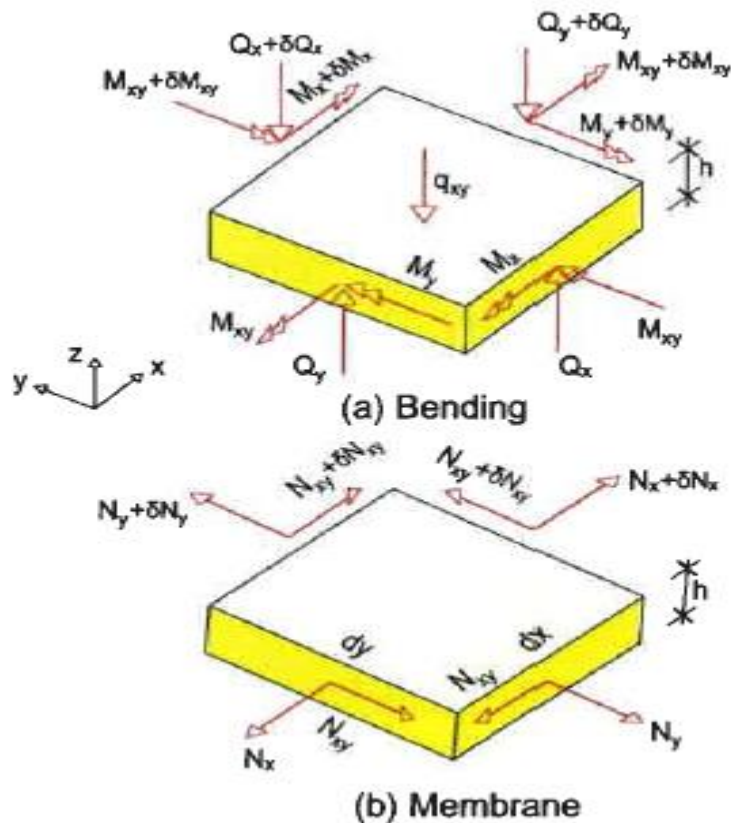
Cuando se realiza el análisis de losas de concreto convencional, lo adecuado es considerar que la losa se comporta como una placa, es decir, con tres acciones en cada cara representadas por fuerzas cortantes y momentos flectores o torsores, como se indica en la figura 8.

Sin embargo, cuando se analiza losas postensadas, la presencia de la fuerza axial en la losa hace necesario también considerar las acciones características en una membrana tal como se indican en la parte b de la figura 9. Por lo tanto, para capturar una respuesta representativa del sistema de losas postensadas sujeta a cargas aplicadas, éstas deben ser analizadas en base a una representación tipo flat shell.

Figura 8.

a) Elemento de placa; identificación de acciones de flexión. b) membrana

en losas



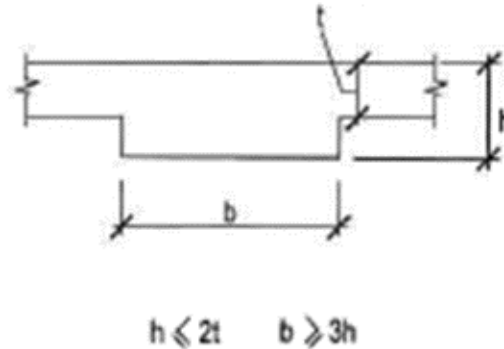
Fuente: (Aalami, 2014)

D. Bandas de losa

Si en una dirección el espaciado de los apoyos es más largo que en la otra dirección, entonces se considera una losa de espesor uniforme, su espesor dependerá del tramo más largo. No obstante, los efectos adversos que puede generar el tramo más largo pueden controlarse a través de bandas de losa, que consiste en agrupar los tendones en la dirección larga y colocar a lo largo de las líneas de columna un engrosamiento debajo de la losa, de tal manera que se le puede dar una mayor caída a los tendones agrupados y generar mayores fuerzas hacia arriba. Los tendones en la dirección ortogonal están espaciados uniformemente. De esta forma, el espesor de la losa dependerá del tramo de la dirección corta, reduciendo así el espesor. En resumen, las dimensiones típicas de las

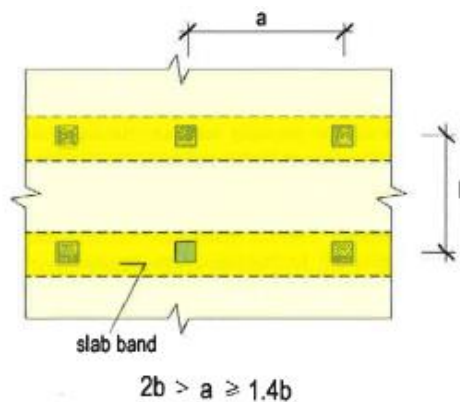
bandas de losa se indican en la figura 9, y la sugerencia de la geometría en planta para el uso de bandas de losa se da en la figura 10.

Figura 9. Límites de dimensionamiento de una banda de losa



Fuente: (Aalami, 2014)

Figura 10. *Parámetros de una aplicación eficiente de losas de banda en planta*

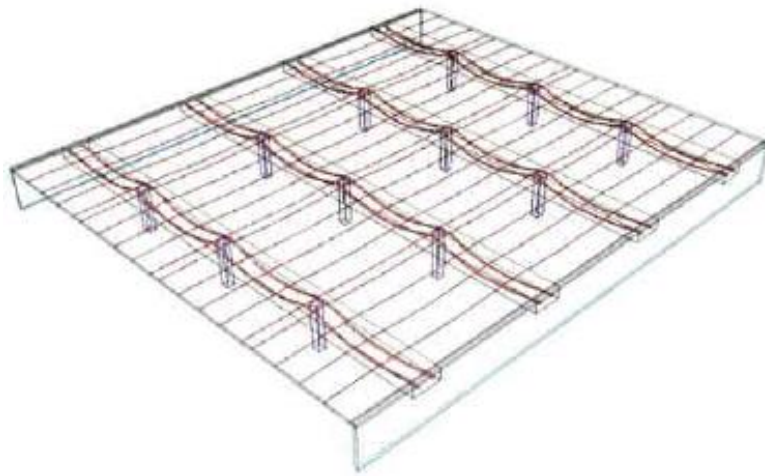


Fuente: (Aalami, 2014)

Resultados de análisis de elementos finitos demuestran que esencialmente toda la sección transversal de la losa resiste el cortante y además con la configuración con bandas, la zona losal-

columna se diseña para corte por punzonamiento, razones que indican que las bandas de losa no se comportan como vigas. En la figura 11 se muestra un modelo de un sistema de piso con bandas de losa.

Figura 11. *Modelamiento analítico de un sistema de piso con bandas de losa*



Fuente: (Aalami, 2014)

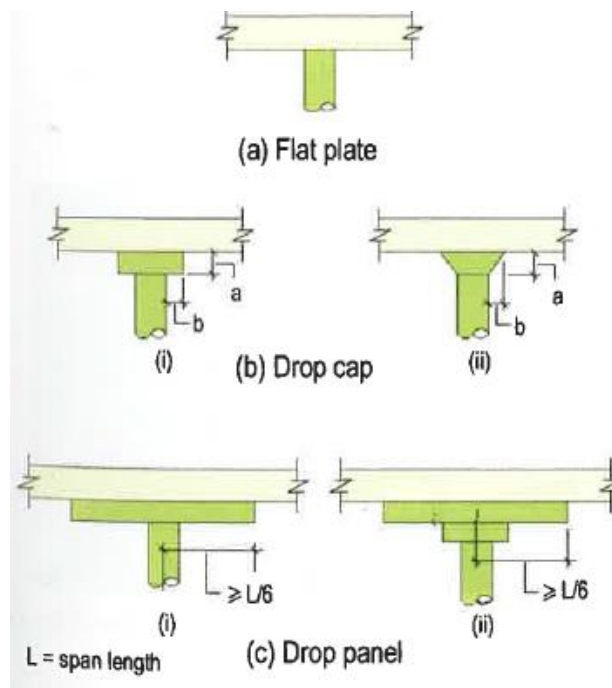
E. Capiteles y ábacos

Cuando se requiere aumentar la resistencia en la conexión losa-columna, una forma de lograrlo es a través del incremento del espesor local en esas zonas. Un capitel, es un engrosamiento de la interfase columna-losa que se genera para incrementar la capacidad de corte por punzonado. Otra alternativa es el uso de ábacos, que son engrosamientos más reducidos pero que cubren mayor área de la losa, y se usan para que en la región de soporte se incremente la capacidad a momentos negativos y se reduzca la deflexión. De esta forma, se permite un incremento de la luz libre más

allá de lo recomendado en losas sin engrosamientos.

En la figura 12, se resumen las configuraciones típicas de capiteles y ábacos. De acuerdo al ACI 318, respecto a losas tradicionales, el espesor adicional del ábaco puede considerarse en los cálculos referentes a la capacidad de momento en la interfase losa-columna y el capitel en el cálculo de la resistencia al corte por punzonamiento.

Figura 12. Configuraciones típicas de capiteles y ábacos



Fuente: (Aalami, 2014)

1.6.5. Consideraciones previas para el diseño

En un diseño de concreto armado, una vez definida la geometría, propiedades del material, condiciones de borde y la carga en los elementos, se finaliza obteniendo un único valor del área de acero de refuerzo. No obstante, en el diseño de concreto postensado, como se indica en la figura

14, hay muchas alternativas de diseño aceptable, cada una con diferentes cantidades de presforzado y acero de refuerzo no presforzado.

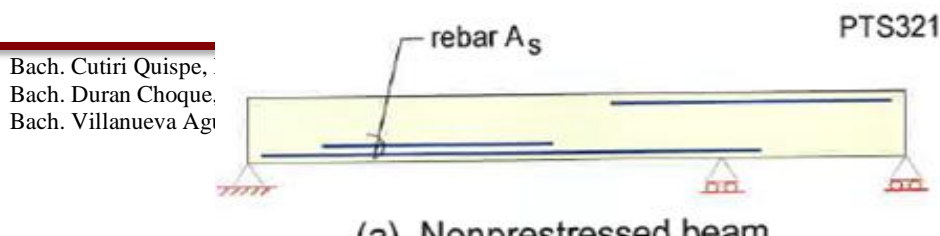
Análisis contemporáneos, consideran el postensado como una componente resistente a las cargas aplicadas, similar al acero de refuerzo. Usando carga balanceada, las fuerzas de presforzado se clasifican en dos grupos, aquellos que generan la flexión del miembro y los que provocan la precompresión axial.

Las premisas fundamentales son:

- La forma que puede seguir un tendón es parabólica o recta.
- Efectos de flexión y fuerza axial en el elemento analizados separadamente y el resultado final es la suma de ambos efectos.
- Fuerza constante a lo largo de toda la longitud del tendón.

Para el análisis se requieren dos parámetros importantes, la primera se refiere al perfil del tendón, que define la forma del tendón en el elemento considerando la caída del tendón respecto al centroide de la losa; y la otro es la cantidad de presfuerzo que puede expresarse como la fuerza proporcionada con el tensado o el número de torones. La cantidad de acero de refuerzo no presforzado, así como el comportamiento en servicio del elemento depende principalmente de los dos parámetros, y para diseño último ya se incluyen efectos hiperestáticos.

Figura 13. *Parámetros requeridos en el diseño de concreto armado y concreto postensado*

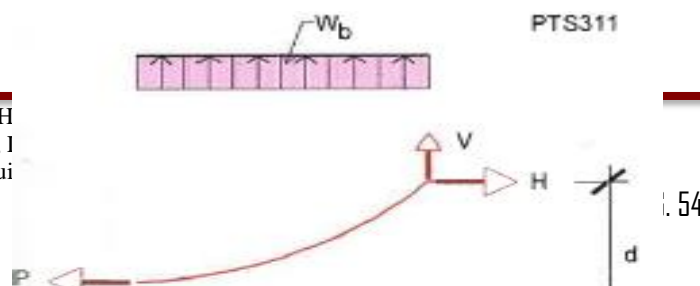


Fuente: (Aalami, 2014)

1.6.5.1. Perfil básico del tendón

En la parte (a) de la figura 15, se indican los componentes básicos de un tendón que sigue un perfil del tipo media parábola, que se extiende desde un punto bajo con pendiente nula hasta el punto alto ubicado a una distancia L . Además, se muestra el diagrama de cuerpo libre del tendón, donde se asume constante la fuerza P del tendón. Por la geometría, se puede relacionar la fuerza P y la forma de la parábola con las ecuaciones de 10 a 13. A partir de lo cual se demuestra que el tendón ejerce una fuerza ascendente uniforme en el elemento; donde W_b es carga total y w_b la intensidad de la carga equilibrada por unidad de longitud.

Figura 14. Unidad básica de un tendón parabólico



Fuente: (Aalami, 2014)

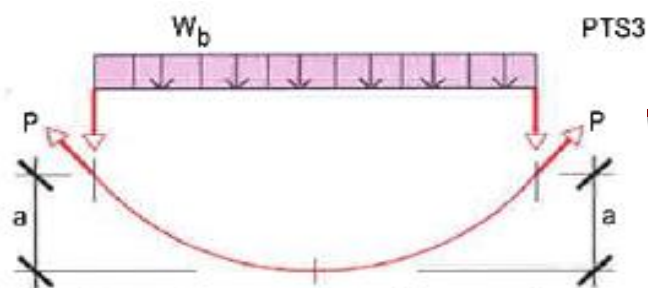
$$y = \left(\frac{d}{L^2}\right)x^2 \quad (10)$$

$$P = H \quad (11)$$

$$W_b = \frac{2Pd}{L} \quad (12)$$

$$w_b = \frac{W_b}{L} \quad (13)$$

Figura 15. Diagrama de cuerpo libre de un tendón parabólico continuo



Fuente: (Aalami, 2014)

De la figura 15, se determina:

-Para tendones continuos y simétricos, su intensidad de la carga equilibrada estaría definida por:

$$w_b = \frac{8Pa}{L^2} \quad (14)$$

- Para el caso de la parte (b) de la figura 16, el tendón no es simétrico y continuo por lo que se calcula primeramente la distancia c:

$$c = L \frac{\sqrt{a/b}}{1+\sqrt{a/b}} \quad (15)$$

Donde, L es la longitud total del tendón y por tanto w_b se define por:

$$w_b = \frac{2Pa}{c^2} \quad (16)$$

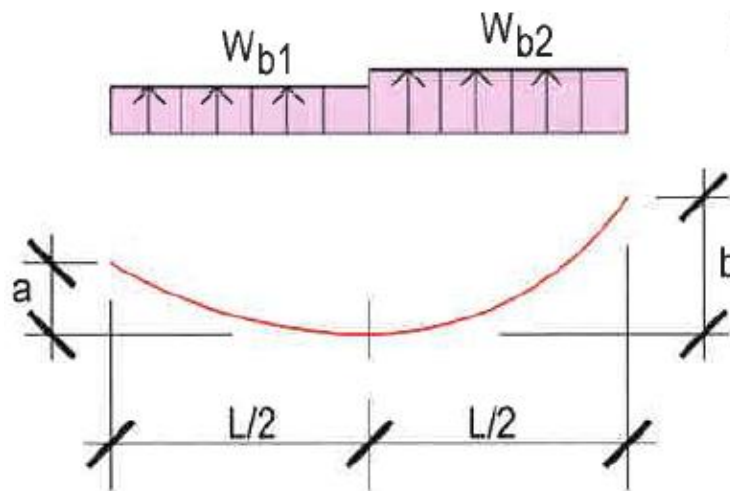
A menudo se busca que el punto bajo de un tendón tenga una longitud media entre los dos extremos, para facilitar su colocación en obra, tal como se indica en la figura 17. En esa configuración del perfil, cada medio tendón tendrá sus propias fuerzas y unidad parabólica, definidas por las ecuaciones 17 y 18.

En la figura anterior:

$$w_{b1} = \frac{8Pa}{L^2} \quad (17)$$

$$w_{b2} = \frac{8Pb}{L^2} \quad (18)$$

Figura 16. Diagrama de cuerpo libre de un tendón parabólico asimétrico y discontinuo

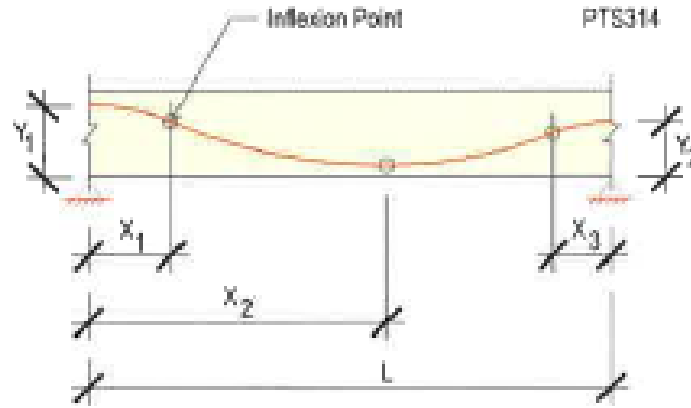


Fuente: (Aalami, 2014)

Sin embargo, sobre los soportes los tendones lo típico es colocarlos con pendiente nula respecto al eje centroidal del elemento, dado que la curva del perfil no puede ser muy pronunciada a lo largo

de toda su longitud. Esta forma se denomina parábola inversa y se representa en la figura 18.

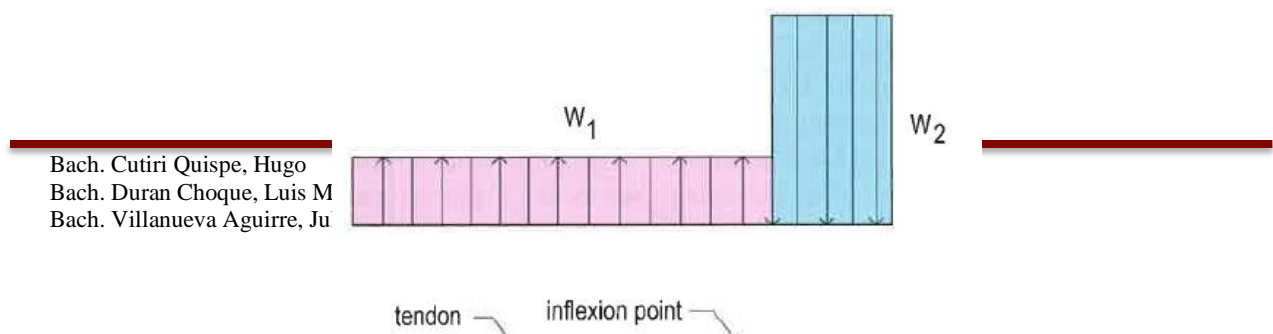
Figura 17. Tendón parabólico invertido en el interior del tramo



Fuente: (Aalami, 2014)

La parábola invertida, tiene puntos de inflexión como se indica en la figura 19 los cuales coinciden con la línea que une los dos extremos de la parábola; y cada mitad de esta parábola tiene su propia fuerza que puede ser hacia arriba o hacia abajo dependiendo de la forma de la curva. De esto, se indica que la fuerza total hacia arriba W_1 es igual a la fuerza W_2 , independiente de la distancia al punto de inflexión definida por a .

Figura 18. Fuerza y geometría de una parábola continua semi invertida

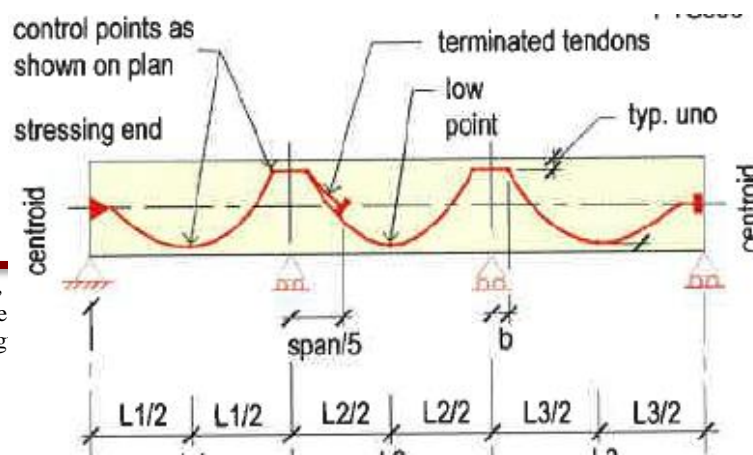


Bach. Cutiri Quispe, Hugo
Bach. Duran Choque, Luis M
Bach. Villanueva Aguirre, Ju

Fuente: (Aalami, 2014)

En conclusión, los perfiles del tendón usualmente tienen una forma parabólica o recta. Además, en el caso de tendones en bandas, la parábola parcial como se muestra en la figura 15 es usualmente por la que se opta. Otra alternativa es acomodar una especie de rejilla de refuerzo superior en la zona de interface con la columna y como se muestra en la figura 16, antes de descender el tramo, los tendones deben atravesar dicha zona. Además, se debe recalcar que la forma de perfil tipo parábola invertida es con fines de facilitar el cálculo en el equilibrio de carga durante su análisis.

Figura 19. Perfilado de tendones en una losa de banda



Fuente: (Aalami, 2014)

Figura 20. Tendones de banda sobre rejilla de refuerzo superior



Fuente: (Aalami, 2014)

1.6.5.2. Carga balanceada simple

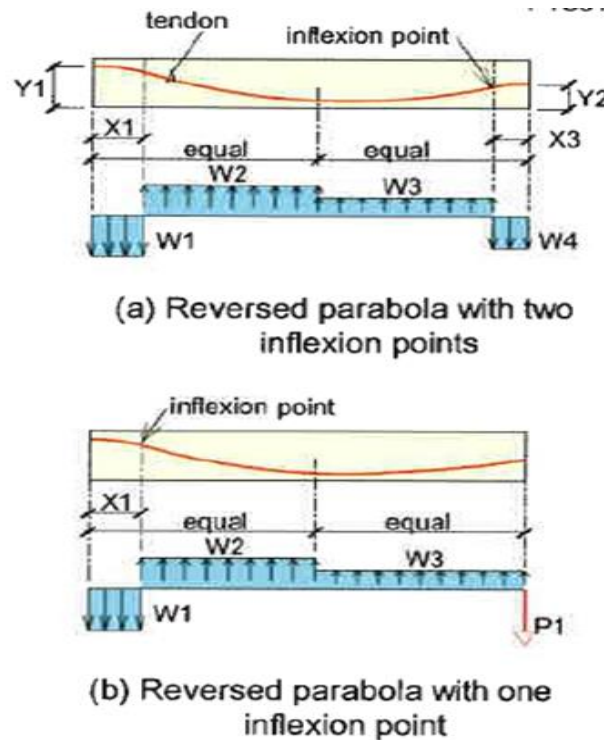
Como se indicó anteriormente, el enfoque de carga balanceada en el postensado permite reemplazar el tendón por dos sistemas de carga, que generan flexión y compresión uniforme. De esta forma, se facilita el análisis del elemento como si se tratara de un elemento convencional, donde la magnitud y distribución de la carga equivalente dependerá del perfil y fuerza de postensado. En la figura 21, se muestran dos ejemplos de la influencia del perfil del tendón, en los cuales las sumas de fuerzas ascendentes y descendentes sumarán cero, consecuencia de lo indicado

respecto a la parábola invertida.

Una práctica de diseño típica es determinar el porcentaje de carga muerta equilibrada, que consiste en determinar a lo largo de un tramo la suma de todas las fuerzas ascendentes y para el elemento expresarlo como un porcentaje de la carga muerta. Por ejemplo, para los casos presentados en la figura 16, el porcentaje de la carga muerta equilibrada se define por:

$$\frac{\text{Total fuerzas ascendentes}}{\text{Total carga muerta en el tramo}} \times 100 = \frac{W_2 + W_3}{\text{Carga muerta en el tramo}} \times 100 \quad (19)$$

Figura 21. Ejemplos de perfilado de tendones y carga equilibrada



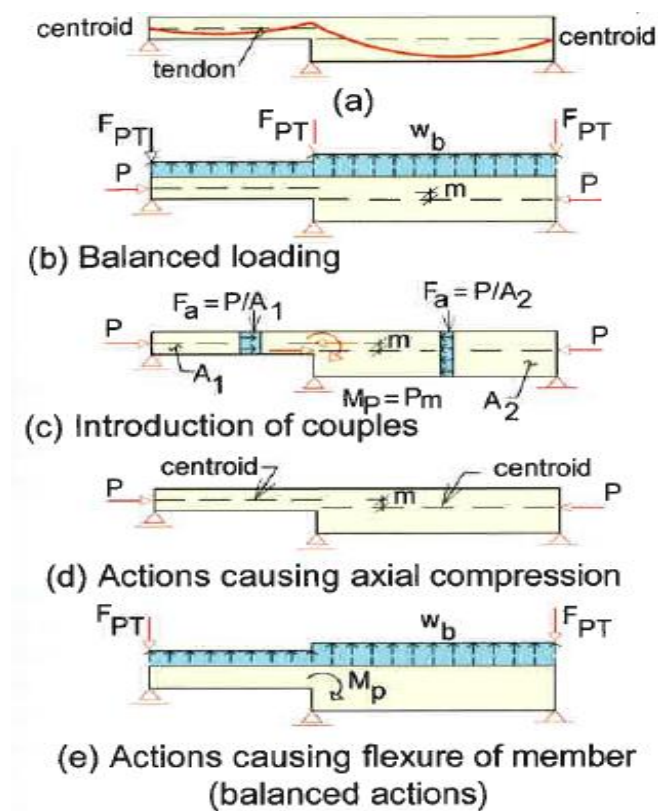
Fuente: (Aalami, 2014)

1.6.5.3. Extensión de la carga balanceada

Una generalización del enfoque de carga balanceada, resulta fundamental en los casos que se tienen cambios en el espesor de las losas, en los cuales las acciones de las fuerzas axiales P en al

no estar alineadas no se equilibran entre sí, por lo tanto, se genera un par P_m . Para mantener la premisa de compresión uniforme y separación de efectos axiales y de flexión, se considera en el cambio de espesor la acción de un par de magnitud P_m en sentido horario y antihorario como se ejemplifica en la figura 23. Donde uno de los pares actuará en el análisis de cargas de flexión y el otro par en el análisis por carga axial.

Figura 22. Carga equilibrada y cambio en el centroide del elemento

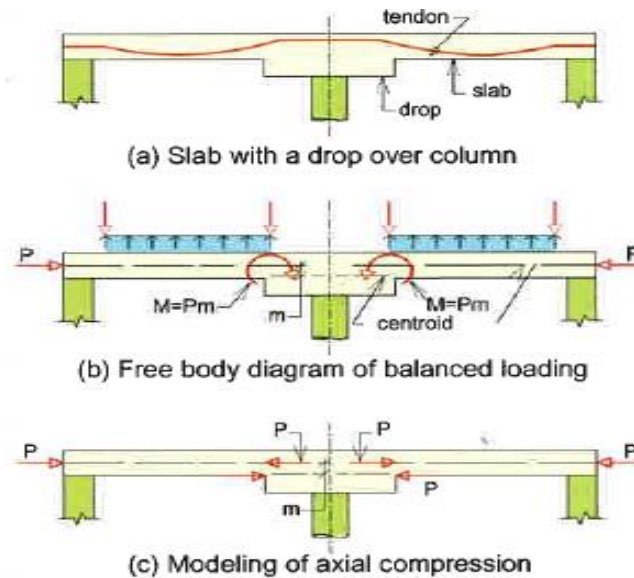


Fuente: (Aalami, 2014)

Una aplicación práctica, se da para los casos de losas que consideren engrosamientos locales en los apoyos tales como capitel, ábaco o banda de losa. Resultando necesario la adición de momentos de compensación, ya que estos engrosamientos generan un cambio en la ubicación del centroide de la sección. En la figura 23 se muestra la distribución de la carga axial para generar la

compresión uniforme en el elemento, cuando se tienen engrosamientos locales.

Figura 23. Carga equilibrada en un engrosamiento local



Fuente: (Aalami, 2014)

1.6.5.4. Selección de la fuerza de preesforzado

Típicamente para el diseño, el valor inicial de la fuerza de preesforzado se estima asumiendo un esfuerzo promedio y el porcentaje de carga muerta a equilibrar.

1.6.5.4.1. Porcentaje de carga a equilibrar

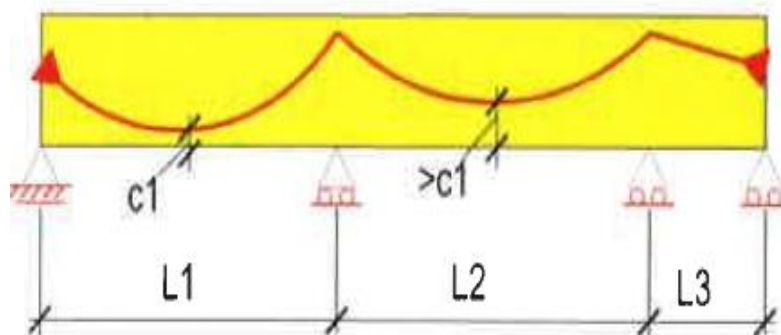
Una de las finalidades del postensado es proporcionar una fuerza opuesta a la carga muerta. Bajo esa consideración, la determinación de la fuerza de preesforzado debe iniciar en el tramo crítico, que por lo general es el de mayor luz. Teniendo en cuenta la caída máxima permisible del tendón y la precompresión mínima como límites, se determina el porcentaje de carga muerta a equilibrar

y la fuerza de preesforzado. En el caso de las losas, un buen valor del porcentaje está en el rango del 60% al 80% de la carga muerta, usualmente se parte del 80%.

En los tramos adyacentes, por lo general se busca equilibrar un porcentaje menor de carga muerta, ya que a menor fuerza ascendente en un tramo adyacente ayuda en la reducción de los valores en el tramo crítico. Esto se logra, conservando el perfil del tendón en su caída máxima y donde no se necesita con la reducción de la fuerza. Si lo último no se puede mencionar, entonces se debe levantar el tendón para reducir su caída en ese tramo.

Por ejemplo, para la figura 24, el diseño económico consistiría en generar un balance de carga muerta del 60% en el primer tramo, 50% en el segundo tramo y en el tercer tramo donde no equilibra ninguna carga se trata de hacer recto al tendón o generar una parábola invertida de tal forma que la fuerza hacia abajo ayude al tramo adyacente.

Figura 24. Caída de tendón en elemento con diferentes longitudes en los tramos



Fuente: (Aalami, 2014)

1.6.5.4.2. Precompresión en losas postensadas

Es el esfuerzo de compresión promedio en una sección determinada, y es que cuando se analiza solo la carga axial, la precompresión será uniforme y constante en toda la sección transversal. En esa línea, en la figura 26 se muestra la distribución de precompresión en una sección que refleja

que cerca de los extremos donde se anclan los tendones, el esfuerzo tiene un pico, no obstante, conforme se aleja de esa zona la fuerza se distribuye en toda el área de la sección transversal generando una distribución uniforme en todo el ancho de la losa; independiente de la forma del perfil o excentricidad de los tendones o la forma de la sección transversal. Esta consideración supone que no ocurre pérdida por fricción en los tendones, lo cual, si bien no es cierto y genera una reducción del esfuerzo de compresión, no inválida la consideración de distribución uniforme del esfuerzo.

Figura 25. Distribución del esfuerzo de precompresión en la losa



1.6.5.4.3. Precompresión mínima promedio en losas bidireccionales

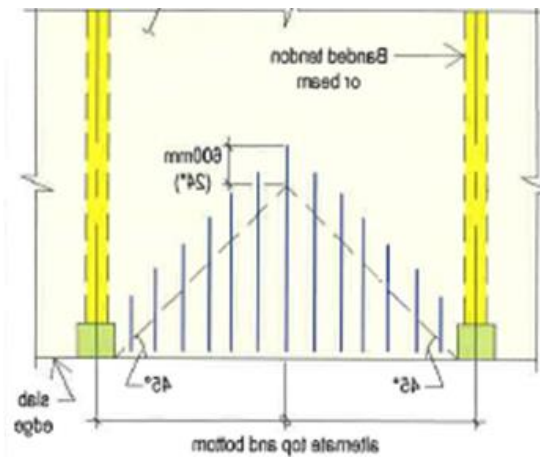
Es un valor teórico, impuesto por el ACI 318, que guía en la selección del presforzado y el acero de refuerzo de forma indirecta para el control del agrietamiento por contracción y temperatura. Anteriormente, este valor fue obtenido luego de ensayos en losas postensadas con precompresión promedio aproximado de .86 MPa, cuyos resultados fueron beneficiosos respecto a su desempeño en las pruebas de corte por punzonamiento.

Actualmente en el código ACI 318 se contempla losas postensadas con una precompresión mínima de .90 MPa; y que ahora se usa como garantía de la colocación de una cantidad de refuerzo suplementario no presforzado mínimo que contribuya al control del agrietamiento local para las

condiciones de servicio, dado que un desempeño satisfactorio se puede lograr con el total de refuerzo preesforzado y no preesforzado en cantidades y distribución adecuada. Si se hace una equivalencia con la cuantía de acero de refuerzo para fluencia y contracción por temperatura en losas tradicionales que es de 0.18%, la precompresión mínima del ACI 318 garantizaría aproximadamente como una cuantía de 0.2% de acero de refuerzo no preesforzado.

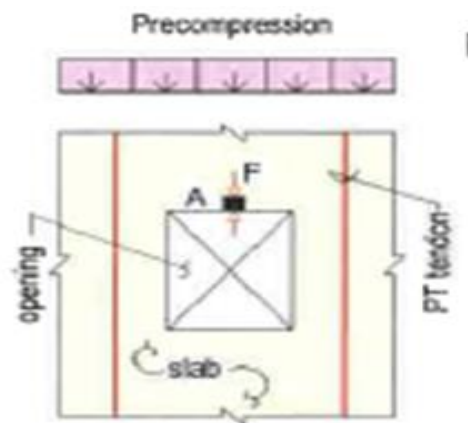
En la figura 27, se demuestra que no resulta práctico proporcionar uniformemente sobre todo el tributario del tendón una precompresión, sino que lo adecuado es optar por combinar refuerzo preesforzado y no preesforzado. En el caso de aberturas, como en la figura 28, se debe proporcionar un detallado especial con acero no preesforzado para equilibrar la pérdida de precompresión.

Figura 26. Distribución de acero no preesforzado y preesforzado para controlar el agrietamiento en losa



Fuente: (Aalami, 2014)

Figura 27. Pérdida de precompresión en aberturas



Fuente: (Aalami, 2014)

Con la finalidad de cumplir con el promedio de precompresión mínimo para losas bidireccionales indicado por el ACI 318, se establece:

- (a) Si no hay torones postensados, en cada sección de diseño la relación de acero de refuerzo no debe ser menor de 0.002 para acero Grado 60 o mejor y se expresa como:

$$\frac{A_s}{A_c} \geq 0.002 \quad (20)$$

Donde:

A_c = área tributaria de la sección de una franja de diseño

A_s = área de acero no presforzado

- b) Si hay presencia de torones postensados, en cada sección de diseño la relación de refuerzo no deberá ser menor que:

$$\frac{A_s + A_{ps}}{A_c} \geq 0.002 \quad (21)$$

Donde:

A_{ps} = área de acero postensado (tendones) en el sistema adherido en la sección de una franja de diseño; no se consideran los tendones no adheridos

ya que pueden deslizarse libremente dentro de su revestimiento.

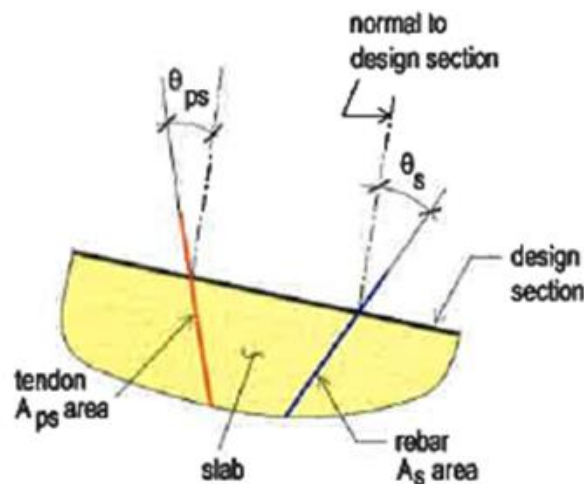
1.6.5.4.4. Cálculo de la precompresión promedio

Como se indicó anteriormente, la precompresión promedio se refiere a una sección de diseño, no a un punto. Sin embargo, en losas postensadas, el valor de la precompresión varía de manera significativa entre dos puntos, además si se suma a ello las discontinuidades y aberturas, zonas donde la precompresión se reduce. Por lo tanto, su cálculo es fundamental y se realiza a través del área efectiva de las armaduras del refuerzo preesforzado y no preesforzado que se encuentran en el área de la sección de diseño (A_c). La suma del área de cada refuerzo por el coseno del ángulo que forma con la normal a la respectiva sección de diseño define el área efectiva total expresado en (22) y (23); en la figura 29 se muestra el área efectiva tanto del acero preesforzado como del acero no preesforzado.

$$A_{ps} \times \cos\theta_{ps} \quad (22)$$

$$A_s \times \cos\theta_s \quad (23)$$

Figura 28. Área efectiva del acero presforzado y no presforzado



Fuente: (Aalami, 2014)

1.6.5.4.5. Posición del anclaje de los tendones

Se recomienda que el tendón sea anclado en el centroide del área tributaria del tendón, como se indica en la figura 30. Cuando se usan métodos de análisis como el del pórtico simple o pórtico equivalente, como se indica en la parte (a) de la figura, esa sección es la que resiste la fuerza axial ejercida por el tendón, mientras que para las acciones de flexión se usa la sección con ancho reducido indicada en la parte (b). No obstante, cuando se usa el método de análisis por elementos finitos, ya no es necesario aplicar el ancho efectivo.

1.7. Formulación de la hipótesis.

1.7.1. Planteamiento de la hipótesis.

Hipótesis general: El diseño de losas aligeradas postensadas mejora el comportamiento en los estados límites de servicio del diseño de losas tradicionales de un edificio multifamiliar en Trujillo, 2021.

1.8. Variables

1.8.1. Definición de variables

Estados límites de servicio.

Los estados límites de servicio se dan cuando una estructura o elemento estructural se halla en un estado el cual no involucra un colapso total o parcial, pero si involucra un mal o pobre funcionamiento de la estructura bajo cargas de servicio, además no suele tener asociado un peligro de pérdida de vidas humanas (Ottazzi, 2015)

1.9. Operacionalización de variables

Tabla 4. *Matriz de operacionalización de variables*

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESTADOS DE SERVICIO MÍNIMO
			Estructuración y predimensionamiento del edificio con losas aligeradas postensadas	Luz libre Sistema estructural	Raíces
			Metrado de cargas y modelamiento estructural	Carga muerta Carga viva	Raíces
			Análisis sísmico estructural del edificio con losas aligeradas postensadas	Deriva Periodo Cortante estática en la base	Raíces
	Los estados límites de servicio se dan cuando una estructura	Los estados límites de servicio se analizarán	Diseño estructural de las losas postensadas	Cortante dinámica en la base Diseño por flexión Diseño por corte	Raíces

Estados límites de servicio

elemento estructural halla en un estado el cual no involucra colapso total o parcial, pero si involucra un mal o pobre funcionamiento de la estructura bajo cargas de servicio, además no suele tener asociado un peligro de pérdida de vidas humanas (Ottazzi, 2015)	mediante el software ETABS, SAFE y ADAPT PT en base a las normas E 020, E 060, el ACI 318 y el PCI DESIGN HANDBOOK.	Modelamiento de las losas tradicionales y losas postensadas	Condiciones de Enmallado	No
		Deflexión de las losas tradicionales	Momento en servicio	Ra
			Momento de inercia efectivo	Ra
		Deflexión de las losas aligeradas postensadas	Momento en servicio	Ra
			Momento de inercia efectivo	Ra
		Vibración de las losas tradicionales	Frecuencia natural de vibracion de la losa	Ra
			Fuerza excitadora	Ra
			Razón de amortiguamiento	Ra
			Peso del paño	Ra
			Aceleración máxima	Ra

Vibración de las losas aligeradas postensadas	Frecuencia natural de vibración de la losa	Ra
	Fuerza excitadora	Ra
	Razón de amortiguamiento	Ra
	Peso del paño	Ra
	Aceleración máxima	Ra
Agrietamiento de las losas tradicionales	Espaciamiento máximo del refuerzo	Ra
Agrietamiento de las losas aligeradas postensadas	Espaciamiento máximo del refuerzo	Ra
Comparación de Estados Límites de Servicio	Estados límites de servicio de las losas tradicionales	Ra
	Estados límites de servicio de las losas	Ra

		aligeradas		
		postensadas		
Diseño	en	Diseño	por	Ra
concreto armado del		flexión		
edificio con losas		Diseño por corte		Ra
postensadas		Diseño	por	Ra
		flexocompresión		

II. MATERIAL Y MÉTODOS.

2.1 Material

A Materiales.

- Una Laptop ASUS Corei 5 con softwares instalados: Etabs, Adapt PT, Safe, Mathcad, Excel.
- Una Laptop LENOVO Corei 7 con softwares instalados: Etabs, Adapt PT, Safe, Mathcad, Excel.
- Impresora CANON MP 230
- Energía eléctrica de la red domiciliaria.
- Servicio de internet hogar
- Anillados
- Empastados
- 1 millar de hojas bond

B. Humano

- 2 Tesista de la Escuela de Ingeniería Civil de la UPRIT

-
- 1 Asesor de la Escuela de Ingeniería Civil de la UPRIT

C. Servicios

- Internet
- Fotocopias
- Movilidad

2.2 Materiales de estudio

2.2.1 Población

Población 1: El diseño de losas tradicionales del Edificio multifamiliar “SKY TOWER”, ubicado en la Av. Los Angeles-calle San Rafael, Mz. “B” Lt 21, Urbanización Las Hortencias de California II etapa, Trujillo 2021.

Población 2: El diseño de losas aligeradas postensadas del Edificio multifamiliar “SKY TOWER”, ubicado en la Av. Los Angeles-calle San Rafael, Mz. “B” Lt 21, Urbanización Las Hortencias de California II etapa, Trujillo 2021.

2.2.2 Muestra

Muestra 1: El diseño de losas tradicionales del Edificio multifamiliar “SKY TOWER”, ubicado en la Av. Los Angeles-calle San Rafael, Mz. “B” Lt 21, Urbanización Las Hortencias de California II etapa.

Muestra 2: El diseño de losas aligeradas postensadas del Edificio multifamiliar “SKY TOWER”, ubicado en la Av. Los Angeles-calle San

Rafael, Mz. “B” Lt 21, Urbanización Las Hortencias de California II
etapa.

2.3 Técnicas e instrumentos y procedimientos

2.3.1 Técnicas de recolección de datos

Análisis documental

En la presente investigación la técnica a emplearse para la recolección de datos es el análisis documental, dado que se seleccionó los planos del Edificio multifamiliar “SKY TOWER”, Trujillo. Así mismo, se revisó libros, normas, tesis y revistas tanto para el análisis y diseño estructural del edificio de losas aligeradas postensadas, como para el análisis de los estados límites de servicio de las losas.

Observación

Se usará como técnica de recolección de datos la observación, dado que vamos a ver y registrar los datos de las dimensiones de las losas que nos proporciona el software ETABS, para luego pasarlo a las herramientas de análisis de datos: SAFE y ADAPT PT. La técnica también se aplicará en la realización de los metrados del subpresupuesto de estructuras.

2.3.2 Instrumentos de recolección de datos

Fichas resumen y fichas de datos

El instrumento de recolección de datos empleado es la ficha de datos, ya que se tomará los datos de los planos de estructuras y arquitectura del

Edificio multifamiliar “SKY TOWER”, Trujillo.

Ficha resumen N° 01: Esta ficha se usará en el análisis documental que se realizará a los planos del edificio SKYTOWER y se recolectará el plano de arquitectura y de estructuras de dicho edificio. El plano de arquitectura se usará para la estructuración del edificio, mientras que los planos de estructura servirán para el modelamiento de las losas. Ver Anexo 01

Ficha resumen N° 02: Esta ficha nos permitirá realizar el metrado de cargas de la estructura, a través de la recolección de datos establecidos en la norma E 020, respecto a las cargas muertas y vivas. Ver anexo 02

Ficha resumen N° 03: Esta ficha se usará para el análisis sísmico estructural del edificio de losas aligeradas postensadas, ya que nos permitirá extraer los parámetros sísmicos del sitio como indica la norma E 030, a partir del expediente técnico del proyecto del edificio. Ver anexo 03.

Ficha resumen N° 04: Esta ficha se usará para el diseño estructural de las losas postensadas pues nos permitirá extraer las especificaciones técnicas del acero de preesfuerzo y además nos permitirá analizarlas en los estados límites de servicio. Ver anexo 04

Guía de observación

Se empleará el instrumento de recolección de datos: guía de observación, dado que la usaremos para recolectar los datos respecto a la geometría de las losas para su verificación de los estados límites de servicio, luego del análisis del edificio en el software Etabs.

Guía de observación n° 01: Esta guía se usará para la estructuración y el predimensionamiento, ya que a partir de esta se tomarán datos de la estructuración realizada para proceder con el predimensionamiento de los elementos estructurales. Ver anexo 07

Guía de observación n° 02: Esta guía de observación se usará para verificar el análisis sísmico pues nos permitirá extraer los desplazamientos de los pisos, para determinar la deriva máxima. Ver anexo 08.

Guía de observación n° 03: Esta guía de observación nos servirá para el diseño en concreto armado de la cimentación superficial, pues nos permitirá extraer las cargas axiales y los momentos debido a las cargas muertas y vivas que transmiten los elementos verticales. Ver anexo 09

Guía de observación n° 04: Esta guía de observación nos servirá para el diseño en concreto armado de los muros de contención, pues nos permitirá extraer los valores de las fuerzas cortantes y momentos flectores actuantes. Ver anexo 10

Guía de observación n° 05: Esta guía de observación nos servirá para el diseño en concreto armado de columnas y placas, pues nos permitirá extraer los valores de la carga axial, fuerza cortante y los momentos flectores debido a las cargas muertas, viva y de sismo. Ver anexo 11

Guía de observación n° 06: Esta guía de observación nos será útil para el diseño de las losas aligeradas postensadas, respecto del acero corrugado ya que se extraerá las fuerzas internas que se obtienen del análisis estructural.

Ver anexo 12

Guía de observación n° 07: Esta guía de observación nos servirá para el análisis de deflexión y de la vibración pues nos dará el valor del momento máximo en servicio actuante en la losa tradicional, la deflexión máxima de la losa tradicional y de la losa postensada, la frecuencia de vibración de las losas tradicionales y de las losas postensadas. Ver anexo 13

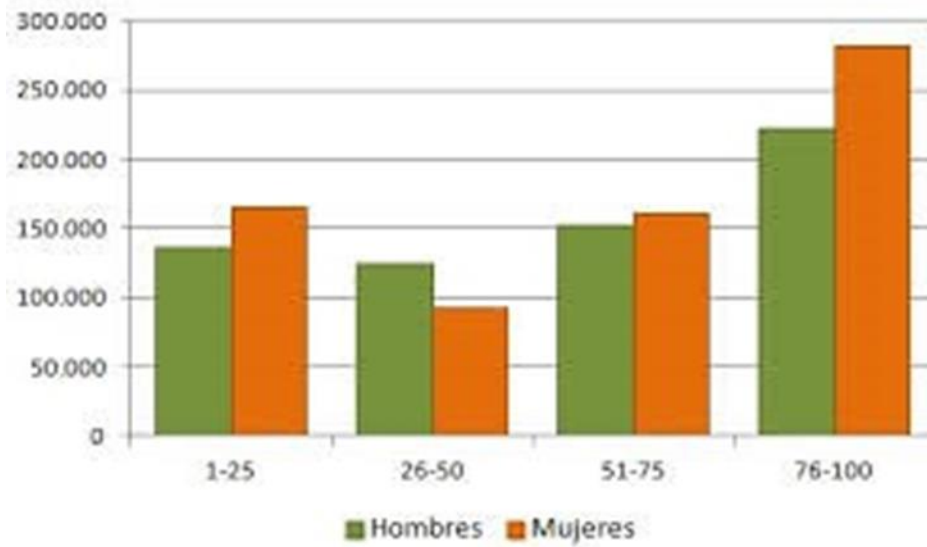
2.3.3 Métodos y técnicas de análisis de datos

2.3.3.1 Métodos para el análisis de datos

En la presente investigación se hará uso de la estadística descriptiva, para la presentación de los resultados y de los gráficos o tablas en los cuales irán ellos, pues ésta nos permite presentar los resultados de forma ordenada y entendible.

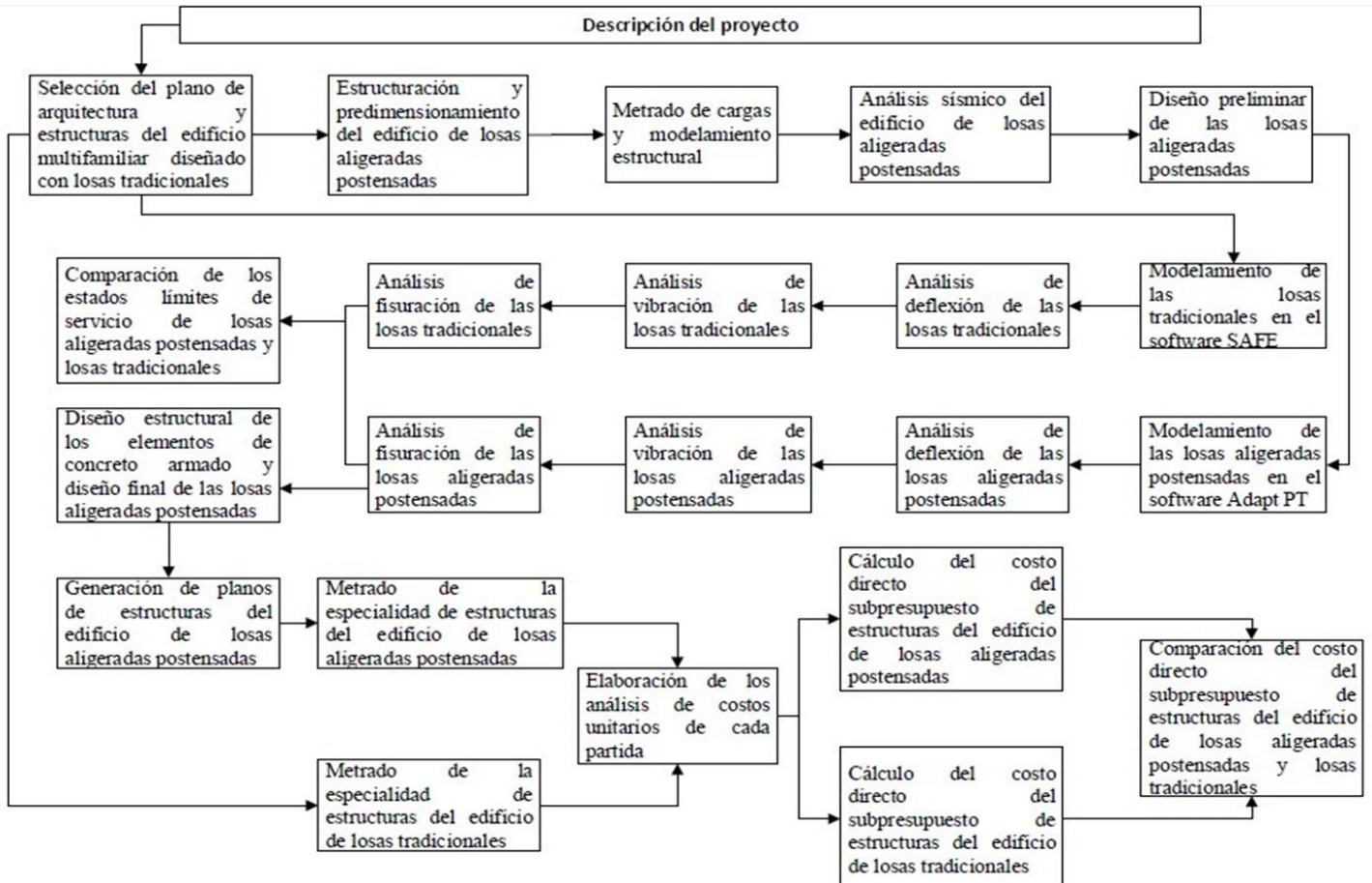
Así mismo se usó gráficos de barras agrupadas, como se muestra en la figura 20, para presentar los estados límites de servicio tanto de las losas tradicionales como de las losas aligeradas postensadas, como se puede notar a continuación:

Figura 34. Ejemplo de gráfico de barras a utilizarse



Fuente: elaboración propia

2.4 Procedimientos



Selección del plano de arquitectura y estructuras del edificio multifamiliar diseñado con losas tradicionales

Se extrae el plano de arquitectura y estructuras del edificio SKYTOWER con ayuda de la ficha resumen N° 01 y del plano de arquitectura se revisa la distribución de ambientes que plantea para no alterarlo durante la estructuración del edificio de losas postensadas.

El plano de estructuras se usará a partir del modelamiento de las losas tradicionales para realizar el análisis de los estados límites de servicio.

Estructuración y predimensionamiento del edificio con losas postensadas:

Se procede a realizar la estructuración del edificio, teniendo en cuenta los criterios de estructuración indicados en la base teórica. En los sótanos se debe aprovechar lo mejor posible la flexibilidad de lograr grandes luces con las losas postensadas y evitar columnas intermedias, de tal forma de asegurar la funcionalidad. En la superestructura de igual forma se debe proponer un número de vanos adecuado aprovechando la ventaja de la luz libre de las losas postensadas. Además, se debe considerar que las losas postensadas serán parte del sistema resistente a cargas de gravedad, por lo que se debe plantear el sistema estructural adecuado a cargas laterales, teniendo como opciones la de un sistema dual o de muros de concreto armado, así como la distribución adecuada de los elementos que lo componen siempre respetando la distribución de ambientes para garantizar la funcionalidad esperada. Finalmente, se plasma en AutoCAD el plano de estructuración del edificio.

Luego de planteada la configuración estructural, se procede con el predimensionamiento de los elementos estructurales, para ello se hace uso de la guía de observación N°01 para

extraer medidas del plano de estructuración que se usan en las fórmulas de predimensionamiento indicadas en las bases teóricas y así obtener las dimensiones de los elementos de concreto armado que se verificarán durante el análisis estructural. Para el predimensionamiento del espesor de la losa postensada aligerada se hace uso de los valores indicados en la figura 8.

Metrado de cargas y modelamiento estructural

De los datos obtenidos de la ficha resumen N° 02, se establecen las solicitaciones por carga muerta y carga viva actuantes sobre los elementos estructurales.

Se realiza el modelamiento del edificio de losas postensadas en el software ETABS, iniciando con la creación de la geometría en planta y en altura a través de las grillas.

Se definen las propiedades de los materiales tales como su resistencia a la compresión, módulo de elasticidad.

Se definen las secciones de los elementos línea como son las columnas y de los elementos áreas tales como las losas y muros de concreto y luego se dibujan los elementos. La losa se modelará como losa aligerada convencional con su espesor obtenido por el predimensionamiento solo para el análisis.

Se asignan la condición de brazos rígidos con un factor de .75 y se definen las condiciones de borde de la estructura, considerándola empotrada en la base. Luego se definen y asignan diafragma rígido en las losas.

Finalmente se definen las cargas de gravedad y se asignan en las losas.

Análisis sísmico del edificio de losas aligeradas postensadas

En el software Etabs, se define el sistema de cargas estáticas que corresponden a la acción del sismo sobre la estructura para el análisis estático. Luego se define el sistema de cargas dinámicas definiendo el espectro de respuesta de la estructura en ambas direcciones mediante los parámetros sísmicos del edificio obtenidos de la ficha resumen N° 03.

Se definen los casos de cargas dinámica en ambas direcciones, en donde además se indica la fracción del sismo que le corresponde al análisis en la dirección vertical lo cual es requisito en edificios con presforzado. También se indica el método de combinación modal, la razón de amortiguamiento de la estructura y la excentricidad accidental del 5% definido en la norma E.030.

Se define la masa concentrada en cada diafragma con la fracción de carga muerta y viva de acuerdo a la norma E.030 y antes de correr el análisis de la estructura se procede a definir las combinaciones de carga de acuerdo a la norma E.020.

Se obtienen los desplazamientos laterales de cada piso para ambas direcciones debido al análisis dinámico y se anotan en la guía de observación N° 02. Luego a cada desplazamiento se le multiplica por el factor de $.75R$ ó $.8R$ para obtener el desplazamiento real. Luego se divide entre la altura correspondiente a cada entrepiso para obtener las derivas y verificar que no superen el límite máximo permitido para un edificio de concreto armado de $.007$.

Del software, se obtienen los periodos fundamentales en ambas direcciones. Además, ambos se extraen para obtener el verdadero factor de amplificación sísmica que se usará en la obtención del coeficiente sísmico y que se ingresará en el patrón de carga sísmica, para nuevamente correr el análisis estructural en el software.

Se verifica que la fuerza cortante dinámica sea como mínimo el 80% de la cortante estática si es una estructura regular o el 90% si fuese estructura irregular tal como se indica en la norma E.030.

Verificadas las condiciones anteriormente mencionadas, se puede hacer uso de las fuerzas internas que se desarrollan en cada elemento estructural para su posterior diseño.

Diseño preliminar de las losas aligeradas postensadas

Para realizar el modelamiento y análisis de los estados límites de servicio de las losas postensadas, primero debe realizarse un diseño preliminar tanto del acero presforzado como no presforzado. Para ello, se inicia el diseño en el tramo más crítico que corresponde al de mayor luz, estimando la fuerza de presforzado requerido asumiendo una carga muerta equilibrada total, para determinar la caída y perfil de los torones en la sección de la losa. Por lo que resulta necesario tener los datos de las especificaciones técnicas del acero presforzado a usarse, lo cual se obtiene a través de la ficha resumen N° 04.

Entonces, se realiza el metrado por franjas y luego con las propiedades del acero presforzado se estima la fuerza efectiva por cada torón necesaria para equilibrar esa carga muerta, en función del perfil. Luego se determina el número de torones requeridos para cada sección de diseño. Se repite el mismo procedimiento ahora en los tramos de menor luz, buscando ajustar el presforzado y caída de los torones dado que esos tramos ya no son críticos y deben optimizarse.

Modelamiento de las losas aligeradas postensadas en el software Adapt PT

Al ser típica las losas se modelarán las losas de sótano y las de un piso típico, para ello se importará del software Etabs al software Adapt PT. Luego se asignan puntos de calibración para verificar que se ha importado correctamente la losa.

Se crean los elementos estructurales verticales como muros y columnas, además de la losa; y se definen las propiedades de los materiales, entre ellas se tiene al acero no presforzado y concreto. Para los tendones, es decir, el acero presforzado las propiedades se obtienen de la ficha resumen N° 04.

Se definen y aplican las cargas al modelo estructural. Para luego definir las combinaciones de carga.

Se crean las líneas soporte en las losas, para luego asignar las áreas tributarias y que se deben verificar si son adecuadas.

Se crea el armado base de acero no presforzado, el cual es el obtenido del diseño preliminar de la losa postensada.

Se define la normativa de diseño

Se crean los tendones y se trazan sobre las viguetas de la losa aligerada postensada. Se selecciona los tendones y se le asignan sus características tales como el número de torones, el tipo de sistema y las propiedades del torón también obtenidos de la ficha resumen N° 04.

Finalmente se asigna el enmallado para el análisis y se procede al análisis de la losa.

Modelamiento de las losas tradicionales en el software SAFE

De los planos estructurales extraídos con la ficha resumen N° 01, se modela las losas en el software SAFE. Se inicia creando un modelo nuevo indicando el número de tramos en ambas direcciones.

Se definen las propiedades de los materiales sea concreto y acero. Luego se definen los elementos área, se dibujan las losas, columna y placas; y se asigna sus propiedades.

Luego se definen las cargas que actúan sobre la losa, así como las combinaciones para generar la envolvente.

Finalmente, se definen las condiciones de borde y el enmallado de la losa para proceder con el análisis.

Análisis de deflexión de las losas tradicionales

- Del modelado de las losas en el software SAFE, se calcula la deflexión máxima en el tramo más crítico debido a las cargas de servicio. El tramo más crítico será el tramo de mayor luz, y que se halle en los bordes, es decir que tenga solo continuidad por uno de sus lados, lo cual se anotara en la guía de observación N° 07
- Luego se procederá a calcular las deflexiones, de acuerdo a lo normado tanto en el código ACI, como en la norma E 060, como sigue:
 - Del análisis estructural de la losa modelada en el software SAFE, debido solamente a cargas de servicio, se extraerá el Momento máximo en el tramo, y se anotará en la guía de observación N° 07.
 - Luego de obtener el valor del momento máximo que nos arroja el software SAFE, debido a cargas de servicio, calculamos el momento crítico de la sección, de acuerdo a la ecuación (2) de las bases teóricas, siendo $f_r = 0.62 * \sqrt{f'_c}$ ya que

trabajamos con un concreto de peso normal, $I_g = b * h^3 / 12$ el momento de inercia de la sección bruta y y_t : la distancia desde el eje neutro a la fibra extrema en tracción, en: $M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t}$

- Con el valor del momento crítico, vamos a la tabla 3 en las bases teóricas y clasificamos de acuerdo a la sollicitación de momento al que está expuesto la losa, para con ello calcular el momento de inercia efectivo de la sección, como sigue: Si $M_a \leq \left(\frac{2}{3}\right) * M_{cr}$, entonces el momento de inercia efectivo es igual al momento de inercia de la sección bruta; y si el $M_a > \left(\frac{2}{3}\right) * M_{cr}$, el momento de inercia efectivo

está dado por:
$$\frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{\left(\frac{2}{3}\right) * M_{cr}}{M_a}\right)^2 * \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right)}$$

- Obtenemos el módulo de elasticidad del concreto, $E_c = 4700 * \sqrt{f'_c}$ (MPa), de acuerdo al ACI 318, 2019.
- Procedemos a calcular la deflexión de la losa mediante las formulas de la figura 2 de las bases teóricas, siendo w : la carga en servicio que soporta la vigueta de la losa y L : la longitud de la vigueta considerada en el análisis.

Análisis de deflexión de las losas aligeradas postensadas

- Del modelado de las losas postensadas en el software ADAPT PT, se calcula la deflexión máxima en el tramo más crítico debido a las cargas de servicio. El tramo más crítico será el tramo de mayor luz, y que se halle en los bordes, es decir que tenga solo continuidad por uno de sus lados, lo cual se anotara en la guía de observación N° 07.

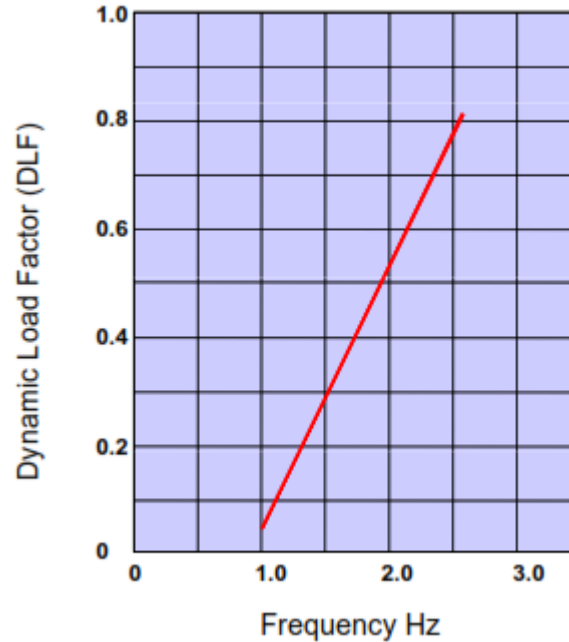
-
- Luego se procederá a calcular las deflexiones, de acuerdo a lo normado tanto en el código ACI, como en la norma E 060, como sigue:
 - Del análisis estructural de la losa modelada en el software ADAPT PT, debido solamente a cargas de servicio, se calculará el esfuerzo en la fibra extrema por tracción en la zona de tracción precomprimida, calculado usando las propiedades de la sección bruta, y de acuerdo a ello se clasificará a las losas, según la tabla 5.
 - De acuerdo a la clasificación de las losas que generalmente son de clase U, se calculará las deflexiones, que para el caso de losas U, la deflexión se calcula mediante las formulas de la figura 2, siendo $E=E_c$, el módulo de elasticidad del concreto especificado, $I=I_g$ el momento de inercia de la losa, w : la carga en servicio que soporta la vigueta de la losa y L : la longitud de la vigueta considerada en el análisis.

Análisis de la vibración de las losas tradicionales

- Del modelado de las losas tradicionales en el software SAFE, se calculará la frecuencia natural de vibración (f_n) del primer modo de vibrar de las losas. Para esto se usará como valor del módulo de elasticidad dinámico, 1.2 veces el valor del módulo de elasticidad estático(E_c).
- Luego se calculará la fuerza de excitación; para ello primero el factor de carga dinámica (P_0) se calculará mediante la figura 9, que nos da la relación del factor de carga dinámica vs la frecuencia de caminar de una persona promedio (pasos por segundo). Este a su vez será multiplicado por el peso de una persona promedio lo que nos dará como resultado la fuerza de excitación:

$$\text{Fuerza de excitación} = DLF * (\text{Peso de una persona promedio})$$

Figura 35. Factor de carga dinámica para el primer armónico de la fuerza de caminar



Gráfica de factor de carga dinámica (DLF) vs frecuencia del caminar promedio de una persona

- Luego se procederá a identificar la ocupación de los ambientes que cubre la losa, para poder calcular el factor de amortiguamiento (β) del sistema, según la tabla 8.
- Se calculará el peso del paño de losa (W) analizado, teniendo en cuenta: el peso del concreto, el peso de los acabados.
- Se calculará a aceleración relativa máxima mediante:

$$\frac{ap}{g} = \frac{P0 * e^{-0.35*fn}}{\beta * W}$$

- Con los valores de frecuencia natural (fn) y aceleración máxima nos vamos a la figura 4 y vemos la aceptabilidad de las vibraciones de la losa, que se basa en los criterios de percepción y comodidad.

Análisis de la vibración de las losas postensadas

- Del modelado de las losas postensadas en el software ADAPT PT, se calculará la frecuencia natural de vibración (f_n) del primer modo de vibrar de las losas. Para esto se usará como valor del módulo de elasticidad dinámico, 1.2 veces el valor del módulo de elasticidad estático (E_c).
- Luego se calculará la fuerza de excitación; para ello primero el factor de carga dinámica (P_0) se calculará mediante la figura 9, que nos da la relación del factor de carga dinámica vs la frecuencia de caminar de una persona promedio (pasos por segundo). Este a su vez será multiplicado por el peso de una persona promedio lo que nos dará como resultado la fuerza de excitación:

$$\text{Fuerza de excitación} = DLF * (\text{Peso de una persona promedio})$$

- Luego se procederá a identificar la ocupación de los ambientes que cubre la losa, para poder calcular el factor de amortiguamiento (β) del sistema, según la tabla 8.
- Se calculará el peso del paño de losa (W) analizado, teniendo en cuenta: el peso del concreto, el peso de los acabados.
- Se calculará a aceleración relativa máxima mediante:

$$\frac{ap}{g} = \frac{P_0 * e^{-0.35 * f_n}}{\beta * W}$$

- Con los valores de frecuencia natural (f_n) y aceleración máxima nos vamos a la figura 4 y vemos la aceptabilidad de las vibraciones de la losa, que se basa en los criterios de percepción y comodidad.

Análisis de la fisuración de las losas tradicionales

- Primero calcularemos el esfuerzo en el refuerzo corrugado más cercano a la cara de tracción para cargas de servicio (f_s), o se podrá tomar f_s como $(2/3)*f_y$.
- Luego se calculará la menor distancia desde la superficie del refuerzo corrugado a la cara en tracción (c_c).
- Se determinará el espaciamiento máximo (s) del refuerzo corrugado para que la sección este controlada por fisuración de acuerdo a la tabla siguiente, dada por el ACI:

Tabla 6. *Espaciamiento máximo del refuerzo*

Tipo de refuerzo		Espaciamiento máximo, s , mm
Barras o alambres corrugados	Menor	$380 * \left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c$
	de	$380 * \left(\frac{280}{f_s}\right)$

- Se comparará y se verificará si la sección cumple con los rangos del espaciamiento de acuerdo al diseño previo

Análisis de la fisuración de losas postensadas

- De acuerdo al ACI 318, 2019 las losas postensadas que se diseñaran son de clase U, para lo cual según la tabla n° 05, el comportamiento supuesto que se espera es que sus secciones no se agrieten por lo cual un control de fisuración sería inoportuno en este caso. Es así que se obvia el análisis de fisuración por darse lo anteriormente expuesto.

Diseño estructural de los elementos de concreto armado y diseño final de las losas aligeradas postensadas

- Diseño de cimentación superficial

Con los datos de la guía de observación N° 03, inicia el diseño con el predimensionamiento de las posibles opciones de cimentación superficial, con la cual luego se realizarán las verificaciones por cargas en servicio sin sismo y luego con sismo del esfuerzo actuante de tal forma que en todas las verificaciones debe ser menor que el esfuerzo admisible del terreno. Con la verificación, se decide que tipo de cimentación superficial es adecuada desde el punto de vista estructural y económica.

Con las dimensiones en planta determinadas, y dependiendo del tipo de cimentación elegido se realiza el diseño de corte por punzonamiento y corte por flexión; con el cual se establece el peralte de la cimentación y si se requiere acero de refuerzo por corte.

Luego se determina el momento último y se realiza el diseño por flexión en cada dirección de acuerdo a lo establecido en la norma E.060; con lo cual se determina la cantidad de refuerzo longitudinal en cada dirección y espaciamiento.

- Diseño de muros de contención

Con los datos de la guía de observación N° 04, inicia el diseño con el predimensionamiento del espesor del muro de contención, teniendo claro el espesor mínimo indicado en la norma E.060.

Se realiza el diseño por corte usando las fuerzas cortantes últimas de la guía de observación B; y a la vez se verifica si el espesor asumido es el adecuado para garantizar que la resistencia del concreto es suficiente.

Se finaliza con el diseño por flexión usando los momentos flectores últimos de la guía de observación B.

- Diseño de placas

Con los datos de la guía de observación N° 05, se propone el armado de la placa en función de un determinado valor de cuantía y se elabora su diagrama de interacción en ambas direcciones de análisis con las combinaciones de las cargas indicadas en la guía de observación, de acuerdo a la norma E.020. A través del diagrama de interacción se verifica que, con el armado propuesto, todas las combinaciones de carga estén dentro del diagrama de diseño. En el caso de que las placas tengan núcleos de concretos confinados, se realizan pasos adicionales en su diseño y verificación también indicados en la norma E.060.

Finalmente, se realiza el diseño por cortante por capacidad de acuerdo a la norma E.060, de tal forma de evitar la falla frágil.

- Diseño de columnas

Con los datos de la guía de observación N° 05, se propone un armado en función de un determinado valor de cuantía y se elabora su diagrama de interacción en ambas direcciones de análisis con las combinaciones de las cargas indicadas en la guía de observación, de acuerdo a la norma E.020. Se debe A través del diagrama de interacción se verifica que, con el armado propuesto, todas las combinaciones de carga estén dentro del diagrama de diseño.

Finalmente, se realiza el diseño por cortante por capacidad de acuerdo a la norma E.060, de tal forma de evitar la falla frágil. Para la distribución de los estribos se rige en función del capítulo 21 de la norma E.060 según el sistema estructural.

- Diseño de losas postensadas

El diseño de las losas postensadas se realizará con ayuda del software Adapt PT, dado que una vez modelado correctamente el diseño preliminar y verificado los estados límites de servicio; el software permite de ser el caso cambiar los datos de entrada ya sea de la geometría de los elementos, número de torones y hacer el recálculo de las áreas de acero presforzado y no presforzado requerido para finalizar con el diseño. No obstante, a la par se realizará un diseño analítico teniendo como base el análisis de la losa postensada por el método del marco equivalente, con la finalidad de verificar que el diseño obtenido con el software es coherente con el diseño analítico y no se han cometido errores en el modelado. Para el diseño del acero no presforzado se usan los datos tomados de la guía de observación N° 06.

- Diseño de escaleras

Se inicia haciendo un predimensionamiento del espesor de la garganta de la escalera, se procede con el metrado de cargas por metro de escalera y de acuerdo a la idealización y geometría se determinan los momentos flectores últimos para cada tramo de la misma. Con estos momentos se realiza el diseño por flexión de cada tramo y se determinan las áreas de acero requeridas.

Generación de planos de estructuras del edificio de losas aligeradas postensadas

Realizado el diseño final en concreto armado y concreto postensado del edificio de losas aligeradas postensadas se plasman en los planos estructurales. Estos se dibujan mediante el software AutoCAD 2D, donde además se hace el detallado del armado del refuerzo de acero de cada elemento estructural. Para el concreto postensado de las losas aligeradas postensadas en el detallado se dibuja el perfil de los tendones donde se indica la caída respecto al eje neutro de la sección de la vigueta de la losa; distribución en planta, el número de torones y su espaciamiento.

2.5 DESARROLLO DE TESIS

2.5.1 Estructuración y predimensionamiento del edificio de losas postensadas

Se empezó primeramente con el análisis documental del expediente técnico del edificio Sky Tower, del cual mediante la ficha resumen n° 01 se extrajo los planos de estructuras como de arquitectura del edificio. La ficha resumen n° 01 vacía se muestra en el anexo 01. En el anexo n° 09, se muestra la ficha resumen n° 01 llena con los planos de estructuras y arquitectura.

Se realizó una nueva estructuración del edificio de losas tradicionales, con la finalidad de obtener mayores luces que permitan aprovechar el uso de las losas postensadas, no obstante, se buscó garantizar como mínimo el mismo número de estacionamientos y los mismos ambientes de la arquitectura original.

2.5.1.1 Estructuración

Para el edificio principalmente primero se buscó obtener paños mayores a los originales, considerando lograr que la de mayor luz sea de mínimo los 7 m y la luz de las demás luces tengan

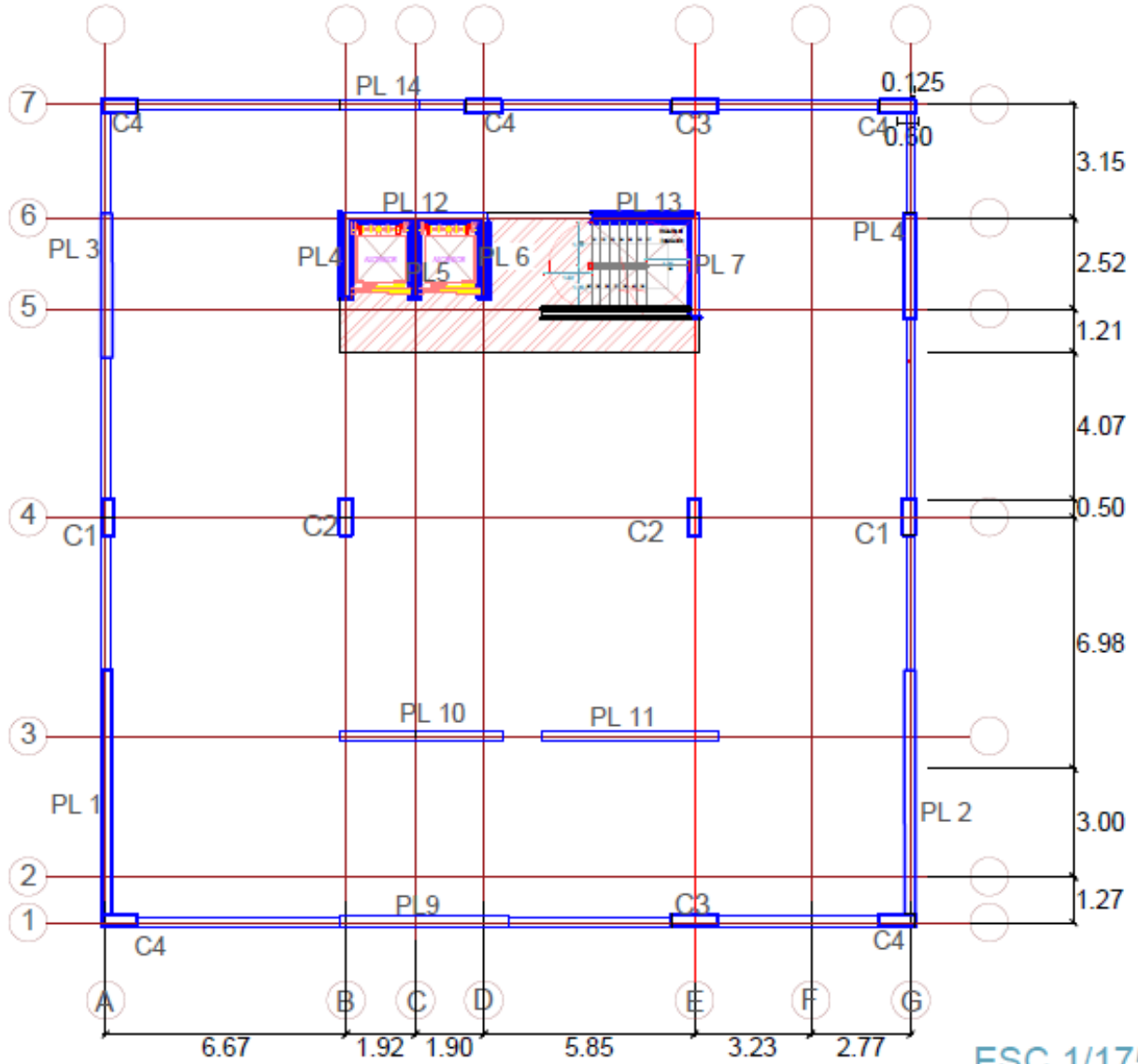
similitud. A la vez, se propuso ubicaciones de los elementos verticales pensando en lograr ejes lo más alineados posibles para no dificultar el proceso de diseño de las losas postensadas especialmente en la ubicación de las bandas de postensado. Las losas fueron macizas postensadas planas, lo cual permitió homogenizar toda la losa, incluso en los ejes 6-5 y A-D, donde el riesgo de punzonamiento, por ser una zona de gran cantidad de placas y contenidas las aberturas, puede generar problemas adversos en la transferencia de fuerzas de corte.

Luego, se tuvo que dotarle de rigidez lateral al sistema en ambas direcciones conservando las luces planteadas anteriormente y buscando la simetría estructural en la ubicación de las placas y columnas, pero a su vez tratando de ubicar placas en la periferia para dotarle de rigidez torsional. Por ello, en los ejes A y G, se colocó las placas lo más simétricas posibles, no obstante debido a que el eje G correspondía a una fachada, la placa P4 se tuvo que reducir a comparación de la placa P3 en el extremo en A para evitar una fachada tan cerrada y que sea difícil adaptar a la arquitectura. De igual forma en los ejes 1 y 7 se ubicaron unas placas, pero en este caso la de mayor longitud se ubicó en el eje 1 ya que en la zona cercana al eje 7 se tiene una concentración de muros correspondiente a la placa de ascensor y de escalera que aumentarían la excentricidad en Y. No obstante, la longitud de la placa del eje 1 se tuvo que adaptar a la arquitectura de la fachada planteada.

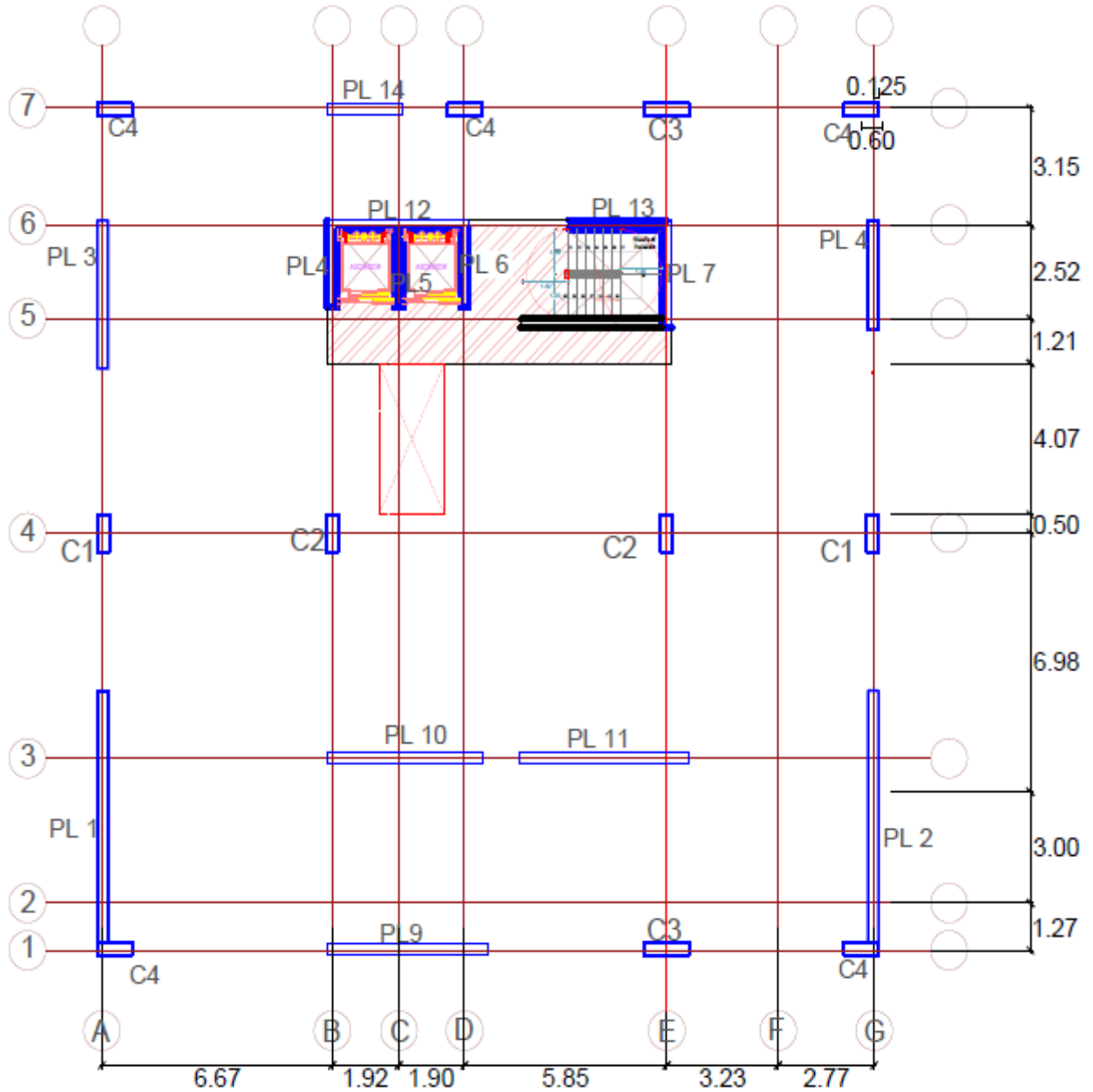
Por otra parte, se decidió conservar el núcleo rígido que conforma la placa de ascensor para rigidizar la estructura, a pesar de la ubicación no tan favorable que tenía. Mientras que las placas de escalera solamente se consideró las placas P13 y P7 para no concentrar el centro de rigidez en esa zona. Las placas P10 y P11 se colocaron para contrarrestar la concentración de rigidez excesiva entre los ejes 5 y 6.

En la zona de fachadas y el perímetro en general, se completó con columnas dispuestas con su peralte en la dirección X, para no afectar el área correspondiente a los estacionamientos entre los ejes 1 y 3; y el área correspondiente a la rampa entre los ejes 6 y 7. Además, en la zona central correspondiente al eje 4, se colocaron columnas pero dispuestas con su peralte en la dirección Y para aportar rigidez en esa dirección y también por cuestiones arquitectónicas. Todas las columnas y placas fueron continuas hasta la cimentación, para evitar cambios bruscos de rigidez en altura.

Estructuración de planta de sótanos del edificio de losas postensadas

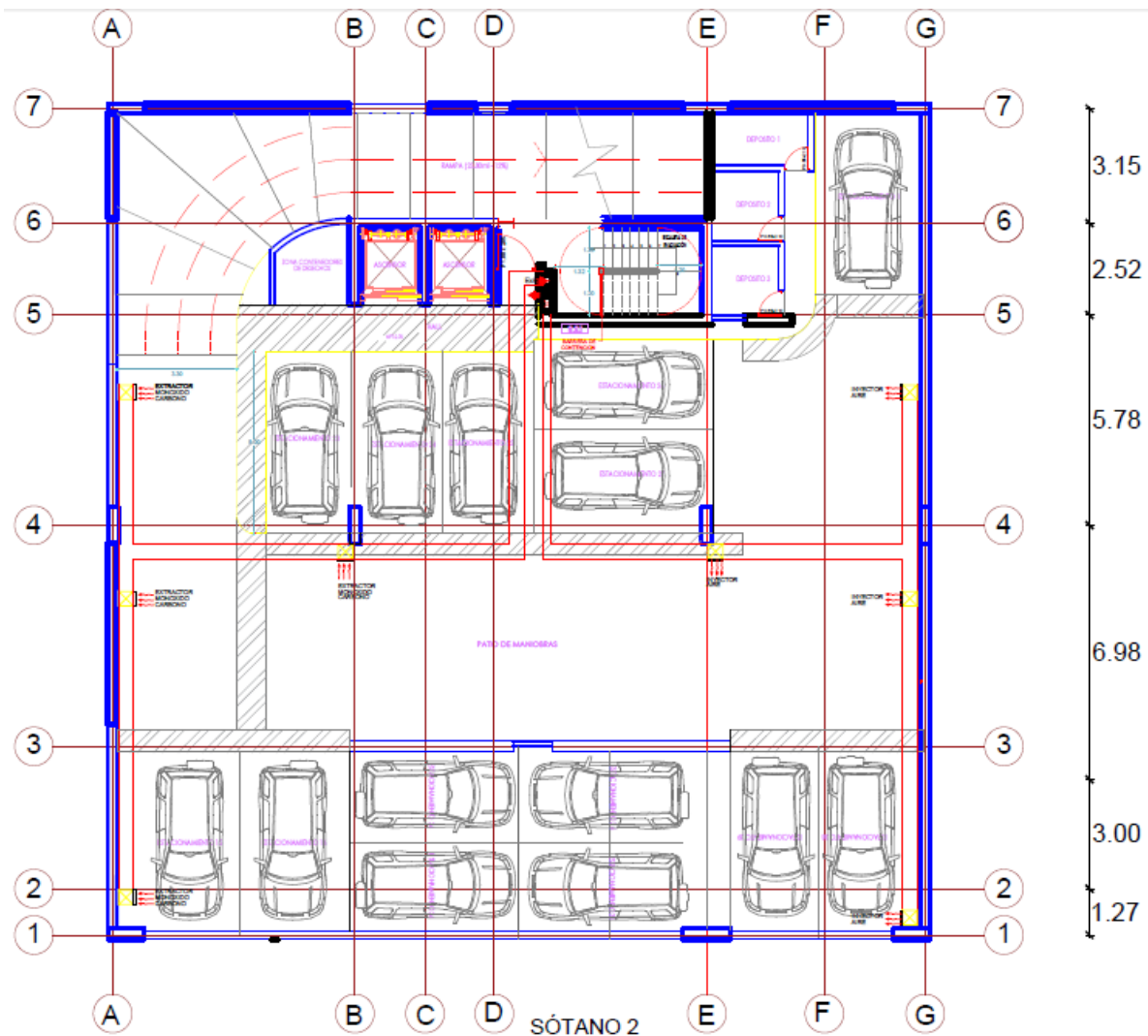


Estructuración de la planta típica del edificio de losas postensadas

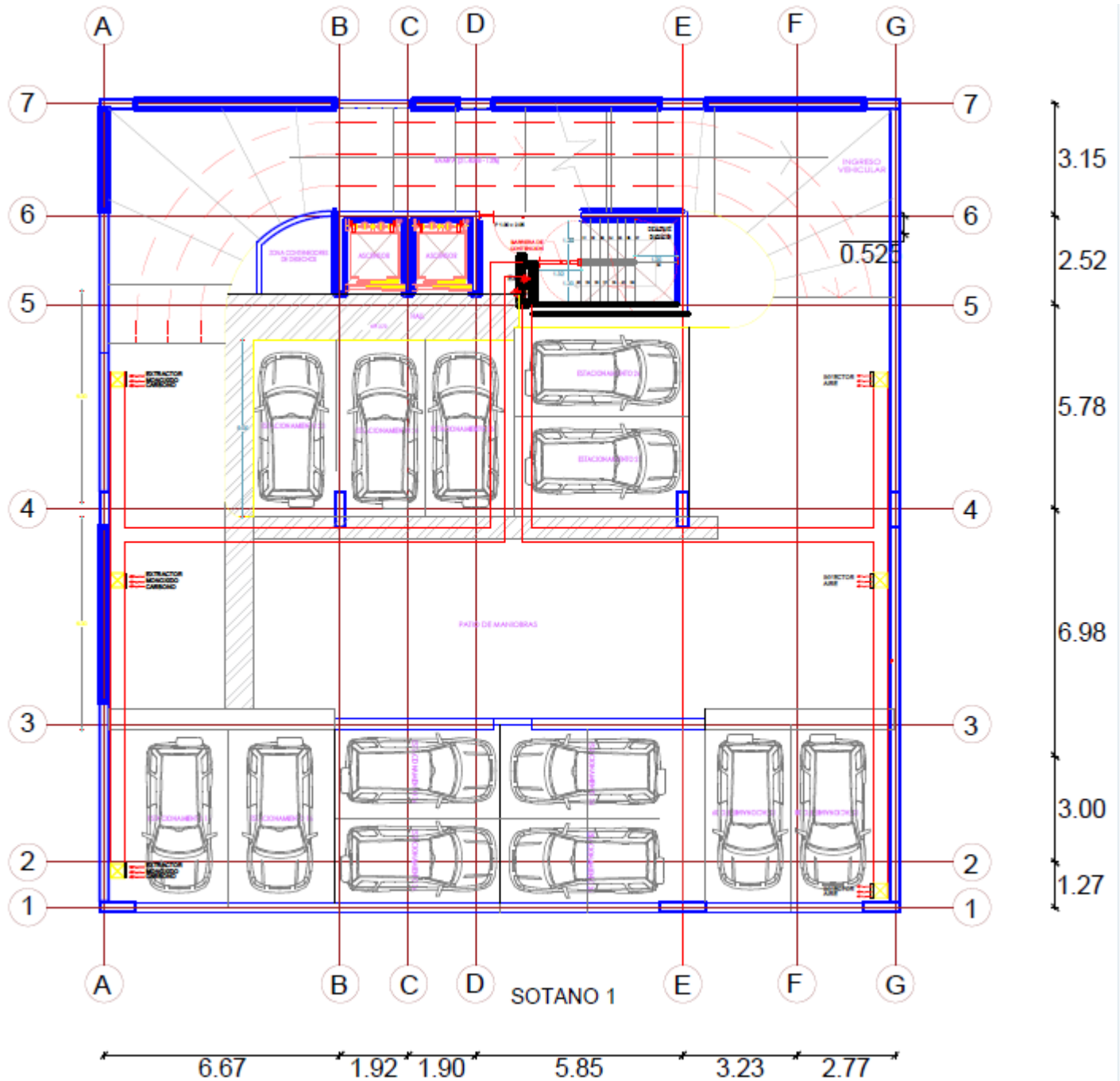


Finalmente, los planos arquitectónicos con la nueva estructuración se muestran en las figuras 3,4,5 y 6; los cuales muestran que se cumple con el mínimo de estacionamientos y ambientes de la arquitectura inicial.

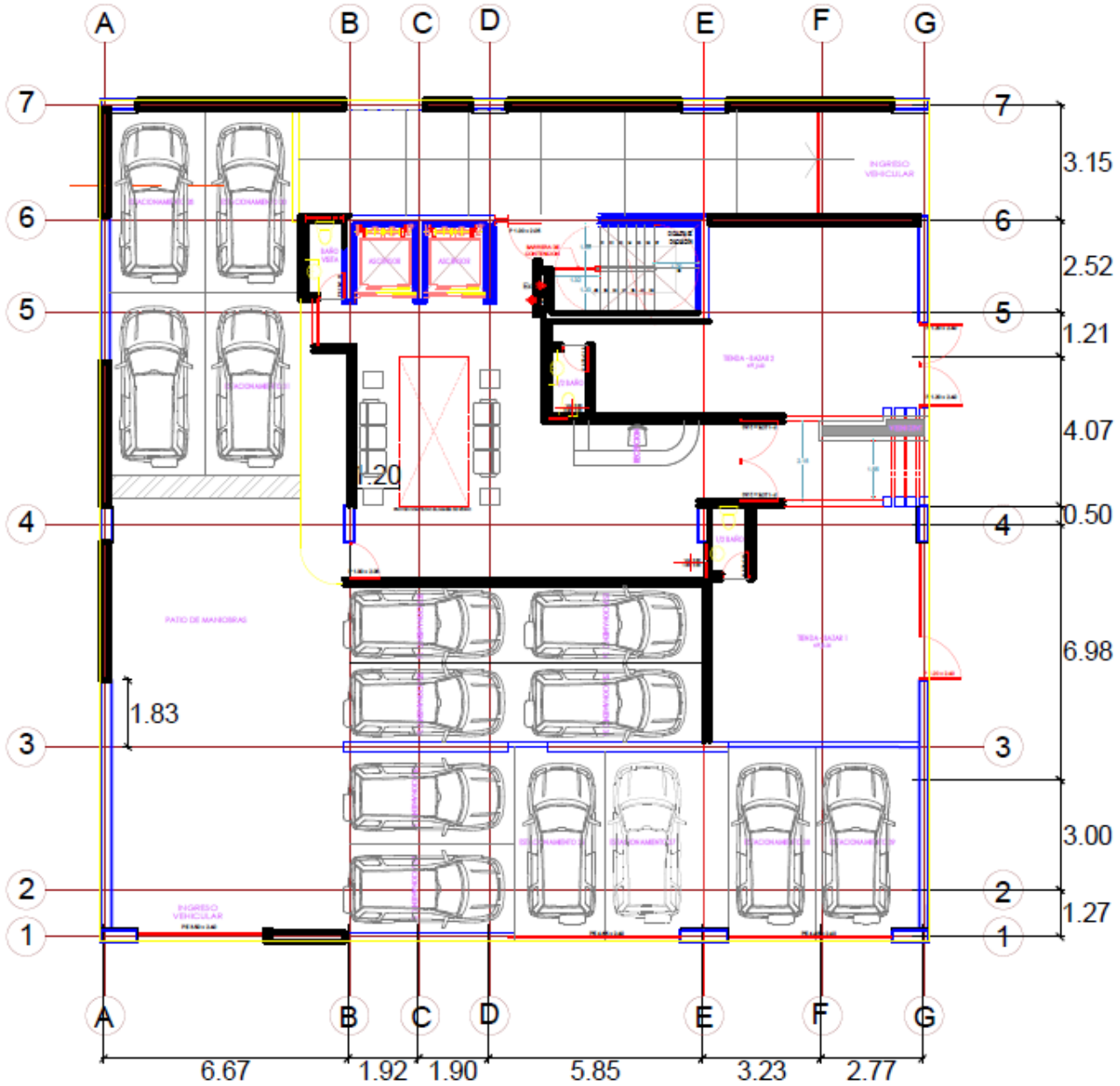
Plano de arquitectura de planta sótano 2 del edificio de losa postensadas



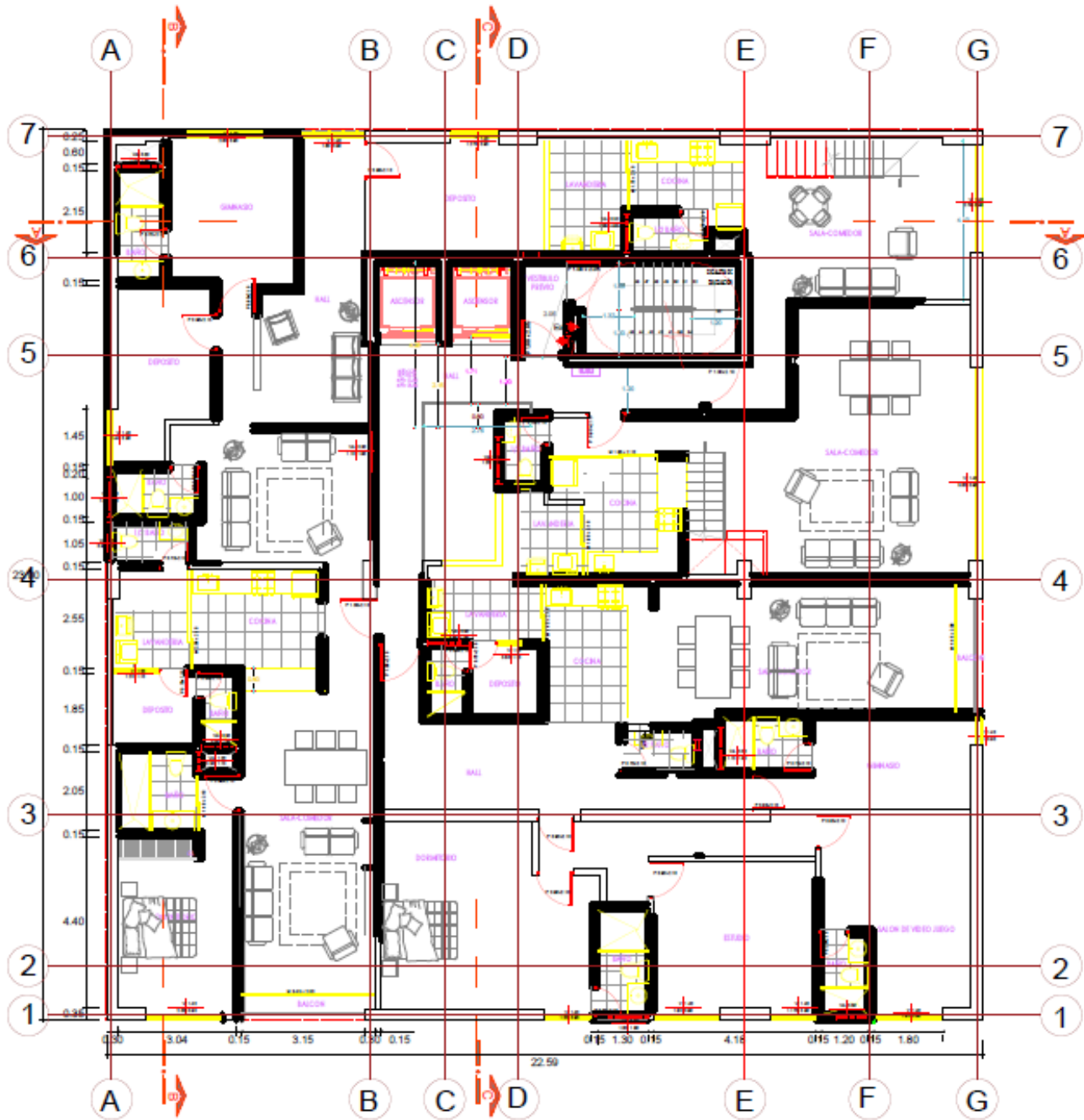
Plano de arquitectura de planta sótano 1 del edificio de losas postensadas



Plano de arquitectura de planta primer piso del edificio de losas postensadas.



Plano de arquitectura de planta típica del edificio de losas postensadas



2.5.1.2 Predimensionamiento

Para el predimensionamiento de los elementos estructurales verticales como son las columnas y las placas, se usó como referencia para el metrado de cargas aproximado la ficha resumen n° 03, del análisis documental realizado a la norma E 020. La ficha resumen n° 03 se muestra vacía en el anexo 03, y además se muestra llena en el anexo n° 11.

Además, se usó la guía de observación n° 01, que viene a ser la guía de observación para el predimensionamiento, por medio de la cual aplicamos una observación a los planos del edificio para de ello obtener las luces máximas de losas, las características del edificio (n° de pisos y n° de sotanos), área tributaria de las columnas y las áreas propuestas de las placas. La guía de observación n° 01 se muestra llena en el anexo 13.

Predimensionamiento de columnas

Para el predimensionamiento de las columnas se usó una carga muerta de acuerdo a la siguiente tabla, en la cual se puede observar que como peso propio de la losa maciza de 20 cm de espesor se tiene un peso de 480 kg/m², como peso de acabados considerando un acabado de 5 cm de acuerdo a norma, se tiene 100 kg/m², además considerando para el caso mas desfavorable consideramos un peso de tabiquería igual a 180 kg/m², y finalmente también en el caso mas desfavorable consideramos un peso de columnas de 100 kg/m².

Valores de carga muerta para predimensionamiento de columnas

CARGA MUERTA	kg/m²
Peso propio de losa(e=0.2 m)	480
Peso de acabados	100
Peso de tabiquería	180
Peso propio de columnas	100
Total	860

Para el caso de la carga viva se empleó el valor de acuerdo a norma para viviendas, que viene a ser el siguiente:

Carga viva para el predimensionamiento de elementos verticales

CARGA VIVA	kg/m²
Viviendas(RNE E 020)	200
Estacionamientos	250

*Carga de servicio***CARGA DE SERVICIO**

En viviendas	1060	kg/m ²
---------------------	------	-------------------

En	1110	kg/m ²
-----------	------	-------------------

estacionamientos

Como nuestra estructuración planteada tiene suficientes elementos verticales resistentes a las cargas laterales, entonces, el predimensionamiento de las columnas tanto centrales, excéntricas y esquineras es como sigue:

- Columnas esquineras:

$$\text{Area de la columna} = \frac{P(\text{Servicio})}{0.35 * f'c}$$

Predimensionamiento de columnas esquineras

	Area tributaria (m2)	Nº de pisos	P(servicio), kg	Área (cm2)	$I(I^2=Área)$	b (cm)	h (cm)	bxh(cm2)
C1	5.94	9	56667.6	578.240816	24.0466384	25	40	1000
C3	5.13	9	48940.2	499.389796	22.347031	25	30	750
C9	5.5	9	52470	535.408163	23.1388885	25	40	1000
C11	5.24	9	49989.6	510.097959	22.5853483	25	30	750

- Columnas excéntricas

$$Area\ de\ la\ columna = \frac{P(Servicio)}{0.35 * f'c}$$

- Columnas centrales

$$Area\ de\ la\ columna = \frac{P(Servicio)}{0.45 * f'c}$$

Predimensionamiento de placas

Para el predimensionamiento de placas, se usó también los mismos valores para el metrado de cargas aproximado que en el predimensionamiento de las columnas, que se extrajeron de la norma E 020 mediante la ficha resumen n° 03.

Además de ello se ha usado los parámetros sísmicos de acuerdo a la norma E 030, extraídos mediante la ficha resumen n° 02, a través de un análisis documental realizado a la norma antes mencionada. Para el factor Z, de acuerdo a la norma E 030 debido a que el lugar donde esta construido el edificio se encuentra en Trujillo, se tiene un valor de 0.45; luego para el factor U, que viene a ser el factor de uso de la edificación debido a que la edificación es de tipo común se tiene un valor de 1.0; además el factor C, factor de amplificación sísmica viene a ser 2.5 debido a que el periodo de vibración de la edificación es menor al periodo T_p . La ficha resumen n° 02 se encuentra llena en el anexo n° 1

Parámetros sísmicos del sitio del edificio

PARAMETROS

DE SITIO

Z 0.45

U 1

C 2.5

S 1.05

R 7

También para el necesario obtener los valores del edificación, además del área en esto se muestra en la siguiente tabla

predimensionamiento de placas es peso por metro cuadrado de la planta y el número de pisos. Todo adjunta

Datos para el cálculo de la cortante ultima

Wunit	Aplanta	N°
pisos		

1.06	520.72	9
-------------	--------	----------

Luego se aplicó la fórmula para la cortante última planteada en el procedimiento, obteniéndose una cortante última como sigue:

Cortante última

Vu	586.805877	Tn
-----------	-------------------	-----------

Además obtenemos un valor de la cortante nominal igual a:

Valor de la cortante última sobre el área de placas

Vn/Aplacas	0.85*0.53*(f'c)^0.5	7.53830684
-------------------	----------------------------	-------------------

De ello despejando el área de placas, tenemos que el área mínima de placas es:

Área de placas mínima

Aplacasmin 7.7843 m2

Área de placas predimensionadas en la dirección X-X

PLACAS	ÁREA	
X-X		
PL3	1.6	m2
PL4	1.025	m2
PL8	1.24	m2
PL9	1.4	m2
PL10	0.75	m2
PL12	1.47	m2
Ax-x	7.485	m2 CUMPLE

Luego de predimensionar las placas se puede ver que se cumplió con el mínimo de área requerida de placas, por tanto nuestro predimensionamiento es correcto.

Cabe indicar que este predimensionamiento es solo una suposición a priori de las secciones transversales de los elementos estructurales, ya que las secciones finales de los elementos estructurales serán calculados luego del análisis sísmico estructural de la edificación, luego de

verificar que la rigidez de la estructura sea tal que la deriva de entrepiso máxima sea menor a la estipulada en la norma E 030.

2.5.2 Medrado de cargas y modelamiento estructural

2.5.2.1 Medrado de cargas

Para realizar el medrado de carga muerta y viva, que posteriormente se asignarán a las losas en el modelado del edificio, se usa la información extraída de la norma E.020 mediante la ficha resumen N°03 (Anexo XX).

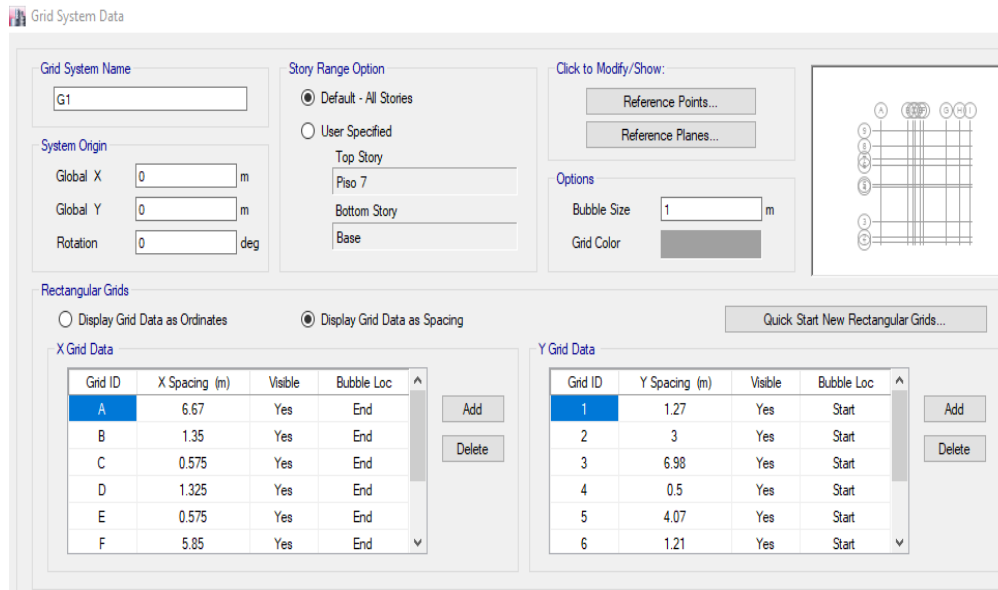
De la información extraída, las cargas a considerarse en el edificio serán:

- Para la losa maciza postensada de 20 cm de espesor, se usó una carga de 480 kg/m².
- Para los acabados se consideró el espesor típico de 5 cm por lo que la carga que se usó fue de 100 kg/m².
- La carga viva que se usó en los pisos del primer al sexto piso del edificio multifamiliar fue la sobrecarga de vivienda de 200 kg/m².
- La carga viva que se usó en las losas de los dos sótanos fue de 250 kg/m², dado que en el primer piso también hay estacionamientos.
- La sobrecarga de azotea fue de 100 kg/m².
- La carga de tabiques por m², se asumió de un valor de 100 kg/m², adoptado del libro de Oviedo (2019), para un edificio de uso viviendas y los parapetos de 50 kg/m² en la azotea.

2.5.2.2 Modelamiento estructural

Definición de grillas y geometría del modelo

Se inició definiendo las grillas en planta y elevación; asignando los espaciamientos entre ejes de acuerdo a la estructuración planteada, para lo cual se definieron 7 ejes principales y 2 ejes auxiliares en planta para ambas direcciones con sus respectivos espaciamientos, tal como se indica en la figura 8.



Definición y configuración de grillas en planta

También se define un total de 9 niveles en elevación, donde dos corresponden a los sótanos. La altura asignada al segundo sótano es de 3 m, el sótano 1 y primer entrepiso tienen una altura de 2.7 m y finalmente del segundo al séptimo entrepiso una altura típica de 2.5 m, tal como se indica en la figura 9.

Definición y configuración de alturas de los pisos

Story Data

	Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
▶	Piso 7	2.5	23.4	No	None	No	0	Red
	Piso6	2.5	20.9	No	None	No	0	Magenta
	Piso 5	2.5	18.4	No	None	No	0	Yellow
	Piso 4	2.5	15.9	No	None	No	0	Grey
	Piso 3	2.5	13.4	No	None	No	0	Blue
	Piso 2	2.5	10.9	No	None	No	0	Green
	Piso 1	2.7	8.4	No	None	No	0	Cyan
	Sotano 1	2.7	5.7	No	Sotano 2	No	0	Red
	Sotano 2	3	3	Yes	None	No	0	Magenta
	Base		0					

Definición de propiedades de los materiales

Definidas las grillas, se definen las propiedades de los materiales a usarse en el modelo, siendo el concreto de 280 kg/cm^2 para las columnas y muros de corte; mientras que las losas postensadas tendrán una resistencia recomendada de 350 kg/cm^2 , tal como se muestra en la figura 10. Además, se usa el material predeterminado de A615Gr60 que corresponde al acero de refuerzo grado 60.

Definición de las propiedades del concreto 280 kg/cm^2

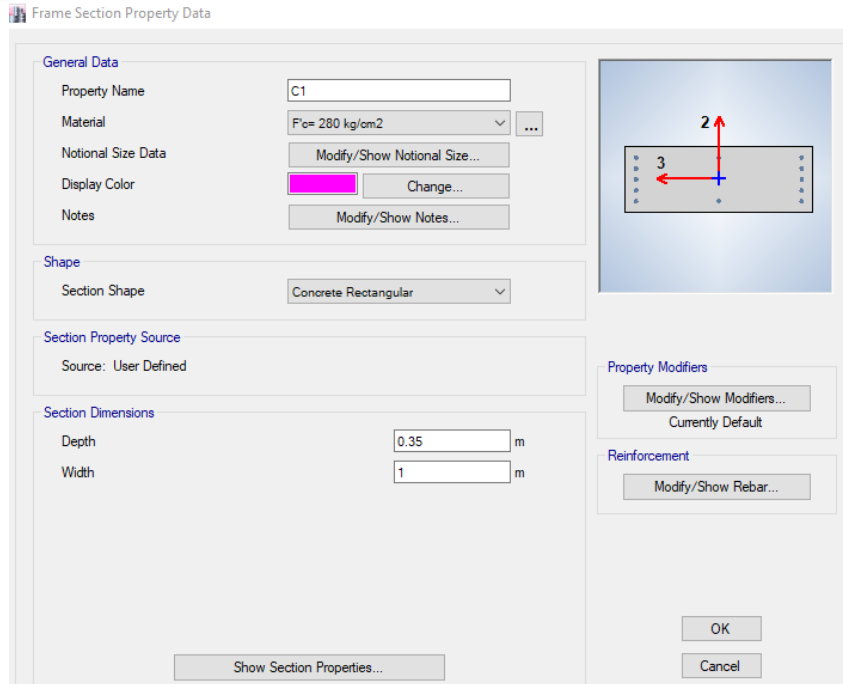
The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box with the following details:

- General Data:**
 - Material Name: F'c= 280 kg/cm2
 - Material Type: Concrete
 - Directional Symmetry Type: Isotropic
 - Material Display Color: [Color swatch] Change...
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:**
 - Specify Weight Density (selected) / Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume: 2.4 tonf/m³
 - Mass per Unit Volume: 0.244732 tonf-s²/m⁴
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 2509980.08 tonf/m²
 - Poisson's Ratio, U: 0.2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C
 - Shear Modulus, G: 1045825.03 tonf/m²
- Design Property Data:**
 - Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:**
 - Nonlinear Material Data...
 - Material Damping Properties...
 - Time Dependent Properties...
- Buttons:** OK, Cancel

Definición de la sección de los elementos y dibujo

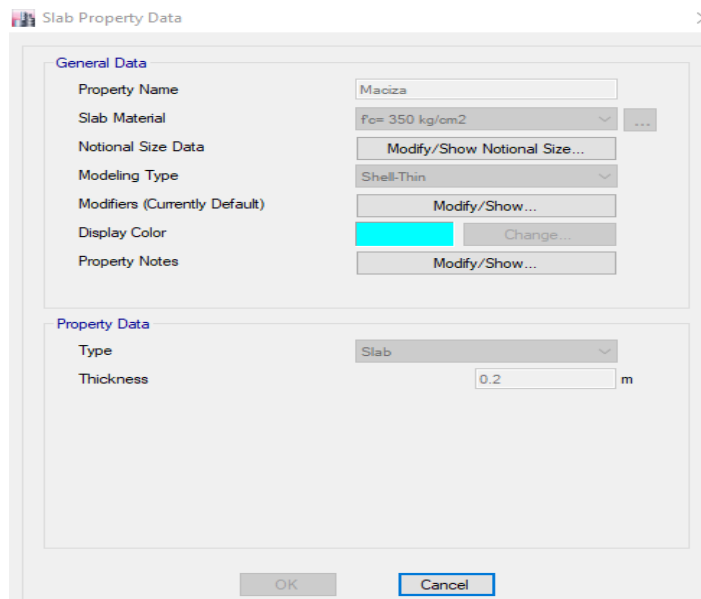
Dado que es un edificio de losas planas, los únicos elementos frame corresponden a las columnas de concreto, cuyas secciones se definieron con las dimensiones según como estan orientadas en la estructuración para evitar girar ejes locale. Las secciones fueron: C1=1.0 x 0.35 m, C2= 0.35 x 1.3 m y C3= 0.35 x 1.0 m.

Definición de propiedades y sección de la columna C1



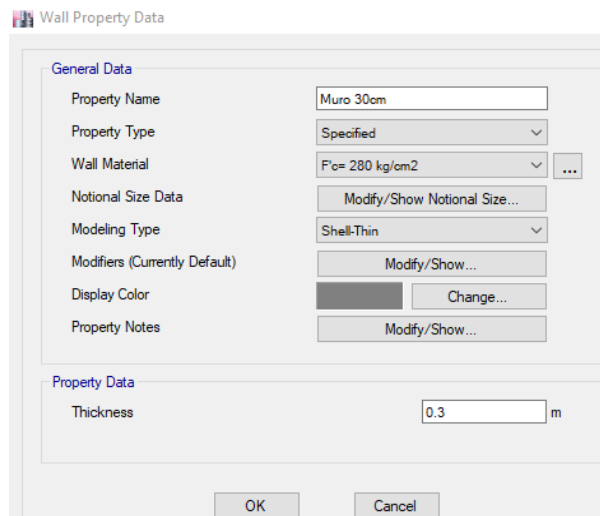
Luego, se definieron las losas postensadas macizas de acuerdo a lo planteado a la estructuración. Éstas, se las definió con la propiedad del tipo Slab con el espesor correspondiente de 20 cm. Se le asignó un “Modeling Type” de “Shell Thin” debido a que no se tienen vigas. Esto se muestra en la figura 12.

*Definición de las propiedades y
sección del elemento losa*



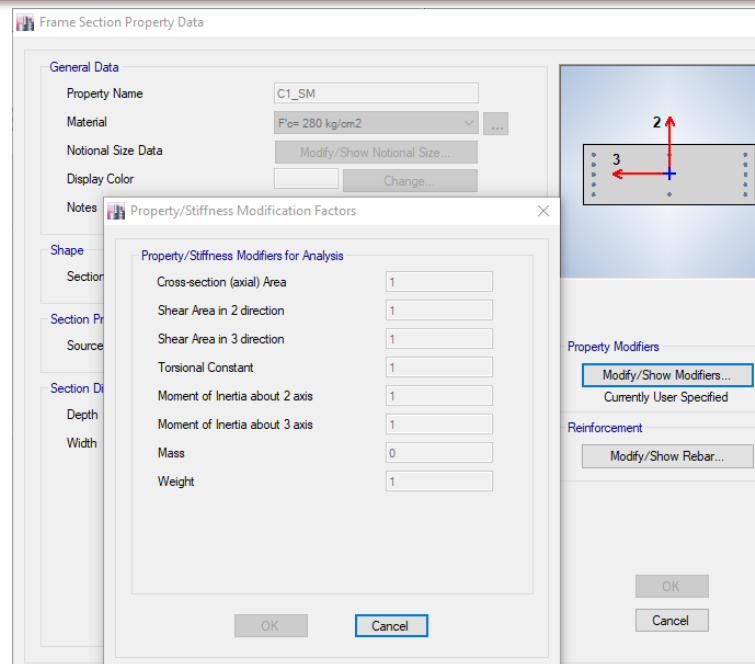
Continuando con los elementos shell, se definió las placas de concreto de 25 cm y 30 cm, con el “Modeling Type” de “Shell Thin” debido a que los espesores de la placa no son muy grandes.

Definición de las propiedades y sección del elemento placa

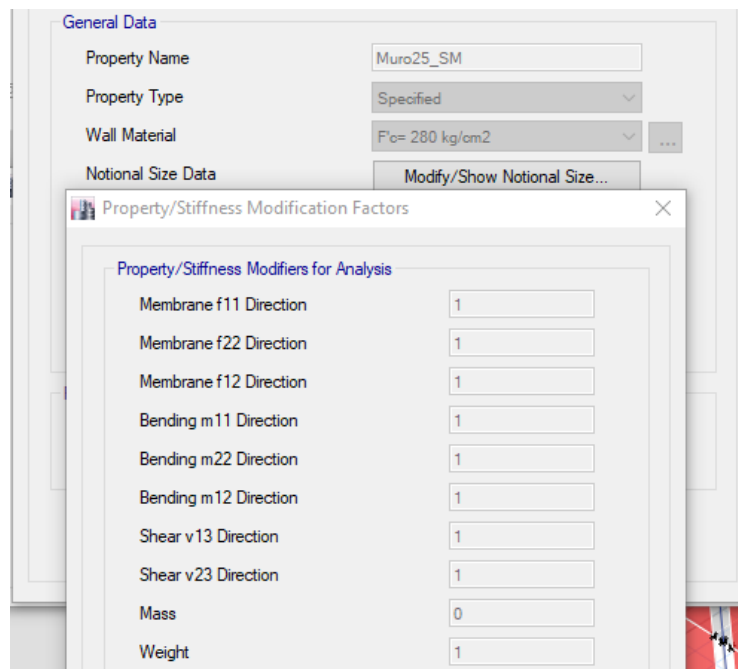


Previamente al dibujo de los elementos, y debido a que la masa de los sótanos no participa durante el análisis sísmico debido a que se asume confinado por el terreno, se debe definir las mismas secciones de columna, placas y losas con masa nula, solo para los elementos que se encuentren en estos dos sótanos, tal como se muestra en la figura 14.

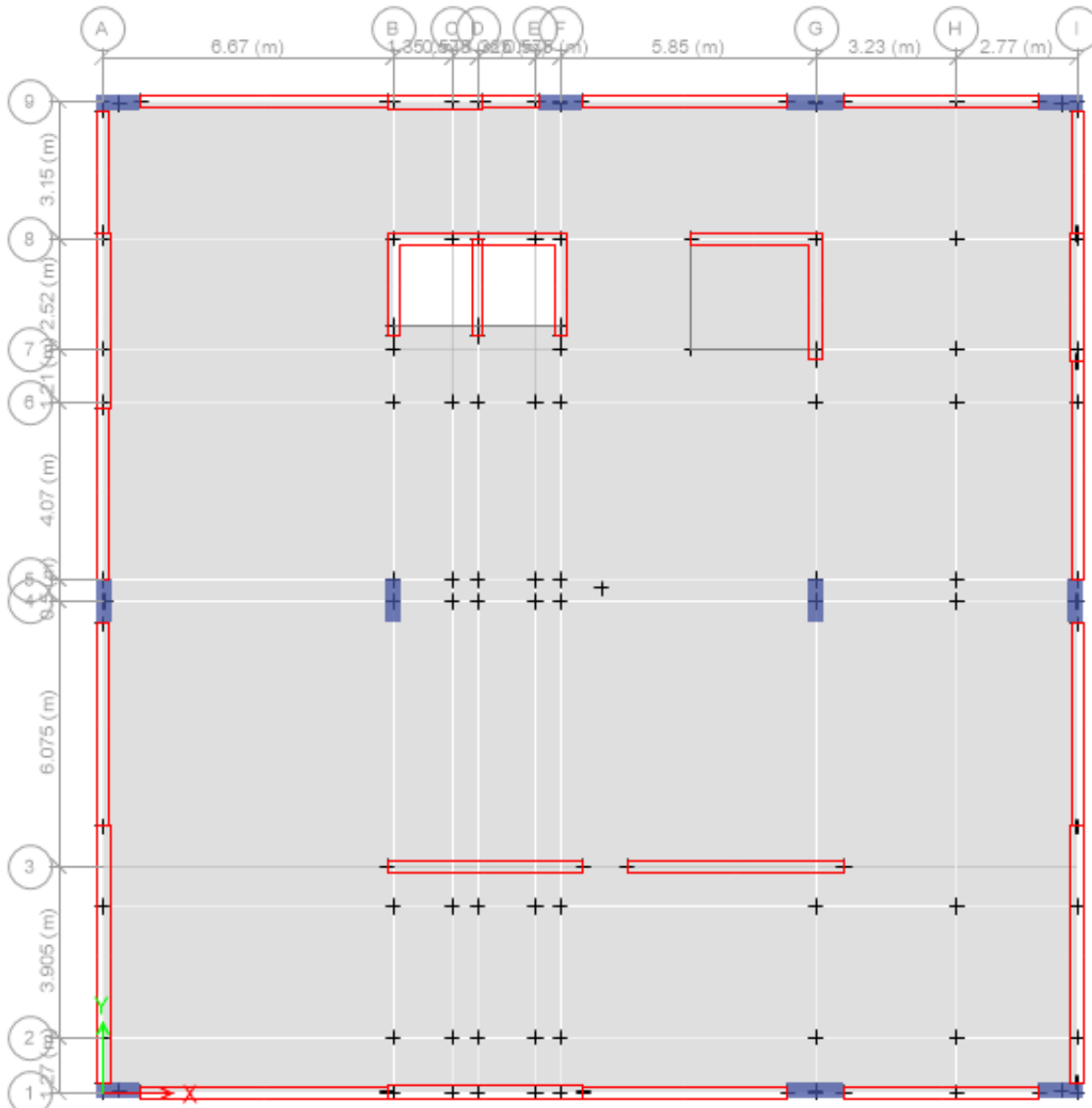
Definición de columnas del sótano con masa nula



Definición de muros del sótano con masa nula

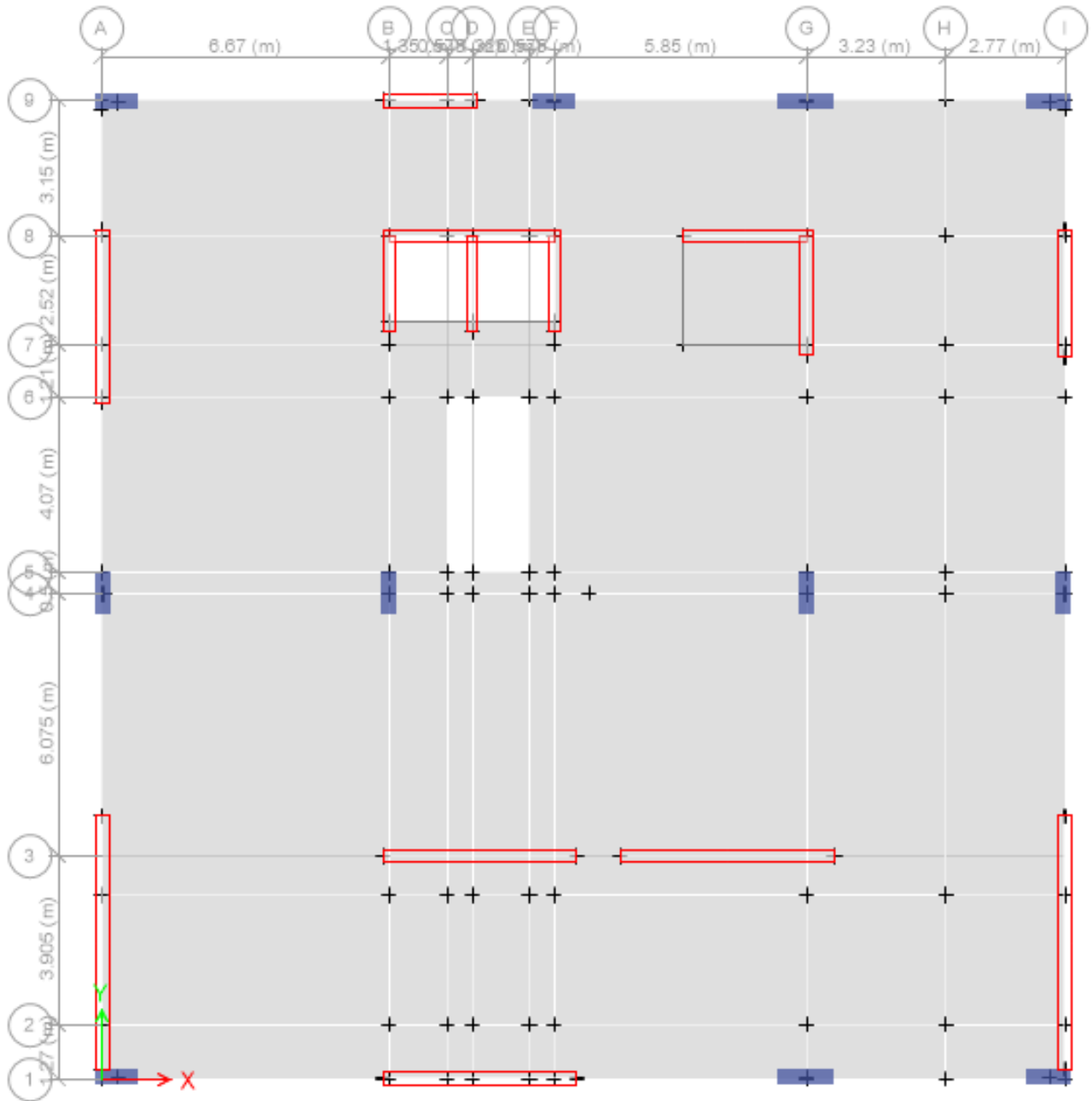


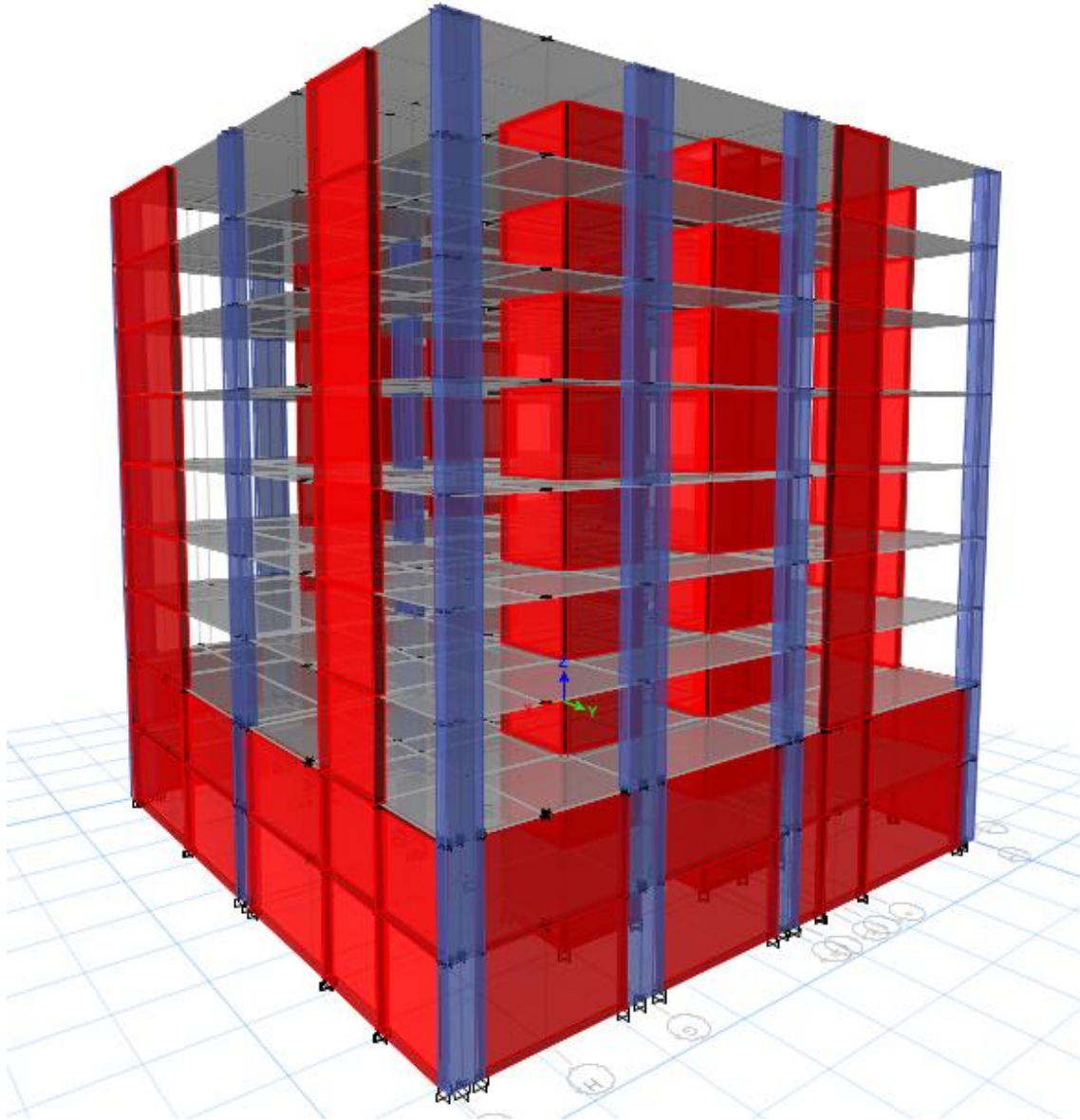
Definidas las secciones con sus respectivas propiedades, se procedió a dibujar los elementos en las ubicaciones de acuerdo al plano de estructuración, obteniendo finalmente el modelo de la estructuración planteada, tal como se muestra en la figura 16 y 17.



Planta de sótanos

Planta típica del edificio modelada en Etabs



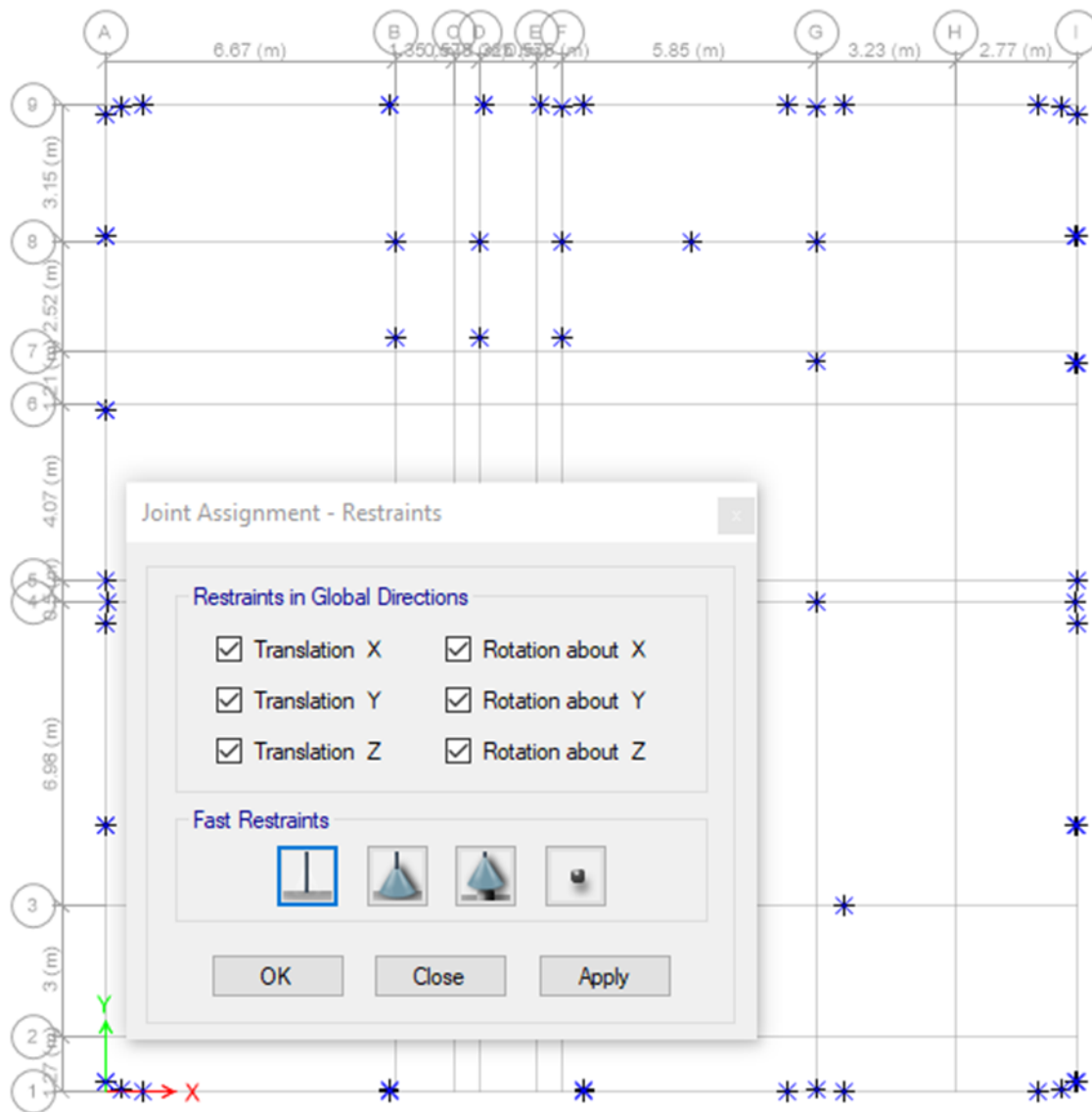


Vista en 3D del edificio

Aplicación de las condiciones de apoyo

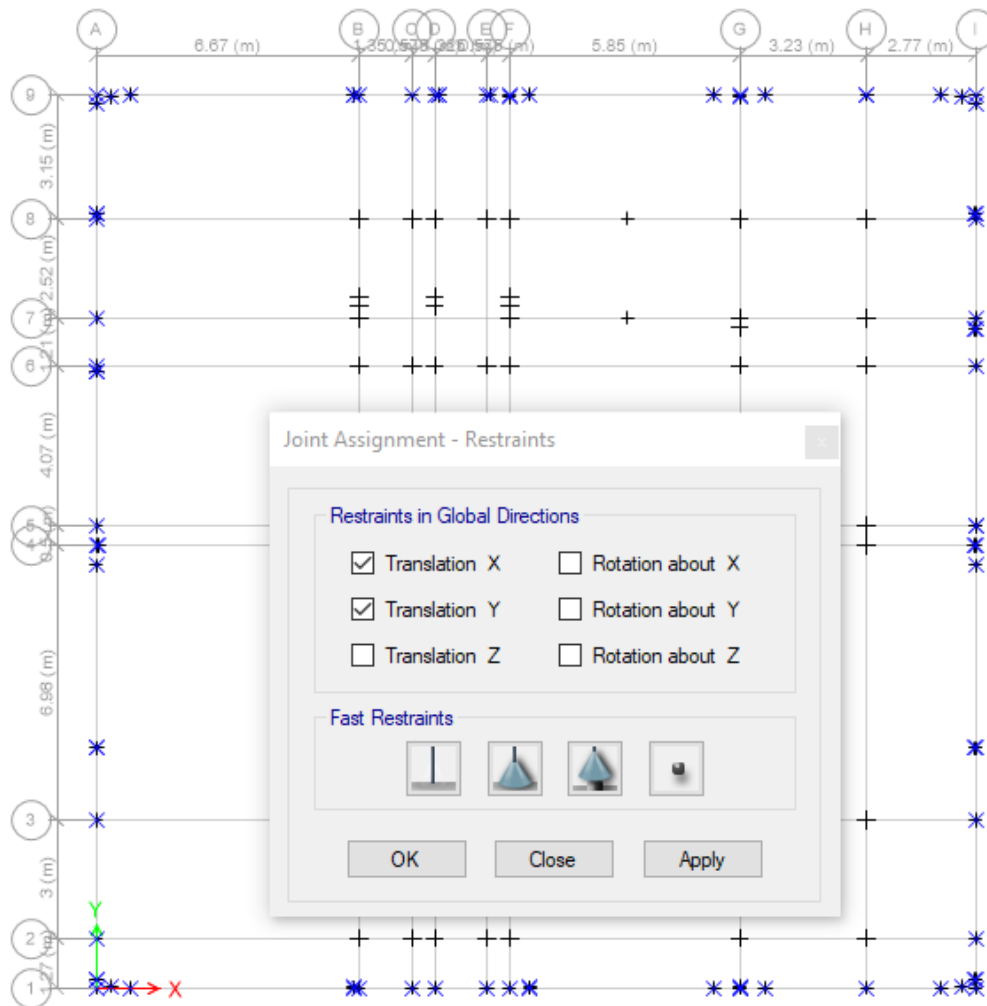
Se asignó la restricción de empotrado en los joints correspondientes a la base del edificio. Para ello, nos dirigimos a la base, seleccionamos los joints y le asignamos restraints de empotramiento, tal como se indica en la figura 19.

Asignación de la condición de empotrado en la base del edificio



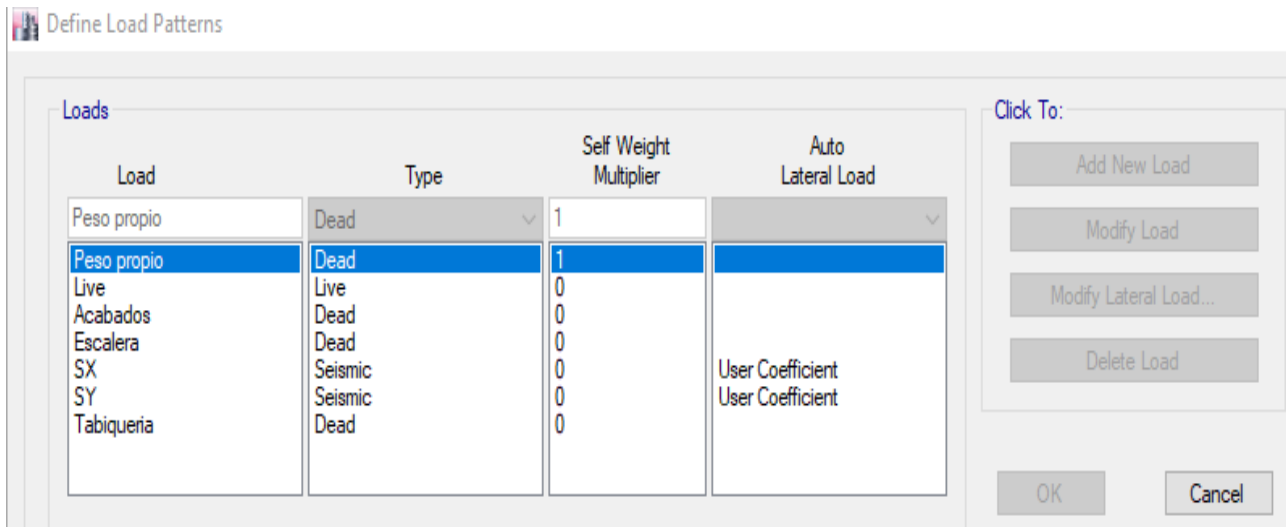
Para los dos sótanos, las restricciones se asignó solamente en los joints del contorno. En estos, solamente se restringió la traslación en X e Y, tal como se muestra en la figura 20.

Asignación de resticciones en sótanos



Definición del sistema de cargas estáticas y asignación de cargas en las losas

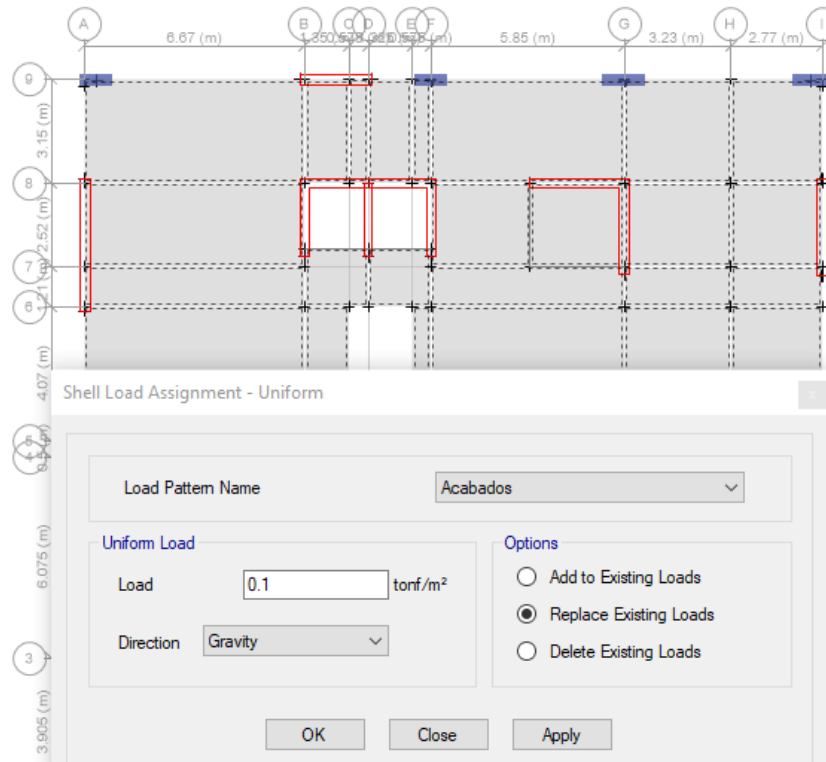
Se definen los patrones de carga establecidos en la etapa del metrado de cargas, en la opción “Load Patterns”. En la figura 21, se muestra que se ha definido un patrón de carga para cada tipo de solicitación por gravedad, con la finalidad de evitar algún error con lo que el software metra respecto al peso propio.



Definición de los patrones de cargas estáticas

Luego, se procedió a seleccionar las losas de cada nivel y se asignó las cargas estáticas en las losas con los valores establecidos en la parte de metrado de cargas, tal como se muestra en la figura 22.

Asignación de cargas de gravedad en losas

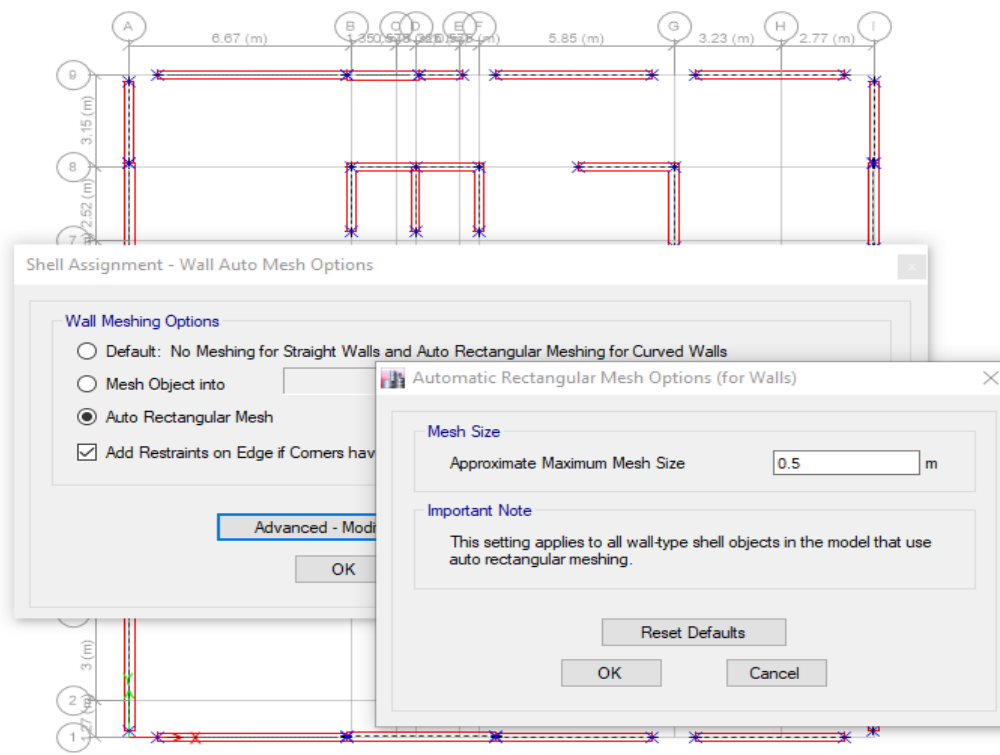


Asignación de mesh y piers en las placas

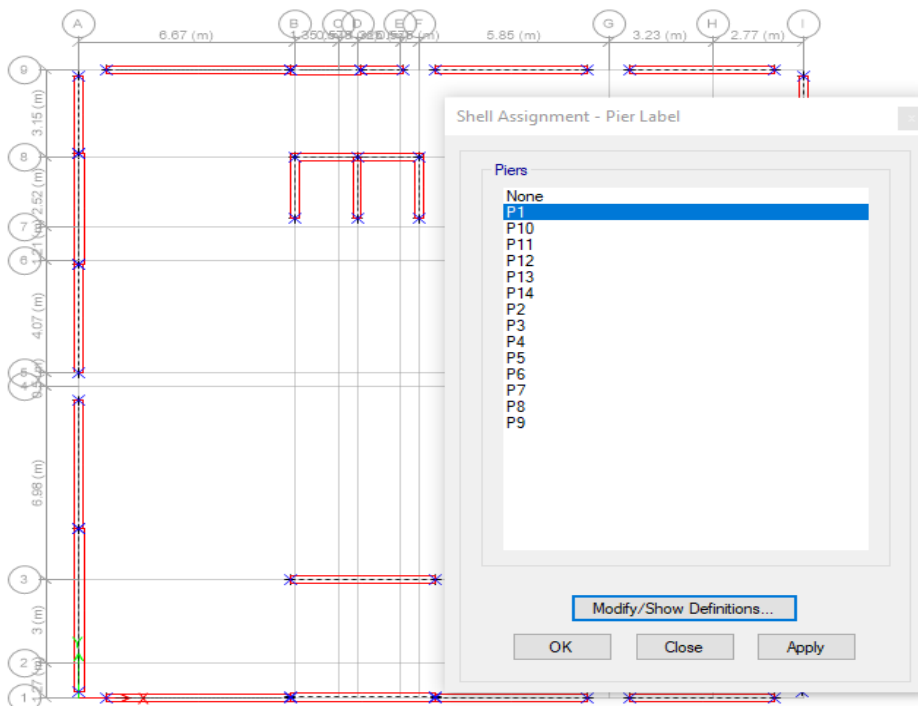
Se seleccionó todas las placas y se les asignó mesh a las placas, a través de la opción Auto Rectangular Mesh con un tamaño de mesh de 0.5, tal como se indica en la figura 23, de esta forma se obtienen valores más precisos de las fuerzas internas en la placa.

Posteriormente, a las placas que se repiten tanto en los sótanos como en la superestructura se les asignó piers label, para poder obtener con facilidad las fuerzas internas absorbidas por estos elementos, tal como se indica en la figura 24.

Asignación de mesh en las placas



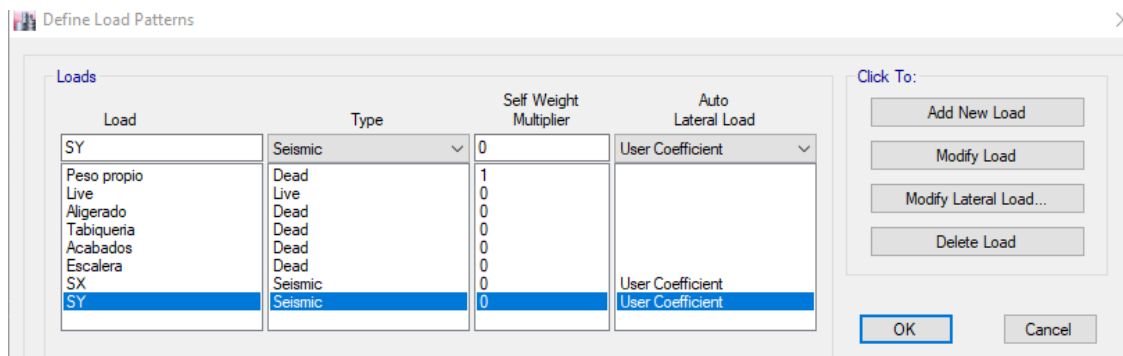
Asignación de piers en las placas



2.5.3 Análisis sísmico estructural del edificio con losas postensadas

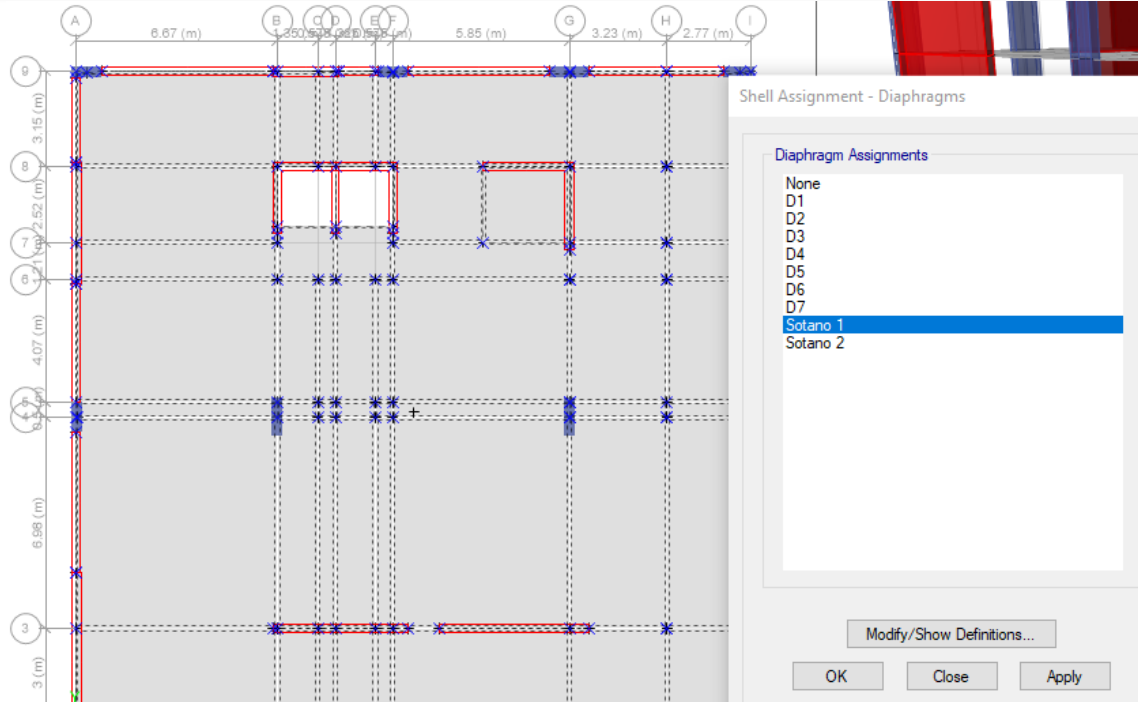
Se inició definiendo los patrones de carga referente al caso de sismo estático en X y Y, de acuerdo a como se muestra en la figura 25. No obstante, aún no se modifica el coeficiente sísmico hasta después de un primer análisis estructural que permita verificar los valores finales del factor de reducción de la fuerza sísmica (R) y el factor de amplificación sísmica (C)

Patrones de carga del sismo estático



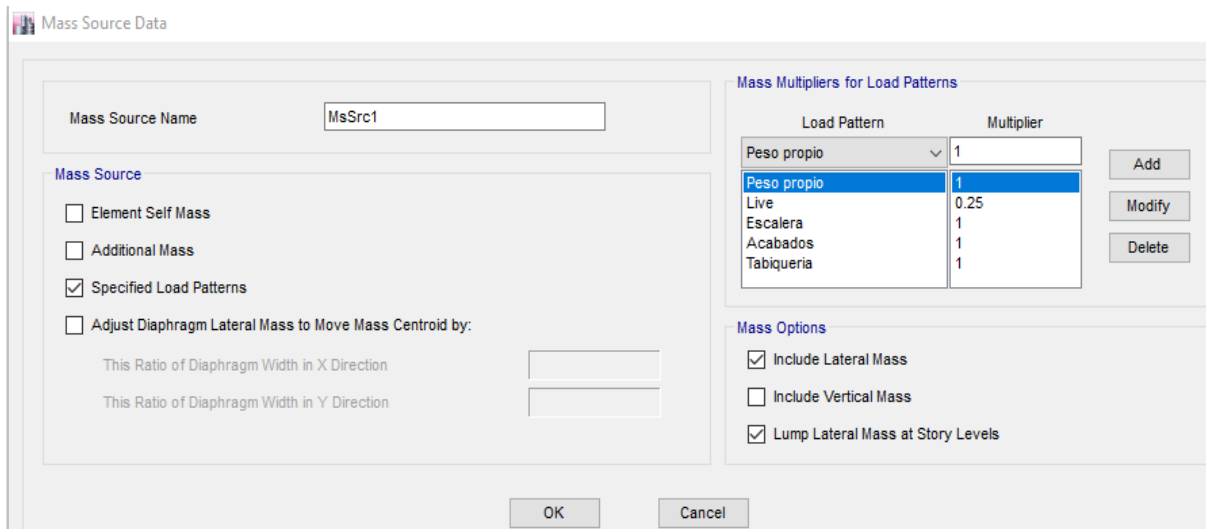
Así mismo, se definieron y asignaron los diafragmas rígidos para cada piso para que se consideren tres grados de libertad por piso, es decir, traslación en X,Y y rotación alrededor del eje Z.

Asignación de diafragma rígido



Definición de la masa sísmica

Se definió la masa sísmica en el menú “Define/Mass Source” y de acuerdo a norma E.030 se consideró para el edificio multifamiliar de uso para vivienda el 100% de la carga muerta y 25% de la carga viva. Esto se asignó como factores de las cargas tal como se indica en la figura 27.



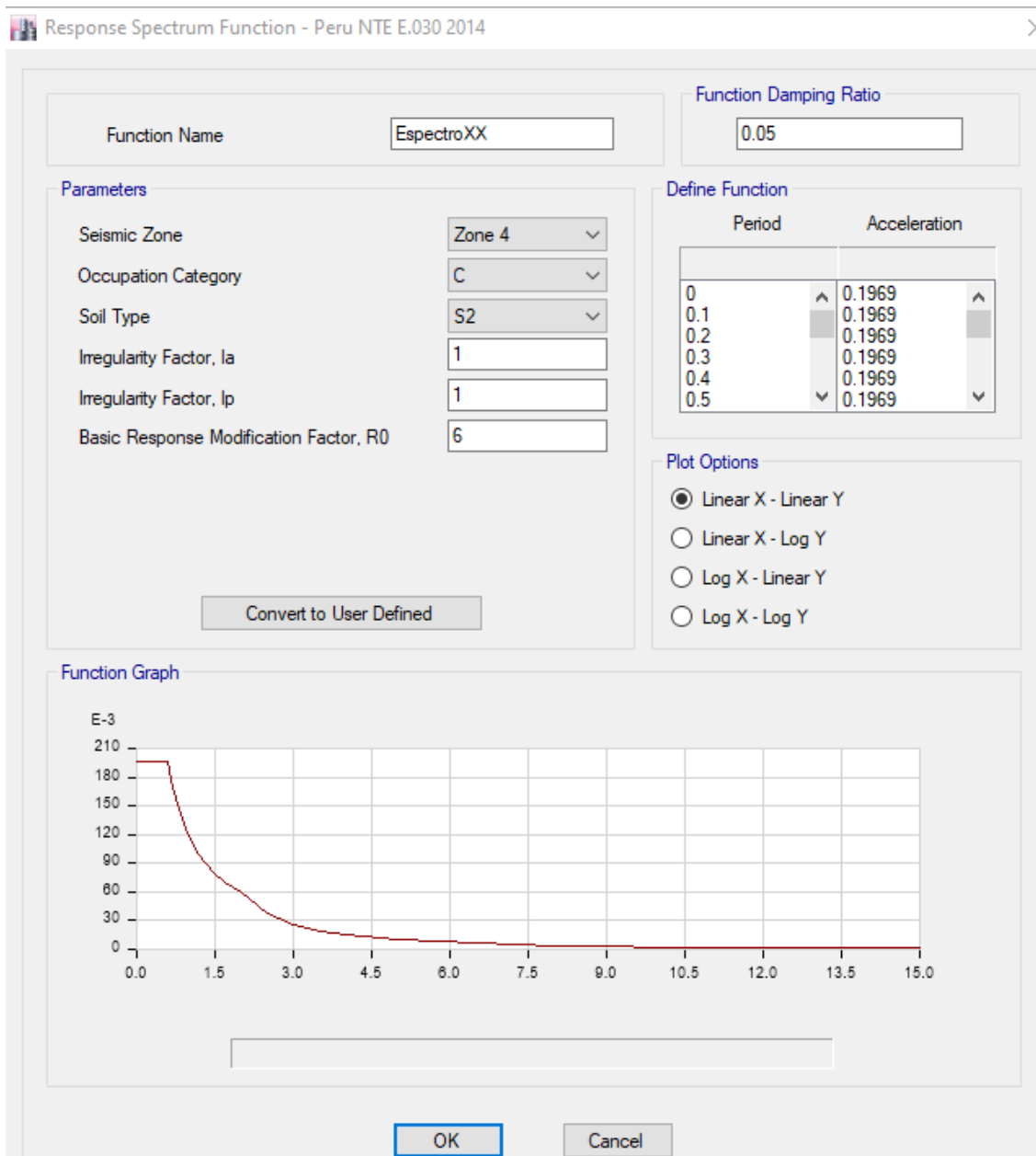
Definición de la masa sísmica

Definición del sistema de cargas dinámicas

Para el sistema de cargas dinámicas, primero se definió el espectro de diseño inelástico usando los datos de los parámetros sísmicos extraídos con la ficha resumen N° X que se indican en el anexo (YY).

El factor de reducción de la fuerza sísmica (R) se asumió de un valor de 6, es decir, de muros estructurales, dado que se tiene una buena cantidad de placas en ambas direcciones. Con estos datos, se procedió a definir el espectro, usando la configuración de la norma E.030 del año 2014 que se tiene en el software Etabs 2016. Se asignaron los parámetros y se definió el espectro en cada dirección como se muestra en la figura 28.

Espectro de diseño inelástico



Luego, se procedió a definir los casos dinámicos en ambas direcciones en el menú “Define/Load Cases/Add New Case/Load Case Data”. Se le asignó la función del espectro de respuesta en la dirección correspondiente, y su factor de escala que corresponde al valor de la gravedad de acuerdo a la ecuación (2). Además, al tenerse luces considerables, se consideró el análisis en la dirección vertical para lo cual el factor de escala considerado fue de 2/3 del valor en la dirección horizontal.

El criterio de combinación fue CQC y se asignó una excentricidad accidental del 5%, tal como se muestra en la figura 92.

Definición del caso de carga dinámico

General

Load Case Name: DINXX

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	EspectroXX	9.8067
Acceleration	U3	EspectroXX	6.5378

Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

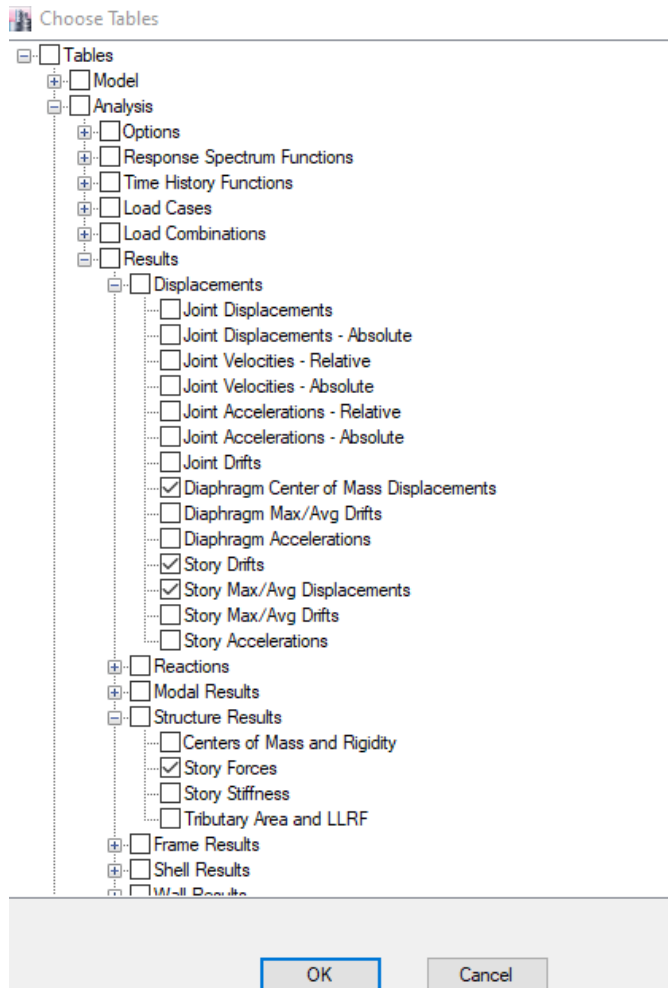
Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

OK Cancel

Se procedió a correr el análisis en el software y luego se extrajeron los resultados en la opción “Display/Show Tables/Results” tal como se muestra en la figura 30, empezando por los desplazamientos y fuerzas cortantes y se llevaron a la guía de observación N° 02, tal como se muestra en el anexo YY.

Obtención de los resultados del análisis sísmico



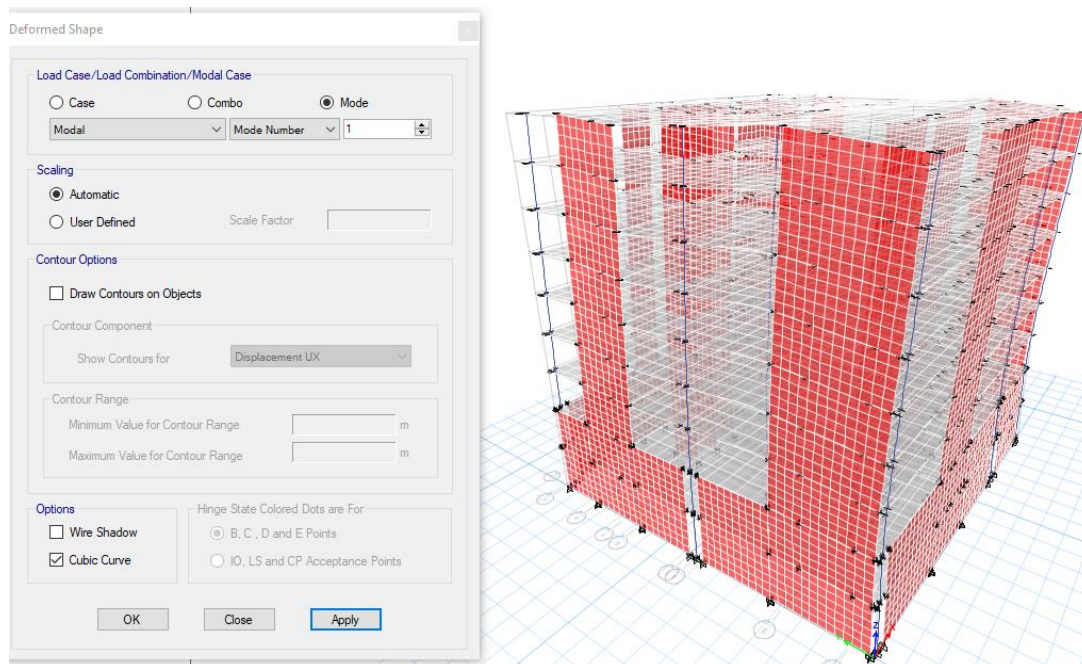
Modos de vibración

Primero se inició con el análisis modal, revisando los modos de vibración, obtenido del software Etabs en el menú “Display/Show Tables/ Analisis/Results/Modal Results”. Se verificando que los primeros modos eran traslacionales y el tercero rotacional, y que dentro de los primeros 21 modos, ya que se consideró 3 modos por piso, su porcentaje de masa participante sea como mínimo en suma el 90%, tal como se muestra en la figura 31.

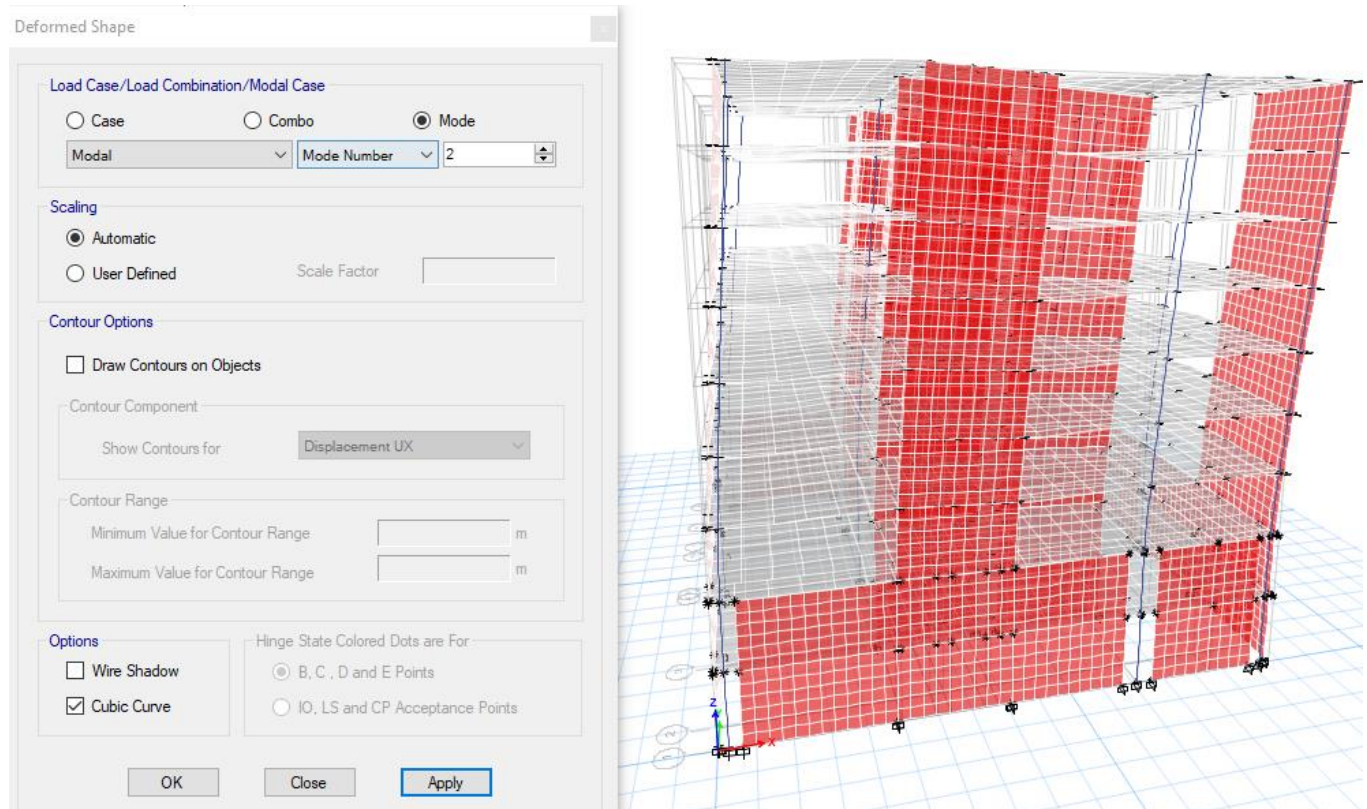
Modos de vibración del edificio

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	
Modal	1	0.424	0.0183	0.6485	0	0.0183	0.6485	0
Modal	2	0.397	0.6462	0.0167	0	0.6645	0.6652	0
Modal	3	0.31	0.016	0.002	0	0.6805	0.6672	0
Modal	4	0.089	0.1351	0.02	0	0.8155	0.6872	0
Modal	5	0.086	0.0179	0.1464	0	0.8335	0.8336	0
Modal	6	0.064	0.0019	0.0005	0	0.8354	0.8341	0

Primer modo de vibración del edificio – traslacional en la dirección Y



Segundo modo de viración del edificio – traslacional en la dirección X



Periodo fundamental

De los modos de vibración obtenidos en la figura 31, se verifica el modo predominante en la dirección X e Y, siendo aquellos que tienen mayor masa participante en cada dirección. Estos periodos, son los que se usan en el cálculo del coeficiente sísmico para el caso de sismo estático.

Deriva de entrepiso

Se procede a verificar que la deriva de entrepiso inelástica cumple con el límite de la norma E.030. Para ello, el software nos determinó la deriva elástica del análisis sísmico estático y dinámico, que fueron extraído en la guía de observación N° 2. Dado que la estructura es regular, se multiplicó a los valores de deriva elástica por el factor de $0.75R$ para obtener la deriva inelástica y comparar con el límite de .007 indicado en la norma E.030 para edificios de concreto. Este

cálculo se hizo en una hoja de excel, por ejemplo para las derivas inelásticas en la dirección X, se procedió como se muestra en la figura 34.

Cálculo y verificación de la deriva e entrepiso según norma E.030

Piso	Deriva elástica	Deriva inelástica	Límite E.030	CONDICIÓN
Piso 7	0.0008	0.004	0.007	CUMPLE
Piso6	0.000844	0.004	0.007	CUMPLE
Piso 5	0.000867	0.004	0.007	CUMPLE
Piso 4	0.000858	0.004	0.007	CUMPLE
Piso 3	0.000805	0.004	0.007	CUMPLE
Piso 2	0.000695	0.003	0.007	CUMPLE
Piso 1	0.000481	0.002	0.007	CUMPLE

Cortante basal estática

Se procedió a determinar la cortante basal estática usando el software Etabs, pero para obtenerlo se indicó al software el valor del coeficiente basal sísmico en los patrones de carga de sismo estático anteriormente definidos.

El coeficiente basal sísmico, se obtuvo de la ecuación (4) de acuerdo a la norma E.030, en una hoja de cálculo y usando los parámetros sísmicos del edificio indicados en el anexo (yy); tal como se muestra en la figura 35 para el coeficiente sísmico en la dirección X.

Cálculo del coeficiente sísmico dirección X

DIRECCIÓN XX	
Z=	0.45
U=	1
S=	1.05
T=	0.397
Tp=	0.6
C=	2.5
R=	6
Coficiente basal sísmico	0.196875

Ambos coeficientes sísmicos se ingresan en el patrón de carga de los casos de sismo estático; y además se configura que considere la aplicación de la cortante desde el sótano 1, ya que por debajo del sótano 1 no hay masa que participa en el análisis sísmico. Luego se analiza nuevamente la estructura y se obtiene la cortante basal estática en cada dirección.

Modificación del patrón de carga de caso sismo estático en la dirección X

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity <input type="checkbox"/> X Dir <input type="checkbox"/> Y Dir <input checked="" type="checkbox"/> X Dir + Eccentricity <input type="checkbox"/> Y Dir + Eccentricity <input type="checkbox"/> X Dir - Eccentricity <input type="checkbox"/> Y Dir - Eccentricity Ecc. Ratio (All Diaph.) <input type="text" value="0.05"/> Overwrite Eccentricities <input type="button" value="Overwrite..."/>		Factors Base Shear Coefficient, C <input type="text" value="0.196875"/> Building Height Exp., K <input type="text" value="1"/>
		Story Range Top Story <input type="text" value="Piso 7"/> Bottom Story <input type="text" value="Sotano1"/>
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>		

Cortante basal dinámica

La cortante basal dinámica es la cortante que se obtiene en la base del piso 1 en “Display/Show Tables/ Results/Structure Results/Story Forces” para el caso sismo dinámico. Luego, este valor se le comparó con la cortante basal estática para determinar de acuerdo a norma el factor de escalamiento de la cortante dinámica en ambas direcciones de análisis. Dado que es una estructura regular, la cortante dinámica se escalo al valor mínimo del 80% de la cortante basal estática, obtenida anteriormente, por ejemplo para la cortante en la dirección X, se muestra en la figura 37, el cálculo del factor de escalamiento.

Cálculo del factor de escalamiento de la cortante dinámica en la dirección X

Dirección	Vest (tonf)	80% Vest (tonf)	Vdina (tonf)	Factor Escala
XX	640.08	512.07	477.11	1.07

Finalmente, ese factor de escalamiento se debe ingresar en el Load Cases de sismo dinámico correspondiente, multiplicando al factor de escala inicial que era el valor de la gravedad.

Modificación del factor de escala del caso de sismo dinámico

Load Case Data

General

Load Case Name: DINXX [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	EspectroXX	10.5226
Acceleration	U3	EspectroXX	7.0151

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

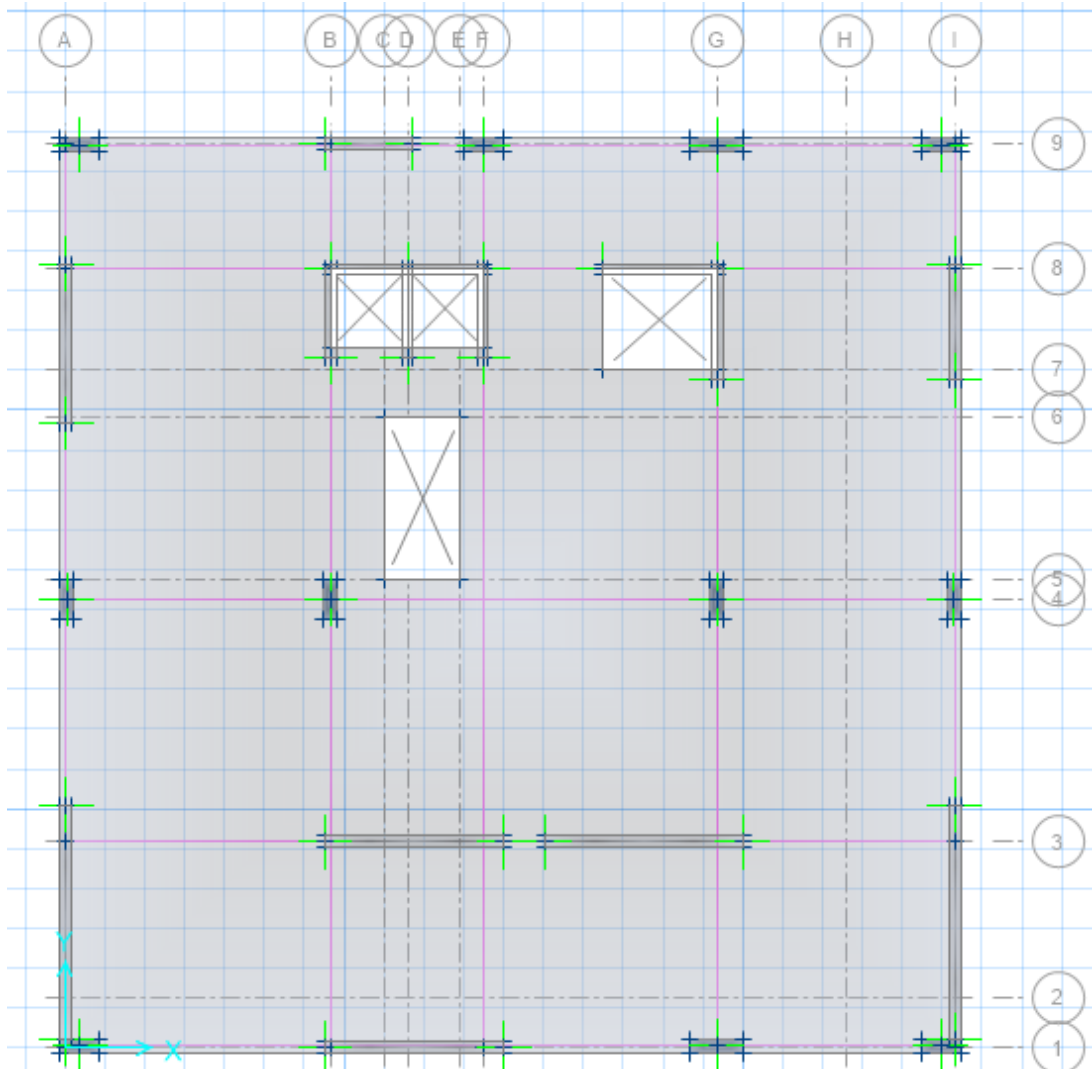
Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

2.5.4 Prediseño de losas postensadas

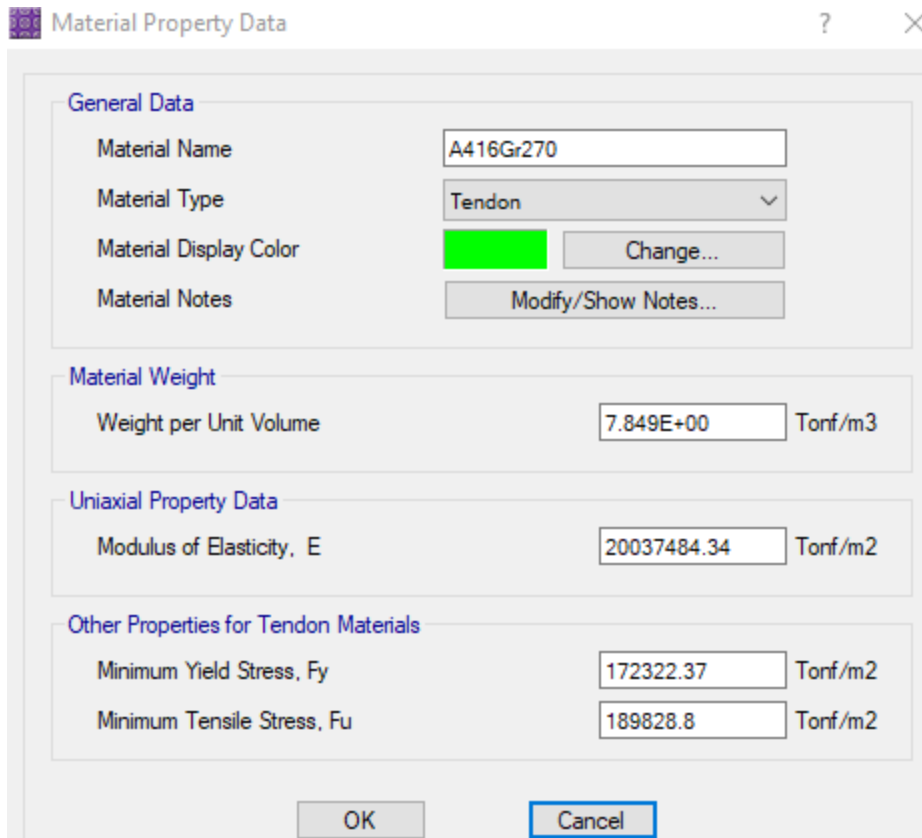
Verificado y finalizado el análisis sísmico del edificio de losas postensadas, se procede a exportar la losa típica del primer piso con sus propiedades y estados de carga al software SAFE. En el software SAFE, se verifica primero que las secciones de los elementos verticales y las propiedades de la losa sean las definidas en el software Etabs.

Losas típicas del edificio de losas postensadas exportada al SAFE



Se define las propiedades del acero presforzado o tendón, para lo cual se hace uso de las propiedades típicas del acero presforzado extraídas con la ficha resumen N° 04.

Propiedades del acero presforzado ASTM 416- Grado 270 ksi

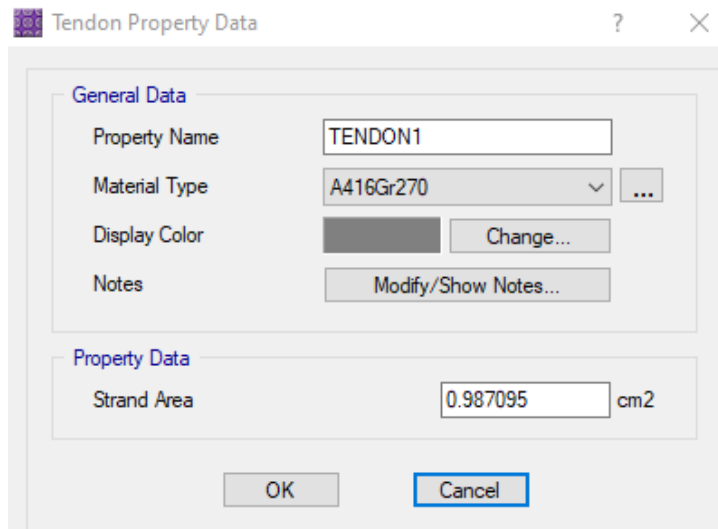


The dialog box 'Material Property Data' contains the following fields and controls:

- General Data:**
 - Material Name: A416Gr270
 - Material Type: Tendon
 - Material Display Color: Green (with 'Change...' button)
 - Material Notes: (with 'Modify/Show Notes...' button)
- Material Weight:**
 - Weight per Unit Volume: 7.849E+00 Tonf/m3
- Uniaxial Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 20037484.34 Tonf/m2
- Other Properties for Tendon Materials:**
 - Minimum Yield Stress, Fy: 172322.37 Tonf/m2
 - Minimum Tensile Stress, Fu: 189828.8 Tonf/m2

Buttons: OK, Cancel

Asignación de la propiedad y área del tendón.

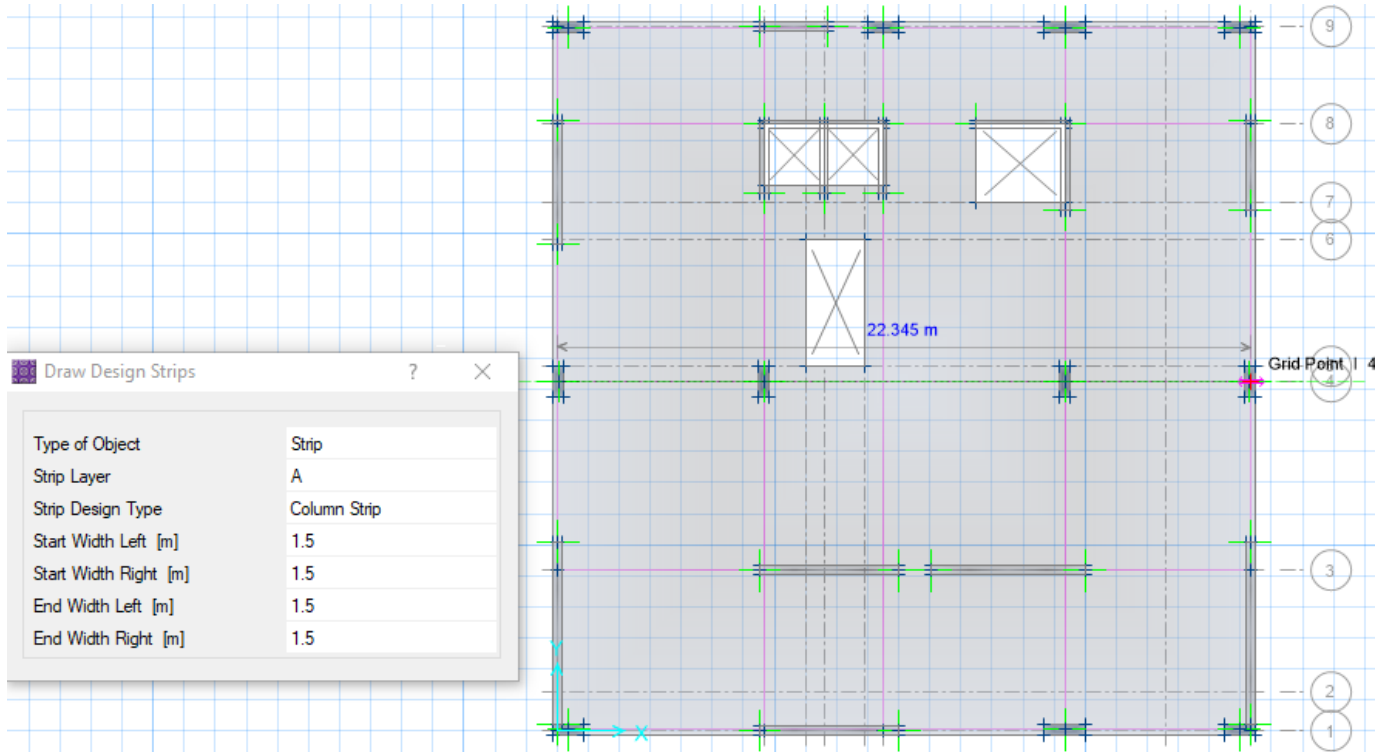


The dialog box 'Tendon Property Data' contains the following fields and controls:

- General Data:**
 - Property Name: TENDON1
 - Material Type: A416Gr270 (with '...' button)
 - Display Color: Grey (with 'Change...' button)
 - Notes: (with 'Modify/Show Notes...' button)
- Property Data:**
 - Strand Area: 0.987095 cm2

Buttons: OK, Cancel

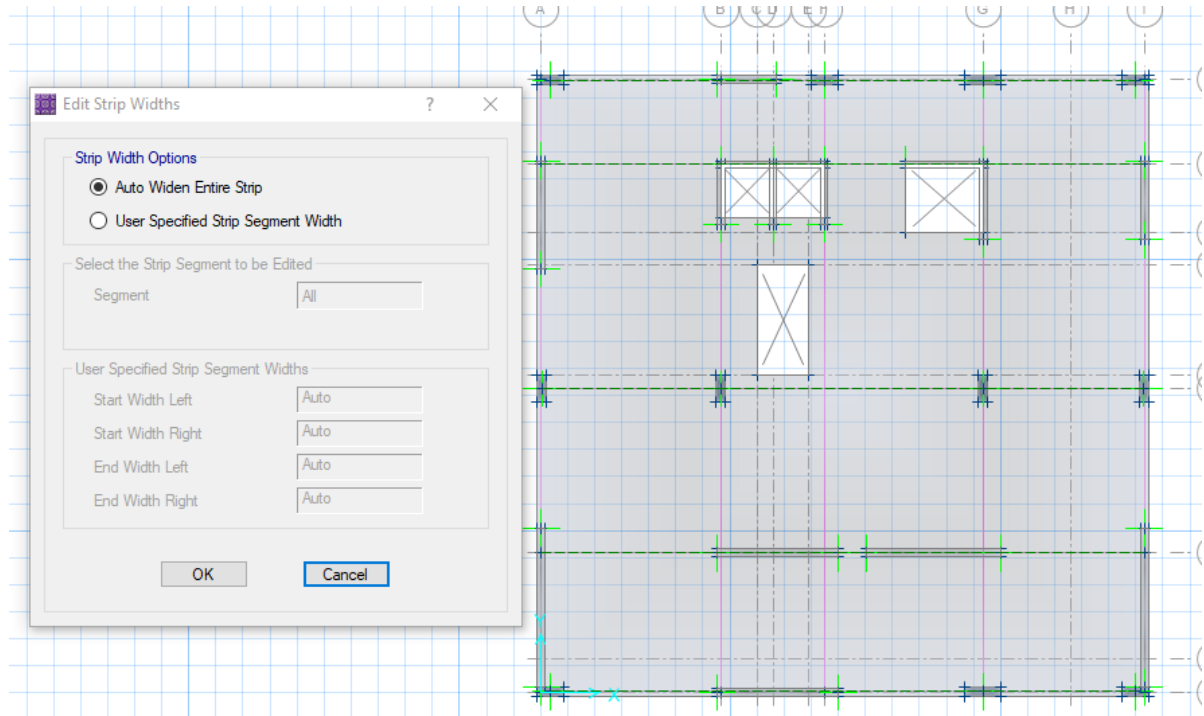
Con las propiedades definidas, se procedió a dibujar las franjas de diseño, que en el postensado solo corresponde asignar franjas de columnas.



Dibujo de las franjas de diseño

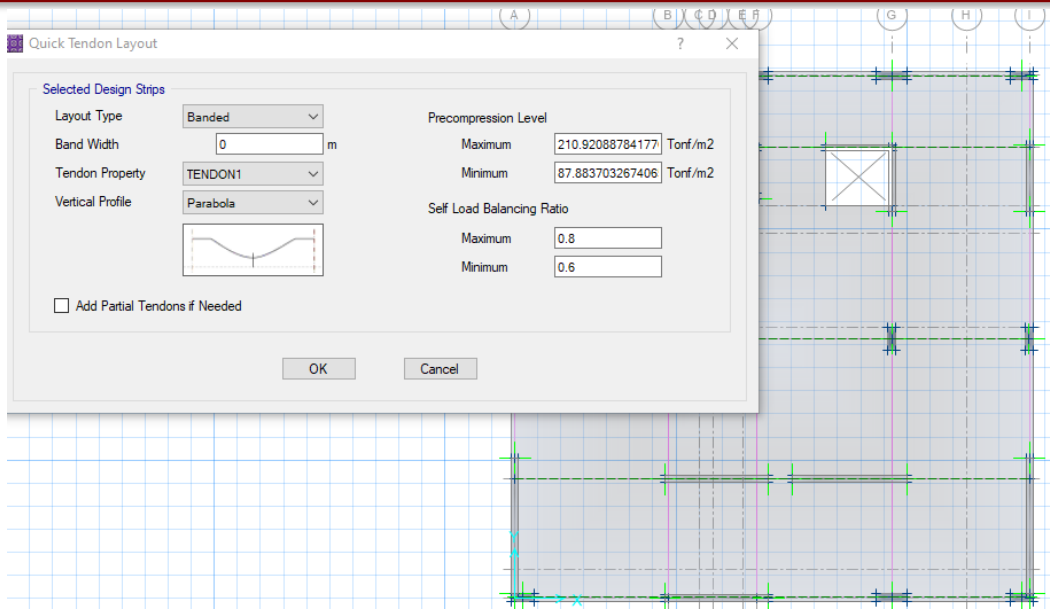
Se consideró que en la dirección X sean las franjas de diseño del strip layer A; y las franjas en la dirección Y sean del strip layer B. Además, el ancho asignado al dibujar las franjas fue el predeterminado por el software, el cual se modificó seleccionando las franjas de diseño y luego modificandolo en edit, de tal forma que el software calculó y asignó automáticamente los anchos de las franjas de diseño dibujadas.

Asignación automática de los anchos de las franjas de diseño

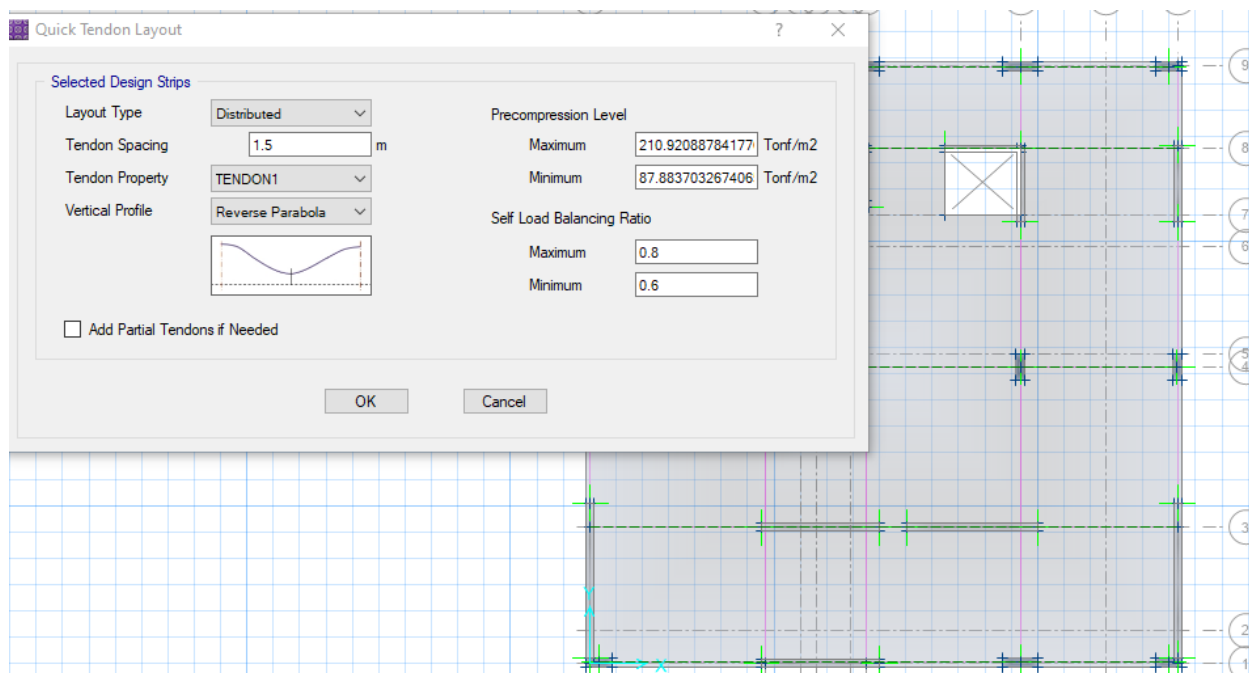


Luego, se asignan los tendones en ambas direcciones, teniendo en cuenta que en la dirección X para la losa se considero las bandas de tendones en esa dirección y que son cinco bandas, tal como se muestra en la figura 43; mientras quen en la dirección Y se asignaron los tendones distribuidos y se dibujo igualmente 5 franjas de diseño, tal como se muestra en la figura 44. Además, en la dirección X se coloca ancho de banda igual a cero para que el software lo calcule; en la dirección X se considero forma parabólica y en la dirección Y de parábola invertida.

Asignación de los tenones banda en la dirección X (strip layer A)

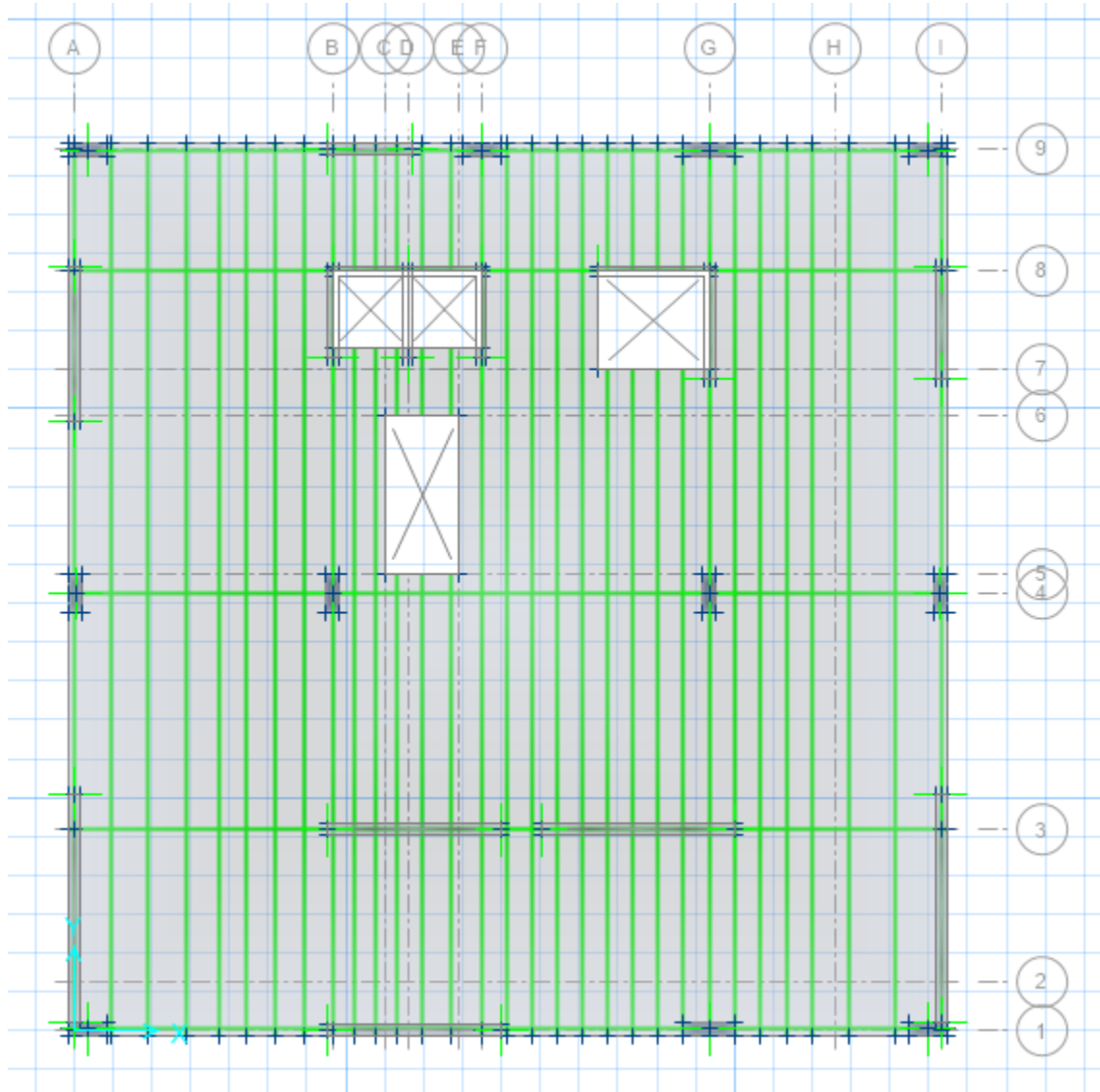


Asignación de los tendones distribuidos en la dirección Y (strip layer A)



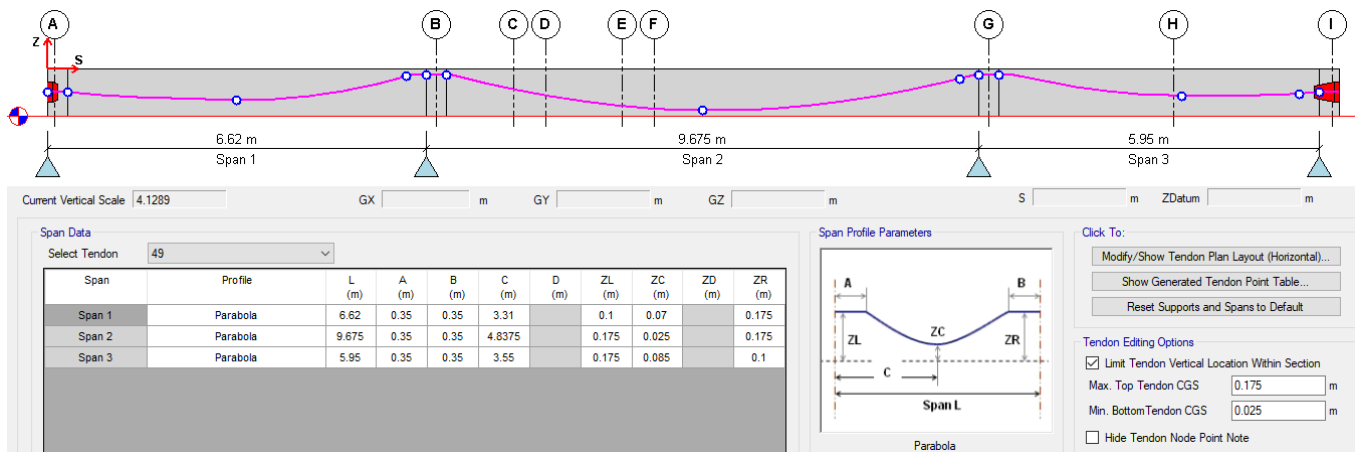
Finalmente, la distribución de los tendones en ambas direcciones se muestra en la figura 45.

Distribución de torones en el software SAFE



El software SAFE proporciona un prediseño del postensado, el cual se debe corroborar analíticamente, verificando que este de acuerdo a la norma ACI 318-19. A continuación se muestra el proceso de verificación del prediseño de la franja de diseño N°3 ubicada en el eje 4 y que corresponde a una franja de tendones dispuestos en banda, a partir de lo calculado por el software.

Perfilado del torón en la franja de diseño N°3



Se definen los siguientes datos, de la franja bajo análisis:

- $L1 := 6.$ Longitud tramo AB
- $L2 := 9.6$ Longitud tramo BG
- $L3 := 5.$ Longitud tramo GI
- $Bt := 7.18'$ Ancho de franja de diseño, tramos AB y GI
- $Bta :=$ Ancho de franja de diseño, tramos BG
- $e := 0.2$ m Espesor de losa

$f'_{cl} := 35$ Resistencia a fluencia del acero no presforzado $\frac{kg}{cm^2}$

$f_y := 42$ $\frac{kg}{cm^2}$ En esta franja se tiene un ancho de franja de diseño variable, debido a que coincide

con la ubicación de la abertura de la losa, reduciéndose su ancho tributario, pero sigue siendo el tramo central el más crítico por la mayor longitud. Por lo tanto, se calcula la fracción de peso propio que se va a equilibrar con el postensado. El rango recomendado es del 60- 80%, por lo que en este tramo se opta por equilibrar un 70% como predimensionamiento inicial. Además, por ser el tramo central, se usará una caída de torón máxima posible, que para la losa de 20 cm descontando los 2.5 cm de peralte efectivo, daría una caída de 15 cm. Se reemplaza en la formula, el porcentaje de carga balanceada propuesto y la caída; obteniéndose la fuerza efectiva total de postensado requerida (F).

$$W_{propio} := Bta \cdot 0.48 = 2.88 \text{ ton}$$

$$a := 0.15 \text{ m} \quad \text{Caída del torón en el tramo}$$

Tramo 2 (+ largo)

Se va a equilibrar el 70% del

$$W_{eq} := 0.7 \cdot W_{propio} = 2.016 \text{ ton} \quad \text{Porcentaje de carga a}$$

$$F := W_{eq} \cdot \frac{L^2}{8 \cdot a} = 157.25 \text{ t} \quad \text{Fuerza efectiva del postensado requerido}$$

Ese valor

de fuerza efectiva, se debe verificar que este dentro del rango de fuerza mínima y máxima de postensado que permita cumplir con la precompresión mínima y máxima recomendados de 125 psi y 300 psi.

$$F_{min} := 125 \cdot 0.07 \cdot 10 \cdot Bta \cdot e = 10.5 \text{ ton/m} \quad \text{Fuerza mínima para precompresión de 125 psi}$$

$$F_{max} := 300 \cdot 0.07 \cdot 10 \cdot Bta \cdot e = 25.2 \text{ ton/m} \quad \text{Fuerza máxima para}$$

Se

determinó, que la fuerza esta dentro del rango recomendado por la norma ACI 318 de precompresión promedio inicial. Por lo que, corresponde calcular el número de torones necesarios para cubrir esa fuerza requerida de postensado en la franja de diseño. Para ello, primero se calculó

la fuerza de postensado efectiva por torón, a partir de la información extraída de la ficha resumen
N° 04

$$A_p := 0.91 \text{ cm}^2 \quad \text{área de la sección del torón}$$

$$F_{pu} := 270 \cdot 1000 \cdot 0.07 = 1.89 \cdot 10^4 \quad \text{Esfuerzo último del torón}$$

$$F_{pe} := 0.8 \cdot F_{pu} = 1.512 \cdot 10^4 \quad \text{Esfuerzo efectivo del torón}$$

$$\text{torones} := \frac{F}{F_{pe}} = \frac{12.969}{10.5 \cdot 1000 \cdot 0.07} = 12.125 \quad \text{Fuerza de postensado efectivo por torón}$$

$$\text{torones} := 13$$

La fuerza de postensado efectivo por torón luego de restarle las pérdidas inherentes al postensado, es de 12.125 tonf, por lo que se requiere 13 torones en la franja de diseño N° 3.

Se calcula la fuerza por metro lineal aplicada, y luego se determina la carga equivalente final; y por tanto el porcentaje de carga equilibrada en el tramo.

$$F := \text{torones} \cdot \frac{F_{pe}}{Bta} = 26.271 \quad \text{ton/m}$$

Finalmente, la carga equivalente final será:

$$W_{eq2} := F \cdot 8 \cdot \frac{a \cdot Bta}{L^2} = 2.021 \quad \frac{tc}{m}$$

$$\text{carga equilibrada} := \frac{W_{eq2}}{W_{propia}} \cdot 100 = 70.17$$

Obtenido un porcentaje de carga equilibrada dentro del rango recomendado, se calcula el valor de precompresión promedio final en la sección de la losa.

$$\text{Precompresión} := F_{pe} \cdot \frac{\text{torones}}{Bta \cdot e} = 131.351 \quad \frac{tc}{m} \quad \text{Mayor al mínimo de 125 psi o su}$$

Luego, se procede a analizar los otros dos tramos, empezando por el tramo más corto, que es el tramo 3. Y a diferencia del tramo crítico, esta vez se determina el valor de la caída del torón requerida.

Tramo 3

$$W_{eq} := 0.60 \cdot W_{propio} = 2.0'$$

$$a := W_{eq} \cdot \frac{L_3^2}{8 \cdot F \cdot Bt} = 0.04'$$

Para determinar el valor final de la caída del torón, se propone un valor de distancia desde la fibra extrema de la losa hasta el Centro de gravedad del torón, el cual fue asumido como 8.5 cm, resultando un valor de caída de 5.3 cm, este valor no debe ser menor al valor requerido; por lo tanto, cumple. Finalmente, se calcula el porcentaje de carga equilibrada.

$$x := 0.0'$$

Asumimos, el valor de a:

$$a := \frac{((17.5 + 10) \cdot 0.5 - x \cdot 100)}{100} = 0.05'$$

$$W_{eq3} := F \cdot 8 \cdot a \cdot \frac{7.2}{L_3^2} = 2.24' \quad \frac{tc}{\tau}$$

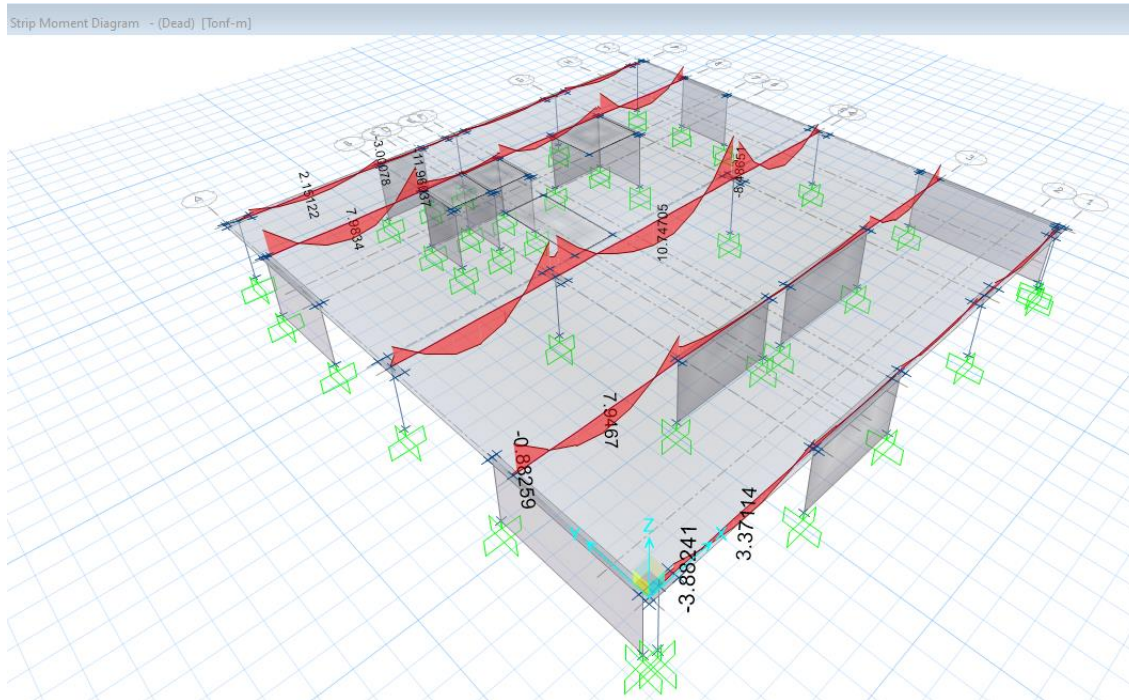
$$carga_{equilibrada} := \frac{W_{eq3}}{W_{propio}} \cdot 100 = 65.04$$

Para el tramo 1, se procedió de la misma forma que en el tramo 3.

Verificación de esfuerzos

La verificación de esfuerzos se realizó en los tres estados que indica la norma ACI 318. Para ello, se requiere conocer los momentos flectores en todas las franjas, los cuales se han extraído con la guía de observación N° 03, a partir del análisis por cargas de gravedad con el software SAFE.

Diagrama de momento flector por carga muerta



A continuación, se muestra la verificación de esfuerzos del tramo AB de la franja de diseño N°3.

Para el apoyo AB

Momentos en el apoyo:

$M_{wpAB} := -5.1$ ton — Momento por peso propio

$M_{pAB} := 4.$ ton — Momento por postensado

$M_{vAB} := -2.$ ton — Momento por carga viva

$M_{mAB} := -7.$ ton — Se determina la fuerza total de

postensado:

$$F_e := 12.1 \quad t$$

$$torones :=$$

$$FP_{total} := F_e \cdot torones \cdot 1000 = 1.576 \cdot 10^5$$

$$B_t := 7.18' \quad \text{ancho tributario}$$

$$e := 0 \quad \text{espesor de losa}$$

$$A := B_t \cdot e \cdot 10000 = 1.438 \cdot 10^4 \quad \text{cm}^2$$

$$I := B_t \cdot 100 \cdot \frac{(e \cdot 100)^3}{12} = 4.792 \cdot 10^5 \quad \text{cm}^4$$

$$y_t := \frac{e}{2} \cdot 100 = 10 \quad \text{cm} \quad \text{distancia del eje neutro a la fibra superior}$$

$$y_b := \frac{e}{2} \cdot 100 = 10 \quad \text{cm} \quad \text{distancia del eje neutro a la fibra inferior}$$

$$S_t := \frac{I}{y_t} = 4.792 \cdot 10^4 \quad \text{cm}^3 \quad \text{Módulo de sección}$$

$$S_b := \frac{I}{y_b} = 4.792 \cdot 10^4 \quad \text{cm}^3 \quad \text{Módulo de sección inferior}$$

Estado inicial: (Solo Peso propio y efecto del postensado)

$$\sigma_s := \frac{-FP_{total}}{A} - \frac{M_{wpAB} \cdot 100000}{S_t} - \frac{M_{pAB} \cdot 100000}{S_t} = -9.25 \quad \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_i := \frac{-FP_{total}}{A} + \frac{M_{wpAB} \cdot 100000}{S_t} + \frac{M_{pAB} \cdot 100000}{S_t} = -12.67 \quad \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Los límites de}$$

esfuerzo en el estado inicial son:

$$f_{ci} := 2 \quad \frac{k_t}{cm} \quad \text{Resistencia del concreto de losa a los 3 días}$$

$$\sigma_t := 0.5 \cdot \sqrt{f_{ci}} = 7.24 \quad \frac{k_t}{cm} \quad \text{Esfuerzo límite en la fibra en tracción}$$

Por lo tanto cumple, con los esfuerzos en el estado inicial.

$$\sigma_c := -0.6 \cdot f_{ci} = -12 \quad \frac{k_t}{cm} \quad \text{Esfuerzo límite en la fibra en compresión}$$

Estado intermedio: (Carga muerta total y efecto del postensado)

$$\sigma_s := \frac{-FP_{total}}{A} - \frac{M_{mAB} \cdot 100000}{St} - \frac{M_{pAB} \cdot 100000}{St} = -5.14 \quad \frac{k_t}{cm}$$

$$\sigma_i := \frac{-FP_{total}}{A} + \frac{M_{mAB} \cdot 100000}{St} + \frac{M_{pAB} \cdot 100000}{St} = -16.78 \quad \frac{k_t}{cm}$$

Los límites de esfuerzo en el estado intermedio son:

$$f_c := 3 \quad \frac{k_t}{cm} \quad \text{Resistencia del concreto de losa a los 28 días}$$

$$\sigma_t := 0.62 \cdot \sqrt{f_c} = 11.59 \quad \frac{k_t}{cm} \quad \text{Esfuerzo límite en la fibra en tracción}$$

$$\sigma_c := -0.45 \cdot f_c = -157.5 \quad \frac{k_t}{cm} \quad \text{Esfuerzo límite en la fibra en compresión}$$

Por lo tanto cumple, con los esfuerzos en el estado intermedio.

Estado final: (Carga muerta total, Carga viva y efecto del postensado)

$$\sigma_s := \frac{-FP_{total}}{A} - \frac{M_{mAB} \cdot 100000}{St} - \frac{M_{pAB} \cdot 100000}{St} - \frac{M_{vAB} \cdot 100000}{St} = -0.69 \quad \frac{k_t}{cm}$$

$$\sigma_s := \frac{-FP_{total}}{A} + \frac{M_{mAB} \cdot 100000}{St} + \frac{M_{pAB} \cdot 100000}{St} + \frac{M_{vAB} \cdot 100000}{St} = -21.23 \quad \frac{k_t}{cm}$$

Los

límites de esfuerzo en el estado final son:

$$f_c := 3 \quad \frac{k_t}{cm} \quad \text{Resistencia del concreto de losa a los 28 días}$$

$$\sigma_t := 0.62 \cdot \sqrt{f_c} = 11.59 \quad \frac{k_t}{cm} \quad \text{Esfuerzo límite en la fibra en tracción}$$

Por lo tanto cumple con los esfuerzos en el estado final en servicio.

$$\sigma_c := -0.60 \cdot f_c = -21 \quad \frac{k_t}{cm} \quad \text{Esfuerzo límite en la fibra en compresión}$$

Centro del

tramo AB

Momentos en el centro del tramo

$$M_{wpAB} := 7.1 \quad ton-m \quad \text{Momento por peso propio}$$

$$M_{pAB} := -4.1 \quad ton-m \quad \text{Momento por postensado}$$

$$M_{vAB} := 3.1 \quad ton-m \quad \text{Momento por carga viva}$$

Estado inicial: (Solo Peso propio y efecto del postensado)
Momento por carga muerta

$$\sigma_s := \frac{-FP_{total}}{A} - \frac{M_{wpAB} \cdot 100000}{St} - \frac{M_{pAB} \cdot 100000}{St} = -17.83 \quad \frac{k_t}{cm}$$

$$\sigma_i := \frac{-FP_{total}}{A} + \frac{M_{wpAB} \cdot 100000}{St} + \frac{M_{pAB} \cdot 100000}{St} = -4.09 \quad \frac{k_t}{cm}$$

Los límites de esfuerzo en el estado inicial para el tramo central son:

$$f_{ci} := 2 \quad \frac{k_t}{cm} \quad \text{Resistencia del concreto de losa a los 28 días}$$

$$\sigma_t := 0.25 \cdot \sqrt{f_{ci}} = 3.62 \quad \frac{k_t}{cm} \quad \text{Esfuerzo límite en la fibra en tracción}$$

Por lo tanto, cumplio con los esfuerzos.

$$\sigma_c := -0.60 \cdot f_{ci} = -12 \quad \frac{k_t}{cm} \quad \text{Esfuerzo límite en la fibra en compresión}$$

Estado intermedio: (Carga muerta total y efecto del postensado)

$$\sigma_s := \frac{-FP_{total}}{A} - \frac{M_{mAB} \cdot 100000}{St} - \frac{M_{pAB} \cdot 100000}{St} = -24.34 \quad \frac{k_t}{cm}$$

$$\sigma_i := \frac{-FP_{total}}{A} + \frac{M_{mAB} \cdot 100000}{St} + \frac{M_{pAB} \cdot 100000}{St} = 2.41 \quad \frac{k_t}{cm}$$

Los límites de esfuerzo en el estado intermedio son:

$$f_c := 3 \frac{k_t}{cm} \quad \text{Resistencia del concreto de losa a los 28 días}$$

$$\sigma_t := 0.62 \cdot \sqrt{f_c} = 11.59 \frac{k_t}{cm} \quad \text{Esfuerzo límite en la fibra en tracción}$$

$$\sigma_c := -0.45 \cdot f_c = -157.5 \frac{k_t}{cm} \quad \text{Esfuerzo límite en la fibra en compresión}$$

Por lo tanto, cumple con los esfuerzos en el estado intermedio.

Estado final: (Carga muerta total, Carga viva y efecto del postensado)

$$\sigma_s := \frac{-FP_{total}}{A} - \frac{M_{mAB} \cdot 100000}{St} - \frac{M_{pAB} \cdot 100000}{St} - \frac{M_{vAB} \cdot 100000}{St} = -30.85 \frac{k_t}{cm}$$

$$\sigma_s := \frac{-FP_{total}}{A} + \frac{M_{mAB} \cdot 100000}{St} + \frac{M_{pAB} \cdot 100000}{St} + \frac{M_{vAB} \cdot 100000}{St} = 8.92 \frac{k_t}{cm}$$

Los límites

de esfuerzo en el estado intermedio son:

$$f_c := 3 \frac{k_t}{cm} \quad \text{Resistencia del concreto de losa a los 28 días}$$

$$\sigma_t := 0.62 \cdot \sqrt{f_c} = 11.59 \frac{k_t}{cm} \quad \text{Esfuerzo límite en la fibra en tracción}$$

Por lo tanto, cumple con los esfuerzos en el estado final en servicio.

$$\sigma_c := -0.60 \cdot f_c = -210 \frac{k_t}{cm} \quad \text{Esfuerzo límite en la fibra en compresión}$$

2.5.5 Diseño

estructural de la losa postensada

Previo al diseño por flexión, se debe calcular previamente para el caso de losas postensadas planas del sistema no adherido, un área mínima de acero no presforzado tanto para momento negativo y momento positivo:

2.5.5.1 Área de acero negativo

De acuerdo a la norma ACI 318, el área mínima de acero no presforzado para momento negativo en los apoyos, se calcula para el apoyo A de la franja de diseño N° 3:

Apoyo A:

Sabiendo que el ancho tributario (B_t) es 7.1875 m.

Se define, el Área de sección transversal máxima (A_{cf}):

$$A_{cfA} := B_t \cdot 100 \cdot e \cdot 100 = 1.438 \cdot 10^4 \quad \text{cm}^2$$

$$A_{smínA} := 0.00075 \cdot A_{cfA} = 10.78 \text{ cm}^2$$

Se usará 6 Φ 5/8".

$$A_sA := 6 \cdot 1.98 = 11.88 \text{ cm}^2$$

Se determina la longitud de los bastones de acero no presforzado superior, a cuya longitud se le debe sumar la distancia desde la cara al eje de los según la norma ACI-318:

$$L_n := 6.1$$

$$L_{bastondAB} := \frac{L_n}{6} = 1.04$$

$$L_{bastondBA} := \frac{L_n}{6} = 1.04$$

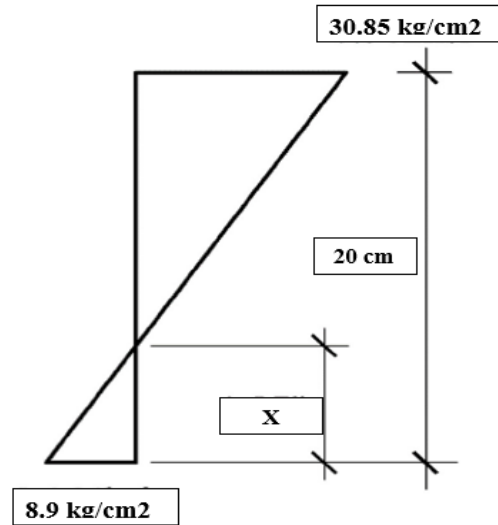
2.5.5.2 Acero

positivo

Para el caso del acero positivo, se debe calcular la fuerza en tracción que genera los esfuerzos de tracción en el centro del tramo bajo cargas en servicio, es decir, el estado final de esfuerzos.

Para obtener la fuerza N_c , se dibujo el siguiente diagrama de esfuerzo correspondiente al centro del tramo AB de la franja de diseño N° 3.

Diagrama de esfuerzos en el centro del tramo AB



(Fuente. Bondy & Allred, 2017)

Se calculó el valor de x, a partir de semejanza de triángulos, obteniéndose un valor de 4.49 cm.

Luego la fuerza equivalente que genera tracción es el área en tracción:

$x = 4.49$ cm Longitud de la fibra en tracción

$\sigma_t = 8.9$ kg/cm² Esfuerzo de tracción en la fibra

$B_t = 7.18$ m Ancho tributario

$f_y = 42$ kg/cm² esfuerzo de fluencia del acero no presforzado

$$N_c = \frac{\sigma_t \cdot x \cdot B_t \cdot 100}{2} = 1.436 \cdot 10^4 \quad \text{Fuerza equivalente en tracción sobre la sección de}$$

Finalmente, el A_s positivo requerido es:

$$A_s = \frac{N_c}{(0.5 \cdot f_y)} = 6.83 \text{ cm}^2$$

Se determina la longitud del acero positivo no presforzado inferior, a cuya longitud de mínimo 1/3 de la luz libre, se le debe sumar la longitud de desarrollo igual a d o $12db$, el que

$$L_n := 6.1$$

$$L_{refuerzoAB} := \frac{L_n}{3} = 2.03$$

$$d := 16 \quad c \quad 12db = 12 \cdot 1.27 = 15.24$$

2.5.5.3 Diseño por flexión

$$L_{refuerzoAB} := L_{refuerzoAB} + \frac{d}{100} = 2.253 \quad \text{A continuación se muestra un ejemplo del}$$

diseño por flexión en el apoyo A de la franja 3. Para ello se hace uso de:

$$B_t := 7.1875 \cdot 1 \quad c \quad \text{Ancho tributario de la}$$

$$rec := \quad c \quad \phi := 2.54 \cdot \frac{5}{8} = 1.581 \quad c$$

$$d := e \cdot 100 - rec - \frac{\phi}{2} = 17.201 \quad c \quad A_p := 0.9 \quad c$$

$$d_p := \frac{e}{2} \cdot 1 \quad c \quad \text{peralte efectivo del torón}$$

$$A_sA := 6 \cdot 1.98 = 11.88 \quad \text{Área de acero no presforzado por momento negativo}$$

$$f_{se} := (0.7 \cdot 270 - 15) \cdot 1000 = 1.74 \cdot 10^5 \quad \text{I} \quad \text{esfuerzo efectivo del acero}$$

$$torones :=$$

$$\rho_p := \frac{torones \cdot A_p}{B_t \cdot d_p} = 0.001 \quad \text{cuantía de acero}$$

Cálculo del esfuerzo efectivo último del torón para el diseño por flexión según ACI 318

$$f_{ps} := f_{se} + 10000 + \frac{f_{cl}}{0.07 \cdot 100 \cdot \rho_p} \cdot 0.007 = 1.842 \cdot 10^5 \quad \text{MI}$$

$$f_{py} := 0.9 \cdot 270 \cdot 1000 \cdot 0.007 = 1.701 \cdot 10^3 \quad \text{MI}$$

Pero f_{py} , no debe ser mayor que:

$$f_{ps} = 1.638 \cdot 10^3 \quad \text{MI}$$

Por tanto, fps es:

$$fps := 1.638 \cdot 10^6 \quad \text{N}$$

$$Tp := fps \cdot 10.11 \cdot \text{torones} \cdot \frac{Ap}{1000} = 212.48 \quad \text{t} \quad \text{Fuerza de tracción del}$$

$$Ts := As \cdot \frac{fy}{1000} = 49.89 \quad \text{t} \quad \text{Fuerza de tracción del}$$

$$Cc := Tp + Ts = 262.37 \quad \text{t} \quad \text{Compresión del concreto}$$

$$a := \frac{Cc \cdot 1000}{0.85 \cdot fc \cdot Bt} = 1.22 \quad \text{cm} \quad \text{profundidad de la sección}$$

Se determina la deformación del acero:

$$\epsilon_s := \frac{c}{d} - \frac{a}{c} = 1.44 \cdot 10^{-3} = 0.00144 \quad \text{profundidad del eje neutro}$$

Mayor que 0.005, por lo tanto, sección dúctil controlada por tracción; $\Phi := 0.9$

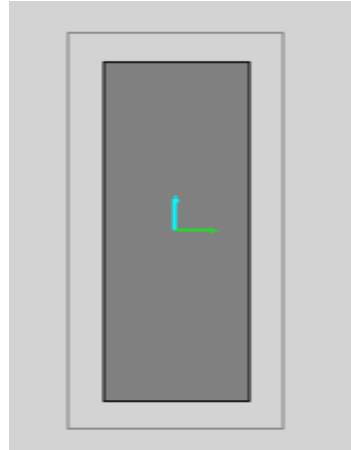
$$\Phi Mn := 0.9 \cdot \left(Cc \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) - Tp \cdot (d - dp) \right) = 2.54 \cdot 10^3 \quad \text{ton - m}$$

Se verifica que $\Phi Mn \geq Mu$.

2.5.5.4 Diseño por punzonamiento

Se verifica el diseño por punzonamiento de la losa sobre la columna C1, del eje E y eje 4, a partir del ratio de punzonamiento, el cual deberá ser menor a 1.

Sección de columna C1



$d := 16$ c (mínimo $0.8e = 16$ cm) Peralte efectivo

Dirección análisis XX

$c1 := 0$ peralte de columna correspondiente a la dirección de análisis

$c2 :=$ ancho de columna correspondiente a la dirección de análisis

$e := 0$ espesor de losa

$$A_c := \left(\left(c1 + \frac{d}{100} \right) \cdot 2 + 2 \cdot \left(c2 + \frac{d}{100} \right) \right) \cdot \frac{d}{100} = 0.56 \text{ m}^2 \quad \text{Área de la sección crítica a}$$

$$B_o := \left(c1 + \frac{d}{100} \right) \cdot 2 + \left(c2 + \frac{d}{100} \right) \cdot 2 = 3.36 \text{ m} \quad \text{Perímetro de la sección crítica a}$$

$$X_c := \frac{c1 + \frac{d}{100}}{2} = 0.25 \text{ m} \quad \text{Distancia al eje de la columna} \quad \text{Coeficiente de corte del momento } e$$

El valor de la inercia torsional es:

$$J_c := \frac{2 \cdot \left(c1 + \frac{d}{100} \right)^3 \cdot \frac{d}{100}}{12} + \frac{2 \cdot \left(c1 + \frac{d}{100} \right) \cdot \left(\frac{d}{100} \right)^3}{12} + 2 \cdot \frac{d}{100} \cdot \left(c2 + \frac{d}{100} \right) \cdot X_c^2 = 0.03 \text{ m}^4$$

$$\gamma_v := 1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{c1 + \frac{d}{100}}{c2 + \frac{d}{100}}} \right)} \right) = 0.307$$

Momentos M_u (amplificados) y cortantes (V_u) al eje de la columna, obtenidos del SAFE:

$M_{ud} := -43.1$	ton-	Momento a la derecha de la columna
$M_{ui} := -39.1$	ton-	Momento a la izquierda de la columna amplificado
$V_{ud} := 35.1$	t	Cortante a la derecha de la columna amplificado
$V_{ui} := 32.1$	t	Cortante a la izquierda de la columna amplificado
$M_{ub} := -(M_{ud} - M_{ui}) = 4.0$		Momento desbalanceado amplificado
$V_{uu} := V_{ud} + V_{ui} = 67.3$		Cortante desbalanceado amplificado

El cortante por punzonamiento actuante en la sección crítica es:

$$V_{u1} := \frac{V_{uu}}{A_c} + \frac{\gamma_v \cdot M_{ub} \cdot X_c}{J_c} = 130.23 \frac{t}{m}$$

Cortante actuante amplificado

Para calcular la capacidad de la sección de concreto al punzonamiento se debe tener en cuenta lo que indica el ACI 318:

ACI 318, limita el valor de f'_c a los 28 días para este cálculo a un valor de 4900 psi

ACI delimita esta ecuación a columnas que estén alejadas como mínimo 4 veces el espesor de la losa de un borde discontinuo, en el plano las dos columnas interiores del eje

Por lo que nuestra resistencia máxima fue ese valor para calcular la capacidad.

$\alpha_s :=$ inter

El f_c del concreto con el que se realizarán los cálculos será de f_c 4900 psi, que

$$f_c := 3 \left(\left(\frac{F_e \cdot \frac{k_t}{Bt \cdot e \cdot 10 \cdot 0.07}}{torones} \right) + 125 \right) = 140.15 \text{ ksi}$$

esfuerzo de compresión en

La capacidad del concreto al punzonamiento es el menor de:

$$V_c := \left(\frac{(3.5 \cdot \sqrt{f_c \cdot 14.223})}{1000} + 0.3 \cdot \frac{f_{pc}}{1000} \right) \cdot 70.31 \cdot 10 = 201.44 \frac{tc}{\pi}$$

$$V_c := \left(\left(\frac{\left(\frac{\alpha_s \cdot d}{1.5 + \frac{d}{Bo}} \right) \cdot \sqrt{f_c \cdot 14.223}}{1000} \right) + 0.3 \cdot \frac{f_{pc}}{1000} \right) \cdot 70.31 \cdot 10 = 200.62 \frac{tc}{\pi}$$

$\Phi V_c := 0.75 \cdot V_c = 150.47 \frac{tc}{\pi}$ **2.5.6 Estados límites de servicio de las losas**
Resistencia de diseño al **tradicionales**

Ratio de Punzonamiento:

$R := \frac{Vu1}{\Phi V_c} = 0.86$ **2.5.6.1 Deflexión**
Es menor que 1, por lo tanto, no requiere refuerzo adicional
Para proceder con el cálculo de la deflexión de las losas

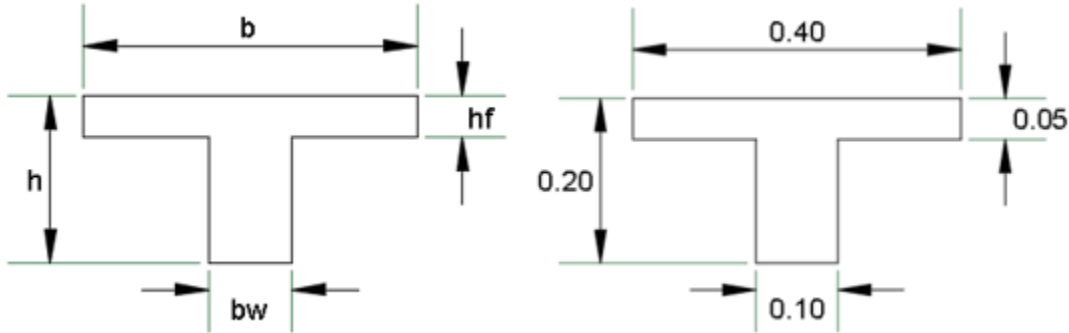
tradicionales primeramente hallamos las

propiedades de la sección bruta.

Las propiedades geométricas de la vigueta, el área del acero y los momentos actuantes debido a las diferentes cargas aplicadas se obtienen mediante la guía de observación n° 04

Se nota claramente que nuestra vigueta representativa de la losa tradicional es una vigueta en forma de “T”, con las dimensiones especificadas en la figura adjunta.

Propiedades de la sección bruta



$$bw := 0$$

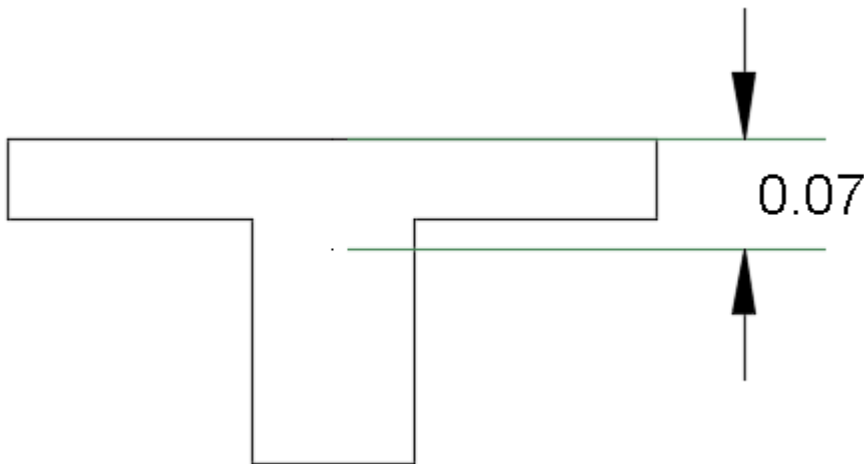
$$b := 0$$

$$hf := 0.1$$

$$h := 0$$

Seguidamente hallamos la coordenada y del centroide de la sección medida desde la parte superior, como se muestra en la figura siguiente:

Posición del centroide medido desde la parte superior



$$y := bw \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (b - bw) \cdot hf \cdot \frac{hf}{2} - y \cdot (bw \cdot h + (b - bw) \cdot hf) \xrightarrow{\text{solve}} 0.0678571428571428571$$

$$y = 0.0678571$$

Seguidamente procedemos a calcular el momento de inercia bruto de la sección: I_g

$$I_g := bw \cdot \frac{h^3}{12} + bw \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - y\right)^2 + (b - bw) \cdot \frac{hf^3}{12} + (b - bw) \cdot hf \cdot \left(y - \frac{hf}{2}\right)^2 = 0.0001180 \quad n$$

Luego hallamos la profundidad desde el centroide hasta la fibra más alejada en tracción: Y_t

$$Y_t := h - y = 0.1321428$$

A continuación calculemos la resistencia del concreto a tracción por flexión, que de acuerdo a la norma E 060, para concretos de peso normal, viene a ser de $0.62 \cdot \sqrt{f'_c}$. Entonces como nosotros hemos trabajado con $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, el valor viene a ser como sigue:

$$f'_c := 2 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_r := 0.62 \cdot \sqrt{f'_c} = 10.3745843 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

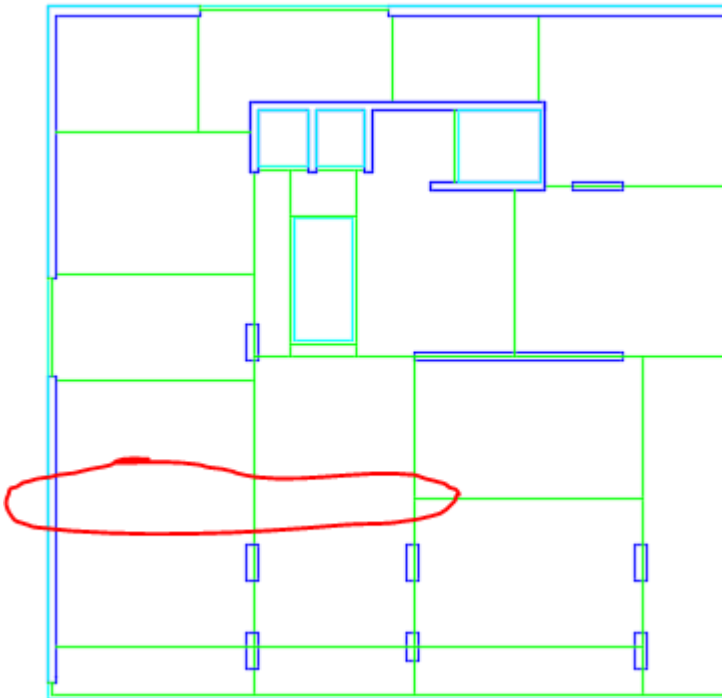
$$f_r := f_r \cdot 10 = 103.7458432 \quad \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Seguidamente calculamos el momento de agrietamiento, de acuerdo a la norma ACI 318, como sigue:

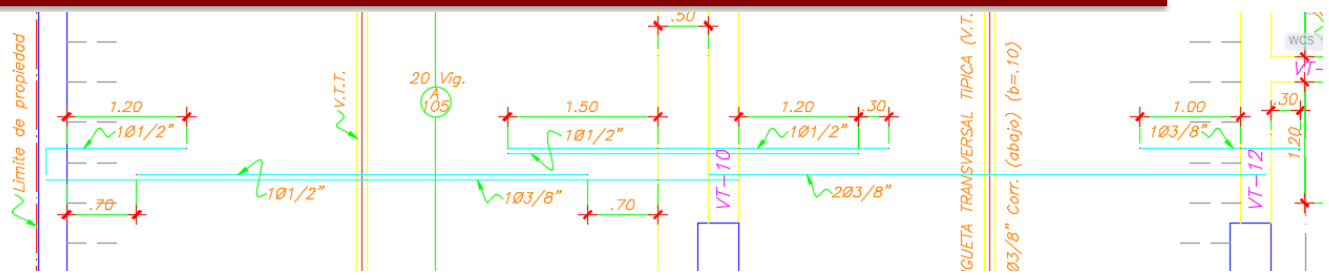
$$\text{tonf} \cdot \text{m} \quad M_{cr} := f_r \cdot \frac{I_g}{Y_t} = 0.09264691$$

Luego procedemos a calcular los momentos actuantes, para lo cual procedemos eligiendo el tramo más crítico para analizar la deflexión, para ello escogemos dos tramos continuos que tienen mayor luz. Los dos tramos que escogimos se muestran envuelto por una línea roja en la siguiente figura:

Elección de tramo crítico para ser evaluado la deflexión



Plano de refuerzo de la losa tradicional escogida para ser evaluada la deflexión.

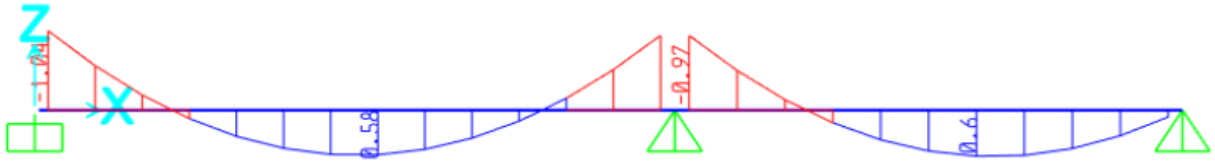


Para continuar con el cálculo de los momentos actuantes, necesitamos idealizar la losa tradicional: Para idealizar la losa presentada en la figura anterior, se asumirá empotrada en el apoyo izquierdo por estar apoyado en una placa de 27.5 cm de espesor; asimismo para idealizar el apoyo central por tratarse de una viga peraltada se asumirá como un apoyo fijo; y en el apoyo derecho se idealizará también como un apoyo fijo por tratarse de una viga peraltada 0.30x0.50 m.

Para el análisis estructural de la losa, se usó el software SAP 2000, por medio del cual se calcularon los momentos actuantes en los diferentes tramos de la vigueta, debido a las diferentes cargas que se le aplican. Las cargas que se aplican son de acuerdo al metrado de cargas obtenido mediante la ficha resumen n° 03, con peso propio de la losa de 300 kg/m², peso de acabados de 100 kg/m² y de peso de tabiquería de 180 kg/m² como carga muerta y una carga viva de 200 kg/m², resultando en un peso lineal de 232 kg/ml de carga muerta y 80 kg/ml de carga viva, aplicado a la vigueta de 0.4m de ancho. Las longitudes de los tramos son de 6.68m y de 5.3m del primer y del segundo tramo respectivamente.

Los momentos actuantes en la vigueta debido a la aplicación de la carga muerta más la carga viva se muestra en la figura siguiente:

Diagrama de momentos de la vigueta debido a la aplicación de la carga muerta más la carga viva



Se puede apreciar que los momentos actuantes son mayores a los dos tercios del momento de agrietamiento, por tanto, para el cálculo del momento de inercia efectivo se usará la segunda expresión de la siguiente tabla.

Momento de inercia en función del momento actuante y momento de agrietamiento dada por el ACI 318

Tabla 24.2.3.5 — Momento de inercia efectivo, I_e

Momento en servicio	Momento efectivo de inercia, I_e , mm ⁴	
$M_u < (2/3)M_{cr}$	I_g	(a)
$M_u > (2/3)M_{cr}$	$\frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{(2/3)M_{cr}}{M_u} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)}$	(b)

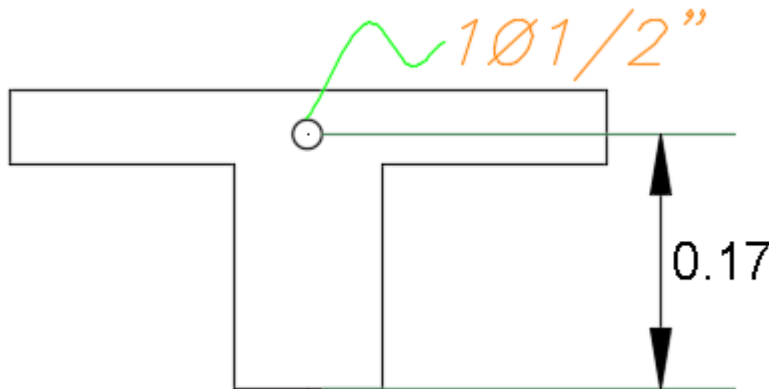
Para el cálculo del momento de inercia efectivo, se separó la vigueta del primer tramo en tres secciones por tener momentos tanto negativos en los extremos y positivo en el centro.

Luego procedimos a calcular la deflexión por carga muerta más carga viva.

PRIMER TRAMO

LADO IZQUIERDO

Plano de detalle de refuerzo en el lado izquierdo del primer tramo



Primeramente, para el cálculo del momento de inercia efectivo, se calculó la razón de módulos de elasticidad del acero respecto al concreto, para con ello encontrar la sección transformada de acero en concreto.

$$n := 2 \cdot \frac{10^6}{15000 \cdot \sqrt{280}} = 7.96819073$$

Luego se calculó el peralte efectivo de la sección de la losa, considerando un recubrimiento de 2 cm, y se asumió un peralte efectivo de $d=0.17$ m.

$$d := \quad c$$

El área de acero, tal como se muestra en el plano de la figura n° 00 es de $1.27\text{cm}^2(1\phi 1/2'')$

$$A_s := 1. \quad \text{cm}$$

El ancho de la vigueta de la losa tradicional es de $b=10$ cm

$$b := \dots \quad c$$

Calculamos la profundidad del eje neutro,

$$c := b \cdot \frac{c^2}{2} - n \cdot A_s \cdot (d - c) \xrightarrow{\text{solve}} \begin{bmatrix} 4.9404099826036312999 \\ -6.9643304277432045557 \end{bmatrix}$$

$$c := 4.94 \dots \quad c$$

Luego calculamos el momento de inercia de la sección fisurada:

$$I_{cr} := b \cdot \frac{c^3}{12} + b \cdot c \cdot \left(\frac{c}{2}\right)^2 + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2 = 1.87367731 \cdot 10^8 \quad \text{cm}^4$$

$$I_{cr} := I_{cr} \cdot 10^{-8} = 0.0000187 \dots \quad n$$

A continuación, se calcula el momento de inercia efectivo, de acuerdo a la figura 00, como indica el ACI 318:

$$M_{ai} := 1.1 \dots \quad \text{tonf} \cdot$$

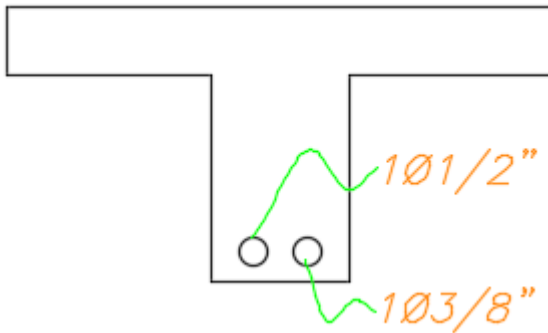
$$I_e := \begin{cases} \text{if } M_{ai} < \frac{2}{3} \cdot M_{cr} \\ \quad \parallel I_g \\ \text{if } M_{ai} > \frac{2}{3} \cdot M_{cr} \\ \quad \parallel \frac{(I_{cr})}{1 - \left(\frac{\left(\frac{2}{3} \cdot M_{cr}\right)}{M_{ai}}\right)^2} \cdot \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right) \end{cases}$$

$$I_e = 0.0000187 \dots \quad n$$

$$I_{e1} := I_e = 0.0000187 \dots \quad n$$

LADO CENTRAL

Plano de detalle de refuerzo en el lado central del primer tramo



Se calculó el momento de inercia efectivo similarmente a como se calculó en el anterior caso para la parte izquierda.

$$n := 2 \cdot \frac{10^6}{15000 \cdot \sqrt{280}} = 7.9681907$$

$$As := 1.27 + 0.1 \quad d := 17$$

$$b := 1$$

$$c := \frac{(-2 \cdot n \cdot As + \sqrt{4 \cdot (n \cdot As)^2 + 8 \cdot n \cdot b \cdot d \cdot As})}{2 \cdot b} = 3.28878463$$

$$I_{cr} := b \cdot \frac{c^3}{12} + b \cdot c \cdot \left(\frac{c}{2}\right)^2 + n \cdot As \cdot (d - c)^2 = 3.44032989 \cdot 10^3 \quad cm^4$$

$$I_{cr} := I_{cr} \cdot 10^{-8} = 0.0000344 \quad m^4$$

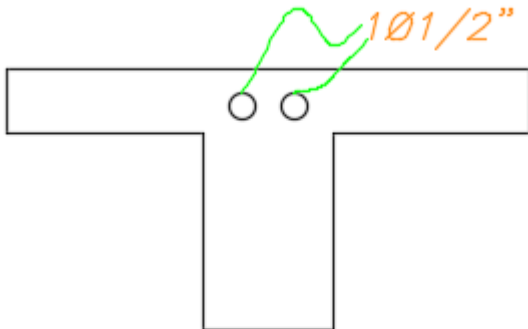
$$M_{ac} := 0.1 \quad tonf \cdot m$$

$$I_e := \begin{cases} \text{if } Mac < \frac{2}{3} \cdot M_{cr} \\ I_g \\ \text{if } Mac > \frac{2}{3} \cdot M_{cr} \\ \frac{(I_{cr})}{1 - \left(\frac{\left(\frac{2}{3} \cdot M_{cr} \right)}{Mac} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)} \end{cases}$$

$$I_{e3} := I_e = 0.0000346 \quad n$$

LADO DERECHO

Plano de detalle de refuerzo de la parte derecha del primer tramo



$$n := 2 \cdot \frac{10^6}{15000 \cdot \sqrt{280}} = 7.9681907$$

$$A_s := 1.27$$

$$b :=$$

$$d :=$$

$$I_{cr} := \frac{b \cdot c^3}{12} + b \cdot c \cdot \left(\frac{c}{2} \right)^2 + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2 = 6.5147884$$

$$I_{cr} := 1.2 \cdot 10^{-8} = 0.0000314$$

$$c := c = 6.51478842 \quad \text{cm}$$

$$cm^4$$

$$m^4$$

$$Mad := 0.1 \quad \text{tonf}$$

$$Ie := \begin{cases} \text{if } Mad < \frac{2}{3} \cdot Mcr \\ \quad \parallel I_g \\ \text{if } Mad > \frac{2}{3} \cdot Mcr \\ \quad \parallel \frac{(Icr)}{1 - \left(\frac{\left(\frac{2}{3} \cdot Mcr \right)}{Mad} \right)^2} \cdot \left(1 - \frac{Icr}{I_g} \right)} \end{cases}$$

$$Ie2 := Ie = 0.0000315t \quad n$$

Luego de acuerdo a la norma E 060, calculamos el momento de inercia efectivo promedio:

$$Ieprom := \frac{(Ie1 + Ie2 + 2 \cdot Ie3)}{4} = 0.0000299t \quad n$$

Luego calculamos la deflexión por carga muerta más carga viva:

$$ln := 6.1$$

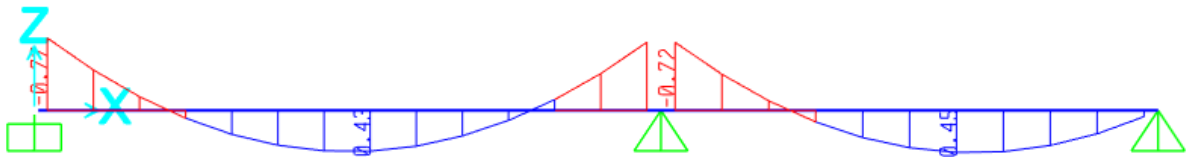
$$Ec := 150000 \cdot \sqrt{280} = 2.50998008 \cdot 10^4 \quad \frac{\text{ton}}{m}$$

$$\Delta DL := 5 \cdot ln^2 \cdot \frac{(Mac - 0.1 (Mai + Mad))}{48 \cdot Ec \cdot Ieprom} = 0.02145854 \quad m$$

Luego de calcular la deflexión instantánea por carga muerta más carga viva se procedió a calcular la deflexión instantánea solo por carga muerta, para con la resta de la primera menos la segunda obtengamos la deflexión instantánea debida a carga viva que es lo que limita el reglamento del ACI 318.

Para ello calculamos nuevamente los momentos de inercia agrietados, tal como se calcularon anteriormente, para lo cual usamos los planos de detalle de la figura n° -. Para calcular los momentos de inercia se necesitan los momentos actuantes, que se presentana continuación en la siguiente figura.

Diagrama de momentos flectores de los tamos de la vigueta debido solo a la carga muerta



PRIMER TRAMO

LADO IZQUIERDO

$$n := 2 \cdot \frac{10^6}{15000 \cdot \sqrt{280}} = 7.96819075$$

$$As := 1.1 \quad cn$$

$$b := \quad c$$

$$d := \quad c$$

$$c := \frac{(-2 \cdot n \cdot As + \sqrt{4 \cdot (n \cdot As)^2 + 8 \cdot n \cdot b \cdot d \cdot As})}{2 \cdot b} = 4.94040998$$

$$c := 4.94 \quad c$$

$$I_{cr} := b \cdot \frac{c^3}{12} + b \cdot c \cdot \left(\frac{c}{2}\right)^2 + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2 = 1.87367731 \cdot 10^8 \quad \text{cm}^4$$

$$I_{cr} := I_{cr} \cdot 10^{-8} = 0.00001873 \quad n$$

Luego con el momento actuante en la izquierda del primer tramo, calculamos el momento de inercia efectivo en dicho tramo

$$M_{ai} := 0.1 \quad \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$I_e := \begin{cases} \text{if } M_{ai} < \frac{2}{3} \cdot M_{cr} \\ \quad \parallel I_g \\ \text{if } M_{ai} > \frac{2}{3} \cdot M_{cr} \\ \quad \parallel \frac{(I_{cr})}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3} \cdot M_{cr}}{M_{ai}}\right)^2} \cdot \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right) \end{cases}$$

$$I_{e1} := I_e = 0.00001884 \quad n$$

LADO CENTRAL

Realizamos el mismo desarrollo para el cálculo del momento de inercia efectivo.

De acuerdo a la figura n° 111, calculamos el momento de inercia efectivo en la sección central.

$$n := 2 \cdot \frac{10^6}{15000 \cdot \sqrt{280}} = 7.96819073$$

$$As := 1.27 + 0.1 \quad \text{cm}$$

$$b := 1 \quad \text{m}$$

$$d := 0.18 \quad \text{m} \quad \text{cm}^4$$

$$c := \frac{(-2 \cdot n \cdot As + \sqrt{4 \cdot (n \cdot As)^2 + 8 \cdot n \cdot b \cdot d \cdot As})}{2 \cdot b} = 3.28878463 \quad \text{m}^4$$

$$Mac := 0.43 \quad \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$Icr := b \cdot \frac{c^3}{12} + b \cdot c \cdot \left(\frac{c}{2}\right)^2 + n \cdot As \cdot (d - c)^2 = 3.44032989 \cdot 10^3$$

$$Ie := \begin{cases} \text{if } Mac < \frac{2}{3} \cdot Mcr \\ \quad \left| \frac{Icr}{3 \cdot cr} \cdot 10^{-8} = 0.0000341 \right. \\ \quad \left| \left| \frac{Icr}{1 - \left(\frac{\left(\frac{2}{3} \cdot Mcr \right)^2}{Mac} \right) \cdot \left(1 - \frac{Icr}{Ig} \right)} \right| \right. \end{cases}$$

$$Ie3 := Ie = 0.00003491 \quad \text{m}^4$$

LADO DERECHO

Realizamos el mismo procedimiento para el cálculo del momento de inercia efectivo en el lado derecho del primer tramo.

$$n := 2 \cdot \frac{10^6}{15000 \cdot \sqrt{280}} = 7.96819073$$

$$As := 1.27 \quad \text{cm}$$

Bach. Cutiri Quispe, Hugo

Bach. Duran Choque, Luis Miguel

Bach. Villanueva Aguirre, Juliana Brithzeida

$$Icr := b \cdot \frac{c^3}{12} + b \cdot c \cdot \left(\frac{c}{2}\right)^2 + n \cdot As \cdot (d - c)^2 = 3.44032989 \cdot 10^3$$

m^4

$$Mad := 0.72 \quad tonf \cdot m$$

$$Ie := \begin{cases} \text{if } Mad < \frac{2}{3} \cdot Mcr \\ \parallel I_g \\ \text{if } Mad > \frac{2}{3} \cdot Mcr \\ \parallel \frac{(Icr)}{1 - \left(\frac{\left(\frac{2}{3} \cdot Mcr \right)}{Mad} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{Icr}{I_g} \right)} \end{cases}$$

$$Ie2 := Ie = 0.0000316 \quad n$$

$$Ieprom := \frac{(Ie1 + Ie2 + 2 \cdot Ie3)}{4} = 0.00003008 \quad m^4$$

Luego calculamos la deflexión por carga instantánea por carga muerta, obteniendo como producto:

$$l_n := 6.1$$

$$E_c := 150000 \cdot \sqrt{280} = 2.50998008 \cdot 10^6 \quad \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

m

$$\Delta D := 5 \cdot l_n^2 \cdot \frac{(M_{ac} - 0.1 (M_{ai} + M_{ad}))}{48 \cdot E_c \cdot I_{eprom}} = 0.0158323$$

Luego la deflexión máxima instantánea debido a la aplicación de la carga viva vendría a ser la resta de la deflexión máxima instantánea debido a la carga muerta más la carga viva, menos la deflexión instantánea debido a la carga muerta.

$$\Delta L := \Delta DL - \Delta D = 0.0056262$$

Seguidamente se calcula la deflexión limite permisible que nos brinda el ACI 318

$$\Delta_{max} := \frac{l_n}{360} = 0.01777$$

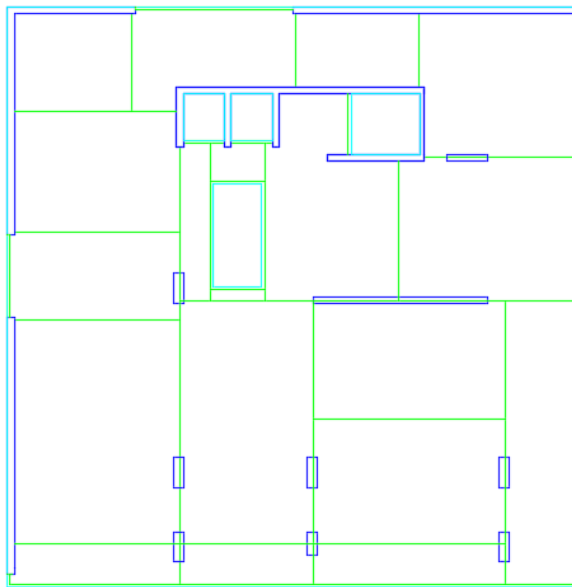
2.5.6.2 Vibración

Para evaluar la vibración, primeramente, modelamos la losa en el software SAFE, y de ello obtenemos la frecuencia natural de vibración transversal principal de la losa.

Para desarrollar el modelo de la losa en el software SAFE se procede como sigue:

- Primero exportamos el dibujo de autocad a SAFE, en esta exportación se exporta las columnas y placas, las vigas y la losa.

Plano a exportarse de autocad a SAFE



- Luego se define las propiedades de los materiales, se asume como valor del modulo de elasticidad dinamico igual a 1.2 veces el modulo de elasticidad del estático del concreto, como lo muestra la siguiente figura.

Propiedades del material a editar

Material Property Data

General Data

Material Name: CONC 280

Material Type: Concrete

Material Display Color: [Blue] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight

Weight per Unit Volume: 2.4E+00 Tonf/m3

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 3011976.1 Tonf/m2

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.9E-06 1/C

Shear Modulus, G: 1254990.04 Tonf/m2

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 2800 Tonf/m2

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: []

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

User Specified []

OK Cancel

- Luego se definen las secciones de los elementos: columnas, placas, vigas y losas, como se muestra en la figura a continuación

Propiedades de la columna a editar

Column Property Data

General Data

Property Name: C 0.40X0.95

Material: CONC 280

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Column Section Dimensions

Column Shape: Rectangular

Parallel to 2-Axis: 0.4 m

Parallel to 3-Axis: 0.95 m

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Show Properties...

Automatic Drop Panel Dimensions

Include Automatic Drop Panel Over Column

Parallel to 2-Axis:

Parallel to 3-Axis:

Slab Property:

Automatic Column Capital (Drop Cap) Dimensions

Include Automatic Column Capital (Drop Cap)

Parallel to 2-Axis:

Parallel to 3-Axis:

Height:

OK

Cancel


Propiedades de los muros estructurales a editar

Wall Property Data (Also Applies To Ramps) ? X

General Data

Property Name: PL 0.15

Wall Material: CONC 280

Display Color:  Change...

Property Notes: Modify/Show Notes...

Wall Dimensions

Thickness: 0.15 m

Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall

Wall Takes Out-of-Plane Moment

OK Cancel

Propiedades de las vigas a editar

Beam Property Data ? X


General Data

Property Name: V 0.20x0.20

Beam Material: CONC 280

Rebar Material: CSA-G30.18Gr400

Rebar Material Shear: CSA-G30.18Gr400

Display Color:  Change...

Property Notes: Modify/Show...

Analysis Property Data

Beam Shape Type: Rectangular Beam

Web Width at Top: 0.2 m

Web Width at Bottom: 0.2 m

Depth: 0.2 m

Show Properties...

Design Property Data

Flange Dimensions from Analysis Property Data

Flange Dimensions Automatic from Slab Property

Flange Dimensions User Specified

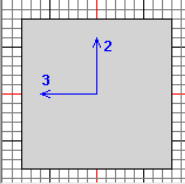
Flange Width:

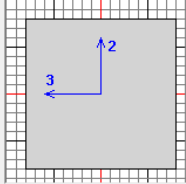
Slab Depth:

Cover Top (to Centroid): 0.06 m

Cover Bottom (to Centroid): 0.06 m

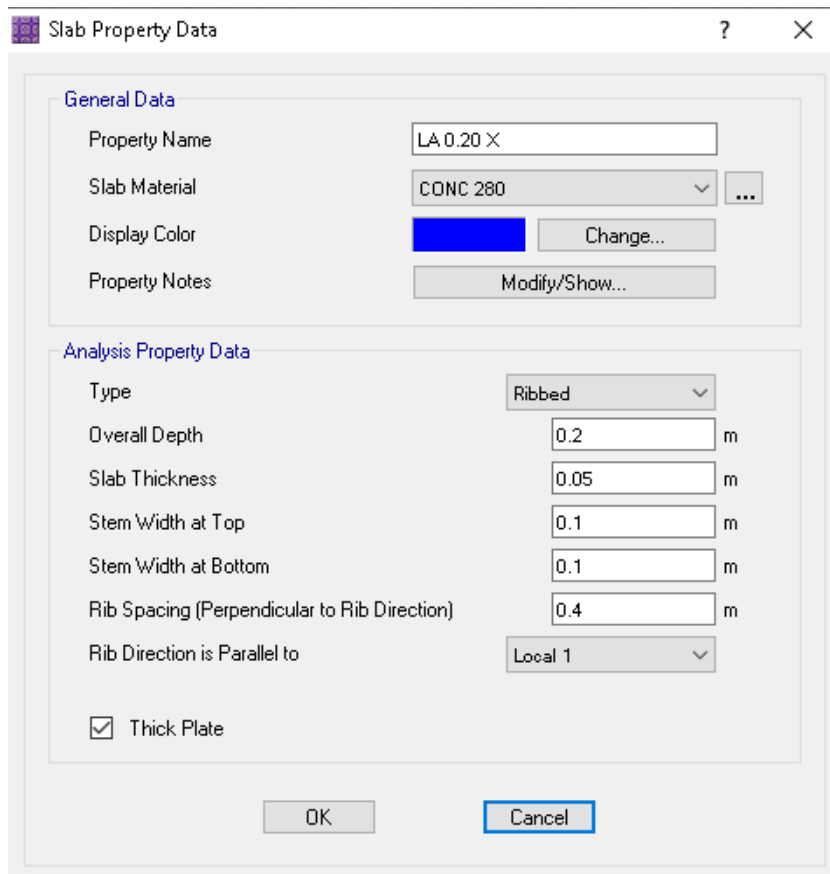
No Design

Analysis Property: 

Design Property: 

OK Cancel

Propiedades de la losa editar




Slab Property Data

General Data

Property Name: LA 0.20 X

Slab Material: CONC 280

Display Color:  Change...

Property Notes: Modify/Show...

Analysis Property Data

Type: Ribbed

Overall Depth: 0.2 m

Slab Thickness: 0.05 m

Stem Width at Top: 0.1 m

Stem Width at Bottom: 0.1 m

Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction): 0.4 m

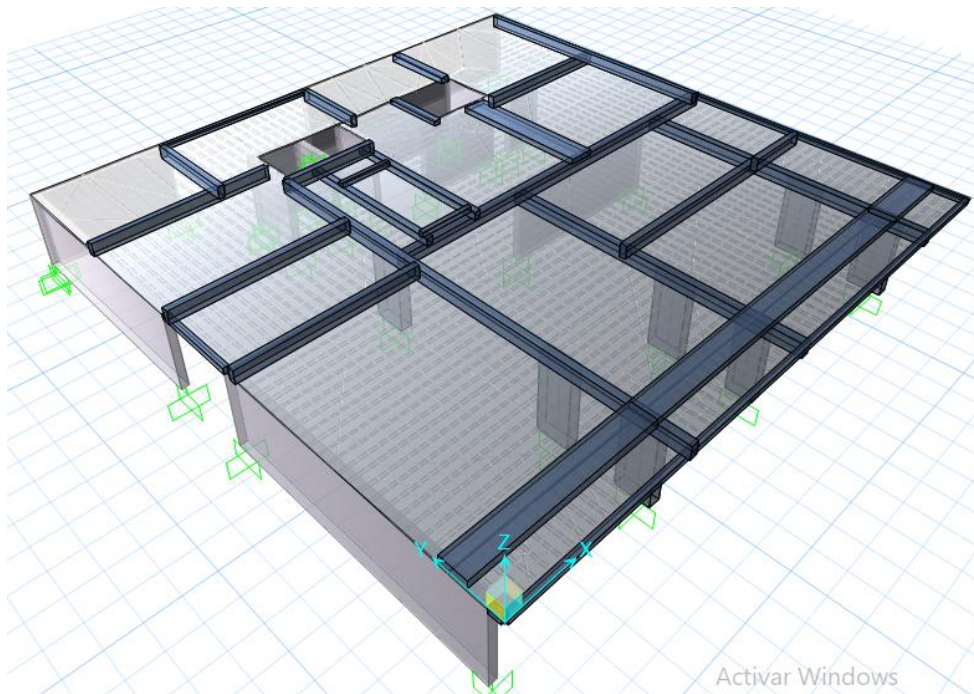
Rib Direction is Parallel to: Local 1

Thick Plate

OK Cancel

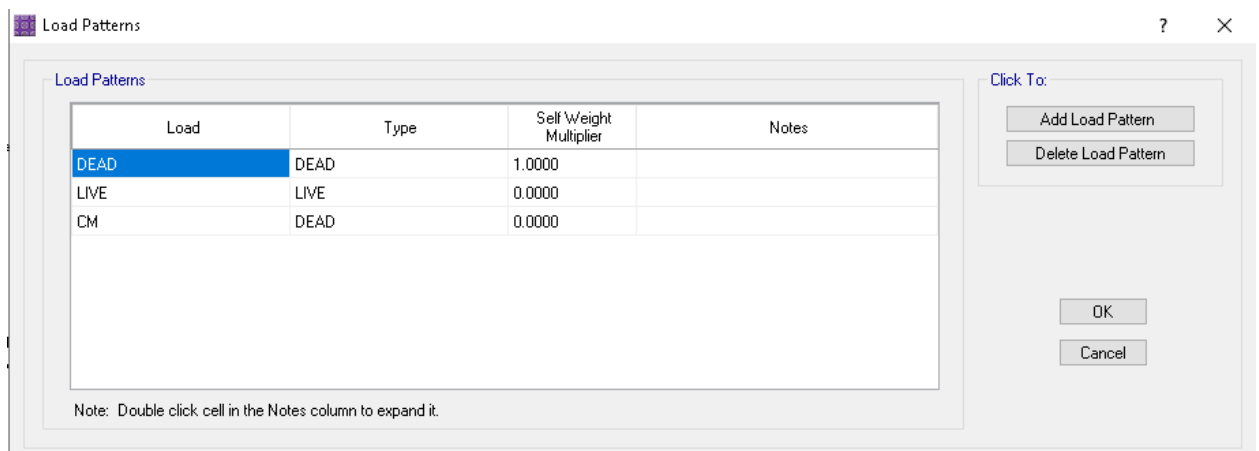
- Luego se dibuja cada uno de los elementos estructurales como son: las columnas y placas, las vigas y las losas, quedando como se muestra a continuación:

Vista 3D del modelado de la losa en el software SAFE



- Luego pasamos a definir los patrones de carga, como se muestra a continuación:

Patrones de carga definidos.



- Enseguida se asignan las cargas uniformemente distribuidas a lo largo de toda la losa, de acuerdo al predimensionamiento obtenido de operar los datos de la ficha resumen n° 03, como son peso propio de la losa de 300 kg/m², peso de acabados 100 kg/m² y peso de tabiquería de 180 kg/m², como carga muerta. Para este caso, como la vigueta de concreto tiene forma de “T”, le asumimos un Self weight multiplier o factor de multiplicación del peso propio igual a 1, ya que queremos que el software calcule el peso propio de la vigueta y adicionalmente le agregamos como carga muerta el peso de los ladrillos de arcilla que van en los espacios entre viguetas, además le asignamos el peso de los acabados y de la tabiquería como carga muerta.

Asignación de cargas a la losa tradicional

Surface Loads

Load Pattern Name
Name: CM

Load Direction
Direction: Gravity

Uniform Loads
Uniform Load: 0.352 Tonf/m²

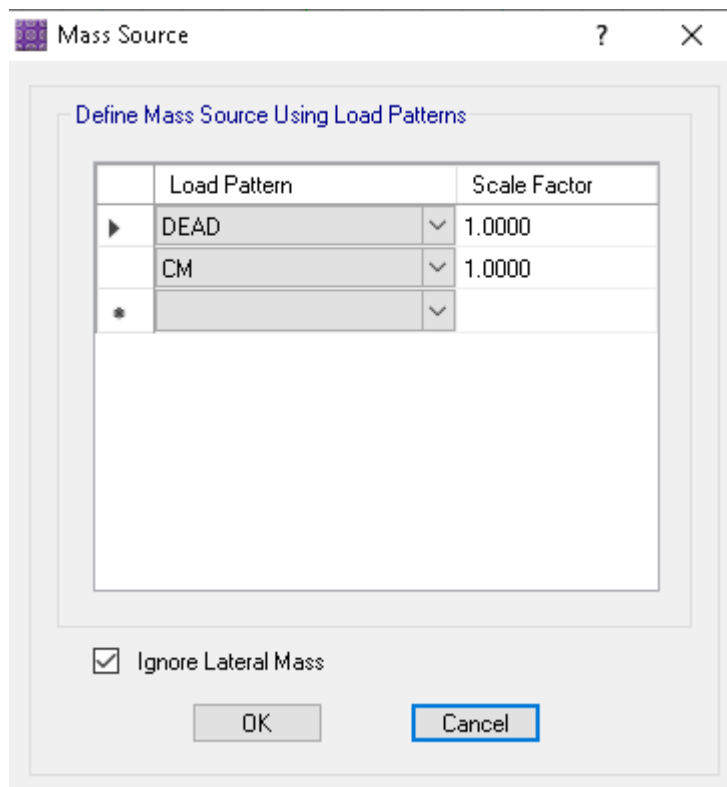
Nonuniform Loads
 $w(x, y) = Ax + By + C = \text{Load at Pt } (x, y); x, y \text{ in Global}$
A: 0E+00 Tonf/m³
B: 0E+00 Tonf/m³
C: 0 Tonf/m²

Options
 Add to Existing Loads
 Replace Existing Loads
 Delete Existing Loads

OK
Cancel

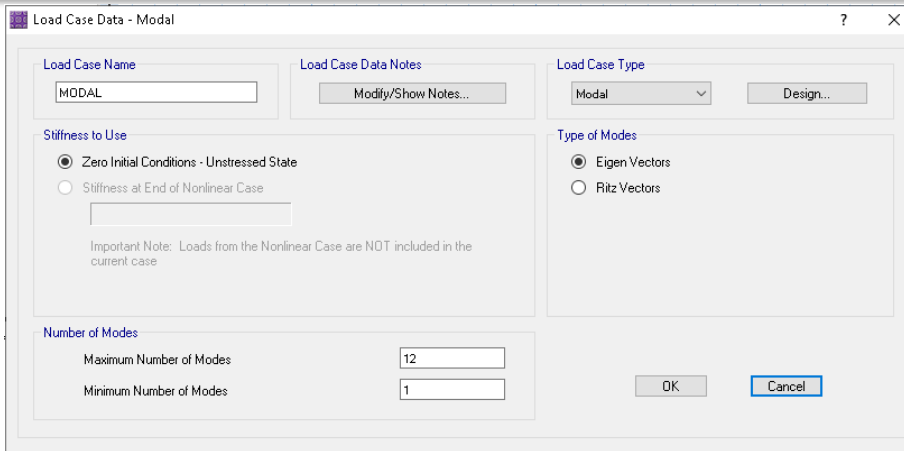
- Luego pasamos a definir la masa en el comando: Mass source

Fuente de masa del modelo



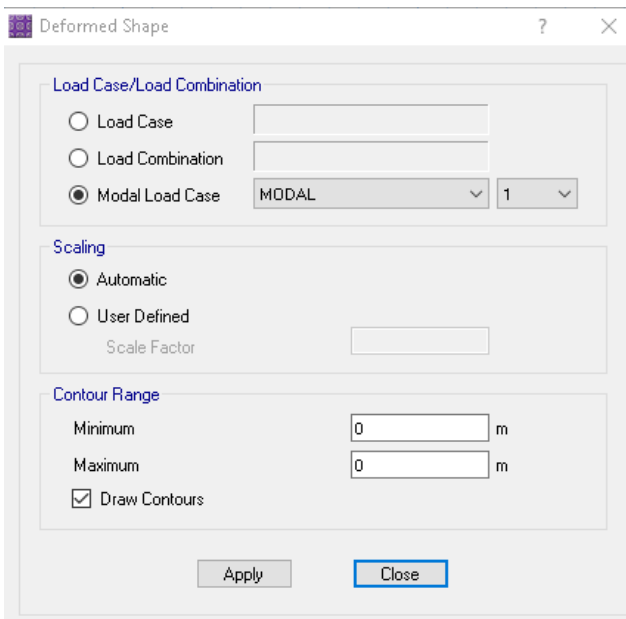
- En seguida pasamos a definir los casos de cargas para el análisis modal de la losa, como se muestra a continuación:

Caso de carga para el análisis modal de la losa



- Luego procedemos a correr el modelo, y en la deformada elegimos la opción Modal, con lo que nos mostrara el primer modo de vibración de la losa.

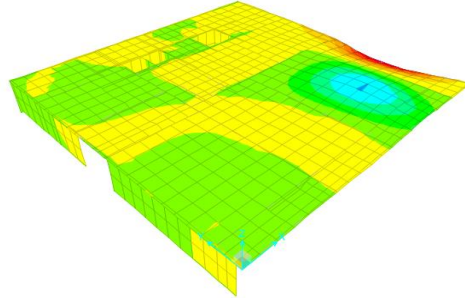
Elección del caso de carga a mostrar, en este caso el modal.



- Enseguida el programa SAFE nos muestra el primer modo de vibrar de la losa, así como su periodo.

Primer modo de vibrar de la losa tradicional

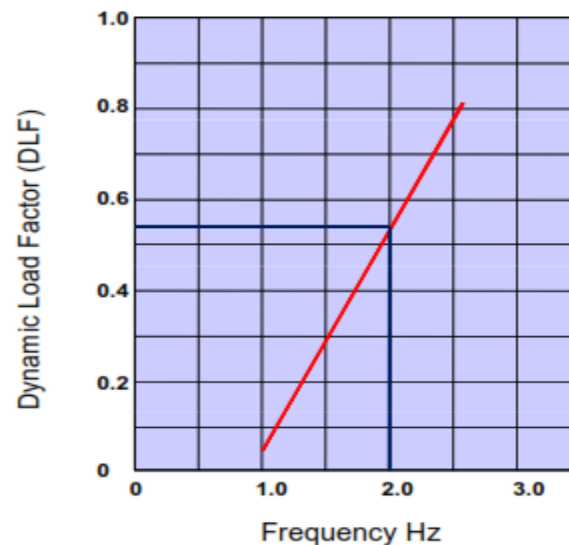
Mode Shape (MODAL) - Mode 1 - Period 0.21784



- A partir del periodo hallamos la frecuencia natural de vibración del primer modo.
- Seguidamente calculamos la fuerza excitadora de vibración como sigue:

Asumimos un peso de una persona promedio igual a 70 kgf o igual a 686.7 N. Luego asumimos una frecuencia de caminar de una persona promedio igual a 2 pasos/seg. Enseguida calculamos el factor de carga dinámico(DLF), mediante el uso de la siguiente figura:

Factor de carga dinámico en función de la frecuencia de caminar de una persona promedio



Con el factor de carga dinámico (DLF), obtenemos la fuerza excitadora de vibración(P_0) mediante el producto del Factor de carga dinámico por el peso promedio de una persona.

Fuerza excitadora de vibración

W_{persona}	686.7	N
f_{caminar}	2	pasos/seg
DFL	0.53	
P₀	363.951	N

- Luego calculamos el factor de amortiguamiento(β), mediante la selección del tipo de entrepiso, basándonos en las divisiones con elementos no estructurales que presenta.

Factor de amortiguamiento en función del tipo de ocupación del entrepiso

Occupancy	Damping factor β
Bare concrete floor	0.02
Furnished, low partition	0.03
Furnished, full height partition	0.05
Shopping malls	0.02

Para nuestro caso, al ser un entrepiso con elementos no estructurales(tabiquería) de altura completa, le corresponde un factor de amortiguamiento de $\beta=0.05$

- Luego procedemos a calcular el peso de cada uno de los paños, para evaluar su comportamiento en la vibración, para ello asumimos un peso propio de la losa de 300

kg/m², un peso de acabados de 100 kg/m² y un peso de tabiquería de 180 kg/m²,
obteniendo un peso de cada paño como muestra la siguiente tabla:

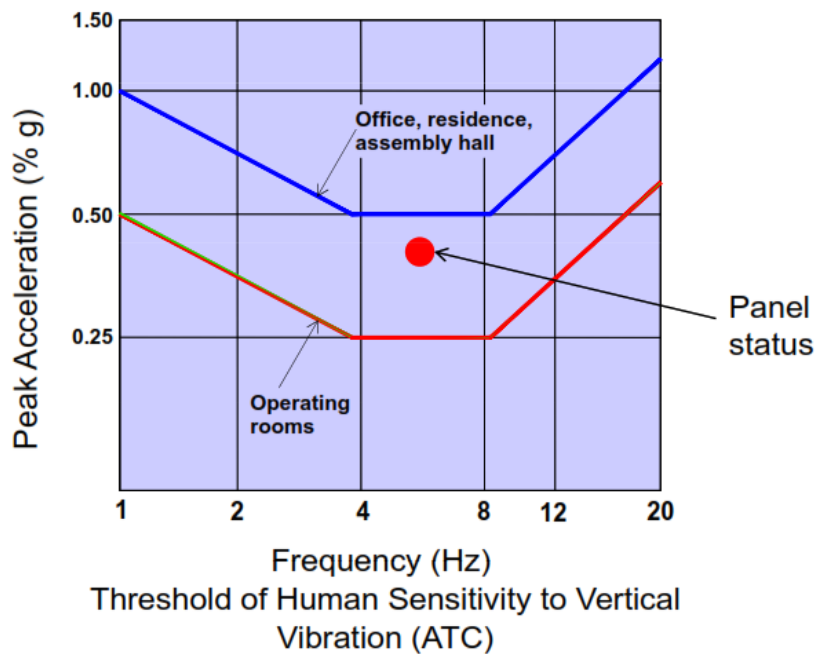
Peso de cada paño objetivo

	Area	Peso(W)
PAÑO	m ²	N
PAÑO	60.84	346167.432
1		
PAÑO	37.51	213424.398
2		
PAÑO	56.38	320790.924
3		
PAÑO	60.64	345029.472
4		
PAÑO	40.55	230721.39
5		
PAÑO	111.37	633673.026
6		
PAÑO	73.15	416208.87
7		

PAÑO	32.92	187308.216
8		
PAÑO	34.01	193510.098
9		

- Luego calculamos la aceleración pico de cada paño, para ubicar los puntos de frecuencia versus aceleración pico en la figura adjunta:

Frecuencia de vibración de la losa versus aceleración pico de cada paño



Aceleración pico versus frecuencia

**ACCELERACIÓN PICO vs
FRECUENCIA**

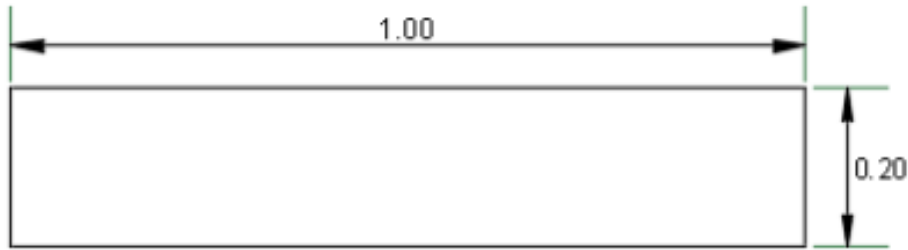
ap/g	fn
0.00422	4.590525156
0.00684	4.590525156
0.00455	4.590525156
0.00423	4.590525156
0.00633	4.590525156
0.00230	4.590525156
0.00351	4.590525156
0.00779	4.590525156
0.00754	4.590525156

2.5.7 Estados límites de servicio de las losas postensadas

2.5.7.1 Deflexión

Para proceder con el calculo de la deflexión de las losas postensadas primeramente hallamos las propiedades de la sección bruta, para la cual se presenta las dimensiones de la losa postensada en la siguiente figura:

Dimensiones de la losa postensada



Al diseñarse la losa postensada como bidireccional, de acuerdo al ACI 318, las losas bidireccionales se diseñan como losas de clase U, es decir que el $f_t \leq 0.5 * \sqrt{f'_c}$, es por ello que para el calculo del momento de inercia efectivo, el ACI 318, permite el uso del momento de inercia de la sección bruta, ya que las losas clases U se considera como no fisurada.

$$b :=$$

$$h := 0$$

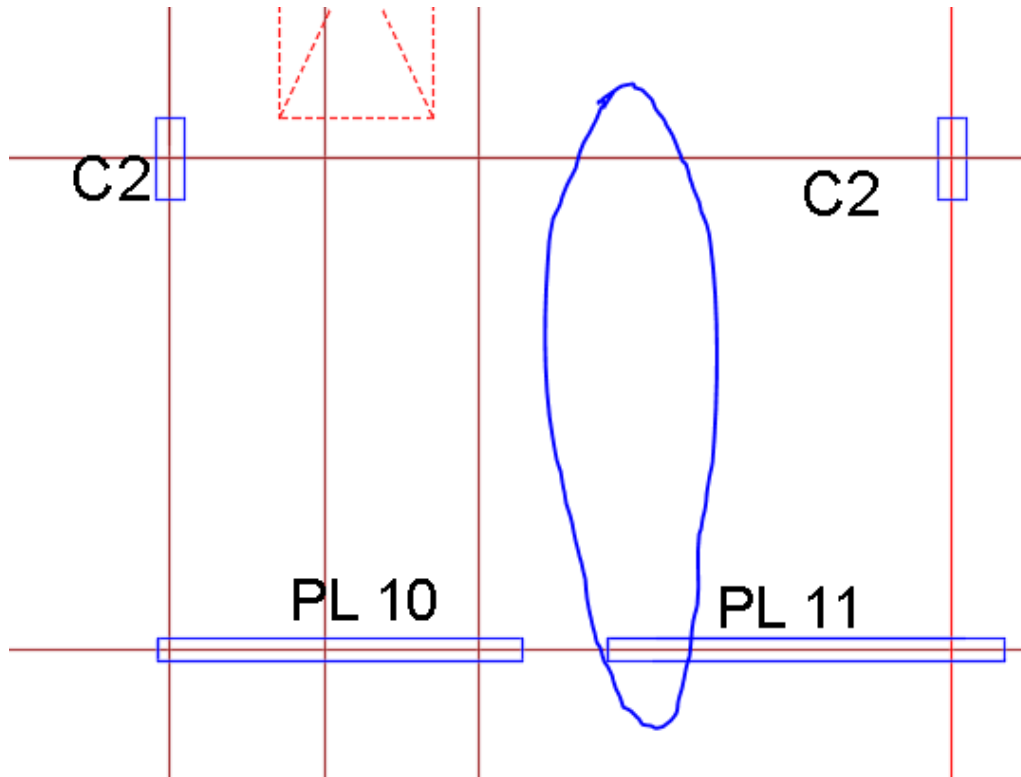
$$y := \frac{h}{2} = 0.1$$

$$I_g := b \cdot \frac{h^3}{12} = 0.00066667 \quad n$$

$$Y_t := h - y = 0.1$$

Luego para la elección del tramo crítico, se ha considerado el tramo mas largo de losa, como se muestra en la siguiente figura el tramo envuelto por la línea azul. Asimismo, para la idealización de la losa, se considero como un tramo simple, simplemente apoyado en sus extremos.

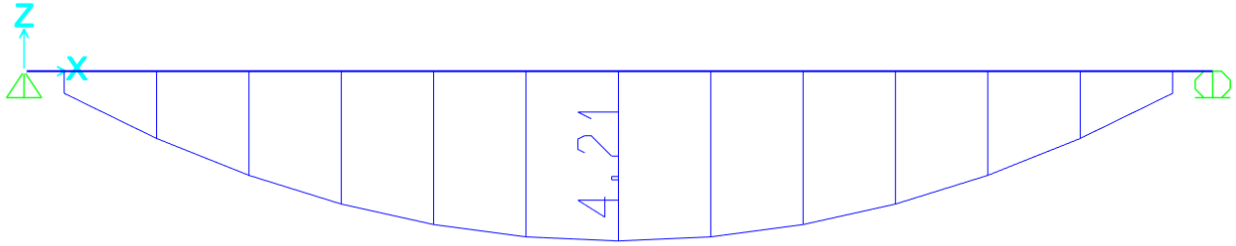
Tramo de losa escogido para el análisis de la deflexión



Para el análisis estructural de la losa idealizada se usó el programa SAP 2000, y las cargas que se asignaron para el mismo son: peso propio de la losa 480kg/m^2 , peso de acabados 100kg/m^2 y peso de tabiquería de 180kg/m^2 , como carga muerta y como carga viva 200kg/m^2 aplicados sobre la losa representativa de 1m de ancho. La longitud de la losa postensada idealizada es 5.925m

En la figura siguiente se muestra el diagrama de momento flector en la losa postensada debido a las cargas antes mencionada.

Momento flector debido a cargas muertas mas carga viva



Luego procedemos a calcular la deflexión máxima debido a carga muerta mas carga viva

$$Ma := 4.1 \quad \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$ln := 5.9 \text{ m}$$

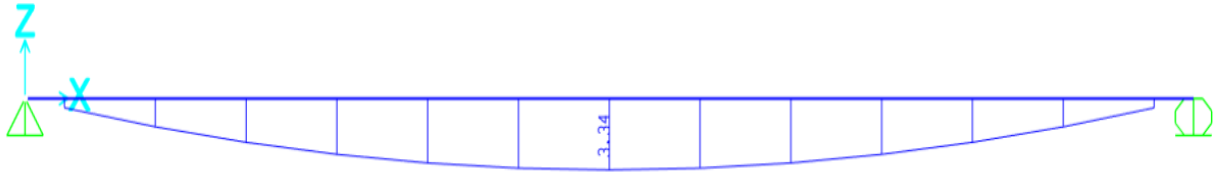
$$f'c := 3 \quad \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Ec := 150000 \cdot \sqrt{f'c} = 2.80624304 \cdot 10^4 \quad \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\Delta DL := 5 \cdot ln^2 \cdot \frac{(Ma)}{48 \cdot Ec \cdot Ig} = 0.0082291 \text{ m}$$

Luego asignamos solamente las cargas permanentes como son el peso propio de la losa, el peso de acabados y el peso de tabiquería; y calculamos los momentos solamente debido a cargas muertas.

Momentos flectores debido solamente a cargas muertas



$$Ma := 3.1 \quad \text{tonf}\cdot$$

Luego calculamos la deflexión por carga muerta

$$ln := 5.9'$$

$$f'c := 3'$$

$$Ec := 150000 \cdot \sqrt{f'c} = 2.80624304 \cdot 10^6 \quad \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\Delta D := 5 \cdot ln^2 \cdot \frac{(Ma)}{48 \cdot Ec \cdot Ig} = 0.0065285'$$

Como resultado de acuerdo al ACI 318, se calcula la deflexión instantánea debido solamente a la carga viva, y esta se calcula como la resta de la deflexión instantánea por carga muerta mas carga viva menos la deflexión por carga muerta solamente.

$$\Delta L := \Delta DL - \Delta D = 0.0017005'$$

Por ultimo calculamos la deflexión limite permisible dada por el ACI 318:

$$\Delta := \frac{ln}{360} = 0.0164583'$$

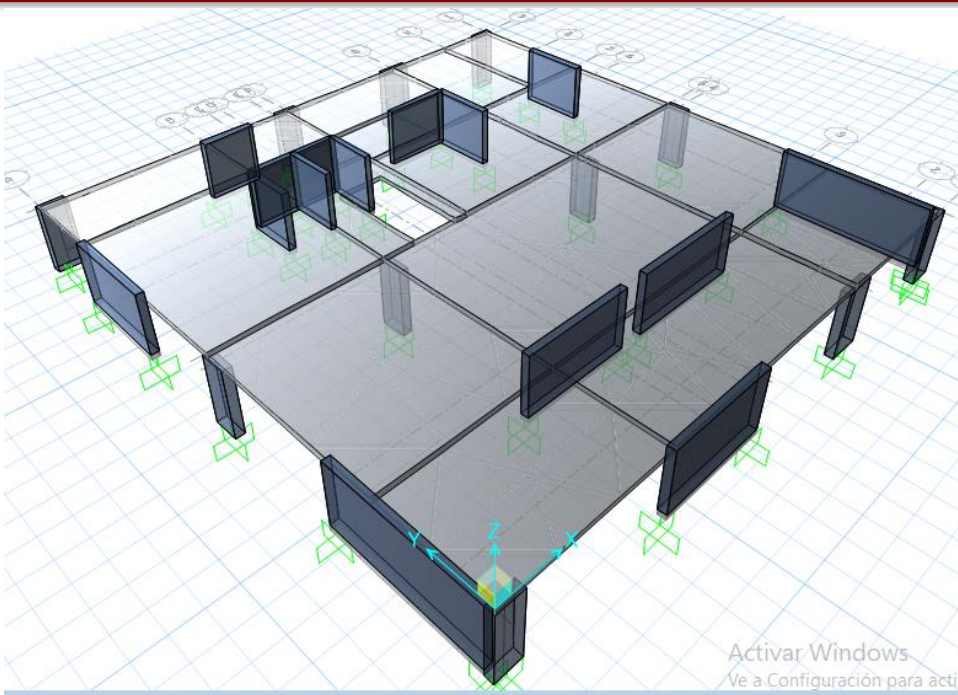
2.5.7.2 Vibración

Para evaluar la vibración de la losa postensada se procedió de la misma forma que la losa tradicional, primeramente, se modeló la losa postensada en el software SAFE, para de ello obtener la frecuencia natural de vibración de la losa.

Para el modelamiento de la losa postensada se procedió de la misma forma que para la losa tradicional. Se empezó definiendo los materiales, asumiendo un módulo de elasticidad dinámico de 1.2 veces el módulo de elasticidad estático, luego se procedió a definir las secciones de cada uno de los elementos como son las placas, las columnas y las losas; luego se procedió a dibujar y asignar las diferentes propiedades a cada uno de los elementos estructurales.

La losa postensada modelada quedó como se muestra en la figura a continuación:

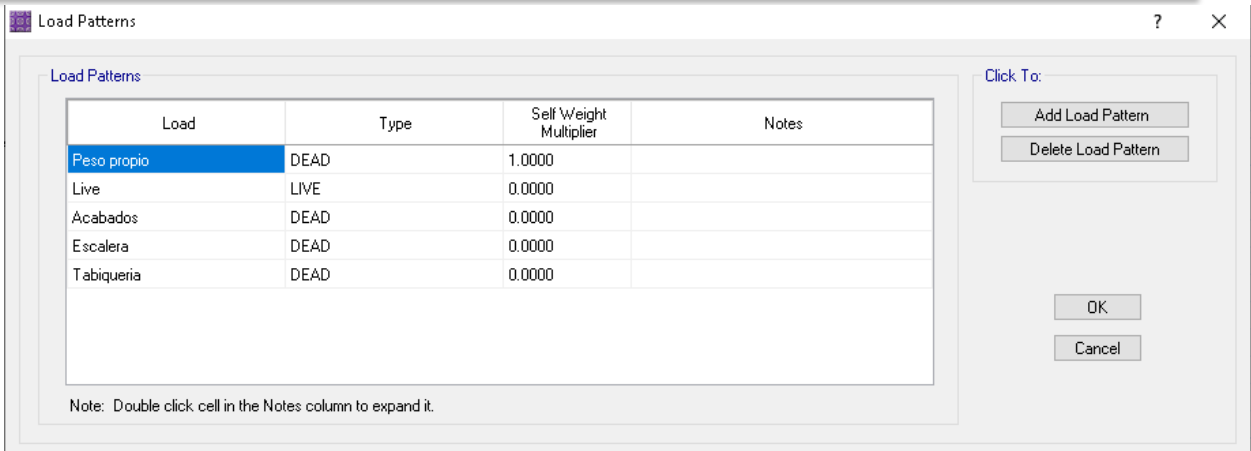
Modelo de la losa postensada en el software SAFE



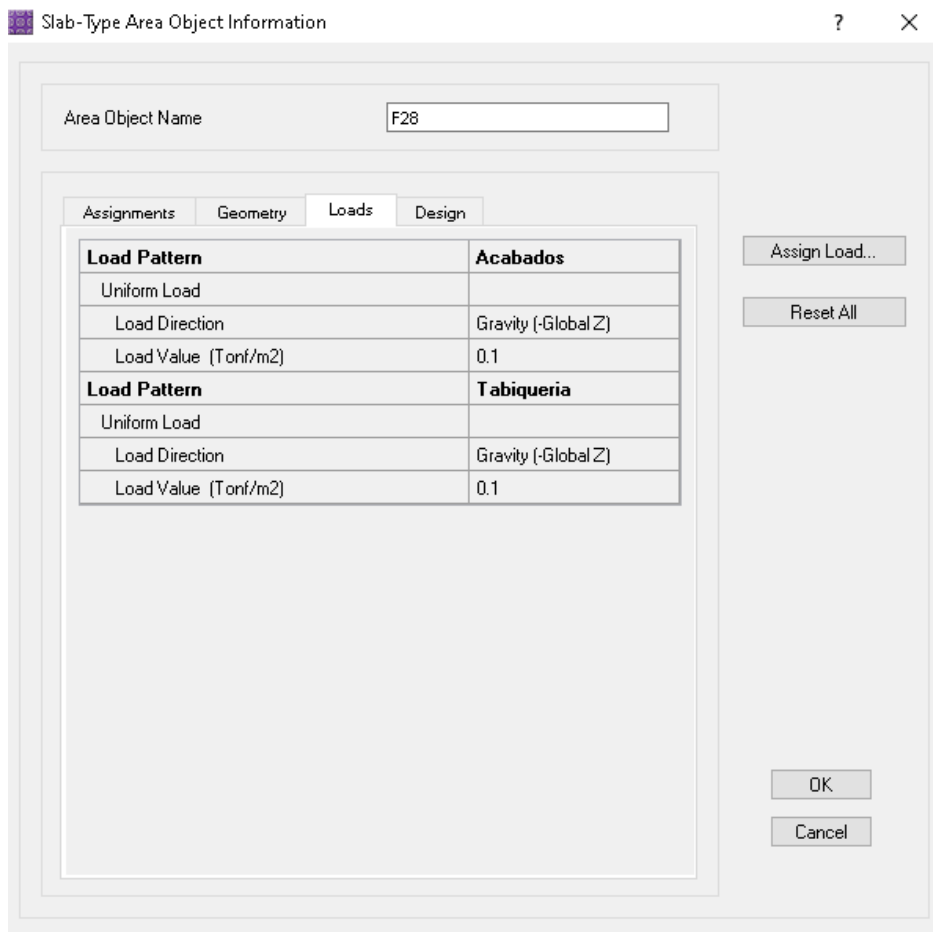
Luego procedemos a definir los patrones de carga de la losa como es la carga muerta.

Enseguida pasamos a asignar las cargas en la losa postensada. Para este caso las cargas que asignamos a la losa postensada son de 100 kg/m² de acabados y 180 kg/m² de tabiquería, ya que anteriormente se puso en los patrones de carga un valor de Self Weight Multiplier igual a 1, es decir el programa por si solo calculara la carga muerta debido al peso propio de la losa postensada, es por ello que ya no lo asignamos como carga muerta al peso propio de la losa.

Definición de los patrones de carga

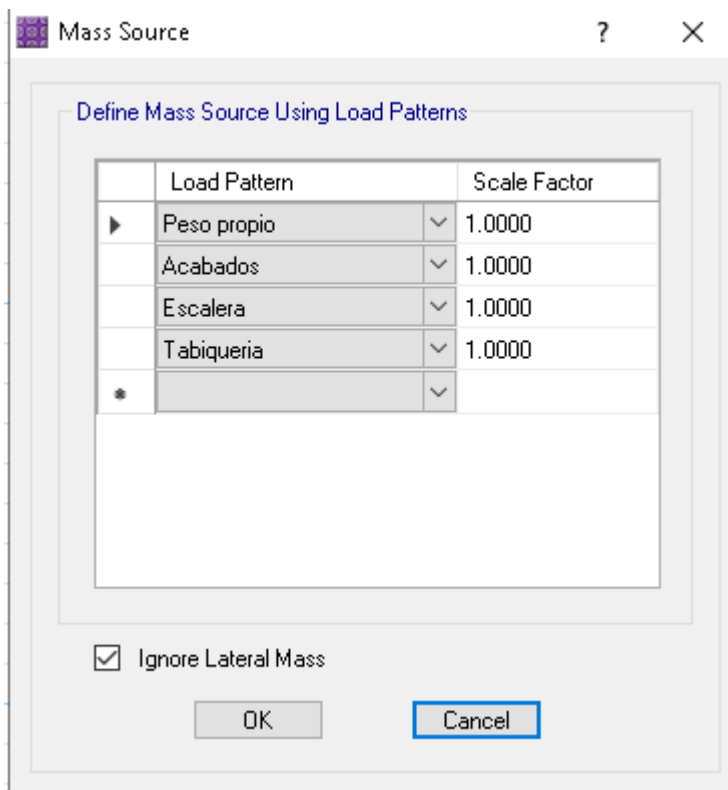


Asignación de las cargas a la losa



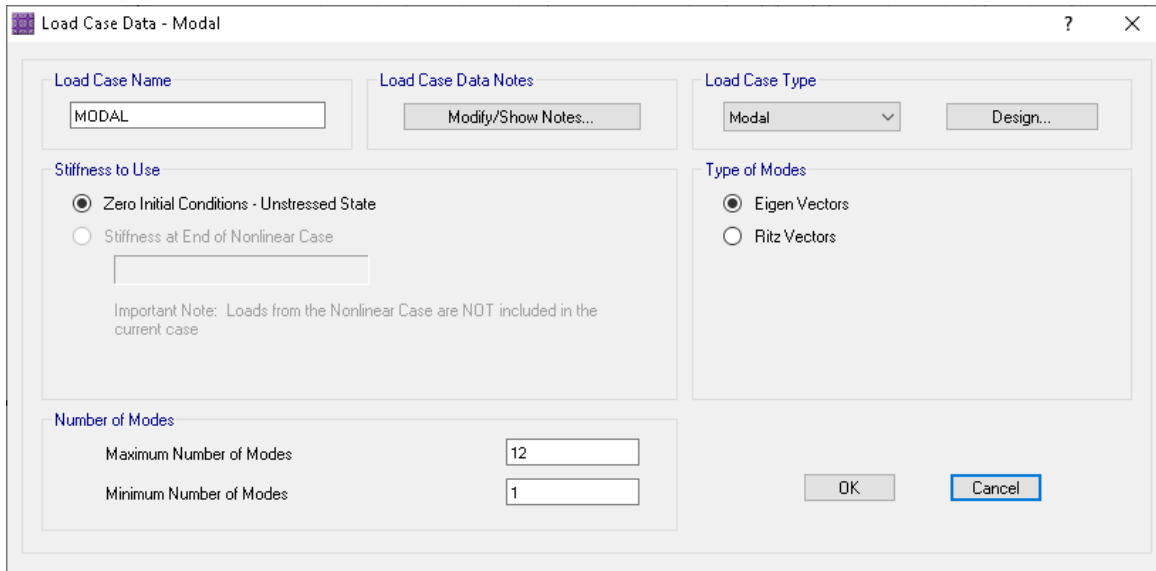
Enseguida pasamos a definir la fuente de masa a través del comando “Mass Source”. Para la definición de la fuente de masa se considerará como masa a todos los elementos ya sean estructurales o no estructurales que estén unidos a la losa.

Asignación de fuente de masa al modelo



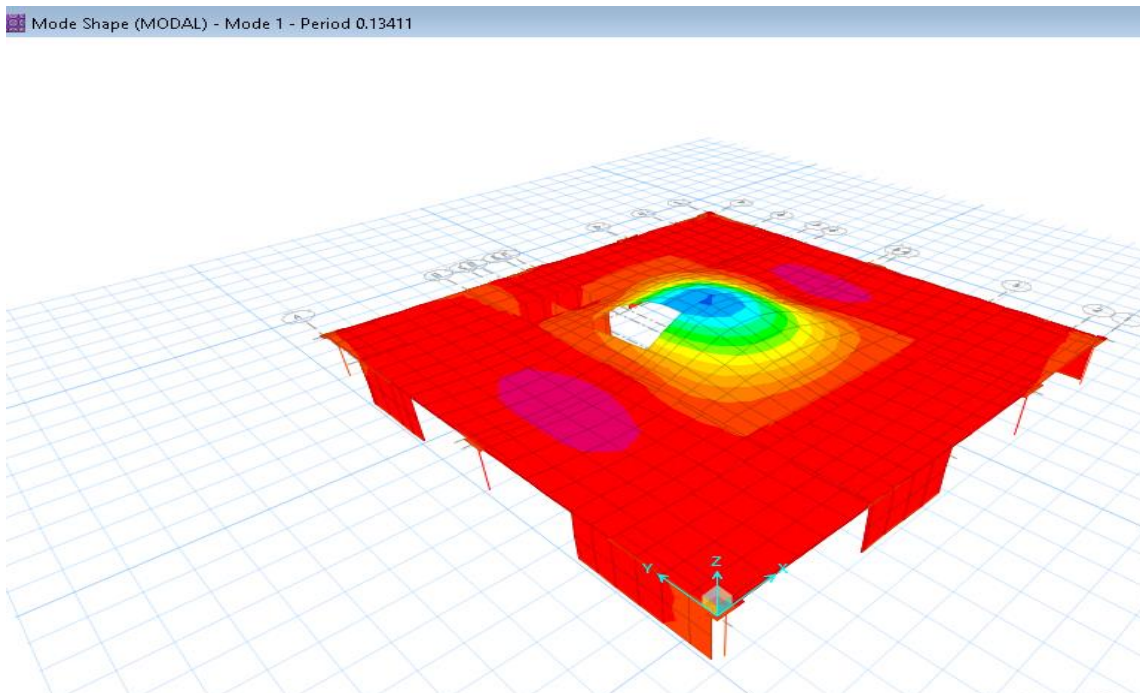
Luego se pasa a asignar el caso de carga Modal para el análisis de la vibración de la losa postensada.

Asignación del caso de carga Modal



Después de ello pasamos a correr el modelo, y seleccionamos el caso de carga modal para ver el primer modo de vibración de la estructura.

Primer modo de vibración de la losa postensada, con un periodo de $T=0.13411$ s



- A partir del periodo calculamos la frecuencia natural de vibración del primer modo de vibrar de la losa, obteniéndose lo que sigue de acuerdo a la tabla siguiente.

Frecuencia natural de vibración del primer modo de vibrar de la losa

MODO 1	
fn	7.456565506

Seguidamente calculamos la fuerza excitadora de vibración, asumiendo el peso de una persona promedio de 70 kg, y como frecuencia de caminar igual a 2 pasos por segundo, con lo cual se obtiene un Factor de Carga Dinamica(DLF) igual a 0.53; para con ello obtener la fuerza excitadora de vibración(P0)

Calculo de la fuerza excitadora de vibración

Wpersona	686.7	N
Vcaminar	2	pasos/s
DFL	0.53	
P0	363.951	N

Luego encontramos el factor de amortiguamiento, que para viviendas con separadores de altura completa viene a ser igual a $\beta=0.05$

Luego calculamos el peso de cada uno de los paños, asumiendo una carga como sigue: 480 kg/m² como peso propio, 100 kg/m² de acabados, 180 kg/m² de tabiquería y en los espacios donde va la escalera una carga muerta de 32 kg/m².

Calculo del peso de cada paño

DESCRIPCION	Area	W
	m ²	N
PAÑO 1	21.01	156642.2
PAÑO 2	12.05	89839.98
PAÑO 3	18.43	137406.7
PAÑO 4	34.02	253639.5
PAÑO 5	52.03	387914.9
PAÑO 6	14.53	108329.9
PAÑO 7	30.89	230303.5
PAÑO 8	14.74	109895.5
PAÑO 9	31.67	236118.9
PAÑO 10	49.89	371959.9

PAÑO 11	72.37	539561.8
PAÑO 12	44.85	334383.7
PAÑO 13	28.48	212335.5
PAÑO 14	41.31	307990.8
PAÑO 15	25.61	190937.9

Por ultimo calculamos la aceleración pico para cada uno de los paños de la losa

2.5.8 Comparación de los estados límites de servicio

Luego de la obtención de los estados límites de servicio, se comparó los resultados de las deflexiones instantaneas de las losas postensadas respecto de las losas tradicionales, y se evaluo el porcentaje de variación, asimismo se comparó con el limite máximo permisible para la deflexión instantanea por carga viva de acuerdo al ACI 318. Por otro lado en el caso de la vibración, se comparó los resultados de las vibraciones de ambas losas, y también estos se compararon con el rango permisible del comportamiento de la deflexión que estipula el Applied Technology Concil (ATC)

III. RESULTADOS

3.1 Resultados

3.1.1 Estructuración y predimensionamiento del edificio con losas postensadas

3.1.1.1 Luz libre

Luces libre de la losa

LUZ LIBRE		
DIRECCIÓN	LONGITUD	Unidad
X-X	9.33	m
Y-Y	5.925	m

3.1.1.2 Espesor de losa

Espesor de losa

Espesor(cm)

3.1.1.3 Secciones

verticales

3.1.1.3.1 Columnas

Losa	
maciza	20
bidireccional	

transversales de elementos

Secciones transversales finales de columnas

COLUMNAS

ELEMENTO	b(m)	h(m)	bxh(m2)
C1	1.00	0.35	0.350
C2	0.35	1.00	0.350
C3	1.00	0.35	0.350
C4	0.35	1.00	0.350
C5	1.00	0.35	0.350
C6	1.30	0.35	0.455
C7	0.35	1.00	0.350
C8	1.30	0.35	0.455
C9	1.00	0.35	0.350
C10	0.35	1.00	0.350
C11	1.00	0.35	0.350

3.1.1.3.2 Placas

Secciones transversales finales de placas

PLACAS			
ELEMENTO	b(m)	h(m)	bxh(m²)
PL1	0.30	4.00	1.200
PL2	0.30	6.78	2.034
PL3	2.20	0.30	0.660
PL4	4.10	0.25	1.025
PL5	0.30	2.10	0.630
PL6	0.25	2.10	0.525
PL7	0.25	2.10	0.525
PL8	4.50	0.30	1.350
PL9	4.66	0.30	1.398
PL10	3.00	0.25	0.750
PL11	0.30	2.90	0.870
PL12	4.90	0.30	1.470
PL13	0.30	2.93	0.879
PL14	0.30	6.78	2.034

3.1.2 Metrado de cargas y modelamiento estructural

3.1.2.1 Carga muerta

Metrado de carga muerta

CARGA MUERTA		
PISOS DEL 2° AL 7°		
PESO PROPIO	480	kg/m ²
ACABADOS	100	kg/m ²
TABIQUERIA	100	kg/m ²
TOTAL	680	kg/m ²
SOTANOS Y 1° PISO		
PESO PROPIO	480	kg/m ²
ACABADOS	100	kg/m ²
TOTAL	580	kg/m ²
AZOTEA		
PESO PROPIO	480	kg/m ²
ACABADOS	100	kg/m ²

PARAPETO	1.2	50	kg/m²
m			
TOTAL		630	kg/m²

3.1.2.2 Carga viva

Metrado de carga viva

CARGA VIVA

SOTANOS

SOBRECARGA 250 kg/m²

PISO TIPICO

SOBRECARGA 200 Kg/m²

AZOTEA

SOBRECARGA 100 Kg/m²

3.1.3 Análisis sísmico estructural del edificio con losas postensadas

3.1.3.1 Modos de vibración

Modos de vibración del edificio

MODO	MASA PARTICIPANTE	SUMA DE MASA PARTICIPANTE	DE MASA PARTICIPANTE	SUMA DE MASA PARTICIPANTE	DE MASA PARTICIPANTE	SUMA DE MASA PARTICIPANTE
	TRALACIONAL EN X	PARTICIPANTE TRASLACIONAL EN X	TRALACIONAL EN Y	PARTICIPANTE TRASLACIONAL EN Y	ROTACIONAL	PARTICIPANTE ROTACIONAL
1	0.018	0.018	0.649	0.649	0.001	0.001
2	0.646	0.665	0.017	0.665	0.016	0.017
3	0.016	0.681	0.002	0.667	0.628	0.644
4	0.135	0.816	0.020	0.687	0.001	0.645
5	0.018	0.834	0.146	0.834	0.001	0.646

6	0.002	0.835	0.001	0.834	0.159	0.805
7	0.041	0.876	0.002	0.836	0.000	0.805
8	0.001	0.877	0.042	0.878	0.000	0.805
9	0.001	0.878	0.000	0.878	0.041	0.847
10	0.016	0.894	0.000	0.878	0.000	0.847
11	0.000	0.894	0.017	0.895	0.000	0.847
12	0.007	0.901	0.000	0.895	0.000	0.847
13	0.000	0.901	0.000	0.895	0.016	0.863
14	0.000	0.901	0.007	0.902	0.000	0.863

3.1.3.2 Periodo fundamental

Periodo fundamental de vibración del edificio

PERIODO FUNDAMENTAL	
Dirección Y	0.424 s
Dirección X	0.397 s

3.1.3.3 Derivas de entrepiso

Derivas XX por sismo estático

Piso	Deriva inelástica	Límite E.030	CONDICIÓN
Piso 7	0.004	0.007	CUMPLE
Piso 6	0.004	0.007	CUMPLE
Piso 5	0.005	0.007	CUMPLE
Piso 4	0.005	0.007	CUMPLE
Piso 3	0.004	0.007	CUMPLE
Piso 2	0.004	0.007	CUMPLE

Piso 1	0.003	0.007	CUMPLE
---------------	-------	-------	--------

Derivas YY

Piso	Deriva inelástica	Límite E.030	CONDICIÓN
Piso 7	0.005	0.007	CUMPLE
Piso 6	0.005	0.007	CUMPLE
Piso 5	0.005	0.007	CUMPLE
Piso 4	0.005	0.007	CUMPLE
Piso 3	0.005	0.007	CUMPLE
Piso 2	0.004	0.007	CUMPLE
Piso 1	0.003	0.007	CUMPLE

3.1.3.4 Derivas de entrepiso del análisis dinámico

Deriva X

Piso	Deriva	Límite	CONDICIÓN
	inelástica	E.030	
Piso 7	0.004	0.007	CUMPLE
Piso6	0.004	0.007	CUMPLE
Piso 5	0.004	0.007	CUMPLE
Piso 4	0.004	0.007	CUMPLE
Piso 3	0.004	0.007	CUMPLE
Piso 2	0.003	0.007	CUMPLE
Piso 1	0.002	0.007	CUMPLE

DerivaYY

Piso	Deriva	Límite	CONDICIÓN
	inelástica	E.030	
Piso 7	0.004	0.007	CUMPLE
Piso6	0.004	0.007	CUMPLE
Piso 5	0.004	0.007	CUMPLE
Piso 4	0.004	0.007	CUMPLE

Piso 3	0.004	0.007	CUMPLE
Piso 2	0.003	0.007	CUMPLE
Piso 1	0.002	0.007	CUMPLE

3.1.3.5 Cortante estática en la base

Cortante estática en la base del edificio

Dirección	V (tonf)
XX	640.08
YY	640.08

3.1.3.6 Cortante dinámica en la base

Cortante dinámica en la base del edificio

Dirección	V (tonf)
XX	512.07
YY	512.07

3.1.4 Prediseño de las losas postensadas

3.1.4.1 Perfilado de los torones

Perfilado de los torones en X

FRANJAS		DIRECCIÓN X		
FRANJA		TRAMO	TRAMO	TRAMO
1	AB	DE	EG	
Caída (m)	0.078	0.09	0.058	
FRANJA		TRAMO	TRAMO	TRAMO
2	AB	DE	EG	
Caída (m)	0.085	-	0.061	
FRANJA		TRAMO	TRAMO	TRAMO
3	AB	DE	EG	
Caída (m)	0.053	0.15	0.049	
FRANJA		TRAMO	TRAMO	TRAMO
4	AB	DE	EG	
Caída (m)	0.081	0.02	0.06	
FRANJA		TRAMO	TRAMO	TRAMO
5	AB	DE	EG	
Caída (m)	0.059	0.075	0.048	

Perfilado de los torones en Y

FRANJAS	DIRECCIÓN Y			
FRANJA	Tramo 13	Tramo 34	Tramo 48	Tramo 89
A				
Caída (m)	0.069	0.094	0.103	0.05
FRANJA	Tramo 13	Tramo 34	Tramo 48	Tramo 89
B				
Caída (m)	0.1	0.115	0.115	0.08
FRANJA	Tramo 13	Tramo 34	Tramo 48	Tramo 89
C				
Caída (m)	0.1	0.115	0.115	0.08
FRANJA	Tramo 13	Tramo 34	Tramo 48	Tramo 89
D				
Caída (m)	0.09	0.115	0.115	0.06
FRANJA	Tramo 13	Tramo 34	Tramo 48	Tramo 89
E				
Caída (m)	0.069	0.094	0.103	0.05

3.1.4.2 Fuerza de postensado efectivo y número de torones

Fuerza de postensado efectivo y número de torones en X

DIRECCIÓN X

FRANJA 1

FUERZA EFECTIVA 48.50

POSTENSADO (ton)

N° TORONES 4

FRANJA 2

FUERZA EFECTIVA 121.25

POSTENSADO (ton)

N° TORONES 10

FRANJA 3

FUERZA EFECTIVA 157.63

POSTENSADO (ton)

N° TORONES 13

FRANJA 4

FUERZA EFECTIVA 121.25

POSTENSADO (ton)

N° TORONES 10

FRANJA 5

FUERZA EFECTIVA 36.38

POSTENSADO (ton)

N° TORONES 3

Fuerza de postensado efectivo y número de torones en Y

DIRECCIÓN Y

FRANJA 1

FUERZA EFECTIVA 145.50

POSTENSADO (ton)

N° TORONES 12

FRANJA 2

FUERZA EFECTIVA 97.00

POSTENSADO (ton)

N° TORONES 8

FRANJA 3

FUERZA EFECTIVA 97.00

POSTENSADO (ton)

N° TORONES 8

FRANJA 4

FUERZA EFECTIVA 121.25

POSTENSADO (ton)

N° TORONES 10

FRANJA 5

FUERZA EFECTIVA 109.13

POSTENSADO (ton)

N° TORONES 9

3.1.4.3 Porcentaje de carga equilibrada

Porcentaje de carga equilibrada en la dirección X

FRANJAS		DIRECCIÓN X		
FRANJA 1	TRAMO	TRAMO	TRAMO	
	AB	DE	EG	
%	65	87	60	
EQUILIBRADO				
FRANJA 2	TRAMO	TRAMO	TRAMO	
	AB	BG	GI	

% 76 - 67

EQUILIBRADO

FRANJA 3	TRAMO	TRAMO	TRAMO
	AB	BG	GI
%	67	70	65

EQUILIBRADO

FRANJA 4	TRAMO	TRAMO	TRAMO
	AB	FG	GI
%	66	79	62

EQUILIBRADO

FRANJA 4	TRAMO	TRAMO	TRAMO
	AB	BF	GI
%	69	97	66

EQUILIBRADO

Porcentaje de carga equilibrada en la dirección Y

FRANJAS	DIRECCIÓN Y			
FRANJA A	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
	13	34	48	89

%	65	70	72	64
---	----	----	----	----

EQUILIBRADO

FRANJA B	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
	13	34	48	89
%	65	78	76	63

EQUILIBRADO

FRANJA C	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
	13	34	48	89
%	67	80	79	65

EQUILIBRADO

FRANJA D	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
	13	34	48	89
%	65	74	82	63

EQUILIBRADO

FRANJA E	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
	13	34	48	89
%	67	69	71	64

EQUILIBRADO

3.1.4.4 Precompresión promedio

Precompresión promedio en X y en Y

DIRECCIÓN X		
Franja	Precompresión	Unidad
FRANJA 1	9.96	kg/cm ²
FRANJA 2	11.44	kg/cm ²
FRANJA 3	10.97	kg/cm ²
FRANJA 4	10.64	kg/cm ²
FRANJA 5	13.18	kg/cm ²
DIRECCIÓN Y		
Franja	Precompresión	Unidad
FRANJA A	20.94	kg/cm ²
FRANJA B	9.26	kg/cm ²
FRANJA C	10.03	kg/cm ²
FRANJA D	10.25	kg/cm ²
FRANJA E	17.39	kg/cm ²

3.1.4.5 Esfuerzos en la losa postensada

Estado inicial de esfuerzos de las fibras en los apoyos de la losa postensada

FRANJAS		DE APOYOS					
COLUMNA							
FRANJA 1		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		AB	BA	DE	ED	EG	GE
ESFUERZO	Fibra	-6.85	-4.61	-11.70	-14.00	-6.30	-28.34
(kg/cm²)	superior						
	Fibra	-13.07	-15.30	-8.21	-5.92	-13.61	8.42
	inferior						
FRANJA 2		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		AB	BA	BG	GB	GI	IG
ESFUERZO	Fibra	-10.85	-10.85	-	-	-11.11	-11.29
(kg/cm²)	superior						
	Fibra	-12.03	-12.03	-	-	-11.11	-11.59
	inferior						
FRANJA 3		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		AB	BA	BG	GB	GI	IG

ESFUERZO (kg/cm2)	Fibra superior	-9.25	-2.72	-5.08	0.49	2.83	-11.67
	Fibra inferior	-12.68	-19.21	-16.85	-22.42	-24.76	-10.26
FRANJA 4		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		AB	BA	FG	GF	GI	IG
ESFUERZO (kg/cm2)	Fibra superior	-0.61	-1.82	-2.56	-4.06	2.73	-6.16
	Fibra inferior	-20.66	-19.45	-18.71	-17.21	-24.00	-15.11
FRANJA 5		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		AB	BA	FG	GF	GI	IG
ESFUERZO (kg/cm2)	Fibra superior	-13.18	-8.74	-14.05	31.08	-7.61	-16.83
	Fibra inferior	-13.18	-17.61	-12.31	-57.44	-18.74	-9.53

Estado inicial de esfuerzos de las caras en los tramos de la losa postensada

FRANJAS	DE	TRAMOS
COLUMNA		

FRANJA 1		TRAMO	TRAMO	Apoyo
		AB	DE	EG
ESFUERZO (kg/cm2)	Cara superior	-13.01	-7.67	-11.16
	Cara inferior	-6.90	-12.25	-8.76
FRANJA 2		Tramo	Tramo	Tramo
		AB	BG	GI
ESFUERZO (kg/cm2)	Cara superior	-12.00	-	-11.62
	Cara inferior	-10.88	-	-11.26
FRANJA 3		Tramo	Tramo	Tramo
		AB	BG	GI
ESFUERZO (kg/cm2)	Cara superior	-17.83	-15.60	-16.95
	Cara inferior	-4.10	-6.33	-4.98
FRANJA 4		Tramo	Tramo	Tramo
		AB	FG	GI
ESFUERZO (kg/cm2)	Cara superior	-18.32	-14.82	-15.29
	Cara inferior	-2.95	-6.45	-5.98

FRANJA 5		Tramo	Tramo	Tramo
		AB	BF	GI
ESFUERZO (kg/cm²)	Cara superior	-13.53	-11.35	-12.57
	Cara inferior	-12.83	-15.01	-13.79

Estado inicial de esfuerzos de las fibras en los apoyos de la losa postensada

FRANJAS DE COLUMNA		APOYOS							
FRANJA A		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		1-3	3-1	3-4	4-3	4-8	8-4	8-9	9-8
ESFUERZO (kg/cm ²)	Fibra superior	-50.96	-46.16	-31.17	-18.26	-43.22	-32.04		
	Fibra inferior	9.09	4.29	-10.70	-23.61	1.35	-9.83		
FRANJA B		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		1-3	3-1	3-4	4-3	4-8	8-4	8-9	9-8
ESFUERZO (kg/cm ²)	Fibra superior	-9.89	-11.41	-13.42	-9.84	-14.05	-6.57	-19.55	-10.75
	Fibra inferior	-8.63	-7.12	-5.11	-8.69	-4.48	-11.96	1.02	-7.77
FRANJA C		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		1-3	3-1	3-4	4-3	4-8	8-4	8-9	9-8

ESFUERZO (kg/cm2)	Fibra	-12.48	-10.89	-11.30	-13.47	-19.27	-12.72		
	superior								
	Fibra	-7.58	-9.16	-8.75	-6.58	-0.79	-7.33		
	inferior								
FRANJA D		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		1-3	3-1	3-4	4-3	4-8	8-4	8-9	9-8
ESFUERZO (kg/cm2)	Fibra	-11.45	-11.73	-13.70	-16.52	-13.91	-17.59	-22.51	-11.67
	superior								
	Fibra	-9.06	-8.78	-6.80	-3.99	-6.60	-2.92	2.00	-8.83
	inferior								
FRANJA E		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		1-3	3-1	3-4	4-3	4-8	8-4	8-9	9-8
ESFUERZO (kg/cm2)	Fibra	-29.63	-37.23	-14.43	-20.55	-36.32	-24.80		
	superior								

Fibra	-5.15	2.45	-20.35	-14.24	1.54	-9.98
inferior						

Estado inicial de esfuerzos de las caras en los tramos de la losa postensada

FRANJAS DE COLUMNA		TRAMOS			
FRANJA A		Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
		13	34	48	89
ESFUERZO	Cara	-3.96	-19.98	9.90	
(kg/cm²)	superior				
	Cara inferior	-37.91	-12.25	-29.81	
FRANJA B		Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
		AB	BG	GI	89
ESFUERZO	Cara	-8.40	-3.94	-5.28	-2.30
(kg/cm²)	superior				
	Cara inferior	-8.40	-14.59	-13.25	-16.23
FRANJA C		Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
		AB	BG	GI	89
ESFUERZO	Cara	-9.75	-7.58	-5.06	
(kg/cm²)	superior				
	Cara inferior	-10.30	-12.48	-14.99	
FRANJA D		Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
		AB	FG	GI	89

ESFUERZO (kg/cm ²)	Cara superior	-8.33	-5.46	-5.64	-3.45
	Cara inferior	-12.18	-15.05	-14.87	-17.05
FRANJA E		Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
		AB	BF	GI	89
ESFUERZO (kg/cm ²)	Cara superior	-4.58	-17.39	-2.67	
	Cara inferior	-30.20	-17.39	-32.12	

Estado intermedio de esfuerzos de las fibras en los apoyos de la losa postensada

FRANJAS DE COLUMNA		APOYOS					
FRANJA 1		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		AB	BA	DE	ED	EG	GE
ESFUERZO (kg/cm ²)	Fibra superior	-0.63	1.33	-8.70	-10.50	-2.92	-8.65
	Fibra inferior	-19.29	-21.25	-11.21	-9.41	-17.00	-11.27
FRANJA 2		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		AB	BA	BG	GB	GI	IG
ESFUERZO (kg/cm ²)	Fibra superior	-9.98	-10.04	-	-	-11.11	-11.29

FRANJA 3	Fibra	-12.90	-12.83	-	-	-11.77	-11.59
	inferior						
		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		AB	BA	BG	GB	GI	IG
ESFUERZO (kg/cm ²)	Fibra	-5.14	7.13	5.38	10.25	9.36	-9.05
	superior						
FRANJA 4	Fibra	-16.79	-29.06	-27.31	-35.26	-35.30	-12.89
	inferior						
		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		AB	BA	FG	GF	GI	IG
ESFUERZO (kg/cm ²)	Fibra	8.10	7.44	-8.16	-0.21	10.55	-0.50
	superior						
FRANJA 5	Fibra	-29.37	-28.71	-13.11	-21.06	-32.43	-20.77
	inferior						
		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		AB	BA	FG	GF	GI	IG
ESFUERZO (kg/cm ²)	Fibra	-5.70	-1.09	-11.27	-13.79	-2.66	-12.48
	superior						
	Fibra	-20.66	-25.27	-15.09	-12.57	-23.70	-13.88
	inferior						

Estado intermedio de esfuerzos de las caras en los apoyos de la losa postensada

FRANJAS		DE	TRAMOS		
COLUMNA					
FRANJA 1			TRAMO	TRAMO	Apoyo
			AB	DE	EG
ESFUERZO (kg/cm²)	Cara superior		-18.41	-10.45	-15.03
	Cara inferior		-1.50	-9.47	-4.89
FRANJA 2			Tramo	Tramo	Tramo
			AB	BG	GI
ESFUERZO (kg/cm²)	Cara superior		-12.63	-	-12.63
	Cara inferior		-10.25	-	-10.25
FRANJA 3			Tramo	Tramo	Tramo
			AB	BG	GI
ESFUERZO (kg/cm²)	Cara superior		-24.34	-22.17	-21.61
	Cara inferior		2.41	0.24	-0.32
FRANJA 4			Tramo	Tramo	Tramo
			AB	FG	GI
ESFUERZO (kg/cm²)	Cara superior		-24.45	-17.27	-19.74
	Cara inferior		3.18	-4.00	-1.53

FRANJA 5		Tramo	Tramo	Tramo
		AB	BF	GI
ESFUERZO (kg/cm ²)	Cara superior	-19.01	-13.44	-16.74
	Cara inferior	-7.35	-12.92	-9.61

Estado intermedio de esfuerzos de las fibras en los apoyos de la losa postensada

FRANJAS DE COLUMNA		APOYOS							
FRANJA A		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		1-3	3-1	3-4	4-3	4-8	8-4	8-9	9-8
ESFUERZO (kg/cm ²)	Fibra superior	-32.51	-42.53	-14.80	-20.03	-43.40	-32.08		
	Fibra inferior	-9.36	0.66	-27.07	-21.84	1.53	-9.79		
FRANJA B		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		1-3	3-1	3-4	4-3	4-8	8-4	8-9	9-8
ESFUERZO (kg/cm ²)	Fibra superior	-7.34	-4.62	-5.85	-7.63	-7.23	0.08	-17.83	-10.07
	Fibra inferior	-8.63	-7.12	-5.11	-10.90	-11.30	-18.61	-0.70	-8.46
FRANJA C		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		1-3	3-1	3-4	4-3	4-8	8-4	8-9	9-8
ESFUERZO (kg/cm ²)	Fibra superior	-10.43	-2.80	2.94	-3.30	-17.00	-12.32		
	Fibra inferior	-9.62	-17.25	-22.99	-16.75	-3.05	-7.73		

FRANJA D		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		1-3	3-1	3-4	4-3	4-8	8-4	8-9	9-8
ESFUERZO (kg/cm²)	Fibra superior	-9.29	-4.37	-5.10	-10.41	-6.19	-53.08	-22.51	-11.67
	Fibra inferior	-11.22	-16.14	-15.40	-10.10	-14.31	32.57	2.00	-8.83
FRANJA E		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		1-3	3-1	3-4	4-3	4-8	8-4	8-9	9-8
ESFUERZO (kg/cm²)	Fibra superior	-26.19	-33.17	-9.88	-16.82	-35.94	-23.22		
	Fibra inferior	-8.59	-1.61	-24.90	-17.96	1.16	-11.56		

Estado intermedio de esfuerzos de las caras en los tramos de la losa postensada

FRANJAS DE COLUMNA		TRAMOS			
FRANJA A		Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
		13	34	48	89
ESFUERZO (kg/cm2)	Cara superior	-8.19	-23.35	12.24	
	Cara inferior	-33.68	-18.52	-32.16	
FRANJA B		Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
		AB	BG	GI	89
ESFUERZO (kg/cm2)	Cara superior	-11.56	-8.32	-8.89	-3.85
	Cara inferior	-6.97	-10.21	-9.64	-14.68
FRANJA C		Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
		AB	BG	GI	89
ESFUERZO (kg/cm2)	Cara superior	-12.88	-12.04	-6.46	
	Cara inferior	-7.17	-8.01	-13.59	
FRANJA D		Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
		AB	FG	GI	89
ESFUERZO (kg/cm2)	Cara superior	-11.88	-9.72	-10.41	-5.00
	Cara inferior	-8.63	-10.79	-10.10	-15.51
FRANJA E		Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
		AB	BF	GI	89

ESFUERZO (kg/cm ²)	Cara superior	-8.55	-21.41	-4.43
	Cara inferior	-26.24	-13.37	-30.35

Estado final de esfuerzos de las fibras en los apoyos de la losa postensada

FRANJAS		APOYOS					
DE							
COLUMNA							
FRANJA 1		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		AB	BA	DE	ED	EG	GE
ESFUERZO	Fibra	5.59	7.22	-5.70	-7.12	0.46	-5.21
(kg/cm ²)	superior						
	Fibra	-26.98	-27.14	-14.21	-12.80	-20.38	-14.70
	inferior						
FRANJA 2		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		AB	BA	BG	GB	GI	IG
ESFUERZO	Fibra	-9.11	-9.26	-	-	-10.10	-10.08
(kg/cm ²)	superior						
	Fibra	-13.77	-13.62	-	-	-12.78	-13.77
	inferior						
FRANJA 3		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		AB	BA	BG	GB	GI	IG

ESFUERZO	Fibra	-0.70	9.31	9.21	8.96	9.13	-6.46
(kg/cm2)	superior						

Fibra	-21.23	-38.91	-37.70	-48.03	-45.82	-15.47
inferior						

FRANJA 4

Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
AB	BA	FG	GF	GI	IG

ESFUERZO	Fibra	9.31	8.98	-3.32	2.79	9.0	4.94
(kg/cm2)	superior						

Fibra	-38.16	-37.98	-17.95	-24.06	-40.90	-26.21
inferior						

FRANJA 5

Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
AB	BA	FG	GF	GI	IG

ESFUERZO	Fibra	1.60	6.56	-10.40	-10.40	2.30	-8.14
(kg/cm2)	superior						

Fibra	-27.96	-32.92	-15.96	-15.96	-28.66	-18.22
inferior						

Estado final de esfuerzos de las caras en los tramos de la losa postensada

FRANJAS		DE TRAMOS		
COLUMNA				
FRANJA 1		TRAMO AB	TRAMO DE	Apoyo EG
ESFUERZO (kg/cm ²)	Cara superior	-23.81	-13.29	-18.90
	Cara inferior	3.90	-6.63	-1.01
FRANJA 2		Tramo AB	Tramo BG	Tramo GI
ESFUERZO (kg/cm ²)	Cara superior	-13.25	-	-12.43
	Cara inferior	-9.62	-	-10.44
FRANJA 3		Tramo AB	Tramo BG	Tramo GI
ESFUERZO (kg/cm ²)	Cara superior	-30.85	-28.77	-26.24

FRANJA 4	Cara inferior	8.92	6.84	4.31
		Tramo	Tramo	Tramo
		AB	FG	GI
	ESFUERZO (kg/cm²)	Cara superior	-30.64	-19.79
FRANJA 5	Cara inferior	9.32	-1.48	2.86
		Tramo	Tramo	Tramo
		AB	BF	GI
	ESFUERZO (kg/cm²)	Cara superior	-24.48	-15.53
	Cara inferior	-1.88	-10.83	-5.44

Estado final de esfuerzos de las fibras en los apoyos de la losa postensada

FRANJAS DE COLUMNA		APOYOS							
FRANJA A		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		1-3	3-1	3-4	4-3	4-8	8-4	8-9	9-8
ESFUERZO (kg/cm ²)	Fibra superior	-29.32	-38.91	-11.95	-18.26	-43.22	-32.04	-	-
	Fibra inferior	-12.56	-2.97	-29.92	-23.61	1.35	-9.83	-	-
FRANJA B		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		1-3	3-1	3-4	4-3	4-8	8-4	8-9	9-8
ESFUERZO (kg/cm ²)	Fibra superior	-4.88	2.08	1.71	-0.10	-0.38	6.92	-17.20	-9.32
	Fibra inferior	-13.65	-20.61	-20.24	-18.43	-18.15	-25.45	-1.33	-9.21
FRANJA C		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		1-3	3-1	3-4	4-3	4-8	8-4	8-9	9-8

ESFUERZO (kg/cm2)	Fibra superior	-8.44	-10.77	17.14	6.78	-14.71	-11.95	-	-
	Fibra inferior	-11.61	-9.28	-37.19	-26.83	-5.34	-8.10	-	-
FRANJA D		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		1-3	3-1	3-4	4-3	4-8	8-4	8-9	9-8
ESFUERZO (kg/cm2)	Fibra superior	-7.16	3.01	3.67	-4.27	0.76	-46.81	-18.88	-12.69
	Fibra inferior	-13.35	-23.52	-24.18	-16.24	-21.26	9.02	-1.63	-7.82
FRANJA E		Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
		1-3	3-1	3-4	4-3	4-8	8-4	8-9	9-8
ESFUERZO (kg/cm2)	Fibra superior	-22.89	-29.25	-5.39	-13.04	-35.61	-21.79	-	-

	Fibra	-11.89	-5.53	-29.39	-21.74	0.82	-12.99	-	-
	inferior								

Estado final de esfuerzos de las caras en los tramos de la losa postensada

FRANJAS DE COLUMNA		TRAMOS			
FRANJA A		Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
		13	34	48	89
ESFUERZO	Cara	-12.43	-26.68	9.18	
(kg/cm²)	superior				
	Cara	-29.44	-15.19	-29.81	
	inferior				
FRANJA B		Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
		AB	BG	GI	89
ESFUERZO	Cara	-14.68	-12.73	-12.50	-5.40
(kg/cm²)	superior				
	Cara	-3.85	-5.80	-6.03	-13.13
	inferior				
FRANJA C		Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
		AB	BG	GI	89
ESFUERZO	Cara	-10.03	-16.51	-7.86	
(kg/cm²)	superior				
	Cara	-10.03	-3.55	-12.20	
	inferior				

FRANJA D		Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
		AB	FG	GI	89
ESFUERZO (kg/cm ²)	Cara superior	-15.43	-13.98	-15.18	-6.52
	Cara inferior	-5.08	-6.52	-5.33	-13.98
FRANJA E		Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
		AB	BF	GI	89
ESFUERZO (kg/cm ²)	Cara superior	-12.51	-25.42	-6.20	
	Cara inferior	-22.27	-9.36	-28.58	

3.1.5 Diseño estructural de la losa postensada

3.1.5.1 Área de acero positivo

Acero positivo en la dirección X

FRANJAS	TRAMOS		
DE			
COLUMNA			
FRANJA	TRAMO	TRAMO	Apoyo
1	AB	DE	EG

As (cm²)	1.42	0	0
FRANJA	Tramo	Tramo	Tramo
2	AB	BG	GI
As (cm²)	0	4.26	0
FRANJA	Tramo	Tramo	Tramo
3	AB	BG	GI
As (cm²)	7.62	2.84	2.84
FRANJA	Tramo	Tramo	Tramo
4	AB	FG	GI
As (cm²)	4.97	4.26	1.42
FRANJA	Tramo	Tramo	Tramo
5	AB	BF	GI
As (cm²)	0	2.84	0

Área de acero positivo en la dirección Y

FRANJAS	TRAMOS
DE	
COLUMNA	

FRANJA	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
A	1-3	3-4	4-8	8-9
As (cm²)	2.71	2.84	0	0
FRANJA	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
B	1-3	3-4	4-8	8-9
As (cm²)	0	4.97	4.97	0
FRANJA	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
C	1-3	3-4	4-8	8-9
As (cm²)	0	5.68	5.68	0
FRANJA	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
D	1-3	3-4	4-8	8-9
As (cm²)	5.94	4.26	4.26	5.94
FRANJA	Tramo	Tramo	Tramo	Tramo
E	1-3	3-4	4-8	8-9
As (cm²)	0	0	0	0

3.1.5.2 Área de acero negativo

Acero negativo en la dirección X

FRANJAS DE APOYOS

COLUMNA

FRANJA 1	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
	AB	BA	DE	ED	EG	GE
As (cm²)	5.94	5.94	7.92	9.9	9.9	5.94
FRANJA 2	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
	AB	BA	BG	GB	GI	IG
As (cm²)	9.9	9.9	0	0	9.9	9.9
FRANJA 3	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
	AB	BA	BG	GB	GI	IG
As (cm²)	11.88	11.88	9.9	11.88	11.88	11.88
FRANJA 4	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
	AB	BA	FG	GF	GI	IG
As (cm²)	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9
FRANJA 5	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
	AB	BA	FG	GF	GI	IG
As (cm²)	5.94	5.94	7.92	5.94	5.94	5.94

Acero negativo en la dirección Y

FRANJAS DE APOYOS

COLUMNA

FRANJA A	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
	1-3	3-1	3-4	4-3	4-8	8-4	8-9	9-8
As (cm²)	5.94	7.92	7.92	11.88	11.88	9.9	9.9	5.94
FRANJA B	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
	1-3	3-1	3-4	4-3	4-8	8-4	8-9	9-8
As (cm²)	7.92	7.92	7.92	11.88	11.88	9.9	9.9	7.92
FRANJA C	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
	1-3	3-1	3-4	4-3	4-8	8-4	8-9	9-8
As (cm²)	7.92	7.92	7.92	11.88	11.88	9.9	9.9	7.92
FRANJA D	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
	1-3	3-1	3-4	4-3	4-8	8-4	8-9	9-8
As (cm²)	9.9	9.9	9.9	11.88	11.88	9.9	9.9	9.9

FRANJA E	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo	Apoyo
	1-3	3-1	3-4	4-3	4-8	8-4	8-9	9-8
As (cm ²)	5.94	7.92	7.92	11.88	11.88	9.9	9.9	5.94

3.1.5.3 Ratio de punzonamiento

Ratios de punzonamiento en las columnas

UBICACIÓN	TIPO	RATIO
DE	DE	
COLUMNA	COLUMNA	
ENTRE EJE A	C3	N/C
Y EJE 1		
ENTRE EJE E	C2	0.51
Y EJE 1		
ENTRE EJE G	C3	N/C
Y EJE 1		
ENTRE EJE A	C1	0.86
Y EJE 4		
ENTRE EJE B	C1	1.2
Y EJE 4		
ENTRE EJE E	C1	0.87
Y EJE 4		
ENTRE EJE G	C1	0.61
Y EJE 4		
ENTRE EJE A	C3	0.69
Y EJE 7		

ENTRE EJE D C3 0.47

Y EJE 7

ENTRE EJE E C2 0.47

Y EJE 7

ENTRE EJE G C3 1.05

Y EJE 7

3.1.6 Estados límites de servicio de las losas tradicionales

3.1.6.1 Deflexión

Deflexión instantánea de las losas tradicionales

	DEFLEXIÓN	DEFLEXIÓN	DEFLEXIÓN
	POR CARGA SOLAMENTE POR INSTANTANEA POR	MUERTA MAS CARGA MUERTA(ΔD,	CARGA VIVA($\Delta iL, m$)
	CARGA	m)	
	VIVA($\Delta D+L, m$)		
VALOR	0.0214585	0.0158323	0.0056262

3.1.6.2 Vibración

Resultados de los paños evaluados de la losa tradicional en la vibración.

Paño	fn(Hz)	P0(N)	B	W(N)	ap/g(%)
1	4.59	363.951	0.05	346167.432	0.42%
2	4.59	363.951	0.05	213424.398	0.68%
3	4.59	363.951	0.05	320790.924	0.46%
4	4.59	363.951	0.05	345029.472	0.42%
5	4.59	363.951	0.05	230721.39	0.63%
6	4.59	363.951	0.05	633673.026	0.23%
7	4.59	363.951	0.05	416208.87	0.35%
8	4.59	363.951	0.05	187308.216	0.78%
9	4.59	363.951	0.05	193510.098	0.75%

Comportamiento de la vibración de los diferentes paños de la losa comparado con el limite permisible para viviendas



3.1.7 Estados límites de servicio de las losas postensadas

3.1.7.1 Deflexión

Deflexión instantánea de las losas postensadas

DEFLEXIÓN POR CARGA VIVA($\Delta D+L$, m)	POR MUERTA CARGA	DEFLEXIÓN SOLAMENTE POR CARGA MUERTA(ΔD , m)	DEFLEXIÓN INSTANTANEA POR CARGA VIVA(ΔiL ,m)
---	------------------	---	---

VALOR	0.00822912	0.00652857	0.00170055
--------------	------------	------------	------------

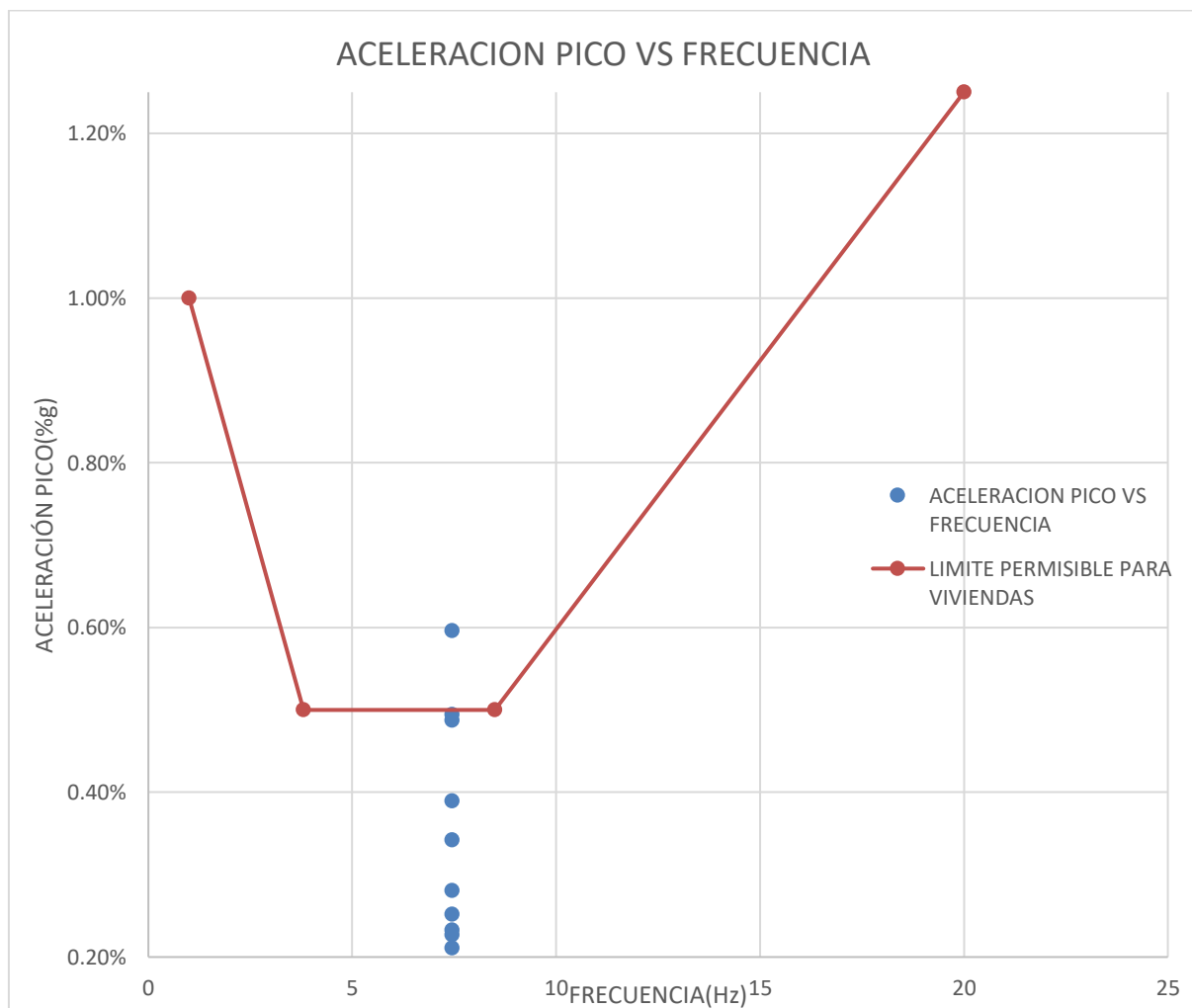
3.1.7.2 Vibración

Resultados de la vibración de la losa postensada

Paño	fn(Hz)	P0(N)	B	W(N)	ap/g(%)
1	7.46	363.951	0.05	156642.156	0.34%
2	7.46	363.951	0.05	89839.98	0.60%
3	7.46	363.951	0.05	137406.708	0.39%
4	7.46	363.951	0.05	253639.512	0.21%
5	7.46	363.951	0.05	387914.868	0.14%
6	7.46	363.951	0.05	108329.868	0.49%
7	7.46	363.951	0.05	230303.484	0.23%
8	7.46	363.951	0.05	109895.544	0.49%
9	7.46	363.951	0.05	236118.852	0.23%
10	7.46	363.951	0.05	371959.884	0.14%
11	7.46	363.951	0.05	539561.772	0.10%
12	7.46	363.951	0.05	334383.66	0.16%
13	7.46	363.951	0.05	212335.488	0.25%
14	7.46	363.951	0.05	307990.836	0.17%

15	7.46	363.951	0.05	190937.916	0.28%
----	------	---------	------	------------	-------

Comportamiento en la vibración de cada paño de la losa postensada



3.1.8 Comparación de los estados límites de servicio

3.1.8.1 Comparación de la Deflexión

Resultados de comparación de las deflexiones

	LOSA TRADICIONAL ($\Delta iL_t, \text{cm}$)	LOSA POSTENSADA ($\Delta iL_{pt}, \text{cm}$)	COMPARACIÓN ($\Delta iL_{pt}/\Delta iL_t * 100\%$)
DEFLEXIÓN			
INSTANTANEA POR CARGA VIVA	0.5626	0.17	30.22%
DEFLEXIÓN			
INSTANTANEA POR CARGA MUERTA MAS CARGA VIVA	2.1458	0.8229	38.35%
DEFLEXIÓN			
INSTANTANEA POR CARGA MUERTA SOLAMENTE	1.5832	0.6529	41.24%

3.1.8.2 Comparación de la vibración

Comparación de la vibración de las losas

	LOSA TRADICIONAL (%)	LOSA POSTENSADA (%)
PORCENTAJE DE PAÑOS QUE		



CUMPLEN CON EL	44.44%	93.33%
RANGO LÍMITE		
DEL ATC		

IV. DISCUSION

El análisis comparativo de los estados límites de servicio del diseño de losas postensadas y diseño de losas tradicionales de un edificio multifamiliar en Trujillo, es tal que la deflexión máxima de la losa postensada fue mucho menor, alcanzando un valor de 30% de la deflexión máxima de la losa tradicional; y en cuanto a la vibración fue más apropiado al de la losa tradicional, dado que la relación entre la aceleración pico y la frecuencia natural de solo un 7% de los paños de la losa postensada superó el límite máximo tolerable para viviendas, a diferencia de la losa tradicional donde el 44% de los paños superaron dicho límite. De esta forma se valida nuestra hipótesis, ya que se corroboró que las losas postensadas tiene un mejor comportamiento que el de las losas tradicionales en cuanto a los estados límites de servicio.

En la tabla 28 se muestra la mayor luz libre de la losa en cada dirección obtenida luego de la estructuración del edificio. Siendo valores de luz libre atípicos para un sistema de losas tradicional, pero apropiado para el sistema de losas postensadas del mismo espesor. Además, estos valores permiten lograr un diseño ventajoso del postensado, tal como se indica en el libro de (Aalami B. , 2014), que recomienda valores entre 6 y 10 metros. En la tabla 29 se muestra el espesor de la losa postensada adoptada para nuestro edificio, lo cual se obtuvo luego de usar el criterio de predimensionamiento recomendado por el (Post Tensioning Institute, 2006), que para el caso de losas planas macizas en dos direcciones la relación luz libre/espesor es de 45; y también para efectos de verificación por punzonamiento. En la tabla 30 se muestra las secciones transversales de las columnas, en las que algunas secciones del predimensionamiento inicial se incrementaron luego de realizado un primer análisis estructural en el cual se identificó la necesidad de aumentar la rigidez lateral de la estructura sin variar la sección de las placas por temas arquitectónicos

para incrementar la rigidez lateral (Oviedo,2019). En la tabla 31 se muestra las secciones transversales de las placas, cuyo predimensionamiento se basó en lograr un sistema estructural de muros en ambas direcciones que permita dotar de una rigidez adecuada y permita cumplir con la deriva limite estipulada por la norma E 030, especialmente tratándose de un edificio de 7 pisos (Blanco, 2011). En la tabla 32 se muestra el metrado por carga muerta que se asignó a las losas para el análisis estructural del edificio, el cual se realizó basándonos en la norma E 020, cabe indicar que el valor de la tabiquería y de los parapetos no es uniforme en todos los paños ya que depende de su ubicación de acuerdo a la arquitectura, sin embargo, se asumió un valor conservador por metro cuadrado, obteniendo una carga muerta de 680 kg/m² para el piso típico (Oviedo, 2019). En la tabla 33 se muestra el metrado por carga viva de acuerdo a la norma E 020, cabe indicar que en los techos de los sótanos se usó una sobrecarga mayor ya que están destinados a estacionamientos, por su parte en los pisos típicos se usó una sobrecarga para uso de vivienda y en la azotea se usó el valor típico para edificaciones.

En la tabla 34 se muestra los modos de vibración principales del edificio ya que con estos se cumple lo indicado en la norma E 030 de contar con lo mínimo del 90% de la masa participante. Además se obtuvo que los dos primeros modos son traslacionales y el tercero rotacional lo cual es recomendado por diversos autores, siendo el primer modo traslacional en Y, lo cual era de esperarse ya que en la dirección X los muros de corte tienen mayor longitud. No obstante al evaluar el porcentaje de masa participante en los dos primeros modos, se tiene una masa de alrededor de solo el 60%, lo cual hace preveer una posible irregularidad torsional (Blanco, 2011). En la tabla 35 se muestran los valores del periodo fundamental en cada dirección, los cuales se relacionan con los modos de vibración obtenidos, ya que en la dirección Y, por ser el primer modo le corresponde el mayor periodo. Además, el valor del mayor periodo es de 0.424 s, lo cual nos indica que estamos

frente a una estructura rígida, ya que, para un edificio de 7 pisos, uno esperaría un periodo alrededor de 0.7 ó 0.6 s, sin embargo, en edificios relativamente altos como en nuestro caso para poder cumplir con la limitación de la deriva se necesita de una estructura rígida (Blanco, 2011). En la tabla 36, 37, 38 y 39, se muestra la deriva inelástica que desarrolló el modelo de nuestro edificio, las cuales están por debajo de la deriva permitida, lo cual nos da una idea de que nuestra estructura tiene una adecuada rigidez frente a cargas laterales en ambas direcciones. Además, como era de esperarse en la dirección Y se tiene el mayor valor de deriva, debido a que los muros en esa dirección tienen menor longitud que en la otra dirección, ya que en la dirección X, básicamente está compuesto por el núcleo rígido del ascensor, la escalera y otros muros que tienen una longitud considerable (San Bartolomé, 1998). En la tabla 40, se muestra el valor de las cortantes en la base del análisis estático, lo cual representa alrededor de un 20% del peso del edificio, y que se aplica al nivel de la base del primer piso del edificio, ya que los sótanos por estar debajo del nivel del suelo se consideran que no participan en la vibración del edificio, ya que los muros de contención y el terreno arriostran al edificio, haciendo que la cortante disminuya (Oviedo 2019). En la tabla 41 se muestra las cortantes en la base del análisis dinámico ya amplificadas por un factor de escalamiento, para que sea igual al 80% de la cortante estática como mínimo de acuerdo a la norma E 030. El valor del factor de escalamiento fue de 1.07, lo cual es un valor coherente con la teoría y esto fue posible porque no se consideró las masas de los sótanos en el modelamiento. En las tablas 42 y 43 se indica el parámetro más importante en la descripción del perfilado de los torones, el cual es el valor de la caída del torón en un determinado tramo. Este influye en el porcentaje de carga equilibrada y como se aprecia en la tabla antes mencionada por lo general es mayor en los tramos centrales o de mayor longitud, que son los más críticos, a su vez este valor decae en los tramos adyacentes, para reducir el momento máximo positivo en dicho tramo crítico. La forma

geométrica del perfil también influye en el porcentaje de carga equilibrada y lo más conveniente es optar por la forma parabólica en los tramos donde los torones se van a distribuir en forma de banda, ya que se comportan como si fueran vigas y por lo tanto requieren equilibrar mayor carga, a diferencia de los torones ubicados de forma distribuida ya que estos se van apoyar en los anteriores, por lo tanto, se usa la parábola invertida. (Bondy & Allred, 2017). En las tablas 44 y 45 se muestra la fuerza de postensado efectivo total, correspondiente a la cantidad de torones para cada franja de diseño. En las franjas de diseño de los torones distribuidos en forma de banda es donde se tiene la mayor cantidad de torones, pues justamente son las zonas donde mayor carga se requiere equilibrar. Asimismo, respecto a la cantidad de torones se puede apreciar que es constante para cada franja de diseño, dado que, en los tramos cortos, la fuerza de postensado se puede controlar con el valor de la caída de los torones, evitando tener un diseño con cantidad de torones variables para una misma franja (Aalami, 2014). En las tablas 46 y 47, se muestra los porcentajes de carga equilibrada, en cada tramo de cada franja de diseño. Estos porcentajes son respecto al peso propio de la losa, dado que, en un estado inicial, cuando se tensa el toron solamente la carga actuante o la carga a equilibrarse sera la del peso propio. Diversas fuentes recomiendan que el porcentaje de carga equilibrada este entre el 60% y 80% del peso propio para losas postensadas; sin embargo en las tablas se aprecian algunos valores sobre el 80%, pero que no llegan a superar el 100% y además al verificar esfuerzos están en los límites permitidos por la norma. En los resultados, ningún tramo está por debajo del 60% de carga equilibrada. (Aalami, 2014). En la tabla 48, se muestra la precompresión promedio en las secciones de concreto de cada franja de diseño, generada por la fuerza de postensado efectiva total. La norma ACI 318, 2019 establece un valor mínimo de precompresión promedio de 125 psi(8.75 kg/cm²) en toda la sección de concreto como característica principal en todas las losas postensadas; razón por lo cual ninguno de nuestros

valores está por debajo de ese límite, incluso sí en los tramos menos críticos se llega a superar el 80% de la carga equilibrada, definiendo en estos el prediseño del postensado. La norma del ACI 318 no establece un límite máximo de la precompresión promedio, sin embargo diversas fuentes, establecen como valor máximo entre 250 psi (17.5 kg/cm²) y 300 psi (21 kg/cm²), los cuales se adoptaron como límite en nuestro prediseño (Bondy & Allred, 2017). En las tablas 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59 y 60 se muestran los esfuerzos de compresión y tracción, actuantes en las secciones de las losas para cada franja de diseño en los tres estados definidos por la norma ACI 318 para concreto postensado. En las tablas 49, 50, 51 y 52 se muestran los esfuerzos para el estado inicial en el cual solamente está actuando el peso propio de la losa y los esfuerzos propiamente del postensado. Esta etapa es importante pues aquí se da el tensado de los torones y la transferencia del preesfuerzo y de no cumplir con los límites de esfuerzos para el concreto se podría generar su trituración a temprana edad; en nuestro caso todos los valores se encuentran por debajo del límite e incluso no existe ningún esfuerzo de tracción. En las tablas 53, 54, 55 y 56 se muestran los esfuerzos para el estado intermedio en el cual se contempla las cargas permanentes como son el peso de los acabados y tabiques, además de que ya se trabaja con la fuerza de postensado efectiva luego de las pérdidas inherentes al postensado y finalmente en las tablas 57, 58, 59 y 60 se muestran los esfuerzos para el estado final, es decir, las cargas en servicio donde ya se incluye la carga viva. En este estado es donde se debe controlar el esfuerzo a tracción el cual está limitado para losas bidireccionales clase U a $0.5 * \sqrt{f'c}$, cuyo valor sería 9.35 kg/cm², estando nuestros valores por debajo de ese límite. (ACI 318, 2019).

En la tabla 61 y 62, se muestran las áreas de acero no preesforzado para momento positivo, los cuales la norma lo limita en el caso que se genere esfuerzos de tracción en la sección de concreto. Como se puede apreciar en las tablas, en muy pocos tramos se requiere área de acero positivo debido a que el postensado al equilibrar las cargas, reduce

considerablemente estos momentos positivos, a los que normalmente se ven solicitados el concreto convencional. Por lo general los tramos que requieren este acero positivo se encuentra en las franjas de diseño centrales que tienen un mayor ancho tributario o que se encuentran cerca a la abertura de la losa donde se generan concentraciones de esfuerzos, que deben ser controlados con este acero no preesforzado (ACI 318, 2019). En las tablas 63 y 64 se muestran las áreas de acero no preesforzado para momento negativo, el cual a diferencia del acero positivo (en el cual existe un esfuerzo de tracción mínimo para su uso) la norma sí exige un área mínima sin importar la condición de esfuerzos para losas postensadas con sistema no adherido, por lo que en todos los tramos donde se ha equilibrado cargas se requiere un acero mínimo el cual a mayor área tributaria aumenta el área de acero. (ACI 318, 2019). En la tabla 65 se muestra los ratios de punzonamiento en las columnas, en las cuales un ratio inferior a 1 indican que soportan la demanda de corte por punzonamiento sin la necesidad de un refuerzo adicional; en la tabla se aprecia que dos columnas requieren de refuerzo adicional, especialmente la columna C1 de la franja de diseño n° 3, ya que se encuentra colindante con la abertura de la losa, lo cual reduce su perímetro resistente a punzonamiento, en comparación con la otra columna interior C1 adyacente de sección similar (Bondy & Allred, 2017). En la tabla 66, se muestra los valores de las deflexiones de la losa tradicional, estos valores son deflexiones instantáneas para los casos de carga muerta más carga viva, solo carga muerta y carga viva, así mismo como nuestra losa aligerada que estamos evaluando es un entrepiso que no soporta ni está ligado a elementos no estructurales susceptibles a sufrir daños debido a deflexiones grandes, de acuerdo al ACI 318, su deflexión debe ser menor a la luz libre de la losa/360, lo cual es equivalente a 1.4722 cm y dado que el valor que obtuvimos de la deflexión instantánea por carga viva fue de 0.5626 cm, podemos decir que la deflexión de la losa cumple con lo estipulado en la norma. En la figura 127, se muestra la gráfica de la aceleración pico de

cada paño versus la frecuencia de vibración de la losa tradicional, donde se observa que 4 de 9 paños de la losa se encuentran por encima del límite permisible para viviendas, es decir, al vibrar la losa estos paños adquieren grandes aceleraciones que superan el límite de percepción y de comodidad para una losa destinada a uso de vivienda (Aalami, 2011). En la tabla 67 se muestra la deflexión instantánea de la losa postensada para los casos de carga muerta más carga viva, solo carga muerta y carga viva, donde su deflexión máxima fue de 0.1700 cm, estando dentro del límite máximo permitido para su tipo, luz libre/360, que viene a ser 1.6458 cm, de acuerdo al (ACI 318, 2019). En la figura 128, se muestra la grafica de la aceleración pico de cada paño versus la frecuencia natural de vibración de la losa postensada, en la cual se aprecia que 1 de 9 paños no cumple con los límites permisibles para viviendas, ya que presenta una aceleración pico de 0.60% la aceleración de la gravedad por lo cual sobrepasa el límite de percepción y de comodidad de acuerdo al ATC (Aalami F. , 2011). En la tabla 70 se muestra la comparación de las deflexiones instantaneas tanto de la losa tradicional como de la losa postensada, para los casos de carga muerta mas carga viva, de carga muerta solamente y carga viva, en donde se puede apreciar que los valores de las deflexiones de la losa postensada respecto de la losa tradicional es del 30 %, 38 % y 41 %, para los casos de carga muerta mas carga viva, carga muerta solamente y carga viva respectivamente; resultados que eran de esperarse ya que la losa tradicional trabaja en el estado fisurado, mientras que la losa postensada fue idealizada como una sección no fisurada, debido a que es de la Clase U(ACI 318, 2019). En la tabla 71 se presenta la comparación de la vibracion de las losas en donde se puede apreciar que para la losa tradicional solamente el 44.4 % de los paños presentaron una vibración dentro de los limites de percepción y comodidad adecuados; en cambio en la losa postensada el 93.3 % de los paños presentaron un comportamiento adecuado, pues en la grafica de aceleración pico versus la frecuencia natural de vibración, se ubican bastante por debajo del nivel máximo

permitido por el ATC(Applied Technology Concil). Esto produce que la cantidad de paños de la losa postensada que cumplen con estar por debajo del limites maximo permisible es mas del doble que la cantidad de paños que cumplen con el limite maximo de la losa tradicional. (ATC, 1999).

González & Herbozo, 2019 en su investigación utilizaron valores de luces libres para losas postensadas de dos edificios iguales a 8.40 m y 5.84 m que son valores un poco más pequeños respecto al valor de luz libre que empleamos en esta investigación que es de 9.32 m y además también utilizaron en un tercer edificio valores de 11.40 m que son más grandes a los valores que nosotros consideramos en esta investigación. Debido a que usaron estos valores grandes de luces libres usaron también peralte de losa relativamente grande como es losas de 25 cm, 30 cm 35 cm y 38 cm, que son secciones de mayor peralte respecto a la losa que nosotros hemos usado que es una losa de 20 cm, esto se fundamenta también en que dichos investigadores usaron estos peraltes de losa para experimentar cómo se comportan, conjuntamente con los elementos verticales ante cargas laterales, es decir ellos incluyeron a las losas postensadas dentro del sistema resistente a cargas laterales, a diferencia que nosotros solamente diseñamos las losas postensadas para cargas de gravedad.

Szydlowki & Mieszczak, 2017 en su investigación encontraron que la deflexión instantánea de la losa postensada hecha de concreto ligero fue de 11.9 mm, cabe indicar que esta deflexión fue por carga muerta más carga viva, y comparando con nuestros resultados se puede ver que las losas nuestras se deflectaron menos, 8.23 mm esto podría deberse a que la relación de esbeltes de nuestra losa es menor al de la losa analizada en la investigación antes mencionada, es decir, nosotros hemos trabajado con luces de losas menores, además esta diferencia puede deberse a la idealización de la losa.

Gálvez, 2018 en su investigación respecto al análisis sísmico, obtuvo derivas de 0.004 y 0.007 para el sistema con postensado, cuyos valores están al límite que exige la norma E 030, ya que para concreto armado se estipula una deriva máxima permisible de 0.007, esto debido a que su sistema estructural fue a base de pórticos, haciéndolo flexible, siendo un edificio de solo tres niveles, a diferencia de nuestra investigación en la cual las derivas cumplieron con cierta holgura ya que nuestra deriva máxima por carga estática fue de 0.005 y en el caso dinámico fue de 0.004, esto debido a que el sistema estructural que planteamos fue de muros estructurales, por tratarse de un edificio de siete pisos ubicado en una zona sísmica. En cuanto al prediseño con postensado en su investigación usaron un porcentaje de carga balanceada del 85%, pero respecto de la carga muerta total, lo cual difiere de la práctica usual de balancear entre el 60-80% de solamente el peso propio, lo cual fue adoptado en nuestra investigación. Y respecto al diseño por flexión no consideraron el área de acero negativo mínimo que indica la norma ACI 318, para losas postensadas planas bidireccionales, lo cual si se consideró en el diseño por flexión de nuestro edificio de losas postensadas.

Gómez, 2017 en su investigación encontraron como frecuencia de vibración de las losas postensadas valores de 11.76 Hz, 10.52 Hz y 13.7 Hz, los cuales son valores relativamente altos comparado con las frecuencias de vibración que obtuvimos nosotros que rodean los 7.5 Hz, esta diferencia puede deberse a que para calcular dicha frecuencia de vibración el investigador uso un módulo de elasticidad dinámico(E_d) igual a 1.6 veces el módulo de elasticidad estático(E_c), a diferencia de que nosotros usamos un módulo de elasticidad dinámico de 1.2 veces el módulo de elasticidad estático.

Flores & Paati, 2019 en su investigación encontraron una frecuencia de 6.75 Hz y una aceleración pico del paño representativo de 0.37%g, de lo cual se puede ver que dicha frecuencia es menor a la frecuencia obtenida en esta investigación que es de 7.45 Hz,

además la aceleración pico del paño representativo es mayor a la obtenida en nuestra investigación que es igual a 0.28%, esto puede deberse a que ellos en su investigación no consideraron el peso de los elementos no estructurales unidos a la losa tales como acabados y tabiquería que si intervienen en la vibración de la losa. Además, las secciones de sus columnas planteadas inicialmente cambiaron luego de un análisis sísmico, para tener mayor rigidez; este procedimiento es similar al nuestro a diferencia de que nosotros hicimos que las columnas tengan un mayor peralte en la dirección en la cual se necesitaba dotar de mayor rigidez. En su análisis modal obtuvieron que la masa participante en traslación era entre el 50 y 60%, y que la cantidad de modos principales para lograr el 90% de masa participante fue 14, estos valores son similares a los obtenidos en nuestra investigación ya que la masa participante en traslación fue de 64% en X y en Y.

Vakhshouri, 2018 en su investigación encontró que al usar diferentes códigos de diseño para evaluar las deflexiones de losas postensadas, las deflexiones de losas con luces mas largas adquirirían una deflexión mayor, esto guarda relación con lo obtenido en nuestra investigación, ya que nosotros también encontremos que a mayor longitud de la luz de la losa mayor es la deflexión de la misma.

Quilumba, 2015 en su investigación analizó y diseño losas postensadas, y al verificar sus estados límites de servicio encontró que la deflexión máxima de la losa postensada de una luz de 7.6 m fue de 1.10 cm; a diferencia de la que hallemos nosotros que fue de 0.823 cm, esta diferencia de resultados se debe a que la luz de la losa a la que evaluamos su deflexión fue de 5.925 m, una luz menor a la que evaluó el investigador por lo cual nuestras deflexiones son menores, además el investigador antes mencionado uso el software SAFE 2014 en el análisis de la deflexión de su losa, mientras que en esta investigación las deflexiones se calcularon manualmente a partir del análisis estructural tanto por carga muerta más carga viva y por carga muerta solamente en el software SAFE 2016.

Hodne, 2018 en su investigación encontró mediante un análisis de las deflexiones de las losas postensadas haciendo uso de softwares, valores de 4.0 mm y 4.5 mm para un paño de 6x6 m mediante el software ADAPT y Fem-Design respectivamente, mientras que en la presente investigación se encontraron deflexiones de 8.2 mm, ambos resultados para luces muy similares, siendo la luz de la losa postensada analizada en esta investigación de 5.925 m y la de la investigación mencionada 6.0 m; la diferencia de estos resultados de deflexiones se debe básicamente a que en el cálculo de las deflexiones que realiza los softwares es más exacto, pues idealiza la losa como una losa continua además de idealizar los apoyos, mientras que en esta investigación el cálculo de las deflexiones se realizó de manera manual, tomando el tramo más crítico y para la condición de carga y de idealización de los apoyos más desfavorable.

Tran & Tran, 2020 en su investigación encontraron que para un centro comercial, un colegio y una fábrica la frecuencia natural de vibración de sus losas luego de modelarse en el software ADAPT fueron de 5.28 Hz, 5.52 Hz y 5.71 Hz, además que la aceleración pico que hallaron para sus paños representativos fueron de 0.32 %, 0.37 % y 0.29 % de la aceleración de la gravedad, mientras que en la presente investigación para la losa postensada que analizamos la frecuencia natural de vibración fue de 7.46 Hz, y las aceleraciones pico que encontramos para los paños fueron de un promedio de 0.40 %, esto muestra que la frecuencia de vibración de la losa postensada de nuestra investigación es mayor en un 28 % que las frecuencias de vibración de las losas de la investigación antes mencionada, esto puede deberse a que nuestra losa es de menor luz (5.92 m), y esto hace que su período de vibración sea menor, es decir vibre más rápido y con una amplitud menor, por otra parte la aceleración pico que presentaron las losas en la investigación antes mencionada son en promedio un 18 % menor que la aceleración pico de las losas en esta investigación, esto debido a que el peso de los paños de la investigación antes mencionada

son en promedio mayores que los pesos de los paños de la presente investigación y esto al estar en el denominador en la fórmula para el cálculo de la aceleración pico hace aminorar a la aceleración pico de la investigación antes mencionada.

Las limitaciones del presente trabajo de investigación fueron que no contamos con un asesor para que nos guíe en la ejecución de la investigación, y por el tiempo no se llegó a usar el software ADAPT PT el cual es el mas usado e ideal para el análisis de elementos postensados en el mundo; además que no se contó con recursos necesarios para descargar algunos trabajos de investigación que tenían costo para adquirirlos, y que eran necesarios como fuente de información tenerlos para enriquecer nuestros conocimientos respecto a nuestras variables de nuestro proyecto de investigación. A pesar de dichas dificultades, conseguimos acceder a información en inglés y con ello pese al arduo trabajo de traducción que tuvimos conseguimos ampliar y adquirir los conocimientos suficientes y necesarios para ejecutar con satisfacción nuestra investigación.

Los resultados obtenidos en nuestra investigación muestran un favorable comportamiento de las losas postensadas en los estados límites de servicio, como son las deflexiones y vibraciones, pues se obtuvo que las losas postensadas se deflectaron el 30% de la deflexión que alcanzaron las losas tradicionales, además se obtuvo que en la vibración las losas postensadas se comportan mejor que las losas tradicionales, pues su vibración característica se encuentra muy por debajo del límite máximo permisible de vibración dado por el ATC(Applied Technology Concil), a diferencia de que las ultimas presentan una vibración característica algunas veces por sobre el límite máximo permisible dado por el ATC.

Haciendo un resumen se puede decir que el comportamiento de las losas postensadas es mucho mejor que las losas tradicionales al compararlos en los estados límites de servicio, en edificios multifamiliares destinados a uso de vivienda.

V. CONCLUSIONES

- Se realizó el análisis comparativo de los estados límites de servicio del diseño de losas postensadas y losas tradicionales de un edificio multifamiliar en Trujillo encontrándose que las losas postensadas presentan un mejor comportamiento que las losas tradicionales en los estados límites de deflexión, dado que alcanzó un 30% de la deflexión máxima de la losa tradicional, y vibración, dado que el 93.3% de sus paños cumplieron con sus límites permisibles dados por el ATC.
- Se realizó la estructuración del edificio con losas postensadas logrando mayores luces que el diseño tradicional y respetando la arquitectura del proyecto, así como también obteniendo un predimensionamiento de secciones de columnas y espesor de losa similares al diseño tradicional e incluso se redujo el área de las placas respecto del diseño inicial.
- Se realizó el metrado de cargas de acuerdo a norma E 020, resultando en una carga muerta de 0.68 ton/m², típica para este tipo de edificios de vivienda, y un metrado para carga viva de 0.2 ton/m² tal como lo estipula la norma, además se realizó el modelamiento para el análisis sísmico similar al de un edificio de losas tradicionales; y en el caso de los sótanos se encontró que despreciando su masa se obtienen resultados coherentes.
- Se realizó el análisis sísmico del edificio de losas postensadas planas logrando obtener derivas de entrepiso por debajo del límite de la norma E 030 para edificios de concreto armado, encontrándose que este edificio con sistema de losas postensadas tiene un comportamiento sísmico adecuado si su sistema estructural resistente a cargas laterales es a base de muros estructurales.
- Se realizó el prediseño de losas postensadas de manera eficiente, equilibrando un porcentaje de carga equilibrada en el tramo crítico de cada franja de diseño entre el 70

% y 95 %, mientras que en los tramos adyacentes un porcentaje entre el 60% y 70% manteniendo el número de torones constante en toda la franja de diseño al controlar la caída del perfilado de los torones, logrando cumplir con los esfuerzos y la precompresión promedio mínima limitada por el código ACI 318.

- Se realizó el diseño estructural de las losas postensadas planas de sistema no adherido, encontrándose que sigue la misma filosofía que el diseño en concreto armado, donde el diseño por flexión estuvo controlado por la fuerza de postensado de los torones y el área de acero no preesforzado mínimo por momento negativo y momento positivo delimitado en la norma; siendo el diseño de corte por punzonamiento el crítico para losas postensadas planas requiriendo en algunas columnas refuerzo adicional.
- Se evaluó los estados límites de servicio de las losas tradicionales de un edificio multifamiliar, resultando en una deflexión instantánea por carga muerta más carga viva de 2.146 cm, una deflexión instantánea por carga muerta solamente de 1.583 cm, dando una deflexión instantánea por carga viva de 0.563 cm, la cual se encuentra por debajo del límite máximo permisible de acuerdo al ACI 318 que es de 1.775 cm; mientras que en la vibración el comportamiento de la losa tradicional fue tal que el 44.4% de los paños superaron el límite permisible dada por el ATC(Applied Technology Concil).
- Se evaluó los estados límites de servicio de las losas postensadas de un edificio multifamiliar, resultando en una deflexión instantánea por carga muerta más carga viva de 0.823 cm, una deflexión instantánea por carga muerta solamente de 0.653 m, dando una deflexión instantánea por carga viva de 0.170 cm, la cual se encuentra por debajo del límite máximo permisible dada por el ACI 318 que es de 1.646 cm; mientras que en la vibración el comportamiento de la losa postensada fue tal que solamente el 6.7% de los paños superaron el limite permisible dada por el ATC(Applied Technology Concil).

-
- Se realizó la comparación de los estados límites de servicio de la losa tradicional con la losa postensada obteniéndose que la deflexión instantánea por carga viva de la losa postensada alcanza un valor del 30% respecto al de la losa tradicional; mientras que en la vibración el 93.3 % de los paños de la losa postensada cumplieron con los límites permisibles dados por el ATC, a diferencia de la losa tradicional donde solamente el 55.6 % de los paños cumplieron con dicho límite.

VI. RECOMENDACIONES

-
- Se recomienda a otros investigadores realizar el diseño de la losa postensada haciendo uso del Software ADAPT PT y comparar los resultados con el cálculo manual, además de determinar las deflexiones tanto instantáneas como a largo plazo de las losas postensadas y de las losas tradicionales, haciendo uso de este software para las losas postensadas y el software SAFE para las losas tradicionales y comparar ambas, complementando con el calculo de la frecuencia natural de vibración de las losas postensadas con el software ADAPT, que es un software especializado en el análisis y diseño de elementos postensados. Y por ultimo analizar el comportamiento de un sistema de losas aligeradas postensadas como sistema resistente a cargas laterales conjuntamente con los elementos verticales.
 - Se recomienda a los ingenieros civiles estudiar la viabilidad de diseñar una losa aligerada postensada plana en dos direcciones como el sistema de losas de un edificio, comparando su comportamiento tanto en los estados límites de servicio como en el costo, también analizar la viabilidad de diseñar losas postensadas para edificaciones destinadas a otros usos que el de vivienda, como por ejemplo un colegio, una fábrica o un centro comercial.

VII. REFERENCIAS BIBLOGRAFICAS

-
- Aalami, B. (2014). *Post-tensioned buildings: Design and construction*.
- Aalami, F. (2011). *Design of post-tensioned slabs for vibration*.
- Acero, J. (2020). *Predimensionamiento y modelamiento de elementos estructurales de concreto armado*. Lima.
- ACI 318. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. American Concrete Institute.
- ATC. (1999). *ATC Design Guide 1: Minimizing Floor Vibration*. California.
- Barrientos, J. (2018). *Mejoramiento en tiempo, costos y productividad para la ejecución de una edificación de oficinas usando losas postensadas frente a una losa tradicional*. Lima: Repositorio Institucional Universidad Nacional Federico Villareal.
- Bondy , & Allred. (2017). *Post-tensioned concrete principles and practice*. California.
- Bondy, K. (2012). *Two Way Post Tensioned Slabs With Bonded Tendons*. Post-Tensioning Institute.
- Cho, A., Kang, T., Jeong, K., Jo, Y. W., & Jeon, B. K. (2015). *Computation of post-tensioned slab deflection under Construction loads*. Seoul.
- Cruz, C. (2016). *Análisis y Diseño Automatizado de Elementos Planos con SAFE*. Santa Clara.
- Flores, M., & Paati, D. (2019). *Análisis comparativo de las respuestas estructurales entre sistemas aporticados de hormigon armado, con losas postensadas y no postensadas*. Quito.
- Galvez, L. (2018). *Análisis y estudio comparativo de nueva edificación del mercado A. Orrego del distrito de La Victoria con diseño de concreto postensado, concreto armado y estructuras metálicas*.

Gómez, T. (2017). Comprobación in situ de frecuencias de vibración en entrepisos de concreto postensado.

González, A., & Herbozo, L. (2019). *Propuesta de peralte de losas postensadas como parte del sistema lateral para edificios altos con núcleo rígido*. Lima: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.

Harmesen, T. (2002). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Hodne, B. (2018). *A study on effect of tendon layouts in post-tensioned flat slabs*.

Ivala, C. (2018). *Estudio de la fibra sintética de polipropileno en las fisuras por retracción plástica de losas aligeradas de concreto con resistencia $F'C=210$ KG/CM² y $F'C=245$ KG/CM² en la ciudad de Huancayo 2017*. Huancayo.

Janghorban, F., Abdollah, H., & Gamble, W. (2020). Effects of Tendon Arrangements on Two-Way Unbonded Post-Tensioned Slab-Edge Column Connections. *ACI Structural Journal*, 33-44.

Jayasinghe, T. (2011). *Prediction of time-dependent deformations in Post Tensioned Concrete Suspended Beams and Slabs in Tall Buildings*. Australia.

Lazo, L., & Pillajo, L. (2020). *Influencia del factor de reducción de resistencia sísmica (R) en edificaciones, utilizando los sistemas constructivos: dual losas postensadas-muros y tradicional*.

Meli, R., & Bazán, E. (2002). *Diseño sísmico de edificios*. México, DC.: Limusa.

-
- Morales, M. (2017). *Analisis comparativo de costos entre sistemas de entrepisos de losas postensadas y losas huecas pretensadas en edificios duales*. Costa Rica: Repositorio Universidad de Costa Rica.
- Murray, T., Allen, D., & Ungar, E. (2003). *Floor Vibration Due to Human Activity*. AISC.
- Murray, T., Allen, D., Ungar, E., & Davis, B. (2016). *Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity*. USA: AISC.
- Orts, F. (2010). *Aplicación del hormigón postensado en edificación*. Valencia.
- Ottazzi, G. (2015). *Apuntes del curso Concreto Armado I*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Oviedo, R. (2019). *Diseño sismorresistente de edificaciones de concreto armado*. Lima: Oviedo Ingeniería E.I.R.L.
- Peña, T., & Johann, P. (2007). La complejidad del análisis documental. *Información, cultura y sociedad*, 55-81.
- Pérez, E. (2020). *Análisis y diseño estructural de un edificio en concreto armado de 5 pisos y un sotano*. Lima.
- Post Tensioning Institute. (2006). *Post Tensioning Manual*.
- Quilumba, M. (2015). *Análisis y diseño de losa de hormigón armado con elementos postensados*. Ambato.
- Ranzi, G., Al-deen, S., & Uy, B. (2012). *An experimental study on the service and ultimate behavior of post-tensioned composite slabs*. Seoul.
- Slakshmi, P. (2019). *Design of concrete floors for vibration*.

-
- Structures, C. &. (2016). *Post-Tensioned Concrete Slab Design Manual*. California.
- Szydłowski, R., & Mieszcak, M. (2017). Study of application of lightweight aggregate concrete to construct post-tensioned long-span slabs. *Procedia Engineering*, 1077-1085.
- Toledo, V. (2015). *Edificios de Concreto Armado con Etabs*. Lima.
- Török, I., Puskás, A., & Virág, J. (2019). Post-tensioned Flat Slabs with Unbonded Tendons for Public. *Procedia Manufacturing*, 102-109.
- Tran, H., & Tran, H. (2020). *Vibration Analysis in Designing Post-tensioned Slabs*. Singapore.
- Universidad de la Costa, C. (2018). *Especialización en estructuras*. Obtenido de Universidades virtuales: <https://www.universidadesvirtuales.com.co/universidad-de-la-costa-cuc/especializacion-en-estructuras>
- Vakhshouri, B. (2018). Experimental and numerical analysis of deflection of posttensioned lightweight concrete slabs. *Mechanics of Advanced Materials and Structures*, 1849-1857.
- Velásquez, S. (2019). Análisis comparativo entre el diseño de losa tradicional de hormigón armado y losa postensada con adherencia. *Ingeniería*, 50-58.
- Villamizar, S., Gómez, D., & Peter, T. (2014). *Efectos de interacción humano-estructura en losas*. Colombia.

ANEXOS

Anexo 1: Plano de estructuras y arquitectura

FICHA RESUMEN N° 01

NOMBRE DEL PROYECTO	EDIFICIO SKYTOWER		FECHA	
OBJETO	PLANOS DE ESTRUCTURAS Y ARQUITECTURA		PÁGINAS	
SOLICITANTES	TESISTA 1	HUGO CUTIRI QUISPE		
	TESISTA 2	LUIS MIGUEL DURAN CHOQUE		
TITULO DE LA TESIS	ESTADOS LIMITES DE SERVICIO Y EL COSTO DEL DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS POSTENSADAS Y LOSAS TRADICIONALES DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR, TRUJILLO 2021			

Anexo 2: Parámetros sísmicos del sitio

FICHA RESUMEN N° 02

NOMBRE	EDIFICIO SKYTOWER	
OBJETO	PARÁMETROS SÍSMICOS DEL SITIO	
SOLICITANTES	TESISTA 1	HUGO CUTIRI QUISPE
	TESISTA 2	LUIS MIGUEL DURAN CHOQUE
TÍTULO DE LA TESIS	ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO DEL DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS POSTENSADAS Y LOSAS TRADICIONALES DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR, TRUJILLO 2021	

PARÁMETROS DE DEFINICIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA

Parámetro	Valor	Descripción
Z		
U		
C		
S		

FIRMA DEL ESPECIALISTA

Anexo 3: Cargas de la estructura

FICHA RESUMEN N° 03

NOMBRE	Bach. Villanueva Aguirre, Juliana Brithzeida	EDIFICIO SKYTOWER	PÁG. 282
OBJETO	CARGAS EN LA ESTRUCTURA		
SOLICITANTES	TESISTA 1	HUGO CUTIRI QUISPE	
	TESISTA 2	LUIS MIGUEL DURAN CHOQUE	

Anexo 4: Especificaciones técnicas del torón

FICHA RESUMEN N° 04		
OBJETO	Bach. Villanueva Aguirre, Juliana Brithzeida ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL ACERO PRESFORZADO	
SOLICITANTES	TESISTA 1	HUGO CUTIRI QUISPE
	TESISTA 2	LUIS MIGUEL DURAN CHOQUE
TÍTULO DE LA TESIS	ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO DEL DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS POSTENSADAS Y LOSAS TRADICIONALES DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR, TRUJILLO 2021	

Anexo 5: Parámetros para el predimensionamiento

Bach. Cutiri Quispe, Hugo
Bach. Duran Choque, Luis Miguel
Bach. Villanueva Aguirre, Juliana Brithzeida

Anexo 7: Fuerzas internas para el diseño de losas postensadas

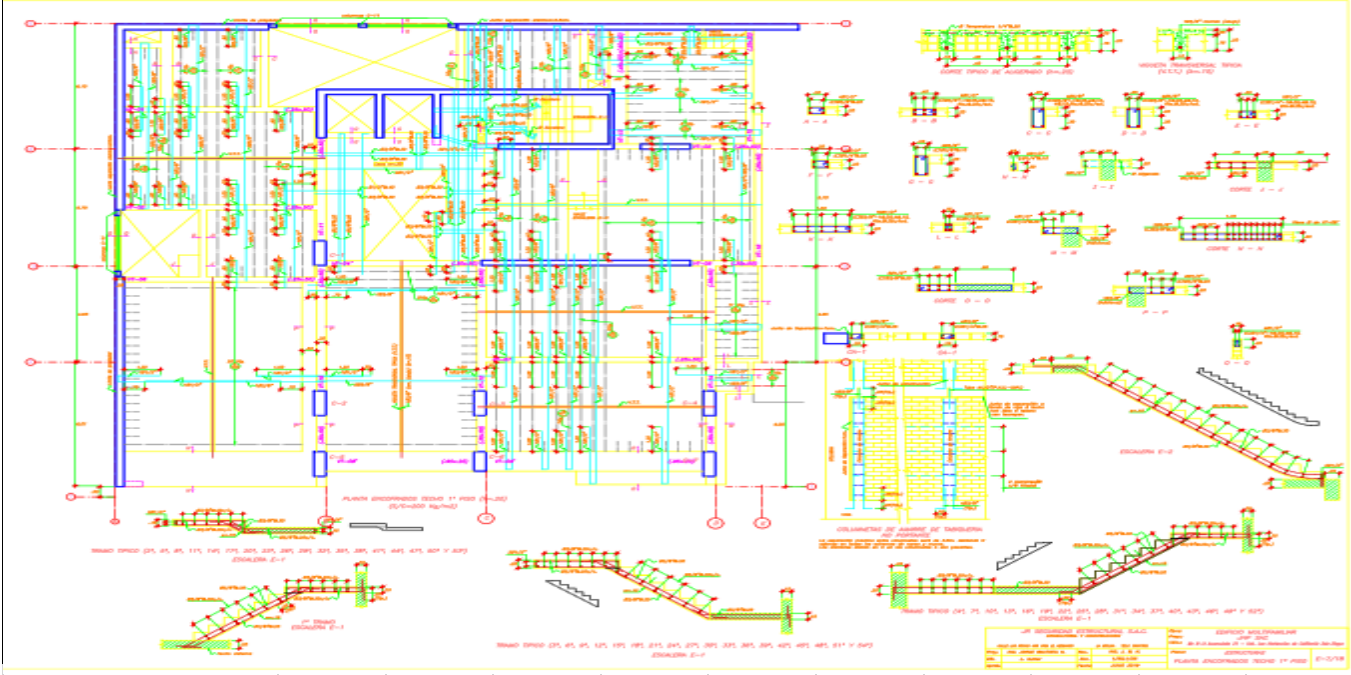
Bach. Cutiri Quispe, Hugo
Bach. Duran Choque, Luis Miguel
Bach. Villanueva Aguirre, Juliana Brithzeida

GUÍA DE OBSERVACIÓN N° 03													
Objeto	Fuerzas internas para el diseño y verificación de esfuerzos de losas aligeradas postensadas												
Tesis:	ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO DEL DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS POSTENSADAS Y LOSAS TRADICIONALES DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR EN TRUJILLO, 2021												
Autores:													
Sentido de las franjas: X-X () Y-Y ()													
BANDAS X-X													
N° DE FRANJA DE DISEÑO	CASO DE CARGA	Momento Flector											
		Tramo 1			Tramo 2			Tramo 3			Tramo 4		
		En el apoyo izquierdo (tonf-m)	A la mitad (tonf-m)	En el apoyo derecho (tonf-m)	En el apoyo izquierdo (tonf-m)	A la mitad (tonf-m)	En el apoyo derecho (tonf-m)	En el apoyo izquierdo (tonf-m)	A la mitad (tonf-m)	En el apoyo derecho (tonf-m)	En el apoyo izquierdo (tonf-m)	A la mitad (tonf-m)	En el apoyo derecho (tonf-m)
FRANJA 1	PESO PROPIO												
	CARGA MUERTA												
	TOTAL												
	CARGA VIVA												
	CARGA EQUIVALENTE (POSTENSADO)												
	HIPERESTÁTICO (POSTENSADO)												
FRANJA 2	PESO PROPIO												
	CARGA MUERTA												
	CARGA VIVA												
	CARGA EQUIVALENTE (POSTENSADO)												
		HIPERESTÁTICO (POSTENSADO)											
FRANJA 3	PESO PROPIO												
	CARGA MUERTA												
	CARGA VIVA												
	CARGA EQUIVALENTE (POSTENSADO)												
		HIPERESTÁTICO (POSTENSADO)											
FRANJA 4	PESO PROPIO												
	CARGA MUERTA												
	CARGA VIVA												
	CARGA EQUIVALENTE (POSTENSADO)												
		HIPERESTÁTICO (POSTENSADO)											
FRANJA 5	PESO PROPIO												
	CARGA MUERTA												
	CARGA VIVA												
	CARGA EQUIVALENTE (POSTENSADO)												
		HIPERESTÁTICO (POSTENSADO)											

Anexo 8: Parámetros para el análisis de los estados límites de servicio de las losas tradicionales y de las losas postensadas

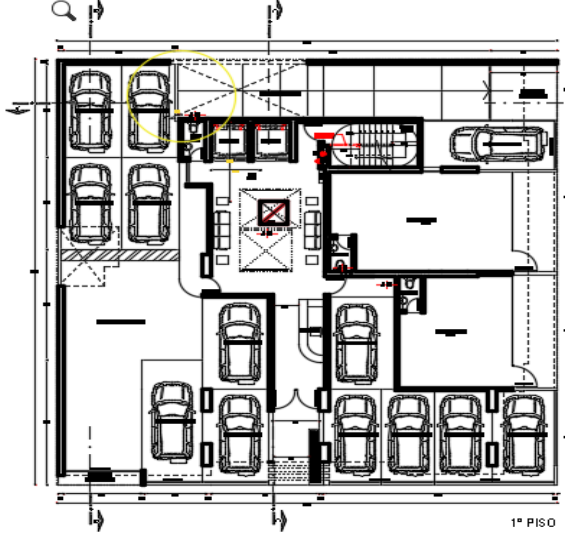
GUÍA DE OBSERVACIÓN N° 04									
Objeto	Datos para el análisis de la deflexión y de la vibración de las losas tradicionales y de las losas postensadas								
Tesis:	ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO DEL DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS POSTENSADAS Y LOSAS TRADICIONALES DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR EN TRUJILLO, 2021								
Autores:									
LOSAS TRADICIONALES					LOSAS POSTENSADAS				
Luces		Descripción	Momento	Valor(Tnf-m)	Area de acero(As), cm2	Luces		Cargas en servicio	
Descripción	Ln(m)					Descripción	Ln(m)	Descripción	Carga(W, Tnf/m2)
Eje 2, entre Eje A y Eje B		Solicitud por carga muerta mas carga viva	M-i			Entre eje 3 y 4, y entre eje D y E		Carga muerta	
Eje 2, entre Eje B y Eje C			M+				Carga viva		
			M-d						
Dimensiones del elemento		Solicitud por carga muerta solamente	M-i			Dimensiones del elemento			
balma, m			M+			b, m			
b, m			M-d			h(peralte), m			
h(peralte), m									
hala, m									
Primera frecuencia natural de vibración					Primera frecuencia natural de vibración				
fn		Hz				fn		Hz	

Anexo 9: Ficha resumen de planos llena

FICHA RESUMEN N° 01			
NOMBRE DEL PROYECTO	EDIFICIO SKYTOWER		FECHA
OBJETO	PLANOS DE ESTRUCTURAS Y ARQUITECTURA		PÁGINAS
SOLICITANTES	TESISTA 1	HUGO CUTIRI QUISPE	
	TESISTA 2	DURAN CHOQUE LUIS MIGUEL	
TITULO DE LA TESIS	ESTADOS LIMITES DE SERVICIO Y EL COSTO DEL DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS POSTENSADAS Y LOSAS TRADICIONALES DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR, TRUJILLO 2021		
			

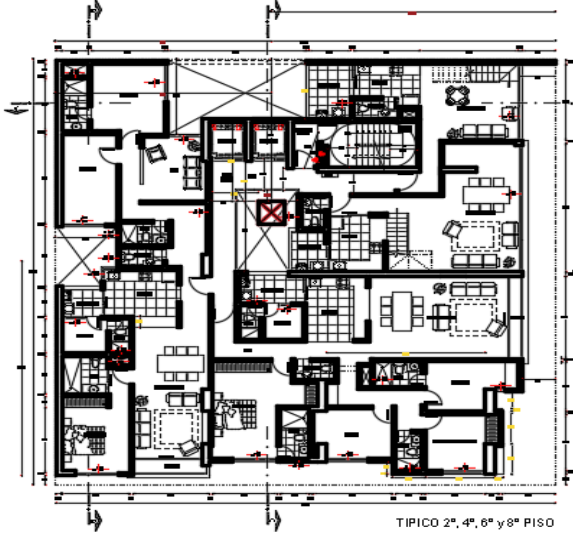
FICHA RESUMEN N° 01

NOMBRE DEL PROYECTO	EDIFICIO SKYTOWER		FECHA	
OBJETO	PLANOS DE ESTRUCTURAS Y ARQUITECTURA		PÁGINAS	
SOLICITANTES	TESISTA 1	HUGO CUTIRI QUISPE		
	TESISTA 2	DURAN CHOQUE LUIS MIGUEL		
TÍTULO DE LA TESIS	ESTADOS LIMITES DE SERVICIO Y EL COSTO DEL DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS POSTENSADAS Y LOSAS TRADICIONALES DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR, TRUJILLO 2020			



1º PISO

Av. Los Angeles



TÍPICO 2º, 4º, 6º y 8º PISO

EDIFICIO MULTIFAMILIAR
 JOSE A. VILLANUEVA AGUIRRE

JHP SAC

DISTRIBUCION DE CONTACTOS
 DISEÑO: VILAR LIZCO TAMAYO

A-02

Anexo 10: Ficha resumen n° 02 llena

FICHA RESUMEN N° 02																				
NOMBRE	EDIFICIO SKYTOWER																			
OBJETO	PARÁMETROS SÍSMICOS DEL SITIO																			
SOLICITANTES	TESISTA 1	HUGO CUTIRI QUISPE																		
	TESISTA 2	DURAN CHOQUE LUIS MIGUEL																		
TÍTULO DE LA TESIS	ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO DEL DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS POSTENSADAS Y LOSAS TRADICIONALES DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR, TRUJILLO 2021																			
<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr> <th colspan="3" style="text-align: center;">PARÁMETROS DE DEFINICIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA</th> </tr> <tr> <th style="text-align: center;">Parámetro</th> <th style="text-align: center;">Valor</th> <th style="text-align: center;">Descripción</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">Z</td> <td style="text-align: center;">0.45</td> <td>Por encontrarse en la zona 4, zona de costa.</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">U</td> <td style="text-align: center;">1</td> <td>Por ser una edificación de uso tipo común.</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">C</td> <td style="text-align: center;">2.5</td> <td>El factor de amplificación sísmica es 2.5 debido a que el T es menor Tp</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">S</td> <td style="text-align: center;">1.05</td> <td>Factor de amplificación del suelo</td> </tr> </tbody> </table>			PARÁMETROS DE DEFINICIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA			Parámetro	Valor	Descripción	Z	0.45	Por encontrarse en la zona 4, zona de costa.	U	1	Por ser una edificación de uso tipo común.	C	2.5	El factor de amplificación sísmica es 2.5 debido a que el T es menor Tp	S	1.05	Factor de amplificación del suelo
PARÁMETROS DE DEFINICIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA																				
Parámetro	Valor	Descripción																		
Z	0.45	Por encontrarse en la zona 4, zona de costa.																		
U	1	Por ser una edificación de uso tipo común.																		
C	2.5	El factor de amplificación sísmica es 2.5 debido a que el T es menor Tp																		
S	1.05	Factor de amplificación del suelo																		
<p>_____</p> <p>FIRMA DEL ESPECIALISTA</p>																				

Anexo 11: Ficha resumen n° 03: Parámetros de cargas

FICHA RESUMEN N° 03

NOMBRE	EDIFICIO SKYTOWER	
OBJETO	CARGAS EN LA ESTRUCTURA	
SOLICITANTES	TESISTA 1	HUGO CUTIRI QUISPE
	TESISTA 2	DURAN CHOQUE LUIS MIGUEL
TÍTULO DE LA TESIS	ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO DEL DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS POSTENSADAS Y LOSAS TRADICIONALES DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR, TRUJILLO 2021	

PESO DE MATERIALES		
Material	Peso	Unidad
Concreto armado	2.4	ton/m ³
Unidades de albañilería Sólidas	1.8	ton/m ³
Unidades de albañilería huecas	1.35	ton/m ³

CARGA MUERTA (CM)		
Losas aligeradas	Peso	Unidad
Espesor 17 cm	280	kg/m ²
Espesor 20 cm	300	kg/m ²
Espesor 25 cm	350	kg/m ²
Espesor 30 cm	420	kg/m ²
Acabados	100	kg/m ²

CARGA VIVA(CV)		
Uso	Peso	Unidad
Viviendas	200	kg/m ²
Corredores/ escaleras	200	kg/m ²
Estacionamientos	250	kg/m ²
Azoteas	100	kg/m ²

FIRMA DEL ESPECIALISTA

Anexo 12: Especificaciones técnicas del acero presforzado

FICHA RESUMEN N° 04																																						
OBJETO	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL ACERO PRESFORZADO																																					
SOLICITANTES	TESISTA 1	HUGO CUTIRI QUISPE																																				
	TESISTA 2	DURAN CHOQUE LUIS MIGUEL																																				
TÍTULO DE LA TESIS	ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO DEL DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS POSTENSADAS Y LOSAS TRADICIONALES DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR, TRUJILLO 2021																																					
<p>Cuadro resumen de las especificaciones técnicas y propiedades del acero presforzado</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Descripción del acero presforzado</th> <th colspan="2">Torón ASTM 416 de 7 hilos de baja relajación</th> </tr> <tr> <th>Especificación</th> <th>Valor</th> <th>Unidad</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Diámetro</td> <td>13</td> <td>mm</td> </tr> <tr> <td>Área</td> <td>0.987</td> <td>cm²</td> </tr> <tr> <td>Módulo de elasticidad</td> <td>200000</td> <td>MPa</td> </tr> <tr> <td>Esfuerzo último a tracción (fpu)</td> <td>189000</td> <td>ton/m²</td> </tr> <tr> <td>Esfuerzo de fluencia (fpy)</td> <td>170100</td> <td>ton/m²</td> </tr> <tr> <td>Esfuerzo durante el tensado</td> <td>151200</td> <td>ton/m²</td> </tr> <tr> <td>Pérdida durante el tensado</td> <td>17850</td> <td>ton/m²</td> </tr> <tr> <td>Pérdida de esfuerzo a largo plazo</td> <td>10500</td> <td>ton/m²</td> </tr> <tr> <td>Esfuerzo efectivo (fpe)</td> <td>122850</td> <td>ton/m²</td> </tr> <tr> <td>Fuerza de tensado/torón</td> <td>12.125</td> <td>ton</td> </tr> </tbody> </table>			Descripción del acero presforzado	Torón ASTM 416 de 7 hilos de baja relajación		Especificación	Valor	Unidad	Diámetro	13	mm	Área	0.987	cm ²	Módulo de elasticidad	200000	MPa	Esfuerzo último a tracción (fpu)	189000	ton/m ²	Esfuerzo de fluencia (fpy)	170100	ton/m ²	Esfuerzo durante el tensado	151200	ton/m ²	Pérdida durante el tensado	17850	ton/m ²	Pérdida de esfuerzo a largo plazo	10500	ton/m ²	Esfuerzo efectivo (fpe)	122850	ton/m ²	Fuerza de tensado/torón	12.125	ton
Descripción del acero presforzado	Torón ASTM 416 de 7 hilos de baja relajación																																					
Especificación	Valor	Unidad																																				
Diámetro	13	mm																																				
Área	0.987	cm ²																																				
Módulo de elasticidad	200000	MPa																																				
Esfuerzo último a tracción (fpu)	189000	ton/m ²																																				
Esfuerzo de fluencia (fpy)	170100	ton/m ²																																				
Esfuerzo durante el tensado	151200	ton/m ²																																				
Pérdida durante el tensado	17850	ton/m ²																																				
Pérdida de esfuerzo a largo plazo	10500	ton/m ²																																				
Esfuerzo efectivo (fpe)	122850	ton/m ²																																				
Fuerza de tensado/torón	12.125	ton																																				
<p>_____</p> <p>FIRMA DEL ESPECIALISTA</p>																																						

Anexo 14: Datos para la verificación del análisis sísmico

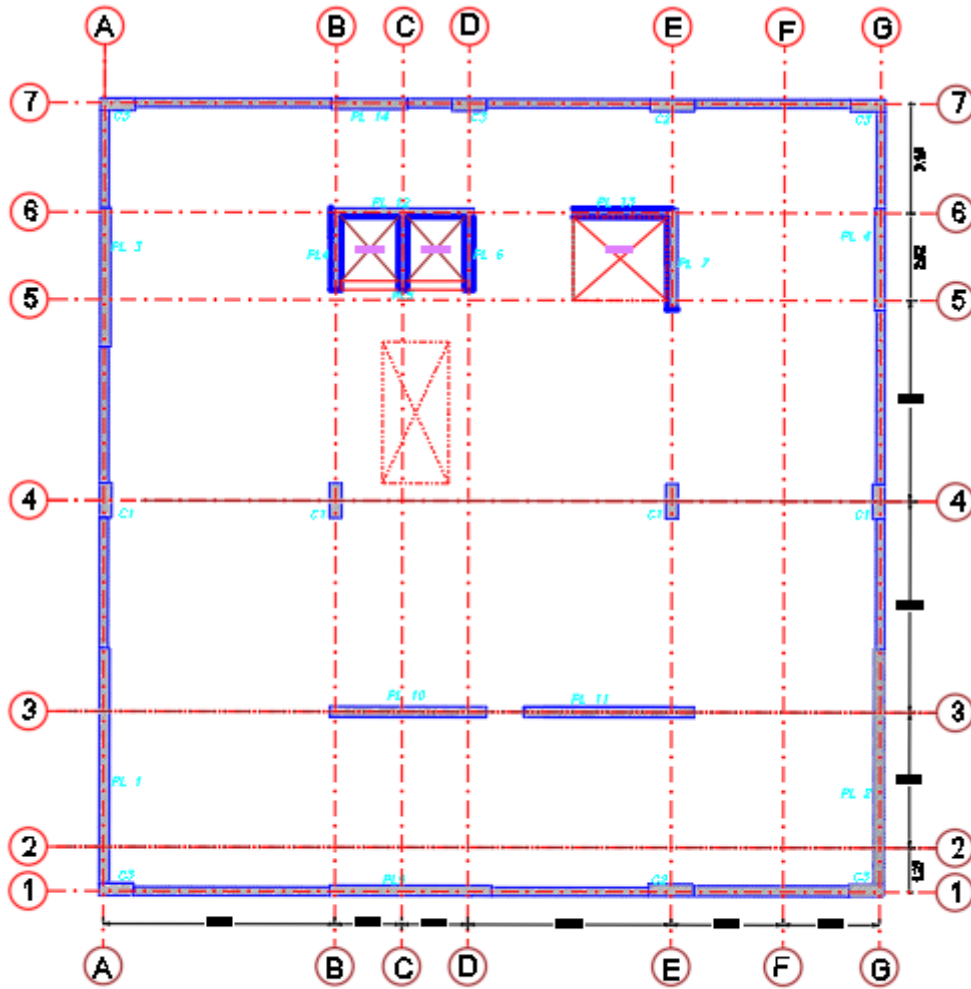
GUÍA DE OBSERVACIÓN N° 02				
Objeto	Datos para la Verificación de irregularidad torsional, irregularidad de piso blando y deriva de entrepiso			
Tesis:	ESTADOS LIMITES DE SERVICIO Y COSTO DEL DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS POSTENSADAS Y LOSAS TRADICIONALES DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR EN TRUJILLO, 2021			
Autores:				
DESPLAZAMIENTOS				
DIRECCIÓN X-X				
PISO	Desplazamiento máximo del centro de masa (m)	Máximo desplazamiento de entrepiso (m)	Desplazamiento promedio (m)	Deriva de entrepiso elástica
1	0.001122	0.001392	0.001195	0.000516
2	0.002625	0.003254	0.0028	0.000745
3	0.004367	0.00541	0.004665	0.000863
4	0.006218	0.007707	0.006654	0.000921
5	0.008081	0.010026	0.008657	0.000931
6	0.009884	0.012281	0.010602	0.000905
7	0.01161	0.014421	0.012444	0.000858
DIRECCIÓN Y-Y				
PISO	Desplazamiento máximo del centro de masa (m)	Máximo desplazamiento de entrepiso (m)	Desplazamiento promedio (m)	Deriva de entrepiso elástica
1	0.001181	0.000368	0.000256	0.000136
2	0.002812	0.000851	0.000597	0.000194
3	0.004768	0.001413	0.000998	0.000225
4	0.006911	0.002021	0.001434	0.000244
5	0.009132	0.002648	0.001885	0.000251
6	0.011347	0.003271	0.002333	0.00025
7	0.01349	0.003874	0.002769	0.000242
FUERZA CORTANTE DE ENTREPISO (Tonf)				
PISO	DIRECCIÓN X-X	DIRECCIÓN Y-Y		
1	511.9434	511.5915		
2	493.941	493.8673		
3	458.3287	459.0515		
4	406.132	408.0802		
5	336.9225	340.2491		
6	247.971	252.1042		
7	133.4321	136.7168		

Anexo 15: Guía de observación de fuerzas internas llena

GUÍA DE OBSERVACIÓN N° 03													
Objeto	Fuerzas internas para el diseño y verificación de esfuerzos de losas aligeradas postensadas												
Tesis:	ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO DEL DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS POSTENSADAS Y LOSAS TRADICIONALES DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR EN TRUJILLO, 2021												
Autores:													
Sentido de las franjas: X-X () Y-Y ()													
BANDAS X-X													
N° DE FRANJA DE DISEÑO	CASO DE CARGA	Momento Flector											
		En el apoyo izquierdo (tonf-m)	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3		Tramo 4		En el apoyo izquierdo (tonf-m)	En el apoyo derecho (tonf-m)	
		A la mitad (tonf-m)	En el apoyo derecho (tonf-m)	En el apoyo izquierdo (tonf-m)	A la mitad (tonf-m)	En el apoyo derecho (tonf-m)	En el apoyo izquierdo (tonf-m)	A la mitad (tonf-m)	En el apoyo derecho (tonf-m)	En el apoyo izquierdo (tonf-m)	A la mitad (tonf-m)	En el apoyo derecho (tonf-m)	En el apoyo izquierdo (tonf-m)
FRANJA 1	PESO PROPIO	-2.74	2.38	-2.59	-1.32	1.24	-1.46	-1.49	1.71	1.50			
	CARGA MUERTA TOTAL	-3.88	3.37	-3.68	-1.87	1.75	-2.10	-2.11	2.42	-2.11			
	CARGA VIVA	-1.14	0.99	-1.08	-0.55	0.52	-0.62	-0.62	0.71	-0.63			
	CARGA EQUIVALENTE (POSTENSADO)	2.17	-1.82	1.61	1.64	-1.66	2.20	0.82	-1.49	1.87			
	HIPERESTÁTICO (POSTENSADO)	3.30		-2.10	-2.15		-0.46	-2.51		2.58			
FRANJA 2	PESO PROPIO	-7.80	5.61	-7.04	-4.39	3.65	-5.10						
	CARGA MUERTA	-11.04	7.95	-10.05	-6.30	5.17	-7.39						
	CARGA VIVA	-3.26	2.34	-2.93	-1.87	1.52	-2.20						
	CARGA EQUIVALENTE (POSTENSADO)	5.60	-3.51	4.84	3.16	-2.98	4.53						
	HIPERESTÁTICO (POSTENSADO)	7.02		-4.41	-6.38		5.30						
FRANJA 3	PESO PROPIO	-5.14	7.48	-11.34	-11.88	7.59	-14.68	-12.10	5.32	-3.02			
	CARGA MUERTA	-7.11	10.60	-16.06	-16.89	10.74	-20.83	-17.15	7.55	-4.28			
	CARGA VIVA	-2.13	3.12	-4.72	-4.98	3.16	-6.12	-5.04	2.22	-1.24			
	CARGA EQUIVALENTE (POSTENSADO)	4.32	-4.19	7.39	9.06	-5.37	9.19	5.49	-2.45	3.36			
	HIPERESTÁTICO (POSTENSADO)	5.06		-4.33	-3.02		-3.77	-6.97		3.48			
FRANJA 4	PESO PROPIO	-8.01	5.64	-8.44	-4.42	2.32	-3.55	-7.87	4.00	-5.06			
	CARGA MUERTA	-11.32	7.97	-11.96	-2.29	3.25	-5.01	-11.07	5.69	-7.21			
	CARGA VIVA	-3.34	2.35	-3.52	-1.84	0.96	-1.14	-3.22	1.67	-2.07			
	CARGA EQUIVALENTE (POSTENSADO)	4.20	-2.72	5.09	1.35	-0.73	1.05	2.79	-2.23	3.36			
	HIPERESTÁTICO (POSTENSADO)	4.62		-3.90	-5.10		-4.28	-6.47		3.97			
FRANJA 5	PESO PROPIO	-2.03	1.52	-2.12	-0.75	0.57	-6.47	-1.39	1.15	-1.19			
	CARGA MUERTA	-2.89	2.15	-3.00	-1.07	0.81	-1.31	-1.96	1.63	-1.69			
	CARGA VIVA	-0.84	0.63	-0.88	-0.10	0.24	-0.39	-0.57	0.48	-0.50			
	CARGA EQUIVALENTE (POSTENSADO)	2.03	-1.48	1.61	0.85	-0.78	1.38	0.75	-1.22	1.61			
	HIPERESTÁTICO (POSTENSADO)	2.88		-0.90	-1.20		0.65	-1.49		2.08			

DISTRIBUIDO Y-Y													
N° DE FRANJA DE DISEÑO	CASO DE CARGA	Momento Flector											
		Tramo 1			Tramo 2			Tramo 3			Tramo 4		
		En el apoyo izquierdo	A la mitad (tonf-m)	En el apoyo derecho (tonf- m)	En el apoyo izquierdo	A la mitad (tonf-m)	En el apoyo derecho	En el apoyo izquierdo	A la mitad (tonf-m)	En el apoyo derecho	En el apoyo izquierdo	A la mitad (tonf-m)	En el apoyo derecho
FRANJA A	PESO PROPIO	1.77	2.35	-2.01	1.57	1.85	-0.97	-0.09	1.04	-0.92			
	CARGA MUERTA TOTAL	-2.50	3.33	-2.85	-2.22	2.63	-1.38	-0.12	1.46	-1.31			
	CARGA VIVA	-0.74	0.98	-0.84	-0.66	0.77	-0.41	-0.04	0.43	0.38			
	CARGA EQUIVALENTE (POSTENSADO)	5.18	-6.28	7.85	0.80	-2.07	1.17	5.32	-5.53	3.50			
	HIPERESTÁTICO (POSTENSADO)	4.67		0.14	0.54		8.33	-2.11		4.32			
FRANJA B	PESO PROPIO	-2.03	2.64	-5.63	-6.32	3.69	-6.23	-5.73	3.01	-5.69	-1.18	1.28	-0.62
	CARGA MUERTA	-2.92	3.74	-8.00	-8.96	5.22	-8.85	-8.11	4.27	-8.01	-1.78	1.82	-0.86
	CARGA VIVA	-0.86	1.09	-2.34	-2.64	1.54	-2.63	-2.39	1.26	-2.39	-0.22	0.54	-0.26
	CARGA EQUIVALENTE (POSTENSADO)	2.25	-2.94	6.38	7.77	-5.55	8.28	7.40	-4.40	4.75	4.77	-3.71	1.14
	HIPERESTÁTICO (POSTENSADO)	3.26		-0.38	2.62		0.58	0.39		6.41	-1.53		3.26
FRANJA C	PESO PROPIO	-1.51	2.38	-6.13	-10.98	3.47	-7.81	-1.80	1.09	-0.28			
	CARGA MUERTA	-2.17	3.39	-8.74	-15.57	4.91	-11.09	-2.53	1.54	-0.41			
	CARGA VIVA	-0.64	0.99	2.57	-4.58	1.44	-3.25	-0.74	0.45	-0.12			
	CARGA EQUIVALENTE (POSTENSADO)	2.30	-2.47	6.41	11.39	-4.26	8.92	4.78	-2.69	1.15			
	HIPERESTÁTICO (POSTENSADO)	3.63		-0.56	3.44		5.41	-1.15		2.54			
FRANJA D	PESO PROPIO	-2.02	3.36	-7.01	-8.28	4.03	-5.72	-6.30	4.51	-5.70	-1.56	1.43	-0.67
	CARGA MUERTA	-2.87	4.76	-9.91	-11.67	5.71	-8.13	-9.34	6.39	8.29	-2.31	2.04	
	CARGA VIVA	-0.84	1.40	-2.91	-3.46	1.68	-2.42	-2.74	1.88	-2.47	-0.68	0.60	-0.27
	CARGA EQUIVALENTE (POSTENSADO)	2.49	-4.12	7.59	9.64	-5.92	8.19	7.74	-6.33	8.59	6.39	-4.11	1.23
	HIPERESTÁTICO (POSTENSADO)	3.94		-0.01	3.95		0.99	1.62		5.50	0.17		3.81
FRANJA E	PESO PROPIO	-1.65	1.99	-1.95	-2.25	2.02	-1.89	-0.16	0.87	-0.71			
	CARGA MUERTA	-2.37	2.82	-2.80	-3.20	2.86	-2.67	-0.24	1.24	-1.04			
	CARGA VIVA	-0.69	0.83	-0.82	-0.94	0.84	-0.79	-0.07	0.37	-0.30			
	CARGA EQUIVALENTE (POSTENSADO)	4.21	-4.67	6.10	1.63	-2.02	2.55	4.12	-3.95	2.26			
	HIPERESTÁTICO (POSTENSADO)	4.09		0.47	1.38		5.05	-2.05		4.21			

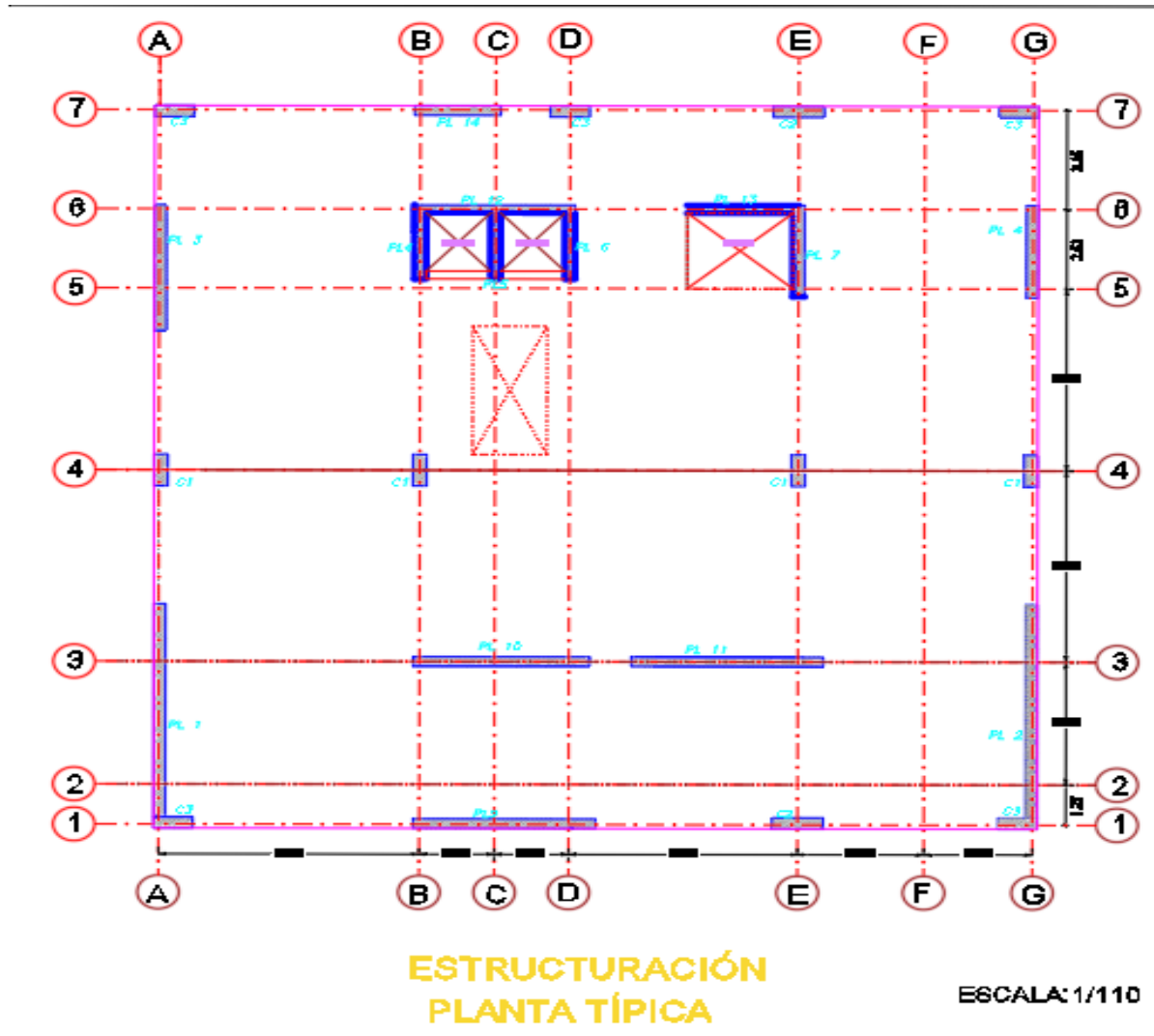
Anexo 17: Plano de estructuración: Sotanos



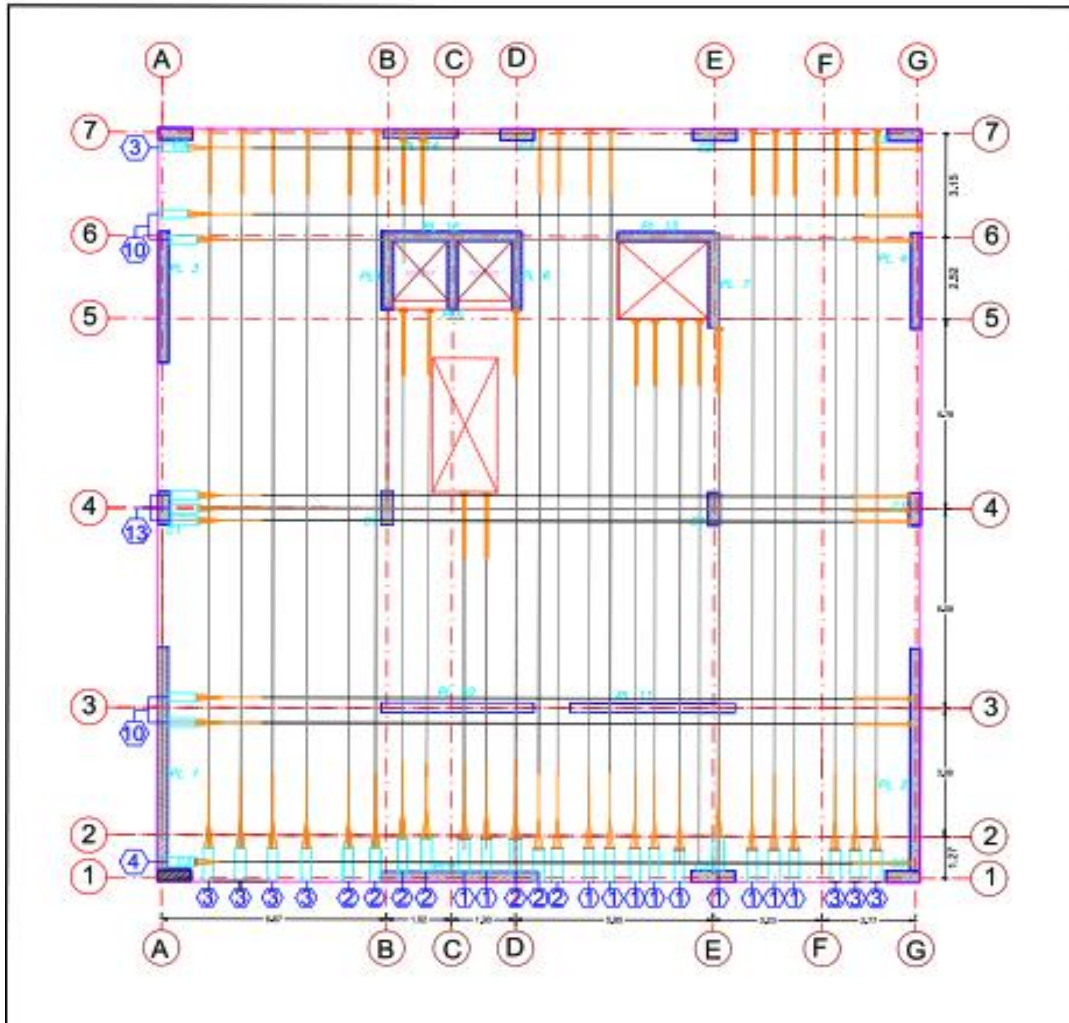
**ESTRUCTURACIÓN
PLANTA SÓTANO 1° Y 2°**

ESCALA: 1/110

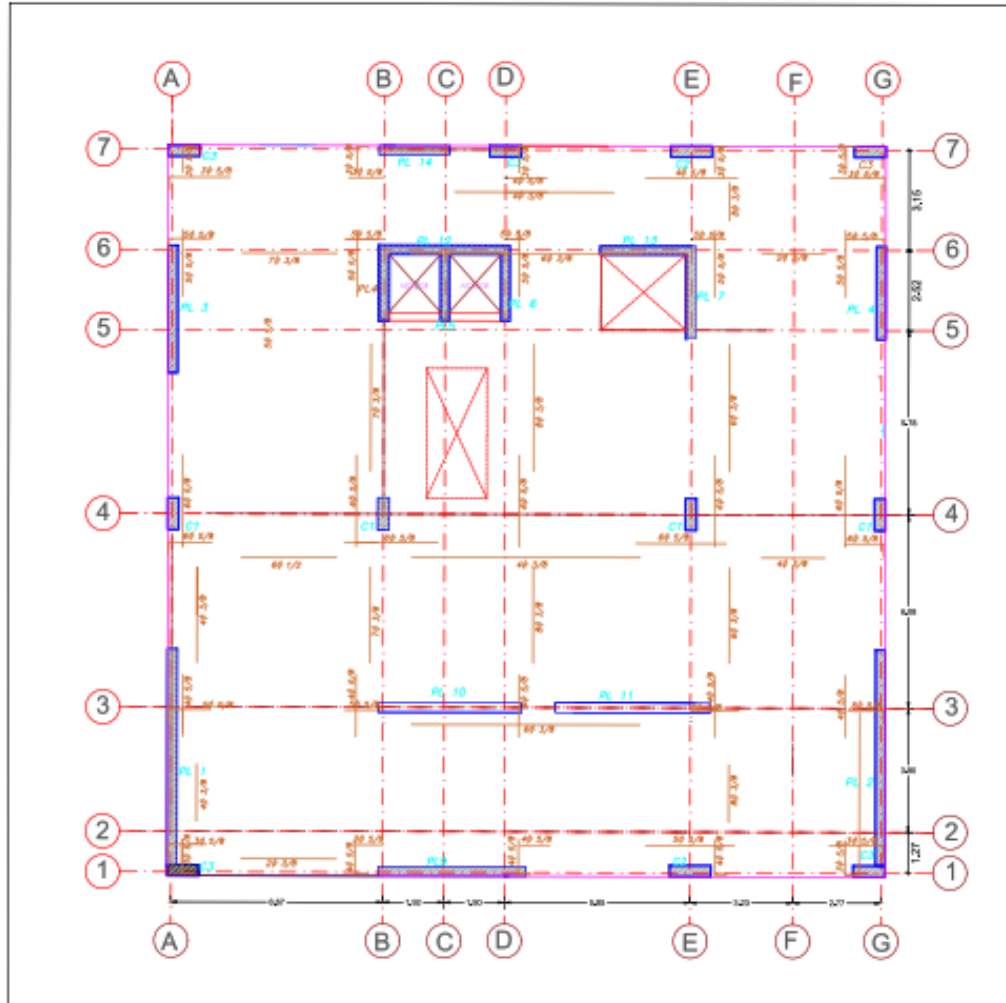
Anexo 18: Plano de estructuración: Planta típica

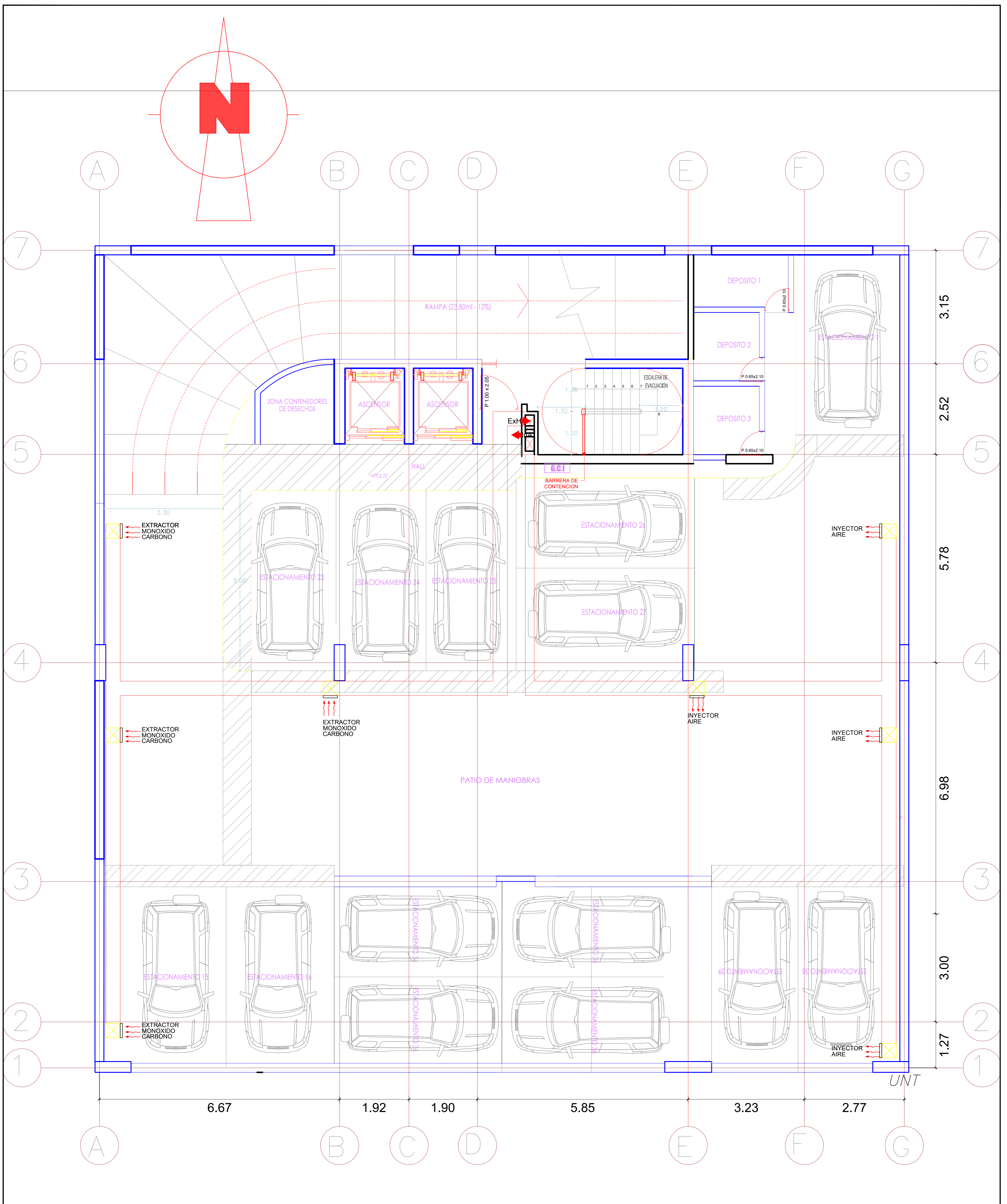


Anexo 19: Plano de planta de la losa postensada

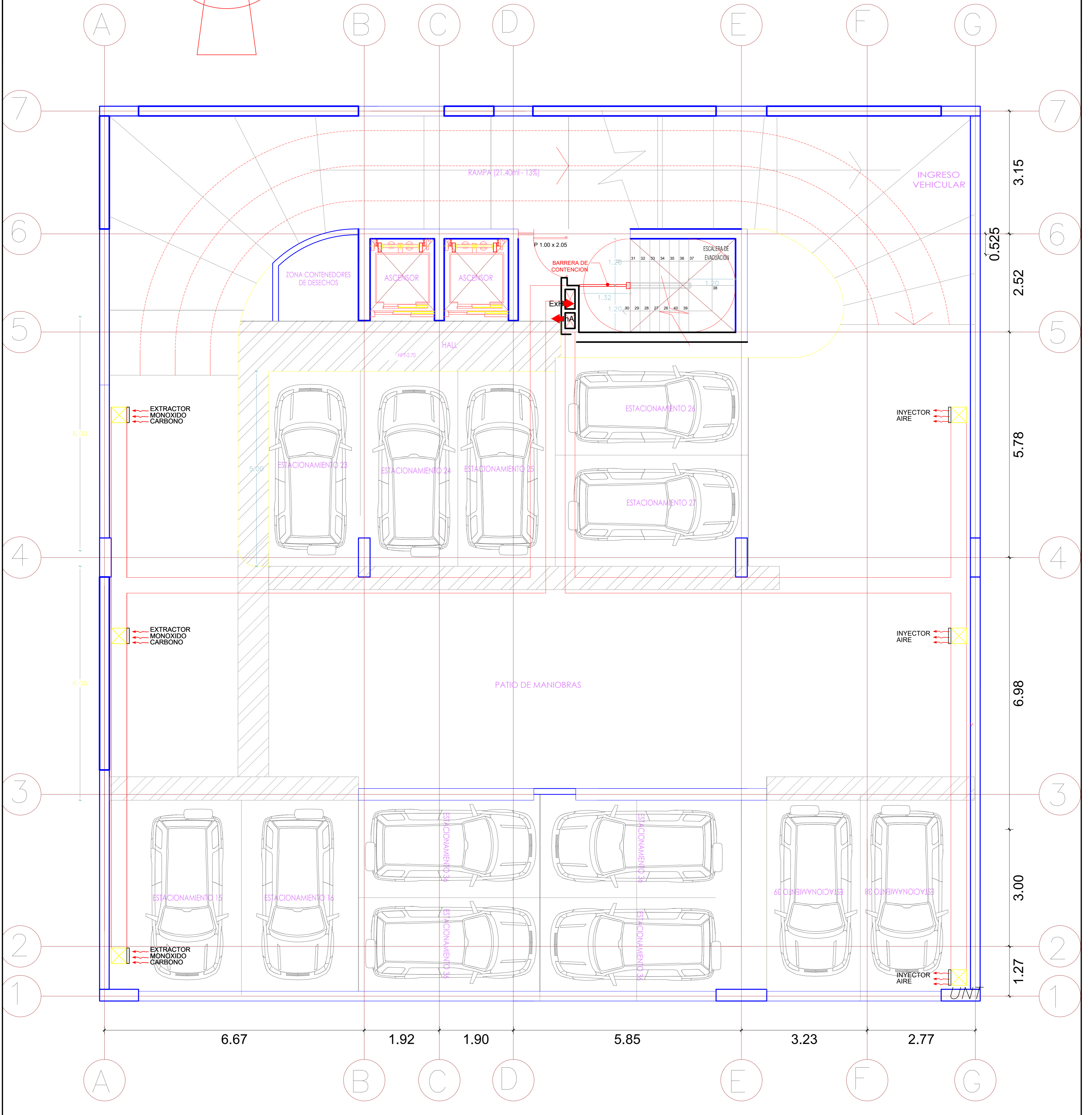
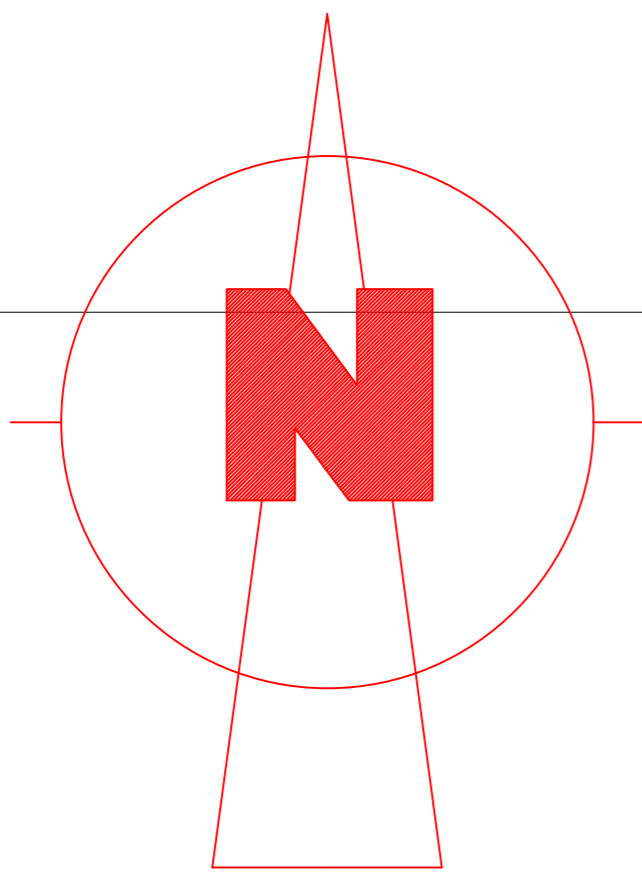


Anexo 20: Plano de acero no preesforzado





UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO		FACULTAD DE INGENIERIA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
NOMBRE DEL TESIS: ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO DE LOSAS ALIGERADAS POSTENSADAS Y LOSAS TRADICIONALES DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR, TRUJILLO, 2021.		N° DE LAMINA ARQ-01	
PLANO: ARQUITECTURA	PLANTA 2º SÓTANO	REGION: LA LIBERTAD	
ESPECIALIDAD: EDIFICIO CON LOSAS POSTENSADAS	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	PROVINCIA: TRUJILLO	DISTRITO: TRUJILLO
AUTORES: Bach. Cutiri Quipe, Hugo Bach. Duran Choque, Luis Miguel Bach. Villanueva Aguirre, Juliana Bernabé	ASESOR: Mg. Ing. José Luis Villar Quiroz	ESCALA: 1:50	FECHA: 01 de 06



ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO CICLOPEO:
 CEMENTO: CEMENTO HORMIGON 1:10 + 30% PIEDRA GRANDE 6" MAXIMO
 SOBRECIMIENTO: CEMENTO HORMIGON 1:8 + 25% PIEDRA MEDIANA 3" MAXIMO

RESISTENCIA
 RESISTENCIA DE TERRENO: 3 kg/cm² (verificar en obra)

CONCRETO ARMADO:
 CONCRETO - COLUMNAS $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 CONCRETO - VIGAS $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

SOBRECARGA:
 TECHO 1 PISO 200 kg/m²

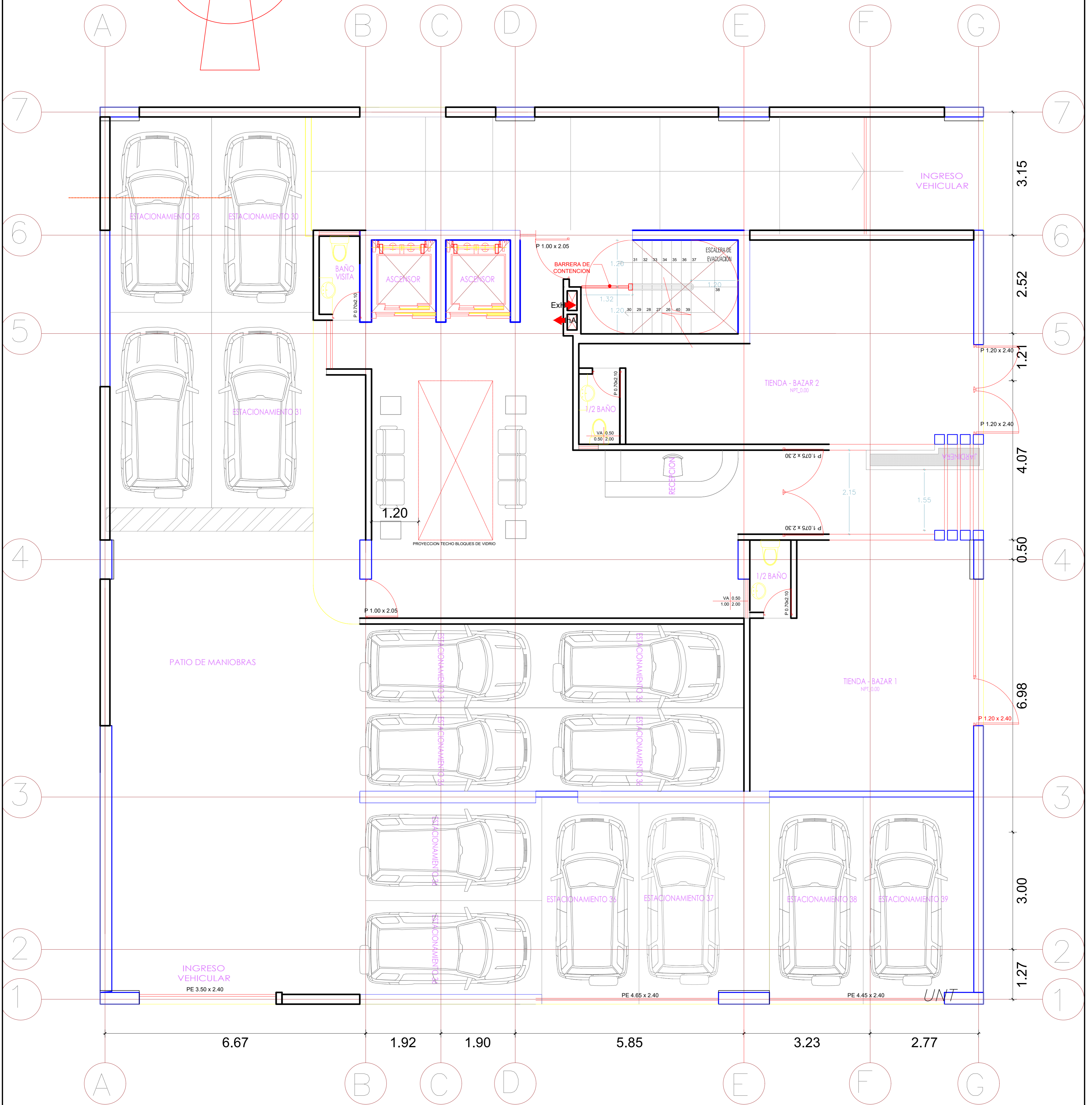
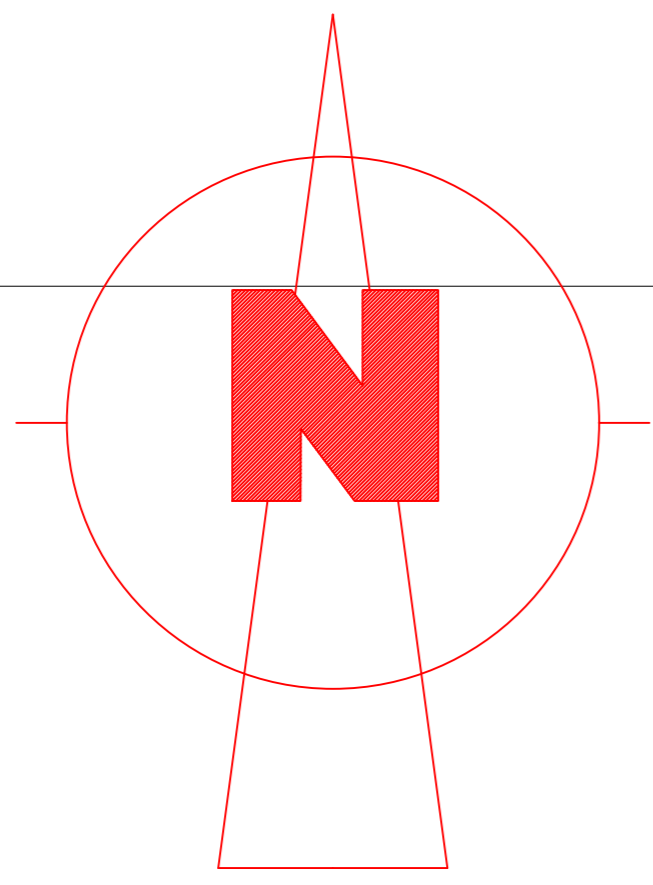
MORTERO:
 PARA LADRILLOS KING KONG DE $F_m = 35 \text{ Kg/cm}^2$ (1:4 CEMENTO, ARENA) LLENANDO COMPLETAMENTE LAS JUNTAS VERTICALES Y HORIZONTALES DE DILATACION 1" (USAR TECNOPORT).

RECUBRIMIENTO DEL ACERO
 CIMENTACION- 7.5 cm COLUMNA Y ZAPATAS
 LOSAS Y ESCALERA- 3.00 cm

TRASLAPE
 $\phi 3/8" = 40 \text{ cm}$
 $\phi 1/2" = 50 \text{ cm}$
 $\phi 5/8" = 60 \text{ cm}$



UPRIT UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO FACULTAD DE INGENIERIA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		N° DE LAMINA ARQ-02
NOMBRE DEL TESIS: ESTADOS LIMITES DE SERVICIO DE LOSAS ALIGERADAS PONTESADAS Y LOSAS TRADICIONALES DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR, TRUJILLO, 2021.		
PLANO: ARQUITECTURA	PLANTA 1° SÓTANO	REGION: LA LIBERTAD
ESPECIALIDAD: EDIFICIO CON LOSAS PONTESADAS	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	PROVINCIA: TRUJILLO
AUTORES: Bach. Cutiri Quipe, Hugo Bach. Duran Choque, Luis Miguel Bach. Villanueva Aguirre, Juliana Bernabé	ASESOR: Mg. Ing. José Luis Villar Quiroz	DISTRITO: TRUJILLO
ESCALA: 1:50		FECHA: 02 de 06



ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO CICLOPEO:

CEMENTO: CEMENTO HORMIGON 1:10 + 30% PIEDRA GRANDE 6" MAXIMO
 SOBRECIMIENTO: CEMENTO HORMIGON 1:8 + 25% PIEDRA MEDIANA 3" MAXIMO

RESISTENCIA

RESISTENCIA DE TERRENO: 3 kg/cm² (verificar en obra)

CONCRETO ARMADO:

CONCRETO - COLUMNAS $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 CONCRETO - VIGAS $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

SOBRECARGA:

TECHO 1 PISO 200 kg/m²

MORTERO:

PARA LADRILLOS KING KONG DE $F_m = 35 \text{ Kg/cm}^2$ (1:4 CEMENTO, ARENA) LLENANDO COMPLETAMENTE LAS JUNTAS VERTICALES Y HORIZONTALES DE DILATACION 1" (USAR TECNOPORT).

RECUBRIMIENTO DEL ACERO

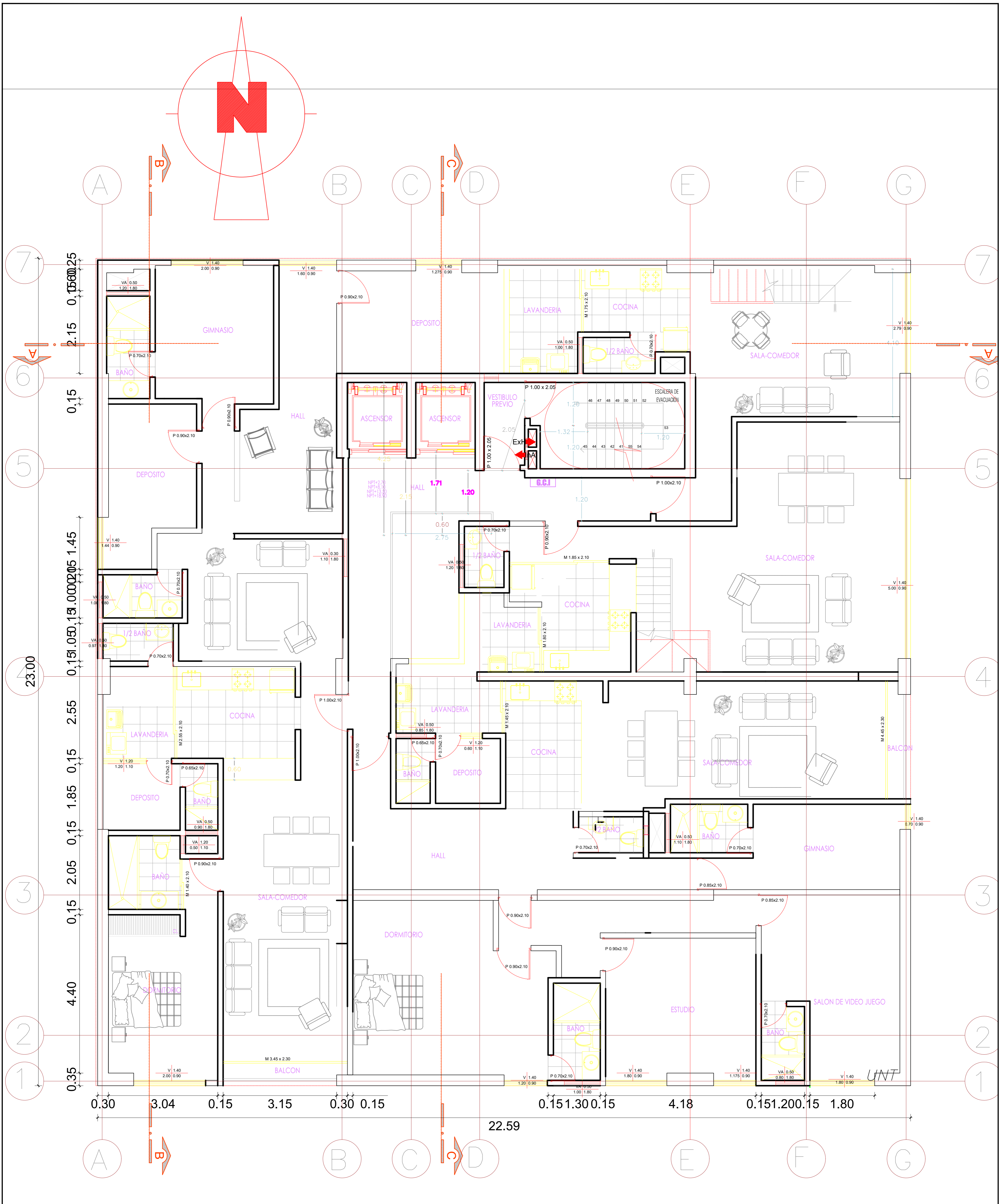
CIMENTACION - 7.5 cm COLUMNA Y ZAPATAS
 LOSAS Y ESCALERA - 3.00 cm

TRASLAPE

$\phi 3/8" = 40 \text{ cm}$
 $\phi 1/2" = 50 \text{ cm}$
 $\phi 5/8" = 60 \text{ cm}$



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO		FACULTAD DE INGENIERIA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
NOMBRE DEL TESIS: ESTADOS LIMITES DE SERVICIO DE LOSAS ALIGERADAS PONTESADAS Y LOSAS TRADICIONALES DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR, TRUJILLO, 2021.		N° DE LAMINA ARQ-03	
PLANO: ARQUITECTURA	PLANTA 1° PISO	REGION: LA LIBERTAD	
ESPECIALIDAD: EDIFICIO CON LOSAS PONTESADAS	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	PROVINCIA: TRUJILLO	
AUTORES: Bach. Cutiri Quispe, Hugo Bach. Duran Choque, Luis Miguel Bach. Villanueva Aguirre, Juliana Borboida		DISTRITO: TRUJILLO	
ASESOR: Mg. Ing. Jossuelo Villar Quiroz		ESCALA: 1:50	FECHA: 03 de 06

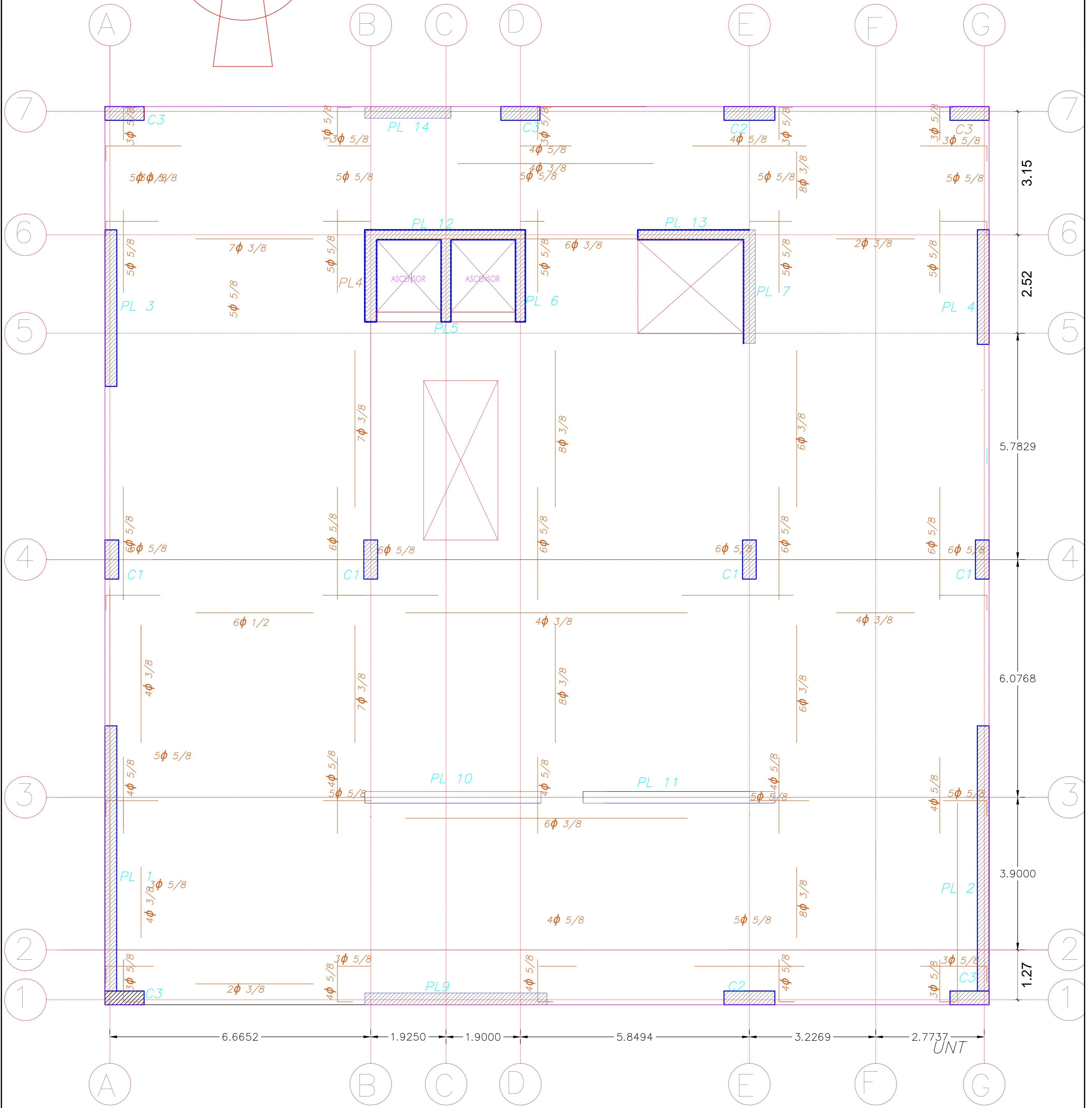
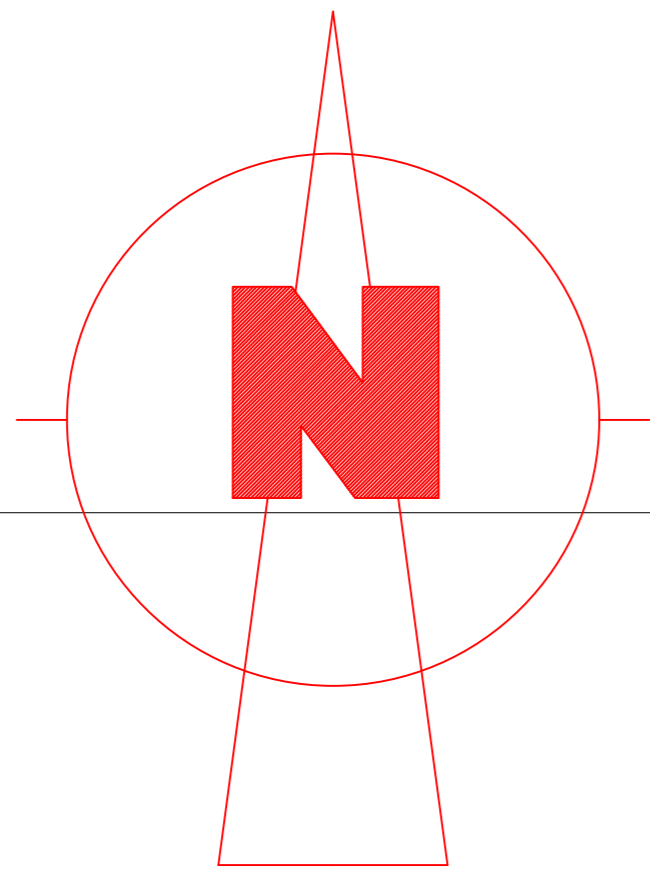


ESPECIFICACIONES TECNICAS

- CONCRETO CICLOPEO:**
 - CIMENTO: CEMENTO HORMIGON 1:10 + 30% PIEDRA GRANDE 6" MAXIMO
 - SOBRECIMIENTO: CEMENTO HORMIGON 1:8 + 25% PIEDRA MEDIANA 3" MAXIMO
- RESISTENCIA**
 - RESISTENCIA DE TERRENO: 3 kg/cm2 (verificar en obra)
- CONCRETO ARMADO:**
 - CONCRETO - COLUMNAS $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 - CONCRETO - VIGAS $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- SOBRECARGA:**
 - TECHO 1 PISO 200 kg/m2
- MORTERO:**
 - PARA LADRILLOS KING KONG DE $F_m = 35 \text{ Kg/cm}^2$ (1:4 CEMENTO, ARENA) LLENANDO COMPLETAMENTE
 - LAS JUNTAS VERTICALES Y HORIZONTALES DE DILATACION 1" (USAR TECNOPORT).
- RECUBRIMIENTO DEL ACERO**
 - CIMENTACION - 7.5 cm COLUMNA Y ZAPATAS
 - LOSAS Y ESCALERA - 3.00 cm
- TRASLAPE**
 - $\phi 3/8" = 40 \text{ cm}$
 - $\phi 1/2" = 50 \text{ cm}$
 - $\phi 5/8" = 60 \text{ cm}$



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO FACULTAD DE INGENIERIA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		N° DE LAMINA ARQ-04
NOMBRE DEL TESIS: ESTADOS LIMITES DE SERVICIO DE LOSAS ALIGERADAS POSTENSADAS Y LOSAS TRADICIONALES DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR, TRUJILLO, 2021.		
PLANO: ARQUITECTURA	PLANTA TÍPICA	REGION: LA LIBERTAD
ESPECIALIDAD: EDIFICIO CON LOSAS POSTENSADAS	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	PROVINCIA: TRUJILLO
AUTORES: Bach. Cutiri Quijpe, Hugo Bach. Duran Choque, Luis Miguel Bach. Villanueva Aguirre, Juliana Berthelinda	ASESOR: Mg. Ing. José Luis Villar Quiroz	DISTRITO: TRUJILLO
ESCALA: 1:50		FECHA: 04 de 06



ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO CICLOPEO:

CEMENTO: CEMENTO HORMIGÓN 1:10 + 30% PIEDRA GRANDE 6" MÁXIMO
 SOBRECIMIENTO: CEMENTO HORMIGÓN 1:8 + 25% PIEDRA MEDIANA 3" MÁXIMO

RESISTENCIA

RESISTENCIA DE TERRENO: 3 kg/cm² (verificar en obra)

CONCRETO ARMADO:

CONCRETO - COLUMNAS $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 CONCRETO - VIGAS $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

SOBRECARGA:

TECHO 1 PISO 200 kg/m²

MORTERO:

PARA LADRILLOS KING KONG DE $F_m = 35 \text{ Kg/cm}^2$ (1:4 CEMENTO, ARENA) LLENANDO COMPLETAMENTE
 LAS JUNTAS VERTICALES Y HORIZONTALES DE DILATACION 1" (USAR TECNOPORT).

RECUBRIMIENTO DEL ACERO

CIMENTACION- 7.5 cm COLUMNA Y ZAPATAS
 LOSAS Y ESCALERA- 3.00 cm

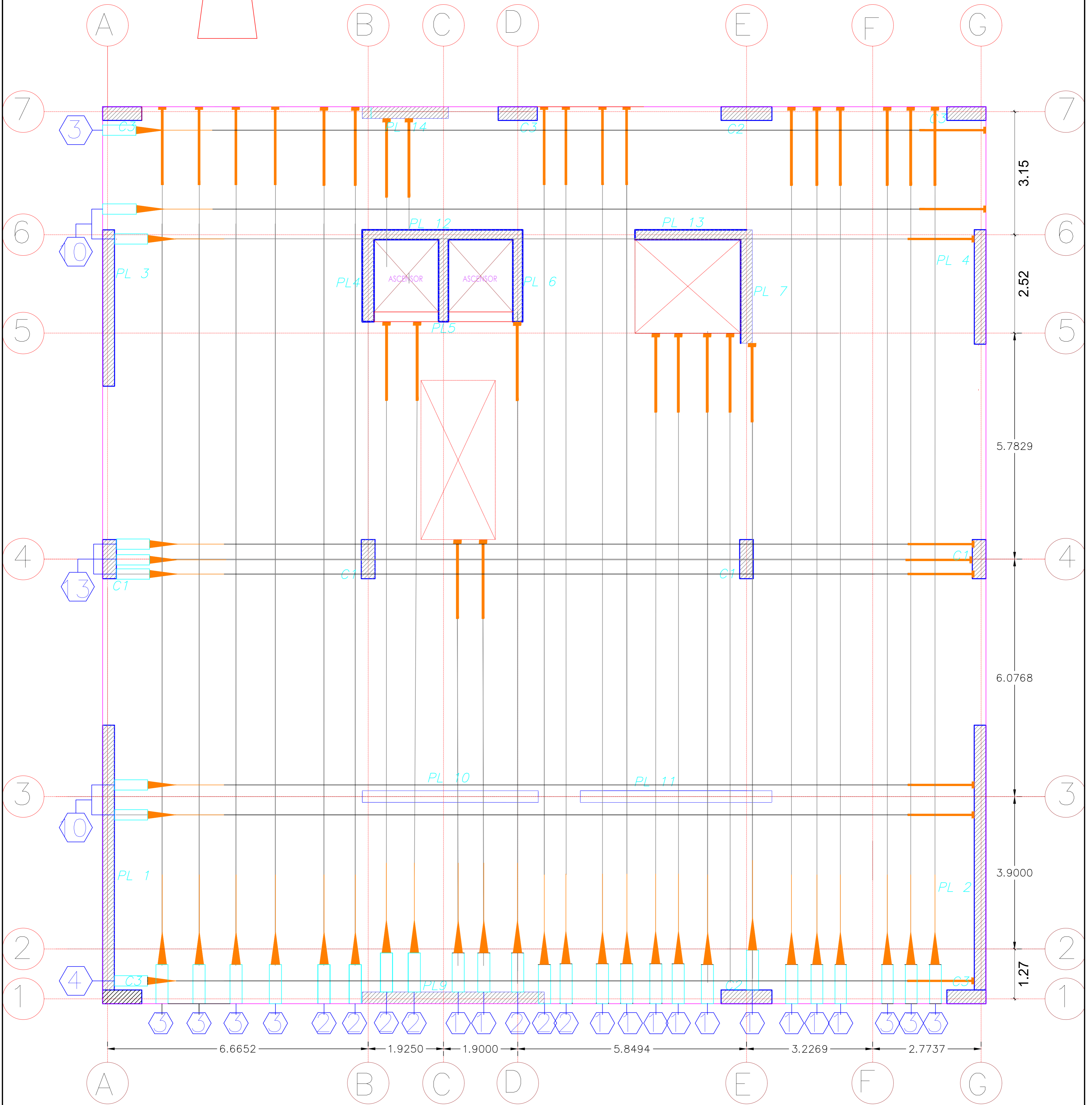
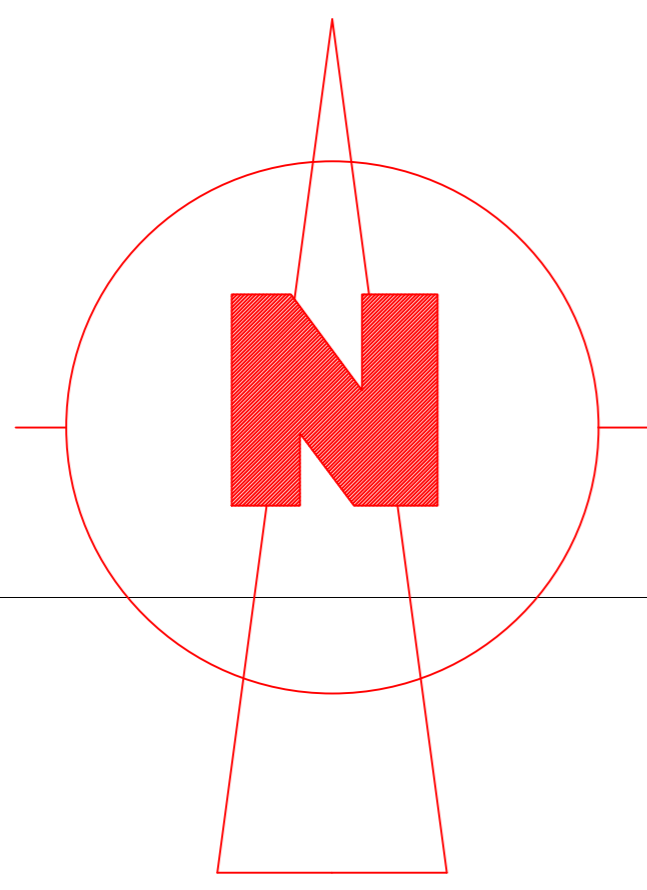
TRASLAPE

$\phi 3/8" = 40 \text{ cm}$
 $\phi 1/2" = 50 \text{ cm}$
 $\phi 5/8" = 60 \text{ cm}$



ESCALA GRAFICA
1:50 METROS

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO		FACULTAD DE INGENIERÍA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
NOMBRE DEL TESIS: ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO DE LOSAS ALIGERADAS POSTENSADAS Y LOSAS TRADICIONALES DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR, TRUJILLO, 2021.		N° DE LAMINA EST-01	
PLANO: ESTRUCTURAS	POSTENSADO EN LOSA	REGIÓN: LA LIBERTAD	
ESPECIALIDAD: EDIFICIO CON LOSAS POSTENSADAS	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	PROVINCIA: TRUJILLO	
AUTORES: Bach. Cutiri Quiroga, Hugo Bach. Duran Choque, Luis Miguel Bach. Villanueva Aguirre, Juliana Bribasida		DISTRITO: TRUJILLO	
ASESOR: Mg. Ing. José Luis Villar Quiroz		ESCALA: INDICADA	
		FECHA: 25-06-20	



UNT

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO CICLOPEO:

CIMENTO: CEMENTO HORMIGON 1:10 + 30% PIEDRA GRANDE 6" MAXIMO
 SOBRECIMIENTO: CEMENTO HORMIGON 1:8 + 25% PIEDRA MEDIANA 3" MAXIMO

RESISTENCIA

RESISTENCIA DE TERRENO: 3 kg/cm² (verificar en obra)

CONCRETO ARMADO:

CONCRETO - COLUMNAS $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 CONCRETO - VIGAS $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

SOBRECARGA:

TECHO 1 PISO 200 kg/m²

MORTERO:

PARA LADRILLOS KING KONG DE $F_m = 35 \text{ Kg/cm}^2$ (1:4 CEMENTO, ARENA) LLENANDO COMPLETAMENTE
 LAS JUNTAS VERTICALES Y HORIZONTALES DE DILATACION 1" (USAR TECNOPORT).

RECUBRIMIENTO DEL ACERO

CIMENTACION- 7.5 cm COLUMNA Y ZAPATAS
 LOSAS Y ESCALERA- 3.00 cm

TRASLAPE

$\phi 3/8" = 40 \text{ cm}$
 $\phi 1/2" = 50 \text{ cm}$
 $\phi 5/8" = 60 \text{ cm}$



UPRIT UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO FACULTAD DE INGENIERIA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		N° DE LAMINA EST-02
NOMBRE DEL TESIS: ESTADOS LIMITES DE SERVICIO DE LOSAS ALIGERADAS POSTENSADAS Y LOSAS TRADICIONALES DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR, TRUJILLO, 2021.		
PLANO: ESTRUCTURAS	ACERO NO PREESFORZADO EN LOSA POSTENSADA EDIFICIO MULTIFAMILIAR	REGION: LA LIBERTAD
ESPECIALIDAD: EDIFICIO CON LOSAS POSTENSADAS	EDIFICIO MULTIFAMILIAR	PROVINCIA: TRUJILLO
AUTORES: Bach. Cutiri Quiroga, Hugo Bach. Duran Choque, Luis Miguel Bach. Villanueva Aguirre, Juliana Berthelaida	ASESOR: Mg. Ing. Jusualdo Villar Quiroga	DISTRITO: TRUJILLO
INDICADA		FECHA: 05 de 06