

**UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRES
FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL**



PROYECTO DE GRADO

**VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTÁTICO SÍSMICO, EN UNA
VIVIENDA ARTESANAL DE HORMIGÓN ARMADO, UBICADA EN CALLE
MODESTA SANJINÉS, ZONA MIRAFLORES, LA PAZ –BOLIVIA.**

Postulantes:

ALMEIDA CRUZ MARCIO

RADA BARRERA ADRIANA GABRIELA

Tutor:

ING. MARCELO GONZALO DELGADILLO ZURITA

La Paz – Bolivia

2022



**UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS
FACULTAD DE INGENIERIA**



LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS AUTORIZA EL USO DE LA INFORMACIÓN CONTENIDA EN ESTE DOCUMENTO SI LOS PROPÓSITOS SON ESTRICTAMENTE ACADÉMICOS.

LICENCIA DE USO

El usuario está autorizado a:

- a) Visualizar el documento mediante el uso de un ordenador o dispositivo móvil.
- b) Copiar, almacenar o imprimir si ha de ser de uso exclusivamente personal y privado.
- c) Copiar textualmente parte(s) de su contenido mencionando la fuente y/o haciendo la cita o referencia correspondiente en apego a las normas de redacción e investigación.

El usuario no puede publicar, distribuir o realizar emisión o exhibición alguna de este material, sin la autorización correspondiente.

TODOS LOS DERECHOS RESERVADOS. EL USO NO AUTORIZADO DE LOS CONTENIDOS PUBLICADOS EN ESTE SITIO DERIVARA EN EL INICIO DE ACCIONES LEGALES CONTEMPLADAS EN LA LEY DE DERECHOS DE AUTOR.

Agradecimientos

Un profundo agradecimiento al Ing. Marcelo Gonzalo Delgadillo Zurita, por todo el apoyo y la predisposición como nuestro asesor, asimismo por ser un gran ejemplo de persona y profesional.

Gracias a todos aquellos ingenieros que fueron un gran apoyo tanto en el transcurso de la carrera como para poder culminar la realización de este proyecto.

Y para finalizar, también agradezco a todos los que fueron mis compañeros y amigos por el apoyo moral que aportaron.

Dedicatoria

A mis padres Iris y Luis, por nunca haber escatimado en apoyo, paciencia y recursos.

MARCIO

Dedico este proyecto principalmente a mis padres Oscar y Gabriela por ser los pilares más importantes, por demostrarme siempre su cariño, apoyo incondicional, por ser un ejemplo de rectitud, honestidad y trabajo.

A mis hermanos por el apoyo que siempre me brindaron día a día en el transcurso de cada año de mi carrera Universitaria.

ADRIANA

**VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTÁTICO SÍSMICO, EN UNA
VIVIENDA ARTESANAL DE HORMIGÓN ARMADO, UBICADA EN CALLE
MODESTA SANJINÉS, ZONA MIRAFLORES, LA PAZ –BOLIVIA.**

Postulante: Marcio Almeida Cruz

Dirección: Pasaje Aguirre #777, Zona San Pedro **Telf.:** 68028462

Postulante: Adriana Gabriela Rada Barrera

Dirección: C.Modesta Sanjinés #1245, Z. Miraflores **Telf.:** 73019172

RESUMEN

El proyecto de grado tiene como objetivo principal la verificación del desempeño estático sísmico, en una vivienda de construcción artesanal de hormigón armado sin asesoramiento profesional, donde primeramente se realiza el relevamiento para obtener las dimensiones reales de la vivienda y de sus elementos estructurales. Con los ensayos de esclerometría, pacometría y rotura de testigos, se obtiene la resistencia del hormigón y la armadura que conforma la estructura, y, con los datos obtenidos, se procede al modelado en un programa informático de cálculo estructural Robot Structural Analysis Pro cuyos resultados son comprobados en el programa informático RAM Elements.

Posteriormente se procede a la realización del modelo conceptual de la estructura conforme a lo establecido en el Código ACI 318-14 para cargas estáticas y para la evaluación de cargas sísmicas se considera según la Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020 y los resultados obtenidos se contrastan con la capacidad resistente de la estructura de la vivienda.

Por lo tanto, se obtiene que, la capacidad resistente ante cargas estáticas de la vivienda tiene deficiencias en varias secciones no cumpliendo las consideraciones del código ACI 318-14 existiendo una diferencia en promedio de 2.1% en el refuerzo, para la

verificación del desempeño sísmico se tiene que la vivienda no dispone de una capacidad resistente para cargas sísmicas recomendadas solo admitiendo una capacidad del 10% a lo establecido.

En conclusión, la vivienda de construcción artesanal de hormigón armado no dispone de un correcto desempeño estático y sísmico conforme a las recomendaciones y parámetros de las normas mencionadas, solo teniendo una capacidad apenas resistente para cargas estáticas en estado de servicio y un sismo máximo de intensidad instrumental de III.

PALABRAS CLAVE: Verificación del desempeño, Construcción artesanal, Hormigón armado, Esclerometría, Extracción de núcleos, Programa informático, Cargas estáticas, Cargas sísmicas, Intensidad instrumental, Relevamiento.

ABSTRACT

The main objective of the degree project is the verification of the static and seismic performance, in a handmade construction of reinforced concrete without professional advice, where the survey is first carried out to obtain the real dimensions of the house and its structural elements. With the sclerometry, pachometry and core breakage tests, the concrete resistance and the reinforcement that makes up the structure are obtained, with the data obtained, the modeling is carried out in a structural calculation software Robot Structural Analysis Pro whose results are checked in the RAM Elements software.

Subsequently, the conceptual model of the structure is carried out in accordance with the provisions of the ACI 318-14 Code for static loads and for the evaluation of seismic loads it is considered according to Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020 and the results obtained are contrasted with the resistant capacity of the housing structure.

Therefore, it is obtained that the resistant capacity against static loads of the house has deficiencies in several sections, not complying the ACI 318-14 code considerations, with an average difference of 2.1% in the reinforcement, for the verification of the seismic performance, the house does not have a resistant capacity for recommended seismic loads, only admitting a capacity of 10% of what is established.

In conclusion, the handmade reinforced concrete house does not have a correct static and seismic performance in accordance with the recommendations and parameters of the code standards, only having a barely resistant capacity for static loads in service state and a maximum earthquake instrumental intensity of III.



2022-TTES-100-D-2

**DIRECCIÓN DE DERECHO DE AUTOR
Y DERECHOS CONEXOS
RESOLUCIÓN ADMINISTRATIVA NRO. 1-308/2022
La Paz, 8 de Marzo del 2022**

VISTOS:

La solicitud de Inscripción de Derecho de Autor presentada en fecha **2 de Marzo del 2022**, por **ADRIANA GABRIELA RADA BARRERA** con C.I. N° **6170468 LP** y **MARCIO ALMEIDA CRUZ** con C.I. N° **4875607 LP**, con número de trámite **DA-112/2022**, señala la pretensión de inscripción del Proyecto de Grado titulado: **"VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTÁTICO SÍSMICO, EN UNA VIVIENDA ARTESANAL DE HORMIGÓN ARMADO, UBICADA EN CALLE MODESTA SANJINÉS, ZONA MIRAFLORES, LA PAZ – BOLIVIA"**, cuyos datos y antecedentes se encuentran adjuntos y expresados en el Formulario de Declaración Jurada.

CONSIDERANDO

Que, en observación al Artículo 4° del Decreto Supremo N° 27938 modificado parcialmente por el Decreto Supremo N° 28152 el *"Servicio Nacional de Propiedad Intelectual SENAPI, administra en forma desconcentrada e integral el régimen de la Propiedad Intelectual en todos sus componentes, mediante una estricta observancia de los regímenes legales de la Propiedad Intelectual, de la vigilancia de su cumplimiento y de una efectiva protección de los derechos de exclusiva referidos a la propiedad industrial, al derecho de autor y derechos conexos; constituyéndose en la oficina nacional competente respecto de los tratados internacionales y acuerdos regionales suscritos y adheridos por el país, así como de las normas y regímenes comunes que en materia de Propiedad Intelectual se han adoptado en el marco del proceso andino de integración"*.

Que, el Artículo 16° del Decreto Supremo N° 27938 establece *"Como núcleo técnico y operativo del SENAPI funcionan las Direcciones Técnicas que son las encargadas de la evaluación y procesamiento de las solicitudes de derechos de propiedad intelectual, de conformidad a los distintos regímenes legales aplicables a cada área de gestión"*. En ese marco, la Dirección de Derecho de Autor y Derechos Conexos otorga registros con carácter declarativo sobre las obras del ingenio cualquiera que sea el género o forma de expresión, sin importar el mérito literario o artístico a través de la inscripción y la difusión, en cumplimiento a la Decisión 351 Régimen Común sobre Derecho de Autor y Derechos Conexos de la Comunidad Andina, Ley de Derecho de Autor N° 1322, Decreto Reglamentario N° 23907 y demás normativa vigente sobre la materia.

Que, la solicitud presentada cumple con: el Artículo 6° de la Ley N° 1322 de Derecho de Autor, el Artículo 26° inciso a) del Decreto Supremo N° 23907 Reglamento de la Ley de Derecho de Autor, y con el Artículo 4° de la Decisión 351 Régimen Común sobre Derecho de Autor y Derechos Conexos de la Comunidad Andina.

Que, de conformidad al Artículo 18° de la Ley N° 1322 de Derecho de Autor en concordancia con el Artículo 18° de la Decisión 351 Régimen Común sobre Derecho de Autor y Derechos Conexos de la Comunidad Andina, referentes a la duración de los Derechos Patrimoniales, los mismos establecen que: *"la duración de la protección concedida por la presente ley será para toda la vida del autor y por 50 años después de su muerte, a favor de sus herederos, legatarios y cesionarios"*.

Que, se deja establecido en conformidad al Artículo 4° de la Ley N° 1322 de Derecho de Autor, y Artículo 7° de la Decisión 351 Régimen Común sobre Derecho de Autor y Derechos Conexos de la Comunidad Andina que: *"...No son objeto de protección las ideas contenidas en las obras literarias, artísticas, o el contenido ideológico o técnico de las obras científicas ni su aprovechamiento industrial o comercial"*.



Oficina Central - La Paz
Av. Argentina, N° 179,
Edif. Angélica María, entre
Wálkros y Díaz Vares,
zona Miraflores.
Telf.: 219200 - 219206
219201 Fax: 219200

Oficina - Santa Cruz
Av. Uruguay, Calle
prolongación Quijano,
N° 25, Edif. Bicentenario
Telf.: 301751 - 3004958

Oficina - Cochabamba
Calle Chaparral, N° 666,
Piso 2, entre Andesana y Larra
zona Central - Boreste.
Telf.: 444493 - 7204297

Oficina - El Alto
Av. Juan Pablo II, N° 260
Edif. Mejoramiento El Cebo
Edif. Piso 2, Of. 08,
zona El Cebo.
Telf.: 244081 - 7204309

Oficina - Chuquisaca
Calle Kilómetro 1, N° 306,
Calle 100, Universidad,
zona Parque Bolívar.
Telf.: 7005875

Oficina - Tarija
Calle Ingavi, N° 385
entre Santa Cruz
y Méndez, zona
La Panza.
Telf.: 7005886

Oficina - Oruro
Calle 6 de Octubre,
N° 503, entre Apaza
y Junco, Galería Central,
Of. 14, Edif. Banco Fiel.
Telf.: 6200888

Oficina - Potosí
Av. Villarrojo entre calles
Wenceslao Alva y San Alberto,
Edif. APN, Salvo N° 30,
Píezel Pico, Of. 11.

Que, el artículo 4, inciso e) de la ley 2341 de Procedimiento Administrativo, instituye que: "... en la relación de los particulares con la Administración Pública, se presume el principio de buena fe. La confianza, la cooperación y la lealtad en la actuación de los servidores públicos y de los ciudadanos ...", por lo que se presume la buena fe de los administrados respecto a las solicitudes de registro y la declaración jurada respecto a la originalidad de la obra.

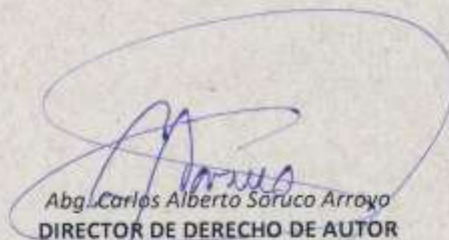
POR TANTO

El Director de Derecho de Autor y Derechos Conexos sin ingresar en mayores consideraciones de orden legal, en ejercicio de las atribuciones conferidas

RESUELVE:

INSCRIBIR en el Registro de Tesis, Proyectos de Grado, Monografías y Otras Similares de la Dirección de Derecho de Autor y Derechos Conexos, el Proyecto de Grado titulado: "**VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTÁTICO SÍSMICO, EN UNA VIVIENDA ARTESANAL DE HORMIGÓN ARMADO, UBICADA EN CALLE MODESTA SANJINÉS, ZONA MIRAFLORES, LA PAZ – BOLIVIA**", a favor de los autores y titulares: **ADRIANA GABRIELA RADA BARRERA** con C.I. N° 6170468 LP y **MARCIO ALMEIDA CRUZ** con C.I. N° 4875607 LP, quedando amparado su derecho conforme a Ley, salvando el mejor derecho que terceras personas pudieren demostrar.

Regístrese, Comuníquese y Archívese.



Abg. Carlos Alberto Saruco Arroyo
**DIRECTOR DE DERECHO DE AUTOR
Y DERECHOS CONEXOS**
SERVICIO NACIONAL DE PROPIEDAD INTELECTUAL



CASA/jmf.
c.c.Arch

Oficina Central - La Paz
Av. Argentina, N° 194,
Edif. Angélica María, entre
Villalobos y Blas Riqueni,
zona Nicolsdorf.
Telf.: 2152700 - 2152681
2152681 Fax: 2152700

Oficina - Santa Cruz
Av. Urugua, Calle
prolongación Gujardi,
N° 29, Edif. Bicerivaleño.
Telf.: 320732 - 3204295

Oficina - Cochabamba
Calle Chuquisaca, N° 609,
Piso 2, entre Antezona y Larrañaga,
zona Central - Noroeste.
Telf.: 4440409 - 4440257

Oficina - El Alto
Av. Juan Pablo II, N° 2550
Edif. Multicentro El Leble
Calle Pico 2, Of. 50,
zona 15 de Julio.
Telf.: 7141001 - 71042009

Oficina - Chuquisaca
Calle Kilometer 1, N° 366
Casi 100, Urubloguilla,
zona Parque Bolívar.
Telf.: 7205921

Oficina - Tarija
Calle Irigoyen, N° 395
entre Santa Cruz
y Miranda, zona
La Panopa.
Telf.: 7205200

Oficina - Oruro
Calle 6 de Octubre,
N° 501, entre Apacacho
y Jesús, Galería Central,
Of. 14 (El Banco Fie).
Telf.: 6220088

Oficina - Potosí
Av. Villazón entre calles
Wenceslao Ribas y San Alberto,
Edif. AN, Ladrón N° 202,
Primer Piso, Of. 11.



Índice

CAPITULO I INTRODUCCION Y ASPECTOS GENERALES	19
1.1 INTRODUCCION.....	19
1.2 ESTADO DEL ARTE.....	20
1.2.1 Venezuela.....	20
1.2.2 Perú.....	21
1.2.3 Colombia.....	23
1.2.4 Bolivia.....	23
1.3 FINES.....	24
1.4 OBJETIVOS.....	24
1.4.1 Objetivo General.....	24
1.4.2 Objetivos Específicos.....	24
1.5 ALCANCES Y LIMITACIONES.....	25
1.6 METODOLOGÍA DEL PROYECTO.....	27
1.7 UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO.....	27
1.7.1 Límites del Proyecto.....	28
CAPITULO II MARCO TEORICO	29
2.1 ESTUDIOS PRELIMINARES.....	29
2.1.1 Ensayo de Esclerometría.....	29
2.1.2 Ensayo de Rotura de Testigos.....	31
2.1.3 Ensayo de Profundidad de Carbonatación.....	33
2.1.4 Estudio de Suelos.....	34
2.1.5 Normas Empleadas.....	35
2.2 ANALISIS ESTRUCTURAL ESTÁTICO.....	37
2.2.1 Análisis de Carga Estática.....	37
2.2.2 Modelo Estructural.....	38

2.3	DISEÑO DE ELEMENTOS DE HORMIGON ARMADO.	41
2.3.1	<i>Vigas de Hormigón Armado</i>	43
2.3.2	<i>Columnas de Hormigón Armado</i>	53
2.4	CARGA SISMICA	59
2.4.1	<i>Sismicidad en Bolivia</i>	59
2.4.2	<i>Factor de Importancia</i>	61
2.4.3	<i>Clasificación del Suelo de Fundación</i>	62
2.4.4	<i>Efecto de la Topografía y Pendientes</i>	62
2.4.5	<i>Coefficiente de Sitio de Periodo Corto F_A y coeficiente de Sitio de Periodo Largo F_V</i> ..	63
2.4.6	<i>Categoría de Diseño Sísmico</i>	64
2.4.7	<i>Espectro Elástico de Respuesta S_{oe} y de Diseño S_{or}</i>	64
2.5	DESEMPEÑO SISMICO.	70
2.5.1	<i>Respuesta Estructural</i>	70
2.5.2	<i>Análisis Modal Espectral</i>	70
2.5.3	<i>Verificaciones para el Análisis Modal Espectral</i>	72
2.5.4	<i>Reconocimiento de Escala Sísmica</i>	74
CAPITULO III MARCO PRÁCTICO		77
3.1	ESTUDIOS PRELIMINARES.....	77
3.1.1	<i>Características Geométricas</i>	77
3.1.2	<i>Características Mecánicas de la Estructura</i>	87
3.2	ANALISIS ESTRUCTURAL ESTÁTICO.....	95
3.2.1	<i>Análisis de Carga Estática</i>	95
3.2.2	<i>Modelo Estructural</i>	104
3.2.3	<i>Comprobación de Resultados</i>	118
3.3	DISEÑO DE ELEMENTOS DE HORMIGON ARMADO.	127
3.3.1	<i>Diseño Automático con Robot Structural Analysis Pro</i>	127

3.3.2	<i>Comprobación Manual</i>	135
3.4	DESEMPEÑO ESTÁTICO.	152
3.4.1	<i>Refuerzo Teórico Proporcionado</i>	152
3.4.2	<i>Introducción de Refuerzo Real</i>	164
3.4.3	<i>Análisis del Desempeño ante Cargas Estáticas</i>	178
3.5	CARGA SISMICA	194
3.5.1	<i>Factor de Importancia</i>	194
3.5.2	<i>Clasificación del Suelo de Fundación</i>	194
3.5.3	<i>Efecto de la Topografía y Pendientes</i>	195
3.5.4	<i>Coefficiente de Sitio de Periodo Corto F_A y coeficiente de Sitio de Periodo Largo F_V</i>	196
3.5.5	<i>Categoría de Diseño Sísmico</i>	197
3.5.6	<i>Espectro Elástico de Respuesta S_{oe} y de Diseño S_o</i>	197
3.6	DESEMPEÑO SISMICO.	213
3.6.1	<i>Modelo Estructural</i>	214
3.6.2	<i>Verificaciones para el Análisis Modal Espectral</i>	216
3.6.3	<i>Evaluación de Desempeño ante Cargas Sísmicas</i>	218
3.6.4	<i>Obtención de Sismo Máximo para la Estructura</i>	222
3.6.5	<i>Observaciones Finales</i>	224
CAPITULO IV CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		229
4.1	CONCLUSIONES.	229
4.2	RECOMENDACIONES.	232
V ANEXOS		233
5.1	ANEXO I	233
5.1.1	<i>ENSAYOS DE MATERIALES</i>	233
5.1.2	<i>ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR "S.P.T." ASTM D1586-98</i>	242

5.2	ANEXO II	243
5.2.1	<i>RESULTADOS DE ANALISIS SISMICO</i>	243
5.3	ANEXO 3	257
5.3.1	<i>PLANOS</i>	257
VI	BIBLIOGRAFÍA	263

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Ubicación de la Construcción.....	28
Ilustración 2 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318 - 14).....	35
Ilustración 3 Cargas Mínimas de Diseño de Edificios y Otras Estructuras (ASCE 7-10).....	36
Ilustración 4 Guía Boliviana de Diseño Sísmico.....	37
Ilustración 5 Modelados de Hormigón y Estructuras metálicas	40
Ilustración 6 Bloque de Compresión Rectangular de Whitney.....	45
Ilustración 7 Valores de β_1 en Ensayos de Prismas de Concreto.....	46
Ilustración 8 Fuerzas Internas en la Viga en Condiciones de Carga Última.	46
Ilustración 9 Variación de Φ con Deformación Unitaria Neta en Tensión ϵ_r	47
Ilustración 10 Diagrama de Cortante.....	51
Ilustración 11 Viga con Grieta Diagonal y Estribos Verticales.....	52
Ilustración 12 Diagrama de Interacción de la Columna.	54
Ilustración 13 Curva de interacción para columnas.....	55
Ilustración 14 Mapa probabilístico de amenaza sísmica para Bolivia.....	61
Ilustración 15 Variación del factor multiplicador según la topografía del sitio.....	63
Ilustración 16 Espectro elástico de pseudo- aceleración en unidades de [g].	65
Ilustración 17 Croquis Producto del Relevamiento	78
Ilustración 18 Proceso de Modelado 3D	78
Ilustración 19 Modelo Arquitectónico.....	79
Ilustración 20 Cortes del Edificio.....	80
Ilustración 21 Planta Baja	81
Ilustración 22 Primer Piso	82
Ilustración 23 Segundo piso	83
Ilustración 24 Tercer Piso	84
Ilustración 25 Modelo 3D de la Estructura.....	85
Ilustración 26 Vigueta Pretensada.....	86
Ilustración 27 Pacometría en Columnas	87

Ilustración 28	Mapa de Ubicación de Datos de Suelo.....	92
Ilustración 29	Ubicación de los Puntos donde se Extrajeron las Muestras y se Realizaron los Ensayos	93
Ilustración 30	Esfuerzos de Escalera.....	99
Ilustración 31	Modelo de Cubierta.....	100
Ilustración 32	Carga de Granizo.....	101
Ilustración 33	Distribución de Carga de Granizo en Cubierta.....	102
Ilustración 34	Planta de Cubierta	102
Ilustración 35	Juegos de Carga.....	103
Ilustración 36	Características de Materiales.....	105
Ilustración 37	Características para Viguetas.	106
Ilustración 38	Características de Material Acero.	107
Ilustración 39	Mampostería de Adobe.	107
Ilustración 40	Definición de Ejes y Niveles.	109
Ilustración 41	Cotas de Plantas.	109
Ilustración 42	Modelado de Columnas y Vigas.....	110
Ilustración 43	Modelado de Viguetas.....	111
Ilustración 44	Placas y Muros	112
Ilustración 45	Características de Apoyo Elástico.	113
Ilustración 46	Cargas de Muros de Tabiquería.....	114
Ilustración 47	Juegos de Cargas en el Modelo	114
Ilustración 48	Casos y Combinaciones de Carga	115
Ilustración 49	Diagrama de Momentos Flectores.....	116
Ilustración 50	Diagrama de esfuerzos Cortantes y Esfuerzos Normales.	117
Ilustración 51	Características del Hormigón	118
Ilustración 52	Características de Material de Vigueta pretensada y Mampostería de Abode.....	119
Ilustración 53	Modelado de Estructura de la Edificación.....	120
Ilustración 54	Juegos de Carga de la Edificación.....	120
Ilustración 55	Casos y Combinaciones de Carga.	121

Ilustración 56	Solicitaciones de la Estructura.....	123
Ilustración 57	Resultados de Momentos Flectores y Esfuerzos Cortantes.	125
Ilustración 58	Resultados de Esfuerzos Axiales.....	126
Ilustración 59	Viga Eje 5.....	128
Ilustración 60	Envolventes de Momento flector y esfuerzo cortante.	129
Ilustración 61	Diseño de viga en 3d	130
Ilustración 62	Recubrimiento de acero.....	130
Ilustración 63	Reporte de diseño	131
Ilustración 64	Columna eje F-3	131
Ilustración 65	Convención de signos.....	132
Ilustración 66	Pórtico F para el análisis de arriostramiento.	133
Ilustración 67	Armado y Diagrama de interacción.....	134
Ilustración 68	Resultados de armadura de columna F-3.....	135
Ilustración 69	Envolventes de esfuerzos.	136
Ilustración 70	Resultados de área de acero.....	141
Ilustración 71	Acero requerido para esfuerzo cortante	144
Ilustración 72	Diagrama de interacción columna 30x30 cm	149
Ilustración 73	Diagrama de integración con programa.....	149
Ilustración 74	Valores de esfuerzos.....	150
Ilustración 75	Capacidad de columna.....	151
Ilustración 76	Envolvente de momento flector y armado de viga teórico.	153
Ilustración 77	Envolvente de momento flector y armado de viga real.	164
Ilustración 78	Diagrama de envolvente de momento flector.....	179
Ilustración 79	Diagrama de envolvente de esfuerzo cortante.....	179
Ilustración 80	Topografía de la edificación.....	195
Ilustración 81	Factor de multiplicación de la edificación.....	196
Ilustración 82	Criterio para determinar si un diafragma es flexible o rígido.....	207
Ilustración 83	Máxima deformación de entrepiso.	207

Ilustración 84	Desplazamiento Relativo del eje X.	208
Ilustración 85	Desplazamiento relativo en el eje Y	209
Ilustración 86	Puntos de extremos de Planta Techo.	209
Ilustración 87	Plantas para la verificación de discontinuidad del diafragma.....	211
Ilustración 88	Espectro de diseño eje X	212
Ilustración 89	Espectro de diseño eje Y	213
Ilustración 90	Definición de Masa de Excentricidades.	215
Ilustración 91	Diagramas de esfuerzo típico en vigas	220
Ilustración 92	Diagrama de interacción de columnas.....	221
Ilustración 93	Espectros elásticos de diseño.....	225
Ilustración 94	Factores de seguridad de columnas.	226
Ilustración 95	Factores de seguridad de vigas para momento flector.....	227
Ilustración 96	Factores de seguridad de vigas para esfuerzos cortantes.	227

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Factor de corrección por esbeltez.....	33
Tabla 2 Factor de corrección por dimensiones.	33
Tabla 3 Ecuaciones de Resistencias de Solicitaciones.....	42
Tabla 4 Factores de Reducción de Resistencia.	42
Tabla 5 Valores de β_1	45
Tabla 6 Espaciamiento Máximo del Refuerzo Adherido en Vigas y Losas en una Dirección Pre-esforzadas Clase C y no Pre-esforzado.	49
Tabla 7 Método Detallado para Calcular V_c	50
Tabla 8 $A_{v,min}$ Requerido.	51
Tabla 9 Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante.	53
Tabla 10 Resistencia axial Máxima	55
Tabla 11 Factores de Importancia I_e	62
Tabla 12 Tipos de suelo.	62
Tabla 13 Coeficiente de sitio de periodo corto F_a y largo F_v	63
Tabla 14 Categoría de diseño sísmico en función de $F_a S_0$, $F_v S_0$ y tipo de suelo.....	64
Tabla 15 Periodo limites inicial, corto y largo.	65
Tabla 16 Coeficientes básicos de reducción de R_0 y C_{d0}	67
Tabla 17 Irregularidades en altura y factores de irregularidad I_a	68
Tabla 18 Irregularidades en planta y factores de irregularidad I_p	69
Tabla 19 Diferencias y similitudes de escalas sismológicas.	75
Tabla 20 Escala con Correlación de Mercalli Modificada.	76
Tabla 21 Disposición de Acero en Columnas.	88
Tabla 22 Disposición de Acero en Vigas.	89
Tabla 23 Sección de Losa Aligerada.....	89
Tabla 24 Resistencia a compresión de núcleos.	90
Tabla 25 Datos de Esclerometría en los Puntos de Extracción de Núcleo	90
Tabla 26 Resistencia a Compresión Final de Hormigón.....	91

Tabla 27	Valores de nH nB nS nR.....	94
Tabla 28	Carga de Muros.....	96
Tabla 29	Esfuerzos de Escalera.	99
Tabla 30	Cargas de Cubierta.....	103
Tabla 31	Diferencia Porcentual de Solicitaciones.....	126
Tabla 32	Resultados de Reacciones de Ambos Programas Estructurales.	127
Tabla 33	Armaduras viga eje 5 primer piso.	153
Tabla 34	Armaduras viga eje 3 primer piso.	165
Tabla 35	Comparación de cantidades de refuerzo.....	177
Tabla 36	Valores de momento flector y esfuerzo cortante de las vigas.	180
Tabla 37	Valores de las solicitaciones de columnas.	185
Tabla 38	Valores de esfuerzos de vigas con combinaciones reconsideradas.	188
Tabla 39	Valores de esfuerzos de columnas con combinaciones reconsideradas.	192
Tabla 40	Parámetros del suelo.	194
Tabla 41	Sistemas de pórticos.....	198
Tabla 42	Peso propio de estructura de la edificación.....	199
Tabla 43	Resumen de peso propio de elementos de H°A°.....	201
Tabla 44	Peso de elementos de H°A° del programa Robot.....	201
Tabla 45	Introducción de factor de corrección al programa.	201
Tabla 46	Espectro elástico de respuesta S_a	202
Tabla 47	Rigidez y Fuerzas laterales en X.....	202
Tabla 48	Rigidez y Fuerzas laterales en Y.....	203
Tabla 49	Valores de Masa del Edificio.....	203
Tabla 50	Irregularidad de masa.....	204
Tabla 51	Longitudes del edificio.	204
Tabla 52	Irregularidad geométrica vertical.	205
Tabla 53	Discontinuidad en los sistemas resistentes.....	205
Tabla 54	Máxima deriva de piso.....	206

Tabla 55 Verificación de Diafragma Rígido.	208
Tabla 56 Desplazamiento en el eje Y, e Irregularidad torsional.	210
Tabla 57 Irregularidad de diafragma por aberturas.	211
Tabla 58 Irregularidad de diafragma por sección transversal.	211
Tabla 59 Modos de Vibración.....	216
Tabla 60 Derivas del edificio.	218
Tabla 61 Coeficiente de estabilidad θ	218
Tabla 62 Comprobación de Derivas.....	223

CAPITULO I INTRODUCCION Y ASPECTOS GENERALES

1.1 INTRODUCCION.

En la ciudad de La Paz, las viviendas o edificios de corta altura, la mayoría se encuentran contruidos sin ninguna supervisión o diseño previo de un profesional calificado (construcción artesanal o informal), ya sea por los costos reducidos y la fácil accesibilidad a materiales y mano de obra, o por el desconocimiento de los propietarios sobre la necesidad de un correcto cálculo y diseño estructural, así como una adecuada ejecución de la obra, por más pequeña que esta sea.

La construcción informal ha tenido avances significativos y espontáneos en las últimas décadas, lo cual ha proliferado la construcción en terrenos de alto riesgo, tanto en áreas urbanas como rurales, se ha abusado de sistemas constructivos aptos para uno o dos pisos que se han extrapolado a cuatro o cinco niveles, utilizándose materiales de baja calidad por desconocimiento y falta de capacitación. Estos factores ponen en grave riesgo a miles de familias ante posibles colapsos o siniestros naturales como sismos y deslizamientos.

Una simple inspección visual en la ciudad de La Paz, denota que la mayoría de las viviendas están contruidas con los parámetros anteriormente descritos. Por lo tanto, al estudiar una construcción artesanal específica, surge la duda de si esta podría resistir o no un sismo de una magnitud esperada en la zona que se encuentra y, en cualquiera de los dos casos, ¿Qué magnitud sismológica podría resistir?

1.2 ESTADO DEL ARTE.

La vulnerabilidad que tienen las construcciones informales representan un punto débil frente a los sismos ya que por no tener asesoría técnica trae consigo problemas debido a la falta de conocimiento, debido a la exposición del peligro es necesario conocer los posibles daños que podrían ocurrir durante un sismo de gran magnitud. Por lo tanto, muchos países están evaluando el riesgo sísmico con alto y bajo riesgo considerando varios factores como el tipo de suelo, la calidad de viviendas, etc.

Algunos de los estudios realizados son:

1.2.1 Venezuela.

En el proyecto de “Vulnerabilidad sísmica de viviendas populares en Caracas” realizado por López, Oscar Páez, Valentina y Coronel D., Gustavo. (2017). Se inspeccionaron 626 viviendas populares en 15 barrios de la Gran Caracas a los fines de determinar sus características estructurales y evaluar la vulnerabilidad ante sismos. El tipo estructural más común es un sistema mixto de pórticos de hormigón armado y mampostería de baja calidad de construcción. Se obtuvieron índices de vulnerabilidad sísmica catalogados como elevados a muy elevado, del mismo orden que los de edificios formales derrumbados en los sismos de Caracas (1967) y Cariaco (1997). Se estima un total de 224.323 edificaciones populares en Caracas que representan un 69,9% del total de edificaciones de la ciudad, de las cuales un 75,6% tienen el tipo estructural mixto. Se presenta la simulación de la respuesta estructural inelástica de cuatro viviendas populares que fueron construidas en un barrio y sometidas a carga lateral estática hasta alcanzar daño estructural severo. Se indica que el uso de modelos de plasticidad concentrada en rótulas

permite reproducir satisfactoriamente las principales características de la respuesta medida durante los ensayos. De inspecciones detalladas hechas en varias viviendas se identificaron materiales, geometría y secciones de elementos estructurales, con las cuales se definieron configuraciones típicas para una determinación detallada de la vulnerabilidad. Mediante análisis estático no lineal se determinaron curvas de capacidad, curvas de fragilidad para varios estados de daño y curvas de vulnerabilidad para viviendas con alturas comprendidas entre dos y cinco niveles y cuatro condiciones de sitio. Se presenta una expresión para calcular la pérdida económica esperada en función de la aceleración del terreno en roca. Se pone de manifiesto la mayor vulnerabilidad de las viviendas de mayor altura especialmente cuando están localizadas en depósitos de sedimentos. Una eventual repetición del sismo de Caracas de 1967 produciría daño completo en un 2% del total de 169.576 edificaciones del tipo estructural mixto de la ciudad, 6.482 víctimas fatales y una pérdida del 6% del valor económico de las viviendas populares. Se concluye que las viviendas populares poseen un elevado riesgo sísmico que amerita la puesta en acción de medidas de mitigación.

1.2.2 Perú.

En el proyecto de grado de “Vulnerabilidad, peligro y riesgo sísmico en viviendas autoconstruidas del distrito de Samegua, región Moquegua” presentada por el Ingeniero Rogelio Eduvigues Flores Ortega, determino la Vulnerabilidad Sísmica encontrada en el análisis de las viviendas, fue Alta en un 56% y Media en 44%; siendo los principales factores influyentes la densidad de muros, el material empleado que es regular a deficiente y la calidad de la mano de obra durante el proceso constructivo. El Peligro Sísmico hallado en el análisis realizado, fue medido en el 100% en los que fueron factores predominantes: la sismicidad y el tipo del suelo de la zona de estudio.

Donde el Riesgo Sísmico encontrado en el análisis fue de Alto en un 56% y Medio en un 44%, siendo éste el resultado de la influencia de la Vulnerabilidad y el Peligro sísmico.

De acuerdo a las encuestas realizadas, la mayoría de pobladores y/o albañiles no respetan los recubrimientos mínimos de los refuerzos de acero de las viviendas. Esto trae consigo el problema de corrosión que pueden sufrir los aceros de refuerzo.

También en el proyecto de grado “Análisis De La Vulnerabilidad Sísmica De Las Viviendas De Albañilería Confinada Construidas Informalmente En El Distrito De Yauli, Provincia De Huancavelica, Región De Huancavelica” de Capani y Huamani, concluyeron que el mayor problema de las viviendas es que el 17% de las viviendas diagnosticadas están construidas sobre suelo no consolidado, que puede ocasionar problemas de asentamientos que pueden llevar al colapso de la estructura). Problemas estructurales (el mayor problema es que no tienen junta sísmica que permita independizar el comportamiento sísmico de cada una de las viviendas. Se observa que un 88% de viviendas presentan esta deficiencia), problemas del proceso constructivo (el mayor problema es que el 98% de las viviendas diagnosticadas presentan mal encofrado y cangrejas, El problema en el proceso constructivo está relacionado con la mano de obra. En este caso se tiene como característica principal el mal encofrado que se realiza en las construcciones, que conlleva a que se produzcan cangrejas y el acero de refuerzo quede expuesto), calidad de la mano de la obra (del total de viviendas Diagnosticadas de la ciudad de Yauli, un 0% tiene buena calidad de mano de obra, seguido de un 24% con calidad de mano de obra regular y un 76% con calidad de mano de obra mala. Se observa que existe una tendencia a la mano de obra

de regular a mala calidad). Otros defectos el mayor problema es que el 100% de las viviendas diagnosticadas utilizaron ladrillos de baja calidad en su construcción.

1.2.3 Colombia.

El ingeniero José Ricardo Garcés Mora en su tesis “Estudio de la vulnerabilidad sísmica en viviendas de uno y dos pisos de mampostería confinada en el barrio San Judas Tadeo II en la ciudad de Santiago de Cali” determino que a partir de las inspecciones de los diferentes elementos estructurales que componen las viviendas se logró identificar la falta de conceptos de estructuración para la seguridad sísmica como lo son: la carencia de una viga o cinta de amarre en cubiertas, la falta de continuidad en los elementos estructurales y falencias en el confinamiento de los muros. Se identificaron las deficiencias en elementos no estructurales que son potencialmente vulnerables ante la presencia de un sismo como son la ausencia de dinteles de hormigón en los vanos de puertas y ventanas que pueden generar grandes daños en estos elementos y el bloquear la salida de los ocupantes después de eventos sísmicos.

1.2.4 Bolivia.

Solo el 20% de las construcciones del país son antisísmicas, según diagnósticos de la Sociedad de Ingenieros de Bolivia (SIB) y el experto en diseño sísmico Rolando Grandi, quien presentó una Guía Boliviana de Diseño Sísmico para promover medidas de seguridad y un 80% de las construcciones está desprotegido.

Las nuevas tendencias en la ingeniería civil reconocen la necesidad de evaluar el diseño sísmico en la construcción y principalmente en entornos urbanos, ya que allí se

concentra gran parte de la población mundial, las infraestructuras y los servicios. Además, es un punto de partida indispensable para los estudios y toma de decisiones para la mitigación de desastres por sismos.

1.3 FINES.

Analizar un edificio construido de manera artesanal desde el punto de vista estructural, estudiando la forma en la que fue construido y los materiales utilizados mediante ensayos no destructivos, y de este modo, conocer el desempeño que este tiene a una acción sísmica con apoyo de un programa informático de cálculo estructural.

Cabe resaltar que el estudio realizado en el proyecto de grado puede y debería ser realizado en todas las viviendas que fueron construidas sin supervisión de un profesional.

1.4 OBJETIVOS.

1.4.1 Objetivo General.

Realizar la verificación del desempeño estático sísmico, en una vivienda de construcción artesanal de hormigón armado sin asesoramiento profesional, en Calle Modesta Sanjinés, Zona Miraflores, ciudad de La Paz.

1.4.2 Objetivos Específicos.

- Definir los planos arquitectónicos y estructurales de la vivienda.
- Determinar la resistencia del hormigón que fue utilizado en los elementos.
- Precisar la disposición de la armadura de refuerzo utilizada.

- Diseñar conceptualmente la vivienda, frente a cargas únicamente estáticas, con el programa informático *Robot Structural Analysis Professional* para el cálculo estructural.
- Comparar la capacidad resistente real de la edificación, con la obtenida del diseño conceptual.
- Identificar el desempeño de cargas sísmicas y estáticas de la vivienda en condiciones reales, haciendo uso de un programa informático de cálculo estructural.

1.5 ALCANCES Y LIMITACIONES.

Proporcionar una forma simple de verificar el desempeño estático y sísmico, en una vivienda de hormigón armado construida de forma artesanal sin asesoramiento profesional, mediante el uso de modelos digitales y un programa informático de diseño y cálculo estructural.

Para realizar el modelo digital de la obra en cuestión, se debe hacer un relevamiento de las dimensiones de la vivienda y los elementos estructurales que la componen, así como su posición exacta. Por otra parte, es necesario conocer las características del hormigón armado utilizado y el suelo de fundación, procurando estudiar los siguientes aspectos:

- La resistencia a compresión simple del hormigón existente.
- La armadura de refuerzo dispuesta en los elementos, encontrándose aspectos tales como, la cantidad de barras, diámetro de las mismas, su posición y recubrimiento.

Una vez estudiados estos factores en vigas, columnas y losas, ya que se trata de una construcción artesanal, se asumirá que todos los elementos del edificio fueron

construidos con la misma dosificación para el hormigón y misma disposición de armaduras para cada elemento.

- Para el suelo de fundación, se procurará obtener las características del mismo, recabando información de estudios anteriormente realizados, ya sea por los propietarios de la vivienda o alguna otra fuente de la zona. Si no se encontrara ninguna referencia, se acudirá a un laboratorio especializado en estudio de suelos. Este proyecto no pretende profundizar en el estudio de fundaciones, de suelos y tampoco la interacción suelo estructura, ya que son temas bastante extensos y requerirían desarrollar un proyecto o tesis de grado, especializado.

Con todos los datos anteriormente mencionados ya obtenidos, se procede a diseñar la estructura en hormigón armado con apoyo del programa informático orientado a diseño estructural, obteniendo las cargas actuantes en la estructura tomando en cuenta lo indicado en la Norma ASCE7-10 y finalmente aplicando los Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural de la Norma ACI 318-14. De este modo se tendrá una idea clara del acero de refuerzo que debió poseer la estructura con el fin de cumplir con la normativa, aspecto que será contrastado con los datos reales de la estructura. Todo esto, solamente para conocer si existen deficiencias en lo que sería un diseño estático.

Finalmente se procederá a evaluar el modelo real, con todos los datos obtenidos mediante ensayos, frente a la acción sísmica según lo estipulado en la Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, haciendo el proceso inverso a un cálculo estructural encontrándose así, el desempeño sísmico de la estructura. Este valor se expresará en una escala de magnitud conocida de eventos sísmicos.

1.6 METODOLOGÍA DEL PROYECTO.

El proyecto descriptivo tendrá las siguientes etapas:

1° Etapa. Estudios preliminares:

- Relevamiento
- Estudio de suelos
- Esclerómetro
- Pacómetro (ferroscan)

2° Etapa. Análisis, Diseño y Evaluación:

- Análisis y diseño estructural conceptual de la edificación para cargas estáticas.
- Evaluación del desempeño de la estructura en sus condiciones reales, para el análisis de las cargas estáticas.
- Análisis de desempeño de la estructura en condiciones reales, considerando ahora la carga sísmica.
- Verificación del desempeño sísmico del edificio en sus condiciones reales.

1.7 UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO.

País:	Bolivia
Departamento:	La Paz
Provincia:	Murillo
Cuidad:	Nuestra Señora de La Paz
Distrito:	N°12
Manzano:	N°19
Lote:	N°25

1.7.1 Límites del Proyecto.

Norte:	Vivienda
Sur:	Vivienda
Este:	Vivienda
Oeste:	Calle Modesta Sanjinés

Ilustración 1 Ubicación de la Construcción



Nota: Elaboración propia.

CAPITULO II MARCO TEORICO

2.1 ESTUDIOS PRELIMINARES.

2.1.1 Ensayo de Esclerometria.

- Esclerómetro.

Consta de una masa de acero impulsada por un muelle el cual, cuando es liberado, golpea un vástago de acero en contacto con la superficie de hormigón. La distancia del rebote del martillo de acero se medirá en una escala lineal acoplada al instrumento.

- Yunque de tarado.

Para la verificación del esclerómetro, definido por una dureza mínima de 52 HRC y una masa de (16 ± 1) kg y un diámetro de aproximadamente 150 mm.

- Piedra abrasiva.

Piedra de carburo de silicio de textura de grano medio o similar, utilizado para desgastar el hormigón con el fin de tener una superficie regular al momento del ensayo.

- Procedimiento.

El área de ensayo debe ser de aproximadamente 300 mm x 300 mm. Las superficies con texturas en exceso, con presencia de polvo o con pérdida de mortero, se alisarán usando la piedra abrasiva, hasta que presenten un aspecto liso. Las superficies obtenidas con encofrados lisos o alisadas pueden ensayarse sin pulido. Se eliminará cualquier presencia de agua sobre la superficie del hormigón. Los elementos de hormigón a ensayar deberán tener un espesor mínimo de 100 mm. Se deben evitar las zonas que presenten cangrejeras, exfoliaciones, textura rugosa o alta porosidad. Para la selección de la zona de ensayo se

tendrán en cuenta entre otros factores, los siguientes: resistencia del hormigón; tipo de superficie; tipo de hormigón; humedad de la superficie; carbonatación (si es apropiado); movimiento del hormigón bajo ensayo; y dirección de ensayo. Se utilizará el esclerómetro de acuerdo con las instrucciones de manejo del fabricante. Se activa el esclerómetro al menos tres veces, antes de tomar cualquier lectura, para asegurar que funciona correctamente. Antes de una secuencia de ensayo sobre una superficie de hormigón, se realizarán y registrarán lecturas sobre el yunque de tarado para asegurar que se encuentran dentro del rango recomendado por el fabricante. Si no lo están, el esclerómetro se limpiará y ajustará.

El esclerómetro se sujetará firmemente en una posición que permita transmitir mediante el vástago un impacto perpendicular a la superficie de ensayo. La presión sobre el vástago ha de ser gradualmente incrementada hasta que se produzca el impacto del esclerómetro. Después del impacto, se anota el valor del índice de rebote.

Se han de tomar, al menos, nueve lecturas con el fin de disponer de una estimación fiable del índice de rebote de la zona de ensayo. Se anotará la posición y orientación del esclerómetro para cada conjunto de lecturas. No se deben elegir dos puntos de impacto a una distancia inferior a 25 mm entre ellos, ni a 25 mm del borde de la pieza. Se examina cada huella efectuada en la superficie después del choque y si el impacto aplasta o rompe huecos próximos a la superficie, el resultado obtenido será desestimado.

Este ensayo evalúa la dureza superficial del hormigón mediante esta se obtienen resistencias del hormigón, que sirven de comparación con los obtenidos por compresión de

probetas. Los resultados de Esclerometria no son sustitutivos de los ensayos de resistencia, sino, son complementarios y de correlación.

2.1.2 Ensayo de Rotura de Testigos.

Es uno de los métodos más utilizados para la determinación de la resistencia de un hormigón endurecido en una estructura mediante la sonda rotativa de diamante.

Las probetas testigo son piezas de forma cilíndrica que se extraen del hormigón mediante la sonda rotativa. Por medio de la extracción y rotura de probetas cilíndricas se determina la resistencia a compresión.

- Procedimiento.

Los testigos extraídos deben ser representativos del hormigón del elemento estructural, por lo que los puntos donde deben ser extraídos se eligen de forma aleatoria, al igual que el anterior ensayo primero se detecta el acero de armado por medio de un pacómetro, a fin de no cortar las barras.

Luego se procede al armado de la sonda para la extracción de núcleo perpendicular al elemento estudiado.

Al obtener los resultados de compresión de los testigos extraidos se realiza una corrección.

$$f_c = f_{cpt} * F_t$$

$$F_t = F_1 * F_2 * F_3 * F_4$$

Siendo:

f_c = Resistencia a compresión de probeta normalizada.

f_{cpt} = Resistencia a compresión de probeta testigo.

F_t = Factor de corrección total.

Para encontrar la resistencia a compresión se realiza el cálculo de factores de corrección.

- Factor de corrección por condiciones de ejecución [F1].

Una probeta testigo tiene una resistencia a compresión baja por la ejecución, homogeneidad, curado, etc. teniendo así una resistencia a compresión de solo un 90% en promedio. Por lo tanto se recomienda un factor de:

$$F1 = 1.1$$

- Factor de corrección por condiciones intrínsecas [F2]

Ya que una probeta testigo puede tener varias condiciones por ser microfisuración o irregularidad producidas por la sonda de extracción y reducen la resistencia a compresión, se toma un factor de:

$$F2 = 1.125$$

- Factor de corrección por esbeltez [F3].

Las normativas actuales refieren que la resistencia a compresión del hormigón sobre probetas testigos de altura doble que el diámetro [E=2] este parámetro influye en el valor obtenido, este factor se obtiene mediante la interpolación de la tabla de valores.

Tabla 1 Factor de corrección por esbeltez.

ESBELTEZ E	FACTOR DE CORRECCION F3
2.00	1.00
1.75	0.98
1.50	0.96
1.25	0.94
1.10	0.90

Nota. Adaptado “Relación entre la resistencia a compresión de probetas-testigo y probetas normalizadas”

- Factor de corrección por dimensiones [F4]

Este factor corresponde a las dimensiones normalizadas de 15 cm de diámetro por 30 cm de altura teniendo así la siguiente tabla.

Tabla 2 Factor de corrección por dimensiones.

DIMENSIONES cm	LIMITES DE VARIACIÓN F4
10X20	0.94 a 1.00
15X30	1.00
20X40	1.00 a 1.10
25X50	

Nota. Adaptado “Relación entre la resistencia a compresión de probetas-testigo y probetas normalizadas”

2.1.3 Ensayo de Profundidad de Carbonatación.

Antes de la Rotura de testigos, se procede al ensayo de carbonatación que es producida por la reacción química del hidróxido de calcio del concreto y por el dióxido de carbono de la atmosfera, provocando Carbonato de Calcio.

Esto se manifiesta físicamente en un endurecimiento del concreto y no necesariamente representa un problema, sin embargo, es un problema del concreto para el

acero de refuerzo ya que reduce su pH. Para el ensayo se aplica una solución de fenolftaleína en toda la pieza, las zonas donde se torna un color rosa o violeta indican que no hay carbonatación, pero donde permanece incoloro si existe carbonatación.

2.1.4 Estudio de Suelos.

2.1.4.1 Ensayo de Penetración Normal.

Para conocer de manera general las características geotécnicas del suelo, el ensayo más utilizado es el SPT (Standard Penetration Test), cuyo objetivo es obtener el número de golpes N_{spt} necesario para introducir una cuchara (cilíndrica o hueca) determinada profundidad en el suelo, con lo cual mediante graficas estandarizadas y tomando en cuenta otros parámetros del suelo (granulometría y límites de Atterberg), se puede especificar fácilmente la tensión admisible del suelo estudiado. Este procedimiento se encuentra normalizado por la ASTM D-1586.

2.1.4.2 Corrección por Eficiencia.

Es importante mencionar que en campo hay muchos factores que pueden hacer variar el número de penetración N para un mismo estrato de suelo, siendo el más importante, la eficiencia energética del martinete SPT, el cual puede variar entre 30 y 90%. En nuestro medio lo más habitual expresar el valor de N para un valor energético de 60%, designándose con el término “ N_{60} ”.

$$N_{60} = \frac{N * n_H * n_B * n_S * n_R}{60}$$

Donde:

N_{60} = número de penetración estándar, corregido por las condiciones en el campo.

N = número de penetración medido.

n_H = eficiencia del martinete (%).

n_B = corrección por el diámetro de la perforación.

n_S = corrección del muestreador.

n_R = corrección por longitud de la barra.

2.1.5 Normas Empleadas.

Ilustración 2 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318 - 14)



Nota. Adaptado de la portada de American Concrete Institute, ACI 318-14

El reglamento del American Concrete Institute, ACI 318-14 es el utilizado para el diseño de estructuras de hormigón simple, hormigón con refuerzo no pre-esforzado y pre-esforzado, o ambos; columnas compuestas con perfiles estructurales o tuberías de acero; y anclajes al hormigón.

Este Reglamento proporciona requisitos mínimos y excederlos no constituye un incumplimiento del Reglamento. El profesional facultado para diseñar puede especificar

requisitos que excedan los requisitos mínimos de este Reglamento. (Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318 -14) y Comentario (ACI 318R – 14, p. 3).

Ilustración 3 Cargas Mínimas de Diseño de Edificios y Otras Estructuras (ASCE 7-10)



Nota. Adaptado de la portada de American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI 7-10

El código ASCE 7-10, que contiene las acciones mínimas de diseño para edificaciones y otras estructuras.

Este código es ampliamente utilizado en el diseño de edificaciones ya que contiene las características de diversos materiales que pueden estar presentes en nuestras estructuras, métodos para la estimación de acciones de viento, nieve, fluidos, entre otros; así como también información detallada sobre requisitos para estructuras sismo resistentes, diseño de fundaciones y mucho más. (Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, Pag. 2)

Ilustración 4 Guía Boliviana de Diseño Sísmico



Nota. Adaptado de la portada de Guía Boliviana de Diseño Sísmico

Esta Guía aplica al análisis, diseño y construcción de edificaciones sismoresistentes, además se incluye recomendaciones para el diseño sísmico de estructuras.

2.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL ESTÁTICO.

2.2.1 Análisis de Carga Estática.

2.2.1.1 Juego de Cargas.

Según el acápite 6.4 Disposición de la carga viva ACI 318S-14:

Deben establecerse los conjuntos más exigentes de fuerzas máximas de diseño, investigando los efectos de la carga viva colocada en varias disposiciones críticas.

Para sistema de losas en una dirección y vigas, se permite suponer (a):

(a) El momento máximo positivo M_u cerca del centro de la luz ocurre con L mayorada colocada en el vano y en vanos alternados. (ACI 318S-14, p 75).

2.2.1.2 *Combinaciones de Carga.*

De acuerdo a la norma ACI 318S-14 se debe considerar:

Para análisis estático.

$$U_1 = 1.4D$$

$$U_2 = 1.2D + 1.6L_i$$

Donde:

L_i = Carga de uso según juego de carga.

2.2.2 **Modelo Estructural.**

El análisis estructural es crucial para cualquier proyecto y con la llegada y mejora de los programas informáticos de análisis estructural, el diseño de elementos estructurales y el cálculo de cargas en una estructura son más rápidos y confiables.

Los programas orientados al diseño estructural, son programas informáticos a medida, desarrollado para la solución a problemas específicos. Estos programas informáticos como STAAD Pro, SAP-2000, ETABS, Robot Structural Analysis, RAM Elements y CypeCAD, por ejemplo, están pre programados para dar resultados rápidos de acuerdo con el código de práctica. Si un edificio de varios pisos se modela utilizando diferentes elementos estructurales como vigas, columnas, losas con diferentes cargas y restricciones de soporte. Después del análisis, los profesionales pueden obtener momentos

de flexión, fuerza de corte, fuerza axial y desviación de la estructura en miembros de todo el edificio. Los programas informáticos orientados al diseño estructural proporcionan una solución a grandes estructuras con buenos resultados específicos como área de acero, cualidades de materiales y dimensiones de elementos requeridos para una estructura segura.

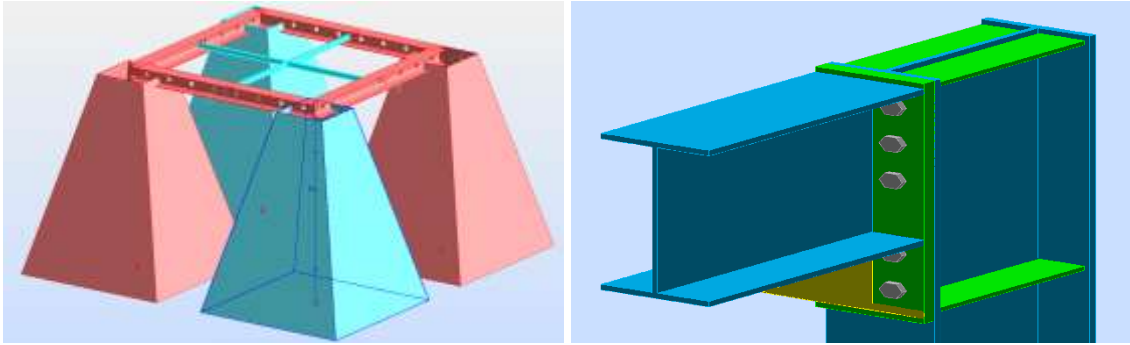
Por lo tanto, hoy en día, los programas informáticos orientados al diseño estructural, son los programas más extensos y aceptados para la resolución de los problemas de la ingeniería civil. (Deenbandhu Chhotu (2017), International Journal of Engineering and Technology. “State of the Art Report - A Comparative Study of Structural Analysis and Design Software -Staadpro, SAP-2000 and Etabs Software”).

2.2.2.1 Programa Robot Structural Analysis Professional

El programa de diseño estructural, Autodesk Robot Structural Analysis Professional se considera que tiene gran aplicación en el tema de proyecto de grado planteado, así como interoperabilidad con muchos otros programas para coordinación BIM.

Autodesk Robot Structural Analysis Professional, es un programa de cálculo de estructuras por elementos finitos que incluye una amplia variedad de códigos de diseño para el adecuado dimensionamiento de todo tipo de estructuras metálicas y de hormigón, además recoge la posibilidad de contemplar otros materiales estructurales. Además, ofrece distintos tipos de análisis de estructuras tales como estático lineal, no lineal de 2º orden (p delta), pandeo global o análisis sísmico y detalla los resultados obtenidos en el cálculo tanto de forma gráfica como tabular.

Ilustración 5 Modelados de Hormigón y Estructuras metálicas



Nota. Adaptado de ejemplos de programa Autodesk Robot Structural Analysis Professional

Incluye solucionadores de última generación para ofrecer un procesamiento más rápido de modelos estructurales aún más complejos. Estos algoritmos de análisis, basados en tecnología avanzada, permiten a los ingenieros entregar resultados más precisos y más rápidos, ayudándoles a optimizar y volver a analizar estructuras más fácilmente y explorar una variedad de configuraciones estructurales. (Autodesk, Robot Structural Analysis Professional Comprehensive analysis for your structural projects).

2.2.2.2 Programa RAM Elements.

Ofrece las características como el diseño de vigas y columnas, cizallamiento de hormigón o mampostería de muros, muros de contención, muros inclinados, vigas continuas, zapatas y cerchas todo con una interfaz gráfica familiar, fácil de aprender y usar. En lugar de usar un programa de elementos finitos independiente para marcos, cerchas y otras estructuras, y programas especializados u hojas de cálculo para sus necesidades diarias de diseño

Proporciona un modelado estructural integral, RAM Elements ofrece análisis de elementos finitos y ofertas de diseño que pueden abordar la mayoría problemas de análisis estructural.

Se encuentran disponibles numerosas capacidades de modelado para modelar incluso proyectos complejos rápido y fácil. Para una mayor flexibilidad, un entorno de escritorio personalizable por el usuario se proporciona para que sus comandos favoritos estén a un clic de distancia. Miembro físico las funciones de modelado permiten a los usuarios diseñar como ingenieros, no como especialistas en elementos finitos. Los sofisticados módulos de diseño para elementos estructurales como muros de contención o las paredes de corte aisladas se pueden ejecutar como integradas con el modelo de elementos finitos o en modo de diseño autónomo.

2.3 DISEÑO DE ELEMENTOS DE HORMIGON ARMADO.

El código ACI, permite dos métodos de diseño para elementos de hormigón armado, el método de esfuerzos de trabajo (también llamado *diseño lineal o por esfuerzos permisibles*) WSD por sus siglas en inglés y el método de diseño por resistencia ultima (llamado en la actualidad *diseño por resistencia*). Este último, es el más utilizado en la actualidad, debido a su enfoque más realista y diseños más económicos.

El método de resistencia ultima, busca que la capacidad ultima multiplicada por un factor de seguridad “ Φ ” sea mayor o al menos igual que el esfuerzo último producto de la suma de las cargas de servicio multiplicadas por el factor de carga indicados en el código (obtenido del análisis estructural).

$$(\text{Resistencia del elemento}) \phi * R_n \geq R_u (\text{Resistencia última})$$

De manera específica, la formula anterior será utilizada para cada tipo de sollicitación según se requiera, de la siguiente manera:

Tabla 3 Ecuaciones de Resistencias de Solicitaciones.

Solicitación	Ecuación de Resistencia Ultima
Flexión	$\phi * M_n \geq M_u$
Corte	$\phi * V_n \geq V_u$
Torsión	$\phi * T_n \geq T_u$
Axial	$\phi * P_n \geq P_u$

El factor “ Φ ” de reducción de resistencia tiene el objetivo de tomar en cuenta las posibles variaciones en dimensiones de los elementos, resistencia de materiales e inexactitud de las ecuaciones de cálculo. El Código ACI 318-14, en su acápite 21.2, establece los siguientes valores para el factor:

Tabla 4 Factores de Reducción de Resistencia.

Acción o Elemento Estructural		Φ	Excepciones
(a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados.	0.65 a 0.9 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de elementos pretensados donde los tensores no se han desarrollado totalmente debe cumplir con 21.2.3.
(b)	Cortante	0.75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.
(c)	Torsión	0.75	—
(d)	Aplastamiento	0.65	—
(e)	Zonas de Anclajes de Postensado	0.85	—
(f)	Cartelas y ménsulas	0.75	—

(g)	Puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método puntal-tensor	0.75	—
(h)	Componentes de conexiones controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción	0.9	—
(i)	elementos de concreto simple	0.6	—
(j)	Anclajes en elementos de concreto	0.45 a 0.75 de acuerdo con el capítulo 17	—

Nota. Adaptado de Código ACI 318-14, tabla 21.2.1 factores de reducción de resistencia.

2.3.1 Vigas de Hormigón Armado.

En el estudio de vigas de hormigón armado, se distingue principalmente dos enfoques:

- **Análisis:** pretende encontrar la capacidad de una sección a partir de datos existentes, por lo tanto, se tendría una única solución. Para realizar la verificación del desempeño de la estructura, se hará especial énfasis en este tipo de estudio.
- **Diseño:** mediante la selección de materiales, dimensiones y cargas factorizadas (cargas últimas), se utilizan los conceptos descritos en este capítulo para la obtención de una sección transversal adecuada, incluyendo dimensiones, resistencia de hormigón y refuerzo. En este caso se pueden obtener muchas soluciones, seleccionándose normalmente, la más económica.

2.3.1.1 Diseño por Flexión.

2.3.1.1.1 Suposiciones Básicas.

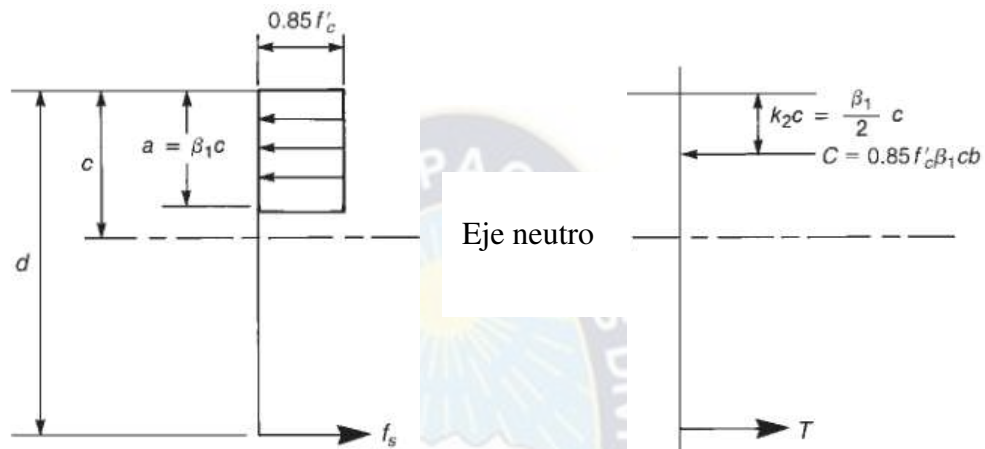
- 1) Las secciones transversales perpendiculares al eje de la viga que son planas antes de producirse la flexión del elemento, permanecen planas después de flectarse, de manera que se cumplan las ecuaciones derivadas de la teoría de flexión.
- 2) Las deformaciones en el hormigón y las del acero de refuerzo, permanecen iguales en niveles iguales, es decir, existe una perfecta unión entre estos materiales.
- 3) Los esfuerzos en el hormigón y el acero de refuerzo, pueden obtenerse directamente de sus diagramas esfuerzo-deformación.

2.3.1.1.2 Simplificaciones del Código ACI 318-14.

- 1) La resistencia a la tracción del concreto debe despreciarse en los cálculos de resistencia a flexión y resistencia axial. (ACI 318-14 22.2.2.2)
- 2) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto debe suponerse igual a 0.003. (ACI 318-14 22.2.2.1)
- 3) La relación entre los esfuerzos de compresión y la deformación unitaria en el concreto se debe suponer rectangular, parabólica o de cualquiera otra forma que lleve a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos. (ACI 318-14 22.2.2.3)

- 4) El acápite 22.2.2.4 de Código ACI, permite la utilización del diagrama rectangular equivalente de esfuerzos (bloque de compresión rectangular de Whitney).

Ilustración 6 Bloque de Compresión Rectangular de Whitney.



Nota. Adaptado Diseño de Concreto Reforzado Jack C. McCormac y Russell H. Brown ed. 10

Los valores de β_1 deben estar de acuerdo con los valores de la Tabla 22.2.2.4.3. (ACI 314-14 22.2.2.4.3).

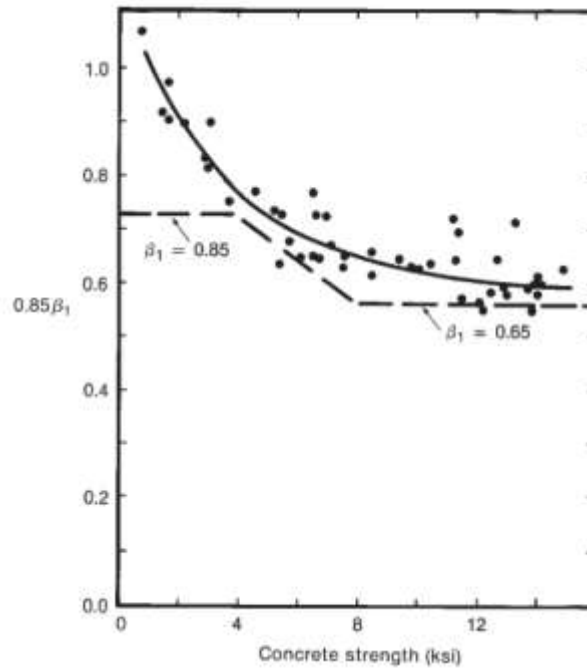
Tabla 5 Valores de β_1

f'_c Mpa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0,85 - \frac{0,05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 5$	0.65	(c)

Nota. Adaptado de Código ACI 318-14, tabla 22.2.2.4.3- Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto

Para el caso del proyecto, en el que la resistencia a compresión del hormigón, se debe recurrir a la siguiente grafica de donde se extraen los valores de β_1 :

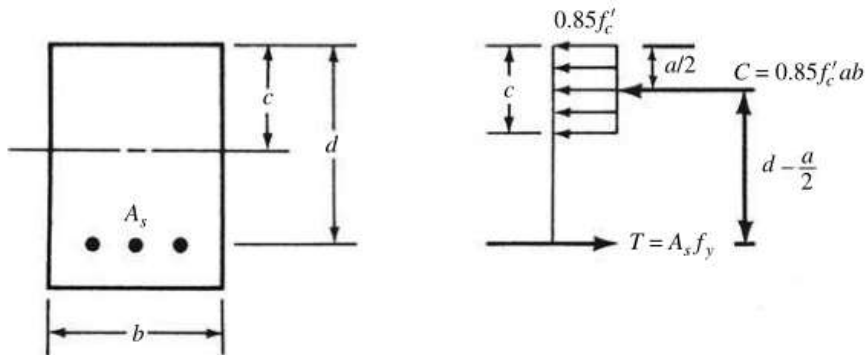
Ilustración 7 Valores de β_1 en Ensayos de Prismas de Concreto



Nota. Adaptado Paul H. Kaar, Norman W. Hanson y H.T. Capell. "Stress – Strain Characteristics Of High Strength Concrete. ACI Publication SP 55, p. 161-185.

2.3.1.1.3 Secciones Simplemente Reforzadas.

Ilustración 8 Fuerzas Internas en la Viga en Condiciones de Carga Última.



Nota. Adaptado de Diseño de Concreto Reforzado (p.71) por Jack C, McCormac y Russell H. Brown, 2018, Alfaomega.

De acuerdo con la ilustración anterior y haciendo un equilibrio de fuerzas internas en la sección estudiada, se tiene:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{\rho * f_y * d}{0.85 * f'_c}, \quad \text{donde } \rho = \frac{A_s}{d * b} \text{ cuantía de acero}$$

El refuerzo debe estar limitado a ceder antes de que el hormigón alcance su resistencia última y tomando en cuenta el factor de reducción de resistencia tendremos:

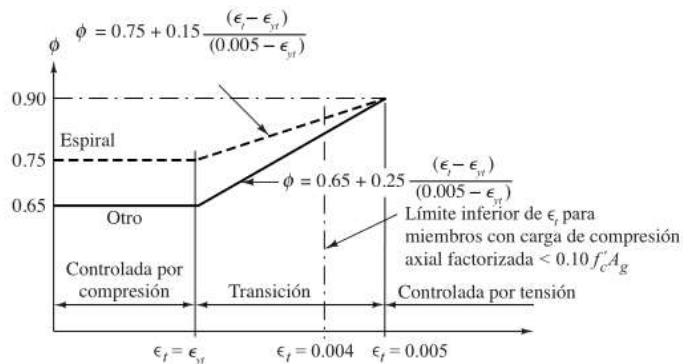
$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Sustituyendo el valor de “a” y A_s con ρdb , se despeja el valor de ρ :

$$\rho = \frac{0.85 * f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0.85 * f'_c}} \right), \quad \text{donde } R_n = \frac{M_n}{\phi * b * d^2}$$

El factor de reducción “ Φ ”, es inicialmente asumido como 0.9 ya que este diseño se basa en la suposición inicial que el refuerzo se encuentra trabajando con tensión de fluencia, pero esto debe ser verificado posteriormente estudiando la distribución de deformaciones unitarias en la sección y corrigiendo el valor de “ Φ ” con lo que se indica en la Tabla 21.2.2 del Código ACI 318-14, cuya interpretación se muestra a continuación:

Ilustración 9 Variación de Φ con Deformación Unitaria Neta en Tensión ϵ_r



Nota. Adaptado de *Diseño de Concreto Reforzado* (p.74) por Jack C, McCormac y Russell H. Brown, 2018,

Alfaomega.

Siempre se busca una sección controlada por tracción, para que el mecanismo de falla sea dúctil, limitando la cantidad de refuerzo que se puede disponer en una sección determinada, este valor se conoce como *límite de refuerzo superior* y es 4 %. En caso de que este valor sea excedido, deberá redimensionarse la sección, o bien considerar una viga doblemente reforzada.

2.3.1.1.4 Consideraciones Adicionales.

- Para que en el diseño no deba tomarse en cuenta las cargas axiales, debe verificar que $P_u < 0.1f'_c * A_g$, donde A_g es el área bruta de la sección estudiada. De no verificarse esta inecuación, se deberá tomar consideraciones adicionales para el refuerzo transversal según lo estipulado en el acápite 22.4 del Código ACI318-14.
- El refuerzo mínimo tiene la intención de limitar la falla frágil de la viga, pudiendo esta soportar cargas después de su fisuración. El Código ACI 318-14 en su acápite 9.6.1.2, proporciona valores para esta situación:

$$A_{s,min} \Rightarrow \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \geq \frac{1.4}{f_y} bd$$

- Para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor de 25 mm, d_b y $(4/3)d_{agg}$. (ACI 318-14 25.2.1)
- El espaciamiento del refuerzo adherido más cercano a la cara en tracción no debe exceder los valores de la Tabla 24.3.2, donde c_c es la menor distancia desde la superficie del refuerzo corrugado. (ACI 318-14 24.3.2)

Tabla 6 Espaciamiento Máximo del Refuerzo Adherido en Vigas y Losas en una Dirección Pre-esforzadas Clase C y no Pre-esforzado.

Tipos de Refuerzo	Espaciamiento máximo, s	
Barras o alambres corrugados	Menor de:	$380 \left(\frac{380}{f_s} \right) - 2,5c_c$
		$300 \left(\frac{280}{f_s} \right)$
Refuerzo Pre esforzado adherido	Menor de:	$\left(\frac{2}{3} \right) \left[380 \left(\frac{280}{\Delta f_{ps}} \right) - 2,5c_c \right]$
		$\left(\frac{2}{3} \right) \left[380 \left(\frac{280}{\Delta f_{ps}} \right) \right]$
Combinación de barras o alambres corrugados y refuerzo pre esforzado adherido	Menor de:	$\left(\frac{5}{6} \right) \left[380 \left(\frac{280}{\Delta f_{ps}} \right) - 2,5c_c \right]$
		$\left(\frac{5}{6} \right) \left[300 \left(\frac{280}{\Delta f_{ps}} \right) \right]$

Nota. Adaptado de Código ACI 318-14, tabla 24.3.2.

2.3.1.2 Diseño por Corte.

La resistencia nominal para corte en vigas de hormigón armado, debe tomar en cuenta el aporte de la sección bruta y el refuerzo proporcionado, tanto longitudinal como transversalmente. Por lo tanto, la expresión del método de diseño por resistencia queda de la siguiente manera:

$$\phi V_c + \phi V_s \geq Q_u$$

Debido a que el comportamiento del esfuerzo de corte no ha podido ser perfectamente descrito, el factor de reducción de resistencia ϕ para corte es 0.75. Las

fórmulas utilizadas por el código ACI son ampliamente aceptadas en la actualidad y se muestran en este acápite.

2.3.1.2.1 Resistencia del Hormigón a Corte.

Para vigas sin refuerzo transversal la resistencia que proporciona el hormigón es:

$$V_c = 0.17 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Se considera que es importante considerar el refuerzo longitudinal proveniente del diseño a flexión trabajando conjuntamente con el hormigón en el caso que no exista refuerzo transversal, por lo tanto, para realizar un estudio más minucioso se utilizan las siguientes expresiones:

Tabla 7 Método Detallado para Calcular V_c .

V_c		
El menor de (a), (b) y (c):	$\left[0,16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right] b_w d$	(a)
	$\left[0,16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \right] b_w d$	(b)
	$0,29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	(c)

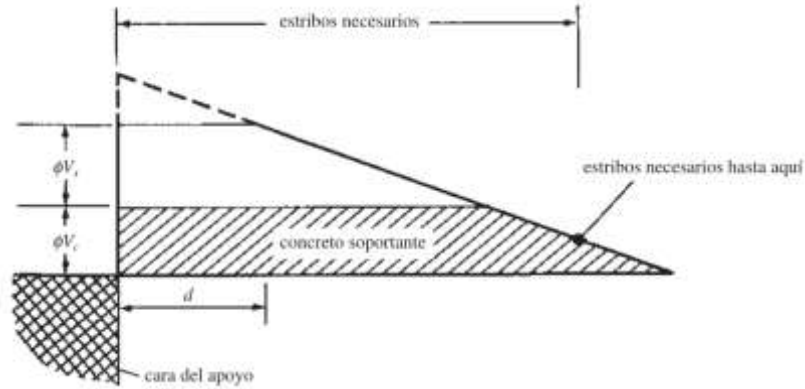
[1] M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada

Nota. Adaptado Código ACI 318-14, tabla 22.5.5.1.

El factor de modificación “ λ ” toma en cuenta la composición del agregado en el hormigón, para todo el proyecto se usa un hormigón de peso normal con un valor de 1.00 (ACI 318-14 19.2.4.2).

2.3.1.2.2 Refuerzo por Corte.

Ilustración 10 Diagrama de Cortante



Nota. Adaptado de *Diseño de Concreto Reforzado* (p.242) por Jack C. McCormac y Russell H. Brown, 2018, Alfaomega.

El Código ACI requiere que se proporcione refuerzo transversal a partir de la mitad de la resistencia para corte del hormigón, donde a partir de este punto, debe colocarse un área mínima de refuerzo para corte (ACI 318-14 acápite 9.6.3.1).

Tabla 8 $A_{v,min}$ Requerido.

Tipo de viga	$A_{v,min}/s$		
No pre esforzadas y pre esforzadas con $A_{ps} f_{se} < 0.4(A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$0,062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)
		$0,35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)

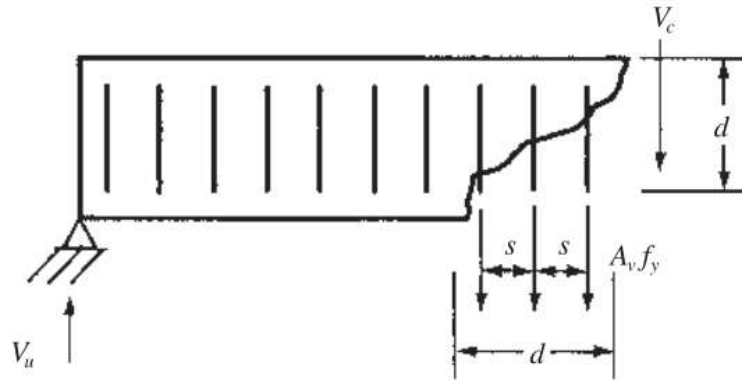
Nota. Adaptado Código ACI 318-14, tabla 9.6.3.3.

Se puede diseñar para V_u en las secciones ubicadas a una distancia “d” del apoyo de la viga, ya que, en todos los casos del proyecto, se cumplen los requisitos del acápite 9.4.3.2 del Código ACI.

La resistencia nominal de los estribos puede calcularse con la siguiente expresión:

$$V_s = A_v f_y \frac{d}{s}$$

Ilustración 11 Viga con Grieta Diagonal y Estribos Verticales.



Nota. Adaptado de *Diseño de Concreto Reforzado* (p.233) por Jack C, McCormac y Russell H. Brown, 2018, Alfaomega.

La separación requerida puede despejarse al igual que la resistencia de la ecuación general del método de resistencia.

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} \quad ; \quad V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

2.3.1.2.3 Espaciamiento Máximo.

Algunas bibliografías, recomiendan que se proporcione estribos no solo donde V_u sea mayor que $\phi V_c/2$, sino a lo largo de toda la viga, de cualquier manera, en todos los casos, los estribos no pueden tomar esfuerzos de corte efectivamente, a menos que crucen las fisuras inclinadas, por lo que, el Código ACI en el acápite 9.7.6.2.2 recomienda el espaciamiento máximo.

Tabla 9 Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante.

V_s	s máximo, mm		
		Viga no pre esforzada	Viga pre esforzada
$\leq 0,33\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	d/2	3h/4
		600	
$> 0,33\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	d/4	3h/8
		300	

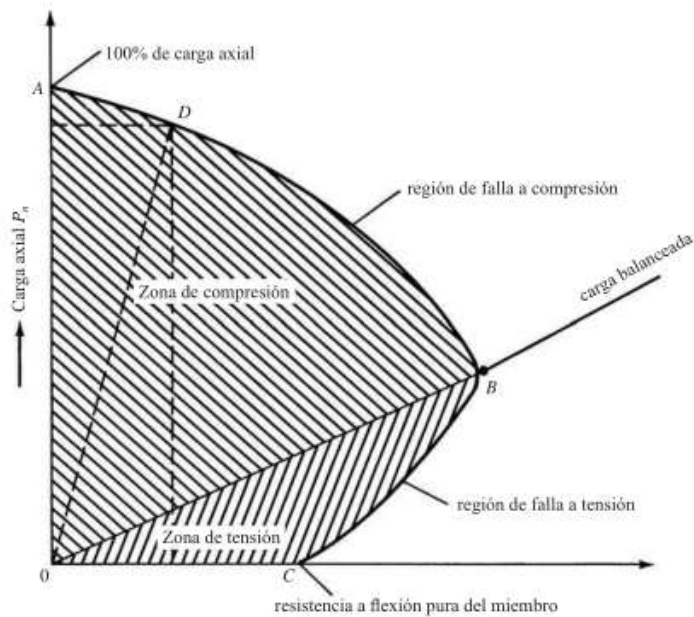
Nota. Adaptado de Código ACI 318-14, tabla 9.7.6.2.2

2.3.2 Columnas de Hormigón Armado.

2.3.2.1 Diseño por Flexo Compresión.

Para el estudio de columnas, se utilizará el diagrama de interacción, el cual proporciona gráficamente el desempeño de una columna con armadura determinada. Primeramente, para la construcción de este diagrama, se supone que la falla del hormigón a compresión (modo de falla más común en columnas), ocurre cuando la deformación unitaria de este material alcanza el 0.003, posteriormente, tomando en cuenta correctamente el centroide plástico, se realiza un equilibrio de fuerzas axiales y momento flector en una sección de estudio, en el que se puede despejar los valores de P_n y M_n , tomando diferentes deformaciones hipotéticas en el extremo de tensión.

Ilustración 12 Diagrama de Interacción de la Columna.



Nota. Adaptado de *Diseño de Concreto Reforzado* (p.292) por Jack C. McCormac y Russell H. Brown, 2018, Alfaomega.

- El punto “A” indica el valor de la carga axial máxima que podrá tomar la columna en la ausencia de momentos flectores. Este valor toma en cuenta el acero de refuerzo longitudinal y el área de la sección transversal de hormigón armado. El acápite 22.4.2.2 del Código, propone la siguiente ecuación para este valor:

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_yA_{st}$$

En esta ecuación, el primer término se refiere a la resistencia solo de la sección de hormigón equivalente tomando en cuenta el bloque de compresiones de Whitney. Por otra parte, en la realidad, una columna jamás estará sometida enteramente a cargas axiales, por lo que, el Código ACI en su acápite 22.4.2.1, proporciona el valor máximo de carga axial, con un factor que tomará en cuenta excentricidades accidentales ($e = M_n / P_n$).

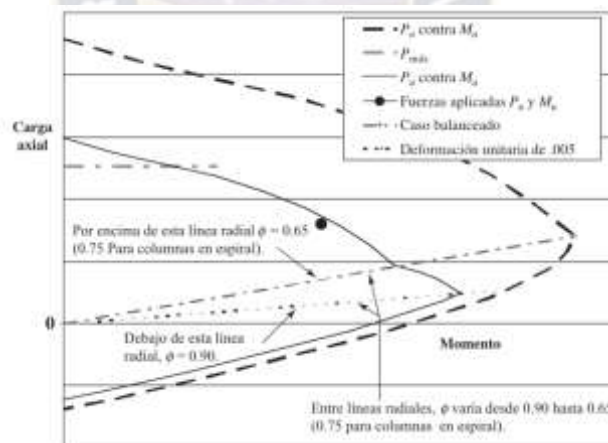
Tabla 10 Resistencia axial Máxima

Miembro	Refuerzo transversal	$P_{n,max}$	
No preesforzado	Estribos que cumplen con 22.4.2.4	$0.80P_o$	(a)
	Espirales que cumplen con 22.4.2.5	$0.85P_o$	(b)
Preesforzado	Estribos	$0.80P_o$	(c)
	Espirales	$0.85P_o$	(d)
Columnas compuestas de acero y concreto que cumplan con el Capítulo 10	Todos	$0.85P_o$	(e)

Nota. Adaptado de Código ACI 318-14, tabla 22.4.2.1

- Al utilizar el método de resistencia del Código ACI, y aplicando los factores de reducción del acápite 21.2, el diagrama de interacción queda modificado de la siguiente manera:

Ilustración 13 Curva de interacción para columnas.



Nota. Adaptado de Diseño de Concreto Reforzado (p.295) por Jack C, McCormac y Russell H. Brown, 2018,

Alfaomega

Cualquier combinación de valores de P_n y M_n que quede dentro de esta curva reducida, cumplirá con la capacidad de la columna en estudio.

El Código ACI especifica algunas restricciones para columnas, siendo la más importante que el área de refuerzo longitudinal no debe ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.08A_g$ (ACI318-14, 10.6.1.1). Sin embargo, si la sección proporcionada para resistir ciertas cargas fuese sobredimensionada, podría reducirse el valor mínimo a 0.005.

Para flexión biaxial actualmente se analiza primordialmente con computadora, sin embargo, se sigue un procedimiento similar al anteriormente descrito, tomando en cuenta la inclinación del eje neutro debido a la actuación de momentos flectores en dos direcciones.

2.3.2.2 Diseño por Corte.

Para columnas, el efecto del corte debe estudiarse considerando la actuación simultánea de cargas axiales y momentos flectores, en el acápite 22.5.6.1 del Código ACI, proporciona la expresión para el caso:

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b d$$

En esta ecuación, N_u es la fuerza axial factorizada que se encuentra actuando simultáneamente con el esfuerzo de corte considerado. Si V_u supera el valor de $\Phi V_c/2$, entonces deberá calcularse la separación requerida de estribos según el procedimiento descrito.

En el acápite 25.7.2.1 de la norma, recomienda no utilizar estribos menores de 10 mm de diámetro, disponerlos a una distancia menor que 16 veces el diámetro del refuerzo longitudinal, 48 veces en diámetro de los estribos o la menor de las dimensiones de la sección transversal de la columna.

2.3.2.3 Esbeltez en Columnas.

El análisis de la esbeltez en columnas, se basa en la geometría y el arriostramiento lateral en los extremos, de considerarse esbelta una columna (se verifica en la sección 3.6), deberá estudiarse la amplificación de momentos flectores que esta condición ocasione.

EL Código ACI, en el acápite 6.2.5, proporciona los lineamientos para poder ignorar el efecto de la esbeltez.

- a) Para columnas no arriostradas contra desplazamiento lateral

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22$$

- b) Para columnas arriostradas contra desplazamiento lateral

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 + 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40$$

Donde:

M_1 y M_2 = Son el momento mínimo y máximo que ocurre en la columna.

L_u = Es la longitud no arriostrada de la columna, es decir, la distancia libre que existe entre losas o vigas que soporte las columnas.

r = Radio de giro, que se puede calcular con $r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$, $0.3b$ o $0.3h$.

El coeficiente “ k ” es el factor de longitud efectiva, el cual estima la distancia entre puntos de momento nulo de una columna con determinada condición de arriostramiento en

los extremos. Las condiciones teóricas comunes (articulado-articulado, empotrado-empotrado, etc.) tienen los valores definidos como 1, 0.5 o 0.7, y es común utilizar un valor de 1, para los cálculos en pórticos sin desplazamiento lateral o arriostrados, pero en la realidad, no es tan simple como asumir que un extremo está articulado o empotrado, sino que debe considerarse la rigidez de los elementos que convergen en este punto. Hay diferentes métodos para hallar el valor de “ k ”, monogramas, ecuaciones o programas de computadora.

Si se determinara que la esbeltez no puede despreciarse, debe calcularse la magnificación de momentos según lo estipulado en el acápite 6.6.4.5 y 6.6.4.6 del Código ACI. Para estructuras sin desplazamiento lateral se tiene lo siguiente:

$$M_c = \delta M_2$$

El factor amplificador viene dado por: $\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0$

Donde:

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \text{ para columnas sin cargas transversales}$$

$$P_c = \frac{\pi^2(EI)_{eff}}{(kl_u)^2} \dots \text{carga crítica de pandeo (ACI 318-14 6.6.4.4.1)}$$

$(EI)_{eff}$ = debe calcularse según la sección 6.6.4.4.4 del Código ACI

El momento M_2 para esta ecuación no debe ser menor que $M_{2,min} = P_u(15 + 0.03h)$ según el acápite 6.6.4.5.4 de Código ACI.

Para todo el análisis anterior es necesario poder distinguir entre un pórtico con y sin arriostramiento a desplazamientos laterales, sin embargo, en la realidad no existen pórticos que estén completamente arriostrados o no arriostrados, por lo tanto, queda a criterio del calculista cuál de las dos opciones tomar. El Código ACI en acápite 6.6.4.4.1 dice lo siguiente:

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_0}{V_{us} l_c}$$

Donde P_u y V_{us} son la carga vertical total y el cortante horizontal mayorado del piso, respectivamente, en el piso bajo consideración y Δ_0 es el desplazamiento lateral relativo (deriva) de primer orden entre la parte superior e inferior del piso debido a V_{us} .

Si $Q \leq 0.05$ se puede considerar un pórtico arriostrado contra desplazamientos laterales.

2.4 CARGA SISMICA

2.4.1 Sismicidad en Bolivia.

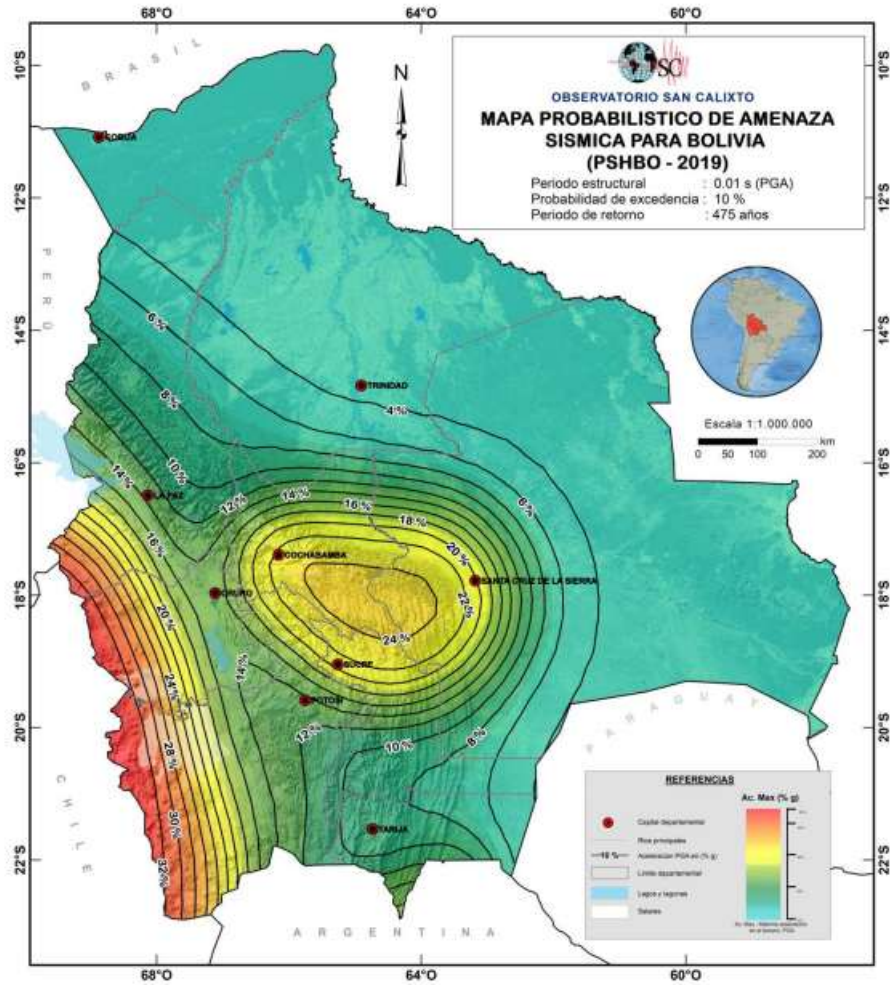
Para el análisis sísmico es necesario conocer las amenazas sísmicas que posee nuestro país tal como nos presenta la Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020.

La sismicidad presente en territorio nacional está asociada al proceso de subducción de placas tectónicas (Nazca y Sudamérica) y a la dinámica de deformación cortical de cada una de las unidades tectónicas presentes en el interior del continente. En Bolivia, los principales sistemas de fallas se encuentran en la Cordillera Occidental, el Altiplano, Cordillera Oriental, Subandina, Llanura Chaco-beniana y Cratón Brasileño.

El Observatorio San Calixto propone trece zonas sísmicas que fueron delimitadas analizando y evaluando la distribución espacial de la sismicidad asociada al proceso de subducción (sismos interface e intraplaca) considerando los cambios en el patrón de distribución espacial de la sismicidad de acuerdo a (Scire, et al., 2016; Beck & Zandt, 2002). Para fuentes sismogénicas corticales se tomó en cuenta el mapa de zonificación sísmica de Bolivia (Vega, Griffiths, Nieto, Condori, & Fernandez, 2016) con la ubicación de los sismos superficiales más importantes, además que cada zona ha sido delimitada siguiendo los lineamientos morfotectónicos de Bolivia (Ryan, Beck, Zandt, Wagner, & Minaya, 2016), dentro de las cuales se encuentran las fallas geológicas potencialmente activas (Lavenu, et al., 2000; Minaya, 2004) (p. 3).

El observatorio San Calixto realizó el Mapa Probabilístico de amenaza sísmica para Bolivia los cuales corresponden a valores de PGA (aceleración pico o máxima del terreno) computados para dos periodos de retorno 475 y 2475 años con un 10% de probabilidad de excedencia.

Ilustración 14 Mapa probabilístico de amenaza sísmica para Bolivia.



Nota. Adaptado de GBDS. Periodo de retorno de 475 años. Adaptado de Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, (p.

8)

2.4.2 Factor de Importancia.

Según la GBDS el factor de importancia está en función del nivel de seguridad estructural el cual se tiene la siguiente tabla:

Tabla 11 Factores de Importancia I_e .

Tipo	I_e
IV	1.5
III	1.3
II	1.0
I	0.0

Nota. Adaptado de Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, (p. 12)

2.4.3 Clasificación del Suelo de Fundación.

En la tabla 12 se muestra los tipos de suelos, para tomar en cuenta los efectos del terreno de fundación en la respuesta sísmica de la edificación.

Tabla 12 Tipos de suelo.

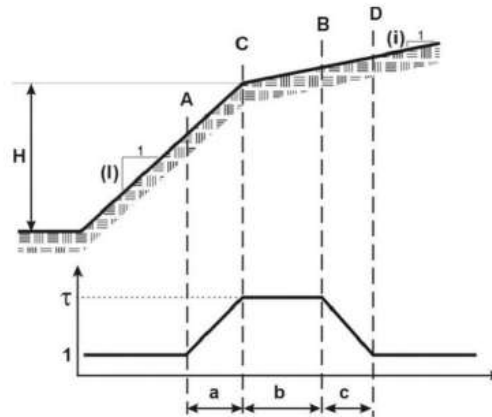
Suelo	Descripción
S0	Roca dura
S1	Roca
S2	Suelo muy Rígido -Roca blanda
S3	Suelo Rígido
S4	Suelo Blando
S5	Requiere un análisis de respuesta de sitio

Nota. Adaptado de Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, (p. 15)

2.4.4 Efecto de la Topografía y Pendientes.

Para las obras situadas en el borde de una cresta debe tenerse en cuenta un factor multiplicador τ , llamado factor de amplificación topográfica. Este factor multiplicará los valores del espectro de diseño. (Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, p. 17)

Ilustración 15 Variación del factor multiplicador según la topografía del sitio.



Nota. Adaptado de Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, (p. 17)

2.4.5 Coeficiente de Sitio de Periodo Corto F_A y coeficiente de Sitio de Periodo Largo F_V .

Los efectos del tipo de suelo en la acción sísmica se pueden considerar a partir de la aplicación de los factores F_A y F_V en función de la aceleración máxima del suelo PGA (S_0). (Guía Boliviana de Diseño Sísmico ed. 2020, p. 24).

Tabla 13 Coeficiente de sitio de periodo corto F_a y largo F_v .

1)

Tipo de suelo	S_0					
	< 0.067	0.133	0.2	0.267	0.333	> 0.4
S0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
S2	1.3	1.3	1.2	1.1	1.1	1.1
S3	1.6	1.4	1.2	1.1	1.1	1.1
S4	2.4	1.7	1.3	1.2	1.2	1.2

2)

Tipo de suelo	S_0					
	< 0.067	0.133	0.2	0.267	0.333	> 0.4
S0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
S3	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
S4	4.2	3.3	2.8	2.4	2.4	2.4

Nota. 1) Coeficiente de sitio de periodo corto F_a , 2) Coeficiente de sitio de periodo largo F_v . En las dos tablas se pueden interpolar. Adaptado de Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, (p. 25)

2.4.6 Categoría de Diseño Sísmico.

Es un procedimiento muy importante para el correcto diseño de estructuras de hormigón armado cuando se diseña con la Norma ACI 318-14. Dependiendo de la categoría de diseño sísmico “CDS” se deben disponer ciertas secciones del Norma ACI 318-14 para un correcto diseño.

Tabla 14 Categoría de diseño sísmico en función de $F_a S_0$, $F_v S_0$ y tipo de suelo.

$F_a S_0$	Tipo de Edificio	
	I,II,III	IV
$F_a S_0 < 0,067$	A	A
$0,067 \leq F_a S_0 < 0,133$	B	C
$0,133 \leq F_a S_0 < 0,200$	B,C	D
$0,200 \leq F_a S_0$	B,C,D	D

$F_v S_0$	Tipo de Edificio	
	I,II,III	IV
$F_v S_0 < 0,045$	A	A
$0,045 \leq F_v S_0 < 0,089$	B	C
$0,089 \leq F_v S_0 < 0,133$	B,C	D
$0,133 \leq F_a S_0$	B,C,D	D

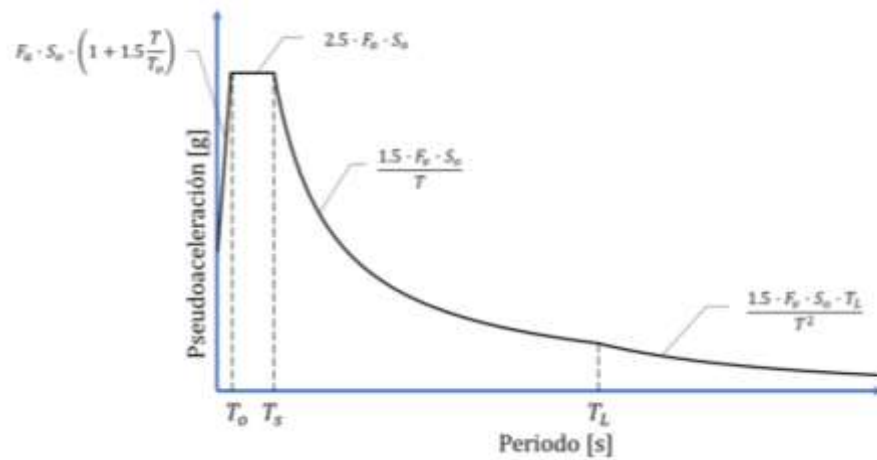
Nota. Adaptado de Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, (p. 13)

2.4.7 Espectro Elástico de Respuesta S_{ae} y de Diseño S_a .

El espectro elástico de pseudo-aceleración es una gráfica de dicha cantidad en función del periodo natural o frecuencia de vibración de la estructura y que ha sido obtenida a partir del espectro de respuesta de deformación o desplazamiento. Estos espectros permiten caracterizar el movimiento del suelo mediante la definición de los efectos que se produciría sobre las estructuras, como también, a partir de estos es posible determinar el periodo de inicio de la meseta “ T_0 ”, el periodo en el que finaliza la meseta de

pseudo-aceleración “ T_S ” y el periodo en el que finaliza la rama de pseudo-velocidad T_L , obteniendo así la siguiente gráfica.

Ilustración 16 Espectro elástico de pseudo-aceleración en unidades de [g].



Nota. Adaptado de Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, (p. 23).

Tabla 15 Periodo límites inicial, corto y largo.

T_0	T_S	T_L
$0,15 \frac{F_v}{F_a}$	$0,6 \frac{F_v}{F_a}$	$4 \frac{F_v}{F_a}$
Debido a las condiciones de un determinado puntos, esos tres periodos son móviles y pueden desplazarse según el tipo de suelo, lo cual puede correlacionarse a la realidad boliviana ya que, los centros poblados se encuentran parcial o totalmente emplazados en relleno sedimentario posibles a presentar efectos de sitio, entre ellos la posible amplificación de las ondas sísmicas de periodos largos.		

Nota. Adaptado de Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, (p. 23).

Para el espectro de diseño S_a , es el espectro elástico afectado por los factores, de reducción R , factor de importancia I_e y de topografía τ definido por:

$$S_a = \frac{I_e * S_{ae} * \tau}{R}$$

Dónde: S_{ae} = Espectro elástico de pseudo-aceleraciones definido.

2.4.7.1 Factor De Modificación De Respuesta R Y Factor De Amplificación De Desplazamiento Lateral C_d .

El factor de modificación de respuesta se obtiene por el producto de los factores de modificación de respuesta básico R_0 , factor de irregularidad en altura I_a y el factor de irregularidad en planta I_p .

A su vez el factor de amplificación de desplazamientos laterales C_d se obtiene como el producto del factor básico de amplificación de desplazamientos C_{d0} y los factores I_a e I_p . (GBDS Ed. 2020, p 32-33).

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

$$C_d = C_{d0} * I_a * I_p$$

2.4.7.1.1 Factor de modificación de respuesta básico R_0 y factor de amplificación de desplazamientos laterales C_{d0} .

Los factores R_0 y C_{d0} dependen de la ductilidad, sobre-resistencia, redundancia y amortiguamiento del sistema estructural además de los elementos y materiales que lo componen. La GBDS nos presenta la tabla 6-7 para sistemas estructurales de hormigón.

Tabla 16 Coeficientes básicos de reducción de R_0 y C_{d0} .

Sistema Estructural	R_0	C_{d0}
Hormigon		
Sistema de Pórticos		
Pórticos Especiales Resistentes A Momentos	7	5.5
Pórticos Intermedios Resistentes A Momentos	5	4.5
Pórticos Ordinarios Resistentes A Momentos	3	2.5
Columnas Conectadas Con Entrepisos Con Vigas Planas (Pórticos Ordinarios). Altura Máxima 27 m.	2.5	1.8
Columnas Conectadas Con Entrepisos Sin Vigas (Pórticos Ordinarios) Altura Máxima 27m.	2.5	1.8
Sistema De Muros		
Muros Estructurales Especiales.	6	5.1
Muros Estructurales Ordinarios	5	4.5
Sistemas Duales		
Pórticos Especiales Con Muros Especiales	7	5.5
Pórticos Especiales Con Muros Ordinarios	6	5.1
Pórticos Intermedios Con Muros Especiales	6.5	5.3
Pórticos Intermedios Con Muros Ordinarios	5	4.5
Pórticos Ordinarios Con Muros Ordinarios	4	3.6
Pórticos Especiales Con Muros Especiales Conectados Con Entrepisos Con Vigas Planas	5.5	4.9
Pórticos Intermedios Con Muros Ordinarios Conectados Con Entrepisos Sin Vigas	4	3.6
Sistema De Muros De Ductilidad Limitada	4	3.6

Nota. Adaptado de Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, (p. 29).

2.4.7.1.2 Factor de Irregularidad en Altura y en Planta.

Estos factores consideran la menor capacidad de disipación de energía que tienen las estructuras irregulares, y, de acuerdo a GBDS se debe verificar las irregularidades, cuando las estructuras no presentan irregularidades los factores de altura y planta son igual a 1.

Tabla 17 Irregularidades en altura y factores de irregularidad I_a

Irregularidades estructurales en altura	I_a
<p>Irregularidad de Rigidez - Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masa, ambos evaluados para la misma condición de carga</p> <p>Irregularidades de Resistencia - Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia de entrepiso inmediato superior.</p>	0.75
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masa, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0.50
<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso determinado según la sección 7.8.1, es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.90
<p>Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.90
<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento</p>	0.80
<p>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior supere el 25% de la fuerza cortante total.</p>	0.60

Nota. Adaptado de Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, (p. 31).

Tabla 18 Irregularidades en planta y factores de irregularidad I_p

Irregularidades estructurales en planta	I_p
<p>Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio ($\Delta_{\text{máx}}$) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible</p>	0.75
<p>Irregularidad Torsional Extrema Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio ($\Delta_{\text{máx}}$) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}) Este criterio solo se aplica en edificios con diafragma rígido y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible</p>	0.60
<p>Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0.90
<p>Discontinuidad del diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidades cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	0.85
<p>Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30% ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante de piso.</p>	0.90

Nota. Adaptado de Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, (p. 32).

2.5 DESEMPEÑO SISMICO.

2.5.1 Respuesta Estructural.

Los indicadores, se refieren a fuentes de información que nos proporciona determinado análisis, en este caso dinámico, para evaluar la respuesta estructural. Los indicadores son inevitablemente teóricos y pueden ser de muchas clases, desde las deformaciones máximas en puntos específicos de la estructura, fuerzas inerciales, solicitaciones en los elementos estructurales, etc. Para la evaluación del desempeño estructural en el presente proyecto, se decidió tomar las derivas máximas de cada piso, por ser un parámetro normativo, y con mayor énfasis, las solicitaciones en los elementos del sistema resistente, debido a que es un parámetro fácil de estudiar con las herramientas utilizadas.

2.5.2 Análisis Modal Espectral.

La dinámica estructural, consiste en el estudio de vibradores elásticos que debido a perturbaciones momentáneas externas inician un movimiento armónico. Son modelos teóricos que simulan el comportamiento estructural, que según su configuración tendrán diferentes grados de libertad y periodos de vibración, cada uno de esos movimientos se denominará “*modo natural de vibración*” y cada uno tendrá su “*periodo natural*”. El modo natural de vibración con el periodo más largo, que denomina “*periodo fundamental*”. Finalmente, el estudio de los diferentes modos de vibración de determinado sistema, se denomina *análisis modal*.

El análisis modal espectral se refiere a la utilización conjunta del análisis modal y los espectros de respuesta. Con el método de superposición modal, cada modo de vibración se evalúa en el espectro de respuesta utilizada y se considera que el conjunto de estos valores puede ser combinado para obtener la respuesta de una estructura ante el sismo mediante métodos de combinación modal. En las bibliografías existen muchos métodos, pero, para el proyecto se utilizan los siguientes:

- **Criterio del máximo valor probable (SRSS)**

Sea r un cierto valor de respuesta que se desea obtener, puede ser un desplazamiento, un momento, un corte, etc. El criterio del valor máximo probable, es:

$$r = \sqrt{\sum_{i=1}^N (r_i)^2}$$

Donde N es el número de modos que se consideran en la respuesta, i es el modo de vibración. Por su sencillez es uno de los más utilizados. Es apropiado su uso cuando las frecuencias naturales de vibración se encuentran bastante separadas, más del 10%. Utilizar este criterio cuando no cumple esta condición puede llevar a subestimar la respuesta.

Este criterio también es conocido por las siglas SRSS (Square Root Sum of Squares) (Falconi, Análisis Sísmico de edificios, 2008)

- **Criterio de combinación cuadrática completa (CQC)**

El criterio CQC (Complete Quadratic Combination), Chopra (2001), considera la posibilidad de acoplamiento entre los modos de vibración.

$$r^2 = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \rho_{ij} r_i r_j$$

$$\rho_{ij} = \frac{8 \xi^2 (1+a) a^{1.5}}{(1-a^2)^2 + 4\xi^2 a(1+a)^2}$$

$$a = \frac{W_{nj}}{W_{ni}}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j} (\xi_i + a\xi_j) a^{1.5}}{(1-a^2)^2 + 4\xi_i \xi_j a(1+a^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) a^2}$$

Cuando las frecuencias están bastante separadas, el criterio de la combinación cuadrática completa, proporciona valores similares al criterio del máximo valor probable. (Falconi, Análisis Sísmico de edificios, 2008)

2.5.3 Verificaciones para el Análisis Modal Espectral.

2.5.3.1 Modos de Vibración.

Según el acápite 8.2.1 de la GBDS, el análisis de los modos de vibración de la estructura debe incluir el número de modos suficientes de manera que se alcance por lo menos la participación modal del 90% de la masa sísmica en cada dirección horizontal.

2.5.3.2 Corte Basal Mínimo.

Se debe verificar que los cortes basales producidos por los sismos dinámicos en ambas direcciones horizontales sean mayores a los que se obtienen mediante un análisis estático equivalente. Según el acápite 8.1.3 de la GBDS, el corte basal está definido por la siguiente ecuación:

$$V = C_s * W$$

Dónde:

C_s = Coeficiente de repuesta sísmica dependiente de los periodos fundamentales de vibración.

W = Peso sísmico efectivo

2.5.3.3 Desplazamientos por Efecto Sísmico (Derivas).

En concordancia con el acápite 7.10 de la GBDS, los desplazamientos laterales debido a movimientos sísmicos se obtienen con la siguiente expresión:

$$\delta_x = \frac{C_d * \delta_{xe}}{I_e}$$

Donde:

C_d = Factor de amplificación de desplazamiento

δ_{xe} = Desplazamiento determinado por el análisis elástico

I_e = Factor de importancia

2.5.3.4 Efecto P-Delta.

Según el acápite 8.1.14 de la GBDS, se calcula el coeficiente de estabilidad “ θ ” que deberá cumplir la siguiente condición para que no sea necesario considerar el efecto P-delta en el modelo estructural.

$$\theta = \frac{P_x * \Delta * I_e}{V_x * h_{sx} * C_d} \leq 0.10$$

Donde:

P_x = Carga de diseño vertical en y por encima del nivel “x”.

h_{xe} = Altura de piso por debajo del nivel “x”.

V_x = Fuerza cortante sísmica actuando entre los niveles “x” y “x-1”.

2.5.4 Reconocimiento de Escala Sísmica.

El Servicio Geológico de los Estados Unidos fue el responsable de desarrollar una escala de Intensidad Instrumental que es una medida del suelo (a través de la velocidad o aceleración) en un lugar determinado, está directamente asociada a la escala de Mercalli Modificada que se obtiene mediante la descripción de la percepción humana y el registro de daños en un determinado lugar.

Es obtenida a partir de mediciones de movimiento del suelo (realizadas sobre sismogramas) en los sitios donde se encuentran las estaciones sismológicas, o bien es calculada para ciertos lugares de interés a partir de los valores medidos en estaciones sismológicas cercanas a dicho punto. Las mediciones y cálculos realizados para su obtención consideran factores de atenuación de la energía sísmica con la distancia, o de amplificación de las ondas sísmicas según el tipo de suelo, la geología y/o la topografía del lugar. Por estas consideraciones pueden existir sismos para los cuales la Intensidad Sísmica Instrumental máxima, no se encuentre en la zona epicentral.

Algunas similitudes y diferencias se describen a continuación.

Tabla 19 Diferencias y similitudes de escalas sismológicas.

Intensidad Mercalli Modificada	Intensidad Instrumental
Se clasifica con números romanos desde I (no percibido por la población) hasta XII (Destrucción Total)	Se clasifica con números romanos desde I hasta XII, reflejando la posibilidad que existan los mismos efectos que la escala Mercalli Modificada.
Estimación cualitativa de los efectos que provoca un sismo en un lugar determinado.	Medida cuantitativa del movimiento del suelo en un lugar determinado.
Variable subjetiva en función de la percepción de las personas o de los daños provocados en estructuras.	Medida objetiva de la velocidad o la aceleración del suelo, directamente asociada a los posibles efectos de la escala Mercalli Modificada.
En caso de terremoto, esta intensidad es una medida directa de los daños en los distintos lugares.	En todos los casos y por ser obtenida a partir de las mediciones del movimiento del suelo, constituye una referencia a los posibles efectos y/o daños a los que estarían sujetas las diferentes localidades/ciudades afectadas por el sismo
Se obtiene mediante la descripción de la percepción humana y el registro de daños en un determinado lugar. Puede demorarse en ser estimada varios minutos u horas, a medida que se obtiene información de percepción o daños en las diferentes localidades/ciudades.	Se obtiene mediante mediciones y cálculos matemáticos a partir de los registros de las diferentes estaciones sismológicas. Demora segundos en ser obtenida.

Por lo tanto, se muestra la escala correlativa con la escala de Mercalli Modificada e intensidad instrumental.

Tabla 20 Escala con Correlación de Mercalli Modificada.

Intensidad instrumental	Aceleración (g)	Velocidad (cm/s)	Temblor percibido	Daños potenciales
I	< 0,0017	< 0,1	No se siente	Ninguno
II–III	0.0017 – 0.014	0.1 – 1.1	Débil	Ninguno
IV	0.014 – 0.039	1.1 – 3.4	Luz	Ninguno
V	0.039 – 0.092	3.4 – 8.1	Moderado	Muy ligero
VI	0.092 – 0.18	8.1 – 16	Fuerte	Luz
VII	0.18 – 0.34	16 – 31	Muy fuerte	Moderado
VIII	0.34 – 0.65	31 – 60	Muy fuerte	De moderado a pesado
IX	0.65 – 1.24	60 – 116	Violento	Pesado
X+	> 1.24	> 116	Extremo	Muy pesado



CAPITULO III MARCO PRÁCTICO

3.1 ESTUDIOS PRELIMINARES.

3.1.1 Características Geométricas.

En la evaluación de una estructura existente, es necesario contar con los planos arquitectónicos y estructurales con los que se construyó la edificación, esto con el fin de poder reproducir las dimensiones, sistema estructural, secciones, materiales y cargas, en un programa de cálculo y diseño estructural.

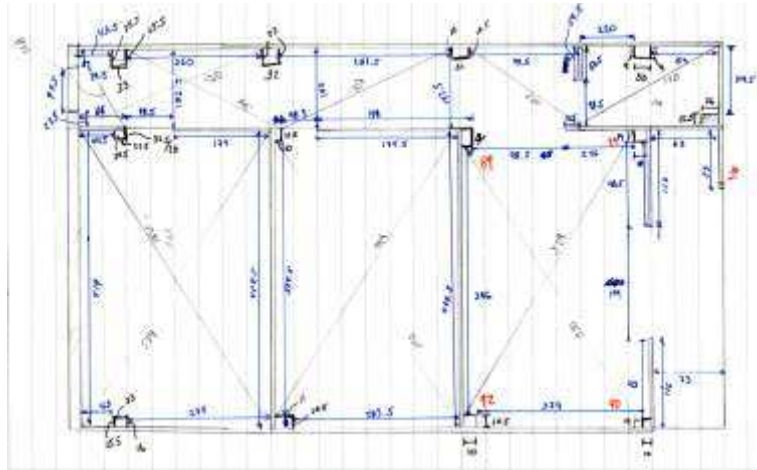
Al tratarse de una construcción artesanal, toda la información anteriormente mencionada es inexistente, por lo tanto, es necesario realizar el levantamiento previo de todas las características de la construcción.

3.1.1.1 Relevamiento.

Se procede a tomar mediciones en la construcción de tal manera que permita conocer exactamente la posición de todos los elementos en cada planta. En el caso de las dimensiones de las habitaciones se realizan una medición de cada pared, así como de las diagonales para verificar la ortogonalidad de las paredes.

La **Ilustración 17** Croquis Producto del Relevamiento, muestra cómo se realizaron las medidas de una planta, plasmadas en un croquis mediante esta manera se pasa a una elaboración digital de planos arquitectónicos de todo el edificio.

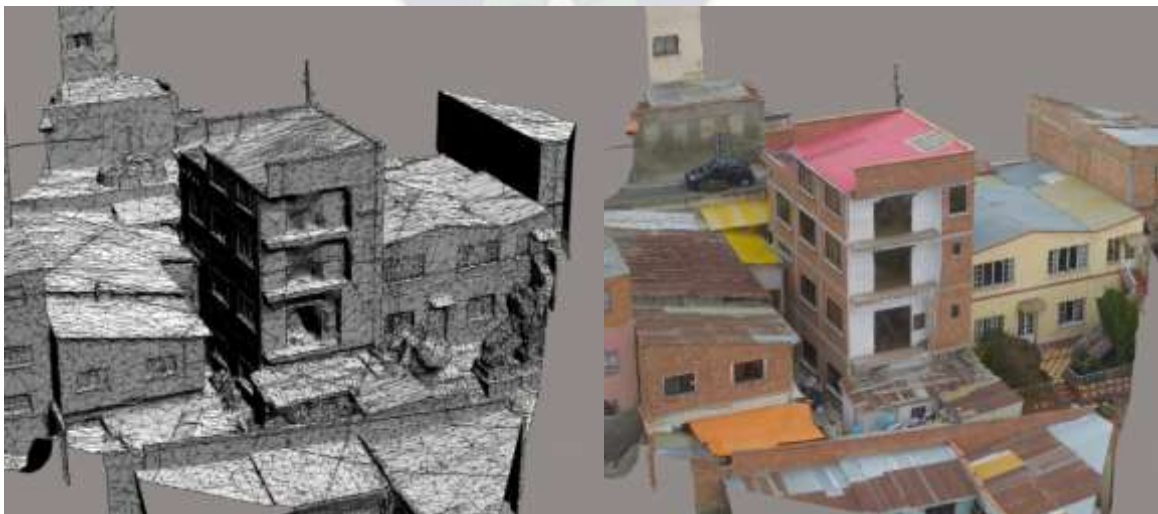
Ilustración 17 Croquis Producto del Relevamiento



Nota. Medidas tomadas de la edificación para la realización de los planos arquitectónicos.

Por otra parte, también se vio conveniente la realización de un escaneo 3D de la estructura en su parte exterior, para poder apreciar más detalles y realizar mediciones en lugares difíciles de acceder. Esta operación fue posible con la utilización de un DRON y el procesamiento de sus imágenes tomadas, en un programa de fotogeometría digital.

Ilustración 18 Proceso de Modelado 3D



Nota. Elaboración propia. Modelo realizado para medir dimensiones sin acceso obtenido por el programa ContextCapture Master.

3.1.1.2 Descripción Arquitectónica.

Una vez realizado el relevamiento mediante la ayuda de los programas AutoCAD y SketchUp fueron procesados los datos y se muestra el modelo del edificio a continuación.

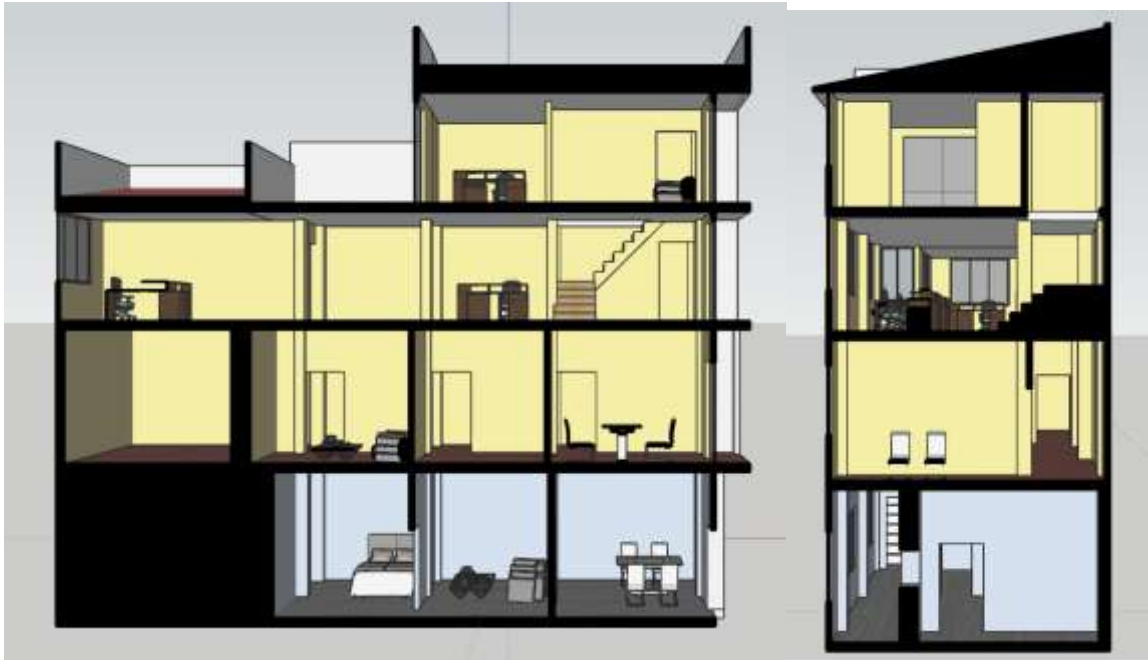
Ilustración 19 Modelo Arquitectónico



Nota. Elaboración propia. Modelo arquitectónico completo realizado en el programa SketchUp.

La forma y configuración del edificio, respondió a la necesidad del propietario de abaratar costos y no realizar la demolición de una vivienda antigua en planta baja y una habitación en primer piso hechos de mampostería de adobe ya que por la tipología que presenta el terreno algunos elementos quedaron apoyados directamente sobre los muros de la construcción antigua.

Ilustración 20 Cortes del Edificio

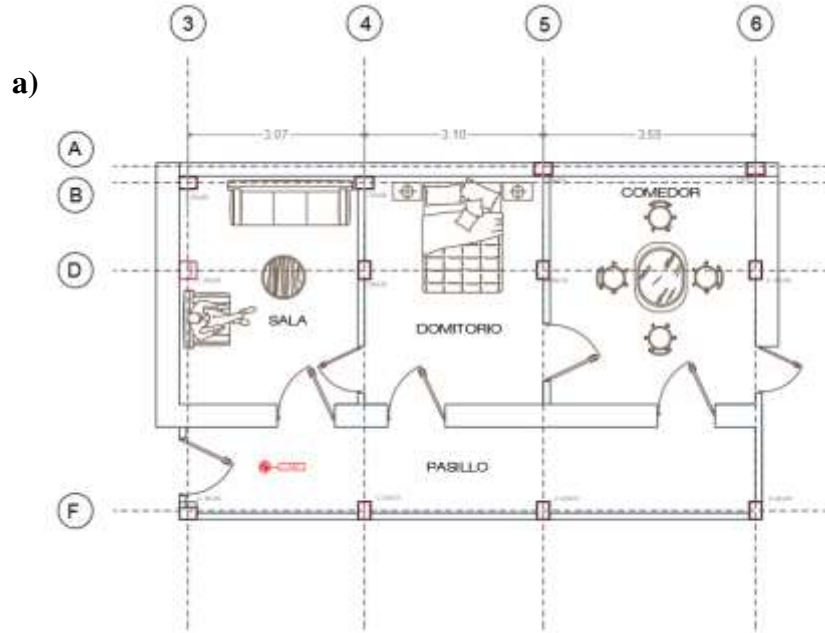


Nota. Elaboración propia. Corte longitudinal y transversal del edificio realizado en el programa SketchUp.

Esta construcción fue concluida a mediados del año 2018. Consta de un bloque de 3 niveles donde la planta baja y el recibidor del primer piso son construcciones antiguas cuya distribución y utilización del edificio varía para cada nivel de la siguiente manera:

- Planta baja, consta de un departamento pequeño de un dormitorio una sala y un comedor con un área de 65.39 m², donde los muros divisorios de los tres ambientes están hechos de mampostería de adobe lo que era una vivienda antigua y durante la construcción fue realizado el pasillo el cual sus muros están hecho de ladrillo.

Ilustración 21 Planta Baja

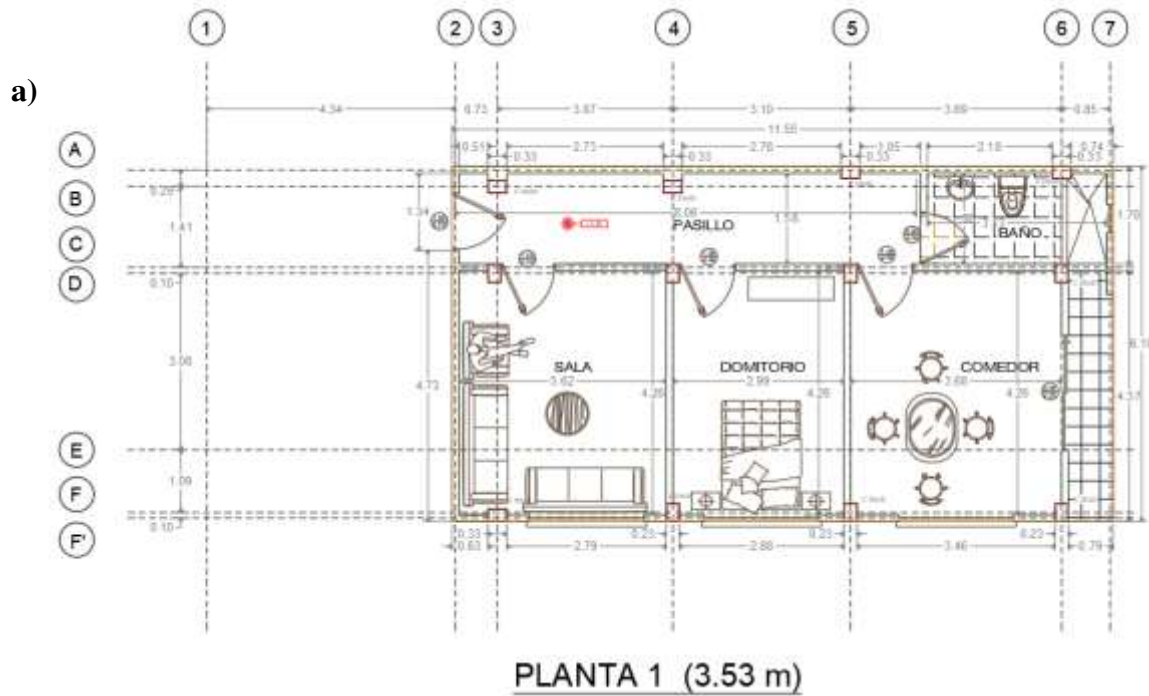


Nota. Elaboración propia. a) Plano de la planta baja realizados con el programa AutoCAD; b) Modelado de planta baja en SketchUp.

- Primer piso, consta de una recepción con muros de mampostería adobe que está encima del terreno debido a que la construcción se encuentra en desnivel, esta recepción es parte de la construcción antigua, así pues, da lugar a la entrada de un

departamento pequeño de 3 espacios y un baño con muros de ladrillo con un área de construcción de 71.52 m².

Ilustración 22 Primer Piso



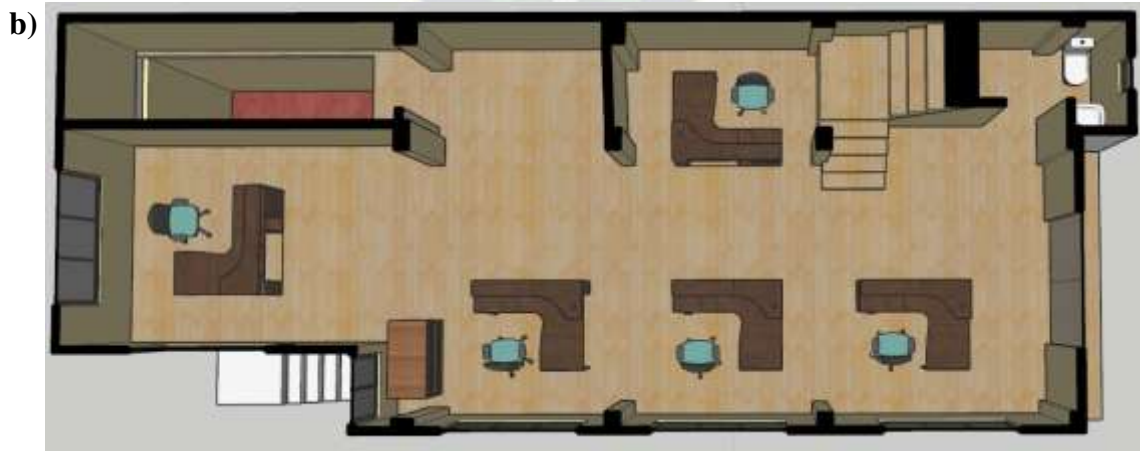
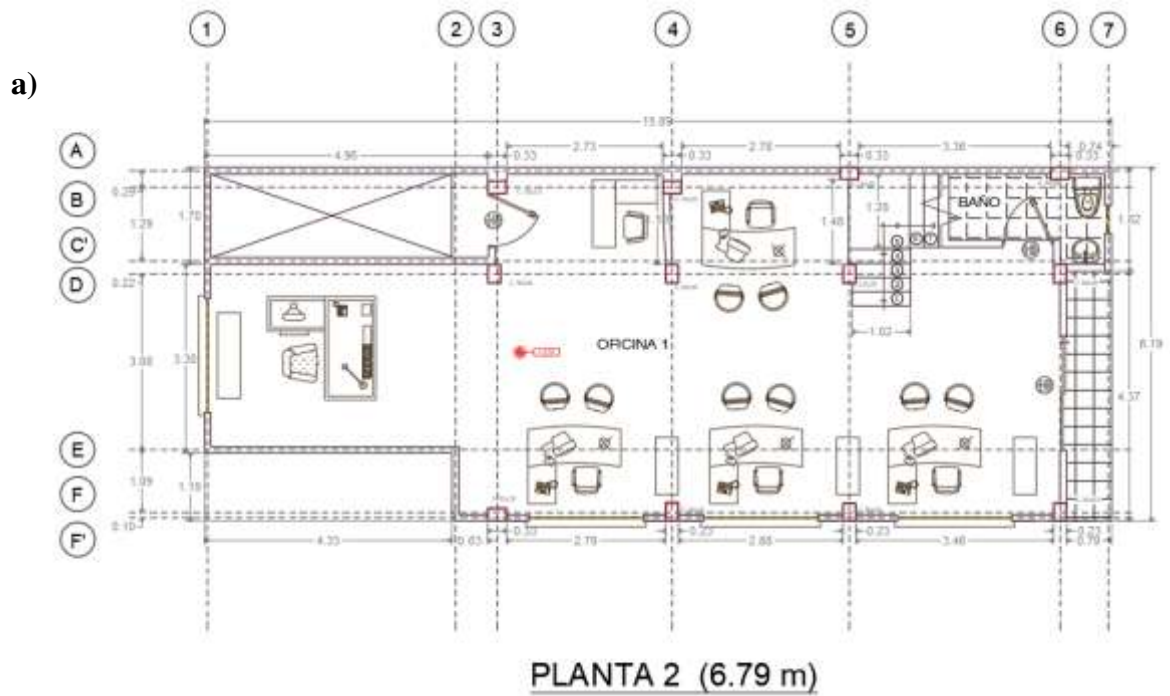
b)



Nota. Elaboración propia. a) Plano de primer piso de la nueva construcción sin incluir la recepción en AutoCAD; b) plano completo realizado en SketchUp.

- Segundo piso con un área de 93.19 m², se presenta un espacio amplio construido para el uso de oficinas con un baño pequeño y un acceso de escaleras que suben al último piso de la construcción.

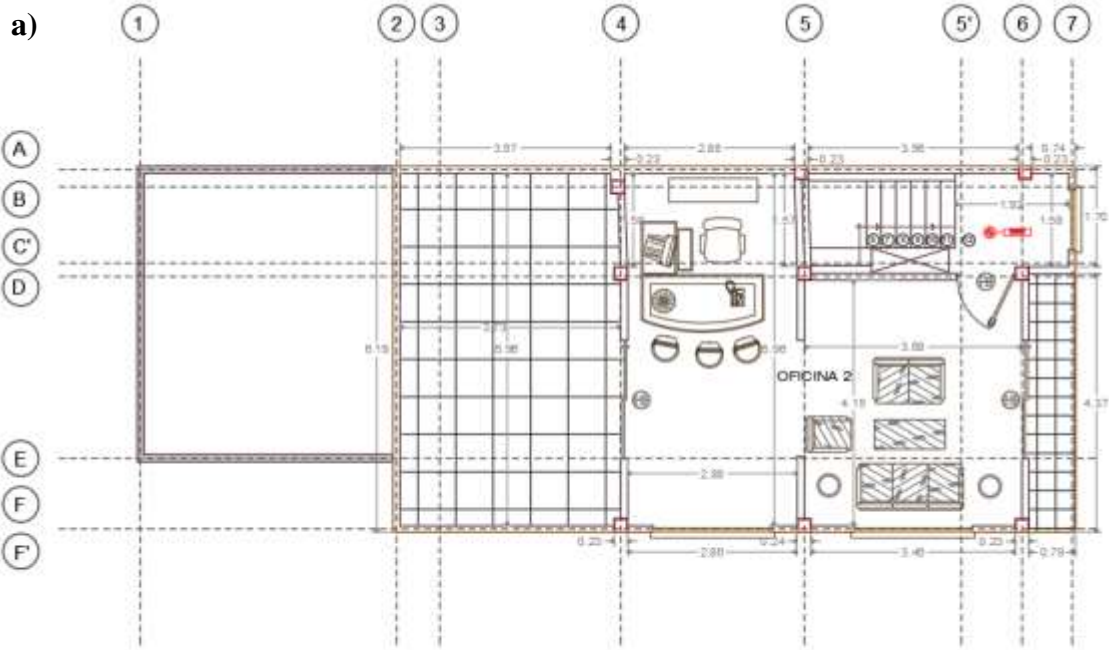
Ilustración 23 Segundo piso



Nota. Elaboración propia. a), b) Plano segundo piso realizado con los programas AutoCAD y SketchUp.

- El Tercer piso, al igual que el segundo está pensando para uso de oficina con un área de construcción de 71.52 m².

Ilustración 24 Tercer Piso



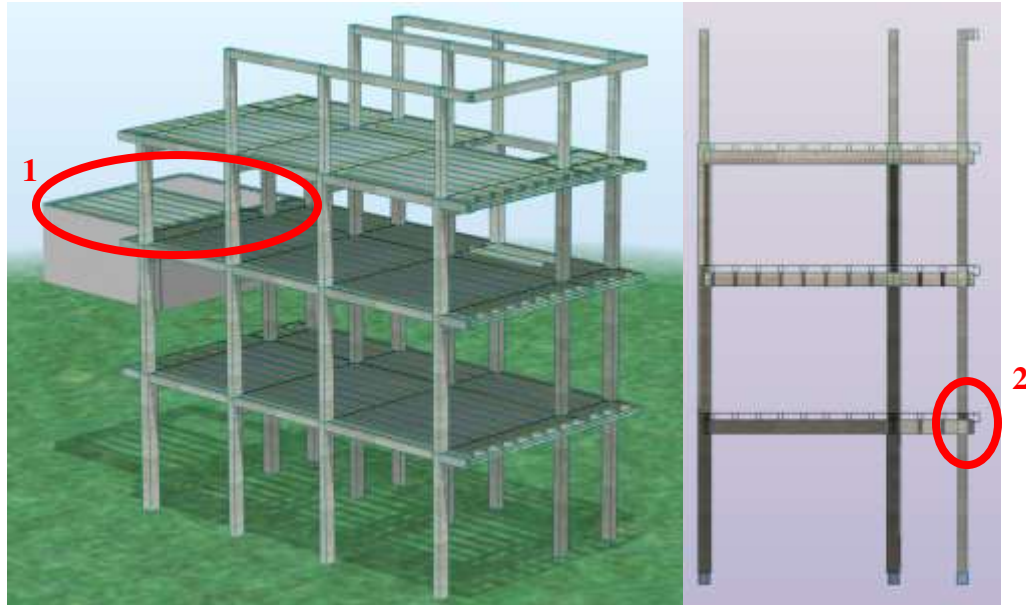
PLANTA 3 (9.49 m)



Nota. Elaboración propia. a), b) Plano de tercer piso con los programas AutoCAD y SketchUp.

3.1.1.3 Descripción Estructural.

Ilustración 25 Modelo 3D de la Estructura



Nota. Elaboración propia. Las vigas mostradas en círculo rojo 1 y 2 están apoyadas en el muro de mampostería de adobe lo cual fueron modeladas como vigas sobre lecho elástico.

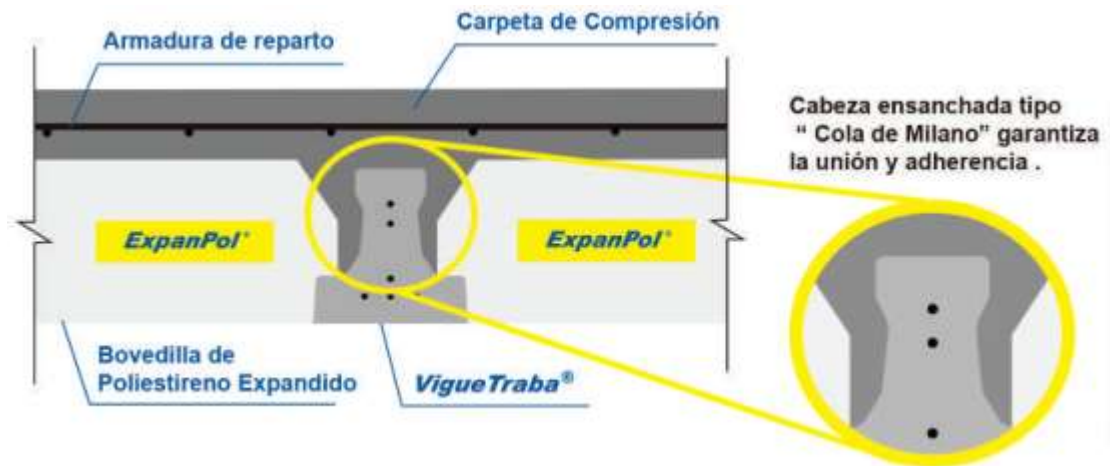
El edificio a analizar es una estructura formada por pórticos de hormigón armado en ambas direcciones y losas en una dirección aligeradas con viguetas pretensadas.

Cuenta con columnas rectangulares, en su mayoría de 20x30 cm de sección, exceptuando en la última planta en la que se redujeron a una sección de 20x20 cm.

Las vigas en las que se apoyan las viguetas pretensadas tienen una sección tipo de 20x30 cm y no se vaciaron en conjunto con las viguetas, sino que sirvieron de apoyo para las mismas una vez construidas y no se tiene forma de verificar el correcto anclaje entre elementos. Por otro lado, las vigas que se encuentran en el mismo sentido de las viguetas pretensadas son vigas planas de ancho 25cm. Todas las vigas de techo, tienen una sección de 20x20cm.

Las vigas mostradas en círculo rojo de la ilustración 2-9 están apoyadas en mampostería de adobe con una sección de 20x30 cm.

Ilustración 26 Vigueta Pretensada



Nota. Adaptado de especificaciones de viguetas prefabricadas de la empresa Hormipret.

Las losas están conformadas por viguetas pretensadas de altura 15cm y se encuentran dispuestas con una separación de 50cm de eje a eje, la carpeta de compresión tiene un espesor de 5cm, teniéndose en total un espesor de losa de 20cm.

Las fundaciones, son zapatas aisladas que varían en dimensiones en planta según la columna, pero en general poseen una altura de 1.5 metros y cuya cara superior se encuentra al ras del suelo. Estas zapatas poseen acero de refuerzo en la base y el refuerzo de las columnas también nace en la base, teniendo así una construcción correcta, pero, no se utilizó hormigón netamente, sino que para reducir la cantidad de este material se introdujeron “piedra manzana”, con lo cual tendríamos finalmente una especie de zapata armada de hormigón ciclópeo. Cabe resaltar que, por las dimensiones de las fundaciones, es correcto tomar los apoyos de las columnas en los modelos como empotrados.

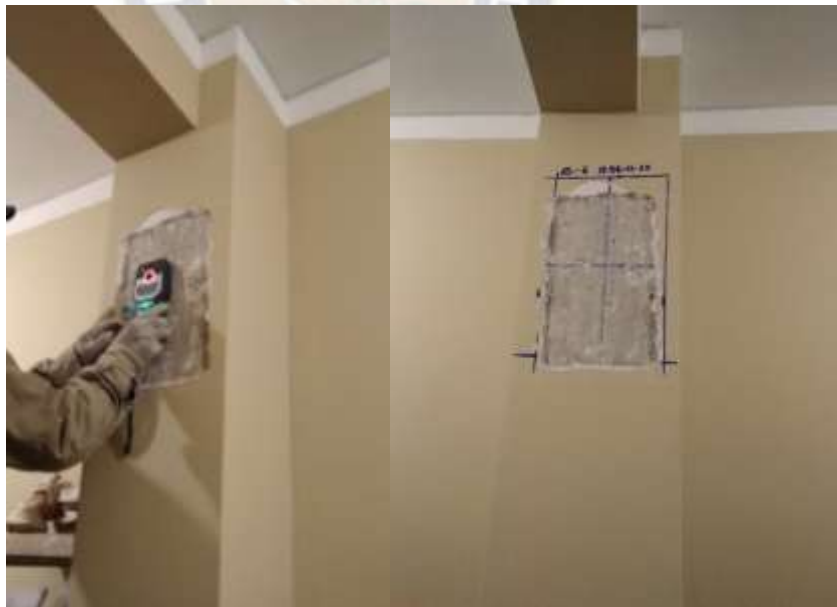
3.1.2 Características Mecánicas de la Estructura.

3.1.2.1 Acero de Refuerzo.

La información descrita en este punto, se obtuvo de tres formas distintas:

- 1) Datos registrados por el propietario, que poseía el diámetro y posición de la armadura utilizada en los diferentes elementos.
- 2) Registros fotográficos del momento de la construcción.
- 3) Evaluación de la estructura existente mediante la utilización de un pacómetro, con lo cual se pudo constatar la posición, recubrimiento y cantidad de las varillas de refuerzo en cada elemento.

Ilustración 27 Pacometría en Columnas



Nota. Elaboración propia. Realización de pacómetro del segundo piso.

Es importante resaltar, que la construcción al ser artesanal y al haber sido construida por la misma persona y su equipo, el armado del refuerzo en cada elemento con igual

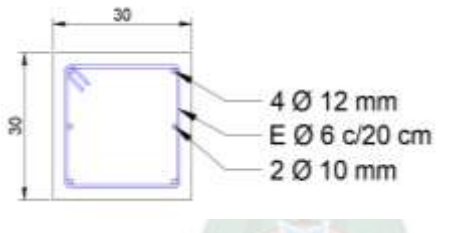
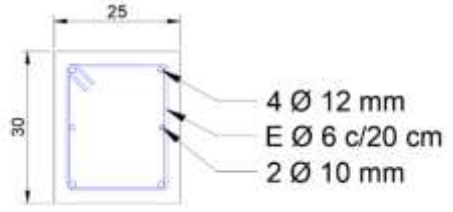
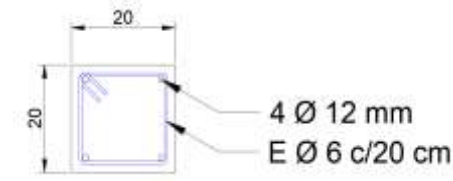
sección, se tomará igual en toda la estructura, dato que es corroborado por la experiencia del propietario al realizarse la construcción.

3.1.2.1.1 Características de Acero de Refuerzo.

Las varillas de acero de refuerzo que se utilizaron en la estructura, tienen una resistencia de fluencia igual a $f_y = 420$ MPa y resistencia última $f_u = 630$ MPa, así como un módulo de elasticidad de $E = 200000$ MPa, cumpliendo con la normativa ASTM 615 Grado 60.

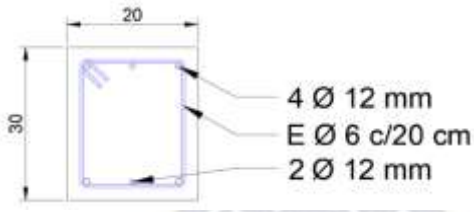
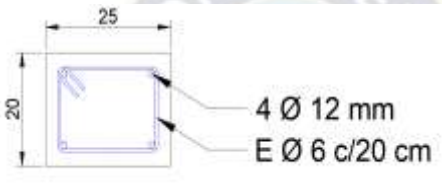
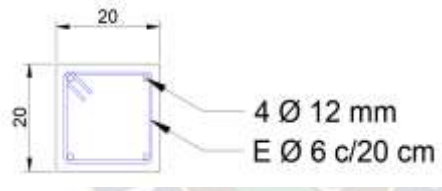
3.1.2.1.2 Disposición de Acero de Refuerzo.

Tabla 21 Disposición de Acero en Columnas.

COLUMNAS				
NOMBRE	SECCION	BASE [cm]	ALTURA [cm]	A ^A Total [cm ²]
C1		30	30	900
C2		25	30	750
C3		20	20	400

Nota. Elaboración propia.

Tabla 22 Disposición de Acero en Vigas.

VIGAS				
NOMBRE	SECCION	BASE [cm]	ALTURA [cm]	A Total [cm ²]
V1		20	30	600
V2		25	30	750
V3		20	20	400

Nota. Elaboración propia.

Tabla 23 Sección de Losa Aligerada

LOSA		
NOMBRE	SECCION	Peralte [cm]
L1		20

Nota. Elaboración propia.

3.1.2.2 Resistencia Característica del Hormigón.

Una vez realizado los ensayos de esclerometría, carbonatación y rotura de testigos, se obtuvieron los datos que se muestran en el Anexo I.

Para la verificación de resultados obtenidos se tiene:

Tabla 24 Resistencia a compresión de núcleos.

NUCLEO							
Punto	[Mpa]	F1	F2	F3	F4	Fx	[Mpa]
N1	11.8	1.1	1.125	1	0.98	1.21	14.31
N2	10.4	1.1	1.125	0.97	0.94	1.13	11.73
N3	8.8	1.1	1.125	1	0.98	1.16	10.19

Nota. Elaboración propia.

Con la resistencia obtenida se procede al cálculo de la resistencia a compresión del hormigón hallando el factor de corrección. Este factor de corrección es obtenido por los resultados de la extracción de testigos entre los datos de esclerometria en los puntos de extracción, y se obtiene el siguiente resultado.

Tabla 25 Datos de Esclerometría en los Puntos de Extracción de Núcleo

ESCLEROMETRIA		NUCLEO		FACTOR DE CORRECCION	FACTOR DE CORRECCION
Punto	[Mpa]	Punto	[Mpa]		
E1	25.5	N1	14.3	0.56	0.89
E2	12.8	N2	11.7	0.91	
E3	11.7	N3	10.2	0.87	

Nota. Elaboración propia.

El punto “E1” es descartado ya que es un número disperso no se lo tomará para el factor de corrección teniendo así un factor de **0.89**.

Para encontrar la resistencia a compresión de diseño se realizará el promedio de los valores de esclerometría multiplicado por un factor de corrección.

Tabla 26 Resistencia a Compresión Final de Hormigón

ESCLEROMETRIA		FACTOR
PUNTO	[Mpa]	0.89
1	18.9	12.66
2	12.8	
3	12.8	
4	14.8	
5	14.8	
6	16.8	
7	12.2	
E2	12.8	
E3	11.7	

Nota. Elaboración propia.

Al obtener el promedio de los resultados de esclerometría y multiplicando por el factor se tiene la resistencia de diseño del hormigón de **12.66 [MPa]**.

3.1.2.3 Características del Suelo de Fundación.

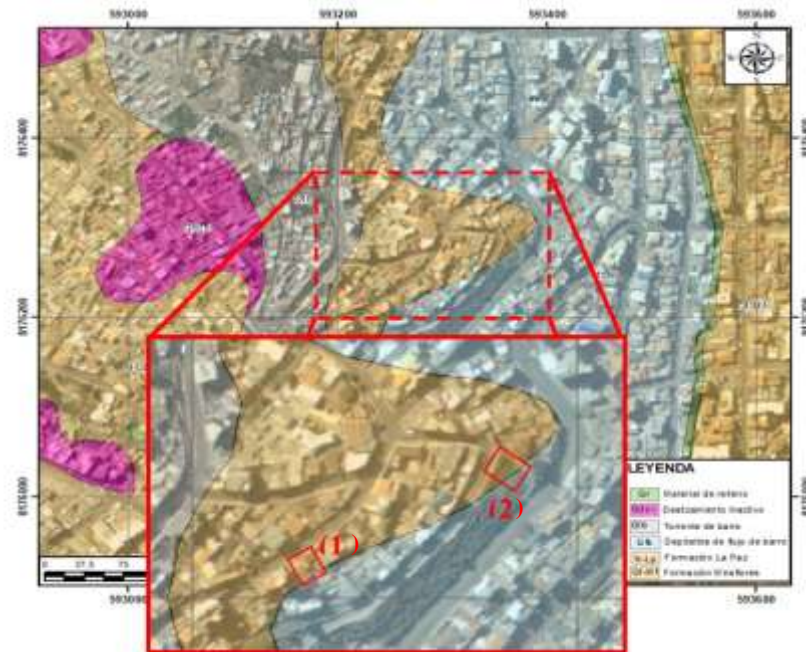
Como se trata de una construcción artesanal, no se cuenta con un estudio de suelos, pero es necesario conocer las características del suelo de fundación para tomar en cuenta ciertos parámetros para el análisis sísmico de la estructura. En este sentido se ha procurado identificar las características del suelo en la cota de fundación de manera indirecta, obteniendo datos del entorno de la construcción.

3.1.2.3.1 Obtención de Datos.

En la **Ilustración 28** Mapa de Ubicación de Datos de Suelo, se muestra un mapa en el que se puede observar la distribución de suelos en el sector donde se realizó la construcción. De esta manera se pudo encontrar un lugar cercano en el que se hicieron

estudios previamente y con este dato obtener las características aproximadas del suelo en la construcción.

Ilustración 28 Mapa de Ubicación de Datos de Suelo.



Nota. Adaptado de Mapa Geológico 2011 SMGIR GAML.

Según el mapa mostrado, la construcción analizada (1) se encuentra sobre una formación La Paz, al igual que el sitio donde se realizaron los estudios de suelo (2) (*Laboratorio de Suelos y Materiales GAML*), por lo tanto, ahora se toma el punto de estudio que se encuentre dentro de esta formación según lo anteriormente mencionado.

Ilustración 29 Ubicación de los Puntos donde se Extrajeron las Muestras y se Realizaron los Ensayos



Nota. Adaptado de Laboratorio de Suelos y Materiales GAML P

Comparando el mapa geológico y la última ilustración, se toma el punto P1, cuyos resultados del ensayo de penetración estándar “S.P.T.” son extraídos de la planilla mostrada en el Anexo 1.

3.1.2.3.2 Análisis de Datos.

Con los datos obtenidos, se consideró que la resistencia admisible del suelo es $\sigma_{adm} = 2.3 \text{ kg/cm}^2$, con un número de golpes $N=31$.

Considerando que el propietario menciona que, al momento de la excavación para las fundaciones, se tuvo demasiados problemas por la dureza del suelo y ya que la cota de fundación de la construcción estudiada está a 1.7 m de la superficie, es conservador tomar este valor de resistencia admisible.

La guía Bolivia de Diseño Sísmico 2020, establece que para la clasificación de suelos debe tomarse el valor de N_{60} , por lo tanto, se calcula a continuación:

Tabla 27 Valores de n_H n_B n_S n_R

1. Variación de η_H				2. Variación de η_B	
País	Tipo de martinete	Liberación del martinete	η_H (%)	Diámetro, mm	η_B
Japón	Toroide	Caída libre	78	60-120	1
	Toroide	Cuerda y polea	67		
Estados Unidos	De seguridad	Cuerda y polea	60		
	Toroide	Cuerda y polea	45		
Argentina	Toroide	Cuerda y polea	45	150	1.05
China	Toroide	Caída libre	60	200	1.15
	Toroide	Cuerda y polea	50		

3. Variación de η_S		4. Variación de η_R	
Variable	η_S	Longitud de la barra, m	η_R
Muestreador estándar	1.0	> 10	1.0
Con recubrimiento para arena y arcilla densas	0.8	6-10	0.95
Con recubrimiento para arena suelta	0.9	4-6	0.85
		0-4	0.75

Nota. Adaptado del Libro de Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, BRAJA M. DAS Ed.7

El valor de n_H es el más difícil de determinar, y según la norma utilizada, se puede estimar o medirlo directamente mediante un proceso de calibración. En este caso, no se tuvo acceso a este valor calibrado, con lo cual se tomará un estimado de 63.5%, para los demás factores normales en nuestro medio y el N obtenido, tenemos:

$$N_{60} = \frac{N * n_H * n_B * n_S * n_R}{60} = \frac{31 * 63.5 * 1 * 1 * 0.75}{60}$$

$$N_{60} = 24.61$$

3.2 ANALISIS ESTRUCTURAL ESTÁTICO.

3.2.1 Análisis de Carga Estática.

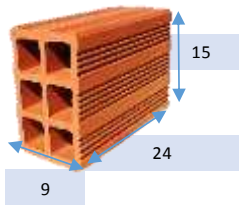
3.2.1.1 Determinación de Cargas.

3.2.1.1.1 Carga de Muros.

Para determinar el efecto causado por los muros de tabiquería, se ha realizado el análisis de la carga que poseen las diferentes tipologías observadas en la obra, tomando en cuenta la disposición de los tabiques y los tipos de recubrimientos existentes.

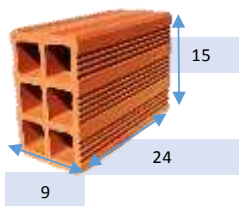
CALCULO DE PESO POR TABIQUERIA

(1) MURO EXTERIOR (rec. 20 mm)



Ladrillo de 6 huecos		
base	24	[cm]
espesor	9	[cm]
altura	15	[cm]
peso por unidad	0.035	[KN]

(2) MURO INTERIOR (rec. 10 mm)



Ladrillo de 6 huecos		
base	24	[cm]
espesor	9	[cm]
altura	15	[cm]
peso por unidad	0.035	[KN]

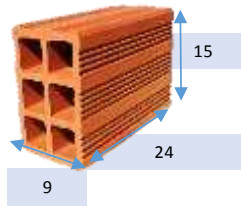
Datos de los Materiales		
espesor tendel	20	[mm]
espesor llaga	20	[mm]
Pp hormigon	25	[KN/m ³]
Pp mortero	20	[KN/m ³]
Pp yeso	12.5	[KN/m ³]
rec. interno (yeso)	20	[mm]
Rec. externo (mort.)	20	[mm]
perdida de mortero	15	[%]

Posición Echado	
# ladrillos en un m ² =	22.62
pp ladrillo [KN/m ²] =	0.79
Peso del tendel [KN/m ²] =	0.21
Peso de la Llaga [KN/m ²] =	0.18
Peso mortero [KN/m ²] =	0.40
Peso rec. [KN/m ²] =	0.65
Peso muro [KN/m²] =	1.84

Datos de los Materiales		
espesor tendel	20	[mm]
espesor llaga	20	[mm]
Pp hormigon	25	[KN/m ³]
Pp mortero	20	[KN/m ³]
Pp yeso	12.5	[KN/m ³]
rec. interno (yeso)	20	[mm]
Rec. externo (yeso)	20	[mm]
perdida de mortero	15	[%]

Posición Panderete	
# ladrillos en un m ² =	22.62
pp ladrillo [KN/m ²] =	0.79
Peso del tendel [KN/m ²] =	0.21
Peso de la Llaga [KN/m ²] =	0.18
Peso mortero [KN/m ²] =	0.40
Peso rec. [KN/m ²] =	0.50
Peso muro [KN/m²] =	1.69

(3) MURO INTERIOR PARA BAÑOS (rec. 10 mm)



Ladrillo de 6 huecos		
base	24	[cm]
espesor	9	[cm]
altura	15	[cm]
peso por unidad	0.035	[KN]

Datos de los Materiales		
espesor tendel	20	[mm]
espesor llaga	20	[mm]
Pp hormigon	25	[KN/m ³]
Pp mortero	20	[KN/m ³]
Pp Baldosa cer.	0.25	[KN/m ²]
Pp mortero	20	[KN/m ³]
rec. interno (loseta)		[mm]
Rec. externo (mort.)	20	[mm]
perdida de mortero	15	[%]

Posición Panderete	
# ladrillos en un m ² =	22.62
pp ladrillo [KN/m ²] =	0.79
Peso del tendel [KN/m ²] =	0.21
Peso de la Llaga [KN/m ²] =	0.18
Peso mortero [KN/m ²] =	0.40
Peso rec. [KN/m ²] =	0.65
Peso muro [KN/m²] =	1.84

El estudio de cada muro existente se realizó de una manera muy cuidadosa, tomando en cuenta sus dimensiones y posición, para poder conocer con precisión el efecto que causan en la estructura. Sin embargo, se considera un análisis muy profundo para los fines del proyecto, por lo tanto, se tomó la decisión de generalizar las cargas por tabiquería y tomando en cuenta el promedio de las cargas existente en cada planta, con lo cual se obtiene la siguiente tabla:

Tabla 28 Carga de Muros.

CARGA DE MUROS			
	Posición de muro	Carga a considerar [kN/m]	Carga asumida [kN/m]
Planta 1	Interior	5.16	
	Perimetral 1	7.07	7.07
Planta 2	Perimetral 2	4.59	4.57
	Interior	4.55	
Planta 3	Perimetral eje	7.35	7.35
	Perimetral	4.26	4.26
Techo	Interior	4.25	
	Perimetral	2.57	2.57

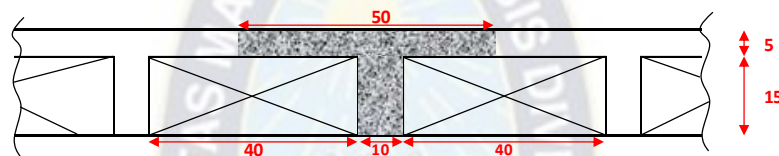
Nota. Elaboración propia.

Estas cargas serán dispuestas en el modelo estructural específicamente en la posición en la que se encuentra cada muro, según lo indicado en los planos arquitectónicos.

3.2.1.1.2 Carga de Losas.

Las cargas de uso son tomadas de la Norma “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7-10” (tabla 4-1 Minimum Uniformly Distributed Live Loads, L_o , and Minimum Concentrated Live Loads) por lo cual se tiene:

PESO DE LOSA ALIGERADA (VIGUETAS)



Materiales	Espesor [cm]	Pesos específicos [KN/m ³]	Carga [KN/m ²]
Revestimiento (P.F.)	1	10	0.1
Revestimiento (cerámica)		-->	0.25
Contrapiso de Niv.	6	20	1.20
Cielo Raso (yeso)	1.5	12.5	0.1875
Losa Aliv. de H ^o A ^o	5	24	1.920
Aligerante	15	0.15	0.09

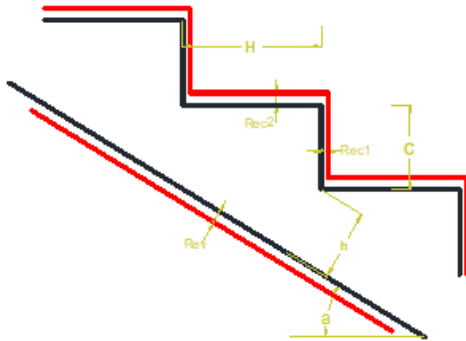
D	Sobrecarga Permanente - Pisos Flotantes	1.49	[KN/m ²]
	Sobrecarga Permanente - Pisos Cerámicos	1.64	[KN/m ²]
	Peso Propio - Capa de Compresión	1.20	[KN/m ²]
	Peso Propio - Losa de Viguetas Pretensadas	2.01	[KN/m ²]
L	Carga de Uso (departamento)	1.92	[KN/m ²]
	Carga de Uso (Escaleras)	1.92	[KN/m ²]
	Carga de Uso (oficina)	2.40	[KN/m ²]

3.2.1.1.3 Carga de Escaleras.

Normalmente se incorporaría las escaleras en el modelo estructural, considerándolas un conjunto de placas unidas a algún elemento de tal manera que estas aportaran a la rigidez total del edificio, pero al analizar el proceso constructivo de la escalera del segundo piso, se llega a la conclusión que no hay manera de asegurar su correcta unión a la estructura, por lo tanto se tomó la decisión de modelarla separadamente y solo ocupar las

cargas resultantes de la misma para el análisis estructural. Por otro lado, esta decisión se encuentra del lado de la seguridad, al no contar con el aporte de la escalera a la rigidez del sistema resistente de la estructura frente a acciones laterales.

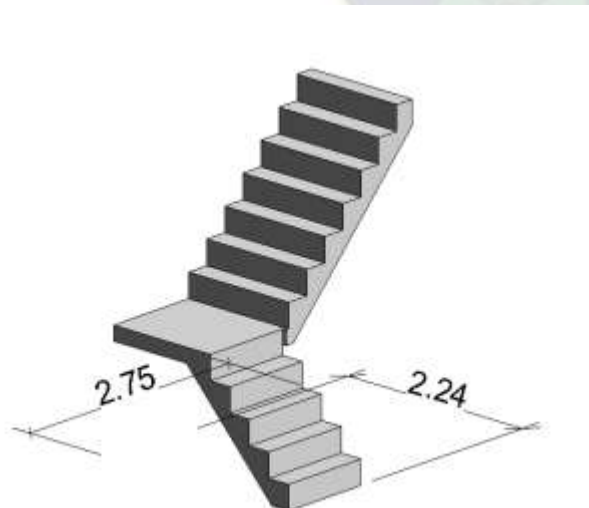
CARGA DE ESCALERA



Huella	H	25	[cm]
ContraHuella	C	22.5	[cm]
Espesor de losa	h	15	[cm]
Revestimiento	Rev	2	[cm]
Recubrimiento Huella	Rec2	1	[cm]
Recu. ContraHuella	Rec1	1	[cm]

Peso específico H ⁹ A ⁹	24	[KN/m ³]
Peso específico yeso	12.5	[KN/m ³]
Piso Flotante	10	[KN/m ³]

	Tramo inclinado	Descanzo	
Losa	4.84	3.60	[KN/m ²]
Peldaños	2.70	-	[KN/m ²]
Revestimiento	0.34	0.34	[KN/m ²]
Rec. Huella	0.10	0.10	[KN/m ²]
Rec. ContraHuella	0.09	-	[KN/m ²]
Σ	8.07	4.04	[KN/m ²]



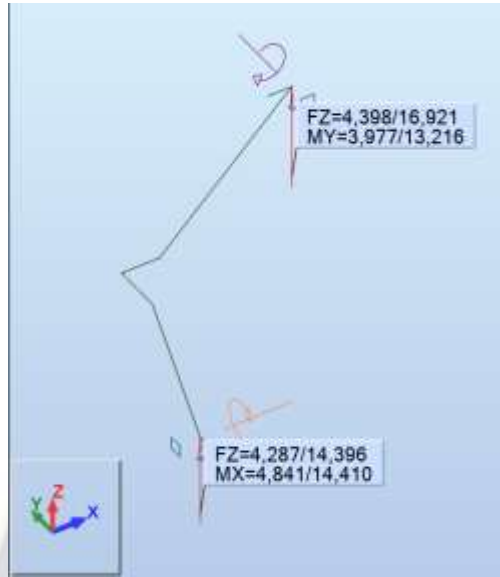
Ancho del primer tramo = 1 [m]
 Ancho del segundo tramo = 1.28 [m]
 Área del descanzo = 1.28 [m²]

	CARGA muerta	
Primer tramo	8.07	[KN/m]
Segundo tramo	10.33	[KN/m]
Descanzo	5.17	[KN]

	CARGA viva	
Primer tramo	1.92	[KN/m]
Segundo tramo	2.46	[KN/m]
Descanzo	2.46	[KN]

Carga de Uso (Escaleras)	1.92	[KN/m ²]
--------------------------	------	----------------------

Ilustración 30 Esfuerzos de Escalera.



Nota. Elaboración propia. Resultados de esfuerzos de escalera realizado en Robot Structural Analysis Professional 2019

Estos resultados se introducen en el modelo como cargas verticales uniformemente distribuidas en los extremos de la escalera en todo el ancho de sus tramos, como se muestra a continuación:

Tabla 29 Esfuerzos de Escalera.

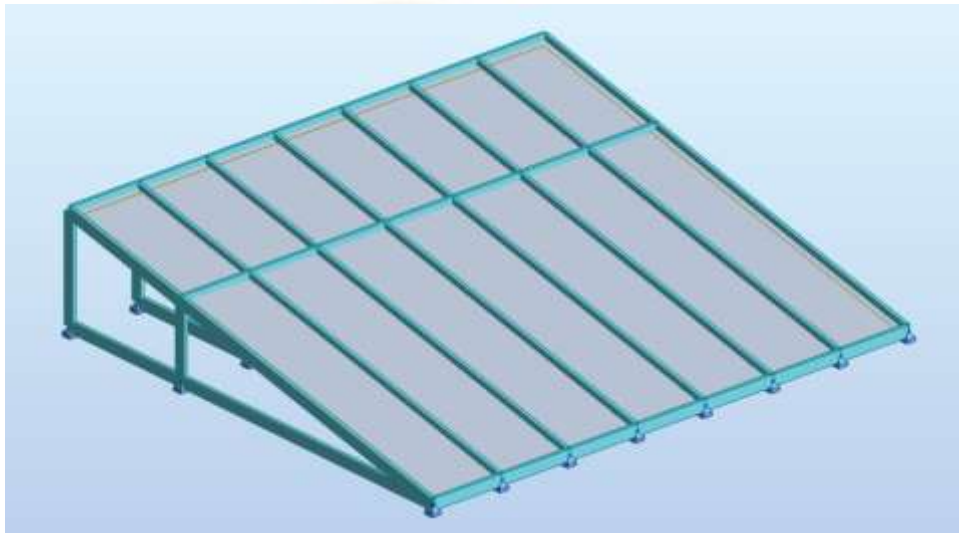
Esfuerzos	Apoyo inferior	Apoyo superior
Momento por peso propio [KN-m/m]	14.41	10.32
Momento por carga de uso [KN-m/m]	4.84	3.11
Reacción vertical por peso propio [KN/m]	14.40	13.22
Reacción vertical por carga de uso [KN/m]	4.29	3.44

Nota. Elaboración propia.

3.2.1.1.4 Carga de Cubierta.

Se realizó un modelo de la estructura de cubierta que tiene el edificio, de esta manera se tendrá directamente las cargas por peso propio de la misma, tomando en cuenta los materiales que la componen.

Ilustración 31 Modelo de Cubierta



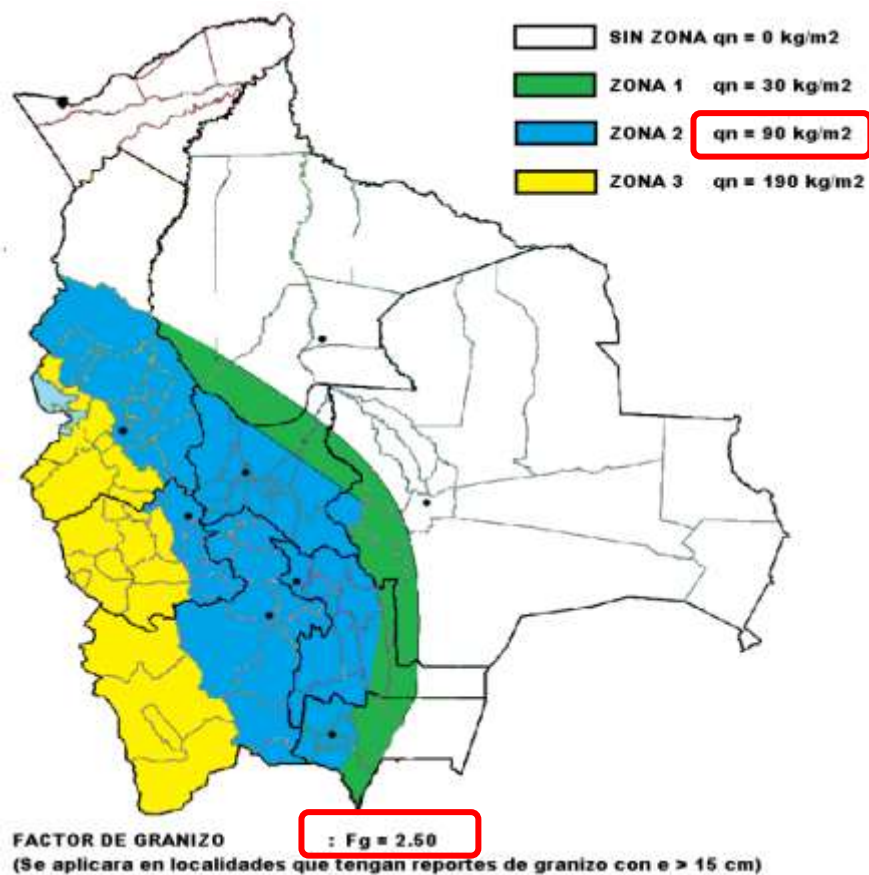
Nota. Elaboración propia. Cubierta del edificio en Robot Structural Analysis profesional 2019.

Debido a una fuerte granizada producida durante la elaboración de este proyecto, se vio la necesidad de introducir el efecto de la concentración de granizo en la cubierta, que tenía una acumulación de aproximadamente 20 cm. en la parte inferior. Esta carga se toma como "carga de granizo" para las combinaciones de carga, pero se considera más adecuado tomarla directamente como carga permanente en el análisis general de la estructura.

Para la introducción de la carga por granizo en el modelo de la cubierta, se estudió primeramente las recomendaciones de la “Guía Para Evaluación de Cargas Meteorológicas en Bolivia. Nieve-Granizo-Hielo-Viento Sobre Cubiertas” (Patrick Putnam P. 2017), de

donde, se determina la carga de nieve base (q_n) que se obtiene de la zonificación presentada en el estudio.

Ilustración 32 Carga de Granizo.

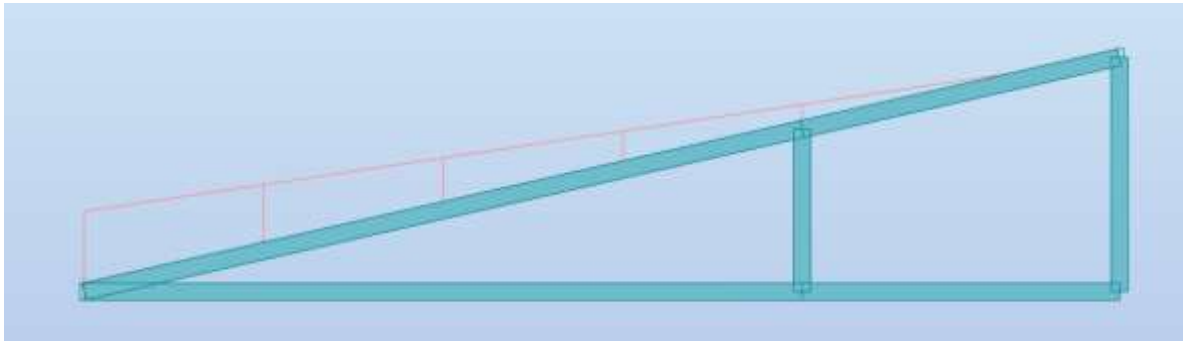


Nota. "Guía Para Evaluación de Cargas Meteorológicas en Bolivia. Nieve-Granizo-Hielo-Viento Sobre Cubiertas"
(Patrick Putnam P. 2017)

Según lo indicado en esta guía, la carga de granizo para las condiciones del proyecto, debería ser de 2.24 KN/m^2 distribuida en toda la superficie de la cubierta debido a la inclinación no mayor de 12° , con lo cual, si asumimos un peso específico del granizo compactado de 900 Kg/ m^3 , estaríamos considerando una acumulación de 25 cm de altura en toda la cubierta, lo cual estará muy alejado de la realidad. Por lo tanto, se asumirá una

altura máxima de 15 cm depositada en la canaleta de la cubierta, obteniéndose una carga de 1.324 KN/m², distribuida de manera triangular que es lo más cercano a la realidad.

Ilustración 33 Distribución de Carga de Granizo en Cubierta.

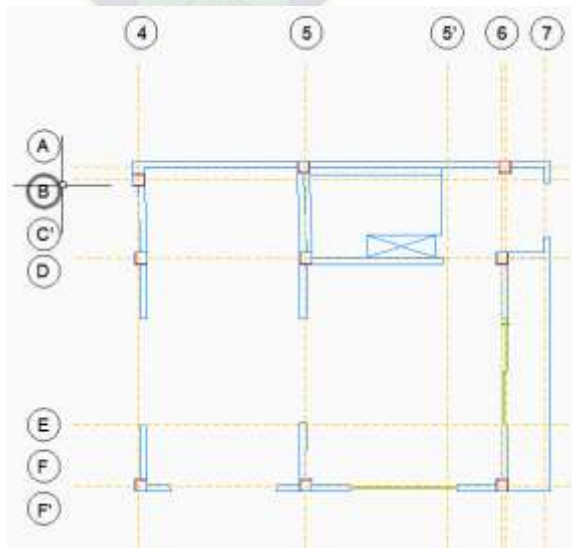


Nota. Elaboración propia.

Para la carga de cubierta de Calamina se usó un peso de 4.22 [kg/m²] tomando los datos de las especificaciones del fabricante.

Realizado el análisis del modelo se tiene los siguientes resultados:

Ilustración 34 Planta de Cubierta



Nota. Elaboración propia, planta cubierta en programa AutoCAD.

Tabla 30 Cargas de Cubierta.

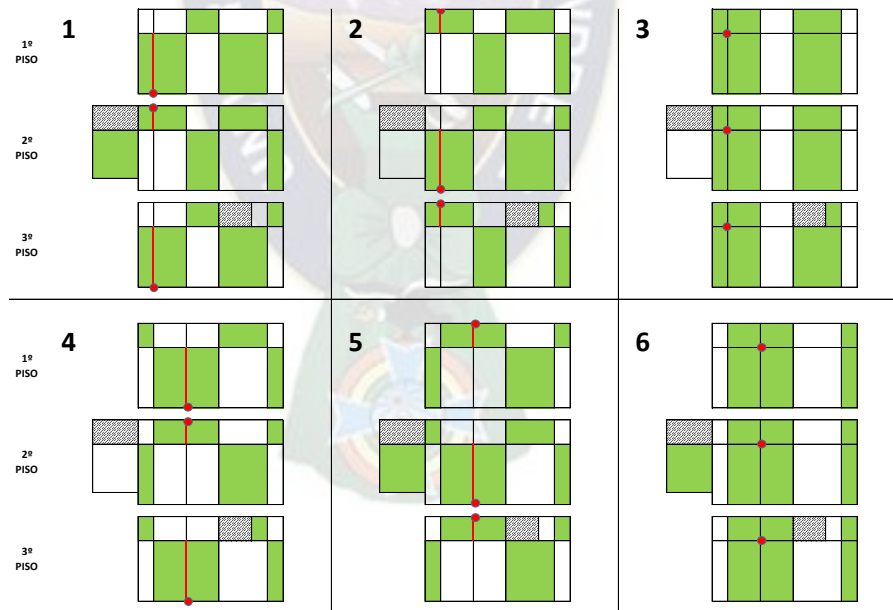
POSICIÓN	CARGA A CONSIDERAR [KN/M]
eje A	0.10
eje D	1.69
eje F	2.41

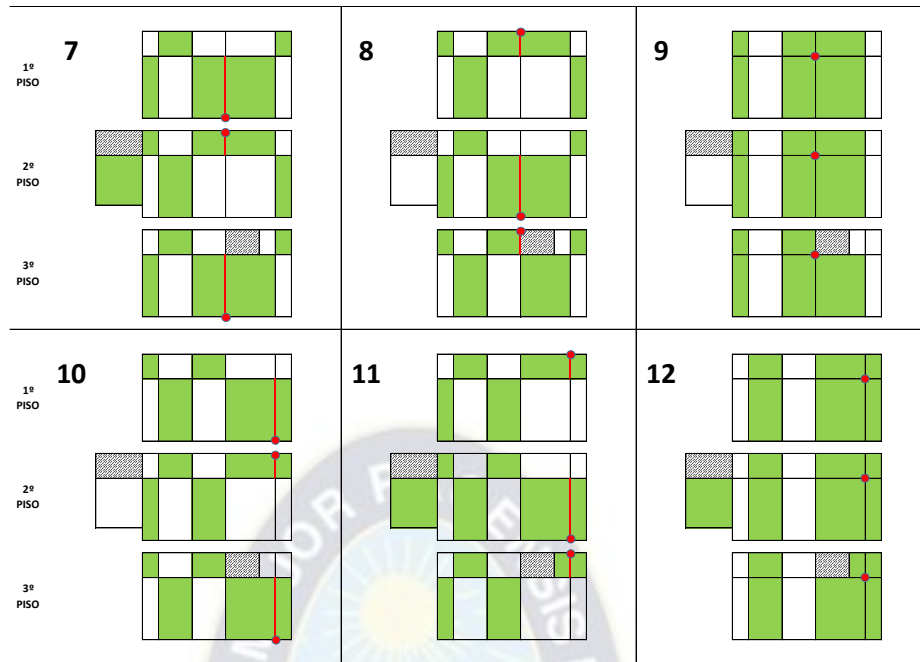
Nota. Elaboración propia.

3.2.1.2 Juego de Cargas.

Los siguientes esquemas, muestran las diferentes disposiciones de carga que se utilizaran para cumplir con los juegos de carga, en color verde se representa la posición de la carga viva para cada juego, de tal manera de obtener la carga máxima para las vigas principales de cada nivel en tramos y apoyos.

Ilustración 35 Juegos de Carga.





Nota. Elaboración propia. Juegos de carga donde el color verde representa la disposición de carga viva.

3.2.2 Modelo Estructural.

Se realizó el modelo estructural principalmente en el programa de análisis estructural, Robot Structural Analysis Pro., ya que se considera que es un programa en el cual se tiene un gran control de los parámetros en los diferentes miembros, sin embargo y solo para este capítulo, se comprobará los resultados para solicitaciones con otro programa, en este caso RAM Elements.

Ya que este mismo modelo se utilizó para el análisis sísmico que se realiza posteriormente, durante el modelado, se hace mayor énfasis en las características y propiedades de vigas y columnas, por ser estas el principal sistema resistente a fuerzas horizontales.

3.2.2.1 Modelado en Robot Structural Analysis Pro.

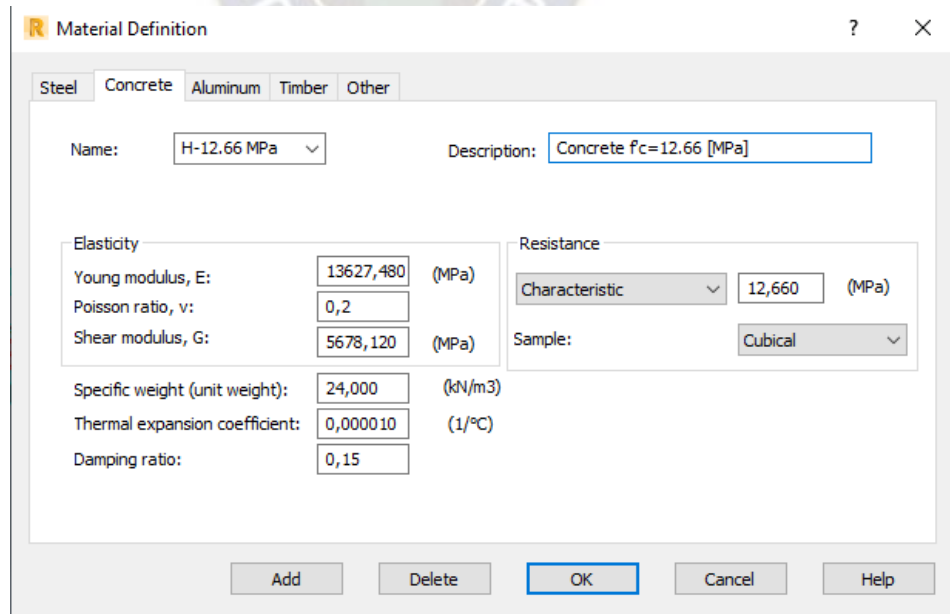
3.2.2.1.1 Definición de Materiales.

3.2.2.1.1.1 Hormigón para Estructura.

Del estudio de la resistencia del hormigón se obtuvo una resistencia de **12.66 [Mpa]**, a partir de la cual se determinan los siguientes datos:

- $f'_c = 12.66 \text{ [MPa]}$
- $E_c = 3830 * \sqrt[2]{f'_c} = 13627.48 \text{ [MPa]}$ (7-2 GBDS 2020)
- $\nu = 0.2$ (valores normales)
- $G = \frac{E_c}{2(1+\nu)} = 5678.12 \text{ [MPa]}$
- $\text{peso específico} = 24 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$ (J.K. Wight, 2012, p. 30)

Ilustración 36 Características de Materiales.



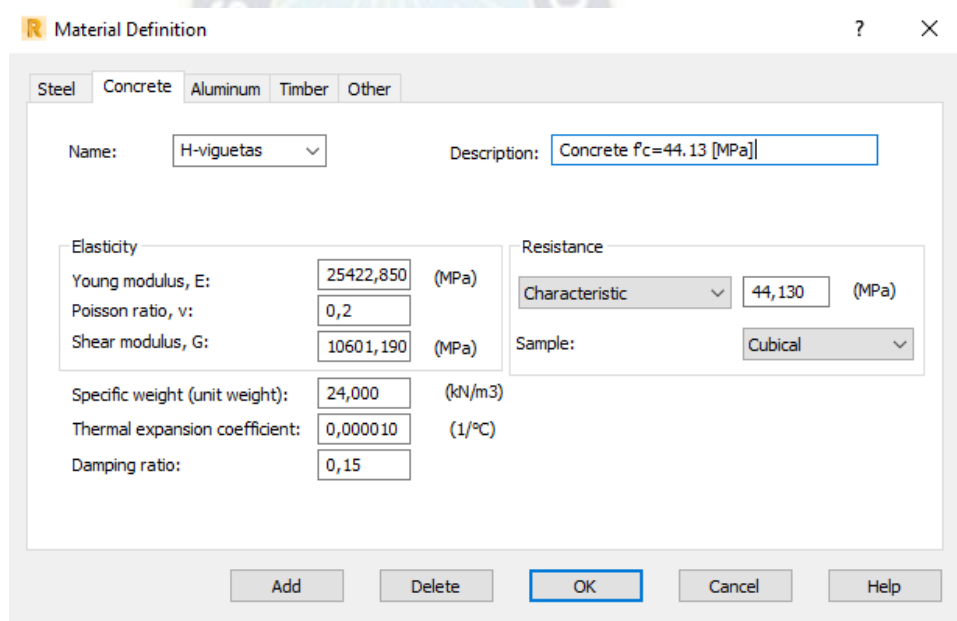
The screenshot shows the 'Material Definition' dialog box with the 'Concrete' tab selected. The 'Name' is 'H-12.66 MPa' and the 'Description' is 'Concrete f_c=12.66 [MPa]'. The 'Elasticity' section includes: Young modulus, E: 13627,480 (MPa); Poisson ratio, ν: 0,2; Shear modulus, G: 5678,120 (MPa). The 'Resistance' section includes: Characteristic: 12,660 (MPa); Sample: Cubical. Other fields include: Specific weight (unit weight): 24,000 (kN/m³); Thermal expansion coefficient: 0,000010 (1/°C); Damping ratio: 0,15. Buttons for 'Add', 'Delete', 'OK', 'Cancel', and 'Help' are at the bottom.

Nota. Elaboración propia. Introducción del material hormigón al programa.

Para las viguetas pretensadas, la siguiente información se obtuvo a partir de la resistencia característica descrita en *especificaciones viguetas "Hormipret"*:

- $f'_c = 450 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = 44.13 [MPa]$
- $E_c = 3830 * \sqrt{f'_c} = 25442.85 [MPa]$ (7-2 GBDS 2020)
- $\nu = 0.2$ (valores normales)
- $G = \frac{E_c}{2(1+\nu)} = 10601.19 [MPa]$
- $\text{peso específico} = 25.03 \left[\frac{KN}{m^3} \right]$

Ilustración 37 Características para Viguetas.



Nota. Elaboración propia. Introducción del material viguetas de hormigón.

3.2.2.1.1.2 Acero de Refuerzo.

Con los datos descritos en el capítulo II, en el programa se ingresa la siguiente tabla:

Ilustración 38 Características de Material Acero.

The image shows a software dialog box titled "Material Definition" with a tabbed interface. The "Steel" tab is selected. The "Name" field contains "A615Gr60" and the "Description" field contains "Barra de Refuerzo fy= 420MPa". Under the "Elasticity" section, the "Young modulus, E" is 200000,00 (MPa), "Poisson ratio, v" is 0,3, and "Shear modulus, G" is 76923,08 (MPa). Under the "Resistance" section, the "Characteristic" value is 420,00 (MPa), "Reduction factor for shear" is 1,66, and "Limit strength for tension" is 460,00 (MPa). Other fields include "Specific weight (unit weight)" at 76,97 (kN/m3), "Thermal expansion coefficient" at 0,000012 (1/°C), and "Damping ratio" at 0,05. An "Annealed steel" checkbox is present and unchecked. At the bottom, there are buttons for "Add", "Delete", "OK", "Cancel", and "Help".

Nota. Elaboración propia. Introducción del acero de refuerzo al programa.

3.2.2.1.1.3 Mampostería de Adobe.

De acuerdo con los resultados mostrados en el artículo “Obtención de las propiedades mecánicas de la mampostería de adobe mediante ensayos de laboratorio” (p. 5-10) para los módulos Young y de corte, además de lo sugerido por Blondet y Vargas [1978] para un módulo de Poisson $\nu = 0.2$ (variación de 0.15 a 0.25), se tiene las siguientes características para el modelado de los muros de mampostería de adobe:

Ilustración 39 Mampostería de Adobe.

Material Definition

Steel Concrete Aluminum Timber Other

Name: Muro ADOBE Description: Mamposteria de Adobe

Elasticity

Young modulus, E: 240,940 (MPa)

Poisson ratio, v: 0,2

Shear modulus, G: 59,040 (MPa)

Resistance

Design resistance: 1,230 (MPa)

Reduction factor for shear: 1

Specific weight (unit weight): 13,900 (kN/m³)

Thermal expansion coefficient: 0,000012 (1/°C)

Damping ratio: 0,06

Add Delete OK Cancel Help

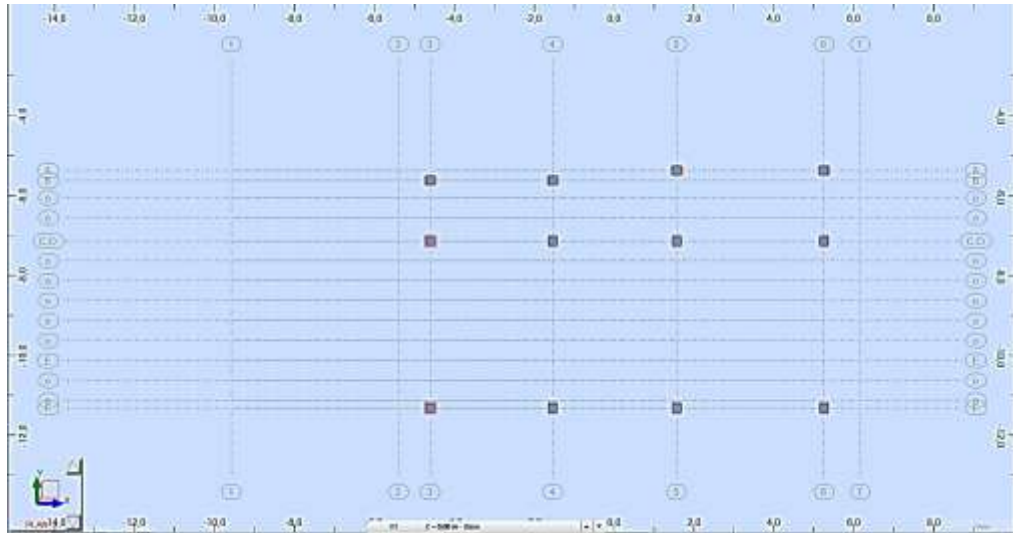
Nota. Elaboración propia. Introducción del material mampostería de adobe.

3.2.2.1.2 Definición de Ejes y Niveles.

Con la ayuda de los planos arquitectónicos realizados se definen los ejes de los elementos estructurales y niveles de cada planta para el modelado de la edificación del proyecto.

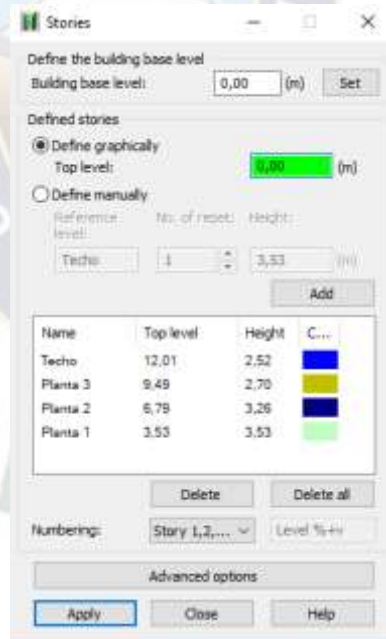
También se utilizan ejes auxiliares para la ubicación de las viguetas pretensadas.

Ilustración 40 Definición de Ejes y Niveles.



Nota. Elaboración propia. Elaboración de los ejes en el programa para realización del modelo estructural.

Ilustración 41 Cotas de Plantas.



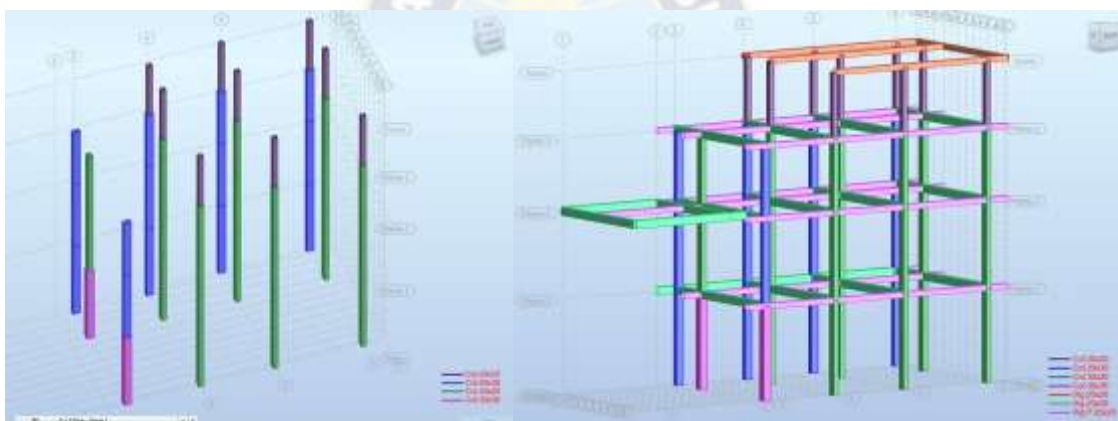
Nota. Elaboración propia. Cotas de plantas para el modelo estructural.

3.2.2.1.3 Definición de Columnas y Vigas.

La excentricidad de las columnas por tener una influencia mínima en los resultados y como se tiene tres secciones tipos en estas, no fue tomada en cuenta.

También en el caso de las vigas principales no se tomó en cuenta la excentricidad, pero para las vigas planas, si se tomó en cuenta ya que fueron construidas conjuntamente con las losas.

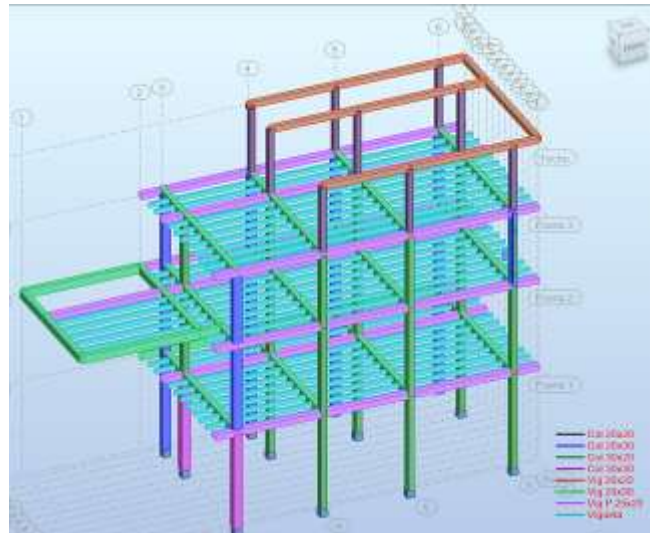
Ilustración 42 Modelado de Columnas y Vigas.



Nota. Elaboración propia. Realización de columnas, vigas planas y vigas principales de toda la estructura.

Debido a la forma de construcción de las losas con viguetas prefabricadas, estas viguetas están apoyadas sobre las vigas principales construidas con anterioridad, por esta razón al modelar en el programa se consideró que las viguetas prefabricadas estén simplemente apoyadas para aproximarse a la realidad del sistema estructural, en la colocación de viguetas fueron separadas a 50 cm de eje a eje, y como se puede apreciar en la ilustración 3-13 en todas las plantas de la estructura la colocación de la viguetas tienen la misma dirección.

Ilustración 43 Modelado de Viguetas.



Nota. Modelado de vigas planas, vigas principales, columnas y viguetas.

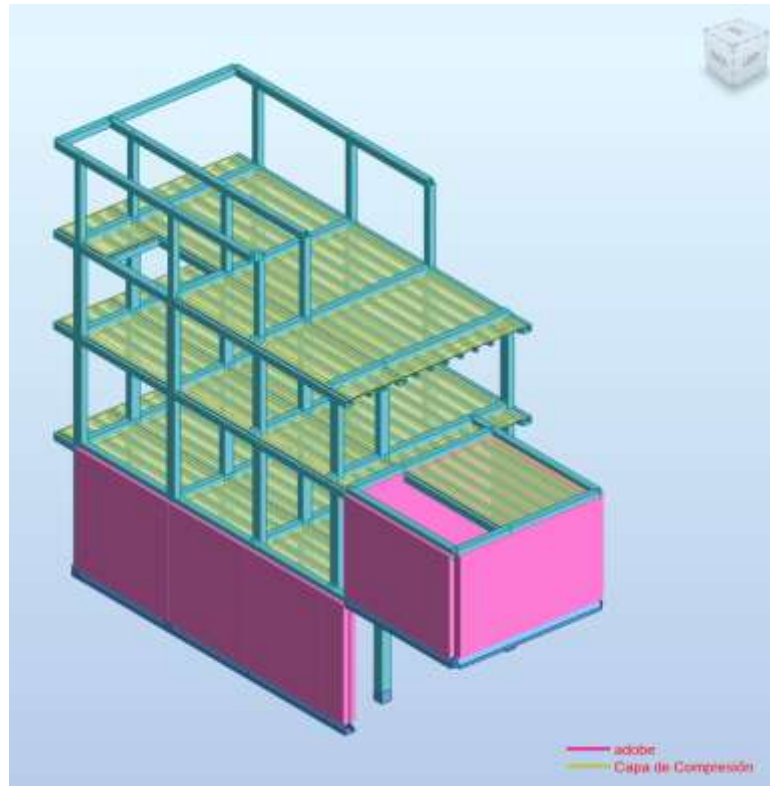
3.2.2.1.4 Definición de Placa de Compresión y Muros de Mampostería de Adobe.

Según el esquema de las losas mostradas en la **Ilustración 44** Placas y Muros, y ya que se modelan separadamente las viguetas prefabricadas, se toman dos consideraciones para el caso:

- Se trata de una placa de espesor 5 [cm], modelada independientemente de las viguetas pretensadas.
- Ya que las viguetas fueron simplemente apoyadas en las vigas principales (vacías previamente), estas tenían esperas para la losa final, con lo cual, si bien es correcto considerar las viguetas como simplemente apoyadas, para tomar el caso más desfavorable, posteriormente, se verificará si es correcto asumir un diafragma rígido para las losas.

Los muros de mampostería de adobe se modelaron con un espesor de 40 cm.

Ilustración 44 Placas y Muros

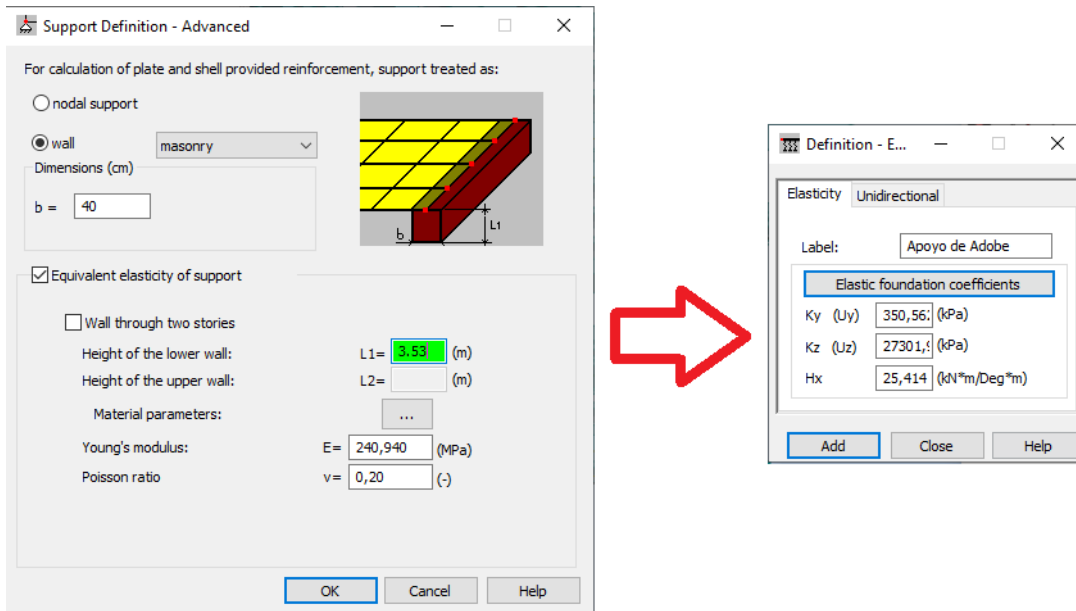


Nota. Elaboración propia. Ubicación de muros de adobe y placas de espesor de 5cm.

Si bien este último modelo está prácticamente idéntico a la realidad, para el caso de los muros de adobe, el programa no tomará de manera adecuada la interacción de estos elementos con el resto de la estructura, debido a que, las vigas del encadenado no tuvieron ningún tipo de conexión estructural con los muros de mampostería de adobe, estas fueron simplemente vaciadas y apoyadas en la parte superior de los muros.

Se debe modelar las vigas como apoyadas sobre un lecho elástico que simule las propiedades de un muro de mampostería de adobe: El programa Robot Structural Analysis Pro., incorpora una forma de realizar este análisis introduciendo las dimensiones de los muros y sus propiedades mecánicas anteriormente descritas.

Ilustración 45 Características de Apoyo Elástico.



Nota. Elaboración propia. Se muestra la colocación de las características del resorte para que en el modelo las vigas apoyadas en los muros se comporten como vigas de fundación.

3.2.2.1.5 Soportes.

Se considera lo siguiente:

- En columnas, los soportes o apoyos se consideran empotrados, debido, como ya se mencionó, a dimensiones y forma de construcción de las fundaciones.

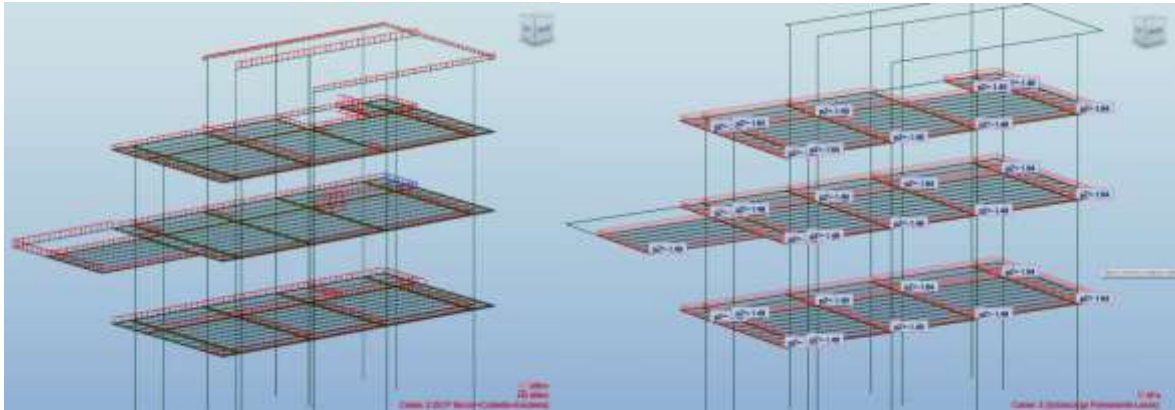
3.2.2.1.6 Introducción de Cargas y Combinaciones.

Si bien esencialmente se tienen solo dos casos de carga, la carga muerta (D) y la carga viva (L), se deben tomar las siguientes consideraciones para el correcto modelado:

- La carga muerta (D) toma en consideración la carga por peso propio y la sobrecarga permanente, por lo tanto, se debe tomar introducir dos casos de tipo (D).

- Las cargas de muros de tabiquería, se introducen respetando su posición exacta según los planos arquitectónicos.

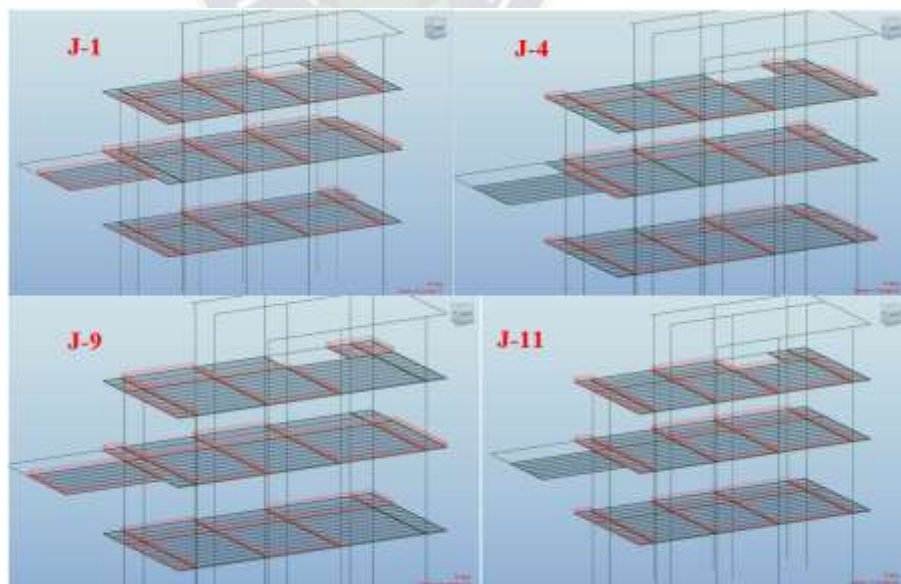
Ilustración 46 Cargas de Muros de Tabiquería.



Nota. Elaboración propia. Sobrecarga permanente sobre losas y colocación de cargas de muros en el modelo.

- Para poder introducir los juegos de carga, debe considerarse varios casos del tipo de carga viva (L_i), de una cantidad igual a la de los juegos de carga.

Ilustración 47 Juegos de Cargas en el Modelo



Nota. Elaboración propia. Juegos de carga 1, 4, 9 y 11 tal como se aprecia en la **Ilustración 35** Juegos de Carga..

- Finalmente se tiene la siguiente tabla resumen de los casos de carga y sus combinaciones utilizadas para el cálculo:

Ilustración 48 Casos y Combinaciones de Carga

Case	Label	Case name	Nature
1	PP	Peso Propio	dead
2	SCP1	SCP Muros+Cubierta+Escalera	dead
3	SCP2	Sobrecarga Permanente Losas	dead
4	LL 1	Juego 1	live
5	LL 2	Juego 2	live
6	LL 3	Juego 3	live
7	LL 4	Juego 4	live
8	LL 5	Juego 5	live
9	LL 6	Juego 6	live
10	LL 7	Juego 7	live
11	LL 8	Juego 8	live
12	LL 9	Juego 9	live
13	LL 10	Juego 10	live
14	LL 11	Juego 11	live
15	LL 12	Juego 12	live
16	LL	Carga viva Completa	live
17		COMB1 = 1.4*D	dead
18		COMB2 = 1.2*D + 1.6*L1	dead
19		COMB3 = 1.2*D + 1.6*L2	dead
20		COMB4 = 1.2*D + 1.6*L3	dead
21		COMB5 = 1.2*D + 1.6*L4	dead
22		COMB6 = 1.2*D + 1.6*L5	dead
23		COMB7 = 1.2*D + 1.6*L6	dead
24		COMB8 = 1.2*D + 1.6*L7	dead
25		COMB9 = 1.2*D + 1.6*L8	dead
26		COMB10 = 1.2*D + 1.6*L9	dead
27		COMB11 = 1.2*D + 1.6*L10	dead
28		COMB12 = 1.2*D + 1.6*L11	dead
29		COMB13 = 1.2*D + 1.6*L12	dead
30		COMB14 = 1.2*D + 1.6*LL	dead

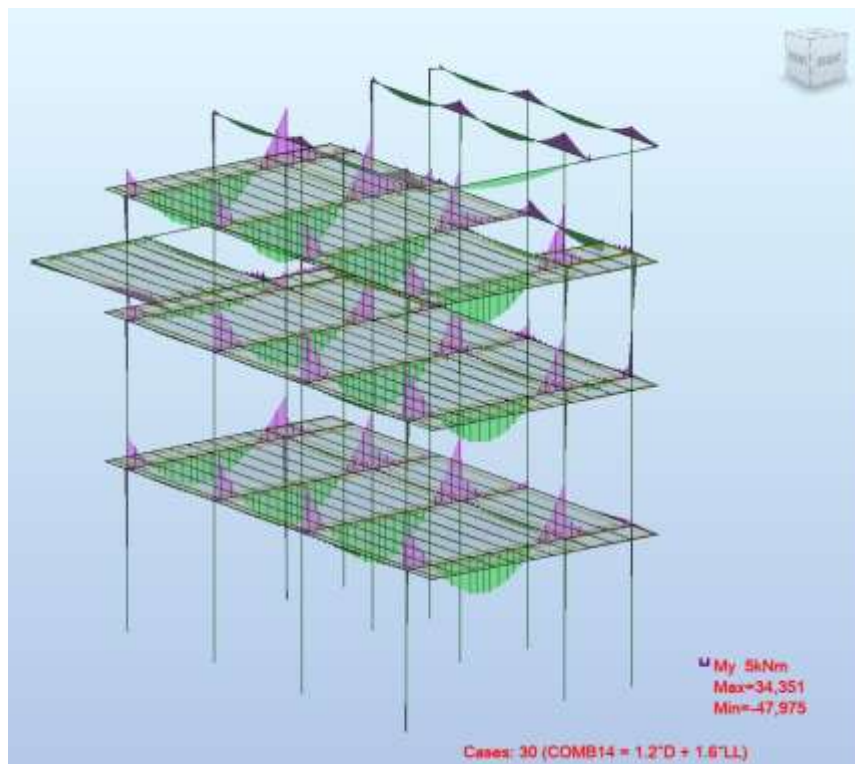
Nota. Elaboración propia. Combinaciones de carga introducidas en el programa.

3.2.2.2 Solicitaciones.

Después de analizar el modelo solo para el caso de cargas estáticas, tenemos los principales diagramas de la estructura con los que posteriormente se realizaran los diseños

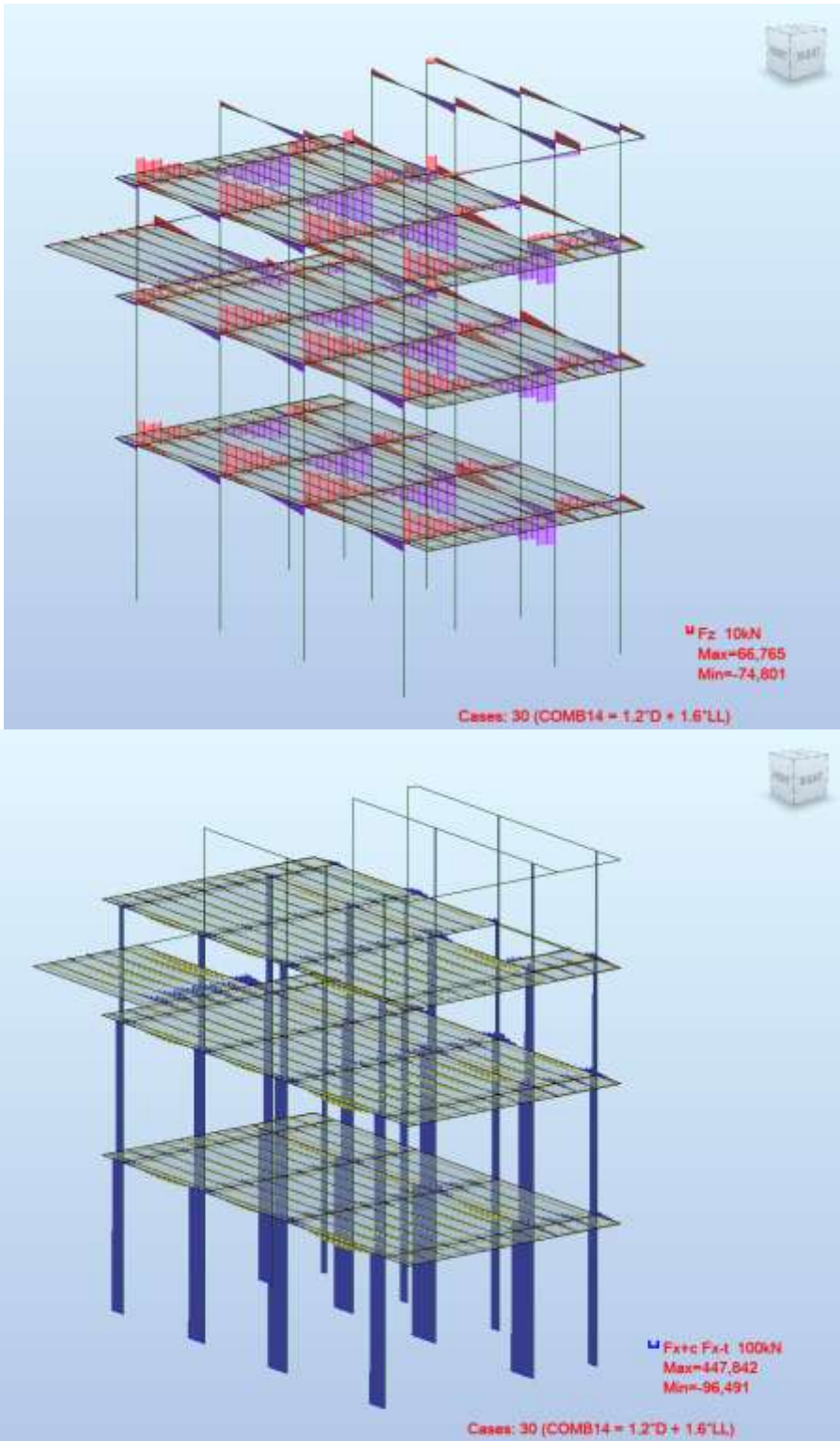
de hormigón armado. Por ejemplo, para una de las combinaciones, el programa nos entrega la siguiente información:

Ilustración 49 Diagrama de Momentos Flectores.



Nota. Elaboración propia. Combinación 14 momentos en [KN-m]

Ilustración 50 Diagrama de esfuerzos Cortantes y Esfuerzos Normales.



Nota. Elaboración propia. Combinación 14 [KN]

3.2.3 Comprobación de Resultados.

Para tener una completa seguridad en los resultados obtenidos en el anterior modelo, se realizó una verificación utilizando otro programa de análisis estructural, en este caso RAM Elements, en el cual se realiza un modelo idéntico al de Robot Structural Analysis Pro.

A continuación, se presenta el procedimiento realizado y los resultados obtenidos luego de contrastar los datos en ambos programas y realizando la debida verificación, ya que, aunque sea distintos programas de debe obtener resultados similares.

3.2.3.1 Modelado en RAM Elements.

3.2.3.1.1 Definición de Materiales

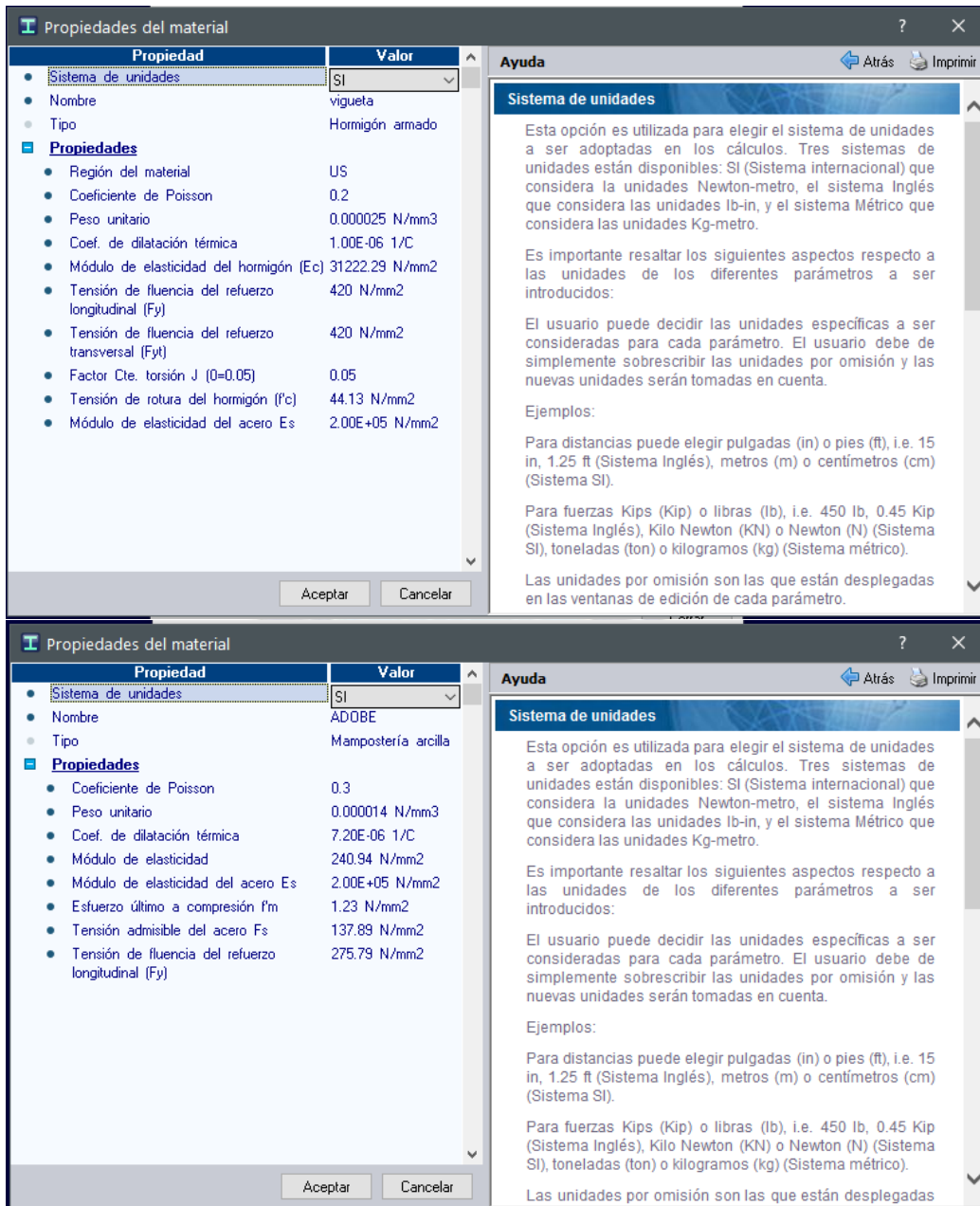
En el programa RAM Elements se toma los mismos parámetros de materiales de hormigón, viguetas pretensadas, acero de refuerzo y mampostería de adobe presentados anteriormente, teniendo así:

Ilustración 51 Características del Hormigón



Nota. Elaboración propia. Introducción del material en programa RAM elements

Ilustración 52 Características de Material de Vigüeta pretensada y Mampostería de Abode.



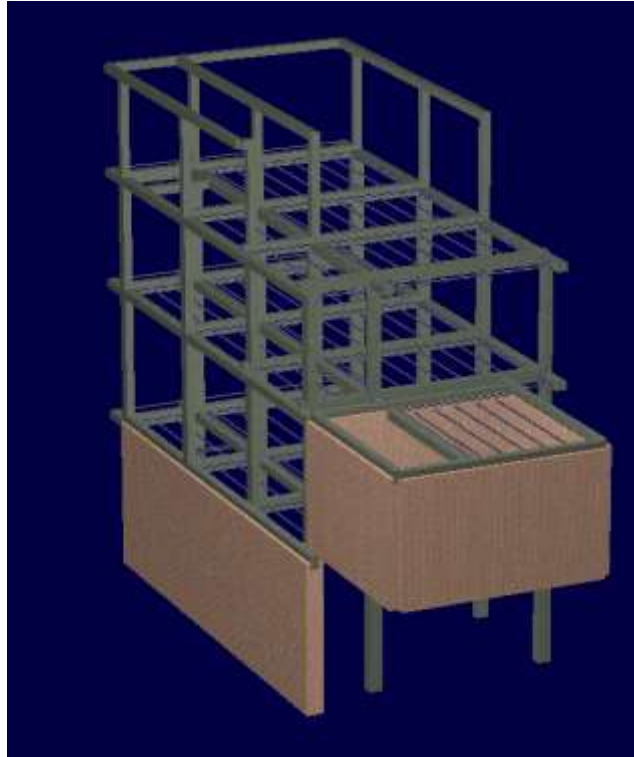
Nota. Introducción de los materiales en programa RAM elements.

3.2.3.1.2 Definición de Elementos Estructurales.

Se realizó el modelado, donde, en columnas y vigas principales no se tomó en cuenta la excentricidad, las vigüetas pretensadas como simplemente apoyadas, el muro de

mampostería de adobe de 40 cm, apoyos empotrados en columnas y en el muro simplemente apoyado en toda la base.

Ilustración 53 Modelado de Estructura de la Edificación.



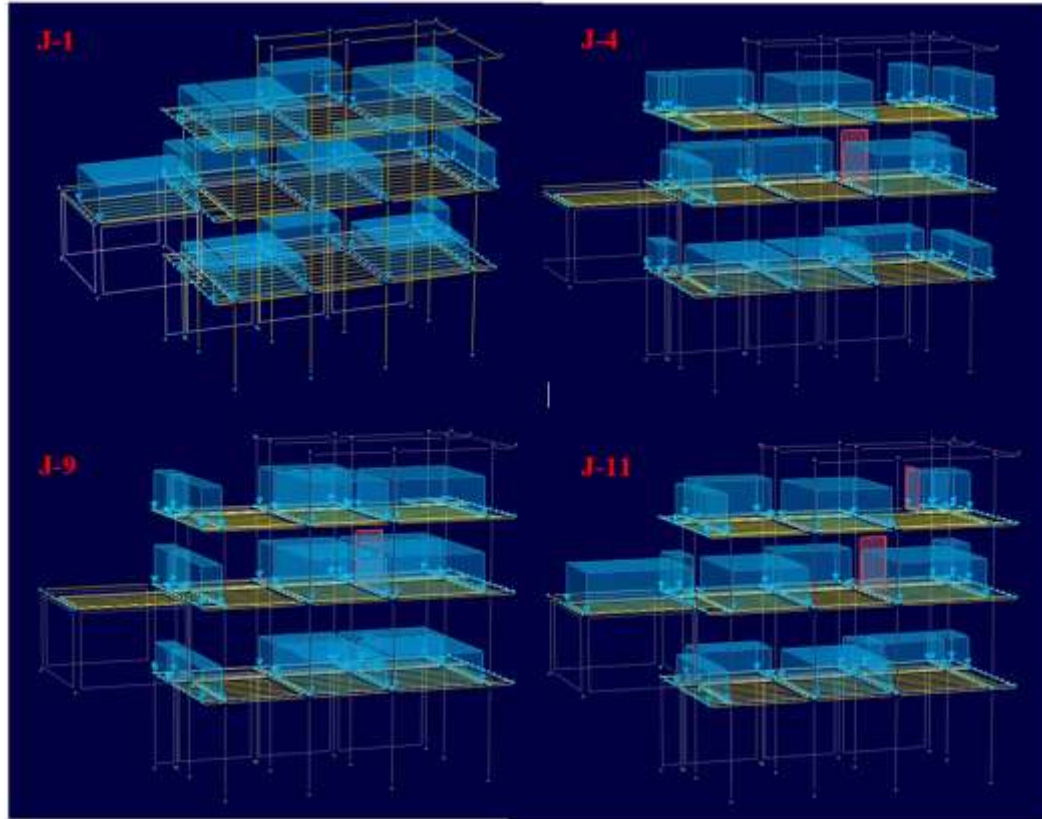
Nota. Estructura modelada en el programa RAM elements

Nuevamente, se realizaron las mismas consideraciones para el muro de mampostería de adobe mencionados en la sección 3.2.2.1.

3.2.3.1.3 Cargas y Combinaciones.

La carga muerta (DL) consta de, el peso propio de la estructura, la sobre carga permanente y la carga de tabiquería. Para la carga viva (LL) se utilizó los juegos de carga previamente mostrados en la sección 3.2.2.1.

Ilustración 54 Juegos de Carga de la Edificación



Nota. Elaboración propia. Juegos de carga de la estructura modelado en el programa RAM elements.

Una vez realizado los juegos de cargas se tiene el siguiente cuadro resumen junto con las combinaciones y casos a utilizar:

Ilustración 55 Casos y Combinaciones de Carga.

Estados de carga

Condiciones:

Nro	ID	Descripción	Categoría
1	CM	Carga Muerta	DL
2	SC1	MUROS Y ESC	DL
3	SC2	REC DE PISOS	DL
4	J1	JUEGO 1	LL
5	J2	JUEGO 2	LL
6	J3	JUEGO 3	LL
7	J4	JUEGO 4	LL
8	J5	JUEGO 5	LL
9	J6	JUEGO 6	LL
10	J7	JUEGO 7	LL
11	J8	JUEGO 8	LL
12	J9	JUEGO 9	LL
13	J10	JUEGO 10	LL
14	J11	JUEGO 11	LL
15	J12	JUEGO 12	LL
16	CV	CARGA VIVA	LL

Combinaciones:

Formula: $U1 = 1.4CM + 1.4SC1 + 1.4SC2$

Nro	ID	CM	SC1	SC2	J1	J2	J3	J4	J5	J6	J7	J8	J9	J10	J11	J12	CV
1	U1	1.4	1.4	1.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	U2	1.2	1.2	1.2	1.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	U3	1.2	1.2	1.2	0	1.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	U4	1.2	1.2	1.2	0	0	1.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	U5	1.2	1.2	1.2	0	0	0	1.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	U6	1.2	1.2	1.2	0	0	0	0	1.6	0	0	0	0	0	0	0	0
7	U7	1.2	1.2	1.2	0	0	0	0	0	1.6	0	0	0	0	0	0	0
8	U8	1.2	1.2	1.2	0	0	0	0	0	0	1.6	0	0	0	0	0	0
9	U9	1.2	1.2	1.2	0	0	0	0	0	0	0	1.6	0	0	0	0	0
10	U10	1.2	1.2	1.2	0	0	0	0	0	0	0	0	1.6	0	0	0	0
11	U11	1.2	1.2	1.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.6	0	0	0
12	U12	1.2	1.2	1.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.6	0	0
13	U13	1.2	1.2	1.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.6	0
14	U14	1.2	1.2	1.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.6

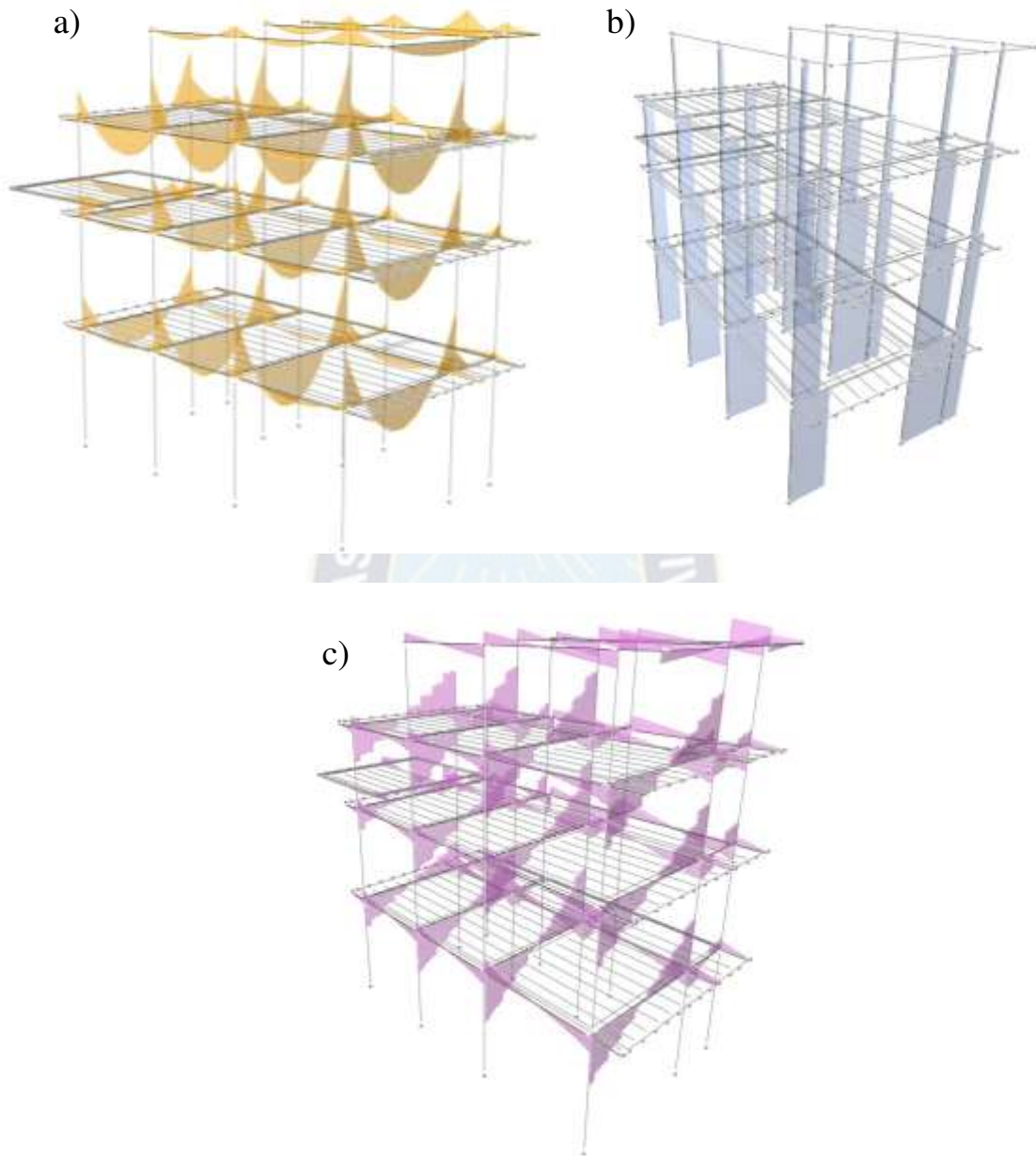
Aceptar Cancelar

Nota. Elaboración propia. Cuadro de Juegos de carga que muestra el programa RAM Elements.

3.2.3.2 Solicitaciones.

Se analizó el modelo para obtener las solicitaciones y posteriormente verificar los resultados de los dos programas usados en este proyecto.

Ilustración 56 Solicitaciones de la Estructura.



Nota. Elaboración propia. a) Diagrama de momentos Flectores, b) Diagrama de esfuerzos axiales, c) Diagrama de esfuerzos cortantes.

3.2.3.3 Comprobación de Resultados de RAM Elements y Robot Structural Analysis Pro.

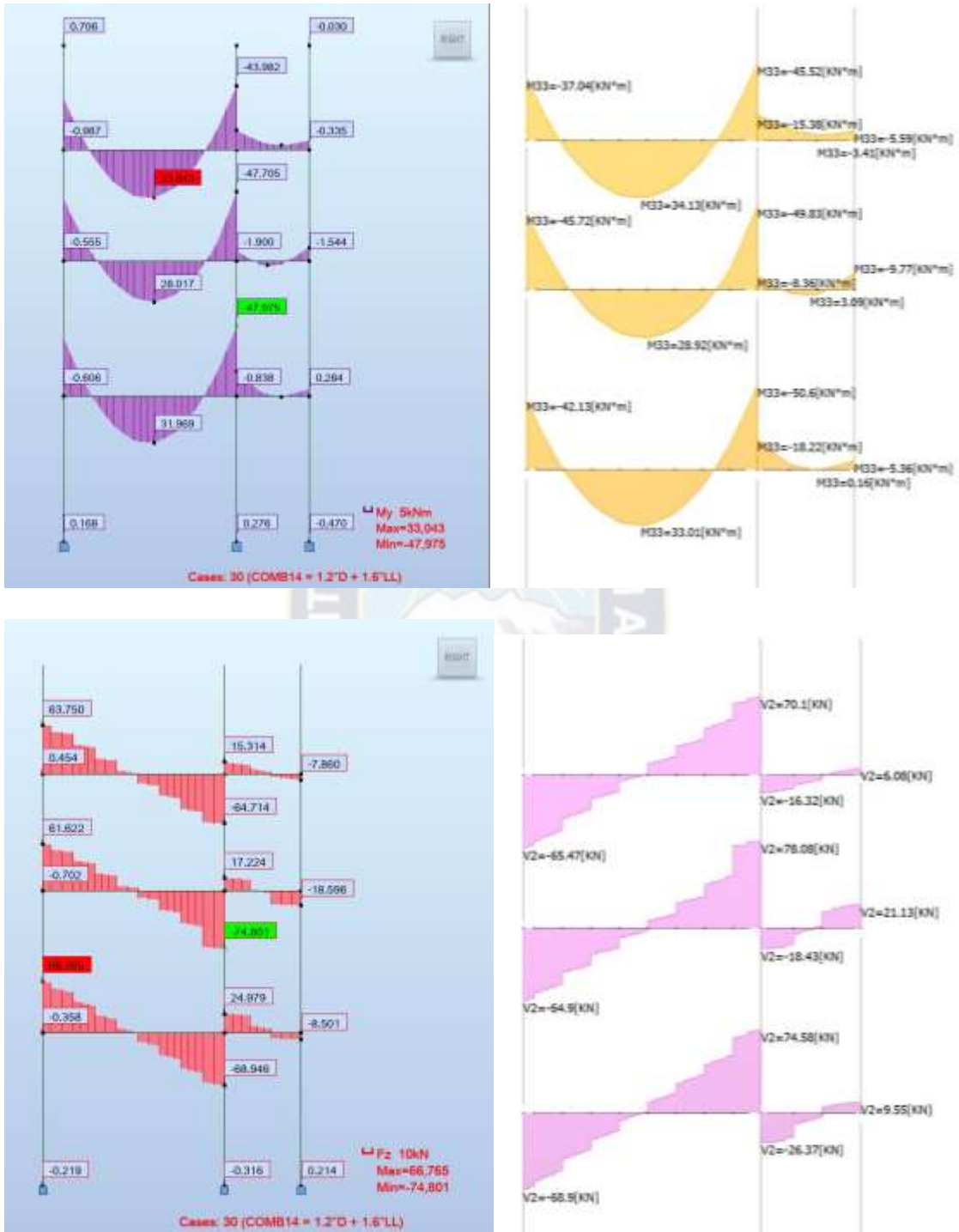
3.2.3.3.1 Solicitaciones Principales.

Se realizó la comparación de la totalidad de los elementos en sus solicitaciones principales, para vigas se observaron los momentos flectores y esfuerzos cortantes y para columnas se consideró el esfuerzo normal (los momentos flectores en columnas solo se verificaron en los elementos más solicitados).

Los resultados entregados por ambos programas, se muestran muy similares. Cabe resaltar que no se busca tener valores iguales, solo en el mismo orden de magnitud, esto debido a que si bien se procura que todos los elementos de la estructura tengan las mismas propiedades y sus modelos matemáticos sean los mismos, cada programa tiene su manera particular de ensamblar las matrices de rigidez y resolver la estructura.

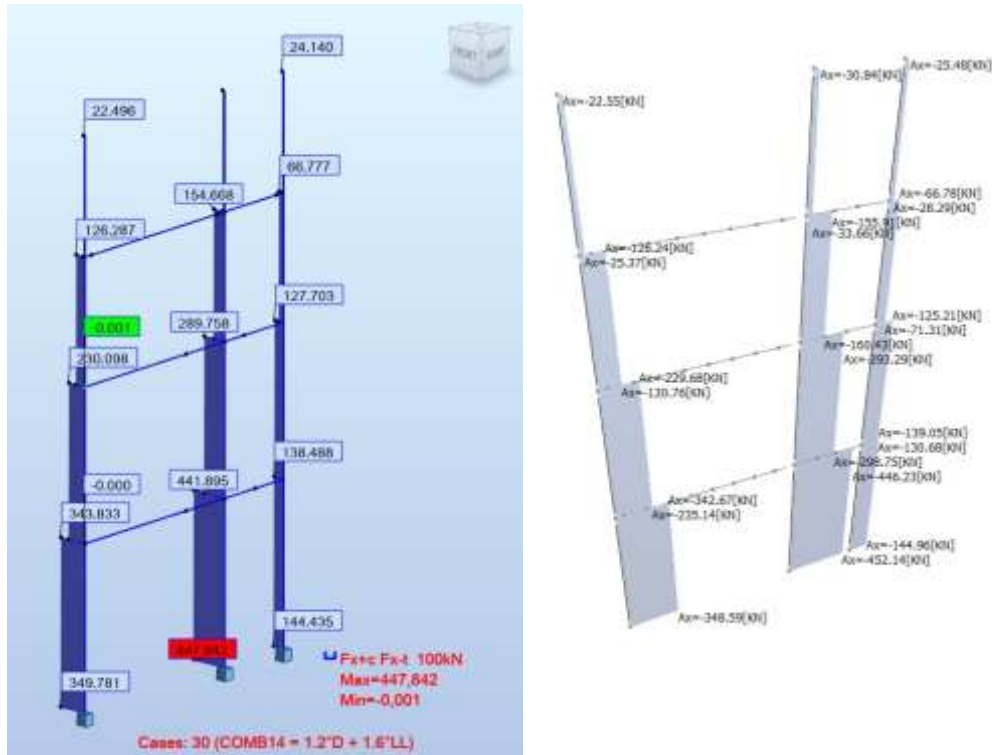
A continuación, se muestra la verificación de las solicitaciones del pórtico 4 el cual es el pórtico con mayor sollicitación de la estructura (pórtico 4):

Ilustración 57 Resultados de Momentos Flectores y Esfuerzos Cortantes.



Nota. Elaboración propia. A la izquierda se muestran los resultados obtenidos por el programa Robot Structural Analysis Pro 2019 y a la derecha los resultados del programa RAM Elements.

Ilustración 58 Resultados de Esfuerzos Axiales.



Nota. Elaboración propia. A la izquierda se muestran los resultados obtenidos por el programa Robot Structural Analysis Pro 2019 y a la derecha los resultados del programa RAM Elements.

Se puede apreciar que ambos programas entregan resultados muy aproximados, para el caso se tomó las solicitaciones producidas por la combinación 14 y se puede producir una tabla en la que se muestre la variación para los valores máximos y mínimos:

Tabla 31 Diferencia Porcentual de Solicitaciones.

Solicitación	Diferencia [%]
Máximo momento flector (+)	3.22
Máximo momento flector (-)	3.73
Máximo esfuerzo cortante (+)	4.20
Máximo esfuerzo cortante (-)	3.10
Máximo esfuerzo normal	0.95

Nota. Elaboración propia.

3.2.3.3.2 Reacciones en Apoyos.

Aquí se toma en cuenta la envolvente de solicitaciones que causan finalmente las siguientes reacciones, también se presenta la diferencia porcentual para la solicitación más importante tratándose de un análisis estático:

Tabla 32 Resultados de Reacciones de Ambos Programas Estructurales.

		RAM						Robot S.A.						Diferencia [%]
		Fuerzas [KN]			Momentos [KN*m]			Fuerzas [KN]			Momentos [KN*m]			
	Nudo	Fz	Fx	Fy	Mz	Mx	My	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	
Envolvente de Reacciones	1	0,70	7,42	210,49	-5,00	0,33	0,006	1,10	7,68	209,99	-5,83	0,99	0,02	0,2
	2	0,06	7,21	299,29	-4,70	-0,50	0,001	0,14	6,47	296,55	-4,97	0,11	0,01	0,9
	3	0,43	8,20	349,51	-5,45	0,36	0,002	0,39	7,28	350,06	-5,56	0,38	0,01	0,2
	4	-1,06	6,36	282,96	-4,30	-1,35	-0,001	-0,85	6,40	283,44	-4,83	-1,09	0,01	0,2
	5	1,94	-3,20	250,70	6,98	1,72	0,000	2,14	-3,86	256,10	7,61	2,13	0,02	2,2
	6	-0,39	-3,72	366,26	7,33	0,11	0,001	0,19	-3,88	360,05	6,97	0,16	0,01	1,7
	7	0,54	-3,97	452,58	8,10	0,51	0,001	0,53	-4,09	447,84	7,61	0,55	0,01	1,0
	8	-1,07	-3,11	420,38	6,76	-0,74	0,002	-0,51	-3,33	419,80	6,79	-0,71	0,01	0,1
	9	-0,26	-0,24	100,35	0,65	-0,34	-0,008	0,12	-0,29	96,75	0,76	-0,03	0,00	3,6
	10	-0,15	-0,47	149,41	1,07	-0,31	0,000	-0,08	-0,56	147,14	1,16	-0,22	0,01	1,5
	11	-0,17	-0,57	148,48	1,35	-0,32	0,000	-0,03	-0,62	146,59	1,32	-0,22	0,01	1,3
	12	0,77	-0,72	166,62	1,37	0,68	0,000	0,74	-0,69	168,32	1,30	0,71	0,01	1,0
		SUM	1,34	13,19	3197,03	14,16	0,15	0,00	3,89	10,51	3182,62	12,32	2,74	0,11

Nota. Elaboración propia.

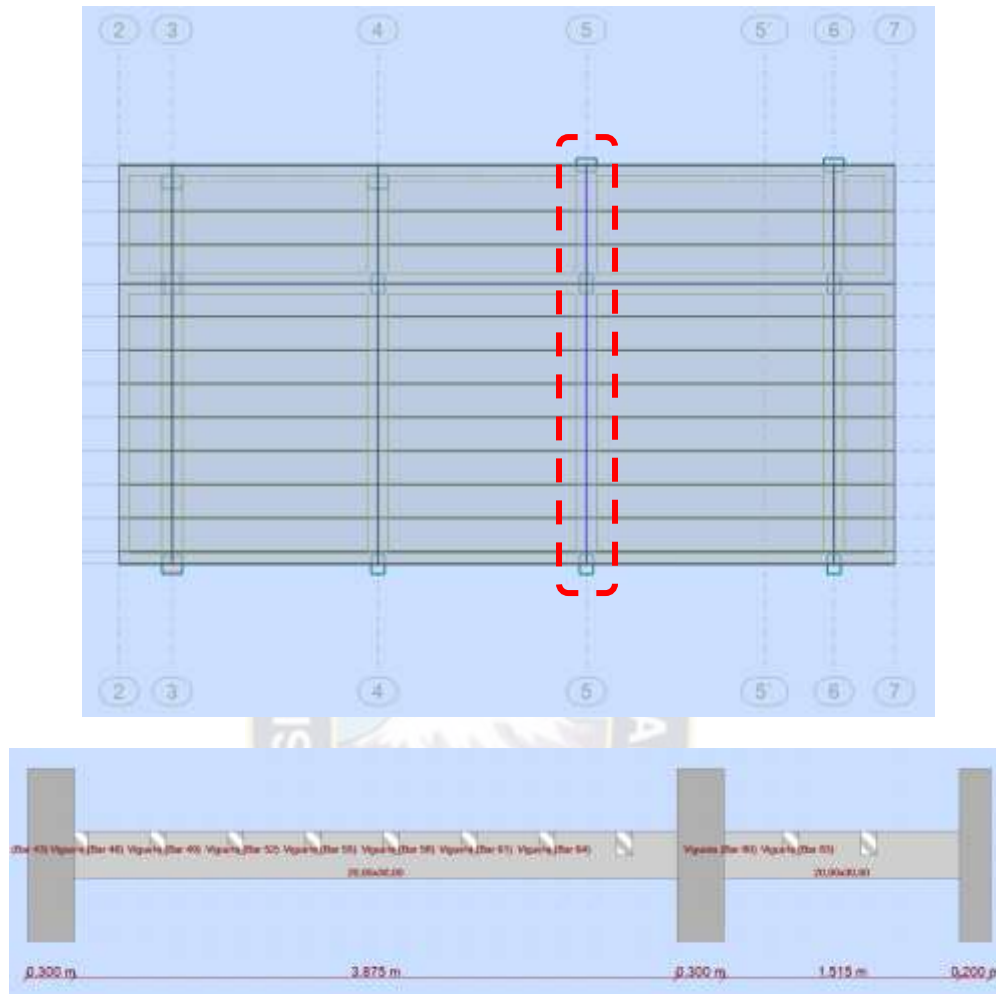
3.3 DISEÑO DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO.

3.3.1 Diseño Automático con Robot Structural Analysis Pro.

3.3.1.1 Estudio de Vigas de Hormigón Armado.

Para el ejemplo, se toma una viga principal, particularmente la que tiene mayores solicitaciones en la primera planta (viga del eje 5).

Ilustración 59 Viga Eje 5



Nota. Elaboración propia. Viga principal primera planta Eje 5.

Se muestra las dimensiones que el programa considera para los cálculos, ya que, por ejemplo, analiza las solicitaciones en las caras de los apoyos y no así en los nudos. Las disposiciones de las viguetas son meramente esquemáticas ya que estas fueron modeladas apoyadas encima de las vigas principales, pero puede apreciarse la distribución real que tendrían. Deben configurarse diferentes parámetros para el correcto cálculo según el Código, entre los cuales, se tiene parámetros para el cálculo de deflexiones en vigas según

el acápite 24.2.4 de Código ACI. Por otro lado, se debe tener cuidado al proporcionar los recubrimientos, ya que de esto depende todos los cálculos y su posterior verificación.

Después de todas estas configuraciones, el programa, para el caso de vigas, nos brinda directamente los resultados para las envolventes, ya sea en esfuerzos de momento flector, fuerza cortante y deflexiones máximas, así como el recubrimiento por capacidad que resulta del diseño de hormigón armado.

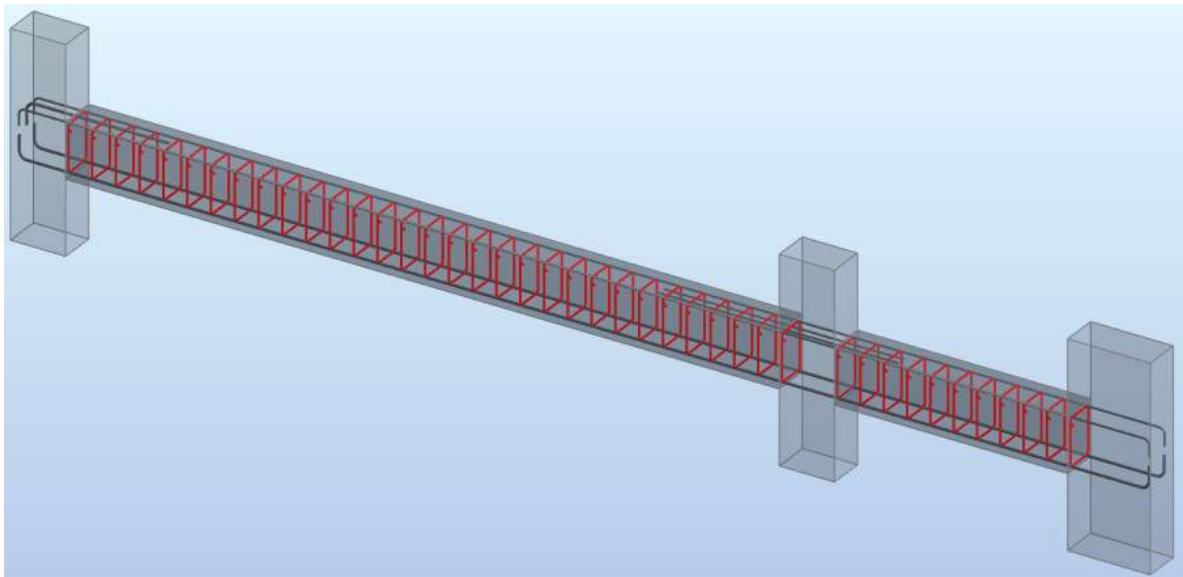
Ilustración 60 Envolventes de Momento flector y esfuerzo cortante.



Nota. Elaboración propia. Se puede apreciar la envolvente de Momento flector y esfuerzos cortantes donde lo mostrado en rojo es el recubrimiento de acero en la viga, y en verde la envolvente de los esfuerzos.

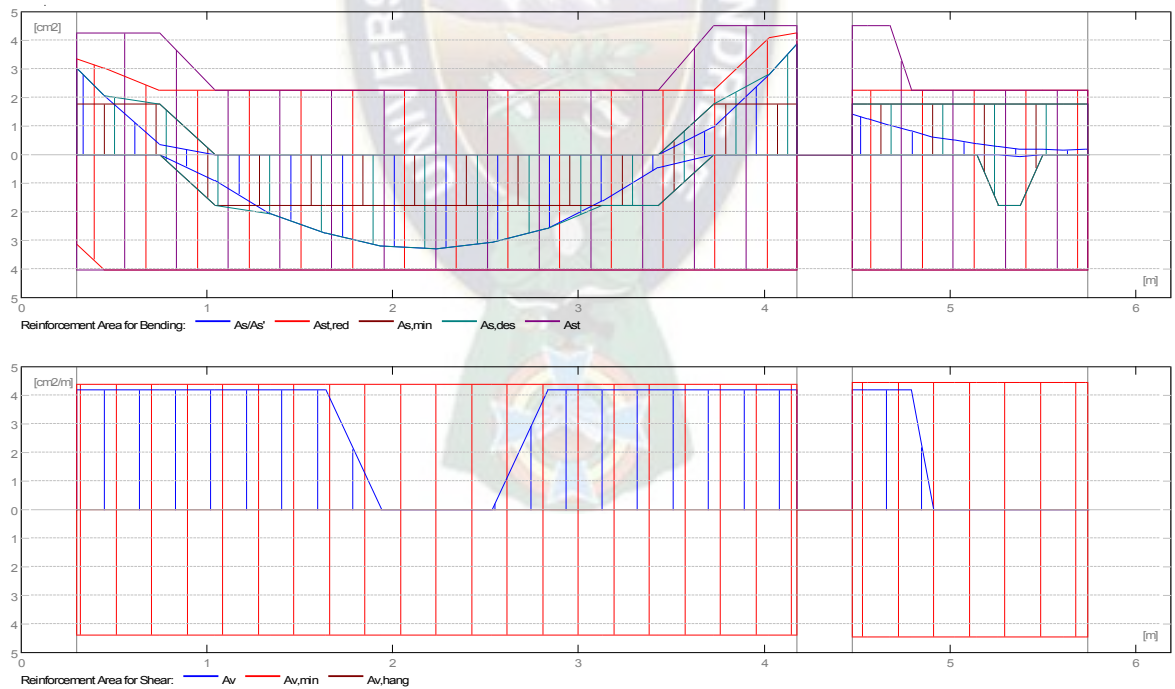
Una de las más importantes características del programa, es su capacidad de diseñar en tres dimensiones las armaduras y a partir de esto se tiene otro diagrama en el que se muestra los requerimientos de armadura y el recubrimiento del mismo con el diseño.

Ilustración 61 Diseño de viga en 3d



Nota. Elaboración propia. Diseño de viga primera planta eje 5.

Ilustración 62 Recubrimiento de acero



Nota. Elaboración propia. Recubrimiento de área total de acero.

Si bien el programa realiza adecuadamente el diseño de hormigón armado, la configuración de las armaduras automáticas es muy burda, por lo cual, siempre se debe

realizar modificaciones de manera que no se tengan refuerzos excesivos. Por último, se nos proporciona un reporte completo de todas las características de diseño, detallando los valores de los diferentes diagramas y finalmente un detalle del refuerzo proporcionado, así como la cuantificación de materiales como se muestra a continuación:

Ilustración 63 Reporte de diseño

Armadura:

2.7.1 P1 : Tramo de 0,300 a 4,175 (m)

Armaduras longitudinales:

- Armaduras inferiores (Grado 420)
 - 2 ϕ 16 l = 6,340 de 6,170 a 0,020
- tramo (Grado 420)
 - 2 ϕ 12 l = 6,292 de 0,020 a 6,170
 - 1 ϕ 16 l = 0,875 de 0,020 a 0,800
 - 2 ϕ 12 l = 1,300 de 3,475 a 4,775

Armaduras transversales:

- Armaduras principales (Grado 420)
 - estribos 31 ϕ 6 l = 0,902
 - e = 1*0,000 + 30*0,129 (m)

2.7.2 P2 : Tramo de 4,475 a 5,741 (m)

Armaduras longitudinales:

Armaduras transversales:

- Armaduras principales (Grado 420)
 - estribos 11 ϕ 6 l = 0,902
 - e = 1*0,000 + 10*0,127 (m)

Cuantitativo:

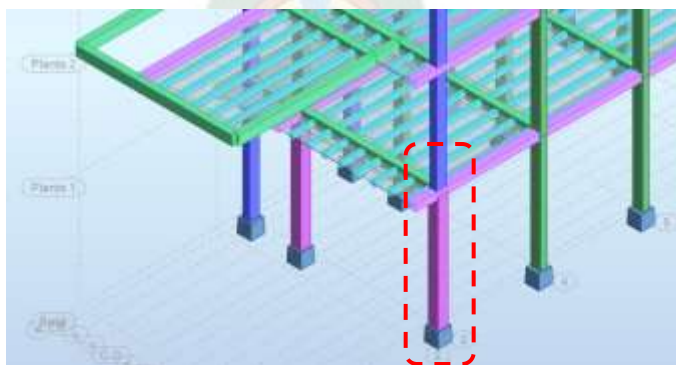
- Volumen del hormigón = 0,371 (m3)
- Superficie de encofrado = 4,862 (m2)
- Acero Grado 420
 - Peso total = 43,29 (kG)
 - Densidad = 116,57 (kG/m3)
 - Diámetro medio = 9,4 (mm)
 - Lista según diámetros:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
6	0,902	0,20	42	8,41
12	1,300	1,15	2	2,31
12	6,292	5,59	2	11,18
16	0,875	1,38	1	1,38
16	6,340	10,01	2	20,02

Nota. Reporte de diseño obtenido del programa de Robot Structural Analysis Pro.

3.3.1.2 Estudio de Columnas de Hormigón Armado.

Ilustración 64 Columna eje F-3

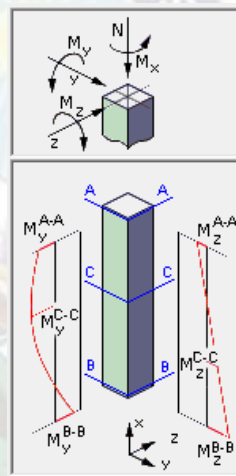


Nota. Elaboración propia.

Para el ejemplo, se toma la columna F-3 del primer piso. Es importante tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Al seleccionar las columnas de toda una planta, el programa realiza el diseño para todas las columnas de una misma sección.
- El diseño se realiza en tres secciones primordialmente, inferior, superior y la parte media de la columna de acuerdo a la siguiente convención:

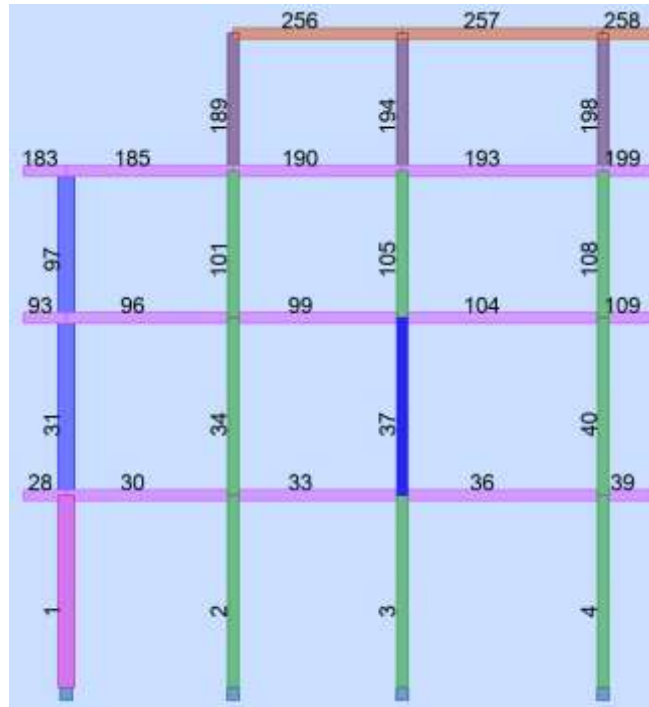
Ilustración 65 Convención de signos



Nota. Adaptado del programa de Robot Structural Analysis. Convención de signos y toma de secciones.

- Para los cálculos relacionados con la esbeltez, el programa considera la longitud de las columnas de nudo a nudo, lo cual no es correcto y se debe corregir en las ventanas de configuración. El factor de longitud efectiva, se halló utilizando el programa y tomando en cuenta pórticos sin arriostramiento (ya que no tienen muros de corte).

Ilustración 66 Pórtico F para el análisis de arriostramiento.



Adjoining Bar Parameters - Y - ACI 318-11 metric

Bars	Sections	Length m	Moment of inertia cm ⁴	Reduction factor	Reduced moment of inertia (cm ⁴)	Young's modulus (MPa)
No. 1	Col 30x20	3,260	20000,000	1,00	20000,000	13627,480
No. 99	Vig P 25x20	3,305	16666,667	1,00	16666,667	13627,480
No. 104	Vig P 25x20	3,689	16666,667	1,00	16666,667	13627,480
No. 105	Col 30x20	2,700	20000,000	1,00	20000,000	13627,480
No. 33	Vig P 25x20	3,305	16666,667	1,00	16666,667	13627,480
No. 36	Vig P 25x20	3,689	16666,667	1,00	16666,667	13627,480
No. 3	Col 30x20	3,530	20000,000	1,00	20000,000	13627,480

Current buckling length coefficient for column: **1,42**

Manual Parameters OK Cancel Help

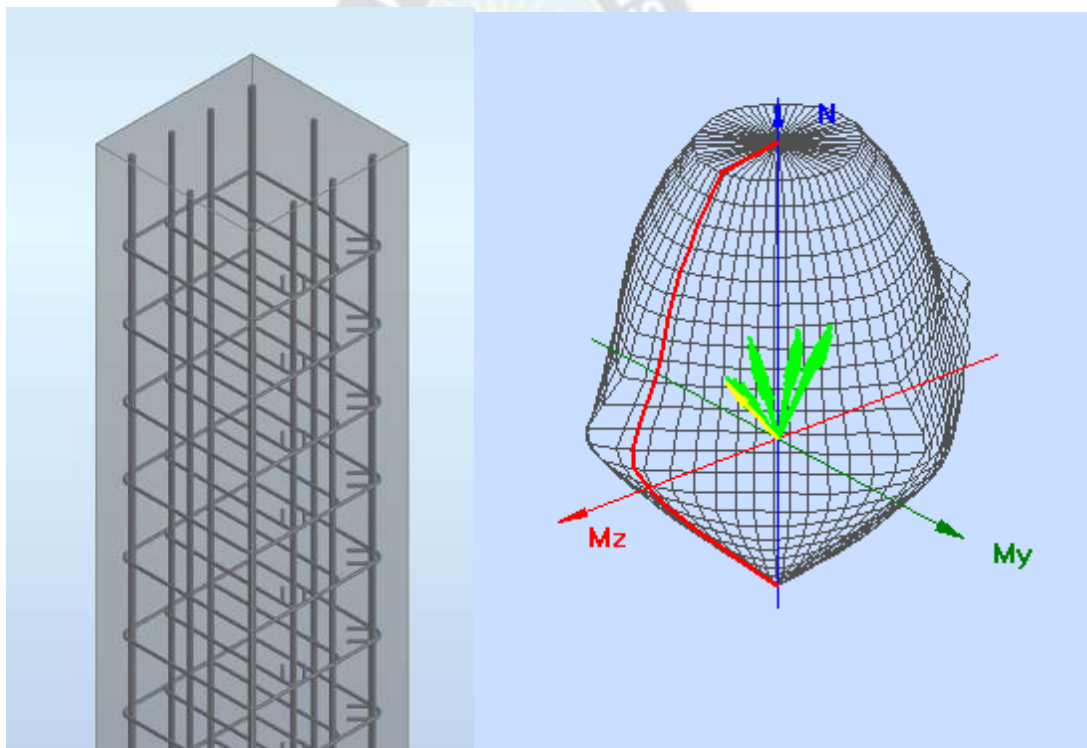
Nota. Elaboración propia. Pórtico F de la edificación donde en el módulo se evalúa los factores de arriostramiento para las columnas.

Mediante este módulo, el programa analiza automáticamente el tipo de arriostramiento que ofrecen los elementos adyacentes a sus extremos. De esta manera se evalúan los factores de arriostramiento para las columnas del proyecto, obteniéndose un promedio de

1.1 para ambas direcciones en las columnas inferiores y 1.4 para las columnas superiores al primer nivel.

Como en el caso de vigas, después de configurar parámetros de diseño que están acorde al Código ACI, el diseño nos proporciona el armado de refuerzo en tres dimensiones, así como el diagrama de interacción de la sección diseñada. El diagrama de interacción toma en cuenta las acciones de flexo compresión biaxial.

Ilustración 67 Armado y Diagrama de interacción.



Nota. Elaboración propia. Refuerzo de columna en 3d y diagrama de interacción de columna F-3.

Por último, se nos proporciona un reporte en el que se muestra las acciones tomadas en cuenta y los cálculos realizados para el tema de la esbeltez de las columnas, así como la cuantificación de materiales y un detalle de los refuerzos como se muestra a continuación:

Ilustración 68 Resultados de armadura de columna F-3.

2.5.2 Armadura:

Densidad del armado: $\mu = A_{sr}/A_g = 1,03 \%$

2.6 Armadura:

Barras principales (Grado 420):

- 6 ϕ 10l = 3,660 (m)
- 4 ϕ 12l = 3,660 (m)

Armaduras transversales (Grado 420):

Estribos 27 ϕ 6 l = 1,097 (m)
 27 ϕ 6 l = 0,779 (m)

Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 0,608 (m³)
- Superficie de encofrado = 8,112 (m²)
- Acero Grado 420
 - Peso total = 75,59 (kG)
 - Densidad = 124,24 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 8,0 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
6	0,779	0,17	54	9,34
6	1,097	0,24	54	13,16
10	3,660	2,26	12	27,09
12	3,660	3,25	8	26,00

Nota. Elaboración Propia. Especificaciones de armaduras longitudinales y transversales; volumen de hormigón de columna F-3.

3.3.2 Comprobación Manual.

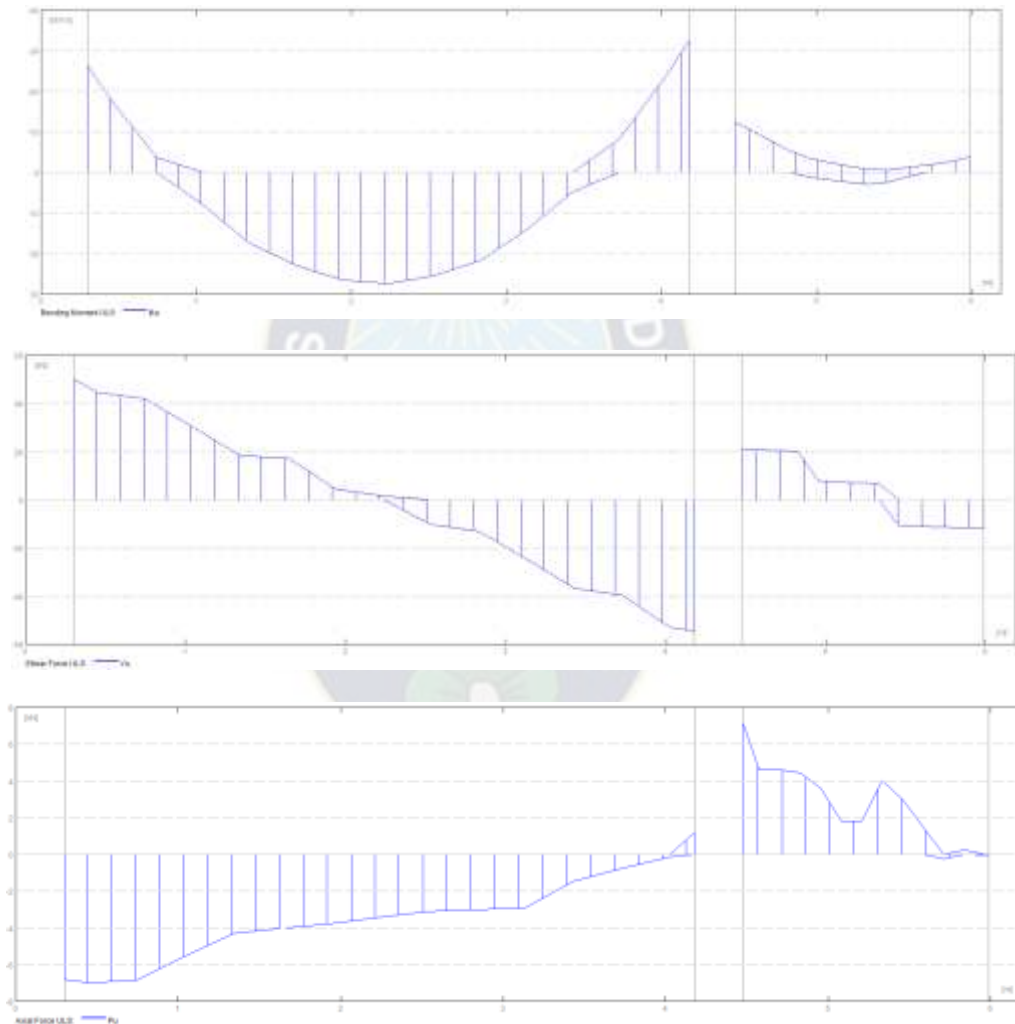
Para tener seguridad en los resultados que nos proporciona el programa, se realiza una verificación manual de los cálculos que realiza para el diseño de hormigón armado, con todo lo estipulado en Código ACI.

A continuación, se diseñan los elementos descritos en el capítulo II, para, de ahora en adelante, usar enteramente las herramientas que nos proporciona el programa para estos fines.

3.3.2.1 Estudio de Vigas de Hormigón Armado.

Los diagramas envolventes para las solicitaciones consideradas en la viga del eje 5 son las siguientes:

Ilustración 69 Envolventes de esfuerzos.



Nota. Elaboración Propia. Envolventes de momento flector, esfuerzos cortantes y axial.

El diseño se realiza para la sección de apoyo derecho del primer tramo. Todos los datos con los que se diseña son:

Base:	$b := 20 \text{ cm}$	
Altura:	$h := 30 \text{ cm}$	
Recubrimiento geométrico:	$r_{geo} := 2 \text{ cm}$(ACI 318-14 T 20.6.1.3.1)
Diámetro de estribos:	$\phi_E := 6 \text{ mm}$	(IMPORTANTE: indicar el diámetro de estribos con el que se va a diseñar)
	$\vartheta := 45^\circ$	(Dato para torsión, para estribos verticales tomar 45°)
Diámetro de refuerzo:	$\phi_1 := 12 \text{ mm}$	(Diámetro mayor utilizado para el refuerzo longitudinal)
Recubrimiento mecánico:	$r := r_{geo} + \phi_E + 0.5 \cdot \phi_1 = 3.2 \text{ cm}$	
Altura efectiva:	$d := h - r = 26.8 \text{ cm}$	
Resistencia de Hormigón:	$f'_c := 12.66 \text{ MPa}$	
Resistencia de Acero:	$f_y := 420 \text{ MPa}$	$E_s := 200000 \text{ MPa}$(ACI 318-14 20.2.2.2)
Resis. de Acero Transversal:	$f_{yt} := 420 \text{ MPa}$	
Solicitaciones:	$M_u := 32.434 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
	$V_u := 54.464 \text{ kN}$	(a una distancia "d" del apoyo)
	$P_u := -1.204 \text{ kN}$	(+) Compresión, (-) Tensión
	$T_u := 2.15 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
Factor de modificación:	$\lambda := 1$(ACI 318-14 T 19.2.4.2)
Factor de reducción CORTE:	$\phi_v := 0.75$(ACI 318-14 T 21.2.1)



➤ Consideración de la Fuerza Axial:

$$\text{verificación}_o := \begin{cases} \text{if } P_u < 0.1 \cdot f'_c \cdot b \cdot h \\ \quad \text{verificación}_o \leftarrow \text{"No se considera la fuerza Axial"} \\ \text{else} \\ \quad \text{verificación}_o \leftarrow \text{"Considerar flexion y Axial combinado"} \end{cases}$$

$0.1 \cdot f'_c \cdot b \cdot h = 75.96 \text{ kN}$
....(ACI 318-14 9.5.2.1 9.5.2.1)

verificación_o = "No se considera la fuerza Axial"

NOTA. – Se analizó la fuerza axial actuante en todas las vigas del proyecto, llegando a la conclusión de que en ningún caso es necesario considerar esta acción. La máxima sollicitación en el en todas las vigas es de 11.49 [kN], la resistencia a tracción de la sección es de 63.3 [kN].

➤ Cálculo del Coeficiente β_1 :

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } 0 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.85 \\ \text{if } 28 \text{ MPa} < f'_c < 55 \text{ MPa} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.85 - \frac{0.05 \cdot (f'_c - 28 \text{ MPa})}{7 \text{ MPa}} \\ \text{if } f'_c \geq 55 \text{ MPa} \\ \quad \beta_1 \leftarrow 0.65 \end{cases} = 0.85$$

....(ACI 318-14 Tabla 22.2.2.4.3)

➤ Cálculo Inicial de Refuerzo:

$$\phi' := 0.9 \text{ (Asumido inicialmente)}$$

$$A_s' := b \cdot d \cdot \frac{0.85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi' \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 3.7 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s' \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 7.221 \text{ cm} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 8.495 \text{ cm}$$

➤ Comprobación de Factor de Reducción Φ Asumido:

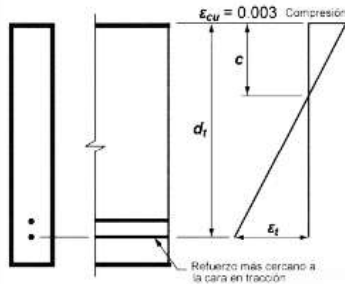


Fig. R21.2.2(a) — Distribución de la deformación unitaria y deformación unitaria neta de tracción en un elemento no preesforzado.

$$\epsilon_{cu} := 0.003 \quad \dots(\text{ACI 318-14 } 22.2.2.1)$$

$$\epsilon_t := \left(\frac{d-c}{c} \right) \cdot \epsilon_{cu} = 0.00646 \quad (\text{conocido normalmente por } \epsilon_s)$$

$$\epsilon_{ty} := \frac{f_y}{E_s} = 0.0021 \quad \dots(\text{ACI 318-14 } 21.2.2.1) \quad (\text{conocido normalmente por } \epsilon_y)$$

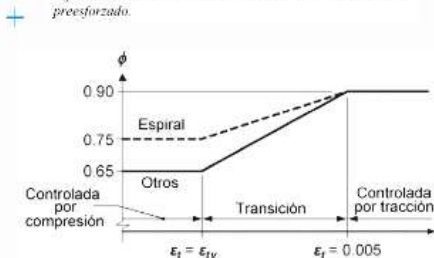


Fig. R21.2.2(b) — Variación de ϕ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción ϵ_t .

$$\phi'' := \begin{cases} \text{if } \epsilon_t \leq \epsilon_{ty} & \phi \leftarrow 0.65 \\ \text{if } \epsilon_{ty} < \epsilon_t < 0.005 & \phi \leftarrow 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.005 - \epsilon_{ty})} \\ \text{if } \epsilon_t \geq 0.005 & \phi \leftarrow 0.9 \end{cases} = 0.9$$

....(ACI 318-14 Tabla 21.2.2)

Si se encontrara que el factor de reducción asumido era incorrecto se debería repetir el cálculo anterior.

- Cálculo del Área Mínima de Refuerzo:

$$A_{smin} := \max \left(\frac{0.25 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{MPa}} \cdot MPa}{f_y} \cdot b \cdot d, \frac{1.4 \cdot MPa}{f_y} \cdot b \cdot d \right) = 1.787 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{(ACI 318-14 9.6.1.2)}$$

- Cálculo del Área Máxima de Refuerzo:

- Tomando en cuenta que siempre se quiere tener una sección controlada por tracción: $\epsilon_{max} := 0.004 \dots \text{(ACI 318-14 9.3.3.1)}$

$$c_{max} := \frac{0.003 \cdot d}{\epsilon_{max} + 0.003} = 11.486 \text{ cm} \quad a_{max} := \beta_1 \cdot c_{max} = 9.763 \text{ cm}$$

$$\rho_{smax} := \frac{a_{max} \cdot 0.85 \cdot f'_c}{d \cdot f_y} = 0.0093$$

$$A_{smax} := \frac{a_{max} \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}{f_y} = 5.003 \text{ cm}^2$$

- Resumen Acero Requerido:

$$A_s = 3.7 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 0.9$$

$$A_{smin} = 1.787 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 5.003 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{smax} = 0.00933$$

Acero a ser proporcionado:

$$A_{srequerido} = 3.7 \text{ cm}^2$$

verificación₁ = "Continuar"

- Refuerzo Provisto:

$$n_{b1} := 2 \quad d_{b1} := \phi_1$$

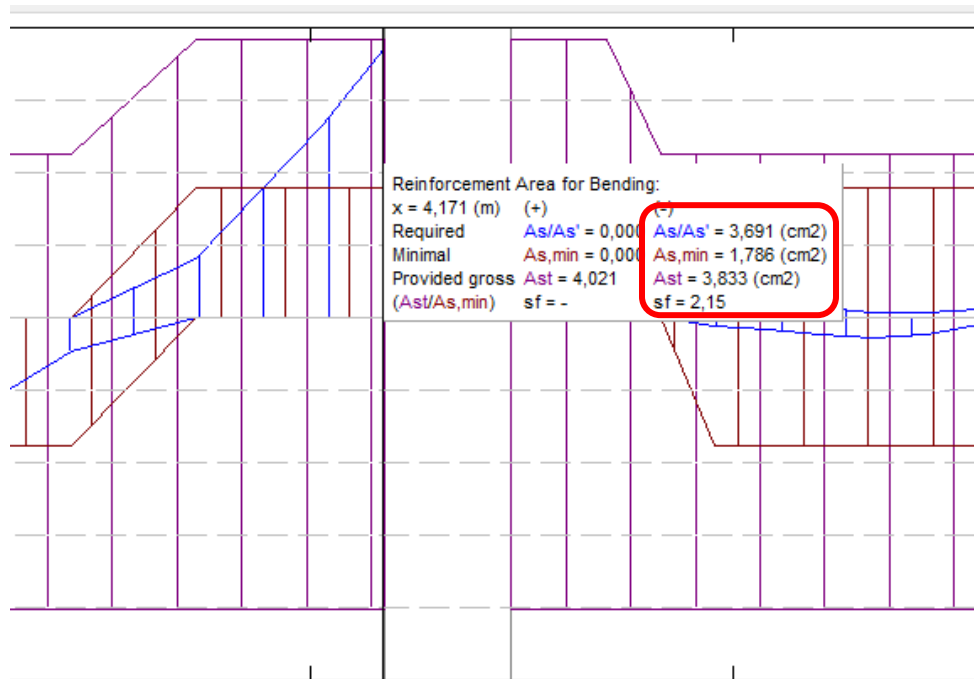
$$n_{b2} := 2 \quad d_{b2} := 10 \text{ mm}$$

$$A_{sprovisto} = 3.833 \text{ cm}^2$$

$$\text{diferencia} := A_{sprovisto} - A_{srequerido} = 0.133 \text{ cm}^2$$

Comparando estos resultados con los obtenidos del programa, se observa que se tiene completa correlación:

Ilustración 70 Resultados de área de acero



Nota. Elaboración Propia. Área de acero requerido para momento flector, obtenido por el programa de cálculo estructural Robot.

➤ Verificación de Espaciamiento:

$$A_{Sprovisito} := \frac{\pi}{4} \cdot (n_{b1} \cdot d_{b1}^2 + n_{b2} \cdot d_{b2}^2) = 3.833 \text{ cm}^2$$

$$S_{calc} := \frac{b - 2 \cdot r_{geo} - 6 \cdot \phi_E - d_{b1} - n_{b2} \cdot d_{b2}}{n_{b2} + 1} = 3.067 \text{ cm}$$

$$S_{min} := \max(25 \text{ mm}, d_{b1}, d_{b2}) = 2.5 \text{ cm} \quad \dots(\text{ACI 318-14 } 25.2.1)$$

$$S_{max} := \min \left(300 \cdot \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \cdot \frac{f_y}{\text{MPa}}} \right) \text{ mm}, 380 \cdot \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \cdot \frac{f_y}{\text{MPa}}} \right) \text{ mm} - 2 \cdot r_{geo} \right) = 30 \text{ cm} \quad \dots(\text{ACI 318-14 } 24.3.2)$$

$$S_{min} = 2.5 \text{ cm} \quad S_{max} = 30 \text{ cm}$$

$$S_{calc} = 3.067 \text{ cm}$$

- Capacidad Final de la Sección:

$$a_{real} := \frac{A_{Sprovisito} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 7.48 \text{ cm}$$

$$M_n := A_{Sprovisito} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_{real}}{2} \right) = 37.121 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \phi \cdot M_n = 33.409 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

verificación₂ = "Suficiente Capacidad"

$$\text{Aprovechamiento} := \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \cdot 100 = 97.081$$

$$\rho_{prop} := \frac{A_{Sprovisito}}{b \cdot d} = 0.0072$$

- Cálculo de la Capacidad del Hormigón de Absorber Fuerza Cortante:

$$V_{c1} := \min \left(\left(\left(0.16 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \right) \cdot b \cdot d \right), \left(\left(0.16 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \right) \cdot b \cdot d \right), 0.29 \cdot \lambda \cdot \left(\frac{V_u \cdot d}{M_u} \cdot \text{MPa} \right) \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \cdot b \cdot d \right) = 33.446 \text{ kN}$$

...(ACI 318-14 T 22.5.5.1)

$$V_{c2} := 0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \cdot b \cdot d = 32.421 \text{ kN}$$

$$V_{c_{max}} := 0.42 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \cdot b \cdot d = 80.1 \text{ kN}$$

$$V_c := \min(V_{c_{max}}, V_{c1}, V_{c2})$$

$$V_c = 32.421 \text{ kN}$$

$$V_{c1} := \phi_v \cdot V_c = 24.316 \text{ kN}$$

$$V_{c2} := \frac{\phi_v}{2} \cdot V_c = 12.158 \text{ kN}$$

➤ Cálculo Separación de Refuerzo Transversal:

Ramas de refuerzo a corte (estribos):

$$n_E := 2$$

Área de refuerzo para corte:

$$A_v := n_E \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi_E^2 = 0.565 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo cortante que absorbe el ACERO:

$$V_s := \frac{V_u - \phi_v \cdot V_c}{\phi_v} = 40.197 \text{ kN} \quad V_s \cdot \phi_v = 30.148 \text{ kN}$$

Separación teórica de estribos a la distancia "d" del apoyo:

$$s_{teo} := \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{V_s} = 15.835 \text{ cm} \quad \dots(\text{ACI 318-14 } 22.5.10.5.3)$$

Separación máx. para proveer refuerzo mínimo a corte :

$$s_{m\acute{a}x_Avmin} := \min \left(\frac{A_v \cdot f_{yt}}{0.062 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}} \cdot \text{MPa} \cdot b}}, \frac{A_v \cdot f_{yt}}{0.35 \text{ MPa} \cdot b} \right) = 33.929 \text{ cm}$$

$$\frac{\phi_v}{2} \cdot V_c < V_u \leq \phi_v \cdot V_c$$

....(ACI 318-14 T 9.6.3.3)

Separación máxima:

$$s_{max} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } V_s \leq 0.33 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}} \cdot \text{MPa} \cdot b \cdot d} \\ \left\| s_{max} \leftarrow \min \left(\frac{d}{2}, 600 \text{ mm} \right) \right\| \\ \text{else} \\ \left\| s_{max} \leftarrow \min \left(\frac{d}{4}, 300 \text{ mm} \right) \right\| \end{array} \right\| = 13.4 \text{ cm}$$

....(ACI 318-14 T 9.7.6.2.2)

Separación mínimo:

$$s_{min} := 3 \text{ in}$$

$$\frac{A_v}{s_{teo}} = 3.5712 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Refuerzo por esfuerzo cortante:

Ramas del estibo: $n_E = 2$

Diámetro: $\phi_E = 6 \text{ mm}$

Separación: $s_{req} = 13.4 \text{ cm}$ (redondear a número entero)

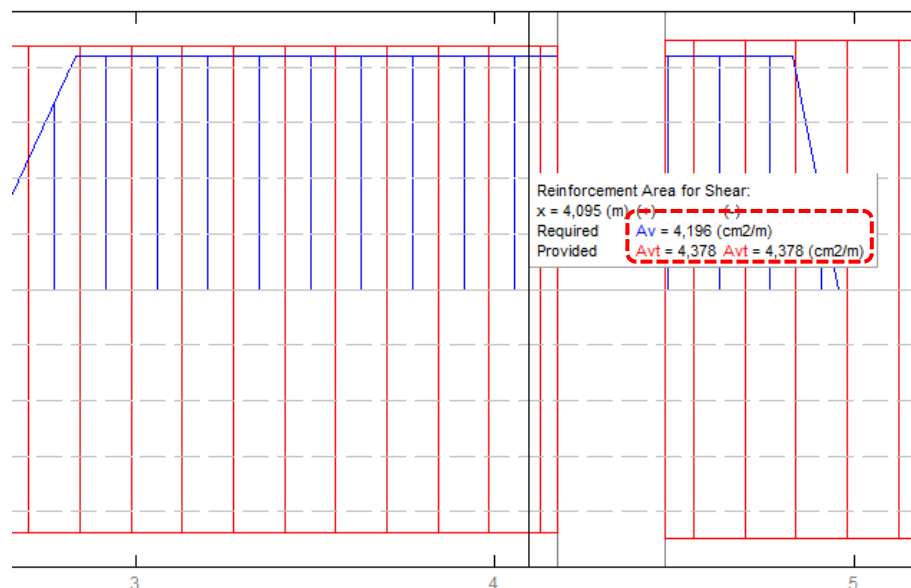
Sep. usada: $s_{usada} := 13 \text{ cm}$

Real:

$$\frac{A_v}{s_{usada}} = 4.3499 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Como se aprecia en la ilustración 4-20, el acero requerido es de 4.196 (cm²/m), el cual corresponde a un espaciamiento de 13.4 (cm) para dos ramas de acero de 6 (mm). Finalmente, el espaciamiento seleccionado coincide perfectamente con el requerido en el programa.

Ilustración 71 Acero requerido para esfuerzo cortante



Nota. Elaboración Propia. Área de acero requerido para esfuerzo cortante, obtenido por el programa de cálculo estructural Robot

➤ Verificación de Capacidad Máxima de la Sección:

$$\text{verificación}_3 := \begin{cases} \text{if } V_s \leq 0.66 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \cdot b \cdot d \\ \quad \text{verificación}_3 \leftarrow \text{"OK, "Vs" no es excesivo"} \\ \text{else} \\ \quad \text{verificación}_3 \leftarrow \text{"Se requiere una viga mayor y/o f'c mayor"} \end{cases}$$

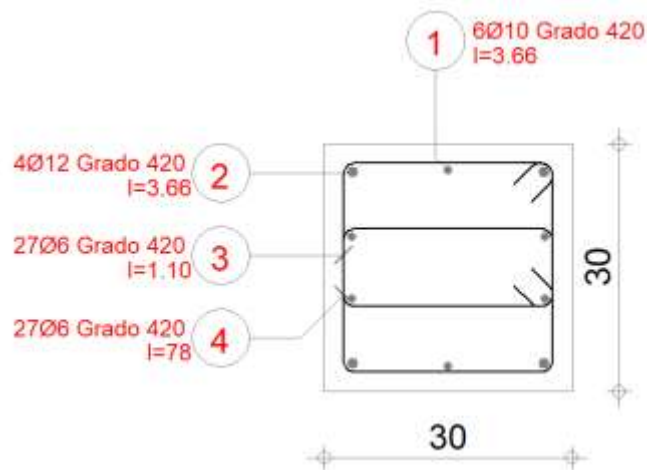
....(ACI 318-14 22.5.1.2)

$$0.66 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \cdot b \cdot d = 125.871 \text{ kN}$$

verificación₃ = "OK, "Vs" no es excesivo"

3.3.2.2 Estudio de Columnas de Hormigón Armado.

El programa sugiere la siguiente sección que cumpliría con todas las condiciones de capacidad para las dos columnas de 30x30 cm. del primer piso, esta será verificada a continuación en su diagrama de interacción:



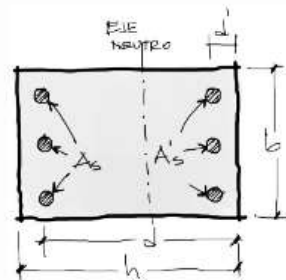
➤ Parámetros Iniciales para Elaboración de Diagrama de Interacción:

Materiales:

Resistencia de Hormigón:	$f'_c := 12.66 \text{ MPa}$	
Resistencia de Acero:	$f_y := 420 \text{ MPa}$	
Resis. de Acero Transversal:	$f_{yt} := 420 \text{ MPa}$	
Módulo de Elasticidad de Acero:	$E_s := 200000 \text{ MPa}$(ACI 318-14 20.2.2.2)
Def. Unitaria de Hormigón:	$\epsilon_{cu} := 0.003$(ACI 318-14 22.2.2.1)
Def. Unitaria de Acero:	$\epsilon_{ty} := \frac{f_y}{E_s} = 0.0021$(ACI 318-14 21.2.2.1) (conocido normalmente por ϵ_y)

Dimensiones:

Base:	$b := 30 \text{ cm}$	
Altura:	$h := 30 \text{ cm}$	
Recubrimiento geométrico:	$r_{geo} := 2 \text{ cm}$(ACI 318-14 T 20.6.1.3.1)



Refuerzo:

Número de barras en la cara "b":	$n_b := 4$	
Número de barras en la cara "h":	$n_h := 3$	
Refuerzo Longitudinal mayor:	$\phi_L := 12 \text{ mm}$	Esquinas
Refuerzo Transversal:	$\phi_E := 6 \text{ mm}$	
Recubrimiento mecánico:	$r := r_{geo} + \phi_E + 0.5 \cdot \phi_L = 3.2 \text{ cm}$	
Altura efectiva:	$d := h - r = 26.8 \text{ cm}$	

$$\phi_{barras1} := \begin{bmatrix} 12 & 10 & 12 \\ 10 & 0 & 10 \\ 10 & 0 & 10 \\ 12 & 10 & 12 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$A_s := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{barras1}^2 = \begin{bmatrix} 1.131 & 0.785 & 1.131 \\ 0.785 & 0 & 0.785 \\ 0.785 & 0 & 0.785 \\ 1.131 & 0.785 & 1.131 \end{bmatrix} \text{ cm}^2$$



$$k := \text{rows}(n_{barras}) \quad m := \text{cols}(n_{barras})$$

$$A_{s_columnas} := \sum_{i=1}^k A_s \hat{U}_i = [3.833 \quad 1.571 \quad 3.833] \text{ cm}^2$$

$$A_{s_total} := \sum_{i=1}^m A_{s_columnas_{1,i}} = 9.236 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{cuantia} := \frac{A_{s_total}}{b \cdot h} \cdot 100 = 1.026$$

➤ Características para compresión pura:

$$A_g := b \cdot h = 900 \text{ cm}^2$$

$$P_o := 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{s_total}) + f_y \cdot A_{s_total} = 1346.475 \text{ kN} \quad \dots(\text{ACI 318-14 } 22.4.2.2)$$

Tabla 22.4.2.1 — Resistencia axial máxima

Miembro	Refuerzo transversal	P_{n_max}	
No preesforzado	Estribos que cumplen con 22.4.2.4	$0.80P_o$	(a)
	Espirales que cumplen con 22.4.2.5	$0.85P_o$	(b)
Preesforzado	Estribos	$0.80P_o$	(c)
	Espirales	$0.85P_o$	(d)
Columnas compuestas de acero y concreto que cumplan con el Capítulo 10	Todos	$0.85P_o$	(e)



$$P_{n_max} := 0.80 \cdot P_o = 1077.18 \text{ kN}$$

$$\phi := 0.65 \quad \dots(\text{ACI 318-14 } T 21.2.2)$$

$$\phi P_{n_max} := \phi \cdot P_{n_max} = 700.167 \text{ kN}$$

➤ Características para flexión simple:

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } f'_c \leq 28 \text{ MPa} \\ \beta_1 \leftarrow 0.85 \\ \text{if } 28 \text{ MPa} < f'_c < 55 \text{ MPa} \\ \beta_1 \leftarrow 0.85 - \frac{0.05 \cdot (f'_c - 28 \text{ MPa})}{7 \text{ MPa}} \\ \text{if } f'_c \geq 55 \text{ MPa} \\ \beta_1 \leftarrow 0.65 \end{cases} = 0.85 \quad \dots(\text{ACI 318-14 } \text{Tabla } 22.2.2.4.3)$$

$$c(a) := \frac{a}{\beta_1} \quad \dots(\text{ACI 318-14 } 22.2.2.4.1) \quad +$$

$$f_s(i, a) := \begin{cases} \varepsilon_s \leftarrow \frac{c(a) - dist_{barr_i}}{c(a)} \cdot \varepsilon_{cu} \\ \text{sign}(\varepsilon_s) \cdot \min(E_s \cdot |\varepsilon_s|, f_y) \end{cases}$$

$$d_t := \max(dist_{barr}) = 26.8 \text{ cm}$$

$$\phi(a) := \begin{cases} \varepsilon_t \leftarrow \frac{c(a) - d_t}{c(a)} \cdot \varepsilon_{cu} \\ \phi \leftarrow \max\left(\min\left(0.65 + 0.25 \cdot \frac{|\varepsilon_t| - \varepsilon_{ty}}{0.005 - \varepsilon_{ty}}, 0.9\right), 0.65\right) \end{cases} \quad \dots(\text{ACI 318-14 } T 21.2.2)$$

➤ Capacidad Axial Minorada de la Columna:

Realizando equilibrio de fuerzas, se tiene:

$$m := \text{cols}(n_{\text{barras}}) = 3$$

$$\phi P_n(a) := \min \left(\phi(a) \cdot \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + \sum_{i=1}^m \left(A_{s_columnas_{1,i}} \cdot f_s(i, a) \right) \right), \phi P_{n_max} \right)$$

➤ Momento resistente minorado de la columna:

Realizando equilibrio de momentos, se tiene:

$$\phi M_n(a) := \phi(a) \cdot \left(0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^m \left(A_{s_columnas_{1,i}} \cdot f_s(i, a) \cdot \left(\frac{h}{2} - \text{dist}_{\text{barr}_i} \right) \right) \right)$$

➤ Diagrama de Interacción:

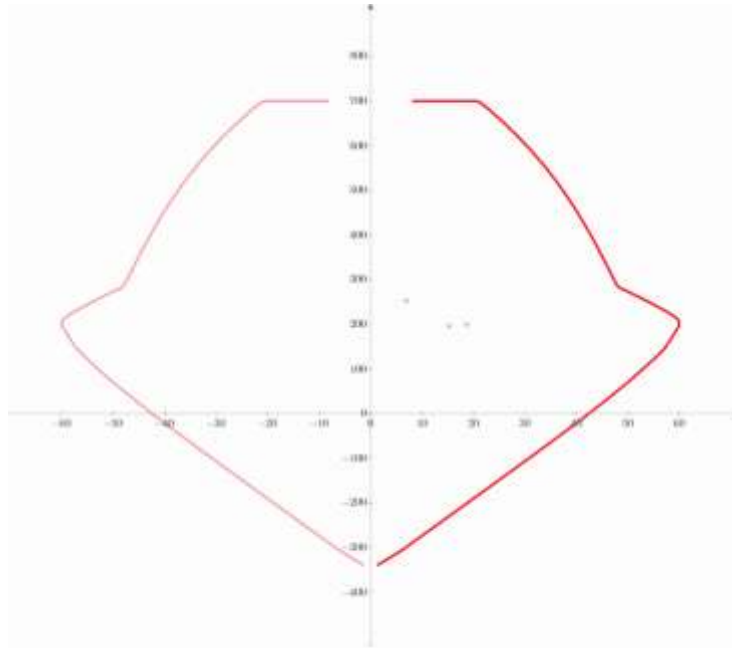
En el diagrama se grafican los pares de valores más significativos:

Solicitaciones:

$$P_u := [196.07 \quad 199.37 \quad 252.97] \text{ kN}$$

$$M_u := [15.22 \quad 18.74 \quad 6.98] \text{ kN} \cdot \text{m}$$

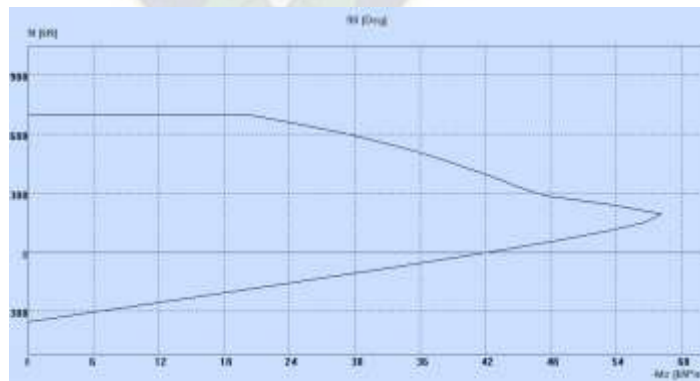
Ilustración 72 Diagrama de interacción columna 30x30 cm



Nota. Elaboración Propia. Diagrama de interacción columna 30x30 cm calculado de manera manual.

Se compara el gráfico con el entregado por el programa y se puede observar que los resultados son iguales.

Ilustración 73 Diagrama de integración con programa.

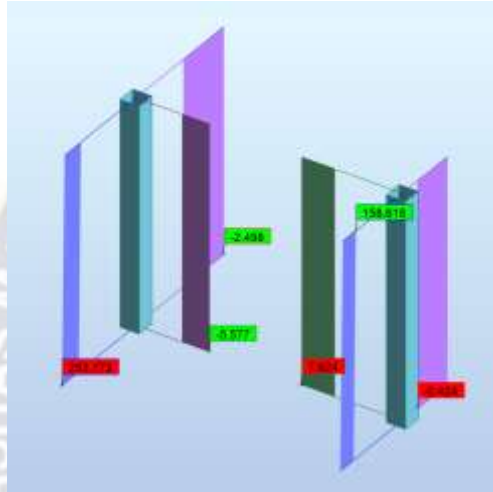


Nota. Elaboración Propia. Diagrama obtenido con el programa Robot Structural Analysis Pro de columna de sección 30x30 cm.

➤ Diseño por Fuerza Cortante:

Se toma las acciones simultáneas de fuerza axial y cortante, el programa además toma los mayores valores de todas las columnas consideradas.

Ilustración 74 Valores de esfuerzos.



Nota. Elaboración Propia. Valores máximos de esfuerzos cortante y axial.

$V_u := 7.624 \text{ kN}$
 $N_u := 252.773 \text{ kN}$

Factor de modificación: $\lambda := 1$ (ACI 318-14 T 19.2.4.2)

Factor de reducción CORTE: $\phi_v := 0.75$ (ACI 318-14 T 21.2.1)

$$V_c := 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot b \cdot h} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kN}} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \cdot b \cdot d = 49.608 \text{ kN}$$

....(ACI 318-14 22.5.6.1)

$$\frac{\phi_v}{2} \cdot V_c = 18.603 \text{ kN}$$


```

verificación := || if  $\frac{\phi_v}{2} \cdot V_c \leq V_u$ 
                  || verificación ← "Calcular Refuerzo Transversal"
                  else
                  || verificación ← "Utilizar Separaciones mínimas de Estribos"

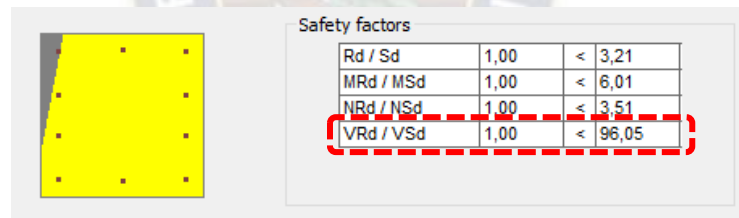
```

verificación = "Utilizar Separaciones mínimas de Estribos"

$$S_{min} := \min(16 \cdot \phi_L, 48 \cdot \phi_E, b, h) = 19.2 \text{ cm} \quad \dots(\text{ACI 318-14 } 25.7.2.1)$$

El programa proporciona automáticamente una separación de 13 cm, con base a una separación mínima de $d/2$, por otro lado, se verifica la capacidad a corte, en cuyo caso, asumiendo una separación de 19 cm como estipula el Código ACI, se tendría una capacidad de 96.05, para la combinación que causa el mayor esfuerzo de corte.

Ilustración 75 Capacidad de columna.



Nota. Elaboración Propia. Capacidad de corte de sección de columna de 30x30cm obtenido por el programa Robot.

NOTA. – Se estudió el esfuerzo cortante en todas las columnas del proyecto, encontrándose que las mayores solicitaciones se dan en las columnas del tercer piso, en las cuales se debe diseñar el refuerzo transversal, sin embargo, este diseño no supera el espaciamiento mínimo proporcionado por el Código, resultando finalmente un espaciamiento de estribos máximo de 19 cm para todas las columnas del proyecto.

3.4 DESEMPEÑO ESTÁTICO.

En esta sección se estudia detalladamente el comportamiento que tiene actualmente la estructura solo tomando en cuenta las cargas estáticas y las solicitaciones que estas causan. Para esto se realiza el diseño de la estructura según la normativa utilizada, con lo cual se tienen secciones de hormigón armado teóricas resistentes a las cargas estáticas, por otra parte, se introduce el refuerzo existente en la estructura en el programa de cálculo estructural, de tal manera de obtener fácilmente la capacidad de estas secciones reales.

La comparación entre el refuerzo proporcionado y el real, solo es utilizada para estudiar el cómputo de materiales en los dos casos, para verificar el desempeño de la estructura, son necesarios utilizar los diagramas de interacción en el caso de columnas y los diferentes diagramas de solicitaciones para columnas.

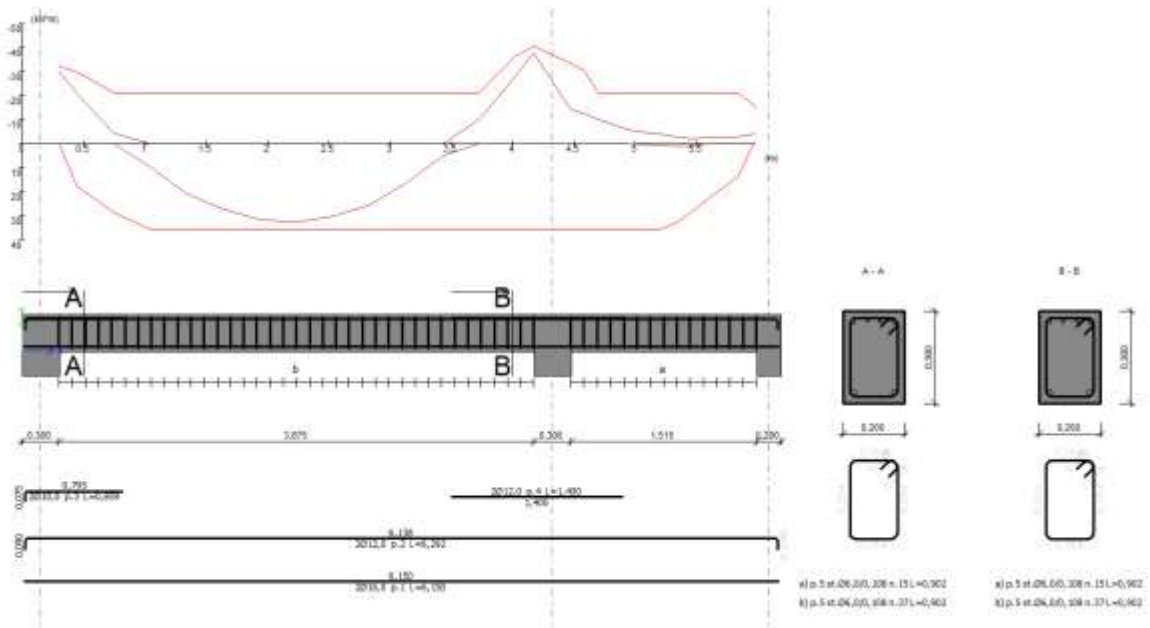
Cabe aclarar que el diseño y la verificación, solo se realiza para las vigas que resisten las cargas en la estructura, omitiéndose las vigas de encadenado ya que están apoyadas en los muros de adobe y sus solicitaciones son insignificantes.

3.4.1 Refuerzo Teórico Proporcionado.

3.4.1.1 Vigas de Hormigón Armado.

Como se describió anteriormente, el refuerzo mostrado, que a partir de ahora de la denominara “refuerzo teórico”, se obtiene mediante el recubrimiento de los diagramas de momento flector y esfuerzo cortante. A continuación, se muestra el detalle del refuerzo proporcionado para, por ejemplo, la viga del eje 5 del 1° piso.

Ilustración 76 Envoltente de momento flector y armado de viga teórica.



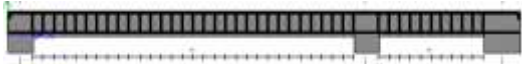
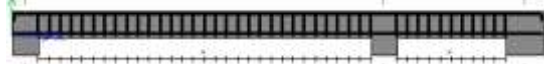

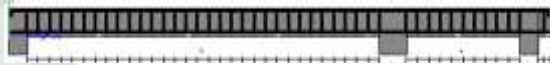
Nota. Elaboración Propia. Envoltentes de momentos y armado de viga eje 5 primer piso.

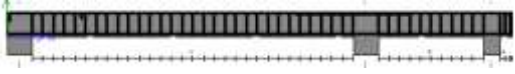
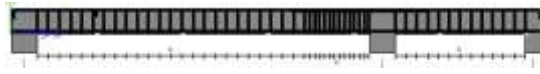
De las secciones y despiece del refuerzo de las vigas, se obtiene el siguiente resumen:

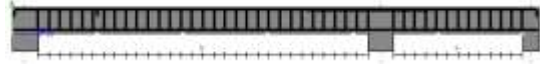
Tabla 33 Armaduras viga eje 5 primer piso.

P1 : Tramo de 0,300 a 4,175 (m)					
Armaduras longitudinales:					
•	Armaduras inferiores (Grado 420)	2	Φ16	l = 6,150	de 6,170 a 0,020
•	tramo (Grado 420)	2	Φ 12	l = 6,292	de 0,020 a 6,170
		2	Φ 10	l = 0,859	de 0,020 a 0,820
		2	Φ 12	l = 1,400	de 3,500 a 4,900
Armaduras transversales:					
•	Armaduras principales (Grado 420)				
	estribos	37	Φ 6	l = 0,902	e = 1*0,000 + 36*0,108 (m)
P2 : Tramo de 4,475 a 5,990 (m)					
Armaduras longitudinales:					
Armaduras transversales:					
•	Armaduras principales (Grado 420)				
	estribos	15	Φ 6	l = 0,902	e = 1*0,000 + 14*0,108 (m)



3.4.1.1 Vigas 20x30 cm.



1° Piso / Viga Eje 3	1° Piso / Viga Eje 4
	
<p>P1 : Tramo de 0,300 a 4,175 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (Grado 420) 2 ϕ12 l= 6,150 de 6,170 a 0,020 • tramo (Grado 420) 2 ϕ8 l= 6,245 de 0,020 a 6,170 2 ϕ8 l= 1,247 de 0,020 a 1,220 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 31 ϕ6 l= 0,902 e = 1°0,000 + 30°0,129 (m) <p>P2 : Tramo de 4,475 a 5,741 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • tramo (Grado 420) 2 ϕ10 l= 2,988 de 3,241 a 6,170 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 11 ϕ6 l= 0,902 e = 1°0,000 + 10°0,127 (m) 	<p>P1 : Tramo de 0,300 a 4,175 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (Grado 420) 2 ϕ16 l= 6,150 de 6,170 a 0,020 • tramo (Grado 420) 2 ϕ10 l= 6,269 de 0,020 a 6,170 2 ϕ10 l= 1,159 de 0,020 a 1,120 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 31 ϕ6 l= 0,902 e = 1°0,000 + 30°0,129 (m) <p>P2 : Tramo de 4,475 a 5,741 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • tramo (Grado 420) 2 ϕ12 l= 3,000 de 3,241 a 6,170 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 11 ϕ6 l= 0,902 e = 1°0,000 + 10°0,127 (m)
1° Piso / Viga Eje 6	2° Piso / Viga Eje 3
	
<p>P1 : Tramo de 0,300 a 4,175 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (Grado 420) 2 ϕ16 l= 6,150 de 6,170 a 0,020 • tramo (Grado 420) 2 ϕ12 l= 6,292 de 0,020 a 6,170 2 ϕ8 l= 0,847 de 0,020 a 0,820 1 ϕ16 l= 1,500 de 3,375 a 4,875 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 31 ϕ6 l= 0,902 e = 1°0,000 + 30°0,129 (m) <p>P2 : Tramo de 4,475 a 5,990 (m) Armaduras longitudinales:</p> <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 13 ϕ6 l= 0,902 e = 1°0,000 + 12°0,126 (m) 	<p>P1 : Tramo de 0,200 a 4,125 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (Grado 420) 2 ϕ12 l= 6,000 de 6,020 a 0,020 • tramo (Grado 420) 2 ϕ8 l= 6,095 de 0,020 a 6,020 2 ϕ8 l= 1,327 de 0,020 a 1,300 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 32 ϕ6 l= 0,902 e = 1°0,000 + 31°0,127 (m) <p>P2 : Tramo de 4,425 a 5,691 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • tramo (Grado 420) 2 ϕ8 l= 2,847 de 3,220 a 6,020 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 11 ϕ6 l= 0,902 e = 1°0,000 + 10°0,127 (m)



2° Piso / Viga Eje 4	2° Piso / Viga Eje 5
	
<p>P1 : Tramo de 0,300 a 4,175 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (Grado 420) 2 ϕ16 l = 6,050 de 6,070 a 0,020 • tramo (Grado 420) 2 ϕ12 l = 6,192 de 0,020 a 6,070 2 ϕ8 l = 0,975 de 0,020 a 0,900 2 ϕ8 l = 1,400 de 3,475 a 4,875 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 31 ϕ6 l = 0,902 e = 1*0,000 + 30*0,129 (m) <p>P2 : Tramo de 4,475 a 5,741 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 11 ϕ6 l = 0,902 e = 1*0,000 + 10*0,127 (m) 	<p>P1 : Tramo de 0,300 a 4,175 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (Grado 420) 2 ϕ16 l = 6,150 de 6,170 a 0,020 • tramo (Grado 420) 2 ϕ12 l = 6,292 de 0,020 a 6,170 2 ϕ10 l = 1,099 de 0,020 a 1,000 2 ϕ12 l = 1,600 de 3,275 a 4,875 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 38 ϕ6 l = 0,902 e = 1*0,000 + 24*0,130 + 13*0,058 (m) <p>P2 : Tramo de 4,475 a 5,990 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 13 ϕ6 l = 0,902 e = 1*0,000 + 12*0,126 (m)



3° Piso / Viga Eje 6

<p>P1 : Tramo de 0,300 a 4,175 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (Grado 420) 2 ϕ16 l = 6,150 de 6,170 a 0,020 • tramo (Grado 420) 2 ϕ12 l = 6,292 de 0,020 a 6,170 1 ϕ10 l = 1,039 de 0,020 a 1,000 2 ϕ10 l = 1,400 de 3,475 a 4,875 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 31 ϕ6 l = 0,902 e = 1*0,000 + 30*0,129 (m) <p>P2 : Tramo de 4,475 a 5,990 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 13 ϕ6 l = 0,902 e = 1*0,000 + 12*0,126 (m)

3.4.1.1.2 Vigas Planas 25x20 cm.

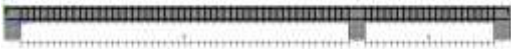

1º Piso / Viga Eje C-D	1º Piso / Viga Eje F
	
<p>P1 : Ménsula Izq. de 0,000 a 0,640 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 9 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,050 + 8*0,074 (m) <p>P2 : Tramo de 0,940 a 3,755 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • tramo (Grado 420) 1 ϕ8 l = 1,747 de 0,020 a 1,720 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 37 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 36*0,078 (m) <p>P3 : Tramo de 3,955 a 6,860 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (Grado 420) 2 ϕ10 l = 11,514 de 11,534 a 0,020 • tramo (Grado 420) 2 ϕ8 l = 11,609 de 0,020 a 11,534 1 ϕ8 l = 2,200 de 2,755 a 4,955 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 38 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 37*0,079 (m) <p>P4 : Tramo de 7,060 a 10,549 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • tramo (Grado 420) 1 ϕ8 l = 2,200 de 5,860 a 8,060 1 ϕ8 l = 1,947 de 9,630 a 11,530 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 45 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 44*0,079 (m) <p>P5 : Ménsula Der. de 10,749 a 11,554 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 11 ϕ6 l = 0,802 e = 1*-0,000 + 10*0,076 (m) 	<p>P1 : Ménsula Izq. de 0,000 a 0,640 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 9 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,050 + 8*0,074 (m) <p>P2 : Tramo de 0,940 a 3,755 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • tramo (Grado 420) 1 ϕ8 l = 1,947 de 0,020 a 1,920 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 37 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 36*0,078 (m) <p>P3 : Tramo de 3,955 a 6,860 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (Grado 420) 2 ϕ10 l = 11,514 de 11,534 a 0,020 • tramo (Grado 420) 2 ϕ8 l = 11,609 de 0,020 a 11,534 1 ϕ8 l = 2,100 de 2,755 a 4,855 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 38 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 37*0,079 (m) <p>P4 : Tramo de 7,060 a 10,549 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • tramo (Grado 420) 1 ϕ8 l = 2,100 de 5,860 a 7,960 1 ϕ8 l = 2,027 de 9,554 a 11,534 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 45 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 44*0,079 (m) <p>P5 : Ménsula Der. de 10,749 a 11,554 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 11 ϕ6 l = 0,802 e = 1*-0,000 + 10*0,076 (m)



2° Piso / Viga Eje A	2° Piso / Viga Eje C-D
	
<p>P1 : Tramo de 0,200 a 0,790 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 9 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 8*0,074 (m) <p>P2 : Tramo de 0,990 a 3,855 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • tramo (Grado 420) 1 ϕ8 l = 1,827 de 0,020 a 1,800 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 37 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 36*0,080 (m) <p>P3 : Tramo de 4,055 a 6,910 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (Grado 420) 2 ϕ10 l = 11,614 de 11,634 a 0,020 • tramo (Grado 420) 2 ϕ8 l = 11,709 de 0,020 a 11,634 1 ϕ8 l = 2,300 de 2,800 a 5,100 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 37 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 36*0,079 (m) <p>P4 : Tramo de 7,210 a 10,599 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • tramo (Grado 420) 1 ϕ8 l = 2,200 de 5,800 a 8,000 1 ϕ8 l = 1,947 de 9,730 a 11,630 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 44 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 43*0,079 (m) <p>P5 : Ménsula Der. de 10,899 a 11,654 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 10 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 9*0,078 (m) 	<p>P1 : Tramo de 0,200 a 4,186 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (Grado 420) 2 ϕ10 l = 8,500 de 8,520 a 0,020 • tramo (Grado 420) 1 ϕ8 l = 1,027 de 0,020 a 1,000 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 51 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 50*0,080 (m) <p>P2 : Tramo de 4,386 a 4,976 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • tramo (Grado 420) 2 ϕ8 l = 9,647 de 0,024 a 9,624 1 ϕ10 l = 3,100 de 3,000 a 6,100 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 9 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 8*0,074 (m) <p>P3 : Tramo de 5,176 a 8,041 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 37 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 36*0,080 (m) <p>P4 : Tramo de 8,241 a 11,146 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • tramo (Grado 420) 1 ϕ8 l = 2,200 de 7,041 a 9,241 1 ϕ8 l = 2,300 de 9,946 a 12,246 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 38 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 37*0,079 (m) <p>P5 : Tramo de 11,346 a 14,835 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (Grado 420) 2 ϕ10 l = 7,800 de 15,820 a 8,020 • tramo (Grado 420) 2 ϕ8 l = 6,648 de 9,216 a 15,816 1 ϕ8 l = 1,927 de 13,940 a 15,820 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 45 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 44*0,079 (m) <p>P6 : Ménsula Der. de 15,035 a 15,840 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 11 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 10*0,076 (m)

2° Piso / Viga Eje F	3° Piso / Viga Eje A
	
<p>P1 : Ménsula Izq. de 0,000 a 0,640 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> tramo (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> 1 ϕ8 l = 1,847 de 0,020 a 1,820 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> estribos 9 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,050 + 8*0,074 (m) <p>P2 : Tramo de 0,940 a 3,755 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> tramo (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> 1 ϕ8 l = 2,000 de 2,755 a 4,755 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> estribos 37 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 36*0,078 (m) <p>P3 : Tramo de 3,955 a 6,860 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras inferiores (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> 2 ϕ10 l = 11,514 de 11,534 a 0,020 tramo (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> 2 ϕ8 l = 11,609 de 0,020 a 11,534 1 ϕ8 l = 2,100 de 5,860 a 7,960 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> estribos 38 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 37*0,079 (m) <p>P4 : Tramo de 7,060 a 10,549 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> tramo (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> 1 ϕ8 l = 1,947 de 9,630 a 11,530 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> estribos 45 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 44*0,079 (m) <p>P5 : Ménsula Der. de 10,749 a 11,554 (m) Armaduras longitudinales:</p> <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> estribos 11 ϕ6 l = 0,802 e = 1*-0,000 + 10*0,076 (m) 	<p>P1 : Ménsula Izq. de 0,000 a 0,690 (m) Armaduras longitudinales:</p> <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> estribos 9 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,050 + 8*0,080 (m) <p>P2 : Tramo de 0,890 a 3,755 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> tramo (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> 1 ϕ8 l = 1,847 de 0,020 a 1,820 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> estribos 37 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 36*0,080 (m) <p>P3 : Tramo de 3,955 a 6,810 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras inferiores (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> 2 ϕ10 l = 11,514 de 11,534 a 0,020 tramo (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> 2 ϕ8 l = 11,609 de 0,020 a 11,534 1 ϕ8 l = 2,200 de 2,755 a 4,955 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> estribos 37 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 36*0,079 (m) <p>P4 : Tramo de 7,110 a 10,499 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> tramo (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> 1 ϕ8 l = 2,400 de 5,810 a 8,210 1 ϕ8 l = 1,827 de 9,754 a 11,534 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> estribos 44 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 43*0,079 (m) <p>P5 : Ménsula Der. de 10,799 a 11,554 (m) Armaduras longitudinales:</p> <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> estribos 10 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 9*0,078 (m)

3° Piso / Viga Eje C-D	3° Piso / Viga Eje F
	
<p>P1 : Ménsula Izq. de 0,000 a 0,690 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> tramo (Grado 420) 1 ϕ8 l = 2,147 de 0,020 a 2,120 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) estribos 9 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,050 + 8*0,080 (m) <p>P2 : Tramo de 0,890 a 3,755 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> tramo (Grado 420) 1 ϕ8 l = 1,947 de 0,020 a 1,920 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) estribos 37 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 36*0,080 (m) <p>P3 : Tramo de 3,955 a 6,860 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras inferiores (Grado 420) 2 ϕ10 l = 11,514 de 11,534 a 0,020 tramo (Grado 420) 2 ϕ8 l = 11,609 de 0,020 a 11,534 1 ϕ8 l = 2,200 de 2,755 a 4,955 1 ϕ8 l = 2,300 de 5,600 a 7,900 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) estribos 38 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 37*0,079 (m) <p>P4 : Tramo de 7,060 a 10,549 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> tramo (Grado 420) 1 ϕ8 l = 1,947 de 9,630 a 11,530 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) estribos 45 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 44*0,079 (m) <p>P5 : Ménsula Der. de 10,749 a 11,554 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> tramo (Grado 420) 1 ϕ8 l = 1,847 de 9,730 a 11,530 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) estribos 11 ϕ6 l = 0,802 e = 1*-0,000 + 10*0,076 (m) 	<p>P1 : Ménsula Izq. de 0,000 a 0,640 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> tramo (Grado 420) 1 ϕ8 l = 1,947 de 0,020 a 1,920 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) estribos 9 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,050 + 8*0,074 (m) <p>P2 : Tramo de 0,940 a 3,755 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> tramo (Grado 420) 1 ϕ8 l = 1,947 de 0,020 a 1,920 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) estribos 37 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 36*0,078 (m) <p>P3 : Tramo de 3,955 a 6,860 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras inferiores (Grado 420) 2 ϕ10 l = 11,514 de 11,534 a 0,020 tramo (Grado 420) 2 ϕ8 l = 11,609 de 0,020 a 11,534 1 ϕ8 l = 2,100 de 2,890 a 4,990 1 ϕ8 l = 2,300 de 5,760 a 8,060 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) estribos 38 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 37*0,079 (m) <p>P4 : Tramo de 7,060 a 10,549 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> tramo (Grado 420) 1 ϕ8 l = 1,947 de 9,630 a 11,530 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) estribos 45 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 44*0,079 (m) <p>P5 : Ménsula Der. de 10,749 a 11,554 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> tramo (Grado 420) 1 ϕ8 l = 1,847 de 9,730 a 11,530 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) estribos 11 ϕ6 l = 0,802 e = 1*-0,000 + 10*0,076 (m)

3.4.1.1.3 Vigas de Techo 20x20 cm.


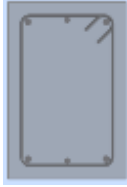

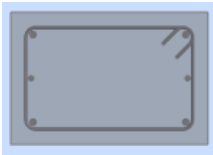
Techo / Viga Eje 7	Techo / Viga Eje A
	
<p>P1 : Tramo de 0,200 a 4,175 (m)</p> <p>Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> 2 ϕ10 l = 6,100 de 6,120 a 0,020 • tramo (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> 2 ϕ6 l = 6,171 de 0,020 a 6,120 1 ϕ10 l = 0,959 de 0,020 a 0,920 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> estribos 51 ϕ6 l = 0,702 e = 1*0,000 + 50*0,080 (m) <p>P2 : Tramo de 4,375 a 5,940 (m)</p> <p>Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • tramo (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> 1 ϕ10 l = 2,639 de 3,540 a 6,120 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> estribos 21 ϕ6 l = 0,702 e = 1*0,000 + 20*0,078 (m) 	<p>P1 : Tramo de 0,200 a 3,105 (m)</p> <p>Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • tramo (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> 1 ϕ10 l = 0,859 de 0,020 a 0,820 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> estribos 38 ϕ6 l = 0,702 e = 1*0,000 + 37*0,079 (m) <p>P2 : Tramo de 3,305 a 6,794 (m)</p> <p>Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> 2 ϕ10 l = 7,859 de 7,879 a 0,020 • tramo (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> 2 ϕ6 l = 7,930 de 0,020 a 7,879 1 ϕ12 l = 2,100 de 2,100 a 4,200 2 ϕ12 l = 2,251 de 5,699 a 7,879 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> estribos 45 ϕ6 l = 0,702 e = 1*0,000 + 44*0,079 (m) <p>P3 : Tramo de 6,994 a 7,699 (m)</p> <p>Armaduras longitudinales:</p> <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> estribos 10 ϕ6 l = 0,702 e = 1*0,000 + 9*0,078 (m)

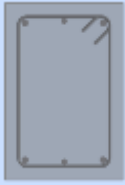

Techo / Viga Eje C-D	Techo / Viga Eje F
	
<p>P1 : Tramo de 0,200 a 3,105 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> tramo (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> 1 ϕ10 l = 0,859 de 0,020 a 0,820 1 ϕ10 l = 2,100 de 2,105 a 4,205 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> estribos 38 ϕ6 l = 0,702 e = 1*0,000 + 37*0,079 (m) <p>P2 : Tramo de 3,305 a 6,794 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras inferiores (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> 2 ϕ10 l = 7,859 de 7,879 a 0,020 tramo (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> 2 ϕ6 l = 7,930 de 0,020 a 7,879 1 ϕ12 l = 2,371 de 5,580 a 7,880 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> estribos 45 ϕ6 l = 0,702 e = 1*0,000 + 44*0,079 (m) <p>P3 : Tramo de 6,994 a 7,699 (m) Armaduras longitudinales:</p> <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> estribos 10 ϕ6 l = 0,702 e = 1*0,000 + 9*0,078 (m) 	<p>P1 : Tramo de 0,200 a 3,105 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> tramo (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> 1 ϕ10 l = 0,839 de 0,020 a 0,800 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> estribos 38 ϕ6 l = 0,702 e = 1*0,000 + 37*0,079 (m) <p>P2 : Tramo de 3,305 a 6,794 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras inferiores (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> 2 ϕ10 l = 7,859 de 7,879 a 0,020 tramo (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> 2 ϕ6 l = 7,930 de 0,020 a 7,879 1 ϕ10 l = 2,100 de 2,105 a 4,205 2 ϕ10 l = 2,239 de 5,699 a 7,879 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> estribos 45 ϕ6 l = 0,702 e = 1*0,000 + 44*0,079 (m) <p>P3 : Tramo de 6,994 a 7,699 (m) Armaduras longitudinales:</p> <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> Armaduras principales (Grado 420) <ul style="list-style-type: none"> estribos 10 ϕ6 l = 0,702 e = 1*0,000 + 9*0,078 (m)

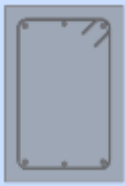



3.4.1.2 Columnas de Hormigón Armado.

El resumen del refuerzo teórico proporcionado que se muestra a continuación, proviene del diseño realizado como se indicó en el capítulo II.

1° Piso / Columna 30x30	1° Piso / Columna 20x30
	
<p>Densidad del armado: $\mu = A_{sr}/A_g = 1,03 \%$</p> <p>Armadura:</p> <p>Barras principales (Grado 420):</p> <ul style="list-style-type: none"> • 6 $\phi 10l = 3,660$ (m) • 4 $\phi 12l = 3,660$ (m) <p>Armaduras transversales (Grado 420):</p> <p>Estribos 22 $\phi 6$ $l = 1,097$ (m)</p> <p>horquillas 22 $\phi 6$ $l = 0,378$ (m)</p>	<p>Densidad del armado: $\mu = A_{sr}/A_g = 1,02 \%$</p> <p>Armadura:</p> <p>Barras principales (Grado 420):</p> <ul style="list-style-type: none"> • 2 $\phi 10l = 3,660$ (m) • 4 $\phi 12l = 3,660$ (m) <p>Armaduras transversales (Grado 420):</p> <p>Estribos 22 $\phi 6$ $l = 0,897$ (m)</p>
1° Piso / Columna 30x20	2° Piso / Columna 30x20
	
<p>Densidad del armado: $\mu = A_{sr}/A_g = 1,02 \%$</p> <p>Armadura:</p> <p>Barras principales (Grado 420):</p> <ul style="list-style-type: none"> • 2 $\phi 10l = 3,660$ (m) • 4 $\phi 12l = 3,660$ (m) <p>Armaduras transversales (Grado 420):</p> <p>Estribos 22 $\phi 6$ $l = 0,897$ (m)</p>	<p>Densidad del armado: $\mu = A_{sr}/A_g = 1,02 \%$</p> <p>Armadura:</p> <p>Barras principales (Grado 420):</p> <ul style="list-style-type: none"> • 2 $\phi 10l = 3,240$ (m) • 4 $\phi 12l = 3,240$ (m) <p>Armaduras transversales (Grado 420):</p> <p>Estribos 20 $\phi 6$ $l = 0,897$ (m)</p>

2° Piso / Columna 20x30	3° Piso / Columna 30x20
	
<p>Densidad del armado: $\mu = A_{sr}/A_g = 1,02 \%$</p> <p>Armadura:</p> <p>Barras principales (Grado 420):</p> <ul style="list-style-type: none"> • 2 $\phi 10l = 3,240$ (m) • 4 $\phi 12l = 3,240$ (m) <p>Armaduras transversales (Grado 420): Estribos 20 $\phi 6$ $l = 0,897$ (m)</p>	<p>Densidad del armado: $\mu = A_{sr}/A_g = 1,13 \%$</p> <p>Armadura:</p> <p>Barras principales (Grado 420):</p> <ul style="list-style-type: none"> • 6 $\phi 12l = 2,680$ (m) <p>Armaduras transversales (Grado 420): Estribos 13 $\phi 6$ $l = 0,897$ (m)</p>

3° Piso / Columna 20x30	Techo / Columna 20x20
	
<p>Densidad del armado: $\mu = A_{sr}/A_g = 1,02 \%$</p> <p>Armadura:</p> <p>Barras principales (Grado 420):</p> <ul style="list-style-type: none"> • 2 $\phi 10l = 2,680$ (m) • 4 $\phi 12l = 2,680$ (m) <p>Armaduras transversales (Grado 420): Estribos 16 $\phi 6$ $l = 0,897$ (m)</p>	<p>Densidad del armado: $\mu = A_{sr}/A_g = 1,18 \%$</p> <p>Armadura:</p> <p>Barras principales (Grado 420):</p> <ul style="list-style-type: none"> • 6 $\phi 10l = 2,450$ (m) <p>Armaduras transversales (Grado 420): Estribos 15 $\phi 6$ $l = 0,697$ (m)</p>

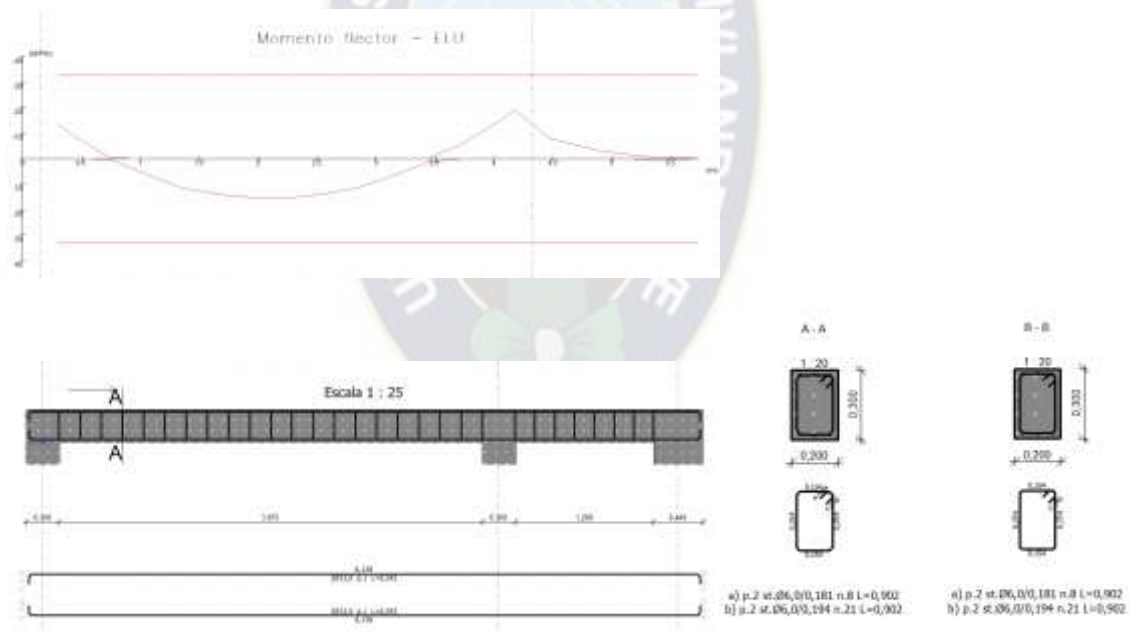
3.4.2 Introducción de Refuerzo Real.

Para el modelado de los elementos estructurales de la edificación se utilizó la disposición de acero de refuerzo mencionado en la sección 3.1. para el armado de las columnas y las vigas.

3.4.2.1 Vigas de Hormigón Armado.

Se muestra a continuación el refuerzo real de las vigas, al igual que la sección 3.4.1 de este capítulo con una viga eje 3, 1° Piso.

Ilustración 77 Envoltura de momento flector y armado de viga real.



Nota. Elaboración Propia. Envolturas de momentos y armado de viga eje 3 primer piso

Como se puede apreciar por las secciones y el despiece de la armadura longitudinal se tiene el siguiente resumen de la viga.

Tabla 34 Armaduras viga eje 3 primer piso.

P1 : Tramo de 0,300 a 4,175 (m)

Armaduras longitudinales:

- Armaduras inferiores (B 420 S)
3 ϕ 12 l = 6,292 de 6,170 a 0,020
- tramo (B 420 S)
3 ϕ 12 l = 6,292 de 0,020 a 6,170

Armaduras transversales:

- Armaduras principales (B 420 S)
estribos 21 ϕ 6 l = 0,902
e = 1*0,000 + 20*0,194 (m)



P2 : Tramo de 4,475 a 5,741 (m)

Armaduras longitudinales:

Armaduras transversales:

- Armaduras principales (B 420 S)
estribos 8 ϕ 6 l = 0,902
e = 1*0,000 + 7*0,181 (m)

3.4.2.1.1 Vigas 20x30 cm.

1° Piso / Viga Eje 4	1° Piso / Viga Eje 5
	
<p>P1 : Tramo de 0,300 a 4,175 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (B 420 S) 3 ϕ12 l = 6,292 de 6,170 a 0,020 • tramo (B 420 S) 3 ϕ12 l = 6,292 de 0,020 a 6,170 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 21 ϕ6 l = 0,902 e = 1*0,000 + 20*0,194 (m) <p>P2 : Tramo de 4,475 a 5,741 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 8 ϕ6 l = 0,902 e = 1*0,000 + 7*0,181 (m) 	<p>P1 : Tramo de 0,300 a 4,175 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (B 420 S) 3 ϕ12 l = 6,292 de 6,170 a 0,020 • tramo (B 420 S) 3 ϕ12 l = 6,292 de 0,020 a 6,170 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 21 ϕ6 l = 0,902 e = 1*0,000 + 20*0,194 (m) <p>P2 : Tramo de 4,475 a 5,990 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 9 ϕ6 l = 0,902 e = 1*0,000 + 8*0,189 (m)

1° Piso / Viga Eje 6



P1 : Tramo de 0,300 a 4,175 (m)

Armaduras longitudinales:

- Armaduras inferiores (B 420 S)
3 ϕ 12 l = 6,292 de 6,170 a 0,020
- tramo (B 420 S)
3 ϕ 12 l = 6,292 de 0,020 a 6,170

Armaduras transversales:

- Armaduras principales (B 420 S)
estribos 21 ϕ 6 l = 0,902
e = 1°0,000 + 20°0,194 (m)

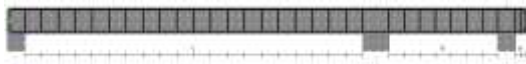
P2 : Tramo de 4,475 a 5,990 (m)

Armaduras longitudinales:

Armaduras transversales:

- Armaduras principales (B 420 S)
estribos 9 ϕ 6 l = 0,902
e = 1°0,000 + 8°0,189 (m)

2° Piso / Viga Eje 3



P1 : Tramo de 0,200 a 4,125 (m)

Armaduras longitudinales:

- Armaduras inferiores (B 420 S)
3 ϕ 12 l = 6,142 de 6,020 a 0,020
- tramo (B 420 S)
3 ϕ 12 l = 6,142 de 0,020 a 6,020

Armaduras transversales:

- Armaduras principales (B 420 S)
estribos 21 ϕ 6 l = 0,902
e = 1°0,000 + 20°0,196 (m)

P2 : Tramo de 4,425 a 5,691 (m)

Armaduras longitudinales:

Armaduras transversales:

- Armaduras principales (B 420 S)
estribos 8 ϕ 6 l = 0,902
e = 1°0,000 + 7°0,181 (m)

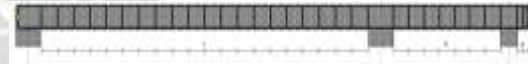
P3 : Ménsula Der. de 5,891 a 6,040 (m)

Armaduras longitudinales:

Armaduras transversales:

- Armaduras principales (B 420 S)
estribos 3 ϕ 6 l = 0,902
e = 1°0,000 + 2°0,063 (m)

2° Piso / Viga Eje 4



P1 : Tramo de 0,300 a 4,175 (m)

Armaduras longitudinales:

- Armaduras inferiores (B 420 S)
3 ϕ 12 l = 6,192 de 6,070 a 0,020
- tramo (B 420 S)
3 ϕ 12 l = 6,192 de 0,020 a 6,070

Armaduras transversales:

- Armaduras principales (B 420 S)
estribos 21 ϕ 6 l = 0,902
e = 1°0,000 + 20°0,194 (m)

P2 : Tramo de 4,475 a 5,741 (m)

Armaduras longitudinales:

Armaduras transversales:

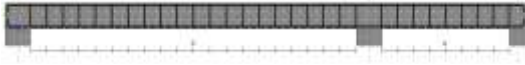
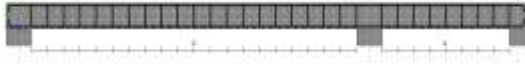
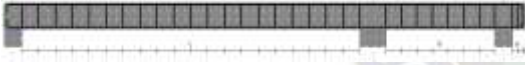
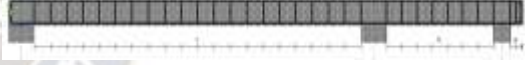
- Armaduras principales (B 420 S)
estribos 8 ϕ 6 l = 0,902
e = 1°0,000 + 7°0,181 (m)


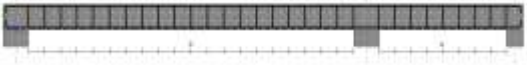
P3 : Ménsula Der. de 5,941 a 6,090 (m)

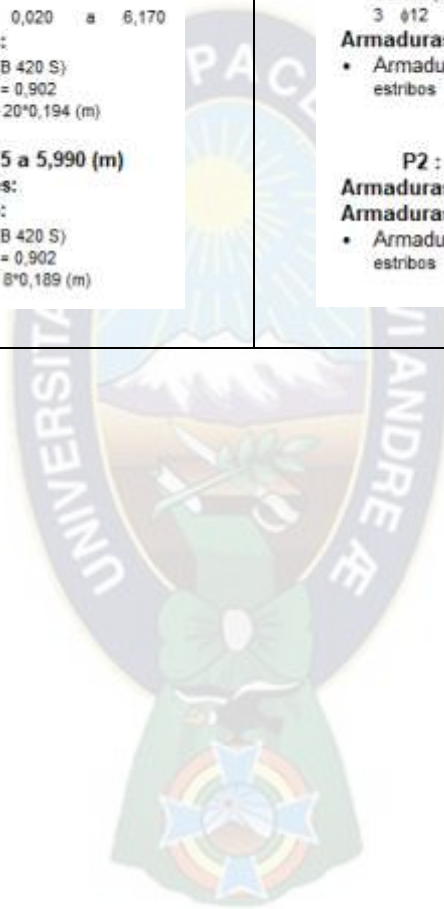
Armaduras longitudinales:

Armaduras transversales:

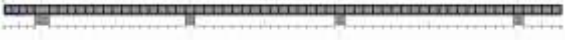

- Armaduras principales (B 420 S)
estribos 3 ϕ 6 l = 0,902
e = 1°0,000 + 2°0,065 (m)

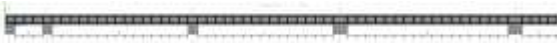

2° Piso / Viga Eje 5	2° Piso / Viga Eje 6
	
<p>P1 : Tramo de 0,300 a 4,175 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (B 420 S) 3 ϕ12 l= 6,292 de 6,170 a 0,020 • tramo (B 420 S) 3 ϕ12 l= 6,292 de 0,020 a 6,170 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 21 ϕ6 l= 0,902 e = 1*0,000 + 20*0,194 (m) <p>P2 : Tramo de 4,475 a 5,990 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 9 ϕ6 l= 0,902 e = 1*0,000 + 8*0,189 (m) 	<p>P1 : Tramo de 0,300 a 4,175 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (B 420 S) 3 ϕ12 l= 6,292 de 6,170 a 0,020 • tramo (B 420 S) 3 ϕ12 l= 6,292 de 0,020 a 6,170 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 21 ϕ6 l= 0,902 e = 1*0,000 + 20*0,194 (m) <p>P2 : Tramo de 4,475 a 5,990 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 9 ϕ6 l= 0,902 e = 1*0,000 + 8*0,189 (m)
3° Piso / Viga Eje 3	3° Piso / Viga Eje 4
	
<p>P1 : Tramo de 0,200 a 4,125 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (B 420 S) 3 ϕ12 l= 6,142 de 6,020 a 0,020 • tramo (B 420 S) 3 ϕ12 l= 6,142 de 0,020 a 6,020 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 21 ϕ6 l= 0,902 e = 1*0,000 + 20*0,196 (m) <p>P2 : Tramo de 4,425 a 5,691 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 8 ϕ6 l= 0,902 e = 1*0,000 + 7*0,181 (m) <p>P3 : Ménsula Der. de 5,891 a 6,040 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 3 ϕ6 l= 0,902 e = 1*0,000 + 2*0,063 (m) 	<p>P1 : Tramo de 0,300 a 4,175 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (B 420 S) 3 ϕ12 l= 6,212 de 6,080 a 0,010 • tramo (B 420 S) 3 ϕ12 l= 6,212 de 0,010 a 6,080 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 21 ϕ6 l= 0,982 e = 1*0,000 + 20*0,194 (m) <p>P2 : Tramo de 4,475 a 5,741 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 8 ϕ6 l= 0,982 e = 1*0,000 + 7*0,181 (m) <p>P3 : Ménsula Der. de 5,941 a 6,090 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 3 ϕ6 l= 0,982 e = 1*0,000 + 2*0,060 (m)



3° Piso / Viga Eje 5	3° Piso / Viga Eje 6
	
<p>P1 : Tramo de 0,300 a 4,175 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (B 420 S) 3 ϕ12 l = 6,292 de 6,170 a 0,020 • tramo (B 420 S) 3 ϕ12 l = 6,292 de 0,020 a 6,170 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 21 ϕ6 l = 0,902 e = 1*0,000 + 20*0,194 (m) <p>P2 : Tramo de 4,475 a 5,990 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 9 ϕ6 l = 0,902 e = 1*0,000 + 8*0,189 (m) 	<p>P1 : Tramo de 0,300 a 4,175 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (B 420 S) 3 ϕ12 l = 6,292 de 6,170 a 0,020 • tramo (B 420 S) 3 ϕ12 l = 6,292 de 0,020 a 6,170 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 21 ϕ6 l = 0,902 e = 1*0,000 + 20*0,194 (m) <p>P2 : Tramo de 4,475 a 5,990 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 9 ϕ6 l = 0,902 e = 1*0,000 + 8*0,189 (m)


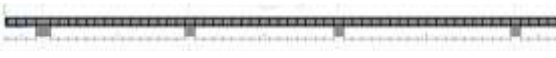


3.4.2.1.1 Vigas Planas 25x20 cm.



1° Piso / Viga Eje C-D	1° Piso / Viga Eje F
	
<p>P1 : Ménsula Izq. de 0,000 a 0,640 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 5 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,020 + 4*0,152 (m) <p>P2 : Tramo de 0,940 a 3,755 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 16 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 15*0,188 (m) <p>P3 : Tramo de 3,955 a 6,860 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (B 420 S) 2 ϕ12 l = 11,656 de 11,534 a 0,020 • tramo (B 420 S) 2 ϕ12 l = 11,656 de 0,020 a 11,534 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 16 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 15*0,194 (m) <p>P4 : Tramo de 7,060 a 10,549 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 19 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 18*0,194 (m) <p>P5 : Ménsula Der. de 10,749 a 11,554 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 5 ϕ6 l = 0,802 e = 1*-0,000 + 4*0,196 (m) 	<p>P1 : Ménsula Izq. de 0,000 a 0,640 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 5 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,023 + 4*0,154 (m) <p>P2 : Tramo de 0,940 a 3,755 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 16 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 15*0,188 (m) <p>P3 : Tramo de 3,955 a 6,860 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (B 420 S) 2 ϕ12 l = 11,656 de 11,534 a 0,020 • tramo (B 420 S) 2 ϕ12 l = 11,656 de 0,020 a 11,534 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 16 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 15*0,194 (m) <p>P4 : Tramo de 7,060 a 10,549 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 19 ϕ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 18*0,194 (m) <p>P5 : Ménsula Der. de 10,749 a 11,554 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 5 ϕ6 l = 0,802 e = 1*-0,000 + 4*0,196 (m)



2° Piso / Viga Eje A	2° Piso / Viga Eje C-D
	
<p>P1 : Tramo de 0,200 a 0,790 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 4 φ6 l = 0,802 e = 1°0,000 + 3°0,197 (m) <p>P2 : Tramo de 0,990 a 3,855 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 16 φ6 l = 0,802 e = 1°0,000 + 15°0,191 (m) <p>P3 : Tramo de 4,055 a 6,910 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (B 420 S) 2 φ12 l = 11,756 de 11,634 a 0,020 • tramo (B 420 S) 2 φ12 l = 11,756 de 0,020 a 11,634 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 16 φ6 l = 0,802 e = 1°0,000 + 15°0,190 (m) <p>P4 : Tramo de 7,210 a 10,599 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 18 φ6 l = 0,802 e = 1°0,000 + 17°0,199 (m) <p>P5 : Ménsula Der. de 10,899 a 11,654 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 5 φ6 l = 0,802 e = 1°0,000 + 4°0,181 (m) 	<p>P1 : Tramo de 0,200 a 4,186 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (B 420 S) 2 φ12 l = 8,521 de 8,476 a 0,026 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 21 φ6 l = 0,802 e = 1°0,000 + 20°0,199 (m) <p>P2 : Tramo de 4,386 a 4,976 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • tramo (B 420 S) 2 φ12 l = 9,971 de 0,026 a 9,926 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 4 φ6 l = 0,802 e = 1°0,000 + 3°0,197 (m) <p>P3 : Tramo de 5,176 a 8,041 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 16 φ6 l = 0,802 e = 1°0,000 + 15°0,191 (m) <p>P4 : Tramo de 8,241 a 11,146 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 16 φ6 l = 0,802 e = 1°0,000 + 15°0,194 (m) <p>P5 : Tramo de 11,346 a 14,835 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (B 420 S) 2 φ12 l = 8,021 de 15,814 a 7,864 • tramo (B 420 S) 2 φ12 l = 6,571 de 9,314 a 15,814 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 19 φ6 l = 0,802 e = 1°-0,000 + 18°0,194 (m) <p>P6 : Ménsula Der. de 15,035 a 15,840 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 5 φ6 l = 0,802 e = 1°-0,000 + 4°0,194 (m)

2° Piso / Viga Eje F	3° Piso / Viga Eje A
	
<p>P1 : Ménsula Izq. de 0,000 a 0,640 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 5 φ6 l = 0,802 e = 1*0,030 + 4*0,153 (m) <p>P2 : Tramo de 0,940 a 3,755 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 16 φ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 15*0,188 (m) <p>P3 : Tramo de 3,955 a 6,860 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (B 420 S) 2 φ12 l = 11,656 de 11,534 a 0,020 • tramo (B 420 S) 2 φ12 l = 11,656 de 0,020 a 11,534 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 16 φ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 15*0,194 (m) <p>P4 : Tramo de 7,060 a 10,549 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 19 φ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 18*0,194 (m) <p>P5 : Ménsula Der. de 10,749 a 11,554 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 5 φ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 4*0,194 (m) 	<p>P1 : Ménsula Izq. de 0,000 a 0,690 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 5 φ6 l = 0,802 e = 1*0,040 + 4*0,163 (m) <p>P2 : Tramo de 0,890 a 3,755 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 16 φ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 15*0,191 (m) <p>P3 : Tramo de 3,955 a 6,860 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (B 420 S) 2 φ12 l = 11,656 de 11,534 a 0,020 • tramo (B 420 S) 2 φ12 l = 11,656 de 0,020 a 11,534 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 16 φ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 15*0,194 (m) <p>P4 : Tramo de 7,060 a 10,549 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 19 φ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 18*0,194 (m) <p>P5 : Ménsula Der. de 10,749 a 11,554 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 5 φ6 l = 0,802 e = 1*0,000 + 4*0,191 (m)

3° Piso / Viga Eje C-D	3° Piso / Viga Eje F
	
<p>P1 : Ménsula Izq. de 0,000 a 0,690 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 5 ϕ6 l = 0,802 e = 1°0,040 + 4°0,163 (m) <p>P2 : Tramo de 0,890 a 3,755 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 16 ϕ6 l = 0,802 e = 1°0,000 + 15°0,191 (m) <p>P3 : Tramo de 3,955 a 6,860 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (B 420 S) 2 ϕ12 l = 11,656 de 11,534 a 0,020 • tramo (B 420 S) 2 ϕ12 l = 11,656 de 0,020 a 11,534 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 16 ϕ6 l = 0,802 e = 1°0,000 + 15°0,194 (m) <p>P4 : Tramo de 7,060 a 10,549 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 19 ϕ6 l = 0,802 e = 1°0,000 + 18°0,194 (m) <p>P5 : Ménsula Der. de 10,749 a 11,554 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 5 ϕ6 l = 0,802 e = 1°-0,000 + 4°0,191 (m) 	<p>P1 : Ménsula Izq. de 0,000 a 0,640 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 4 ϕ6 l = 0,802 e = 1°0,040 + 3°0,200 (m) <p>P2 : Tramo de 0,940 a 3,755 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 16 ϕ6 l = 0,802 e = 1°0,000 + 15°0,188 (m) <p>P3 : Tramo de 3,955 a 6,860 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (B 420 S) 2 ϕ12 l = 11,656 de 11,534 a 0,020 • tramo (B 420 S) 2 ϕ12 l = 11,656 de 0,020 a 11,534 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 16 ϕ6 l = 0,802 e = 1°0,000 + 15°0,194 (m) <p>P4 : Tramo de 7,060 a 10,549 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 19 ϕ6 l = 0,802 e = 1°0,000 + 18°0,194 (m) <p>P5 : Ménsula Der. de 10,749 a 11,554 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (B 420 S) estribos 5 ϕ6 l = 0,802 e = 1°-0,000 + 4°0,191 (m)

3.4.2.1.2 Vigas de Techo 20x20 cm.

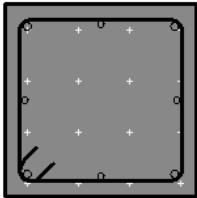
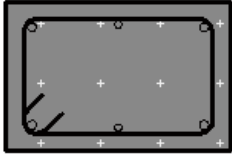
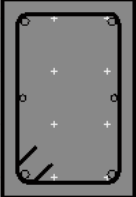

Techo / Viga Eje 7	Techo / Viga Eje A
	
<p>P1 : Tramo de 0,200 a 4,175 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (Grado 420) 2 ϕ12 l = 6,242 de 6,120 a 0,020 • tramo (Grado 420) 2 ϕ12 l = 6,242 de 0,020 a 6,120 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 21 ϕ6 l = 0,702 e = 1*0,000 + 20*0,199 (m) <p>P2 : Tramo de 4,375 a 5,940 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 9 ϕ6 l = 0,702 e = 1*0,000 + 8*0,196 (m) 	<p>P1 : Tramo de 0,200 a 3,105 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 16 ϕ6 l = 0,702 e = 1*0,000 + 15*0,194 (m) <p>P2 : Tramo de 3,305 a 6,794 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (Grado 420) 2 ϕ12 l = 8,001 de 7,879 a 0,020 • tramo (Grado 420) 2 ϕ12 l = 8,001 de 0,020 a 7,879 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 19 ϕ6 l = 0,702 e = 1*0,000 + 18*0,194 (m) <p>P3 : Tramo de 6,994 a 7,699 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 5 ϕ6 l = 0,702 e = 1*0,000 + 4*0,176 (m)


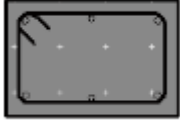
Techo / Viga Eje C-D	Techo / Viga Eje F
	
<p>P1 : Tramo de 0,200 a 3,105 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 16 ϕ6 l = 0,702 e = 1*0,000 + 15*0,194 (m) <p>P2 : Tramo de 3,305 a 6,794 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (Grado 420) 2 ϕ12 l = 8,001 de 7,879 a 0,020 • tramo (Grado 420) 2 ϕ12 l = 8,001 de 0,020 a 7,879 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 19 ϕ6 l = 0,702 e = 1*0,000 + 18*0,194 (m) <p>P3 : Tramo de 6,994 a 7,699 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 5 ϕ6 l = 0,702 e = 1*0,000 + 4*0,176 (m) 	<p>P1 : Tramo de 0,200 a 3,105 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 16 ϕ6 l = 0,702 e = 1*0,000 + 15*0,194 (m) <p>P2 : Tramo de 3,305 a 6,794 (m) Armaduras longitudinales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras inferiores (Grado 420) 2 ϕ12 l = 8,001 de 7,879 a 0,020 • tramo (Grado 420) 2 ϕ12 l = 8,001 de 0,020 a 7,879 <p>Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 19 ϕ6 l = 0,702 e = 1*0,000 + 18*0,194 (m) <p>P3 : Tramo de 6,994 a 7,699 (m) Armaduras longitudinales: Armaduras transversales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Armaduras principales (Grado 420) estribos 5 ϕ6 l = 0,702 e = 1*0,000 + 4*0,176 (m)

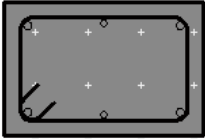
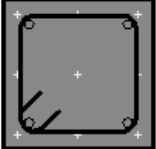


3.4.2.2 Columnas de Hormigón Armado.

Al igual que en las vigas, para el refuerzo real se utilizará las disposiciones de acero de refuerzo mencionadas en la sección 3.1

<p align="center">1° Piso / Columna 30x30</p>	<p align="center">1° Piso / Columna 20x30</p>
	
<p>Armadura:</p> <p>Barras principales (B 420 S):</p> <ul style="list-style-type: none"> • 4 ϕ12l = 3,660 (m) • 4 ϕ10l = 3,660 (m) <p>Armaduras transversales (B 420 S): Estribos 18 ϕ6 l = 1,102 (m)</p>	<p>Armadura:</p> <p>Barras principales (B 420 S):</p> <ul style="list-style-type: none"> • 4 ϕ12l = 3,660 (m) • 2 ϕ10l = 3,660 (m) <p>Armaduras transversales (B 420 S): Estribos 18 ϕ6 l = 0,902 (m)</p>
<p align="center">1° Piso / Columna 30x20</p>	<p align="center">2° Piso / Columna 20x30</p>
	
<p>Armadura:</p> <p>Barras principales (B 420 S):</p> <ul style="list-style-type: none"> • 4 ϕ12l = 3,660 (m) • 2 ϕ10l = 3,660 (m) <p>Armaduras transversales (B 420 S): Estribos 18 ϕ6 l = 0,902 (m)</p>	<p>Armadura:</p> <p>Barras principales (B 420 S):</p> <ul style="list-style-type: none"> • 4 ϕ12l = 3,240 (m) • 2 ϕ10l = 3,240 (m) <p>Armaduras transversales (B 420 S): Estribos 16 ϕ6 l = 0,902 (m)</p>

2° Piso / Columna 30x20	3° Piso / Columna 20x30
	
<p>Armadura:</p> <p>Barras principales (B 420 S):</p> <ul style="list-style-type: none"> • 4 ϕ12l = 3,240 (m) • 2 ϕ10l = 3,240 (m) <p>Armaduras transversales (B 420 S):</p> <p>Estribos 16 ϕ6 l = 0,902 (m)</p>	<p>Armadura:</p> <p>Barras principales (B 420 S):</p> <ul style="list-style-type: none"> • 4 ϕ12l = 2,680 (m) • 2 ϕ10l = 2,680 (m) <p>Armaduras transversales (B 420 S):</p> <p>Estribos 14 ϕ6 l = 0,902 (m)</p>

3° Piso / Columna 30x20	Techo / Columna 20x20
	
<p>Armadura:</p> <p>Barras principales (B 420 S):</p> <ul style="list-style-type: none"> • 4 ϕ12l = 2,680 (m) • 2 ϕ10l = 2,680 (m) <p>Armaduras transversales (B 420 S):</p> <p>Estribos 14 ϕ6 l = 0,902 (m)</p>	<p>Armadura:</p> <p>Barras principales (B 420 S):</p> <ul style="list-style-type: none"> • 4 ϕ12l = 2,450 (m) <p>Armaduras transversales (B 420 S):</p> <p>Estribos 13 ϕ6 l = 0,702 (m)</p>

3.4.2.3 Comparación de Cantidades Teórico vs. Real.

Tabla 35 Comparación de cantidades de refuerzo.

Nivel	Elemento	Volumen de Hormigón [m³]	Superficie de Encofrado [m²]	Refuerzo TEÓRICO						Refuerzo REAL						DIFERENCIA [%]
				Peso por Diámetro [Kg]			Peso Total [Kg]	Densidad de Refuerzo [Kg/m³]	Peso por Diámetro [Kg]			Peso Total [Kg]	Densidad de Refuerzo [Kg/m³]			
				Ø6	Ø8	Ø10			Ø12	Ø16	Ø12			Ø10	Ø8	
1º PISO	Col.	30x30	8,112	14,42	27,09	26,00	67,51	110,96	8,81	18,06	26,00	52,87	86,9	21,69		
		20x30	13,52	17,53	18,06	52,01	87,60	111,21	14,41	18,06	52,01	84,48	104,14	3,56		
		30x20	20,08	26,3	27,09	78,01	131,40	117,16	21,62	27,09	78,01	126,72	104,14	3,56		
	Vigas	Eje 3	0,371	4,862	8,41	5,91	3,69	10,92	28,93	77,9	5,81	33,53	39,34	105,91	35,98	
		Eje 4	0,371	4,862	8,41	9,16	5,33	19,42	42,32	113,95	5,81	33,53	39,34	105,91	7,04	
		Eje 5	0,371	4,912	10,41	1,06	13,67	19,42	44,56	119,96	6,01	33,53	39,54	106,45	11,27	
		Eje 6	0,371	4,912	8,81	0,67	11,18	21,79	42,45	114,28	6,01	33,53	39,54	106,45	6,86	
2º PISO	Col.	Eje C-D	7,385	24,92	12,36	14,2	51,48	89,11	10,86	41,41	52,27	90,47	1,53			
		Eje F	7,385	24,92	12,39	14,2	51,51	89,17	10,86	41,41	52,27	90,47	1,48			
		30x20	20,72	27,89	27,98	80,57	136,44	117,16	22,42	27,98	80,57	130,97	105,35	4,01		
	Vigas	20x30	0,888	14,8	19,92	19,98	57,55	97,45	111,21	16,02	19,98	57,55	105,35	4,00		
		Eje 3	0,362	4,812	8,81	8,11	10,66	27,58	76,09	6,41	32,73	39,14	107,99	41,91		
		Eje 4	0,365	4,832	9,01	1,88	11	19,1	40,99	112,17	6,41	33	39,41	107,84	3,85	
		Eje 5	0,371	4,912	10,21	1,36	14,02	19,42	45,01	121,17	6,01	33,53	39,54	106,45	12,15	
3º PISO	Col.	Eje 6	0,371	4,912	8,81	3,13	11,18	42,54	114,53	6,01	33,53	39,54	106,45	7,05		
		Eje A	0,583	7,375	24,38	12,51	14,33	51,22	87,9	10,5	41,76	52,26	89,7	2,03		
		Eje C-D	0,792	10,096	34	15,82	22,01	71,83	90,68	14,42	58,77	73,19	92,4	1,89		
	Vigas	Eje F	0,578	7,385	24,92	12,28	14,2	51,40	88,98	10,86	41,41	52,27	90,47	1,69		
30x20		1,008	16,8	18,13	99,97	118,10	117,16	19,62	23,14	66,64	109,40	108,53	7,37			
20x30		0,72	12	15,94	16,53	47,6	80,07	111,21	14,01	16,53	47,6	78,14	108,53	2,41		
Eje 3		0,362	4,812	9,21	10,91	21,32	41,44	114,33	6,41	32,73	39,14	107,99	5,55			
Techo	Vigas	Eje 4	0,365	4,832	10,21	0,41	2,49	11	19,1	43,21	118,24	6,97	33,1	40,07	109,68	7,27
		Eje 5	0,371	4,912	10,01	1,73	12,11	19,42	43,27	116,5	6,01	33,53	39,54	106,45	8,62	
		Eje 6	0,371	4,912	8,81	2,37	11,18	19,42	41,78	112,47	6,01	33,53	39,54	106,45	5,36	
	Total	Vigas	Eje A	0,578	7,36	24,38	12,43	14,2	51,01	88,31	10,68	41,41	52,09	90,16	2,12	
Eje C-D			0,578	7,41	24,92	12,52	14,2	51,64	89,39	10,86	41,41	52,27	90,47	1,22		
Eje F			0,578	7,385	24,92	12,44	14,2	51,56	89,25	10,68	41,41	52,09	90,16	1,03		
20x20			0,817	16,344	20,9	8,16	102,50	125,43	18,23	78,33	96,56	118,16	5,80			
Total	Techo	Eje 7	0,246	3,644	13,96	9,74	23,70	96,5	4,67	22,18	26,85	109,32	13,29			
		Eje A	0,316	4,659	18,01	8,52	2,11	28,64	100,12	6,23	28,42	34,65	109,68	20,98		
		Eje C-D	0,316	4,659	18,01	10,22	5,87	34,10	107,92	6,23	28,42	34,65	109,68	1,61		
		Eje F	0,316	4,659	18,01	14,27	32,28	102,16	6,23	28,42	34,65	109,68	7,34			
Total		17,8	260,3	547,5	119,7	418,5	593,3	176,5	1855,5	322,1	0,0	150,8	1342,9	1815,9	3287,8	2,1

Nota. Elaboración Propia.

Si bien el refuerzo teórico se realizó procurando optimizar al máximo el recubrimiento de los diagramas (en el caso de las vigas), se podría pensar que un armado artesanal, estará excedido o reducido de una manera muy evidente, pero se puede apreciar que, en total, la diferencia en peso no excede el **2.1%**. La tabla anterior nos muestra que, a pesar de lo que podría parecer evidente, en la parte económica, al menos para esta estructura en sus elementos resistentes, no existió una gran diferencia en las cantidades del diseño teórico y la construcción artesanal real.

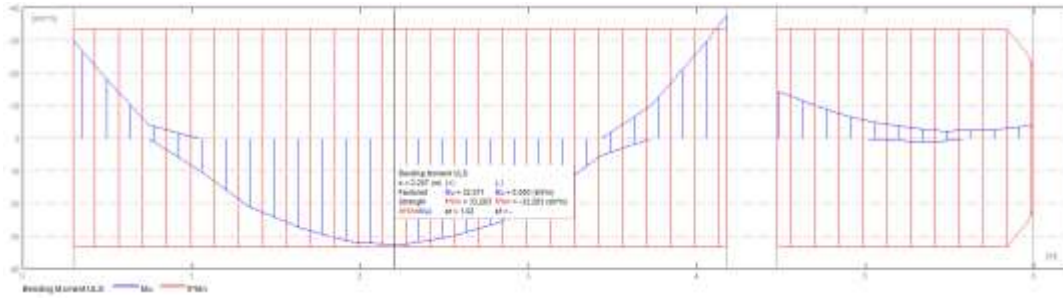
Por otro lado, está claro que la cantidad de refuerzo total de los elementos resistentes, no proporciona una idea adecuada del correcto comportamiento de la estructura, por lo que se realiza un análisis más completo de las solicitaciones como se muestra en la siguiente sección.

3.4.3 Análisis del Desempeño ante Cargas Estáticas.

3.4.3.1 Vigas de Hormigón Armado.

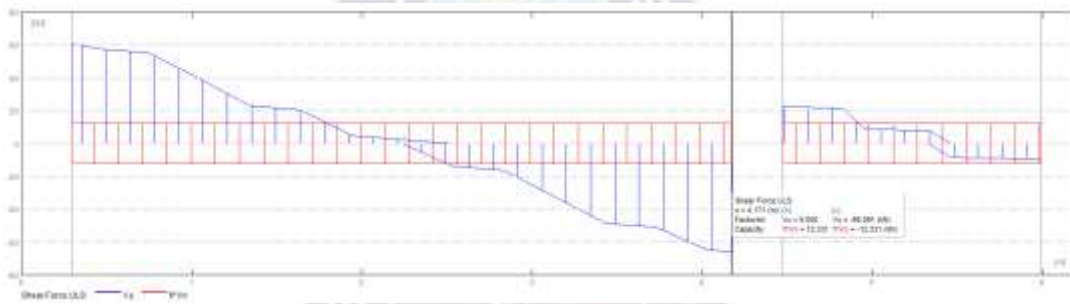
La evaluación de las vigas, se realiza con las dos solicitaciones más importantes en vigas, momento flector y esfuerzo cortante. Utilizando los siguientes diagramas, se estudia la capacidad en cualquier sección.

Ilustración 78 Diagrama de envolvente de momento flector.



Nota. Elaboración propia. Envolvente de momento flector obtenido con el programa Robot.

Ilustración 79 Diagrama de envolvente de esfuerzo cortante.



Nota. Elaboración propia. Envolvente de esfuerzo cortante obtenido con el programa Robot.

De estos diagramas podemos extraer valores para las secciones principales (apoyos y tramo), de tal manera de obtener factores de seguridad, en la siguiente tabla, se proporciona la mayor cantidad de información, de tal manera de tener una evaluación acertada de las condiciones actuales de la estructura.

Tabla 36 Valores de momento flector y esfuerzo cortante de las vigas.

Nivel	Viga	Tramo	Sección	Momento Flector [KN*m]				Esfuerzo Cortante [KN]					
				M _u	M _n	Φ*M _n	F _s	V _u	Φ*V _c	Φ*V _s	Φ*V _n	F _{s,c}	F _s
1º Piso	Eje 3	P1	Apo. Izq.	-17,72	-33,28	-29,95	1,69	41,67	24,32	23,87	48,19	0,58	1,16
			Tramo	20,11	33,28	29,95	1,49	----					
			Apo. Der.	-24,89	-33,28	-29,95	1,20	-41,80	24,32	23,87	48,19	0,58	1,15
		P2	Apo. Izq.	-10,45	-33,28	-29,95	2,87	17,99	24,32	23,87	48,19	1,35	2,68
			Tramo	-5,69	-33,28	-29,95	5,27	----					
			Apo. Der.	-0,66	-33,28	-29,95	45,25	-6,33	24,32	23,87	48,19	3,84	7,61
	Eje 4	P1	Apo. Izq.	-26,66	-33,28	-29,95	1,12	54,51	24,32	23,87	48,19	0,45	0,88
			Tramo	29,18	33,28	29,95	1,03	----					
			Apo. Der.	-33,81	-33,28	-29,95	0,89	-59,69	24,32	23,87	48,19	0,41	0,81
		P2	Apo. Izq.	-13,98	-33,28	-29,95	2,14	19,97	24,32	23,87	48,19	1,22	2,41
			Tramo	-8,33	-33,28	-29,95	3,60	----					
			Apo. Der.	-1,91	-33,28	-29,95	15,72	-6,99	24,32	23,87	48,19	3,48	6,90
	Eje 5	P1	Apo. Izq.	-30,16	-33,28	-29,95	0,99	60,80	24,32	23,87	48,19	0,40	0,79
			Tramo	32,67	33,28	29,95	0,92	----					
			Apo. Der.	-37,57	-33,28	-29,95	0,80	-66,12	24,32	23,87	48,19	0,37	0,73
		P2	Apo. Izq.	-14,46	-33,28	-29,95	2,07	22,11	24,32	23,87	48,19	1,10	2,18
			Tramo	-5,80	-33,28	-29,95	5,16	----					
			Apo. Der.	-3,96	-33,28	-29,95	7,57	-9,63	24,32	23,87	48,19	2,52	5,00
	Eje 6	P1	Apo. Izq.	-26,12	-33,28	-29,95	1,15	54,98	24,32	23,87	48,19	0,44	0,88
			Tramo	27,68	33,28	29,95	1,08	----					
			Apo. Der.	-32,63	-33,28	-29,95	0,92	-60,03	24,32	23,87	48,19	0,41	0,80
		P2	Apo. Izq.	-12,66	-33,28	-29,95	2,37	23,75	24,32	23,87	48,19	1,02	2,03
			Tramo	-3,58	-33,28	-29,95	8,36	----					
			Apo. Der.	-3,95	-33,28	-29,95	7,58	-11,69	24,32	23,87	48,19	2,08	4,12
	Eje C-D	P1	Apoyo	-1,24	-13,84	-12,46	10,04	-7,51	19,05	14,96	34,02	2,54	4,53
			Apo. Izq.	-3,57	-13,84	-12,46	3,49	18,71	19,05	14,96	34,02	1,02	1,82
		P2	Tramo	3,46	13,84	12,46	3,60	----					
			Apo. Der.	-5,44	-13,84	-12,46	2,29	-21,20	19,05	14,96	34,02	0,90	1,60
		P3	Apo. Izq.	-5,36	-13,84	-12,46	2,33	20,56	19,05	14,96	34,02	0,93	1,65
			Tramo	3,05	13,84	12,46	4,08	----					
		P4	Apo. Der.	-6,77	-13,84	-12,46	1,84	-22,55	19,05	14,96	34,02	0,84	1,51
			Tramo	-8,61	-13,84	-12,46	1,45	28,65	19,05	14,96	34,02	0,67	1,19
		P5	Tramo	5,28	13,84	12,46	2,36	----					
			Apo. Der.	-6,90	-13,84	-12,46	1,81	-24,36	19,05	14,96	34,02	0,78	1,40
		P5	Apoyo	-4,40	-13,84	-12,46	2,83	14,53	19,05	14,96	34,02	1,31	2,34
			Apo. Izq.	-2,06	-13,84	-12,46	6,04	-7,60	19,05	14,96	34,02	2,51	4,48
	Eje F	P2	Apo. Izq.	-3,78	-13,84	-12,46	3,29	13,48	19,05	14,96	34,02	1,41	2,52
			Tramo	2,93	13,84	12,46	4,25	----					
		P3	Apo. Der.	-5,22	-13,84	-12,46	2,39	-17,06	19,05	14,96	34,02	1,12	1,99
			Apo. Izq.	-5,01	-13,84	-12,46	2,49	16,35	19,05	14,96	34,02	1,17	2,08
		P4	Tramo	2,91	13,84	12,46	4,28	----					
			Apo. Der.	-6,93	-13,84	-12,46	1,80	-19,34	19,05	14,96	34,02	0,99	1,76
P5		Apo. Izq.	-7,99	-13,84	-12,46	1,56	21,98	19,05	14,96	34,02	0,87	1,55	
		Tramo	4,86	13,84	12,46	2,57	----						
P5		Apo. Der.	-4,90	-13,84	-12,46	2,54	-16,38	19,05	14,96	34,02	1,16	2,08	
		Apoyo	-0,66	-13,84	-12,46	18,76	1,84	19,05	14,96	34,02	10,37	18,51	

2º Piso	Eje 3	P1	Apo. Izq.	-11,98	-22,65	-20,39	1,70	27,02	24,32	23,87	48,19	0,90	1,78	
			Tramo	7,76	33,28	29,95	3,86	----						
			Apo. Der.	-12,13	-33,28	-29,95	2,47	-23,57	24,32	23,87	48,19	1,03	2,04	
		P2	Apo. Izq.	3,01	33,28	29,95	9,96	7,83	24,32	23,87	48,19	3,10	6,15	
			Tramo	4,79	33,28	29,95	6,25	----						
			Apo. Der.	-5,40	-33,28	-29,95	5,55	-21,74	24,32	23,87	48,19	1,12	2,22	
	Eje 4	P1	Apo. Izq.	-29,48	-33,28	-29,95	1,02	48,07	24,32	23,87	48,19	0,51	1,00	
			Tramo	23,12	33,28	29,95	1,30	----						
			Apo. Der.	-27,76	-33,28	-29,95	1,08	-47,61	24,32	23,87	48,19	0,51	1,01	
		P2	Apo. Izq.	-4,19	-33,28	-29,95	7,14	8,09	24,32	23,87	48,19	3,01	5,96	
			Tramo	5,12	33,28	29,95	5,85	----						
			Apo. Der.	-10,00	-33,28	-29,95	3,00	-29,21	24,32	23,87	48,19	0,83	1,65	
	Eje 5	P1	Apo. Izq.	-34,13	-33,28	-29,95	0,88	56,72	24,32	23,87	48,19	0,43	0,85	
			Tramo	28,29	33,28	29,95	1,06	----						
			Apo. Der.	-35,82	-33,28	-29,95	0,84	-70,61	24,32	23,87	48,19	0,34	0,68	
		P2	Apo. Izq.	-6,19	-33,28	-29,95	4,84	15,14	24,32	23,87	48,19	1,61	3,18	
			Tramo	5,87	33,28	29,95	5,10	----						
			Apo. Der.	-7,19	-22,65	-20,39	2,84	-20,19	24,32	23,87	48,19	1,20	2,39	
	Eje 6	P1	Apo. Izq.	-31,52	-33,28	-29,95	0,95	57,78	24,32	23,87	48,19	0,42	0,83	
			Tramo	26,98	33,28	29,95	1,11	----						
			Apo. Der.	-32,87	-33,28	-29,95	0,91	-59,11	24,32	23,87	48,19	0,41	0,82	
		P2	Apo. Izq.	-7,37	-33,28	-29,95	4,06	21,72	24,32	23,87	48,19	1,12	2,22	
			Tramo	7,53	33,28	29,95	3,98	----						
			Apo. Der.	-7,89	-22,65	-20,39	2,59	-23,34	24,32	23,87	48,19	1,04	2,06	
	Eje A	P1	Apo. Izq.	-1,46	-9,56	-8,60	5,89	3,45	19,05	14,96	34,02	5,53	9,87	
			Tramo	-1,15	-13,84	-12,46	10,80	----						
			Apo. Der.	-1,71	-13,84	-12,46	7,27	-4,11	19,05	14,96	34,02	4,64	8,29	
		P2	Apo. Izq.	-3,66	-13,84	-12,46	3,40	13,92	19,05	14,96	34,02	1,37	2,44	
			Tramo	3,14	13,84	12,46	3,97	----						
			Apo. Der.	-5,03	-13,84	-12,46	2,48	-15,87	19,05	14,96	34,02	1,20	2,14	
		P3	Apo. Izq.	-4,95	-13,84	-12,46	2,52	15,20	19,05	14,96	34,02	1,25	2,24	
			Tramo	2,82	13,84	12,46	4,41	----						
			Apo. Der.	-4,79	-13,84	-12,46	2,60	-15,76	19,05	14,96	34,02	1,21	2,16	
		P4	Apo. Izq.	-6,54	-13,84	-12,46	1,91	19,53	19,05	14,96	34,02	0,98	1,74	
			Tramo	4,20	13,84	12,46	2,97	----						
			Apo. Der.	-5,97	-13,84	-12,46	2,09	-18,22	19,05	14,96	34,02	1,05	1,87	
		P5	Apoyo	-3,03	-13,84	-12,46	4,12	10,03	19,05	14,96	34,02	1,90	3,39	
			Apo. Izq.	-4,11	-13,84	-12,46	3,03	17,86	19,05	14,96	34,02	1,07	1,90	
			Tramo	6,63	13,84	12,46	1,88	----						
		Eje C-D	P1	Apo. Der.	-9,97	-13,84	-12,46	1,25	-22,81	19,05	14,96	34,02	0,84	1,49
				Apo. Izq.	-6,44	-13,84	-12,46	1,93	15,80	19,05	14,96	34,02	1,21	2,15
				Tramo	-4,56	13,84	12,46	-2,73	----					
	P2		Apo. Der.	-1,54	-13,84	-12,46	8,09	9,69	19,05	14,96	34,02	1,97	3,51	
			Apo. Izq.	-3,26	-13,84	-12,46	3,83	12,52	19,05	14,96	34,02	1,52	2,72	
			Tramo	2,50	13,84	12,46	4,98	----						
	P3		Apo. Der.	-3,01	-13,84	-12,46	4,14	-12,57	19,05	14,96	34,02	1,52	2,71	
			Apo. Izq.	-3,34	-13,84	-12,46	3,73	12,57	19,05	14,96	34,02	1,52	2,71	
			Tramo	2,22	13,84	12,46	5,60	----						
	P4		Apo. Der.	-5,00	-13,84	-12,46	2,49	-14,73	19,05	14,96	34,02	1,29	2,31	
			Apo. Izq.	-7,37	-13,84	-12,46	1,69	25,08	19,05	14,96	34,02	0,76	1,36	
			Tramo	5,17	13,84	12,46	2,41	----						
	P5		Apo. Der.	-5,94	-13,84	-12,46	2,10	-20,23	19,05	14,96	34,02	0,94	1,68	
			Apoyo	-3,09	-13,84	-12,46	4,03	11,81	19,05	14,96	34,02	1,61	2,88	
			Tramo	2,86	13,84	12,46	4,36	----						
	Eje F		P1	Apoyo	-1,61	-13,84	-12,46	7,73	-5,96	19,05	14,96	34,02	3,20	5,71
				Apo. Izq.	-3,86	-13,84	-12,46	3,23	13,39	19,05	14,96	34,02	1,42	2,54
				Tramo	2,86	13,84	12,46	4,36	----					
		P2	Apo. Der.	-4,99	-13,84	-12,46	2,50	-16,04	19,05	14,96	34,02	1,19	2,12	
			Apo. Izq.	-5,15	-13,84	-12,46	2,42	16,36	19,05	14,96	34,02	1,16	2,08	
			Tramo	2,96	13,84	12,46	4,22	----						
		P3	Apo. Der.	-6,15	-13,84	-12,46	2,02	-17,49	19,05	14,96	34,02	1,09	1,95	
			Apo. Izq.	-7,50	-13,84	-12,46	1,66	20,26	19,05	14,96	34,02	0,94	1,68	
			Tramo	4,61	13,84	12,46	2,71	----						
		P4	Apo. Der.	-5,56	-13,84	-12,46	2,24	-16,47	19,05	14,96	34,02	1,16	2,07	
			Apoyo	-0,65	-13,84	-12,46	19,08	1,87	19,05	14,96	34,02	10,21	18,22	

3º Piso	Eje 3	P1	Apo. Izq.	-14,39	-22,65	-20,39	1,42	47,18	24,32	23,87	48,19	0,52	1,02
			Tramo	31,34	33,28	29,95	0,96	----					
			Apo. Der.	-33,49	-33,28	-29,95	0,89	-57,43	24,32	23,87	48,19	0,42	0,84
		P2	Apo. Izq.	-19,36	-33,28	-29,95	1,55	24,62	24,32	23,87	48,19	0,99	1,96
			Tramo	-11,05	-33,28	-29,95	2,71	----					
			Apo. Der.	-5,16	-33,28	-29,95	5,81	-10,21	24,32	23,87	48,19	2,38	4,72
	Eje 4	P1	Apo. Izq.	-25,68	-33,28	-29,95	1,17	60,25	24,32	23,87	48,19	0,40	0,80
			Tramo	35,13	33,28	29,95	0,85	----					
			Apo. Der.	-36,53	-33,28	-29,95	0,82	-66,33	24,32	23,87	48,19	0,37	0,73
		P2	Apo. Izq.	-18,14	-33,28	-29,95	1,65	23,65	24,32	23,87	48,19	1,03	2,04
			Tramo	-10,45	-33,28	-29,95	2,87	----					
			Apo. Der.	-8,80	-33,28	-29,95	3,40	-18,39	24,32	23,87	48,19	1,32	2,62
	Eje 5	P1	Apo. Izq.	-25,84	-33,28	-29,95	1,16	57,68	24,32	23,87	48,19	0,42	0,84
			Tramo	33,45	33,28	29,95	0,90	----					
			Apo. Der.	-33,62	-33,28	-29,95	0,89	-62,68	24,32	23,87	48,19	0,39	0,77
		P2	Apo. Izq.	-14,27	-33,28	-29,95	2,10	15,77	24,32	23,87	48,19	1,54	3,06
			Tramo	-7,78	-33,28	-29,95	3,85	----					
			Apo. Der.	-5,11	-22,65	-20,39	3,99	-7,61	24,32	23,87	48,19	3,20	6,34
	Eje 6	P1	Apo. Izq.	-25,58	-33,28	-29,95	1,17	55,22	24,32	23,87	48,19	0,44	0,87
			Tramo	29,25	33,28	29,95	1,02	----					
			Apo. Der.	-31,36	-33,28	-29,95	0,96	-58,25	24,32	23,87	48,19	0,42	0,83
		P2	Apo. Izq.	-10,76	-33,28	-29,95	2,78	21,43	24,32	23,87	48,19	1,13	2,25
			Tramo	3,91	33,28	29,95	7,66	----					
			Apo. Der.	-5,70	-22,65	-20,39	3,58	-16,64	24,32	23,87	48,19	1,46	2,90
	Eje A	P1	Apoyo	-2,76	-13,84	-12,46	4,51	-9,17	19,05	14,96	34,02	2,08	3,71
			Apo. Izq.	-3,95	-13,84	-12,46	3,15	13,61	19,05	14,96	34,02	1,40	2,50
			Tramo	2,89	13,84	12,46	4,31	----					
		P2	Apo. Der.	-4,53	-13,84	-12,46	2,75	-14,87	19,05	14,96	34,02	1,28	2,29
			Apo. Izq.	-4,80	-13,84	-12,46	2,59	14,93	19,05	14,96	34,02	1,28	2,28
			Tramo	2,87	13,84	12,46	4,35	----					
		P3	Apo. Der.	-4,37	-13,84	-12,46	2,85	-14,77	19,05	14,96	34,02	1,29	2,30
			Apo. Izq.	-8,93	-13,84	-12,46	1,40	15,26	19,05	14,96	34,02	1,25	2,23
			Tramo	7,23	13,84	12,46	1,72	----					
		P4	Apo. Der.	-7,20	-13,84	-12,46	1,73	-24,39	19,05	14,96	34,02	0,78	1,39
			Apoyo	-2,76	-13,84	-12,46	4,52	9,46	19,05	14,96	34,02	2,01	3,60
			Apo. Izq.	-2,39	-13,84	-12,46	5,20	-8,64	19,05	14,96	34,02	2,21	3,94
	Eje C-D	P1	Apo. Izq.	-3,69	-13,84	-12,46	3,38	13,30	19,05	14,96	34,02	1,43	2,56
			Tramo	2,49	13,84	12,46	5,01	----					
			Apo. Der.	-3,14	-13,84	-12,46	3,97	-13,21	19,05	14,96	34,02	1,44	2,58
		P2	Apo. Izq.	-3,77	-13,84	-12,46	3,31	13,69	19,05	14,96	34,02	1,39	2,49
			Tramo	2,41	13,84	12,46	5,17	----					
			Apo. Der.	-4,80	-13,84	-12,46	2,60	-15,14	19,05	14,96	34,02	1,26	2,25
		P3	Apo. Izq.	-8,57	-13,84	-12,46	1,45	22,98	19,05	14,96	34,02	0,83	1,48
			Tramo	6,12	13,84	12,46	2,04	----					
			Apo. Der.	-6,39	-13,84	-12,46	1,95	-25,59	19,05	14,96	34,02	0,74	1,33
		P4	Apoyo	-3,05	-13,84	-12,46	4,08	10,95	19,05	14,96	34,02	1,74	3,11
			Apo. Izq.	-2,01	-13,84	-12,46	6,20	-7,28	19,05	14,96	34,02	2,62	4,67
			Tramo	2,86	13,84	12,46	4,36	----					
Eje F	P1	Apo. Izq.	-3,85	-13,84	-12,46	3,24	13,19	19,05	14,96	34,02	1,44	2,58	
		Tramo	2,86	13,84	12,46	4,36	----						
		Apo. Der.	-4,34	-13,84	-12,46	2,87	-15,19	19,05	14,96	34,02	1,25	2,24	
	P2	Apo. Izq.	-5,08	-13,84	-12,46	2,45	16,34	19,05	14,96	34,02	1,17	2,08	
		Tramo	2,81	13,84	12,46	4,44	----						
		Apo. Der.	-6,26	-13,84	-12,46	1,99	-17,90	19,05	14,96	34,02	1,06	1,90	
P3	Apo. Izq.	-7,24	-13,84	-12,46	1,72	20,35	19,05	14,96	34,02	0,94	1,67		
	Tramo	4,65	13,84	12,46	2,68	----							
	Apo. Der.	-4,53	-13,84	-12,46	2,75	-15,70	19,05	14,96	34,02	1,21	2,17		
P4	Apoyo	-0,75	-13,84	-12,46	16,57	2,06	19,05	14,96	34,02	9,25	16,52		

Techo	Eje 7	P1	Apo. Izq.	-2,72	-9,43	-8,49	3,12	9,53	15,24	14,96	30,21	1,60	3,17	
			Tramo	6,51	13,71	12,34	1,90	----						
			Apo. Der.	-3,89	-13,71	-12,34	3,17	-10,12	15,24	14,96	30,21	1,51	2,99	
		P2	Apo. Izq.	-1,93	-13,71	-12,34	6,41	4,12	15,24	14,96	30,21	3,70	7,34	
			Tramo	-0,66	-13,71	-12,34	18,72	----						
			Apo. Der.	-1,55	-9,43	-8,49	5,48	-3,62	15,24	14,96	30,21	4,21	8,35	
	Eje A	P1	Apo. Izq.	-1,61	-9,43	-8,49	5,27	9,43	15,24	14,96	30,21	1,62	3,20	
			Tramo	4,16	13,71	12,34	2,96	----						
			Apo. Der.	-7,19	-13,71	-12,34	1,72	-13,30	15,24	14,96	30,21	1,15	2,27	
		P2	Apo. Izq.	-7,25	-13,71	-12,34	1,70	13,42	15,24	14,96	30,21	1,14	2,25	
			Tramo	4,31	13,71	12,34	2,86	----						
			Apo. Der.	-8,06	-13,71	-12,34	1,53	-13,89	15,24	14,96	30,21	1,10	2,18	
		P3	Apo. Izq.	-7,56	-13,71	-12,34	1,63	10,41	15,24	14,96	30,21	1,46	2,90	
			Tramo	-5,43	-13,71	-12,34	2,27	----						
			Apo. Der.	-2,17	-9,43	-8,49	3,92	4,89	15,24	14,96	30,21	3,11	6,17	
		Eje C-D	P1	Apo. Izq.	-2,50	-9,43	-8,49	3,39	13,04	15,24	14,96	30,21	1,17	2,32
				Tramo	5,69	13,71	12,34	2,17	----					
				Apo. Der.	-9,38	-13,71	-12,34	1,32	-17,87	15,24	14,96	30,21	0,85	1,69
	P2		Apo. Izq.	-8,10	-13,71	-12,34	1,52	16,92	15,24	14,96	30,21	0,90	1,79	
			Tramo	5,37	13,71	12,34	2,30	----						
			Apo. Der.	-13,84	-13,71	-12,34	0,89	-20,21	15,24	14,96	30,21	0,75	1,49	
	P3		Apo. Izq.	-13,77	-13,71	-12,34	0,90	23,79	15,24	14,96	30,21	0,64	1,27	
			Tramo	-8,72	-13,71	-12,34	1,42	----						
			Apo. Der.	0,42	9,43	8,49	20,12	16,29	15,24	14,96	30,21	0,94	1,85	
	Eje F		P1	Apo. Izq.	-2,14	-9,43	-8,49	3,98	9,67	15,24	14,96	30,21	1,58	3,13
				Tramo	4,11	13,71	12,34	3,00	----					
				Apo. Der.	-6,51	-13,71	-12,34	1,89	-12,79	15,24	14,96	30,21	1,19	2,36
		P2	Apo. Izq.	-5,78	-13,71	-12,34	2,14	12,18	15,24	14,96	30,21	1,25	2,48	
			Tramo	3,84	13,71	12,34	3,21	----						
			Apo. Der.	-10,34	-13,71	-12,34	1,19	-14,79	15,24	14,96	30,21	1,03	2,04	
P3		Apo. Izq.	-10,80	-13,71	-12,34	1,14	16,24	15,24	14,96	30,21	0,94	1,86		
		Tramo	-7,36	-13,71	-12,34	1,68	----							
		Apo. Der.	-1,27	-9,43	-8,49	6,68	10,79	15,24	14,96	30,21	1,41	2,80		

Observaciones:

- Los factores de seguridad para el momento flector, muestra la falla de varias vigas, mayormente en los apoyos, lo que significa que la capacidad de las mismas en las secciones señaladas con un signo “!” es insuficiente. El acero de refuerzo real es insuficiente para resistir las solicitaciones que se generan a partir de las combinaciones y juegos de cargas exigidos en estado límite último según la Norma ACI-318.

- En todas las vigas, se cumple la cuantía mínima por flexión y no se excede la cuantía máxima, por lo tanto, de producirse fallas por flexión, estas se darían de manera dúctil.
- Para el caso del esfuerzo cortante, las fallas coinciden con las secciones en las que también existe fallas por flexión.
- En ninguna viga se respeta la separación mínima necesaria para los estribos, siendo este valor para vigas principales 13 [cm] y para vigas planas y de techo 8 [cm], teniéndose en realidad 20 [cm] en todas las vigas. Como se mencionó en la sección 2.3, teóricamente si no se respetara estos espaciamientos los estribos no estarían tomando la fuerza cortante correctamente, por lo que solo el hormigón y el acero longitudinal estarían resistiendo este efecto. En las tablas anteriores, el factor " $F_{s,c}$ " indica las fallas que existirían si se tomara el caso más desfavorable, en el cual los estribos no estuviesen tomando ningún esfuerzo cortante por encontrarse demasiado espaciados.
- En todas las secciones en las que los factores de seguridad (de momentos flectores y esfuerzos cortantes) indican una falla, deberían presentarse fisuras apreciables, más aun en el caso de considerarse el factor " $F_{s,c}$ ", pero en una inspección visual de toda la estructura y de las secciones con fallas, no se pueden distinguir fisuras de ningún tipo, por lo tanto, queda la duda de por qué esto ocurre lo cual será estudiado en las siguientes secciones.

3.4.3.2 Columnas de Hormigón Armado.

La **Tabla 37** Valores de las solicitaciones de columnas. Se construye tomando en cuenta las cinco combinaciones de solicitaciones más altas para cada grupo de columnas en cada planta. En ella se muestra los factores de seguridad que entrega el programa con respecto a las diferentes solicitaciones.

Tabla 37 Valores de las solicitaciones de columnas.

Nivel	Columna	Casos mas desfavorables		Solicitaciones					Factores de Seguridad				Cuantía [%]
		Nº	Descripción	N [KN]	M _y [KN*m]	M _z [KN*m]	F _y [KN]	F _z [KN]	Φ*M _n / M _u	Φ*N _n / N _u	Φ*V _n / V _u	Rd / Sd	
1º Piso	30 x 30	1	COMB2 = 1.2*D + 1.6*L1 (A)	200,11	2,95	18,75	7,68	1,15	2,35	3,33	157,27	1,94	0,85
		2	COMB14 = 1.2*D + 1.6*LL (A)	210,82	2,74	18,34	7,50	1,04	2,38	3,16	162,25	1,95	
		3	COMB4 = 1.2*D + 1.6*L3 (A)	212,47	2,61	18,29	7,50	1,02	2,38	2,14	162,62	1,95	
		4	COMB5 = 1.2*D + 1.6*L4 (A)	191,64	3,33	16,90	6,91	1,28	2,52	3,48	173,95	2,09	
		5	COMB9 = 1.2*D + 1.6*L8 (A)	191,93	3,37	16,82	6,91	1,30	2,53	3,47	173,88	2,10	
	20 x 30	1	COMB1 = 1.4*D (A)	167,40	2,10	-1,61	0,76	0,82	7,72	2,78	1000,00	2,78	1,02
		2	COMB1 = 1.4*D (B)	167,40	-0,78	1,15	0,76	0,82	13,75	2,78	1000,00	2,78	
		3	COMB1 = 1.4*D (C)	167,40	0,95	-0,64	0,76	0,82	18,17	2,78	1000,00	2,78	
		4	COMB13 = 1.2*D + 1.6*L12 (A)	163,72	1,69	-1,82	0,85	0,64	7,84	2,84	906,95	2,84	
		5	COMB13 = 1.2*D + 1.6*L12 (B)	163,72	-0,51	1,28	0,85	0,64	13,82	2,84	906,95	2,84	
	30 x 20	1	COMB14 = 1.2*D + 1.6*LL (A)	448,86	1,05	-13,29	5,89	0,46	1,02	0,97	181,62	1,02	1,02
		2	COMB10 = 1.2*D + 1.6*L9 (A)	448,80	1,19	-13,11	5,80	0,52	1,02	0,97	184,62	1,02	
		3	COMB10 = 1.2*D + 1.6*L9 (C)	448,80	0,48	-5,24	5,80	0,52	2,10	1,04	184,62	1,04	
		4	COMB10 = 1.2*D + 1.6*L9 (B)	448,80	-0,58	7,59	5,80	0,52	1,46	1,04	184,62	1,04	
		5	COMB14 = 1.2*D + 1.6*LL (B)	448,86	-0,45	7,77	5,89	0,46	1,43	1,04	181,62	1,04	
2º Piso	30 x 20	1	COMB10 = 1.2*D + 1.6*L9 (B)	235,05	-1,51	-24,85	13,70	0,90	1,07	1,21	62,36	1,06	1,02
		2	COMB14 = 1.2*D + 1.6*LL (B)	201,51	6,04	-21,57	12,34	3,52	1,09	1,42	67,06	1,07	
		3	COMB14 = 1.2*D + 1.6*LL (B)	234,35	-1,18	-24,95	13,75	0,72	1,08	1,22	62,09	1,07	
		4	COMB13 = 1.2*D + 1.6*L12 (B)	202,39	5,97	-21,59	12,35	3,47	1,09	1,41	67,06	1,07	
		5	COMB10 = 1.2*D + 1.6*L9 (B)	186,56	6,55	-19,65	11,16	3,87	1,15	1,71	73,08	1,13	
	20 x 30	1	COMB14 = 1.2*D + 1.6*LL (B)	132,56	-2,56	-7,44	3,79	1,64	2,53	3,51	189,57	2,15	1,02
		2	COMB4 = 1.2*D + 1.6*L3 (B)	133,71	-2,60	-7,38	3,76	1,65	2,54	3,48	191,57	2,16	
		3	COMB13 = 1.2*D + 1.6*L12 (B)	123,60	-2,90	-6,67	3,41	1,80	2,73	3,77	209,02	2,32	
		4	COMB11 = 1.2*D + 1.6*L10 (B)	118,38	-2,61	-6,25	3,01	1,33	2,95	3,93	235,47	2,47	
		5	COMB9 = 1.2*D + 1.6*L8 (B)	118,37	-2,55	-6,26	3,01	1,29	2,96	3,93	235,08	2,48	
3º Piso	30 x 20	1	COMB10 = 1.2*D + 1.6*L9 (A)	130,58	2,41	36,85	23,60	1,72	0,86	0,00	111,19	0,89	1,02
		2	COMB10 = 1.2*D + 1.6*L9 (A)	106,79	-7,45	27,05	17,99	5,28	0,95	0,68	142,20	0,95	
		3	COMB11 = 1.2*D + 1.6*L10 (A)	114,16	-6,24	28,35	17,06	4,11	0,96	0,63	151,15	0,96	
		4	COMB13 = 1.2*D + 1.6*L12 (A)	114,46	-6,75	29,93	19,98	4,77	0,91	0,00	129,07	0,91	
		5	COMB14 = 1.2*D + 1.6*LL (A)	160,58	3,16	-29,77	20,22	2,46	0,96	0,88	133,79	0,97	
	20 x 30	1	COMB14 = 1.2*D + 1.6*LL (A)	76,75	4,75	19,73	11,41	3,47	1,04	1,73	202,22	1,05	1,02
		2	COMB13 = 1.2*D + 1.6*L12 (A)	70,87	5,16	17,64	10,22	3,64	1,13	3,58	224,32	1,13	
		3	COMB2 = 1.2*D + 1.6*L1 (A)	77,20	4,18	18,92	10,37	2,73	1,10	2,50	222,46	1,10	
		4	COMB7 = 1.2*D + 1.6*L6 (A)	70,57	5,48	17,89	10,38	3,80	1,11	3,17	220,58	1,11	
		5	COMB4 = 1.2*D + 1.6*L3 (A)	77,32	4,63	19,54	11,29	3,47	1,05	2,11	204,43	1,06	
Techo	20 x 20	1	COMB11 = 1.2*D + 1.6*L10 (B)	30,88	3,03	-6,63	4,17	0,99	1,71	9,68	240,99	1,70	1,13
		2	COMB14 = 1.2*D + 1.6*LL (B)	30,98	2,94	-6,32	4,07	0,97	1,79	9,65	246,83	1,77	
		3	COMB8 = 1.2*D + 1.6*L7 (B)	30,98	3,59	-5,73	3,76	1,31	1,76	9,66	266,72	1,76	
		4	COMB10 = 1.2*D + 1.6*L9 (B)	31,07	3,56	-5,67	3,75	1,33	1,78	9,68	268,03	1,78	
		5	COMB2 = 1.2*D + 1.6*L1 (B)	30,89	3,46	-5,81	3,80	1,20	1,78	9,71	263,96	1,77	

Observaciones:

- Las columnas de sección 30 x 20 cm. en el 3° piso (en la envolvente de las solicitaciones agrupadas de todas las columnas de esta sección tipo), no poseen la capacidad suficiente para soportar las cargas de estado límite último según la Norma ACI 318-14.
- Las columnas de 30 x 30 cm. del 1° piso no sobrepasan la cuantía mínima de 1%, con lo que podrían aparecer fisuras debido a la retracción y fluencia del hormigón bajo cargas de servicio permanentes ocurriendo una falla frágil repentina, sin embargo, según el reporte 1473-S del comité ACI-105, *“Evaluation of Minimum Longitudinal Reinforcement Requirements for Reinforced Concrete Columns”*, este valor mínimo de refuerzo podría considerarse hasta un 0.5% en condiciones específicas. Por otro lado, y tomando en cuenta el acápite 10.3.1.2 de la Norma ACI 318-14, ya que la sección se encuentra sobredimensionada en promedio 2.01 veces, la cuantía mínima se puede tomar menor a 1% y como máximo 0.5%.
- Como se aprecia en la tabla 37, las resistencias a corte que ofrecen todas las secciones, son elevadas, con lo que en ningún caso se requiere un refuerzo mayor al mínimo, cuyo espaciamiento para todas las columnas es de 19 [cm] según el acápite 25.7.2.1 de la Norma ACI 318-14. En la realidad todos los estribos en columnas tienen una separación de 20 [cm], siendo un valor muy cercano al requerido.

3.4.3.3 Reconsideración de Cargas.

Ya que la estructura real, en muchas secciones, no cumple con las solicitaciones resultantes del análisis requerido en la Norma ACI 318-14, lo que no significa que los elementos estén fallando en la vida real, porque, la Norma ACI 318-14 toma factores de mayoración para las cargas (toma en cuenta el grado de precisión con el cual se calculan estas cargas y su posible variación durante la vida de la estructura), además de exigir juegos de carga para encontrar las solicitaciones más desfavorables en cada sección, con lo que el diseño tiene un elevado factor de seguridad, por tanto, para evaluar el desempeño real de la estructura, es posible omitir los factores de mayoración de las cargas (Estado de servicio) con el objetivo de verificar nuevamente si existen fallas en vigas y columnas ante cargas netamente estáticas.

En el programa, se modifican las combinaciones anteriormente definidas, reemplazando los factores de mayoración, pero respetando los juegos de carga como se muestra a continuación:

COMB1 = D
COMB2 = D + L1
COMB3 = D + L2
COMB4 = D + L3
COMB5 = D + L4
COMB6 = D + L5
COMB7 = D + L6
COMB8 = D + L7
COMB9 = D + L8
COMB10 = D + L9
COMB11 = D + L10
COMB12 = D + L11
COMB13 = D + L12
COMB14 = D + LL

3.4.3.3.1 Vigas de Hormigón Armado.

Tabla 38 Valores de esfuerzos de vigas con combinaciones reconsideradas.

Nivel	Viga	Tramo	Sección	Momento Flector [KN*m]				Esfuerzo Cortante [KN]					
				M _u	M _n	Φ*M _n	F _s	V _u	Φ*V _c	Φ*V _s	Φ*V _n	F _{s,c}	F _s
1º PISO	Eje 3	P1	Apo. Izq.	-13.55	-33.28	-29.95	2.21	31.91	24.32	23.87	48.19	0.76	1.51
			Tramo	15.43	33.28	29.95	1.94						
			Apo. Der.	-19.05	-33.28	-29.95	1.57	-31.75	24.32	23.87	48.19	0.77	1.52
		P2	Apo. Izq.	-8.13	-33.28	-29.95	3.68	13.85	24.32	23.87	48.19	1.76	3.48
			Tramo	-4.32	-33.28	-29.95	6.94						
			Apo. Der.	-0.49	-33.28	-29.95	61.13	-4.40	24.32	23.87	48.19	5.52	10.95
	Eje 4	P1	Apo. Izq.	-20.61	-33.28	-29.95	1.45	42.42	24.32	23.87	48.19	0.57	1.14
			Tramo	22.37	33.28	29.95	1.34						
			Apo. Der.	-26.29	-33.28	-29.95	1.14	-46.41	24.32	23.87	48.19	0.52	1.04
		P2	Apo. Izq.	-10.55	-33.28	-29.95	2.84	15.84	24.32	23.87	48.19	1.53	3.04
			Tramo	-6.06	-33.28	-29.95	4.94						
			Apo. Der.	-1.36	-33.28	-29.95	21.96	-5.16	24.32	23.87	48.19	4.71	9.33
	Eje 5	P1	Apo. Izq.	-23.48	-33.28	-29.95	1.28	48.13	24.32	23.87	48.19	0.51	1.00
			Tramo	25.06	33.28	29.95	1.20						
			Apo. Der.	-29.25	-33.28	-29.95	1.02	-51.76	24.32	23.87	48.19	0.47	0.93
		P2	Apo. Izq.	-10.89	-33.28	-29.95	2.75	17.82	24.32	23.87	48.19	1.36	2.70
			Tramo	-3.85	-33.28	-29.95	7.78						
			Apo. Der.	-3.21	-33.28	-29.95	9.33	-7.67	24.32	23.87	48.19	3.17	6.29
	Eje 6	P1	Apo. Izq.	-20.23	-33.28	-29.95	1.48	42.40	24.32	23.87	48.19	0.57	1.14
			Tramo	21.39	33.28	29.95	1.40						
			Apo. Der.	-25.30	-33.28	-29.95	1.18	-46.38	24.32	23.87	48.19	0.52	1.04
		P2	Apo. Izq.	-9.73	-33.28	-29.95	3.08	18.72	24.32	23.87	48.19	1.30	2.57
			Tramo	-2.35	-33.28	-29.95	12.77						
			Apo. Der.	-3.10	-33.28	-29.95	9.68	-9.05	24.32	23.87	48.19	2.69	5.32
	Eje C-D	P1	Apoyo	-0.65	-13.84	-12.46	19.29	-6.08	19.05	14.96	34.02	3.14	5.60
			Apo. Izq.	-1.63	-13.84	-12.46	7.66	14.86	19.05	14.96	34.02	1.28	2.29
		P2	Tramo	1.84	13.84	12.46	6.76						
			Apo. Der.	-2.90	-13.84	-12.46	4.30	-16.78	19.05	14.96	34.02	1.14	2.03
		P3	Apo. Izq.	-2.88	-13.84	-12.46	4.33	16.05	19.05	14.96	34.02	1.19	2.12
			Tramo	1.54	13.84	12.46	8.09						
			Apo. Der.	-3.70	-13.84	-12.46	3.37	-17.82	19.05	14.96	34.02	1.07	1.91
		P4	Apo. Izq.	-4.60	-13.84	-12.46	2.71	22.50	19.05	14.96	34.02	0.85	1.51
			Tramo	2.73	13.84	12.46	4.57						
		P5	Apo. Der.	-3.76	-13.84	-12.46	3.31	-19.48	19.05	14.96	34.02	0.98	1.75
			Apoyo	-2.49	-13.84	-12.46	5.01	11.70	19.05	14.96	34.02	1.63	2.91
		Eje F	P1	Apoyo	-0.75	-13.84	-12.46	16.72	-6.11	19.05	14.96	34.02	3.12
	Apo. Izq.			-1.39	-13.84	-12.46	8.99	11.14	19.05	14.96	34.02	1.71	3.05
	P2		Tramo	1.26	13.84	12.46	9.87						
			Apo. Der.	-2.21	-13.84	-12.46	5.65	-13.23	19.05	14.96	34.02	1.44	2.57
	P3		Apo. Izq.	-2.11	-13.84	-12.46	5.91	12.48	19.05	14.96	34.02	1.53	2.73
			Tramo	1.16	13.84	12.46	10.79						
			Apo. Der.	-3.08	-13.84	-12.46	4.04	-15.19	19.05	14.96	34.02	1.25	2.24
P4	Apo. Izq.		-3.42	-13.84	-12.46	3.64	16.94	19.05	14.96	34.02	1.12	2.01	
	Tramo		2.13	13.84	12.46	5.85							
P5	Apo. Der.		-1.98	-13.84	-12.46	6.30	-12.87	19.05	14.96	34.02	1.48	2.64	
	Apoyo		-0.30	-13.84	-12.46	40.99	1.56	19.05	14.96	34.02	12.22	21.82	

2º Piso	Eje 3	P1	Apo. Izq.	-8.65	-22.65	-20.39	2.36	19.56	24.32	23.87	48.19	1.24	2.46	
			Tramo	5.09	33.28	29.95	5.89							
			Apo. Der.	-8.28	-33.28	-29.95	3.62	-16.53	24.32	23.87	48.19	1.47	2.92	
		P2	Apo. Izq.	1.80	33.28	29.95	16.62	6.19	24.32	23.87	48.19	3.93	7.79	
			Tramo	3.40	33.28	29.95	8.80							
			Apo. Der.	-4.10	-33.28	-29.95	7.30	-16.28	24.32	23.87	48.19	1.49	2.96	
	Eje 4	P1	Apo. Izq.	-22.09	-33.28	-29.95	1.36	36.30	24.32	23.87	48.19	0.67	1.33	
			Tramo	16.89	33.28	29.95	1.77							
			Apo. Der.	-20.65	-33.28	-29.95	1.45	-35.30	24.32	23.87	48.19	0.69	1.37	
		P2	Apo. Izq.	-2.38	-33.28	-29.95	12.61	6.28	24.32	23.87	48.19	3.87	7.68	
			Tramo	3.45	33.28	29.95	8.68							
			Apo. Der.	-7.55	-33.28	-29.95	3.97	-22.05	24.32	23.87	48.19	1.10	2.18	
	Eje 5	P1	Apo. Izq.	-25.89	-33.28	-29.95	1.16	43.61	24.32	23.87	48.19	0.56	1.10	
			Tramo	21.11	33.28	29.95	1.42							
			Apo. Der.	-27.29	-33.28	-29.95	1.10	-54.45	24.32	23.87	48.19	0.45	0.89	
		P2	Apo. Izq.	-4.16	-33.28	-29.95	7.20	11.85	24.32	23.87	48.19	2.05	4.07	
			Tramo	4.00	33.28	29.95	7.49							
			Apo. Der.	-5.79	-22.65	-20.39	3.52	-15.34	24.32	23.87	48.19	1.59	3.14	
	Eje 6	P1	Apo. Izq.	-24.04	-33.28	-29.95	1.25	43.79	24.32	23.87	48.19	0.56	1.10	
			Tramo	20.41	33.28	29.95	1.47							
			Apo. Der.	-25.03	-33.28	-29.95	1.20	-44.87	24.32	23.87	48.19	0.54	1.07	
		P2	Apo. Izq.	-5.19	-33.28	-29.95	5.77	17.11	24.32	23.87	48.19	1.42	2.82	
			Tramo	5.42	33.28	29.95	5.53							
			Apo. Der.	-6.05	-22.65	-20.39	3.37	-17.51	24.32	23.87	48.19	1.39	2.75	
	Eje A	P1	Apo. Izq.	-0.65	-9.56	-8.60	13.27	2.66	19.05	14.96	34.02	7.16	12.78	
			Tramo	-0.43	-13.84	-12.46	29.25							
			Apo. Der.	-0.81	-13.84	-12.46	15.44	-3.17	19.05	14.96	34.02	6.00	10.72	
		P2	Apo. Izq.	-1.65	-13.84	-12.46	7.54	11.26	19.05	14.96	34.02	1.69	3.02	
			Tramo	1.41	13.84	12.46	8.84							
			Apo. Der.	-2.27	-13.84	-12.46	5.50	-12.79	19.05	14.96	34.02	1.49	2.66	
		P3	Apo. Izq.	-2.24	-13.84	-12.46	5.57	12.05	19.05	14.96	34.02	1.58	2.82	
			Tramo	1.14	13.84	12.46	10.98							
			Apo. Der.	-2.06	-13.84	-12.46	6.05	-12.82	19.05	14.96	34.02	1.49	2.65	
		P4	Apo. Izq.	-2.63	-13.84	-12.46	4.74	15.67	19.05	14.96	34.02	1.22	2.17	
			Tramo	1.91	13.84	12.46	6.53							
			Apo. Der.	-2.27	-13.84	-12.46	5.49	-14.74	19.05	14.96	34.02	1.29	2.31	
		Eje C-D	P1	Apoyo	-1.33	-13.84	-12.46	9.38	8.09	19.05	14.96	34.02	2.36	4.21
				Apo. Izq.	-1.92	-13.84	-12.46	6.50	13.67	19.05	14.96	34.02	1.39	2.49
				Tramo	3.07	13.84	12.46	4.06						
	P2		Apo. Der.	-4.53	-13.84	-12.46	2.75	-18.74	19.05	14.96	34.02	1.02	1.81	
			Apo. Izq.	-3.39	-13.84	-12.46	3.68	11.96	19.05	14.96	34.02	1.59	2.84	
			Tramo	-3.00	-13.84	-12.46	4.15							
	P3		Apo. Der.	-0.83	-13.84	-12.46	15.01	6.70	19.05	14.96	34.02	2.84	5.08	
			Apo. Izq.	-1.96	-13.84	-12.46	6.37	9.83	19.05	14.96	34.02	1.94	3.46	
			Tramo	1.17	13.84	12.46	10.67							
	P4		Apo. Der.	-1.35	-13.84	-12.46	9.26	-8.85	19.05	14.96	34.02	2.15	3.84	
			Apo. Izq.	-1.59	-13.84	-12.46	7.84	8.94	19.05	14.96	34.02	2.13	3.80	
			Tramo	1.07	13.84	12.46	11.63							
	P5		Apo. Der.	-2.52	-13.84	-12.46	4.94	-10.98	19.05	14.96	34.02	1.74	3.10	
			Apo. Izq.	-3.65	-13.84	-12.46	3.41	18.42	19.05	14.96	34.02	1.03	1.85	
			Tramo	2.54	13.84	12.46	4.91							
	P6	Apo. Der.	-3.01	-13.84	-12.46	4.14	-15.26	19.05	14.96	34.02	1.25	2.23		
		Apoyo	-1.80	-13.84	-12.46	6.94	9.53	19.05	14.96	34.02	2.00	3.57		
		Apoyo	-0.57	-13.84	-12.46	21.90	-4.78	19.05	14.96	34.02	3.99	7.12		
Eje F	P1	Apoyo	-0.57	-13.84	-12.46	21.90	-4.78	19.05	14.96	34.02	3.99	7.12		
		Apo. Izq.	-1.44	-13.84	-12.46	8.65	11.06	19.05	14.96	34.02	1.72	3.08		
		Tramo	1.21	13.84	12.46	10.27								
	P2	Apo. Der.	-2.08	-13.84	-12.46	5.99	-12.33	19.05	14.96	34.02	1.54	2.76		
		Apo. Izq.	-2.12	-13.84	-12.46	5.88	12.33	19.05	14.96	34.02	1.55	2.76		
		Tramo	1.16	13.84	12.46	10.71								
	P3	Apo. Der.	-2.73	-13.84	-12.46	4.57	-13.71	19.05	14.96	34.02	1.39	2.48		
		Apo. Izq.	-3.05	-13.84	-12.46	4.09	15.25	19.05	14.96	34.02	1.25	2.23		
		Tramo	1.99	13.84	12.46	6.26								
	P4	Apo. Der.	-2.27	-13.84	-12.46	5.49	-13.00	19.05	14.96	34.02	1.47	2.62		
		Apoyo	-0.31	-13.84	-12.46	40.45	1.58	19.05	14.96	34.02	12.07	21.56		

3º Piso	Eje 3	P1	Apo. Izq.	-11.44	-22.65	-20.39	1.78	36.30	24.32	23.87	48.19	0.67	1.33	
			Tramo	23.96	33.28	29.95	1.25							
			Apo. Der.	-25.70	-33.28	-29.95	1.17	-44.26	24.32	23.87	48.19	0.55	1.09	
		P2	Apo. Izq.	-14.84	-33.28	-29.95	2.02	19.19	24.32	23.87	48.19	1.27	2.51	
			Tramo	-8.23	-33.28	-29.95	3.64							
			Apo. Der.	-3.87	-33.28	-29.95	7.74	-6.88	24.32	23.87	48.19	3.53	7.00	
	Eje 4	P1	Apo. Izq.	-19.49	-33.28	-29.95	1.54	46.77	24.32	23.87	48.19	0.52	1.03	
			Tramo	26.66	33.28	29.95	1.12							
			Apo. Der.	-28.08	-33.28	-29.95	1.07	-51.16	24.32	23.87	48.19	0.48	0.94	
		P2	Apo. Izq.	-13.53	-33.28	-29.95	2.21	18.78	24.32	23.87	48.19	1.30	2.57	
			Tramo	-7.46	-33.28	-29.95	4.01							
			Apo. Der.	-6.80	-33.28	-29.95	4.41	-13.94	24.32	23.87	48.19	1.74	3.46	
	Eje 5	P1	Apo. Izq.	-19.61	-33.28	-29.95	1.53	44.89	24.32	23.87	48.19	0.54	1.07	
			Tramo	25.08	33.28	29.95	1.19							
			Apo. Der.	-25.71	-33.28	-29.95	1.16	-48.27	24.32	23.87	48.19	0.50	1.00	
		P2	Apo. Izq.	-9.89	-33.28	-29.95	3.03	11.57	24.32	23.87	48.19	2.10	4.17	
			Tramo	-5.22	-33.28	-29.95	5.74							
			Apo. Der.	-4.37	-22.65	-20.39	4.67	-6.34	24.32	23.87	48.19	3.83	7.60	
	Eje 6	P1	Apo. Izq.	-19.35	-33.28	-29.95	1.55	42.09	24.32	23.87	48.19	0.58	1.14	
			Tramo	22.16	33.28	29.95	1.35							
			Apo. Der.	-24.04	-33.28	-29.95	1.25	-44.36	24.32	23.87	48.19	0.55	1.09	
		P2	Apo. Izq.	-7.41	-33.28	-29.95	4.04	15.39	24.32	23.87	48.19	1.58	3.13	
			Tramo	2.42	33.28	29.95	12.38							
			Apo. Der.	-4.51	-22.65	-20.39	4.52	-12.22	24.32	23.87	48.19	1.99	3.94	
	Eje A	P1	Apoyo	-1.23	-13.84	-12.46	10.17	-7.19	19.05	14.96	34.02	2.65	4.73	
			Apo. Izq.	-1.78	-13.84	-12.46	7.00	10.91	19.05	14.96	34.02	1.75	3.12	
			Tramo	1.27	13.84	12.46	9.81							
		P2	Apo. Der.	-2.10	-13.84	-12.46	5.95	-11.92	19.05	14.96	34.02	1.60	2.85	
			Apo. Izq.	-2.25	-13.84	-12.46	5.53	12.28	19.05	14.96	34.02	1.55	2.77	
			Tramo	1.33	13.84	12.46	9.39							
		P3	Apo. Der.	-1.38	-13.84	-12.46	9.05	-11.45	19.05	14.96	34.02	1.66	2.97	
			Apo. Izq.	-6.24	-13.84	-12.46	2.00	10.53	19.05	14.96	34.02	1.81	3.23	
			Tramo	3.96	13.84	12.46	3.15							
		P4	Apo. Der.	-2.82	-13.84	-12.46	4.42	-20.59	19.05	14.96	34.02	0.93	1.65	
			Apoyo	-1.28	-13.84	-12.46	9.76	7.76	19.05	14.96	34.02	2.45	4.38	
			Tramo	1.28	13.84	12.46	11.09							
		Eje C-D	P1	Apoyo	-1.29	-13.84	-12.46	9.66	-6.76	19.05	14.96	34.02	2.82	5.03
				Apo. Izq.	-1.97	-13.84	-12.46	6.34	10.18	19.05	14.96	34.02	1.87	3.34
				Tramo	1.22	13.84	12.46	10.21						
	P2		Apo. Der.	-1.44	-13.84	-12.46	8.63	-9.38	19.05	14.96	34.02	2.03	3.63	
			Apo. Izq.	-1.81	-13.84	-12.46	6.88	9.97	19.05	14.96	34.02	1.91	3.41	
			Tramo	1.12	13.84	12.46	11.09							
	P3		Apo. Der.	-2.59	-13.84	-12.46	4.81	-11.69	19.05	14.96	34.02	1.63	2.91	
			Apo. Izq.	-4.12	-13.84	-12.46	3.02	18.85	19.05	14.96	34.02	1.01	1.80	
			Tramo	3.10	13.84	12.46	4.02							
	P4		Apo. Der.	-3.21	-13.84	-12.46	3.88	-20.87	19.05	14.96	34.02	0.91	1.63	
			Apoyo	-1.79	-13.84	-12.46	6.98	8.90	19.05	14.96	34.02	2.14	3.82	
			Tramo	1.13	13.84	12.46	11.02							
Eje F	P1		Apoyo	-0.75	-13.84	-12.46	16.61	-5.94	19.05	14.96	34.02	3.21	5.73	
			Apo. Izq.	-1.48	-13.84	-12.46	8.40	10.83	19.05	14.96	34.02	1.76	3.14	
			Tramo	1.23	13.84	12.46	10.15							
	P2	Apo. Der.	-1.77	-13.84	-12.46	7.03	-11.36	19.05	14.96	34.02	1.68	2.99		
		Apo. Izq.	-2.09	-13.84	-12.46	5.97	12.12	19.05	14.96	34.02	1.57	2.81		
		Tramo	1.13	13.84	12.46	11.02								
	P3	Apo. Der.	-2.73	-13.84	-12.46	4.57	-13.77	19.05	14.96	34.02	1.38	2.47		
		Apo. Izq.	-2.98	-13.84	-12.46	4.19	15.17	19.05	14.96	34.02	1.26	2.24		
		Tramo	2.03	13.84	12.46	6.13								
	P4	Apo. Der.	-1.89	-13.84	-12.46	6.59	-12.03	19.05	14.96	34.02	1.58	2.83		
		Apoyo	-0.30	-13.84	-12.46	41.39	1.55	19.05	14.96	34.02	12.28	21.92		
		Tramo	1.13	13.84	12.46	11.02								

Techo	Eje 7	P1	Apo. Izq.	-2.03	-9.43	-8.49	4.19	6.87	15.24	14.96	30.21	2.22	4.40	
			Tramo	4.70	13.71	12.34	2.62							
			Apo. Der.	-2.80	-13.71	-12.34	4.41	-7.23	15.24	14.96	30.21	2.11	4.18	
		P2	Apo. Izq.	-1.38	-13.71	-12.34	8.93	2.95	15.24	14.96	30.21	5.17	10.25	
			Tramo	-0.47	-13.71	-12.34	26.03							
			Apo. Der.	-1.23	-9.43	-8.49	6.90	-2.85	15.24	14.96	30.21	5.35	10.60	
	Eje A	P1	Apo. Izq.	-1.21	-9.43	-8.49	7.03	6.77	15.24	14.96	30.21	2.25	4.46	
			Tramo	2.95	13.71	12.34	4.19							
			Apo. Der.	-5.23	-13.71	-12.34	2.36	-9.53	15.24	14.96	30.21	1.60	3.17	
		P2	Apo. Izq.	-5.22	-13.71	-12.34	2.36	9.63	15.24	14.96	30.21	1.58	3.14	
			Tramo	3.14	13.71	12.34	3.92							
			Apo. Der.	-5.72	-13.71	-12.34	2.16	-9.92	15.24	14.96	30.21	1.54	3.04	
		P3	Apo. Izq.	-5.55	-13.71	-12.34	2.22	7.70	15.24	14.96	30.21	1.98	3.92	
			Tramo	-3.98	-13.71	-12.34	3.10							
			Apo. Der.	-1.54	-9.43	-8.49	5.51	3.76	15.24	14.96	30.21	4.05	8.03	
		Eje C-D	P1	Apo. Izq.	-1.89	-9.43	-8.49	4.48	9.45	15.24	14.96	30.21	1.61	3.20
				Tramo	4.09	13.71	12.34	3.01						
				Apo. Der.	-6.91	-13.71	-12.34	1.78	-12.88	15.24	14.96	30.21	1.18	2.35
	P2		Apo. Izq.	-5.86	-13.71	-12.34	2.10	12.15	15.24	14.96	30.21	1.25	2.49	
			Tramo	3.94	13.71	12.34	3.13							
			Apo. Der.	-10.02	-13.71	-12.34	1.23	-14.55	15.24	14.96	30.21	1.05	2.08	
	P3		Apo. Izq.	-9.86	-13.71	-12.34	1.25	17.01	15.24	14.96	30.21	0.90	1.78	
			Tramo	-6.24	-13.71	-12.34	1.98							
			Apo. Der.	0.30	9.43	8.49	28.49	11.65	15.24	14.96	30.21	1.31	2.59	
	Eje F		P1	Apo. Izq.	-1.59	-9.43	-8.49	5.33	7.02	15.24	14.96	30.21	2.17	4.30
				Tramo	2.95	13.71	12.34	4.19						
				Apo. Der.	-4.80	-13.71	-12.34	2.57	-9.21	15.24	14.96	30.21	1.66	3.28
		P2	Apo. Izq.	-4.13	-13.71	-12.34	2.99	8.73	15.24	14.96	30.21	1.75	3.46	
			Tramo	2.83	13.71	12.34	4.36							
			Apo. Der.	-7.51	-13.71	-12.34	1.64	-10.66	15.24	14.96	30.21	1.43	2.83	
		P3	Apo. Izq.	-7.75	-13.71	-12.34	1.59	11.67	15.24	14.96	30.21	1.31	2.59	
			Tramo	-5.28	-13.71	-12.34	2.34							
			Apo. Der.	-0.91	-9.43	-8.49	9.31	7.77	15.24	14.96	30.21	1.96	3.89	

3.4.3.3.2 Columnas de Hormigón Armado.

Tabla 39 Valores de esfuerzos de columnas con combinaciones reconsideradas.

Nivel	Columna	Casos mas desfavorables		Solicitaciones			Factores de Seguridad			Cuantía [%]
		Nº	Descripción	N [KN]	M _y [KN*m]	M _z [KN*m]	$\Phi * M_n / M_u$	$\Phi * N_n / N_u$	Rd / Sd	
1º Piso	30 x 30	1	COMB14 = D + LL (A)	166.89	2.01	14.46	3.21	4.00	2.47	0.85
		2	COMB2 = D + L1 (A)	160.38	2.02	14.56	3.18	4.16	2.49	
		3	COMB4 = D + L3 (A)	167.46	1.89	14.33	3.24	3.98	2.49	
		4	COMB5 = D + L4 (A)	155.27	2.25	13.63	3.31	4.30	2.62	
		5	COMB7 = D + L6 (A)	158.51	2.23	13.39	3.37	4.21	2.63	
	20 x 30	1	COMB13 = D + L12 (B)	133.18	-0.49	0.97	18.07	3.50	3.50	1.02
		2	COMB13 = D + L12 (C)	133.18	0.71	-0.57	22.84	3.50	3.50	
		3	COMB13 = D + L12 (A)	133.18	1.50	-1.42	9.77	3.50	3.50	
		4	COMB14 = D + LL (B)	132.84	-0.51	0.99	17.66	3.50	3.50	
		5	COMB14 = D + LL (A)	132.84	1.51	-1.43	9.71	3.50	3.50	
	30 x 20	1	COMB14 = D + LL (A)	351.12	0.67	-10.39	2.09	1.29	1.30	1.02
		2	COMB10 = D + L9 (A)	349.81	0.76	-10.21	2.13	1.30	1.31	
		3	COMB10 = D + L9 (C)	349.81	0.33	-4.08	5.31	1.33	1.33	
		4	COMB10 = D + L9 (B)	349.81	-0.30	5.68	3.84	1.33	1.33	
		5	COMB14 = D + LL (C)	351.12	0.31	-4.16	5.20	1.33	1.33	
2º Piso	30 x 20	1	COMB14 = D + LL (B)	185.37	-0.46	-19.17	1.53	2.11	1.39	1.02
		2	COMB14 = D + LL (B)	158.18	3.63	-16.79	1.53	2.56	1.43	
		3	COMB14 = D + LL (B)	230.73	-1.34	14.69	1.80	1.85	1.50	
		4	COMB14 = D + LL (A)	230.73	1.47	-13.36	1.95	1.89	1.51	
		5	COMB14 = D + LL (C)	230.73	0.59	5.87	4.45	2.02	1.51	
	20 x 30	1	COMB14 = D + LL (B)	104.53	-1.78	-5.79	3.38	4.45	2.78	1.02
		2	COMB4 = D + L3 (B)	104.87	-1.72	-5.69	3.46	4.44	2.82	
		3	COMB7 = D + L6 (B)	99.25	-2.00	-5.41	3.52	4.69	2.92	
		4	COMB13 = D + L12 (B)	98.74	-1.86	-5.28	3.64	4.72	2.99	
		5	COMB13 = D + L12 (A)	112.21	-0.50	-3.42	6.18	4.15	3.11	
3º Piso	30 x 20	1	COMB14 = D + LL (A)	103.79	0.85	28.31	1.21	1.97	1.20	1.02
		2	COMB10 = D + L9 (A)	103.62	1.18	27.71	1.21	2.16	1.21	
		3	COMB14 = D + LL (A)	88.33	0.39	29.46	1.17	2.19	1.22	
		4	COMB14 = D + LL (A)	90.15	-4.09	23.08	1.26	3.19	1.23	
		5	COMB13 = D + L12 (A)	90.37	-3.93	22.88	1.29	3.48	1.25	
	20 x 30	1	COMB14 = D + LL (A)	60.80	3.41	15.12	1.35	5.67	1.37	1.02
		2	COMB4 = D + L3 (A)	61.06	3.21	14.84	1.37	5.68	1.40	
		3	COMB7 = D + L6 (A)	57.15	3.79	14.05	1.41	6.56	1.44	
		4	COMB2 = D + L1 (A)	61.05	3.00	14.52	1.41	5.84	1.44	
		5	COMB5 = D + L4 (A)	56.77	3.52	13.83	1.44	6.60	1.48	
Techo	20 x 20	1	COMB11 = D + L10 (B)	25.72	1.75	-5.04	2.44	12.45	2.41	1.13
		2	COMB14 = D + LL (B)	25.77	1.76	-4.88	2.51	12.42	2.46	
		3	COMB13 = D + L12 (B)	25.74	1.69	-4.88	2.52	12.44	2.48	
		4	COMB8 = D + L7 (B)	25.76	1.97	-4.56	2.53	12.43	2.50	
		5	COMB6 = D + L5 (B)	25.75	1.97	-4.56	2.53	12.43	2.50	

3.4.3.3.3 Observaciones.

- En vigas y columnas, tomando en cuenta las cargas sin mayoración, se puede observar que no existen fallas, lo cual explica el hecho de que en la estructura no existan fisuras, aunque no se esté cumpliendo a priori la Norma ACI 318-14.
- Ya que aún se pueden observar fallas en las vigas debido al esfuerzo cortante, se puede concluir que la suposición de que no existe aporte de los estribos debido a su distribución, es incorrecta, debido a la inexistencia de fisuras de corte.
- El modelo realizado en el programa, por lo tanto, tendría una distribución y secciones adecuadamente consideradas, ya que podemos observar un comportamiento de los elementos similares a la realidad.
- Podría llegarse a pensar que, la eliminación de los factores de mayoración en las combinaciones, es incorrecta, ya que no se estaría considerando la incertidumbre en la medición de las cargas, pero en la realidad, las cargas normativas de uso según el ambiente considerado (en este caso oficinas y departamentos), son muy elevadas, debido al uso actual de la construcción. Por otro lado, los ambientes tienen una distribución fija de mobiliario, además de una circulación de personas muy baja, con lo que los juegos de carga considerados también introducen en el modelo un factor de seguridad adicional, al generar los máximos esfuerzos debidos al movimiento de la carga de uso hipotético.

Finalmente, para el objeto de este proyecto y por lo descrito anteriormente, se considera adecuado trabajar con las cargas sin mayoración para el posterior análisis sísmico.

3.5 CARGA SISMICA

3.5.1 Factor de Importancia.

Para el presente proyecto la edificación se clasifica como tipo II ya que este es para vivienda, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales, por lo tanto, el factor de importancia es de:

$$I_e = 1.0$$

3.5.2 Clasificación del Suelo de Fundación.

Como en la sección 3.1.2.3.2 se calculó el N_{60} igual a **24.61** por ello se determina la clasificación del tipo de suelo y según la GBDS el tipo de suelo es rígido (S3)

Suelos rígidos con velocidades de propagación de onda de corte entre 180 m/s a 370 m/s. Los suelos granulares con resultados del ensayo de penetración estándar N_{60} entre 15 y 50 golpes y suelos cohesivos con resistencia al corte en condición no drenada S_u entre 50 kPa y 100 kPa. (p. 16)

Tabla 40 Parámetros del suelo.

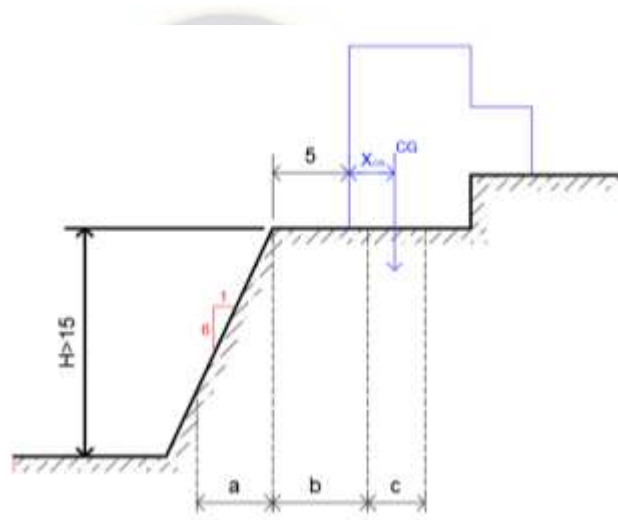
Suelo	V_{s30} [m/s]	N_{60} [golpes]	S_u [kPa]
S0	>1500		
S1	760 a 1500		
S2	370 a 760	>50	>100
S3	180 a 370	15 a 50	50 a 100
S4	<180	<15	<50
S5	Estudio geotécnico y de mecánica de suelos		

Nota. Adaptado de Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, (p. 17).

3.5.3 Efecto de la Topografía y Pendientes.

El edificio de estudio se encuentra situada en una topografía escarpada por esta razón es necesario estudiar la topografía del lugar y encontrar un factor τ , que mediante este factor puede cambiar el espectro de diseño.

Ilustración 80 Topografía de la edificación.



Nota. Elaboración propia. Se aprecia la topografía donde se toma el centro de gravedad para el cálculo del factor.

Donde:

$$a = \frac{H}{3} = \frac{15}{3} = 5 \text{ [m]} \quad b = \frac{H + 10}{4} = \frac{15 + 10}{4} = 6.25 \text{ [m]} \quad c = \frac{H}{4} = \frac{15}{4} = 3.75 \text{ [m]}$$

Se halla la distancia del centro de gravedad con la ayuda del programa y se tiene:

$$X_{CG} = 3.055 \text{ [m]}$$

Con la distancia del centro de gravedad se puede hallar el factor de multiplicación máximo τ .

$$\begin{aligned} \tau &= 1.00 && \text{para } (I - i) < 0.40 \\ \tau &= 1.00 + 0.80(I - i - 0.40) && \text{para } 0.40 \leq (I - i) \leq 0.90 \end{aligned}$$

$$\tau = 1.40$$

para $(I - i) > 0.90$

Donde:

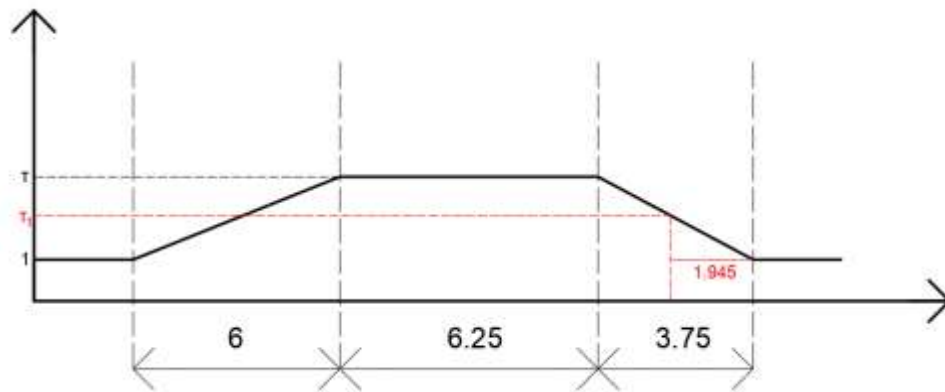
$$I=6$$

$$i=0$$

$$(I - i) = (6 - 0) = 6$$

$$6 > 0.90$$

Ilustración 81 Factor de multiplicación de la edificación.



Nota. Elaboración propia. La ilustración muestra el factor τ_1 en color rojo y el factor máximo τ .

Se obtiene de la **Ilustración 81** Factor de multiplicación de la edificación. por relación de triángulos la siguiente ecuación

$$\tau_1 = 1 + \frac{0.4 * 1.945}{3.75} = 1.21$$

3.5.4 Coeficiente de Sitio de Periodo Corto F_A y coeficiente de Sitio de Periodo Largo F_V .

Con la ayuda del mapa probabilístico de amenaza sísmico **Ilustración 14** Mapa probabilístico de amenaza sísmica para Bolivia. para la capital de La Paz esta entre 12% a 16% PGA y por la ubicación de la estructura se tiene.

$$S_0 = 13\%$$

Ya que las tablas proporcionadas por la GBDS para los coeficientes de periodo corto y largo se proceden a hacer la interpolación lineal para $S_0=0.13$

$$F_a = 1.41$$

$$F_v = 2.01$$

3.5.5 Categoría de Diseño Sísmico.

$$F_a S_0 = 1.41 * 0.13 = 0.183$$

$$F_v S_0 = 2.01 * 0.13 = 0.261$$

Teniendo los resultados, la estructura de estudio pertenece a la categoría B.

Para las estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico Categoría B, se permite que las fuerzas sísmicas de diseño aplicarse independientemente en cada una de las dos direcciones ortogonales y se permite despreciar los efectos de interacción ortogonales. (ASCE/SEI 7 Ed. 2010, p 87).

3.5.6 Espectro Elástico de Respuesta S_{ae} y de Diseño S_a .

3.5.6.1 *Factor De Modificación De Respuesta R Y Factor De Amplificación De Desplazamiento Lateral C_d .*

3.5.6.1.1 **Factor de Modificación de Respuesta Básico R_0 y Factor de Amplificación de Desplazamientos Laterales C_{d0} .**

Debe estudiarse la tipología estructural, para que el sistema estructural sea considerado como un pórtico ordinario debe cumplir los requerimientos por la Norma ACI

318-14 (p. 284-285) y para considerar un sistema como conformado por pórticos intermedios, de debe cumplir los requerimientos por la Norma ACI 318-14 (p. 286-287), como se muestra a continuación:

Tabla 41 *Sistemas de pórticos.*

SISTEMA DE PORTICOS ORDINARIOS	Esta sección aplica solamente a los pórticos ordinarios resistentes a momento asignados a la CDS B.	CUMPLE
	Las vigas deben tener al menos dos barras continuas colocadas tanto en la cara superior como en la inferior.	CUMPLE
SISTEMA DE PORTICOS INTERMEDIOS	Las vigas deben tener al menos dos barras continuas en las caras superior e inferior.	CUMPLE
	La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara del nudo	CUMPLE
	En ambos extremos de la viga deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en una longitud 2h medida desde la cara del miembro de apoyo hacia el centro de la luz.	NO

Nota. Elaboración propia.

Haciendo un estudio de la estructura se puede apreciar que se debe considerar un sistema de Pórticos ordinario resistentes a momentos en el plano Y, y columnas conectadas con entresijos con vigas planas en el plano X. Por lo tanto, los factores son:

$$R_{0x} = 2.5 \quad R_{0y} = 3$$

$$C_{d0x} = 1.8 \quad C_{d0y} = 2.5$$

3.5.6.1.2 Factor de Irregularidad en Altura y en Planta.

3.5.6.1.2.1 Irregularidad de Rigidez.

Las rigideces laterales se pueden calcular como la razón entre la fuerza cortante del

entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masa, ambos evaluados para la misma condición de carga.

Primeramente, se debe hallar el factor de corrección del peso propio de la estructura, ya que el programa Robot Structural Analysis Pro hace un solape de volúmenes en las uniones de vigas y columnas, por esta razón el peso del programa es mayor al peso real de la estructura así pues obteniendo el factor se puede corregir el peso propio excedente del programa y de esta manera poder introducir el espectro elástico y determinar la rigidez lateral.

Tabla 42 Peso propio de estructura de la edificación.

PESO PROPIO DE ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO

COLUMNAS de H^oA^o por plantas

γ [KN/m ³]	24
-------------------------------	----

Columna	Nivel	# de Elementos	b [m]	h [m]	L [m]	Volumen [m ³]	γ [KN/m ³]	Peso por Nivel [KN]
C 30x30	N+3,53m	2	0.3	0.3	3.53	0.64	24	15.25
C 30x20	N+3,53m	10	0.3	0.2	3.53	2.12	24	50.83
C 30x20	N+6,79m	12	0.3	0.2	3.26	2.35	24	56.33
C 30x20	N+9,49m	12	0.3	0.2	2.7	1.94	24	46.66
C 20x20	N+12,01m	9	0.2	0.2	2.52	0.91	24	21.77
Peso Total de Columnas [KN] =								190.84

NERVIOS de H^oA^o por plantas

Nervio	Nivel	# de Elementos	b [m]	h [m]	L [m]	Volumen [m ³]	γ [KN/m ³]	Peso por Nivel [KN]
Vigueta	N+3,53m	10	0.1	0.15	3.86	0.58	24	13.90
Vigueta	N+3,53m	10	0.1	0.15	3.11	0.47	24	11.20
Vigueta	N+3,53m	10	0.1	0.15	4.59	0.69	24	16.52
Vigueta	N+6,79m	10	0.1	0.15	3.86	0.58	24	13.90
Vigueta	N+6,79m	10	0.1	0.15	3.11	0.47	24	11.20
Vigueta	N+6,79m	10	0.1	0.15	4.59	0.69	24	16.52
Vigueta	N+6,79m	5	0.1	0.15	4.19	0.31	24	7.54
Vigueta	N+9,49m	10	0.1	0.15	3.86	0.58	24	13.90
Vigueta	N+9,49m	10	0.1	0.15	3.11	0.47	24	11.20
Vigueta	N+9,49m	8	0.1	0.15	4.59	0.55	24	13.22
Vigueta	N+9,49m	2	0.1	0.15	1.94	0.06	24	1.40
Peso Total de Nervios [KN] =								130.482

LOSAS de H°A° por plantas

Losa	Nivel	# de Elementos	h [m]	Área [m ²]	Volumen [m ³]	γ [KN/m ³]	Peso por Nivel [KN]
ESP 5	N+3,53m	1	0.05	68.63	3.43	24	82.36
ESP 5	N+6,79m	1	0.05	81.14	4.06	24	97.37
ESP 5	N+9,49m	1	0.05	63.91	3.20	24	76.69
Peso Total de Losas [KN] =							256.42

VIGAS de H°A° por plantas

Viga	Nivel	# de Elementos	b [m]	h [m]	L [m]	Volumen [m ³]	γ [KN/m ³]	Peso por Nivel [KN]
VP 20x25	N+3,53m	1	0.2	0.25	0.64	0.03	24	0.77
VP 20x25	N+3,53m	2	0.2	0.25	2.82	0.28	24	6.77
VP 20x25	N+3,53m	2	0.2	0.25	2.91	0.29	24	6.98
VP 20x25	N+3,53m	2	0.2	0.25	3.49	0.35	24	8.38
VP 20x25	N+3,53m	2	0.2	0.25	0.81	0.08	24	1.94
VP 20x25	N+3,53m	1	0.2	0.25	0.69	0.03	24	0.83
VP 20x25	N+3,53m	1	0.2	0.25	0.76	0.04	24	0.91
V 20x30	N+3,53m	4	0.2	0.3	3.88	0.93	24	22.35
V 20x30	N+3,53m	2	0.2	0.3	1.31	0.16	24	3.77
V 20x30	N+3,53m	2	0.2	0.3	1.51	0.18	24	4.35
V 20x30	N+3,53m	1	0.2	0.3	10.21	0.61	24	14.70
VP 20x25	N+6,79m	1	0.2	0.25	0.64	0.03	24	0.77
VP 20x25	N+6,79m	1	0.2	0.25	2.82	0.14	24	3.38
VP 20x25	N+6,79m	2	0.2	0.25	2.91	0.29	24	6.98
VP 20x25	N+6,79m	2	0.2	0.25	3.49	0.35	24	8.38
VP 20x25	N+6,79m	2	0.2	0.25	0.81	0.08	24	1.94
VP 20x25	N+6,79m	1	0.2	0.25	0.59	0.03	24	0.71
VP 20x25	N+6,79m	1	0.2	0.25	2.87	0.14	24	3.44
VP 20x25	N+6,79m	1	0.2	0.25	3.99	0.20	24	4.79
VP 20x25	N+6,79m	1	0.2	0.25	6.79	0.34	24	8.15
VP 20x25	N+6,79m	1	0.2	0.25	3.39	0.17	24	4.07
VP 20x25	N+6,79m	1	0.2	0.25	0.76	0.04	24	0.91
V 20x30	N+6,79m	1	0.2	0.3	3.93	0.24	24	5.66
V 20x30	N+6,79m	1	0.2	0.3	0.59	0.04	24	0.85
V 20x30	N+6,79m	3	0.2	0.3	3.88	0.70	24	16.76
V 20x30	N+6,79m	2	0.2	0.3	1.385	0.17	24	3.99
V 20x30	N+6,79m	2	0.2	0.3	1.51	0.18	24	4.35
V 20x30	N+6,79m	1	0.2	0.3	19.88	1.19	24	28.63
VP 20x25	N+9,49m	1	0.2	0.25	0.64	0.03	24	0.77
VP 20x25	N+9,49m	1	0.2	0.25	2.82	0.14	24	3.38
VP 20x25	N+9,49m	2	0.2	0.25	2.91	0.29	24	6.98
VP 20x25	N+9,49m	2	0.2	0.25	3.49	0.35	24	8.38
VP 20x25	N+9,49m	2	0.2	0.25	0.81	0.08	24	1.94
VP 20x25	N+9,49m	1	0.2	0.25	0.69	0.03	24	0.83
VP 20x25	N+9,49m	1	0.2	0.25	1.51	0.08	24	1.81
VP 20x25	N+9,49m	1	0.2	0.25	6.82	0.34	24	8.18
VP 20x25	N+9,49m	1	0.2	0.25	0.76	0.04	24	0.91
V 20x30	N+9,49m	1	0.2	0.3	3.93	0.24	24	5.66
V 20x30	N+9,49m	3	0.2	0.3	3.88	0.70	24	16.76
V 20x30	N+9,49m	2	0.2	0.3	1.385	0.17	24	3.99
V 20x30	N+9,49m	2	0.2	0.3	1.51	0.18	24	4.35
VP 20x25	N+9,49m	1	0.2	0.3	3.39	0.20	24	4.88
V 20x20	N+12,01m	3	0.2	0.2	2.91	0.35	24	8.38
V 20x20	N+12,01m	3	0.2	0.2	3.49	0.42	24	10.05
V 20x20	N+12,01m	3	0.2	0.2	0.71	0.09	24	2.04
V 20x20	N+12,01m	1	0.2	0.2	0.25	0.01	24	0.24
V 20x20	N+12,01m	1	0.2	0.2	1.86	0.07	24	1.79
V 20x20	N+12,01m	1	0.2	0.2	4.18	0.17	24	4.01
Peso Total de Vigas [KN] =							270.86	

Tabla 43 Resumen de peso propio de elementos de H°A°

ELEMENTOS	[KN]	[Kg]	[Ton]
COLUMNAS	190.84	19460.28	19.46
VIGAS	270.86	27619.51	27.62
LOSAS	256.42	26146.74	26.15
NERVIOS	130.48	13305.25	13.31
	848.60	86531.78	86.53

Del programa tenemos:

Tabla 44 Peso de elementos de H°A° del programa Robot.

Caso 1	Peso Propio					
Suma final	0,061	0,586	773,707	0,633	-0,200	0,013
Suma de reaccio	-0,000	-0,000	869,538	-7177,582	80,135	-0,000
Suma de esfuer	0,0	0,0	-869,538	7177,582	-80,135	0,0
Verificación	-0,000	-0,000	0,000	0,000	-0,000	-0,000
Precisión:	5,74708e-08	6,35780e-22				

Del Programa	[KN]	[Kg]	[Ton]
	869.54	88666.79	88.67

Con estos resultados se obtiene el factor de corrección:

$$\text{Factor de corrección} = \frac{848.60}{869.54} = 0.9759$$

Introduciendo el factor al programa se tiene corregido el peso de la estructura.

Tabla 45 Introducción de factor de corrección al programa.

1:Peso Propio	peso propio	1A4 10A267	Estructura en	-Z	Coef=0,98	MEMO:
---------------	-------------	------------	---------------	----	------------------	-------

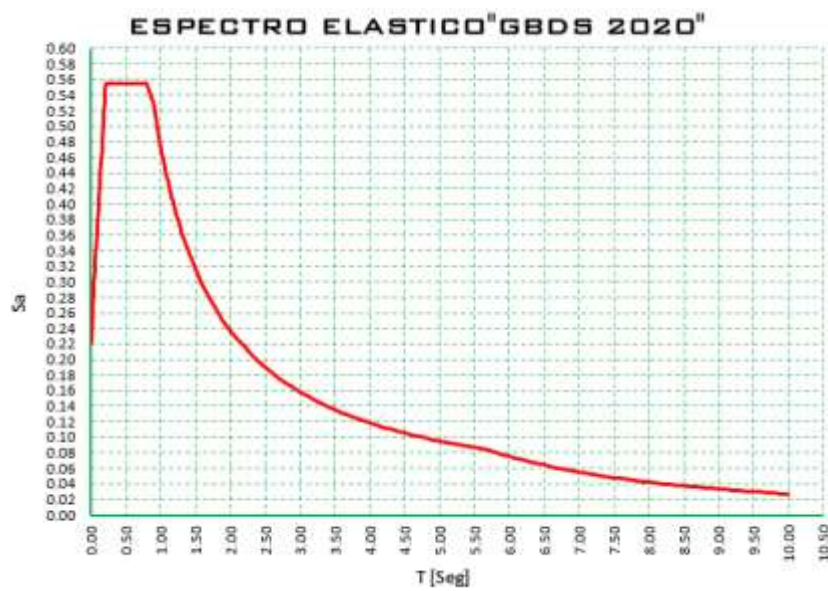
Caso 1	Peso Propio					
Suma final	0,060	0,572	755,138	0,618	-0,196	0,013
Suma de reaccio	-0,000	-0,000	848,669	-7005,320	78,212	-0,000
Suma de esfuer	0,0	0,0	-848,669	7005,320	-78,212	0,0
Verificación	-0,000	-0,000	0,000	0,000	-0,000	-0,000
Precisión:	2,32153e-08	6,35780e-22				

Nota. El factor corrige el exceso de peso que esta ocasionada por los solapes de la estructura teniendo así el peso real.

Para el cálculo de la del espectro elástico de pseudo-aceleraciones se tiene los siguientes parámetros descritos anteriormente.

Tabla 46 Espectro elástico de respuesta S_d .

ESPECTRO SISMICO		Periodos límites:
Pseudo Aceleración Sísmica:	$S_0 = 0.13$	$T_0 = 0.21$
Factor de Importancia:	$I_e = 1.00$	$T_s = 0.86$
Tipo de suelo:	S_3	$T_L = 5.72$
Coefficiente De Sitio "PERIODO CORTO":	$F_a = 1.41$	
Coefficiente De Sitio "PERIODO LARGO":	$F_v = 2.01$	



Una vez obtenido el espectro se lo introduce al programa para hallar las fuerzas laterales y desplazamientos.

Tabla 47 Rigidez y Fuerzas laterales en X

SISMO DINAMICO "X"						
N° DE PISO	ALTURA	FUERZA LATERAL "SDX"	DESPL. CORRELATIVO	DESPL. RELATIVO	Ks	%
Techo	2.52 m	34 KN	54.000 mm	7.000 mm	4857 KN/m	
Planta 3	2.70 m	133 KN	47.000 mm	12.880 mm	10296 KN/m	212%
Planta 2	3.26 m	215 KN	34.120 mm	18.080 mm	11910 KN/m	116%
Planta 1	3.53 m	256 KN	16.040 mm	16.040 mm	15965 KN/m	134%

Tabla 48 Rigidez y Fuerzas laterales en Y

SISMO DINAMICO "Y"						
N° DE PISO	ALTURA	FUERZA LATERAL "SDY"	DESPL. CORRELATIVO	DESPL. RELATIVO	Ks	%
Techo	2.52 m	40 KN	62.000 mm	23.000 mm	1739 KN/m	
Planta 3	2.70 m	106 KN	39.000 mm	11.000 mm	9636 KN/m	554%
Planta 2	3.26 m	174 KN	28.000 mm	15.000 mm	11600 KN/m	120%
Planta 1	3.53 m	204 KN	13.000 mm	13.000 mm	15692 KN/m	135%

Como las rigideces de cada piso son mayores al 70% como indica la GBDS no se tiene irregularidad de rigidez.

3.5.6.1.2.2 Irregularidad de Masa y Peso.

Se tiene irregularidad cuando el peso de un piso determinado es mayor que 1.5 veces que el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

Para un análisis sísmico se debe considerar la totalidad de las cargas permanentes más un porcentaje de la sobrecarga de uso y esta no podrá ser inferior al 25% en construcciones de uso privado.

Tabla 49 Valores de Masa del Edificio.

View	Plan	Plantas	Reacciones
Caso/Planta	Nombre	Masa (kg)	G (x,y,z) (m)
11/ 1	Planta 1	77997,67	0,494 -8,238 3,378
11/ 2	Planta 2	88614,68	-1,355 -8,118 6,684
11/ 3	Planta 3	71272,92	0,331 -8,266 9,400
11/ 4	Techo	19071,59	2,673 -7,913 11,863

Tabla 50 Irregularidad de masa.

Nombre	Masa (kg)	
Planta 1	77997.67	0.88
Planta 2	88614.68	1.24
Planta 3	71272.92	
Techo	19071.59	

Solo se comprueba la planta 1 y 2 por tener dos pisos adyacentes, el nivel de techo no se toma en cuenta por considerarse como AZOTEA.

Por tanto, como la relación entre las masas es menor a 1.5 veces no existe irregularidad de peso.

3.5.6.1.2.3 Irregularidad Geométrica Vertical.

Es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

Tabla 51 Longitudes del edificio.

View	Plan	Plantas	Reacciones					
Planta	Nombre	Lista	Color	Lx (m)	Ly (m)	ex1 (m)	ey1 (m)	
1	Planta 1	1to4 10to30 32		11,554	5,940	0,578	0,297	
2	Planta 2	31to40By3 68to		15,740	5,940	0,787	0,297	
3	Planta 3	97 101 105 108		11,554	5,940	0,578	0,297	
4	Techo	189 194 198 23		7,699	5,940	0,385	0,297	

Nota. Longitudes en eje X y en eje Y, del edificio obtenido del programa Robot Structural Analysis Pro.

Tabla 52 Irregularidad geométrica vertical.

Nombre	Lx (m)	Irregularidad V.	Ly (m)	Irregularidad V.
Planta 1	11.554	0.73	5.94	1
Planta 2	15.74	1.36	5.94	1
Planta 3	11.554		5.94	
Techo	7.699		5.94	

El sistema resistente de la edificación no cambia ya que son el mismo número de columnas, así pues, en el segundo piso se encuentra un ambiente hecho sobre una construcción antigua de mampostería de adobe, y por esta razón la irregularidad vertical en la planta 2 es 1.36 y de esta manera no presenta irregularidad vertical.

3.5.6.1.2.4 Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.

Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.

Tabla 53 Discontinuidad en los sistemas resistentes.

ELEMENTOS	DIMENSION		Corte Basal SDX				Corte Basal SDY				
	N°	X (cm)	Y (cm)	FZ (kN)	%	Desplazamiento (mm)	Dif con la dimensión %	FY (kN)	%	Desplazamiento (mm)	Dif con la dimensión %
	1	30	30	20.89	14.17	17.57	5.86%	10.75	7.09		
	2	20	30	8.799	5.97			8.25	5.44		
	3	20	30	8.777	5.96			12.121	8.00		
	4	20	30	7.859	5.33			17.925	11.82	21.92	7.31%
	10	30	30	18.898	12.82	15.49	5.16%	14.345	9.46		
	11	20	30	7.641	5.18			12.008	7.92		
	12	20	30	7.723	5.24			17.317	11.42	15.3	5.10%
	13	20	30	6.976	4.73			25.341	16.72	21.41	7.14%
	14	30	20	12.715	8.63			5.552	3.66		
	15	30	20	13.632	9.25			6.476	4.27		
	16	30	20	18.21	12.36	15.97	5.32%	8.869	5.85		
	17	30	20	15.255	10.35	17.49	5.83%	12.642	8.34		
	SUMA			147.375	100			151.596	100		

Como se puede apreciar en la tabla 53, ninguno de los elementos estudiados sobrepasa el 10% de la fuerza cortante lo que nos indica que no posee una discontinuidad.

3.5.6.1.2.5 Irregularidad Torsional.

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio ($\Delta_{\text{máx}}$) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la tabla 54.

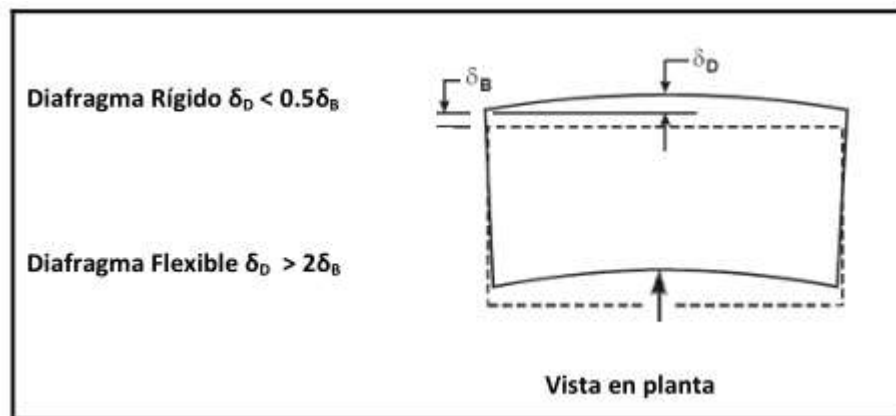
Tabla 54 Máxima deriva de piso.

Material predominante	$\Delta_i = \delta_i / h_i$
Hormigón Armado	0.012
Muros De Ductilidad Limitada	0.005
Acero	0.01
Albañilería Confinada Y/O Armada	0.004
Madera	0.007

Nota. Adaptado de Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, (p. 35).

En la verificación del diafragma rígido se tiene que la deformación δ_D es menor que el 50% de la deriva de entrepiso promedio del sistema resistente a cargas laterales δ_B .

Ilustración 82 Criterio para determinar si un diafragma es flexible o rígido.



Nota. Adaptado de “Estructuración, análisis y diseño estructural” (p. 85).

La deformación δ_D se utilizó la planta con la máxima deformación y mediante la comparación de los desplazamientos en los puntos de un lado del entrepiso se tiene la siguiente ilustración.

Ilustración 83 Máxima deformación de entrepiso.



Nota. Elaboración propia. Coordenadas de deformación máxima para la verificación de diafragma rígido.

Se obtiene una deformación δ_D de 6.20 mm lo cual se demuestra que es un diafragma rígido.

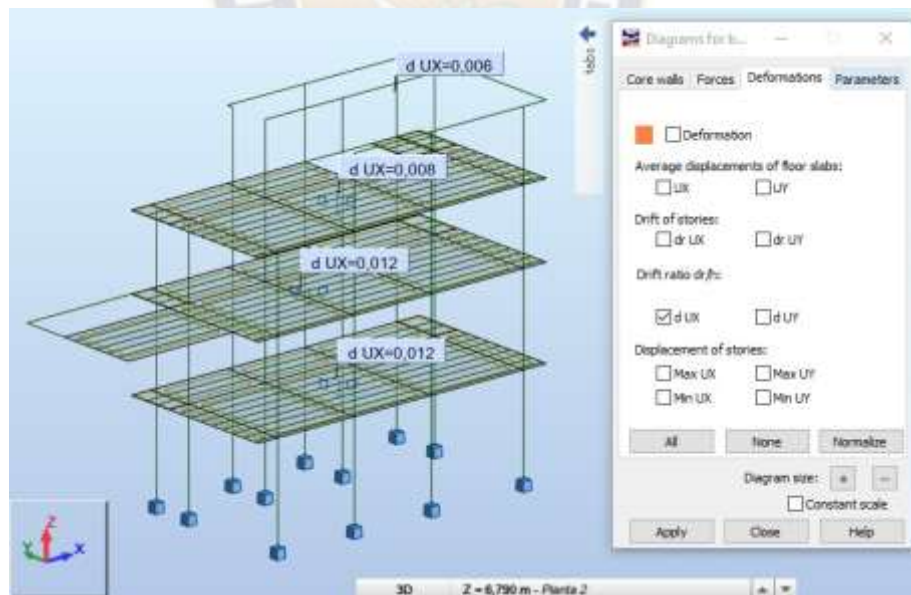
Tabla 55 Verificación de Diafragma Rígido.

δ_B	24.50 mm
$0,5\delta_B$	12.25 mm
δ_D	6.20 mm
$\delta_D < 0.5\delta_B$	DIAFRAGMA RIGIDO

Para tomar en cuenta la irregularidad torsional el máximo desplazamiento relativo tiene que ser mayor a 1.5 veces la máxima deriva mostrada en la tabla 54

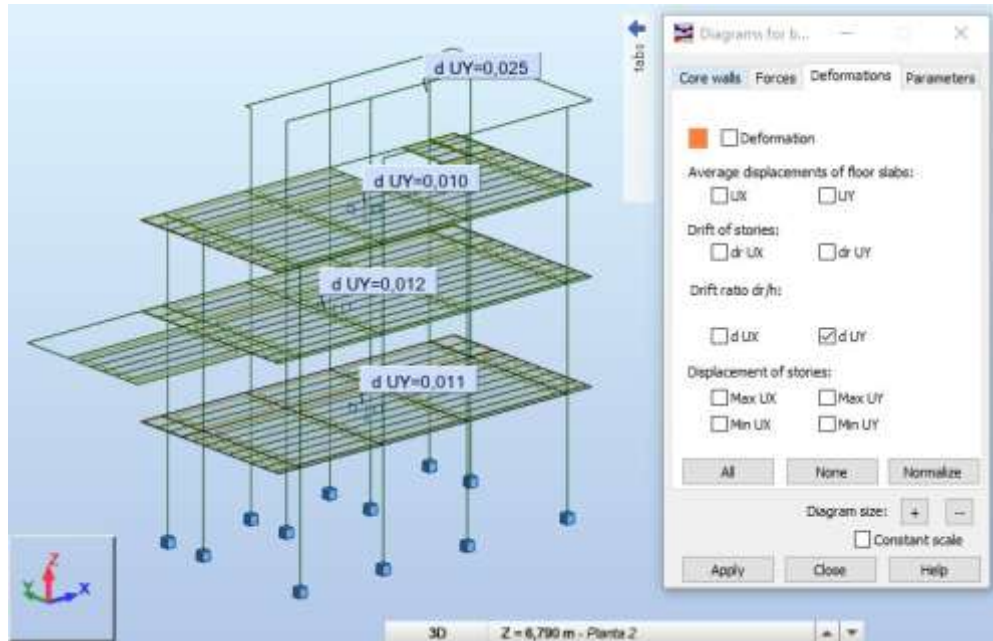
$$\Delta_i \leq 0.018$$

Ilustración 84 Desplazamiento Relativo del eje X.



Nota. Elaboración propia. Desplazamiento relativo menor a 0.018 sin irregularidad torsional en el eje X.

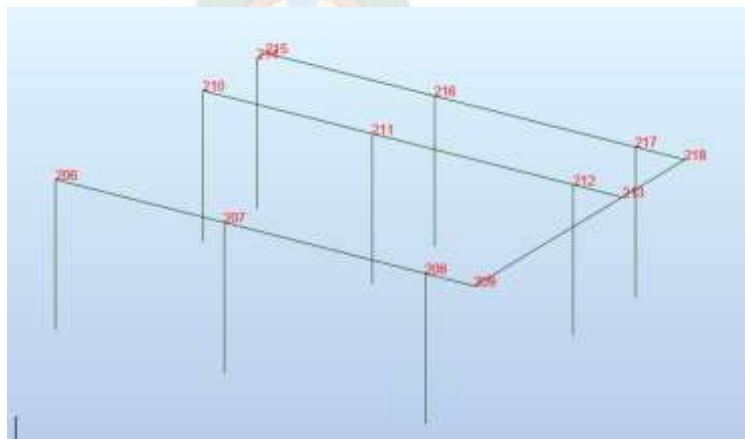
Ilustración 85 Desplazamiento relativo en el eje Y



Nota. Elaboración propia. Desplazamiento relativo mayor a 0.018 con irregularidad torsional en planta “Techo” en el eje Y

Como el desplazamiento no es mayor a 0.018 en el eje X no se considera la irregularidad torsional, en cambio en el eje Y, la planta “Techo” es mayor por lo tanto la irregularidad torsional se estudia solamente en este caso.

Ilustración 86 Puntos de extremos de Planta Techo.



Nota. Elaboración propia.

Tabla 56 Desplazamiento en el eje Y, e Irregularidad torsional.

DESPLAZAMIENTOS EN EJE Y			
PUNTOS	TECHO	PLANTA 3	DESP.RELATIVO
218	218.253	178.233	40.020
215	108.108	85.807	22.301
206	116.958	94.666	22.292
209	221.44	182.24	39.200
PROMEDIO			30.953

δ_{Max}	40.020
$\delta_{Rel. Prom} * 1.3$	40.239
$\delta_{Max} > \delta_{Rel. Prom} * 1.3$	No Existe Irregularidad

Como el desplazamiento relativo máximo es menor al desplazamiento relativo promedio de la planta no presenta irregularidad torsional.

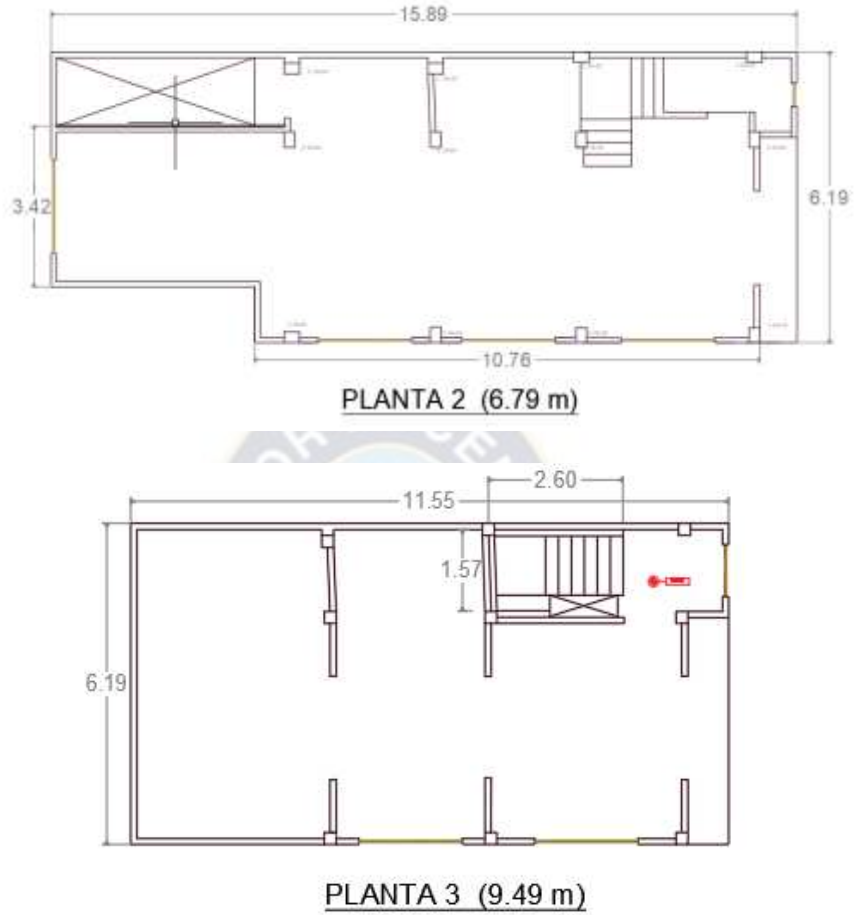
3.5.6.1.2.6 Esquinas Entrantes.

Ya que no presenta la edificación esquinas entrantes no posee esta irregularidad.

3.5.6.1.2.7 Discontinuidad del Diafragma.

Esta irregularidad toma dos criterios donde el área de las aberturas o variaciones de las plantas tiene que ser mayor al 50% del área bruta del diafragma, y si el área neta de la sección transversal es menor que el 25% del área de la sección transversal total en sus respectivas direcciones. Como la planta 1 no presenta aberturas, no se considera esta irregularidad y se realiza el cálculo solo para las plantas 2 y 3.

Ilustración 87 Plantas para la verificación de discontinuidad del diafragma.



Nota. Elaboración propia.

Tabla 57 Irregularidad de diafragma por aberturas.

Planta	b	h	A _{BRUTA}	0.5 A _{BRUTA}	A _{ABERTURAS}	CONDICION
2	15.89	6.19	98.36	49.18	14.21	NO EXISTE IRREGULARIDAD
3	11.55	6.19	71.49	35.75	4.08	NO EXISTE IRREGULARIDAD

Para las secciones transversales las losas tienen la misma altura para cada planta y se tiene:

Tabla 58 Irregularidad de diafragma por sección transversal.

Planta	b _x	b _y	A _{TOTAL X}	A _{TOTAL Y}	A _x	A _y	CONDICION
2	15.89	6.19	3.18	1.24	2.15	0.68	NO EXISTE IRREGULARIDAD
3	11.55	6.19	2.31	1.24	1.79	0.92	NO EXISTE IRREGULARIDAD

3.5.6.1.2.8 *Sistemas no Paralelos.*

Como la estructura presenta un sistema paralelo en sus elementos no existe esta irregularidad.

3.5.6.1.2.9 *Resumen.*

Con las verificaciones de las irregularidades la estructura no presenta ninguna irregularidad por lo tanto los factores de irregularidad de planta y altura son:

$$I_a = 1 ; I_p = 1$$

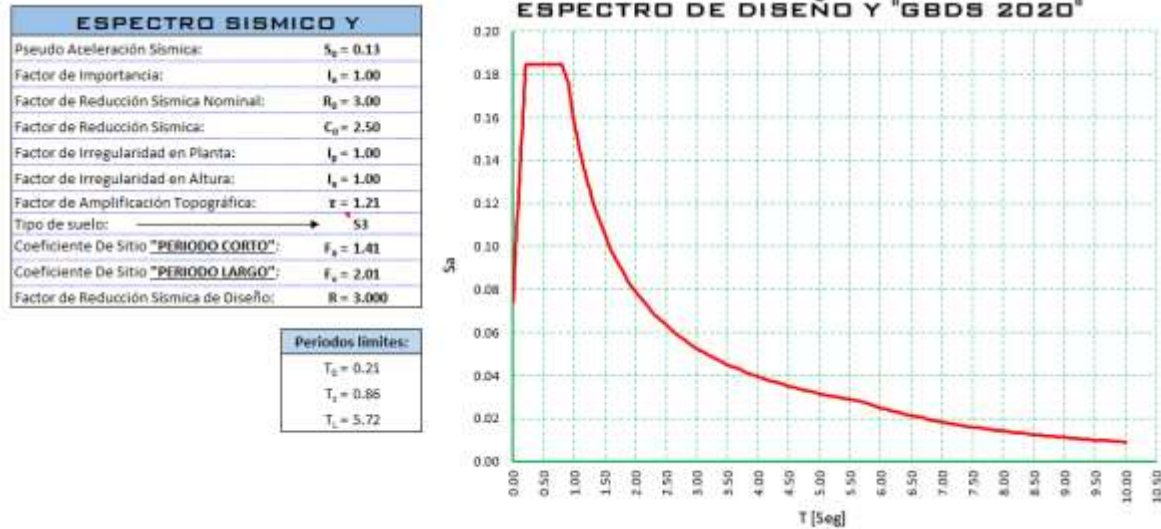
3.5.6.2 *Espectro de Diseño Final.*

En la realización del espectro de diseño se tiene los siguientes datos calculados en este capítulo.

Ilustración 88 Espectro de diseño eje X



Ilustración 89 Espectro de diseño eje Y



La estructura presenta espectros de diseño distintos para cada eje ya que presenta distintos sistemas de pórticos.

3.6 DESEMPEÑO SISMICO.

Se presenta el estudio realizado a la estructura, bajo la acción de cargas sísmicas, buscando verificar primeramente la acción normativa, posteriormente se evalúa el desempeño sísmico que, en teoría, tendrá la estructura ante esta clase de solicitaciones. Realizando todas las verificaciones pertinentes que el método de análisis modal espectral requiere, mediante el programa de cálculo estructural que se ha utilizado, se busca encontrar la respuesta estructural en base un indicador adecuado.

Para el análisis, se utilizaron los datos proporcionados en la sección 3.4.2, que mostraba el refuerzo real y, por lo tanto, la capacidad de los elementos resistentes a fuerzas laterales (sismo) en la estructura. Por otro lado, es necesario tomar las siguientes consideraciones para el análisis:

3.6.1 Modelo Estructural.

Se utiliza el modelo generado, sin embargo, ahora se toma en cuenta las siguientes consideraciones para el análisis sísmico, todas estas en concordancia con lo que se menciona en la Guía Bolivia de Diseño Sísmico 2020.

- **Masas para el análisis:**

Se realiza una transformación de cargas a masas sísmicas del 100% de las cargas permanentes (los casos de carga 1, 2 y 3 en el modelo), y un 25% de la carga viva total usada en el análisis. Se debe recordar que la carga por peso propio es la que se obtiene realizando la corrección mostrada en la sección 3.5.6.1.2 del proyecto.

- **Carga vertical:**

Se consideran las solicitaciones verticales, utilizando un 30% de la aceleración horizontal más desfavorable actuando en la estructura, debido a la existencia de balcones en todos los pisos.

- **Torsión accidental:**

Ya que se demostró que las losas en la estructura pueden actuar como diafragma rígido, se debe introducir en el análisis una torsión accidental adicional a la existente debido al sismo, asumiendo el desplazamiento de la carga igual al 5% de las dimensiones de la estructura en cada dirección de análisis. En el programa esta condición se introduce automáticamente al generar el análisis de modos de vibración.

Ilustración 90 Definición de Masa de Excentricidades.

Definition of Mass Eccentricities

Total values
 Relative values

Direction X Eccentricity 5.000 (%)
 Direction Y 5.000 (%)

Method of defining the eccentricity

Offset of the mass matrix
 Add nodal masses

OK Cancel

- **Respuesta combinada:**

Para el análisis sísmico, la combinación de los modos de vibración, para generar la componente sísmica en cada dirección de análisis, se realiza mediante el método CQC, mientras que la combinación de los sismos dinámicos en estas direcciones, con el propósito de generar las combinaciones de cargas normativas, se estudian conjuntamente como una sola acción sísmica combinada, mediante el método SRSS.

- **Combinaciones de carga:**

De acuerdo a la Norma ACI 318S-14 se debe considerar:

Para análisis sísmico dinámico.

$$U_1 = 1.4D$$

$$U_2 = 1.2D + 1.6L_i$$

$$U_3 = 1.2D + 0.5L \pm E$$

$$U_4 = 0.9D \pm E$$

Donde:

L_i = Carga de uso según juego de carga.

E= Carga de respuesta combinada de sismos en “x”, “y” y “z”

3.6.2 Verificaciones para el Análisis Modal Espectral.

3.6.2.1 Modos de Vibración.

La estructura del presente proyecto, alcanza el porcentaje recomendado de participación con 6 modos de vibración, como se muestra a continuación:

Tabla 59 Modos de Vibración.

Caso/Modo	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. RZ (%)	Masas corr. UX (%)	Masas corr. UY (%)	Masas corr. RZ (%)
32/ 1	1,223	0,027	62,277	43,627	0,027	62,277	43,627
32/ 2	1,010	88,691	62,296	60,093	88,664	0,019	16,466
32/ 3	0,693	88,691	85,569	81,677	0,000	23,273	21,584
32/ 4	0,474	88,699	90,121	89,945	0,008	4,553	8,268
32/ 5	0,417	88,707	90,221	90,152	0,007	0,100	0,208
32/ 6	0,391	91,686	90,231	90,537	2,979	0,010	0,385

3.6.2.2 Corte Basal Mínimo.

A continuación, se muestra los cálculos y resultados de este análisis, tomando en cuenta las recomendaciones del Código ASCE 7-10 en su acápite 12.9.4, que recomienda una corrección de corte basal si es que este valor obtenido del análisis dinámico no sobrepasa el 85% del obtenido con método estático equivalente.

Peso sísmico	W =	2499,286	[KN]
Periodo Fundamental "x"	T _x =	1,010	[seg]
Periodo Fundamental "y"	T _y =	1,223	[seg]
Corte Basal Dinamico "x"	F _x =	420,604	[KN]
Corte Basal Dinamico "y"	F _y =	228,957	[KN]
C _s dirección "x"		0,1882	
C _s dirección "y"		0,1298	
Corte Basal Estático "x"	F* _x =	399,81	[KN]
Corte Basal Estático "y"	F* _y =	275,75	[KN]

Factor de corrección en "x"	sin corrección
Factor de corrección en "y"	1,204

Esta corrección debe aplicarse directamente sobre el sismo actuante en la dirección indicada, lo cual en este caso producirá un aumento en los esfuerzos producidos por el sismo dinámico en la dirección "y".

3.6.2.3 Desplazamientos por Efecto Sísmico (Derivas).

Con los datos descritos anteriormente tendremos las siguientes expresiones a ser calculadas:

$$\delta_x = 1.8 * \delta_{xe}$$

$$\delta_y = 2.5 * \delta_{ye}$$

Finalmente, Obtenemos los datos de las máximas derivas en cada nivel y para ambas direcciones de análisis. Estos valores no deben sobrepasar $\Delta_i = \delta_i/h_i = 0.012$ (Tabla 7-4 GBDS) como límite para estructuras de hormigón armado.

Tabla 60 Derivas del edificio.

Nivel	Δ_x	Obs.	Δ_y	Obs.
1º Piso	0,012	cumple	0,013	no cumple
2º Piso	0,012	cumple	0,014	no cumple
3º Piso	0,008	cumple	0,013	no cumple
Techo	0,005	cumple	0,031	no cumple

3.6.2.4 Efecto P-Delta.

Se Calculó el coeficiente de estabilidad para cada planta, con lo que se verifica la utilización del efecto P-Delta.

Tabla 61 Coeficiente de estabilidad ϑ

Nivel	I_e	h [mm]	P [KN]	Cd_x	Cd_y	V_x [KN]	V_y [KN]	Δ_x [mm]	Δ_y [mm]	θ_x	θ_y
1º Piso	1	3530	2480,093	1,8	2,5	757,064	689,15	41,767	46,638	0,0215 ✓	0,0190 ✓
2º Piso	1	3260	1678,61	1,8	2,5	631,573	581,94	38,593	46,645	0,0175 ✓	0,0165 ✓
3º Piso	1	2700	856,329	1,8	2,5	359,137	342,445	22,052	33,813	0,0108 ✓	0,0125 ✓
Techo	1	2520	175,206	1,8	2,5	82,659	111,69	13,829	77,033	0,0065 ✓	0,0192 ✓

3.6.3 Evaluación de Desempeño ante Cargas Sísmicas.

3.6.3.1 Evaluación de Sismo Normativo Según GBDS 2020.

Con todo lo mencionado en este capítulo y las verificaciones de la anterior sección, se procede a analizar el modelo, obteniéndose los siguientes resultados:

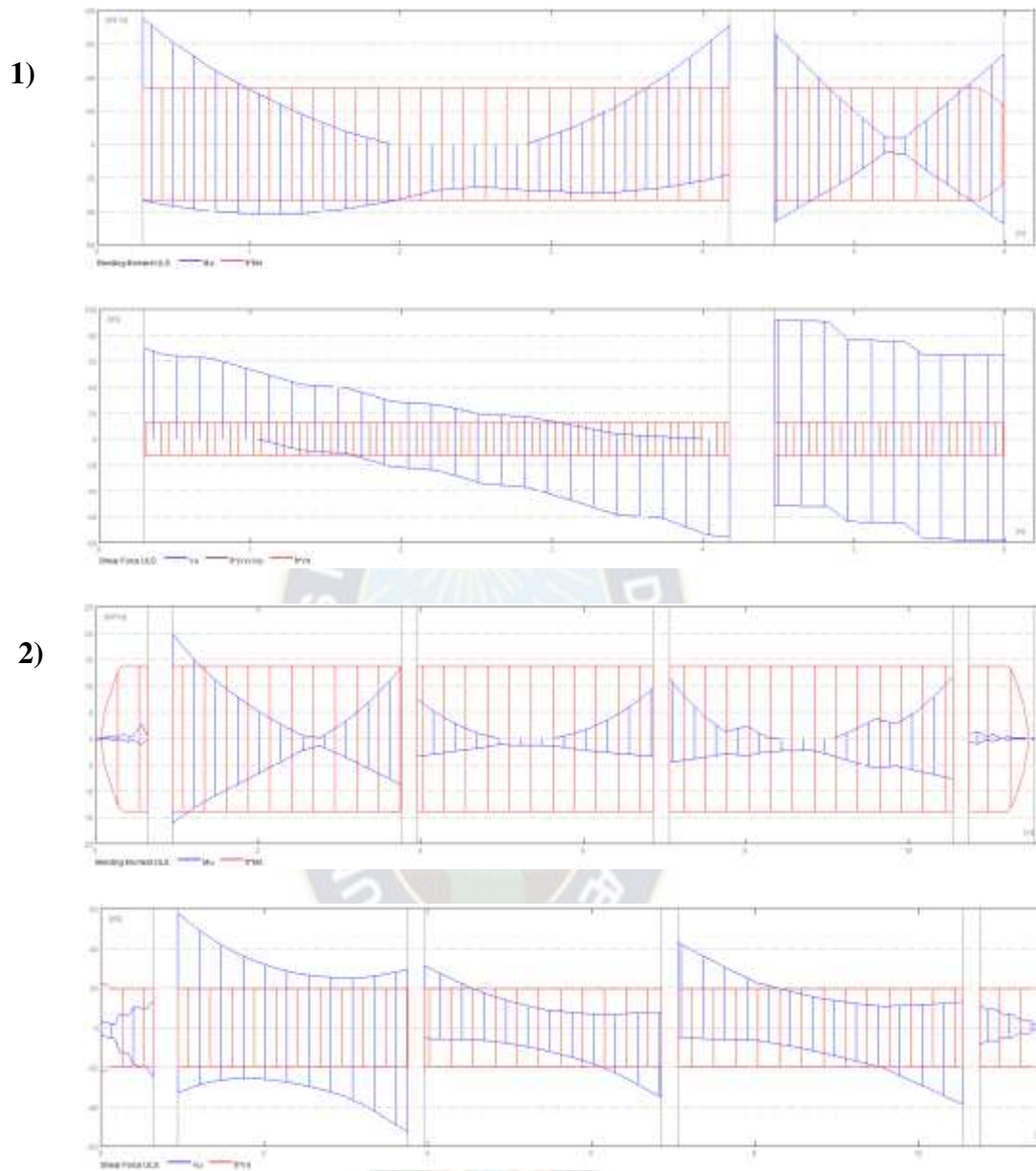
- En la sección 2.5.3.3 se muestra que en dirección “y”, dirección en que se encuentran las vigas principales y, por lo tanto, en términos generales, el mejor sistema resistente de la estructura para sismos. La mayor distorsión se presenta en el último nivel (techo), lo cual se explica fácilmente debido a que no existen

vigas en el sentido “y” con excepción de la viga en el eje 7, pero no conecta directamente las columnas, lo cual deriva en grandes deformaciones.

El límite de distorsiones que se estipula en la GBDS, se refiere al hecho de que, superado este valor, teóricamente los daños en los elementos estructurales por entrar en el campo plástico de deformaciones, dejaran el edificio fuera de servicio sin necesariamente llegar al colapso. Como se describió anteriormente, este indicador es importante para estudiar el desempeño de la estructura ante cargas sísmicas, que, en el caso de la estructura del proyecto, sufriría daños importantes en la ocurrencia de un sismo con periodo de retorno de 475 años.

- Los datos del análisis de vigas se encuentran en el Anexo II y fueron realizados con el mismo procedimiento utilizado en la sección 3.4.3, con lo cual se puede apreciar que la gran mayoría de las vigas tendrán fallas, ya sea por momento flector o por esfuerzo cortante. En las siguientes ilustraciones se muestra como cambiaron los diagramas de esfuerzos en las vigas, ahora produciéndose momentos flectores positivos en los apoyos. Pero, ya que los refuerzos longitudinales fueron dispuestos de extremo a extremo de la viga, como se aprecia en las figuras, no existe una disminución de la capacidad en los apoyos.

Ilustración 91 Diagramas de esfuerzo típico en vigas



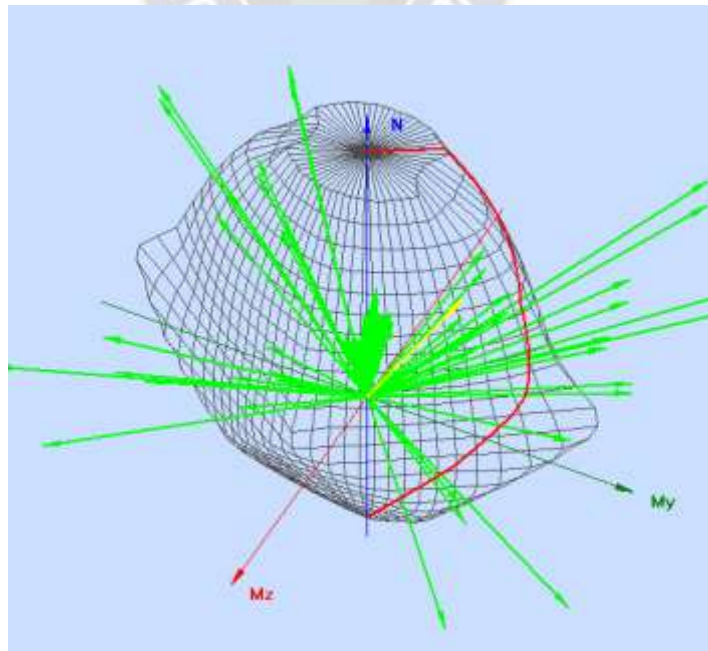
Nota. Elaboración propia. 1) Diagramas de esfuerzo típico vigas principales, 2) Diagramas de esfuerzo típico vigas planas.

En todos los casos, se verifica nuevamente que no es necesario tomar en cuenta los esfuerzos normales y en el caso del esfuerzo de torsión, la fuerza cortante domina en el diseño para el refuerzo transversal.

En las vigas principales de sección 20x30 cm., todas ellas fallan sin excepción, principalmente a momento flector, donde el factor de seguridad mínimo es de 0.40 y en el caso de esfuerzo cortante es de 0.52, mientras que, en las vigas planas, la gran mayoría llega a resistir las sollicitaciones y en las secciones en la que se excede la resistencia, el factor mínimo para momento flector es de 0.71 y esfuerzo cortante de 0.77. Por lo tanto, tomando en cuenta solo las vigas, la estructura no podrá resistir el sismo según la GBDS 2020.

- Los datos del análisis de columnas se encuentran en el Anexo II y fueron realizados con el mismo procedimiento utilizado en la sección 3.4.3, con lo cual se puede apreciar que todas las columnas fallaran, en todos los casos debido a una falta de capacidad a momentos flectores, derivando un factor de seguridad mínimo de 0.315.

Ilustración 92 Diagrama de interacción de columnas.



Nota. Elaboración propia. Diagrama de interacción columnas 20x30 2º piso.

Sin embargo, se puede apreciar en los resultados, que la capacidad a fuerzas axiales y esfuerzo cortante, sigue siendo bastante satisfactoria para todas las columnas.

3.6.3.2 Reconsideración de Cargas.

Con los datos mostrados, queda claro que la estructura no resistirá las solicitaciones provenientes de todas las cargas y sus combinaciones normativas, incluyendo la carga sísmica. Como se hizo en la sección 3.4.3.3, se procedió a eliminar los factores de mayoración en las combinaciones, obteniendo las siguientes consideraciones:

- Las cargas predominantes en todas las vigas, vienen dadas por las combinaciones que contienen la carga sísmica, cuyo factor de mayoración de todos modos es 1 con lo que, si bien existe una disminución de las solicitaciones, esta es mínima debido a la reducida influencia que tiene el peso propio (que reduce su factor de 1.2 a 1 en las combinaciones sísmicas). En la sección más desfavorable, el factor de seguridad apenas sube a 0.42.
- En columnas, sucede lo mismo que en vigas, aumentando el factor de seguridad a 0.319. Con lo cual el cambio de factores de mayoración tiene un efecto insignificante.

3.6.4 Obtención de Sismo Máximo para la Estructura.

Ya que, los indicadores elegidos alertan que la estructura no resistirá las cargas sísmicas normativas, con lo cual, y como principal objetivo de este proyecto, se procede a encontrar el sismo que si resista la estructura en estudio. Se busca encontrar un valor, en

términos de la aceleración pico del suelo (PGA), cuyo espectro de respuesta generado según la GBDS, produzca solicitaciones y distorsiones que cumplan los requerimientos normativos.

3.6.4.1 Comprobación Tomando en Cuenta las Derivas.

Se ha reducido el valor de la pseudo-aceleración sísmica a un valor de 0.043 de la aceleración de la gravedad, significando un porcentaje de poco más del 33% respecto al valor recomendado por la GBDS. Con el mismo procedimiento descrito en la sección 3.5, se genera el espectro de respuesta sísmico y se procede al análisis estructural con el programa y se verifican nuevamente las derivas:

Tabla 62 Comprobación de Derivas.

Nivel	Δ_x	Obs.	Δ_y	Obs.
1º Piso	0,005	cumple	0,005	cumple
2º Piso	0,005	cumple	0,006	cumple
3º Piso	0,003	cumple	0,005	cumple
Techo	0,002	cumple	0,012	cumple

Realizada la verificación del desempeño en este caso, cuyos resultados se muestran en el Anexo II, se observa que, aún existen fallas en ciertas secciones de las vigas y en la mayoría de las columnas, mostrando un cumplimiento en flexión del 75% y 85% para corte en el caso de vigas y un 70% en columnas. Por lo tanto, tomar solamente el indicador de la distorsión, en este caso, no es suficiente.

3.6.4.2 Comprobación Tomando en Cuenta las Solicitaciones.

Para que las sollicitaciones bajo la acción sísmica no excedan la capacidad de los elementos resistentes, o al menos no excedan las sollicitaciones debidas a las cargas estáticas, tal y como se mostraron en la sección 3.4, se ha reducido el valor de la pseudo-aceleración sísmica hasta 0.013, con lo cual, todas las sollicitaciones en secciones en vigas y columnas se encuentran dentro de la capacidad de las mismas (como se muestra en el Anexo II).

3.6.5 Observaciones Finales.

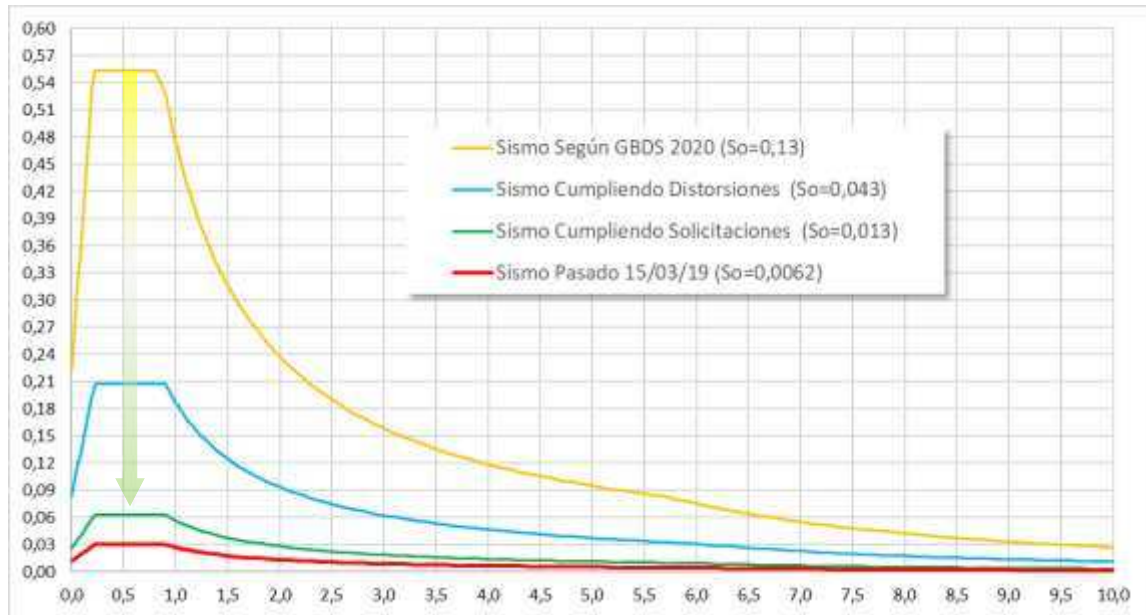
3.6.5.1 Evento Sísmico Anterior.

Hasta la fecha, la estructura ha sido expuesta a la ocurrencia de un sismo. El 15 de marzo de 2019 a horas 01:03:47 (hora local), la red del Observatorio de San Calixto registró un evento sísmico de magnitud 6.8 MI localizado a 28 km al SW de Anzaldo (Cochabamba) y 5 km al S de la población de Acacio (Potosí), en la provincia Gral. Bilbao del departamento de Potosí, el mismo tuvo una profundidad de 399.5 km. Se sintió en la ciudad de La Paz. Las componentes horizontales N-S y E-O registraron un PGA de 0.061 m/s² y rangos de frecuencia entre 1.10 a 5.80 Hz. (Boletín Sísmico Especial N° 04/2019, Observatorio San Calixto)

Con este valor de PGA, se tiene que la pseudo-aceleración sísmica es $S_0 = 0.0062$ y si consideramos que el sismo conserva su energía al llegar al sitio de la estructura, se construye la curva del espectro de respuesta para las condiciones del edificio del proyecto.

Si se grafica todos los espectros de respuesta juntos, se podrá apreciar mejor los sismos estudiados en el presente proyecto.

Ilustración 93 Espectros elásticos de diseño.



Nota. Espectros elásticos de diseño para los diferentes casos.

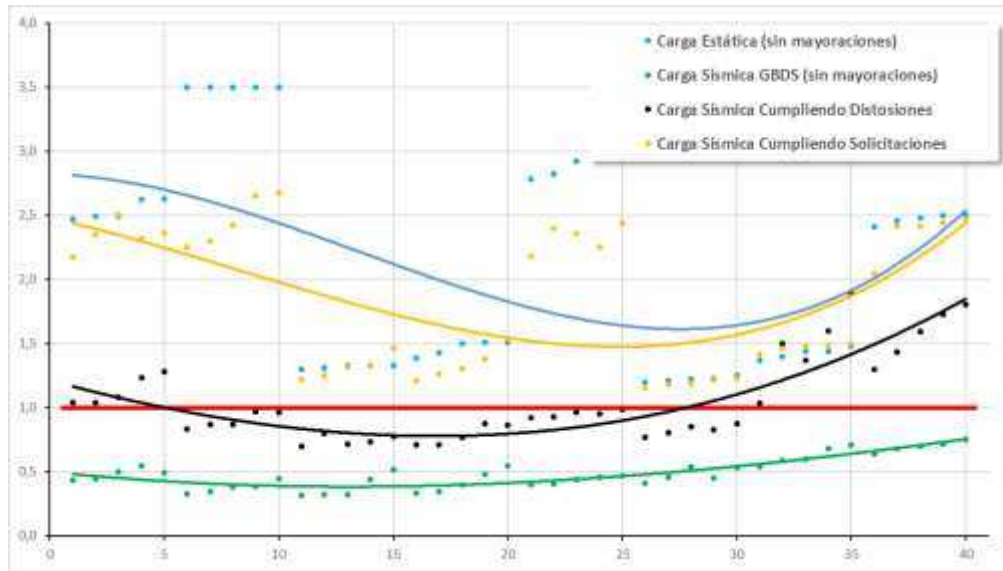
Nótese que de esta manera es mucho más fácil apreciar la intensidad de un sismo, siendo el sismo experimentado con anterioridad muy inferior al sismo que se debería utilizar según la GBDS 2020. Se puede observar como el sismo ocurrido no afectaría a la estructura al estar por debajo del máximo sismo que resiste la misma, lo cual es, en efecto, lo que se puede observar hoy en la construcción, que no presente ninguna fisura después de este evento.

3.6.5.2 Comparación de Desempeño

Como ya se vio anteriormente, la utilización de un gráfico comparando los diferentes casos estudiados, es muy útil, por lo que se graficaron todos los datos de factores

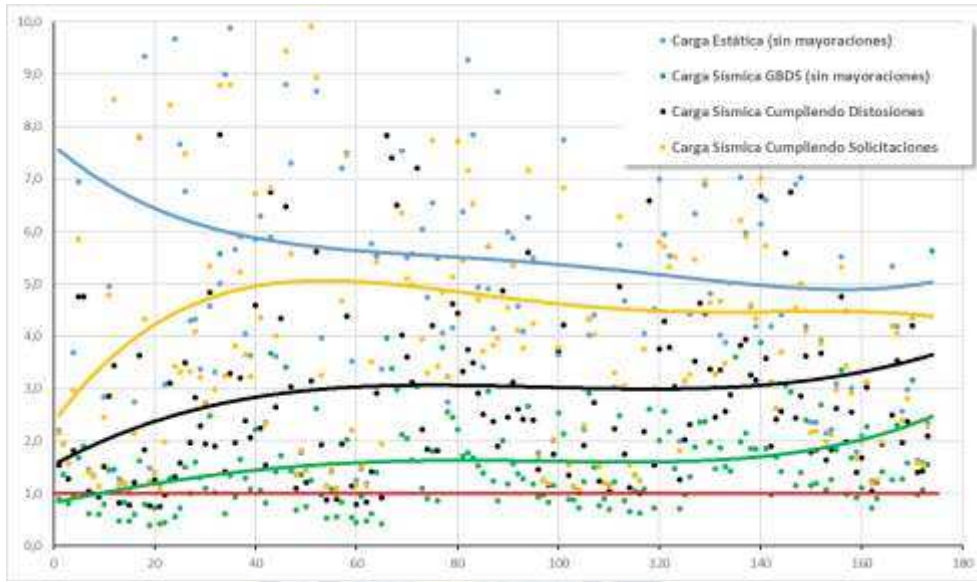
de seguridad o cumplimiento tanto en vigas como en columnas (incluidos en el ANEXO II). De esta manera se puede apreciar como varia el comportamiento en general de las secciones ante diferentes cargas, nótese que la línea roja, representa el límite inferior en el que la sección no cumpliría determinada sollicitación.

Ilustración 94 Factores de seguridad de columnas.



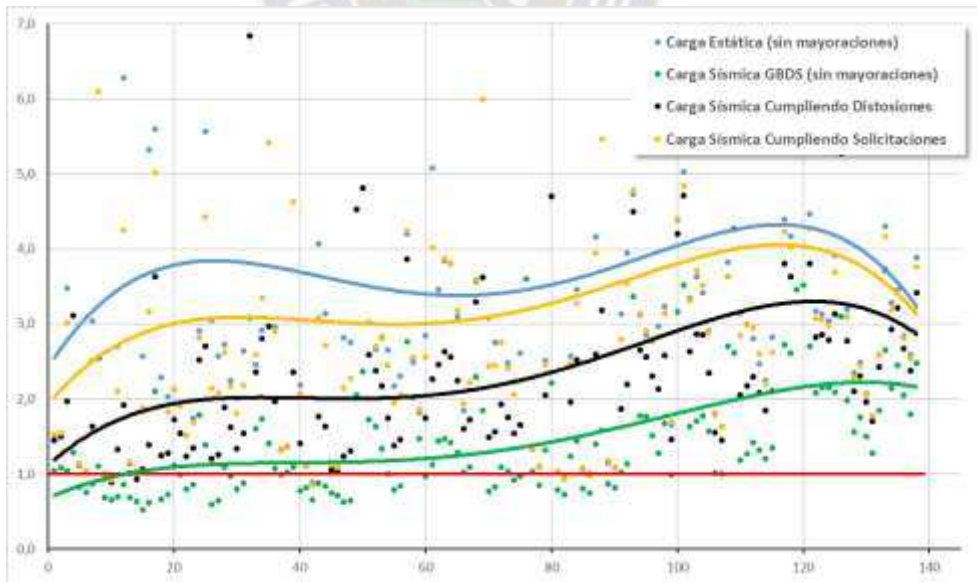
Nota. Elaboración propia. Se muestra que todos los valores por encima de la línea color rojo representan secciones con capacidad suficiente.

Ilustración 95 Factores de seguridad de vigas para momento flector.



Nota. Elaboración propia. Se muestra que la todos los valores por encima de la línea color rojo representa secciones con capacidad suficiente.

Ilustración 96 Factores de seguridad de vigas para esfuerzos cortantes.



Nota. Elaboración propia. Se muestra que la todos los valores por encima de la línea color rojo representa secciones con capacidad suficiente.

Se han graficado líneas de tendencia de los datos mostrados, para facilidad de interpretación. Es evidente que las columnas son las más sensibles a las cargas sísmicas, teniéndose que reducir bastante las cargas de tal modo que cumplan con las solicitaciones máximas.

3.6.5.3 Reconocimiento de Escala Sísmica.

Con todo lo demostrado anteriormente en este capítulo y para la mejor interpretación del resultado obtenido es necesario tener en cuenta las escalas existentes, ya que la Guía Boliviana de Diseño Sísmico y el Observatorio San Calixto utilizan la Aceleración Máxima del Suelo (PGA), y como por ser un tema amplio, se requiere estudios mucho más especializados, por lo tanto, este proyecto se centrará en la escala de intensidad instrumental ya que esta escala está en función del PGA.

Ya que por el medio del cálculo de la estructura se obtiene que la pseudo-aceleración que resiste el edificio de estudio es de 0.013 (g), está a una escala de intensidad instrumental de III, donde el temblor percibido es débil, perceptible solo por algunas personas en reposo, particularmente aquellas que se encuentran ubicadas en los pisos superiores de los edificios, los objetos colgantes suelen oscilar.

CAPITULO IV CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 CONCLUSIONES.

- La construcción estudiada, al ser una vivienda artesanal, posee una especial dificultad al momento de su análisis debido a no poseer planos (arquitectónicos y estructurales). Por el lado arquitectónico, al realizar las mediciones, se notó, la falta de perpendicularidad en los ambientes y escaleras con dimensiones irregulares, mientras que, en lo estructural se comprobó, la desalineación leve en algunos elementos estructurales y errores constructivos como la utilización de viguetas en voladizos y la inexistencia de vigas de cerramientos en los extremos de los mismos. La utilización de nuevas herramientas como los drones, facilitan la medición de distancias difícilmente accesibles en construcciones existentes.
- Se obtuvo una resistencia característica del hormigón utilizado de 12.66 [MPa], con lo cual, la capacidad resistente de los elementos estructurales en la construcción ya se ve limitada, siendo la resistencia mínima recomendada por la Norma ACI 318-14, de 21 [MPa] para este tipo de estructuras. Por otro lado, al realizarse el ensayo de esclerometría, es necesario determinar la ubicación de los aceros de refuerzo utilizando un pacómetro, que a su vez es utilizado para identificar la cantidad, separación y recubrimientos de este refuerzo.

Contrastando esta información con un diario de obra del propietario, se logra precisar de manera general la armadura de los elementos estructurales. Sin embargo, precisar exactamente los detalles constructivos del refuerzo, como anclajes y empalmes, refuerzo negativo en apoyos de losas y voladizos,

requeriría un equipo muy especializado y costoso, o intervenciones destructivas para exponer el refuerzo, lo cual es complicado de realizar en construcciones en funcionamiento.

- Al realizar el modelo digital, no es prudente tratar de plasmar todas las imperfecciones de esta estructura o similares, para obtener un modelo exactamente igual al real, ya que, por ejemplo, la introducción de excentricidades en uniones viga-columna, así como la leve falta de paralelismo entre vigas, tienen un efecto insignificante en los resultados del análisis en programas de cálculo estructural. El programa Robot Structural Analysis Professional posee una gran cantidad de opciones de modelado, lo que permite simular una gran cantidad de consideraciones estructurales para la correcta evaluación de construcciones, cabe resaltar que es necesario tener un buen conocimiento de análisis y diseño estructural para la correcta utilización del programa he interpretación de sus resultados. La capacidad del programa para realizar diseños de hormigón armado automáticamente, previa verificación manual de resultados, conlleva la obtención de gran información acerca de las diferentes secciones de elementos de hormigón armado en cortos periodos de tiempo.
- Finalizado el diseño conceptual de vigas y columnas (enteramente con el uso del programa Robot Structural A. P.) como recomienda la Norma ACI 318-14, se determina lo siguiente:
 - Comparado con las cantidades reales de materiales, existe una diferencia en promedio de 2.1% de deficiencia en el refuerzo.

- En estricto cumplimiento de las consideraciones de la Norma ACI 318-14, se observan deficiencias de capacidad en varias secciones de vigas, tanto para esfuerzos de momento flector como cortante, principalmente en apoyos. Por otro lado, la envolvente de las solicitaciones, para columnas de 30x20 en el 3° piso, exceden la capacidad de las mismas.
- La inexistencia de fisuras que confirmen las deficiencias encontradas en la verificación del desempeño estático, deriva en la reconsideración de cargas (Estado de Servicio), con lo que se verifica el estado de cargas con el que la estructura muestra un comportamiento similar a la realidad (secciones sin fallas en vigas y columnas).
- La verificación del desempeño sísmico, se inicia tomando en cuenta las recomendaciones de la GBDS 2020, que, para las características del sitio y la estructura, se obtienen espectros de diseño como se muestran en las ilustraciones **Ilustración 88** Espectro de diseño eje X e **Ilustración 89** Espectro de diseño eje Y (donde el valor más importante es la pseudo-aceleración sísmica de $S_0 = 0.13$), los cuales producen solicitaciones tales que, se demuestra que la mayoría de las secciones en vigas y la totalidad de las columnas, tienen escasa capacidad.
- Las distorsiones de entrepiso y las solicitaciones en cada sección de los elementos, se seleccionan como indicadores para encontrar la intensidad sísmica máxima que resiste la estructura, cuyos valores en términos de pseudo-aceleración sísmica son 0.043 y 0.013 respectivamente, donde al cumplirse las distorsiones, no necesariamente la capacidad de las secciones será suficiente, demostrándose que el sismo máximo al que podrá estar sometida la estructura de

esta vivienda artesanal, sin riesgo de fallas, se caracteriza por una aceleración máxima del suelo (PGA) de **0.013g**.

La **Ilustración 93** muestra una comparación de los diferentes sismos considerados en el estudio y la **Ilustración 94, Ilustración 95 e Ilustración 96**, muestran precisamente el comportamiento de las secciones en los diferentes elementos de hormigón armado, según los casos de carga considerados en el presente proyecto.

En conclusión, la vivienda estudiada, en general, no tiene un correcto desempeño estático y sísmico conforme los parámetros y recomendaciones normativas. De acuerdo con los resultados obtenidos, se puede indicar que la estructura tiene una capacidad suficiente para las cargas estáticas en *estado de servicio* y un *sismo máximo de III* en la escala correlativa de Mercalli Modificada.

4.2 RECOMENDACIONES.

Ya que en nuestro medio existen una gran cantidad de viviendas artesanales e informales, es importante realizar este mismo estudio, para evitar posibles colapsos en el eventual incremento inesperado de cargas estáticas u ocurrencia de eventos sísmicos de intensidad moderada o superior y, en el caso de ser necesario, analizar el refuerzo estructural de la construcción.

Se recomienda, un estudio más exhaustivo, que deberá contar con el análisis de la interacción suelo-estructura, además de utilizarse métodos estáticos y dinámicos de análisis no lineales, incluidos en temas de especialidad.

V ANEXOS

5.1 ANEXO I

5.1.1 ENSAYOS DE MATERIALES

5.1.1.1 *ESCLEROMETRIA*



5.1.1.2 CARBONATACIÓN



5.1.1.3 ROTURA DE TESTIGOS







5.1.1.4 INFORME DE RESULTADOS.



UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL
INSTITUTO DE ENSAYO DE MATERIALES
"ING. HUGO MANSILLA ROMERO"



Fundado en 1946

LABORATORIO DE HORMIGONES	
Cliente: UNIV. MARCO ALMEIDA CRUZ - UNIV. ADRIANA G. RADA BARRERA Dirección cliente: SI Obra: PROYECTO DE GRADO VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTÁTICO SÍSMICO EN UNA VIVIENDA ARTESANAL DE HORMIGÓN ARMADO, UBICADA EN LA CALLE MODESTA SALINAS, LA PAZ-BOLIVIA Entidad contratante: SI Superintendente: SI Supervisor: SI	Fecha de solicitud: 10-jul-20 Entrega de informe: 13-nov-20 M. Lab. N°: 039 0000 Solicitud N°: 016428 de 10-jul-20 Laboratorio: Muestras Control (U) Sup. Ensayo: IEM Ing. F. Camacho Calificación: FMCA
INFORME: ENSAYO DE COMPRESION DE NUCLEOS DE HORMIGON	

DATOS PROPORCIONADOS POR EL CLIENTE:

PROPORCIONES DE LA MEZCLA:

Componente	Unidad	Proporción	Unidad	Proporción
Agua	litros	21.0	kg	21.0
Cemento	kg	21.0	kg	21.0
Arena	kg	21.0	kg	21.0
Grava	kg	21.0	kg	21.0
Aditivo	kg	21.0	kg	21.0
TOTAL		8.580		8.580

SI = especifica en estado seco
 (*) especifica en estado húmedo

CARACTERÍSTICAS:

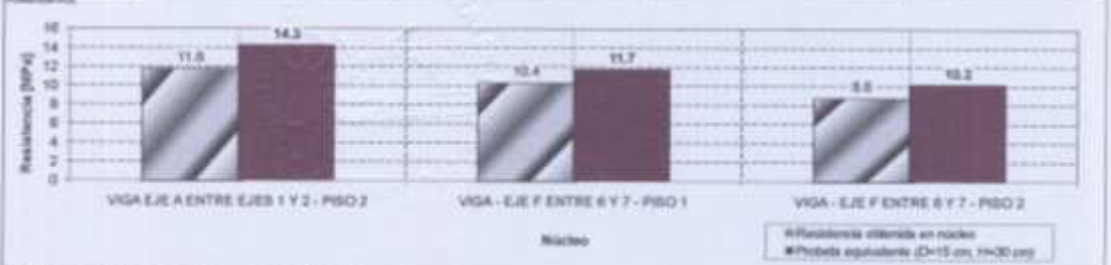
Material	Indicador	SI	SI	SI	SI
Cemento	SI	SI	SI	SI	SI
Agua	SI	SI	SI	SI	SI
Grava	SI	SI	SI	SI	SI
Aditivo	SI	SI	SI	SI	SI

SI = Se informará

Hormigón (SI)	SI	Acero alcarado (SI)	SI
Resistencia característica (SI)	SI	Resistencia a la tracción (SI)	SI
Resistencia media (SI)	SI	Módulo de elasticidad (SI)	SI
Alargamiento (SI)	SI	Coeficiente de Poisson (SI)	SI
Tamaño máximo grava	SI		

RESULTADOS DE LABORATORIO:

Orden N°	Fecha de		Estado hormigón (SI)	Resistencia (SI)	Círculo (SI)	Alargamiento en núcleo (SI)	Coeficiente de Poisson obtenido (SI)	Peso (kg)	Área (cm²)	F.L. (kg/cm²)	Factor de escala (SI)	Observaciones
	ensayo	emisión										
1	0/1	09-nov-20	SI	31.6	93.4	11.8	14.3	2775.0	19.7	2411	47	VIGA EJE A ENTRE EJES 1 Y 2 - PISO 2
2	0/1	09-nov-20	SI	31.6	82.3	10.4	11.7	3010.0	17.2	2202	41	VIGA - EJE F ENTRE 6 Y 7 - PISO 1
3	0/1	09-nov-20	SI	31.6	80.0	8.8	10.2	3402.2	19.7	2231	35	VIGA - EJE F ENTRE 6 Y 7 - PISO 2



NOTA: - Las resistencias obtenidas corresponden a la fecha de ensayo.
 - Núcleos extraídos en posición horizontal (perpendicular a la dirección de formigonado).
 - El personal del I.E.M. realizó el corte y la preparación de los núcleos para su ensayo a compresión.
 - Para estimar una correlación (indirecta), y a falta de factores de correlación núcleo-probeta (con materiales y condiciones locales), se emplean los valores en el Texto "Hormigón" de Manual Ferrocarril Caminos. Ante la duda sobre los coeficientes empleados, el cliente podrá usar los valores de resistencia obtenida en núcleo.
 - El cliente no proporcionó información específica de las fechas de vaciado o dosificación de los hormigones evaluados.
 - Cualquier lesión o error en este informe, anula la responsabilidad de la emisión del presente informe.



UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL
INSTITUTO DE ENSAYO DE MATERIALES
"ING. HUGO MANSILLA ROMERO"



LABORATORIO DE HORMIGONES													
Cliente: UNIV. MARCO ALMEIDA CRUZ - UNIV. ADRIANA G. RADA BARRERA Dirección cliente: SI Obra: PROYECTO DE GRADO: VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTÁTICO SÍSMICO EN UNA VIVIENDA ARTESANAL DE HORMIGÓN ARMADO, UBICADA EN LA CALLE MODESTA SALINES, LA PAZ-BOLIVIA Entidad contratante: SI Superintendente: SI Supervisor de obra: SI							Fecha de solicitud: 10-jul-20 Entrega de informe: 13-ene-20 Int. Lab. N°: 038-0000 Solicitud N°: 016428 Laboratorio: Nicolas Condori Uto Sup. Ensayo IEM: Ing. F. Cerudo Calculado: FMCA						PLANTILLA N° 8 174
INFORME: INDICE ESCLEROMETRICO EN SECTORES DE EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS													
Punto N° 1 Elemento: VIGA Ubicación: S.E.A ENTRE 1 Y 2 - PISO 2							Ángulo de lectura: 0° Fecha de ensayo: 06-nov-20 Edad: 9 / 1		Marcas notorias:				
N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	PROMEDIOS		
LECTURA	37	36	34	35	34	33	34	35	36	37	34		
							RESISTENCIA ESTIMADA (MPa)	36.5		5	5.4		
Punto N° 2 Elemento: VIGA Ubicación: S.E. F ENTRE 6 Y 7 - PISO 1							Ángulo de lectura: 0° Fecha de ensayo: 06-nov-20 Edad: 9 / 1		Marcas notorias:				
N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	PROMEDIOS		
LECTURA	24	25	24	24	24	20	24	25	26	26	24		
							RESISTENCIA ESTIMADA (MPa)	22.8		5	5.5		
Punto N° 3 Elemento: VIGA Ubicación: S.E. F ENTRE 6 Y 7 - PISO 2							Ángulo de lectura: 0° Fecha de ensayo: 06-nov-20 Edad: 9 / 1		Marcas notorias:				
N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	PROMEDIOS		
LECTURA	24	23	26	23	24	22	25	23	24	22	24		
							RESISTENCIA ESTIMADA (MPa)	21.7		5	5.4		
NOTA: A falta de grifos elaborados con materiales y condiciones de la obra, se emplean las curvas del Método Esclerométrico Sulfuro CT-208AM con el que se ejecutaron las pruebas. La presente plantilla forma parte del informe correspondiente al Índice Esclerométrico (para adjunta y registrar de ubicación de puntos). La penetración del núcleo viene definida de acuerdo al tipo de marca (clicó) sobre la superficie del elemento a ensayar. Marcas 1 y Marcas de color oscuro dispuestas por el núcleo, no se aplican heurísticas en el promedio. Marcas 10: 1) apuntes perceptibles a simple vista y por el tacto Marcas notorias: 1) perceptibles a simple vista <div style="text-align: right; border: 1px solid black; padding: 2px;"> 219 puntos * 216 = 47276 </div> Valores de Índice Esclerométrico utilizados en este caso se aplican coeficiente de corrección Núcleo/Esclerométrico Coeficiente estimado de corrección para los valores de Índice esclerométrico (plantilla 8) = 0.79													





UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL
INSTITUTO DE ENSAYO DE MATERIALES
"ING. HUGO MANSILLA ROMERO"



LABORATORIO DE HORMIGONES												
Cliente: UNIV. INRICO ALMEIDA CRUZ - UNIV. ADRIANA G. RADA BARRERA Dirección: SP Obra: PROYECTO DE GRABO VERIFICACION DEL DISEÑO ESTATICO (GRABO) EN UNA VIGORIA ARTESANAL DE HORMIGÓN ARMADO, UBICADA EN LA CALLE MODESTA SIVUNEL LA PAZ BOLIVIA Entidad contratante: SP Supervisor: SP Supervisor: SP						Fecha solicitud: 10-jun-20 Entrega de informe: 13-jun-20 Nº Lab. Nº: 059 / 2020 Fecha de emisión: 10-jun-20 Expediente: Nuevos Control UG Ing. Encargado: Ing. Fernando Corrales A. Calculado: F.M.C.						
INFORME: INDICE ESCLEROMETRICO (Valores no corregidos con la resistencia obtenida en los núcleos)												
Punto: M1-1 Elemento: VIGAS DE ENTRE EJES Ubicación: PISO 2 Fecha de vaciado: SP Edad: SP días Ángulo de lectura: 0° Fecha de ensayo: 30-jun-20 Hora: SP:SP Marca: notada												
Nº	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	RESISTENCIA
LECTURA	20	20	18	20	20	20	20	20	20	20	20	16.8
												RESISTENCIA ESTIMADA (según)
												16.8
												3
												3.4
Punto: M1-2 Elemento: PLAS 02 Ubicación: PISO 2 Fecha de vaciado: SP Edad: SP días Ángulo de lectura: 0° Fecha de ensayo: 30-jun-20 Hora: SP:SP Marca: notada												
Nº	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	RESISTENCIA
LECTURA	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	16.8
												RESISTENCIA ESTIMADA (según)
												16.8
												3
												3.4
Punto: M1-3 Elemento: PLAS 04 Ubicación: PISO 2 Fecha de vaciado: SP Edad: SP días Ángulo de lectura: 0° Fecha de ensayo: 30-jun-20 Hora: SP:SP Marca: notada												
Nº	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	RESISTENCIA
LECTURA	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	16.8
												RESISTENCIA ESTIMADA (según)
												16.8
												3
												3.4
Punto: M1-4 Elemento: VIGAS DE ENTRE EJES Ubicación: PISO 2 Fecha de vaciado: SP Edad: SP días Ángulo de lectura: 0° Fecha de ensayo: 30-jun-20 Hora: SP:SP Marca: notada												
Nº	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	RESISTENCIA
LECTURA	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	16.8
												RESISTENCIA ESTIMADA (según)
												16.8
												3
												3.4
Punto: M1-5 Elemento: PLAS 01 Ubicación: PISO 1 Fecha de vaciado: SP Edad: SP días Ángulo de lectura: 0° Fecha de ensayo: 30-jun-20 Hora: SP:SP Marca: notada												
Nº	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	RESISTENCIA
LECTURA	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	16.8
												RESISTENCIA ESTIMADA (según)
												16.8
												3
												3.4
Punto: M1-6 Elemento: PLAS 04 Ubicación: PISO 2 Fecha de vaciado: SP Edad: SP días Ángulo de lectura: 0° Fecha de ensayo: 30-jun-20 Hora: SP:SP Marca: notada												
Nº	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	RESISTENCIA
LECTURA	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	16.8
												RESISTENCIA ESTIMADA (según)
												16.8
												3
												3.4
Punto: M1-7 Elemento: PLAS 01 Ubicación: PISO 1 Fecha de vaciado: SP Edad: SP días Ángulo de lectura: 0° Fecha de ensayo: 30-jun-20 Hora: SP:SP Marca: notada												
Nº	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	RESISTENCIA
LECTURA	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	16.8
												RESISTENCIA ESTIMADA (según)
												16.8
												3
												3.4

NOTA: A falta de gráficos distribuidos con tolerancias y variaciones de los datos, se emplean los curvas del Método Esclerométrico Dólar (C) 22040 con el que se operacionan los resultados.
 La presente planilla forma parte del informe correspondiente al Índice Esclerométrico (ver adjunto).
 La penetración del Ártico debe ser mínima de acuerdo al tipo de hormigón según la superficie del elemento ensayado.
 Marca y Marca de agua deben indicarse por el Anotado, se le agradecerá facilitarnos en el hormigón.
 Marca notada = Resultados parciales o simple vista.
 SP = Sin información.
 La información sobre ubicación de puntos y fechas de vaciado de elementos estructurales no fue proporcionada.



UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL
INSTITUTO DE ENSAYO DE MATERIALES
"ING. HUGO MANSILLA ROMERO"



LABORATORIO DE HORMIGONES	
Cliente: UNIV. MARCO ALMEIDA CRUZ - UNIV. ADRIANA G. RADA BARRERA Dirección: SI Cita: PROYECTO DE GRADO: VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTÁTICO SÍSMICO, EN UNA VIVIENDA ARTESANAL DE HORMIGÓN ARMADO, UBICADA EN LA CALLE MODESTA SALINAS, LA PAZ-BOLIVIA Director de obra: SI Supervisor de obra: SI	Fecha solicitada: 10-jul-20 Entrega de informe: 13-nov-20 Inf. Lab. N°: 039 (2020) Solicitud N°: 018428 de 10-jul-20 Laboratorio: Nicolás Condori Uta Sup. Ensayo IEM: Ing. F. Condori Calculista: FBCA
INFORME: CARBONATACIÓN EN EL HORMIGÓN	
Punto: N - 1 Elemento: VIGA EJE A ENTRE 1 Y 2 (INCLUI 1) Ubicación: PISO 2 Recorrido (m): 0 (m) Profundidad carbonatada (m): 0.0 (m) Fecha de ensayo: 06-nov-20 Edad: SI (días)	
Punto: N - 2 Elemento: VIGA EJE F ENTRE 6 Y 7 (INCLUI 2) Ubicación: PISO 1 Recorrido (m): 0 (m) Profundidad carbonatada (m): 2.5 (m) Fecha de ensayo: 06-nov-20 Edad: SI (días)	Punto: N - 3 Elemento: VIGA EJE F ENTRE 6 Y 7 (INCLUI 2) Ubicación: PISO 2 Recorrido (m): 0 (m) Profundidad carbonatada (m): 2.0 (m) Fecha de ensayo: 06-nov-20 Edad: SI (días)
NOTA: Elementos y secciones definidos por el cliente. Para el ensayo se utilizó fenolftaleína como indicador colorimétrico del pH. Cualquier hecho o accidente, anula la responsabilidad de la emisión del presente informe.	

[Firma]
 Director de Laboratorio
 Instituto de Ensayo de Materiales
 U.M.S.A.
 La Paz - Bolivia



[Firma]
 M.Sc. Ing. Ansel Ramos Rosas
 DIRECTOR
 Instituto de Ensayo de Materiales
 U.M.S.A.

5.2 ANEXO II

5.2.1 RESULTADOS DE ANALISIS SISMICO

5.2.1.1 DESEMPEÑO ANTE SISMO SEGÚN GBDS (475 años)

Nivel	Viga	Tramo	Sección	Momento Flector [KN*m]				Esfuerzo Cortante [KN]					
				M _u	M _n	Φ*M _n	F _s	V _u	Φ*V _c	Φ*V _s	Φ*V _n	F _{s,c}	F _s
1º Piso	Eje 3	P1	Apo. Izq.	-33,89	-33,28	-29,95	0,88	46,20	24,32	23,87	48,19	0,53	1,04
			Tramo	22,02	33,28	29,95	1,36	----					
			Apo. Der.	-37,11	-33,28	-29,95	0,81	-44,31	24,32	23,87	48,19	0,55	1,09
		P2	Apo. Izq.	-32,35	-33,28	-29,95	0,93	46,33	24,32	23,87	48,19	0,52	1,04
			Tramo	-17,84	-33,28	-29,95	1,68	----					
			Apo. Der.	-15,78	-33,28	-29,95	1,90	-37,34	24,32	23,87	48,19	0,65	1,29
	Eje 4	P1	Apo. Izq.	-48,52	-33,28	-29,95	0,62	58,01	24,32	23,87	48,19	0,42	0,83
			Tramo	29,90	33,28	29,95	1,00	----					
			Apo. Der.	-50,04	-33,28	-29,95	0,60	-63,32	24,32	23,87	48,19	0,38	0,76
		P2	Apo. Izq.	-38,02	-33,28	-29,95	0,79	55,18	24,32	23,87	48,19	0,44	0,87
			Tramo	-20,67	-33,28	-29,95	1,45	----					
			Apo. Der.	-20,50	-33,28	-29,95	1,46	-43,73	24,32	23,87	48,19	0,56	1,10
	Eje 5	P1	Apo. Izq.	-63,77	-33,28	-29,95	0,47	70,41	24,32	23,87	48,19	0,35	0,68
			Tramo	36,03	33,28	29,95	0,83	----					
			Apo. Der.	-62,31	-33,28	-29,95	0,48	-73,80	24,32	23,87	48,19	0,33	0,65
		P2	Apo. Izq.	-50,26	-33,28	-29,95	0,60	68,83	24,32	23,87	48,19	0,35	0,70
			Tramo	-18,38	-33,28	-29,95	1,63	----					
			Apo. Der.	-37,54	-33,28	-29,95	0,80	-56,14	24,32	23,87	48,19	0,43	0,86
	Eje 6	P1	Apo. Izq.	-75,12	-33,28	-29,95	0,40	69,82	24,32	23,87	48,19	0,35	0,69
			Tramo	41,55	33,28	29,95	0,72	----					
			Apo. Der.	-70,88	-33,28	-29,95	0,42	-75,63	24,32	23,87	48,19	0,32	0,64
		P2	Apo. Izq.	-66,09	-33,28	-29,95	0,45	91,87	24,32	23,87	48,19	0,26	0,52
			Tramo	-23,12	-33,28	-29,95	1,30	----					
			Apo. Der.	-53,76	-33,28	-29,95	0,56	-78,65	24,32	23,87	48,19	0,31	0,61
	Eje C-D	P1	Apoyo	-0,81	-13,84	-12,46	15,38	-16,17	19,05	14,96	34,02	1,18	2,10
			Apo. Izq.	-17,30	-13,84	-12,46	0,72	51,03	19,05	14,96	34,02	0,37	0,67
			Tramo	8,27	13,84	12,46	1,51	----					
		P2	Apo. Der.	-12,51	-13,84	-12,46	1,00	-47,12	19,05	14,96	34,02	0,40	0,72
			Apo. Izq.	-7,82	-13,84	-12,46	1,59	30,67	19,05	14,96	34,02	0,62	1,11
			Tramo	2,28	13,84	12,46	5,46	----					
		P3	Apo. Der.	-9,54	-13,84	-12,46	1,31	-34,22	19,05	14,96	34,02	0,56	0,99
			Apo. Izq.	-11,29	-13,84	-12,46	1,10	42,55	19,05	14,96	34,02	0,45	0,80
			Tramo	5,03	13,84	12,46	2,48	----					
		P4	Apo. Der.	-12,34	-13,84	-12,46	1,01	-39,79	19,05	14,96	34,02	0,48	0,85
			Tramo	2,30	13,84	12,46	5,41	----					
			Apoyo	-2,24	-13,84	-12,46	5,57	19,03	19,05	14,96	34,02	1,00	1,79
Eje F	P1	Apoyo	-1,08	-13,84	-12,46	11,53	-24,49	19,05	14,96	34,02	0,78	1,39	
		Apo. Izq.	-20,12	-13,84	-12,46	0,62	57,57	19,05	14,96	34,02	0,33	0,59	
		Tramo	9,26	13,84	12,46	1,35	----						
	P2	Apo. Der.	-13,45	-13,84	-12,46	0,93	-53,01	19,05	14,96	34,02	0,36	0,64	
		Apo. Izq.	-7,54	-13,84	-12,46	1,65	31,16	19,05	14,96	34,02	0,61	1,09	
		Tramo	2,30	13,84	12,46	5,41	----						
	P3	Apo. Der.	-9,69	-13,84	-12,46	1,29	-35,18	19,05	14,96	34,02	0,54	0,97	
		Apo. Izq.	-11,43	-13,84	-12,46	1,09	42,59	19,05	14,96	34,02	0,45	0,80	
		Tramo	5,62	13,84	12,46	2,22	----						
	P4	Apo. Der.	-11,76	-13,84	-12,46	1,06	-38,85	19,05	14,96	34,02	0,49	0,88	
		Tramo	5,62	13,84	12,46	2,22	----						
		Apoyo	-1,09	-13,84	-12,46	11,41	11,05	19,05	14,96	34,02	1,72	3,08	

2º Piso	Eje 3	P1	Apo. Izq.	-24,78	-22,65	-20,39	0,82	30,10	24,32	23,87	48,19	0,81	1,60	
			Tramo	8,14	33,28	29,95	3,68	----						
			Apo. Der.	-21,18	-33,28	-29,95	1,41	-27,75	24,32	23,87	48,19	0,88	1,74	
		P2	Apo. Izq.	-17,37	-33,28	-29,95	1,72	34,21	24,32	23,87	48,19	0,71	1,41	
			Tramo	8,79	33,28	29,95	3,41	----						
			Apo. Der.	-20,95	-33,28	-29,95	1,43	-44,95	24,32	23,87	48,19	0,54	1,07	
	Eje 4	P1	Apo. Izq.	-44,06	-33,28	-29,95	0,68	48,57	24,32	23,87	48,19	0,50	0,99	
			Tramo	21,96	33,28	29,95	1,36	----						
			Apo. Der.	-39,54	-33,28	-29,95	0,76	-47,10	24,32	23,87	48,19	0,52	1,02	
		P2	Apo. Izq.	-24,00	-33,28	-29,95	1,25	43,88	24,32	23,87	48,19	0,55	1,10	
			Tramo	11,40	33,28	29,95	2,63	----						
			Apo. Der.	-30,88	-33,28	-29,95	0,97	-61,72	24,32	23,87	48,19	0,39	0,78	
	Eje 5	P1	Apo. Izq.	-56,48	-33,28	-29,95	0,53	58,73	24,32	23,87	48,19	0,41	0,82	
			Tramo	27,58	33,28	29,95	1,09	----						
			Apo. Der.	-53,68	-33,28	-29,95	0,56	-74,11	24,32	23,87	48,19	0,33	0,65	
		P2	Apo. Izq.	-35,69	-33,28	-29,95	0,84	54,97	24,32	23,87	48,19	0,44	0,88	
			Tramo	14,74	33,28	29,95	2,03	----						
			Apo. Der.	-37,71	-22,65	-20,39	0,54	-57,73	24,32	23,87	48,19	0,42	0,83	
	Eje 6	P1	Apo. Izq.	-66,98	-33,28	-29,95	0,45	64,98	24,32	23,87	48,19	0,37	0,74	
			Tramo	31,85	33,28	29,95	0,94	----						
			Apo. Der.	-62,37	-33,28	-29,95	0,48	-66,89	24,32	23,87	48,19	0,36	0,72	
		P2	Apo. Izq.	-49,10	-33,28	-29,95	0,61	77,60	24,32	23,87	48,19	0,31	0,62	
			Tramo	21,35	33,28	29,95	1,40	----						
			Apo. Der.	-48,78	-22,65	-20,39	0,42	-74,37	24,32	23,87	48,19	0,33	0,65	
	Eje A	P1	Apo. Izq.	-2,17	-9,56	-8,60	3,96	16,59	19,05	14,96	34,02	1,15	2,05	
			Tramo	-3,68	-13,84	-12,46	3,38	----						
			Apo. Der.	-4,18	-13,84	-12,46	2,98	-14,38	19,05	14,96	34,02	1,33	2,37	
		P2	Apo. Izq.	-5,88	-13,84	-12,46	2,12	19,68	19,05	14,96	34,02	0,97	1,73	
			Tramo	2,76	13,84	12,46	4,52	----						
			Apo. Der.	-6,07	-13,84	-12,46	2,05	-20,80	19,05	14,96	34,02	0,92	1,64	
		P3	Apo. Izq.	-7,61	-13,84	-12,46	1,64	25,50	19,05	14,96	34,02	0,75	1,33	
			Tramo	4,10	13,84	12,46	3,04	----						
			Apo. Der.	-11,37	-13,84	-12,46	1,10	-34,09	19,05	14,96	34,02	0,56	1,00	
		P4	Apo. Izq.	-13,69	-13,84	-12,46	0,91	43,24	19,05	14,96	34,02	0,44	0,79	
			Tramo	6,91	13,84	12,46	1,80	----						
			Apo. Der.	-14,43	-13,84	-12,46	0,86	-40,73	19,05	14,96	34,02	0,47	0,84	
		P5	Apoyo	-1,35	-13,84	-12,46	9,24	12,30	19,05	14,96	34,02	1,55	2,76	
		Eje C-D	P1	Apo. Izq.	-1,46	-13,84	-12,46	8,55	16,83	19,05	14,96	34,02	1,13	2,02
				Tramo	3,29	13,84	12,46	3,79	----					
	Apo. Der.			-4,89	-13,84	-12,46	2,55	-23,14	19,05	14,96	34,02	0,82	1,47	
	P2		Apo. Izq.	-3,81	-13,84	-12,46	3,27	34,96	19,05	14,96	34,02	0,55	0,97	
			Tramo	-5,06	-13,84	-12,46	2,46	----						
			Apo. Der.	-5,62	-13,84	-12,46	2,22	30,37	19,05	14,96	34,02	0,63	1,12	
	P3		Apo. Izq.	-7,24	-13,84	-12,46	1,72	23,65	19,05	14,96	34,02	0,81	1,44	
			Tramo	2,81	13,84	12,46	4,44	----						
			Apo. Der.	-7,01	-13,84	-12,46	1,78	-23,18	19,05	14,96	34,02	0,82	1,47	
	P4		Apo. Izq.	-7,43	-13,84	-12,46	1,68	23,99	19,05	14,96	34,02	0,79	1,42	
			Tramo	2,39	13,84	12,46	5,21	----						
			Apo. Der.	-8,17	-13,84	-12,46	1,53	-26,47	19,05	14,96	34,02	0,72	1,29	
	P5		Apo. Izq.	-8,93	-13,84	-12,46	1,40	33,34	19,05	14,96	34,02	0,57	1,02	
Tramo			4,22	13,84	12,46	2,95	----							
Apo. Der.			-10,04	-13,84	-12,46	1,24	-31,17	19,05	14,96	34,02	0,61	1,09		
P6	Apoyo	-1,58	-13,84	-12,46	7,89	14,81	19,05	14,96	34,02	1,29	2,30			
Eje F	P1	Apoyo	-0,89	-13,84	-12,46	13,94	-18,43	19,05	14,96	34,02	1,03	1,85		
		Apo. Izq.	-14,43	-13,84	-12,46	0,86	44,15	19,05	14,96	34,02	0,43	0,77		
		Tramo	6,18	13,84	12,46	2,02	----							
	P2	Apo. Der.	-10,56	-13,84	-12,46	1,18	-41,04	19,05	14,96	34,02	0,46	0,83		
		Apo. Izq.	-7,96	-13,84	-12,46	1,56	31,13	19,05	14,96	34,02	0,61	1,09		
		Tramo	2,21	13,84	12,46	5,65	----							
	P3	Apo. Der.	-9,08	-13,84	-12,46	1,37	-33,07	19,05	14,96	34,02	0,58	1,03		
		Apo. Izq.	-9,75	-13,84	-12,46	1,28	37,09	19,05	14,96	34,02	0,51	0,92		
		Tramo	4,67	13,84	12,46	2,67	----							
P4	Apo. Der.	-10,57	-13,84	-12,46	1,18	-35,12	19,05	14,96	34,02	0,54	0,97			
	Apoyo	-0,94	-13,84	-12,46	13,33	9,44	19,05	14,96	34,02	2,02	3,60			

3º Piso	Eje 3	P1	Apo. Izq.	-21,78	-22,65	-20,39	0,94	46,65	24,32	23,87	48,19	0,52	1,03
			Tramo	30,55	33,28	29,95	0,98	----					
			Apo. Der.	-35,70	-33,28	-29,95	0,84	-56,47	24,32	23,87	48,19	0,43	0,85
		P2	Apo. Izq.	-25,95	-33,28	-29,95	1,15	36,70	24,32	23,87	48,19	0,66	1,31
			Tramo	-11,77	-33,28	-29,95	2,54	----					
			Apo. Der.	-14,05	-33,28	-29,95	2,13	-21,79	24,32	23,87	48,19	1,12	2,21
	Eje 4	P1	Apo. Izq.	-33,81	-33,28	-29,95	0,89	61,16	24,32	23,87	48,19	0,40	0,79
			Tramo	34,37	33,28	29,95	0,87	----					
			Apo. Der.	-41,34	-33,28	-29,95	0,72	-66,77	24,32	23,87	48,19	0,36	0,72
		P2	Apo. Izq.	-24,49	-33,28	-29,95	1,22	39,06	24,32	23,87	48,19	0,62	1,23
			Tramo	-10,27	-33,28	-29,95	2,92	----					
			Apo. Der.	-20,01	-33,28	-29,95	1,50	-33,56	24,32	23,87	48,19	0,72	1,44
	Eje 5	P1	Apo. Izq.	-38,76	-33,28	-29,95	0,77	59,32	24,32	23,87	48,19	0,41	0,81
			Tramo	32,96	33,28	29,95	0,91	----					
			Apo. Der.	-42,63	-33,28	-29,95	0,70	-64,55	24,32	23,87	48,19	0,38	0,75
		P2	Apo. Izq.	-24,58	-33,28	-29,95	1,22	34,51	24,32	23,87	48,19	0,70	1,40
			Tramo	-12,06	-33,28	-29,95	2,48	----					
			Apo. Der.	-23,65	-22,65	-20,39	0,86	-30,37	24,32	23,87	48,19	0,80	1,59
	Eje 6	P1	Apo. Izq.	-45,97	-33,28	-29,95	0,65	55,42	24,32	23,87	48,19	0,44	0,87
			Tramo	28,66	33,28	29,95	1,05	----					
			Apo. Der.	-47,44	-33,28	-29,95	0,63	-59,02	24,32	23,87	48,19	0,41	0,82
		P2	Apo. Izq.	-27,53	-33,28	-29,95	1,09	47,05	24,32	23,87	48,19	0,52	1,02
			Tramo	-11,46	-33,28	-29,95	2,61	----					
			Apo. Der.	-28,37	-22,65	-20,39	0,72	-42,44	24,32	23,87	48,19	0,57	1,14
	Eje A	P1	Apoyo	-0,96	-13,84	-12,46	12,98	-10,11	19,05	14,96	34,02	1,88	3,37
			Apo. Izq.	-6,21	-13,84	-12,46	2,01	19,13	19,05	14,96	34,02	1,00	1,78
			Tramo	2,79	13,84	12,46	4,47	----					
		P2	Apo. Der.	-4,85	-13,84	-12,46	2,57	-19,26	19,05	14,96	34,02	0,99	1,77
			Apo. Izq.	-5,74	-13,84	-12,46	2,17	22,49	19,05	14,96	34,02	0,85	1,51
			Tramo	3,86	13,84	12,46	3,23	----					
		P3	Apo. Der.	-8,45	-13,84	-12,46	1,48	-26,64	19,05	14,96	34,02	0,72	1,28
			Apo. Izq.	-17,51	-13,84	-12,46	0,71	20,29	19,05	14,96	34,02	0,94	1,68
			Tramo	12,85	13,84	12,46	0,97	----					
		P4	Apo. Der.	-9,47	-13,84	-12,46	1,32	-34,38	19,05	14,96	34,02	0,55	0,99
			Apoyo	-1,19	-13,84	-12,46	10,44	10,77	19,05	14,96	34,02	1,77	3,16
			Tramo	12,85	13,84	12,46	0,97	----					
	Eje C-D	P1	Apoyo	-1,14	-13,84	-12,46	10,91	-9,66	19,05	14,96	34,02	1,97	3,52
			Apo. Izq.	-6,60	-13,84	-12,46	1,89	20,87	19,05	14,96	34,02	0,91	1,63
			Tramo	2,18	13,84	12,46	5,71	----					
		P2	Apo. Der.	-5,29	-13,84	-12,46	2,35	-19,90	19,05	14,96	34,02	0,96	1,71
			Apo. Izq.	-5,25	-13,84	-12,46	2,37	19,19	19,05	14,96	34,02	0,99	1,77
			Tramo	1,56	13,84	12,46	7,97	----					
P3		Apo. Der.	-6,30	-13,84	-12,46	1,98	-21,66	19,05	14,96	34,02	0,88	1,57	
		Apo. Izq.	-8,48	-13,84	-12,46	1,47	33,48	19,05	14,96	34,02	0,57	1,02	
		Tramo	6,65	13,84	12,46	1,87	----						
P4		Apo. Der.	-8,25	-13,84	-12,46	1,51	-34,06	19,05	14,96	34,02	0,56	1,00	
		Apoyo	-1,38	-13,84	-12,46	9,03	12,56	19,05	14,96	34,02	1,52	2,71	
		Tramo	1,56	13,84	12,46	7,97	----						
Eje F	P1	Apoyo	-0,66	-13,84	-12,46	18,91	-13,01	19,05	14,96	34,02	1,46	2,61	
		Apo. Izq.	-8,69	-13,84	-12,46	1,43	28,62	19,05	14,96	34,02	0,67	1,19	
		Tramo	3,46	13,84	12,46	3,61	----						
	P2	Apo. Der.	-6,28	-13,84	-12,46	1,98	-26,92	19,05	14,96	34,02	0,71	1,26	
		Apo. Izq.	-5,80	-13,84	-12,46	2,15	23,96	19,05	14,96	34,02	0,80	1,42	
		Tramo	1,51	13,84	12,46	8,24	----						
	P3	Apo. Der.	-6,69	-13,84	-12,46	1,86	-25,82	19,05	14,96	34,02	0,74	1,32	
		Apo. Izq.	-6,74	-13,84	-12,46	1,85	28,18	19,05	14,96	34,02	0,68	1,21	
		Tramo	3,21	13,84	12,46	3,89	----						
	P4	Apo. Der.	6,69	13,84	12,46	1,86	-25,29	19,05	14,96	34,02	0,75	1,34	
		Apoyo	-0,60	-13,84	-12,46	20,94	5,97	19,05	14,96	34,02	3,19	5,70	
		Tramo	3,21	13,84	12,46	3,89	----						

Techo	Eje 7	P1	Apo. Izq.	-8,75	-9,43	-8,49	0,97	11,11	15,24	14,96	30,21	1,37	2,72	
			Tramo	7,27	13,71	12,34	1,70	----						
			Apo. Der.	-8,67	-13,71	-12,34	1,42	-11,57	15,24	14,96	30,21	1,32	2,61	
		P2	Apo. Izq.	-4,03	-13,71	-12,34	3,06	8,73	15,24	14,96	30,21	1,75	3,46	
			Tramo	-4,20	-13,71	-12,34	2,93	----						
			Apo. Der.	-7,33	-9,43	-8,49	1,16	-8,59	15,24	14,96	30,21	1,78	3,52	
	Eje A	P1	Apo. Izq.	-6,03	-9,43	-8,49	1,41	11,18	15,24	14,96	30,21	1,36	2,70	
			Tramo	5,13	13,71	12,34	2,41	----						
			Apo. Der.	-10,65	-13,71	-12,34	1,16	-14,50	15,24	14,96	30,21	1,05	2,08	
		P2	Apo. Izq.	-10,28	-13,71	-12,34	1,20	14,01	15,24	14,96	30,21	1,09	2,16	
			Tramo	4,60	13,71	12,34	2,68	----						
			Apo. Der.	-11,59	-13,71	-12,34	1,06	14,01	15,24	14,96	30,21	1,09	2,16	
		P3	Apo. Izq.	-9,79	-13,71	-12,34	1,26	14,46	15,24	14,96	30,21	1,05	2,09	
			Tramo	-6,74	-13,71	-12,34	1,83	----						
			Apo. Der.	-2,53	-9,43	-8,49	3,36	9,75	15,24	14,96	30,21	1,56	3,10	
		Eje C-D	P1	Apo. Izq.	-8,62	-9,43	-8,49	0,99	15,23	15,24	14,96	30,21	1,00	1,98
				Tramo	7,36	13,71	12,34	1,68	----					
				Apo. Der.	-13,34	-13,71	-12,34	0,92	-19,38	15,24	14,96	30,21	0,79	1,56
	P2		Apo. Izq.	-11,04	-13,71	-12,34	1,12	17,20	15,24	14,96	30,21	0,89	1,76	
			Tramo	5,43	13,71	12,34	2,27	----						
			Apo. Der.	-17,09	-13,71	-12,34	0,72	-20,15	15,24	14,96	30,21	0,76	1,50	
	P3		Apo. Izq.	-13,70	-13,71	-12,34	0,90	23,66	15,24	14,96	30,21	0,64	1,28	
			Tramo	-8,68	-13,71	-12,34	1,42	----						
			Apo. Der.	1,09	9,43	8,49	7,78	16,38	15,24	14,96	30,21	0,93	1,84	
	Eje F		P1	Apo. Izq.	-6,75	-9,43	-8,49	1,26	11,39	15,24	14,96	30,21	1,34	2,65
				Tramo	5,36	13,71	12,34	2,30	----					
				Apo. Der.	-9,69	-13,71	-12,34	1,27	-14,07	15,24	14,96	30,21	1,08	2,15
		P2	Apo. Izq.	-7,80	-13,71	-12,34	1,58	12,33	15,24	14,96	30,21	1,24	2,45	
			Tramo	3,91	13,71	12,34	3,16	----						
			Apo. Der.	-12,63	-13,71	-12,34	0,98	-14,73	15,24	14,96	30,21	1,03	2,05	
		P3	Apo. Izq.	-11,55	-13,71	-12,34	1,07	16,83	15,24	14,96	30,21	0,91	1,79	
			Tramo	-7,96	-13,71	-12,34	1,55	----						
			Apo. Der.	-1,51	-9,43	-8,49	5,63	12,18	15,24	14,96	30,21	1,25	2,48	

Nivel	Columna	Casos mas desfavorables		Solicitaciones					Factores de Seguridad				Cuantía [%]
		Nº	Descripción	N [KN]	M _y [KN*m]	M _z [KN*m]	F _y [KN]	F _z [KN]	Φ*M _n / M _u	Φ*N _n / N _u	Φ*V _n / V _u	Rd / Sd	
1º Piso	30 x 30	1	COMB16 = 1.2*D + 0.5*L - E (B)	91,71	86,78	22,16	6,15	42,07	0,48	>1	76,37	✗ 0,437	0,85
		2	COMB15 = 1.2*D + 0.5*L + E (B)	266,87	-85,50	-35,45	18,59	40,55	0,40	>1	89,64	✗ 0,447	
		3	COMB15 = 1.2*D + 0.5*L + E (B)	269,23	-79,56	-27,90	12,11	38,29	0,45	>1	95,09	✗ 0,500	
		4	COMB15 = 1.2*D + 0.5*L + E (A)	269,23	63,53	-34,43	12,11	38,29	0,50	>1	95,09	✗ 0,545	
		5	COMB17 = 0.9*D + E (B)	202,44	-80,07	-29,88	13,60	38,80	0,47	>1	89,69	✗ 0,494	
	20 x 30	1	COMB16 = 1.2*D + 0.5*L - E (B)	-10,23	55,18	35,80	19,13	27,05	0,33	>1	69,85	✗ 0,331	1,02
		2	COMB17 = 0.9*D + E (B)	266,13	-54,05	-34,06	17,92	25,83	0,31	>1	101,69	✗ 0,345	
		3	COMB16 = 1.2*D + 0.5*L - E (B)	28,24	59,26	25,07	13,49	30,51	0,39	>1	67,37	✗ 0,379	
		4	COMB17 = 0.9*D + E (B)	186,98	-59,89	-23,38	12,34	30,79	0,60	>1	79,13	✗ 0,388	
		5	COMB17 = 0.9*D + E (A)	186,98	48,52	-22,06	12,34	30,79	0,42	>1	79,13	✗ 0,448	
	30 x 20	1	COMB16 = 1.2*D + 0.5*L - E (B)	228,23	25,55	79,01	41,72	13,16	0,28	>1	60,99	✗ 0,315	1,02
		2	COMB17 = 0.9*D + E (B)	376,16	-27,01	-70,30	34,94	14,29	0,23	>1	83,03	✗ 0,324	
		3	COMB15 = 1.2*D + 0.5*L + E (B)	310,20	-30,40	-67,49	32,68	16,32	0,27	>1	83,92	✗ 0,321	
		4	COMB15 = 1.2*D + 0.5*L + E (B)	297,21	-32,38	-32,41	16,55	18,01	0,39	>1	141,04	✗ 0,440	
		5	COMB16 = 1.2*D + 0.5*L - E (A)	291,67	-25,98	29,05	30,20	15,94	0,47	>1	89,32	✗ 0,516	
2º Piso	30 x 20	1	COMB15 = 1.2*D + 0.5*L + E (A)	319,31	19,05	-79,73	33,71	14,37	0,26	>1	95,75	✗ 0,335	1,02
		2	COMB16 = 1.2*D + 0.5*L - E (B)	194,93	28,79	62,78	38,35	17,77	0,32	>1	75,04	✗ 0,347	
		3	COMB16 = 1.2*D + 0.5*L - E (A)	166,92	-23,71	56,44	48,88	11,49	0,38	>1	57,25	✗ 0,401	
		4	COMB16 = 1.2*D + 0.5*L - E (A)	194,93	-26,09	36,05	38,35	17,77	0,46	>1	75,04	✗ 0,482	
		5	COMB16 = 1.2*D + 0.5*L - E (A)	142,50	-27,35	25,81	28,29	17,42	0,53	>1	96,51	✗ 0,545	
	20 x 30	1	COMB15 = 1.2*D + 0.5*L + E (A)	191,72	49,00	-28,67	14,06	27,88	0,37	>1	102,53	✗ 0,397	1,02
		2	COMB16 = 1.2*D + 0.5*L - E (B)	27,77	31,55	38,09	23,53	19,92	0,41	>1	95,28	✗ 0,405	
		3	COMB16 = 1.2*D + 0.5*L - E (A)	27,77	-34,34	31,44	23,53	19,92	0,44	>1	95,28	✗ 0,442	
		4	COMB16 = 1.2*D + 0.5*L - E (A)	47,59	-46,54	22,38	17,55	29,08	0,46	>1	84,39	✗ 0,458	
		5	COMB15 = 1.2*D + 0.5*L + E (B)	222,83	-28,50	-32,17	19,51	19,27	0,44	>1	141,12	✗ 0,471	
3º Piso	30 x 20	1	COMB15 = 1.2*D + 0.5*L + E (A)	150,74	25,37	-51,90	5,19	14,88	0,39	>1	84,32	✗ 0,409	1,02
		2	COMB15 = 1.2*D + 0.5*L + E (A)	175,96	12,63	-61,14	17,35	14,23	0,42	>1	79,21	✗ 0,461	
		3	COMB16 = 1.2*D + 0.5*L - E (B)	71,67	23,04	32,98	27,31	17,01	0,54	>1	45,07	✗ 0,540	
		4	COMB16 = 1.2*D + 0.5*L - E (A)	79,77	-23,34	46,39	1,96	10,32	0,45	>1	112,71	✗ 0,452	
		5	COMB17 = 0.9*D + E (A)	78,44	22,13	-35,31	11,70	14,97	0,53	>1	77,60	✗ 0,534	
	20 x 30	1	COMB16 = 1.2*D + 0.5*L - E (A)	49,03	-29,95	24,70	1,77	24,76	0,54	>1	48,29	✗ 0,540	1,02
		2	COMB16 = 1.2*D + 0.5*L - E (B)	40,67	36,11	17,57	13,22	26,91	0,60	>1	44,03	✗ 0,588	
		3	COMB17 = 0.9*D + E (A)	73,42	36,60	-16,67	7,99	26,00	0,59	>1	47,28	✗ 0,601	
		4	COMB16 = 1.2*D + 0.5*L - E (B)	34,46	15,77	24,66	18,76	11,83	0,68	>1	58,60	✗ 0,684	
		5	COMB16 = 1.2*D + 0.5*L - E (A)	34,46	-29,30	14,81	18,76	11,83	0,71	>1	58,60	✗ 0,712	
Techo	20 x 20	1	COMB15 = 1.2*D + 0.5*L + E (B)	36,20	-12,12	-13,37	6,06	9,37	0,64	>1	108,09	✗ 0,640	1,13
		2	COMB15 = 1.2*D + 0.5*L + E (B)	34,24	-6,56	-17,76	11,12	4,13	0,68	>1	90,79	✗ 0,679	
		3	COMB16 = 1.2*D + 0.5*L - E (B)	37,63	3,63	19,83	12,16	3,69	0,70	>1	83,48	✗ 0,700	
		4	COMB17 = 0.9*D + E (B)	36,01	-8,29	-14,54	8,39	5,29	0,72	>1	120,67	✗ 0,718	
		5	COMB17 = 0.9*D + E (B)	26,54	-5,99	-16,05	10,05	3,95	0,75	>1	99,12	✗ 0,750	

5.2.1.2 DESEMPEÑO CON CUMPLIMIENTO EN DERIVAS DE ENTREPISO

Nivel	Viga	Tramo	Sección	Momento Flector [KN*m]				Esfuerzo Cortante [KN]					
				M _u	M _n	Φ*M _n	F _s	V _u	Φ*V _c	Φ*V _s	Φ*V _n	F _{s,c}	F _s
1º Piso	Eje 3	P1	Apo. Izq.	-19,37	-33,28	-29,95	1,55	33,15	24,32	23,87	48,19	0,73	1,45
			Tramo	15,44	33,28	29,95	1,94	----					
		Apo. Der.	-23,31	-33,28	-29,95	1,29	-32,11	24,32	23,87	48,19	0,76	1,50	
		P2	Apo. Izq.	-16,42	-33,28	-29,95	1,82	24,48	24,32	23,87	48,19	0,99	1,97
			Tramo	-6,30	-33,28	-29,95	4,75	----					
		Apo. Der.	-6,30	-33,28	-29,95	4,75	-15,48	24,32	23,87	48,19	1,57	3,11	
	Eje 4	P1	Apo. Izq.	-28,83	-33,28	-29,95	1,04	43,39	24,32	23,87	48,19	0,56	1,11
			Tramo	22,13	33,28	29,95	1,35	----					
		Apo. Der.	-32,22	-33,28	-29,95	0,93	-47,35	24,32	23,87	48,19	0,51	1,02	
		P2	Apo. Izq.	-19,72	-33,28	-29,95	1,52	29,51	24,32	23,87	48,19	0,82	1,63
			Tramo	-10,47	-33,28	-29,95	2,86	----					
		Apo. Der.	-8,72	-33,28	-29,95	3,44	-18,87	24,32	23,87	48,19	1,29	2,55	
	Eje 5	P1	Apo. Izq.	-36,36	-33,28	-29,95	0,82	51,01	24,32	23,87	48,19	0,48	0,94
			Tramo	24,84	33,28	29,95	1,21	----					
		Apo. Der.	-38,55	-33,28	-29,95	0,78	-54,19	24,32	23,87	48,19	0,45	0,89	
		P2	Apo. Izq.	-24,78	-33,28	-29,95	1,21	36,28	24,32	23,87	48,19	0,67	1,33
			Tramo	-8,26	-33,28	-29,95	3,63	----					
		Apo. Der.	-16,33	-33,28	-29,95	1,83	-25,05	24,32	23,87	48,19	0,97	1,92	
	Eje 6	P1	Apo. Izq.	-39,11	-33,28	-29,95	0,77	47,48	24,32	23,87	48,19	0,51	1,01
			Tramo	23,61	33,28	29,95	1,27	----					
		Apo. Der.	-39,97	-33,28	-29,95	0,75	-51,99	24,32	23,87	48,19	0,47	0,93	
		P2	Apo. Izq.	-30,58	-33,28	-29,95	0,98	45,33	24,32	23,87	48,19	0,54	1,06
			Tramo	-9,62	-33,28	-29,95	3,11	----					
		Apo. Der.	-22,66	-33,28	-29,95	1,32	-34,65	24,32	23,87	48,19	0,70	1,39	
	Eje C-D	P1	Apoyo	-0,42	-13,84	-12,46	29,46	-9,38	19,05	14,96	34,02	2,03	3,63
			Apo. Izq.	-7,88	-13,84	-12,46	1,58	27,41	19,05	14,96	34,02	0,70	1,24
		P2	Tramo	3,57	13,84	12,46	3,49	----					
			Apo. Der.	-6,33	-13,84	-12,46	1,97	-26,68	19,05	14,96	34,02	0,71	1,27
		P3	Apo. Izq.	-4,39	-13,84	-12,46	2,84	19,73	19,05	14,96	34,02	0,97	1,72
			Tramo	1,23	13,84	12,46	10,14	----					
Apo. Der.		-5,46	-13,84	-12,46	2,28	-22,04	19,05	14,96	34,02	0,86	1,54		
P4		Apo. Izq.	-6,43	-13,84	-12,46	1,94	27,56	19,05	14,96	34,02	0,69	1,23	
		Tramo	2,58	13,84	12,46	4,84	----						
Apo. Der.		-6,55	-13,84	-12,46	1,90	-25,28	19,05	14,96	34,02	0,75	1,35		
P5	Apoyo	-1,59	-13,84	-12,46	7,84	13,52	19,05	14,96	34,02	1,41	2,52		
Eje F	P1	Apoyo	-0,61	-13,84	-12,46	20,36	-12,58	19,05	14,96	34,02	1,51	2,70	
		Apo. Izq.	-8,82	-13,84	-12,46	1,41	28,26	19,05	14,96	34,02	0,67	1,20	
	P2	Tramo	3,80	13,84	12,46	3,28	----						
		Apo. Der.	-6,33	-13,84	-12,46	1,97	-27,08	19,05	14,96	34,02	0,70	1,26	
	P3	Apo. Izq.	-3,89	-13,84	-12,46	3,20	18,01	19,05	14,96	34,02	1,06	1,89	
		Tramo	1,04	13,84	12,46	12,02	----						
	Apo. Der.	-5,22	-13,84	-12,46	2,39	-20,93	19,05	14,96	34,02	0,91	1,63		
	P4	Apo. Izq.	-6,05	-13,84	-12,46	2,06	25,37	19,05	14,96	34,02	0,75	1,34	
		Tramo	2,72	13,84	12,46	4,58	----						
	Apo. Der.	-5,54	-13,84	-12,46	2,25	-22,09	19,05	14,96	34,02	0,86	1,54		
P5	Apoyo	-0,49	-13,84	-12,46	25,32	4,97	19,05	14,96	34,02	3,83	6,84		

2º Piso	Eje 3	P1	Apo. Izq.	-13,24	-22,65	-20,39	1,54	20,44	24,32	23,87	48,19	1,19	2,36	
			Tramo	4,44	33,28	29,95	6,75	----						
			Apo. Der.	-11,31	-33,28	-29,95	2,65	-17,16	24,32	23,87	48,19	1,42	2,81	
		P2	Apo. Izq.	-6,91	-33,28	-29,95	4,33	16,23	24,32	23,87	48,19	1,50	2,97	
			Tramo	4,63	33,28	29,95	6,47	----						
			Apo. Der.	-9,88	-33,28	-29,95	3,03	-24,41	24,32	23,87	48,19	1,00	1,97	
	Eje 4	P1	Apo. Izq.	-27,27	-33,28	-29,95	1,10	36,66	24,32	23,87	48,19	0,66	1,31	
			Tramo	16,46	33,28	29,95	1,82	----						
			Apo. Der.	-24,86	-33,28	-29,95	1,21	-35,43	24,32	23,87	48,19	0,69	1,36	
		P2	Apo. Izq.	-9,52	-33,28	-29,95	3,15	20,46	24,32	23,87	48,19	1,19	2,35	
			Tramo	5,34	33,28	29,95	5,61	----						
			Apo. Der.	-15,56	-33,28	-29,95	1,92	-34,18	24,32	23,87	48,19	0,71	1,41	
	Eje 5	P1	Apo. Izq.	-34,14	-33,28	-29,95	0,88	43,81	24,32	23,87	48,19	0,56	1,10	
			Tramo	20,75	33,28	29,95	1,44	----						
			Apo. Der.	-33,78	-33,28	-29,95	0,89	-56,21	24,32	23,87	48,19	0,43	0,86	
		P2	Apo. Izq.	-15,44	-33,28	-29,95	1,94	27,36	24,32	23,87	48,19	0,89	1,76	
			Tramo	6,84	33,28	29,95	4,38	----						
			Apo. Der.	-17,83	-22,65	-20,39	1,14	-29,56	24,32	23,87	48,19	0,82	1,63	
	Eje 6	P1	Apo. Izq.	-37,59	-33,28	-29,95	0,80	45,80	24,32	23,87	48,19	0,53	1,05	
			Tramo	20,05	33,28	29,95	1,49	----						
			Apo. Der.	-36,13	-33,28	-29,95	0,83	-47,16	24,32	23,87	48,19	0,52	1,02	
		P2	Apo. Izq.	-21,05	-33,28	-29,95	1,42	38,86	24,32	23,87	48,19	0,63	1,24	
			Tramo	10,27	33,28	29,95	2,92	----						
			Apo. Der.	-22,15	-22,65	-20,39	0,92	-36,99	24,32	23,87	48,19	0,66	1,30	
	Eje A	P1	Apo. Izq.	-1,10	-9,56	-8,60	7,82	7,52	19,05	14,96	34,02	2,54	4,53	
			Tramo	-1,68	-13,84	-12,46	7,40	----						
			Apo. Der.	-1,92	-13,84	-12,46	6,50	-7,06	19,05	14,96	34,02	2,70	4,82	
		P2	Apo. Izq.	-3,10	-13,84	-12,46	4,03	13,15	19,05	14,96	34,02	1,45	2,59	
			Tramo	1,40	13,84	12,46	8,91	----						
			Apo. Der.	-3,46	-13,84	-12,46	3,60	-14,33	19,05	14,96	34,02	1,33	2,37	
		P3	Apo. Izq.	-3,99	-13,84	-12,46	3,13	15,68	19,05	14,96	34,02	1,22	2,17	
			Tramo	1,73	13,84	12,46	7,21	----						
			Apo. Der.	-5,60	-13,84	-12,46	2,22	-19,53	19,05	14,96	34,02	0,98	1,74	
		P4	Apo. Izq.	-6,73	-13,84	-12,46	1,85	24,67	19,05	14,96	34,02	0,77	1,38	
			Tramo	2,96	13,84	12,46	4,20	----						
			Apo. Der.	-6,87	-13,84	-12,46	1,81	-23,33	19,05	14,96	34,02	0,82	1,46	
		P5	Apoyo	-0,97	-13,84	-12,46	12,83	8,80	19,05	14,96	34,02	2,16	3,86	
		Eje C-D	P1	Apo. Izq.	-1,17	-13,84	-12,46	10,69	13,36	19,05	14,96	34,02	1,43	2,55
				Tramo	2,57	13,84	12,46	4,84	----					
	Apo. Der.			-3,85	-13,84	-12,46	3,24	-18,35	19,05	14,96	34,02	1,04	1,85	
	P2		Apo. Izq.	-2,73	-13,84	-12,46	4,56	19,44	19,05	14,96	34,02	0,98	1,75	
			Tramo	-2,70	-13,84	-12,46	4,62	----						
			Apo. Der.	-2,81	-13,84	-12,46	4,44	14,99	19,05	14,96	34,02	1,27	2,27	
	P3		Apo. Izq.	-3,75	-13,84	-12,46	3,32	13,84	19,05	14,96	34,02	1,38	2,46	
			Tramo	1,30	13,84	12,46	9,58	----						
			Apo. Der.	-3,33	-13,84	-12,46	3,74	-12,93	19,05	14,96	34,02	1,47	2,63	
	P4		Apo. Izq.	-3,57	-13,84	-12,46	3,49	13,27	19,05	14,96	34,02	1,44	2,56	
			Tramo	1,11	13,84	12,46	11,25	----						
Apo. Der.			-4,27	-13,84	-12,46	2,92	-15,18	19,05	14,96	34,02	1,26	2,24		
P5	Apo. Izq.		-4,96	-13,84	-12,46	2,51	21,26	19,05	14,96	34,02	0,90	1,60		
	Tramo		2,18	13,84	12,46	5,71	----							
	Apo. Der.		-5,25	-13,84	-12,46	2,37	-19,71	19,05	14,96	34,02	0,97	1,73		
P6	Apoyo		-1,09	-13,84	-12,46	11,48	10,34	19,05	14,96	34,02	1,84	3,29		
Eje F	P1		Apoyo	-0,46	-13,84	-12,46	26,97	-9,38	19,05	14,96	34,02	2,03	3,63	
			Apo. Izq.	-6,56	-13,84	-12,46	1,90	22,76	19,05	14,96	34,02	0,84	1,49	
		Tramo	2,56	13,84	12,46	4,86	----							
	P2	Apo. Der.	-5,08	-13,84	-12,46	2,45	-21,75	19,05	14,96	34,02	0,88	1,56		
		Apo. Izq.	-3,99	-13,84	-12,46	3,12	17,61	19,05	14,96	34,02	1,08	1,93		
		Tramo	1,08	13,84	12,46	11,54	----							
	P3	Apo. Der.	-4,78	-13,84	-12,46	2,61	-19,32	19,05	14,96	34,02	0,99	1,76		
		Apo. Izq.	-5,17	-13,84	-12,46	2,41	22,09	19,05	14,96	34,02	0,86	1,54		
		Tramo	2,22	13,84	12,46	5,60	----							
	P4	Apo. Der.	-5,20	-13,84	-12,46	2,40	-20,63	19,05	14,96	34,02	0,92	1,65		
		Apoyo	-0,42	-13,84	-12,46	29,60	4,24	19,05	14,96	34,02	4,49	8,02		

3º Piso	Eje 3	P1	Apo. Izq.	-14,02	-22,65	-20,39	1,45	36,11	24,32	23,87	48,19	0,67	1,33	
			Tramo	23,60	33,28	29,95	1,27	----						
			Apo. Der.	-25,97	-33,28	-29,95	1,15	-43,68	24,32	23,87	48,19	0,56	1,10	
		P2	Apo. Izq.	-17,09	-33,28	-29,95	1,75	23,49	24,32	23,87	48,19	1,04	2,05	
			Tramo	-8,03	-33,28	-29,95	3,73	----						
			Apo. Der.	-7,11	-33,28	-29,95	4,21	-10,26	24,32	23,87	48,19	2,37	4,70	
	Eje 4	P1	Apo. Izq.	-22,20	-33,28	-29,95	1,35	47,14	24,32	23,87	48,19	0,52	1,02	
			Tramo	26,36	33,28	29,95	1,14	----						
			Apo. Der.	-29,45	-33,28	-29,95	1,02	-51,39	24,32	23,87	48,19	0,47	0,94	
		P2	Apo. Izq.	-15,60	-33,28	-29,95	1,92	24,54	24,32	23,87	48,19	0,99	1,96	
			Tramo	-6,93	-33,28	-29,95	4,32	----						
			Apo. Der.	-10,96	-33,28	-29,95	2,73	-19,10	24,32	23,87	48,19	1,27	2,52	
	Eje 5	P1	Apo. Izq.	-24,22	-33,28	-29,95	1,24	45,20	24,32	23,87	48,19	0,54	1,07	
			Tramo	25,00	33,28	29,95	1,20	----						
			Apo. Der.	-28,87	-33,28	-29,95	1,04	-49,19	24,32	23,87	48,19	0,49	0,98	
		P2	Apo. Izq.	-13,41	-33,28	-29,95	2,23	18,62	24,32	23,87	48,19	1,31	2,59	
			Tramo	-6,06	-33,28	-29,95	4,94	----						
			Apo. Der.	-11,67	-22,65	-20,39	1,75	-15,14	24,32	23,87	48,19	1,61	3,18	
	Eje 6	P1	Apo. Izq.	-26,80	-33,28	-29,95	1,12	41,18	24,32	23,87	48,19	0,59	1,17	
			Tramo	21,92	33,28	29,95	1,37	----						
			Apo. Der.	-29,91	-33,28	-29,95	1,00	-44,34	24,32	23,87	48,19	0,55	1,09	
		P2	Apo. Izq.	-13,78	-33,28	-29,95	2,17	25,77	24,32	23,87	48,19	0,94	1,87	
			Tramo	-4,56	-33,28	-29,95	6,57	----						
			Apo. Der.	-13,26	-22,65	-20,39	1,54	-21,99	24,32	23,87	48,19	1,11	2,19	
	Eje A	P1	Apoyo	-0,75	-13,84	-12,46	16,72	-7,56	19,05	14,96	34,02	2,52	4,50	
			Apo. Izq.	-3,32	-13,84	-12,46	3,76	12,81	19,05	14,96	34,02	1,49	2,66	
			Tramo	1,34	13,84	12,46	9,28	----						
		P2	Apo. Der.	-2,91	-13,84	-12,46	4,28	-13,28	19,05	14,96	34,02	1,43	2,56	
			Apo. Izq.	-3,29	-13,84	-12,46	3,79	14,74	19,05	14,96	34,02	1,29	2,31	
			Tramo	1,84	13,84	12,46	6,79	----						
		P3	Apo. Der.	-4,10	-13,84	-12,46	3,04	-15,98	19,05	14,96	34,02	1,19	2,13	
			Apo. Izq.	-9,85	-13,84	-12,46	1,26	13,17	19,05	14,96	34,02	1,45	2,58	
			Tramo	6,16	13,84	12,46	2,02	----						
		P4	Apo. Der.	-5,39	-13,84	-12,46	2,31	-23,31	19,05	14,96	34,02	0,82	1,46	
			Apoyo	-0,90	-13,84	-12,46	13,86	8,09	19,05	14,96	34,02	2,36	4,20	
			Tramo	0,96	13,84	12,46	12,97	----						
		Eje C-D	P1	Apo. Izq.	-3,53	-13,84	-12,46	3,53	12,92	19,05	14,96	34,02	1,47	2,63
				Tramo	0,96	13,84	12,46	12,97	----					
				Apo. Der.	-2,69	-13,84	-12,46	4,63	-11,86	19,05	14,96	34,02	1,61	2,87
	P2		Apo. Izq.	-2,81	-13,84	-12,46	4,44	11,90	19,05	14,96	34,02	1,60	2,86	
			Tramo	1,56	13,84	12,46	7,97	----						
			Apo. Der.	-3,70	-13,84	-12,46	3,37	-14,50	19,05	14,96	34,02	1,31	2,35	
P3	Apo. Izq.		-5,06	-13,84	-12,46	2,46	21,99	19,05	14,96	34,02	0,87	1,55		
	Tramo		3,71	13,84	12,46	3,36	----							
	Apo. Der.		-4,86	-13,84	-12,46	2,56	-23,53	19,05	14,96	34,02	0,81	1,45		
P4	Apoyo		-1,02	-13,84	-12,46	12,26	9,36	19,05	14,96	34,02	2,04	3,63		
	Apo. Izq.		-4,32	-13,84	-12,46	2,89	16,56	19,05	14,96	34,02	1,15	2,05		
	Tramo		1,47	13,84	12,46	8,46	----							
Eje F	P1		Apo. Der.	-3,25	-13,84	-12,46	3,83	-15,67	19,05	14,96	34,02	1,22	2,17	
			Apo. Izq.	-3,17	-13,84	-12,46	3,94	14,82	19,05	14,96	34,02	1,29	2,30	
			Tramo	0,93	13,84	12,46	13,34	----						
	P2	Apo. Der.	-3,82	-13,84	-12,46	3,26	-16,35	19,05	14,96	34,02	1,17	2,08		
		Apo. Izq.	-3,94	-13,84	-12,46	3,16	18,44	19,05	14,96	34,02	1,03	1,84		
		Tramo	1,87	13,84	12,46	6,67	----							
	P3	Apo. Der.	-3,49	-13,84	-12,46	3,57	-16,15	19,05	14,96	34,02	1,18	2,11		
		Apoyo	-0,29	-13,84	-12,46	43,11	2,89	19,05	14,96	34,02	6,60	11,78		
		Tramo	0,29	13,84	12,46	43,11	----							

Techo	Eje 7	P1	Apo. Izq.	-4,45	-9,43	-8,49	1,91	7,95	15,24	14,96	30,21	1,92	3,80		
			Tramo	5,10	13,71	12,34	2,42	----							
			Apo. Der.	-4,81	-13,71	-12,34	2,57	-8,32	15,24	14,96	30,21	1,83	3,63		
		P2	Apo. Izq.	-2,21	-13,71	-12,34	5,58	4,87	15,24	14,96	30,21	3,13	6,20		
			Tramo	-1,83	-13,71	-12,34	6,74	----							
			Apo. Der.	-3,48	-9,43	-8,49	2,44	-4,79	15,24	14,96	30,21	3,18	6,30		
	Eje A	P1	Apo. Izq.	-2,97	-9,43	-8,49	2,86	7,93	15,24	14,96	30,21	1,92	3,81		
			Tramo	3,41	13,71	12,34	3,62	----							
			Apo. Der.	-6,90	-13,71	-12,34	1,79	-10,70	15,24	14,96	30,21	1,43	2,82		
		P2	Apo. Izq.	-6,76	-13,71	-12,34	1,83	10,56	15,24	14,96	30,21	1,44	2,86		
			Tramo	3,35	13,71	12,34	3,68	----							
			Apo. Der.	-7,54	-13,71	-12,34	1,64	-10,85	15,24	14,96	30,21	1,40	2,78		
		P3	Apo. Izq.	-6,72	-13,71	-12,34	1,84	9,65	15,24	14,96	30,21	1,58	3,13		
			Tramo	-4,70	-13,71	-12,34	2,62	----							
			Apo. Der.	-1,78	-9,43	-8,49	4,76	5,73	15,24	14,96	30,21	2,66	5,28		
		Eje C-D	P1	Apo. Izq.	-4,27	-9,43	-8,49	1,99	10,89	15,24	14,96	30,21	1,40	2,77	
				Tramo	4,84	13,71	12,34	2,55	----						
				Apo. Der.	-8,78	-13,71	-12,34	1,41	-14,34	15,24	14,96	30,21	1,06	2,11	
	P2		Apo. Izq.	-7,35	-13,71	-12,34	1,68	13,13	15,24	14,96	30,21	1,16	2,30		
			Tramo	4,09	13,71	12,34	3,02	----							
			Apo. Der.	-11,88	-13,71	-12,34	1,04	-15,45	15,24	14,96	30,21	0,99	1,96		
	P3		Apo. Izq.	-10,11	-13,71	-12,34	1,22	17,77	15,24	14,96	30,21	0,86	1,70		
			Tramo	-6,33	-13,71	-12,34	1,95	----							
			Apo. Der.	0,54	9,43	8,49	15,81	12,43	15,24	14,96	30,21	1,23	2,43		
	Eje F	P1	Apo. Izq.	-3,40	-9,43	-8,49	2,50	8,11	15,24	14,96	30,21	1,88	3,72		
			Tramo	3,48	13,71	12,34	3,54	----							
			Apo. Der.	-6,25	-13,71	-12,34	1,97	-10,33	15,24	14,96	30,21	1,48	2,92		
		P2	Apo. Izq.	-5,19	-13,71	-12,34	2,38	9,41	15,24	14,96	30,21	1,62	3,21		
			Tramo	2,93	13,71	12,34	4,21	----							
			Apo. Der.	-8,83	-13,71	-12,34	1,40	-11,29	15,24	14,96	30,21	1,35	2,68		
P3		Apo. Izq.	-8,59	-13,71	-12,34	1,44	12,72	15,24	14,96	30,21	1,20	2,37			
		Tramo	-5,89	-13,71	-12,34	2,09	----								
		Apo. Der.	-1,06	-9,43	-8,49	8,01	8,84	15,24	14,96	30,21	1,72	3,42			

Nivel	Columna	Casos mas desfavorables		Solicitaciones					Factores de Seguridad				Cuantía [%]
		Nº	Descripción	N [KN]	M _y [KN*m]	M _z [KN*m]	F _y [KN]	F _z [KN]	Φ*M _n / M _u	Φ*N _n / N _u	Φ*V _n / V _u	Rd / Sd	
1º Piso	30 x 30	1	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (B)	149,07	33,33	17,86	10,06	17,05	1,04	1,46	196,57	1,038	0,85
		2	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (B)	186,08	-33,38	-16,57	9,97	15,62	1,05	1,35	220,24	1,042	
		3	COMB17 = 0.9*D + E (B)	159,32	-33,52	-15,33	8,82	15,77	1,09	1,84	214,05	1,081	
		4	COMB17 = 0.9*D + E (A)	162,83	26,16	-15,81	3,33	14,65	1,26	3,07	230,99	1,234	
		5	COMB17 = 0.9*D + E (B)	162,83	-30,92	-8,91	3,33	14,65	1,33	2,94	230,99	1,280	
	20 x 30	1	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (B)	62,30	22,01	14,58	7,87	10,96	0,84	>1	195,04	✗ 0,835	1,02
		2	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (B)	187,73	-20,97	-12,82	6,65	9,81	0,86	>1	248,50	✗ 0,868	
		3	COMB17 = 0.9*D + E (B)	169,79	-21,00	-13,00	6,77	9,86	0,87	>1	242,93	✗ 0,869	
		4	COMB17 = 0.9*D + E (B)	128,13	-23,76	-8,81	4,58	12,20	0,97	>1	188,13	✗ 0,969	
		5	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (B)	143,65	-23,82	-8,61	4,45	12,23	0,97	>1	190,68	✗ 0,963	
	30 x 20	1	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (B)	251,55	9,66	33,51	18,29	4,87	0,66	>1	142,22	✗ 0,702	1,02
		2	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (B)	282,71	11,47	24,89	14,06	6,41	0,75	>1	190,37	✗ 0,798	
		3	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (B)	231,48	-12,56	-29,17	15,22	6,90	0,69	>1	167,67	✗ 0,719	
		4	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (A)	353,37	7,53	-31,05	11,42	6,05	0,74	>1	249,35	✗ 0,735	
		5	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (B)	353,37	-11,18	-24,69	11,42	6,05	0,67	>1	249,35	✗ 0,774	
2º Piso	30 x 20	1	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (A)	221,11	12,19	-30,59	4,45	5,88	0,69	>1	469,82	✗ 0,710	1,02
		2	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (A)	235,88	6,41	-36,81	9,82	6,34	0,68	>1	304,90	✗ 0,714	
		3	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (B)	159,49	-12,32	-28,18	17,37	7,57	0,74	>1	159,94	✗ 0,769	
		4	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (B)	139,57	11,41	23,97	14,18	6,96	0,86	>1	191,91	✗ 0,874	
		5	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (A)	156,92	-11,46	23,97	2,47	7,51	0,85	>1	345,40	✗ 0,864	
	20 x 30	1	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (A)	128,92	19,87	-12,76	4,74	10,71	0,91	>1	250,53	✗ 0,921	1,02
		2	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (A)	143,72	12,95	-16,87	6,78	7,46	0,92	>1	365,32	✗ 0,926	
		3	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (B)	66,88	13,09	16,37	10,20	7,98	0,97	1,08	229,93	✗ 0,964	
		4	COMB17 = 0.9*D + E (A)	114,28	19,64	-12,10	5,10	10,82	0,95	>1	244,09	✗ 0,954	
		5	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (B)	72,20	18,38	12,42	7,72	11,73	0,99	1,42	215,07	✗ 0,987	
3º Piso	30 x 20	1	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (A)	120,84	11,10	-30,72	4,94	5,06	0,77	>1	240,36	✗ 0,772	1,02
		2	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (A)	75,51	-11,14	29,12	7,90	2,65	0,81	>1	156,47	✗ 0,807	
		3	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (A)	91,11	-8,90	29,96	11,78	7,61	0,85	>1	106,77	✗ 0,853	
		4	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (A)	77,43	-9,78	30,25	12,27	7,62	0,83	>1	100,99	✗ 0,826	
		5	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (B)	109,11	10,75	25,60	20,85	8,09	0,87	>1	61,50	✗ 0,874	
	20 x 30	1	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (A)	48,83	-10,22	16,45	4,77	10,87	1,04	3,96	109,98	1,037	1,02
		2	COMB17 = 0.9*D + E (A)	51,38	15,29	6,16	8,13	7,14	1,53	7,88	137,91	1,498	
		3	COMB17 = 0.9*D + E (A)	58,14	14,45	-8,15	1,90	9,99	1,37	6,45	120,93	1,367	
		4	COMB17 = 0.9*D + E (A)	69,95	4,45	-11,76	3,02	9,03	1,64	5,79	135,65	1,599	
		5	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (A)	46,89	-14,50	3,27	9,27	2,81	1,92	9,01	120,25	1,892	
Techo	20 x 20	1	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (B)	26,96	-3,43	-9,28	5,90	1,85	1,29	8,71	169,00	1,297	1,13
		2	COMB17 = 0.9*D + E (B)	24,36	-3,15	-8,32	5,36	1,75	1,44	10,59	185,25	1,436	
		3	COMB17 = 0.9*D + E (B)	26,54	-5,16	-5,10	2,32	4,01	1,59	10,85	248,19	1,595	
		4	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (B)	33,29	0,15	9,18	5,75	0,98	1,57	8,04	175,21	1,731	
		5	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (B)	27,97	3,39	5,70	2,51	2,52	1,81	10,81	397,19	1,807	

5.2.1.3 DESEMPEÑO CON CUMPLIMIENTO DE SOLICITACIONES

Nivel	Viga	Tramo	Sección	Momento Flector [KN*m]				Esfuerzo Cortante [KN]					
				M _u	M _n	Φ*M _n	F _s	V _u	Φ*V _c	Φ*V _s	Φ*V _n	F _{s,c}	F _s
1º Piso	Eje 3	P1	Apo. Izq.	-13,95	-33,28	-29,95	2,15	31,45	24,32	23,87	48,19	0,77	1,53
			Tramo	15,44	33,28	29,95	1,94	----					
		Apo. Der.	-18,90	-33,28	-29,95	1,58	-31,31	24,32	23,87	48,19	0,78	1,54	
		P2	Apo. Izq.	-10,10	-33,28	-29,95	2,96	15,98	24,32	23,87	48,19	1,52	3,02
			Tramo	-5,12	-33,28	-29,95	5,85	----					
		Apo. Der.	-2,25	-33,28	-29,95	13,32	-6,12	24,32	23,87	48,19	3,97	7,87	
	Eje 4	P1	Apo. Izq.	-21,41	-33,28	-29,95	1,40	42,93	24,32	23,87	48,19	0,57	1,12
			Tramo	22,13	33,28	29,95	1,35	----					
		Apo. Der.	-26,40	-33,28	-29,95	1,13	-46,76	24,32	23,87	48,19	0,52	1,03	
		P2	Apo. Izq.	-12,21	-33,28	-29,95	2,45	19,13	24,32	23,87	48,19	1,27	2,52
			Tramo	-6,26	-33,28	-29,95	4,79	----					
		Apo. Der.	-3,51	-33,28	-29,95	8,53	-7,90	24,32	23,87	48,19	3,08	6,10	
	Eje 5	P1	Apo. Izq.	-25,57	-33,28	-29,95	1,17	48,50	24,32	23,87	48,19	0,50	0,99
			Tramo	24,73	33,28	29,95	1,21	----					
		Apo. Der.	-29,84	-33,28	-29,95	1,00	-52,39	24,32	23,87	48,19	0,46	0,92	
		P2	Apo. Izq.	-13,96	-33,28	-29,95	2,15	22,87	24,32	23,87	48,19	1,06	2,11
			Tramo	-3,83	-33,28	-29,95	7,82	----					
		Apo. Der.	-6,92	-33,28	-29,95	4,33	-11,34	24,32	23,87	48,19	2,14	4,25	
	Eje 6	P1	Apo. Izq.	-24,16	-33,28	-29,95	1,24	41,37	24,32	23,87	48,19	0,59	1,16
			Tramo	21,17	33,28	29,95	1,42	----					
		Apo. Der.	-27,73	-33,28	-29,95	1,08	-45,88	24,32	23,87	48,19	0,53	1,05	
		P2	Apo. Izq.	-15,13	-33,28	-29,95	1,98	25,59	24,32	23,87	48,19	0,95	1,88
			Tramo	-3,56	-33,28	-29,95	8,41	----					
		Apo. Der.	-8,75	-33,28	-29,95	3,43	-15,21	24,32	23,87	48,19	1,60	3,17	
	Eje C-D	P1	Apoyo	-0,27	-13,84	-12,46	47,02	-6,78	19,05	14,96	34,02	2,81	5,02
			Apo. Izq.	-3,77	-13,84	-12,46	3,31	17,81	19,05	14,96	34,02	1,07	1,91
		P2	Tramo	1,67	13,84	12,46	7,48	----					
			Apo. Der.	-3,74	-13,84	-12,46	3,33	-18,67	19,05	14,96	34,02	1,02	1,82
		P3	Apo. Izq.	-3,05	-13,84	-12,46	4,09	15,96	19,05	14,96	34,02	1,19	2,13
			Tramo	1,19	13,84	12,46	10,44	----					
Apo. Der.		-3,87	-13,84	-12,46	3,22	-17,86	19,05	14,96	34,02	1,07	1,91		
P4		Apo. Izq.	-4,54	-13,84	-12,46	2,75	22,45	19,05	14,96	34,02	0,85	1,52	
		Tramo	2,34	13,84	12,46	5,34	----						
Apo. Der.		-4,19	-13,84	-12,46	2,98	-20,19	19,05	14,96	34,02	0,94	1,68		
P5	Apoyo	-1,42	-13,84	-12,46	8,79	12,09	19,05	14,96	34,02	1,58	2,81		
Eje F	P1	Apoyo	-0,38	-13,84	-12,46	32,53	-7,69	19,05	14,96	34,02	2,48	4,42	
		Apo. Izq.	-3,84	-13,84	-12,46	3,24	15,86	19,05	14,96	34,02	1,20	2,14	
	P2	Tramo	1,42	13,84	12,46	8,80	----						
		Apo. Der.	-3,27	-13,84	-12,46	3,81	-16,33	19,05	14,96	34,02	1,17	2,08	
	P3	Apo. Izq.	-2,39	-13,84	-12,46	5,22	12,99	19,05	14,96	34,02	1,47	2,62	
		Tramo	0,95	13,84	12,46	13,07	----						
	Apo. Der.	-3,41	-13,84	-12,46	3,65	-15,62	19,05	14,96	34,02	1,22	2,18		
	P4	Apo. Izq.	-3,85	-13,84	-12,46	3,23	18,82	19,05	14,96	34,02	1,01	1,81	
		Tramo	1,86	13,84	12,46	6,71	----						
	Apo. Der.	-2,86	-13,84	-12,46	4,35	-15,58	19,05	14,96	34,02	1,22	2,18		
	P5	Apoyo	-0,23	-13,84	-12,46	53,94	2,31	19,05	14,96	34,02	8,23	14,70	

2º Piso	Eje 3	P1	Apo. Izq.	-8,74	-22,65	-20,39	2,33	18,60	24,32	23,87	48,19	1,31	2,59	
			Tramo	4,39	33,28	29,95	6,82	---						
			Apo. Der.	-7,47	-33,28	-29,95	4,01	-14,41	24,32	23,87	48,19	1,69	3,34	
		P2	Apo. Izq.	2,46	33,28	29,95	12,19	8,91	24,32	23,87	48,19	2,73	5,41	
			Tramo	3,18	33,28	29,95	9,43	---						
			Apo. Der.	-5,38	-33,28	-29,95	5,57	-16,57	24,32	23,87	48,19	1,47	2,91	
	Eje 4	P1	Apo. Izq.	-21,83	-33,28	-29,95	1,37	36,66	24,32	23,87	48,19	0,66	1,31	
			Tramo	16,46	33,28	29,95	1,82	---						
			Apo. Der.	-20,50	-33,28	-29,95	1,46	-35,43	24,32	23,87	48,19	0,69	1,36	
		P2	Apo. Izq.	-3,03	-33,28	-29,95	9,90	10,42	24,32	23,87	48,19	2,33	4,63	
			Tramo	3,35	33,28	29,95	8,94	---						
			Apo. Der.	-9,20	-33,28	-29,95	3,25	-23,30	24,32	23,87	48,19	1,04	2,07	
	Eje 5	P1	Apo. Izq.	-26,15	-33,28	-29,95	1,15	43,81	24,32	23,87	48,19	0,56	1,10	
			Tramo	20,75	33,28	29,95	1,44	---						
			Apo. Der.	-27,57	-33,28	-29,95	1,09	-56,20	24,32	23,87	48,19	0,43	0,86	
		P2	Apo. Izq.	-6,41	-33,28	-29,95	4,68	15,59	24,32	23,87	48,19	1,56	3,09	
			Tramo	4,03	33,28	29,95	7,43	---						
			Apo. Der.	-9,23	-22,65	-20,39	2,21	-17,77	24,32	23,87	48,19	1,37	2,71	
	Eje 6	P1	Apo. Izq.	-25,86	-33,28	-29,95	1,16	42,78	24,32	23,87	48,19	0,57	1,13	
			Tramo	20,05	33,28	29,95	1,49	---						
			Apo. Der.	-25,86	-33,28	-29,95	1,16	-44,20	24,32	23,87	48,19	0,55	1,09	
		P2	Apo. Izq.	-8,54	-33,28	-29,95	3,51	22,52	24,32	23,87	48,19	1,08	2,14	
			Tramo	5,53	33,28	29,95	5,42	---						
			Apo. Der.	-10,49	-22,65	-20,39	1,94	-21,18	24,32	23,87	48,19	1,15	2,28	
	Eje A	P1	Apo. Izq.	-0,65	-9,56	-8,60	13,21	3,55	19,05	14,96	34,02	5,36	9,57	
			Tramo	-0,81	-13,84	-12,46	15,34	---						
			Apo. Der.	-0,94	-13,84	-12,46	13,33	-4,00	19,05	14,96	34,02	4,76	8,50	
		P2	Apo. Izq.	-1,96	-13,84	-12,46	6,34	11,22	19,05	14,96	34,02	1,70	3,03	
			Tramo	1,14	13,84	12,46	10,97	---						
			Apo. Der.	-2,45	-13,84	-12,46	5,10	-12,58	19,05	14,96	34,02	1,51	2,70	
		P3	Apo. Izq.	-2,50	-13,84	-12,46	4,99	12,13	19,05	14,96	34,02	1,57	2,80	
			Tramo	0,90	13,84	12,46	13,81	---						
			Apo. Der.	-3,17	-13,84	-12,46	3,94	-13,89	19,05	14,96	34,02	1,37	2,45	
		P4	Apo. Izq.	-3,78	-13,84	-12,46	3,29	17,45	19,05	14,96	34,02	1,09	1,95	
			Tramo	1,61	13,84	12,46	7,73	---						
			Apo. Der.	-3,64	-13,84	-12,46	3,42	-16,59	19,05	14,96	34,02	1,15	2,05	
		P5	Apoyo	-0,89	-13,84	-12,46	14,02	8,02	19,05	14,96	34,02	2,37	4,24	
		Eje C-D	P1	Apo. Izq.	-1,17	-13,84	-12,46	10,69	13,36	19,05	14,96	34,02	1,43	2,55
				Tramo	2,57	13,84	12,46	4,84	---					
	Apo. Der.			-3,85	-13,84	-12,46	3,24	-18,35	19,05	14,96	34,02	1,04	1,85	
	P2		Apo. Izq.	-2,54	-13,84	-12,46	4,90	13,27	19,05	14,96	34,02	1,44	2,56	
			Tramo	-2,43	-13,84	-12,46	5,12	---						
			Apo. Der.	-1,61	-13,84	-12,46	7,72	8,46	19,05	14,96	34,02	2,25	4,02	
	P3		Apo. Izq.	-2,29	-13,84	-12,46	5,44	10,02	19,05	14,96	34,02	1,90	3,40	
			Tramo	0,93	13,84	12,46	13,35	---						
			Apo. Der.	-1,74	-13,84	-12,46	7,16	-8,79	19,05	14,96	34,02	2,17	3,87	
	P4		Apo. Izq.	-1,91	-13,84	-12,46	6,53	8,93	19,05	14,96	34,02	2,13	3,81	
			Tramo	0,82	13,84	12,46	15,27	---						
Apo. Der.			-2,65	-13,84	-12,46	4,70	-10,70	19,05	14,96	34,02	1,78	3,18		
P5	Apo. Izq.		-3,36	-13,84	-12,46	3,71	17,59	19,05	14,96	34,02	1,08	1,93		
	Tramo		2,18	13,84	12,46	5,71	---							
	Apo. Der.		-3,25	-13,84	-12,46	3,83	-15,29	19,05	14,96	34,02	1,25	2,22		
P6	Apoyo	-0,97	-13,84	-12,46	12,82	9,46	19,05	14,96	34,02	2,02	3,60			
Eje F	P1	Apoyo	-0,29	-13,84	-12,46	43,72	-5,67	19,05	14,96	34,02	3,36	6,00		
		Apo. Izq.	-3,14	-13,84	-12,46	3,97	13,93	19,05	14,96	34,02	1,37	2,44		
	P2	Tramo	1,10	13,84	12,46	11,34	---							
		Apo. Der.	-2,74	-13,84	-12,46	4,55	-13,89	19,05	14,96	34,02	1,37	2,45		
	P3	Apo. Izq.	-2,33	-13,84	-12,46	5,35	12,35	19,05	14,96	34,02	1,54	2,76		
		Tramo	0,96	13,84	12,46	12,92	---							
	P4	Apo. Der.	-3,02	-13,84	-12,46	4,12	-14,10	19,05	14,96	34,02	1,35	2,41		
		Apo. Izq.	-3,31	-13,84	-12,46	3,77	16,48	19,05	14,96	34,02	1,16	2,06		
	P5	Tramo	1,74	13,84	12,46	7,16	---							
		Apo. Der.	-2,94	-13,84	-12,46	4,25	-15,14	19,05	14,96	34,02	1,26	2,25		
P5	Apoyo	-0,20	-13,84	-12,46	62,93	1,98	19,05	14,96	34,02	9,64	17,22			

3º Piso	Eje 3	P1	Apo. Izq.	-12,12	-22,65	-20,39	1,68	36,11	24,32	23,87	48,19	0,67	1,33
			Tramo	23,60	33,28	29,95	1,27	----					
			Apo. Der.	-25,30	-33,28	-29,95	1,18	-43,68	24,32	23,87	48,19	0,56	1,10
		P2	Apo. Izq.	-14,73	-33,28	-29,95	2,03	19,59	24,32	23,87	48,19	1,24	2,46
			Tramo	-7,92	-33,28	-29,95	3,78	----					
			Apo. Der.	-4,38	-33,28	-29,95	6,83	-6,43	24,32	23,87	48,19	3,78	7,49
	Eje 4	P1	Apo. Izq.	-19,42	-33,28	-29,95	1,54	47,14	24,32	23,87	48,19	0,52	1,02
			Tramo	26,36	33,28	29,95	1,14	----					
			Apo. Der.	-28,08	-33,28	-29,95	1,07	-51,39	24,32	23,87	48,19	0,47	0,94
		P2	Apo. Izq.	-13,04	-33,28	-29,95	2,30	19,50	24,32	23,87	48,19	1,25	2,47
			Tramo	-6,93	-33,28	-29,95	4,32	----					
			Apo. Der.	-7,42	-33,28	-29,95	4,04	-14,73	24,32	23,87	48,19	1,65	3,27
	Eje 5	P1	Apo. Izq.	-19,78	-33,28	-29,95	1,51	45,20	24,32	23,87	48,19	0,54	1,07
			Tramo	25,00	33,28	29,95	1,20	----					
			Apo. Der.	-26,16	-33,28	-29,95	1,15	-49,19	24,32	23,87	48,19	0,49	0,98
		P2	Apo. Izq.	-9,08	-33,28	-29,95	3,30	12,20	24,32	23,87	48,19	1,99	3,95
			Tramo	-4,77	-33,28	-29,95	6,28	----					
			Apo. Der.	-6,64	-22,65	-20,39	3,07	-8,82	24,32	23,87	48,19	2,76	5,47
	Eje 6	P1	Apo. Izq.	-19,39	-33,28	-29,95	1,55	41,00	24,32	23,87	48,19	0,59	1,18
			Tramo	21,92	33,28	29,95	1,37	----					
			Apo. Der.	-24,12	-33,28	-29,95	1,24	-44,35	24,32	23,87	48,19	0,55	1,09
		P2	Apo. Izq.	-7,98	-33,28	-29,95	3,75	17,24	24,32	23,87	48,19	1,41	2,80
			Tramo	2,39	33,28	29,95	12,53	----					
			Apo. Der.	-6,78	-22,65	-20,39	3,01	-13,60	24,32	23,87	48,19	1,79	3,54
	Eje A	P1	Apoyo	-0,74	-13,84	-12,46	16,79	-7,11	19,05	14,96	34,02	2,68	4,79
			Apo. Izq.	-2,15	-13,84	-12,46	5,80	10,83	19,05	14,96	34,02	1,76	3,14
		P2	Tramo	1,00	13,84	12,46	12,41	----					
			Apo. Der.	-2,18	-13,84	-12,46	5,70	-11,71	19,05	14,96	34,02	1,63	2,91
		P3	Apo. Izq.	-2,34	-13,84	-12,46	5,32	12,17	19,05	14,96	34,02	1,57	2,80
			Tramo	1,11	13,84	12,46	11,19	----					
		P4	Apo. Der.	-2,26	-13,84	-12,46	5,52	-12,03	19,05	14,96	34,02	1,58	2,83
			Apo. Izq.	-6,87	-13,84	-12,46	1,81	10,81	19,05	14,96	34,02	1,76	3,15
		P5	Tramo	3,95	13,84	12,46	3,16	----					
			Apo. Der.	-3,81	-13,84	-12,46	3,27	-20,13	19,05	14,96	34,02	0,95	1,69
	Eje C-D	P1	Apoyo	-0,86	-13,84	-12,46	14,57	7,72	19,05	14,96	34,02	2,47	4,41
			Apo. Izq.	-2,28	-13,84	-12,46	5,46	10,25	19,05	14,96	34,02	1,86	3,32
		P2	Tramo	0,96	13,84	12,46	13,02	----					
			Apo. Der.	-1,59	-13,84	-12,46	7,85	-9,16	19,05	14,96	34,02	2,08	3,71
		P3	Apo. Izq.	-1,79	-13,84	-12,46	6,95	9,66	19,05	14,96	34,02	1,97	3,52
			Tramo	0,88	13,84	12,46	14,24	----					
		P4	Apo. Der.	-2,68	-13,84	-12,46	4,65	-11,80	19,05	14,96	34,02	1,61	2,88
			Apo. Izq.	-3,81	-13,84	-12,46	3,27	19,06	19,05	14,96	34,02	1,00	1,79
		P5	Tramo	2,67	13,84	12,46	4,68	----					
			Apo. Der.	-3,58	-13,84	-12,46	3,48	-20,92	19,05	14,96	34,02	0,91	1,63
	Eje F	P1	Apoyo	-0,99	-13,84	-12,46	12,61	9,36	19,05	14,96	34,02	2,04	3,63
			Apo. Izq.	-0,41	-13,84	-12,46	30,17	-6,18	19,05	14,96	34,02	3,09	5,51
		P2	Apo. Izq.	-2,49	-13,84	-12,46	5,01	11,95	19,05	14,96	34,02	1,59	2,85
			Tramo	0,99	13,84	12,46	12,62	----					
P3		Apo. Der.	-2,01	-13,84	-12,46	6,20	-11,38	19,05	14,96	34,02	1,67	2,99	
		Apo. Izq.	-2,12	-13,84	-12,46	5,88	11,55	19,05	14,96	34,02	1,65	2,94	
P4		Tramo	0,93	13,84	12,46	13,34	----						
		Apo. Der.	-2,71	-13,84	-12,46	4,60	-13,06	19,05	14,96	34,02	1,46	2,60	
P5		Apo. Izq.	-2,87	-13,84	-12,46	4,34	15,40	19,05	14,96	34,02	1,24	2,21	
		Tramo	1,78	13,84	12,46	7,01	----						
P5	Apo. Der.	-2,18	-13,84	-12,46	5,72	-12,99	19,05	14,96	34,02	1,47	2,62		
	Apoyo	-0,19	-13,84	-12,46	66,63	1,77	19,05	14,96	34,02	10,78	19,25		

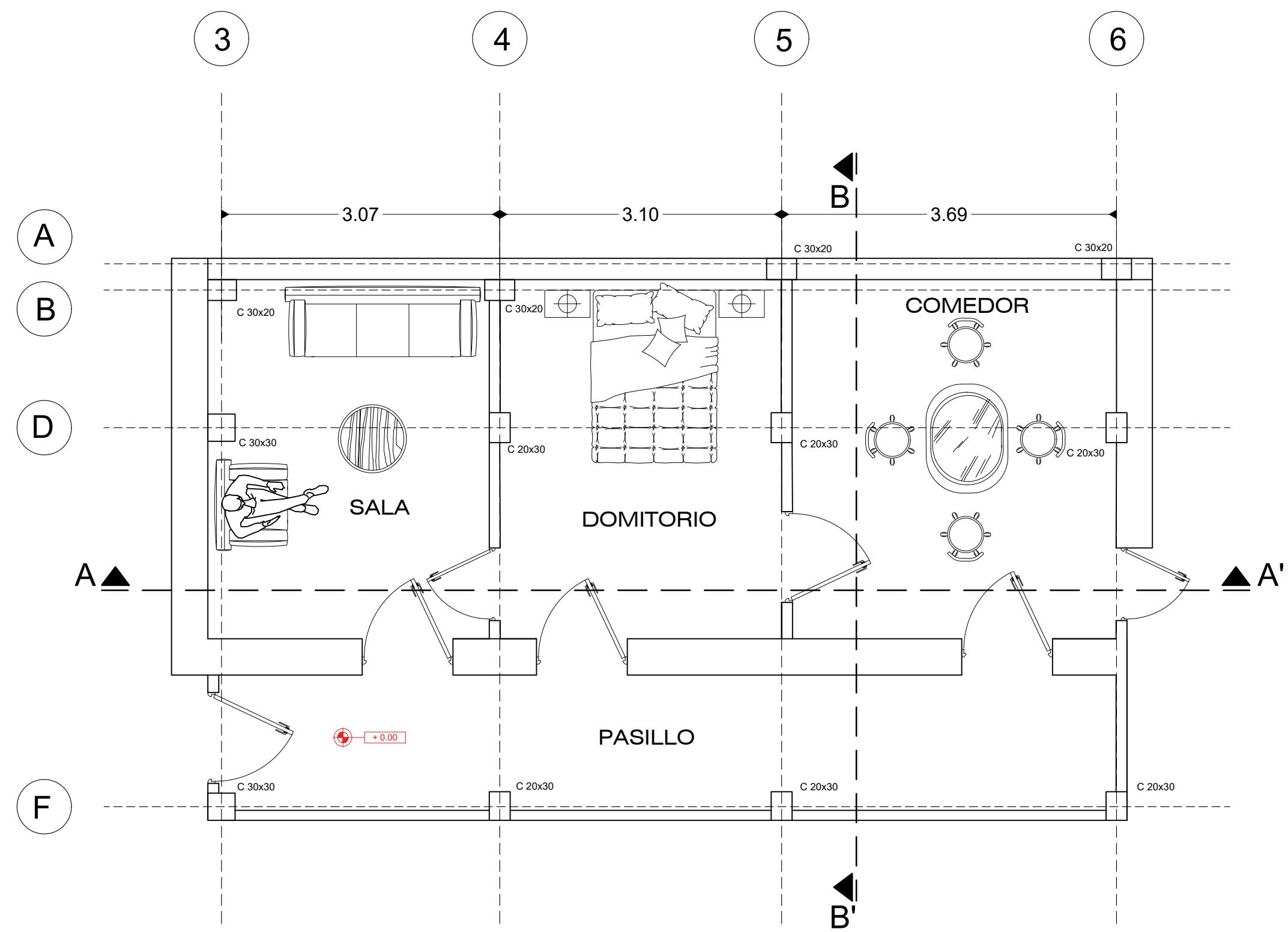
Techo	Eje 7	P1	Apo. Izq.	-2,71	-9,43	-8,49	3,14	7,14	15,24	14,96	30,21	2,14	4,23	
			Tramo	4,72	13,71	12,34	2,62	----						
			Apo. Der.	-3,33	-13,71	-12,34	3,71	-7,51	15,24	14,96	30,21	2,03	4,02	
		P2	Apo. Izq.	-1,53	-13,71	-12,34	8,08	3,41	15,24	14,96	30,21	4,47	8,85	
			Tramo	-0,80	-13,71	-12,34	15,38	----						
			Apo. Der.	-1,87	-9,43	-8,49	4,55	-3,34	15,24	14,96	30,21	4,57	9,05	
	Eje A	P1	Apo. Izq.	-1,70	-9,43	-8,49	5,00	7,08	15,24	14,96	30,21	2,15	4,27	
			Tramo	3,02	13,71	12,34	4,09	----						
			Apo. Der.	-5,69	-13,71	-12,34	2,17	-9,84	15,24	14,96	30,21	1,55	3,07	
		P2	Apo. Izq.	-5,63	-13,71	-12,34	2,19	9,87	15,24	14,96	30,21	1,55	3,06	
			Tramo	3,19	13,71	12,34	3,87	----						
			Apo. Der.	-6,23	-13,71	-12,34	1,98	-10,16	15,24	14,96	30,21	1,50	2,97	
		P3	Apo. Izq.	-5,83	-13,71	-12,34	2,12	8,18	15,24	14,96	30,21	1,86	3,69	
			Tramo	-4,14	-13,71	-12,34	2,98	----						
			Apo. Der.	-1,59	-9,43	-8,49	5,33	4,25	15,24	14,96	30,21	3,58	7,10	
		Eje C-D	P1	Apo. Izq.	-2,47	-9,43	-8,49	3,44	9,77	15,24	14,96	30,21	1,56	3,09
				Tramo	4,23	13,71	12,34	2,92	----					
				Apo. Der.	-7,33	-13,71	-12,34	1,68	-13,22	15,24	14,96	30,21	1,15	2,29
	P2		Apo. Izq.	-6,22	-13,71	-12,34	1,98	12,38	15,24	14,96	30,21	1,23	2,44	
			Tramo	3,93	13,71	12,34	3,14	----						
			Apo. Der.	-10,41	-13,71	-12,34	1,19	-14,70	15,24	14,96	30,21	1,04	2,05	
	P3		Apo. Izq.	-9,82	-13,71	-12,34	1,26	17,05	15,24	14,96	30,21	0,89	1,77	
			Tramo	-6,20	-13,71	-12,34	1,99	----						
			Apo. Der.	0,33	9,43	8,49	25,73	11,71	15,24	14,96	30,21	1,30	2,58	
	Eje F		P1	Apo. Izq.	-2,02	-9,43	-8,49	4,20	7,25	15,24	14,96	30,21	2,10	4,17
				Tramo	3,05	13,71	12,34	4,05	----					
				Apo. Der.	-5,13	-13,71	-12,34	2,40	-9,47	15,24	14,96	30,21	1,61	3,19
		P2	Apo. Izq.	-4,39	-13,71	-12,34	2,81	8,88	15,24	14,96	30,21	1,72	3,40	
			Tramo	2,82	13,71	12,34	4,37	----						
			Apo. Der.	-7,78	-13,71	-12,34	1,59	-10,76	15,24	14,96	30,21	1,42	2,81	
P3		Apo. Izq.	-7,95	-13,71	-12,34	1,55	11,91	15,24	14,96	30,21	1,28	2,54		
		Tramo	-5,43	-13,71	-12,34	2,27	----							
		Apo. Der.	-0,94	-9,43	-8,49	8,99	8,04	15,24	14,96	30,21	1,90	3,76		

Nivel	Columna	Casos mas desfavorables		Solicitaciones					Factores de Seguridad				Cuantía [%]
		Nº	Descripción	N [KN]	M _y [KN*m]	M _z [KN*m]	F _y [KN]	F _z [KN]	Φ*M _n / M _u	Φ*N _n / N _u	Φ*V _n / V _u	Rd / Sd	
1º Piso	30 x 30	1	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (A)	181,56	10,45	-11,17	1,89	3,41	2,42	3,67	1000,00	2,177	0,85
		2	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (A)	161,98	8,84	11,32	6,71	4,26	2,62	4,12	503,86	2,350	
		3	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (B)	161,98	-9,69	-8,96	6,71	4,26	2,83	4,12	503,86	2,504	
		4	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (A)	141,13	-5,36	14,77	3,89	5,56	2,68	4,73	598,96	2,317	
		5	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (B)	166,48	11,01	8,91	5,69	6,08	2,65	4,01	558,14	2,361	
	20 x 30	1	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (A)	143,97	6,08	-4,87	1,58	2,56	2,64	3,23	910,27	2,253	1,02
		2	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (B)	106,07	7,01	5,02	2,80	3,71	2,49	4,39	604,71	2,301	
		3	COMB17 = 0.9*D + E (A)	126,03	5,94	-4,62	1,71	2,61	2,78	3,69	877,11	2,422	
		4	COMB17 = 0.9*D + E (B)	126,03	-6,00	-3,44	1,71	2,61	3,23	3,69	877,11	2,650	
		5	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (B)	93,82	6,77	3,73	2,12	3,51	2,96	4,96	631,27	2,677	
	30 x 20	1	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (A)	321,91	3,80	-13,81	0,98	1,63	1,47	1,33	1000,00	1,222	1,02
		2	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (A)	317,86	1,35	-14,77	1,05	2,24	1,57	1,34	1000,00	1,254	
		3	COMB14 = 1*D + 1*LL (A)	349,30	0,67	-10,18	4,50	0,25	2,15	1,30	630,20	1,315	
		4	COMB14 = 1*D + 1*LL (C)	349,30	0,31	-4,07	4,50	0,25	5,34	1,33	630,20	1,333	
		5	COMB17 = 0.9*D + E (A)	262,39	1,68	-13,20	1,75	2,09	1,88	1,66	1000,00	1,464	
2º Piso	30 x 20	1	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (B)	148,20	-6,01	-18,91	11,06	3,65	1,24	2,33	248,18	1,211	1,02
		2	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (B)	198,40	4,46	18,30	10,85	2,77	1,31	1,89	266,12	1,261	
		3	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (B)	170,14	-3,09	-19,31	10,82	1,92	1,36	2,20	259,52	1,307	
		4	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (A)	214,97	0,53	-18,07	1,55	2,78	1,56	1,89	988,26	1,380	
		5	COMB17 = 0.9*D + E (A)	165,31	4,32	-14,31	2,03	1,40	1,66	2,55	1000,00	1,535	
	20 x 30	1	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (A)	116,91	3,63	-7,23	0,86	2,07	2,46	3,98	1000,00	2,179	1,02
		2	COMB17 = 0.9*D + E (A)	94,49	6,50	-5,08	0,75	2,99	2,56	4,93	864,88	2,399	
		3	COMB17 = 0.9*D + E (A)	101,61	3,81	-6,59	1,21	2,04	2,63	4,58	1000,00	2,359	
		4	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (B)	93,69	4,84	6,71	4,27	2,60	2,43	4,97	565,02	2,252	
		5	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (B)	91,99	5,98	5,27	3,38	3,90	2,62	5,06	661,22	2,440	
3º Piso	30 x 20	1	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (A)	80,48	-5,91	22,83	11,59	1,04	1,18	3,15	107,23	1,155	1,02
		2	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (A)	116,76	4,81	-22,55	10,49	0,46	1,21	2,46	123,25	1,180	
		3	COMB16 = 1*D + 0.5*L - E (A)	79,27	-2,73	26,84	14,28	2,47	1,21	2,82	86,96	1,188	
		4	COMB14 = 1*D + 1*LL (A)	103,35	0,83	28,07	17,79	0,59	1,22	2,16	71,65	1,214	
		5	COMB14 = 1*D + 1*LL (A)	87,61	0,31	29,35	17,70	0,24	1,18	2,21	70,80	1,226	
	20 x 30	1	COMB14 = 1*D + 1*LL (A)	60,40	3,32	14,65	8,45	2,43	1,39	5,81	133,98	1,414	1,02
		2	COMB4 = 1*D + 1*L3 (A)	60,77	3,14	14,18	8,16	2,34	1,43	6,17	138,86	1,462	
		3	COMB7 = 1*D + 1*L6 (A)	56,68	3,69	13,66	7,90	2,63	1,45	6,61	142,77	1,480	
		4	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (A)	57,13	6,83	11,68	8,10	0,53	1,49	6,82	139,37	1,485	
		5	COMB5 = 1*D + 1*L4 (A)	60,78	2,92	13,89	7,73	1,47	6,17	146,57	1,500		
Techo	20 x 20	1	COMB15 = 1*D + 0.5*L + E (B)	25,98	-2,16	-5,86	3,82	0,87	2,05	12,33	260,89	2,045	1,13
		2	COMB17 = 0.9*D + E (B)	23,38	-1,88	-4,90	3,27	0,77	2,42	13,70	302,69	2,416	
		3	COMB11 = 1*D + 1*L10 (B)	25,54	1,74	-5,02	3,20	0,49	2,45	12,54	311,10	2,415	
		4	COMB14 = 1*D + 1*LL (B)	25,60	1,74	-4,95	3,19	0,50	2,48	12,51	311,79	2,439	
		5	COMB8 = 1*D + 1*L7 (B)	25,59	1,96	-4,67	3,04	0,61	2,51	12,51	326,94	2,469	

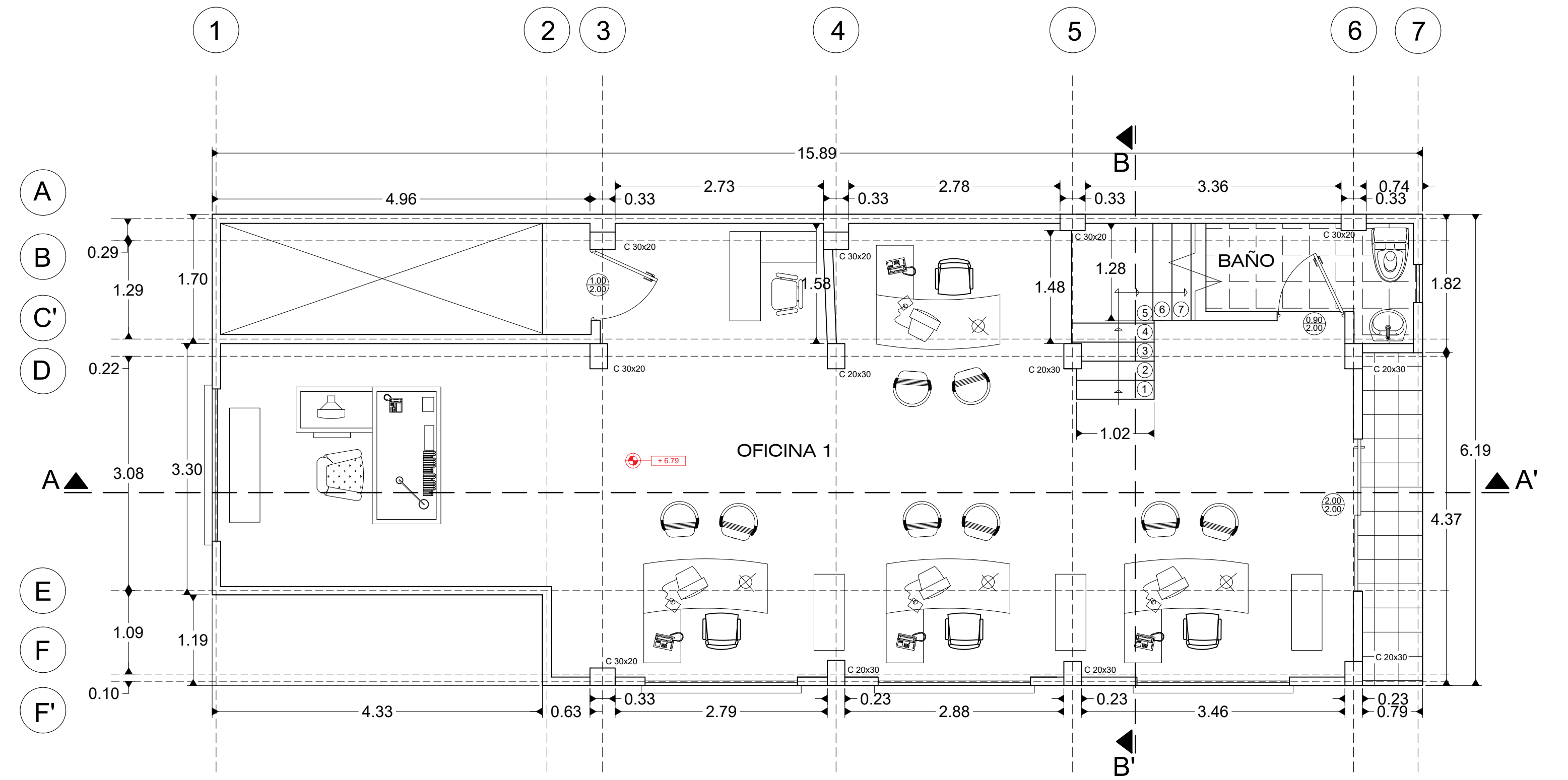
5.3 ANEXO 3

5.3.1 PLANOS.

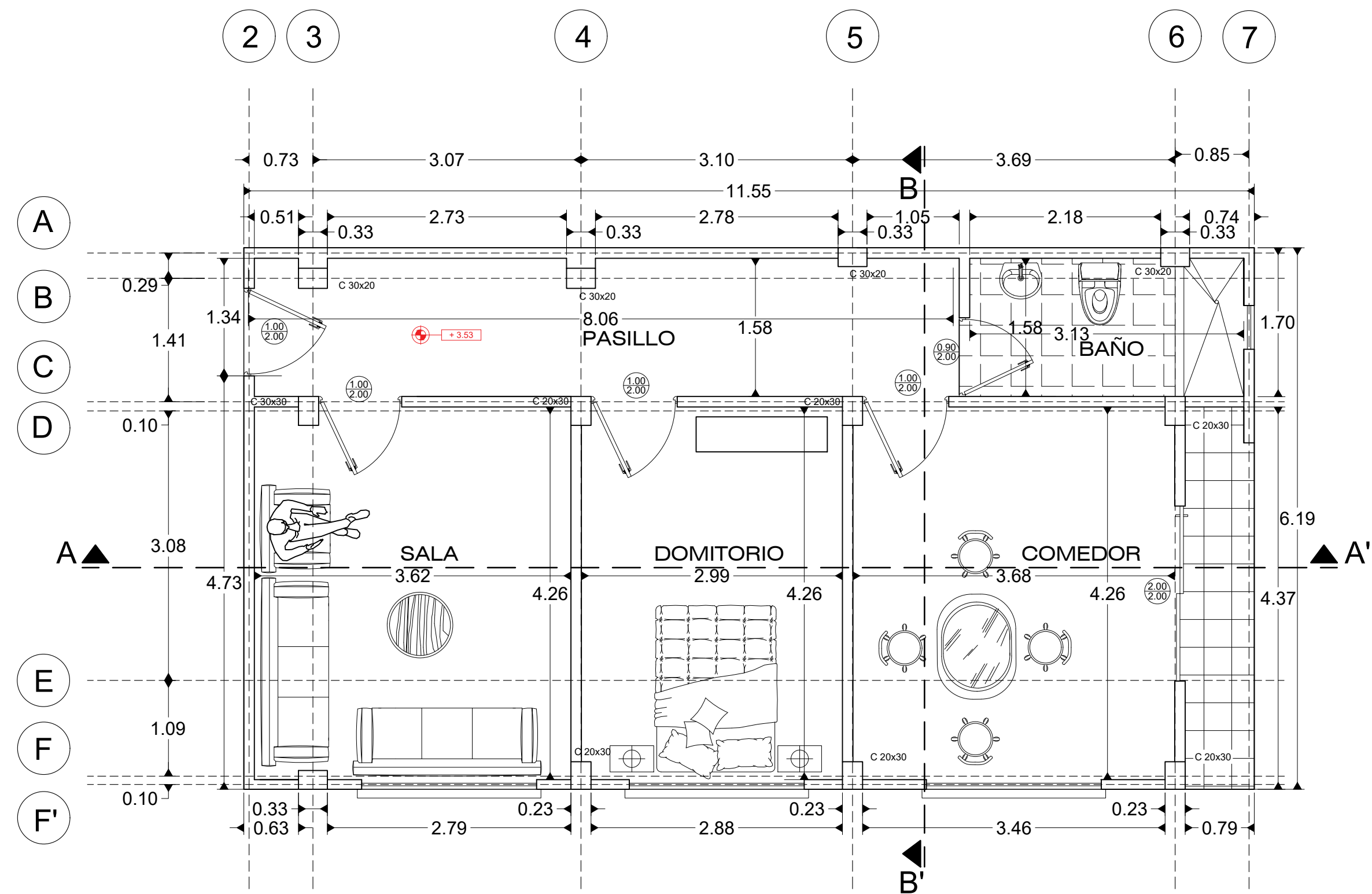
PLANOS ARQUITECTONICOS



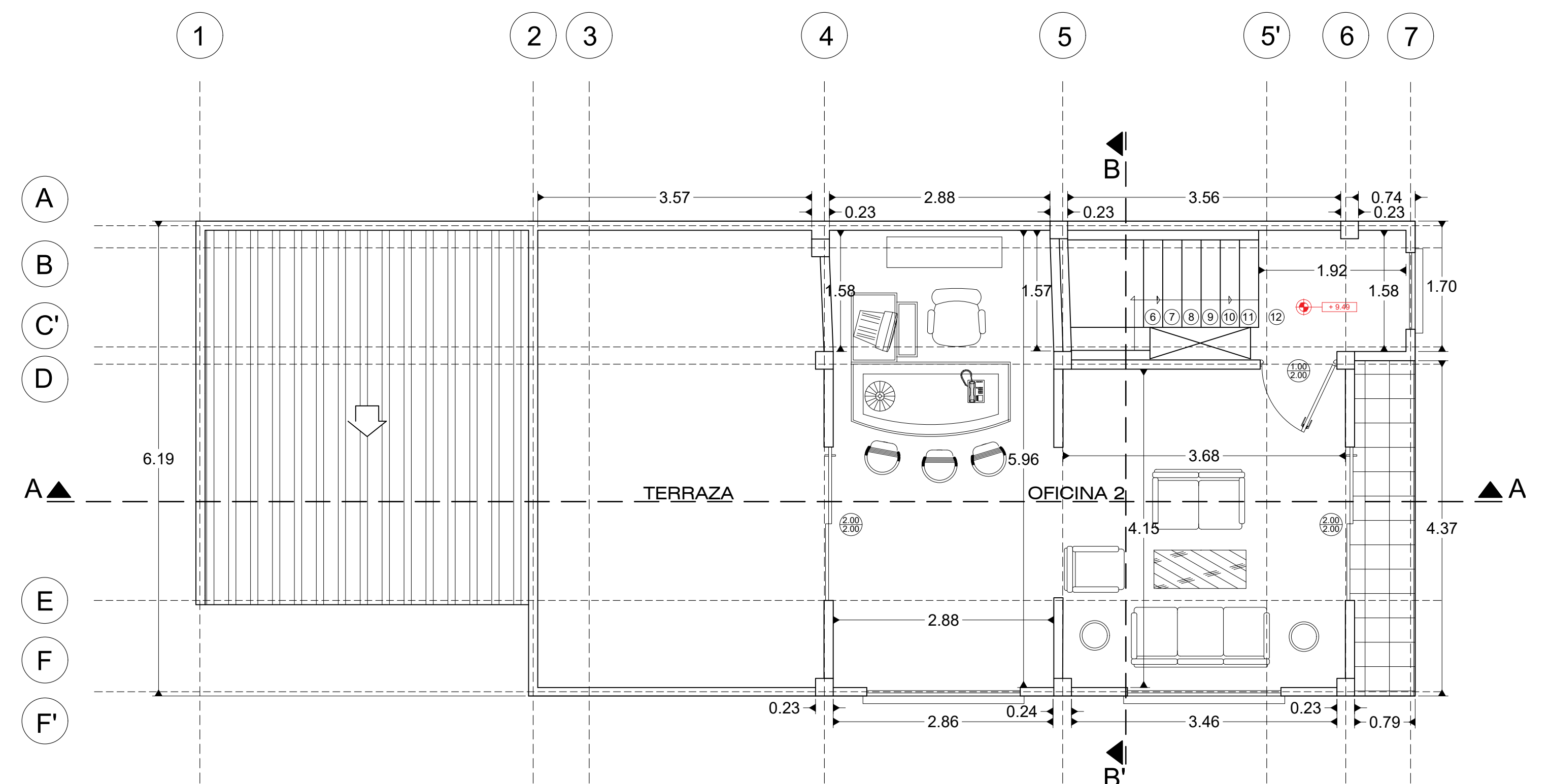
PLANTA BAJA (0.00 m)
ESCALA 1:50



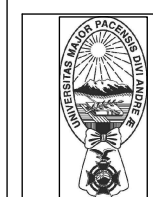
PLANTA 2 (6.79 m)
ESCALA 1:50



PLANTA 1 (3.53 m)
ESCALA 1:50



PLANTA 3 (9.49 m)
ESCALA 1:50



UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRES
FACULTAD DE INGENIERIA
INGENIERIA CIVIL

Proyecto:

"Verificación del Desempeño Estático Sísmico, en una Vivienda Artesanal de Hormigón Armado, ubicada en Calle Modesta Sanjines, Zona Miraflores, La Paz -Bolivia"

Tutor: Ing. Marcelo Gonzalo Delgadillo Zurita

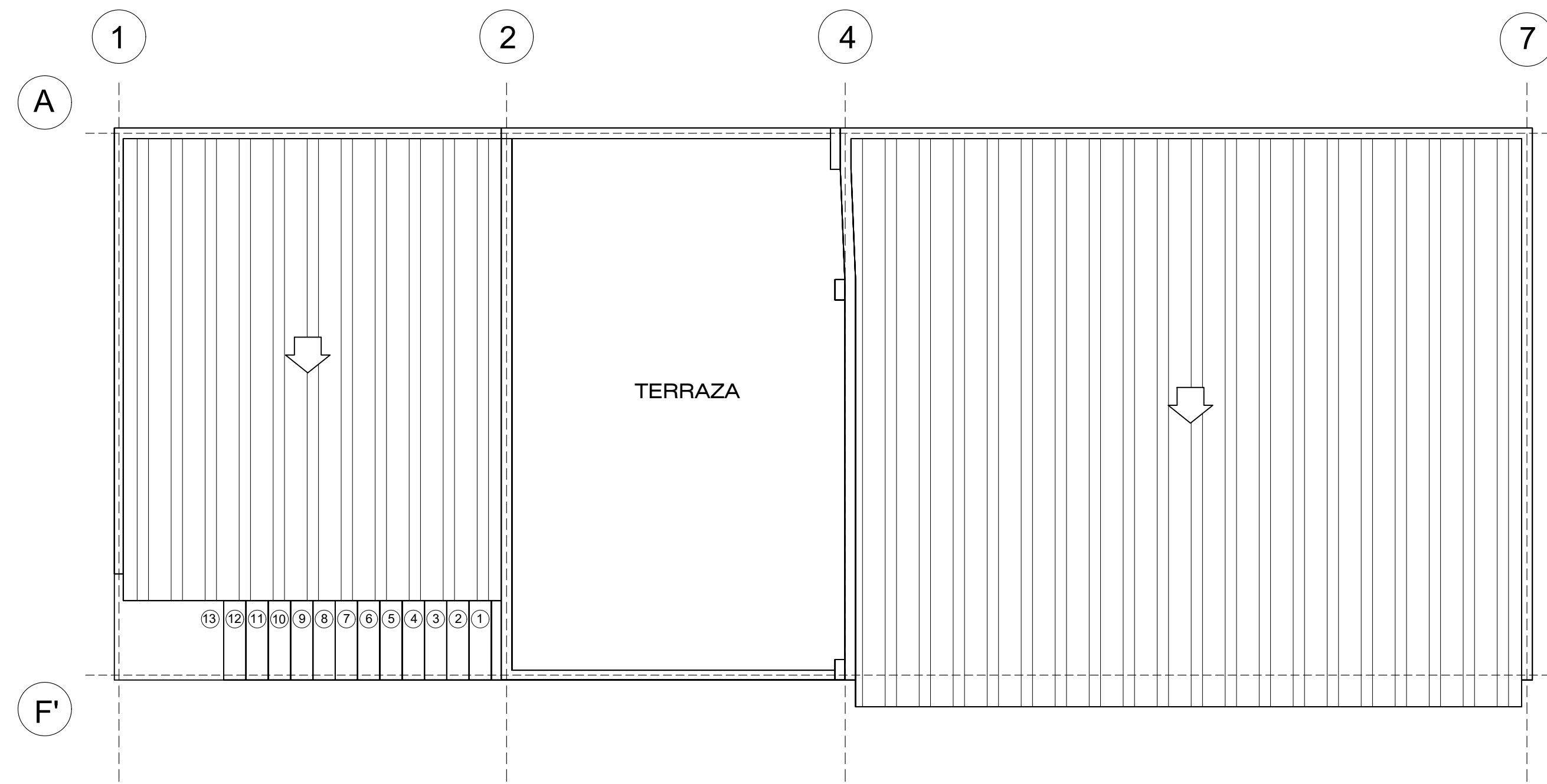
Tesista: Marcio Almeida Cruz
Tesista: Adriana Gabriela Rada Barrera

Escala: 1:50
Fecha: 01- octubre -2021

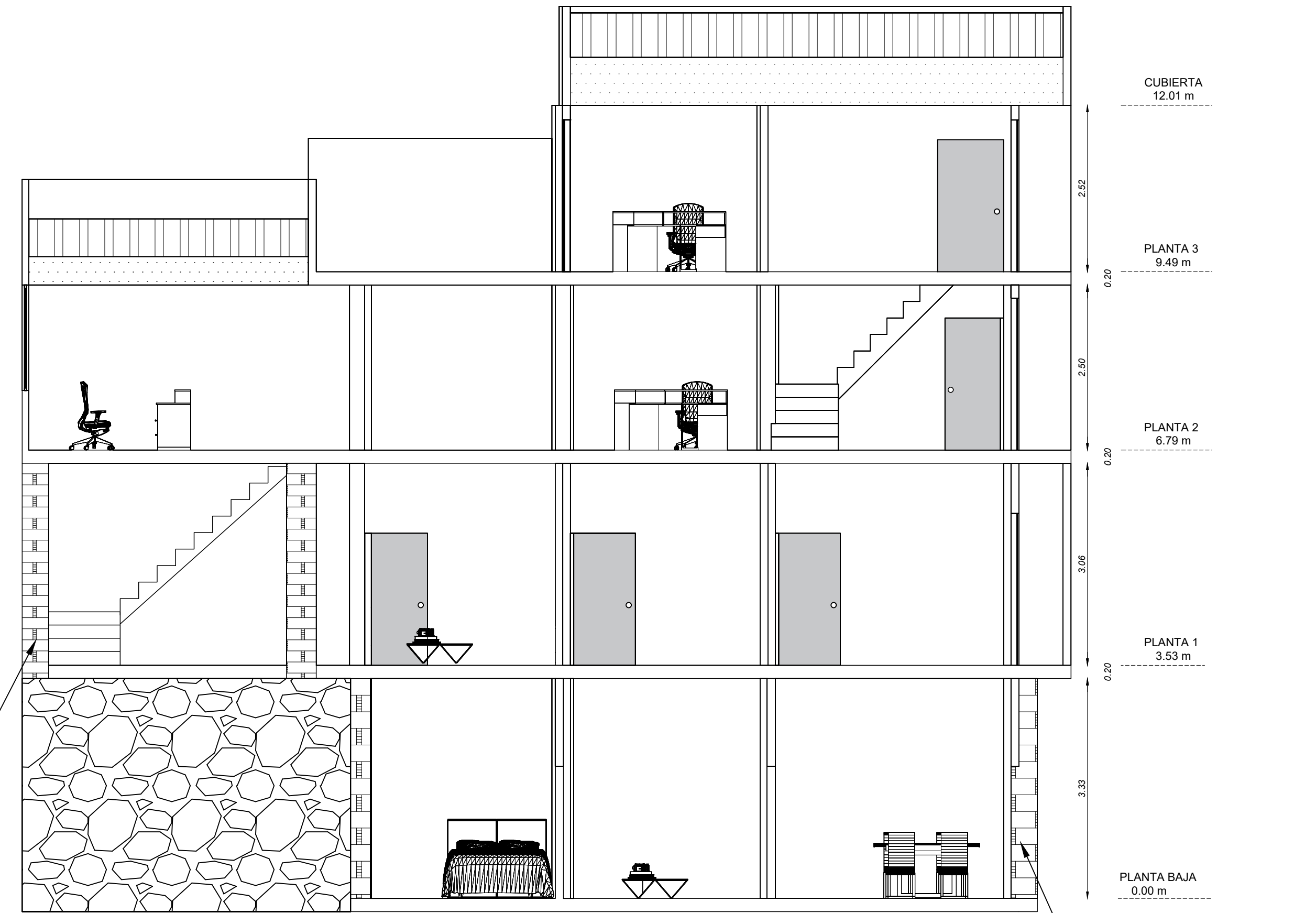
Lámina N°:

1

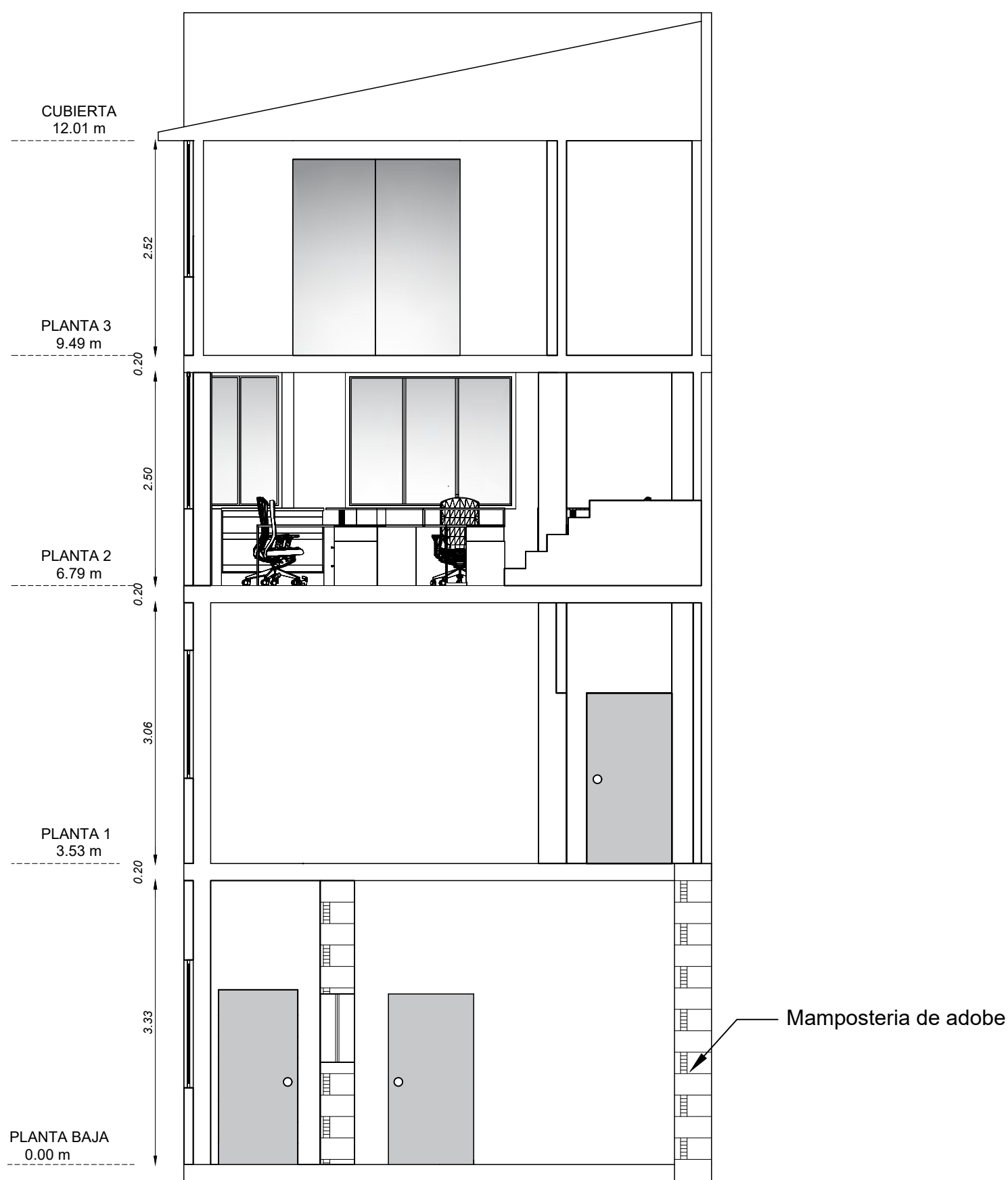
PLANOS ARQUITECTONICOS



PLANO DE CUBIERTA
ESCALA 1:50



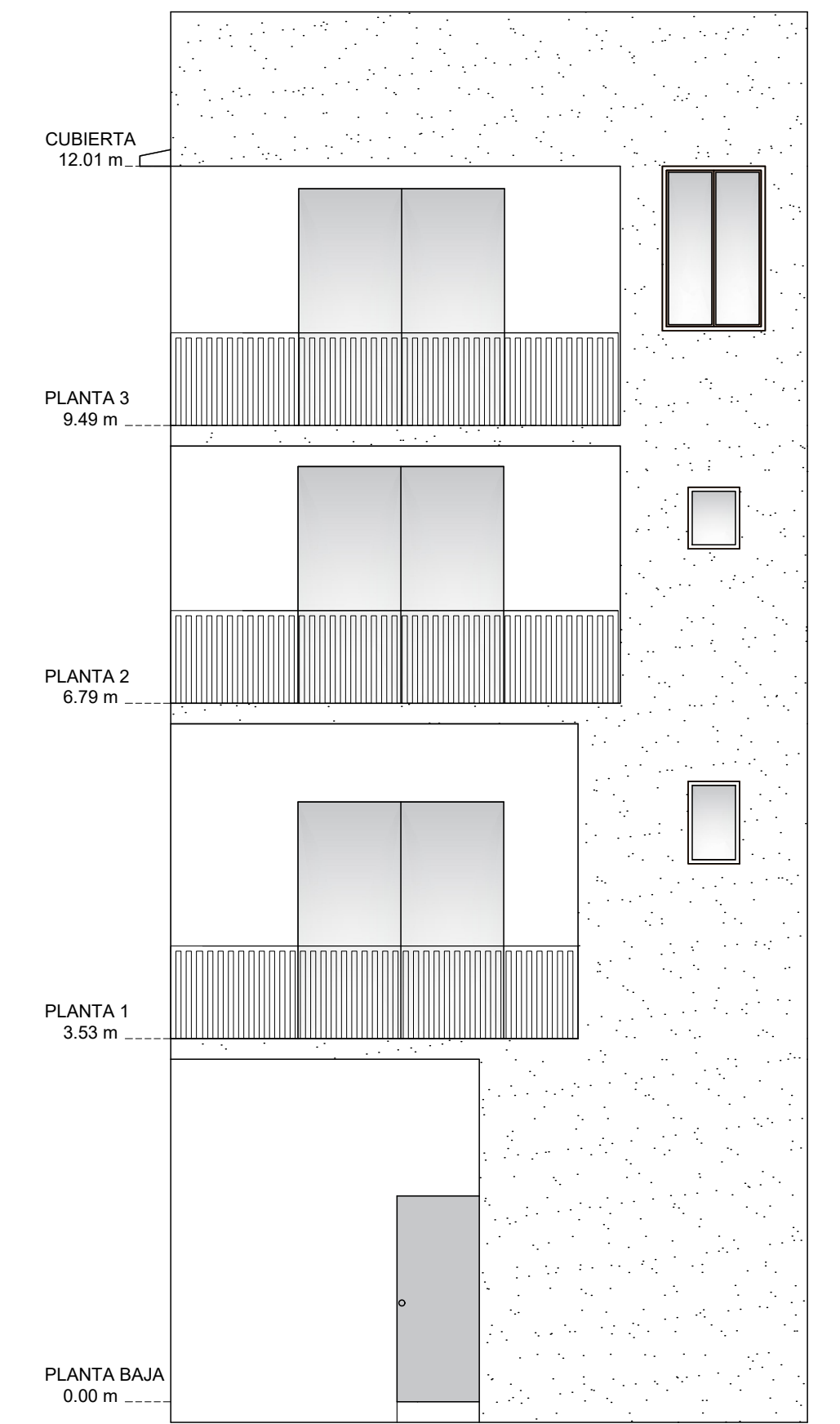
CORTE A-A'
ESCALA 1:60



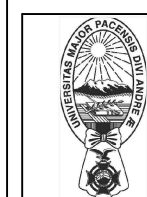
CORTE B-B'
ESCALA 1:60



ELEVACION LATERAL DERECHA
ESCALA 1:60



ELEVACION POSTERIOR
ESCALA 1:60



UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRES
FACULTAD DE INGENIERIA
INGENIERIA CIVIL

Proyecto:

"Verificación del Desempeño Estático Sísmico, en una Vivienda Artesanal de Hormigón Armado, ubicada en Calle Modesta Sanjinés, Zona Miraflores, La Paz -Bolivia"

Tutor: Ing. Marcelo Gonzalo Delgadillo Zurita

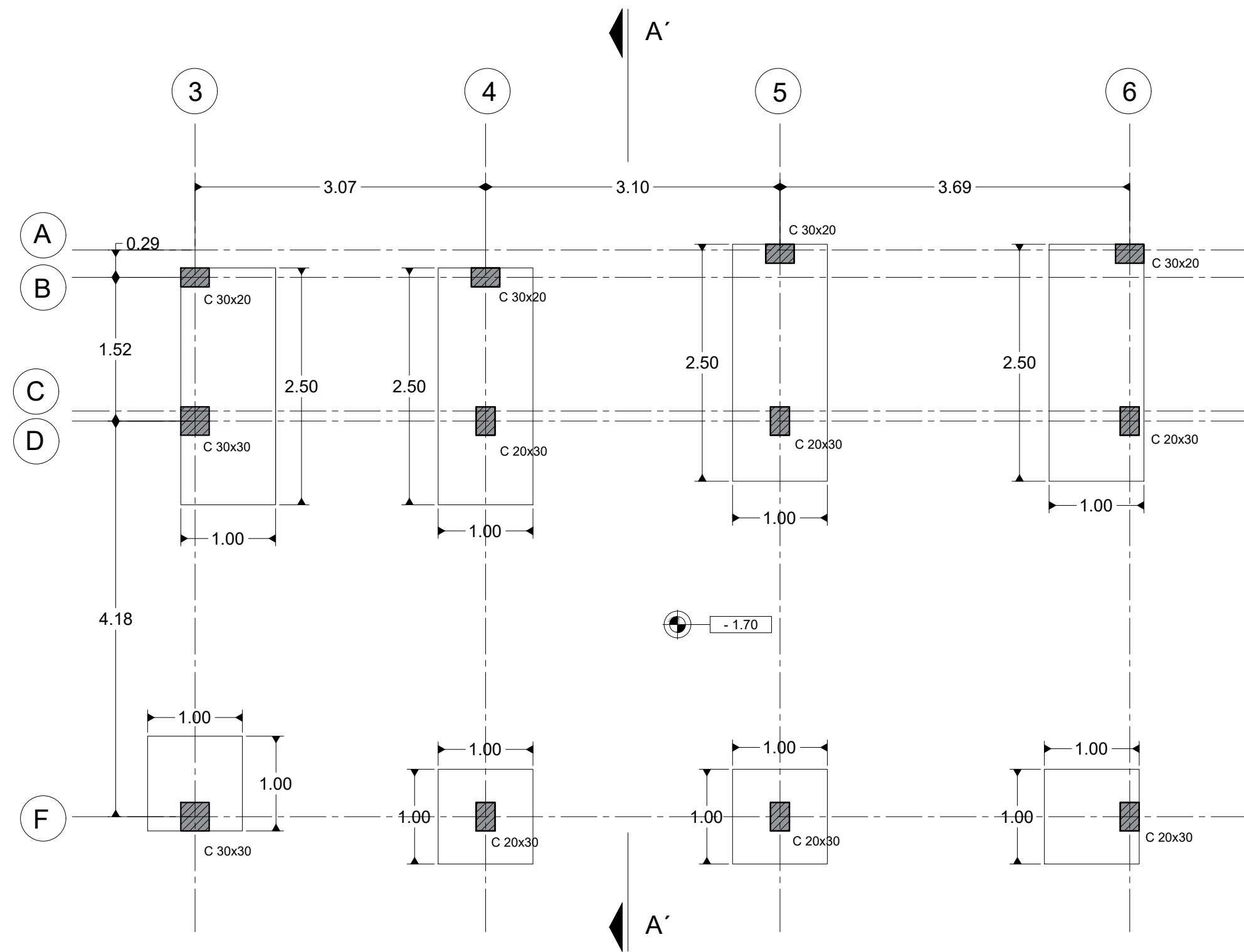
Tesista: Marcio Almeida Cruz
Tesista: Adriana Gabriela Rada Barrera

Escala: 1:60
Fecha: 01- octubre -2021

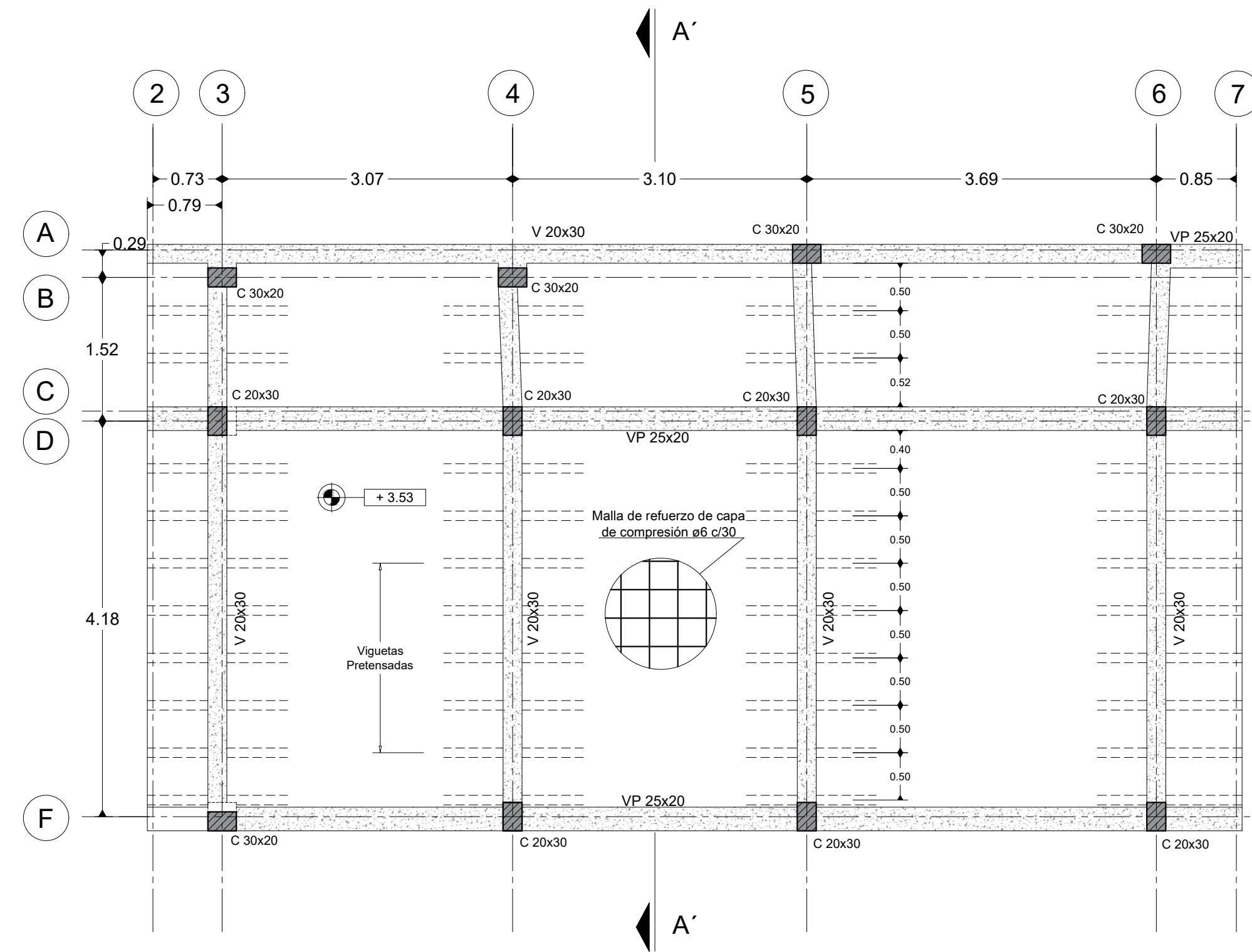
Lámina N°:

2

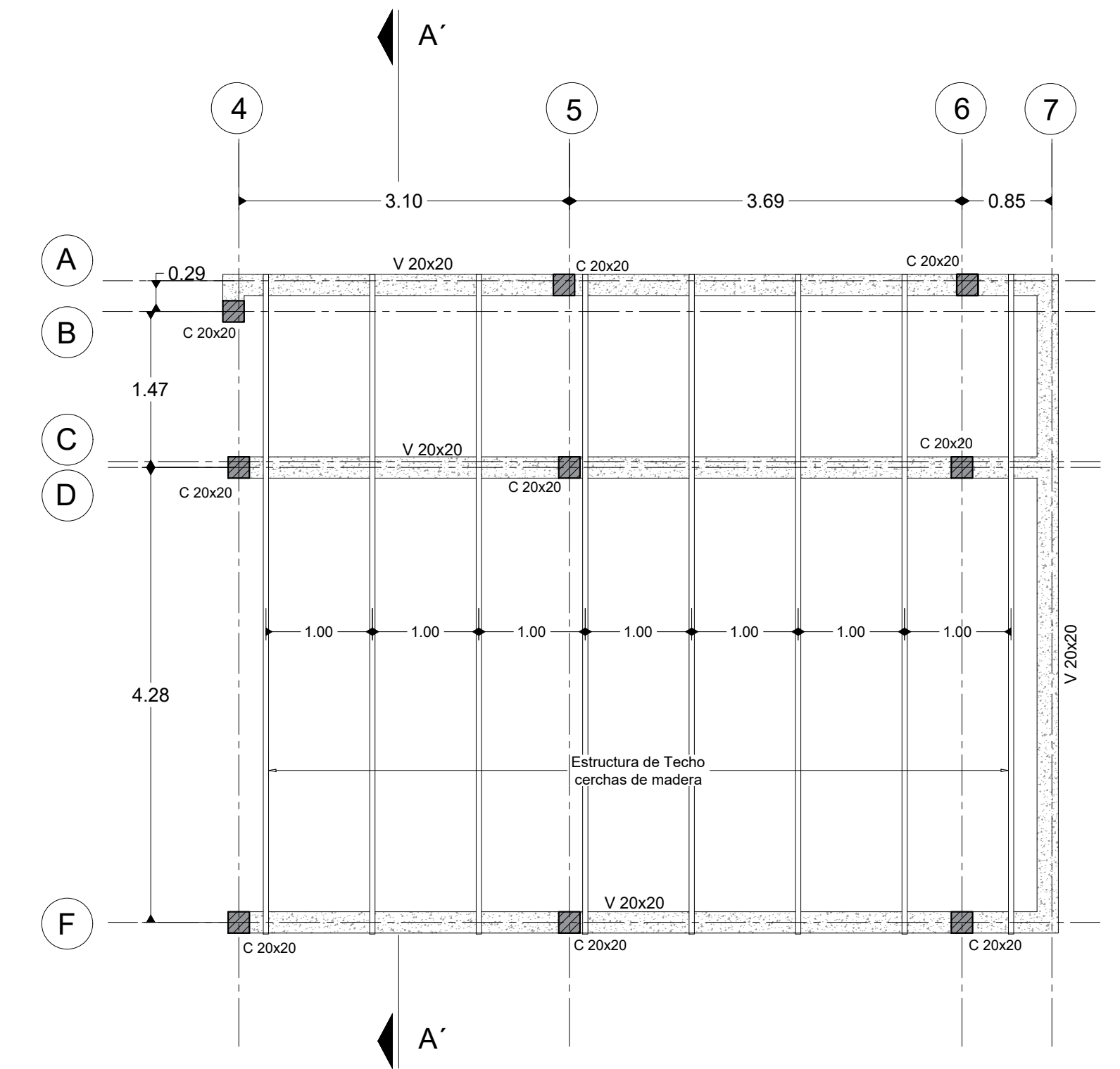
PLANTA ESTRUCTURAL / NIVEL FUNDACIONES



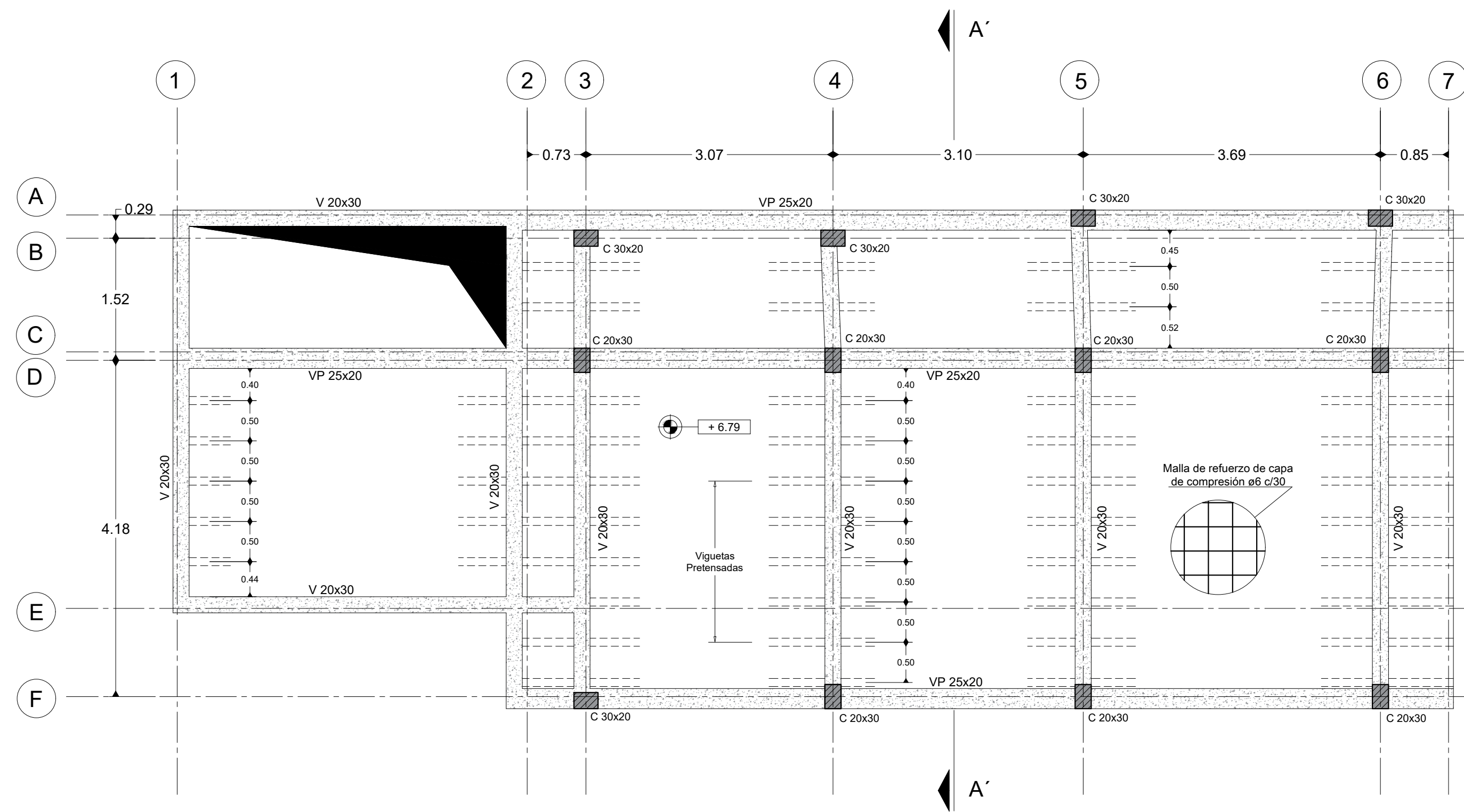
PLANTA ESTRUCTURAL / PLANTA 1



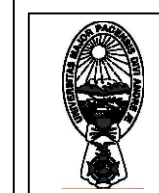
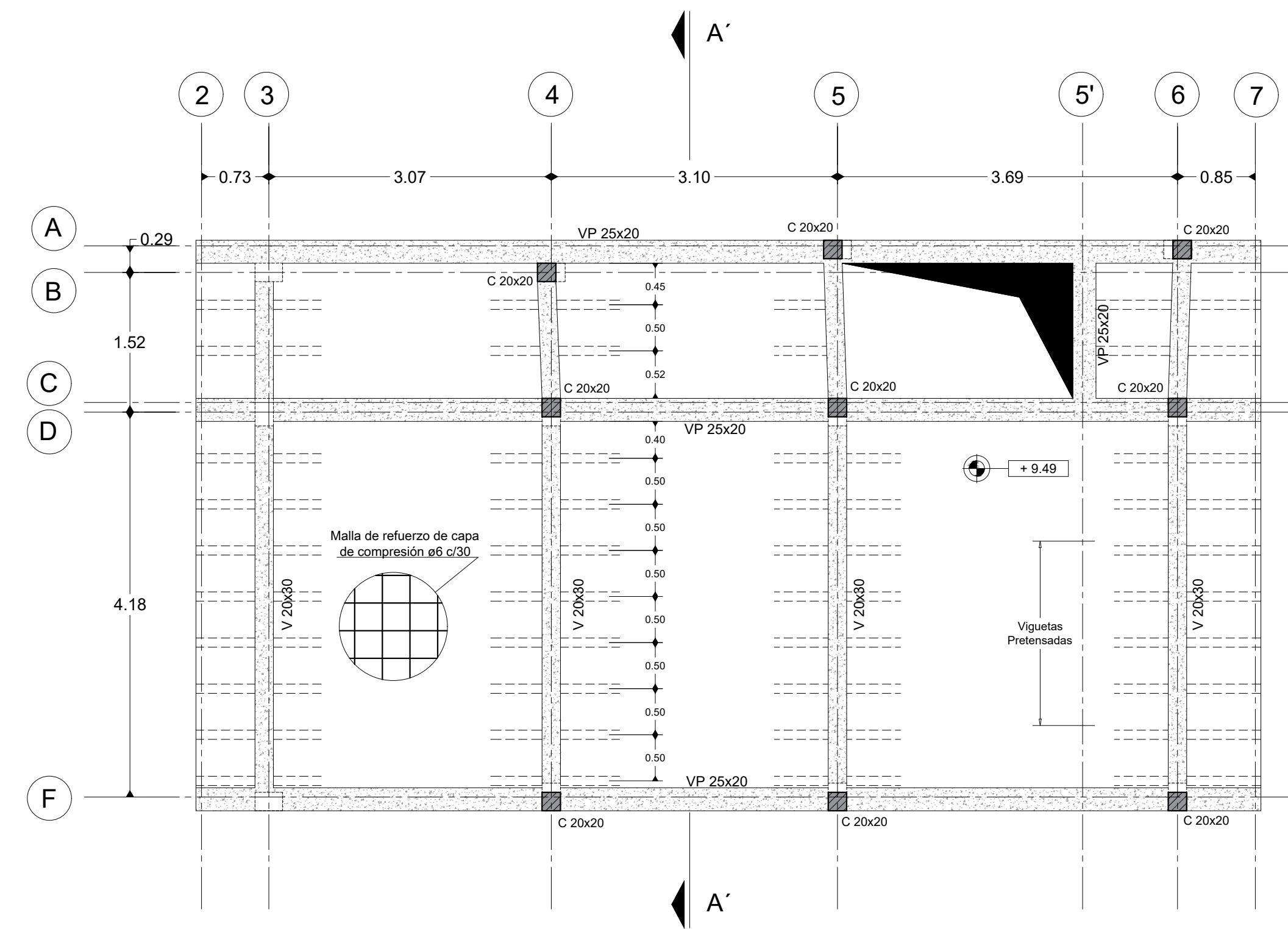
PLANTA ESTRUCTURAL / NIVEL DE CUBIERTA



PLANTA ESTRUCTURAL / PLANTA 2

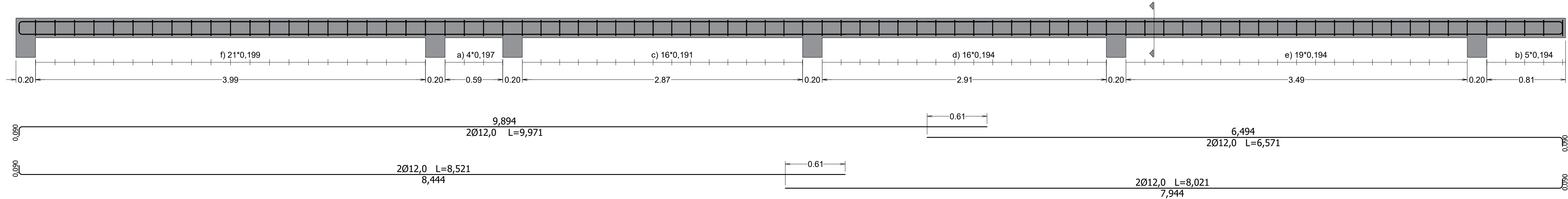


PLANTA ESTRUCTURAL / PLANTA 3



VIGAS PLANAS 25X20 cm / PLANTA 2 - EJE CD

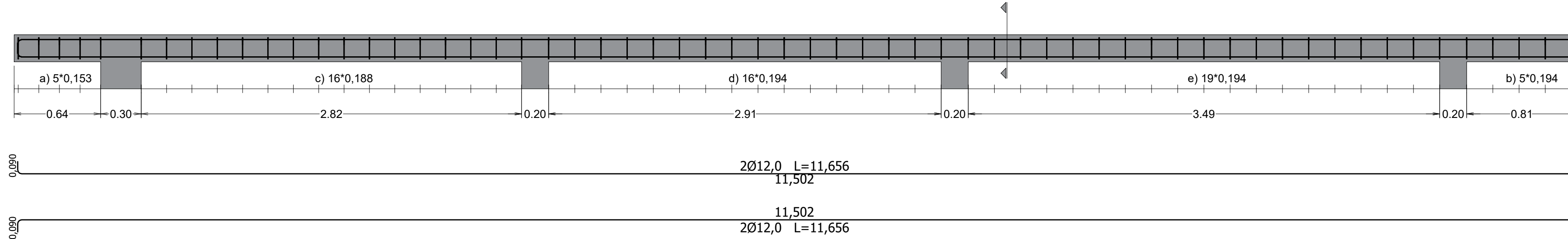
ESC (elevación): 1:25
ESC (sección): 1:10



- a) st.Ø6,0 n.4 L=0,802
- b) st.Ø6,0 n.5 L=0,802
- c) st.Ø6,0 n.16 L=0,802
- d) st.Ø6,0 n.16 L=0,802
- e) st.Ø6,0 n.19 L=0,802
- f) st.Ø6,0 n.21 L=0,802

VIGAS PLANAS 25X20 cm / PLANTA 2 - EJE F ; PLANTA 3 - EJE A, CD, F

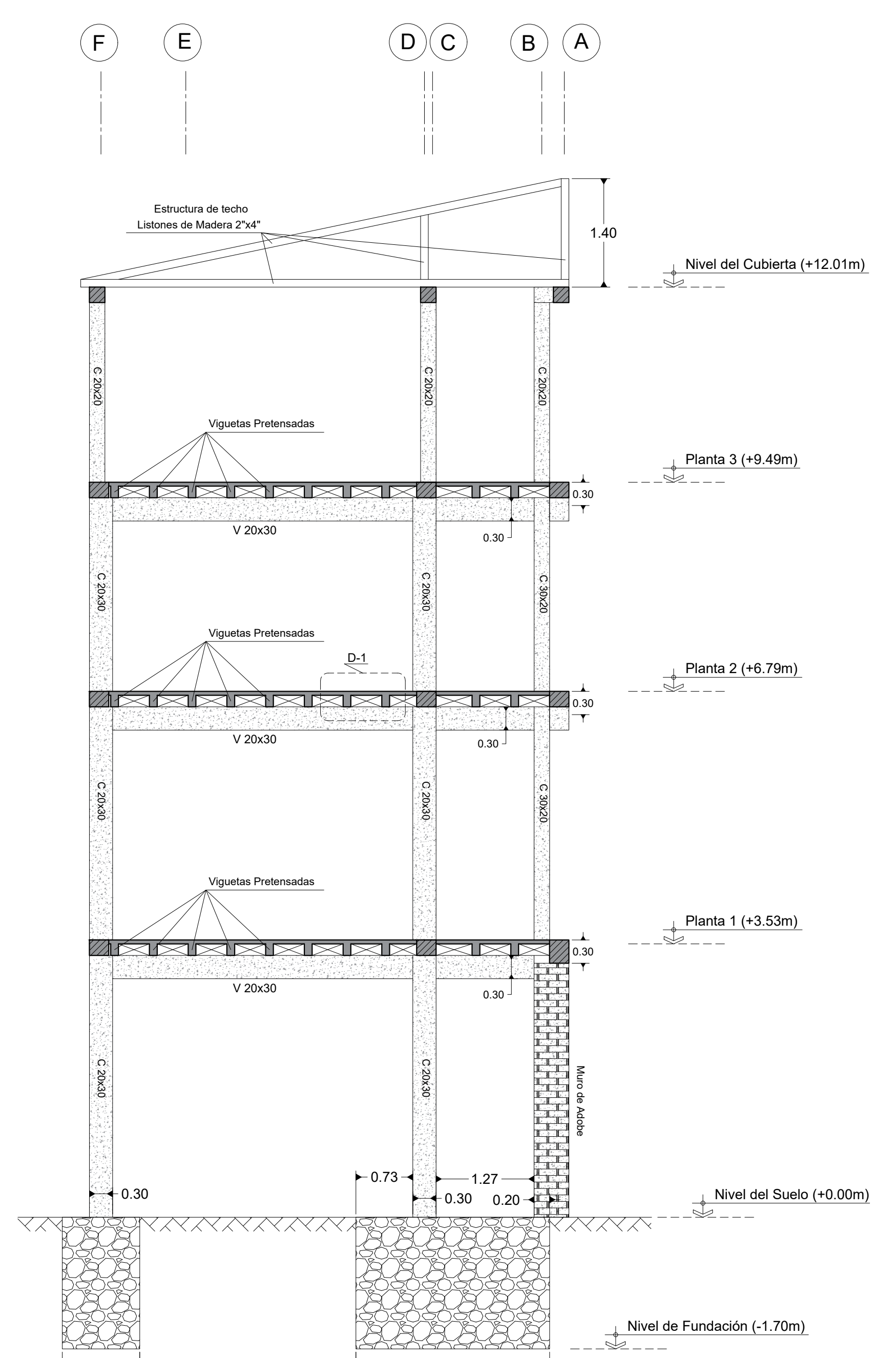
ESC (elevación): 1:25
ESC (sección): 1:10



- a) st.Ø6,0 n.5 L=0,802
- b) st.Ø6,0 n.5 L=0,802
- c) st.Ø6,0 n.16 L=0,802
- d) st.Ø6,0 n.16 L=0,802
- e) st.Ø6,0 n.19 L=0,802

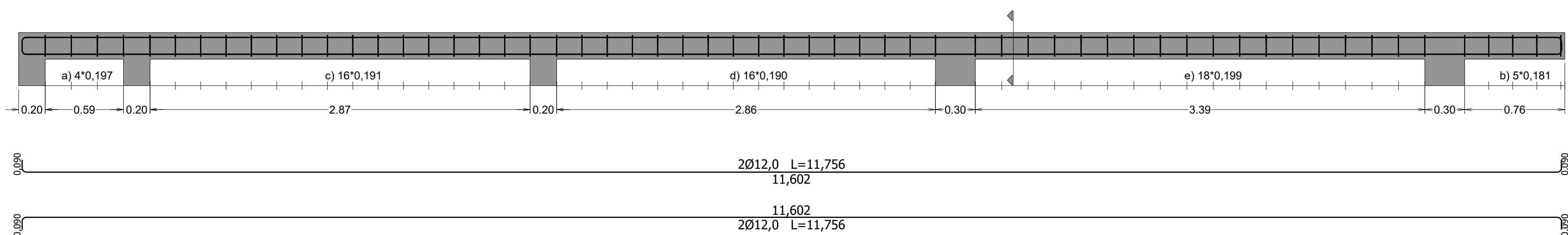
SECCION ESTRUCTURAL A-A'

ESC : 1:50



VIGAS PLANAS 25X20 cm / PLANTA 2 - EJE A

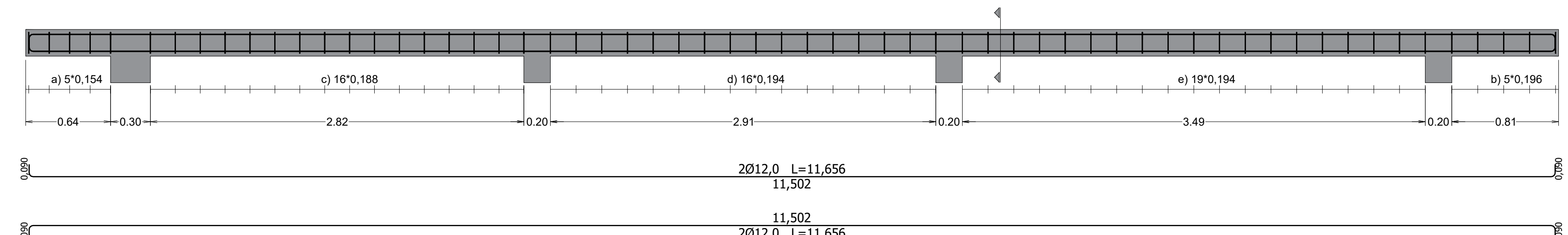
ESC (elevación): 1:25
ESC (sección): 1:10



- a) st.Ø6,0 n.4 L=0,802
- b) st.Ø6,0 n.5 L=0,802
- c) st.Ø6,0 n.16 L=0,802
- d) st.Ø6,0 n.16 L=0,802
- e) st.Ø6,0 n.18 L=0,802

VIGAS PLANAS 25X20 cm / PLANTA 1 - EJE CD, F

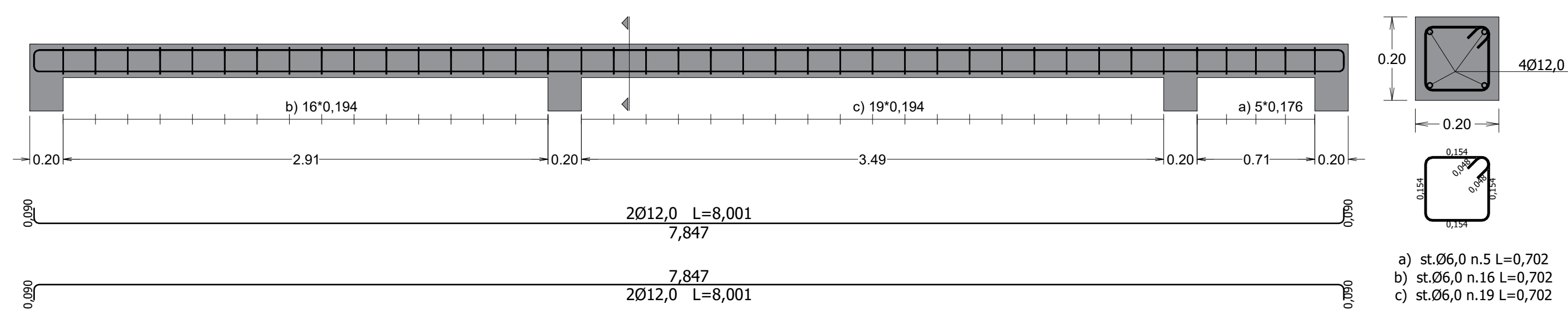
ESC (elevación): 1:25
ESC (sección): 1:10



- a) st.Ø6,0 n.5 L=0,802
- b) st.Ø6,0 n.5 L=0,802
- c) st.Ø6,0 n.16 L=0,802
- d) st.Ø6,0 n.16 L=0,802
- e) st.Ø6,0 n.19 L=0,802

VIGAS 20X20 cm / CUBIERTA - EJE A, CD, F

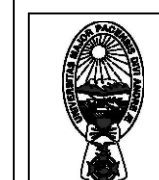
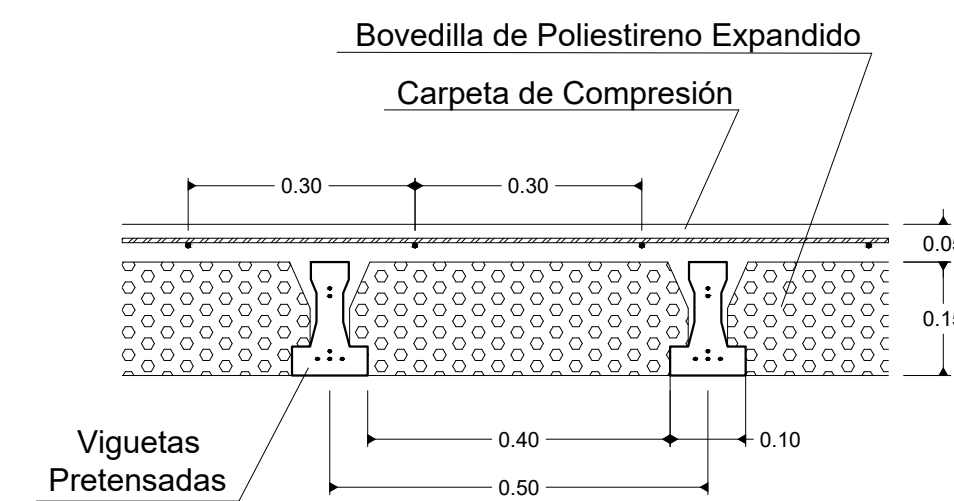
ESC (elevación): 1:25
ESC (sección): 1:10



- a) st.Ø6,0 n.5 L=0,702
- b) st.Ø6,0 n.16 L=0,702
- c) st.Ø6,0 n.19 L=0,702

DETALLE D-1

ESC : 1:10



UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRES
FACULTAD DE INGENIERIA
INGENIERIA CIVIL

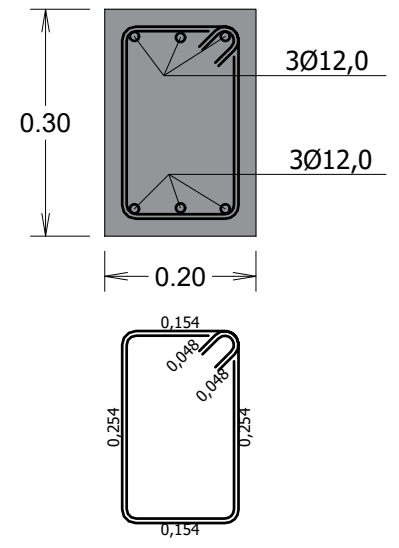
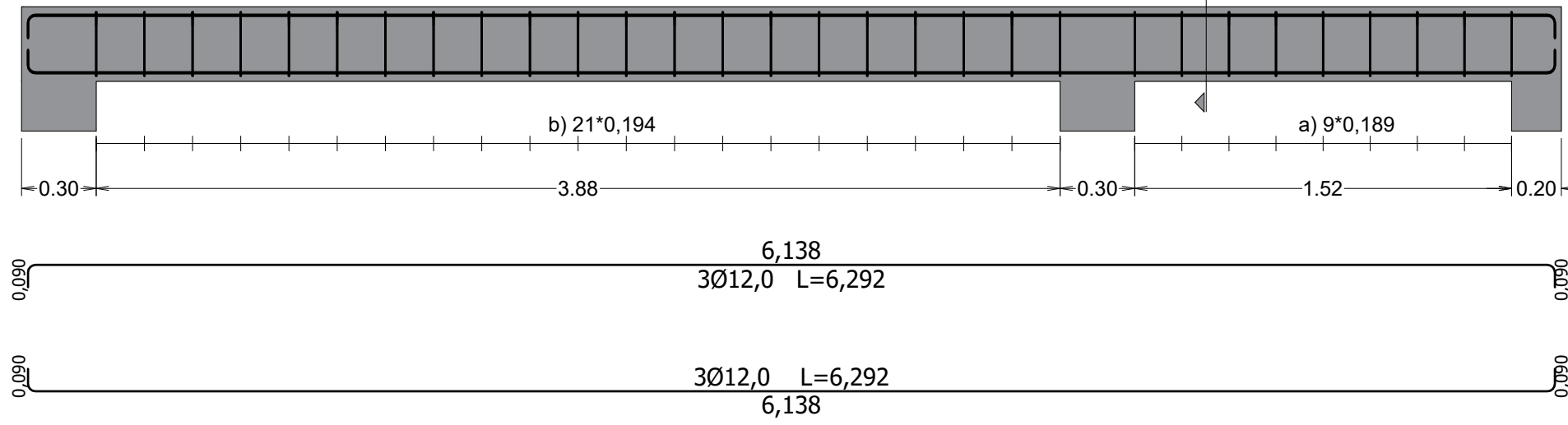
Proyecto:
"Verificación del Desempeño Estático Sísmico, en una Vivienda Artesanal de Hormigón Armado, ubicada en Calle Modesta Sanjinés, Zona Miraflores, La Paz -Bolivia"

Tutor: Ing. Marcelo Gonzalo Delgadillo Zurita
Tesisista: Maricio Almeida Cruz
Tesisista: Adriana Gabriela Rada Barrera
Escala: Indicada
Fecha: 01- octubre -2021

Lámina N°:
4

VIGAS 20X30 cm / PLANTA 1 - EJE 3, 4, 5 y 6

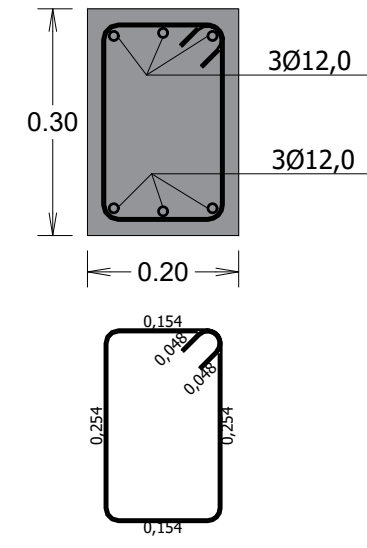
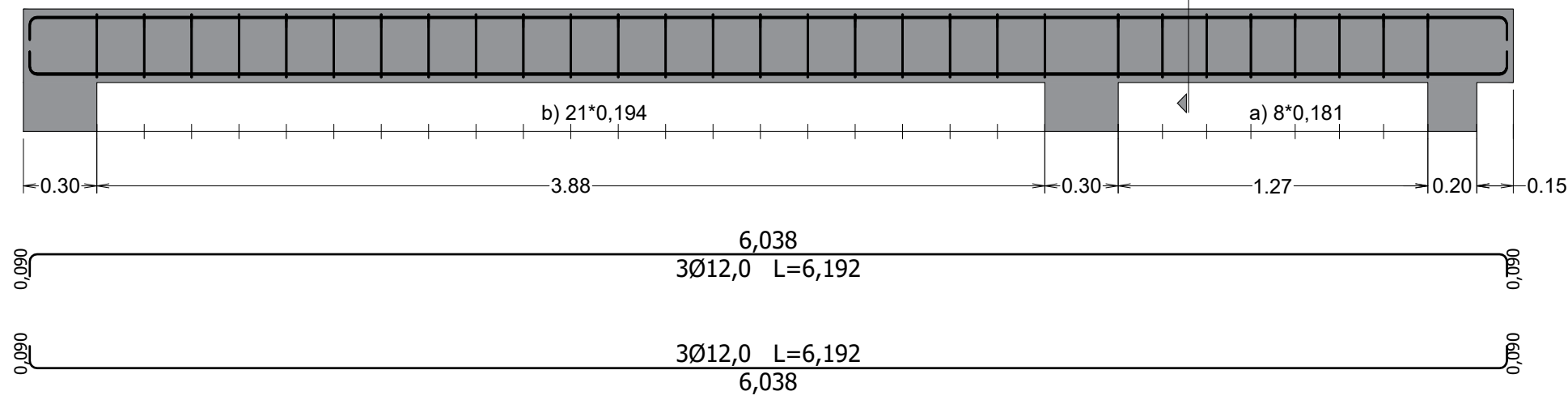
ESC (elevación): 1:25 ESC (sección): 1:10



a) st.Ø6,0 n.9 L=0,902
b) st.Ø6,0 n.21 L=0,902

VIGAS 20X30 cm / PLANTA 2 y 3 - EJE 3 y 4

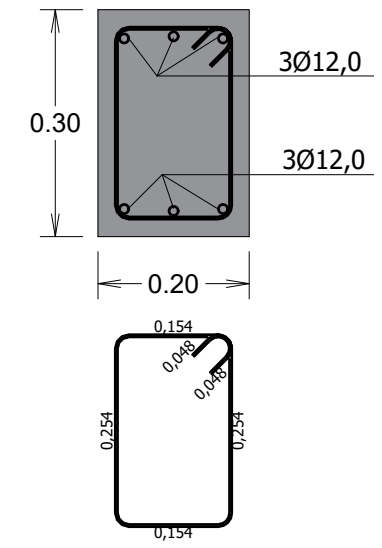
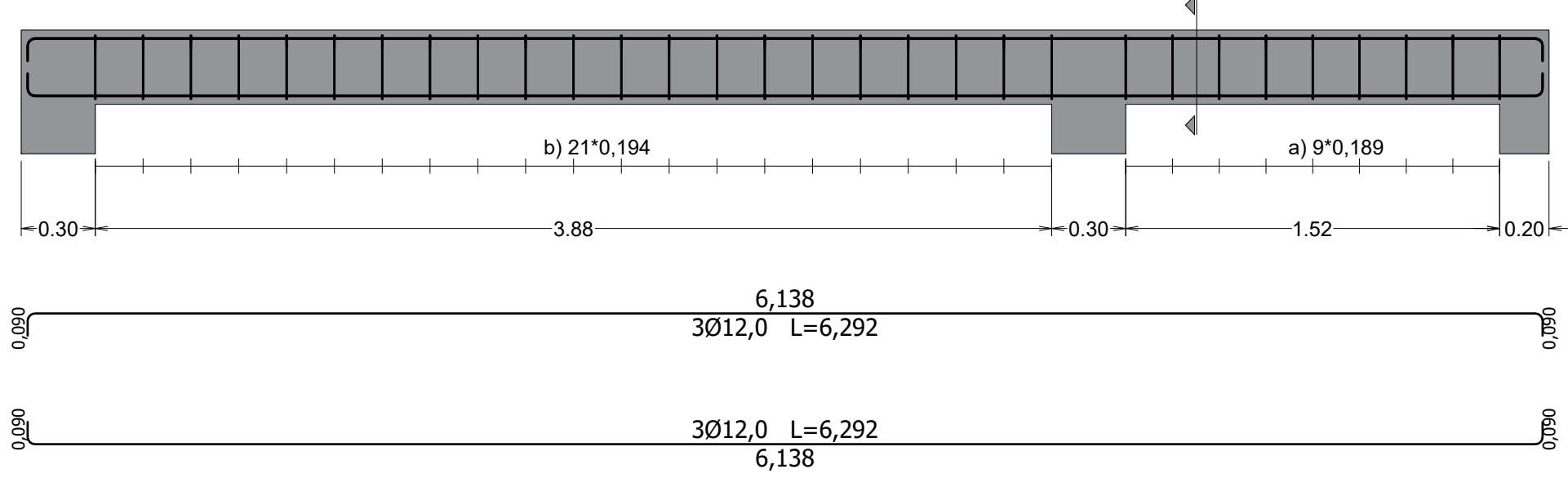
ESC (elevación): 1:25 ESC (sección): 1:10



a) st.Ø6,0 n.8 L=0,902
b) st.Ø6,0 n.21 L=0,902

VIGAS 20X30 cm / PLANTA 2 y 3 - EJE 5 y 6

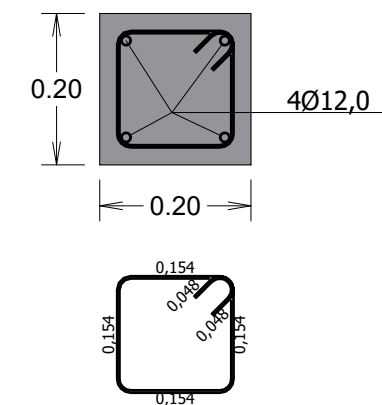
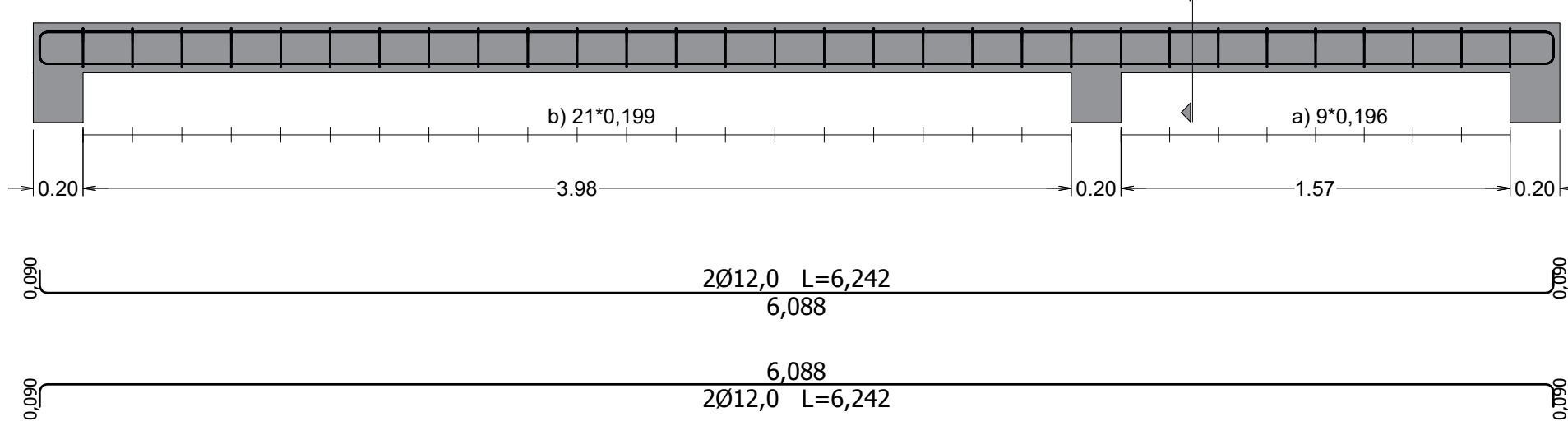
ESC (elevación): 1:25 ESC (sección): 1:10



a) st.Ø6,0 n.9 L=0,902
b) st.Ø6,0 n.21 L=0,902

VIGAS 20X20 cm / CUBIERTA - EJE 7

ESC (elevación): 1:25 ESC (sección): 1:10



a) st.Ø6,0 n.9 L=0,702
b) st.Ø6,0 n.21 L=0,702

CUADRO DE COLUMNAS
ESC : 1:10

C 30x30	C 30x20	C 20x20
<p>a) PLANTA 1 / st.Ø6,0 n.18 L=1,102 / cada columna</p>	<p>a) PLANTA 1 / st.Ø6,0 n.18 L=0,902 / cada columna b) PLANTA 2 / st.Ø6,0 n.16 L=0,902 / cada columna c) PLANTA 3 / st.Ø6,0 n.14 L=0,902 / cada columna</p>	<p>a) PLANTA CUBIERTA / st.Ø6,0 n.13 L=0,702 / cada columna</p>



Proyecto:

VI Bibliografía

- A. Sozen , M. (2004). *"Seismic Behavior of Reinforced Concrete Buildings"*. CRC Press LLC.
- Aguiar Falconí, D. (2008). *"Análisis Sísmico de Edificios 1º Edición"*. Quito - Ecuador: Escuela Politécnica del Ejército.
- American Society of Civil Engineers. (2010). *"Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7-10"*. Virginia, USA.
- Anke Rolvink, Caitlin Mueller, Jeroen Coenders. (2014). *"State on the Art of Computational Tools for Conceptual Structural Design"*. Obtenido de International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium 2014, At Brasilia, Brazil:
https://www.researchgate.net/publication/316093012_State_on_the_Art_of_Computational_Tools_for_Conceptual_Structural_Design
- B. Reboredo, A. (1996). *"El Análisis Dinámico de Construcciones Sismo Resistentes, Conceptos Básicos y Limitaciones"*. Mendoza.
- Balwinder , L., & Dhirendra, S. (2017). *"State of the Art Report - A Comparative Study of Structural Analysis and Design Software -Staadpro, SAP-2000 and Etabs Software"*. Obtenido de International Journal of Engineering and Technology:
https://www.researchgate.net/publication/316684115_State_of_the_Art_Report_A_Comparative_Study_of_Structural_Analysis_and_Design_Software_-_Staadpro_SAP-2000_and_Etabs_Software
- Blondet, M., & Vargas , J. (1978). *"Investigación Sobre Vivienda Rural"*. Lima Perú: [Convenio con el Ministerio de Vivienda y Construcción, PUCP].
- Braja M. Das. (2012). *"Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones" Séptima edición*. México, D.F.: Cengage Learning S.A.
- Capani Llanco, E. A., & Huamaní Castro, J. D. (2018). *"Análisis de la Vulnerabilidad Sísmica de las Viviendas de Albañilería Confinada Construida Informalmente en el Distrito de Yauli, Provincia de Huancavelica, Región de Huancavelica"*. Huancavelica - Perú: [Tesis de Grado, Universidad Nacional de Huancavelica, Facultad de ingeniería de Minas Civil Ambiental, Escuela Profesional de Ingeniería Civil - Lircay].
- Catalán Quiroz, P., Moreno - Martínez, J., Galván, A., & Arroyo Matus, R. (2019). *"Obtención de las propiedades mecánicas de la mampostería de adobe mediante ensayos de laboratorio"*. Acta Universitaria 29, e1861. doi.:
<http://doi.org/10.15174.au.2019.1861>.

- Chipana Mamani, E., & Huillca Huillca, E. (2019). *"Análisis y Diseño del Edificio Montoya Salazar de Concreto Armado de Semisótano + Pisos en Arequipa Interactuando los Programas Revir y Robot Analysis"*. Arequipa - Peru: [Tesis de Grado, Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, Facultad de Ingeniería Civil, Escuela Profesional de Ingeniería Civil].
- Comité ACI 318. (2015). *"Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318 - 14) y Comentario (ACI 318R - 14)"*. USA: American Concrete Institute.
- Comité Técnico Guía Boliviana de Diseño Sísmico. (2020). *"Guía Boliviana de Diseño Sísmico"*. La Paz - Bolivia.
- Cruz Rovira, C., Figueroa Catalan, P., & Hernandez Castillo, C. (2012). *"Estructuración, Análisis y Diseño Estructural de Elementos de Techo con Perfiles Metálicos Utilizando el Método LFRD"*. [Trabajo de Grado, Universidad de Salvador Facultad de Ingeniería y Arquitectura Escuela de Ingeniería Civil].
- Delibes Liniers, A. (s.f.). *"Determinación de la Resistencia del Hormigón Mediante Ensayos no Destructivos Realizados con Esclerometro y Ultrasonidos"*. INTEMAC.
- Fernandez Canovas, M. (1997). *"Patología y Terapeutica del Hormigón Armado"*. Madrid: ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.
- Flores López, F., & Ayes Zamudio, J. (2018). *"Generación de Acelerogramas Sintéticos Mediante el uso de WAVELETS, Orientados a Aplicaciones Geotécnico-Estructurales"*. Revista de Ingeniería Sísmica No. 98, 1-24.
- Flores, L. (11 de diciembre de 2018). *"Solo el 20 % de las construcciones del país son antisísmicas"*. Obtenido de La Razón: http://www.la-razon.com/sociedad/construcciones-antisismicas-bolivia-riesgo-sismos_0_3054894500.html
- Garcés Mora, J. R. (2017). *"Estudio de la Vulnerabilidad Sísmica en Viviendas de uno y dos Pisos de Mampostería Confinada en el Barrio San Judas Tadeo II en la Ciudad de Santiago de Cali"*. Bogotá D.C.: [Trabajo de Grado, Universidad Militar Nueva Granada, Facultad de Estudios a Distancia, Programa de Ingeniería Civil].
- H. Ziehl, P., E. Cloyd, J., & E. Kreger, M. (1998). *"Evaluation of Minimum Longitudinal Reinforcement Requirements for Reinforced Concrete Columns"*. Austin, TX: Texas Department of Transportation.
- Jamhmer Oc Llatance. (2017). *"Estimación del riesgo sísmico de las viviendas autoconstruidas en el barrio Santa Isabel, Chachapoyas, Amazonas"*. [Tesis de Grado, Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas].
- K. Wight, J. (2016). *"Reinforced Concrete Mechanics and Design" Seventh Edition*. Hoboken: PEARSON.

- Lopez, O., Páez, V., & Coronel Delgado, G. (junio de 2017). "*Vulnerabilidad Sísmica de Viviendas Populares en Caracas*". Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/319206199_Vulnerabilidad_Sismica_de_Viviendas_Populares_en_Caracas
- McCormac, J., & Brown, R. (2017). "*Diseño de Concreto Reforzado*" Décima edición. México: Alfaomega.
- Normas APA. (8 de febrero de 2019). "*Guía Normas APA*". Obtenido de Normas APA - 7ma (séptima) edición: <https://normas-apa.org/>
- NRMCA (National Mixed Concrete Association). (2008). "*CIP 10 - Resistencia del Concreto en la Estructura*". Federacion Iberoamericana del Hormigón Premezclado.
- Observatorio San Calixto. (2019). "*Boletín Sísmico Especial N° 0.4/2019, Sismo Prov. Gral. Bilbao, Depto. Potosí*". La Paz - Bolivia: OSC - Sección Operaciones.
- Pérez Loayza, O., Hilaquita Ramos, A., & Sarzuri Quispe, V. (s.f.). "*Metodología de Evaluación del Hormigón Armado Para la Restauración Estructural - Teatro Luis Espinal*". La Paz - Bolivia: Instituto de Ensayo de Materiales UMSA.
- Putnam P., P. (2017). "*Guía para Evaluación de Cargas Meteorológicas en Bolivia, Nieve-Granizo-Hielo-Viento Sobre Cubiertas*".
- Quequesana Quispe, R. (2018). "*Análisis Estructural Estático y Dinámico en el Diseño de Edificios con Normas ACI 2008*". La Paz - Bolivia: [Proyecto de Grado, Universidad Mayor de San Andrés, Facultad de Ingeniería, Ingeniería Civil].
- Rogelio Eduvigues, O. F. (2015). "*Vulnerabilidad, peligro y riesgo sísmico en viviendas autoconstruidas del distrito de Samegua, región Moquegua*". Moquegua - Perú: [Proyecto de Grado, Universidad José Carlos Mariátegui].
- Tunque Arias, J., & Colos Ccallme, E. (2020). "*Evaluación del Desempeño Sísmico del Pabellón de Geología - UNSA*". Arequipa - Perú: [Tesis de Grado, Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, Facultad de Ingeniería Civil, Escuela Profesional de Ingeniería Civil].

Nombre: Marcio Almeida Cruz

Correo Electrónico: acmarcio2@gmail.com

Dirección: Pasaje Aguirre #777, Zona San Pedro

Telf.: 68028462

Nombre: Adriana Gabriela Rada Barrera

Correo Electrónico: adriradaba@gmail.com

Dirección: C.Modesta Sanjinés #1245, Z. Miraflores

Telf.: 73019172