



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DE CHIMBORAZO
FACULTAD DE MECÁNICA
CARRERA MECÁNICA

**“DISEÑO DE UNA VIVIENDA POPULAR DE DOS PLANTAS
SISMO RESISTENTE CON ESTRUCTURA METÁLICA DE
OCHENTA METROS CUADRADOS EN LA PROVINCIA DE
CHIMBORAZO”**

Trabajo de Titulación

Tipo: Dispositivo Tecnológico

Presentado para optar al grado académico de:

INGENIERO MECÁNICO

AUTOR:

RAÚL OLMEDO HUACHO GUAMÁN

Riobamba – Ecuador

2021



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DE CHIMBORAZO
FACULTAD DE MECÁNICA
CARRERA MECÁNICA

**“DISEÑO DE UNA VIVIENDA POPULAR DE DOS PLANTAS
SISMO RESISTENTE CON ESTRUCTURA METÁLICA DE
OCHENTA METROS CUADRADOS EN LA PROVINCIA DE
CHIMBORAZO”**

Trabajo de Titulación

Tipo: Dispositivo Tecnológico

Presentado para optar al grado académico de:

INGENIERO MECÁNICO

AUTOR: RAÚL OLMEDO HUACHO GUAMÁN

DIRECTOR: Ms. PhD. EDWIN FERNANDO VITERI NUÑEZ

Riobamba – Ecuador

2021

2021, Raúl Olmedo Huacho Guamán

Se autoriza la reproducción total o parcial, con fines académicos, por cualquier medio o procedimiento, incluyendo la cita bibliográfica del documento, siempre y cuando se reconozca el Derecho de Autor.

Yo, **Raúl Olmedo Huacho Guamán**, declaro que el presente trabajo de titulación es de mi autoría y los resultados del mismo son auténticos. Los textos en el documento que provienen de otras fuentes están debidamente citados y referenciados.

Como autor, asumo la responsabilidad legal y académica de los contenidos de este trabajo de titulación. El patrimonio intelectual pertenece a la Escuela Superior Politécnica de Chimborazo.

Riobamba, 16 septiembre del 2021



Raúl Olmedo Huacho Guamán

CI: 0601887599

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DE CHIMBORAZO
FACULTAD DE MECÁNICA
CARRERA MECÁNICA

El Tribunal del Trabajo de Titulación certifica que: El Trabajo de Titulación Tipo: Dispositivo Tecnológico, "**DISEÑO DE UNA VIVIENDA POPULAR DE DOS PLANTAS SISMO RESISTENTE CON ESTRUCTURA METÁLICA DE OCHENTA METROS CUADRADOS EN LA PROVINCIA DE CHIMBORAZO**", realizado por el señor: **RAÚL OLMEDO HUACHO GUAMÁN**, ha sido minuciosamente revisado por los Miembros del Tribunal del Trabajo de Titulación, el mismo que cumple con los requisitos científicos, técnicos, legales, en tal virtud el Tribunal autoriza su presentación.

FIRMA FECHA

Ing. Ms. Sócrates Miguel Aquino Arroba
PRESIDENTE DEL TRIBUNAL



Firmado electrónicamente por:
**SOCRATES MIGUEL
AQUINO ARROBA**

..... 2021-09-16.

Ms. PhD. Edwin Fernando Viteri Núñez
**DIRECTOR DEL TRABAJO
DE TITULACIÓN**

EDWIN
FERNANDO
VITERI NUNEZ

Firmado digitalmente
por EDWIN FERNANDO
VITERI NUNEZ
Fecha: 2022.06.30
10:02:52 -05'00'

..... 2021-09-16

Ing. Ms. Santiago Alejandro López Ortiz
MIEMBRO DEL TRIBUNAL



Firmado electrónicamente por:
**SANTIAGO
ALEJANDRO LOPEZ
ORTIZ**

..... 2021-09-16

DEDICATORIA

Han transcurrido varios años en los cuales, a pesar de las barreras y dificultades, se ha logrado llegar a este importante momento de la vida, nada de esto hubiera sido posible sin las personas que confían en mi trabajo constante. Los señores clientes del taller.

Raúl Huacho Guamán.

AGRADECIMIENTO

Expreso mis sinceros agradecimientos a la Escuela Superior Politécnica de Chimborazo, alma máter que es un referente a nivel nacional e internacional, de la misma manera, a la Escuela de Ingeniería Mecánica por brindarme, a través de sus docentes y compañeros, la oportunidad de mejorar mis cualidades profesionales y personales. Nada de esto es posible sin la ayuda de Dios, la gloria es de él.

Raúl Huacho Guamán.

TABLA DE CONTENIDO

ÍNDICE DE TABLAS.....	x
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xii
ÍNDICE DE ANEXOS.....	xiv
RESUMEN.....	xv
SUMARY.....	xvi
INTRODUCCION.....	xvii

CAPÍTULO I

1. MARCO TEÓRICO REFERENCIAL	
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Justificación.....	2
1.3 Alcance.....	2
1.4 Objetivos.....	3
1.4.1 <i>Objetivo general</i>	3
1.4.2 <i>Objetivos específicos</i>	3
1.5 Estructuras para vivienda.....	4
1.5.1 <i>Estructuras metálicas para vivienda</i>	4
1.5.2 <i>Estructuras metálicas de Steel Framing para vivienda</i>	4
1.5.3 <i>Estructuras de madera paravivienda</i>	5
1.5.4 <i>Estructuras de hormigón armado</i>	6
1.6 Reseña sobre los terremotos.....	7
1.6.1 <i>Movimientos Telúricos en el Ecuador</i>	7
1.6.2 <i>Terremoto del 16 de abril del 2016 en Ecuador</i>	10
1.6.3 <i>Daños en infraestructura ocasionados el 16A16</i>	11
1.6.4 <i>Tipología estructural más afectada por el sismo 16A16</i>	12

CAPITULO II

2.	PROPUESTA Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA METÁLICA.....	15
2.1	Normativa para el diseño de estructuras metálicas.....	15
2.2	Fundamento teórico de la NEC-SE-DS: 15.....	15
2.3	Requisitos de diseño de la NEC-SE-DS: 15.....	16
2.4	Peligrosidad Sísmica.....	17
2.5	Estudio de tipo de suelo.....	18
2.6	Tipos de cimentación.....	19
2.6.1	<i>Cimientos superficiales.....</i>	<i>20</i>
2.6.2	<i>Cimentaciones corridas.....</i>	<i>20</i>
2.6.3	<i>Cimentaciones de zapatas aisladas.....</i>	<i>20</i>
2.7	Metodologías de diseño sismo resistente según la NEC-SE-DS: 15.....	20
2.8	Modelación y análisis estructural.....	22
2.8.1	<i>Modelo arquitectónico propuesto.....</i>	<i>23</i>
2.8.2	<i>Localización de la vivienda.....</i>	<i>25</i>
2.8.3	<i>Materiales y métodos.....</i>	<i>25</i>
2.9	Prediseño.....	26
2.9.1	Cargas.....	26
2.9.1.1	<i>Carga muerta.....</i>	<i>26</i>
2.9.1.2	<i>Carga viva.....</i>	<i>29</i>
2.9.1.3	<i>Carga viva uso LL.....</i>	<i>29</i>
2.9.2	<i>Prediseño de Viguetas.....</i>	33
2.9.2.1	<i>Prediseño de viguetas primer piso.....</i>	<i>33</i>
2.9.2.2	<i>Prediseño de viguetas segundo piso.....</i>	<i>36</i>
2.9.3	<i>Prediseño de vigas.....</i>	39
2.9.3.1	<i>Prediseño de vigas del primer piso.....</i>	<i>39</i>
2.9.3.2	<i>Prediseño de vigas del segundo piso.....</i>	<i>41</i>
2.9.4	<i>Prediseño de columnas.....</i>	43
2.9.4.1	<i>Prediseño de columnas del primer piso.....</i>	<i>43</i>
2.9.4.2	<i>Prediseño de columnas del segundo piso.....</i>	<i>44</i>
2.10	Definición de Materiales en el programa Etab.....	45
2.11	Definición del espectro inelástico en Etab.....	47
2.12	Parámetros de espectro.....	48
2.12.1	<i>Período teórico.....</i>	48

2.12.2	<i>Cálculo de la aceleración</i>	49
2.13	Cortante basal	50
2.14	Masa reaccionante	51
2.15	Cargas sísmicas (cortante basal)	52
2.16	Combinación de cargas	52
2.17	Análisis estático lineal	54
2.17.1	<i>Control de la excentricidad</i>	55
2.17.2	<i>Control del período del modelo matemático</i>	55
2.17.3	<i>Corrección del cortante basal de acuerdo al peso propio de estructura</i>	55
2.17.4	<i>Corrección del cortante basal en XX y YY en el Etab</i>	56
2.17.5	<i>Distribución de cortante por piso</i>	58
2.18	Control de las derivas estáticas de piso	59
2.19	Análisis modal espectral	60
2.19.1	<i>Corrección del sismo dinámico</i>	61
2.20	Período fundamental de la estructura	62
2.21	Participación modal de la masa	63
2.21.1	<i>Cortante dinámico por pisos</i>	63
2.22	Deriva dinámica por piso	64

CAPÍTULO III

3.	VALIDACIÓN DEL DISEÑO	66
3.1	Control de diseño	66
3.1.1	<i>Pórticos resistentes SMF (special moment frame)</i>	66
3.1.2	<i>Pórticos resistentes OMF de baja ductilidad sísmica</i>	67
3.2	Control de columnas Hss7x5x1/2	68
3.3	Control de vigas y viguetas primer piso	69
3.4	Control de vigas y viguetas segundo piso	70
3.5	Control de viguetas tipo correa G en cubierta inclinada G 200x50x15x5	70
3.6	Control de esfuerzos en la escalera	71
3.7	Control de conexiones	72
3.7.1	<i>Conexión vigueta W150x100x4mm-viga principal</i>	72
3.7.2	<i>Cargas a corte en viguetas bajo demanda gravitacional</i>	73
3.7.2.1	<i>Carga muerta</i>	73

3.7.2.2	<i>Carga viva</i>	74
3.7.3	<i>Control con Ram-coneccion de viga principal-vigueta W150x100</i>	75
3.7.3.1	<i>Viga continua en dos en dos tramos</i>	75
3.7.3.2	<i>Viga continua en un tramo</i>	77
3.7.4	<i>Control de la conexión viga columna W10x12-Hss7x5x1/2</i>	79
3.7.5	<i>Control de la conexión viga-columna W10x33-ColHss7x5x1/2</i>	84
3.7.5.1	<i>Control con Ram a corte conexión viga columna W10x33-ColHss7x5x1/2</i>	85
3.7.6	<i>Control de la conexión viga columna W12x72- col Hss7x5x1/2</i>	88
3.7.6.1	<i>Control con Ram a corte de la conexión W12x72 Col Hss7xx5x1/2</i>	89
3.7.7	<i>Control de la placa base</i>	91
3.7.7.1	<i>Control con Ram de la placa base</i>	92
3.7.8	<i>Control de esfuerzos biaxiales: Placa base, concreto, anclajes</i>	95
3.7.9	<i>Control de resultados para arrancamiento en tensión d18 eje mayor</i>	97
3.7.10	<i>Control de resultados por arrancamiento a corte d17 placa base</i>	97
3.7.11	<i>Control de resultados por arrancamiento en tensión d18 eje menor</i>	98
3.7.12	<i>Control de resultados por arrancamiento a corte (d18)</i>	98
3.8	Diseño de cimentación	99

CAPITULO IV

4.	VALIDACIÓN ECONÓMICA	
4.1	Presupuesto y costos de fabricación	100
4.1.1	<i>Proforma de materiales</i>	100
4.1.2	<i>Presupuesto de equipos</i>	101
4.1.3	Costo de mano de obra	101
4.2	Costo total de la obra	102
	CONCLUSIONES	103
	RECOMENDACIONES	105
	BIBLIOGRAFIA	
	ANEXOS	

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1-1:	Registro de terremotos en Ecuador de magnitud mayor a 6,9 desde 1990..	¡Error! Marcador no definido.
Tabla 1-2:	Clasificación de los tipos de suelo.....	¡Error! Marcador no definido.
Tabla 2-2:	Métodos de análisis aplicables según NEC_SE_DS: 15	¡Error! Marcador no definido.
Tabla 3-2:	Sobrecarga permanente SCP del modelo propuesto;	¡Error! Marcador no definido.
Tabla 4-2:	Resumen de carga viva sobre el modelo estructural propuesto;	¡Error! Marcador no definido.
Tabla 5-2:	Parámetros de definición de la carga de granizo .	¡Error! Marcador no definido.
Tabla 6-2:	Parámetros de definición de la carga de viento sobre los pórticos;	¡Error! Marcador no definido.
Tabla 7-2:	Perfiles KUBIEC.....	¡Error! Marcador no definido.
Tabla 8-2:	Perfiles Import Acero	¡Error! Marcador no definido.
Tabla 9-2:	Correas G DIPAC.....	¡Error! Marcador no definido.
Tabla 10-2:	Perfiles KUBIEC vigas.....	¡Error! Marcador no definido.
Tabla 11-2:	Perfiles Import acero vigas.....	¡Error! Marcador no definido.
Tabla 12-2:	Perfil rectangular IPAC	¡Error! Marcador no definido.
Tabla 13-2:	Columnas IPAC.....	¡Error! Marcador no definido.
Tabla 14-2:	Columnas IPAC-2	¡Error! Marcador no definido.
Tabla 15-2:	Cálculo de la aceleración.....	¡Error! Marcador no definido.9
Tabla 16-2:	Cálculo de la excentricidad	545
Tabla 17-2:	Comprobación del periodo calculado	545
Tabla 18-2:	Corrección del cortante basal	556
Tabla 19-2:	Cortante basal corregido.....	567
Tabla 20-2:	Corrección sismo dinámico	601
Tabla 21-2:	Sismo dinámico corregido.....	612
Tabla 22-2:	Participación modal de la masa	623
Tabla 23-2:	Deriva de pisos	634
Tabla 1-3 :	Viga continua en dos tramos	745
Tabla 2-3:	Consideraciones geométricas	756
Tabla 3-3:	Verificación de diseño.....	756
Tabla 4-3:	Viga continua en 1 tramo	767
Tabla 5-3:	Consideraciones geométricas	778
Tabla 6-3:	Verificación de diseño.....	778

Tabla 7-3:	Resumen de cargas	790
Tabla 8-3:	Diseño Ram conection.....	80
Tabla 9-3:	Consideraciones geométricas	81
Tabla 10-3:	Verificación de diseño.....	812
Tabla 11-3:	Diseño Ram a momento	812
Tabla 12-3:	Verificación de diseño.....	823
Tabla 13-3:	Resumen de cargas (Véase Anexo D)	845
Tabla 14-3:	Diseño Ram a Corte.....	845
Tabla 15-3:	Consideraciones geométricas	86
Tabla 16-3:	Verificación de diseño.....	867
Tabla 17-3:	Diseño Ram Corte 1.	889
Tabla 18-3:	Consideraciones geométricas	90
Tabla 19-3:	Verificación de diseño.....	90
Tabla 20-3:	Ram conection diseño.....	912
Tabla 21-3:	Diseño en el eje mayor Placa base (AISC 360-10-LRFD).....	912
Tabla 22-3:	Diseño en el eje menor Placa base (AISC 360-10-LRFD).....	923
Tabla 23-3:	Eje mayor anclas.....	923
Tabla 24-3:	Eje menor anclas.....	934
Tabla 1-4:	Presupuesto materiales	100
Tabla 2-4:	Equipos.....	1001
Tabla 3-4:	Mano de obra.....	1012
Tabla 4-4:	Costo total de fabricación de la Estructura.....	1012

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura 1-1:** Estructuras metálicas para vivienda..... **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 2-1:** Estructuras metálicas de perfiles ligeros..... **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 3-1:** Estructura de madera para vivienda..... **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 4-1:** Estructuras de hormigón armado para vivienda. **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 5-1:** Ecuador en las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana;**¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 6-1:** Mapa sudamericano con proyecciones de terremotos en 100 años.....**¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 7-1:** Epicentro del terremoto del 16 de abril Ecuador **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 8-1:** Mapa de isosistas luego del terremoto 16A16, Ecuador 11
- Figura 9-1:** Efectos causados por el efecto del terremoto 16A16 **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 10-1:** Número de construcciones afectadas y destruidas luego del 16A16, Ecuador **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 11-1:** Espectro ADRS del terremoto 16A16, estación APED-EO para diferentes;**¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 12-1:** Demanda del terremoto 16A16 estación APED, vs Espectro NEC-SE-DS: 15 **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 1-2:** Mapa de peligrosidad sísmica del Ecuador **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 2-2:** Espectro elástico de aceleraciones para diferentes tipos de suelo;**¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 3-2:** Modelo arquitectónico propuesto de vivienda unifamiliar – Elevación**¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 4-2:** Modelo arquitectónico propuesto de vivienda unifamiliar - Planta.....**¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 5-2:** Esfuerzo deformación, distintos aceros **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 6-2:** Placa colaborante **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 7-2:** Pesos propios NEC-15 **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 8-2:** Carga viva cubiertas..... **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 9-2:** Carga de viento **¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 10-2:** Carga en viguetas primer piso..... 33
- Figura 11-2:** Cargas en viguetas segundo piso 3;**¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 12-2:** Carga distribuida..... 3;**¡Error! Marcador no definido.**
- Figura 13-2:** Momento máximo y carga de corte máximo 35

Figura 14-2:	Cargas de las viguetas del segundo piso	37
Figura 15-2:	Momento flector y fuerza de corte segundo piso	38
Figura 16-2:	Cargas muertas sobre las vigas	39
Figura 17-2:	Cargas sobre la viga del segundo piso	41
Figura 18-2:	Propiedades del acero A36 Ingreso de datos Etabs.....	4; Error! Marcador no definido.
Figura 19-2:	Propiedades del concreto $f' = 210$ ingreso de datos Etabs.....	453
Figura 20-2:	Espectro inelastico Etabs	47
Figura 21-2:	Cálculo de la aceleración	48
Figura 22-2:	Cortante basal	57
Figura 23-2:	Masa reaccionante.....	57
Figura 24-2:	Estados de carga.....	58
Figura 25-2:	Combinaciones de carga	59
Figura 26-2:	Ingreso de combinaciones de carga	59
Figura 27-2:	Representación estática lineal	54
Figura 28-2:	Cortante basal en dependencia del precio propio.....	560
Figura 29-2:	Corrección del cortante basal.....	57
Figura 30-2:	Cortante basal en x.....	58
Figura 31-2:	Cortante basal en y.....	58
Figura 32-2:	Deriva de piso en x	59
Figura 33-2:	Deriva de piso en y.....	64
Figura 34-2:	Modelo matemático de calculo 3D.....	65
Figura 35-2:	Corrección del sismo dinámico.....	66
Figura 36-2:	Corrección del sismo dinámico en Etabs	66
Figura 37-2:	Primer modo de vibración.....	67
Figura 38-2:	Cortante dinámico xx.....	68
Figura 39-2:	Cortante dinámico yy	Error! Marcador no definido.
Figura 40-2:	Deriva mecánica xx.....	69
Figura 41-2:	Deriva mecánica yy.....	65
Figura 1-3:	Preferencia de diseño SMF	70
Figura 2-3:	Modelo de diseño con SMF	671
Figura 3-3:	Modelo de diseño con OMF	672
Figura 4-3:	Sección de columnas del modelo.....	68
Figura 5-3:	Sección de vigas y viguetas del primer piso	69
Figura 6-3:	Viguetas del primer piso W150x100x4	69
Figura 7-3:	Sección de vigas y viguetas segundo piso	70
Figura 8-3:	Sección de vigas en cubierta inclinada	70

Figura 9-3:	Sección de elementos de grada	71
Figura 10-3:	Conexión de viga principal a vigueta.....	72
Figura 11-3:	Cargas a corte en viguetas por carga muerta.....	73
Figura 12-3:	Cargas a corte en viguetas por carga viva (LL).....	74
Figura 13-3:	Conexión de viga a columna W10x12-Col Hss 7x5x1/2.....	79
Figura 14-3:	Conexión de viga columna W10x33-Col Hss 7x5x1/2.....	84
Figura 15-3:	Conexión de viga a columna W12x72-Col Hss7x5x1/2.....	89
Figura 16-3:	Conexión placa base.....	91
Figura 17-3:	Diseño de cimentación.....	99

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO A: Ilustración de la rugosidad de cada categoría de terreno

ANEXO B: Clasificación del perfil de suelo

ANEXO C: Radio ancho espesor: Miembros de elementos sujetos a compresión axial

ANEXO D: Planos de construcción

ANEXO E: Diagramas de esfuerzos

RESUMEN

En el presente trabajo se diseñó y modeló una vivienda popular a dos aguas en estructura metálica sismo resistente hierro A36. Cada 475 años con una probabilidad del 2% por año se producen los sismos, las fallas frecuentes son las conexiones columna-vida, en el terremoto del 16 de abril del 2019, 5675 viviendas de 6391 recibieron serios daños. La Norma NEC:DS 15 rige todo el proceso de diseño y mantenimiento de la construcción, los prerrequisitos: estudio de suelos, velocidad del viento, zona sísmica, escala de Richter 5 para que la estructura quede en estado plástico salvaguardando la vida de sus ocupantes. Con un prediseño manual considerando las cargas verticales: peso de construcción, cargas vivas ocupacionales, cargas horizontales de viento y sísmicas por un factor 1,6. Con el esfuerzo resultante se obtuvo Z_x (módulo plástico) se preseleccionó un perfil que se cargó en el programa Etab 16 verificando si satisface la demanda requerida. El método utilizado fue el basado en desplazamiento (DBO), que consiste en reemplazar a toda la estructura en un estado de máxima deformación por un sistema elástico con máximo valor de esfuerzo, amortiguamiento viscoso 5%. En el análisis modal la estructura presenta distintas siluetas por deformación de acuerdo al tiempo y aceleración del sismo. El Ram connection verificó las conexiones columna-vigas lugar donde fallan las estructuras. En los resultados se controló derivas o rangos de rigidez, excentricidad (daños sísmicos por torsión), radio demanda capacidad o resistencia. En los resultados la vigueta preseleccionada luego de la modelación mantuvo el mismo perfil, para las viguetas del primer piso; en las columnas se aumentó el espesor y las dimensiones. Concluyendo que las normativas municipales deben ser más rígidas por estar en una zona muy peligrosa. Se recomienda reforzar las conexiones viga-columna con anillos y poner diagonales para rigidizar la estructura.

Palabras clave: <MODELACIÓN DE VIVIENDA> >ESTRUCTURA METÁLICA>
<PREDISEÑO SISMORESISTENTE> >ETAB 16 (SOFTWARE)> <DAÑOS SÍSMICOS>

1211-DBRA-UTP-2022



SUMMARY

It was designed and modeled a popular gabled house in an earthquake-resistant metal structure of iron A36. Every 475 years with a probability of 2% per year earthquakes occur, frequent failures are column-beam connections. The NEC: DS 15 standard governs the entire process, design, and maintenance construction, the prerequisites: soil study, wind speed, seismic zone, and Richter scale 5 so that the structure remains in a plastic state, safeguarding the lives of its occupants. With a manual pre-design and considering the vertical loads like construction weight, occupational live loads, horizontal wind, and seismic loads by a factor of 1.6. With the resulting effort, Z_x (plastic modulus) is obtained. A profile is preselected to be loaded in the Etab 16 program, verifying if it satisfies the required demand. The method used is the displacement-based method (DBD), which consists of replacing the entire structure in a state of maximum deformation by an elastic system with a maximum stress value, and viscous damping of 5%. In the modal analysis, the structure presents different silhouettes due to deformation according to the time and acceleration of the earthquake. The Ram connection checks the column-beam connections where the structures fail. In the results, drifts or ranges of stiffness, eccentricity (seismic damage due to torsion), radio demand, capacity, or resistance must be controlled. In the results, the preselected joist after modeling maintains the same profile, for the first-floor joists. In the columns, the thickness and dimensions are increased. Concluding that municipal regulations should be more rigid because it is in a very dangerous area. The recommendations are to reinforce the beam-column connections with rings, and put diagonals to stiffen.

KEYWORDS: <HOUSING MODELING> <METAL STRUCTURE>
<EARTHQUAKE RESISTANT PREDESIGN> <ETABV16 (SOFTWARE)> <NEC:
DS 15> <STRENGTH RESISTANCE> <DRIFT> <EXCENTRICITY>

SANDRA
LETICIA
GUIJARRO
PAGUAY

Firmado digitalmente
por SANDRA LETICIA
GUIJARRO PAGUAY
Fecha: 2022.06.21
16:05:09 -05'00'

C.I. 0603366113

INTRODUCCIÓN

El planeta tierra está girando alrededor del sol y al mismo tiempo sobre su propio eje , estamos dentro de una expansión es decir nos alejamos del centro del universo por lo tanto nos ubicamos dentro de un tiempo relativo que los 500 años en los que se repiten los terremotos serán cada vez menos , todos estos movimientos hacen que se contraiga a si mismo el planeta, como estamos sobre placas tectónicas y estas sobre el magma material líquido incandescente que se desfogó por los volcanes ; Al introducirse una placa dentro de otra en forma de cuña que produce los sismos , para hacer frente a estos fenómenos naturales las viviendas deben presentar una resistencia de los perfiles a cargas horizontales, para llegar a este objetivo se procede con un prediseño manual que será ratificado o afinado por los software estos dos prediseños deben satisfacer la norma NEC:15:DS esta norma se basa en normativas internacionales FEMA 440, ASCE 7 y otras.

Los costos de esta vivienda son populares basados en el ahorro de mano de obra que será mediante vigas, la superficie de cada cuarto es la mínima necesaria para tres o cuatro personas, posteriormente se puede ampliar para ser habitaciones para seis personas en el primer piso cambiando los tabiques, el ahorro del segundo entrepiso también es significativo

CAPÍTULO I

1. MARCO TEÓRICO REFERENCIAL

1.1 Antecedentes

La urbanización es uno de los cambios sociales más importantes que ha vivido el Ecuador. El número de ciudades con más de 30.000 habitantes se ha quintuplicado desde 1960. En 1950 más del 70% de la población vivía en el campo; a finales de 2001 debido a la migración campo – ciudad, esta proporción se redujo al 39% (Flacsoandes, 2015). Este efecto migratorio incrementa la cantidad de personas que no tienen vivienda propia, lo que constituye un problema nacional a resolver.

En el Ecuador, según las estadísticas de los organismos gubernamentales en el año 2016 se estimó que el déficit habitacional bordeaba el 10%; y se prevé que para el año 2018, de acuerdo con el Instituto Ecuatoriano de Estadística y Censos (INEC), este déficit superaría el 12,4% a nivel nacional. Esto representa 573.339 familias que no cuentan con casa propia (INEC, 2016). Por supuesto, son cifras oficiales pero que posiblemente pueden infravalorar la realidad de nuestro país.

El problema que afronta una familia para adquirir una vivienda en el Ecuador, recae en múltiples factores, entre ellos: Bajos ingresos familiares, inestabilidad laboral, escasa capacidad de endeudamiento, altos costos de los inmuebles, entre otros. Estos son factores que en definitiva tienen que ver con la baja capacidad adquisitiva de un hogar promedio.

En el presente trabajo se propone un modelo de vivienda que consta de planta baja más una planta superior, proyectada para ser construido con estructura metálica sismo resistente, y que muestre un desempeño satisfactorio ante las acciones sísmicas que demanda el Ecuador.

Por el sin número de beneficios que presenta su tipología estructural en cuanto al montaje, ensamble, reutilización de sus elementos y economía, a través del presente trabajo, se pretende proveer una opción estándar de vivienda popular para proyectos habitacionales de bajo costo en nuestro país.

1.2 Justificación

Según el Banco Mundial, en los países latinoamericanos dos de cada tres familias necesitan mejores condiciones en su vivienda, no necesariamente nueva. Desde otro punto de vista, el Banco Interamericano de Desarrollo (BID), en una publicación de mayo de 2019, indica que más de dos millones de hogares ecuatorianos padecen de déficit habitacional, de estos, 1.2 millones se localizan en las áreas urbanas y 850.000 en las áreas rurales (El Telégrafo, 2021).

Los programas sociales de vivienda pública e inclusive los proyectos privados se enfocan en la cantidad, es decir, en cuántas soluciones habitacionales pueden aportar para las familias en necesidad de este bien. Sin embargo, desde un punto de vista técnico, no basta plantear una solución cualitativa sino brindar a las familias ecuatorianas una vivienda funcional y que garantice la integridad de las personas que lo ocupan.

Latinoamérica es una zona de alta vulnerabilidad sísmica, en países como Chile, Ecuador, Colombia y Venezuela se prevé la ocurrencia de terremotos de gran magnitud dentro de los siguientes 100 años, lo indica un reciente estudio en el que se evaluó el promedio anual de fatalidades producto de los terremotos en estos territorios con cifras de 11 a 32 personas en Ecuador por millón de habitantes. Entre la diferencia significativa de estas cifras resalta Chile como un país de alta peligrosidad sísmica, pero a diferencia de los demás, presenta baja vulnerabilidad debido al rigor de sus normativas y su vasta experiencia en terremotos. (Vistín 9019)

Mediante este trabajo de titulación se presenta un modelo estructural de una vivienda de planta baja, más una planta superior de estructura metálica, la cual debe ser capaz de brindar funcionalidad y sobre todo hacer frente a la demanda sísmica de una zona de alta peligrosidad sísmica como lo es la provincia de Chimborazo. De esta manera, se pretende que un modelo estructural estandarizado sea técnicamente probado para funcionar como una vivienda popular, refiriéndose al aspecto económico, es decir, que sea accesible para la capacidad adquisitiva de un hogar promedio. Mediante el uso del software Etab versión 16, se aplicarán los métodos de cálculo: Método basado en desplazamientos, Método fuerza equivalente, Modal Espectral y el Análisis Estático No lineal evalúa la respuesta estructural del modelo propuesto.

1.3 Alcance

En el presente trabajo de titulación se emplearán las técnicas de pre dimensionamiento y diseño de estructuras de acero para luego efectuar un análisis sismo resistente bajo las prescripciones

de la normativa NEC-SE-DS: 15. El presente estudio no contempla el diseño de la subestructura, ni el comportamiento de interacción suelo estructura. De manera práctica, se considerará para el análisis sísmico un tipo de suelo B por ser un factor que por el lado de la seguridad permite tener una apreciación considerable del efecto sísmico sobre la superestructura.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Definir un modelo estructural para una vivienda unifamiliar de estructura metálica sismo resistente de inversión económica moderada, que brinde las condiciones funcionales y garantice la seguridad de sus ocupantes en un entorno de alta demanda sísmica como lo es el Ecuador.

1.4.2 Objetivos específicos

- Recopilar y analizar información sobre el riesgo, la peligrosidad y la vulnerabilidad sísmica del Ecuador proveniente de literatura especializada en el tema, para utilizarla como fundamento en el diseño estructural de la vivienda.
- Efectuar el pre dimensionamiento de la superestructura tomando en consideración los requisitos mínimos enunciados por la normativa para los elementos que forman parte del sistema principal sismo resistente.
- Realizar el análisis sísmico mediante los métodos Estático y Modal, usando el software Etab V16 para analizar su respuesta estructural ante la demanda sísmica, y evaluar con las disposiciones de la normativa NEC-SE-DS: 15.
- Elaborar los planos de construcción de la vivienda con las especificaciones técnicas pertinentes requeridas para la construcción y montaje de la misma. Estructuras para vivienda

Existe un sinnúmero de materiales para la fabricación de estructuras, su configuración depende de la capacidad resistente dichos materiales y geometría de sus elementos. A continuación, se presentan los tipos de estructuras más utilizadas para la fabricación de estructuras de vivienda.

1.5 Estructuras para vivienda

1.5.1 Estructuras metálicas para vivienda

El mercado de estructuras metálicas ha ganado popularidad en donde anteriormente estaba dominado por el hormigón armado. Una de sus ventajas es la rapidez constructiva, su alta relación resistencia/peso para alcanzar grandes luces, y sobre todo su ductilidad y capacidad de disipación de energía para aplicaciones de diseño sismo resistente en zonas de alta peligrosidad sísmica (véase la Fig. 1).



Figura 1-1: Estructuras metálicas para vivienda

Fuente: shorturl.at/rCIM2.2021

1.5.2 Estructuras metálicas de *Steel Framing* para vivienda.

Otra forma de fabricación de estructuras para vivienda es a través del uso de perfiles ligeros galvanizados y doblados en frío, denominados *Steel Framing*. Consiste en un entramado de perfiles ligeros que permiten un rápido montaje y con herramientas menores. Los elementos estructurales tienen buena resistencia a la agresión ambiental, sin embargo, se requiere de elementos que pueden ser de yeso, madera o polímeros, cuya durabilidad puede condicionar la vida útil de esta estructura (véase la Fig. 2).



Figura 2-1: Estructuras metálicas de perfiles ligeros.
Fuente: shorturl.at/fvMST.2021

1.5.3 Estructuras de madera para vivienda

Tradicionalmente, armar estructuras de piezas de madera se conoce como “carpintería de armar”. La construcción con elementos de madera como: columnas, vigas, sopabandas o jabalcones, tienen la ventaja frente a las estructuras de acero y hormigón, puesto que ayuda a reducir los puentes térmicos en la envolvente del edificio. Una de las ventajas por las cuales es tan popular, es por su inmejorable condición estética. Entre sus desventajas está su alta susceptibilidad al fuego y el costo del tratamiento de la madera para evitar el deterioro a corto plazo (véase la Fig. 3).



Figura 3-1: Estructura de madera para vivienda.
Fuente: shorturl.at/cnuRX.2021

1.5.4 Estructuras de hormigón armado

Una estructura de concreto u hormigón armado está conformada por cemento portland áridos finos, áridos gruesos y agua, adicionado a una armadura metálica, que consta de hierros redondos con perfil de anclaje que le permiten combinar las características mecánicas de ambos materiales para un comportamiento sinérgico de resistencia ante las cargas actuantes sobre los elementos que componen el sistema estructural (Fig. 4).

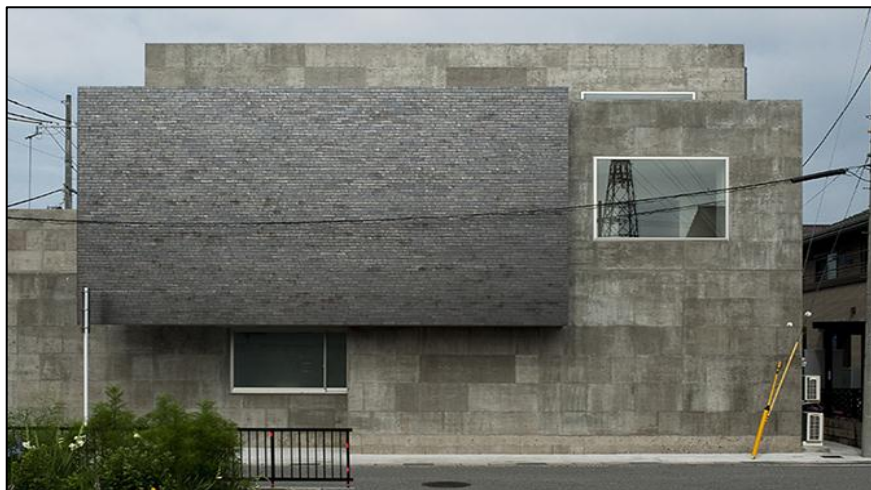


Figura 4-1: Estructuras de hormigón armado para vivienda
Fuente: shorturl.at/dftHV.2021

Una de las desventajas es su alto peso, lo cual lo hacen antieconómicos los proyectos de edificación de grandes alturas. Para grandes luces es necesario un gran volumen de este

material. Por otro lado, al igual que las estructuras de acero, con un adecuado diseño se puede conseguir un adecuado comportamiento sísmo resistente.

1.6 Reseña sobre los terremotos

Un terremoto es el movimiento súbito de la Tierra, estos pueden ser producidos por fenómenos tectónicos, volcánicos, deslizamientos de suelos, y por el hombre, pero sin lugar a duda es el primero el más recurrente y devastador para la población, ya que en este se produce una brusca liberación de energía acumulada durante mucho tiempo (UDC, 2017).

La corteza terrestre está conformada por capas curvas de corteza denominadas placas tectónicas, las cuales se desplazan en movimientos relativos de **hundimiento, colisión o deslizamiento, produciendo en sus fronteras una intensa actividad geológica** (Los Terremotos: Una amenaza natural latente, 2010).

La diferencia de temperaturas en las capas de la tierra provoca movimientos convectivos, la capa intermedia de la tierra asciende y desciende en un ciclo continuo, generando movimientos aleatorios entre las placas tectónicas de diferente densidad en donde se generan grandes concentraciones de tensiones debidas a la fuerza de fricción.

La placa superficial (litósfera) actúa como un elemento elástico que absorbe la deformación hasta alcanzar su límite admisible, instante en el que libera súbitamente toda la energía acumulada para repositionarse. La energía liberada desencadena vibraciones sísmicas de ondas concéntricas que viajan hacia todas las direcciones desde el punto conocido como hipocentro.

La catastrófica sacudida de la onda sísmica principal tiene una duración que en muy pocas ocasiones dura más de un minuto, sin embargo, mientras las placas tectónicas logran alcanzar un equilibrio de posición entre sí, comúnmente la preceden temblores secundarios con frecuencias de horas, semanas o hasta meses después de la agitación principal (Cervelli, 2015).

1.6.1 Movimientos Telúricos en el Ecuador

Los terremotos en el Ecuador se producen principalmente por actividad tectónica. El Ecuador continental está localizado sobre la Placa Sudamericana, y frente, en la franja costera se encuentra la Placa de Nazca la cual subduce por debajo de la sudamericana a una velocidad de 65 mm/año (Convergencia en el margen occidental de América del Sur durante el Cenozoico. Subducción de la placa de Nazca, 2005). Se muestran en la Fig. 5.

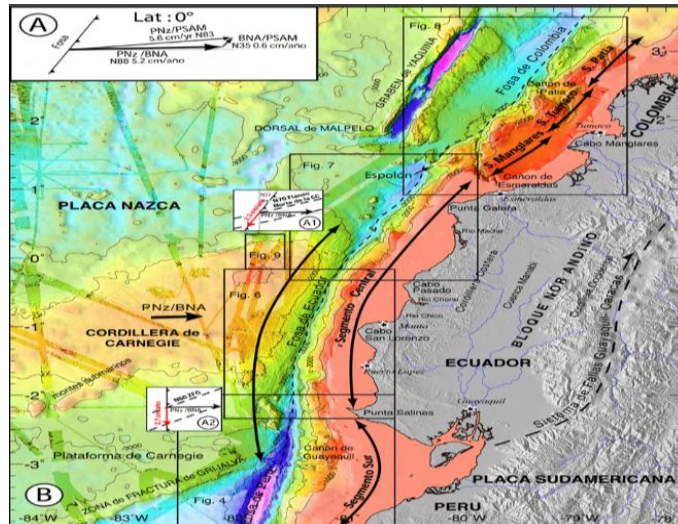


Figura 5-1: Ecuador en las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana
Fuente: (Villegas, 2010).

La actividad de estas placas dio paso a la formación de las elevaciones montañosas de los Andes, así como a la ocurrencia de grandes terremotos, incluyendo el récord registrado de 9,5 Mw acontecido en Chile en el año 1960. La historia de grandes terremotos en el Ecuador está relacionada con la zona de subducción de las placas, algunos terremotos de mayor magnitud registrados se muestran en la tabla 1.

Un estudio reciente indica que más de 160 millones de personas que habitan en Sudamérica, viven en zonas de elevado riesgo sísmico, principalmente dentro de las zonas norte y oeste del continente en países como: Ecuador, Colombia, Perú y Venezuela que presentan alto riesgo por la vulnerabilidad de sus estructuras.

Tabla 1-1: Registro de terremotos en Ecuador de magnitud mayor a 6,9 desde 1990.

Fecha	Epicentro	Magnitud	Escala
04-feb-1797	Chimborazo/Riobamba	8,3	ML
15-ago-1868	Carchi	8,0	MS
16-ago-1868	Ibarra	7,7	MS
31-ene-1906	Costas Ecuador-Colombia	8,8	MW
14-may-1942	Manabí / Pedernales	7,8	ML
05-ago-1949	Tungurahua / Ambato	6,8	ML
19-ene-1958	Costas Ecuador-Colombia	7,6	MS
Fecha	Epicentro	Magnitud	Escala
05-mar-1987	Napo	6,9	MS
02-oct-1995	Morona Santiago	6,9	
04-ago-1998	Bahía de Caráquez / Manabí	7,2	MW
12-ago-2010	Chimborazo / Riobamba	7,1	MW
16-abr-2016	Manabí / Pedernales	7,8	MW

MW: Escala momento magnitud; MS: Magnitud de onda superficial
ML: Escala de Richter

Fuente: (Collot, 2017)

En la Fig. 6 se puede observar las probabilidades de ocurrencia de terremotos en las zonas más vulnerables para a) daño leve, y b) daño moderado o alto en un período de 100 años (Seismic Hazard, Risk, and Design for South América, 2018).

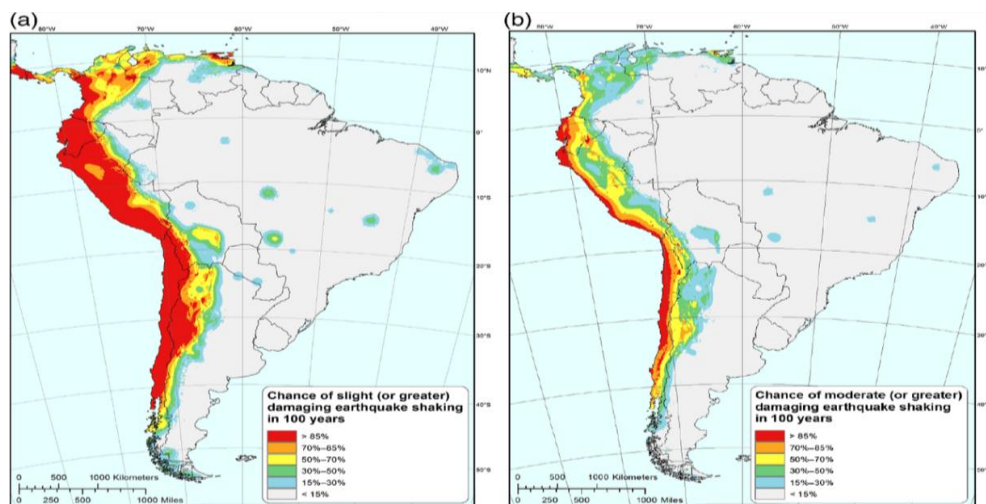


Figura 6-1: Mapa sudamericano con proyecciones de terremotos en un período de 100 años

Fuente: (Seismic Hazard, Risk, and Design for South América, 2018)

1.6.2 Terremoto del 16 de abril del 2016 en Ecuador

El 16 de abril de 2016 (16A16), el territorio ecuatoriano fue afectado por un terremoto de 7,8MW (escala momento magnitud), que causó efectos correspondientes a un “terremoto mayor y graves daños” (escala VIII Mercalli), el terremoto tuvo como epicentro el cantón Pedernales provincia de Manabí, a unos 170 km de la capital. El evento fue atribuido al empuje de fallas poco profundas de las placas de Nazca y Sudamericana con el hipocentro localizado en el océano Pacífico a una profundidad de 20 kilómetros (Vistín, 2019).

El movimiento más fuerte se registró en la estación PDNA de Pedernales a aproximadamente 20 km de la falla, con una $PGA=1,41g$ y $PGA= 0,81g$ en las componentes EO y NS respectivamente. En otra ubicación de la misma estación se registró una $PGA = 1,03g$ y $0,94g$ en dirección EO y NS, respectivamente (IGM, 2016).

Durante varios meses posteriores se produjeron más de 1200 réplicas, destacándose dos de 6,2 MW acontecidas en la mañana del 20 de abril, con epicentro en la misma zona a 20 km de Muisne y a 15 km de profundidad (IGM, 2016).Se puede ver en la Fig. 7.

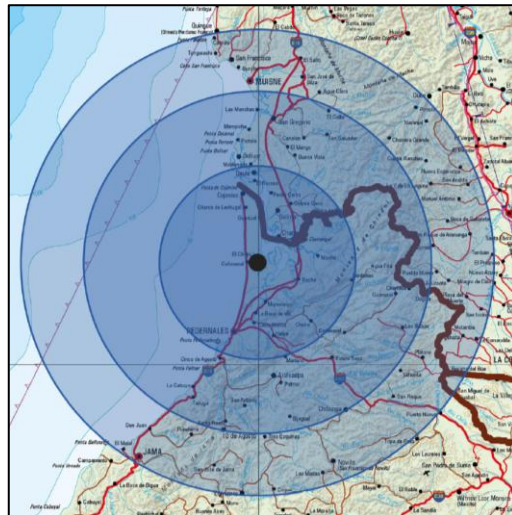


Figura 7-1 : Epicentro del terremoto del 16 de abril Ecuador

Fuente: Atlas, estimación provisional de edificaciones destruidas y afectadas – Sismo 16-04 2016. pdf

La intensidad es un indicador de la fuerza del evento, y mide los efectos causados sobre personas, objetos e infraestructura. Según la Escala Macrosísmica europea (EMS98), que es una actualización de la Escala de Mercalli, el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional levantó la información de líneas isosistas luego del 16A16,

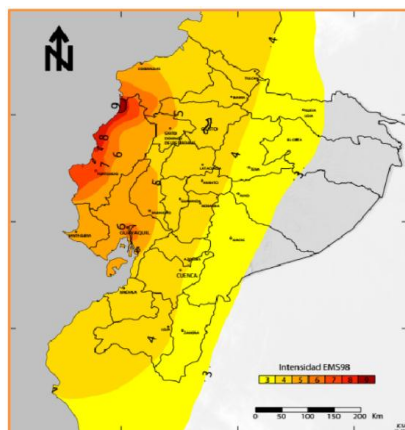


Figura 8-1: Mapa de isosistas luego del terremoto 16A16, Ecuador

Fuente: Atlas, estimación provisional de edificaciones destruidas y afectadas – Sismo 16-04-2016.pdf

Tal como se indica en la Fig. 8, los efectos más desastrosos se produjeron en la Costa ecuatoriana, y principalmente en los centros urbanos de Pedernales, Bahía de Caráquez, Canoa, Chone, Manta, Muisne, y Portoviejo, con los infortunios detallados en la Fig. 9.

661	12	6274	113	28678	696666
Personas fallecidas	Personas desaparecidas	Personas heridas y otras afecciones directas	Personas rescatadas con vida	Personas albergadas	Kits de alimentos entregados

Figura 9-1: Efectos causados por el terremoto 16A16

Fuente: <https://goo.gl/YoFnhK>.2016

1.6.3 Daños en infraestructura ocasionados el 16A16

Posterior al suceso, los organismos gubernamentales efectuaron el levantamiento de información. Usando georeferenciación de mosaico de ortofotos a escala 1:5.000 de los años 2011-2015, en contraste con el mosaico fotográfico georeferenciado a escala 1: 5.000 con fecha de toma 18 de abril 2016 del área urbana a nivel de edificaciones, e información del INEC del pre-censo 2010 con la población de las edificaciones, se cuantificó la magnitud de la afectación, como se evidencia en la Fig. 10.

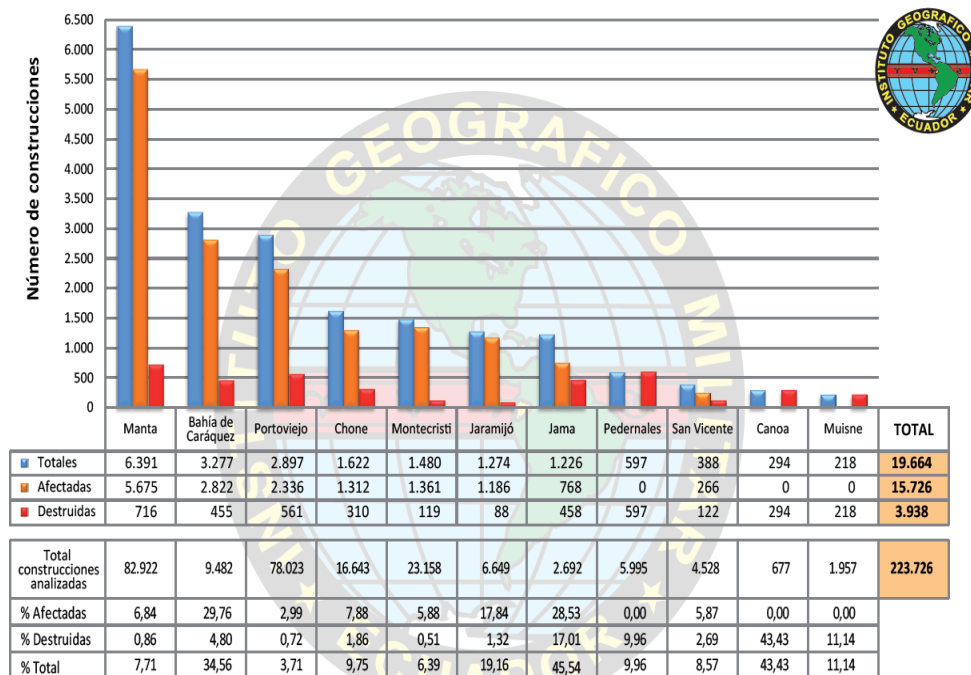


Figura 10-1: Número de construcciones afectadas y destruidas luego del 16A16, Ecuador
Fuente: Atlas, estimación provisional de edificaciones destruidas y afectadas – Sismo 16-04-2016.pdf

1.6.4 Tipología estructural más afectada por el sismo 16A16

Según el estudio realizado por Vistín (2019), en el cual se procesa los registros de aceleración de varias estaciones de la provincia de Manabí, se establece que la demanda sísmica en la localidad de Pedernales, superó por mucho los parámetros establecidos en la gráfica de pseudo aceleración de la normativa NEC-SE-DS: 15 de peligro sísmico, en la cual se establece la magnitud de la aceleración en función de la gravedad, a la que se ve expuesta una determinada estructura. En la Fig. 11., se evidencia el acelerograma registrado en la estación APED de Pedernales.

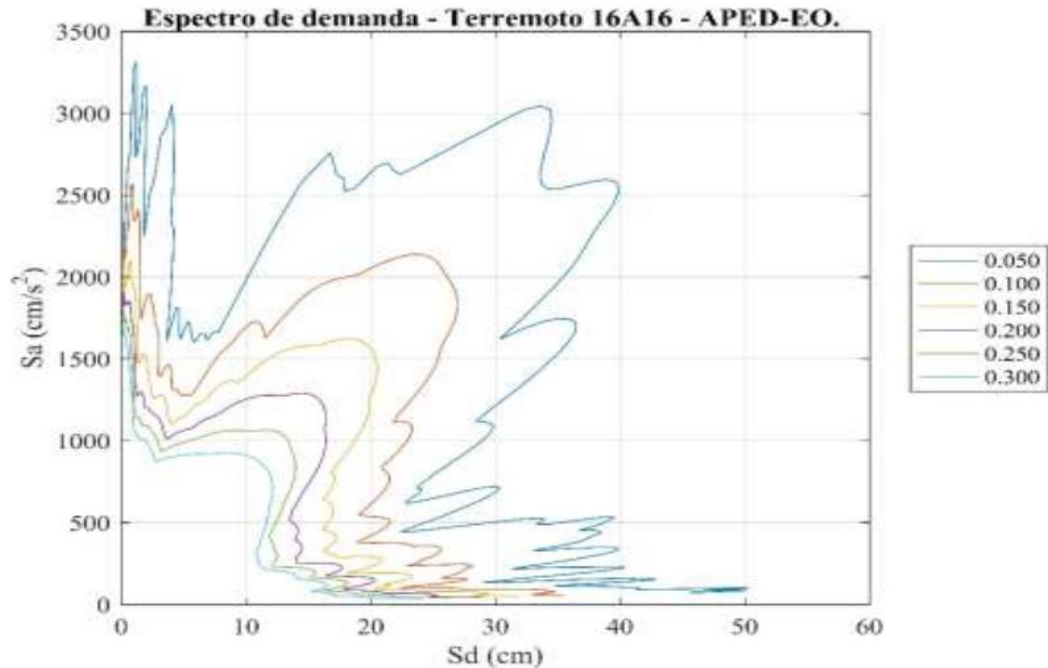


Figura 11-1: Espectro ADRS del terremoto 16A16, estación APED-EO

Fuente: Evaluación crítica de la norma NEC15-SE-DS. Aplicación al terremoto de 2016.

Cabe mencionar que las Normas Ecuatorianas de Construcción (NEC), exponen las exigencias y metodologías que deberán ser utilizadas al diseño sísmo resistente de edificios principalmente y, en segundo lugar, a otras estructuras; complementadas con normas extranjeras reconocidas. Según lo establecido en la norma NEC15-SE-DS para el diseño de estructuras de ocupación especial y/o esencial y otras estructuras diferentes a las de edificación; es recomendado utilizar varios niveles de peligro sísmico con el propósito de corroborar el cumplimiento de distintos niveles de desempeño, en concordancia con lo establecido en la metodología de la norma. Por ello, se usan curvas de peligro sísmico, presentada en esta sección.

Es importante señalar que, en la investigación antes citada, el autor presenta una comparativa mediante una la gráfica de la demanda sísmica del 16A16 y la curva de la NEC-SE-DS: 15 en el formato S_a vs. T . En dicha gráfica se puede observar de manera clara, que las estructuras con períodos cortos (edificaciones de 1, 2 o 3 plantas) fueron las más afectadas pues supera la magnitud de aceleración de diseño suministrada por la norma NEC, dando de esta manera un resultado relevante en este análisis, mientras que para estructuras de períodos largos la magnitud de la aceleración es similar, tal como se indica en la Fig. 12.

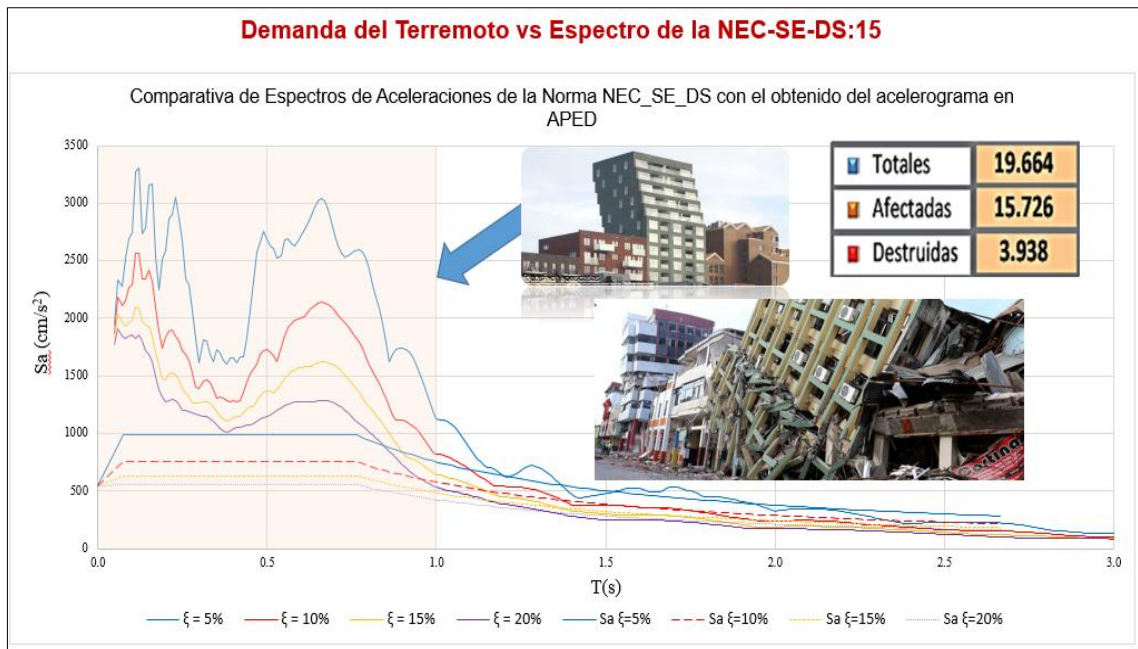


Figura 12-1: Demanda del terremoto 16A16 estación APED, vs Espectro NEC-SE-DS: 15
Fuente: (Vistín, 2019)

CAPITULO II

2. PROPUESTA Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA METÁLICA

2.1 Normativa para el diseño de estructuras metálicas

Para generar modelos estructurales confiables y seguros, es necesario seguir los lineamientos que se definen en las normativas técnicas de diseño. Para este fin, en el Ecuador se dispone de la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC: 2015). Estas anteriormente mencionadas, a la vez se complementan con las normativas norteamericanas ANSI/AISC, ASCE, FEMA, AWS, entre otras. Enmarcados en el propósito del presente trabajo, para llegar a definir un modelo estructural, se hace uso de todos los estándares antes mencionados, sin embargo, al ser necesaria una configuración sismo resistente, es necesario hacer hincapié en las principales disposiciones de la NEC_SE_DS:2015 - Peligro Sísmico, mismas que definen las condiciones para generar estructuras sismo resistentes.

2.2 Fundamento teórico de la NEC-SE-DS: 15

La norma ecuatoriana se basa en el diseño basado en el desempeño que permite comprobar las estructuras para el nivel de seguridad de vida. Para poder caracterizar el comportamiento de una estructura, esta normativa analiza: El comportamiento elástico lineal e inelástico del sistema estructural, la zona sísmica, el tipo de suelo, la capacidad de disipación de energía, la tipología estructural, el uso y la importancia.

La filosofía basada en el desempeño de la NEC está enfocada en evitar la pérdida de vidas humanas, lo cual busca impedir el colapso de la estructura para el sismo de diseño, evento que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años.

Para cubrir este objetivo, la NEC_SE_DS:2015 considera los siguientes niveles de frecuencia y amenaza sísmica:

- Sismo frecuente (leve),
- Sismo ocasional (moderado),
- Sismo raro (severo), **sismo de diseño** con periodo de retorno de 475 años,
- Sismo muy raro (extremo), con periodo de retorno de 2500 años, utilizado para la evaluación de estructuras especiales y esenciales.

Como se ha mencionado, la NEC establece requisitos de diseño para el nivel de seguridad de vida, a través del requerimiento de *No Colapso de la Estructura*, más no establece lineamientos claros para limitación del daño en la estructura para sismos frecuentes y ocasionales, como si se presenta en normativas internacionales.

Las estructuras especiales y esenciales, deben diseñarse para fuerzas no menores que las estipuladas en el método estático, o menor que aquellas fuerzas que resulten de utilizar la aceleración máxima esperada del lugar de emplazamiento, las cuales se obtienen de las curvas de peligro sísmico para el sismo de diseño, sin aplicar el factor de importancia.

- Para estructuras de ocupación esencial, se deberá comprobar un correcto desempeño sísmico inelástico para:
 - *Nivel de seguridad de vida*, para el sismo de diseño.
 - *Nivel de prevención del colapso*, para el sismo severo.
- Para estructuras de ocupación especial, se deberá comprobar un correcto desempeño sísmico inelástico para:
 - *Nivel de prevención del colapso*, para el sismo severo.

2.3 Requisitos de diseño de la NEC-SE-DS: 15

El modelo estructural debe satisfacer las condiciones:

- a) Seguridad de vida (Capacidad resistente)

Para cumplir este requisito se debe asegurar que ningún elemento estructural supere los límites de falla según lo dispuesto por la normativa NEC y los estándares complementarios de diseño estructural. Se considera que se satisface los criterios de resistencia, si el coeficiente demanda/capacidad de los miembros estructurales están por debajo de la unidad.

- b) Limitación del daño (Control de deformaciones)

Se debe asegurar que la estructura cumpla con los límites de deriva inelástica máxima ΔM definida por la NEC-SE-DS:15.

$$\Delta M < \Delta M_{m\acute{a}x}$$

- c) Ductilidad

Se debe diseñar la estructura para que pueda disipar energía de deformación inelástica, mediante el uso adecuado de las técnicas de diseño por capacidad y/o mediante el uso de dispositivos de control sísmico.

2.4 Peligrosidad Sísmica

Según varios autores, la peligrosidad sísmica es considerada como la probabilidad de que el valor de un cierto parámetro que mide el movimiento del suelo (intensidad; aceleración; etc.) sea superado en un determinado periodo de tiempo (t), también llamado periodo de exposición.

En la normativa de “peligro sísmico”, el territorio ecuatoriano ha sido subdividido en seis zonas, esta categorización representa la peligrosidad sísmica la cual está basada en los registros sísmicos históricos en los que la aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad sísmica han sido cuantificados, y la probabilidad de ocurrencia determinada. En la Fig. 13 se muestran el mapa de zonificación sísmica del Ecuador, en el que el valor Z representa la aceleración máxima en roca como fracción de la gravedad.

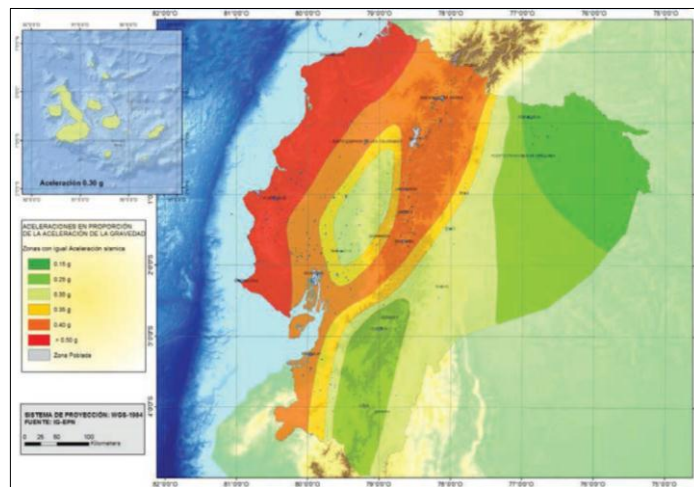


Figura 1-2: Mapa de peligrosidad sísmica del Ecuador
Fuente: Norma NEC-SE-DS: 2015.

En este punto, es transcendental destacar la importancia del diseño estructural frente a sismos, puesto que el territorio ecuatoriano contiene una zona de saturación $> 0.5g$, es decir, la magnitud de las cargas sísmicas sobre las infraestructuras es la acción más virulenta a la cual deben hacer frente, por lo cual, el proyectista no debe infravalorar estos efectos en ningún sistema estructural. El Ecuador se encuentra entre las zonas de mayor peligro sísmico de la región continental suramericana, como se señala en (Seismic Hazard, Risk, and Design for South America, 2018).

2.5 Estudio de tipo de suelo

Antes de efectuar el diseño estructural, es necesario conocer el tipo de suelo que va a soportar a la infraestructura. El estudio del suelo permite conocer las características físicas, químicas y mecánicas del terreno, de esta manera, es posible conocer su capacidad portante y el nivel de profundidad a la cual se deben fundar un determinado tipo de cimentación.

Los suelos del Ecuador se distinguen por su gran diversidad, son un sistema complejo y diverso de climas, biodiversidad y paisajes presentes debido a la combinación del carácter ecuatorial del área y su altitud. Para la realización de este trabajo, no es posible efectuar este estudio pues éste es un análisis in-situ, el cual debe practicarse en la locación real que se va a emplazar la estructura, por tal motivo, en el capítulo 3 se justifica la selección de un tipo de suelo que suponga una acción desfavorable para el comportamiento estructural.

Los suelos rígidos generalmente tienden a amplificar las vibraciones de frecuencias altas, mientras que los suelos blandos tienden a amplificar las señales de frecuencias bajas. En la Fig. 14, se muestra el espectro de diseño de aceleraciones de la norma NEC-SE-DS: 15, y el efecto de los suelos blandos, los cuales como se observa, amplifican la meseta del espectro, es decir, se prolonga el rango de aceleración máxima. (Véase Anexo B)

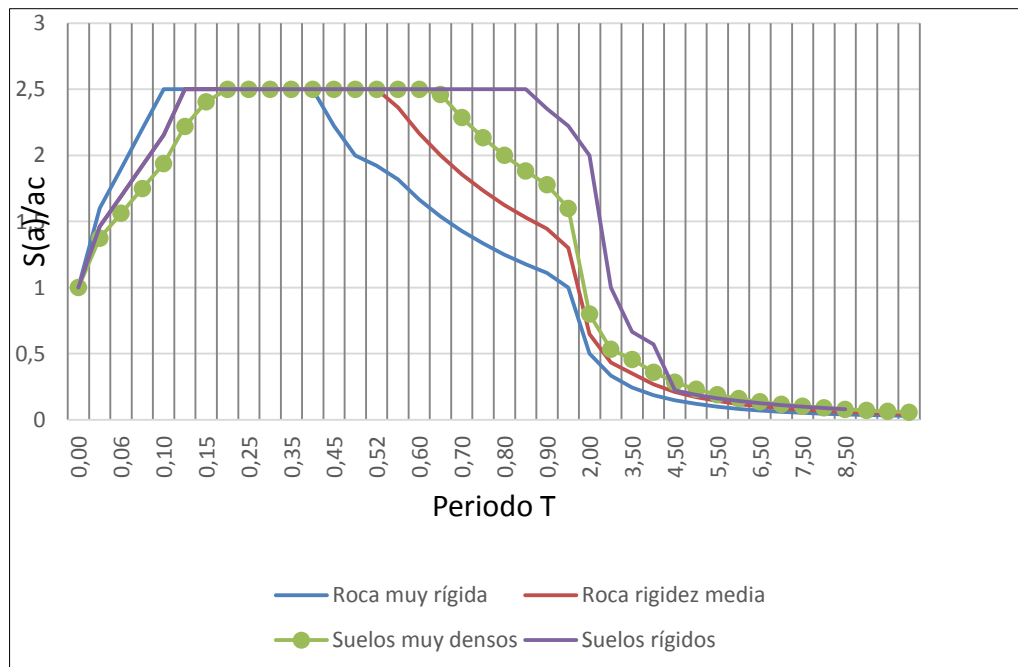


Figura 2-2: Espectro elástico de aceleraciones para diferentes tipos de suelo
Fuente: (Vistín, 2019)

La clasificación de tipo de suelo de la norma NEC-SE-DS está en función de: la velocidad de las ondas transversales de corte (V_s), la resistencia a la penetración estándar, y la resistencia al corte sin drenaje, esta se muestra en la tabla 2.

Tabla 1-2: Clasificación de los tipos de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$760 \text{ m/s} \leq V_s < 1500 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante,	$360 \text{ m/s} \leq V_s < 760 \text{ m/s}$
	o Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50; S_u \geq 100 \text{ kPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} \leq V_s < 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.	$15 \leq N < 50$ $50 \text{ kPa} \leq S_u < 100 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $W > 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Suelos especiales	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Fuente: NEC-SE-DS. 2015

2.6 Tipos de cimentación

Existe un gran número de tipos de cimentaciones como: cimientos superficiales, cimiento ciclópeo, cimientos de concreto armado, cimentaciones corridas, cimentación por zapatas, cimentación flotante, cimentaciones profundas, cimentación por pilotes. Para el caso en estudio, a continuación, se hace referencia a los tipos de cimentación más adecuados para infraestructura de vivienda.

2.6.1 Cimientos superficiales

Son aquellos que yacen sobre las capas superficiales del suelo y que son capaces de soportar la carga de la construcción por medio de la ampliación de área. El material más empleado en este tipo de cimentación es la piedra, siempre que sea resistente y maciza. Sin embargo, es preferible usarlo en combinación con hormigón armado.

2.6.2 Cimentaciones corridas

Este es un tipo de cimentación de concreto armado que se fabrica linealmente a una profundidad y anchura que está en función del tipo de suelo. Se utiliza para transmitir las cargas provenientes de estructuras de muros portantes. Es usual su uso para soportar muros de cerca, muros de contención de peso elevado, etc. No se recomiendan las cimentaciones corridas para suelos blandos.

2.6.3 Cimentaciones de zapatas aisladas

Las zapatas pueden ser de concreto en masa o concreto armado, de planta cuadrada o rectangular. Se usan como elementos de soporte de los elementos verticales de estructuras sobre suelos homogéneos de estratigrafía sensiblemente horizontal.

Las zapatas aisladas de concreto armado se utilizan para firmes superficiales, o en masa para firmes ligeramente más profundos. La profundidad del plano de se fija en función del informe del estudio de suelo, tomando en cuenta que el terreno que queda por debajo de la cimentación no quede alterado.

2.7 Metodologías de diseño sismo resistente según la NEC-SE-DS: 15

La norma NEC de peligro sísmico se basa en el método de cálculo de Diseño Basado en Fuerzas (DBF) y de forma complementaria en el Diseño Basado en Desplazamientos (DBD). El DBF tiene como principio: a mayor resistencia de la estructura, menor será la afectación de las fuerzas externas. Este método controla los daños de la estructura a partir de factores de reducción de resistencia, además considera que la rigidez se toma independientemente de la resistencia de la estructura, mientras que en el caso del periodo de vibración se estima de forma aproximada conociendo ciertas características del edificio.

Los métodos estáticos lineales y pseudo-dinámicos son ambos obligatorios para todo tipo de estructuras, con excepción de las estructuras totalmente regulares.

El Diseño Basado en Desplazamientos (DBD), según la norma lo prescribe como un método alternativo y/o complementario al DBF, el DBD parte de un desplazamiento objetivo (desplazamiento de diseño), que es función del desempeño (o nivel de daño) deseado en la estructura y proporciona la resistencia lateral requerida para alcanzar ese desempeño. Este método ha sido desarrollado para considerar no solamente los aspectos resistivos de una estructura, sino también su desempeño cuando está sujeta a cualquier tipo de cargas. Este consiste en reemplazar a toda la estructura en su estado de máxima deformación por un sistema elástico de un solo grado de libertad con amortiguamiento viscoso.

El DBD puede ser utilizado para el diseño sismo resistente de estructuras regulares o con poca irregularidad: Edificios de hormigón armado o acero, y edificios con muros estructurales.

En la tabla 3., se presenta un resumen de los métodos de cálculo en función de la característica estructural según la NEC-SE-DS.

Tabla 2-2: Métodos de análisis aplicables según NEC_SE_DS: 15

Característica estructural	Diseño Basado en Fuerzas (DBF)			Diseño Basado en Desplazamientos (DBD)
	Análisis estático (Análisis de fuerza lateral equivalente) ¹	Análisis modal del espectro de respuesta	Análisis paso a paso en el tiempo	
Estructuras regulares	O	P	P	P
Estructuras irregulares ²	NP	P	P	
Estructuras con disipadores de energía	NP	P	P ⁰	
Todas las estructuras no mencionadas	NP	P	P	
<p>1 = El análisis estático se aplicará como mínimo a toda estructura. 2 = Para el análisis dinámico de estructuras irregulares debe usarse un modelo tridimensional. P⁰ = Obligatorio; P = Permitido; NP = No permitido</p>				

Fuente: NEC_SE_DS.2015

Los métodos de cálculo simplificados se aplican para estructuras que cumplan con los criterios de regularidad tanto en planta como en alzado, si esto no se cumple se requiere analizar la estructura mediante un análisis sísmico competente.

2.8 Modelación y análisis estructural

2.8.1 Modelo arquitectónico propuesto

En la arquitectura, existen variadas conceptualizaciones sobre lo que es un modelo, sin embargo, generalmente varios autores lo conciben como una edificación, normalmente un edificio paradigmático o arquetípico, que tiene como finalidad servir de referente o de inspiración para crear una obra nueva, que se diferencie de las demás. Otros investigadores de este tema, señalan que un modelo arquitectónico es la base para tomar decisiones, a partir del cual se concebirán diferentes modelos según distintas hipótesis derivados de cálculos a nivel estructural, eficiencia energética y costos económicos. A veces también, se usa para referirse a una maqueta (como anglicismo de *scale model*), representación o reproducción construida normalmente a una escala menor con la intención de mostrar la imagen del edificio o de una parte suya, estudiar sus detalles constructivos, comprobar su funcionamiento o juzgar su apariencia.

Dentro de la normativa técnica ecuatoriana no se establece un valor cuantitativo para definir el espacio necesario por habitante en una vivienda, por lo tanto, se ha recurrido a las recomendaciones de la normativa argentina en donde, según el Artículo 40° de la Ley 8912 el mínimo computable, a los efectos de balances generales o distritales de superficie se define una densidad para conjuntos habitacionales, un índice de concentración o de hacinamiento de diecinueve metros cuadrados ($19 \text{ m}^2/\text{habitante}$).

Por lo tanto, el proyecto de vivienda aquí propuesto, que comprende un área de 96 m^2 . Se dispone de una capacidad para 5 habitantes. La propuesta de esta vivienda de dos plantas se justifica, pues, según información obtenida de la última encuesta “Condiciones de vida IV Ronda” publicada en abril del 2015, el número de miembros promedio por hogar durante el periodo noviembre 2013 a octubre 2014 es de 4 personas (ILFAM, 2016).

Por supuesto, este informe también indica que la previsión de crecimiento poblacional, podría incrementar la probabilidad de que este número se vea incrementado.

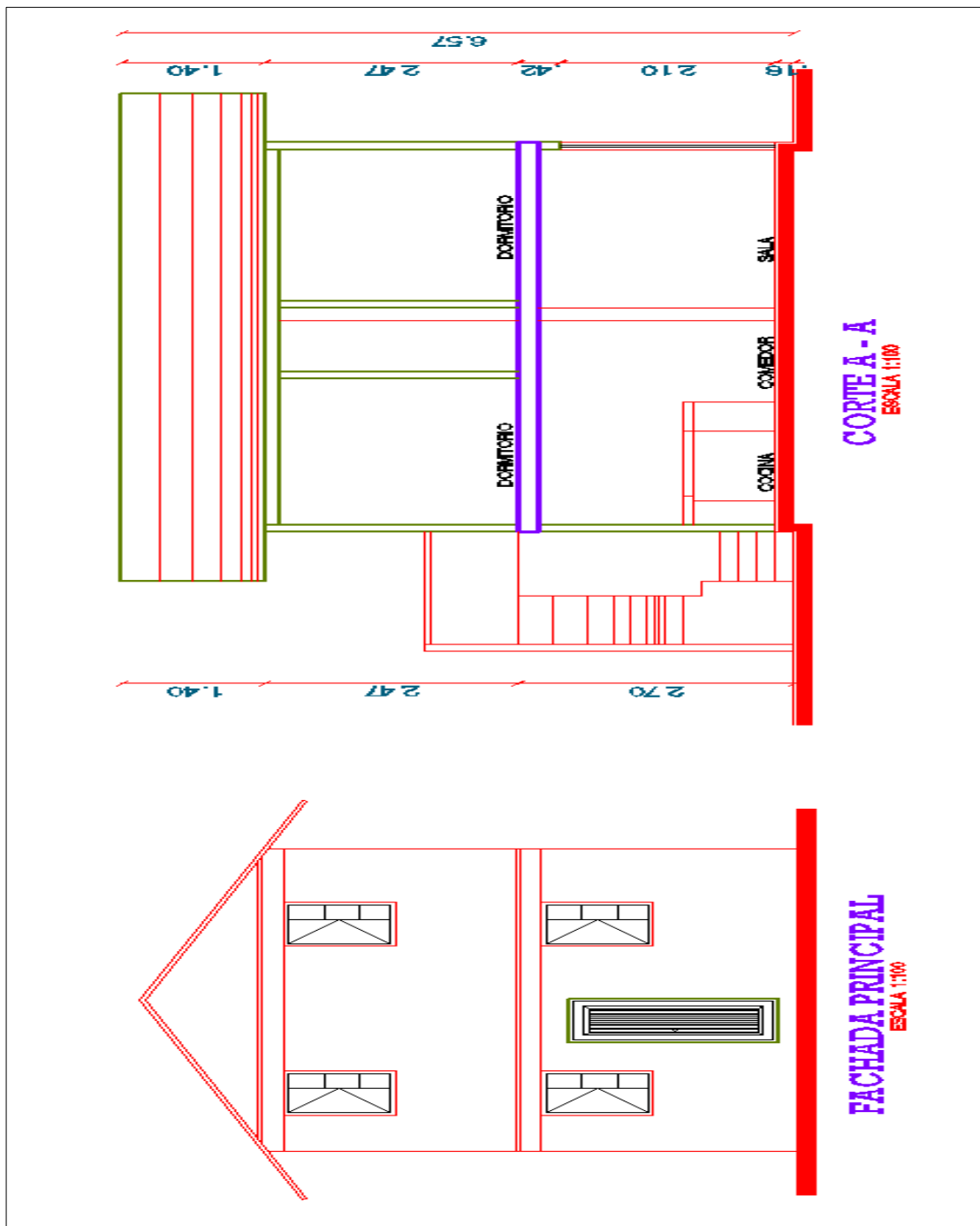


Figura 3-2: Modelo arquitectónico propuesto de vivienda unifamiliar – Elevación

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

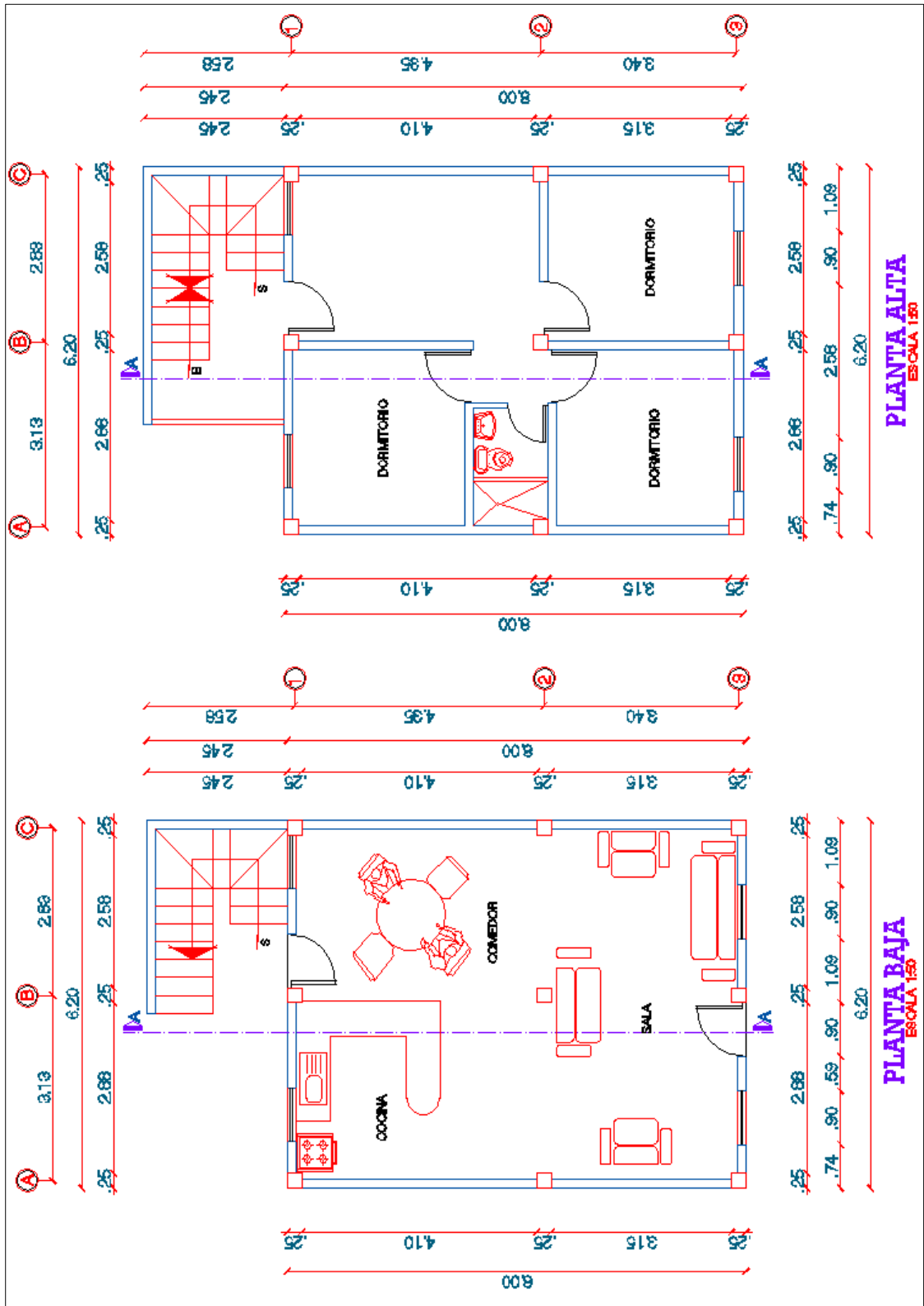


Figura 4-2: Modelo arquitectónico propuesto de vivienda unifamiliar - Planta.

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

El modelo arquitectónico que se presenta es una vivienda unifamiliar que consta de:

3 Planta baja: Sala, Comedor, Cocina

4 Planta alta: 3 dormitorios, sala de estar y baño completo

El modelo está concebido para ser diseñado con perfiles metálicos, mismos que conformarán todos los componentes del sistema estructural principal, secundario y el techo a dos aguas. Las uniones de los perfiles se efectuarán por soldadura; de ser necesario se utilizará arriostramientos en los pórticos para cumplir los requisitos de rigidez definidos por la NEC-SE-DS: 15. El entrepiso estará formado por una losa aligerada de 11 cm de espesor, este a su vez, con recubrimiento de cerámica de aproximadamente 2 cm de espesor. Los techos de cada nivel estarán cubiertos por cielo falso dentro del cual se albergarán las instalaciones eléctricas e hidrosanitarias. El modelo arquitectónico propuesto se muestra en las Fig. 1-3 y Fig. 2-3.

2.8.2 Localización de la vivienda

En base al objetivo del presente trabajo, el cual pretende definir un modelo de vivienda familiar con prestaciones adecuadas, funcionalidad y seguridad; Es necesario considerar las condiciones más desfavorables a las cuales tendría que hacer frente la estructura, en cualquier parte del territorio ecuatoriano. Cabe recalcar que la acción más virulenta que afecta a todo tipo de infraestructuras en nuestro país es el sismo, lo cual, hace que las acciones de viento queden en segundo plano por su bajo efecto en la integridad de la estructura en comparación con la acción sísmica. Por lo tanto, se propone efectuar el análisis estructural para una zona de alta demanda sísmica.

Es importante mencionar que del levantamiento de información post terremoto, se identificó que gran parte de las zonas más afectadas estaban localizadas sobre suelos tipo C, por esa razón, se tomará igualmente esta referencia para efectuar el análisis sísmico porque supone un mayor reto a superar para el modelo estructural.

2.8.3 Materiales y métodos

En esta sección se definen las cargas actuantes sobre la estructura. En primer lugar, se define las acciones sobre la estructura principal de la vivienda, y posteriormente las cargas sobre la cubierta a dos aguas. Las combinaciones de carga se aplicarán como indica la normativa NEC-SE-CG: 15

El material a utilizarse es acero A36 que está determinado por las siguientes propiedades: Módulo de elasticidad (E) =2043000 kg/cm², acero de fluencia Fy de 2540 kg/cm², y G = 789000 kg/cm².

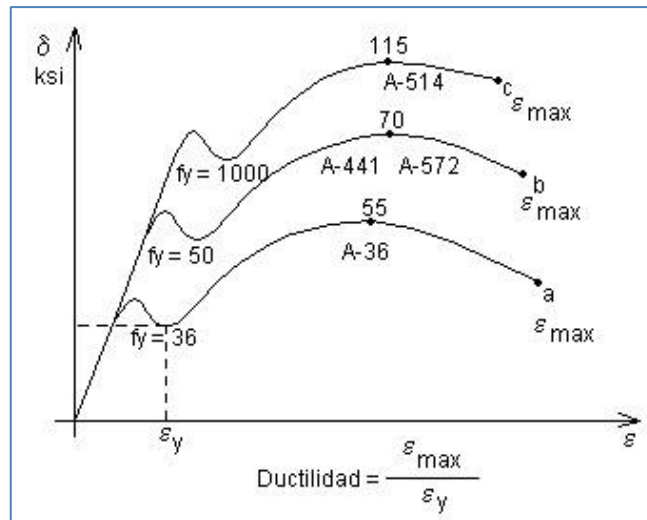


Figura 5-2: Esfuerzo deformación, distintos aceros

Fuente: <http://descom.jmc.utfsm.cl/proi/materiales/ClasAceros/astm/estr.html>,2021

2.9 Prediseño

2.9.1 Cargas

2.9.1.1 Carga muerta

Las cargas que se consideran como carga permanente en el modelo estructural son: Peso propio (CM) y Sobre carga permanente (SCP), el resumen se presenta en la Tabla 1-3.

Tabla 3-2: Sobrecarga permanente SCP del modelo propuesto

Elemento	Descripción	Carga (kgf/m ²)
Entrepiso (11 cm desde el valle)	Steel deck, hormigón, malla electro soldada, Conectores	260
Acabados de piso	Mortero, cerámica	30
Muros	Bloque hueco 15 cm, mortero de recubrimiento, revestimiento de acabado	(a)
Instalaciones	Eléctrico, hidrosanitario, cielo falso	30

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

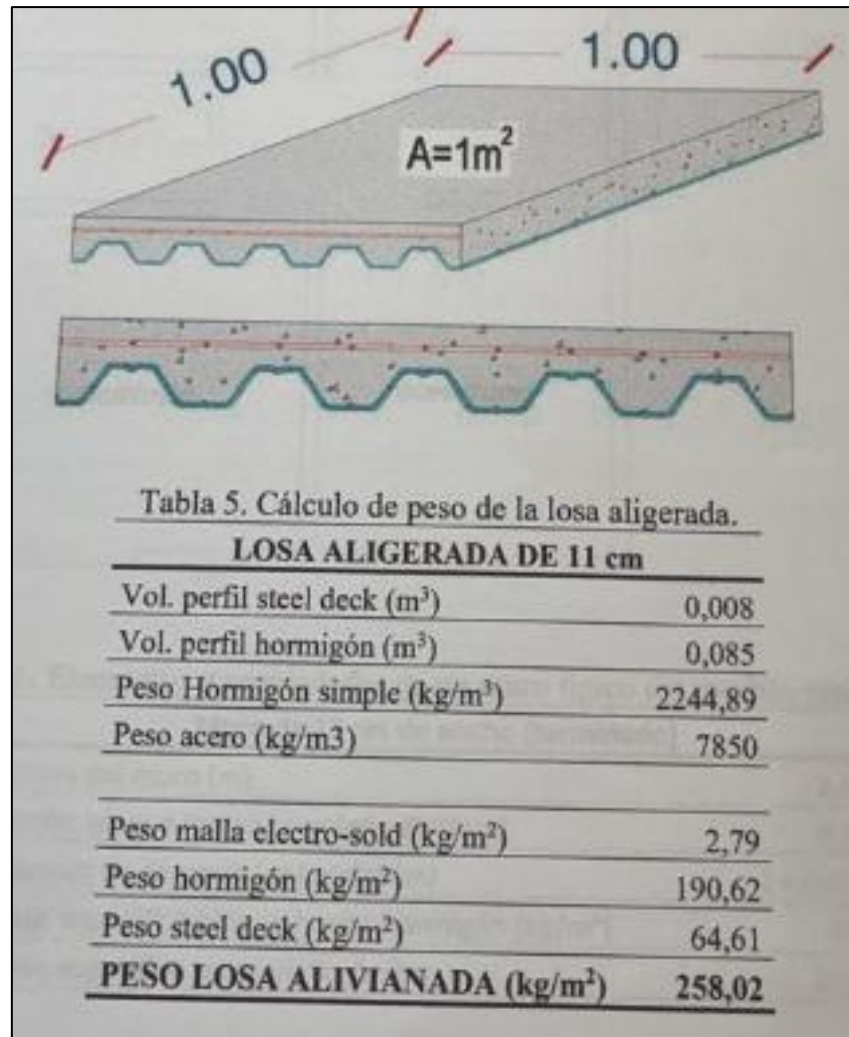


Figura 6-2: Placa colaborante

Fuente: Tesis Olmedo.Espoch.Mecánica.2010

$$PP \text{ macillado y enlucido} = 0.02 * 2.2 \frac{T}{m^3} = 0.0440 \frac{T}{m^2}$$

$$PP \text{ acabados} = 0.022 \frac{T}{m^2} \text{ porcelanato}$$

$$PP \text{ instalaciones} = 0.01 \frac{T}{m^2}$$

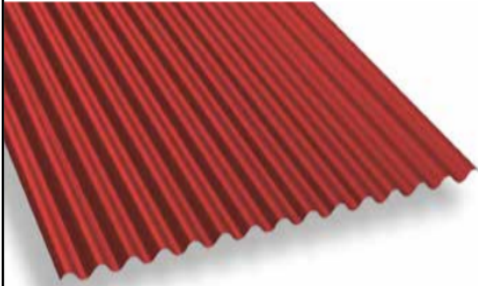
$$PP \text{ paredes vivienda} = 0.20 \frac{T}{m^2}$$

$$PP \text{ paredes oficinas} = 0.25 \frac{T}{m^2}$$

H. Cielorrasos y Cubiertas		kN/m ²
De yeso sobre listones de madera (incluidos los listones)		0,20
De mortero de cemento compuesto de cal y arena		0,55
Plancha ondulada de fibrocemento:	de 8 mm de espesor	0,20
	de 6 mm de espesor	0,15
Chapa ondulada de acero galvanizado:	de 0,5 mm de espesor	0,07
	de 0,8 mm de espesor	0,09

36 Hiansa · Chapas Perfiladas

MO-18 MINIONDA CHAPA PERFILADA MINIONDA



ACABADO
Prelacado /Galvanizado

ESPESORES (mm)
Hasta 1.2

ANCHO ÚTIL 1064 mm

USO
Fachadas
Cubiertas

mm	0,5	0,6
kg/m ²	4,91	5,88

PERFORABLE

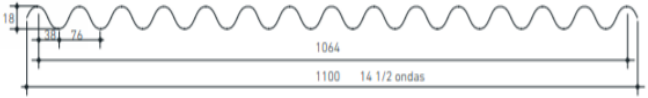


Figura 7-2: Pesos propios NEC-15

Fuente: Hiansa. Catálogos de cubiertas.2021

Sobre carga permanente Piso 1= Losa ligerada+acabados+muros+instalaciones

Sobre carga permanente Piso 1= $0.26 \text{ T/m}^2 + 0.03 \text{ T/m}^2 + 0.25 \text{ T/m}^2 + 0.03 \text{ T/m}^2$

Sobre carga permanente Piso 1= $0.57 \text{ T/m}^2 = 0.60 \text{ T/m}^2$

Sobre carga permanente Piso 2= instalaciones+Chapa ondulada de acero galvanizado 8mm

Sobre carga permanente Piso 2= $0.03 \text{ T/m}^2 + 0.009 \text{ T/m}^2$

Sobre carga permanente Piso 2= 0.039 T/m^2

Rango normal. Pesos acabados+ paredes+inst+deck= $0.40-0.65 \text{ T/m}^2$ OK

2.9.1.2 Carga viva

La carga viva se define a partir de las disposiciones de la NEC-SE-CG: 2015, como se muestra en la Tabla 5.

Tabla 4-2: Resumen de carga viva sobre el modelo estructural propuesto

Carga Viva (CV)	
Ocupación	Carga uniforme (kgf/m ²)
Residencias Hoteles y residencias multifamiliares / habitaciones	204

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Bodegas de almacenamiento (serán diseñadas para la mayor carga prevista) Livianas Pesada	6,00 12,00	
Coliseos (ver estadios y graderíos)		
Comedores y restaurantes	4,80	
Construcción ligera de placa de piso sobre un área de 625 mm²		0,90
Corredores-pasarelas-plataformas para mantenimiento	2,00	1,33
Corredores Primer Piso Otros pisos de igual ocupación, excepto si existe otra indicación	4,80	
Cubiertas Cubiertas planas, inclinadas y curvas Cubiertas destinadas para áreas de paseo Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	0,70 3,00 4,80	

Figura 8-2: Carga viva cubiertas

Fuente: NEC15 cap. 4.2.1.2015

2.9.1.3 Carga viva uso LL

- Ceniza volcánica LL.- La ceniza volcánica seca tiene una densidad de 400-700kg/m³, al humedecerse con agua lluvia, su densidad se puede incrementar entre un 50% a un 100%. La acumulación de ceniza sobre techos genera una sobrecarga que podría producir el colapso

del mismo, resultando en daños económicos y muerte (USGS, 2010). Por ejemplo, una capa de ceniza seca de 210 cm de espesor representará una carga extra de 40-70 kg/m², pero si la ceniza está húmeda, los 10 cm de espesor representarán una carga de 100-125 kg/m². (CIGERCC, 2012).

- Carga de granizo S.- Se considerará una acumulación de granizo en corto tiempo. Se debe tomar en cuenta para regiones del país con más de 1500 msnm, las cargas de granizo S, tal como se especifica en los siguientes párrafos...

$S = \rho_s \cdot H_s$	
Dónde:	
ρ_s	Peso específico del granizo (en defecto: 1000 Kg/m ³)
H_s	Altura de acumulación (m)

Para cubiertas con pendientes menores del 15%

Se debe considerar una carga de granizo mínima de 0.50 kN/m²

Para cubiertas con pendientes menores del 5%

Se debe considerar una carga de granizo mínima de 1.0 kN/m²

En los sitios donde sea necesario considerar la carga de granizo, se adicionará una sobrecarga de 1.0 kN/m² en las áreas de los aleros, en un ancho del 10% de la luz libre, medido desde el borde hacia el apoyo y no menor a 1000 mm.

$$\text{Pendiente Máxima 1} = 1.40\text{m}/3.42\text{m} = 40\%$$

$$\text{Pendiente Máxima 2} = 1.40/3.16 = 44\%$$

Como la cubierta tiene una buena inclinación se opta por coger la carga mínima de granizo de 0.05T/m², siendo adicionada 0.1T/m² correspondiente a 10cm calculado y de la norma como mínimo, en un 10% del ancho en los aleros en una distancia no menor a 1m.

Tabla 5-2: Parámetros de definición de la carga de granizo

Cubierta 50 kg/m²								
Cubierta central			Corono central			Aleros		
Longitud correa	4.35	Ver en sap	Longitud corre	4.35	Ver en sap	Longitud corre	4.35	M
Espacio	0.8	Ver en sap	Espacio	0.55	Ver en sap	Espacio	0.75	M
Área	3.48	M ²	Área	2.3928	M ²	Área	5.0025	M²
P	174	Kg	P	119.625	Kg	P	250.125	Kg
Distribuida	40	Kg/m	Distribuida	27.5	Kg/m	Distribuida	67.5	Kg/m
Muerta								
Catalogo	9	Kg/m ²	NEC 0.09T/m ² chapa ondulada					

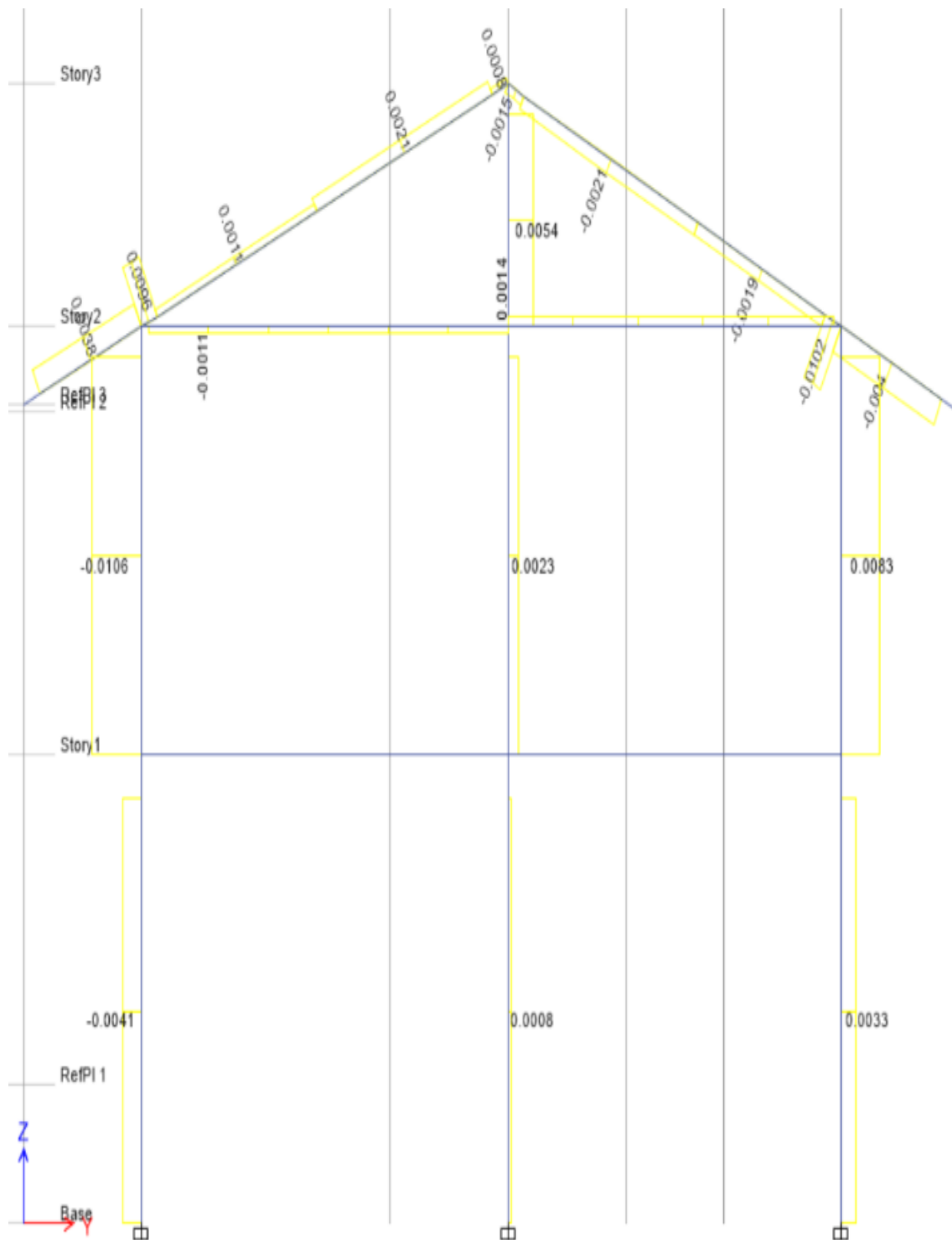


Figura 9-2: Carga de viento
 Realizado por: Huacho G, Raúl, 2021

2.9.2 Prediseño de Viguetas

Una vigueta es un miembro estructural horizontal que se usa para enmarcar un espacio abierto, a menudo entre vigas que luego transfieren cargas a miembros verticales.

2.9.2.1 Prediseño Viguetas Primer piso

$CM=0.60 \text{ T/m}^2$ (carga muerta)

Carga viva = $0,204 \text{ T/m}^2$

Carga última (qu)

$qu = 1,2CM + 1,6CV$

$qu = 1,2 * 0,6 + 1,6 * 0,204$

$qu = 1.05 \text{ T/m}^2$

Panel crítico

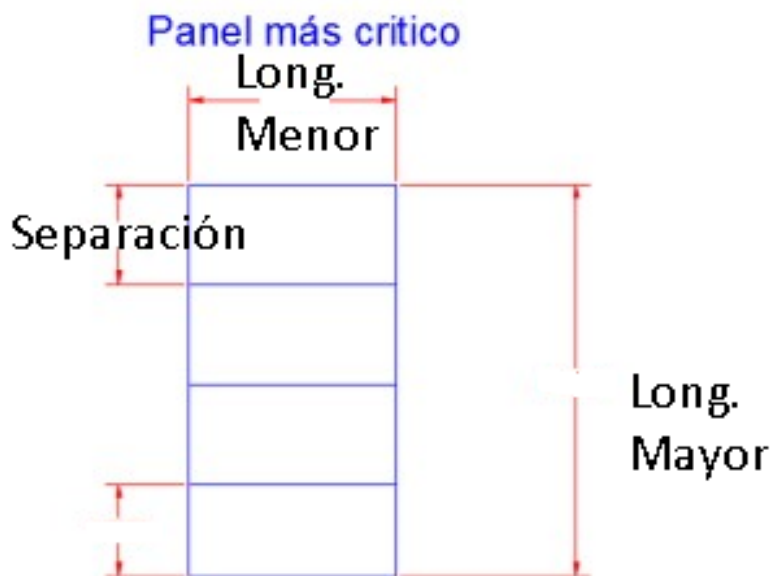


Figura 10-2. Cargas en viguetas primer piso

Realizado por: Huacho Raúl. 2021

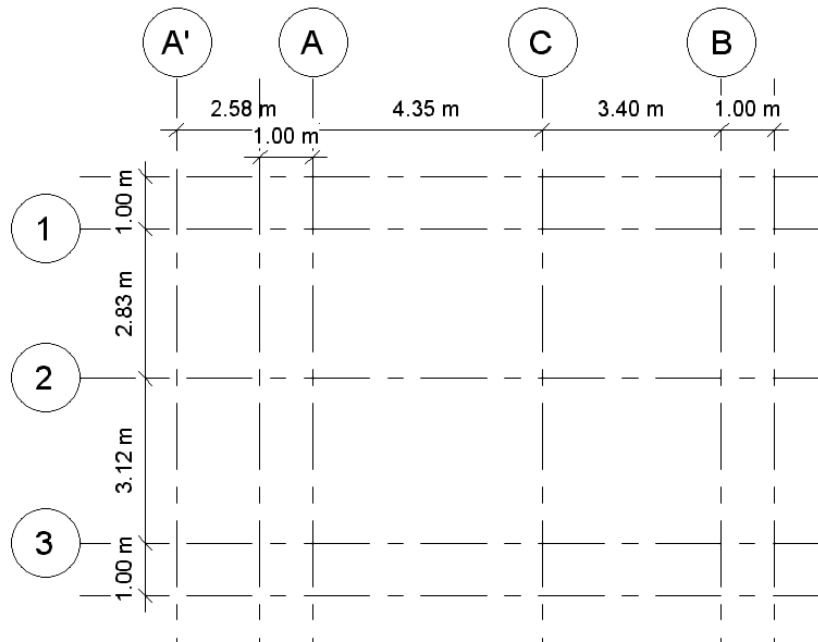


Figura 11-2: Cargas en viguetas segundo piso

Realizado por: Huacho Raúl. 2021

Longitud Mayor= 4.35m

Longitud menor=3.12m

Separación viguetas $L_p = \text{long mayor} / \# \text{espacios} = 4.35\text{m} / 4 = 1.09 = 1.10 \text{ m}$, control de máxima separación por vibraciones 1.50 m ok.

Longitud de vigueta crítica = longitud menor = 3.12 m

Carga distribuida

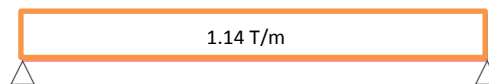


Figura 12-2. Carga distribuida

Realizado por: Huacho, Raúl, 2021

$$W_u = q_u \times L_p = 1.05 \text{ T/m}^2 \times 1.10\text{m} = \mathbf{1.14 \text{ T/m}}$$

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{8} = \frac{1.14 \frac{\text{T}}{\text{m}} \times (3.12 \text{ m})^2}{8} = \mathbf{1.39 \text{ Tm}}$$

$$V_u = \frac{W_u * l}{2} = \frac{1.14 \frac{\text{T}}{\text{m}} * 3.12\text{m}}{2} = \mathbf{1.78 \text{ T}}$$

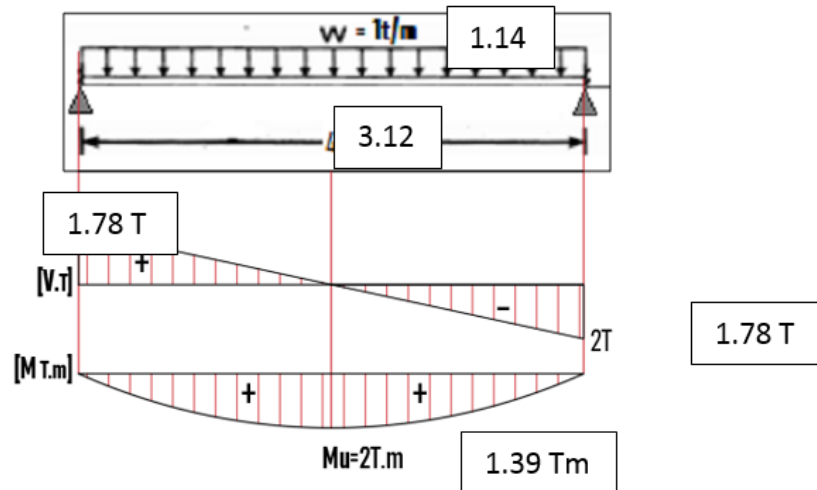


Figura 13-2: Momento máximo y carga de corte máximo

Realizado por: Huacho Raúl, 2021

LRFD A36

$$\Phi F_y * z_x \geq M_u$$

$$Z_x = \frac{M_u}{\Phi * F_y}$$

$$Z_x = \frac{1.39 Tm * 10^5}{0.9 * 2540 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$Z_x = 60.805 \text{ cm}^3 = 3.71 \text{ plg}^3 = 60805 \text{ mm}^3$$

Según el cálculo se tiene un módulo plástico requerido $Z_x = 60.805 \text{ cm}^3$; en las tablas de los siguientes catálogos (tabla 8 y tabla 9), se seleccionará el perfil adecuado en base a que tenga un Z_x similar al requerido según el cálculo.

Tabla 7-2: Perfiles KUBIEC

Propiedades Mecánicas de las Secciones VK												
Sección	d	br	tw	tr	lx	sx	rx	zx	ly	sy	ry	zy
	mm	mm	mm	mm	1x10 ⁵ mm ⁴	1x10 ³ mm ³	mm	1x10 ³ mm ³	1x10 ⁵ mm ⁴	1x10 ³ mm ³	mm	1x10 ³ mm ³
VK150X100X4X4	150	100	4	4	52.2	69.6	61.76	78.6	6.7	13.3	22.09	20.57
VK180X100X4X6	180	100	4	6	106.7	118.5	75.49	132.6	10.0	20.0	23.12	30.67
VK200X100X4X8	200	100	4	8	168.3	168.3	84.88	187.5	13.3	26.7	23.90	40.73
VK220X110X4X8	220	100	4	8	226.1	205.6	93.70	228.2	17.8	32.3	26.26	49.22
VK250X130X4X8	250	130	4	8	347.4	277.9	107.32	306.4	29.3	45.1	31.17	68.54
VK270X140X4X8	270	140	4	8	439.1	325.3	116.14	358.0	36.6	52.3	33.53	79.42
VK300X150X4X10	300	150	4	10	704.2	469.4	130.74	513.4	56.3	75.0	36.96	113.62
VK330X160X6X10	330	160	6	10	968.4	586.9	138.34	656.2	68.3	85.4	36.75	130.79

Fuente: Catálogos Kubiec.2021

Tabla 8-2: Perfiles Import Acero

PERFILES IPE																						
Perfil	Dimensiones							Términos de la sección										Agujeros			Peso p kp/m	
	h mm	b mm	e mm	e ₁ mm	r mm	h ₁ mm	u mm	A cm	S _x cm ³	I _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	I _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm	I _z cm ⁴	I _z cm ⁶	w mm	a mm	e ₂ mm		
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	60	328	7,64	11,6	80,1	20,0	3,24	8,49	3,69	1,05	0,721	118			3,8	6,00	
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	75	400	10,3	19,7	171	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24	1,140	351			4,1	8,10	
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93	475	13,2	30,4	318	53,0	4,90	27,7	8,65	1,45	1,770	890	35		4,4	10,4	
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112	551	16,4	44,2	541	77,3	5,74	44,9	12,3	1,65	2,630	1981	40	11	4,7	12,9	
IPE 160	160	82	5,0	7,4	9	127	623	20,1	61,9	869	109	6,58	68,3	16,7	1,84	3,640	3959	44	13	5	15,8	
IPE 180	180	91	5,3	8,0	9	146	698	23,9	83,2	1320	146	7,42	101	22,2	2,05	5,060	7431	48	13	5,3	18,8	
IPE 200	200	100	5,6	8,5	12	159	788	28,5	110	1940	194	8,26	142	28,5	2,24	6,670	12990	52	13	5,6	22,4	
IPE 220	220	110	5,9	9,2	12	178	848	33,4	143	2770	252	9,11	205	37,3	2,48	9,150	22670	58	17	5,9	26,2	
IPE 240	240	120	6,2	9,8	15	190	922	39,1	183	3890	324	9,97	284	47,3	2,69	12,00	37390	65	17	6,2	30,7	
IPE 270	270	135	6,6	10,2	15	220	1040	45,9	242	5790	429	11,2	420	62,2	3,02	15,40	70580	72	21	6,6	36,1	
IPE 300	300	150	7,1	10,7	15	249	1160	53,8	314	8360	557	12,5	604	80,5	3,35	20,10	125900	80	23	7,1	42,2	

Fuente: Catálogo, Import Aceros,2021

El criterio para elegir una sección de viga secundaria, fue seleccionar el perfil más liviano pero que cumpla y satisfaga la demanda de esfuerzos requeridos.

De los dos perfiles seleccionados, en las tablas 8 y 9, W 150x100x4x4 (10.74kg/m) IPE 140 (12.90 kg/m) para el pre diseño, se usará viguetas **W150X10X4X4** para el primer piso, ya que presenta un peso más liviano.

2.9.2.2 Prediseño de Viguetas Segundo Piso

$$CM=0.07 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 0,07 \text{ T/m}^2$$

Carga Viva Granizo: 0.1 T/m (10cm de granizo)

Carga última

$$q_u = 1,2CM + 1,6CV$$

$$q_u = 1,2 * 0,07 + 1,6 * (0,07 + 0,1)$$

$$q_u = 0,36 \text{ T/m}^2$$

Panel crítico

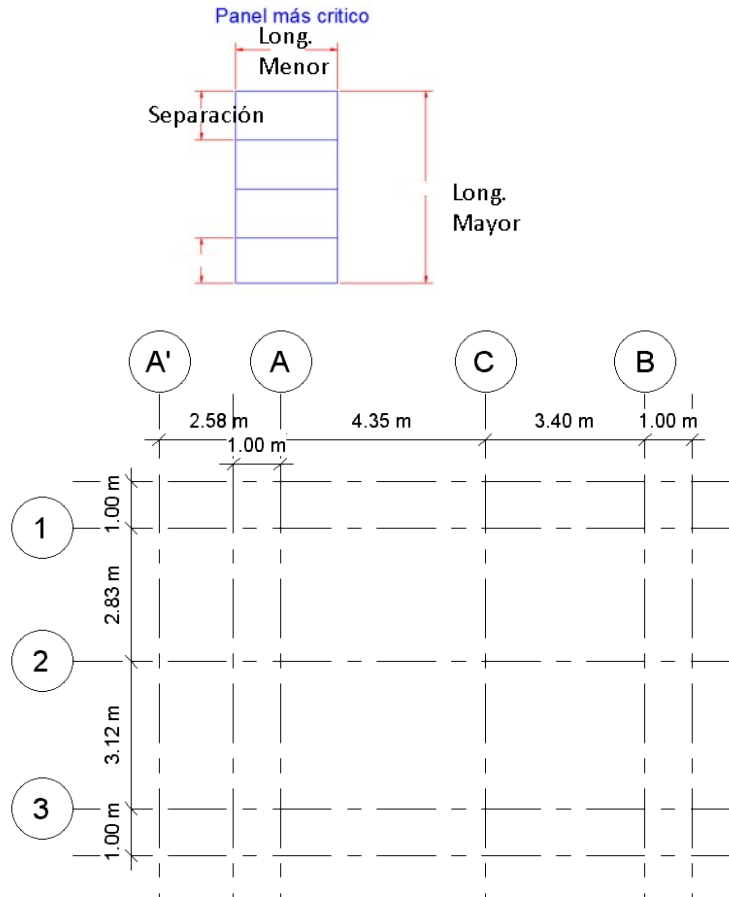


Figura14-2: Cargas en las viguetas del segundo piso
Realizado por: Huacho Raúl, 2021

Longitud Mayor= 4.35m

Longitud menor=3.12m

Separación viguetas $L_p = \text{long menor} / \#\text{espacios} = 3.12\text{m} / 4 = \mathbf{0.80 \text{ m}}$

Longitud de vigueta critica = longitud mayor = 4.35 m

Carga distribuida



$$W_u = q_u \times L_p = 0,36 \text{ T/m}^2 \times 0,8\text{m} = \mathbf{0,288 \text{ T/m}}$$

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{8} = \frac{0,288 \frac{\text{T}}{\text{m}} \times (4,35 \text{ m})^2}{8} = \mathbf{0,681 \text{ Tm}}$$

$$Vu = \frac{Wu * l}{2} = \frac{0.288 \frac{T}{m} * 4.35m}{2} = 0.626 T$$

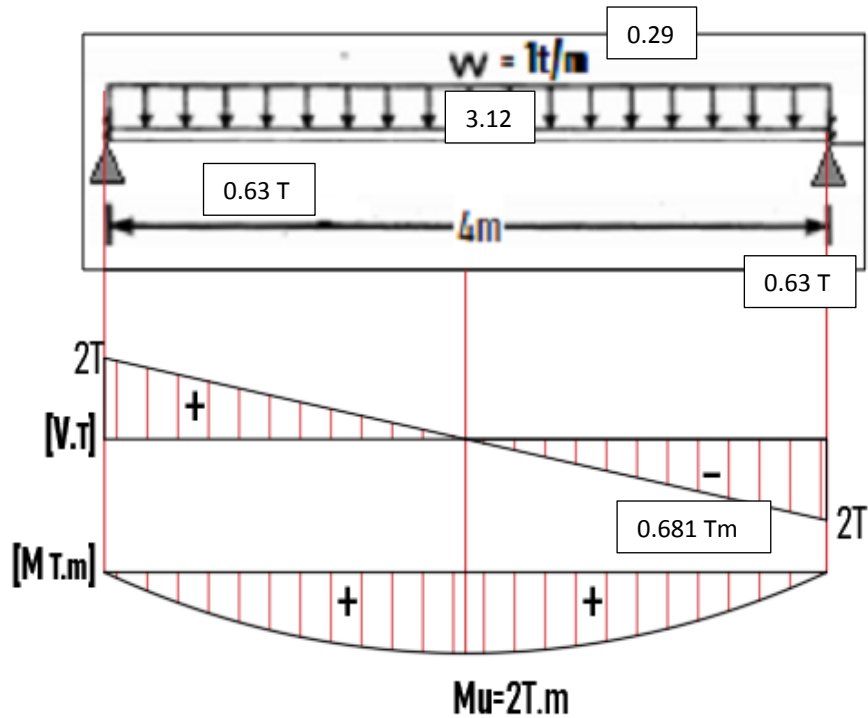


Figura15-2: Momento flector y fuerza de corte segundo piso

Realizado por: Huacho Raúl, 2021

LRFD A36

$$\Phi Fy * zx \geq Mu$$

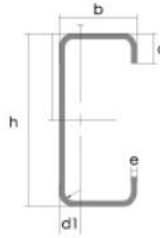
$$Zx = \frac{Mu}{\Phi * Fy}$$

$$Zx = \frac{0.681Tm * 10^5}{0.9 * 2540 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$Zx = 29.79 cm^3 = 1.82 plg^3$$

Según el cálculo se tiene un módulo plástico requerido $Zx = 29.79 cm^3$, en el siguiente catálogo (tabla 10) se selecciona el perfil adecuado, en base a que tenga un Zx similar al requerido según el cálculo.

Tabla 9-22: Correas G DIPAC



Designación	Dimensiones				Masa Kg/m	A cm ²	d1 cm	Momento de inercia		Módulo resistente		Radio de giro	
	h	b	c	e				ix	ly	Wx	Wy	ix	ly
	mm	mm	mm	mm				cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
G 60x30x10x2	60	30	10	2	1,96	2,54	1,44	14,88	5,28	4,9	2,74	2,42	1,44
G 80x40x15x2	80	40	15	2	2,75	3,54	1,46	35,25	8,07	8,81	3,18	3,16	1,51
G 80x40x15x3	80	40	15	3	3,95	5,11	1,46	49,04	10,85	12,26	4,27	3,1	1,46
G 80x50x15x2	80	50	15	2	3,06	3,88	1,46	41,11	13,55	10,28	4,34	3,23	1,88
G100x50x15x2	100	50	15	2	3,38	4,34	1,73	69,24	14,98	13,85	4,57	4,00	1,86
G100x50x15x3	100	50	15	3	4,89	6,31	1,72	97,78	20,51	19,56	6,25	3,94	1,8
G100x50x15x4	100	50	15	4	6,29	8,15	1,71	122,5	24,85	24,49	7,55	3,88	1,75
G100x50x20x4	100	50	20	4	6,60	8,55	1,85	126,7	28,5	25,34	9,05	3,85	1,83
G100x50x25x5	100	50	25	5	8,35	10,86	1,98	152,51	36,52	30,5	12,09	3,75	1,83
G125x50x15x2	125	50	15	2	5,77	7,06	1,58	116,4	16,16	16,63	4,69	4,91	1,83
G125x50x15x3	125	50	15	3	5,48	7,06	1,55	165,5	22,16	26,48	6,43	4,84	1,77
G125x50x15x4	125	50	15	4	7,07	9,15	1,54	208,7	26,88	33,39	7,78	4,78	1,71
G125x50x15x5	125	50	15	5	8,55	11,11	1,54	246,2	30,41	39,39	8,78	4,71	1,65
G125x50x50x4	125	50	20	4	7,39	9,55	1,68	217	30,9	34,7	9,32	4,77	1,8
G125x50x25x5	125	50	25	5	9,33	12,11	1,8	264,3	39,88	42,29	12,46	4,67	1,82
G125x50x30x6	125	50	30	6	11,32	14,73	1,92	307,1	48,69	49,14	15,81	4,56	1,81
G150x50x15x2	150	50	15	2	4,16	5,34	1,42	178,7	17,13	23,83	4,78	5,79	1,79
G150x50x15x3	150	50	15	3	6,07	7,81	1,42	255,2	23,49	34,03	6,56	5,72	1,73
G150x50x15x4	150	50	15	4	7,86	10,15	1,41	323,5	28,51	43,13	7,95	5,65	1,68

Fuente: Catálogos de perfiles DIPAC, 2021

El perfil seleccionado **G100X50X25X5** de la tabla 10, se usará como viguetas para el segundo piso.

2.9.3 Prediseño de Vigas

2.9.3.1 Prediseño de Vigas del primer piso

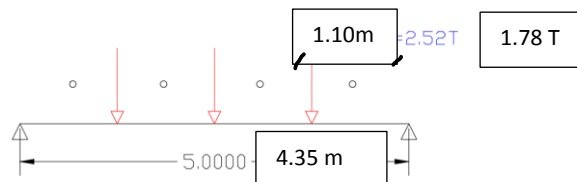


Figura 16-2. Cargas muertas sobre las vigas

Realizado por: Huacho Raúl, 2021

Numero de viguetas= longitud mayor/ long. espacios viguetas -1

$$n \text{ viguetas} = 4.35\text{m} / 1.10\text{m} - 1$$

$$n = 3$$

Momentos Últimos

$$Mu \text{ isostatico} = \frac{nxPuxL}{8} = \frac{3 * 1.78T * 4.35m}{8} = 2.90 T.m$$

$$Mu \text{ Hiperestatico} = \frac{(n^2 - 1)xPuxL}{8xn} = \frac{8 * 1.78T * 4.35m}{8x3} = 2.58 T.m$$

$$Mu \text{ escogido} = 2.90 T.m \times 1.50 \text{ (sismo)} = \mathbf{4.34 T.m}$$

Diseño LRFD A36

$$\phi M_n > M_u$$

$$\phi * F_y * Z_x > M_u$$

$$Z_x = \frac{M_u}{\phi * F_y} = \frac{4.347m * 10^5}{0.9 * \frac{2540kg}{cm^2}} = 189.85cm^3 = 11.58 plg^3 = 189850mm^3$$

Según el cálculo se tiene un módulo plástico requerido $Z_x = 189.85cm^3$, en los siguientes catálogos (tabla 11 y 12) se seleccionará el perfil adecuado en base a que tenga un Z_x similar al requerido según el cálculo.

Tabla 10-2: Perfiles KUBIEC vigas

Propiedades mecánicas de las secciones VK												
Sección	d	bf	tw	tf	lx	Sx	rx	Zx	ly	Sy	ry	Zy
	mm	mm	mm	mm	1x10 ⁸ mm ⁴	1x10 ³ mm ³	mm	1x10 ³ mm ³	1x10 ⁸ mm ⁴	1x10 ³ mm ³	mm	1x10 ³ mm ³
VK150X100X4X4	150	100	4	4	52.2	69.6	61.76	78.6	6.7	13.3	22.09	20.57
VK180X100X4X6	180	100	4	6	106.7	118.5	75.49	132.6	10.0	20.0	23.12	30.67
VK200X100X4X8	200	100	4	8	168.3	168.3	84.88	187.5	13.3	26.7	23.90	40.73
VK220X110X1X8	220	100	1	8	226.1	205.6	93.70	228.2	17.8	32.3	26.26	49.22
VK250X130X4X8	250	130	4	8	347.4	277.9	107.32	306.4	29.3	45.1	31.17	68.54
VK270X140X4X8	270	140	4	8	439.1	325.3	116.14	358.0	36.6	52.3	33.53	79.42
VK300X150X4X10	300	150	4	10	704.2	469.4	130.74	513.4	56.3	75.0	36.96	113.62
VK330X160X6X10	330	160	6	10	968.4	586.9	138.34	656.2	68.3	85.4	36.75	130.79
VK360X180X6X10	360	180	6	10	1299.3	721.8	151.78	803.4	97.3	108.1	41.53	165.06

Fuente: Catálogos de perfiles Kubic, 2021

Tabla 11-2: Perfiles Import acero vigas.

PERFILES IPE																					
Perfil	Dimensiones							Términos de la sección										Agujeros			Peso p kp/m
	h mm	b mm	e mm	e ₁ mm	r mm	h ₁ mm	u mm	A cm	S _x cm ³	I _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	I _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm	I _z cm ⁴	I _z cm ⁵	w mm	a mm	e ₂ mm	
ipe 80	80	46	3,8	5,2	5	60	328	7,64	11,6	80,1	20,0	3,24	8,49	3,69	1,05	0,721	118			3,8	6,00
ipe 100	100	55	4,1	5,7	7	75	400	10,3	19,7	171	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24	1,140	351			4,1	8,10
ipe 120	120	64	4,4	6,3	7	93	475	13,2	30,4	318	53,0	4,90	27,7	8,65	1,45	1,770	890	35		4,4	10,4
ipe 140	140	73	4,7	6,9	7	112	551	16,4	44,2	541	77,3	5,74	44,9	12,3	1,65	2,630	1981	40	11	4,7	12,9
ipe 160	160	82	5,0	7,4	9	127	623	20,1	61,9	869	109	6,58	68,3	16,7	1,84	3,640	3959	44	13	5	15,8
ipe 180	180	91	5,3	8,0	9	146	698	23,9	83,2	1320	146	7,42	101	22,2	2,05	5,060	7431	48	13	5,3	18,8
ipe 200	200	100	5,6	8,5	12	159	788	28,5	110	1940	194	8,26	142	28,5	2,24	6,670	12990	52	13	5,6	22,4
ipe 220	220	110	5,9	9,2	12	178	848	33,4	143	2770	252	9,11	205	37,3	2,48	9,150	22670	58	17	5,9	26,2
ipe 240	240	120	6,2	9,8	15	190	922	39,1	183	3890	324	9,97	284	47,3	2,69	12,00	37390	65	17	6,2	30,7
ipe 270	270	135	6,6	10,2	15	220	1040	45,9	242	5790	429	11,2	420	62,2	3,02	15,40	70580	72	21	6,6	36,1
ipe 300	300	150	7,1	10,7	15	249	1160	53,8	314	8360	557	12,5	604	80,5	3,35	20,10	125900	80	23	7,1	42,2

Fuente: Catálogos de perfiles, Import Aceros, 2021

El criterio para elegir una sección de viga primaria, fue seleccionar el perfil más liviano pero que cumpla y satisfaga la demanda de esfuerzos requeridos.

De los perfiles seleccionados en las tablas 11 y 12, VK 220X110X4X8 (20.22 kg/m) e IPE 200 (22.40 kg/m); para el pre diseño se usará vigas **VK 220X110X4X8** para el primer piso, debido a que presenta el peso más liviano de los dos.

2.9.3.2 Prediseño de Vigas del segundo piso

Numero de viguetas= longitud mayor/ long. espacios viguetas -1

$$n \text{ viguetas} = 3.42\text{m} / 0.80\text{m} - 1$$

$$\mathbf{n=3}$$

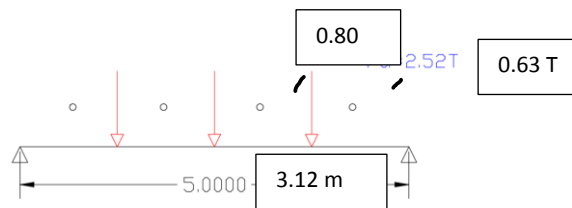


Figura 17-2. Cargas sobre la viga de segundo piso

Realizado por: Huacho Raúl, 2021

Momentos Últimos

$$Mu \text{ isostatico} = \frac{nxPuxL}{8} = \frac{3 * 0.63T * 3.12m}{8} = 0.74 T.m$$

$$Mu \text{ Hiperestatico} = \frac{(n^2 - 1)xPuxL}{8xn} = \frac{3 * 0.63T * 3.12m}{8x3} = 0.25 T.m$$

$$Mu \text{ escogido} = 0.74 T.m \times 1.50 \text{ (sismo)} = \mathbf{1.11T.m}$$

Diseño LRFD A36

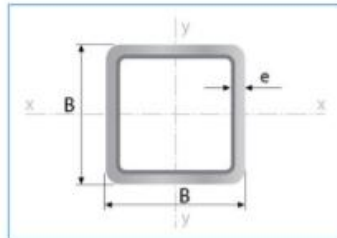
$$\Phi Mn > Mu$$

$$\Phi * Fy * Zx > Mu$$

$$Zx = \frac{Mu}{\Phi * Fy} = \frac{1.11 Tm * 10^5}{0.9 * \frac{2540kg}{cm^2}} = \mathbf{48.56cm^3} = \mathbf{2.96 plg^3}$$

Según el cálculo se tiene un módulo plástico requerido $Zx = 48.56 \text{ cm}^3$, en el siguiente catálogo (tabla 13) se selecciona el perfil adecuado en base a que tenga un Zx similar al requerido según el cálculo.

Tabla 12-2: Perfil rectangular IPAC



Largo Normal:
6 metros
Recubrimiento:
Negro o Galvanizado
Calidad de Acero:
JIS G 3132, ASTM A 36 y ASTM
A572 Gr 50
Norma de Fabricación:
ASTM A 500/ NTE INEN 2415
Espesores:
Desde 1,40 a 6,00 mm
Observaciones:
Otras dimensiones y largos,
previa consulta

Aplicaciones

- Automotriz y de autopartes: carrocería y remolques.
- Agroganadera: maquinaria e implementos industriales, agrícolas, avícolas y ganaderos.
- Señalización y vialidad: soportes.
- Aparatos de gimnasia y fitness.
- Construcción: columnas.
- Estructuras: galpones y naves industriales, edificios, soporte de techos.



B	e	A	P	I	W	i
mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm
20	1,40	0,99	0,78	0,56	0,56	0,75
	1,50	1,05	0,83	0,58	0,58	0,75
	1,80	1,23	0,96	0,66	0,66	0,73
	2,00	1,34	1,05	0,70	0,70	0,72
25	1,40	1,27	1,00	1,16	0,93	0,95
	1,50	1,35	1,06	1,22	0,97	0,95
	1,80	1,59	1,25	1,39	1,11	0,94
	2,00	1,74	1,36	1,49	1,19	0,93
30	1,40	1,55	1,22	2,08	1,39	1,16
	1,50	1,65	1,30	2,20	1,47	1,15
	1,80	1,95	1,53	2,53	1,68	1,14
	2,00	2,14	1,68	2,73	1,82	1,13
38	1,40	2,00	1,57	4,41	2,32	1,48
	1,50	2,13	1,67	4,67	2,46	1,48
	1,80	2,52	1,98	5,42	2,85	1,47
	2,00	2,78	2,18	5,89	3,10	1,46
40	1,40	2,11	1,66	5,18	2,59	1,57
	1,50	2,25	1,77	5,49	2,75	1,56
	1,80	2,67	2,09	6,39	3,19	1,55
	2,00	2,94	2,31	6,95	3,47	1,54
	2,50	3,59	2,82	8,23	4,12	1,51
	3,00	4,21	3,30	9,36	4,68	1,49
	4,00	5,35	4,20	11,18	5,59	1,45
50	1,40	2,67	2,10	10,42	4,17	1,97
	1,50	2,85	2,24	11,07	4,43	1,97
	1,80	3,39	2,66	12,95	5,18	1,96
	2,00	3,74	2,93	14,15	5,66	1,95
	2,50	4,59	3,60	16,96	6,78	1,92
	3,00	5,41	4,25	19,50	7,80	1,90
	4,00	6,95	5,45	23,84	9,54	1,85
60	1,50	3,45	2,71	19,52	6,51	2,38
	1,80	4,11	3,22	22,95	7,65	2,36
	2,00	4,54	3,56	25,15	8,38	2,35
	2,50	5,59	4,39	30,36	10,12	2,33
	3,00	6,61	5,19	35,17	11,72	2,31
	4,00	8,55	6,71	43,65	14,55	2,26
70	1,50	4,05	3,18	31,46	8,99	2,79
	1,80	4,83	3,79	37,09	10,60	2,77
	2,00	5,34	4,19	40,73	11,64	2,76
	2,50	6,59	5,17	49,43	14,12	2,74
	3,00	7,81	6,13	57,56	16,45	2,72
	4,00	10,15	7,97	72,22	20,64	2,67
75	1,50	4,35	3,42	38,92	10,38	2,99
	1,80	5,19	4,07	45,95	12,25	2,98
	2,00	5,74	4,50	50,50	13,47	2,97
	2,50	7,09	5,56	61,40	16,37	2,94
	3,00	8,41	6,60	71,65	19,11	2,92
	4,00	10,95	8,59	90,29	24,08	2,87
90	1,80	6,27	4,92	60,71	17,94	3,59
	2,00	6,94	5,45	68,87	19,75	3,58
	2,50	8,59	6,74	108,57	24,13	3,56
	3,00	10,21	8,01	127,32	28,29	3,53
	4,00	13,35	10,48	162,02	36,01	3,48
100	1,80	6,99	5,48	111,62	22,32	4,00
	2,00	7,74	6,07	123,01	24,60	3,99
	2,50	9,59	7,53	150,65	30,13	3,96
	3,00	11,41	8,96	177,08	35,42	3,94
	4,00	14,95	11,73	226,46	45,29	3,89
	5,00	18,36	14,41	271,36	54,27	3,84
	6,00	21,63	16,98	312,00	62,40	3,80
120	2,50	11,59	9,10	264,81	44,13	4,78
	3,00	14,81	11,44	346,98	56,98	4,73
	4,00	18,15	14,25	402,38	67,08	4,71

Fuente: Catálogos de perfiles, IPAC, 2021

El perfil seleccionado **Hss120X120X4** de la tabla 13, se usará como vigas para el segundo piso.

2.9.4 Prediseño de Columnas

2.9.4.1 Prediseño de Columnas del primer piso

Para el prediseño de columnas es necesario obtener el área colaborante que recibirá la columna más crítica en el edificio.

El edificio se asumirá que tiene una altura de entrepiso de 2.70 m y 2 pisos

$$\text{Área} = (4.35/2 + 3.4/2) \times (2.83/2 \times 3.12/2) = 11.53m^2$$

$$q_u(\text{losa}) = 1.05 T/m^2 + 0.36 T/m^2 = 1.41T/m^2$$

$$P_u = A \times q_u = 11.53m^2 \times 1.41T/m^2$$

$$P_u (\text{Total}) = 16.26T \times 1.5 (\text{sismo}) = \mathbf{24.39T}$$

LRFD A36

Se obtiene el radio de giro a partir de la esbeltez donde el valor de k impedido (1.2) y permitido (2.1), K promedio 1.65.

$$\text{En Columnas } \frac{K \cdot l}{r} = 50$$

$$F_{cr} = 2226 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = \frac{k \cdot l}{50} = \frac{1.65 \cdot 270}{50} = 8.91 \text{ cm} = 3.51 \text{ plg}$$

$$A_g = \frac{P_u}{\phi \cdot f_{cr}} = \frac{24.40T \times 10^3}{0.9 \cdot 2226 \text{ kg/cm}^2} = 12.18 \text{ cm}^2 = 1.89 \text{ plg}^2$$

Sección seleccionada de catálogos:

Tabla 13-2: Columnas IPAC.

135	3,00	15,61	12,25	449,88	66,65	5,37
	4,00	20,55	16,13	581,80	86,19	5,32
	5,00	25,36	19,90	705,16	104,47	5,27
	6,00	30,03	23,58	820,25	121,52	5,23
150	3,00	17,41	13,67	622,76	83,03	5,98
	4,00	22,95	18,01	807,92	107,72	5,93
	5,00	28,36	22,26	982,37	130,98	5,89
	6,00	33,63	26,40	1146,43	152,86	5,84

Fuente: Catálogo de perfiles IPAC, 2021

-Hss 150x150x3

2.9.4.2 Prediseño de Columnas del segundo piso

Para el prediseño de columnas es necesario obtener el área colaborante que recibirá la columna más crítica en el edificio.

El edificio se asumirá que tiene una altura de entrepiso de 2.70 m y 2 pisos.

$$\text{Área} = (4.35/2 + 3.4/2) \times (2.83/2 \times 3.12/2) = 11.53\text{m}^2$$

$$q_u(\text{losa}) = 0.36 \text{ T/m}^2$$

$$P_u = A \times q_u = 11.53\text{m}^2 \times 0.36\text{T/m}^2$$

$$P_u (\text{Total}) = 4.151\text{T} \times 1.5 (\text{sismo}) = \mathbf{6.23\text{T}}$$

Se obtiene el radio de giro a partir de la esbeltez donde el valor de $k=1.65$.

$$\text{En Columnas } \frac{k \cdot l}{r} = 50$$

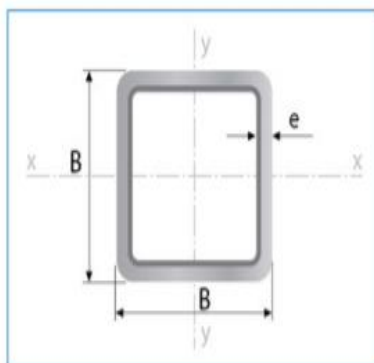
$$F_{cr} = 2226 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = \frac{k \cdot l}{50} = \frac{1.65 \cdot 270}{50} = 8.91 \text{ cm} = 3.51 \text{ plg}$$

$$A_g = \frac{P_u}{\phi \cdot f_{cr}} = \frac{6.23\text{T} \times 10^3}{0.9 \cdot 2226 \text{ kg/cm}^2} = 3.11 \text{ cm}^2 = 0.48 \text{ plg}^2$$

Sección seleccionada de catálogos:

Tabla 14-2: Columnas IPAC-2



Largo Normal:
6 metros
Recubrimiento:
Negro o Galvanizado
Calidad de Acero:
JIS G 3132, ASTM A 36 y ASTM
A572 Gr 50

	1,50	1,35	1,06	1,22	0,97	0,95
	1,80	1,59	1,25	1,39	1,11	0,94
	2,00	1,74	1,36	1,49	1,19	0,93
30	1,40	1,55	1,22	2,08	1,39	1,16
	1,50	1,65	1,30	2,20	1,47	1,15
	1,80	1,95	1,53	2,53	1,68	1,14
	2,00	2,14	1,68	2,73	1,82	1,13
38	1,40	2,00	1,57	4,41	2,32	1,48
	1,50	2,13	1,67	4,67	2,46	1,48
	1,80	2,52	1,98	5,42	2,85	1,47
	2,00	2,78	2,18	5,89	3,10	1,46
40	1,40	2,11	1,66	5,18	2,59	1,57
	1,50	2,25	1,77	5,49	2,75	1,56
	1,80	2,67	2,09	6,39	3,19	1,55
	2,00	2,94	2,31	6,95	3,47	1,54
	2,50	3,59	2,82	8,23	4,12	1,51
	3,00	4,21	3,30	9,36	4,68	1,49
	4,00	5,35	4,20	11,18	5,59	1,45
50	1,40	2,67	2,10	10,42	4,17	1,97
	1,50	2,85	2,24	11,07	4,43	1,97
	1,80	3,39	2,66	12,95	5,18	1,96
	2,00	3,74	2,93	14,15	5,66	1,95
	2,50	4,59	3,60	16,96	6,78	1,92
	3,00	5,41	4,25	19,50	7,80	1,90
	4,00	6,95	5,45	23,84	9,54	1,85

Fuente: Catálogos de perfiles IPAC, 2021

Hss 50x50x2 mm

2.10 Definición de Materiales en el programa Etab

Los materiales utilizados para esta edificación en el estudio realizado están en correspondencia con las normas técnicas establecidas considerando los requerimientos técnicos y son los siguientes:

Acero A36

The screenshot shows the 'Material Properties' dialog for A36 steel. It is organized into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color (A36), Material Type (Steel), Material Grade (Grade 36), and Material Notes (Modify/Show Notes...).
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume (7.849), Mass per Unit Volume (0.8004), and Units (Tonf, m, C).
- Isotropic Property Data:** Modulus Of Elasticity, E (20389019), Poisson, U (0.3), Coefficient Of Thermal Expansion, A (1.170E-05), and Shear Modulus, G (7841930).
- Other Properties For Steel Materials:** Minimum Yield Stress, Fy (25310.507), Minimum Tensile Stress, Fu (40778.04), Expected Yield Stress, Fye (37965.76), and Expected Tensile Stress, Fue (44855.84).

Figura 18-2: Propiedades del Acero A36, ingreso de datos Etab

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

The screenshot shows the 'Material Properties' dialog for concrete FC210. It is organized into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color (FC210), Material Type (Concrete), Material Grade (f'c 4000 psi), and Material Notes (Modify/Show Notes...).
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume (2.4028), Mass per Unit Volume (0.245), and Units (Tonf, m, C).
- Isotropic Property Data:** Modulus Of Elasticity, E (2153810.5766292), Poisson, U (0.2), Coefficient Of Thermal Expansion, A (9.900E-06), and Shear Modulus, G (897421.1).
- Other Properties For Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f'c (2100), Expected Concrete Compressive Strength (2100), and a checkbox for Lightweight Concrete (unchecked). The Shear Strength Reduction Factor field is empty.

Figura 19-2: Propiedades concreto f'c=210, ingreso de datos Etab

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Factor de zona (NEC-SE-DS 2015, Tabla 1) $Z= 0.40$

Zona sísmica (NEC-SE-DS 2015, 3.1.1) V

Relación de amplificación espectral (NEC-SE-DS 2015, 3.3.1) $\eta_a= 2.48$

Región sísmica (NEC-SE-DS 2015, 3.3.1): Sierra, Esmeraldas y Galápagos

Fa: Factor de sitio (NEC-SE-DS 2015, Tabla 3) Fa: 1.20

Fd: Factor de sitio (NEC-SE-DS 2015, Tabla 4) Fd: 1.19

Fs: Factor de sitio (NEC-SE-DS 2015, Tabla 5) Fs: 1.28

Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2015, 3.2.1) D

Factor de importancia (NEC-SE-DS 2015, Tabla 6) $I=1.00$

Categoría de la obra (NEC-SE-DS 2015, 4.1): Otras estructuras

Irregularidad en Planta (NEC-SE-DS 2015, 5.2): 1

Irregularidad en Elevación (NEC-SE-DS 2015, 5.2): 1

2.11 Definición del espectro inelástico en Etab

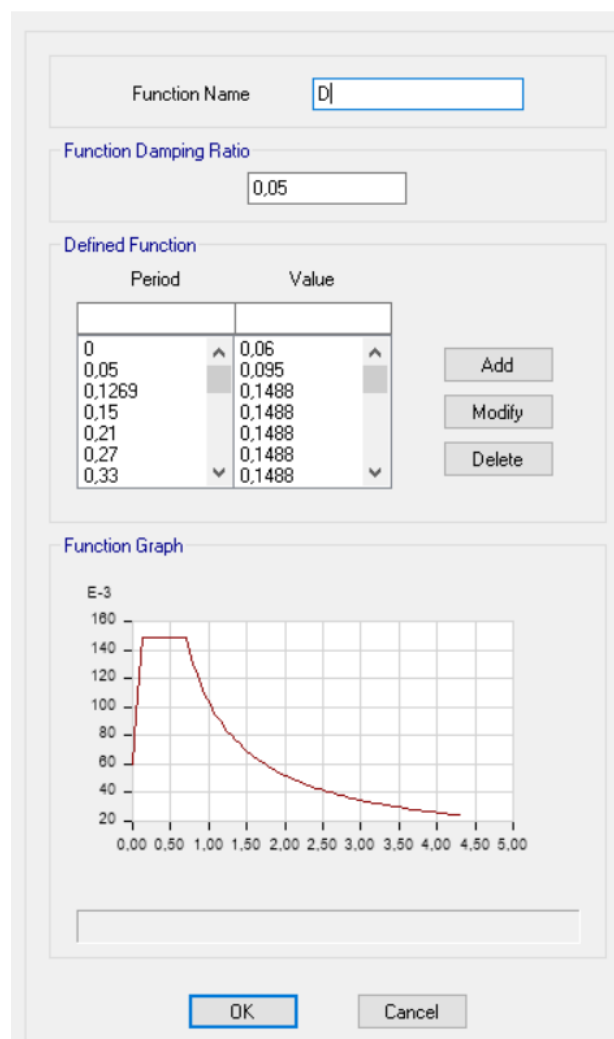


Figura 20-2: Espectro Inelástico, Etab

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

2.12 Parámetros de espectro

2.12.1 Período Teórico

CONFIGURACION ESTRUCTURAL			
Configuración	Sin arriostramientos		
Ct=	0.072	Sec 6.3.3	
α=	0.8		
Altura máxima de la estructura			
hn=	6.57	m	
PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN			
$T = C_t h_n^\alpha$			
TN -NEC2015=	0.325	seg	

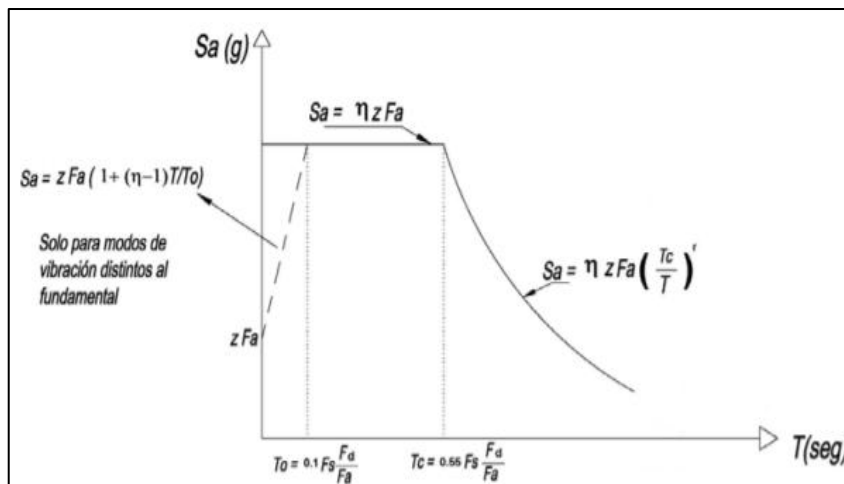


Figura 21-2: Cálculo de Aceleración

Fuente: Tesis Olmedo, J, Jhosselyn, 2020

$T_o = 0.10 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$	$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$
NEC 2015	ESTUDIO DE SUELOS
Fa= 1,20	1,2
Fd= 1,19	1,19
Fs= 1,28	1,28
To= 0,13	0,127 seg
Tc= 0,70	0,698 seg

$S_a = \eta * Z * F_a$ PARA $0 \leq T \leq T_c$

$S_a = \eta * Z * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$ PARA $T \geq T_c$

η=	2,48
r=	1

Sa= 1,1904

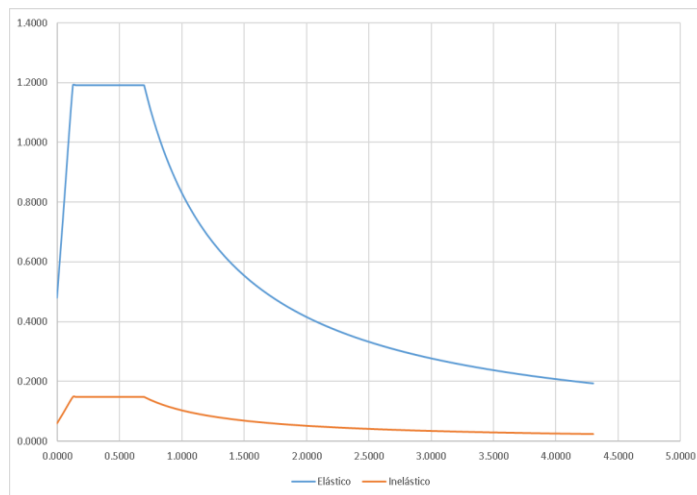
Sec. 3.3.1

Como el periodo teórico es 0.33 segundos, le corresponde un valor de 1.29 sa

2.12.2 Cálculo de la aceleración

Tabla 15-2: Cálculo de aceleración

	Espectro Inelástico sentido X			Espectro Inelástico sentido Y			
	T	Sa	$I^*s_a/(R^*\Phi P^*\Phi E)$	T	Sa	$C^*Z^*I^*g/(R^*\Phi P^*\Phi E)$	
	(s)		cm/s ²	(s)		cm/s ²	(1/g)
	0.0000	0.4800	58.8402	0.0000	0.4800	58.8402	0.0600
	0.0500	0.7598	93.1430	0.0500	0.7598	93.1430	0.0950
To	0.1269	1.1904	145.9237	0.1269	1.1904	145.9237	0.1488
	0.1500	1.1904	145.9237	0.1500	1.1904	145.9237	0.1488
	0.2100	1.1904	145.9237	0.2100	1.1904	145.9237	0.1488
	0.2700	1.1904	145.9237	0.2700	1.1904	145.9237	0.1488
	0.3300	1.1904	145.9237	0.3300	1.1904	145.9237	0.1488
	0.3900	1.1904	145.9237	0.3900	1.1904	145.9237	0.1488
	0.4500	1.1904	145.9237	0.4500	1.1904	145.9237	0.1488
	0.5100	1.1904	145.9237	0.5100	1.1904	145.9237	0.1488
	0.5700	1.1904	145.9237	0.5700	1.1904	145.9237	0.1488
	0.6300	1.1904	145.9237	0.6300	1.1904	145.9237	0.1488
Tc	0.6981	1.1904	145.9237	0.6981	1.1904	145.9237	0.1488
	0.7000	1.1872	145.5346	0.7000	1.1872	145.5346	0.1484



Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

2.13 Cortante basal

8.1. Irregularidad en Planta			
		$\Phi_p =$	1.00
8.2. Irregularidad en elevación			
	E=	20389019	kg/cm ²
8.2.1. Tipo 1			
Existe diferencia de hasta 50% de la inercia de un piso con respecto de otro subsiguiente			
		Φ_{Ei} sentido X =	1.00
		Φ_{Ei} sentido Y =	1.00
8.2.2. Tipo 2			
Existe diferencia de hasta 50% de la masa de un piso con respecto de otro subsiguiente			
		Φ_{Ei} sentido X =	1.00
		Φ_{Ei} sentido Y =	1.00
8.2.3 Tipo 3			
Existe diferencia entre las medidas globales de cada planta			
		Φ_{Ei} sentido X =	1.00
		Φ_{Ei} sentido Y =	1.00
8.2.4 Tipo 4			
No existe deslizamiento de ejes verticales			
No existe discontinuidad en la resistencia que supere en un 30% piso a piso			
		Φ_{Ei} sentido X =	1.00
		Φ_{Ei} sentido Y =	1.00
8.2.5 Tipo 5			
No existe discontinuidad en la resistencia que supere en un 30% piso a piso			
		Φ_{Ei} sentido X =	1.00
		Φ_{Ei} sentido Y =	1.00
8.2.6 Resumen			
	$\Phi_{EAx} =$	1	$\Phi_{EAy} =$
	$\Phi_{EBx} =$	1	$\Phi_{EBy} =$
	$\Phi_{ECx} =$	1	$\Phi_{ECy} =$
	$\Phi_{Ex} = \Phi_{EA} * \Phi_{EB} * \Phi_{EC}$		$\Phi_{Ex} =$
			1.00
			$\Phi_{Ey} =$
			1.00

$$V = \frac{I * Sa}{R * \phi_p * \phi_e} * W \quad V = 0.1488$$

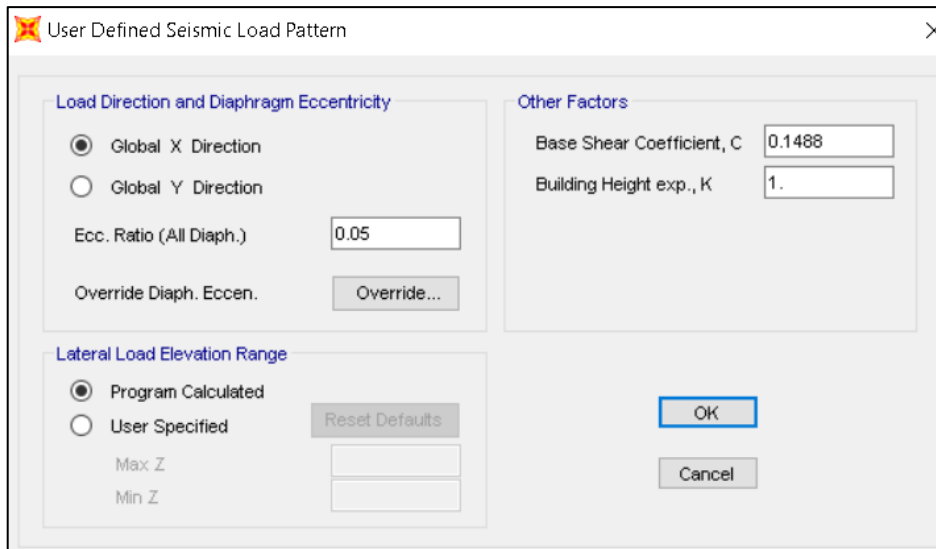


Figura 22-2: Cortante basal

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

2.14 Masa reaccionante

Según lo establece la conocida Ley de Lavoisier o de conservación de la masa, se establece claramente, que en una reacción puede ser de características químicas, la masa inicial es igual a la masa final independientemente de los cambios que se produzcan en la experimentación, dicho de otra manera, la masa de los reactivos es igual a la masa de los productos. A continuación, se presentan los cálculos de la misma.

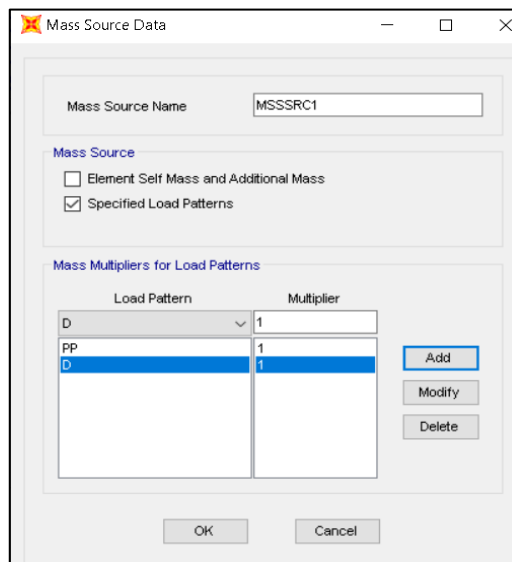


Figura 23-2: Masa reaccionante

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

100% carga muerta

2.15 Cargas sísmicas (cortante basal)

Como se explicó anteriormente, las cargas vivas y sobrecarga permanente se aplican sobre un elemento membrana, el cual se caracteriza por asignar carga a los elementos tipo frame en función de su ancho tributario. Este procedimiento es necesario pues de esa forma, se modela adecuadamente el camino de las cargas, que es: losa, viguetas, vigas secundarias, vigas principales, columnas, cimentación y terreno.

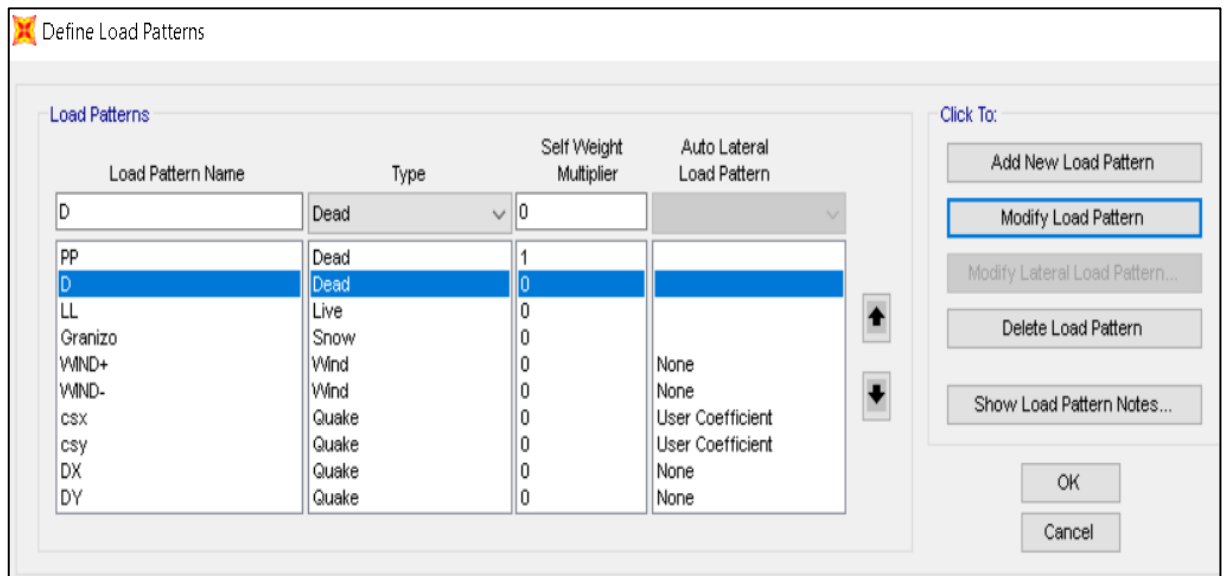


Figura 24-2: Estados de carga

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

2.16 Combinación de cargas

Conforme a lo expuesto con anterioridad, se utilizan los siguientes símbolos en la expresión de las combinaciones de cargas que deberán tomarse en cuenta.

- D: Carga permanente
- E: Carga de sismo
- Lr: Sobrecarga cubierta (carga viva)
- S: Carga de granizo
- W: Carga de Viento

<u>Combinación 1</u>
1.4 D
<u>Combinación 2</u>
1.2 D + 1.6 L + 0.5max[L _r ; S ; R]
<u>Combinación 3*</u>
1.2 D + 1.6 max[L _r ; S ; R]+ max[L ; 0.5W]
<u>Combinación 4*</u>
1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[L _r ; S ; R]
<u>Combinación 5*</u>
1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
<u>Combinación 6</u>
0.9 D + 1.0 W
<u>Combinación 7</u>
0.9 D + 1.0 E

Figura 25-2: Combinaciones de carga

Fuente: NEC15 cap. 3.4.3, 2015

U = CARGA ÚLTIMA

D = CARGA MUERTA

L = CARGA VIVA

CS = CARGA SÍSMICA TANTO EN SENTIDO X COMO EN Y

Dy y Dx = CARGA SÍSMICA DINÁMICA TANTO EN SENTIDO X COMO EN Y

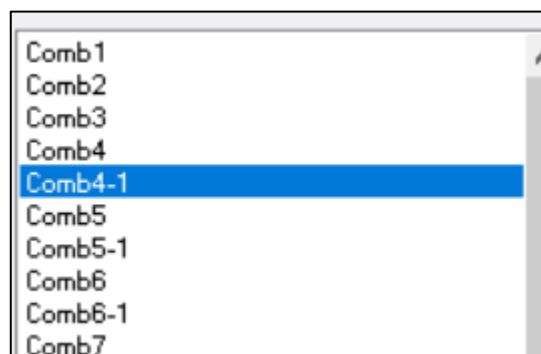


Figura 26-2: Ingreso de combinaciones de carga

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Envolvente $XX=U1+U2+U3+U4+U5+U6+U7$

Envolvente $YY= U1+U2++U3+U4-1+U5-1+U6-1+U7-1$

2.17 Análisis estático lineal

En un análisis general se determina que la estructura del prediseño no pasa el control de diseño a cargo de las fuerzas ejercidas sobre estas, además el periodo fundamental de la estructura en el modelo refleja $T=0.653$ segundos, por lo tanto, es una estructura muy flexible, además tiene problemas de excentricidad y derivas de piso. Se procede a optar por otros perfiles.

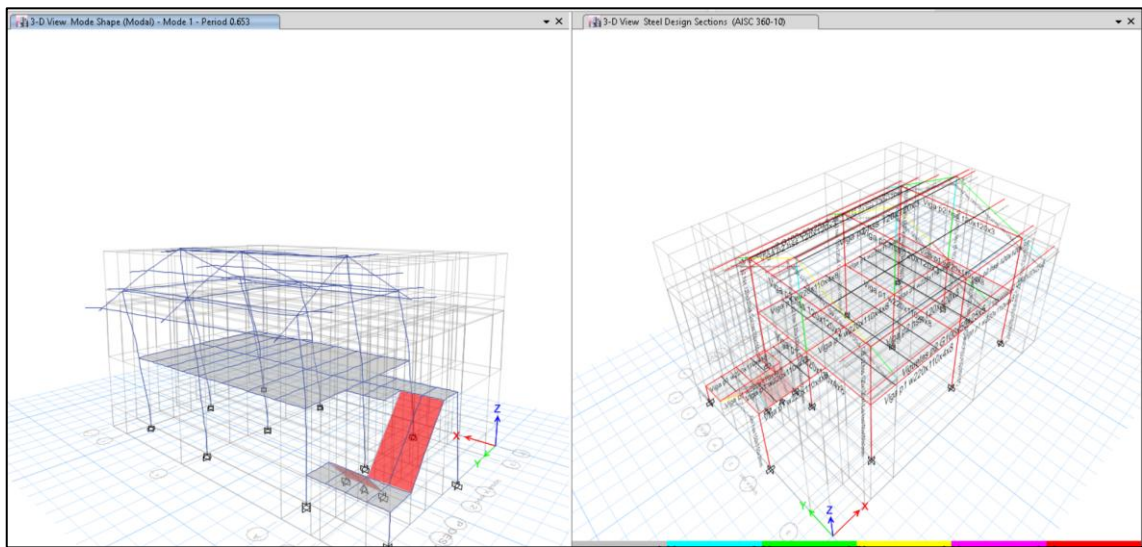


Figura 27-2: Representación estática lineal

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Las conexiones fueron diseñadas de tal manera que cumpla con el criterio de conexión reducida para resistencia sísmica.

2.17.1 Control de la excentricidad

Longitud pórtico mayor XX=7.75m

Control excentricidad Máxima 5% LXX= 7.75m*0.05=0.3875m

Longitud pórtico mayor YY=5.95m

Control excentricidad Máxima 5% LYY= 5.95m*0.05=0.2975m

Tabla 16-2: Cálculo de la excentricidad

EXCENTRICIDAD						
Longitud m		CM m	CR m	Excentricidad	Control m	
XX	7.75	6.4265	6.5218	-0.0953	0.3875	ok
YY	5.95	3.9774	4.0234	-0.046	0.2975	ok

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

2.17.2 Control del período del modelo matemático

Se recomienda que el periodo fundamental sea como máximo mayor al 30% del calculado. De esta manera se obtienen el periodo fundamental de vibración.

Tabla 17-2: Comprobación del periodo calculado

$T = C_t h_n^a$
TN-NEC2015= 0.325 seg
TN-ETAB S= 0.398 seg
% Variación 1.23 ok

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

2.17.3 Corrección del cortante basal de acuerdo al peso propio de la estructura

Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonif	Base Shear tonif
CSX	Seismic	X		<input type="checkbox"/>	Story4	Base	0.1488	1	40.6595	6.0501
CSX	Seismic	X+ Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Story4	Base	0.1488	1	40.6595	6.0501
CSX	Seismic	X- Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Story4	Base	0.1488	1	40.6595	6.0501
CSY	Seismic	Y		<input type="checkbox"/>	Story4	Base	0.1488	1	40.6595	6.0501
CSY	Seismic	Y+ Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	Story4	Base	0.1488	1	40.6595	6.0501

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m	Y m	Z m
Dead	0	0	8.3078	33.3662	-53.1334	0	0	0	0
D	0	0	32.9364	131.3435	-212.6045	0	0	0	0
LL	0	0	14.6759	58.7578	-94.7326	0	0	0	0
CSX.1	-6.0501	0	0	0	-23.4269	24.2382	0	0	0
CSX.2	-6.0501	0	0	0	-23.4269	25.3144	0	0	0

Figura 28-2: Cortante basal en base al Peso propio de la estructura

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Tabla 18-2: Corrección del cortante basal

CORRECCION DEL CORTANTE BASAL			
Sismo estático			
Peso total de la estructura (W)=	8.3078	t	
Carga muerta (W)=	32.9364	t	
Peso total de la estructura + Carga muerta (W)=	41.2442	t	
Cortante Basal Inicial (V)=	0.1488		
Fuerza horizontal calculada (Vo)=	6.14	t	
Fuerza horizontal ETABS (Vo) - X=	6.0501	t	
Fuerza horizontal ETABS (Vo) - Y=	6.0501	t	
Cortante Basal Corregido (Vo)=	0.1509		Corregir
	0.1509		Corregir

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

2.17.4 Corrección del cortante basal en XX y YY en el Etab

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

Top Story

Bottom Story

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

Top Story

Bottom Story

Auto Seismic - User Coefficients

1 de 6

Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
CSX	Seismic	X		<input type="checkbox"/>	Story4	Base	0.1509	1	40.6595	6.1355
CSX	Seismic	X + Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Story4	Base	0.1509	1	40.6595	6.1355
CSX	Seismic	X - Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Story4	Base	0.1509	1	40.6595	6.1355
CSY	Seismic	Y		<input type="checkbox"/>	Story4	Base	0.1509	1	40.6595	6.1355
CSY	Seismic	Y + Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	Story4	Base	0.1509	1	40.6595	6.1355
CSY	Seismic	Y - Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	Story4	Base	0.1509	1	40.6595	6.1355

Figura 29-2: Corrección de cortante basal

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Tabla 19-2: Cortante basal corregido

CORRECCION DEL CORTANTE BASAL		
Sismo estático		
Peso total de la estructura (W)=	8.3078	t
Carga muerta (W)=	32.9364	t
Peso total de la estructura + Carga muerta (W)=	41.2442	t
Cosrtante Basal Inicial (V)=	0.1488	
Fuerza horizontal calculada (Vo)=	6.14	t
Fuerza horizontal ETABS (Vo) - X=	6.1355	t
Fuerza horizontal ETABS (Vo) - Y=	6.1355	t
Cortante Basal Corregido (Vo)=	0.1488	Ok
	0.1488	Ok

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

2.17.5 Distribución de cortante por piso

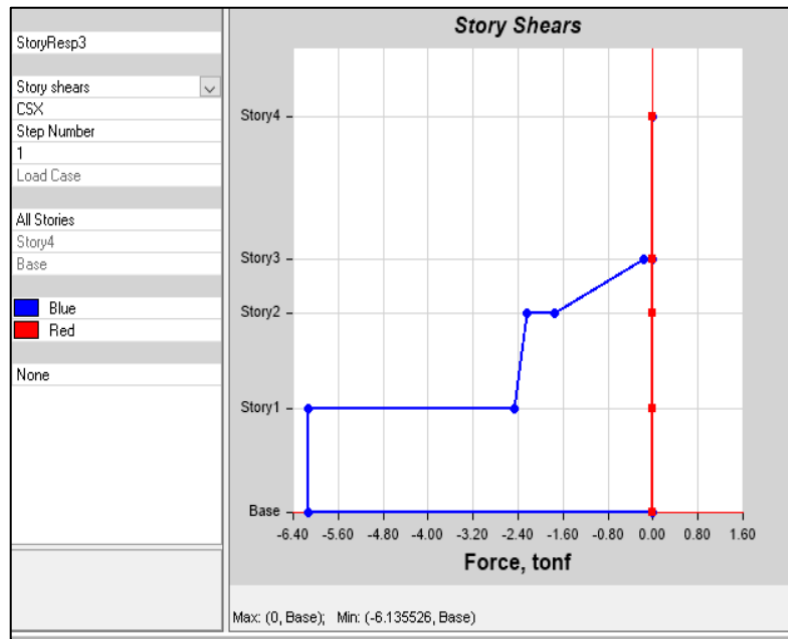


Figura 3013-2: Cortante basal en X

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Cortante basal máximo en XX es 6.14T

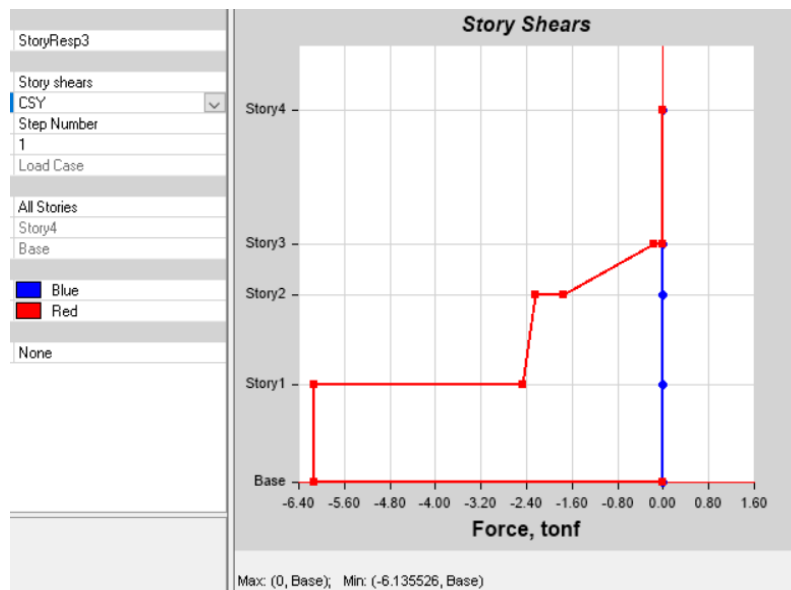


Figura 141-2: Cortante basal en Y

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Cortante basal máximo en YY es 6.14T

2.18 Control de las Derivas estáticas de piso

Este control se realizó con las secciones obtenidas del análisis previo. Por lo tanto, se evaluó en este punto si se debe incrementar secciones, o en su defecto, disminuirlas debido a un sobredimensionamiento. Para el cálculo de la Deriva de Piso (Δx y Δy) se debe dividir el desplazamiento relativo del piso i para la altura de ese entrepiso. El control es el mismo que el realizado en un análisis plano, en el cual la deriva máxima recomendada por la NEC para el sismo de análisis es del 2%. Si esto no ocurre y la estructura presenta problemas de distorsión de piso, es necesario rigidizar más la edificación incrementando las secciones de elementos y realizar nuevamente el análisis sísmico.

Se tiene que (NEC-SE-DS): $\Delta_{Inelástica} = \Delta_{elástica} * R * 100 * 0.75$

Siendo R el factor de reducción de la respuesta sísmica utilizado en cálculo del Cortante Basal ($R=8$).

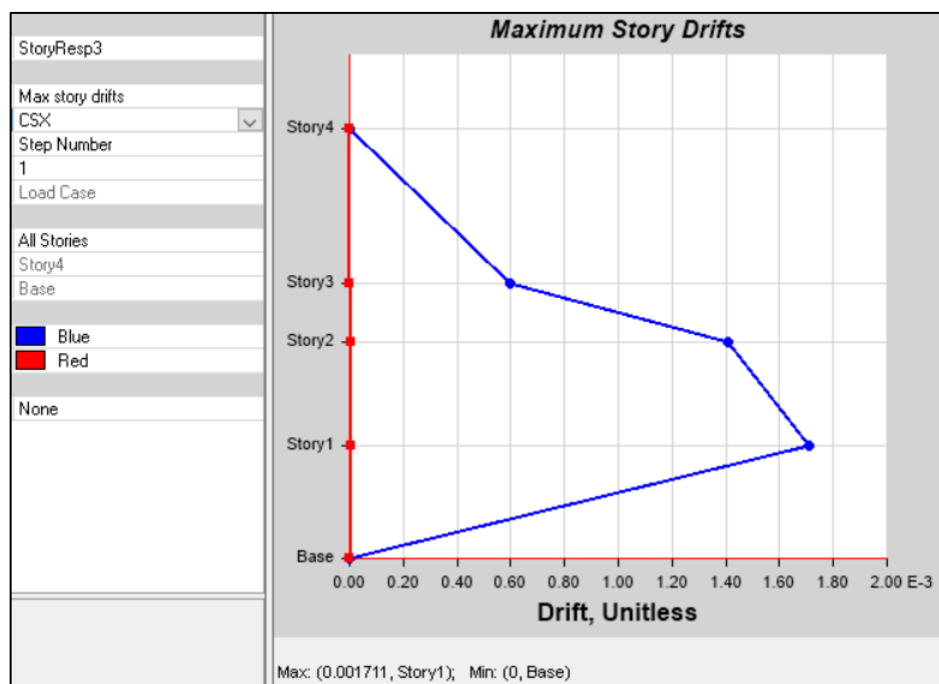


Figura 32-2: Deriva de piso en X

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Deriva elástica $xx = 0.001711$

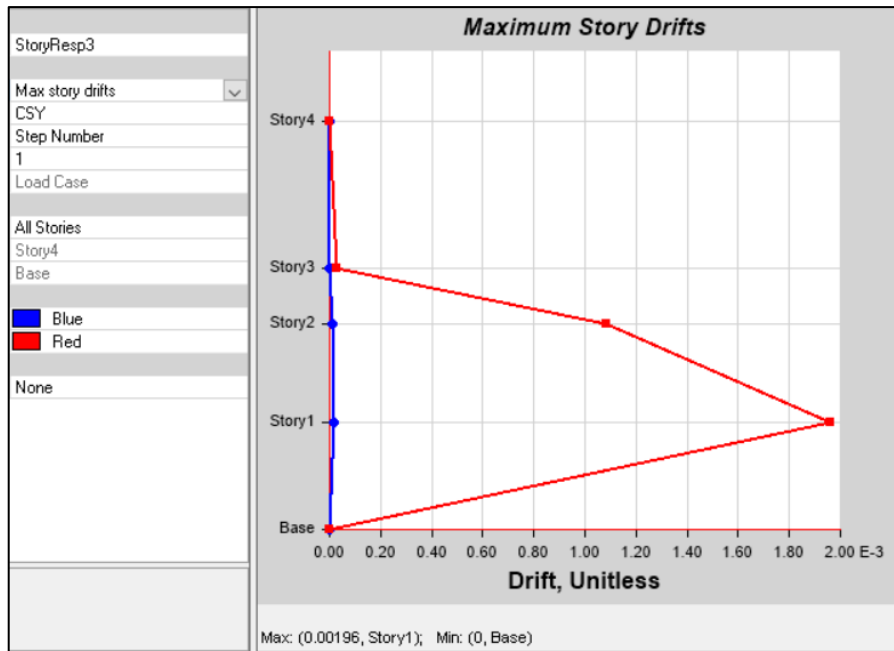


Figura 33-2: Deriva de piso en Y

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

2.19 Análisis modal espectral

Se analiza la estructura con tres grados de libertad por planta, ya que el modelo considera como hipótesis que la losa o diafragma es completamente rígido en su plano, es decir se tienen tres grados de libertad por planta ubicados en los Centros de Masas. Estos son: horizontal en X, horizontal en Y; y una rotación alrededor del eje vertical Z. A continuación, se presenta el esquema del modelo descrito.

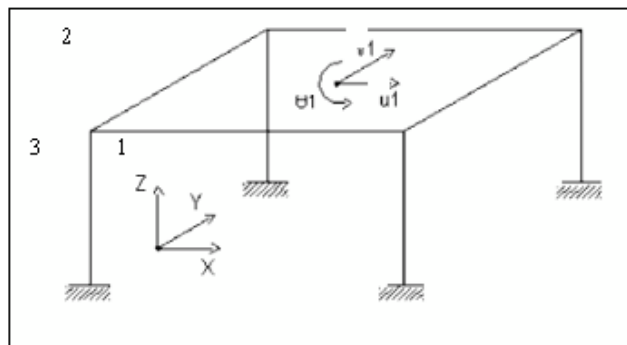


Figura 34-2: Modelo matemático de cálculo para análisis sísmico en tres dimensiones

Fuente: www.epr.edu.2021

Donde, 1 es la componente de desplazamiento horizontal en dirección X, 2 es la componente de desplazamiento horizontal en dirección Y, en consecuencia, esta hipótesis es válida únicamente para la componente horizontal de movimiento del suelo y 3 es la rotación alrededor del eje Z.

2.19.1 Corrección de Sismo Dinámico

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m	Y m	Z m
DX Max	5.6355	0.0165	0	0.0587	20.8114	22.3451	0	0	0
DY Max	0.0165	5.6462	0	20.4658	0.0614	35.604	0	0	0

Figura 35-2: Corrección de Sismo Dinámico

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Tabla 20-2: Corrección sismo dinámico

		EJE X-X	EJE Y-Y		
Fuerza Dx (F)=		0.0587	20.8114	Resultante	T
Fuerza Dy (F)=		20.4658	0.0614		T
%sismo (Dinamico/Estatico) (ϵ)=		339%	333%	Control	
Factor aceleración corregido (ϵ)=		2.8919	2.9407	X-X	Y-Y
				No Pasa	No Pasa

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Se procede a corregir el sismo dinamico en Etab

Figura 36-2: Corrección de Sismo Dinámico en Etabs

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Tabla 21-2: Sismo dinámico corregido

Sismo dinámico			
	EJE X-X	EJE Y-Y	
Fuerza Dx (F)=	0.0173	6.1371	Resultante
Fuerza Dy (F)=	6.137	0.0184	6.1371244 T
%sismo (Dinamico/Estatico) (ε)=	100%	100%	6.1370276 T
Factor aceleración corregido (ε)=	9.8067	9.8069	Control
			X-X Y-Y
			OK OK

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

2.20 Periodo fundamental de la estructura

El periodo fundamental de vibrar de un edificio o de una construcción, es una cuantificación decisiva para el diseño sísmico de una estructura; en el caso de construcciones existentes es un valor que puede ayudar a determinar las condiciones actuales de seguridad estructural, necesaria para la consecución del proyecto. Es necesario recalcar que, estos parámetros definen la viabilidad de la obra.

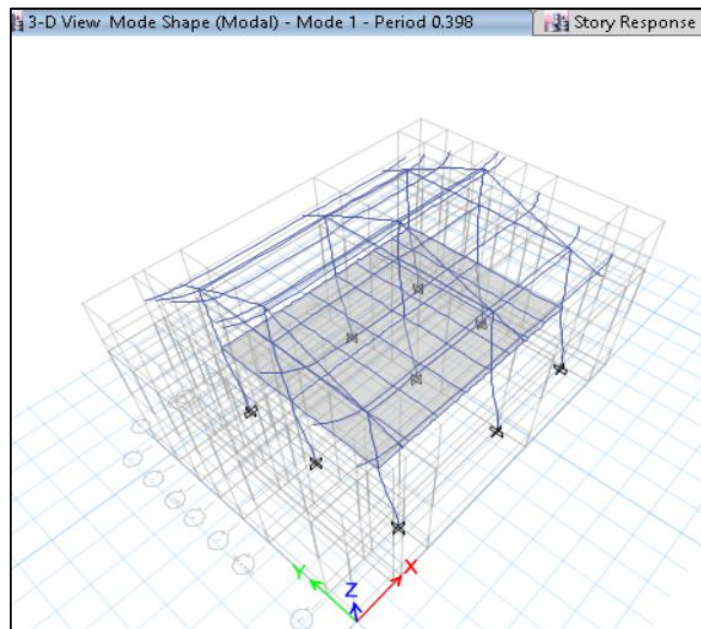


Figura 37-2: Primer modo de vibración

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

T fundamental = 0.398 segundos

2.21 Participación modal de la masa

En esta estructura se tendrían 11 modos de vibración, tres por planta. Sin embargo, luego de verificar el porcentaje de acumulación de la participación de las masas (NEC-SE-DS), se obtuvo un 90 % en el quinto modo. No se han considerado los demás modos de vibración.

Tabla 22-2: Participación modal de la masa

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.398	0.000009682	0.9233	0	0.000009682	0.9233	0	0.0633	0	0.0095	0.0633	0	0.0095
Modal	2	0.376	0.93	0.0001	0	0.93	0.9233	0	0.000001976	0.0879	0.0015	0.0633	0.0879	0.011
Modal	3	0.362	0.0017	0.0138	0	0.9316	0.9372	0	0.0001	0.0005	0.8168	0.0634	0.0883	0.8278
Modal	4	0.262	0.0004	0.00001441	0	0.932	0.9372	0	0.0001	0.0006	0.000008019	0.0635	0.089	0.8278
Modal	5	0.255	0.000003729	0.0177	0	0.932	0.9549	0	0.0745	0.00004053	0.0215	0.1379	0.089	0.8493
Modal	6	0.238	0.0004	0.000003011	0	0.9324	0.9549	0	0.0001	0.0012	5.799E-07	0.138	0.0902	0.8493
Modal	7	0.236	0.00001254	0.022	0	0.9324	0.9769	0	0.1138	0.00003436	0.0001	0.2518	0.0902	0.8493
Modal	8	0.234	0.00004647	0.0009	0	0.9324	0.9778	0	0.005	0.0002	0.00003585	0.2568	0.0904	0.8494
Modal	9	0.227	0.000002787	0.0018	0	0.9324	0.9796	0	0.0092	0.0001	0.0432	0.2659	0.0904	0.8925
Modal	10	0.213	0.0002	0	0	0.9326	0.9796	0	0.000001355	0.0009	0.000001047	0.2659	0.0913	0.8925
Modal	11	0.211	8.362E-07	0.0058	0	0.9326	0.9855	0	0.0479	0.0001	0.0319	0.3139	0.0914	0.9244
Modal	12	0.196	0.00001145	0.0014	0	0.9326	0.9869	0	0.0595	0.0002	0.0219	0.3733	0.0916	0.9464

Realizado por: Huacho G, Raúl, 2021

El control de los modos de vibración fue superado al presentar un comportamiento vibracional satisfactorio. Es así que, el primer modo, con un periodo fundamental de 0.398 segundos, es netamente traslacional (rotación menor a 1%). El segundo modo sigue siendo traslacional con rotación menor al 1%. El tercer modo de vibración es netamente torsional en 81.68% (sin traslaciones mayores al 1%).

2.21.1 Cortante dinámico por pisos

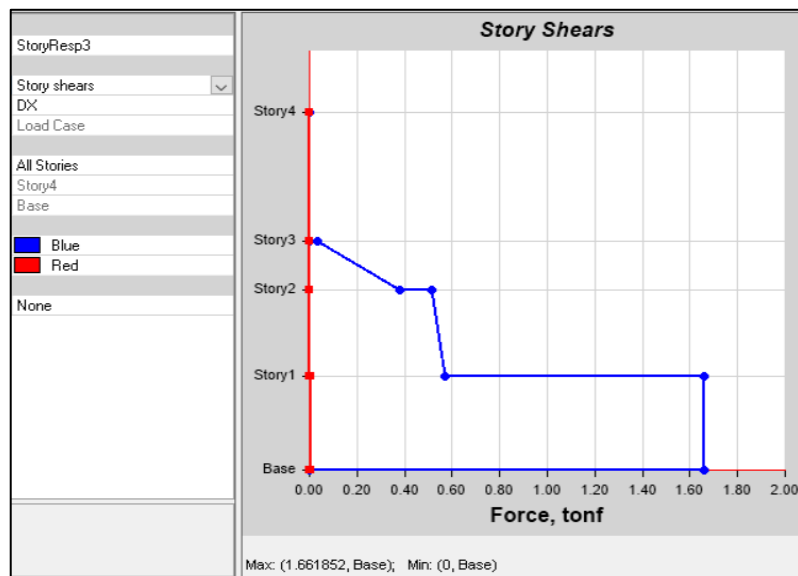


Figura 38-2: Cortante dinámica XX

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Cortante XX= 1.66 T

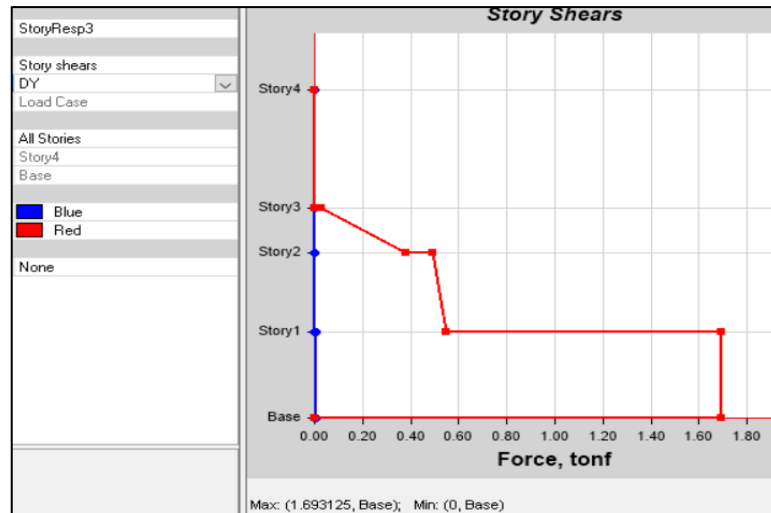


Figura 39-2: Cortante dinámica YY

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

2.22 Deriva dinámica por piso

Tabla 23-2: Deriva de pisos

DERIVAS DE PISO					
Deriva elastica		Deriva inelastica	R	Control	
XX	0.000458	0.27%	8	OK	<2%
YY	0.000557	0.33%	8	OK	<2%

Realizado por: Huacho G, Raúl, 2021

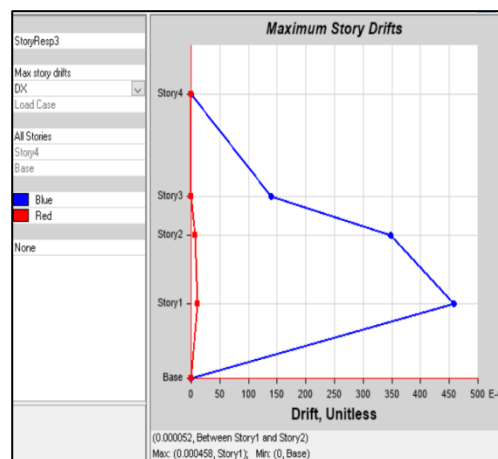


Figura 40-2: Deriva dinámica XX

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Deriva elástica XX= 0.000458

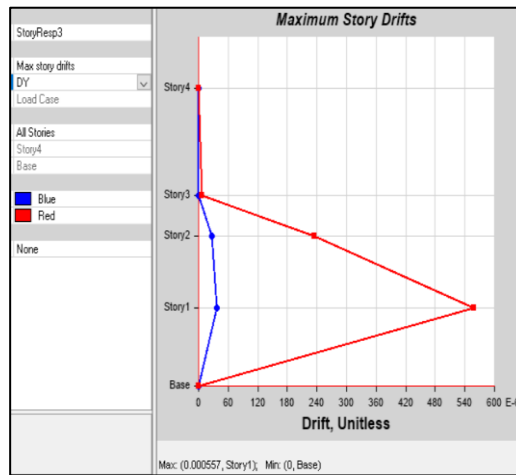


Figura 41-2: Deriva dinámica YY

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Deriva elástica YY= 0.000557

CAPITULO III

3. VALIDACION DEL DISEÑO

3.1 Control de diseño

Pórticos resistentes: El control del diseño y prediseño se lo realiza en el software el cual nos indica a través del código de colores, siendo el rojo el de falla máxima

3.1.1 Pórticos resistentes SMF (special moment frame.) Diseño de pórticos a momentos especial

Los pórticos resistentes a momentos del sistema SMF de alta ductilidad sísmica, incluye reduccional de viga RBS.

Item	Value
01 Design Code	AISC 360-10
02 Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03 Framing Type	SMF
04 Seismic Design Category	D
05 Importance Factor	1
06 Design System Rho	1
07 Design System Sds	0.5
08 Design System R	8
09 Design System Omega0	3
10 Design System Cd	5.5
11 Design Provision	LRFD
12 Analysis Method	Direct Analysis
13 Second Order Method	General 2nd Order
14 Stiffness Reduction Method	Taub Fixed
15 Add Notional load cases into seismic combos?	No
16 Beta Factor	1.3
17 BetaOmega Factor	1.6
18 Phi(Bending)	0.9

Figura 1-3: Preferencia de diseño – SMF

Realizado por: Huacho G, Raúl O. 2021

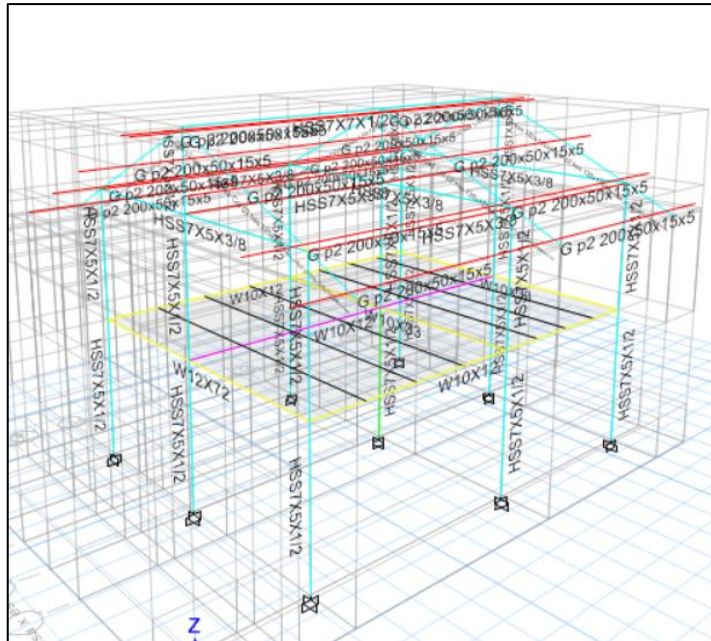


Figura 2-3: Modelo de diseño con SMF

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Los elementos destinados al entrepiso con losa tipo DECK resisten las fuerzas sin ningún problema

3.1.2 Pórticos resistentes OMF de baja ductilidad sísmica

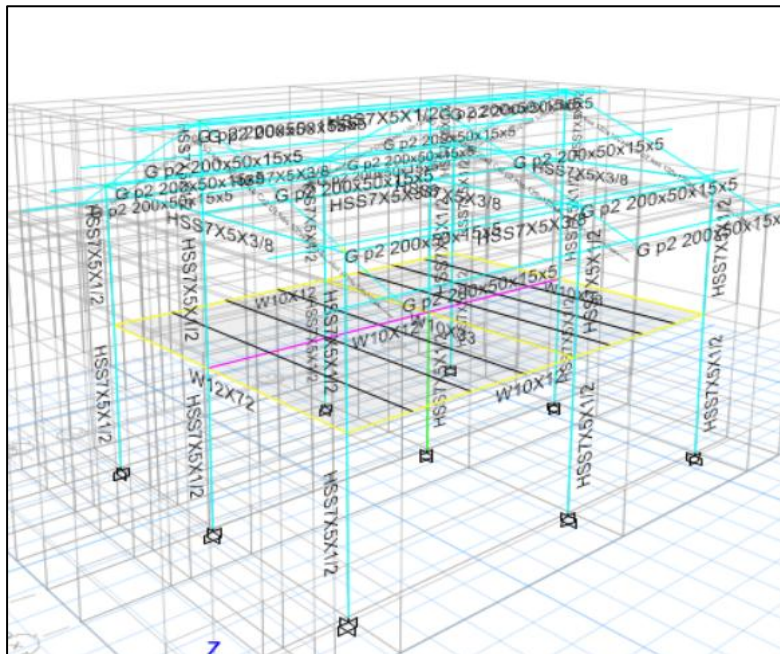


Figura3-3: Modelo de diseño con OMF

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

El elemento tipo cubierta incluidos correas G resisten las fuerzas aplicadas.

3.2 Control de Columnas Hss 7x5x1/2

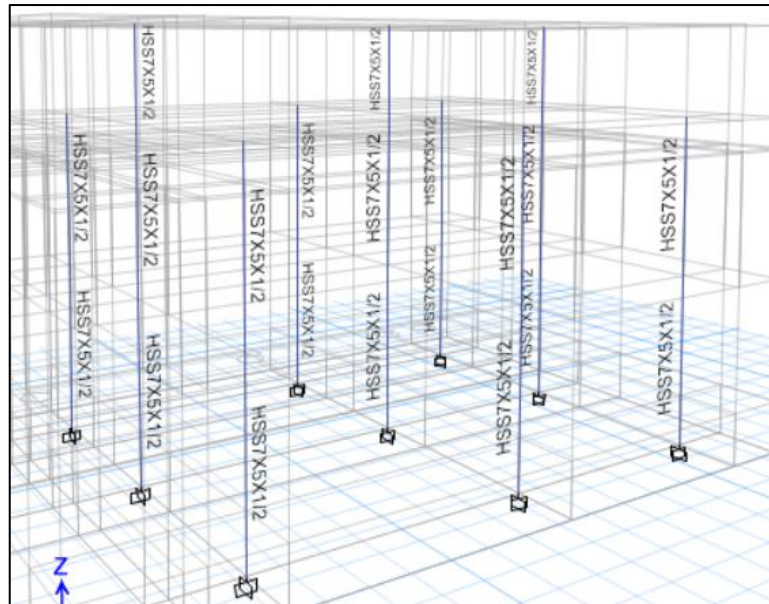


Figura 4-3: Sección de columnas del modelo

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Hss 7x5x1/2 pulgadas, es el perfil seleccionado ya que cumple con todas las verificaciones realizadas por el programa. A continuación, se diseña las conexiones y tipos de uniones en perfiles y columnas, con la intención de que las solicitudes de carga sean cubiertas por un tipo de suelda o anclaje específico.

3.3 Control de Vigas y viguetas primer piso

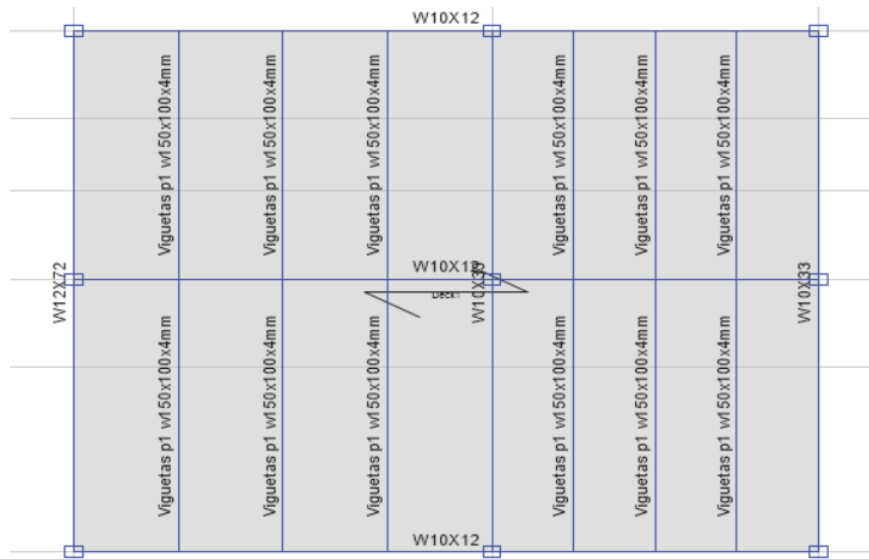


Figura 5-3: Sección de vigas y viguetas – primer piso

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

V_{xx}= w10x12

V_{yy}= w10x33

V_{yy} eje1= W12x72



Figura 6-3: Vigueta primer piso= w150x100x4 mm

Realizado por: Huacho. G. Raúl 2021

3.4 Control de Vigas y viguetas segundo piso

Vigas nivel 5.17 m = hss7x5x3/8 plg

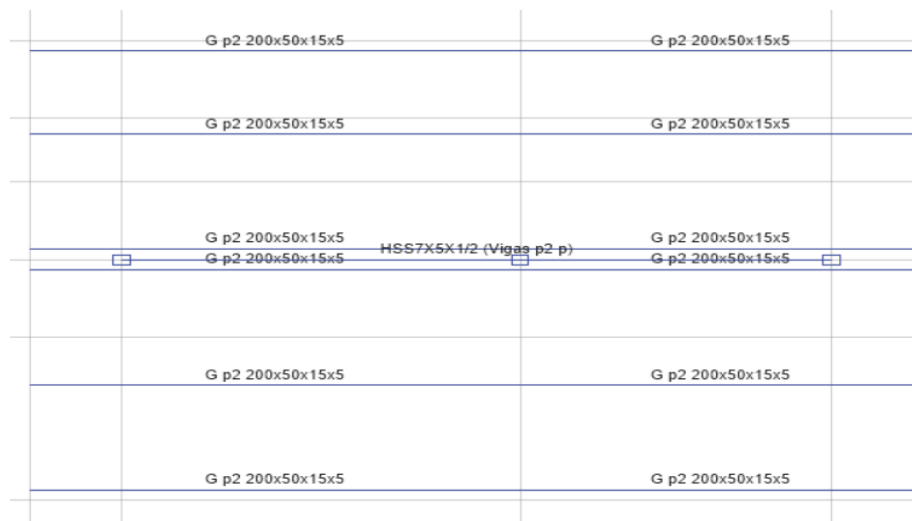


Figura 7-3: Sección de vigas y viguetas – segundo piso

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

3.5 Control de viguetas tipo Correa G en cubierta inclinada= G 200x50x15x5mm



Figura 8-3: Sección de vigas en cubierta inclinada

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Viga cubierta inclinada= hss120x120x4mm

3.6 Control de esfuerzos en la Escalera

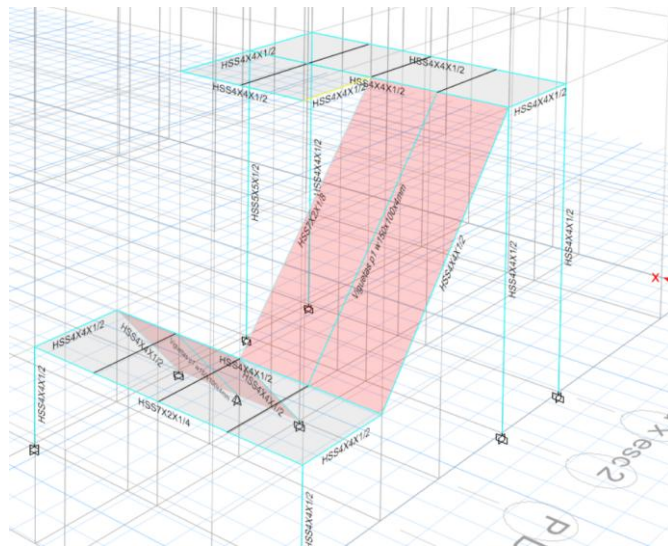


Figura 9-3: Sección de elementos de grada

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Columnas escalera= hss4x4x1/2 plg

Vigas escalera= hss4x4x1/2 plg

Viga escalera descanso= hss7x2x1/4(plg)

Viguetas escalera= w150x100x4mm

3.7 Control de Conexiones

3.7.1 Conexión: Viguetas W150x100x4mm – Viga principal

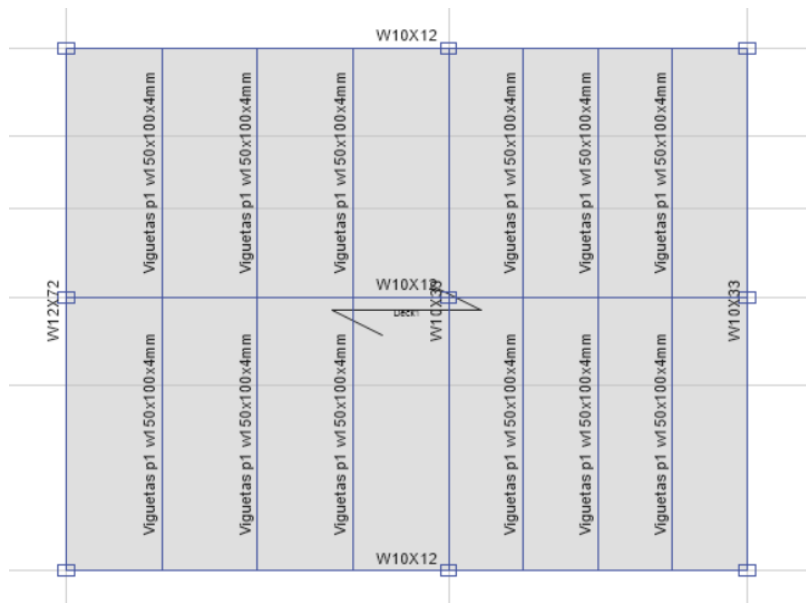
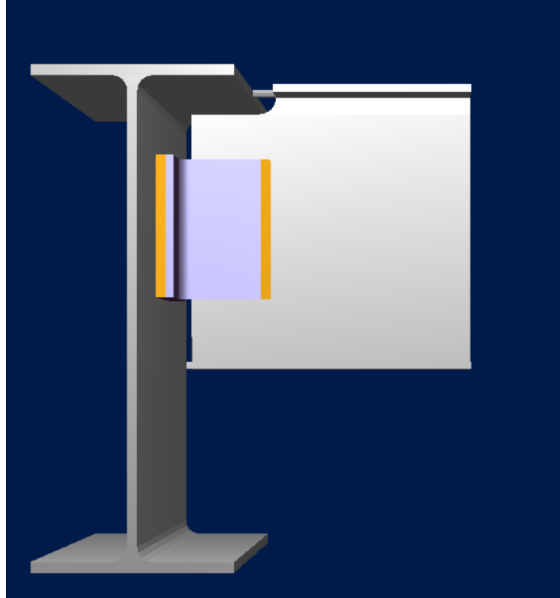


Figura 10-3: Conexión de Viga principal a viguetas

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

3.7.2 Cargas a Corte en viguetas bajo demanda gravitacional:

3.7.2.1 Carga muerta

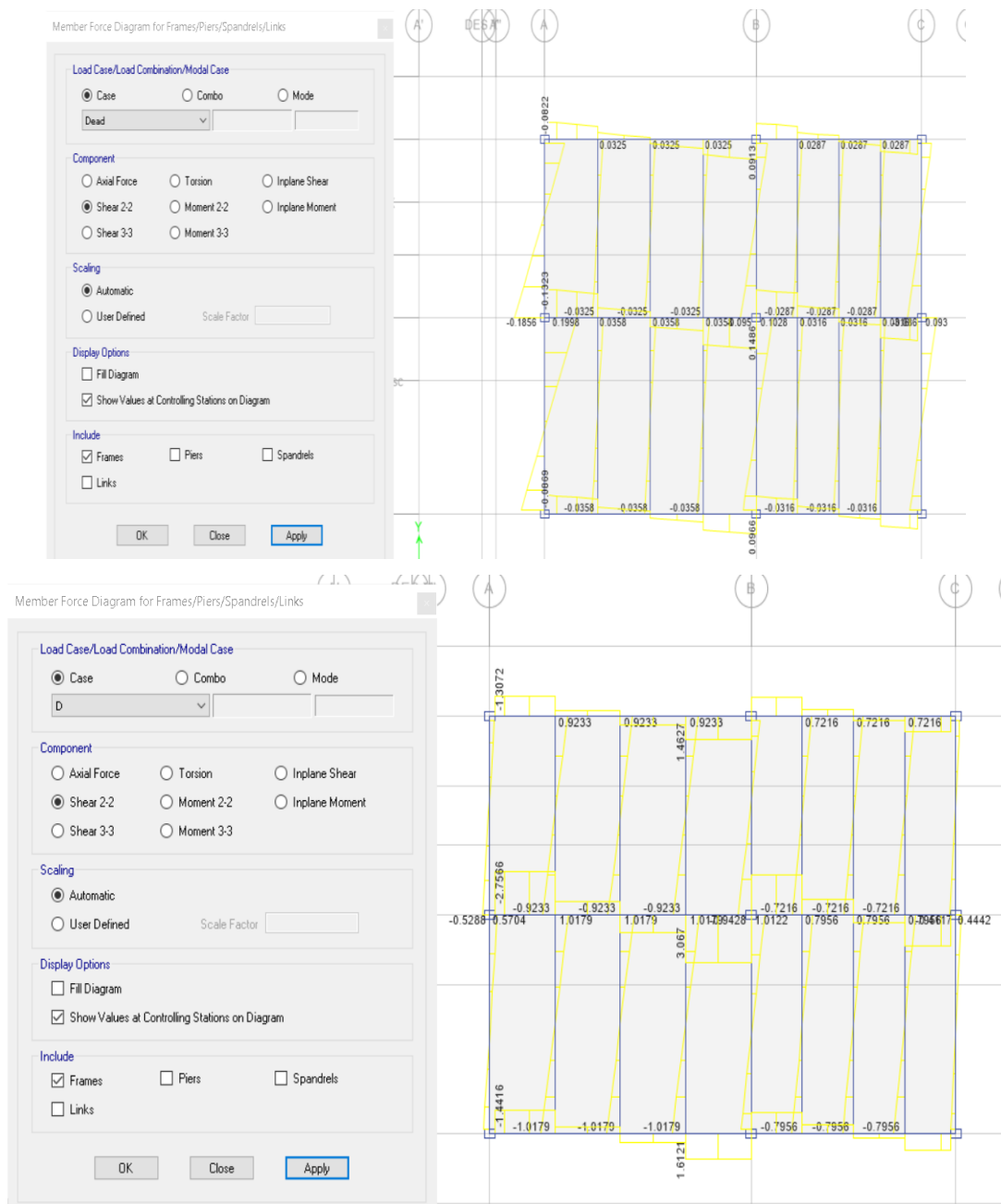


Figura 11-3: Cargas a corte en viguetas por carga muerta (D-Dead)

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Dead Load $V_{22} = 0.04 + 1.02 = 1.06T$

3.7.2.2 Carga Viva

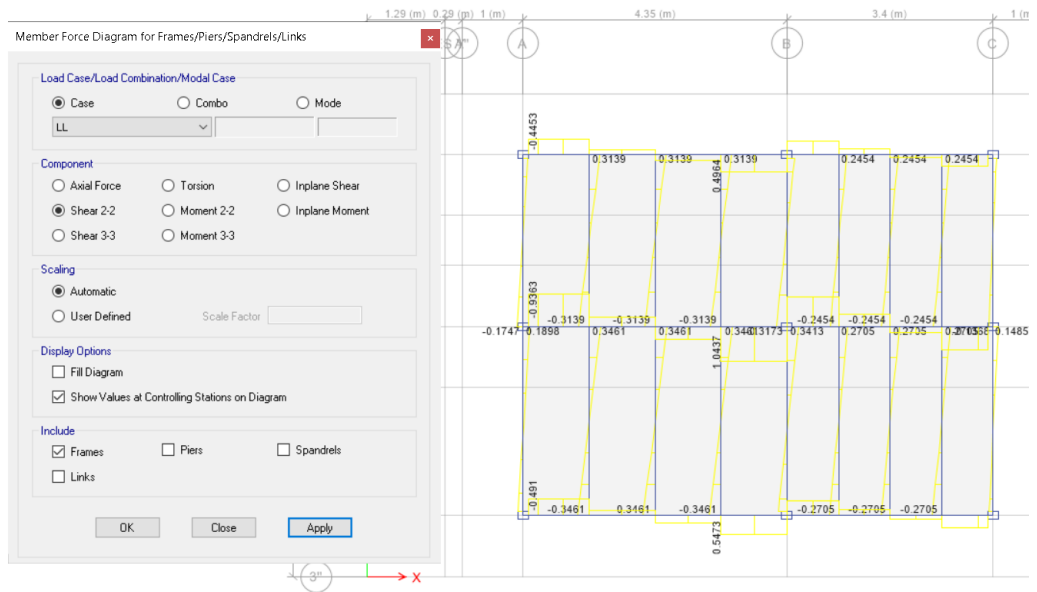


Figura 12-3: Cargas a corte en viguetas por carga viva (LL)

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Live Load V22= 0.35T

Satisface la demanda no tiene zonas rojas

3.7.3 Control con Ram- Conection de viga principal-vigueta W150x100x4-W100x33

3.7.3.1 Viga continua en dos tramos

Tabla1-3: Viga continua en dos tramos

Ru	Pu [Ton]	Tipo de carga [Ton]	Design
DL	1.06	0.00	Design
LL	0.35	0.00	Design
SL	0.00	0.00	Design
Wx	0.00	0.00	Design
EQx	0.00	0.00	Design
D1	1.48	0.00	Design
D2	1.83	0.00	Design
D3	1.27	0.00	Design
D4	1.83	0.00	Design
D5	1.27	0.00	Design
D6	1.27	0.00	Design
D7	1.62	0.00	Design
D8	1.27	0.00	Design
D9	1.27	0.00	Design
D10	1.27	0.00	Design
D11	1.62	0.00	Design
D12	1.62	0.00	Design
D13	1.27	0.00	Design
D14	1.27	0.00	Design
D15	1.62	0.00	Design
D16	1.27	0.00	Design
D17	1.62	0.00	Design
D18	1.62	0.00	Design
D19	0.95	0.00	Design
D20	0.95	0.00	Design

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Tabla 2-3: Consideraciones geométricas

Unit	Value	Min. value	Max. value	Sta.	References
Te					
Longitud	[m]	0.08	0.08	0.14	P. 10-129
Te (lado de la viga)					
Tamaño de soldadura	[1/16in]	3	3	3	table J2.4, Sec. J2.2b
Te (lado del soporte)					
Tamaño de soldadura	[1/16in]	3	3	5	table J2.4, Sec. J2.2b
Viga					
Longitud de copado superior	[m]	0.05	--	0.30	
Longitud del copado inferior	[m]	0.00	--	0.30	
Profundidad del copado superior	[m]	0.01	--	0.03	
Profundidad del copado inferior	[m]	0.00	--	0.03	
Tamaño de soldadura	[1/16in]	3	3	3	table J2.4, Sec. J2.2b

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Tabla 3-3: Verificación de diseño

Unit	Capacity	Demand	Ctrl EQ	Ratio	References	
Te (lado de la viga)						
Resistencia de la soldadura	[Ton]	2.60	1.83	D2	0.71	p. 9-5, Tables 8-4 .. 8-11
Corte a fluencia	[Ton]	8.10	1.83	D2	0.23	Eq. J4-3
Te (lado del soporte)						
Resistencia de la soldadura	[Ton]	11.19	1.83	D2	0.16	p. 9-5, Tables 8-4 .. 8-11
Corte a fluencia	[Ton]	19.96	1.83	D2	0.09	Eq. J4-3
Viga						
Corte a fluencia	[Ton]	8.32	1.83	D2	0.22	Eq. J4-3
Bloque de corte	[Ton]	9.15	1.83	D2	0.20	Eq. J4-5
Flexión a rotura	[Ton]	9.80	1.83	D2	0.19	p. 9-6
Flexión en fluencia	[Ton]	7.30	1.83	D2	0.25	p. 9-6
Pandeo local del alma	[Ton]	7.30	1.83	D2	0.25	p. 9-7
Relación de resistencia crítica global	0.71					

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

3.7.3.2 Viga continua en 1 tramo

Tabla 4-3: Viga continua en 1 tramo

Ru	Pu [Ton]	Tipo de carga [Ton]	Design
DL	1.06	0.00	
LL	0.40	0.00	Design
SL	0.00	0.00	Design
Wx	0.00	0.00	Design
EQx	0.00	0.00	Design
D1	1.48	0.00	Design
D2	1.91	0.00	Design
D3	1.27	0.00	Design
D4	1.91	0.00	Design
D5	1.27	0.00	Design
D6	1.27	0.00	Design
D7	1.67	0.00	Design
D8	1.27	0.00	Design
D9	1.27	0.00	Design
D10	1.27	0.00	Design
D11	1.67	0.00	Design
D12	1.67	0.00	Design
D13	1.27	0.00	Design
D14	1.27	0.00	Design
D15	1.67	0.00	Design
D16	1.27	0.00	Design
D17	1.67	0.00	Design
D18	1.67	0.00	Design
D19	0.95	0.00	Design
D20	0.95	0.00	Design

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Tabla 5-3: Consideraciones geométricas

Dimensions	Unit	Value	Min. value	Max. value	Sta.	References
Te Longitud	[m]	0.08	0.08	0.14	✓	P. 10-129
Te (lado de la viga)						
Tamaño de soldadura	[1/16in]	3	3	3	✓	table J2.4, Sec. J2.2b
Te (lado del soporte)						
Tamaño de soldadura	[1/16in]	3	3	5	✓	table J2.4, Sec. J2.2b
Viga						
Longitud de copado superior	[m]	0.05	--	0.30	✓	
Longitud del copado inferior	[m]	0.00	--	0.30	✓	
Dimensions	Unit	Value	Min. value	Max. value	Sta.	References
Profundidad del copado superior	[m]	0.01	--	0.03	✓	
Profundidad del copado inferior	[m]	0.00	--	0.03	✓	
Tamaño de soldadura	[1/16in]	3	3	3	✓	table J2.4, Sec. J2.2b

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Tabla 6-3: Verificación de diseño

Verification	Unit	Capacity	Demand	Ctrl EQ	Ratio	References
Te (lado de la viga)						
Resistencia de la soldadura	[Ton]	2.60	1.91	D2	0.74	p. 9-5, Tables 8-4 .. 8-11
Corte a fluencia	[Ton]	8.10	1.91	D2	0.24	Eq. J4-3
Te (lado del soporte)						
Resistencia de la soldadura	[Ton]	11.19	1.91	D2	0.17	p. 9-5, Tables 8-4 8-11
Corte a fluencia	[Ton]	19.96	1.91	D2	0.10	Eq. J4-3
Viga						
Corte a fluencia	[Ton]	8.32	1.91	D2	0.23	Eq. J4-3
Bloque de corte	[Ton]	9.15	1.91	D2	0.21	Eq. J4-5
Flexión a rotura	[Ton]	9.80	1.91	D2	0.20	p. 9-6
Flexión en fluencia	[Ton]	7.30	1.91	D2	0.26	p. 9-6
Pandeo local del alma	[Ton]	7.30	1.91	D2	0.26	p. 9-7

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Relación de resistencia crítica global

0.74 OK

3.7.4 Control de la Conexión: viga– columna W10x12-Hss 7x5x1/2

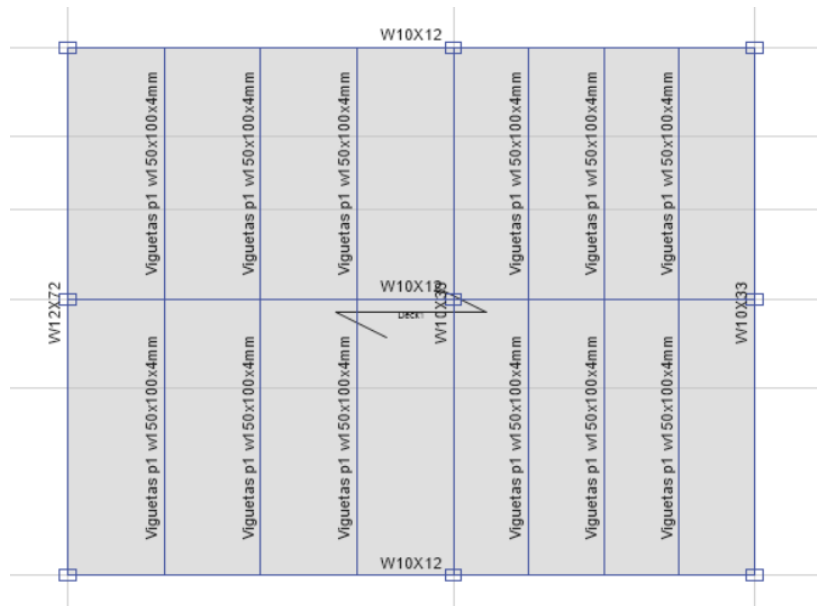
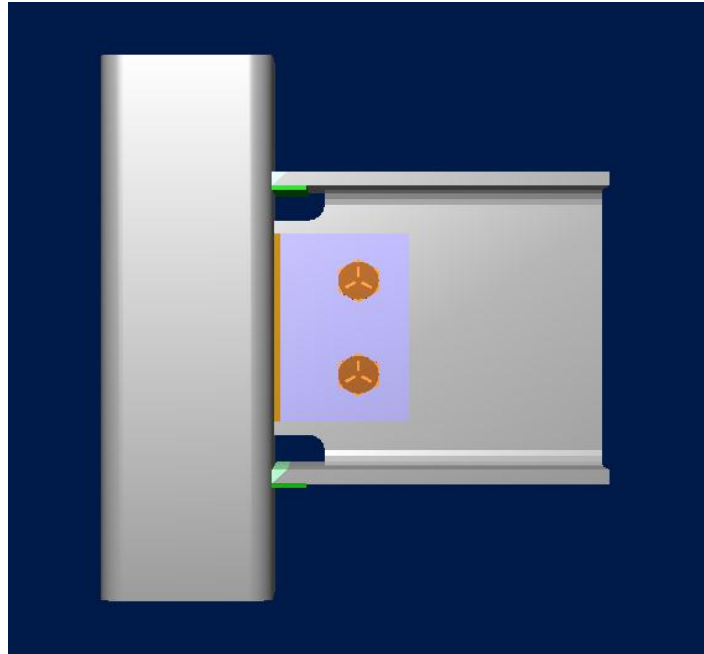


Figura 13-3: Conexión de Viga a Columna W10x12 – Col Hss 7x5x1/2

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Tabla 7-3: Resumen de cargas

Beam(s) - Column(s)												
Num	Conditi	Right Beam					Column			Left Beam		
		V2	Axial	M33	MMax	MLT	V2	Axial	M33	V2	Axial	M33
1	DL	3.22	0	2.9	0	0	0.6	9.3	0.96	3.22	0	2.9
2	LL	1.05	0	0.942	0	0	0.2	3.11	0.35	1.05	0	0.942
3	SL	0.002	0	0.003	0	0	0.02	0.18	0	0.002	0	0.003
4	Wx	0.004	0	0.0066	0	0	0.34	0.171	0	0.004	0	0.0066
5	EQx	0.46	0	0.78	0	0	0.81	0.95	0	0.46	0	0.78

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

3.7.4.1 Control y análisis con Ram Conexión de la conexión viga-columna W10x12-Hss7x5x1/2

Tabla 8-3: Diseño Ram conection.

SOLICITACIONES

Ru	Pu	Pu	Mu22	Mu33	Tipo de carga	
	[Ton]	[Ton]	[Ton]	[Ton*m]	[Ton*m]	
DL	3.22	0.00	9.30	0.00	0.96	Design
LL	1.05	0.00	3.11	0.00	0.35	Design
SL	0.00	0.00	0.18	0.00	0.00	Design
Wx	0.00	0.00	0.17	0.00	0.00	Design
EQx	0.46	0.00	0.95	0.00	0.00	Design
D1	4.51	0.00	13.02	0.00	1.34	Design
D2	5.54	0.00	16.14	0.00	1.71	Design
D3	3.87	0.00	11.25	0.00	1.15	Design
D4	5.55	0.00	16.23	0.00	1.71	Design
D5	3.87	0.00	11.45	0.00	1.15	Design
D6	3.87	0.00	11.25	0.00	1.15	Design
D7	4.92	0.00	14.56	0.00	1.50	Design
D8	3.87	0.00	11.53	0.00	1.15	Design
D9	3.87	0.00	11.33	0.00	1.15	Design
D10	3.87	0.00	11.42	0.00	1.15	Design
D11	4.92	0.00	14.44	0.00	1.50	Design
D12	4.92	0.00	14.53	0.00	1.50	Design
D13	3.86	0.00	11.20	0.00	1.15	Design
D14	4.32	0.00	12.11	0.00	1.15	Design
D15	4.91	0.00	14.31	0.00	1.50	Design
D16	4.32	0.00	12.15	0.00	1.15	Design
D17	5.37	0.00	15.22	0.00	1.50	Design
D18	5.37	0.00	15.26	0.00	1.50	Design
D19	2.90	0.00	8.54	0.00	0.86	Design
D20	3.36	0.00	9.32	0.00	0.86	Design

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Tabla 9-3: Consideraciones geométricas

Dimensions Sta.	Unit References	Value	Min. value	Max. value	
<u>Placa de corte</u>					
Longitud 10-104	[m]	0.15	0.11	0.22	✓ p.
Espesor 10-102	[m]	0.01	--	0.01	✓ p.
Número de pernos p 10-102		2	2	12	✓
Distancia desde línea de perno a la línea de soldadura p 10-102	[m]	0.06	-- 0.09		✓
Espesor mínimo de placa o alma de viga Table 10-9	[m]	0.00	--	0.01	✓
Espesor, previene la falla a punzonamiento de pared del HSS[m] Eq. K1-10		0.01 - 0.02			✓
Distancia vertical al borde Tables J3.4,	[m]	0.04	0.03	--	✓
					J3.5
Distancia horizontal al borde 10-103	[m]	0.04	0.04	--	✓ p.
Separación vertical entre pernos Sec. J3.3,	[m]	0.08	0.05	0.12	✓
					Sec. J3.5
<u>Viga</u>					
Distancia vertical al borde Tables J3.4,	[m]	0.09	0.03	--	✓
					J3.5
Distancia horizontal al borde 10-103	[m]	0.05	0.04	--	✓ p.
<u>Soporte</u>					
Valor máximo para el esfuerzo a fluencia especificado ✓	[kg/m ²] Sec. K1.2	2.531037E07	--	3.655962E07	
Esfuerzo a fluencia con relación al esfuerzo a tensión		0.62	-- 0.80		✓ Sec. K1.2
Tamaño de soldadura 10-101	[1/16in]	3	3	--	✓ p.
Longitud de soldadura Sec. J2.2b	[m]	0.15	0.02	--	✓
Espesor Sec. B4.2,	[m]	0.01	0.00	--	✓
					p. 10-158

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Tabla 10-3: Verificación de diseño

Verification	Unit	Capacity	Demand	Ctrl EQ	Ratio References
Placa de corte					
Corte en los pernos	[Ton]	12.24	5.55	D4 0.45	Tables (7-1..14)
Aplastamiento de pernos por corte	[Ton]	11.58	5.55	D4 0.48	p. 7-18,
Corte a fluencia	[Ton]	14.70	5.55	D4 0.38	Eq. J4-3
Corte a rotura	[Ton]	12.58	5.55	D4 0.44	Eq. J4-4
Bloque de corte	[Ton]	13.51	5.55	D4 0.41	Eq. J4-5
Placa (lado del soporte)					
Resistencia de la soldadura	[Ton]	22.73	5.55	D4 0.24	Tables 8-4 .. 8-11
Viga					
Aplastamiento de pernos por corte	[Ton]	10.18	5.55	D4 0.54	p. 7-18,
Corte a fluencia	[Ton]	18.37	5.55	D4 0.30	Eq. J4-3
Soporte					
Rotura en las soldaduras	[Ton/m]	288.98	24.26	D4 0.08	p. 9-5

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021



Relación de resistencia crítica global 0.54 OK**Tabla 11-3:** Diseño a momentos (Ram a momentos)**SOLICITACIONES**

	Viga		Viga derecha		Viga izquierda		Columna	Panel		
DL	0.00	0.00	2.90	-11.82	11.82	-11.82	11.82	9.30	0.60	Design
LL	0.00	0.00	0.94	-3.84	3.84	-3.84	3.84	3.11	0.20	Design
SL	0.00	0.00	0.00	-0.01	0.01	-0.01	0.01	0.18	0.02	Design
Wx	0.00	0.00	0.01	-0.03	0.03	-0.03	0.03	0.17	0.34	Design
EQx	0.00	0.00	0.78	-3.18	3.18	-3.18	3.18	0.95	0.81	Design
D1	0.00	0.00	4.06	-16.55	16.55	-16.55	16.55	13.02	0.84	Design
D2	0.00	0.00	4.99	-20.33	20.33	-20.33	20.33	16.14	1.04	Design
D3	0.00	0.00	3.48	-14.19	14.19	-14.19	14.19	11.25	0.73	Design
D4	0.00	0.00	4.99	-20.33	20.33	-20.33	20.33	16.23	1.05	Design
D5	0.00	0.00	3.48	-14.20	14.20	-14.20	14.20	11.45	0.75	Design
D6	0.00	0.00	3.48	-14.20	14.20	-14.20	14.20	11.25	0.89	Design
D7	0.00	0.00	4.43	-18.04	18.04	-18.04	18.04	14.56	0.95	Design
D8	0.00	0.00	3.49	-14.22	14.22	-14.22	14.22	11.53	0.92	Design
D9	0.00	0.00	3.49	-14.21	14.21	-14.21	14.21	11.33	1.06	Design
D10	0.00	0.00	3.49	-14.22	14.22	-14.22	14.22	11.42	1.07	Design

D11	0.00	0.00	4.43	-18.05	18.05	-18.05	18.05	14.44	1.26	Design
D12	0.00	0.00	4.43	-18.06	18.06	-18.06	18.06	14.53	1.27	Design
D13	0.00	0.00	3.48	-14.19	14.19	-14.19	14.19	11.20	0.72	Design
D14	0.00	0.00	4.26	-17.36	17.36	-17.36	17.36	12.11	1.53	Design
D15	0.00	0.00	4.42	-18.02	18.02	-18.02	18.02	14.31	0.92	Design
D16	0.00	0.00	4.26	-17.36	17.36	-17.36	17.36	12.15	1.53	Design
D17	0.00	0.00	5.20	-21.20	21.20	-21.20	21.20	15.22	1.73	Design
D18	0.00	0.00	5.20	-21.20	21.20	-21.20	21.20	15.26	1.73	Design
D19	0.00	0.00	2.62	-10.66	10.66	-10.66	10.66	8.54	0.88	Design
D20	0.00	0.00	3.39	-13.82	13.82	-13.82	13.82	9.32	1.35	Design

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Tabla 12-3: Verificación de diseño

Verification	Unit	Capacity	Demand	Ctrl EQ	Ratio	References
Soporte						
Fluencia local de las paredes laterales	[Ton]	56.15	21.20	D18	0.38 	Eq. K1-9
Pandeo local de las paredes laterales	[Ton]	558.41	21.20	D18	0.04 	Eq. K1-11

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Relación de resistencia crítica global **0.38**

3.7.5 Control de la conexión: Viga-columna W10x33– col Hss7x5x1/2

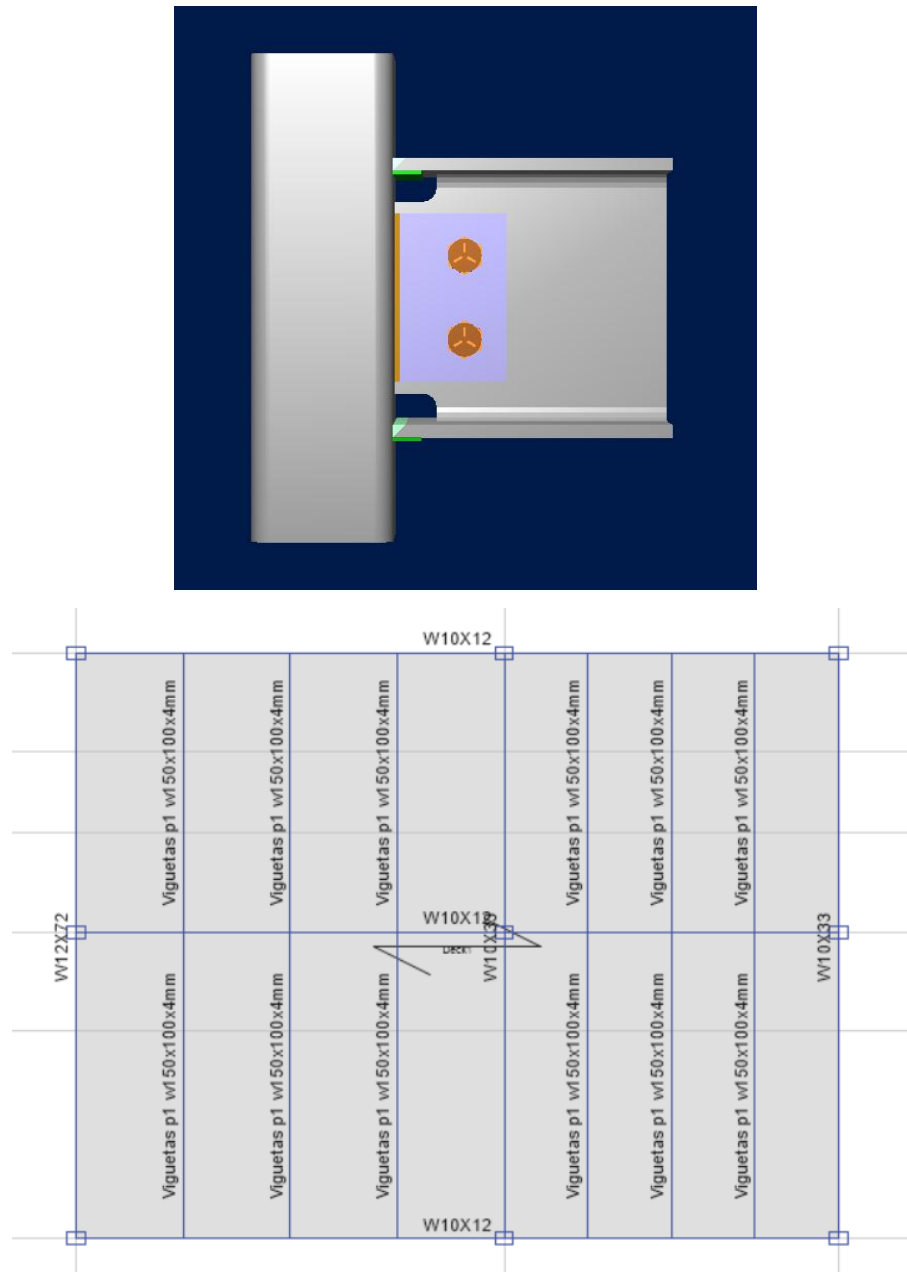


Figura 14-3: Conexión de Viga a Columna W10x33 – Col Hss 7x5x1/2

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Tabla 13-3: Resumen de cargas (Véase Anexo D)

Beam(s) - Column(s)									
Num	Condit	Right Beam					Column		Left Beam
		V2	Axial	M33	MMax	MLT	Axial	M22	V2
1	DL	1.04	0	0.6	0	0	9.3	0.09	1.04
2	LL	0.35	0	0.18	0	0	3.11	0.03	0.35
3	SL	0	0	0	0	0	0.18	0	0
4	Wx	0.2	0	0.32	0	0	0.171	0.32	0.2
5	EQx	0.46	0	1.033	0	0	0.95	1.03	0.46

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

3.7.5.1 Control con Ram a corte: Conexión viga-columna W10x33-colHss7x5x1/2

Tabla 14-3: Diseño Ram a Corte

SOLICITACIONES

Ru	Viga		Columna		Tipo de carga	Design
	Pu	Pu	Mu22	Mu33		
	[Ton]	[Ton]	[Ton]	[Ton*m]	[Ton*m]	
DL	1.04	0.00	9.30	0.09	0.00	Design
LL	0.35	0.00	3.11	0.03	0.00	Design
SL	0.00	0.00	0.18	0.00	0.00	Design
Wx	0.20	0.00	0.17	0.32	0.00	Design
EQx	0.46	0.00	0.95	1.03	0.00	Design
D1	1.46	0.00	13.02	0.13	0.00	Design
D2	1.81	0.00	16.14	0.16	0.00	Design
D3	1.25	0.00	11.25	0.11	0.00	Design
D4	1.81	0.00	16.23	0.16	0.00	Design
D5	1.25	0.00	11.45	0.11	0.00	Design
D6	1.35	0.00	11.25	0.27	0.00	Design
D7	1.60	0.00	14.56	0.14	0.00	Design
D8	1.35	0.00	11.53	0.27	0.00	Design
D9	1.45	0.00	11.33	0.43	0.00	Design
D10	1.45	0.00	11.42	0.43	0.00	Design
D11	1.80	0.00	14.44	0.46	0.00	Design
D12	1.80	0.00	14.53	0.46	0.00	Design
D13	1.25	0.00	11.20	0.11	0.00	Design
D14	1.71	0.00	12.11	1.14	0.00	Design
D15	1.60	0.00	14.31	0.14	0.00	Design
D16	1.71	0.00	12.15	1.14	0.00	Design
D17	2.06	0.00	15.22	1.17	0.00	Design
D18	2.06	0.00	15.26	1.17	0.00	Design
D19	1.14	0.00	8.54	0.40	0.00	Design
D20	1.40	0.00	9.32	1.11	0.00	Design

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Tabla 15-3: Consideraciones geométricas

Dimensions Sta.	Unit References	Value	Min. value	Max. value	
<u>Placa de corte</u>					
Longitud 10-104	[m]	0.15	0.10	0.20	✓ p.
Espesor 10-102	[m]	0.01	--	0.01	✓ p.
Número de pernos ✓	p 10-102	2	2	12	
Distancia desde línea de perno a la línea de soldadura p 10-102	[m]	0.06	-- 0.09		✓
Espesor mínimo de placa o alma de viga Table 10-9	[m]	0.01	--	0.01	✓
Espesor, previene la falla a punzonamiento de pared del HSS ✓	[m] Eq. K1-10	0.01	--	0.02	
Distancia vertical al borde Tables J3.4,	[m]	0.04	0.03	--	✓
					J3.5
Distancia horizontal al borde 10-103	[m]	0.04	0.04	--	✓ p.
Separación vertical entre pernos Sec. J3.3,	[m]	0.08	0.05	0.15	✓
					Sec. J3.5
<u>Viga</u>					
Distancia vertical al borde Tables J3.4,	[m]	0.09	0.03	--	✓
					J3.5
Distancia horizontal al borde 10-103	[m]	0.05	0.04	--	✓ p.
<u>Soporte</u>					
Valor máximo para el esfuerzo a fluencia especificado ✓	[kg/m2] Sec. K1.2	2.531037E07	--	3.655962E07	
Esfuerzo a fluencia con relación al esfuerzo a tensión		0.62	-- 0.80		✓ Sec. K1.2
Tamaño de soldadura 10-101	[1/16in]	3	3	--	✓ p.
Longitud de soldadura Sec. J2.2b	[m]	0.15	0.02	--	✓
Espesor Sec. B4.2,	[m]	0.01	0.00	--	✓
					p. 10-158

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Tabla 16-3: Verificación de diseño

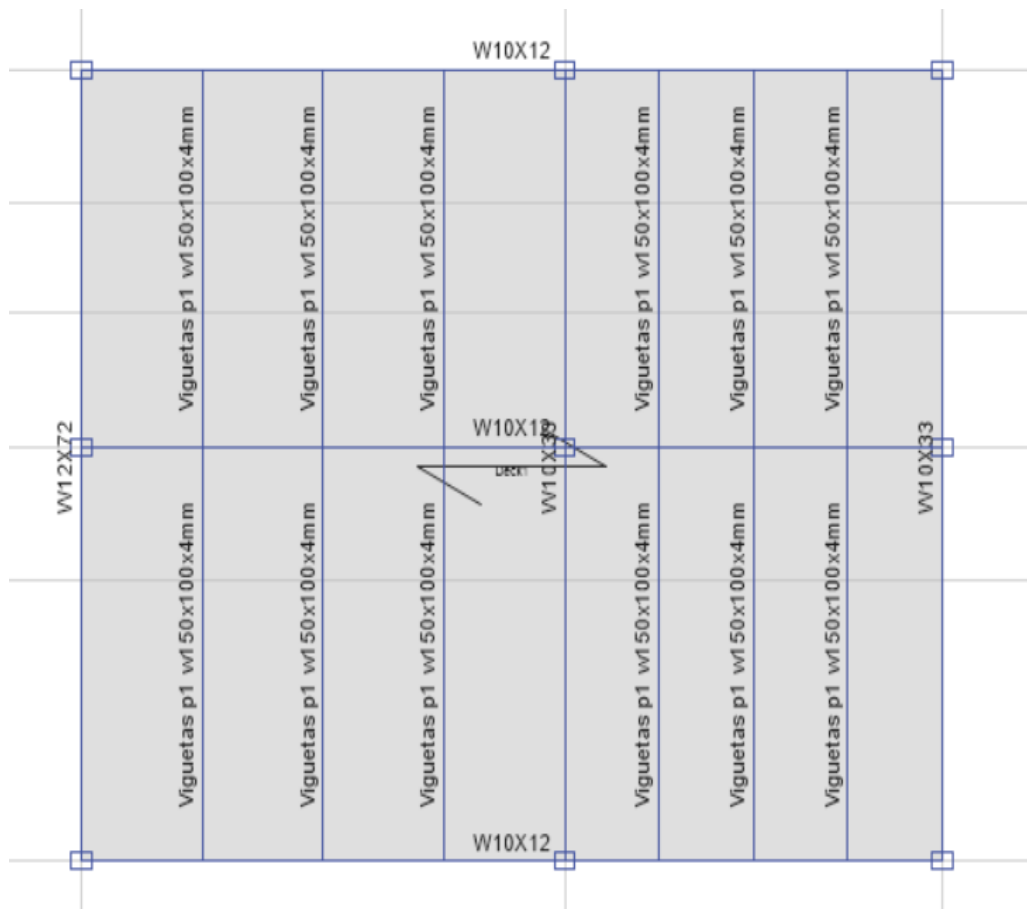
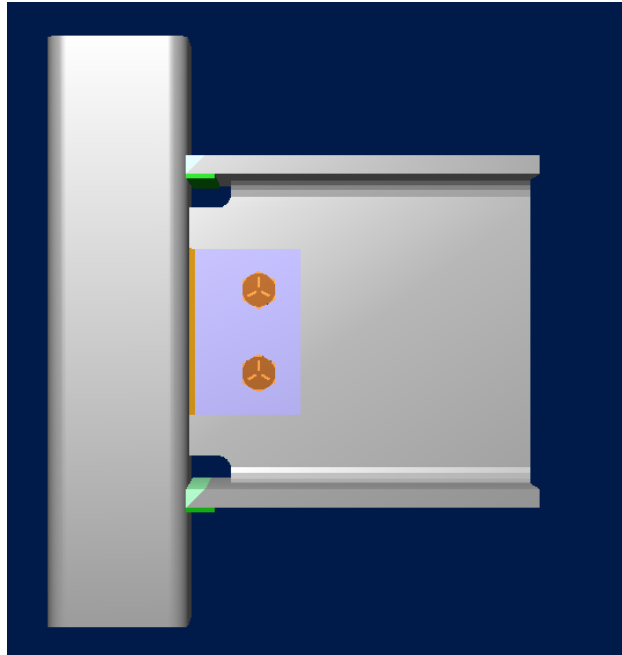
Verification	Unit	Capacity	Demand	Ctrl EQ	Ratio	References
<u>Placa de corte</u>						
Corte en los pernos	[Ton]	12.24	2.06	D17	0.17	Tables (7-1..14)
Aplastamiento de pernos por corte	[Ton]	11.58	2.06	D17	0.18	p. 7-18, Sec. J3.10
Corte a fluencia	[Ton]	14.70	2.06	D17	0.14	Eq. J4-3
Corte a rotura	[Ton]	12.58	2.06	D17	0.16	Eq. J4-4
Bloque de corte	[Ton]	13.51	2.06	D17	0.15	Eq. J4-5
<u>Placa (lado del soporte)</u>						
Resistencia de la soldadura	[Ton]	22.73	2.06	D17	0.09	Tables 8-4 .. 8-11
<u>Viga</u>						
Aplastamiento de pernos por corte	[Ton]	15.53	2.06	D17	0.13	p. 7-18, Sec. J3.10
Corte a fluencia	[Ton]	27.65	2.06	D17	0.07	Eq. J4-3
<u>Soporte</u>						
Rotura en las soldaduras	[Ton/m]	288.98	18.01	D17	0.06	p. 9-5

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Relación de resistencia crítica global

0.18

3.7.6 Control de la Conexión: viga-columna (W12x72– col Hss 7x5x1/2)



Beam(s) - Column(s)									
Num	Condit	Right Beam					Column		Left Beam
		V2	Axial	M33	MMax	MLT	Axial	M22	V2
1	DL	0.77	0	0.4	0	0	9.3	0.09	0.77
2	LL	0.2	0	0.09	0	0	3.11	0.03	0.2
3	SL	0	0	0	0	0	0.18	0	0
4	Wx	0.2	0	0.33	0	0	0.171	0.32	0.2
5	EQx	0.7	0	1.2	0	0	0.95	1.03	0.7

Figura 15-3: Conexión de Viga a Columna W12x72– Col Hss 7x5x1/2

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

3.7.6.1 Control con RAM a corte de la conexión viga- columna (W12x72-ColHss 7x5x1/2)

Tabla 17-3: Diseño Ram Corte 1.

SOLICITACIONES

	Viga		Columna				
	Ru	Pu	Pu	Mu22	Mu33	Tipo de carga	
		[Ton]	[Ton]	[Ton]	[Ton*m]	[Ton*m]	
DL		0.77	0.00	9.30	0.09	0.00	Design
LL		0.20	0.00	3.11	0.03	0.00	Design
SL		0.00	0.00	0.18	0.00	0.00	Design
Wx		0.20	0.00	0.17	0.32	0.00	Design
EQx		0.70	0.00	0.95	1.03	0.00	Design
D1		1.08	0.00	13.02	0.13	0.00	Design
D2		1.24	0.00	16.14	0.16	0.00	Design
D3		0.92	0.00	11.25	0.11	0.00	Design
D4		1.24	0.00	16.23	0.16	0.00	Design
D5		0.92	0.00	11.45	0.11	0.00	Design
D6		1.02	0.00	11.25	0.27	0.00	Design
D7		1.12	0.00	14.56	0.14	0.00	Design
D8		1.02	0.00	11.53	0.27	0.00	Design
D9		1.12	0.00	11.33	0.43	0.00	Design
D10		1.12	0.00	11.42	0.43	0.00	Design
D11		1.32	0.00	14.44	0.46	0.00	Design
D12		1.32	0.00	14.53	0.46	0.00	Design
D13		0.92	0.00	11.20	0.11	0.00	Design
D14		1.62	0.00	12.11	1.14	0.00	Design
D15		1.12	0.00	14.31	0.14	0.00	Design
D16		1.62	0.00	12.15	1.14	0.00	Design
D17		1.82	0.00	15.22	1.17	0.00	Design
D18		1.82	0.00	15.26	1.17	0.00	Design
D19		0.89	0.00	8.54	0.40	0.00	Design
D20		1.39	0.00	9.32	1.11	0.00	Design

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Tabla 18-3: Consideraciones geométricas

Dimensions	Unit	Value	Min. value	Max. value	
<u>Placa de corte</u>					
Longitud	[m]	0.15	0.12	0.25	✓
Espesor	[m]	0.01	--	0.01	✓
Número de pernos		2	2	12	✓
p 10-102					
Distancia desde línea de perno a la línea de soldadura	[m]	0.06	--	0.09	✓
Espesor mínimo de placa o alma de viga	[m]	0.01	--	0.01	✓
Espesor, previene la falla a punzonamiento de pared del HSS [m]		0.01	--	0.02	✓
Distancia vertical al borde	[m]	0.04	0.03	--	✓
					J3.5
Distancia horizontal al borde	[m]	0.04	0.04	--	✓
Separación vertical entre pernos	[m]	0.08	0.05	0.15	✓
					Sec. J3.5
<u>Viga</u>					
Distancia vertical al borde	[m]	0.12	0.03	--	✓
					J3.5
Distancia horizontal al borde	[m]	0.05	0.04	--	✓
<u>Soporte</u>					
Valor máximo para el esfuerzo a fluencia especificado	[kg/m ²]	2.531037E07	--	3.655962E07	✓
Esfuerzo a fluencia con relación al esfuerzo a tensión		0.62	-- 0.80		✓
Tamaño de soldadura	[1/16in]	3	3	--	✓
Longitud de soldadura	[m]	0.15	0.02	--	✓
Espesor	[m]	0.01	0.00	--	✓
					p. 10-158

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Tabla 19-3: Verificación de diseño

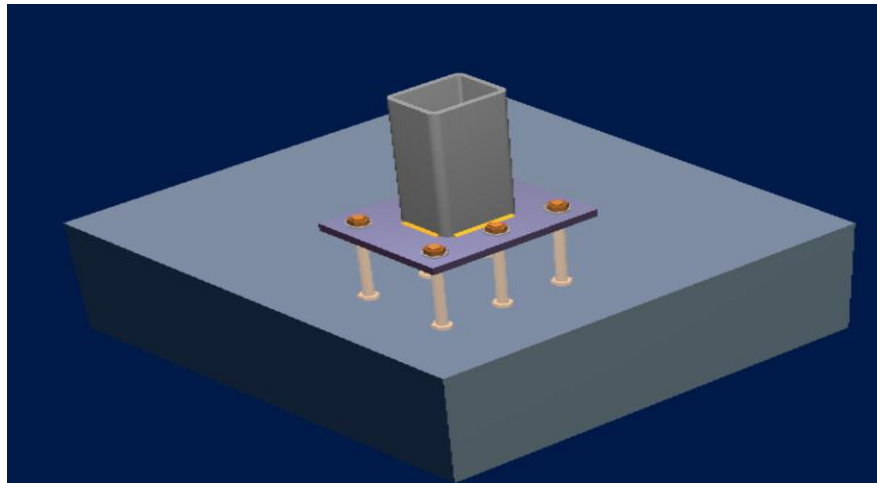
Verification	Unit	Capacity	Demand	Ctrl EQ	Rat
<u>Placa de corte</u>					
Corte en los pernos	[Ton]	12.24	1.82	D17 0.15 Tables (7-1.	
Aplastamiento de pernos por corte	[Ton]	11.58	1.82	D17 0.16	p. 7-1
					Sec. J3.
Corte a fluencia	[Ton]	14.70	1.82	D17 0.12	Eq. J4
Corte a rotura	[Ton]	12.58	1.82	D17 0.15	Eq. J4
Bloque de corte	[Ton]	13.51	1.82	D17 0.14	Eq. J4
<u>Placa (lado del soporte)</u>					
Resistencia de la soldadura	[Ton]	22.73	1.82	D17 0.08 Tables 8-4	
<u>Viga</u>					
Aplastamiento de pernos por corte	[Ton]	23.03	1.82	D17 0.08	p. 7-1
					Sec. J3.
Corte a fluencia	[Ton]	51.82	1.82	D17 0.04	Eq. J4
<u>Soporte</u>					
Rotura en las soldaduras	[Ton/m]	288.98	15.96	D17 0.06	p. 9

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Con lo visto en esta parte, considero que las solicitaciones de carga, en conjunto con el diseño obtenido mediante el análisis estático y dinámico, las conexiones diseñadas han sido analizadas mediante OMF, lo que significa que no necesitan desarrollar una alta disipación de energía, por lo que solo se ha utilizado sueldas.

Relación de resistencia crítica global 0.16

3.7.7 Control de la Placa base



Beam(s) - Column(s)						
Num	Conditi	Column				
		V2	V3	Axial	M33	M22
1	DL	0.6	0.06	9.3	0.96	0.1
2	LL	0.2	0.02	3.11	0.35	0.04
3	SL	0	0	0.2	0	0
4	Wx	0	0.34	0.19	0.02	0.32
5	EQx	0.81	0.75	0.92	1.26	1.03

Figura 16-3: Conexión Placa base

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

3.7.6.1 Control con Ram Conexion de la placa base

Tabla 20-3: Ram conection diseño

SOLICITACIONES

Pu	Mu22	Mu33	Vu2	Vu3	Tipo de carga	Design
	[Ton]	[Ton*m]	[Ton*m]	[Ton]	[Ton]	
DL	9.30	0.10	0.96	0.60	0.06	Design
LL	3.11	0.04	0.35	0.20	0.02	Design
SL	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	Design
Wx	0.19	0.32	0.02	0.00	0.34	Design
EQx	0.92	1.03	1.26	0.81	0.75	Design
D1	13.02	0.14	1.34	0.84	0.08	Design
D2	16.14	0.18	1.71	1.04	0.10	Design
D3	11.26	0.12	1.15	0.72	0.07	Design
D4	16.24	0.18	1.71	1.04	0.10	Design
D5	11.48	0.12	1.15	0.72	0.07	Design
D6	11.26	0.28	1.16	0.72	0.24	Design
D7	14.59	0.16	1.50	0.92	0.09	Design
D8	11.58	0.28	1.16	0.72	0.24	Design
D9	11.35	0.44	1.17	0.72	0.41	Design
D10	11.45	0.44	1.17	0.72	0.41	Design
D11	14.46	0.48	1.52	0.92	0.43	Design
D12	14.56	0.48	1.52	0.92	0.43	Design
D13	11.20	0.12	1.15	0.72	0.07	Design
D14	12.08	1.15	2.41	1.53	0.82	Design
D15	14.31	0.16	1.50	0.92	0.09	Design
D16	12.12	1.15	2.41	1.53	0.82	Design
D17	15.19	1.19	2.76	1.73	0.84	Design
D18	15.23	1.19	2.76	1.73	0.84	Design
D19	8.56	0.41	0.88	0.54	0.39	Design
D20	9.29	1.12	2.12	1.35	0.80	Design

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Tabla 21-3 Diseño en el eje mayor Placa base (AISC 360-10-LRFD).

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS				
Dimensions	Unit	Value	Min. value	Max. value
<u>Placa base</u>				
Distancia del ancla al borde	[m]	0.04	0.01	-- ✓
Tamaño de soldadura table J2.4	[1/16in]	5	3	-- ✓
VERIFICACIÓN DE DISEÑO				
Verification	Unit	Capacity	Demand	Ctrl EQ
<u>Base de concreto</u>				
Aplastamiento por axial	[kg/m2]	3107552.00	1033512.00	D17 0.3
<u>Placa base</u>				
Flexión en fluencia (interfaz de aplastamiento)	[Ton*m/m]	5.74	2.87	D18 0.5
DG1 Sec 3.1.2				
Flexión en fluencia (interfaz de tensión)	[Ton*m/m]	5.74	4.47	D18 0.7
<u>Columna</u>				
Resistencia de la soldadura	[Ton/m]	186.45	64.81	D18 0.3
HSS Manual p. 7-10				
Resistencia de la soldadura a corte método elástico	[Ton/m]	124.30	6.08	D17 0.0
Sec.				
Sec.				
Resistencia de la soldadura a axial método elástico	[Ton/m]	186.45	159.89	D18 0.8
Sec.				
Sec.				
Relación	0.86			

Realizado por: Huacho, Raúl, 2021

Tabla 22-3: Diseño en el eje menor Placa base (AISC 360-10-LRFD)

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS				
Dimensions	Unit	Value	Min. value	Max. value
<u>Placa base</u>				
Distancia del ancla al borde	[m]	0.04	0.01	--
Tamaño de soldadura	[1/16in]	5	3	--
VERIFICACIÓN DE DISEÑO				
Verification	Unit	Capacity	Demand	Ctrl EQ
<u>Base de concreto</u>				
Aplastamiento por axial	[kg/m ²]	3107552.00	1033512.00	D17
<u>Placa base</u>				
Flexión en fluencia (interfaz de aplastamiento)	[Ton*m/m]	5.74	1.97	D17
	DG1 Sec 3.1.2			0.3
Flexión en fluencia (interfaz de tensión)	[Ton*m/m]	5.74	4.47	D18
				0.7
<u>Columna</u>				
Resistencia de la soldadura	[Ton/m]	186.45	64.81	D18
	Sec. J2.5, Sec. J2.4, HSS Manual p. 7-10			0.3
Resistencia de la soldadura a corte método elástico	[Ton/m]	124.30	4.60	D17
	Sec. J2.5, Sec. J2.4			0.0
Resistencia de la soldadura a axial método elástico	[Ton/m]	186.45	91.77	D18
	Sec. J2.5, Sec. J2.4			0.4
Relación	0.78			

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

Tabla 23-3: Eje mayor anclas

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS				
Dimensions Sta.	Unit References	Value	Min. value	Max. value
<u>Anclas</u>				
Espaciamiento entre anclas Sec. D.8.1	[m]	0.15	0.09	--
Recubrimiento de concreto	[m]	0.34	0.08	--
	Sec. 7.7.1			
Longitud efectiva	[m]	0.31	--	0.49
VERIFICACIÓN DE DISEÑO				
Verification	Unit	Capacity	Demand	Ctrl EQ
Tensión en anclas	[Ton]	9.11	7.98	D18
				0.88
Arrancamiento de ancla en tensión	[Ton]	16.56	7.98	D18
	Sec. D.4.1.1			0.48
Arrancamiento de grupo de anclas en tensión	[Ton]	22.76	21.14	D18
	Sec. D.4.1.1			0.93
Extracción por deslizamiento de ancla en tensión	[Ton]	9.05	7.98	D18
				0.88
Corte en el ancla	[Ton]	4.74	0.32	D17
	DG1 Sec 3.5.1			0.07
Arrancamiento de grupo de anclas a corte	[Ton]	9.55	1.73	D17
				0.18
Desprendimiento de ancla a corte	[Ton]	30.92	0.29	D17
	Sec. D.4.1.1			0.01
Desprendimiento de grupo de anclas a corte	[Ton]	42.47	1.44	D17
	Sec. D.4.1.1			0.03
Interacción tensión corte	[Ton]	1.20	0.00	DL
	Eq. D-4, Sec. D.4.1.1, Eq. D-5, Eq. D-20, DG1 Sec 3.5.1, Sec. D.7			0.00

Relación	0.93
-----------------	-------------

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

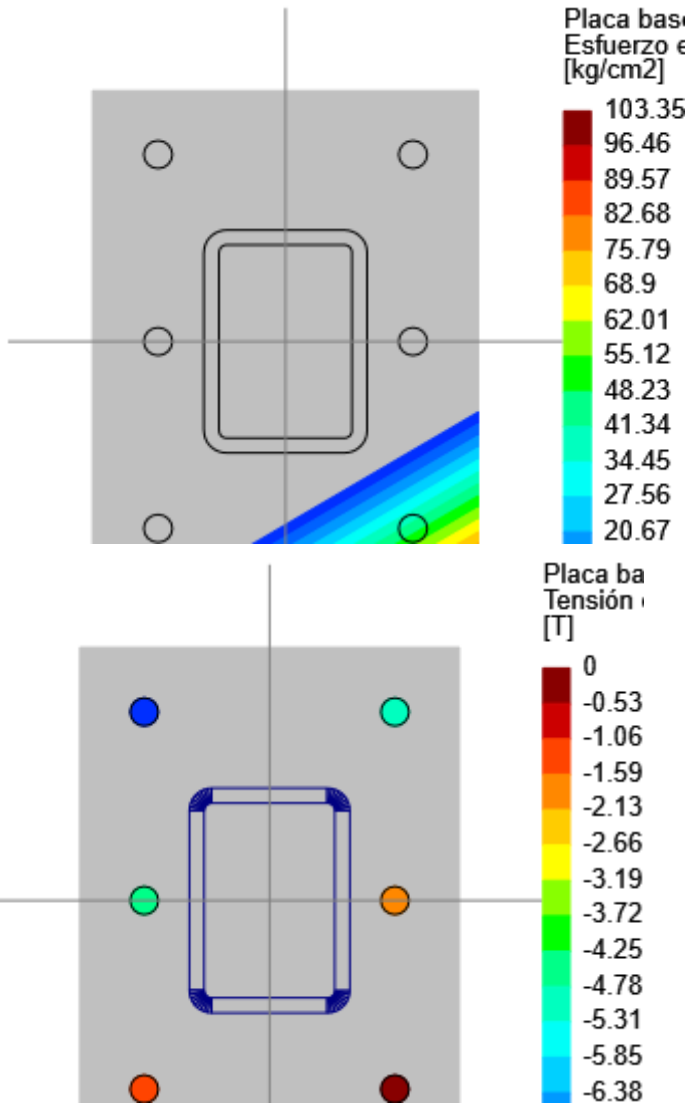
Tabla 24-3: Eje menor anclas

CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS					
Dimensions	Unit	Value	Min. value	Max. value	
Anclas					
Espaciamiento entre anclas	[m]	0.15	0.09	--	✓
Recubrimiento de concreto	[m]	0.34	0.08	--	✓
Longitud efectiva	[m]	0.31	--	0.49	✓
VERIFICACIÓN DE DISEÑO					
Verification	Unit	Capacity	Demand	Ctrl EQ	
Tensión en anclas	[Ton]	9.11	7.98	D18	0.8
Arrancamiento de ancla en tensión	[Ton]	16.56	7.98	D18	0.4
					Sec. D.4.1.1
Arrancamiento de grupo de anclas en tensión	[Ton]	22.14	21.14	D18	0.9
					Sec. D.4.1.1
Extracción por deslizamiento de ancla en tensión	[Ton]	9.05	7.98	D18	0.8
Corte en el ancla	[Ton]	4.74	0.32	D17	0.0
					DG1 Sec 3.5.1
Arrancamiento de grupo de anclas a corte	[Ton]	9.24	0.84	D17	0.0
Desprendimiento de ancla a corte	[Ton]	30.92	0.14	D17	0.0
					Sec. D.4.1.1
Desprendimiento de grupo de anclas a corte	[Ton]	41.32	0.70	D17	0.0
					Sec. D.4.1.1
Interacción tensión corte	[Ton]	1.20	0.00	DL	0.0
					Eq. D-4,
					Sec. D.4.1.1,
					Eq. D-5,
					Eq. D-20,
					DG1 Sec 3.5.1,
					Sec. D.7
Relación	0.96				
Relación de resistencia crítica global	0.96				

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

3.7.8 Control de Esfuerzo biaxial: placa base, concreto, anclajes

Máxima compresión (D17)



Máximo esfuerzo en el concreto 103.35 [kg/cm²]

Mínimo esfuerzo en el concreto 0.00 [kg/cm²]

Máxima tensión en las anclas 7.97 [Ton]

Mínima tensión en las anclas 0.00 [Ton]

Ángulo del eje neutro 0.00

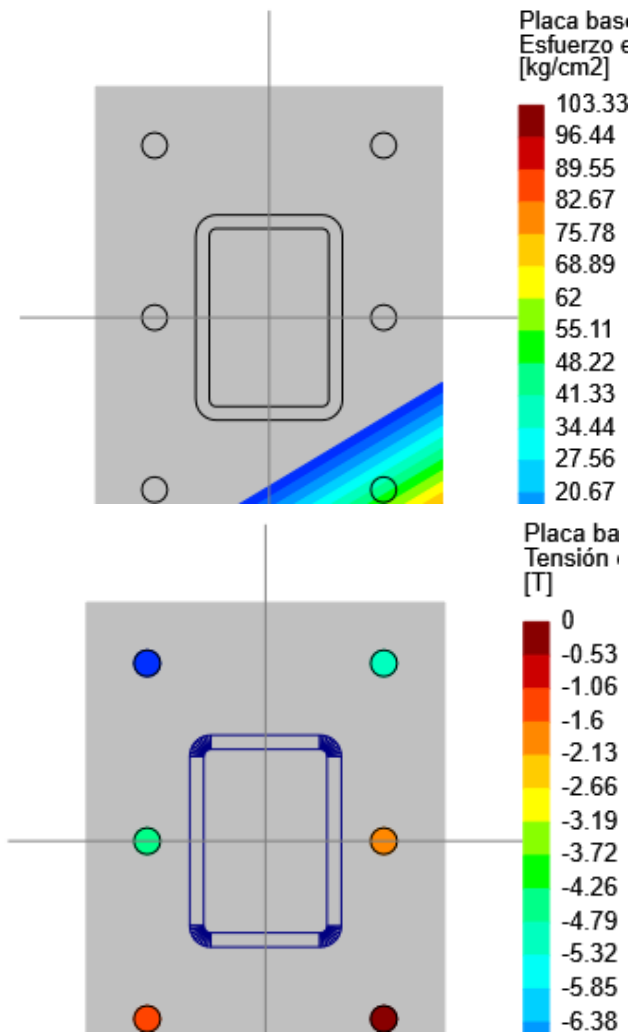
Longitud de aplastamiento 12.32 [cm]

Tensiones en anclas

Ancla Transversal Longitudinal Corte Tensión

	[cm]	[cm]	[Ton]	[Ton]
1	-9.92	-14.92	0.29	1.27
2	-9.92	0.00	0.29	4.62
3	-9.92	14.92	0.29	7.97
4	9.92	14.92	0.29	5.30
5	9.92	0.00	0.29	1.95
6	9.92	-14.92	0.29	0.00

Máxima tensión (D18)



Máximo esfuerzo en el concreto 103.33 [kg/cm²]

Mínimo esfuerzo en el concreto 0.00 [kg/cm²]

Máxima tensión en las anclas 7.98 [Ton]

Mínima tensión en las anclas 0.00 [Ton]

Ángulo del eje neutro 0.00

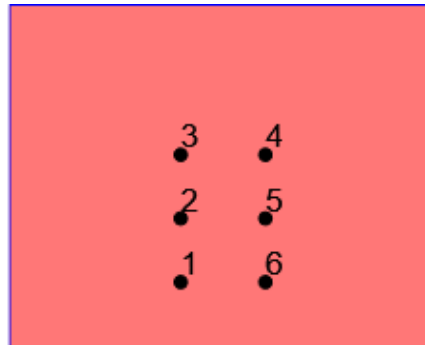
Longitud de aplastamiento 12.30 [cm]

Tensiones en anclas

Ancla Transversal Longitudinal Corte Tensión

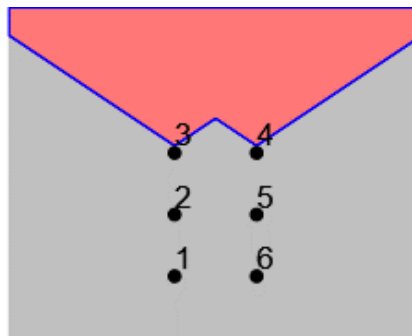
	[cm]	[cm]	[Ton]	[Ton]
1	-9.92	-14.92	0.29	1.28
2	-9.92	0.00	0.29	4.63
3	-9.92	14.92	0.29	7.98
4	9.92	14.92	0.29	5.31
5	9.92	0.00	0.29	1.95
6	9.92	-14.92	0.29	0.00

3.7.9 Control de resultados para arrancamiento en tensión (d18) eje mayor de la placa base



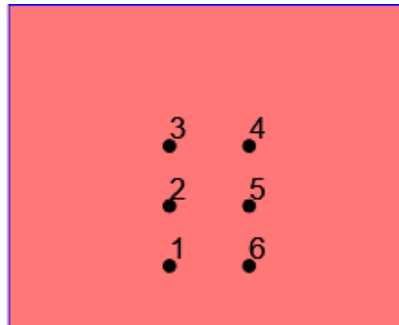
Grupo	Área Tensión	Anclas
	[cm ²]	[Ton]
1	9803.19	21.14 1, 2, 3, 4, 5

3.7.10 Control de resultados para arrancamiento a corte (d17) de la placa base



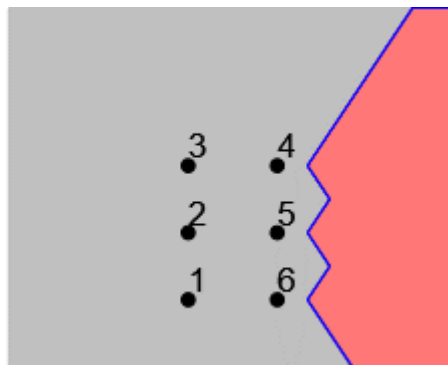
Grupo	Área Corte	Anclas
	[cm ²]	[Ton]
1	5000.00	1.73 1, 2, 3, 4, 5, 6
2	5000.00	1.15 2, 3, 4, 5
3	5000.00	0.58 3, 4

3.7.11 Control de resultados por arrancamiento en tensión (d18) eje menor



Grupo	Área Tensión	Anclas
	[cm ²]	[Ton]
1	9803.19	21.14 1, 2, 3, 4, 5

3.7.12 Control de resultados por arrancamiento a corte (D17)



Grupo	Área Corte	Anclas
	[cm ²]	[Ton]
1	5000.00	0.84 1, 2, 3, 4, 5, 6
2	5000.00	0.42 4, 5, 6

Ahora que las conexiones han sido en planta baja, se ha diseñado mediante SMF, lo que significa que las conexiones deben disipar energía, por lo tanto, las conexiones de la planta baja son resistentes a momento y cortante.

CAPTULO IV

4. VALIDACIÓN ECONÓMICA

4.1 Presupuesto y costos de fabricación

En el presente trabajo se han analizado dos tipos opciones, el sistema estructural ES1 y el ES2. El primero estaba conformado meramente por perfiles comerciales, en el cual se observó que sería necesario incrementar el peso de las columnas, es decir el tamaño, tan solo para cumplir los requisitos de rigidez del sistema. Además, utilizando perfiles comerciales, se hace poco eficiente la estructura pues en muchos perfiles la capacidad excede por mucho a la demanda.

Por esta razón, se propuso el sistema estructural ES2, en el cual se propone la utilización de perfiles armados, mismos que se diseñan para cubrir la demanda requerida y no más, por lo cual, se convierte en un modelo más económico y eficiente, solamente se han utilizado perfiles comerciales para el caso en el cual la demanda se ajusta a más del 80% de la capacidad. Obsérvese el presupuesto detallado en la tabla 46.

4.1.1 Proforma de materiales

Tabla 1-4: Presupuesto materiales

MATERIALES					
ITEM	CANT	UD	DESCRIPCIÓN	V.U	V.T
1	3,4	M	IPE140	21,80	74,12
2	8,7	M	IPE180	29,80	259,26
3	2,8	M	IPE200	33,33	94,32
4	8,2	M	TUBO RECTANGULAR 100 X 50 X 2	29,65	243,13
5	3,1	M	IPE220	38,70	121,13
6	7,8	M	IPE100	11,40	88,35
7	8,0	U	Col 250x120x4	295,00	2360,00
8	13,0	U	TC 80x3	49,70	646,10
9	4,0	U	TR 80x40x2	39,60	158,40
10	3,4	M	IPE160	26,40	89,76
11	2,0	U	IRH 200x20	201,00	402,00
12	7,8	M	IRH 180x14	190,00	1472,50
13	7,0	U	IRH 140x7	128,00	896,00
14	8,7	M	IRH 140x10	135,00	1174,50
15	12,0	U	G125X50X15X2	21,85	262,20
16	5,5	M3	HORMIGON 210 KG/CM2	115,00	632,50
17	9	U	PLACAS DE ANCLAJE 420 X 320 X 16MM	33,78	304,02
18	6,0	U	STEEL DECK; 8 MTS X 1 MTSX 0,7 MM	63,00	378,00

19	360,0	U	TORNILLOS AUTOPERFORANTES; 2" X 1/8"	0,07	25,20
20	1,0	U	QUINTAL DE VARILLA DE 1/2"	39,00	39,00
21	3,0	U	ANGULOS HN 1" X 1/8"	8,60	25,80
22	4	U	TUBO RECTANGULAR 100 X 50 X 2	16,00	64,00
23	27	U	PERNOS DE ANCLAJE 3/4" X 6"	2,80	75,60
24	18	U	ESTILPANEL 4	22,20	399,60
25	4	U	CUMBRERO 2,4 MTS ; ESPESOR DE 0,7 MM	4,60	18,40
26	2	U	CANALON 6 MTS	15,25	30,50
27	2	U	CANALON 2,4 MTS	6,75	13,50
28	2250	U	BLOQUES ALIVIANADOS 10 X 20 X 40	0,20	450,00
29	3	M3	HORMIGON ENLUCIDO	80,00	240,00
30	4	GAL	PINTURA ANTICORROSIVA NEGRA MATE	13,50	54,00
31	2	GAL	TIÑER	6,10	12,20
32	4	U	CANECAS DE PINTURA LATEX	73,00	292,00
			CONSUMIBLE		
33	10	KG	ELECTRODOS E6011	9,80	98,00
34	1	U	DISCO DE CORTE DE 14"	10,20	10,20
35	5	U	DISCO DE CORTE 7"	4,60	23,00
36	1	U	DISCO DE DESBASTE 7"	3,50	3,50
37	1	U	GRATA DE ALAMBRE DE 7"	9,80	9,80
38	5	LB	WAIFE	1,00	5,00
				SUBTOTAL	11545,59
				IVA 12%	1385,47
				TOTAL	12931,06

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

4.1.2 Presupuesto de equipos

Tabla 2-4: Equipos

EQUIPOS					
ITEM	CANT	USD/DIA	DESCRIPCIÓN	PRECIO.U	PRECIO.T
1	2	15	SOLDADORA 300 AMPERIOS	25.00	375.00
2	1	5	COMPRESOR DE AIRE 3 HP	21.00	105.00
3	1	15	AMOLADORA 2000W	13.00	195.00
4	1	10	TALADRO DE PEDESTAL	10.00	100.00
5	1	10	CORTADOR PLASMA	15.00	150.00
6	1	2	MONTACARGAS	160.00	320.00
7	10	15	ANDAMIOS (MODULO)	1.00	15.00
				SUBTOTAL	1260.00

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

4.1.3 Costos de mano de obra

Tabla 3-4: Mano de obra

MANO DE OBRA					
ITEM	CANT	USD/DIA	DESCRIPCIÓN	PRECIO.U	PRECIO.T
1	2	15	SOLDADOR CALIFICADO	25.00	375.00
2	1	15	AYUDANTE DE SOLDADOR	13.40	201.00
3	1	15	PINTOR	13.40	201.00
4	1	15	CORTADOR	13.40	201.00
5	1	15	ARMADOR	13.40	201.00
6	1	5	OPERADOR DE MONTACARGAS	13.40	201.00
7	2	15	MAESTRO ALBAÑIL	13.40	201.00
8	1	15	PLOMERO	13.40	201.00
9	1	15	AYUDANTE DEL MAESTRO ALBAÑIL	13.40	201.00
				SUBTOTAL	1983.00

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

4.2 Costo total de la obra

Tabla 4-4: Costo total de fabricación de la Estructura

COSTO TOTAL DE FABRICACIÓN ESTRUCTURA ES2					
ITEM	CANT	UD	DESCRIPCIÓN	V.U	V.T
1	1	U	MATERIALES Y CONSUMIBLES	12931,06	12931,06
2	1	U	EQUIPOS	1260,00	1260,00
3	1	U	MANO DE OBRA	1983,00	1983,00
4	1	U	COSTOS INDIRECTOS	1034,48	1034,48
				TOTAL	17.208,54

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

CONCLUSIONES

- A través de la literatura especializada, se logró conocer el nivel de peligrosidad sísmica al que está expuesto todo el territorio ecuatoriano. Se evidencia mediante los estudios científicos analizados, que, a nivel de Latinoamérica, el Ecuador está en la lista de países los cuales tienen más del 80% de probabilidad de sufrir sismos de moderada y muy alta magnitud. Así mismo, estos estudios indican que, a diferencia de países como Chile y México, el Ecuador es un país con alto nivel de vulnerabilidad en sus edificaciones, muestra de ello quedó en evidencia en la catástrofe acontecida en nuestro país el 16 de abril del 2016.
- Se efectuó un proceso de pre dimensionamiento de los perfiles a utilizarse, el mismo que se usó como técnica estándar para determinar los perfiles requeridos para cada elemento estructural requerido.
- Se analizó el sistema mediante los métodos de análisis Estático y Modal, y se evaluó su respuesta estructural con las disposiciones de la normativa de diseño sismo resistente NEC-SE-DS: 15. Se logró cumplir con los límites de resistencia en el sistema estructural resistente a sismo y en los elementos secundarios, también se logró mantener los límites de deriva dentro de los límites máximos admisibles, esto también se debe a la rigidez y a la disposición de las vigas principales y secundarias, las cuales presentaron un adecuado comportamiento modal. La rigidez mencionada y analizada en las direcciones principales y a torsión, permiten concluir que las deformaciones que se puedan generar ante la carga sísmica de diseño, no producirán deformaciones que comprometan la integridad de la estructura, y que, ante un sismo moderado y leve, los elementos no estructurales no se verán afectados en medida que ponga en riesgo la integridad de sus ocupantes.
- Los perfiles armados propuestos para desarrollar su función en el sistema principal sismo resistente (SPSR), se han diseñado para que tengan un comportamiento plástico y/o sismo resistente, es decir, están conformados por elementos no esbeltos que puedan provocar fallas locales antes de desarrollar su capacidad resistente. Si bien el SPSR está compuesto por perfiles que han ser

capaces de plastificar. Todas las conexiones son diseñadas en el programa *Ram connection*. Por tal razón, se ha tomado un valor de reducción de respuesta moderado, lo cual quiere decir, que la estructura está diseñada para resistir la demanda sísmica, principalmente con las secciones y mediante rótulas plásticas.

RECOMENDACIONES

- Sería recomendable que a partir de este y otros trabajos de investigación se concientice a la población, que la construcción informal y sin análisis previos de ingeniería en construcciones de dos plantas, incrementan la vulnerabilidad de nuestro país, es decir, que ponen en riesgo la infraestructura y la seguridad de la población. Sobre todo, nos encontramos en la zona de fuego de alta peligrosidad sísmica. Toda construcción debería pasar las normas sísmicas como en Chile.
- Desde el punto de vista de ingeniería mecánica, sería recomendable complementar el presente trabajo, con un análisis de los efectos de relleno con hormigón en perfiles metálicos, ya que este es un tema de gran debate entre los técnicos involucrados en el ámbito constructivo. En lo que tiene que ver en el aumento de la rigidez de la estructura
- Considerando que en gran parte de nuestro país se están realizando este tipo de construcciones, desde el punto de vista de ingeniería mecánica, también sería recomendable que se investigue analítica y experimentalmente la conexión de perfiles tipo I en columnas tipo cajón, ya que sería muy beneficioso determinar el efecto de la confluencia de tensiones inducidas por las vigas, en las caras de la columna
- Es cierto que la estructura está diseñada para un sismo de intensidad media alta, pero se recomienda, el tipo de conexión tipo brazaletes, para que no exista un desgarro en la soldadura viga-columna como esta en la figura.

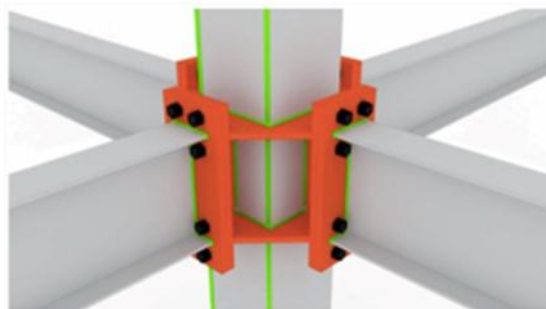


Figura 15-3: Diseño de la conexión con anillo

Realizado por: Huacho G., Raúl O. 2021

BIBLIOGRAFÍA

- ABATA, Diana, & PEÑA, Israel.** Diseño estructural e hidrosanitario de los edificios administrativos de petroproducción ubicados en las estaciones Lago Agrio y Cuyabeno [En línea] (Trabajo de titulación) (Ingeniería) Escuela Politécnica del Ejército, Sangolquí, Ecuador (2009).[Consulta:10enero2016]Disponible <http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/1690/1/T-ESPE-026021.pdf>.
- ANSI/AISC 360.** *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago : American Institute of Steel Construction, 2010. ISBN: 978-956-8181-12-3.
- ASAE.** *Loads Exerted by Free-Flowing Grain on Bins*. St. Joseph, MI : ASAE/ANSI EP433, 1998. p. 4.
- ASCE 7.** *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Washington, D.C. : American Society of Civil Engineers, 2002. ISBN: 0-7844-0624-3.
- ASTA, Eduardo.** Instituto Nacional de Tecnología Industrial. [Online] Noviembre 14, 2007. [Cited: Enero 25, 2016.] <http://www.inti.gov.ar/cirsoc/pdf/304/Cap3.pdf>.
- ASTM, D-6128.** *Standard Test Method for Shear Testing of Bulk Solids Using Jenike Shear Cell*. West Conshohocken : ASTM, 2006.
- ASTM, E-142.** *Controlling Quality of Radiographic Testing*. Philadelphia: American Society for Testing and Materials, 1968.
- CCARITA, Fredy.** slideshare. *slideshare.net*. [En línea] 2011. [Consulta: 10 noviembre 2015] Disponible en <http://es.slideshare.net/alanmecanica/diseo-de-un-silo-estructura-metalica>.
- Cervelli, Peter.** *La Tierra Tiembla en silencio*. Madrid : Investigación y Ciencia, 2015.
- Collot, et al.** *Morfología y Estructuras Submarinas del margen ecuatoriano*. Guayaquil, INOCAR : National Centers for Environmental Information, 2017.
- Concrete Plant Standards (CPMB).** "Concrete Plant Manufacturers Bureau". *Silver Spring*, (2007). pp 301-587.
- DRESCHER, Andrew; et al.**, "Arching in hoppers: II. Arching theories and critical outlet size". *Elsevier Science S.A.*, 84, 2 (1995), (USA). pp. 177-183.
- El Telégrafo. 2021.** El déficit de vivienda en Ecuador, no solo es un problema numérico sino de calidad. *Actualidad*. Marzo, 2021.
- EN 1991-1-4.** *General Actions - Wind Actions*. Bruselas : European Committee for Standardization, 2005. ICS: 91.010.30.
- EN 1991-4.** *Action on Structures - Part: 4 Silos and Tanks*. Bruselas : European Committee For Standardization, 2006. ICS 91.010.30.
- EN 1993-4-1.** *Design of steel structures - silos*. Bruselas : European Committee For Standardization, 2007. ICS: 65.040.20.

- ENV.1993-1-6.** *Design of steel - Part 1-6: Strength and stability of shell.* Bruselas : European Committee For Standardization, 2006. ICS: 91.010.30.
- IGM.** *Atlas: Estimación provisional de edificaciones destruidas y afectadas.* Quito: Atlas, 2016.
- INP.** *Estudio Básico de la Industria Cementera en el Ecuador.* Instituto Nacional de Preinversión, 2013.
- JENIKE, Andrew.** 123, Salt Lake City : Universidad de Utah, 1964, Vol. 1.
- Kemex.** www.kemex.es. [EN Online] [Cited: 18 diciembre 2015] <http://www.schulke.cl/catalogos/kemex/Catalogo%20Tecnolog%C3%ADa%20Kemex.pdf>.
- Kurt E., Peray.** *Cement Manufacturer's Handbook.* New York : California Historical Society, 1979. ISBN-10: 0820603686.
- LABAHN, O and KHOLAS, B. 1983.** *Cement Engineer's Handbook.* Wiesbaden; Berlin : Bauverlag, 1983. ISBN: 3-7625-0975-1.
- Maynard, Eric.** "Ten steps to an effective design". *American Institute of Chemical Engineers AIChE.* Noviembre 2013. [Consulta: 20 diciembre 2015] Disponible en https://www.aiche.org/sites/default/files/cep/20131125_1.pdf
- MEGYESY, Eugene. 2008.** *Pressure Vessel Handbook.* Oklahoma : PV Publishing, Inc., 2008. ISBN: 978-0-914458-24-1.
- MORENO, Humberto. 2008.** Almacenamiento de cemento Portland. <http://es.scribd.com>. [Online] 2008. [Cited: Octubre 10, 2015.] <http://es.scribd.com/doc/96454299/Almacenamiento-de-Cemento-Portland#scribd>.
- NEC-SE-CG. 2015.** *Cargas no sísmicas.* Quito : Dirección de coordinación social, MIDUVI, 2015.
- NEC-SE-DS. 2015.** *Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente.* Quito : Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2015.
- NTE INEN 2380. 2011.** *Cementos hidráulicos - Requisitos de desempeño para cementos hidráulicos.* Quito : Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2011. ICS: 91.100.10 .
- ODISA. 2014.** odisa@odisa.com. [Online] Agosto 14, 2014. [Cited: Noviembre 13, 2015.] https://issuu.com/plantas-concreto/docs/catalogo2014_esp_lr_ago14.
- OSORIO, Jesús. 2010.** <http://blog.360gradosenconcreto.com>. [Online] 360 Grados -Blog en Concreto, Agosto 31, 2010. [Cited: Enero 10, 2016.] <http://blog.360gradosenconcreto.com/almacenamiento-de-cemento-a-granel/>.
- Petersen, Mark; et al.** Bulletin of the Seismological Society of America , 108, 2 (2018) pp. 781–800.
- RAVENET, Juan. 1992.** *Silos.* Barcelona : Reverte, 1992. ISBN: 84-604-1288-1.
- RHODES, M. 1990.** *Principles of powder technology.* New York : Jhon Wiley, 1990. ISBN: 978-0-471-92422-7.
- Sara, Edgar. 2013.** SlideShare. [Online] Marzo 21, 2013. [Cited: Enero 4, 2016.]

<http://es.slideshare.net/edgarjuliosaratairo/preparacion-de-superficies-metalicas>.

SCHULZE, Dietmar. 2008. *Powders and Bulk Solids*. Wolfsburg : Springer, 2008. ISBN: 978-3-540-73767-4.

Seismic Hazard, Risk, and Design for South America. **Petersen, et al. 2018.** 2, s.l. : Bulletin of the Seismological Society of America, 2018, Vol. 108. DOI: 10.1785/0120170002.

Silo Failures: Case Histories and Lessons Learned. **CARSON, Jhon W. 2000.** Westford, MA : Jenike & Johanson Incorporated, Mayo 2000, Vol. 153. ISSN: 01886-3189.

Storage and flow of silos.

Somoza, Rubén; et al. "Convergencia en el margen occidental de América del Sur durante el Cenozoico: subducción de la placa de Nazca, Farallón y Aluk". *Revista de la Asociación Geológica Argentina*, 60, 4 (2005) (Argentina). pp. 797-809.

Trujillo, P et al. "Los Terremotos: Una amenaza natural latente". *Scientia Et Technica*, 15, 45 (2010) (Colombia) pp. 303-308

Universidad de la Coruña (UDC) [Online] 2017. [Cited: 02 de julio de 2020.] https://www.udc.es/dep/dtcon/estructuras/ETSAC/Investigacion/Terremotos/QUE_ES.htm.

Villegas, Juan Carlos; et al. "Cinemática de las placas Nazca y Sudamericana y zonas de acoplamiento en la interfaz de subducción del Perú a partir de datos GPS". Cusco. *Sociedad Geológica del Perú*, 9 (2010) (Perú) pp. 1237-1241.

Vistín, Héctor. 2019. *Evaluación Crítica de la Normativa Ecuatoriana de Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS: 2015*. Madrid, España : Universidad Politécnica de Madrid, 2019.

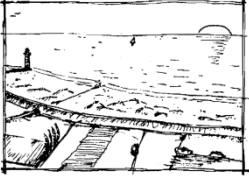
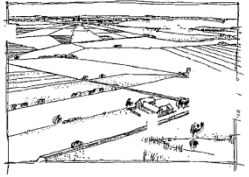
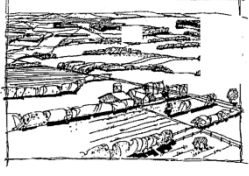
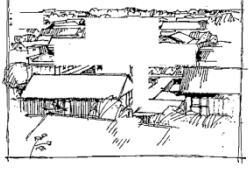
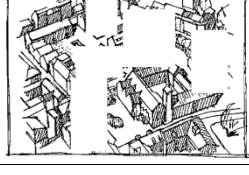
LISTA DE ABREVIATURAS

AISI	American Iron and Steel Institute
ANSI	American National Standards Institute
AISC	American Institute of Steel Construction
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASD	Allowable Stress Design
ASME	American Society of Mechanical Engineers
ASTM	American Society for Testing and Materials
CAD	Computer Aided Design
NEC	Norma Ecuatoriana de Construcción
LRFD	Load and Resistance Factor Design
SAP	Structural Analysis Program
SPRS	Sistema Principal Resistente a Sismo
Etab	Extended Three Dimensional Analisis of Building Sitems
OMF	Ordinary moment frame
SMF	Special moment frame

ANEXOS

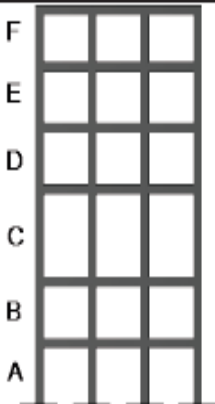
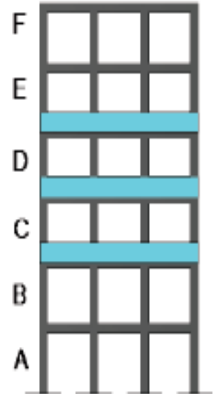
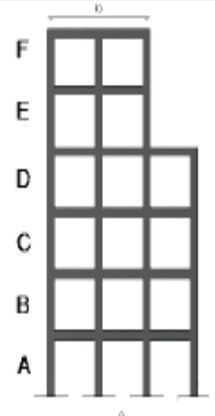
ANEXO A

ILUSTRACIÓN DE LA RUGOSIDAD DE CADA CATEGORÍA DE TERRENO

<p>Terrain category 0 Sea, coastal area exposed to the open sea</p>	
<p>Terrain category I Lakes or area with negligible vegetation and without obstacles</p>	
<p>Terrain category II Area with low vegetation such as grass and isolated obstacles (trees, buildings) with separations of at least 20 obstacle heights</p>	
<p>Terrain category III Area with regular cover of vegetation or buildings or with isolated obstacles with separations of maximum 20 obstacle heights (such as villages, suburban terrain, permanent forest)</p>	
<p>Terrain category IV Area in which at least 15 % of the surface is covered with buildings and their average height exceeds 15 m</p>	

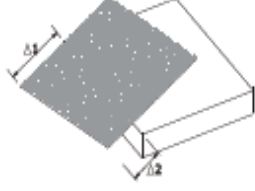
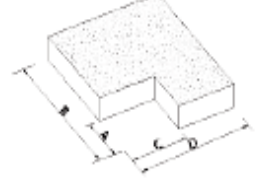
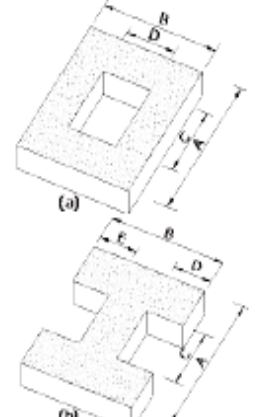
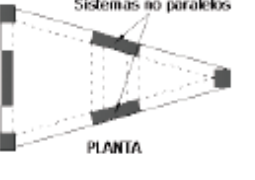
Fuente: INEN1991, 1-4,2005 +Act 2010, pag 92

COEFICIENTE DE IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_B=0.9$ Rigidez $K_e < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_B=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_B=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015) pág. 51

COEFICIENTES DE IRREGULARIDAD EN PLANTA

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_T=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_T=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_T=0.9$ a) $C \times D > 0.5A \times B$ b) $[C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_T=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015) pág. 50

CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES RECOMENDADAS

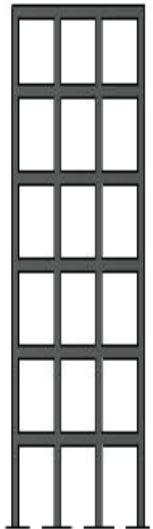

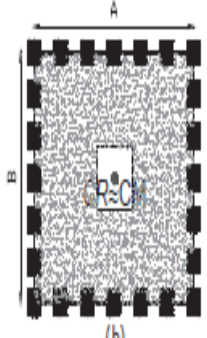
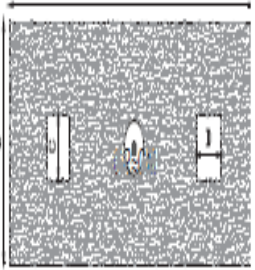
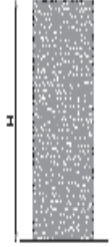

<i>CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN ϕ_{E1}</i>	<i>CONFIGURACIÓN EN PLANTA ϕ_{P1}</i>
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporricados, es constante en todos los niveles.</p> <p style="text-align: center;">ϕ_{E1}</p>	<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa.</p> <p style="text-align: center;">ϕ_{P1}</p>
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional.</p> <p style="text-align: center;">ϕ_{E1}</p>	
	 <p style="text-align: center;">(a)</p>  <p style="text-align: center;">(b)</p>  <p style="text-align: center;">(c)</p>
 <p style="text-align: center;">(a)</p>  <p style="text-align: center;">(b)</p>	

Tabla 11 : Configuraciones estructurales recomendadas

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015) pág. 50

ANEXO B

CLASIFICACIÓN DEL PERFIL DE SUELO

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.		

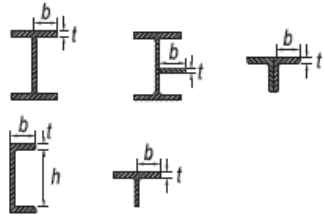
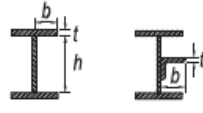
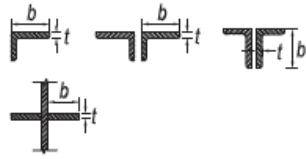

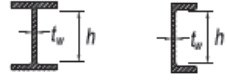

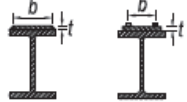

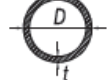
Fuente: (NEC-SE-DS, 2015) pág. 50

COEFICIENTE C_t Y α SEGÚN EL TIPO DE ESTRUCTURA.

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostamiento	0,072	0,80
Con arriostamiento	0,073	0,75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0,055	0,90
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0,055	0,75




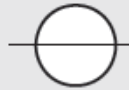




ANEXO C

RADIO ANCHO ESPESOR: MIEMBROS DE ELEMENTOS SUJETOS A COMPRESIÓN AXIAL

<p align="center">TABLE B4.1a Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Axial Compression</p>					
	Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_c (nonslender/slender)	Examples
Unstiffened Elements	1	Flanges of rolled I-shaped sections, plates projecting from rolled I-shaped sections; outstanding legs of pairs of angles connected with continuous contact, flanges of channels, and flanges of tees	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	Flanges of built-up I-shaped sections and plates or angle legs projecting from built-up I-shaped sections	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ ^[a]	
	3	Legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	Stems of tees	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Stiffened Elements	5	Webs of doubly-symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	Walls of rectangular HSS and boxes of uniform thickness	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	All other stiffened elements	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	Round HSS	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

Fuente: (ANSI/AISC 360, 2010)

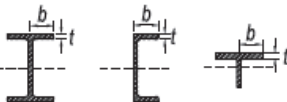
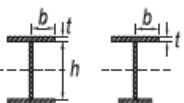
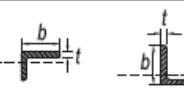
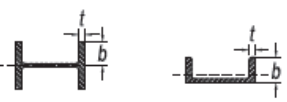

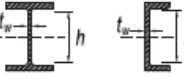
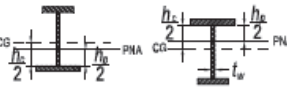




APLICACIÓN DE LOS CASOS DE COMPRESIÓN

TABLE USER NOTE E1.1				
Selection Table for the Application of Chapter E Sections				
Cross Section	Without Slender Elements		With Slender Elements	
	Sections In Chapter E	Limit States	Sections In Chapter E	Limit States
	E3 E4	FB TB	E7	LB FB TB
	E3 E4	FB FTB	E7	LB FB FTB
	E3	FB	E7	LB FB
	E3	FB	E7	LB FB
	E3 E4	FB FTB	E7	LB FB FTB
	E6 E3 E4	FB FTB	E6 E7	LB FB FTB
	E5		E5	
	E3	FB	N/A	N/A
Unsymmetrical shapes other than single angles	E4	FTB	E7	LB FTB

FB = flexural buckling, TB = torsional buckling, FTB = flexural-torsional buckling, LB = local buckling

Fuente: (ANSI/AISC 360, 2010)



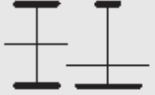

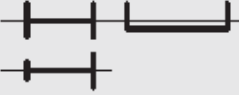

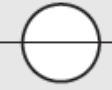



RADIO ANCHO ESPESOR: MIEMBROS DE ELEMENTOS SUJETOS A FLEXIÓN

TABLE B4.1b Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Flexure					
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/ noncompact)	λ_r (noncompact/ slender)	
Unstiffened Elements	10 Flanges of rolled I-shaped sections, channels, and tees	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11 Flanges of doubly and singly symmetric I-shaped built-up sections	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95\sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ [a][b]	
	12 Legs of single angles	b/t	$0.54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13 Flanges of all I-shaped sections and channels in flexure about the weak axis	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14 Stems of tees	d/t	$0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Stiffened Elements	15 Webs of doubly-symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16 Webs of singly-symmetric I-shaped sections	h_c/t_w	$\frac{h_c}{h} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [c] $\left(\frac{0.54 M_p}{M_y} - 0.09\right) \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\lambda \leq \lambda_r$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17 Flanges of rectangular HSS and boxes of uniform thickness	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18 Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19 Webs of rectangular HSS and boxes	h/t	$2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
20 Round HSS	D/t	$0.07\frac{E}{F_y}$	$0.31\frac{E}{F_y}$		

[a] $k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$ but shall not be taken less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes.
 [b] $F_L = 0.7F_y$ for major axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} \geq 0.7$.
 $F_L = F_y S_{xt}/S_{xc} \geq 0.5F_y$ for major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$.
 [c] M_y is the moment at yielding of the extreme fiber. M_p = plastic bending moment, kip-in. (N-mm)
 E = modulus of elasticity of steel = 29,000 ksi (200 000 MPa)
 F_y = specified minimum yield stress, ksi (MPa)

Fuente: (ANSI/AISC 360, 2010)

APLICACIÓN DE LOS CASOS DE FLEXIÓN

TABLE USER NOTE F1.1 Selection Table for the Application of Chapter F Sections				
Section In Chapter F	Cross Section	Flange Slenderness	Web Slenderness	Limit States
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, FLB, TFY
F5		C, NC, S	S	Y, LTB, FLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, FLB
F7		C, NC, S	C, NC	Y, FLB, WLB
F8		N/A	N/A	Y, LB
F9		C, NC, S	N/A	Y, LTB, FLB
F10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
F11		N/A	N/A	Y, LTB
F12	Unsymmetrical shapes, other than single angles	N/A	N/A	All limit states

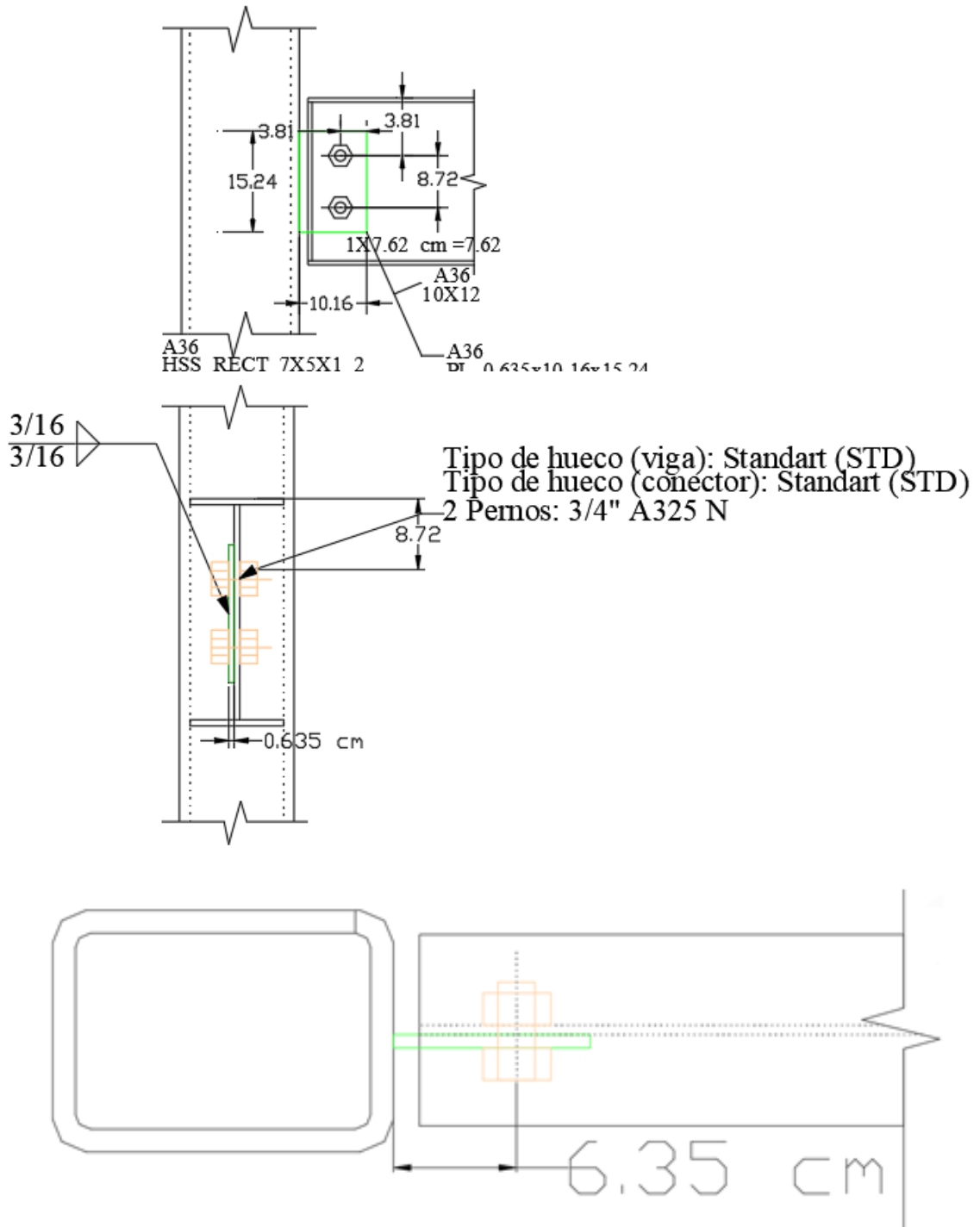
Y = yielding, LTB = lateral-torsional buckling, FLB = flange local buckling, WLB = web local buckling, TFY = tension flange yielding, LLB = leg local buckling, LB = local buckling, C = compact, NC = noncompact, S = slender

Fuente: (ANSI/AISC 360, 2010)

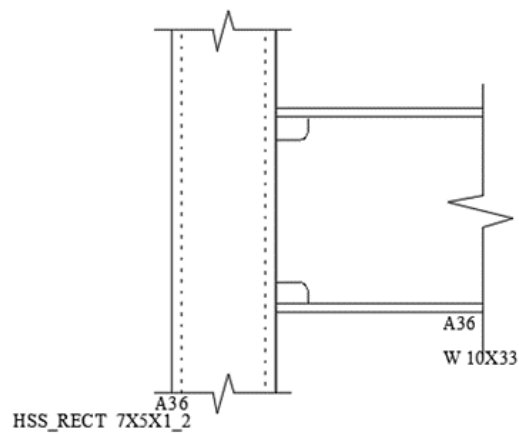
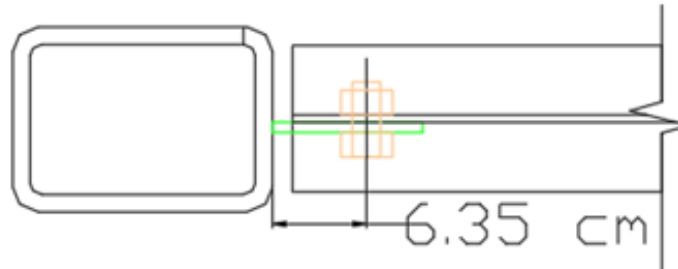
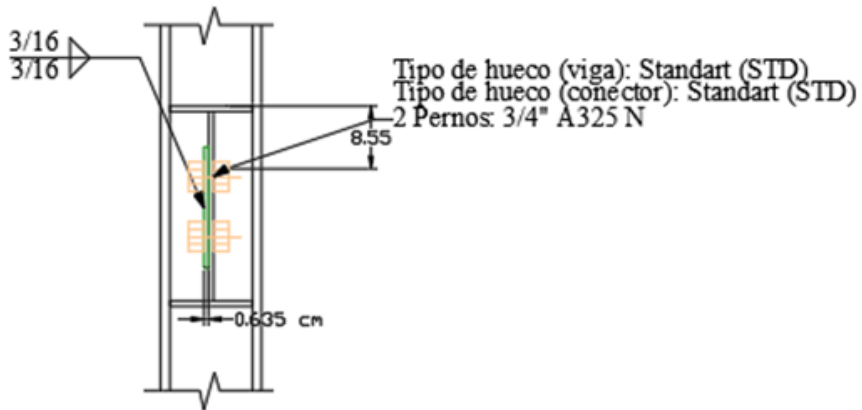
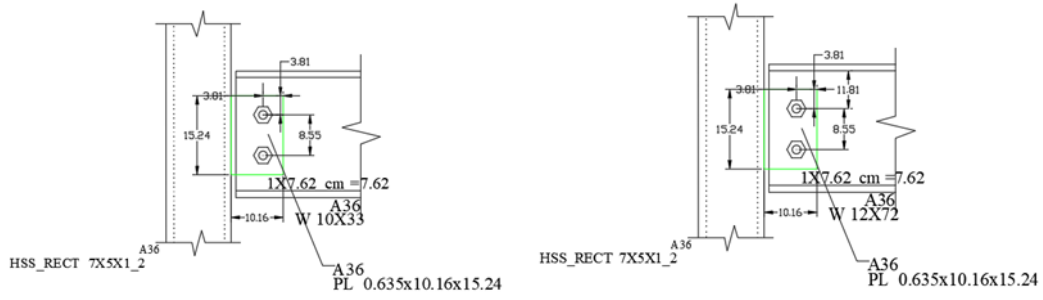
ANEXO D

PLANOS DE CONSTRUCCIÓN

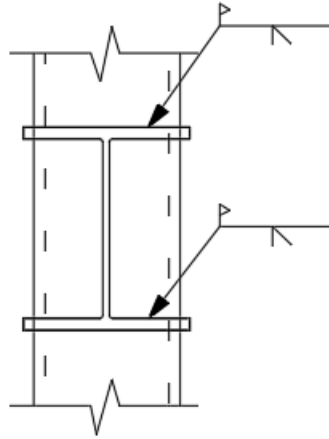
CONEXIÓN A CORTE W10X12-HSS7X5X0.5



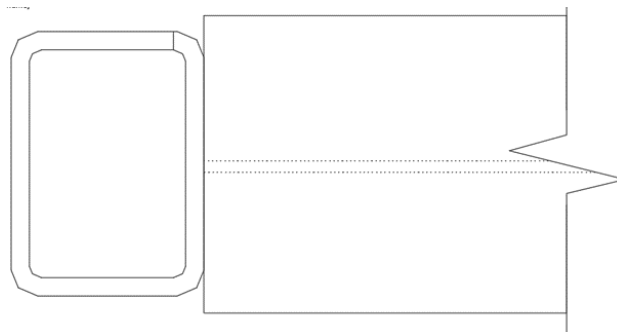
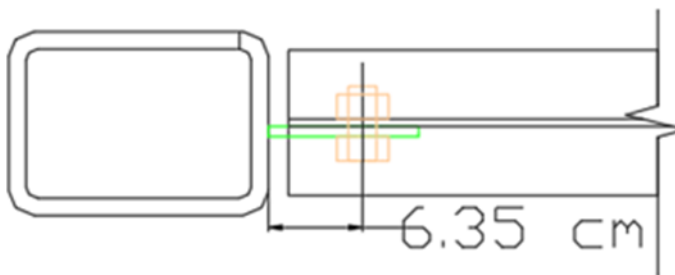
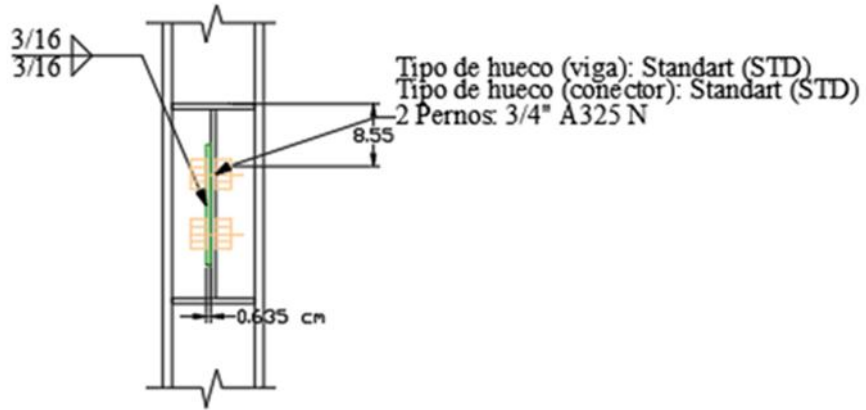
CONEXIÓN A CORTE W10X33-HSS7X5X0.5



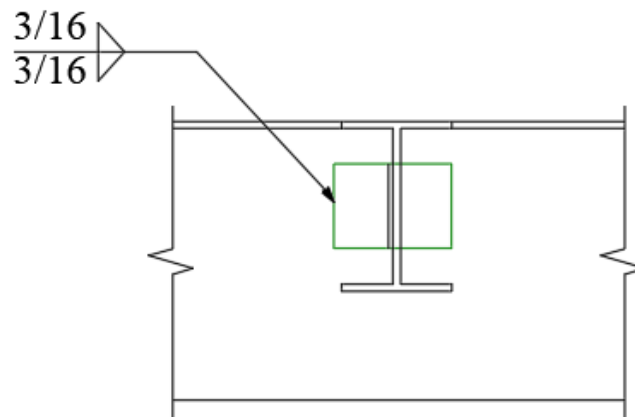
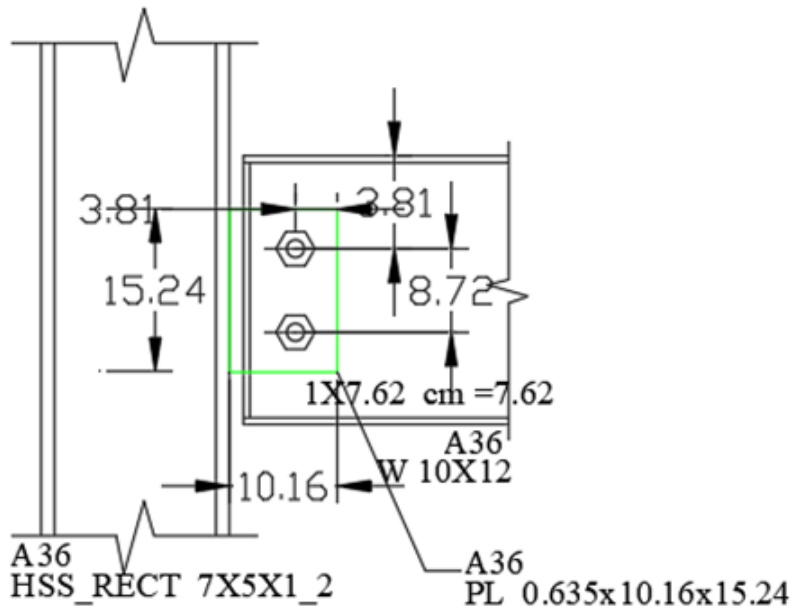
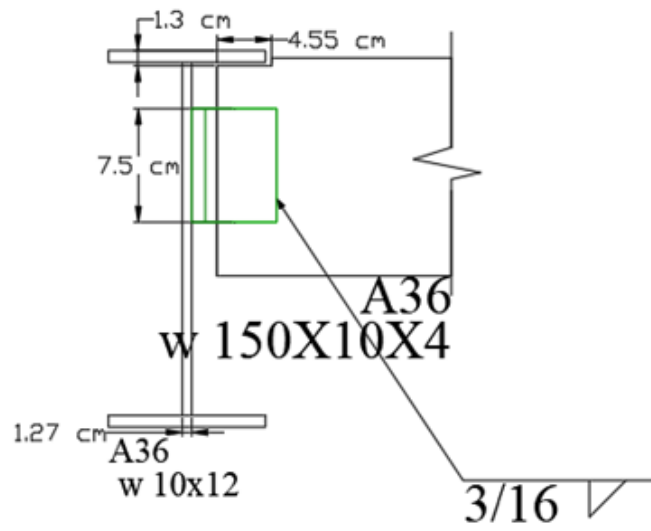
CONEXIÓN A CORTE W12X72-HSS7X5X0.5



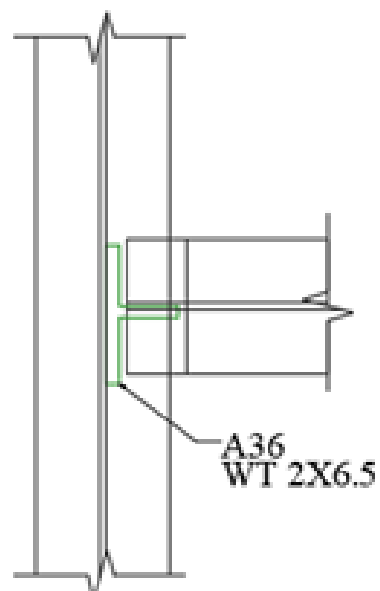
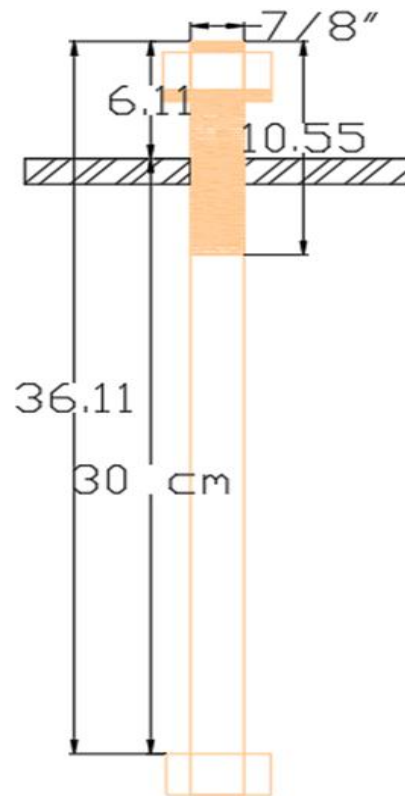
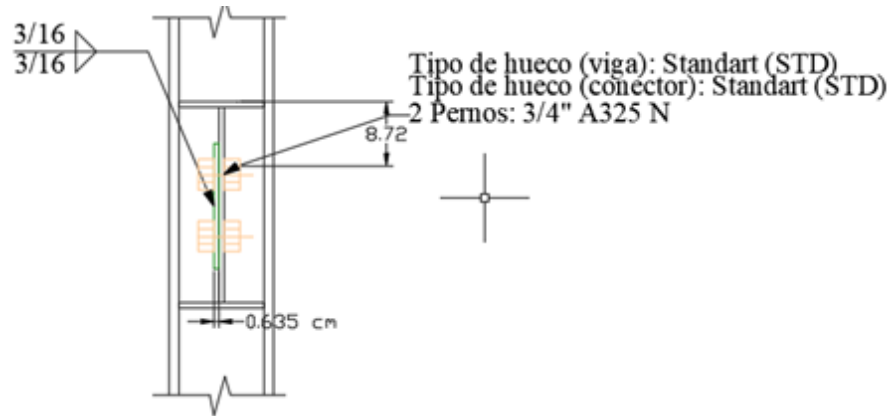
CONEXIÓN A MOMENTOS W10X33-HSS7X5X0.5



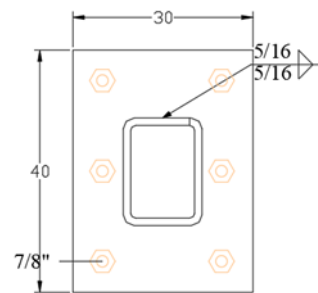
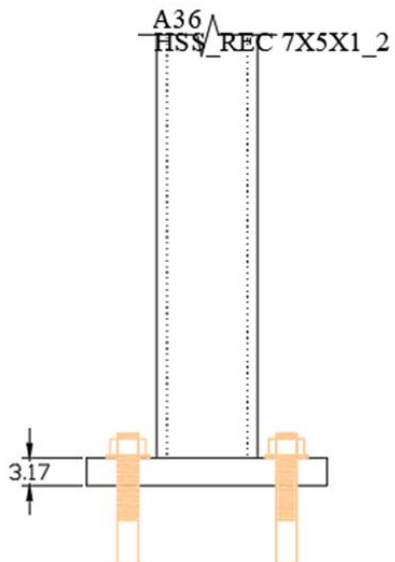
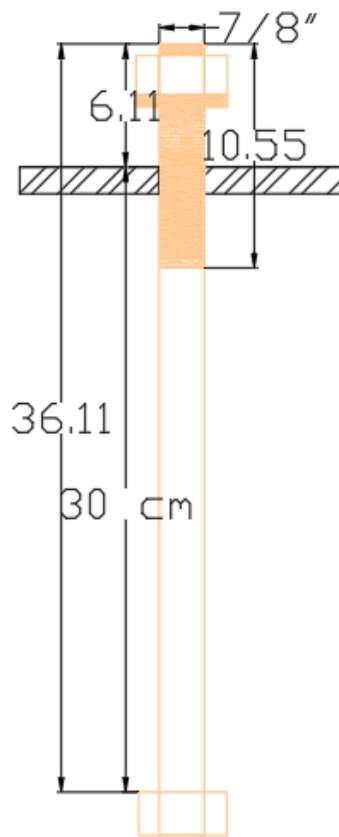
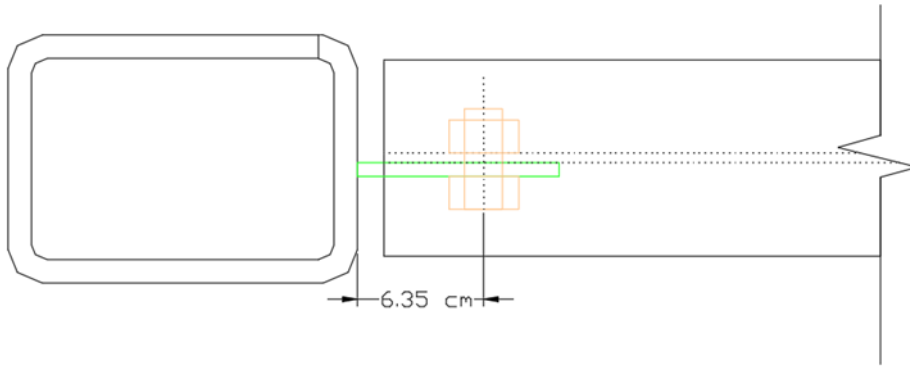
VIGA- COLUMN



VIGUETA- VIGA



PLACA BASE

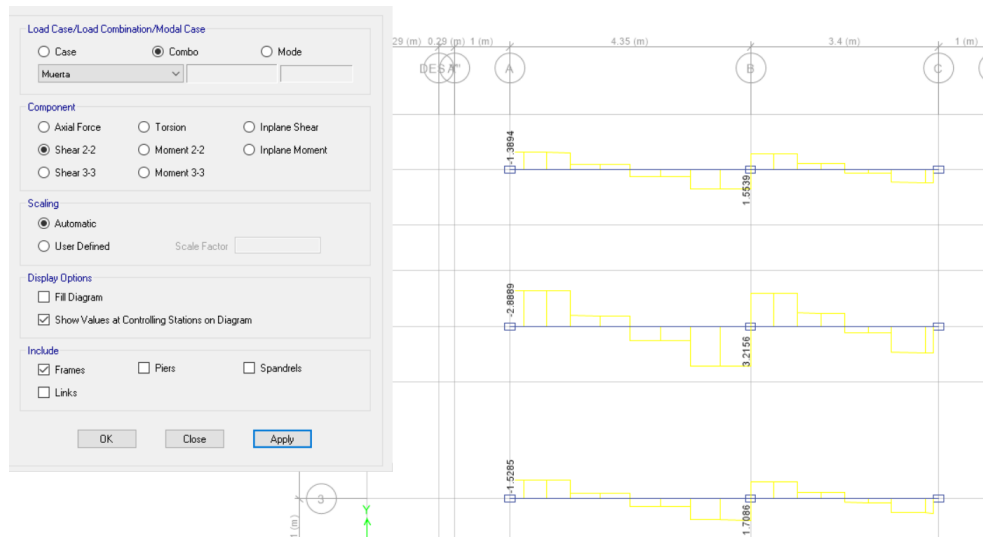


ANEXO E

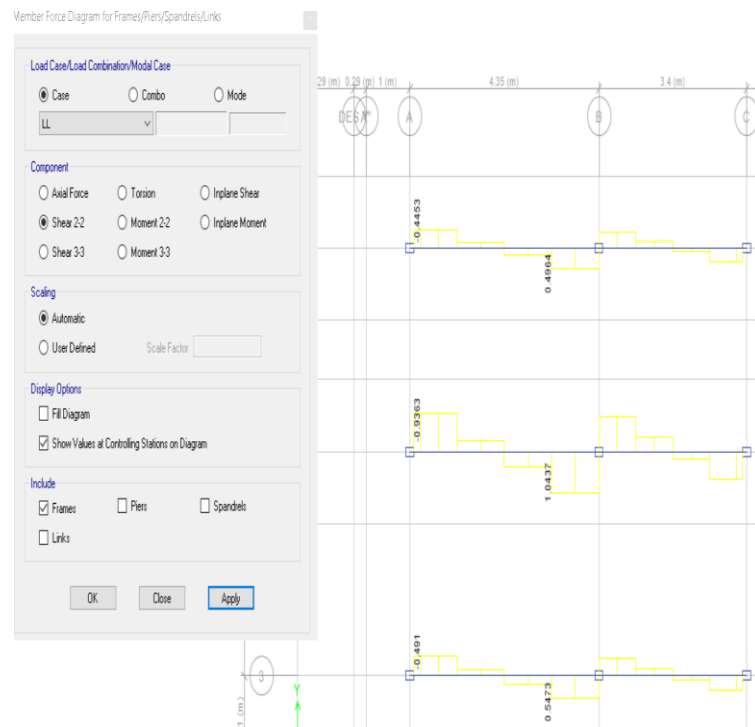
DIAGRAMA DE ESFUERZOS

CARGAS

CORTANTE DEAD = 3.22T

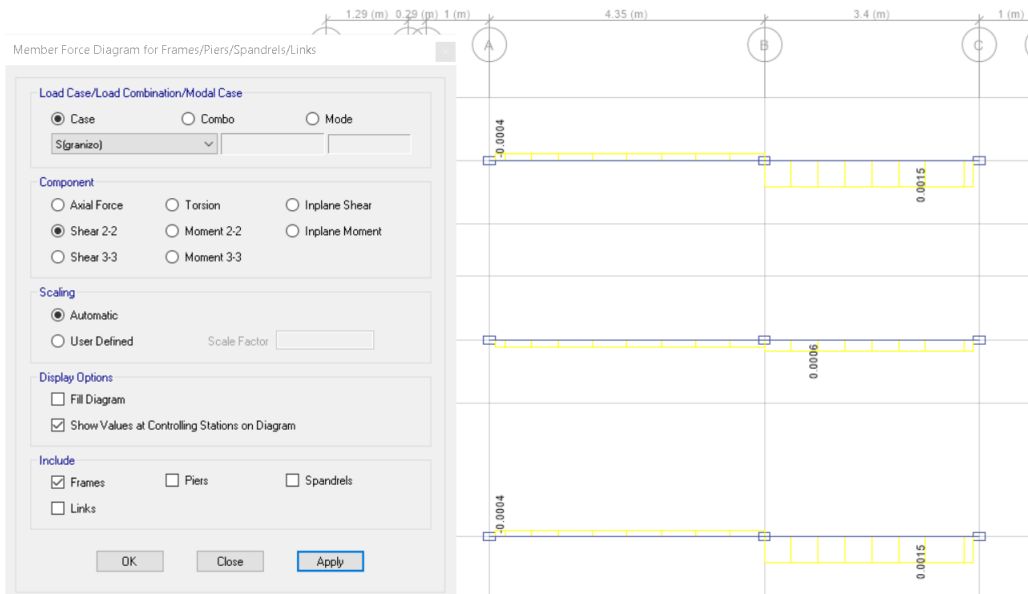


CORTANTE VIVA LL = 1.05T

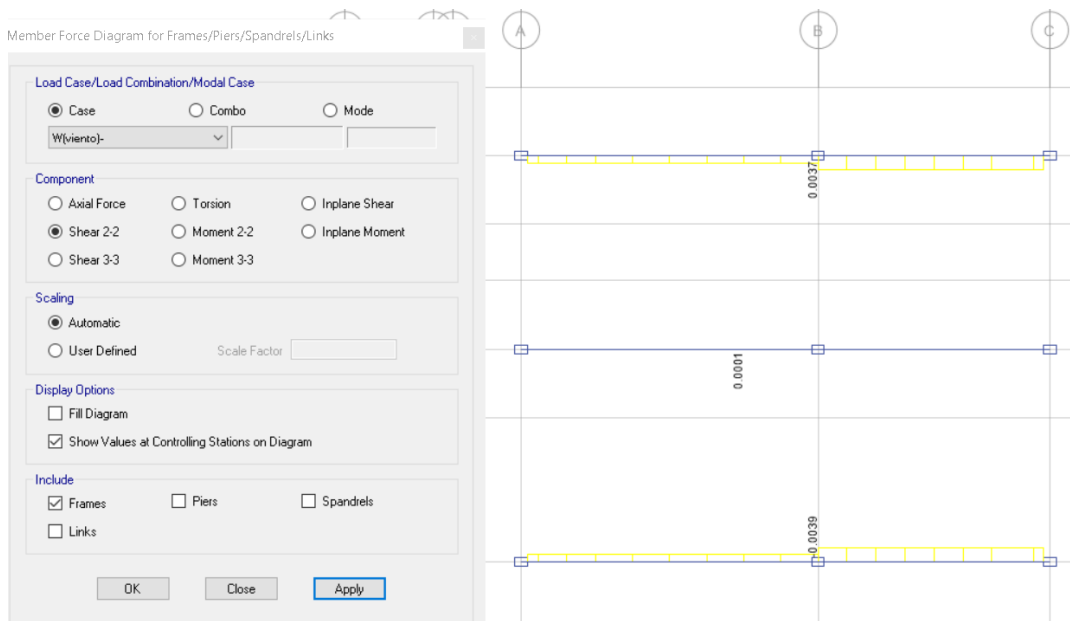


DIAGRAMAS DE ESFUERZOS

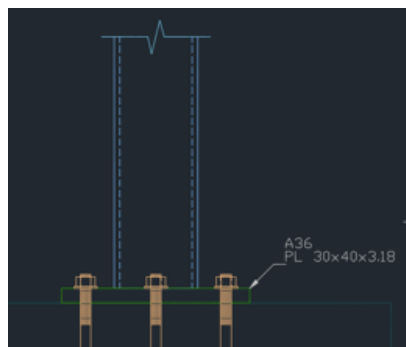
CORTANTE GRANIZO= 0.002T



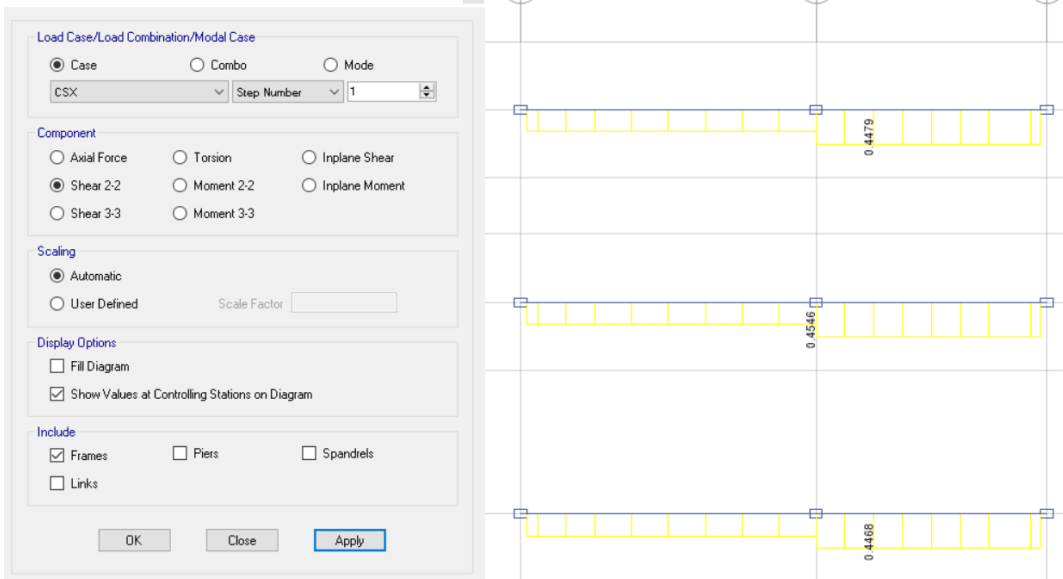
VIENTO= 0.004T



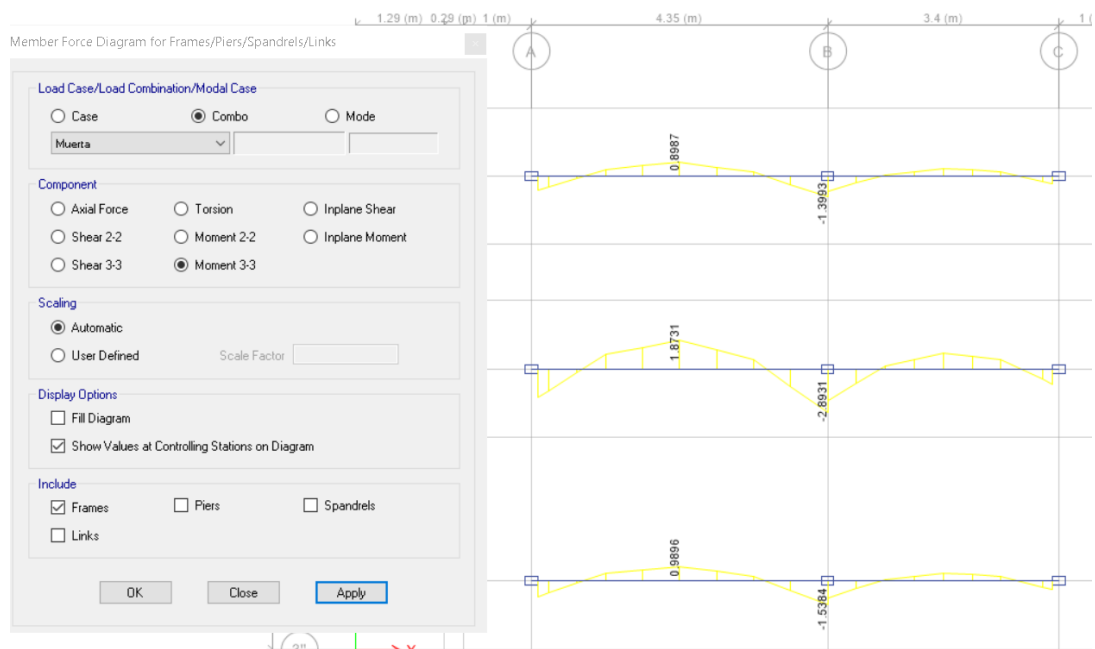
SISMO= 0.46T



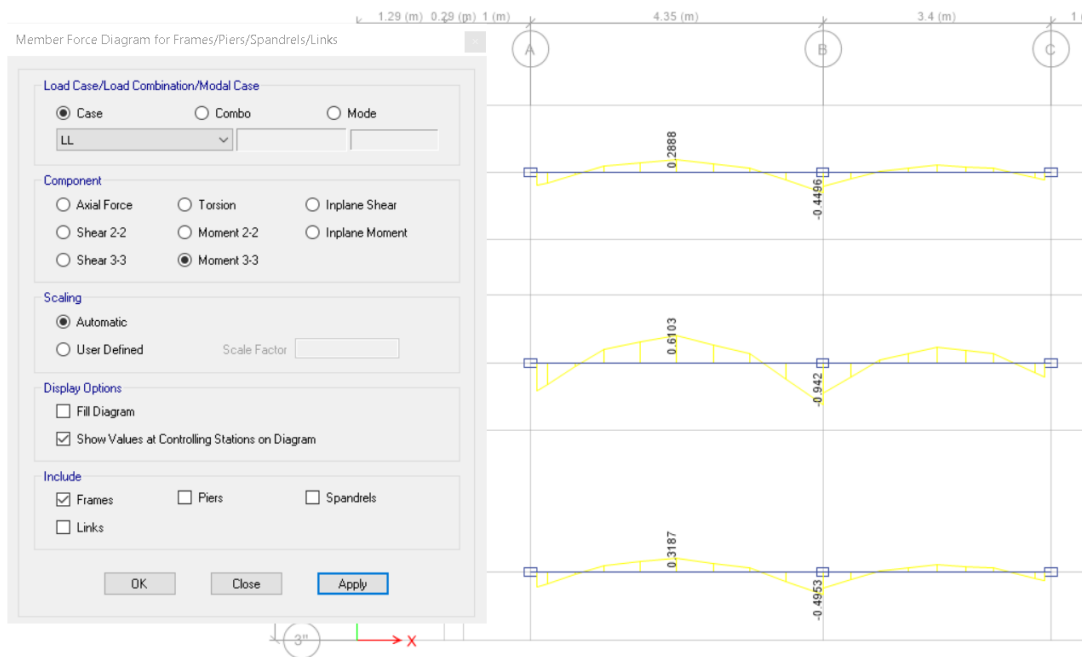
Member Force Diagram for Frames/Piers/Spandrels/Links



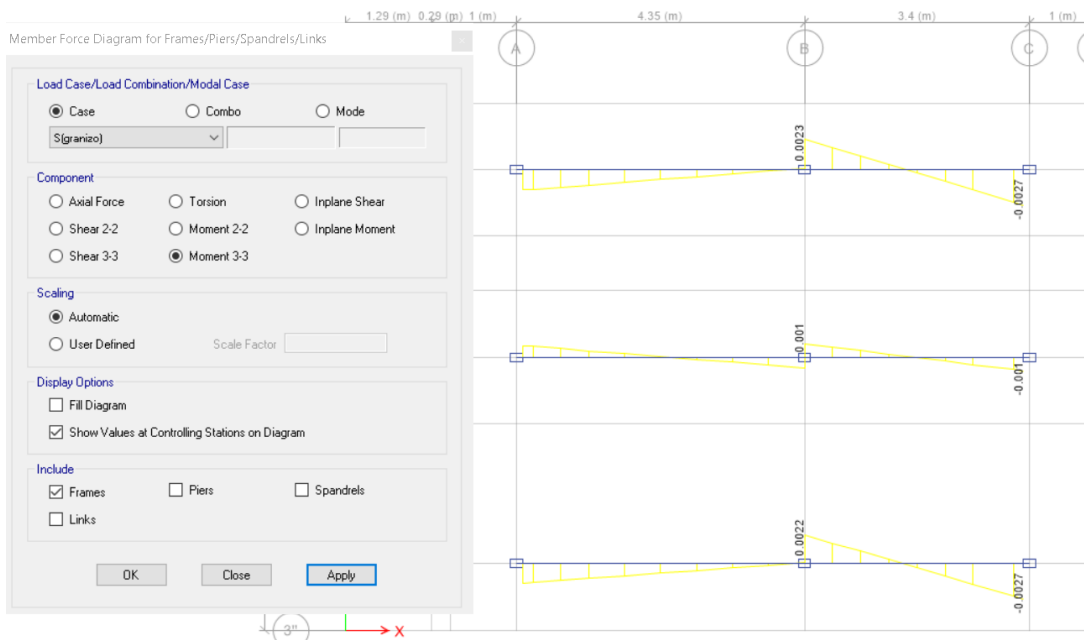
MOMENTO M3 MUERTA= 2.9T



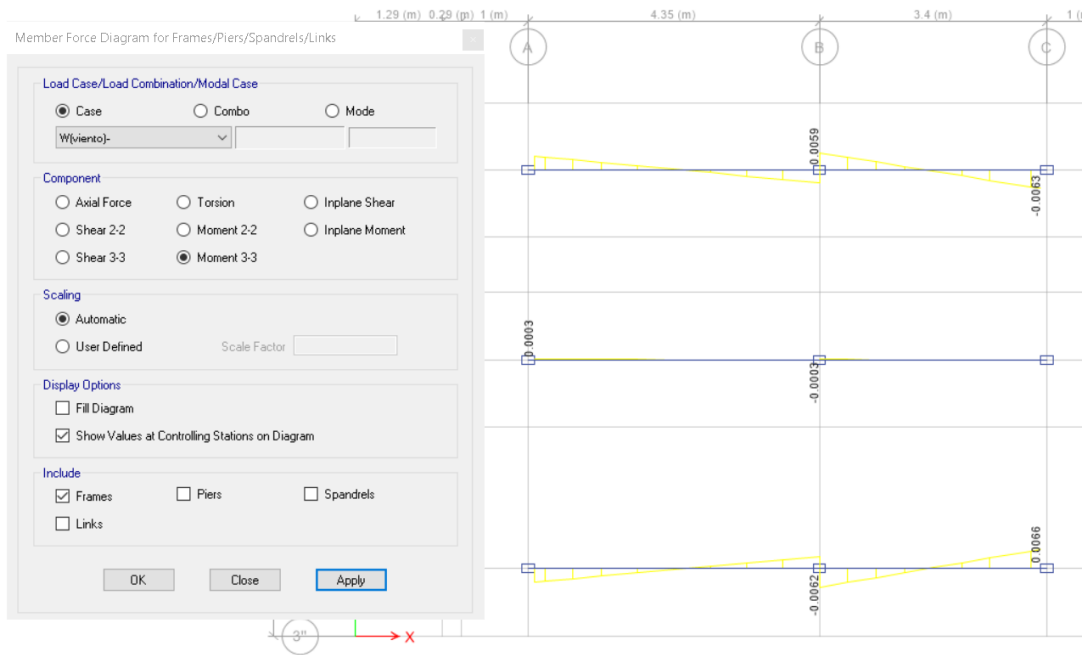
MOMENTO M33 VIVA= 0.942T



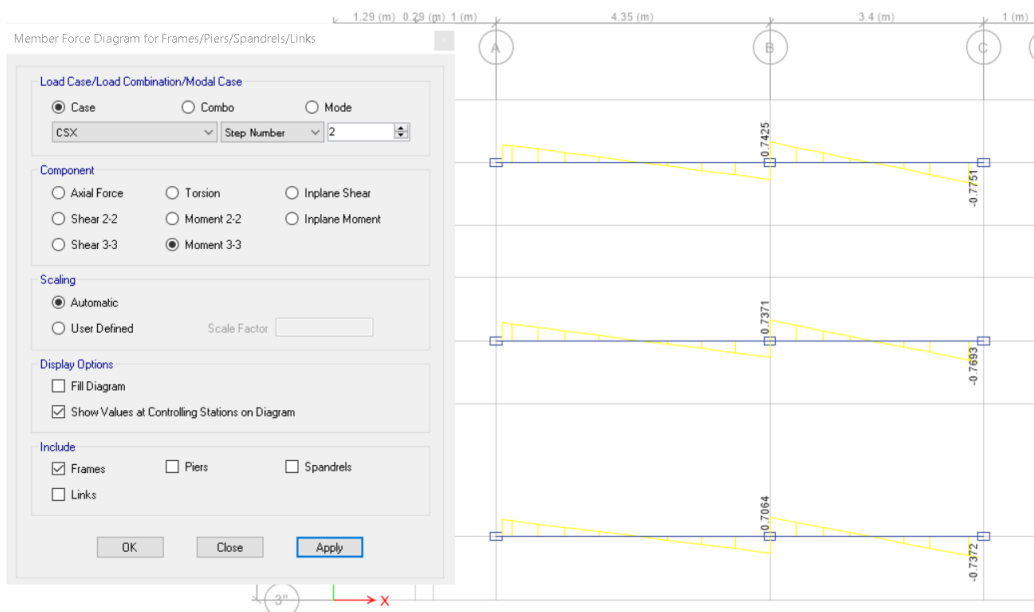
GRANIZO M33= 0.003T



M33 VIENTO=0.0066T

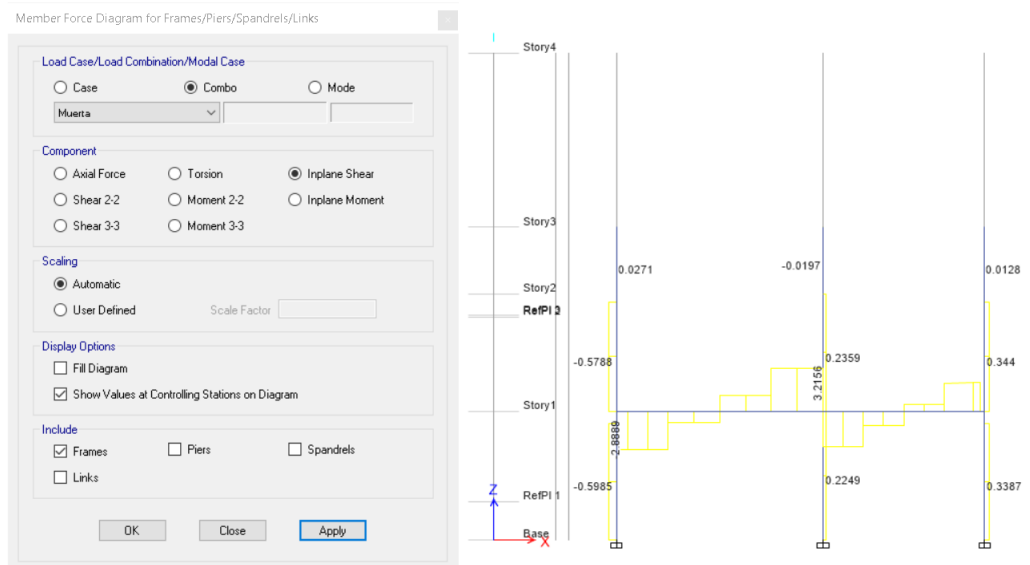


M33 SISMO= 0.78T

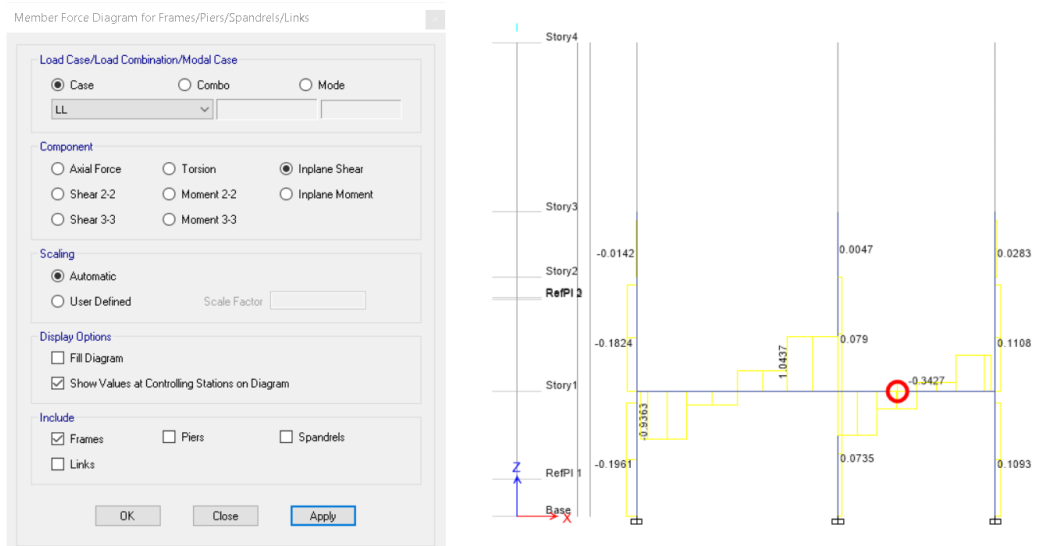


CARGAS QUE ACTUAN SOBRE LA COLUMNA

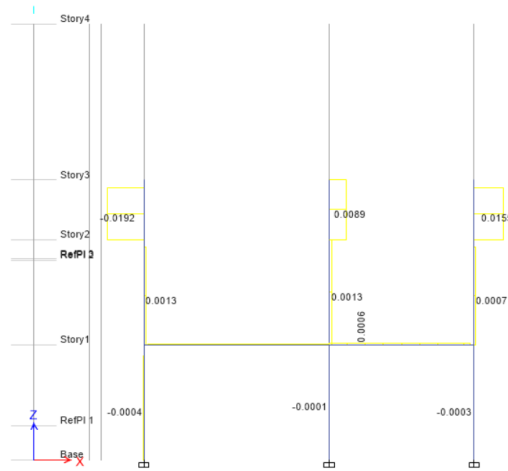
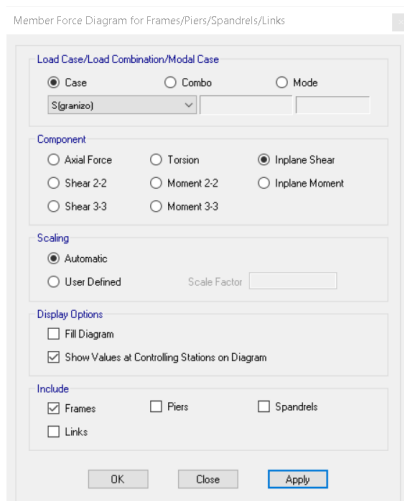
CORTANTE MUERTA= 0.6T



CORTANTE VIVA= 0.2T

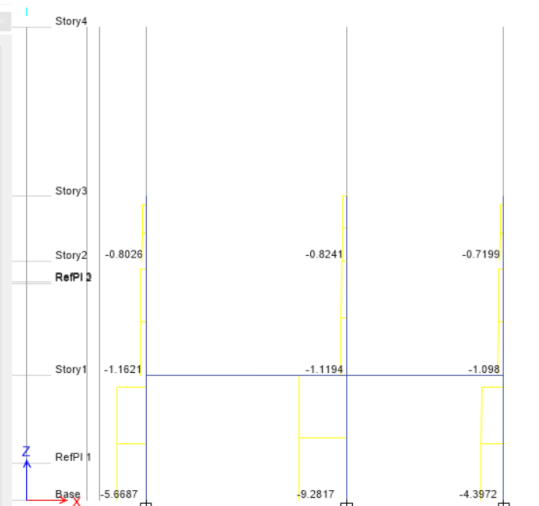
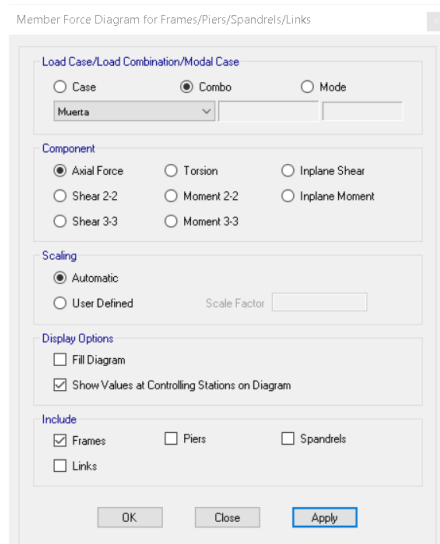


GRANIZO V22= 0.02T

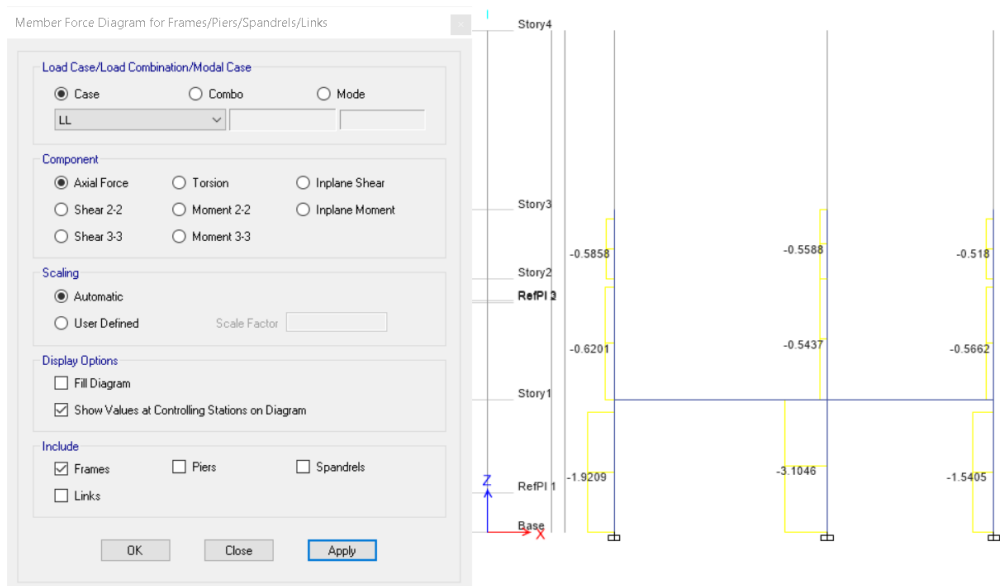


CARGA POR SISMO V22= 0.81T

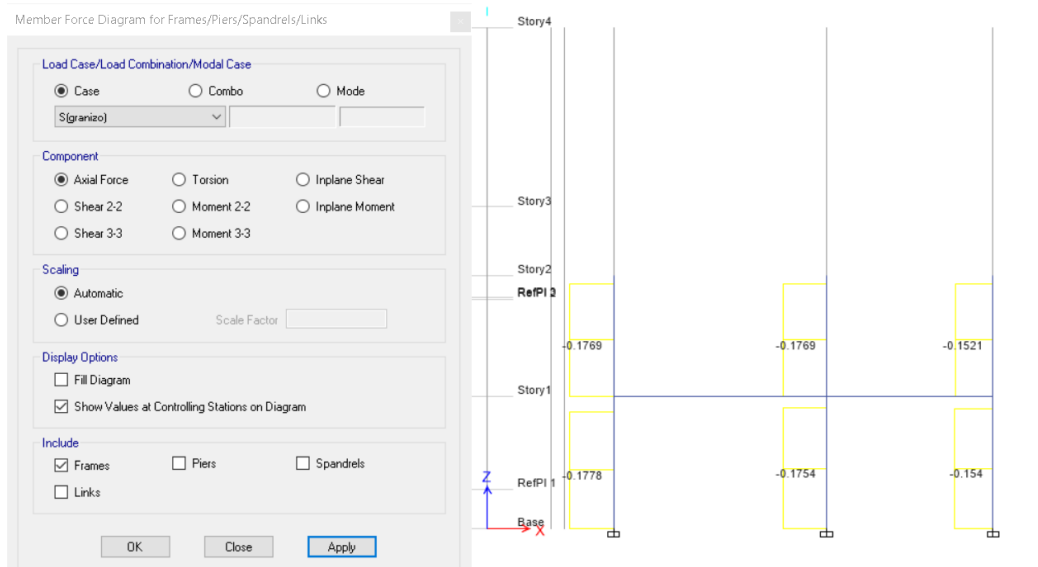
AXIAL MUERTA = 9.30T



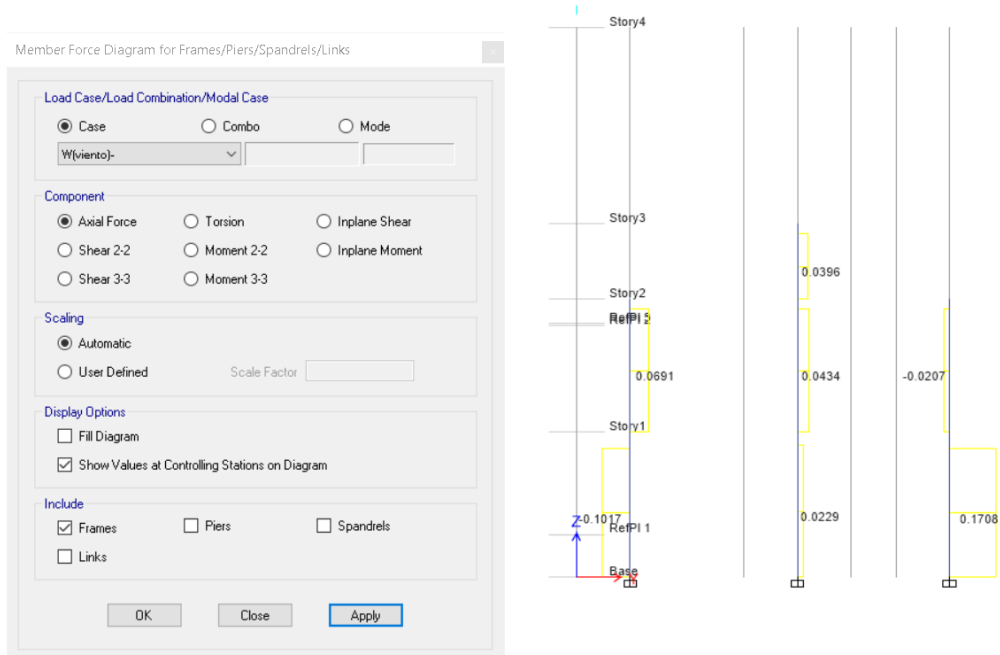
AXIAL LL= 3.11T



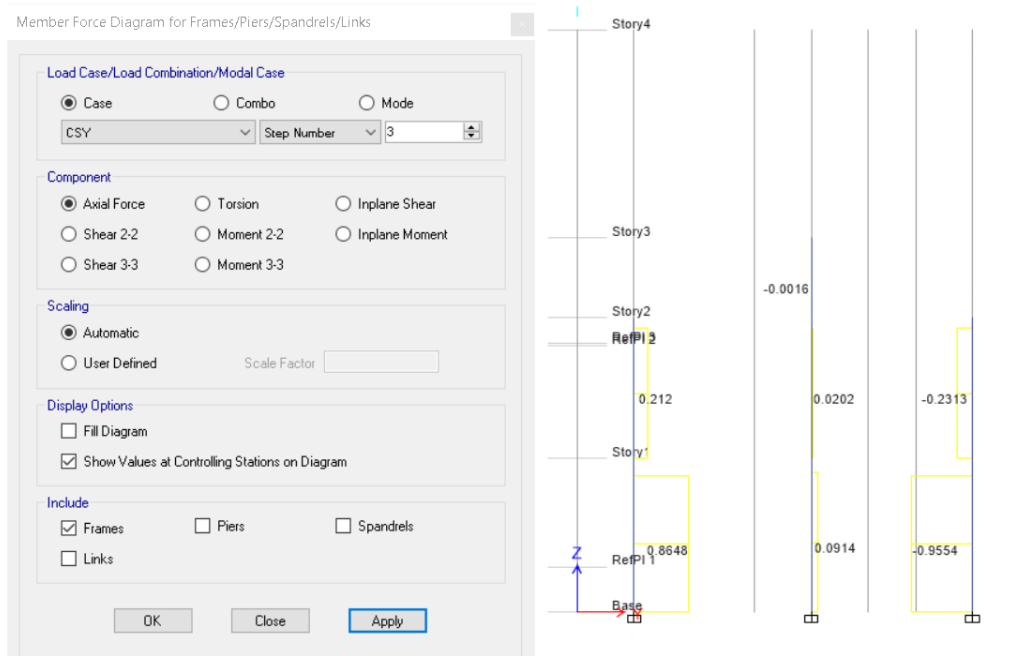
AXIAL GRANIZO 0.18T



AXIAL VIENTO= 0.171T



AXIAL SISMO= 0.95T



M33 MUERTA= 0.96T

Member Force Diagram for Frames/Piers/Spandrels/Links

Load Case/Load Combination/Modal Case
 Case Combo Mode
 Muerta

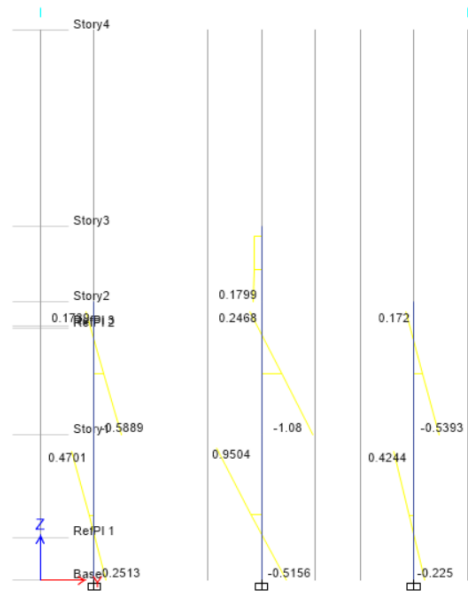
Component
 Axial Force Torsion Inplane Shear
 Shear 2-2 Moment 2-2 Inplane Moment
 Shear 3-3 Moment 3-3

Scaling
 Automatic User Defined Scale Factor

Display Options
 Fill Diagram Show Values at Controlling Stations on Diagram

Include
 Frames Piers Spandrels
 Links

OK Close Apply



M33 VIVA= 0.35T

Member Force Diagram for Frames/Piers/Spandrels/Links

Load Case/Load Combination/Modal Case
 Case Combo Mode
 LL

Component
 Axial Force Torsion Inplane Shear
 Shear 2-2 Moment 2-2 Inplane Moment
 Shear 3-3 Moment 3-3

Scaling
 Automatic User Defined Scale Factor

Display Options
 Fill Diagram Show Values at Controlling Stations on Diagram

Include
 Frames Piers Spandrels
 Links

OK Close Apply

