



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE CUENCA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

EVALUACIÓN DE LA SOSTENIBILIDAD EN UNA VIVIENDA DE INTERÉS
SOCIAL MEDIANTE LA METODOLOGÍA MIVES, COMPARATIVA ENTRE EL SISTEMA
CONSTRUCTIVO HORMIGÓN Y MADERA

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingeniera Civil

AUTORAS: KATHERINE MAGALY PIZARRO CHACHA
ANAHÍ SALOMÉ SANMARTÍN GONZÁLEZ
TUTOR: ING. JULIO CÉSAR JURADO MOGROVEJO

Cuenca-Ecuador
2023

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotras, Katherine Magaly Pizarro Chacha con documento de identificación N° 0107574469 y Anahí Salomé Sanmartín González con documento de identificación N° 0302313705; manifestamos que:

Somos las autoras y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Cuenca, 4 de agosto del 2023

Atentamente,



Katherine Magaly Pizarro Chacha

0107574469



Anahí Salomé Sanmartín González

0302313705

**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Nosotras, Katherine Magaly Pizarro Chacha con documento de identificación N° 0107574469 y Anahí Salomé Sanmartín González con documento de identificación N° 0302313705, expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autoras del Proyecto técnico: “Evaluación de la sostenibilidad en una vivienda de interés social mediante la metodología MIVES, comparativa entre el sistema constructivo hormigón y madera”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniera Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 4 de agosto del 2023

Atentamente,



Katherine Magaly Pizarro Chacha

0107574469



Anahí Salomé Sanmartín González

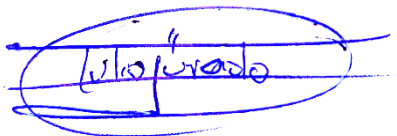
0302313705

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Julio César Jurado Mogrovejo con documento de identificación N° 0105137665, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: EVALUACIÓN DE LA SOSTENIBILIDAD EN UNA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL MEDIANTE LA METODOLOGÍA MIVES, COMPARATIVA ENTRE EL SISTEMA CONSTRUCTIVO HORMIGÓN Y MADERA, realizado por Katherine Magaly Pizarro Chacha con documento de identificación N° 0107574469 y por Anahí Salomé Sanmartín González con documento de identificación N° 0302313705, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción Proyecto técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 4 de agosto del 2023

Atentamente,



Ing. Julio César Jurado Mogrovejo

0105137665

DEDICATORIA

A mi madre Rosa y a mi padre Manuel le dedico este trabajo por apoyarme, por brindarme consejos y nunca dejar que me rinda.

A mi hermana Mayra, por ayudarme en lo que pudo y por brindarme consejos siempre que lo he necesitado.

Katherine Pizarro

Este trabajo se lo dedico de manera especial:

A mis padres Stalin y Norma por ser el pilar fundamental en mi vida que han estado presentes en todo momento, apoyándome y enseñándome que todo sacrificio y esfuerzo valdrá la pena al final del día.

A mi hermano Alfredo, quien a pesar de la distancia me ha brindado su cariño y confianza desde el inicio de este gran sueño, impulsándome a ser mejor a pesar de los momentos difíciles que he atravesado durante mi formación universitaria.

Este paso en mi vida es por y para ustedes espero Dios me permita compensarles todo el esfuerzo brindando.

Salomé Sanmartín

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, a nuestro tutor ingeniero Julio César Jurado Mogrovejo ya que con su apoyo, conocimientos y tiempo brindado nos ha permitido obtener el presente proyecto.

A mi amiga y compañera de tesis Salomé Sanmartín, con quien hemos pasado por muchas dificultades, para culminar con nuestra tesis.

Katherine Pizarro

Agradezco en primer lugar a Dios y a la Santísima Virgen de la Nube por darme fortaleza y sabiduría las veces que sentía que no lo lograría, además por brindarme protección y amparo durante este camino.

Mi más sincero agradecimiento al Ingeniero Julio Jurado, tutor de tesis por brindarnos sus conocimientos y tiempo para la elaboración de este proyecto.

A mi amiga incondicional y compañera de tesis Katherine Pizarro, con quien he compartido buenos y malos momentos para culminar nuestra carrera universitaria.

A mis hermanos Adriana, Darwin y a mi sobrino Gael que han estado presentes motivándome y apoyándome.

Salomé Sanmartín

ÍNDICE

RESUMEN	23
CAPÍTULO 1	25
1. GENERALIDADES	25
1.1 Introducción	25
1.2 Problema.....	26
1.3 Justificación.....	27
1.4 Grupo Objetivo.....	28
1.5 Objetivos	28
1.5.1 Objetivo general	28
1.5.2 Objetivos específicos.....	28
CAPÍTULO 2.....	28
2. MARCO TEÓRICO.....	28
2.1 Sostenibilidad.....	29
2.2 Metodologías sostenibles	29
2.2.1 Metodología Verde.....	29
2.2.2 Metodología BREEAM.....	29
2.2.3 Metodología LEED	30
2.2.4 Metodología GREEN STAR.....	30
2.2.5 Metodología MIVES	30

2.3	MIVES	30
2.3.1	Proceso de jerarquía analítica (AHP)	31
2.3.2	Procedimiento para definir la función de valor	31
2.3.3	Índice de sostenibilidad	35
2.4	Proyectos de investigación vinculados.....	36
2.5	Generalidades de los sistemas constructivos.....	37
2.5.1	Generalidades del hormigón armado.....	37
2.5.1.1	Definición.....	37
2.5.2	Propiedades del hormigón.....	37
2.5.2.1	Resistencia a la compresión	37
2.5.2.2	Módulo estático de elasticidad	37
2.5.2.3	Módulo de elasticidad dinámico	38
2.5.2.4	Módulo de Poisson.....	38
2.5.2.5	Contracción	38
2.5.2.6	Fluencia plástica (o cedencia)	38
2.5.2.7	Resistencia a la tensión	39
2.5.2.8	Resistencia al corte.....	39
2.5.3	Ventajas y desventajas del uso del hormigón armado.....	39
2.5.4	Refuerzo transversal en vigas.....	39
2.5.5	Refuerzo transversal en columnas.....	40

2.5.6	Generalidades de la madera laminada cruzada (CLT)	41
2.5.6.1	Definición.....	41
2.5.7	Propiedades físicas de la madera.....	41
2.5.7.1	Contenido de humedad.....	41
2.5.7.2	Densidad y Peso específico	41
2.5.8	Propiedades resistentes de la madera	41
2.5.8.1	Resistencia a la compresión paralela.....	41
2.5.8.2	Resistencia a la compresión perpendicular	42
2.5.8.3	Resistencia a la tracción	42
2.5.8.4	Resistencia al corte.....	42
2.5.8.5	Resistencia a la flexión.....	42
2.5.9	Uniones de la madera	42
2.5.9.1	Uniones tradicionales	42
2.5.9.2	Uniones mecánicas.....	43
2.5.9.3	Unión mediante herrajes.....	43
2.5.10	Ventajas y desventajas de la madera	43
2.5.11	Factores de modificación para el diseño en madera NCH 2165	43
2.5.11.1	Tensiones aceptables	44
2.5.11.2	Esfuerzos de diseño según la NSR10.....	46
2.5.11.3	Factores de modificación NSR-10	47

	10
2.5.11.4 Tensiones de trabajo.....	50
2.5.11.5 Requisitos de resistencia	50
2.6 Comparativa de las propiedades mecánicas del hormigón y la madera.....	51
2.7 Parámetros sísmicos	51
2.7.1 Zona sísmica.....	51
2.7.2 Perfil de suelo.....	52
2.7.3 Coeficientes.....	52
2.7.4 Relación η y factor r.....	53
2.8 Espectro elástico S_a	54
2.9 Coeficiente de importancia (I).....	55
2.10 Coeficiente de irregularidad en planta y elevación	56
2.11 Factor de reducción sísmica	56
2.11.1 Factor de reducción sísmica para la vivienda de hormigón	56
2.11.2 Factor de reducción sísmica para la vivienda de madera	57
2.12 Período de vibración de la edificación, T.....	57
2.12.1 Período de vibración para la vivienda de hormigón.....	57
2.12.2 Período de vibración para la vivienda de madera	58
2.13 Cortante basal V	58
CAPÍTULO 3.....	59
3. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL.....	59

3.1	Generalidades del diseño.....	59
3.1.1	Combinaciones de carga.....	60
3.2	Cálculo y diseño de la estructura de hormigón.....	61
3.2.1	Cuantificación de cargas de diseño hormigón.....	61
3.2.1.1	Carga Viva.....	61
3.2.1.2	Carga Muerta.....	61
3.2	Predimensionamiento de elementos estructurales.....	62
3.2.1	Predimensionamiento de losa nervada.....	62
3.2.2	Predimensionamiento de vigas.....	63
3.2.3	Predimensionamiento de columnas.....	64
3.3	Determinación del espectro de respuesta.....	65
3.4	Cortante Basal V.....	66
3.5	Período fundamental.....	66
3.6	Verificación de las derivas en hormigón.....	67
3.7	Diseño del elemento estructural losa nervada unidireccional.....	67
3.7.1	Carga última.....	67
3.7.2	Momentos.....	69
3.7.3	Cortantes.....	69
3.7.4	Cálculo del peralte efectivo.....	70
3.7.5	Diseño a flexión.....	70

	12
3.7.6 Diseño a cortante.....	72
3.7.7 Refuerzo por contracción y temperatura.....	73
3.8 Diseño del elemento estructural viga de hormigón.....	74
3.8.1 Metrado de cargas.....	74
3.8.2 Carga última.....	74
3.8.3 Momento máximo y cortante máximo.....	74
3.8.4 Diseño a flexión.....	75
3.8.5 Diseño a cortante.....	77
3.8.6 Refuerzo transversal en vigas.....	77
3.9 Diseño del elemento estructural columna de hormigón.....	78
3.9.1 Refuerzo transversal en columnas.....	79
3.10 Diseño de la cimentación.....	80
3.11 Cálculo y diseño de la estructura de madera.....	81
3.11.1 Cuantificación de cargas de diseño madera.....	81
3.11.1.1 Carga viva.....	81
3.11.1.2 Carga muerta.....	82
3.12 Determinación del espectro de respuesta.....	82
3.13 Cortante Basal V.....	83
3.14 Período fundamental.....	83
3.15 Verificación de las derivas.....	83

3.16	Diseño del elemento estructural vigueta de madera	84
3.16.1	Cargas muertas y vivas en viguetas.....	84
3.16.2	Momentos y cortantes máximos viguetas	84
3.16.3	Dimensión de viguetas	85
3.16.4	Esfuerzo admisible modificado a flexión.....	86
3.16.5	Esfuerzo admisible modificado a corte	87
3.16.6	Deflexión admisible	87
3.16.7	Módulo de elasticidad de diseño	87
3.16.8	Tensión de trabajo por flexión	88
3.16.9	Tensión de trabajo por cizalle	88
3.16.10	Deflexión inmediata	88
3.16.11	Deflexión diferida	89
3.16.12	Comprobación	89
3.16.12.1	Comprobación por flexión	89
3.16.12.2	Comprobación por corte.....	89
3.16.12.3	Comprobación deflexión instantánea	89
3.16.12.4	Comprobación deflexión diferida.....	90
3.17	Diseño del elemento estructural viga de madera	90
3.17.1	Cargas muertas y vivas en vigas	90
3.17.2	Momentos y cortantes máximos.....	91

	14
3.17.3	Dimensión de vigas 91
3.17.4	Esfuerzo admisible modificado a flexión..... 91
3.17.5	Esfuerzo admisible modificado a corte 92
3.17.6	Deflexión admisible 92
3.17.7	Módulo de elasticidad de diseño 92
3.17.8	Tensión de trabajo por flexión 92
3.17.9	Tensión de trabajo por cizalle 93
3.17.10	Deflexión inmediata 93
3.17.11	Deflexión diferida 93
3.17.12	Comprobación 93
3.17.12.1	Comprobación por flexión 94
3.17.12.2	Comprobación por corte..... 94
3.17.12.3	Comprobación deflexión instantánea 94
3.17.12.4	Comprobación deflexión diferida..... 94
3.18	Diseño del elemento estructural columna de madera 94
3.18.1	Tensiones básicas 95
3.18.2	Tensiones de diseño 96
3.18.3	Esfuerzo de diseño a compresión paralela 96
3.18.4	Módulo de elasticidad 96
3.18.5	Relación de esbeltez..... 96

3.18.6	Esfuerzo crítico de pandeo a compresión.....	97
3.18.7	Carga admisible de la columna	98
3.18.8	Capacidad de cortante de las conexiones	98
3.18.9	Esfuerzo de compresión paralela.....	98
3.19	Uniones de madera	99
3.19.1	Uniones empernadas viga-columna	99
3.19.2	Uniones empernadas vigueta-viga	99
3.19.3	Unión clavada panel-vigueta.....	99
3.19.4	Unión empernada columna-zapata	99
CAPÍTULO 4.....		100
4.	METODOLOGÍA MIVES EN VIVIENDAS DE INTERÉS SOCIAL	100
4.1	Aplicación MIVES en los casos de estudio	100
4.1.1	Límites del sistema.....	100
4.1.2	Marco de decisión	102
4.1.3	Definición de los indicadores.....	102
4.1.3.1	Criterio económico.....	103
4.1.3.2	Criterio Ambiental.....	105
4.1.3.3	Criterio social	107
4.1.4	Funciones de valor	109
4.1.5	Índice de sostenibilidad.....	110

CAPÍTULO 5.....	111
5. RESULTADOS.....	111
6. CONCLUSIONES	113
7. RECOMENDACIONES.....	115
8. BIBLIOGRAFÍAS	116
ANEXOS	121

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Modelo de árbol de la decisión jerárquica, con las funciones de valor	32
Figura 2 Dimensiones mínimas en estribos de vigas	40
Figura 3 Dimensiones mínimas para estribos de columnas	40
Figura 4 Zonas sísmicas del Ecuador y factor Z.....	52
Figura 5 Configuración recomendada en elevación y planta.....	56
Figura 6 Planta arquitectónica	59
Figura 7 Sección del alivianamiento, nervios y loseta de compresión	63
Figura 8 Detalle de la sección de vigas principales	64
Figura 9 Detalle de sección de columnas.....	64
Figura 10 Espectro de diseño elástico e inelástico de hormigón	66
Figura 11 Separación de estribos en vigas principales eje 1-2	78
Figura 12 Diagrama de interacción.....	79
Figura 13 Separación de estribos en columnas.....	80
Figura 14 Armado de parrilla en la dirección x, y	81
Figura 15 Espectro de diseño elástico e inelástico de la madera laminada	83
Figura 16 Vista en perfil de la elevación de la estructura.....	95
Figura 17 Detalle de unión vigueta-viga.....	99
Figura 18 Esquema metodológico	101
Figura 19 Árbol de toma de decisiones para el caso de estudio, escenario 1.	103
Figura 20 Función de valor del costo total, expresado en dólar por metro cuadrado de construcción	104

Figura 21 Función de valor del costo de mantenimiento, expresado en dólar por metro cuadrado de construcción	105
Figura 22 Función de valor de las emisiones CO ₂ , expresado en kilogramo por metro cuadrado de construcción	106
Figura 23 Función de valor del consumo de energía, expresado en mega-joules por metro cuadrado de construcción.....	107
Figura 24 Función de valor del tiempo de construcción expresado en días	108
Figura 25 Función de valor para salud y seguridad durante la construcción.....	109
Figura 26 Parámetros e indicadores de cada función de valor (Vi).....	109
Figura 27 Índices de sostenibilidad para la vivienda de interés social evaluado por indicadores	111
Figura 28 Índices de sostenibilidad de las dos viviendas según los criterios	112
Figura 29 Vista 3D del modelado estructural	121
Figura 30 Propiedades de los materiales.....	122
Figura 31 Dimensión de vigas principales.....	122
Figura 32 Cargas consideradas en el caso de estudio.	123
Figura 33 Combinaciones de carga definidas en el software.....	123
Figura 34 Momento y cortante de la viga principal.....	124
Figura 35 Comprobación del diseño en hormigón.....	124
Figura 36 Resultados aceros longitudinales en vigas principales	125
Figura 37 Resultados del diagrama de interacción en columnas	125
Figura 38 Modelamiento estructura de madera	131
Figura 39 Propiedades del material madera.....	132

Figura 40 Dimensiones vigueta madera.....	132
Figura 41 Momentos y cortantes de viguetas	133
Figura 42 Comprobación a deflexión en vigas y viguetas de madera	133
Figura 43 Comprobación a flexión vigas y viguetas de madera.....	134
Figura 44 Comprobación a resistencia a corte en madera	134
Figura 45 Comprobación de esfuerzos admisibles por flexocompresión	134
Figura 46 Cálculo unión viga-columna.....	135
Figura 47 Cálculo unión vigueta-viga.....	135
Figura 48 Cálculo unión panel-vigueta.....	136
Figura 49 Cálculo unión columna-zapata	136
Figura 50 Peso sísmico vivienda madera.....	137

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Valores típicos de n_i , m_i y A_i para funciones de valor creciente	35
Tabla 2 Valores típicos de n_i , m_i y A_i para funciones crecientes y decrecientes	35
Tabla 3 Proyectos vinculados con la metodología MIVES	36
Tabla 4 Ventajas y desventajas del uso de hormigón armado	39
Tabla 5 Ventajas y desventajas de la madera contralaminada.....	43
Tabla 6 Tensiones básicas en dirección horizontal normativa chilena	44
Tabla 7 Razón de resistencia en flexión	45
Tabla 8 Razón de resistencia en compresión	45
Tabla 9 Factor de modificación por duración de la carga.....	48
Tabla 10 Contenido de humedad (C_m).....	48
Tabla 11 Factor de modificación por temperatura	49

Tabla 12 Factor de modificación por longitud C_l	50
Tabla 13 Propiedades mecánicas madera y hormigón.....	51
Tabla 14 Coeficiente que transforma la aceleración de roca a suelo F_a	52
Tabla 15 Coeficiente de amplificación F_d	53
Tabla 16 Coeficiente F_s	53
Tabla 17 Factor n	54
Tabla 18 Factor r	54
Tabla 19 Coeficiente de importancia.....	55
Tabla 20 Factor R para hormigón.....	57
Tabla 21 Factor R para madera.....	57
Tabla 22 Factor C_t y α	58
Tabla 23 Combinaciones de carga.....	60
Tabla 24 Cargas permanentes actuantes.....	61
Tabla 25 Altura mínima de vigas no preesforzadas.....	62
Tabla 26 Sección del aliviamiento, nervios y loseta de compresión.....	63
Tabla 27 Zona sísmica y coeficientes para espectro elástico hormigón y madera.....	65
Tabla 28 Coeficientes para espectro inelástico.....	65
Tabla 29 Chequeo de deriva en el eje x	67
Tabla 30 Chequeo de deriva en el eje y	67
Tabla 31 Momentos para vigas y losas en una dirección.....	68
Tabla 32 Resultado de momentos positivos y negativos de la losa nervada.....	69
Tabla 33 Ecuaciones para obtener el cortante.....	69
Tabla 34 Resultados de cortante.....	70

Tabla 35 Dimensiones de la malla electrosoldada	73
Tabla 36 Metrado de cargas en vigas principales	74
Tabla 37 Datos generales para el diseño a flexocompresión	78
Tabla 38 Cargas de servicio y carga última para el diseño de la zapata	80
Tabla 39 Carga muerta techo	82
Tabla 40 Coeficientes para espectro inelástico	82
Tabla 41 Chequeo de deriva en el eje x	84
Tabla 42 Chequeo de deriva en el eje y	84
Tabla 43 Sumatoria de carga muerta y sobrecarga	84
Tabla 44 Propiedades de la vigueta	85
Tabla 45 Factores de modificación para las tensiones aceptables	86
Tabla 46 Tensiones aceptables para el diseño	86
Tabla 47 Sumatoria de carga muerta y sobrecarga en vigas	90
Tabla 48 Sección vigas	91
Tabla 49 Propiedades de la columna	94
Tabla 50 Tensiones básicas en columnas	95
Tabla 51 Factores de modificación para las tensiones aceptables	95
Tabla 52 Tensiones aceptables para el diseño de columnas	96

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1. Modelamiento de los elementos estructurales en hormigón	121
ANEXO 2. Resultados de los cálculos manuales de los elementos estructurales en hormigón .	126
ANEXO 3. Modelamiento de los elementos estructurales en madera.....	131
ANEXO 4. Resultados de los cálculos manuales de los elementos estructurales en madera.....	133
ANEXO 5. Uniones	135
ANEXO 6. Cimentación	138
ANEXO 7. Escenarios	140
ANEXO 8. Cálculo de los indicadores económicos en hormigón.....	141
ANEXO 9. Cálculo de los indicadores económicos en madera.....	141
ANEXO 10. Cálculo de los indicadores ambientales en hormigón.....	142
ANEXO 11. Cálculo de los indicadores ambientales en madera.....	142
ANEXO 12. Cálculo de indicador de tiempo de construcción vivienda de hormigón.....	143
ANEXO 13. Cálculo de indicador de tiempo de construcción vivienda de madera.....	144
ANEXO 14. Peso normalizado, riesgo -actividad	145
ANEXO 15. Cálculo del indicador social en hormigón de la seguridad	146
ANEXO 16. Cálculo del indicador social en madera de la seguridad	147
ANEXO 17. Planos.....	147

RESUMEN

El objetivo del proyecto es evaluar los aspectos económicos, ambientales y sociales de una vivienda de interés social aplicando el método multicriterio MIVES (Modelo Integrado de Valor para una Evaluación Sostenible). La zona empleada para este proyecto fue Pedernales, debido al terremoto en Ecuador el 16 de abril del 2016, gran cantidad de viviendas colapsaron y después de 7 años no ha sido posible dotar de viviendas a las familias afectadas, a razón de este acontecimiento se propuso el diseño de una vivienda social usando los sistemas constructivos en madera contralaminada y hormigón armado. La vivienda consta de 1 planta, con un área de construcción de $50.32 m^2$, para obtener el diseño arquitectónico se empleó un software de dibujo y modelado 3D. La evaluación de los elementos estructurales se realizó en un software de análisis y diseño estructural, mediante hojas de cálculo se comprobó que los resultados obtenidos de momentos, cortante y cargas axiales cumplan con todas las verificaciones de las normativas nacionales y extranjeras. Luego de aplicar las condiciones y aspectos de la metodología MIVES, se determinó la importancia de cada uno de ellos, por lo tanto, para obtener un índice de sostenibilidad global, se definen los indicadores a evaluar en el caso de estudio, después se procede a realizar un árbol jerárquico, en el que se asignan pesos de acuerdo a los escenarios plateados, estos fueron estudiados y valorados, obteniendo funciones de valor para cada indicador. Finalmente, se lleva a cabo la comparación y selección del mejor sistema constructivo basándose en los costos, tiempos, materiales, entre otros indicadores. Los resultados muestran que en los escenarios uno, tres y cuatro el uso de la madera resulta favorable, para los requisitos ambientales y sociales. Mientras que el hormigón, es favorable en el segundo escenario, el cual corresponde al requisito económico.

Palabras claves: MIVES, madera contralaminada, hormigón armado, aspectos económicos, sociales, ambientales, índice de sostenibilidad, función de valor, vivienda social.

ABSTRACT

The objective of the project is to evaluate the economic, environmental and social aspects of a social housing by applying the multi-criteria method MIVES (Integrated Value Model for Sustainable Evaluation). The area used for this project was Pedernales, due to the earthquake in Ecuador on April 16, 2016, a large number of houses collapsed and after 7 years it has not been possible to provide housing for the affected families, because of this event the design of a social housing using construction systems in laminated veneer lumber and reinforced concrete was proposed. The house consists of 1 floor, with a construction area of 50.32 m², in order to obtain the architectural design, 3D modeling and drawing software was used. The evaluation of the structural elements was carried out in a structural analysis and design software, using spreadsheets to verify that the results obtained for moments, shear and axial loads comply with all the verifications of national and foreign regulations. After applying the conditions and aspects of the MIVES methodology, the importance of each one of them was determined, therefore, in order to obtain a global sustainability index, the indicators to be evaluated in the case study were defined, then a hierarchical tree was made, in which weights were assigned according to the scenarios, these were studied and evaluated, obtaining value functions for each indicator. Finally, the comparison and selection of the best construction system is carried out based on costs, time, materials, among other indicators. The results show that in scenarios one, three and four the use of wood is favorable for the environmental and social requirements. While concrete is favorable in the second scenario, which corresponds to the economic requirement.

Key words: MIVES, cross-laminated timber, reinforced concrete, economic, social, environmental aspects, sustainability index, value function, social housing.

CAPÍTULO 1

1. GENERALIDADES

1.1 Introducción

En Ecuador, especialmente las zonas costeras, presencian gran cantidad de movimientos sísmicos, el propósito de este proyecto es diseñar los elementos estructurales de una vivienda de interés social en madera contralaminada y hormigón armado, además de revisar las características, ventajas y desventajas de cada material, permitiendo así comprobar si la vivienda es sostenible basándose en los indicadores propuestos mediante MIVES.

En el capítulo primero se define las generalidades del proyecto, se detalla el problema, justificación, grupo objetivo, objetivo general y específicos.

En el segundo capítulo se detalla el estado de arte para las diferentes certificaciones y metodologías para evaluar la sostenibilidad, además se describe las generalidades de los sistemas constructivos, entre estos se encuentran las resistencias en madera y hormigón, tensiones de diseño a flexión, tensiones a corte, módulo de elasticidad de diseño. Posterior a esto, se obtienen los parámetros sísmicos que sirven para obtener los espectros elásticos, inelásticos y el cortante basal, este cortante servirá para introducir en el software de análisis y diseño estructural, para obtener las cargas sísmicas.

En el tercer capítulo se efectúa el diseño de los elementos estructurales en hormigón armado, determinación de los coeficientes sísmicos, modelación y verificación ante sismos, este diseño debe cumplir con la normativa ACI-318-19, NEC-SE-DS. Estos mismos criterios se emplearán en el diseño de la madera contralaminada, las condiciones que debe cumplir se rigen de acuerdo a la normativa chilena, colombiana y la normativa ecuatoriana de la construcción. Una vez definido el diseño, se procede a calcular los pesos de la estructura, derivas de piso.

En el cuarto capítulo, se define el árbol de toma de decisiones, en este se asignan los pesos a los requisitos, criterios e indicadores. Posterior a esto se obtienen las cantidades de obra, para obtener los costos totales, de mantenimiento, las emisiones, el consumo de energía, el tiempo de construcción y la salud y seguridad durante la construcción.

En el último capítulo se comparan los resultados de los índices de sostenibilidad global de cada sistema constructivos, según los escenarios propuestos, y se obtendrá la opción más beneficiosa para la ejecución de la vivienda social. Después, se realiza una conclusión con los resultados obtenidos del diseño y la metodología.

1.2 Problema

El 16 de abril de 2016, en el cantón Pedernales se registró un sismo que dio lugar a la destrucción de bienes materiales, económicos y vidas humanas. Hubo más de 1125 edificios destruidos, incluyendo 281 escuelas (Reliefweb, 2016). Las posibles razones que dieron lugar al colapso de varias viviendas están asociadas al diseño sin normativa sismorresistente, excesiva masa en plantas, ampliación de edificaciones, construcciones sin estudios de suelos, la construcción informal. Por esta razón, es necesario construir estructuras con normativas, que resistan fenómenos naturales, y que además sean convenientes desde el punto de vista económico, social y ambiental. El caso de estudio está comprometido en satisfacer las necesidades de las generaciones futuras y las necesidades presentes, mediante un proceso en donde se establezca una metodología capaz de garantizar un sistema constructivo conveniente y óptimo.

Los sistemas estructurales en hormigón armado y los sistemas estructurales en madera laminada son atractivos para la construcción de vivienda de interés social por su costo y su tiempo de ejecución. Sin embargo, en caso deba seleccionarse uno de estos sistemas para proyectos de vivienda, dicha selección puede basarse en la comparación de aspectos asociados a la rapidez de

construcción, el impacto del medio ambiente a largo plazo, los costos de la construcción, sostenibilidad, o cualquier aspecto de índole económica, social, o ambiental. Al momento no se dispone de estudios comparativos de los aspectos mencionados, y el presente estudio pretende establecer dicha comparación para los casos de estudio.

1.3 Justificación

La construcción de viviendas de interés social requiere que su diseño sea económico y resistente. Además, debe considerar la sostenibilidad, la cual se enfoca en las necesidades del beneficiario, tomando en cuenta los aspectos económicos, sociales y ambientales.

Se requiere comparar los sistemas constructivos de madera y hormigón para la vivienda de interés social porque existe aspectos que varían en cada sistema constructivo, incluyendo las propiedades físicas, mecánicas, acústicas, aspectos económicos, sociales y ambientales. La comparación de estos aspectos, nos llevó a establecer el uso de la metodología MIVES, porque se basa en funciones de valor, para evaluar la satisfacción en el proceso de toma de decisiones y dar a conocer la mejor alternativa.

El modelo MIVES considera múltiples criterios o factores al tomar una decisión. Consiste en asignar importancia a cada criterio. A diferencia de otras metodologías, esta combina diferentes características, que la permite ser adaptada a cada problema específico. MIVES proporciona una estructura sistemática y transparente para evaluar y comparar proyectos, teniendo en cuenta múltiples criterios y perspectivas. Sin embargo, es importante considerar que la toma de decisiones basada en este modelo requiere de una participación activa de los actores involucrados, investigaciones y una consideración de los pesos asignados a cada criterio.

MIVES ha sido aplicado en diversos ámbitos de la construcción, algunos de ellos se mencionan en la Tabla 3, de este documento.

1.4 Grupo Objetivo

Está planteado para beneficiar a la comunidad de ingenieros, arquitectos y constructores, debido a que se implementará una alternativa para la construcción de viviendas sociales, ante eventos sísmicos, enfocado en el uso de construcciones más sostenibles.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivo general

Evaluar la sostenibilidad en una vivienda de interés social en hormigón armado y madera laminada mediante la metodología MIVES, considerando factores económicos, sociales y ambientales a fin de determinar la mejor alternativa.

1.5.2 Objetivos específicos

- Analizar los métodos de evaluación de la sostenibilidad para los factores sociales, económicos y ambientales.
- Revisar las características de los sistemas constructivos en madera y hormigón.
- Diseñar las viviendas de interés social en madera laminada y hormigón armado.
- Identificar los indicadores y criterios para emplear la metodología MIVES.
- Comparar los sistemas constructivos hormigón armado y madera laminada a través de los resultados obtenidos de cada uno de los factores.

CAPÍTULO 2

2. MARCO TEÓRICO

Se requiere el conocimiento de términos asociados a la sostenibilidad de edificaciones, y las metodologías que permitan evaluar los indicadores económicos, sociales y ambientales para comparar diferentes estructuras, así como también la descripción de generalidades de la madera laminada, hormigón armado y las generalidades del diseño.

2.1 Sostenibilidad

Las construcciones son los responsables de generar gran impacto ambiental y social. Pero al ejecutar las obras, por lo general, se toman en cuenta criterios económicos y técnicos. Es por ello que surge la necesidad de implementar la sostenibilidad en el ámbito de la construcción. La sostenibilidad económica busca reducir costos de producción y operación, la sostenibilidad social trata de mejorar la calidad de vida, generando empleo, mientras que la sostenibilidad ambiental busca generar conciencia sobre el impacto ambiental, planteando alternativas durante los procesos de construcción y elaboración.

2.2 Metodologías sostenibles

Existen diversos métodos para evaluar y certificar la sostenibilidad. Estos evalúan la validez de las construcciones mediante aspectos ambientales, asignación de criterios para determinar un grado (alto o bajo), ya sea en la etapa de diseño y construcción. A continuación, se muestra algunos métodos.

2.2.1 Metodología Verde

Se encarga de evaluar la reducción del impacto del edificio y su ubicación mediante la ejecución de medidas en términos de estrategias de diseño y componentes de rendimiento, y así agrupar estas medidas en una lista de criterios de sostenibilidad (Macías & García Navarro, 2010).

2.2.2 Metodología BREEAM

(Método de evaluación ambiental del Building Research Establishment). Es un sistema de evaluación de las características ambientales de los edificios desarrollado por la organización BRE Global Ltd. Se encarga de los problemas sistemáticos diseñados para cuantificar el desempeño energético y ambiental de los edificios. El método puede evaluar el desempeño sostenible de cualquier tipo de edificio (nuevo y existente) (Rey et al., 2018).

2.2.3 Metodología LEED

(Líder en Eficiencia Energética y Diseño Sustentable). El Consejo de la Construcción Verde de Estados Unidos desarrollo esta metodología en 1998. Se enfoca en un sistema de evaluación establecido en 6 categorías de impactos.

2.2.4 Metodología GREEN STAR

Establecida en 2003 por el Consejo Australiano de Construcción Sostenible, este método tiene como objetivo prevenir la contaminación y reducir los desperdicios. (González, 2018). Está diseñado para condiciones australianas.

2.2.5 Metodología MIVES

La metodología MIVES (Modelo Integrado de Valor para una Evaluación Sostenible), ha demostrado ser un método coherente y sencillo para evaluar, priorizar y seleccionar alternativas de desarrollo sostenible y puede ser usado en varios campos científicos.

2.3 MIVES

MIVES ha atraído ampliamente la atención de los investigadores en varios campos como un método multicriterio apropiado para seleccionar y priorizar alternativas (Boix-Cots et al., 2022).

Jurado (2020) señala las principales características de los indicadores considerados en el árbol jerárquico:

Representativos: deben ser característicos de la decisión a tomar. Los indicadores representan parte de los requisitos y criterios a los que pertenecen.

Discriminantes: determinar indicadores que marquen aspectos que diferencien las alternativas.

Complementarios: los indicadores deben abordar toda la información de forma complementaria. Deben contar variables independientes de las medidas propuestas por otros indicadores.

Relativos: debe ser relativo para no beneficiar a elementos referente a la misma clase con mayor valor absoluto.

Cuantificables: los indicadores pueden medirse usando variables como dólares, metros cuadrados, días y también pueden representarse mediante atributos como alto, medio y bajo. Los indicadores deben elegirse los más fáciles de medir, esto garantiza que distintas alternativas sean fiables mientras exista menor dificultad para obtener dichos valores.

Precisión: cada indicador debe tener un grado mínimo de incertidumbre y expresar muy claro.

Trazable: se puede garantizar una futura comparación de los datos

2.3.1 Proceso de jerarquía analítica (AHP)

El AHP es el método más usado en la metodología MIVES, sirve para reflejar la importancia relativa de cada componente del árbol (requisitos, criterios e indicadores), los tomadores de decisiones asignan diferentes pesos utilizando (AHP). Es un modelo aditivo lineal, que convierte evaluaciones subjetivas de importancia relativa en un conjunto de puntajes o pesos generales que se basan en comparaciones por pares (Boix-Cots et al., 2022). En la Figura 1 se observa el árbol jerárquico.

2.3.2 Procedimiento para definir la función de valor

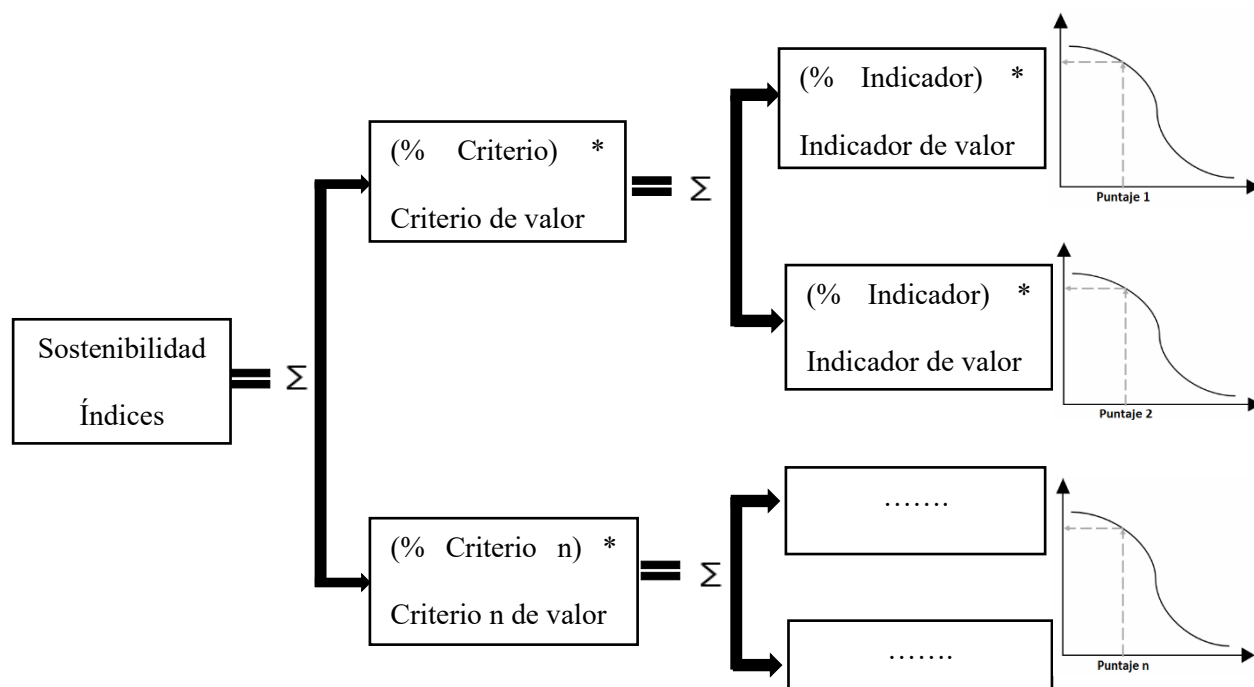
Definir una función requiere medir la importancia, o índice de satisfacción, que provoca una determinada alternativa para una variable de medición, es decir, el indicador. Cada variable

de medida puede darse en diferentes unidades, por lo tanto, es necesario ajustarlos en unidades de valor o satisfacción (Alarcon et al., 2010).

El método planteado clasifica la satisfacción en un nivel de 0 a 1, siendo 1 máxima satisfacción (S_{max}) y 0 mínima (S_{min}).

Figura 1

Modelo de árbol de la decisión jerárquica, con las funciones de valor



Elaborado por: Las autoras.

Alarcon et al., (2010) describe cuatro pasos para determinar la función de valor de un indicador:

- Definición de la tendencia de la función de valor.

La función de valor puede ser creciente o decreciente dependiendo del indicador que se esté evaluando. Se utiliza una función creciente cuando aumenta la variable medida, resultando un aumento en la satisfacción del tomador de decisiones. Pero la función decreciente indica que a menor satisfacción aumenta la unidad de valor.

Existen funciones de valor que pueden tener una tendencia mixta, es decir, las funciones primero aumentan y luego disminuyen, se da con dos puntos de satisfacción mínima y uno máximo entre ellos.

- **Definición de valores de (S_{\min}) y (S_{\max}).**

El punto máximo y mínimo establece los límites de la función de valor. Estos puntos tienen un valor de satisfacción de 0 (S_{\min}) y 1 (S_{\max}). Los límites citados no incumben a valores mínimos y máximos de medida, ya que pueden tener un rango más amplio.

Los puntos están de acuerdo con tres criterios: normas y reglamentos existentes, experiencia con proyectos pasados y el valor producido por las diferentes alternativas con respecto al indicador. En caso de existir dos puntos de satisfacción mínima y uno máximo, es necesario ajustar los valores límite con respecto al valor más satisfactorio para tener una relación continuamente creciente o decreciente.

- **Forma de la función de valor.**

Una vez generados dos puntos de coordenadas, el objetivo en esta etapa es conectarlos mediante cualquier tipo de función. Se proponen cuatro tipos de las funciones más comunes encontradas en la práctica: cóncava, convexa, lineal y en forma de S.

La función cóncava incrementa de manera rápida cuando se inicia con una condición mínima. La función convexa es indicada para usar cuando apenas hay incremento en la satisfacción por cambios pequeños alrededor del punto que produce la satisfacción mínima. La función lineal representa un aumento constante en la satisfacción. La función en forma de S combina dos funciones convexa y cóncava, esta figura detecta un cambio de satisfacción, al acercarse a los puntos máximos y mínimos.

- **Función de valor mediante la expresión matemática.**

La expresión general de la función de valor (V_i) está determinada por parámetros que, permite obtener formas: cóncava, convexa, lineal y en forma de S. A continuación, se muestra la ecuación (1) para funciones crecientes que permiten evaluar el valor de cada indicador.

$$V_i = K_i \left[1 - e^{-m_i \left(\frac{|P_{i,x} - P_{i,min}|}{n_i} \right)^{A_i}} \right] \quad (1)$$

Donde:

m_i : define el valor de la ordenada para el punto n_i .

$P_{i,x}$: abscisa del indicador evaluado que genera un valor V_i .

$P_{i,min}$: abscisa del indicador que genera un valor igual a 0.

n_i : define aproximadamente el valor de x del punto de inflexión para curvas con $A < 1$.

A_i : define aproximadamente la forma de la curva: lineal, convexa, cóncava o en forma de S. Si $A < 1$ es cóncava la curva; si $A > 1$ es convexa la curva o en forma de S; si $A = 1$ es lineal.

K_i : factor que mantiene a la función en el rango de valor de 0 a 1. Está definido por la siguiente ecuación (2).

$$K_i = \left[1 - e^{-m_i \left(\frac{|P_{i,max} - P_{i,min}|}{n_i} \right)^{A_i}} \right]^{-1} \quad (2)$$

Donde:

$P_{i,max}$: abscisa del indicador que genera un valor igual a 1.

La ecuación de la función de valor varía según los valores que se designen a las constantes: K_i , n_i , $P_{i,max}$, $P_{i,min}$ y A_i . En ocasiones se pueden usar funciones decrecientes para que obtener el valor máximo en $P_{i,min}$. La variedad en la función es que se reemplaza a la variable $P_{i,min}$ por

la variable $P_{i,max}$. Se puede ver que la forma de la función depende de tres parámetros (A_i, n_i y m_i).

La interpretación de los parámetros mencionados facilita la comprensión y el uso de la ecuación (1). La Tabla 1 y la Tabla 2 dan valores para estos parámetros, para definir la función de valor creciente y decreciente, respectivamente.

Tabla 1

Valores típicos de n_i, m_i y A_i para funciones de valor creciente

Función	n_i	m_i	A_i
Lineal	$n_i \approx P_{i,min}$	≈ 0.0	≈ 1.0
Convexa	$P_{i,min} + \frac{P_{i,max}-P_{i,min}}{2} < n_i < P_{i,min}$	< 0.5	> 1.0
Cóncava	$P_{i,min} < n_i < P_{i,min} + \frac{P_{i,max}-P_{i,min}}{2}$	> 0.5	< 1.0
Forma de S	$P_{i,min} + \frac{P_{i,max}-P_{i,min}}{5} < n_i < P_{i,min} + \left(\frac{P_{i,max}-P_{i,min}}{2}\right)$	$0.2 - 0.8$	> 1.0

Fuente: (Pons et al., 2016).

Tabla 2

Valores típicos de n_i, m_i y A_i para funciones crecientes y decrecientes

Función	n_i	m_i	A_i
Lineal	$n_i \approx P_{i,min}$	≈ 0.0	≈ 1.0
Convexa	$P_{i,max} + \frac{P_{i,min}-P_{i,max}}{2} < n_i < P_{i,max}$	< 0.5	> 1.0
Cóncava	$P_{i,max} < n_i < P_{i,max} + \frac{P_{i,min}-P_{i,max}}{2}$	> 0.5	< 1.0
Forma de S	$P_{i,max} + \frac{P_{i,min}-P_{i,max}}{5} < n_i < P_{i,max} + \left(\frac{P_{i,min}-P_{i,max}}{2}\right)\frac{4}{5}$	$0.2 - 0.8$	> 1.0

Fuente: (Pons et al., 2016).

2.3.3 Índice de sostenibilidad

El índice de sostenibilidad es necesario calcular para la metodología MIVES, ya que considera todas las dimensiones de la sostenibilidad y sus niveles de jerarquía dentro del árbol de toma de decisiones (Jurado, 2020). Se realiza mediante la siguiente la ecuación (3).

$$S.I = \sum_{i=1}^{i=n} \alpha_i \beta_i \gamma_i V_i(P_i, x) \quad (3)$$

La ecuación considera el peso de cada requisito α_i , criterio β_i , indicador γ_i y la función de valor V_i correspondiente a cada criterio.

2.4 Proyectos de investigación vinculados

A continuación, se presentan algunas referencias en las que la metodología MIVES ha sido aplicada.

Tabla 3

Proyectos vinculados con la metodología MIVES

Nivel	Tema	Referencia
Infraestructura	Sustainability assessment through the coupling between BIM and MIVES methodologies applied in viaduct projects.	(Jurado, 2020)
	Sustainability assessment model for mass housing's interior rehabilitation and its validation to Ekbatan, Iran	(Zolfaghari et al., 2023)
Elementos de construcción	Experimental characterization of comfort performance parameters and multi-criteria sustainability assessment of recycled textile-reinforced cement facade cladding	(Sadrolodabae et al., 2022)
	Multi-criteria decision-making model to assess the sustainability of girders and trusses: Case study for roofs of sports halls	(Josa et al., 2020)
Edificaciones	Modeling the environmental sustainability of timber structures: A case study	(Zubizarreta et al., 2019)
	Multi-criteria decision-making applied to the sustainability of building structures based on Modern Methods of Construction	(Sánchez-Garrido et al., 2022)
	A multi-criteria decision-making based approach to assess the sustainability of concrete structures	(La Fuente & Fernández-Ordóñez, 2018)

Elaborado por: Las autoras.

2.5 Generalidades de los sistemas constructivos

Al momento de elegir un material para la construcción, se plantean diversos criterios sobre la madera y hormigón, porque cada uno de los ellos cuentan con diferentes propiedades, ya sea por las condiciones de fabricación, operación, duración, costos y el lugar de ejecución de la obra. Por lo tanto, los sistemas constructivos que se describen a continuación tienen la finalidad de dar una idea clara con sus respectivas características para concretar la elección del sistema constructivo más conveniente a utilizar.

2.5.1 Generalidades del hormigón armado

2.5.1.1 Definición

Se conoce como hormigón armado a la combinación de hormigón en masa y acero en forma de armaduras o varillas. La unión de estos materiales permite realizar edificaciones de cualquier tipo técnicamente adaptadas a las más diversas soluciones y económicamente muy competitivos con otros materiales (Urbán, 2010).

2.5.2 Propiedades del hormigón

2.5.2.1 Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión del hormigón f'_c se establece mediante pruebas de falla de cilindros. Durante un período de 28 días, los cilindros permanecen inmersos en agua o en un local con humedad y temperatura de 100% (McCormack & Brown, 2011).

2.5.2.2 Módulo estático de elasticidad

No existe un valor definido para el módulo de elasticidad, el valor de la resistencia varía según: la edad, carga, tipologías y cantidades del cemento y agregados.

El módulo de elasticidad del hormigón de densidad normal ($\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$) es:

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c}$$

2.5.2.3 Módulo de elasticidad dinámico

“El módulo de elasticidad dinámico, que pertenece a deformaciones unitarias muy pequeñas, se obtiene mediante pruebas sónicas. Está entre 20 y 40% superior que el módulo estático y es casi igual al módulo inicial” (McCormac & Brown, 2018).

2.5.2.4 Módulo de Poisson

“Al someter un cilindro de concreto a cargas de compresión, este no solo se acorta a lo largo, sino que también se expande lateralmente. La proporción de esta expansión lateral respecto al acortamiento longitudinal se denomina módulo de poisson” (McCormac & Brown, 2018).

2.5.2.5 Contracción

Los materiales de mezcla del hormigón, el cemento y agua exponen a la contracción y agrietamiento. Depende del tipo de exposición, la cantidad de contracción, ejemplo: “si el hormigón está sometido a bastante viento durante el proceso de curado, por ende, su contracción será mayor” (McCormac & Brown, 2018). Es decir, si la atmósfera es húmeda el comportamiento de contracción es menor, mientras que en una zona seca el comportamiento de contracción es mayor.

2.5.2.6 Fluencia plástica (o cedencia)

El hormigón se deforma por largos periodos mientras este bajo cargas de compresión sostenidas. “Se llama fluencia plástica o cedencia después de que sucede la deformación inicial, la deformación adicional. Las cargas no sólo generan fluencia plástica a largo plazo, también influyen en la resistencia del hormigón” (McCormac & Brown, 2018).

2.5.2.7 Resistencia a la tensión

“La resistencia a tensión del concreto varía de 8 a 15% aproximadamente de su resistencia a compresión” (McCormac & Brown, 2018). Esta baja resistencia se da por qué el hormigón tiene una gran cantidad de grietas finas.

2.5.2.8 Resistencia al corte

Las pruebas de laboratorio de fallas por cortante puro es difícil obtener. “En consecuencia, a esto los resultados que han dado estas pruebas durante años, varían entre un tercio y cuatro quintos de resistencias últimas” (McCormac & Brown, 2018).

2.5.3 Ventajas y desventajas del uso del hormigón armado

Tabla 4

Ventajas y desventajas del uso de hormigón armado

Ventajas	Desventajas
- Resistente, es el mejor material estructural en casos de presencia de agua.	- Resistencia baja a la tensión, solicita el uso de un refuerzo a tensión.
- Es un material con larga vida de servicio, en caso de estar bajo condiciones adecuadas, la resistencia del hormigón no disminuye con el tiempo, en realidad aumentan con los años.	- Las propiedades varían debido a los cambios en su cantidad y mezclado. El curado del hormigón no es tan controlado como la producción de otros materiales.
- No requiere mano de obra de alta calificación para su montaje. Resistencia considerable a la compresión por unidad de costo.	- Requiere de cimbras para mantener la posición hasta lograr endurecerse lo suficiente.

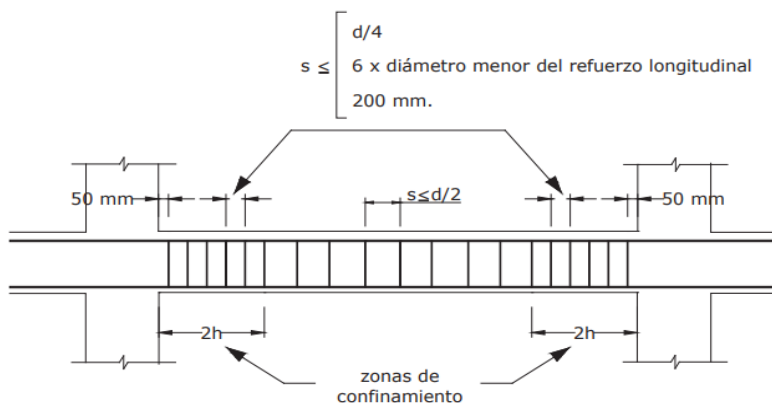
Nota. En esta tabla se describe las ventajas y desventajas que presenta el hormigón. Elaborado por: Las autoras basándonos en la información proporcionada por: (McCormack & Brown, 2011).

2.5.4 Refuerzo transversal en vigas

Los refuerzos transversales de las vigas van colocados de acuerdo a la Figura 2. El primer estribo debe colocarse a 50 mm medidos desde la cara de enlace. En la región sobrante, el espaciamiento máximo entre los estribos es la mitad del peralte efectivo.

Figura 2

Dimensiones mínimas en estribos de vigas



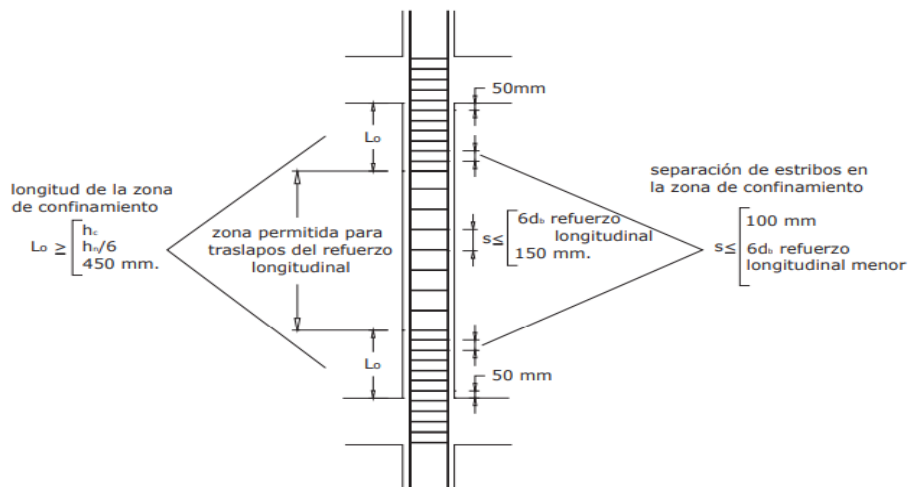
Fuente: (NEC-SE-HM, 2015).

2.5.5 Refuerzo transversal en columnas

El primer refuerzo transversal se ubica a una distancia de 50 mm medidos desde el extremo. La longitud de confinamiento (L_o), la zona de confinamiento y la zona central tienen que cumplir los requisitos máximos y mínimos que se muestran en la Figura 3.

Figura 3

Dimensiones mínimas para estribos de columnas



Fuente: (NEC-SE-HM, 2015).

2.5.6 Generalidades de la madera laminada cruzada (CLT)

2.5.6.1 Definición

“Es un producto para la construcción hecho de láminas impares de madera aserrada, dispuestas transversalmente en ángulos de 90° y pegadas entre sí con tres, cinco o siete capas” (Patrocinante & Franco Benedetti, 2021).

2.5.7 Propiedades físicas de la madera

Las propiedades esenciales de la madera que se van a abordar en este caso de estudio son:

2.5.7.1 Contenido de humedad

“Es el porcentaje en peso, que tiene el agua libre más el agua higroscópica con respecto al peso de la madera anhidra” (JUNAC, 1984). La variación del contenido de humedad produce cambios en sus dimensiones, y esto se debe a la pérdida o ganancia de agua.

2.5.7.2 Densidad y Peso específico

“Se conoce como densidad a la relación que existe entre la masa y el volumen de un cuerpo” (JUNAC, 1984).

“Se conoce como peso específico a la relación entre el peso de la madera, aún determinado contenido de humedad, y el peso del volumen de agua desplazado por el volumen de la madera” (JUNAC, 1984).

2.5.8 Propiedades resistentes de la madera

La madera es considerada como un elemento estructural fuerte. Las principales propiedades resistentes de la madera son:

2.5.8.1 Resistencia a la compresión paralela

La madera tiene gran resistencia paralela a sus fibras, ya que están colocadas de acuerdo a su eje longitudinal (JUNAC, 1984).

2.5.8.2 Resistencia a la compresión perpendicular

Las fibras se encuentran sometidas a esfuerzos perpendiculares a su eje y las cavidades tienden a comprimirse entre ellas, esto a su vez incrementa la capacidad de resistencia (JUNAC, 1984).

2.5.8.3 Resistencia a la tracción

La madera es perfecta en cuanto a tracción paralela, al tener una naturaleza fibrosa posee buena resistencia a tracción que, a compresión (Cruz, 2022).

2.5.8.4 Resistencia al corte

Cuando un elemento estructural de madera se somete a flexión, se producen fuerzas cortantes o esfuerzos cortantes, por lo que esto indica que el esfuerzo cortante en un punto dado es el mismo a lo largo del eje del elemento y perpendicular a él (JUNAC, 1984).

2.5.8.5 Resistencia a la flexión

La resistencia a tracción es mayor a la de compresión, por lo tanto, la madera falla primero en la zona de compresión (JUNAC, 1984). Esta resistencia varía según la orientación de la fibra y anillos, con respecto a la carga, cuando se aplica de forma perpendicular a las fibras en mayor.

2.5.9 Uniones de la madera

Los tipos de uniones empleados en la madera laminada son:

2.5.9.1 Uniones tradicionales

Son uniones madera-madera, que mediante el tallado es posible conectar piezas de madera sin la intervención de otros elementos, entre ellos tenemos los ensambles de caja, espiga y ensambles de cola de milano (Orradre, 2019).

2.5.9.2 Uniones mecánicas

Se refiere a conexiones en las que se utilizan herrajes metálicos para transmitir esfuerzos (Orradre, 2019). Dentro de estos se encuentran dos tipos:

- Unión de clavija: clavos, pernos y tirafondos.
- Unión de superficie: uso de conectores de anillo, placa dentada.

2.5.9.3 Unión mediante herrajes

Son uniones que se puede incluir en las uniones mecánicas, ya que emplea soportes metálicos fijados a la madera con pasadores metálicos, pero debido a su especificidad se considera una categoría aparte, estos permiten aumentar la capacidad de carga en comparación con las otras uniones, entre ellos se tiene a los herrajes singulares y herrajes estándar (Orradre, 2019).

2.5.10 Ventajas y desventajas de la madera

Tabla 5

Ventajas y desventajas de la madera contralaminada

Ventajas	Desventajas
- Rapidez de montaje, disminución del tiempo de construcción, reducción de la mano de obra.	- Es susceptible a la infestación de moho e insectos.
- Es un material biodegradable, renovable y ecológico, maderas de crecimiento rápido. Baja toxicidad, excelente aislante acústico y térmico, genera menos pérdida de material en construcción.	- Explotaciones inadecuadas, el material sostenible puede desaparecer.
- Disminuye emisiones de CO ₂ , menor consumo de energía genera un almacenamiento de carbono en lugar de emitirlo a la atmosfera.	- El costo incrementa debido al traslado de los paneles.

Nota. Se describe algunas ventajas y desventajas de implementar la madera en la construcción. Elaborado por: Las autoras, con información proporcionada por (Álvarez, 2016).

2.5.11 Factores de modificación para el diseño en madera NCH 2165

Los parámetros a emplear para el cálculo de la vivienda se basan en el uso de la normativa chilena y la normativa colombiana. A continuación, se describe los factores empleados:

Tabla 6

Tensiones básicas en dirección horizontal normativa chilena

I	Flexión respecto eje x-x				Carga Axial			
	Flexión F_b, f (MPa)	Cizalle F_b, cz (MPa)	Tracción normal F_b, tn (MPa)	Compresión normal F_b, cn (MPa)	Módulo de elasticidad E_L, b, x (MPa)	Compresión paralela F_b, cp (MPa)	Tracción paralela F_b, tp (MPa)	Módulo de elasticidad E_L, b (MPa)
A	19	1.3	0.43	2.8	11000	13	9.3	10000
B	19	1.3	0.43	2.8	9000	13	6.3	8000

Nota. En esta tabla se encuentra las tensiones básicas horizontales a utilizar en el cálculo para elementos laminados Fuente: (NCH 2165, 1991).

2.5.11.1 Tensiones aceptables

Para obtener la tensión aceptable en elementos a flexión se estableció la siguiente ecuación

NCH:

Elementos a flexión

$$Ff, i = k * RR_{f, i} * Fb, f, i \quad (4)$$

Donde:

Ff, i = Tensión admisible de flexión para madera laminada horizontal.

$k = 0.85$ para alturas de viga $h \leq 375$ mm, 0.75 para alturas de viga $h > 375$ mm.

$RR_{f, i}$ = Razón de resistencia en flexión.

Fb, f, i = tensión básica en flexión.

Para obtener la razón de resistencia en flexión y compresión paralela con madera se realiza mediante la siguiente tabla:

Tabla 7*Razón de resistencia en flexión*

Madera aserrada		Mínima razón de resistencia para	
Grado	E_L (MPa)	Tensión básica de flexión Laminación Horizontal	Tensión básica de la compresión paralela a la fibra
A	$E_L \geq 9000$	0.55	0.56
B	$9000 > E_L \geq 4000$	0.50	0.50

Nota. En esta tabla se muestra el valor que tendrá $RR_{f,i}$, siendo la razón mínima de resistencia. Fuente (NCH 2165, 1991).

Elementos a compresión paralela

$$F_{cp,i} = RR_{cp,i} * F_{b,cp,i} \quad (5)$$

Donde:

$F_{cp,i}$ = tensión admisible a compresión paralela.

$RR_{cp,i}$ = razón de resistencia en compresión paralela.

$F_{b,cp,i}$ = tensión básica en compresión paralela.

Para obtener la razón de resistencia en compresión se realiza mediante la siguiente tabla:

Tabla 8*Razón de resistencia en compresión*

Grado	$RR_{cp,i}$
A	0.65
B	0.50

Nota. En esta tabla se muestra el valor que tendrá $RR_{cp,i}$, sería de grado B. Fuente (NCH 2165, 1991).

Cizalle

$$F_{cz,i} = RR_{cz} * F_{b,cz,i} \quad (6)$$

Donde:

$F_{cz,i}$ = tensión admisible de cizalle horizontal.

RR_{cz} = razón de resistencia.

$F_{b,cz,i}$ = tensión básica de cizalle.

Donde la razón de resistencia RR_{cz} para madera aserrada clasificada visualmente y mecánicamente tiene un valor de 1.

Módulo de elasticidad

$$E_{L,i} = 0.95 * E_{L,b,i} \quad (7)$$

Donde:

E= módulo de elasticidad, según la Tabla 6 para tensiones básicas.

2.5.11.2 Esfuerzos de diseño según la NSR10

Los esfuerzos admisibles y módulos de elasticidad afectados por los coeficientes de humedad, duración de carga, forma, temperatura, acción conjunta, se determinará de la siguiente manera:

Esfuerzos de diseño a flexión

$$F_{disf} = F_{f,i} * C_D * C_m * C_t * C_r * C_f \quad (8)$$

Donde:

$F_{f,i}$ = tensión admisible en flexión.

C_D = factor de modificación por duración de la carga.

C_m = factor de modificación por contenido de humedad.

C_t = factor de modificación por acción conjunta.

C_f = coeficiente de forma.

Esfuerzo de diseño a cizalle

$$F_{cz,dis} = F_{b,cz} * C_D * C_t * C_m \quad (9)$$

Donde:

$F_{b,cz}$ = tensión admisible en cizallamiento.

C_D = factor de modificación por duración de la carga.

C_m = factor de modificación por contenido de humedad.

C_t = factor de modificación por acción conjunta.

Esfuerzo de diseño a compresión paralela

$$F_c^* = F_{cp,i} * C_D * C_t * C_m * c_f \quad (10)$$

Donde:

$F_{cp,i}$ = tensión admisible en compresión paralela.

C_D = factor de modificación por duración de la carga.

C_m = factor de modificación por contenido de humedad.

C_t = factor de modificación por acción conjunta.

C_f = coeficiente de forma.

2.5.11.3 Factores de modificación NSR-10

Estos factores servirán para el cálculo de los elementos y fueron obtenidos de acuerdo a la norma colombiana NSR-10.

Factor por duración de la carga (CD)

Este factor depende de la sollicitación, para obtenerlo se debe verificar la duración de carga y la carga típica de diseño, a continuación, se presenta la tabla del factor CD:

Tabla 9*Factor de modificación por duración de la carga*

Duración de carga	Flexión Fb	Tensión Ft	Compresión Fc	Compresión Fp	Cortante Fv	Típica carga de diseño
Permanente	0.90	0.90	0.90	1.00	0.90	Muerta
Diez años	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Viva de ocupación
Dos meses	1.15	1.15	1.15	1.00	1.15	
7 días	1.25	1.25	1.25	1.00	1.25	Construcción
Diez minutos	1.60	1.60	1.60	1.00	1.60	Viento y terremoto
Impacto	2.00	2.00	2.00	1.00	2.00	Impacto

Nota. Se tomó el valor de 1 por duración de la carga diez años. Fuente: (NSR-10, 2010).

Factor por contenido de humedad (Cm)

Tabla 10*Contenido de humedad (Cm)*

Esfuerzos	CH<12	CH>19
Flexión Fb	1	0.80
Tensión Ft	1	0.80
Compresión paralela Fc	1	0.75
Compresión perpendicular Fp	1	0.60
Cortante Fv	1	0.85
Módulos de elasticidad E0.5, E0.05, Emin	1	0.85

Nota. El contenido de humedad está entre 12% y 19%, para obtener valores de otro rango se debe realizar una interpolación. Fuente: (NSR-10, 2010).

Factor por temperatura (Ct)

Este factor será aplicado a elementos estructurales expuestos a elevadas temperaturas, a continuación, se presenta los rangos.

Tabla 11*Factor de modificación por temperatura*

Parámetros de diseño	Condiciones de servicio	Ct		
		T ≤ 37.8°C	37.8°C < T ≤ 51.7°C	51.7°C < T ≤ 65°C
Ft, E0.5, E0.05, Emin.	Húmedo o seco	1.0	0.9	0.9
Fb, Fv, Fc, Fcl.	Seco	1.0	0.8	0.7
	Húmedo	1.0	0.7	0.5

Nota. Estos valores deben ser multiplicados por el esfuerzo admisible, este factor es aplicable a madera aserrada y laminada. Fuente: (NSR-10, 2010).

Factor por acción conjunta Cr)

En el caso de las viguetas se debe aumentar un 15%, ya que se encuentran espaciados a nomas de 61 centímetros.

Factor por forma Cf)

En el coeficiente de forma, interviene el ancho, la altura y la longitud.

$$C_f = C_d * C_l \quad (11)$$

Donde:

Cl= factor de ajuste por longitud.

Cd= factor de ajuste por altura.

Por lo tanto, Cd se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$C_d = \left(\frac{300}{d}\right)^{0.11} \quad (12)$$

Donde:

d= altura del elemento en mm.

Para obtener este factor se emplean la siguiente tabla:

Tabla 12*Factor de modificación por longitud Cl*

L(m), longitud	3	4	5	6	7	8	9	10
Clt tensión, flexión	1.00	0.94	0.90	0.87	0.84	0.82	0.80	0.78
Cfc compresión	1.00	0.97	0.95	0.93	0.92	0.91	0.90	0.89

Nota. Para una longitud fuera de los rangos presentados se debe realizar una interpolación. Fuente: (NSR-10, 2010).

2.5.11.4 Tensiones de trabajo

Para obtener las tensiones de trabajo, se empleó las ecuaciones usadas en el Manual del Grupo Andino.

Tensión de trabajo por flexión

$$Ff, trabajo = \frac{M}{Z} \quad (13)$$

Donde:

M= momento máximo en kg/cm^2 .

Z= módulo de sección en cm^3 .

Tensión de trabajo por cizalle

$$Fcz, trabajo = \frac{1.5 * Vh}{b * h} \quad (14)$$

Donde:

Vh= esfuerzo cortante, en la sección crítica a una distancia h del apoyo en kg.

b= base de la sección en cm.

h= altura de la sección en cm.

2.5.11.5 Requisitos de resistencia

Los requisitos para que la madera tenga un diseño correcto, los esfuerzos de trabajo deben ser menores que los aceptables.

2.6 Comparativa de las propiedades mecánicas del hormigón y la madera.

Tabla 13

Propiedades mecánicas madera y hormigón

Material	Flexión	Tracción		Compresión		Cortante	Módulo de elasticidad	
		Paralela a la fibra	perpendicular a la fibra	paralela a la fibra	perpendicular a la fibra		paralelo a la fibra	perpendicular a la fibra
Madera	13.2	7.7	0.28	11.5	1.4	1.4	11.000	370
Hormigón	11.9	1.2		11.9		1.2	27.000	

Fuente: (Arquima, 2017).

De acuerdo a la Tabla 13, se puede decir que la madera tiene una elevada resistencia a la flexión, a la tracción paralela y a cortante. Pero tiene una baja resistencia a compresión perpendicular a la fibra, baja resistencia a la tracción perpendicular a la fibra y muy bajo módulo de elasticidad perpendicular a la fibra.

2.7 Parámetros sísmicos

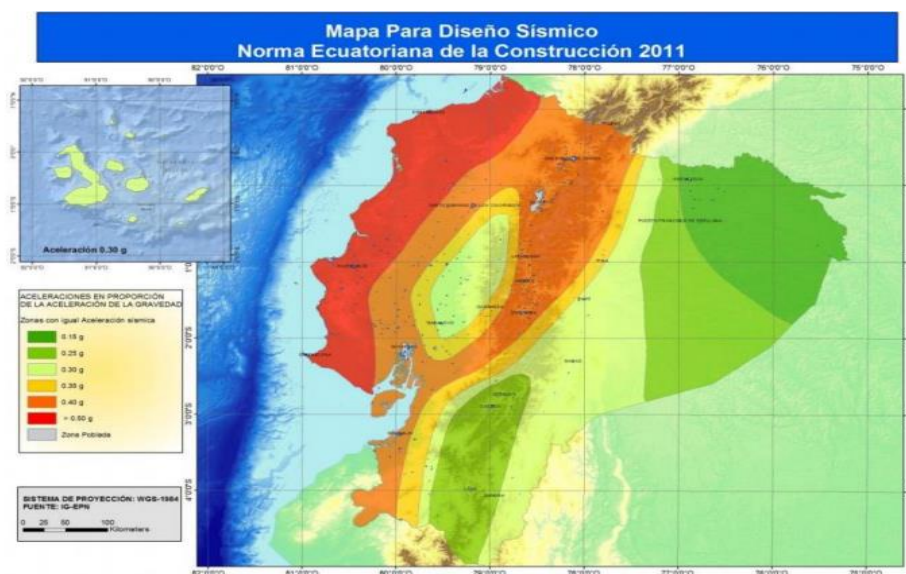
Estos parámetros se obtienen mediante los mapas de zonificación sísmica y los coeficientes de la Tabla 14, Tabla 15 y Tabla 16

2.7.1 Zona sísmica

Esta vivienda de interés social está ubicada en Ecuador, provincia de Manabí, cantón Pedernales, el valor de Z es 0.5 según el mapa que significa que se encuentra en alto riesgo sísmico.

Figura 4

Zonas sísmicas del Ecuador y factor Z



Nota. La figura muestra que para Pedernales la zona sísmica es VI, con un factor $Z=0.5g$. Fuente (NEC-SE-DS-P1, 2015)

2.7.2 Perfil de suelo

El perfil correspondiente para el estudio de este proyecto corresponde al tipo E.

2.7.3 Coeficientes

En la Tabla 14 se muestra el coeficiente F_a de ampliación, en la zona de período corto.

Tabla 14

Coeficiente que transforma la aceleración de roca a suelo F_a

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I 0.15	II 0.25	III 0.30	IV 0.35	V 0.4	VI “>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	0.85
F	Ver tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y sección 10.5.4					

Nota. El valor del coeficiente F_a depende del tipo de suelo y un factor Z. Fuente (NEC-SE-DS-P1, 2015)

En la Tabla 15 se muestra el coeficiente F_d de amplificación.

Tabla 15

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	0.4	>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	Ver tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y sección 10.6.4					

Nota. El valor del coeficiente F_d se establece de acuerdo al tipo de suelo y un factor Z. Fuente (NEC-SE-DS-P1, 2015)

En la Tabla 16 se muestra el coeficiente F_s comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio.

Tabla 16

Coeficiente F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	>0.5
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	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Ver tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y sección 10.6.4					

Nota. El valor del coeficiente F_s depende del perfil del suelo y un factor Z. Fuente (NEC-SE-DS-P1, 2015).

2.7.4 Relación η y factor r

η = razón entre la aceleración espectral S_a y el periodo de retorno.

Tabla 17*Factor n*

η	Región
1.8	Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
2.48	Provincia de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
2.60	Provincia del Oriente

Nota. El valor de n de acuerdo a la ubicación. Fuente (NEC-SE-DS-P1, 2015).

r= factor que dependen de la ubicación del proyecto.

Tabla 18*Factor r*

r	Tipo de suelo
1	Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.
1.5	Para tipo de suelo E

Nota. El factor r depende del perfil de suelo. Fuente (NEC-SE-DS-P1, 2015).

2.8 Espectro elástico S_a

“Expresado como fracción de la aceleración de la gravedad” (Loyaga & Tupiza, 2019).

Para $T=0$

$$a = Z * Fa \quad (15)$$

Para $T_0 \leq T \leq T_c$

$$S_a = \eta * Z * Fa \quad (16)$$

Para $T \geq T_c$

$$S_a = \eta * Z * Fa * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad (17)$$

Donde

T: Período fundamental de vibración.

T₀: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

$$T_o = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad (18)$$

Tc: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico representa el sismo de diseño.

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad (19)$$

2.9 Coeficiente de importancia (I)

En base a este coeficiente se pretende incrementar los requisitos de diseño sísmico para estructuras que, debido a sus propiedades críticas deberán continuar usándose o soportar menos deterioros durante y después de los terremotos.

Tabla 19

Coeficiente de importancia

Categoría	Tipo de uso, 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 sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o depósitos 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

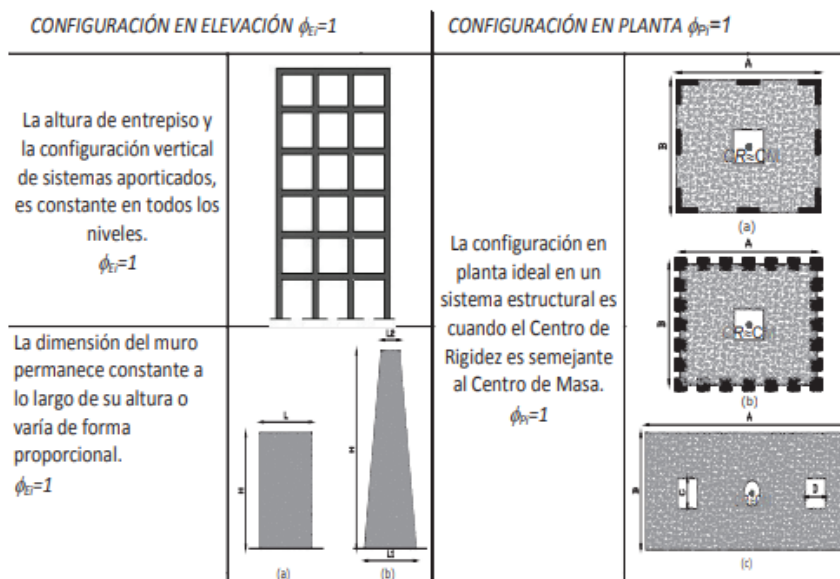
Nota. El coeficiente de importancia sería de 1 ya que según la categoría se clasifica en “Otras estructuras”.

Fuente (NEC-SE-DS-P1, 2015).

2.10 Coeficiente de irregularidad en planta y elevación

Figura 5

Configuración recomendada en elevación y planta



Nota. Como la configuración del caso de estudio es regular los coeficientes para elevación y planta es 1, de acuerdo a la Figura 5. Fuente (NEC-SE-DS-P2, 2015).

2.11 Factor de reducción sísmica

“El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad” (NEC-SE-DS-P2, 2015).

2.11.1 Factor de reducción sísmica para la vivienda de hormigón

En la vivienda de interés social se usará un factor de reducción sísmica para pórticos resistentes a momentos.

Tabla 20*Factor R para hormigón*

Pórticos resistentes a momentos	Coefficiente R
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

Nota. Para obtener este factor se toma el valor 8, el cual corresponde al primer caso de esta tabla. Fuente (NEC-SE-DS-P2, 2015).

2.11.2 Factor de reducción sísmica para la vivienda de madera

Tabla 21*Factor R para madera*

Pórticos resistentes a momentos	Coefficiente R
Hormigón armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón armado con secciones de dimensión menor a la especificado en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia.	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5

Nota. El factor R es de 2.5, tomando como referencia el tercer caso de esta tabla. Fuente (NEC-SE-DS-P2, 2015).

2.12 Período de vibración de la edificación, T.

2.12.1 Período de vibración para la vivienda de hormigón

Para el cálculo de este periodo en la vivienda de hormigón se usó el método 1 según la NEC-SE-DS.

$$T = Ct * h^{\alpha} \quad (20)$$

Donde:

Ta: Período de vibración

Ct: Depende del tipo de edificación

h: altura máxima de n pisos.

Tabla 22

Factor Ct y α

Tipo de estructura	Ct	α
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. El período de vibración depende de la estructura, es decir, los factores se obtienen en base a esta tabla. Fuente (NEC-SE-DS-P2, 2015).

2.12.2 Período de vibración para la vivienda de madera

Para el cálculo de este periodo en la vivienda de madera se usó la fórmula del Eurocódigo

5:

$$T = \frac{H^{0.75}}{20} \quad (21)$$

Donde:

H: altura total del edificio.

2.13 Cortante basal V

El cortante basal se determina de acuerdo a la norma NEC-SE-DS descrita en la sección 6.3.2 de la norma.

$$V = \frac{ISa(Ta)}{R\phi_p\phi_E} W \quad (22)$$

Donde:

I= Factor de importancia.

Sa (Ta)= Espectro de diseño en aceleración.

R= Factor de reducción de respuesta sísmica.

ϕ_p = Factor de planta.

ϕ_E = Factor de elevación.

W= peso sísmico.

CAPÍTULO 3

3. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL

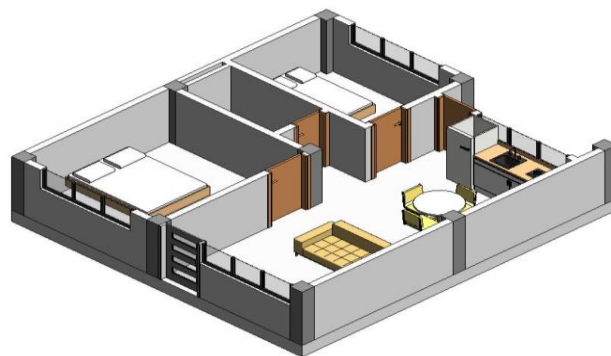
3.1 Generalidades del diseño

El proyecto consta de una vivienda de interés social de 1 planta. Se efectuará el predimensionamiento para los elementos estructurales, modelamiento y diseño definitivo para ambos sistemas constructivos. En el diseño arquitectónico las características principales son:

El área es de 50.32 m^2 con una altura de nivel de piso terminado de 2.95 m, el cual está distribuido con 2 dormitorios, un baño, una sala, una cocina. A continuación, se muestra la planta arquitectónica en 3D de la vivienda.

Figura 6

Planta arquitectónica



Nota: El modelo se efectuó en un software de dibujo y modelado 3D. Elaborado por: Las autoras.

Las áreas mínimas para el diseño arquitectónico se basaron en la tipología de vivienda, la región en la que se va a ejecutar el proyecto. Además, en base a los lineamientos que proporciona

la normativa, se obtuvo las longitudes mínimas de los dormitorios, un lado de 2.20 m y otro con un lado mínimo de 2.70 m, puertas interiores y exteriores de 0.90 m, ventanas con un espesor de vidrio mínimo de 4 mm (Anexo 1 - Lineamientos arquitectónicos, 2019).

Se diseñó la vivienda de hormigón armado con una resistencia de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y la vivienda de interés social de madera se consideró el grupo B, con un modelo de elasticidad de diseño de $E = 85316.114 \text{ kg/cm}^2$.

3.1.1 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga resultan ser un método de multiplicar un grupo de cargas por un factor de seguridad. En el ANEXO 1, se encuentran las combinaciones usadas para este proyecto.

Tabla 23

Combinaciones de carga

	Combinación
1	1.4D
2	1.2D+1.6L+0.5 max [Lr; S; R]
3	1.2D+1.6 max [Lr; S; R] +max[L;0.5W]
4	1.2D+1W+L+0.5 max [Lr; S; R]
5	1.2D+1E+L+0.2S
6	0.9D+1W
7	0.9D+1E

Fuente: (NEC-SE-CG, 2015).

Donde:

D= carga muerta.

L=carga viva.

Lr= Carga viva de cubierta.

S= Carga de granizo.

R= Carga de lluvia.

W= Carga de viento.

E= Carga sísmica.

3.2 Cálculo y diseño de la estructura de hormigón

3.2.1 Cuantificación de cargas de diseño hormigón

La carga muerta y sobrecarga para el diseño y análisis de los elementos estructurales fueron estipulados de acuerdo a lo establecido por la NEC.

3.2.1.1 Carga Viva

La carga viva o sobrecarga, para planta de subsuelo, se consideró de 2 kN/m² para uso u ocupación de residencias unifamiliares, mientras que para cubierta será de 0.70 kN/m², de acuerdo a lo establecido NEC de cargas no sísmicas.

3.2.1.2 Carga Muerta

Estas cargas son determinadas en base al peso propio como losas, vigas, columnas y también se involucran elementos no estructurales como mampostería, cielo raso e instalaciones. Las cargas mencionadas también se conocen como cargas permanentes.

A continuación, se presenta una tabla con los pesos permanentes considerados para el diseño de la vivienda de hormigón.

Tabla 24

Cargas permanentes actuantes

Elemento	Peso kg/m²
Hormigón- Casetón	193
Instalaciones	5
Cielo raso	10.16
Carga total permanente	208

Nota: En esta tabla se puede observar los pesos que serán ingresados en el software de análisis y diseño estructural. Elaborado por: Las autoras.

3.2 Predimensionamiento de elementos estructurales

3.2.1 Predimensionamiento de losa nervada

Para el predimensionamiento de la losa se usan las recomendaciones sugeridas por el Código ACI 318 – 19, capítulo 9. Se considera la longitud en base a la luz libre según la dirección más larga de los vanos (2 vanos). De acuerdo a la distribución arquitectónica, se cuenta con una luz de 3 m y 3.2 m en dirección de las vigas secundarias.

Dónde:

L1 = Longitud más grande

L2 = Longitud más pequeña

Tabla 25

Altura mínima de vigas no preesforzadas

Condición de apoyo	Altura mínima
Simplemente apoyada	L/16
Con un extremo continuo	L/18.5
Ambos extremos continuos	L/21
En voladizo	L/8

Nota. Para el predimensionamiento de la losa se considera con un extremo continuo. Elaborado por: Las autoras, según datos (ACI 318, 2019) del capítulo 19, sección 9.3.1.1.

Por lo tanto, tomamos la dimensión de la longitud más grande para el predimensionamiento de la altura mínima de la losa en base a la siguiente ecuación:

$$h = \frac{L}{18.5} \quad (23)$$

$$h = \frac{3.2}{18.5}$$

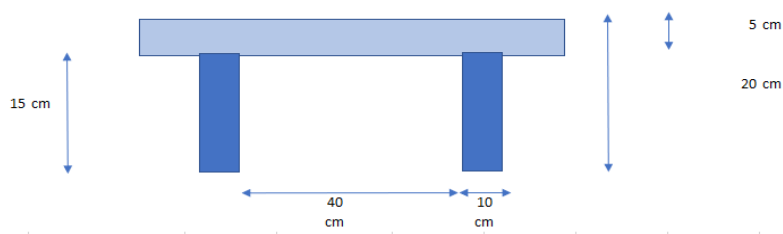
$$h = 0.17 \text{ m}$$

La losa tendrá una altura mínima de 17 cm, sin embargo, se asumió para el diseño una altura de 20 cm por cuestiones constructivas. Es necesario establecer dimensiones de nervios y

loseta, para una losa con nervios se propone una dimensión de 10 cm mientras que para loseta de compresión 5 cm con alivianamientos removibles de 40 x 40.

Figura 7

Sección del alivianamiento, nervios y loseta de compresión



Elaborado por: Las autoras.

3.2.2 Predimensionamiento de vigas

Mediante las fórmulas recomendadas por el código ACI 318 – 19, se realiza el predimensionamiento de las vigas de sección transversal rectangular en base a las luces obtenidas a partir de los planos arquitectónicos.

Tabla 26

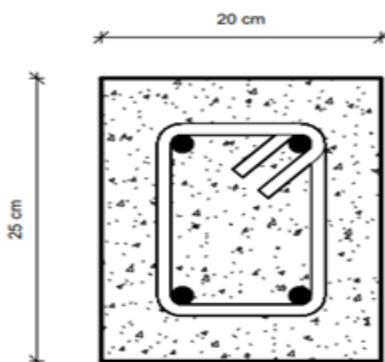
Sección del alivianamiento, nervios y loseta de compresión

Vigas principales	Vigas secundarias
L=3.7 m	L=3.5 m
Ancho tributario =3.7 m	Ancho tributario =3.4 m
$h \geq \frac{l}{18.5} \rightarrow \frac{3.7}{18.5} = 0.20 \text{ m}$	$h \geq \frac{l}{18.5} \rightarrow \frac{3.5}{18.5} = 0.20 \text{ m}$
$b \geq \frac{\text{Ancho tributario}}{20} \rightarrow \frac{3.7}{20} = 0.19 \text{ m}$	$b \geq \frac{\text{Ancho tributario}}{20} \rightarrow \frac{3.5}{20} = 0.19 \text{ m}$

Nota. La altura de las vigas se obtuvo de acuerdo a la condición con un externo continuo de la Tabla 25. La sección asumida para las vigas principales es de: 0.20 m * 0.25 m, mientras que para las vigas secundarias es de: 0.20 m * 0.20 m. Elaborado por: Las autoras.

Figura 8

Detalle de la sección de vigas principales



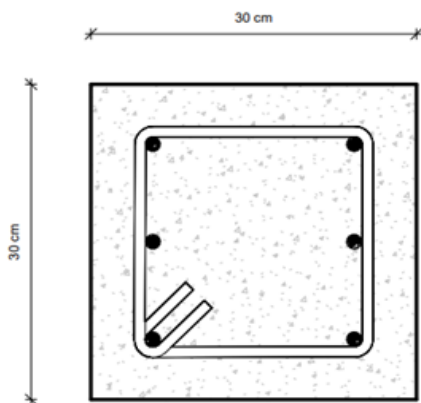
Elaborado por: Las autoras.

3.2.3 Predimensionamiento de columnas

De acuerdo al Código ACI 318 – 19, capítulo 8, sección 18.7.2.1 para una zona sísmica la sección transversal mínima es de 300 mm, en función de este requerimiento, la sección de la columna es de 30 x 30 cm para todo el sistema estructural de la vivienda.

Figura 9

Detalle de sección de columnas



3.3 Determinación del espectro de respuesta

Según el capítulo 2, los parámetros sísmicos, que se obtuvieron para el diseño son los siguientes:

Tabla 27

Zona sísmica y coeficientes para espectro elástico hormigón y madera

Descripción		Valor
Factor de zonificación sísmica.	Z	0.5
Factor que transforma la aceleración de roca a suelo.	Fa	0.85
Factor de ampliación de las ordenadas.	Fd	1.5
Factor de comportamiento no lineal de los suelos.	Fs	2
Relación de aceleración espectral y el PGA	N	1.8
Factor usado en el espectro de diseño	R	1.5

Nota. En base a estos factores se obtiene el espectro de diseño elástico. Elaborado por: Las autoras, de acuerdo a las Tabla 14, Tabla 15, Tabla 16, Tabla 17, Tabla 18.

Tabla 28

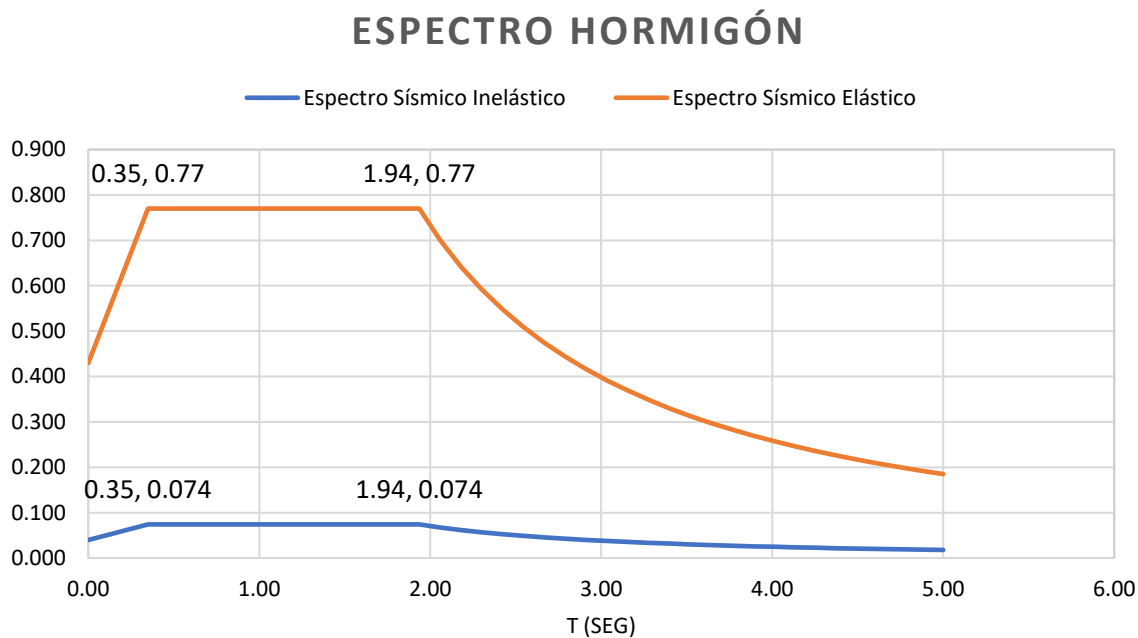
Coefficientes para espectro inelástico

Pórticos resistentes a momento: Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.		
Descripción		Valor
Categoría:	Otras estructuras	
Coefficiente de importancia	I	1
Espectro de respuesta elástico	Sa(T)	0.77
Coefficiente de irregularidad en planta	Φ_P	1
Coefficiente de irregularidad en elevación	Φ_E	1
Factor de reducción de resistencia sísmica	R	8

Nota. En base a estos factores se obtiene el cortante basal y el espectro inelástico para el caso de estudio. Los coeficientes se los obtuvo de acuerdo a la NEC-SE-DS, según las Tabla 19, Tabla 20. Elaborado por: Las autoras.

Figura 10

Espectro de diseño elástico e inelástico de hormigón



Nota. El espectro se diseñó para un periodo de tiempo de 5 segundos con un factor R de 8. Elaborado por: Las autoras.

3.4 Cortante Basal V

En base a los factores de la Tabla 28, reemplazando estos valores en la ecuación (22) se obtiene:

$$V = \frac{1 * 0.77}{8 * 1 * 1} * W$$

$$V = 0.09625 * W$$

3.5 Período fundamental

El período aproximado fundamental se obtiene en base a la ecuación (20), dando como resultado:

$$T = 0.146 \text{ seg.}$$

3.6 Verificación de las derivas en hormigón

De acuerdo a lo establecido en la sección 4.2.2 de norma NEC-SE-DS, menciona que la deriva máxima es de 0.02 para estructuras de hormigón, madera y metálicas.

Tabla 29

Chequeo de deriva en el eje x

Derivas eje x						
H(m)	U1 (m)	Δe	Δm	Δmax	$\Delta m(\%)$	$\Delta max(\%)$
2.95	0.000154	0.000052	0.000331	0.02	0.031%	2% ok

Nota. Se comprobó que las derivas sean menores al 2%, con datos obtenidos de la simulación en el software de análisis y diseño estructural. Elaborado por: Las autoras.

Tabla 30

Chequeo de deriva en el eje y

Derivas eje x						
H(m)	U1 (m)	Δe	Δm	Δmax	$\Delta m(\%)$	$\Delta max(\%)$
2.95	0.000169	0.000057	0.00033437	0.02	0.034%	2% ok

Nota. Se comprobó que las derivas sean menores al 2%, con datos obtenidos de la simulación en el software de análisis y diseño estructural. Elaborado por: Las autoras.

3.7 Diseño del elemento estructural losa nervada unidireccional

Al comprobar las verificaciones sísmicas, se continuó con el diseño definitivo de los elementos. En el predimensionamiento de elementos, se determinó la altura de la losa en una dirección, el alivianamiento para usar son casetones de poliestireno, teniendo las dimensiones definitivas de diseño a continuación.

3.7.1 Carga última

Todos los elementos estructurales deben estar diseñados para las condiciones más críticas. La combinación de carga que se utiliza está tomada de la (NEC-SE-CG, 2015).

$$W_u = 1.2D + 1.6L \quad (24)$$

Donde:

W_u = carga última requerida

D = carga muerta

L = carga viva.

Para obtener este resultado se usó la carga permanente total de la Tabla 24.

$$W_u = 1.2 \left(208 \frac{kg}{m^2} \right) + 1.6 \left(70 \frac{kg}{m^2} \right)$$

$$W_u = 361.6 \frac{kg}{m}$$

En la tabla 6.5.2, del código ACI 318-19 se sugieren las siguientes expresiones para calcular “los momentos aproximados para vigas continuas no preesforzadas y losas en una dirección”.

Tabla 31

Momentos para vigas y losas en una dirección

Momento	Localización	Condición	M_u
Positivo	Vanos extremos	Extremo discontinuo monolítico con el apoyo.	$W_u l_n^2 / 14$
		El extremo discontinuo no está restringido.	$W_u l_n^2 / 11$
	Vanos interiores	Todos.	$W_u l_n^2 / 16$
Negativo	Cara interior de los apoyos exteriores	Miembros construidos monolíticamente con viga dintel de apoyo.	$W_u l_n^2 / 24$
		Miembros construidos monolíticamente en columnas como apoyo.	$W_u l_n^2 / 16$
	Cara exterior del primer apoyo interior	Dos vanos.	$W_u l_n^2 / 9$
		Más de dos vanos.	$W_u l_n^2 / 10$
	Las demás caras de apoyo	Todas.	$W_u l_n^2 / 11$
	Cara de todos los apoyos que cumplan (a) o (b)	(a) Losas con luces que no excedan de 3m. (b) Vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga exceda de 8 en cada extremo de vano.	$W_u l_n^2 / 12$

Fuente: (ACI 318, 2019).

3.7.2 Momentos

De esta manera, se utiliza las expresiones sugeridas por la Tabla 31 para obtener el momento máximo.

Tabla 32

Resultado de momentos positivos y negativos de la losa nervada

Momento negativo y positivo	Resultado
$M1(-) = \frac{362.8 * 3^2}{24}$	$M1(-) = 136 \frac{kg}{m}$
$M1'(+) = \frac{362.8 * 3^2}{14}$	$M1'(+) = 232 \frac{kg}{m}$
$M2(-) = \frac{362.8 * 3.1^2}{9}$	$M2(-) = 386 \frac{kg}{m}$
$M2'(+) = \frac{362.8 * 3.2^2}{14}$	$M2'(+) = 264 \frac{kg}{m}$
$M3(-) = \frac{362.8 * 3.2^2}{24}$	$M3(-) = 154 \frac{kg}{m}$

Nota. Se usó la Tabla 31, para determinar momentos, para los positivos se tomó la condición de “extremo discontinuo monolítico con el apoyo” y para momentos negativos se optó por las condiciones de “miembros construidos monolíticamente con viga dintel de apoyo” y “dos vanos”. Elaborado por: Las autoras.

3.7.3 Cortantes

De acuerdo a la tabla 6.5.4, del Código ACI 318-19 el V_u debe calcularse en base a las recomendaciones de esta tabla debido a las cargas gravitacionales.

Tabla 33

Ecuaciones para obtener el cortante

Ubicación	V_u
Cara exterior del primer apoyo interior	$\frac{1.15 * W_u * l_n}{2}$
Cara de todos los demás apoyos	$\frac{W_u * l_n}{2}$

Nota. Estas condiciones se usan para obtener el cortante. Fuente (ACI 318, 2019).

Tabla 34

Resultados de cortante

Cortante	Resultado
$M1 = \frac{361.6 * 3}{2}$	$M1 = 542.4kg$
$M2 = \frac{1.15 * 361.6 * 3.1}{2}$	$M2 = 644.6kg$
$M3 = \frac{361.6 * 3.2}{2}$	$M3 = 578.6 kg$

Nota. Para obtener los cortantes se basó en las condiciones de apoyo de la Tabla 33. Elaborado por: Las autoras.

3.7.4 Cálculo del peralte efectivo

Diámetro de varillas (\emptyset)= 12mm

Recubrimiento (r)=2.5 cm

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2} \quad (25)$$

$$d = 20 \text{ cm} - 2.5 \text{ cm} - \frac{1.2 \text{ cm}}{2}$$

$$d = 16.9 \text{ cm}$$

3.7.5 Diseño a flexión

Para obtener el diseño a flexión, es obligatorio contar con los siguientes datos: esfuerzo del acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y esfuerzo del hormigón $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

De acuerdo al Código ACI 318 – 19, capítulo 9, sección 9.6.1.2 la cantidad refuerzo mínimo se obtiene mediante las siguientes ecuaciones:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b_w * d \quad (26)$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{4200 \frac{kg}{cm^2}} * 10 \text{ cm} * 16.9 \text{ cm}$$

$$As_{min} = 0.56 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \frac{0,80\sqrt{f'c}}{fy} * bw * d \quad (27)$$

$$A_{min} = \frac{0,80 * \sqrt{210 \text{ kg/m}^2}}{4200 \text{ kg/cm}^2} * 10 \text{ cm} * 16.9 \text{ cm}$$

$$As_{min} = 0.47 \text{ cm}^2$$

Se considera la cantidad de refuerzo mínimo a colocarse de $As_{min} = 0.56 \text{ cm}^2$

Para secciones rectangulares, la cuantía balanceada se calcula, con la ecuación (28).

$$\rho = \frac{0,85f'c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0,85\phi f'c * b * d^2}} \right) \quad (28)$$

Donde:

ϕ flexión = 0.90.

Mu = 38700 kg/cm.

$$\rho = \frac{0,85 * 210 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 38600 \text{ kg/cm}}{0,85 * 0.90 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 10 \text{ cm} * 16.9 \text{ cm}^2}} \right)$$

$$\rho = 0.0037$$

Para el cálculo del área del acero positivo y negativo de la sección, se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$As^{\pm} = p * b * d \quad (29)$$

$$As^{-} = 0.0037 * 10 \text{ cm} * 16.9 \text{ cm}$$

$$As^{-} = 0.63$$

Como el área de acero de diseño es mayor al mínimo se usa el mayor.

$$As^{-} = 0.63 \text{ cm}^2 > As_{min} = 0.56 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Usar } As^{-}$$

Usar 1 varilla de Ø12mm

3.7.6 Diseño a cortante

Se debe verificar que ϕV_c sea mayor que el cortante V_u , si cumple con esta condición no será necesario colocar refuerzo por cortante, se calcula el V_c de acuerdo al Código ACI 318-19, capítulo 22, sección 22.5.1.1 y 22.5.1.2, obteniendo la siguiente ecuación:

$$V_c = \left(0,53\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{Nu}{6Ag} \right) bw * d \quad (30)$$

Donde:

$\lambda=1$ concreto de peso normal

$Nu = 0.00t$ carga axial en la viga, compresión

$$V_c = \left(0,53 * 1 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} + \frac{0.00}{6Ag} \right) * 10 \text{ cm} * 16.9 \text{ cm}$$

$$V_c = 1297.992 \text{ kg}$$

$$V_{cmax} = 1,33 * \lambda * \sqrt{f'_c} * bw * d \quad (31)$$

$$V_{cmax} = 1,33 * 1 * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 10 \text{ cm} * 16.9 \text{ cm}$$

$$V_{cmax} = 3257.226 \text{ kg}$$

Se escoge el menor entre las ecuaciones (30), (31).

Como se puede observar el $V_c = 1297.992 \text{ kg}$ y el cortante de diseño máximo V_u , se obtuvo de acuerdo a las fórmulas de la Tabla 34. Por lo tanto, debe cumplir la siguiente condición:

$$V_u \leq \phi * V_c + 2,2 * \sqrt{f'_c} * bw * d \quad (32)$$

$$V_u \leq 0.75 * 1297.992 \text{ kg} + 2,2 * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 10 \text{ cm} * 16.9 \text{ cm}$$

$$Vu \leq 63661.38 \text{ kg}$$

$$646.7 \leq 63661.38$$

Cumple la condición, no se debe ensanchar la vigueta.

3.7.7 Refuerzo por contracción y temperatura

Para calcular el refuerzo por contracción o temperatura se usa la siguiente ecuación:

$$A_{S_{temperatura}} = 0,0018 * b * h \quad (33)$$

Donde:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 5 \text{ cm}$$

$$A_{S_{temperatura}} = 0.45 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento máximo de los alambres de la malla se especifica en la siguiente ecuación:

$$e_{m\acute{a}x} = 5 * h \quad (34)$$

$$e_{m\acute{a}x} = 25 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se colocará la siguiente malla:

Tabla 35

Dimensiones de la malla electrosoldada

Malla Armex Tipo R con apertura cuadrada								
Tipo de malla	Diámetro (mm)		Separación (cm)		Sección de acero as [mm ² /m]		Peso	
	Alambre L	Alambre T''	Alambre L	Alambre T	As L	As T	kg/m ²	Kg/plancha
R-64	3.5	3.5	15''	15	64	64	1.01	15.17

Nota. Se usará una malla de 15 cm * 15 cm * 3.5 mm. Elaborado por: Las autoras en base a la ficha técnica proporcionada por Disensa.

3.8 Diseño del elemento estructural viga de hormigón

Para realizar el diseño de vigas se toman las medidas que están establecidas en el predimensionamiento así mismo se siguen las recomendaciones del Código ACI 318-19.

3.8.1 Metrado de cargas

A continuación, se presentan una tabla de las cargas actuantes:

Tabla 36

Metrado de cargas en vigas principales

Cargas muerta y viva		
Peso de la losa	636,9	kg/m
Peso cielo raso	33.528	kg/m
Peso instalaciones	16,5	kg/m
Peso propio	120	kg/m
WD Total	807	kg/m
NEC- Viviendas unifamiliares	231	kg/m
WL Total	231	kg/m

Nota. Estas cargas se usan para determinar la carga última en vigas principales. Elaborado por: Las autoras.

3.8.2 Carga última

En base a la ecuación (24) se determinó el valor de la carga última que actuara en este diseño.

$$W_u = 1340.4 \text{ kg/m}$$

3.8.3 Momento máximo y cortante máximo

Para el cálculo de momento máximo, se usa la ecuación de la fila 4 de la Tabla 32, dando como resultado lo siguiente:

$$M_2(-) = 2038 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Para el cortante máximo, se usa la ecuación de la fila 2 de la Tabla 33, obteniendo lo siguiente:

$$V2(-) = 2850 \text{ kg}$$

3.8.4 Diseño a flexión

Para definir el diseño a flexión es necesario contar con los siguientes datos: recubrimiento (r)= 4 cm, altura (h)= 25 cm, esfuerzo del acero (Fy) y el esfuerzo del hormigón (f'c)

Para el cálculo del peralte efectivo se emplea la ecuación (25), obteniendo lo siguiente:

$$d = 19.3 \text{ cm}$$

Según el código ACI 318-19 se calcula las siguientes expresiones:

Cálculo de ε_{ty} para refuerzo corrugado Grado 420

$$\varepsilon_{ty} = \frac{fy}{E_s} \quad (35)$$

Donde:

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_{ty} = 0.0021$$

Cálculo del $\rho_{m\acute{a}x}$

$$\rho_{max} = \frac{0,003}{(\varepsilon_{ty} + 0,006)} \left(\frac{0,85\beta_1 f'c}{fy} \right) \quad (36)$$

Donde:

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{max} = 0.0134$$

Cálculo de la deformación unitaria

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} (d - c) \quad (37)$$

Donde:

$$c = 7.42 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.003$$

$$\varepsilon_t = 0.0048$$

Para obtener el acero máximo se empleó la ecuación (29), con el $\rho_{m\acute{a}x}$, obtenido en la ecuación (36), dando como resultado:

$$A_{s_{max}} = 5.172 \text{ cm}^2$$

El momento máximo se calcula con el $A_{s_{max}}$ y con los datos proporcionados anteriormente del esfuerzo de fluencia y el esfuerzo del hormigón, estos se reemplazan en la siguiente ecuación:

$$M_{max} = A_{s_{max}} * f_y * \left(d - \frac{A_{s_{max}} f_y}{2(0,85) f'_c * b} \right) \quad (38)$$

$$M_{max} = 353155.11 \text{ kg/cm}^2$$

La cantidad de refuerzo mínimo se calcula de acuerdo a las ecuaciones (26) y (27), se elige el valor mayor entre estas dos ecuaciones. Obteniendo lo siguiente:

$$A_{s_{min}} = 1.29 \text{ cm}^2$$

En el cálculo de la cuantía balanceada se obtiene, con el momento respectivo de cada tramo de viga, en este caso es el momento del apoyo 2, en base a este resultado se calcula el acero negativo.

$$\rho = \frac{0,85 * 210}{4200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 203800}{0,85 * 0,90 * 210 * 20 * 19.3^2}} \right)$$

$$\rho = 0.0079$$

Acero negativo.

$$As^- = 0.0079 * 20 * 19.3$$

$$As^- = 3.08 \text{ cm}^2$$

Como se puede observar, el acero negativo es superior, por lo cual se usa para el obtener el número de refuerzos longitudinales en la viga.

Utilizar 2 varillas de 14 mm.

3.8.5 Diseño a cortante

El diseño a cortante se obtiene mediante la ecuación (30) y (31), en estas ecuaciones la base = 20 y la altura = 19.3 para la viga principal. Obteniendo como resistencia del esfuerzo cortante del concreto, lo siguiente:

$$Vc = 2964.645 \text{ kg}$$

El esfuerzo cortante se realizó según lo establecido en el Código ACI 318-19, sección 22.5.2.

$$Vu \leq \phi * Vc + 2,2 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

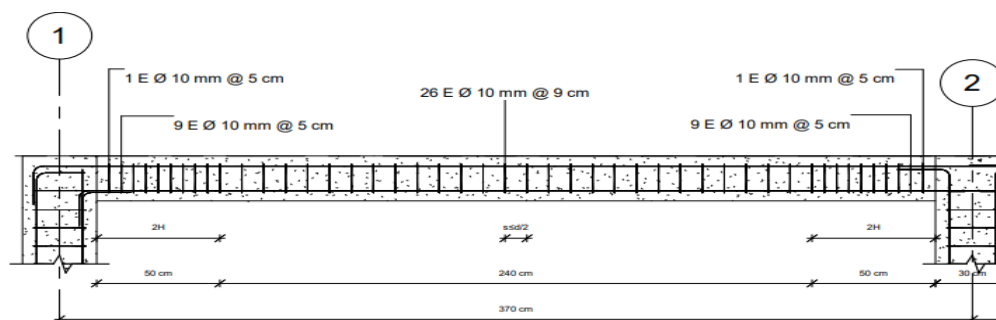
$$Vu \leq 0.75 * 2964.645 + 2,2 * \sqrt{210} * 20 * 19.3 = 14529.56 \text{ kg} \rightarrow \text{Cumple}$$

3.8.6 Refuerzo transversal en vigas

Para obtener los espaciamientos mínimos en refuerzos transversales de vigas, se usó la Figura 2 de este documento. En la Figura 11 se observa cómo queda el armado de la viga principal con sus respectivos estribos.

Figura 11

Separación de estribos en vigas principales eje 1-2



Elaborado por: Las autoras.

3.9 Diseño del elemento estructural columna de hormigón

“Todas las columnas están sometidas a cierta flexión y fuerzas axiales, por lo que una alternativa de diseño es mediante Flexocompresión para que resistan ambas sollicitudes. El porcentaje de refuerzo longitudinal total no debe ser inferior al 1% del área de la sección transversal de la columna” (McCormack & Brown, 2011).

En el diseño por Flexocompresión de las columnas, es indispensable verificar que los puntos de carga axial última y momento flector último, se encuentre dentro de la curva del diagrama de interacción. Para obtener el diagrama, se debe tener los siguientes datos.

Tabla 37

Datos generales para el diseño a flexocompresión

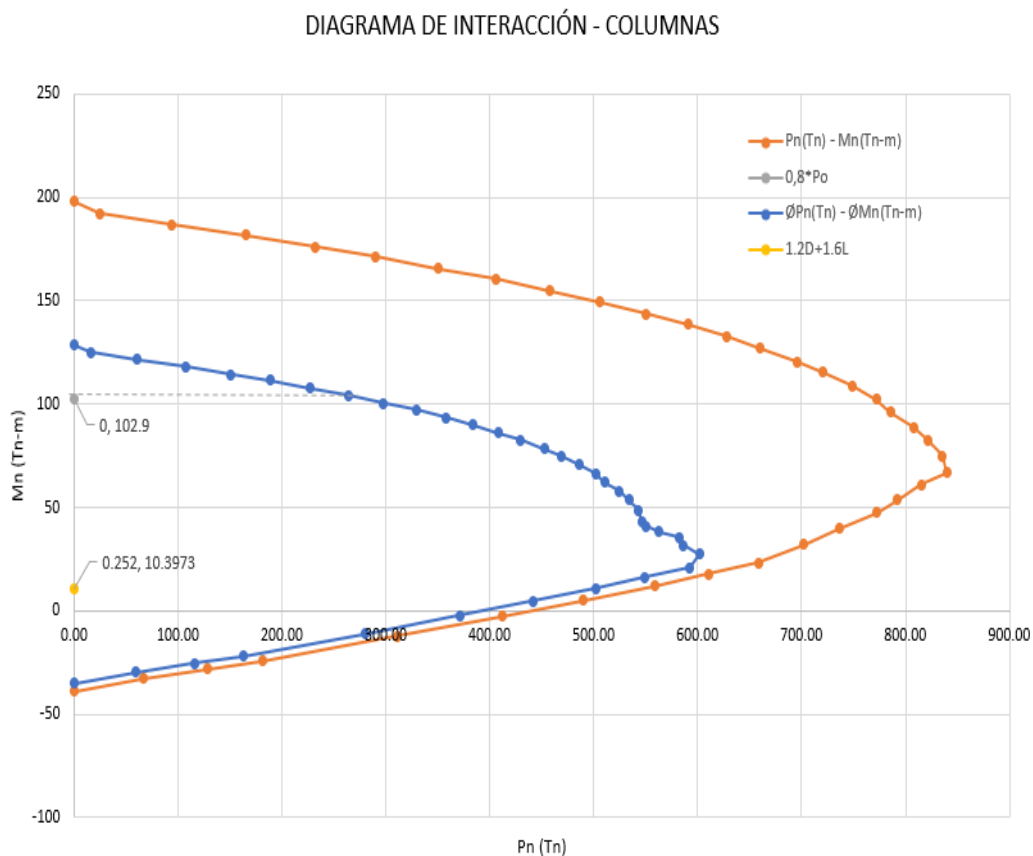
Datos generales	
h y b=	30 cm
Ag=	900 cm ²
ØVarilla=	14 mm
#Varilla=	6 unidades
As=	9.24 cm ²
Cuantía=	1.03%
β =	0.85
f'c=	210 kg/cm ²
fy=	4200 kg/cm ²

Elaborado por: Las autoras.

De acuerdo estos datos iniciales, se obtiene la carga máxima por excentricidad mínima en columnas rectangulares ($0.8 \cdot P_o$).

Figura 12

Diagrama de interacción



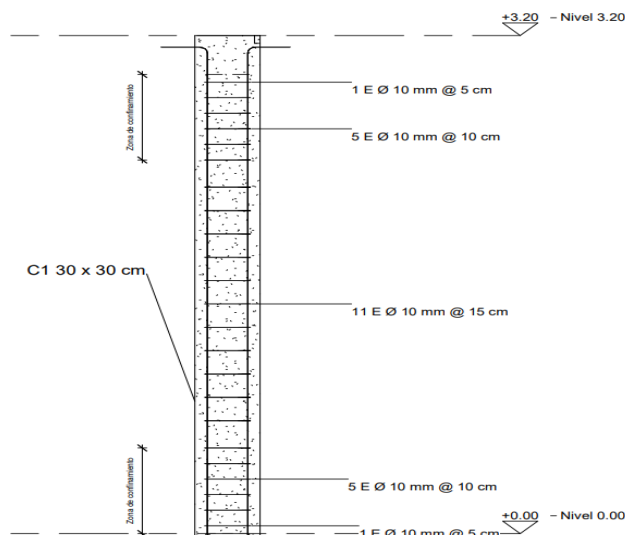
Nota. Como se puede observar, la combinación más desfavorable cumple, se encuentra dentro del límite, es decir, la columna soporta. Elaborado por: Las autoras.

3.9.1 Refuerzo transversal en columnas

Para obtener los espaciamientos mínimos del refuerzo transversal, se usó la NEC, según la Figura 3. Y en la siguiente figura se observa los estribos con su respectivo espaciamiento.

Figura 13

Separación de estribos en columnas



Elaborado por: Las autoras.

3.10 Diseño de la cimentación

La cimentación está integrada por zapatas aisladas, conectadas con vigas de amarre. Para el diseño, se usó como referencia la columna central C5, debido a que esta recibe la mayor carga. Este diseño será considerado para madera y hormigón.

Tabla 38

Cargas de servicio y carga última para el diseño de la zapata

Datos de entrada					
Cargas de servicio			Carga última (1.2D+1.6L)		
Carga axial P	Momento M _x	Momento M _y	Carga axial P	Momento M _x	Momento M _y
8.307 Tn	0 Tn-m	0.0589 Tn-m	10.3797 Tn	0 Tn-m	0.0739 Tn-m
8307.00 kg	0 kg-cm	5890 kg-cm	10379.70kg	0 kg-cm	7390 kg-cm

Nota. Estos datos fueron obtenidos del software de análisis y diseño estructural. Elaborado por: Las autoras.

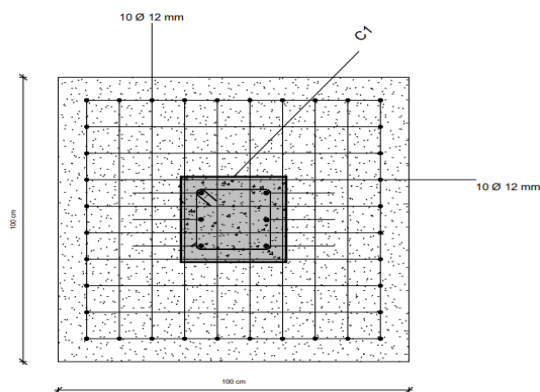
Para obtener la capacidad portante de servicio, se usó el ángulo de fricción interno, cohesión, peso específico natural, profundidad de desplante y el factor de seguridad, según la fórmula propuesta por Terzaghi.

La dimensión de la zapata para la vivienda de hormigón y madera es de 100 x 100 cm, con un peralte de 40 cm y un recubrimiento en ambas direcciones de 7.5 cm. En el ANEXO 6, se encuentra el cálculo de la cimentación.

Por lo tanto, se colocó 1 varilla de 12 mm en la dirección x cada 8.5 cm. Se realiza el mismo procedimiento para diseño a flexión en y, obteniendo el siguiente armado de parrilla.

Figura 14

Armado de parrilla en la dirección x, y



Elaborado por: Las autoras.

3.11 Cálculo y diseño de la estructura de madera

El tipo de madera usado en el cálculo de esta vivienda es del grupo B. A partir de esto se puede obtener los esfuerzos para realizar el respectivo proceso de cálculo y posterior las comprobaciones.

3.11.1 Cuantificación de cargas de diseño madera

Las cargas muertas y vivas se obtuvieron en base a la NEC.

3.11.1.1 Carga viva

La carga viva se determinó de acuerdo al uso al que está destinada la vivienda, para carga de techo será de 0.70 kN/m^2 .

3.11.1.2 Carga muerta

La carga muerta se estableció basándonos en la sumatoria de los pesos descritos a continuación, de elementos estructurales y no estructurales.

Tabla 39

Carga muerta techo

Carga muerta	D ($\frac{kg}{m^2}$)
Peso viguetas 4cm *16.5 cm	22
Peso propio vigas 14 cm*29 cm	10.97
Material OSB 122 cm*244 cm*1.51 cm	21.96
Lana de vidrio	1.75
Manto asfáltico	5
Instalaciones	5
Cielo raso de yeso con carrizo	25

Elaborado por: Las autoras.

3.12 Determinación del espectro de respuesta

La zona sísmica y los coeficientes para determinar el espectro elástico en madera se describen en la Tabla 27. Y para el espectro inelástico se detalla los coeficientes a continuación:

Tabla 40

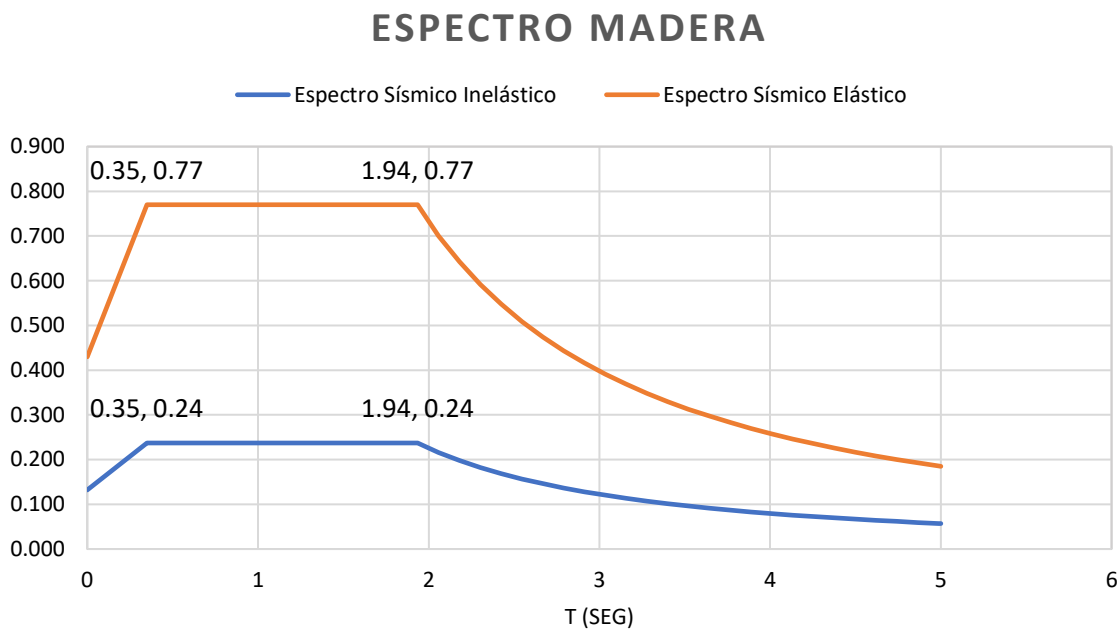
Coefficientes para espectro inelástico

Pórticos resistentes a momento: Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitado a 2 pisos.		
Descripción	Valor	
Categoría:	Otras estructuras	
Coefficiente de importancia	I	1
Espectro de respuesta elástico	Sa(T)	0.77
Coefficiente de irregularidad en planta	Φ_P	1
Coefficiente de irregularidad en elevación	Φ_E	1
Factor de reducción de resistencia sísmica	R	2.5

Nota. En base a estos factores se obtiene el cortante basal y el espectro inelástico para el caso de estudio en madera. Elaborado por: Las autoras según datos proporcionados por la (NEC-SE-DS-P2, 2015) y la Tabla 19, Tabla 21 de este documento.

Figura 15

Espectro de diseño elástico e inelástico de la madera laminada



Nota. El espectro se diseñó para un periodo de tiempo de 5 segundos. Elaborado por: Las autoras.

3.13 Cortante Basal V

Según los factores de la Tabla 27, reemplazando los valores de la Tabla 40, en la ecuación

(22) se obtiene:

$$V = 0.308 * W$$

3.14 Período fundamental

El periodo se obtiene según la ecuación (21), dando como resultado:

$$T = 0.113 \text{ seg.}$$

3.15 Verificación de las derivas

De acuerdo a lo establecido en la sección 4.2.2 de norma NEC-SE-DS, menciona que la deriva máxima es de 2% para edificaciones de hormigón, madera y metálicas.

Tabla 41*Chequeo de deriva en el eje x*

Derivas eje x						
H(m)	U1 (m)	Δe	Δm	Δmax	$\Delta m(\%)$	$\Delta max(\%)$
2.95	0.007086	0.002402	0.004504	0.02	0.45%	2% ok

Nota. Se comprobó que las derivas sean menores al 2%, con datos obtenidos de la simulación en el software de análisis y diseño estructural. Elaborado por: Las autoras.

Tabla 42*Chequeo de deriva en el eje y*

Derivas eje x						
H(m)	U1 (m)	Δe	Δm	Δmax	$\Delta m(\%)$	$\Delta max(\%)$
2.95	0.006893	0.00233661	0.00438114	0.02	0.44%	2% ok

Nota. Se verificó que las derivas sean menores al 2%, con datos obtenidos de la simulación en el software de análisis y diseño estructural. Elaborado por: Las autoras.

3.16 Diseño del elemento estructural vigueta de madera

3.16.1 Cargas muertas y vivas en viguetas

Tabla 43*Sumatoria de carga muerta y sobrecarga*

Cargas		
Tipo de carga	Valor	Unidad de medida
Peso muerto (Wd)	80.71	kg/m^2
Sobrecarga (W1)	70	kg/m^2
Carga total (W)	150.71	kg/m^2
Carga total repartida por viguetas	45.21	kg/m
Carga muerta repartida por viguetas	24.21	kg/m
Sobrecarga repartida por viguetas	21.00	kg/m

Nota. El espaciamiento entre vigueta es de 30 cm. Para realizar el diseño de viguetas se usará las cargas repartidas por viguetas. Elaborado por: Las autoras.

3.16.2 Momentos y cortantes máximos viguetas

Para obtener el momento máximo, se tomó en cuenta la carga total repartida por viguetas, con una luz de 3.5 m y se empleó la siguiente ecuación:

$$M_{max} = \frac{w * L^2}{8} \quad (39)$$

$$M_{max} = \frac{45.21 * 3.5^2}{8}$$

$$M_{max} = 69.23 \text{ kg} * \text{m}$$

En cuanto al cortante, se tomó en cuenta la misma carga, misma luz y se empleó la siguiente ecuación:

$$V_{max} = \frac{w * L}{2} \quad (40)$$

$$V_{max} = \frac{45.21 * 3.5}{2}$$

$$V_{max} = 79.12 \text{ kg}$$

3.16.3 Dimensión de viguetas

Se usó la misma sección para toda la vivienda.

Tabla 44

Propiedades de la vigueta

Datos de la vigueta				
Base	Altura	Luz	Inercia x	Módulo de sección x
b (cm)	h (cm)	L (m)	I (cm ⁴)	Z (cm ³)
4	16.5	3.5	1497.4	181.5

Elaborado por: Las autoras.

Las tensiones básicas a flexión se describen en la Tabla 6, para este diseño se considera tensión a flexión Rbv, f , cizallamiento Fbv, cz y el módulo de elasticidad El, bv . Los valores respectivos a cada tensión se encuentran en la fila 4 de la tabla ya mencionada.

Tabla 45

Factores de modificación para las tensiones aceptables

Factores de modificación para madera NCH 2165	
Descripción	Factor
Razón de resistencia en flexión RRf, i	0.5
Razón de resistencia en cizalle $RRcz, lv$	1
Módulo de elasticidad El, bv	0.95

Nota. Estos factores serán multiplicados por las tensiones básicas para obtener las tensiones aceptables de la madera. Elaborado por: Las autoras, según datos de (NCH 2165, 1991).

Tabla 46

Tensiones aceptables para el diseño

Factores de modificación para madera NCH 2165	
Descripción	Factor
Razón de resistencia en flexión RRf, i	0.5
Razón de resistencia en compresión paralela $RRcp, i$	0.5
Módulo de elasticidad El, bv	0.95

Nota. Para obtener las tensiones aceptables, se empleó las ecuaciones (4), (5), (6). Para ello se multiplicó las tensiones básicas por los factores de la Tabla 45. Elaborado por: Las autoras con datos de (NCH 2165, 1991).

3.16.4 Esfuerzo admisible modificado a flexión

Para obtener el esfuerzo de diseño a flexión se debe multiplicar la tensión admisible de la Tabla 46, en kg/cm^2 , por los valores que se describen en el capítulo 2, sección 2.5.11.3. Para obtener los factores de modificación en contenido de humedad para flexión y corte se realizó una interpolación con los datos de la Tabla 10. Mientras que para el factor de forma se empleó la ecuación (11).

A continuación, se presenta el esfuerzo de diseño a flexión, el cual se determinó según la ecuación (8).

$$F_{disf} = 82.34 \frac{kg}{cm^2} * 1 * 0.9714 * 1 * 1.036 * 1.15$$

$$F_{disf} = 95.291 \frac{kg}{cm^2}$$

3.16.5 Esfuerzo admisible modificado a corte

Para obtener el esfuerzo a corte se empleó la ecuación (9) y los factores de contenido de humedad a corte, temperatura, duración de la carga, dando como resultado:

$$F_{czdis} = 13.26 \frac{kg}{cm^2} * 1 * 1 * 0.9786$$

$$F_{czdis} = 12.976 \frac{kg}{cm^2}$$

3.16.6 Deflexión admisible

La deflexión admisible se obtuvo según el capítulo G de la normativa NSR-10, tabla G.3.2.1.

Para carga total:

$$\Delta_{dis} = \frac{L}{300} \quad (41)$$

$$\Delta_{dis} = \frac{350}{300}$$

$$\Delta_{dis} = 1.17 \text{ cm}$$

Para sobrecarga:

$$\Delta_{dis} = \frac{L}{360} \quad (42)$$

$$\Delta_{dis} = \frac{350}{360}$$

$$\Delta_{dis} = 0.97 \text{ cm}$$

3.16.7 Módulo de elasticidad de diseño

Este valor se obtuvo multiplicando la tensión admisible del módulo de elasticidad de la Tabla 46, por el coeficiente de temperatura y coeficiente de humedad por corte.

$$Edis = 87184.35 \frac{kg}{cm^2} * 1 * 0.9786$$

$$Edis = 85316.114 \frac{kgf}{cm^2}$$

3.16.8 Tensión de trabajo por flexión

La tensión de diseño se obtiene según la ecuación (13), en donde interviene el momento máximo y el módulo de sección Z.

$$Fd, trabajo = \frac{61.23 \frac{kg}{m} * 100}{181.5 cm^3 * 1 cm * 1 cm}$$

$$Fd, trabajo = 38.143 \frac{kgf}{cm^2}$$

3.16.9 Tensión de trabajo por cizalle

Para obtener la tensión por cizalle se empleó la ecuación (14), en este interviene el cortante, la base y la altura del elemento.

$$Fcz, trabajo = \frac{1.5 * 71.66 kg}{4 cm * 16.5 cm}$$

$$Fcz, trabajo = 1.63 \frac{kgf}{cm^2}$$

3.16.10 Deflexión inmediata

Para la deflexión inmediata, se emplea la combinación D+L, de acuerdo a la tabla G.3.2-4 de la normativa NSR-10, de acuerdo a la Tabla 43 se tomará la carga total repartida en viguetas.

$$\Delta trabajo = \frac{5 * w * L^4}{384 * E * I} \quad (43)$$

$$\Delta trabajo = \frac{5 * 45.21 \frac{kg}{m} * (3.5 * 100)^4 * 1m}{384 * 85316.114 \frac{kgf}{cm^2} * 1497.4 cm^4 * 100 cm}$$

$$\Delta trabajo = 0.692 cm$$

3.16.11 Deflexión diferida

Para la deflexión diferida, se emplea la combinación 1.5D+L, de acuerdo a la tabla G.3.2-4 de la normativa NSR-10. Por lo tanto, el $w = 58.341 \text{ kg/m}$ y se empleará en la ecuación (43).

$$\Delta_{trabajo} = \frac{5 * 57.3195 \frac{kg}{m} * (3.5 * 100)^4 * 1m}{384 * 85316.114 \frac{kg}{cm^2} * 1497.4 \text{ cm}^4 * 100 \text{ cm}}$$

$$\Delta_{diferido, trabajo} = 0.877 \text{ cm}$$

3.16.12 Comprobación

Para que la sección de la vigueta sea adecuada, se realizará las comprobaciones en las siguientes condiciones:

3.16.12.1 Comprobación por flexión

$$F_f = \frac{F_{d, trabajo}}{F_{disf}} \quad (44)$$

$$F_f = 0.40 < 1 \text{ Cumple}$$

3.16.12.2 Comprobación por corte

$$F_{cz} = \frac{F_{cz, trabajo}}{F_{czdis}} \quad (45)$$

$$F_f = 0.126 < 1 \text{ Cumple}$$

3.16.12.3 Comprobación deflexión instantánea

$$V\Delta i, carga \text{ total} = \frac{\Delta_{trabajo}}{\Delta_{dis, carga \text{ total}}} \quad (46)$$

$$V\Delta i = 0.591 < 1 \text{ Cumple}$$

$$V\Delta i, sobrecarga = \frac{\Delta_{trabajo}}{\Delta_{dis, sobrecarga}} \quad (47)$$

$$V\Delta i = 0.713 < 1 \text{ Cumple}$$

3.16.12.4 Comprobación deflexión diferida

$$V\Delta d, \text{carga total} = \frac{\Delta \text{trabajo}}{\Delta \text{dis, carga total}} \quad (48)$$

$$V\Delta d = 0.75 < 1 \text{ Cumple}$$

$$V\Delta d, \text{sobrecarga} = \frac{\Delta \text{trabajo}}{\Delta \text{dis, sobrecarga}} \quad (49)$$

$$V\Delta d = 0.904 < 1 \text{ Cumple}$$

Como se puede observar, las comprobaciones a flexión, corte y deflexiones cumple son menores que la unidad, por lo tanto, la sección empleada para el diseño de la vigueta está conforme a lo establecido en las normativas extranjeras.

3.17 Diseño del elemento estructural viga de madera

3.17.1 Cargas muertas y vivas en vigas

Tabla 47

Sumatoria de carga muerta y sobrecarga en vigas

Cargas		
Tipo de carga	Valor	Unidad de medida
Peso propio	40.60	<i>kg/m</i>
Peso de la vigueta	6.60	<i>kg/m</i>
Peso del material OSB	42.05	<i>kg/m</i>
Peso del cielo raso	95.75	<i>kg/m</i>
Peso lana de vidrio	6.70	<i>kg/m</i>
Manto asfáltico	19.15	<i>kg/m</i>
Peso instalaciones	19.15	<i>kg/m</i>
Sobrecarga	268.10	<i>kg/m</i>

Nota. Para obtener los pesos en kg/m se multiplicó por el ancho tributario (3.83 m), correspondiente a la viga de diseño. Elaborado por: Las autoras.

3.17.2 Momentos y cortantes máximos

Para obtener el momento máximo, se tomó en cuenta la carga total $w = 540.16 \text{ kg/m}$, con una luz de 3.7 m y se empleó la ecuación (39), dando como resultado:

$$M_{max} = 924.35 \text{ kg} * m$$

En cuanto al cortante, se tomó en cuenta la misma carga, misma luz y se empleó la ecuación (40), dando como resultado lo siguiente:

$$V_{max} = 999.3 \text{ kg}$$

3.17.3 Dimensión de vigas

Tabla 48

Sección vigas

Datos de la viga				
Base	Altura	Luz	Inercia x	Módulo de sección x
b (cm)	h (cm)	L (m)	I (cm ⁴)	Z (cm ³)
14	29	3.7	28453.8	1962.3

Elaborado por: Las autoras.

Se usarán las tensiones aceptables de viguetas para el diseño de vigas, las cuales se encuentran en la Tabla 46. El valor de la tensión admisible en flexión es el mismo que en las viguetas porque el valor de k es de 0.85 debido a que la altura de la sección es menor a 375 mm.

3.17.4 Esfuerzo admisible modificado a flexión

Para obtener el esfuerzo de diseño se multiplicará los factores de modificación de la norma NSR-10 por las tensiones, pero en este diseño ya no se usa el factor de acción conjunta, ya que este interviene en el diseño de las viguetas. El factor (Cf) varia debido a la longitud y la altura de viga, los otros factores son los mismos.

A continuación, se presenta el esfuerzo de diseño a flexión, el cual se determinó según la ecuación (8).

$$F_{disf} = 82.34 \frac{kg}{cm^2} * 1 * 0.9714 * 1 * 0.9616$$

$$F_{disf} = 76.914 \frac{kg}{cm^2}$$

3.17.5 Esfuerzo admisible modificado a corte

Se empleó la ecuación (9), dando como resultado:

$$F_{czdis} = 13.26 \frac{kg}{cm^2} * 1 * 1 * 0.9786$$

$$F_{czdis} = 12.976 \frac{kg}{cm^2}$$

3.17.6 Deflexión admisible

Para carga total según la ecuación (41), se obtuvo el siguiente resultado:

$$\Delta_{dis} = 1.23 \text{ cm}$$

Para sobrecarga según la ecuación (42), se obtuvo el siguiente resultado:

$$\Delta_{dis} = 1.03 \text{ cm}$$

3.17.7 Módulo de elasticidad de diseño

Este valor es el mismo que se obtuvo para el diseño de la vigueta.

$$E_{dis} = 85316.114 \frac{kgf}{cm^2}$$

3.17.8 Tensión de trabajo por flexión

La tensión de diseño se obtiene en base que se describe en la tensión para el diseño de viguetas, para una combinación de 1.2D+1.6L. Siendo el momento máximo de 1295.73 kg/m, por lo tanto, el resultado es el siguiente:

$$F_{d, \text{trabajo}} = 65.878 \frac{kgf}{cm^2}$$

3.17.9 Tensión de trabajo por cizalle

Para obtener la tensión por cizalle se empleó la ecuación (14), en este interviene el cortante, el cual fue de 1397.55 kg, con una base de 14 cm y la altura 29 cm.

$$F_{cz, trabajo} = 5.16 \frac{kgf}{cm^2}$$

3.17.10 Deflexión inmediata

Para la deflexión inmediata, se emplea la combinación D+L, de acuerdo a la tabla G.3.2-4 de la normativa NSR-10, según la Tabla 47, se tomará la carga total, empleando la ecuación (43), se obtiene:

$$\Delta_{trabajo} = \frac{5 * 540.16 \frac{kg}{m} * (3.7 * 100)^4 * 1m}{384 * 85316.114 \frac{kg}{cm^2} * 28453.8 cm^4 * 100 cm}$$

$$\Delta_{trabajo} = 0.543 cm$$

3.17.11 Deflexión diferida

Para la deflexión diferida, se emplea la combinación 1.5D+L, de acuerdo a la tabla G.3.2-4 de la normativa NSR-10. Por lo tanto, se obtiene:

$$\Delta_{trabajo} = \frac{5 * 676.19 \frac{kg}{m} * (3.7 * 100)^4 * 1m}{384 * 85316.114 \frac{kg}{cm^2} * 28453.8 cm^4 * 100 cm}$$

$$\Delta_{diferido, trabajo} = 0.68 cm$$

3.17.12 Comprobación

Para la comprobación en vigas se usa las mismas fórmulas descritas en el cálculo de las viguetas.

3.17.12.1 Comprobación por flexión

$$Ff = 0.857 < 1 \text{ Cumple}$$

3.17.12.2 Comprobación por corte

$$Ff = 0.398 < 1 \text{ Cumple}$$

3.17.12.3 Comprobación deflexión instantánea

$$V\Delta i, \text{ carga total} = 0.441 < 1 \text{ Cumple}$$

$$V\Delta i, \text{ sobrecarga} = 0.527 < 1 \text{ Cumple}$$

3.17.12.4 Comprobación deflexión diferida

$$V\Delta d, \text{ carga total} = 0.553 < 1 \text{ Cumple}$$

$$V\Delta d, \text{ sobrecarga} = 0.066 < 1 \text{ Cumple}$$

Todas las comprobaciones cumplen, todas son menores que la unidad, por lo tanto, la sección empleada 14 cm * 29 cm es adecuada.

3.18 Diseño del elemento estructural columna de madera**Tabla 49**

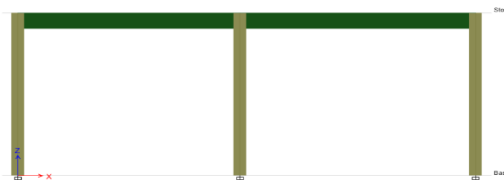
Propiedades de la columna

Datos de la columna					
Base	Altura	Luz	Inercia x	Módulo de sección x	Factor de longitud efectiva
b (cm)	h (cm)	L (m)	I (cm ⁴)	Z (cm ³)	lef
20	20	2.95	13333.3	1333.3	1.5

Nota. La columna se considera empotrada en un extremo y el otro parcialmente impedido de rotar, pero libre de desplazarse.

Figura 16

Vista en perfil de la elevación de la estructura



Elaborado por: Las autoras.

Para el diseño de las columnas se utilizó el criterio de columnas armadas, las cuales estas compuestas por varias piezas, unidas entres sí, por pernos, tornillos, adhesivos (NSR-10, 2010).

3.18.1 Tensiones básicas**Tabla 50**

Tensiones básicas en columnas

Tensiones básicas		
Descripción	MPa	kgf/cm ²
Flexión Rmb	19	193.74
Compresión paralela Fb, cp	13	132.56
Módulo de elasticidad El, bx	9000	91773

Nota. Las tensiones básicas de la madera se encuentran en la Tabla 6 para el diseño de columnas se considera la flexión y compresión paralela. Elaborado por: Las autoras con datos obtenidos de (NCH 2165, 1991).

Tabla 51

Factores de modificación para las tensiones aceptables

Factores de modificación para madera NCH 2165	
Descripción	Factor
Razón de resistencia en flexión RRf, i	0.5
Razón de resistencia en compresión paralela $RRcp, i$	0.5
Módulo de elasticidad El, bv	0.95

Nota. Estos factores serán multiplicados por las tensiones básicas. Para obtener la tensión admisible en flexión, el valor de k de acuerdo a la ecuación (4) es de 0.85. Elaborado por: Las autoras, con datos de la (NCH 2165, 1991).

Tabla 52

Tensiones aceptables para el diseño de columnas

Tensiones aceptables		
Descripción	MPa	kg/cm²
Flexión $F_{mp, i}$	8.075	82.34
Compresión paralela $F_{cp, i}$	6.5	13.26
Módulo de elasticidad EL, i	8550	87184.35

Nota. Para obtener las tensiones aceptables, se empleó las ecuaciones (4), (5), (6). Elaborado por: Las autoras con datos de la (NCH 2165, 1991).

3.18.2 Tensiones de diseño

Para determinar este cálculo, se debe multiplicar los factores por la tensión aceptable.

3.18.3 Esfuerzo de diseño a compresión paralela

$$F_{c*} = 66.28 \frac{kg}{cm^2} * 1 * 0.9571 * 1 * 1.002$$

$$F_{c*} = 63.53 \frac{kg}{cm^2}$$

3.18.4 Módulo de elasticidad

Se obtuvo mediante la multiplicación de la tensión admisible de la Tabla 52, por los factores de modificación de humedad y temperatura.

$$E_{min} = 87184.35 \frac{kg}{cm^2} * 0.9571 * 1$$

$$E_{min} = 83447.88 \frac{kg}{cm^2}$$

3.18.5 Relación de esbeltez

$$\lambda = \frac{l_{e1,2}}{d} \quad (50)$$

$$\lambda = \frac{295 \text{ cm}}{20 \text{ cm}}$$

$$\lambda = 14.75$$

Como la relación es superior a 10, se aplica un factor de estabilidad.

$$F_{c', disp} = F_{c*} * C_p \quad (51)$$

Donde:

$$C_p = K_f * \frac{1 + \frac{F_{ce}}{F_{c*}}}{2 * C} - \sqrt{\left(\frac{1 + \frac{F_{ce}}{F_{c*}}}{2 * C} \right)^2 - \frac{F_{ce}}{F_{c*} * C}} \quad (52)$$

F_{c*} = esfuerzo de diseño a compresión paralela.

$K_f = 1$

$C = 0.9$ para madera laminada.

F_{ce} = esfuerzo crítico.

3.18.6 Esfuerzo crítico de pandeo a compresión

$$F_{ce} = 0.822 * \frac{E_{min}}{\lambda^2} \quad (53)$$

$$F_{ce} = 0.822 * \frac{83447.88 \text{ kg/cm}^2}{14.75^2}$$

$$F_{ce} = 315.28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo tanto, reemplazando la ecuación (52), se obtiene el siguiente resultado:

$$C_p = 1 * \frac{1 + \frac{315.28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{63.53 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}{2 * 0.9} - \sqrt{\left(\frac{1 + \frac{315.28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{63.53 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}{2 * 0.9} \right)^2 - \frac{315.28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{\frac{63.53 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.9}}}$$

$$C_p = 0.976$$

El esfuerzo de diseño en la columna, reemplazando en la ecuación (51), se obtiene:

$$F_{c', disp} = 62 \frac{kg}{cm^2}$$

3.18.7 Carga admisible de la columna

$$Pa = F_{c', disp} * An \quad (54)$$

Donde:

Pa = carga admisible de la columna

An = área neta de la columna en mm^2

$$Pa = 62 \frac{kg}{cm^2} * \left(\frac{40000 mm^2}{100 cm^2} \right)$$

$$Pa = 24806.24 kg$$

3.18.8 Capacidad de cortante de las conexiones

$$Vd = \frac{Pa}{60 * Cp} \quad (55)$$

$$Vd = \frac{24806.24 kg}{60 * 0.976}$$

$$Vd = 423.5639 kg$$

3.18.9 Esfuerzo de compresión paralela

$$fc = \frac{P}{An} \quad (56)$$

$$fc = \frac{2039.14 kg}{400 cm^2}$$

$$fc = 5.10 kg/cm^2$$

Como el esfuerzo a compresión paralela es menor al esfuerzo de diseño, por lo tanto, cumple con la normativa chilena y la colombiana. La sección es apta.

3.19 Uniones de madera

3.19.1 Uniones empernadas viga-columna

El tipo de unión que se empleó es doble cizallamiento, con un diámetro de $\frac{1}{2}$ in, un espesor de platinas de 6 mm. Dando como resultado 2 pernos.

3.19.2 Uniones empernadas vigueta-viga

El tipo de unión que se empleó es simple cizallamiento, con un diámetro de $\frac{1}{2}$ in, un espesor de placa de 2 mm. Dando como resultado 2 pernos.

3.19.3 Unión clavada panel-vigueta

La unión es mediante clavos de 2 in, con una carga admisible de 54 kg. Con separaciones mínimas entre clavos de 4 cm, espaciamiento entre línea de clavos de 2 cm.

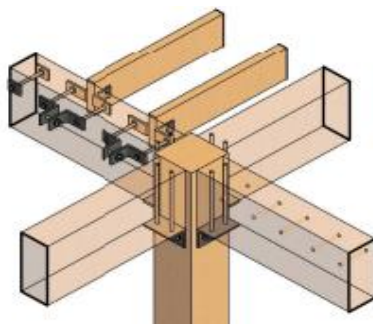
3.19.4 Unión empernada columna-zapata

El tipo de unión que se empleó es simple cizallamiento, con un diámetro de $\frac{1}{2}$ in, un espesor de platinas de 6 mm. Dando como resultado 4 pernos.

El cálculo para obtener las uniones se encuentra en el ANEXO 5.

Figura 17

Detalle de unión vigueta-viga



Elaborado por: Las autoras.

CAPÍTULO 4

4. METODOLOGÍA MIVES EN VIVIENDAS DE INTERÉS SOCIAL

En este capítulo, se plantea la metodología para evaluar la sostenibilidad en impactos económicos, ambientales y sociales. La metodología incorpora el enfoque del módulo de diseño y el módulo MIVES. Para desarrollar este método se utilizaron hojas de cálculo y el software de análisis y diseño estructural. Como se puede observar en Figura 18 de este documento.

4.1 Aplicación MIVES en los casos de estudio

La descripción del caso de estudio se encuentra en el capítulo 3, sección 3.1 de este documento. La metodología para valorar la sostenibilidad en las viviendas de interés social de hormigón y madera se describe a continuación:

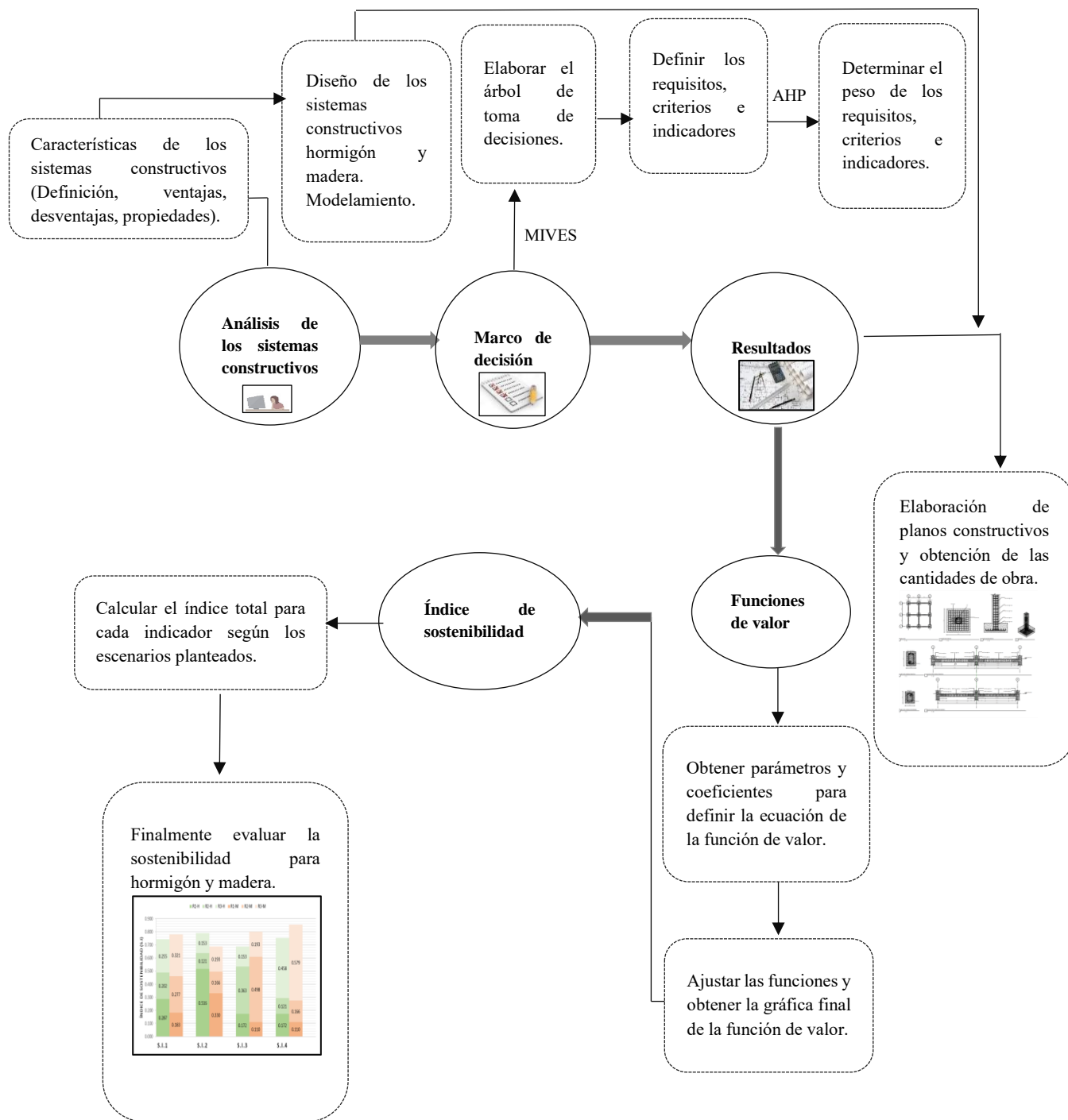
4.1.1 Límites del sistema

Para la evaluación de la sostenibilidad intervienen varios factores, pero se limitará, con el propósito de asegurar que los parámetros considerados sean característicos. Estos factores se determinaron de acuerdo a posibles cambios durante su ciclo de vida.

Los indicadores y criterios se definen de acuerdo a los requisitos (económico, ambiental y social). El sistema de evaluación tendrá en cuenta los siguientes elementos: vigas, columnas, losas, viguetas, mampostería y acabado de piso.

Figura 18

Esquema metodológico



Elaborado por: Las autoras.

4.1.2 Marco de decisión

En este punto se concreta los indicadores que representan la sostenibilidad económica, ambiental y social. Esta evaluación consta de un árbol de toma de decisiones, los indicadores deben ser consistentes y representativos. La elaboración del árbol se realizó mediante revisión estudios ya realizados según Tabla 3.

En la Figura 19, se muestra el árbol jerárquico con los pesos asignados a cada requisito, criterio e indicador según el escenario 1, considerando el concepto de sostenibilidad equilibrada. Se han definido 6 indicadores que corresponden a 5 criterios y tres requisitos. En el ANEXO 7 se encuentran los otros escenarios. Se planteó 4 escenarios, el primer escenario representa una sostenibilidad de igual peso, mientras que, en los otros 3 escenarios, se da un peso superior a cada uno de los requisitos.

Los materiales utilizados en la vivienda social son: hormigón, acero, mampostería de bloque, cerámica. En la segunda vivienda social se consideró: madera, acero, paneles OSB. Este cálculo se encuentra en el ANEXO 10 y ANEXO 11 para cada caso de estudio.

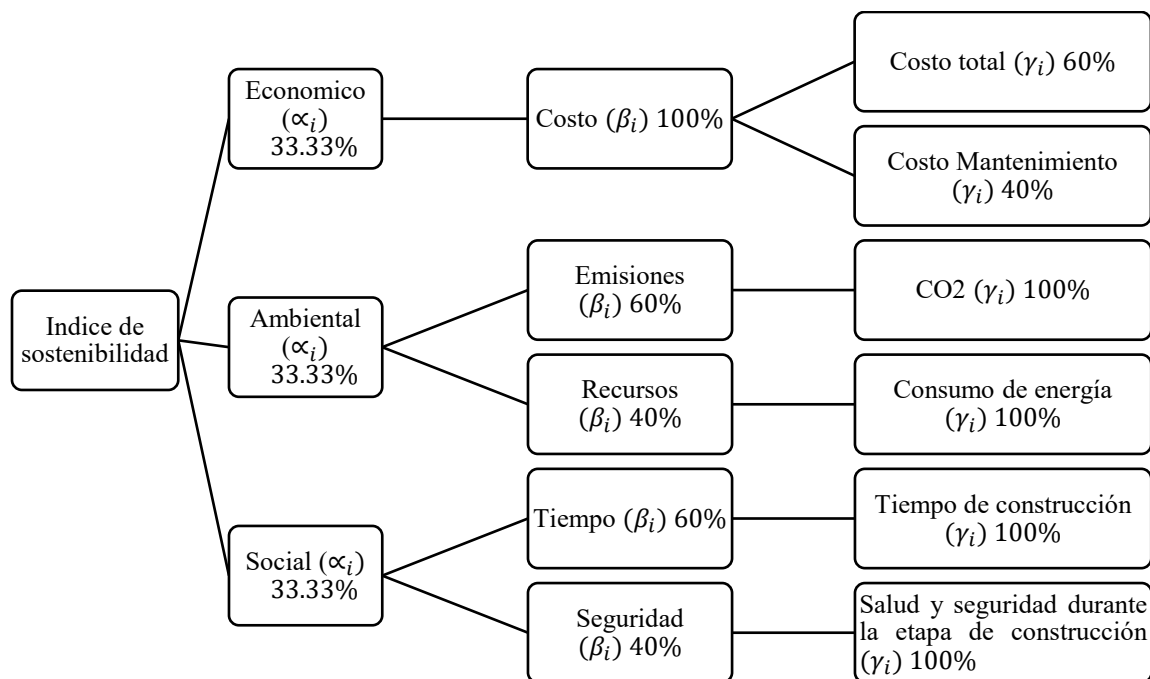
4.1.3 Definición de los indicadores

Los indicadores considerados se describen a continuación. Esto permitirá una cuantificación adecuada, los datos para cada indicador se obtienen mediante el cálculo y diseño realizado para cada una de las viviendas, descritas en el capítulo 3. El propósito de esta sección es formular indicadores y justificar su uso.

Para obtener el valor máximo se realizó una comparativa entre los valores del hormigón y madera, por lo tanto, para el valor mínimo se realizó de la misma manera y se multiplicó por los porcentajes definidos en cada uno de los criterios.

Figura 19

Árbol de toma de decisiones para el caso de estudio, escenario 1.



Elaborado por: Las autoras.

4.1.3.1 Criterio económico

El propósito de este requisito es recolectar y clasificar indicadores económicos. El costo se cuantifica como medida directa. A continuación, se describe los dos indicadores económicos.

Costo total

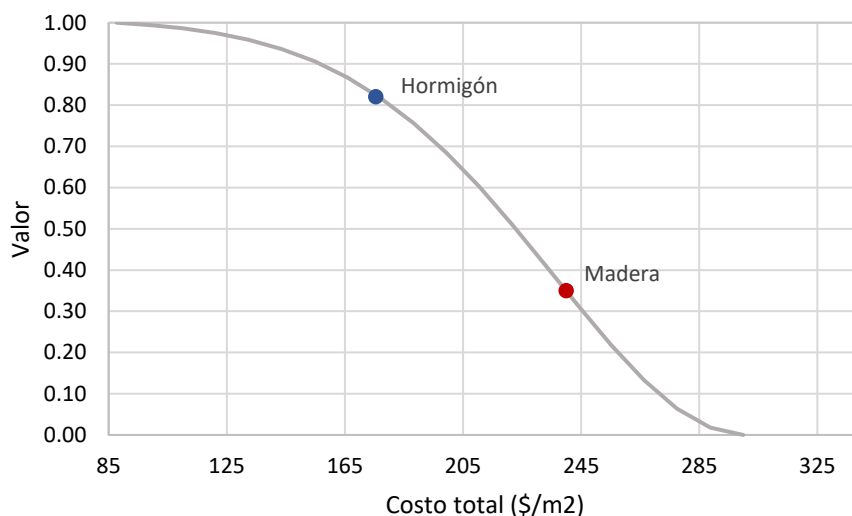
El costo incluye el precio del producto, mano de obra, material, maquinaria, equipo y herramientas, las cuales fueron descritas en cada APU. El costo varía dependiendo del sistema estructural, la zona en la que se localice el proyecto. El costo total se calculó en dólares por metro cuadrado de construcción. En el ANEXO 8 y ANEXO 9 se encuentran los datos para obtener el costo total según el tipo de vivienda.

De acuerdo al diseño, varía el costo, este depende de los materiales, la categoría de construcción. Los límites máximos y mínimos se obtienen de los cálculos obtenidos en el diseño

estructural. Para determinar el límite máximo se ha definitivo como inaceptable un 25% más de costo y se considera una disminución del 50% del costo base.

Figura 20

Función de valor del costo total, expresado en dólar por metro cuadrado de construcción



El costo total representa una función en forma de S decreciente. A mayor costo menor índice de satisfacción, a menor costo mayor índice de satisfacción.

Costo de mantenimiento

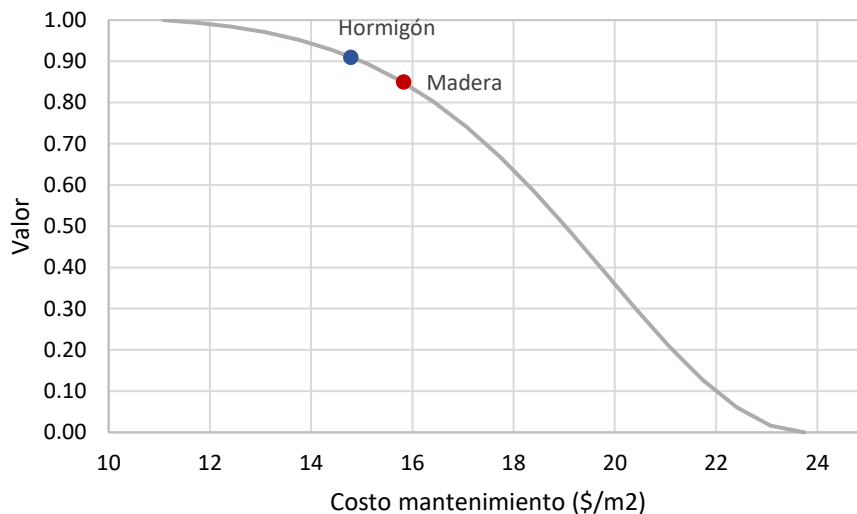
Los costos de mantenimiento incluyen costos de operaciones o actividades requeridas para mantener un elemento. En estos se incluye mano de obra, materiales, equipo, entre otros. Este costo se relaciona con el tipo de materiales y estructuras usadas en el proyecto.

El costo de mantenimiento, se ha obtenido del generador de precios de construcción en Ecuador “CYPE Ingenieros”. Se determinó el costo de mantenimiento decenal de vida útil.

Para obtener la función de valor, los límites tienen una variación porcentual. Una disminución del 25% y un aumento del 50%.

Figura 21

Función de valor del costo de mantenimiento, expresado en dólar por metro cuadrado de construcción



El costo de mantenimiento representa una función en forma de S decreciente. A mayor costo de mantenimiento menor índice de satisfacción, a menor costo de mantenimiento mayor índice de satisfacción.

4.1.3.2 Criterio Ambiental

A continuación, se describe dos indicadores ambientales, para cuantificar y comparar los impactos en los sistemas constructivos, hormigón y madera. Para los límites máximos y mínimos de la función de valor, se aumenta y disminuye un 25%

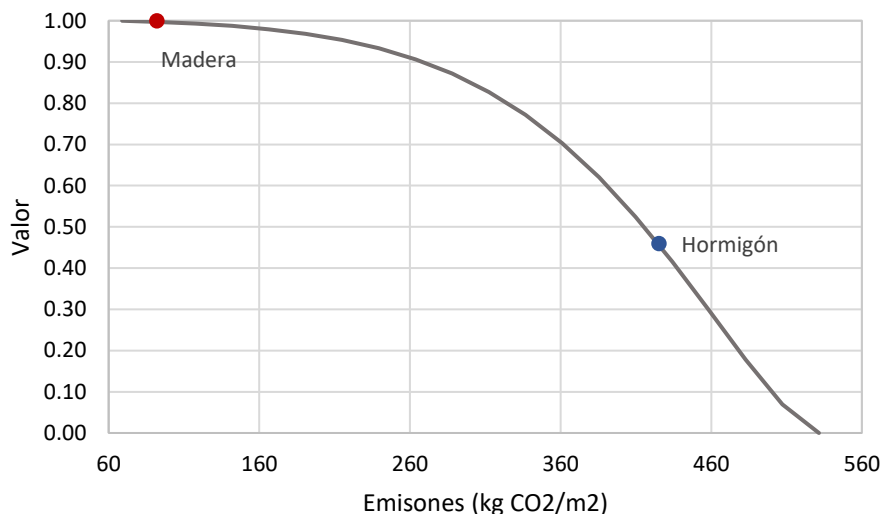
Emisiones de CO_2

Las emisiones de dióxido de carbono se establecieron como indicador porque está relacionado con el cambio climático. Los datos para la cuantificación de las emisiones se obtuvieron por material en metro cúbico, kilogramo, entre otras unidades, por lo tanto, se recopiló

resultados de varios estudios (Amin Hosseini et al., 2016, Hernández-Zamora et al., 2021, Isostatika, 2021, Quispe, 2016).

Figura 22

Función de valor de las emisiones CO_2 , expresado en kilogramo por metro cuadrado de construcción



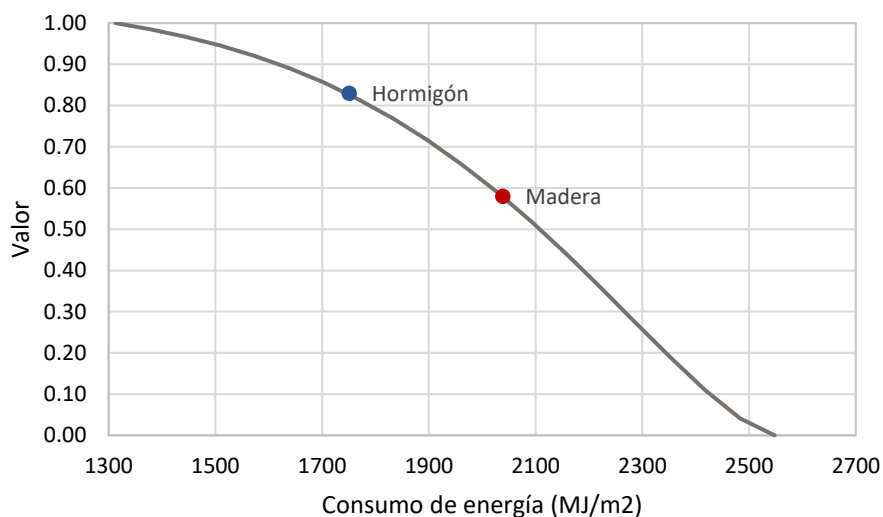
Las emisiones CO_2 representa una función en forma de S decreciente. La madera tiene un mejor índice de satisfacción.

Consumo de energía

Este indicador se refiere a la energía requerida para producir materiales de construcción. Los materiales que se usaron para este indicador son: hormigón, madera, acero, cerámica, mampostería de bloque, paneles OSB. Los datos para la cuantificación del consumo de energía se obtuvieron por material. Por lo tanto, se recopiló resultados de varios estudios (Amin Hosseini et al., 2016, Hernández-Zamora et al., 2021, Isostatika, 2021, Quispe, 2016).

Figura 23

Función de valor del consumo de energía, expresado en mega-joules por metro cuadrado de construcción



El consumo de energía representa una función en forma de S decreciente. La madera tiene mejor índice de satisfacción.

4.1.3.3 Criterio social

El criterio social se centra en el análisis del impacto y la integración del proyecto en la sociedad, se han identificado dos indicadores.

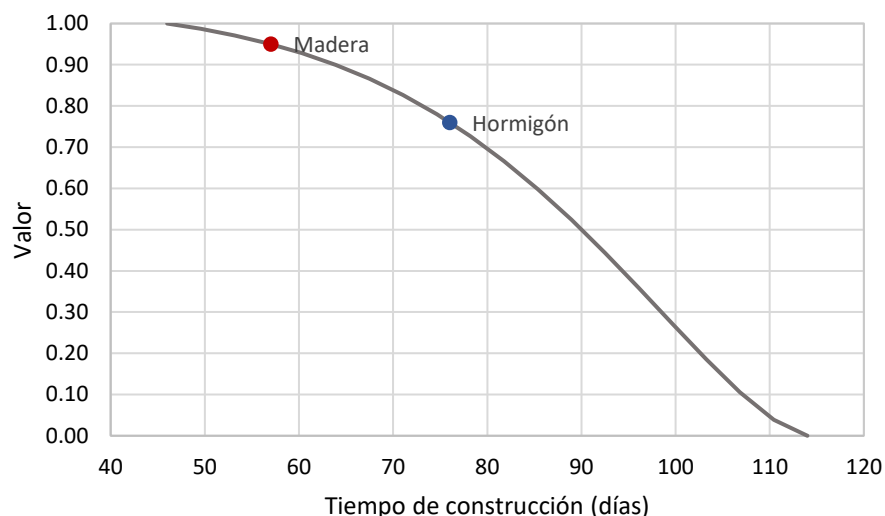
Tiempo de construcción

El periodo de ejecución se relaciona con el tiempo de construcción de las viviendas de interés social de madera y hormigón. En el ANEXO 12 se presenta el plan de ejecución para la vivienda de hormigón y en el ANEXO 13 se presenta el plan de ejecución para la vivienda de madera.

Se consideró una variación del 50% y 20%, para el tiempo de ejecución máximo y mínimo.

Figura 24

Función de valor del tiempo de construcción expresado en días



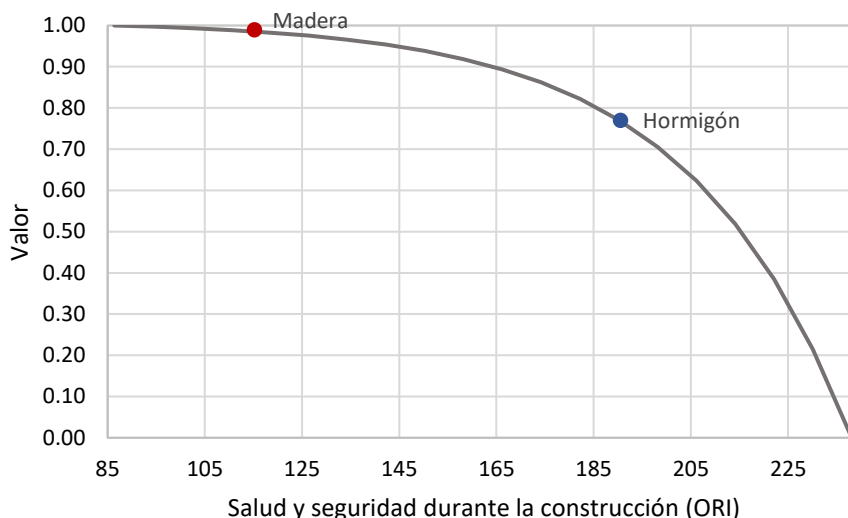
El tiempo de construcción representa una función en forma de S decreciente. Mayor tiempo de construcción menor índice de satisfacción, menor tiempo de construcción mayor índice de satisfacción.

Salud y seguridad durante la construcción

Este indicador se evaluó con el Índice de Riesgos Laborales (ORI) (Jurado, 2020). El cálculo se encuentra en el ANEXO 15 y ANEXO 16. A partir del plan de ejecución se obtuvo el índice para cada actividad de acuerdo a la exposición y el número de trabajadores.

Figura 25

Función de valor para salud y seguridad durante la construcción



La salud y seguridad durante la construcción representa una función cóncava decreciente.

4.1.4 Funciones de valor

En la siguiente tabla se visualiza la función de valor para los parámetros y coeficientes correspondientes para cada indicador.

Figura 26

Parámetros e indicadores de cada función de valor (V_i)

Indicador	Ud.	Pmax	Pmin	ni	mi	Ai	Ki	Pi		Vi		F
								Hormigón	Madera	Hormigón	Madera	
1.1 Costo total	$\$/m^2$	299.90	87.73	455.00	20	1.90	1.01	175.47	239.92	0.82	0.35	S-D
1.2 Costo de mantenimiento	$\$/m^2$	23.74	11.09	24.00	15	1.90	1.01	14.78	15.83	0.91	0.85	S-D
1.3 Emisiones CO_2	$kg CO_2 / m^2$	531.47	68.94	456.00	5	1.45	1.01	425.18	91.83	0.46	1.00	S-D
1.4 Consumo de energía	MJ/m^2	2548.02	1312.99	1563.00	4	1.45	1.06	1750.66	2038.41	0.73	0.58	S-D
1.5 Tiempo de construcción	días	114.00	46.00	117.00	7	1.50	1.05	76.00	57.00	0.76	0.95	S-D
1.6 Salud y seguridad laboral durante la construcción	ORI	238.11	86.37	200.00	6	1.00	1.01	190.49	115.16	0.77	0.99	Ce-D

Elaborado por: Las autoras

Los indicadores pueden representarse con funciones decrecientes (D) o crecientes (I), siendo lineales (Lr), convexas (Cx), Cóncavas (Ce) o en forma de S (S).

4.1.5 Índice de sostenibilidad

Consiste en la última etapa de la metodología MIVES, en esta se calcula el nivel jerárquico del árbol hasta obtener al índice de sostenibilidad global. Después de obtener las funciones de valor de cada indicador, se calcula la sostenibilidad mediante la ecuación (3). Es decir, se obtiene la suma ponderada de todos los indicadores analizados. Esta ponderación se realizó de acuerdo al árbol planteado de la Figura 19, en el que intervienen los requisitos, criterios e indicadores con sus respectivos pesos.

Para el caso de estudio para la vivienda de interés social de hormigón y madera se presenta 4 índices de sostenibilidad (S.I). El primer índice S. I1 se calculó con el escenario 1 descrito en la Figura 19, el cual tiene una sostenibilidad equitativa. Pero estos escenarios pueden ser discutibles, ya sea por crisis económica o por impactos ambientales y sociales. Para abordar este caso, se consideró realizar 3 escenarios adicionales. Los cuales se plantearon de la siguiente manera: el segundo índice S. I2 considero el escenario de crisis económica, se asignó 60%, en el tercer índice S. I3 se consideró al requisito ambiental con un 60% de peso. En el último índice S. I4 se asignó el 60% al requisito social.

Figura 27

Índices de sostenibilidad para la vivienda de interés social evaluado por indicadores

Indicador	P.G ($\alpha_i \times \beta_i \times \gamma_i$) 1	H S. 11	M S. 11	P.G ($\alpha_i \times \beta_i \times \gamma_i$) 2	H S. 12	M S. 12	P.G ($\alpha_i \times \beta_i \times \gamma_i$) 3	H S. 13	M S. 13	P.G ($\alpha_i \times \beta_i \times \gamma_i$) 4	H S. 14	M S. 14
I.1 Costo total	20 %	0.165	0.070	36%	0.297	0.126	12 %	0.099	0.042	12 %	0.099	0.042
I.2 Costo de mantenimiento	13 %	0.121	0.113	24%	0.219	0.204	8 %	0.073	0.068	8 %	0.073	0.068
I.3 Emisiones CO_2	20 %	0.091	0.199	12 %	0.055	0.120	36%	0.164	0.359	12 %	0.055	0.120
I.4 Consumo de energía	13 %	0.110	0.077	8 %	0.066	0.046	24%	0.198	0.139	8 %	0.066	0.046
I.5 Tiempo de construcción	20 %	0.152	0.190	12 %	0.091	0.114	12 %	0.091	0.114	36%	0.274	0.342
I.6 Salud y seguridad laboral durante la construcción	13 %	0.102	0.131	8%	0.061	0.079	8 %	0.061	0.079	24%	0.187	0.236
Total (S.I)	100%	0.743	0.781	100%	0.789	0.688	100%	0.688	0.801	100%	0.751	0.854

Nota. H= hormigón, M=madera, P. G= peso global. Elaborado por: Las autoras.

CAPÍTULO 5

5. RESULTADOS

En la vivienda de interés social de hormigón se determinó una sección de 20 x 30 cm en vigas de amarre principales y 20 x 25 cm en vigas de amarre secundarias, en el nivel 3-20 se usó una sección de 20 x 25 cm para vigas estructurales principales y secundarias de 20 x 20 cm. Para toda la vivienda la sección de las columnas fueron de 30 x 30 cm, con una losa de 0.20 cm de espesor. En el caso de la vivienda de madera se obtuvo viguetas de 4 x 16.5 cm, con vigas de 14 x 19 cm y columnas de 20 x 20 cm.

El peso sísmico en hormigón de los elementos estructurales es de 31.65 ton mediante un cálculo manual y según el software es de 30.977 ton. Mientras que en madera el peso sísmico es mucho menor mediante el cálculo manual se obtuvo 7.680 ton y según el software es de 7.5020 ton. En el ANEXO 4, se puede ver que las deflexiones, esfuerzos por flexión, la resistencia a cortante y los esfuerzos admisibles por flexo compresión cumplen.

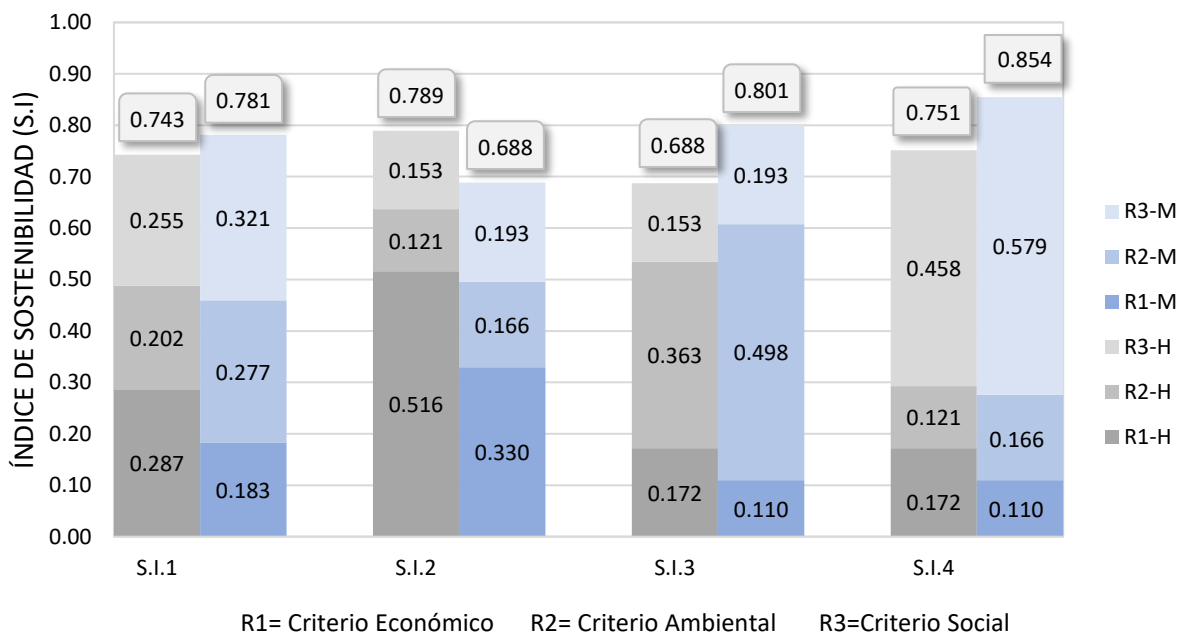
Los resultados de esta evaluación son un índice de sostenibilidad (S.I), con sus respectivos pesos de cada uno de los escenarios, para cada alternativa de estudio demostrado en la Figura 27. Los índices generales de sostenibilidad obtenidos para cada uno de los escenarios en hormigón fueron: S.I1=0.743, S.I2=0.789, S.I3=0.688 y S.I4=0.751, mientras que en madera fueron: S.I1=0.781, S.I2=0.688, S.I3=0.801 y S.I4=0.854.

Según la Figura 28, se observa que cada caso de construcción tiene fortalezas y debilidades según los requisitos y de acuerdo a los escenarios plantados anteriormente. En los índices de sostenibilidad S.I1, S.I3, S.I4 se obtuvieron valores más altos para la vivienda de madera, mientras que en el índice de sostenibilidad S.I2 se obtuvo un mayor índice en la vivienda de hormigón.

Por lo tanto, cada sistema constructivo ha sido considerado con diferentes pesos de requerimientos para conseguir opciones adecuadas en diversas condiciones y situaciones. Se han considerado 4 escenarios como se muestra en el ANEXO 7.

Figura 28

Índices de sostenibilidad de las dos viviendas según los criterios



La madera resulta mejor en 3 escenarios, el escenario 1 tiene el mismo peso R1 (criterio económico) = 33%, R2 (criterio ambiental) = 33% y R3 (criterio social) = 33%, obteniendo un índice de sostenibilidad de $S.I1 = 0.781$, mientras que en hormigón es $S.I1 = 0.743$. En el escenario 3 con R1=20%, R2=60% y R3=20%, se obtuvo en hormigón un índice de 0.688 y en madera 0.801, es decir, madera obtiene el nivel más alto de satisfacción ambiental con respecto al hormigón. En el escenario 4 con R1=20%, R2=20% y R3=60%, con respecto a los requisitos sociales, en los que interviene el tiempo, salud y seguridad, durante la construcción resulta mejor madera, obteniendo un índice de 0.854. Finalmente, el escenario 2, perteneciente al requisito económico, no le favorece a la madera con R1=60%, R2=20% y R3=20%, ya que los resultados muestran un índice de sostenibilidad en hormigón es de 0.789, mientras que en madera es 0.688.

El costo total, las emisiones de CO₂, el tiempo de construcción, la salud y seguridad son los indicadores que se considera relevante en el caso de estudio para obtener el índice de sostenibilidad. Por lo tanto, resulta mejor realizar la ejecución de la vivienda de interés social con madera, puesto que esta generaría menor impacto ambiental y social.

6. CONCLUSIONES

La metodología MIVES ha demostrado ser un enfoque adecuado para considerar los aspectos económicos, ambientales y sociales en proyectos de viviendas de interés social, su método es fácil de comprender y evaluar. Para ello, primero se efectuó una revisión del estado del arte sobre las metodologías que evalúan la sostenibilidad. Mediante esta investigación se concluyó que las metodologías son fundamentales para evaluar los impactos del medio ambiente y sociales. La aplicación puede llevar a una gestión más responsable y sostenible de los recursos, fomentando un mejor futuro.

Los sistemas constructivos en madera y hormigón dependen de diversos factores. Cada una de las viviendas tiene sus propias ventajas y desventajas. La elección de los materiales depende de cada criterio (económico, social y ambiental), es decir, del costo, ubicación, disponibilidad de materiales, necesidad de los habitantes, entre otros. Con base en esto, se deduce que es indispensable asegurar la calidad y durabilidad de las viviendas.

Según el modelamiento en el software de análisis y diseño estructural, se comprobó que las secciones cumplan con los criterios de resistencia, se obtuvo momentos máximos, cortantes, los cuales fueron indispensables para obtener las secciones de los casos de estudio. Además, en ambos sistemas constructivos se verificó que las derivas de piso cumplan con la normativa ecuatoriana, es decir, tengan menos del 2%.

Como se puede observar en la Figura 28, hay una variación entre los índices obtenidos para hormigón y madera. Teniendo un mejor índice de sostenibilidad ambiental y social la madera, pero en el índice económico resulta desfavorable, sin embargo, se puede mejorar el índice de sostenibilidad económico realizando cambios en los materiales propuestos para el diseño.

El costo total es un indicador fundamental dentro de este estudio, es el único que no le favorece a la madera, pero el indicador del tiempo de ejecución contrarresta; pues la vivienda de madera se construye más rápido, lo que significa un ahorro en la mano de obra.

En base a lo anterior, se puede concluir que la madera sería útil en cuanto a impactos ambientales y sociales, pero en el aspecto económico sería mejor el hormigón. Otra característica favorable para la madera es el peso, es mucho menor, lo que resulta un mejor comportamiento ante eventos sísmicos. De acuerdo a la metodología MIVES se puede decir que la madera genera menos impactos ambientales comparado con el hormigón, es decir, sería útil la implementación de este

sistema, aunque en la actualidad muchas viviendas son construidas con hormigón, sin embargo, este material afecta en gran medida en la contaminación de CO₂.

7. RECOMENDACIONES

- Realizar investigaciones para evaluar las emisiones y obtener datos adaptados a nuestra realidad nacional.
- Analizar esta metodología con distintos tipos de viviendas para verificar la viabilidad del método.
- Investigar la disponibilidad de los materiales, en el medio local y nacional.
- Considerar otro escenario en el que intervengan más criterios en el requisito ambiental, es decir, el transporte, demolición, fabricación de materiales, el consumo de materias primas.

8. BIBLIOGRAFÍAS

- ACI 318. (2019). *Requisitos de reglamento para concreto estructural*.
<https://ingenieriaymas.com/2022/02/aci-318-19-codigo-para-concreto-estructural-en-espanol.html>
- Alarcon, B., Aguado, A., Manga, R., & Josa, A. (2010). A Value Function for Assessing Sustainability: Application to Industrial Buildings. *Sustainability*, 3(1), 35–50.
<https://doi.org/10.3390/su3010035>
- Álvarez, A. (2016). *El panel de madera contralaminada*.
<https://core.ac.uk/download/pdf/211103156.pdf>
- Amin Hosseini, S. M., de la Fuente, A., & Pons, O. (2016). Multi-criteria decision-making method for assessing the sustainability of post-disaster temporary housing units technologies: A case study in Bam, 2003. *Sustainable Cities and Society*, 20, 38–51.
<https://doi.org/10.1016/j.scs.2015.09.012>
- Anexo 1 - Lineamientos arquitectónicos. (2019). *Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda*.
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2019/04/Anexo-1-Lineamientos-arquitectonicos.pdf>
- Arquima. (2017). *Desmontando mitos sobre la construcción de edificios con madera III. Las construcciones de madera son poco resistentes estructuralmente*.
<https://www.arquima.net/desmontando-mitos-iii-las-construcciones-de-madera-poco-resistentes/>
- Boix-Cots, D., Pardo-Bosch, F., Blanco, A., Aguado, A., & Pujadas, P. (2022). A systematic review on MIVES: A sustainability-oriented multi-criteria decision-making method. *Building and Environment*, 223, 109515. <https://doi.org/10.1016/J.BUILDENV.2022.109515>

- Cruz, C. (2022). *ANÁLISIS DE LAS PROPIEDADES FÍSICO-MECÁNICAS DE MADERA ESTRUCTURAL ECUATORIANA Y SU APLICACIÓN EN EL DISEÑO DE VIVIENDA SOCIAL*. <https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/36301>
- González, D. (2018). Sobre los métodos de evaluación de la sustentabilidad. *Redalyc.Org*, XXXIX. <https://www.redalyc.org/journal/3768/376858935008/html/>
- Hernández-Zamora, M. F., Jiménez-Martínez, S. I., & Sánchez-Monge, J. I. (2021). Materiales alternativos como oportunidad de reducción de impactos ambientales en el sector construcción. *Revista Tecnología En Marcha*. <https://doi.org/10.18845/tm.v34i2.4831>
- Isostatika. (2021). *Emisiones CO2*. <https://isostatika.com/blog/emisiones-co2-2020/>
- Josa, I., Pons, O., Fuente, A. de la, & Aguado, A. (2020). Multi-criteria decision-making model to assess the sustainability of girders and trusses: Case study for roofs of sports halls. *Journal of Cleaner Production*, 249, 119312. <https://doi.org/10.1016/J.JCLEPRO.2019.119312>
- JUNAC. (1984). *Manual de diseño para maderas del grupo andino*.
- Jurado, J. (2020). *Sustainability assessment through the coupling between BIM and MIVES methodologies applied in viaduct projects Structural and Construction Engineering*.
- La Fuente, A., & Fernández-Ordóñez, D. (2018). A multi-criteria decision-making based approach to assess the sustainability of concrete structures. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 442(1), 012008. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/442/1/012008>
- Loyaga, V., & Tupiza, V. (2019). *Análisis de la influencia de la rigidez del módulo de escaleras en estructuras regulares e irregulares de 4 plantas y construidas en hormigón armado*.
- Macías, M., & García Navarro, J. (2010). Metodología y herramienta VERDE para la evaluación de la sostenibilidad en edificios. *Informes de La Construcción*, 62(517), 87–100. <https://doi.org/10.3989/ic.08.056>

McCormac, J., & Brown, R. (2018). *Diseño de Concreto reforzado* (Alfaomega, Ed.; 10th ed.).

<https://dokumen.pub/qdownload/diseo-de-concreto-reforzado-edicion-318-14-del-codico-aci-decima-edicion-9786076229705-6076229705.html>

McCormack, J., & Brown, R. (2011). *Diseño de Concreto reforzado* (Alfaomega, Ed.; 8th ed.).

https://www.academia.edu/38487980/Dise%C3%B1o_de_Concreto_Reforzado_Jack_C_McCormac_Russell_H_Brown_8Ed

NCH 2165. (1991). *Tensiones admisibles para la madera laminada encolada estructural de pino radiata.*

NEC-SE-CG. (2015). *Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Cargas no sismicas.*

<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/1.-NEC-SE-CG-Cargas-No-Sismicas.pdf>

NEC-SE-DS-P1. (2015). *Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Norma Ecuatoriana de la construcción. Peligro sísmico.*

<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf>

NEC-SE-DS-P2. (2015). *Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro sísmico.*

<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/3.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-2.pdf>

NEC-SE-HM. (2015). *Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Norma Ecuatoriana de la construcción. Estructuras de Hormigón Armado.*

<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/8.-NEC-SE-HM-Hormigon-Armado.pdf>

NSR-10. (2010). *Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. Estructuras de madera y estructuras de guadua.*

http://www.uptc.edu.co/export/sites/default/facultades/f_ingenieria/pregrado/civil/documentos/NSR-10_Titulo_G.pdf

Orradre, G. (2019). Uniones en estructuras de madera laminada. *Re. Revista de Edificación*, 33, 60–69. <https://doi.org/10.15581/020.33.34784>

Patrocinante, P., & Franco Benedetti, M. L. (2021). *Definición de límites de aceptación de daño en conexiones atornilladas en estructuras de madera contralaminada para su aplicación al diseño sísmico por desempeño*. http://repobib.ubiobio.cl/jspui/bitstream/123456789/3688/1/Aguilera_Olivares_Camila_Van esa.pdf

Pons, O., de la Fuente, A., & Aguado, A. (2016). The Use of MIVES as a Sustainability Assessment MCDM Method for Architecture and Civil Engineering Applications. *Sustainability*, 8(5), 460. <https://doi.org/10.3390/su8050460>

Quispe, C. (2016). *Análisis de la energía incorporada y emisiones de CO2 aplicado a viviendas unifamiliares de eficiencia energética*. <https://wwwaie.webs.upc.edu/maema/wp-content/uploads/2016/10/Quispe-Gamboa-Claudia-Nataly.pdf>

Reliefweb. (2016). *Ecuador llamamiento terremoto ocurrido el 16 de abril del 2016*. <https://reliefweb.int/report/ecuador/ecuador-llamamiento-terremoto-ocurrido-el-16-de-abril-de-2016-periodo-abril-julio-de>

Rey, J., Rey, F., & Velasco, E. (2018). *Eficiencia energética de los edificios. Certificación energética* (S. A. Ediciones Paraninfo, Ed.). <https://books.google.com.ec/books?id=F8hHDwAAQBAJ&pg=PA95&dq=metodologia+Breem+que+es&hl=es->

419&sa=X&ved=2ahUKEwikrY6ejeT8AhVgSzABHe3mC8oQ6AF6BAgFEAI#v=onepage
&q=metodologia%20Breeam%20que%20es&f=false

Sadrolodabae, P., Hosseini, S. M. A., Claramunt, J., Ardanuy, M., Haurie, L., Lacasta, A. M., & Fuente, A. de la. (2022). Experimental characterization of comfort performance parameters and multi-criteria sustainability assessment of recycled textile-reinforced cement facade cladding. *Journal of Cleaner Production*, 356, 131900. <https://doi.org/10.1016/J.JCLEPRO.2022.131900>

Sánchez-Garrido, A. J., Navarro, I. J., & Yepes, V. (2022). Multi-criteria decision-making applied to the sustainability of building structures based on Modern Methods of Construction. *Journal of Cleaner Production*, 330, 129724. <https://doi.org/10.1016/J.JCLEPRO.2021.129724>

Urbán, P. (2010). *Construcción de estructuras de hormigón armado adaptado a las instrucciones EME, EFHE, NCSE y CTE* (Editorial Club Universitario, Ed.; 5th ed., Vol. 02). https://www.google.com.ec/books/edition/Construcci%C3%B3n_de_estructuras_de_hormig%C3%B3n/bHs6DwAAQBAJ?hl=es-419&gbpv=1&dq=definicion+de+hormigon+armado&pg=PA345&printsec=frontcover

Zolfaghari, S. M., Pons, O., & Nikolic, J. (2023). Sustainability assessment model for mass housing's interior rehabilitation and its validation to Ekbatan, Iran. *Journal of Building Engineering*, 65, 105685. <https://doi.org/10.1016/J.JOBE.2022.105685>

Zubizarreta, M., Cuadrado, J., Orbe, A., & García, H. (2019). Modeling the environmental sustainability of timber structures: A case study. *Environmental Impact Assessment Review*, 78, 106286. <https://doi.org/10.1016/J.EIAR.2019.106286>

ANEXOS

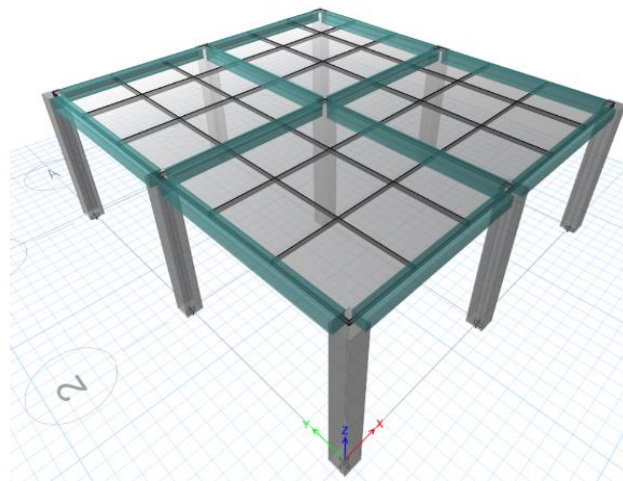
ANEXO 1. Modelamiento de los elementos estructurales en hormigón

A partir de la información obtenida en el diseño en la sección del predimensionamiento, se procede a realizar la modelación en el software de diseño y análisis estructural, según el código ACI 318-19.

Se ingresaron al software las cargas muertas y vivas obtenidas en el predimensionamiento.

Figura 29

Vista 3D del modelado estructural



La estructura cuenta con una planta, 9 columnas, 6 vigas principales y 6 secundarias.

Propiedades de la estructura

La estructura analizada consta de hormigón $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, con refuerzos longitudinales $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. A continuación, se describen los materiales con sus pesos específicos y módulos de elasticidad.

Figura 30*Propiedades de los materiales*

The image shows two side-by-side screenshots of a software interface for defining material properties. The left window is for concrete, and the right is for steel.

Concrete Material Properties:

- General Data:** Material Name: $f_c=210\text{kg/cm}^2$; Material Type: Concrete; Directional Symmetry Type: Isotropic; Material Display Color: Grey; Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:** Specify Weight Density (selected); Weight per Unit Volume: 2400 kg/m^3 ; Mass per Unit Volume: 244.732 $\text{kg-s}^2/\text{m}^4$
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 2173706512 kgf/m^2 ; Poisson's Ratio, U: 0.2; Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000059 $1/C$; Shear Modulus, G: 905711046.64 kgf/m^2
- Design Property Data:** Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:** Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., Time Dependent Properties...
- Modulus of Rupture for Cracked Deflections:** Program Default (Based on Concrete Slab Design Code) (selected); User Specified (unselected)

Steel Material Properties:

- General Data:** Material Name: Acero; Material Type: Rebar; Directional Symmetry Type: Uniaxial; Material Display Color: Blue; Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:** Specify Weight Density (selected); Weight per Unit Volume: 7850 kgf/m^3 ; Mass per Unit Volume: 800.477 $\text{kgf-s}^2/\text{m}^4$
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 20000000000 kgf/m^2 ; Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 $1/C$
- Design Property Data:** Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:** Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., Time Dependent Properties...
- Buttons:** OK, Cancel

A continuación, se ingresa las secciones de vigas, columnas y losa.

Figura 31*Dimensión de vigas principales*

The image shows a dialog box for defining the properties of a beam section.

General Data: Property Name: VP; Material: $f_c=210\text{kg/cm}^2$; Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...; Display Color: Change...; Notes: Modify/Show Notes...

Shape: Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source: Source: User Defined

Section Dimensions: Depth: 0.25 m; Width: 0.2 m

Property Modifiers: Modify/Show Modifiers...; Currently Default

Reinforcement: Modify/Show Rebar...

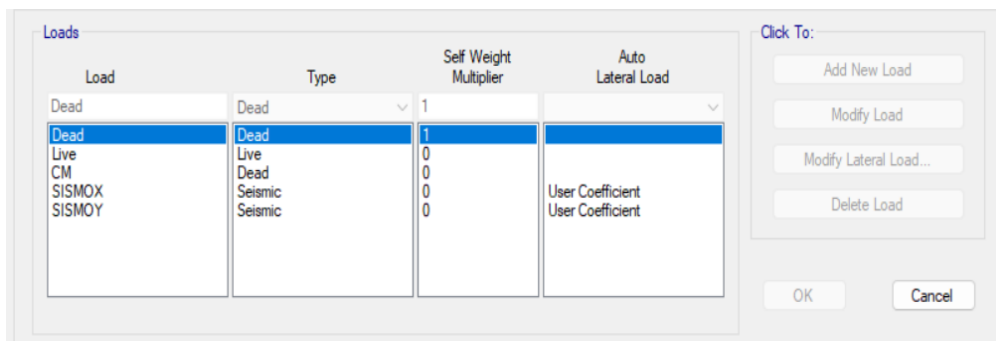
Diagram: A 3D coordinate system diagram showing a rectangular section with axes 2 (vertical) and 3 (horizontal).

Cargas

Las cargas que se consideraron para los dos casos de estudio serán la carga: muerta, viva y sísmica.

Figura 32

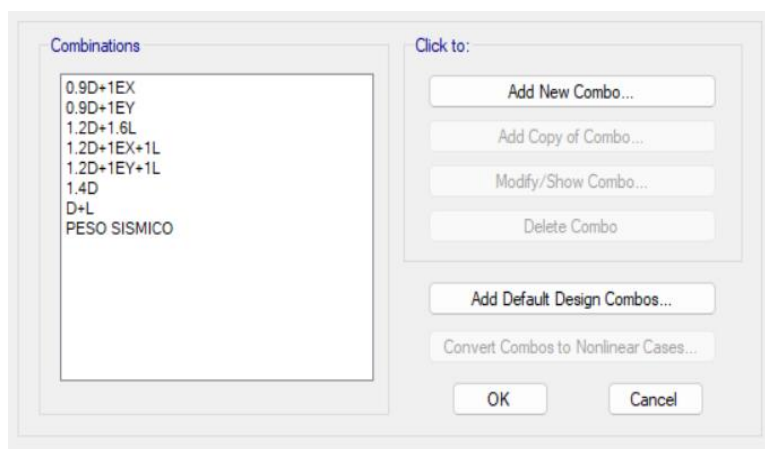
Cargas consideradas en el caso de estudio.



En las cargas sísmicas se ingresaron los valores de los coeficientes de respuesta sísmica descritas en el diseño de hormigón y madera.

Figura 33

Combinaciones de carga definidas en el software



Resultados

Figura 34

Momento y cortante de la viga principal.

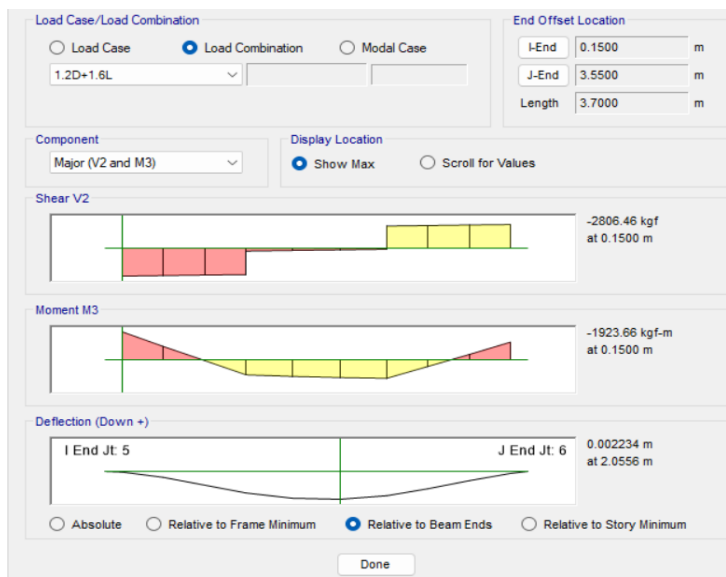


Figura 35

Comprobación del diseño en hormigón

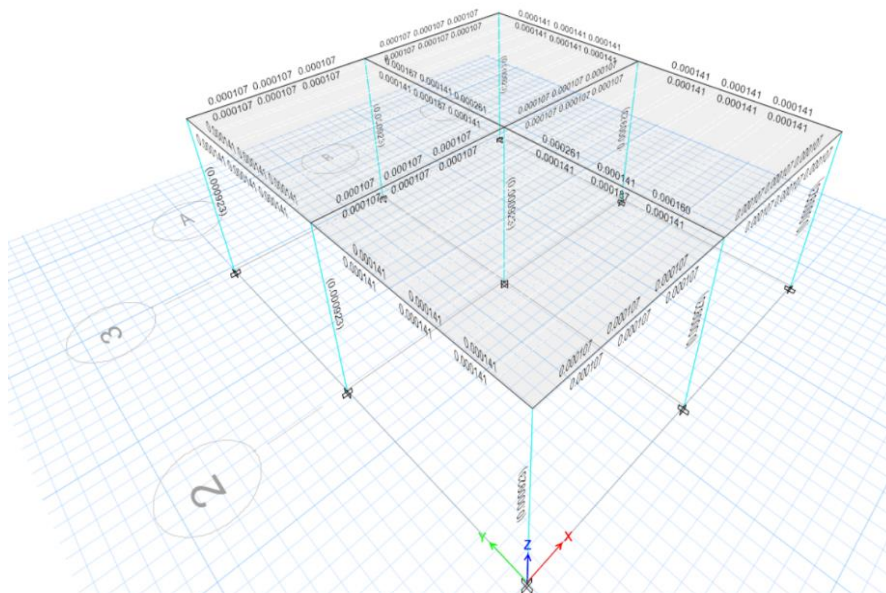


Figura 36

Resultados aceros longitudinales en vigas principales

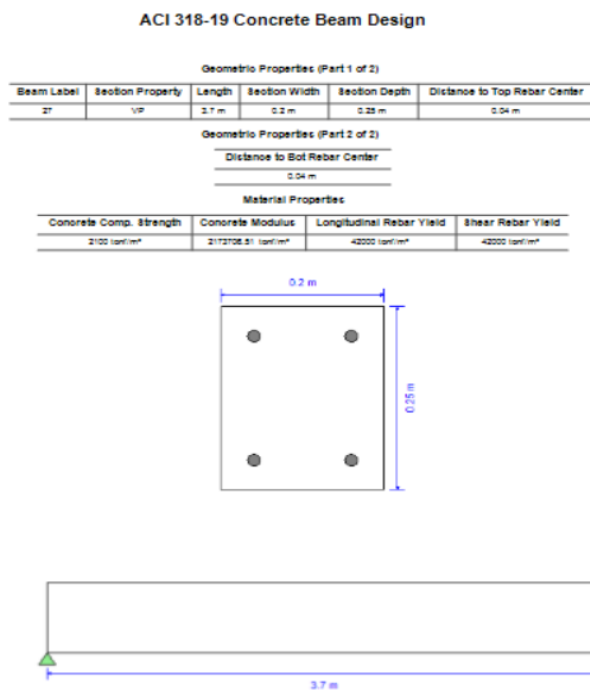
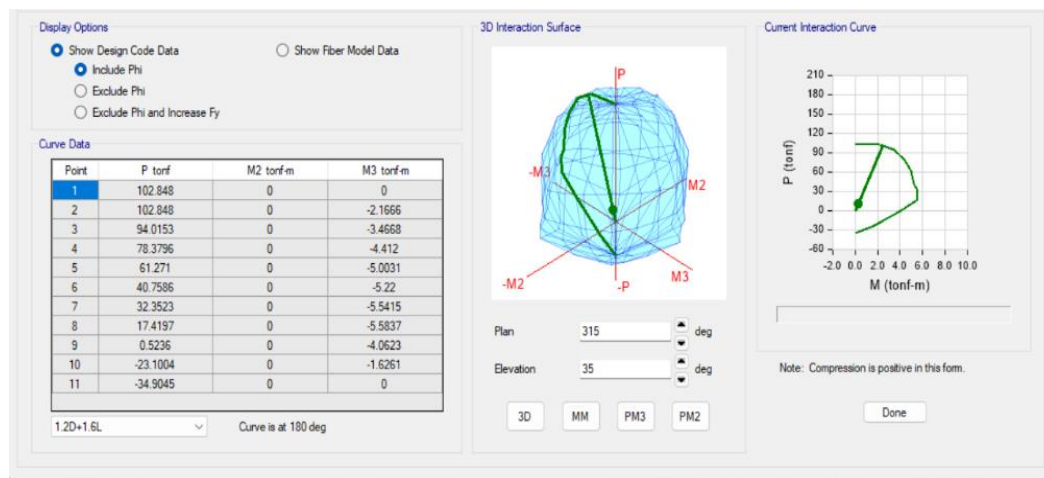


Figura 37

Resultados del diagrama de interacción en columnas



ANEXO 2. Resultados de los cálculos manuales de los elementos estructurales en hormigón

LOSA NERVADA EN UNA DIRECCIÓN

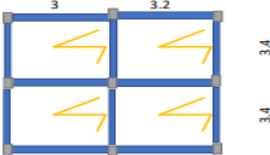


Tabla 9.3.1.1 — Altura mínima de vigas no preesforzadas

Condición de apoyo	Altura mínima, e ⁽¹⁾
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

(1) Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f_c = 420$ MPa. Para otros casos, la altura mínima h debe modificarse de acuerdo con 9.3.1.1.1 a 9.3.1.1.3, según corresponda.

L1 = Lado más grande = 3.2 m h = 3.2
 L2 = Lado más corto = 3 m h = $\frac{L}{18.5} = \frac{3.2}{18.5} = 0.17$ cm
 Lx = 6.2 m
 Ly = 6.8 m
 Área de la losa = 42.16 m²

DATOS

Concreto	$f'_c =$	210 kg/cm ²	Nervio	bw =	10 cm
Acero	$f_y =$	4200 kg/cm ²	Peralte	h =	20 cm
Altura loseta	hf =	5 cm	Recubrimiento	r =	2.5 cm

METRADO DE CARGAS

Dimensiones del casetón
 a = 40 cm ↔ 0.4 m Peso unitario 0.216 kg
 b = 40 cm ↔ 0.4 m Nervios ancho 10 cm
 c = 15 cm ↔ 0.15 m

Volumen Total de Losa	0.2 m ³	Peso específico-Hormigón	24 KN/m ³
Cantidad de caseton	5	Peso del Hormigón	1.92 KN
Volumen de caseton	0.12 m ³	Peso caseton	0.0108 KN
Volumen hormigón	0.08 m ³	Peso Total	1.9308 KN/m ²
		Peso Total redondeado	1.93 KN/m ²

hcielo raso	1.5 cm		
Peso del Cielo Raso bajo losa	0.1016 KN/m ²		
Instalaciones	5 kg/m ²		
	0.05 KN/m ²		

WD =	Carga Muerta	2.08 KN/m ²	WL =	Carga Viva	0.7 KN/m ²
WD =		0.208 Ton/m ²	WL =		0.07 Ton/m ²

CARGA ÚLTIMA

Wu = 1.2 D + 1.6 L
 Wu = 0.3616 Ton/m = 361.6 kg/m = 3.55 KN/m

Cálculo del momento máximo (Mmax)

M1(-) =	$\frac{Wu \cdot Ln^2}{16} =$	$\frac{3.2544}{16} =$	0.136 Ton/m	=	136 Kg/m
M1(+)	$\frac{Wu \cdot Ln^2}{14} =$	$\frac{3.2544}{14} =$	0.232 Ton/m	=	232 Kg/m
M2(-) =	$\frac{Wu \cdot Ln^2}{9} =$	$\frac{3.474976}{9} =$	0.386 Ton/m	=	386 Kg/m
M2(+)	$\frac{Wu \cdot Ln^2}{14} =$	$\frac{3.702784}{14} =$	0.264 Ton/m	=	264 Kg/m
M3(-) =	$\frac{Wu \cdot Ln^2}{16} =$	$\frac{3.702784}{16} =$	0.154 Ton/m	=	154 Kg/m

Determinación del cortante máximo

Apoyo 1	M1	$\frac{Wu \cdot Ln}{2} =$	1.0848	=	0.542 Ton	=	542.4 kg
Apoyo 2	M2	$\frac{1.15Wu \cdot Ln}{2} =$	1.289104	=	0.645 Ton	=	644.552 kg
Apoyo 3	M3	$\frac{Wu \cdot Ln}{2} =$	1.15712	=	0.579 Ton	=	578.6 kg

Diseño estructural

Cálculo del peralte efectivo	Recubrimiento (r)	2.5 cm
Peralte efectivo asumido	Acero	Ø varilla
d =		12 mm
		16.9 cm

DISEÑO POR FLEXIÓN

Es	2000000 Kg/cm ²	$\epsilon_{ty} = \frac{fy}{Es}$	ety =	0.0021
β1	0.85	$\rho_{max} = \frac{0.003}{(\epsilon_{ty} + 0.006)} \left(\frac{0.85\beta_1 f'_c}{fy} \right)$	pmax =	0.0134
(r)	2.5 cm	$a_{max} = \frac{\rho_{max} f_y b}{0.85 f'_c}$	amax =	3.15 cm
(h)	20 cm	$c_{max} = \frac{a}{\beta_1}$	cmax =	3.71 cm
f'c	210 kg/cm ²			
d	16.9 cm			
bw	10 cm			
Fy	4200 kg/cm ²			
φ	0.9 flexión			
ecu	0.003			

$\epsilon_t = \frac{\epsilon_{cu}}{c} (d - c)$ $\epsilon_t = 0.0107$

$As_{max} = \rho_{max} b d$ $As_{max} = 2.265$ cm²

$M_{max} = As_{max} f_y \left(d - \frac{As_{max} f_y}{2(0.85) f'_c + b} \right)$ $M_{max} = 135420.3529$ kg/cm²

$\phi = \frac{14}{fy} = b + d$ $\phi_{max} = 121878.3176$ kg/cm²

Cálculo del Asmin

$As_{min} = \frac{14}{fy} = b + d$ $As_{min} = 0.56$

$As_{min} = \frac{0.8 \sqrt{f'_c}}{fy} + b + d$ $As_{min} = 0.47$

Calculo del área de acero

TRAMO 1-2	APOYO 2		
MU1 - 2 =	232 kg/m	MU2 =	386 kg/m
	23200 kg/cm		38600 kg/cm
p =	0.002206195	p =	0.003739933
$As^{\pm} = p + b + d$	0.37 cm ²	$As^{\pm} = p + b + d$	0.63 cm ²
As+ =	0.37 cm ²	As+ =	0.63 cm ²
Asmin =	0.56 cm ²	Asmin =	0.56 cm ²

As+= 0.37 >	Asmin= 0.56	As+= 0.63 >	Asmin= 0.56
Usar Valor Mayor Acero=	0.56 cm2	Usar Valor Mayor Acero=	0.63 cm2
numero de varillas	1	numero de varillas	1
Area=	1.13 CUMPLE	Area=	1.13 CUMPLE
USAR 1 varillas de Ø 12 mm		USAR 1 varillas de Ø 12 mm	

DISEÑO POR CORTANTE

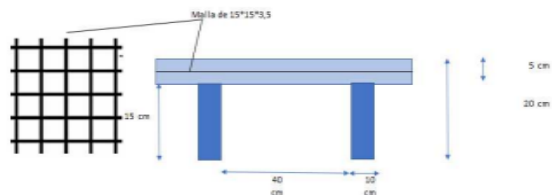
Apoyo 1	Apoyo 2
$V_c = \left(0,53\lambda\sqrt{f'c} + \frac{Nu}{6Ag} \right) bw * d$ $V_c = 1297.992615 \text{ kg}$ $V_c = 1.297992615 \text{ ton}$ $V_{cmax} = 1,33 * \lambda * \sqrt{f'c} * bw * d$ $V_{cmax} = 3257.226751 \text{ kg}$ $V_{cmax} = 3.257226751 \text{ ton}$ $V_c = \min(V_c, V_{cmax})$ $V_c = 1297.992615 \text{ kg}$ $V_c = 1.297992615 \text{ ton}$ $V_u = 0.5424 \text{ ton}$ $V_u = 542.4 \text{ kg}$ $V_u \leq \phi * V_c + 2,2 * \sqrt{f'c} * bw * d$ 6361.388336 kg 6.361388336 ton <p>No ensanchar la vigueta</p>	$V_c = \left(0,53\lambda\sqrt{f'c} + \frac{Nu}{6Ag} \right) bw * d$ $V_c = 3701.967104 \text{ kg}$ $V_c = 3.701967104 \text{ ton}$ $V_{cmax} = 1,33 * \lambda * \sqrt{f'c} * bw * d$ $V_{cmax} = 9289.841977 \text{ kg}$ $V_{cmax} = 9.289841977 \text{ ton}$ $V_c = \min(V_c, V_{cmax})$ $V_c = 3701.967104 \text{ kg}$ $V_c = 3.701967104 \text{ ton}$ $V_u = 0.644552 \text{ ton}$ $V_u = 644.552 \text{ kg}$ $V_u \leq \phi * V_c + 2,2 * \sqrt{f'c} * bw * d$ 18143.13123 kg 18.14313123 ton <p>No ensanchar la vigueta</p>

Para el apoyo 3 se realiza el mismo procedimiento dando como resultado que todos los apoyos no debe ensanchar la vigueta.

El análisis se hace en 1 metro de ancho	ACERO POR TEMPERATURA
$\rho_{min} = 0,0018, \text{ cuando } f_y \geq 4200 \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$ $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$ $blosa = 1 \text{ m}$ $hlosa = 5 \text{ cm}$ $Asmin = 0,0018 * blosa * hlosa$ $pmin = 0.45 \text{ cm}^2 \text{ por metro de ancho}$	<p>Máximo espaciamiento entre alambres de la malla electrosoldada</p> <p>El máximo espaciamiento entre alambres de la malla electrosoldada es 5 veces el espesor de la loseta o 45 cm, el que sea menor:</p> $emáx = 5 * 5 = 25 \text{ cm}$ <p>emáx <= 45 cm</p> <p>Se usa el menor</p> <p>25 cm</p>

Mallas Armes® Tipo R con apertura cuadrada

Clase	Tipos	Resistencia (MPa)	Resistencia (kg/cm²)	Resistencia (kg/cm²)	Resistencia (kg/cm²)	Resistencia (kg/cm²)	Peso (kg/m²)
ARMEX R 10	10	10	10	10	10	10	1.07
ARMEX R 12	12	12	12	12	12	12	1.27
ARMEX R 14	14	14	14	14	14	14	1.47
ARMEX R 16	16	16	16	16	16	16	1.67
ARMEX R 18	18	18	18	18	18	18	1.87
ARMEX R 20	20	20	20	20	20	20	2.07
ARMEX R 22	22	22	22	22	22	22	2.27
ARMEX R 24	24	24	24	24	24	24	2.47
ARMEX R 26	26	26	26	26	26	26	2.67
ARMEX R 28	28	28	28	28	28	28	2.87
ARMEX R 30	30	30	30	30	30	30	3.07



VIGAS PRINCIPALES DE AMARRE

Del predimensionamiento de vigas tenemos:

h=	0.3	10.62 kn/m2
b=	0.2	35.046

METRADO DE CARGAS

Peso específico del hormigon	2400 kg/m3		
CARGAS MUERTA		CARGA VIVA	
Peso de la mamposteria	396 kg/m	NEC- Viviendas unifamiliares	660 kg/m
Peso ceramica	73.062 kg/m		
Peso propio	144 kg/m		
Peso losa	686.4 kg/m		
WD Total=	1299 kg/m	WL Total=	660 kg/m

Carga viva	660	kg/m	Carga muerta	1299	kg/m
Wu=	1.2 D		+	1.6 L	
	1558.8		+	1056	
	2614.8				
Wu=	2.61	kg/m			25.6 KN/m

Cálculo del momento máximo (Mmax)

M1(-)=	$\frac{Wu * Ln^2}{16}$	=	$\frac{35.7309}{16}$	=	2.23 Ton/m	=	2230 Kg/m
M1(+)'=	$\frac{Wu * Ln^2}{14}$	=	$\frac{35.7309}{14}$	=	2.55 Ton/m	=	2550 Kg/m
M2(-)=	$\frac{Wu * Ln^2}{9}$	=	$\frac{35.7309}{9}$	=	3.97 Ton/m	=	3970 Kg/m
M2(+)'=	$\frac{Wu * Ln^2}{14}$	=	$\frac{35.7309}{14}$	=	2.55 Ton/m	=	2550 Kg/m
M3(-)=	$\frac{Wu * Ln^2}{16}$	=	$\frac{35.7309}{16}$	=	2.23 Ton/m	=	2230 Kg/m

Determinación del cortante máximo

Apoyo 1			
M1	$\frac{Wu * Ln}{2}$	=	$\frac{9.657}{2}$ = 4.83 Ton = 4830 kg
Apoyo 2			
M2	$\frac{1,15Wu * Ln}{2}$	=	$\frac{11.10555}{2}$ = 5.55 Ton = 5550 kg
Apoyo 3			
M3	$\frac{Wu * Ln}{2}$	=	$\frac{9.657}{2}$ = 4.83 Ton = 4830 kg

Diseño estructural

Cálculo del peralte efectivo		Recubrimiento (r)	4 cm
Peralte efectivo asumido		Acero	Ø varilla
d=	24.1 cm		Ø estribo
			18 mm
			10 mm

DISEÑO POR FLEXIÓN

Es	2000000 Kg/cm ²	$\epsilon_{ty} = \frac{fy}{Es}$	ety=	0.0021
β1	0.85			
(r)	4 cm			
(h)	30 cm			
f'c	210 kg/cm ²	$\rho_{max} = \frac{0,003}{(\epsilon_{ty} + 0,006)} \left(\frac{0,85\beta_1 f'c}{fy} \right)$	pmax=	0.0134
d=	24.1 cm			
bw=	20 cm	$a_{max} = \frac{\rho_{max} fy b}{0,85 f'c}$	amax=	6.31 cm
Fy=	4200 kg/cm ²			
φ=	0.9 flexión	$c_{max} = \frac{a}{\beta_1}$	cmax=	7.42 cm
ecu=	0.003			

$$\epsilon_z = \frac{\epsilon_{cu}}{c} (d - c) \quad \epsilon_t = 0.0067$$

$$As_{max} = \rho_{max} b d \quad As_{max} = 6.459 \text{ cm}^2$$

$$M_{max} = As_{max} fy \left(d - \frac{As_{max} fy}{2(0,85) f'c + b} \right) \quad M_{max} = 550710.2975 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.9 \quad \phi_{Max} = 495639.27 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del Asmin

$$As_{min} = \frac{14}{fy} * b * d \quad As_{min} = \frac{0,8 \sqrt{f'c}}{fy} * b * d$$

$$As_{min} = 1.61 \quad As_{min} = 1.33$$

Cálculo del área de acero positivo y negativo

TRAMO 1-2		APOYO 2	
MU1 - 2=	2550 kg/m	MU2=	3970 kg/m
	255000 kg/cm		397000 kg/cm
p=	0.00627	p=	0.010286139
$As^{\pm} = p * b * d$		$As^{\pm} = p * b * d$	
As+=	3.02 cm ²	As+=	4.96 cm ²
Asmin=	1.61 cm ²	Asmin=	1.61 cm ²
As+=	3.02 >	Asmin=	1.61
Usar Valor Mayor Acero=	3.02 cm ²	Usar Valor Mayor Acero=	4.96 cm ²
numero de varillas	2	numero de varillas	2
Area=	5.08 CUMPLE	Area=	5.08 CUMPLE
USAR 2 varillas de Ø 18 mm		USAR 2 varillas de Ø 18 mm	
Chequeo por cuantía		Chequeo por cuantía	
$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$		$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$	
0.0033 ≤ 0.00627 ≤ 0.0134		0.0033 ≤ 0.0103 ≤ 0.0134	
OK		OK	

DISEÑO POR CORTANTE

Apoyo 1 y 3	Apoyo 2 (Derecho y izquierdo)
$Vc = \left(0,53\lambda \sqrt{f'c} + \frac{Nu}{6Ag} \right) bw * d$	$Vc = \left(0,53\lambda \sqrt{f'c} + \frac{Nu}{6Ag} \right) bw * d$
Vc=	3701.967 kg
Vc=	3.701967 ton
$Vc_{max} = 1,33 + \lambda + \sqrt{f'c} * bw * d$	$Vc_{max} = 1,33 + \lambda + \sqrt{f'c} * bw * d$
Vcmax=	9289.842 kg
Vcmax=	9.289842 ton
$Vc = \min(Vc, Vc_{max})$	$Vc = \min(Vc, Vc_{max})$
Vc=	3701.967 kg
Vc=	3.701967 ton
Vu=	4.83 ton
Vu=	4830 kg
$Vu \leq \phi * Vc + 2,2 * \sqrt{f'c} * bw * d$	$Vu \leq \phi * Vc + 2,2 * \sqrt{f'c} * bw * d$
	18143.13 kg
	18.14313 ton
La sección transversal cumple	La sección transversal cumple

CÁLCULO DE ESTRIBOS , ESPACIAMIENTOS

$$\text{Estribos } \phi = 10 \text{ mm}$$

$$Av = 1.58 \text{ cm}^2$$

Zona central

$$s \leq \frac{d}{2} \quad s = 12 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento

$$Lo \geq 2 * h$$

$$Lo = 0.6 \text{ m} \quad 60 \text{ cm}$$

El primer estribo de confinamiento debe estar situado por normativa a no mas de 5 cm

Espaciamiento

$$s \leq \frac{d}{4}, 6db, 20 \text{ cm} \quad s = 6 \text{ cm}$$

$$\text{Diametro estribo } 10 \text{ mm, } 1 @ 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Total} = 2 \text{ estribos en cada extremo}$$

$$\text{Diametro estribo } 10 \text{ mm, } 1 @ 0,06 \text{ m}$$

$$\text{Total} = 9 \text{ estribos en } 55 \text{ cm}$$

$$\text{Diametro estribo } 10 \text{ mm, zona central } 1 @ 0,12 \text{ m}$$

$$\text{Total} = 17 \text{ estribos en } 205 \text{ cm}$$

COLUMNAS	
	C1= 12.58 m2 C2= 6.475 m2 C3= 6.29 m2 C4= 3.237 m2

Metrado de Cargas - Carga Última			
CARGA MUERTA		CARGA VIVA	
Peso de la losa nervada	193 kg/m2	Vivienda unifamiliares	0.7 kN/m2
Peso de vigas principales	64.8649 kg/m2		70 kg/m2
Peso de vigas secundarias	56.5195 kg/m2		
WD Total=	314.384 kg/m2	WL Total=	0.1 Ton/m2
	0.31 Ton/m2		

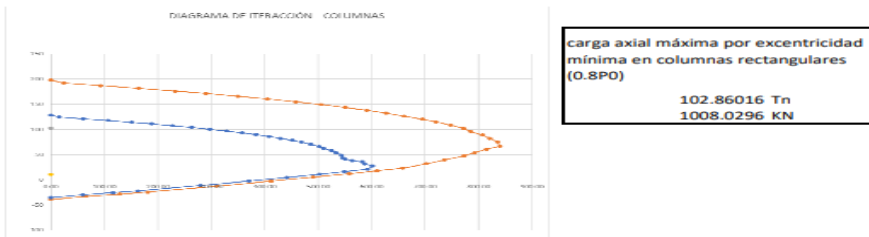
SECCION DE LA COLUMNA

	h= 30 cm	Pisos	1
	b= 30 cm	Altura Piso	2.9 m
Ag= 900 cm2		Cu (1,2CM+1,6CV)=	0.54 Ton/m2
		P.Última=	7.42 Ton
		Ag requerida=	97.64 cm2

DISEÑO DE COLUMNAS - FLEXOCOMPRESIÓN			
h= 30	Area Varilla= 1.54 cm2		
b= 30	#Varilla= 6 Ud		
Ag= 900 cm2	As= 9.24 cm2		
φVarilla= 14 mm	Cuantia 0.01027 Min1%		

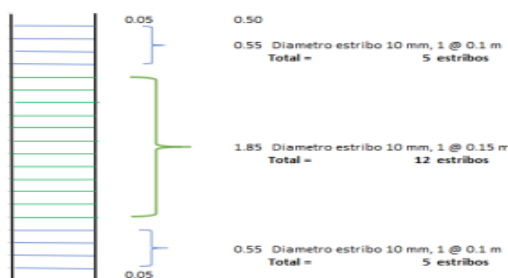
DIAGRAMA DE ITERACIÓN DE COLUMNAS - HORMIGON ARMADO			
Datos Generales			
f'c= 210 kg/cm2	# Varilla 6 Ud		
Fy= 4200 kg/cm2	Area Varilla= 1.54 cm2		
β= 0.85	As= 9.24 cm2		
Recubrimiento= 4 cm			

	C	Es	φ	Pn (Tn)	Mn(Tn-m)	φPn(Tn)	φMn(Tn-m)	φPn(kN)	φMn(kN-m)
Compresión pura									
	36	0.0009	0.65	197.808	0	128.575	0	283.45689	0
	35	0.0009	0.65	192.151	24.2211	124.898	15.743715	275.35046	1.10206005
	34	0.0008	0.65	186.971	93.293906	121.531	60.641039	267.92793	4.24487273
	33	0.0007	0.65	181.792	164.77773	118.164	107.10552	260.5054	7.49738649
	32	0.0007	0.65	175.985	232.38256	114.39	151.04866	252.18439	10.5734063
	31	0.0006	0.65	171.433	289.8484	111.431	188.40146	245.66177	13.1881022
	30	0.0006	0.65	165.625	349.72526	107.656	227.32142	237.33933	15.9124992
	29	0.0005	0.65	160.446	405.73313	104.29	263.72653	229.9168	18.4608572
	28	0.0004	0.65	154.639	457.87201	100.515	297.6168	221.59578	20.8331763
	27	0.0003	0.65	149.46	506.1319	97.149	328.98574	214.17469	23.0290015
	26	0.0002	0.65	143.652	550.53281	93.374	357.84632	205.85224	25.0492427
	25	0	0.65	138.473	591.06473	90.0071	384.19207	198.42971	26.893445
	24	0	0.65	132.665	627.72766	86.2321	408.02298	190.10726	28.5616084
	23	0.0001	0.65	126.858	660.5116	82.4577	429.33254	181.78625	30.0532778
	22	0.0003	0.65	120.423	695.71656	78.2751	452.21576	172.56531	31.6551033
	21	0.0004	0.65	115.245	720.76253	74.9089	468.49564	165.14422	32.7946949
	20	0.0006	0.65	108.809	748.22951	70.7257	486.34918	155.92185	34.0444425
	19	0.0008	0.65	102.374	771.8175	66.5431	501.68138	146.70092	35.1176963
	18	0.0009	0.65	95.9393	785.26651	62.3605	510.42323	137.47999	35.729626
	17	0.0012	0.65	88.8765	807.39653	57.7697	524.80774	127.35914	36.7365419
	16	0.0014	0.65	82.6358	821.33756	53.7132	533.86941	118.4162	37.3708588
	15	0.0017	0.65	74.946	835.7296	48.7149	543.22424	107.39687	38.0256968
	14	0.002	0.65	66.6273	839.97266	43.3077	545.98223	95.476183	38.2187559
	13	0.0024	0.68	60.8585	814.85673	41.132	550.73075	90.679501	38.5511526
	12	0.0028	0.71	53.7968	792.54181	38.2142	562.97797	84.24712	39.4084581
	11	0.0033	0.75	47.362	772.6279	35.6848	582.13516	78.670748	40.7494611
	10	0.0038	0.8	39.6703	736.28501	31.5994	586.48909	69.664051	41.0542364
	9	0.0045	0.86	31.9805	702.35313	27.404	601.84397	60.414815	42.129078
	8	0.0053	0.9	23.0348	658.28226	20.7313	592.45403	45.704169	41.4717821
	7	0.0064	0.9	17.893	610.3324	16.1037	549.29916	35.502217	38.4509412
	6	0.0077	0.9	12.0863	558.52356	10.8776	502.6712	23.980812	35.186984
	5	0.0095	0.9	5.0235	490.28573	4.52115	441.25715	9.9673273	30.8880007
	4	0.012	0.9	-2.6673	411.89891	-2.4005	370.70902	-5.2921974	25.9496311
	3	0.0158	0.9	-12.24	310.8231	-11.016	279.74079	-24.285874	19.5818553
	2	0.022	0.9	-24.325	180.75831	-21.892	162.68248	-48.263709	11.3877733
	1	0.0345	0.9	-28.211	128.81453	-25.389	115.93307	-55.973581	8.11531508
Tensión pura	1	0.072	0.9	-32.762	66.341756	-29.486	59.707581	-65.004891	4.17953064
			0.9	-38.808	0	-34.927	0	-77.000505	0



CÁLCULO DE ESTRIBOS

Longitud de la zona de confinamiento L_o (Max)	
h_n	= $\frac{2.95 \text{ Solo columna}}{6} = 0.49 \text{ m}$
L_o	$\geq \frac{h_n}{6} = 0.49 \text{ m}$
L_o	$\geq 450 \text{ mm} \rightarrow 0.45 \text{ m}$
Max	
Longitud de la zona de confinamiento L_o	0.49 m
Considerar	0.55 m
Espaciamiento en Zona de Confinamiento (S_o)	
S_o	$\leq 6 * d = 84 \text{ mm}$
S_o	$\leq 100 \text{ mm} \rightarrow 0.1 \text{ m}$
MIN	
Separación de Estribos en Confinamiento	0.1 m
Considerar	0.1 m
Zona Central (Fuera del Confinamiento)	
S_o	$\leq 6 * d = 84 \text{ mm}$
S_o	$\leq 150 \text{ mm} \rightarrow 0.15 \text{ m}$
MIN	
Separación de Estribos en Confinamiento	0.15 m
Considerar	0.15 m



PESO EDIFICACIÓN

METRADO DE CARGAS

Material	Dimensión de elementos	Sobrecarga
$F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	Elemento b (cm) h (cm)	Techo 70 kg/cm^2
$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	Columna 30 30	
$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$	Viga Principales 20 25	
	Vigas Secundarias 20 20	

CARGA PP							
ELEMENTO	BASE (m)	Altura (h)	Longitud (m)	P.Esp.C	Carga PP Ton	CANTIDAD	TOTAL (ton)
Losa	6.5	7.1	0.1	2.4	11.076	1	11.076
V.P	0.2	0.25	3.55	2.4	0.426	6	2.556
V.S	0.2	0.2	3.15	2.4	0.3024	3	0.9072
	0.2	0.2	3.35	2.4	0.3216	3	0.9648
C	0.3	0.3	2.95	2.4	0.6372	9	5.7348
							21.2388

CARGA VIVA				CARGA MUERTA			
Area (m2)	S/C	P.Total (kg)	P.Total (Ton)	Area (m2)	S/C	P.Total (kg)	P.Total (Ton)
46.15	70	3230.5	3.2305	46.15	208	9599.2	9.5992

TOTAL MUERTA +PP	30.838 TN
TOTAL VIVA	3.2305 TN
TOTAL	34.0685 TN
PESO SISMICO = 100% CM +25 % CV	
Story 1	31.6456 ton

Según el software de análisis y diseño estructural

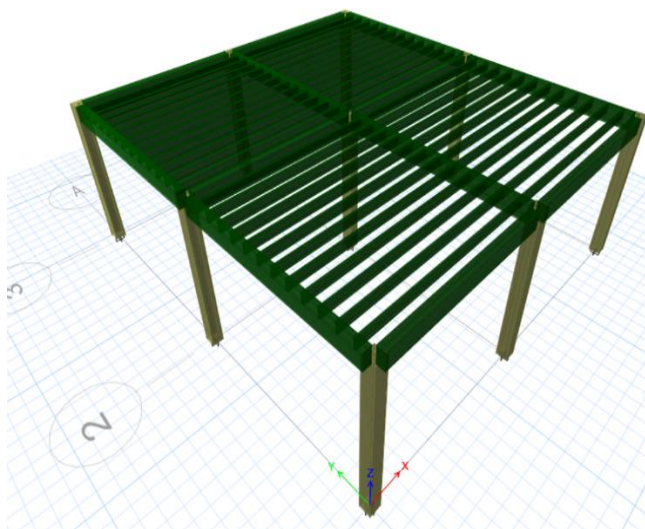
File Edit Format-Filter-Sort Select Options								
Units: As Noted			Hidden Columns: No		Sort: None		Story Forces	
Filter: None								
	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	Location	P tonf
▶	Story1	Dead	LinStatic				Top	13.895
	Story1	Dead	LinStatic				Bottom	19.6298
	Story1	Live	LinStatic				Top	3.5224
	Story1	Live	LinStatic				Bottom	3.5224
	Story1	CM	LinStatic				Top	10.4666
	Story1	CM	LinStatic				Bottom	10.4666
	Story1	PESO SISMICO	Combination				Top	25.2422
	Story1	PESO SISMICO	Combination				Bottom	30.977

ANEXO 3. Modelamiento de los elementos estructurales en madera

A partir de la información obtenida en el diseño en la sección del predimensionamiento, se procede a realizar la modelación en el software de análisis y diseño estructural.

Figura 38

Modelamiento estructura de madera



Propiedades de la estructura

Figura 39

Propiedades del material madera

The screenshot shows a dialog box for defining material properties. It is organized into several sections:

- General Data:** Material Name (MADERA 1), Material Type (Other), Directional Symmetry Type (Isotropic), Material Display Color (blue), and Material Notes (Modify/Show Notes...).
- Material Weight and Mass:** Radio buttons for 'Specify Weight Density' (selected) and 'Specify Mass Density'. Fields for Weight per Unit Volume (1000 kgf/m³) and Mass per Unit Volume (101.972 kgf-s²/m⁴).
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E (853161140 kgf/m²), Poisson's Ratio, U (0.2), Coefficient of Thermal Expansion, A (0.0000099 1/C), and Shear Modulus, G (355483808.33 kgf/m²).
- Design Property Data:** Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:** Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., and Time Dependent Properties...

Buttons for OK and Cancel are at the bottom.

Después de definir las propiedades de los materiales, se procede a crear las dimensiones de cada elemento estructural: vigas, columnas y viguetas.

Figura 40

Dimensiones vigueta madera

The screenshot shows a dialog box for defining section properties for a beam. It includes:

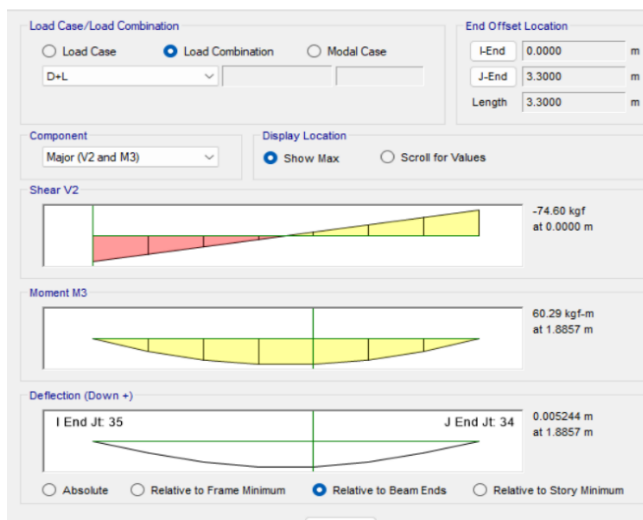
- General Data:** Property Name (vigueta), Material (MADERA 1), Notional Size Data (Modify/Show Notional Size...), Display Color (Change...), and Notes (Modify/Show Notes...).
- Shape:** Section Shape (Concrete Rectangular).
- Section Property Source:** Source: User Defined.
- Section Dimensions:** Depth (0.165 m) and Width (0.04 m).
- Property Modifiers:** Modify/Show Modifiers... (Currently Default).

A diagram on the right shows a vertical rectangular section with coordinate axes 2 (vertical) and 3 (horizontal). Buttons for Show Section Properties..., OK, and Cancel are at the bottom.

Resultados

Figura 41

Momentos y cortantes de viguetas



ANEXO 4. Resultados de los cálculos manuales de los elementos estructurales en madera

Figura 42

Comprobación a deflexión en vigas y viguetas de madera

VIGA	CARGA	LONGITUD m	DEFLECCIÓN m	DEFLECCIÓN ETABS m	COMPROBACIÓN
VIGA A 1-2	1.2D+1.6L	3.7	0.0123	0.003391	CUMPLE
	SOBRECARGA		0.0103	0.001003	CUMPLE
VIGA A 2-3	1.2D+1.6L	3.7	0.0123	0.003391	CUMPLE
	SOBRECARGA		0.0103	0.001003	CUMPLE
VIGA B 1-2	1.2D+1.6L	3.7	0.0123	0.006491	CUMPLE
	SOBRECARGA		0.0103	0.002042	CUMPLE
VIGA B 2-3	1.2D+1.6L	3.7	0.0123	0.006491	CUMPLE
	SOBRECARGA		0.0103	0.002042	CUMPLE
VIGA C 1-2	1.2D+1.6L	3.7	0.0123	0.003569	CUMPLE
	SOBRECARGA		0.0103	0.001063	CUMPLE
VIGA C 2-3	1.2D+1.6L	3.7	0.0123	0.003569	CUMPLE
	SOBRECARGA		0.0103	0.001063	CUMPLE
VIGUETA A-B	1.2D+1.6L	3.3	0.0110	0.007267	CUMPLE
	SOBRECARGA		0.0092	0.002436	CUMPLE
VIGUETA B-C	1.2D+1.6L	3.5	0.0117	0.009195	CUMPLE
	SOBRECARGA		0.0097	0.003082	CUMPLE

Figura 43

Comprobación a flexión vigas y viguetas de madera

VIGA	B (m)	H (m)	MOMENTO MÁXIMO Kg*cm	Z SECCIÓN (cm ³)	Z CALCULADO (cm ³)	ESFUERZO A FLEXIÓN kg/cm ²	ESFUERZO ADMISIBLE DE LA MADERA kg/cm ²	COMPROBACIÓN ESFUERZOS	COMPARACIÓN MÓDULO DE SECCIÓN
VIGA A 1-2	0.14	0.29	46525.87	1962.3	604.91	23.7099	76.914	OK	OK
VIGA A 2-3	0.14	0.29	46525.87	1962.3	604.91	23.7099	76.914	OK	OK
VIGA B 1-2	0.14	0.29	88388.25	1962.3	1149.18	45.0432	76.914	OK	OK
VIGA B 2-3	0.14	0.29	88388.25	1962.3	1149.18	45.0432	76.914	OK	OK
VIGA C 1-2	0.14	0.29	48930.05	1962.3	636.17	24.9351	76.914	OK	OK
VIGA C 2-3	0.14	0.29	48930.05	1962.3	636.17	24.9351	76.914	OK	OK
VIGA 1 A-B	0.14	0.29	4777.540	1962.3	62.12	2.4347	76.914	OK	OK
VIGA 1 B-C	0.14	0.29	5413.890	1962.3	70.39	2.7590	76.914	OK	OK
VIGA 2 A-B	0.14	0.29	4777.540	1962.3	62.12	2.4347	76.914	OK	OK
VIGA 2 B-C	0.14	0.29	5413.890	1962.3	70.39	2.7590	76.914	OK	OK
VIGA 3 A-B	0.14	0.29	4777.540	1962.3	62.12	2.4347	76.914	OK	OK
VIGA 3 B-C	0.14	0.29	5413.890	1962.3	70.39	2.7590	76.914	OK	OK
VIGUETA A-B	0.04	0.165	6028.620	181.5	62.49	33.2155	96.47	OK	OK
VIGUETA B-C	0.04	0.165	9397.800	181.5	97.42	51.7785	96.47	OK	OK

Figura 44

Comprobación a resistencia a corte en madera

VIGA	B (m)	H (m)	FUERZA CORTANTE Kg	ESFUERZO CORTANTE kg/cm ²	ESFUERZO CORTANTE ADMISIBLE kg/cm ²	COMPROBACIÓN ESFUERZOS
VIGA A 1-2	0.14	0.29	518.63	1.9161	12.976	OK
VIGA A 2-3	0.14	0.29	518.63	1.9161	12.976	OK
VIGA B 1-2	0.14	0.29	993.34	3.6700	12.976	OK
VIGA B 2-3	0.14	0.29	993.34	3.6700	12.976	OK
VIGA C 1-2	0.14	0.29	545.76	2.0164	12.976	OK
VIGA C 2-3	0.14	0.29	545.76	2.0164	12.976	OK
VIGA 1 A-B	0.14	0.29	62.93	0.2325	12.976	OK
VIGA 1 B-C	0.14	0.29	66.99	0.2475	12.976	OK
VIGA 2 A-B	0.14	0.29	62.93	0.2325	12.976	OK
VIGA 2 B-C	0.14	0.29	66.99	0.2475	12.976	OK
VIGA 3 A-B	0.14	0.29	62.93	0.2325	12.976	OK
VIGA 3 B-C	0.14	0.29	66.99	0.2475	12.976	OK
VIGUETA A-B	0.04	0.165	74.60	1.6955	12.976	OK
VIGUETA B-C	0.04	0.165	79.12	1.7982	12.976	OK

Figura 45

Comprobación de esfuerzos admisibles por flexocompresión

COLUMNA	N kg	N adm	Ncr kg	km	Z (cm ³)	M (kg/cm)	fm kg/cm ²	$\frac{N}{Nadm} + \frac{Km + M}{Zx + fm}$	Comprobación
C1	699.55	22434	58593	1.014	1333.3	511.63	82.34	0.036	ok
C2	1218.2	22434	58593	1.024	1333.3	511.75	82.34	0.059	ok
C3	699.55	22434	58593	1.014	1333.3	511.63	82.34	0.036	ok
C4	1241.26	22434	58593	1.025	1333.3	32.890	82.34	0.056	ok
C5	2234.57	22434	58593	1.046	1333.3	33.930	82.34	0.100	ok
C6	1241.26	22434	58593	1.025	1333.3	32.890	82.34	0.056	ok
C7	730.74	22434	58593	1.015	1333.3	544.56	82.34	0.038	ok
C8	1276.51	22434	58593	1.026	1333.3	544.60	82.34	0.062	ok
C9	730.74	22434	58593	1.015	1333.3	544.56	82.34	0.038	ok

ANEXO 5. Uniones

Figura 46

Cálculo unión viga-columna

UNIONES EMPERNADAS VIGA-COLUMNA			
1. Condiciones Generales			
Tipo de Madera de elementos	0		
Solicitación	Doble cizallamiento		
Fuerza de diseño	2150 kg	(4 vigas)	
Diámetro de perno "d "	1/2 in	3/4 in	
Esesor definido "l" (ancho columna)	1.27 cm		
Esesor de platinas	20 cm		
	6 mm		
2. Carga Admisible por perno			
(Considerando l = 10 cm)	P=	869 kg	Tabla 12.7
	Pletinas P	1086.25 kg	
	(+25%)=		
3. Número de pernos			
$No. de pernos = \frac{F}{P}$			
No. De pernos=	$\frac{2150}{1086}$	No. de pernos=	2
Searaciones mínimas			
Distancia entre pernos	4 *	1.27	= 5 cm
Distancia al extremo en tracción=5d=	5 *	1.27	= 7 cm
Distancia al extremo en compresión=4d=	4 *	1.27	= 5 cm
Perpendicularmente a la dirección del grano:			
Espaciamiento entre líneas = 2d	2 *	1.27	= 3 cm
Distancia bordes laterales= 2d=	2 *	1.27	= 3 cm
Se usará 2 pernos de 3/4 in de diámetro			

Figura 47

Cálculo unión vigueta-viga

UNIONES EMPERNADAS VIGUETA-VIGA			
1. Condiciones Generales			
Tipo de Madera de elementos	B		
Solicitación	Simple cizallamiento		
Fuerza de diseño	79 kg		
Diámetro de perno "d "	1/2 in		
Esesor definido "l" (ancho viga)	1.27 cm		
Esesor de placa	14 cm		
	6 mm		
2. Carga Admisible por perno			
(Considerando l = 10 cm)	P=	131 kg	Tabla 12.7
		65.5	
3. Número de pernos			
$No. de pernos = \frac{F}{P}$			
No. de pernos=	2.0	No. de pernos=	$\frac{79}{66}$
Searaciones mínimas			
Distancia entre pernos	4 *	1.27	= 5 cm
Distancia al extremo en tracción=5d=	5 *	1.27	= 7 cm
Distancia al extremo en compresión=4d=	4 *	1.27	= 5 cm
Perpendicularmente a la dirección del grano:			
Espaciamiento entre líneas = 2d	2 *	1.27	= 3 cm
Distancia bordes laterales= 2d=	2 *	1.27	= 3 cm
Se usará 2 pernos de de diámetro			

Figura 48

Cálculo unión panel-vigueta

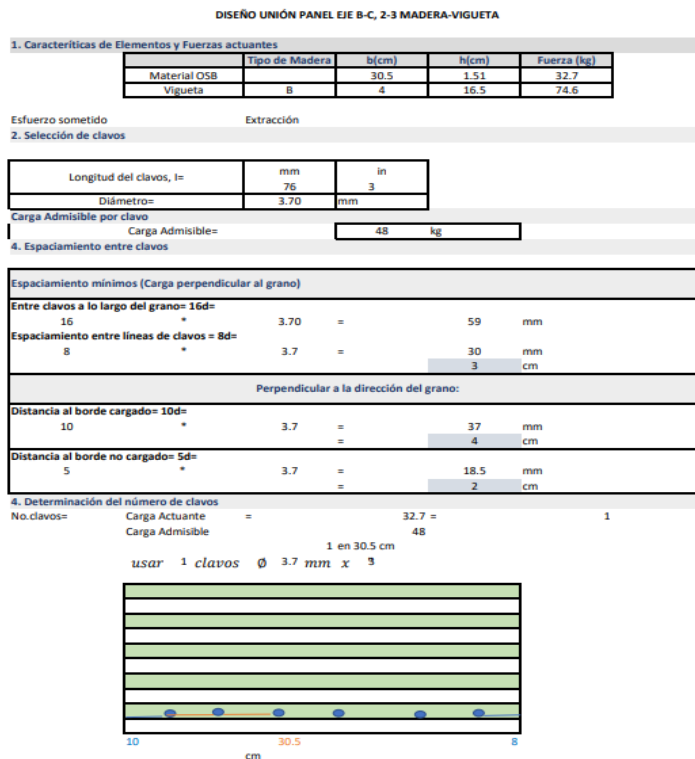


Figura 49

Cálculo unión columna-zapata

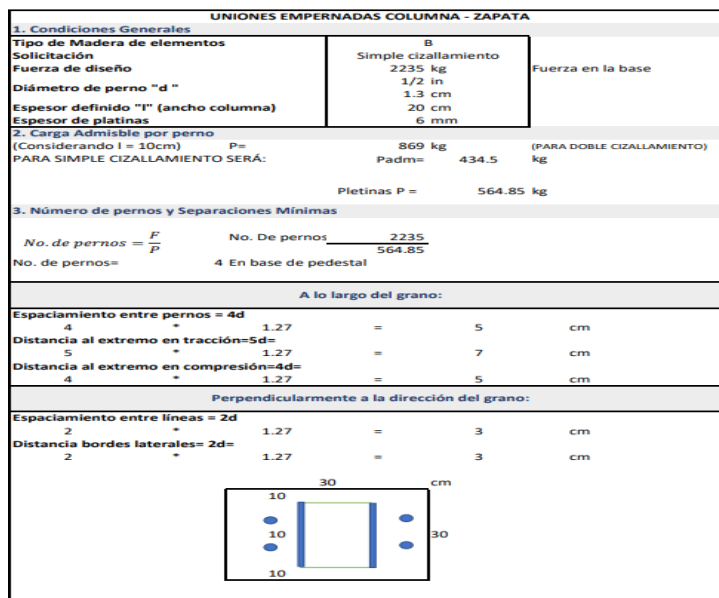


Figura 50

Peso sísmico vivienda madera

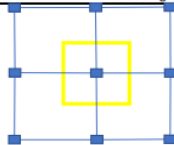
PESO EDIFICACIÓN									
METRADO DE CARGAS									
Material	Peso		1000 kg/m3		Dimensión de elementos		Sobrecarga		
	especifico		1 t/m3		ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Techo	70 kg/cm2
					COLUMNA	20	20		
					VIGA	14	29		
					VIGUETA	4	16.5		
CARGA PP									
ELEMENTO	BASE (m)	Altura (h)	Longitud (m)	P.Esp.C	Carga PP Ton	CANTIDAD	TOTAL (ton)		
VIGAS P	0.14	0.29	3.6	1	0.14616	6	0.88		
VIGAS S	0.14	0.29	3.2	1	0.12992	3	0.39		
	0.14	0.29	3.4	1	0.13804	3	0.41		
VIGUETAS	0.04	0.165	3.2	1	0.02112	24	0.51		
	0.04	0.165	3.4	1	0.02244	24	0.54		
Columna	0.2	0.2	3.1	1	0.124	9	1.12		
								3.85	
CARGA VIVA				CARGA MUERTA					
Area (m2)	S/C	P.Total (kg)	P.Total (Ton)	Area (m2)	S/C	P.Total (kg)	P.Total (Ton)		
50.32	70	3522.4	3.52	50.32	58.71	2954.287	2.95		
TOTAL MUERTA +PP				6.8 TN					
TOTAL VIVA				3.52 TN					
TOTAL				10.32 TN					
PESO SISMICO = 100% CM +25 % CV									
Story 1				7.68 ton					

Según el software de análisis y diseño estructural

File	Edit	Format-Filter-Sort	Select	Options				
Units: As Noted		Hidden Columns: No		Sort: None		Story Forces		
Filter: None								
	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	Location	P tonf
▶	Story1	PP	LinStatic				Top	2.7092
	Story1	PP	LinStatic				Bottom	3.7712
	Story1	Live	LinStatic				Top	3.4272
	Story1	Live	LinStatic				Bottom	3.4272
	Story1	Dead	LinStatic				Top	2.874
	Story1	Dead	LinStatic				Bottom	2.874
	Story1	PESO SISMICO	Combination				Top	6.44
	Story1	PESO SISMICO	Combination				Bottom	7.502

ANEXO 6. Cimentación

Datos de entrada		
Diseñar el plinto C5 que esta sometido a las siguientes solicitaciones correspondientes a estados de servicio y último		
Cargas de servicio (D+L)		
P=	8.307 Tn (Carga axial de servicio)	8307.00 kg
Mx=	0 Tn.m (Mx de servicio)	0 kg.cm
My=	0.0589 Tn.m (My de servicio)	5890 kg.cm
Carga última (1.4D+1.7L)		
Pu=	10.3797 Tn (Carga axial ultima)	10379.70 kg
Mx=	0 Tn.m (Mx de ultimo)	0 kg.cm
My=	0.0739 Tn.m (My de ultimo)	7390 kg.cm
qadm=	4.00 kg/cm ²	
f'c=	210 kg/cm ²	
fy=	4200 kg/cm ²	
Df=	1.5 m	
Medidas columna		
b=	30 cm	
L=	30 cm	
	0.3 m	
	0.3 m	



Resolución		
Sección transversal requerida	A=	2074.67532 cm ²
Dimensiones aproximadas para carga axial pura		
B= 2 m	L= 2 m	
200 cm	200 cm	
Excentricidades cm	$e_x = \frac{My}{P}$	ex (cm)= 0.70904057
	$e_y = \frac{Mx}{P}$	ey (cm)= 0
Esfuerzo máximo en el suelo	$q_{max} = \frac{P}{A} (1 + \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L})$	qmax= 0.21 kg/cm ²
El qmax debe ser menor o igual que el qadmisible		
qmax kg/cm ²	qadm. kg/cm ²	
0.21	4.004	El esfuerzo máximo es menor al esfuerzo permisible
Se incrementa el área de la zapata		
Se estima el porcentaje extra necesaria	q_{max}/q_{adm}	0.05
	A=	103.733766 cm ²
Se obtiene nuevas medidas de B y L		
B= 2 m	L= 100 cm	
1 m	20000 cm ²	
A= 2 m ²		
Esfuerzo máximo en el suelo	$q_{max} = \frac{P}{A} (1 + \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L})$	qmax= 0.42 kg/cm ²
El qmax debe ser menor o igual que el qadmisible		
qmax kg/cm ²	qadm. kg/cm ²	
0.42	4.00400	El esfuerzo máximo es menor al esfuerzo permisible

Se verifica el area de la zapata		
Se estima el porcentaje de ajuste	q_{max}/q_{adm}	0.1
	A=	2000 cm ²
Se obtiene nuevas medidas de B y L		
B= 1 m	L= 100	
1 m	100	
A= 1 m ²	10000 cm ²	
Esfuerzo máximo en el suelo	$q_{max} = \frac{P}{A} (1 + \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L})$	qmax= 0.87 kg/cm ²
El qmax debe ser menor o igual que el qadmisible		
qmax kg/cm ²	qadm. kg/cm ²	
0.87	4.004	El esfuerzo máximo es menor al esfuerzo permisible

SE ACEPTAN LAS MEDIDAS DE LA ZAPATA

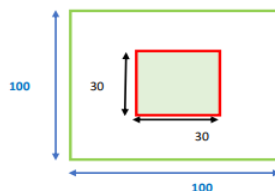
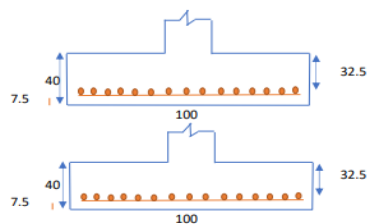


DIAGRAMA DE REACCIONES DEL SUELO DE CIMENTACIÓN BAJO CARGAS ÚLTIMAS

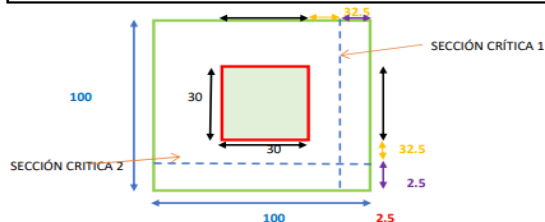
Excentricidades	$e_x = \frac{My}{P}$	ex= 0.7 cm
	$e_y = \frac{Mx}{P}$	ey= 0 cm
Cálculo de los 4 esfuerzos últimos	$q_1 = \frac{P}{A} (1 + \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L})$	q1= 1.08 kg/cm ²
	$q_2 = \frac{P}{A} (1 - \frac{6e_x}{B} + \frac{6e_y}{L})$	q2= 0.99 kg/cm ²
	$q_3 = \frac{P}{A} (1 + \frac{6e_x}{B} - \frac{6e_y}{L})$	q3= 1.08 kg/cm ²
	$q_4 = \frac{P}{A} (1 - \frac{6e_x}{B} - \frac{6e_y}{L})$	q4= 0.99 kg/cm ²

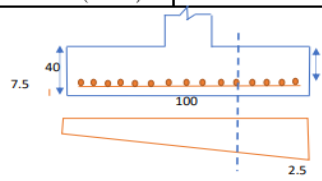
DISEÑO A CORTANTE TIPO VIGA

Se asume un peralte de:	40 cm
Distancia desde la cara inferior hasta la capa de refuerzo en x	7.5 cm
Distancia desde la cara inferior hasta la capa de refuerzo en y	7.5 cm
Nota: el recubrimiento minimo de 7.5 cm para el acero	



SECCIÓN CRÍTICA AL CORTANTE

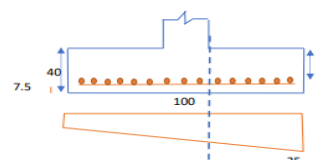


CORTANTE EN X													
$q_{max} = \frac{Pu}{A} * \left(1 + \frac{6e_x}{B}\right)$	qmax= 1.08 Kg/cm2												
$q_{min} = \frac{Pu}{A} * \left(1 - \frac{6e_x}{B}\right)$	qmin= 0.99 Kg/cm2												
Interpolación													
	<table border="1"> <tr><td>y1</td><td>0.99</td></tr> <tr><td>y2</td><td>1.08</td></tr> <tr><td>x1</td><td>0.00</td></tr> <tr><td>x2</td><td>100</td></tr> <tr><td>x</td><td>98</td></tr> <tr><td>y</td><td>1.08</td></tr> </table>	y1	0.99	y2	1.08	x1	0.00	x2	100	x	98	y	1.08
y1	0.99												
y2	1.08												
x1	0.00												
x2	100												
x	98												
y	1.08												
Fuerza Cortante que actúa sobre la sección crítica	Vu= 270 kg												

EN X	
el mayor entre q1-q3	1.08
el mayor entre q2-q4	0.99

Interpolación

y1	0.99
y2	1.08
x1	0.00
x2	100
x	65
y	1.05



Carga triangular de ordenada máxima 0.03

Momento flector en la zona crítica Mu= 65537.50 kg.cm

Sección de acero requerida AS= 0.53 cm2

Cuántia mínima de armado a flexión p= 0.00333333

Asmin= 11.33 cm2

Sección mínima de armado para 100 cm de ancho

VER EL MAYOR ENTRE AS y Asmin 11.33 cm2

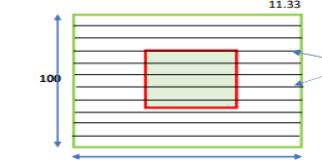
Diametro varilla 12 mm 1.13 cm2 1.2 cm

Areas de una varilla Asmin/As= 10 en un 8.48 cm 1 m

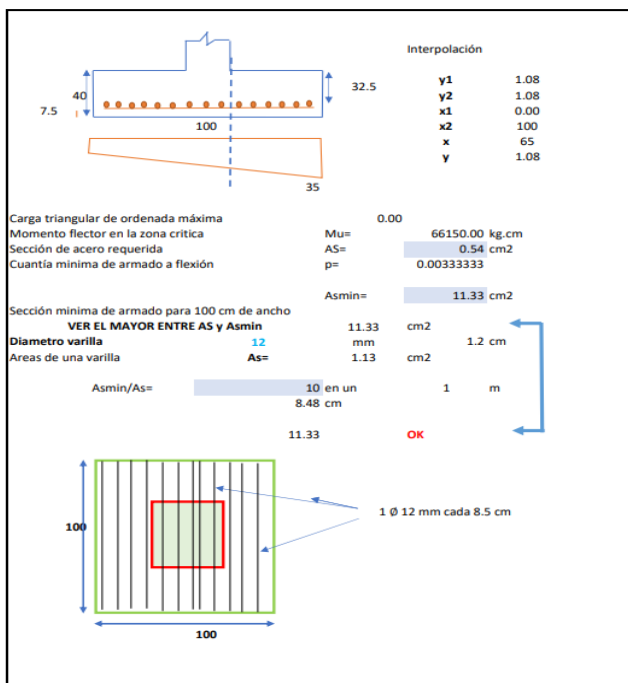
11.33

1 Ø 12 mm cada 8.5 cm

OK



DISEÑO A FLEXIÓN EN LA DIRECCIÓN Y		
PARA UN ANCHO DE	100 cm	85 cm
EN Y		
el mayor entre q1-q2	1.08	
el mayor entre q3-q4	1.08	



ANEXO 7. Escenarios

ESCENARIO 1

R.1	Criterio Economico	33%	C.1	COSTO	100%	1.1	Costo total	60%	20%	\$/m ²
						1.2	Costo de mantenimiento	40%	13%	\$/m ²
R.2	Criterio Ambiental	33%	C.2	EMISIONES	60%	1.3	Emisiones CO ₂	100%	20%	Kg CO ₂ eq/m ²
						C.3	RECURSOS	40%	1.4	Consumo de energía
R.3	Criterio Social	33%	C.4	TIEMPO	60%	1.5	Tiempo de construcción	100%	20%	Dias
						C.5	SEGURIDAD	40%	1.6	Salud y seguridad durante la construcción

100%

ESCENARIO 2

R.1	Criterio Economico	60%	C.1	COSTO	100%	1.1	Costo total	60%	36%	\$/m ²
						1.2	Costo de mantenimiento	40%	24%	\$/m ²
R.2	Criterio Ambiental	20%	C.2	EMISIONES	60%	1.3	Emisiones CO ₂	100%	12%	Kg CO ₂ eq/m ²
						C.3	RECURSOS	40%	1.4	Consumo de energía
R.3	Criterio Social	20%	C.4	TIEMPO	60%	1.5	Tiempo de construcción	100%	12%	Dias
						C.5	SEGURIDAD	40%	1.6	Salud y seguridad durante la construcción

100%

ESCENARIO 3

R.1	Criterio Economico	20%	C.1	COSTO	100%	1.1	Costo total	60%	12%	\$/m ²
						1.2	Costo de mantenimiento	40%	8%	\$/m ²
R.2	Criterio Ambiental	60%	C.2	EMISIONES	60%	1.3	Emisiones CO ₂	100%	36%	Kg CO ₂ eq/m ²
						C.3	RECURSOS	40%	1.4	Consumo de energía
R.3	Criterio Social	20%	C.4	TIEMPO	60%	1.5	Tiempo de construcción	100%	12%	Dias
						C.5	SEGURIDAD	40%	1.6	Salud y seguridad durante la construcción

100%

ESCENARIO 4

R.1	Criterio Economico	20%	C.1	COSTO	100%	1.1	Costo total	60%	12%	\$/m ²
						1.2	Costo de mantenimiento	40%	8%	\$/m ²
R.2	Criterio Ambiental	20%	C.2	EMISIONES	60%	1.3	Emisiones CO ₂	100%	12%	Kg CO ₂ eq/m ²
						C.3	RECURSOS	40%	1.4	Consumo de energía
R.3	Criterio Social	60%	C.4	TIEMPO	60%	1.5	Tiempo de construcción	100%	36%	Dias
						C.5	SEGURIDAD	40%	1.6	Salud y seguridad durante la construcción

100%

ANEXO 8. Cálculo de los indicadores económicos en hormigón

Área de construcción 50.32 m²

COSTO TOTAL			
	VOLUMEN (m ³)	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
CONCRETO ESTRUCTURA	7.44	128.65	957.19
MAMPOSTERIA BLOQUE	10.93	32.076	2432.80
CERAMICA	0.50	36.46	1834.80
SUMA=	18.88		5224.80
ACERO			
Diametro varilla	Volumen (m ³)	Precio Unitario	COSTO TOTAL I.\$
10 mm	0.093	2.39	1592.96
12 mm	0.003	2.39	56.02
14 mm	0.064	2.39	1201.19
16 mm	0.017	2.39	317.76
18 mm	0.023	2.39	436.72
SUMA=	0.200		3604.63

\$/m² 175.47

COSTO DE MANTENIMIENTO			
	VOLUMEN (m ³)	COSTO MANTENIMIENTO	COSTO TOTAL
CONCRETO ESTRUCTURA	7.44	60.80	452.38
MAMPOSTERIA BLOQUE	10.93	1.76	133.49
CERAMICA	0.50	2.24	112.72
SUMA=	18.88		698.59
ACERO			
Diametro varilla	Volumen (m ³)	Precio Unitario	COSTO TOTAL I.\$
10 mm	0.093	0.03	19.99
12 mm	0.003	0.03	0.70
14 mm	0.064	0.03	15.08
16 mm	0.017	0.03	3.99
18 mm	0.023	0.03	5.48
SUMA=	0.200		45.24

\$/m² 14.78

ANEXO 9. Cálculo de los indicadores económicos en madera

Área de construcción 50.32 m²

COSTO TOTAL			
	VOLUMEN (m ³)	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
MADERA ESTRUCTURA	5.04	1302.14	6559.362
MAMPOSTERIA PANEL OSB	1.12	26.72	2026.616
PISO OSB	0.91	20.64	1038.664
SUMA=	7.07		9624.642
ACERO			
	Volumen (m ³)	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL \$
Acero transversal	0.1043	2.39	1956.88
Pernos 1/2 "	0.086	1.23	191.88
Platinas	0.078	2.32	299.28
SUMA=	0.268		2448.04

\$/m² 239.92

COSTO DE MANTENIMIENTO			
	VOLUMEN (m ³)	COSTO MANTENIMIENTO	COSTO TOTAL
MADERA ESTRUCTURA	5.04	16.35	82.361
MAMPOSTERIA PANEL OSB	1.12	5.17	392.119
PISO OSB	0.91	5.74	288.837
SUMA=	7.07		763.316
ACERO			
	Volumen (m ³)	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL \$
Acero transversal	0.1043	0.03	24.56
Pernos 1/2 "	0.086	0.03	4.68
Platinas	0.078	0.03	3.87
SUMA=	0.268		33.11

\$/m² 15.83

ANEXO 10. Cálculo de los indicadores ambientales en hormigón

Área de construcción

50.32 m²

EMISIONES CO ₂			
CONCRETO			
	VOLUMEN (m ³)	CO ₂ EMISIONES	TOTAL CO ₂ EMISIONES (Kg CO ₂)
CONCRETO ESTRUCTURA	7.44	213.04	9269.370
MAMPOSTERIA BLOQUE	10.93	0.59	7739.856
CERAMICA	0.50	0.18	163.492
SUMA=	18.88		17172.719

ACERO				
Diametro Ø	Unidad	Volumen (m ³)	CO ₂ EMISIONES	TOTAL EMISIONES (KG CO ₂)
10 mm		0.093	2.8	1865.91
12 mm		0.003	2.8	65.62
14 mm		0.069	2.8	1407.01
16 mm		0.017	2.8	372.21
18 mm		0.023	2.8	511.55
SUMA=		0.205		4222.30

Kg CO₂/m²

425.18

CONSUMO DE ENERGIA			
CONCRETO			
	VOLUMEN (m ³)	CONSUMO DE ENERGÍA DEL MATERIAL (MJ)	TOTAL CONSUMO DE ENERGIA (MJ)
CONCRETO ESTRUCTURA	7.44	3890	28943.545
MAMPOSTERIA BLOQUE	10.93	0.063	826.459
CERAMICA	0.50	2.321	2108.142
SUMA=	18.88		31878.146

ACERO				
Diametro Ø	Unidad	VOLUMEN (m ³)	CONSUMO DE ENERGÍA DEL MATERIAL (MJ)	TOTAL CONSUMO DE ENERGIA (MJ)
10 mm		0.093	274570	25547.25
12 mm		0.003	274570	819.66
14 mm		0.069	274570	18808.19
16 mm		0.017	274570	4649.53
18 mm		0.023	274570	6390.21
SUMA=		0.205		56214.84

MJ/m²

1750.66

ANEXO 11. Cálculo de los indicadores ambientales en madera

Área de construcción

50.32 m²

EMISIONES			
	VOLUMEN (m ³)	CO ₂ EMISIONES	TOTAL CO ₂ EMISIONES (KG)
MADERA ESTRUCTURA	5.04	0.06	302.242
MAMPOSTERIA PANEL OSB	1.12	1.4	943.943
PISO OSB	0.91	1.4	765.157
SUMA=	7.07		2011.342

ACERO			
	Volumen (m ³)	CO ₂ EMISIONES	TOTAL EMISIONES (KG)
Acero transversal	0.1043	2.80	2292.19
Pernos 1/2 "	0.086	2.80	48.24
Platinas	0.078	2.80	273.97
SUMA=	0.268		2614.40

kg CO₂ /m²

91.93

CONSUMO DE ENERGIA			
	VOLUMEN (m ³)	CONSUMO DE ENERGÍA DEL MATERIAL (MJ)	TOTAL CONSUMO DE ENERGIA (MJ)
MADERA ESTRUCTURA	5.04	2.1	10578.481
MAMPOSTERIA PANEL OSB	1.12	15	10113.678
PISO OSB	0.91	15	8198.107
SUMA=	7.07		28890.266

ACERO			
	VOLUMEN (m ³)	CONSUMO DE ENERGÍA DEL MATERIAL (MJ)	TOTAL CONSUMO DE ENERGIA (MJ)
Acero transversal	0.1043	274570	28633.63
Pernos 1/2 " y platinas	0.164	274570	45049.07
SUMA=	0.268		73682.70

MJ/m²

2038.41

ANEXO 14. Peso normalizado, riesgo -actividad

Para obtener el índice de riesgos laborales, tanto para la vivienda de madera como para la de hormigón se obtuvo el peso normalizado, según el riesgo-actividad.

Riesgo-Actividad	Peso Normalizado
Caídas a niveles inferiores - trabajos en altura o a profundidades superiores a 2 m	
Encofrado convencional	0.105
Encofrado autotrepante para pilotes o presas	0.15
Andamio de tubos de acero	0.098
Colocación de losas de hormigón y trabajos de armadura y hormigonado en el tablero de un puente	0.06
Colisión o atrapamiento por una carga en movimiento debido a su desplazamiento o desprendimiento - manipulación mecánica de cargas	
Otros medios de manipulación mecánica de cargas	0.02
Golpes en miembros superiores e inferiores - manipulación manual de cargas	
Vigas	0.06
Colocación de armaduras	0.021
Colisión o atropello por maquinaria pesada o vehículos pesados	
Trabajos con maquinaria pesada o vehículos pesados	0.068
Quemaduras - soldadura	0.007
Ahogamiento - trabajo en zonas con riesgo de inundación	
Colisión o atropello por vehículos ajenos a la obra - trabajos en zonas con tráfico ajeno a la obra	0.058
Accidente de tráfico - transporte de elementos a la obra	
Piezas prefabricadas	0.09
Hormigón	0.04
Acero (barras estructurales y de refuerzo)	0.03
Riesgo estructural o macrorriesgo - operaciones o estructuras complejas	0.05

Fuente: (Jurado, 2020).

ANEXO 15. Cálculo del indicador social en hormigón de la seguridad

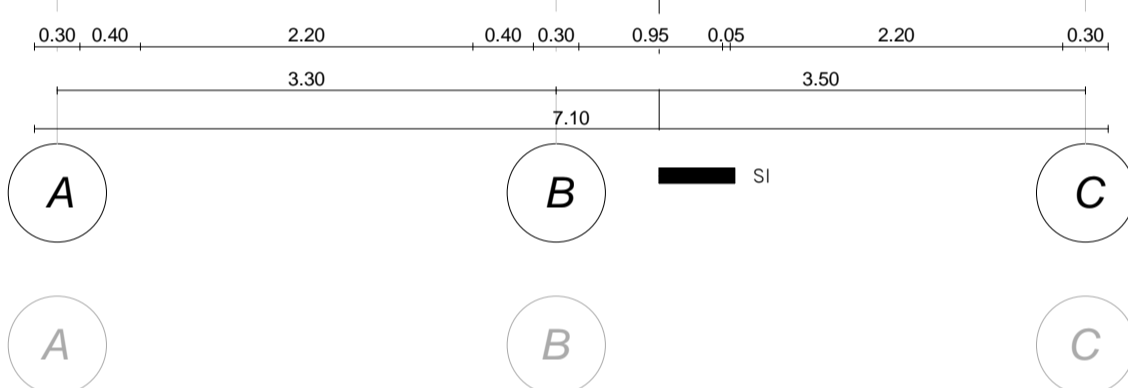
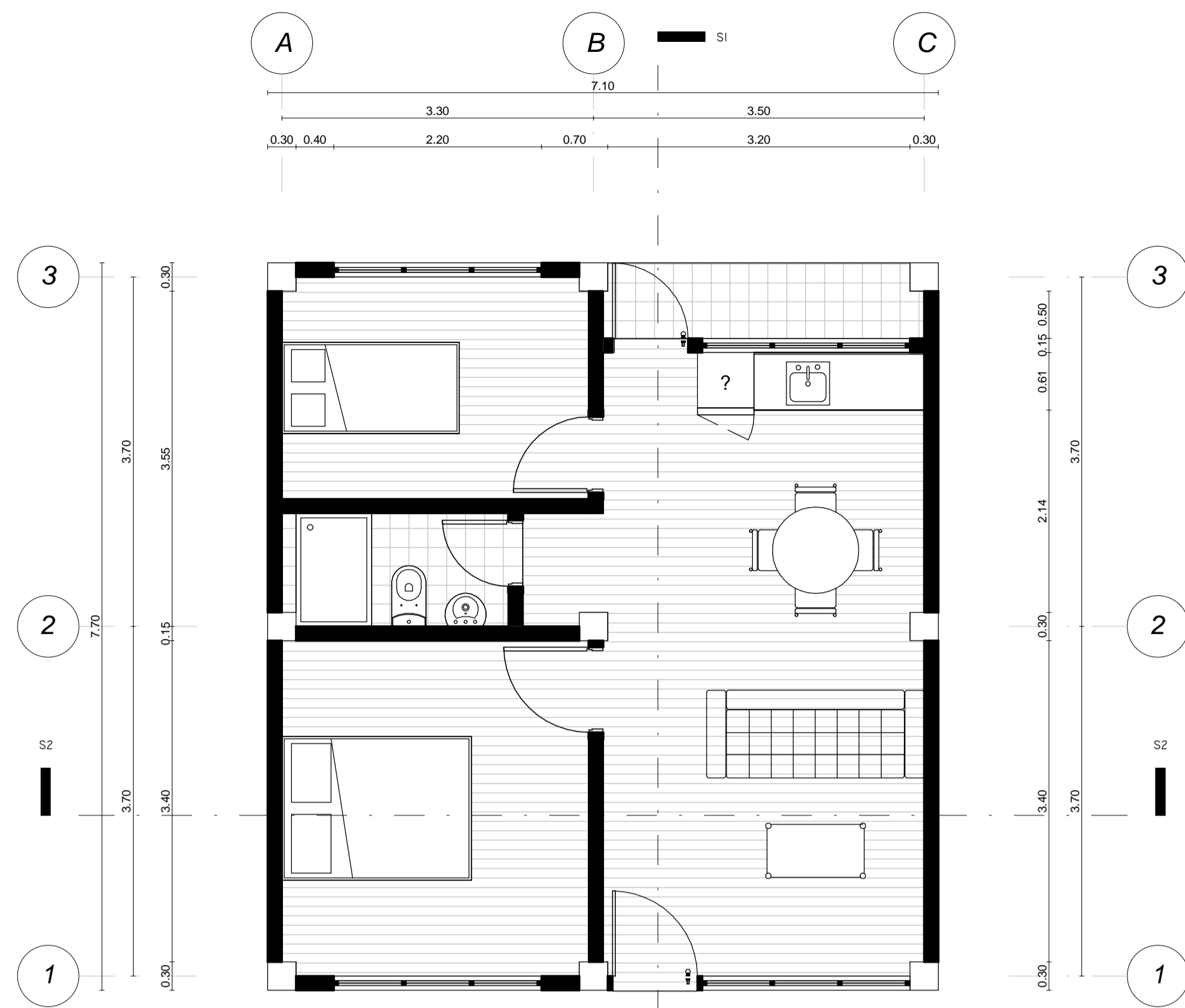
INDICES DE RIESGOS LABORALES PARA EL CASO DE ESTUDIO						
Riesgo-actividad-subactividad	Peso normalizado	Exposición (horas)	# trabajadores	Total exposición (horas)	ORI	
Caídas a niveles inferiores - trabajos en altura o a profundidades superiores a 2 m						
<i>Encofrado convencional</i>						
Pedestales						
Encofrado	0.105	16	2	32	3.36	
Columnas						
Encofrado	0.105	24	2	48	5.04	
Vigas estructurales						
Encofrado	0.105	24	2	48	5.04	
Losa Cubierta						
Encofrado	0.105	24	3	72	7.56	
<i>Andamio de tubos de acero</i>						
Vigas estructurales						
Acero de refuerzo	0.098	32	4	128	12.544	
Hormigonado	0.098	16	2	32	3.136	
Losa Cubierta						
Acero de refuerzo	0.098	24	3	72	7.056	
Hormigonado	0.098	8	2	16	1.568	
<i>Colocación de losas de hormigón y trabajos de armadura</i>						
Losa Cubierta						
Acero	0.06	24	3	72	4.32	
Hormigonado	0.06	8	3	24	1.44	
Golpes en miembros superiores e inferiores - manipulación manual de cargas						
<i>Colocación de armaduras</i>						
Vigas estructurales						
Acero de refuerzo	0.021	32	3	96	2.016	
Losa Cubierta						
Acero de refuerzo	0.021	32	4	128	2.688	
Accidente de tráfico - transporte de elementos a la obra						
<i>Hormigón</i>						
Columnas						
Hormigonado	0.04	16	2	32	1.28	
Vigas estructurales						
Hormigonado	0.04	16	3	48	1.92	
Losa Cubierta						
Hormigonado	0.04	8	4	32	1.28	
<i>Acero (barras estructurales y de refuerzo)</i>						
Columnas						
Acero	0.03	32	3	96	2.88	
Vigas estructurales						
Acero	0.03	32	3	96	2.88	
Losa Cubierta						
Acero	0.03	24	4	96	2.88	
Riesgo estructural o macrorriesgo - operaciones o estructuras complejas						
Global	0.05	608	4	2432	121.6	
					ORI	190.488

ANEXO 16. Cálculo del indicador social en madera de la seguridad

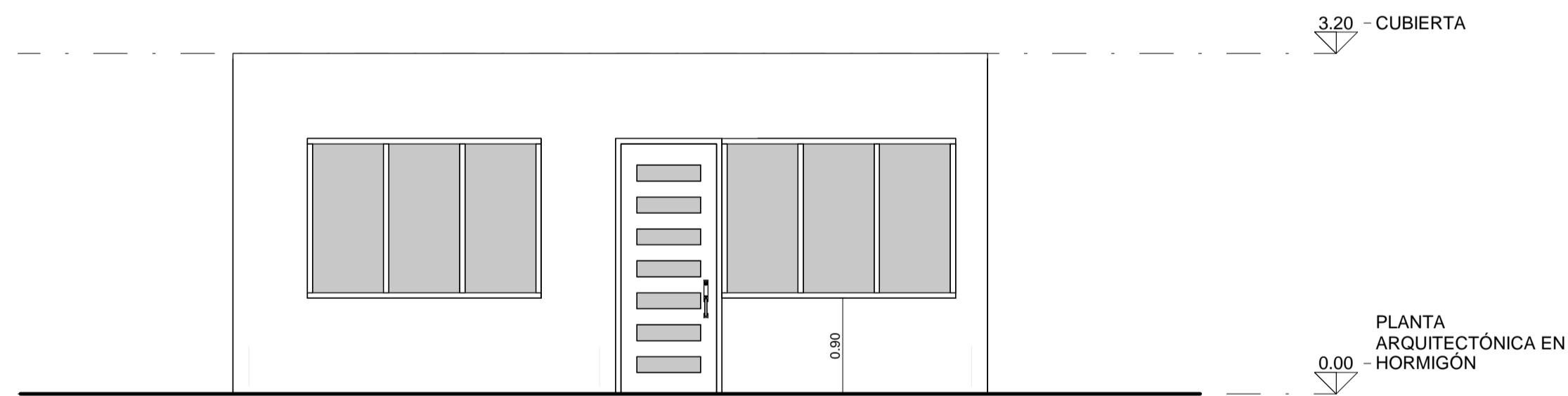
INDICES DE RIESGOS LABORALES PARA EL CASO DE ESTUDIO					
Riesgo-actividad-subactividad	Peso normalizado	Exposición (horas)	# trabajadores	Total exposición (horas)	ORI
Caidas a niveles inferiores - trabajos en altura o a profundidades superiores a 2 m					
<i>Encofrado convencional</i>					
Pedestales					
Encofrado	0.105	16	2	32	3.36
<i>Andamio de tubos de acero</i>					
Vigas					
Colocación	0.098	8	4	32	3.136
Uniones					
Colocación	0.098	32	1	32	3.136
<i>Colocación de losas de hormigón y trabajos de armadura</i>					
Paneles OSB					
Uniones	0.06	24	2	48	2.88
Golpes en miembros superiores e inferiores - manipulación manual de cargas					
<i>Vigas</i>					
Vigas prefabricadas					
Colocación	0.06	8	3	24	1.44
<i>Colocación de armaduras</i>					
Columnas					
Uniones Acero	0.021	8	2	16	0.336
Vigas					
Uniones Acero	0.021	8	3	24	0.504
Viguetas					
Uniones Acero	0.021	16	3	48	1.008
Accidente de tráfico - transporte de elementos a la obra					
<i>Piezas prefabricadas</i>					
Columnas					
Colocación	0.09	8	2	16	1.44
Vigas					
Colocación	0.09	8	2	16	1.44
Viguetas					
Colocación	0.09	16	2	32	2.88
<i>Acero (barras estructurales y de refuerzo)</i>					
Pedestales					
Acero	0.03	40	2	80	2.4
Riesgo estructural o macrorriesgo - operaciones o estructuras complejas					
Global	0.05	456	4	1824	91.2

ORI	115.16
------------	---------------

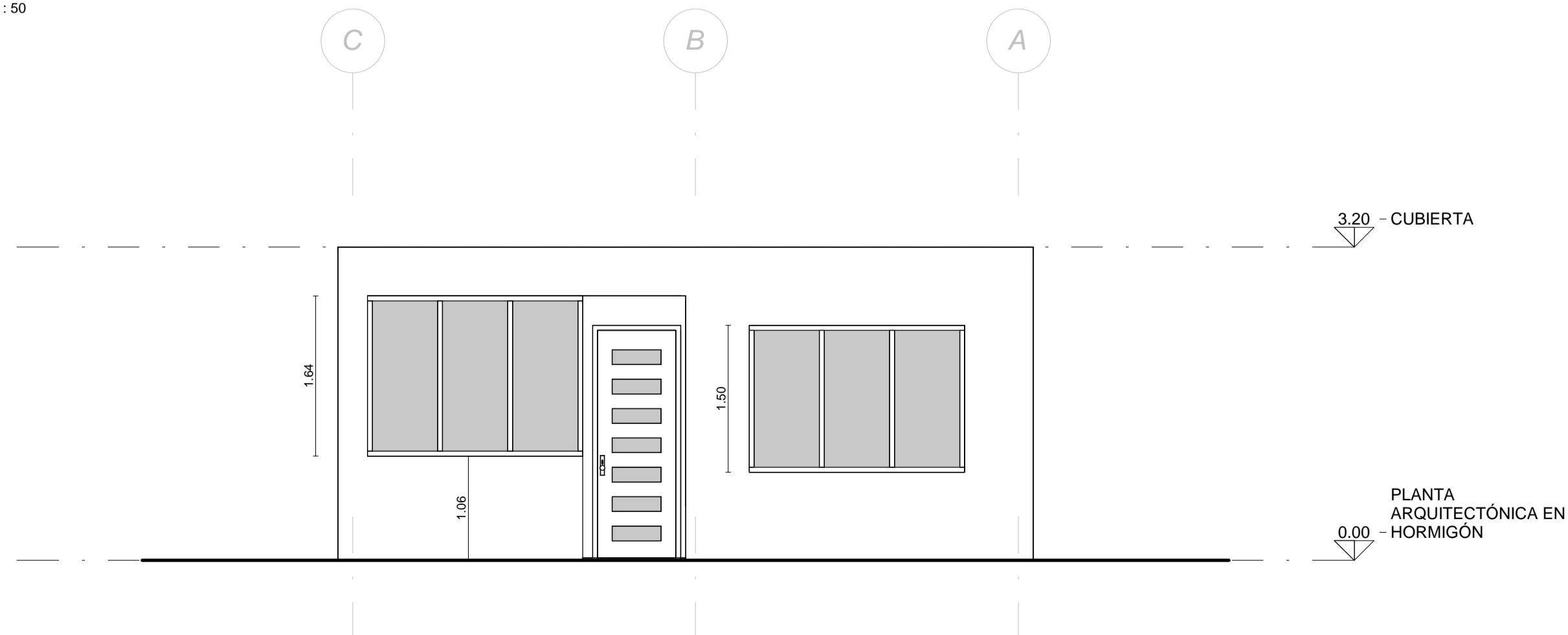
ANEXO 17. Planos



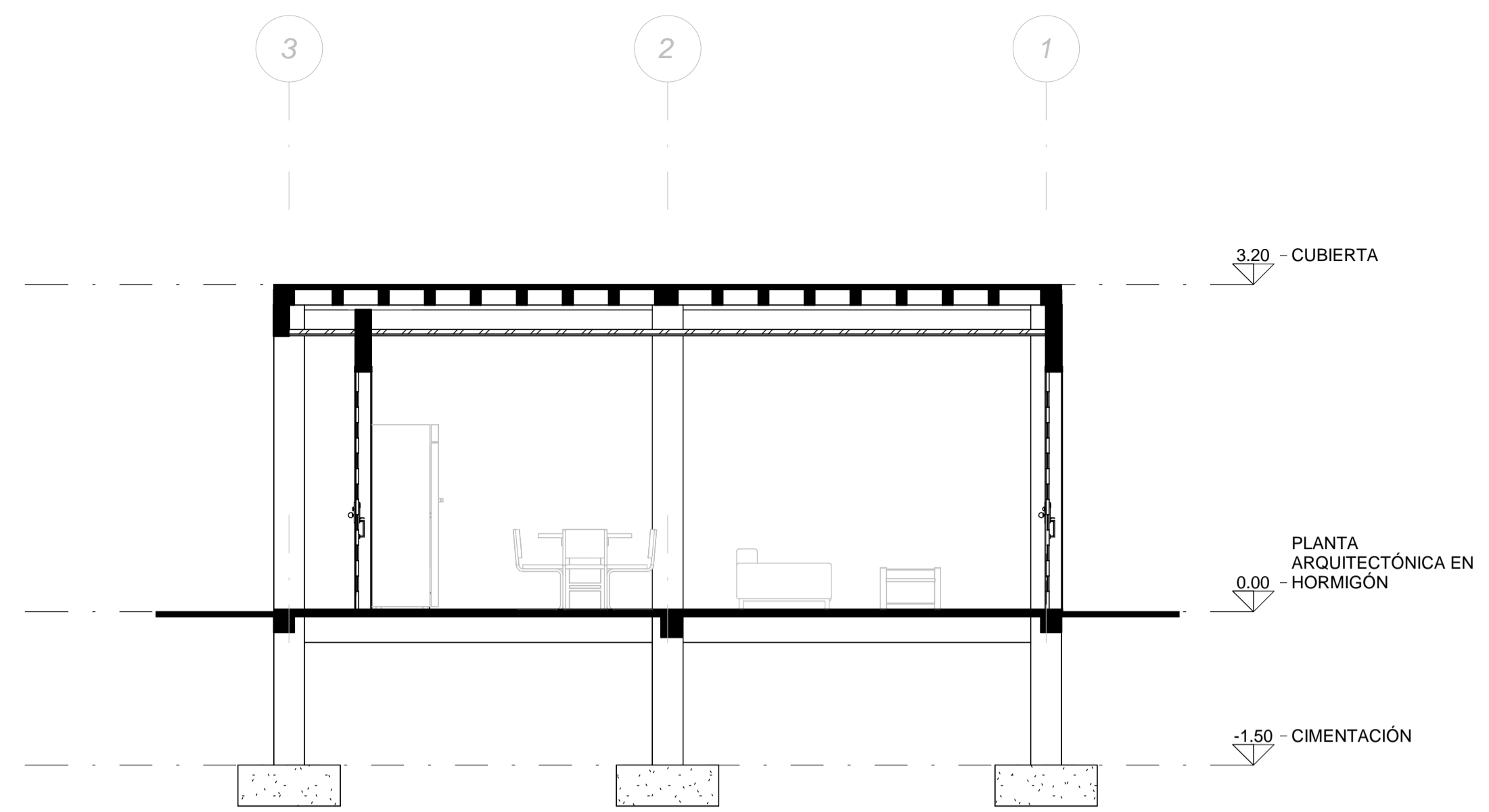
1 PLANTA ARQUITECTÓNICA
A1-L01 1:50
EN HORMIGÓN



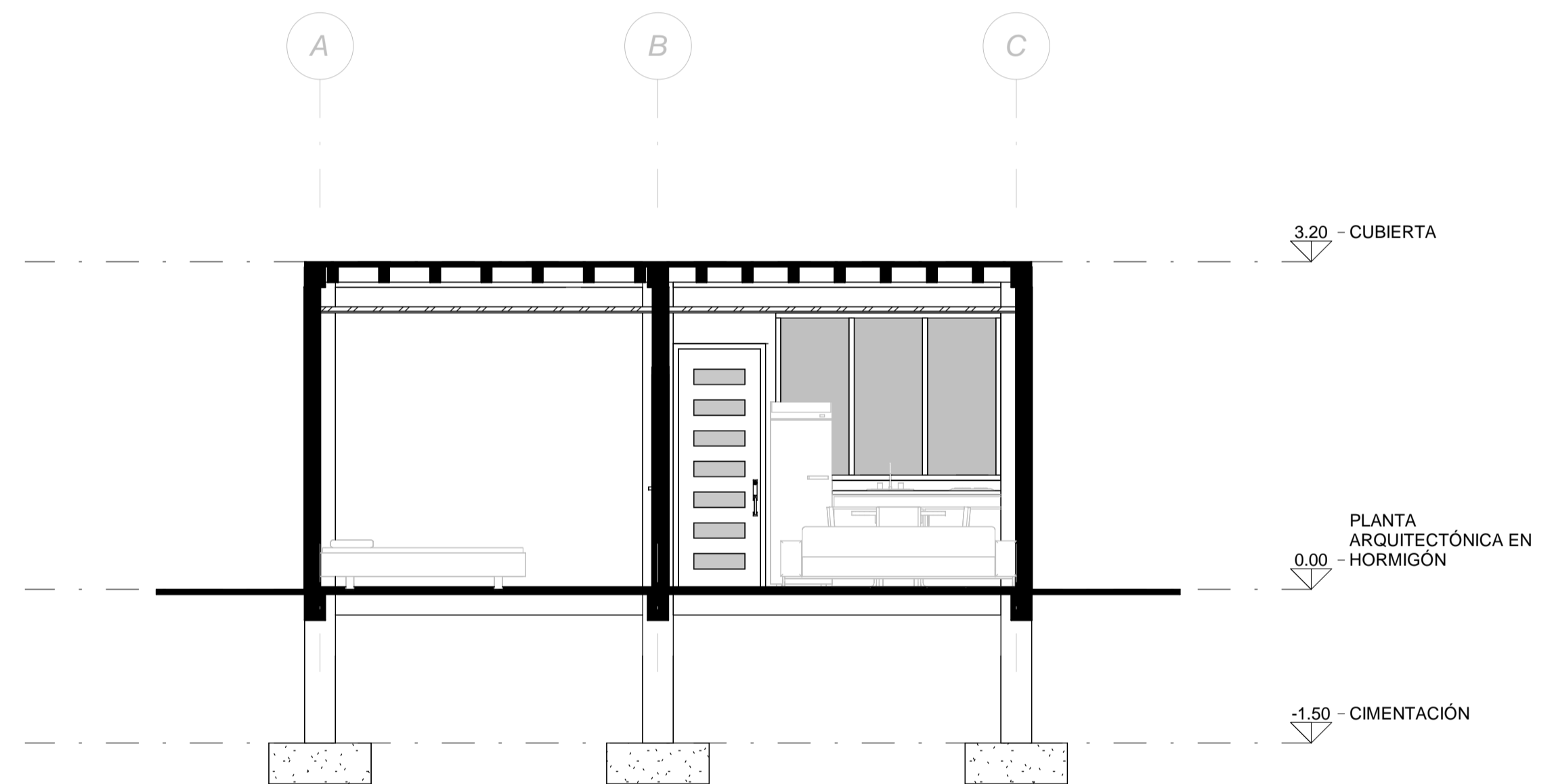
2 ELEVACIÓN SUR
A1-L01 1:50



3 ELEVACIÓN NORTE
A1-L01 1:50

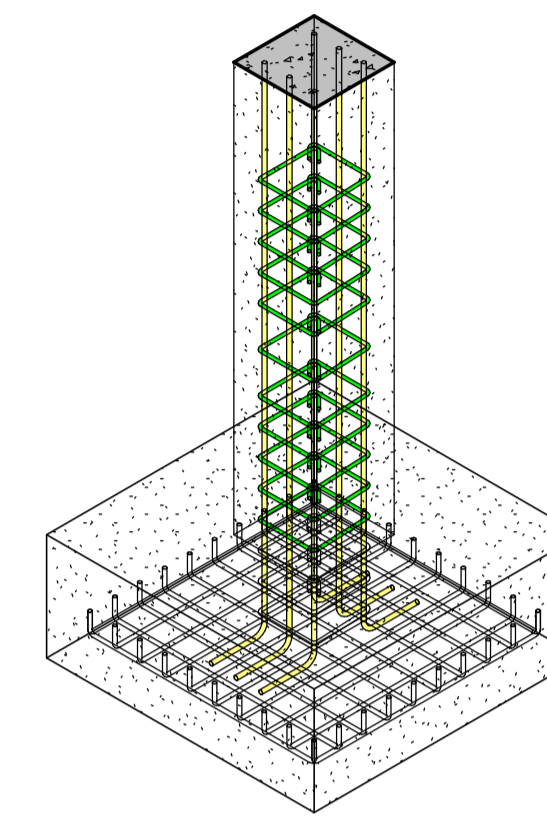
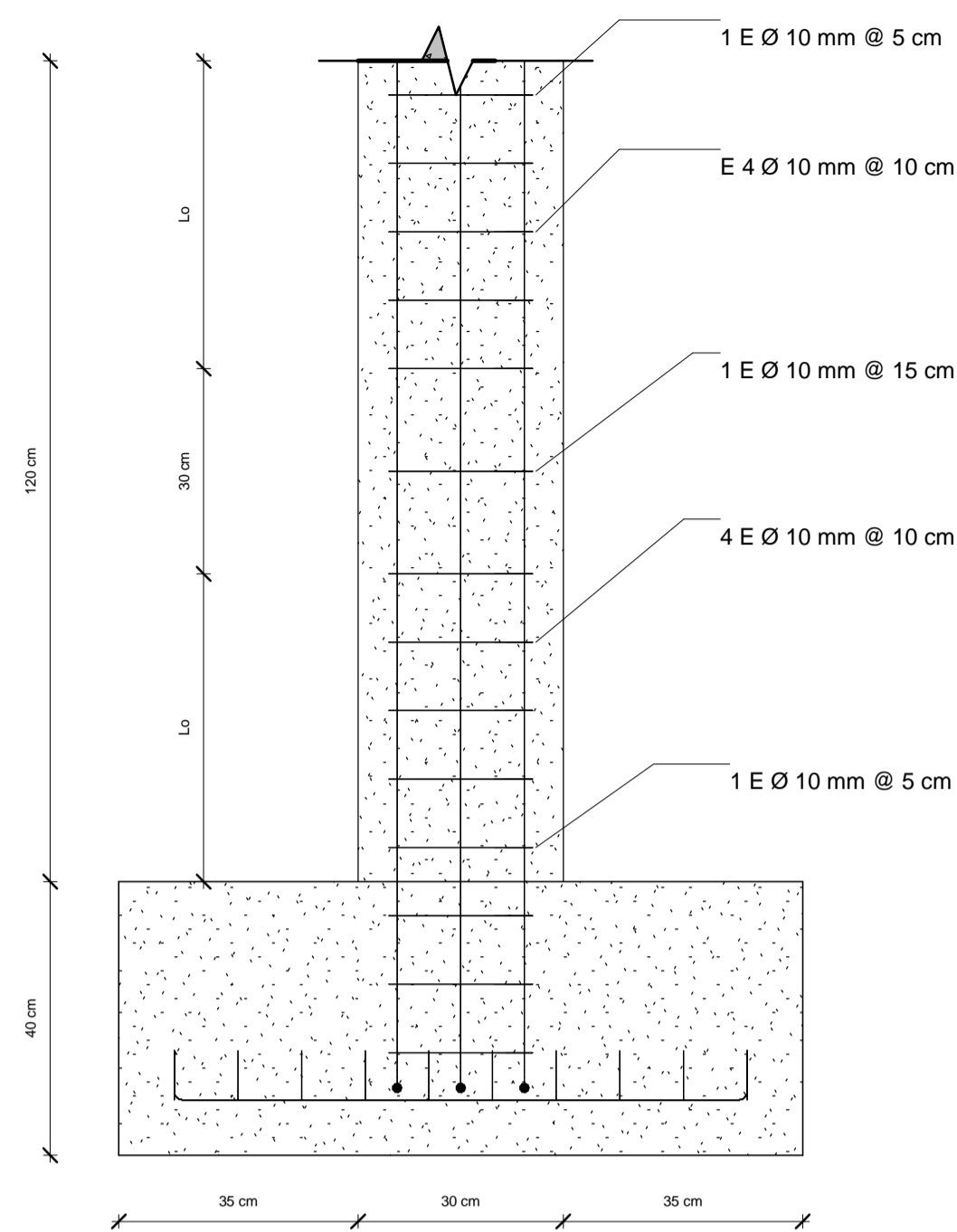
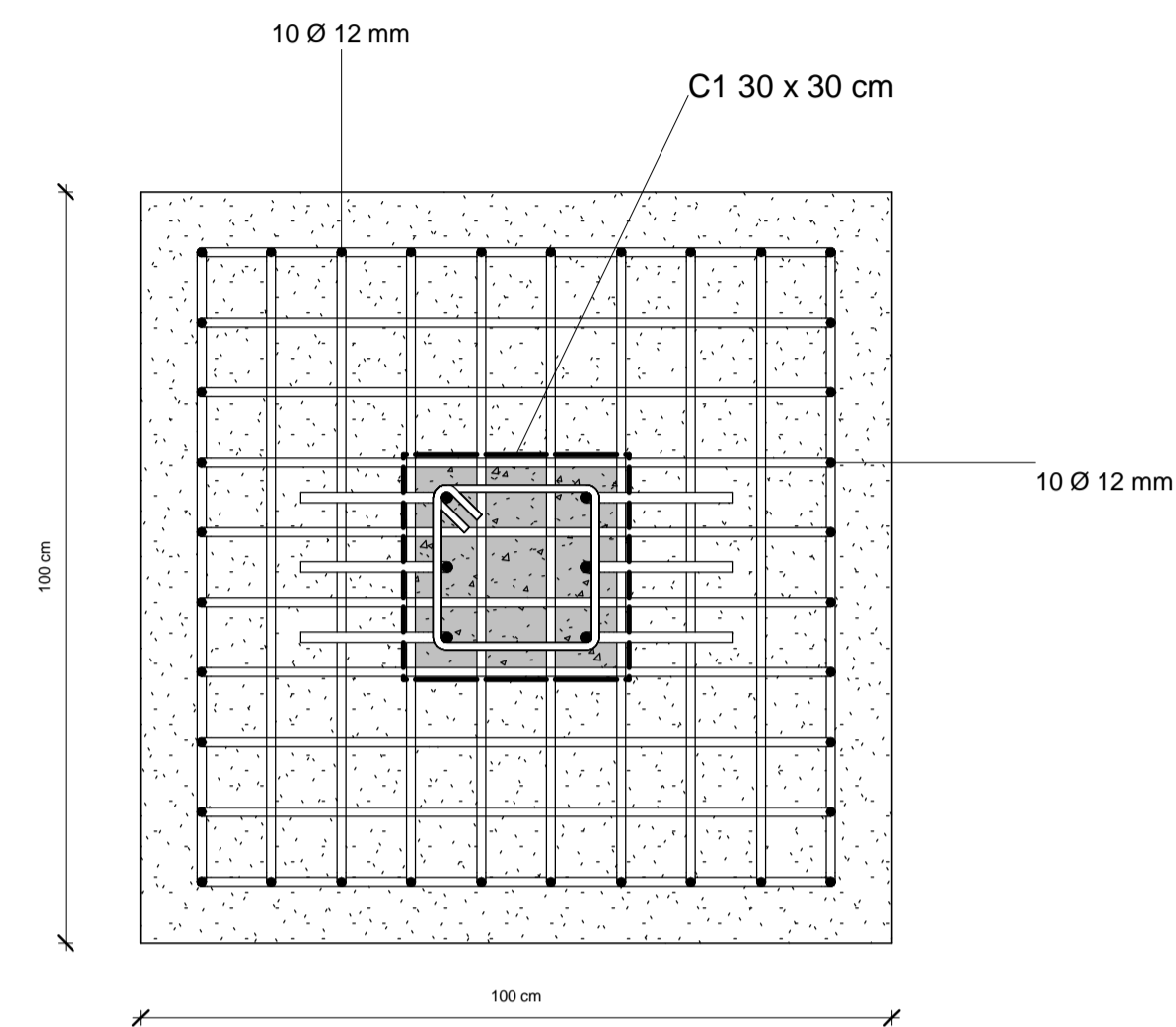
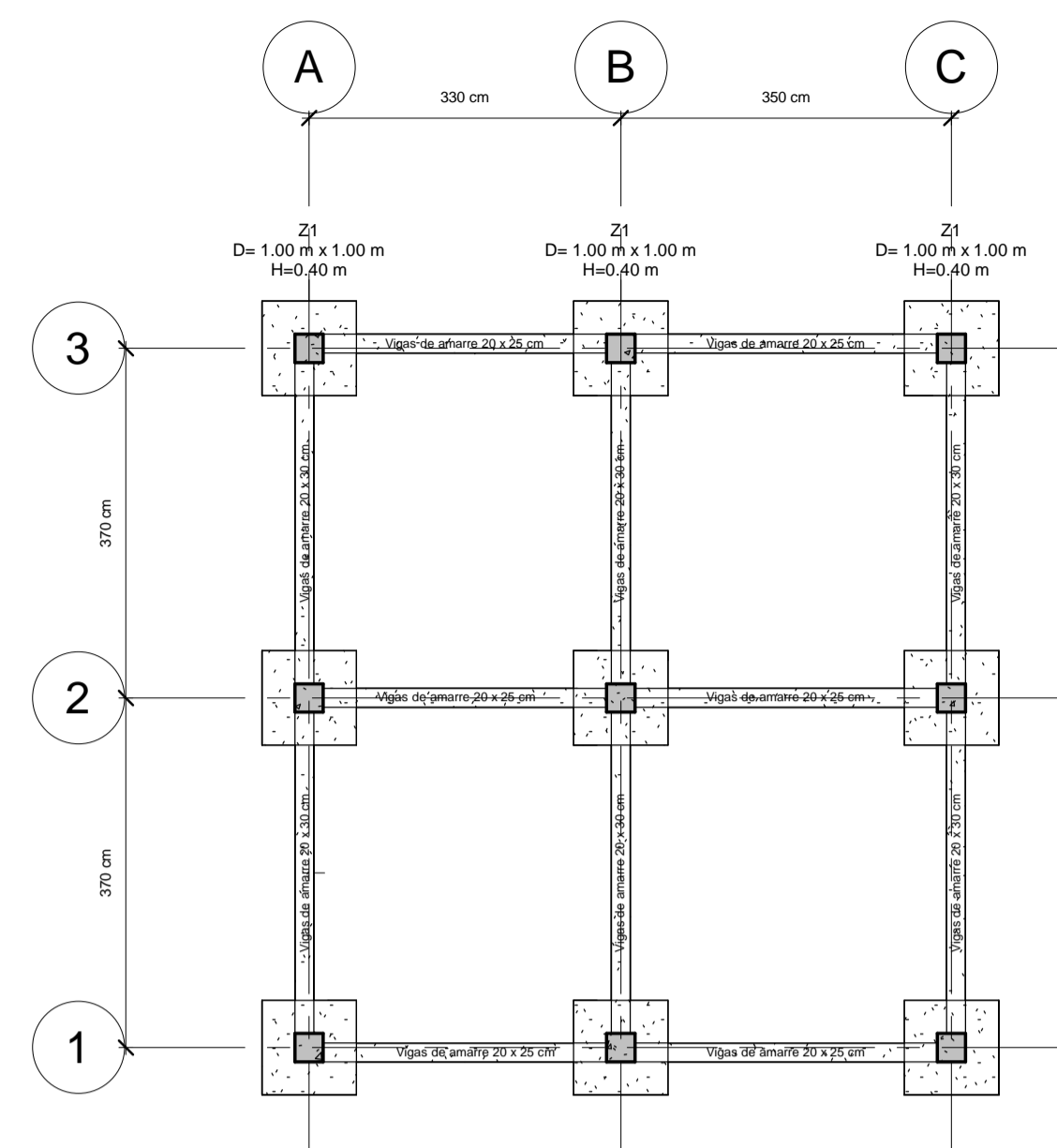


4 S1
A1-L01 1:50



5 S2
A1-L01 1:50

TÍTULO:	PLANOS ARQUITECTÓNICOS EN HORMIGÓN	
INTEGRANTES:	KATHERINE PIZARRO & SALOMÉ SANMARTÍN	
TUTOR:	ING. JULIO CÉSAR JURADO MOGROVEJO	
ESCALA:	1:50	CONTIENE: PLANTA EN HORMIGÓN, ELEVACIÓN NORTE, ELEVACIÓN SUR, SECCIÓN S1, SECCIÓN S2
FECHA:	24/07/23	A1-L01 UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA COLOMBIA

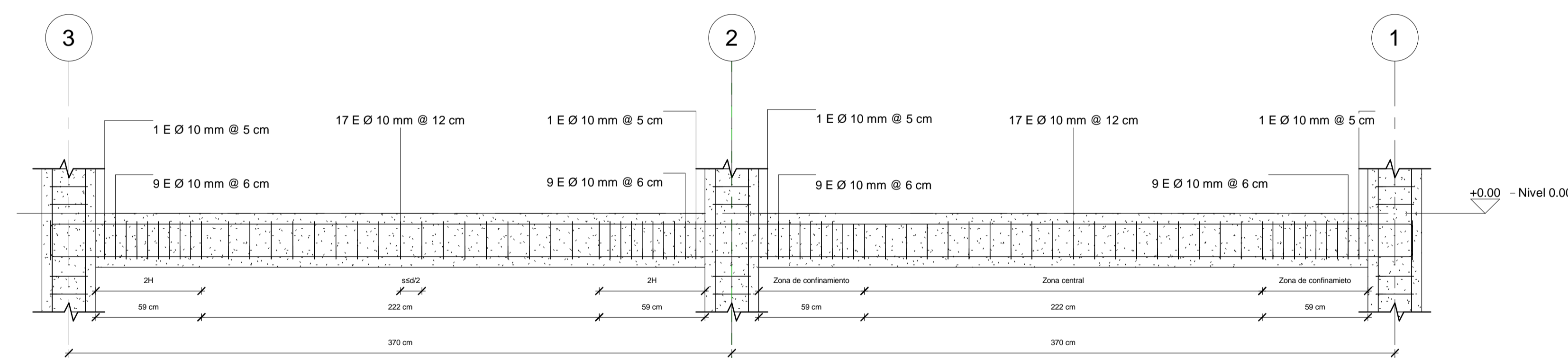
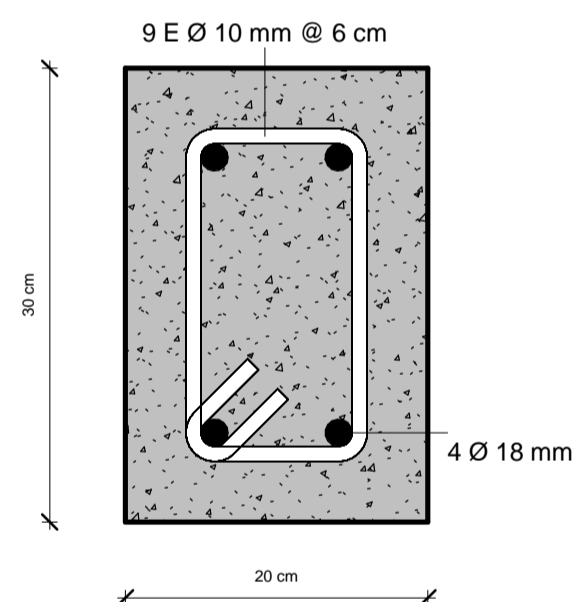


1 Nivel 0.00
1 : 75

2 SECCIÓN ZAPATA
1 : 10

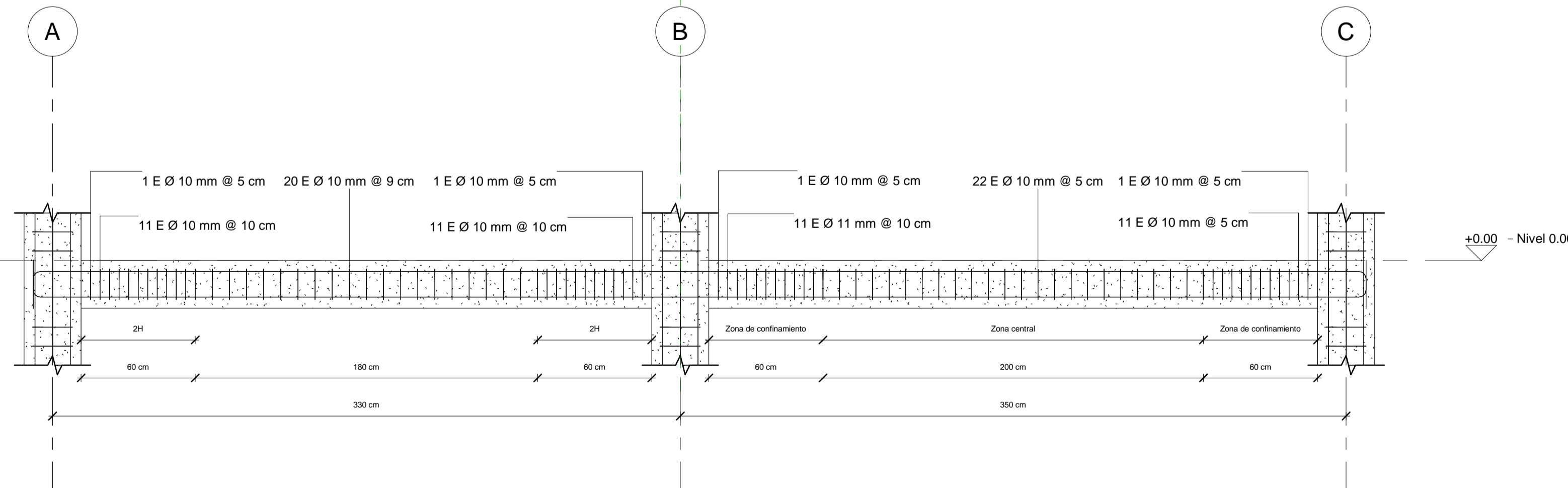
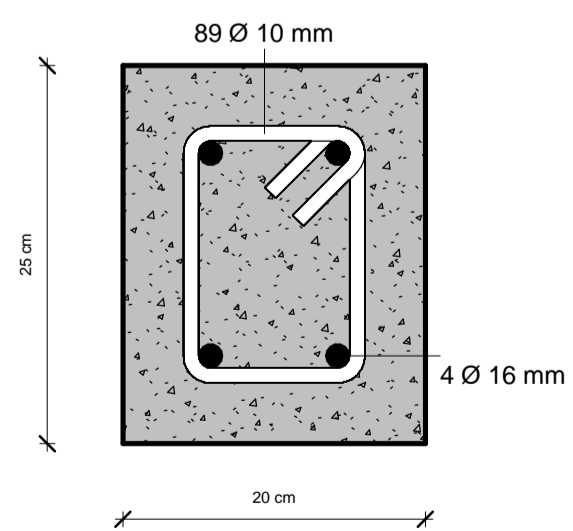
3 ELEVACIÓN ZAPATA
1 : 10

4 ZAPATA



5 SECCIÓN CADENA PRINCIPAL
1 : 5

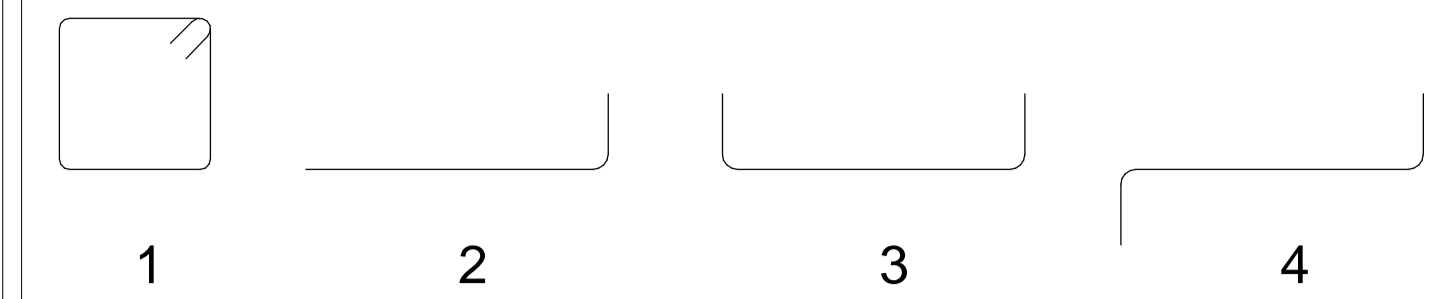
7 ELEVACIÓN DE CADENAS PRINCIPALES PARA EJES A-A, B-B Y C-C
1 : 20



6 SECCIÓN CADENA SECUNDARIA
1 : 5

8 ELEVACIÓN DE CADENAS SECUNDARIAS PARA LOS EJES 1-1, 2-2 Y 3-3
1 : 20

Tipos de ganchos



Especificaciones técnicas

Generalidades:

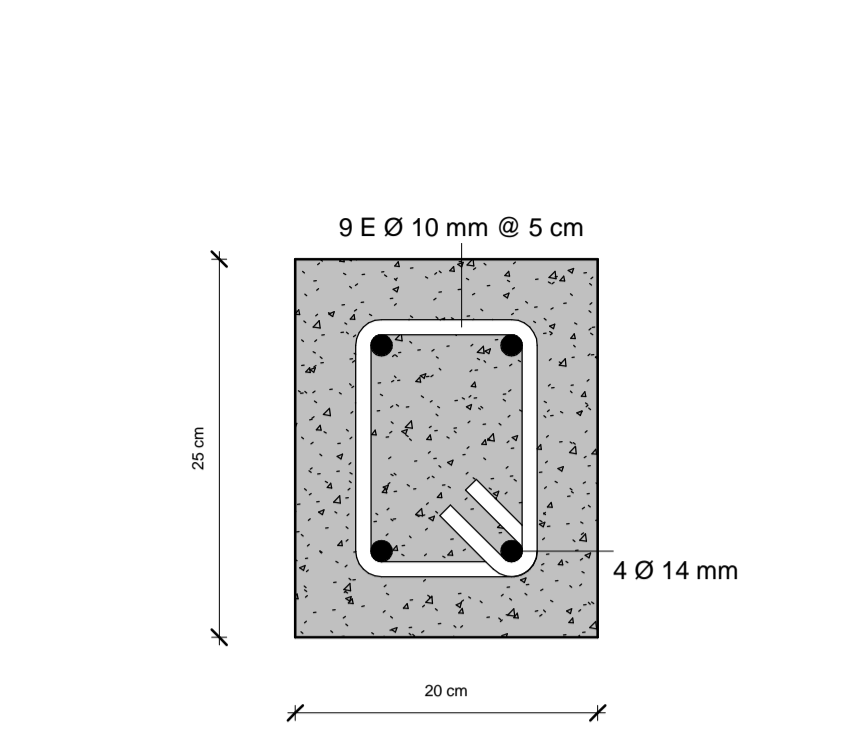
- El límite de fluencia del acero de refuerzo será $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.
- El límite de fluencia de los estribos será $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- Capacidad portante del suelo: 4kg/cm^2 .
- Las dimensiones indicadas en los planos prevalecen a las medidas a escala.
- El esfuerzo unitario a compresión del hormigón a los 28 días en cilindros estándar será $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$.
- Los recubrimientos en zapatas son de 7.5 cm, en losa de 2.5 cm, en vigas y columnas es de 4 cm.
- El diseño del hormigón armado cumple con el código ACI 318-19 y el código ecuatoriano de la construcción.
- Las dobleces de los estribos y de las longitudes de desarrollo deben cumplir con lo establecido en los códigos, el detalle del doblado del gancho sismico de el estribo es de 135 grados para vigas y columnas. Para el extremo de las barras de refuerzo se cuenta con ganchos estándar de doblez de 90 grados.

Tabla de planificación de Acero de refuerzo		
Elemento	Acero	Longitud de barra
CADENAS PRINCIPALES	18 mm	7800 mm
CADENAS PRINCIPALES	Estribo 10 mm r=16	770 mm

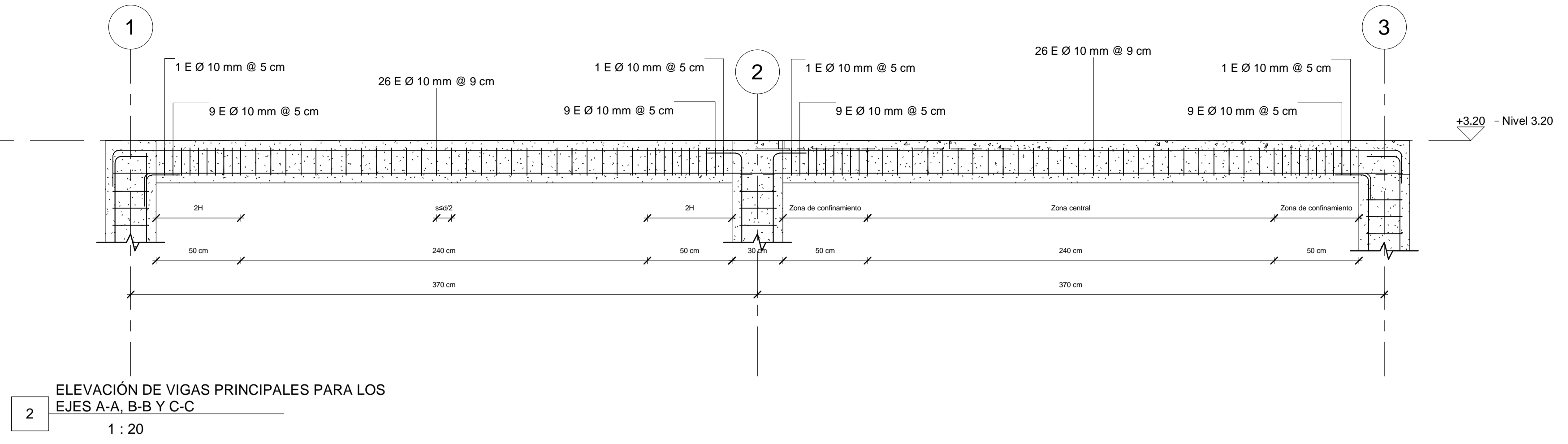
Tabla de planificación de Acero de refuerzo		
Elemento	Acero	Longitud de barra
CADENAS SECUNDARIAS	16 mm	7020 mm
CADENAS SECUNDARIAS	Estribo 10 mm r=16	660 mm

Tabla de planificación de Acero de refuerzo		
Elemento	Acero	Longitud de barra
Zapatas	12 mm	970 mm
Zapatas	12 mm	970 mm

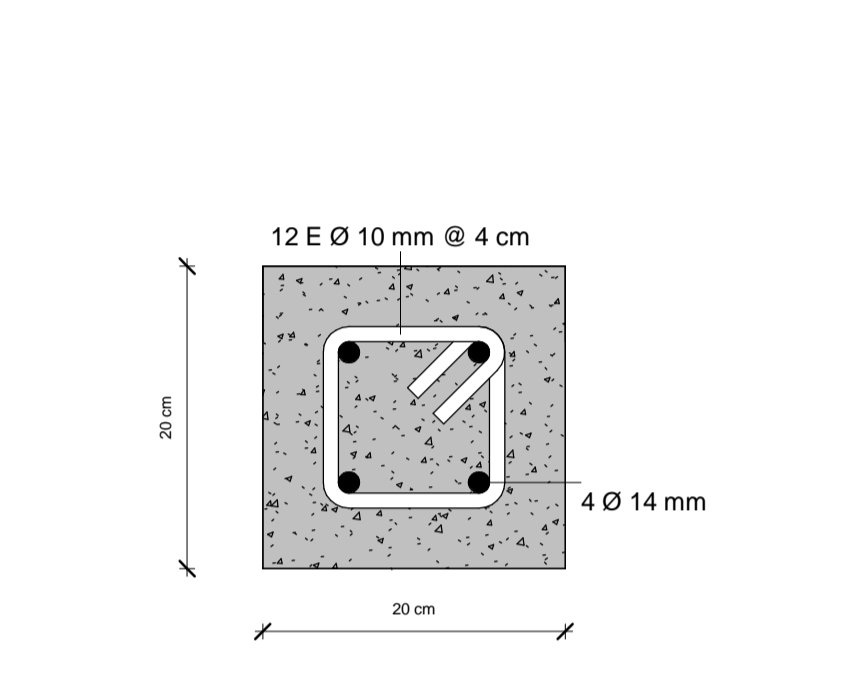
TÍTULO:	ESTRUCTURA DE VIVIENDA UNIFAMILIAR
INTEGRANTES:	KATHERINE PIZARRO & SALOMÉ SANMARTÍN
TUTOR:	ING. JULIO CÉSAR JURADO MOGROVEJO
ESCALA: Como se indica	CONTIENE: ARMADO DE CIMENTACIÓN
FECHA: 24/07/23	



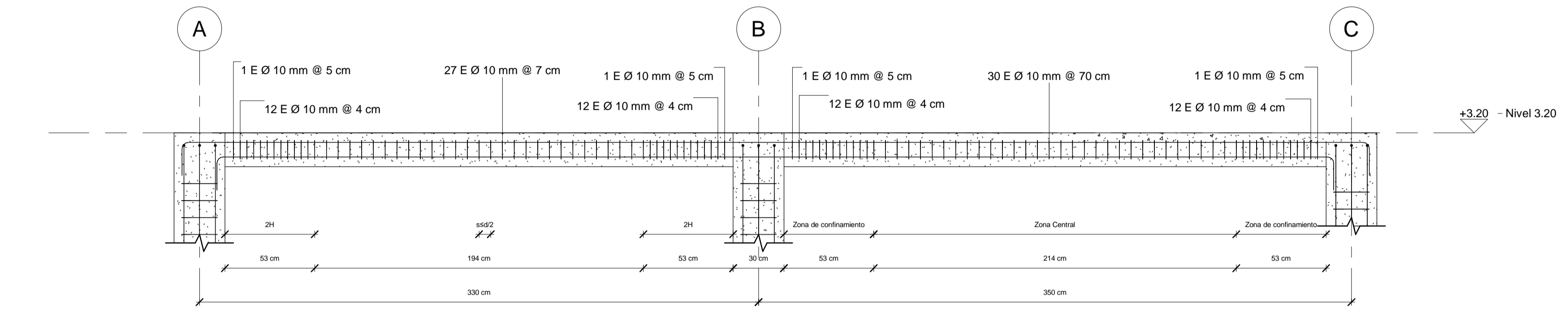
1 SECCIÓN VIGA PRINCIPAL
1 : 5



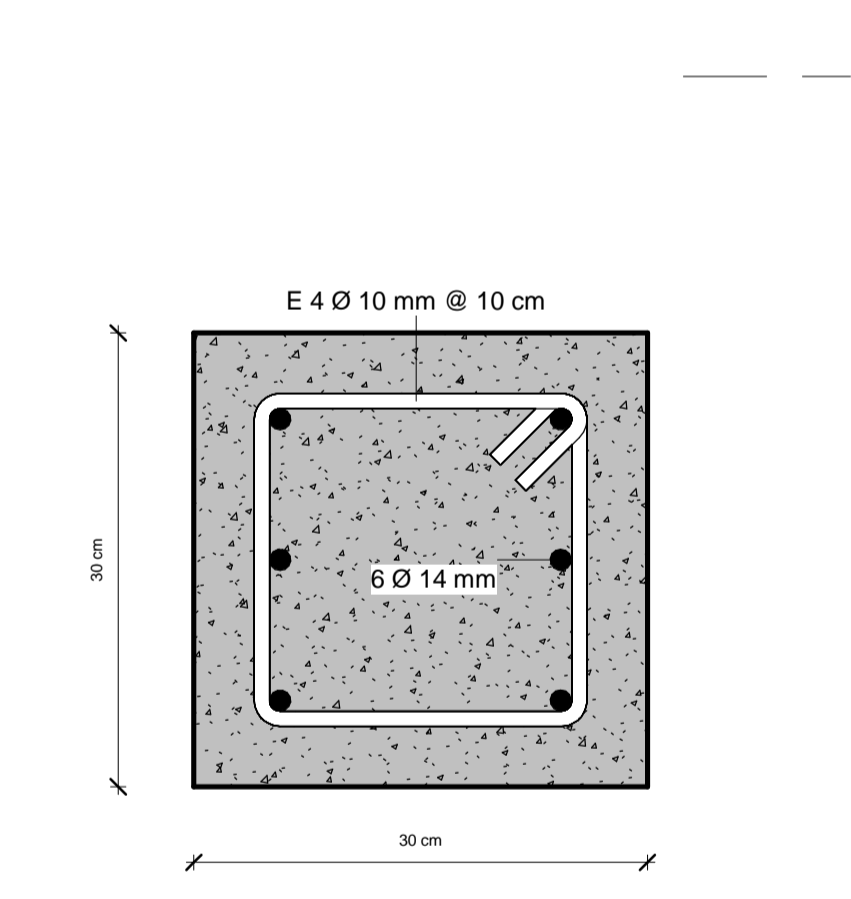
2 ELEVACIÓN DE VIGAS PRINCIPALES PARA LOS EJES A-A, B-B Y C-C
1 : 20



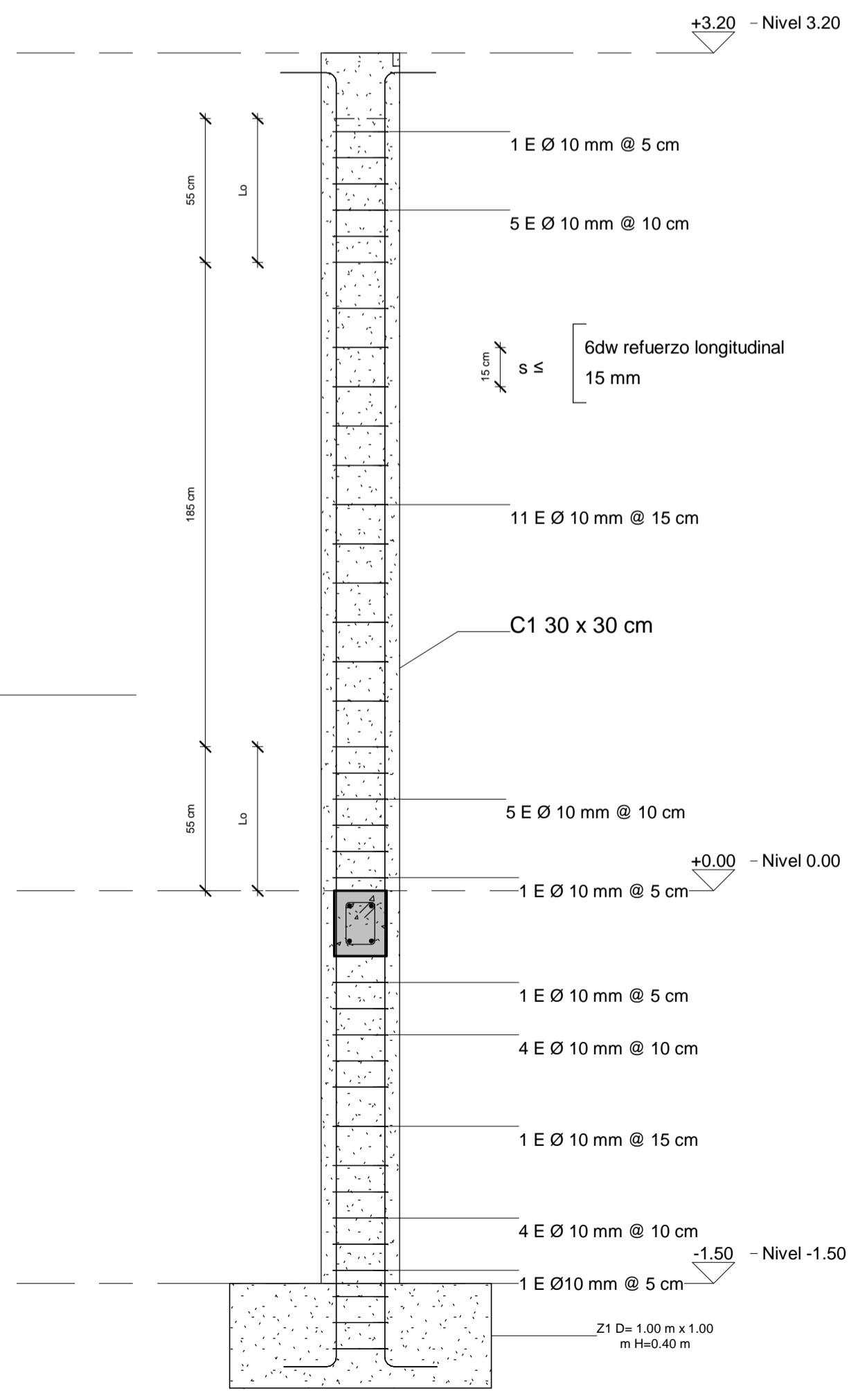
3 SECCIÓN VIGA SECUNDARIA
1 : 5



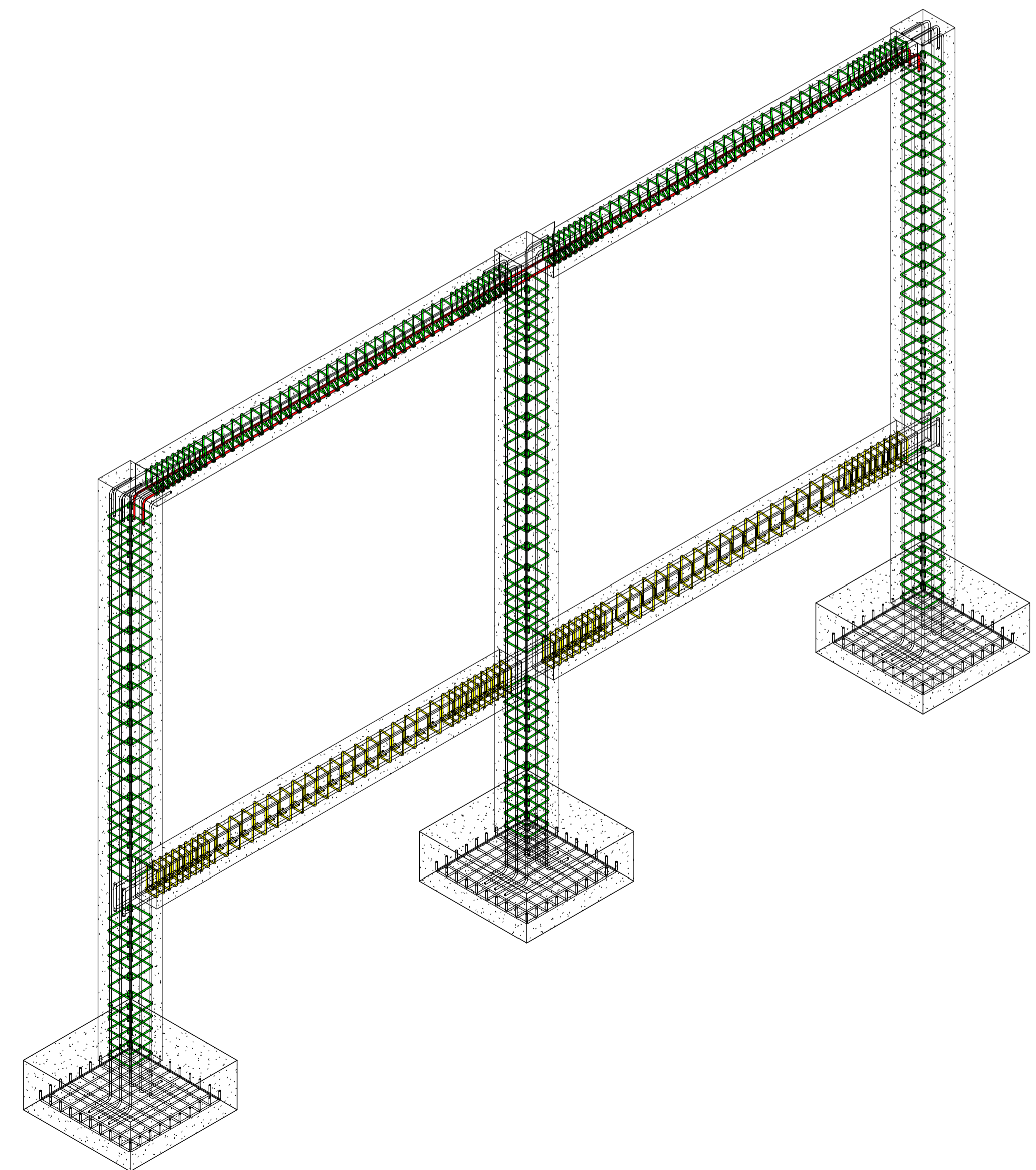
4 ELEVACIÓN DE VIGAS SECUNDARIAS PARA EJES 1-1, 2-2 Y 3-3
1 : 20



5 SECCIÓN COLUMNA
1 : 5

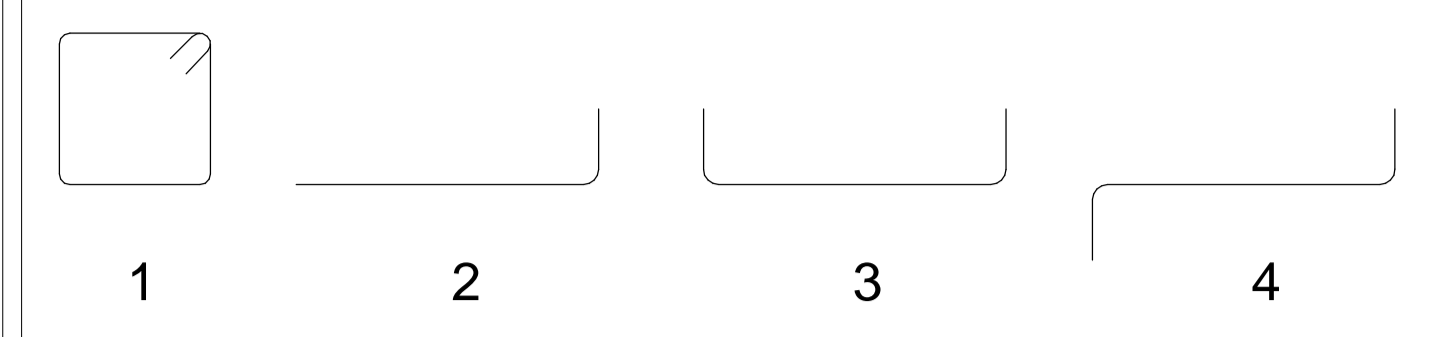


6 ELEVACIÓN COLUMNA
1 : 20



8 PÓRTICO

Tipos de ganchos



Especificaciones técnicas

Generalidades:

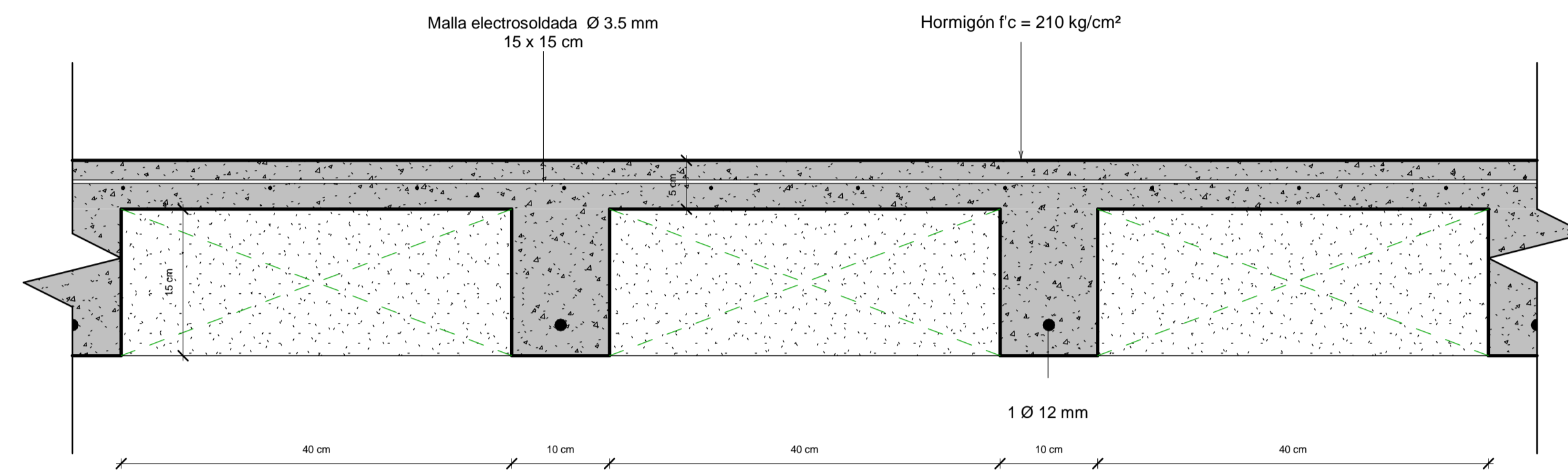
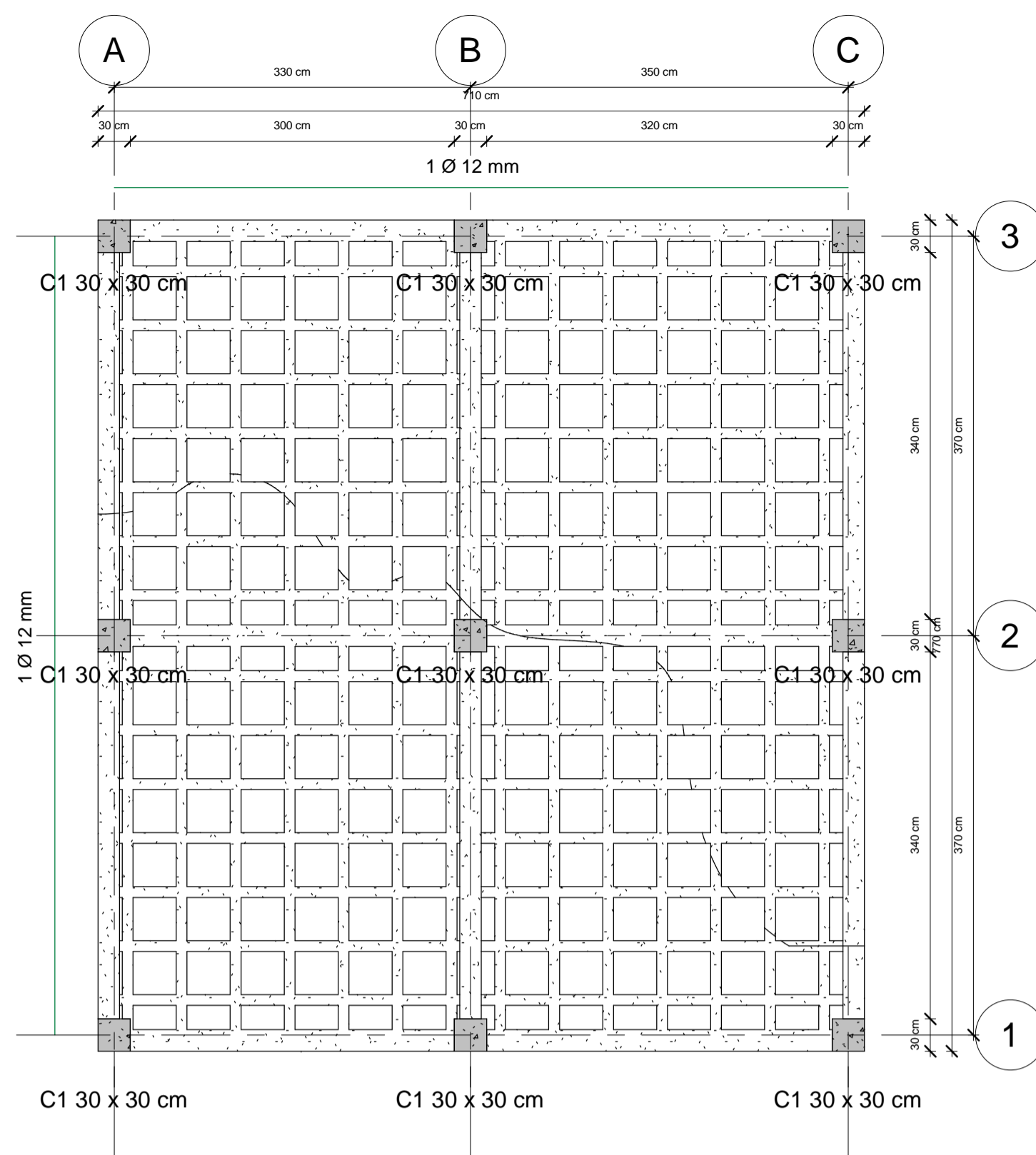
1. El límite de fluencia del acero de refuerzo será $f_y=4200$ kg/cm².
2. El límite de fluencia de los estribos será $f_y= 4200$ kg/cm².
3. Capacidad portante del suelo: 4kg/cm².
4. Las dimensiones indicadas en los planos prevalecen a las medidas a escala.
5. El esfuerzo unitario a compresión del hormigón a los 28 días en cilindros estándar será $f'_c= 210$ kg/cm².
6. Los recubrimientos en zapatas son de 7.5 cm, en losa de 2.5 cm, en vigas y columnas es de 4 cm.
7. El diseño del hormigón armado cumple con el código ACI 318-19 y el código ecuatoriano de la construcción.
8. Las dobleces de los estribos y de las longitudes de desarrollo deben cumplir con lo establecido en los códigos, el detalle del doblado del gancho sísmico de el estribo es de 135 grados para vigas y columnas. Para el extremo de las barras de refuerzo se cuenta con ganchos estándar de doblez de 90 grados.

Tabla de planificación de Acero de refuerzo		
Elemento	Acero	Longitud de barra
VIGAS PRINCIPALES	14 mm	7020 mm
VIGAS PRINCIPALES	Estribo 10 mm V1 r=14	560 mm

Tabla de planificación de Acero de refuerzo		
Elemento	Acero	Longitud de barra
VIGAS SECUNDARIAS	14 mm	7620 mm
VIGAS SECUNDARIAS	Estribo 10 mm V1 r=14	660 mm

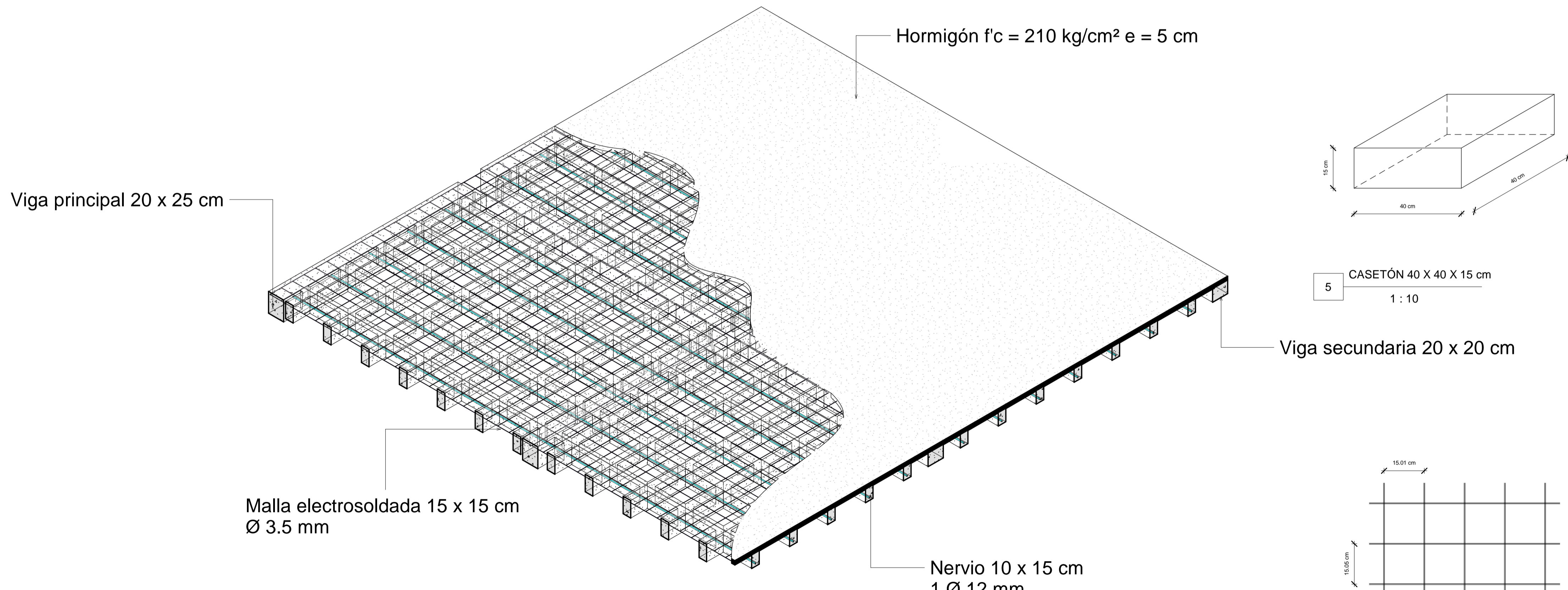
Tabla de planificación de Acero de refuerzo		
Elemento	Acero	Longitud de barra
COLUMNAS	14 mm	5120 mm
COLUMNAS	Estribo 10 mm V1 r=14	960 mm

TÍTULO:	ESTRUCTURA DE VIVIENDA UNIFAMILIAR	
INTEGRANTES:	KATHERINE PIZARRO & SALOMÉ SANMARTÍN	
TUTOR:	ING. JULIO CÉSAR JURADO MOGROVEJO	
ESCALA: Como se indica	CONTIENE: ARMADO DE VIGAS Y COLUMNAS	A1 - L03
FECHA: 24/07/23	UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA	



1 ARMADO DE LOSA
1 : 50

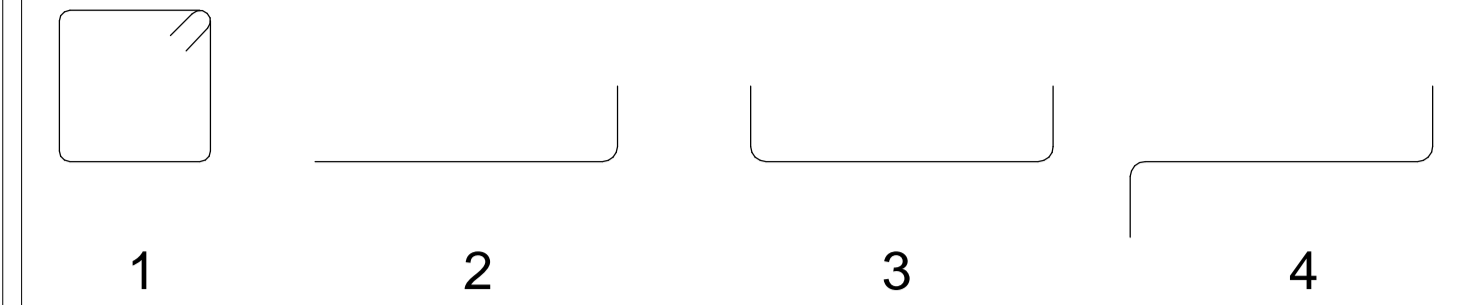
2 SECCIÓN LOSA DE CUBIERTA
1 : 5



3 LOSA 3D

4 MALLA ELECTRO SOLDADA
1 : 10

Tipos de ganchos



Especificaciones técnicas

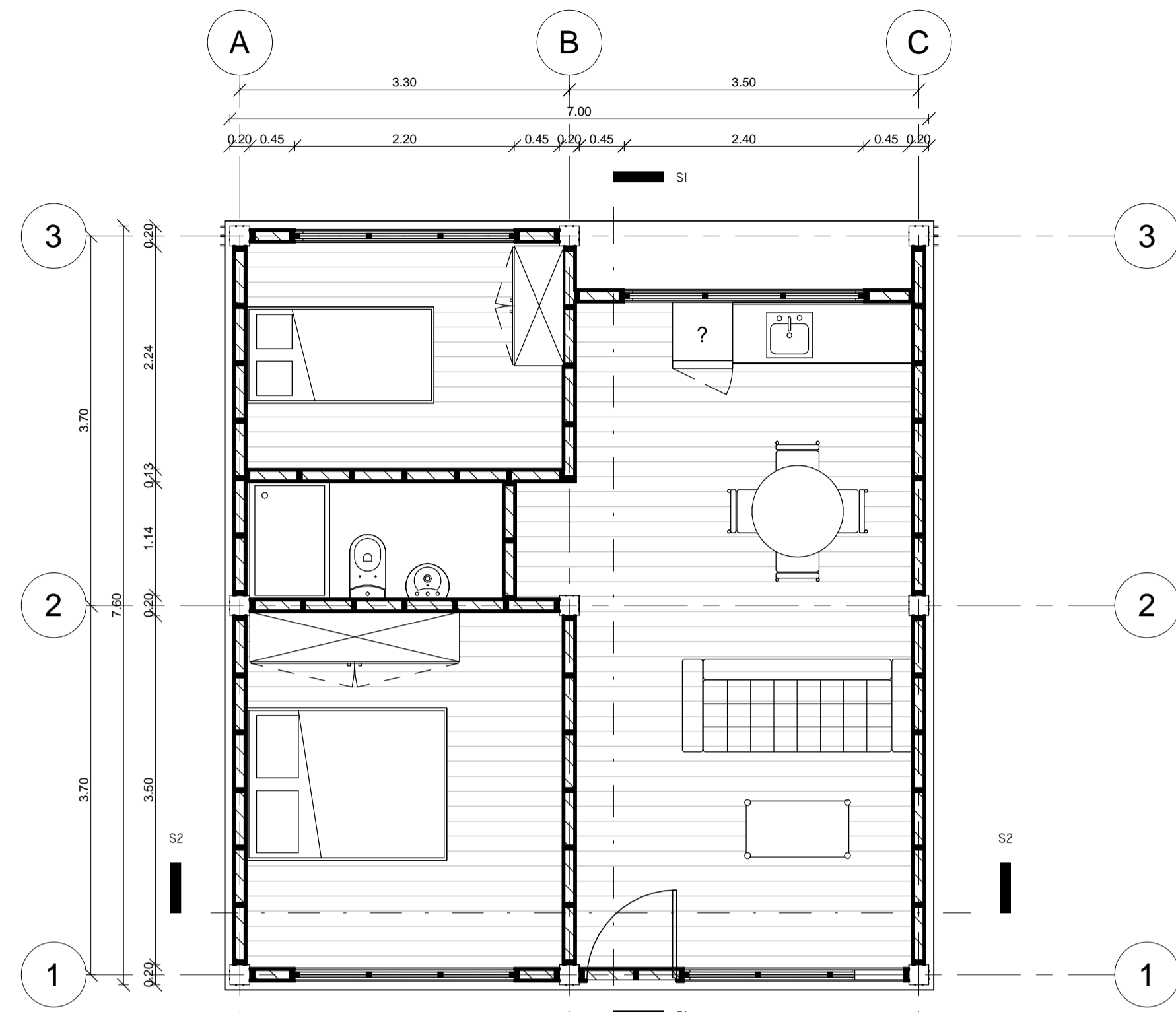
Generalidades:

1. El límite de fluencia del acero de refuerzo será $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
2. El límite de fluencia de los estribos será $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
3. Capacidad portante del suelo: 4 kg/cm^2 .
4. Las dimensiones indicadas en los planos prevalecen a las medidas a escala.
5. El esfuerzo unitario a compresión del hormigón a los 28 días en cilindros estándar será $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
6. Los recubrimientos en zapatas son de 7.5 cm, en losa de 2.5 cm, en vigas y columnas es de 4 cm.
7. El diseño del hormigón armado cumple con el código ACI 318-19 y el código ecuatoriano de la construcción.
8. Las dobleces de los estribos y de las longitudes de desarrollo deben cumplir con lo establecido en los códigos, el detalle del doblado del gancho sísmico de el estribo es de 135 grados para vigas y columnas. Para el extremo de las barras de refuerzo se cuenta con ganchos estándar de doblez de 90 grados.

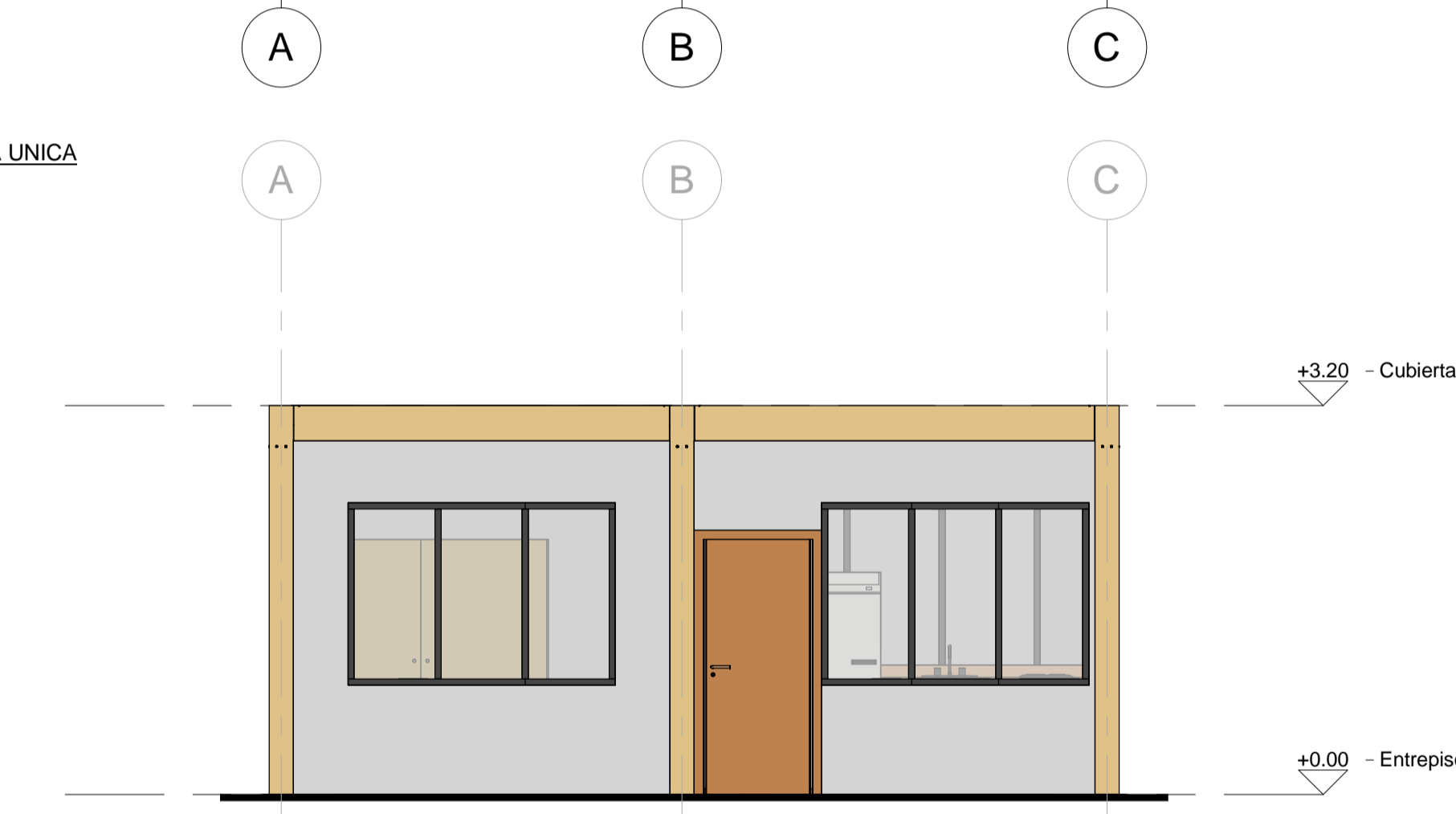
Tabla de planificación de Acero de refuerzo		
Elemento	Acero	Longitud de barra
LOSA	3.5 mm	7680 mm
LOSA	3.5 mm	7060 mm

Tabla de planificación de Acero de refuerzo		
Elemento	Acero	Longitud de barra
LOSA	12 mm	970 mm

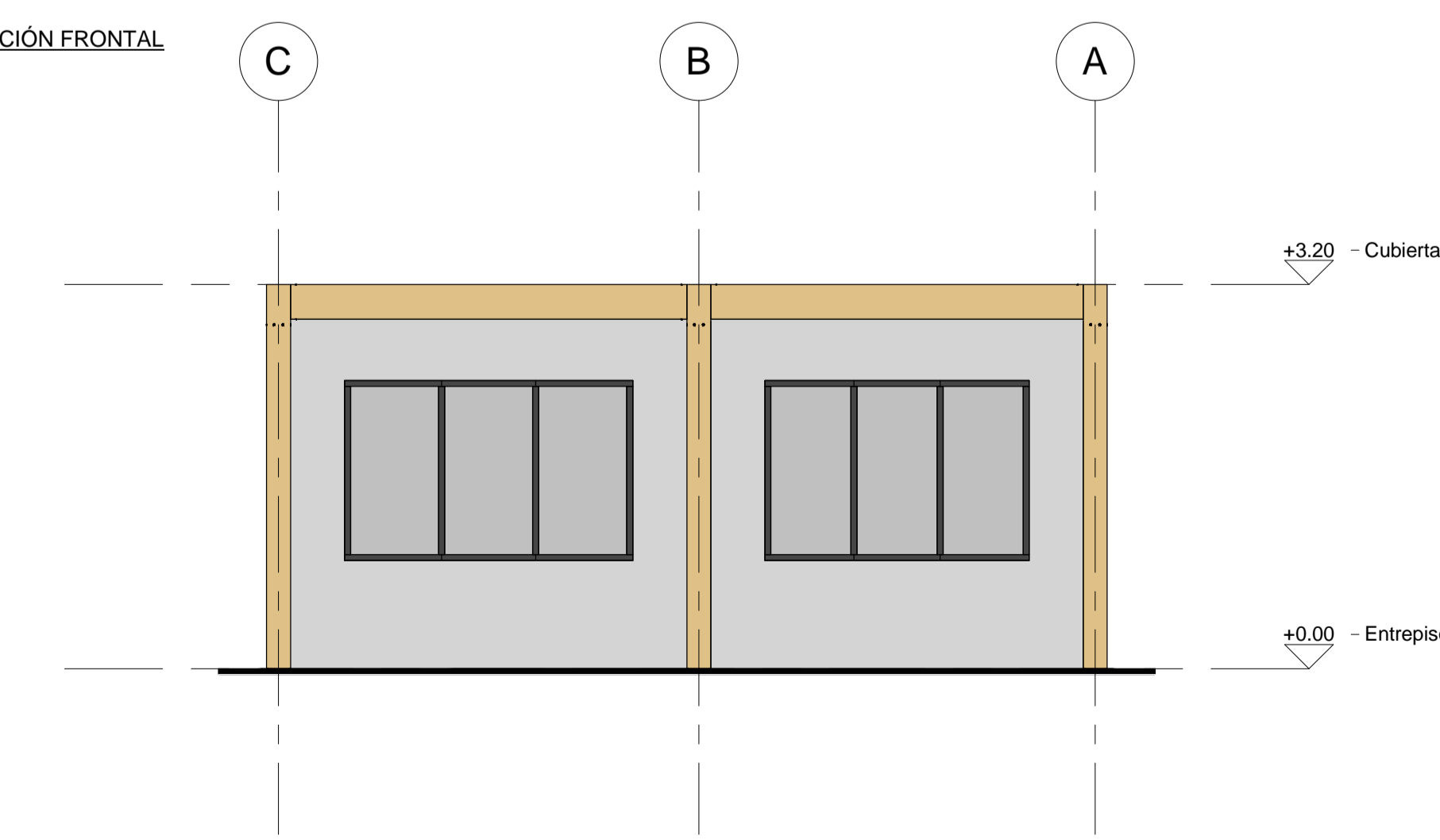
TÍTULO:	ESTRUCTURA DE VIVIENDA UNIFAMILIAR	
INTEGRANTES:	KATHERINE PIZARRO & SALOMÉ SANMARTÍN	
TUTOR:	ING. JULIO CÉSAR JURADO MOGROVEJO	
ESCALA: Como se indica	CONTIENE: ARMADO DE LOSA DE CUBIERTA	A1 - Lo4
FECHA: 24/07/23	UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA ECUADOR	



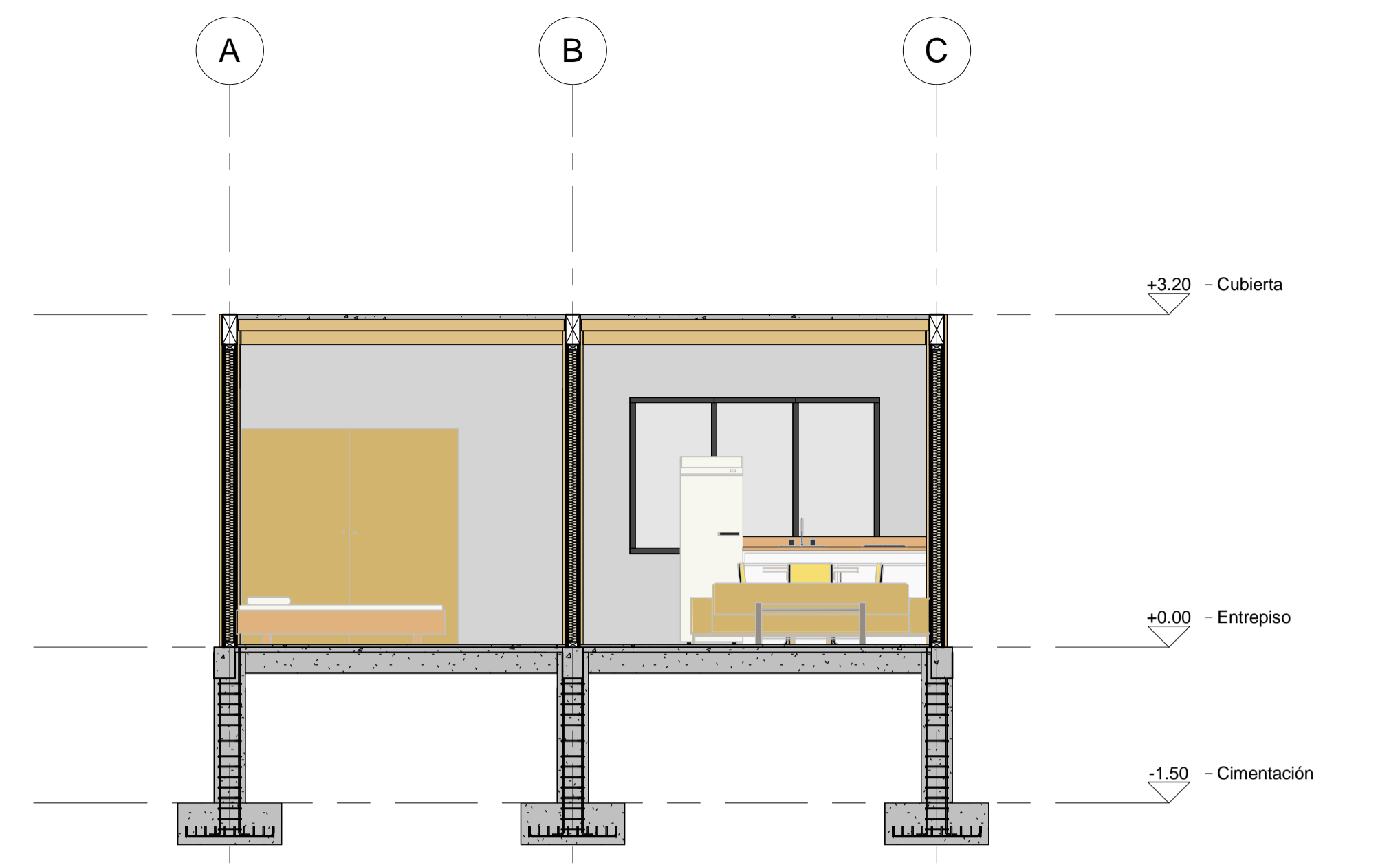
A1 - PANTA UNICA
L05 - 1:50



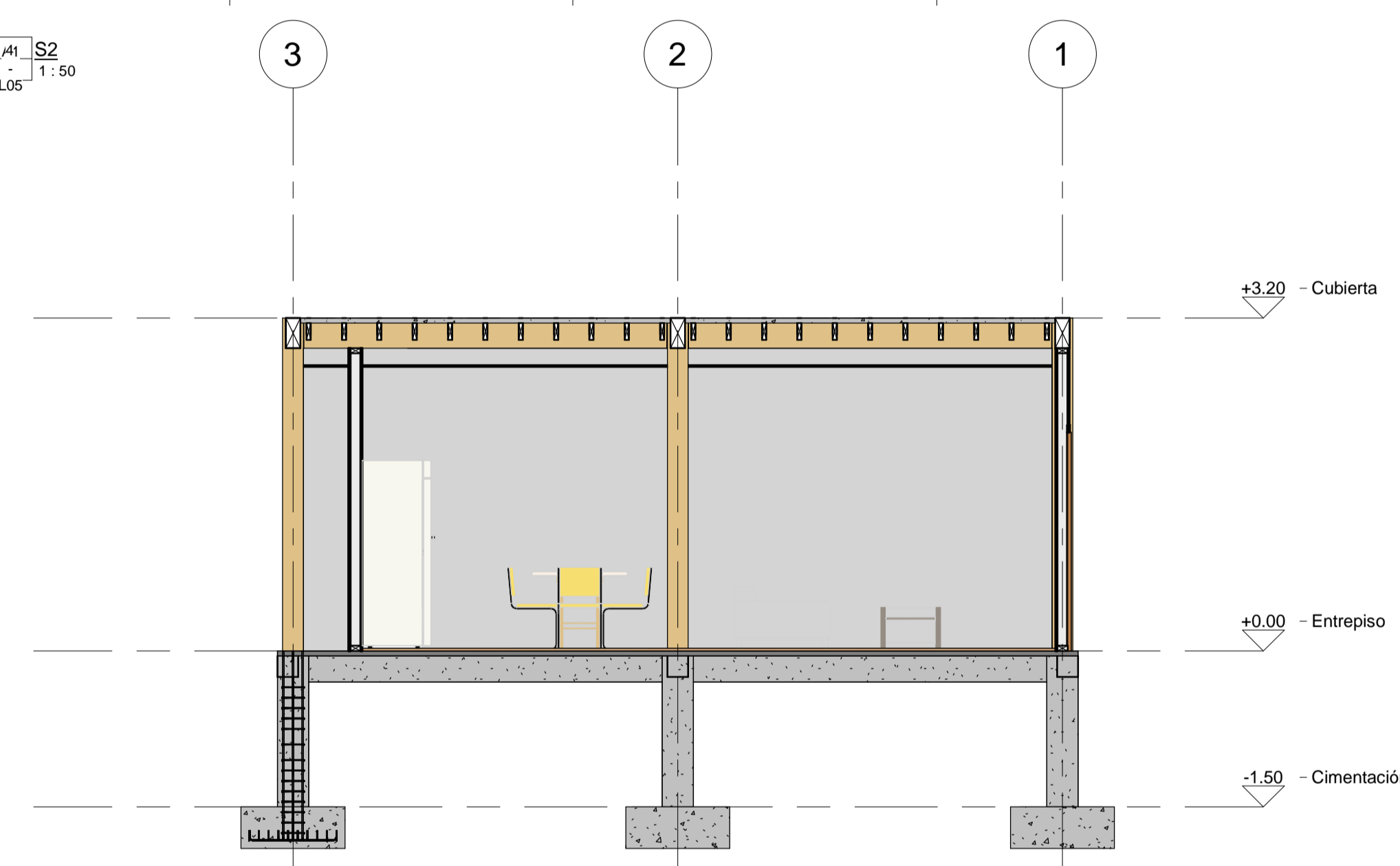
A1 - ELEVACIÓN FRONTAL
L05 - 1:50



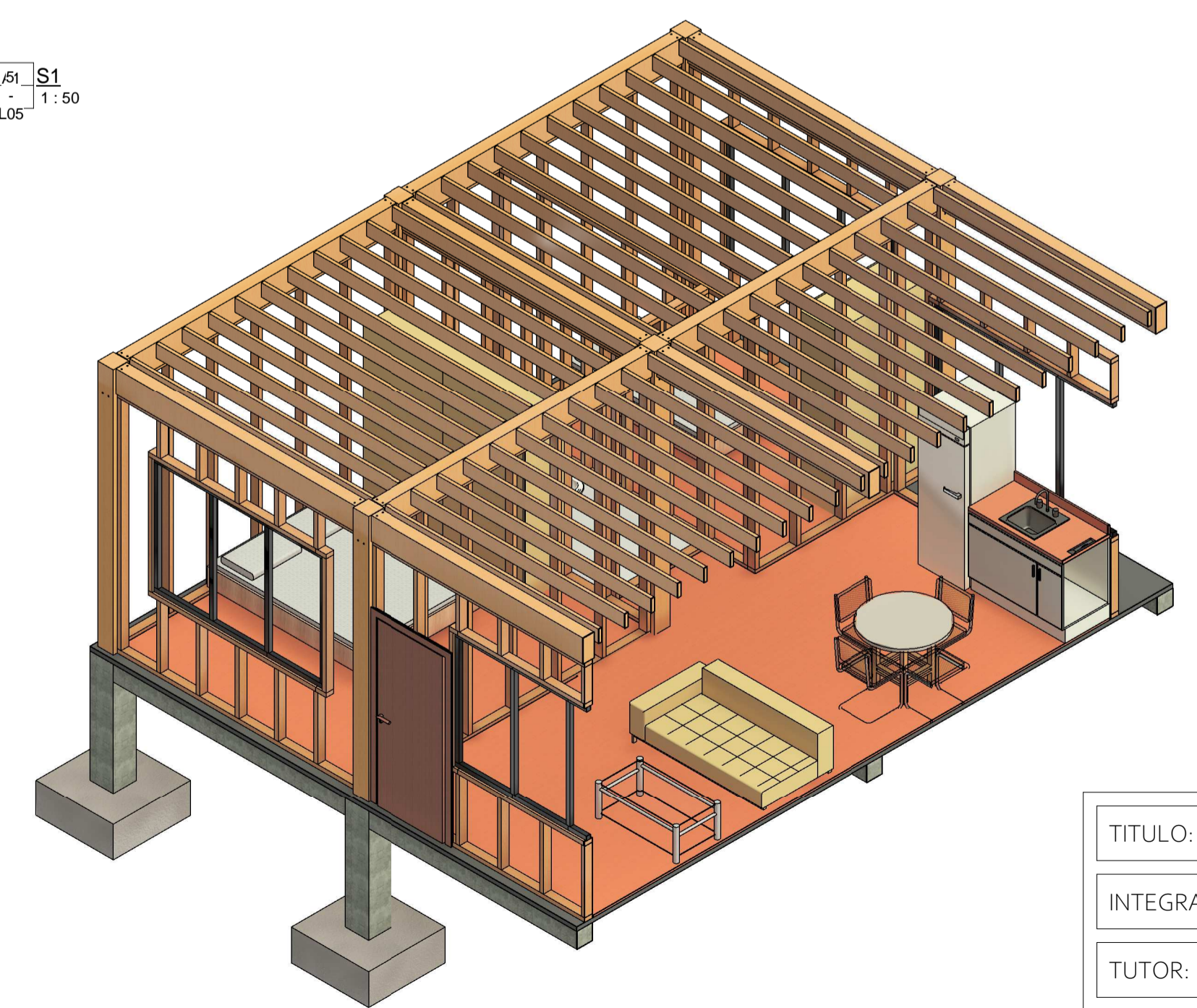
A1 - ELEVACIÓN POSTERIOR
L05 - 1:50



A1 - S2
L05 - 1:50

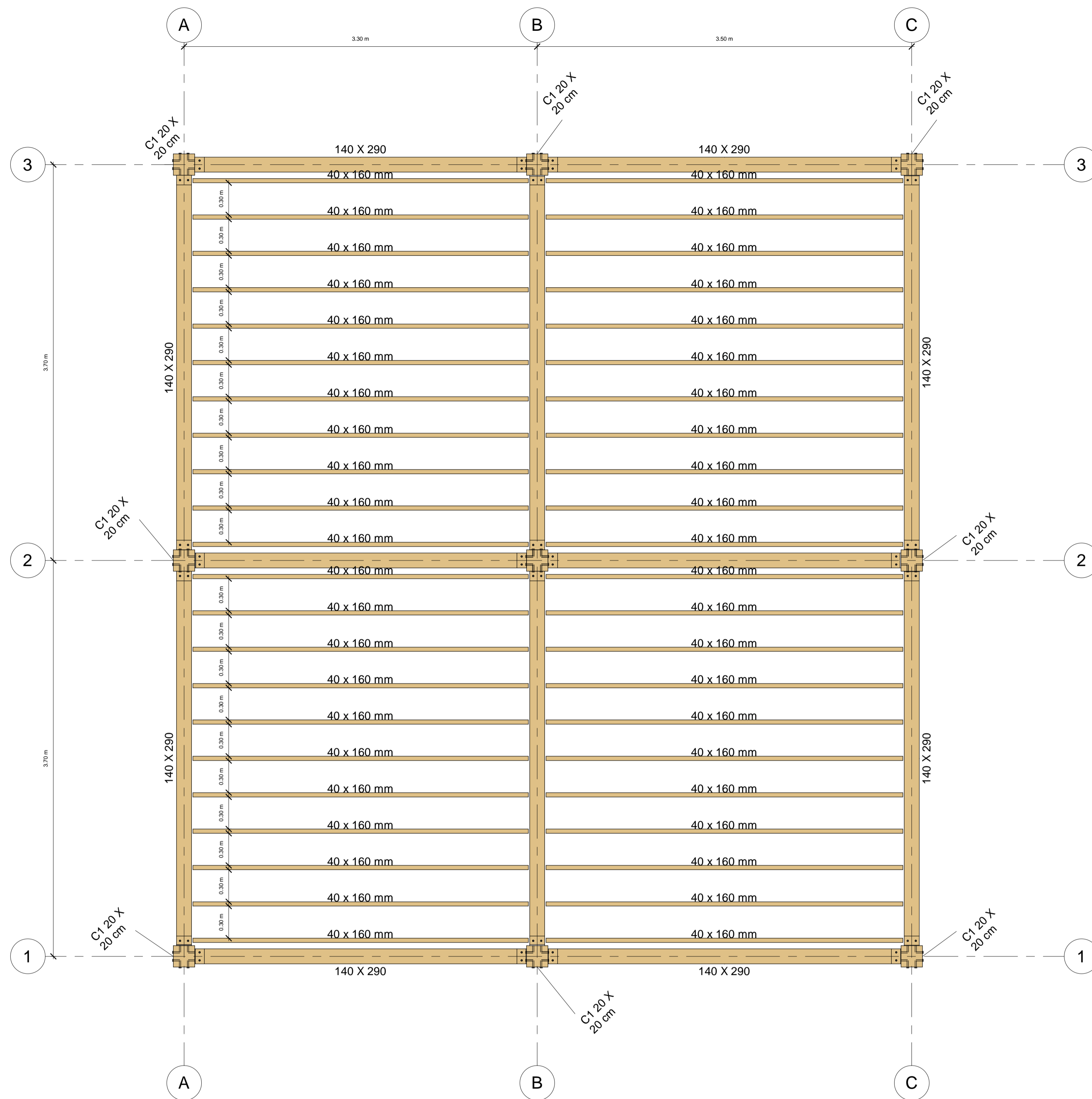


A1 - S1
L05 - 1:50

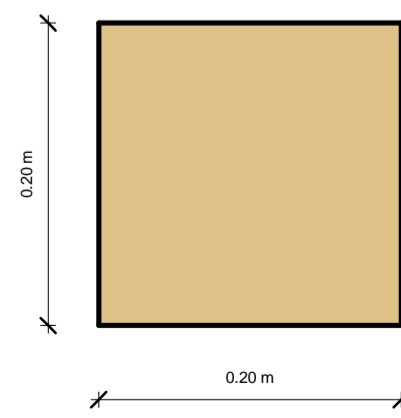


A1 - AXONOMETRÍA
L05 - 1:50

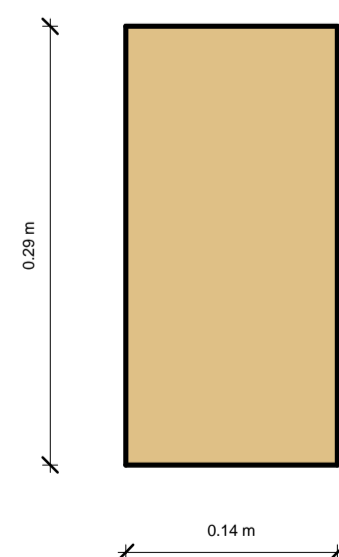
TITULO:	PLANTA ARQUITECTÓNICA EN MADERA
INTEGRANTES:	KATHERINE PIZARRO & SALOMÉ SANMARTÍN
TUTOR:	ING. JULIO CÉSAR JURADO MOGROVEJO
ESCALA: 1:50	CONTIENE: PLANTA UNICA
FECHA: 07/21/23	



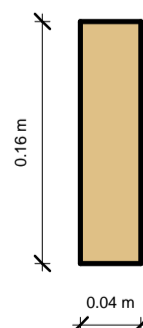
4 Cubierta
1:25



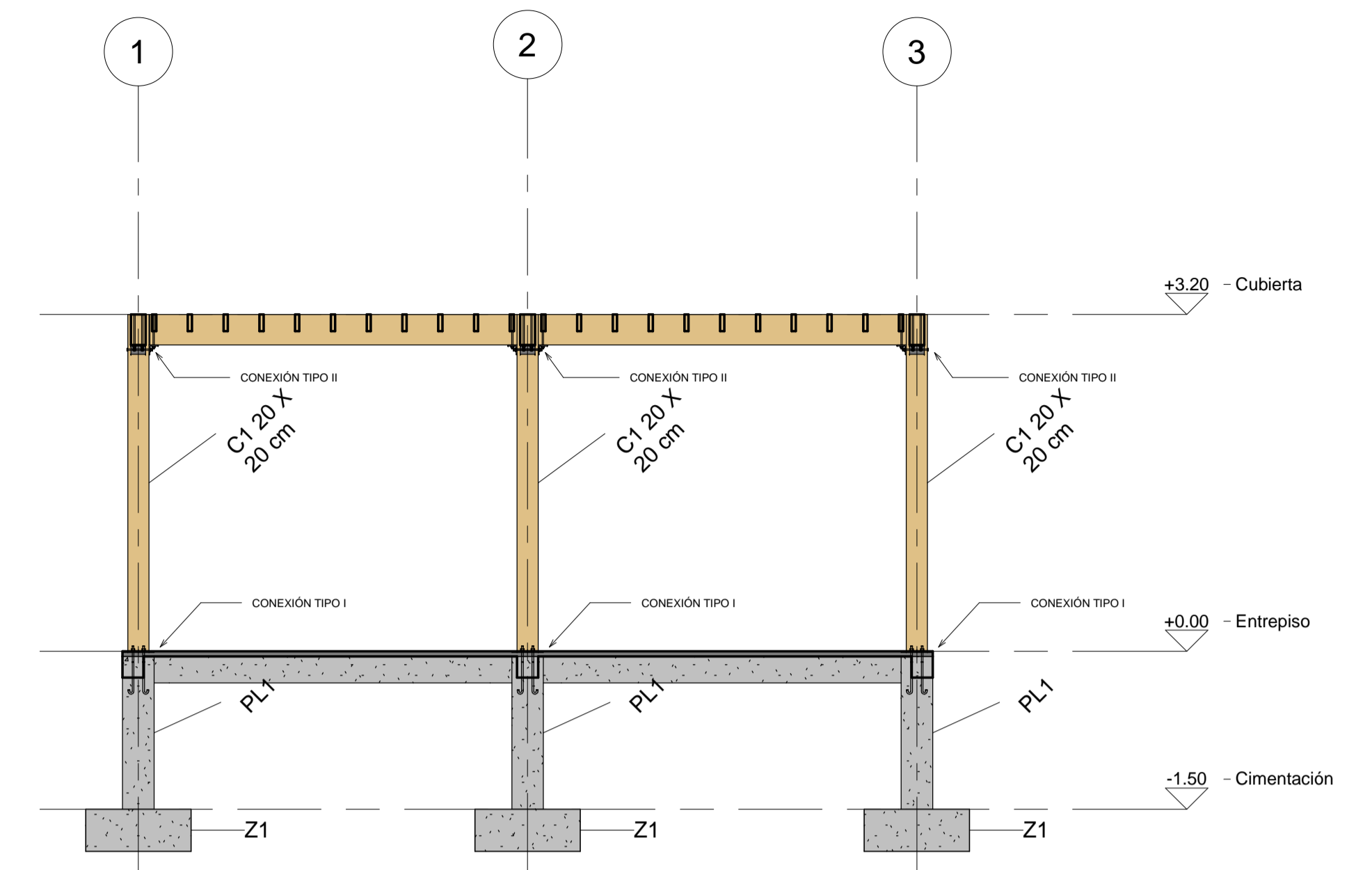
1 SECCIÓN DE COLUMNA
1:5



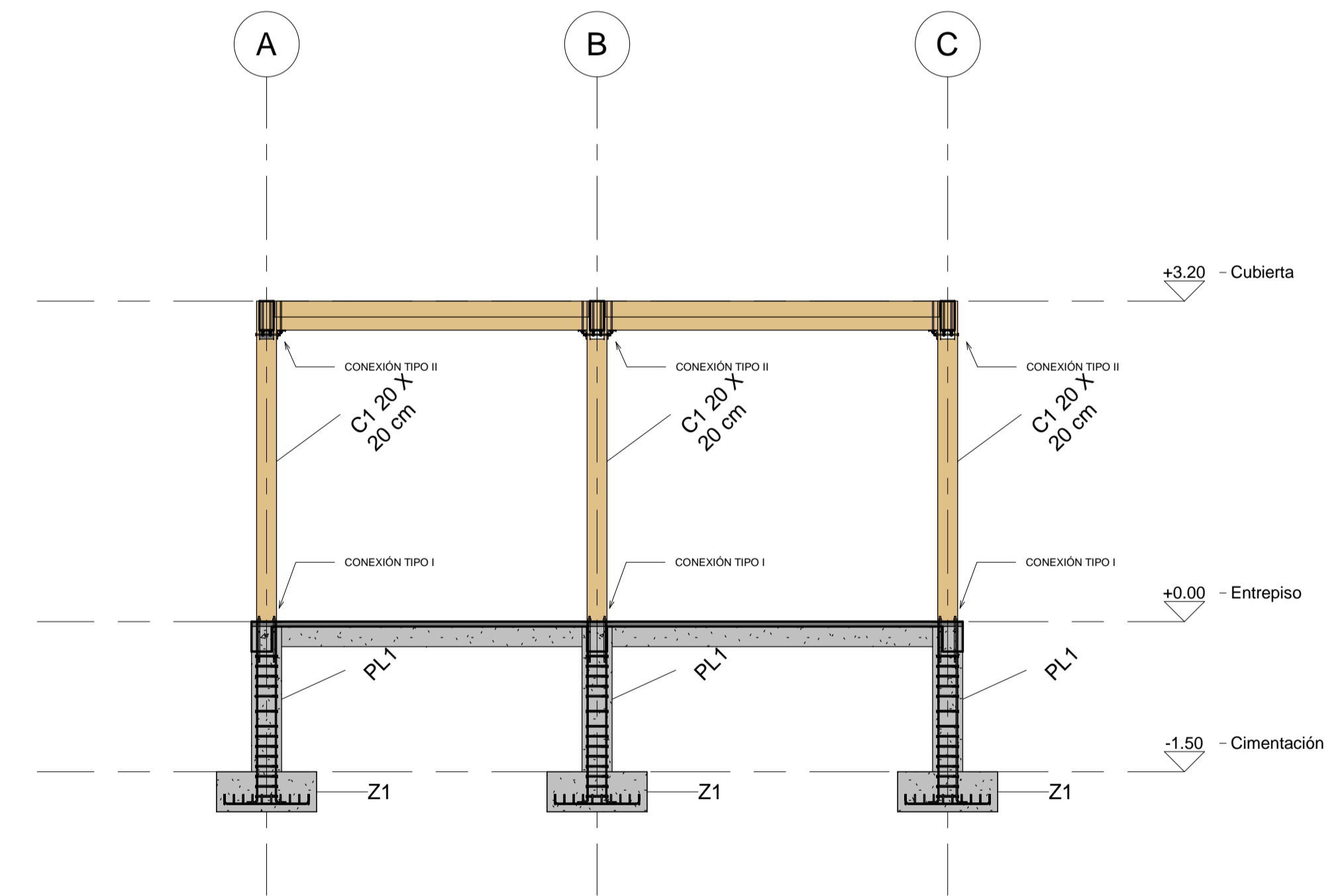
2 SECCIÓN VIGA
1:5



3 SECCIÓN VIGUETA
1:5

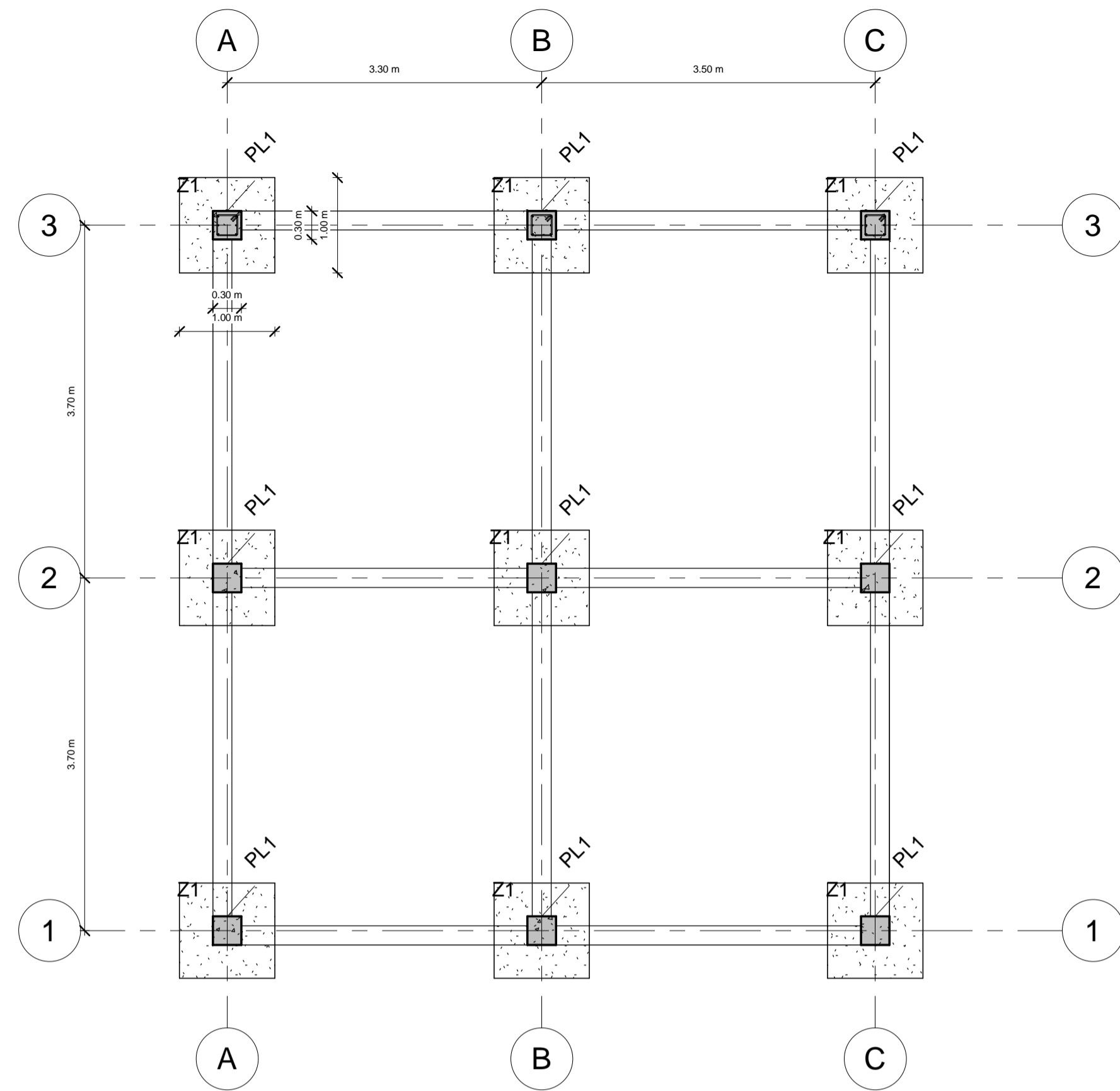


5 PÓRICO PARA LOS EJES
A-A, B-B Y C-C
1:50

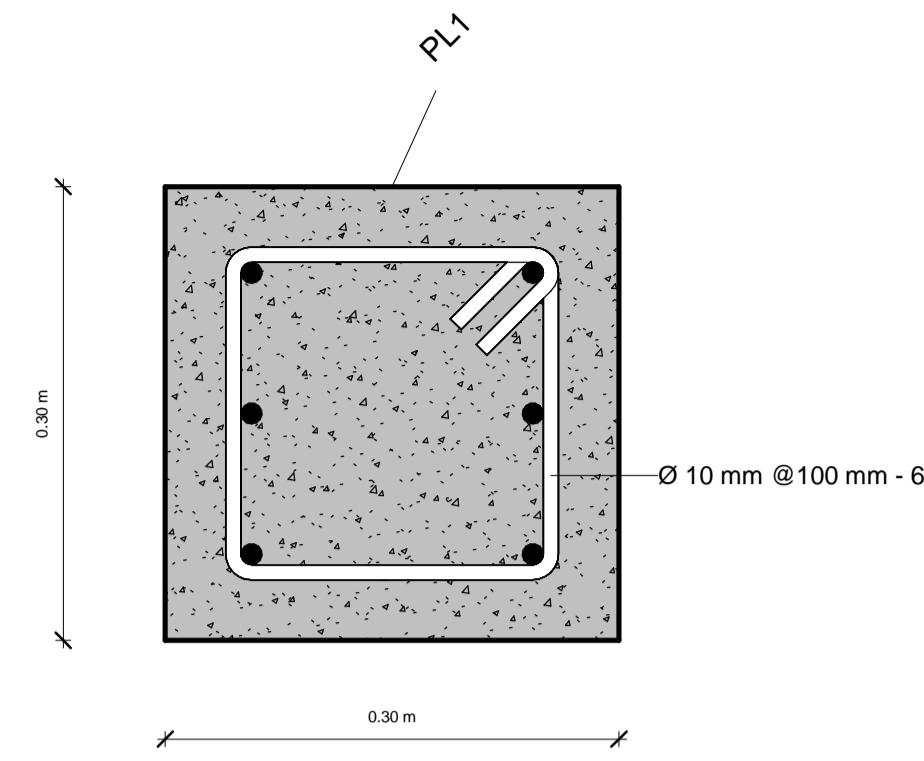


6 PÓRICO PARA LOS EJES
1-1, 2-2 Y 3-3
1:50

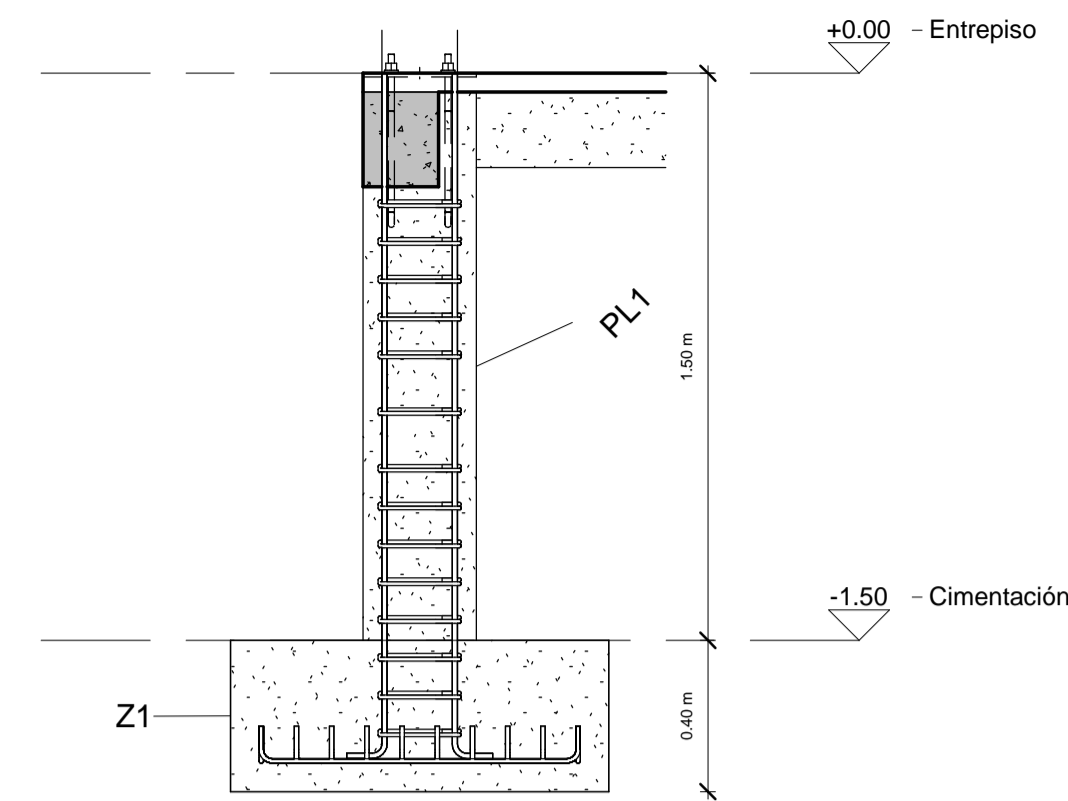
TÍTULO:	ESTRUCTURA EN MADERA VIVIENDA UNIFAMILIAR
INTEGRANTES:	KATHERINE PIZARRO & SALOMÉ SANMARTÍN
TUTOR:	ING. JULIO CÉSAR JURADO MOGROVEJO
ESCALA: Como se indica	CONTIENE: PLANTA DE CUBIERTA Y SECCIONES
FECHA: 24/07/23	A01-Lo6



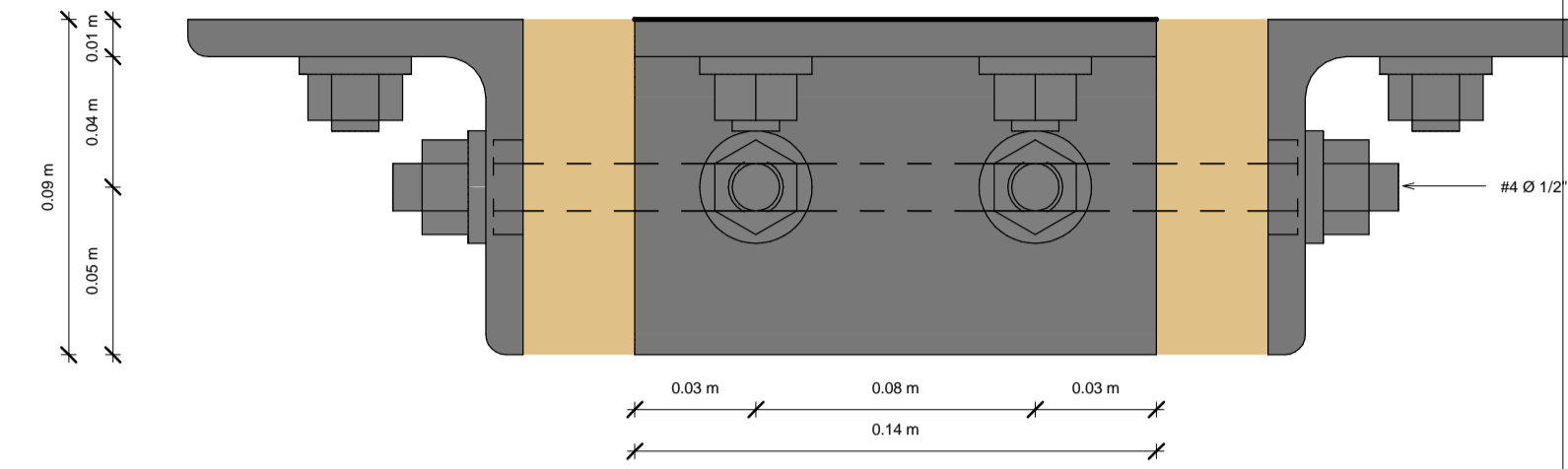
1 Cimentación
1 : 50



2 SECCIÓN DE PILAR
1 : 5



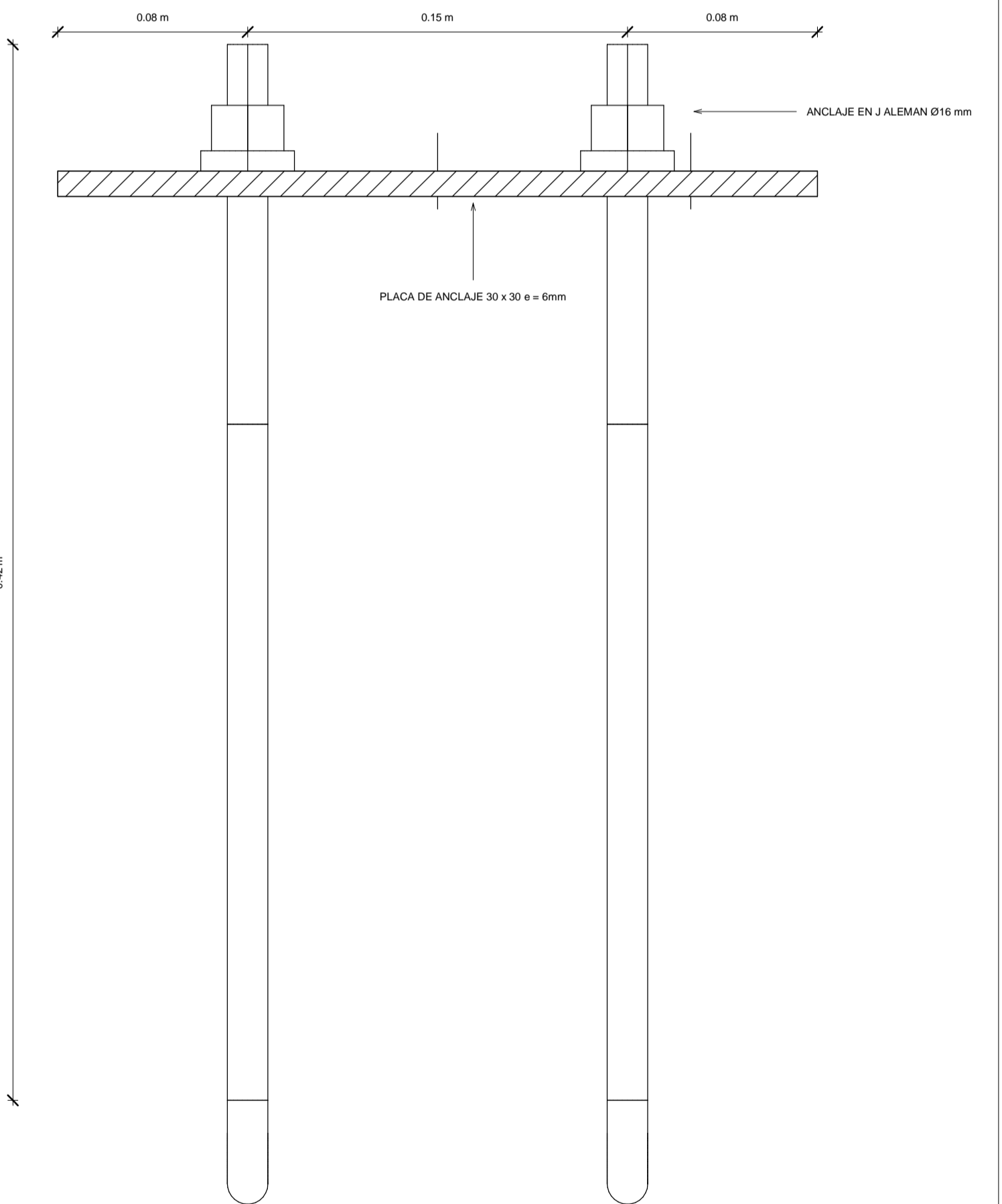
3 DETALLE ZAPATA - PILAR
1 : 20



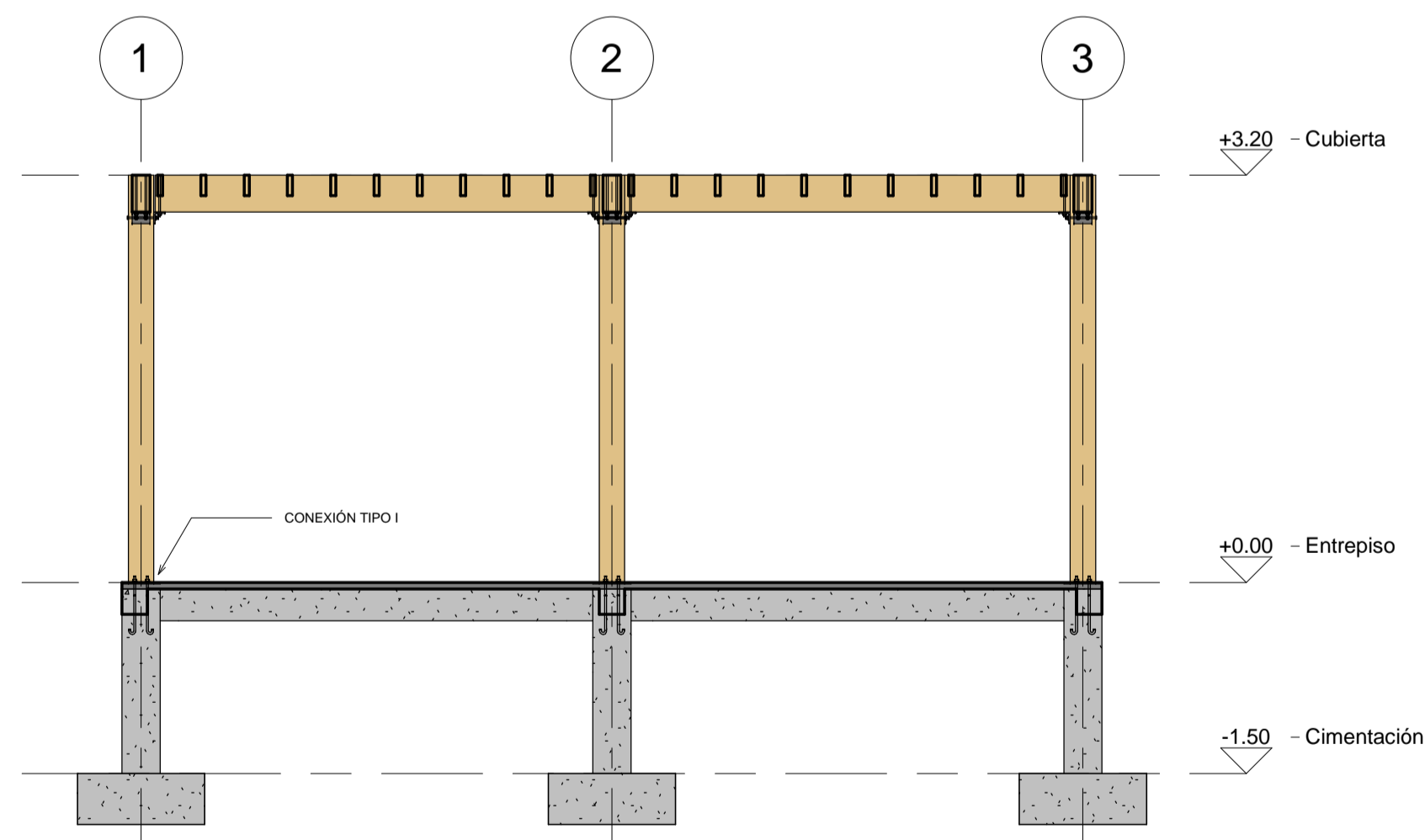
13 DETALLE DE UNIONES
1 : 2

Cuantificación de pernos		
Norma	Diámetro	Recuento
ASTM A307	1/2"	96

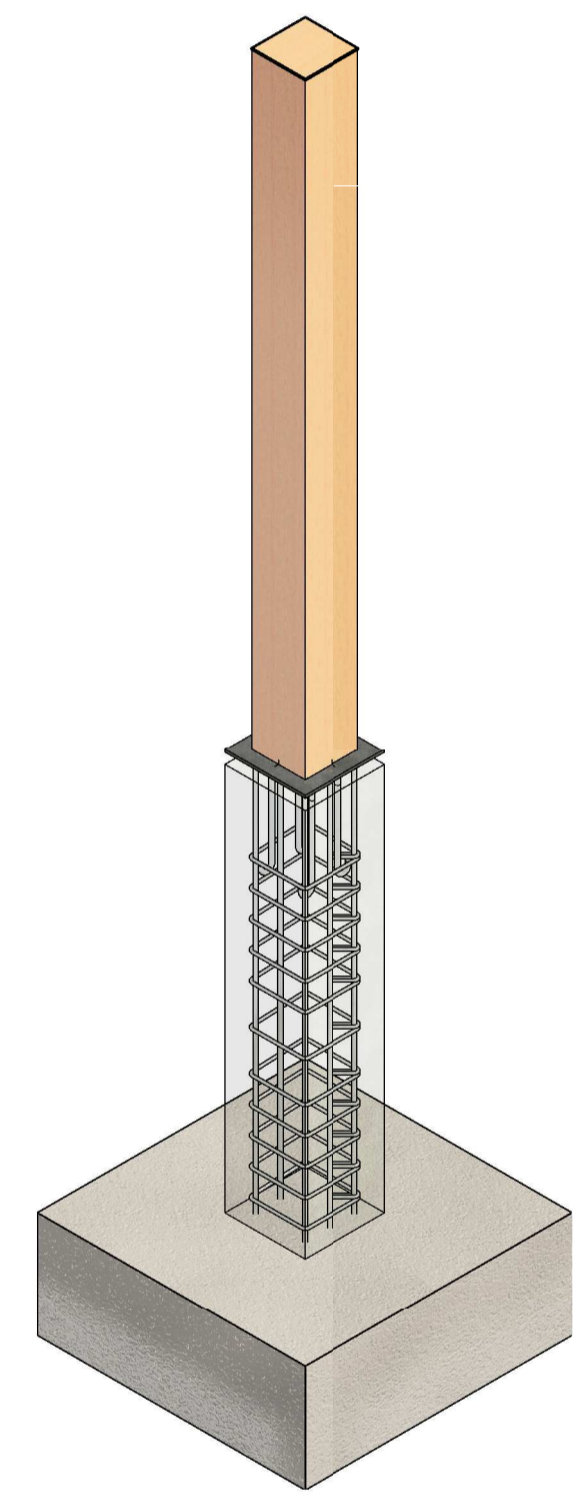
Cuantificación de Anclajes		
Diámetro	Número	Norma
16.00 mm	36	Anclaje en J alemán



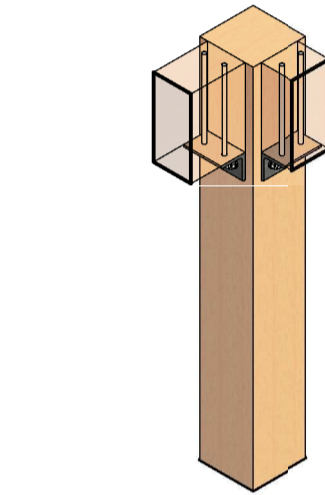
14 DETALLE PLACA DE ANCLAJE
1 : 2



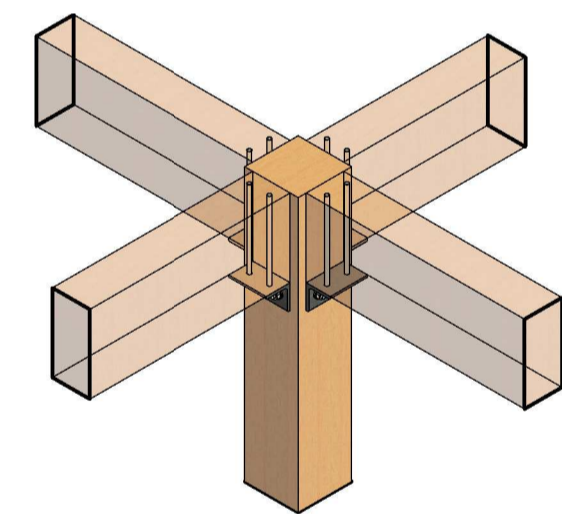
4 PÓRTICO EJE A
1 : 50



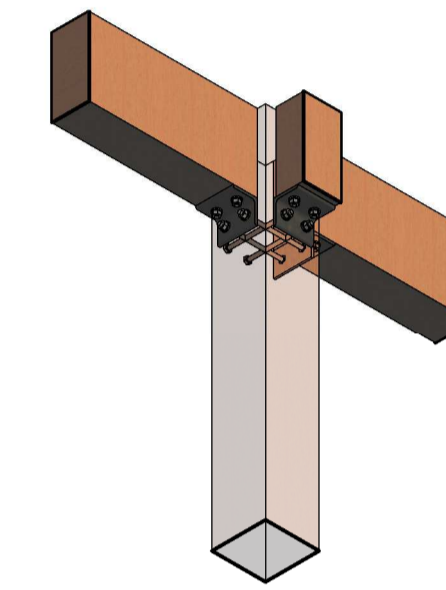
5 CONEXIÓN TIPO I



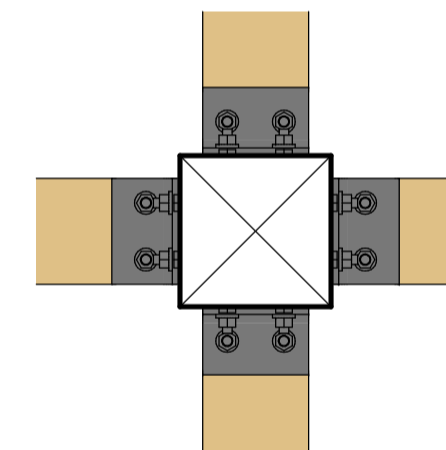
6 CONEXIÓN TIPO II



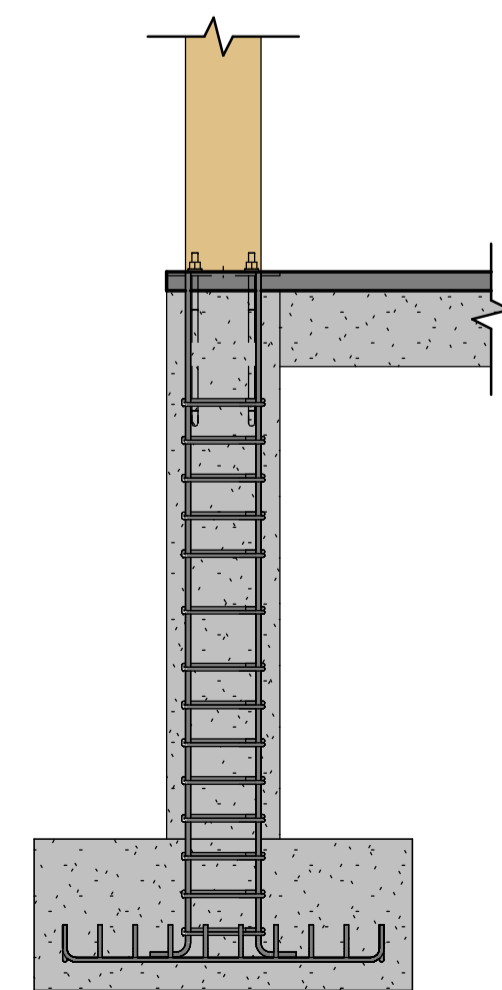
8 CONEXIÓN TIPO IV



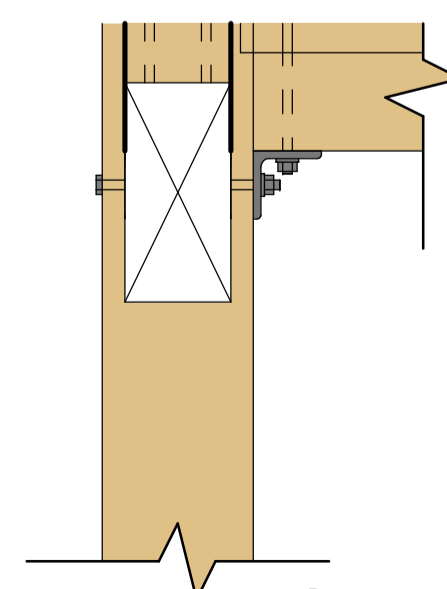
7 CONEXIÓN TIPO III



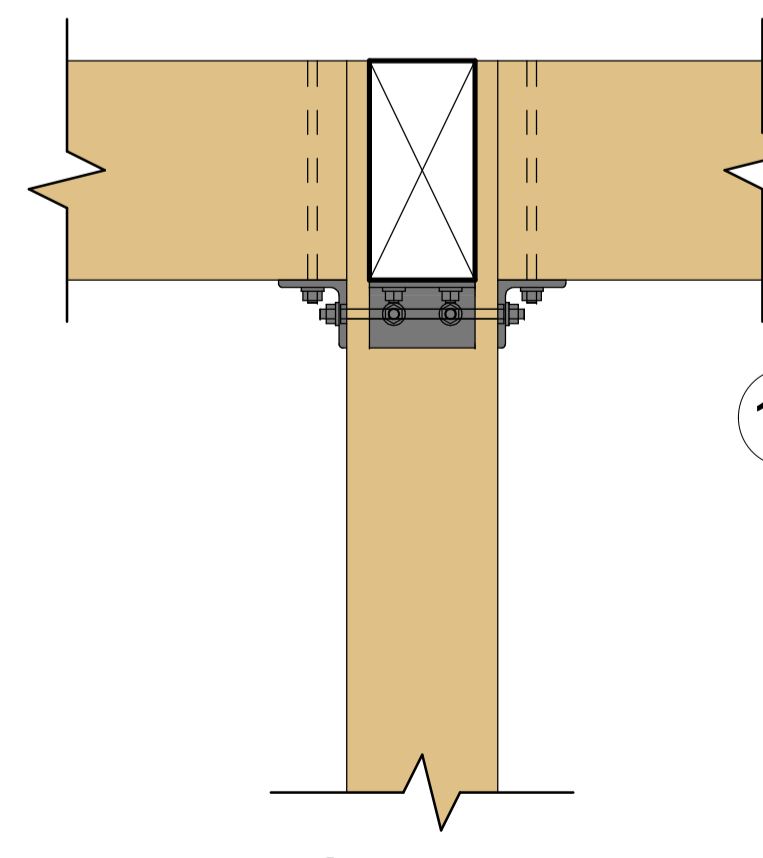
9 CONEXIÓN TIPO IV VISTA INFERIOR
1 : 10



10 CONEXIÓN TIPO I ELEVACION LATERAL
1 : 20



11 CONEXIÓN TIPO II ELEVACION LATERAL
1 : 10



12 CONEXIÓN TIPO III ELEVACION LATERAL
1 : 10

TÍTULO:	ESTRUCTURA EN MADERA VIVIENDA UNIFAMILIAR
INTEGRANTES:	KATHERINE PIZARRO & SALOMÉ SANMARTÍN
TUTOR:	ING. JULIO CÉSAR JURADO MOGROVEJO
ESCALA: Como se indica	CONTIENE: PLANO DE CIMENTACIÓN, DETALLES Y UNIONES ESTRUCTURALES DE MADERA
FECHA: 24/07/23	