

Pasantía empresarial como apoyo técnico al diseño estructural y elaboración de presupuesto del proyecto “centro comercial soledad 2000 del grupo inmobiliario Matinmo SAS”

Nathalia Maldonado Gómez

Trabajo de grado para optar el título de Ingeniera Civil

Director

Edgar Mateus Lizarazo

Administrador de empresa, CEO Matinmo

Codirector

Carlos Andrés Ramírez Moreno

Ingeniero civil

Universidad Santo Tomás, Bucaramanga

División de Ingenierías y Arquitectura

Facultad de Ingeniería Civil

2021

Dedicatoria

Quiero dedicar este trabajo de grado a Dios por todas las bendiciones que me ha otorgado en mi vida, por permitir que se haga realidad una meta tan deseada por mí. También quiero resalta el apoyo incondicional que me brindo mi hermana este proceso, siempre motivando a seguir adelante y nunca rendirme.

Agradecimientos

A la Empresa Matinmo SAS, quien me apoyo en todo el proceso de pasantía. A los demás integrantes del equipo de trabajo que siempre tuvieron la disponibilidad para guiarme y motivarme. También, un fraternal agradecimiento a la Universidad Santo Tomas y la planta de docentes que día a día se esfuerzan por enseñar e instruir para ser profesionales ejemplares.

Finalmente, a todos aquellos que colaboraron de forma directa o indirecta en el desarrollo de este proceso. A todos ¡mil gracias!

Contenido

Introducción	16
1. Pasantía empresarial como apoyo técnico al diseño estructural y elaboración de presupuesto del proyecto “centro comercial Soledad 2000 del grupo inmobiliario Matinmo SAS”	17
1.1 Formulación del problema.....	17
1.2. Justificación	17
1.3 Objetivos.....	18
1.3.1 Objetivo general	18
1.3.2 Objetivos específicos	18
2. Estado del arte	19
2.1 Contexto institucional.....	19
2.1.1 Método. Construcción integral de proyectos comerciales	19
2.2 Contexto teórico	20
2.2.1 Zona sísmica.....	21
2.2.2 Diseño estructural.....	23
2.2.3 Viento.....	24
2.2.4. Presupuesto y costos	26
2.3. Contexto legal.....	28
2.3.1 Normativa sismorresistente colombiana (NSR-10)	28
3. Metodología	28
4. Procedimiento.....	30

4.1 Diseño estructural plaza Soledad 2000.....	30
4.1.1 Análisis estructural del tipo de losa	30
4.1.2 Análisis de cubierta	33
4.1.3 Carga muerta (D).....	36
4.1.4 Carga viva (L)	37
4.1.5 Carga ultimo.....	37
4.2 Modelo de Etabs	37
4.3 Peso propio	38
4.4 Espectro	38
4.5 Irregularidades	38
4.6 Fuerzas horizontales equivalente.....	40
4.7 Deriva	41
4.8 Combinación de carga en ETBAS.....	41
4.9 Carga de viento	42
4.10 Modelo en Revit	43
4.11 Diseño estructural viga	44
4.11.1 Calculo de acero viga a tracción	44
4.11.2 Calculo de acero viga a compresión.....	47
4.12 Diseño de columnas.....	51
4.12.1 Despiece de columna.....	54

4.13 Diseño de nodos.....	54
4.14 Diseño de escaleras.....	62
4.14.1 Despiece de escaleras.....	63
4.15 Diseño de zapatas	63
4.15.1 Despiece de zapata	67
4.16 Costo presupuestal y programación de obra.....	68
5.Conclusión.....	69
Referencias	70

Listas de tablas

Tabla 1. <i>Desarrollo metodológico de la pasantía en el Grupo Inmobiliario Matinmo S A S.....</i>	28
Tabla 2. <i>Pre-dimensionamiento de viga.....</i>	31
Tabla 3. <i>Pre-dimensionamiento de muros.....</i>	32
Tabla 4. <i>Carga muerta de mampostería.....</i>	33
Tabla 5. <i>Mampostería de vidrio primer nivel.....</i>	33
Tabla 6. <i>Mampostería de vidrio segundo nivel</i>	36
Tabla 7. <i>Carga muerta de mampostería de segundo nivel.....</i>	36
Tabla 8. <i>Datos iniciales de carga de viento en Soledad-Atlántico</i>	42
Tabla 9. <i>Presiones horizontales, verticales y aleros</i>	42
Tabla 10. <i>Carga de viento de Soledad-Atlántico</i>	43
Tabla 11. <i>Datos de viga carguera para su diseño</i>	50
Tabla 12. <i>Datos de viga carguera para su diseño</i>	51
Tabla 13. <i>Secciones transversales de columnas.....</i>	52

Lista de figuras

Figura 1. Centro comercial plaza Soledad 2000, Barranquilla-Atlántico.....	20
Figura 2. Soledad, Atlántico.....	21
Figura 3. Zona de Amenaza Sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de Aa. y Av.....	23
Figura 4. El promedio de la velocidad media del viento por hora (línea gris oscuro), con las bandas de percentil 25° a 75° y 10° a 90.	25
Figura 5. Dirección del viento.....	25
Figura 6. Materiales de los elementos estructurales.....	30
Figura 7. Placa aligerada	30
Figura 8. Espesor de losa.....	31
Figura 9. Pre-dimensionamiento de vigas en estructura metálica.....	34
Figura 10. Pre-dimensionamiento de viguetas en estructura metálica.....	34
Figura 11. Material para la cubierta	35
Figura 12. Modelo Etabs de Plaza Soledad 2000	37
Figura 13. Espectro elástico de aceleración para análisis como fracción de gravedad para la plaza Soledad 2000.....	37
Figura 14. Irregularidad en planta y altura.....	39
Figura 15. Distribución de FHE.....	41
Figura 16. Distribución de FHE.....	41
Figura 17. Combinación de carga.....	41
Figura 18. Modelo en Revit del proyecto Plaza Soledad 2000	43
Figura 19. Momentos últimos de proyecto Plaza Soledad 2000	44

Figura 20. <i>Viga a flexión y compresión, Modelo Etabs.</i>	44
Figura 22. <i>Longitud y desarrollo de traslapo a tensión</i>	46
Figura 23. <i>Despiece de viga a tracción</i>	47
Figura 24. <i>Sección transversal de viga a tracción</i>	47
Figura 25. <i>Viga a flexión y compresión, Modelo en Etabs</i>	47
Figura 26. <i>Procedimiento de viga a compresión</i>	48
Figura 27. <i>Longitud de desarrollo y traslapo a compresión</i>	49
Figura 28. <i>Despiece de viga a compresión</i>	50
Figura 30. <i>Diagrama de Interacción</i>	52
Figura 32. <i>Despiece de columna</i>	54
Figura 33. <i>Sección transversal de columna</i>	54
Figura 34. <i>Selección de nudo interior, exterior y esquina</i>	55
Figura 35. <i>Nodo Interior (A5-22)</i>	56
Figura 36. <i>Cumplimiento de Nudo interior</i>	57
Figura 37. <i>Nodo Exterior (H-15)</i>	58
Figura 38. <i>Cumplimiento de Nudo Exterior</i>	59
Figura 39. <i>Nodo esquina (A14-28)</i>	60
Figura 40. <i>Cumplimiento de Nudo Esquina</i>	61
Figura 41. <i>Diseño detalle de escaleras</i>	62
Figura 42. <i>Despiece de Escaleras corte A-A y C-C.</i>	63
Figura 43. <i>Cálculo de zapata datos iniciales y pre-dimensionamiento</i>	64
Figura 44. <i>Chequeos de zapata según la NSR-10</i>	65
Figura 45. <i>Dimensionamiento de zapata</i>	66

Figura 46. <i>Despiece de zapata corte A- A</i>	67
Figura 47. <i>Vista en plata de zapata 2x2 (m)</i>	67
Figura 48. <i>Costo presupuestal de Soledad 2000</i>	68

Lista de apéndices

Apéndice A. *Análisis Estructural del proyecto plaza Soledad 2000*

Nota: Ver archivo externo

Resumen

El presente informe describe el desarrollo de la pasantía profesional como apoyo técnico en el diseño estructural y elaboración de presupuesto del proyecto “centro comercial soledad 2000 del grupo inmobiliario Matinmo SAS” en donde se realizaron actividades a cargo de la pasante Nathalia Maldonado Gómez de la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Santo Tomás Bucaramanga, durante el periodo que inicio el 11 de febrero de 2021 hasta el 11 de agosto de 2021. Todas las actividades fueron realizadas de manera virtual con el acompañamiento del ingeniero de la empresa.

Entre las laborales a ejecutar se llevó a cabo el acompañamiento del pre-dimensionamiento de la edificación, así como se aportó en el diseño estructural, además se avanzó en el tema del presupuesto de obra. Por último, se complementó y oriento a los demás pasantes en temas relacionados a la ingeniería civil.

Palabras Clave: diseño estructural, despiece, nodo, presupuesto de obra

Abstract

This report describes the development of the professional internship as technical support in the structural design and budgeting of the project "Soledad 2000 shopping center of the real estate group Matinmo SAS" where activities were carried out by the intern Nathalia Maldonado Gómez of the Civil Engineering faculty of the Universidad Santo Tomás Bucaramanga, during the period that began on February 11, 2021 until August 11, 2021. All activities were carried out virtually with the support of the company's engineer.

Among the work to be performed was the monitoring of the pre-dimensioning of the building, as well as the structural design, and progress was made on the issue of the construction budget. Finally, we complemented and guided the other interns in topics related to civil engineering.

Keywords: structural design, exploded view, node, construction budget.

Glosario

Acero estructural: se define como acero estructural al producto de la aleación de hierro, carbono y pequeñas cantidades de otros elementos tales como silicio, fósforo, azufre y oxígeno, que le aportan características específicas. El acero se obtiene a través de un proceso industrial complejo. Existen, por tanto, en el mercado una gran variedad de aceros disponibles para su empleo en las estructuras, definidos por su forma y calidad, y su transformación por las técnicas habituales de corte y unión. Por ello es importante que el ingeniero estructural tenga en cuenta cómo se fabrica el material, los requisitos para su uso en proyecto y sus aplicaciones. Además de las propiedades mecánicas, tales como el esfuerzo de fluencia y la resistencia a la tensión, es importante considerar la ductilidad y la resistencia a la fractura, así como la composición química, la metalurgia y la soldabilidad. Con carácter general, las clases de acero utilizables en estructuras para perfiles y chapas son aceros laminados en calientes, aceros con características especiales y aceros conformados en frío [10].

Columna: las columnas se definen como elementos que sostienen principalmente cargas a compresión. En general, las columnas también soportan momentos flexionantes con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal y esta acción de flexión puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal. Aún en estos casos, se hace referencia a las columnas como elementos a compresión puesto que las fuerzas de compresión dominan su comportamiento [9].

Diseño Estructural: es un proceso en el que se pueden distinguir las siguientes etapas: a) Formulación de objetivos y limitaciones. b) Lo indicado en el literal anterior nos llevará a la formulación de una primera aproximación a las características formales de la obra, es decir a la elaboración de primeros bocetos o anteproyectos. c) La forma seleccionada tiene que cumplir con determinadas exigencias estructurales que pueden traducirse en cambios formales, diferentes

proporciones, etc. que ya exigen cuantificaciones numéricas: magnitud de las solicitaciones y de los correspondientes esfuerzos; cuantificaciones groseras si pero en todo caso “cuantificaciones” que nos conducen al estudio de alternativas que a su vez podrían conducirnos a reformulaciones de la propuesta primeramente adoptada. d) De entre las diferentes alternativas y en consideración a parámetros estéticos, económicos, tiempo de ejecución y otros se escogerá e) La estructura adoptada deberá someterse a procesos de análisis y diseño estructural, aquí cabe insistir en el hecho de que el análisis está basado en modelos matemáticos. f) Comunicación de Resultados a base de planos, especificaciones, memoria, etc. Esta etapa con frecuencia descuidada es de las más importantes pues de ella depende el éxito o fracaso de la obra en su conjunto [11].

Nodo: los nodos son los puntos de intersección de los ejes de las bielas, tirantes y esfuerzos concentrados, y representan las uniones del modelo de bielas y tirantes. Para mantener el equilibrio, en cualquier nodo del modelo deben actuar como mínimo tres fuerzas. Los nodos se clasifican en función del signo de las fuerzas que actúan en los mismos [3].

Viga: las vigas son miembros que soportan cargas transversales. Se usan generalmente en posición horizontal y quedan sujetas a cargas por gravedad o verticales. Entre los muchos tipos de vigas cabe mencionar las siguientes: viguetas, dinteles, vigas de fachada, largueros de puente y vigas de piso. Las viguetas son vigas estrechamente separadas para soportar los pisos y techos de edificios; los dinteles se colocan sobre aberturas en muros de mampostería como puertas y ventanas. las vigas de fachada soportan las paredes exteriores de edificios y también parte de las cargas de los pisos y corredores [6].

Introducción

Durante la formación académica implementada por la facultad de ingeniería civil de la universidad Santo Tomas, se suministra diferentes herramientas teórico-prácticas básicas necesarias para la formación de profesionales íntegros e interdisciplinarios, cuyas habilidades sean útiles en el campo de la ingeniería civil. Consecuentemente, los estudiantes que optan por el trabajo de grado modalidad de pasantías tienen la oportunidad de adquirir la primera experiencia profesional y de utilizar los conocimientos adquiridos durante el proceso de formación.

La empresa Inmobiliaria Matinmo SAS. Desarrolla proyectos de ingeniería, cuya meta es la construcción de centros comerciales a nivel nacional. Para lograr tal meta se requiere de personal capacitado para prestar sus servicios en las actividades de construcción, diseños, estudios e interventoría.

En el presente trabajo se encuentra el registro de las actividades desarrolladas en la Empresa, donde se hace uso de varias herramientas suministradas en la etapa de formación académica para resolver problemas técnicos del área en cuestión, como lo son el cálculo para la determinación de cantidades de obra, la modificación de diseños en AutoCAD necesarios para la ejecución de obra e informes, diseño estructural para garantizar el correcto funcionamiento de la infraestructura y el cumplimiento de las especificaciones técnicas. Además, se describen el paso a paso para lograr una edificación óptima y segura.

Por último, se realizó un acompañamiento teórico a los pasantes de la empresa con el fin de afianzar, compartir y aportar experiencia y conocimiento en temas relacionados al diseño estructural.

1. pasantía empresarial como apoyo técnico al diseño estructural y elaboración de presupuesto del proyecto “centro comercial Soledad 2000 del grupo inmobiliario Matinmo SAS”

1.1 Formulación del problema

En la actualidad, la ingeniería civil requiere de nuevas técnicas constructivas, métodos de cálculo y procedimientos a seguir, que genere una mayor seguridad a la construcción. De allí, la necesidad de la empresa Matinmo SAS de contar con personal que aporte innovación y calidad en sus proyectos. Dentro de los proyectos en los cuales está trabajando la empresa prevé el desarrollo urbanístico y la construcción de edificaciones comerciales nuevas y de renovación. El proyecto del Centro comercial Soledad 2000, ubicado en el Municipio de Soledad-Atlántico pertenece al área metropolitana de Barranquilla, requiere de un equipo de trabajo que tenga las capacidades para ejecutar actividades que involucren el análisis y diseño estructural de La Plaza Soledad 2000, además del cálculo de costo y elaboración de presupuesto que refleje la magnitud del proyecto, es por ello, que para su ejecución la empresa Matinmo SAS requiere el apoyo técnico- administrativo de un pasante en la rama de ingeniería Civil para que apoye las actividades enmarcadas dentro del proyecto.

1.2 Justificación

La pasantía empresarial constituye una de las opciones del estudiante de pregrado que desea optar a un título universitario; y representa el primer contacto del futuro profesional, con el ambiente laboral donde se desempeñara una vez culminados sus estudios. Es por ello, que al optar por la pasantía se combina la experiencia en un lugar de trabajo real, unida a los conocimientos

adquiridos en su formación académica, lo cual permite una relación y combinación del aprendizaje teórico con el práctico, además de afianzar y evidenciar los inconvenientes que se presenta en el día a día y generando responsabilidades éticas que encamine a ser un profesional interdisciplinario.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Ejecutar labores técnico-administrativas de análisis, diseño estructural y elaboración presupuestal para el proyecto del Centro comercial Plaza Soledad 2000 en el municipio de Soledad-Atlántico del Grupo Inmobiliario Matinmo SAS.

1.3.2 Objetivos específicos

Prestar apoyo técnico en el análisis, calculo y diseño estructural para el proyecto “Centro Comercial Soledad 2000” cumpliendo con los requisitos exigidos por la empresa y de acuerdo con lo planteado en la norma NSR-10.

Realizar acompañamiento en las actividades que involucren costo presupuestal y programación de obra teniendo en cuenta las especificaciones técnicas del proyecto asignado por la empresa.

Acompañar de manera conceptual en los diferentes proyectos que cuenta la Empresa Matinmo SAS aportando ideas y soluciones en pro de esta.

2. Estado del arte

2.1 Contexto institucional

La empresa Grupo Inmobiliario Matinmo S A S tiene su domicilio principal para su actividad en la carrera 17 a 61-38 Barrio La Ceiba, en la ciudad de Bucaramanga, Santander. El grupo inmobiliario fue creado por Maritza Almeida Lizarazo el veintiuno (21) Junio del dos mil dieciocho (2018). Matinmo tiene amplia experiencia en el sector constructor e inmobiliario diseñando, estructurando, comercializando, administrando y operando proyectos inmobiliarios a nivel nacional. Se especializan en aumentar el aprovechamiento de terrenos y activos improductivos, convirtiéndolos en grandes oportunidades. Son generadores de renta, a través del desarrollo de centros comerciales, centros de conveniencia y plazas comerciales [2].

2.1.1 Método. Construcción integral de proyectos comerciales

Desarrollan proyectos innovadores, funcionales, ágiles y a bajo costo, en 3 etapas:

- Diseño y estructuración. Diseño con conocimiento de marcas potenciales. Construcción y gerencia de proyectos comerciales [2].
- Comercialización. Relación comercial directa con más de 400 marcas nacionales, regionales y locales en todas las categorías. Tenant mix. [2].
- Administración y operación. Definición de la estructura administrativa, manual de vitrinismo y RIO, administración de servicios, estrategias de marketing, PQR's y seguimiento activo [2].

Uno de los proyectos en los cuales se encuentra trabajando la Empresa Matinmo SAS es el Centro comercial Plaza Soledad 2000 (figura 1-2) ubicada en una zona de alto tráfico vehicular y

peatonal a tan solo una cuadra de la terminal de transportes de Barranquilla-Atlántico. Es un concepto de mall abierto muy acorde para la zona y además permite gran visibilidad de las marcas hacia el exterior. Cuenta con 22 locales, 13 parqueaderos y tiene un área aproximada de 1671 m² y está colindante con una tienda Ara [2].

Figura 1. Centro comercial plaza Soledad 2000, Barranquilla-Atlántico



Nota: Tomado de la página central de la empresa Matinmo SAS (2021) [2]

2.2 Contexto teórico

Para llevar a cabo un diseño estructural y un análisis presupuestal apropiado se debe contar con la identificación geográfica del proyecto.

El municipio de Soledad se encuentra localizado en la región Caribe colombiana, forma parte del departamento del Atlántico, subregión rivera norte. Así mismo, según ordenanza N.º 028 conforma el Área Metropolitana de Barranquilla, juntamente con los municipios de Puerto Colombia, Galapa, Malambo y el distrito de Barranquilla. Desde el punto de vista geográfico el municipio de Soledad limita: Al norte, Distrito de Barranquilla (Conurbación del 100%), al sur, Municipio de Malambo, al oriente, Río Magdalena y al occidente, Municipio de Galapa. Su extensión Se le atribuye sesenta y siete kilómetros cuadrados (67 km²) equivalente a 6.700 hectáreas. Su extensión porcentual corresponde, igualmente, al 1.97% de la extensión total del Departamento del Atlántico [1].

Figura 2. Soledad, Atlántico

Tomado de API de Blogger, foro de desarrolladores 2013 [1]

Conociendo la ubicación del proyecto se procedo a conocer la zona de amenaza y movimiento sísmicos de diseño. (Figura 4)

2.2.1 Zona sísmica

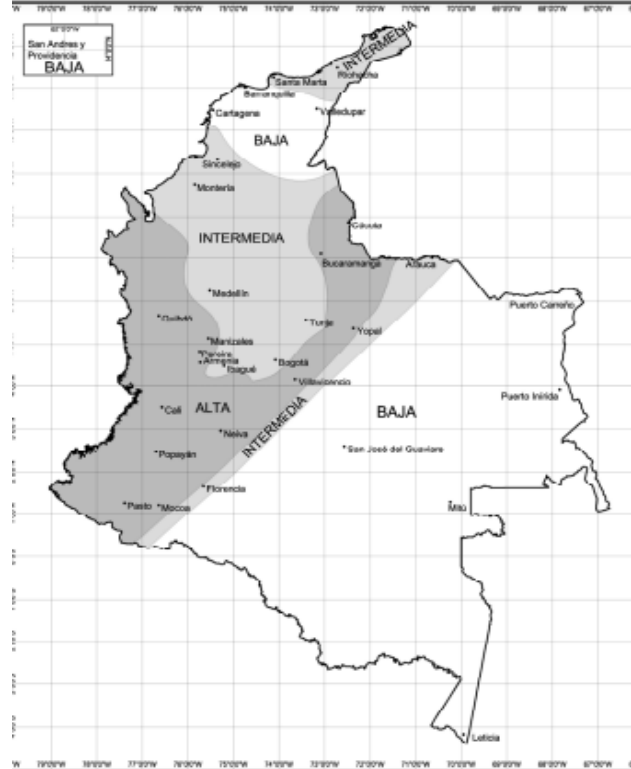
El territorio colombiano está influenciado por tres grandes placas tectónicas (fragmentos de la litósfera o capa externa de la tierra) que convergen en él e infinidad de fallas que se han producido. Son las placas de Nazca, de Suramérica y la del Caribe, más la de Cocos en el oeste de Centroamérica que presiona la primera. En la zona de Santander existe además la llamada falla Santa Marta-Bucaramanga [13].

El Servicio Geológico Colombiano reporta la posible existencia de una antigua zona de subducción (inserción de una placa debajo de otra) con sismicidad alta de Boyacá a Norte de

Santander. En esa zona se presentaron más de 18.000 movimientos sísmicos entre 2001 y 2005 según análisis de la Red Sismológica de Colombia. Se trata, en esa región, de una sismicidad profunda de entre 70 y 200 kilómetros tal como el sismo de ayer. El análisis concuerda con lo que han sugerido algunos autores: “la sismicidad está asociada a la geodinámica de la placa Paleo Caribe y el Nido Sísmico de Bucaramanga corresponde al punto de inflexión de la estructura” [13].

Ese es el otro componente de la alta sismicidad: la existencia del llamado Nido Sísmico de Bucaramanga, uno de los más activos del planeta. Este se da, según el investigador Carlos Coral-Gómez como “consecuencia de una alta concentración de esfuerzos causada por la convergencia hacia el bloque andino de las placas litosféricas mayores de la región (Caribe, Nazca, Suramérica)”. Todos esos factores inciden en el elevado número de temblores, la inmensa mayoría imperceptibles y casi todos a gran profundidad. En el resto del país la sismicidad está asociada a la subducción de la placa del Pacífico con eventos superficiales y profundos, mientras que la sismicidad superficial es producto de la deformación de la corteza en la zona andina contigua a los principales sistemas de fallas del piedemonte de las cordilleras [13].

Figura 3. Zona de Amenaza Sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de Aa. y Av.



Tomado de la Norma sismorresistente (NSR-10) [8]

De acuerdo con la gráfica anterior se logra determinar que la edificación se encuentra ubicada en una zona de amenaza sísmica baja con una capacidad de disipación de energía mínima (DMI). Con este dato ya verificado ya se aborda el tema del diseño estructural.

2.2.2 Diseño estructural

El diseño estructural abarca a las diversas actividades que desarrolla el proyectista para determinar la forma dimensiones y características detalladas de una estructura o sea de aquella parte de una construcción que tiene como función ab-sorber las solicitaciones que se presentan durante las distintas etapas de su existencia [4].

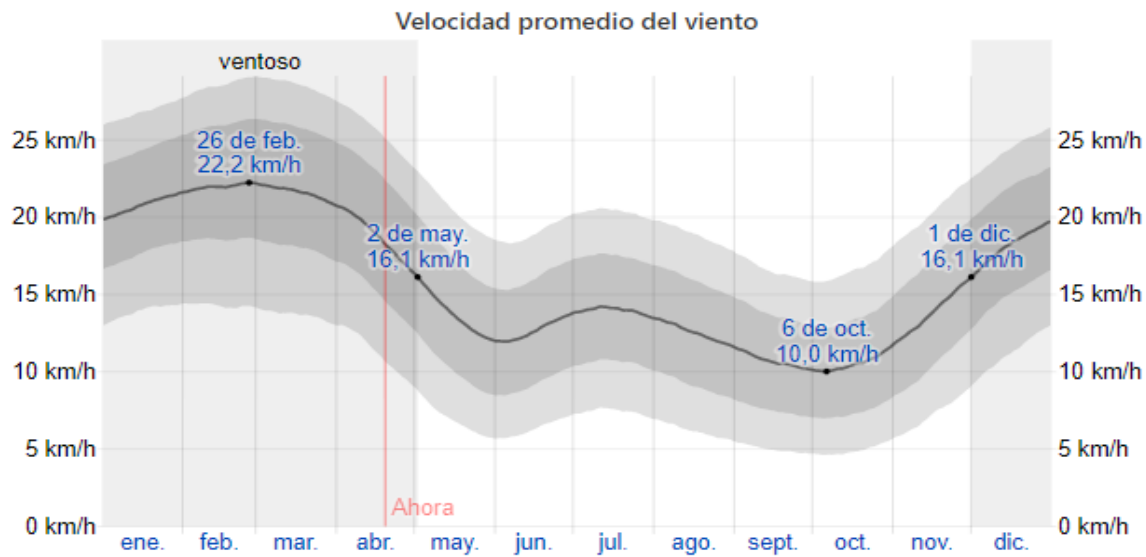
El diseño estructural se encuentra inserto en el proceso más general del proyecto de una obra civil en el cual se definen las características que debe tener la construcción para cumplir de manera adecuada las funciones que está destinadas desempeñar. Un requisito esencial para que la construcción cumpla sus funciones es que no sufra fallas o mal Comportamiento debido a su incapacidad para soportar las cargas que sobre ella se imponen. Junto con éste, deben cuidarse otros aspectos como los relativos al funcionamiento y la habitabilidad que en general son responsabilidad de otros especialistas. Evidentemente dada la multitud de aspectos que deben considerarse el proceso mediante el cual se crea una construcción moderna puede ser de gran complejidad [4].

2.2.3 Viento

Unos los factores a tener en cuenta en el diseño estructural corresponden a la carga de viento a la que estará sometida la edificación.

El vector de viento promedio por hora del área ancha (velocidad y dirección) a 10 metros sobre el suelo. El viento de cierta ubicación depende en gran medida de la topografía local y de otros factores; y la velocidad instantánea y dirección del viento varían más ampliamente que los promedios por hora. La velocidad promedio del viento por hora en Soledad tiene variaciones estacionales considerables en el transcurso del año. La parte más ventosa del año dura 5,0 meses, del 1 de diciembre al 2 de mayo, con velocidades promedio del viento de más de 16,1 kilómetros por hora. El día más ventoso del año es el 26 de febrero, con una velocidad promedio del viento de 22,2 kilómetros por hora. El tiempo más calmado del año dura 7,0 meses, del 2 de mayo al 1 de diciembre. El día más calmado del año es el 6 de octubre, con una velocidad promedio del viento de 10,0 kilómetros por hora [14].

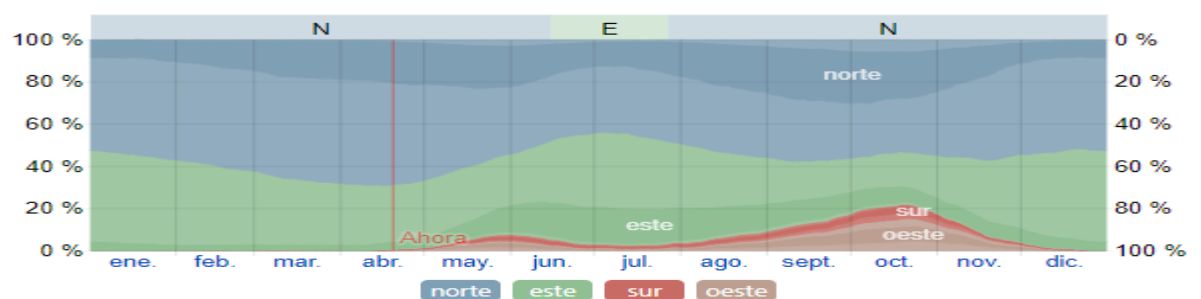
Figura 4. El promedio de la velocidad media del viento por hora (línea gris oscuro), con las bandas de percentil 25° a 75° y 10° a 90°.



Tomado de Weather Spark [14]

La dirección predominante promedio por hora del viento en Soledad varía durante el año. El viento con más frecuencia viene del este durante 1,4 meses, del 15 de junio al 27 de julio, con un porcentaje máximo del 53 % en 11 de julio. El viento con más frecuencia bien del norte durante 11 meses, del 27 de julio al 15 de junio, con un porcentaje máximo del 52 % en 1 de enero [14].

Figura 5. Dirección del viento



Nota: Tomado de Weather Spark [14]

El porcentaje de horas en las que la dirección media del viento viene de cada uno de los cuatro puntos cardinales, excluidas las horas en que la velocidad media del viento es menos de 1,6 *km/h*. Las áreas de colores claros en los límites son el porcentaje de horas que pasa en las direcciones intermedias implícitas (noreste, sureste, suroeste y noroeste) [14].

En el diseño por viento y su interacción con las estructuras, se pueden mencionar como las variables más importantes que hay que considerar en el fenómeno viento: la Velocidad de viento, la Turbulencia, los Efectos en dirección del viento, los Efectos transversales y la Inestabilidad. El viento actúa en general en diferentes direcciones, para el diseño debe investigarse cuál es la dirección que produce los efectos más desfavorables en el sistema estructural. En sistemas estructurales, con geometría regular es suficiente revisar en forma independiente la acción del viento en dos direcciones ortogonales, que pueden coincidir con el sistema de referencia de la planta de la estructura [7].

2.2.4. Presupuesto y costos

La estimación de costos y la elaboración de presupuestos, representa uno de los pasos más importantes en lo que se refiere la planificación de una obra. El presupuesto es una predicción monetaria o cálculo aproximado que representa realizar una actividad u obra determinada. En cada etapa de la construcción, el presupuesto representa la base para la toma de decisiones y, en los que se refiere en obras de carácter público (licitaciones), es el factor más importante en la adjudicación de contratos. Actualmente, la gran competitividad en el sector de la construcción hace que la estimación de costos sea una de las causas de éxito o fracaso de empresas. La elaboración de un presupuesto tiene su base en la asignación de un precio unitario a cada una de las actividades que

se desarrollan representadas por un volumen de obra. El costo total es la sumatoria de la multiplicación de los precios unitarios y la cantidad de cada ítem [5].

La determinación de los volúmenes de obra se basa en la interpretación de los planos y de las especificaciones técnicas, tanto para la elaboración de la propuesta como para la medición de obra para el pago de los trabajos realizados. La determinación de los volúmenes de obra (cálculos métricos) junto con los precios unitarios y de la duración de la obra son los factores determinantes para la realización de un presupuesto de obra. También hay que tener en cuenta que el presupuesto es el idioma con el que nos comunicamos con nuestro cliente. Este documento debe provenir de un estudio serio que refleje las ventajas nuestras con respecto a la competencia, basado en conocimientos reales de precios del mercado de materiales, equipos y personal, impuestos, retenciones, gastos administrativos y método constructivo utilizado [5].

El presupuesto de obra ha pasado a segundo plano, pues nos confiamos de presupuestos oficiales, que en casi todos los casos son mal elaborados, tomados de listas o estudios hechos años atrás. No debemos confiar y hacer nuestro propio estudio. Todos los casos de quiebras o pérdidas radican en el mal estudio del presupuesto de obra (o carencia de este). Se deben utilizar herramientas con bases de datos confiables que se dejen manipular con los datos de la empresa para que los resultados del estudio sean óptimos. Día a día el medio es más competitivo y debemos enfrentarnos a hacer la competencia con estudios juiciosos, donde expongamos nuestras fortalezas con cifras reales [5].

2.3. Contexto legal

2.3.1 Normativa sismorresistente colombiana (NSR-10)

El Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes expedido por medio del Decreto-Ley 1400 de 1984 fue un primer intento de normalización del diseño y construcción de estructuras en el medio nacional y estuvo vigente durante 14 años. Después, fue aprobada por el Congreso de la República la Ley 400 de 1997, al amparo de la cual se expidieron los Reglamentos de Construcción Sismo Resistente NSR-98 (1998), que substituyó al Código de 1984, y la actualización expedida en el 2010 como Reglamento NSR-10, hoy vigente [8].

El Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR -10 pretende evitar que los movimientos sísmicos ocasionen derrumbes o daños a las edificaciones e igualmente preservar la integridad física y los bienes de las personas. En ese sentido establece los requisitos de carácter técnico y científico para el diseño y construcción de estructuras sísmico-resistentes. Igualmente pretende garantizar estabilidad, bienestar y calidad de las construcciones y proteger la vida y patrimonio de los residentes [12].

3. Metodología

En la tabla 1 se encuentra el desarrollo metodológico de la pasantía empresarial, teniendo en cuenta los objetivos planteados.

Tabla 1. Desarrollo metodológico de la pasantía en el Grupo Inmobiliario Matinmo S A S

Objetivo	Actividad	Descripción	Actores
Prestar apoyo técnico en el análisis, calculo y diseño estructural para el proyecto “Centro	Realizar un análisis estructural detallado del centro comercial	Dentro de esta fase se realizó el pre-dimensionamiento el cual consistió en determinar las secciones de los elementos, el concreto a tomar y el tipo	Edgar Mateus Lizarazo. Tutor de la Empresa. Dayana Ortiz. Líder de

Objetivo	Actividad	Descripción	Actores
Comercial Soledad 2000” cumpliendo con los requisitos exigidos por la empresa y de acuerdo con lo planteado en la norma NSR-10.	Plaza Soledad 2000	de sistema estructural principal donde este proceso siempre trabajando del amano con el Ingeniero a cargo. El objetivo será la adopción de la solución óptima dentro de un conjunto de opciones de estructuración basados en requerimientos estructurales exigidos por la normativa sismo resistente NSR-10.	practicantes. Nathalia Maldonado Gómez. Practicante de Ingeniería Civil.
Realizar acompañamiento en las actividades que involucren costo presupuestal y programación de obra teniendo en cuenta las especificaciones técnicas del proyecto asignado por la empresa.	Realizar el diseño estructural del centro comercial Plaza Soledad 2000 Apoyo técnico-administrativo en la planificación de obra	En este proceso se tuvo en cuenta el análisis de la estructura cumpliendo derivas para ello se trabajó con el Software Etabs, también se tuvo en cuenta las acciones permanentes que tiene incidencia en la edificación, como la carga muerta, acciones variables como la carga viva, acciones accidentales como el viento y el sismo. Dentro del diseño estructural se determinó el refuerzo mínimo de la estructura. Para ello, con ayuda de Excel se programó la hoja de cálculo para sus respectivas cantidades. Se definió las cantidades de obra y materiales para la elaboración de presupuestos (Análisis de precios unitarios) Se definió las especificaciones técnicas del proyecto.	Arquitecta Dayana Ortiz. Líder de practicantes. Angelica Molina. Practicante de Arquitectura Nathalia Maldonado Gómez. Practicante de Ingeniería Civil.
Acompañar de manera teórica en los diferentes proyectos que cuenta la Empresa Matinmo SAS aportando ideas y soluciones en pro de esta.	Consulta de la normatividad aplicable al proyecto en el cual se esté trabajando. Apoyo técnico bajo software para análisis y verificación de diseños.	En este proceso, se dará respuesta sobre dudas que se generen por las arquitectas sobre diseños estructurales siempre apoyados de la norma sismorresistente NSR-10. Con ayuda de herramientas como AutoCAD, Revit y Etabs, se realizará un acompañamiento y verificación de diseños arquitectónicos y estructurales de proyectos en los cuales se encuentre trabajando la Empresa.	Arquitecta Dayana Ortiz. Líder de practicantes. Nathalia Maldonado Gómez. Practicante de Ingeniería Civil.

Nota: La tabla plantea las diferentes actividades a realizar según el objetivo estipulado en la pasantía empresarial. Autoría propia

4. Procedimiento

Para lograr un procedimiento adecuado se realizó una interpretación de planos para identificar los elementos que componen la estructura y de esta manera contextualizar el paso a paso del proyecto.

4.1 Diseño estructural plaza Soledad 2000

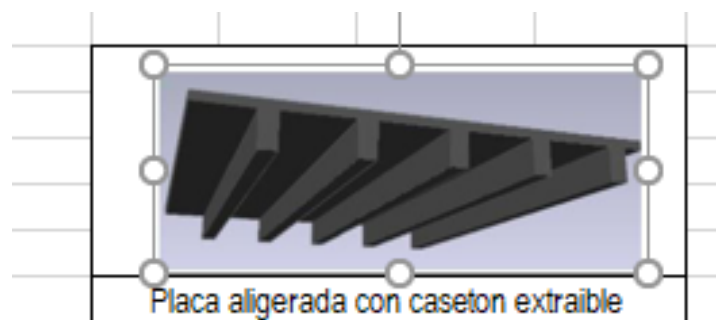
Figura 6. *Materiales de los elementos estructurales*

DIMENSIONAMIENTO Y ANALISIS ESTRUCTURAL				
PLAZA SOLEDAD 2000				
1. Materiales				
1.1. Concreto				
$f'c$	21	MPa		$f'c$ = resistencia del concreto a compresión
E	18	GPa		E= modulo de elasticidad del concreto
ρ	2400	Kg/m ³		ρ =densidad
1.2. Acero estructural A36				
E	200	Gpa		E= modulo de elasticidad del acero
ρ	7860	Kg/m ³		ρ =densidad

Autoria propia

4.1.1 Análisis estructural del tipo de losa

Figura 7. *Placa aligerada*



Autoria propia

Para el cálculo de la dimensión de la losa se debe tener en cuenta siempre la luz más larga entre columnas. Para el cálculo del espesor de la losa se utiliza la tabla propuesta C.R.9.5(a) de la NSR-10.

Figura 8. *Espesor de losa*

Altura(h)= L/14	L=	8.59	aproximacion
	h=	0.6	0.6 m
Separacion de viguetas entre ejes	Svt=	1.534	Según la NSR-10 no debe exceder el 1.2 m, se toma
	Svt=	1.0	1.0 m

Autoria propia

Tabla 2. *Pre-dimensionamiento de viga*

Altura (h) = L/14	L=	8.59 m	Aproximación
Ancho (a) = 0.4 (h)	h=	0.6m	0.6 m
	a=	0.25 m	0.25 m

Nota: cálculo realizado con el fin de determinar las dimensiones de la viga. Autoria propia

- Pre-dimensionamiento de Columna

En la NSR-10 no establece las alturas(h) ni ancho(a) correspondientes a la capacidad de disipación de energía mínima (DMI). Por ende, se toma el mismo ancho de la viga.

$$H= 0.25 \text{ m}$$

$$A= 0.25 \text{ m}$$

- Pre-dimensionamiento de Muros

Todos los muros tienen una longitud de 1 m con el fin de facilitar el diseño.

Tabla 3. *Pre-dimensionamiento de muros*

Altura del entrepiso	4.1 m
Espesor de muro	0.1 m
Longitud	1 m
Altura	3.5 m

Autoria propia

- Cálculo de cargas muertas entrepiso (D)

Carga muerta torta superior $\gamma * e$ KN/m²

Carga muerta torta superior 1.8 KN/m²

- Carga muerta de viguetas (D)

$$D \text{ Viguetas} = \frac{\gamma * A_{\text{vertical}}}{L_{\text{aficiente}}}$$

D viguetas	1.94	KN/m ²
------------	------	-------------------

- Carga piso: Baldosa cerámica (20mm) sobre (25mm de mortero), la carga muerta utilizada es 1.10KN/m² extraído NSR-10 tabla B.3.4.1-3.

$$D \text{ carga piso} = 1.1 \text{ KN/m}^2$$

- Carga enchape 1° piso: Según la norma técnica colombiana NTC 919 para baldosas cerámicas el espesor debe ser 8mm y para la carga se utiliza tabla B.3.4.2-3 de la NSR-10 lo cual corresponde a 0.015(por mm de espesor).

$$D \text{ enchapa} = 0.12 \text{ KN/m}^2$$

- Carga cielo raso 1° piso: Entramado metálico suspendido afinado en yeso extraído de la NSR-10 tabla B.3.4.1-1 con un valor de carga de 0.50KN/m².

$$D \text{ cielo raso} = 0.5 \text{ KN/m}^2$$

- Carga de mampostería bloque de arcilla 1° piso: Se utilizo la tabla B.3.4.2-4 NSR-10 para conocer la carga. Ladrillo H10 pañetado en ambas caras.

$$D \text{ mampostería} = \frac{\gamma * e * h * l}{\text{Area Total}}$$

Tabla 4. *Carga muerta de mampostería*

Carga muerta de mampostería	
Carga	1.8 KN/m ²
Altura	3.5 m
Longitud del muro	164.96 m
Área total	1027.63 m ²
D mampostería H-10	1 KN/m ²

Nota: carga muerta total de la mampostería para ello se utilizaron ladrillos H-10. Autoria propia

- Carga de mampostería vidrio 1° piso: Fachada es de vidrio de seguridad. Se utilizo los valores de la empresa Vitelsa para saber el espesor del vidrio(10mm).

Tabla 5. *Mampostería de vidrio primer nivel*

Vidrio primer nivel	
Densidad fibra de vidrio	25.28 KN/m ³
Espesor	0.01 m
Altura de entepiso	3.5 m
Longitud muro de vidrio	60.39 m
Área total	1,027.63 m ²
D mampostería vidrio	0.052 KN/m ²

Nota: carga muerta total de mampostería de vidrio del primer nivel. Autoria propia

4.1.2 Análisis de cubierta

- Pre-dimensionamiento de Cubierta: para la cubierta utilizaremos vigas, viguetas metálicas y lamina Smart.

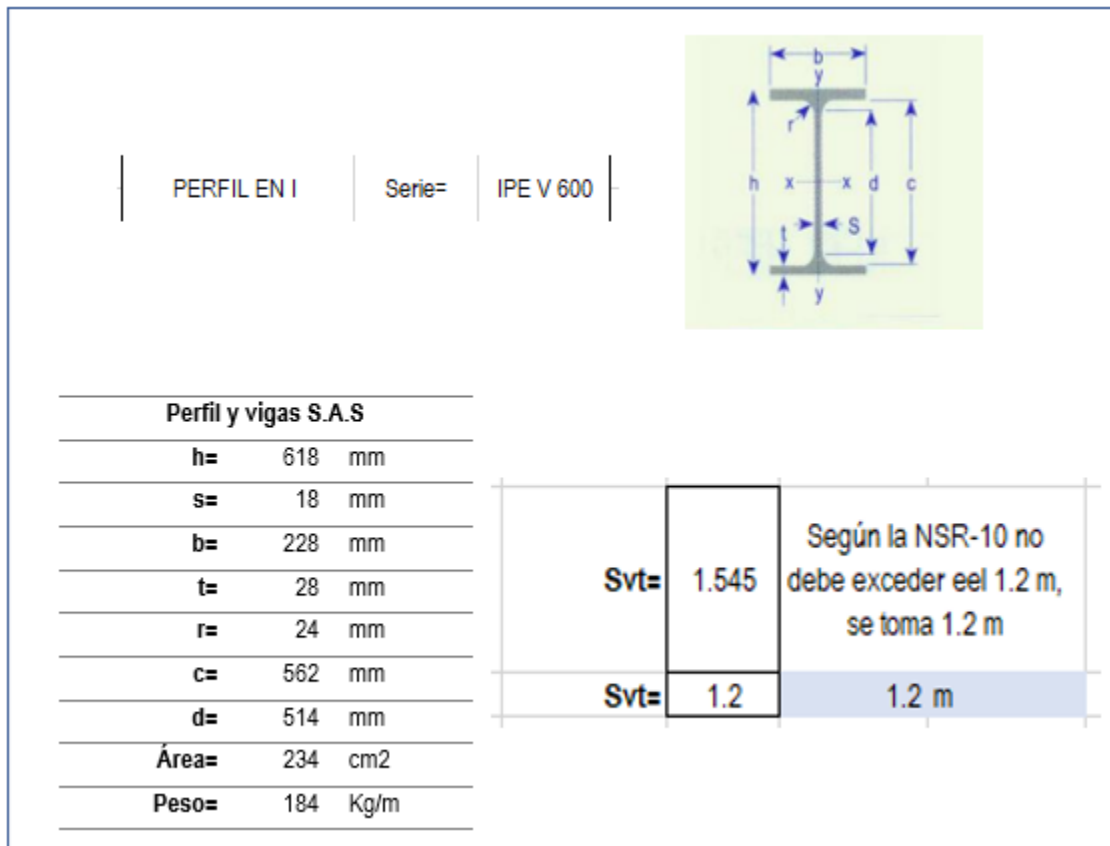
L/14

L= 8.59 m

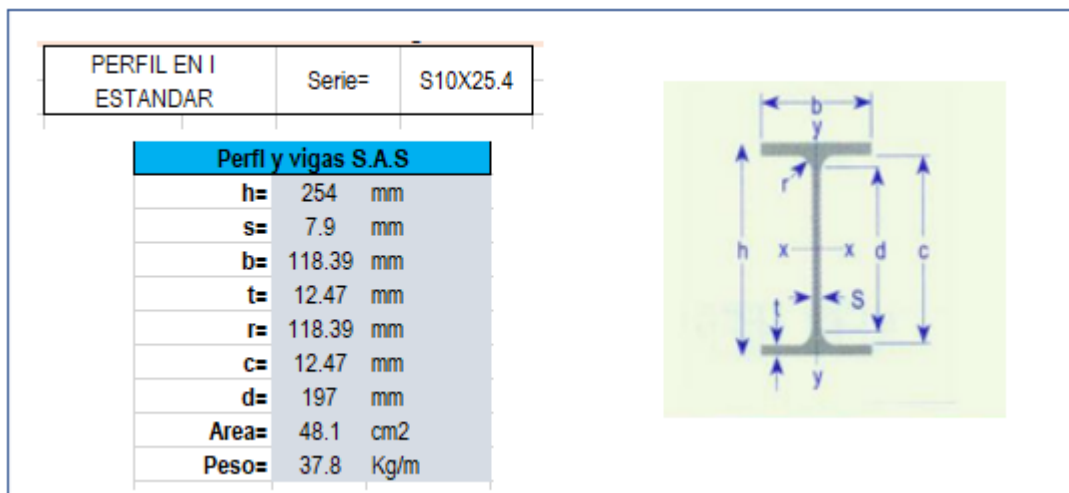
Aproximación

E= 614 mm

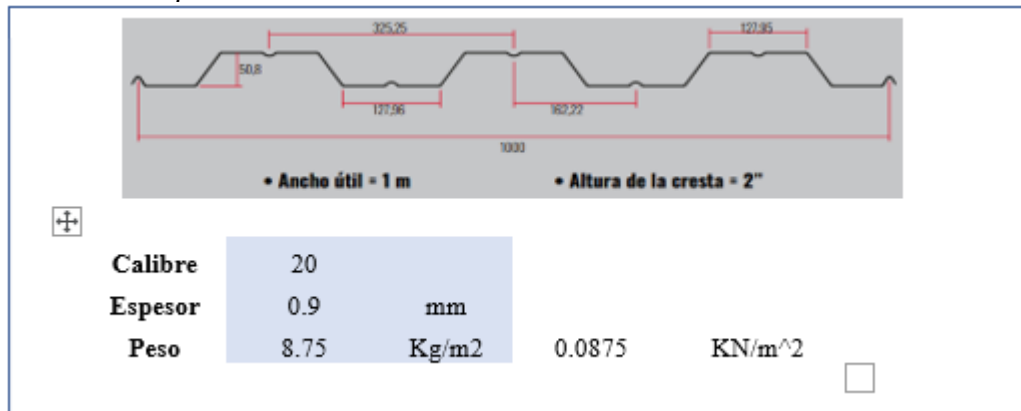
620mm

Figura 9. Pre-dimensionamiento de vigas en estructura metálica

Autoría propia

Figura 10. Pre-dimensionamiento de viguetas en estructura metálica

Autoría propia

Figura 11. Material para la cubierta

Autoría propia

- Cálculo de cargas muerta cubierta (D)

$$D \text{ Viguetas} = \frac{\gamma \cdot A_{\text{vertical}}}{L_{\text{afuerente}}}$$

$$D \text{ viguetas} = 4.05 \text{ KN/m}^2$$

$$D \text{ cubierta} = 0.09 \text{ KN/m}^2$$

- Carga enchapa 2º piso: Según la norma técnica colombiana NTC 919 para baldosas cerámicas el espesor debe ser 8mm y para la carga se utiliza tabla B.3.4.2-3 de la NSR-10 lo cual corresponde a 0.015(por mm de espesor).

$$D \text{ enchape} = 0.12 \text{ KN/m}^2$$

- carga cielo raso 2º piso: Entramado metálico suspendido afinado en yeso extraído de la NSR-10 tabla B.3.4.1-1 con un valor de carga de 0.50KN/m².

$$D \text{ cielo raso} = 0.5 \text{ KN/m}^2$$

- Carga piso 2º piso: ° Baldosa cerámica (20mm) sobre (25mm de mortero), la carga muerta utilizada es 1.10KN/m² extraído NSR-10 tabla B.3.4.1-3.

$$D \text{ carga piso} = 1.1. \text{ KN/m}^2$$

- Carga de mampostería vidrio 2° piso: Fachada es de vidrio de seguridad. Se utilizo los valores de la empresa Vitelsa para saber el espesor del vidrio(10mm).

Tabla 6. *Mampostería de vidrio segundo nivel*

Vidrio segundo nivel	
Densidad fibra de vidrio	25.28 KN/m ³
Espesor	0.01 m
Altura de entrepiso	3.5 m
Longitud muro de vidrio	61.26 m
Área total	1,027.63 m ²
D mampostería vidrio	0.053 KN/m ²

Autoría propia

- Carga de mampostería bloque de arcilla 2° piso: Se utilizo la tabla B.3.4.2-4 NSR-10 para conocer la carga. Ladrillo H10 pañetado en ambas caras.

$$D_{\text{mampostería}} = \frac{\gamma * e * h * l}{A_{\text{total}}}$$

Tabla 7. *Carga muerta de mampostería de segundo nivel*

Carga muerta de mampostería		
Carga	1.8	KN/m ²
Altura	3.5	m
Longitud del muro	181.15	m
Área total	1027.6316	m ²
Dmamp-H10	1.11	KN/m ²

Autoría propia

4.1.3 Carga muerta (D)

Carga muerta 1° piso = 6.51 KN/m²

Carga muerta 2° piso = 2.38 KN/m²

Carga muerta total cubierta = 4.63 KN/m²

4.1.4 Carga viva (L)

Al tratarse de locales comerciales se tendrá en cuenta la ocupación y uso de comercio para mayoristas. Tabla B4.2.1-1 NSR-10.

$$\text{Carga viva} = 6 \text{ KN/m}^2$$

Carga viva cubierta: Cubierta inclinadas con pendiente de 15° o menos en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada.

$$\text{Carga viva} = 0.5 \text{ KN/m}^2$$

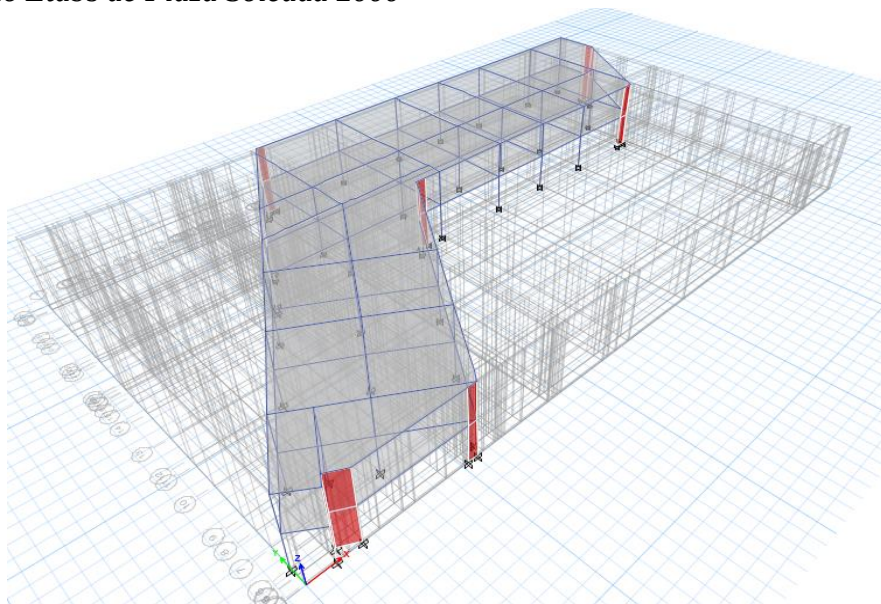
4.1.5 Carga ultimo

$$\text{Carga ultima } 1^\circ 2^\circ = 20.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Carga ultima cubierta} = 6.36 \text{ KN/m}^2$$

4.2 Modelo de Etabs

Figura 12. *Modelo Etabs de Plaza Soledad 2000*



Autoría propia

4.3 Peso propio

Para el cálculo del peso propio de la edificación se tuvo en cuenta el número de columnas, las longitudes de las vigas, también se tuvieron en cuenta las respectivas secciones transversales de los elementos estructurales, dando como resultado un valor de 15159.79 KN. Todo el proceso se plasma en el libro de Excel donde se puede corroborar su procedimiento.

4.4 Espectro

El proceso para el cálculo del espectro elástico de aceleración para análisis como fracción de gravedad se tuvo en cuenta lo plateado en la NSR-10 Título A- Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente. Todo el acompañamiento de dicho calculo estuvo bajo la supervisión del Ingeniero Diego. Dando como resultado la siguiente grafica.

Figura 13. Espectro elástico de aceleración para análisis como fracción de gravedad para la plaza Soledad 2000.



Autoría propia

4.5 Irregularidades

Para determinar la regularidad o irregularidad del sistema en planta, se toma como referente la Tabla A.3-6 y Tabla A.3-7 de la NSR.10 con las irregularidades tanto en planta, como en altura. A continuación, se presenta la irregularidad en planta y altura:

Figura 14. Irregularidad en planta y altura

IRREGULARIDAD EN PLANTA		$\phi_a =$	0.9
Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$ $1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 > 1.1 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$		1ap=	1
Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.9$ $\Delta_1 > 1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$		1bp=	1
		1p=	1
Tipo 2P — Retrocesos en las esquinas $\phi_p = 0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$		2p=	0.9
Tipo 3P — Irregularidad del diafragma $\phi_p = 0.9$ 1) $C \times D > 0.5A \times B$ 2) $(C \times D + C \times E) > 0.5A \times B$		3p=	1
Tipo 5P — Sistemas no paralelos $\phi_p = 0.9$		4p=	1
Tipo 6P — Desplazamiento de los planos de Acción $\phi_p = 0.9$		5p=	1
IRREGULARIDAD EN ALTURA		$\phi_a =$	1
Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_s = 0.9$ $0.60 \text{ Rígido } K_D \leq \text{Rígido } K_1 < 0.70 \text{ Rígido } K_2$ $0.70 (K_D + K_1 + K_2) / 3 \leq \text{Rígido } K_1 < 0.80 (K_D + K_1 + K_2) / 3$		1aA=	1
Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_s = 0.9$ $\text{Rígido } K_1 < 0.60 \text{ Rígido } K_D$ $\text{Rígido } K_1 < 0.70 (K_D + K_1 + K_2) / 3$		1bA=	1
		1A=	1
Tipo 2A — Distribución masa $\phi_s = 0.9$ $m_D > 1.50 m_1$ $m_D > 1.50 m_2$		2A=	1
Tipo 3A — Geométrica $\phi_s = 0.9$ $a > 1.30 b$		3A=	1
Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción $\phi_s = 0.8$ $b > a$		4A=	1
Tipo 5aA — Piso débil $\phi_s = 0.9$ $0.65 \text{ Resist. Piso C} \leq \text{Resist. Piso B} < 0.80 \text{ Resist. Piso C}$		5aA=	1
Tipo 5bA — Piso débil extremo $\phi_s = 0.8$ $\text{Resistencia Piso B} < 0.65 \text{ Resistencia Piso C}$		5bA=	1

pr se determina con base a A.3.3.B AUSENCIA DE REDUCCION EN EL SISTEMA ESTRUCTURAL DE RESISTENCIA SISMICA		Para el calculo del Ro se usa la tabla relacionada con el sistema estructural	
$\phi_t =$	1	SISTEMA ESTRUCTURAL	TABLA PAG NSR10 PAG
		muros de carga	A.3-1 AS2 196
		combinado	A.3-2 AS3-AS4 197-198
		portico resistente a momentos	A.3-3 AS5 199
		Dual	A.3-4 AS6-AS7 200-201
		Ro=	2
		R	1.8

Basados en el Reglamento NSR-10. Autoria propia

En consecuencia, la estructura si presenta irregularidad de retrocesos en las esquinas debido a la forma de la edificación. Entonces, la irregularidad deberá ser afectadas por un factor equivalente a 0.9.

4.6 Fuerzas horizontales equivalente

El reglamento colombiano de construcción sismo resistente (NSR-10), en la sección A.3.4.2.1, exige que el método de fuerza horizontal equivalente se debe utilizar en las edificaciones regulares e irregulares, en zona de amenaza sísmica baja. El proyecto como ya se había mencionado hace parte de esta condición.

El sistema de la fuerza horizontal equivalente FHE, se utiliza para evaluar las fuerzas sísmicas de diseño y consiste en reemplazar las fuerzas del sismo por fuerzas laterales F_x , que son aplicadas a nivel de piso, equilibrando el cortante de base. Para la determinación de este método se siguió los siguientes pasos:

1. Evaluación de la masa
2. Cálculo del periodo fundamental
3. Cálculo del espectro de diseño
4. Determinación del cortante de base
5. Aplicación de las fuerzas sísmicas para cada nivel del edificio
6. Control y chequeo de derivas.

Dando como respuesta lo mostrado en la figura 10.

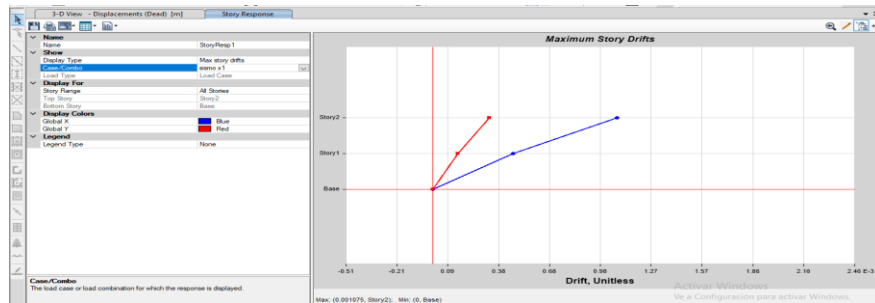
Figura 15. Distribución de FHE

DISTRIBUCION FHE EN ALTURA						
Piso	m	h	h^k	mh^k	C_v	F
1	188.047	4.1	4.6496	874.3409995	0.131282108	929.8484327
2	584.890	8.2	9.8919	5785.675478	0.868717892	6152.97839
	772.937			6660.016478	1	7082.826823

Autoría Propia

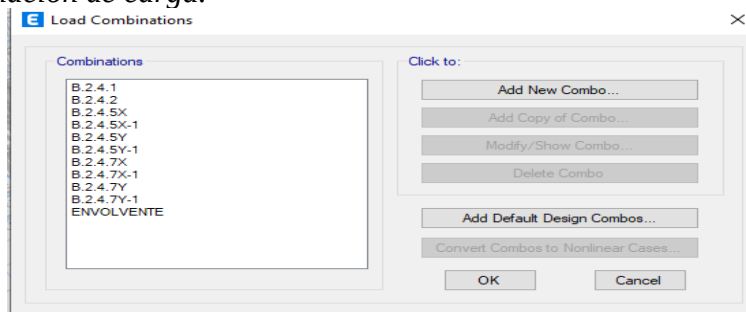
4.7 Deriva

Se comprobó que la deriva resultante, en todo nivel de la edificación, sea menor al 1% según lo establecido en la NSR-10.

Figura 16. Distribución de FHE

Autoría Propia

4.8 Combinación de carga en ETBAS

Figura 17. Combinación de carga.

Autoría propia

4.9 Carga de viento

Para el cálculo de las cargas de viento se tuvieron en cuenta todas las condiciones previstas en la NSR-10. A continuación, se presentan las tablas con los respectivos cálculos.

Tabla 8. *Datos iniciales de carga de viento en Soledad-Atlántico*

Ubicación de la edificación	Departamento Municipio Zona	Atlántico Soledad Urbana
grupo de uso de la estructura	II. Estructuras de ocupación especial	
riesgo de huracanes		S I
coeficiente de importancia (i)		1
zona geográfica		5
velocidad de viento (km/h)		130
categoría de exposición		D
Angulo de inclinación de la cubierta (grados)		11
altura de la edificación (m)		8.2
λ		1.63
KZT		1

Nota. Se presenta los respectivos datos para lograr un cálculo correcto de carga de viento. Autoría propia.

Tabla 9. *Presiones horizontales, verticales y aleros*

	Presiones Horizontales (KN/m2)				Presiones verticales (KN/m2)				Aleros	
	A	B	C	D	E	F	G	H	Eoh	Goh
Ps10	0.57	-0.23	0.38	-0.13	-0.60	-0.36	-0.41	-0.28	-0.83	-0.65
Ps	0.93	-0.37	0.62	-0.21	-0.98	-0.59	-0.67	-0.46	-1.36	-1.06

Nota. Datos representativos de presiones horizontales, verticales y aleros en unidades de KN/m2. Autoría propia

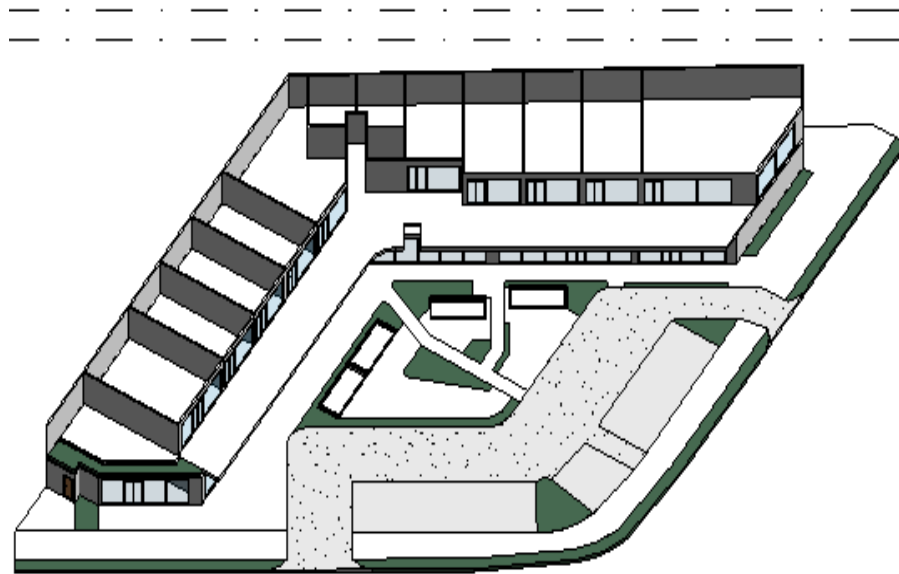
Tabla 10. *Carga de viento de Soledad-Atlántico*

Carga de viento	
presión horizontal máxima (KN/m ²)	0.93
presión vertical máxima (KN/m ²)	-0.98
presión máxima aleros (KN/m ²)	-1.36

Nota. Con ayude de la tabla 4 y 5 y con las respectivas formulas planteadas en la NSR-10 se logró la carga final de viento. Autoría propia

4.10 Modelo en Revit

A continuación, se presenta un boceto en 3D del proyecto soledad 2000, el cual es fundamental para tener una idea clara y concisa de lo deseado por la empresa.

Figura 18. *Modelo en Revit del proyecto Plaza Soledad 2000*

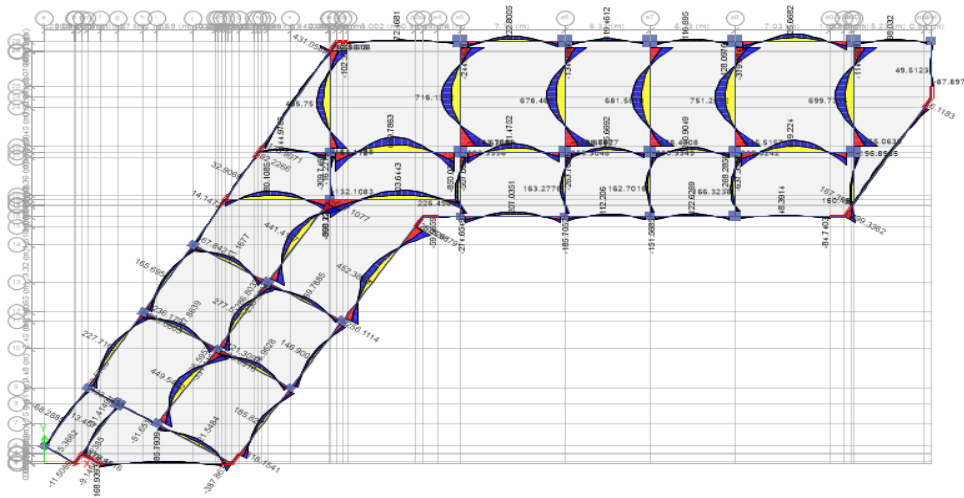
La figura 18 contiene el diseño arquitectónico de proyecto de la plaza Soledad 2000. Tomado de: Dayana Ortiz Rojas arquitecta de la empresa Matinmo 2021, [2].

4.11 Diseño estructural viga

En el proceso de diseño estructural en vigas, se brindó un apoyo para el cálculo de cantidades de acero estructural. Para ello, se programó un Excel el cual contiene, los datos geométricos, generalidades, las propiedades de acero y hormigón, el diseño por flexión, el diseño por cortante y la longitud de desarrollo y traslapo.

Con ayuda del modelo en Etabs se extrajeron los momentos con las cargas de la envolvente presentes en las vigas con el fin de realizar el diseño correspondiente. En la figura 12 se muestra un ejemplo de ella.

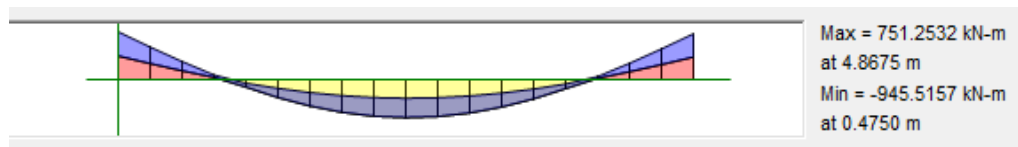
Figura 19. Momentos últimos de proyecto Plaza Soledad 2000



Autoría propia

4.11.1 Cálculo de acero viga a tracción

Figura 20. Viga a flexión y compresión, Modelo Etabs.



Autoría propia

Figura 21. *Procedimiento de viga a tensión*

Datos geométricos		Generalidades			Propiedades (Steel y Concrete)		As requerido	1276.952083	
Base(b)	0.65	m	Tipo(Acero)	Diámetro (m)	f'c	21	MPa	AS calculado	3879.48
Altura(h)	0.65	m	7	0.022225	fy(Acero)	420	MPa		
Recubrimiento	0.04	m			Factor(NSR-10)	3900			
d(exacto)	0.589	m	f'c		Ec(Modulo elasticidad)	17.87	GPa		
Cantidad de acero	10		Alpha α	<28	0.72	Es(Modulo elasticidad)	200	GPa	
Área Concreto(Ac)	0.4225	m²				n(Razón modular)	11.19		
Área Acero(As)	3.88E-03	m²	Ø#3 Estribo	0.009525	m	Cuantía real P	1.01E-02		
(# espacios)	9		εu	0.003		Cuantía balanceada	2.12E-02		
Distancia sobrante	10.01	cm	εy	0.0021	Convención	Cuantía Max(NSR-10)	0.025		
Separación mínima -estribos(s)	0.295	m	k	0.376	mayor	Cuantía min(NSR-10)	0.0027		
Cantidad de acero transversal	4		J	0.875	menor		0.0033		
Área de acero transversal(Av)	2.850E-04	m²	Separación estribos(s)	0.35		Acero mínimo(NSR-10)	1.28E-03	m²	

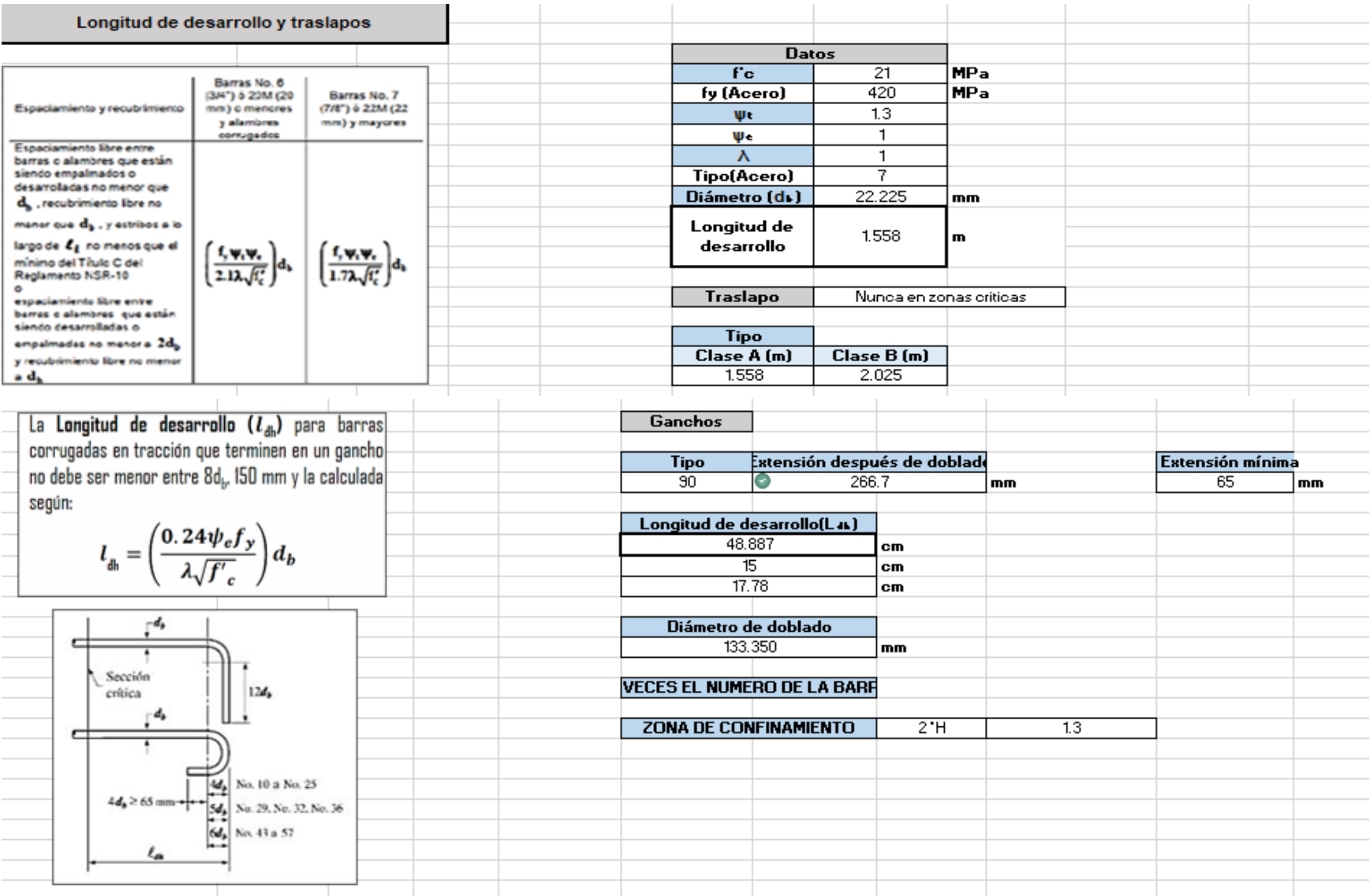
Diseño por flexión (M)							
PRIMERA ETAPA							
Momento de fisuración	$f_{cr} \leq 0,10 f'c$		Formula	$M = \frac{\sigma_T \cdot I}{c}$			
Calculo de centroide e inercia	Figura N°	y [m]	A[m2]	y*A [m3]	Ix [m4]	dy [m]	dy2*Área [m4]
	1[Concreto]	0.325	0.4225	0.1373125	1.49E-02	2.26E-02	2.16E-04
	2[Acero]	0.061	3.95E-02	2.40E-03	0.00E+00	2.42E-01	2.31E-03
	3[]						
	4[]						
	Total		0.4620	1.40E-01	1.49E-02	-	2.53E-03
SEGUNDA ETAPA							
Momento lineal(Elastico)	$f_{cr} > 0,10 f'c$		Formula	$M = \frac{f'c}{2} (j \cdot d^2 \cdot b \cdot k)$			
	$f_c \leq 0,5 f'c$						
TERCERA ETAPA							
Momento ultimo	$f_c > 0,5 f'c$		Formula	$M = f_y \cdot \rho \cdot b \cdot d^2 (1 - 0,59 \rho \cdot \frac{f_y}{f'c})$			
	Falla dúctil						
	Poco acero; mayores deformaciones						
	M	845.5430	kN.m				
	Mn(NSR-10)	760.9887	kN.m				
	Mu(Diagrama)	751.26	kN.m				

Diseño por cortante (V)				
Cortante resistente del concreto (V_c)	Cortante resistente del acero (V_s)	Cortante resistente nominal (V_n)	Cortante ultimo de diseño (V_u)	
298.438	239.419	✓ 403.393	374.3917	kN

Cortante máximo diagrama		kN
429		
Luz	9.26	
L/2	4.63	
Distancia (V_u)	4.041	

Autoria propria

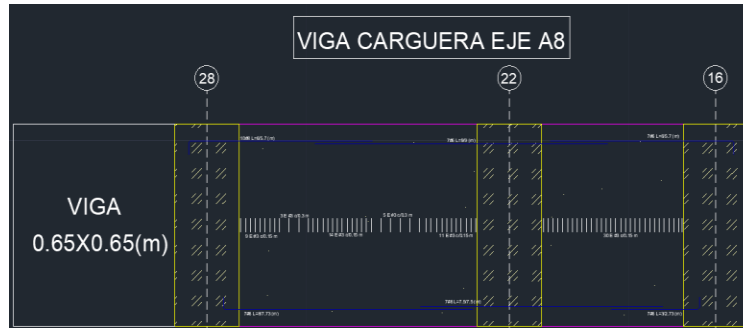
Figura 22. Longitud y desarrollo de traslapo a tensión



Autoria propia

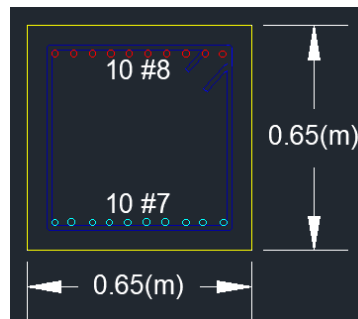
4.11.1.1 Despiece de viga a tracción

Figura 23. *Despiece de viga a tracción*



Autoría propia

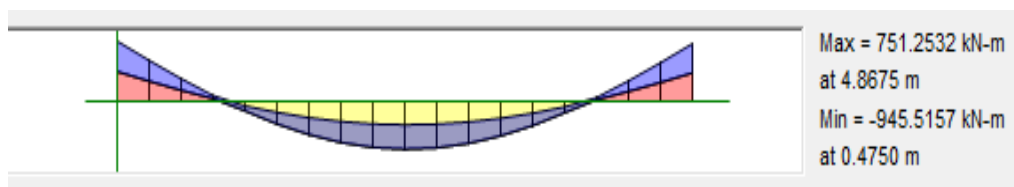
Figura 24. *Sección transversal de viga a tracción*



Autoría propia

4.11.2 Calculo de acero viga a compresión

Figura 25. *Viga a flexión y compresión, Modelo en Etabs*



Autoría propia

Figura 26. Procedimiento de viga a compresión

Datos geométricos		Generalidades		Propiedades (Steel y Concrete)		As requerido	1273.5125	
Base(b)	0.65 m		Tipo(Acero)	Diámetro (m)	f'c	21 MPa	AS calculado	5067.07
Altura(h)	0.65 m		8	0.0254	fy(Acero)	420 MPa		
Recubrimiento	0.04 m				Factor(NSR-10)	3900		
d(exacto)	0.588 m		f'c		Ec(Modulo elasticidad)	17.87 GPa		
Cantidad de acero	10	Alpha α	<28	0.72	Es(Modulo elasticidad)	200 GPa		
Área Concreto(Ac)	0.4225 m ²		Ø#3 Estribo	0.009525 m	n(Razón modular)	11.19		
Área Acero(As)	5.07E-03 m ²		ε _u	0.003	Cuantía real ρ	1.33E-02		
(# espacios)	9		ε _y	0.0021	Cuantía balanceada	2.12E-02		
Distancia sobrante	6.835 cm		k	0.416	Convención	Cuantía Max(NSR-10)	0.025	
Separación mínima -estribos(s)	0.294 m		J	0.861	mayor	Cuantía min(NSR-10)	0.0027	
Cantidad de acero transversal	4		Separación estribos(s)	0.35	menor		0.0033	
Área de acero transversal(Av)	2.850E-04 m ²					Acero mínimo(NSR-10)	1.27E-03 m ²	

Diseño por flexión (M)							
PRIMERA ETAPA							
Momento de fisuración	f _{cT} ≤ 0.10 f'c		Formula	M = $\frac{\sigma_T \cdot I}{c}$			
Calculo de centroide e inercia	Figura N°	y [m]	A[m2]	y*A [m3]	Ix [m4]	dy [m]	dy2*Área [m4]
	1[Concreto]	0.325	0.4225	0.1373125	1.49E-02	2.86E-02	3.46E-04
	2[Acero]	0.062	5.16E-02	3.21E-03	0.00E+00	2.34E-01	2.83E-03
	3[]						
	4[]						
Total			0.4741	1.41E-01	1.49E-02	-	3.18E-03
SEGUNDA ETAPA							
Momento lineal(Elástico)	f _{cT} > 0.10 f'c f _c ≤ 0.5 f'c		Formula	M = $\frac{f'c}{2} (J \cdot d^2 \cdot b \cdot k)$			
TERCERA ETAPA							
Momento ultimo	f _c > 0.5 f'c Falla dúctil Poco acero; mayores deformaciones		Formula	M = f _y · ρ · b · d ² (1 – 0.59ρ · $\frac{f_y}{f'c}$)			
				M	1055.1221	kN.m	
				Mn(NSR-10)	949.6099	kN.m	
				Mu(Diagrama)	945.52	kN.m	

Diseño por cortante (V)		
Cortante resistente del concreto (Vc)	Cortante resistente del acero (Vs)	Cortante resistente nominal (Vn)
297.634	239.419	402.790

Cortante ultimo de diseño (Vu)	
374.5388	kN

Cortante máximo diagrama	
429 kN	
Luz	9.26
L/2	4.63
Distancia (Vu)	4.042

Autoria Propia

Figura 27. Longitud de desarrollo y traslapo a compresión

Longitud de desarrollo y traslapos		
Espaciamiento y recubrimiento Espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo empalmados o desarrollados no menor que d_b, recubrimiento libre no menor que d_b, y estribos a lo largo de l_d no menos que el mínimo del Título C del Reglamento NSR-10 o espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo desarrollados o empalmados no menor a $2d_b$ y recubrimiento libre no menor a d_b.	Barras No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm) o menores y alambres corrugados $\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	Barras No. 7 (7/8") ó 22M (22 mm) y mayores $\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$

Datos		
f'_c	21	MPa
f_y (Acero)	420	MPa
ψ_t	1.3	
ψ_e	1	
λ	1	
Tipo(Acero)	8	
Diámetro (d_b)	25.400	mm
Longitud de desarrollo	1.780	m

Traslapo		Nunca en zonas críticas
Tipo		
Clase A (m)	1.780	Clase B (m)
		2.314

La Longitud de desarrollo (l_{dh}) para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho no debe ser menor entre $8d_b$, 150 mm y la calculada según:

$$l_{dh} = \left(\frac{0.24 \psi_e f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

Ganchos		
Tipo	Extensión después de doblado	Extensión mínima
90	304.8 mm	65 mm

Longitud de desarrollo(L_{d1})	
55.871	cm
15	cm
20.32	cm

Diámetro de doblado	
152.400	mm

VECES EL NUMERO DE LA BARRA

ZONA DE CONFINAMIENTO	
2*H	1.3

Autoria propia

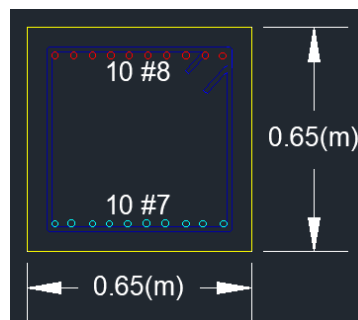
4.11.2.1 Despiece de viga a compresión

Figura 28. Despiece de viga a compresión



Autoría propia

Figura 29. Sección transversal de viga a compresión



Autoría propia

Los cálculos se repiten para vigas cargueras y sísmicas. Todos los cálculos realizados estuvieron bajo la supervisión del Ingeniero de la Empresa Matinmo S A S.

Tabla 11. Datos de viga carguera para su diseño

Viga carguera	V0.65X0.65 m
F'C	21 Mpa
cantidad de acero tracción	10
tipo de acero tracción	#7
diámetro de acero tracción	0.02225 m
cantidad de acero compresión	10
tipo de acero tracción	#8
diámetro de acero compresión	0.0254 m

Nota: Valores suministrados por el programa Excel. Autoría propia

Tabla 12. *Datos de viga carguera para su diseño*

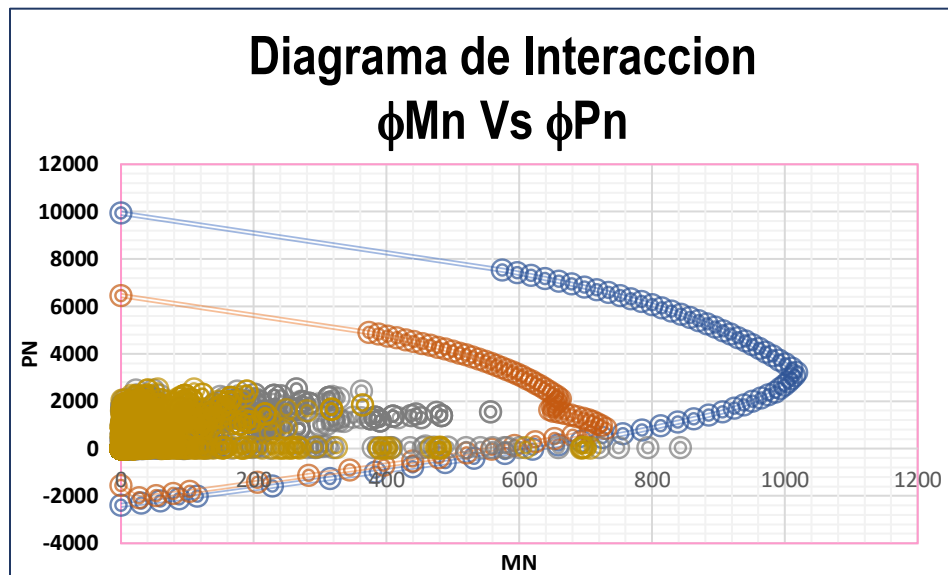
Viga sísmica	V0.65X0.65 m
F'C	21 Mpa
cantidad de acero tracción	4
tipo de acero tracción	#7
diámetro de acero tracción	0.02225 m
cantidad de acero compresión	5
tipo de acero tracción	#7
diámetro de acero compresión	0.02225 m

Nota: Valores suministrados por el programa Excel. Autoría propia

4.12 Diseño de columnas

En el proceso de diseño estructural en columnas, se brindó un apoyo para el cálculo de cantidades de acero estructural. Para ello, se programó un Excel el cual contiene, los datos de columna, especificaciones, especificaciones del acero, recubrimiento, diagrama de interacción, ubicación del refuerzo transversal en zona confinada y no confinada y acero mínimo requerido.

Para lograr el diseño se extrajo las cargas axiales (P) y momentos flectores (M) presentes en las columnas y comprobar por medio del diagrama de interacción cuales columnas resisten los estados de fallas de compresión, balanceada, flexión pura y tracción de las secciones transversales de las columnas en cuestión.

Figura 30. *Diagrama de Interacción*

Autoría propia

Se realizó el cambio de varias secciones transversales para que se encuentren en el rango permitido. En la siguiente tabla se muestra las secciones establecidas.

Tabla 13. *Secciones transversales de columnas*

Secciones transversales modificadas

C0.75X0.75 m Concreto 21 Mpa

C0.85X0.85 m Concreto 21 Mpa

C0.95X0.95 m Concreto 21 Mpa

C 1.1X1.1 m Concreto 21 Mpa

Nota: Columnas asignadas en el proyecto Soledad 2000. Autoría propia

A continuación, se realizó el diseño de la columna 0.65x0.65 m.

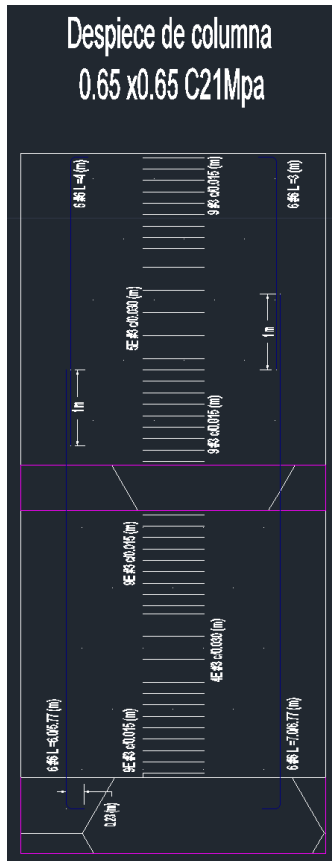
Figura 31. Diseño de columna 0.65X0.65 m

DATOS COLUMNA		CACIÓN REFUERZO TRANSVERSAL ZONA CONFINADA		GANCHOS NECE	
Altura entrepiso (mm)	4100	Lo ¹ (mm ²)	650	1	71.26
Bz(mm)	650	Lo ² (mm ²)	683.3333	2	142.51
Bg(mm)	650	Lo ³ (mm ²)	450	3	213.77
Recubrimiento (mm)	40	Lo (mm)	683.3333	4	285.02
F ^c	21	CION REFUERZO TRANSVERSAL EN LA ZONA NO CONF		5	356.28
F _y	420	S ¹ (mm ²)	162.50	6	427.53
Cantidad	6	S ² (mm ²)	114.30	7	498.79
Tipo de varillas (#)	6	S ³ (mm ²)	145.11	8	570.05
Cantidad de estribos en el centro de la columna	11	S (mm)	114.30	9	641.30
Tipo de estribo (#)	3	RO MINIMO REQUERIDO EN LA ZONA DE CONFINAMINI		10	712.56
Aneta (mm ²)	422500	sh presentado (mm ²)	356.28	11	783.81
Ach (mm ²)	324300	h min permitido (mm)	334.77	12	855.07
Cantidad de estribos en la zona confinada	5	Ash	CUMPLE	13	926.32
Hx (Par)	214.665	Excel del Proyecto		14	997.58
Hx (ImPar)	265.95	TIPO DE VARILLA	CANTIDAD	15	1068.84
El cantidad es	Hx (Par)	d(mm)	METRO DE VARILLA	16	1140.09
Hx tomado	214.665	As(mm ²)		17	1211.35
cantidad de ganchos inicial	2	Pmax	9935.818	18	1282.60
Total estribos en la zona	5	Pmin	-2394.19	19	1353.86
Cantidad de estribos en la zona	5	cuantia	0.013492	20	1425.11
Ash tomado	356.28	CUMPLE			
Cantidad de ganchos	3				
DATOS DE LA COLUMNA		TIPO DE VARILLA		Excel del Proyecto	
bz(mm)	650	6	6	Pmax	9935.818
bg(mm)	650	2	2	Pmin	-2394.19
	422500	3	2	cuantia	0.013492
ESPECIFICACIONES		4	2	CUMPLE	
Recubrimiento(mm)	40	5	2		
f ^c (Mpa)	21	6	6		
Fy(Mpa)	420	7	0		
modulo de elasticidad E	200000	8	0		
eu	0.003	9	0		
beta	0.8	10	0		
ESPECIFICACIONES DEL ACERO		11	0		
Tipo de varilla	diametro (mm)	12	0		
6	19.05	13	0		
RECUBRIMIENTO(mm)		14	0		
espacio requerido para las varillas en x	512.85	15	0		
espacio requerido para las varillas en y	512.85	16	0		
Distancia entre varilla en x	102.57	17	0		
Distancia entre varilla en y	256.425	18	0		
numero de varillas en x	6	19	0		
numero de varillas en y	3	20	0		
				5700.459	

Autoría propia

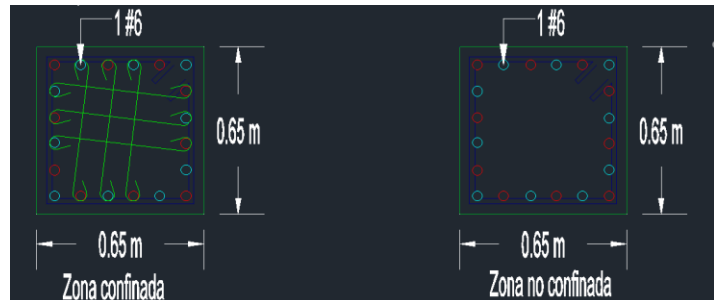
4.12.1 Despiece de Columna

Figura 32. Despiece de columna



Autoría propia

Figura 33. Sección transversal de columna



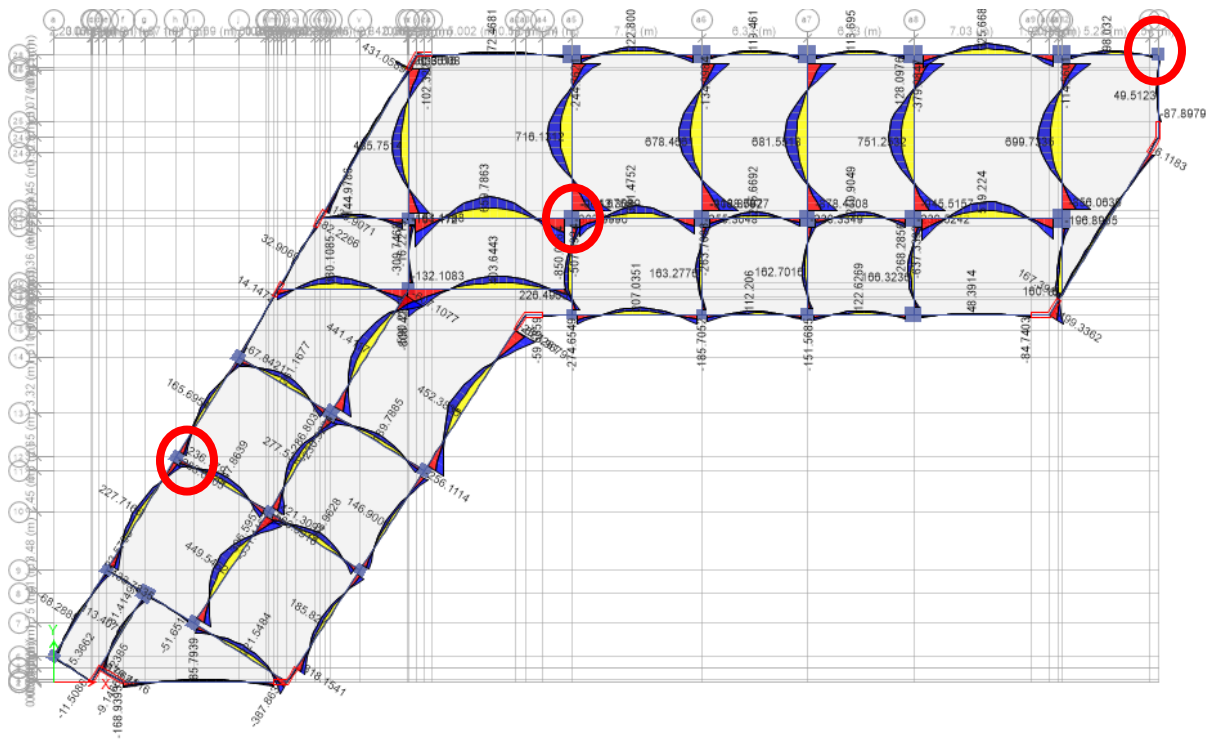
Autoría propia

4.13 Diseño de nudos

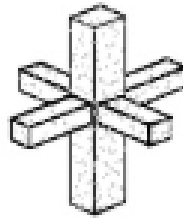
Para el diseño de nudos viga- columna se realiza con el fin de garantizar un comportamiento adecuado de los sistemas estructurales de pórticos ante las solicitaciones sísmicas. Para ello, encontramos las expresiones para el cálculo del cortante y se puede considerar distintas situaciones de nudos interiores donde ambas caras del nudo tenemos presencia de vigas y se extiende el refuerzo longitudinal más allá del nudo, también se puede considerar la situación de nudos exteriores donde la viga solo está a una cara del nudo.

Para el proyecto soledad 2000, se identificó y verifico si el nudo interior, nudo exterior y nudo esquina resiste la inversión de momentos. En la figura 15 se muestra los nudos escogidos.

Figura 34. Selección de nudo interior, exterior y esquina



Autoría propia

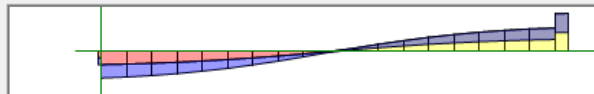
Figura 35. Nodo Interior (A5-22)

NODO INTERIOR	
Datos Iniciales	
f'_c	21.00 Mpa
F_y	420.00 Mpa
Tipo de Nodo	INTERIOR
Recubrimiento	40 mm
Estribo	# 3
Area Estribo	71.26 mm ²
Diametro Estribo	9.525 mm

Dirección 1	
Tipo de Viga	Continua
Base Viga	750 mm
Altura Viga	750 mm
No Barras Superior	13
Tipo de Barra Superior	Barra # 8
db Superior	25.4 mm
d acero superior	687.775 mm
Area Barra	506.71 mm ²
Area Total	6587.20 mm ²
No Barras Inferior	10
Tipo de Barra Inferior	Barra # 7
db Inferior	22.225 mm
d acero inferior	689.3625 mm
Area Barra	387.95 mm ²
Area Total	3879.48 mm ²

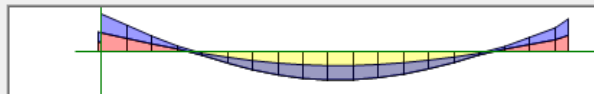
Columna	
B _y Columna	900 mm
B _x Columna	900 mm
Entre Piso	4.10 m
No Barras Superior	6
Tipo de Barra Superior	Barra # 6
db	19.05 mm
Dirección 2	
Tipo de Viga	Continua
Base Viga	750 mm
Altura Viga	750 mm
No Barras Superior	12
Tipo de Barra Superior	Barra # 7
db Superior	22.225 mm
d acero superior	689.3625 mm
Area Barra	387.95 mm ²
Area Total	4655.37 mm ²
No Barra Inferior	9
Tipo de Barra Inferior	Barra # 7
db Inferior	22.225 mm
d acero inferior	689.3625 mm
Area Barra	387.95 mm ²
Area Total	3491.53 mm ²

Shear V2



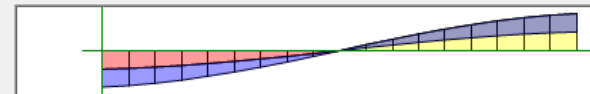
Max = 937.0813 kN
at 9.2600 m
Min = -672.6679 kN
at 0.4900 m

Moment M3



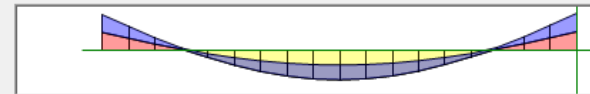
Max = 782.3111 kN-m
at 4.7425 m
Min = -1039.3359 kN-m
at 0.4900 m

Shear V2



Max = 590.1252 kN
at 9.3220 m
Min = -577.5461 kN
at 0.3750 m

Moment M3



Max = 697.4637 kN-m
at 4.8485 m
Min = -879.1131 kN-m
at 9.3220 m

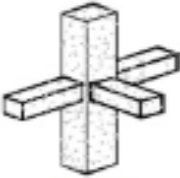
Autoría propia

Figura 36. Cumplimiento de Nudo interior

1. Resistencia Inversión de Momentos			2. Verificación Confinamiento			3. Longitud de desarrollo (Ldh)		
Análisis Dirección 1			Verificación Dirección 1			Longitud de desarrollo dirección 1		
hcol / db viga superior	35.433	> 20	Bviga	750 mm	Si	h _y -2rec-estribo	810.475 mm	
hcol / db viga inferior	40.495	> 20	3/4" Bx	675 mm		Refuerzo Superior	Ldh S1	
h viga / db Columna	39.370	> 20				8db superior	203.2 mm	
Análisis Dirección 2			Verificación Dirección 2			150mm	150mm	431.102 mm
hcol / db viga superior	40.495	> 20	Bviga	750 mm	Si	F _y 'db/5.4'raiz(f'c)	431.1015654 mm	
hcol / db viga inferior	40.495	> 20				Refuerzo Inferior	Ldh I1	
h viga / db Columna	39.370	> 20	3/4" B _y	675 mm		8db inferior	177.8 mm	
4. Verificación Dimensiones			5. Analisis Cortante en el nodo			150mm	150mm	377.214 mm
Verificación Dirección 1			Cortante Dirección 1			F _y 'db/5.4'raiz(f'c)	377.2138697 mm	
Hviga min	455.925 mm	16db+ $r+de$	Base efectiva (b _{f1})	1650 mm	Bviga + hperpendicular	Longitud de desarrollo dirección 2		
Hviga	750 mm	hv => hv min	Base efectiva (b _{f2})	900 mm	Bviga + 2"X	h _x -2rec-estribo	810.475 mm	
X = (Hc-Bviga)/2	75 mm	< 100 mm	B _f elegida	900 mm	El menor de los dos	Refuerzo Superior	Ldh S2	
Verificación Dirección 2			Area Sección	810000 m ²	Area Columna	8db superior	177.8 mm	
Hviga min	405.125 mm	16db+ $r+de$	A _j	810000 m ²	B _j + hperpendicular	150mm	150mm	377.214 mm
Hviga	750 mm	hv => hv min	V _n	6310.2067 Kn		F _y 'db/5.4'raiz(f'c)	377.2138697 mm	
X = (Hc-Bviga)/2	75 mm	< 100 mm	$\phi \cdot V_n$	4733 Kn	$\phi = 0,75$	Refuerzo Inferior	Ldh I2	
Verificación Columna			Cortante Dirección 2			8db inferior	177.8 mm	
Hmin	412.851174 mm	Ldhc+2"re+de	Base efectiva (b _{f1})	1650 mm	Bviga + hperpendicular	150mm	150mm	377.214 mm
Hc	900 mm	hc => hmin	Base efectiva (b _{f2})	900 mm	Bviga + 2"X	F _y 'db/5.4'raiz(f'c)	377.2138697 mm	
			B _f elegida	900 mm	El menor de los dos	Longitud de desarrollo Columna		
			Area Sección	810000 m ²	Area Columna	Refuerzo Superior	Ldh C	
			A _j	810000 m ²	B _j + hperpendicular	8db superior	152.4 mm	
			V _n	6310.2067 Kn		150mm	150mm	323.326 mm
			$\phi \cdot V_n$	4733 Kn	$\phi = 0,75$	F _y 'db/5.4'raiz(f'c)	323.326174 mm	
6. Analisis en el nodo con la inversión de momentos			7. Comprobación Cortante			9. Cantidad de estribos		
Análisis en la dirección 1			Viga 1			Cantidad de estribos Viga 1		
Formula Cortante	Vu = Ti+Cd-Vcol		Vultimo	4687.75 Kn	Vn > Vu	Cantidad Estribos	9	
Ti (Acero a tracción superior)		$\phi = 1$	Vnominal	4733 Kn		Cantidad de estribos Viga 1		
Ti	3458.28 Kn	$\phi \cdot A_s \cdot f_y / 7/8$	Viga 2			Cantidad Estribos	9	
Td=Cd (Acero a tracción inferior)		$\phi = 1$	Vultimo	3647.87 Kn	Vn > Vu			
Td	2036.73 Kn	$\phi \cdot A_s \cdot f_y / 7/8$	Vnominal	4733 Kn				
Vcol		$\phi = 1$	8. Refuerzo Transversal en el Nodo					
Momento Probable Izquierda (Mpi)	2081.20284 Kn'm	$\phi \cdot A_s \cdot f_y / 7/8$	Refuerzo Viga 1					
Momento Probable Derecha (Mpd)	1228.53754 Kn'm		S1	150 mm				
Vcol	807.2537504 Kn		S2	225 mm				
Vu	4687.75 Kn		S _{superior}	150 mm				
Análisis en la dirección 2			Ag	810000 mm ²				
Formula Cortante	Vu = Ti+Cd-Vcol		Ach	672400 mm ²				
Ti (Acero a tracción superior)		$\phi = 1$	hc	820 mm				
Ti	2444.07 Kn	$\phi \cdot A_s \cdot f_y / 7/8$	Ash 1	377.56 mm				
Td=Cd (Acero a tracción inferior)		$\phi = 2$	Ash 2	553.50 mm				
Td	1833.05 Kn	$\phi \cdot A_s \cdot f_y / 7/8$	Refuerzo Viga 1					
Vcol		$\phi = 1$	S1	150 mm				
Momento Probable Izquierda (Mpi)	1474.24505 Kn'm	$\phi \cdot A_s \cdot f_y / 7/8$	S2	188 mm				
Momento Probable Derecha (Mpd)	1105.68379 Kn'm		S _{superior}	150 mm				
Vcol	623.250936 Kn'm		Ag	810000 mm ²				
Vu	3647.87 Kn		Ach	672400 mm ²				
			hc	849 mm				
			Ash 1	391.01 mm				
			Ash 2	573.21 mm				

Autoría propia

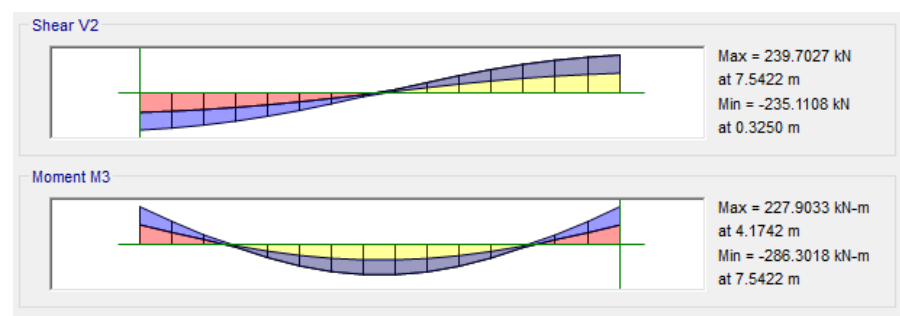
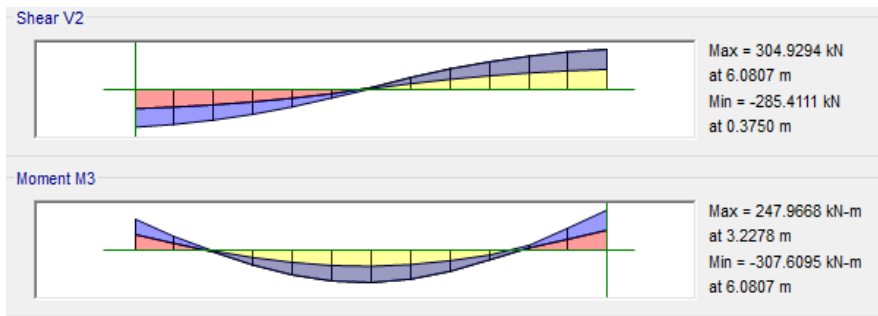
Figura 37. Nodo Exterior (H-15)



Datos Iniciales	
f'_c	21.00 Mpa
F_y	420.00 Mpa
Tipo de Nodo	Exterior
Recubrimiento	40 mm
Estribo	# 3
Area Estribo	71.26 mm ²
Diametro Estribo	9.525 mm

Dirección 1	
Tipo de Viga	No continua
Base Viga	650 mm
Altura Viga	650 mm
No Barras Superior	7
Tipo de Barra Superior	Barra # 5
db Superior	15.875 mm
d acero superior	592.5375 mm
Area Barra	197.93 mm ²
Area Total	1385.53 mm ²
No Barras Inferior	7
Tipo de Barra Inferior	Barra # 5
db Inferior	15.875 mm
d acero inferior	592.5375 mm
Area Barra	197.93 mm ²
Area Total	1385.53 mm ²
Columna	
B _y Columna	750 mm
B _x Columna	750 mm
Entre Piso	4.10 m
No Barras Superior	6
Tipo de Barra Superior	Barra # 6
db	19.05 mm

Dirección 2	
Tipo de Viga	Continua
Base Viga	650 mm
Altura Viga	650 mm
No Barras Superior	7
Tipo de Barra Superior	Barra # 5
db Superior	15.875 mm
d acero superior	592.5375 mm
Area Barra	197.93 mm ²
Area Total	1385.53 mm ²
No Barra Inferior	7
Tipo de Barra Inferior	Barra # 5
db Inferior	15.875 mm
d acero inferior	592.5375 mm
Area Barra	197.93 mm ²
Area Total	1385.53 mm ²

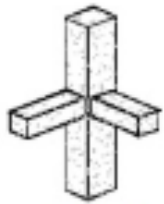


Autoría propia

Figura 38. Cumplimiento de Nudo Exterior

1. Resistencia Inversión de Momentos			2. Verificación Confinamiento			3. Longitud de desarrollo (Ldh)		
Análisis Dirección 1			Verificación Dirección 1			Longitud de desarrollo dirección 1		
hcol / db viga superior	47.244	> 20	Bviga	650 mm	No	h _y -2rec-estribo	660.48 mm	
hcol / db viga inferior	47.244	> 20	3/4 * B _x	487.5 mm		Refuerzo Superior	Ldh S1	
hviga / db Columna	34.121	> 20	Verificación Dirección 2			8db superior	127 mm	
Análisis Dirección 2			Bviga	650 mm	Si	150mm	150mm	269.438 mm
hcol / db viga superior	47.244	> 20	3/4 * B _y	562.5 mm		F _y *db/5.4*raiz(f'c)	269.4 mm	
hcol / db viga inferior	47.244	> 20				Refuerzo Inferior	Ldh I1	
hviga / db Columna	34.121	> 20				8db inferior	127 mm	
						150mm	150mm	269.438 mm
						F _y *db/5.4*raiz(f'c)	269.4 mm	
4. Verificación Dimensiones			5. Análisis Cortante en el nodo			Longitud de desarrollo dirección 2		
Verificación Dirección 1			Cortante Dirección 1			h _s -2rec-estribo	660.48 mm	
Hviga min	303.5 mm	16db+re+de	Base efectiva (b1)	1400 mm	Bviga + hperpendicular	Refuerzo Superior	Ldh S2	
Hviga	650 mm	hv => hv min	Base efectiva (b2)	750 mm	Bviga + 2*X	8db superior	127 mm	
X = (Hc-Bviga)/2	50 mm	< 100 mm	Bj elegida	750 mm	El menor de los dos	150mm	150mm	269.438 mm
Verificación Dirección 2			Area Sección	562500 m2	Area Columna	F _y *db/5.4*raiz(f'c)	269.4 mm	
Hviga min	303.5 mm	16db+re+de	Aj	562500 m2	Bj * hperpendicular	Refuerzo Inferior	Ldh I2	
Hviga	650 mm	hv => hv min	Vn	3093.2386 Kn	φ = 0,75	8db inferior	127 mm	
X = (Hc-Bviga)/2	50 mm	< 100 mm	φ * Vn	2320 Kn		150mm	150mm	269.438 mm
Verificación Columna			Cortante Dirección 2			F _y *db/5.4*raiz(f'c)	269.4 mm	
Hmin	412.9 mm	Ldhc+2*re+de	Base efectiva (b1)	1400 mm	Bviga + hperpendicular	Longitud de desarrollo Columna		
Hc	750 mm	hc => hmin	Base efectiva (b2)	750 mm	Bviga + 2*X	Refuerzo Superior	Ldh C	
			Bj elegida	750 mm	El menor de los dos	8db superior	152.4 mm	
			Area Sección	562500 m2	Area Columna	150mm	150mm	323.326 mm
			Aj	562500 m2	Bj * hperpendicular	F _y *db/5.4*raiz(f'c)	323.3 mm	
			Vn	3093.2386 Kn	φ = 0,75			
			φ * Vn	2320 Kn				
6. Análisis en el nodo con la inversión de momentos			7. Comprobación Cortante			9. Cantidad de estribos		
Análisis en la dirección 1			Viga 1			Cantidad de estribos Viga 1		
Formula Cortante	Vu = T _{max} - Vcol		Vultimo	635.42 Kn	Vn > Vu	Cantidad Estribos	7	
T _{max}		φ = 1	Vnominal	2320 Kn		Cantidad de estribos Viga 1		
T _{max}	727.40 Kn	φ * A _s * 125 * f _y	Viga 2			Cantidad Estribos	7	
T _d		φ = 1	Vultimo	1270.84 Kn	Vn > Vu			
Vcol		φ = 1	Vnominal	2320 Kn				
Momento Probable Maximo (MP _{max})	377 Kn*m	φ * A _s * 125 * f _y * 7/8 * d	8. Refuerzo Transversal en el Nudo					
Vcol	91.985 Kn		Refuerzo Viga 1					
Vu	635.42 Kn		S1	100 mm				
Análisis en la dirección 2			S2	188 mm				
Formula Cortante	Vu = T _i + C _d - Vcol		S _{substituida}	100 mm				
T _i (Acero a tracción superior)		φ = 1	Ag	562500 mm2				
T _i	727.40 Kn	φ * A _s * 125 * f _y	Ach	448900 mm2				
T _d + C _d (Acero a tracción inferior)		φ = 2	hc	670 mm				
T _d	727.40 Kn	φ * A _s * 125 * f _y	Ash 1	254.33 mm				
Vcol		φ = 1	Ash 2	30150 mm				
Momento Probable Izquierda (MP _l)	377 Kn*m	φ * A _s * 125 * f _y * 7/8 * d	Refuerzo Viga 1					
Momento Probable Derecha (MP _d)	377 Kn*m		S1	150 mm				
Vcol	184 Kn*m		S2	163 mm				
Vu	1270.84 Kn		S _{substituida}	150 mm				
			Ag	562500 mm2				
			Ach	448900 mm2				
			hc	718 mm				
			Ash 1	408.97 mm				
			Ash 2	484.82 mm				

Autoría propia

Figura 39. Nodo esquina (A14-28)

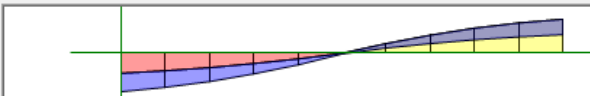
c) Esquinas

Datos Iniciales	
$f'c$	21.00 Mpa
F_y	420.00 Mpa
Tipo de Nodo	Esquina
Recubrimiento	40 mm
Estribo	# 3
Area Estribo	71.26 mm ²
Diametro Estribo	9.525 mm

Dirección 1	
Tipo de Viga	No continua
Base Viga	650 mm
Altura Viga	650 mm
No Barras Superior	7
Tipo de Barra Superior	Barra # 5
db Superior	15.875 mm
d acero superior	592.5375 mm
Area Barra	197.93 mm ²
Area Total	1385.53 mm ²
No Barras Inferior	7
Tipo de Barra Inferior	Barra # 5
db Inferior	15.875 mm
d acero inferior	592.5375 mm
Area Barra	197.93 mm ²
Area Total	1385.53 mm ²
Columna	
By Columna	750 mm
Bx Columna	750 mm
Entre Piso	4.10 m
No Barras Superior	6
Tipo de Barra Superior	Barra # 6
db	19.05 mm

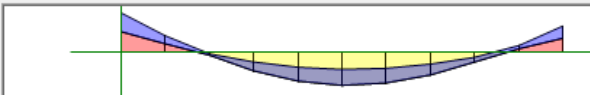
Dirección 2	
Tipo de Viga	No continua
Base Viga	650 mm
Altura Viga	650 mm
No Barras Superior	2
Tipo de Barra Superior	Barra # 7
db Superior	22.225 mm
d acero superior	589.3625 mm
Area Barra	387.95 mm ²
Area Total	775.90 mm ²
No Barra Inferior	2
Tipo de Barra Inferior	Barra # 7
db Inferior	22.225 mm
d acero inferior	589.3625 mm
Area Barra	387.95 mm ²
Area Total	775.90 mm ²

Shear V2



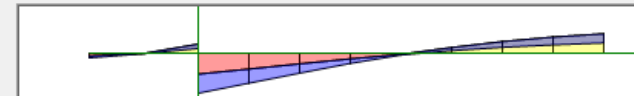
Max = 123.8455 kN
at 5.3950 m
Min = -145.3962 kN
at 0.5500 m

Moment M3



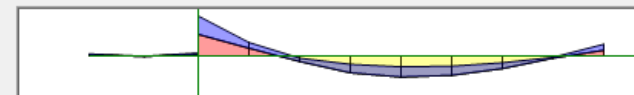
Max = 98.0363 kN-m
at 2.9725 m
Min = -115.0975 kN-m
at 0.5500 m

Shear V2



Max = -81.4589 kN
at 0.9700 m
Min = -156.0849 kN
at 0.9700 m

Moment M3



Max = -50.1502 kN-m
at 0.9700 m
Min = -92.6289 kN-m
at 0.9700 m

Autoría propia

Figura 40. Cumplimiento de Nudo Esquina

1. Resistencia Inversión de Momentos			2. Verificación Confinamiento			3. Longitud de desarrollo (Ldh)		
Análisis Dirección 1			Verificación Dirección 1			Longitud de desarrollo dirección 1		
hcol / db viga superior	47.244	> 20	Bviga		No	h _v -2rec-estribo	660.475 mm	
hcol / db viga inferior	47.244	> 20	3/4 * B _x			Refuerzo Superior	Ldh S1	
h _v viga / db Columna	34.121	> 20				8db superior	127 mm	
Análisis Dirección 2			Verificación Dirección 2			150mm	150mm	269.438 mm
hcol / db viga superior	33.746	> 20	Bviga		No	F _y *db/5.4*raiz(f'c)	269.43848 mm	
hcol / db viga inferior	33.746	> 20				Refuerzo Inferior	Ldh I1	
h _v viga / db Columna	34.121	> 20	3/4 * B _y			8db inferior	127 mm	
						150mm	150mm	269.438 mm
						F _y *db/5.4*raiz(f'c)	269.43848 mm	
4. Verificación Dimensiones			5. Análisis Cortante en el nodo			Longitud de desarrollo dirección 2		
Verificación Dirección 1			Cortante Dirección 1			h _v -2rec-estribo	660.475 mm	
Hviga min	303.5 mm	16db+ <i>r</i> +de	Base efectiva (b ₁)	1400 mm	Bviga + hperpendicular	Refuerzo Superior	Ldh S2	
Hviga	650 mm	h _v => h _v min	Base efectiva (b ₂)	750 mm	Bviga + 2*X	8db superior	177.8 mm	
X = (Hc-Bviga)/2	50 mm	< 100 mm	B _j elegida	750 mm	El menor de los dos	150mm	150mm	377.214 mm
Verificación Dirección 2			Area Sección	562500 m ²	Area Columna	F _y *db/5.4*raiz(f'c)	377.21387 mm	
Hviga min	405.1 mm	16db+ <i>r</i> +de	A _j	562500 m ²	B _j + hperpendicular	Refuerzo Inferior	Ldh I2	
Hviga	650 mm	h _v => h _v min	V _n	2577.6988 Kn		8db inferior	177.8 mm	
X = (Hc-Bviga)/2	50 mm	< 100 mm	φ * V _n	1933 Kn	φ = 0,75	150mm	150mm	377.214 mm
Verificación Columna			Cortante Dirección 2			F _y *db/5.4*raiz(f'c)	377.21387 mm	
Hmin	412.9 mm	Ldhc+2* <i>r</i> +de	Base efectiva (b ₁)	1400 mm	Bviga + hperpendicular	Longitud de desarrollo Columna		
Hc	750 mm	h _c => h _{min}	Base efectiva (b ₂)	750 mm	Bviga + 2*X	Refuerzo Superior	Ldh C	
			B _j elegida	750 mm	El menor de los dos	8db superior	152.4 mm	
			Area Sección	562500 m ²	Area Columna	150mm	150mm	323.326 mm
			A _j	562500 m ²	B _j + hperpendicular	F _y *db/5.4*raiz(f'c)	323.32617 mm	
			V _n	2577.6988 Kn				
			φ * V _n	1933 Kn	φ = 0,75			

6. Analisis en el nodo con la inversión de momentos			7. Comprobación Cortante			9. Cantidad de estribos		
Análisis en la dirección 1			Viga 1			Cantidad de estribos Viga 1		
Formula Cortante	Vu = T _{max} - V _{ool}		V _{ultimo}	635.42 Kn	V _n > Vu	Cantidad Estribos	5	
T _{max}	727.40 Kn	φ=1	V _{nominal}	1933 Kn		Cantidad de estribos Viga 1		
T _d		φ=1	V _{ultimo}	356.11 Kn	V _n > Vu	Cantidad Estribos	5	
V _{ool}		φ=1	V _{nominal}	1933 Kn				
Momento Probable Maximo (MP max)	377 Kn*m	φ=1	8. Refuerzo Transversal en el Nodo					
V _{ool}	91.985 Kn	φ=1	Refuerzo Viga 1					
Vu	635.42 Kn	φ=1	S1	100 mm				
Análisis en la dirección 2			S2	188 mm				
Formula Cortante	FALSO		S _{estribada}	100 mm				
T _{max}		φ=1	A _g	562500 mm ²				
T _d	407.35 Kn	φ=2	A _{ch}	448900 mm ²				
V _{ool}		φ=1	h _c	670 mm				
Momento Probable Maximo (MP max)	210 Kn*m	φ=1	Ash 1	254.33 mm				
V _{ool}	51 Kn*m	φ=1	Ash 2	30150 mm				
Vu	356.11 Kn	φ=1	Refuerzo Viga 1					
			S1	100 mm				
			S2	163 mm				
			S _{estribada}	100 mm				
			A _g	562500 mm ²				
			A _{ch}	448900 mm ²				
			h _c	718 mm				
			Ash 1	272.64 mm				
			Ash 2	323.21 mm				

Autoria propia

4.14 Diseño de escaleras

Figura 41. Diseño detalle de escaleras

DATOS INICIALES								
1	F'c	21Mpa						
	Fy	420 Mpa						
	Recubrimiento	20 mm						
	Número de Personas	50						
	Longitud Losa	4670 mm						
	Longitud Total	6100 mm						
	Longitud Zona de Descanso	1200 mm						
	H (Altura Losa)	200 mm						
	Separación Pasamanos	50 mm						
	Barra Refuerzo Transversal	Barra # 5						
	Diametro Barra Refuerzo Transversal	15.88 mm						
	Area Transversal	197.93 mm ²						
	Barra Refuerzo Longitudinal	Barra # 5						
	Diametro Barra Refuerzo Longitudinal	15.88 mm						
	Area Longitudinal	197.93 mm ²						
2	d	156.19 mm						
	Base Escalera	1200 mm						
	Base de la losa	1200 mm						
3	Base Zona de Descanso	1200 mm						
	Huella tipo	280 mm						
	Huella Final							
4	Cantidad Huellas	7						
	Diferencia Huellas							
	ContraHuella Tipo	180 mm						
	ContraHuella Final							
	Cantidad Contra huellas	7						
5	Diferencia ContraHuellas							
	Carga Variable	36.60 Kn						
	Sobre Carga Uso	36.60 Kn						
	Carga Permanente Losa	26.90 Kn						
	Carga Permanente Triangulo	10.16 Km						
6	Carga Permanente Zona Descanso	6.91 Kn						
	Carga Permanente Total	80.57 Kn						
	Carga Ultima	155.25 Kn						
	Carga Ultima Distribuida	25.45 Kn/m						
	Momento Ultimo	118.38 Kn*m						
7	Cortante Ultimo	15.27 Kn						

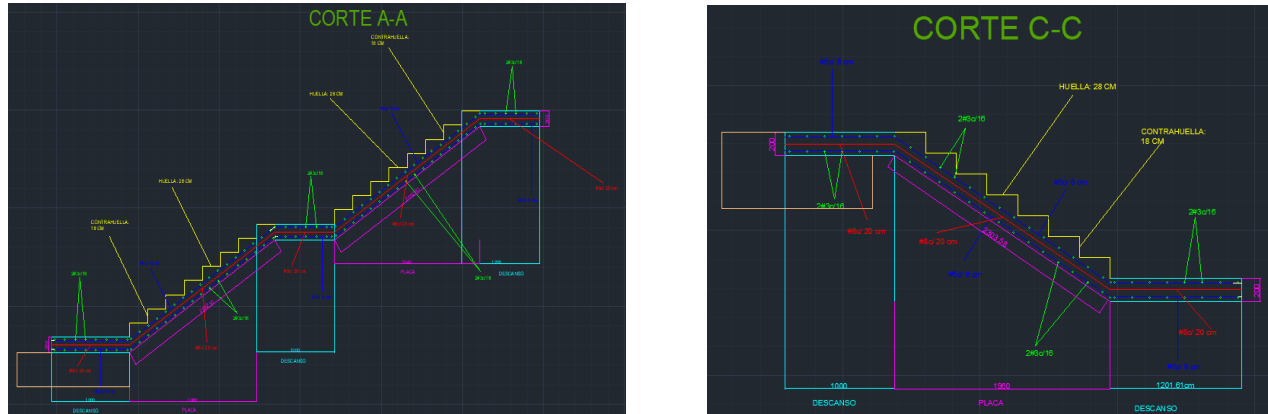
Cuantía De Refuerzo					
Mu	118.38 Kn*m				
m	23.53				
K	4.04 Mpa				
ϕ	0.9	A flexión			
ρ_{tom}	0.0018 mm ²				
ρ	0.012551 mm ²	$\rho > \rho_{tom}$			
Momento Nominal					
Mu	118.38 Kn*m				
Mn	139.69 Kn*m				
$\phi \cdot Mn$	125.72 Kn*m				
Cantidad Varillas					
Acero Longitudinal					
ρ	0.012551 mm ²				
As Longitudinal	2352.393824				
Cantidad Varillas	12	As/Diametro escogido			
NOTA					
Acero Transversal					
ρ	0.001800 mm ²				
As Longitudinal	337.365				
Cantidad Varillas	2	As/Diametro escogido			
NOTA					
Cortante Nominal					
Vu	15.27 Kn				
Vc	146.01 Kn	$\phi = 0.75 ; \lambda = 1$			
$\phi \cdot Vc$	109.51 Kn				

Refuerzo Opcional					
Barra Refuerzo Longitudinal	Barra # 8				
Diametro Barra Refuerzo Longitudinal	25.40 mm				
Area Longitudinal	506.71 mm ²				
Cantidad	5				
Area de Acero Total	2533.54 mm ²				
ρ_{Nuevo}	0.013517606				

Autoria propia

4.14.1 Despiece de Escaleras

Figura 42. Despiece de Escaleras corte A-A y C-C.



Se aprecia en la figura 42 el despiece de las escaleras en un corte frontal donde se encuentra la cantidad de escalones el número de acero. Autoría propia

4.15 Diseño de zapatas

El proyecto se encuentra ubicado en un suelo con una buena resistencia, por lo tanto, las zapatas cuentan con dimensiones menores. Las zapatas aisladas, se encargan de repartir las cargas de la columna al suelo, de tal manera que la resistencia del suelo las soporte.

Para realizar el diseño de zapatas se tuvo en cuenta las recomendaciones realizadas en el estudio de suelos por la empresa INEICA Proyectos de Ingeniería. Para ello, se calculó la forma y dimensiones de la zapata, así como la cantidad y tipo de acero de la zapata.

Figura 43. Cálculo de zapata datos iniciales y pre-dimensionamiento

Datos iniciales		Generalidades	
Base columna	0.65 m	Tipo(Acero)	Diámetro (m)
Altura columna	0.65 m	4	0.0127
Recubrimiento de zapata	0.075 m	5	0.015875
d(exacto)	0.40595 m		f'c
Profundidad de zapata	2 m	Alpha α	<28 0.72
f'c	28 Mpa		
f'y	420 Mpa		
Altura de Zapata		Estribo	
hmin1=	0.3659 m	Tipo(Acero)	Diámetro (m)
hmin2=	0.2631 m	8	0.0254
C2<=htrg<=3C2			
C2	0.65 m		
3C2	1.95 m		
htrg	0.65 m		
hescogida	0.5 m		
Chequeo de Condiciones		Peso específico del suelo	
q1	395.76 KN/m ²	18 KN/m ³	
q2	399.26 KN/m ²		
L/2	1.0 m		
H/2	0.325 m		
B/2	0.325 m		
Rbo	443.24 KN		
Vu	-1146.79 KN		
Chequeo en dos direcciones o por punzonamiento			
$Vc1 = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d$			
$Vc2 = 0,083 \cdot \left(\frac{cx+d}{bo} + 2\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d$			
$Vc3 = 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d$			
β	1.00		
λ	1		
αs	centro	borde	esquina
	40	30	20
bo	3.06 m		
Vc1	3347.9 KN		
Vc2	3984.8 KN		
Vc3	2166.3 KN		
Vc definitivo	2166.3 KN		
Predimensionamiento		Pa (KN)	
$q_{max} = q_a - q_{sw} - q_{soil} - q_{sup}$		Ma (KN.m)	
qa	470 KN/m ²	se coloca	
qsw	12 KN/m ²		
qsoil	27 KN/m ²		
qsup	KN/m ²		
qmax	431.00 KN/m ²		
B.2.3.-1 (D•F)	0	0	
B.2.3.-2 (D•H•F•L•T)	0	0	
B.2.3.-3 (D•H•F•(Lr ó G ó Le)	0	0	
B.2.3.-4 (D•H•F•0.75(L•T)+0.75(Lr	0	0	
B.2.3.-5 (D•H•F•W)	0	0	
B.2.3.-6 (D•H•F•0.7E)	0	0	
B.2.3.-7 (D•H•F•0.75W+0.75L+0.75(	0	0	
B.2.3.-8 (D•H•F•0.75(0.7E)+0.75L+0	0	0	
B.2.3.-9 (0.6D•W•H)	0	0	
B.2.3.-10 (0.6D+0.7E•H)	0	0	
Se escoge el maximo	1377.62	3.21	
	Pa (KN)	Ma (KN.m)	
B.2.4.-1 (1,4(D•F))	0	0	
B.2.4.-2 (1,2(D•F•T)+1,6(L•H)+0,5(	0	0	
B.2.4.-3 (1,2D+1,6(Lr ó G ó Le)•(L ó	0	0	
B.2.4.-4 (1,2D+1,6W+1L+0,5(Lr ó G L	0	0	
B.2.4.-5 (1,2 D + 1,0E + 1,0L)	0	0	
B.2.4.-6 (0,9D+1,6W+1,6H)	0	0	
B.2.4.-7 (0,9D+1,0E+1,6H)	0	0	
Se escoge el maximo	1590.03	5.16	

Autoria propia

Figura 44. Chequeos de zapata según la NSR-10

Se supone L igual a ambos lados		buscar objetivo
L	2.00	
Formula	346.81	
$q(\text{mín-máx}) = \frac{P_u}{AZAP \cdot 2} + \gamma - \frac{8Mu \cdot C}{l}$		
qmín	393.64 KN/m ²	
qmáx	401.38 KN/m ²	
$AZAP = \frac{\text{Cargas servicio}}{\text{Esfuerzos Admisibles}} = \sqrt{\frac{Pa(KN)}{q(KN/m^2)}} = \sqrt{L^2 \cdot 2}$		
L	1.712047 m	CUMPLE
Excentricidad		
E	0.003245 m	
E < L/6		
L/6	0.33	CUMPLE

qVc > Vu		
φ	0.75	CHEQUEO
φVc	1624.70	
Vu	1146.73	CUMPLE
Si no cumple AUMENTAR F'c ó ALTURA DE LA ZAPATA		
Chequeo por cortante en 1 dirección (y)		
qd	400.34 KN/m ²	
Rd=Ve	539.12 KN	
φVc	547.76 KN	CUMPLE
chequeo por cortante en 1 dirección (z)		
Rd2	213.90 KN	
φVc	547.76 KN	CUMPLE

Diseño flexion zapata			
qf	398.77	KN/m ²	
Rrectangular	538.34	KN	
Rtriangular	132.21	KN	
$Mu = ((L/2) - (Bc/2))/2 \cdot Rrectangular + (2L/3) - (Bc/2)/2 \cdot Rtriangular$			
Mu	248.35	KN.m	
Para falla dúctil			
$\beta = (l/m) \cdot (1 - \sqrt{1 - (2mk/l \cdot \phi f_y)})$		K(Y)	753.50
β	0.0020	m	17.65
βtemp-norma	0.0018	φ	0.9
$\beta b = (0.85 \cdot (\phi \cdot f_c) / f_y) \cdot (600 / (600 + f_y))$		β	0.85
βb	0.028		
βductil = 0.638βb			
βductil	0.018	CUMPLE	Se puede garantizar un falla
Numero de barras en Y		Numero de barras en Y	
As	0.0016	As	0.0016
nbarras	15	nbarras	15
β	0.00031	β	0.00043
CUMPLE		CUMPLE	
Separacion de barras		Separacion maxima	
So	0.12 m	Smax1	1.5 m
		Smax2	0.45 m
		Smax3	0.193
		CUMPLE	
Para el gancho en X		Ld = (fy * φ * te * c) / (2 * l * λ * (f'c))	
		Ld	0.780 m
φe	1	Si no recubrimiento eposi	1
		con recubrimiento eposico	1.5
		En otros casos	1.3
φt	1.3	concreto por debajo de >300mm	1
		concreto debajo barra < 300 mm	1
3db	0.030	NO CUMPLE	
6db	0.050	NO CUMPLE	
como no cumple φe=1 y φt=1.3			

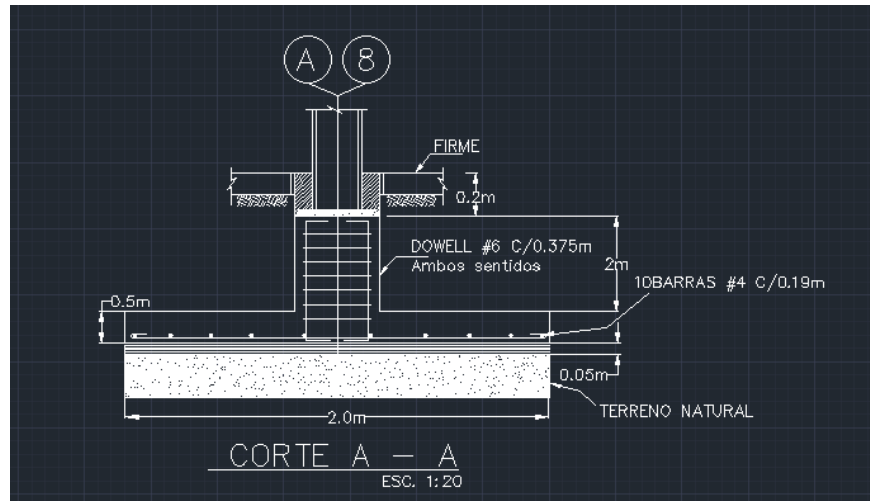
Figura 45. Dimensionamiento de zapata

$L_{dh} = (0,24 \cdot \psi_e \cdot f_y) / (\lambda \cdot \sqrt{f'_c})$		L_{dh}	0,30 m		
chequeo union columna-zapata					
Z_h	1 m				
A_1	0,4225 m ²				
A_2	1,69 m ²				
Resistencia aplastamiento de zapata					
P_u	$\phi \cdot (0,85) \cdot f'_c \cdot A_1 \cdot \sqrt{A_2/A_1}$	P_u	13072,15 KN	13072,15	CUMPLE
	$\phi \cdot (0,85) \cdot f'_c \cdot A_1 \cdot 2$	P_u	13072,15 KN		
Resistencia aplastamiento columna					
$P_u \leq \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot A_1$		ϕP_u	6536,075	CUMPLE	
El mínimo según la norma	$A_{rdmin} = 0,005 A_g$	cuando la resistencia de aplastamiento columna NO CUMPLE			
$A_{rdmin} \text{ (m}^2\text{)}$	0,0021125	$P_u \leq \phi P_u$	$\phi P_u / (\phi f_y)$	$A_{rd} = (P_u -$	
	0,000528125				
Número de barra (m)	0,0259	0,015875			
L_{dc}	$(0,24 \cdot f_y \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}) \cdot d_b$	L_{dc}	0,30 m	se escoge la mayor	0,30 m
	$0,043 \cdot f_y \cdot d_b$		0,29 m		
	200 mm		0,2 m		
L_{rc}	$0,071 \cdot f_y \cdot d_b$	L_{rc}	0,47 m	se escoge la mayor	1,09 m
	300 mm		0,30 m		
	$(0,24 \cdot f_y \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}) \cdot (\#18)$		1,09 m		
	$0,043 \cdot f_y \cdot (\#18)$		1,03 m		

Autoría propia

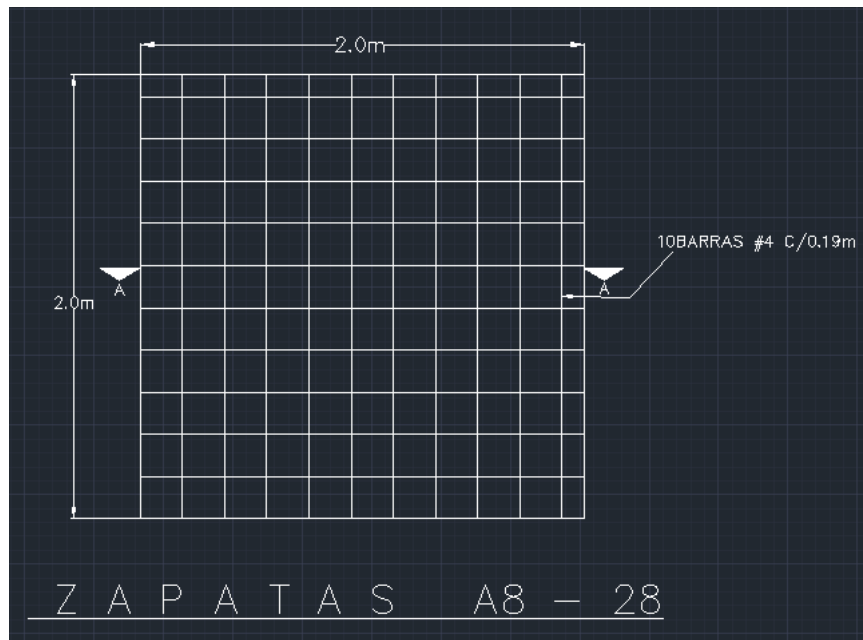
4.15.1 Despiece de zapata

Figura 46. Despiece de zapata corte A-A



Autoría propia

Figura 47. Vista en plata de zapata 2x2 (m)



Autoría propia

4.16 Costo presupuestal y programación de obra

En esta fase del proyecto Soledad 2000 se expone los requerimientos utilizados para estimar el presupuesto de obra de la manera más real posible, con el fin de calcular los recursos tanto económicos como humanos que deben ser destinados para la construcción de dicho proyecto.

Se realizó los APU's necesarios teniendo en cuenta todas las cantidades y procesos que fueron estudiados con antelación. Dentro de los parámetros considerados además de las cantidades necesarias se tuvo en cuenta los desperdicios de los materiales y su respectivo transporte, igualmente los rendimientos de los equipos y la maquinaria los cuales están directamente relacionados con el combustible, el desgaste y el mantenimiento junto con el costo de la mano de obra para un subtotal de costos directos.

A continuación, se presenta el Excel en el cual se trabajó para llevar a cabo el presupuesto.

Figura 48. Costo presupuestal de Soledad 2000

PRESUPUESTO DE OBRA					
CONSTRUCCION PROYECTO CENTRO DE CONVENIENCIA (LOCALES COMERCIAL) SOLEDAD 2000 EN EL BARRIO SOLEDAD, BARRANQUILLA, ATLANTICO					
ITEM	ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	VR UNITARIO	VR PARCIAL
CAP 1	PRELIMINARES				
1.1	CERRAMIENTO PROVISIONAL				\$ 1,050,030
1.2	LOCALIZACION Y REPLANTEO				\$ 4,210,300
1.3	CAMPAMENTO PROVISIONAL				\$ 1,606,000
1.4	INSTALACIONES PROVISIONALES ELECTRICAS				\$ 4,275,070
1.5	INSTALACIONES PROVISIONALES HIDRAULICAS				\$ 1,642,150
VALOR PARCIAL					\$ 12,783,550.00
CAP 2	CIMENTACION				
2.1	DESCAPOTE				
2.2	EXCAVACION DE ZARZAS				

Tomado de Excel Matinmo S.A.S [2]

5. Conclusiones

Durante la pasantía Empresarial en Matinmo S.A.S se puede concluir que:

- El primer objetivo se ha cumplido en su totalidad logrando un diseño estructural muy elaborado, acompañando a cabalidad lo propuesto por el Ingeniero Civil de la Empresa Matinmo S.A.S. El diseño estructural cumple con los requerimientos de seguridad, funcionalidad y estética que exige la empresa, además se trabajó de la mano con la Norma sismorresistente NSR-10. Es importante resaltar el aprendizaje que se ha adquirido con el proyecto porque se ha implementado, complementado y aplicado los conocimientos adquiridos en la academia aportando así una gran experiencia en temas de diseño para emplear en el mundo laboral.
- El segundo objetivo no se logró terminar a cabalidad por temas de relacionados a la pandemia COVID-19. Se trabajo el presupuesto del proyecto Soledad 2000 de la mano de la Arquitecta Dayana Ortiz, se tuvo en cuenta los materiales, equipos, transporte, mano de obra, memoria de cálculo, análisis de precios unitarios y el presupuesto.
- En cuanto al objetivo tres logro orientar a los demás practicantes sobre temas teóricos que involucran conceptos ingenieriles. También se complementó en el tema de diseño estructural, que títulos de las normas NSR-10 se utiliza para realizar un diseño óptimo y cuáles son las condiciones y restricciones que existe.

Referencias

- [1] Barrios, (2013). Ciudad de Soledad. Tomado de: http://soledad-atlantico-asi-sucedio.blogspot.com/p/blog-page_21.html
- [2] Grupo Inmobiliario Matinmo, (2021). Tomado de: https://www.informacion-empresas.co/Empresa_GRUPO-INMOBILIARIO-MATINMO-SAS.html
- [3] Hugo, (2010). Nodos. *Normas técnicas de ingeniería*. Tomado de: <https://normastecnicasingenieria.blogspot.com/2010/03/nodos.html?m=0>
- [4] Jennions, I., (2019). Structural Health Management: Systems Design Approach in Integrated vehicle health management: The Technology: Cranfield, Inglaterra SAE.
- [5]. Linero, S. D. L., Oliver, J., & Huespe, A. E. (2010). Simulación numérica del proceso de fractura en concreto reforzado mediante la metodología de discontinuidades fuertes de continuo. parte 1: Formulación. ingeniería e investigación.
- [6] McCormac, J.; CSERNAlaska, Stephenf. (2013). Introducción al estudio de vigas. *Diseño de estructuras de acero*. Tomado de: <https://gmoralex.weebly.com/uploads/2/8/0/5/28058651/flexion-mccormac.pdf>
- [7] Mendoza, Zermeño, Arroyo, López. (2015). Efectos de viento en estructuras, *Centro de Ciencias y de la construcción*, Vol. 10, pp 20. *Recuperado de:* file:///C:/Users/Lenovo/Downloads/Efectosdeviento_Libro_V10.pdf
- [8] Normativa Sismo-resistente colombiana. (NSR-10)
- [9] Ojeda, J.; Parra, A.; Sánchez, R. Estructuras de Concreto. Extraído de: http://ing.ens.uabc.mx/docencia/apuntes/civil/estructuras_de_concreto.pdf
- [10] Partskhaladze, G.; Mshvenieradze, I.; Medzmariashvili, E.; Chavleshvili, G.; Yepes, V.; Alcalá, j. (2019). Buckling Analysis and Stability of Compressed Low Carbon Steel Rods

in Elasto-Plastic Region of Material. *Advances in Civil Engineering*, 2019: 7601260.

DOI:10.1155/2019/7601260

- [11] Rodas, H. (2014). Estructura 1: Apuntes de clase. Disponible por:
<file:///C:/Users/Lenovo/Downloads/Dialnet-Estructuras1ApuntesDeClase-693803.pdf>
- [12] Sociedad antioqueña de Ingenieros y Arquitectos. (02 noviembre). Lo que se debe saber de la norma NSR-10 y por qué todos los proyectos de construcción en Colombia deben cumplirla. <https://sai.org.co/lo-que-se-debe-saber-de-la-norma-nsr-10/>
- [13] Velásquez, G. (2015). Por qué tiembla en la zona Santander. Disponible por:
<https://www.elcolombiano.com/colombia/de-porque-tiembla-tanto-en-la-zona-de-santander-GX1473383>.
- [14] Weather Spark. El clima promedio en Soledad. Disponible por:
<https://es.weatherspark.com/y/23459/Clima-promedio-en-Soledad-Colombia-durante-todo-el-a%C3%B1o>