



UNIVERSIDAD DE CUENCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

“INFLUENCIA DE LA PENDIENTE DE LA CARTELA EN LOS EXTREMOS CERRADOS DE LOSAS TT DE 8, 10, 12, 14, 16 METROS DE LUZ”

*Tesis de grado previo a la
obtención del título de Ingeniero
Civil*

AUTORES:

Verónica Cristina Astudillo Ávila
C.I.0105701635
José Diego Córdova Mora
C.I. 0104905013

DIRECTOR:

Ing. Nelson Navarro.Campos PhD.
C.I. 0151273299

Cuenca-Ecuador

2016



Resumen:

Las losas prefabricadas pretensadas de sección TT han demostrado ser 'racionales' en producción de techos y entrepisos de edificaciones. En Cuenca, se producen en la planta de prefabricación *Construcciones RFV* y en Guayaquil, en la empresa *MAVISA*. En ambos casos, esta losa se prefabrica con sección transversal constante, cuyos apoyos serían un esquema articulado. Al respecto, el proyectista estructural, director de esta tesis, introdujo la solución de extremos cerrados en las Losas Doble T, en el diseño del parqueadero del parque de La Madre de nuestra ciudad –Cuenca–. Dos tesis de graduación de esta Facultad muestran la ventaja de la solución cerrada contra la de extremos abiertos. Este trabajo estudiará la influencia de la pendiente de la cartela de las zonas extremas, en el comportamiento estructural de las losas para diferentes luces. Su fundamentación científica señala un alto sentido práctico e influencia en la tecnología de la construcción, lo cual es motivante. El objetivo: determinar la influencia de la pendiente de la cartela en los extremos de losas doble TT para su comportamiento estructural, con rango de valores que optimice la continuidad en los nudos, con el análisis de modelos estructurales y programas como SAP 2000, entre otros. Se espera determinar, tanto las pendientes óptimas de la cartela en los extremos cerrados de las losas doble TT como el rango óptimo de dicha pendiente para un mejor comportamiento estructural. El diseño y construcción de estas estructuras debe utilizar el rango de pendientes óptimas encontradas en esta tesis, maximizando, así, la efectividad de estas uniones.

Palabras clave: losas TT, rigidez, nudos, cartela, influencia de la pendiente, comportamiento estructural.



Abstract:

Prefabricated floor slabs section TT have proven to be "rational" in the production of buildings roofs and floors. In Cuenca, they occur in the prefabrication plant, Construcciones RFV, in Guayaquil, in the company MAVISA. In both cases, this prefabricated slab cross-section, whose supports would be an articulated scheme. The structural designer, director of this thesis, introduced the closed-end solution in Slabs TT in the design of the parking of Mother's park. Two graduation thesis of this faculty show the advantage of the closed solution against open-ended. For this reason, this paper will examine the slope influence of the gusset of the end zones in the structural behavior of slabs for different lengths. Its scientific basis indicates a high practical and influence felt in the construction technology. The objective: determine the influence of the slope of the gusset at the ends of slabs TT, with range of values that maximizes stiffness in nodes. With the analysis of structural models and programs like SAP 2000, among others. Determining expected: optimum slopes of the gusset in the closed ends of the double T slabs and the optimum range of said slope for better structural behavior. The design and construction of these structures should use the optimum slope range found in this thesis, maximizing the rigidity of these unions.

Key words: slabs TT, rigidity, nodes, gusset, slope influence, structural behavior.



ÍNDICE

Resumen:	2
Abstract:	3
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	12
1.1. Antecedentes.....	12
1.2. Justificación	13
1.3. Presentación.....	13
1.4. Objetivo General	13
1.4.1 Objetivos Específicos.....	13
1.5. Resumen de contenidos.....	14
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	16
2.1. Conceptos y relaciones fundamentales.....	16
2.1.1. Introducción al hormigón pretensado	16
2.1.2. Materiales del Hormigón Pre-esforzado	18
2.1.3 Elementos prefabricados de hormigón pretensado	19
2.1.4 Conexiones en losas TT prefabricadas – pretensados.....	20
2.1.5 Análisis Estructural	21
2.1.6 Consideraciones especiales para el estudio	23
CAPÍTULO III: ANÁLISIS ESTRUTURAL.....	24
3.1 Generalidades	24
3.2 Consideraciones geométricas	24



3.3. Análisis de cargas.....	25
3.3.1 Carga muerta.....	26
3.3.2 Carga viva	28
3.3.3. Carga de sismo	29
3.3.4. Cargas de viento	44
3.4. Combinaciones de carga para el diseño por última resistencia	47
3.5 Consideraciones para la modelación de la estructura para su análisis por medio.....	49
del software sap2000 (elementos Frame).....	49
CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIONES.....	55
4.1 Resultados obtenidos en análisis por medio del software sap2000 (elementos.....	55
Frame)	55
4.2 Análisis de los resultados obtenidos en la modelación	58
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	67
5.1 Conclusiones.....	67
5.2 Recomendaciones.....	68
Referencias bibliográficas:.....	70



Cláusula de derechos de autor



Universidad de Cuenca
Clausula de derechos de autor

Verónica Cristina Astudillo Ávila, autora de la tesis "INFLUENCIA DE LA PENDIENTE DE LA CARTELERA EN LOS EXTREMOS CERRADOS DE LOSAS TT DE 8, 10, 12, 14, 16 METROS DE LUZ", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniera Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autora

Cuenca, Octubre de 2016

Verónica Cristina Astudillo Ávila

C.I: 010570163-5



José Diego Córdova Mora, autor de la tesis “INFLUENCIA DE LA PENDIENTE DE LA CARTELÁ EN LOS EXTREMOS CERRADOS DE LOSAS TT DE 8, 10, 12, 14, 16 METROS DE LUZ”, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, Octubre de 2016

José Diego Córdova Mora

C.I: 010490501-3



Cláusula de propiedad intelectual



Universidad de Cuenca
Clausula de propiedad intelectual

Verónica Cristina Astudillo Ávila, autora de la tesis "INFLUENCIA DE LA PENDIENTE DE LA CARTELERA EN LOS EXTREMOS CERRADOS DE LOSAS TT DE 8, 10, 12, 14, 16 METROS DE LUZ", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autora.

Cuenca, Octubre de 2016



Verónica Cristina Astudillo Ávila

C.I: 010570163-5



Universidad de Cuenca
Clausula de propiedad intelectual

José Diego Córdova Mora, autor de la tesis “INFLUENCIA DE LA PENDIENTE DE LA CARTELA EN LOS EXTREMOS CERRADOS DE LOSAS TT DE 8, 10, 12, 14, 16 METROS DE LUZ”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, Octubre de 2016

José Diego Córdova Mora

C.I: 010490501-3



Dedicatoria

A la vida porque me ha permitido alcanzar este logro académico, al tiempo que he aprendido a luchar contra obstáculos, pero, también, disfrutar de los logros que la vida trae consigo.

A mi madre, Rosita, por ser el apoyo fundamental en mi vida, quien me ha acompañado durante todo este proceso académico y de quien he aprendido el valor del esfuerzo y sacrificio.

A mi novio, José, porque además de ser mi compañero, ha sido mi apoyo, mi fuerza y compañía diaria para alcanzar este mérito académico.

Cristina

A mi familia, por ser el apoyo y el ejemplo que he necesitado para seguir adelante durante mi vida. Gracias a ellos he luchado por lograr mis sueños que poco a poco se van haciendo realidad. Este logro es para ellos.

A mi novia, Cristina, por ser mi apoyo emocional durante toda mi vida universitaria. Le agradezco por ser una inspiración y compañera con la que juntos hemos afrontado los obstáculos y dificultades de esta etapa de nuestras vidas.

José



Agradecimiento

Agradecemos a nuestras familias, por apoyarnos durante el proceso para conseguir este mérito académico, por no desfallecer ante tropiezos y disfrutar con nosotros de nuestras alegrías.

A nuestros maestros, por aportarnos sus conocimientos y experiencias. Un agradecimiento especial a nuestro director de tesis el Ing. Nelson Navarro, por una correcta y distinguida dirección de tesis, aportando los conocimientos necesarios para complementarla de la mejor manera. Destacamos la calidad del ser humano de nuestro director de tesis, quien, cumpliendo con su deber, jamás se olvidó de apoyarnos afectuosamente durante el proceso.



CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

La tecnología constructiva de elementos prefabricados de hormigón se ha desarrollado con rapidez en muchos países. Tuvo su origen en Europa, y una aplicación extensiva al final de la II Guerra Mundial, para reponer en el menor tiempo posible la enorme destrucción que sufrieron los países del Este y, también, de Francia. Sin embargo, en países subdesarrollados o en vías de desarrollo, como es el caso de Ecuador y, en particular, en nuestra ciudad –Cuenca–, el avance de esta tecnología ha sido prácticamente nula. Pero, el crecimiento poblacional en el país siente la necesidad de desarrollar sistemas constructivos de gran eficacia, con alta productividad, a fin de satisfacer las exigencias que se ha creado en el medio actual.

En estudios previos, se demuestra la racionalidad del uso de la tecnología de elementos prefabricados en distintas obras civiles. Basándonos en literatura especializada: *Investigación de las principales tecnologías constructivas de edificaciones utilizadas en la ciudad de Cuenca*. En esta se destacan las ventajas del uso de esta tecnología constructiva, considerada relativamente nueva en nuestro medio. Entre las ventajas encontradas están: menor cantidad de mano de obra, lo cual implica mayor productividad y, por tanto, costes favorables; mejora en la calidad final de los elementos constructivos; menor impacto ambiental; mayor seguridad, etc.

Asimismo, la literatura del trabajo de titulación *Evaluación Estructural de nudos conformados por muros y losas TT de sección variable y constante* [1] – tesis relacionada con el presente trabajo de titulación–, brinda una visión amplia acerca de las características y parámetros principales de las losas TT, que con la variante de extremos cerrados fue introducida, aquí, por el Director de este trabajo de titulación. El macizado de los extremos llamados “cerrados” se implementó en Cuba, donde ha tenido una muy extensa aplicación. Ese país, con una población de 11 millones de habitantes, ha llegado a tener una producción record de 1 millón de m^3 de hormigón prefabricado en un año. De igual manera, han sido aplicadas en obras civiles, tales como: la construcción del parqueadero subterráneo del Parque de la Madre, con luz de 7,50 m; en el edificio de la Facultad de Ingeniería en Balzay, ambos proyectos fueron diseñados por el Ing. Nelson Navarro, PhD., director del presente trabajo de titulación.



1.2. Justificación

Sin duda, los cambios que se han dado en la construcción gracias a las nuevas tecnologías son evidentes, como ejemplos tenemos: el cambio del uso de encofrados artesanales, por tecnología de elementos prefabricados. El hecho de no hormigonar “In Situ” las construcciones mediante encofrados, sino, más bien, aplicar la nueva tecnología. Razón más que suficiente, para que se imponga la necesidad de profundizar en los conocimientos de esta área, a fin de aplicar, efectivamente, los nuevos sistemas constructivos y conseguir mayor industrialización en la construcción.

1.3. Presentación

Luego de justificar el presente trabajo de titulación, se expone de manera básica el marco referencial relacionado con esta investigación. El trabajo estudia la influencia de la pendiente de la cartela en los dos extremos, en el comportamiento estructural de las losas TT para diferentes luces. Su fundamentación científica implica un alto sentido práctico e influencia de la tecnología de producción, montaje y construcción. Con el análisis de modelos estructurales, programas como SAP 2000, entre otros, se determina: las pendientes óptimas de las cartelas en los extremos cerrados de las losas doble TT y el rango óptimo de dicha pendiente para un mejor comportamiento estructural. El diseño y construcción de estas estructuras debe utilizar el rango de pendientes óptimas encontradas en esta tesis, maximizando la efectividad de las juntas entre losas con vigas o en los muros de apoyo.

1.4. Objetivo General

Determinar la influencia de la pendiente de la cartela en los extremos cerrados de losas doble TT en su comportamiento estructural y la influencia en los nudos, a través del modelamiento estructural.

1.4.1 Objetivos Específicos

1. Obtener información requerida de las losas TT en producción, montaje, ejecución de las juntas y el comportamiento estructural, tanto de extremos abiertos como de cerrados.
2. Determinar el comportamiento estructural de estas losas, cuando se integren en los entrepisos y en los techos de la estructura de la edificación de que forman parte.



3. Obtener y aplicar modelos para el análisis, que reflejen, del mejor modo posible, el comportamiento estructural de estos elementos.
4. Evaluar los resultados que se obtengan del análisis estructural de estos modelos.

1.5. Resumen de contenidos

El presente trabajo de titulación está conformado de cinco secciones o capítulos, a continuación, detallamos su contenido:

Capítulo 1. Introducción del trabajo de investigación

- Antecedentes
- Justificación
- Presentación
- Objetivo General y Específicos

Capítulo 2. Marco Teórico

- Se expondrá la base teórica sobre la que se sostiene la prefabricación, en elementos de componentes de hormigón armado o pretensado y la modelación estructural. Implica la geometría de las Losas TT y sus condiciones de bordes o conexiones, estados de cargas que solicitan las estructuras que las aplican, como cargas gravitatorias y cargas de origen sísmico.

Capítulo 3. Análisis Estructural

- Se modelan las losas TT integradas en pórticos de tres luces y dos niveles con las condiciones geométricas de la losa, las cargas de gravedad, las cargas horizontales (sísmicas) con las respectivas combinaciones a las que estará sometida la estructura modelada, mediante el software a utilizar.



Capítulo 4.- Resultados y Discusiones

- Se describen los resultados obtenidos, mediante la modelación estructural realizada en base al software estructural SAP 2000. Se presenta el grado de influencia de la pendiente de la cartela en los extremos cerrados de losas doble TT, en su comportamiento estructural con la influencia de los nudos. Para facilitar la compresión de los resultados, se presentarán tablas y gráficos con ayuda del programa Excel.

Capítulo 5.- Conclusiones y Recomendaciones

- A partir de los resultados obtenidos, se presentan conclusiones y recomendaciones para investigaciones futuras dentro de este campo de la obra civil.



CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Conceptos y relaciones fundamentales

2.1.1. Introducción al hormigón pretensado

Según la publicación *Hormigón Pretensado, [2] diseño de elementos isostáticos*, perteneciente al Ingeniero Fabián Carrasco Castro, el término ‘pretensado’ hace referencia a estructuras cuyas armaduras –cables– se tensan primero, luego se vierte el hormigón debidamente confinado en moldes, y una vez que este adquiere la resistencia necesaria, se cortan los cables produciendo una fuerza de compresión en el elemento. Es decir, la fuerza de los cables se transmite al hormigón exclusivamente por adherencia. Los primeros intentos de pretensado se remontan a 1886, cuando el Ingeniero P. H Jackson de San Francisco, California, registra una patente para usar varillas con anclajes de rosca o cuña, con la finalidad de unir piedras artificiales y arcos de hormigón que serían utilizados como losas de pisos. Posteriormente, esta técnica se la atribuye al Ingeniero Francés Eugene Freyssinet, a quien se le conoce como “El padre del pretensado”. En 1928, Freyssinet comienza a usar aceros de alta resistencia para pretensar.

Actualmente, esta técnica es ampliamente utilizada, sobre todo, en los países industrializados en donde la prefabricación es la predominante. El hecho de tener un buen control de calidad, tanto de los materiales utilizados como de la mano de obra, se obtienen, obviamente, elementos de mejor calidad y menor costo de los que son construidos en la obra. Una desventaja de los elementos prefabricados es su transporte e izado, ya que se hace necesario el empleo de grúas de capacidad, según el peso de los elementos. Las ventajas de la prefabricación que la hacen más atractiva, con respecto a otras soluciones constructivas, son: la reducción de tiempo en ejecución, la disminución de labores a realizarse en obra, costos favorables, menor impacto ambiental, mayor control y calidad final de los elementos. [15]

El hormigón pretensado tiene los siguientes méritos:

- I. Control en fábrica de la calidad de materiales y método constructivo.
- II. Reducir considerablemente posibles fallas de factor humano.
- III. Salvar grandes luces con cimientos muy reducidos.



- IV. Eliminación de fisuras por estar sometido a esfuerzos de compresión bajo las hipótesis de carga.
- V. Comportamiento elástico y utilización de la sección total.
- VI. Ahorro de acero debido a la posibilidad de utilizar totalmente la armadura, hasta cerca de su límite elástico y, como consecuencia, una reducción de la cuantía.
- VII. Como el hormigón no se agrieta, la posibilidad de acero a la corrosión y el deterioro de hormigón se reducen al mínimo.
- VIII. Ausencia de grietas resulta en una mayor capacidad de la estructura para soportar la carga de esfuerzos, impactos, vibraciones y golpes.
- IX. En vigas de hormigón pretensado, las cargas muertas son neutralizadas X. Las reacciones a ser requeridas, por lo tanto, son mucho más pequeñas que la requerida en hormigón armado.
- X. Aligeramiento de la construcción y, por tanto, reducción de las secciones de elementos sustanciales como pilares y cimientos.
- XI. El uso de los tendones y la curva antes de la compresión del hormigón ayuda a resistir al corte. [1]

Construcción de hormigón pretensado tiene las siguientes desventajas

- I. Se requiere una alta calidad de hormigón, denso y de alta resistencia, para procesos de producción, colocación y compactación requeridos.
- II. Se requiere de acero de alta resistencia que sea de 2.5 a 3.5 veces más costoso que el acero normal.
- III. Se requiere de complicada tensión de equipos y dispositivos de anclaje que suelen ser cubiertos por los derechos patentados.
- IV. La construcción requiere supervisión perfecta en todas las etapas de la construcción. [2]
- V.



2.1.2. Materiales del Hormigón Pre-esforzado

En lo que se refiere al hormigón pretensado, las propiedades que se deben considerar son las mismas que las que se aplican en el estudio del hormigón armado, tomando en cuenta mayores exigencias, propias del pretensado. Por tal motivo, se pone énfasis en la resistencia, granulometría, naturaleza de los áridos, relación agua-cemento y métodos de compactación. Por otro lado, el hormigón pretensado requiere una mayor resistencia mecánica del hormigón, debido a que se aprovecha la totalidad de la sección trabajando a compresión. El hormigón de alta resistencia tiene menor retracción y fluencia, lo que permite una menor pérdida de la fuerza de pretensado.

Algunos ítems que se deben considerar son: [3]

- La retracción debe ser pequeña y el calor de fraguado inicial bajo.
- En cuanto a la granulometría, es conveniente que esta sea discontinua ya que implica mayor proporción de árido grueso, lo que implica menor superficie de árido a adherir con el cemento.
- El tamaño de árido está determinado por la cuantía de la armadura. Se debe dar prioridad a la adherencia hormigón-acero, por lo que el árido debe pasar libremente a través de las armaduras.
- Los áridos deben estar libres de arcilla, materia orgánica y sulfatos. De haber una proporción de arcilla mayor al 6% del volumen de árido, este debe ser lavado.
- La resistencia depende de la relación agua-cemento, es decir, la relación peso de agua sobre peso de cemento, incluyendo la cantidad de agua presente en los áridos.
- En cuanto al acero, las armaduras activas deberán ser de alta resistencia y elevado límite elástico. El acero duro o de elevado límite elástico puede ser aprovechado hasta cerca de su límite elástico, debido a la proporcionalidad y regularidad en la zona de rotura.



2.1.3 Elementos prefabricados de hormigón pretensado

Existe gran cantidad de elementos construidos a base de hormigón pretensado; sin embargo, en este caso, se estudiarán solo los elementos que conciernen a este trabajo de titulación: losas TT con sección variable y el acartelamiento en los extremos.

2.1.3.1. Losa Nervada en una dirección con sección TT (constante)

Este tipo de losas mantienen igual sección a lo largo de toda la longitud del elemento. Estas son las más utilizadas en este medio, ya que su elaboración es más simple y rápida que las losas TT de sección variable. [3]

2.1.3.2. Inconvenientes en el empleo de este tipo de losas

No asegura un comportamiento continuo de la estructura, ya que simplemente se apoya directamente sobre vigas o sobre muros. Mediante este procedimiento la rigidez de la estructura se ve comprometida.

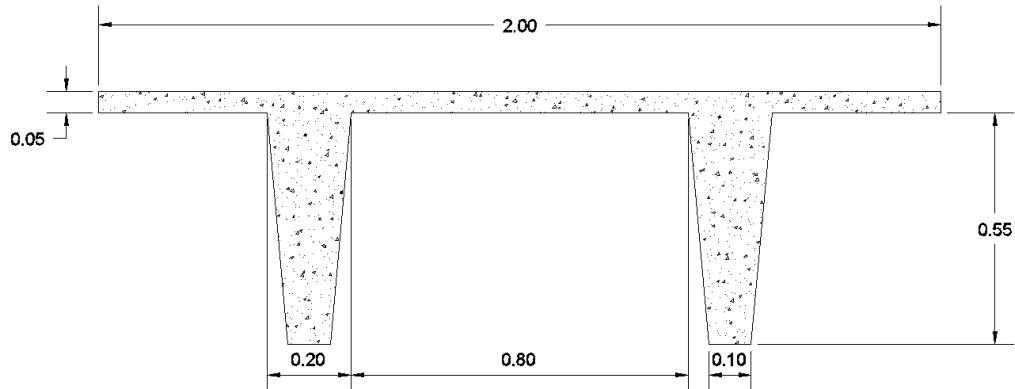


Gráfico N 1: Sección constante de losa prefabricada TT.

2.1.3.3. Sección variable en losas TT

En este caso, existe una variación en la geometría de las losas TT, y es la que se consigue con el macizado en los extremos de estos elementos. El macizado aumenta de manera progresiva desde el punto de transición hasta su máximo en el extremo del elemento. Con este diseño, se consigue una gran capacidad de resistencia a cortante y al momento negativo y, por supuesto, se alcanza mayor rigidez en la estructura [1]. Al momento de hormigonar, en la carpeta se da la utilización de barras de acero



corrugado, las cuales se traslapan con las barras salientes de los extremos de dos losas contiguas, con el fin de alcanzar una conexión semi-empotrada. Esto puede generar que no se dé un empotramiento perfecto. [3]

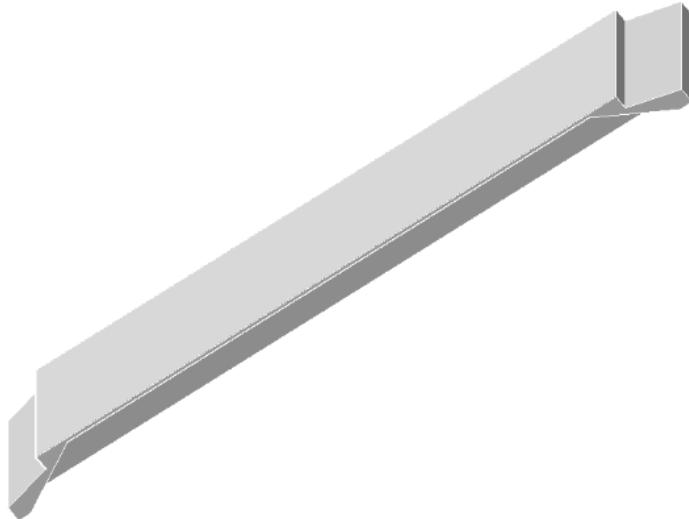


Gráfico N 2: Losa TT sección variable 3d.

2.1.4 Conexiones en losas TT prefabricadas – pretensados

Una estructura puede entenderse como un sistema de conceptos coherentes enlazados entre miembros estructurales, estos miembros se encuentran colocados de tal forma que conforman un armazón. Aquí, viene, precisamente, el papel de las conexiones, para que los diversos elementos estructurales permitan que la carga siga un flujo ordenado y continuo hasta los cimientos. [1].

El comportamiento de las juntas o conexiones es muy complejo, ya que en muchos casos es imposible modelarse por medio de fórmulas ya sean sencillas o complejas. De hecho, las formulas obtenidas de manera analítica deben ser adecuadas con pruebas experimentales para tener resultados más seguros y satisfactorios. Lamentablemente, en la mayoría de los casos se deja al fabricante de las estructuras el diseño de las conexiones y los ingenieros calculistas no le dan la importancia requerida. Además, las pruebas de laboratorio en fallas estructurales han demostrado que las fallas se originan en las conexiones y no en los miembros estructurales. [4]

Las normas y manuales indican básicamente tres tipos de juntas: conexiones simples o de corte, conexiones rígidas (FR) y conexiones semi-rígidas (PR). Por otro



lado, algunas soluciones de conexiones típicas que se presentan en la construcción de estructuras de acero se mencionarán a continuación: [11]

Existen refuerzos que sobresalen de los elementos prefabricados, se traslanan o sueldan, y la junta entre los elementos se cuela con hormigón “in situ”.

- Se coloca elementos de acero –ángulos y placas– y uniendo entre sí los elementos prefabricados por medio de soldadura y con un recubrimiento posterior, además, rellenando los huecos con lechada.
- El refuerzo de los elementos viga pasa a través de ductos de las columnas o muros, en este caso rellenándose con lechada.
- Las columnas o muros de concreto tienen huecos en la zona de nudos para conectar con las trabes.
- Se utiliza acero de pre-esfuerzo, pos-tensado, para unir los elementos viga-columna: viga-muro o losa-muro. [5]

2.1.5 Análisis Estructural

2.1.5.1. Generalidades

El análisis estructural, realizado sobre el modelo de las estructuras, consiste en la determinación de los efectos internos originados por las acciones sobre la totalidad o parte de la estructura, con el objeto de efectuar las comprobaciones en los Estados Límite Últimos y de Servicio. El objetivo de la modelación es la predicción de esfuerzos, tensiones, movimientos y deformaciones que se producen en los elementos estructurales, bajo diferentes tipos de solicitudes. [12]

2.1.5.2. Modelos estructurales

Para la realización del análisis, se idealizan tanto la geometría de la estructura como las acciones y las condiciones de apoyo mediante un modelo matemático adecuado. El modelo elegido deberá ser capaz, siempre, de reproducir el comportamiento estructural dominante. Para el análisis, los elementos estructurales se clasifican en unidimensionales, cuando una de sus dimensiones es mucho mayor que las restantes; bidimensionales, cuando una de sus dimensiones es pequeña



comparada con las otras dos; y, tridimensionales cuando ninguna de sus dimensiones resulta sensiblemente mayor que las otras. [6]

2.1.5.3. La modelación estructural abarca aspectos, tales como:

- La identificación de la estructura resistente que compone la edificación.
- La geometría.
- Las cargas.
- Material de los mismos.
- La representación de las conexiones entre elementos y de las condiciones de apoyo, o en general de bordes.
- La evaluación de las cargas (magnitud, situación, frecuencia y naturaleza) [1]

En los últimos años, el desarrollo de los sistemas computacionales ha permitido desarrollar métodos de análisis más sofisticados con el uso de herramientas, como los ordenadores que cada vez son más versátiles y que permiten analizar los diferentes elementos estructurales y su comportamiento.

Los programas computacionales deben ser capaces de proveer información confiable y suficiente, para entender las respuestas de los diferentes elementos, ante las peticiones a las que son sometidos, siempre y cuando la información de entrada, aquella que aporta el calculista estructural, sea la correcta en función de la estructura que se ha empleado. [12]. Con el avance tecnológico se han desarrollado efectivos métodos de modelación estructural, uno de ellos es el Método de Elementos Finitos–(MEF–. Esto ha permitido la creación de múltiples plataformas para implementar la teoría MEF, de las cuales SAP2000 es una de ellas. [1] El método de los elementos finitos –MEF en castellano o FEM en inglés– es un método numérico general para la aproximación de soluciones de ecuaciones diferenciales parciales muy utilizado en diversos problemas de ingeniería y física.[6]

El presente trabajo de titulación empleará la modelación y análisis de pórticos con losas de sección TT variable, utilizando elementos “Frame”, mediante el software SAP2000© V.17 –Método de Elementos Finitos–, de la firma Computers and Structures

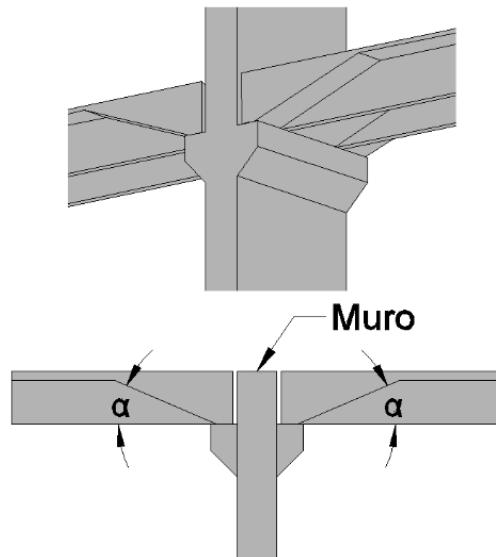
Inc., con el fin de determinar los esfuerzos a los que son sometidos bajo diferentes condiciones de carga. A través del software mencionado, se determinarán los esfuerzos en puntos críticos. En base a los resultados de la modelación estructural, se espera encontrar el ángulo óptimo de inclinación de la cartela. Por otro lado, los elementos “Frame” representarán las losas. Estos elementos son herramientas del software a utilizarse para modelar secciones tipo: rectangulares, cuadradas, circulares, ángulos, T, TT, etc. [17]

2.1.6 Consideraciones especiales para el estudio

Hipótesis de apoyo para losas TT de sección VARIABLE

Las conexiones entre losas serán continuas, la estructura aporticada resultante será hiperestática en la que se crean momentos negativos en los nodos. En donde se halle más momentos negativos, se encontrará el ángulo óptimo de la cartela, siendo este el foco del estudio de este trabajo, en correspondencia con el objetivo general planteado.

Gráfico N 3: Conexión muro - losa TT sección variable.





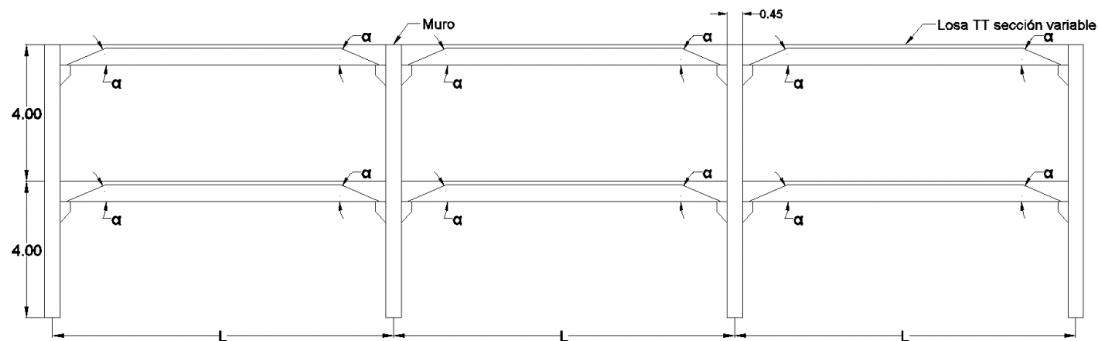
CAPÍTULO III: ANÁLISIS ESTRUTURAL.

3.1 Generalidades

Como concepto general, kassimali [15] señala que el análisis estructural “es la predicción del comportamiento de una estructura dada bajo cargas prescritas y otros efectos externos, o bajo ambas influencias, como movimientos en los apoyos y cambios de temperatura”. Por lo tanto, el objetivo del análisis de una estructura es predecir su capacidad de respuesta y comportamiento de la misma, bajo las diferentes acciones para las que se postule o establezca. Para este estudio se utilizará el software SAP 2000 V17, en donde, mediante elementos “Frame” y modelación de sólidos por elementos finitos, se analizará la estructura, específicamente el comportamiento de las conexiones. En base a los resultados obtenidos se pretende encontrar el ángulo óptimo de la cartela. [16]

3.2 Consideraciones geométricas

Este estudio tiene como propósito principal la idealización de las conexiones losas TT-muros, para esto se modela pórticos formados por estos elementos, siempre intentando que la modelación represente el comportamiento real de la estructura y sus elementos componentes. Los pórticos están formados de dos niveles, los niveles tienen una altura de 4 metros y las luces efectivas varían entre 8, 10, 12, 14 y 16 metros. Para cada luz se realizará la modelación de losas doble TT con sección variable, con el ángulo de la cartela que varía cada 10 grados entre 20 y 80 grados. Lo que daría un total de 35 pórticos. En la siguiente figura se muestra un pórtico general representativo con una luz (L) y ángulo de la cartela (α).



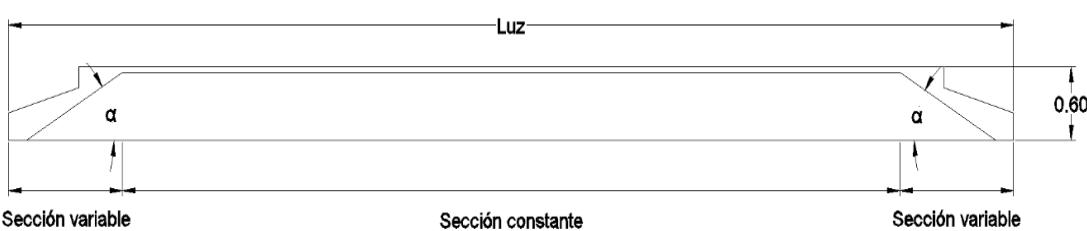


Gráfico N 4: Consideraciones Geométricas.

3.3. Análisis de cargas

Para analizar apropiadamente una estructura, deben hacerse ciertas idealizaciones sobre cómo están soportadas y conectados los miembros entre sí. Una vez que se ha determinado esto y se han especificado las cargas, por medio de las teorías de mecánica estructural, las fuerzas interiores en los miembros y sus desplazamientos pueden encontrarse. A su vez, obtenidas las fuerzas internas de un miembro, la dimensión de éste puede determinarse, de tal manera que se satisfagan los criterios de resistencia y deformación. [10]

Cabe recalcar que, las cargas pueden presentarse en diferentes orientaciones: horizontal, vertical, inclinadas, etc., dependiendo del tipo de carga que se vaya a transmitir. Entre los trabajos más importantes del proyectista estructural, se halla el de establecer, correctamente, las cargas que actúan sobre la estructura. Además, para esto se procede a establecer posibles combinaciones de cargas, establecidas por las Normas, que mantengan una lógica entre estas. Para facilitar el trabajo del proyectista estructural, existen normas como el ACI-318 [9] y la NEC-SE-CG (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014) [8], donde se plantean las combinaciones, las más desfavorables para aplicarla sobre la estructura.

El presente trabajo de titulación tiene carácter investigativo, no carácter descriptivo/particular, por lo que las cargas que se asumirán serán de carácter representativo a las condiciones del medio, en el que se desarrolla la investigación: edificaciones dentro del país Ecuador.

Cargas a considerarse:

- Cargas muertas,
- Cargas vivas,
- Una carga en dirección predominantemente horizontal (sismo)



Al analizar el comportamiento de los nudos de la estructura ante la acción de diferentes cargas, es suficiente considerar una sola carga horizontal más desfavorable (sismo), por presentar períodos más cortos de vibración en comparación con las cargas por viento, que tienen períodos más largos, permitiendo que las estructuras se vean menos afectadas ante su acción. La evaluación de las cargas se hizo de acuerdo con la NEC-11. [11]

3.3.1 Carga muerta

Se llama carga muerta, al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción, incluye el peso de la estructura misma y el de los elementos no estructurales. La carga muerta es por tanto la principal acción permanente. Su cálculo solo requiere la determinación de los volúmenes de los distintos componentes de la construcción y su multiplicación por los pesos volumétricos de los materiales constructivos. En su mayoría, se representan por medio de cargas uniformemente distribuidas sobre las distintas áreas, aunque hay casos de cargas lineales “muros divisorios” y “concentradas “equipos fijos”. [7]

En términos teóricos generales, existe una carpeta de hormigón de 10 cm. de espesor, producto de la fundición sobre las losas TT. Esto con el fin de controlar el contra flecha propio de los elementos pretensados, de esta manera, se obtiene una superficie plana para la siguiente etapa de colocación de piso. Para una mayor exactitud, se determinó el volumen de los elementos a través del programa AutoCAD Civil3D.

El valor de la carga muerta total en kgs. representados en la siguiente tabla, se ha calculado con el fin de obtener las cargas sísmicas, para las cuales son necesarios los pesos totales de cada nivel del pórtico. Sin embargo, en la modelación las cargas muertas a utilizar serán las cargas muertas adicionales representadas en kg/m como se muestra en la tabla N:1, ya que el peso de las losas se calcula automáticamente en el programa. [12]



CARGAS MUERTAS TOTALES EN KG (CARTELA ANGULO 20)					
ELEMENTO	LUZ EFECTIVA (m)				
	8	10	12	14	16
LOSA	9220,3	10492,3	11764,3	13036,3	14308,3
CARPETA	3840	4800	5760	6720	7680
INSTALACIONES	800	1000	1200	1400	1600
TOTAL	13860,3	16292,3	18724,3	21156,3	23588,3
CARGAS MUERTAS TOTALES EN KG (CARTELA ANGULO 30)					
ELEMENTO	LUZ EFECTIVA (m)				
	8	10	12	14	16
LOSA	7991,52	9263,52	10535,52	11807,52	13079,52
CARPETA	3840	4800	5760	6720	7680
INSTALACIONES	800	1000	1200	1400	1600
TOTAL	12631,52	15063,52	17495,52	19927,52	22359,52
CARGAS MUERTAS TOTALES EN KG (CARTELA ANGULO 40)					
ELEMENTO	LUZ EFECTIVA (m)				
	8	10	12	14	16
LOSA	7337,76	8609,76	9881,76	11153,76	12425,76
CARPETA	3840	4800	5760	6720	7680
INSTALACIONES	800	1000	1200	1400	1600
TOTAL	11977,76	14409,76	16841,76	19273,76	21705,76
CARGAS MUERTAS TOTALES EN KG (CARTELA ANGULO 50)					
ELEMENTO	LUZ EFECTIVA (m)				
	8	10	12	14	16
LOSA	6911,04	8183,04	9455,04	10727,04	11999,04
CARPETA	3840	4800	5760	6720	7680
INSTALACIONES	800	1000	1200	1400	1600
TOTAL	11551,04	13983,04	16415,04	18847,04	21279,04
CARGAS MUERTAS TOTALES EN KG (CARTELA ANGULO 60)					
ELEMENTO	LUZ EFECTIVA (m)				
	8	10	12	14	16
LOSA	6594,48	7866,48	9066,48	10266,48	11466,48
CARPETA	3840	4800	5760	6720	7680
INSTALACIONES	800	1000	1200	1400	1600
TOTAL	11234,48	13666,48	16026,48	18386,48	20746,48
CARGAS MUERTAS TOTALES EN KG (CARTELA ANGULO 70)					
ELEMENTO	LUZ EFECTIVA (m)				
	8	10	12	14	16
LOSA	6336,24	7608,24	8880,24	10152,24	11424,24
CARPETA	3840	4800	5760	6720	7680
INSTALACIONES	800	1000	1200	1400	1600
TOTAL	10976,24	13408,24	15840,24	18272,24	20704,24



CARGAS MUERTAS TOTALES EN KG (CARTELÁ ANGULO 80)					
ELEMENTO	LUZ EFECTIVA (m)				
	8	10	12	14	16
LOSA	6109,2	7381,2	8653,2	9925,2	11197,2
CARPETA	3840	4800	5760	6720	7680
INSTALACIONES	800	1000	1200	1400	1600
TOTAL	10749,2	13181,2	15613,2	18045,2	20477,2

Tabla 1: Cargas muertas totales en Kg, para los diferentes ángulos.

3.3.2 Carga viva

La carga viva o sobrecargas de uso dependen de la ocupación a la que está destinada la estructura y que está conformada por los pesos de personas, muebles, equipos no fijos, etc. También se denominan cargas de “ocupación”. [1]

Debido a la dificultad de evaluarlas en cada caso y a condiciones determinadas, estas se especifican por los Códigos de Construcción, en kN/m², por ejemplo. En este caso, se asigna una carga viva de 4.9 kN/m² (500 kg/m²), puesto que en el presente trabajo de titulación (proyecto investigativo), se busca analizar los posibles comportamientos ante todas las cargas vivas propuestas en la norma ecuatoriana. Este valor para la carga viva también se expresa por metro lineal de Losa TT, considerando un ancho tributario de 2.00 m. Lo que nos daría una carga de 1000kg/m.

Usualmente, se considera que ocupan toda el área del piso como cargas uniformes, aunque en algunos casos puedan estar concentradas en un área específica. [8]

Ocupación o uso	Carga (kN/m ²)
Almacenes (venta al por mayor)	6
Áreas de almacenamiento sobre techos	1
Balcones	4.8
Bibliotecas (salas de lectura)	2.9
Bodegas de almacenamiento (carga pesada)	12
Comedores y Restaurantes	4.8
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	1
Oficinas	2.4

Gimnasios	4.8
Hospitales (quirófanos y laboratorios)	2.9
Viviendas (unifamiliares y bi-familiares)	2
Hoteles (habitaciones)	2
Salas de baile	4.8
Unidades Educativas (aulas)	2

Tabla 2: Carga viva mínima uniformemente distribuida.

3.3.3. Carga de sismo

Ecuador, al estar ubicado en una de las zonas de mayor riesgo sísmico del mundo, durante su historia se ha visto impactada por eventos de este tipo y de importantes magnitudes. Por tal motivo, expertos afirman que el país es propenso a vivir más fenómenos de esta naturaleza, presentándose un escenario de gran vulnerabilidad en infraestructura y vivienda. A continuación, se muestra el mapa de zonas sísmicas, con el fin de extraer valores para los posteriores análisis. Tabla 7 [10]

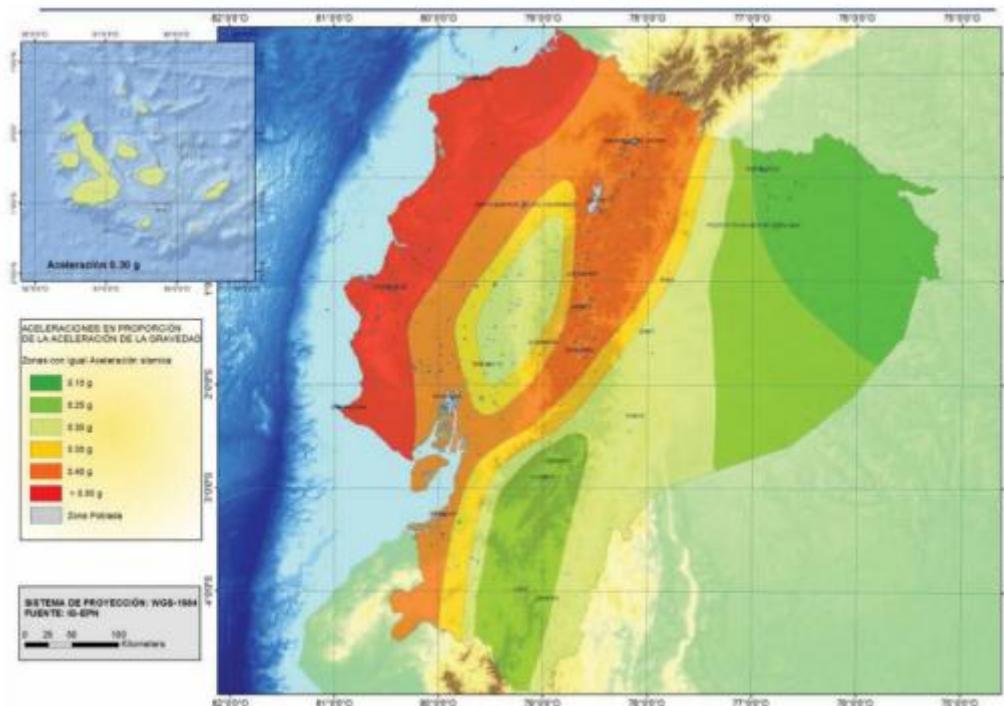


Gráfico N 5: Mapa de zonas sísmicas del Ecuador. Fuente: NEC-SE-DS. [9]



El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene de resultados del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca, en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Tabla 3: Tabla de factores sísmicos

La zona sísmica II engloba a la ciudad de Cuenca, por tanto, se considera un factor de zona $Z=0.25$. El factor Z es en sí la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, a su vez esta se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad. [9]



3.3.3.1. Geología local, perfiles de suelo y comportamiento y comportamiento sísmico.

A continuación, se observan los diferentes perfiles de suelo:

TIPO DE PERFIL	DESCRIPCIÓN	DEFINICION
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50$ $S_u \geq 100 \text{ kPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1-Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como, suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o debidamente cementados, etc.	
	F2-Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas($H>3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas)	
	F3-Arcillas de muy alta plasticidad ($H>7.5 \text{ m}$ con índice de plasticidad $IP>75$)	
	F4-Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H>30\text{m}$)	
	F5-Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores de perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6-Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Tabla 4: Clasificación de los perfiles de suelo



3.3.3.2. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s

- **Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto: F_a :** F_a , amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio. [10]

Tipo de perfil de subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	$\geq 0,50$
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,4	1,3	1,25	1,23	1,2	1,18
D	1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,12
E	1,8	1,5	1,39	1,26	1,14	0,97
F	VER NOTA					

Tabla 5: Tipo de Suelo y Factores de sitio F_a

- **Desplazamientos para diseño en roca: F_d :** F_d amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca, considerando los efectos de sitio:

Tipo de perfil de subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	$\geq 0,50$
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	1	1	1	1	1	1
C	1,6	1,5	1,4	1,35	1,3	1,25
D	1,9	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
E	2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5
F	VER NOTA					

Tabla 6: Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

- **Comportamiento no lineal de los suelos: F_s :** F_s considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de excitación sísmica y de los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tipo de perfil de subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	$\geq 0,50$
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	1	1,1	1,2	1,25	1,3	1,45
D	1,2	1,25	1,3	1,4	1,5	1,65
E	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
F	VER NOTA					

Tabla 7: Tipo de Suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

3.3.3.3 Espectro elástico de diseño en aceleraciones

La ilustración nos muestra el espectro de respuesta elástico de aceleraciones, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad S_a , para el nivel de sismo de diseño. [10]

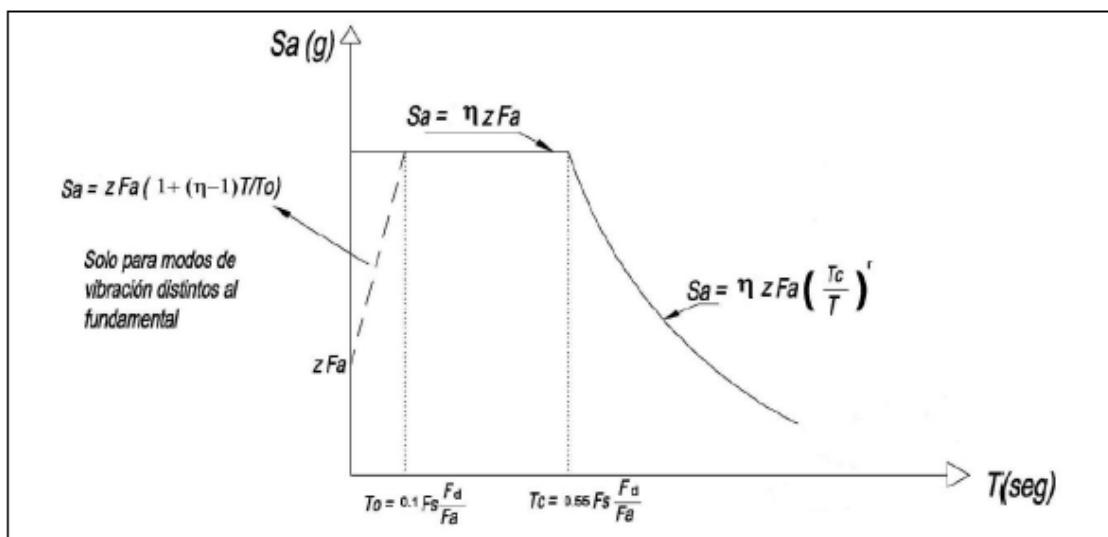


Gráfico N 6: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Dicho espectro sigue el comportamiento de una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%. Se puede obtener utilizando las ecuaciones para su rango respectivo, rangos que dependen de los períodos de vibración estructural T . [10]

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^2 \text{ para } T > T_c$$



Valores de la relación de amplificación espectral (η (Sa/Z, en roca))

Varían según la región del Ecuador y adoptan los siguientes valores:

- $\eta=1.8$ (Provincias de la costa, excepto Esmeraldas).
- 2.48 (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos).
- 2.60 (Provincias del Oriente).

El valor de S_a deberá analizarse, a partir de la siguiente expresión (para valores de vibración menores a T_0). Esto aplica para análisis dinámico y, explícitamente, para analizar el modo vibración, diferente al modo fundamental.

$$S_a = ZF_a [1 + (\eta-1) \frac{T}{T_0}] \quad \text{para } T \leq T_o$$

$$T_o = 0.10 F_S \frac{F_d}{F_a}$$

3.3.3.4. Control de deriva de piso

Se deberá realizar la respectiva comprobación, pues la estructura presentará deformaciones inelásticas. De esta forma, los límites a las derivas de entre piso inelásticas máximas, Δm deberán satisfacer en todas las columnas del edificio.

Tipo de Estructura	Δm máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
Mampostería	0.010

Tabla 8: Valores de Δm máximos expresados como fracción de la altura de piso.



3.3.3.5. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. (coeficiente i)

Para el presente estudio, se utilizará el coeficiente 1.0.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas. Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, etc.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificio públicos que requieren operar.	1.3
Otras Estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las cat. anteriores	1.0

Tabla 9: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

3.3.3.6. Determinación de las fuerzas laterales de diseño mínimas y efectos relacionados

Las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no simultánea en la dirección de cada eje principal de una estructura. Así pues, las estructuras deben diseñarse con el fin de resistir fuerzas sísmicas que provengan de la dirección horizontal. [10]



3.3.3.7. Procedimiento de cálculo de fuerzas sísmicas estáticas.

Cortante Basal de Diseño:

Basándonos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción en la sección 2.7.2 (2013), mediante las expresiones mostradas a continuación, se determinará el cortante basal total de diseño V , a nivel de cargas últimas que se aplicará en una estructura en una dirección previamente seleccionada.

$$V = \frac{I \cdot Sa}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_E} \cdot W$$

Donde:

- I = Factor de importancia definido 2.6.4
- W = Carga reactiva definida.
- Sa = Aceleración espectral correspondiente, al espectro de respuesta elástico para diseño.
- R =Factor de reducción de respuesta estructural.
- $\phi_p \phi_E$ = Factores de configuración estructural en planta y en elevación.
- **Primer método:**

Periodo de Vibración T

Se determinará el valor de T , mediante la siguiente expresión:

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha$$

Donde:

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros

- Para estructuras de acero sin arrostramientos: $C_t = 0.072$ y $\alpha = 0.80$
- Para estructuras de acero con arrostramientos: $C_t = 0.073$ y $\alpha = 0.7$



- Para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras: $C_t = 0.047$ y $\alpha = 0.9$
- Para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural: $C_t = 0.049$ y $\alpha = 0.75$
- **Segundo Método:**

Para calcular T (periodo fundamental), se empleará la siguiente expresión que considera, tanto las propiedades estructurales como las características de deformación de los elementos resistentes. Es importante conocer que en este caso se aplicará en la dirección más desfavorable.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

Donde:

- f_i = Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i , de acuerdo con los principios descritos más adelante, o cualquiera otra distribución racional.
- δ_i = deflexión elástica del piso i , calculada utilizando las fuerzas laterales f_i . El valor de T se calculará a partir del método 2 o por cualquier otro método. Sin embargo, este no debe ser mayor en un 30% al valor de T calculado con el primer método para obtener una resistencia afín. [1]

3.3.3.8 Factor de reducción de resistencia sísmica R

A continuación, se muestra la tabla de Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R , Sistemas Estructurales Dúctiles, presente en la Norma NEC-11, ya que se requiere una selección del sistema estructural que se vaya a utilizar.



Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Duales	
Pórticos espaciales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o de acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente, con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos espaciales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos espaciales sismo resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos espaciales sismo resistentes de acero laminado en caliente o con elementos armados en placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros Sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles Limitada	
Pórticos resistentes a momentos	
Hormigón armado con secciones de dimensión menos a la especificada en el cap.4 limitados a 2 pisos.	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	3
Muros estructuras portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 piso	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos	3
Muros de hormigón armado, limitado a 4 pisos	3

Tabla 10: Coeficiente de reducción de respuesta estructural R.



3.3.3.9 Distribución vertical de fuerzas laterales

Estas fuerzas se distribuirán en la altura de la estructura [1]. De acuerdo a las siguientes expresiones:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V_x = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Donde:

- V = cortante total en la base de la estructura.
- V_x = cortante total en el piso x de la estructura.
- F_i = fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura.
- F_x = fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.
- n = número de pisos de la estructura.
- W_x = peso aginado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W –incluye la fracción de la carga viva correspondiente–.
- W_i = peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente).
- h_x = altura del piso x de la estructura.
- h_i = altura del piso i de la estructura.
- k = coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T , que se evalúa de la siguiente manera:
 - Para valores de $T \leq 0.5s$, $k=1.0$
 - Para valores de $0.5s < T \leq 2.5s$, $k = 0.75 + 0.50 T$
 - Para valores de $T > 2.5$, $k = 2.0$

Distribución horizontal del cortante

Existen ciertas consideraciones que se deben tomar en cuenta:

- En el centro de masas del piso, se debe concentrar la masa de cada nivel de piso, pero desplazando una distancia igual a 5 por ciento de la máxima



dimensión del edificio en ese piso. Además, esta deberá estar perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración. [1]

- Entre los diferentes elementos del sistema resistente de cargas laterales, el cortante de piso V_x , se distribuirá, en proporción a las rigideces, considerando la rigidez del piso. [1]
- En la distribución, el cortante de piso y los momentos torsionantes, el efecto del desplazamiento deberá incluirse. [1]

3.3.3.10. Dirección de aplicación de las fuerzas

Los efectos ortogonales se los debe considerar, en primera instancia, para la sección de la dirección de la aplicación de las fuerzas sísmicas. Estas fuerzas suponen una simultaneidad del 100 % de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30 % en dirección perpendicular. [10]]

3.3.3.11. Resumen de datos y factores correspondientes a la estructura de estudio

Factores para sismo según ubicación de la estructura

Categoría	Símbolo	Valor
Factor de zona	z	0.4
Periodo de vibración	T	0.23
Coeficiente según el tipo de edificio	C_t	0.049
	α	0.75
Altura máxima del edificio de n pisos	h_n	8
Tipo de suelo	F_a	1
	F_d	1
	F_s	0.75
Coeficiente de la Importancia	I	1.5
Periodo límite de vibración	T_c	0.4125
	T_o	0.075
Espectro de respuesta elástico de aceleración	S_a	0.992
Razón entre la aceleración espectral S_a y el PGA	n	2.48
Factor de reducción	R	5
Coeficiente de Regularidad en Planta	ϕ_p	1
Coeficiente de Regularidad en elevación	ϕ_e	1

Tabla 11: Resumen de Datos y Factores de Sismo para la Ubicación del Proyecto



Cargas laterales para pórticos conformados por losas doble TT de sección variable y muros continuos.

Tabla calculada en base a la NEC-SD-DS 11 y a las características de cada pórtico.

CARGAS SÍSMICAS UTILIZADAS (CARTELA ANGULO 20)						
		LUZ EFECTIVA (m)				
		8	10	12	14	16
CATEGORIA	SÍMBOLO	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR
Carga reactiva (tn)	W	95,16	112,75	130,35	147,94	165,53
Cortante Basal de diseño (tn)	V	28,55	33,83	39,10	44,38	49,66
Área nivel 1 (m)	A1	48	60	72	84	96
Área nivel 2 (m)	A2	48	60	72	84	96
Carga reactiva nivel 1 (kg)	W1	47580,9	56376,9	65172,9	73968,9	82764,9
Carga reactiva nivel 2 (kg)	W2	47580,9	56376,9	65172,9	73968,9	82764,9
Altura nivel 1 (m)	h1	4	4	4	4	4
Altura nivel 2 (m)	h2	8	8	8	8	8
Fuerza lateral nivel 1 (kg)	S1	9516,18	11275,38	13034,58	14793,78	16552,98
Fuerza lateral nivel 2 (kg)	S2	19032,36	22550,76	26069,16	29587,56	33105,96

CARGAS SÍSMICAS UTILIZADAS (CARTELA ANGULO 30)						
		LUZ EFECTIVA (m)				
		8	10	12	14	16
CATEGORÍA	SÍMBOLO	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR
Carga reactiva (tn)	W	87,79	105,38	122,97	140,57	158,16
Cortante Basal de diseño (tn)	V	26,34	31,61	36,89	42,17	47,45
Área nivel 1 (m)	A1	48	60	72	84	96
Área nivel 2 (m)	A2	48	60	72	84	96
Carga reactiva nivel 1 (kg)	W1	43894,56	52690,56	61486,56	70282,56	79078,56
Carga reactiva nivel 2 (kg)	W2	43894,56	52690,56	61486,56	70282,56	79078,56
Altura nivel 1 (m)	h1	4	4	4	4	4
Altura nivel 2 (m)	h2	8	8	8	8	8
Fuerza lateral nivel 1 (kg)	S1	8778,912	10538,112	12297,312	14056,512	15815,712
Fuerza lateral nivel 2 (kg)	S2	17557,824	21076,224	24594,624	28113,024	31631,424



CARGAS SÍSMICAS UTILIZADAS (CARTELA ÁNGULO 40)						
		LUZ EFECTIVA (m)				
		8	10	12	14	16
CATEGORÍA	SÍMBOLO	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR
Carga reactiva (tn)	W	83,87	101,46	119,05	136,64	154,23
Cortante Basal de diseño (tn)	V	25,16	30,44	35,72	40,99	46,27
Área nivel 1 (m)	A1	48	60	72	84	96
Área nivel 2 (m)	A2	48	60	72	84	96
Carga reactiva nivel 1 (kg)	W1	41933,28	50729,28	59525,28	68321,28	77117,28
Carga reactiva nivel 2 (kg)	W2	41933,28	50729,28	59525,28	68321,28	77117,28
Altura nivel 1 (m)	h1	4	4	4	4	4
Altura nivel 2 (m)	h2	8	8	8	8	8
Fuerza lateral nivel 1 (kg)	S1	8386,656	10145,856	11905,056	13664,256	15423,456
Fuerza lateral nivel 2 (kg)	S2	16773,312	20291,712	23810,112	27328,512	30846,912

CARGAS SÍSMICAS UTILIZADAS (CARTELA ANGULO 50)						
		LUZ EFECTIVA (m)				
		8	10	12	14	16
CATEGORIA	SÍMBOLO	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR
Carga reactiva (tn)	W	81,31	98,90	116,49	134,08	151,67
Cortante Basal de diseño (tn)	V	24,39	29,67	34,95	40,22	45,50
Área nivel 1 (m)	A1	48	60	72	84	96
Área nivel 2 (m)	A2	48	60	72	84	96
Carga reactiva nivel 1 (kg)	W1	40653,12	49449,12	58245,12	67041,12	75837,12
Carga reactiva nivel 2 (kg)	W2	40653,12	49449,12	58245,12	67041,12	75837,12
Altura nivel 1 (m)	h1	4	4	4	4	4
Altura nivel 2 (m)	h2	8	8	8	8	8
Fuerza lateral nivel 1 (kg)	S1	8130,624	9889,824	11649,024	13408,224	15167,424
Fuerza lateral nivel 2 (kg)	S2	16261,248	19779,648	23298,048	26816,448	30334,848



CARGAS SÍSMICAS UTILIZADAS (CARTELA ANGULO 60)						
CATEGORIA	SÍMBOLO	VALOR	LUZ EFECTIVA (m)			
			8	10	12	14
VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR
Carga reactiva (tn)	W	79,41	97,00	114,16	131,32	148,48
Cortante Basal de diseño (tn)	V	23,82	29,10	34,25	39,40	44,54
Área nivel 1 (m)	A1	48	60	72	84	96
Área nivel 2 (m)	A2	48	60	72	84	96
Carga reactiva nivel 1 (kg)	W1	39703,44	48499,44	57079,44	65659,44	74239,44
Carga reactiva nivel 2 (kg)	W2	39703,44	48499,44	57079,44	65659,44	74239,44
Altura nivel 1 (m)	h1	4	4	4	4	4
Altura nivel 2 (m)	h2	8	8	8	8	8
Fuerza lateral nivel 1 (kg)	S1	7940,688	9699,888	11415,888	13131,888	14847,888
Fuerza lateral nivel 2 (kg)	S2	15881,376	19399,776	22831,776	26263,776	29695,776

CARGAS SÍSMICAS UTILIZADAS (CARTELA ANGULO 70)						
CATEGORIA	SÍMBOLO	VALOR	LUZ EFECTIVA (m)			
			8	10	12	14
VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR
Carga reactiva (tn)	W	77,86	95,45	113,04	130,63	148,23
Cortante Basal de diseño (tn)	V	23,36	28,63	33,91	39,19	44,47
Área nivel 1 (m)	A1	48	60	72	84	96
Área nivel 2 (m)	A2	48	60	72	84	96
Carga reactiva nivel 1 (kg)	W1	38928,72	47724,72	56520,72	65316,72	74112,72
Carga reactiva nivel 2 (kg)	W2	38928,72	47724,72	56520,72	65316,72	74112,72
Altura nivel 1 (m)	h1	4	4	4	4	4
Altura nivel 2 (m)	h2	8	8	8	8	8
Fuerza lateral nivel 1 (kg)	S1	7785,744	9544,944	11304,144	13063,344	14822,544
Fuerza lateral nivel 2 (kg)	S2	15571,488	19089,888	22608,288	26126,688	29645,088



CARGAS SÍSMICAS UTILIZADAS (CARTELA ANGULO 80)						
		LUZ EFECTIVA (m)				
		8	10	12	14	16
CATEGORÍA	SÍMBOLO	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR
Carga reactiva (tn)	W	76,50	94,09	111,68	129,27	146,86
Cortante Basal de diseño (tn)	V	22,95	28,23	33,50	38,78	44,06
Área nivel 1 (m)	A1	48	60	72	84	96
Área nivel 2 (m)	A2	48	60	72	84	96
Carga reactiva nivel 1 (kg)	W1	38247,6	47043,6	55839,6	64635,6	73431,6
Carga reactiva nivel 2 (kg)	W2	38247,6	47043,6	55839,6	64635,6	73431,6
Altura nivel 1 (m)	h1	4	4	4	4	4
Altura nivel 2 (m)	h2	8	8	8	8	8
Fuerza lateral nivel 1 (kg)	S1	7649,52	9408,72	11167,92	12927,12	14686,32
Fuerza lateral nivel 2 (kg)	S2	15299,04	18817,44	22335,84	25854,24	29372,64

Tabla 12: Cargas para pórticos conformados por losas doble TT de sección constante de luces con 8, 10, 12 ,14 y 16 metros

Las fuerzas laterales –de sismo–, S1 y S2 se aplicarán a cada pórtico en el modelamiento con SAP 2000, de acuerdo al pórtico que le corresponde.

3.3.4. Cargas de viento

El viento es una masa de aire que se mueve, principalmente, en dirección horizontal, desde un área de alta presión hasta una con baja presión.[1] Los vientos fuertes pueden ser muy destructivos debido a que generan presión contra la superficie de una estructura. La intensidad de esta presión se conoce como "carga de viento". El efecto del viento dependerá del tamaño y la forma de la estructura. Por ello, es necesario calcular la carga de viento para determinar, tanto el diseño y la construcción de edificios más seguros y más resistentes, así como la colocación de objetos, tales como: antenas en la parte superior de las edificaciones. [13]

Procedimiento de cálculo:

Según la NEC-11[8], numeral 3.2.4, el procedimiento de cálculo es el siguiente:

1. Se emplea la siguiente ecuación:

$$P = \frac{1}{2} * \rho * V_{b^2} * C_e * C_f$$

Ec. 1



Donde:

- P = Presión de cálculo expresada en Pa o N/m^2
- ρ = Densidad del aire expresada en K/m^3
- V_b = Velocidad corregida del viento en m/s
- C_e = Coeficiente de entorno/ altura
- C_f = Coeficiente de forma

2. La velocidad corregida del viento, se determina mediante la ecuación, dada por la NEC-11 (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014):

$$V_b = \sigma * V$$

Ec.2

Donde:

- V = velocidad instantánea máxima del viento.
- σ = Coeficiente de corrección. Depende de la altura y de las características topográficas y / o edificación del entorno.



Altura (m)	Sin Obstrucción Categoría A	Obstrucción Alta Categoría B	Zona Edificada Categoría C
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

Tabla 13: Valores para el Coeficiente de Corrección (σ). Fuente: NEC-11 [8]

3. De acuerdo a la norma NEC-11, la velocidad máxima del viento no puede ser inferior a 21 m/s, por lo tanto, se considera este valor para los posteriores cálculos.
Además, según la tabla anterior, se obtiene una estructura categoría A, con un valor mínimo de velocidad de viento y con una altura de 10 m se obtiene un $\sigma=1$.
4. Reemplazando los valores previamente obtenidos en la ec.2, se halla la velocidad corregida V_b .

$$V_b = 1.00 * 21 \text{ m/s} = 21 \text{ m/s}$$

5. Mediante la utilización de las tablas presentes en a NEC- 11, expuestas a continuación, en ellas se muestran las características que presentan las estructuras que se analizan, se determinan los valores de C_e y C_f , respectivamente.

Construcción	C_e
Elementos situados en patios interiores	0.3
Elementos en fachadas protegidas en edificios alineados en calles rectas	0.8
Elementos en fachadas expuestas en edificaciones aisladas	1.3
Elementos en fachada muy expuestas, situados al borde de la orilla de lagos o del mar, próximos a escarpaduras, laderas de fuerte inclinación, desfiladeros y otros.	1.5

Tabla 14: Valores para determinación del Factor de entorno/altura. Fuente: NEC-11 [8]



Al realizar este análisis, se considera un valor para el coeficiente de entorno igual a 1,3, ya que ante todo se busca espacios amplios por comodidad a usuarios de viviendas.

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios.	+0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento.	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica.	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular.	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndrica con un ángulo de inclinación que no exceda los 45 °	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas de 15° o menos	+0.3 a 0	-0.6
Superficies inclinadas entre 15 ° y 60 °	+0.3a +0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60 ° y la vertical	+0.8	-0.6

Tabla15: Valores para la determinación del factor de forma Cf. Fuente: NEC-11 [8]

Con el fin de determinar el coeficiente de forma, C_f , se observa el modelo vertical de la estructura, por tanto, se considera, $C_f = 0.8$. Si se reemplazan los valores determinados en la ec.1, se obtiene el valor exacto de presión deseada, actuante sobre los muros.

$$P=286.6 \text{ N/m}^2$$

3.4. Combinaciones de carga para el diseño por última resistencia

Las estructuras y todos sus componentes deben considerar una resistencia de diseño que sea capaz de igualar o exceder los efectos de las cargas mayoradas, de acuerdo a las diferentes combinaciones de cargas. El objetivo de utilizar las combinaciones es utilizar factores que se encargan de incrementar las cargas tomando en cuenta las incertidumbres que se provocan al momento de calcular las cargas vivas, muertas, sísmicas, de viento, etc. Respecto a estas combinaciones es importante notar que las cargas que permanecen fijas a lo largo de la vida útil de la estructura o durante largos periodos tendrán una menor variación en su magnitud que la variación en



aquellas cargas que se aplican en cortos periodos de tiempo como por ejemplo la carga de viento. Se deberá investigar cada estado límite de resistencia, con los efectos más desfavorables, los efectos de viento y de sismo no necesitan ser considerados, simultáneamente. [10]

A continuación, se presentan las posibles combinaciones de carga a ser aplicadas en el presente estudio, los mismos que están basados en la norma ecuatoriana [8], donde los factores de carga indican y cubren aquellas incertidumbres del comportamiento de la estructura al aplicar las cargas verticales y horizontales.

Combinación 1

1.4 D

Combinación 2

1.2 D + 1.6 L + 0.5max[L_r ; S ; R]

Combinación 3*

1.2 D + 1.6 max[L_r ; S ; R]+ max[L ; 0.5W]

Combinación 4*

1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[L_r ; S ; R]

Combinación 5*

1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S

Combinación 6

0.9 D + 1.0 W

Combinación 7

0.9 D + 1.0 E

Donde:

- D Carga permanente,
- E Carga de sismo,
- L Sobrecarga (carga viva),



- Lr Sobre carga de cubierta (carga viva),
- S Carga de granizo,
- W Carga de viento.

Para este trabajo investigativo se considerarán las cargas D, E y L ya que las demás cargas son insignificantes en el estudio propuesto. Las cargas de viento se desprecian por el poco efecto que produce en comparación a las cargas sísmicas.[10]

Las combinaciones utilizadas en la investigación son las siguientes:

COMBINACIÓN 1: 1.2D+1.6L

COMBINACIÓN 2: 1.2D+1.0L+1.0E

Se ha tomado la combinación 1, ya que esta combinación considera la carga viva con un alto valor lo cual es importante en el diseño de una estructura. La combinación 2 se ha tomado, para poder involucrar las cargas sísmicas en el estudio, ya que estas cargas son muy importantes en nuestro país.

3.5 Consideraciones para la modelación de la estructura para su análisis por medio del software sap2000 (elementos Frame).

El programa SAP2000 nos permite, dentro de sus funciones, determinar mediante elementos finitos el comportamiento estructural en términos de fuerzas, esfuerzos y deformaciones en los elementos Frame. A continuación, se muestra de forma más detallada las consideraciones al momento de modelar la estructura en el software.[17]

- a. Previo a la modelación se ha definido la estructura completa que se va a ingresar en el programa con la geometría indicada previamente.
- b. En el programa se realizó la modelación en tipo “2D Frame”.
- c. Luego de ingresar en el programa, las características del pórtico como son las luces, alturas, números de pisos, etc. Se consideró modelar con empotramientos en todas las bases de los pórticos.
- d. Se consideró para el modelo un hormigón con $f'c=350$ kg/cm²., y, a que para el hormigón pretensado se necesitan resistencias altas de hormigón.



e. A continuación, se definió las secciones de los muros y de las losas como se observan en los siguientes gráficos:

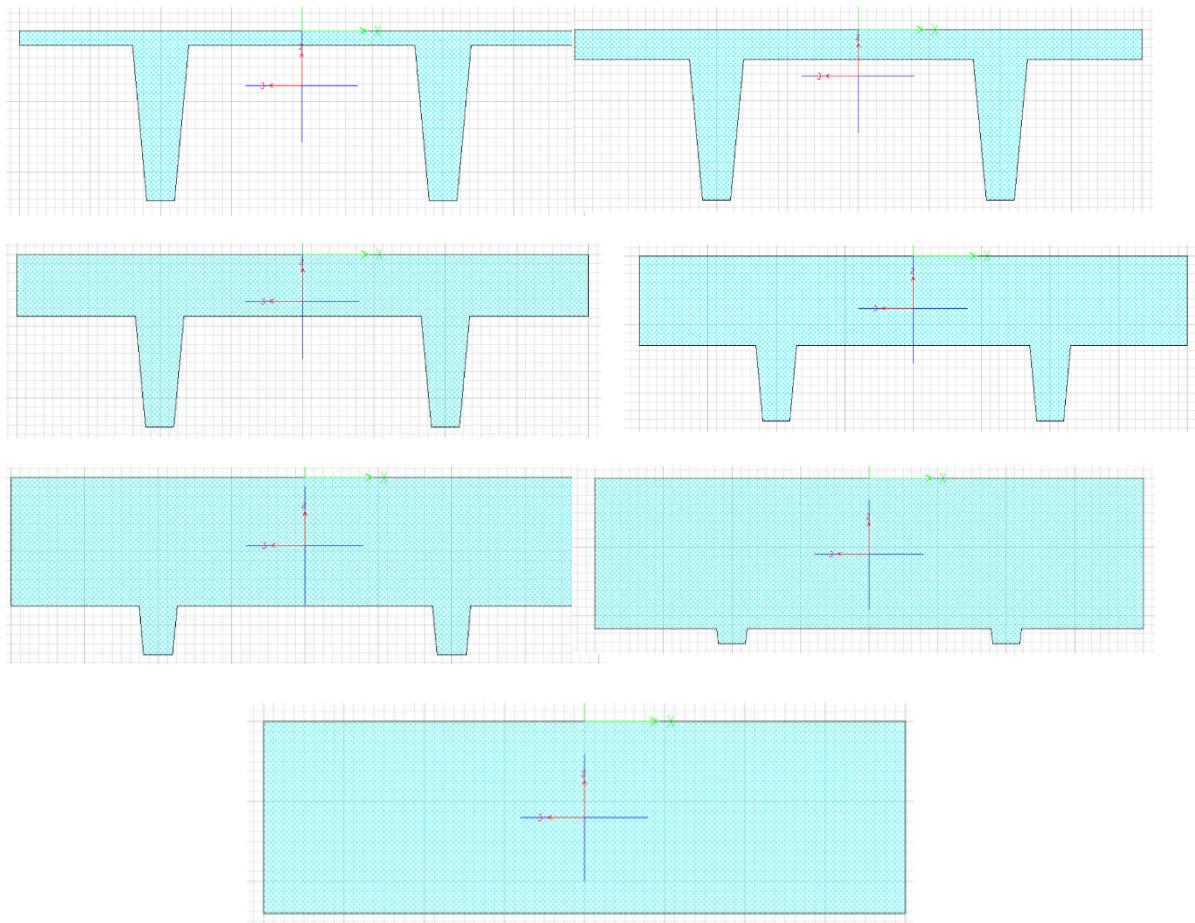


Gráfico N 7: Secciones para losa TT.



Gráfico N 8: Sección de los muros.

Como se puede observar en los gráficos de las secciones de las losas, estos son variables, lo cual se da porque el modelo ha dividido la cartela en cinco partes de igual longitud dependiendo el ángulo de variación utilizado en cada pórtico.

f. Una vez definidas las secciones en sus respectivas posiciones, podemos observar el modelo en tres dimensiones con el objetivo de apreciar mejor el modelo y comprobar si están bien ubicados los elementos como se muestra en la siguiente figura:

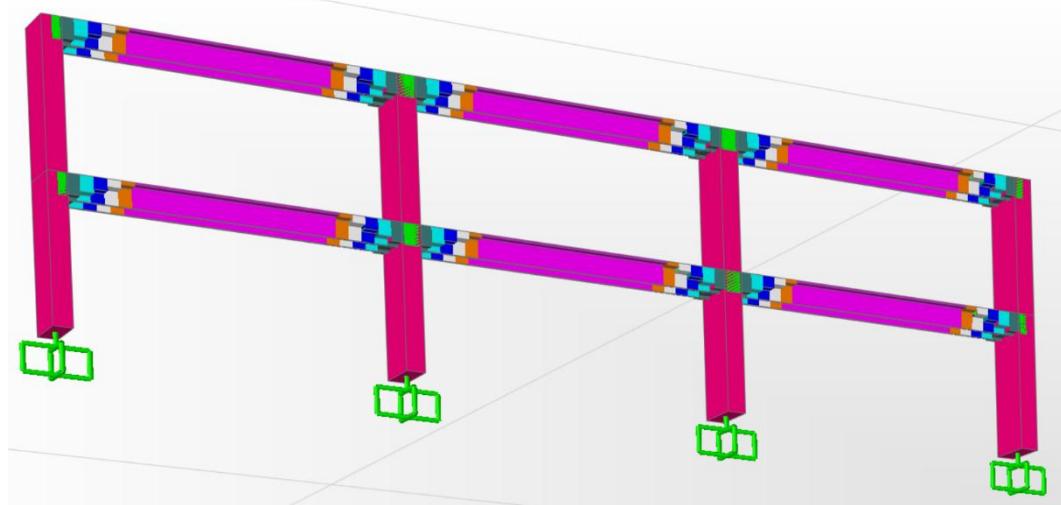


Gráfico N 9: Modelo en 3D, SAP2000

En la figura, se puede observar como se genera la variación de la cartela y la correcta ubicación de los elementos

g. Se establece para cada pórtico, las cargas a las que van a estar sometidas los elementos y las combinaciones con las que actúan, en las tablas a continuación se muestra todas las cargas que serán aplicadas al modelo.

CARGAS UTILIZADAS (CARTELA ANGULO 20)					
TIPO DE CARGA	LUZ EFECTIVA (m)				
	8	10	12	14	16
MUERTA (kg/m)	580.00	580.00	580.00	580.00	580.00
VIVA (kg/m)	1000	1000	1000	1000	1000
SISMO NIVEL 1, (kg)	9516.18	11275.38	13034.58	14793.78	16552.98
SISMO NIVEL 2, (kg)	19032.36	22550.76	26069.16	29587.56	33105.96



CARGAS UTILIZADAS (CARTELA ANGULO 30)					
TIPO DE CARGA	LUZ EFECTIVA (m)				
	8	10	12	14	16
MUERTA (kg/m)	580.00	580.00	580.00	580.00	580.00
VIVA (kg/m)	1000	1000	1000	1000	1000
SISMO NIVEL 1, (kg)	8778.912	10538.112	12297.312	14056.512	15815.712
SISMO NIVEL 2, (kg)	17557.824	21076.224	24594.624	28113.024	31631.424
CARGAS UTILIZADAS (CARTELA ANGULO 40)					
TIPO DE CARGA	LUZ EFECTIVA (m)				
	8	10	12	14	16
MUERTA (kg/m)	580.00	580.00	580.00	580.00	580.00
VIVA (kg/m)	1000	1000	1000	1000	1000
SISMO NIVEL 1, (kg)	8386.656	10145.856	11905.056	13664.256	15423.456
SISMO NIVEL 2, (kg)	16773.312	20291.712	23810.112	27328.512	30846.912
CARGAS UTILIZADAS (CARTELA ANGULO 50)					
TIPO DE CARGA	LUZ EFECTIVA (m)				
	8	10	12	14	16
MUERTA (kg/m)	580.00	580.00	580.00	580.00	580.00
VIVA (kg/m)	1000.00	1000.00	1000.00	1000.00	1000.00
SISMO NIVEL 1, (kg)	8130.62	9889.82	11649.02	13408.22	15167.42
SISMO NIVEL 2, (kg)	16261.25	19779.65	23298.05	26816.45	30334.85
CARGAS UTILIZADAS (CARTELA ANGULO 60)					
TIPO DE CARGA	LUZ EFECTIVA (m)				
	8	10	12	14	16
MUERTA (kg/m)	580.00	580.00	580.00	580.00	580.00
VIVA (kg/m)	1000.00	1000.00	1000.00	1000.00	1000.00
SISMO NIVEL 1, (kg)	7940.69	9699.89	11459.09	13218.29	14977.49
SISMO NIVEL 2, (kg)	15881.38	19399.78	22918.18	26436.58	29954.98
CARGAS UTILIZADAS (CARTELA ANGULO 70)					
TIPO DE CARGA	LUZ EFECTIVA (m)				
	8	10	12	14	16
MUERTA (kg/m)	580.00	580.00	580.00	580.00	580.00
VIVA (kg/m)	1000.00	1000.00	1000.00	1000.00	1000.00
SISMO NIVEL 1, (kg)	7785.74	9544.94	11304.14	13063.34	14822.54
SISMO NIVEL 2, (kg)	15571.49	19089.89	22608.29	26126.69	29645.09
CARGAS UTILIZADAS (CARTELA ANGULO 80)					
TIPO DE CARGA	LUZ EFECTIVA (m)				
	8	10	12	14	16
MUERTA (kg/m)	580.00	580.00	580.00	580.00	580.00
VIVA (kg/m)	1000.00	1000.00	1000.00	1000.00	1000.00
SISMO NIVEL 1, (kg)	7649.52	9408.72	11167.92	12927.12	14686.32
SISMO NIVEL 2, (kg)	15299.04	18817.44	22335.84	25854.24	29372.64

Tabla16: Cargas finales utilizadas para cada pórtico en el modelo



- h. Se asignan las cargas a los respectivos elementos Frame y nodos del modelo, como se muestra en la siguiente figura:

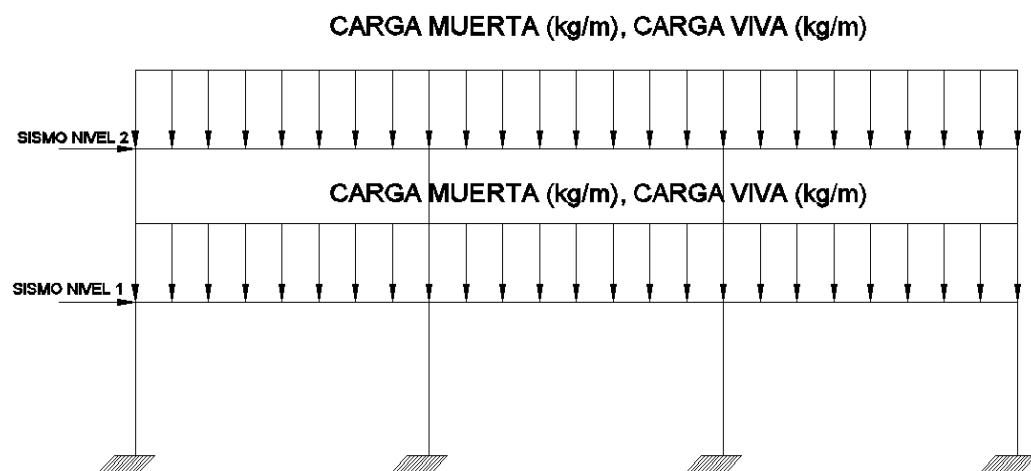


Gráfico N 10: Ubicación de las cargas en el modelo

- i. Por último, corremos el programa, para así obtener los gráficos de momentos y deformaciones, siendo estos los que definirán los resultados de la investigación.

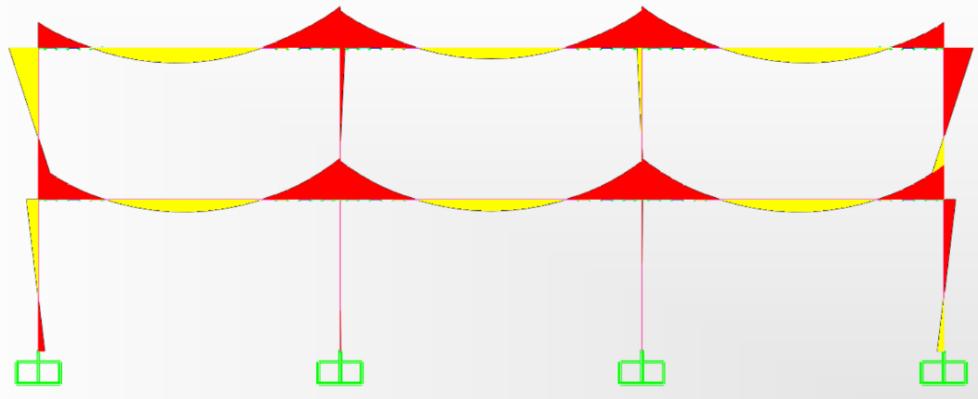


Gráfico N 11: Gráfico general de momentos con la combinación 1 (1.2D+1.6L)

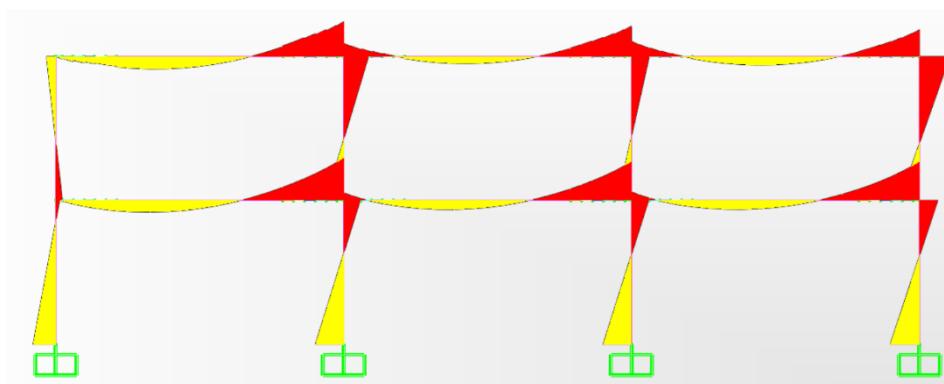


Gráfico N 12: Gráfico general de momentos con la combinación (1.2D+1.0L+1.0E)

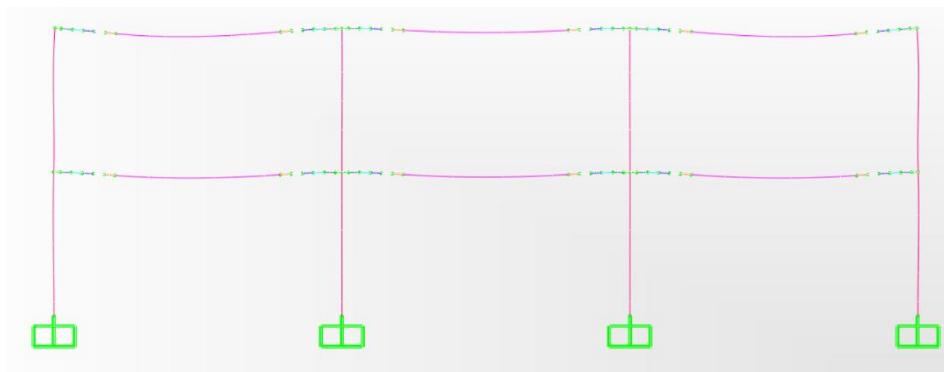


Gráfico N 13: Gráfico general de deformaciones con la combinación 1 (1.2D+1.6L)

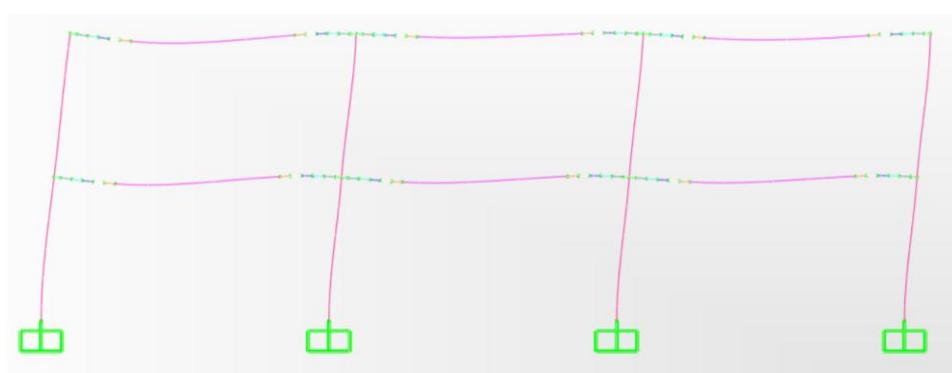


Gráfico N 14: Gráfico general de deformaciones con la combinación 2 (1.2D+1.0L+1.0E)



CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIONES.

En el capítulo anterior, se ha descrito todas las características, consideraciones y procedimientos realizados para la modelación mediante elementos “Frame”. En este capítulo, se analizarán los resultados de la modelación para las luces de 8, 10, 12, 14 y 16 metros y para cada luz, los ángulos de variación de la cartela de 20, 30, 40, 50, 60, 70 y 80 grados. Para cada pórtico, se analizará los resultados con las dos combinaciones de cargas indicadas en el capítulo anterior, estudiando el comportamiento de las estructuras mediante las variaciones de los momentos positivos máximos, momentos negativos máximos y las deflexiones máximas.

4.1 Resultados obtenidos en análisis por medio del software sap2000 (elementos Frame)

Los resultados a estudiar en esta investigación serán los valores de momento positivo máximo, momento negativo máximo y deflexiones de los pórticos. En la siguiente figura se muestra en que puntos se han tomado los valores de los pórticos para el estudio comparativo.

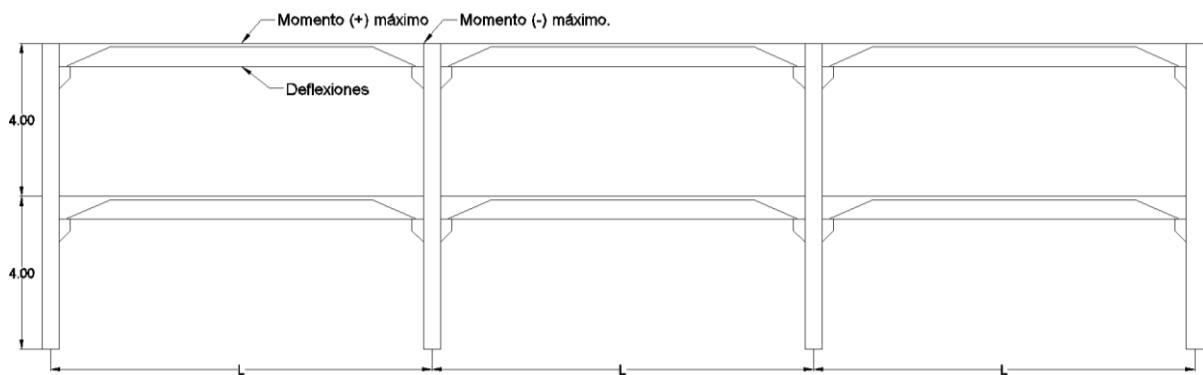


Gráfico N 15: Ubicación de los puntos en los que se toma los valores de momentos y deflexiones.

En el gráfico se puede observar los puntos en los que se toman los valores de momentos y deflexiones en todos los pórticos. A continuación se muestra la tabla resumen de los valores obtenidos para todos los pórticos y las combinaciones estudiadas.



MOMENTOS Y DEFLEXIONES MÁXIMAS (L=8m)								
Combinación	Parámetro	Ángulo						
		20	30	40	50	60	70	80
1	Momento +	7240.87	7574.55	7881.03	7991.72	8125.59	8348.91	8467.12
	Momento -	-21210.1	-19577.58	-18768.1	-18265.2	-17909.45	-17616.1	-17369.3
	Deflexión	0.001502	0.001544	0.0016	0.001633	0.001669	0.001713	0.001745
2	Momento +	6972.03	7320.94	7478.79	7682.87	7789.19	7854.99	7960.72
	Momento -	-21296.4	-19161.24	-18133.2	-17504.7	-17064.13	-16706.1	-16406.1
	Deflexión	0.001378	0.001418	0.00146	0.001501	0.001531	0.001573	0.001604

MOMENTOS Y DEFLEXIONES MÁXIMAS (L=10m)								
Combinación	Parámetro	Ángulo						
		20	30	40	50	60	70	80
1	Momento +	11392.9	11952.92	12366.95	12562.3	12746.32	13007.99	13165.6
	Momento -	-31031.7	-29123.94	-28168.8	-27571	-27145.63	-26793.1	-26495.1
	Deflexión	0.003377	0.003549	0.003696	0.003789	0.003873	0.003974	0.004048
2	Momento +	10267.17	10825.56	11074.69	11358.79	11516.59	11626.04	11766.08
	Momento -	-29694.4	-27372.64	-26235	-25531.5	-25034.36	-24627.2	-24284.2
	Deflexión	0.002965	0.003133	0.003253	0.00336	0.003436	0.003519	0.003589

MOMENTOS Y DEFLEXIONES MÁXIMAS (L=12m)								
Combinación	Parámetro	Ángulo						
		20	30	40	50	60	70	80
1	Momento +	17269.49	17884.75	18309.23	18556.71	18768.27	19009.4	19182.37
	Momento -	-44818.1	-42875.75	-41906.4	-41301.7	-40865.03	-40517.9	-40219
	Deflexión	0.007217	0.007568	0.007825	0.008	0.008147	0.008301	0.008424
2	Momento +	16120.97	16397.36	16554.03	16746.82	16868.26	16905.1	17017.86
	Momento -	-44732.8	-42477.24	-41348.8	-40642.9	-40132.81	-39726.7	-39726.7
	Deflexión	0.006789	0.006999	0.007142	0.007274	0.007369	0.007461	0.007546

MOMENTOS Y DEFLEXIONES MÁXIMAS (L=14m)								
Combinación	Parámetro	Ángulo						
		20	30	40	50	60	70	80
1	Momento +	23607.21	24419.57	24936.52	25260.59	25522.86	25790.33	25998.03
	Momento -	-59212.4	-57053.64	-55989.8	-55290.9	-54798.96	-54406.8	-54068.2
	Deflexión	0.013206	0.013882	0.014338	0.014654	0.014911	0.01516	0.015368
2	Momento +	21169.64	21626.52	21871.2	22132.3	22298.76	22374.29	22517.2
	Momento -	-57315.6	-54872	-53644.7	-52874.8	-52317.22	-51872.4	-51488.4
	Deflexión	0.011981	0.012429	0.012712	0.012958	0.013135	0.013292	0.013442



MOMENTOS Y DEFLEXIONES MÁXIMAS (L=16m)								
Combinación	Parámetro	Ángulo						
		20	30	40	50	60	70	80
1	Momento +	30978.33	31985.37	32594.67	32994.39	33301.22	33601.8	33844.17
	Momento -	-75610	-73239.85	-72043.9	-71292	-70755.18	-70309.4	-69931.8
	Deflexión	0.022449	0.023596	0.024333	0.024847	0.025248	0.025632	0.025956
2	Momento +	27056.97	27688.11	28018.95	28345.08	28551.08	28668.25	28840.86
	Momento -	-71444.7	-68819.79	-67496.8	-66664.9	-66069.57	-65578.9	-65161.8
	Deflexión	0.019848	0.02065	0.021138	0.021542	0.02183	0.022085	0.022324

Tabla 17: Momentos y deflexiones máximas en cada pórtico.

Con la finalidad de estudiar estas variaciones de momentos y deflexiones descritas anteriormente, se construyó tablas con las tasas de variación, en las que se indica la variación en porcentaje de los momentos y deflexiones de cada ángulo, con respecto al anterior. A continuación se muestran estos valores.

MOMENTOS Y DEFLEXIONES MÁXIMAS, VARIACIONES (L=8m)								TOTAL	
Combinación	Parámetro	Ángulo							
		20	30	40	50	60	70	80	
1	Momento +	-	4.61	4.05	1.40	1.68	2.75	1.42	15.90
	Momento -	-	8.34	4.31	2.75	1.99	1.67	1.42	20.48
	Deflexión	-	2.80	3.63	2.06	2.20	2.64	1.87	15.19
2	Momento +	-	5.00	2.16	2.73	1.38	0.84	1.35	13.46
	Momento -	-	11.14	5.67	3.59	2.58	2.14	1.83	26.96
	Deflexión	-	2.90	2.96	2.81	2.00	2.74	1.97	15.39

MOMENTOS Y DEFLEXIONES MÁXIMAS, VARIACIONES (L=10m)								TOTAL	
Combinación	Parámetro	Ángulo							
		20	30	40	50	60	70	80	
1	Momento +	-	4.92	3.46	1.58	1.46	2.05	1.21	14.69
	Momento -	-	6.55	3.39	2.17	1.57	1.32	1.12	16.12
	Deflexión	-	5.09	4.14	2.52	2.22	2.61	1.86	18.44
2	Momento +	-	5.44	2.30	2.57	1.39	0.95	1.20	13.85
	Momento -	-	8.48	4.34	2.76	1.99	1.65	1.41	20.63
	Deflexión	-	5.67	3.83	3.29	2.26	2.42	1.99	19.45



MOMENTOS Y DEFLEXIONES MÁXIMAS, VARIACIONES (L=12m)								TOTAL	
Combinación	Parámetro	Ángulo							
		20	30	40	50	60	70	80	
1	Momento +	-	3.56	2.37	1.35	1.14	1.28	0.91	10.62
	Momento -	-	4.53	2.31	1.46	1.07	0.86	0.74	10.98
	Deflexión	-	4.86	3.40	2.24	1.84	1.89	1.48	15.71
2	Momento +	-	1.71	0.96	1.16	0.73	0.22	0.67	5.45
	Momento -	-	5.31	2.73	1.74	1.27	1.02	0.00	12.07
	Deflexión	-	3.09	2.04	1.85	1.31	1.25	1.14	10.68
MOMENTOS Y DEFLEXIONES MÁXIMAS, VARIACIONES (L=14m)								TOTAL	
Combinación	Parámetro	Ángulo							
		20	30	40	50	60	70	80	
1	Momento +	-	3.44	2.12	1.30	1.04	1.05	0.81	9.75
	Momento -	-	3.78	1.90	1.26	0.90	0.72	0.63	9.19
	Deflexión	-	5.12	3.28	2.20	1.75	1.67	1.37	15.40
2	Momento +	-	2.16	1.13	1.19	0.75	0.34	0.64	6.21
	Momento -	-	4.45	2.29	1.46	1.07	0.86	0.75	10.87
	Deflexión	-	3.74	2.28	1.94	1.37	1.20	1.13	11.64

MOMENTOS Y DEFLEXIONES MÁXIMAS, VARIACIONES (L=16m)								TOTAL	
Combinación	Parámetro	Ángulo							
		20	30	40	50	60	70	80	
1	Momento +	-	3.25	1.90	1.23	0.93	0.90	0.72	8.94
	Momento -	-	3.24	1.66	1.05	0.76	0.63	0.54	7.88
	Deflexión	-	5.11	3.12	2.11	1.61	1.52	1.26	14.74
2	Momento +	-	2.33	1.19	1.16	0.73	0.41	0.60	6.43
	Momento -	-	3.81	1.96	1.25	0.90	0.75	0.64	9.31
	Deflexión	-	4.04	2.36	1.91	1.34	1.17	1.08	11.90

. Tabla 18: Tasas de variación de momentos y deflexiones máximas en cada pórtico

4.2 Análisis de los resultados obtenidos en la modelación

Haciendo un análisis de acuerdo a los resultados, estudiaremos la variación de los momentos y deflexiones que se producen al variar los ángulos de la cartela para una misma luz, así mismo se analizará la variación de diferentes luces para un mismo ángulo y comparaciones de los comportamientos estructurales con las dos diferentes combinaciones de carga. A continuación, se enlistan los resultados comparativos.

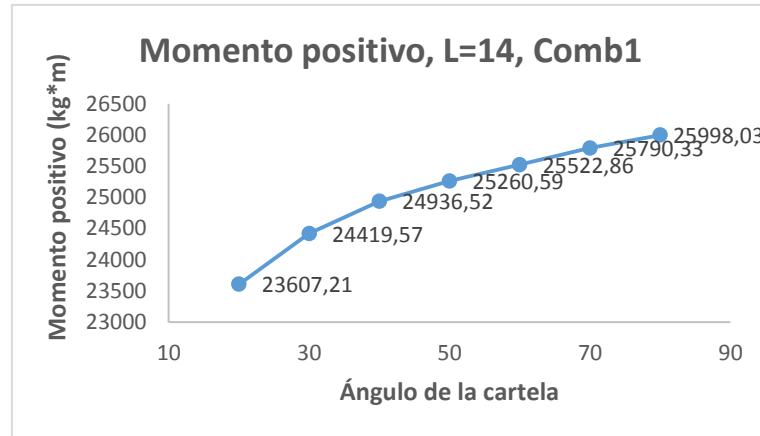


Gráfico N 16: Momento positivo, para la combinación 1, cuando la luz es 14 m.

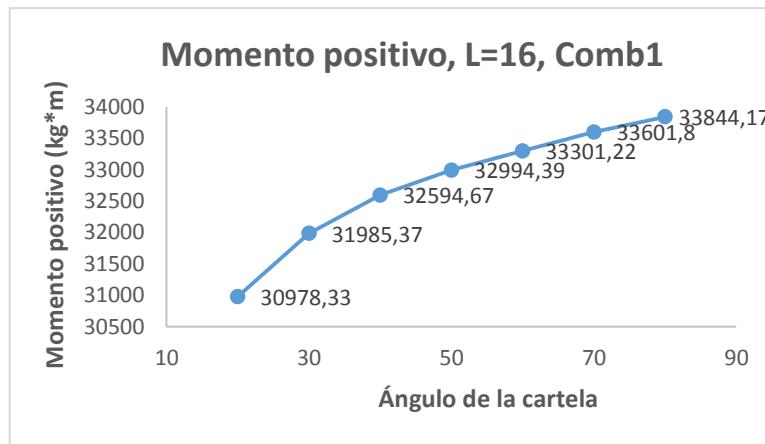


Gráfico N 17: Momento positivo, para la combinación 1, cuando la luz es 16 m.

1. Como podemos observar en las gráficas anteriores los momentos positivos tienden a ser mayores cuando aumentan los ángulos de inclinación de la cartela. Esto es lógico, porque implica que se reduce la longitud de la cartela, osea, la proporción de la longitud acartelada es menor respecto a la longitud total, por lo tanto, cuando el ángulo es menor el apoyo tiende a un empotramiento mientras que al contrario cuando el ángulo aumenta el apoyo tiende a funcionar como un simple apoyo.

Nota: Se muestran como ejemplo los gráficos de las luces de 14 y 16m por ser las más grandes, por lo tanto las más perjudiciales. Los momentos positivos en las diferentes luces siguen la misma tendencia. De la misma manera, los gráficos pertenecen a la modelación con la combinación 1 ya que para la combinación 2 se tienen las mismas



tendencias. Los gráficos y comparaciones con la combinación 2 se mostrarán mas adelante

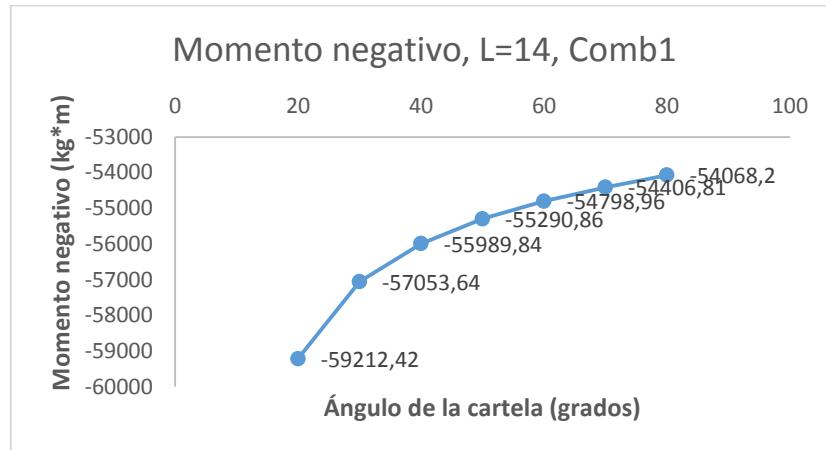


Gráfico N 18: Momento negativo, para la combinación 1, cuando la luz es 14 m.

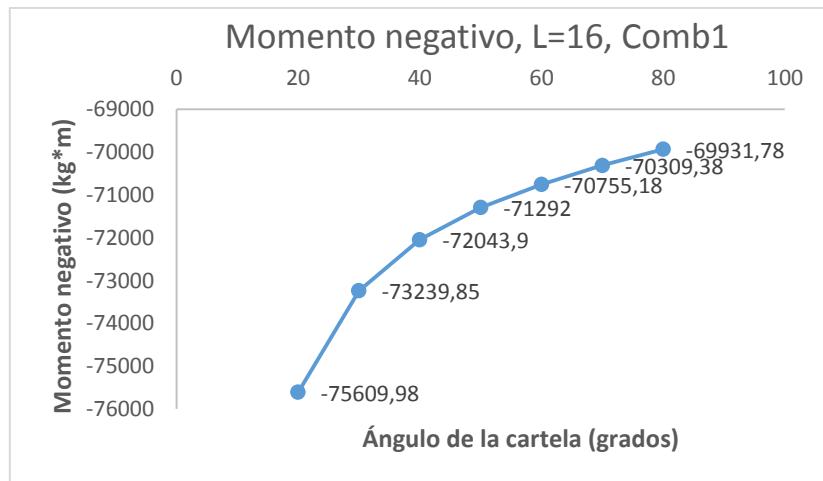


Gráfico N 19: Momento negativo, para la combinación 1, cuando la luz es 16 m

- Como se puede observar en los gráficos, los momentos negativos tienden a disminuir cuando aumentan los ángulos, como es explicó en el punto anterior. Cuando el ángulo de la cartela es menor, el comportamiento de la estructura tiende como a la de un empotramiento, por lo tanto, mientras más rigidez de la conexión, abrá más momento negativo.

Nota: Se muestran como ejemplo los gráficos de las luces de 14 y 16m. Los momentos negativos en las diferentes luces siguen la misma tendencia. De la misma manera los gráficos pertenecen a la modelación con la combinación 1 ya



que para la combinación 2 se tienen las mismas tendencias. Los gráficos y comparaciones con la combinación 2 se mostrarán mas adelante

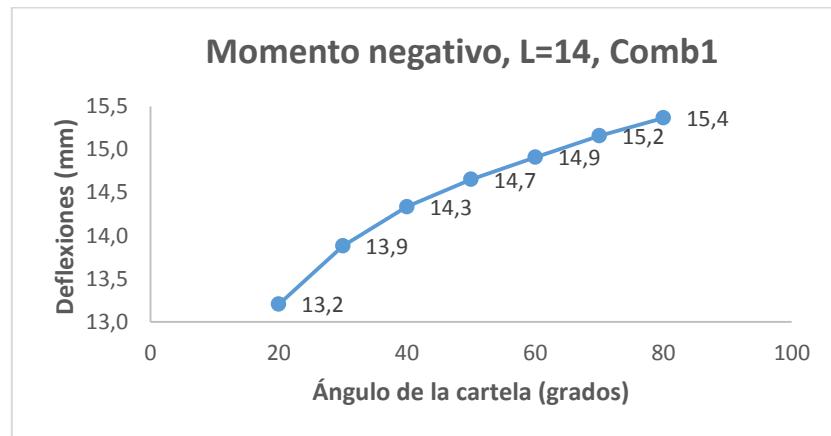


Gráfico N 20: Momento negativo, para la combinación 1, cuando la luz es 14 m.

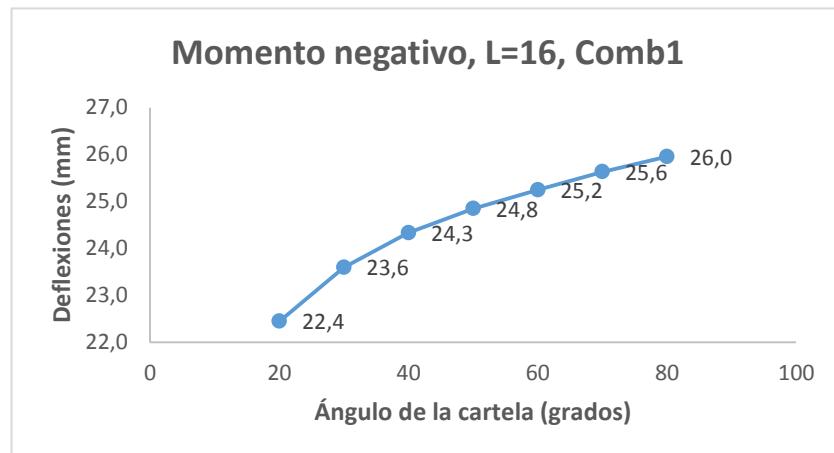


Gráfico N 21: Momento negativo, para la combinación 1, cuando la luz es 16 m.

3. Observando en los gráficos, vemos que al aumentar los ángulos de la cartela las deflexiones también aumentan. Con esta interpretación, podemos verificar que la rigidez de la cartela disminuye cuando aumenta el ángulo como se explicaba previamente. Las deflexiones tienen relación directa con la rigidez de la cartela.



Nota: Se muestran como ejemplo los gráficos de las luces de 14 y 16m. Las deflexiones en las diferentes luces siguen la misma tendencia. De la misma manera, los gráficos pertenecen a la modelación con la combinación 1 ya que para la combinación 2 se tienen las mismas tendencias. Los gráficos y comparaciones con la combinación 2 se mostrarán mas adelante.

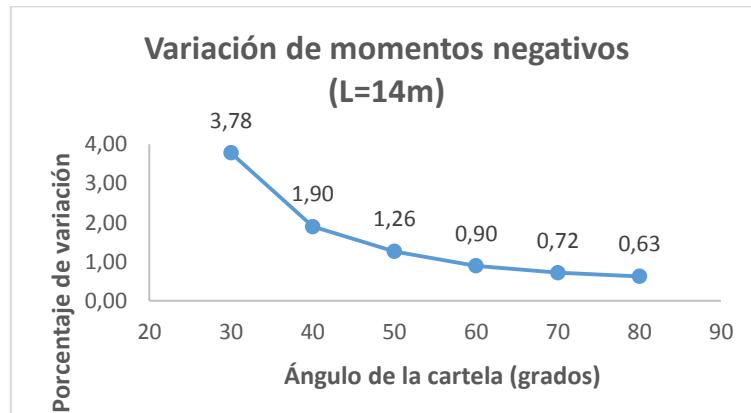


Gráfico N 22: Variación de momentos negativos, cuando la luz es de 14 m.

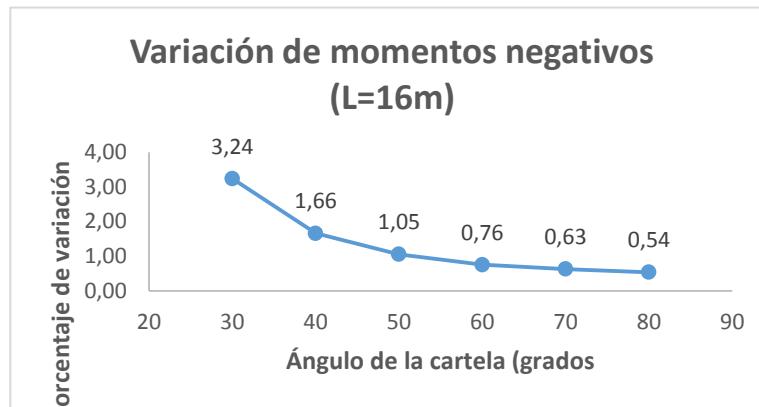


Gráfico N 23: Variación de momentos negativos, cuando la luz es de 16 m.

4. En los gráficos podemos observar que la tasa de variación de los momentos negativos disminuye progresivamente cuando se aumentan los ángulos. Esto significa que la influencia de los ángulos es menor en la rigidez de la losa cuando los ángulos van aumentando.

Nota: Se muestran como ejemplo los gráficos de las luces de 14 y 16m. Las tasas e variación en las diferentes luces siguen la misma tendencia. De la



misma manera, los gráficos pertenecen a la modelación con la combinación 1 ya que para la combinación 2 se tienen las mismas tendencias. Los gráficos y comparaciones con la combinación 2 se mostrarán mas adelante.

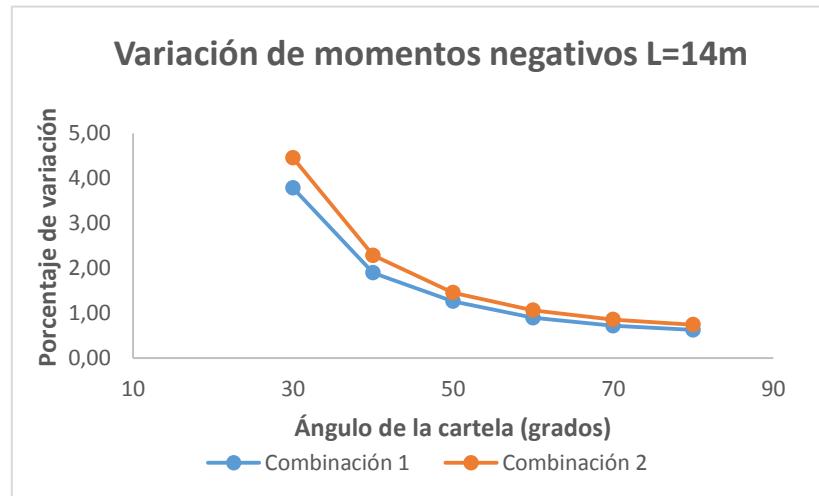


Gráfico N 24: Variación de momentos negativos, cuando la luz es de 14 m.

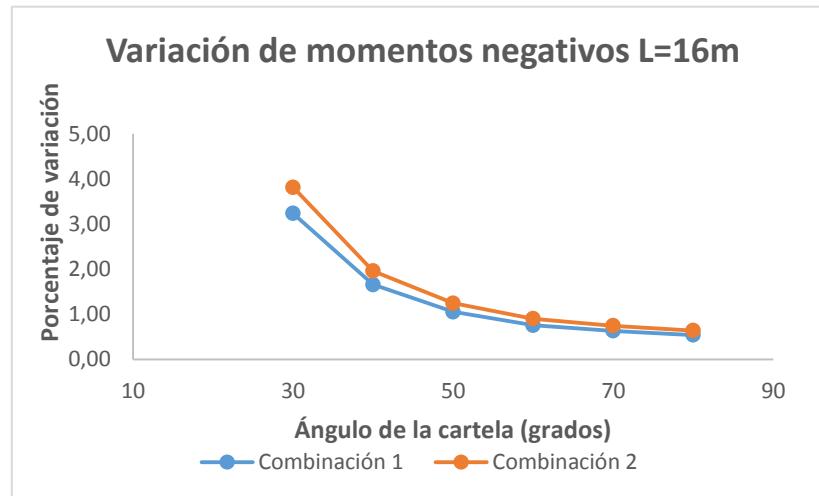


Gráfico N 25: Variación de momentos negativos, cuando la luz es de 16 m.

5. En los gráficos se observa que las variaciones de momentos negativos son ligeramente mayores en la combinación dos, sin embargo, al aumentar las luces las variaciones con las dos combinaciones llegan a ser casi iguales. Esta similitud entre las dos combinaciones se da debido a que la carga sísmica actúa



simultáneamente con la carga muerta y la carga viva que son bastante significativas en esta estructura.

Nota: Se muestran como ejemplo los gráficos de las luces de 14 y 16m. Las tasas e variación en las diferentes luces siguen la misma tendencia.

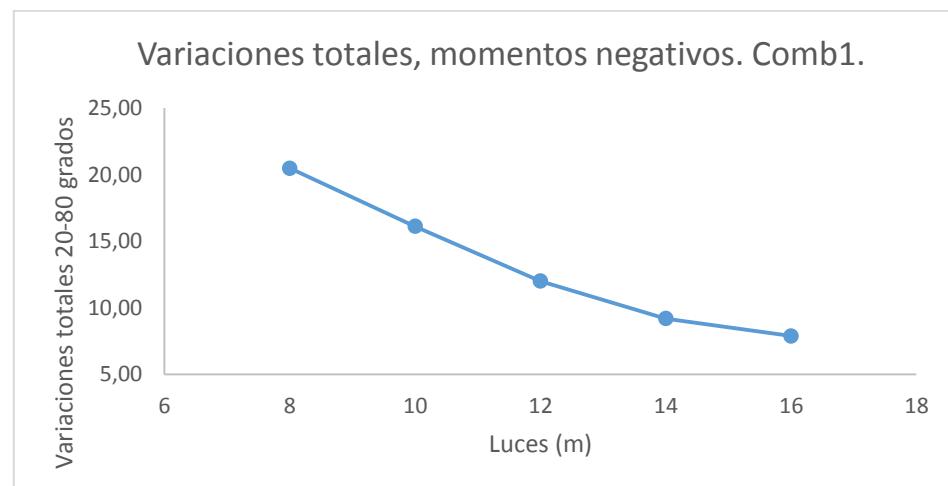


Gráfico N 26: Variaciones totales, Momentos negativos para la combinación 1

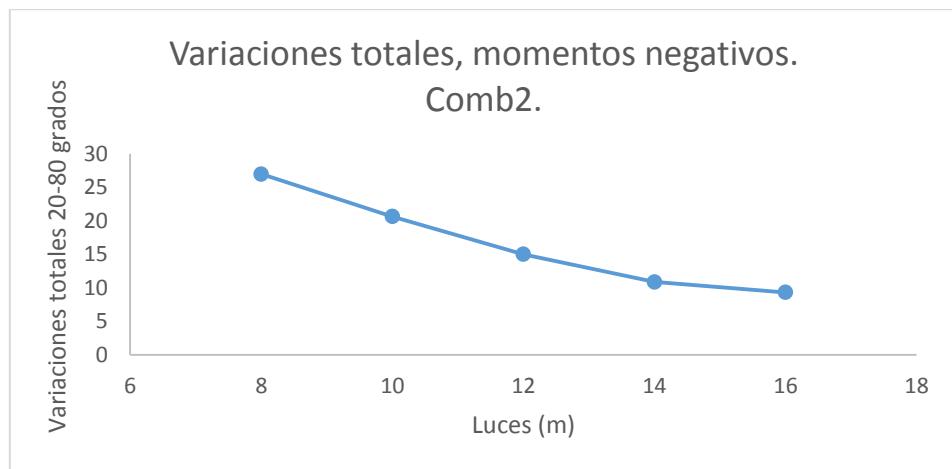
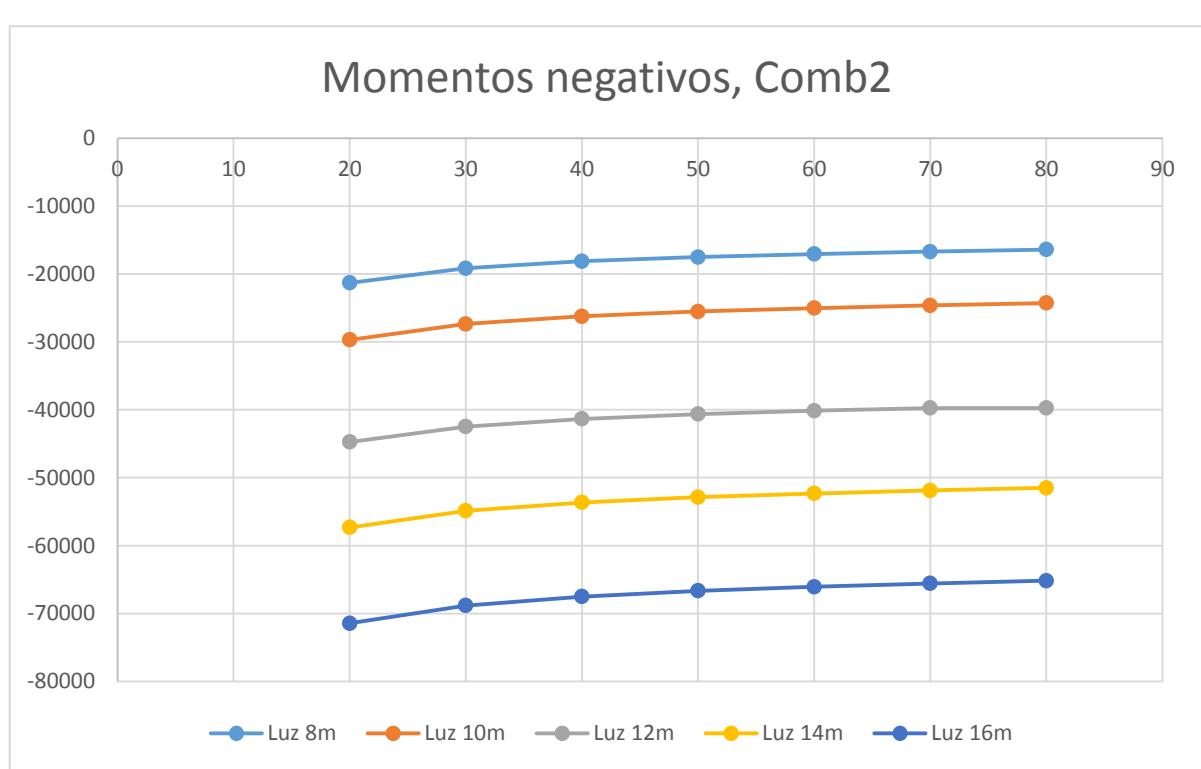
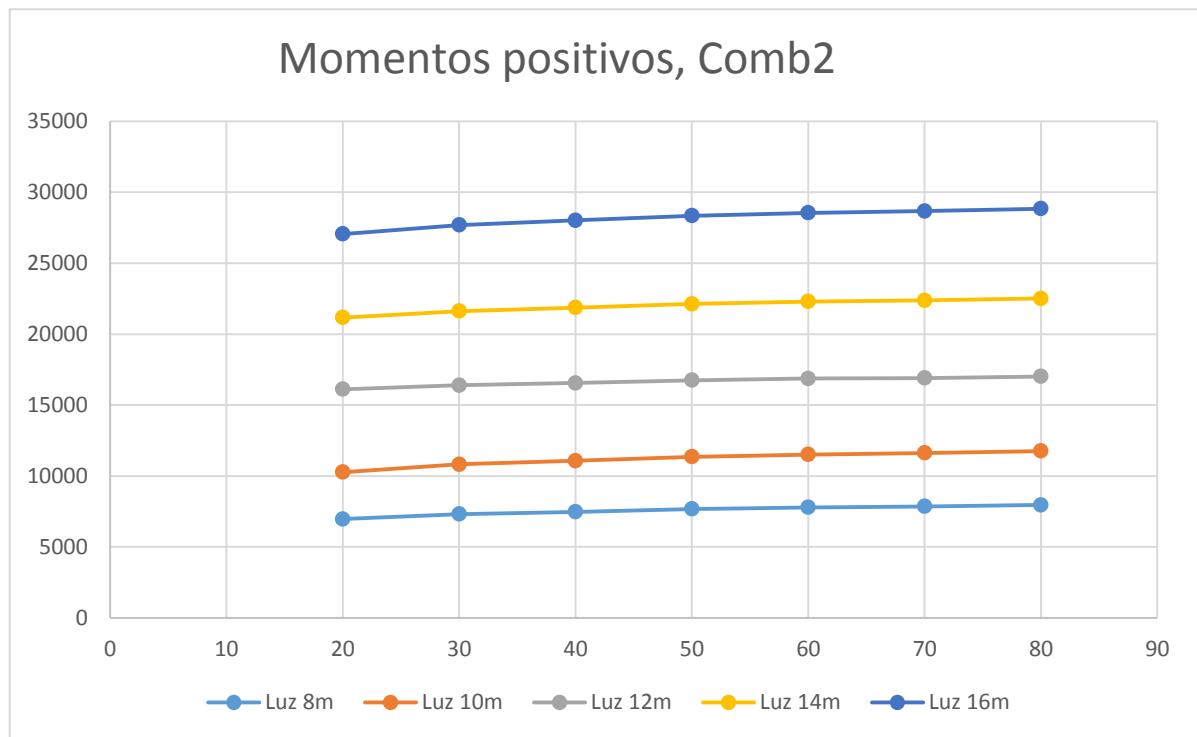
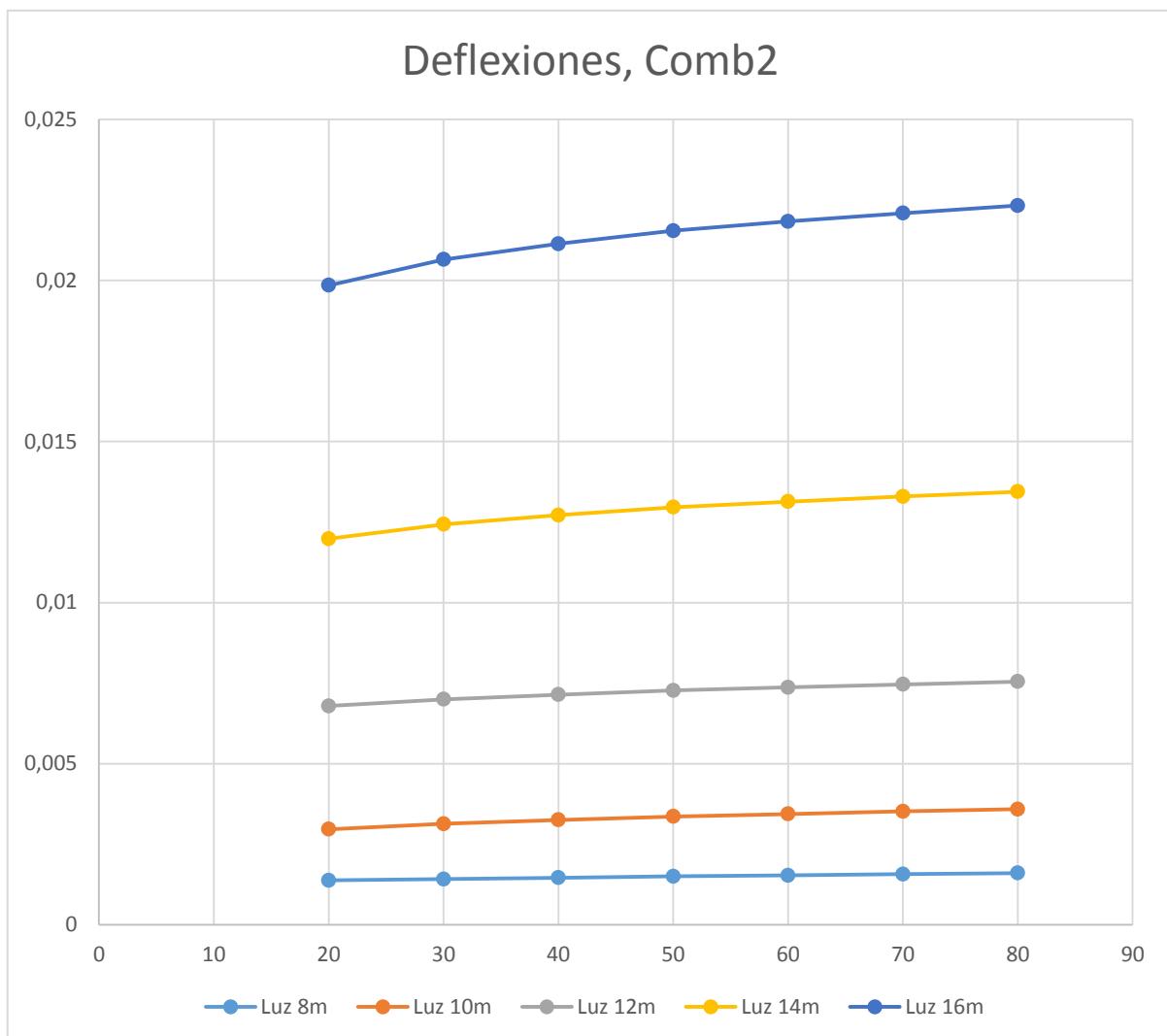


Gráfico N 27: Variaciones totales, Momentos negativos para la combinación 2

6. En el gráfico se muestra las variaciones en porcentaje totales de los momentos negativos entre el ángulo de 20 hasta el ángulo de 80 grados para cada luz. Como podemos observar en el gráfico, al aumentar las luces, las variaciones **totales** de los momentos positivos, momentos negativos y deflexiones son menores. Esto se debe a que la influencia de la variación en los extremos cubre una longitud menos significativa de la luz total.





Gráfica N 30 : Deflexiones, para la combinación 2

7. En los tres gráficos de momentos positivos, momentos negativos y deflexiones respectivamente, se muestra los resultados completos para la combinación 2, es decir los resultados para todas las luces y todos los ángulos. Los gráficos de momentos y de deflexiones nos muestran que los comportamientos de la estructura con estas variaciones, siguen las mismas tendencias que se venían indicando anteriormente. Por lo cual se puede encontrar conclusiones y recomendaciones valiosas para el campo estructural.



CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este capítulo se presentaran las conclusiones y recomendaciones en base al análisis de los resultados presentados en el capítulo anterior, orientadas hacia el cumplimiento de los objetivos planteados. Esto se refiere al análisis comparativo de las losas doble T de diferentes luces y sus conexiones al variar el ángulo de la cartela.

5.1 Conclusiones

- 1) En investigaciones previas, se ha demostrado que las Losas doble T de sección variable muestran un mejor comportamiento que las losas doble T de sección constante, en lo que concierne a la continuidad del entrepiso. Una vez demostrado, se produjo la necesidad de estudiar la influencia de la variación de la pendiente de la cartela, y así encontrar el rango óptimo de los ángulos para futuras construcciones y/o estudios relacionados con esta investigación.
- 2) En el trabajo investigativo se pudo encontrar, como se esperaba, que el ángulo de la variación de la cartela influye directamente en la continuidad de las conexiones. Así de esta manera cuando el ángulo es mayor disminuye la rigidez de los nudos, lo que genera mayores momentos positivos y mayores deflexiones, acercándose a un comportamiento de apoyos simples, siendo esto desfavorable para el comportamiento de la estructura. Esto ocurre para todas las luces estudiadas. (ver gráfica 16 y 17)
- 3) Una conexión de losa se consideraría óptima, si la rigidez permite tener una continuidad adecuada entre los momentos positivos y negativos, de tal manera que la losa pueda llegar a la resistencia necesaria, para poder soportar los efectos de estos momentos con la menor cantidad posible de acero de refuerzo negativo y positivo, que en este caso está constituida por los cables de acero de pretensado.
- 4) Con respecto a la variación en los momentos, al aumentar los ángulos en la cartela, se puede observar que generalmente esta variación es significativa hasta ángulos de 50 grados, para ángulos mayores esta variación se puede considerar insignificante, por lo que en el rango de 50 a 80 grados sería mas razonable realizar un estudio de factibilidad constructiva, en la que se tome en



cuenta la longitud de desarrollo, peso de la estructura, costos, facilidad de molde, etc.

- 5) Con respecto a la influencia sísmica en las losas, gracias al estudio de las dos combinaciones, una con cargas sísmicas y la otra sin considerarlas, se ha encontrado que la influencia no es tan alta en los elementos horizontales, como en los elementos verticales. Si se estudia la influencia sísmica en los muros rígidos se puede encontrar grandes variaciones en los momentos. Sin embargo, siempre se deben tener en cuenta en un diseño o investigación estructural debido al alto riesgo sísmico que existe en este país.
- 6) En cuanto a la influencia de las luces, como se pudo observar en el capítulo anterior, para luces mayores la influencia en la variación del ángulo de la cartela es menor. Sin embargo, siempre es importante la variación que se da en la rigidez de las conexiones.

5.2 Recomendaciones.

- 1) El peralte que se ha utilizado para todas las luces en esta investigación debería ser revisado, ya que para las luces menores los peraltes también deben ser menores. Para el propósito investigativo se ha utilizado un mismo peralte para poder realizar estudios comparativos de las influencias de estas variaciones. Se recomienda complementar este estudio con una revisión de la influencia que produciría la variación de los peraltes.
- 2) Con este trabajo investigativo se ha logrado crear una herramienta útil para los diseñadores de elementos prefabricados de losas TT, ya que se puede saber con certeza cuál es la influencia de la cartela en estos tipos de estructuras. Así, podrán considerar adecuado la construcción de estos elementos y hacer un estudio con más certeza sobre la disminución final de costos que se puede producir.
- 3) Con este estudio se logró demostrar que la cartela con el menor ángulo es la que tiene una mayor rigidez, sin embargo, si el ángulo es más pequeño también implica un peso mayor en la estructura y un volumen más grande de hormigón in-situ que se debe colocar en obra. Por lo tanto, lo que se recomienda es estudiar con más detenimiento los costos que significan aumentar el peso vs.



los costos que significan disminuir los refuerzos. Sin embargo, se recomienda no utilizar nunca un ángulo menor a 20 grados, ya que menor a ese ángulo generaría un peso excesivo de la estructura.

- 4) Se recomienda siempre, antes de escoger un ángulo definitivo para construir este tipo de elementos, tomar en cuenta la dificultad de construcción que se puede producir para cada ángulo.
 - 5) Se recomienda poner más énfasis en el momento de escoger un ángulo especialmente en luces pequeñas, ya que las variaciones en la rigidez al variar el ángulo son mayores.
 - 6) Se ha encontrado que para un refuerzo de momento negativo, normalmente se pueden utilizar varillas de 16mm por lo cual se ha calculado la longitud de desarrollo necesaria siendo $l_d=0.54m$. Con esta longitud de desarrollo se encuentra que el espacio en la cartela de 50 grados o más, ya no es suficiente para constuir este traslape, lo que requeriría de otras soluciones estructurales.
-



Referencias bibliográficas:

- [1] Argudo Zapata, C. A., & Castillo Barahona, H. F. (2015). *Tesis*. Recuperado a partir de <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/23129>
- [2] F. Carrasco Castro, "Hormigón Pretensado Diseño de Elementos Isostáticos," 1st ed., Cuenca: Universidad de Cuenca; Facultad de ingeniería, 2010, p. 39-50.
- [3] A. Jacovenco Balsiger, "Tesina de pregrado Hormigón pretensado, unidades estructurales prefabricadas, "cap1,2015.
- [4] (A. 2012, 12. Diseño de conexiones. Revista ARQHYS.com. Obtenido 09, 2016, de <http://www.arqphys.com/arquitectura/diseno-conexiones.html.>)
- [5] L. F. Maya Duque, "Tesis Doctoral: „Estudio de estructuras aporticadas prefabricadas con uniones basadas en hormigones con fibras,“" E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos (UPM), Madrid, España, 2011.
- [6] Precast/Prestressed Concrete Institute, (PCI) - Precast/Prestressed Concrete Institute. Chicago, Illinois: Desing Handbook, 1999.
- [7] A. Nilson, *Design of concrete structures*, no. 12th Edition. 1997.
- [8] Norma Ecuatoriana de la Construcción, "NEC_SE_CG „Norma Ecuatoriana de la Construcción" Cargas_no_sismicas.," Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2015.
- [9] Norma Ecuatoriana de la Construcción, "NEC_SE_DS „Norma Ecuatoriana de la Construcción" Peligro Sísmico.," Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2015.
- [10] Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC_SE_RE "Norma Ecuatoriana de la Construcción" Riesgo sísmico Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2015.
- [11] American Concrete Institute, "Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08) y comentario ACI.," Bogotá: Instituto Americano del Concreto, 2008.
- [12] E. Hernández, "Manual de Aplicación de Programa SAP2000 v14," CSI Caribe, 2008.



- [13] Gallegos Yáñez, J. C., & Zhirzhán Abad, N. G. (2015). *Tesis*. Recuperado a partir de <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/23121>
- [14] A. C. I. Comité, “318 (2008),” *Requisitos del Reglam. para concreto estructural. Estados Unidos Am. Concr. Inst.*
- [15] N. Navarro Campos, Sistema Soporte Prefabricado-Postesado para edificaciones. La Habana, Cuba: Oficina de la Propiedad Industrial, 2005.
- [16] J.S Przemienieck. (1985). *Structural Analysis*. Mineola, New York: Mc Graw-Hill Book Company.
- [17] I. Software and S. Analysis, “Manual de Aplicación del Programa SAP2000.”