Escuela Superior Politécnica del Litoral

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

Diseño de una vivienda de uso residencial de 2 pisos con miras a ampliación vertical de un piso más. Estructura mixta de hormigón armado y acero estructural.

INGE-2672

Proyecto Integrador

Previo la obtención del Título de:

Ingeniero Civil

Presentado por:

Sebastián Eloy Quimi Loayza

Joel Fernando Sánchez Gómez

Guayaquil - Ecuador

Año: 2024

Dedicatoria

A mi mamá, que desde el cielo me cuida y ayuda en todo momento. A mi papá, quien es mi principal pilar, apoyo y modelo a seguir. A mi abuela, Cecilia Ramos, por todo el amor y apoyo incondicional. A mi novia, Lesly, mi soporte y compañera de vida. A Paquito.

Sebastian Eloy Quimi Loayza

Agradecimiento

Mi agradecimiento más grande a Dios, por darme salud, resiliencia y sabiduría durante este proceso. A mi papá, su apoyo y confianza fue una luz durante todo mi camino. A mis abuelos, quienes me motivaron, comprendieron y ayudaron toda la vida, esta etapa no fue la excepción. A mi novia, por su amor y paciencia, su compañía fue la tranquilidad frente a cualquier adversidad. A Paquito, siempre fiel en todas las desveladas y malas noches, nunca me abandonó. A mi tía y todos mis tíos y familiares que me alentaron y apoyaron. A todos los profesores, y mi tutor, quienes dejaron una huella que me impulsó a ser mejor y amar esta carrera. Finalmente, a Joel, Isabel, Safian, Eduardo, Andrés, Daniela, Ana, y Sofía, compañeros y amigos que estuvieron desde el día uno, gracias por el apoyo, la ayuda y las risas durante toda la carrera.

Sebastian Eloy Quimi Loayza

Dedicatoria

El presente proyecto va dedicado para mi papá y mamá que pese a las adversidades nunca desistieron y lo único que hicieron fue esforzarse por darme lo mejor hasta el día de hoy. Créanme que les debo toda una vida y más. A mis hermanos, Kevin y Juan Diego, quiénes son importantes y que lo único que deseo es que estén orgullosos de mi como yo estoy de ellos. A mis sobrinas, por ser mi motivo hermoso de querer otorgarles todo como su tío consentido. A mis amigos, Sebastián, Gabriel, Marcos y Oswaldo que son como unos hermanos para mí en esta linda travesía y convivencia que hemos tenido durante nuestra vida universitaria siendo un apoyo cuando a veces las cosas se complicaban.

Con cariño,

Joel Fernando Sánchez Gómez

Agradecimiento

Agradezco a Dios por la salud y bendición que me otorga para poder seguir cumpliendo mis objetivos. A todos los Ingenieros que brindaron de su conocimiento para que yo pueda tener el criterio desarrollado para este nuevo rumbo como profesional.

Un especial agradecimiento al MS.c. David Valverde por su guía y paciencia en el desarrollo de este trabajo, al igual que el MS.c. Rafael Cabrera por sus consejos y tiempo disponible para atendernos.

Y a mis amigos de la Universidad, un agradecimiento por el apoyo en cada uno de los trabajos grupales y ayudantías en todo este trayecto, con ellos pude querer más la carrera.

Joel Fernando Sánchez Gómez

Declaración Expresa

Nosotros Sebastián Eloy Quimi Loayza y Joel Fernando Sánchez Gómez acordamos y reconocemos que:

La titularidad de los derechos patrimoniales de autor (derechos de autor) del proyecto de graduación corresponderá al autor o autores, sin perjuicio de lo cual la ESPOL recibe en este acto una licencia gratuita de plazo indefinido para el uso no comercial y comercial de la obra con facultad de sublicenciar, incluyendo la autorización para su divulgación, así como para la creación y uso de obras derivadas. En el caso de usos comerciales se respetará el porcentaje de participación en beneficios que corresponda a favor del autor o autores.

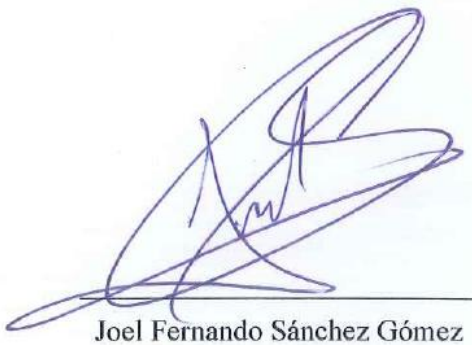
La titularidad total y exclusiva sobre los derechos patrimoniales de patente de invención, modelo de utilidad, diseño industrial, secreto industrial, software o información no divulgada que corresponda o pueda corresponder respecto de cualquier investigación, desarrollo tecnológico o invención realizada por nosotros durante el desarrollo del proyecto de graduación, pertenecerán de forma total, exclusiva e indivisible a la ESPOL, sin perjuicio del porcentaje que nos corresponda de los beneficios económicos que la ESPOL reciba por la explotación de nuestra innovación, de ser el caso.

En los casos donde la Oficina de Transferencia de Resultados de Investigación (OTRI) de la ESPOL comunique a los autores que existe una innovación potencialmente patentable sobre los resultados del proyecto de graduación, no se realizará publicación o divulgación alguna, sin la autorización expresa y previa de la ESPOL.

Guayaquil, 09 de octubre del 2024.



Sebastián Eloy Quimi Loayza



Joel Fernando Sánchez Gómez

Evaluadores

Firmado electrónicamente por:
LENIN ALEXANDER
DENDER AGUILAR

Ing. Lenin Dender, MS.c.

Profesor de Materia

Firmado electrónicamente por:
DAVID ENRIQUE
VALVERDE BURNEO

Ing. David Valverde, MS.c.

Tutor de proyecto

Resumen

El objetivo del presente proyecto es el diseño estructural de una vivienda de uso residencial en el cantón Babahoyo, donde en su primera fase será de dos pisos, sin embargo, sus elementos están preparados para la posterior ampliación de un tercer piso previamente planificado. La estructura está compuesta de hormigón armado y acero estructural. Con esta propuesta, se busca mitigar el crecimiento urbano horizontal que genera un impacto negativo al medioambiente, y, adicionalmente, erradicar el crecimiento vertical no planificado y riesgoso que ocurre en varias ciudades del país. Para garantizar la calidad, seguridad y eficiencia en el diseño se utilizaron las normativas nacionales e internacionales vigentes como base, tomando en cuenta también el impacto ambiental.

Como resultado se obtuvo un diseño estructural que optimiza recursos, disminuye desperdicios, y reduce costos en mano de obra y tiempo de ejecución, brindando una sensación de seguridad y confort al cliente. Para concluir, se demuestra que la implementación de hormigón armado y acero estructural como un conjunto conlleva grandes ventajas constructivas y económicas a largo plazo, cerciorando la seguridad del cliente y reduciendo la huella ambiental en la construcción.

Palabras Clave: Estructuras resilientes, planificación urbana, crecimiento vertical, construcción sostenible.

Abstract

The objective of this project is the structural design of a residential house located in Babahoyo. In its initial phase, the building will consist of two floors; however, its structural elements are prepared for the future addition of a third floor, which has been previously planned. The structure is composed of reinforced concrete and structural steel. This proposal aims to mitigate urban sprawl, which has a negative environmental impact, while also addressing unplanned and unsafe vertical growth seen in various cities across the country. To ensure quality, safety, and efficiency in the design, current national and international standards were used as a foundation, considering environmental impact as well.

As a result, a structural design was achieved that optimizes resources, minimizes waste, and reduces labor costs and construction time, providing a sense of safety and comfort to the client. In conclusion, it is demonstrated that the implementation of reinforced concrete and structural steel as a combined system offers significant long-term constructive and economic advantages, ensuring client safety and reducing the environmental footprint of construction.

Keywords: Resilient structures, urban planning, vertical growth, sustainable construction.

Índice general

Resumen I
Abstract II
Índice general III
Abreviaturas VI
Simbología VII
Índice de figuras VIII
Índice de tablas X
Capítulo 1 1
1. Introducción 2
1.1 Antecedentes 2
1.2 Descripción del Problema 3
1.3 Justificación del Problema 5
1.4 Objetivos 6
1.4.1 Objetivo general 6
1.4.2 Objetivos específicos 6
Capítulo 2 8
2. MATERIALES Y MÉTODOS 9
2.1 Revisión de literatura 9
2.1.1 Planeación Urbana 9
2.1.2 Sostenibilidad 10
2.1.3 Materiales 10
2.1.4 Estructuras Combinadas 11
2.2 Área de estudio 11
2.3 Análisis de datos 12
2.4 Análisis de alternativas 16
2.4.1 Hormigón armado 17

2.4.2 Estructura Metálica 19
2.4.3 Estructura mixta – hormigón y estructura metálica 20
2.4.4 Elección de alternativa 21
Capítulo 3 23
3. DISEÑOS Y ESPECIFICACIONES 24
3.1 Cargas 24
3.1.1 Carga Viva 24
3.1.2 Carga Muerta 24
3.1.3 Carga de peso propio de los elementos estructurales 25
3.1.4 Carga de Losa 26
3.1.5 Periodo fundamental de la estructura 26
3.1.6 Predimensionamiento de hormigón armado 33
3.1.7 Predimensionamiento de acero estructural 38
3.1.8 Predimensionamiento de elementos de acero estructural para el piso de ampliación 46
3.1.9 Análisis Estructural 46
3.1.10 Diseño de hormigón armado 54
3.1.11 Cimentaciones. 79
3.1.12 Diseño de acero estructural 94
3.1.13 Losa nervada en dos direcciones. 122
3.1.14 Losa Steel Deck 130
3.2 Especificaciones técnicas 131
3.2.1 Limpieza y desbroce del terreno 131
3.2.2 Relleno con material de mejoramiento 132
3.2.3 Cimentaciones 133
3.2.4 Columnas 134
3.2.5 Vigas 135

3.2.6 Losa 136
3.2.7 Escaleras metálicas 138
3.2.8 Acero en columnas 139
3.2.9 Vigas 140
3.2.10 Viguetas (Vigas secundarias y arriostramiento) 140
Capítulo 4 142
4. ESTUDIO DEL IMPACTO AMBIENTAL 143
4.1 Descripción del proyecto 143
4.2 Línea base ambiental 144
4.3 Actividades del proyecto 145
4.4 Identificación de impactos ambientales 147
4.5 Valoración de impactos ambientales 150
4.6 Medidas de prevención/mitigación 151
Capítulo 5 154
5. PRESUPUESTO 155
5.1 Estructura Desglosada de Trabajo 155
5.2 Rubros y análisis de precios unitarios 155
5.3 Descripción de cantidades de obra 157
5.4 Valoración integral del costo del proyecto 158
5.5 Cronograma de obra 159
Capítulo 6 163
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 164
6.1 Conclusiones 164
6.2 Recomendaciones 165
Referencias 166
PLANOS Y ANEXOS 167

Abreviaturas

ESPOL Escuela Superior Politécnica del Litoral

NEC Norma Ecuatoriana de la Construcción

AISC American Institute of Steel Construction

ACI American Concrete Institute

ODS Objetivos de Desarrollo Sostenible

INEC Instituto Nacional de Estadística y Censo

Simbología

m	Metros
cm	Centímetro
ton	Tonelada fuerza
kg	Kilogramo fuerza
mm	Milímetro
s	Segundos
N	Newton fuerza
ksi	Kilolibras por unidades al cuadrado de pulgadas

Índice de figuras

Figura 1.1 *Efecto de columna corta* 4
Figura 2.1 *Área de estudio* 12
Figura 2.2 *Planta baja arquitectónica* 13
Figura 2.3 *Planta alta arquitectónica* 13
Figura 2.4 *Nueva propuesta arquitectónica con la implementación del piso de ampliación* 14
Figura 2.5 *Diseño arquitectónico de la planta baja* 15
Figura 2.6 *Diseño arquitectónico de la planta alta* 15
Figura 2.7 *Diseño arquitectónico de la planta de ampliación* 16
Figura 3.1 *Coeficiente de amplificación de suelo* F_a 27
Figura 3.2 *Coeficiente de amplificación* F_d 28
Figura 3.3 *Espectro sísmico elástico de aceleraciones* 29
Figura 3.4 *Espectro sísmico elástico e inelástico de aceleraciones* 29
Figura 3.5 *Coeficientes para el cálculo del periodo fundamental* 30
Figura 3.6 *Tipo de uso, destino e importancia de la estructura* 32
Figura 3.7 *Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles* 32
Figura 3.8 *Valor de k acorde al período de la estructura* 34
Figura 3.9 *Factor de carga viva* K_{LL} 36
Figura 3.10 *Fuerzas actuantes de la viga principal con las reacciones de las VS* 41
Figura 3.11 *Esfuerzos críticos admisibles para elementos a compresión* 45
Figura 3.12 *Modelamiento de la estructura con el piso de ampliación* 47
Figura 3.13 *Irregularidades en planta* 51
Figura 3.14 *Irregularidades en elevación* 51
Figura 3.15 *Envolvente de cargas para la viga correspondida en el eje B3 y B4* 55
Figura 3.16 *Diagrama de fuerzas de la viga B3-B4* 62
Figura 3.17 *Demandas por axial y torsión de la viga B3-B4* 65
Figura 3.18 *Relación de interacción P-M-M de las columnas predimensionadas* 68
Figura 3.19 *Nuevo diseño propuesto. C35x35 para el eje B3* 69
Figura 3.20 *Vista en planta de la columna del eje B3* 70

Figura 3.21 *Demandas obtenidas por el caso de carga muerta en el programa de análisis estructural* 71
Figura 3.22 *Diagrama de interacción de la columna C35x35* 74
Figura 3.23 *Relación de interacción P-M-M de las columnas diseñadas* 76
Figura 3.24 *Esquema de longitudes para separación entre estribos y zonas de interés* 77
Figura 3.25 *Diagrama de fuerzas presentes en la cimentación de las columnas A2 y B2* 83
Figura 3.26 *Diagrama de corte para la formulación de ecuaciones de corte y momento en la zapata de la columna A2* 86
Figura 3.27 *Diagrama de corte para la formulación de ecuaciones de corte y momento en la zapata de la columna B2* 87
Figura 3.28 *Acero requerido longitudinalmente en las vigas de cimentación* 90
Figura 3.29 *Acero transversal requerido en las vigas de cimentación* 90
Figura 3.30 *Acero requerido en los plintos en dirección Y* 91
Figura 3.31 *Acero requerido en los plintos en dirección X* 92
Figura 3.32 *Diagrama de esfuerzos generados en el diseño de plintos* 93
Figura 3.33 *Esfuerzos producidos en los plintos con la combinación de cargas gravitacionales y sísmicas* 94
Figura 3.34 *Modelado estructural, vista de la planta 2* 96
Figura 3.35 *Relaciones límite de ancho a espesor para elementos a compresión en miembros moderadamente dúctiles y altamente dúctiles* 97
Figura 3.36 *Relaciones límite de ancho a espesor para elementos a compresión en miembros moderadamente dúctiles y altamente dúctiles* 98
Figura 3.37 *Curva de capacidad nominal para flexión de vigas en acero* 100
Figura 3.38 *Sistema estructural con arriostramiento en las vigas principales del eje X* 101
Figura 3.39 *Envolvente de combinación de cargas de la viga AB del eje 3* 102
Figura 3.40 *Esquema de sección de viga reducida* 104
Figura 3.41 *Factor de fluencia y tensión probable del acero* 107
Figura 3.42 *Demanda de cortante producido por cargas gravitacionales en la viga de interés* 108
Figura 3.43 *Relación ancho-espesor para elementos a compresión en miembros moderadamente dúctiles y altamente dúctiles* 110

Figura 3.44 *Relación ancho-espesor de miembros sujetos a compresión axial* 112
Figura 3.45 *Factores de longitud efectiva para columnas* 113
Figura 3.46 *Diagrama de cortante gravitacional de la viga AB - eje 4* 120
Figura 3.47 *Diagrama de cortante gravitacional de la viga BC – eje 4* 120
Figura 3.48 *Paño de losa comprendida en los ejes para su diseño* 123
Figura 3.49 *Espesor mínimo de losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados* 124
Figura 3.50 *Distribución de áreas de la LN2D para aplicar el teorema de Steiner* 124
Figura 3.51 *Información de longitudes y etiquetas de vigas actuantes* 125
Figura 3.52 *Sección para el cálculo de inercia de losa actuante en la viga* 126
Figura 3.53 *Propuesta de armado en el eje Y de la losa nervada* 129
Figura 3.54 *Armado propuesto para el eje Y de la losa* 130
Figura 3.55 *Deformaciones producidas en la losa Steel deck con las cargas de servicio* 131

Índice de tablas

Tabla 2.1 *Elección de alternativas de diseño* 17
Tabla 2.2 *Análisis de alternativa de hormigón armado* 17
Tabla 2.3 *Análisis de alternativas de la estructura metálica* 19
Tabla 2.4 *Análisis de alternativas de la estructura combinada de hormigón y acero estructural* 21
Tabla 2.5 *Elección de alternativa* 21
Tabla 3.1 *Fuerzas laterales por piso en la estructura, incluida la del piso de ampliación* 34
Tabla 3.2 *Predimensionamiento de vigas de hormigón* 36
Tabla 3.3 *Dimensiones de las columnas obtenidas por el predimensionamiento* 38
Tabla 3.4 *Resumen de vigas seleccionadas conforme al predimensionamiento* 43
Tabla 3.5 *Dimensiones de columnas de acero estructural* 46
Tabla 3.6 *Dimensiones de elementos estructurales para el piso de ampliación* 46
Tabla 3.7 *Períodos de vibración de la estructura* 48
Tabla 3.8 *Cortante basal de la estructura* 50
Tabla 3.9 *Comprobación de irregularidad torsional* 52

Tabla 3.10 *Comprobación de irregularidad por piso flexible* 53
Tabla 3.11 53
Tabla 3.12 *Derivas de la estructura por piso* 54
Tabla 3.13 *Momentos de la viga B3-B4* 55
Tabla 3.14 *Momentos de diseño para la viga B3-B4* 56
Tabla 3.15 *Acero requerido para la viga acorde a las demandas de momento* 57
Tabla 3.16 *Acero mínimo requerido por normativa* 58
Tabla 3.17 *Configuración del acero colocado en la viga B3-B4* 58
Tabla 3.18 *Valores de "a" para el cálculo del momento probable* 61
Tabla 3.19 *Momento probable en los extremos de la viga B3-B4* 61
Tabla 3.20 *Momentos probables de las vigas conectados en el eje 3 de la columna analizada* 70
Tabla 3.21 *Resistencia nominal P-M de la columna C35x35* 72
Tabla 3.22 *Momentos probables de las vigas conectados en el eje B de la columna analizada* 74
Tabla 3.23 *Demandas de la columna del eje A2* 79
Tabla 3.24 *Demandas de la columna del eje B2* 80
Tabla 3.25 *Distribución de acero para la viga de cimentación* 89
Tabla 3.26 *Resumen de demanda de la combinación de cargas para el diseño de la columna B4* 115
Tabla 3.27 *Momentos nominales de las vigas conectadas a la columna B4* 118
Tabla 3.28 *Teorema de Steiner de la sección de losa* 125
Tabla 3.29 *Longitudes y dimensiones de vigas con respecto al paño de losa analizado* 126
Tabla 3.30 *Cálculo de inercia y coeficientes para determinar el espesor de losa requerido* 128
Tabla 5.1 *Descripción de actividades para el análisis de precios unitarios* 155
Tabla 5.2 *Precios unitarios y cantidades de la obra* 157
Tabla 5.3 *Costos por actividad, costo total y costo por área de la vivienda* 158
Tabla 5.4 *Duración en unidad de días laborables para cada actividad de obra* 161

Capítulo 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

En los últimos años, América Latina percibió un notable incremento poblacional, asociado a un proceso de desarrollo inmobiliario agudo y desorganizado (Corporación Andina de Fomento [CAF], 2011). Actualmente, en Ecuador, datos del Instituto Nacional de Estadística y Censo (INEC, 2024) muestran que dentro de los 20 cantones más poblados del país se encuentra la capital fluminense, Babahoyo, con una cantidad que supera los 180000 habitantes y que, a su vez, se proyecta que para el 2035 este número se incremente a los 215000 habitantes, un crecimiento poblacional que oscila entre el 10 al 15%. Este incremento notable repercute en la necesidad de que cada distrito indague nuevas zonas de expansión en los exteriores de las áreas urbanísticas planificadas por cada municipio, evitando el descontrol del crecimiento horizontal urbanístico mencionado por el CAF.

Este escenario, conlleva a presentar patologías estructurales producto del desarrollo inmobiliario no controlado a causa de que Ecuador es una zona de alto riesgo sísmico catalogado y justificado por el Instituto Geofísico (2024).

Además, Ecuador presenta un alto índice de precipitación, por lo cual Luzma y León (2020) mencionan que el número de personas afectadas por inundaciones se duplicará en el año 2030 con respecto al número presentado en el 2010. Esta situación se agrava con el fenómeno de El Niño, provocando inundaciones por el desborde de los ríos, una de las ciudades más afectadas es Babahoyo (Mena Benavides et al., 2021), sobre todo, en los sectores rurales donde los sistemas de alcantarillado son deficientes, lo que se convierte en una amenaza para la vida humana.

El control indebido y la poca planificación otorga como resultado algunos escenarios catastróficos. Consecuentemente, las Naciones Unidas promociona en el Objetivo de

Desarrollo Sostenible (ODS) número 11 que las ciudades sean más inclusivas, seguras, resilientes y sostenibles. Es así como, la construcción vertical es vista como una solución sustentable para mitigar estas expansiones urbanísticas y, de igual manera, al impacto ambiental que generaría como se expone en Barbarán & Klauss (2021).

Desde el punto de vista resiliente, el diseño estructural debe ser capaz de resistir todas las cargas que se interpongan por estos fenómenos naturales que se pueden presentar, pero la producción y consumo de hormigón (diseño convencional de viviendas) puede afectar considerablemente en el ambiente por el desperdicio no medible de materiales. Sin embargo, el diseño estructural mixto entre hormigón y acero estructural puede mitigar este impacto reduciendo el uso excesivo de concreto relacionándose con el ODS número 12. A su vez, las acciones por el clima como el uso correcto de luz y ventilación natural apropiado para la vivienda puedan favorecer al habitante en términos generales de erradicar el consumo de energía que se ha convertido en una de las inquietudes en la actualidad en algunos países del continente sudamericano.

1.2 Descripción del Problema

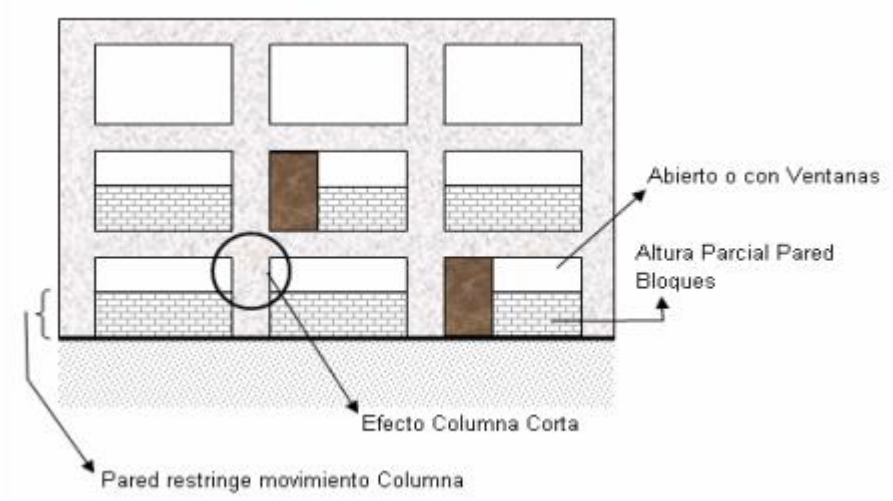
La construcción informal y la incorrecta planificación conlleva que los problemas estructurales susciten en catástrofes que traen consigo pérdidas humanas. En Ecuador, es un hecho que se presentan problemáticas de expansión vertical en viviendas diseñadas únicamente para dos pisos siendo así que estas estructuras no son aptas para cargas que se le adhieren entorno a la ambición o necesidad del cliente debido a las condiciones del suelo e incluyendo los eventos sísmicos que repercuten en estas catástrofes como lo fue en el terremoto de abril del 2016 (Aguiar & Mieles, 2018).

Parte de la relevancia se les otorga a los procesos constructivos que se realizan sin criterios técnicos ingenieriles al delegar obras a personal no calificado por el ahorro inicial sin las debidas consultorías y/o recomendaciones constructivas por un experto. Estas

recomendaciones constructivas se realiza en torno al conocimiento e identificación de procesos en la construcción que se evitan conociendo el grado de afectación que puede ocasionar, como el efecto de la columna corta que es provocado por la mampostería no estructural parcial como lo muestra Rojas (2005) debido a la restricción del movimiento ocasionada por la pared no estructural con altura parcial en el sistema convencional de pórticos resistentes a momentos como lo muestra la Figura 1.1.

Figura 1.1

Efecto de columna corta



Nota. La figura muestra un esquema del efecto de la columna corta producido por elementos no estructurales comunes en la construcción. Figura tomada de N. Rojas, (2005).

Otro de los aspectos es el crecimiento exponencial de la población, esto conlleva en buscar nuevas zonas urbanísticas en las inmediaciones del distrito que cuenta con un ineficaz sistema de distribución de aguas residuales y aguas lluvias. Ante este suceso, al no poseer conocimiento ante datos del nivel de cota originada por las inundaciones en el sector debido al efecto del fenómeno de El Niño y dada las cercanías del cauce Babahoyo, afecta el acceso de los inquilinos a la vivienda y, además, las incomodidades ocasionadas por la acumulación

de sedimentos dentro del terreno de las viviendas después de culminar la época crítica de inundaciones del sector por la escasa planificación urbanística de las afueras de la ciudad.

Así mismo, el uso de materiales de construcción puede significar un impacto tanto económico como ambiental para el cliente y las zonas aledañas de la construcción considerándose la materia prima del hormigón. Cabe mencionar que dentro de los procesos constructivos mencionados anteriormente se involucra la dosificación del hormigón como uno de los causantes del fallo estructural que puede ocasionarse por la elaboración de la misma in situ al usarse materiales granulares o agua no calificados para el diseño del concreto y que, a su vez, puede traer consigo el desperdicio de materiales no medidos logrando un impacto considerable en el medio ambiente.

Por otro lado, la distribución incorrecta de espacios sin aprovechamiento en cuanto a recursos naturales para disminuir el consumo de energías es otro de las problemáticas actuales ante el racionamiento de energía vistas en los últimos meses en el continente y país.

1.3 Justificación del Problema

La tendencia de crecimiento habitacional horizontal de viviendas en el país es un factor negativo y catalogado como insostenible por Aguiar & Mieles (2018) debido a la gran magnitud de impactos ambientales ocasionados por esta desorganización que repercute en problemas sociales.

El descontrol de las construcciones informales es un enigma que sigue suscitándose en la actualidad, pero también es una realidad la necesidad de que las personas deben gozar de una vivienda que responda ante todos los requerimientos para su buen vivir. Con el crecimiento poblacional proyectada para la capital riosense, es importante que, en las zonas aledañas de la ciudad, que disponen de escasa planificación habitacional, puedan responder estructuralmente con las ampliaciones realizadas para cada vivienda y de igual manera, ser

resilientes con cada uno de los sucesos que se pueden presentar al estar expuesto en el Cinturón del Fuego.

Sin embargo, se siguen presentando errores estructurales habituales por este movimiento descontrolado de expansión donde se implementan materiales poco calificados para el uso de viviendas como el uso de caña y madera que pueden significar un problema con el tiempo, según Mühlmann et al. (2024) debido a los factores climáticos que lo albergan y el ineficaz control de plagas.

Es crucial, que la planificación y alcance del proyecto se la realice entorno a los requerimientos del cliente para así disipar aquellas cargas futuras que se le añadan a la estructura por la expansión de un piso adicional para uso residencial. El correcto diseño estructural de la vivienda parte de cimientos correctamente resistentes y aptos para estas cargas futuras logrando así que la estructura sea resiliente.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Diseñar estructuralmente una vivienda unifamiliar de dos pisos utilizando estructura combinada de hormigón armado y acero estructural, en donde la estructura esté apta para la implementación de un piso adicional en el futuro.

1.4.2 Objetivos específicos

1. Adaptar los planos arquitectónicos de la vivienda acorde a los linderos del terreno especificados por el catastro para el aprovechamiento de recursos como luz y ventilación natural acorde al ODS 13.
2. Elaborar los cálculos de diseño de los elementos estructurales de acuerdo con las demandas de la vivienda como cargas vivas y cargas muertas, incluidas la del piso adicional, entorno a los planos arquitectónicos y el impacto sísmico que esta tendrá.

3. Realizar los planos estructurales de la vivienda con las especificaciones que sean necesarias para la colocación y construcción in situ y la mención de perfiles estructurales que se encuentren dentro del mercado ecuatoriano.

Capítulo 2

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 Revisión de literatura

La expansión urbana horizontal no contralada, de acuerdo con Comission of the European Communities (2004), es uno de los problemas más urgentes con respecto a la planeación y diseño urbano. Afirma que por el cambio climático que ocurrirá en el futuro, la expansión urbana ya no es apropiada, debido a la reducción de áreas verdes, mayor emisión de gases contaminante, y mayor riesgo de inundaciones. De acuerdo con el INEC (Paz & Miño, 2023), Ecuador presenta una tasa de urbanización mayor al 60%. Esto representa un crecimiento acelerado en su población urbana.

Norell et al. (2020) definen a la expansión vertical como la adición de un volumen de construcción que crea o aumenta funciones existentes, técnicas u operacionales. Un artículo publicado por Saint - Gobain Ecuador (2024), sugiere a la construcción vertical como una estrategia fundamental para encarar la creciente demanda habitacional que ha ido surgiendo en Ecuador durante los últimos años, de manera eficiente y sostenible.

2.1.1 Planeación Urbana

La distribución y organización urbana puede tener una variedad de implicaciones en la cantidad de emisiones de gases de efecto invernadero que una ciudad emite. Si existe una concentración alta de zonas residenciales y actividades económicas dentro de un área urbana determinada se puede llegar a tener un impacto positivo en el uso de energía y las emisiones de gases emitidas. Esto debido a que la cercanía entre la vivienda y el trabajo puede promover el uso del transporte público, bicicleta, e incluso, a la caminata (Dodman, 2009).

Además, para mediados del siglo, aseguran Brown y Southworth (Dodman, 2009), la combinación de edificios verdes y el crecimiento urbano inteligente puede tener un efecto positivo significante para mitigar el cambio climático.

2.1.2 Sostenibilidad

Hormigón. El hormigón es uno de los materiales más usados a nivel mundial en la industria de la construcción, y a efecto de esto, es el causante de originar grandes cantidades de escombros asociados a los procesos de demolición y desperdicio (Valdés et al., 2011).

Acorde a Guías Medioambientales (2007), el cemento es un material que se obtiene mezclando, en proporciones adecuadas y moliendo a un alto grado de finura, materias primas calizas y arcillosas, que calentadas hasta un principio de fusión (1.450ºC) dan lugar al Clinker.

Para la atmosfera, las emisiones liberadas son el principal riesgo de la industria cementera. Como se mencionó anteriormente, se utilizan hornos a muy altas temperaturas para la fabricación del Clinker. Dicho esto, ese proceso es el responsable de las emisiones más significativas, siendo el 5% del total de las emisiones de CO2 generadas por el ser humano (Campdesuñer et al., 2015).

Acero. (Suvio et al., 2012) afirma que el consumo de agua en las plantas de producción de acero varía desde 1 a 150 metros cúbicos por tonelada de acero producido. Además, alrededor del 82% de toda esta agua es de un solo uso, en el enfriamiento. El autor menciona que las fábricas que utilizan alto horno son las que generan más consumo, con 5.7 metros cúbicos por tonelada de acero producido.

2.1.3 Materiales

Hormigón. El hormigón es el material más utilizado en el mundo en la industria de la construcción debido a las diferentes ventajas que ofrece en versatilidad, resistencia, costo y fácil obtención. Posee una alta tolerancia a condiciones climáticas adversas y la capacidad de soportar grandes cargas. Su alta disponibilidad y capacidad de ser moldeado incrementa su popularidad en el sector de la construcción (Mehta & M. Monteiro, 2014).

Acero. El acero es un material elástico, que manifiesta a través de deformaciones visibles antes de que se llegue a producir un colapso, menciona (Borrallo, n.d.). El autor explica que el acero como material principal en una obra civil aporta varias ventajas como ser homogéneo e isótropo, por lo que tiene un buen comportamiento frente a diferentes tipos de esfuerzos de tracción, compresión, cortante y flexo tracción. Además, se explica que no tiene una alta exposición a fallos en el proceso de fabricación, haciéndolo un material seguro. Por otro lado, basta con utilizar secciones pequeñas para generar una estructura con alta resistencia, lo que aporta al aprovechamiento de la superficie útil de la vivienda, y en adición, puede llegar a ahorrar costos.

2.1.4 Estructuras Combinadas

Acorde a (Zona et al., 2019), la combinación de hormigón armado y acero estructura resulta un método prometedor para el diseño sismo resistente. Esta solución aparece como un sistema hibrido innovador que involucra los beneficios de ambos materiales.

(Calzón, 2021), asegura que el desarrollo de los sistemas combinados aporta una gran flexibilidad de diseño, constructiva y estética.

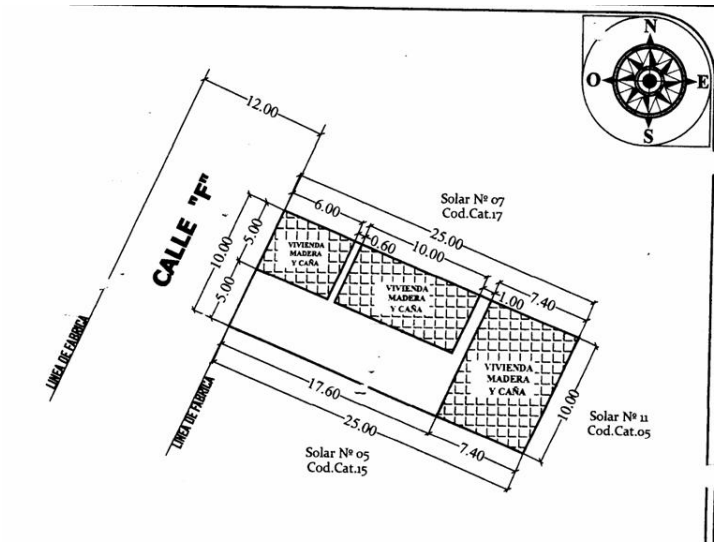
2.2 Área de estudio

El terreno involucrado para el diseño de la vivienda se encuentra en la ciudad de Babahoyo, provincia de Los Ríos que con detalle del catastro del Municipio de la ciudad se menciona que esta área se encuentra en la parroquia urbana El Salto, Coop. Nueva Esperanza, Mz. J, Solar 6.

Esta superficie consta de un total de 250.00 m^2 que consta de 25.00 m de largo y 10.00 m de ancho considerando otros solares vecinales como se visualiza en la Figura 2.1.

Figura 2.1

Área de estudio



Nota. Catastro obtenido por la Municipalidad de Babahoyo, (2015).

2.3 Análisis de datos

El análisis de datos para el diseño de la vivienda tiene como objetivo evaluar la viabilidad estructural de la vivienda de dos pisos y su futura ampliación vertical. Para ello, es importante considerar los datos iniciales que se obtuvo como información inicial enlistados a continuación:

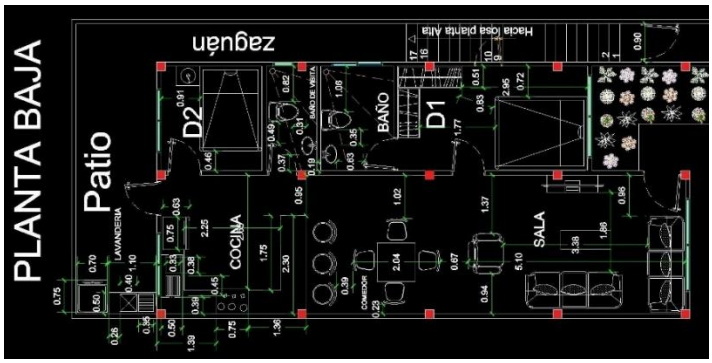
- Área de estudio en base a un levantamiento realizado por el Municipio.
- Planos arquitectónicos (en formato .png exportados desde AutoCAD).

Considerando las limitantes de accesibilidad, y con el conocimiento del código catastral que a su vez, proporcionan la ubicación del terreno, se optó por realizar un análisis exhaustivo e investigativo para la correlación de datos referentes a las propiedades mecánicas del suelo para el correcto diseño posterior y necesario de las cimentaciones donde se requiere la capacidad portante, el ángulo de fricción, entre otros valores útiles para el predimensionamiento de los elementos estructurales que son regidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

Así mismo, se obtuvo a disposición la información de los planos en formato de imagen (extraídos de AutoCAD) de los dos pisos. Con estas imágenes, se insertó al programa de Revit, que, con ayuda de las herramientas de escala de la interfaz, se pudo plantear los planos arquitectónicos que estaban desarrollados inicialmente como se observa en las siguientes figuras.

Figura 2.2

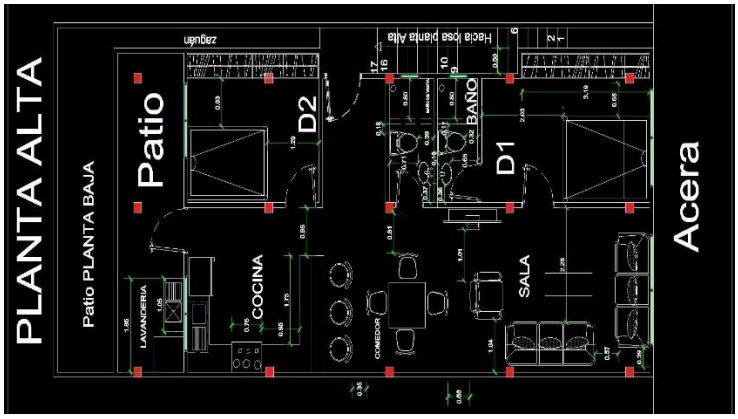
Planta baja arquitectónica



Nota. Plano obtenido por la herramienta de AutoCAD acorde a dibujos proporcionados por el cliente.

Figura 2.3

Planta alta arquitectónica

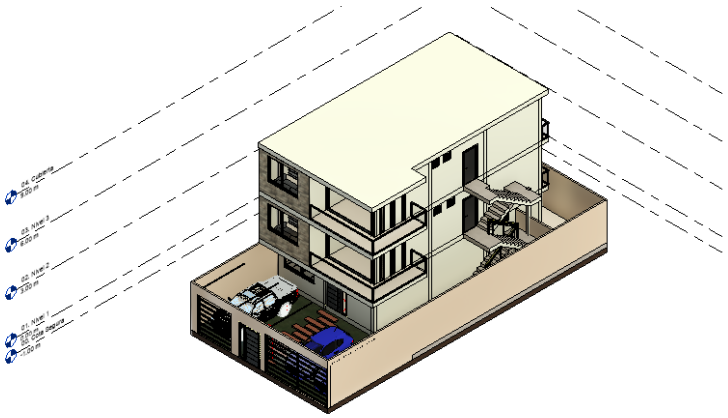


Nota. Plano obtenido por la herramienta de AutoCAD acorde a dibujos proporcionados por el cliente.

Una vez que se ha escalado y realizado los planos arquitectónicos con el programa de Revit, se consideró que el segundo piso alto (el de ampliación futura), mantenga la misma distribución de espacios del primer piso alto, considerando una altura entre pisos de 3.0 metros. Adicional a ello, se propuso una mejor distribución de áreas de la vivienda, manteniéndose dentro de los valores permisibles del terreno de la Figura 2.1, para su próximo análisis en cuanto al aprovechamiento de luz y ventilación natural que va arraigado con el ahorro energético como una de las problemáticas presentes.

Figura 2.4

Nueva propuesta arquitectónica con la implementación del piso de ampliación



Por otro lado, según información de la Prevención de Desastres en la Comunidad Andina, (2009) menciona que la cota de protección ha sido superada por un valor cercano al metro logrando así el nivel máximo de agua en los ríos Babahoyo y San Pablo. Este dato es útil para la planificación y la disminución de impacto negativo al elevar la planta baja y zona de acceso de la residencia a 1.50 metros para menguar las inundaciones que puede generar a la zona de interés habitacional e incluso la afectación de la salud de los ocupantes. Estas modificaciones se presentan en la Figura 2.4 en el modelado de Revit.

Figura 2.5

Diseño arquitectónico de la planta baja

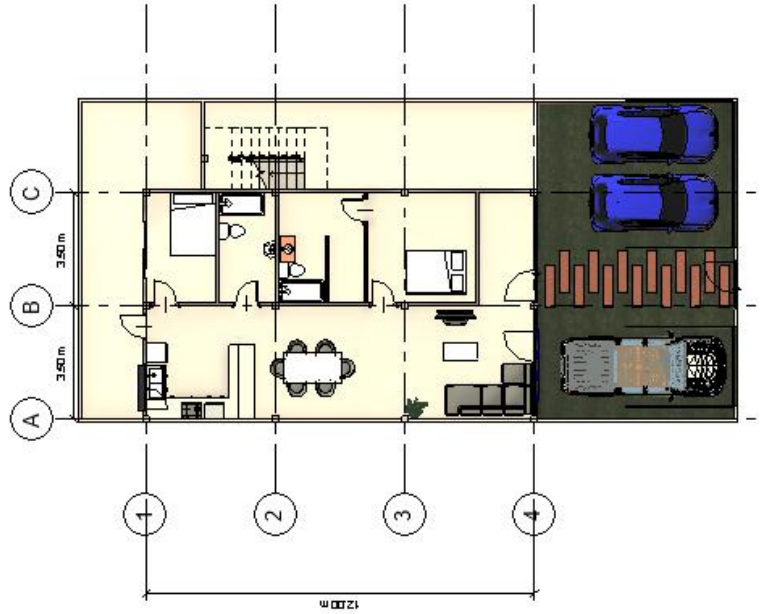


Figura 2.6

Diseño arquitectónico de la planta alta

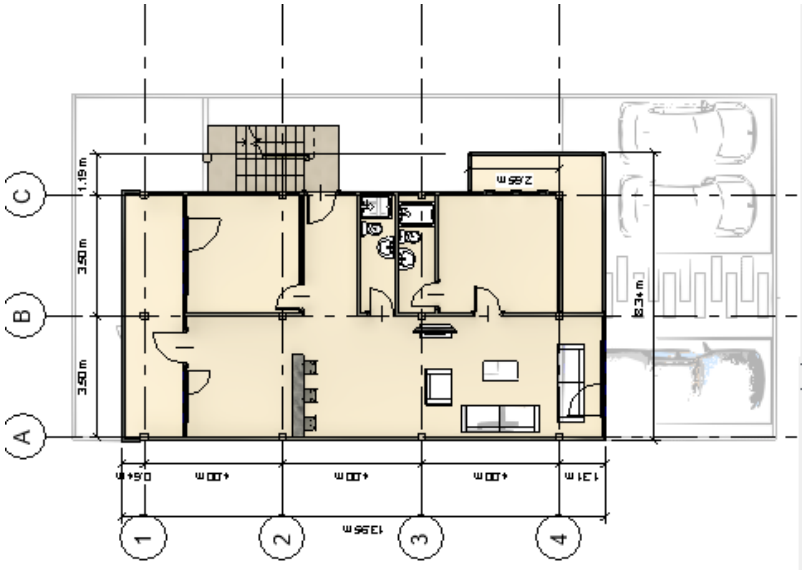
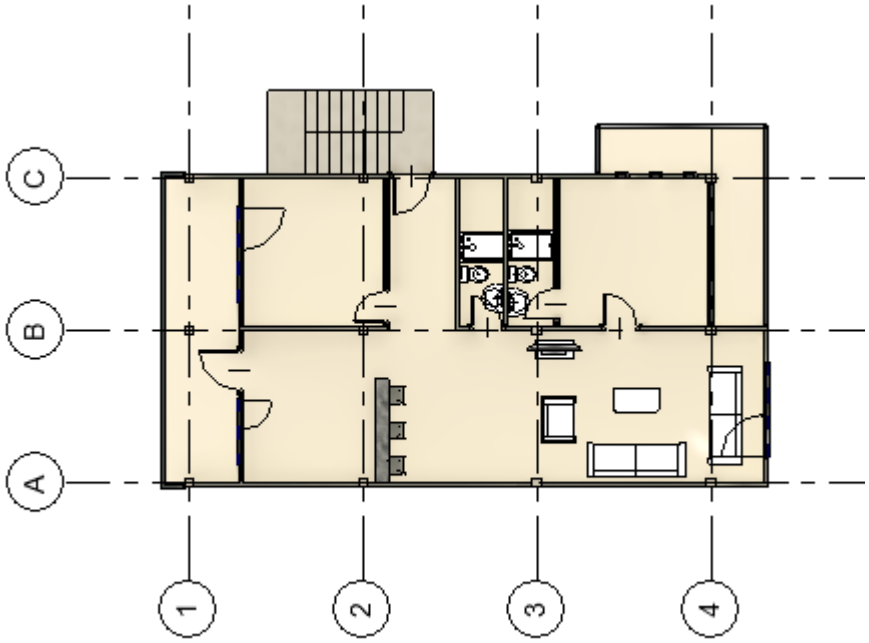


Figura 2.7

Diseño arquitectónico de la planta de ampliación



2.4 Análisis de alternativas

Entre las alternativas de diseño para este proyecto, se presentan tres sistemas estructurales para el cliente manteniendo un nivel de importancia alto en cuanto a la decisión o requerimientos del usuario. Es así como, se plantea como alternativas el sistema convencional de hormigón armado (alternativa 1), el sistema estructural de acero o estructura metálica (alternativa 2) y el sistema estructural combinado entre hormigón armado y acero para la vivienda de dos pisos con miras de ampliación a un tercer piso adicional en el futuro. Esto se lleva a cabo bajo un análisis entre factores de importancia principales en la construcción como el costo, mantenimiento, tiempo de construcción, disponibilidad de adquisición del material, personal calificado y facilidad en ampliación vertical.

Tabla 2.1

Elección de alternativas de diseño

Criterio	Ponderación [%]	Alternativas de diseño.		
		1	2	3
Requerimientos del cliente.	35			
Costos.	25			
Tiempo de construcción.	10			
Adquisición del material.	15			
Personal calificado.	15			
Total:				

2.4.1 Hormigón armado

El sistema convencional de hormigón armado corresponde a la unión de dos materiales como lo es el concreto que aprovecha su resistencia a la compresión, combinado con las varillas de acero que es un elemento resistente a la tracción (HOLCIM, 2024).

Tabla 2.2

Análisis de alternativa de hormigón armado

Criterio	Ponderación [%]	Escala				
		1	2	3	4	5
Requerimientos del cliente.	35		X			
Costos.	25				X	
Tiempo de construcción.	10		X			
Adquisición del material.	15				X	
Personal calificado.	15				X	
Total	**100**					

Costos. (M. Rojas & Arenas, 2008a) indican que una de las virtudes del hormigón corresponde a la alta demanda que esta tiene en la mayoría de las obras implementadas, por su facilidad de implementación y sus costos económicos con respecto a otros sistemas estructurales en etapas iniciales.

Por ello, los costos del hormigón armado mantienen un rango accesible considerando que en Ecuador hay gran demanda de uso de este sistema estructural para viviendas. Datos de la Cámara de la Construcción estipulan que el precio por metro cuadrado del hormigón armado oscila entre los $500,00.

Tiempo de construcción. De igual manera, Rojas & Arena (como se citó en Bello & Villacreses, 2021) mencionan que el hormigón armado es de fácil moldeo. Sin embargo, la dificultad radica en que para seguir construyendo se debe esperar que el hormigón supere el tiempo de fraguado y secado, adicional a ello la colocación de encofrados es otra actividad que acumula el tiempo de construcción.

Adquisición del material. En cuanto a la adquisición del material, esta se puede elaborar en sitio considerando el diseño estipulado por el ingeniero en cuanto a cantidades de material que conforman la dosificación del hormigón y con la armadura que se requiere para cada uno de los elementos o bien, con una empresa dedicada a la dosificación del hormigón cumpliendo los requisitos de diseño que se requieren para la resistencia del elemento a los 28 días (f’c).

Personal calificado. En cuanto al hormigón armado no se requiere de personal calificado para su implementación en general. Sin embargo, Detquizán (2021) recomienda que los reforzamientos sean con supervisión de un profesional capacitado para garantizar que se cumpla con los requerimientos del armado.

2.4.2 Estructura Metálica

El acero estructural se presenta por lo general en forma de perfilería o láminas, siendo un material que adquiere grandes valores de resistencia a compresión y a tracción, que, a comparación del hormigón armado, necesita fusionar dos materiales para poder lograr las mismas características que el acero estructural (M. Rojas & Arenas, 2008b).

Tabla 2.3

Análisis de alternativas de la estructura metálica

Criterio	Ponderación [%]	Escala				
		1	2	3	4	5
Requerimientos del cliente.	35		X			
Costos.	25		X			
Tiempo de construcción.	10					X
Adquisición del material.	15		X			
Personal calificado.	15		X			
Total	**100**					

Costos. El acero estructural en su fase inicial de construcción puede resultar hacia un costo elevado, añadiendo el hecho de que en Ecuador la producción de perfiles en su mayoría se importa elevando aún más su valor, o también, en caso de requerir la fabricación de este en empresas dedicados a estos diseños. Sin embargo, la facilidad y rapidez con la que se instalan estos elementos de perfilería pueden otorgar un ahorro significativo y así se equipara la inversión inicial a comparación del hormigón armado y el tiempo que demanda en asentar los elementos estructurales (Aguirre & Figueroa, 2008).

Tiempo de construcción. Como bien se mencionó anteriormente, una de las ventajas es el tiempo de construcción de este sistema, que, a su vez, ayuda en la disminución de costos. Además, Guerrero Cuasapaz et al. (2024) expone que la estructura metálica posee de

un enfoque innovador al reducir considerablemente el uso de materiales y acelera de manera notable el tiempo de construcción, mejorando no solo en ámbitos constructivos, sino que también aportan en la rama de la sostenibilidad.

Adquisición del material. En Ecuador la adquisición de perfiles metálicos resulta ser muy limitada tomando como acciones la importación de estos elementos. Aunque, existen industrias dentro del país con otros tipos de perfiles que pueden responder bien ante las demandas que se requieren para un proyecto residencial.

Personal calificado. Como se mencionó anteriormente, la rapidez de construcción es una de las ventajas de este sistema estructural, debido al trabajo simultáneo tanto en taller como en obra que facilitan la aceleración de estos procesos. Cabe recalcar que dependiendo del tipo de conexión que se realice sea por pernos o por soldadura, se requiere de personal calificado aparte para las uniones entre elementos. Hay que considerar también, la implementación de una protección contra la corrosión y el fuego, que son dos aspectos que vuelven muy susceptible al acero estructural (Ramírez, 2002).

2.4.3 Estructura mixta – hormigón y estructura metálica

La combinación de ambos sistemas conlleva a equilibrar algunos aspectos que favorece en los temas de resistencia, carácter económico y aligeramiento de la estructura, así como también, los tiempos de construcción que van relacionados con el personal requerido para su instalación.

Al tratarse de una estructura combinada, Ammplio (2022) menciona que el acero estructural ofrece beneficios en cuanto al peso, puesto que puede resultar hasta 6 veces más ligera que una estructura de hormigón armado. Siendo así, esta facilidad se puede optar por los pisos superiores para aligerar y reducir dimensiones para una planta baja de hormigón armado.

Tabla 2.4

Análisis de alternativas de la estructura combinada de hormigón y acero estructural

Criterio	Ponderación [%]	Escala				
		1	**2**	**3**	**4**	**5**
Requerimientos del cliente.	35					X
Costos.	25				X	
Tiempo de construcción.	10			X		
Adquisición del material.	15			X		
Personal calificado.	15			X		
Total	**100**					

2.4.4 Elección de alternativa

De acuerdo con la Tabla 2.1, tenemos el siguiente resumen para la elección de alternativas de los tres sistemas estructurales presentados en la siguiente tabla.

Tabla 2.5

Elección de alternativa

Criterio	Ponderación [%]	Alternativas de diseño.					
		1		**2**		**3**	
Requerimientos del cliente.	35	2	0,70	2	0,70	5	1,75
Costos.	25	4	1,00	2	0,50	4	1,00
Tiempo de construcción.	10	2	0,20	5	0,50	3	0,30
Adquisición del material.	15	4	0,60	2	0,30	3	0,45
Personal calificado.	15	3	0,60	2	0,30	3	0,45
Total:		**3,10**		**2,30**		**3,95**	

De acuerdo con los valores otorgados por la Tabla 2.5, se comprueba que la elección de alternativa para el diseño estructural es la estructura mixta por su alta ponderación en los requerimientos del cliente.

Capítulo 3

3. DISEÑOS Y ESPECIFICACIONES

3.1 Cargas

Se determinaron las cargas actuantes dentro del proyecto en base a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2014a). De esta manera, se busca cumplir todos los parámetros de seguridad, eficiencia y calidad en el proceso de diseño y construcción de la estructura.

3.1.1 Carga Viva

La carga viva definida para edificios de residencias, acorde a la Tabla 9 Capítulo 4.2 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, sección de Cargas No Sísmicas (NEC-SE-CG), es de:

Entrepisos:

$$Cv = 0.207\ \frac{ton}{m^2}$$

Cubiertas:

$$Cv_{cubierta} = 0.070\ \frac{ton}{m^2}$$

Balcones:

$$Cv_{balcones} = 0.480\ \frac{ton}{m^2}$$

3.1.2 Carga Muerta

Se definieron diferentes elementos para la carga muerta sobreimpuesta que afectaran a la estructura y, según la Tabla 8 Capítulo 4.1 de la NEC-SE-CG, sus pesos son:

Carga de las paredes:

$$Cm_{paredes} = 0.285\ \frac{ton}{m^2}$$

Carga de los enlucidos:

$$Cm_{enlucidos} = 0.137\ \frac{ton}{m^2}$$

Carga del porcelanato:

$$Cm_{porcelanato} = 0.023\ \frac{ton}{m^2}$$

Carga del enlucido:

$$Cm_{enlucidos} = 0.137\ \frac{ton}{m^2}$$

Carga del enlucido del tumbado:

$$Cm_{enlucido-tumbado} = 0.033\ \frac{ton}{m^2}$$

Finalmente, siendo la suma de los elementos presentados previamente, la carga muerta sobreimpuesta total será:

$$Cm_{total} = 0.478\ \frac{ton}{m^2}$$

3.1.3 Carga de peso propio de los elementos estructurales

Se aproximó dentro del rango general, con vigas de sección asumida 25x40 cm y columnas de 30x30 cm para hormigón armado. Por otro lado, se asumieron perfiles W27x178 para las columnas de acero y W27x182 para las vigas de acero.

Carga del peso propio de los elementos estructurales,

$$C_{pp-hormigón-armado} = 0.312\frac{ton}{m^2}$$

$$C_{pp-acero-estructural} = 0.261\frac{ton}{m^2}$$

3.1.4 Carga de Losa

Se propuso una losa nervada en dos direcciones con una altura total de 20 cm, en donde los nervios tenían 15 cm y la losa de compresión 5 cm. Además, la separación de los nervios es cada 40 cm entre sus caras.

Para conocer el peso por metro cuadrado de losa se necesita obtener el volumen del hormigón en esa área.

$$V_{LN2D} = V_{losa-maciza} - V_{alivianamiento}$$

$$V_{LN2D} = (h_{total})(1m)(1m) - (4)(0.40m)(0.40m)(0.15m)$$

$$V_{LN2D} = 0.104\frac{m^3}{m^2}$$

$$Cm_{losa-sin-bloques} = \left(0.104\frac{m^3}{m^2}\right)\left(2400\frac{kg}{m^3}\right) = 249.6\ \frac{kg}{m^2}$$

Se utilizarán bloques de poliestireno expandido para el alivianamiento, por lo que:

$$Cm_{bloques} = \left(0.096\frac{m^3}{m^2}\right)\left(12\frac{kg}{m^3}\right)$$

$$Cm_{bloques} = 1.152\ \frac{kg}{m^2}$$

Finalmente, luego de la sumatoria, el peso total de la losa es:

$$Cm_{losa} = 0.251\frac{ton}{m^2}$$

3.1.5 Periodo fundamental de la estructura

Es importante ajustar el diseño a la demanda sísmica que requiere la zona de estudio, para preservar la integridad y seguridad de las personas y de la estructura. Acorde a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, [NEC-SE-DS] (2014b), Babahoyo se encuentra en una zona sísmica tipo III, con un factor Z de 0.3, como lo indica la Tabla 1 del capítulo. Además,

acorde al estudio de suelo previamente citado, se sabe que el cantón yace sobre un suelo de tipo E.

Determinación de coeficientes de perfil de suelo. Se determinarán los siguientes factores con la intersección de ambos valores definidos previamente: tipo de suelo E y factor sísmico Z igual a 0.3.

F_a: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto (NEC, 2014).

Figura 3.1

Coeficiente de amplificación de suelo F_a

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

Nota. Figura obtenida de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2014).

$$F_a = 1.25$$

F_d: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

Figura 3.2

Coeficiente de amplificación F_d

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 4 : Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

Nota. Figura obtenida de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2014).

Por lo tanto,

$$F_d = 1.7$$

Periodos límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones. Se tienen dos límites en el espectro sísmico elástico:

$$T_o = 0.1 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (3.1)$$

$$T_o = 0.23$$

Y,

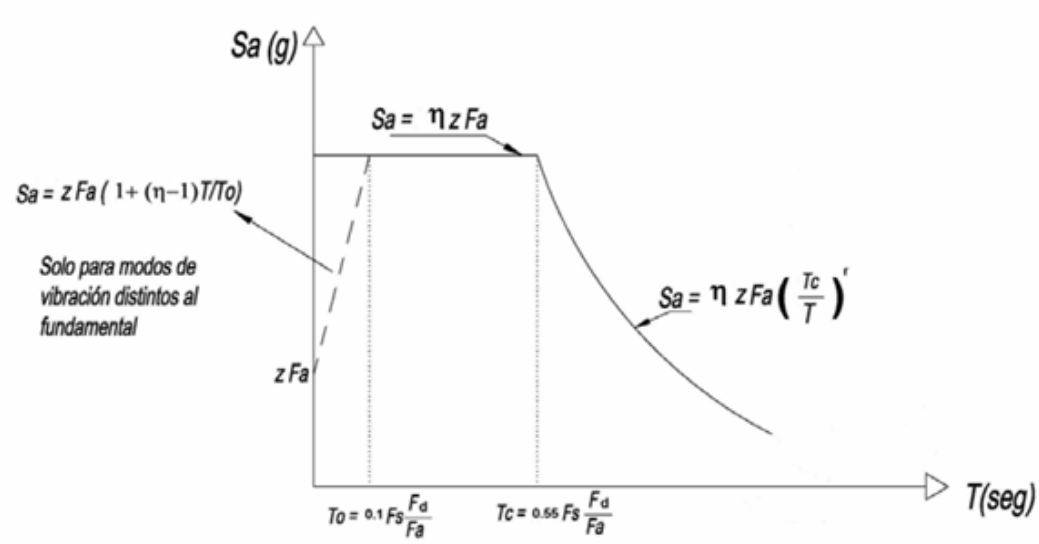
$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (3.2)$$

$$T_c = 1.27$$

Espectro sísmico elástico de aceleraciones. Acorde a la Figura 3.3 con respecto a lo mencionado por la NEC-SE-DS:

Figura 3.3

Espectro sísmico elástico de aceleraciones

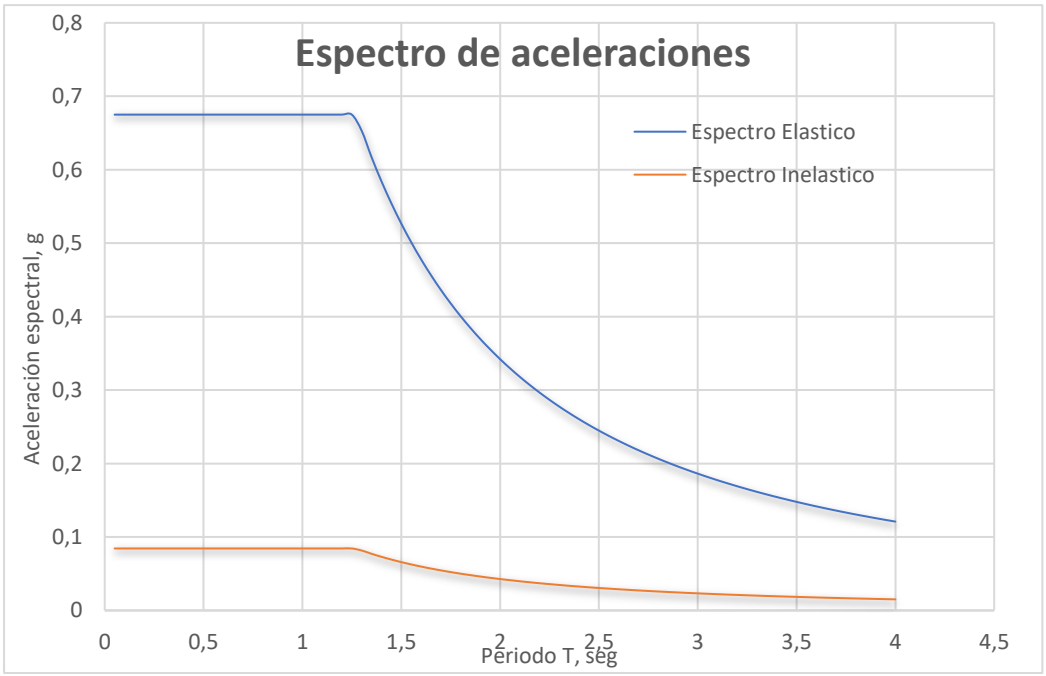


Nota. Figura obtenida de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2014).

Finalmente, se determinó el espectro sísmico de la estructura a diseñar (Figura 3.4):

Figura 3.4

Espectro sísmico elástico e inelástico de aceleraciones



Período fundamental de la estructura. El método que propone la NEC-SE-DS para aproximar el tiempo el cual le toma a la estructura en completar un ciclo de oscilación debido a un movimiento vibracional es:

$$T = C_t h_n^{\alpha} \quad (3.3)$$

Donde,

- C_t: Coeficiente que depende del tipo de estructura
- h_n: Altura máxima de la edificación de n pisos medidas desde la base de la estructura, metros.
- α: Coeficiente que depende del tipo de estructura.

Figura 3.5

Coeficientes para el cálculo del periodo fundamental

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Nota. Figura obtenida de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2014).

Debido a que la alternativa de proyecto escogida fue una estructura mixta de hormigón armado y acero estructural, se analizarán los dos casos y se escogerá el caso más crítico. Por lo tanto:

Para hormigón armado sin muros estructurales ni rigidizadores, usando la ecuación 3.3,

$$T = (0.055)(9.00)^{0.9}$$

$$T = 0.40\ seg$$

Para estructuras de acero sin arriostramiento,

$$T = (0.072)(9.00)^{0.8}$$

$$T = 0.42\ seg$$

Acorde a la Figura 3.4, la aceleración para ambos periodos es de 0,675g, por lo que se demuestra que, en este caso, es indiferente la elección. Sin embargo, se escogerá el periodo mayor de 0,42 segundos.

Cortante basal de diseño. Para el cálculo del cortante basal de la estructura se necesita el coeficiente sísmico Cs,

$$C_s(T) = \frac{S_a I}{R\phi_p\phi_e} \quad (3.4)$$

Donde,

- S_a: Espectro de aceleración elástico
- I: Coeficiente de importancia
- C_s: Espectro de aceleración inelástico
- R: Factor de reducción de resistencia sísmica
- Φ_p: Coeficiente de regularidad en planta
- Φ_e: Coeficiente de regularidad en elevación

El coeficiente de importancia se lo obtiene mediante la Figura 3.6 de la NEC-SE-DS.

Figura 3.6

Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Nota. Figura obtenida de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2014).

En donde la estructura a diseñar es considerada en la categoría de “Otras estructuras”, con un coeficiente de 1.0. Por otro lado, el coeficiente R se obtiene de la Figura 3.7 del capítulo mencionado, siendo un pórtico resistente a momento su valor será 8.0.

Figura 3.7

Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Tabla 15: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Nota. Figura obtenida de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2014).

Por último, se asumirá que la estructura, en principio, es irregularidad en planta y elevación por lo que sus factores serán de 1.0. Obteniendo así, el coeficiente sísmico con la ecuación 3.4,

$$C_s(T) = \frac{(0{,}675)(1)}{(8)(1)(1)}$$

$$C_s(T) = 0.084$$

Con las cargas calculadas en la sección 3.1.1 a 3.1.4, se obtuvo un peso sísmico W igual a 265,4 ton. Finalmente, el cortante basal de diseño será:

$$V = C_S W \quad (3.5)$$

$$V = 26{,}71\ ton$$

3.1.6 Predimensionamiento de hormigón armado

La estructura propuesta es de dos plantas con una ampliación en el futuro de una planta adicional, de modo que el método del portal (Smith, 1915), es una alternativa válida para el predimensionamiento de los elementos estructurales de hormigón armado.

Diseño inicial de vigas. Primero se calculan las fuerzas laterales que afectan a la estructura por piso. Se ejemplificará con el tercer piso, donde:

$$h = 9.0\ m$$

$$Peso = 44{,}58\ ton$$

El valor k se lo obtiene de la Figura 3.8.

Figura 3.8

Valor de k acorde al período de la estructura

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
0.5 < T ≤ 2.5	0.75 + 0.50 T
> 2.5	2

Nota. Figura obtenida de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2014).

El periodo fundamental de la estructura es menor a 0.50, por lo que k será 1.0, es así como:

$$h_i^k \times Peso = (9)(44.58) = 401.26$$

$$C_v = \frac{h_i^k \times Peso}{\Sigma(h_i^k \times Peso)} \quad (3.6)$$

$$C_v = 0.33$$

Finalmente, la fuerza lateral del piso 3 será igual a lo determinado por la ecuación 3.7:

$$F_i = C_v V \quad (3.7)$$

$$F_3 = 2.93\ ton$$

Las fuerzas laterales para todos los pisos son los mostradas en la Tabla 3.1:

Tabla 3.1

Fuerzas laterales por piso en la estructura, incluida la del piso de ampliación

Fuerza Lateral	
F3	2.93 ton
F2	4.05 ton
F1	1.92 ton

Nota. Valores obtenidos por el método del portal.

Ahora, se obtendrá el momento que actuará en la viga del piso de ampliación:

$$\Sigma F_x = F_3 - Vc_3 = 2.45\ ton$$

$$\Sigma M = \frac{\left(F_3 \times \frac{h_{piso}}{2}\right) - \left(\Sigma F_x \times \frac{h_{piso}}{2}\right)}{\frac{L}{2}}$$

$$\Sigma M = 0{,}37\ ton - m$$

$$M_{viga-P3} = \Sigma M \times \frac{L}{2} = 0.73\ ton - m$$

Se analizará una viga perimetral, por lo cual el ancho de influencia será la mitad de la luz del eje perpendicular, es decir 3.50 m. Por lo tanto,

$$q_M = C_{m-total} \times A_i = 1.82 \frac{ton}{m}$$

$$q_v = C_{viva} \times A_i = 0.35 \frac{ton}{m}$$

Se determinan los momentos por medio de los coeficientes del ACI,

$$M_{q_M} = q_M \times \frac{L^2}{10} = 2.92\ ton - m$$

$$M_{q_v} = q_v \times \frac{L^2}{10} = 0.56\ ton - m$$

Se realizan las combinaciones de carga que estipula la NEC,

1) $M_u = 1.2M_{q_M} + 1.6M_{q_v}$
2) $M_u = 1.2M_{q_M} + M_{sismo} + M_{q_v}$

Así, para este caso, la combinación máxima es la segunda, dando como resultado:

$$M_u = 2{,}71\ ton - m$$

Se asume una base de 25 cm y un f'c = 240 kg/cm^2, por lo que el peralte efectivo de la viga se calculará como:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{0.145 f'_c b}} \quad (3.8)$$

$$d = 17{,}65\ cm$$

Considerando estribos de 10 mm de diámetro y un recubrimiento de 4 cm, se tiene que la altura mínima es de 23,65 cm, por lo cual, se dejará una viga con altura de 25 cm. De esta manera las vigas del primer piso de hormigón armado serán:

Tabla 3.2

Predimensionamiento de vigas de hormigón

Piso	Viga Perimetral		Viga Central	
	Base	**Altura**	**Base**	**Altura**
1	25	25	25	30

Nota. Valores obtenidos por el método del portal.

Diseño inicial de columnas. Se analizará una columna central por lo que el área de influencia será la multiplicación de las luces entre el eje X como el Y, es decir 3.5 m x 4 m, dando como resultado 14 m^2. Acorde a lo propuesto por la ACI (Figura 3.9),

Figura 3.9

Factor de carga viva K_{LL}

Element	K_{LL}[a]
Interior columns	4
Exterior columns without cantilever slabs	4
Edge columns with cantilever slabs	3
Corner columns with cantilever slabs	2
Edge beams without cantilever slabs	2
Interior beams	2
All other members not identified, including	1
Edge beams with cantilever slabs	
Cantilever beams	
One-way slabs	
Two-way slabs	
Members without provisions for continuous shear transfer normal to their span	

[a]In lieu of the preceding values, K_{LL} is permitted to be calculated.

Nota. Figura obtenida de American Concrete Institute, (2019).

Se determina que el factor de carga viva K_{LL} para columnas centrales o interiores es de 4. El método indica que sí,

$$K_{LL}A_i > 37.16\ m^2$$

Entonces, se reduce la carga viva. Para la columna de análisis,

$$56.00\ m^2 > 37.16\ m^2$$

Por lo tanto, se procede a reducir la carga viva (las unidades se ingresan en toneladas y metros cuadrados):

$$L = L_o\left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_i}}\right) \quad (3.9)$$

Reemplazando los valores en la ecuación 3.9, se tiene que:

$$L = 0.172\ ton/m2$$

Ahora se determina la carga axial en la columna,

$$P_i = A_i\left(C_M + C_v + C_{pp}\right)Numero\ de\ pisos \quad (3.10)$$

$$P_i = 24{,}34\ ton$$

Para el cálculo de la sección transversal se debe considerar los siguientes factores,

$$\alpha = 0.17\ (Columnas\ esquineras)$$

$$\alpha = 0.20\ (Columnas\ exteriores)$$

$$\alpha = 0.25\ (Columnas\ interiores)$$

Finalmente,

$$A_c = \frac{P_i}{\alpha f'_c} \quad (3.11)$$

$$A_c = 407{,}23\ cm^2$$

Por lo cual el lado de la columna cuadrada será de 20 cm, sin embargo, la NEC marca la mínima dimensión como 30 cm que será su sección final. Luego de realizar el cálculo para todas las columnas cuadradas,

Tabla 3.3

Dimensiones de las columnas obtenidas por el predimensionamiento

Piso	L de Columna Central	L de Columna Perimetral	L de Columna Esquinera
1	30 cm	30 cm	30 cm

3.1.7 Predimensionamiento de acero estructural

Peso de losa de acero. Para este proyecto se eligió una losa tipo Steel Deck del catálogo de productos de Novalosa con una capa de compresión de hormigón de 5 cm. Según datos del fabricante el volumen por metro cuadrado de hormigón es de 0.0849, por lo cual:

$$Peso\ de\ hormigón = 0.0849\,\frac{m^3}{m^2} \times 2400\,\frac{kg}{m^3} = 0.204\,\frac{ton}{m^2}$$

Además, indica que el peso de la placa de acero es de 8.13 kg/m^2. Finalmente, la sumatoria total,

$$W_{losa-acero} = 0.212\,\frac{ton}{m^2}$$

Diseño inicial de vigas secundarias. Para el cálculo de la viga secundaria se cuenta con los siguientes datos.

$$A_i = 1.325\ m \rightarrow ancho\ de\ influencia$$

$$L = 3.50\ m\ \rightarrow longitud\ de\ la\ viga$$

$$f_y = 2531\,\frac{kg}{cm^2} \rightarrow Acero\ A36\ (convencional\ del\ país)$$

Se calcula la carga lineal en base a la sumatoria de la carga muerta y viva definidas previamente.

$$Q_u = 1.2(C_m + W_{losa-acero}) + 1.6C_v$$

$$Q_U = 1.148\frac{ton}{m^2}$$

Tal que,

$$W_u = Q_u A_i$$

$$W_u = 1.521\frac{ton}{m}$$

El momento mayorado es calculado con el coeficiente de momentos para el caso de una viga simplemente apoyada como la mostrada en la ecuación 3.12:

$$M_u = W_u \times \frac{L^2}{8} \quad (3.12)$$

$$M_u = 2.33\ ton - m$$

Además, otro criterio para tener en cuenta es el peralte mínimo para evitar vibraciones, que se calcula con la siguiente expresión:

$$d = \frac{L}{20} \quad (3.13)$$

$$d = 17.5\ cm$$

Se calculará el módulo plástico de sección Z requerido para los esfuerzos determinados previamente,

$$Z_{req} = \frac{M_u}{0.9f_y} \quad (3.14)$$

$$Z_{req} = 6.242\ in^3$$

Acorde al módulo plástico requerido que se obtuvo por la ecuación 3.14, se seleccionó la viga IPE180 que cuenta con las siguientes propiedades:

$$Z = 10.19\ in^3$$

$$d = 18\ cm$$

Por lo tanto, cumple con los dos criterios propuestos y se elige este tipo de perfil como viga secundaria.

Diseño de viga principal. Para el diseño de la viga principal de acero, se debe entender que estas resistirán las cargas actuantes del piso que serán transmitidas por las vigas secundarias. En este caso a modo de ejemplo se escogió la viga central en el eje B acorde a la arquitectura mostrada en secciones anteriores. A continuación, se dispone de la siguiente información.

$$L_{VP} = 4.00\ m\ \rightarrow longitud\ de\ la\ viga$$

$$f_y = 2531\,\frac{kg}{cm^2}$$

Como se mencionó, las cargas transmitidas por las vigas secundarias se calcularon de la siguiente forma con la consideración que estas se encuentran simplemente apoyadas a la viga secundaria.

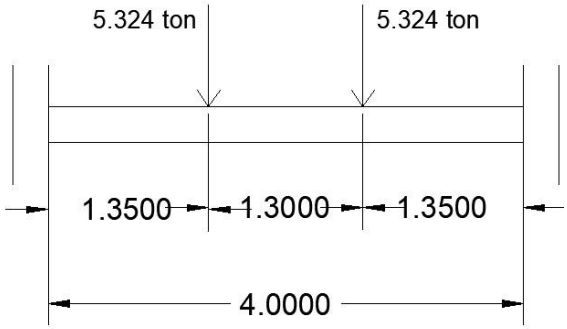
$$R_y = \frac{W_u L}{2} \quad (3.15)$$

$$R_y = 2.662\ ton$$

Dado que la longitud de la viga corresponde a un valor de 4.00 m, la distancia entre vigas secundarias se determinó que se represente de la siguiente manera.

Figura 3.10

Fuerzas actuantes de la viga principal con las reacciones de las VS



Nota. Diagrama de fuerzas para una viga central con la transmisión de fuerzas provocadas por las vigas secundarias.

Acorde a la Figura 3.10, se observa que las reacciones tienen un valor de 5.324 ton. Esto se debe a que el cálculo que se realizó de las reacciones es para una viga secundaria, dado que trata el diseño de una viga principal y que, además es central, se involucran las reacciones de dos vigas superpuestas. En este caso L_b = 1.35 m, posteriormente, se comprobará si esta longitud cumple o no para la sección de acero estructural.

Para el diseño inicial de la viga principal, acorde a las cargas actuantes, se calcularon los momentos como se muestra a continuación considerando el caso que la viga está con condiciones de apoyo empotrados.

$$M_A = M_B = -\frac{PL_b}{L_{VP}}(L_{VP} - L_b) \quad (3.16)$$

$$M_A = M_B = -4.76\ ton - m$$

$$M_C = M_D = \frac{PL_b{}^2}{L_{VP}} \quad (3.17)$$

$$M_C = M_D = 2.43\ ton - m$$

Con los valores de los momentos calculados para la viga se escoge el máximo absoluto para el diseño. Sin embargo, también se debe considerar el momento ocasionado por el sismo, es por ello, que acorde al método del portal el momento de sismo posee el siguiente valor:

$$M_{sismo} = 3.481\ ton - m$$

Siendo así el momento de diseño para la viga la sumatoria entre ambas fuerzas.

$$M_{Diseño} = M_{Max} + M_{sismo} \quad (3.18)$$

$$M_{Diseño} = 8.241\ ton - m$$

Finalmente, se calculará el módulo plástico requerido (ecuación 3.14) acorde al momento de diseño para la viga y las propiedades del acero.

$$Z_{req} = 22.091\ in^3$$

Para este caso, se seleccionó la viga IPE240 que dispone de las siguientes propiedades,

$$Z = 22.40\ in^3$$

$$d = 24\ cm$$

Siendo así, que cumple con el módulo plástico requerido para la viga secundaria en el eje central de la estructura. Este mismo análisis, se lo realiza para los demás ejes considerando que tendrán la fuerza puntual de una viga secundaria en el L_b propuesto de 1.35 m debido a que no son vigas centrales. De manera similar se realiza el análisis para las vigas principales. Por ende, las vigas del segundo piso poseen el siguiente diseño inicial mostrado en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4

Resumen de vigas seleccionadas conforme al predimensionamiento

Perfil seleccionado	Eje	Módulo Plástico Requerido	Módulo Plástico de la Viga
IPE180 (Viga secundaria)	-	6.242 in^3	10.19 in^3
IPE220 (Viga Principal)	A y C	15.683 in^3	17.39 in^3
IPE240 (Viga Principal)	B	22.091 in^3	22.40 in^3

Predimensionamiento de columnas. Para el diseño de columnas, se necesita la siguiente información que fue determinada en la cuantificación de cargas en la sección inicial de este capítulo.

$$Cm_{total} = 0{,}478\ \frac{ton}{m^2}$$

$$W_{losa-acero} = 0.212\frac{ton}{m^2}$$

$$Cv = 0.2\ \frac{ton}{m^2}$$

$$C_{pp-acero-estructural} = 0.261\frac{ton}{m^2}$$

Se analizará como caso de diseño el de una columna central, siendo esta la más crítica de este proyecto con un área contribuyente de 14 m^2. Cabe mencionar, el hecho de que esta columna soportará inicialmente un piso, y posteriormente, el piso de amplificación a futuro se considerará por una cantidad de dos pisos. Por ello, con los datos de las cargas actuantes se calcula la carga mayorada a manera de predimensionamiento de la siguiente forma:

$$Q_u = \left(1.2\left(C_{pp-acero-estructural} + W_{losa-acero} + Cm_{total}\right) + (1.6Cv)\right)$$

$$Q_u = 1.179 \frac{ton}{m^2}$$

Considerando que las columnas se diseñan con respecto a la carga axial, con respecto a la ecuación 3.10, se tiene,

$$P_u = Q_u A_c N_{pisos}$$

$$P_u = 33.013\ ton$$

Dado que la altura entre piso propuesta es de 3 m, según McCormac, (2013) se puede aproximar una esbeltez efectiva entre 40 a 60, de tal manera que se escoge,

$$\frac{KL}{r} = 50$$

$$F_y = 36\ ksi = 2531 \frac{kg}{cm^2}$$

Con esta información, nos dirigimos a la Figura 3.11 de Esfuerzos Críticos Admisibles para Elementos a Compresión, se concluye.

$$\emptyset F_{cr} = 28.4\ ksi = 1997 \frac{kg}{cm^2}$$

Finalmente, el área requerida para elementos a compresión se determina,

$$A_{req} = \frac{P_u}{\emptyset F_{cr}} \quad (3.19)$$

Donde:

- ΦF_{cr}: Esfuerzo admisible de compresión obtenido de la Figura 3.11.
- P_u: Carga axial última de diseño.
- A_{req}: Área requerida.

Para el caso a modo de predimensionamiento el valor de área requerida es:

$$A_{req} = 16.537\ cm^2$$

Figura 3.11

Esfuerzos críticos admisibles para elementos a compresión

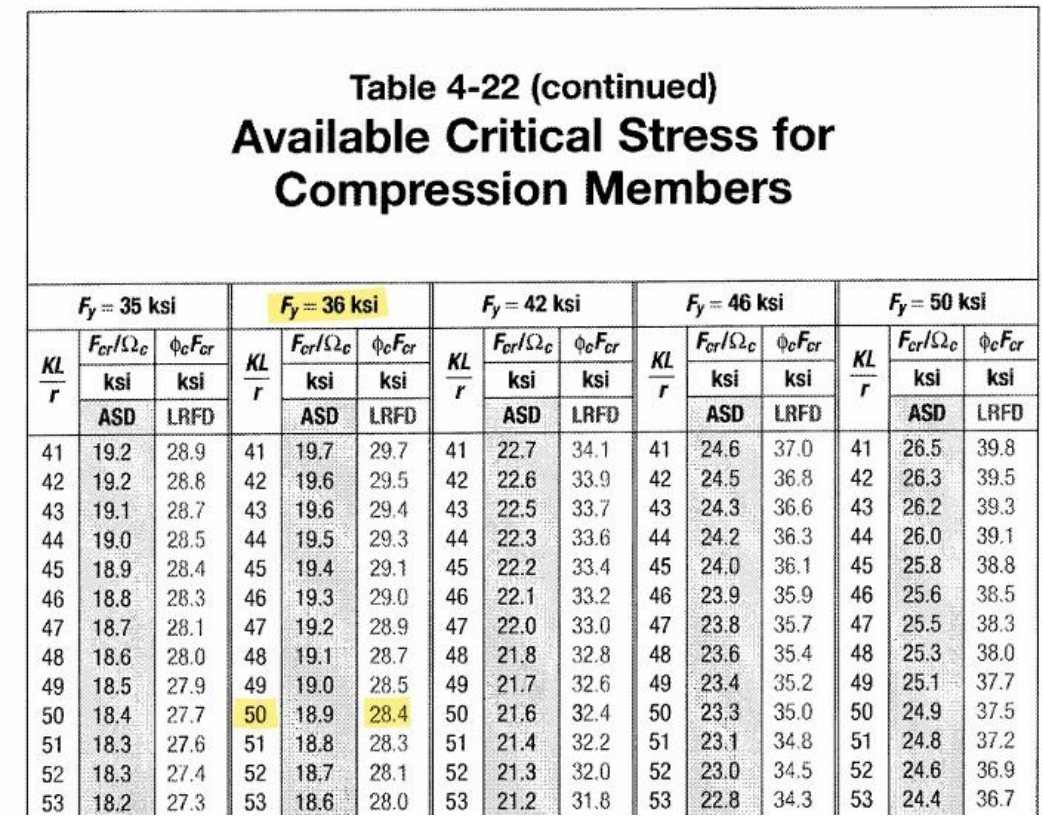


Table 4-22 (continued)
Available Critical Stress for Compression Members

F_y = 35 ksi			F_y = 36 ksi			F_y = 42 ksi			F_y = 46 ksi			F_y = 50 ksi		
$\frac{KL}{r}$	F_{cr}/Ω_c ksi ASD	$\phi_c F_{cr}$ ksi LRFD	$\frac{KL}{r}$	F_{cr}/Ω_c ksi ASD	$\phi_c F_{cr}$ ksi LRFD	$\frac{KL}{r}$	F_{cr}/Ω_c ksi ASD	$\phi_c F_{cr}$ ksi LRFD	$\frac{KL}{r}$	F_{cr}/Ω_c ksi ASD	$\phi_c F_{cr}$ ksi LRFD	$\frac{KL}{r}$	F_{cr}/Ω_c ksi ASD	$\phi_c F_{cr}$ ksi LRFD
41	19.2	28.9	41	19.7	29.7	41	22.7	34.1	41	24.6	37.0	41	26.5	39.8
42	19.2	28.8	42	19.6	29.5	42	22.6	33.9	42	24.5	36.8	42	26.3	39.5
43	19.1	28.7	43	19.6	29.4	43	22.5	33.7	43	24.3	36.6	43	26.2	39.3
44	19.0	28.5	44	19.5	29.3	44	22.3	33.6	44	24.2	36.3	44	26.0	39.1
45	18.9	28.4	45	19.4	29.1	45	22.2	33.4	45	24.0	36.1	45	25.8	38.8
46	18.8	28.3	46	19.3	29.0	46	22.1	33.2	46	23.9	35.9	46	25.6	38.5
47	18.7	28.1	47	19.2	28.9	47	22.0	33.0	47	23.8	35.7	47	25.5	38.3
48	18.6	28.0	48	19.1	28.7	48	21.8	32.8	48	23.6	35.4	48	25.3	38.0
49	18.5	27.9	49	19.0	28.5	49	21.7	32.6	49	23.4	35.2	49	25.1	37.7
50	18.4	27.7	50	18.9	28.4	50	21.6	32.4	50	23.3	35.0	50	24.9	37.5
51	18.3	27.6	51	18.8	28.3	51	21.4	32.2	51	23.1	34.8	51	24.8	37.2
52	18.3	27.4	52	18.7	28.1	52	21.3	32.0	52	23.0	34.5	52	24.6	36.9
53	18.2	27.3	53	18.6	28.0	53	21.2	31.8	53	22.8	34.3	53	24.4	36.7

Nota. Figura de esfuerzos admisibles para elementos a compresión obtenido de American Institute of Steel Construction, (2010).

Es así como se opta por una columna de sección tubular de 200x200x20 mm, donde el área tiene un valor de:

$$A = 144.00\ cm^2$$

Se escogió esta sección tubular de tal manera que, no exista cambios abruptos entre piso por el grosor de las columnas con respecto al piso inferior de hormigón armado. Cabe recalcar, que esto será comprobado en el análisis estructural realizado posteriormente. Las columnas propuestas para el segundo piso se muestran en la Tabla 3.5

Tabla 3.5

Dimensiones de columnas de acero estructural

Ubicación	Columnas [mm]
Perimetrales y Centrales	C200x200x20
Voladizo (Ejes B4 y C4)	C250x250x25

Estos elementos estructurales están considerados con el fin de una futura ampliación considerando una adecuada cuantificación de cargas. Sin embargo, se debe considerar el peso propio de los elementos tanto del sistema de vigas, columnas y la losa tipo steel deck para el tercer nivel repercutiendo así a un control y correcto diseño para su futura ampliación.

3.1.8 Predimensionamiento de elementos de acero estructural para el piso de ampliación

En la Tabla 3.6, se muestran los elementos escogidos para la tercera planta, cabe mencionar que dispone la misma distribución arquitectónica y estructural del segundo nivel por lo que, conforme a las demandas de carga viva y carga muerta, los elementos estructurales dispondrán secciones menos demandantes que las de la segunda planta.

Tabla 3.6

Dimensiones de elementos estructurales para el piso de ampliación

Viga	Eje	Columna [mm]	Eje
IPE180 (Viga Secundaria)	-	**C200x200x15**	Perimetrales
IPE220 (Viga Principal)	A y C	**C200x200x20**	B2 y B3
IPE220 (Viga Principal)	B		
IPE240 (Viga Principal)	1; 2; 3 y 4		

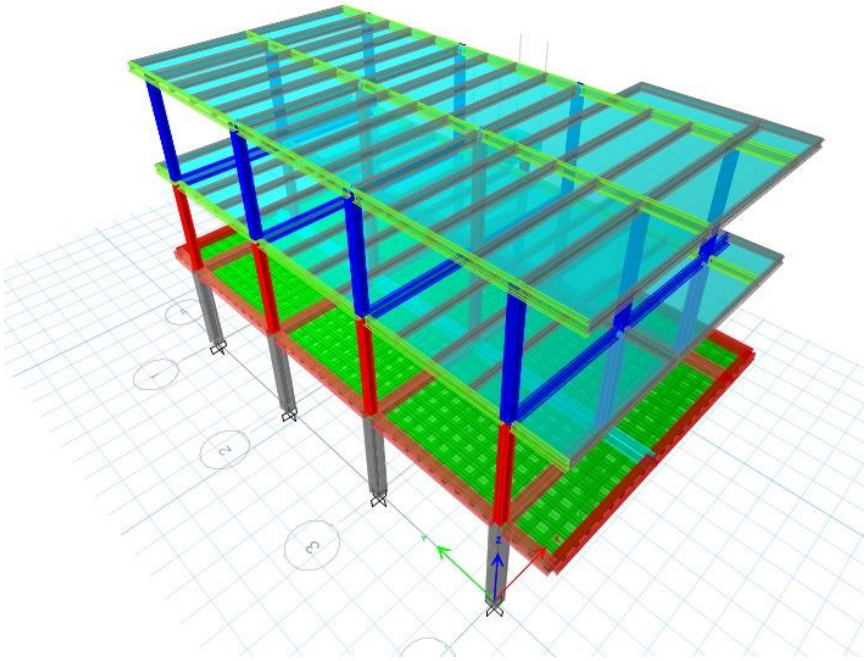
3.1.9 Análisis Estructural

Una vez que se realiza el predimensionamiento de los elementos, se traslada esta información de secciones y cargas en un software adecuado para el análisis estructural. Como

se puede observar en la Figura 3.12, se modela los elementos inclusive del tercer piso de tal forma que se aprovecha el valor cuantificado del peso propio de las secciones de acero estructural para sus respectivas correcciones.

Figura 3.12

Modelamiento de la estructura con el piso de ampliación



Nota. Modelado de la estructura con ayuda de un programa para el análisis estructural.

Al ejecutar el modelo con la colocación de cargas vivas y cargas muertas para cada uno de los casos, y considerando la variación de carga viva en las áreas que requieran por su uso, se obtiene la siguiente información acorde al período de vibración de la estructura (Tabla 3.7).

Tabla 3.7

Períodos de vibración de la estructura

Caso	Modo de vibración	Período [seg]	Ux	Uy	Rz
Modal	1	0,399	0,000	0,452	0,000
Modal	2	0,354	0,458	0,000	0,004
Modal	3	0,328	0,003	0,000	0,453
Modal	4	0,139	0,000	0,082	0,000
Modal	5	0,134	0,074	0,000	0,001
Modal	6	0,121	0,000	0,000	0,083
Modal	7	0,027	0,012	0,449	0,005
Modal	8	0,027	0,432	0,015	0,018
Modal	9	0,024	0,021	0,002	0,437
Modal	10	0,004	0,000	0,000	0,000
Modal	11	0,003	0,000	0,000	0,000
Modal	12	0,003	0,000	0,000	0,000

Cabe mencionar que el período de vibración se compara con aquel que es determinado por la normativa, en este caso, la NEC. Para el período por normativa, se escogió el valor de T = 0.42 segundos. A modo de que los modos de vibración estén dentro del rango, la NEC-SE-DS estipula que el valor de T2 (obtenido por un programa de análisis estructural) no debe ser mayor en un 30% al valor de T, calculado por la normativa. Siendo así, la comparativa:

$$T_2 \leq 1.3T_1$$

$$0.399\ s \leq 0.546\ s \rightarrow Cumple$$

Dado que la estructura cumple la condición, no es necesario rigidizar aún más la estructura. Sin embargo, esto puede cambiar considerando los demás análisis que se presentan a continuación.

Con el período de vibración obtenido por la normativa dado que es el más crítico, se mantendrá en el diseño, por ello, el coeficiente sísmico acorde al período de vibración de 0.42 seg se les asignará a las fuerzas sísmicas agregadas en el programa estructural en ambos ejes. Este valor de coeficiente sísmico se determinó anteriormente.

$$C_{sX}(T) = 0.084$$

$$C_{sY}(T) = 0.084$$

Una vez agregado ambos parámetros en las dos direcciones, se comprueba que el cortante basal del programa sea por lo menos en magnitud igual al calculado por la NEC (Ecuación 3.5). Anteriormente, se determinó el cortante basal con el cálculo manual del peso sísmico. A medida de valores más cercanos a la realidad, se considera el peso sísmico calculado por el programa.

$$V_{NEC} = C_S W_{s-p} \quad (3.20)$$

Donde:

- $W_{s\text{-}p}$ = 199.28 ton
- C_S = 0.0844 (g)

Así, reemplazando en la expresión 3.20 se tiene que el cortante por normativa es:

$$V_{NEC} = 16.81\ ton$$

El cortante basal en ambas direcciones es determinado por el programa que son mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 3.8

Cortante basal de la estructura

Fuerza actuante	Fx tonf	Fy tonf
Sismo X	-16,40	0
Sismo Y	0	-16,40

Dado que el cortante basal, debe ser por lo menos el mismo valor del cortante por norma, se debe escalar el coeficiente sísmico y posteriormente a ser corregido en el programa estructural. Quedando así la corrección:

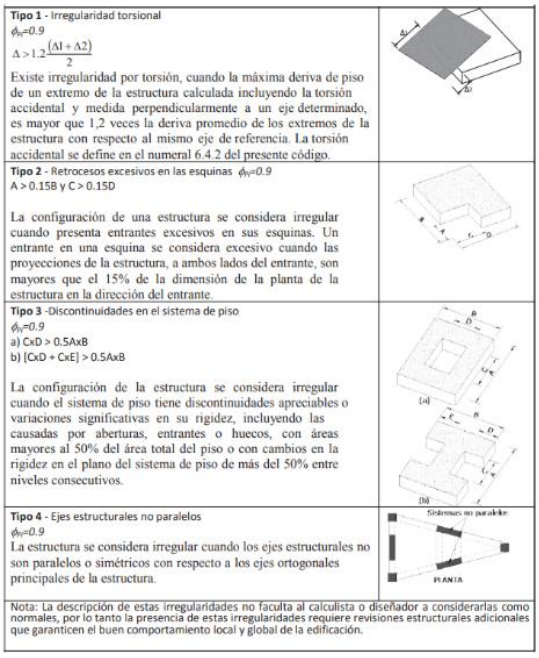
$$C_S(T) = 0.08648\ (g)$$

Irregularidades de la estructura. En esta sección corresponde a la verificación de irregularidades en planta y elevación que se debe comprobar, para ello se considera lo estipulado por la normativa en cada uno de los casos que se muestran en las siguientes figuras.

Irregularidad en planta. La irregularidad en planta fue verificada con ayuda del programa de análisis estructural, que se irá detallando a continuación. Acorde a la Tabla 3.9, se concluye que la irregularidad en planta tipo 1, es decir, irregularidad torsional, la estructura no es irregular para este caso.

Figura 3.13

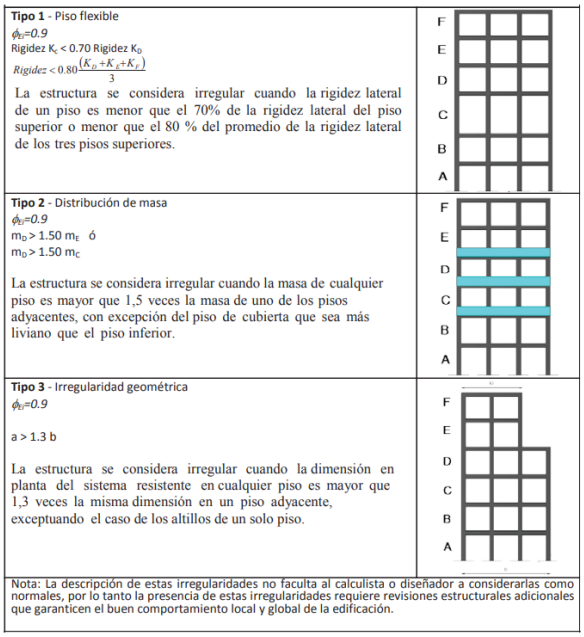
Irregularidades en planta



Nota. Figura obtenida de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2014).

Figura 3.14

Irregularidades en elevación



Nota. Figura obtenida de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2014).

Tabla 3.9

Comprobación de irregularidad torsional

Piso	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Comprobación
	m	m		
Story3	0,00273	0,00263	1,037	No es irregular
Story3	0,00367	0,00356	1,029	No es irregular
Story2	0,00289	0,00256	1,125	No es irregular
Story2	0,00325	0,00319	1,020	No es irregular
Story1	0,00004	0,00004	1,008	No es irregular
Story1	0,00004	0,00004	1,036	No es irregular

Nota. Valores obtenidos del programa de análisis estructural acorde al modelamiento elaborado.

De igual manera, para las irregularidades de tipo 2 y 3, se concluye que no cumplen los criterios para que la estructura sea irregular. Así mismo, para la irregularidad de tipo 4, se determina que no posee irregularidad, concluyendo así que,

$$\emptyset_P = 1.00$$

Irregularidad en elevación. La irregularidad en elevación de tipo 1, se comprueba en la Tabla 3.10 con ayuda de información de rigidez obtenida por el programa estructural.

Por lo que, se concluye que no es irregular de tipo 1 en elevación. Para el caso de la irregularidad de tipo 2, menciona que si la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de los pisos adyacentes, se considera irregular a la estructura. Esto se comprueba con la información de la Tabla 3.11.

Tabla 3.10

Comprobación de irregularidad por piso flexible

Piso	Caso actuante	Stiff X tonf/m	Stiff Y tonf/m	Comprobación	
Story3	Sismo X	1725,90	0		
Story2	Sismo X	4567,20	0	No es irregular	No es irregular
Story1	Sismo X	424996,63	0	No es irregular	No es irregular
Story3	Sismo Y	0	1275,64		
Story2	Sismo Y	0	3672,41	No es irregular	No es irregular
Story1	Sismo Y	0	391021,53	No es irregular	No es irregular

Nota. Valores obtenidos del programa de análisis estructural acorde al modelamiento elaborado.

Tabla 3.11

Cargas por piso. Comprobación de irregularidad en elevación tipo 2

Piso	P [tonf]	Carga por piso [tonf]	Comprobación
Story3	31,83	31,83	-
Story2	103,96	72,13	Irregular
Story1	199,28	95,32	No irregular

Nota. Valores obtenidos del programa de análisis estructural acorde al modelamiento elaborado.

Se puede verificar que el piso dos no cumple con la condición de la normativa, pero esto se puede obviar puesto que existe la excepción del piso de cubierta debido a que, esta es

más liviana que el piso inferior. Por lo tanto, no es irregular de tipo 2. Finalmente, la estructura para el caso de irregularidad número 3, de igual forma, se concluye que no es irregular. Logrando así que,

$$\emptyset_E = 1.00$$

La estructura inicialmente se especificó que los parámetros de irregularidad equivalen a 1.0, a manera de verificar que la decisión tomada fue la correcta, se llegó al resultado que la estructura no es irregular tanto en planta como elevación por lo que los valores asumidos inicialmente fue el correcto.

Derivas. De igual forma, una vez determinado que no existe cambios por irregularidad de la estructura, se comprueba que las derivas ocasionadas por el sismo en ambas direcciones no superen el 2% que es propuesto por las normativas. Siendo nuestro caso, que cumplen todas las condiciones de derivas mostradas a continuación:

Tabla 3.12

Derivas de la estructura por piso

Story	Drift X m	Drift Y m	Deriva/altura de piso		Porcentaje	
Story3	2,63E-03	3,30E-05	8,77E-04	1,10E-05	0,53%	0,01%
Story2	2,57E-03	1,30E-04	8,55E-04	4,33E-05	0,51%	0,03%
Story1	3,90E-05	1,35E-07	1,30E-05	4,48E-08	0,01%	0,00%
Story3	9,80E-05	3,56E-03	3,27E-05	1,19E-03	0,02%	0,71%
Story2	5,60E-05	3,19E-03	1,87E-05	1,06E-03	0,01%	0,64%
Story1	1,00E-06	4,20E-05	3,33E-07	1,40E-05	0,00%	0,01%

3.1.10 Diseño de hormigón armado

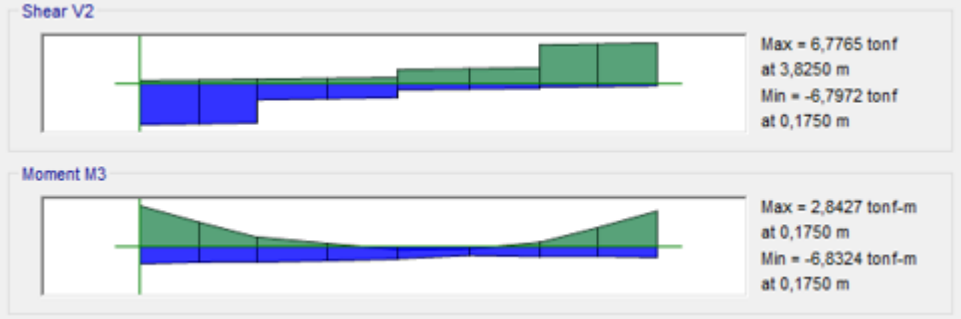
Diseño a flexión de vigas. Para el análisis de vigas, se considera a la viga correspondida entre el eje B3 y B4. Acorde al análisis estructural otorgado, se menciona que

la viga no cumple con la combinación de esfuerzos cortantes y torsión, motivo por el cual, se proponen nuevas dimensiones de la viga para su respectivo diseño, en este caso, se optó por una V30x40.

Para el diseño de las vigas, se lo realiza entorno a las demandas de los momentos determinados por la envolvente de combinaciones de cargas realizadas en el software estructural. Otorgando así los siguientes valores que se muestran en la Figura 3.15.

Figura 3.15

Envolvente de cargas para la viga correspondida en el eje B3 y B4



Nota. Obtenido acorde a las demandas propuestas por la envolvente de combinaciones de carga propuestas por la NEC.

De tal manera que las demandas de momentos para esta viga se conforman de la siguiente manera:

Tabla 3.13

Momentos de la viga B3-B4

Momento	Inicio	Centro	Fin
Momento Superior [ton-m]	6.8324	0.5021	5.9396
Momento Inferior [ton-m]	2.8427	2.0728	1.7744

Según el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, (2015) establece que los momentos mínimos a diseñar deben cumplir con las siguientes consideraciones:

- Para el momento positivo en la cara de la columna debe elegirse el valor mayor entre la mitad del momento negativo o el momento positivo obtenido en las demandas para su diseño.

$$M^{+}{}_{n} \geq \frac{M^{-}{}_{n}}{2}$$

- El momento negativo en la cara de la columna se mantiene acorde a las demandas para su diseño.
- En la zona central de la viga, estipula que tanto el momento positivo como negativo, se escogerá el momento mayor entre los momentos actuantes en la viga y se dividirá para 4. Es decir,

$$M^{+}{}_{n} \text{ ó } M^{-}{}_{n} \geq \frac{max.\, M_n \; en \; la \; cara \; del \; nudo}{4}$$

Por lo tanto, los momentos mínimos de diseño se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 3.14

Momentos de diseño para la viga B3-B4

Momento	Inicio	Centro	Fin
Momento Superior [ton-m]	6.8324	1.7081	5.9396
Momento Inferior [ton-m]	2.8427	2.0728	1.7744

Nota. Momentos obtenidos acorde a lo mínimo que requiere por normativa y demanda.

A su vez, el programa estructural otorga información de acero requerido para la viga V30x40 como se observa en la Tabla 3.15.

Tabla 3.15

Acero requerido para la viga acorde a las demandas de momento

Ubicación	V30x40 - Acero requerido [cm^2]		
	Inicio	**Centro**	**Fin**
Superior	5.18	3.41	5.44
Inferior	3.41	3.41	3.41

Nota. Valores de acero requerido obtenidos del programa estructural.

Cabe mencionar que se utiliza la siguiente fórmula para el acero mínimo estipulada por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2014) por sus siglas, NEC-SE-HM, sección 4.2.5.

$$A_{Smin} = \frac{14}{f_y} bd \quad (3.21)$$

Donde se definen los siguientes datos:

- f_y: Resistencia a la fluencia del acero de varilla. Típicamente 4200 kg/cm^2.
- b: Base de la sección de la viga.
- d: Peralte efectivo de la viga.

El peralte efectivo, se determina considerando inicialmente un uso del diámetro del estribo ($\Phi_{estribo}$) igual a 10 mm y un diámetro del acero longitudinal de 20 mm (Φ_L).

$$d = h - rec - \emptyset_{estribo} - \frac{\emptyset_L}{2} \quad (3.22)$$

Por lo tanto, reemplazando los valores de la sección de la viga en la ecuación 3.22, se tiene que:

$$d = 34.3\ cm$$

Es así como, el acero mínimo por normativa acorde a la ecuación 3.21 es,

$$A_{Smin} = 3.43\ cm^2$$

Logrando ser así que, el acero mínimo requerido es lo mostrado por la Tabla 3.16.

Tabla 3.16

Acero mínimo requerido por normativa

Ubicación	**V30x40 - Acero mínimo requerido [cm^2]**		
	Inicio	**Centro**	**Fin**
Superior	5.18	3.43	5.44
Inferior	3.43	3.43	3.43

Nota. El acero mínimo obtenido por norma otorga un leve incremento de 0.02 cm^2, por lo que se realiza el cambio en donde se requiera en función a la Tabla 3.15.

Con esta información de aceros mínimos requeridos, determinamos la configuración cercana y más idónea para el diseño a flexión de la viga analizada. A continuación, se presenta la configuración del acero colocado en la siguiente tabla.

Tabla 3.17

Configuración del acero colocado en la viga B3-B4

Ubicación	**Acero colocado**		
	Inicio	**Centro**	**Fin**
Superior	4Φ14	4Φ14	4Φ14
Inferior	4Φ12	4Φ12	4Φ12
Ubicación	**Acero colocado [cm^2]**		
Superior	6.16	6.16	6.16
Inferior	4.52	4.52	4.52

Longitudes de varillas. Para una correcta transmisión de esfuerzos, las varillas deben proporcionar cierta longitud de desarrollo o de anclaje para que pueda transmitir todos esos esfuerzos mediante la combinación entre el hormigón y la varilla. Por ello, la longitud de desarrollo se calculó de la siguiente forma mostrada en la ecuación 3.23.

$$l_d = \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{1.4\sqrt{f'_c}} d_b \quad (3.23)$$

Donde:

- $\psi_t = 1.0$
- $\psi_e = 1.0$
- $\lambda = 1.0$
- $f'_c = 240\ \frac{kg}{cm^2}$
- $d_b = 14\ mm$

Reemplazando en la ecuación 3.23, se tiene que,

$$l_d = 857.30\ mm = 86\ cm$$

Por otro lado, la longitud de adherencia será determinada acorde a lo mencionado por la ACI-318-19 donde se establece que la longitud de extensión recta para un gancho de 90 grados es de:

$$l_{ext} = 12 d_b \quad (3.24)$$

Obteniendo un valor de longitud de gancho equivalente a:

$$l_{ext} = 170\ mm = 17\ cm$$

De forma similar se determina la longitud de anclaje en columnas como lo estipula la ACI-318-19 como:

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} \quad (3.25)$$

Donde:

- $f_y = 4200\frac{kg}{cm^2}$
- $\lambda = 1.0$
- $f'_c = 240\ \frac{kg}{cm^2}$

- $d_b = 14\ mm$

Reemplazando los valores en la expresión 3.25 se tiene que,

$$l_{dh} = 222.27\ mm = 22.0\ cm$$

Diseño a cortante de vigas. El diseño a cortante de las vigas es útil para otorgar la estabilidad y resistencia necesaria de los elementos en los extremos de la sección analizada puesto que poseen mayor demanda de corte, por lo que se debe diseñar el estribo necesario con sus respectivas separaciones.

Es así, que primero se obtiene los valores de momentos probables generado en los extremos de la viga con la siguiente expresión:

$$M_p = A_s \alpha f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (3.26)$$

Siendo así:

- $f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$
- $\alpha = 1.25$
- A_s: Área de acero colocado por diseño a flexión (Tabla 3.17).
- d: Peralte efectivo de la viga.

Previamente, se calcula el valor de a, para el cálculo del momento probable con la expresión 3.27.

$$a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f'_c b} \quad (3.27)$$

Tabla 3.18

Valores de "a" para el cálculo del momento probable

Ubicación	V30x40 -Valor de a [cm]		
Superior	5.28	-	5.28
Inferior	3.88	-	3.88

Nota. Valores calculados acorde a la expresión 3.27.

Con estos valores de a calculados, se determina el momento probable con la expresión anteriormente mencionada, otorgando los siguientes valores:

Tabla 3.19

Momento probable en los extremos de la viga B3-B4

Ubicación	V30x40 – Momento probable [ton-m]		
Superior	10.27	-	10.27
Inferior	7.70	-	7.70

Seguido del cálculo de momento probable, se determina el cortante probable generado por estos momentos produciendo el efecto de doble curvatura en los extremos de la viga como se menciona en la Guía de Hormigón Armado del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, (2015) muestra que:

$$V_p = \left(\frac{M_{i-} + M_{j+}}{L}; \frac{M_{i+} + M_{j-}}{L}\right) \quad (3.28)$$

Donde:

- $M_{i-}\ y\ M_{j-}$: Momentos probables negativos inicio y final.
- $M_{i+}\ y\ M_{j+}$: Momentos probables positivos inicio y final.
- L: Luz libre de la viga.

Finalmente,

$$V_p = \left(\frac{10.27 + 7.70}{3.65}; \frac{7.70 + 10.27}{3.65}\right)$$

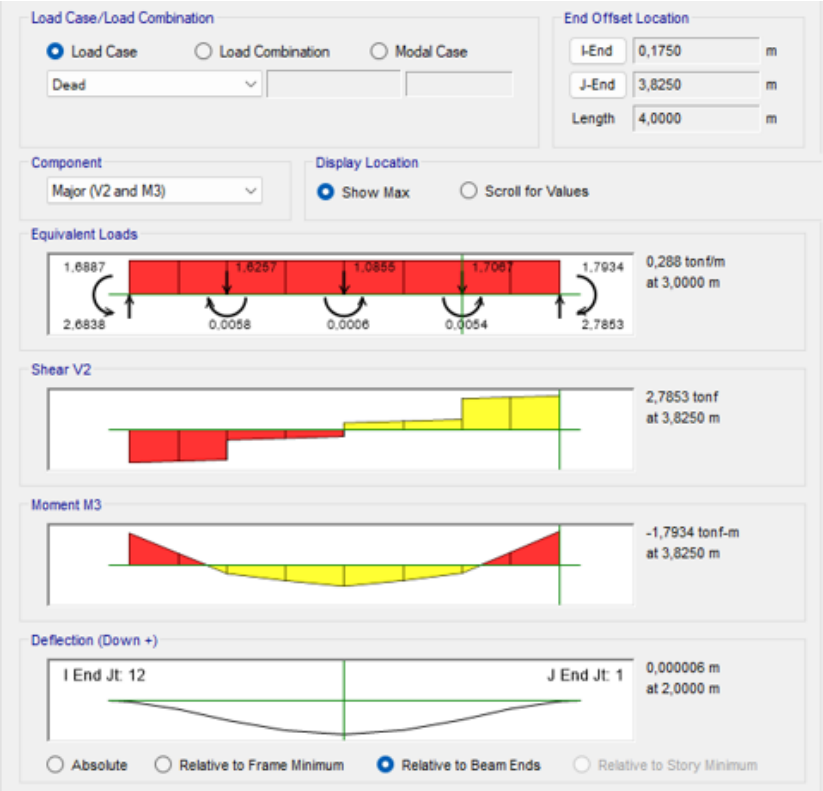
$$V_p = (4.92\ ton\ ;\ 4.92\ ton)$$

Dado que se obtuvo el mismo valor para ambos casos en la ecuación 3.28, el cortante probable corresponde al de 4.92 ton. Cabe recalcar, que se usa el valor máximo calculado por estas expresiones.

Además, se considera el valor del cortante gravitacional otorgado por los diagramas de corte de análisis estructural. Este valor de cortante corresponde netamente a la carga muerta y sobreimpuesta de la estructura como se muestra en la Figura 3.16.

Figura 3.16

Diagrama de fuerzas de la viga B3-B4



Nota. Se usa el caso de las cargas muertas en el software estructural.

Por lo que,

$$V_{grav} = 2.7853\ ton$$

Luego, se obtiene el cortante de V_u, comparando con el obtenido por el programa, así como de forma manual con la siguiente expresión:

$$V_u = V_p + V_{grav} \quad (3.29)$$

$$V_u = 7.71\ ton$$

De la Figura 3.15, se tiene que V_u = 6.7972 ton. Es así como se escoge el valor máximo entre estos dos datos de cortante de diseño. Luego, se verifica la siguiente condición:

$$V_p \geq 0.5V_u \rightarrow V_c = 0$$

Para este caso, se obtuvo que V_c = 0, dado que,

$$4.92\ ton \geq 3.855\ ton$$

Finalmente, se considera la colocación de un estribo de diámetro 10 mm, que en su defecto dispone de dos ramales. Otorgando así un valor de A_v:

$$A_v = \#ramales.\, A_e \quad (3.30)$$

Donde:

- A_e: Área del estribo propuesto.

  Quedando así que,

$$A_v = 1.57\ cm^2$$

Luego, la separación por demanda es obtenida por la siguiente expresión.

$$s = \frac{A_v f_y d}{\frac{V_u}{\emptyset} - V_c} \quad (3.31)$$

Considerando el factor de minoración para cortante de 0.75, se tiene la siguiente separación por demanda.

$$s = 22.08\ cm$$

Sin embargo, la Norma Ecuatoriana de la Construcción, estipula que la separación en la zona de confinamiento (extremos de la viga), debe ser el menor valor entre:

$$s_{NEC} \leq \begin{cases} \dfrac{d}{4} \\ 6\emptyset_{l-menor} \\ 200\ mm \end{cases} \quad (3.32)$$

Verificando, se tiene que la separación en la zona de confinamiento es:

$$s_{NEC} = 7.2\ cm$$

Asimismo, en la zona central de la viga, la normativa estipula que la separación mínima es:

$$s_{centro} \leq \frac{d}{2} \quad (3.33)$$

$$s_{centro} = 17.2\ cm$$

Por temas constructivos, se concluye la separación de estribos de la siguiente forma:

- Zona de confinamiento (2h): $\emptyset 10$ @ $7\ cm$
- Zona central: $\emptyset 10$ @ $17\ cm$

Diseño por torsión. Para el diseño de torsión, se determina si se puede despreciar o no el efecto de esta fuerza y, además, se verifica si la sección es adecuada para estos productos combinados de cortante-torsión. A continuación, se muestra el procedimiento, se debe dar la siguiente condición:

$$T_u \leq \emptyset T_{th} \quad (3.34)$$

Donde:

$$T_{th} = 0.083\sqrt{f'_c}\left(\frac{{A_{CP}}^2}{p_{CP}}\right);\ \emptyset = 0.75 \quad (3.35)$$

$$A_{CP} = bd \quad (3.36)$$

$$p_{CP} = 2b + 2d \quad (3.37)$$

Por otro lado, se obtiene la demanda por torsión de la viga (Figura 3.17) acorde al análisis estructural elaborado en el programa para poder comprobar la verificación de resistencia. Siendo así que,

$$T_u = 0.0527\ ton - m$$

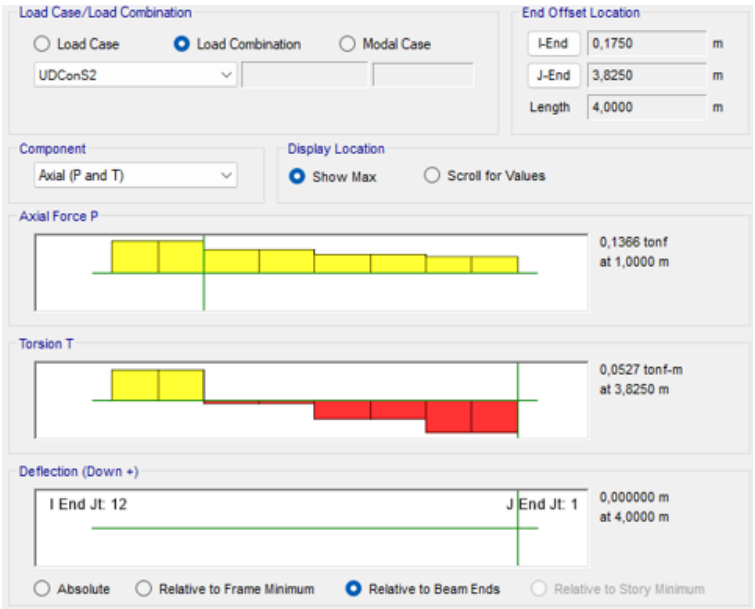
Calculando el valor del umbral de torsión, T_{th}, con las expresiones de la 3.35 a la 3.37, se tiene lo siguiente.

- Siendo b = 30.0 cm y,
- d = 34.4 cm

$$A_{CP} = 1032\ cm^2 = 0.103\ m^2$$

Figura 3.17

Demandas por axial y torsión de la viga B3-B4



Nota. Diagramas obtenido acorde al análisis estructural.

Y,

$$p_{CP} = 128.8\ cm = 1.288\ m$$

Reemplazando en la expresión 3.35 (es válida para unidades en MPa y mm), se tiene que:

$$T_{th} = 0.083\sqrt{f'_c}\left(\frac{{A_{CP}}^2}{p_{CP}}\right)$$

$$T_{th} = 0.083\sqrt{24\ MPa}\left(\frac{(103200\ mm^2)^2}{1288\ mm}\right)$$

$$T_{th} = 3362228.65\ N-mm = 0.378\ ton-m$$

Finalmente, se cumple que:

$$T_u \leq \emptyset T_{th}$$

$$0.0527\ ton-m \leq (0.75)(0.378\ ton-m)$$

$$0.0527\ ton-m \leq 0.2835\ ton-m$$

Por lo tanto, los efectos de torsión de la viga se pueden despreciar por lo que no se requiere de acero adicional. Ahora bien, se comprueba el efecto combinado cortante-torsión de tal manera que, se verifique que la sección es suficiente para estos efectos. P, se debe cumplir que:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{bd}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7{A_{Oh}}^2}\right)^2} \leq \emptyset\left(\frac{V_c}{bd} + \frac{2}{3}\sqrt{f'_c}\right) \quad (3.38)$$

$$p_h = 2(b - 2rec - \emptyset_{estribo}) \quad (3.39)$$

$$A_{Oh} = (b - 2rec - \emptyset_{estribo})(h - 2rec - \emptyset_{estribo}) \quad (3.40)$$

Reemplazando los datos e información de fuerzas de la viga en las expresiones 3.39 y 3.40, se tiene que:

$$p_h = 2(b - 2rec - \emptyset_{estribo})$$

$$p_h = 42\ cm$$

$$A_{Oh} = (b - 2rec - \emptyset_{estribo})(h - 2rec - \emptyset_{estribo})$$

$$A_{Oh} = 651\ cm^2$$

Reemplazando en la condición 3.38,

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{bd}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7{A_{Oh}}^2}\right)^2} \leq \emptyset\left(\frac{V_c}{bd} + \frac{2}{3}\sqrt{{f'}_c}\right)$$

Cabe mencionar que, para esta expresión, se deben usar valores en unidades de MPa, N y mm.

$$\sqrt{\left(\frac{68591.58\ N}{(300\ mm)(344\ mm)}\right)^2 + \left(\frac{(468842.56\ N - mm)(420\ mm)}{1.7(65100\ mm^2)^2}\right)^2}$$

$$\leq 0.75\left(\frac{0\ N}{(300\ mm)(344\ mm)} + \frac{2}{3}\sqrt{24\ MPa}\right)$$

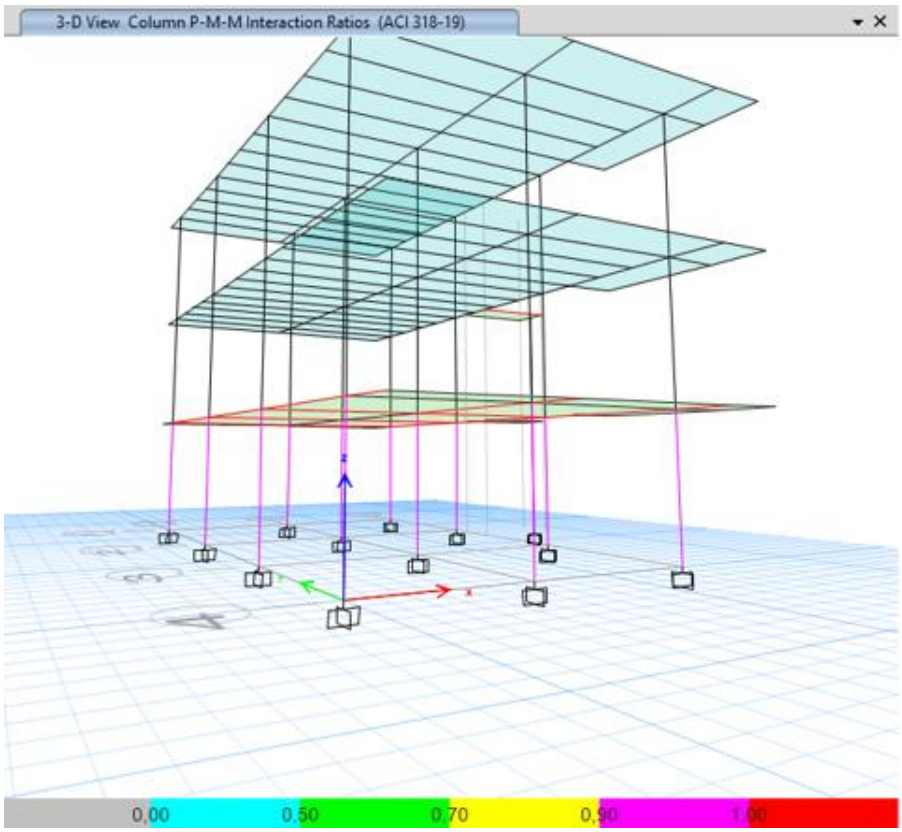
$$0.665\frac{N}{mm^2} \leq 2.45\frac{N}{mm^2}$$

Por lo tanto, la sección es adecuada.

Columnas. Con el análisis estructural se determina la relación de interacción P-M-M de las columnas de tal manera, que estas se encuentren en un rango aceptable de relación hasta 0.60. Sin embargo, se puede observar que las columnas obtienen un valor que oscila entre 0.90 y 1.00 como se observa en la Figura 3.18.

Figura 3.18

Relación de interacción P-M-M de las columnas predimensionadas

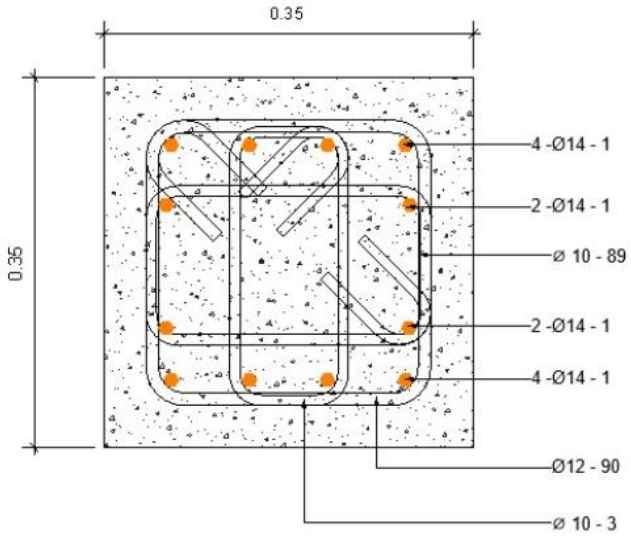


Para el diseño mostrado de la columna de hormigón armado, se realiza un nuevo diseño propuesto con una columna de 35x35 en el eje B3 y con una configuración de acero como la mostrada en la Figura 3.19. Esto servirá como guía para las demás columnas.

En este caso, con ayuda del programa de análisis estructural se utilizó como respaldo de que la columna puede resistir las cargas aplicadas entorno al diagrama de interacción generado en el mismo software (Ver Figura 3.22), logrando así que, se siga con el procedimiento de que las columnas cumplan el criterio de columna fuerte – viga débil.

Figura 3.19

Nuevo diseño propuesto. C35x35 para el eje B3



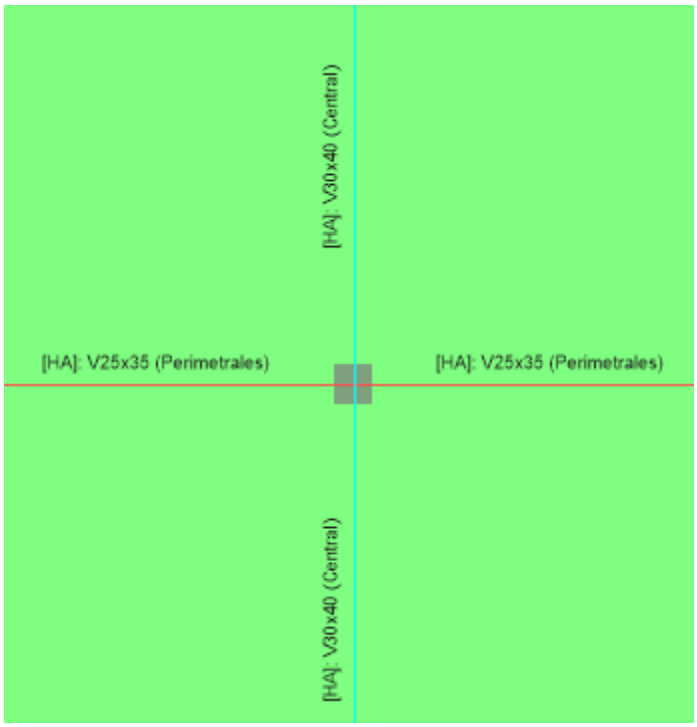
Nota. Cabe mencionar que el acero longitudinal de la columna se asignó en el programa estructural para el nuevo análisis.

Criterio columna fuerte – viga débil. Cabe mencionar que el análisis de columna fuerte-viga débil se la puede realizar en el programa, sin embargo, al tratarse de una estructura compuesta de hormigón armado en un piso y acero estructural en otro piso esta verificación no se puede lograr observar. Es así como, el procedimiento se lo presenta a continuación.

Sentido X – Columna B3. En la columna B3, se otorga como datos las vigas que están conectadas a dicha columna de interés con su diseño de acero (Figura 3.20). En este caso, se dispone de vigas en el eje 3 con dimensiones de V25x35 con una configuración de acero de 2Φ14+1Φ12 para la parte superior de la viga, mientras que, para la parte inferior, 3Φ12.

Figura 3.20

Vista en planta de la columna del eje B3



Es necesario, obtener los momentos probables provocados por el acero interpuesto en la viga, con la expresión 3.26 que fue mencionada previamente.

$$M_p = A_s \alpha f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Los valores de momento probable para la viga izquierda y viga derecha en el eje 3, se muestran en la Tabla 3.20.

Tabla 3.20

Momentos probables de las vigas conectados en el eje 3 de la columna analizada

Momento Probable [ton-m]		
Ubicación	**Viga Izquierda (V25x35)**	**Viga Derecha (V25x35)**
Superior	5.931	5.931
Inferior	4.851	4.851
Sumatoria de Momentos	10.782	10.782

Luego, con las demandas del programa estructural, se determinan las cargas axiales de las columnas tanto inferior como superior. En este caso, se obtiene como datos la carga muerta y sobreimpuesta, adicional a ello la carga axial producida por el sismo en la dirección analizada.

- Columna inferior (hormigón armado) y columna superior (acero estructural)

Figura 3.21

Demandas obtenidas por el caso de carga muerta en el programa de análisis estructural



En este caso, las fuerzas actuantes para la comprobación del criterio de columna fuerte se tienen que, para la columna de hormigón armado es:

$$P_{U1} = P_D + P_{Sx} \quad (3.41)$$

$$P_{U1} = 28.8828\ ton + 0.4448\ ton$$

$$P_{U1} = 29.33\ ton$$

Mientras que, para la columna de acero estructural, se tiene que,

$$P_{U2} = P_D + P_{Sx}$$

$$P_{U2} = 14.4481\ ton + 0.0044\ ton$$

$$P_{U2} = 14.4525\ ton$$

Cabe mencionar que, para el diseño propuesto, se obtuvo el diagrama de interacción nominal de la columna de diseño, que se muestra a continuación y con respecto a ese diagrama, obtenemos los momentos nominales sin minorar acorde a las cargas axiales determinadas.

Tabla 3.21

Resistencia nominal P-M de la columna C35x35

Mn [tonf-m]	**Pn [tonf]**
0,0000	249,3708
6,4880	249,3708
9,9955	223,9511
12,5393	187,7237
14,0741	148,7578
14,7779	103,6267
14,2262	70,3308
12,3082	37,8196
9,0956	2,9521
4,0203	-37,7889
0,0000	-64,3125

Nota. Los datos fueron obtenidos del programa estructural entorno a las dimensiones y diseño propuesto.

Construyéndose así, el siguiente diagrama de interacción (ver Figura 3.22). Realizando una intersección, partiendo como dato las fuerzas P_{U1} y P_{U2}, se obtienen los siguientes valores de momento de la columna:

$$M_{N1} = 11.65\ ton - m$$

$$M_{N2} = 10.25\ ton - m$$

Dando así, un valor de momento de columna igual a 21.90 ton-m (sumando los valores de momento M_{N1} y M_{N2}). Siguiendo con la comprobación, se debe concluir, el siguiente criterio:

$$\frac{Capacidad\ de\ Columna}{Capacidad\ de\ Viga} \geq 1.20 \quad (3.42)$$

$$\frac{21.90\ ton - m}{10.782\ ton - m} \geq 1.20$$

$$2.013 \geq 1.20$$

El análisis elaborado, se lo realizó para la viga izquierda comprendida entre el eje A3-B3, por similitud, y dado que la viga comprendida entre B3-C3 dispone de las mismas demandas en cuanto a la configuración del acero y adicional, es la misma sección de viga V25x35, se tiene que acorde a la expresión 3.42:

$$\frac{Capacidad\ de\ Columna}{Capacidad\ de\ Viga} \geq 1.20$$

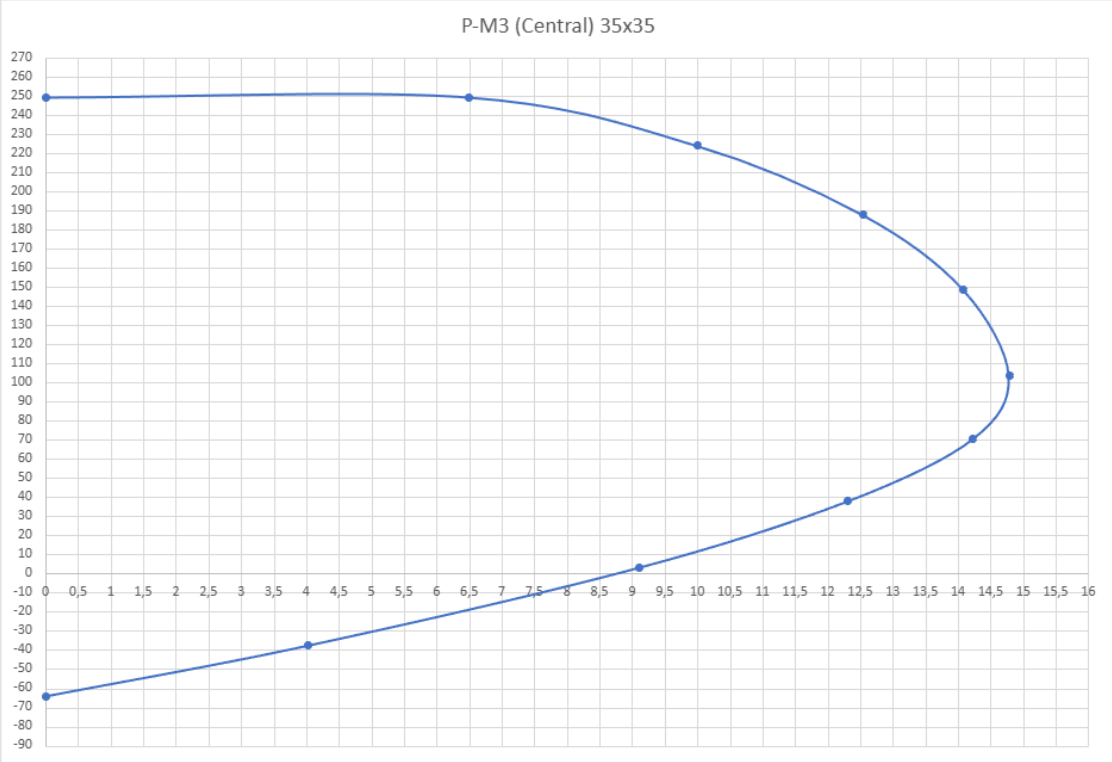
$$\frac{21.90\ ton - m}{10.782\ ton - m} \geq 1.20$$

$$2.013 \geq 1.20$$

Por lo tanto, la columna en el eje X, si cumple con el criterio de columna fuerte-viga débil.

Figura 3.22

Diagrama de interacción de la columna C35x35



Nota. Diagrama elaborado con herramientas de Excel acorde a los datos de la Tabla 3.21.

Sentido Y – Columna B3. Para el análisis de la columna en el eje Y, se observa que están presente vigas principales de V30x40, por lo tanto, los valores de momentos probables se muestran en la Tabla 3.22.

Tabla 3.22

Momentos probables de las vigas conectados en el eje B de la columna analizada

Momento Probable [ton-m]		
Ubicación	**Viga Izquierda (V30x40)**	**Viga Derecha (V30x40)**
Superior	10.270	10.270
Inferior	7.703	7.703
Sumatoria de Momentos	17.974	17.974

Siguiendo con el procedimiento, en este caso, las fuerzas actuantes para la comprobación del criterio de columna fuerte se obtiene información sobre la carga muerta y la carga ocasionada por el sismo en la dirección Y. Se hace uso de la expresión 3.41, pero con la diferencia del eje analizado.

$$P_{U1} = P_D + P_{Sy}$$

$$P_{U1} = 28.8828\ ton + 1.8644\ ton$$

$$P_{U1} = 30.7472\ ton$$

Mientras que, para la columna de acero estructural del segundo nivel, se tiene que,

$$P_{U2} = P_D + P_{Sy}$$

$$P_{U2} = 14.4481\ ton + 0.4033\ ton$$

$$P_{U2} = 14.8514\ ton$$

Se ingresa ambos valores al diagrama de interacción para el diseño de columna propuesto (Figura 3.21), se tiene que:

$$M_{N1} = 11.75\ ton - m$$

$$M_{N2} = 10.25\ ton - m$$

Finalmente, se obtiene para ambas vigas (expresión 3.42),

$$\frac{Capacidad\ de\ Columna}{Capacidad\ de\ Viga} \geq 1.20$$

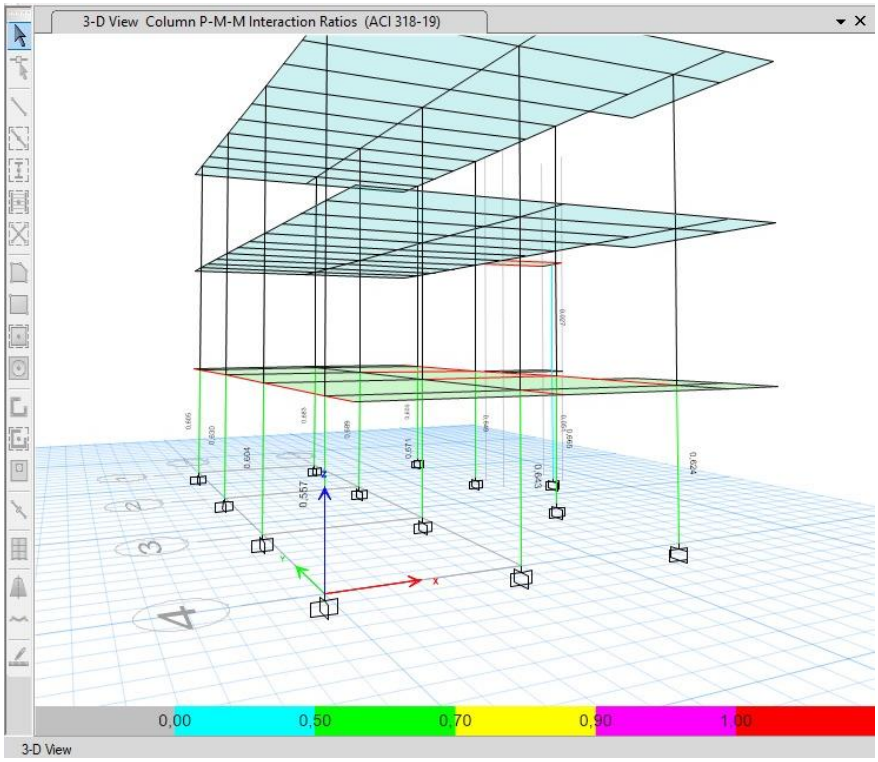
$$\frac{22.0\ ton - m}{17.974\ ton - m} \geq 1.20$$

$$1.224 \geq 1.20$$

Así, se concluye que la columna C35x35 con la configuración de acero propuesto 12Φ14 cumple con los requerimientos y es apta para la estructura. Además, en la Figura 3.23 se observa que, con el cambio de las dimensiones de las columnas, mejoran su capacidad P-M-M, llegando a un rango entre 0.50 y 0.60 que era lo que se esperaba obtener inicialmente.

Figura 3.23

Relación de interacción P-M-M de las columnas diseñadas



Nota. Obtenido en un programa de análisis estructural con el diseño propuesto de columnas.

Longitudes del refuerzo de varillas. La Norma Ecuatoriana de la Construcción, proporciona información de las longitudes en la zona de confinamiento y en la zona permitida de traslapos del refuerzo que llega a ser similar a lo estipulado por ACI 318-19 como se muestra en la Figura 3.24.

Se puede observar, que la zona de confinamiento está limitada por las siguientes condiciones:

$$L_o \geq \begin{cases} h_c \\ h_n/6 \\ 450\ mm \end{cases} \qquad (3.43)$$

Donde las variables mostradas en la condición son las siguientes:

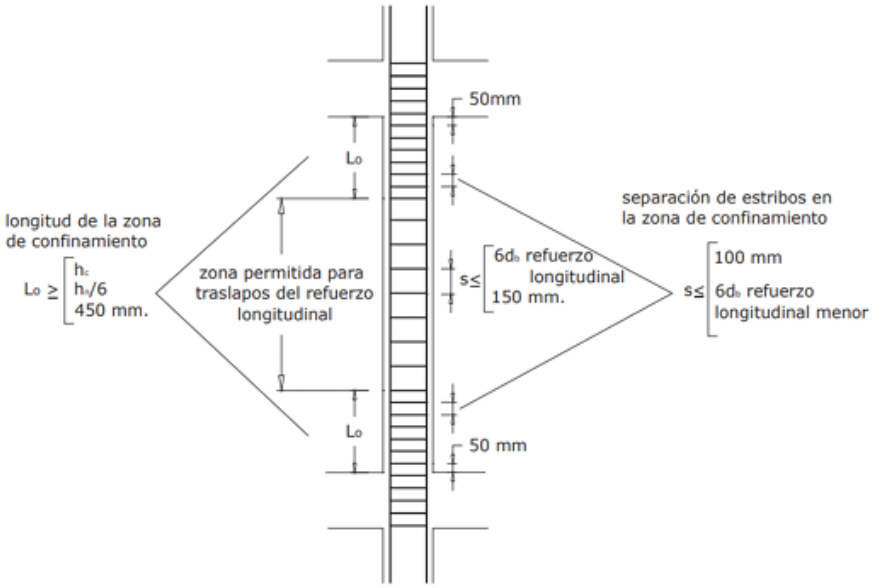
- h_c: La altura de la columna.
- h_n: La luz libre de la columna.

A manera de seguimiento, se consideran los datos de la columna crítica diseñada anteriormente.

$$L_o \geq \begin{cases} 350\ mm \\ \dfrac{3000\ mm}{6} = 500\ mm \\ 450\ mm \end{cases}$$

Figura 3.24

Esquema de longitudes para separación entre estribos y zonas de interés



Nota. Esquema obtenido de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2014).

Finalmente, se tiene que la longitud de la zona de confinamiento es de 500 mm. Asimismo, fuera de la zona de confinamiento, la normativa establece una separación mínima a cumplir que establece como:

$$s \leq \begin{cases} 6d_b \\ 150\ mm \end{cases} \quad (3.44)$$

Donde:

- d_b: Refuerzo longitudinal de la columna.

Calculando, se obtiene que la separación mínima fuera de la zona de confinamiento de la columna es,

$$s_{min} = 8.40\ cm$$

Además, se menciona que el área de refuerzo en forma de estribos por confinamiento debe ser mayor al estipulado por las siguientes expresiones:

$$A_{sh} = 0.3\frac{sb_c f'_c}{f_y}\left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right] \quad (3.45)$$

$$A_{sh} = 0.09\frac{sb_c f'_c}{f_y} \quad (3.46)$$

Donde:

- b_c: Distancia máxima, entre esquinas del estribo de confinamiento.
- A_g: Área de la columna.
- A_{ch}: Área interna confinada.

Se deben establecer esos parámetros, a continuación, se muestra el procedimiento.

$$b_c = h_c - 2rec - \emptyset_{estribo} = 25.8\ cm$$

Por otro lado, una vez obtenido la distancia de confinamiento se determina el área, puesto que la columna es simétrica en ambos ejes, por ende, $h_{confinada}$ = 26 cm.

$$A_{ch} = {b_c}^2 = 665.64\ cm^2$$

Una vez obtenido los datos necesarios, se reemplazan en las ecuaciones 3.45 y 3.46 propuestas anteriormente.

$$A_{sh} = 0.3\frac{sb_c f'_c}{f_y}\left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right]$$

$$A_{sh} = 3.14\ cm^2$$

Y,

$$A_{sh} = 0.09\frac{sb_c f'_c}{f_y}$$

$$A_{sh} = 0.04\ cm^2$$

Siendo así el área de refuerzo mínimo de confinamiento igual a 3.14 cm^2. Es así como, se propone una configuración del acero en ambos ejes con una cantidad de 4 ramales, donde se encuentre un estribo exterior de Φ12mm y uno interno para ambos ejes de Φ10mm con una separación de 8.4 cm.

3.1.11 Cimentaciones.

Para el diseño de las cimentaciones, se consideran los siguientes datos iniciales acorde a una correlación de estudios de suelos que es válida en lo mencionado en el capítulo 2 de esta memoria técnica:

- $\gamma_{suelo} = 1.8$ ton/m^3
- $\gamma_{hormigón} = 2.4$ ton/m^3
- Sobrecarga: s/c = 0.2 ton/m^2

A modo de que las condiciones del suelo son pobres (capacidad del suelo de aproximadamente 6 ton/m^2 incrementándola a un valor de 10 ton/m^2 con el uso de mejoramiento en el terreno), se opta por un diseño de zapatas aisladas conectadas con vigas de cimentación, por lo que, el diseño de la cimentación mostrada a continuación será el de las columnas correspondidas entre el eje A2 y B2, teniendo los siguientes datos:

Tabla 3.23

Demandas de la columna del eje A2

Carga	Fz	Mx	My
Muerta	14,078	-0,105	0,504
Viva	3,102	-0,011	0,116
Sismo X, Y	-0,715	3,330	-0,084
(Envolvente)	-4,365	-0,092	-2,758

Nota. Obtenidas del programa estructural.

Tabla 3.24

Demandas de la columna del eje B2

Carga	Fz	Mx	My
Muerta	29,341	-0,142	0,033
Viva	7,041	-0,004	-0,009
Sismo X, Y	-0,266	6,072	-0,122
(Envolvente)	-1,429	-0,021	-5,768

Nota. Obtenidas del programa estructural.

Por ende, acorde a las tablas 3.23 y 3.24, los datos se enlistan a continuación

- Desplante: D_f = 100 cm
- σ_t = 10 ton/m^3
- b_1 = 30 cm
- h_1 = 30 cm
- CM_1 = 14.0775 ton
- CV_1 = 3.1017 ton
- b_2 = 35 cm
- h_2 = 35 cm
- CM_2 = 29.3407 ton
- CV_2 = 7.0406 ton
- Luz libre entre columnas: L_n = 3.175 m

Con la información previamente definida, se empieza por obtener las cargas mayoradas acorde a las demandas de las columnas con la combinación de cargas 2 de la NEC, donde:

Para la columna A2:

$$CU_1 = 1.2CM_1 + 1.6CV_1$$

$$CU_1 = 21.856\ ton$$

Para la columna B2:

$$CU_2 = 1.2CM_2 + 1.6CV_2$$

$$CU_2 = 46.474\ ton$$

Predimensionamiento de la viga de cimentación. Para el dimensionamiento de la cimentación, se tiene que la altura está definida por la expresión 3.47 donde:

$$h = \frac{L_n}{8} \quad (3.47)$$

$$h = 39.688\ cm$$

Sin embargo, se escoge una altura de 90 cm para adaptar el nivel del contrapiso por encima de ese nivel por los antecedentes de riesgos de inundaciones mencionados anteriormente. Así mismo, se verifica la base teórica necesaria con la siguiente condición:

$$b = \frac{CM_1 + CV_1}{\sigma_t L_n} \quad (3.48)$$

$$b = 54.108\ cm$$

Por temas constructivos, se escoge una base menor de tal manera que coincida con la dimensión menor entre las columnas analizadas. Para este caso, se tiene como:

$$b = 30\ cm$$

Posteriormente, se calcula el esfuerzo neto del suelo considerando todos los efectos que afecten al esfuerzo de este con la siguiente expresión:

$$\sigma_{neto} = \sigma_t - \gamma_{suelo} D_f \quad (3.49)$$

$$\sigma_{neto} = 8.2\ \frac{ton}{m^2}$$

Ahora bien, el dimensionamiento de las zapatas, se da acorde a la siguiente expresión:

$$A_1 = \frac{CU_1}{\sigma_{neto}} \quad (3.50)$$

$$A_1 = 2.665\, m^2 = A \times 2A$$

Además, se asume inicialmente que la zapata estará compuesta por dimensiones Ax2A, por lo que el lado de A se determina de la siguiente manera:

$$A = \sqrt{\frac{A_1}{2}} = 1.154\, m = b_1$$

Sin embargo, se escoge como lado de la cimentación de la columna A2 una longitud de 1.20 m. Este mismo procedimiento se realiza para la zapata de la columna B2 con las expresiones anteriormente definidas y con el mismo criterio de que es una zapata de dimensiones Ax2A.

$$A \times 2A = A_2 = \frac{CU_2}{\sigma_{neto}} = 5.668\, m^2$$

Y,

$$A = \sqrt{\frac{A_2}{2}} = 1.683\, m = b_2$$

Así también, se escoge una base de 1.70 m. Luego, el cálculo del peso de la viga de cimentación será útil para el diagrama de fuerzas generado producto de la reacción del suelo, las cargas actuantes sobre la cara de la columna, entre otras fuerzas para el prediseño de las zapatas.

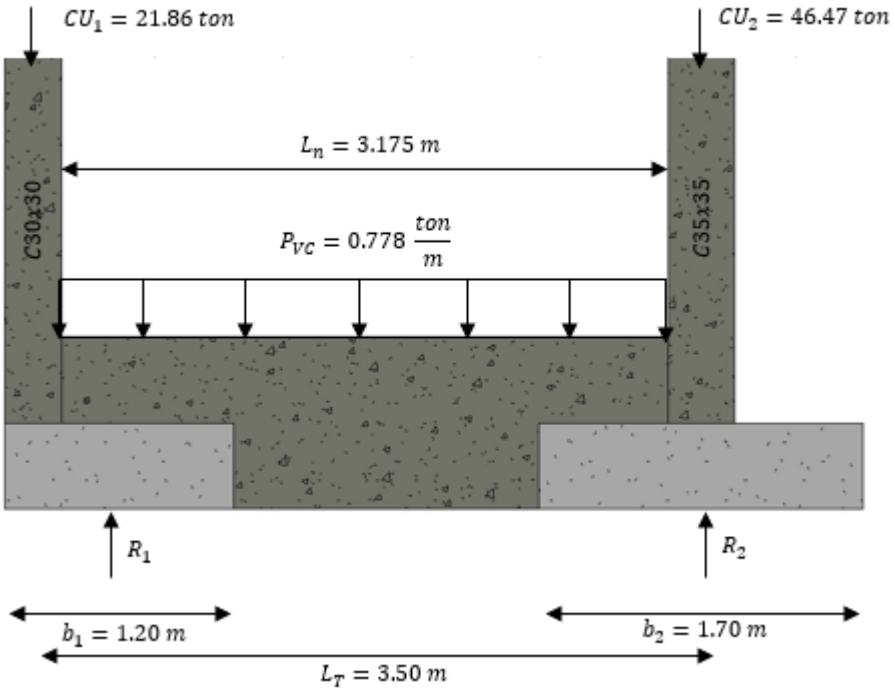
$$P_{VC} = 1.2\gamma_{hormigon} hb \quad (3.51)$$

$$P_{VC} = 0.778 \frac{ton}{m}$$

Donde el diagrama de fuerzas se muestra en la siguiente Figura 3.25.

Figura 3.25

Diagrama de fuerzas presentes en la cimentación de las columnas A2 y B2



Con este diagrama obtenido, se calculan las reacciones producidas en las dos zapatas producidas por el empuje del suelo de la siguiente forma:

$$\circlearrowleft^{+} \sum M_2 = 0$$

Dado que la generación de momento se aplica en la zapata de la columna B2 (C35x35), se tiene que la expresión queda simplificada de la siguiente manera:

$$R_1 = \frac{(CU_1 L_T) + \left(P_{VC}\left(\frac{{L_n}^2}{2}\right)\right)}{L_T - 0.3m};\ L_T = 3.5\ m$$

$$R_1 = 25.129\ ton$$

De manera similar, una vez obtenida la reacción en la zapata de la columna A2, se tiene que para la columna B2:

$$\sum F_y = 0$$

$$R_2 = -R_1 + CU_1 + CU_2 + (P_{VC}L_n)$$

$$R_2 = 45.67\ ton$$

Luego, se chequean las secciones con las reacciones anteriormente calculadas, de tal manera que:

$$A'_1 = \frac{R_1}{\sigma_{neto}} \quad (3.52)$$

$$A'_1 = 3.065\ m^2$$

Dado que la base inicial escogida es igual a 1.20 m.

$$h_1 = \frac{A'_1}{b_1} \quad (3.53)$$

$$h_1 = 2.554\ m$$

Por lo que, se opta por una zapata en el eje A2 con dimensiones de 1.20x2.60m. El mismo análisis se realiza para la columna B2:

$$A'_2 = \frac{R_2}{\sigma_{neto}} = 5.569\ m^2$$

Asimismo, el lado escogido para la zapata que sostiene a la columna B2, tiene 1.70 m:

$$h_2 = \frac{A'_2}{b_2} = 3.276\ m$$

De igual forma, se opta por una zapata en el eje B2 con dimensiones de 1.70x3.30m. Para el diseño de la viga de cimentación, se debe considerar las cargas lineales provocadas por la reacción del suelo en torno a las reacciones y longitudes calculadas.

Para la columna A2, se tiene que:

$$q_1 = \frac{R_1}{b_1} \quad (3.54)$$

$$q_1 = 20.941\frac{ton}{m}$$

Para la columna B2, usando la expresión (3.54):

$$q_2 = \frac{R_2}{b_2}$$

$$q_2 = 38.057 \frac{ton}{m}$$

Luego, se determinan posiciones fundamentales de diseño, generando las ecuaciones de cortante y momento para determinar las fuerzas máximas y mínimas de la cimentación (acorde a la Figura 3.26), así como también, los valores de fuerza cortante para la estimación de acero de la viga de cimentación.

Se elaboran las ecuaciones de corte y momento acorde a lo mostrada por la Figura 3.25, otorgando las siguientes expresiones:

$$\uparrow^{+} \sum F_{corte} = 0$$

$$-V_{(x)} - [P_{VC}(x - 0.30\ m)] - CU_1 + [q_1(x)] = 0$$

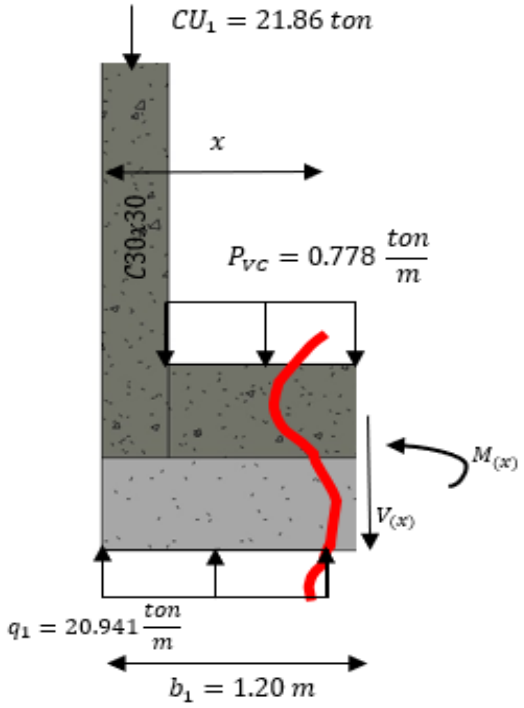
$$V_{(x)} = [q_1(x)] - [P_{VC}(x - 0.30\ m)] - CU_1\ ; 0 \leq x \leq 1.20\ m \quad (3.55)$$

De la ecuación 3.55 generada acorde a las fuerzas actuantes de la Figura 3.26, se determina el momento máximo generado, por ende, se conoce que este se produce cuando el valor del cortante es cero. Siendo así que, la expresión 3.55 se transforma en:

$$x = \frac{P_{VC}(-0.30\ m) + CU_1}{-P_{VC} + q_1} \quad (3.56)$$

Figura 3.26

Diagrama de corte para la formulación de ecuaciones de corte y momento en la zapata de la columna A2



Reemplazando los valores anteriormente obtenidos se tiene que:

$$x = 1.075\ m$$

Esto quiere decir que el momento máximo generado se da a 1.075 m tomando desde la referencia de izquierda a derecha de la zapata que resiste a la columna A2. Así mismo, se determina la ecuación de momentos con el diagrama mostrado en la Figura 3.25, de tal manera que,

$$\circlearrowleft^{+} \sum M_{corte} = 0$$

$$M_{(x)} + \left[P_{VC}\frac{(x - 0.30\ m)^2}{2}\right] + [CU_1(x - 0.15\ m)] - \left[q_1\frac{(x)^2}{2}\right] = 0$$

$$M_{(x)} = -\left[P_{VC}\frac{(x - 0.30\ m)^2}{2}\right] - [CU_1(x - 0.15\ m)] + \left[q_1\frac{(x)^2}{2}\right]; 0 \leq x \leq 1.20\ m \quad (3.57)$$

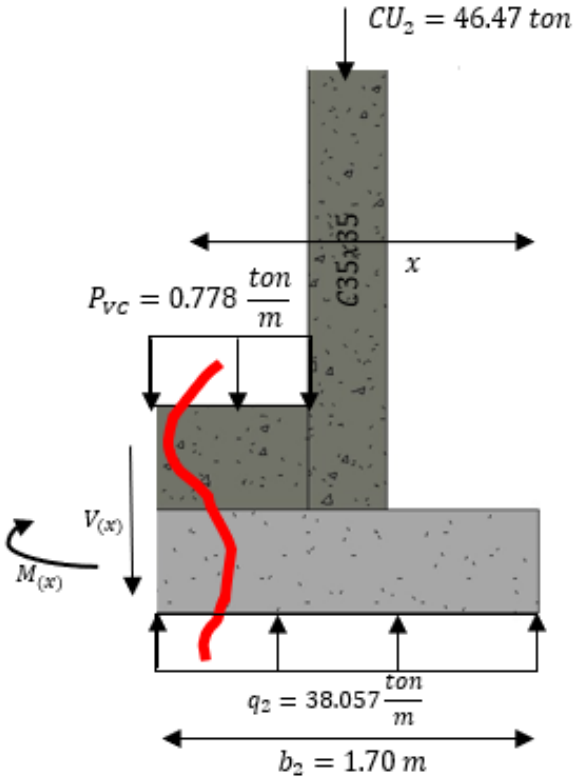
Para la columna A2, anteriormente, se determinó que el momento máximo ocurre a una distancia de 1.075 m. Adicional a ello, se presenta los momentos obtenidos por la ecuación 3.57 para la zapata de la columna A2 en las distancias de interés:

- Para x = 0 m, M_1 = 3.243 ton-m
- Para x = 1.075 m, M_2 = -8.35 ton-m
- Para x = 1.20 m, M_3 = -8.186 ton-m
- El cortante producido al borde de la zapata (expresión 3.55) es: V = 2.574 ton

Este mismo análisis, se elaboró para la zapata que soporta a la columna B2 donde las ecuaciones de cortante y momento se presentan a continuación acorde al diagrama de fuerzas de la Figura 3.27:

Figura 3.27

Diagrama de corte para la formulación de ecuaciones de corte y momento en la zapata de la columna B2



Es así como:

$$V_{(x)} = [q_2(x)] - [P_{VC}(x - 1.025\ m)] - CU_2\ ; 0 \leq x \leq 1.70\ m \quad (3.55)$$

Y,

$$M_{(x)} = \left[q_2 \frac{(x)^2}{2}\right] - \left[P_{VC} \frac{(x - 1.025\ m)^2}{2}\right] - [CU_2(x - 0.85\ m)]\ ; 0 \leq x \leq 1.70\ m \quad (3.55)$$

- Para x = 0 m, M_1 = 39.024 ton-m
- Para x = 1.216 m, M_2 = 11.113 ton-m
- Para x = 1.70 m, M_3 = 15.313 ton-m
- El cortante producido al borde de la zapata es: V = 17.699 ton

Para ambos diseños de zapatas, se obtiene el momento máximo absoluto, siendo así que:

Para la columna A2:

$$M_{max} = 8.35\ ton - m$$

Y para la columna B2, se tiene que:

$$M_{max} = 39.024\ ton - m$$

Al considerar, información como:

- f_y = 4200 kg/cm^2
- rec = 4 cm
- d_b = 14 mm
- $\Phi = 0.90$

Esto para calcular el peralte efectivo de la viga de cimentación, y determinar el acero que requiere la viga de cimentación por demanda.

$$d = h - rec - \frac{d_b}{2} \quad (3.56)$$

$$d = 85.3\ cm$$

Por ende,

$$A_s = \frac{30M_{max}[ton-m]}{d\ [cm]} \quad (3.57)$$

$$A_s = 2.94\ cm^2$$

De manera análoga se realiza el mismo procedimiento para la zapata que resiste a la columna B2, otorgando los siguientes valores de acero para la viga de cimentación acorde a la ecuación 3.57:

$$A_s = \frac{30M_{max}[ton-m]}{d\ [cm]}$$

$$A_s = 13.724\ cm^2$$

Donde por uniformidad de la viga de cimentación, se mantendrá una configuración del acero tal que se distribuya de la siguiente manera:

Tabla 3.25

Distribución de acero para la viga de cimentación

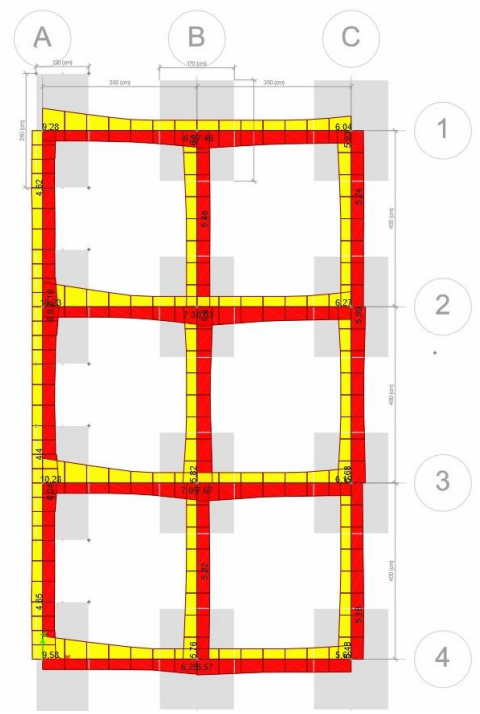
Ubicación	Acero colocado	Acero colocado [cm^2]
Superior	4Ø18	10.18
Inferior	3Ø18	6.15

Este diseño, se transporta a un programa estructural de tal forma que el prediseño propuesto y detallado cumpla con los requerimientos necesarios para el tipo de cimentación planteado.

Acorde a las demandas establecidas por el programa, se obtiene el acero requerido (Figura 3.28) para la viga de cimentación logrando así cambiar ligeramente la configuración del acero propuesto para la viga comprendida entre el eje A2 y B2.

Figura 3.28

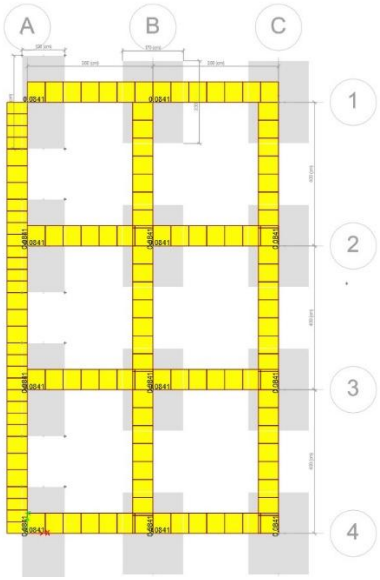
Acero requerido longitudinalmente en las vigas de cimentación



De igual forma, se obtiene las demandas por acero transversal en la Figura 3.29.

Figura 3.29

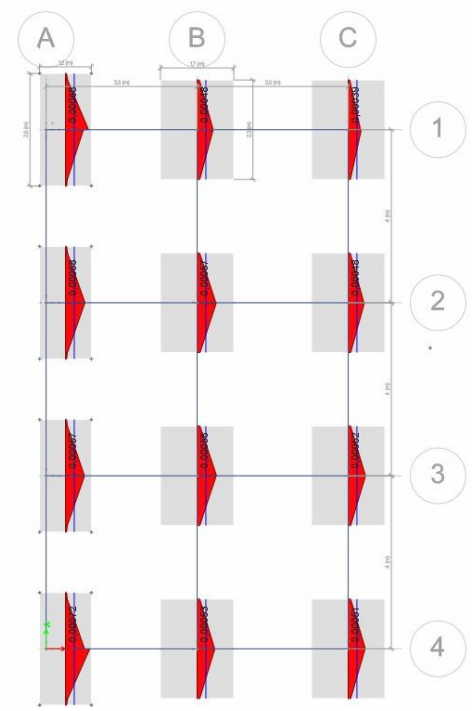
Acero transversal requerido en las vigas de cimentación



Además, para el armado del plinto, se considerará el acero requerido obtenido por el software para la colocación de las varillas en ambas direcciones acorde a las demandas (Figura 3.30). Cabe mencionar, que el software, permitió que se disminuya la sección del plinto del eje B2 de tal manera, que se obtiene dimensiones de 1.70x2.30m.

Figura 3.30

Acero requerido en los plintos en dirección Y



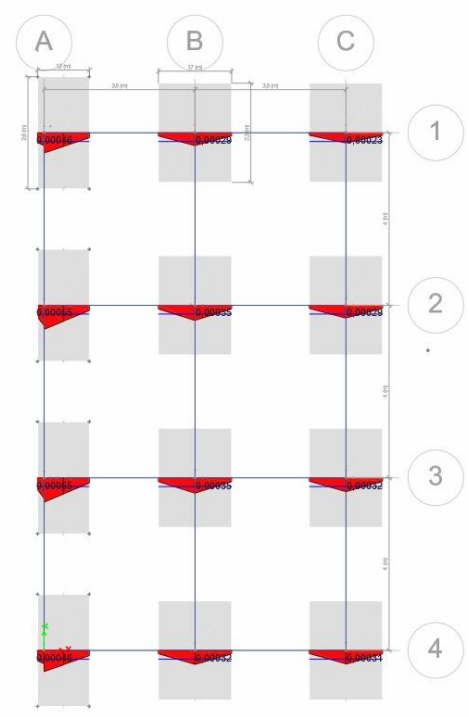
Nota. Valores obtenidos acorde al diseño estructural por el programa para su optimización.

A modo de seguimiento del ejemplo de diseño, para los ejes A2 y B2, se requiere de un total de 5.50 cm^2 y 3.50 cm^2, respectivamente. De manera análoga, se realiza en la otra dirección el análisis del acero requerido (Figura 3.31).

Con ayuda del programa, se determina que, luego con la configuración colocada del acero sea la idónea para el plinto acorde a la separación de las varillas en su diseño. Es por eso por lo que, se concluye con un diseño mostrada en los planos adjuntos en la sección de anexos.

Figura 3.31

Acero requerido en los plintos en dirección X



Nota. Valores obtenidos acorde al diseño estructural por el programa para su optimización.

Verificación por corte de cimentaciones. Para la verificación por corte se analiza entorno a las dos fuerzas cortantes producidos en el borde de la zapata, se realiza un filtro a medida de escoger el valor mayor entre ambos ejes, tal que:

$$V_{max} = 17.699\ ton$$

Adicional, se calcula el cortante por demanda de la siguiente forma:

$$V_n = 0.75(0.533)\sqrt{f'_c}bd \quad (3.58)$$

$$V_n = 17.960\ ton$$

Se puede observar que Vmax es mayor que el de demanda, por lo que, cumple la sección. Adicional a ello, se calcula la separación mínima de estribos con la siguiente condición estipulada por el American Concrete Institute, (2019):

$$s \leq \begin{cases} \frac{b}{2} \\ 300\ mm \end{cases} \qquad (3.59)$$

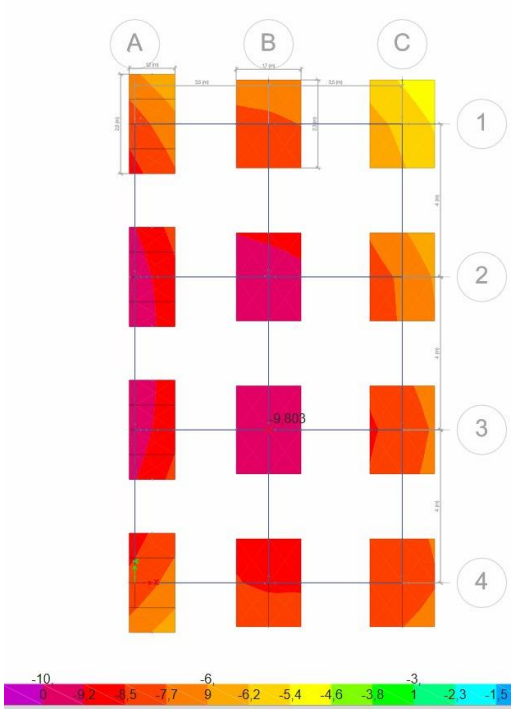
De tal manera que, la separación entre estribos de la viga de cimentación es:

$$s = 15\ cm$$

Por otro lado, se realiza la comprobación de esfuerzos por servicio e incluido el efecto sísmico.

Figura 3.32

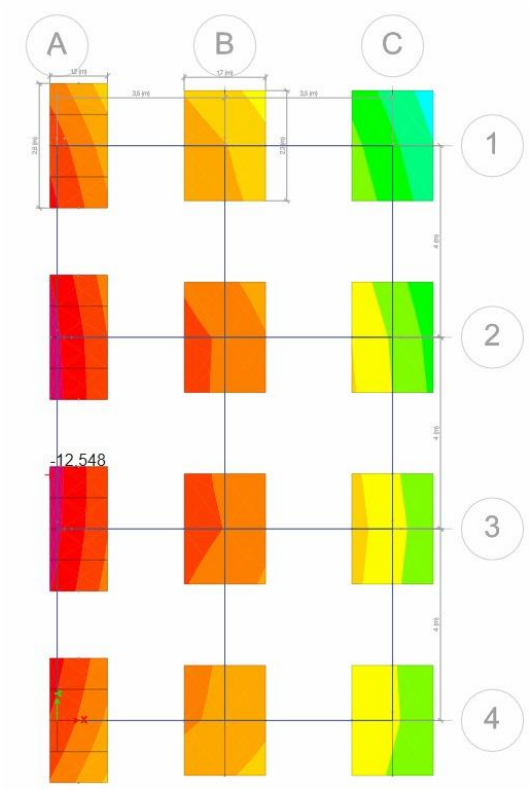
Diagrama de esfuerzos generados en el diseño de plintos



De la Figura 3.32, se obtuvo que los plintos planteados cumplen con los esfuerzos manteniéndose por debajo del límite del nivel de servicio acorde a las demandas gravitacionales. Así mismo, de la Figura 3.33, se concluye que los plintos bajo el efecto de la carga sísmica también cumplen con el rango admisible de esfuerzos producidos de tal manera que la sección y diseño es apta para la estructura.

Figura 3.33

Esfuerzos producidos en los plintos con la combinación de cargas gravitacionales y sísmicas



3.1.12 Diseño de acero estructural

Diseño de vigas a flexión. En esta sección, se explicará a detalle el diseño de las vigas de acero estructural obtenidas en relación con el predimensionamiento. En la figura 3.34, se observa la vista en planta del programa estructural con las secciones inicialmente predeterminadas. Para el análisis, se realizará el diseño de la viga AB del eje 3.

Dado que la viga corresponde a un perfil IPE270, se presenta a continuación la información de la viga que será útil para los cálculos.

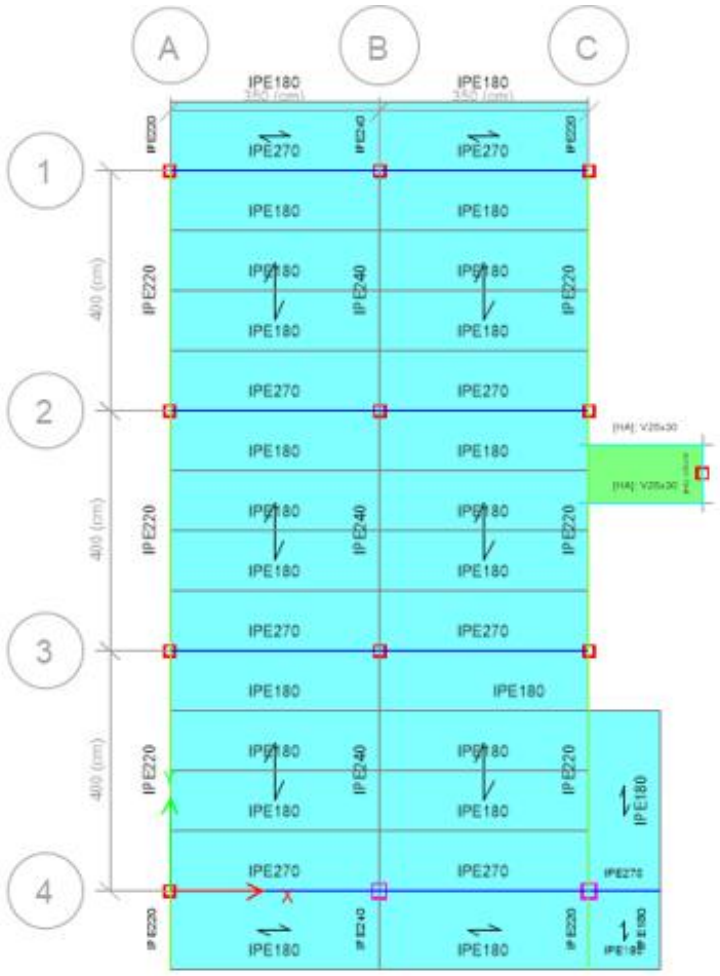
- Módulo de elasticidad: E = 29000 ksi = 2247.504 ton/cm^2
- Esfuerzo de fluencia: Fy = 36 ksi = 2.79 ton/cm^2
- Espesor de patín: tf = 1.020 cm
- Espesor del alma: tw = 0.66 cm

- Ancho del patín: b = 13.50 cm
- Altura del perfil: h = 27.00 cm
- Área del perfil: A = 45.90 cm^2
- Inercia en dirección X: I_x = 5790 cm^4
- Inercia en dirección Y: I_y = 420 cm^4
- Módulo polar: J = 15.90 cm^4
- Módulo plástico en X: Z_x = 484.00 cm^3
- Módulo plástico en Y: Z_y = 97.00 cm^3
- Módulo de elasticidad transversal: G = 790.00 $tonf/cm^2$
- Constante de alabeo: C_w = 70577.90 cm^6
- Módulo de sección en X: S_x = 242.00 cm^3
- Radio de giro en X: r_x = 11.23 cm
- Radio de giro en Y: r_y = 3.02 cm

Dado que Ecuador es un país que se encuentra en una zona altamente sísmica, el diseño de la estructura de acero se la realiza considerando el sistema SMF, de tal manera que, pueda disipar la energía y proporcionando ductilidad a la estructura. Es así como, se realizan las comprobaciones de que la sección IPE270 sea sísmicamente compacta.

Figura 3.34

Modelado estructural, vista de la planta 2

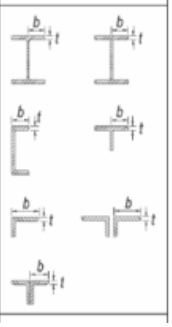


La Figura 3.35, muestra el límite de que una viga con sección I, como lo es, la IPE270, sea sísmicamente compacta.

Figura 3.35

Relaciones límite de ancho a espesor para elementos a compresión en miembros moderadamente dúctiles y altamente dúctiles

TABLE D1.1
Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements For Moderately Ductile and Highly Ductile Members

	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_{hd} Highly Ductile Members	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_{md} Moderately Ductile Members	Example
Unstiffened Elements	Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	

Nota. Figura obtenido acorde a la Tabla D1.1 de American Institute of Steel Construction, (2010).

Para que se cumpla que la sección sea sísmicamente compacta, se debe cumplir lo siguiente:

$$\frac{b}{t_f} \leq 0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.60)$$

Con las propiedades del elemento previamente mostradas, se tiene que,

$$\frac{\left(\frac{13.50\ cm}{2}\right)}{1.020\ cm} \leq 0.30\sqrt{\frac{2247.504\ ton/cm^2}{2.79\ ton/cm^2}}$$

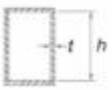
$$6.62 \leq 8.52$$

Por lo tanto, cumple que el patín es sísmicamente compacto. De manera similar, se comprueba que el alma de la viga cumpla con la condición de que sea sísmicamente compacta, por ello, se presentan las condiciones para este elemento.

Figura 3.36

Relaciones límite de ancho a espesor para elementos a compresión en miembros moderadamente dúctiles y altamente dúctiles

TABLE D1.1 (CONTINUED)
Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements For Moderately Ductile and Highly Ductile Members

	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_{hd} Highly Ductile Members	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_{md} Moderately Ductile Members	Example
Stiffened Elements	Webs of rolled or built-up I-shaped sections used as beams or columns[d]	h/t_w	For $C_a \le 0.125$: $2.45\sqrt{E/F_y}(1-0.93C_a)$	For $C_a \le 0.125$: $3.76\sqrt{E/F_y}(1-2.75C_a)$	
	Side plates of boxed I-shaped sections used as beams or columns	h/t	For $C_a > 0.125$: $0.77\sqrt{E/F_y}(2.93-C_a) \ge 1.49\sqrt{E/F_y}$ where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD), $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD)	For $C_a > 0.125$: $1.12\sqrt{E/F_y}(2.33-C_a) \ge 1.49\sqrt{E/F_y}$ where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD), $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD)	
	Webs of built-up box sections used as beams or columns	h/t			

Nota. Figura obtenido acorde a la Tabla D1.1 de American Institute of Steel Construction (2010).

Para esta sección se necesita comprobar en que caso se encuentra la viga considerando el factor de Ca, dado que es un análisis de viga, la fuerza actuante como Pu = 0, siendo así que la condición a elegir es la siguiente:

$$\frac{h}{t_w} \le 2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1-0.93C_a) \quad (3.61)$$

$$37.818 \leq 60.99$$

Siguiendo con el procedimiento de diseño como lo estipula el Guía para Estructuras de Acero propuesto por la NEC (2014), se tiene en consideración los valores de la longitud no arriostrada y los límites longitud plásticas (Lp) y longitud crítica o inelástica (Lr) para determinar el momento que controla en el diseño.

- Longitud no arriostrada, Lb = 3.50 m

Se presenta el cálculo de Lp, que corresponde a la longitud entre puntos que están arriostrados contra desplazamientos laterales de compresión ala o arriostrado contra giro de la sección.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.62)$$

$$L_p = 1.33\ m$$

Ahora bien, Lr se determina a continuación:

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \quad (3.63)$$

De tal manera que:

$$r_{ts}{}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (3.64)$$

Y, además, se considera que para secciones I con simetría doble, como es el caso, c = 1. Es decir, calculando el radio de giro efectivo mostrado en la expresión 3.64, tenemos:

$$r_{ts} = 4.74\ cm$$

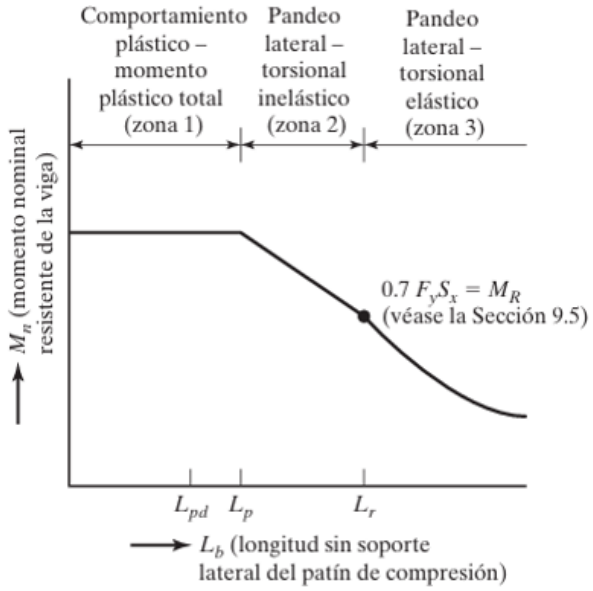
Reemplazando el valor del radio de giro efectivo en la ecuación 3.63 para determinar Lr, se tiene:

$$L_r = 8.19\ m$$

De tal manera que la zona que controla para esta sección es la del pandeo lateral-torsional inelástico dado que Lr **>** Lb **>** Lp.

Figura 3.37

Curva de capacidad nominal para flexión de vigas en acero



Nota. Obtenido de McCormac, (2013)

La modificación realizada, será que se logrará que el momento nominal de la viga trabaje en la zona 1 (Figura 3.37), es por ello, que se propone un arriostramiento en el eje Y como se muestra en la Figura 3.38.

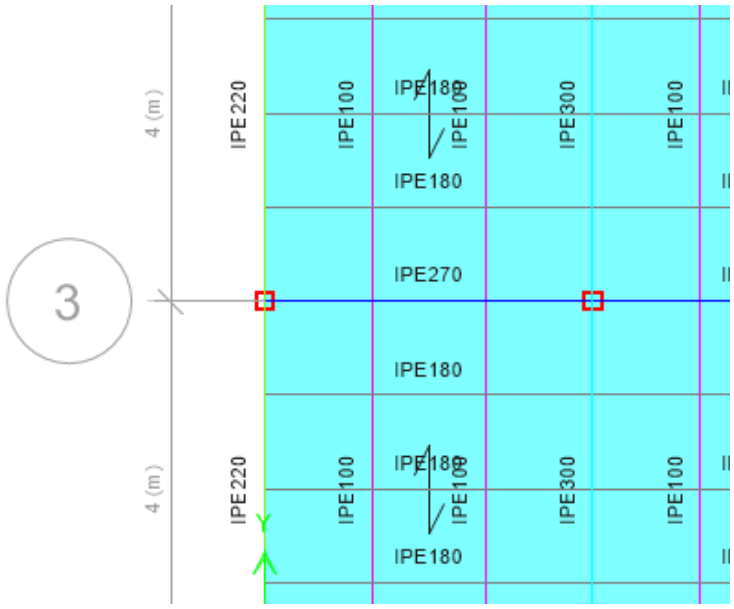
El arriostramiento queda estipulado a distancias de 1.15 – 1.20 – 1.15m en toda la sección de la viga AB en el eje 3. El arriostramiento propuesto se lo realiza con una sección menor debido a que estas no actuarán estructuralmente con los pórticos resistentes a momentos.

Para este caso, la longitud de arriostramiento cambia a Lb = 1.20 m, y cumpliendo con la condición de que:

$$L_b < L_p < L_r$$

Figura 3.38

Sistema estructural con arriostramiento en las vigas principales del eje X



Eso quiere decir, que el momento nominal a determinar se lo calcula de la siguiente manera:

$$M_n = F_y Z_x \quad (3.65)$$

$$M_n = 13.59\ ton - m$$

Con este valor del momento, se determina que cumpla con la filosofía LRFD propuesta por las normativas, conociendo que:

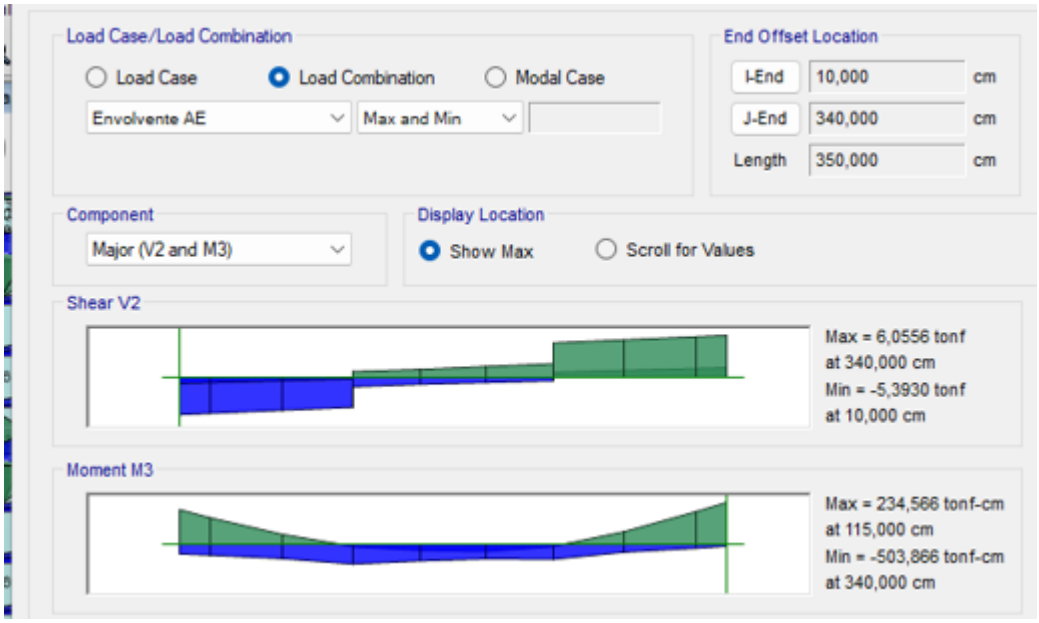
$$\emptyset M_n \geq M_u$$

Donde:

- Φ = 0.90
- M_u: Momento de demanda obtenido por la envolvente del análisis estructural.

Figura 3.39

Envolvente de combinación de cargas de la viga AB del eje 3



Nota. Envolvente de acero estructural obtenida del modelado estructural.

En la Figura 3.39, se obtiene el momento demandante acorde a la combinación de cargas. Por lo que:

$$\emptyset M_n \geq M_u$$

$$13.59\ ton - m \geq 5.039\ ton - m$$

Diseño a cortante de la viga. La AISC 360-10, en el capítulo G muestra el diseño de miembros en corte, donde se debe cumplir que:

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

Tal que,

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (3.66)$$

Donde el coeficiente de corte, Cv, se determina conforme a la relación:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.10\sqrt{\frac{k_y E}{F_y}} \rightarrow C_v = 1.0 \quad (3.67)$$

A su vez, el coeficiente de pandeo por corte del alma, k_v, se determina como se indica a continuación:

$$\frac{h}{t_w} \leq 260 \rightarrow k_y = 5.0 \quad (3.68)$$

Por ende, el procedimiento comienza desde el coeficiente de pandeo por corte del alma (expresión 3.68), tal que,

$$\frac{h}{t_w} \leq 260$$

$$37.82 \leq 260$$

Por lo tanto, $k_y = 5.0$. Siguiendo con el procedimiento, se calcula la relación establecida para determinar el valor del coeficiente de corte C_V (expresión 3.67).

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.10\sqrt{\frac{k_y E}{F_y}}$$

$$37.82 \leq 69.81$$

Entonces,

$$C_V = 1.0$$

Para el cálculo de la resistencia de corte nominal, se requiere como dato el área del alma, esta se obtiene como se muestra a continuación:

$$A_w = ht_w \quad (3.69)$$

$$A_w = 17.82\ cm^2$$

Finalmente, se tiene como información del análisis estructural (Figura 3.39) que:

$$V_u = 6.055\ ton$$

Y calculando la resistencia de corte nominal acorde a la expresión 3.66:

$$\emptyset V_n = \emptyset 0.6 F_y A_w C_v\ ;\ \emptyset = 0.90$$

$$\emptyset V_n = 24.355\ ton$$

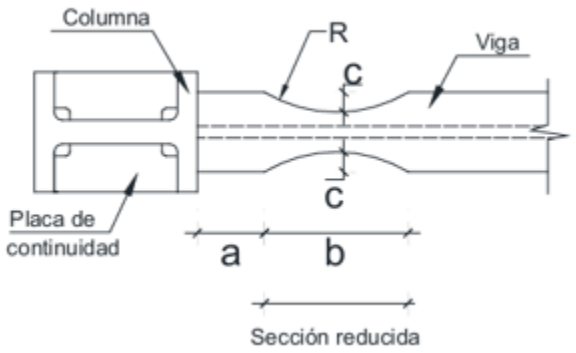
Se puede verificar que la sección escogida IPE270, cumple con la filosofía LRFD, dado que:

$$24.355\ ton\ \geq 5.993\ ton$$

Unión viga- columna, sección de viga reducida. En el diseño Special Moment Frame con sus siglas, SMF, cabe mencionar que la conexión entre viga-columna es primordial a la hora de trabajar por medio de la ductilidad y así lograr la disipación de energía ante los eventos sísmicos. La guía de acero propuesto por la NEC establece que la viga esté limitada a ciertas longitudes mostradas por la Figura 3.40.

Figura 3.40

Esquema de sección de viga reducida



Nota. Figura obtenida de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2014b)

Estos valores en las proximidades de la conexión de la columna se determinan con las siguientes expresiones:

$$0.5b \leq a \leq 0.75b \quad (3.70)$$

$$0.65h \leq b \leq 0.85h \quad (3.71)$$

$$0.1b \leq c \leq 0.25b \quad (3.72)$$

Donde, los límites quedan establecidos de la siguiente manera:

$$6.75 \leq a \leq 10.125$$

$$17.55 \leq b \leq 22.95$$

$$1.35 \leq c \leq 3.375$$

Es así como, las distancias propuestas para la viga de sección reducida son:

$$a = 9\ cm$$

$$b = 23\ cm$$

$$c = 3.25\ cm$$

Con los valores determinados, se procede a determinar el chequeo de esbeltez local de la sección reducida con el siguiente procedimiento.

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c} \quad (3.73)$$

$$R = 21.97\ cm$$

Una vez determinado dicho valor de R, se determina la nueva base de sección reducida de la viga para realizar el chequeo por esbeltez y que cumpla los requerimientos necesarios de ductilidad.

$$b_{VSR} = 2(R - c) + b_f - \sqrt{R^2 - \frac{b^2}{9}} \quad (3.74)$$

$$b_{VSR} = 7.0\ cm$$

Finalmente, el límite para comprobar que la sección reducida es un elemento altamente dúctil se determina como:

$$\lambda = \frac{b_{VSR}}{2t_f} \quad (3.75)$$

$$\lambda = 3.431$$

Anteriormente, se determinó estos valores límites para elementos sísmicamente compactos, por ende, se vuelve a comprobar, pero con el límite obtenido para la sección de viga reducida, siendo así que:

$$\lambda_{hd} = 8.52$$

Se comprueba que sí cumple con los requerimientos de ductilidad. Así mismo, se comprueba para el alma de la viga, donde se determinó el valor de:

$$\lambda = 37.818$$

$$\lambda_{hd} = 60.99$$

$$\lambda \leq \lambda_{hd} \rightarrow Cumple$$

Cumpliendo así también, con la condición de que la sección es sísmicamente compacta.

Momento probable en la viga de sección reducida. Para calcular el momento probable en la zona reducida de la viga, se necesita determinar el módulo plástico de la misma de la siguiente manera:

$$Z_{VSR} = Z_X - 2ct_f(h - t_f) \quad (3.76)$$

$$Z_{VSR} = 311.753\ cm^3$$

Luego, con información de la resistencia del acero de las vigas IPE270, se tiene que están conformadas por grado A36, generalmente, por lo tanto, en la sección 5.2 de la NEC-SE-AC proporciona un valor de factor de fluencia probable para cada tipo de acero mostrados en la Figura 3.41. En este caso, el factor probable de fluencia es:

$$R_y = 1.3$$

Figura 3.41

Factor de fluencia y tensión probable del acero

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Nota. Obtenido de la NEC-SE-AC (2014).

Siendo así que, el valor de C_{pr} se obtiene escogiendo el valor menor entre lo propuesto por la expresión 3.77.

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (3.77)$$

$$C_{pr} = 1.2$$

El momento probable se determina como se demuestra a continuación:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{VSR} \quad (3.78)$$

$$M_{pr} = 13.65\ ton - m$$

Luego, se determina la distancia entre los centros de la sección reducida como lo reporta la NEC de la siguiente manera:

$$L_h = L_v - 2a \quad (3.79)$$

$$L_h = 332\ cm$$

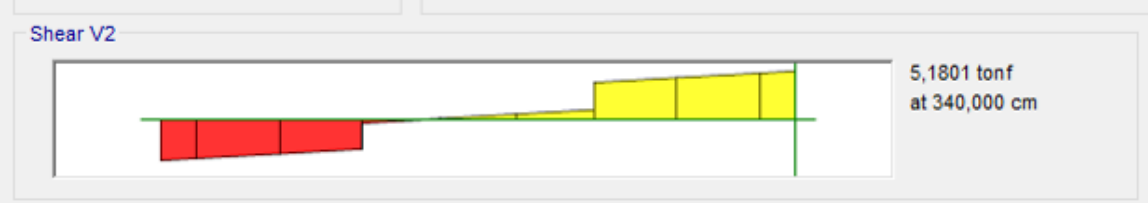
Así mismo, se obtiene el valor de cortante ocasionado por las cargas gravitacionales, específicamente las cargas muertas, siendo así, el valor mostrado por la Figura 3.42.

Es así como,

$$V_{grav} = 5.1801\ ton$$

Figura 3.42

Demanda de cortante producido por cargas gravitacionales en la viga de interés



Nota. Demandas de cortante acorde a la combinación de cargas gravitacionales del modelado estructural.

Este valor es útil para el cálculo del cortante producido en la zona de sección reducida de la siguiente forma:

$$V_{VSR} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{grav} \quad (3.80)$$

$$V_{VSR} = 13.41\ ton$$

Luego, se calcula la distancia entre la cara de la columna al centro de la sección reducida es:

$$S_h = a + \frac{b}{2} \quad (3.81)$$

$$S_h = 20.50\ cm$$

Con dicho valor, se obtiene los siguientes valores máximos probables en la cara de la columna.

$$M_f = M_{pr} + (V_{VSR} S_h) \quad (3.82)$$

$$M_f = 16.40\ ton - m$$

Finalmente, el máximo momento probable se obtiene de manera similar que la expresión 3.65 pero considerando el factor de fluencia probable como se muestra a continuación:

$$M_{pe} = R_y Z_x F_y \quad (3.83)$$

$$M_{pe} = 17.67\ ton - m$$

Por lo que, se comprueba la condición cumpliéndose la siguiente desigualdad donde:

$$M_f \leq \emptyset M_{pe}$$

Resistencia al cortante en la conexión viga-columna. La fuerza cortante de demanda en la zona de sección reducida se determina como:

$$V_u = V_{grav} + V_{VSR} \quad (3.84)$$

$$V_u = 18.59\ ton$$

Definiendo los valores para la resistencia al corte, tal que:

- F_{ypc} = 36.0 ksi
- h_{pc} = 25.0 cm
- t_{pc} = 2.0 cm

Con estos datos, se calcula la resistencia nominal obteniendo el siguiente valor:

$$\emptyset V_v = \emptyset h_{pc} F_{ypc} t_{pc} \quad (3.85)$$

$$\emptyset V_v = 113.90\ ton$$

Cumpliéndose la condición de:

$$V_u \leq \emptyset V_v$$

Diseño de columnas de acero estructural. Para el diseño de columnas de acero, se comprueba que las secciones predimensionadas sean satisfactorias para el sistema estructural. A manera de ejemplificar el diseño, se analizará la columna en el eje B4, justo en la zona del balcón frontal de la vivienda. Se tiene la siguiente información de la C250x250x20:

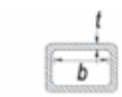
- Módulo de elasticidad: E = 29000 ksi = 2247.504 ton/cm^2
- Esfuerzo de fluencia: Fy = 36 ksi = 2.79 ton/cm^2
- Ancho de la columna: b = 25.00 cm

- Altura de la columna: h = 25.00 cm
- Área del perfil: A = 184.00 cm^2
- Inercia en dirección X: I_x = 16345.30 cm^4
- Inercia en dirección Y: I_y = 16345.30 cm^4
- Módulo polar: J = 25477.50 cm^4
- Módulo plástico en X: Z_x = 1591.00 cm^3
- Módulo plástico en Y: Z_y = 1591.00 cm^3

De igual forma que las vigas, se determina si estas secciones son sísmicamente compactas por las solicitaciones que se necesitan.

Figura 3.43

Relación ancho-espesor para elementos a compresión en miembros moderadamente dúctiles y altamente dúctiles

Stiffened Elements	Walls of rectangular HSS	b/t	$0.55\sqrt{E/F_y}$[b]	$0.64\sqrt{E/F_y}$[c]	
	Flanges of boxed I-shaped sections and built-up box sections	b/t			
	Side plates of boxed I-shaped sections and walls of built-up box shapes used as diagonal braces	h/t			

Nota. Obtenido desde American Institute of Steel Construction, (2010).

De tal manera que se tiene lo siguiente:

$$\lambda \leq \lambda_{hd}$$

$$\frac{b}{t} \leq 0.55\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.86)$$

$$10.50 \leq 15.61$$

Se concluye que el patín, o parte superior de la columna obtenida como base es sísmicamente compacta, el mismo procedimiento se realiza para el alma de la columna (Figura 3.29).

$$\lambda \leq \lambda_{hd}$$

Sin embargo, para determinar que límite utilizar en la expresión se obtiene el valor de Ca como lo estipula la AISC 341 de la siguiente manera:

$$C_a = \frac{P_u}{\emptyset P_y} \quad (3.87)$$

$$C_a = \frac{19.7552\ ton}{0.9(516.67\ ton)} = 0.042$$

Se comprueba que el límite de sísmicamente compacta se determina con esta expresión:

$$\frac{h}{t} \leq 2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1 - 0.93C_a) \quad (3.88)$$

$$10.5 \leq 66.82$$

Por lo que, cumple con los requisitos de ductilidad el perfil predimensionadas. Así mismo, se comprueba la relación de esbeltez de la columna, con los límites establecidos y mostrados en la Figura 3.44.

Siendo los límites para la sección rectangular de espesor uniforme los que se muestran en este apartado:

$$\lambda \leq \lambda_r$$

$$\frac{b}{t} \leq 1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.89)$$

$$10.50 \leq 39.74$$

Figura 3.44

Relación ancho-espesor de miembros sujetos a compresión axial

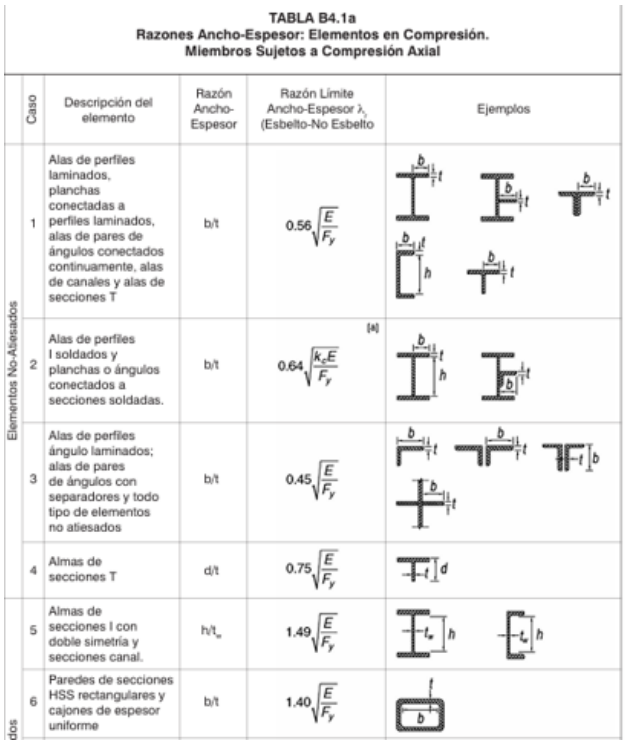


TABLA B4.1a
Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión.
Miembros Sujetos a Compresión Axial

	Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor λ_r (Esbelto-No Esbelto	Ejemplos
Elementos No-Atiesados	1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T	b/t	$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	Alas de perfiles I soldados y planchas o ángulos conectados a secciones soldadas.	b/t	$0.64\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ [a]	
	3	Alas de perfiles ángulo laminados; alas de pares de ángulos con separadores y todo tipo de elementos no atiesados	b/t	$0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	Almas de secciones T	d/t	$0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
dos	5	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Nota. Obtenido desde American Institute of Steel Construction, (2010).

Por lo tanto, se determina que la sección C250x250x20 no es esbelta y es sísmicamente compacta.

Pandeo por flexión. Acorde al procedimiento de diseño de columnas, se determinan los factores de longitud efectiva. Esto se determina acorde a la Figura 3.45.

Siendo así que:

$$K_x = K_y = 0.65$$

Y, además, la esbeltez global, se calcula:

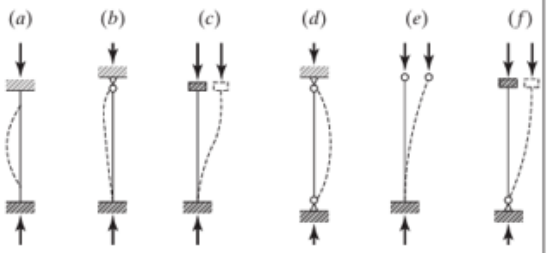
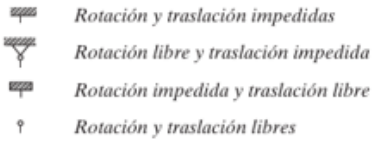
$$\frac{K_{x,y}L}{r_{x,y}} = 20.69 \quad (3.90)$$

Dada la uniformidad del elemento y puesto que es una sección tubular cuadrada se dispone del mismo valor para la relación de esbeltez.

Figura 3.45

Factores de longitud efectiva para columnas

Tabla 5.1 Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K.

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna						
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo	 *Rotación y traslación impedidas* *Rotación libre y traslación impedida* *Rotación impedida y traslación libre* *Rotación y traslación libres*					

Nota. Valores obtenidos en McCormac, J. (2013).

Este valor de relación de esbeltez se compara con el límite que se muestra en la AISC 360-10, capítulo E para miembros a compresión, tal que:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.91)$$

$$4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133.68$$

Esto demuestra que la tensión de pandeo por flexión se determina como debido a que la relación de esbeltez si cumple con la condición mostrada en la expresión 3.91, entonces:

$$P_n = F_{cr}A_g \quad (3.92)$$

Tal que,

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y \quad (3.93)$$

Por otro lado, la tensión de pandeo elástico se determina con la siguiente expresión:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (3.94)$$

$$F_e = 51.821 \frac{ton}{cm^2}$$

Reemplazando, en la expresión de tensión crítica (ecuación 3.93), se obtiene:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y$$

$$F_{cr} = 2.745 \frac{ton}{cm^2}$$

Finalmente, la comprobación de pandeo por flexión de la columna tiene que cumplir la siguiente condición:

$$\emptyset P_n \geq P_u$$

Para la carga axial de demanda, se considera el máximo absoluto producto de todas las combinaciones de carga propuestas por la NEC para los sistemas de acero estructural (Tabla 3.26).

Tabla 3.26

Resumen de demanda de la combinación de cargas para el diseño de la columna B4

Columna B4							
Piso	**Column**	**Comb.**	**P**	**V2**	**M2**	**M3**	**Máximo**
			tonf	**tonf**	**tonf-cm**	**tonf-cm**	
Story 2	C12	UDStl S1	-15,601	0,125	-48,854	45,978	68,877
Story 2	C12	UDStl S1	-15,328	0,125	14,100	1,943	20,917
Story 2	C12	UDStl S1	-15,055	0,125	77,055	-42,092	89,083
Story 2	C12	UDStl S2	-19,755	0,066	-19,272	75,894	80,756
Story 2	C12	UDStl S2	-19,521	0,066	8,593	18,279	28,090
Story 2	C12	UDStl S2	-19,287	0,066	36,458	-39,335	56,995
Story 2	C12	UDStl S3	-17,358	1,898	-27,348	625,690	626,52
Story 2	C12	UDStl S3	-17,124	1,898	9,734	162,422	163,61
Story 2	C12	UDStl S3	-16,890	1,898	46,815	-300,846	304,93
Story 2	C12	UDStl S4	-17,365	-1,733	-28,148	-501,266	502,35
Story 2	C12	UDStl S4	-17,131	-1,733	10,073	-138,324	139,74
Story 2	C12	UDStl S4	-16,897	-1,733	48,293	224,618	230,37
Story 2	C12	UDStl S5	-15,241	0,270	595,924	102,302	604,83

Story 2	C12	UDStl S5	-15,008	0,270	209,527	23,205	211,34
Story 2	C12	UDStl S5	-14,774	0,270	-176,871	-55,892	186,07
Story 2	C12	UDStl S6	-19,481	-0,106	-507,980	22,123	508,83
Story 2	C12	UDStl S6	-19,247	-0,106	-189,720	0,893	190,69
Story 2	C12	UDStl S6	-19,014	-0,106	271,979	-20,336	273,40
Story 2	C12	UDStl S7	-10,025	1,896	-31,006	593,036	593,93
Story 2	C12	UDStl S7	-9,850	1,896	8,895	151,622	152,20
Story 2	C12	UDStl S7	-9,675	1,896	48,796	-289,791	294,03
Story 2	C12	UDStl S8	-10,033	-1,734	-31,806	-533,921	534,96
Story 2	C12	UDStl S8	-9,857	-1,734	9,234	-149,124	149,73
Story 2	C12	UDStl S8	-9,682	-1,734	50,274	235,674	241,17
Story 2	C12	UDStl S9	-7,909	0,269	592,266	69,647	596,39
Story 2	C12	UDStl S9	-7,734	0,269	208,688	12,405	209,19
Story 2	C12	UDStl S9	-7,558	0,269	-174,890	-44,837	180,70
Story 2	C12	UDStl S10	-12,149	-0,107	-342,080	-10,532	342,45
Story 2	C12	UDStl S10	-11,973	-0,107	-190,559	-9,906	191,19

Story 2	C12	UDStl S10	-11,798	-0,107	273,960	-9,281	274,71
			19,755	**1,898**	**595,924**	**625,690**	**626,52**

Siendo así el valor máximo en magnitud la carga de demanda con el que se diseña.

$$\emptyset P_n \geq P_u$$

$$(0.90)\left(2.745\frac{ton}{cm^2}\right)(184\ cm^2) \geq 19.7552\ ton$$

$$454.64\ ton \geq 19.7552\ ton$$

Por lo tanto, la sección cumple la condición.

Chequeo de la ecuación de interacción. Para el chequeo de la ecuación de interacción, se determina la combinación de carga más crítica acorde a las fuerzas demandantes axial y momentos en ambas direcciones (Tabla 3.26). Por ello, mediante el análisis estructural, se obtuvo la tabla de combinaciones donde a manera de comprobación, se concluye que la combinación crítica es la número 3 con los siguientes valores:

$$P_u = 17.358\ ton$$

$$M_{ux} = 6.26\ ton - m$$

$$M_{uy} = 0.273\ ton - m$$

Es así como se obtiene, la capacidad de carga axial nominal de la siguiente manera:

$$\emptyset P_n = \emptyset F_y A_g \quad (3.95)$$

$$\emptyset P_n = 465.004\ ton$$

Y dada la relación de:

$$\frac{P_u}{\emptyset P_n} < 0.2 \rightarrow \frac{P_u}{2\emptyset P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}}\right) \quad (3.96)$$

Dada que la relación es menor a 0.2, se calcula la interacción de fuerzas como se mencionó en la expresión anterior 3.96:

$$\frac{P_u}{2\emptyset P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}}\right) < 1.0$$

Los valores de los momentos, se los obtiene por la capacidad de las vigas en su respectivo diseño a flexión. Es así como, los valores de M_{nx} y M_{ny} corresponden a los siguientes:

Tabla 3.27

Momentos nominales de las vigas conectadas a la columna B4

Momentos de las vigas conectadas a la columna		
Momentos	**Viga Eje 4 [ton-cm]**	**Viga B3-4-4' [ton-cm]**
Mnx	1223,16	720,25
Mny	245,14	146,83

Realizando una conversión a los momentos en unidades de ton-m, dada la relación 3.96 se tiene:

$$\frac{P_u}{2\emptyset P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}}\right) < 1.0$$

$$\frac{17.358\ ton}{2(465.004\ ton)} + \left(\frac{6.26}{12.23} + \frac{0.273}{2.451}\right) < 1.0$$

$$0.644 < 1.0$$

Cabe recalcar, que en un diseño para columnas de acero estructural se espera que estén en un valor máximo de 0.80 en la ecuación de interacción. Sin embargo, como se obtuvo una relación de 0.644 repercute en buenas prácticas de diseño.

Criterio columna fuerte-viga débil. Para determinar si se cumple el criterio de columna fuerte y viga débil, se realiza el análisis en las dos direcciones de la columna. Con respecto al eje X, se tiene la siguiente información:

- Luz libra de la viga: L_n = 330 cm
- Altura de la viga: h = 27.0 cm

La NEC, en la sección 9.4 de estructuras de acero, menciona que se debe cumplir la siguiente condición:

$$\frac{L_{n-viga}}{h} > 7.0 \quad (3.97)$$

Para el caso de estudio, si se cumple la condición. Adicional a ello, se contiene los siguientes datos de la sección reducida de la viga:

- a = 9.0 cm
- b = 23.0 cm
- c = 3.25 cm
- Z_{VSR} = 311.75 cm^3
- F_y = 36.0 ksi
- F_u = 48.0 ksi

Con esta información, se procede a calcular el momento máximo probable de la siguiente forma, dada la expresión 3.77:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y}$$

$$C_{pr} = 1.17$$

Así, después se determina el momento probable acorde a lo mostrado por le ecuación 3.78:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{VSR}$$

$$M_{pr} = 13.27\ ton - m$$

Adicional, se obtiene las demandas por cortante gravitacional de las vigas en dirección X que se involucren en el diseño de la columna, en este caso se obtiene que:

Figura 3.46

Diagrama de cortante gravitacional de la viga AB - eje 4



Figura 3.47

Diagrama de cortante gravitacional de la viga BC – eje 4



Comparando las dos vigas de en el eje AB y BC del eje 4 (Figura 3.46 y Figura 3.47), se hace uso el cortante máximo absoluto equivalente. En este caso es, 4.512 ton. Siguiendo el procedimiento, se tiene que el cortante de sección reducida se calcula de la siguiente manera:

$$V_{VSR} = \left(\frac{2M_{pr}}{L_{n-viga}}\right) + V_{grav1} \quad (3.98)$$

$$V_{VSR} = 12.56\ ton$$

Así mismo, pero considerando el siguiente cambio:

$$V_{VSR'} = \left(\frac{2M_{pr}}{L_{n-viga}}\right) - V_{grav2} \quad (3.99)$$

$$V_{VSR'} = 3.53\ ton$$

Luego, se calcula la separación Sh, como se mostró anteriormente.

$$S_h = a + \frac{b}{2} \quad (3.100)$$

$$S_h = 20.50\ cm$$

Por consiguiente, el valor del momento producido por la fuerza cortante de la viga con sección reducida se determina como:

$$M_f = M_{pr} + (V_{VSR} S_h) \quad (3.101)$$

$$M_f = 15.85\ ton - m$$

Asimismo, se determina el otro valor del momento con el efecto del otro valor de cortante por sección reducida:

$$M_{f'} = M_{pr} - (V_{VSR'} S_h) \quad (3.102)$$

$$M_{f'} = 12.55\ ton - m$$

Finalmente, se compara con ΦMpe = 17.66 ton-m el valor menor de los momentos calculados con anterioridad. Siendo así que se cumple la condición:

$$\emptyset M_{pe} \geq M_{f'}$$

$$17.66\ ton - m \geq 12.55\ ton - m$$

Ahora bien, para el criterio de columna fuerte y viga débil, se tiene que:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0$$

Donde,

$$\sum M_{pc} = \left[Z_x \left(F_y - \frac{P_u}{A_g} \right) \left(\frac{h_{c/2}}{h_{c/2} - \frac{d_b}{2}} \right) \right] \times 2 \quad (3.103)$$

$$\sum M_{pc} = 94.43\ ton - m$$

Además,

$$\sum M_{pv} = \sum M_{pr} + \sum M_{uv} \quad (3.104)$$

$$\sum M_{pv} = (2M_{pr}) + \left[(V_{VSR} + V_{VSR}')\left(a + \frac{b}{2} + \frac{h}{2}\right)\right]$$

$$\sum M_{pv} = 26.55\ ton - m + 5.31\ ton - m$$

$$\sum M_{pv} = 31.86\ ton - m$$

Finalmente, se comprueba que la relación sea superior a 1.0:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0$$

$$2.96 \geq 1.0$$

Cumpliendo así el criterio de que la sección C250x250x20, no fallará, sino que se produce la falla controlada en las vigas de acero estructural.

Este procedimiento se realiza para todas las columnas de acero de la segunda planta, y a manera de planificación se diseñan los elementos para la futura ampliación de la tercera planta.

3.1.13 Losa nervada en dos direcciones.

Inicialmente, a manera de predimensionamiento, se propuso una losa nervada en dos direcciones con altura total de 20 cm dónde la loseta de compresión estaba compuesta de 5 cm, y, además, nervios de 10 cm.

Sin embargo, se comprobará que estas dimensiones propuestas sean las correctas. Para el diseño de losas nervadas se considerará las secciones por paños, en dónde se efectuará como ejemplo de diseño el paño comprendido entre los ejes AB en dirección Y, y, los ejes 2 e 3 en dirección X (Figura 3.48).

Además, según ACI 318-19, establece que el espesor mínimo de la losa está delimitado por lo establecido en la Figura 3.49. Por ello, es vital determinar α y α_{fm} que corresponden a los coeficientes que dependen de las propiedades mecánicas y físicas de la

viga, y con el sufijo “fm” corresponde al promedio del coeficiente antes mencionado. Por ende, acorde a la expresión 3.103, se tiene:

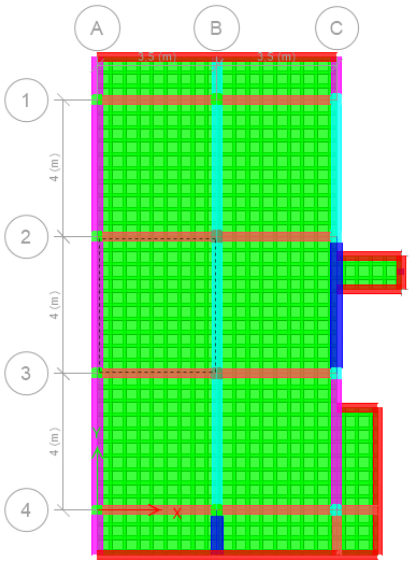
$$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \quad (3.103)$$

Donde:

- E_{cb}: Módulo de elasticidad del concreto de la viga.
- E_s: Módulo de elasticidad del concreto de la losa.
- I_b: Momento de inercia de la viga.
- I_s: Momento de inercia de la losa.

Figura 3.48

Paño de losa comprendida en los ejes para su diseño



Nota. Vista en planta del primer piso de hormigón armado del modelado estructural.

Figura 3.49

Espesor mínimo de losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados

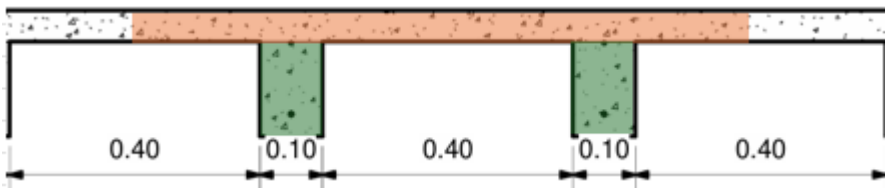
α_{fm} [1]	**Espesor mínimo, h, mm**		
$\alpha_{fm} \le 0.2$	Se aplica 8.3.1.1		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \le 2.0$	Mayor de:	$h = \dfrac{\ell_n\left(0.8+\dfrac{f_y}{1400}\right)}{36+5\beta\left(\alpha_{fm}-0.2\right)}$	(b) [2], [3]
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Mayor de:	$h = \dfrac{\ell_n\left(0.8+\dfrac{f_y}{1400}\right)}{36+9\beta}$	(d) [2], [3]
		90	(e)

Nota. Figura obtenida desde American Concrete Institute, (2014).

Es así como, el momento de inercia de la losa se la determina realizando una equivalencia de la losa nervada en dos direcciones a una losa maciza como se muestra a continuación en la Figura 3.50:

Figura 3.50

Distribución de áreas de la LN2D para aplicar el teorema de Steiner



Acorde a las áreas mostradas en la Figura 3.50, se tiene la siguiente tabla resumen:

Tabla 3.28

Teorema de Steiner de la sección de losa

	A [cm^2]	y [cm]	Ay [cm3]	Io [cm4]	d^2 [cm^2]	It [cm^4]
1	150.0	7.50	1125.00	2812.50	39.062	8671.87
2	150.0	7.50	1125.00	2812.50	39.062	8671.87
3	500.0	17.50	8750.00	1041.67	14.062	8072.91
Total	**800.0**		**11000**			**25416,67**
	cg =	**13,75**	cm			

Conforme a la inercia total obtenida por la Tabla 3.28, se logra la equivalencia de espesor de losa alivianada a una losa maciza con la expresión 3.104, tal que,

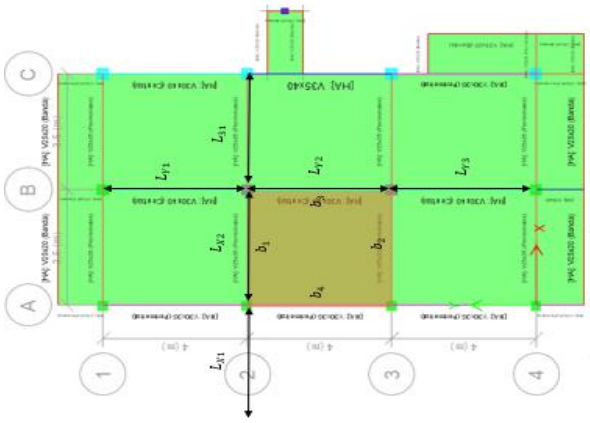
$$h_{l-m} = \sqrt[3]{\frac{12I_t}{100\ cm}} \quad (3.104)$$

$$h_{l-m} = 14.50\ cm$$

Ahora bien, se determina la inercia actuante entre losa y viga acorde al paño analizado, donde se dispone de la siguiente información con respecto a la Figura 3.51:

Figura 3.51

Información de longitudes y etiquetas de vigas actuantes



Nota. La orientación de la estructura está de manera horizontal.

Acorde a la Figura 3.51, se tiene la siguiente tabla que muestra las longitudes y dimensiones de las vigas actuantes en el paño de losa analizado.

Tabla 3.29

Longitudes y dimensiones de vigas con respecto al paño de losa analizado

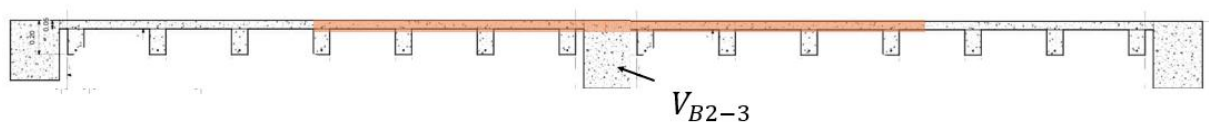
Datos Ejes			**Datos Ejes**		
Lx1 =	0,00	m	**Ly1 =**	4,00	m
Lx2 =	3,50	m	**Ly2 =**	4,00	m
Lx3 =	3,50	m	**Ly3=**	4,00	m
Dimensiones Vigas			**Dimensiones Vigas**		
B1 =	25	cm	**B3 =**	30	cm
H1 =	35	cm	**H3 =**	40	cm
B2 =	25	cm	**B4 =**	30	cm
H2 =	35	cm	**H4 =**	35	cm

Para el cálculo de las inercias de la losa en conjunto con las vigas, se presenta el cálculo con respecto a la viga B2-3. Dado que la viga se encuentra en posición al eje Y, se considera la participación de las distancias del paño de losa con respecto a esta viga involucrada, por lo que las distancias a considerar son las siguientes que se pueden visualizar en la Figura 3.51:

- L_{x1} = 3.50 m
- L_{x2} = 3.50 m

Figura 3.52

Sección para el cálculo de inercia de losa actuante en la viga



El cálculo del momento de inercia de la losa para este caso, se lo determina de manera general para una sección rectangular tal que,

$$I = \frac{(b)(h)^3}{12} \quad (3.105)$$

Acomodando a lo que se requiere para la losa nervada en dos direcciones se tiene que,

$$I_{losab3} = \frac{\left(\frac{L_{x2}}{2} + \frac{L_{x3}}{2}\right)(h_{l-m})^3}{12}$$

Por lo que la inercia de la sección de losa es:

$$I_{losab3} = 88958.33\ cm^4$$

De igual forma, se calcula la inercia de la viga dada que la sección es rectangular, se determina con la expresión 3.105 otorgando un valor de:

$$I_{vigab3} = 160000\ cm^4$$

Así, finalmente con la ecuación 3.103 que es propuesta por el ACI 318-19, tal que,

$$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$

Dado que el módulo de elasticidad de la columna como de la viga son iguales, la expresión se reduce en:

$$\alpha = \frac{I_{vigab3}}{I_{losab3}}$$

Siendo así que:

$$\alpha = 1.80$$

La siguiente tabla demuestra los resultados en resumen de las inercias para el cálculo del coeficiente de las propiedades mecánicas y físicas de los elementos estructural.

Tabla 3.30

Cálculo de inercia y coeficientes para determinar el espesor de losa requerido

Cálculos					
Ilosab1 =	101666,67	cm4	**Ivigab1 =**	89322,92	cm4
Ilosab2 =	101666,67	cm4	**Ivigab2 =**	89322,92	cm4
Ilosab3 =	88958,33	cm4	**Ivigab3 =**	160000,00	cm4
Ilosab4 =	44479,17	cm4	**Ivigab4 =**	107187,50	cm4
α1 =	0,88	-	**α3 =**	1,80	-
α2 =	0,88	-	**α4 =**	2,41	-

Finalmente, se calcula el parámetro de α_{fm} que corresponde al promedio de los coeficientes previamente calculados, tal que:

$$\alpha_{fm} = \frac{\sum \alpha}{n} \quad (3.106)$$

Otorgando el siguiente valor:

$$\alpha_{fm} = 1.49$$

Comparando este valor con los límites establecidos por ACI 318-19 mostrado en la Figura 3.48, se tiene que:

$$h \geq \begin{cases} \dfrac{L_n\left(0.8 + \dfrac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta\left(\alpha_{fm} - 0.2\right)} \\ 125\ mm \end{cases} \quad (3.107)$$

Donde β corresponde a la relación entre la dimensión mayor con respecto a la menor del paño de losa analizado. Por ello acorde a la ecuación 3.107 se tiene que:

$$h \geq \begin{cases} 101.43\ mm \\ 125\ mm \end{cases}$$

Por lo que, se concluye que la losa nervada en dos direcciones debe poseer un espesor mínimo de 125 mm, siendo así que el espesor propuesto inicialmente de 20 cm, cumple con el límite establecido.

Armado de losa nervada en dos direcciones. El armado de losa nervada se lo realiza con apoyo del modelado estructural puesto que considera las cargas actuantes que se definieron inicialmente. Por ello el armado propuesto acorde a las consideraciones de diseño por ACI 318-19 se muestra en la Figura 3.53 y 3.54.

Por lo que, se concluye que el armado propuesto, cumple con lo requerido acorde a las demandas gravitacionales que están presentes en la losa.

Figura 3.53

Propuesta de armado en el eje Y de la losa nervada

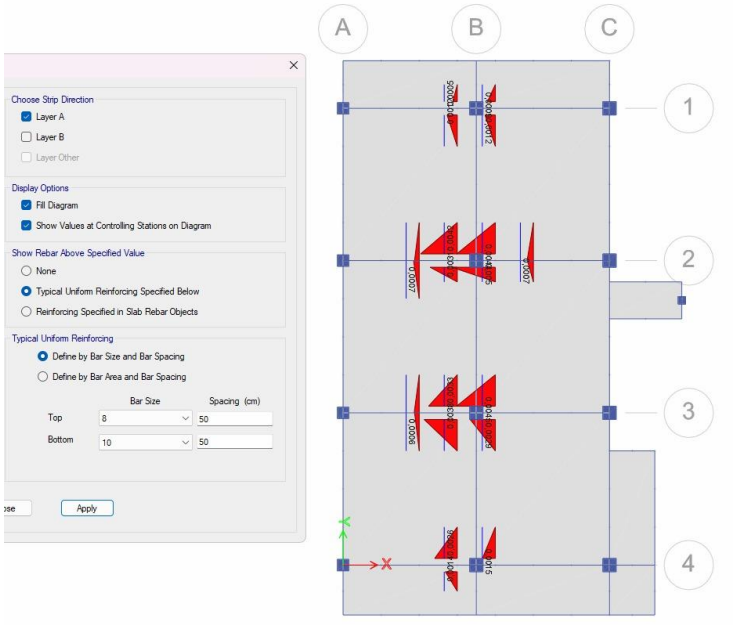
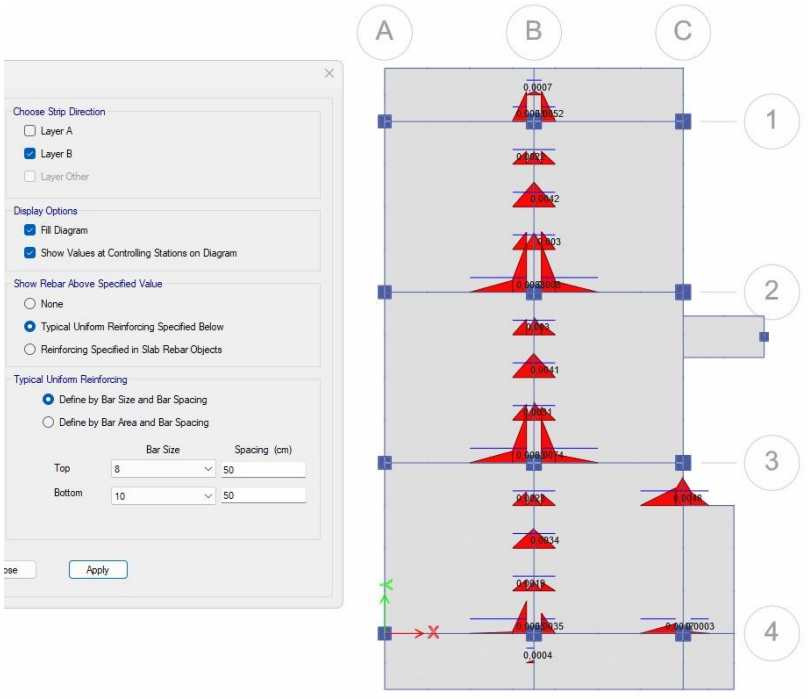


Figura 3.54

Armado propuesto para el eje Y de la losa



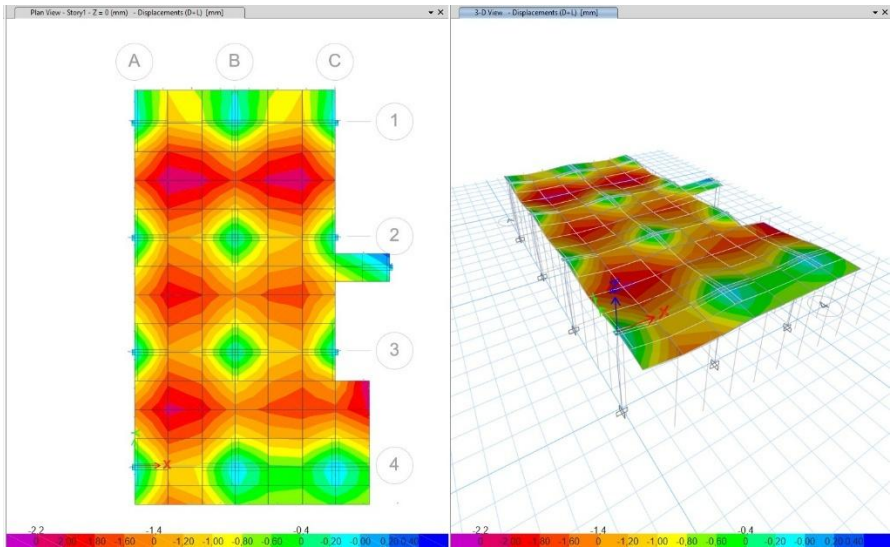
3.1.14 Losa Steel Deck

Dada que la losa de tipo Steel deck que se predimensionó, posee un espesor de losa compuesta de 10 cm, se determina el acero requerido, en este caso, como se escogió una sección de Novalosa 55 mm con espesor de 0.76 mm, con ayuda de un programa para el análisis estructural se determina el acero requerido de las losas tanto para el segundo piso como el piso de ampliación. Además, se considera las deformaciones provocadas, que se muestra en la Figura 3.55.

Se observa que las deformaciones son mínimas, por lo que, la sección cumple con los requerimientos y límites de las normativas. El diseño de acero propuesto se muestra en los planos estructurales.

Figura 3.55

Deformaciones producidas en la losa Steel deck con las cargas de servicio



3.2 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas redactadas son expuestas por CYPE Ingenieros, S.A (2024), de tal manera que se dispone de las siguientes actividades acorde a los rubros:

3.2.1 Limpieza y desbroce del terreno

Descripción:

Este proceso implica la limpieza del terreno con desniveles mínimos, lo cual abarca la remoción de áreas con maleza, arbustos, escombros y otros elementos no deseados en la superficie del proyecto.

Materiales:

- No se especifica el uso de materiales.

Equipo:

- Herramienta menor

Mano de obra:

- Peón

- Maestro de obra.

Procedimiento:

La limpieza puede llevarse a cabo de manera manual o mediante el uso de maquinaria. Es fundamental eliminar cualquier vegetación, escombros u otros elementos que puedan obstaculizar la construcción de la vivienda.

Medición y forma de pago:

La medición y forma de pago se la realiza entorno al metro cuadrado de limpieza realizado según lo especificado por el APU.

3.2.2 Relleno con material de mejoramiento

Descripción:

Se llevará a cabo un relleno destinado a mejorar las propiedades mecánicas del terreno que servirá de apoyo a la cimentación superficial proyectada, utilizando grava con un diámetro que oscila entre 20 y 30 mm.

Materiales:

- Grava de cantera.

Equipo:

- Dumper de descarga frontal con una capacidad de 2 toneladas.
- Herramientas menores.

Mano de obra:

- Peón.

Procedimiento:

El material de relleno será transportado y descargado en el sitio de obra, asegurando una distribución uniforme que garantice el espesor necesario para optimizar las propiedades resistivas del terreno.

Medición y forma de pago:

La medición se realizará acorde a la unidad de medida de metros cúbicos especificado en el APU y su forma de pago se efectuará conforme lo establecido por el contrato.

3.2.3 Cimentaciones

Descripción

Se trata de una viga de cimentación construida con hormigón armado, cuya resistencia es de f'c = 240 kg/cm2. Este hormigón representa un tamaño máximo del agregado de 12.5 mm y una consistencia blanda, siendo premezclado en obra y vertido mediante métodos manuales. El acero utilizado es de grado 60 (fy=4200 kg/cm2) e incluye alambres de amarre.

Materiales:

- Separadores homologados para cimentaciones.
- Barras de acero corrugado de grado 60.
- Alambre galvanizado para el amarre.
- Hormigón con f'c=240 kg/cm2 y consistencia blanda.

Equipo:

- Herramienta menor.

Mano de obra:

- Peón.
- Fierrero.
- Ayudante de fierrero.
- Maestro de estructura mayor durante el proceso de hormigonado.
- Ayudante estructurista durante el proceso de hormigonado.

Procedimiento:

Primero, se coloca la armadura utilizando separadores homologados. Posteriormente, se procede a vaciar y compactar el hormigón, teniendo en cuenta la instalación del encofrado. Finalmente, se realiza el curado del hormigón.

Medición y forma de pago:

La medición será en unidades en metros cúbicos. El pago se realizará según lo establecido en el contrato, y el precio indicado en este apartado incluye también el costo del acero figurado.

3.2.4 Columnas

Descripción:

Columna de sección cuadrada de hormigón armado, fabricada con una resistencia de f'c=240 kg/cm2. El hormigón es premezclado en planta y su vaciado se realiza de forma manual. Se utiliza acero de grado 60 para alturas de hasta 3 metros.

Materiales:

- Separadores de plástico homologados para las armaduras de columnas.
- Barras de acero corrugado.
- Alambre galvanizado para amarre.
- Agente desmoldeante, emulsionable en agua.
- Hormigón con resistencia de diseño f'c=240 kg/cm2.

Equipo:

- Herramientas menores.

Mano de obra:

- Encofrador.
- Ayudante de encofrador.
- Fierrero.

- Ayudante de fierrero.
- Peón de albañil.
- Maestro de estructura mayor.
- Ayudante estructurista.

Procedimiento:

Se inicia con el replanteo, seguido de la colocación de las armaduras utilizando separadores homologados. Luego se monta el sistema de encofrado y se procede al vaciado y compactación del hormigón. Finalmente, se desmonta el sistema de encofrado y se realiza el curado del hormigón.

Medición y forma de pago:

Se medirá en unidades de metro cúbico conforme a lo expuesto en el APU.

3.2.5 Vigas

Descripción:

Se trata de una viga de hormigón armado con sección rectangular y viga banda, diseñada con hormigón de resistencia f'c=240 kg/cm2 y reforzada con acero galvanizado de grado 60.

Materiales:

- Tablero de madera, de 22 mm de espesor.
- Estructura de soporte para encofrado recuperable.
- Puntal metálico telescópico.
- Puntas de acero de 20x100 mm
- Separador homologado para vigas.
- Acero en barras corrugadas con resistencia fy=4200 kg/cm2.
- Alambre galvanizado para amarrar.

- Hormigón con resistencia f’c=240 kg/cm2.

Equipo:

- Herramientas menores.

Mano de obra:

- Encofrador.
- Ayudante de encofrador.
- Fierrero.
- Ayudante de fierrero.
- Peón de albañil.
- Maestro de estructura mayor.
- Ayudante estructurista.

Procedimiento:

El proceso comienza con el replanteo, seguido por la colocación de las armaduras utilizando separadoras homologadas. A continuación, se realiza el montaje del sistema de encofrado. Posteriormente, se procede al vaciado y compactación del hormigón, para finalmente desmontar el sistema de encofrado y llevar a cabo el curado del hormigón.

Medición y forma de pago:

Se medirá en unidades de volumen acorde a lo mostrado en el APU.

3.2.6 Losa

Descripción:

Se trata de una losa nervada de hormigón armado, construida con bloques aligeramientos, que presenta un 15% de zonas macizas. Tiene una altura libre de hasta 3 metros y está elaborada con hormigón con una resistencia de f’c=240 kg/cm2. Se usa malla electrosoldada en su estructura.

Materiales:

- Tablero de madera de 22 mm de espesor.
- Estructura de soporte para encofrado recuperable.
- Puntales metálicos telescópicos.
- Puntas de acero de 20x100 mm
- Separadores homologados para vigas.
- Acero en barras corrugadas con una resistencia de fy=4200 kg/cm2.
- Alambre galvanizado para anclaje.
- Hormigón con resistencia de f'c=240 kg/cm2.
- Bloques de cemento como aligeramientos diseñados para la losa nervada en dos direcciones.
- Malla electrosoldada con alambres longitudinales y transversales.

Equipo:

- Herramientas menores.

Mano de obra:

- Encofrador.
- Ayudante de encofrador.
- Fierrero.
- Ayudante de fierrero.
- Peón de albañil.
- Maestro de estructura mayor.
- Ayudante estructurista.

Procedimiento:

Se inicia con el replanteo y el montaje del sistema de encofrado. A continuación, se realiza el replanteo de la geometría del plano sobre el encofrado y se procede a la colocación de los bloques de aligeramiento. Luego se ubican las armaduras utilizando separadores homologados. Se repite el montaje del sistema de encofrado y se lleva a cabo el vaciado y la compactación del hormigón. Posteriormente, se ejecuta el Regleado y la nivelación de la caja de compresión, seguido del curado del hormigón. Finalmente, se desmonta el sistema de encofrado.

Medición y forma de pago:

La medición se realizará en unidades especificadas por el APU.

3.2.7 Escaleras metálicas

Descripción:

La estructura de la escalera está formada por piezas simples de acero A36, que se ensamblan en una configuración compuesta. Esta estructura recibe un acabado de imprimación antioxidante y se une mediante soldaduras realizadas en obra.

Materiales:

- Acero laminado A36.

Equipos:

- Equipo y elementos auxiliares para soldadura eléctrica.
- Herramienta menor.

Mano de obra:

- Montador de estructura metálica.
- Ayudante de montador de estructura metálica.

Procedimiento:

Se inicia con el replanteo de la escalera, seguido de la colocación y fijación provisional de los perfiles. Posteriormente, se realiza el aplomado y nivelación, y finalmente, se efectúan las uniones soldadas.

Medición y forma de pago:

El costo se determinará con base al peso en kg registrado en la salida de los perfiles del almacén.

3.2.8 Acero en columnas

Descripción:

Las columnas están elaboradas en acero A36, construidas con piezas compuestas en perfiles. Estas se terminan con una imprimación antioxidante y se ensamblan con uniones soldadas en obra, hasta alcanzar una altura de 3 m.

Materiales:

- Acero laminado A36.

Equipos:

- Equipo y elementos auxiliares para soldadura eléctrica.
- Herramienta menor.

Mano de obra:

- Montador de estructura metálica.
- Ayudante de montador de estructura metálica.

Procedimiento:

Se lleva a cabo la limpieza y preparación del plano de apoyo, seguido del replanteo y marcado de los ejes. Tras ello, se colocan y fijan provisionalmente las columnas, se procede al aplomado y nivelación, y se realizan las uniones soldadas.

Medición y forma de pago:

El costo será determinado en función del peso obtenido en la báscula oficial de las unidades que llegan a la obra.

3.2.9 Vigas

Descripción:

Las vigas están fabricadas con acero A36 y están compuestas por piezas en perfiles, con un acabado de imprimación antioxidante. Se colocan y se unen mediante soldaduras en obra, hasta una altura de 3 m.

Materiales:

- Acero laminado A36.

Equipos:

- Equipo y elementos auxiliares para soldadura eléctrica.
- Herramienta menor.

Mano de obra:

- Montador de estructura metálica.
- Ayudante de montador de estructura metálica.

Procedimiento:

El proceso comienza con la limpieza y preparación del plano de apoyo, seguido del replanteo y marcado de los ejes. Luego, se procede a colocar y fijar provisionalmente la viga, se verifica el aplomado y nivelación, y, por último, se realizan las uniones soldadas.

3.2.10 Viguetas (Vigas secundarias y arriostramiento)

Descripción:

Las viguetas están elaboradas en acero A36, construidas a partir de piezas compuestas en perfiles. Al igual que las vigas, reciben un acabado con imprimación antioxidante y están unidas mediante soldaduras en obra, con una altura máxima de 3 m.

Materiales:

- Acero laminado A36.

Equipos:

- Equipo y elementos auxiliares para soldadura eléctrica.
- Herramienta menor.

Mano de obra:

- Montador de estructura metálica.
- Ayudante de montador de estructura metálica.

Procedimiento:

Comienza con la limpieza y preparación del plano de apoyo, seguido del replanteo y marcado de los ejes. Se coloca y fija provisionalmente la vigueta, se verifica el aplomado y nivelación, y finalmente, se llevan a cabo las uniones soldadas.

Capítulo 4

4. ESTUDIO DEL IMPACTO AMBIENTAL

4.1 Descripción del proyecto

El propósito central de este proyecto es crear un espacio resiliente, confortable y seguro de vivienda en el cantón Babahoyo, específicamente en la Cooperativa Nueva Esperanza, cantón Babahoyo (Ver Figura 2.1). Se implementará el uso de hormigón armado y perfiles de acero con un diseño estructural preparado para una edificación de 3 plantas. El proyecto en su fase inicial será de 2 plantas y, posteriormente, se añadirá una planta adicional. Debido a que la propuesta presentada en este trabajo es de tipo estructural y técnico, el alcance del estudio ambiental se enfocará específicamente en el movimiento de tierra previo a la construcción y al desarrollo de la obra gris.

A continuación, se presenta la contribución que tendrá el proyecto a los Objetivos de Desarrollo Sostenible presentados por las Naciones Unidas.

Tabla 4.1

Tabla de contribución a los Objetivos de Desarrollo Sostenible

Objetivo de Desarrollo Sostenible	Aporte del Proyecto
[8] Trabajo Decente y Crecimiento Económico	Materiales y mano de obra local, contribuyendo a la economía del cantón.
[9] Industria, Innovación e Infraestructura.	Estructura resiliente a movimientos telúricos e inundaciones.
[11] Ciudades y Comunidades Sostenibles	Implementación de estructura mixta, para reducir desperdicios y escombros causados por el hormigón y acero de refuerzo, y disminuir el consumo de cemento.
[13] Acción por el Clima	Diseño arquitectónico sostenible que aprovechará la luz y ventilación natural para reducir el consumo de energía.

El análisis de impacto que se realizará en base a la construcción de la vivienda contempla la emisión de CO2 que genera la fabricación y transporte de los materiales a usar y la maquinaria necesaria para el proyecto. Además, se considerarán otros tipos de contaminación como la acústica, y la alteración a la calidad del aire y el agua del río que se encuentra próximo al predio.

4.2 Línea base ambiental

Se identificarán los factores afectados en un radio de 2 kilómetros a la redonda, en donde se evaluarán, a grandes rasgos, las condiciones en el vecindario y parte del río aledaño.

Tabla 4.2

Estado actual de los diferentes factores identificados

Sistema	Medio	Estado Actual
Biofísico	**Físico**	
	Clima	Según datos del INAMHI (2024), obtenidos de una estación meteorológica cercana al área de estudio (Estación Milagro), la temperatura promedio varía entre los 24° C (mínimo) y los 30° C (máximo).
	Topografía	Acorde al mapa topográfico obtenido en Topographic Map, se encuentra un terreno plano.
	Geología	Datos obtenidos del MTOP (2012), aseguran que el cantón Babahoyo yace sobre arenas de estuario, traídas por el Río Babahoyo.
	Hidrología	Cuenta con un cuerpo de agua significante (Río Babahoyo). Además, se encuentra en una cota promedio de 5 m.s.n.m. por lo que tiene alto riesgo de inundaciones. Por otro lado, según el INAMHI (2024) tiene

		precipitaciones acumuladas diarias de hasta 17 mm.
	Calidad del Aire	The Weather Channel (2024) especifica la calidad del aire como buena y no representa riesgo de contaminación atmosférica.
	Biológico	
	Vegetación	Según imágenes de Google Earth (2024), el terreno está ocupado mayormente por viviendas. Ocasionalmente se encuentran áreas verdes de tamaño medio o pequeño.
	Fauna	Acorde a Instituto Nacional de Biodiversidad del Ecuador (INABIO) (2024), se encuentran diferentes tipos de aves, iguanas, insectos, mamíferos y peces.
Humano	**Socioeconómico**	
	Usos del suelo	Zona en desarrollo urbano, predominantemente residencial y de negocios pequeños.
	Infraestructura	El área de estudio cuenta con red de agua potable y red eléctrica. Para el desalojo de A.A.S.S. los locales usualmente construyen pozos sépticos.
	Cultural	
	Patrimonio	No se encuentran elementos arqueológicos o con relevancia cultura dentro del área de estudio.

4.3 Actividades del proyecto

Es importante identificar las actividades en las diferentes fases del proyecto que podrían tener consecuencias en el entorno. A continuación, se presenta una tabla con las

acciones que podrían impactar al ambiente dependiendo de su labor y en cada fase del proyecto.

Tabla 4.3

Acciones que potencialmente traerán consecuencias según el tipo de labor y la fase del proyecto

Fase	Labor	Acción
Adquisición y fabricación de materia prima	**Cemento**	Extracción de piedra caliza, arcilla y diferentes materiales obtenidos en canteras.
		La mezcla de la arcilla y la piedra caliza es calentada en hornos a altas temperaturas.
	Agregados	Extracción en ríos y canteras.
	Acero	Obtención de hierro en minas.
		Utilización de alto horno para calentar la materia prima y producir monóxido de carbono.
		Uso de otros elementos como níquel, cromo, manganeso para la refinación del acero.
	Transporte	Uso de maquinaria para el transporte y carga de los perfiles de acero, y los diferentes materiales de construcción.
	Agua	Uso excesivo de agua para la fabricación y curado de hormigón.
Movimiento de Tierra	**Desbroce**	Remoción de la vegetación en el terreno.
	Excavación del terreno	Uso de maquinaria pesada para la excavación y nivelación del terreno a la cota deseada.
	Desalojo	Uso de maquinaria pesada para el desalojo y disposición final del material excavado.

Construcción de Obra Gris	**Acero**	Corte de perfiles estructurales y de varillas de acero de refuerzo.
		Soldadura para las uniones de los elementos estructurales.
	Hormigón	Aumento de la isla de calor. Generación grande de residuos y escombros.
	Encofrado	Uso de madera para elementos de encofrado. Residuos generados por el corte de los tablones.
	Agua	Uso excesivo de agua en el mezclado y curado del hormigón. Agua residual producida por el lavado de herramientas y de limpieza en general.

4.4 Identificación de impactos ambientales

Se identificarán diferentes impactos ambientales en base a las siguientes variables con sus posibles resultados:

Tabla 4.4

Variables para calificar los impactos ambientales

Variable	Resultado
Carácter	Positivo
	Negativo
Duración	Temporal
	Permanente
En el tiempo	Corto Plazo
	Largo Plazo
Espacio	Local
	Extenso
Reversibilidad	Reversible
	Irreversible

Finalmente, se utilizó una lista de control para identificar los siguientes aspectos ambientales con su respectivo juicio:

Tabla 4.5

Lista de control para los impactos ambientales

Aspecto Ambiental	Carácter	Duración	En el tiempo	Espacio	Reversibilidad	Juicio	Puntaje
Calidad del aire	Negativo	Temporal	Corto plazo	Local	Reversible	Moderado	2
Contaminación de las aguas	Negativo	Permanente	Largo plazo	Extenso	Irreversible	Crítico	4
Erosión	Negativo	Permanente	Largo plazo	Extenso	Reversible	Severo	3
Pérdida de fauna	Negativo	Temporal	Corto plazo	Local	Reversible	Moderado	2
Pérdida de hábitats	Negativo	Permanente	Largo plazo	Extenso	Irreversible	Crítico	4
Empleo y renta	Beneficio	Temporal	Corto plazo	Local	Reversible	Positivo	1
Nivel de ruidos	Negativo	Temporal	Corto plazo	Local	Reversible	Moderado	2
Movilidad y tráfico	Negativo	Temporal	Corto plazo	Local	Reversible	Moderado	2
Vibraciones en el suelo	Negativo	Temporal	Corto plazo	Local	Reversible	Moderado	2
Contaminación del suelo	Negativo	Permanente	Largo plazo	Local	Reversible	Severo	3

4.5 Valoración de impactos ambientales

El juicio de los diferentes impactos se basó en la siguiente tabla de criterios.

Tabla 4.6

Categorías de juicio con su respectivo criterio

Juicio	Criterios
Compatible	Impacto positivo o muy bajo.
	Beneficio social o ambiental directo.
	Sin efectos negativos perceptibles.
Moderado	Impacto negativo de magnitud media.
	Reversible o de corta duración
	Con un alcance local o no muy extenso.
Severo	Impacto negativo de alta magnitud.
	Permanente o de larga duración.
	Alcance extenso o a recursos delicados.
Crítico	Impacto negativo extremo.
	Irreversible o irrecuperable.
	Consecuencias significativas para el ambiente o la sociedad.

Los factores utilizados en la lista de control representan las características más importantes consideradas para evaluar el impacto ambiental de cada actividad. Entre estas variables están la magnitud o intensidad del impacto, la duración, alcance o extensión, su reversibilidad, y por último el resultado o juicio.

Tabla 4.7

Ponderación de los juicios en la lista de control

Juicio	Puntaje
Compatible	1
Moderado	2
Severo	3
Crítico	4

En base a los resultados se concluye que los factores con mayor impacto es la contaminación al agua (crítico), pérdida de hábitats (crítico), erosión (severo) y se necesitan estrategias de mitigación urgentes.

Por otro lado, el impacto positivo del proyecto es la generación de empleos y de movilidad económica a las pequeñas y medianas empresas de la zona.

La puntuación promedio del proyecto es de 2,5 puntos por lo que se considera que el impacto general será entre moderado y severo.

4.6 Medidas de prevención/mitigación

Con el objetivo de garantizar los objetivos de desarrollo sostenible y minimizar el impacto ambiental del proyecto se definieron varias estrategias posibles para atenuar las consecuencias que puede llevar la construcción de este.

Las siguientes medidas de prevención y/o mitigación son basadas específicamente en los aspectos ambientales identificados previamente. Además, el enfoque de estas es en los impactos evaluados como severos o críticos, priorizando su mayor influencia al ambiente. Por otro lado, se definieron las estrategias por fase de proyecto: diseño, construcción y operación.

Tabla 4.8

Medidas de prevención/mitigación para el proyecto

Impacto Ambiental	Medidas de Prevención/Mitigación	Fase de Implementación
Contaminación de las aguas	Instalar sistemas de captación y tratamiento de aguas residuales temporales.	Construcción
	Utilizar barreras físicas (material filtrante, sedimentadores) para evitar derrames que afecten a los cuerpos de agua.	
Erosión	Construir zanjas de escorrentía y drenajes para controlar flujos de agua.	Construcción
	Implementar cobertura vegetal temporal en áreas expuestas.	
Pérdida de hábitats	Restaurar la vegetación nativa afectada al finalizar la construcción.	Construcción
	Realizar un estudio detallado previo para identificar áreas críticas y evitar su afectación.	Diseño
Calidad del aire	Instalar sistemas de riego para evitar la generación de polvo en áreas de movimiento.	Construcción
	Utilizar maquinaria en buen estado para reducir emisiones.	
Nivel de ruidos	Utilizar maquinaria con silenciadores o tecnología de bajo ruido.	Construcción
	Limitar las actividades ruidosas al horario laboral para que afecte a la menor cantidad de gente posible.	
Contaminación del suelo	Impermeabilizar áreas de almacenamiento de materiales.	Construcción
	Disponer los residuos sólidos y peligrosos en sitios autorizados.	
Movilidad y tráfico	Coordinar horarios para evitar congestiones en horas pico.	Construcción

	Diseñar rutas de transporte alejadas de áreas residenciales.	
Vibraciones en el suelo	Realizar estudios geotécnicos previos para determinar las técnicas constructivas más adecuadas.	Diseño
	Controlar la intensidad de los equipos de compactación en la medida de lo posible (sin afectar al desempeño estructural del suelo).	Construcción

Capítulo 5

5. PRESUPUESTO

5.1 Estructura Desglosada de Trabajo

Con el objetivo de una representación ordenada y lógica de la ejecución del proyecto se muestran los diferentes rubros principales en orden cronológico, con sus respectivas actividades.

5.2 Rubros y análisis de precios unitarios

Un total de 18 rubros fueron considerados para la construcción de obra gris de la estructura de uso residencial.

El análisis de precios unitarios de todas las actividades (Anexos) se basó en los costos vigentes de materiales y mano de obra del país. Además, estos valores fueron corroborados con la última actualización de la revista digital de septiembre del 2024 proporcionada por la Cámara de Construcción de Guayaquil. Se consideró la accesibilidad, costos indirectos, y transporte de todos los elementos que forman parte de cada rubro.

Tabla 5.1

Descripción de actividades para el análisis de precios unitarios

Ítem	Descripción	Unidad
	1) Actividades preliminares	
A	Limpieza y desbroce del terreno	m2
B	Replanteo y nivelación con equipo topográfico	m2
C	Instalaciones sanitarias provicionales	glb
D	Instalaciones eléctricas provicionales	glb
	2) Movimiento de tierra	
A	Excavación mecánica	m3
B	Desalojo con maquinaria pesada	m3
C	Relleno con material de mejoramiento	m3
	3) Cimentación	

A	Replantillo: f'c = 180 kg/cm2	m3
B	Zapatas: f'c = 240 kg/cm2, revenimiento = 13 cm, incluye acero de refuerzo	m3
C	Vigas de cimentación: f'c = 240 kg/cm2, revenimiento = 13 cm, incluye acero de refuerzo	m3
	4) Estructuras	
A	Contrapiso: e = 8 cm, f'c=210 kg/cm2, revenimiento = 13 cm	m3
B	Columnas de hormigón armado: f'c = 240 kg/cm2, revenimiento = 13 cm, incluye acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2	m3
C	Vigas de hormigón armado: f'c = 240 kg/cm2, revenimiento = 13 cm, incluye acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2	m3
D	Losa nervada de hormigón armado: f'c = 240 kg/cm2, revenimiento = 13 cm, incluye acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2	m3
E	Columnas de acero estructural: acero a36	kg
F	Vigas de acero estructural: acero a36	kg
G	Losa steel deck: h = 10 cm, e = 55 mm, incluye hormigón f'c = 240 kg/cm2	m2
H	Escalera con perfiles metálicos: incluye hormigón f'c = 240 y acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2 para descansos	kg

5.3 Descripción de cantidades de obra

Tabla 5.2

Precios unitarios y cantidades de la obra

Ítem	Descripción	Unidad	P. Unitario	Cantidad
1)	**Actividades preliminares**			
A	Limpieza y desbroce del terreno	m2	$1,54	250,00
B	Replanteo y nivelación con equipo topográfico	m2	$29,75	250,00
C	Instalaciones sanitarias provisionales	glb	$264,92	1,00
D	Instalaciones eléctricas provisionales	glb	$21,44	2,00
2)	**Movimiento de tierra**			
A	Excavación mecánica	m3	$6,18	286,96
B	Desalojo con maquinaria pesada	m3	$15,46	286,96
C	Relleno con material de mejoramiento	m3	$5,16	250,00
3)	**Cimentación**			
A	Replantillo: f'c = 180 kg/cm2	m3	$91,53	6,29
B	Zapatas: f'c = 240 kg/cm2, revenimiento = 13 cm, incluye acero de refuerzo	m3	$443,21	19,68
C	Vigas de cimentación: f'c = 240 kg/cm2, revenimiento = 13 cm, incluye acero de refuerzo	m3	$388,63	17,28
3)	**Estructuras**			
A	Contrapiso: e = 8 cm, f'c=210 kg/cm2, revenimiento = 13 cm	m3	$7,81	7,24
B	Columnas de hormigón armado: f'c = 240 kg/cm2, revenimiento = 13 cm, incluye acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2	m3	$386,05	5,56

C	Vigas de hormigón armado: f'c = 240 kg/cm2, revenimiento = 13 cm, incluye acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2	m3	$487,08	8,41
D	Losa nervada de hormigón armado: f'c = 240 kg/cm2, revenimiento = 13 cm, incluye acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2	m3	$334,98	6,92
E	Columnas de acero estructural: acero a36	kg	$2,53	7337,39
F	Vigas de acero estructural: acero a36	kg	$3,06	1184,40
G	Losa steel deck: h = 10 cm, e = 55 mm, incluye hormigón f'c = 240 kg/cm2	m2	$1,41	194,00
H	Escalera con perfiles metálicos: incluye hormigón f'c = 240 y acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2 para descansos	kg	$2,97	105,47

Se utilizó el software Revit 2023 para el modelado estructural de todo el proyecto. En consecuencia, se emplearon las tablas de planificación para el cálculo de áreas, longitudes, volúmenes y cantidades en general de todos los elementos que conforman al proyecto. Al mismo tiempo, se utilizaron los pesos unitarios dispuestos por los fabricantes locales, para tener un presupuesto adecuado al contexto del país.

5.4 Valoración integral del costo del proyecto

Finalmente, se presentan los valores totales por rubros principales.

Tabla 5.3

Costos por actividad, costo total y costo por área de la vivienda

Ítem	**Descripción**		**Total**
1)	Actividades preliminares	$	8.131,08
2)	Movimiento de tierra	$	7.500,56
3)	Cimentación	$	16.014,05
4)	Estructuras	$	31.398,27
	Costo total =	$	63.043,96

Área [m2] =	$	250,00
Costo por área [$/m2] =	$	252,18

A pesar de que la implementación de estructuras metálicas incrementa el costo inicial de la obra, está decisión, además de ser preferencia del cliente, permite disminuir secciones de hormigón armado y cimentaciones dado a su bajo peso propio. Además, el tiempo de ejecución de la obra y la mano de obra reducirá con respecto a una estructura conformada enteramente por hormigón armado, compensando con el incremento en el presupuesto.

Por último, dado que el proyecto está planificado en 2 etapas: inicialmente dos plantas y, en un futuro, la implementación de la tercera planta que impactará directamente en el confort de los habitantes y la inversión del cliente, debido a que el ensamblaje de un piso de acero estructural es mucho más rápido, menos invasivo, y genera menos desperdicios y escombros que la construcción con hormigón armado.

5.5 Cronograma de obra

Para obtener el tiempo estimado de la obra, se emplea un cronograma acorde a las actividades incluidas en el presupuesto mostrado anteriormente. Esto es útil, para determinar una estimación en cantidad de días laborables por actividad con la siguiente expresión general:

$$Duración = \frac{Rendimiento \times Cantidad}{Recursos} \quad (5.1)$$

Donde, a manera de ejemplo se emplea la cantidad de días estimada para el rubro de ESTRUCTURAS de las columnas de acero estructural.

- Rendimiento: 0.021 h/kg
- Cantidad: 7337.39 kg
- Recursos: 4 trabajadores entre peón, perfilero, operador de equipo y engrasador

$$Duración = \frac{\left(0.11\,\frac{h}{kg}\right)(7337.39\ kg)\left(\frac{1\ día\ laboral}{8\ h}\right)}{4}$$

$$Duración = 4.86\ días$$

Siendo así que, la duración por actividad se presenta en la Tabla 5.4. Con los valores estimados por actividad se emplea el cronograma con ayuda del diagrama de Gantt generado acorde a la relación de actividades predecesoras. En el cronograma, se considera un calendario de trabajo laboral donde su jornada corresponde al de 40 horas semanales, es decir, que se trabajen los 5 días a la semana y con la consideración de que los días de feriado no son laborables.

Finalmente, se obtiene que la obra netamente estructural se ejecutará en un total de 62.70 días, que se considera como 63 días laborables para la ejecución de los tres pisos. Dado que se implementa una ampliación vertical de un piso a futuro, inicialmente los dos pisos será ejecutada en menos de los 63 días laborables determinados acorde al Diagrama de Gantt y la ruta crítica de las tareas.

Tabla 5.4

Duración en unidad de días laborables para cada actividad de obra

Item	Descripción	Unidad	P. Unitario	Rendimiento [hr/u]	Duración [d]
1)	**Actividades preliminares**				
A	Limpieza y desbroce del terreno	m2	250,00	0,030	0,94
B	Replanteo y nivelación con equipo topográfico	m2	250,00	0,200	6,25
C	Instalaciones sanitarias provisionales	glb	1,00	1,000	0,13
D	Instalaciones eléctricas provisionales	glb	2,00	1,000	0,25
2)	**movimiento de tierra**				
A	Excavación mecánica	m3	286,96	0,040	1,43
B	Desalojo con maquinaria pesada	m3	286,96	0,050	1,79
C	Relleno con material de mejoramiento	m3	250,00	0,150	4,69
3)	**Cimentación**				
A	Replantillo: f'c = 180 kg/cm2	m3	6,29	1,000	0,79
B	Zapatas: f'c = 240 kg/cm2, revenimiento = 13 cm, incluye acero de refuerzo	m3	19,68	2,600	6,40
C	Vigas de cimentación: f'c = 240 kg/cm2, revenimiento = 13 cm, incluye acero de refuerzo	m3	17,28	1,300	2,81

4)	**Estructuras**				
A	Contrapiso: e = 8 cm, f'c=210 kg/cm2, revenimiento = 13 cm	m3	7,24	0,300	0,27
B	Columnas de hormigón armado: f'c = 240 kg/cm2, revenimiento = 13 cm, incluye acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2	m3	5,56	1,000	0,70
C	Vigas de hormigón armado: f'c = 240 kg/cm2, revenimiento = 13 cm, incluye acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2	m3	8,41	1,000	1,05
D	Losa nervada de hormigón armado: f'c = 240 kg/cm2, revenimiento = 13 cm, incluye acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2	m3	6,92	2,600	2,25
E	Columnas de acero estructural: acero a36	kg	7337,39	0,021	4,86
F	Vigas de acero estructural: acero a36	kg	1184,40	0,037	5,48
G	Losa steel deck: h = 10 cm, e = 55 mm, incluye hormigón f'c = 240 kg/cm2	m2	194,00	0,300	7,28
H	Escalera con perfiles metálicos: incluye hormigón f'c = 240 y acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2 para descansos	kg	105,47	0,110	1,45

Capítulo 6

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

La implementación de un diseño estructural mixto entre hormigón armado y acero estructural se realizó bajo criterios de que obtenga una correcta respuesta ante los eventos sísmicos y la mitigación de problemas que alberga la zona del proyecto como la inundación que se origina en la ciudad de Babahoyo. Además, los planos arquitectónicos muestran un diseño para el aprovechamiento de luz y ventilación natural.

En el ámbito ambiental, al emplear una combinación estructural entre hormigón armado y acero disminuye en gran cantidad el desperdicio de materiales, y residuos que se generan, por ejemplo, al figurar acero de refuerzo, o fabricar encofrado.

Los resultados obtenidos acorde a las dimensiones de los elementos estructurales se realizó mediante la cuantificación de cargas de uso por un piso adicional, esto es esencial para el control de las ampliaciones verticales que ha suscitado como una problemática en el mundo de la construcción y que significa un costo elevado adicional por el reforzamiento estructural. El uso de un software estructural permitió obtener datos reales en cuanto al peso de los elementos como vigas, columnas y losa implementados para el diseño final de la vivienda. En el diseño, se obtienen columnas demandantes en la sección de voladizos del eje 4, esto debido a la variación de carga viva implementada en el espacio de balcones considerando que son áreas de mayor demanda donde estará expuesto a varios factores que puede exigir más a la estructura tanto para el primer y segundo nivel.

Finalmente, el impacto ambiental, como se describió en el Capítulo 4, oscila entre un nivel moderado a severo, en donde el aporte económico y social a nivel local figura un papel importante. Además, un gran porcentaje de los impactos que generará el proyecto son a corto plazo y durante la etapa de la construcción, por lo que se concluye que la disminución de impactos negativos se debe abordar desde el diseño y la planificación en la ejecución de este.

6.2 Recomendaciones

Frente a los fenómenos naturales que suceden en la zona designada, como se especificó en la sección de antecedentes de este documento con niveles de inundación de entre 60 a 80 centímetros de altura, para el proyecto se sugiere tomar en cuenta la elevación del terreno a una altura mínima de 80 cm, para prevenir daños significativos por desbordes o precipitaciones excesivas.

Por otro lado, es recomendable realizar un estudio de suelos más profundo, con el objetivo de optimizar el diseño de la fundación de la estructura. Sin embargo, se demuestra que utilizar material de mejoramiento para relleno es importante para un correcto desempeño estructural.

Introducir el uso de la metodología BIM al proyecto se aconseja para aumentar la eficiencia en la construcción y la optimización de recursos, facilitando posibles cambios en el proyecto de cualquier ámbito (estructural, eléctrico, o sanitario).

Además, se sugiere analizar la ubicación de las entradas de luz y aire acorde a la posición del terreno disponible y los elementos que lo rodea. De esta manera, se podrá definir la ubicación de ventanas y rejillas evitando posibles obstrucciones por el entorno, y aumentando la eficiencia en el aprovechamiento de la arquitectura sostenible.

Un análisis integral en las conexiones entre los perfiles de acero estructural y las conexiones entre columnas de hormigón y columnas metálicas es conveniente para un correcto desempeño de la estructura.

Finalmente, se considera oportuno un enfoque más profundo en el diseño con herramientas digitales y softwares de análisis estructural de estructuras metálicas, así como el procedimiento para el detalle y representación de planos.

Referencias

Aguiar, R., & Mieles, Y. (2018a). *Vista de ANÁLISIS DE LOS EDIFICIOS QUE COLAPSARON EN PORTOVIEJO DURANTE EL TERREMOTO DEL 16 DE ABRIL DE 2016*. *21(3)*. https://doi.org/https://doi.org/10.24133/riie.v21i3.601

Aguiar, R., & Mieles, Y. (2018b, April 2). *Análisis de los edificios que colapsaron en Portoviejo durante el terremoto del 16 de abril de 2016*. *21(3)*. https://doi.org/https://doi.org/10.24133/riie.v21i3.601

Aguirre, C., & Figueroa, A. (2008). *Análisis técnico-económico entre proyectos de construcción de estructura metálica y hormigón armado para edificios*.

American Concrete Institute. (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19). In *318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute. https://doi.org/10.14359/51716937

American Institute of Steel Construction. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*.

Ammplio. (2022, August 31). *Hormigón vs acero: pros y contras de ambos tipos de estructura*.

Ardiles, M. (2021). *Propuesta de vivienda vertical sostenible para reducir la expansión urbana no planificada en la periferia de la ciudad de Huamanga – Ayacucho*. UniversidadCesarVallejo.

Bello, J., & Villacreses, C. (2021). *Ventajas y desventajas del sistema constructivo con bambú frente al sistema de hormigón armado en viviendas de interés social*. *6(9)*.

Borrallo, M. (n.d.). *El acero como material estructural. Ventajas e inconvenientes*.

Calzón, J. M. (2021). A biographical and significant review of composite concrete and structural steel structures. *Hormigon y Acero*, *72*(293), 7–29. https://doi.org/10.33586/hya.2020.2023

Campdesuñer, C., Alena Fonseca, B., & Antúnez, A. (2015). *La contaminación ambiental, problemática del desarrollo sostenible en la producción de cemento*. *29*.

Comission of the European Communities. (2004). *Communication from the commission to the council, the european parliament, the european economic and social committee and the committee of the regions*.

Corporación Andina de Fomento. (2011). *Desarrollo urbano y movilidad en America Latina* (Corporación Andina de Fomento, Ed.). CAF. https://scioteca.caf.com/handle/123456789/419

Detquizán, C. (2021). *Diseño de concreto estructural empleando fibra de polipropileno para reforzamiento de viviendas autoconstruidas en las Delicias de Villa, Chorrillos 2021*.

Dodman, D. (2009). *Urban density and climate change*.

Guerrero Cuasapaz, D., Guerrón Figueroa, M., Lalangui García, J., Chavez Amaguaña, E., & Paz Zambrano, C. (2024). Análisis técnico comparativo entre sistemas constructivos de steel framing y estructuras metálicas para viviendas regulares. *Green World Journal*, *7*(2), 128–128. https://doi.org/10.53313/gwj72128

Guías Medioambientales. (2007). *Minimización del riesgo medioambiental en la industria de fabricación del cemento*.

HOLCIM. (2024). *Hormigón Armado: La fortaleza en la construcción moderna.*

McCormac, J. C. . (2013). *Diseño de estructuras de acero*. Alfaomega Grupo Editor.

Mehta, P. K., & M. Monteiro, P. J. (2014). *Concrete: Microstructure, Properties, and Materials* (4th ed.).

Mena Benavides, M., Scheffczyk, K., Urrutia, M., Huerta, B., & Walz, Y. (2021). *Evaluación del riesgo de inundación en Ecuador*. https://ehs.unu.edu.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*.

Mühlmann, I., Caruso, S., & Reobo, M. (2024). *Estudio de caso: Vivienda de madera, quincha y cañas en Navarro, Provincia de Buenos Aires*. https://publicacionescientificas.fadu.uba.ar/index.php/actas/article/view/2866/2962

Norell, M., Stehn, L., & Engström, D. (2020). Architectural Design of Vertical Extensions of Buildings: A Risk Perspective on. In *Complexity*.

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2014a). *CARGAS (NO SÍSMICAS)*.

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2014b). *ESTRUCTURAS DE ACERO*.

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2014c). *ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO*.

Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2014d). *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE*.

Paz, V., & Miño, V. (2023). *Estadísticas de Edificaciones (ESED) - 2022*. www.ecuadorencifras.com

Prevención de Desastres en la Comunidad Andina. (2009). *Control de inundaciones: Desarrollo urbano de la ciudad de Babahoyo*. www.comunidadandina.org

Ramírez, J. (2002). *La construcción con estructura de acero*.

Rojas, M., & Arenas, J. (2008a). Comparación técnico-financiera del acero estructural y el hormigón armado. *Año*, *75*, 47–56.

Rojas, M., & Arenas, J. (2008b). Comparación técnico-financiera del acero estructural y el hormigón armado. *Año*, *75*, 47–56.

Rojas, N. (2005). *Consideración de las columnas cortas en la vulnerabilidad sísmica de las estructuras*. https://hdl.handle.net/20.500.11801/1863

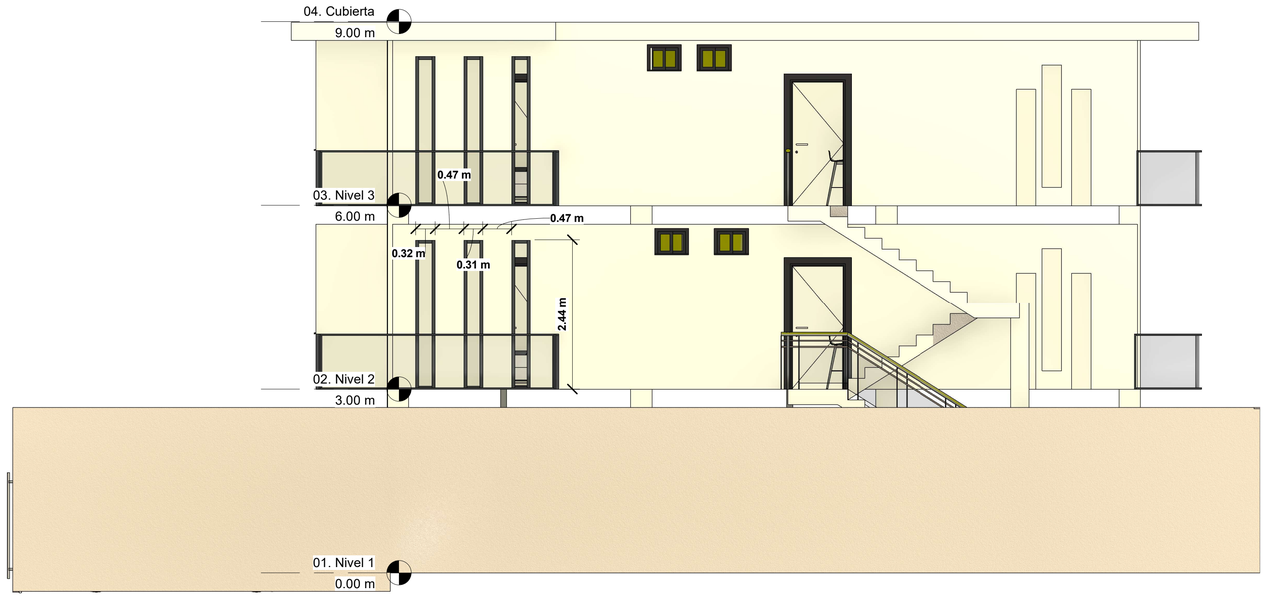
Saint - Gobain Ecuador. (2024). *Construcción Vertical en Ecuador: Sostenibilidad y Eficiencia para el Futuro Urbano*.

Suvio, P., Van Hoorn, A., Szabo, M., & Ekdahl, Å. (2012). Water management for sustainable steel industry. *Ironmaking and Steelmaking*, *39*(4), 263–269. https://doi.org/10.1179/030192311X13135947813898

Zona, A., Freddi, F., Leoni, G., & Dall'asta, A. (2019). *Steel and concrete hybrid structures: Recent advancements and their implications for seismic design*.

PLANOS Y ANEXOS

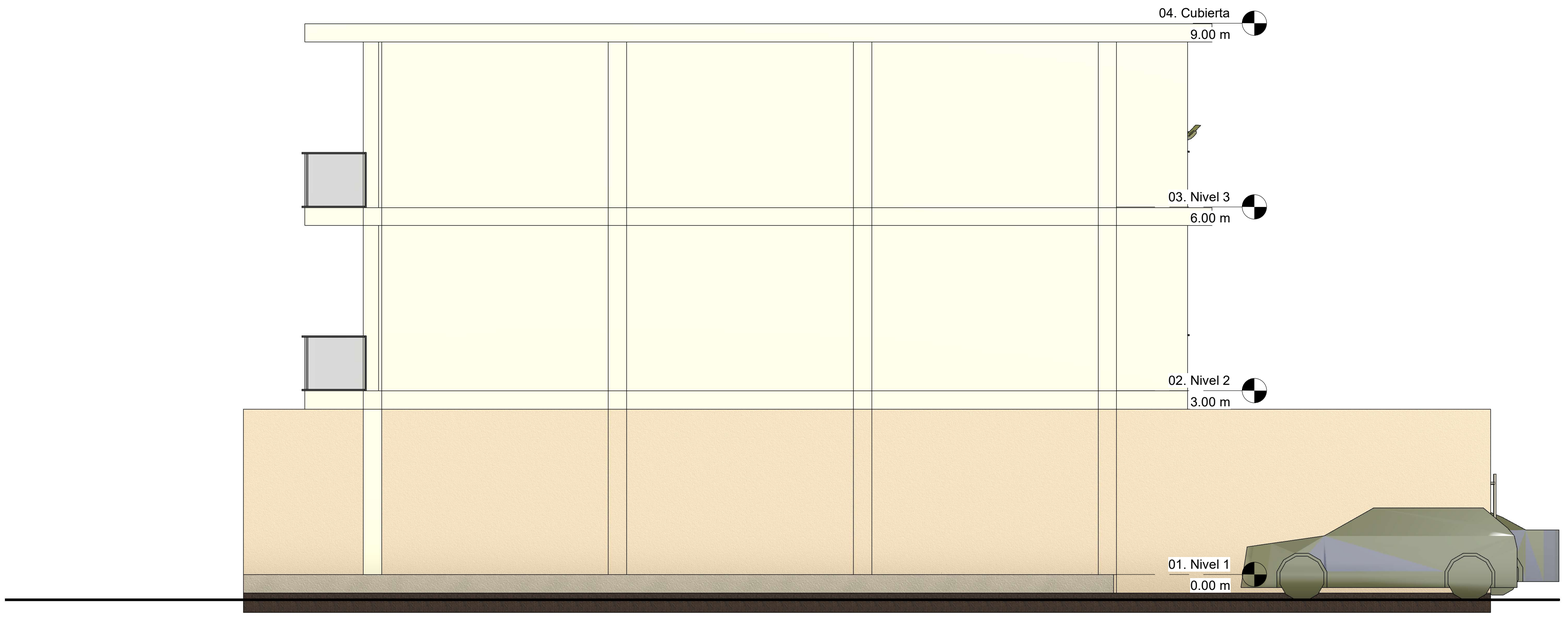
PLANOS ARQUITECTÓNICOS



1 Este
1 : 50



2 Sur
1 : 50



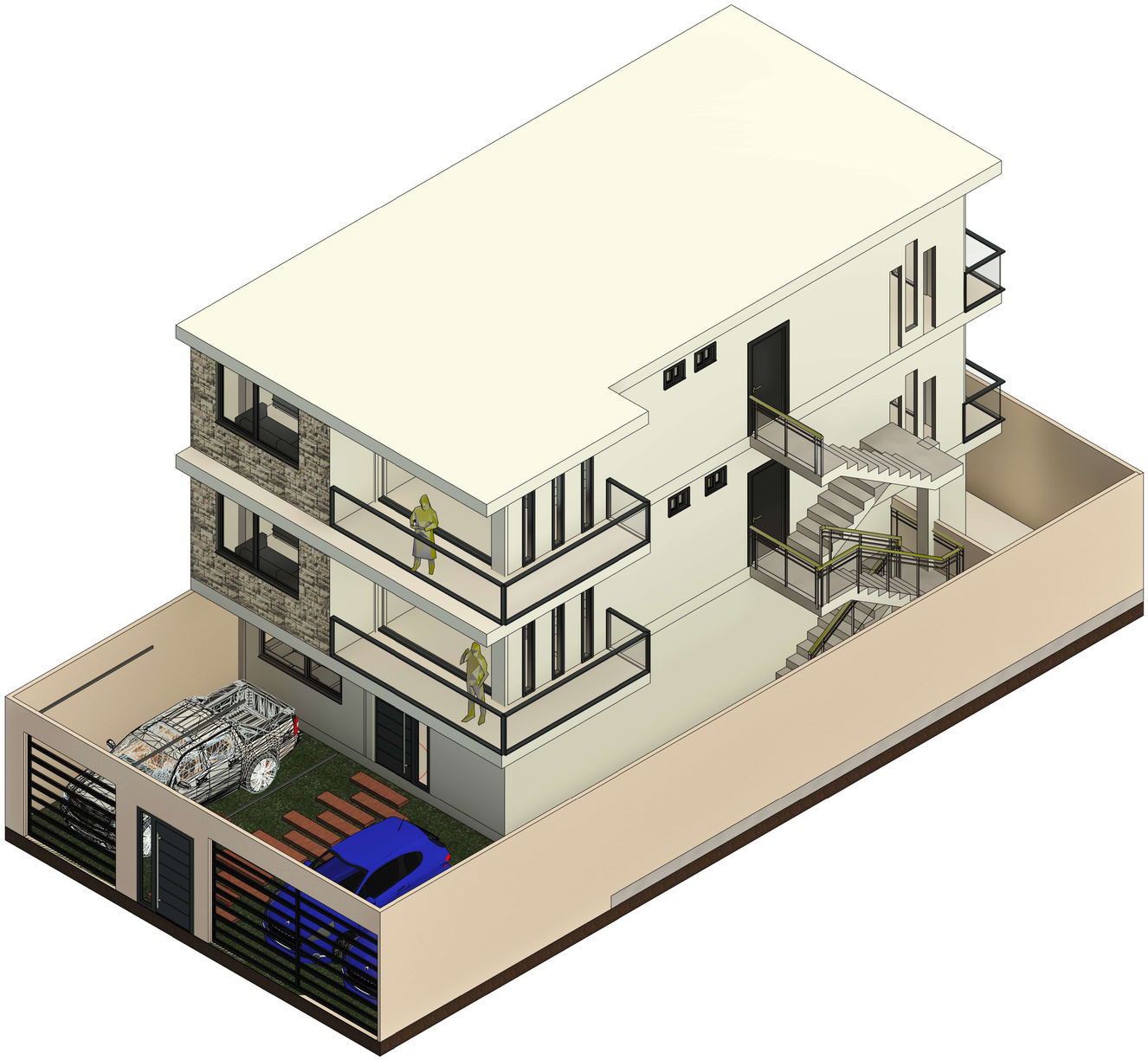
3 Oeste
1 : 50

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO:
Vivienda de dos pisos con futura ampliación a tres pisos en el cantón Babahoyo

CONTENIDO:
Vista Frontal, Lateral y Posterior

Coordinador de Ingeniería Civil:	Estudiante:	Fecha de Entrega:
MSc. Walter Hurtares	- Sebastián Quimi Loayza - Joel Sánchez Gómez	01/19/25
Docente: MSc. David Valverde		Lámina: A102 / Escala: 1 : 50



1 Isométrico

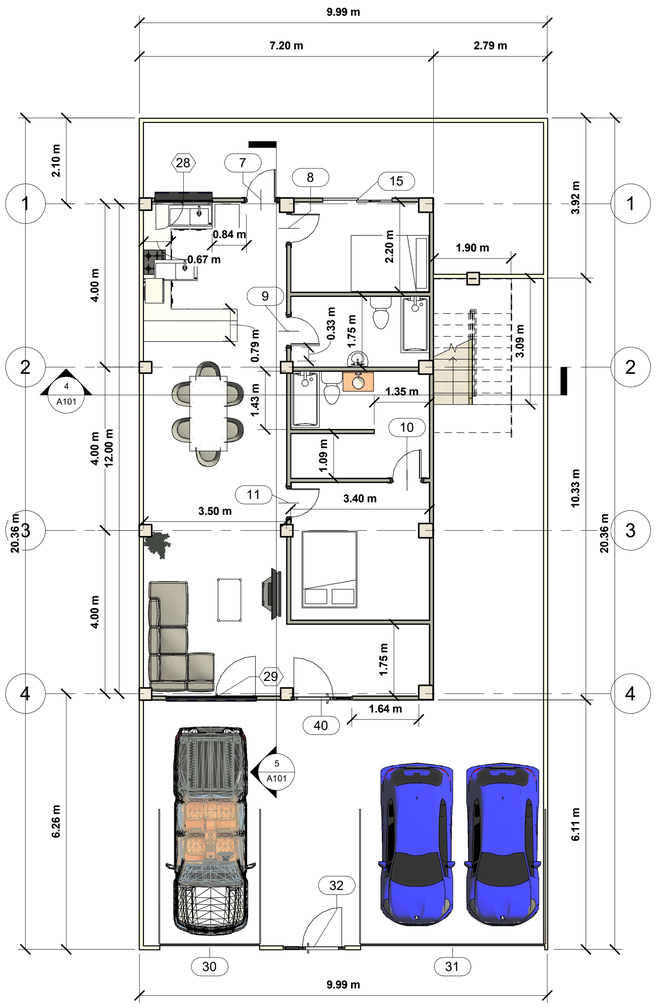
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

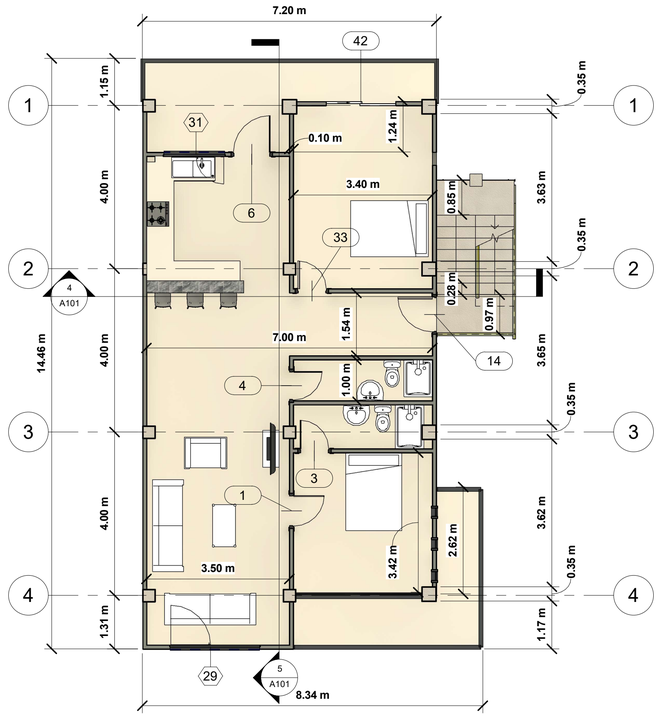
PROYECTO:
Vivienda de dos pisos con futura ampliación a tres pisos en el cantón Babahoyo

CONTENIDO:
Isométrico

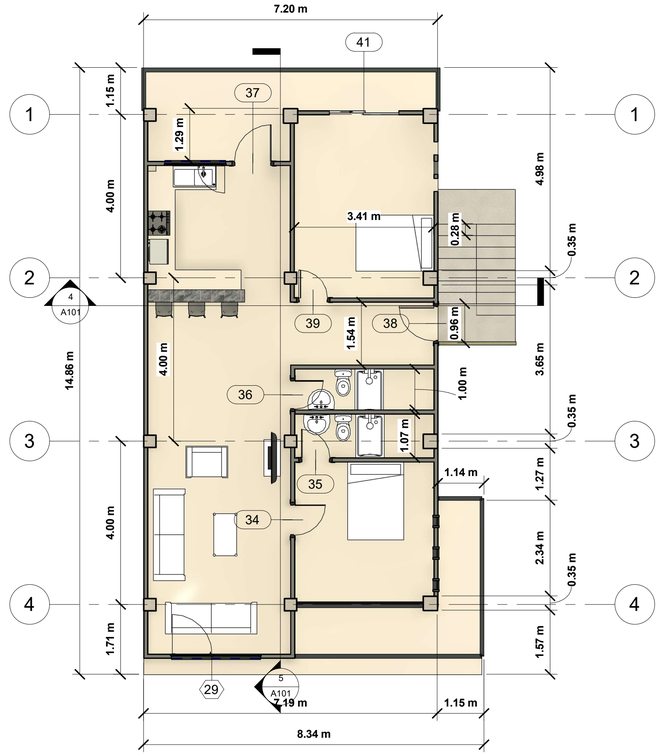
Coordinador de Ingeniería Civil: MSc. Walter Hurtares	Estudiante: - Sebastián Quimi Loayza - Joel Sánchez Gómez	Fecha de Entrega: 01/19/25
Docente: MSc. David Valverde		Lámina: A103 / Escala:



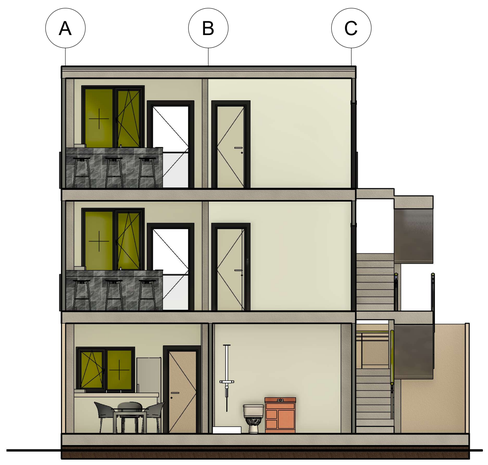
1 01. Nivel 1
1 : 75



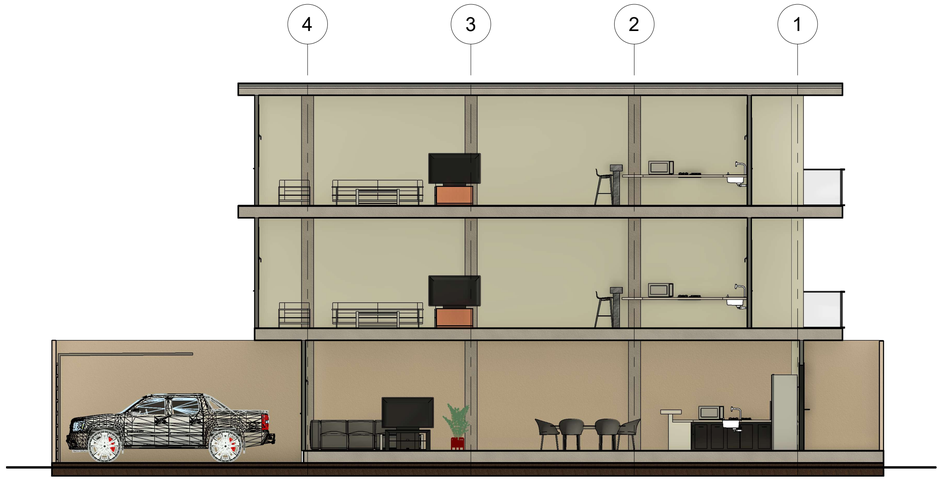
2 02. Nivel 2
1 : 75



3 03. Nivel 3
1 : 75



4 Sección 1
1 : 75



5 Sección 2
1 : 75

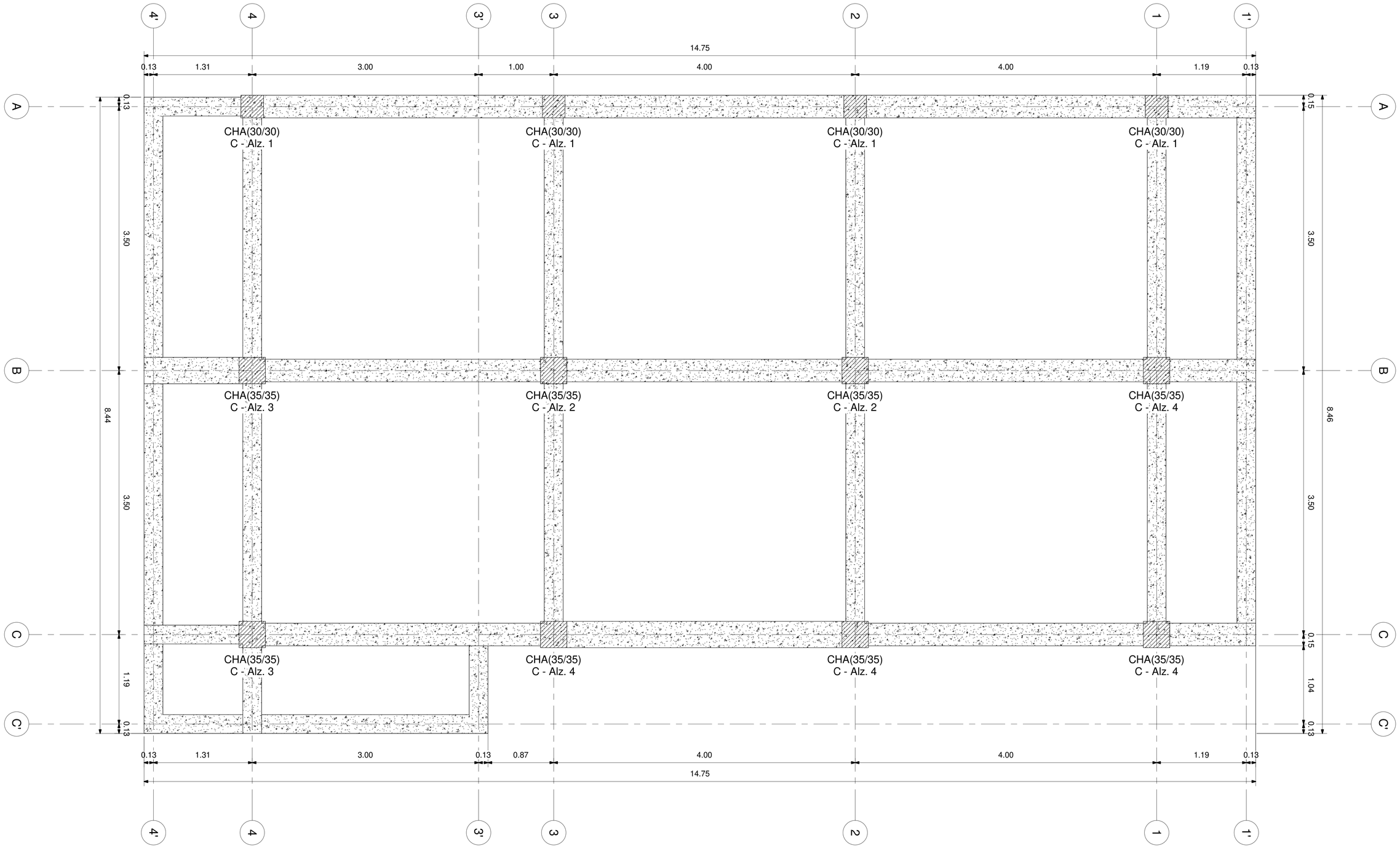
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO:
Vivienda de dos pisos con futura ampliación a tres pisos en el cantón Babahoyo

CONTENIDO:
Vista en Planta y Secciones

Coordinador de Ingeniería Civil:	Estudiante:	Fecha de Entrega:
MSc. Walter Hurtares	- Sebastián Quimi Loayza - Joel Sánchez Gómez	01/19/25
Docente: Autorizador		Lámina: A101 / Escala: 1 : 75

PLANOS ESTRUCTURALES



1 **1 : 25**

Vista en Planta de Alzados de Columnas

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

-NORMA UTILIZADA: ACI 318-19 Y NEC 2015
-RESISTENCIA DE DISEÑO ESPECIFICADA PARA EL CONCRETO (RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS)
 -COLUMNAS Y VIGAS - f'c = 24 MPa
 -LOSAS Y NERVIOS - f'c = 24 MPa
-RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO - fy = 4200 kg/cm^2
-RECUBRIMIENTOS: - COLUMNAS Y VIGAS - r = 4 cm
 - CIMENTACIÓN - r = 7.5 cm
 - LOSAS Y NERVIOS - r = 2.5 cm
-TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD
-EL ESPACIAMENTO DE ESTRIBOS ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-EL DIAMETRO DEL ACERO DE REFUERZO ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-TODOS LOS ESTRIBOS LLEVAN MARCA "M_T1" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO
-TODAS LAS BARRAS LONGITUDINALES LLEVAN MARCA "00" O "M_00" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO (VER TABLA DE DETALLES DE ARMADO)
-LAS ETIQUETAS DE ARMADURA SE ENCUENTRAN EN FORMATO "CANTIDAD - DIAMETRO - MARCA (NÚMERO DE ARMADURA)", EN ALGUNOS CASOS SE AGREGA ESPACIAMIENTO.

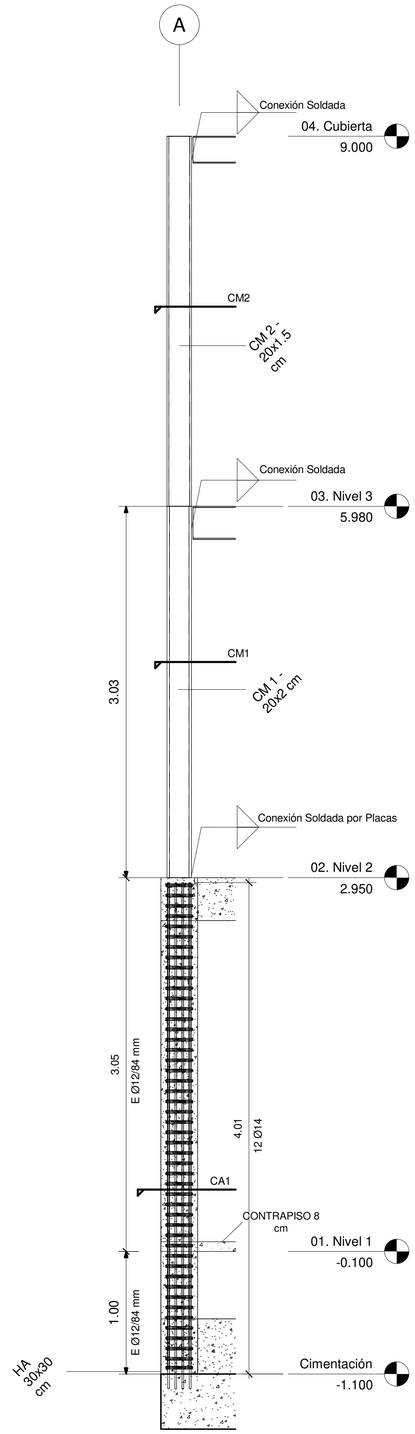
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO: Vivienda de dos pisos con futura ampliación a tres pisos en el cantón Babahoyo

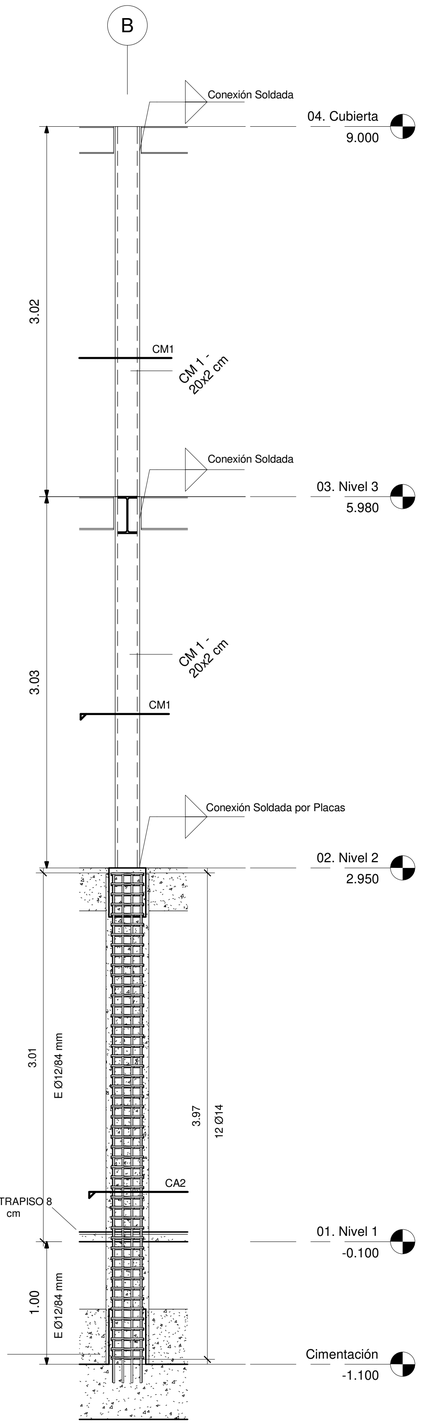
CONTENIDO: **Plano de Alzado de Columnas**

Coordinador de Ingeniería Civil: MSc. Walther Hurtares	Estudiante: Autor	Fecha de Entrega: 12/25/24	
Docente: Autorizador		Lámina: A.1	Escala: 1 : 25



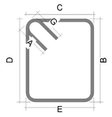
3 Columnas - Alz. 1

1 : 25



2 Columnas - Alz. 2

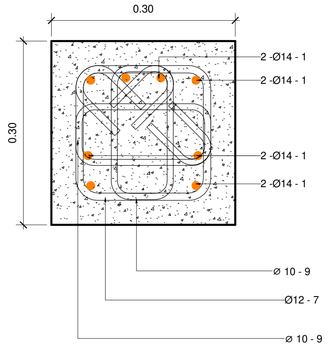
1 : 25



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

-NORMA UTILIZADA: ACI 318-19 Y NEC 2015
-RESISTENCIA DE DISEÑO ESPECIFICADA PARA EL CONCRETO (RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS)
-COLUMNAS Y VIGAS - f'c = 24 MPa
-LOSAS Y NERVIOS - f'c = 24 MPa
-RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO - fy = 4200 kg/cm²
-RECUBRIMIENTOS: - COLUMNAS Y VIGAS - r = 4 cm
- CIMENTACIÓN - r = 7.5 cm
- LOSAS Y NERVIOS - r = 2.5 cm
-TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD
-EL ESPACIAMENTO DE ESTRIBOS ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-EL DIAMETRO DEL ACERO DE REFUERZO ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-TODOS LOS ESTRIBOS LLEVAN MARCA "M_T1" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO
-TODAS LAS BARRAS LONGITUDINALES LLEVAN MARCA "00" O "M_00" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO (VER TABLA DE DETALLES DE ARMADO)
-LAS ETIQUETAS DE ARMADURA SE ENCUENTRAN EN FORMATO "CANTIDAD - DIAMETRO - MARCA (NÚMERO DE ARMADURA)", EN ALGUNOS CASOS SE AGREGA ESPACIAMIENTO.
-LAS COLUMNAS DE ACERO ESTÁN CONFORMADAS POR 2 PLACAS DE ACERO LAMINADO EN
-CA: COLUMNA DE ARRANQUE
CM: COLUMNA METÁLICA

NOTA: TODO EL ACERO LONGITUDINAL DE LAS COLUMNAS TERMINA EN GANCHOS DE 20 CENTÍMETROS HACÍA ADENTRO DE LA COLUMNA EN EL EXTREMO INFERIOR (CIMENTACIÓN). VER ALZ. 3.

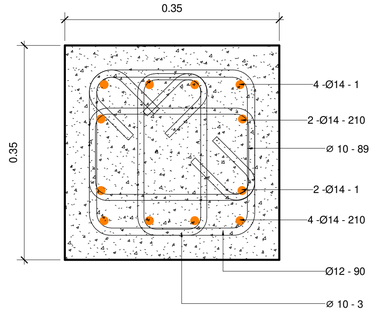


1 Sección CA1

1 : 5

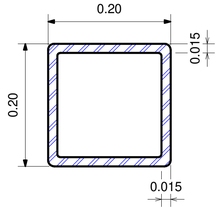
5 Sección CM1

1 : 5



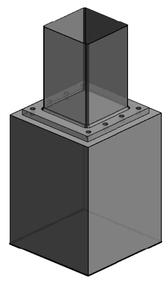
4 Sección CA2

1 : 5



6 Sección CM2

1 : 5



Placa de Acero A36

Espesor = 20 mm

Dimensiones = 29 x 29 cm

El diametro de los orificios dependen del diametro de las varillas de refuerzo de cada columna

7 Placa de Conexión (1)

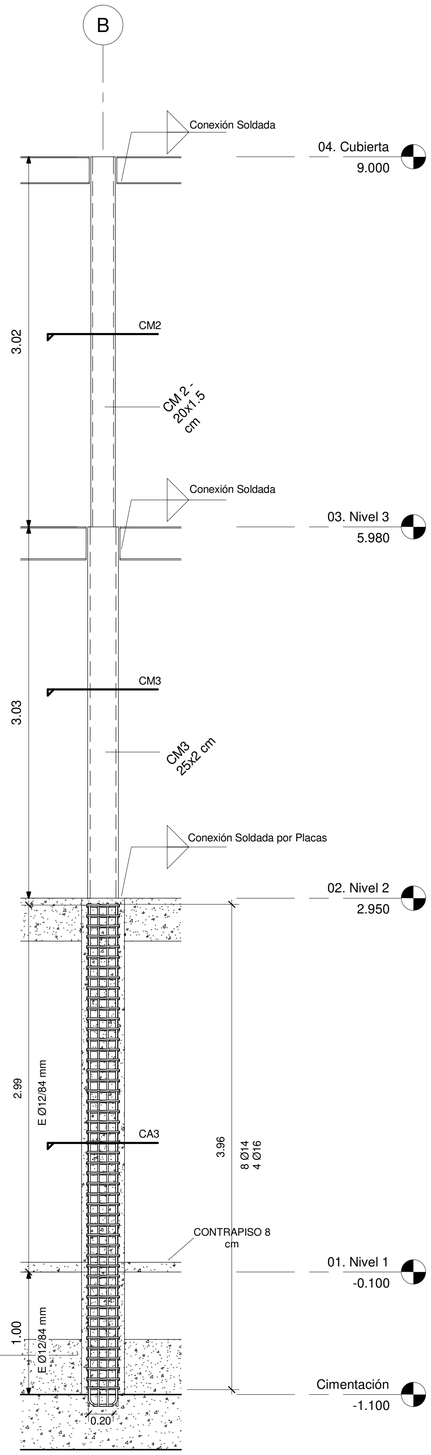
1 : 10

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

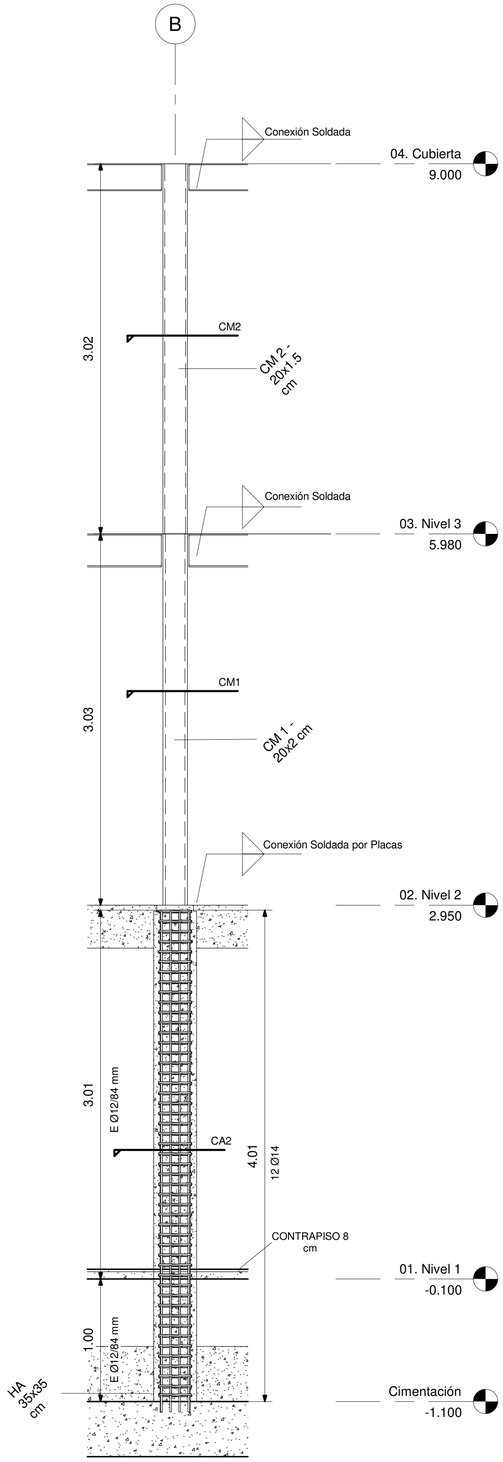
PROYECTO:
Vivienda de dos pisos con futura ampliación a tres pisos en el cantón Babahoyo

CONTENIDO:
Alzado de Columnas (1)

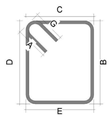
Coordinador de Ingeniería Civil:	Estudiante:	Fecha de Entrega:
MSc. Walther Hurtares	- Sebastián Quimi Loayza - Joel Sánchez Gómez	12/25/24
Docente: MSc. David Valverde		Lámina: A.2 / Escala: Como se indica



2 Columnas - Alz. 3
1 : 25



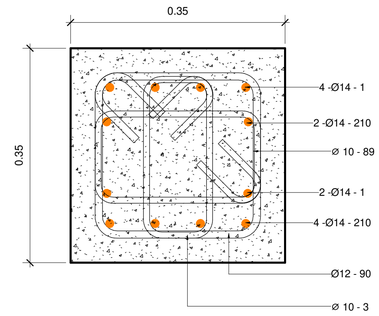
3 Columnas - Alz. 4
1 : 25



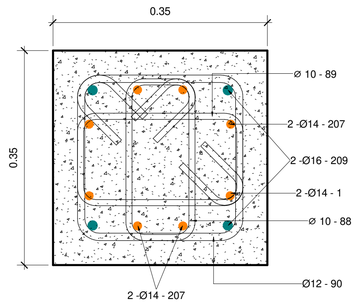
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

-NORMA UTILIZADA: ACI 318-19 Y NEC 2015
-RESISTENCIA DE DISEÑO ESPECIFICADA PARA EL CONCRETO (RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS)
-COLUMNAS Y VIGAS - f'c = 24 MPa
-LOSAS Y NERVIOS - f'c = 24 MPa
-RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO - fy = 4200 kg/cm²
-RECUBRIMIENTOS: - COLUMNAS Y VIGAS - r = 4 cm
- CIMENTACIÓN - r = 7.5 cm
- LOSAS Y NERVIOS - r = 2.5 cm
-TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD
-EL ESPACIAMENTO DE ESTRIBOS ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-EL DIAMETRO DEL ACERO DE REFUERZO ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-TODOS LOS ESTRIBOS LLEVAN MARCA "M_T1" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO
-TODAS LAS BARRAS LONGITUDINALES LLEVAN MARCA "00" O "M_00" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO (VER TABLA DE DETALLES DE ARMADO)
-LAS ETIQUETAS DE ARMADURA SE ENCUENTRAN EN FORMATO "CANTIDAD - DIAMETRO - MARCA (NÚMERO DE ARMADURA)", EN ALGUNOS CASOS SE AGREGA ESPACIAMIENTO.
-LAS COLUMNAS DE ACERO ESTÁN CONFORMADAS POR 2 PLACAS DE ACERO LAMINADO EN
-CA: COLUMNA DE ARRANQUE
CM: COLUMNA METÁLICA

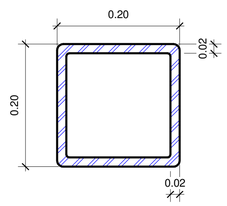
NOTA: TODO EL ACERO LONGITUDINAL DE LAS COLUMNAS TERMINA EN GANCHOS DE 20 CENTÍMETROS HACÍA ADENTRO DE LA COLUMNA EN EL EXTREMO INFERIOR (CIMENTACIÓN). VER ALZ. 3.



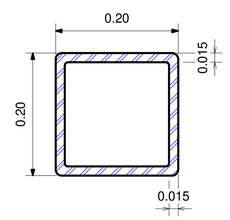
4 Sección CA2 (1)
1 : 5



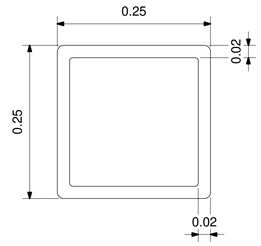
1 Sección CA3
1 : 5



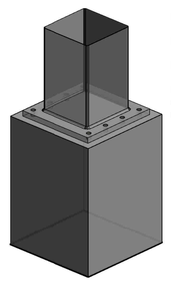
7 Sección CM1 (1)
1 : 5



6 Sección CM2 (1)
1 : 5



5 Sección CM3
1 : 5



Placa de Acero A36

Espesor = 20 mm

Dimensiones = 29 x 29 cm

El diametro de los orificios dependen del diametro de las varillas de refuerzo de cada columna

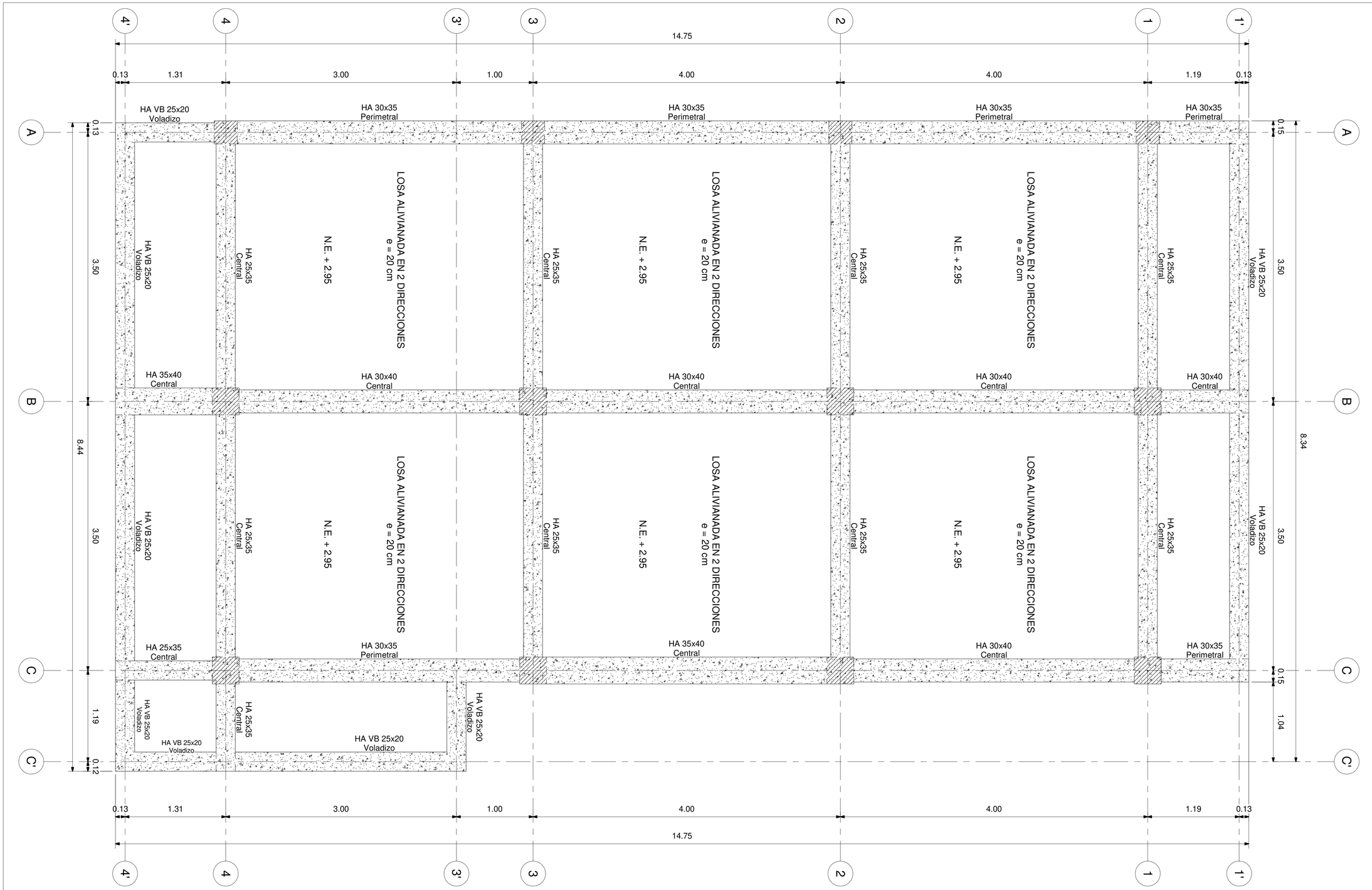
8 Placa de Conexión
1 : 10

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO: Vivienda de dos pisos con futura ampliación a tres pisos en el cantón Babahoyo

CONTENIDO: **Alzado de Columnas (2)**

Coordinador de Ingeniería Civil:	Estudiante:	Fecha de Entrega:
MSc. Walther Hurtares	- Sebastián Quimi Loayza - Joel Sánchez Gómez	12/25/24
Docente: David Valverde	Lámina: A.3	Escala: Como se indica



1 **1 : 25**

Vista en Planta de Vigas P1

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

-NORMA UTILIZADA: ACI 318-19 Y NEC 2015
-RESISTENCIA DE DISEÑO ESPECIFICADA PARA EL CONCRETO (RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS)
  -COLUMNAS Y VIGAS - f'c = 24 MPa
  -LOSAS Y NERVIOS - f'c = 24 MPa
-RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO - fy = 4200 kg/cm²
-RECUBRIMIENTOS: - COLUMNAS Y VIGAS - r = 4 cm
- CIMENTACIÓN - r = 7.5 cm
- LOSAS Y NERVIOS - r = 2.5 cm
-TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD
-EL ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-EL DIAMETRO DEL ACERO DE REFUERZO ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-TODOS LOS ESTRIBOS LLEVAN MARCA "M_T1" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO
-TODAS LAS BARRAS LONGITUDINALES LLEVAN MARCA "00" O "M_00" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO (VER TABLA DE DETALLES DE ARMADO)
-LAS ETIQUETAS DE ARMADURA SE ENCUENTRAN EN FORMATO "CANTIDAD - DIAMETRO - MARCA (NÚMERO DE ARMADURA)", EN ALGUNOS CASOS SE AGREGA ESPACIAMIENTO.

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO:
Vivienda de dos pisos con futura ampliación a tres pisos en el cantón Babahoyo

CONTENIDO:
Plano de Vigas P1

Coordinador de Ingeniería Civil:
MSc. Walther Hurtares

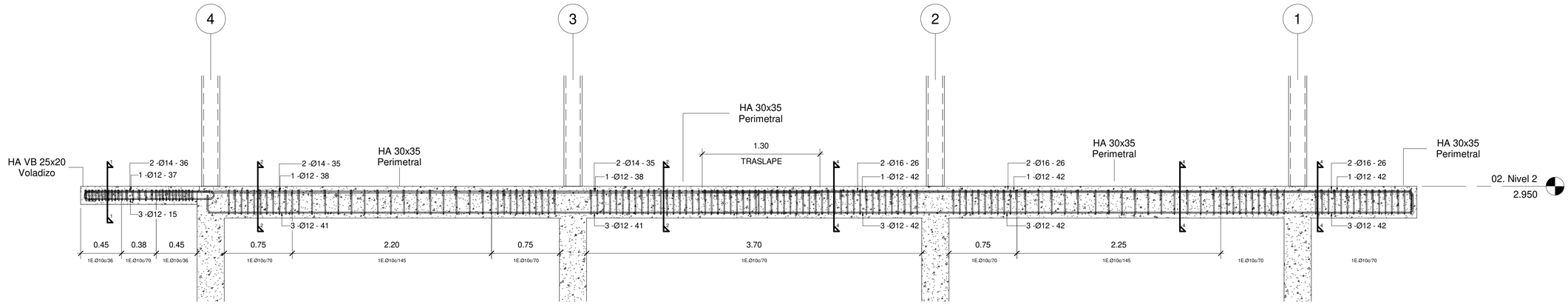
Docente:
MSc. David Valverde

Estudiante:
- Sebastián Quimi Loayza
- Joel Sánchez Gómez

Fecha de Entrega:
12/25/24

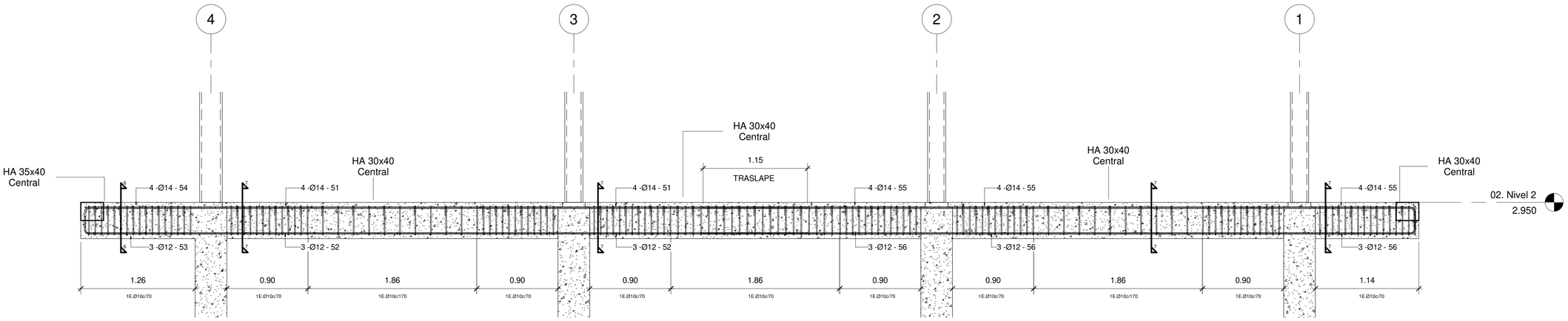
Lámina:
A.4

Escala:
1 : 25



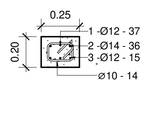
1 P1 Vigas Eje A

1 : 25



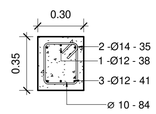
2 P1 Vigas Eje B

1 : 25



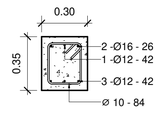
3 Corte 1

1 : 20



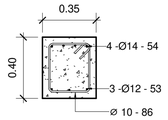
4 Corte 2

1 : 20



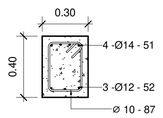
5 Corte 4

1 : 20



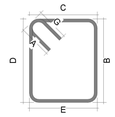
7 Corte 6

1 : 20



8 Corte 7

1 : 20



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

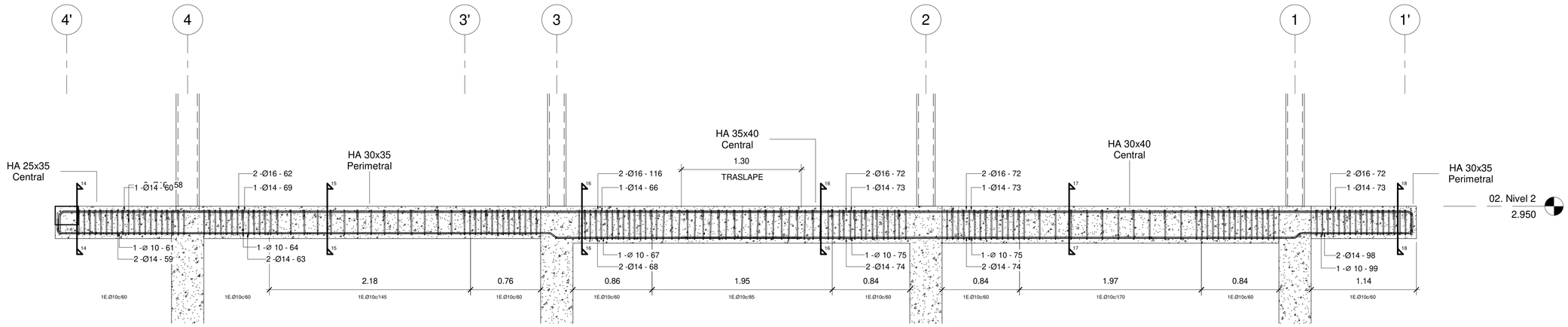
-NORMA UTILIZADA: ACI 318-19 Y NEC 2015
-RESISTENCIA DE DISEÑO ESPECIFICADA PARA EL CONCRETO (RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS)
-COLUMNAS Y VIGAS - f'c = 24 MPa
-LOSAS Y NERVIOS - f'c = 24 MPa
-RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO - fy = 4200 kg/cm^2
-RECUBRIMIENTOS: - COLUMNAS Y VIGAS - r = 4 cm
- CIMENTACIÓN - r = 7.5 cm
- LOSAS Y NERVIOS - r = 2.5 cm
-TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD
-EL ESPACIAMENTO DE ESTRIBOS ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-EL DIAMETRO DEL ACERO DE REFUERZO ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-TODOS LOS ESTRIBOS LLEVAN MARCA "M_T1" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO
-TODAS LAS BARRAS LONGITUDINALES LLEVAN MARCA "00" O "M_00" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO (VER TABLA DE DETALLES DE ARMADO)
-LAS ETIQUETAS DE ARMADURA SE ENCUENTRAN EN FORMATO "CANTIDAD - DIAMETRO - MARCA (NÚMERO DE ARMADURA)", EN ALGUNOS CASOS SE AGREGA ESPACIAMIENTO.

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

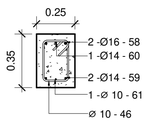
PROYECTO: Vivienda de dos pisos con futura ampliación a tres pisos en el cantón Babahoyo

CONTENIDO: **Alzado de Vigas (1)**

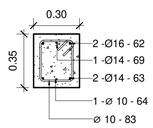
Coordinador de Ingeniería Civil: MSc. Walther Hurtares
Estudiante: - Sebastián Quimi Loayza - Joel Sánchez Gómez
Fecha de Entrega: 12/25/24
Docente: MSc. David Valverde
Lámina: A.5
Escala: Como se indica



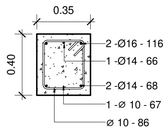
1 P1 Vigas Eje C
1 : 25



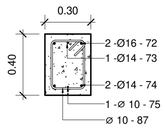
3 Corte 14
1 : 20



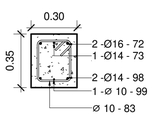
4 Corte 15
1 : 20



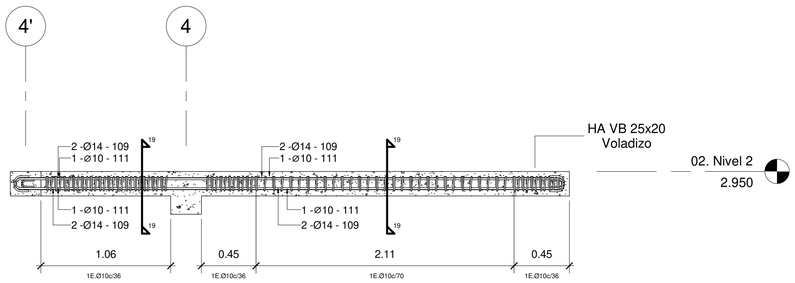
5 Corte 16
1 : 20



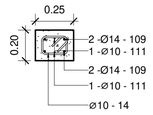
6 Corte 17
1 : 20



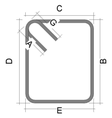
7 Corte 18
1 : 20



2 P1 Vigas Voladizo Eje C'
1 : 25



8 Corte 19
1 : 20



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

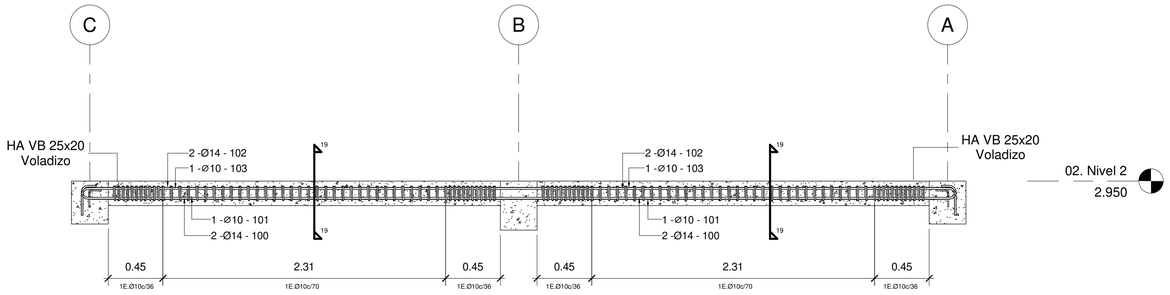
-NORMA UTILIZADA: ACI 318-19 Y NEC 2015
-RESISTENCIA DE DISEÑO ESPECIFICADA PARA EL CONCRETO (RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS)
- COLUMNAS Y VIGAS - f'c = 24 MPa
- LOSAS Y NERVIOS - f'c = 24 MPa
-RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO - fy = 4200 kg/cm²
-RECUBRIMIENTOS: - COLUMNAS Y VIGAS - r = 4 cm
- CIMENTACIÓN - r = 7.5 cm
- LOSAS Y NERVIOS - r = 2.5 cm
-TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD
-EL ESPACIAMENTO DE ESTRIBOS ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-EL DIAMETRO DEL ACERO DE REFUERZO ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-TODOS LOS ESTRIBOS LLEVAN MARCA "M_T1" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO
-TODAS LAS BARRAS LONGITUDINALES LLEVAN MARCA "00" O "M_00" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO (VER TABLA DE DETALLES DE ARMADO)
-LAS ETIQUETAS DE ARMADURA SE ENCUENTRAN EN FORMATO "CANTIDAD - DIAMETRO - MARCA (NÚMERO DE ARMADURA)", EN ALGUNOS CASOS SE AGREGA ESPACIAMIENTO.

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO:
Vivienda de dos pisos con futura ampliación a tres pisos en el cantón Babahoyo

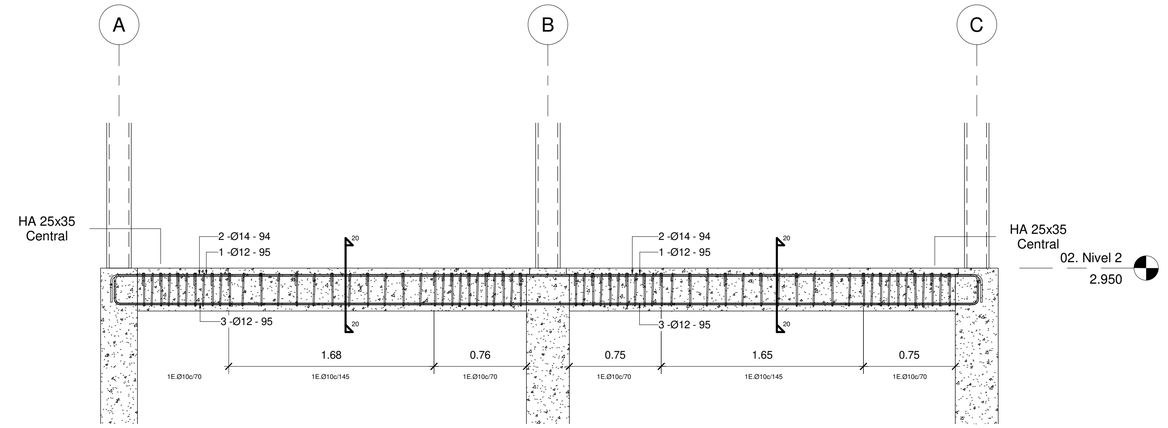
CONTENIDO:
Alzado de Vigas (2)

Coordinador de Ingeniería Civil:	Estudiante:	Fecha de Entrega:
MSc. Walther Hurtares	- Sebastián Quimi Loayza - Joel Sánchez Gómez	12/25/24
Docente: Autorizador		Lámina: A.6 / Escala: Como se indica



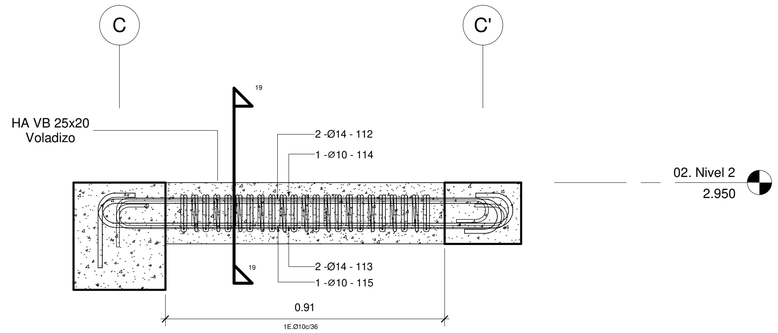
5 P1 Vigas Eje 1'

1 : 25



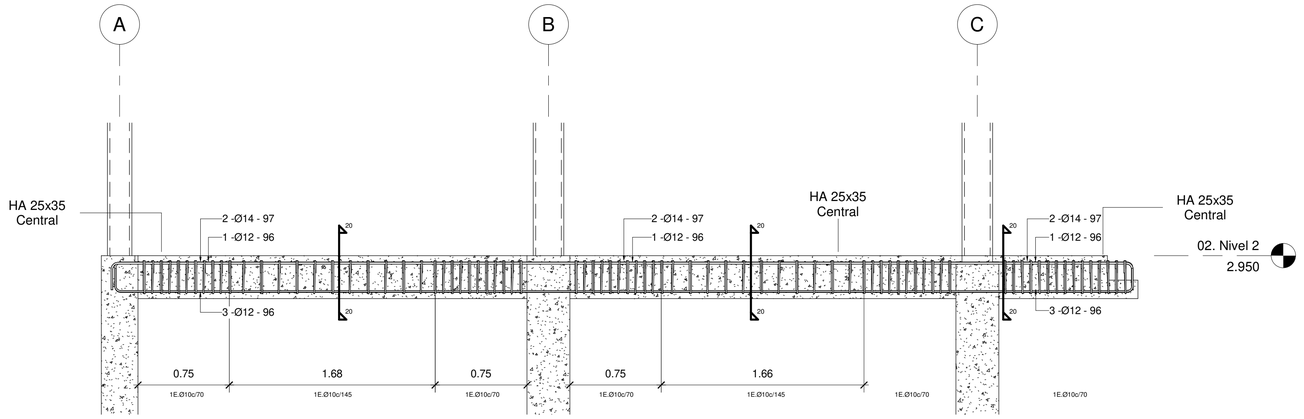
2 P1 Vigas Eje 1/Eje 2/Eje 3

1 : 25



1 P1 Vigas Eje 3'

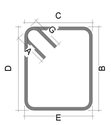
1 : 10

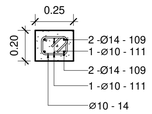


3 P1 Vigas Eje 4

1 : 25

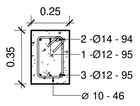
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO
-NORMA UTILIZADA: ACI 318-19 Y NEC 2015 -RESISTENCIA DE DISEÑO ESPECIFICADA PARA EL CONCRETO (RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS) -COLUMNAS Y VIGAS - f'c = 24 MPa -LOSAS Y NERVIOS - f'c = 24 MPa -RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO - fy = 4200 kg/cm² -RECUBRIMIENTOS: - COLUMNAS Y VIGAS - r = 4 cm - CIMENTACIÓN - r = 7.5 cm - LOSAS Y NERVIOS - r = 2.5 cm -TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD -EL ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS ESTÁ DADO EN MILÍMETROS -EL DIAMETRO DEL ACERO DE REFUERZO ESTÁ DADO EN MILÍMETROS -TODOS LOS ESTRIBOS LLEVAN MARCA "M_T1" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO -TODAS LAS BARRAS LONGITUDINALES LLEVAN MARCA "00" O "M_00" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO (VER TABLA DE DETALLES DE ARMADO) -LAS ETIQUETAS DE ARMADURA SE ENCUENTRAN EN FORMATO "CANTIDAD - DIAMETRO - MARCA (NÚMERO DE ARMADURA)", EN ALGUNOS CASOS SE AGREGA ESPACIAMIENTO.





4 Corte 19 (1)

1 : 20



6 Corte 20

1 : 20

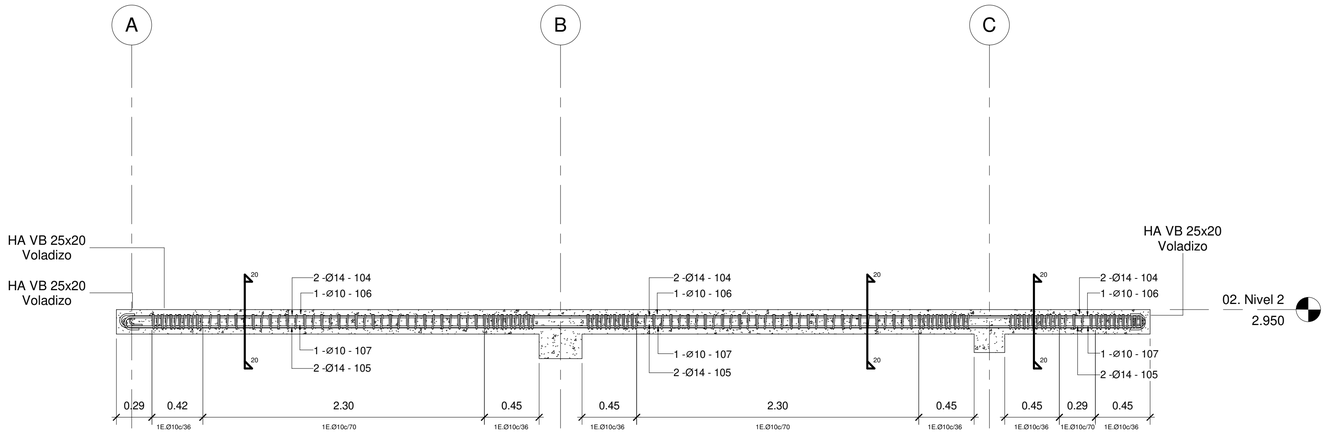
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO: Vivienda de dos pisos con futura ampliación a tres pisos en el cantón Babahoyo

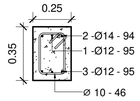
CONTENIDO: **Alzado de Vigas (3)**

Coordinador de Ingeniería Civil:	Estudiante:	Fecha de Entrega:
MSc. Walther Hurtares	- Sebastián Quimi Loayza - Joel Sánchez Gómez	12/25/24
Docente: Autorizador		Lámina: A.7 / Escala: Como se indica



3 **P1 Vigas Eje 4'**

1 : 25

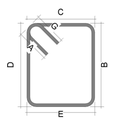


1 **Corte 20 (1)**

1 : 20

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

-NORMA UTILIZADA: ACI 318-19 Y NEC 2015
-RESISTENCIA DE DISEÑO ESPECIFICADA PARA EL CONCRETO (RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS)
-COLUMNAS Y VIGAS - f'c = 24 MPa
-LOSAS Y NERVIOS - f'c = 24 MPa
-RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO - fy = 4200 kg/cm^2
-RECUBRIMIENTOS: - COLUMNAS Y VIGAS - r = 4 cm
- CIMENTACIÓN - r = 7.5 cm
- LOSAS Y NERVIOS - r = 2.5 cm
-TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD
-EL ESPACIAMENTO DE ESTRIBOS ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-EL DIAMETRO DEL ACERO DE REFUERZO ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-TODOS LOS ESTRIBOS LLEVAN MARCA "M_T1" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO
-TODAS LAS BARRAS LONGITUDINALES LLEVAN MARCA "00" O "M_00" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO (VER TABLA DE DETALLES DE ARMADO)
-LAS ETIQUETAS DE ARMADURA SE ENCUENTRAN EN FORMATO "CANTIDAD - DIAMETRO - MARCA (NÚMERO DE ARMADURA)", EN ALGUNOS CASOS SE AGREGA ESPACIAMIENTO.



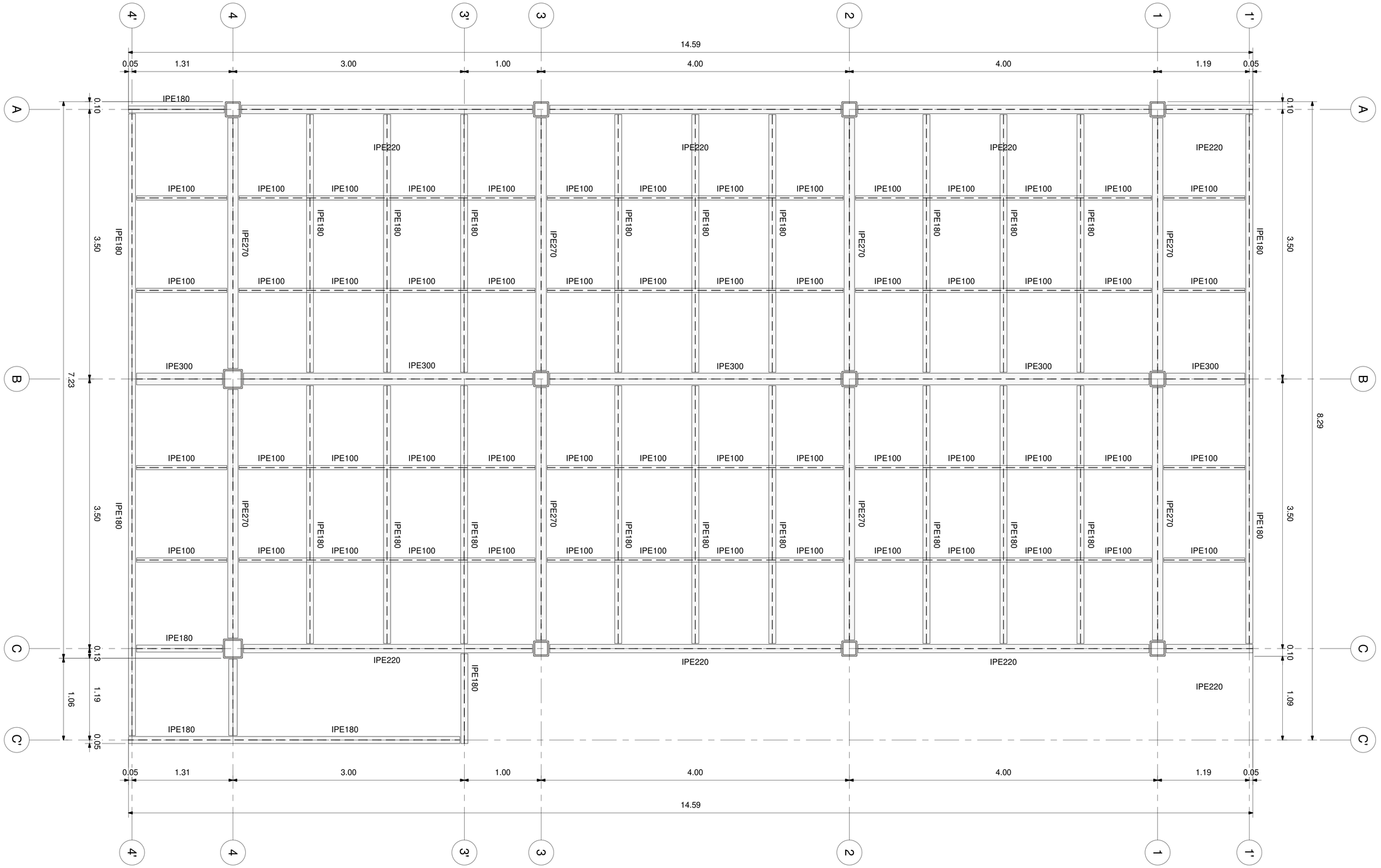
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO: Vivienda de dos pisos con futura ampliación a tres pisos en el cantón Babahoyo

CONTENIDO: **Alzado de Vigas (4)**

Coordinador de Ingeniería Civil: MSc. Walther Hurtares	Estudiante: - Sebastián Quimi Loayza - Joel Sánchez Gómez	Fecha de Entrega: 12/25/24	
Docente: Autorizador		Lámina: A.8	Escala: Como se indica



1 1 : 25

Vista en Planta de Vigas P2

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

-NORMA UTILIZADA: ACI 318-19 Y NEC 2015
-PERFILES DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A36
-TODAS LAS CONEXIONES SON SOLDADAS
-RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO - fy = 4200 kg/cm²
-RECUBRIMIENTO: - LOSAS DE COMPRESIÓN - r = 2,5 cm
-TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD
-EL DIAMETRO DEL ACERO DE REFUERZO ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-TODOS LOS ESTRIBOS LLEVAN MARCA "M_T1" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO
-TODAS LAS BARRAS LONGITUDINALES LLEVAN MARCA "00" O "M_00" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO (VER TABLA DE DETALLES DE ARMADO)

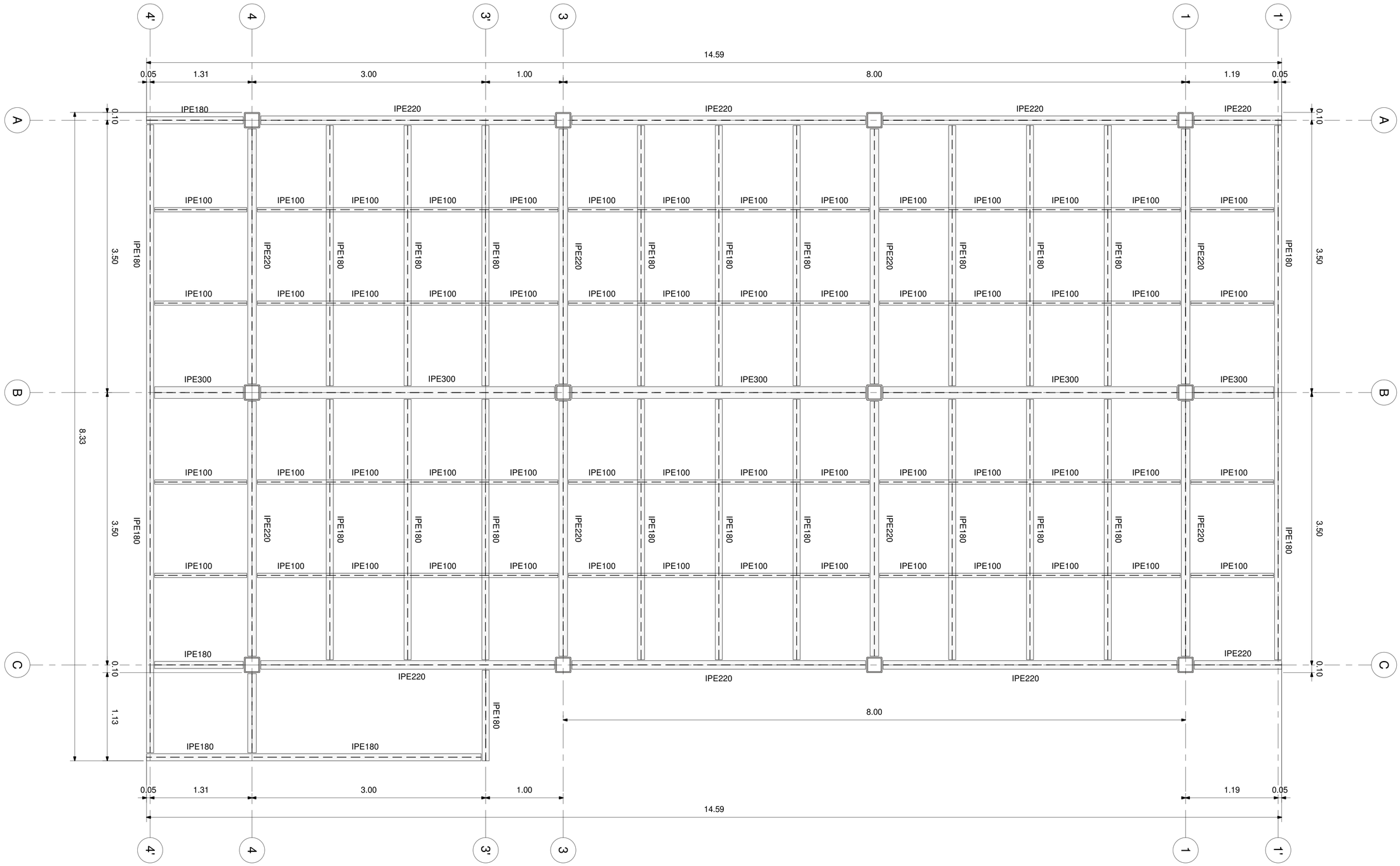
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO: Vivienda de dos pisos con futura ampliación a tres pisos en el cantón Babahoyo

CONTENIDO: **Plano de Vigas P2**

Coordinador de Ingeniería Civil:	Estudiante:	Fecha de Entrega:
MSc. Walther Hurtares	- Sebastián Quimi Loayza - Joel Sánchez Gómez	12/25/24
Docente: MSc. David Valverde		Lámina: A.9 / Escala: 1 : 25



1 **1 : 25**

Vista en Planta de Vigas P3

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

-NORMA UTILIZADA: ACI 318-19 Y NEC 2015
-PERFILES DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A36
-TODAS LAS CONEXIONES SON SOLDADAS
-RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO - fy = 4200 kg/cm^2
-RECUBRIMIENTO: - LOSAS DE COMPRESIÓN - r = 2.5 cm
-TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD
-EL DIAMETRO DEL ACERO DE REFUERZO ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-TODOS LOS ESTRIBOS LLEVAN MARCA "M_T1" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO
-TODAS LAS BARRAS LONGITUDINALES LLEVAN MARCA "00" O "M_00" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO (VER TABLA DE DETALLES DE ARMADO)

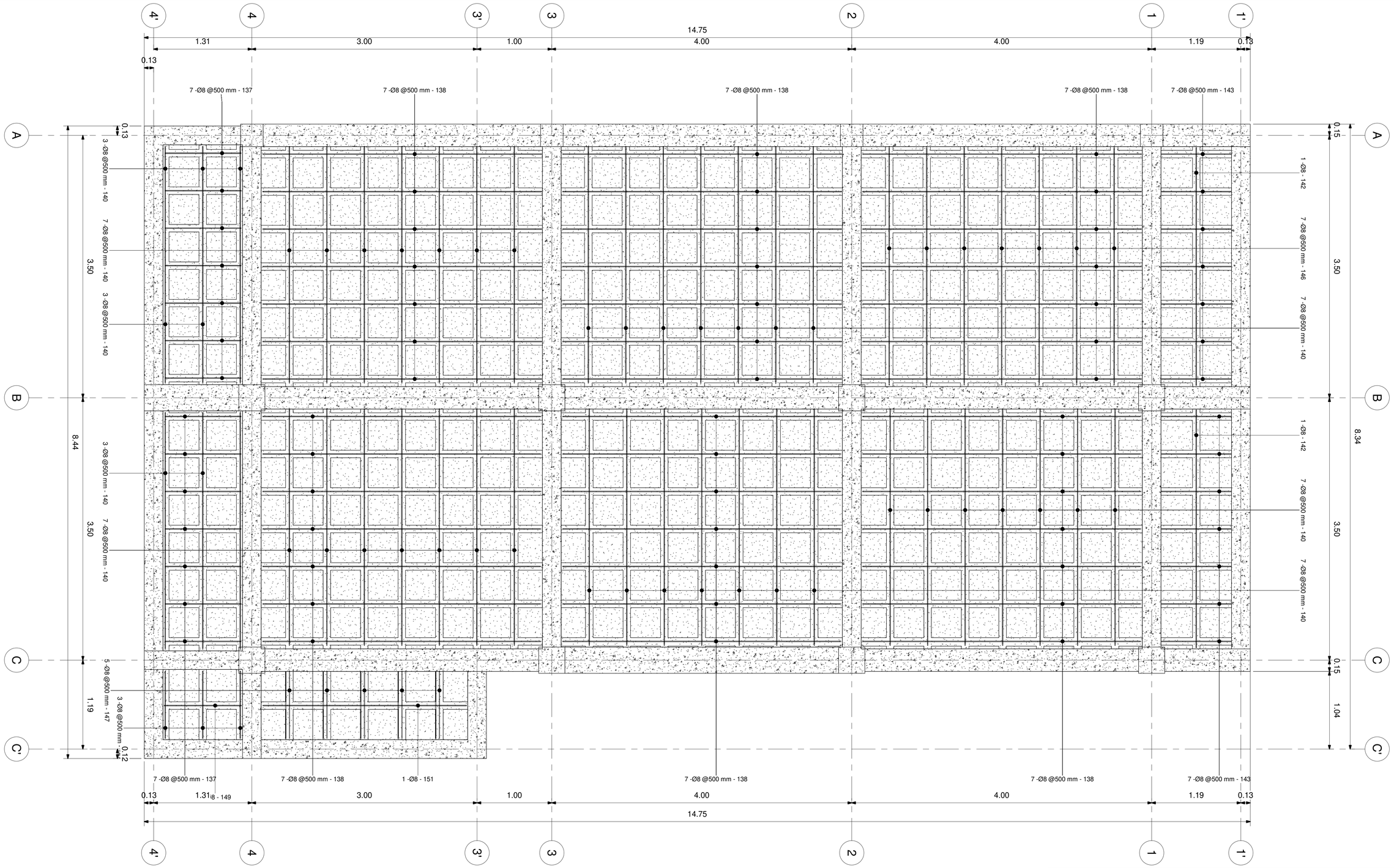
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO: Vivienda de dos pisos con futura ampliación a tres pisos en el cantón Babahoyo

CONTENIDO: **Plano de Vigas P3**

Coordinador de Ingeniería Civil: MSc. Walther Hurtares	Estudiante: - Sebastián Quimi Loayza - Joel Sánchez Gómez	Fecha de Entrega: 12/25/24
Docente: MSc. David Valverde		Lámina: A.10 / Escala: 1 : 25



1 **1 : 25**
Losa P1

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

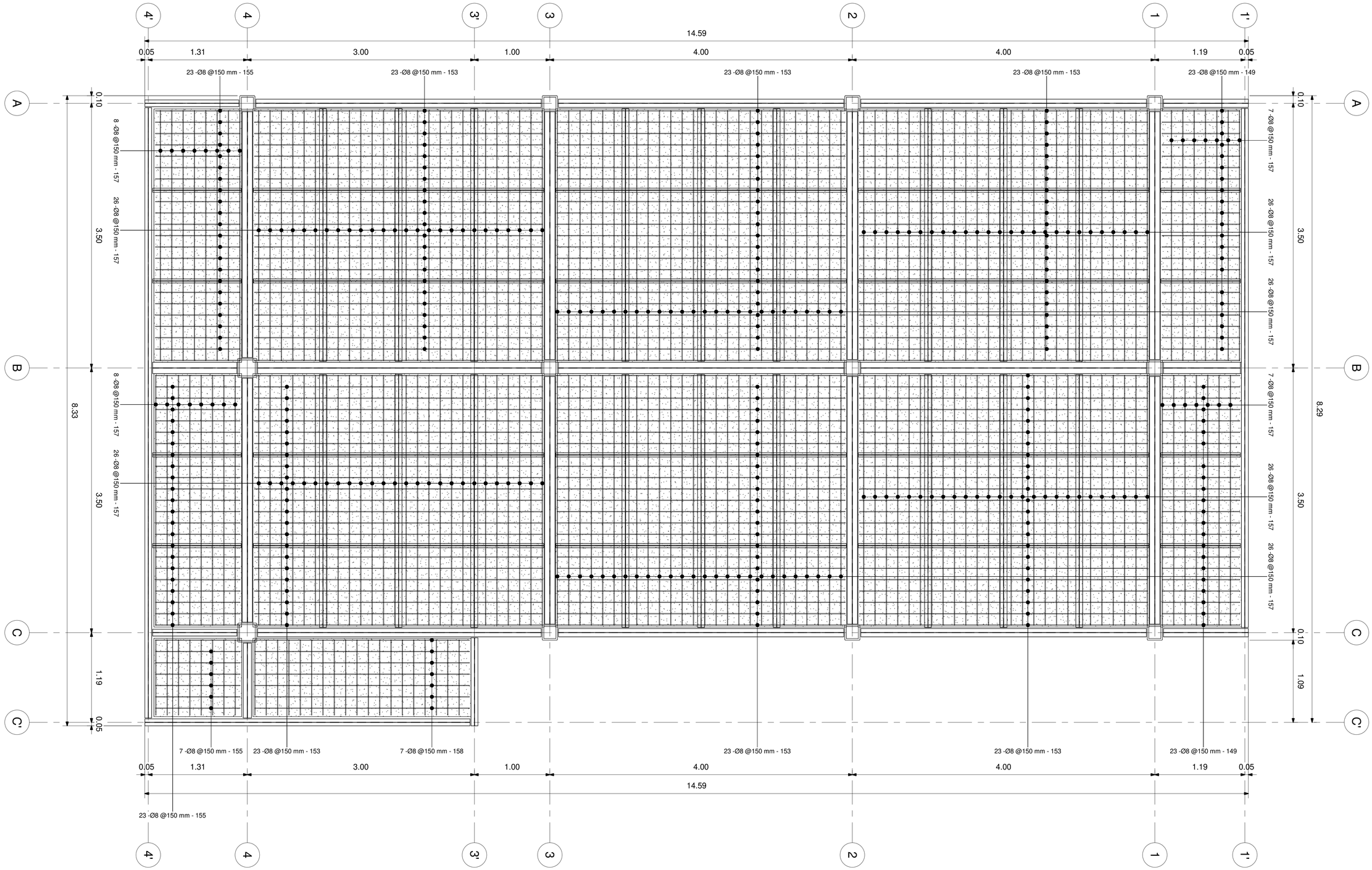
-NORMA UTILIZADA: ACI 318-19 Y NEC 2015
-RESISTENCIA DE DISEÑO ESPECIFICADA PARA EL CONCRETO (RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS)
-COLUMNAS Y VIGAS - f'c = 24 MPa
-LOSAS Y NERVIOS - f'c = 24 MPa
-RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO - fy = 4200 kg/cm²
-RECUBRIMIENTOS: - COLUMNAS Y VIGAS - r = 4 cm
- CIMENTACIÓN - r = 7.5 cm
- LOSAS Y NERVIOS - r = 2.5 cm
-TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD
-EL ESPACIAMENTO DE ESTRIBOS ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-EL DIAMETRO DEL ACERO DE REFUERZO ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-TODOS LOS ESTRIBOS LLEVAN MARCA "M_T1" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO
-TODAS LAS BARRAS LONGITUDINALES LLEVAN MARCA "00" O "M_00" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO (VER TABLA DE DETALLES DE ARMADO)
-LAS ETIQUETAS DE ARMADURA SE ENCUENTRAN EN FORMATO "CANTIDAD - DIAMETRO - MARCA (NÚMERO DE ARMADURA)", EN ALGUNOS CASOS SE AGREGA ESPACIAMIENTO.

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO:
Vivienda de dos pisos con futura ampliación a tres pisos en el cantón Babahoyo

CONTENIDO:
Plano de Losa P1

Coordinador de Ingeniería Civil:	Estudiante:	Fecha de Entrega:
MSc. Walther Hurtares	- Sebastián Quimi Loayza - Joel Sánchez Gómez	12/25/24
Docente:		Lámina: A.11 / Escala: 1 : 25
MSc. David Valverde		



1 **1 : 25**

Losa - Steel Deck P2

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO
-NORMA UTILIZADA: ACI 318-19 Y NEC 2015 -PERFILES DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A36 -TODAS LAS CONEXIONES SON SOLDADAS -RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO - fy = 4200 kg/cm² -RECUBRIMIENTO: - LOSAS DE COMPRESIÓN - r = 2.5 cm -TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD -EL DIAMETRO DEL ACERO DE REFUERZO ESTÁ DADO EN MILÍMETROS -TODOS LOS ESTRIBOS LLEVAN MARCA "M_T1" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO -TODAS LAS BARRAS LONGITUDINALES LLEVAN MARCA "00" O "M_00" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO (VER TABLA DE DETALLES DE ARMADO)

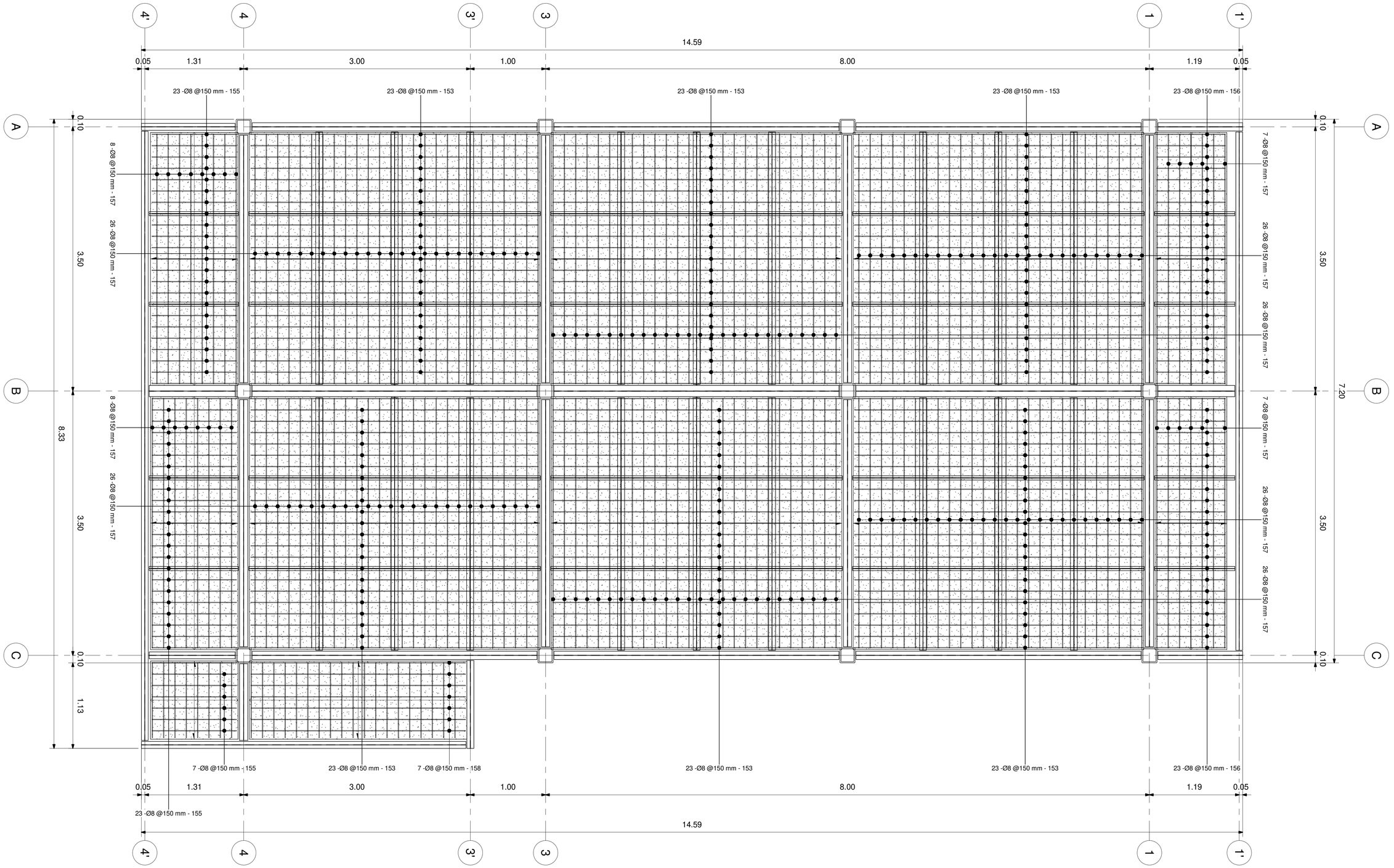
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO:
Vivienda de dos pisos con futura ampliación a tres pisos en el cantón Babahoyo

CONTENIDO:
Plano de Losa P2

Coordinador de Ingeniería Civil:	Estudiante:	Fecha de Entrega:
MSc. Walther Hurtares	- Sebastián Quimi Loayza - Joel Sánchez Gómez	12/25/24
Docente: MSc. David Valverde		Lámina: A.12 / Escala: 1 : 25



1 **1 : 25**

Losa - Steel Deck P3

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

-NORMA UTILIZADA: ACI 318-19 Y NEC 2015
-PERFILES DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A36
-TODAS LAS CONEXIONES SON SOLDADAS
-RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO - fy = 4200 kg/cm²
-RECUBRIMIENTO: - LOSAS DE COMPRESIÓN - r = 2.5 cm
-TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD
-EL DIAMETRO DEL ACERO DE REFUERZO ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-TODOS LOS ESTRIBOS LLEVAN MARCA "M_T1" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO
-TODAS LAS BARRAS LONGITUDINALES LLEVAN MARCA "00" O "M_00" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO (VER TABLA DE DETALLES DE ARMADO)

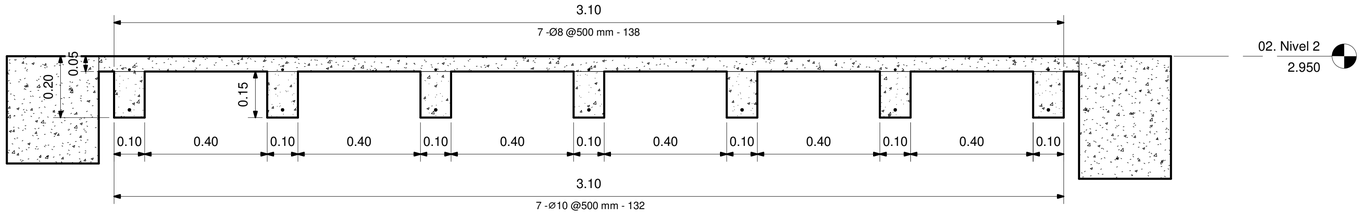
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO:
Vivienda de dos pisos con futura ampliación a tres pisos en el cantón Babahoyo

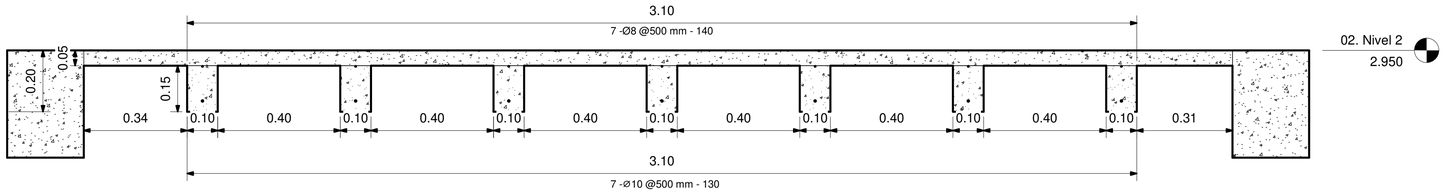
CONTENIDO:
Plano de Losa P3

Coordinador de Ingeniería Civil:	Estudiante:	Fecha de Entrega:
MSc. Walther Hurtares	- Sebastián Quimi Loayza - Joel Sánchez Gómez	12/25/24
Docente: MSc. David Valverde		Lámina: A.13 / Escala: 1 : 25



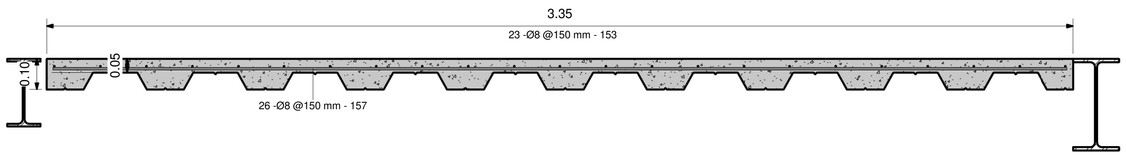
1 Losa P1 Eje X

1 : 10



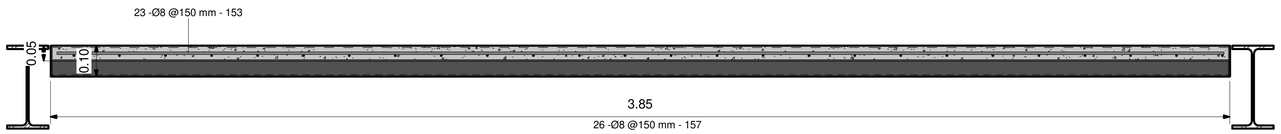
2 Losa P1 Eje Y

1 : 10



3 Losa P2-P3 Eje X

1 : 10



4 Losa P2-P3 Eje Y

1 : 10

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

-NORMA UTILIZADA: ACI 318-19 Y NEC 2015
-RESISTENCIA DE DISEÑO ESPECIFICADA PARA EL CONCRETO (RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS)
  -COLUMNAS Y VIGAS - f'c = 24 MPa
  -LOSAS Y NERVIOS - f'c = 24 MPa
-RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO - fy = 4200 kg/cm²
-RECUBRIMIENTOS: - COLUMNAS Y VIGAS - r = 4 cm
- CIMENTACIÓN - r = 7.5 cm
- LOSAS Y NERVIOS - r = 2.5 cm
-TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD
-EL ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-EL DIAMETRO DEL ACERO DE REFUERZO ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-TODOS LOS ESTRIBOS LLEVAN MARCA "M_T1" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO
-TODAS LAS BARRAS LONGITUDINALES LLEVAN MARCA "00" O "M_00" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO (VER TABLA DE DETALLES DE ARMADO)
-LAS ETIQUETAS DE ARMADURA SE ENCUENTRAN EN FORMATO "CANTIDAD - DIAMETRO - MARCA (NÚMERO DE ARMADURA)", EN ALGUNOS CASOS SE AGREGA ESPACIAMIENTO.

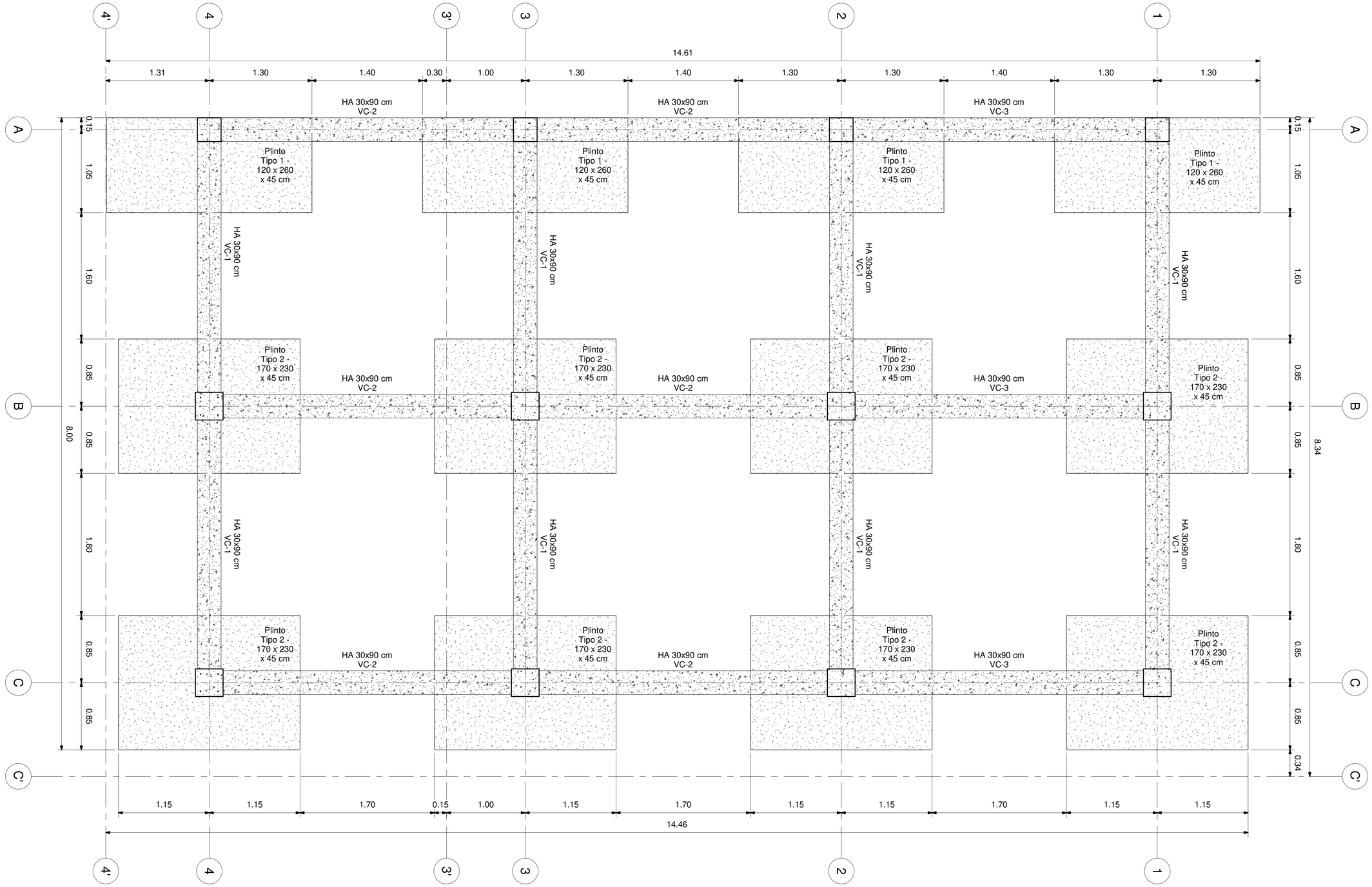
NOTA: LAS LOSAS DE P2 Y P3 SON STEEL DECK - NOVALOSA 55 DE NOVALOSA. EL RECUBRIMIENTO SUPERIOR DE LA LOSA DE COMPRESIÓN ES DE 2 CM.

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO: Vivienda de dos pisos con futura ampliación a tres pisos en el cantón Babahoyo

CONTENIDO: **Armado de Losa**

Coordinador de Ingeniería Civil:	Estudiante:	Fecha de Entrega:
MSc. Walther Hurtares	- Sebastián Quimi Loayza - Joel Sánchez Gómez	12/25/24
Docente: MSc. David Valverde		Lámina: A.14 / Escala: 1 : 10



1 **1 : 25**

Vista en Planta de Cimentación

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

-NORMA UTILIZADA: ACI 318-19 Y NEC 2015
-RESISTENCIA DE DISEÑO ESPECIFICADA PARA EL CONCRETO (RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS)
-COLUMNAS Y VIGAS - f'c = 24 MPa
-LOSAS Y NERVIOS - f'c = 24 MPa
-RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO - fy = 4200 kg/cm²
-RECUBRIMIENTOS: - COLUMNAS Y VIGAS - r = 4 cm
- CIMENTACIÓN - r = 7.5 cm
- LOSAS Y NERVIOS - r = 2.5 cm
-TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD
-EL ESPACIAMENTO DE ESTRIBOS ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-EL DIAMETRO DEL ACERO DE REFUERZO ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-TODOS LOS ESTRIBOS LLEVAN MARCA "M_T1" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO
-TODAS LAS BARRAS LONGITUDINALES LLEVAN MARCA "00" O "M_00" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO (VER TABLA DE DETALLES DE ARMADO)
-LAS ETIQUETAS DE ARMADURA SE ENCUENTRAN EN FORMATO "CANTIDAD - DIAMETRO - MARCA (NÚMERO DE ARMADURA)", EN ALGUNOS CASOS SE AGREGA ESPACIAMIENTO.

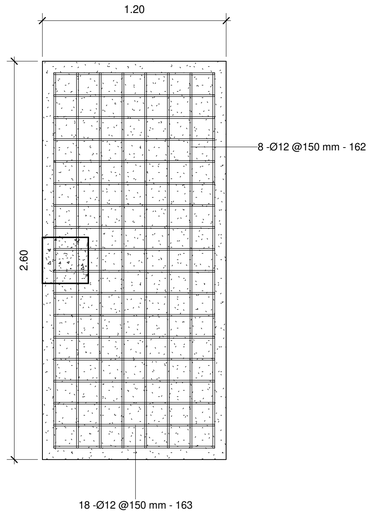
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO:
Vivienda de dos pisos con futura ampliación a tres pisos en el cantón Babahoyo

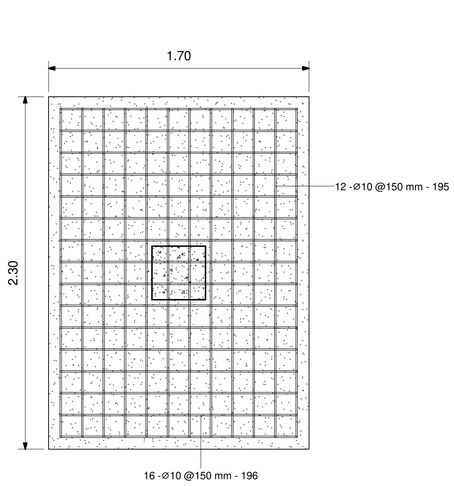
CONTENIDO:
Plano de Cimentación

Coordinador de Ingeniería Civil: MSc. Walther Hurtares	Estudiante: - Sebastián Quimi Loayza - Joel Sánchez Gómez	Fecha de Entrega: 12/25/24
Docente: MSc. David Valverde		Lámina: A.17 / Escala: 1 : 25



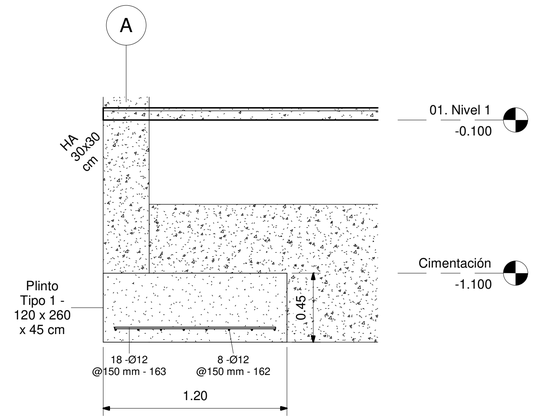
1 Plinto Tipo 1

1 : 20



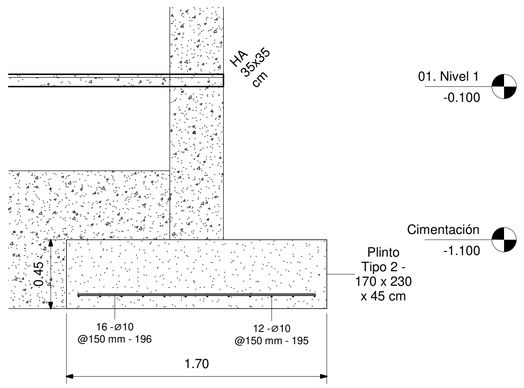
2 Plinto Tipo 2

1 : 20



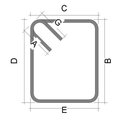
3 Sección Plinto Tipo 1

1 : 20



4 Sección Plinto Tipo 2

1 : 20



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

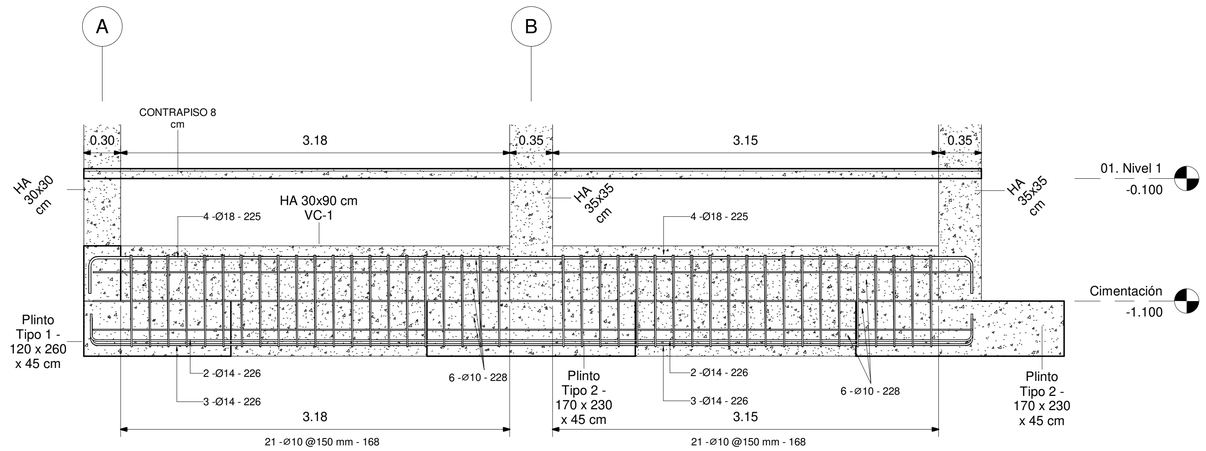
-NORMA UTILIZADA: ACI 318-19 Y NEC 2015
-RESISTENCIA DE DISEÑO ESPECIFICADA PARA EL CONCRETO (RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS)
  -COLUMNAS Y VIGAS - f'c = 24 MPa
  -LOSAS Y NERVIOS - f'c = 24 MPa
-RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO - fy = 4200 kg/cm²
-RECUBRIMIENTOS: - COLUMNAS Y VIGAS - r = 4 cm
- CIMENTACIÓN - r = 7.5 cm
- LOSAS Y NERVIOS - r = 2.5 cm
-TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD
-EL ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-EL DIAMETRO DEL ACERO DE REFUERZO ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-TODOS LOS ESTRIBOS LLEVAN MARCA "M_T1" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO
-TODAS LAS BARRAS LONGITUDINALES LLEVAN MARCA "00" O "M_00" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO (VER TABLA DE DETALLES DE ARMADO)
-LAS ETIQUETAS DE ARMADURA SE ENCUENTRAN EN FORMATO "CANTIDAD - DIAMETRO - MARCA (NÚMERO DE ARMADURA)", EN ALGUNOS CASOS SE AGREGA ESPACIAMIENTO.

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

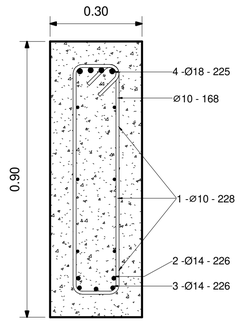
PROYECTO:
Vivienda de dos pisos con futura ampliación a tres pisos en el cantón Babahoyo

CONTENIDO:
Armado de Plintos

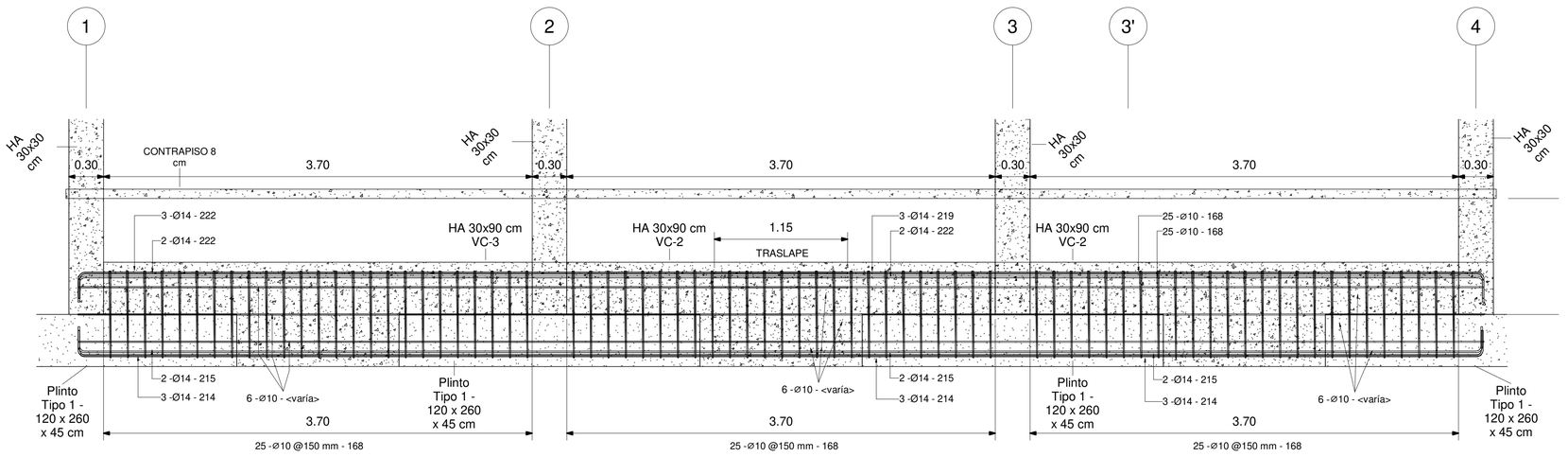
Coordinador de Ingeniería Civil:	Estudiante:	Fecha de Entrega:
MSc. Walther Hurtares	- Sebastián Quimi Loayza - Joel Sánchez Gómez	12/25/24
Docente: MSc. David Valverde		Lámina: A.16 / Escala: 1 : 20



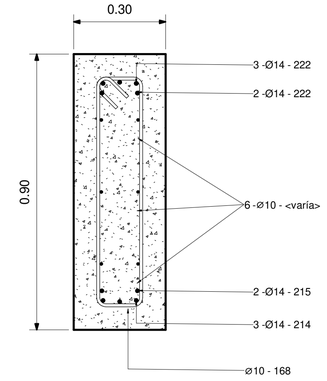
1 VC-1
1 : 25



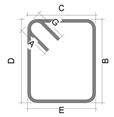
4 Sección VC-1
1 : 10



3 VC-2
1 : 25



6 Sección VC-2
1 : 10



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

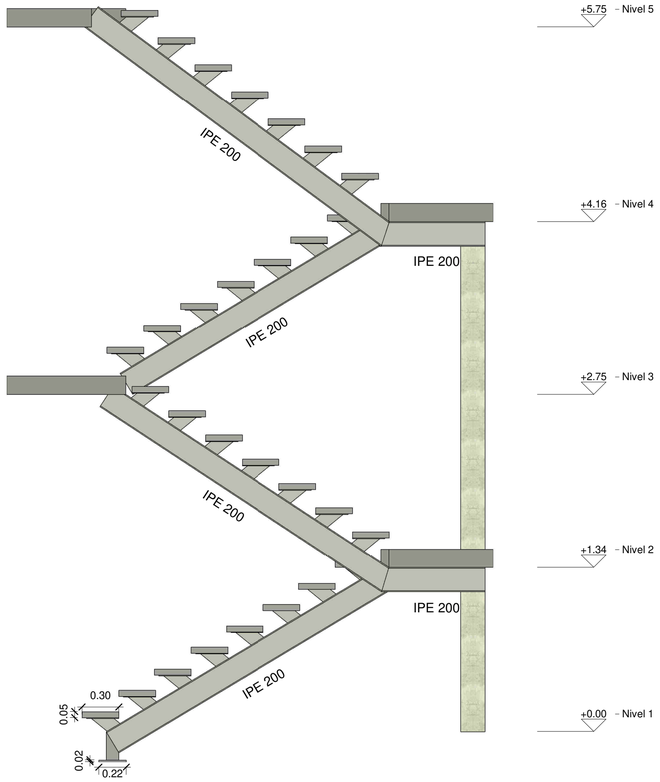
-NORMA UTILIZADA: ACI 318-19 Y NEC 2015
-RESISTENCIA DE DISEÑO ESPECIFICADA PARA EL CONCRETO (RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS)
  -COLUMNAS Y VIGAS - f'c = 24 MPa
  -LOSAS Y NERVIOS - f'c = 24 MPa
-RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO - fy = 4200 kg/cm²
-RECUBRIMIENTOS: - COLUMNAS Y VIGAS - r = 4 cm
- CIMENTACIÓN - r = 7.5 cm
- LOSAS Y NERVIOS - r = 2.5 cm
-TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD
-EL ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-EL DIAMETRO DEL ACERO DE REFUERZO ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-TODOS LOS ESTRIBOS LLEVAN MARCA "M_T1" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO
-TODAS LAS BARRAS LONGITUDINALES LLEVAN MARCA "00" O "M_00" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO (VER TABLA DE DETALLES DE ARMADO)
-LAS ETIQUETAS DE ARMADURA SE ENCUENTRAN EN FORMATO "CANTIDAD - DIAMETRO - MARCA (NÚMERO DE ARMADURA)", EN ALGUNOS CASOS SE AGREGA ESPACIAMIENTO.

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

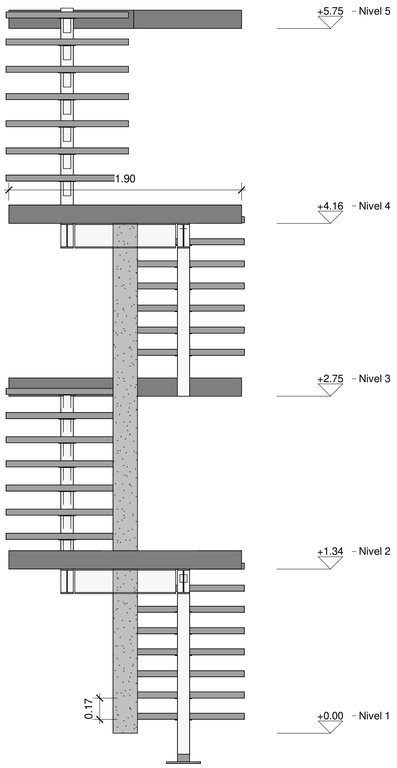
PROYECTO:
Vivienda de dos pisos con futura ampliación a tres pisos en el cantón Babahoyo

CONTENIDO:
Armado de Vigas de Cimentación

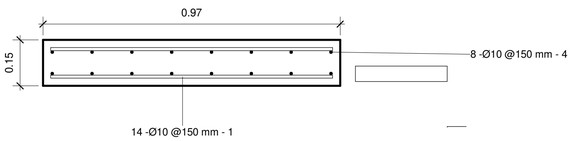
Coordinador de Ingeniería Civil:	Estudiante:	Fecha de Entrega:
MSc. Walther Hurtares	- Sebastián Quimi Loayza - Joel Sánchez Gómez	12/25/24
Docente: MSc. David Valverde		Lámina: A.15 / Escala: Como se indica



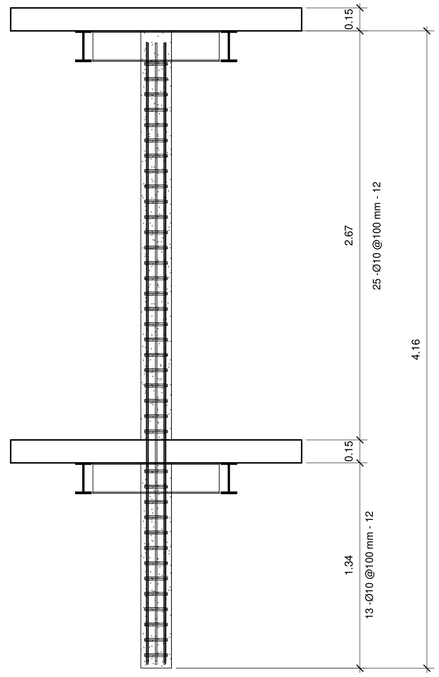
1 Este
1 : 25



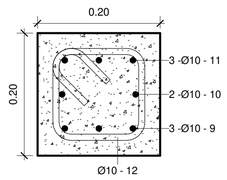
2 Norte
1 : 25



3 Detalle de Descanso
1 : 10



4 Armado de Columna
1 : 20



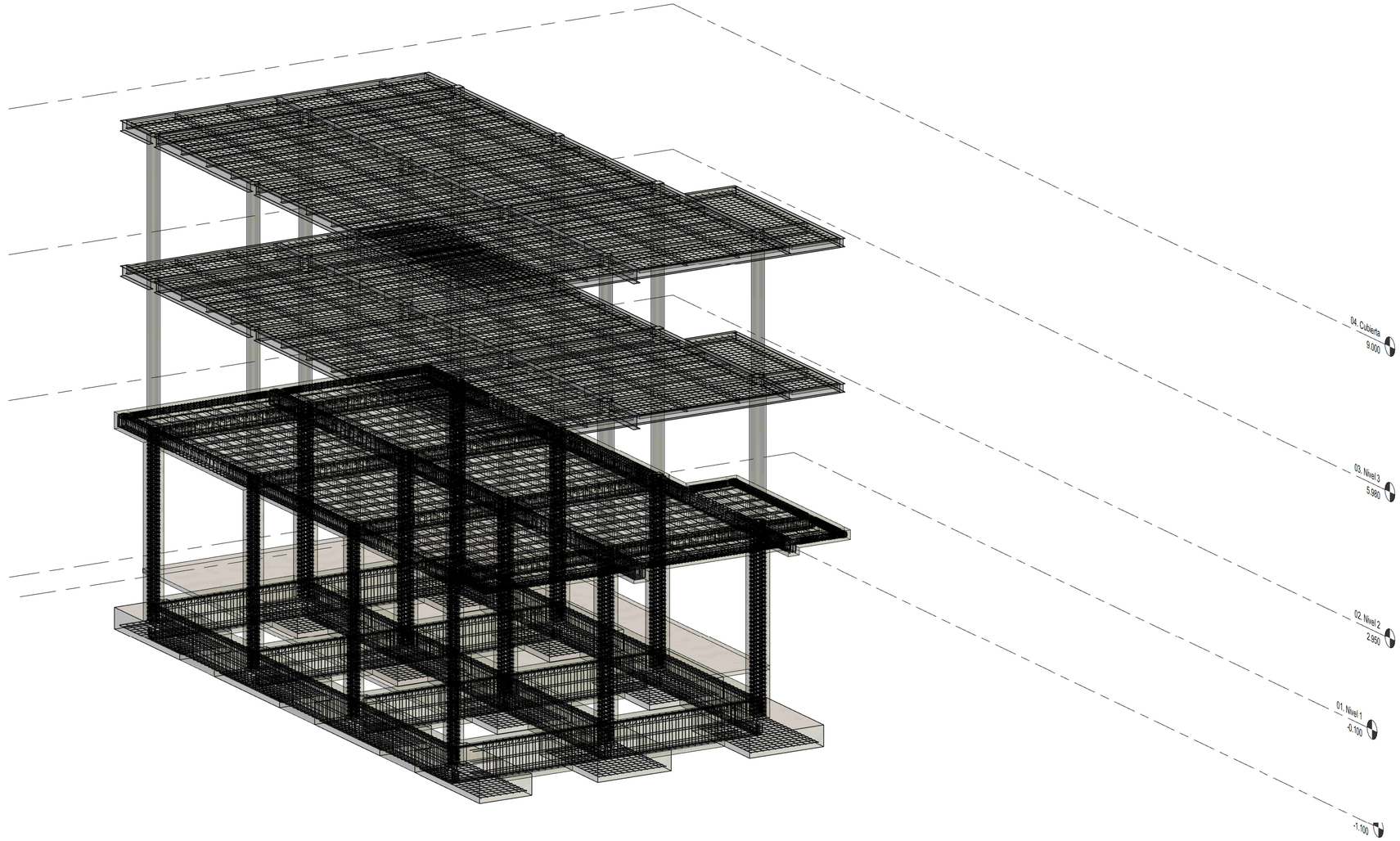
5 Armado de Columna
1 : 5

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO:
Edificio de 3 plantas en el cantón Babahoyo

CONTENIDO:
Escaleras

Coordinador de Ingeniería Civil:	Estudiante:	Fecha de Entrega:
MSc. Walther Hurtares	-Sebastián Quimi Loayza -Joel Sánchez Gómez	01/07/25
Docente: MSc. David Valverde		Lámina: S.1 — Escala: Como se indica



1 Vista 3D

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

-NORMA UTILIZADA: ACI 318-19 Y NEC 2015
-RESISTENCIA DE DISEÑO ESPECIFICADA PARA EL CONCRETO (RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS)
  -COLUMNAS Y VIGAS - f'c = 24 MPa
  -LOSAS Y NERVIOS - f'c = 24 MPa
-RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO - fy = 4200 kg/cm²
-RECUBRIMIENTOS: - COLUMNAS Y VIGAS - r = 4 cm
- CIMENTACIÓN - r = 7.5 cm
- LOSAS Y NERVIOS - r = 2.5 cm
-TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA UNIDAD
-EL ESPACIAMENTO DE ESTRIBOS ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-EL DIAMETRO DEL ACERO DE REFUERZO ESTÁ DADO EN MILÍMETROS
-TODOS LOS ESTRIBOS LLEVAN MARCA "M_T1" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO
-TODAS LAS BARRAS LONGITUDINALES LLEVAN MARCA "00" O "M_00" A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO (VER TABLA DE DETALLES DE ARMADO)
-LAS ETIQUETAS DE ARMADURA SE ENCUENTRAN EN FORMATO "CANTIDAD - DIAMETRO - MARCA (NÚMERO DE ARMADURA)", EN ALGUNOS CASOS SE AGREGA ESPACIAMIENTO.

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO:
Vivienda de dos pisos con futura ampliación a tres pisos en el cantón Babahoyo

CONTENIDO:
Vista 3D

Coordinador de Ingeniería Civil:	Estudiante:	Fecha de Entrega:
MSc. Walther Hurtares	- Sebastián Quimi Loayza - Joel Sánchez Gómez	12/25/24
Docente: MSc. David Valverde		Lámina: A.18 / Escala:

CÁLCULOS

Diseño de Columnas HA - Planta Baja

COLUMNA C1 - SENTIDO X

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
K =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
fy =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
Lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N*m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$\alpha = 1.25$$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	35	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		1,508%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil				
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado				
Viga Izquierda				
Superior	As	4,21		cm2
Inferior	As	3,39		cm2
a	4,334	cm	Mp	5,931	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,851	tonf-m
	Mv	10,782		tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As	0		cm2
Inferior	As	0		cm2
a	0,000	cm	Mp	0,000	tonf-m
a	0,000	cm	Mp	0,000	tonf-m
	Mv	0,000		tonf-m
Pu1 =		6,7257		tonf
Pu2 =		13,0575		tonf
Mn1		7,70		tonf-m
Mn2		8,75		tonf-m
Mc		18,45		tonf-m
Viga Izquierda		1,33		Cumple
Viga Derecha		#DIV/0!		#DIV/0!

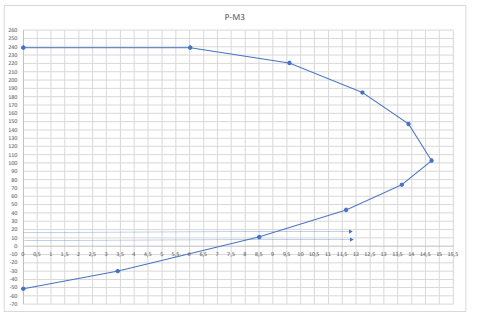
Diseño Acero Transversal				
Máximos por Normativa (NEC-15)				
Zona L0		50		cm
S L0		8,4		cm
S fuera de L0		8,4		
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima				
Bc		26		cm
Area Mínima		3,04		cm2

Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av		3,83		cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av		3,83		cm2

Cortante por Capacidad		
Pu	15,06	ton
Mpr 1 = Mpr 2	10,94	ton-m
Vu	7,29	ton
≥ 6 Pu > Ag*f'c/20?	S	
Vc	8,21	ton
Vs	1,31	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	310,06	cm
Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas		
db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	239,0808
6,0141	239,0808
9,5925	220,5294
12,2245	185,0103
13,8816	147,0755
14,7119	103,0084
13,6439	74,0073
11,6327	43,652
8,5018	10,9523
3,402	-30,1476
0	-51,45

COLUMNA C1 - SENTIDO Y

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
K =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
fy =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
Lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N*m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$\alpha = 1.25$$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	35	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		1,508%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil				
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado				
Viga Izquierda				
Superior	As	5,56		cm2
Inferior	As	3,87		cm2
a	5,724	cm	Mp	7,630	tonf-m
a	3,984	cm	Mp	5,487	tonf-m
	Mv	13,117		tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As	5,56		cm2
Inferior	As	3,87		cm2
a	5,724	cm	Mp	7,630	tonf-m
a	3,984	cm	Mp	5,487	tonf-m
	Mv	13,117		tonf-m
Pu1 =		6,11		tonf
Pu2 =		13,5046		tonf
Mn1		7,90		tonf-m
Mn2		8,80		tonf-m
Mc		16,7		tonf-m
Viga Izquierda		1,27		Cumple
Viga Derecha		1,273		Cumple

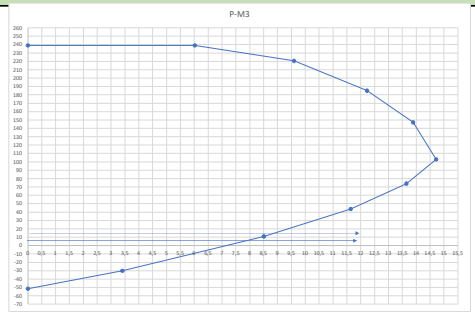
Diseño Acero Transversal				
Máximos por Normativa (NEC-15)				
Zona L0		50		cm
S L0		8,4		cm
S fuera de L0		8,4		
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima				
Bc		26		cm
Area Mínima		3,04		cm2

Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Cortante por Capacidad		
Pu	13,50	ton
Mpr 1 = Mpr 2	11,00	ton-m
Vu	7,33	ton
≥ 6 Pu > Ag*f'c/20?	S	No
Vc	8,21	ton
Vs	1,57	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	338,27	cm
Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas		
db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	239,0808
6,0141	239,0808
9,5925	220,5294
12,2245	185,0103
13,8816	147,0755
14,7119	103,0084
13,6439	74,0073
11,6327	43,652
8,5018	10,9523
3,402	-30,1476
0	-51,45

COLUMNA C2 - SENTIDO X

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
K =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
fy =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
Lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N*m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$\alpha = 1.25$$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	35	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		1,508%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil				
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado				
Viga Izquierda				
Superior	As	4,21		cm2
Inferior	As	3,39		cm2
a	4,334	cm	Mp	5,931	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,851	tonf-m
	Mv	10,782		tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As	0		cm2
Inferior	As	0		cm2
a	0,000	cm	Mp	0,000	tonf-m
a	0,000	cm	Mp	0,000	tonf-m
	Mv	0,000		tonf-m
Pu1 =		9,3495		tonf
Pu2 =		19,9344		tonf
Mn1		8,45		tonf-m
Mn2		9,40		tonf-m
Mc		17,85		tonf-m
Viga Izquierda		1,66		Cumple
Viga Derecha		#DIV/0!		#DIV/0!

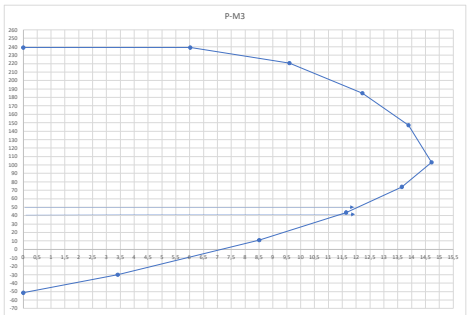
Diseño Acero Transversal				
Máximos por Normativa (NEC-15)				
Zona L0		50		cm
S L0		8,4		cm
S fuera de L0		8,4		
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima				
Bc		26		cm
Area Mínima		3,04		cm2

Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Cortante por Capacidad		
Pu	19,93	ton
Mpr 1 = Mpr 2	11,75	ton-m
Vu	7,83	ton
≥ 6 Pu > Ag*f'c/20?	S	
Vc	8,21	ton
Vs	2,23	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	237,32	cm
Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas		
db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	239,0808
6,0141	239,0808
9,5925	220,5294
12,2245	185,0103
13,8816	147,0755
14,7119	103,0084
13,6439	74,0073
11,6327	43,652
8,5018	10,9523
3,402	-30,1476
0	-51,45

COLUMNA C2 - SENTIDO Y

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
K =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
fy =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
Lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N*m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	35	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		1,508%	Cumple

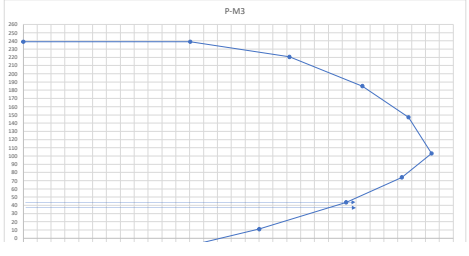
Criterio Columna Fuerte - Viga Débil				
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado				
Viga Izquierda				
Superior	As	5,56		cm2
Inferior	As	3,87		cm2
a	5,724	cm	Mp	7,630	tonf-m
a	3,984	cm	Mp	5,487	tonf-m
	Mv	13,117		tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As	5,56		cm2
Inferior	As	3,87		cm2
a	5,724	cm	Mp	7,630	tonf-m

Diseño Acero Transversal				
Máximos por Normativa (NEC-15)				
Zona L0		50		cm
S L0		8,4		cm
S fuera de L0		8,4		
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima				
Bc		26		cm
Area Mínima		3,04		cm2

Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Cortante por Capacidad		



$\alpha = 1.25$

a	3,984	cm	Mp	5,487	tonf-m
Mr				13,117	tonf-m

PuT =	7,9944 tonf
Pu2 =	16,0420 tonf

Mn1	8,00 tonf-m
Mn2	8,78 tonf-m
Mc	16,78 tonf-m

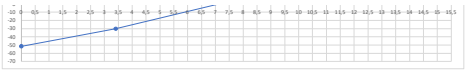
Viga Izquierda	1,28	Cumple
Viga Derecha	1,279	Cumple

Pu	16,04	ton
Mpr 1 = Mpr 2	10,98	ton-m
Vu	7,32	ton
ϕ5 Pu > Ag*f'c/209		SI
Vc	8,21	ton
Vs	1,34	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	343,17	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas

db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8,9899	152,0479
10,4055	116,332
11,2888	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

COLUMNA C3 - SENTIDO X

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
E =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
εy =	0,00207	-
ß =	0,85	-
Ø =	0,75	-
lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N*m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$\alpha = 1.25$

Comprobación de Secciones

Lado Menor	35	cm
Lado Pependicular	35	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal

# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		1,508%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil

Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda

Superior	As			4,21	cm2
Inferior	As			3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,931	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,851	tonf-m
Mr				10,782	tonf-m

Viga Derecha

Superior	As			0	cm2
Inferior	As			0	cm2
a	0,000	cm	Mp	0,000	tonf-m
a	0,000	cm	Mp	0,000	tonf-m
Mr				0,000	tonf-m

PuT =	9,887 tonf
Pu2 =	20,8730 tonf

Mn1	8,50 tonf-m
Mn2	9,37 tonf-m
Mc	17,87 tonf-m

Viga Izquierda	1,66	Cumple
Viga Derecha	#DIV/0!	#DIV/0!

Diseño Acero Transversal

Máximos por Normativa (NEC-15)

Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	26	cm
Area Mínima	3,04	cm2

Diseño Estribos Eje X

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

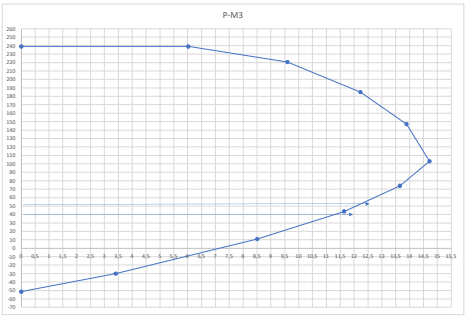
Cortante por Capacidad

Pu	20,87	ton
Mpr 1 = Mpr 2	11,71	ton-m
Vu	7,81	ton
ϕ5 Pu > Ag*f'c/209		SI
Vc	8,21	ton
Vs	2,20	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	240,92	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas

db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8,9899	152,0479
10,4055	116,332
11,2888	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

COLUMNA C3 - SENTIDO Y

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
E =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
εy =	0,00207	-
ß =	0,85	-
Ø =	0,75	-
lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N*m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$\alpha = 1.25$

Comprobación de Secciones

Lado Menor	35	cm
Lado Pependicular	35	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal

# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		1,508%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil

Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda

Superior	As			5,56	cm2
Inferior	As			3,87	cm2
a	5,724	cm	Mp	7,630	tonf-m
a	3,984	cm	Mp	5,487	tonf-m
Mr				13,117	tonf-m

Viga Derecha

Superior	As			5,56	cm2
Inferior	As			3,87	cm2
a	5,724	cm	Mp	7,630	tonf-m
a	3,984	cm	Mp	5,487	tonf-m
Mr				13,117	tonf-m

PuT =	8,4652 tonf
Pu2 =	17,7327 tonf

Mn1	8,00 tonf-m
Mn2	9,05 tonf-m
Mc	17,05 tonf-m

Viga Izquierda	1,30	Cumple
Viga Derecha	1,300	Cumple

Diseño Acero Transversal

Máximos por Normativa (NEC-15)

Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	26	cm
Area Mínima	3,04	cm2

Diseño Estribos Eje X

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

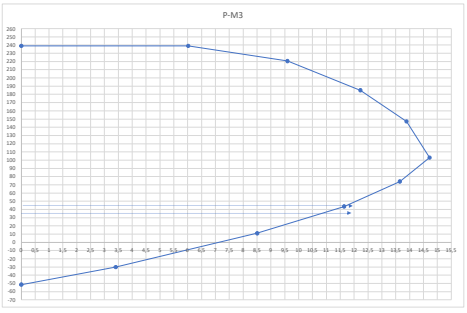
Cortante por Capacidad

Pu	17,73	ton
Mpr 1 = Mpr 2	11,31	ton-m
Vu	7,54	ton
ϕ5 Pu > Ag*f'c/209		SI
Vc	8,21	ton
Vs	1,84	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	287,35	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas

db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8,9899	152,0479
10,4055	116,332
11,2888	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

COLUMNA C4 - SENTIDO X

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
E =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
εy =	0,00207	-
ß =	0,85	-
Ø =	0,75	-
lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N*m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$\alpha = 1.25$

Comprobación de Secciones

Lado Menor	35	cm
Lado Pependicular	35	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal

# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	16
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		20,38	cm2
Cuantía		1,662%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil

Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda

Superior	As			4,21	cm2
Inferior	As			3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,931	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,851	tonf-m
Mr				10,782	tonf-m

Viga Derecha

Superior	As			4,21	cm2
Inferior	As			3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,931	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,851	tonf-m
Mr				10,782	tonf-m

PuT =	8,848 tonf
Pu2 =	19,3343 tonf

Mn1	8,00 tonf-m
Mn2	9,20 tonf-m
Mc	17,2 tonf-m

Viga Izquierda	1,60	Cumple
Viga Derecha	1,595	Cumple

Diseño Acero Transversal

Máximos por Normativa (NEC-15)

Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	26	cm
Area Mínima	3,04	cm2

Diseño Estribos Eje X

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

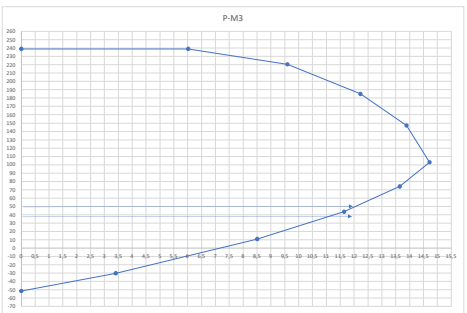
Cortante por Capacidad

Pu	19,33	ton
Mpr 1 = Mpr 2	11,50	ton-m
Vu	7,67	ton
ϕ5 Pu > Ag*f'c/209		SI
Vc	8,21	ton
Vs	2,01	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	263,54	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas

db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8,9899	152,0479
10,4055	116,332
11,2888	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

COLUMNA C4 - SENTIDO Y

Dimensiones de Viga, Columna y Datos

Comprobación de Secciones

Diseño Acero Transversal

Características Viga Columna Fuerte		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
k =	35.2142857	cm2
Ecu =	0.003	-
Ey =	0.00207	-
β =	0.85	-
Ø =	0.75	-
lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N * m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$\alpha = 1.25$$

Comprobación de Columnas		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	30	cm
Relación	1,166666667	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	16
# Varillas Medio	4	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		17,28	cm2
Cuantía		1,646%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil				
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado				
Viga Izquierda				
Superior	As		5,56	cm2
Inferior	As		3,87	cm2
a	5,724	cm	Mp	7,630	tonf-m
a	3,984	cm	Mp	5,487	tonf-m
	Mv		13,117	tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As		5,56	cm2
Inferior	As		3,87	cm2
a	5,724	cm	Mp	7,630	tonf-m
a	3,984	cm	Mp	5,487	tonf-m
	Mv		13,117	tonf-m

Pu1 =	8,4024	tonf
Pu2 =	10,1308	tonf

Mn1	8,36	tonf-m
Mn2	9,17	tonf-m
Mc	17,53	tonf-m

Viga Izquierda	1,34	Cumple
Viga Derecha	1,336	Cumple

Diseño Nudo Horizontal		
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0	50	cm

S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	26	cm
Area Mínima	2,07	cm2

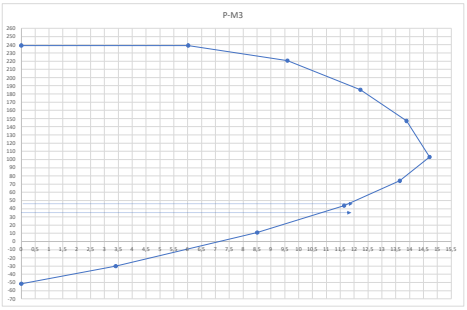
Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Cortante por Capacidad		
Pu	18,14	ton
Mpr 1 + Mpr 2	11,46	ton-m
Vu	7,64	ton
ØEstribo Vs > Ag*f'c/20		
Vc	8,21	ton
Vs	1,98	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	267,98	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas			
db	16	mm	
ld	979,8	mm	
Longitud de Desarrollo	98	cm	
lext	190	mm	
Longitud de Gancho	19	cm	
ldh	254,02	mm	
Longitud de Adherencia	25,5	cm	



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8.9899	152.0479
10,4055	116,332
11,2688	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

DISEÑO DE COLUMNAS DE ACERO ESTRUCTURAL

COLUMNAS DE SEGUNDA PLANTA - A4

C20x20x2

Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de placas:	t =	2,00	cm
Base columna compuesta:	b =	20,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	20,00	cm
Base sin espesores:	b1=	16,00	cm
Altura sin espesores:	h1 =	16,00	cm
Área de columna:	A =	144,00	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	7872,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	7872,00	cm4
Módulo Polar:	J =	12368,80	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	976,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	976,00	cm3
Límite de esbelto/no esbelto:	λ =	8,000	-
Límite SC del ala:	λala =	8,000	-
Límite SC del alma:	λalma =	8,000	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos

rx =	7,39	cm
ry =	7,39	cm
K =	0,65	-
L =	3,00	m
Comprobación esbelto/no esbelto		
λr =	39,74	-

No esbelto

1. Pandeo por flexión

KL / r	26,37	-
Límite 1 =	133,68	-
Fe =	411,48	ksi
Fcr =	2,707	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	350,83	tonf
Pu =	10,5630	tonf

Cumple la sección

2. Pandeo torsional y flexo torsional

G =	790,00	tonf/cm2
Cw =	0,00	cm6
Fe =	620,64	tonf/cm2
Fcr =	2,803	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	363,23	tonf
Pu =	10,5630	tonf

Cumple la sección

3. Pandeo torsional y flexo torsional

Pu =	10,5630	tonf
Φc =	0,90	-
Pn =	363,9168	tonf
Pu / Pc	0,0290	-
Φb =	0,90	-
Mrx =	343,57	tonf-cm
Mcx =	1223,16	tonf-cm
Mry =	41,54	tonf-cm
Mcy =	245,14	tonf-cm
Comprobación		
0,465	<	1,0

Cumple la capacidad de esfuerzos combinados

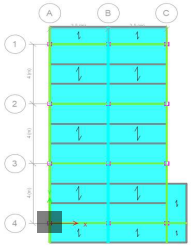
4. Resistencia por cortante

h/tw =	8,00	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	40,00	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	60,65	tonf/cm2
Vu =	1,81	tonf/cm2

Cumple la sección

Mrx y Mry

Momentos	Viga AB-Eje 4	Viga A3-4-4'
Mcx =	1223,16	720,25
Mcy =	245,14	146,83





5. Conexión Viga-Columna (Eje X)

NEC-SE-AC (9.4)

Ln-viga =	330,00	cm
hviga =	27,00	cm
Cond.1 =	12,22	-
Cumple		
Datos de la viga:		
a =	9,00	cm
b =	23,00	cm
c =	3,25	cm
ΣVSR =	311,75	cm3
Fy =	36,00	ksi
Fu =	48,00	ksi
Cpr =	1,17	-
Mpr =	1327,69	tonf-cm
V1 =	4,27	tonf
V2 =	-4,27	tonf

Vvsr =	12,31	tonf
Vvsr' =	3,78	tonf
Sh =	20,50	cm
Mf =	1580,08	tonf-cm
Mf' =	1250,17	tonf-cm
ΦMpe =	1766,7936	tonf-cm
Cumple		
ΦvV =	126,36	tonf
V1' =	4,37	tonf
V2' =	0,43	tonf
Vu =	16,69	tonf
Cumple		

5.1. Diseño de placa cortante

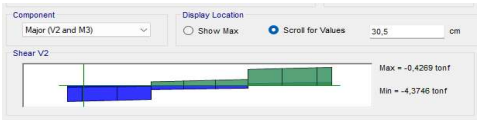
Vu =	16,69	tonf
tw =	0,66	cm
dminplac =	15,01	cm

5.2. Columna fuerte-viga débil

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0$$

ΣMpc =	5865,97	tonf-cm
ΣMpr =	2655,38	tonf-cm
ΣMuv =	490,84	tonf-cm
ΣMpv =	3146,23	tonf-cm

Cumple criterio



5. Conexión Viga-Columna (Eje Y)

NEC-SE-AC (9.4)

Ln-viga =	380,00	cm
hviga =	22,00	cm
Cond.1 =	17,27	-
Cumple		
Datos de la viga:		
a =	7,00	cm
b =	16,00	cm
c =	2,00	cm
ΣVSR =	207,43	cm3
Fy =	36,00	ksi
Fu =	48,00	ksi
Cpr =	1,17	-
Mpr =	883,38	tonf-cm
V1 =	1,79	tonf
V2 =	-1,79	tonf

Vvsr =	6,44	tonf
Vvsr' =	2,86	tonf
Sh =	15,00	cm
Mf =	979,93	tonf-cm
Mf' =	840,45	tonf-cm
ΦMpe =	1040,364	tonf-cm
Cumple		
ΦvV =	126,36	tonf
V1' =	2,27	tonf
V2' =	0,29	tonf
Vu =	8,71	tonf
Cumple		

5.1. Diseño de placa cortante

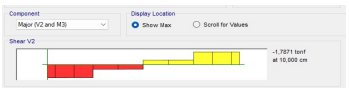
Vu =	8,71	tonf
tw =	0,59	cm
dminplac =	8,76	cm

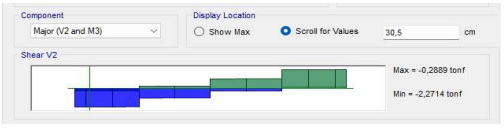
5.2. Columna fuerte-viga débil

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0$$

ΣMpc =	5760,46	tonf-cm
ΣMpr =	1766,77	tonf-cm
ΣMuv =	232,47	tonf-cm
ΣMpv =	1999,24	tonf-cm

Cumple criterio





COLUMNAS DE SEGUNDA PLANTA - B4

C25x25x2

Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de placas:	t =	2,00	cm
Base columna compuesta:	b =	25,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	25,00	cm
Base sin espesores:	b1=	21,00	cm
Altura sin espesores:	h1 =	21,00	cm
Área de columna:	A =	184,00	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	16345,30	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	16345,30	cm4
Módulo Polar:	J =	25477,50	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	1591,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	1591,00	cm3
Límite de esbelto/no esbelto:	λ =	10,500	-
Límite SC del ala:	λala =	10,500	-
Límite SC del alma:	λalma =	10,500	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

516,672

Cálculos

rx =	9,43	cm
ry =	9,43	cm
K =	0,65	-
L =	3,00	m
Comprobación esbelto/no esbelto		
λr =	39,74	-

No esbelto

1. Pandeo por flexión

KL / r	20,69	-
Límite 1 =	133,68	-
Fe =	668,66	ksi
Fcr =	2,745	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	454,64	tonf
Pu =	19,7552	tonf

Cumple la sección

2. Pandeo torsional y flexo torsional

G =	790,00	tonf/cm2
Cw =	0,00	cm6
Fe =	615,69	tonf/cm2
Fcr =	2,803	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	464,12	tonf
Pu =	19,7552	tonf

Cumple la sección

3. Pandeo torsional y flexo torsional

Pu =	19,4815	tonf
Φc =	0,90	-
Pn =	465,0048	tonf
Pu / Pc	0,0419	-
Φb =	0,90	-
Mrx =	625,69	tonf-cm
Mcx =	1223,16	tonf-cm
Mry =	27,35	tonf-cm
Mcy =	245,14	tonf-cm
Comprobación		
0,644	<	1,0

Cumple la capacidad de esfuerzos combinados

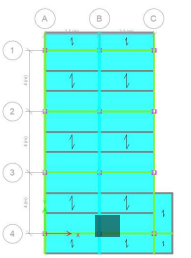
4. Resistencia por cortante

h/tw =	10,50	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	50,00	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	75,82	tonf/cm2
Vu =	1,90	tonf/cm2

Cumple la sección

Mrx y Mry

Momentos	Viga Eje 4	Viga B3-4-4'
Mcx =	1223,16	720,25
Mcy =	245,14	146,83



5. Conexión Viga-Columna (Eje X)

NEC-SE-AC (9.4)

Ln-viga =	330,00	cm
hviga =	27,00	cm
Cond.1 =	12,22	-
Cumple		
Datos de la viga:		
a =	9,00	cm

Vvsr =	12,56	tonf
Vvsr' =	3,53	tonf
Sh =	20,50	cm
Mf =	1585,15	tonf-cm
Mf' =	1255,24	tonf-cm
ΦMpe =	1766,7936	tonf-cm

5.2. Columna fuerte-viga débil

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0$$

ΣMpc =	9443,32	tonf-cm
ΣMpr =	2655,38	tonf-cm

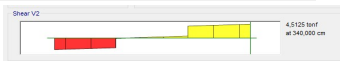
b =	23,00	cm
c =	3,25	cm
ZVSR =	311,75	cm3
Fy =	36,00	ksi
Fu =	48,00	ksi
Cpr =	1,17	-
Mpr =	1327,69	tonf-cm
V1 =	4,51	tonf
V2 =	-4,51	tonf

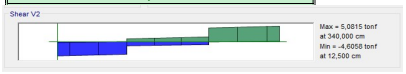
Cumple		
ΦvV =	126,36	tonf
V1' =	5,21	tonf
V2' =	4,61	tonf
Vu =	17,77	tonf

Cumple		
5.1. Diseño de placa cortante		
Vu =	17,77	tonf
tw =	0,66	cm
dminplac =	15,98	cm

ΣMuv =	531,0768	tonf-cm
ΣMpv =	3186,46	tonf-cm
Cumple criterio		









NEC-SE-AC (9.4)

Ln-viga =	380,00	cm
hviga =	30,00	cm
Cond.1 =	12,67	-
Cumple		
Datos de la viga:		
a =	9,00	cm
b =	23,00	cm
c =	3,25	cm
ZVSR =	426,79	cm3
Fy =	36,00	ksi
Fu =	48,00	ksi
Cpr =	1,17	-
Mpr =	1817,62	tonf-cm
V1 =	3,34	tonf
V2 =	-3,34	tonf

5. Conexión Viga-Columna (Eje Y)		
Vvsr =	12,91	tonf
Vvsr' =	6,23	tonf
Sh =	20,50	cm
Mf =	2082,20	tonf-cm
Mf' =	1689,98	tonf-cm
ΦMpe =	2292,4512	tonf-cm
Cumple		
ΦvV =	126,36	tonf
V1' =	4,67	tonf
V2' =	4,59	tonf
Vu =	17,58	tonf
Cumple		
5.1. Diseño de placa cortante		
Vu =	17,58	tonf
tw =	0,71	cm
dminplac =	14,69	cm

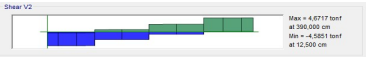
5.2. Columna fuerte-viga débil

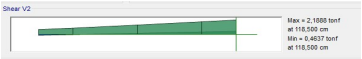
$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0$$

ΣMpc =	9548,24	tonf-cm
ΣMpr =	3635,24	tonf-cm
ΣMuv =	631,38	tonf-cm
ΣMpv =	4266,63	tonf-cm
Cumple criterio		









COLUMNAS DE SEGUNDA PLANTA - C4

C25x25x2

Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de placas:	t =	2,00	cm
Base columna compuesta:	b =	25,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	25,00	cm
Base sin espesores:	b1=	21,00	cm
Altura sin espesores:	h1 =	21,00	cm
Área de columna:	A =	184,00	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	16345,30	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	16345,30	cm4
Módulo Polar:	J =	25477,50	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	1591,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	1591,00	cm3
Límite de esbelto/no esbelto:	λ =	10,500	-
Límite SC del ala:	λala =	10,500	-
Límite SC del alma:	λalma =	10,500	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos		
rx =	9,43	cm
ry =	9,43	cm
K =	0,65	-
L =	3,00	m
Comprobación esbelto/no esbelto		
λr =	39,74	-
No esbelto		

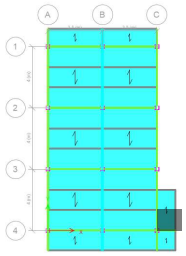
1. Pandeo por flexión		
KL / r	20,69	-
Límite 1 =	133,68	-
Fe =	668,66	ksi
Fcr =	2,745	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	454,64	tonf
Pu =	16,1810	tonf
Cumple la sección		

2. Pandeo torsional y flexo torsional		
G =	790,00	tonf/cm2
Cw =	0,00	cm6
Fe =	615,69	tonf/cm2
Fcr =	2,803	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	464,12	tonf
Pu =	16,1810	tonf
Cumple la sección		

3. Pandeo torsional y flexo torsional		
Pu =	20,5615	tonf
Φc =	0,90	-
Pn =	465,0048	tonf
Pu / Pc	0,0442	-
Φb =	0,90	-
Mrx =	600,92	tonf-cm
Mcx =	1223,16	tonf-cm
Mry =	7,06	tonf-cm
Mcy =	245,14	tonf-cm
Comprobación		
0,542	<	1,0
Cumple la capacidad de esfuerzos combinados		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	10,50	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	50,00	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	75,82	tonf/cm2
Vu =	2,33	tonf/cm2
Cumple la sección		

Mrx y Mry		
Momentos	Viga Eje 4 - BC Y BC'	Viga C3-4-4'
Mcx =	1223,16	720,25
Mcy =	245,14	146,83



Ln-viga =	330,00	cm
hviga =	27,00	cm
Cond.1 =	12,22	-
Cumple		
Datos de la viga:		
a =	9,00	cm
b =	23,00	cm
c =	3,25	cm
ZVSR =	311,75	cm3
Fy =	36,00	ksi
Fu =	48,00	ksi
Cpr =	1,17	-
Mpr =	1327,69	tonf-cm
V1 =	4,93	tonf
V2 =	-4,93	tonf

5. Conexión Viga-Columna (Eje X)		
Vvsr =	12,98	tonf
Vvsr' =	3,11	tonf
Sh =	20,50	cm
Mf =	1593,76	tonf-cm
Mf' =	1263,85	tonf-cm
ΦMpe =	1766,7936	tonf-cm
Cumple		
ΦvV =	126,36	tonf
V1' =	5,13	tonf
V2' =	4,93	tonf
Vu =	18,11	tonf
Cumple		
5.1. Diseño de placa cortante		
Vu =	18,11	tonf
tw =	0,66	cm
dminplac =	16,29	cm

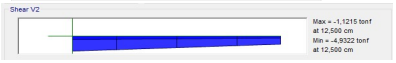
5.2. Columna fuerte-viga débil

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0$$

ΣMpc =	9511,24	tonf-cm
ΣMpr =	2655,38	tonf-cm
ΣMuv =	531,0768	tonf-cm
ΣMpv =	3186,46	tonf-cm
Cumple criterio		









NEC-SE-AC (9.4)

Ln-viga =	380,00	cm
hviga =	22,00	cm
Cond.1 =	17,27	-
Cumple		
Datos de la viga:		
a =	6,00	cm
b =	16,00	cm
c =	2,00	cm
ZVSR =	207,43	cm3
Fy =	36,00	ksi
Fu =	48,00	ksi
Cpr =	1,17	-
Mpr =	883,38	tonf-cm
V1 =	2,35	tonf
V2 =	-2,35	tonf

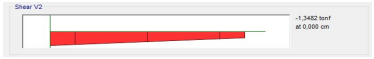
5. Conexión Viga-Columna (Eje Y)		
Vvsr =	7,00	tonf
Vvsr' =	2,30	tonf
Sh =	14,00	cm
Mf =	981,36	tonf-cm
Mf' =	851,18	tonf-cm
ΦMpe =	1040,364	tonf-cm
Cumple		
ΦvV =	126,36	tonf
V1' =	2,81	tonf
V2' =	2,30	tonf
Vu =	9,81	tonf
Cumple		
5.1. Diseño de placa cortante		
Vu =	9,81	tonf
tw =	0,59	cm
dminplac =	9,86	cm

5.2. Columna fuerte-viga débil

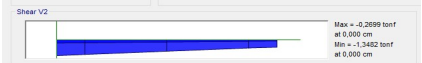
$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0$$

ΣMpc =	9340,18	tonf-cm
ΣMpr =	1766,77	tonf-cm
ΣMuv =	246,418	tonf-cm
ΣMpv =	2013,19	tonf-cm
Cumple criterio		









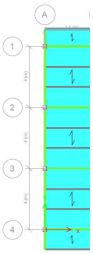
COLUMNAS DE SEGUNDA PLANTA - B3

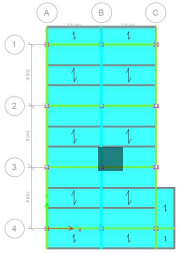
C25x25x2

Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de placas:	t =	2,00	cm
Base columna compuesta:	b =	20,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	20,00	cm
Base sin espesores:	b1=	16,00	cm
Altura sin espesores:	h1 =	16,00	cm
Área de columna:	A =	144,00	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	7872,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	7872,00	cm4
Módulo Polar:	J =	12368,80	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	976,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	976,00	cm3
Límite de esbelto/no esbelto:	λ =	8,000	-
Límite SC del ala:	λala =	8,000	-
Límite SC del alma:	λalma =	8,000	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15





Cálculos

rx =	7,39	cm
ry =	7,39	cm
K =	0,65	-
L =	3,00	m
Comprobación esbelto/no esbelto		
λr =	39,74	-
No esbelto		

1. Pandeo por flexión

KL / r	26,37	-
Límite 1 =	133,68	-
Fe =	411,48	ksi
Fcr =	2,707	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	350,83	tonf
Pu =	22,8643	tonf
Cumple la sección		

2. Pandeo torsional y flexo torsional

G =	790,00	tonf/cm2
Cw =	0,00	cm6
Fe =	620,64	tonf/cm2
Fcr =	2,803	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	363,23	tonf
Pu =	22,8643	tonf
Cumple la sección		

3. Pandeo torsional y flexo torsional

Pu =	20,5069	tonf
Φc =	0,90	-
Pn =	363,9168	tonf
Pu / Pc	0,0564	-
Φb =	0,90	-
Mrx =	5,46	tonf-cm
Mcx =	2466,55	tonf-cm
Mry =	480,58	tonf-cm
Mcy =	2466,55	tonf-cm
Comprobación		
0,225	<	1,0
Cumple la capacidad de esfuerzos combinados		

4. Resistencia por cortante

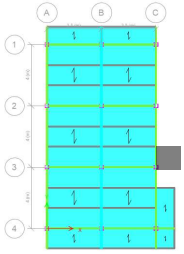
h/tw =	8,00	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	40,00	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	60,65	tonf/cm2
Vu =	1,95	tonf/cm2
Cumple la sección		

COLUMNAS DE SEGUNDA PLANTA - C3

C25x25x2

Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de placas:	t =	2,00	cm
Base columna compuesta:	b =	25,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	25,00	cm
Base sin espesores:	b1=	21,00	cm
Altura sin espesores:	h1 =	21,00	cm
Área de columna:	A =	184,00	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	16345,30	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	16345,30	cm4
Módulo Polar:	J =	25477,50	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	1591,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	1591,00	cm3
Límite de esbelto/no esbelto:	λ =	10,500	-
Límite SC del ala:	λala =	10,500	-
Límite SC del alma:	λalma =	10,500	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15



Cálculos

rx =	9,43	cm
ry =	9,43	cm
K =	0,65	-
L =	3,00	m
Comprobación esbelto/no esbelto		
λr =	39,74	-
No esbelto		

1. Pandeo por flexión

KL / r	20,69	-
Límite 1 =	133,68	-
Fe =	668,66	ksi
Fcr =	2,745	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	454,64	tonf
Pu =	14,2448	tonf
Cumple la sección		

2. Pandeo torsional y flexo torsional

G =	790,00	tonf/cm2
Cw =	0,00	cm6
Fe =	615,69	tonf/cm2
Fcr =	2,803	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	464,12	tonf
Pu =	14,2448	tonf
Cumple la sección		

3. Pandeo torsional y flexo torsional

Pu =	14,2448	tonf
Φc =	0,90	-
Pn =	465,0048	tonf
Pu / Pc	0,0306	-
Φb =	0,90	-
Mrx =	442,86	tonf-cm
Mcx =	4020,78	tonf-cm
Mry =	16,46	tonf-cm
Mcy =	4020,78	tonf-cm
Comprobación		
0,130	<	1,0
Cumple la capacidad de esfuerzos combinados		

4. Resistencia por cortante

h/tw =	10,50	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	50,00	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	75,82	tonf/cm2
Vu =	2,02	tonf/cm2
Cumple la sección		

COLUMNAS DE SEGUNDA PLANTA - A2

C25x25x2			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de placas:	t =	2,00	cm
Base columna compuesta:	b =	25,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	25,00	cm
Base sin espesores:	b1=	21,00	cm
Altura sin espesores:	h1 =	21,00	cm
Área de columna:	A =	184,00	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	16345,30	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	16345,30	cm4
Módulo Polar:	J =	25477,50	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	1591,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	1591,00	cm3
Límite de esbelto/no esbelto:	λ =	10,500	-
Límite SC del ala:	λala =	10,500	-
Límite SC del alma:	λalma =	10,500	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

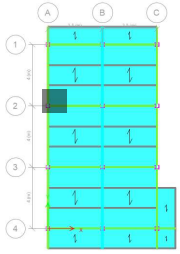
Cálculos		
rx =	9,43	cm
ry =	9,43	cm
K =	0,65	-
L =	3,00	m
Comprobación esbelto/no esbelto		
λr =	39,74	-
No esbelto		

1. Pandeo por flexión		
KL / r	20,69	-
Límite 1 =	133,68	-
Fe =	668,66	ksi
Fcr =	2,745	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	454,64	tonf
Pu =	12,4041	tonf
Cumple la sección		

2. Pandeo torsional y flexo torsional		
G =	790,00	tonf/cm2
Cw =	0,00	cm6
Fe =	615,69	tonf/cm2
Fcr =	2,803	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	464,12	tonf
Pu =	12,4041	tonf
Cumple la sección		

3. Pandeo torsional y flexo torsional		
Pu =	12,4041	tonf
Φc =	0,90	-
Pn =	465,0048	tonf
Pu / Pc	0,0267	-
Φb =	0,90	-
Mrx =	455,38	tonf-cm
Mcx =	4020,78	tonf-cm
Mry =	39,09	tonf-cm
Mcy =	4020,78	tonf-cm
Comprobación		
0,136	<	1,0
Cumple la capacidad de esfuerzos combinados		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	10,50	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	50,00	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	75,82	tonf/cm2
Vu =	2,09	tonf/cm2
Cumple la sección		



COLUMNAS DE SEGUNDA PLANTA - B2

C25x25x2			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de placas:	t =	2,00	cm
Base columna compuesta:	b =	25,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	25,00	cm
Base sin espesores:	b1=	21,00	cm
Altura sin espesores:	h1 =	21,00	cm
Área de columna:	A =	184,00	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	16345,30	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	16345,30	cm4
Módulo Polar:	J =	25477,50	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	1591,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	1591,00	cm3
Límite de esbelto/no esbelto:	λ =	10,500	-
Límite SC del ala:	λala =	10,500	-
Límite SC del alma:	λalma =	10,500	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

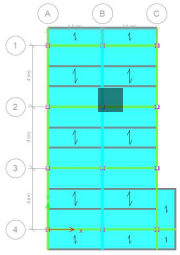
Cálculos		
rx =	9,43	cm
ry =	9,43	cm
K =	0,65	-
L =	3,00	m
Comprobación esbelto/no esbelto		
λr =	39,74	-
No esbelto		

1. Pandeo por flexión		
KL / r	20,69	-
Límite 1 =	133,68	-
Fe =	668,66	ksi
Fcr =	2,745	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	454,64	tonf
Pu =	23,2320	tonf
Cumple la sección		

2. Pandeo torsional y flexo torsional		
G =	790,00	tonf/cm2
Cw =	0,00	cm6
Fe =	615,69	tonf/cm2
Fcr =	2,803	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	464,12	tonf
Pu =	23,2320	tonf
Cumple la sección		

3. Pandeo torsional y flexo torsional		
Pu =	21,0404	tonf
Φc =	0,90	-
Pn =	465,0048	tonf
Pu / Pc	0,0452	-
Φb =	0,90	-
Mrx =	20,79	tonf-cm
Mcx =	4020,78	tonf-cm
Mry =	483,52	tonf-cm
Mcy =	4020,78	tonf-cm
Comprobación		
0,148	<	1,0
Cumple la capacidad de esfuerzos combinados		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	10,50	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	50,00	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	75,82	tonf/cm2
Vu =	2,06	tonf/cm2
Cumple la sección		



COLUMNAS DE SEGUNDA PLANTA - C2

C25x25x2			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de placas:	t =	2,00	cm
Base columna compuesta:	b =	25,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	25,00	cm
Base sin espesores:	b1=	21,00	cm
Altura sin espesores:	h1 =	21,00	cm
Área de columna:	A =	184,00	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	16345,30	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	16345,30	cm4
Módulo Polar:	J =	25477,50	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	1591,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	1591,00	cm3
Límite de esbelto/no esbelto:	λ =	10,500	-
Límite SC del ala:	λala =	10,500	-
Límite SC del alma:	λalma =	10,500	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

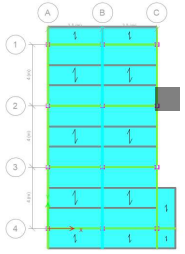
Cálculos		
rx =	9,43	cm
ry =	9,43	cm
K =	0,65	-
L =	3,00	m
Comprobación esbelto/no esbelto		
λr =	39,74	-
No esbelto		

1. Pandeo por flexión		
KL / r	20,69	-
Límite 1 =	133,68	-
Fe =	668,66	ksi
Fcr =	2,745	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	454,64	tonf
Pu =	12,4438	tonf
Cumple la sección		

2. Pandeo torsional y flexo torsional		
G =	790,00	tonf/cm2
Cw =	0,00	cm6
Fe =	615,69	tonf/cm2
Fcr =	2,803	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	464,12	tonf
Pu =	12,4438	tonf
Cumple la sección		

3. Pandeo torsional y flexo torsional		
Pu =	12,4438	tonf
Φc =	0,90	-
Pn =	465,0048	tonf
Pu / Pc	0,0268	-
Φb =	0,90	-
Mrx =	465,83	tonf-cm
Mcx =	4020,78	tonf-cm
Mry =	37,35	tonf-cm
Mcy =	4020,78	tonf-cm
Comprobación		
0,139	<	1,0
Cumple la capacidad de esfuerzos combinados		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	10,50	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	50,00	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	75,82	tonf/cm2
Vu =	2,11	tonf/cm2
Cumple la sección		



COLUMNAS DE SEGUNDA PLANTA - A1

C25x25x2			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de placas:	t =	2,00	cm
Base columna compuesta:	b =	25,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	25,00	cm
Base sin espesores:	b1=	21,00	cm
Altura sin espesores:	h1 =	21,00	cm
Área de columna:	A =	184,00	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	16345,30	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	16345,30	cm4
Módulo Polar:	J =	25477,50	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	1591,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	1591,00	cm3
Límite de esbelto/no esbelto:	λ =	10,500	-
Límite SC del ala:	λala =	10,500	-
Límite SC del alma:	λalma =	10,500	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

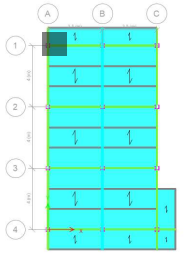
Cálculos		
rx =	9,43	cm
ry =	9,43	cm
K =	0,65	-
L =	3,00	m
Comprobación esbelto/no esbelto		
λr =	39,74	-
No esbelto		

1. Pandeo por flexión		
KL / r	20,69	-
Límite 1 =	133,68	-
Fe =	668,66	ksi
Fcr =	2,745	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	454,64	tonf
Pu =	9,7892	tonf
Cumple la sección		

2. Pandeo torsional y flexo torsional		
G =	790,00	tonf/cm2
Cw =	0,00	cm6
Fe =	615,69	tonf/cm2
Fcr =	2,803	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	464,12	tonf
Pu =	9,7892	tonf
Cumple la sección		

3. Pandeo torsional y flexo torsional		
Pu =	9,7892	tonf
Φc =	0,90	-
Pn =	465,0048	tonf
Pu / Pc	0,0211	-
Φb =	0,90	-
Mrx =	474,47	tonf-cm
Mcx =	4020,78	tonf-cm
Mry =	6,47	tonf-cm
Mcy =	4020,78	tonf-cm
Comprobación		
0,130	<	1,0
Cumple la capacidad de esfuerzos combinados		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	10,50	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	50,00	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	75,82	tonf/cm2
Vu =	2,13	tonf/cm2
Cumple la sección		



COLUMNAS DE SEGUNDA PLANTA - B1

C25x25x2

Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de placas:	t =	2,00	cm
Base columna compuesta:	b =	25,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	25,00	cm
Base sin espesores:	b1=	21,00	cm
Altura sin espesores:	h1 =	21,00	cm
Área de columna:	A =	184,00	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	16345,30	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	16345,30	cm4
Módulo Polar:	J =	25477,50	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	1591,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	1591,00	cm3
Límite de esbelto/no esbelto:	λ =	10,500	-
Límite SC del ala:	λala =	10,500	-
Límite SC del alma:	λalma =	10,500	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos

rx =	9,43	cm
ry =	9,43	cm
K =	0,65	-
L =	3,00	m
Comprobación esbelto/no esbelto		
λr =	39,74	-
No esbelto		

1. Pandeo por flexión

KL / r	20,69	-
Límite 1 =	133,68	-
Fe =	668,66	ksi
Fcr =	2,745	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	454,64	tonf
Pu =	18,0138	tonf
Cumple la sección		

2. Pandeo torsional y flexo torsional

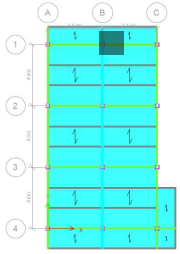
G =	790,00	tonf/cm2
Cw =	0,00	cm6
Fe =	615,69	tonf/cm2
Fcr =	2,803	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	464,12	tonf
Pu =	18,0138	tonf
Cumple la sección		

3. Pandeo torsional y flexo torsional

Pu =	15,5228	tonf
Φc =	0,90	-
Pn =	465,0048	tonf
Pu / Pc	0,0334	-
Φb =	0,90	-
Mrx =	486,00	tonf-cm
Mcx =	4020,78	tonf-cm
Mry =	37,39	tonf-cm
Mcy =	4020,78	tonf-cm
Comprobación		
0,147	<	1,0
Cumple la capacidad de esfuerzos combinados		

4. Resistencia por cortante

h/tw =	10,50	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	50,00	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	75,82	tonf/cm2
Vu =	2,18	tonf/cm2
Cumple la sección		



COLUMNAS DE SEGUNDA PLANTA - C1

C25x25x2

Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de placas:	t =	2,00	cm
Base columna compuesta:	b =	25,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	25,00	cm
Base sin espesores:	b1=	21,00	cm
Altura sin espesores:	h1 =	21,00	cm
Área de columna:	A =	184,00	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	16345,30	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	16345,30	cm4
Módulo Polar:	J =	25477,50	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	1591,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	1591,00	cm3
Límite de esbelto/no esbelto:	λ =	10,500	-
Límite SC del ala:	λala =	10,500	-
Límite SC del alma:	λalma =	10,500	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos

rx =	9,43	cm
ry =	9,43	cm
K =	0,65	-
L =	3,00	m
Comprobación esbelto/no esbelto		
λr =	39,74	-
No esbelto		

1. Pandeo por flexión

KL / r	20,69	-
Límite 1 =	133,68	-
Fe =	668,66	ksi
Fcr =	2,745	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	454,64	tonf
Pu =	9,8391	tonf
Cumple la sección		

2. Pandeo torsional y flexo torsional

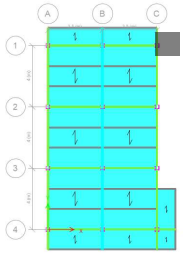
G =	790,00	tonf/cm2
Cw =	0,00	cm6
Fe =	615,69	tonf/cm2
Fcr =	2,803	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	464,12	tonf
Pu =	9,8391	tonf
Cumple la sección		

3. Pandeo torsional y flexo torsional

Pu =	9,8391	tonf
Φc =	0,90	-
Pn =	465,0048	tonf
Pu / Pc	0,0212	-
Φb =	0,90	-
Mrx =	481,12	tonf-cm
Mcx =	4020,78	tonf-cm
Mry =	4,42	tonf-cm
Mcy =	4020,78	tonf-cm
Comprobación		
0,131	<	1,0
Cumple la capacidad de esfuerzos combinados		

4. Resistencia por cortante

h/tw =	10,50	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	50,00	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	75,82	tonf/cm2
Vu =	2,14	tonf/cm2
Cumple la sección		



Diseño de Columnas HA - Planta Baja

COLUMNA B1 - SENTIDO X

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	35	cm
Hc =	35	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	12	mm
Ø varilla =	16	mm
d viga =	29	cm
K =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
Ey =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
u =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N*m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$\alpha = 1.25$$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	35	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		1,508%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil

Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda					
Superior	As		4,21		cm2
Inferior	As		3,39		cm2
a	4,334	cm	Mp	5,931	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,851	tonf-m
Mv			10,782		tonf-m
Viga Derecha					
Superior	As		4,21		cm2
Inferior	As		3,39		cm2
a	4,334	cm	Mp	5,931	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,851	tonf-m
Mv			10,782		tonf-m

Pu1 =	9,494	tonf
Pu2 =	19,6160	tonf

Mr1	8,45	tonf-m
Mr2	9,50	tonf-m
Mc	17,95	tonf-m

Viga Izquierda	1,70	Cumple
Viga Derecha	1,665	Cumple

Diseño Acero Transversal

Máximos por Normativa (NEC-15)

Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	25,8	cm
Área Mínima	3,12	cm2

Diseño Estribos Eje X

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av		3,83		cm2

Diseño Estribos Eje Y

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av		3,83		cm2

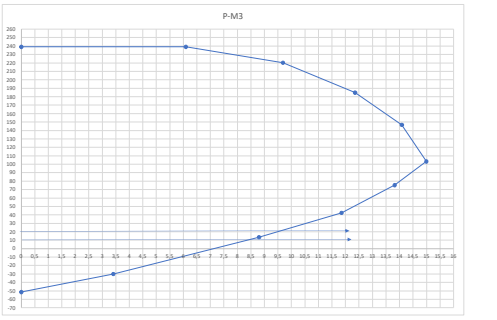
Cortante por Capacidad

Pu	19,62	ton
Mpr 1 = Mpr 2	11,88	ton-m
Vu	7,92	ton
ϕ6 Pu > Ag*f'c/209		S
Vc	8,21	ton
Vs	2,34	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	199,85	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas

db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	239,0808
6,0883	239,0808
9,683	220,2277
12,3536	184,8103
14,0821	146,6047
14,9902	103,3208
13,8205	75,2197
11,8488	42,3937
8,7997	13,4991
3,4062	-30,1115
0	-51,45

COLUMNA B1 - SENTIDO Y

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	35	cm
Hc =	35	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	12	mm
Ø varilla =	16	mm
d viga =	29	cm
K =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
Ey =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
u =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N*m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$\alpha = 1.25$$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	35	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		1,508%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil

Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda					
Superior	As		6,16		cm2
Inferior	As		4,52		cm2
a	6,341	cm	Mp	8,353	tonf-m
a	4,653	cm	Mp	6,330	tonf-m
Mv			14,683		tonf-m
Viga Derecha					
Superior	As		6,16		cm2
Inferior	As		4,52		cm2
a	6,341	cm	Mp	8,353	tonf-m
a	4,653	cm	Mp	6,330	tonf-m
Mv			14,683		tonf-m

Pu1 =	11,2027	tonf
Pu2 =	24,9717	tonf

Mr1	8,35	tonf-m
Mr2	9,89	tonf-m
Mc	18,24	tonf-m

Viga Izquierda	1,24	Cumple
Viga Derecha	1,242	Cumple

Diseño Acero Transversal

Máximos por Normativa (NEC-15)

Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	25,8	cm
Área Mínima	3,12	cm2

Diseño Estribos Eje X

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

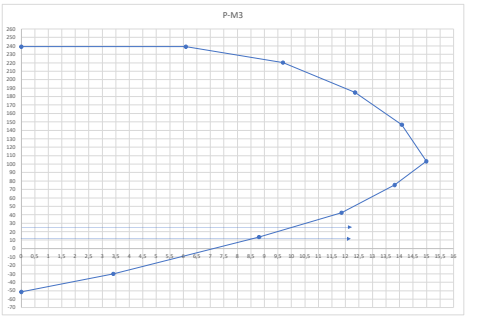
Cortante por Capacidad

Pu	24,97	ton
Mpr 1 = Mpr 2	12,36	ton-m
Vu	8,24	ton
ϕ6 Pu > Ag*f'c/209		S
Vc	8,21	ton
Vs	2,78	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	190,81	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas

db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	239,0808
6,0883	239,0808
9,683	220,2277
12,3536	184,8103
14,0821	146,6047
14,9902	103,3208
13,8205	75,2197
11,8488	42,3937
8,7997	13,4991
3,4062	-30,1115
0	-51,45

COLUMNA B2 - SENTIDO X

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	35	cm
Hc =	35	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
K =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
Ey =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
u =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N*m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$\alpha = 1.25$$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	35	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		1,508%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil

Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda					
Superior	As		4,21		cm2
Inferior	As		3,39		cm2
a	4,334	cm	Mp	5,931	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,851	tonf-m
Mv			10,782		tonf-m
Viga Derecha					
Superior	As		4,21		cm2
Inferior	As		3,39		cm2
a	4,334	cm	Mp	5,931	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,851	tonf-m
Mv			10,782		tonf-m

Pu1 =	14,219	tonf
Pu2 =	29,3213	tonf

Mr1	8,15	tonf-m
Mr2	9,45	tonf-m
Mc	17,6	tonf-m

Viga Izquierda	1,60	Cumple
Viga Derecha	1,632	Cumple

Diseño Acero Transversal

Máximos por Normativa (NEC-15)

Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	26	cm
Área Mínima	3,04	cm2

Diseño Estribos Eje X

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

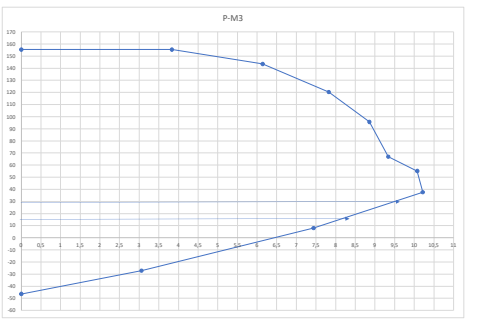
Cortante por Capacidad

Pu	29,32	ton
Mpr 1 = Mpr 2	11,81	ton-m
Vu	7,88	ton
ϕ6 Pu > Ag*f'c/209		S
Vc	8,21	ton
Vs	2,29	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	231,60	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas

db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	155,4025
3,8299	155,4025
6,1413	143,501
7,8237	120,3607
8,858	95,6814
9,3387	66,9555
10,0757	55,1736
10,2145	37,6738
7,437	8,0234
3,0587	-27,1588
0	-46,305

COLUMNA B2 - SENTIDO Y

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	35	cm
Hc =	35	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
K =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
Ey =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
u =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N*m)$$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	35	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	16
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		20,36	cm2
Cuantía		1,662%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil

Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda					
Superior	As		6,16		cm2
Inferior	As		4,52		cm2
a	6,341	cm	Mp	8,353	tonf-m
a	4,653	cm	Mp	6,330	tonf-m
Mv			14,683		tonf-m

Diseño Acero Transversal

Máximos por Normativa (NEC-15)

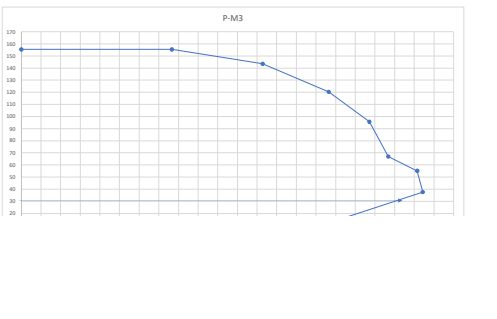
Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	26	cm
Área Mínima	3,04	cm2

Diseño Estribos Eje X

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1



1.02

$$a = \frac{As \cdot \alpha \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

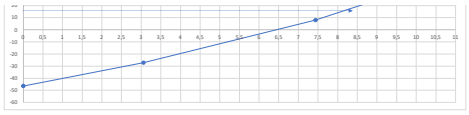
$\alpha = 1.25$

Viga Derecha				
Superior	As		6,16	cm2
Inferior	As		4,52	cm2
a	6,341	cm	Mp	8,353	tonf-m
a	4,653	cm	Mp	6,330	tonf-m
	Mr		14,683	tonf-m
	PU1 =		14,3391	tonf
	PU2 =		30,6646	tonf
	Mn1		8,17	tonf-m
	Mn2		9,55	tonf-m
	Mc		17,72	tonf-m
Viga Izquierda			1,21	Cumple
Viga Derecha			1,207	Cumple

Gancho	8	mm	#	1
Av =			4,34	cm2

Cortante por Capacidad		
Pu	30,66	ton
Mpr 1 = Mpr 2	11,94	ton-m
Vu	7,96	ton
ϕ6 Pu > Ag*f'c/209	SI	
Vc	8,21	ton
Vs	2,40	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	220,88	cm
Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas		
db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	155,4025
3,8299	155,4025
6,1413	143,501
7,8237	120,3607
8,858	95,6814
9,3387	66,9555
10,0757	55,1736
10,2145	37,6738
7,437	8,0234
3,0587	-27,1588
0	-46,305

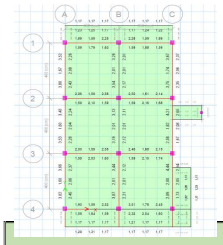
COLUMNA B3 - SENTIDO X

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	35	cm
Hc =	35	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	12	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	28,8	cm
K =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
fy =	0,00207	-
ß =	0,85	-
Ø =	0,75	-
lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 \cdot As(\pm) \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} \times 10^6 \ (N \cdot m)$$

$$a = \frac{As \cdot \alpha \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

$\alpha = 1.25$



Comprobación de Secciones		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	35	cm
Relación	1	Cumple
Comprobación de Refuerzo Longitudinal		
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm] 14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm] 14
Area transversal de Acero (As)	18,47	cm2
Cuantía	1,508%	Cumple
Criterio Columna Fuerte - Viga Débil		
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado		

Viga Izquierda				
Superior	As		4,21	cm2
Inferior	As		3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,887	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,815	tonf-m
	Mr		10,702	tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As		4,21	cm2
Inferior	As		3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,931	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,851	tonf-m
	Mr		10,782	tonf-m
	PU1 =		14,4525	tonf
	PU2 =		29,3276	tonf
	Mn1		10,25	tonf-m
	Mn2		11,65	tonf-m
	Mc		21,90	tonf-m
Viga Izquierda			2,046	Cumple
Viga Derecha			2,031	Cumple

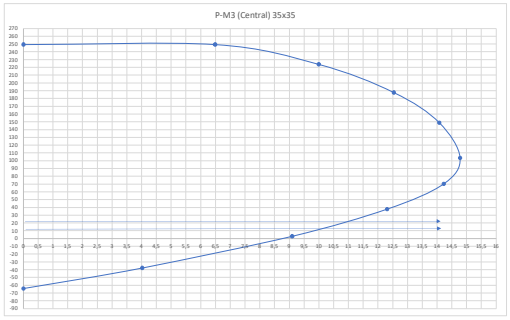
Diseño Acero Transversal		
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	25,5	cm
Area Mínima	3,12	cm2

Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av =			3,83	cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av =			3,83	cm2

Cortante por Capacidad		
Pu	29,33	ton
Mpr 1 = Mpr 2	14,56	ton-m
Vu	9,71	ton
ϕ6 Pu > Ag*f'c/209	SI	
Vc	8,21	ton
Vs	4,73	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	98,99	cm
Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas		
db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	249,3708
6,488	249,3708
9,9955	223,9511
12,5393	187,7237
14,0741	148,7578
14,7779	103,6267
14,2262	70,3308
12,3082	37,8196
9,0956	2,9521
4,0203	-37,7889
0	-64,3125

COLUMNA B3 - SENTIDO Y

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	30	cm
Hv =	35	cm
Bc =	35	cm
Hc =	35	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	34,4	cm
K =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
fy =	0,00207	-
ß =	0,85	-
Ø =	0,75	-
lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 \cdot As(\pm) \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} \times 10^6 \ (N \cdot m)$$

$$a = \frac{As \cdot \alpha \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

$\alpha = 1.25$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	35	cm
Relación	1	Cumple
Comprobación de Refuerzo Longitudinal		
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm] 14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm] 14
Area transversal de Acero (As)	18,47	cm2
Cuantía	1,508%	Cumple
Criterio Columna Fuerte - Viga Débil		
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado		

Viga Izquierda				
Superior	As		6,16	cm2
Inferior	As		4,52	cm2
a	5,284	cm	Mp	10,270	tonf-m
a	3,877	cm	Mp	7,703	tonf-m
	Mr		17,974	tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As		6,16	cm2
Inferior	As		4,52	cm2
a	5,284	cm	Mp	10,270	tonf-m
a	3,877	cm	Mp	7,703	tonf-m
	Mr		17,974	tonf-m
	PU1 =		14,8514	tonf
	PU2 =		30,7472	tonf
	Mn1		10,25	tonf-m
	Mn2		11,75	tonf-m
	Mc		22	tonf-m
Viga Izquierda			1,22	Cumple
Viga Derecha			1,204	Cumple

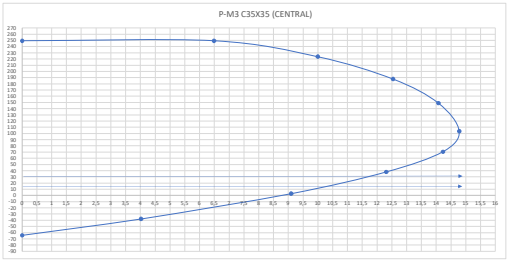
Diseño Acero Transversal		
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	26	cm
Area Mínima	3,04	cm2

Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av =			4,34	cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av =			4,34	cm2

Cortante por Capacidad		
Pu	30,75	ton
Mpr 1 = Mpr 2	14,69	ton-m
Vu	9,79	ton
ϕ6 Pu > Ag*f'c/209	SI	
Vc	8,21	ton
Vs	4,84	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	109,40	cm
Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas		
db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	249,3708
6,488	249,3708
9,9955	223,9511
12,5393	187,7237
14,0741	148,7578
14,7779	103,6267
14,2262	70,3308
12,3082	37,8196
9,0956	2,9521
4,0203	-37,7889
0	-64,3125

COLUMNA B4 - SENTIDO X

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	35	cm
Hc =	35	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
K =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
fy =	0,00207	-
ß =	0,85	-
Ø =	0,75	-
lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 \cdot As(\pm) \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} \times 10^6 \ (N \cdot m)$$

$$a = \frac{As \cdot \alpha \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

$\alpha = 1.25$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	35	cm
Relación	1	Cumple
Comprobación de Refuerzo Longitudinal		
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm] 16
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm] 14
Area transversal de Acero (As)	20,36	cm2
Cuantía	1,662%	Cumple
Criterio Columna Fuerte - Viga Débil		
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado		

Viga Izquierda				
Superior	As		4,21	cm2
Inferior	As		3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,931	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,851	tonf-m
	Mr		10,782	tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As		4,21	cm2
Inferior	As		3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,931	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,851	tonf-m
	Mr		10,782	tonf-m
	PU1 =		10,7859	tonf
	PU2 =		22,2195	tonf
	Mn1		8,39	tonf-m
	Mn2		9,75	tonf-m
	Mc		18,14	tonf-m
Viga Izquierda			1,48	Cumple
Viga Derecha			1,483	Cumple

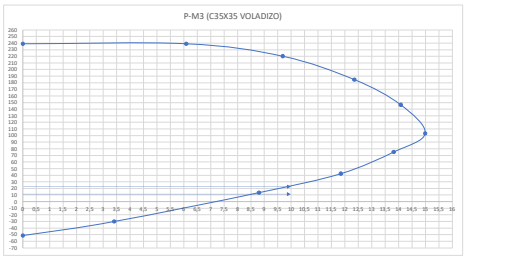
Diseño Acero Transversal		
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	26	cm
Area Mínima	3,04	cm2

Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av =			4,34	cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av =			4,34	cm2

Cortante por Capacidad		
Pu	22,22	ton
Mpr 1 = Mpr 2	12,19	ton-m
Vu	8,13	ton
ϕ6 Pu > Ag*f'c/209	SI	
Vc	8,21	ton
Vs	2,82	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	202,12	cm
Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas		
db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	239,0808
6,0883	239,0808
9,683	220,2277
12,3536	184,8103
14,0821	146,6047
14,9902	103,3208
13,8205	75,2197
11,8488	42,3937
8,7997	13,4991
3,4062	-30,1115
0	-51,45

COLUMNA B4 - SENTIDO Y

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	35	cm
Hc =	35	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
K =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
Ey =	0,00267	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
Lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^5\ (N*m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$\alpha = 1.25$$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	35	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal				
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	16	
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14	
Area transversal de Acero (As)		20,36	cm2	
Cuantía		1,662%	Cumple	

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda				
Superior	As		6,16	cm2
Inferior	As		4,52	cm2
a	6,341	cm	Mp	8,353	tonf-m
a	4,653	cm	Mp	6,330	tonf-m
Mv			14,683	tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As		6,16	cm2
Inferior	As		4,52	cm2
a	6,341	cm	Mp	8,353	tonf-m
a	4,653	cm	Mp	6,330	tonf-m
Mv			14,683	tonf-m

PuT =	12,321	tonf
PuT =	27,6017	tonf

Mn1	8,65	tonf-m
Mn2	10,35	tonf-m
Mc	19	tonf-m

Viga Izquierda	1,29	Cumple
Viga Derecha	1,394	Cumple

Diseño Acero Transversal		
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0	50	cm

S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	26	cm
Área Mínima	3,04	cm2

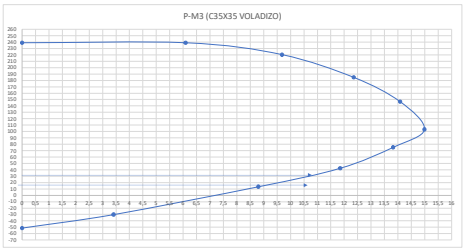
Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Cortante por Capacidad		
Pu	27,61	ton
Mpr 1 = Mpr 2	12,94	ton-m
Vu	8,63	ton
¿Es Pu > Ag*f'c/20?		-
Vc	8,21	ton
Vs	3,29	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	161,14	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas			
db	16	mm	
ld	979,8	mm	
Longitud de Desarrollo	98	cm	
lext	190	mm	
Longitud de Gancho	19	cm	
ldh	254,00	mm	
Longitud de Adherencia	25,5	cm	



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	239,0808
6,0883	239,0808
9,683	220,2277
12,3536	184,8103
14,0821	146,6047
14,9902	103,3208
13,8205	75,2197
11,8488	42,3937
8,7997	13,4991
3,4062	-30,1115
0	-51,45

Diseño de Columnas HA - Planta Baja

COLUMNA A1 - SENTIDO X

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	12	mm
Ø varilla =	14	mm
d viga =	29,1	cm
K =	35,3571429	cm2
εcu =	0,003	-
εy =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
ω =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 \cdot As(\pm) \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} \cdot 10^6\ (N \cdot m)$$

$$a = \frac{As \cdot \alpha \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

$$\alpha = 1.25$$

0.3*Ag*f'c 64.8 tonf

Comprobación de Secciones			
Lado Menor	30		cm
Lado Perpendicular	30		cm
Relación	1		Cumple
Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		2,053%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil

Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda				
Superior	As		0	cm2
Inferior	As		0	cm2
a	0,000	cm	Mp	0,000 tonf-m
a	0,000	cm	Mp	0,000 tonf-m
Mv			0,000	tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As		4,21	cm2
Inferior	As		3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,953 tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,869 tonf-m
Mv			10,821	tonf-m

PU1 =	6,7099	tonf
PU2 =	14,7341	tonf

Mn1	8,45	tonf-m
Mn2	8,99	tonf-m
Mc	17,437	tonf-m

Viga Izquierda	#DIV/0!	#DIV/0!
Viga Derecha	1,611	Cumple



Estribo	12	mm
Gancho	75	mm
Diametro de Dot	48	mm
Estribo	10	mm
Gancho	75	mm
Diametro de Dot	40	mm

Diseño Acero Transversal		
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0 =	50	cm
Separación L0	8,4	cm
Separación fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	20,8	cm
Area Mínima	3,24	cm2

Diseño Estribos Eje X

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	10	mm	#	0
Av		3,83		cm2

Diseño Estribos Eje Y

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av		3,83		cm2

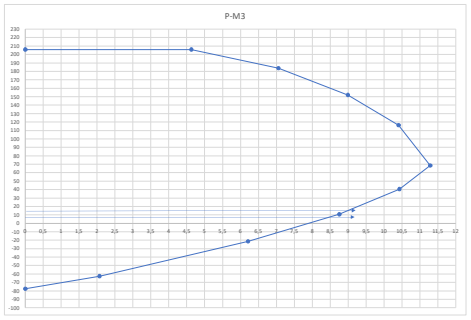
Cortante por Capacidad

Pu	14,73	ton
Mpr 1 + Mpr 2	11,23	ton-m
Vu	7,49	ton
¿Es Pu > Ag*f'c/20?		SI
Vc	8,21	ton
Vs	1,77	ton
Nuevo Peralte (d)	24,1	cm
S por Demanda	218,70	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas

db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8,9899	152,0479
10,4055	116,332
11,2888	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

COLUMNA A1 - SENTIDO Y

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
K =	35,3571429	cm2
εcu =	0,003	-
εy =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
ω =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 \cdot As(\pm) \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} \cdot 10^6\ (N \cdot m)$$

$$a = \frac{As \cdot \alpha \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

$$\alpha = 1.25$$

Comprobación de Secciones			
Lado Menor	30		cm
Lado Perpendicular	30		cm
Relación	1		Cumple
Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		2,053%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil

Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda				
Superior	As		5,15	cm2
Inferior	As		3,39	cm2
a	5,301	cm	Mp	7,151 tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,869 tonf-m
Mv			12,020	tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As		5,15	cm2
Inferior	As		3,39	cm2
a	5,301	cm	Mp	7,151 tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,869 tonf-m
Mv			12,020	tonf-m

PU1 =	6,2334	tonf
PU2 =	13,4887	tonf

Mn1	8,40	tonf-m
Mn2	8,80	tonf-m
Mc	17,2	tonf-m

Viga Izquierda	1,40	Cumple
Viga Derecha	1,431	Cumple

Diseño Acero Transversal		
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0 =	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	21	cm
Area Mínima	3,15	cm2

Diseño Estribos Eje X

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

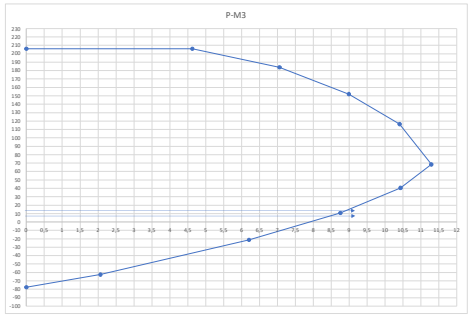
Cortante por Capacidad

Pu	13,49	ton
Mpr 1 + Mpr 2	11,00	ton-m
Vu	7,33	ton
¿Es Pu > Ag*f'c/20?		SI
Vc	8,21	ton
Vs	1,57	ton
Nuevo Peralte (d)	24,1	cm
S por Demanda	280,19	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas

db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8,9899	152,0479
10,4055	116,332
11,2888	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

COLUMNA A2 - SENTIDO X

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	12	mm
Ø varilla =	14	mm
d viga =	29,1	cm
K =	35,3571429	cm2
εcu =	0,003	-
εy =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
ω =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 \cdot As(\pm) \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} \cdot 10^6\ (N \cdot m)$$

$$a = \frac{As \cdot \alpha \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

$$\alpha = 1.25$$

Comprobación de Secciones			
Lado Menor	30		cm
Lado Perpendicular	30		cm
Relación	1		Cumple
Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		2,053%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil

Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda				
Superior	As		0	cm2
Inferior	As		0	cm2
a	0,000	cm	Mp	0,000 tonf-m
a	0,000	cm	Mp	0,000 tonf-m
Mv			0,000	tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As		4,21	cm2
Inferior	As		3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,953 tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,869 tonf-m
Mv			10,821	tonf-m

PU1 =	8,9929	tonf
PU2 =	19,2498	tonf

Mn1	8,60	tonf-m
Mn2	9,18	tonf-m
Mc	17,78	tonf-m

Viga Izquierda	#DIV/0!	#DIV/0!
Viga Derecha	1,643	Cumple

Diseño Acero Transversal		
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0 =	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	20,8	cm
Area Mínima	3,24	cm2

Diseño Estribos Eje X

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av		3,83		cm2

Diseño Estribos Eje Y

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av		3,83		cm2

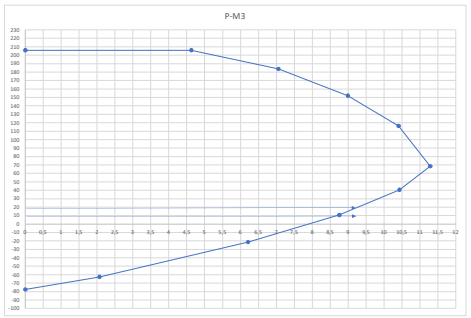
Cortante por Capacidad

Pu	19,25	ton
Mpr 1 + Mpr 2	11,48	ton-m
Vu	7,65	ton
¿Es Pu > Ag*f'c/20?		SI
Vc	8,21	ton
Vs	1,99	ton
Nuevo Peralte (d)	24,1	cm
S por Demanda	195,14	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas

db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8,9899	152,0479
10,4055	116,332
11,2888	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

COLUMNA A2 - SENTIDO Y

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	12	mm
Ø varilla =	14	mm
d viga =	29,1	cm
K =	35,3571429	cm2
εcu =	0,003	-
εy =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
ω =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 \cdot As(\pm) \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} \cdot 10^6\ (N \cdot m)$$

Comprobación de Secciones			
Lado Menor	30		cm
Lado Perpendicular	30		cm
Relación	1		Cumple
Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		2,053%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil

Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda				
Superior	As		5,15	cm2
Inferior	As		3,39	cm2
a	5,301	cm	Mp	7,151 tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,869 tonf-m
Mv			12,020	tonf-m

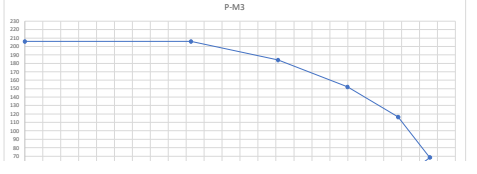
Diseño Acero Transversal		
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0 =	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	20,8	cm
Area Mínima	3,24	cm2

Diseño Estribos Eje X

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1



1.02

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

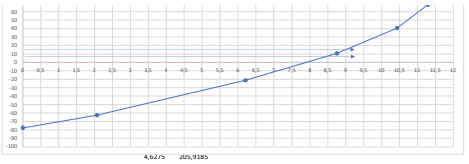
$\alpha = 1.25$

Viga Derecha			
Superior	As	3,15	cm2
Inferior	As	3,39	cm2
a	5,301	cm	Mp	7,151	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,869	tonf-m
		Mv	12,020	tonf-m
		Pu1 =	7,5569	tonf
		Pu2 =	15,2587	tonf
		Mn1	8,47	tonf-m
		Mn2	9,03	tonf-m
		Mc	17,5	tonf-m
Viga Izquierda			1,50	Cumple
Viga Derecha			1,464	Cumple

Gancho	8	mm	#	1
Av			4,34	cm2

Cortante por Capacidad			
Pu	15,26	ton
Mpr 1 + Mpr 2	11,29	ton-m
Vu	7,53	ton
¿Es Pu > Ag*f'c/20?		Si
Vc	8,21	ton
Vs	1,82	ton
Nuevo Peralte (d)	24,1	cm
S por Demanda	240,90	cm
Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas			
db	16	mm	
ld	979,8	mm	
Longitud de Desarrollo	98	cm	
lsol	190	mm	
Longitud de Gancho	19	cm	
ldh	254,02	mm	
Longitud de Adherencia	25,5	cm	



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8,9899	152,0479
10,4055	116,332
11,2888	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

COLUMNA A3 - SENTIDO X

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	12	mm
Ø varilla =	14	mm
d viga =	29,1	cm
K =	35,3557429	cm2
Ecu =	0,003	-
Fy =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N * m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$\alpha = 1.25$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	30	cm
Lado Perpendicular	30	cm
Relación	1	Cumple
Comprobación de Refuerzo Longitudinal		
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)	18,47	cm2
Cuantía	2,053%	Cumple
Criterio Columna Fuerte - Viga Débil		
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado		

Viga Izquierda				
Superior	As	0	cm2
Inferior	As	0	cm2
a	0,000	cm	Mp	0,000	tonf-m
a	0,000	cm	Mp	0,000	tonf-m
		Mv	0,000	tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As	4,21	cm2
Inferior	As	3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,953	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,869	tonf-m
		Mv	10,821	tonf-m
		Pu1 =	8,8839	tonf
		Pu2 =	18,3585	tonf
		Mn1	8,35	tonf-m
		Mn2	9,17	tonf-m
		Mc	17,72	tonf-m
Viga Izquierda			#DIV/0!	#DIV/0!
Viga Derecha			1,437	Cumple

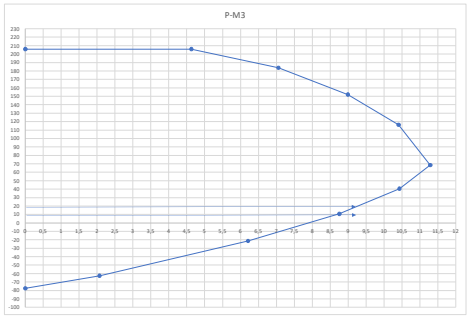
Diseño Acero Transversal			
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	20,8	cm
Area Mínima	3,24	cm2

Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av			3,83	cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av			3,83	cm2

Cortante por Capacidad			
Pu	18,36	ton
Mpr 1 + Mpr 2	11,46	ton-m
Vu	7,64	ton
¿Es Pu > Ag*f'c/20?		Si
Vc	8,21	ton
Vs	1,98	ton
Nuevo Peralte (d)	24,1	cm
S por Demanda	196,23	cm
Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas			
db	16	mm	
ld	979,8	mm	
Longitud de Desarrollo	98	cm	
lsol	190	mm	
Longitud de Gancho	19	cm	
ldh	254,02	mm	
Longitud de Adherencia	25,5	cm	



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8,9899	152,0479
10,4055	116,332
11,2888	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

COLUMNA A2 - SENTIDO Y

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	12	mm
Ø varilla =	14	mm
d viga =	29,1	cm
K =	35,3557429	cm2
Ecu =	0,003	-
Fy =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N * m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$\alpha = 1.25$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	30	cm
Lado Perpendicular	30	cm
Relación	1	Cumple
Comprobación de Refuerzo Longitudinal		
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)	18,47	cm2
Cuantía	2,053%	Cumple
Criterio Columna Fuerte - Viga Débil		
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado		

Viga Izquierda				
Superior	As	3,15	cm2
Inferior	As	3,39	cm2
a	5,301	cm	Mp	7,151	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,869	tonf-m
		Mv	12,020	tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As	4,21	cm2
Inferior	As	3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,953	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,869	tonf-m
		Mv	10,821	tonf-m
		Pu1 =	7,5233	tonf
		Pu2 =	14,6874	tonf
		Mn1	8,35	tonf-m
		Mn2	8,85	tonf-m
		Mc	17,2	tonf-m
Viga Izquierda			1,50	Cumple
Viga Derecha			1,589	Cumple

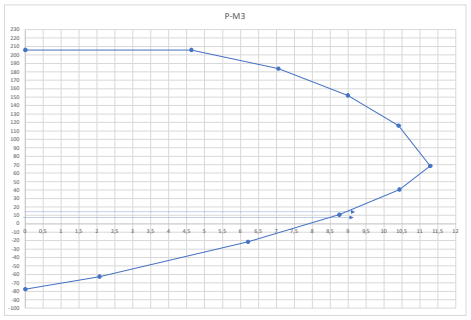
Diseño Acero Transversal			
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	20,8	cm
Area Mínima	3,24	cm2

Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av			3,83	cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av			3,83	cm2

Cortante por Capacidad			
Pu	14,69	ton
Mpr 1 + Mpr 2	11,06	ton-m
Vu	7,38	ton
¿Es Pu > Ag*f'c/20?		Si
Vc	8,21	ton
Vs	1,62	ton
Nuevo Peralte (d)	24,1	cm
S por Demanda	239,23	cm
Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas			
db	16	mm	
ld	979,8	mm	
Longitud de Desarrollo	98	cm	
lsol	190	mm	
Longitud de Gancho	19	cm	
ldh	254,02	mm	
Longitud de Adherencia	25,5	cm	



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8,9899	152,0479
10,4055	116,332
11,2888	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

COLUMNA A4 - SENTIDO X

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	12	mm
Ø varilla =	14	mm
d viga =	29,1	cm
K =	35,3557429	cm2
Ecu =	0,003	-
Fy =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N * m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$\alpha = 1.25$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	30	cm
Lado Perpendicular	30	cm
Relación	1	Cumple
Comprobación de Refuerzo Longitudinal		
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)	18,47	cm2
Cuantía	2,053%	Cumple
Criterio Columna Fuerte - Viga Débil		
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado		

Viga Izquierda				
Superior	As	0	cm2
Inferior	As	0	cm2
a	0,000	cm	Mp	0,000	tonf-m
a	0,000	cm	Mp	0,000	tonf-m
		Mv	0,000	tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As	4,21	cm2
Inferior	As	3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,953	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,869	tonf-m
		Mv	10,821	tonf-m
		Pu1 =	7,4334	tonf
		Pu2 =	16,4827	tonf
		Mn1	8,35	tonf-m
		Mn2	9,05	tonf-m
		Mc	17,4	tonf-m
Viga Izquierda			#DIV/0!	#DIV/0!
Viga Derecha			1,408	Cumple

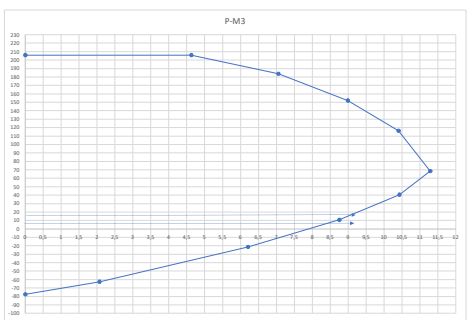
Diseño Acero Transversal			
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	20,8	cm
Area Mínima	3,24	cm2

Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av			3,83	cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av			3,83	cm2

Cortante por Capacidad			
Pu	16,68	ton
Mpr 1 + Mpr 2	11,31	ton-m
Vu	7,54	ton
¿Es Pu > Ag*f'c/20?		Si
Vc	8,21	ton
Vs	1,84	ton
Nuevo Peralte (d)	24,1	cm
S por Demanda	210,41	cm
Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas			
db	16	mm	
ld	979,8	mm	
Longitud de Desarrollo	98	cm	
lsol	190	mm	
Longitud de Gancho	19	cm	
ldh	254,02	mm	
Longitud de Adherencia	25,5	cm	



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8,9899	152,0479
10,4055	116,332
11,2888	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

COLUMNA A4 - SENTIDO Y

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	12	mm
Ø varilla =	14	mm
d viga =	29.1	cm
fi =	35.33571429	cm2
Ecu =	0.003	-
fy =	0.00207	-
β =	0.85	-
Ø =	0.75	-
lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N * m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$\alpha = 1.25$$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	30	cm
Lado Pependicular	30	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	0	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		2,053%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda					
Superior	As			4,21	cm2
Inferior	As			3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,953	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,869	tonf-m
	Mv			10,821	tonf-m

Viga Derecha					
Superior	As			4,21	cm2
Inferior	As			3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,953	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,869	tonf-m
	Mv			10,821	tonf-m

PU1 =	7,4334 tonf
PU2 =	15,5008 tonf

Mn1	8,35 tonf-m
Mn2	8,85 tonf-m
Mc	17,2 tonf-m

Viga Izquierda	1,60	Cumple
Viga Derecha	1,589	Cumple

Diseño Acero Transversal		
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0	50	cm

S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	20,8	cm
Area Mínima	3,24	cm2

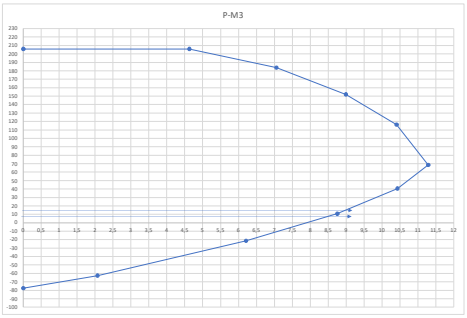
Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Cortante por Capacidad		
Pu	15,50	ton
Mpr 1 + Mpr 2	11,06	ton-m
Vu	7,38	ton
¿Es Pu > Ag*f'c/20?		Si
Vc	8,21	ton
Vs	1,62	ton
Nuevo Peralte (d)	24,1	cm
S por Demanda	270,62	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas			
db	14	mm	
ld	979,8	mm	
Longitud de Desarrollo	98	cm	
lext	190	mm	
Longitud de Gancho	19	cm	
ldh	254,02	mm	
Longitud de Adherencia	25,5	cm	

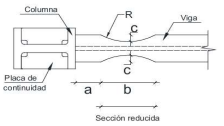


Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8,9899	152,0479
10,4055	116,332
11,2888	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

DISEÑO DE VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL

VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE 1 - VIGA AB

IPE270			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	1,020	cm
Espesor de alma:	tw =	0,66	cm
Base columna compuesta:	b =	13,50	cm
Altura columna compuesta:	h =	27,00	cm
Base sin espesores:	b1 =	11,46	cm
Altura sin espesores:	h1 =	24,96	cm
Área de columna:	A =	45,90	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	5790,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	420,00	cm4
Módulo Polar:	J =	15,90	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	484,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	97,00	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	70577,90	cm6
Límite SC del ala:	λala =	5,845	-
Límite SC del alma:	λalma =	37,818	-



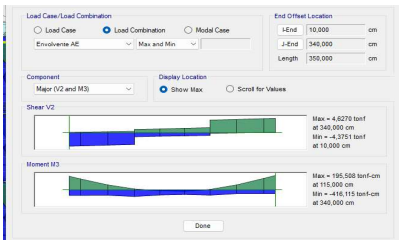
Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

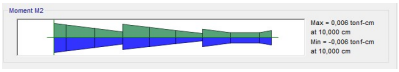
Cálculos		
rx =	11,23	cm
ry =	3,02	cm
Lb =	1,20	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	37,82	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	17,82	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	27,02	tonf/cm2
Vu =	4,375	tonf/cm2
Cumple la sección		

1. Longitudes límites		
c =	1,00	-
Sx =	242,00	cm3
rts =	4,74	cm
Lp =	1,33	m
Lr =	8,19	m
Fcr =	37,02	tonf/cm2
La zona 1, controla		
M1 = Mp =	1359,07	tonf-cm
M2 =	-8,68	tonf-cm
M3 =	1359,07	tonf-cm
ΦMn =	1223,16	tonf-cm
Mu =	416,115	tonf-cm
Filosofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple		

1. Longitudes límites		
c =	1,00	-
Sx =	242,00	cm3
rts =	4,74	cm
Lp =	1,33	m
Lr =	8,19	m
Fcr =	37,02	tonf/cm2
La zona 1, controla		
M1 = Mp =	272,38	tonf-cm
M2 =	-8,68	tonf-cm
M3 =	272,38	tonf-cm
ΦMn =	245,14	tonf-cm
Mu =	0,00600	tonf-cm
Filosofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple		



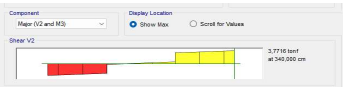


Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida

5. Sección de Viga Reducida		
6,75	≤ a ≤	10,125
17,55	≤ b ≤	22,95
1,35	≤ c ≤	3,375
a =	8	cm
b =	18	cm
c =	2,5	cm
Chequeo esbeltez local		
R =	17,45	cm
bf_{VSR} =	8,500	cm
λala =	4,1667	-
El ala de VSR es sísmicamente compacto		

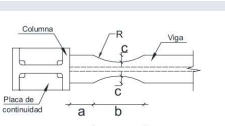
6. Momento Probable en VSR		
Z_{VSR} =	351,502	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	1539,747	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	384	cm
Vgrav =	3,7716	tonf
V_{VSR} =	11,79	tonf
Sh =	17,00	cm
Mf =	1740,20	tonf-cm
Mpe =	1766,79	tonf-cm
Cumple la condición		

7. Resistencia al Cortante V-C		
Vu =	15,563	tonf
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
tpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf
Cumple la condición		



VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE 1 - VIGA BC

IPE270			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	1,020	cm
Espesor de alma:	tw =	0,66	cm
Base columna compuesta:	b =	13,50	cm
Altura columna compuesta:	h =	27,00	cm
Base sin espesores:	b1 =	11,46	cm
Altura sin espesores:	h1 =	24,96	cm
Área de columna:	A =	45,90	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	5790,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	420,00	cm4
Módulo Polar:	J =	15,90	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	484,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	97,00	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	70577,90	cm6
Límite SC del ala:	λala =	5,845	-
Límite SC del alma:	λalma =	37,818	-



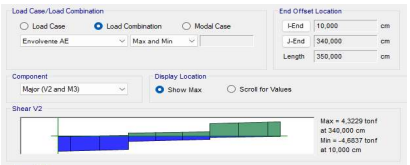
Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

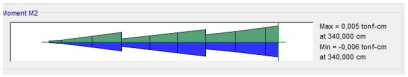
Cálculos		
rx =	11,23	cm
ry =	3,02	cm
Lb =	1,20	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	37,82	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	17,82	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	27,02	tonf/cm2
Vu =	4,6837	tonf/cm2
Cumple la sección		

1. Longitudes límites		
c =	1,00	-
Sx =	242,00	cm3
rts =	4,74	cm
Lp =	1,33	m
Lr =	8,19	m
Fcr =	37,02	tonf/cm2
La zona 1, controla		
M1 = Mp =	1359,07	tonf-cm
M2 =	-8,68	tonf-cm
M3 =	1359,07	tonf-cm
ΦMn =	1223,16	tonf-cm
Mu =	424,017	tonf-cm
Filosofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple		

1. Longitudes límites		
c =	1,00	-
Sx =	242,00	cm3
rts =	4,74	cm
Lp =	1,33	m
Lr =	8,19	m
Fcr =	37,02	tonf/cm2
La zona 1, controla		
M1 = Mp =	272,38	tonf-cm
M2 =	-8,68	tonf-cm
M3 =	272,38	tonf-cm
ΦMn =	245,14	tonf-cm
Mu =	0,006	tonf-cm
Filosofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple		



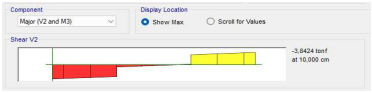


Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida

5. Sección de Viga Reducida		
6,75	≤ a ≤	10,125
17,55	≤ b ≤	22,95
1,35	≤ c ≤	3,375
a =	7	cm
b =	14	cm
c =	2,5	cm
Chequeo esbeltez local		
R =	11,05	cm
bf_{VSR} =	8,500	cm
λala =	4,166666667	-
El ala de VSR es sísmicamente compacto		

6. Momento Probable en VSR		
Z_{VSR} =	351,502	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	1539,747	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	386	cm
Vgrav =	3,8424	tonf
V_{VSR} =	11,82	tonf
Sh =	14,00	cm
Mf =	1705,23	tonf-cm
Mpe =	1766,79	tonf-cm
Cumple la condición		

7. Resistencia al Cortante V-C		
Vu =	15,663	tonf
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
tpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf
Cumple la condición		



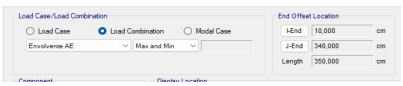
VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE 2 - VIGA AB

IPE270			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	1,020	cm
Espesor de alma:	tw =	0,66	cm
Base columna compuesta:	b =	13,50	cm
Altura columna compuesta:	h =	27,00	cm
Base sin espesores:	b1 =	11,46	cm
Altura sin espesores:	h1 =	24,96	cm
Área de columna:	A =	45,90	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	5790,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	420,00	cm4
Módulo Polar:	J =	15,90	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	484,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	97,00	cm3

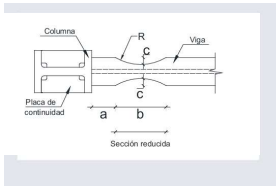
Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos		
rx =	11,23	cm
ry =	3,02	cm
Lb =	1,20	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

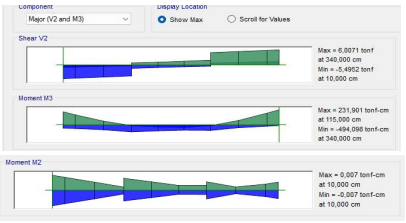
4. Resistencia por cortante		
h/tw =	37,82	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	17,82	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	27,02	tonf/cm2
Vu =	6,0071	tonf/cm2
Cumple la sección		



Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	70577,90	cm6
Límite SC del ala:	λala =	5,845	-
Límite SC del alma:	λalma =	37,818	-



1. Longitudes límites					
c =	1,00	-	c =	1,00	-
Sx =	242,00	cm3	Sx =	242,00	cm3
rts =	4,74	cm	rts =	4,74	cm
Lp =	1,33	m	Lp =	1,33	m
Lr =	8,19	m	Lr =	8,19	m
Fcr =	37,02	tonf/cm2	Fcr =	37,02	tonf/cm2
La zona 1, controla			La zona 1, controla		
M1 = Mp =	1359,07	tonf-cm	M1 = Mp =	272,38	tonf-cm
M2 =	-8,68	tonf-cm	M2 =	-8,68	tonf-cm
M3 =	1359,07	tonf-cm	M3 =	272,38	tonf-cm
ΦMn =	1223,16	tonf-cm	ΦMn =	245,14	tonf-cm
Mu =	494,098	tonf-cm	Mu =	0,00700	tonf-cm
Filsofía de Diseño			Filsofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$			$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple			Cumple		



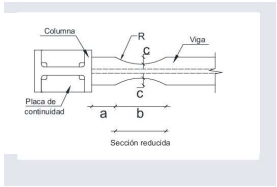
Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida							
5. Sección de Viga Reducida				6. Momento Probable en VSR		7. Resistencia al Cortante V-C	
6,75	≤ a ≤	10,125		Z_{vsr} =	311,753	cm3	Vu = 17,429 tonf
17,55	≤ b ≤	22,95		Fu =	52,619	ksi	Fypc = 36 ksi
1,35	≤ c ≤	3,375		Cpr =	1,2	-	hpc = 25 cm
a =	9	cm		Mpr =	1365,626	tonf-cm	tpc = 2,0 cm
b =	23	cm		f1 =	1	-	ΦvV = 126,36 tonf
c =	3,25	cm		Lh =	382	cm	Cumple la condición
Chequeo esbeltez local				Vgrav =	5,1395	tonf	
R =	21,97115385	cm		V_{vsr} =	12,29	tonf	
bf_{vsr} =	7,000	cm		Sh =	20,50	cm	
λala =	3,431372549	-		Mf =	1617,56	tonf-cm	
El ala de VSR es sísmicamente compacto				Mpe =	1766,79	tonf-cm	
				Cumple la condición			



VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE 2 - VIGA BC

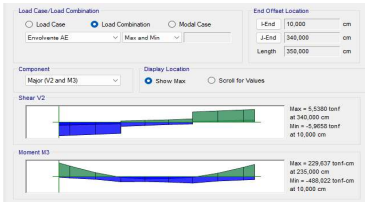
IPE 270			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	1,020	cm
Espesor de alma:	tw =	0,66	cm
Base columna compuesta:	b =	13,50	cm
Altura columna compuesta:	h =	27,00	cm
Base sin espesores:	b1 =	11,46	cm
Altura sin espesores:	h1 =	24,96	cm
Área de columna:	A =	45,90	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	5790,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	420,00	cm4
Módulo Polar:	J =	15,90	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	484,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	97,00	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	70577,90	cm6
Límite SC del ala:	λala =	5,845	-
Límite SC del alma:	λalma =	37,818	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1,3	1,15
ASTM A572 Gr. 50	1,1	1,25
ASTM A588 Gr. 50	1,15	1,15



Cálculos		
rx =	11,23	cm
ry =	3,02	cm
Lb =	1,20	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	37,82	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	17,82	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	27,02	tonf/cm2
Vu =	5,9658	tonf/cm2
Cumple la sección		



1. Longitudes límites					
c =	1,00	-	c =	1,00	-
Sx =	242,00	cm3	Sx =	242,00	cm3
rts =	4,74	cm	rts =	4,74	cm
Lp =	1,33	m	Lp =	1,33	m
Lr =	8,19	m	Lr =	8,19	m
Fcr =	37,02	tonf/cm2	Fcr =	37,02	tonf/cm2
La zona 1, controla			La zona 1, controla		
M1 = Mp =	1359,07	tonf-cm	M1 = Mp =	272,38	tonf-cm
M2 =	-8,68	tonf-cm	M2 =	-8,68	tonf-cm
M3 =	1359,07	tonf-cm	M3 =	272,38	tonf-cm
ΦMn =	1223,16	tonf-cm	ΦMn =	245,14	tonf-cm
Mu =	488,022	tonf-cm	Mu =	0,006	tonf-cm
Filsofía de Diseño			Filsofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$			$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple			Cumple		

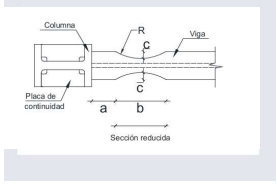
Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida							
5. Sección de Viga Reducida				6. Momento Probable en VSR		7. Resistencia al Cortante V-C	
6,75	≤ a ≤	10,125		Z_{vsr} =	311,753	cm3	Vu = 17,322 tonf
17,55	≤ b ≤	22,95		Fu =	52,619	ksi	Fypc = 36 ksi
1,35	≤ c ≤	3,375		Cpr =	1,2	-	hpc = 25 cm
a =	9	cm		Mpr =	1365,626	tonf-cm	tpc = 2,0 cm
b =	23	cm		f1 =	1	-	ΦvV = 126,36 tonf
c =	3,25	cm		Lh =	382	cm	Cumple la condición
Chequeo esbeltez local				Vgrav =	5,0863	tonf	
R =	21,97115385	cm		V_{vsr} =	12,24	tonf	
bf_{vsr} =	7,000	cm		Sh =	20,50	cm	
λala =	3,431372549	-		Mf =	1616,47	tonf-cm	
El ala de VSR es sísmicamente compacto				Mpe =	1766,79	tonf-cm	
				Cumple la condición			



VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE 3 - VIGA AB

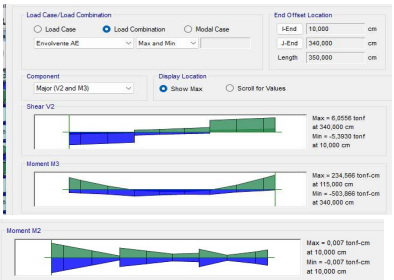
IPE 270			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	1,020	cm
Espesor de alma:	tw =	0,66	cm
Base columna compuesta:	b =	13,50	cm
Altura columna compuesta:	h =	27,00	cm
Base sin espesores:	b1 =	11,46	cm
Altura sin espesores:	h1 =	24,96	cm
Área de columna:	A =	45,90	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	5790,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	420,00	cm4
Módulo Polar:	J =	15,90	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	484,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	97,00	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	70577,90	cm6
Límite SC del ala:	λala =	5,845	-
Límite SC del alma:	λalma =	37,818	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1,3	1,15
ASTM A572 Gr. 50	1,1	1,25
ASTM A588 Gr. 50	1,15	1,15



Cálculos		
rx =	11,23	cm
ry =	3,02	cm
Lb =	1,20	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	37,82	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	17,82	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	27,02	tonf/cm2
Vu =	6,0556	tonf/cm2
Cumple la sección		



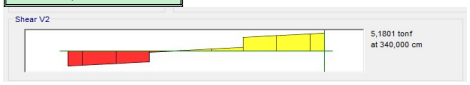
1. Longitudes límites					
c =	1,00	-	c =	1,00	-
Sx =	242,00	cm3	Sx =	242,00	cm3
rts =	4,74	cm	rts =	4,74	cm
Lp =	1,33	m	Lp =	1,33	m
Lr =	8,19	m	Lr =	8,19	m
Fcr =	37,02	tonf/cm2	Fcr =	37,02	tonf/cm2
La zona 1, controla			La zona 1, controla		
M1 = Mp =	1359,07	tonf-cm	M1 = Mp =	272,38	tonf-cm
M2 =	-8,68	tonf-cm	M2 =	-8,68	tonf-cm
M3 =	1359,07	tonf-cm	M3 =	272,38	tonf-cm
ΦMn =	1223,16	tonf-cm	ΦMn =	245,14	tonf-cm
Mu =	503,866	tonf-cm	Mu =	0,007	tonf-cm
Filsofía de Diseño			Filsofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$			$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple			Cumple		

Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida							
5. Sección de Viga Reducida				6. Momento Probable en VSR		7. Resistencia al Cortante V-C	
6,75	≤ a ≤	10,125		Z_{vsr} =	311,753	cm3	Vu = 17,510 tonf

17,55	≤ b ≤	22,95	
1,35	≤ c ≤	3,375	
a =	9	cm	
b =	23	cm	
c =	3,25	cm	
Chequeo esbeltez local			
R =	21,97115385	cm	
bf_{vsr} =	7,000	cm	
λala =	3,431372549	-	
El ala de VSR es sísmicamente compacto			

Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	1365,626	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	382	cm
Vgrav =	5,1801	tonf
V_{vsr} =	12,33	tonf
Sh =	20,50	cm
Mf =	1618,39	tonf-cm
Mpe =	1766,79	tonf-cm
Cumple la condición		

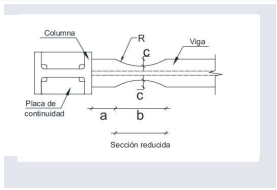
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
tpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf
Cumple la condición		



VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE 3 - VIGA BC

IPE 270

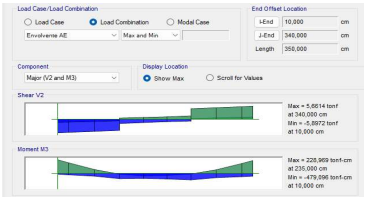
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	1,020	cm
Espesor de alma:	tw =	0,66	cm
Base columna compuesta:	b =	13,50	cm
Altura columna compuesta:	h =	27,00	cm
Base sin espesores:	b1 =	11,46	cm
Altura sin espesores:	h1 =	24,96	cm
Área de columna:	A =	45,90	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	5790,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	420,00	cm4
Módulo Polar:	J =	15,90	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	484,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	97,00	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	70577,90	cm6
Límite SC del ala:	λala =	5,845	-
Límite SC del alma:	λalma =	37,818	-



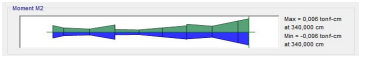
Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos		
rx =	11,23	cm
ry =	3,02	cm
Lb =	1,20	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	37,82	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	17,82	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	27,02	tonf/cm2
Vu =	5,8972	tonf/cm2
Cumple la sección		



1. Longitudes límites					
c =	1,00	-	c =	1,00	-
Sx =	242,00	cm3	Sx =	242,00	cm3
rts =	4,74	cm	rts =	4,74	cm
Lp =	1,33	m	Lp =	1,33	m
Lr =	8,19	m	Lr =	8,19	m
Fcr =	37,02	tonf/cm2	Fcr =	37,02	tonf/cm2
La zona 1, controla			La zona 1, controla		
M1 = Mp =	1359,07	tonf-cm	M1 = Mp =	272,38	tonf-cm
M2 =	-8,68	tonf-cm	M2 =	-8,68	tonf-cm
M3 =	1359,07	tonf-cm	M3 =	272,38	tonf-cm
ΦMn =	1223,16	tonf-cm	ΦMn =	245,14	tonf-cm
Mu =	479,096	tonf-cm	Mu =	0,006	tonf-cm
Filosofía de Diseño $\emptyset Mn \geq Mu$			Filosofía de Diseño $\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple			Cumple		



Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida

5. Sección de Viga Reducida		
6,75	≤ a ≤	10,125
17,55	≤ b ≤	22,95
1,35	≤ c ≤	3,375
a =	9	cm
b =	23	cm
c =	3,25	cm
Chequeo esbeltez local		
R =	21,97115385	cm
bf_{vsr} =	7,000	cm
λala =	3,431372549	-
El ala de VSR es sísmicamente compacto		

6. Momento Probable en VSR		
Z_{vsr} =	311,753	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	1365,626	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	382	cm
Vgrav =	5,0290	tonf
V_{vsr} =	12,18	tonf
Sh =	20,50	cm
Mf =	1615,29	tonf-cm
Mpe =	1766,79	tonf-cm
Cumple la condición		

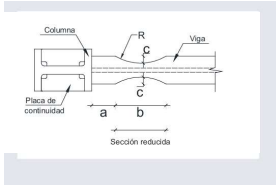
7. Resistencia al Cortante V-C	
Vu =	17,208 tonf
Fypc =	36 ksi
hpc =	25 cm
tpc =	2,0 cm
ΦvV =	126,36 tonf
Cumple la condición	



VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE 4 - VIGA AB

IPE270

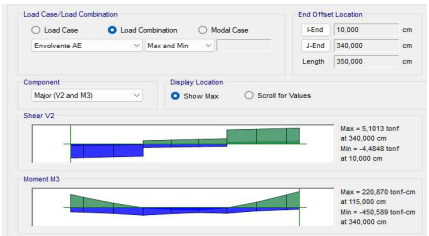
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	1,020	cm
Espesor de alma:	tw =	0,66	cm
Base columna compuesta:	b =	13,50	cm
Altura columna compuesta:	h =	27,00	cm
Base sin espesores:	b1 =	11,46	cm
Altura sin espesores:	h1 =	24,96	cm
Área de columna:	A =	45,90	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	5790,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	420,00	cm4
Módulo Polar:	J =	15,90	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	484,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	97,00	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	70577,90	cm6
Límite SC del ala:	λala =	5,845	-
Límite SC del alma:	λalma =	37,818	-



Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos		
rx =	11,23	cm
ry =	3,02	cm
Lb =	1,20	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	37,82	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	17,82	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	27,02	tonf/cm2
Vu =	5,6370	tonf/cm2
Cumple la sección		



1. Longitudes límites					
c =	1,00	-	c =	1,00	-
Sx =	242,00	cm3	Sx =	242,00	cm3
rts =	4,74	cm	rts =	4,74	cm
Lp =	1,33	m	Lp =	1,33	m
Lr =	8,19	m	Lr =	8,19	m
Fcr =	37,02	tonf/cm2	Fcr =	37,02	tonf/cm2
La zona 1, controla			La zona 1, controla		
M1 = Mp =	1359,07	tonf-cm	M1 = Mp =	272,38	tonf-cm
M2 =	-8,68	tonf-cm	M2 =	-8,68	tonf-cm
M3 =	1359,07	tonf-cm	M3 =	272,38	tonf-cm
ΦMn =	1223,16	tonf-cm	ΦMn =	245,14	tonf-cm
Mu =	450,589	tonf-cm	Mu =	0,0120	tonf-cm
Filosofía de Diseño $\emptyset Mn \geq Mu$			Filosofía de Diseño $\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple			Cumple		

Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida

5. Sección de Viga Reducida		
6,75	≤ a ≤	10,125
17,55	≤ b ≤	22,95
1,35	≤ c ≤	3,375
a =	9	cm
b =	23	cm
c =	3,25	cm
Chequeo esbeltez local		
R =	21,97115385	cm
bf_{vsr} =	7,000	cm
λala =	3,431372549	-
El ala de VSR es sísmicamente compacto		

6. Momento Probable en VSR		
Z_{vsr} =	311,753	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	1365,626	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	382	cm
Vgrav =	4,2652	tonf
V_{vsr} =	11,42	tonf
Sh =	20,50	cm
Mf =	1599,64	tonf-cm
Mpe =	1766,79	tonf-cm
Cumple la condición		

7. Resistencia al Cortante V-C	
Vu =	15,680 tonf
Fypc =	36 ksi
hpc =	25 cm
tpc =	2,0 cm
ΦvV =	126,36 tonf
Cumple la condición	



VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE 4 - VIGA BC

IPE270

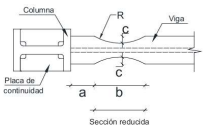
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	1,020	cm
Espesor de alma:	tw =	0,66	cm
Base columna compuesta:	b =	13,50	cm

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos		
rx =	11,23	cm
ry =	3,02	cm

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	37,82	-
ky =	5,00	-

Altura columna compuesta:	h =	27,00	cm
Base sin espesores:	b1 =	11,46	cm
Altura sin espesores:	h1 =	24,96	cm
Área de columna:	A =	45,90	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	5790,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	420,00	cm4
Módulo Polar:	J =	15,90	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	484,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	97,00	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	70577,90	cm6
Límite SC del ala:	λala =	5,845	-
Límite SC del alma:	λalma =	37,818	-



Lb =	1,20	m

Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto

λhd =	8,51	-

El ala es sísmicamente compacto

Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-

El alma es sísmicamente compacto

Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	17,82	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	27,02	tonf/cm2
Vu =	5,1065	tonf/cm2

Cumple la sección

1. Longitudes límites

c =	1,00	-
Sx =	402,00	cm3
rts =	3,68	cm
Lp =	1,33	m
Lr =	5,38	m
Fcr =	22,28	tonf/cm2

La zona 1, controla

M1 = Mp =	1359,07	tonf-cm
M2 =	-24,40	tonf-cm
M3 =	1359,07	tonf-cm
ΦMn =	1223,16	tonf-cm
Mu =	489,835	tonf-cm

Filosofía de Diseño

$\emptyset Mn \geq Mu$

Cumple

c =	1,00	-
Sx =	402,00	cm3
rts =	3,68	cm
Lp =	1,33	m
Lr =	5,38	m
Fcr =	22,28	tonf/cm2

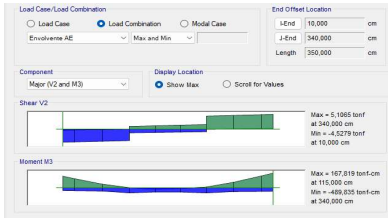
La zona 1, controla

M1 = Mp =	272,38	tonf-cm
M2 =	-24,40	tonf-cm
M3 =	272,38	tonf-cm
ΦMn =	245,14	tonf-cm
Mu =	0,0030	tonf-cm

Filosofía de Diseño

$\emptyset Mn \geq Mu$

Cumple



Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida

5. Sección de Viga Reducida

6,75	≤ a ≤	10,125
17,55	≤ b ≤	22,95
1,35	≤ c ≤	3,375
a =	9	cm
b =	23	cm
c =	3,25	cm

Chequeo esbeltez local

R =	21,97115385	cm
bf_{vsr} =	7,000	cm
λala =	3,431372549	-

El ala de VSR es sísmicamente compacto

6. Momento Probable en VSR

Z_{vsr} =	311,753	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	1365,626	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	382	cm
Vgrav =	4,5395	tonf
V_{vsr} =	11,69	tonf
Sh =	20,50	cm
Mf =	1605,26	tonf-cm
Mpe =	1766,79	tonf-cm

Cumple la condición

7. Resistencia al Cortante V-C

Vu =	16,229	tonf
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
tpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf

Cumple la condición



DISEÑO DE VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL

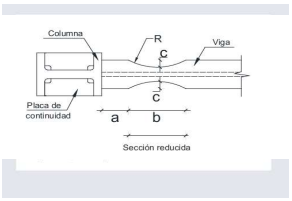
VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE B3-4

IPE 300			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	1,070	cm
Espesor de alma:	tw =	0,71	cm
Base columna compuesta:	b =	15,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	30,00	cm
Base sin espesores:	b1=	12,86	cm
Altura sin espesores:	h1 =	27,86	cm
Área de columna:	A =	53,80	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	8360,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	604,00	cm4
Módulo Polar:	J =	4,70	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	628,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	125,00	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	125934,10	cm6
Límite SC del ala:	λala =	6,880	-
Límite SC del alma:	λalma =	39,239	-

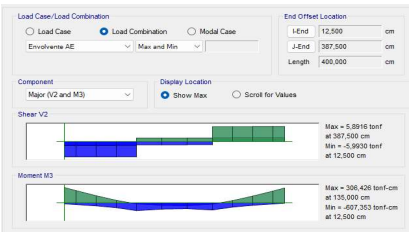
Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos		
rx =	12,47	cm
ry =	3,35	cm
Lb =	1,00	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	39,24	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	21,30	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	32,30	tonf/cm2
Vu =	5,993	tonf/cm2
Cumple la sección		



1. Longitudes límites					
c =	1,00	-	c =	1,00	-
Sx =	314,00	cm3	Sx =	314,00	cm3
rts =	5,27	cm	rts =	5,27	cm
Lp =	1,47	m	Lp =	1,47	m
Lr =	6,30	m	Lr =	6,30	m
Fcr =	62,46	tonf/cm2	Fcr =	62,46	tonf/cm2
La zona 1, controla			La zona 1, controla		
M1 = Mp =	1763,42	tonf-cm	M1 = Mp =	351,00	tonf-cm
M2 =	-59,81	tonf-cm	M2 =	-59,81	tonf-cm
M3 =	1763,42	tonf-cm	M3 =	351,00	tonf-cm
ΦMn =	1587,08	tonf-cm	ΦMn =	315,90	tonf-cm
Mu =	643,826	tonf-cm	Mu =	0,003	tonf-cm
Filsofía de Diseño			Filsofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$			$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple			Cumple		

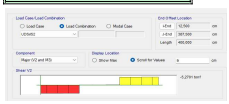


Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida

5. Sección de Viga Reducida		
7,5	≤ a ≤	11,25
19,5	≤ b ≤	25,5
1,5	≤ c ≤	3,75
a =	9	cm
b =	23	cm
c =	3,25	cm
Chequeo esbeltez local		
R =	21,97115385	cm
bf_{VSR} =	8,500	cm
λala =	3,971962617	-
El ala de VSR es sísmicamente compacto		

6. Momento Probable en VSR		
Z_{VSR} =	426,792	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	1869,553	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	382	cm
Vgrav =	5,2701	tonf
V_{VSR} =	15,06	tonf
Sh =	20,50	cm
Mf =	2178,25	tonf-cm
Mpe =	2292,45	tonf-cm
Cumple la condición		

7. Resistencia al Cortante V-C		
Vu =	20,328	tonf
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
tpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf
Cumple la condición		



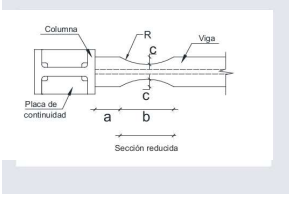
VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE B2-3

IPE 300			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	1,070	cm
Espesor de alma:	tw =	0,71	cm
Base columna compuesta:	b =	15,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	30,00	cm
Base sin espesores:	b1=	12,86	cm
Altura sin espesores:	h1 =	27,86	cm
Área de columna:	A =	53,80	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	8360,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	604,00	cm4
Módulo Polar:	J =	4,70	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	628,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	125,00	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	125934,10	cm6
Límite SC del ala:	λala =	6,880	-
Límite SC del alma:	λalma =	39,239	-

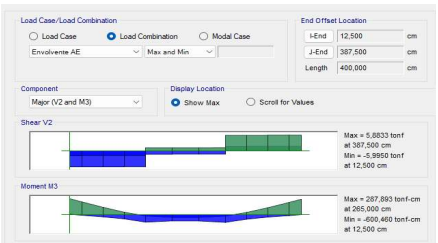
Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos		
rx =	12,47	cm
ry =	3,35	cm
Lb =	1,00	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	39,24	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	21,30	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	32,30	tonf/cm2
Vu =	5,9950	tonf/cm2
Cumple la sección		



1. Longitudes límites					
c =	1,00	-	c =	1,00	-
Sx =	314,00	cm3	Sx =	314,00	cm3
rts =	5,27	cm	rts =	5,27	cm
Lp =	1,47	m	Lp =	1,47	m
Lr =	6,30	m	Lr =	6,30	m
Fcr =	62,46	tonf/cm2	Fcr =	62,46	tonf/cm2
La zona 1, controla			La zona 1, controla		
M1 = Mp =	1763,42	tonf-cm	M1 = Mp =	351,00	tonf-cm
M2 =	-59,81	tonf-cm	M2 =	-59,81	tonf-cm
M3 =	1763,42	tonf-cm	M3 =	351,00	tonf-cm
ΦMn =	1587,08	tonf-cm	ΦMn =	315,90	tonf-cm
Mu =	640,986	tonf-cm	Mu =	0,004	tonf-cm
Filsofía de Diseño			Filsofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$			$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple			Cumple		



Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida

5. Sección de Viga Reducida		
7,5	≤ a ≤	11,25
19,5	≤ b ≤	25,5
1,5	≤ c ≤	3,75
a =	9	cm
b =	23	cm
c =	3,25	cm
Chequeo esbeltez local		
R =	21,97115385	cm
bf_{VSR} =	8,500	cm
λala =	3,971962617	-
El ala de VSR es sísmicamente compacto		

6. Momento Probable en VSR		
Z_{VSR} =	426,792	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	1869,553	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	382	cm
Vgrav =	5,4110	tonf
V_{VSR} =	15,20	tonf
Sh =	20,50	cm
Mf =	2181,14	tonf-cm
Mpe =	2292,45	tonf-cm
Cumple la condición		

7. Resistencia al Cortante V-C		
Vu =	20,610	tonf
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
tpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf
Cumple la condición		



VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE B1-2

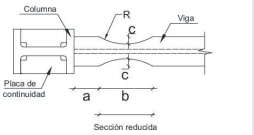
IPE 300			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	1,070	cm
Espesor de alma:	tw =	0,71	cm
Base columna compuesta:	b =	15,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	30,00	cm
Base sin espesores:	b1=	12,86	cm
Altura sin espesores:	h1 =	27,86	cm

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos		
rx =	12,47	cm
ry =	3,35	cm
Lb =	1,00	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	39,24	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	21,30	cm2

Área de columna:	A =	53,80	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	8360,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	604,00	cm4
Módulo Polar:	J =	4,70	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	628,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	125,00	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	125934,10	cm6
Límite SC del ala:	λala =	6,880	-
Límite SC del alma:	λalma =	39,239	-

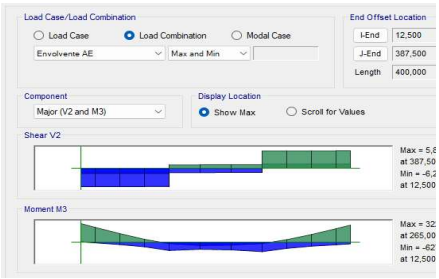


λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

Φb =	0,90	-
ΦVn =	32,30	tonf/cm2
Vu =	6,2406	tonf/cm2
Cumple la sección		

1. Longitudes límites		
c =	1,00	-
Sx =	314,00	cm3
rts =	5,27	cm
Lp =	1,47	m
Lr =	6,30	m
Fcr =	62,46	tonf/cm2
La zona 1, controla		
M1 = Mp =	1763,42	tonf-cm
M2 =	-59,81	tonf-cm
M3 =	1763,42	tonf-cm
ΦMn =	1587,08	tonf-cm
Mu =	675,162	tonf-cm
Filosofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple		

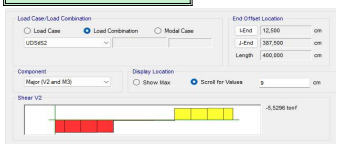
1. Longitudes límites		
c =	1,00	-
Sx =	314,00	cm3
rts =	5,27	cm
Lp =	1,47	m
Lr =	6,30	m
Fcr =	62,46	tonf/cm2
La zona 1, controla		
M1 = Mp =	351,00	tonf-cm
M2 =	-59,81	tonf-cm
M3 =	351,00	tonf-cm
ΦMn =	315,90	tonf-cm
Mu =	0,006	tonf-cm
Filosofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple		



Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida		
5. Sección de Viga Reducida		
7,5	≤ a ≤	11,25
19,5	≤ b ≤	25,5
1,5	≤ c ≤	3,75
a =	9	cm
b =	23	cm
c =	3,25	cm
Chequeo esbeltez local		
R =	21,97115385	cm
bf_{vsr} =	8,500	cm
λala =	3,971962617	-
El ala de VSR es sísmicamente compacto		

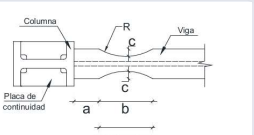
6. Momento Probable en VSR		
Z_{vsr} =	426,792	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	1869,553	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	382	cm
Vgrav =	5,5296	tonf
V_{vsr} =	15,32	tonf
Sh =	20,50	cm
Mf =	2183,57	tonf-cm
Mpe =	2292,45	tonf-cm
Cumple la condición		

7. Resistencia al Cortante V-C		
Vu =	20,847	tonf
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
tpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf
Cumple la condición		



VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE A3-4

IPE 220			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	0,920	cm
Espesor de alma:	tw =	0,59	cm
Base columna compuesta:	b =	11,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	22,00	cm
Base sin espesores:	b1=	9,16	cm
Altura sin espesores:	h1 =	20,16	cm
Área de columna:	A =	33,40	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	2770,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	205,00	cm4
Módulo Polar:	J =	9,00	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	285,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	58,10	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	22672,30	cm6
Límite SC del ala:	λala =	4,214	-
Límite SC del alma:	λalma =	34,169	-



Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos		
rx =	9,11	cm
ry =	2,48	cm
Lb =	1,00	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	34,17	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	12,98	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	19,68	tonf/cm2
Vu =	3,0622	tonf/cm2
Cumple la sección		

1. Longitudes límites		
c =	1,00	-
Sx =	143,00	cm3
rts =	3,88	cm
Lp =	1,09	m
Lr =	7,15	m
Fcr =	36,16	tonf/cm2
La zona 1, controla		
M1 = Mp =	800,28	tonf-cm
M2 =	-3,96	tonf-cm
M3 =	800,28	tonf-cm
ΦMn =	720,25	tonf-cm
Mu =	319,160	tonf-cm
Filosofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple		

1. Longitudes límites		
c =	1,00	-
Sx =	143,00	cm3
rts =	3,88	cm
Lp =	1,09	m
Lr =	7,15	m
Fcr =	36,16	tonf/cm2
La zona 1, controla		
M1 = Mp =	163,14	tonf-cm
M2 =	-3,96	tonf-cm
M3 =	163,14	tonf-cm
ΦMn =	146,83	tonf-cm
Mu =	0,001	tonf-cm
Filosofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple		

Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida		
5. Sección de Viga Reducida		
5,5	≤ a ≤	8,25
14,3	≤ b ≤	18,7
1,1	≤ c ≤	2,75
a =	7	cm
b =	16	cm
c =	2	cm
Chequeo esbeltez local		
R =	17	cm
bf_{vsr} =	7,000	cm
λala =	3,804347826	-
El ala de VSR es sísmicamente compacto		

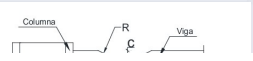
6. Momento Probable en VSR		
Z_{vsr} =	207,426	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	908,624	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	386	cm
Vgrav =	2,7004	tonf
V_{vsr} =	7,41	tonf
Sh =	15,00	cm
Mf =	1019,75	tonf-cm
Mpe =	1040,36	tonf-cm
Cumple la condición		

7. Resistencia al Cortante V-C		
Vu =	10,109	tonf
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
tpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf
Cumple la condición		

Perfil	h mm	b mm	e mm	e_t mm	r mm	h_t mm
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	60
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	75
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112
IPE 160	160	82	5,0	7,4	9	127
IPE 180	180	91	5,3	8,0	9	146
IPE 200	200	100	5,6	8,5	12	159
IPE 220	220	110	5,9	9,2	12	178
IPE 240	240	120	6,2	9,8	15	190
IPE 270	270	135	6,6	10,2	15	220
IPE 300	300	150	7,1	10,7	15	249
IPE 330	330	160	7,5	11,5	18	271
IPE 360	360	170	8,0	12,7	18	299
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331
IPE 450	450	190	9,4	14,6	21	379
IPE 500	500	200	10,2	16,0	21	426
IPE 550	550	210	11,1	17,2	24	468
IPE 600	600	220	12,0	19,0	24	514

VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE A2-3

IPE 220			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	0,920	cm
Espesor de alma:	tw =	0,59	cm
Base columna compuesta:	b =	11,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	22,00	cm
Base sin espesores:	b1=	9,16	cm
Altura sin espesores:	h1 =	20,16	cm
Área de columna:	A =	33,40	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	2770,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	205,00	cm4
Módulo Polar:	J =	9,00	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	285,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	58,10	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	22672,30	cm6
Límite SC del ala:	λala =	4,214	-
Límite SC del alma:	λalma =	34,169	-



Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

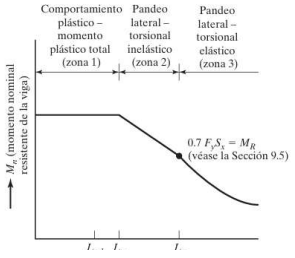
Cálculos		
rx =	9,11	cm
ry =	2,48	cm
Lb =	1,00	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

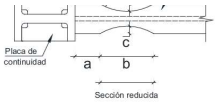
4. Resistencia por cortante		
h/tw =	34,17	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	12,98	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	19,68	tonf/cm2
Vu =	3,2358	tonf/cm2
Cumple la sección		

1. Longitudes límites		
c =	1,00	-
Sx =	143,00	cm3
rts =	3,88	cm
Lp =	1,09	m
Lr =	7,15	m
Fcr =	36,16	tonf/cm2
La zona 1, controla		

1. Longitudes límites		
c =	1,00	-
Sx =	143,00	cm3
rts =	3,88	cm
Lp =	1,09	m
Lr =	7,15	m
Fcr =	36,16	tonf/cm2
La zona 1, controla		

Perfil	h mm	b mm	e mm	e_t mm	r mm	h_t mm	u mm
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	60	328
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	75	400
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93	475
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112	551
IPE 160	160	82	5,0	7,4	9	127	623
IPE 180	180	91	5,3	8,0	9	146	698
IPE 200	200	100	5,6	8,5	12	159	788
IPE 220	220	110	5,9	9,2	12	178	848
				9,8	15	190	922
				10,2	15	220	104
				10,7	15	249	1160
				11,5	18	271	1259
				12,7	18	299	1359
				13,5	21	331	1470
				14,6	21	379	1610
				16,0	21	426	1740
				17,2	24	468	1880
				19,0	24	514	2010





M1 = Mp =	800,28	tonf-cm
M2 =	-3,96	tonf-cm
M3 =	800,28	tonf-cm
ΦMn =	720,25	tonf-cm
Mu =	322,459	tonf-cm

Filsofía de Diseño

$\emptyset Mn \geq Mu$

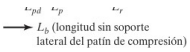
Cumple

M1 = Mp =	163,14	tonf-cm
M2 =	-3,96	tonf-cm
M3 =	163,14	tonf-cm
ΦMn =	146,83	tonf-cm
Mu =	0,002	tonf-cm

Filsofía de Diseño

$\emptyset Mn \geq Mu$

Cumple



Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida

5. Sección de Viga Reducida

5,5	≤ a ≤	8,25
14,3	≤ b ≤	18,7
1,1	≤ c ≤	2,75
a =	7	cm
b =	16	cm
c =	2	cm

Chequeo esbeltez local

R =	17	cm
bf_{VSR} =	7,000	cm
λala =	3,804347826	-

El ala de VSR es sísmicamente compacto

6. Momento Probable en VSR

Z_{VSR} =	207,426	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	908,624	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	386	cm
Vgrav =	2,9082	tonf
V_{VSR} =	7,62	tonf
Sh =	15,00	cm
Mf =	1022,87	tonf-cm
Mpe =	1040,36	tonf-cm

Cumple la condición

7. Resistencia al Cortante V-C

Vu =	10,524	tonf
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
fpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf

Cumple la condición

VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE A1-2

IPE 220

Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	0,920	cm
Espesor de alma:	tw =	0,59	cm
Base columna compuesta:	b =	11,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	22,00	cm
Base sin espesores:	b1=	9,16	cm
Altura sin espesores:	h1 =	20,16	cm
Área de columna:	A =	33,40	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	2770,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	205,00	cm4
Módulo Polar:	J =	9,00	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	285,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	58,10	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	22672,30	cm6
Límite SC del ala:	λala =	4,214	-
Límite SC del alma:	λalma =	34,169	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos

rx =	9,11	cm
ry =	2,48	cm
Lb =	1,00	m

Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto

λhd =	8,51	-

El ala es sísmicamente compacto

Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-

El alma es sísmicamente compacto

4. Resistencia por cortante

h/tw =	34,17	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	12,98	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	19,68	tonf/cm2
Vu =	3,1316	tonf/cm2

Cumple la sección

Vu =	3,1930	tonf/cm2

Cumple la sección

1. Longitudes límites

c =	1,00	-
Sx =	143,00	cm3
rts =	3,88	cm
Lp =	1,09	m
Lr =	7,15	m
Fcr =	36,16	tonf/cm2

La zona 1, controla

M1 = Mp =	800,28	tonf-cm
M2 =	-3,96	tonf-cm
M3 =	800,28	tonf-cm
ΦMn =	720,25	tonf-cm
Mu =	324,156	tonf-cm

Filsofía de Diseño

$\emptyset Mn \geq Mu$

Cumple

c =	1,00	-
Sx =	143,00	cm3
rts =	3,88	cm
Lp =	1,09	m
Lr =	7,15	m
Fcr =	36,16	tonf/cm2

La zona 1, controla

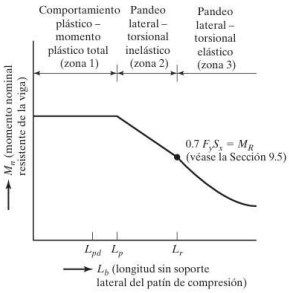
M1 = Mp =	163,14	tonf-cm
M2 =	-3,96	tonf-cm
M3 =	163,14	tonf-cm
ΦMn =	146,83	tonf-cm
Mu =	0,002	tonf-cm

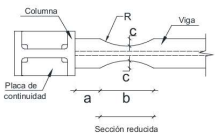
Filsofía de Diseño

$\emptyset Mn \geq Mu$

Cumple

Perfil	h mm	b mm	e mm	e_1 mm	r mm	h_1 mm	u mm
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	60	328
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	75	400
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93	475
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112	551
IPE 160	160	82	5,0	7,4	9	127	623
IPE 180	180	91	5,3	8,0	9	146	698
IPE 200	200	100	5,6	8,5	12	159	788
IPE 220	220	110	5,9	9,2	12	178	848
				9,8	15	190	922
				10,2	15	220	104
				10,7	15	249	1160
				11,5	18	271	1250
				12,7	18	299	1350
				13,5	21	331	1470
				14,6	21	379	1610
				16,0	21	426	1740
				17,2	24	468	1880
				19,0	24	514	2090





Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida

5. Sección de Viga Reducida

5,5	≤ a ≤	8,25
14,3	≤ b ≤	18,7
1,1	≤ c ≤	2,75
a =	7	cm
b =	16	cm
c =	2	cm

Chequeo esbeltez local

R =	17	cm
bf_{VSR} =	7,000	cm
λala =	3,804347826	-

El ala de VSR es sísmicamente compacto

6. Momento Probable en VSR

Z_{VSR} =	207,426	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	908,624	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	386	cm
Vgrav =	2,7690	tonf
V_{VSR} =	7,48	tonf
Sh =	15,00	cm
Mf =	1020,78	tonf-cm
Mpe =	1040,36	tonf-cm

Cumple la condición

7. Resistencia al Cortante V-C

Vu =	10,246	tonf
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
fpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf

Cumple la condición

VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE C1-2

IPE 220

Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	0,920	cm
Espesor de alma:	tw =	0,59	cm
Base columna compuesta:	b =	11,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	22,00	cm
Base sin espesores:	b1=	9,16	cm
Altura sin espesores:	h1 =	20,16	cm
Área de columna:	A =	33,40	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	2770,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	205,00	cm4
Módulo Polar:	J =	9,00	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	285,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	58,10	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	22672,30	cm6
Límite SC del ala:	λala =	4,214	-
Límite SC del alma:	λalma =	34,169	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos

rx =	9,11	cm
ry =	2,48	cm
Lb =	1,00	m

Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto

λhd =	8,51	-

El ala es sísmicamente compacto

Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-

El alma es sísmicamente compacto

4. Resistencia por cortante

h/tw =	34,17	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	12,98	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	19,68	tonf/cm2
Vu =	3,1930	tonf/cm2

Cumple la sección

1. Longitudes límites

c =	1,00	-
Sx =	143,00	cm3
rts =	3,88	cm
Lp =	1,09	m
Lr =	7,15	m
Fcr =	36,16	tonf/cm2

La zona 1, controla

M1 = Mp =	800,28	tonf-cm
M2 =	-3,96	tonf-cm
M3 =	800,28	tonf-cm
ΦMn =	720,25	tonf-cm
Mu =	333,923	tonf-cm

Filsofía de Diseño

$\emptyset Mn \geq Mu$

Cumple

c =	1,00	-
Sx =	143,00	cm3
rts =	3,88	cm
Lp =	1,09	m
Lr =	7,15	m
Fcr =	36,16	tonf/cm2

La zona 1, controla

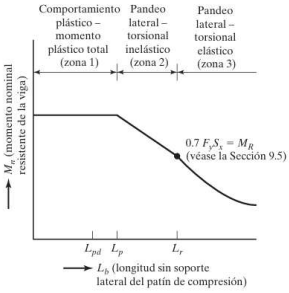
M1 = Mp =	163,14	tonf-cm
M2 =	-3,96	tonf-cm
M3 =	163,14	tonf-cm
ΦMn =	146,83	tonf-cm
Mu =	0,002	tonf-cm

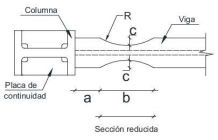
Filsofía de Diseño

$\emptyset Mn \geq Mu$

Cumple

Perfil	h mm	b mm	e mm	e_1 mm	r mm	h_1 mm	u mm
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	60	328
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	75	400
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93	475
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112	551
IPE 160	160	82	5,0	7,4	9	127	623
IPE 180	180	91	5,3	8,0	9	146	698
IPE 200	200	100	5,6	8,5	12	159	788
IPE 220	220	110	5,9	9,2	12	178	848
				9,8	15	190	922
				10,2	15	220	104
				10,7	15	249	1160
				11,5	18	271	1250
				12,7	18	299	1350
				13,5	21	331	1470
				14,6	21	379	1610
				16,0	21	426	1740
				17,2	24	468	1880
				19,0	24	514	2090





Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida

5. Sección de Viga Reducida

5,5	≤ a ≤	8,25
14,3	≤ b ≤	18,7
1,1	≤ c ≤	2,75
a =	7	cm
b =	16	cm

6. Momento Probable en VSR

Z_{VSR} =	207,426	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	908,624	tonf-cm
f1 =	1	-

7. Resistencia al Cortante V-C

Vu =	10,235	tonf
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
fpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf

c =	2	cm
Chequeo esbeltez local		
R =	17	cm
bf_{VSR} =	7,000	cm
λala =	3,804347826	-
El ala de VSR es sísmicamente compacto		

Lh =	386	cm
Vgrav =	2,7634	tonf
V_{VSR} =	7,47	tonf
Sh =	15,00	cm
Mf =	1020,69	tonf-cm
Mpe =	1040,36	tonf-cm
Cumple la condición		

Cumple la condición

VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE C2-3

IPE 220

Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	0,920	cm
Espesor de alma:	tw =	0,59	cm
Base columna compuesta:	b =	11,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	22,00	cm
Base sin espesores:	b1=	9,16	cm
Altura sin espesores:	h1 =	20,16	cm
Área de columna:	A =	33,40	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	2770,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	205,00	cm4
Módulo Polar:	J =	9,00	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	285,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	58,10	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	22672,30	cm6
Límite SC del ala:	λala =	4,214	-
Límite SC del alma:	λalma =	34,169	-

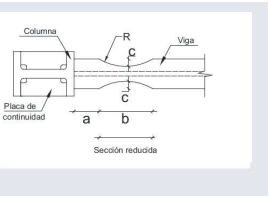
Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos

rx =	9,11	cm
ry =	2,48	cm
Lb =	1,00	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

4. Resistencia por cortante

h/tw =	34,17	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	12,98	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	19,68	tonf/cm2
Vu =	3,8195	tonf/cm2
Cumple la sección		



1. Longitudes límites

c =	1,00	-
Sx =	143,00	cm3
rts =	3,88	cm
Lp =	1,09	m
Lr =	7,15	m
Fcr =	36,16	tonf/cm2
La zona 1, controla		
M1 = Mp =	800,28	tonf-cm
M2 =	-3,96	tonf-cm
M3 =	800,28	tonf-cm
ΦMn =	720,25	tonf-cm
Mu =	394,007	tonf-cm
Filsofia de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple		

1. Longitudes límites

c =	1,00	-
Sx =	143,00	cm3
rts =	3,88	cm
Lp =	1,09	m
Lr =	7,15	m
Fcr =	36,16	tonf/cm2
La zona 1, controla		
M1 = Mp =	163,14	tonf-cm
M2 =	-3,96	tonf-cm
M3 =	163,14	tonf-cm
ΦMn =	146,83	tonf-cm
Mu =	0,002	tonf-cm
Filsofia de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple		

Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida

5. Sección de Viga Reducida

5,5	$\leq a \leq$	8,25
14,3	$\leq b \leq$	18,7
1,1	$\leq c \leq$	2,75
a =	7	cm
b =	16	cm
c =	2	cm
Chequeo esbeltez local		
R =	17	cm
bf_{VSR} =	7,000	cm
λala =	3,804347826	-
El ala de VSR es sísmicamente compacto		

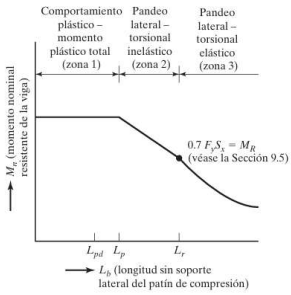
6. Momento Probable en VSR

Z_{VSR} =	207,426	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	908,624	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	386	cm
Vgrav =	3,2924	tonf
V_{VSR} =	8,00	tonf
Sh =	15,00	cm
Mf =	1028,63	tonf-cm
Mpe =	1040,36	tonf-cm
Cumple la condición		

7. Resistencia al Cortante V-C

Vu =	11,293	tonf
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
tpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf
Cumple la condición		

Perfil	h mm	b mm	e mm	e_1 mm	r mm	h_1 mm	u mm
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	60	328
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	75	400
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93	475
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112	551
IPE 160	160	82	5,0	7,4	9	127	623
IPE 180	180	91	5,3	8,0	9	146	698
IPE 200	200	100	5,6	8,5	12	159	788
IPE 220	220	110	5,9	9,2	12	178	848
				9,8	15	190	922
				10,2	15	220	104
				10,7	15	249	1161
				11,5	18	271	1259
				12,7	18	299	1359
				13,5	21	331	1471
				14,6	21	379	1610
				16,0	21	426	1741
				17,2	24	468	1881
				19,0	24	514	2011



VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE C3-4

IPE 220

Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	0,920	cm
Espesor de alma:	tw =	0,59	cm
Base columna compuesta:	b =	11,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	22,00	cm
Base sin espesores:	b1=	9,16	cm
Altura sin espesores:	h1 =	20,16	cm
Área de columna:	A =	33,40	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	2770,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	205,00	cm4
Módulo Polar:	J =	9,00	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	285,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	58,10	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	22672,30	cm6
Límite SC del ala:	λala =	4,214	-
Límite SC del alma:	λalma =	34,169	-

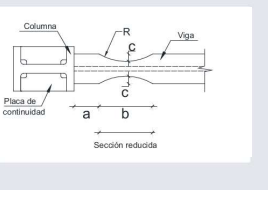
Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos

rx =	9,11	cm
ry =	2,48	cm
Lb =	1,00	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

4. Resistencia por cortante

h/tw =	34,17	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	12,98	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	19,68	tonf/cm2
Vu =	4,2708	tonf/cm2
Cumple la sección		



1. Longitudes límites

c =	1,00	-
Sx =	143,00	cm3
rts =	3,88	cm
Lp =	1,09	m
Lr =	7,15	m
Fcr =	36,16	tonf/cm2
La zona 1, controla		
M1 = Mp =	800,28	tonf-cm
M2 =	-3,96	tonf-cm
M3 =	800,28	tonf-cm
ΦMn =	720,25	tonf-cm
Mu =	402,261	tonf-cm
Filsofia de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple		

1. Longitudes límites

c =	1,00	-
Sx =	143,00	cm3
rts =	3,88	cm
Lp =	1,09	m
Lr =	7,15	m
Fcr =	36,16	tonf/cm2
La zona 1, controla		
M1 = Mp =	163,14	tonf-cm
M2 =	-3,96	tonf-cm
M3 =	163,14	tonf-cm
ΦMn =	146,83	tonf-cm
Mu =	0,001	tonf-cm
Filsofia de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple		

Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida

5. Sección de Viga Reducida

5,5	$\leq a \leq$	8,25
14,3	$\leq b \leq$	18,7
1,1	$\leq c \leq$	2,75
a =	6	cm
b =	16	cm
c =	2	cm
Chequeo esbeltez local		
R =	17	cm
bf_{VSR} =	7,000	cm
λala =	3,804347826	-
El ala de VSR es sísmicamente compacto		

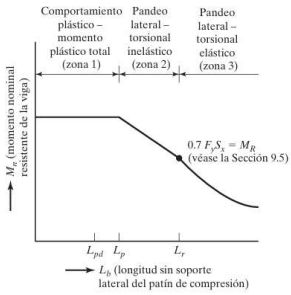
6. Momento Probable en VSR

Z_{VSR} =	207,426	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	908,624	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	388	cm
Vgrav =	4,1208	tonf
V_{VSR} =	8,80	tonf
Sh =	14,00	cm
Mf =	1031,89	tonf-cm
Mpe =	1040,36	tonf-cm
Cumple la condición		

7. Resistencia al Cortante V-C

Vu =	12,925	tonf
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
tpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf
Cumple la condición		

Perfil	h mm	b mm	e mm	e_1 mm	r mm	h_1 mm	u mm
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	60	328
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	75	400
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93	475
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112	551
IPE 160	160	82	5,0	7,4	9	127	623
IPE 180	180	91	5,3	8,0	9	146	698
IPE 200	200	100	5,6	8,5	12	159	788
IPE 220	220	110	5,9	9,2	12	178	848
				9,8	15	190	922
				10,2	15	220	104
				10,7	15	249	1161
				11,5	18	271	1259
				12,7	18	299	1359
				13,5	21	331	1471
				14,6	21	379	1610
				16,0	21	426	1741
				17,2	24	468	1881
				19,0	24	514	2011



ESPECTRO DE ACELERACIONES - NEC 2015

Indicaciones: Valores de color rojo, observar datos según la normativa.

Suelo	Zona sísmica y factor Z [F_a]					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	0,50
A	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,40	1,30	1,25	1,23	1,20	1,18
D	1,60	1,40	1,30	1,25	1,20	1,12
E	1,80	1,40	1,25	1,10	1,00	0,85

Suelo	Zona sísmica y factor Z [F_d]					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	0,50
A	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,36	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06
D	1,62	1,45	1,36	1,28	1,19	1,11
E	2,10	1,75	1,70	1,65	1,60	1,50

Suelo	Zona sísmica y factor Z [F_s]					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	0,50
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23
D	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,40
E	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00

Altura total del proyecto, ver planos arquitec.

Ubicación	Los Ríos, Babahoyo	
¿Tipo de Suelo?		E
Valor de Z =		0,30
Elástico		
Coeficientes de Perfil de Suelo		
F_a =	1,25	[-]
F_d =	1,70	[-]
F_s =	1,70	[-]
Otros coeficientes		
η =	1,80	[Ver Figura 1]
r =	1,50	[-]
Límites del Período de Vibración		
T_o =	0,231	[s]
T_c =	1,272	[s]
Inelástico		
Factores		
I =	1,00	[-]
Φ_p =	1,00	[-]
Φ_e =	1,00	[-]
R =	5,00	[-]

Figura 1

- η= 1.80 : Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- η= 2.48 : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- η= 2.60 : Provincias del Oriente

Ver NEC-SE-DS, sección 10.2

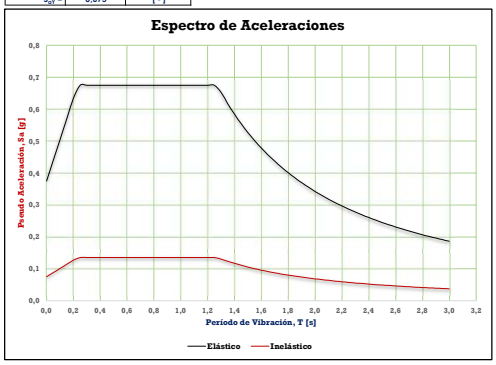


Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Cambia luego con ETABS, suponemos que es REGULAR

Ver NEC-SE-DS, sección 6.3.4.d

Período de Vibración		
	Método 1	Método 2: ETABS o SAP2000
PARA X:	Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	
PARA Y:	Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	
C_{tx} =	0,055	[-]
α_x =	0,9	[-]
h_n =	9,00	[m]
C_{ty} =	0,055	[-]
α_y =	0,9	[-]
T_x =	**0,397**	**[s]**
S_{ax} =	**0,675**	**[-]**
T_x =	**0,397**	**[s]**
S_{ay} =	**0,675**	**[-]**



Espectro de Aceleraciones Elástico e Inelástico		
T [s]	**S_a [g]**	**C_s [T]**
0,000	0,375	0,075
0,050	0,440	0,088
0,100	0,505	0,101
0,150	0,570	0,114
0,200	0,635	0,127
0,250	0,675	0,135
0,300	0,675	0,135
0,350	0,675	0,135
0,400	0,675	0,135
0,450	0,675	0,135
0,500	0,675	0,135
0,550	0,675	0,135
0,600	0,675	0,135
0,650	0,675	0,135
0,700	0,675	0,135
0,750	0,675	0,135
0,800	0,675	0,135
0,850	0,675	0,135
0,900	0,675	0,135
0,950	0,675	0,135
1,000	0,675	0,135
1,050	0,675	0,135
1,100	0,675	0,135
1,150	0,675	0,135
1,200	0,675	0,135
1,250	0,675	0,135
1,300	0,653	0,131
1,350	0,617	0,123
1,400	0,584	0,117
1,450	0,554	0,111
1,500	0,527	0,105
1,550	0,502	0,100
1,600	0,478	0,096
1,650	0,457	0,091
1,700	0,437	0,087
1,750	0,418	0,084
1,800	0,401	0,080
1,850	0,385	0,077
1,900	0,370	0,074
1,950	0,355	0,071
2,000	0,342	0,068
2,050	0,330	0,066
2,100	0,318	0,064
2,150	0,307	0,061
2,200	0,297	0,059
2,250	0,287	0,057
2,300	0,277	0,055
2,350	0,269	0,054
2,400	0,260	0,052
2,450	0,252	0,050
2,500	0,245	0,049
2,550	0,238	0,048
2,600	0,231	0,046
2,650	0,224	0,045
2,700	0,218	0,044
2,750	0,212	0,042
2,800	0,207	0,041
2,850	0,201	0,040
2,900	0,196	0,039
2,950	0,191	0,038
3,000	0,186	0,037

$$C_S(T) = \frac{S_a * I}{R * \Phi_p * \Phi_e}$$

Diseño de viga de cimentación

Datos : (Viga de conexión eje A2 y B2)

$\sigma_t := 10 \frac{tonnef}{m^2}$

$Df := 1\ m$

$\gamma_{suelo} := 1.8 \frac{tonnef}{m^3}$

$\gamma_{hormigon} := 2.4 \frac{tonnef}{m^3}$

$sc := 0.2 \frac{tonnef}{m^2}$

Columna A1:

$b1 := 30\ cm$

$h1 := 30\ cm$

$CM1 := 14.0775\ tonnef$

$CV1 := 3.1017\ tonnef$

Columna A2:

$b2 := 35\ cm$

$h2 := 35\ cm$

$CM2 := 29.3407\ tonnef$

$CV2 := 7.0406\ tonnef$

Luz libre:

$L1 := 3.175\ m$

Ingreso de demandas desde	
Output Case	FZ
Dead	9,5442
Live	3,4768

Cálculo de carga mayorada:

Para columna 1:

$$CU1 := 1.2 \cdot CM1 + 1.6 \cdot CV1 = 21.856\ tonnef$$

Para columna 2:

$$CU2 := 1.2 \cdot CM2 + 1.6 \cdot CV2 = 46.474\ tonnef$$

Dimensionamiento de la viga de cimentación:

$h := \frac{L1}{8} = 39.688\ cm$

$b := \frac{CM1 + CV1}{\sigma_t \cdot L1} = 54.108\ cm$

$h_{escogido} := 90\ cm$

$b_{escogido} := 30\ cm$

$$\text{if}\left(b_{escogido} \geq \frac{h_{escogido}}{2}, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“No cumple”}$$

Cálculo del esfuerzo neto del suelo:

$$\sigma_{neto} := \sigma_t - \gamma_{suelo} \cdot Df = 8.2 \frac{tonnef}{m^2}$$

Dimensionamiento de zapatas:

Para la zapata A1:

$A1 := \frac{CU1}{\sigma_{neto}} = 2.665\ m^2$

$A' := \sqrt{\frac{A1}{2}} = 1.154\ m$

$A'_{escogido} := 1.20\ m$

Para la zapata A2:

$A2 := \frac{CU2}{\sigma_{neto}} = 5.668\ m^2$

$A'2 := \sqrt{\frac{A2}{2}} = 1.683\ m$

$A'_{escogido2} := 1.70\ m$

Cálculo del peso de la viga de cimentación mayorado:

$$P_{VC} := 1.2 \cdot \gamma_{hormigon} \cdot h_{escogido} \cdot b_{escogido} = 0.778 \ \frac{tonnef}{m}$$

Cálculo de reacción R1 (A1) y R2 (A2):

$$\sum M_2 = 0 \qquad L_T := 3.5 \ m$$

$$R1 := \frac{(CU1 \cdot L_T) + \left(P_{VC} \cdot \left(\frac{L1^2}{2}\right)\right)}{L_T - 0.3 \ m} = 25.129 \ tonnef$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R2 := -R1 + CU1 + CU2 + P_{VC} \cdot L1 = 45.669 \ tonnef$$

Chequeando las dimensiones de la zapata:

Para la zapata A1:

$$A_{Z.A1} := \frac{R1}{\sigma_{neto}} = 3.065 \ m^2$$

$$B_{Z.A1} := \frac{A_{Z.A1}}{A'_{escogido}} = 2.554 \ m$$

Para la zapata A2:

$$A_{Z.A2} := \frac{R2}{\sigma_{neto}} = 5.569 \ m^2$$

$$B_{Z.A2} := \frac{A_{Z.A2}}{A'_{escogido2}} = 3.276 \ m$$

Diseño de la viga de cimentación:

$$q1 := \frac{R1}{A'_{escogido}} = 20.941 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$q2 := \frac{R2}{A'_{escogido}} = 38.057 \ \frac{tonnef}{m}$$

Ánalisis para la zapata A1:

$$V1 := q1 \cdot x - P_{VC} \cdot (x - 0.3 \ m) - CU1 = ?$$

$$x := \frac{-0.3 \ m \cdot P_{VC} + CU1}{-P_{VC} + q1} = 1.072 \ m$$

Momento máximo a 1.075m

Fuerza al borde de la zapata es:

$$V := -(CU1) + (q1 \cdot A'_{escogido}) - (P_{VC} \cdot A'_{escogido}) + 0.3 \ m \cdot P_{VC} = 2.574 \ tonnef$$

Ecuación de Momento:

Para x = 0: $x := 0\ m$

$$M1 := -\left(\left(CU1 \cdot (x - 0.15\ m)\right) - \left(q1 \cdot \frac{x^2}{2}\right) + \left(P_{VC} \cdot (x - 0.3\ m) \cdot \frac{(x - 0.3\ m)}{2}\right)\right) = 3.243\ tonnef \cdot m$$

Para x = 2.659m: $x := 1.071\ m$

$$M2 := -\left(\left(CU1 \cdot (x - 0.15\ m)\right) - \left(q1 \cdot \frac{x^2}{2}\right) + P_{VC} \cdot (x - 0.3\ m) \cdot \frac{(x - 0.3\ m)}{2}\right) = -8.35\ tonnef \cdot m$$

Para x = 1.2m: $x := 1.2\ m$

$$M3 := -\left(\left(CU1 \cdot (x - 0.15\ m)\right) - \left(q1 \cdot \frac{x^2}{2}\right) + P_{VC} \cdot (x - 0.3\ m) \cdot \frac{(x - 0.3\ m)}{2}\right) = -8.186\ tonnef \cdot m$$

Ánalisis para la zapata A2:

$$V2 := q2 \cdot x - P_{VC} \cdot (x - 1.025\ m) - \left(CU2 \cdot (x - 0.85\ m)\right) = ?$$

$$x := \frac{-CU2 - \left(P_{VC} \cdot (1.025 \cdot m)\right)}{-q2 - P_{VC}} = 1.217\ m$$ Momento máximo a 1.221m

Fuerza al borde de la zapata es:

$$V2 := -(CU2) + \left(q2 \cdot A'_{escogido2}\right) - \left(P_{VC} \cdot A'_{escogido2}\right) + 1.025\ m \cdot P_{VC} = 17.699\ tonnef$$

Ecuación de Momento:

Para x = 0: $x := 0\ m$

$$M4 := \left(-(CU2 \cdot (x - 0.85\ m)) + \left(q2 \cdot \frac{x^2}{2}\right) - P_{VC} \cdot (x - 1.025\ m) \cdot \frac{(x - 1.025\ m)}{2}\right) = 39.094\ tonnef \cdot m$$

Para x = 2.659m: $x := 1.216\ m$

$$M5 := \left(-(CU2 \cdot (x - 0.85\ m)) + \left(q2 \cdot \frac{x^2}{2}\right) - P_{VC} \cdot (x - 1.025\ m) \cdot \frac{(x - 1.025\ m)}{2}\right) = 11.113\ tonnef \cdot m$$

Para x = 3.3m: $x := 1.7\ m$

$$M6 := \left(-(CU2 \cdot (x - 0.85\ m)) + \left(q2 \cdot \frac{x^2}{2}\right) - P_{VC} \cdot (x - 1.025\ m) \cdot \frac{(x - 1.025\ m)}{2}\right) = 15.313\ tonnef \cdot m$$

Acero mínimo para la zapata A2:

$Mmax := \max(\text{abs}(M1), \text{abs}(M2), \text{abs}(M3)) = 8.35\ tonnef \cdot m$

$\phi := 0.9$

$fy := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$rec := 4\ cm$

$8.337\ tonnef \cdot m = (8.337 \cdot 10^5)\ kgf \cdot cm$

$db := 20\ mm$

$d := h_{escogido} - rec - \frac{db}{2} = 85\ cm$

$As := \frac{Mmax}{\phi \cdot fy \cdot d} = 2.599\ cm^2$

$f'c := 240\ \frac{kgf}{cm^2}$

$\rho := 0.01$

$b_{escogido} = 30\ cm$

$Asmin := \rho \cdot b_{escogido} \cdot d = 25.5\ cm^2$

Acero mínimo para la zapata B2:

$Mmax := \max(\text{abs}(M4), \text{abs}(M5), \text{abs}(M6)) = 39.094\ tonnef \cdot m$

$\phi := 0.9$

$fy := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$rec := 4\ cm$

$db := 14\ mm$

$d := h_{escogido} - rec - \frac{db}{2} = 85.3\ cm$

$As := \frac{30 \cdot Mmax}{d} = (1.348 \cdot 10^{11})\ Pa \cdot cm^2$

$f'c := 240\ \frac{kgf}{cm^2}$

$\rho := 0.01$

$b_{escogido} = 30\ cm$

$Asmin := \rho \cdot b_{escogido} \cdot d = 25.59\ cm^2$

Verificación por corte:

$Vmax := \max(V, V2) = 17.699\ tonnef$

$Vu := 0.85 \cdot 0.533 \cdot \sqrt{f'c \cdot 1\ \frac{kgf}{cm^2}} \cdot b_{escogido} \cdot d = 17.961\ tonnef$

$$\text{if}\left(Vmax < Vu\,,\text{“Cumple”}\,,\text{“No cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

Espaciamiento de estribos:

$$S := min\left(\frac{b_{escogido}}{2}, 300\ mm\right) = 15\ cm$$

Diseño de Columnas HA - Planta Baja

COLUMNA C1 - SENTIDO X

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
K =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
fy =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
Lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N*m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$\alpha = 1.25$$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	35	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		1,508%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil				
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado				
Viga Izquierda				
Superior	As	4,21		cm2
Inferior	As	3,39		cm2
a	4,334	cm	Mp	5,931	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,851	tonf-m
	Mv	10,782		tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As	0		cm2
Inferior	As	0		cm2
a	0,000	cm	Mp	0,000	tonf-m
a	0,000	cm	Mp	0,000	tonf-m
	Mv	0,000		tonf-m
Pu1 =		6,7257		tonf
Pu2 =		13,0575		tonf
Mn1		7,70		tonf-m
Mn2		8,75		tonf-m
Mc		18,45		tonf-m
Viga Izquierda		1,33		Cumple
Viga Derecha		#DIV/0!		#DIV/0!

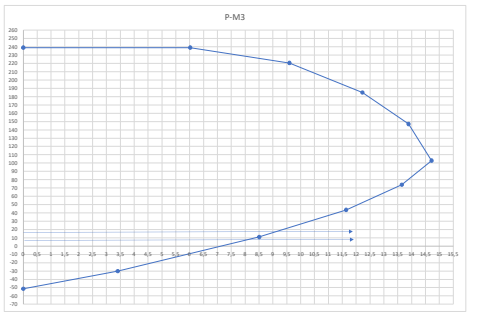
Diseño Acero Transversal				
Máximos por Normativa (NEC-15)				
Zona L0		50		cm
S L0		8,4		cm
S fuera de L0		8,4		
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima				
Bc		26		cm
Area Mínima		3,04		cm2

Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av		3,83		cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av		3,83		cm2

Cortante por Capacidad		
Pu	15,06	ton
Mpr 1 = Mpr 2	10,94	ton-m
Vu	7,29	ton
≥ 6 Pu > Ag*f'c/20?	S	
Vc	8,21	ton
Vs	1,31	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	310,06	cm
Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas		
db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	239,0808
6,0141	239,0808
9,5925	220,5294
12,2245	185,0103
13,8816	147,0755
14,7119	103,0084
13,6439	74,0073
11,6327	43,652
8,5018	10,9523
3,402	-30,1476
0	-51,45

COLUMNA C1 - SENTIDO Y

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
K =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
fy =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
Lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N*m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$\alpha = 1.25$$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	35	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		1,508%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil				
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado				
Viga Izquierda				
Superior	As	5,56		cm2
Inferior	As	3,87		cm2
a	5,724	cm	Mp	7,630	tonf-m
a	3,984	cm	Mp	5,487	tonf-m
	Mv	13,117		tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As	5,56		cm2
Inferior	As	3,87		cm2
a	5,724	cm	Mp	7,630	tonf-m
a	3,984	cm	Mp	5,487	tonf-m
	Mv	13,117		tonf-m
Pu1 =		6,11		tonf
Pu2 =		13,5046		tonf
Mn1		7,90		tonf-m
Mn2		8,80		tonf-m
Mc		16,7		tonf-m
Viga Izquierda		1,27		Cumple
Viga Derecha		1,273		Cumple

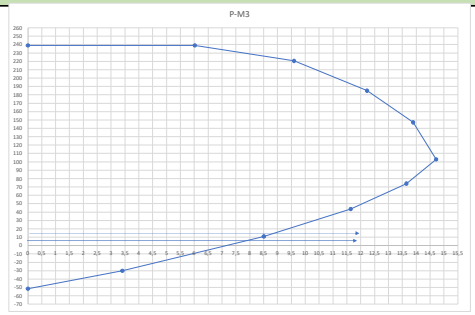
Diseño Acero Transversal				
Máximos por Normativa (NEC-15)				
Zona L0		50		cm
S L0		8,4		cm
S fuera de L0		8,4		
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima				
Bc		26		cm
Area Mínima		3,04		cm2

Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Cortante por Capacidad		
Pu	13,50	ton
Mpr 1 = Mpr 2	11,00	ton-m
Vu	7,33	ton
≥ 6 Pu > Ag*f'c/20?	S	No
Vc	8,21	ton
Vs	1,57	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	338,27	cm
Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas		
db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	239,0808
6,0141	239,0808
9,5925	220,5294
12,2245	185,0103
13,8816	147,0755
14,7119	103,0084
13,6439	74,0073
11,6327	43,652
8,5018	10,9523
3,402	-30,1476
0	-51,45

COLUMNA C2 - SENTIDO X

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
K =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
fy =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
Lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N*m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$\alpha = 1.25$$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	35	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		1,508%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil				
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado				
Viga Izquierda				
Superior	As	4,21		cm2
Inferior	As	3,39		cm2
a	4,334	cm	Mp	5,931	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,851	tonf-m
	Mv	10,782		tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As	0		cm2
Inferior	As	0		cm2
a	0,000	cm	Mp	0,000	tonf-m
a	0,000	cm	Mp	0,000	tonf-m
	Mv	0,000		tonf-m
Pu1 =		9,3495		tonf
Pu2 =		19,9344		tonf
Mn1		8,45		tonf-m
Mn2		9,40		tonf-m
Mc		17,85		tonf-m
Viga Izquierda		1,66		Cumple
Viga Derecha		#DIV/0!		#DIV/0!

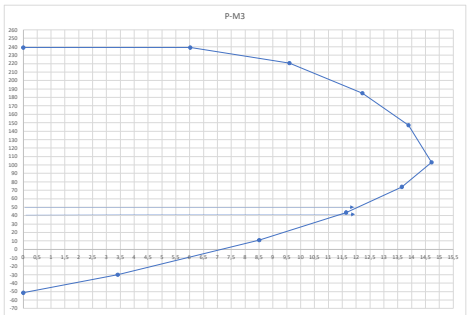
Diseño Acero Transversal				
Máximos por Normativa (NEC-15)				
Zona L0		50		cm
S L0		8,4		cm
S fuera de L0		8,4		
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima				
Bc		26		cm
Area Mínima		3,04		cm2

Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Cortante por Capacidad		
Pu	19,93	ton
Mpr 1 = Mpr 2	11,75	ton-m
Vu	7,83	ton
≥ 6 Pu > Ag*f'c/20?	S	
Vc	8,21	ton
Vs	2,23	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	237,32	cm
Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas		
db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	239,0808
6,0141	239,0808
9,5925	220,5294
12,2245	185,0103
13,8816	147,0755
14,7119	103,0084
13,6439	74,0073
11,6327	43,652
8,5018	10,9523
3,402	-30,1476
0	-51,45

COLUMNA C2 - SENTIDO Y

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
K =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
fy =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
Lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N*m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	35	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		1,508%	Cumple

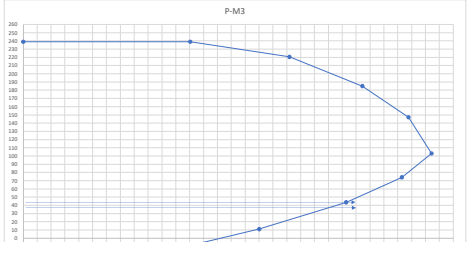
Criterio Columna Fuerte - Viga Débil				
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado				
Viga Izquierda				
Superior	As	5,56		cm2
Inferior	As	3,87		cm2
a	5,724	cm	Mp	7,630	tonf-m
a	3,984	cm	Mp	5,487	tonf-m
	Mv	13,117		tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As	5,56		cm2
Inferior	As	3,87		cm2
a	5,724	cm	Mp	7,630	tonf-m

Diseño Acero Transversal				
Máximos por Normativa (NEC-15)				
Zona L0		50		cm
S L0		8,4		cm
S fuera de L0		8,4		
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima				
Bc		26		cm
Area Mínima		3,04		cm2

Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Cortante por Capacidad		



$\alpha = 1.25$

a	3,984	cm	Mp	5,487	tonf-m
Mr				13,117	tonf-m

PuT =	7,9944 tonf
Pu2 =	16,0420 tonf

Mn1	8,00 tonf-m
Mn2	8,78 tonf-m
Mc	16,78 tonf-m

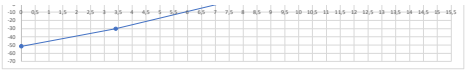
Viga Izquierda	1,28	Cumple
Viga Derecha	1,279	Cumple

Pu	16,04	ton
Mpr 1 = Mpr 2	10,98	ton-m
Vu	7,32	ton
ϕ5 Pu > Ag*f'c/209		SI
Vc	8,21	ton
Vs	1,34	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	343,17	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas

db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8,9899	152,0479
10,4055	116,332
11,2888	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

COLUMNA C3 - SENTIDO X

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
E =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
εy =	0,00207	-
ß =	0,85	-
Ø =	0,75	-
lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N*m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$\alpha = 1.25$

Comprobación de Secciones

Lado Menor	35	cm
Lado Pependicular	35	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal

# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		1,508%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil

Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda

Superior	As			4,21	cm2
Inferior	As			3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,931	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,851	tonf-m
Mr				10,782	tonf-m

Viga Derecha

Superior	As			0	cm2
Inferior	As			0	cm2
a	0,000	cm	Mp	0,000	tonf-m
a	0,000	cm	Mp	0,000	tonf-m
Mr				0,000	tonf-m

PuT =	9,887 tonf
Pu2 =	20,8730 tonf

Mn1	8,50 tonf-m
Mn2	9,37 tonf-m
Mc	17,87 tonf-m

Viga Izquierda	1,66	Cumple
Viga Derecha	#DIV/0!	#DIV/0!

Diseño Acero Transversal

Máximos por Normativa (NEC-15)

Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	26	cm
Area Mínima	3,04	cm2

Diseño Estribos Eje X

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

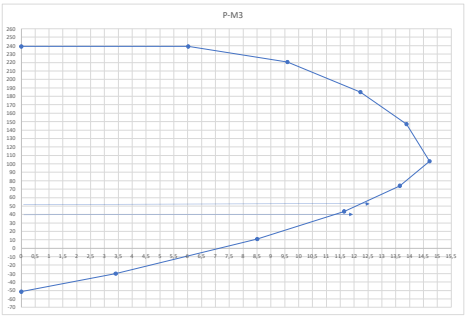
Cortante por Capacidad

Pu	20,87	ton
Mpr 1 = Mpr 2	11,71	ton-m
Vu	7,81	ton
ϕ5 Pu > Ag*f'c/209		SI
Vc	8,21	ton
Vs	2,20	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	240,92	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas

db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8,9899	152,0479
10,4055	116,332
11,2888	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

COLUMNA C3 - SENTIDO Y

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
E =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
εy =	0,00207	-
ß =	0,85	-
Ø =	0,75	-
lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N*m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$\alpha = 1.25$

Comprobación de Secciones

Lado Menor	35	cm
Lado Pependicular	35	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal

# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		1,508%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil

Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda

Superior	As			5,56	cm2
Inferior	As			3,87	cm2
a	5,724	cm	Mp	7,630	tonf-m
a	3,984	cm	Mp	5,487	tonf-m
Mr				13,117	tonf-m

Viga Derecha

Superior	As			5,56	cm2
Inferior	As			3,87	cm2
a	5,724	cm	Mp	7,630	tonf-m
a	3,984	cm	Mp	5,487	tonf-m
Mr				13,117	tonf-m

PuT =	8,4652 tonf
Pu2 =	17,7327 tonf

Mn1	8,00 tonf-m
Mn2	9,05 tonf-m
Mc	17,05 tonf-m

Viga Izquierda	1,30	Cumple
Viga Derecha	1,300	Cumple

Diseño Acero Transversal

Máximos por Normativa (NEC-15)

Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	26	cm
Area Mínima	3,04	cm2

Diseño Estribos Eje X

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

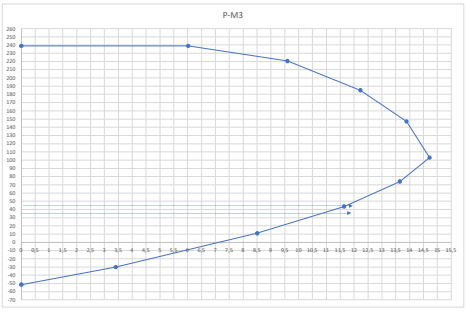
Cortante por Capacidad

Pu	17,73	ton
Mpr 1 = Mpr 2	11,31	ton-m
Vu	7,54	ton
ϕ5 Pu > Ag*f'c/209		SI
Vc	8,21	ton
Vs	1,84	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	287,35	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas

db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8,9899	152,0479
10,4055	116,332
11,2888	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

COLUMNA C4 - SENTIDO X

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
E =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
εy =	0,00207	-
ß =	0,85	-
Ø =	0,75	-
lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N*m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$\alpha = 1.25$

Comprobación de Secciones

Lado Menor	35	cm
Lado Pependicular	35	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal

# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	16
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		20,38	cm2
Cuantía		1,662%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil

Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda

Superior	As			4,21	cm2
Inferior	As			3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,931	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,851	tonf-m
Mr				10,782	tonf-m

Viga Derecha

Superior	As			4,21	cm2
Inferior	As			3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,931	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,851	tonf-m
Mr				10,782	tonf-m

PuT =	8,848 tonf
Pu2 =	19,3343 tonf

Mn1	8,00 tonf-m
Mn2	9,20 tonf-m
Mc	17,2 tonf-m

Viga Izquierda	1,60	Cumple
Viga Derecha	1,595	Cumple

Diseño Acero Transversal

Máximos por Normativa (NEC-15)

Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	26	cm
Area Mínima	3,04	cm2

Diseño Estribos Eje X

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

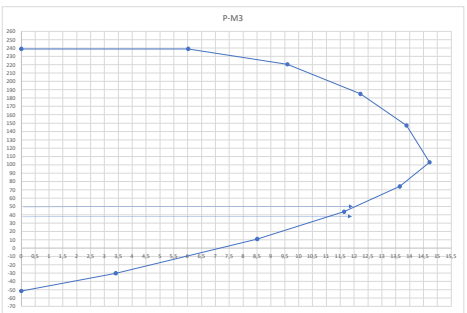
Cortante por Capacidad

Pu	19,33	ton
Mpr 1 = Mpr 2	11,50	ton-m
Vu	7,67	ton
ϕ5 Pu > Ag*f'c/209		SI
Vc	8,21	ton
Vs	2,01	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	263,54	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas

db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8,9899	152,0479
10,4055	116,332
11,2888	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

COLUMNA C4 - SENTIDO Y

Dimensiones de Viga, Columna y Datos

Comprobación de Secciones

Diseño Acero Transversal

Características Viga Columna Fuerte		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
k =	35.2142857	cm2
Ecu =	0.003	-
Ey =	0.00207	-
β =	0.85	-
Ø =	0.75	-
lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N * m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$\alpha = 1.25$$

Comprobación de Columnas		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	30	cm
Relación	1,166666667	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	16
# Varillas Medio	4	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		17,28	cm2
Cuantía		1,646%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil				
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado				
Viga Izquierda				
Superior	As		5,56	cm2
Inferior	As		3,87	cm2
a	5,724	cm	Mp	7,630	tonf-m
a	3,984	cm	Mp	5,487	tonf-m
	Mv		13,117	tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As		5,56	cm2
Inferior	As		3,87	cm2
a	5,724	cm	Mp	7,630	tonf-m
a	3,984	cm	Mp	5,487	tonf-m
	Mv		13,117	tonf-m

Pu1 =	8,4024	tonf
Pu2 =	10,1308	tonf

Mn1	8,36	tonf-m
Mn2	9,17	tonf-m
Mc	17,53	tonf-m

Viga Izquierda	1,34	Cumple
Viga Derecha	1,336	Cumple

Diseño Nudo Horizontal		
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0	50	cm

S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	26	cm
Area Mínima	2,07	cm2

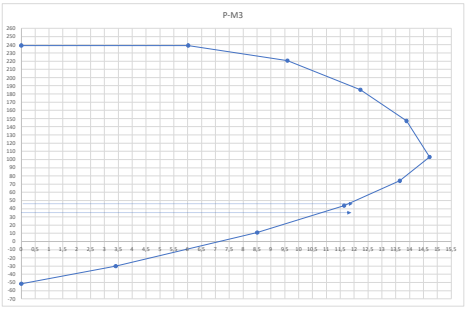
Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Cortante por Capacidad		
Pu	18,14	ton
Mpr 1 + Mpr 2	11,46	ton-m
Vu	7,64	ton
ØEstribo Vs > Ag*f'c/20		
Vc	8,21	ton
Vs	1,98	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	267,98	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas			
db	16	mm	
ld	979,8	mm	
Longitud de Desarrollo	98	cm	
lext	190	mm	
Longitud de Gancho	19	cm	
ldh	254,02	mm	
Longitud de Adherencia	25,5	cm	



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8.9899	152.0479
10,4055	116,332
11,2688	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

DISEÑO DE COLUMNAS DE ACERO ESTRUCTURAL

COLUMNAS DE SEGUNDA PLANTA - A4

C20x20x2

Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de placas:	t =	2,00	cm
Base columna compuesta:	b =	20,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	20,00	cm
Base sin espesores:	b1=	16,00	cm
Altura sin espesores:	h1 =	16,00	cm
Área de columna:	A =	144,00	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	7872,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	7872,00	cm4
Módulo Polar:	J =	12368,80	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	976,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	976,00	cm3
Límite de esbelto/no esbelto:	λ =	8,000	-
Límite SC del ala:	λala =	8,000	-
Límite SC del alma:	λalma =	8,000	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos

rx =	7,39	cm
ry =	7,39	cm
K =	0,65	-
L =	3,00	m
Comprobación esbelto/no esbelto		
λr =	39,74	-

No esbelto

1. Pandeo por flexión

KL / r	26,37	-
Límite 1 =	133,68	-
Fe =	411,48	ksi
Fcr =	2,707	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	350,83	tonf
Pu =	10,5630	tonf

Cumple la sección

2. Pandeo torsional y flexo torsional

G =	790,00	tonf/cm2
Cw =	0,00	cm6
Fe =	620,64	tonf/cm2
Fcr =	2,803	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	363,23	tonf
Pu =	10,5630	tonf

Cumple la sección

3. Pandeo torsional y flexo torsional

Pu =	10,5630	tonf
Φc =	0,90	-
Pn =	363,9168	tonf
Pu / Pc	0,0290	-
Φb =	0,90	-
Mrx =	343,57	tonf-cm
Mcx =	1223,16	tonf-cm
Mry =	41,54	tonf-cm
Mcy =	245,14	tonf-cm
Comprobación		
0,465	<	1,0

Cumple la capacidad de esfuerzos combinados

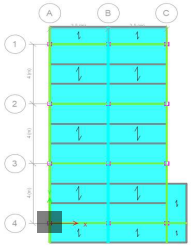
4. Resistencia por cortante

h/tw =	8,00	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	40,00	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	60,65	tonf/cm2
Vu =	1,81	tonf/cm2

Cumple la sección

Mrx y Mry

Momentos	Viga AB-Eje 4	Viga A3-4-4'
Mcx =	1223,16	720,25
Mcy =	245,14	146,83





5. Conexión Viga-Columna (Eje X)

NEC-SE-AC (9.4)

Ln-viga =	330,00	cm
hviga =	27,00	cm
Cond.1 =	12,22	-
Cumple		
Datos de la viga:		
a =	9,00	cm
b =	23,00	cm
c =	3,25	cm
ΣVSR =	311,75	cm3
Fy =	36,00	ksi
Fu =	48,00	ksi
Cpr =	1,17	-
Mpr =	1327,69	tonf-cm
V1 =	4,27	tonf
V2 =	-4,27	tonf

Vvsr =	12,31	tonf
Vvsr' =	3,78	tonf
Sh =	20,50	cm
Mf =	1580,08	tonf-cm
Mf' =	1250,17	tonf-cm
ΦMpe =	1766,7936	tonf-cm
Cumple		
ΦvV =	126,36	tonf
V1' =	4,37	tonf
V2' =	0,43	tonf
Vu =	16,69	tonf
Cumple		

5.1. Diseño de placa cortante

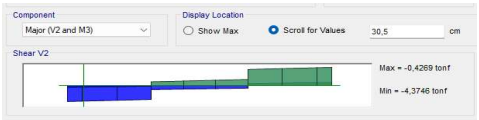
Vu =	16,69	tonf
tw =	0,66	cm
dminplac =	15,01	cm

5.2. Columna fuerte-viga débil

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0$$

ΣMpc =	5865,97	tonf-cm
ΣMpr =	2655,38	tonf-cm
ΣMuv =	490,84	tonf-cm
ΣMpv =	3146,23	tonf-cm

Cumple criterio



5. Conexión Viga-Columna (Eje Y)

NEC-SE-AC (9.4)

Ln-viga =	380,00	cm
hviga =	22,00	cm
Cond.1 =	17,27	-
Cumple		
Datos de la viga:		
a =	7,00	cm
b =	16,00	cm
c =	2,00	cm
ΣVSR =	207,43	cm3
Fy =	36,00	ksi
Fu =	48,00	ksi
Cpr =	1,17	-
Mpr =	883,38	tonf-cm
V1 =	1,79	tonf
V2 =	-1,79	tonf

Vvsr =	6,44	tonf
Vvsr' =	2,86	tonf
Sh =	15,00	cm
Mf =	979,93	tonf-cm
Mf' =	840,45	tonf-cm
ΦMpe =	1040,364	tonf-cm
Cumple		
ΦvV =	126,36	tonf
V1' =	2,27	tonf
V2' =	0,29	tonf
Vu =	8,71	tonf
Cumple		

5.1. Diseño de placa cortante

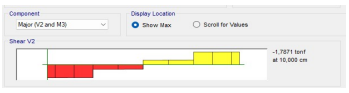
Vu =	8,71	tonf
tw =	0,59	cm
dminplac =	8,76	cm

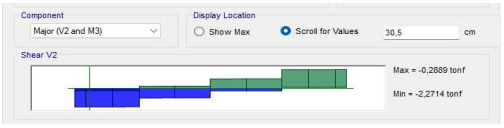
5.2. Columna fuerte-viga débil

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0$$

ΣMpc =	5760,46	tonf-cm
ΣMpr =	1766,77	tonf-cm
ΣMuv =	232,47	tonf-cm
ΣMpv =	1999,24	tonf-cm

Cumple criterio





COLUMNAS DE SEGUNDA PLANTA - B4

C25x25x2

Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de placas:	t =	2,00	cm
Base columna compuesta:	b =	25,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	25,00	cm
Base sin espesores:	b1=	21,00	cm
Altura sin espesores:	h1 =	21,00	cm
Área de columna:	A =	184,00	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	16345,30	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	16345,30	cm4
Módulo Polar:	J =	25477,50	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	1591,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	1591,00	cm3
Límite de esbelto/no esbelto:	λ =	10,500	-
Límite SC del ala:	λala =	10,500	-
Límite SC del alma:	λalma =	10,500	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

516,672

Cálculos

rx =	9,43	cm
ry =	9,43	cm
K =	0,65	-
L =	3,00	m
Comprobación esbelto/no esbelto		
λr =	39,74	-

No esbelto

1. Pandeo por flexión

KL / r	20,69	-
Límite 1 =	133,68	-
Fe =	668,66	ksi
Fcr =	2,745	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	454,64	tonf
Pu =	19,7552	tonf

Cumple la sección

2. Pandeo torsional y flexo torsional

G =	790,00	tonf/cm2
Cw =	0,00	cm6
Fe =	615,69	tonf/cm2
Fcr =	2,803	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	464,12	tonf
Pu =	19,7552	tonf

Cumple la sección

3. Pandeo torsional y flexo torsional

Pu =	19,4815	tonf
Φc =	0,90	-
Pn =	465,0048	tonf
Pu / Pc	0,0419	-
Φb =	0,90	-
Mrx =	625,69	tonf-cm
Mcx =	1223,16	tonf-cm
Mry =	27,35	tonf-cm
Mcy =	245,14	tonf-cm
Comprobación		
0,644	<	1,0

Cumple la capacidad de esfuerzos combinados

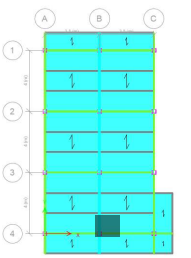
4. Resistencia por cortante

h/tw =	10,50	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	50,00	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	75,82	tonf/cm2
Vu =	1,90	tonf/cm2

Cumple la sección

Mrx y Mry

Momentos	Viga Eje 4	Viga B3-4-4'
Mcx =	1223,16	720,25
Mcy =	245,14	146,83



5. Conexión Viga-Columna (Eje X)

NEC-SE-AC (9.4)

Ln-viga =	330,00	cm
hviga =	27,00	cm
Cond.1 =	12,22	-
Cumple		
Datos de la viga:		
a =	9,00	cm

Vvsr =	12,56	tonf
Vvsr' =	3,53	tonf
Sh =	20,50	cm
Mf =	1585,15	tonf-cm
Mf' =	1255,24	tonf-cm
ΦMpe =	1766,7936	tonf-cm

5.2. Columna fuerte-viga débil

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0$$

ΣMpc =	9443,32	tonf-cm
ΣMpr =	2655,38	tonf-cm

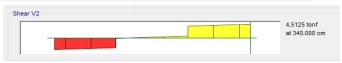
b =	23,00	cm
c =	3,25	cm
ZVSR =	311,75	cm3
Fy =	36,00	ksi
Fu =	48,00	ksi
Cpr =	1,17	-
Mpr =	1327,69	tonf-cm
V1 =	4,51	tonf
V2 =	-4,51	tonf

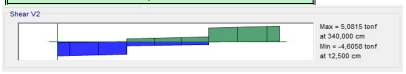
Cumple		
ΦvV =	126,36	tonf
V1' =	5,21	tonf
V2' =	4,61	tonf
Vu =	17,77	tonf

Cumple		
5.1. Diseño de placa cortante		
Vu =	17,77	tonf
tw =	0,66	cm
dminplac =	15,98	cm

ΣMuv =	531,0768	tonf-cm
ΣMpv =	3186,46	tonf-cm
Cumple criterio		









NEC-SE-AC (9.4)

Ln-viga =	380,00	cm
hviga =	30,00	cm
Cond.1 =	12,67	-
Cumple		
Datos de la viga:		
a =	9,00	cm
b =	23,00	cm
c =	3,25	cm
ZVSR =	426,79	cm3
Fy =	36,00	ksi
Fu =	48,00	ksi
Cpr =	1,17	-
Mpr =	1817,62	tonf-cm
V1 =	3,34	tonf
V2 =	-3,34	tonf

5. Conexión Viga-Columna (Eje Y)		
Vvsr =	12,91	tonf
Vvsr' =	6,23	tonf
Sh =	20,50	cm
Mf =	2082,20	tonf-cm
Mf' =	1689,98	tonf-cm
ΦMpe =	2292,4512	tonf-cm
Cumple		
ΦvV =	126,36	tonf
V1' =	4,67	tonf
V2' =	4,59	tonf
Vu =	17,58	tonf
Cumple		
5.1. Diseño de placa cortante		
Vu =	17,58	tonf
tw =	0,71	cm
dminplac =	14,69	cm

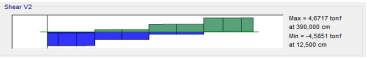
5.2. Columna fuerte-viga débil

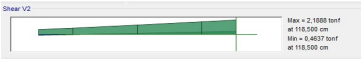
$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0$$

ΣMpc =	9548,24	tonf-cm
ΣMpr =	3635,24	tonf-cm
ΣMuv =	631,38	tonf-cm
ΣMpv =	4266,63	tonf-cm
Cumple criterio		









COLUMNAS DE SEGUNDA PLANTA - C4

C25x25x2

Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de placas:	t =	2,00	cm
Base columna compuesta:	b =	25,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	25,00	cm
Base sin espesores:	b1=	21,00	cm
Altura sin espesores:	h1 =	21,00	cm
Área de columna:	A =	184,00	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	16345,30	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	16345,30	cm4
Módulo Polar:	J =	25477,50	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	1591,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	1591,00	cm3
Límite de esbelto/no esbelto:	λ =	10,500	-
Límite SC del ala:	λala =	10,500	-
Límite SC del alma:	λalma =	10,500	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos		
rx =	9,43	cm
ry =	9,43	cm
K =	0,65	-
L =	3,00	m
Comprobación esbelto/no esbelto		
λr =	39,74	-
No esbelto		

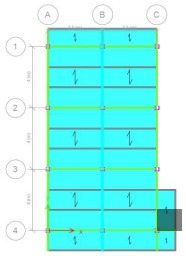
1. Pandeo por flexión		
KL / r	20,69	-
Límite 1 =	133,68	-
Fe =	668,66	ksi
Fcr =	2,745	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	454,64	tonf
Pu =	16,1810	tonf
Cumple la sección		

2. Pandeo torsional y flexo torsional		
G =	790,00	tonf/cm2
Cw =	0,00	cm6
Fe =	615,69	tonf/cm2
Fcr =	2,803	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	464,12	tonf
Pu =	16,1810	tonf
Cumple la sección		

3. Pandeo torsional y flexo torsional		
Pu =	20,5615	tonf
Φc =	0,90	-
Pn =	465,0048	tonf
Pu / Pc	0,0442	-
Φb =	0,90	-
Mrx =	600,92	tonf-cm
Mcx =	1223,16	tonf-cm
Mry =	7,06	tonf-cm
Mcy =	245,14	tonf-cm
Comprobación		
0,542	<	1,0
Cumple la capacidad de esfuerzos combinados		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	10,50	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	50,00	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	75,82	tonf/cm2
Vu =	2,33	tonf/cm2
Cumple la sección		

Mrx y Mry		
Momentos	Viga Eje 4 - BC Y BC'	Viga C3-4-4'
Mcx =	1223,16	720,25
Mcy =	245,14	146,83



Ln-viga =	330,00	cm
hviga =	27,00	cm
Cond.1 =	12,22	-
Cumple		
Datos de la viga:		
a =	9,00	cm
b =	23,00	cm
c =	3,25	cm
ZVSR =	311,75	cm3
Fy =	36,00	ksi
Fu =	48,00	ksi
Cpr =	1,17	-
Mpr =	1327,69	tonf-cm
V1 =	4,93	tonf
V2 =	-4,93	tonf

5. Conexión Viga-Columna (Eje X)		
Vvsr =	12,98	tonf
Vvsr' =	3,11	tonf
Sh =	20,50	cm
Mf =	1593,76	tonf-cm
Mf' =	1263,85	tonf-cm
ΦMpe =	1766,7936	tonf-cm
Cumple		
ΦvV =	126,36	tonf
V1' =	5,13	tonf
V2' =	4,93	tonf
Vu =	18,11	tonf
Cumple		
5.1. Diseño de placa cortante		
Vu =	18,11	tonf
tw =	0,66	cm
dminplac =	16,29	cm

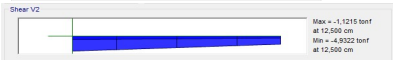
5.2. Columna fuerte-viga débil

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0$$

ΣMpc =	9511,24	tonf-cm
ΣMpr =	2655,38	tonf-cm
ΣMuv =	531,0768	tonf-cm
ΣMpv =	3186,46	tonf-cm
Cumple criterio		









NEC-SE-AC (9.4)

Ln-viga =	380,00	cm
hviga =	22,00	cm
Cond.1 =	17,27	-
Cumple		
Datos de la viga:		
a =	6,00	cm
b =	16,00	cm
c =	2,00	cm
ZVSR =	207,43	cm3
Fy =	36,00	ksi
Fu =	48,00	ksi
Cpr =	1,17	-
Mpr =	883,38	tonf-cm
V1 =	2,35	tonf
V2 =	-2,35	tonf

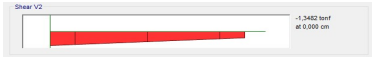
5. Conexión Viga-Columna (Eje Y)		
Vvsr =	7,00	tonf
Vvsr' =	2,30	tonf
Sh =	14,00	cm
Mf =	981,36	tonf-cm
Mf' =	851,18	tonf-cm
ΦMpe =	1040,364	tonf-cm
Cumple		
ΦvV =	126,36	tonf
V1' =	2,81	tonf
V2' =	2,30	tonf
Vu =	9,81	tonf
Cumple		
5.1. Diseño de placa cortante		
Vu =	9,81	tonf
tw =	0,59	cm
dminplac =	9,86	cm

5.2. Columna fuerte-viga débil

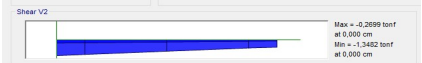
$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1.0$$

ΣMpc =	9340,18	tonf-cm
ΣMpr =	1766,77	tonf-cm
ΣMuv =	246,418	tonf-cm
ΣMpv =	2013,19	tonf-cm
Cumple criterio		









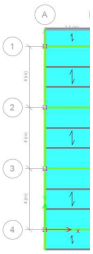
COLUMNAS DE SEGUNDA PLANTA - B3

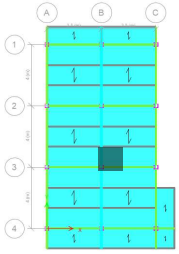
C25x25x2

Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de placas:	t =	2,00	cm
Base columna compuesta:	b =	20,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	20,00	cm
Base sin espesores:	b1=	16,00	cm
Altura sin espesores:	h1 =	16,00	cm
Área de columna:	A =	144,00	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	7872,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	7872,00	cm4
Módulo Polar:	J =	12368,80	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	976,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	976,00	cm3
Límite de esbelto/no esbelto:	λ =	8,000	-
Límite SC del ala:	λala =	8,000	-
Límite SC del alma:	λalma =	8,000	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15





Cálculos

rx =	7,39	cm
ry =	7,39	cm
K =	0,65	-
L =	3,00	m
Comprobación esbelto/no esbelto		
λr =	39,74	-
No esbelto		

1. Pandeo por flexión

KL / r	26,37	-
Límite 1 =	133,68	-
Fe =	411,48	ksi
Fcr =	2,707	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	350,83	tonf
Pu =	22,8643	tonf
Cumple la sección		

2. Pandeo torsional y flexo torsional

G =	790,00	tonf/cm2
Cw =	0,00	cm6
Fe =	620,64	tonf/cm2
Fcr =	2,803	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	363,23	tonf
Pu =	22,8643	tonf
Cumple la sección		

3. Pandeo torsional y flexo torsional

Pu =	20,5069	tonf
Φc =	0,90	-
Pn =	363,9168	tonf
Pu / Pc	0,0564	-
Φb =	0,90	-
Mrx =	5,46	tonf-cm
Mcx =	2466,55	tonf-cm
Mry =	480,58	tonf-cm
Mcy =	2466,55	tonf-cm
Comprobación		
0,225	<	1,0
Cumple la capacidad de esfuerzos combinados		

4. Resistencia por cortante

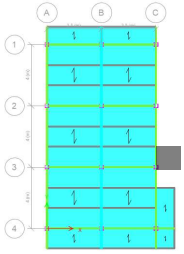
h/tw =	8,00	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	40,00	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	60,65	tonf/cm2
Vu =	1,95	tonf/cm2
Cumple la sección		

COLUMNAS DE SEGUNDA PLANTA - C3

C25x25x2

Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de placas:	t =	2,00	cm
Base columna compuesta:	b =	25,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	25,00	cm
Base sin espesores:	b1=	21,00	cm
Altura sin espesores:	h1 =	21,00	cm
Área de columna:	A =	184,00	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	16345,30	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	16345,30	cm4
Módulo Polar:	J =	25477,50	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	1591,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	1591,00	cm3
Límite de esbelto/no esbelto:	λ =	10,500	-
Límite SC del ala:	λala =	10,500	-
Límite SC del alma:	λalma =	10,500	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15



Cálculos

rx =	9,43	cm
ry =	9,43	cm
K =	0,65	-
L =	3,00	m
Comprobación esbelto/no esbelto		
λr =	39,74	-
No esbelto		

1. Pandeo por flexión

KL / r	20,69	-
Límite 1 =	133,68	-
Fe =	668,66	ksi
Fcr =	2,745	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	454,64	tonf
Pu =	14,2448	tonf
Cumple la sección		

2. Pandeo torsional y flexo torsional

G =	790,00	tonf/cm2
Cw =	0,00	cm6
Fe =	615,69	tonf/cm2
Fcr =	2,803	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	464,12	tonf
Pu =	14,2448	tonf
Cumple la sección		

3. Pandeo torsional y flexo torsional

Pu =	14,2448	tonf
Φc =	0,90	-
Pn =	465,0048	tonf
Pu / Pc	0,0306	-
Φb =	0,90	-
Mrx =	442,86	tonf-cm
Mcx =	4020,78	tonf-cm
Mry =	16,46	tonf-cm
Mcy =	4020,78	tonf-cm
Comprobación		
0,130	<	1,0
Cumple la capacidad de esfuerzos combinados		

4. Resistencia por cortante

h/tw =	10,50	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	50,00	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	75,82	tonf/cm2
Vu =	2,02	tonf/cm2
Cumple la sección		

COLUMNAS DE SEGUNDA PLANTA - A2

C25x25x2			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de placas:	t =	2,00	cm
Base columna compuesta:	b =	25,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	25,00	cm
Base sin espesores:	b1=	21,00	cm
Altura sin espesores:	h1 =	21,00	cm
Área de columna:	A =	184,00	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	16345,30	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	16345,30	cm4
Módulo Polar:	J =	25477,50	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	1591,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	1591,00	cm3
Límite de esbelto/no esbelto:	λ =	10,500	-
Límite SC del ala:	λala =	10,500	-
Límite SC del alma:	λalma =	10,500	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

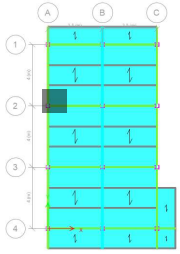
Cálculos		
rx =	9,43	cm
ry =	9,43	cm
K =	0,65	-
L =	3,00	m
Comprobación esbelto/no esbelto		
λr =	39,74	-
No esbelto		

1. Pandeo por flexión		
KL / r	20,69	-
Límite 1 =	133,68	-
Fe =	668,66	ksi
Fcr =	2,745	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	454,64	tonf
Pu =	12,4041	tonf
Cumple la sección		

2. Pandeo torsional y flexo torsional		
G =	790,00	tonf/cm2
Cw =	0,00	cm6
Fe =	615,69	tonf/cm2
Fcr =	2,803	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	464,12	tonf
Pu =	12,4041	tonf
Cumple la sección		

3. Pandeo torsional y flexo torsional		
Pu =	12,4041	tonf
Φc =	0,90	-
Pn =	465,0048	tonf
Pu / Pc	0,0267	-
Φb =	0,90	-
Mrx =	455,38	tonf-cm
Mcx =	4020,78	tonf-cm
Mry =	39,09	tonf-cm
Mcy =	4020,78	tonf-cm
Comprobación		
0,136	<	1,0
Cumple la capacidad de esfuerzos combinados		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	10,50	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	50,00	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	75,82	tonf/cm2
Vu =	2,09	tonf/cm2
Cumple la sección		



COLUMNAS DE SEGUNDA PLANTA - B2

C25x25x2			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de placas:	t =	2,00	cm
Base columna compuesta:	b =	25,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	25,00	cm
Base sin espesores:	b1=	21,00	cm
Altura sin espesores:	h1 =	21,00	cm
Área de columna:	A =	184,00	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	16345,30	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	16345,30	cm4
Módulo Polar:	J =	25477,50	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	1591,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	1591,00	cm3
Límite de esbelto/no esbelto:	λ =	10,500	-
Límite SC del ala:	λala =	10,500	-
Límite SC del alma:	λalma =	10,500	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

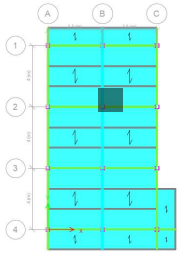
Cálculos		
rx =	9,43	cm
ry =	9,43	cm
K =	0,65	-
L =	3,00	m
Comprobación esbelto/no esbelto		
λr =	39,74	-
No esbelto		

1. Pandeo por flexión		
KL / r	20,69	-
Límite 1 =	133,68	-
Fe =	668,66	ksi
Fcr =	2,745	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	454,64	tonf
Pu =	23,2320	tonf
Cumple la sección		

2. Pandeo torsional y flexo torsional		
G =	790,00	tonf/cm2
Cw =	0,00	cm6
Fe =	615,69	tonf/cm2
Fcr =	2,803	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	464,12	tonf
Pu =	23,2320	tonf
Cumple la sección		

3. Pandeo torsional y flexo torsional		
Pu =	21,0404	tonf
Φc =	0,90	-
Pn =	465,0048	tonf
Pu / Pc	0,0452	-
Φb =	0,90	-
Mrx =	20,79	tonf-cm
Mcx =	4020,78	tonf-cm
Mry =	483,52	tonf-cm
Mcy =	4020,78	tonf-cm
Comprobación		
0,148	<	1,0
Cumple la capacidad de esfuerzos combinados		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	10,50	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	50,00	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	75,82	tonf/cm2
Vu =	2,06	tonf/cm2
Cumple la sección		



COLUMNAS DE SEGUNDA PLANTA - C2

C25x25x2			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de placas:	t =	2,00	cm
Base columna compuesta:	b =	25,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	25,00	cm
Base sin espesores:	b1=	21,00	cm
Altura sin espesores:	h1 =	21,00	cm
Área de columna:	A =	184,00	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	16345,30	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	16345,30	cm4
Módulo Polar:	J =	25477,50	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	1591,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	1591,00	cm3
Límite de esbelto/no esbelto:	λ =	10,500	-
Límite SC del ala:	λala =	10,500	-
Límite SC del alma:	λalma =	10,500	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

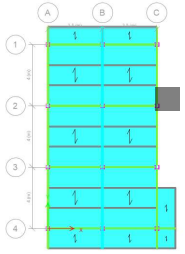
Cálculos		
rx =	9,43	cm
ry =	9,43	cm
K =	0,65	-
L =	3,00	m
Comprobación esbelto/no esbelto		
λr =	39,74	-
No esbelto		

1. Pandeo por flexión		
KL / r	20,69	-
Límite 1 =	133,68	-
Fe =	668,66	ksi
Fcr =	2,745	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	454,64	tonf
Pu =	12,4438	tonf
Cumple la sección		

2. Pandeo torsional y flexo torsional		
G =	790,00	tonf/cm2
Cw =	0,00	cm6
Fe =	615,69	tonf/cm2
Fcr =	2,803	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	464,12	tonf
Pu =	12,4438	tonf
Cumple la sección		

3. Pandeo torsional y flexo torsional		
Pu =	12,4438	tonf
Φc =	0,90	-
Pn =	465,0048	tonf
Pu / Pc	0,0268	-
Φb =	0,90	-
Mrx =	465,83	tonf-cm
Mcx =	4020,78	tonf-cm
Mry =	37,35	tonf-cm
Mcy =	4020,78	tonf-cm
Comprobación		
0,139	<	1,0
Cumple la capacidad de esfuerzos combinados		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	10,50	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	50,00	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	75,82	tonf/cm2
Vu =	2,11	tonf/cm2
Cumple la sección		



COLUMNAS DE SEGUNDA PLANTA - A1

C25x25x2			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de placas:	t =	2,00	cm
Base columna compuesta:	b =	25,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	25,00	cm
Base sin espesores:	b1=	21,00	cm
Altura sin espesores:	h1 =	21,00	cm
Área de columna:	A =	184,00	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	16345,30	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	16345,30	cm4
Módulo Polar:	J =	25477,50	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	1591,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	1591,00	cm3
Límite de esbelto/no esbelto:	λ =	10,500	-
Límite SC del ala:	λala =	10,500	-
Límite SC del alma:	λalma =	10,500	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

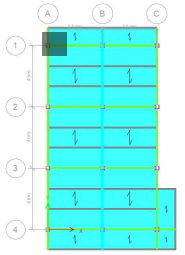
Cálculos		
rx =	9,43	cm
ry =	9,43	cm
K =	0,65	-
L =	3,00	m
Comprobación esbelto/no esbelto		
λr =	39,74	-
No esbelto		

1. Pandeo por flexión		
KL / r	20,69	-
Límite 1 =	133,68	-
Fe =	668,66	ksi
Fcr =	2,745	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	454,64	tonf
Pu =	9,7892	tonf
Cumple la sección		

2. Pandeo torsional y flexo torsional		
G =	790,00	tonf/cm2
Cw =	0,00	cm6
Fe =	615,69	tonf/cm2
Fcr =	2,803	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	464,12	tonf
Pu =	9,7892	tonf
Cumple la sección		

3. Pandeo torsional y flexo torsional		
Pu =	9,7892	tonf
Φc =	0,90	-
Pn =	465,0048	tonf
Pu / Pc	0,0211	-
Φb =	0,90	-
Mrx =	474,47	tonf-cm
Mcx =	4020,78	tonf-cm
Mry =	6,47	tonf-cm
Mcy =	4020,78	tonf-cm
Comprobación		
0,130	<	1,0
Cumple la capacidad de esfuerzos combinados		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	10,50	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	50,00	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	75,82	tonf/cm2
Vu =	2,13	tonf/cm2
Cumple la sección		



COLUMNAS DE SEGUNDA PLANTA - B1

C25x25x2

Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de placas:	t =	2,00	cm
Base columna compuesta:	b =	25,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	25,00	cm
Base sin espesores:	b1=	21,00	cm
Altura sin espesores:	h1 =	21,00	cm
Área de columna:	A =	184,00	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	16345,30	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	16345,30	cm4
Módulo Polar:	J =	25477,50	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	1591,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	1591,00	cm3
Límite de esbelto/no esbelto:	λ =	10,500	-
Límite SC del ala:	λala =	10,500	-
Límite SC del alma:	λalma =	10,500	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos

rx =	9,43	cm
ry =	9,43	cm
K =	0,65	-
L =	3,00	m
Comprobación esbelto/no esbelto		
λr =	39,74	-
No esbelto		

1. Pandeo por flexión

KL / r	20,69	-
Límite 1 =	133,68	-
Fe =	668,66	ksi
Fcr =	2,745	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	454,64	tonf
Pu =	18,0138	tonf
Cumple la sección		

2. Pandeo torsional y flexo torsional

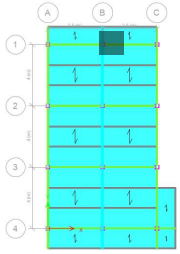
G =	790,00	tonf/cm2
Cw =	0,00	cm6
Fe =	615,69	tonf/cm2
Fcr =	2,803	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	464,12	tonf
Pu =	18,0138	tonf
Cumple la sección		

3. Pandeo torsional y flexo torsional

Pu =	15,5228	tonf
Φc =	0,90	-
Pn =	465,0048	tonf
Pu / Pc	0,0334	-
Φb =	0,90	-
Mrx =	486,00	tonf-cm
Mcx =	4020,78	tonf-cm
Mry =	37,39	tonf-cm
Mcy =	4020,78	tonf-cm
Comprobación		
0,147	<	1,0
Cumple la capacidad de esfuerzos combinados		

4. Resistencia por cortante

h/tw =	10,50	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	50,00	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	75,82	tonf/cm2
Vu =	2,18	tonf/cm2
Cumple la sección		



COLUMNAS DE SEGUNDA PLANTA - C1

C25x25x2

Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de placas:	t =	2,00	cm
Base columna compuesta:	b =	25,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	25,00	cm
Base sin espesores:	b1=	21,00	cm
Altura sin espesores:	h1 =	21,00	cm
Área de columna:	A =	184,00	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	16345,30	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	16345,30	cm4
Módulo Polar:	J =	25477,50	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	1591,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	1591,00	cm3
Límite de esbelto/no esbelto:	λ =	10,500	-
Límite SC del ala:	λala =	10,500	-
Límite SC del alma:	λalma =	10,500	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos

rx =	9,43	cm
ry =	9,43	cm
K =	0,65	-
L =	3,00	m
Comprobación esbelto/no esbelto		
λr =	39,74	-
No esbelto		

1. Pandeo por flexión

KL / r	20,69	-
Límite 1 =	133,68	-
Fe =	668,66	ksi
Fcr =	2,745	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	454,64	tonf
Pu =	9,8391	tonf
Cumple la sección		

2. Pandeo torsional y flexo torsional

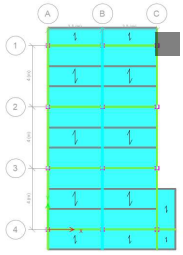
G =	790,00	tonf/cm2
Cw =	0,00	cm6
Fe =	615,69	tonf/cm2
Fcr =	2,803	tonf/cm2
Φc =	0,90	-
ΦPn =	464,12	tonf
Pu =	9,8391	tonf
Cumple la sección		

3. Pandeo torsional y flexo torsional

Pu =	9,8391	tonf
Φc =	0,90	-
Pn =	465,0048	tonf
Pu / Pc	0,0212	-
Φb =	0,90	-
Mrx =	481,12	tonf-cm
Mcx =	4020,78	tonf-cm
Mry =	4,42	tonf-cm
Mcy =	4020,78	tonf-cm
Comprobación		
0,131	<	1,0
Cumple la capacidad de esfuerzos combinados		

4. Resistencia por cortante

h/tw =	10,50	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	50,00	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	75,82	tonf/cm2
Vu =	2,14	tonf/cm2
Cumple la sección		



Diseño de Columnas HA - Planta Baja

COLUMNA B1 - SENTIDO X

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	35	cm
Hc =	35	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	12	mm
Ø varilla =	16	mm
d viga =	29	cm
K =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
Ey =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
u =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N*m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$\alpha = 1.25$$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	35	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		1,508%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil

Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda					
Superior	As		4,21		cm2
Inferior	As		3,39		cm2
a	4,334	cm	Mp	5,931	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,851	tonf-m
Mv			10,782		tonf-m
Viga Derecha					
Superior	As		4,21		cm2
Inferior	As		3,39		cm2
a	4,334	cm	Mp	5,931	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,851	tonf-m
Mv			10,782		tonf-m

Pu1 =	9,494	tonf
Pu2 =	19,6160	tonf

Mr1	8,45	tonf-m
Mr2	9,50	tonf-m
Mc	17,95	tonf-m

Viga Izquierda	1,70	Cumple
Viga Derecha	1,665	Cumple

Diseño Acero Transversal

Máximos por Normativa (NEC-15)

Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	25,8	cm
Área Mínima	3,12	cm2

Diseño Estribos Eje X

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av		3,83		cm2

Diseño Estribos Eje Y

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av		3,83		cm2

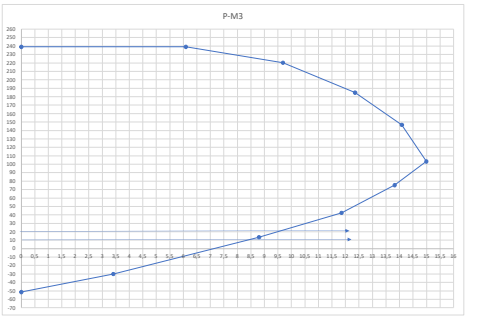
Cortante por Capacidad

Pu	19,62	ton
Mpr 1 = Mpr 2	11,88	ton-m
Vu	7,92	ton
ϕ6 Pu > Ag*f'c/209		S
Vc	8,21	ton
Vs	2,34	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	199,85	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas

db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	239,0808
6,0883	239,0808
9,683	220,2277
12,3536	184,8103
14,0821	146,6047
14,9902	103,3208
13,8205	75,2197
11,8488	42,3937
8,7997	13,4991
3,4062	-30,1115
0	-51,45

COLUMNA B1 - SENTIDO Y

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	35	cm
Hc =	35	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	12	mm
Ø varilla =	16	mm
d viga =	29	cm
K =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
Ey =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
u =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N*m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$\alpha = 1.25$$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	35	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		1,508%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil

Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda					
Superior	As		6,16		cm2
Inferior	As		4,52		cm2
a	6,341	cm	Mp	8,353	tonf-m
a	4,653	cm	Mp	6,330	tonf-m
Mv			14,683		tonf-m
Viga Derecha					
Superior	As		6,16		cm2
Inferior	As		4,52		cm2
a	6,341	cm	Mp	8,353	tonf-m
a	4,653	cm	Mp	6,330	tonf-m
Mv			14,683		tonf-m

Pu1 =	11,2027	tonf
Pu2 =	24,9717	tonf

Mr1	8,35	tonf-m
Mr2	9,89	tonf-m
Mc	18,24	tonf-m

Viga Izquierda	1,24	Cumple
Viga Derecha	1,242	Cumple

Diseño Acero Transversal

Máximos por Normativa (NEC-15)

Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	25,8	cm
Área Mínima	3,12	cm2

Diseño Estribos Eje X

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

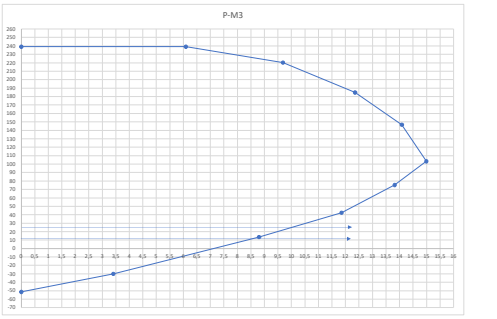
Cortante por Capacidad

Pu	24,97	ton
Mpr 1 = Mpr 2	12,36	ton-m
Vu	8,24	ton
ϕ6 Pu > Ag*f'c/209		S
Vc	8,21	ton
Vs	2,78	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	190,81	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas

db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	239,0808
6,0883	239,0808
9,683	220,2277
12,3536	184,8103
14,0821	146,6047
14,9902	103,3208
13,8205	75,2197
11,8488	42,3937
8,7997	13,4991
3,4062	-30,1115
0	-51,45

COLUMNA B2 - SENTIDO X

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	35	cm
Hc =	35	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
K =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
Ey =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
u =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N*m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$\alpha = 1.25$$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	35	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		1,508%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil

Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda					
Superior	As		4,21		cm2
Inferior	As		3,39		cm2
a	4,334	cm	Mp	5,931	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,851	tonf-m
Mv			10,782		tonf-m
Viga Derecha					
Superior	As		4,21		cm2
Inferior	As		3,39		cm2
a	4,334	cm	Mp	5,931	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,851	tonf-m
Mv			10,782		tonf-m

Pu1 =	14,219	tonf
Pu2 =	29,3213	tonf

Mr1	8,15	tonf-m
Mr2	9,45	tonf-m
Mc	17,6	tonf-m

Viga Izquierda	1,60	Cumple
Viga Derecha	1,632	Cumple

Diseño Acero Transversal

Máximos por Normativa (NEC-15)

Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	26	cm
Área Mínima	3,04	cm2

Diseño Estribos Eje X

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

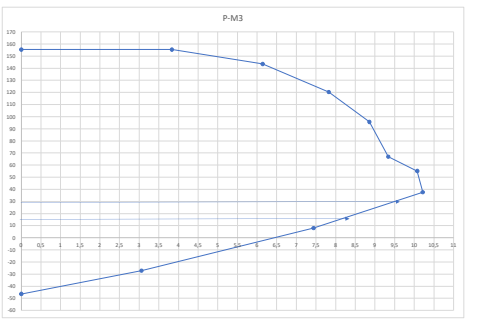
Cortante por Capacidad

Pu	29,32	ton
Mpr 1 = Mpr 2	11,81	ton-m
Vu	7,88	ton
ϕ6 Pu > Ag*f'c/209		S
Vc	8,21	ton
Vs	2,29	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	231,60	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas

db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	155,4025
3,8299	155,4025
6,1413	143,501
7,8237	120,3607
8,858	95,6814
9,3387	66,9555
10,0757	55,1736
10,2145	37,6738
7,437	8,0234
3,0587	-27,1588
0	-46,305

COLUMNA B2 - SENTIDO Y

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	35	cm
Hc =	35	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
K =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
Ey =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
u =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N*m)$$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	35	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	16
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		20,36	cm2
Cuantía		1,662%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil

Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda					
Superior	As		6,16		cm2
Inferior	As		4,52		cm2
a	6,341	cm	Mp	8,353	tonf-m
a	4,653	cm	Mp	6,330	tonf-m
Mv			14,683		tonf-m

Diseño Acero Transversal

Máximos por Normativa (NEC-15)

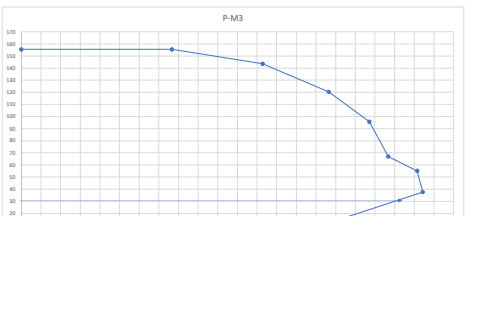
Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	26	cm
Área Mínima	3,04	cm2

Diseño Estribos Eje X

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1



1.02

$$a = \frac{As \cdot \alpha \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

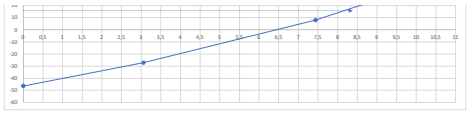
$\alpha = 1.25$

Viga Derecha				
Superior	As		6,16	cm2
Inferior	As		4,52	cm2
a	6,341	cm	Mp	8,353	tonf-m
a	4,653	cm	Mp	6,330	tonf-m
	Mr		14,683	tonf-m
	PU1 =		14,3391	tonf
	PU2 =		30,6646	tonf
	Mn1		8,17	tonf-m
	Mn2		9,55	tonf-m
	Mc		17,72	tonf-m
Viga Izquierda			1,21	Cumple
Viga Derecha			1,207	Cumple

Gancho	8	mm	#	1
Av =			4,34	cm2

Cortante por Capacidad		
Pu	30,66	ton
Mpr 1 = Mpr 2	11,94	ton-m
Vu	7,96	ton
ϕ6 Pu > Ag*f'c/209	SI	
Vc	8,21	ton
Vs	2,40	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	220,88	cm
Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas		
db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	155,4025
3,8299	155,4025
6,1413	143,501
7,8237	120,3607
8,858	95,6814
9,3387	66,9555
10,0757	55,1736
10,2145	37,6738
7,437	8,0234
3,0587	-27,1588
0	-46,305

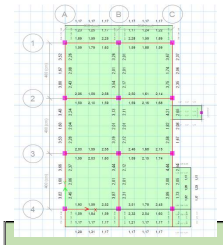
COLUMNA B3 - SENTIDO X

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	35	cm
Hc =	35	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	12	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	28,8	cm
K =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
fy =	0,00207	-
ß =	0,85	-
Ø =	0,75	-
lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 \cdot As(\pm) \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} \times 10^6 \ (N \cdot m)$$

$$a = \frac{As \cdot \alpha \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

$\alpha = 1.25$



Comprobación de Secciones		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	35	cm
Relación	1	Cumple
Comprobación de Refuerzo Longitudinal		
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm] 14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm] 14
Area transversal de Acero (As)	18,47	cm2
Cuantía	1,508%	Cumple
Criterio Columna Fuerte - Viga Débil		
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado		

Viga Izquierda				
Superior	As		4,21	cm2
Inferior	As		3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,887	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,815	tonf-m
	Mr		10,702	tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As		4,21	cm2
Inferior	As		3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,931	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,851	tonf-m
	Mr		10,782	tonf-m
	PU1 =		14,4525	tonf
	PU2 =		29,3276	tonf
	Mn1		10,25	tonf-m
	Mn2		11,65	tonf-m
	Mc		21,90	tonf-m
Viga Izquierda			2,046	Cumple
Viga Derecha			2,031	Cumple

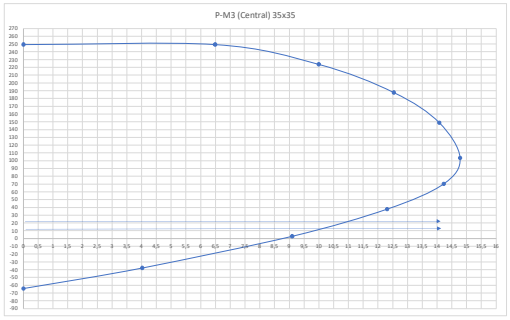
Diseño Acero Transversal		
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	25,5	cm
Area Mínima	3,12	cm2

Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av =			3,83	cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av =			3,83	cm2

Cortante por Capacidad		
Pu	29,33	ton
Mpr 1 = Mpr 2	14,56	ton-m
Vu	9,71	ton
ϕ6 Pu > Ag*f'c/209	SI	
Vc	8,21	ton
Vs	4,73	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	98,99	cm
Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas		
db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	249,3708
6,488	249,3708
9,9955	223,9511
12,5393	187,7237
14,0741	148,7578
14,7779	103,6267
14,2262	70,3308
12,3082	37,8196
9,0956	2,9521
4,0203	-37,7889
0	-64,3125

COLUMNA B3 - SENTIDO Y

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	30	cm
Hv =	35	cm
Bc =	35	cm
Hc =	35	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	34,4	cm
K =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
fy =	0,00207	-
ß =	0,85	-
Ø =	0,75	-
lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 \cdot As(\pm) \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} \times 10^6 \ (N \cdot m)$$

$$a = \frac{As \cdot \alpha \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

$\alpha = 1.25$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	35	cm
Relación	1	Cumple
Comprobación de Refuerzo Longitudinal		
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm] 14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm] 14
Area transversal de Acero (As)	18,47	cm2
Cuantía	1,508%	Cumple
Criterio Columna Fuerte - Viga Débil		
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado		

Viga Izquierda				
Superior	As		6,16	cm2
Inferior	As		4,52	cm2
a	5,284	cm	Mp	10,270	tonf-m
a	3,877	cm	Mp	7,703	tonf-m
	Mr		17,974	tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As		6,16	cm2
Inferior	As		4,52	cm2
a	5,284	cm	Mp	10,270	tonf-m
a	3,877	cm	Mp	7,703	tonf-m
	Mr		17,974	tonf-m
	PU1 =		14,8514	tonf
	PU2 =		30,7472	tonf
	Mn1		10,25	tonf-m
	Mn2		11,75	tonf-m
	Mc		22	tonf-m
Viga Izquierda			1,22	Cumple
Viga Derecha			1,204	Cumple

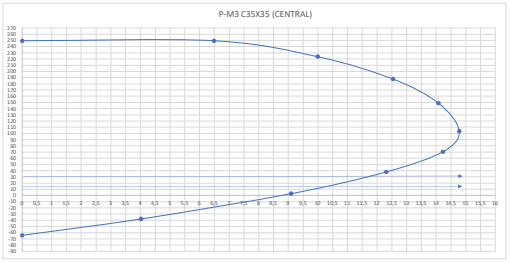
Diseño Acero Transversal		
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	26	cm
Area Mínima	3,04	cm2

Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av =			4,34	cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av =			4,34	cm2

Cortante por Capacidad		
Pu	30,75	ton
Mpr 1 = Mpr 2	14,69	ton-m
Vu	9,79	ton
ϕ6 Pu > Ag*f'c/209	SI	
Vc	8,21	ton
Vs	4,84	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	109,40	cm
Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas		
db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	249,3708
6,488	249,3708
9,9955	223,9511
12,5393	187,7237
14,0741	148,7578
14,7779	103,6267
14,2262	70,3308
12,3082	37,8196
9,0956	2,9521
4,0203	-37,7889
0	-64,3125

COLUMNA B4 - SENTIDO X

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	35	cm
Hc =	35	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
K =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
fy =	0,00207	-
ß =	0,85	-
Ø =	0,75	-
lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 \cdot As(\pm) \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} \times 10^6 \ (N \cdot m)$$

$$a = \frac{As \cdot \alpha \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

$\alpha = 1.25$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	35	cm
Relación	1	Cumple
Comprobación de Refuerzo Longitudinal		
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm] 16
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm] 14
Area transversal de Acero (As)	20,36	cm2
Cuantía	1,662%	Cumple
Criterio Columna Fuerte - Viga Débil		
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado		

Viga Izquierda				
Superior	As		4,21	cm2
Inferior	As		3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,931	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,851	tonf-m
	Mr		10,782	tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As		4,21	cm2
Inferior	As		3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,931	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,851	tonf-m
	Mr		10,782	tonf-m
	PU1 =		10,7859	tonf
	PU2 =		22,2195	tonf
	Mn1		8,39	tonf-m
	Mn2		9,75	tonf-m
	Mc		18,14	tonf-m
Viga Izquierda			1,48	Cumple
Viga Derecha			1,483	Cumple

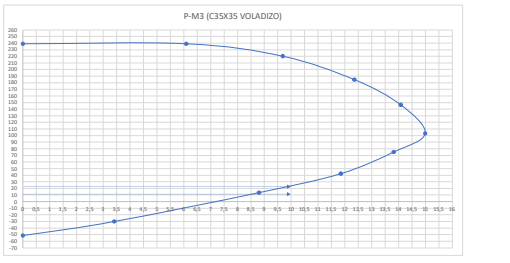
Diseño Acero Transversal		
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	26	cm
Area Mínima	3,04	cm2

Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av =			4,34	cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av =			4,34	cm2

Cortante por Capacidad		
Pu	22,22	ton
Mpr 1 = Mpr 2	12,19	ton-m
Vu	8,13	ton
ϕ6 Pu > Ag*f'c/209	SI	
Vc	8,21	ton
Vs	2,82	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	202,12	cm
Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas		
db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	239,0808
6,0883	239,0808
9,683	220,2277
12,3536	184,8103
14,0821	146,6047
14,9902	103,3208
13,8205	75,2197
11,8488	42,3937
8,7997	13,4991
3,4062	-30,1115
0	-51,45

COLUMNA B4 - SENTIDO Y

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	35	cm
Hc =	35	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
K =	35,21428571	cm2
Ecu =	0,003	-
Ey =	0,00267	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
Lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^5\ (N*m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$\alpha = 1.25$$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	35	cm
Lado Perpendicular	35	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal				
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	16	
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14	
Area transversal de Acero (As)		20,36	cm2	
Cuantía		1,662%	Cumple	

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda				
Superior	As		6,16	cm2
Inferior	As		4,52	cm2
a	6,341	cm	Mp	8,353	tonf-m
a	4,653	cm	Mp	6,330	tonf-m
Mv			14,683	tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As		6,16	cm2
Inferior	As		4,52	cm2
a	6,341	cm	Mp	8,353	tonf-m
a	4,653	cm	Mp	6,330	tonf-m
Mv			14,683	tonf-m

PuT =	12,321	tonf
PuT =	27,6017	tonf

Mn1	8,65	tonf-m
Mn2	10,35	tonf-m
Mc	19	tonf-m

Viga Izquierda	1,29	Cumple
Viga Derecha	1,394	Cumple

Diseño Acero Transversal		
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0	50	cm

S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	26	cm
Área Mínima	3,04	cm2

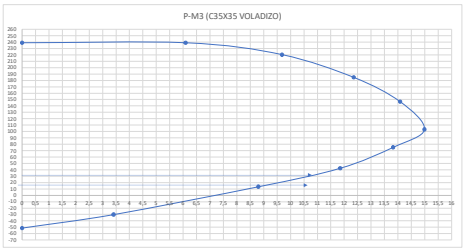
Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Cortante por Capacidad		
Pu	27,61	ton
Mpr 1 = Mpr 2	12,94	ton-m
Vu	8,63	ton
¿Es Pu > Ag*f'c/20?		-
Vc	8,21	ton
Vs	3,29	ton
Nuevo Peralte (d)	29,1	cm
S por Demanda	161,14	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas			
db	16	mm	
ld	979,8	mm	
Longitud de Desarrollo	98	cm	
lext	190	mm	
Longitud de Gancho	19	cm	
ldh	254,00	mm	
Longitud de Adherencia	25,5	cm	



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	239,0808
6,0883	239,0808
9,683	220,2277
12,3536	184,8103
14,0821	146,6047
14,9902	103,3208
13,8205	75,2197
11,8488	42,3937
8,7997	13,4991
3,4062	-30,1115
0	-51,45

Diseño de Columnas HA - Planta Baja

COLUMNA A1 - SENTIDO X

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	12	mm
Ø varilla =	14	mm
d viga =	29,1	cm
K =	35,3571429	cm2
εcu =	0,003	-
εy =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
ω =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 \cdot As(\pm) \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} \cdot 10^6\ (N \cdot m)$$

$$a = \frac{As \cdot \alpha \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

$$\alpha = 1.25$$

0.3*Ag*f'c 64.8 tonf

Comprobación de Secciones			
Lado Menor	30		cm
Lado Perpendicular	30		cm
Relación	1		Cumple
Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		2,053%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil

Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda				
Superior	As		0	cm2
Inferior	As		0	cm2
a	0,000	cm	Mp	0,000 tonf-m
a	0,000	cm	Mp	0,000 tonf-m
Mv			0,000	tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As		4,21	cm2
Inferior	As		3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,953 tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,869 tonf-m
Mv			10,821	tonf-m

PU1 =	6,7099	tonf
PU2 =	14,7341	tonf

Mn1	8,45	tonf-m
Mn2	8,99	tonf-m
Mc	17,437	tonf-m

Viga Izquierda	#DIV/0!	#DIV/0!
Viga Derecha	1,611	Cumple



Estribo	12	mm
Gancho	75	mm
Diametro de Dot	48	mm
Estribo	10	mm
Gancho	75	mm
Diametro de Dot	40	mm

Diseño Acero Transversal		
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0 =	50	cm
Separación L0	8,4	cm
Separación fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	20,8	cm
Area Mínima	3,24	cm2

Diseño Estribos Eje X

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	10	mm	#	0
Av		3,83		cm2

Diseño Estribos Eje Y

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av		3,83		cm2

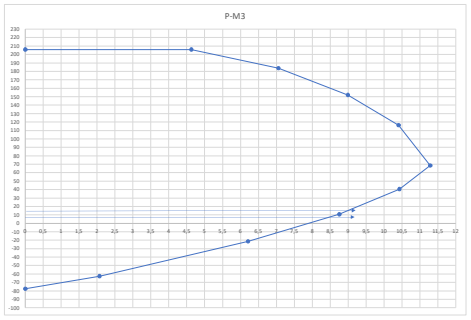
Cortante por Capacidad

Pu	14,73	ton
Mpr 1 + Mpr 2	11,23	ton-m
Vu	7,49	ton
¿Es Pu > Ag*f'c/20?		SI
Vc	8,21	ton
Vs	1,77	ton
Nuevo Peralte (d)	24,1	cm
S por Demanda	218,70	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas

db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8,9899	152,0479
10,4055	116,332
11,2888	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

COLUMNA A1 - SENTIDO Y

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	10	mm
Ø varilla =	20	mm
d viga =	29	cm
K =	35,3571429	cm2
εcu =	0,003	-
εy =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
ω =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 \cdot As(\pm) \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} \cdot 10^6\ (N \cdot m)$$

$$a = \frac{As \cdot \alpha \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

$$\alpha = 1.25$$

Comprobación de Secciones			
Lado Menor	30		cm
Lado Perpendicular	30		cm
Relación	1		Cumple
Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		2,053%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil

Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda				
Superior	As		5,15	cm2
Inferior	As		3,39	cm2
a	5,301	cm	Mp	7,151 tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,869 tonf-m
Mv			12,020	tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As		5,15	cm2
Inferior	As		3,39	cm2
a	5,301	cm	Mp	7,151 tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,869 tonf-m
Mv			12,020	tonf-m

PU1 =	6,2334	tonf
PU2 =	13,4887	tonf

Mn1	8,40	tonf-m
Mn2	8,80	tonf-m
Mc	17,2	tonf-m

Viga Izquierda	1,40	Cumple
Viga Derecha	1,431	Cumple

Diseño Acero Transversal		
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0 =	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	21	cm
Area Mínima	3,15	cm2

Diseño Estribos Eje X

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

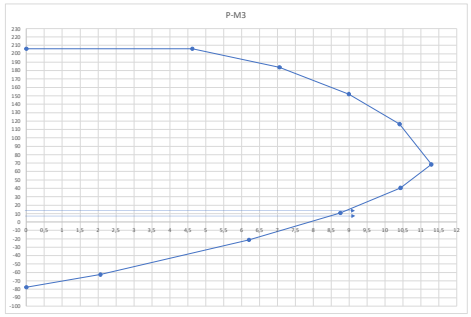
Cortante por Capacidad

Pu	13,49	ton
Mpr 1 + Mpr 2	11,00	ton-m
Vu	7,33	ton
¿Es Pu > Ag*f'c/20?		SI
Vc	8,21	ton
Vs	1,57	ton
Nuevo Peralte (d)	24,1	cm
S por Demanda	280,19	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas

db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8,9899	152,0479
10,4055	116,332
11,2888	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

COLUMNA A2 - SENTIDO X

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	12	mm
Ø varilla =	14	mm
d viga =	29,1	cm
K =	35,3571429	cm2
εcu =	0,003	-
εy =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
ω =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 \cdot As(\pm) \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} \cdot 10^6\ (N \cdot m)$$

$$a = \frac{As \cdot \alpha \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

$$\alpha = 1.25$$

Comprobación de Secciones			
Lado Menor	30		cm
Lado Perpendicular	30		cm
Relación	1		Cumple
Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		2,053%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil

Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda				
Superior	As		0	cm2
Inferior	As		0	cm2
a	0,000	cm	Mp	0,000 tonf-m
a	0,000	cm	Mp	0,000 tonf-m
Mv			0,000	tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As		4,21	cm2
Inferior	As		3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,953 tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,869 tonf-m
Mv			10,821	tonf-m

PU1 =	8,9929	tonf
PU2 =	19,2498	tonf

Mn1	8,60	tonf-m
Mn2	9,18	tonf-m
Mc	17,78	tonf-m

Viga Izquierda	#DIV/0!	#DIV/0!
Viga Derecha	1,643	Cumple

Diseño Acero Transversal		
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0 =	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	20,8	cm
Area Mínima	3,24	cm2

Diseño Estribos Eje X

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av		3,83		cm2

Diseño Estribos Eje Y

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av		3,83		cm2

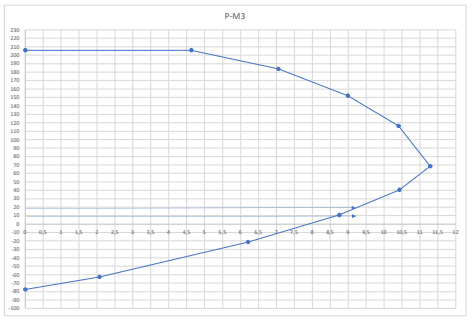
Cortante por Capacidad

Pu	19,25	ton
Mpr 1 + Mpr 2	11,48	ton-m
Vu	7,65	ton
¿Es Pu > Ag*f'c/20?		SI
Vc	8,21	ton
Vs	1,99	ton
Nuevo Peralte (d)	24,1	cm
S por Demanda	195,14	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas

db	16	mm
ld	979,8	mm
Longitud de Desarrollo	98	cm
lext	190	mm
Longitud de Gancho	19	cm
ldh	254,02	mm
Longitud de Adherencia	25,5	cm



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8,9899	152,0479
10,4055	116,332
11,2888	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

COLUMNA A2 - SENTIDO Y

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	12	mm
Ø varilla =	14	mm
d viga =	29,1	cm
K =	35,3571429	cm2
εcu =	0,003	-
εy =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
ω =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 \cdot As(\pm) \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} \cdot 10^6\ (N \cdot m)$$

Comprobación de Secciones			
Lado Menor	30		cm
Lado Perpendicular	30		cm
Relación	1		Cumple
Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		2,053%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil

Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda				
Superior	As		5,15	cm2
Inferior	As		3,39	cm2
a	5,301	cm	Mp	7,151 tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,869 tonf-m
Mv			12,020	tonf-m

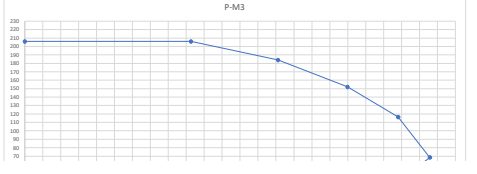
Diseño Acero Transversal		
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0 =	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	20,8	cm
Area Mínima	3,24	cm2

Diseño Estribos Eje X

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y

Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1



1.02

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

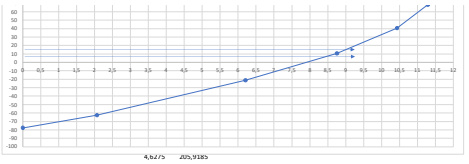
$\alpha = 1.25$

Viga Derecha			
Superior	As	3,15	cm2
Inferior	As	3,39	cm2
a	5,301	cm	Mp	7,151	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,869	tonf-m
		Mv	12,020	tonf-m
		Pu1 =	7,5569	tonf
		Pu2 =	15,2587	tonf
		Mn1	8,47	tonf-m
		Mn2	9,03	tonf-m
		Mc	17,5	tonf-m
Viga Izquierda			1,50	Cumple
Viga Derecha			1,464	Cumple

Gancho	8	mm	#	1
Av			4,34	cm2

Cortante por Capacidad			
Pu	15,26	ton
Mpr 1 + Mpr 2	11,29	ton-m
Vu	7,53	ton
¿Es Pu > Ag*f'c/20?		Si
Vc	8,21	ton
Vs	1,82	ton
Nuevo Peralte (d)	24,1	cm
S por Demanda	240,90	cm
Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas			
db	16	mm	
ld	979,8	mm	
Longitud de Desarrollo	98	cm	
lsol	190	mm	
Longitud de Gancho	19	cm	
ldh	254,02	mm	
Longitud de Adherencia	25,5	cm	



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8,9899	152,0479
10,4055	116,332
11,2888	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

COLUMNA A3 - SENTIDO X

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	12	mm
Ø varilla =	14	mm
d viga =	29,1	cm
K =	35,3557429	cm2
Ecu =	0,003	-
Fy =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N * m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$\alpha = 1.25$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	30	cm
Lado Perpendicular	30	cm
Relación	1	Cumple
Comprobación de Refuerzo Longitudinal		
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)	18,47	cm2
Cuantía	2,053%	Cumple
Criterio Columna Fuerte - Viga Débil		
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado		

Viga Izquierda				
Superior	As	0	cm2
Inferior	As	0	cm2
a	0,000	cm	Mp	0,000	tonf-m
a	0,000	cm	Mp	0,000	tonf-m
		Mv	0,000	tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As	4,21	cm2
Inferior	As	3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,953	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,869	tonf-m
		Mv	10,821	tonf-m
		Pu1 =	8,8839	tonf
		Pu2 =	18,3585	tonf
		Mn1	8,35	tonf-m
		Mn2	9,17	tonf-m
		Mc	17,72	tonf-m
Viga Izquierda			#DIV/0!	#DIV/0!
Viga Derecha			1,437	Cumple

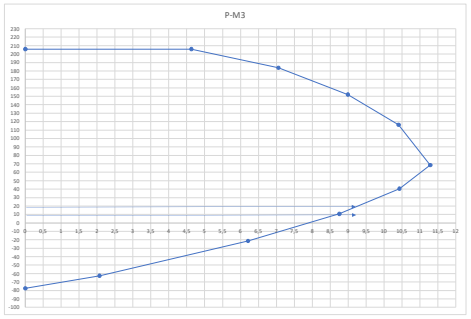
Diseño Acero Transversal			
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	20,8	cm
Area Mínima	3,24	cm2

Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av			3,83	cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av			3,83	cm2

Cortante por Capacidad			
Pu	18,36	ton
Mpr 1 + Mpr 2	11,46	ton-m
Vu	7,64	ton
¿Es Pu > Ag*f'c/20?		Si
Vc	8,21	ton
Vs	1,98	ton
Nuevo Peralte (d)	24,1	cm
S por Demanda	196,23	cm
Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas			
db	16	mm	
ld	979,8	mm	
Longitud de Desarrollo	98	cm	
lsol	190	mm	
Longitud de Gancho	19	cm	
ldh	254,02	mm	
Longitud de Adherencia	25,5	cm	



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8,9899	152,0479
10,4055	116,332
11,2888	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

COLUMNA A2 - SENTIDO Y

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	12	mm
Ø varilla =	14	mm
d viga =	29,1	cm
K =	35,3557429	cm2
Ecu =	0,003	-
Fy =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N * m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$\alpha = 1.25$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	30	cm
Lado Perpendicular	30	cm
Relación	1	Cumple
Comprobación de Refuerzo Longitudinal		
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)	18,47	cm2
Cuantía	2,053%	Cumple
Criterio Columna Fuerte - Viga Débil		
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado		

Viga Izquierda				
Superior	As	3,15	cm2
Inferior	As	3,39	cm2
a	5,301	cm	Mp	7,151	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,869	tonf-m
		Mv	12,020	tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As	4,21	cm2
Inferior	As	3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,953	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,869	tonf-m
		Mv	10,821	tonf-m
		Pu1 =	7,5233	tonf
		Pu2 =	14,6874	tonf
		Mn1	8,35	tonf-m
		Mn2	8,85	tonf-m
		Mc	17,2	tonf-m
Viga Izquierda			1,50	Cumple
Viga Derecha			1,589	Cumple

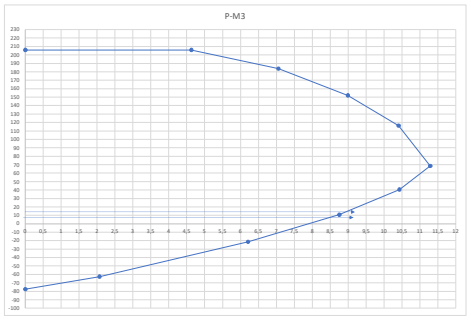
Diseño Acero Transversal			
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	20,8	cm
Area Mínima	3,24	cm2

Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av			3,83	cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av			3,83	cm2

Cortante por Capacidad			
Pu	14,69	ton
Mpr 1 + Mpr 2	11,06	ton-m
Vu	7,38	ton
¿Es Pu > Ag*f'c/20?		Si
Vc	8,21	ton
Vs	1,62	ton
Nuevo Peralte (d)	24,1	cm
S por Demanda	239,23	cm
Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas			
db	16	mm	
ld	979,8	mm	
Longitud de Desarrollo	98	cm	
lsol	190	mm	
Longitud de Gancho	19	cm	
ldh	254,02	mm	
Longitud de Adherencia	25,5	cm	



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8,9899	152,0479
10,4055	116,332
11,2888	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

COLUMNA A4 - SENTIDO X

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	12	mm
Ø varilla =	14	mm
d viga =	29,1	cm
K =	35,3557429	cm2
Ecu =	0,003	-
Fy =	0,00207	-
β =	0,85	-
Ø =	0,75	-
lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N * m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$\alpha = 1.25$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	30	cm
Lado Perpendicular	30	cm
Relación	1	Cumple
Comprobación de Refuerzo Longitudinal		
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	8	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)	18,47	cm2
Cuantía	2,053%	Cumple
Criterio Columna Fuerte - Viga Débil		
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado		

Viga Izquierda				
Superior	As	0	cm2
Inferior	As	0	cm2
a	0,000	cm	Mp	0,000	tonf-m
a	0,000	cm	Mp	0,000	tonf-m
		Mv	0,000	tonf-m
Viga Derecha				
Superior	As	4,21	cm2
Inferior	As	3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,953	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,869	tonf-m
		Mv	10,821	tonf-m
		Pu1 =	7,4334	tonf
		Pu2 =	16,4827	tonf
		Mn1	8,35	tonf-m
		Mn2	9,05	tonf-m
		Mc	17,4	tonf-m
Viga Izquierda			#DIV/0!	#DIV/0!
Viga Derecha			1,408	Cumple

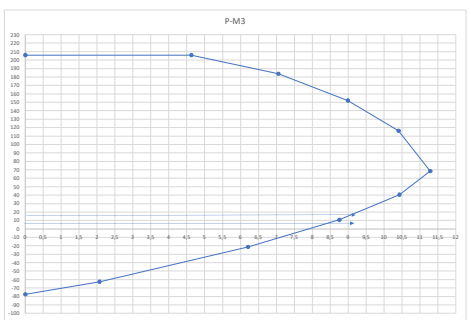
Diseño Acero Transversal			
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0	50	cm
S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	20,8	cm
Area Mínima	3,24	cm2

Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av			3,83	cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	0
Av			3,83	cm2

Cortante por Capacidad			
Pu	16,68	ton
Mpr 1 + Mpr 2	11,31	ton-m
Vu	7,54	ton
¿Es Pu > Ag*f'c/20?		Si
Vc	8,21	ton
Vs	1,84	ton
Nuevo Peralte (d)	24,1	cm
S por Demanda	210,41	cm
Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas			
db	16	mm	
ld	979,8	mm	
Longitud de Desarrollo	98	cm	
lsol	190	mm	
Longitud de Gancho	19	cm	
ldh	254,02	mm	
Longitud de Adherencia	25,5	cm	



Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8,9899	152,0479
10,4055	116,332
11,2888	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

COLUMNA A4 - SENTIDO Y

Dimensiones de Viga, Columna y Datos		
Bv =	25	cm
Hv =	35	cm
Bc =	30	cm
Hc =	30	cm
f'c =	240	kgf/cm2
fy =	4200	kgf/cm2
Recubrimiento =	4	cm
Ø estribo =	12	mm
Ø varilla =	14	mm
d viga =	29.1	cm
fi =	35.33571429	cm2
Ecu =	0.003	-
fy =	0.00207	-
β =	0.85	-
Ø =	0.75	-
lu =	300	cm

$$M_p = \frac{1.25 * As(\pm) * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02} * 10^6 \ (N * m)$$

$$a = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$\alpha = 1.25$$

Comprobación de Secciones		
Lado Menor	30	cm
Lado Pependicular	30	cm
Relación	1	Cumple

Comprobación de Refuerzo Longitudinal			
# Varillas Extremos	4	Ø varilla [mm]	14
# Varillas Medio	0	Ø varilla [mm]	14
Area transversal de Acero (As)		18,47	cm2
Cuantía		2,053%	Cumple

Criterio Columna Fuerte - Viga Débil
Usando la metodología de la Guía 2 de Hormigón Armado

Viga Izquierda					
Superior	As			4,21	cm2
Inferior	As			3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,953	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,869	tonf-m
	Mv			10,821	tonf-m

Viga Derecha					
Superior	As			4,21	cm2
Inferior	As			3,39	cm2
a	4,334	cm	Mp	5,953	tonf-m
a	3,490	cm	Mp	4,869	tonf-m
	Mv			10,821	tonf-m

PU1 =	7,4334 tonf
PU2 =	15,5008 tonf

Mn1	8,35 tonf-m
Mn2	8,85 tonf-m
Mc	17,2 tonf-m

Viga Izquierda	1,60	Cumple
Viga Derecha	1,589	Cumple

Diseño Acero Transversal		
Máximos por Normativa (NEC-15)		
Zona L0	50	cm

S L0	8,4	cm
S fuera de L0	8,4	
Area de Refuerzo de Confinamiento Mínima		
Bc	20,8	cm
Area Mínima	3,24	cm2

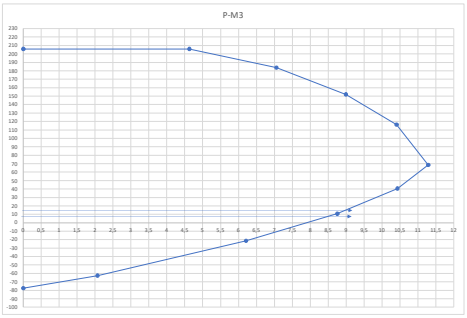
Diseño Estribos Eje X				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Diseño Estribos Eje Y				
Estribo Exterior	12	mm	#	1
Estribo Interior	10	mm	#	1
Gancho	8	mm	#	1
Av		4,34		cm2

Cortante por Capacidad		
Pu	15,50	ton
Mpr 1 + Mpr 2	11,06	ton-m
Vu	7,38	ton
¿Es Pu > Ag*f'c/20?		Si
Vc	8,21	ton
Vs	1,62	ton
Nuevo Peralte (d)	24,1	cm
S por Demanda	270,62	cm

Separación Elegida L0	8,40	cm
Separación Elegida fuera de L0	8,40	cm

Longitudes de Varillas			
db	14	mm	
ld	979,8	mm	
Longitud de Desarrollo	98	cm	
lext	190	mm	
Longitud de Gancho	19	cm	
ldh	254,02	mm	
Longitud de Adherencia	25,5	cm	

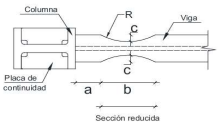


Mn [tonf-m]	Pn [tonf]
0	205,9185
4,6275	205,9185
7,055	183,8597
8,9899	152,0479
10,4055	116,332
11,2888	68,416
10,4284	40,5293
8,7546	10,6644
6,2053	-21,3205
2,0648	-62,5762
0	-77,5656

DISEÑO DE VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL

VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE 1 - VIGA AB

IPE270			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	1,020	cm
Espesor de alma:	tw =	0,66	cm
Base columna compuesta:	b =	13,50	cm
Altura columna compuesta:	h =	27,00	cm
Base sin espesores:	b1 =	11,46	cm
Altura sin espesores:	h1 =	24,96	cm
Área de columna:	A =	45,90	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	5790,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	420,00	cm4
Módulo Polar:	J =	15,90	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	484,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	97,00	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	70577,90	cm6
Límite SC del ala:	λala =	5,845	-
Límite SC del alma:	λalma =	37,818	-



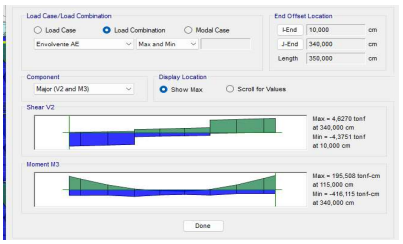
Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

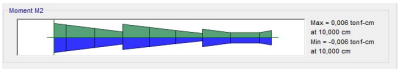
Cálculos		
rx =	11,23	cm
ry =	3,02	cm
Lb =	1,20	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	37,82	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	17,82	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	27,02	tonf/cm2
Vu =	4,375	tonf/cm2
Cumple la sección		

1. Longitudes límites		
c =	1,00	-
Sx =	242,00	cm3
rts =	4,74	cm
Lp =	1,33	m
Lr =	8,19	m
Fcr =	37,02	tonf/cm2
La zona 1, controla		
M1 = Mp =	1359,07	tonf-cm
M2 =	-8,68	tonf-cm
M3 =	1359,07	tonf-cm
ΦMn =	1223,16	tonf-cm
Mu =	416,115	tonf-cm
Filosofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple		

1. Longitudes límites		
c =	1,00	-
Sx =	242,00	cm3
rts =	4,74	cm
Lp =	1,33	m
Lr =	8,19	m
Fcr =	37,02	tonf/cm2
La zona 1, controla		
M1 = Mp =	272,38	tonf-cm
M2 =	-8,68	tonf-cm
M3 =	272,38	tonf-cm
ΦMn =	245,14	tonf-cm
Mu =	0,00600	tonf-cm
Filosofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple		



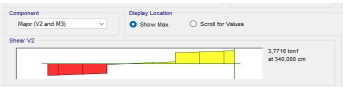


Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida

5. Sección de Viga Reducida		
6,75	≤ a ≤	10,125
17,55	≤ b ≤	22,95
1,35	≤ c ≤	3,375
a =	8	cm
b =	18	cm
c =	2,5	cm
Chequeo esbeltez local		
R =	17,45	cm
bf_{VSR} =	8,500	cm
λala =	4,1667	-
El ala de VSR es sísmicamente compacto		

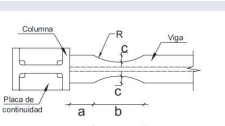
6. Momento Probable en VSR		
Z_{VSR} =	351,502	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	1539,747	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	384	cm
Vgrav =	3,7716	tonf
V_{VSR} =	11,79	tonf
Sh =	17,00	cm
Mf =	1740,20	tonf-cm
Mpe =	1766,79	tonf-cm
Cumple la condición		

7. Resistencia al Cortante V-C		
Vu =	15,563	tonf
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
tpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf
Cumple la condición		



VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE 1 - VIGA BC

IPE270			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	1,020	cm
Espesor de alma:	tw =	0,66	cm
Base columna compuesta:	b =	13,50	cm
Altura columna compuesta:	h =	27,00	cm
Base sin espesores:	b1 =	11,46	cm
Altura sin espesores:	h1 =	24,96	cm
Área de columna:	A =	45,90	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	5790,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	420,00	cm4
Módulo Polar:	J =	15,90	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	484,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	97,00	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	70577,90	cm6
Límite SC del ala:	λala =	5,845	-
Límite SC del alma:	λalma =	37,818	-



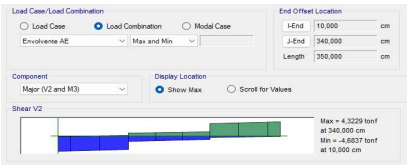
Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

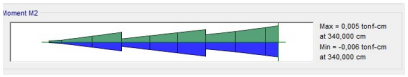
Cálculos		
rx =	11,23	cm
ry =	3,02	cm
Lb =	1,20	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	37,82	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	17,82	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	27,02	tonf/cm2
Vu =	4,6837	tonf/cm2
Cumple la sección		

1. Longitudes límites		
c =	1,00	-
Sx =	242,00	cm3
rts =	4,74	cm
Lp =	1,33	m
Lr =	8,19	m
Fcr =	37,02	tonf/cm2
La zona 1, controla		
M1 = Mp =	1359,07	tonf-cm
M2 =	-8,68	tonf-cm
M3 =	1359,07	tonf-cm
ΦMn =	1223,16	tonf-cm
Mu =	424,017	tonf-cm
Filosofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple		

1. Longitudes límites		
c =	1,00	-
Sx =	242,00	cm3
rts =	4,74	cm
Lp =	1,33	m
Lr =	8,19	m
Fcr =	37,02	tonf/cm2
La zona 1, controla		
M1 = Mp =	272,38	tonf-cm
M2 =	-8,68	tonf-cm
M3 =	272,38	tonf-cm
ΦMn =	245,14	tonf-cm
Mu =	0,006	tonf-cm
Filosofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple		



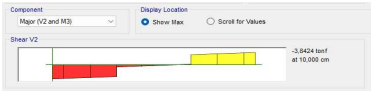


Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida

5. Sección de Viga Reducida		
6,75	≤ a ≤	10,125
17,55	≤ b ≤	22,95
1,35	≤ c ≤	3,375
a =	7	cm
b =	14	cm
c =	2,5	cm
Chequeo esbeltez local		
R =	11,05	cm
bf_{VSR} =	8,500	cm
λala =	4,166666667	-
El ala de VSR es sísmicamente compacto		

6. Momento Probable en VSR		
Z_{VSR} =	351,502	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	1539,747	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	386	cm
Vgrav =	3,8424	tonf
V_{VSR} =	11,82	tonf
Sh =	14,00	cm
Mf =	1705,23	tonf-cm
Mpe =	1766,79	tonf-cm
Cumple la condición		

7. Resistencia al Cortante V-C		
Vu =	15,663	tonf
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
tpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf
Cumple la condición		



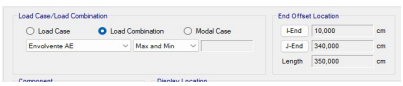
VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE 2 - VIGA AB

IPE270			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	1,020	cm
Espesor de alma:	tw =	0,66	cm
Base columna compuesta:	b =	13,50	cm
Altura columna compuesta:	h =	27,00	cm
Base sin espesores:	b1 =	11,46	cm
Altura sin espesores:	h1 =	24,96	cm
Área de columna:	A =	45,90	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	5790,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	420,00	cm4
Módulo Polar:	J =	15,90	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	484,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	97,00	cm3

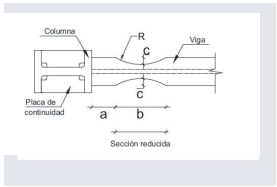
Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos		
rx =	11,23	cm
ry =	3,02	cm
Lb =	1,20	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

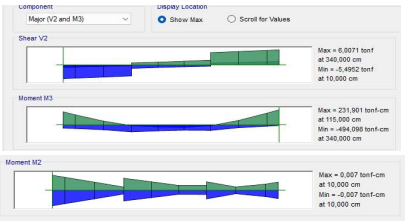
4. Resistencia por cortante		
h/tw =	37,82	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	17,82	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	27,02	tonf/cm2
Vu =	6,0071	tonf/cm2
Cumple la sección		



Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	70577,90	cm6
Límite SC del ala:	λala =	5,845	-
Límite SC del alma:	λalma =	37,818	-



1. Longitudes límites					
c =	1,00	-	c =	1,00	-
Sx =	242,00	cm3	Sx =	242,00	cm3
rts =	4,74	cm	rts =	4,74	cm
Lp =	1,33	m	Lp =	1,33	m
Lr =	8,19	m	Lr =	8,19	m
Fcr =	37,02	tonf/cm2	Fcr =	37,02	tonf/cm2
La zona 1, controla			La zona 1, controla		
M1 = Mp =	1359,07	tonf-cm	M1 = Mp =	272,38	tonf-cm
M2 =	-8,68	tonf-cm	M2 =	-8,68	tonf-cm
M3 =	1359,07	tonf-cm	M3 =	272,38	tonf-cm
ΦMn =	1223,16	tonf-cm	ΦMn =	245,14	tonf-cm
Mu =	494,098	tonf-cm	Mu =	0,00700	tonf-cm
Filsofía de Diseño			Filsofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$			$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple			Cumple		



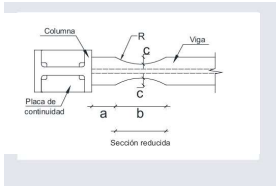
Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida							
5. Sección de Viga Reducida				6. Momento Probable en VSR		7. Resistencia al Cortante V-C	
6,75	≤ a ≤	10,125		Z_{vsr} =	311,753	cm3	Vu = 17,429 tonf
17,55	≤ b ≤	22,95		Fu =	52,619	ksi	Fypc = 36 ksi
1,35	≤ c ≤	3,375		Cpr =	1,2	-	hpc = 25 cm
a =	9	cm		Mpr =	1365,626	tonf-cm	tpc = 2,0 cm
b =	23	cm		f1 =	1	-	ΦvV = 126,36 tonf
c =	3,25	cm		Lh =	382	cm	Cumple la condición
Chequeo esbeltez local				Vgrav =	5,1395	tonf	
R =	21,97115385	cm		V_{vsr} =	12,29	tonf	
bf_{vsr} =	7,000	cm		Sh =	20,50	cm	
λala =	3,431372549	-		Mf =	1617,56	tonf-cm	
El ala de VSR es sísmicamente compacto				Mpe =	1766,79	tonf-cm	
				Cumple la condición			



VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE 2 - VIGA BC

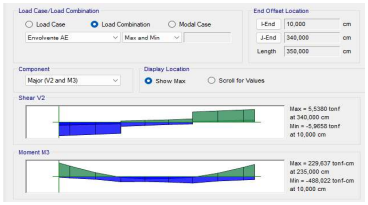
IPE 270			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	1,020	cm
Espesor de alma:	tw =	0,66	cm
Base columna compuesta:	b =	13,50	cm
Altura columna compuesta:	h =	27,00	cm
Base sin espesores:	b1 =	11,46	cm
Altura sin espesores:	h1 =	24,96	cm
Área de columna:	A =	45,90	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	5790,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	420,00	cm4
Módulo Polar:	J =	15,90	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	484,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	97,00	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	70577,90	cm6
Límite SC del ala:	λala =	5,845	-
Límite SC del alma:	λalma =	37,818	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1,3	1,15
ASTM A572 Gr. 50	1,1	1,25
ASTM A588 Gr. 50	1,15	1,15



Cálculos		
rx =	11,23	cm
ry =	3,02	cm
Lb =	1,20	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	37,82	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	17,82	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	27,02	tonf/cm2
Vu =	5,9658	tonf/cm2
Cumple la sección		



1. Longitudes límites					
c =	1,00	-	c =	1,00	-
Sx =	242,00	cm3	Sx =	242,00	cm3
rts =	4,74	cm	rts =	4,74	cm
Lp =	1,33	m	Lp =	1,33	m
Lr =	8,19	m	Lr =	8,19	m
Fcr =	37,02	tonf/cm2	Fcr =	37,02	tonf/cm2
La zona 1, controla			La zona 1, controla		
M1 = Mp =	1359,07	tonf-cm	M1 = Mp =	272,38	tonf-cm
M2 =	-8,68	tonf-cm	M2 =	-8,68	tonf-cm
M3 =	1359,07	tonf-cm	M3 =	272,38	tonf-cm
ΦMn =	1223,16	tonf-cm	ΦMn =	245,14	tonf-cm
Mu =	488,022	tonf-cm	Mu =	0,006	tonf-cm
Filsofía de Diseño			Filsofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$			$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple			Cumple		

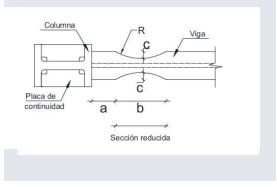
Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida							
5. Sección de Viga Reducida				6. Momento Probable en VSR		7. Resistencia al Cortante V-C	
6,75	≤ a ≤	10,125		Z_{vsr} =	311,753	cm3	Vu = 17,322 tonf
17,55	≤ b ≤	22,95		Fu =	52,619	ksi	Fypc = 36 ksi
1,35	≤ c ≤	3,375		Cpr =	1,2	-	hpc = 25 cm
a =	9	cm		Mpr =	1365,626	tonf-cm	tpc = 2,0 cm
b =	23	cm		f1 =	1	-	ΦvV = 126,36 tonf
c =	3,25	cm		Lh =	382	cm	Cumple la condición
Chequeo esbeltez local				Vgrav =	5,0863	tonf	
R =	21,97115385	cm		V_{vsr} =	12,24	tonf	
bf_{vsr} =	7,000	cm		Sh =	20,50	cm	
λala =	3,431372549	-		Mf =	1616,47	tonf-cm	
El ala de VSR es sísmicamente compacto				Mpe =	1766,79	tonf-cm	
				Cumple la condición			



VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE 3 - VIGA AB

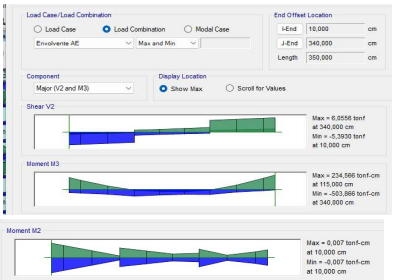
IPE 270			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	1,020	cm
Espesor de alma:	tw =	0,66	cm
Base columna compuesta:	b =	13,50	cm
Altura columna compuesta:	h =	27,00	cm
Base sin espesores:	b1 =	11,46	cm
Altura sin espesores:	h1 =	24,96	cm
Área de columna:	A =	45,90	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	5790,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	420,00	cm4
Módulo Polar:	J =	15,90	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	484,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	97,00	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	70577,90	cm6
Límite SC del ala:	λala =	5,845	-
Límite SC del alma:	λalma =	37,818	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1,3	1,15
ASTM A572 Gr. 50	1,1	1,25
ASTM A588 Gr. 50	1,15	1,15



Cálculos		
rx =	11,23	cm
ry =	3,02	cm
Lb =	1,20	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	37,82	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	17,82	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	27,02	tonf/cm2
Vu =	6,0556	tonf/cm2
Cumple la sección		



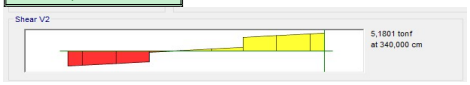
1. Longitudes límites					
c =	1,00	-	c =	1,00	-
Sx =	242,00	cm3	Sx =	242,00	cm3
rts =	4,74	cm	rts =	4,74	cm
Lp =	1,33	m	Lp =	1,33	m
Lr =	8,19	m	Lr =	8,19	m
Fcr =	37,02	tonf/cm2	Fcr =	37,02	tonf/cm2
La zona 1, controla			La zona 1, controla		
M1 = Mp =	1359,07	tonf-cm	M1 = Mp =	272,38	tonf-cm
M2 =	-8,68	tonf-cm	M2 =	-8,68	tonf-cm
M3 =	1359,07	tonf-cm	M3 =	272,38	tonf-cm
ΦMn =	1223,16	tonf-cm	ΦMn =	245,14	tonf-cm
Mu =	503,866	tonf-cm	Mu =	0,007	tonf-cm
Filsofía de Diseño			Filsofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$			$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple			Cumple		

Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida							
5. Sección de Viga Reducida				6. Momento Probable en VSR		7. Resistencia al Cortante V-C	
6,75	≤ a ≤	10,125		Z_{vsr} =	311,753	cm3	Vu = 17,510 tonf

17,55	≤ b ≤	22,95	
1,35	≤ c ≤	3,375	
a =	9	cm	
b =	23	cm	
c =	3,25	cm	
Chequeo esbeltez local			
R =	21,97115385	cm	
bf_{vsr} =	7,000	cm	
λala =	3,431372549	-	
El ala de VSR es sísmicamente compacto			

Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	1365,626	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	382	cm
Vgrav =	5,1801	tonf
V_{vsr} =	12,33	tonf
Sh =	20,50	cm
Mf =	1618,39	tonf-cm
Mpe =	1766,79	tonf-cm
Cumple la condición		

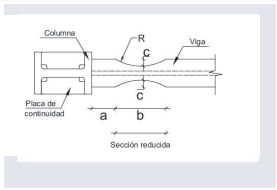
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
tpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf
Cumple la condición		



VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE 3 - VIGA BC

IPE 270

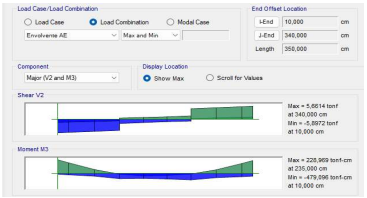
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	1,020	cm
Espesor de alma:	tw =	0,66	cm
Base columna compuesta:	b =	13,50	cm
Altura columna compuesta:	h =	27,00	cm
Base sin espesores:	b1 =	11,46	cm
Altura sin espesores:	h1 =	24,96	cm
Área de columna:	A =	45,90	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	5790,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	420,00	cm4
Módulo Polar:	J =	15,90	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	484,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	97,00	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	70577,90	cm6
Límite SC del ala:	λala =	5,845	-
Límite SC del alma:	λalma =	37,818	-



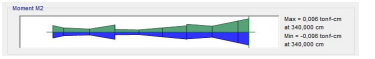
Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos		
rx =	11,23	cm
ry =	3,02	cm
Lb =	1,20	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	37,82	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	17,82	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	27,02	tonf/cm2
Vu =	5,8972	tonf/cm2
Cumple la sección		



1. Longitudes límites					
c =	1,00	-	c =	1,00	-
Sx =	242,00	cm3	Sx =	242,00	cm3
rts =	4,74	cm	rts =	4,74	cm
Lp =	1,33	m	Lp =	1,33	m
Lr =	8,19	m	Lr =	8,19	m
Fcr =	37,02	tonf/cm2	Fcr =	37,02	tonf/cm2
La zona 1, controla			La zona 1, controla		
M1 = Mp =	1359,07	tonf-cm	M1 = Mp =	272,38	tonf-cm
M2 =	-8,68	tonf-cm	M2 =	-8,68	tonf-cm
M3 =	1359,07	tonf-cm	M3 =	272,38	tonf-cm
ΦMn =	1223,16	tonf-cm	ΦMn =	245,14	tonf-cm
Mu =	479,096	tonf-cm	Mu =	0,006	tonf-cm
Filosofía de Diseño $\emptyset Mn \geq Mu$			Filosofía de Diseño $\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple			Cumple		



Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida

5. Sección de Viga Reducida		
6,75	≤ a ≤	10,125
17,55	≤ b ≤	22,95
1,35	≤ c ≤	3,375
a =	9	cm
b =	23	cm
c =	3,25	cm
Chequeo esbeltez local		
R =	21,97115385	cm
bf_{vsr} =	7,000	cm
λala =	3,431372549	-
El ala de VSR es sísmicamente compacto		

6. Momento Probable en VSR		
Z_{vsr} =	311,753	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	1365,626	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	382	cm
Vgrav =	5,0290	tonf
V_{vsr} =	12,18	tonf
Sh =	20,50	cm
Mf =	1615,29	tonf-cm
Mpe =	1766,79	tonf-cm
Cumple la condición		

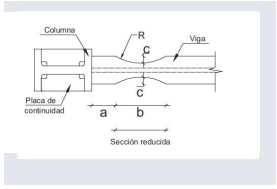
7. Resistencia al Cortante V-C	
Vu =	17,208 tonf
Fypc =	36 ksi
hpc =	25 cm
tpc =	2,0 cm
ΦvV =	126,36 tonf
Cumple la condición	



VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE 4 - VIGA AB

IPE270

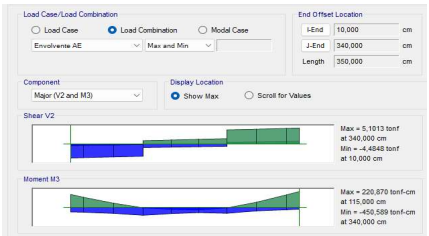
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	1,020	cm
Espesor de alma:	tw =	0,66	cm
Base columna compuesta:	b =	13,50	cm
Altura columna compuesta:	h =	27,00	cm
Base sin espesores:	b1 =	11,46	cm
Altura sin espesores:	h1 =	24,96	cm
Área de columna:	A =	45,90	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	5790,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	420,00	cm4
Módulo Polar:	J =	15,90	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	484,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	97,00	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	70577,90	cm6
Límite SC del ala:	λala =	5,845	-
Límite SC del alma:	λalma =	37,818	-



Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos		
rx =	11,23	cm
ry =	3,02	cm
Lb =	1,20	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	37,82	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	17,82	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	27,02	tonf/cm2
Vu =	5,6370	tonf/cm2
Cumple la sección		



1. Longitudes límites					
c =	1,00	-	c =	1,00	-
Sx =	242,00	cm3	Sx =	242,00	cm3
rts =	4,74	cm	rts =	4,74	cm
Lp =	1,33	m	Lp =	1,33	m
Lr =	8,19	m	Lr =	8,19	m
Fcr =	37,02	tonf/cm2	Fcr =	37,02	tonf/cm2
La zona 1, controla			La zona 1, controla		
M1 = Mp =	1359,07	tonf-cm	M1 = Mp =	272,38	tonf-cm
M2 =	-8,68	tonf-cm	M2 =	-8,68	tonf-cm
M3 =	1359,07	tonf-cm	M3 =	272,38	tonf-cm
ΦMn =	1223,16	tonf-cm	ΦMn =	245,14	tonf-cm
Mu =	450,589	tonf-cm	Mu =	0,0120	tonf-cm
Filosofía de Diseño $\emptyset Mn \geq Mu$			Filosofía de Diseño $\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple			Cumple		

Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida

5. Sección de Viga Reducida		
6,75	≤ a ≤	10,125
17,55	≤ b ≤	22,95
1,35	≤ c ≤	3,375
a =	9	cm
b =	23	cm
c =	3,25	cm
Chequeo esbeltez local		
R =	21,97115385	cm
bf_{vsr} =	7,000	cm
λala =	3,431372549	-
El ala de VSR es sísmicamente compacto		

6. Momento Probable en VSR		
Z_{vsr} =	311,753	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	1365,626	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	382	cm
Vgrav =	4,2652	tonf
V_{vsr} =	11,42	tonf
Sh =	20,50	cm
Mf =	1599,64	tonf-cm
Mpe =	1766,79	tonf-cm
Cumple la condición		

7. Resistencia al Cortante V-C	
Vu =	15,680 tonf
Fypc =	36 ksi
hpc =	25 cm
tpc =	2,0 cm
ΦvV =	126,36 tonf
Cumple la condición	



VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE 4 - VIGA BC

IPE270

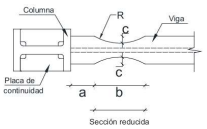
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	1,020	cm
Espesor de alma:	tw =	0,66	cm
Base columna compuesta:	b =	13,50	cm

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos		
rx =	11,23	cm
ry =	3,02	cm

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	37,82	-
ky =	5,00	-

Altura columna compuesta:	h =	27,00	cm
Base sin espesores:	b1 =	11,46	cm
Altura sin espesores:	h1 =	24,96	cm
Área de columna:	A =	45,90	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	5790,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	420,00	cm4
Módulo Polar:	J =	15,90	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	484,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	97,00	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	70577,90	cm6
Límite SC del ala:	λala =	5,845	-
Límite SC del alma:	λalma =	37,818	-



Lb =	1,20	m

Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto

λhd =	8,51	-

El ala es sísmicamente compacto

Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-

El alma es sísmicamente compacto

Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	17,82	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	27,02	tonf/cm2
Vu =	5,1065	tonf/cm2

Cumple la sección

1. Longitudes límites

c =	1,00	-
Sx =	402,00	cm3
rts =	3,68	cm
Lp =	1,33	m
Lr =	5,38	m
Fcr =	22,28	tonf/cm2

La zona 1, controla

M1 = Mp =	1359,07	tonf-cm
M2 =	-24,40	tonf-cm
M3 =	1359,07	tonf-cm
ΦMn =	1223,16	tonf-cm
Mu =	489,835	tonf-cm

Filosofía de Diseño

$\emptyset Mn \geq Mu$

Cumple

c =	1,00	-
Sx =	402,00	cm3
rts =	3,68	cm
Lp =	1,33	m
Lr =	5,38	m
Fcr =	22,28	tonf/cm2

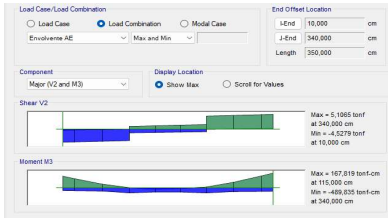
La zona 1, controla

M1 = Mp =	272,38	tonf-cm
M2 =	-24,40	tonf-cm
M3 =	272,38	tonf-cm
ΦMn =	245,14	tonf-cm
Mu =	0,0030	tonf-cm

Filosofía de Diseño

$\emptyset Mn \geq Mu$

Cumple



Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida

5. Sección de Viga Reducida

6,75	≤ a ≤	10,125
17,55	≤ b ≤	22,95
1,35	≤ c ≤	3,375
a =	9	cm
b =	23	cm
c =	3,25	cm

Chequeo esbeltez local

R =	21,97115385	cm
bf_{vsr} =	7,000	cm
λala =	3,431372549	-

El ala de VSR es sísmicamente compacto

6. Momento Probable en VSR

Z_{vsr} =	311,753	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	1365,626	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	382	cm
Vgrav =	4,5395	tonf
V_{vsr} =	11,69	tonf
Sh =	20,50	cm
Mf =	1605,26	tonf-cm
Mpe =	1766,79	tonf-cm

Cumple la condición

7. Resistencia al Cortante V-C

Vu =	16,229	tonf
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
tpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf

Cumple la condición



DISEÑO DE VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL

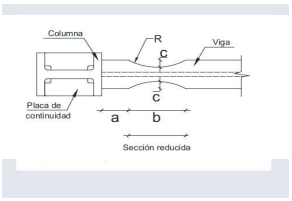
VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE B3-4

IPE 300			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	1,070	cm
Espesor de alma:	tw =	0,71	cm
Base columna compuesta:	b =	15,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	30,00	cm
Base sin espesores:	b1=	12,86	cm
Altura sin espesores:	h1 =	27,86	cm
Área de columna:	A =	53,80	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	8360,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	604,00	cm4
Módulo Polar:	J =	4,70	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	628,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	125,00	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	125934,10	cm6
Límite SC del ala:	λala =	6,880	-
Límite SC del alma:	λalma =	39,239	-

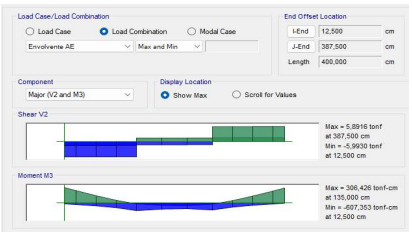
Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos		
rx =	12,47	cm
ry =	3,35	cm
Lb =	1,00	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	39,24	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	21,30	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	32,30	tonf/cm2
Vu =	5,993	tonf/cm2
Cumple la sección		



1. Longitudes límites					
c =	1,00	-	c =	1,00	-
Sx =	314,00	cm3	Sx =	314,00	cm3
rts =	5,27	cm	rts =	5,27	cm
Lp =	1,47	m	Lp =	1,47	m
Lr =	6,30	m	Lr =	6,30	m
Fcr =	62,46	tonf/cm2	Fcr =	62,46	tonf/cm2
La zona 1, controla			La zona 1, controla		
M1 = Mp =	1763,42	tonf-cm	M1 = Mp =	351,00	tonf-cm
M2 =	-59,81	tonf-cm	M2 =	-59,81	tonf-cm
M3 =	1763,42	tonf-cm	M3 =	351,00	tonf-cm
ΦMn =	1587,08	tonf-cm	ΦMn =	315,90	tonf-cm
Mu =	643,826	tonf-cm	Mu =	0,003	tonf-cm
Filsofía de Diseño			Filsofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$			$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple			Cumple		

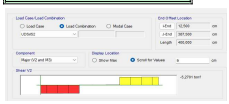


Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida

5. Sección de Viga Reducida		
7,5	≤ a ≤	11,25
19,5	≤ b ≤	25,5
1,5	≤ c ≤	3,75
a =	9	cm
b =	23	cm
c =	3,25	cm
Chequeo esbeltez local		
R =	21,97115385	cm
bf_{VSR} =	8,500	cm
λala =	3,971962617	-
El ala de VSR es sísmicamente compacto		

6. Momento Probable en VSR		
Z_{VSR} =	426,792	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	1869,553	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	382	cm
Vgrav =	5,2701	tonf
V_{VSR} =	15,06	tonf
Sh =	20,50	cm
Mf =	2178,25	tonf-cm
Mpe =	2292,45	tonf-cm
Cumple la condición		

7. Resistencia al Cortante V-C		
Vu =	20,328	tonf
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
tpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf
Cumple la condición		



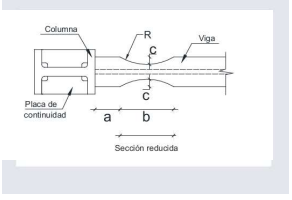
VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE B2-3

IPE 300			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	1,070	cm
Espesor de alma:	tw =	0,71	cm
Base columna compuesta:	b =	15,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	30,00	cm
Base sin espesores:	b1=	12,86	cm
Altura sin espesores:	h1 =	27,86	cm
Área de columna:	A =	53,80	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	8360,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	604,00	cm4
Módulo Polar:	J =	4,70	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	628,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	125,00	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	125934,10	cm6
Límite SC del ala:	λala =	6,880	-
Límite SC del alma:	λalma =	39,239	-

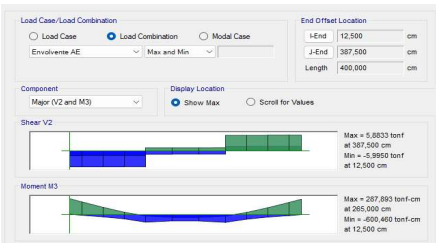
Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos		
rx =	12,47	cm
ry =	3,35	cm
Lb =	1,00	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	39,24	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	21,30	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	32,30	tonf/cm2
Vu =	5,9950	tonf/cm2
Cumple la sección		



1. Longitudes límites					
c =	1,00	-	c =	1,00	-
Sx =	314,00	cm3	Sx =	314,00	cm3
rts =	5,27	cm	rts =	5,27	cm
Lp =	1,47	m	Lp =	1,47	m
Lr =	6,30	m	Lr =	6,30	m
Fcr =	62,46	tonf/cm2	Fcr =	62,46	tonf/cm2
La zona 1, controla			La zona 1, controla		
M1 = Mp =	1763,42	tonf-cm	M1 = Mp =	351,00	tonf-cm
M2 =	-59,81	tonf-cm	M2 =	-59,81	tonf-cm
M3 =	1763,42	tonf-cm	M3 =	351,00	tonf-cm
ΦMn =	1587,08	tonf-cm	ΦMn =	315,90	tonf-cm
Mu =	640,986	tonf-cm	Mu =	0,004	tonf-cm
Filsofía de Diseño			Filsofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$			$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple			Cumple		



Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida

5. Sección de Viga Reducida		
7,5	≤ a ≤	11,25
19,5	≤ b ≤	25,5
1,5	≤ c ≤	3,75
a =	9	cm
b =	23	cm
c =	3,25	cm
Chequeo esbeltez local		
R =	21,97115385	cm
bf_{VSR} =	8,500	cm
λala =	3,971962617	-
El ala de VSR es sísmicamente compacto		

6. Momento Probable en VSR		
Z_{VSR} =	426,792	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	1869,553	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	382	cm
Vgrav =	5,4110	tonf
V_{VSR} =	15,20	tonf
Sh =	20,50	cm
Mf =	2181,14	tonf-cm
Mpe =	2292,45	tonf-cm
Cumple la condición		

7. Resistencia al Cortante V-C		
Vu =	20,610	tonf
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
tpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf
Cumple la condición		



VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE B1-2

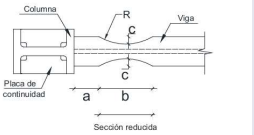
IPE 300			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	1,070	cm
Espesor de alma:	tw =	0,71	cm
Base columna compuesta:	b =	15,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	30,00	cm
Base sin espesores:	b1=	12,86	cm
Altura sin espesores:	h1 =	27,86	cm

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos		
rx =	12,47	cm
ry =	3,35	cm
Lb =	1,00	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	39,24	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	21,30	cm2

Área de columna:	A =	53,80	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	8360,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	604,00	cm4
Módulo Polar:	J =	4,70	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	628,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	125,00	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	125934,10	cm6
Límite SC del ala:	λala =	6,880	-
Límite SC del alma:	λalma =	39,239	-

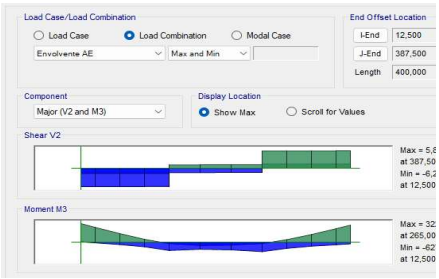


λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

Φb =	0,90	-
ΦVn =	32,30	tonf/cm2
Vu =	6,2406	tonf/cm2
Cumple la sección		

1. Longitudes límites		
c =	1,00	-
Sx =	314,00	cm3
rts =	5,27	cm
Lp =	1,47	m
Lr =	6,30	m
Fcr =	62,46	tonf/cm2
La zona 1, controla		
M1 = Mp =	1763,42	tonf-cm
M2 =	-59,81	tonf-cm
M3 =	1763,42	tonf-cm
ΦMn =	1587,08	tonf-cm
Mu =	675,162	tonf-cm
Filosofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple		

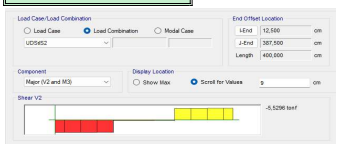
1. Longitudes límites		
c =	1,00	-
Sx =	314,00	cm3
rts =	5,27	cm
Lp =	1,47	m
Lr =	6,30	m
Fcr =	62,46	tonf/cm2
La zona 1, controla		
M1 = Mp =	351,00	tonf-cm
M2 =	-59,81	tonf-cm
M3 =	351,00	tonf-cm
ΦMn =	315,90	tonf-cm
Mu =	0,006	tonf-cm
Filosofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple		



Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida		
5. Sección de Viga Reducida		
7,5	≤ a ≤	11,25
19,5	≤ b ≤	25,5
1,5	≤ c ≤	3,75
a =	9	cm
b =	23	cm
c =	3,25	cm
Chequeo esbeltez local		
R =	21,97115385	cm
bf_{vsr} =	8,500	cm
λala =	3,971962617	-
El ala de VSR es sísmicamente compacto		

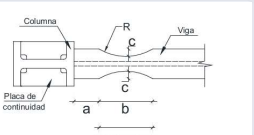
6. Momento Probable en VSR		
Z_{vsr} =	426,792	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	1869,553	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	382	cm
Vgrav =	5,5296	tonf
V_{vsr} =	15,32	tonf
Sh =	20,50	cm
Mf =	2183,57	tonf-cm
Mpe =	2292,45	tonf-cm
Cumple la condición		

7. Resistencia al Cortante V-C		
Vu =	20,847	tonf
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
tpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf
Cumple la condición		



VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE A3-4

IPE 220			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	0,920	cm
Espesor de alma:	tw =	0,59	cm
Base columna compuesta:	b =	11,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	22,00	cm
Base sin espesores:	b1=	9,16	cm
Altura sin espesores:	h1 =	20,16	cm
Área de columna:	A =	33,40	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	2770,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	205,00	cm4
Módulo Polar:	J =	9,00	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	285,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	58,10	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	22672,30	cm6
Límite SC del ala:	λala =	4,214	-
Límite SC del alma:	λalma =	34,169	-



Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos		
rx =	9,11	cm
ry =	2,48	cm
Lb =	1,00	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

4. Resistencia por cortante		
h/tw =	34,17	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	12,98	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	19,68	tonf/cm2
Vu =	3,0622	tonf/cm2
Cumple la sección		

1. Longitudes límites		
c =	1,00	-
Sx =	143,00	cm3
rts =	3,88	cm
Lp =	1,09	m
Lr =	7,15	m
Fcr =	36,16	tonf/cm2
La zona 1, controla		
M1 = Mp =	800,28	tonf-cm
M2 =	-3,96	tonf-cm
M3 =	800,28	tonf-cm
ΦMn =	720,25	tonf-cm
Mu =	319,160	tonf-cm
Filosofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple		

1. Longitudes límites		
c =	1,00	-
Sx =	143,00	cm3
rts =	3,88	cm
Lp =	1,09	m
Lr =	7,15	m
Fcr =	36,16	tonf/cm2
La zona 1, controla		
M1 = Mp =	163,14	tonf-cm
M2 =	-3,96	tonf-cm
M3 =	163,14	tonf-cm
ΦMn =	146,83	tonf-cm
Mu =	0,001	tonf-cm
Filosofía de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple		

Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida		
5. Sección de Viga Reducida		
5,5	≤ a ≤	8,25
14,3	≤ b ≤	18,7
1,1	≤ c ≤	2,75
a =	7	cm
b =	16	cm
c =	2	cm
Chequeo esbeltez local		
R =	17	cm
bf_{vsr} =	7,000	cm
λala =	3,804347826	-
El ala de VSR es sísmicamente compacto		

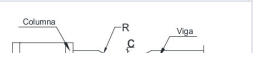
6. Momento Probable en VSR		
Z_{vsr} =	207,426	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	908,624	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	386	cm
Vgrav =	2,7004	tonf
V_{vsr} =	7,41	tonf
Sh =	15,00	cm
Mf =	1019,75	tonf-cm
Mpe =	1040,36	tonf-cm
Cumple la condición		

7. Resistencia al Cortante V-C		
Vu =	10,109	tonf
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
tpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf
Cumple la condición		

Perfil	h mm	b mm	e mm	e_t mm	r mm	h_t mm
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	60
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	75
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112
IPE 160	160	82	5,0	7,4	9	127
IPE 180	180	91	5,3	8,0	9	146
IPE 200	200	100	5,6	8,5	12	159
IPE 220	220	110	5,9	9,2	12	178
IPE 240	240	120	6,2	9,8	15	190
IPE 270	270	135	6,6	10,2	15	220
IPE 300	300	150	7,1	10,7	15	249
IPE 330	330	160	7,5	11,5	18	271
IPE 360	360	170	8,0	12,7	18	299
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331
IPE 450	450	190	9,4	14,6	21	379
IPE 500	500	200	10,2	16,0	21	426
IPE 550	550	210	11,1	17,2	24	468
IPE 600	600	220	12,0	19,0	24	514

VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE A2-3

IPE 220			
Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	0,920	cm
Espesor de alma:	tw =	0,59	cm
Base columna compuesta:	b =	11,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	22,00	cm
Base sin espesores:	b1=	9,16	cm
Altura sin espesores:	h1 =	20,16	cm
Área de columna:	A =	33,40	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	2770,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	205,00	cm4
Módulo Polar:	J =	9,00	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	285,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	58,10	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	22672,30	cm6
Límite SC del ala:	λala =	4,214	-
Límite SC del alma:	λalma =	34,169	-



Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

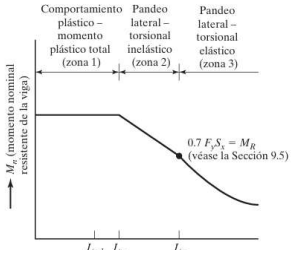
Cálculos		
rx =	9,11	cm
ry =	2,48	cm
Lb =	1,00	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

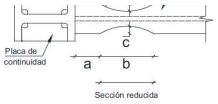
4. Resistencia por cortante		
h/tw =	34,17	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	12,98	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	19,68	tonf/cm2
Vu =	3,2358	tonf/cm2
Cumple la sección		

1. Longitudes límites		
c =	1,00	-
Sx =	143,00	cm3
rts =	3,88	cm
Lp =	1,09	m
Lr =	7,15	m
Fcr =	36,16	tonf/cm2
La zona 1, controla		

1. Longitudes límites		
c =	1,00	-
Sx =	143,00	cm3
rts =	3,88	cm
Lp =	1,09	m
Lr =	7,15	m
Fcr =	36,16	tonf/cm2
La zona 1, controla		

Perfil	h mm	b mm	e mm	e_t mm	r mm	h_t mm	u mm
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	60	328
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	75	400
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93	475
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112	551
IPE 160	160	82	5,0	7,4	9	127	623
IPE 180	180	91	5,3	8,0	9	146	698
IPE 200	200	100	5,6	8,5	12	159	788
IPE 220	220	110	5,9	9,2	12	178	848
				9,8	15	190	922
				10,2	15	220	104
				10,7	15	249	1160
				11,5	18	271	1259
				12,7	18	299	1359
				13,5	21	331	1470
				14,6	21	379	1610
				16,0	21	426	1740
				17,2	24	468	1880
				19,0	24	514	2010





M1 = Mp =	800,28	tonf-cm
M2 =	-3,96	tonf-cm
M3 =	800,28	tonf-cm
ΦMn =	720,25	tonf-cm
Mu =	322,459	tonf-cm

Filsofía de Diseño

$\emptyset Mn \geq Mu$

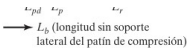
Cumple

M1 = Mp =	163,14	tonf-cm
M2 =	-3,96	tonf-cm
M3 =	163,14	tonf-cm
ΦMn =	146,83	tonf-cm
Mu =	0,002	tonf-cm

Filsofía de Diseño

$\emptyset Mn \geq Mu$

Cumple



Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida

5. Sección de Viga Reducida

5,5	≤ a ≤	8,25
14,3	≤ b ≤	18,7
1,1	≤ c ≤	2,75
a =	7	cm
b =	16	cm
c =	2	cm

Chequeo esbeltez local

R =	17	cm
bf_{VSR} =	7,000	cm
λala =	3,804347826	-

El ala de VSR es sísmicamente compacto

6. Momento Probable en VSR

Z_{VSR} =	207,426	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	908,624	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	386	cm
Vgrav =	2,9082	tonf
V_{VSR} =	7,62	tonf
Sh =	15,00	cm
Mf =	1022,87	tonf-cm
Mpe =	1040,36	tonf-cm

Cumple la condición

7. Resistencia al Cortante V-C

Vu =	10,524	tonf
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
fpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf

Cumple la condición

VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE A1-2

IPE 220

Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	0,920	cm
Espesor de alma:	tw =	0,59	cm
Base columna compuesta:	b =	11,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	22,00	cm
Base sin espesores:	b1=	9,16	cm
Altura sin espesores:	h1 =	20,16	cm
Área de columna:	A =	33,40	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	2770,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	205,00	cm4
Módulo Polar:	J =	9,00	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	285,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	58,10	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	22672,30	cm6
Límite SC del ala:	λala =	4,214	-
Límite SC del alma:	λalma =	34,169	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos

rx =	9,11	cm
ry =	2,48	cm
Lb =	1,00	m

Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto

λhd =	8,51	-

El ala es sísmicamente compacto

Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-

El alma es sísmicamente compacto

4. Resistencia por cortante

h/tw =	34,17	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	12,98	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	19,68	tonf/cm2
Vu =	3,1316	tonf/cm2

Cumple la sección

Vu =	3,1930	tonf/cm2

Cumple la sección

1. Longitudes límites

c =	1,00	-
Sx =	143,00	cm3
rts =	3,88	cm
Lp =	1,09	m
Lr =	7,15	m
Fcr =	36,16	tonf/cm2

La zona 1, controla

M1 = Mp =	800,28	tonf-cm
M2 =	-3,96	tonf-cm
M3 =	800,28	tonf-cm
ΦMn =	720,25	tonf-cm
Mu =	324,156	tonf-cm

Filsofía de Diseño

$\emptyset Mn \geq Mu$

Cumple

c =	1,00	-
Sx =	143,00	cm3
rts =	3,88	cm
Lp =	1,09	m
Lr =	7,15	m
Fcr =	36,16	tonf/cm2

La zona 1, controla

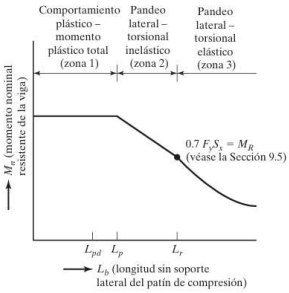
M1 = Mp =	163,14	tonf-cm
M2 =	-3,96	tonf-cm
M3 =	163,14	tonf-cm
ΦMn =	146,83	tonf-cm
Mu =	0,002	tonf-cm

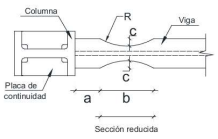
Filsofía de Diseño

$\emptyset Mn \geq Mu$

Cumple

Perfil	h mm	b mm	e mm	e_1 mm	r mm	h_1 mm	u mm
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	60	328
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	75	400
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93	475
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112	551
IPE 160	160	82	5,0	7,4	9	127	623
IPE 180	180	91	5,3	8,0	9	146	698
IPE 200	200	100	5,6	8,5	12	159	788
IPE 220	220	110	5,9	9,2	12	178	848
				9,8	15	190	922
				10,2	15	220	104
				10,7	15	249	1160
				11,5	18	271	1250
				12,7	18	299	1350
				13,5	21	331	1470
				14,6	21	379	1610
				16,0	21	426	1740
				17,2	24	468	1880
				19,0	24	514	2090





Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida

5. Sección de Viga Reducida

5,5	≤ a ≤	8,25
14,3	≤ b ≤	18,7
1,1	≤ c ≤	2,75
a =	7	cm
b =	16	cm
c =	2	cm

Chequeo esbeltez local

R =	17	cm
bf_{VSR} =	7,000	cm
λala =	3,804347826	-

El ala de VSR es sísmicamente compacto

6. Momento Probable en VSR

Z_{VSR} =	207,426	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	908,624	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	386	cm
Vgrav =	2,7690	tonf
V_{VSR} =	7,48	tonf
Sh =	15,00	cm
Mf =	1020,78	tonf-cm
Mpe =	1040,36	tonf-cm

Cumple la condición

7. Resistencia al Cortante V-C

Vu =	10,246	tonf
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
fpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf

Cumple la condición

VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE C1-2

IPE 220

Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	0,920	cm
Espesor de alma:	tw =	0,59	cm
Base columna compuesta:	b =	11,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	22,00	cm
Base sin espesores:	b1=	9,16	cm
Altura sin espesores:	h1 =	20,16	cm
Área de columna:	A =	33,40	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	2770,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	205,00	cm4
Módulo Polar:	J =	9,00	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	285,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	58,10	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	22672,30	cm6
Límite SC del ala:	λala =	4,214	-
Límite SC del alma:	λalma =	34,169	-

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos

rx =	9,11	cm
ry =	2,48	cm
Lb =	1,00	m

Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto

λhd =	8,51	-

El ala es sísmicamente compacto

Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-

El alma es sísmicamente compacto

4. Resistencia por cortante

h/tw =	34,17	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	12,98	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	19,68	tonf/cm2
Vu =	3,1930	tonf/cm2

Cumple la sección

1. Longitudes límites

c =	1,00	-
Sx =	143,00	cm3
rts =	3,88	cm
Lp =	1,09	m
Lr =	7,15	m
Fcr =	36,16	tonf/cm2

La zona 1, controla

M1 = Mp =	800,28	tonf-cm
M2 =	-3,96	tonf-cm
M3 =	800,28	tonf-cm
ΦMn =	720,25	tonf-cm
Mu =	333,923	tonf-cm

Filsofía de Diseño

$\emptyset Mn \geq Mu$

Cumple

c =	1,00	-
Sx =	143,00	cm3
rts =	3,88	cm
Lp =	1,09	m
Lr =	7,15	m
Fcr =	36,16	tonf/cm2

La zona 1, controla

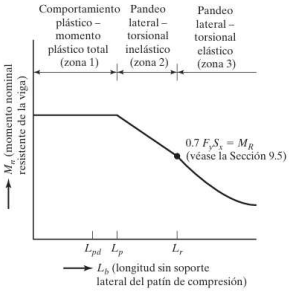
M1 = Mp =	163,14	tonf-cm
M2 =	-3,96	tonf-cm
M3 =	163,14	tonf-cm
ΦMn =	146,83	tonf-cm
Mu =	0,002	tonf-cm

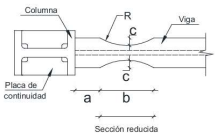
Filsofía de Diseño

$\emptyset Mn \geq Mu$

Cumple

Perfil	h mm	b mm	e mm	e_1 mm	r mm	h_1 mm	u mm
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	60	328
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	75	400
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93	475
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112	551
IPE 160	160	82	5,0	7,4	9	127	623
IPE 180	180	91	5,3	8,0	9	146	698
IPE 200	200	100	5,6	8,5	12	159	788
IPE 220	220	110	5,9	9,2	12	178	848
				9,8	15	190	922
				10,2	15	220	104
				10,7	15	249	1160
				11,5	18	271	1250
				12,7	18	299	1350
				13,5	21	331	1470
				14,6	21	379	1610
				16,0	21	426	1740
				17,2	24	468	1880
				19,0	24	514	2090





Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida

5. Sección de Viga Reducida

5,5	≤ a ≤	8,25
14,3	≤ b ≤	18,7
1,1	≤ c ≤	2,75
a =	7	cm
b =	16	cm

6. Momento Probable en VSR

Z_{VSR} =	207,426	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	908,624	tonf-cm
f1 =	1	-

7. Resistencia al Cortante V-C

Vu =	10,235	tonf
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
fpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf

c =	2	cm
Chequeo esbeltez local		
R =	17	cm
bf_{VSR} =	7,000	cm
λala =	3,804347826	-
El ala de VSR es sísmicamente compacto		

Lh =	386	cm
Vgrav =	2,7634	tonf
V_{VSR} =	7,47	tonf
Sh =	15,00	cm
Mf =	1020,69	tonf-cm
Mpe =	1040,36	tonf-cm
Cumple la condición		

Cumple la condición

VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE C2-3

IPE 220

Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	0,920	cm
Espesor de alma:	tw =	0,59	cm
Base columna compuesta:	b =	11,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	22,00	cm
Base sin espesores:	b1=	9,16	cm
Altura sin espesores:	h1 =	20,16	cm
Área de columna:	A =	33,40	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	2770,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	205,00	cm4
Módulo Polar:	J =	9,00	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	285,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	58,10	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	22672,30	cm6
Límite SC del ala:	λala =	4,214	-
Límite SC del alma:	λalma =	34,169	-

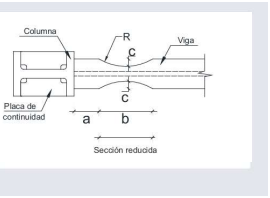
Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos

rx =	9,11	cm
ry =	2,48	cm
Lb =	1,00	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

4. Resistencia por cortante

h/tw =	34,17	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	12,98	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	19,68	tonf/cm2
Vu =	3,8195	tonf/cm2
Cumple la sección		



1. Longitudes límites

c =	1,00	-
Sx =	143,00	cm3
rts =	3,88	cm
Lp =	1,09	m
Lr =	7,15	m
Fcr =	36,16	tonf/cm2
La zona 1, controla		
M1 = Mp =	800,28	tonf-cm
M2 =	-3,96	tonf-cm
M3 =	800,28	tonf-cm
ΦMn =	720,25	tonf-cm
Mu =	394,007	tonf-cm
Filsofia de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple		

1. Longitudes límites

c =	1,00	-
Sx =	143,00	cm3
rts =	3,88	cm
Lp =	1,09	m
Lr =	7,15	m
Fcr =	36,16	tonf/cm2
La zona 1, controla		
M1 = Mp =	163,14	tonf-cm
M2 =	-3,96	tonf-cm
M3 =	163,14	tonf-cm
ΦMn =	146,83	tonf-cm
Mu =	0,002	tonf-cm
Filsofia de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple		

Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida

5. Sección de Viga Reducida

5,5	$\leq a \leq$	8,25
14,3	$\leq b \leq$	18,7
1,1	$\leq c \leq$	2,75
a =	7	cm
b =	16	cm
c =	2	cm
Chequeo esbeltez local		
R =	17	cm
bf_{VSR} =	7,000	cm
λala =	3,804347826	-
El ala de VSR es sísmicamente compacto		

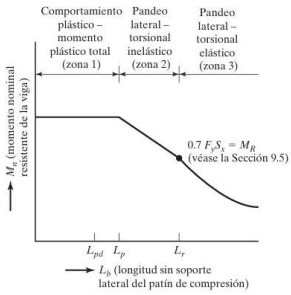
6. Momento Probable en VSR

Z_{VSR} =	207,426	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	908,624	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	386	cm
Vgrav =	3,2924	tonf
V_{VSR} =	8,00	tonf
Sh =	15,00	cm
Mf =	1028,63	tonf-cm
Mpe =	1040,36	tonf-cm
Cumple la condición		

7. Resistencia al Cortante V-C

Vu =	11,293	tonf
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
tpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf
Cumple la condición		

Perfil	h mm	b mm	e mm	e_1 mm	r mm	h_1 mm	u mm
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	60	328
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	75	400
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93	475
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112	551
IPE 160	160	82	5,0	7,4	9	127	623
IPE 180	180	91	5,3	8,0	9	146	698
IPE 200	200	100	5,6	8,5	12	159	788
IPE 220	220	110	5,9	9,2	12	178	848
				9,8	15	190	922
				10,2	15	220	104
				10,7	15	249	1161
				11,5	18	271	1259
				12,7	18	299	1359
				13,5	21	331	1471
				14,6	21	379	1610
				16,0	21	426	1741
				17,2	24	468	1881
				19,0	24	514	2011



VIGAS DE SEGUNDA PLANTA - EJE C3-4

IPE 220

Módulo de Elasticidad:	E =	29000	ksi
Factor de Fluencia Probable:	Ry =	1,30	-
Límite de Fluencia:	Fy =	36	ksi
Espesor de patín:	tf =	0,920	cm
Espesor de alma:	tw =	0,59	cm
Base columna compuesta:	b =	11,00	cm
Altura columna compuesta:	h =	22,00	cm
Base sin espesores:	b1=	9,16	cm
Altura sin espesores:	h1 =	20,16	cm
Área de columna:	A =	33,40	cm2
Inercia en dirección X:	Ix =	2770,00	cm4
Inercia en dirección Y:	Iy =	205,00	cm4
Módulo Polar:	J =	9,00	cm4
Módulo Plástico en X:	Zx =	285,00	cm3
Módulo Plástico en Y:	Zy =	58,10	cm3
Módulo de Elasticidad Transversal:	G =	790,00	tonf/cm2
Constante de Alabeo:	Cw =	22672,30	cm6
Límite SC del ala:	λala =	4,214	-
Límite SC del alma:	λalma =	34,169	-

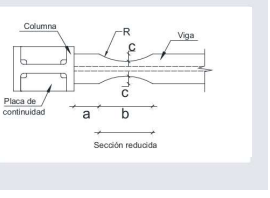
Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Cálculos

rx =	9,11	cm
ry =	2,48	cm
Lb =	1,00	m
Comprobación sísmicamente compacto/compacto/no compacto		
λhd =	8,51	-
El ala es sísmicamente compacto		
Ca =	0,00	-
λhd =	60,99	-
El alma es sísmicamente compacto		

4. Resistencia por cortante

h/tw =	34,17	-
ky =	5,00	-
Límite =	69,81	-
Cv =	1,000	-
Aw =	12,98	cm2
Φb =	0,90	-
ΦVn =	19,68	tonf/cm2
Vu =	4,2708	tonf/cm2
Cumple la sección		



1. Longitudes límites

c =	1,00	-
Sx =	143,00	cm3
rts =	3,88	cm
Lp =	1,09	m
Lr =	7,15	m
Fcr =	36,16	tonf/cm2
La zona 1, controla		
M1 = Mp =	800,28	tonf-cm
M2 =	-3,96	tonf-cm
M3 =	800,28	tonf-cm
ΦMn =	720,25	tonf-cm
Mu =	402,261	tonf-cm
Filsofia de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple		

1. Longitudes límites

c =	1,00	-
Sx =	143,00	cm3
rts =	3,88	cm
Lp =	1,09	m
Lr =	7,15	m
Fcr =	36,16	tonf/cm2
La zona 1, controla		
M1 = Mp =	163,14	tonf-cm
M2 =	-3,96	tonf-cm
M3 =	163,14	tonf-cm
ΦMn =	146,83	tonf-cm
Mu =	0,001	tonf-cm
Filsofia de Diseño		
$\emptyset Mn \geq Mu$		
Cumple		

Unión Viga - Columna y Sección de Viga Reducida

5. Sección de Viga Reducida

5,5	$\leq a \leq$	8,25
14,3	$\leq b \leq$	18,7
1,1	$\leq c \leq$	2,75
a =	6	cm
b =	16	cm
c =	2	cm
Chequeo esbeltez local		
R =	17	cm
bf_{VSR} =	7,000	cm
λala =	3,804347826	-
El ala de VSR es sísmicamente compacto		

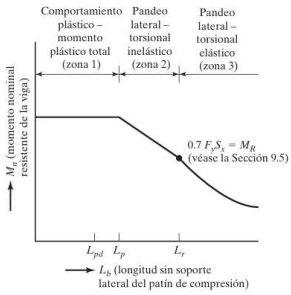
6. Momento Probable en VSR

Z_{VSR} =	207,426	cm3
Fu =	52,619	ksi
Cpr =	1,2	-
Mpr =	908,624	tonf-cm
f1 =	1	-
Lh =	388	cm
Vgrav =	4,1208	tonf
V_{VSR} =	8,80	tonf
Sh =	14,00	cm
Mf =	1031,89	tonf-cm
Mpe =	1040,36	tonf-cm
Cumple la condición		

7. Resistencia al Cortante V-C

Vu =	12,925	tonf
Fypc =	36	ksi
hpc =	25	cm
tpc =	2,0	cm
ΦvV =	126,36	tonf
Cumple la condición		

Perfil	h mm	b mm	e mm	e_1 mm	r mm	h_1 mm	u mm
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	60	328
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	75	400
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93	475
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112	551
IPE 160	160	82	5,0	7,4	9	127	623
IPE 180	180	91	5,3	8,0	9	146	698
IPE 200	200	100	5,6	8,5	12	159	788
IPE 220	220	110	5,9	9,2	12	178	848
				9,8	15	190	922
				10,2	15	220	104
				10,7	15	249	1161
				11,5	18	271	1259
				12,7	18	299	1359
				13,5	21	331	1471
				14,6	21	379	1610
				16,0	21	426	1741
				17,2	24	468	1881
				19,0	24	514	2011



ESPECTRO DE ACELERACIONES - NEC 2015

Indicaciones: Valores de color rojo, observar datos según la normativa.

Suelo	Zona sísmica y factor Z [F_a]					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	0,50
A	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,40	1,30	1,25	1,23	1,20	1,18
D	1,60	1,40	1,30	1,25	1,20	1,12
E	1,80	1,40	1,25	1,10	1,00	0,85

Suelo	Zona sísmica y factor Z [F_d]					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	0,50
A	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,36	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06
D	1,62	1,45	1,36	1,28	1,19	1,11
E	2,10	1,75	1,70	1,65	1,60	1,50

Suelo	Zona sísmica y factor Z [F_s]					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	0,50
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23
D	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,40
E	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00

Altura total del proyecto, ver planos arquitec.

Ubicación	Los Ríos, Babahoyo	
¿Tipo de Suelo?		E
Valor de Z =		0,30
Elástico		
Coeficientes de Perfil de Suelo		
F_a =	1,25	[-]
F_d =	1,70	[-]
F_s =	1,70	[-]
Otros coeficientes		
η =	1,80	[Ver Figura 1]
r =	1,50	[-]
Límites del Período de Vibración		
T_o =	0,231	[s]
T_c =	1,272	[s]
Inelástico		
Factores		
I =	1,00	[-]
Φ_p =	1,00	[-]
Φ_e =	1,00	[-]
R =	5,00	[-]

Figura 1

- η= 1.80 : Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- η= 2.48 : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- η= 2.60 : Provincias del Oriente

Ver NEC-SE-DS, sección 10.2

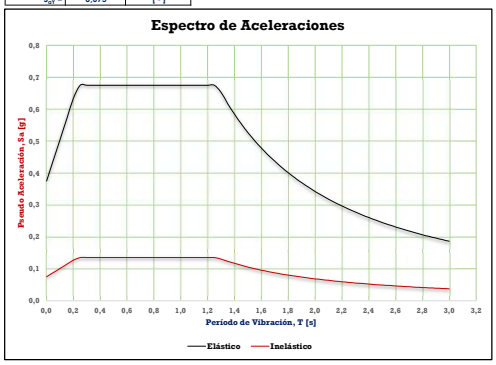


Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Cambia luego con ETABS, suponemos que es REGULAR

Ver NEC-SE-DS, sección 6.3.4.d

Período de Vibración		
	Método 1	Método 2: ETABS o SAP2000
PARA X:	Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	
PARA Y:	Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	
C_{tx} =	0,055	[-]
α_x =	0,9	[-]
h_n =	9,00	[m]
C_{ty} =	0,055	[-]
α_y =	0,9	[-]
T_x =	**0,397**	**[s]**
S_{ax} =	**0,675**	**[-]**
T_x =	**0,397**	**[s]**
S_{ay} =	**0,675**	**[-]**



Espectro de Aceleraciones Elástico e Inelástico		
T [s]	**S_a [g]**	**C_s [T]**
0,000	0,375	0,075
0,050	0,440	0,088
0,100	0,505	0,101
0,150	0,570	0,114
0,200	0,635	0,127
0,250	0,675	0,135
0,300	0,675	0,135
0,350	0,675	0,135
0,400	0,675	0,135
0,450	0,675	0,135
0,500	0,675	0,135
0,550	0,675	0,135
0,600	0,675	0,135
0,650	0,675	0,135
0,700	0,675	0,135
0,750	0,675	0,135
0,800	0,675	0,135
0,850	0,675	0,135
0,900	0,675	0,135
0,950	0,675	0,135
1,000	0,675	0,135
1,050	0,675	0,135
1,100	0,675	0,135
1,150	0,675	0,135
1,200	0,675	0,135
1,250	0,675	0,135
1,300	0,653	0,131
1,350	0,617	0,123
1,400	0,584	0,117
1,450	0,554	0,111
1,500	0,527	0,105
1,550	0,502	0,100
1,600	0,478	0,096
1,650	0,457	0,091
1,700	0,437	0,087
1,750	0,418	0,084
1,800	0,401	0,080
1,850	0,385	0,077
1,900	0,370	0,074
1,950	0,355	0,071
2,000	0,342	0,068
2,050	0,330	0,066
2,100	0,318	0,064
2,150	0,307	0,061
2,200	0,297	0,059
2,250	0,287	0,057
2,300	0,277	0,055
2,350	0,269	0,054
2,400	0,260	0,052
2,450	0,252	0,050
2,500	0,245	0,049
2,550	0,238	0,048
2,600	0,231	0,046
2,650	0,224	0,045
2,700	0,218	0,044
2,750	0,212	0,042
2,800	0,207	0,041
2,850	0,201	0,040
2,900	0,196	0,039
2,950	0,191	0,038
3,000	0,186	0,037

$$C_S(T) = \frac{S_a * I}{R * \Phi_p * \Phi_e}$$

Diseño de viga de cimentación

Datos : (Viga de conexión eje A2 y B2)

$\sigma_t := 10 \frac{tonnef}{m^2}$

$Df := 1\ m$

$\gamma_{suelo} := 1.8 \frac{tonnef}{m^3}$

$\gamma_{hormigon} := 2.4 \frac{tonnef}{m^3}$

$sc := 0.2 \frac{tonnef}{m^2}$

Columna A1:

$b1 := 30\ cm$

$h1 := 30\ cm$

$CM1 := 14.0775\ tonnef$

$CV1 := 3.1017\ tonnef$

Columna A2:

$b2 := 35\ cm$

$h2 := 35\ cm$

$CM2 := 29.3407\ tonnef$

$CV2 := 7.0406\ tonnef$

Luz libre:

$L1 := 3.175\ m$

Ingreso de demandas desde	
Output Case	FZ
Dead	9,5442
Live	3,4768

Cálculo de carga mayorada:

Para columna 1:

$$CU1 := 1.2 \cdot CM1 + 1.6 \cdot CV1 = 21.856\ tonnef$$

Para columna 2:

$$CU2 := 1.2 \cdot CM2 + 1.6 \cdot CV2 = 46.474\ tonnef$$

Dimensionamiento de la viga de cimentación:

$h := \frac{L1}{8} = 39.688\ cm$

$b := \frac{CM1 + CV1}{\sigma_t \cdot L1} = 54.108\ cm$

$h_{escogido} := 90\ cm$

$b_{escogido} := 30\ cm$

$$\text{if}\left(b_{escogido} \geq \frac{h_{escogido}}{2}, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“No cumple”}$$

Cálculo del esfuerzo neto del suelo:

$$\sigma_{neto} := \sigma_t - \gamma_{suelo} \cdot Df = 8.2 \frac{tonnef}{m^2}$$

Dimensionamiento de zapatas:

Para la zapata A1:

$A1 := \frac{CU1}{\sigma_{neto}} = 2.665\ m^2$

$A' := \sqrt{\frac{A1}{2}} = 1.154\ m$

$A'_{escogido} := 1.20\ m$

Para la zapata A2:

$A2 := \frac{CU2}{\sigma_{neto}} = 5.668\ m^2$

$A'2 := \sqrt{\frac{A2}{2}} = 1.683\ m$

$A'_{escogido2} := 1.70\ m$

Cálculo del peso de la viga de cimentación mayorado:

$$P_{VC} := 1.2 \cdot \gamma_{hormigon} \cdot h_{escogido} \cdot b_{escogido} = 0.778 \ \frac{tonnef}{m}$$

Cálculo de reacción R1 (A1) y R2 (A2):

$$\sum M_2 = 0 \qquad L_T := 3.5 \ m$$

$$R1 := \frac{(CU1 \cdot L_T) + \left(P_{VC} \cdot \left(\frac{L1^2}{2}\right)\right)}{L_T - 0.3 \ m} = 25.129 \ tonnef$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R2 := -R1 + CU1 + CU2 + P_{VC} \cdot L1 = 45.669 \ tonnef$$

Chequeando las dimensiones de la zapata:

Para la zapata A1:

$$A_{Z.A1} := \frac{R1}{\sigma_{neto}} = 3.065 \ m^2$$

$$B_{Z.A1} := \frac{A_{Z.A1}}{A'_{escogido}} = 2.554 \ m$$

Para la zapata A2:

$$A_{Z.A2} := \frac{R2}{\sigma_{neto}} = 5.569 \ m^2$$

$$B_{Z.A2} := \frac{A_{Z.A2}}{A'_{escogido2}} = 3.276 \ m$$

Diseño de la viga de cimentación:

$$q1 := \frac{R1}{A'_{escogido}} = 20.941 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$q2 := \frac{R2}{A'_{escogido}} = 38.057 \ \frac{tonnef}{m}$$

Ánalisis para la zapata A1:

$$V1 := q1 \cdot x - P_{VC} \cdot (x - 0.3 \ m) - CU1 = ?$$

$$x := \frac{-0.3 \ m \cdot P_{VC} + CU1}{-P_{VC} + q1} = 1.072 \ m$$

Momento máximo a 1.075m

Fuerza al borde de la zapata es:

$$V := -(CU1) + (q1 \cdot A'_{escogido}) - (P_{VC} \cdot A'_{escogido}) + 0.3 \ m \cdot P_{VC} = 2.574 \ tonnef$$

Ecuación de Momento:

Para x = 0: $x := 0\ m$

$$M1 := -\left(\left(CU1 \cdot (x - 0.15\ m)\right) - \left(q1 \cdot \frac{x^2}{2}\right) + \left(P_{VC} \cdot (x - 0.3\ m) \cdot \frac{(x - 0.3\ m)}{2}\right)\right) = 3.243\ tonnef \cdot m$$

Para x = 2.659m: $x := 1.071\ m$

$$M2 := -\left(\left(CU1 \cdot (x - 0.15\ m)\right) - \left(q1 \cdot \frac{x^2}{2}\right) + P_{VC} \cdot (x - 0.3\ m) \cdot \frac{(x - 0.3\ m)}{2}\right) = -8.35\ tonnef \cdot m$$

Para x = 1.2m: $x := 1.2\ m$

$$M3 := -\left(\left(CU1 \cdot (x - 0.15\ m)\right) - \left(q1 \cdot \frac{x^2}{2}\right) + P_{VC} \cdot (x - 0.3\ m) \cdot \frac{(x - 0.3\ m)}{2}\right) = -8.186\ tonnef \cdot m$$

Ánalisis para la zapata A2:

$$V2 := q2 \cdot x - P_{VC} \cdot (x - 1.025\ m) - \left(CU2 \cdot (x - 0.85\ m)\right) = ?$$

$$x := \frac{-CU2 - \left(P_{VC} \cdot (1.025 \cdot m)\right)}{-q2 - P_{VC}} = 1.217\ m$$ Momento máximo a 1.221m

Fuerza al borde de la zapata es:

$$V2 := -(CU2) + \left(q2 \cdot A'_{escogido2}\right) - \left(P_{VC} \cdot A'_{escogido2}\right) + 1.025\ m \cdot P_{VC} = 17.699\ tonnef$$

Ecuación de Momento:

Para x = 0: $x := 0\ m$

$$M4 := \left(-(CU2 \cdot (x - 0.85\ m)) + \left(q2 \cdot \frac{x^2}{2}\right) - P_{VC} \cdot (x - 1.025\ m) \cdot \frac{(x - 1.025\ m)}{2}\right) = 39.094\ tonnef \cdot m$$

Para x = 2.659m: $x := 1.216\ m$

$$M5 := \left(-(CU2 \cdot (x - 0.85\ m)) + \left(q2 \cdot \frac{x^2}{2}\right) - P_{VC} \cdot (x - 1.025\ m) \cdot \frac{(x - 1.025\ m)}{2}\right) = 11.113\ tonnef \cdot m$$

Para x = 3.3m: $x := 1.7\ m$

$$M6 := \left(-(CU2 \cdot (x - 0.85\ m)) + \left(q2 \cdot \frac{x^2}{2}\right) - P_{VC} \cdot (x - 1.025\ m) \cdot \frac{(x - 1.025\ m)}{2}\right) = 15.313\ tonnef \cdot m$$

Acero mínimo para la zapata A2:

$Mmax := \max(\text{abs}(M1), \text{abs}(M2), \text{abs}(M3)) = 8.35\ tonnef \cdot m$

$\phi := 0.9$

$fy := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$rec := 4\ cm$

$8.337\ tonnef \cdot m = (8.337 \cdot 10^5)\ kgf \cdot cm$

$db := 20\ mm$

$d := h_{escogido} - rec - \frac{db}{2} = 85\ cm$

$As := \frac{Mmax}{\phi \cdot fy \cdot d} = 2.599\ cm^2$

$f'c := 240\ \frac{kgf}{cm^2}$

$\rho := 0.01$

$b_{escogido} = 30\ cm$

$Asmin := \rho \cdot b_{escogido} \cdot d = 25.5\ cm^2$

Acero mínimo para la zapata B2:

$Mmax := \max(\text{abs}(M4), \text{abs}(M5), \text{abs}(M6)) = 39.094\ tonnef \cdot m$

$\phi := 0.9$

$fy := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$rec := 4\ cm$

$db := 14\ mm$

$d := h_{escogido} - rec - \frac{db}{2} = 85.3\ cm$

$As := \frac{30 \cdot Mmax}{d} = (1.348 \cdot 10^{11})\ Pa \cdot cm^2$

$f'c := 240\ \frac{kgf}{cm^2}$

$\rho := 0.01$

$b_{escogido} = 30\ cm$

$Asmin := \rho \cdot b_{escogido} \cdot d = 25.59\ cm^2$

Verificación por corte:

$Vmax := \max(V, V2) = 17.699\ tonnef$

$Vu := 0.85 \cdot 0.533 \cdot \sqrt{f'c \cdot 1\ \frac{kgf}{cm^2}} \cdot b_{escogido} \cdot d = 17.961\ tonnef$

$$\text{if}\left(Vmax < Vu\,,\text{“Cumple”}\,,\text{“No cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

Espaciamiento de estribos:

$$S := min\left(\frac{b_{escogido}}{2}, 300\ mm\right) = 15\ cm$$

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO				
ITEM	**DESCRIPCIÓN**		**UNIDAD**	m2
1	LIMPIEZA Y DESBROCE DEL TERRENO		**[1] RENDIMIENTO [H/U]**	0,03
MANO DE OBRA				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Maestro de Obra	hr	0,5	$4,05	$0,06
Peón	hr	1	$3,51	$0,11
Operador de maquinaria pesada	hr	1	$3,66	$0,11
Subtotal				$0,28
MATERIALES				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Subtotal				$0,00
EQUIPOS				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Volqueta 8 m3	hr	1	$33,60	$1,01
Subtotal				$1,01
		TOTAL COSTOS INDIRECTOS		$1,28
		COSTOS INDIRECTOS	20%	$0,26
		COSTO TOTAL		**$1,54**

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO				
ITEM	**DESCRIPCIÓN**		**UNIDAD**	m2
2	REPLANTEO Y NIVELACIÓN CON EQUIPO TOPOGRÁFICO		**[1] RENDIMIENTO [H/U]**	0,2
MANO DE OBRA				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Maestro de Obra	hr	0,5	$4,05	$0,41
Peón	hr	1	$3,51	$0,70
Operador de maquinaria pesada (Retroexcavadora)	hr	1	$3,48	$0,70
Operador de maquinaria pesada (Volqueta)	hr	1	$3,66	$0,73
Subtotal				$2,54
MATERIALES				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Subtotal				$0,00
EQUIPOS				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Volqueta 8 m3	hr	1	$33,60	$6,72
Retroexcavadora 75 HP	hr	1	$38,00	$7,60
Cargadora Frontal 140 HP	hr	1	$39,06	$7,81
Herramienta Menor 5% M.O.				$0,13
Subtotal				$22,26
		TOTAL COSTOS INDIRECTOS		$24,79
		COSTOS INDIRECTOS	20%	$4,96
		COSTO TOTAL		**$29,75**

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO				
ITEM	**DESCRIPCIÓN**		**UNIDAD**	GLB
3	INSTALACIONES SANITARIAS PROVICIONALES		**[1] RENDIMIENTO [H/U]**	1
MANO DE OBRA				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Peón	hr	1	$3,51	$3,51
Subtotal				$3,51
MATERIALES				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
ALQUILER DE BATERIA SANITARIA PORTÁTIL DE POLIETILENO	u	1	$217,08	$217,08
Subtotal				$217,08
EQUIPOS				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Herramienta Menor 5% M.O.				$0,18
Subtotal				$0,18
		TOTAL COSTOS INDIRECTOS		$220,77
		COSTOS INDIRECTOS	20%	$44,15
		COSTO TOTAL		**$264,92**

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO				
ITEM	**DESCRIPCIÓN**		**UNIDAD**	GLB
4	INSTALACIONES ELÉCTRICAS PROVICIONALES		**[1] RENDIMIENTO [H/U]**	1
MANO DE OBRA				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Maestro de Obra	hr	0,5	$4,05	$2,03
Peón	hr	1	$3,51	$3,51
Electricista	hr	1	$4,10	$4,10
Subtotal				$9,64
MATERIALES				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Breaker 2P	u	0,5	$14,50	$7,25
Cable #12	m	1	$0,50	$0,50
Subtotal				$7,75
EQUIPOS				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Herramienta Menor 5% M.O.				$0,48
Subtotal				$0,48
		TOTAL COSTOS INDIRECTOS		$17,87
		COSTOS INDIRECTOS	20%	$3,57
		COSTO TOTAL		**$21,44**

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO				
ITEM	**DESCRIPCIÓN**		**UNIDAD**	m2
5	EXCAVACIÓN MECÁNICA		**[1] RENDIMIENTO [H/U]**	0,04
MANO DE OBRA				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Maestro de Obra	hr	0,5	$4,05	$0,08
Peón	hr	1	$3,51	$0,14
Operador de maquinaria pesada (Retroexcavadora)	hr	1	$3,48	$0,14
Operador de maquinaria pesada (Volqueta)	hr	1	$3,66	$0,15
Operador de maquinaria pesada (Cargadora)	hr	1	$4,55	$0,18
Subtotal				$0,69
MATERIALES				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Subtotal				$0,00
EQUIPOS				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Volqueta 8 m3	hr	1	$33,60	$1,34
Retroexcavadora 75 HP	hr	1	$38,00	$1,52
Cargadora Frontal 140 HP	hr	1	$39,06	$1,56
Herramienta Menor 5% M.O.				$0,03
Subtotal				$4,46
		TOTAL COSTOS INDIRECTOS		$5,15
		COSTOS INDIRECTOS	20%	1,02997
		COSTO TOTAL		**$6,18**

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO				
ITEM	**DESCRIPCIÓN**		**UNIDAD**	m3
6	DESALOJO CON MAQUINARIA PESADA (VOLQUETA Y CARGADORA)		**[1] RENDIMIENTO [H/U]**	0,05
MANO DE OBRA				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Maestro de Obra	hr	0,3	$4,05	$0,06
Peón	hr	1	$3,51	$0,18
Operador de maquinaria pesada (Cargadora)	hr	1	$4,55	$0,23
Operador de maquinaria pesada (Volqueta)	hr	1	$4,05	$0,20
Subtotal				$0,67
MATERIALES				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Subtotal				$0,00
EQUIPOS				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Volqueta 8 m3	hr	1	$33,60	$1,68
Cargadora Frontal 140 HP	hr	1	$39,06	$1,95
Subtotal				$3,63
		TOTAL COSTOS INDIRECTOS		$4,30
		COSTOS INDIRECTOS	20%	0,85985
		COSTO TOTAL		**$5,16**

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO				
ITEM	**DESCRIPCIÓN**		**UNIDAD**	m3
7	RELLENO CON MATERIAL DE MEJORAMIENTO		**[1] RENDIMIENTO [H/U]**	0,15
MANO DE OBRA				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Maestro de Obra	hr	0,5	$4,05	$0,30
Peón	hr	1	$3,51	$0,53
Operador de maquinaria pesada (Retroexcavadora)	hr	1	$3,48	$0,52
Operador de maquinaria pesada (Volqueta)	hr	1	$3,66	$0,55
Subtotal				$1,90
MATERIALES				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Material de mejoramiento	m3	1	$1,00	$0,15
Subtotal				$0,15
EQUIPOS				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Volqueta 8 m3	hr	1	$33,60	$5,04
Retroexcavadora 75 HP	hr	1	$38,00	$5,70
Herramienta Menor 5% M.O.				$0,10
Subtotal				$10,84
		TOTAL COSTOS INDIRECTOS		$12,89
		COSTOS INDIRECTOS	20%	$2,58
		COSTO TOTAL		**$15,46**

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO				
ITEM	**DESCRIPCIÓN**		**UNIDAD**	m3
8	REPLANTILLO f'c = 180 kg/cm2		**[1] RENDIMIENTO [H/U]**	1
MANO DE OBRA				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Peón	hr	7	$3,51	$24,57
Albañil	hr	2	$3,66	$7,32
Subtotal				$31,89
MATERIALES				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Cemento Fuerte Tipo GU (50 kg) HOLCIM	saco	1,8	$7,68	$13,82
Arena	m3	0,6	$13,50	$8,10
Ripio	m3	0,9	$18,00	$16,20
Agua	m3	0,22	$0,85	$0,19
Subtotal				$38,31
EQUIPOS				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Concretera	hr	1	$4,48	$4,48
Herramienta Menor 5% M.O.				$1,59
Subtotal				$6,07
		TOTAL COSTOS INDIRECTOS		$76,28
		COSTOS INDIRECTOS	20%	$15,26
		COSTO TOTAL		**$91,53**

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO				
ITEM	**DESCRIPCIÓN**		**UNIDAD**	m3
9	ZAPATAS: f'c = 240 kg/cm2, revenimiento = 13 cm, incluye acero de refuerzo		**[1] RENDIMIENTO [H/U]**	2,6
MANO DE OBRA				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Maestro de Obra	hr	0,5	$4,05	$5,27
Peón	hr	1	$3,51	$9,13
Carpintero	hr	1	$3,48	$9,05
Fierrero	hr	1	$3,66	$9,52
Subtotal				$32,96
MATERIALES				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Cemento Fuerte Tipo GU (50 kg) HOLCIM	saco	2	$7,68	$39,94
Tabla para encofrado	u	1	$5,50	$14,30
Varilla Corrugada	kg	1	$0,81	$2,11
Clavos	kg	1	$1,03	$2,68
Arena	m3	0,5	$13,50	$17,55
Agua	m3	0,2	$0,85	$0,44
Alambre de amarre #18	kg	1	$1,53	$3,98
Piedra	m3	0,7	$10,63	$19,35
Cuartones	u	2	$4,00	$20,80
Tiras de encofrado	u	0,2	$1,88	$0,98
Subtotal				$122,11
EQUIPOS				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Concretera	hr	1	$4,48	$11,65
Vibrador de manguera	hr	1	$38,00	$98,80
Herramienta Menor 5% M.O.				$1,65
Subtotal				$112,10
		TOTAL COSTOS INDIRECTOS		$267,16
		COSTOS INDIRECTOS	20%	$53,43
		COSTO TOTAL		**$320,60**

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO				
ITEM	**DESCRIPCIÓN**		**UNIDAD**	m3
10	VIGAS DE CIMENTACIÓN		**[1] RENDIMIENTO [H/U]**	1,3
MANO DE OBRA				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Maestro de Obra	hr	5,35	$4,05	$28,17
Peón	hr	7,5	$3,51	$34,22
Carpintero	hr	5,35	$3,48	$24,20
Fierrero	hr	5,35	$3,66	$25,46
Subtotal				$112,05
MATERIALES				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Cemento Fuerte Tipo GU (50 kg) HOLCIM	saco	5	$7,68	$49,92
Tabla para encofrado	u	2	$5,50	$14,30
Varilla Corrugada	kg	2	$0,81	$2,11
Clavos	kg	2	$1,03	$2,68
Arena	m3	1,5	$13,50	$26,33
Agua	m3	1	$0,85	$1,11
Alambre de amarre #18	kg	2	$1,53	$3,98
Piedra	m3	2	$10,63	$27,64
Cuartones	u	3	$4,00	$15,60
Tiras de encofrado	u	3	$1,88	$7,33
Subtotal				$150,98
EQUIPOS				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Concretera	hr	1	$4,48	$5,82
Vibrador de manguera	hr	1	$38,00	$49,40
Herramienta Menor 5% M.O.				$5,60
Subtotal				$60,83
		TOTAL COSTOS INDIRECTOS		$323,86
		COSTOS INDIRECTOS	20%	$64,77
		COSTO TOTAL		**$388,63**

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO				
ITEM	**DESCRIPCIÓN**		**UNIDAD**	m2
11	CONTRAPISO HORMIGÓN SIMPLE f'c = 180 kg/cm2 e = 8 cm		**[1] RENDIMIENTO [H/U]**	0,3
MANO DE OBRA				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Maestro de Obra	hr	0,5	$4,05	$0,61
Peón	hr	1	$3,51	$1,05
Albañil	hr	1	$4,33	$1,30
Subtotal				$2,96
MATERIALES				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Cemento Fuerte Tipo GU (50 kg) HOLCIM	saco	0,46	$7,68	$1,06
Varilla Corrugada	kg	1,05	$0,81	$0,26
Arena	m3	0,09	$13,50	$0,36
Agua	kg	0,1	$1,53	$0,05
Piedra	m3	0,15	$10,63	$0,48
Subtotal				$2,20
EQUIPOS				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Herramientas menores 5% M.O.				$0,00
Concretera	hr	1	$4,48	$1,34
Subtotal				$1,34
		TOTAL COSTOS INDIRECTOS		$6,51
		COSTOS INDIRECTOS	20%	$1,30
		COSTO TOTAL		**$7,81**

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO				
ITEM	**DESCRIPCIÓN**		**UNIDAD**	m3
12	COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO		**[1] RENDIMIENTO [H/U]**	1
MANO DE OBRA				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Maestro de Obra	hr	5,8	$4,05	$23,49
Peón	hr	23,4	$3,51	$82,13
Carpintero	hr	11,77	$3,48	$40,96
Fierrero	hr	5,8	$3,66	$21,23
Subtotal				$167,81
MATERIALES				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Cemento Fuerte Tipo GU (50 kg) HOLCIM	saco	5	$7,68	$38,40
Tabla para encofrado	u	7	$5,50	$38,50
Varilla Corrugada	kg	3,5	$0,81	$2,84
Clavos	kg	3	$1,03	$3,09
Arena	m3	1,5	$13,50	$20,25
Agua	m3	1	$0,85	$0,85
Alambre de amarre #18	kg	1,5	$1,53	$2,30
Piedra	m3	2	$10,63	$21,26
Cuartones	u	4	$4,00	$16,00
Tiras de encofrado	u	1	$1,88	$1,88
Subtotal				$145,36
EQUIPOS				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Concretera	hr	1	$4,48	$4,48
Vibrador de manguera	hr	1	$4,06	$4,06
Subtotal				$8,54
		TOTAL COSTOS INDIRECTOS		$321,71
		COSTOS INDIRECTOS	20%	$64,34
		COSTO TOTAL		**$386,05**

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO				
ITEM	**DESCRIPCIÓN**		**UNIDAD**	m3
13	VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO		**[1] RENDIMIENTO [H/U]**	1
MANO DE OBRA				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Maestro de Obra	hr	10	$4,05	$40,50
Peón	hr	30	$3,51	$105,30
Carpintero	hr	20	$3,48	$69,60
Fierrero	hr	10	$3,66	$36,60
Subtotal				$252,00
MATERIALES				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Cemento Fuerte Tipo GU (50 kg) HOLCIM	saco	5	$7,68	$38,40
Tabla para encofrado	u	7	$5,50	$38,50
Varilla Corrugada	kg	3,5	$0,81	$2,84
Clavos	kg	3	$1,03	$3,09
Arena	m3	1,5	$13,50	$20,25
Agua	m3	1	$0,85	$0,85
Alambre de amarre #18	kg	1,5	$1,53	$2,30
Piedra	m3	2	$10,63	$21,26
Cuartones	u	4	$4,00	$16,00
Tiras de encofrado	u	1	$1,88	$1,88
Subtotal				$145,36
EQUIPOS				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Concretera	hr	1	$4,48	$4,48
Vibrador de manguera	hr	1	$4,06	$4,06
Subtotal				$8,54
		TOTAL COSTOS INDIRECTOS		$405,90
		COSTOS INDIRECTOS	20%	$81,18
		COSTO TOTAL		**$487,08**

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO				
ITEM	**DESCRIPCIÓN**		**UNIDAD**	m3
14	LOSA NERVADA DE HORMIGÓN ARMADO		**[1] RENDIMIENTO [H/U]**	2,6
MANO DE OBRA				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Maestro de Obra	hr	1	$4,05	$10,53
Peón	hr	7	$3,51	$63,88
Carpintero	hr	1	$3,48	$9,05
Fierrero	hr	1	$3,66	$9,52
Maestro Albañil	hr	1	$3,96	$10,30
Subtotal				$103,27
MATERIALES				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Cemento Fuerte Tipo GU (50 kg) HOLCIM	saco	5	$7,68	$99,84
Tabla para encofrado	u	0,51	$5,50	$7,29
Varilla Corrugada	kg	1,04	$0,81	$2,19
Clavos	kg	0,3	$1,03	$0,80
Arena	m3	0,6	$13,50	$21,06
Agua	m3	0,25	$0,85	$0,55
Alambre de amarre #18	kg	1,15	$1,53	$4,57
Piedra	m3	0,73	$10,63	$20,18
Cuartones	u	0,55	$4,00	$5,72
Tiras de encofrado	u	1,05	$1,88	$5,13
Subtotal				$167,34
EQUIPOS				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Concretera	hr	1	$4,48	$4,48
Vibrador de manguera	hr	1	$4,06	$4,06
Subtotal				$8,54
		TOTAL COSTOS INDIRECTOS		$279,15
		COSTOS INDIRECTOS	20%	$55,83
		COSTO TOTAL		**$334,98**

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO				
ITEM	**DESCRIPCIÓN**		**UNIDAD**	kg
15	COLUMNAS DE ACERO ESTRUCTURAL		**[1] RENDIMIENTO [H/U]**	0,021
MANO DE OBRA				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Maestro de Obra	hr	0,1	$4,05	$0,01
Peón	hr	1	$3,51	$0,07
Perfilero	hr	1	$4,33	$0,09
Operador de equipo	hr	1	$4,55	$0,10
Engrasador	hr	1	$4,10	$0,09
Subtotal				$0,36
MATERIALES				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Anticorrosivo	saco	0,01	$15,56	$0,16
Diluyente	u	0,01	$13,95	$0,14
Disco de corte	kg	0,01	$1,65	$0,02
Acero en perfil	kg	1,05	$1,03	$1,08
Electroco #7010 3/16	m3	0,05	$2,34	$0,12
Subtotal				$1,51
EQUIPOS				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Amoladora eléctrica	hr	1	$4,30	$0,09
Soldadora eléctrica 300 A	hr	1	$1,98	$0,04
Grúa Movil	hr	0,1	$35,00	$0,07
Equipo oxicorte	hr	1	$1,54	$0,03
Subtotal				$0,24
		TOTAL COSTOS INDIRECTOS		$2,11
		COSTOS INDIRECTOS	20%	$0,42
		COSTO TOTAL		**$2,53**

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO				
ITEM	**DESCRIPCIÓN**		**UNIDAD**	kg
17	LOSA STEEL DECK h = 10 cm e= 55 mm		**[1] RENDIMIENTO [H/U]**	0,017
MANO DE OBRA				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Maestro de Obra	hr	1	$4,05	$0,07
Peón	hr	2	$3,51	$0,12
Albañil	hr	0,5	$4,33	$0,04
Subtotal				$0,22
MATERIALES				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Anticorrosivo	saco	0,01	$15,56	$0,00
Diluyente	u	0,01	$13,95	$0,00
Disco de corte	kg	0,01	$1,65	$0,00
Cemento Fuerte Tipo GU (50 kg) HOLCIM	saco	3	$7,68	$0,39
Varilla Corrugada	kg	1,05	$0,81	$0,01
Arena	m3	1	$13,50	$0,23
Agua	kg	1	$1,53	$0,03
Piedra	m3	1,5	$10,63	$0,27
Subtotal				$0,94
EQUIPOS				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Herramientas menores 5% M.O.				$0,01
Subtotal				$0,01
		TOTAL COSTOS INDIRECTOS		$1,17
		COSTOS INDIRECTOS	20%	$0,23
		COSTO TOTAL		**$1,41**

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO				
ITEM	**DESCRIPCIÓN**		**UNIDAD**	kg
16	VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL		**[1] RENDIMIENTO [H/U]**	0,037
MANO DE OBRA				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Maestro de Obra	hr	0,1	$4,05	$0,01
Peón	hr	1	$3,51	$0,13
Perfilero	hr	1	$4,33	$0,16
Operador de equipo	hr	1	$4,55	$0,17
Engrasador	hr	1	$4,10	$0,15
Subtotal				$0,63
MATERIALES				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Anticorrosivo	saco	0,01	$15,56	$0,16
Diluyente	u	0,01	$13,95	$0,14
Disco de corte	kg	0,01	$1,65	$0,02
Acero en perfil	kg	1,05	$1,03	$1,08
Electroco #7010 3/16	m3	0,05	$2,34	$0,12
Subtotal				$1,51
EQUIPOS				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Amoladora eléctrica	hr	1	$4,30	$0,16
Soldadora eléctrica 300 A	hr	1	$1,98	$0,07
Grúa Movil	hr	0,1	$35,00	$0,13
Equipo oxicorte	hr	1	$1,54	$0,06
Subtotal				$0,42
		TOTAL COSTOS INDIRECTOS		$2,55
		COSTOS INDIRECTOS	20%	$0,51
		COSTO TOTAL		**$3,06**

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO				
ITEM	**DESCRIPCIÓN**		**UNIDAD**	kg
18	ESCALERA CON PERFILES METÁLICOS: incluye hormigón f'c = 240 y acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2 para descansos		**[1] RENDIMIENTO [H/U]**	0,11
MANO DE OBRA				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Maestro de Obra	hr	0,1	$4,05	$0,04
Peón	hr	1	$3,51	$0,39
Albañil	hr	1	$4,33	$0,48
Perfilero	hr	1	$4,33	$0,48
Subtotal				$1,38
MATERIALES				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Cemento Fuerte Tipo GU (50 kg) HOLCIM	saco	0,46	$7,68	$0,39
Varilla Corrugada	kg	1,05	$0,81	$0,09
Arena	m3	0,09	$13,50	$0,13
Agua	kg	0,1	$1,53	$0,02
Piedra	m3	0,15	$10,63	$0,18
Disco de corte	u	0,1	1,65	$0,02
Acero en perfil	kg	1,05	1,05	$0,12
Electrodo #7010 3/16	kg	0,05	2,34	$0,01
Subtotal				$0,96
EQUIPOS				
Descripción	**Unidad**	**[2] Cantidad**	**[3] Precio Unitario**	**[1]*[2]*[3] Precio Parcial**
Herramientas menores 5% M.O.				$0,00
Concretera	hr	0,11	$4,48	$0,05
Amoladora eléctrica	hr	0,11	$4,30	$0,05
Soldadora eléctrica 300A	hr	0,11	$1,98	$0,02
Subtotal				$0,13
		TOTAL COSTOS INDIRECTOS		$2,47
		COSTOS INDIRECTOS	20%	$0,49
		COSTO TOTAL		**$2,97**

Tabla de planificación de pilares estructurales			
Familia y tipo	**Longitud**	**P/U [kg/m]**	**Peso Total [kg]**
SHS (EN 10219-2) Column: CM 1 - 20x2 cm	3	113,04	339,12
SHS (EN 10219-2) Column: CM 1 - 20x2 cm	3	113,04	339,12
SHS (EN 10219-2) Column: CM 1 - 20x2 cm	2,85	113,04	322,164
SHS (EN 10219-2) Column: CM 1 - 20x2 cm	2,85	113,04	322,164
SHS (EN 10219-2) Column: CM 1 - 20x2 cm	2,85	113,04	322,164
SHS (EN 10219-2) Column: CM 1 - 20x2 cm	2,85	113,04	322,164
SHS (EN 10219-2) Column: CM 1 - 20x2 cm	2,85	113,04	322,164
SHS (EN 10219-2) Column: CM 1 - 20x2 cm	2,85	113,04	322,164
SHS (EN 10219-2) Column: CM 1 - 20x2 cm	2,85	113,04	322,164
SHS (EN 10219-2) Column: CM 1 - 20x2 cm	2,85	113,04	322,164
SHS (EN 10219-2) Column: CM 1 - 20x2 cm	2,85	113,04	322,164
SHS (EN 10219-2) Column: CM 1 - 20x2 cm	2,85	113,04	322,164
SHS (EN 10219-2) Column: CM 2 - 20x1,5 cm	3	87,14	261,42
SHS (EN 10219-2) Column: CM 2 - 20x1,5 cm	3	87,14	261,42
SHS (EN 10219-2) Column: CM 2 - 20x1,5 cm	3	87,14	261,42
SHS (EN 10219-2) Column: CM 2 - 20x1,5 cm	3	87,14	261,42
SHS (EN 10219-2) Column: CM 2 - 20x1,5 cm	3	87,14	261,42
SHS (EN 10219-2) Column: CM 2 - 20x1,5 cm	3	87,14	261,42
SHS (EN 10219-2) Column: CM 2 - 20x1,5 cm	3	87,14	261,42
SHS (EN 10219-2) Column: CM 2 - 20x1,5 cm	3	87,14	261,42
SHS (EN 10219-2) Column: CM 2 - 20x1,5 cm	3	87,14	261,42
SHS (EN 10219-2) Column: CM 2 - 20x1,5 cm	3	87,14	261,42
SHS (EN 10219-2) Column: CM3 25x2 cm	2,85	144,44	411,654
SHS (EN 10219-2) Column: CM3 25x2 cm	2,85	144,44	411,654

Total **7337,388**

Tabla de planificación de pilares estructurales

Familia y tipo	Longitud	Dimensiones [m3]		Volumen [m3]
Hormigón-Rectangular-Pilar: HA 30x30 cm	4,15	0,3	0,3	0,3735
Hormigón-Rectangular-Pilar: HA 30x30 cm	4,15	0,3	0,3	0,3735
Hormigón-Rectangular-Pilar: HA 30x30 cm	4,15	0,3	0,3	0,3735
Hormigón-Rectangular-Pilar: HA 30x30 cm	4,15	0,3	0,3	0,3735
Hormigón-Rectangular-Pilar: HA 35x35 cm	4,15	0,35	0,35	0,508375
Hormigón-Rectangular-Pilar: HA 35x35 cm	4,15	0,35	0,35	0,508375
Hormigón-Rectangular-Pilar: HA 35x35 cm	4,15	0,35	0,35	0,508375
Hormigón-Rectangular-Pilar: HA 35x35 cm	4,15	0,35	0,35	0,508375
Hormigón-Rectangular-Pilar: HA 35x35 cm	4,15	0,35	0,35	0,508375
Hormigón-Rectangular-Pilar: HA 35x35 cm	4,15	0,35	0,35	0,508375
Hormigón-Rectangular-Pilar: HA 35x35 cm	4,15	0,35	0,35	0,508375
Hormigón-Rectangular-Pilar: HA 35x35 cm	4,15	0,35	0,35	0,508375
			Total	**5,561**

Familia y tipo	Volumen [m3]	Area [m2]
Suelo: Losa de Compresión 5 cm	0,6	12
Suelo: Losa de Compresión 5 cm	0,15	3
Suelo: Losa de Compresión 5 cm	0,17	3
Suelo: Losa de Compresión 5 cm	0,6	12
Suelo: Losa de Compresión 5 cm	0,6	12
Suelo: Losa de Compresión 5 cm	0,6	12
Suelo: Losa de Compresión 5 cm	0,6	12
Suelo: Losa de Compresión 5 cm	0,6	12
Suelo: Losa de Compresión 5 cm	0,17	3
Suelo: Losa de Compresión 5 cm	0,15	3
Suelo: Losa de Compresión 5 cm	0,05	1
Suelo: Losa de Compresión 5 cm	0,13	3
Total	**4,42**	**88**
Suelo: Hormigón 160 mm con chapa grecada 50 mm	1,29	13
Suelo: Hormigón 160 mm con chapa grecada 50 mm	1,29	13
Suelo: Hormigón 160 mm con chapa grecada 50 mm	1,29	13
Suelo: Hormigón 160 mm con chapa grecada 50 mm	1,29	13
Suelo: Hormigón 160 mm con chapa grecada 50 mm	1,29	13
Suelo: Hormigón 160 mm con chapa grecada 50 mm	1,29	13
Suelo: Hormigón 160 mm con chapa grecada 50 mm	0,39	4
Suelo: Hormigón 160 mm con chapa grecada 50 mm	0,39	4
Suelo: Hormigón 160 mm con chapa grecada 50 mm	0,12	1
Suelo: Hormigón 160 mm con chapa grecada 50 mm	0,3	3
Suelo: Hormigón 160 mm con chapa grecada 50 mm	0,36	4
Suelo: Hormigón 160 mm con chapa grecada 50 mm	0,36	4
Suelo: Hormigón 160 mm con chapa grecada 50 mm	1,29	13
Suelo: Hormigón 160 mm con chapa grecada 50 mm	1,29	13
Suelo: Hormigón 160 mm con chapa grecada 50 mm	1,29	13
Suelo: Hormigón 160 mm con chapa grecada 50 mm	1,29	13
Suelo: Hormigón 160 mm con chapa grecada 50 mm	1,29	13
Suelo: Hormigón 160 mm con chapa grecada 50 mm	1,29	13
Suelo: Hormigón 160 mm con chapa grecada 50 mm	0,39	4
Suelo: Hormigón 160 mm con chapa grecada 50 mm	0,39	4
Suelo: Hormigón 160 mm con chapa grecada 50 mm	0,12	1
Suelo: Hormigón 160 mm con chapa grecada 50 mm	0,3	3
Suelo: Hormigón 160 mm con chapa grecada 50 mm	0,32	3
Suelo: Hormigón 160 mm con chapa grecada 50 mm	0,32	3
Total	**19,24**	**194**
Suelo: CONTRAPISO 8 cm	7,24	90

Diametro [mm]	kg/m
8	0,395
10	0,617
12	0,888
14	1,208
16	1,578
18	1,998
20	2,466
22	2,984
25	3,853
28	4,834
32	6,313
36	7,99

Viga	P/U kg/m
IPE: IPE220	22,2
IPE: IPE270	36,1
IPE: IPE300	42,2
IPE: IPE180	18,8
IPE: IPE100	8,1

Tabla de planificación de armazones estructurales			
Familia y tipo	**Longitud [m]**	**P/U [kg/m]**	**Peso Total [kg]**
IPE: IPE220	4	22,2	88,8
IPE: IPE220	4	22,2	88,8
IPE: IPE220	4	22,2	88,8
IPE: IPE220	4	22,2	88,8
IPE: IPE220	4	22,2	88,8
IPE: IPE270	3,5	36,1	126,35
IPE: IPE270	3,5	36,1	126,35
IPE: IPE270	3,5	36,1	126,35
IPE: IPE270	3,5	36,1	126,35
IPE: IPE270	3,5	36,1	126,35
IPE: IPE270	3,5	36,1	126,35
IPE: IPE300	4	42,2	168,8
IPE: IPE300	4	42,2	168,8
IPE: IPE300	4	42,2	168,8
IPE: IPE270	3,5	36,1	126,35
IPE: IPE270	3,5	36,1	126,35
IPE: IPE180	1,31	18,8	24,628
IPE: IPE180	8,186	18,8	153,8968
IPE: IPE180	4,313	18,8	81,0844
IPE: IPE180	1,186	18,8	22,2968
IPE: IPE220	1,186	22,2	26,3292
IPE: IPE180	1,31	18,8	24,628
IPE: IPE300	1,31	42,2	55,282
IPE: IPE300	1,19	42,2	50,218
IPE: IPE220	1,19	22,2	26,418
IPE: IPE180	7	18,8	131,6
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE220	4	22,2	88,8
IPE: IPE220	4	22,2	88,8
IPE: IPE220	4	22,2	88,8
IPE: IPE220	4	22,2	88,8
IPE: IPE220	4	22,2	88,8
IPE: IPE220	4	22,2	88,8
IPE: IPE220	3,5	22,2	77,7
IPE: IPE220	3,5	22,2	77,7
IPE: IPE220	3,5	22,2	77,7
IPE: IPE220	3,5	22,2	77,7
IPE: IPE220	3,5	22,2	77,7
IPE: IPE220	3,5	22,2	77,7
IPE: IPE300	4	42,2	168,8
IPE: IPE300	4	42,2	168,8
IPE: IPE300	4	42,2	168,8
IPE: IPE220	3,5	22,2	77,7
IPE: IPE220	3,5	22,2	77,7
IPE: IPE180	1,31	18,8	24,628
IPE: IPE180	8,186	18,8	153,8968
IPE: IPE180	4,313	18,8	81,0844
IPE: IPE180	1,186	18,8	22,2968
IPE: IPE220	1,186	22,2	26,3292
IPE: IPE180	1,31	18,8	24,628
IPE: IPE300	1,31	42,2	55,282
IPE: IPE300	1,19	42,2	50,218
IPE: IPE220	1,19	22,2	26,418
IPE: IPE220	1,19	22,2	26,418
IPE: IPE180	7	18,8	131,6

IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE220	4	22,2	88,8
IPE: IPE220	1,19	22,2	26,418
IPE: IPE100	1,31	8,1	10,611
IPE: IPE100	1,31	8,1	10,611
IPE: IPE100	1,31	8,1	10,611
IPE: IPE100	1,31	8,1	10,611
IPE: IPE100	4	8,1	32,4
IPE: IPE100	4	8,1	32,4
IPE: IPE100	4	8,1	32,4
IPE: IPE100	4	8,1	32,4
IPE: IPE100	4	8,1	32,4
IPE: IPE100	4	8,1	32,4
IPE: IPE100	4	8,1	32,4
IPE: IPE100	4	8,1	32,4

IPE: IPE100	4	8,1	32,4
IPE: IPE100	4	8,1	32,4
IPE: IPE100	4	8,1	32,4
IPE: IPE100	4	8,1	32,4
IPE: IPE100	1,19	8,1	9,639
IPE: IPE100	1,19	8,1	9,639
IPE: IPE100	1,19	8,1	9,639
IPE: IPE100	1,19	8,1	9,639
IPE: IPE100	1,31	8,1	10,611
IPE: IPE100	1,31	8,1	10,611
IPE: IPE100	1,31	8,1	10,611
IPE: IPE100	1,31	8,1	10,611
IPE: IPE100	4	8,1	32,4
IPE: IPE100	4	8,1	32,4
IPE: IPE100	4	8,1	32,4
IPE: IPE100	4	8,1	32,4
IPE: IPE100	4	8,1	32,4
IPE: IPE100	4	8,1	32,4
IPE: IPE100	4	8,1	32,4
IPE: IPE100	4	8,1	32,4
IPE: IPE100	4	8,1	32,4
IPE: IPE100	4	8,1	32,4
IPE: IPE100	4	8,1	32,4
IPE: IPE100	4	8,1	32,4
IPE: IPE100	1,19	8,1	9,639
IPE: IPE100	1,19	8,1	9,639
IPE: IPE100	1,19	8,1	9,639
IPE: IPE100	1,19	8,1	9,639
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8
IPE: IPE180	3,5	18,8	65,8

Total **1184,4** **kg**

Familia y tipo	Longitud [m]	Dimensiones		Volumen de Hormigón [m3]
Hormigón-Viga rectangular: HA 25x35 Central	3,5	25	35	0,30625
Hormigón-Viga rectangular: HA 25x35 Central	3,5	25	35	0,30625
Hormigón-Viga rectangular: HA 25x35 Central	3,5	25	35	0,30625
Hormigón-Viga rectangular: HA 25x35 Central	3,5	25	35	0,30625
Hormigón-Viga rectangular: HA 25x35 Central	3,5	25	35	0,30625
Hormigón-Viga rectangular: HA 25x35 Central	3,5	25	35	0,30625
Hormigón-Viga rectangular: HA 25x35 Central	3,5	25	35	0,30625
Hormigón-Viga rectangular: HA 25x35 Central	3,5	25	35	0,30625
Hormigón-Viga rectangular: HA 25x35 Central	1,186	25	35	0,103775
Hormigón-Viga rectangular: HA 25x35 Central	1,31	25	35	0,114625
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x35 Perimetral	4	30	35	0,42
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x35 Perimetral	4	30	35	0,42
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x35 Perimetral	4	30	35	0,42
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x35 Perimetral	4	30	35	0,42
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x35 Perimetral	1,19	30	35	0,12495
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x35 Perimetral	1,015	30	35	0,106575
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x40 Central	4	30	40	0,48
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x40 Central	4	30	40	0,48
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x40 Central	4	30	40	0,48
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x40 Central	4	30	40	0,48
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x40 Central	1,19	30	40	0,1428
Hormigón-Viga rectangular: HA 35x40 Central	4	30	40	0,48
Hormigón-Viga rectangular: HA 35x40 Central	1,31	35	40	0,1834
Hormigón-Viga rectangular: HA VB 25x20 Voladizo	1,31	25	20	0,0655
Hormigón-Viga rectangular: HA VB 25x20 Voladizo	3,5	25	20	0,175
Hormigón-Viga rectangular: HA VB 25x20 Voladizo	4,313	25	20	0,21565
Hormigón-Viga rectangular: HA VB 25x20 Voladizo	1,186	25	20	0,0593
Hormigón-Viga rectangular: HA VB 25x20 Voladizo	3,5	25	20	0,175
Hormigón-Viga rectangular: HA VB 25x20 Voladizo	3,5	25	20	0,175
Hormigón-Viga rectangular: HA VB 25x20 Voladizo	4,811	25	20	0,24055
Subtotal				8,412125
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,725	10	15	0,055875
M_Pan Joist: 100 x 150	3,725	10	15	0,055875
M_Pan Joist: 100 x 150	3,725	10	15	0,055875
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	0,94	10	15	0,0141
M_Pan Joist: 100 x 150	0,94	10	15	0,0141
M_Pan Joist: 100 x 150	0,94	10	15	0,0141
M_Pan Joist: 100 x 150	0,94	10	15	0,0141
M_Pan Joist: 100 x 150	0,94	10	15	0,0141

M_Pan Joist: 100 x 150	0,94	10	15	0,0141
M_Pan Joist: 100 x 150	0,94	10	15	0,0141
M_Pan Joist: 100 x 150	1	10	15	0,015
M_Pan Joist: 100 x 150	1	10	15	0,015
M_Pan Joist: 100 x 150	1	10	15	0,015
M_Pan Joist: 100 x 150	1	10	15	0,015
M_Pan Joist: 100 x 150	1	10	15	0,015
M_Pan Joist: 100 x 150	1	10	15	0,015
M_Pan Joist: 100 x 150	1	10	15	0,015
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,225	10	15	0,048375
M_Pan Joist: 100 x 150	3,225	10	15	0,048375
M_Pan Joist: 100 x 150	3,225	10	15	0,048375
M_Pan Joist: 100 x 150	3,225	10	15	0,048375
M_Pan Joist: 100 x 150	3,225	10	15	0,048375
M_Pan Joist: 100 x 150	3,225	10	15	0,048375
M_Pan Joist: 100 x 150	3,225	10	15	0,048375
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,175	10	15	0,047625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,175	10	15	0,047625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,175	10	15	0,047625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,175	10	15	0,047625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,175	10	15	0,047625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,175	10	15	0,047625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,175	10	15	0,047625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625

M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,75	10	15	0,05625
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	1	10	15	0,015
M_Pan Joist: 100 x 150	1	10	15	0,015
M_Pan Joist: 100 x 150	1	10	15	0,015
M_Pan Joist: 100 x 150	1	10	15	0,015
M_Pan Joist: 100 x 150	1	10	15	0,015
M_Pan Joist: 100 x 150	1	10	15	0,015
M_Pan Joist: 100 x 150	1	10	15	0,015
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	3,2	10	15	0,048
M_Pan Joist: 100 x 150	0,94	10	15	0,0141
M_Pan Joist: 100 x 150	0,94	10	15	0,0141
M_Pan Joist: 100 x 150	0,94	10	15	0,0141
M_Pan Joist: 100 x 150	0,94	10	15	0,0141
M_Pan Joist: 100 x 150	0,94	10	15	0,0141
M_Pan Joist: 100 x 150	0,94	10	15	0,0141
M_Pan Joist: 100 x 150	0,94	10	15	0,0141
M_Pan Joist: 100 x 150	1	10	15	0,015
M_Pan Joist: 100 x 150	0,936	10	15	0,01404
M_Pan Joist: 100 x 150	0,936	10	15	0,01404
M_Pan Joist: 100 x 150	0,936	10	15	0,01404
M_Pan Joist: 100 x 150	2,76	10	15	0,0414
M_Pan Joist: 100 x 150	0,911	10	15	0,013665
M_Pan Joist: 100 x 150	0,911	10	15	0,013665
M_Pan Joist: 100 x 150	0,911	10	15	0,013665
M_Pan Joist: 100 x 150	0,911	10	15	0,013665
M_Pan Joist: 100 x 150	0,911	10	15	0,013665

Total	**5,50**

Familia y tipo	**Longitud [m]**	**Dimensiones**		Volumen [m3]
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x90 cm VC-1	3,5	30	90	0,945
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x90 cm VC-1	3,5	30	90	0,945
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x90 cm VC-1	3,5	30	90	0,945
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x90 cm VC-1	3,5	30	90	0,945
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x90 cm VC-2	3,5	30	90	0,945
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x90 cm VC-2	3,5	30	90	0,945
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x90 cm VC-2	3,5	30	90	0,945
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x90 cm VC-2	3,5	30	90	0,945
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x90 cm VC-3	4	30	90	1,08
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x90 cm VC-3	4	30	90	1,08
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x90 cm VC-3	4	30	90	1,08
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x90 cm VC-3	4	30	90	1,08
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x90 cm VC-3	4	30	90	1,08
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x90 cm VC-3	4	30	90	1,08
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x90 cm VC-3	4	30	90	1,08
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x90 cm VC-3	4	30	90	1,08
Hormigón-Viga rectangular: HA 30x90 cm VC-3	4	30	90	1,08
Viga de Cimentación				**17,28**

Tipo Plinto	**Volumen [m3]**
M_Zapata-Rectangular: Plinto Tipo 1 - 120 x 260 x 45 cm	1,4
M_Zapata-Rectangular: Plinto Tipo 1 - 120 x 260 x 45 cm	1,4
M_Zapata-Rectangular: Plinto Tipo 1 - 120 x 260 x 45 cm	1,4
M_Zapata-Rectangular: Plinto Tipo 1 - 120 x 260 x 45 cm	1,4
M_Zapata-Rectangular: Plinto Tipo 2 - 170 x 230 x 45 cm	1,76
M_Zapata-Rectangular: Plinto Tipo 2 - 170 x 230 x 45 cm	1,76
M_Zapata-Rectangular: Plinto Tipo 2 - 170 x 230 x 45 cm	1,76
M_Zapata-Rectangular: Plinto Tipo 2 - 170 x 230 x 45 cm	1,76
M_Zapata-Rectangular: Plinto Tipo 2 - 170 x 230 x 45 cm	1,76
M_Zapata-Rectangular: Plinto Tipo 2 - 170 x 230 x 45 cm	1,76
M_Zapata-Rectangular: Plinto Tipo 2 - 170 x 230 x 45 cm	1,76
M_Zapata-Rectangular: Plinto Tipo 2 - 170 x 230 x 45 cm	1,76
Total Plintos	19,68
Fondo de Plintos	43,73333333
Fondo de Vigas	19,2
Area de replantillo	62,93333333

TABLA DE DETALLES DE ARMADO ESTRUCTURAL

Número de armadura	Diámetro de barra	Cantidad	Forma	Gancho al final	Gancho al inicio	Longitud de barra [mm]	A [mm]	B [mm]	C [mm]	D [mm]	E [mm]	G [mm]	H [mm]	Peso Unitario [kg/m]	Peso Total [kg]
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
207	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4170								1,208	10,07472
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
207	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4170								1,208	10,07472
90	12	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1220	110	270	270	270	270	110	70	0,888	53,08464
88	10	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	900	100	110	260	110	260	100	60	0,617	27,2097
89	10	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	990	100	150	270	150	270	100	60	0,617	29,93067
1	14	4	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	19,47296
206	14	4	0	Ninguno	Ninguno	4220								1,208	20,39104
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
206	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4220								1,208	10,19552
90	12	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1220	110	270	270	270	270	110	70	0,888	53,08464
3	10	49	M_T1	Sísmico de estribo/tirante - 135°.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	900	100	110	260	110	260	100	60	0,617	27,2097
89	10	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	990	100	150	270	150	270	100	60	0,617	29,93067
1	14	4	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	19,47296
1	14	4	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	19,47296
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
90	12	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1220	110	270	270	270	270	110	70	0,888	53,08464
3	10	49	M_T1	Sísmico de estribo/tirante - 135°.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	900	100	110	260	110	260	100	60	0,617	27,2097
89	10	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	990	100	150	270	150	270	100	60	0,617	29,93067
1	14	4	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	19,47296
211	14	4	0	Ninguno	Ninguno	4150								1,208	20,0528
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
210	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4160								1,208	10,05056
90	12	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1220	110	270	270	270	270	110	70	0,888	53,08464
3	10	49	M_T1	Sísmico de estribo/tirante - 135°.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	900	100	110	260	110	260	100	60	0,617	27,2097
89	10	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	990	100	150	270	150	270	100	60	0,617	29,93067
209	16	2	0	Ninguno	Estándar - 90°.	4330								1,578	13,66548
209	16	2	0	Ninguno	Estándar - 90°.	4330								1,578	13,66548
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
7	12	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1020	110	220	220	220	220	110	70	0,888	44,38224
91	10	49	M_T1	Sísmico de estribo/tirante - 135°.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	780	100	100	220	100	220	100	60	0,617	23,58174
9	10	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	790	100	100	220	100	220	100	60	0,617	23,88407
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
204	14	2	0	Ninguno	Estándar - 90°.	4330								1,208	10,46128
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
203	14	2	0	Estándar - 90°.	Estándar - 90°.	4460								1,208	10,77536
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
7	12	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1020	110	220	220	220	220	110	70	0,888	44,38224
92	10	49	M_T1	Sísmico de estribo/tirante - 135°.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	770	100	90	220	90	220	100	60	0,617	23,27941
9	10	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	790	100	100	220	100	220	100	60	0,617	23,88407
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
1	14	4	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	19,47296
1	14	4	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	19,47296
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
90	12	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1220	110	270	270	270	270	110	70	0,888	53,08464
3	10	49	M_T1	Sísmico de estribo/tirante - 135°.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	900	100	110	260	110	260	100	60	0,617	27,2097
89	10	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	990	100	150	270	150	270	100	60	0,617	29,93067
1	14	4	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	19,47296
1	14	4	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	19,47296
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
90	12	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1220	110	270	270	270	270	110	70	0,888	53,08464
3	10	49	M_T1	Sísmico de estribo/tirante - 135°.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	900	100	110	260	110	260	100	60	0,617	27,2097
89	10	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	990	100	150	270	150	270	100	60	0,617	29,93067
1	14	4	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	19,47296
1	14	4	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	19,47296
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
90	12	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1220	110	270	270	270	270	110	70	0,888	53,08464
3	10	49	M_T1	Sísmico de estribo/tirante - 135°.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	900	100	110	260	110	260	100	60	0,617	27,2097
89	10	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	990	100	150	270	150	270	100	60	0,617	29,93067
15	12	3	M_02	Standard - 180 deg.	Standard - 180 deg.	1730	150	1430	0	0	0	150	0	0,888	4,60872
11	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	170	120	170	120	100	60	0,617	2,70246
12	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	120	170	120	170	100	60	0,617	2,70246
11	10	2	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	170	120	170	120	100	60	0,617	0,90082
14	10	3	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	120	170	120	170	100	60	0,617	1,35123
83	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	220	270	220	270	100	60	0,617	4,18326
84	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	270	220	270	220	100	60	0,617	3,48605
83	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	220	270	220	270	100	60	0,617	3,48605
84	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	270	220	270	220	100	60	0,617	4,18326
84	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	270	220	270	220	100	60	0,617	3,48605
83	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	220	270	220	270	100	60	0,617	3,48605
84	10	3	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	270	220	270	220	100	60	0,617	2,09163
83	10	2	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	220	270	220	270	100	60	0,617	1,39442
83	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	220	270	220	270	100	60	0,617	4,18326
84	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	270	220	270	220	100	60	0,617	3,48605
83	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	220	270	220	270	100	60	0,617	3,48605
84	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	270	220	270	220	100	60	0,617	4,18326
84	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	270	220	270	220	100	60	0,617	3,48605
83	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	220	270	220	270	100	60	0,617	3,48605
84	10	3	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	270	220	270	220	100	60	0,617	2,09163
83	10	2	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	220	270	220	270	100	60	0,617	1,39442
26	16	2	M_00	Standard - 90 deg.	Ninguno	8060	0	7850	0	0	0	0	0	1,578	25,43736
83	10	13	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	220	270	220	270	100	60	0,617	9,06373
84	10	13	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	270	220	270	220	100	60	0,617	9,06373
84	10	14	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	270	220	270	220	100	60	0,617	9,76094
83	10	13	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	220	270	220	270	100	60	0,617	9,06373
42	12	1	0	Ninguno	Estándar - 90°.	8010								0,888	7,11288
38	12	1	0	Ninguno	Ninguno	6740								0,888	5,98512
41	12	3	0	Estándar - 90°.	Ninguno	6900								0,888	18,3816
35	14	2	0	Ninguno	Ninguno	6740								1,208	16,28384
36	14	2	M_00	Standard - 180 deg.	Ninguno	1540	0	1380	0	0	0	0	0	1,208	3,72064
37	12	1	0	Estándar - 180°.	Ninguno	1520								0,888	1,34976
42	12	3	0	Ninguno	Estándar - 90°.	8010								0,888	21,33864
83	10	8	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	220	270	220	270	100	60	0,617	5,57768
84	10	8	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	270	220	270	220	100	60	0,617	5,57768
11	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	170	120	170	120	100	60	0,617	2,70246
12	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	120	170	120	170	100	60	0,617	2,70246
86	10	9	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1330	100	270	320	270	320	100	60	0,617	7,38549
86	10	8	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1330	100	270	320	270	320	100	60	0,617	6,56488
85	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	320	220	320	220	100	60	0,617	4,55346
87	10	7	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	220	320	220	320	100	60	0,617	5,31237
87	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	220	320	220	320	100	60	0,617	3,79455
87	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	220	320	220	320	100	60	0,617	3,79455
85	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	320	220	320	220	100	60	0,617	4,55346
87	10	7	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	220	320	220	320	100	60	0,617	5,31237
87	10	11	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	220	320	220	320	100	60	0,617	8,34801
87	10	10	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	220	320	220	320	100	60	0,617	7,5891
87	10	8	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	220	320	220	320	100	60	0,617	6,07128
87	10	8	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	220	320	220	320	100	60	0,617	6,07128
46	10	10	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	6,3551
46	10	10	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	6,3551
83	10	7	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	220	270	220	270	100	60	0,617	4,88047
84	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	270	220	270	220	100	60	0,617	4,18326
84	10	7	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	270	220	270	220	100	60	0,617	4,88047

83	10	7	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	220	270	220	270	100	60	0,617	4,88047
83	10	7	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	220	270	220	270	100	60	0,617	4,88047
84	10	7	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	270	220	270	220	100	60	0,617	4,88047
85	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	320	220	320	220	100	60	0,617	4,55346
87	10	7	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	220	320	220	320	100	60	0,617	5,31237
85	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	320	220	320	220	100	60	0,617	4,55346
87	10	7	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	220	320	220	320	100	60	0,617	5,31237
85	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	320	220	320	220	100	60	0,617	4,55346
87	10	7	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	220	320	220	320	100	60	0,617	5,31237
87	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	220	320	220	320	100	60	0,617	3,79455
87	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	220	320	220	320	100	60	0,617	3,79455
85	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	320	220	320	220	100	60	0,617	4,55346
87	10	7	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	220	320	220	320	100	60	0,617	5,31237
87	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	220	320	220	320	100	60	0,617	4,55346
87	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	220	320	220	320	100	60	0,617	4,55346
87	10	7	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	220	320	220	320	100	60	0,617	5,31237
85	10	7	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	320	220	320	220	100	60	0,617	5,31237
87	10	7	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	220	320	220	320	100	60	0,617	5,31237
85	10	7	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1230	100	320	220	320	220	100	60	0,617	5,31237
50	10	11	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1330	100	320	270	320	270	100	60	0,617	9,02671
50	10	10	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1330	100	320	270	320	270	100	60	0,617	8,2061
86	10	8	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1330	100	270	320	270	320	100	60	0,617	6,56488
50	10	7	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1330	100	320	270	320	270	100	60	0,617	5,74427
51	14	4	M_00	Ninguno	Ninguno	6530	0	6530	0	0	0	0	0	1,208	31,55296
52	12	3	M_00	Ninguno	Ninguno	6530	0	6530	0	0	0	0	0	0,888	17,39592
53	12	3	M_00	Ninguno	Estándar - 90°.	1610	0	1440	0	0	0	0	0	0,888	4,28904
54	14	4	M_00	Ninguno	Standard - 90 deg.	1630	0	1440	0	0	0	0	0	1,208	7,87616
55	14	4	M_00	Standard - 90 deg.	Ninguno	8040	0	7850	0	0	0	0	0	1,208	38,84928
56	12	3	M_00	Standard - 90 deg.	Ninguno	7960	0	7850	0	0	0	0	0	0,888	21,20544
58	16	2	M_00	Ninguno	Standard - 90 deg.	1630	0	1410	0	0	0	0	0	1,578	5,14428
59	14	2	M_00	Ninguno	Standard - 90 deg.	1560	0	1370	0	0	0	0	0	1,208	3,76896
60	14	1	M_00	Ninguno	Standard - 90 deg.	1730	0	1550	0	0	0	0	0	1,208	2,08984
61	10	1	M_00	Ninguno	Standard - 90 deg.	1510	0	1370	0	0	0	0	0	0,617	0,93167
62	16	2	M_00	Ninguno	Ninguno	3740	0	3740	0	0	0	0	0	1,578	11,80344
63	14	2	M_00	Ninguno	Ninguno	3870	0	3870	0	0	0	0	0	1,208	9,34992
69	14	1	M_00	Ninguno	Ninguno	3610	0	3610	0	0	0	0	0	1,208	4,36088
64	10	1	M_00	Ninguno	Ninguno	3870	0	3870	0	0	0	0	0	0,617	2,38779
66	14	1	M_00	Ninguno	Ninguno	2880	0	2880	0	0	0	0	0	1,208	3,47904
67	10	1	26	Ninguno	Ninguno	2840								0,617	1,75228
68	14	2	26	Ninguno	Ninguno	2840								1,208	6,86144
72	16	2	M_00	Ninguno	Standard - 90 deg.	8140	0	7920	0	0	0	0	0	1,578	25,68984
73	14	1	M_00	Ninguno	Standard - 90 deg.	8110	0	7920	0	0	0	0	0	1,208	9,79688
75	10	1	26	Ninguno	Ninguno	6840								0,617	4,22028
74	14	2	26	Ninguno	Ninguno	6840								1,208	16,52544
86	10	8	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1330	100	270	320	270	320	100	60	0,617	6,56488
50	10	7	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1330	100	320	270	320	270	100	60	0,617	5,74427
7	12	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1020	110	220	220	220	220	110	70	0,888	44,38224
9	10	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	790	100	100	220	100	220	100	60	0,617	23,88407
9	10	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	790	100	100	220	100	220	100	60	0,617	23,88407
46	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	3,81306
93	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	3,17755
93	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	3,17755
46	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	3,81306
93	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	3,81306
46	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	3,17755
46	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	3,81306
93	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	3,17755
93	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	3,17755
46	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	3,81306
93	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	3,81306
46	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	3,17755
94	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	7490								1,208	18,09584
95	12	3	0	Estándar - 90°.	Estándar - 90°.	7380								0,888	19,66032
95	12	1	0	Estándar - 90°.	Estándar - 90°.	7380								0,888	6,55344
46	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	3,81306
93	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	3,17755
93	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	3,17755
46	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	3,81306
93	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	3,81306
46	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	3,17755
94	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	7490								1,208	18,09584
95	12	3	0	Estándar - 90°.	Estándar - 90°.	7380								0,888	19,66032
95	12	1	0	Estándar - 90°.	Estándar - 90°.	7380								0,888	6,55344
46	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	3,81306
93	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	3,17755
93	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	3,17755
46	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	3,81306
93	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	3,81306
46	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	3,17755
94	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	7490								1,208	18,09584
95	12	3	0	Estándar - 90°.	Estándar - 90°.	7380								0,888	19,66032
95	12	1	0	Estándar - 90°.	Estándar - 90°.	7380								0,888	6,55344
46	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	3,81306
93	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	3,17755
93	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	3,17755
46	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	3,81306
93	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	3,81306
46	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	3,17755
97	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	8720								1,208	21,06752
96	12	3	0	Estándar - 90°.	Estándar - 90°.	8640								0,888	23,01696
46	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	3,81306
93	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	3,17755
93	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	3,17755
46	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	3,81306
93	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	3,81306
46	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	3,17755
46	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	3,81306
93	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	3,17755
93	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	3,17755
46	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	3,81306
93	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	3,81306
46	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	3,17755
46	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	3,81306
93	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	3,17755
93	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	3,17755
46	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	3,81306
93	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	3,81306
46	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	3,17755
98	14	2	M_00	Ninguno	Standard - 90 deg.	1290	0	1100	0	0	0	0	0	1,208	3,11664
83	10	9	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	220	270	220	270	100	60	0,617	6,27489
83	10	9	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1130	100	220	270	220	270	100	60	0,617	6,27489
99	10	1	M_00	Ninguno	Standard - 90 deg.	1230	0	1100	0	0	0	0	0	0,617	0,75891
11	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	170	120	170	120	100	60	0,617	2,70246
12	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	120	170	120	170	100	60	0,617	2,70246
11	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	170	120	170	120	100	60	0,617	2,70246
12	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	120	170	120	170	100	60	0,617	2,70246
11	10	16	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	170	120	170	120	100	60	0,617	7,20656
14	10	16	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	120	170	120	170	100	60	0,617	7,20656
11	10	16	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	170	120	170	120	100	60	0,617	7,20656
14	10	16	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	120	170	120	170	100	60	0,617	7,20656
11	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	170	120	170	120	100	60	0,617	2,70246
12	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	120	170	120	170	100	60	0,617	2,70246
11	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	170	120	170	120	100	60	0,617	2,70246
12	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	120	170	120	170	100	60	0,617	2,70246
102	14	2	M_00	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	7520	0	7140	0	0	0	0	0	1,208	18,16832
100	14	2	M_00	Standard - 180 deg.	Standard - 180 deg.	7470	0	7140	0	0	0	0	0	1,208	18,04752
103	10	1	M_00	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	7290	0	7020	0	0	0	0	0	0,617	4,49793
101	10	1	M_00	Standard - 180 deg.	Standard - 180 deg.	7290	0	7020	0	0	0	0	0	0,617	4,49793
11	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	170	120	170	120	100	60	0,617	2,70246
12	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	120	170	120	170	100	60	0,617	2,70246
11	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	170	120	170	120	100	60	0,617	2,70246
12	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	120	170	120	170	100	60	0,617	2,70246

11	10	16	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	170	120	170	120	100	60	0,617	7,20656
14	10	16	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	120	170	120	170	100	60	0,617	7,20656
104	14	2	M_00	Standard - 180 deg.	Standard - 180 deg.	8660	0	8330	0	0	0	0	0	1,208	20,92256
105	14	2	M_00	Standard - 180 deg.	Standard - 180 deg.	8690	0	8370	0	0	0	0	0	1,208	20,99504
106	10	1	M_00	Standard - 180 deg.	Standard - 180 deg.	8560	0	8290	0	0	0	0	0	0,617	5,28152
107	10	1	M_00	Standard - 180 deg.	Standard - 180 deg.	8620	0	8350	0	0	0	0	0	0,617	5,31854
11	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	170	120	170	120	100	60	0,617	2,70246
12	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	120	170	120	170	100	60	0,617	2,70246
11	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	170	120	170	120	100	60	0,617	2,70246
12	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	120	170	120	170	100	60	0,617	2,70246
11	10	16	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	170	120	170	120	100	60	0,617	7,20656
14	10	16	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	120	170	120	170	100	60	0,617	7,20656
11	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	170	120	170	120	100	60	0,617	2,70246
12	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	120	170	120	170	100	60	0,617	2,70246
11	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	170	120	170	120	100	60	0,617	2,70246
12	10	5	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	120	170	120	170	100	60	0,617	2,25205
11	10	2	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	170	120	170	120	100	60	0,617	0,90082
12	10	2	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	120	170	120	170	100	60	0,617	0,90082
46	10	7	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	170	270	170	270	100	60	0,617	4,44857
93	10	8	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1030	100	270	170	270	170	100	60	0,617	5,08408
11	10	14	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	170	120	170	120	100	60	0,617	6,30574
12	10	14	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	120	170	120	170	100	60	0,617	6,30574
11	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	170	120	170	120	100	60	0,617	2,70246
12	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	120	170	120	170	100	60	0,617	2,70246
11	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	170	120	170	120	100	60	0,617	2,70246
12	10	6	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	120	170	120	170	100	60	0,617	2,70246
11	10	14	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	170	120	170	120	100	60	0,617	6,30574
14	10	15	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	120	170	120	170	100	60	0,617	6,75615
109	14	2	M_00	Standard - 180 deg.	Standard - 180 deg.	4820	0	4490	0	0	0	0	0	1,208	11,64512
109	14	2	M_00	Standard - 180 deg.	Standard - 180 deg.	4820	0	4490	0	0	0	0	0	1,208	11,64512
111	10	1	M_00	Standard - 180 deg.	Standard - 180 deg.	4700	0	4430	0	0	0	0	0	0,617	2,8999
111	10	1	M_00	Standard - 180 deg.	Standard - 180 deg.	4700	0	4430	0	0	0	0	0	0,617	2,8999
11	10	12	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	170	120	170	120	100	60	0,617	5,40492
12	10	11	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	730	100	120	170	120	170	100	60	0,617	4,95451
112	14	2	M_00	Standard - 180 deg.	Standard - 90 deg.	1670	0	1320	0	0	0	0	0	1,208	4,03472
113	14	2	M_00	Standard - 180 deg.	Standard - 180 deg.	1680	0	1350	0	0	0	0	0	1,208	4,05888
114	10	1	M_00	Standard - 180 deg.	Standard - 90 deg.	1490	0	1220	0	0	0	0	0	0,617	0,91933
115	10	1	M_00	Standard - 180 deg.	Standard - 180 deg.	1550	0	1280	0	0	0	0	0	0,617	0,95635
116	16	2	M_00	Ninguno	Ninguno	2890	0	2890	0	0	0	0	0	1,578	9,12084
96	12	1	0	Estándar - 90º.	Estándar - 90º.	8640								0,888	7,67232
128	10	7	0	Ninguno	Ninguno	1010								0,617	4,36219
130	10	3	0	Ninguno	Ninguno	3130								0,617	5,79363
132	10	7	0	Ninguno	Ninguno	3720								0,617	16,06668
137	8	7	0	Ninguno	Ninguno	1010								0,395	2,79265
138	8	7	0	Ninguno	Ninguno	3700								0,395	10,2305
139	10	7	0	Ninguno	Ninguno	3690								0,617	15,93711
138	8	7	0	Ninguno	Ninguno	3700								0,395	10,2305
140	8	3	0	Ninguno	Ninguno	3160								0,395	3,7446
130	10	7	0	Ninguno	Ninguno	3130								0,617	13,51847
140	8	7	0	Ninguno	Ninguno	3160								0,395	8,7374
130	10	7	0	Ninguno	Ninguno	3130								0,617	13,51847
140	8	7	0	Ninguno	Ninguno	3160								0,395	8,7374
145	10	7	0	Ninguno	Ninguno	3120								0,617	13,47528
146	8	7	0	Ninguno	Ninguno	3190								0,395	8,82035
142	8	1	0	Ninguno	Ninguno	3170								0,395	1,25215
141	10	1	0	Ninguno	Ninguno	3170								0,617	1,95589
132	10	7	0	Ninguno	Ninguno	3720								0,617	16,06668
138	8	7	0	Ninguno	Ninguno	3700								0,395	10,2305
139	10	7	0	Ninguno	Ninguno	3690								0,617	15,93711
138	8	7	0	Ninguno	Ninguno	3700								0,395	10,2305
132	10	7	0	Ninguno	Ninguno	3720								0,617	16,06668
138	8	7	0	Ninguno	Ninguno	3700								0,395	10,2305
139	10	7	0	Ninguno	Ninguno	3690								0,617	15,93711
138	8	7	0	Ninguno	Ninguno	3700								0,395	10,2305
142	8	1	0	Ninguno	Ninguno	3170								0,395	1,25215
141	10	1	0	Ninguno	Ninguno	3170								0,617	1,95589
144	10	7	0	Ninguno	Ninguno	920								0,617	3,97348
143	8	7	0	Ninguno	Ninguno	920								0,395	2,5438
144	10	7	0	Ninguno	Ninguno	920								0,617	3,97348
143	8	7	0	Ninguno	Ninguno	920								0,395	2,5438
130	10	7	0	Ninguno	Ninguno	3130								0,617	13,51847
140	8	7	0	Ninguno	Ninguno	3160								0,395	8,7374
130	10	3	0	Ninguno	Ninguno	3130								0,617	5,79363
140	8	3	0	Ninguno	Ninguno	3160								0,395	3,7446
148	10	3	0	Ninguno	Ninguno	890								0,617	1,64739
147	8	3	0	Ninguno	Ninguno	900								0,395	1,0665
128	10	7	0	Ninguno	Ninguno	1010								0,617	4,36219
137	8	7	0	Ninguno	Ninguno	1010								0,395	2,79265
160	10	1	0	Ninguno	Ninguno	1200								0,617	0,7404
149	8	1	0	Ninguno	Ninguno	1030								0,395	0,40685
150	10	1	0	Ninguno	Ninguno	1030								0,617	0,63551
147	8	5	0	Ninguno	Ninguno	900								0,395	1,7775
148	10	5	0	Ninguno	Ninguno	890								0,617	2,74565
151	8	1	0	Ninguno	Ninguno	2720								0,395	1,0744
152	10	1	0	Ninguno	Ninguno	2700								0,617	1,6659
153	8	23	0	Ninguno	Ninguno	3810								0,395	34,61385
153	8	23	0	Ninguno	Ninguno	3810								0,395	34,61385
154	8	19	0	Ninguno	Ninguno	1000								0,395	7,505
155	8	23	0	Ninguno	Ninguno	1120								0,395	10,1752
155	8	23	0	Ninguno	Ninguno	1120								0,395	10,1752
153	8	23	0	Ninguno	Ninguno	3810								0,395	34,61385
153	8	23	0	Ninguno	Ninguno	3810								0,395	34,61385
153	8	23	0	Ninguno	Ninguno	3810								0,395	34,61385
153	8	23	0	Ninguno	Ninguno	3810								0,395	34,61385
149	8	23	0	Ninguno	Ninguno	1030								0,395	9,35755
149	8	23	0	Ninguno	Ninguno	1030								0,395	9,35755
154	8	8	0	Ninguno	Ninguno	1000								0,395	3,16
157	8	26	0	Ninguno	Ninguno	3310								0,395	33,9937
157	8	26	0	Ninguno	Ninguno	3310								0,395	33,9937
157	8	7	0	Ninguno	Ninguno	3310								0,395	9,15215
157	8	7	0	Ninguno	Ninguno	3310								0,395	9,15215
157	8	26	0	Ninguno	Ninguno	3310								0,395	33,9937
157	8	26	0	Ninguno	Ninguno	3310								0,395	33,9937
157	8	26	0	Ninguno	Ninguno	3310								0,395	33,9937
157	8	26	0	Ninguno	Ninguno	3310								0,395	33,9937
158	8	7	0	Ninguno	Ninguno	2840								0,395	7,8526
155	8	7	0	Ninguno	Ninguno	1120								0,395	3,0968
157	8	8	0	Ninguno	Ninguno	3310								0,395	10,4596
157	8	8	0	Ninguno	Ninguno	3310								0,395	10,4596
153	8	23	0	Ninguno	Ninguno	3810								0,395	34,61385
153	8	23	0	Ninguno	Ninguno	3810								0,395	34,61385
154	8	19	0	Ninguno	Ninguno	1000								0,395	7,505
155	8	23	0	Ninguno	Ninguno	1120								0,395	10,1752
155	8	23	0	Ninguno	Ninguno	1120								0,395	10,1752
153	8	23	0	Ninguno	Ninguno	3810								0,395	34,61385
153	8	23	0	Ninguno	Ninguno	3810								0,395	34,61385
153	8	23	0	Ninguno	Ninguno	3810								0,395	34,61385
153	8	23	0	Ninguno	Ninguno	3810								0,395	34,61385
156	8	23	0	Ninguno	Ninguno	910								0,395	8,26735
156	8	23	0	Ninguno	Ninguno	910								0,395	8,26735
154	8	8	0	Ninguno	Ninguno	1000								0,395	3,16
157	8	26	0	Ninguno	Ninguno	3310								0,395	33,9937
157	8	26	0	Ninguno	Ninguno	3310								0,395	33,9937
157	8	7	0	Ninguno	Ninguno	3310								0,395	9,15215
157	8	7	0	Ninguno	Ninguno	3310								0,395	9,15215
157	8	26	0	Ninguno	Ninguno	3310								0,395	33,9937
157	8	26	0	Ninguno	Ninguno	3310								0,395	33,9937
157	8	26	0	Ninguno	Ninguno	3310								0,395	33,9937
157	8	26	0	Ninguno	Ninguno	3310								0,395	33,9937
158	8	7	0	Ninguno	Ninguno	2840								0,395	7,8526
155	8	7	0	Ninguno	Ninguno	1120								0,395	3,0968
157	8	8	0	Ninguno	Ninguno	3310								0,395	10,4596

157	8	8	0	Ninguno	Ninguno	3310								0,395	10,4596
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
90	12	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1220	110	270	270	270	270	110	70	0,888	53,08464
88	10	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	900	100	110	260	110	260	100	60	0,617	27,2097
89	10	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	990	100	150	270	150	270	100	60	0,617	29,93067
5	16	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,578	12,71868
5	16	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,578	12,71868
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
7	12	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1020	110	220	220	220	220	110	70	0,888	44,38224
92	10	49	M_T1	Sísmico de estribo/tirante - 135°.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	770	100	90	220	90	220	100	60	0,617	23,27941
9	10	49	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	790	100	100	220	100	220	100	60	0,617	23,88407
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
1	14	2	0	Ninguno	Ninguno	4030								1,208	9,73648
162	12	8	0	Ninguno	Ninguno	2450								0,888	17,4048
163	12	18	0	Ninguno	Ninguno	1050								0,888	16,7832
197	12	12	0	Ninguno	Ninguno	2150								0,888	22,9104
198	12	16	0	Ninguno	Ninguno	1550								0,888	22,0224
195	10	12	0	Ninguno	Ninguno	2150								0,617	15,9186
196	10	16	0	Ninguno	Ninguno	1550								0,617	15,3016
162	12	8	0	Ninguno	Ninguno	2450								0,888	17,4048
163	12	18	0	Ninguno	Ninguno	1050								0,888	16,7832
162	12	8	0	Ninguno	Ninguno	2450								0,888	17,4048
163	12	18	0	Ninguno	Ninguno	1050								0,888	16,7832
162	12	8	0	Ninguno	Ninguno	2450								0,888	17,4048
163	12	18	0	Ninguno	Ninguno	1050								0,888	16,7832
197	12	12	0	Ninguno	Ninguno	2150								0,888	22,9104
198	12	16	0	Ninguno	Ninguno	1550								0,888	22,0224
195	10	12	0	Ninguno	Ninguno	2150								0,617	15,9186
196	10	16	0	Ninguno	Ninguno	1550								0,617	15,3016
195	10	12	0	Ninguno	Ninguno	2150								0,617	15,9186
196	10	16	0	Ninguno	Ninguno	1550								0,617	15,3016
195	10	12	0	Ninguno	Ninguno	2150								0,617	15,9186
196	10	16	0	Ninguno	Ninguno	1550								0,617	15,3016
195	10	12	0	Ninguno	Ninguno	2150								0,617	15,9186
196	10	16	0	Ninguno	Ninguno	1550								0,617	15,3016
195	10	12	0	Ninguno	Ninguno	2150								0,617	15,9186
196	10	16	0	Ninguno	Ninguno	1550								0,617	15,3016
225	18	4	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	7720								1,998	61,69824
168	10	21	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1950	100	750	150	750	150	100	60	0,617	25,26615
228	10	1	0	Ninguno	Ninguno	7180								0,617	4,43006
231	10	1	0	Ninguno	Ninguno	7170								0,617	4,42389
231	10	1	0	Ninguno	Ninguno	7170								0,617	4,42389
228	10	1	0	Ninguno	Ninguno	7180								0,617	4,43006
228	10	1	0	Ninguno	Ninguno	7180								0,617	4,43006
228	10	1	0	Ninguno	Ninguno	7180								0,617	4,43006
168	10	25	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1950	100	750	150	750	150	100	60	0,617	30,07875
221	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6650								0,617	4,10305
218	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6230								0,617	3,84391
224	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6670								0,617	4,11539
221	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6650								0,617	4,10305
218	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6230								0,617	3,84391
224	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6670								0,617	4,11539
222	14	3	0	Ninguno	Standard - 90 deg.	6830								1,208	24,75192
222	14	2	0	Ninguno	Standard - 90 deg.	6830								1,208	16,50128
214	14	3	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	12510								1,208	45,33624
215	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	12500								1,208	30,2
168	10	21	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1950	100	750	150	750	150	100	60	0,617	25,26615
168	10	25	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1950	100	750	150	750	150	100	60	0,617	30,07875
191	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4200								0,617	2,5914
191	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4200								0,617	2,5914
192	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4100								0,617	2,5297
191	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4200								0,617	2,5914
191	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4200								0,617	2,5914
192	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4100								0,617	2,5297
193	14	3	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4610								1,208	16,70664
193	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4610								1,208	11,13776
194	14	3	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4510								1,208	16,34424
194	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4510								1,208	10,89616
168	10	25	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1950	100	750	150	750	150	100	60	0,617	30,07875
191	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4200								0,617	2,5914
191	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4200								0,617	2,5914
192	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4100								0,617	2,5297
191	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4200								0,617	2,5914
191	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4200								0,617	2,5914
192	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4100								0,617	2,5297
193	14	3	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4610								1,208	16,70664
193	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4610								1,208	11,13776
194	14	3	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4510								1,208	16,34424
194	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4510								1,208	10,89616
168	10	25	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1950	100	750	150	750	150	100	60	0,617	30,07875
191	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4200								0,617	2,5914
191	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4200								0,617	2,5914
192	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4100								0,617	2,5297
191	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4200								0,617	2,5914
191	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4200								0,617	2,5914
192	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4100								0,617	2,5297
193	14	3	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4610								1,208	16,70664
193	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4610								1,208	11,13776
194	14	3	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4510								1,208	16,34424
194	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4510								1,208	10,89616
168	10	25	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1950	100	750	150	750	150	100	60	0,617	30,07875
191	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4200								0,617	2,5914
191	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4200								0,617	2,5914
192	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4100								0,617	2,5297
191	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4200								0,617	2,5914
191	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4200								0,617	2,5914
192	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4100								0,617	2,5297
193	14	3	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4610								1,208	16,70664
193	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4610								1,208	11,13776
194	14	3	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4510								1,208	16,34424
194	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4510								1,208	10,89616
168	10	25	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1950	100	750	150	750	150	100	60	0,617	30,07875
178	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4150								0,617	2,56055
178	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4150								0,617	2,56055
178	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4150								0,617	2,56055
178	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4150								0,617	2,56055
178	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4150								0,617	2,56055
178	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4150								0,617	2,56055
174	14	3	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4560								1,208	16,52544
174	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4560								1,208	11,01696
174	14	3	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4560								1,208	16,52544
174	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4560								1,208	11,01696
168	10	25	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1950	100	750	150	750	150	100	60	0,617	30,07875
191	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4200								0,617	2,5914
191	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4200								0,617	2,5914
192	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4100								0,617	2,5297
191	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4200								0,617	2,5914
191	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4200								0,617	2,5914
192	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4100								0,617	2,5297
193	14	3	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4610								1,208	16,70664
193	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4610								1,208	11,13776
194	14	3	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4510								1,208	16,34424
194	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4510								1,208	10,89616
168	10	25	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1950	100	750	150	750	150	100	60	0,617	30,07875
191	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4200								0,617	2,5914
191	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4200								0,617	2,5914

192	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4100								0,617	2,5297
191	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4200								0,617	2,5914
191	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4200								0,617	2,5914
192	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4100								0,617	2,5297
193	14	3	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4610								1,208	16,70664
193	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4610								1,208	11,13776
194	14	3	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4510								1,208	16,34424
194	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4510								1,208	10,89616
168	10	25	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1950	100	750	150	750	150	100	60	0,617	30,07875
178	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4150								0,617	2,56055
178	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4150								0,617	2,56055
178	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4150								0,617	2,56055
178	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4150								0,617	2,56055
178	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4150								0,617	2,56055
178	10	1	0	Ninguno	Ninguno	4150								0,617	2,56055
174	14	3	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4560								1,208	16,52544
174	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4560								1,208	11,01696
174	14	3	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4560								1,208	16,52544
174	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	4560								1,208	11,01696
140	8	7	0	Ninguno	Ninguno	3160								0,395	8,7374
130	10	7	0	Ninguno	Ninguno	3130								0,617	13,51847
130	10	7	0	Ninguno	Ninguno	3130								0,617	13,51847
140	8	7	0	Ninguno	Ninguno	3160								0,395	8,7374
168	10	25	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1950	100	750	150	750	150	100	60	0,617	30,07875
168	10	25	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1950	100	750	150	750	150	100	60	0,617	30,07875
219	14	3	0	Standard - 90 deg.	Ninguno	6830								1,208	24,75192
222	14	2	0	Standard - 90 deg.	Ninguno	6830								1,208	16,50128
223	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6640								0,617	4,09688
218	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6230								0,617	3,84391
221	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6650								0,617	4,10305
226	14	3	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	7580								1,208	27,46992
226	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	7580								1,208	18,31328
232	18	4	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	7560								1,998	60,41952
168	10	21	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1950	100	750	150	750	150	100	60	0,617	25,26615
233	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6830								0,617	4,21411
234	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6820								0,617	4,20794
234	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6820								0,617	4,20794
233	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6830								0,617	4,21411
233	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6830								0,617	4,21411
233	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6830								0,617	4,21411
168	10	21	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1950	100	750	150	750	150	100	60	0,617	25,26615
235	14	3	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	7200								1,208	26,0928
236	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	7200								1,208	17,3952
237	18	4	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	7300								1,998	58,3416
168	10	21	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1950	100	750	150	750	150	100	60	0,617	25,26615
238	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6480								0,617	3,99816
239	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6470								0,617	3,99199
239	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6470								0,617	3,99199
238	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6480								0,617	3,99816
238	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6480								0,617	3,99816
238	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6480								0,617	3,99816
168	10	21	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1950	100	750	150	750	150	100	60	0,617	25,26615
240	14	3	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	6850								1,208	24,8244
241	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	6850								1,208	16,5496
242	18	4	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	7570								1,998	60,49944
168	10	21	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1950	100	750	150	750	150	100	60	0,617	25,26615
243	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6130								0,617	3,78221
244	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6120								0,617	3,77604
244	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6120								0,617	3,77604
243	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6130								0,617	3,78221
243	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6130								0,617	3,78221
243	10	1	0	Ninguno	Ninguno	6130								0,617	3,78221
168	10	21	M_T1	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	Stirrup/Tie Seismic - 135 deg.	1950	100	750	150	750	150	100	60	0,617	25,26615
245	14	3	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	7380								1,208	26,74512
246	14	2	0	Standard - 90 deg.	Standard - 90 deg.	7390								1,208	17,85424

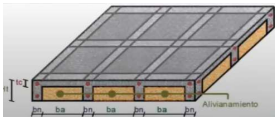
Total **6.925,18** **kg**

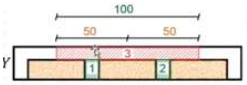
DISEÑO DE LOSA NERVADA EN DOS DIRECCIONES

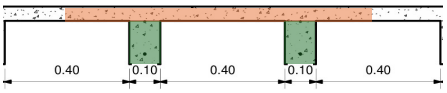
Datos		
Ht =	20	cm
tc =	5	cm
bn =	10	cm
ba =	40	cm

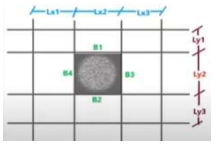
	A [cm2]	y [cm]	Ay [cm3]	Io [cm4]	d2 [cm]	It [cm4]
1	150	7,5	1125,00	2812,5	39,0625	8671,875
2	150	7,5	1125,00	2812,5	39,0625	8671,875
3	500	17,5	8750,00	1041,667	14,0625	8072,917
	800		**11000**			**25416,67**
	cg =	**13,75**	cm			

Losa nervada a losa maciza		
Altura losa maciza		
h =	14,50217962	cm









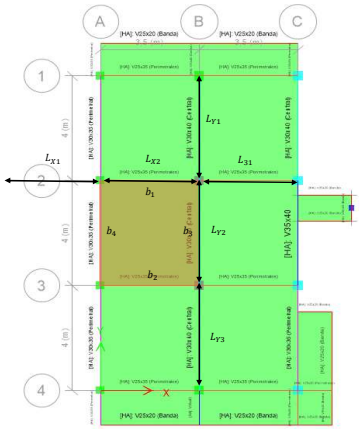
DATOS EJES			DATOS EJES		
Lx1 =	0,0	m	Ly1 =	4,0	m
Lx2 =	3,5	m	Ly2 =	4,0	m
Lx3 =	3,5	m	Ly3=	4,0	m
DIMENSIONES VIGAS			**DIMENSIONES VIGAS**		
B1 =	25	cm	B3 =	30	cm
H1 =	35	cm	H3 =	40	cm
B2 =	25	cm	B4 =	30	cm
H2 =	35	cm	H4 =	35	cm
DATOS GENERALES					
e =	14,50218	cm	fy =	420	Mpa

CÁLCULOS			CÁLCULOS		
Ilosab1 =	101666,67	cm4	Ivigab1 =	89322,92	cm4
Ilosab2 =	101666,67	cm4	Ivigab2 =	89322,92	cm4
Ilosab3 =	88958,33	cm4	Ivigab3 =	160000,00	cm4
Ilosab4 =	44479,17	cm4	Ivigab4 =	107187,50	cm4
α1 =	0,88	-	α3 =	1,80	-
α2 =	0,88	-	α4 =	2,41	-
αfm =	1,49	-	β =	1,14	-

Altura por ACI - Tabla 8.3.1.2			Altura a escoger		
h1 =	101,43	mm	hdef =	125,00	mm
h2 =	125	mm	**OK**		

Tabla 8.3.1.2 — Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados

α_{fm} [1]	Espesor mínimo, h, mm		
$\alpha_{fm} \le 0.2$	Se aplica 8.3.1.1		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \le 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n\left(0.8+\frac{f_y}{1400}\right)}{36+5\beta\left(\alpha_{fm}-0.2\right)}$	(b) [2], [3]
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n\left(0.8+\frac{f_y}{1400}\right)}{36+9\beta}$	(d) [2], [3]
		90	(e)



Diseño de viga de cimentación

Datos : (Viga de conexión eje A2 y B2)

$\sigma_t := 10 \frac{tonnef}{m^2}$

$Df := 1\ m$

$\gamma_{suelo} := 1.8 \frac{tonnef}{m^3}$

$\gamma_{hormigon} := 2.4 \frac{tonnef}{m^3}$

$sc := 0.2 \frac{tonnef}{m^2}$

Columna A1:

$b1 := 30\ cm$

$h1 := 30\ cm$

$CM1 := 14.0775\ tonnef$

$CV1 := 3.1017\ tonnef$

Columna A2:

$b2 := 35\ cm$

$h2 := 35\ cm$

$CM2 := 29.3407\ tonnef$

$CV2 := 7.0406\ tonnef$

Luz libre:

$L1 := 3.175\ m$

Ingreso de demandas desde	
Output Case	FZ
Dead	9,5442
Live	3,4768

Cálculo de carga mayorada:

Para columna 1:

$$CU1 := 1.2 \cdot CM1 + 1.6 \cdot CV1 = 21.856\ tonnef$$

Para columna 2:

$$CU2 := 1.2 \cdot CM2 + 1.6 \cdot CV2 = 46.474\ tonnef$$

Dimensionamiento de la viga de cimentación:

$h := \frac{L1}{8} = 39.688\ cm$

$b := \frac{CM1 + CV1}{\sigma_t \cdot L1} = 54.108\ cm$

$h_{escogido} := 90\ cm$

$b_{escogido} := 30\ cm$

$$\text{if}\left(b_{escogido} \geq \frac{h_{escogido}}{2}, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“No cumple”}$$

Cálculo del esfuerzo neto del suelo:

$$\sigma_{neto} := \sigma_t - \gamma_{suelo} \cdot Df = 8.2 \frac{tonnef}{m^2}$$

Dimensionamiento de zapatas:

Para la zapata A1:

$A1 := \frac{CU1}{\sigma_{neto}} = 2.665\ m^2$

$A' := \sqrt{\frac{A1}{2}} = 1.154\ m$

$A'_{escogido} := 1.20\ m$

Para la zapata A2:

$A2 := \frac{CU2}{\sigma_{neto}} = 5.668\ m^2$

$A'2 := \sqrt{\frac{A2}{2}} = 1.683\ m$

$A'_{escogido2} := 1.70\ m$

Cálculo del peso de la viga de cimentación mayorado:

$$P_{VC} := 1.2 \cdot \gamma_{hormigon} \cdot h_{escogido} \cdot b_{escogido} = 0.778 \ \frac{tonnef}{m}$$

Cálculo de reacción R1 (A1) y R2 (A2):

$$\sum M_2 = 0 \qquad L_T := 3.5 \ m$$

$$R1 := \frac{(CU1 \cdot L_T) + \left(P_{VC} \cdot \left(\frac{L1^2}{2}\right)\right)}{L_T - 0.3 \ m} = 25.129 \ tonnef$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R2 := -R1 + CU1 + CU2 + P_{VC} \cdot L1 = 45.669 \ tonnef$$

Chequeando las dimensiones de la zapata:

Para la zapata A1:

$$A_{Z.A1} := \frac{R1}{\sigma_{neto}} = 3.065 \ m^2$$

$$B_{Z.A1} := \frac{A_{Z.A1}}{A'_{escogido}} = 2.554 \ m$$

Para la zapata A2:

$$A_{Z.A2} := \frac{R2}{\sigma_{neto}} = 5.569 \ m^2$$

$$B_{Z.A2} := \frac{A_{Z.A2}}{A'_{escogido2}} = 3.276 \ m$$

Diseño de la viga de cimentación:

$$q1 := \frac{R1}{A'_{escogido}} = 20.941 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$q2 := \frac{R2}{A'_{escogido}} = 38.057 \ \frac{tonnef}{m}$$

Ánalisis para la zapata A1:

$$V1 := q1 \cdot x - P_{VC} \cdot (x - 0.3 \ m) - CU1 = ?$$

$$x := \frac{-0.3 \ m \cdot P_{VC} + CU1}{-P_{VC} + q1} = 1.072 \ m$$

Momento máximo a 1.075m

Fuerza al borde de la zapata es:

$$V := -(CU1) + (q1 \cdot A'_{escogido}) - (P_{VC} \cdot A'_{escogido}) + 0.3 \ m \cdot P_{VC} = 2.574 \ tonnef$$

Ecuación de Momento:

Para x = 0: $x := 0\ m$

$$M1 := -\left(\left(CU1 \cdot (x - 0.15\ m)\right) - \left(q1 \cdot \frac{x^2}{2}\right) + \left(P_{VC} \cdot (x - 0.3\ m) \cdot \frac{(x - 0.3\ m)}{2}\right)\right) = 3.243\ tonnef \cdot m$$

Para x = 2.659m: $x := 1.071\ m$

$$M2 := -\left(\left(CU1 \cdot (x - 0.15\ m)\right) - \left(q1 \cdot \frac{x^2}{2}\right) + P_{VC} \cdot (x - 0.3\ m) \cdot \frac{(x - 0.3\ m)}{2}\right) = -8.35\ tonnef \cdot m$$

Para x = 1.2m: $x := 1.2\ m$

$$M3 := -\left(\left(CU1 \cdot (x - 0.15\ m)\right) - \left(q1 \cdot \frac{x^2}{2}\right) + P_{VC} \cdot (x - 0.3\ m) \cdot \frac{(x - 0.3\ m)}{2}\right) = -8.186\ tonnef \cdot m$$

Ánalisis para la zapata A2:

$$V2 := q2 \cdot x - P_{VC} \cdot (x - 1.025\ m) - \left(CU2 \cdot (x - 0.85\ m)\right) = ?$$

$$x := \frac{-CU2 - \left(P_{VC} \cdot (1.025 \cdot m)\right)}{-q2 - P_{VC}} = 1.217\ m$$ Momento máximo a 1.221m

Fuerza al borde de la zapata es:

$$V2 := -(CU2) + \left(q2 \cdot A'_{escogido2}\right) - \left(P_{VC} \cdot A'_{escogido2}\right) + 1.025\ m \cdot P_{VC} = 17.699\ tonnef$$

Ecuación de Momento:

Para x = 0: $x := 0\ m$

$$M4 := \left(-(CU2 \cdot (x - 0.85\ m)) + \left(q2 \cdot \frac{x^2}{2}\right) - P_{VC} \cdot (x - 1.025\ m) \cdot \frac{(x - 1.025\ m)}{2}\right) = 39.094\ tonnef \cdot m$$

Para x = 2.659m: $x := 1.216\ m$

$$M5 := \left(-(CU2 \cdot (x - 0.85\ m)) + \left(q2 \cdot \frac{x^2}{2}\right) - P_{VC} \cdot (x - 1.025\ m) \cdot \frac{(x - 1.025\ m)}{2}\right) = 11.113\ tonnef \cdot m$$

Para x = 3.3m: $x := 1.7\ m$

$$M6 := \left(-(CU2 \cdot (x - 0.85\ m)) + \left(q2 \cdot \frac{x^2}{2}\right) - P_{VC} \cdot (x - 1.025\ m) \cdot \frac{(x - 1.025\ m)}{2}\right) = 15.313\ tonnef \cdot m$$

Acero mínimo para la zapata A2:

$Mmax := \max(\text{abs}(M1), \text{abs}(M2), \text{abs}(M3)) = 8.35\ tonnef \cdot m$

$\phi := 0.9$

$fy := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$rec := 4\ cm$

$8.337\ tonnef \cdot m = (8.337 \cdot 10^5)\ kgf \cdot cm$

$db := 20\ mm$

$d := h_{escogido} - rec - \frac{db}{2} = 85\ cm$

$As := \frac{Mmax}{\phi \cdot fy \cdot d} = 2.599\ cm^2$

$f'c := 240\ \frac{kgf}{cm^2}$

$\rho := 0.01$

$b_{escogido} = 30\ cm$

$Asmin := \rho \cdot b_{escogido} \cdot d = 25.5\ cm^2$

Acero mínimo para la zapata B2:

$Mmax := \max(\text{abs}(M4), \text{abs}(M5), \text{abs}(M6)) = 39.094\ tonnef \cdot m$

$\phi := 0.9$

$fy := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$rec := 4\ cm$

$db := 14\ mm$

$d := h_{escogido} - rec - \frac{db}{2} = 85.3\ cm$

$As := \frac{30 \cdot Mmax}{d} = (1.348 \cdot 10^{11})\ Pa \cdot cm^2$

$f'c := 240\ \frac{kgf}{cm^2}$

$\rho := 0.01$

$b_{escogido} = 30\ cm$

$Asmin := \rho \cdot b_{escogido} \cdot d = 25.59\ cm^2$

Verificación por corte:

$Vmax := \max(V, V2) = 17.699\ tonnef$

$Vu := 0.85 \cdot 0.533 \cdot \sqrt{f'c \cdot 1\ \frac{kgf}{cm^2}} \cdot b_{escogido} \cdot d = 17.961\ tonnef$

$$\text{if}\left(Vmax < Vu\,,\text{“Cumple”}\,,\text{“No cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$$

Espaciamiento de estribos:

$$S := min\left(\frac{b_{escogido}}{2}, 300\ mm\right) = 15\ cm$$

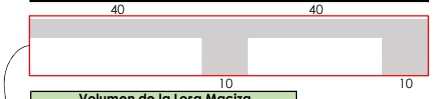
CARGAS GRAVITACIONALES - VIVIENDAS

LOSAS EN UNA Y DOS DIRECCIONES

Tipos de Losas
LN1D20
LN1D25
LN2D20
LN2D25

Bloques de Hormigón		
Uso en:	Valor	Unidad
LN1D20	100	[kgf/m^2]
LN1D25	120	[kgf/m^2]
LN2D20	80	[kgf/m^2]
LN2D25	96	[kgf/m^2]
Densidad del Hormigón Armado		
$\gamma_{Hormigon}$ =	2,40	[tonnef/m^3]

Elegir el tipo de Losa:	LN2D20



Volumen de la Losa Maciza		
V_{Losa} =	0,200	[m^3]
Volumen Bloques		
$V_{Bloques}$ =	0,096	[m^3]
Volumen de la Losa Nervada		
$V_{LosaNervada}$ =	0,104	[m^3]
Peso de la Losa Nervada		
$W_{LosaNervada}$ =	**0,2496**	**[tonnef/m^2]**

Bloques Poliestireno		
Uso en:	Valor	Unidad
LN1D20	1,0	[kgf/m^2]
LN1D25	1,0	[kgf/m^2]
LN2D20	1,0	[kgf/m^2]
LN2D25	1,0	[kgf/m^2]

CARGA MUERTA

Resumen de Cargas Sobreimpuesta - Primera Planta [HA]			
Detalle	Simbolog.	Valor	Unidad
Paredes	$W_{Paredes}$ =	0,285	[tonnef/m^2]
Enlucidos	$W_{EnlucidosPared}$ =	0,137	[tonnef/m^2]
Porcelanato	$W_{Porcelanato}$ =	0,023	[tonnef/m^2]
Enlucido/tumbado	$W_{Enluc./Tumb.}$ =	0,03	[tonnef/m^2]
Bloques Aliv. Losa	$W_{Bloques}$ =	0,001	[tonnef/m^2]
Total	**$W_{sobreimp.}$ =**	**0,480**	**[tonnef/m^2]**

Resumen de Cargas Sobreimpuesta - Balcones [HA]			
Detalle	Simbolog.	Valor	Unidad
Total	**$W_{sobreimp.}$ =**	**0,057**	**[tonnef/m^2]**

Resumen de Cargas Sobreimpuesta - Segunda Planta [AE]			
Detalle	Simbolog.	Valor	Unidad
Total	**$W_{sobreimp.}$ =**	**0,479**	**[tonnef/m^2]**

Resumen de Cargas Sobreimpuesta - Balcones [AE]			
Detalle	Simbolog.	Valor	Unidad
Total	**$W_{sobreimp.}$ =**	**0,056**	**[tonnef/m^2]**

Resumen de Cargas Sobreimpuesta - Tercera Planta [AE]			
Detalle	Simbolog.	Valor	Unidad
Total	**$W_{sobreimp.}$ =**	**0,056**	**[tonnef/m^2]**

Elegir el tipo de bloques:	Bloques de Poliestireno				
Bloques =	10x20x40	-	L1 =	4,00	[m]
Peso de Bloque =	9,00	[kgf]	L2 =	3,50	[m]
Área de bloque =	800,00	[cm^2]			
#Bloques =	12,50	[bloq/m^2]			
Perímetro paredes =	71,00	[m]			
Área paredes =	213,00	[m^2]			
Área losa =	84,00	[m^2]			
A-paredes/A-losa =	2,54	-			
Enlucidos					
Espesor por muro =	1,50	[cm]			
Densidad =	1800,00	[kgf/m^3]			

Carga Muerta Total		
CM =	0,729	[tonnef/m^2]

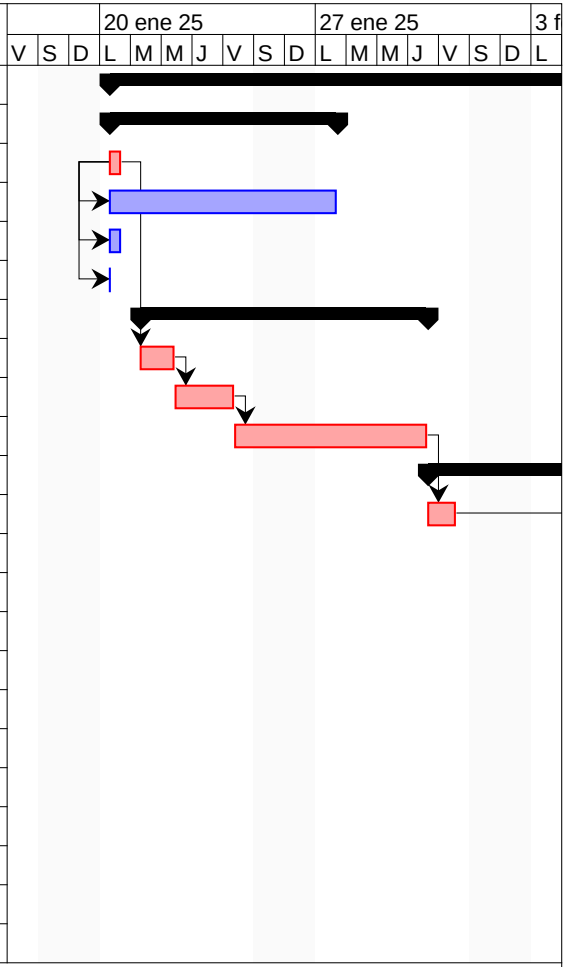
CARGA VIVA

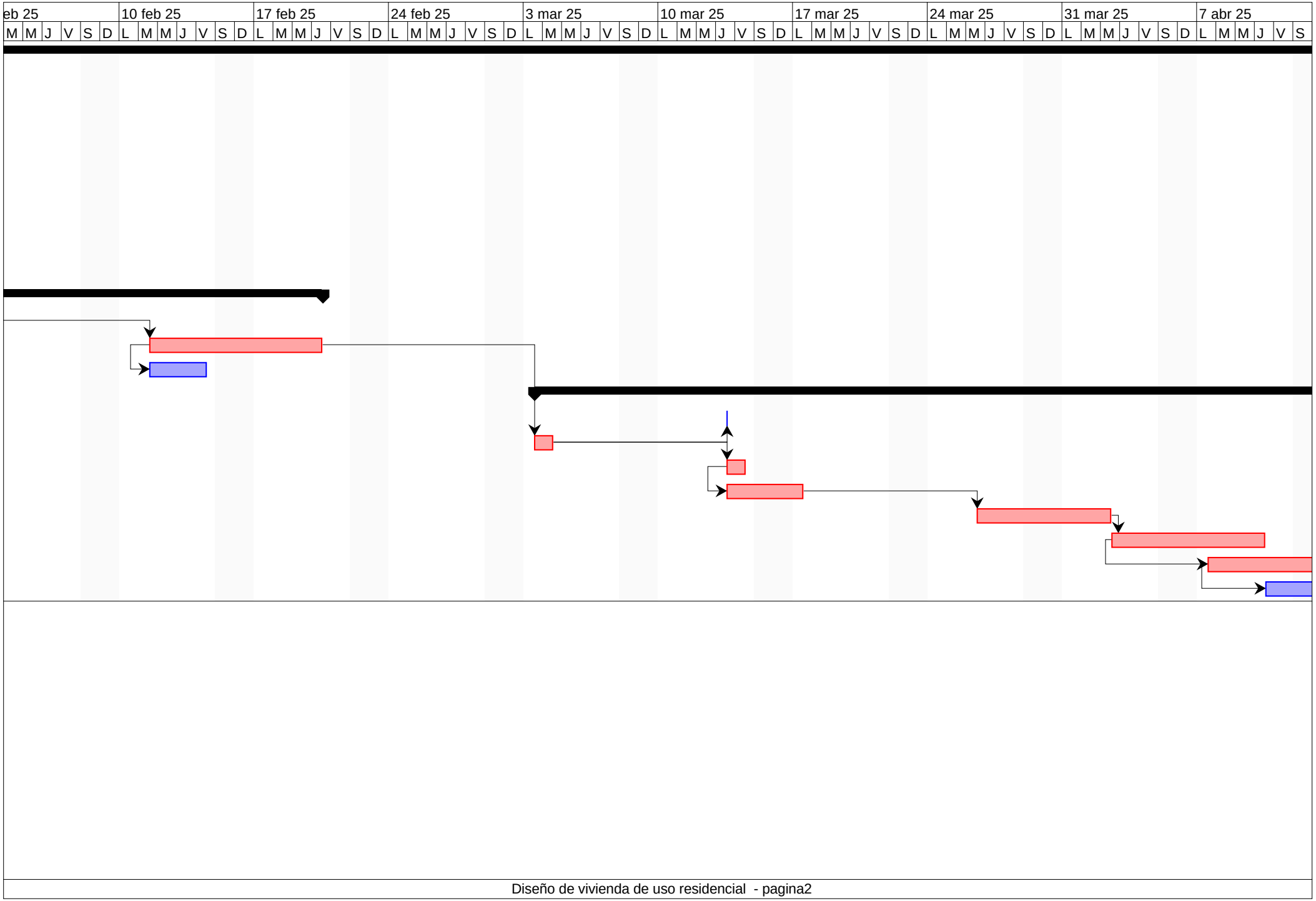
Comentario: **Ver la sección 4.2 de la NEC-SE-CG, y realizar la variación de carga viva dependiendo del caso. Considerar si será una cubierta accesible o no para el caso del proyecto.**

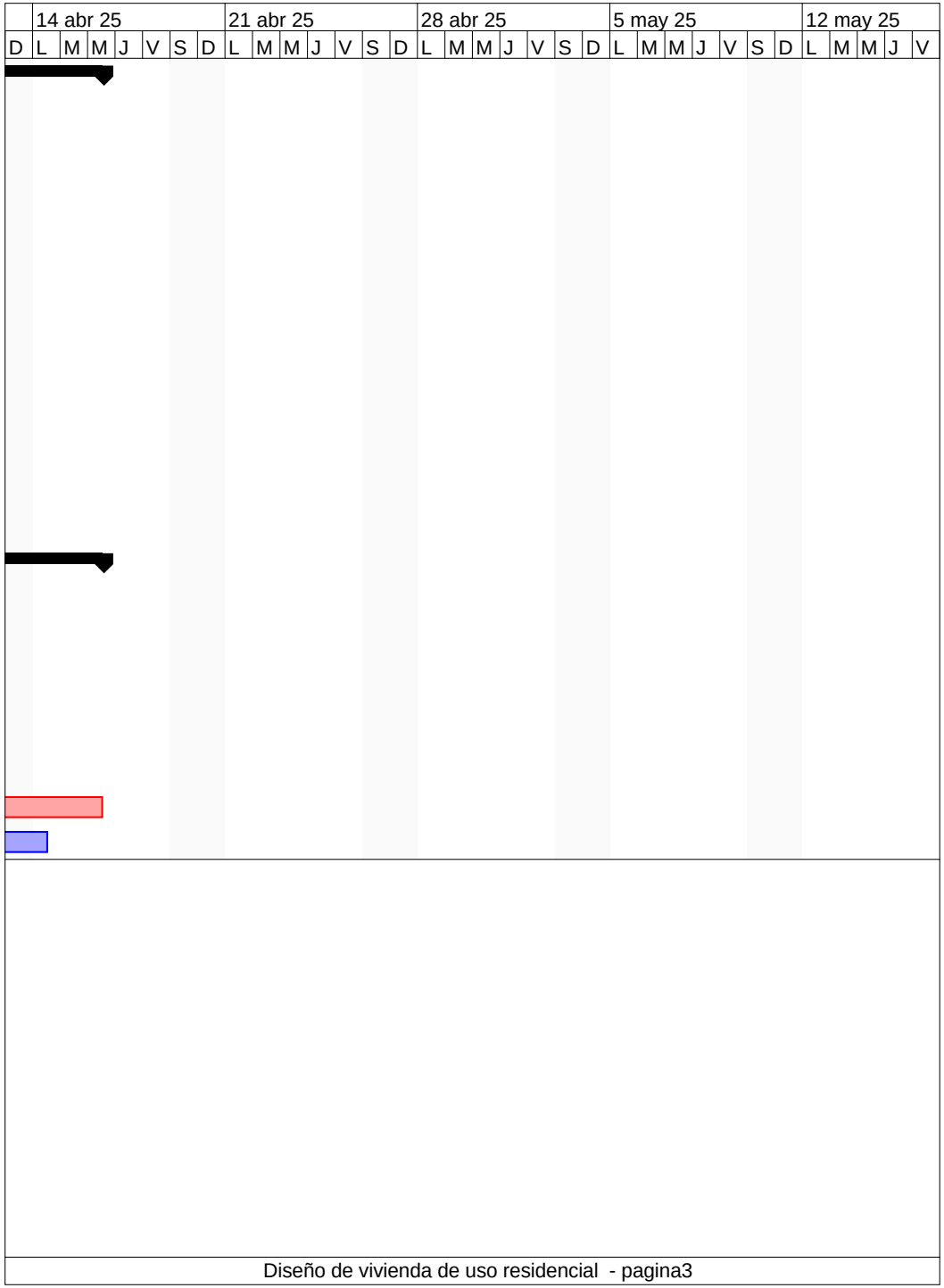
Resumen de Cargas			
Detalle	Simbolog.	Valor	Unidad
Carga viva piso interm.	CV =	0,204	[tonnef/m^2]
Carga viva cubierta	CVc =	0,071	[tonnef/m^2]
Carga viva balcones	CVb =	0,480	[tonnef/m^2]

Ver NEC-SE-CG, sección 4.2

		Nombre	Duracion	Inicio	Terminado	Predecesores
1		**INGE-2672 DISEÑO ESTRUCTURAL**	**62,7 days**	**20/01/25 8:00**	**16/04/25 14:36**	
2		**01. ACTIVIDADES PRELIMINARES**	**6 days**	**20/01/25 8:00**	**27/01/25 17:00**	
3		LIMPIEZA Y DESBROCE DEL TERRENO	1 day	20/01/25 8:00	20/01/25 17:00	
4		REPLANTEO Y NIVELACIÓN CON EQUIPO TOPOG...	6 days	20/01/25 8:00	27/01/25 17:00	3SS
5		INSTALACIONES SANITARIAS PROVICIONALES	1 day	20/01/25 8:00	20/01/25 17:00	3SS
6		INSTALACIONES ELÉCTRICAS PROVICIONALES	0,25 days	20/01/25 8:00	20/01/25 10:00	3SS
7		**02. MOVIMIENTO DE TIERRA**	**7,91 days**	**21/01/25 8:00**	**30/01/25 16:16**	
8		EXCAVACIÓN MECÁNICA	1,43 days	21/01/25 8:00	22/01/25 11:26	3
9		DESALOJO CON MAQUINARIA PESADA	1,79 days	22/01/25 11:26	24/01/25 9:45	8
10		RELLENO CON MATERIAL DE MEJORAMIENTO	4,69 days	24/01/25 9:45	30/01/25 16:16	9
11		**03. CIMENTACIÓN**	**14,79 days**	**30/01/25 16:16**	**20/02/25 14:36**	
12		REPLANTILLO: f'c=180 kg/cm2	0,79 days	30/01/25 16:16	31/01/25 14:36	10
13		ZAPATAS: f'c=240 kg/cm2, rev=13 cm, incluye ac...	7 days	11/02/25 14:36	20/02/25 14:36	12FS+7 days
14		VIGAS DE CIMENTACIÓN: f'c=240 kg/cm2, rev=1...	3 days	11/02/25 14:36	14/02/25 14:36	13SS
15		**04. ESTRUCTURAS**	**32 days**	**03/03/25 14:36**	**16/04/25 14:36**	
16		CONTRAPISO: e=8 cm, f'c=210 kg/cm2, rev=13 cm	0,27 days	13/03/25 14:36	13/03/25 16:45	17FS+7 days
17		COLUMNAS DE H.A: f'c=240 kg/cm2, rev=13 cm, ...	1 day	03/03/25 14:36	04/03/25 14:36	13FS+7 days
18		VIGAS DE H.A: f'c=240 kg/cm2, rev=13 cm, inclu...	1,05 days	13/03/25 14:36	14/03/25 15:00	17FS+7 days
19		LOSA NERVADA DE H.A: f'c=240 kg/cm2, rev=13 ...	2 days	13/03/25 14:36	17/03/25 14:36	18SS
20		COLUMNAS DE ACERO ESTRUCTURAL: Acero A36	5 days	26/03/25 14:36	02/04/25 14:36	19FS+7 days
21		VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL: Acero A36	6 days	02/04/25 14:36	10/04/25 14:36	20
22		LOSA STEEL DECK: h=10 cm, e=55 mm, incluye h..	7 days	07/04/25 14:36	16/04/25 14:36	21SS+3 days
23		ESCALERA CON PERFILES METÁLICOS: inlcuye ho...	2 days	10/04/25 14:36	14/04/25 14:36	22SS+3 days




eb 25
10 feb 25
17 feb 25
24 feb 25
3 mar 25
10 mar 25
17 mar 25
24 mar 25
31 mar 25
7 abr 25
M M J V S D L M M J V S D L M M J V S D L M M J V S D L M M J V S D L M M J V S D L M M J V S D L M M J V S D L M M J V S S


14 abr 25
21 abr 25
28 abr 25
5 may 25
12 may 25
D L M M J V S D L M M J V S D L M M J V S D L M M J V S D L M M J V