



Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco

Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil

Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**“DESARROLLO DE SISTEMA DE ARTICULACIÓN
EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO APLICADO A
UN EDIFICIO DE 07 NIVELES, DISTRITO DE
WANCHAQ, 2017”**

PRESENTADO POR:

Br. JURY SIGBERTO VALERIANO QUISPE

Tesis Para optar al título Profesional de Ingeniero Civil

JURADOS:

Dr. Ing. ADRIEL GAMARRA DURAND

M. Sc. Ing. JOSÉ FRANCISCO SERRANO FLORES

Ing. JOSÉ FELIPE AZPILCUETA CARBONELL

**Cusco - Perú
2020**



PRESENTACIÓN

El contenido del presente trabajo constituye lo que viene a ser la tesis de investigación, intitulada: “DESARROLLO DE SISTEMA DE ARTICULACIÓN EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO APLICADO A UN EDIFICIO DE 7 NIVELES, DISTRITO DE WANCHAQ, 2017”, elaborado como parte de los requisitos necesarios para optar el grado académico de Ingeniero Civil, dados por la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Tricentennial Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.

Se trata de un estudio teórico cuantitativo que tiene como objetivo general el proponer una articulación para poder ser utilizado en vigas cortas de concreto armado que se encuentren sobre esforzadas y por consiguiente puedan generar sobredimensionamientos, permitiendo reducir en estas las solicitaciones de corte y flexión debida a un sismo y que puedan ocasionar fallos a la estructura para aplicarlo luego a una edificación de 7 niveles.

Mediante el presente estudio se evalúa teóricamente la propuesta, haciendo uso de los conocimientos adquiridos durante la etapa de estudiante y en base a la literatura existente al respecto.

Tesista: Bach. Jury S. Valeriano Quispe



DEDICATORIA

Dedico este trabajo a todas las personas que son y fueron parte de mi vida y que de algún modo han influido en mi desarrollo y formación, más que académicamente, como persona y ser humano; a la familia y amigos y por sobre todo a mi Sra. Madre: Martina Quispe Mamani, la persona más importante en mi vida; que con su cariño, amor, y sacrificio, es la persona más importante en mi vida que supo sacarme adelante a pesar de todas las dificultades que pudieron presentarse.

Jury S. Valeriano Quispe



AGRADECIMIENTO

Agradezco especialmente a mi querida Escuela Profesional de Ingeniería Civil, por ser la institución en la que me forme profesionalmente y gracias a la que finalmente seguiré una carrera en pro del desarrollo personal y de la sociedad de la cual soy parte.

Agradezco a mi familia por ser el soporte emocional y fortaleza en los momentos más difíciles en la vida personal y profesional.

Agradezco a todos los compañeros y amigos que me acompañaron durante mi vida universitaria y en especial a los que me apoyaron en el desarrollo de este trabajo.

Jury S. Valeriano Quispe



RESUMEN

El presente trabajo de investigación propone una alternativa de solución al problema de vigas cortas que se presenta en las edificaciones con sistema estructural dual o de muros estructurales, en la que se evidencia como problema central que, estas vigas cortas asimilan gran parte de las solicitaciones de corte y flexión causadas por sismo y que pueden causar fallas en la estructura durante un evento sísmico. Estas vigas a su vez debido a tales solicitaciones, requieren de grandes secciones o cantidades de acero de refuerzo y en el peor de los casos la formación de rótulas plásticas como mecanismo de falla.

Se pretende proponer, teóricamente, un sistema de articulación total o parcial para las mencionadas vigas cortas de concreto armado, que permitirían reducir en éstas las solicitaciones de corte y flexión generadas por carga sísmica y aplicarlo a un proyecto de edificación de 07 niveles y al mismo tiempo evitar la formación o uso de rótulas plásticas como mecanismo de falla.

El estudio se lleva a cabo de acuerdo a un análisis teórico de la estructura de la edificación, mediante el análisis estructural y diseño, para dos situaciones, la primera cuando no se emplea ninguna articulación y las uniones de vigas cortas son rígidas empotradas a las columnas y placas, y la segunda haciendo uso de articulaciones en las mismas uniones.

Se propone el sistema de articulación y se analiza estructuralmente en base a sus características particulares, para luego comprobar su comportamiento estructural.

Finalmente se realiza un análisis comparativo de las dos situaciones mencionadas con lo que se comprueba la variación de resultados, la funcionalidad y factibilidad de la propuesta.

Palabras claves: vigas cortas, sismo, esfuerzos, articulación en vigas de concreto armado.



ABSTRACT

The present research work proposes an alternative of solution to the problem of short beams that occasionally appears in the constructions with structural system dual or structural walls, in which it is evidenced as a central problem that, these short beams assimilate great part of the solicitations of cutting and bending caused by earthquake and that can cause faults in the structure during a seismic event. These beams in turn due to such stresses, require large sections or quantities of reinforcing steel and in the worst case the formation of plastic hinge as a failure mechanism.

It is intended to propose, theoretically, a total or partial articulation system for the mentioned short reinforced concrete beams, which would allow reducing the shear and bending stresses generated by seismic load and applying it to a building project of 07 levels, and at the same time to avoid the formation or use of plastic hinges as a failure mechanism.

This study is carried out according to a theoretical analysis of the structure of the building, through structural analysis and design, for two situations, the first when no articulation is used and the short beam joints are rigid embedded to the columns and walls, and the second making use of articulations in the same joints.

The articulation system is proposed and structurally analyzed based on its particular characteristics, to then check its structural behavior.

Finally, a comparative analysis of the two situations mentioned is carried out with which the variation of results, functionality and feasibility of the proposal is checked.

Keywords: short beams, earthquake, stresses, articulation in reinforcing concrete beams.



CONTENIDO

PRESENTACIÓN	i
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTO	iii
RESUMEN	iv
ABSTRACT	v
CONTENIDO.....	vi

CAPÍTULO I: GENERALIDADES 1

1.1 Planteamiento Del Problema	1
1.1.1 Identificación Del Problema.....	1
1.1.2 Formulación Del Problema.....	2
1.2 Objetivos Del Estudio	3
1.2.1 Objetivo General.....	3
1.2.2 Objetivos Específicos	3
1.3 Hipótesis Y Variables	3
1.3.1 Hipótesis General	3
1.3.2 Hipótesis Específica	3
1.3.3 Identificación De Variables	4
1.3.4 Matriz De Consistencia	5
1.3.5 Instrumentos	6
1.4 Marco Teórico Y Conceptual	6
1.4.1 Antecedentes.....	6
1.4.2 Definición De Términos Básicos.....	7
1.5 Metodología General	15
1.5.1 Características Generales.....	15
1.5.2 Diseño Y Procedimiento De La Investigación	15
1.6 Cobertura Del Estudio	21
1.7 Obtención De Datos Del Proyecto.....	22



CAPÍTULO II: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO BAJO LAS DOS CONDICIONES EN VIGAS, EMPOTRADO Y ARTICULADO..... 24

2.1	Metodología Para El Análisis Y Diseño Estructural	24
2.1.1	Metodología Y Consideraciones Para El Análisis Estructural	24
2.1.2	Metodología Y Consideraciones Para El Diseño En Concreto Armado ..	28
2.2	Estructura Con Vigas De Unión Rígida Empotradas.....	38
2.2.1	Análisis Estructural	38
2.2.2	Diseño Estructural	53
2.2.3	Identificación De Elementos Muy Rígidos Y Sobre Esforzados.	58
2.2.4	Diseño Redimensionado De Vigas Cortas Empotradas	62
2.2.5	Diseño De Otros Elementos Estructurales	66
2.3	Identificación Y Selección Para Vigas Articulasdas	70
2.3.1	Identificación Y Descripción De Elementos Críticos Y Puntos De Falla	70
2.3.2	Selección De Uniones En Vigas Cortas A Ser Articulasdas.....	76
2.3.3	Para El Análisis Estructural Con Articulasdas.....	77

CAPÍTULO III: DESARROLLO Y DISEÑO DE LA ARTICULACIÓN Y DEL EDIFICIO CON VIGAS CORTAS ARTICULADAS..... 79

3.1	Base Teórica	79
3.1.1	Generalidades	79
3.1.2	Clasificación De Las Uniones	79
3.1.3	Tipos De Uniones	81
3.1.4	Curvas Momento Rotación.....	83
3.1.5	Método De Las Componentes	84
3.2	Metodología Para El Análisis Y Diseño De La Articulación	85
3.2.1	Elección Del Tipo De Unión	85
3.2.2	Cálculo De La Resistencia De Las Componentes	85
3.2.3	Calculo De Resistencia Y Rigidez, Unión Semirrígida.....	91
3.2.4	Comprobaciones De Cálculo Y Diseño.....	92
3.3	Propuesta De Articulación En Vigas De Concreto Armado.....	93
3.3.1	Descripción De La Propuesta, Elección Del Tipo De Unión	93



3.3.2	Componentes Y Definición Geométrica De La Unión.....	93
3.3.3	Cálculo De La Resistencia De La Unión De Acuerdo A Componentes ..	95
3.3.4	Cálculo De La Rigidez De La Unión De Acuerdo A Componentes	105
3.4	Edificio De Estructura Con Vigas Cortas Articuladas.....	111
3.4.1	Articulación En Vigas Cortas	111
3.4.2	Comprobaciones De Cálculo Y Diseño De La Articulación.....	112
3.4.3	Comprobaciones Del Análisis Estructural.....	117
3.4.4	Diseño De Vigas Cortas De Concreto Articuladas Y Otras	120
3.4.5	Diseño De Columnas De Concreto Armado.....	124
3.4.6	Diseño Muros De Concreto Armado (Placas)	125

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS COMPARATIVO, CONCLUSIONES Y

RECOMENDACIONES	128	
4.1	Análisis Comparativo Cuantitativo.....	128
4.1.1	Parámetros Globales Del Análisis Estructural	128
4.1.2	Fuerzas En Elementos Estructurales.....	130
4.1.3	Resultados De Diseño De Elementos Estructurales	139
4.2	Verificación De La Hipótesis	142
4.2.1	Hipótesis General	142
4.2.2	Hipótesis Específicas	144
4.3	Conclusiones	147
4.3.1	Conclusiones Generales.....	147
4.3.2	Particulares Del Análisis Estructural	148
4.3.3	Particulares Del Diseño De Elementos De Concreto Armado	149
4.3.4	Particulares De La Propuesta Y Diseño De La Articulación.....	151
4.4	Recomendaciones	152
4.4.1	Para La Propuesta Y Diseño De La Articulación	152
4.4.2	Para El Proceso Constructivo	152
4.4.3	Para Futuras Investigaciones	153
BIBLIOGRAFÍA	154	



ANEXOS

ANEXO I: Resultados Y Cálculos Estructura Con Uniones Rígidas

I-1: Diagramas Etabs, Estructura Con Vigas De Unión Rígida

I-2: Diseño de Vigas De Unión Rígida

I-3: Diseño de Columnas

I-4: Diseño de Uniones

I-5: Cálculo de la Rigidez Rotacional de la Unión

I-6: Cálculo de la Rigidez Torsional de la Unión

ANEXO II: Resultados Y Cálculos Estructura Con Uniones Articuladas

I-1: Diagramas Etabs, Estructura Con Vigas De Unión Articulada

I-2: Diseño de Vigas De Unión Articulada

I-3: Diseño de Columnas

PLANOS

ULP: Ubicación, Localización Y Perimétrico

A: Arquitectura

E1: Estructuras Caso 1: Uniones Rígidas

E2: Estructuras Caso 1: Uniones Articuladas

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO I:

Fig. 1. 1: Operacionalización de las variables 4

Fig. 1. 2: Esquema general de procedimientos 16

Fig. 1. 3: Esquema del proceso del análisis y diseño estructural iterativo 19

CAPÍTULO II:

Fig. 2. 1: Típica superficie de interacción (Concrete Frame Designe Manual ACI 318-08 – Etabs 2016)..... 34

Fig. 2. 2: estructuración de columnas y placas 39

Fig. 2. 3: Imágenes 3d y en planta del modelamiento en Etabs 2016 41

Fig. 2. 4: Asignación de carga muerta CM a losas (captura Etabs 2016)..... 43

Fig. 2. 5: Asignación de carga viva CV a losas (captura Etabs 2016)..... 44

Fig. 2. 6: Espectro..... 47



Fig. 2. 7: preferencias de diseño – Concrete Frame Design Preferences ACI 318-08 ...	54
Fig. 2. 8: Ubicación vigas con mayor diseño por flexión.....	55
Fig. 2. 9: Ubicación de vigas que fallan por corte y torsión combinadas.....	57
Fig. 2. 10: Nomenclatura de vigas (Labels) usados en el Etabs.	58
Fig. 2. 11: Columnas con mayor refuerzo de acero.....	61
Fig. 2. 12: Detalle viga Eje A, tramo 3-4 con uniones rígidas	63
Fig. 2. 13: Detalle viga Eje B, tramo 3-4 con uniones rígidas	64
Fig. 2. 14: Detalle viga Eje 4, tramo A-B con uniones rígidas.....	65
Fig. 2. 15: Detalle viga Eje 3' unida a placa con uniones rígidas	66
Fig. 2. 16: Detalle de sección y armado de columnas	67
Fig. 2. 17: ubicación de placas (Piers, Etabs 2016).....	68
Fig. 2. 18: Detalle de sección y armado de placas PL-1.....	69
Fig. 2. 19: Detalle de sección y armado de placas PL-2.....	69
Fig. 2. 20: Diagramas de Cortante y Momento Eje A, tramo 3-4, nivel 2 (captura Etabs 2016).....	70
Fig. 2. 21: Diagramas de Cortante y Momento Eje 4, tramo A-B, nivel 2 (captura Etabs 2016).....	72
Fig. 2. 22: Diagramas de Cortante y Momento Eje 3', nivel 4 (captura Etabs 2016)	73
Fig. 2. 23: Diagramas de Momento Torsor Eje B, tramo 3-4, nivel 3 (captura Etabs 2016)	75
Fig. 2. 24: Vigas cortas articuladas (captura Etabs 2016)	78

CAPÍTULO III:

Fig. 3. 1: Clasificación de uniones: (a) articulada, (b) rígida, (c) semirrígida	80
Fig. 3. 2: Clasificación de uniones: (a) articulada, (b) rígida, (c) semirrígida	80
Fig. 3. 3: Unión empernada con placas laterales	82
Fig. 3. 4: Unión con angulares de asiento no atiesado	82
Fig. 3. 5: Unión con angulares de asiento atiesado	83
Fig. 3. 6: Curva Momento - Rotación.....	83
Fig. 3. 7: Arrancamiento del concreto	88
Fig. 3. 8: Áreas para el análisis.....	88
Fig. 3. 9: Deslizamiento del conector	88
Fig. 3. 10: Desprendimiento lateral del concreto.....	89
Fig. 3. 11: Arrancamiento del concreto por corte.....	89
Fig. 3. 12: Efectos de borde.....	90



Fig. 3. 13: Dimensiones en los angulares	94
Fig. 3. 14: Dimensiones pernos de anclaje	94
Fig. 3. 15: Axial, cortante y momento presentes en una unión	95
Fig. 3. 16: solicitaciones presentes en los angulares	96
Fig. 3. 17: flexión en el ala vertical del angular	96
Fig. 3. 18: Flexión en el ala horizontal del angular	97
Fig. 3. 19: Tracción y cortante en pernos de anclaje	98
Fig. 3. 20: Arrancamiento el concreto en columna.....	98
Fig. 3. 21: Arrancamiento el concreto en viga	99
Fig. 3. 22: Arrancamiento del concreto por cortante.....	99
Fig. 3. 23: Aplastamiento del concreto por angulares	100
Fig. 3. 24: Resistencia a la tracción por componentes.....	101
Fig. 3. 25: Resistencia a cortante por componentes	101
Fig. 3. 26: Descomposición del momento flector.....	101
Fig. 3. 27: Torsión en la unión	102
Fig. 3. 28: rotación total descompuesta en dos tipos	105
Fig. 3. 29: Rotación por flexión en los angulares.....	105
Fig. 3. 30: Rotación debida a deformación por tracción y compresión.....	106
Fig. 3. 31: deformación por tracción en el angular.....	106
Fig. 3. 32: Deformación por flexión en el ala vertical.....	107
Fig. 3. 33: Deformación por compresión en el ala del angular	107
Fig. 3. 34: Rotación por torsión.....	109
Fig. 3. 35: Gráfica Momento-Rotación para uniones en vigas de 25x40	110
Fig. 3. 36: Gráfica Momento-Rotación para uniones en vigas de 25x40	110
Fig. 3. 37: Asignación de rigideces parciales, rotacional y torsional en vigas extremos de vigas de 25x40 (captura Etabs 2016).....	111
Fig. 3. 38: Asignación de rigideces parciales, rotacional y torsional en vigas extremos de vigas de 25x20 (captura Etabs 2016).....	112
Fig. 3. 39: Vigas cortas articuladas (captura Etabs 2016)	112
Fig. 3. 40: Detalle viga Eje A, tramo 3-4 con uniones articuladas.....	121
Fig. 3. 41: Detalle viga Eje B, tramo 3-4.....	122
Fig. 3. 42: Detalle viga Eje 4, tramo A-B con uniones articuladas	123
Fig. 3. 43: Detalle viga Eje 3' con uniones articuladas	124
Fig. 3. 44: Detalle de sección y armado de columnas	125



Fig. 3. 45: Detalle de sección y armado de placas PL-1.....	126
Fig. 3. 46: Detalle de sección y armado de placas PL-2.....	127
CAPÍTULO IV:	
Fig 4. 1: ciclo del proceso de falla de vigas cortas	150

ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO I:

Tabla 1. 1: Matriz de Consistencia	5
--	---

CAPÍTULO II:

Tabla 2. 1: Valores de P y N.....	25
Tabla 2. 2: factor de zona (E.030)	26
Tabla 2. 3: factor de uso (E.030)	26
Tabla 2. 4: tipos de suelo (E.030).....	26
Tabla 2. 5: factor de suelo (E.030)	26
Tabla 2. 6: periodos del suelo (E.030).....	27
Tabla 2. 7: coeficiente para cálculo del periodo fundamental (E.030).....	27
Tabla 2. 8: Sistemas estructurales (E.030)	27
Tabla 2. 9: factores de irregularidad en altura (E.030).....	28
Tabla 2. 10: factores de irregularidad en planta (E.030)	28
Tabla 2. 11: Definición de materiales.....	41
Tabla 2. 12: Definición de vigas y columnas	42
Tabla 2. 13: Definición de losas y escaleras.....	42
Tabla 2. 14: Definición de muros	42
Tabla 2. 15: Análisis sísmico estático	45
Tabla 2. 16: Metrado de cargas	46
Tabla 2. 17: Espectro de respuesta E.030.....	47
Tabla 2. 18: patrones de carga.....	47
Tabla 2. 19: fuentes de masa	48
Tabla 2. 20: casos de carga.....	48
Tabla 2. 21: cargas de sismo.....	48
Tabla 2. 22: Participación Modal de masas	48
Tabla 2. 23: Cortante en columnas y placas	49



Tabla 2. 24: Irregularidad torsional en X-X	50
Tabla 2. 25: Irregularidad torsional en Y-Y	50
Tabla 2. 26: Irregularidad piso blando en X-X.....	50
Tabla 2. 27: Irregularidad piso blando en Y-Y.....	51
Tabla 2. 28: Fuerza cortante dinámica en la base.....	51
Tabla 2. 29: Control de desplazamientos en X-X.....	52
Tabla 2. 30: Control de desplazamientos en Y-Y.....	52
Tabla 2. 31: Verificación por volteo.....	53
Tabla 2. 32: Sismo factorado	54
Tabla 2. 33: Resultado de diseño de vigas por flexión.....	55
Tabla 2. 34: Resultado de diseño de vigas por corte	56
Tabla 2. 35: Resultado de máximos momentos flectores en vigas.....	59
Tabla 2. 36: Resultado de máximas cortantes en vigas	59
Tabla 2. 37: Resultado de máximas torsiones en vigas	59
Tabla 2. 38: Resultado de diseño en vigas que fallan.....	60
Tabla 2. 39: Resultado de diseño de refuerzo en columnas.....	61
Tabla 2. 40: Resultado de diseño por flexión en viga B57.....	63
Tabla 2. 41: Resultado de diseño por flexión en viga B8.....	63
Tabla 2. 42: Resultado de diseño por flexión en viga B58.....	64
Tabla 2. 43: Resultado de diseño por flexión en viga B17.....	65
Tabla 2. 44: Resultado de diseño de refuerzo en columnas.....	67
Tabla 2. 45: Resultado de diseño de refuerzo longitudinal en placas.....	68
Tabla 2. 46: Resultado de diseño de refuerzo transversal en placas.....	68
Tabla 2. 47: Cortantes máximas en vigas B57	70
Tabla 2. 48: Momentos máximos en vigas B57	71
Tabla 2. 49: Análisis viga eje A, tramo 3-4.....	71
Tabla 2. 50: Cortantes máximas en vigas B58	72
Tabla 2. 51: Momentos máximos en vigas B58	72
Tabla 2. 52: Análisis viga eje 4, tramo A-B	73
Tabla 2. 53: Cortantes máximas en vigas B17	73
Tabla 2. 54: Momentos máximos en vigas B17	74
Tabla 2. 55: Análisis viga eje 3', unida a placa.....	74
Tabla 2. 56: Cortantes máximas en vigas B8	75
Tabla 2. 57: Momentos máximos en vigas B8	75



Tabla 2. 58: Torsión máxima en vigas B8.....	75
Tabla 2. 59: Análisis viga eje B, tramo 3-4.....	76
CAPÍTULO III:	
Tabla 3. 1: Resistencia de unión para vigas de 25x40.....	102
Tabla 3. 2: Resistencia de unión para vigas de 25x20.....	103
Tabla 3. 3: Resistencia a la torsión para vigas de 25x40.....	104
Tabla 3. 4: Resistencia a la torsión para vigas de 25x20.....	104
Tabla 3. 5: Propiedades de los materiales de las componentes.....	109
Tabla 3. 6: resumen de cálculo de la rigidez rotacional.....	109
Tabla 3. 7: Fuerza cortante máxima en las uniones de vigas articuladas.....	113
Tabla 3. 8: Momento flector máximo en las uniones de vigas articuladas.....	114
Tabla 3. 9: Momento Torsor máximo en las uniones de vigas articuladas.....	114
Tabla 3. 10: Combinación de cargas para vigas de 25x40.....	115
Tabla 3. 11: Combinación de cargas para vigas de 25x20.....	115
Tabla 3. 12: comprobación de diseño unión en V25x40.....	116
Tabla 3. 13: Participación Modal de masas.....	117
Tabla 3. 14: Irregularidad torsional en X-X.....	118
Tabla 3. 15: Irregularidad torsional en Y-Y.....	118
Tabla 3. 16: Irregularidad piso blando en X-X.....	118
Tabla 3. 17: Irregularidad piso blando en Y-Y.....	119
Tabla 3. 18: Fuerza cortante dinámica en la base.....	119
Tabla 3. 19: Control de desplazamientos en X-X.....	119
Tabla 3. 20: Control de desplazamientos en Y-Y.....	119
Tabla 3. 21: Resultado de diseño por flexión en viga B57.....	120
Tabla 3. 22: Resultado de diseño por flexión en viga B8.....	121
Tabla 3. 23: Resultado de diseño por flexión en viga B58.....	122
Tabla 3. 24: Resultado de diseño por flexión en viga B17.....	123
Tabla 3. 25: Resultado de diseño de refuerzo en columnas.....	124
Tabla 3. 26: Resultado de diseño de refuerzo longitudinal en placas.....	125
Tabla 3. 27: Resultado de diseño de refuerzo transversal en placas.....	125
CAPÍTULO IV:	
Tabla 4.1: Comparación de los periodos de vibración.....	128
Tabla 4.2: Comparación de desplazamiento Centro de Masas.....	129
Tabla 4. 3: Comparación de desplazamiento según Norma E.030 (R=7).....	129



Tabla 4. 4: Comparación de desplazamiento máximo en el entrepiso	130
Tabla 4.5: Comparación de Fuerza cortante.....	131
Tabla 4.6: Comparación de Momento flector.....	131
Tabla 4.7: Comparación de Momento Torsor	131
Tabla 4.8: Comparación de Fuerza cortante.....	132
Tabla 4.9: Comparación de Momento flector.....	133
Tabla 4.10: Comparación de Momento Torsor	133
Tabla 4. 11: Comparación de Fuerza axial máxima en columnas.....	134
Tabla 4. 12: Comparación de Fuerza cortante máxima 2-2 en columnas.....	135
Tabla 4. 13: Comparación de Fuerza cortante máxima 3-3 en columnas.....	135
Tabla 4. 14: Comparación de Momento máximo 2-2 en columnas.....	136
Tabla 4. 15: Comparación de Momento máximo 3-3 en columnas.....	137
Tabla 4. 16: Comparación de Fuerza axial máxima en placas	138
Tabla 4. 17: Comparación de Fuerza cortante máxima 2-2 en placas.....	138
Tabla 4. 18: Comparación de Fuerza cortante máxima 3-3 en placas.....	138
Tabla 4. 19: Comparación de Momento máximo 2-2 en placas.....	139
Tabla 4. 20: Comparación de Momento máximo 3-3 en placas.....	139
Tabla 4. 21: Comparación de sección y acero longitudinal de vigas cortas y críticas .	140
Tabla 4. 22: Comparación de sección y acero longitudinal en otras vigas.....	140
Tabla 4. 23: Comparación de acero longitudinal en columnas.....	141
Tabla 4. 24: Comparación de acero longitudinal en placas.....	141
Tabla 4. 25: Comparación de cortante en vigas cortas	142
Tabla 4. 26: Comparación de momento flector en vigas cortas	143
Tabla 4. 27: Comparación de secciones en vigas cortas.....	144
Tabla 4. 28: Comparación de acero longitudinal calculado en vigas cortas.....	145
Tabla 4. 29: Comparación de armado de acero en vigas cortas	146



CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1.1 IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

En los últimos años nuestro país y por ende nuestra región, ha experimentado un acelerado crecimiento del sector inmobiliario, las construcciones han aumentado tanto en cantidad como en tamaño, debido probablemente a la necesidad de viviendas. Se tiene el conocimiento que estamos ubicados en una zona sísmica, por lo que se tiene una alta probabilidad de que vaya a ocurrir un fenómeno sísmico considerable, ya sea a corto o largo plazo. Es por lo que las estructuras tienen que ser diseñadas estructuralmente para hacer frente adecuadamente cuando se tenga esta situación.

Para ello en nuestro país existen diversos sistemas estructurales, cuyas características y condiciones están especificadas en la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, pero particularmente en nuestra región y ciudad del Cusco, son, en el caso del concreto armado, los que más se emplean con regularidad, el sistema aporticado, el sistema dual y el de muros estructurales.

Estos sistemas, si bien es cierto, tienen un funcionamiento estructural aceptable para hacer frente a las sollicitaciones que impone un evento sísmico, tienen ciertas limitaciones y características que pueden comprometer su desempeño.

Sistema aporticado, es el sistema estructural con menor rigidez, por lo que frente a sollicitaciones sísmicas presenta mayores desplazamientos laterales de entrepiso, situación que se incrementa cuando se trata de edificaciones más elevadas. Por lo que la estructura requiere de mayores secciones de columnas para aumentar así la rigidez del sistema y en ocasiones estas son tan grandes, que resulta incoherente tanto en el aspecto funcional como económico.

Sistema dual y de muros estructurales, por parte solucionan las limitaciones del sistema aporticado mencionadas, pero tiene ciertas características que comprometen su desempeño estructural. Para su diseño se requiere de una mayor pericia y experiencia, ya que una mala estructuración, puede conllevar a problemas estructurales o sobredimensionamientos que posteriormente se verán



reflejados en el costo de la edificación. En este sistema se han observado los siguientes problemas a considerarse:

- Durante la estructuración, a pesar de una adecuada distribución de los elementos verticales más rígidos (muros o placas), se puede tener efectos de torsión en la estructura, así como la acumulación de solicitaciones (fuerzas cortantes y momentos flectores altos), en estos elementos, por lo que deben ser diseñados para resistirlos. Sería conveniente además desviar estas solicitaciones, es decir transmitir las a otros elementos de la estructura en conjunto que sí puedan resistirlos, aliviando las del elemento en cuestión.
- En ocasiones se tiene unidas a estas placas, elementos cortos, como es el caso de vigas cortas, que no van a soportar las solicitaciones transmitidas por estas o que requerirán el empleo de secciones grandes (vigas de acople) y en algunos casos de secciones impracticables que atentan contra la funcionalidad arquitectónica. Esto se debe a que estos elementos al redimensionarse con una sección mayor, absorberán aún más las solicitaciones, demandando secciones aún más grandes. Requerirán también cada vez más refuerzos de acero muy altos (falla sobre armada y costos altos).
- Una solución alternativa al problema de las vigas cortas, es generar en estas, mecanismos de falla, como rótulas plásticas, pero que requerirán posteriormente de reparaciones, lo que se traduce en daños controlados y costos. Además, se generaría en las personas una percepción de daños importantes e inseguridad en la edificación.

En este caso nos enfocaremos en los problemas que presenta el segundo grupo descrito, **el sistema dual y el de muros estructurales.**

1.1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

El problema a resolverse mediante esta investigación está enfocado en las edificaciones de concreto armado, conformado por una combinación de vigas, columnas y placas. Basado en las características y problemas ya mencionados que este sistema presenta, se ha formulado el siguiente problema general:



“Las vigas cortas asimilan gran parte de las solicitaciones de corte y flexión causadas por los sismos y pueden causar fallas”

A su vez se tienen los siguientes problemas específicos:

- Estas vigas cortas, requieren grandes secciones y cantidades de refuerzo.
¿Cómo reducir las solicitaciones presentes en las vigas cortas, con el fin de reducir las dimensiones de su sección la cantidad de refuerzo de acero?
- Estas vigas cortas, pueden generar rótulas plásticas como mecanismos de falla.
¿Cómo evitar que se generen mecanismos de falla, como rótulas plásticas en las vigas causados por las solicitaciones debidas al sismo?

1.2 OBJETIVOS DEL ESTUDIO

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Proponer una articulación total o parcial para vigas cortas de concreto armado, que permita reducir en éstas las solicitaciones de corte y flexión debida a un sismo, que puedan causar fallas y aplicarlo en un proyecto de edificación de 07 niveles.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a. Reducir las dimensiones de la sección de las vigas cortas y la cantidad de refuerzo gracias al uso de articulaciones.
- b. Evitar que se generen rótulas plásticas como mecanismo de falla en las vigas cortas.

1.3 HIPÓTESIS Y VARIABLES

1.3.1 HIPÓTESIS GENERAL

“El uso de articulaciones reduce en las vigas cortas las solicitaciones de corte y flexión causadas por sismo que puedan causar fallas”.

1.3.2 HIPÓTESIS ESPECÍFICA

- a. La articulación permite reducir las dimensiones de la sección de las vigas cortas y la cantidad de refuerzo.



b. La articulación evita que se generen rótulas plásticas como mecanismo de falla en las vigas cortas.

1.3.3 IDENTIFICACIÓN DE VARIABLES

INDEPENDIENTE (X): Solicitaciones de corte y momento en vigas cortas de concreto armado.

DEPENDIENTE (Y): Diseño y comportamiento de la articulación.

OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

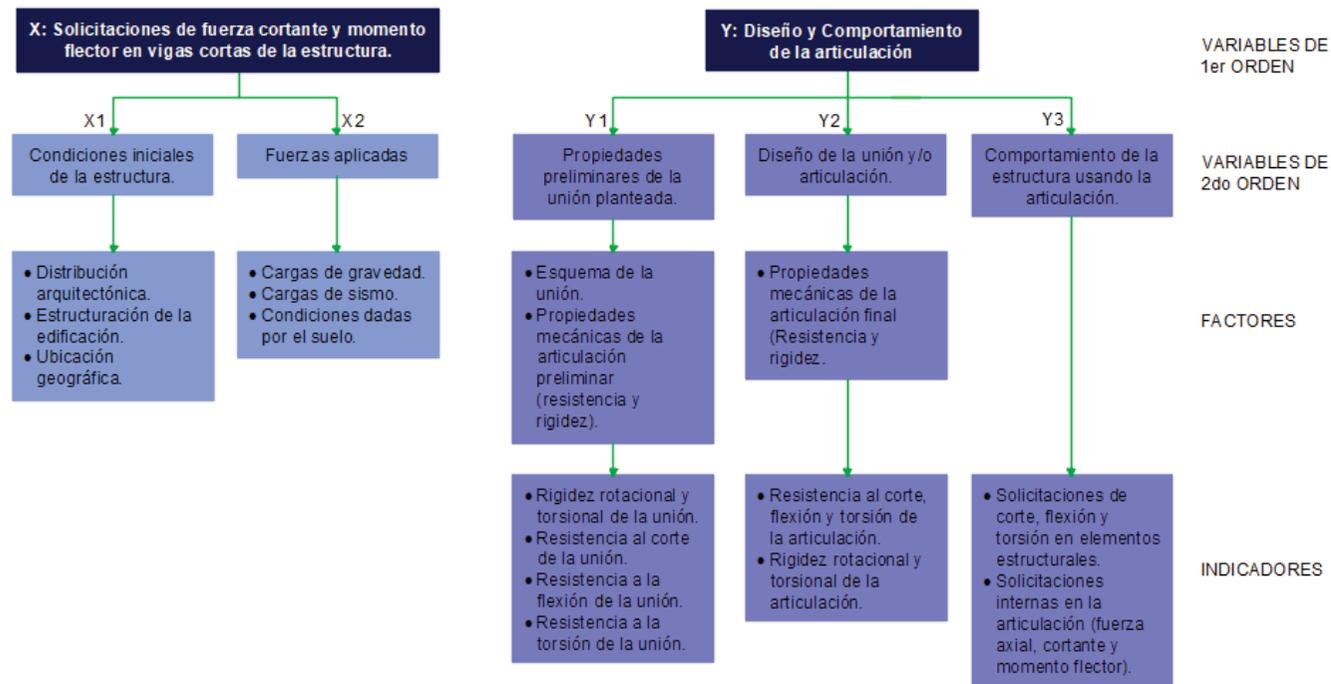


Fig. 1. 1: Operacionalización de las variables



1.3.4 MATRIZ DE CONSISTENCIA

Tabla 1. 1: Matriz de Consistencia

PROBLEMA	OBJETIVO	JUSTIFICACIÓN	HIPÓTESIS	VARIABLES	FACTORES	INDICADORES
GENERAL						
Las vigas cortas asimilan gran parte de las solicitaciones de corte y flexión causadas por los sismos y que pueden causar fallas.	Proponer una articulación total o parcial para vigas cortas de concreto armado, que permita reducir en éstas las solicitaciones de corte y flexión debidas a un sismo, que puedan causar fallas y aplicándolo en un proyecto de edificación de 07 niveles.	Es de suma importancia encontrar alternativas de solución a los problemas de estructuración que se tiene en los sistemas estructurales duales, ya que de ello depende un funcionamiento más eficiente de la estructura, frente a las solicitaciones que un evento sísmico puede provocar, más aun, considerando que las construcciones basadas en este sistema se vienen incrementando de manera acelerada en nuestro medio. Es necesario conocer las ventajas de la propuesta que se tiene, así como de una metodología para su correcta utilización.	El uso de articulaciones reduce en las vigas cortas las solicitaciones de corte y flexión causadas por sismo que puedan causar fallas.	<p>Independiente: Solicitaciones de corte y momento en vigas cortas de concreto armado.</p> <p>Dependiente: Diseño y comportamiento de la articulación.</p>		
ESPECÍFICOS			ESPECÍFICOS			
<ul style="list-style-type: none"> Las vigas cortas que asimilan gran parte de las solicitaciones causadas por sismo requieren grandes secciones y cantidades de refuerzo. Las vigas cortas que asimilan gran parte de las solicitaciones causadas por sismo utilizan rótulas plásticas como mecanismos de falla. 	<ul style="list-style-type: none"> Reducir las dimensiones de la sección de las vigas cortas y la cantidad de refuerzo gracias al uso de articulaciones. Evitar que se generen rótulas plásticas como mecanismo de falla en las vigas cortas y las vigas intermedias. 		<ul style="list-style-type: none"> La articulación permite reducir las dimensiones de la sección de las vigas cortas y la cantidad de refuerzo. La articulación evita que se generen rótulas plásticas como mecanismo de falla en las vigas cortas. 	<p>Independiente:</p> <ul style="list-style-type: none"> Condiciones iniciales de la estructura (X1). Fuerzas aplicadas (X2). <p>Dependiente:</p> <ul style="list-style-type: none"> Propiedades preliminares de la articulación (Y1). Diseño de la articulación (Y2). Comportamiento de la estructura usando la articulación (Y3). 	<p>Independientes</p> <ul style="list-style-type: none"> Distribución arquitectónica, estructuración y ubicación geográfica Cargas de gravedad, sismo y condición del suelo <p>Dependientes</p> <ul style="list-style-type: none"> Esquema de la articulación. Propiedades mecánicas preliminares de la articulación. Propiedades mecánicas de la articulación final. 	<ul style="list-style-type: none"> Rigidez rotacional de la articulación. Resistencia al corte de la articulación. Resistencia a la torsión de la articulación. Rigidez torsional de la articulación. Solicitaciones de corte y momento flector en elementos estructurales Solicitaciones internas en la articulación.



1.3.5 INSTRUMENTOS

Para la presente investigación, se empleará como instrumentos de realización del método científico los siguientes instrumentos:

- Para el análisis estructural se empleará el modelamiento matemático, en este caso se usará como herramienta el **programa Etabs 2016 en su versión de prueba**, basado en el análisis matricial de estructuras.
- Se utilizará el cálculo matemático para el procesamiento de datos, en este caso, la teoría de mecánica y resistencia de materiales.

1.4 MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL

1.4.1 ANTECEDENTES

Actualmente el problema de vigas cortas es algo que se busca evitar mediante la estructuración, pero en situaciones donde es inevitable su ocurrencia, esta se resuelve incrementando la sección y el refuerzo según lo que requiera el diseño.

Para el caso de diseño de uniones articuladas de concreto, no se ha encontrado una vasta información detallada al respecto, cuando se trata de edificaciones convencionales, sobre todo en el Perú.

A nivel internacional se cuenta con una amplia gama de sistemas estructurales y materiales de construcción, entre los que destacan y de alguna manera pueden presentar cierta similitud al trabajo realizado, son las edificaciones en base a sistemas prefabricados de concreto, en los que para el ensamble de elementos estructurales (vigas y columnas) se emplean conexiones que pueden ser rígidas y también articuladas, dependiendo de los requerimientos, en los que se emplean uniones en base a ménsulas y elementos metálicos de conexión.

Con lo que si se dispone es de información en lo que a estructuras de acero respecta, teniendo además amplia información en cuanto a las variedades de conexiones que se emplean en este sistema, tanto en uniones rígidas como articuladas, por lo que una parte del presente trabajo se basa en esa experiencia e investigaciones realizadas al respecto.

Es por todo lo mencionado anteriormente que el presente trabajo se basa en la combinación de ambos sistemas, el de concreto armado para el caso de elementos estructurales (vigas, columnas, placas, losas) por ser ya algo difundido en nuestro



ámbito geográfico y el del acero en lo que respecta a las conexiones entre elementos estructurales (rígidas, semirrígidas o articuladas) por su versatilidad.

CÓDIGOS Y NORMAS AL RESPECTO:

Normas peruanas:

La norma E.060 de Concreto Armado, del RNE peruana, no hace referencia alguna sobre conexiones articuladas o semirrígidas en concreto armado.

La norma E.090 de Estructuras Metálicas, del RNE peruana, no da criterios en los que se pueda basar una clasificación de unión rígida, semirrígida o articulada.

Normas internacionales:

El código ACI-318-08, no hace referencia alguna sobre conexiones articuladas o semirrígidas en concreto armado.

El Eurocódigo 2, diseño de estructuras de hormigón, no hace referencia alguna sobre conexiones articuladas o semirrígidas en concreto armado.

El Eurocódigo 3, diseño de estructuras de acero, hace mención de las consideraciones a tomarse en cuenta en el diseño de uniones en estructuras de acero, en la unión viga columna, clasifica las uniones en rígida, semirrígida y articulada.

1.4.2 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

DEFINICIONES

Angulares de asiento: perfil angular de acero que cumple la función de apoyo a una viga o elemento horizontal.

Aplastamiento: condición de falla en la que el material es comprimido hasta romperse en el caso de materiales frágiles o empezar a fluir en el caso de materiales dúctiles.

Aporticado: sistema estructural conformado principalmente por una combinación de vigas y columnas.

Arrancamiento del concreto: condición de falla en la que el concreto es roto (arrancado), debido a una fuerza en tracción o cortante.

Articulación: unión que permite los giros pero no los desplazamientos.



Compresión: fuerza axial paralela al eje longitudinal del elemento que tiende a comprimirlo o aplastarlo.

Curva momento rotación: grafica que describe el comportamiento rotacional de una unión, relaciona el momento actuante con el giro o rotación de la unión.

Deslizamiento del conector: condición de falla en la que el conector (pernos) se desliza y se separa del concreto, debido a una fuerza de tracción.

Desprendimiento del concreto: condición de falla en la que el concreto se va rompiendo constantemente debido a fuerzas de tracción.

Dual: sistema estructural conformado por una combinación de vigas, columnas y muros estructurales (placas).

Fluencia: condición de falla en la que el material continúa deformándose en ausencia de falla y en la que la deformación es irre recuperable.

Fuerza cortante: fuerza perpendicular al eje longitudinal del elemento que tiende a desplazar las secciones transversales, una con respecto a otra.

Método de las componentes: método analítico basado en la descripción de las componentes o elementos que conforman la unión.

Momento flector: momento que tiende a flectar o doblar un elemento, actúa perpendicular al eje longitudinal de este.

Momento torsor: momento que actúa paralelo al eje longitudinal del elemento, que tiende a torcerlo.

Muros estructurales: sistema en el que predomina mayormente muros estructurales como elementos verticales (mayor al 70% de la cortante basal).

Periodo: tiempo necesario para que un ciclo de vibración u oscilación se complete.

Perno de anclaje de instalación posterior: pernos de anclaje colocados después del vaciado de concreto, por medio de perforación y ajuste.

Perno de anclaje embebido: pernos de anclaje colocados antes del vaciado de concreto.

Placas: muros estructurales.

Pre-dimensionamiento: elección de las dimensiones de la estructura antes de realizar el análisis o diseño estructural.

Redimensionamiento: elección de las dimensiones de la estructura después de realizar el análisis o diseño estructural, con el fin de definirlas definitivamente.



Rigidez rotacional: capacidad de oponerse a la deformación rotacional (giro) de un elemento, matemáticamente se describe como el momento flector necesario para producir un giro o rotación unitaria.

Rigidez torsional: capacidad de oponerse a la deformación rotacional (giro) de un elemento, producido por la torsión, matemáticamente se describe como el momento torsionante necesario para producir un giro o rotación unitaria.

Rótula plástica: mecanismo de falla generado por la plastificación del acero de refuerzo, llevando al elemento a convertirse en una articulación.

Solicitaciones: fuerzas o momentos actuando en elementos estructurales, se definen a estas como fuerza axial, cortante, momento flector y torsión.

Tracción: fuerza axial paralela al eje longitudinal del elemento que tiende a estirarlo o alargarlo.

Unión articulada: unión que restringe desplazamientos pero permite una liberación total de los giros.

Unión rígida o empotrada: unión que restringe totalmente los desplazamientos y giros.

Unión semirrígida o semi-articulada: unión que restringe los desplazamientos, pero solo parcialmente los giros.

Viga corta: elemento de viga de longitud corta unida a elementos altamente rígidos, como columnas rígidas o muros estructurales.

NOTACIONES

a : profundidad equivalente de la zona en compresión de una sección de concreto.

A_l : Área de la placa en contacto con el concreto.

A_b : área bruta de la sección transversal del perno.

A_{brg} : Área de aplastamiento, parte de la tuerca en contacto con el concreto.

A_{co} : Área ideal proyecta del cono de falla en la superficie del concreto.

A_{cp} : Área encerrada por el perímetro exterior de una sección transversal de concreto armado.

A_g : área bruta de la sección transversal.

A_n : área neta de la sección transversal.

A_o : Área bruta de una sección de concreto armado por la trayectoria de flujo de cortante.



- A_{oh} : Área encerrada por el acero de refuerzo transversal de una sección de concreto armado.
- A_p : Área efectiva proyectada de la superficie de falla, con limitaciones de borde en la superficie de concreto, con lado extendido un valor de $1.5h_{ef}$.
- A_s : área de acero de refuerzo longitudinal.
- A_{smin} : área de acero de refuerzo longitudinal mínimo.
- A_t : área de acero de refuerzo longitudinal por torsión.
- A_v : área de acero de refuerzo transversal.
- A_v : área de la superficie de corte de una sección.
- A_{vco} : Área proyectada por rotura del concreto total.
- A_{vmin} : área de acero de refuerzo transversal mínimo.
- b : ancho de sección, para el caso de vigas, columnas, etc. (para el caso de concreto armado) y ancho del angular metálico.
- B : ancho de una superficie.
- b_{min} : ancho mínimo de sección.
- C : factor de amplificación para el análisis sísmico según E.030.
- c : profundidad de la zona en compresión de una sección de concreto
- $Ca1$: Distancia la borde más crítico.
- $Ca2$: Distancia la borde en la otra dirección.
- CM : carga muerta.
- C_t : factor de la norma para el análisis sísmico según E.030.
- CV : carga viva.
- d : peralte efectivo de una sección de viga, columna, etc.
- d' : recubrimiento de una sección de concreto en la zona a compresión.
- d_b : diámetro del perno.
- E : módulo de elasticidad de un material.
- E_s : Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.
- f'_c : resistencia especificada a compresión del concreto.
- f'_s : esfuerzo en una fibra de acero de refuerzo.
- f_{bu} : resistencia a la rotura de pernos.
- f_u : resistencia a la rotura del acero.
- f_y : resistencia a la fluencia especificada del acero de refuerzo.
- G : módulo de elasticidad transversal.
- h : altura de sección de vigas columnas, etc.



- h_{ef} : Altura efectiva (longitud) del perno.
- h_{tr} : altura efectiva como brazo de momento, distancia entre pernos de anclaje a columnas, superiores e inferiores.
- I_a e I_p : factores de irregularidad para el análisis sísmico según E.030.
- j : espesor de junta, separación entre el concreto de viga y columna.
- J : momento polar de inercia.
- K_g : rigidez global rotacional de la unión.
- K_{tor} : rigidez torsional de la unión.
- l : longitud efectiva del angular.
- l_n : longitud nominal.
- m : número de áreas de corte por cada perno.
- M_d y M_i : Momento flector a la derecha y a la izquierda de un elemento lineal.
- M_i : momento flector en un componente i .
- M_n : Momento flector nominal.
- M_{pr} : Momento máximo probable.
- M_u : Momento flector último.
- M_{uc} : Momento flector en el concreto.
- M_{us} : Momento flector resistido por el acero.
- n : número de pernos.
- N_i : fuerza axial en un componente i .
- N_n : fuerza axial última.
- Θ : ángulo de rotación.
- \emptyset : coeficiente de reducción de resistencia.
- P : carga axial o carga total.
- p_b : cuantía balanceada de acero re refuerzo.
- P_{cp} : Perímetro de una sección de concreto armado.
- P_n : fuerza axial nominal.
- p_n : Perímetro neto de una sección de concreto armado encerrada por el acero de refuerzo transversal.
- P_{nf} : resistencia a la fluencia por tracción en el área bruta.
- P_{nr} : resistencia a la rotura por tracción en el área neta.
- PP : carga por peso propio.
- R : coeficiente de reducción para el análisis sísmico según E.030.
- r : recubrimiento del concreto.



r_1, r_2 : distancia a del agujero en placa de acero a los bordes.
 S : espaciamiento del acero de refuerzo transversal.
 S : factor de suelo para el análisis sísmico según E.030.
 S : separación de agujeros.
 T y C : fuerzas de tracción y compresión respectivamente.
 t : espesor de una placa metálica o angulares.
 t : espesor del muro estructural o placa.
 T_{cr} : Momento de torsión crítico.
 T_p y T_l : periodos del suelo para el análisis sísmico según E.030.
 T_u : Momento de torsión última.
 U : factor de uso para el análisis sísmico según E.030.
 V_c : cortante que resiste el concreto.
 V_g : Fuerza cortante debida a cargas de gravedad.
 V_i : fuerza cortante en un componente i .
 V_{p1} y V_{p2} : fuerzas cortantes probables.
 V_s : cortante que resiste el acero.
 V_u : Fuerza cortante última.
 V_{ud} y V_{ui} : Fuerza cortante a la derecha y a la izquierda de un elemento lineal.
 Z : factor de zona para el análisis sísmico según E.030.
 ϵ_c : deformación unitaria en una fibra del concreto.
 ϵ_s : deformación unitaria en una fibra del acero de refuerzo.

DEFINICIÓN DE LA NOMENCLATURA DEL ETABS

Al torsion: área del refuerzo longitudinal por torsión.
As bot: refuerzo inferior, área del acero de refuerzo inferior.
As top: refuerzo superior, área del acero de refuerzo superior.
At shear: área del refuerzo transversal por corte.
At torsion: área del refuerzo transversal por torsión.
Axial force: fuerza Axial.
Bottom: abajo, inferior.
CQC: Complete Quadratic Combination, método de combinación cuadrática completa.
Dead: muerta, patrón de carga muerta.
Design strengths: Esfuerzo de diseño.



Designe Type: tipo de diseño.

Diaphragm: diafragma, hipótesis de diafragma rígido a semirrígido.

Drift: distorsión, desplazamiento relativo dividido por la altura de entrepiso.

End-I, End-J: extremo inicial y final.

Envelope: envolvente.

Frame label: etiqueta de elemento lineal frame.

Frame: pórtico, elementos lineales de la estructura, columnas y vigas.

Function: función, del espectro de respuesta sísmico de aceleraciones.

Heigth: altura.

I22, I33: momentos de inercia de la sección transversal de un elemento frame.

Joint label: etiqueta de punto.

Joint: punto, junta, unión.

Label: etiqueta.

Linear static: estático lineal, tipo de carga estática lineal.

Live: viva, patrón de carga viva.

Load case type: tipo de caso de carga, puede ser lineal, espectral, modal, tiempo-historia, etc.

Load Case/Combo: caso o combinación de carga.

Load cases: casos de carga, definición de los casos de carga.

Load combinations: combinaciones de carga.

Load patterns: patrones de carga, patrones para la definición de los tipos de carga a emplearse en el modelamiento.

Location: ubicación.

M22 y M33: Momentos flectores en las dos direcciones perpendiculares al eje.

Mass source: fuente de masas, definición del origen de las masas para el análisis sísmico.

Membrane: membrana, elemento sin aporte estructural, usado para el modelamiento de superficie horizontal, para el reparto de cargas a los elementos frame que lo circunscribe.

Middle: medio, ubicación de la sección a la mitad de su longitud total.

Modal: análisis modal.

Moment 2-2: Momento 2-2, momento flector perpendicular al eje del elemento frame.



Moment 3-3: *Momento 3-3*, momento flector perpendicular al eje del elemento frame.

Partial fixity: *fijeza parcial*, rigidez parcial de nudos.

Period: *periodo*.

Piers: *pilares*, definición de elementos tipo pilar aplicado a muros.

rebar: *refuerzo longitudinal*, elemento de refuerzo longitudinal.

Releases: *liberación*, liberar desplazamiento de nudos.

Response spectrum: *espectro de respuesta*, para el análisis sísmico dinámico.

Scale factor: *factor de escala*.

Section: *sección*.

See ErrMsg *ver mensaje de error*.

Shear 2-2: *Cortante 2-2*, fuerza cortante perpendicular al eje del elemento frame.

Shear 3-3: *Cortante 3-3*, fuerza cortante perpendicular al eje del elemento frame.

Shear: *Fuerza cortante*.

Shell thick: *capa gruesa*, elemento de área delgada para el modelamiento de losas, escaleras o muros gruesos.

Shell thin: *capa delgada*, elemento de área delgada para el modelamiento de losas, escaleras o muros delgados.

Slab: *losa*, elemento de superficie horizontal, para el modelamiento de losas y aligerados.

SRSS: *Square root of the Sum of Squares*, método de combinación por raíz cuadrada de la suma de cuadrados.

Station: *estación*, ubicación de una sección transversal específica a lo largo de un elemento lineal frame.

Stiffness: *rigidez*.

Story: *nivel de entepiso*.

Super dead: *sobrecarga muerta*, patrón para la sobrecarga muerta.

t2, t3: dimensiones de la sección transversal de un elemento frame.

Top: *arriba, superior*.

Torsion: *torsión*, momento torsionante.

Total thickness: *espesor total*, de una sección de losa.

U1, U2, U3: Direcciones x-x, y-y e z-z, respectivamente.

Unit Weight: *Peso unitario*.



UX, UY, UZ: desplazamiento absoluto en las direcciones x-x, y-y e z-z respectivamente.

V22 y V33: Cortantes en las dos direcciones perpendiculares al eje.

Wall: muro, elemento de área para el modelamiento de muros.

1.5 METODOLOGÍA GENERAL

1.5.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES

A. TIPO DE INVESTIGACIÓN

- Investigación cuantitativa
- Tipo teórica, por tratarse del planteamiento que requiere estudios como el presente y otros más, antes de su uso práctico.

B. UNIDAD DE ANÁLISIS

Elementos estructurales de estructuras de concreto armado en edificaciones donde se tenga la presencia de vigas cortas, en este caso en el sistema dual, pero también aplicable a otros sistemas estructurales.

1.5.2 DISEÑO Y PROCEDIMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

La metodología para la realización de esta investigación, consiste en la realización de procesos de cálculo y diseño estructural, en algunos casos de manera iterativa, para cada una de las dos opciones a considerarse, es decir, una estructura con uniones rígidas empotradas en vigas cortas y otra estructura con uniones articuladas en vigas cortas; para luego realizar la comparación cuantitativa de los resultados obtenidos para ambos casos.

Involucra también la propuesta y diseño del sistema de articulación a emplearse en el segundo caso, además de la revisión y análisis de su comportamiento en base a los resultados obtenidos al aplicarse esta propuesta.

Por lo cual, los procedimientos se dividen en dos secciones:

- Análisis y diseño de las dos condiciones, vigas cortas empotradas y articuladas, Capítulo 2.
- Desarrollo y diseño de la articulación, capítulo 3



1.5.2.1 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LAS DOS CONDICIONES, VIGAS CORTAS EMPOTRADAS Y ARTICULADAS

Para ambas condiciones se realizan los ya conocidos procedimientos de análisis y diseño estructural, pero se consideran además procedimientos de evaluación, e identificación de elementos de falla y de selección de elementos a articular.

Todos estos procedimientos, están ordenados y se llevaran a cabo, de acuerdo al siguiente esquema:

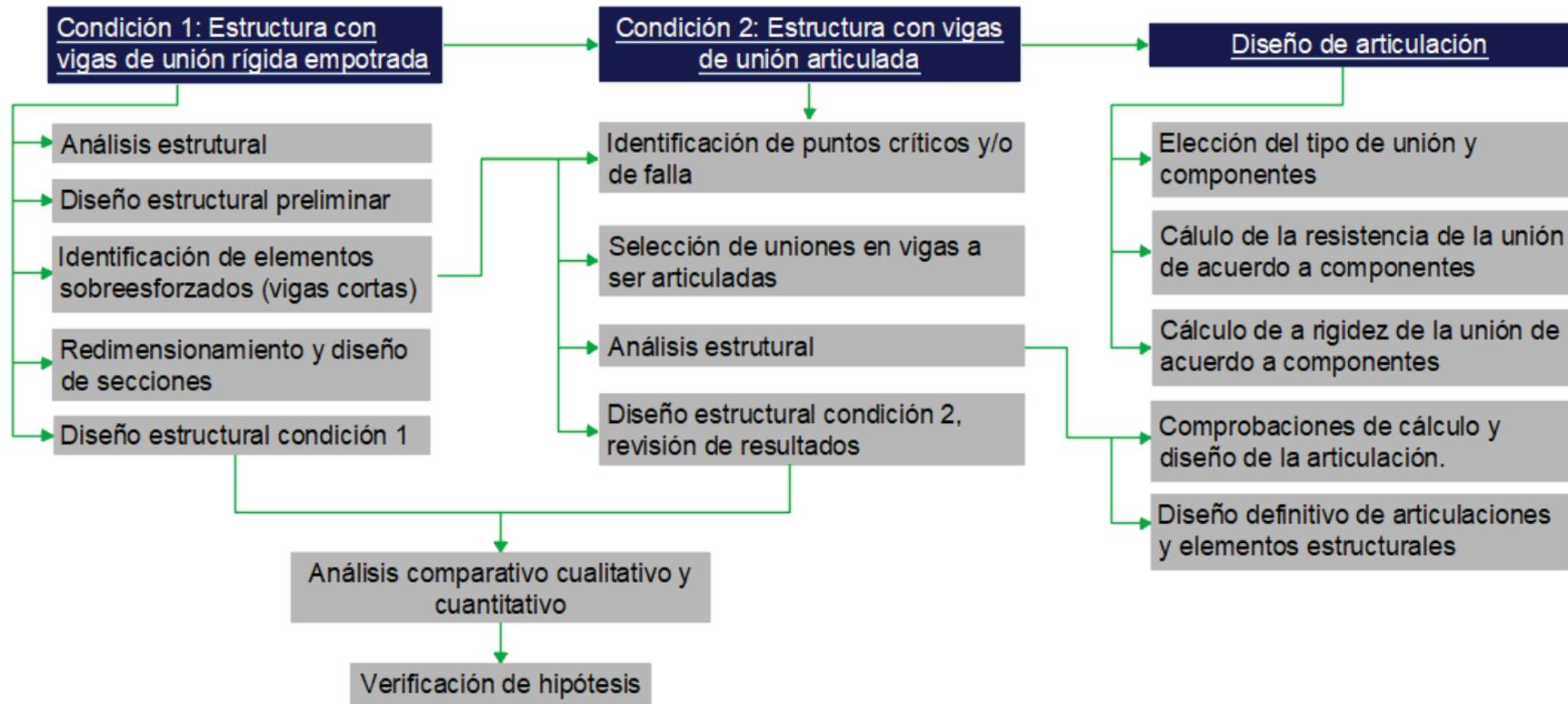


Fig. 1. 2: Esquema general de procedimientos



A. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural de la edificación, tiene por finalidad la determinación de las solicitudes internas y/o esfuerzos a los que están sometidos los elementos estructurales que componen la edificación. Este proceso se realiza de manera iterativa, cada vez que se modifica el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales, para lo cual se cuenta como herramienta de cálculo el programa **Etabs 2016, en su versión de prueba con licencia educativa**, ya que, por su rapidez en el cálculo, nos permitirá llevar a cabo las iteraciones que sean necesaria durante el proceso del cálculo.

El programa realiza el cálculo estructural mediante el empleo de métodos matriciales.

Las consideraciones tomadas en cuenta para el análisis estructural serán descritas detalladamente en el ítem 2.1.1 del capítulo 2.

B. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En base a las solicitudes internas y/o esfuerzos presentes en los elementos estructurales calculados mediante el análisis, se realiza el diseño estructural de los elementos, es decir, las dimensiones finales de las secciones y los refuerzos de acero tanto longitudinal como transversal.

El diseño de los elementos estructurales se realiza mediante el **método de resistencia última**, mediante el cual se consideran cargas factoradas de diseño y factores de reducción de resistencia (ϕ).

Para la realización de este proceso, se utilizó las herramientas de diseño del programa Etabs 2016, pero al mismo tiempo se realiza la comprobación del diseño de los elementos más relevantes, haciendo uso de hojas de cálculo programadas de acuerdo al método mencionado de resistencia última, basado en las normas **E.060** del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú y la Norma **ACI-318-08**.

Las ecuaciones y algoritmos considerados para este proceso son descritos más detalladamente en el ítem 2.1.2 del capítulo 2.



C. IDENTIFICACIÓN DE ELEMENTOS CON SOLICITACIONES ALTAS Y/O SOBRE ESFORZADOS (VIGAS CORTAS)

Este procedimiento involucra los siguientes pasos:

- Identificación de elementos que fallan, de acuerdo a los resultados del análisis estructural y diseño de elementos, obtenidos del cálculo mediante el programa etabs. El programa muestra en rojo los elementos que no cumplen con las condiciones de diseño, con lo cual será fácil identificarlos.
- Comprobación mediante hojas de cálculo del diseño de los elementos identificados anteriormente. Descripción de las características de falla de estos elementos.

Las situaciones que describen una característica de falla son:

- **Por flexión:** El elemento requiere una cantidad de refuerzo excesivo que sobrepasa el máximo permitido, falla sobre armada (Etabs: error o/s #2).
- **Por corte:** El esfuerzo cortante excede el máximo permitido en la sección. (Etabs: error o/s #3).
- **Por cortante y torsión combinada:** El esfuerzo cortante debido a corte y torsión combinada, excede el máximo permitido en la sección. (Etabs: error o/s #45).

Adicionalmente se considera como elemento crítico, aquel que, por la sección requerida o el refuerzo de acero requerido, es constructivamente poco práctico, criterio de diseño óptimo.

D. RE-DIMENSIONAMIENTO Y PROCESO ITERATIVO

Con los elementos estructurales que fallan identificados, se procede al incremento de la sección, con lo que el proceso vuelve a empezar nuevamente con el análisis – diseño – identificación, hasta que las secciones identificadas cumplan con las solicitaciones de diseño.

Este proceso iterativo se realiza para la primera condición, en la que las vigas cortas identificadas, serán consideradas de uniones empotradas, para luego ser comparadas con los de la condición articulada.

El proceso se muestra mejor en el siguiente diagrama:

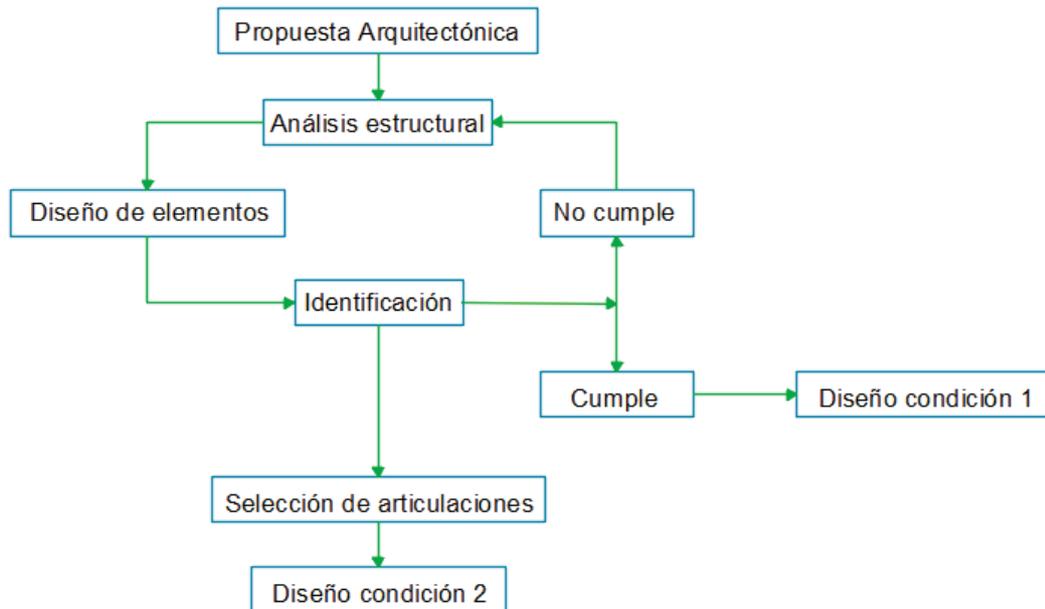


Fig. 1. 3: Esquema del proceso del análisis y diseño estructural iterativo

E. IDENTIFICACIÓN DE PUNTOS CRÍTICOS Y/O DE FALLA

De acuerdo a los resultados del análisis y diseño estructural, se ubican los puntos de falla, zonas y/o secciones de los elementos estructurales en los que se tienen situaciones críticas. Estos puntos se caracterizan por ser zonas donde la estructura falla o tienen un diseño deficiente o poco óptimo, situaciones que se describen a continuación:

- 1) **Punto de falla del elemento estructural**, situación en la que el elemento no soporta las solicitaciones de diseño estructural, por lo que el elemento falla, en este caso, la falla puede darse por cualquiera de las condiciones: flexión, cortante, torsión o cortante y torsión combinada, que será descrito detalladamente según las condiciones particulares de cada elemento.
- 2) **Diseño deficiente**: situación en la que para que el elemento cumpla con el diseño, es decir soporte las solicitaciones, se requiera redimensionamientos, que condicionen situaciones estructurales poco favorables al conjunto de la estructura o a sí mismos.
- 3) **Diseño poco óptimo**, identificándose aquellos elementos que, aunque soporten las solicitaciones y no sean deficientes, demanden situaciones poco prácticas, ya sea constructiva o económicamente. Tal es el caso de secciones grandes o refuerzos de acero excesivos, aun si estos están permitidos dentro de los parámetros normativos.



Las 3 situaciones son mutuamente dependientes, ya que para evitar una situación se puede incurrir en la otra, condicionando las características del elemento estructural en cuanto a dimensiones y refuerzos. Por ejemplo, para evitar que el elemento falle, se requiere incrementar la sección o el refuerzo, con lo que se sacrifica la eficiencia u optimización del diseño.

Se identifica como punto crítico, el punto, es decir la ubicación, en este caso el extremo de la viga en la que su sección presenta cualquiera de las situaciones mencionadas.

F. SELECCIÓN DE UNIONES EN VIGAS CORTAS ARTICULADAS

Siguiendo el esquema de los procedimientos, la selección de los elementos a ser articulados, en este caso vigas, que es en lo que se enfoca este trabajo, se lleva a cabo de acuerdo a los elementos identificados como críticos, por lo cual se tomará en cuenta los siguientes criterios para ser aplicada la articulación:

- La unión a considerarse forma parte de una viga corta sobre esforzada.
- El elemento estructural viga, falla por cualquiera de las 3 situaciones, flexión, cortante y/o torsión, es decir el elemento no soporta las solicitaciones de diseño.
- El diseño final para la condición de vigas empotradas es deficiente o no es óptimo, es decir, se tienen secciones grandes o refuerzos de acero excesivos.

El criterio de selección de las uniones a ser articulados, es que estas estén presentes en vigas que incurran en cualquiera de las 3 situaciones.

1.5.2.2 DESARROLLO Y DISEÑO DE LA ARTICULACIÓN

Comprende el diseño de la articulación propuesta para ser utilizado en las uniones seleccionadas, incluyendo las consideraciones que se tomaron en cuenta, en esta sección se realiza la elección, el análisis y el diseño de la articulación.

Este procedimiento se lleva a cabo considerando los siguientes pasos:

- Elección del tipo de unión empleada como articulación, en base a los criterios de selección que se describirán en adelante.
- Definición de las componentes de la unión seleccionada y el dimensionamiento de estas.



- Cálculo de la resistencia de la unión de acuerdo a las componentes planteadas y a su dimensionamiento.
- Cálculo de la rigidez frente a la rotación de la conexión, para evaluar su comportamiento rotacional y su clasificación.
- Análisis estructural considerando la rigidez rotacional de las conexiones, esto para evaluar un comportamiento real de la estructura.
- Comprobaciones de cálculo estructural y de la resistencia de la articulación.
- Diseño estructural definitivo de las articulaciones.
- Diseño estructural definitivo de todos los elementos estructurales.

1.6 COBERTURA DEL ESTUDIO

ÁMBITO GEOGRÁFICO

La presente investigación se circunscribe a la región Cusco, principalmente a la ciudad del Cusco, que es donde se tiene la mayor demanda en cuanto a la construcción de edificios altos se trata. En este caso, se empleará una edificación propuesta, ubicada en el Distrito de Wanchaq, Provincia y Departamento del Cusco.

A pesar de ello el trabajo realizado, puede servir como base para la realización de otros proyectos con condiciones similares en otras regiones del país, ya que los cálculos están basados en la norma E.060 de la NTE-Perú, que rige a nivel nacional. Así también puede ser aplicable en otros países, pero considerando las normas, códigos y/o reglamentos particulares para el país en el que se desea emplear.

TEMPORALIDAD

Los problemas en los que se basa la investigación son de acuerdo a observaciones hasta la fecha en la que se realiza este trabajo, Año 2019 y tiene aplicación práctica desde entonces hacia futuro.

DELIMITACIÓN TEÓRICA – UNIDAD DE ANÁLISIS

El presente trabajo de investigación se basa en el análisis y diseño de estructuras de acero, que es de una aplicación bastante usual y se enfocará, en esta ocasión, en el diseño de estructuras de concreto armado, sin embargo, no siempre es necesaria su aplicación, pues esto dependería del tipo de sistema estructural



elegido, de la magnitud y altura de la obra a edificar y de la particularidad de su distribución arquitectónica.

Los principales casos en los que se usarían las Articulaciones son:

- En sistemas estructurales “duales” donde se presente el problema de vigas cortas. (Es en este caso particular en el que se enfoca el estudio).
- En sistemas de “muros estructurales” donde se presente el problema de vigas cortas.

En general, se usarían en las regiones donde los esfuerzos de corte y flexión son demasiado altos y requieran grandes cantidades de refuerzo o secciones de grandes dimensiones; por causa del exceso de rigidez en dichos elementos estructurales.

OTRAS CONSIDERACIONES

Adicionalmente como otras consideraciones delimitantes en cuanto a la cobertura del estudio, se tiene:

- El presente trabajo al enfocarse en el análisis de la estructura bajo condición de vigas cortas articuladas, se desarrollará considerando para el análisis el diseño, sólo los elementos que conforman la súper-estructura de la edificación, obviándose el análisis o diseño de la subestructura (cimentación), ya que esta es independiente de los resultados obtenidos en el presente estudio.
- El análisis de la estructura de la edificación, así como el diseño de los elementos estructurales, se realizó dentro del rango elástico de todos los materiales, sin considerar incursiones de estos en el rango plástico, por lo que el presente estudio se circunscribe únicamente a un **análisis elástico**.

1.7 OBTENCIÓN DE DATOS DEL PROYECTO

Los datos iniciales son principalmente de carácter funcional, arquitectónico, y geográfico, es así que se tienen como datos iniciales:

- Ubicación geográfica de la edificación.
- Proyecto de distribución arquitectónica, uso y funcionalidad de la edificación.



UBICACIÓN GEOGRÁFICA

Para la realización del presente estudio se consideró el proyecto de una edificación ubicada en la ciudad del Cusco, más específicamente en el distrito de Wanchaq, Av. de la cultura 1520-B.

- Para los parámetros urbanísticos, la ubicación del proyecto se encuentra en categoría C-7 (Comercial, hasta 7 niveles).
- Para los parámetros sísmicos de la norma E.030, el proyecto se ubica en zona 2.

Los planos y detalles se pueden apreciar en el anexo de planos ULP de ubicación, localización y perimétrico.

PROYECTO ARQUITECTÓNICO

Se consideró un edificio de 7 niveles destinado a oficinas y consultorios.

- Área terreno: 414.75m².
- Área en construcción: 169.63m².
- Área total construida: 1239.98

Primer nivel:

- Pasillo
- Espacios comerciales hacia la fachada de 18.30 m²
- Oficinas y/o consultorios de 11.80 m²
- SSHH

Segundo al sétimo nivel:

- Pasillo
- Oficinas y/o consultorios de 17.60 m²
- Oficinas y/o consultorios de 11.80 m²
- Oficinas y/o consultorios de 20.40 m² con SSHH privado.
- 01 oficina y/o consultorio de 9.15 m²
- SSHH

Otros:

- Ascensor
- Escalera

Los planos y detalles se pueden apreciar en el anexo de planos A, de arquitectura.



CAPÍTULO II: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO BAJO LAS DOS CONDICIONES EN VIGAS, EMPOTRADO Y ARTICULADO

2.1 METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

2.1.1 METODOLOGÍA Y CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En esta sección se describe las consideraciones tomadas en cuenta para el análisis estructural, así como sus comprobaciones de acuerdo a las normas involucradas.

La realización del proceso de análisis se divide en las siguientes fases:

- A. Estructuración.
- B. Pre dimensionamiento.
- C. Metrado y análisis por cargas de gravedad.
- D. Análisis sísmico Estático y Dinámico.
- E. Verificación normativa en base al RNE.
- F. Resultados del Análisis estructural.

A. ESTRUCTURACIÓN

La estructuración consiste en la elección del sistema estructural, la ubicación y dimensionamiento de los elementos estructurales que la conforman. Todo ello basado en el requerimiento arquitectónico y las características particulares de la edificación.

B. PRE DIMENSIONAMIENTO

Consiste en la elección de las dimensiones de los elementos estructurales de la edificación, en lo que respecta a columnas, vigas, muros, losas, escaleras, etc.

Pre dimensionamiento de Columnas

Las columnas se pre dimensionan con:

$$bD = \frac{P}{n * f'c} \quad \text{Ec. 2. 1}$$

(Morales Morales, 2004, pág. 88)

Donde:

D: dimensión de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna.



b: la otra dimensión de la sección de la columna.

P: carga total que soporta la columna (ver tabla 2.1)

n: valor que depende del tipo de columna (ver tabla 2.1).

f'c: resistencia del concreto a la compresión simple.

Tabla 2. 1: Valores de P y N

Tipo C1 (para los primeros pisos)	Columna interior N > 4pisos	P=1.10Pg N=0.30
Tipo C1 (para los últimos 4 pisos superiores)	Columna interior N < 3pisos	P=1.10Pg N=0.25
Tipo C2, C3	Columnas externas de pórticos interiores	P=1.25Pg N=0.25
Tipo C4	Columna de esquina	P=1.50Pg N=0.20

Morales Morales, 2004, p.88

Pg: Debido a carga de gravedad.

P: Debido a cargas de Sismo.

Pre dimensionamiento de vigas

- Ancho de vigas: $b = \frac{B}{20}$ B: Ancho tributario de viga
- Peralte de vigas: $h = \frac{L}{12}$ (E.060, 2010)

C. METRADO Y ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD.

Las cargas de gravedad son aquellas causadas por el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales que conforman la edificación (cargas permanentes) y las causadas por el uso, la denominada carga viva o sobrecarga.

Para calcular las diferentes cargas que actuarán sobre la estructura, se ha considerado los siguientes pesos unitarios, basados en la Norma E.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

D. ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO

El análisis sísmico tiene por finalidad encontrar las sollicitaciones internas y/o esfuerzos que se tendrán en cada elemento de la estructura, así también para calcular los desplazamientos debido a la deformación causada por la sollicitación sísmica.



Para este fin se efectuarán 2 análisis, uno estático y otro dinámico, ambos basados en los parámetros que establece la Norma E.030 (Diseño sismo resistente) del Reglamento Nacional de Edificaciones a continuación mencionados:

FACTOR DE ZONA (Z):

Tabla 2. 2: factor de zona (E.030)

Zona	Z
1	0.10
2	0.25
3	0.35
4	0.45

CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN (U):

Tabla 2. 3: factor de uso (E.030)

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A	Edificaciones Esenciales	1.5
B	Edificaciones Importantes	1.3
C	Edificaciones Comunes	1.0
D	Edificaciones Temporales	--

PARÁMETROS DE SITIO (S, Tp y TL)

Tabla 2. 4: tipos de suelo (E.030)

So	Roca Dura
S1	Roca o Suelos Muy Rígidos
S2	Suelos Intermedios
S3	Suelos Blandos
S4	Condiciones Excepcionales

a) FACTOR DE SUELO (S)

Tabla 2. 5: factor de suelo (E.030)

ZONA	SUELO			
	So	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00



b) PERIODOS (T_p y T_L)

Tabla 2. 6: periodos del suelo (E.030)

	S0	S1	S2	S3
T_p (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C):

$$T < T_p: C = 2.5 \quad E.030 \quad Ec. 2. 2$$

$$T_p < T < T_L: C = 2.5 * \frac{T_p}{T} \quad E.030 \quad Ec. 2. 3$$

$$T > T_L: C = 2.5 * \frac{(T_p * T_L)}{T^2} \quad E.030 \quad Ec. 2. 4$$

Periodo del Edificio (T): $T = \frac{h_n}{c_T}$ h_n : Altura del edificio.

Tabla 2. 7: coeficiente para cálculo del periodo fundamental (E.030)

Ct =35	a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte
	b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento
Ct =45	a) Pórticos de concreto armado con muros en cajas de ascensores y escaleras
	b) Pórticos dúctiles de acero arriostrados
Ct =60	Para edificios de Albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales y muros de ductilidad limitada

COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA (R):

COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN (R_0)

Tabla 2. 8: Sistemas estructurales (E.030)

SISTEMA ESTRUCTURAL	R_0
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6



Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de Ductilidad Limitada	4
Albañilería armada o confinada	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

FACTORES DE IRREGULARIDAD (Ia, Ip)

Tabla 2. 9: factores de irregularidad en altura (E.030)

IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN ALTURA	Ia
Regular	1.00
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	0.75
Irregularidad de Resistencia - Piso Débil	0.75
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.50
Irregularidad Extrema de Resistencia	0.50
Irregularidad de Masa o Peso	0.90
Irregularidad Geométrica Vertical	0.90
Discontinuidad de los Sistemas Resistentes	0.80
Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes	0.60

IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN PLANTA Ip

Tabla 2. 10: factores de irregularidad en planta (E.030)

IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN PLANTA	Ip
Regular	1.00
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	0.60
Esquinas Entrantes	0.90
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.90

Cálculo del coeficiente de Reducción: $R = R_o * I_a * I_p$

2.1.2 METODOLOGÍA Y CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

En esta sección se describe a detalle la teoría sobre la cual se basa los procedimientos diseño, aquí se describe las consideraciones tomadas, así como sus comprobaciones de acuerdo a las normas involucradas, se detallan las



ecuaciones empleadas sobre las que se basan los algoritmos del programa utilizado y con las que también se realizan los cálculos de comprobación en hojas de cálculo.

Para el diseño de utilizo los parámetros de la norma ACI 318-08 adecuada con parámetros de la norma E060 del RNE-Perú-2009, sobre todo en lo que respecta a factores de reducción de resistencia ϕ .

A. DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO

La metodología para el diseño de vigas de concreto armado se basó en los métodos del programa Etabs, la misma que se encuentra contenida en su manual titulado **Concrete Frame Design Manual ACI 318-08** – Computers and Structures INC, basado en el **ACI 318-08** y la norma **E.060** del RNE-Perú.

A.1 DISEÑO DE VIGAS POR FLEXIÓN

Acero mínimo (E.060, 2010):

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} bd \quad (E.060) \quad Ec. 2. 5$$

Acero máximo:

$$P_b = \frac{0.85 * f'c * \beta_1}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \quad (E.060) \quad Ec. 2. 6$$

Se calcula la posición real del eje neutro (CSI Inc., 2016):

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|Mu|}{0.85 * f'c * \phi * b}} \quad Ec. 2. 7$$

Se calcula la máxima zona en compresión, basado en las deformaciones unitarias (CSI Inc., 2016):

$$C_{max} = \frac{\varepsilon_{c \max}}{\varepsilon_{c \max} + \varepsilon_{s \min}} * d \quad Ec. 2. 8$$

Donde: $\varepsilon_{c \max} = 0.003$ (ACI 10.2.3) y $\varepsilon_{s \min} = 0.005$ (ACI 10.3.4)

Luego el valor máximo de: $a_{max} = \beta_1 * C_{max}$ (ACI 10.2.7.1)

Se tienen 2 condiciones:



Si $a < a_{max}$: El área de refuerzo es:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad Ec. 2. 9$$

Si $a > a_{max}$: Se calcula el área de acero en compresión requerido.

La fuerza en compresión desarrollada es:

$$C = 0.85 * f'_c * b * a_{max} \quad (ACI 10.2.7.1) \quad Ec. 2. 10$$

El momento en compresión resistido por el concreto es:

$$M_{uc} = \phi * C * \left(d - \frac{a_{max}}{2}\right) \quad Ec. 2. 11$$

El momento en compresión resistido por el acero es: $M_{us} = M_u - M_{uc}$

El acero en compresión requerido es:

$$A'_s = \frac{M_{us}}{\phi * (f'_s - 0.85f'_c) * (d - d')} \quad Ec. 2. 12$$

$$\text{donde: } f'_s = E_s * \varepsilon_{cmax} * \left(\frac{c_{max} - d'}{c_{max}}\right) \leq f_y$$

El acero en tracción requerido para balancear la compresión en el concreto es:

$$A_{s1} = \frac{M_{us}}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a_{max}}{2}\right)} \quad Ec. 2. 13$$

El acero en tracción requerido para balancear la compresión en el acero es:

$$A_{s2} = \frac{M_{us}}{\phi * f_y * (d - d')} \quad Ec. 2. 14$$

Finalmente:

$$A_{s_c} = A'_s \quad A_{s_t} = A_{s1} + A_{s2} \quad Ec. 2. 15$$



A.2 DISEÑO DE VIGAS POR CORTE

Determinación de la cortante de diseño (Vu):

Para vigas de edificios resistentes a fuerzas laterales del tipo dual tipo I, (E.060-21.4), se pide considerar un valor no menor de los valores obtenidos mediante:

- a) La suma del cortante asociado con los momentos nominales (Mn) y la cortante isostática calculado por cargas de gravedad:

$$V_{ui} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} + w_u * \frac{l_n}{2} \quad Ec. 2. 16$$

$$V_{ud} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n} + w_u * l_n/2 \quad Ec. 2. 17$$

Donde: $w_u * l_n/2 = V_g$ (cortante isostático por gravedad)
 $w_u = 1.25(w_m + w_v)$

Vg se calcula en base a la combinación de cargas 1.25(CM+CV)
Ver fig. 21.4.3a de la norma E.060

Se considera el máximo valor, $V_u = \max(V_{ui}, V_{ud})$

- b) El cortante máximo de las combinaciones de carga.

Para fines prácticos, se considerará el mayor de los valores de a) y b).

El Etabs diseña en base al ACI-318-08 – 21.5.4:

Momentos máximos probables (Chero Damián, ACI 318-14):

$$M_{pr} = \alpha * f_y * A_s * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad Ec. 2. 18$$

$$a = \frac{\alpha * f_y * A_s}{0.85 * f'_c * b} \quad \alpha = 1.25 \quad Ec. 2. 19$$

As: es el acero realmente puesto por demanda en flexión

$\alpha=1.25$ para pórticos especiales resistente a momentos

$\alpha=1.0$ para pórticos intermedios resistente a momentos

Nota: para este caso tomaremos $\alpha=1.0$ por ser el que más se parece a la condición requerida en E.060.



La fuerza cortante de diseño viene dada por:

$$V_u = \max(V_{e1}, V_{e2}) \quad \text{Ec. 2. 20}$$

$$V_{e1} = V_{p1} + V_g \quad V_{e2} = V_{p2} + V_g$$

Siendo:

V_g : el cortante isostático debido a cargas de gravedad.

V_{p1} y V_{p2} : las fuerzas cortantes probables dadas por:

$$V_{p1} = \left(\frac{M_{pr\ izq}^- + M_{pr\ der}^+}{L_n} \right); \quad V_{p2} = \left(\frac{M_{pr\ izq}^+ + M_{pr\ der}^-}{L_n} \right) \quad \text{Ec. 2. 21}$$

(Ver figuras del ACI 21.5.4.1, Fig. R21.5.4)

Determinación del cortante resistido por el concreto:

Corte que absorbe el concreto:

$$V_c = \emptyset 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d \quad E.060 \quad (11 - 3) \quad \text{Ec. 2. 22}$$

Determinación del acero por corte requerido (E.060):

Cortante resistido por el acero: $V_s = V_u - V_c$

1) Si $V_u \leq V_c/2$:

No requiere acero: $A_v/S = 0$

2) Si $V_c/2 \leq V_u \leq V_c$:

Usar un refuerzo transversal mínimo:

$$\frac{A_{v\ min}}{S} = \max \left(\frac{V_s}{\emptyset * f_y * d}; \frac{0.2 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b; \frac{3.5 b_w}{f_y} \right) \quad \text{Ec. 2. 23}$$

Además: $S \leq d/2$ y $S \leq 60\text{cm}$

3) Si $V_u \geq V_c$:

Se tiene las condiciones:

- Si $V_s \leq 1.1 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$: $\frac{A_{v\ min}}{S} = \frac{V_s}{\emptyset * f_y * d}$

Además: $S \leq d/2$ y $S \leq 60\text{cm}$



- Si $1.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \leq V_s \leq 2.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$: $\frac{A_v \min}{S} = \frac{V_s}{\emptyset \cdot f_y \cdot d}$

Además: $S \leq d/4$ y $S \leq 30\text{cm}$

- Si $V_s \geq 2.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$: falla! aumentar la sección.

A.3 DISEÑO DE VIGAS POR TORSIÓN

➤ El momento torsor T_u , se obtiene del análisis

➤ Se obtienen las propiedades especiales de sección:

- $A_{cp} = b \cdot h$
- $A_{oh} = (b-2r) \cdot (h-2r)$
- $A_o = 0.85 \cdot A_{oh}$
- $P_{cp} = 2b+2h$
- $P_n = 2 \cdot (b-2r) + 2 \cdot (h-2r)$

➤ Se obtienen la capacidad a torsión crítica y se verifica si requiere considerarse torsión:

$$T_{cr} = \emptyset \cdot 0.27 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad E.060 - 11.6.1 \quad Ec. 2. 24$$

Si $T_u > T_{cr}$ requiere chequeo por torsión

➤ Se verifica la sección por resistencia a cortante y torsión combinada:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{bw \cdot d} \right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot P_n}{1.7 \cdot A_{oh}^2} \right)^2} \leq \emptyset \left(\frac{V_c}{bw \cdot d} + 2.12 \sqrt{f'c} \right) \quad E.60(11_18)$$

Ec. 2. 25

➤ Se verifica el acero transversal:

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_u \cdot \tan \theta}{2 \cdot \emptyset \cdot A_o \cdot f_{ys}} \quad (ACI 11.5.3.6) \quad Ec. 2. 26$$

$$\frac{(A_v + 2A_t) \min}{S} = \frac{0.2 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b \quad \text{ó} \quad \frac{3.5bw}{f_y} \quad E.060 \quad Ec. 2. 27$$

➤ Se verifica el acero longitudinal (ACI 11.5.3.7 y E.060 (11-24)):

$$A_l = \frac{T_u \cdot P_h}{2 \cdot \emptyset \cdot A_o \cdot f_y \cdot \tan \theta} \quad Ec. 2. 28$$



$$A_{l\min} = \frac{1.33 * \sqrt{f'c} * Acp}{f_{yl}} - \left(\frac{At}{S}\right) * Ph * \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \quad Ec. 2. 29$$

B. DISEÑO DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO

La metodología para el diseño de columnas de concreto armado se basó en los métodos del programa Etabs, la misma que se encuentra contenida en su manual titulado **Concrete Frame Designe Manual ACI 318-08 – Computers and Structures INC**, basado en el **ACI 318-08** y la norma **E.060** del RNE-Perú.

B.1 DISEÑO DE COLUMNAS POR FLEXO COMPRESIÓN BIAIXIAL

El diseño de columnas de concreto armado sujetas a flexo-compresión biaxial, involucra los siguientes pasos:

- Se genera la superficie del diagrama de interacción para las secciones empleadas. En el caso del software, lo calcula automáticamente, para el caso del diseño, los genera para un rango de refuerzo admisible, 1% a 8% para Pórticos Ordinarios e Intermedios (ACI 10.9.1) y 1% a 6% para pórticos especiales (ACI 21.6.3.1). (CSI Inc., 2016)

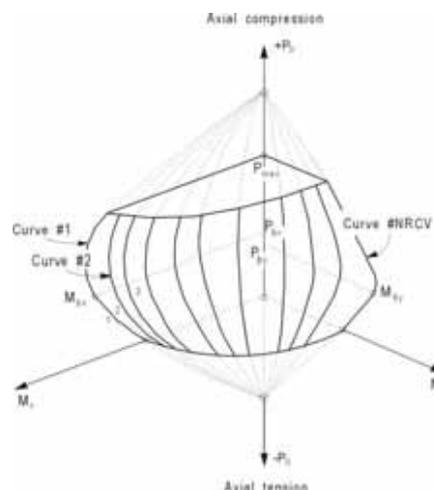


Fig. 2. 1: Típica superficie de interacción (Concrete Frame Designe Manual ACI 318-08 – Etabs 2016)

Para ello se tomaron en cuenta los parámetros siguientes (CSI Inc., 2016):

- ✓ La deformación unitaria límite del concreto $\epsilon_c = 0.003$, al extremo de la sección.
- ✓ El esfuerzo en el acero es calculado de acuerdo a la deformación unitaria del acero calculado y su módulo de elasticidad.



Si $\varepsilon_s < 0.0021$: la sección es controlada por compresión, para este caso se toma: $f_s = \varepsilon_s E_s$ y $\phi = 0.7$

Si $\varepsilon_s > 0.005$: la sección es controlada por flexión, para este caso se toma: $f_y = 4200$ y $\phi = 0.9$

Si ε_s se encuentra entre 0.0021 y 0.005, se tiene una zona de transición controlada por compresión y tracción, el valor de f_s es igual que en la primera condición y se interpola el valor de ϕ .

✓ La máxima fuerza axial por compresión está limitada por $\phi P_n(\max)$:

$$\phi P_{n(\max)} = 0.85\phi [0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad \text{Ec. 2. 30}$$

- Se calcula el área refuerzo requerido para las cargas actuantes, fuerza axial y momento flector biaxial, obtenidos de las combinaciones de cargas. En base al punto definido por las coordenadas (P_u , M_u2 , M_u3) de las cargas factoradas, se traza una recta que intercepta con la superficie de interacción, diseñándose la cuantía del acero, así como el área de acuerdo a la compresión máxima ϕP_n , para ese diagrama de interacción. (CSI Inc., 2016).
- Los pasos anteriores son empleados por el programa etabs, posteriormente se verifica mediante el uso de hojas de cálculo, utilizando la ecuación de Bresler (Harmsen, 2002):

$$\frac{1}{\phi P_i} = \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_0} \quad \text{Ec. 2. 31}$$

B.2 DISEÑO DE COLUMNAS POR CORTE

Determinación de la cortante de diseño (V_u):

El cortante de diseño en columnas se determina de manera muy similar al caso de las vigas, haciendo uso de los momentos nominales (M_n) en los extremos (Harmsen, 2002):

$$V_{ui} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} \quad \text{Ec. 2. 32}$$

Determinación del cortante resistido por el concreto:

Corte que absorbe el concreto (E.060, 2010):



$$V_c = 0.54\sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{Nu}{140A_g} \right) bw * d \quad (\text{E.060 11-4}) \quad \text{Ec. 2. 33}$$

Fuerza cortante máxima: $V_{max} = V_c + (2.1\sqrt{f'_c})A_{cv}$

Determinación del acero por corte requerido (E.060):

Se considera las condiciones:

✓ Si $V_u \leq \emptyset(V_c/2)$:
No requiere acero: $A_v/S = 0$

✓ Si $\emptyset(V_c/2) < V_u \leq \emptyset V_{max}$:
Usar un refuerzo transversal mínimo:

$$\frac{A_v}{S} = \frac{(V_u - \emptyset V_c)}{\emptyset f_{ys} d} ; \frac{A_v}{S} \geq \max \left(\frac{0.2 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b ; \frac{3.5bw}{f_y} \right) \quad \text{Ec. 2. 34}$$

✓ Si $V_u > \emptyset V_{max}$:
Se declara la condición de falla.

C. DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO

La metodología para el diseño de muros estructurales (placas) de concreto armado se basó en los métodos del programa Etabs, la misma que se encuentra contenida en su manual titulado **Concrete Frame Design Manual ACI 318-08** – Computers and Structures INC, basado en el **ACI 318-08** y la norma **E.060** del RNE-Perú.

C.1 DISEÑO POR FLEXO COMPRESIÓN BIAxIAL

El diseño de muros estructurales (placas) de concreto armado sujetas a flexo-compresión biaxial, se lleva a cabo de manera similar al de las columnas, por medio del trazado de una superficie de interacción, considerando los mismos parámetros de deformación unitaria y criterios de falla.

Adicionalmente se considera:

- La máxima fuerza de compresión teórica (CSI Inc., 2016), es igual a:

$$P_{oc} = 0.85[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + fyA_{st}] \quad \text{Ec. 2. 35}$$

- La máxima fuerza de tracción teórica (CSI Inc., 2016), es igual a:

$$P_{ot} = fyA_{st} \quad \text{Ec. 2. 36}$$



- Para una distribución de refuerzo dado, el valor e ϕP_n (CSI Inc., 2016), es calculado por:

$$\phi P_n = \phi(\Sigma T_s - C_c - \Sigma C_s) \leq P_{max} \quad \text{Ec. 2. 37}$$

T_s y $C_s = \sigma_s A_s$: Fuerzas de tensión y compresión en el acero de refuerzo.

C.2 DISEÑO POR CORTE

El diseño por corte de muros estructurales (CSI Inc., 2016), involucra los siguientes pasos:

Determinación de la fuerza cortante de diseño:

Para el caso de muros de corte, el programa obtiene las cortantes de diseño de las combinaciones de carga definidas.

Determinación del cortante resistido por el concreto:

El corte que absorbe el concreto, es calculado mediante la ecuación:

$$V_c = 0.88\sqrt{f'_c} * t_p(0.8L_p) - \frac{P_u(0.8L_p)}{4L_p} \quad \text{Ec. 2. 38}$$

Donde V_c no debe ser mayor que:

$$V_c = \left[0.16\sqrt{f'_c} + \frac{L_p \left(0.33\sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{P_u}{L_p t_p} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_p}{2}} \right] t_p(0.8L_p) \quad \text{Ec. 2. 39}$$

Determinación del acero por corte requerido:

Se tienen las siguientes consideraciones:

- ✓ Si $V_u \leq \phi(V_c/2)$:
Se considerará el refuerzo mínimo igual a 0.0025
- ✓ Si $\phi(V_c/2) < V_u \leq \phi V_c$:
La cuantía mínima será igual a 0.0025 y el espaciamiento del acero el menor valor de $L_p/5$, $3t_p$, 45cm.
- ✓ Si $V_u > \phi V_c$: $A_v/S = \frac{V_u - V_c}{\phi f_{ys}(0.85L_p)}$
El espaciamiento no deberá ser mayor que $L_p/3$, $3t_p$, 45cm.



C.3 ELEMENTOS DE BORDE EN MUROS

Basado en los requerimientos de la sección 21.9.6.3 del ACI-318-08/IBC 2009, se tienen las siguientes condiciones:

- ✓ No se requieren elementos de bordes cuando el esfuerzo a compresión calculada en la fibra extrema es menor que $0.15f'_c$.
- ✓ Se pondrán elementos de borde (confinamiento) donde el esfuerzo en compresión de la fibra extrema sea mayor a $0.2f'_c$.
- ✓ Se pondrán discontinuar estos elementos si el esfuerzo es menor a $0.15f'_c$.

2.2 ESTRUCTURA CON VIGAS DE UNIÓN RÍGIDA EMPOTRADAS

En esta sección se realiza el análisis y diseño estructural de la edificación, considerando las vigas de concreto, incluido las vigas cortas, con unión rígida empotrada a las columnas y/o muros estructurales (placas).

Son presentados los resultados que corresponden a cada proceso, siendo mostrados aquí los más relevantes, sobre todo cuando se trata de procesos iterativos, para lo cual, con fines de simplificación, se presentan sólo los resultados de la iteración final. En cada sección del presente capítulo se describirá más detalladamente estas características de los resultados.

La obtención de estos resultados se ciñe a los procesos descritos en la metodología y la base teórica.

2.2.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La realización del proceso de análisis se divide en las siguientes fases:

- A. Estructuración.
- B. Pre dimensionamiento.
- C. Metrado y análisis por cargas de gravedad.
- D. Análisis sísmico Estático y Dinámico.
- E. Verificación normativa en base al RNE.
- F. Resultados del Análisis estructural.

A. ESTRUCTURACIÓN

La estructuración del proyecto se define como:



- Sistema estructural: la estructura se considera como un **Sistema dual** de concreto armado, combinación de pórticos y muros de concreto armado (caja de ascensor), según los resultados obtenidos de cortante en la base y de acuerdo a lo estipulado en la norma E030-2018 (3.2.1 Estructuras de Concreto Armado) del RNE.
- Materiales: concreto $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y acero grado 60 $f_y=4200\text{kg/cm}^2$.
- Losas aligeradas convencionales con viguetas, losa y ladrillo para aligerado.
- Vigas chatas y peraltadas de concreto armado.
- Escaleras convencionales de concreto armado.
- Cimentación en base a zapatas aisladas y combinadas, unidas mediante vigas de conexión de concreto armado.

B. PRE DIMENSIONAMIENTO

Pre dimensionamiento de Columnas (Morales Morales, 2004)

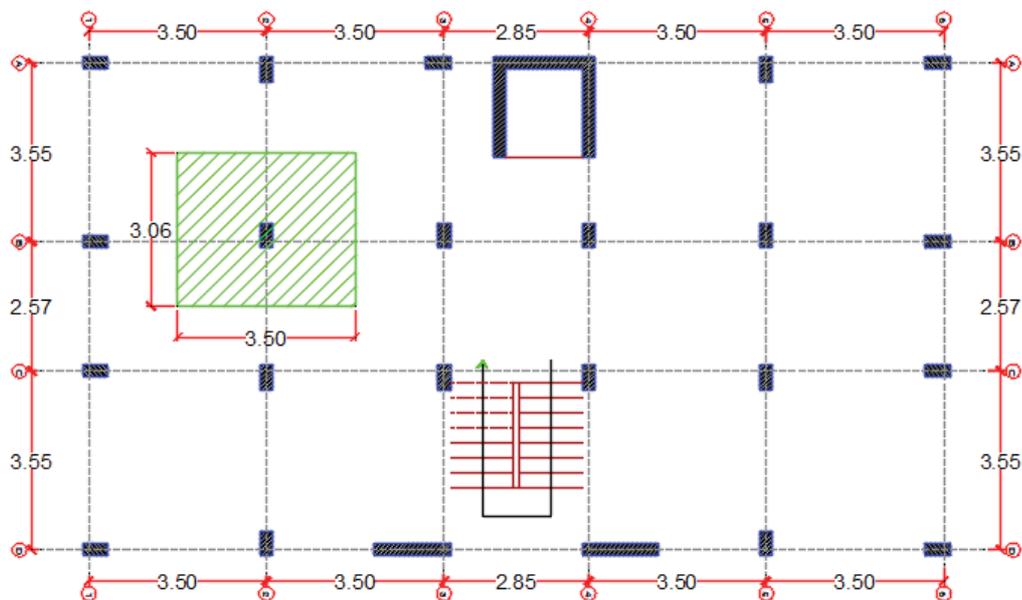


Fig. 2. 2: estructuración de columnas y placas

CARGAS:

CM:	Aligerados	300	kg/m ²
	Contrapiso y acabados	147	kg/m ²
	Muros tabiquería	120	kg/m ²
	Vigas	240	kg/m
CV:	Carga Viva	250	kg/m ²

Columna central (Tipo C1): $P=1.10PG$ $n=0.30$

Área tributaria: $3.50 \times 3.06 = 10.71\text{m}^2$



Carga muerta debido a áreas: $7 \times (300 + 147 + 120) \times 10.71 = 42,507.99 \text{kg}$

Carga muerta debido a vigas: $7 \times 240 \times (3.50 + 3.06) = 11,020.80 \text{kg}$

Total carga muerta CM = $42,507.99 \text{kg} + 11,020.80 \text{kg} = 53,528.79 \text{kg}$

Carga Viva: CV = $7 \times 250 \times 10.71 = 18,742.5 \text{kg}$

Carga por gravedad: PG = CM + CV = $53,528.79 \text{kg} + 18,742.5 \text{kg} = 72,271.29 \text{kg}$

Carga por Sismo: P = $1.1 \times 72,271.29 \text{kg} = 79,498.42 \text{kg}$

$bD = 79,498.42 / (0.30 \times 210) = 1,261.88 \text{cm}^2$

Para $b=25 \text{cm}$: $D = 1,261.88 \text{cm}^2 / 25 \text{cm} \quad D = 50.48 \text{cm}$

Por lo tanto, las columnas serán de $25 \text{cm} \times 50 \text{cm}$

Pre dimensionamiento de vigas

Ancho: $b = 3.50 \text{m} / 20 = 0.175 \text{m} \quad \text{min: } 0.25 \text{m}$

Peralte: $d = 3.55 \text{m} / 12 = 0.295 \text{m} \quad \text{min: } 0.40 \text{m}$

Pre dimensionamiento de muros estructurales (placas)

De acuerdo al tamaño de la caja del ascensor, se eligió un espesor de 0.25m para estos muros de concreto armado.

Pre dimensionamiento de losas aligeradas

Se eligió el sistema de losa aligerada convencional, de acuerdo a los bloques de ladrillo de $20 \times 30 \times 15 \text{cm}$, por lo que las viguetas serán de 10cm de ancho, espaciados a 40cm , el espesor superior de la losa de 5cm , el espesor total de la losa de 20cm .

Pre dimensionamiento de escaleras (Morales Morales, 2004)

De acuerdo al diseño arquitectónico, en base a las alturas de entrepiso y el espacio se dispusieron:

- Paso: $p=30 \text{cm}$.
- Contrapaso: $cp=17.5 \text{cm}$.

De acuerdo al RNE, se debe cumplir la siguiente relación:

$$60 \text{cm} \leq 2cp + p \leq 65 \text{cm}$$



Reemplazando se tiene:

$$60 \leq 2(17.5)+30=65 \leq 65 \text{ ok!}$$

Espesor de la garganta: $t = l_n/20 \sim l_n/25$

$$t = 3.30/20 \sim 3.30/25 = 0.165 \sim .132$$

Por lo tanto, se tiene: $t = 15\text{cm}$

Modelamiento según el software Etabs V.2016

Haciendo uso del software **Etabs V2016 – versión de prueba**, se procede a realizar el modelamiento de la estructura, se definen ejes, materiales, elementos y se dibuja la estructura.

Modelamiento gráfico:

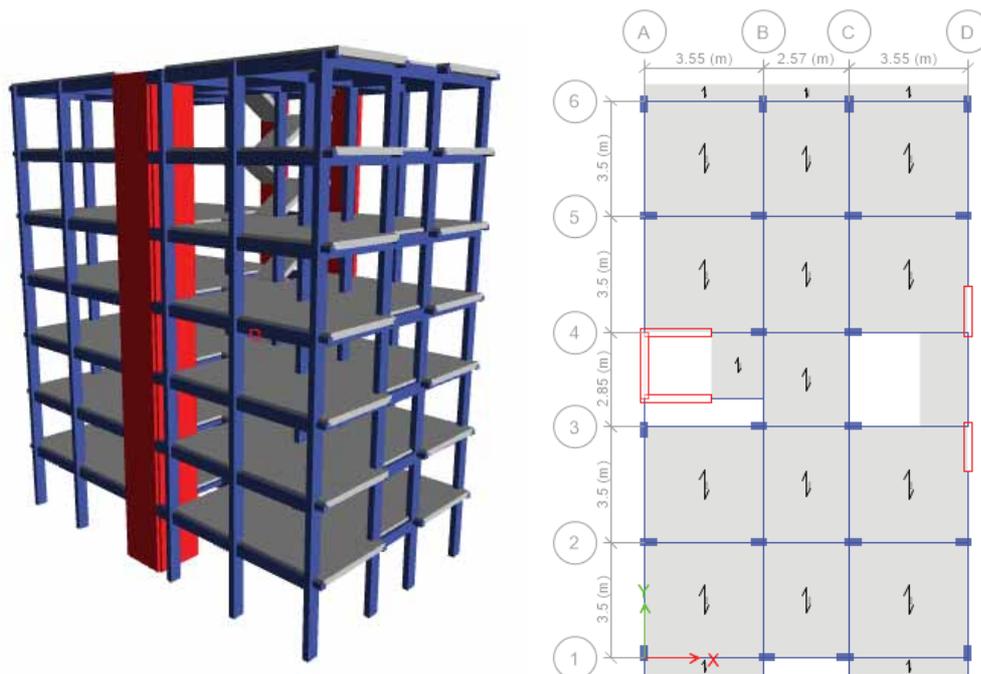


Fig. 2. 3: Imágenes 3d y en planta del modelamiento en Etabs 2016

Tabla 2. 11: Definición de materiales

Name	Symmetr y Type	E	v	Unit	Design Strengths
		kgf/cm ²		Weight	kgf/cm ²
AceroGr60	Rebar	2000000	0.3	7849.05 kgf/m ³	Fy=4200 kgf/cm ² , Fu=5610 kgf/cm ²
Concreto210	Concrete	217371	0.2	2400	Fc=210 kgf/cm ²

Material Properties - Summary (Etabs 2016)



Tabla 2. 12: Definición de vigas y columnas

Name	Material	t3	t2	Área	I22	I33
		cm	cm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
C25x50	Concreto210	50	25	1250.0	65104.20	260416.7
V25x20	Concreto210	20	25	500	26041.70	16666.70
V25x40	Concreto210	40	25	1000	52083.30	133333.30

Frame Sections (Etabs 2016)

Tabla 2. 13: Definición de losas y escaleras

Name	Design Type	Element Type	Material	Total Thickness
				cm
Alig20cm	Slab	Membrane	Concreto210	12.5 (*)
Escalera	Slab	Shell-Thin	Concreto210	15

Shell Sections - Summary (Etabs 2016)

(*) Espesor de losa de concreto equivalente a un aligerado de 0.20m.

- ✓ Peso del aligerado/m² = 300 kg/m²
- ✓ Peso Específico del concreto: 2400kg/m³
- ✓ **Espesor equivalente: $300/2400 = 0.125\text{m} = 12.5\text{cm}$.**

Tabla 2. 14: Definición de muros

Name	Design Type	Element Type	Material	Total Thickness
				cm
PL25cm	Wall	Shell-Thin	Concreto210	25

Shell Sections - Summary (Etabs 2016)

C. METRADO Y ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD.

Las cargas de gravedad son aquellas causadas por el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales que conforman la edificación (cargas permanentes) y las causadas por el uso, la denominada carga viva o sobrecarga.

Para calcular las diferentes cargas que actuaran sobre la estructura, se ha considerado los siguientes pesos unitarios, basados en la Norma E.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones:

Peso Propio (PP):

- ✓ Elementos de concreto simple : 2300 kg/m³
- ✓ Elementos de concreto armado : 2400 kg/m³
- ✓ Losa aligerada (e=20cm) : 300 kg/m²



Cargas Muerta (CM):

- ✓ Muros de albañilería sólida (ladrillo King Kong) : 1800 kg/m³
- ✓ Muros de albañilería hueca (bloqueta) : 1350 kg/m³
- ✓ Tarrajeo en muros : 2000 kg/m³
- ✓ Estucado en cielo raso : 15 kg/m²

Cargas Vivas (CV):

- ✓ Carga viva en oficinas : 250kg/m²
- ✓ Carga viva en corredores y escaleras : 400kg/m²
- ✓ Carga viva en techos y azoteas : 100kg/m²

Metrado de cargas en losas aligeradas

Peso Propio (CM):

- Losa aligerada (e=020m): 300kg/m²

Cargas Muerta (CM):

- Contrapiso: 0.04m x 2300kg/m³ = 92kg/m²
- Acabados: 40kg/m²
- Cielorrasos: 15 kg/m²
- **Total CM: 147 kg/m²**

Adicionalmente, en aligerados de ambientes con muros sobre losa, se tiene:

- Servicios higiénicos: 308.52kg/m² (muros) + 147kg/m² (CM) = **455.62kg/m²**
- Muro al final del corredor: 204.24kg/m² (muros) + 147kg/m² (CM) = **351.24kg/m²**

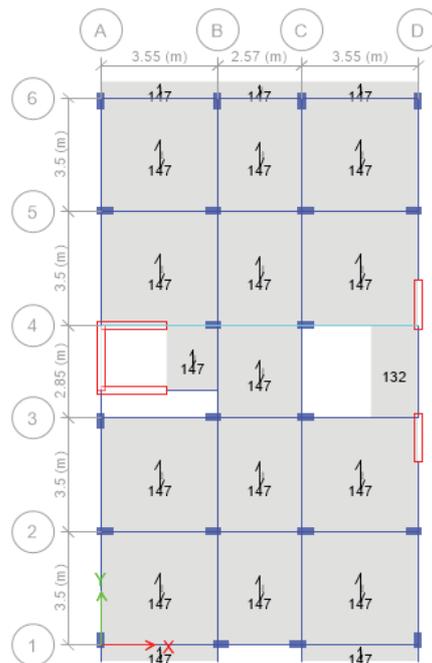


Fig. 2. 4: Asignación de carga muerta CM a losas (captura Etabs 2016)



Carga Viva (CV1 y CV2): de manera intercalada

- Carga viva en oficinas: $CV=250\text{kg/m}^2$
- Carga viva en corredores y escaleras: $CV=400\text{kg/m}^2$
- Carga viva en azoteas: $CV=100\text{kg/m}^2$

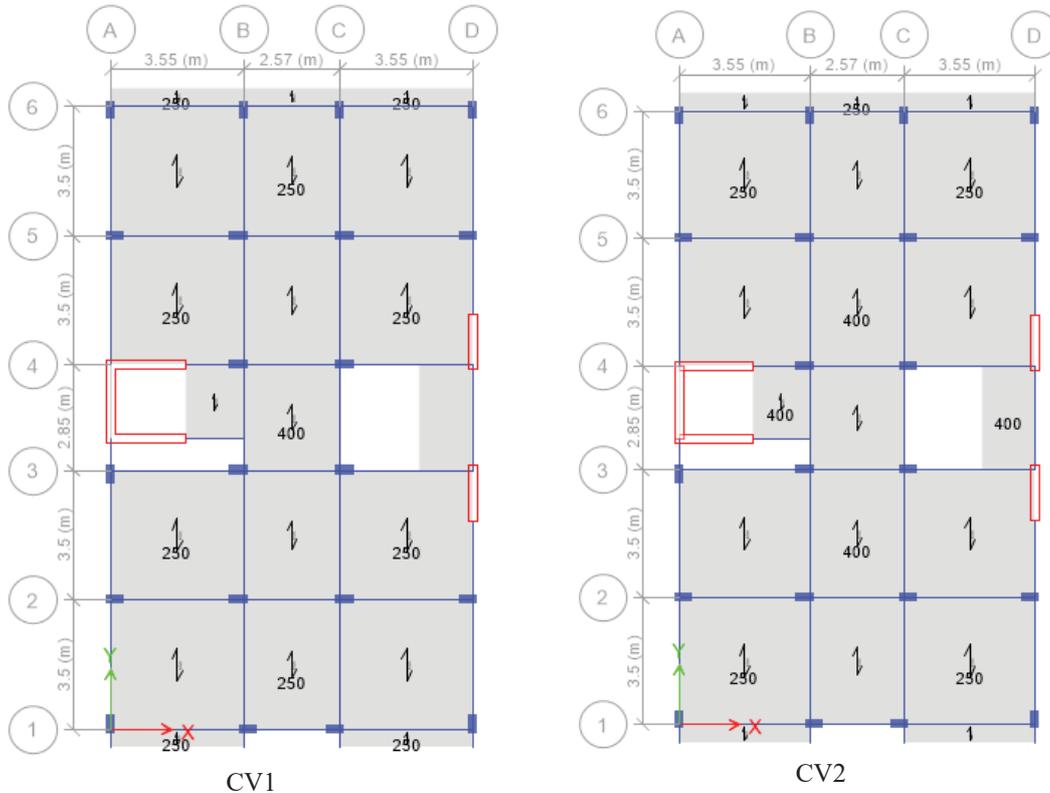


Fig. 2. 5: Asignación de carga viva CV a losas (captura Etabs 2016)

Metrado de cargas debido a muros no estructurales

Cargas Muerta (CM): Muros en soga de 15cm, con ladrillo de 12cm y tarrajeo en ambas caras de 1.5cm:

- Muro de ladrillo: $0.12\text{m} \times 1\text{m} \times 1\text{m} \times 1350\text{kg/m}^3 = 162\text{kg/m}^2$
- Tarrajeo: $2\text{caras} \times 0.015 \times 1\text{m} \times 1\text{m} \times 2000\text{kg/m}^3 = 60\text{kg/m}^2$
- Total CM: 222 kg/m^2

De acuerdo a la altura de lo muros, se tiene:

- Muros de $h=2.40\text{m}$: $2.40\text{m} \times 222\text{kg/m}^2 = 532.8\text{kg/m}$
- Muros de $h=1.00\text{m}$: $1.00\text{m} \times 222\text{kg/m}^2 = 222\text{kg/m}$

Estos valores se cargan a las vigas sobre las que se tienen los muros no estructurales.

Metrado de cargas en Escaleras

Cargas Muerta (CM): De acuerdo a las siguientes ecuaciones:



$$pp = h_m(2400)kg/m^2 \quad h_m = \frac{t}{\cos \theta} + \frac{Cp}{2} \quad \cos \theta = \frac{P}{\sqrt{P^2 + Cp^2}}$$

$$\cos \theta = \frac{30}{\sqrt{30^2 + 17.5^2}} = 0.8638 \quad h_m = \frac{15}{0.8638} + \frac{17.5}{2} = 26.12$$

- Peso propio: $0.2612m \times 2400kg/m^3 = 626.77kg/m^2$
- Contrapiso: $0.025m \times 2300kg/m^3 = 57.5kg/m^2$
- Acabados: $40kg/m^2$
- Tarrajeo fondo: $0.015m \times 2300kg/m^3 = 34.5kg/m^2$
- Total CM: $758.77 kg/m^2$

EL software considera por sí mismo el peso propio para una losa de 15cm de espesor ($0.15 \times 2400 = 360kg/m^2$), por lo tanto, se ingresa el valor menos ese descuento ($758.77kg/m^2 - 360 kg/m^2$), teniendo como **CM=398.77kg/m2**.

Carga Viva (CV):

- Sobrecarga en escalera de edificios destinados a oficinas: **CV=400kg/m2**

D. ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO

Se efectuaron 2 análisis, uno estático y otro dinámico, ambos basados en los parámetros que establece la Norma E.030 (Diseño sísmo resistente) del Reglamento Nacional de Edificaciones.

D.1. ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

Mediante este método se considera la sollicitación sísmica como una carga estática horizontal que actúa lateralmente, aplicada en cada piso de la edificación.

En base a los parámetros de la Norma E.030 se calcula un coeficiente sísmico y se multiplica por el peso de la edificación.

Tabla 2. 15: Análisis sísmico estático

COEFICIENTE SÍSMICO:			
$V = CS * P = \frac{ZUCS}{R} * P$		Z =	0.25
Donde:	CS: Coeficiente Sísmico Estático	U =	1.00
		S =	1.20
Tipo de suelo:	S2	S =	1.20
		Tp =	0.60
		TL =	2.00
hn =	19.80 m	Donde	T < Tp :
Ct =	45	Entonces:	
T =	0.44 s	C =	2.50



Coefficiente Básico de Reducción:			
Sistema Estructural:	Dual		
	R_o =	7	
Factores de Irregularidad:			
En Altura:	Regular	I_a =	1.00
En Planta:	Regular	I_p =	1.00
		R =	7
En base a los parámetros anteriormente calculados se tiene:			
		CS =	0.1071
PESO DE LA EDIFICACIÓN:			
Factores de Incidencia de cargas según RNE, Norma E.030:			
		CM:	100%
		CV:	25%
Categoría de la edificación:	C		

Elaboración propia

Peso de la edificación

Para el caso edificios de categoría C, se tomará para la carga sísmica el 100% de la carga muerta (CM), más en 25% de la carga viva (CV), (E.030, 2017).

En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.

Por lo tanto: $\text{Peso} = \text{CM} + 0.25 \text{ CV}$

Tabla 2. 16: Metrado de cargas

Load Case/Combo	FZ tonf	% de participación	Peso total (ton)
PP	769.6909	100%	769.69
CM	473.6714	100%	473.67
CV1	137.9752	25%	34.49
CV2	165.987	25%	41.50
Peso de la edificación:			1319.35

Elaboración propia en base a tablas del Etabs 2016

Con lo que se obtiene la cortante en la base $V = C * P = 0.1071 * 1319.35$

Cortante: V = 141.30 Ton

D.2. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO

El análisis dinámico se realizó mediante el método de Análisis Dinámico por Combinación Modal Espectral, presente en la Norma E030 del Reglamento Nacional de Edificaciones y utilizando los parámetros presentes en ella.

Para este análisis se consideró el espectro de pseudo-aceleraciones definida por la ecuación:



$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g = \frac{ZUS(g)}{R} * C$$

De donde:

- $C=2.5$: para $T < T_p$
- $C = 2.5 * \frac{T_p}{T}$ para $T_p < T < T_p$
- $C = 2.5 * \frac{(T_p * T_L)}{T^2}$ para $T > T_L$

Espectro de la Norma E.30:

Para distintos valores de T, se tiene el siguiente espectro:

Tabla 2. 17: Espectro de respuesta E.030

C	T	Sa
2.50	0.00	1.0511
2.50	0.10	1.0511
2.50	0.20	1.0511
2.50	0.30	1.0511
2.50	0.40	1.0511
2.50	0.55	1.0511
2.50	0.60	1.0511
2.14	0.70	0.9009
1.88	0.80	0.7883
1.67	0.90	0.7007
1.50	1.00	0.6306
1.36	1.10	0.5733
1.25	1.20	0.5255
1.15	1.30	0.4851
1.07	1.40	0.4505
1.00	1.50	0.4204
0.94	1.60	0.3942
0.88	1.70	0.3710
0.83	1.80	0.3504
0.79	1.90	0.3319
0.75	2.00	0.3153

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g$$

$$\begin{aligned} Z &= 0.25 \\ U &= 1.00 \\ S &= 1.20 \\ R &= 7.0 \end{aligned}$$

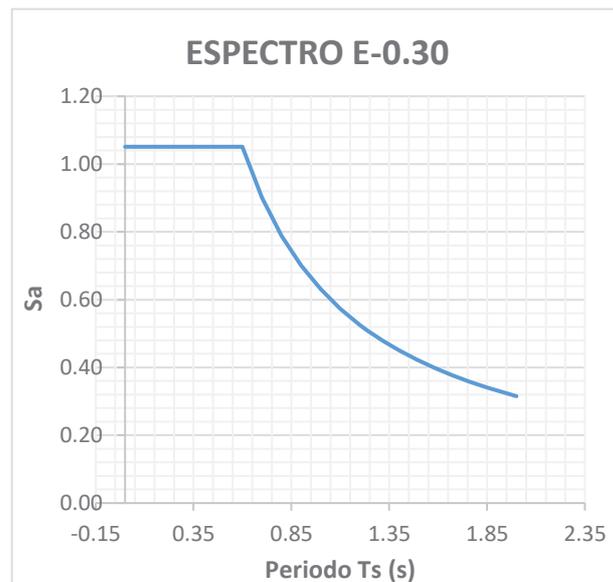


Fig. 2. 6: Espectro

Parámetros y Definiciones para el análisis

El cálculo dinámico se realizó utilizando el programa Etabs 2016, considerando los siguientes parámetros:

Tabla 2. 18: patrones de carga

Name	Type	Self Weight Multiplier	Observación
PP	Dead	1	Peso Propio
CM	Super Dead	0	Carga Muerta



CV1	Live	0	Carga viva 1
CV2	Live	0	Carga viva 2

Load patterns (Etabs 2016)

CV1 y CV2 cargas distribuidas de forma intercalada

Tabla 2. 19: fuentes de masa

Load Pattern	Multiplier
CM	1.00
CV1	0.25
CV2	0.25

Mass sources (Etabs 2016)

Tabla 2. 20: casos de carga

Load Case Name	Load Case Type	Descripción
PP	Linear Static	Peso Propio
CM	Linear Static	Carga Muerta
CV1	Linear Static	Carga Viva 1
CV2	Linear Static	Carga Viva 2
Sismo	Response Spectrum	Sismo Dinámico

Load cases (Etabs 2016)

Tabla 2. 21: cargas de sismo

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor	Dirección
Acceleration	U1	E030	1.00	X-X
Acceleration	U2	E030	1.00	Y-Y
Acceleration	U3	E030	0.67	Z-Z

(Etabs 2016)

Métodos Empleados:

- Método de Combinación Modal: Combinación Cuadrática Completa (CQC).
- Tipo de Combinación Direccional: Raíz Cuadrada de la suma de cuadrados (SRSS).

Resultados del Análisis

Modos y Periodos de Vibración:

La edificación es de 7 niveles, por lo que se consideró un mínimo de 3 modos y un máximo de 21 modos, se calculó el factor de participación de masa para cada modo, datos que se presentan en el cuadro a continuación:

Tabla 2. 22: Participación Modal de masas

Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.69	72.05%	0.69%	72.05%	0.69%
Modal	2	0.637	1.60E-03	23.66%	72.22%	24.35%



Modal	3	0.572	1.67%	50.16%	73.88%	74.51%
Modal	4	0.194	0.32%	3.52%	74.20%	78.03%
Modal	5	0.187	14.04%	0.42%	88.25%	78.45%
Modal	6	0.148	0.16%	11.18%	88.41%	89.63%
Modal	7	0.101	0.02%	1.56%	88.43%	91.19%
Modal	8	0.088	1.20%	0.01%	89.63%	91.20%
Modal	9	0.085	4.47%	6.00E-04	94.10%	91.26%
Modal	10	0.082	0.01%	0.00%	94.11%	91.26%
Modal	11	0.081	0.08%	1.47E-05	94.19%	91.26%
Modal	12	0.072	0.01%	1.00E-04	94.19%	91.27%
Modal	13	0.072	0.02%	0.02%	94.21%	91.29%
Modal	14	0.071	7.58E-07	0.04%	94.21%	91.32%
Modal	15	0.071	3.58E-05	0.06%	94.22%	91.38%
Modal	16	0.07	3.00E-04	3.05%	94.25%	94.43%
Modal	17	0.067	2.12E-05	0.05%	94.25%	94.48%
Modal	18	0.066	2.99E-05	0.06%	94.25%	94.54%
Modal	19	0.063	0.00E+00	0.05%	94.25%	94.60%
Modal	20	0.062	1.16E-05	0.05%	94.25%	94.64%
Modal	21	0.062	1.00E-04	0.87%	94.26%	95.51%

Modal Participating Mass Ratios (Etabs 2016)

“En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total” (E.030, 2017).

Para este caso se pudo considerar mínimamente hasta el modo 9, se dispuso usarlos todos.

E. VERIFICACIÓN NORMATIVA EN BASE AL RNE.

1) Verificación del Sistema Estructural

Resultados de fuerzas cortante en la base, aplicada a columnas y placas

Tabla 2. 23: Cortante en columnas y placas

Elemento	Cortante	Porcentaje
Columnas	27.94	30.44%
Placas	63.85	69.56%
Total	91.79	100.00%

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Conclusión: Sistema Dual, en el que la resistencia sísmica está dada por una combinación de pórticos y muros estructurales La fuerza cortante que toman los muros es mayor que el 20% y menor que el 70% de la cortante en la base del edificio. (E.030, 2017).

2) Irregularidad Torsional

Los resultados del programa Etabs 2016, fueron procesados en los siguientes cuadros:



Tabla 2. 24: Irregularidad torsional en X-X

Piso	Desplazamientos máximos de entrepiso		Desplazamientos del Centro de Masas		$\Delta\text{desp-X}/\Delta U_x$
	desp-X	$\Delta\text{desp-X}$	desp-X	$\Delta\text{desp-X}$	
Piso 7	0.0207	0.00251	0.01812	0.00223	1.126
Piso 6	0.01819	0.00293	0.01589	0.00259	1.131
Piso 5	0.01526	0.00336	0.0133	0.00296	1.135
Piso 4	0.0119	0.00362	0.01034	0.00319	1.135
Piso 3	0.00828	0.00359	0.00715	0.00313	1.147
Piso 2	0.00469	0.00306	0.00402	0.00264	1.159
Piso 1	0.00163	0.00163	0.00138	0.00138	1.181

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Tabla 2. 25: Irregularidad torsional en Y-Y

Piso	Desplazamientos máximos de entrepiso		Desplazamientos del Centro de Masas		$\Delta\text{desp-Y}/\Delta U_y$
	desp-Y	$\Delta\text{desp-Y}$	desp-Y	$\Delta\text{desp-Y}$	
Piso 7	0.01432	0.00204	0.01301	0.00171	1.193
Piso 6	0.01228	0.00208	0.0113	0.00195	1.067
Piso 5	0.0102	0.00196	0.00935	0.00197	0.995
Piso 4	0.00824	0.00229	0.00738	0.00218	1.050
Piso 3	0.00595	0.00245	0.0052	0.0022	1.114
Piso 2	0.0035	0.00228	0.003	0.00195	1.169
Piso 1	0.00122	0.00122	0.00105	0.00105	1.162

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Ninguno de los valores excede de 1.20, por lo tanto, se concluye que no existe irregularidad torsional. (E.030, 2017).

3) Irregularidad piso blando

Los resultados del programa Etabs 2016, fueron procesados en los siguientes cuadros:

Tabla 2. 26: Irregularidad piso blando en X-X

Story	Load Case	Shear X	Drift X	Stiffness X	Comparación piso superior	Comparación 3 pisos superiores
		tonf	m	tonf/m		
Story7	Sismo	20.7081	0.00231	8949.79391		
Story6	Sismo	42.3194	0.00267	15835.92484	176.9%	
Story5	Sismo	59.2666	0.00303	19575.70066	123.6%	
Story4	Sismo	72.6837	0.00321	22620.63207	115.6%	152.98%
Story3	Sismo	82.5633	0.00297	27762.2914	122.7%	143.52%
Story2	Sismo	89.0602	0.0024	37114.91266	133.7%	159.16%
Story1	Sismo	91.7908	0.00138	66565.04338	179.3%	228.23%

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Dentro de los valores mínimos establecidos según la norma E030, por lo tanto, no hay irregularidad por piso blando.



Tabla 2. 27: Irregularidad piso blando en Y-Y

Story	Load Case	Shear Y	Drift Y	Stiffness Y	Comparación piso superior	Comparación 3 pisos superiores
		tonf	m	tonf/m		
Story7	Sismo	19.672	0.00167	11794.83091		
Story6	Sismo	41.7135	0.00195	21347.69756	181.0%	
Story5	Sismo	59.268	0.00216	27420.76163	128.4%	
Story4	Sismo	73.0343	0.00225	32479.36474	118.4%	160.89%
Story3	Sismo	83.0672	0.00215	38643.33591	119.0%	142.69%
Story2	Sismo	89.4174	0.00195	45771.35222	118.4%	139.34%
Story1	Sismo	92.0338	0.00105	87764.19099	191.7%	225.24%

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Dentro de los valores mínimos establecidos según la norma E030, por lo tanto, no hay irregularidad por piso blando.

4) Fuerza Cortante Mínima en la base

Según el ítem 4.6.4 de la norma E030, “la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares. De ser necesario incrementar el cortante, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos”.

Tabla 2. 28: Fuerza cortante dinámica en la base

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY
			tonf	tonf	tonf
Story1	Sismo Max	Top	52.1554	90.8855	89.7204
Story1	Sismo Max	Bottom	52.2053	91.7908	92.0338

Story Forces (Etabs 2016)

Fuerza Cortante Estática: **V = 141.30 Ton** (Ver sección D.1)

Porcentaje (Din/Est):	65%	65%
Incrementar escala en:	1.232	1.228

5) Verificación de Desplazamientos

“Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.85R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico” (E.030, 2017).



Tabla 2. 29: Control de desplazamientos en X-X

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	ΔU_x (m)	Altura h (m)	$\Delta U_x/h$	$R^*(\Delta U_x/h)$	Observ. R = 7
Nivel 7	D7	DinX Max	0.0154	0.0020	2.80	0.0007	0.0037	ok
Nivel 6	D6	DinX Max	0.0135	0.0022	2.80	0.0008	0.0042	ok
Nivel 5	D5	DinX Max	0.0112	0.0025	2.80	0.0009	0.0048	ok
Nivel 4	D4	DinX Max	0.0087	0.0027	2.80	0.0010	0.0051	ok
Nivel 3	D3	DinX Max	0.0060	0.0027	2.80	0.0010	0.0050	ok
Nivel 2	D2	DinX Max	0.0033	0.0022	2.80	0.0008	0.0041	ok
Nivel 1	D1	DinX Max	0.0011	0.0011	3.00	0.0004	0.0019	ok

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Tabla 2. 30: Control de desplazamientos en Y-Y

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UY	ΔU_y (m)	Altura h (m)	$\Delta U_y/h$	$R^*(\Delta U_x/h)$	Observ. R = 7
Nivel 7	D7	DinY Max	0.0114	0.0014	2.80	0.0005	0.0026	ok
Nivel 6	D6	DinY Max	0.0100	0.0016	2.80	0.0006	0.0030	ok
Nivel 5	D5	DinY Max	0.0084	0.0018	2.80	0.0007	0.0035	ok
Nivel 4	D4	DinY Max	0.0066	0.0020	2.80	0.0007	0.0037	ok
Nivel 3	D3	DinY Max	0.0046	0.0020	2.80	0.0007	0.0037	ok
Nivel 2	D2	DinY Max	0.0026	0.0017	2.80	0.0006	0.0032	ok
Nivel 1	D1	DinY Max	0.0009	0.0009	3.00	0.0003	0.0016	ok

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

6) Verificación por volteo

Según la Norma E.030, se realizará una comprobación del momento del volteo, verificándose que esta no afecte la estabilidad de la estructura frente al volteo y se tenga un factor de seguridad mayor a 1.2 (ítem 7.3 Norma E.030).

De los resultados del etabs, se tienen los momentos de volteo en X-X y en Y-Y, luego en base al peso de la edificación calculado en la tabla 2.16 y las distancias al centro de masas de la estructura, se tiene:



Tabla 2. 31: Verificación por volteo

Dirección	Momentos de volteo		Peso (tn)	Dist CM (m)	Momento Resistente	
	Mx (tn-m)	My (tn-m)			Mr (tn-m)	F.S.
X-X		1301.864	1319.353	4.68	6176.022	4.74
Y-Y	1364.037		1319.353	8.51	11231.123	8.23

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

7) Diagramas de Fuerza Axial, Cortante y Momento Flector

El programa arroja diagramas basados en todos los casos de carga y combinaciones definidas, los diagramas característicos son:

- Diagrama de fuerza axial, en una dirección, paralela al eje del elemento (P).
- Diagrama de fuerza cortante, en 2 direcciones perpendiculares al eje del elemento (V2 y V3).
- Diagrama de momento flector, en 2 direcciones perpendiculares al eje del elemento (M3 y M2).
- Diagrama de momento torsor.

Todos estos diagramas se pueden apreciar en el Anexo I-1: Diagramas Etabs.

2.2.2 DISEÑO ESTRUCTURAL

Para una identificación más rápida y eficiente de tales elementos que constituyen una falla para la estructura, se utilizó la herramienta de diseño que ofrece el software etabs, lo cual será corroborado posteriormente mediante hojas de cálculo.

Se utilizó:

- ✓ Flexión sin carga axial: $\emptyset=0.90$
- ✓ Carga axial de tracción: $\emptyset=0.90$
- ✓ Carga axial de compresión (estribos): $\emptyset=0.70$
- ✓ Carga axial de compresión (espiral): $\emptyset=0.75$
- ✓ Cortante y torsión: $\emptyset=0.85$
- ✓ Aplastamiento del concertó: $\emptyset=0.70$
(E.060, 2010).

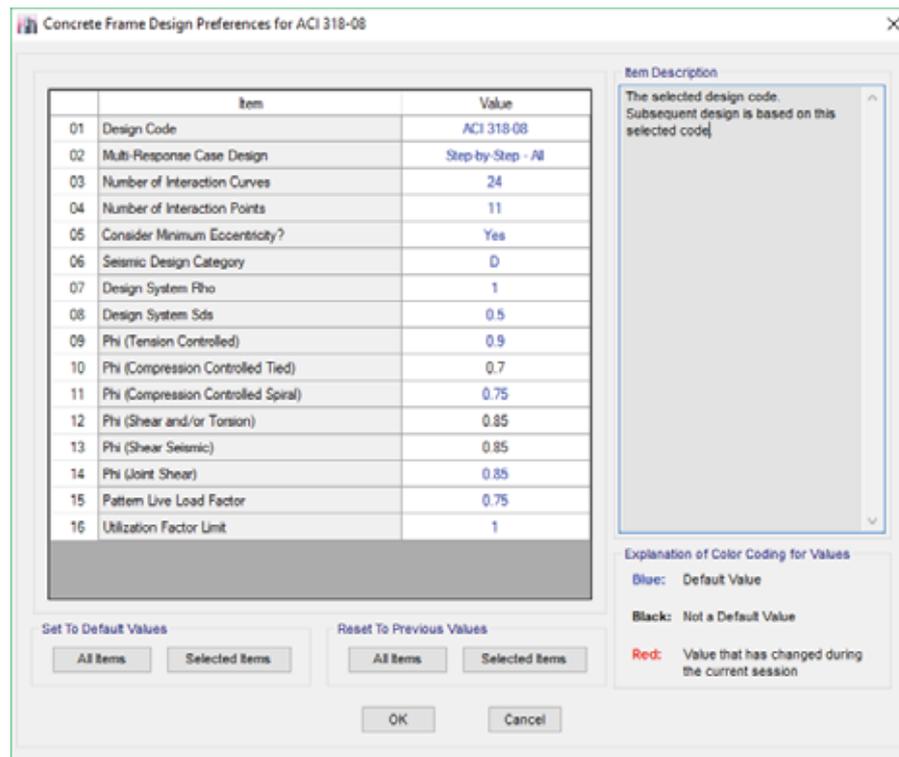


Fig. 2. 7: preferencias de diseño – Concrete Frame Design Preferences ACI 318-08 (captura Etabs 2016)

Para aplicar un factor de escala a los resultados del análisis sísmico dinámico, para que este llegue a ser por lo menos 90% del análisis estático (estructuras irregulares, ver resultados de E.4 del ítem anterior), se creó otro caso de carga, tomando en cuenta estas características factoradas:

Tabla 2. 32: Sismo factorado

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor	Dirección
Acceleration	U1	E030	1.24	X-X
Acceleration	U2	E030	1.23	Y-Y
Acceleration	U3	E030	0.67	Z-Z

Elaboración propia

Las combinaciones de carga empleadas fueron:

- ✓ COMB1 = 1.4(PP+CM) + 1.7 (CV1+CV2)
- ✓ COMB2 = 1.25(PP+CM+CV1+CV2) + 1.0SismoFactorado
- ✓ COMB3 = 0.9(PP+CM) + 1.0SismoFactorado
- ✓ ENVOLVENTE = Envelope(COMB1, COMB2, COMB3)

Este proceso permite la identificación de los elementos críticos, bajo el criterio de falla, ya que así se identifican los elementos que con la sección de pre-dimensionamiento inicial, no soportan las solicitaciones.



Los cuadros de a continuación, muestran los resultados diseño para elementos con valores máximos o errores en el diseño:

Flexión:

Tabla 2. 33: Resultado de diseño de vigas por flexión

Label	Story	Section	Location	(-)	(-)	(+)	(+)	As Bot cm ²	
				Moment tonf-m	Combo	As Top cm ²	Moment tonf-m		Combo
B58	Story3	V25x40	End-I	-15.7416	COMB2	14.09	10.9491	COMB3	9.47
B58	Story4	V25x40	End-I	-15.1634	COMB2	13.58	9.4449	COMB3	7.98
B58	Story2	V25x40	End-I	-14.5995	COMB2	13.08	10.9229	COMB3	9.44
B58	Story5	V25x40	End-I	-13.5716	COMB2	12.18	7.1747	COMB3	5.88
B58	Story6	V25x40	End-I	-11.8616	COMB2	10.41	5.9308	COMB2	4.78
B58	Story1	V25x40	End-I	-10.5098	COMB2	9.03	8.077	COMB3	6.7
B3	Story3	V25x40	End-J	-10.268	COMB2	8.79	6.0841	COMB3	4.92
B4	Story3	V25x40	End-I	-10.1745	COMB2	8.69	6.2249	COMB3	5.04
B3	Story2	V25x40	End-J	-9.9231	COMB2	8.45	6.5866	COMB3	5.36
B50	Story3	V25x40	End-I	-9.8994	COMB2	8.81	8.7675	COMB3	7.66
B50	Story3	V25x40	End-J	-9.8827	COMB2	8.28	8.9597	COMB3	7.5
B57	Story3	V25x40	End-J	-9.8217	COMB2	8.35	5.5461	COMB3	4.45
B4	Story2	V25x40	End-I	-9.7442	COMB2	8.27	6.7269	COMB3	5.48
B4	Story4	V25x40	End-I	-9.7304	COMB2	8.26	5.0673	COMB3	4.04
B3	Story4	V25x40	End-J	-9.7268	COMB2	8.26	4.936	COMB3	3.93

Concrete Beam Flexure Envelope (Etabs 2016)

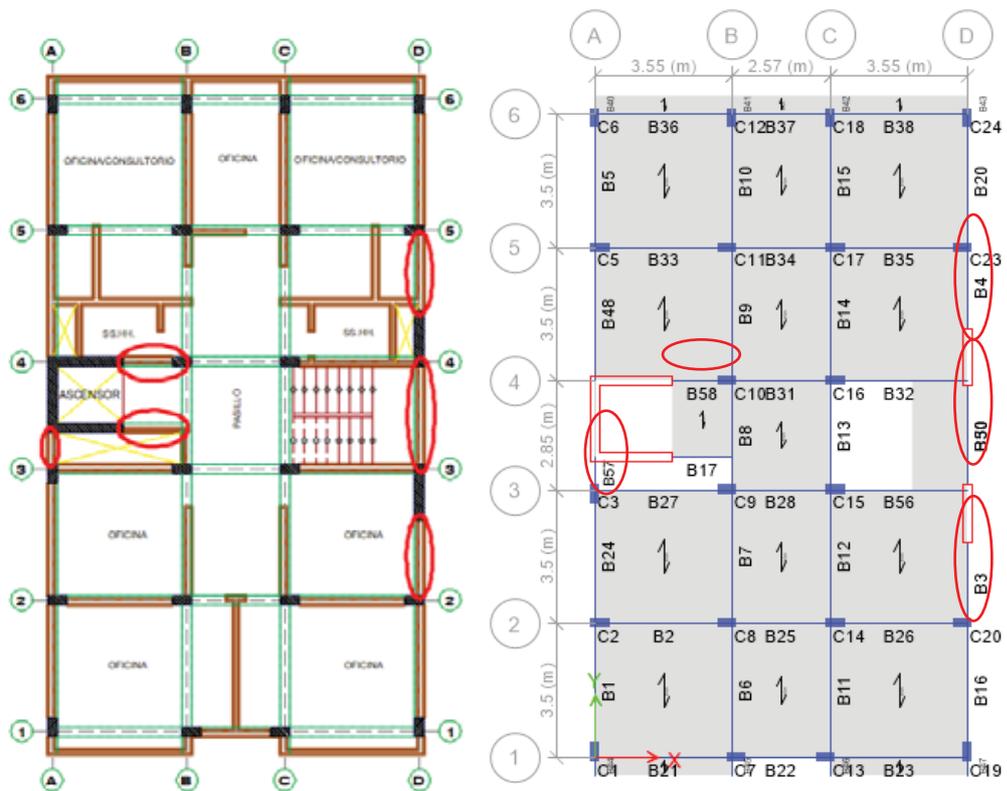


Fig. 2. 8: Ubicación vigas con mayor diseño por flexión



Siendo:

- B58: Viga corta del eje 4, tramo A-B, piso 3.
- B3: Viga del eje D, tramo 2-3, piso 3.
- B4: Viga del eje D, tramo 4-5, piso 3.
- B50: Viga intermedia del eje D, tramo 3-4, piso 3.
- B57: Viga del eje A, tramo 3-4, piso 3.

Todas las vigas cumplen con el diseño por flexión, aunque alguna de ellas requieren refuerzos altos, pero dentro de los parámetros normativos.

Corte y torsión:

Tabla 2. 34: Resultado de diseño de vigas por corte

Story	Label	Design Section	Station cm	Status	V Combo	At Shear	At Torsion	At Torsion
						cm ² /m	cm ²	cm ² /m
Story7	B8	V25x40	12.5	See ErrMsg	COMB2	0	3.79	4.01
Story7	B8	V25x40	48.75	See ErrMsg	COMB2	0	3.79	4.01
Story7	B8	V25x40	85	See ErrMsg	COMB2	0	3.79	4.01
Story7	B57	V25x40	25	See ErrMsg	COMB2	14.26	3.6	3.81
Story7	B57	V25x40	55	See ErrMsg	COMB2	14.4	3.6	3.81
Story7	B57	V25x40	85	See ErrMsg	COMB2	14.54	3.6	3.81
Story6	B8	V25x40	12.5	See ErrMsg	COMB2	0	4.22	4.47
Story6	B8	V25x40	48.75	See ErrMsg	COMB2	0	4.22	4.47
Story6	B8	V25x40	85	See ErrMsg	COMB2	0	4.22	4.47
Story6	B57	V25x40	25	See ErrMsg	COMB2	17.86	2.87	2.86
Story6	B57	V25x40	55	See ErrMsg	COMB2	18.09	2.87	2.86
Story6	B57	V25x40	85	See ErrMsg	COMB1	1.2	2.87	2.86
Story6	B58	V25x40	0	See ErrMsg	COMB1	2.57	3.42	1.24
Story6	B58	V25x40	43.33	See ErrMsg	COMB1	2.09	3.42	1.24
Story5	B8	V25x40	12.5	See ErrMsg	COMB2	0	4.55	4.82
Story5	B8	V25x40	48.75	See ErrMsg	COMB2	0	4.55	4.82
Story5	B8	V25x40	85	See ErrMsg	COMB2	0	4.55	4.82
Story5	B57	V25x40	25	See ErrMsg	COMB1	0.45	2.93	3.1
Story5	B57	V25x40	55	See ErrMsg	COMB1	0.71	2.93	3.1
Story5	B57	V25x40	85	See ErrMsg	COMB1	0.97	2.93	3.1
Story5	B58	V25x40	0	See ErrMsg	COMB1	2.12	3.31	1.35
Story5	B58	V25x40	43.33	See ErrMsg	COMB1	2.09	3.31	1.35
Story5	B58	V25x40	86.67	See ErrMsg	COMB1	2.09	3.31	1.35
Story5	B58	V25x40	130	See ErrMsg	COMB2	17.34	3.31	1.35
Story5	B17	V25X20	0	See ErrMsg	COMB2	0	1.27	2.1
Story5	B17	V25X20	38.75	See ErrMsg	COMB2	0	1.27	2.1
Story4	B8	V25x40	12.5	See ErrMsg	COMB2	0	4.78	5.06
Story4	B8	V25x40	48.75	See ErrMsg	COMB2	0	4.78	5.06
Story4	B8	V25x40	85	See ErrMsg	COMB2	0	4.78	5.06
Story4	B57	V25x40	25	See ErrMsg	COMB1	0.25	3	3.18
Story4	B57	V25x40	55	See ErrMsg	COMB1	0.51	3	3.18
Story4	B57	V25x40	85	See ErrMsg	COMB1	0.77	3	3.18
Story4	B58	V25x40	0	See ErrMsg	COMB1	2.09	3.24	1.43
Story4	B58	V25x40	43.33	See ErrMsg	COMB1	2.09	3.24	1.43
Story4	B58	V25x40	86.67	See ErrMsg	COMB1	2.09	3.24	1.43
Story4	B58	V25x40	130	See ErrMsg	COMB2	0	3.24	1.43
Story4	B17	V25X20	0	See ErrMsg	COMB2	0	1.23	2.15



Story4	B17	V25X20	38.75	See ErrMsg	COMB2	0	1.23	2.15
Story4	B17	V25X20	77.5	See ErrMsg	COMB2	0	1.23	2.15
Story3	B8	V25x40	12.5	See ErrMsg	COMB1	0.35	4.68	4.95
Story3	B8	V25x40	48.75	See ErrMsg	COMB1	0.35	4.68	4.95
Story3	B8	V25x40	85	See ErrMsg	COMB1	0.35	4.68	4.95
Story3	B57	V25x40	25	See ErrMsg	COMB2	0	3.08	3.13
Story3	B57	V25x40	55	See ErrMsg	COMB1	0.1	3.08	3.13
Story3	B57	V25x40	85	See ErrMsg	COMB1	0.36	3.08	3.13
Story3	B58	V25x40	0	See ErrMsg	COMB1	2.09	3.26	1.4
Story3	B58	V25x40	43.33	See ErrMsg	COMB1	2.09	3.26	1.4
Story3	B58	V25x40	86.67	See ErrMsg	COMB2	0	3.26	1.4
Story3	B58	V25x40	130	See ErrMsg	COMB2	0	3.26	1.4
Story3	B17	V25X20	0	See ErrMsg	COMB2	0	1.25	2.07
Story3	B17	V25X20	38.75	See ErrMsg	COMB2	0	1.25	2.07
Story2	B8	V25x40	12.5	See ErrMsg	COMB2	0	4.05	4.28
Story2	B8	V25x40	48.75	See ErrMsg	COMB2	0	4.05	4.28
Story2	B8	V25x40	85	See ErrMsg	COMB2	0	4.05	4.28
Story2	B57	V25x40	25	See ErrMsg	COMB2	0	3.24	2.82
Story2	B57	V25x40	55	See ErrMsg	COMB2	0	3.24	2.82
Story2	B57	V25x40	85	See ErrMsg	COMB2	0	3.24	2.82
Story2	B58	V25x40	0	See ErrMsg	COMB1	2.09	3.4	1.25
Story2	B58	V25x40	43.33	See ErrMsg	COMB1	2.09	3.4	1.25
Story2	B58	V25x40	86.67	See ErrMsg	COMB2	0	3.4	1.25
Story2	B58	V25x40	130	See ErrMsg	COMB2	0	3.4	1.25
Story1	B57	V25x40	25	See ErrMsg	COMB2	0	3.22	2.37
Story1	B57	V25x40	55	See ErrMsg	COMB2	0	3.22	2.37
Story1	B57	V25x40	85	See ErrMsg	COMB2	0	3.22	2.37

Concrete Beam Summary – ACI 318-08 (Etabs 2016)

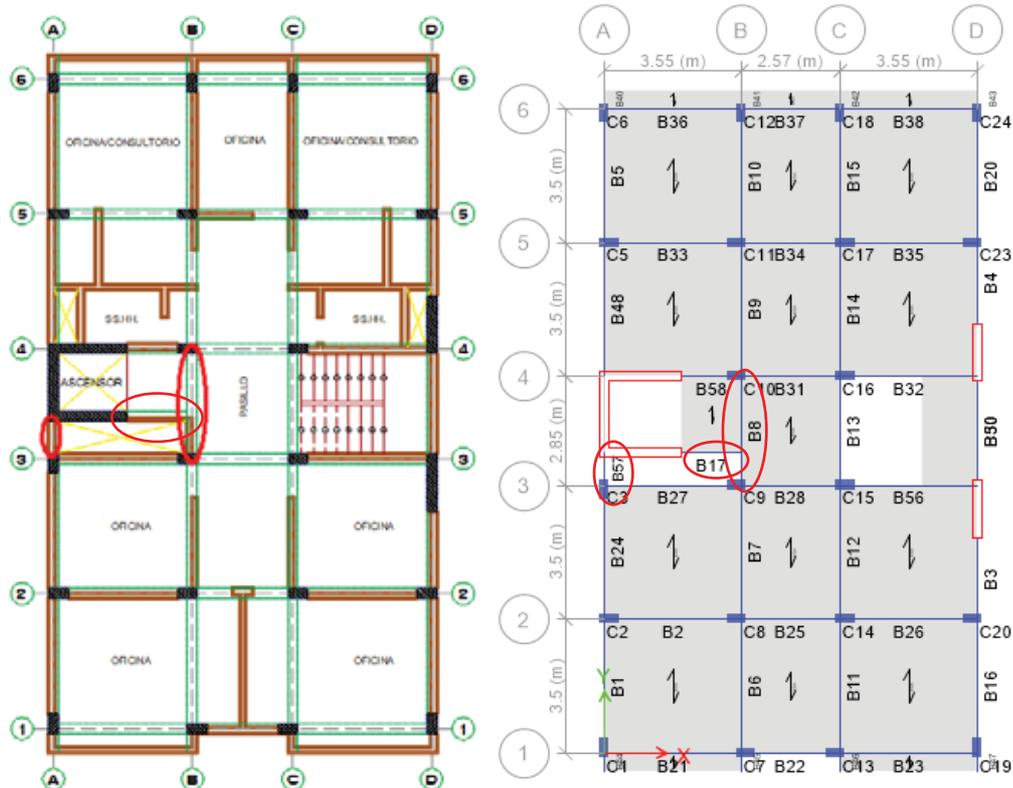


Fig. 2. 9: Ubicación de vigas que fallan por corte y torsión combinadas



See ErrMsg (ver mensaje de error): Shear stress due to shear force and torsion together exceeds maximum allowed (esfuerzo cortante debido a fuerza cortante y torsión combinadas, excede el máximo permitido). (CSI Inc., 2016).

Siendo:

- B8: Viga corta del eje B, tramo 3-4, la viga falla.
- B57: Viga corta del eje A, tramo 3-4, la viga falla.
- B17: Viga corta del eje 3', la viga falla.

Estas vigas fallan por corte y torsión combinadas, por lo que requerirán ser redimensionadas.

2.2.3 IDENTIFICACIÓN DE ELEMENTOS MUY RÍGIDOS Y SOBRE ESFORZADOS.

DEL ANÁLISIS

Los elementos críticos fueron identificados de acuerdo a los diagramas de fuerza cortante (V) y Momento flector (M), obtenidos del análisis estructural.

Tal cual como se previó, los elementos que por su rigidez presentan mayores valores sobre todo de Momento flector (M), son aquellos que se encuentran unidos a placas y que además tienen una longitud corta.

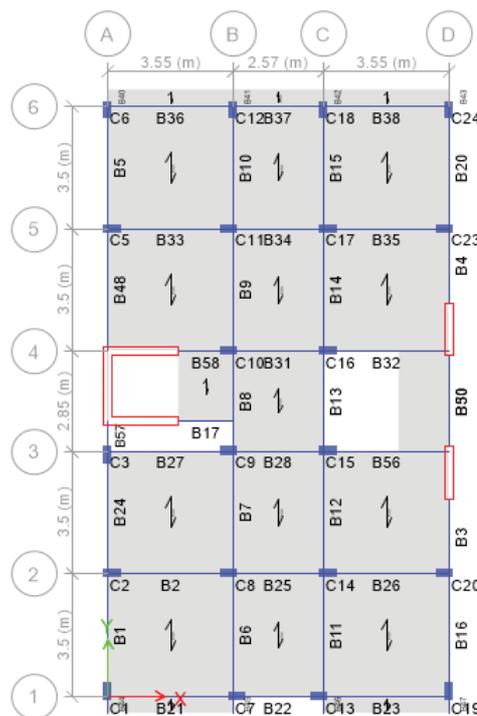


Fig. 2. 10: Nomenclatura de vigas (Labels) usados en el Etabs.



Los mayores valores de momentos flectores obtenidos, para cada pórtico con presencia de placas considerado son:

Tabla 2. 35: Resultado de máximos momentos flectores en vigas

Pórtico (Eje)	Tramo	Nivel	Label Etabs	Carga	Mmax (Tn-m)
Eje A	3-4	3	B57	Envolvente	-9.822
Eje D	2-3	3	B3	Envolvente	-10.268
Eje D	3-4 (intermedia)	3	B50	Envolvente	-9.899
Eje D	4-5	3	B4	Envolvente	-10.175
Eje 4	A-B	3	B58	Envolvente	-15.742
Eje 3'	A-B	6	B17	Envolvente	-3.288

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Los mayores valores de fuerzas cortante obtenidos, para cada pórtico con o sin presencia de placas considerado son:

Tabla 2. 36: Resultado de máximas cortantes en vigas

Pórtico (Eje)	Tramo	Nivel	Label Etabs	Carga	Vmax (Tn)
Eje A	3-4	2	B57	Envolvente	19.512
Eje D	2-3	3	B3	Envolvente	8.685
Eje D	3-4	2	B30	Envolvente	-7.827
Eje D	3-4 (intermedia)	3	B50	Envolvente	8.265
Eje D	4-5	3	B4	Envolvente	-8.611
Eje 4	A-B	3	B58	Envolvente	-20.520
Eje 3'	A-B	4	B17	Envolvente	-4.543

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Adicionalmente, los mayores valores de momento torsor obtenidos, para cada pórtico con o sin presencia de placas considerado son:

Tabla 2. 37: Resultado de máximas torsiones en vigas

Pórtico (Eje)	Tramo	Nivel	Denominación Etabs	Carga	Tmax (Tn-m)
Eje A	3-4	7	B57	Envolvente	-1.158
Eje B	3-4	4	B8	Envolvente	1.540
Eje D	2-3	7	B3	Envolvente	0.572
Eje D	4-5	7	B4	Envolvente	-0.597
Eje 4	A-B	4	B58	Envolvente	0.434
Eje 3'		4	B17	Envolvente	0.234

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016



DEL DISEÑO

Del diseño, para el caso de vigas se identificaron los siguientes elementos que fallan, así como los que presentan grandes cantidades de refuerzo y que requerirán redimensionamiento, para evitar la falla u optimizar el diseño:

Tabla 2. 38: Resultado de diseño en vigas que fallan

Pórtico (Eje)	Tramo	Nivel	Label Etabs	AS (cm2) longitudinal	Tipo de falla
Eje A	3-4	7	B57	4.07	Corte generada por flexión
		6	B57	5.29	
		5	B57	6.46	
		4	B57	7.60	
		3	B57	8.35	
		2	B57	8.18	
		1	B57	6.43	
Eje B	3-4	7	B8	2.66	Corte y torsión combinadas
		6	B8	2.79	
		5	B8	2.75	
		4	B8	2.68	
		3	B8	2.51	
		2	B8	2.19	
		1	B8	1.58	
Eje 4	A-B	7	B58	7.65	Corte generada por flexión
		6	B58	10.41	
		5	B58	12.18	
		4	B58	13.58	
		3	B58	14.09	
		2	B58	13.08	
		1	B58	9.03	
Eje 3'	A-B	7	B17	4.73	Corte y torsión combinadas
		6	B17	5.43	
		5	B17	5.84	
		4	B17	6.07	
		3	B17	5.94	
		2	B17	5.16	
		1	B17	3.47	

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

En el caso de columnas, no se encontraron elementos que fallan, pero si algunas con armado de acero longitudinal considerable:

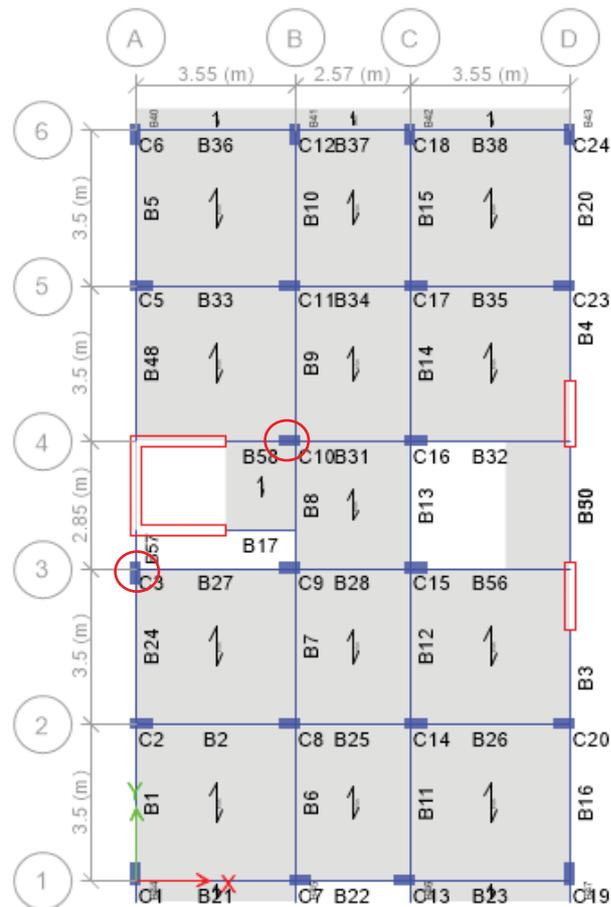


Fig. 2. 11: Columnas con mayor refuerzo de acero

Tabla 2. 39: Resultado de diseño de refuerzo en columnas

Intersección de ejes	Nivel	Label	AS (cm ²)	Cuantía
		Etabs	longitudinal	(%)
A-3	4	C3	13.60	1.09%
	3	C3	16.48	1.32%
	2	C3	18.19	1.46%
	1	C3	17.49	1.40%
B-4	4	C10	13.89	1.11%
	3	C10	15.12	1.21%
	2	C10	13.64	1.09%

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Los resultados de diseño de columnas evidencian que los mayores armados de columnas se encuentran en aquellas que se encuentran próximas a vigas que están fallando (B57 y B8), la primera del eje A, tramo 3-4, viga corta unida a placa y la segunda del eje B. tramo 3-4 que falla por torsión, en la que se apoya una viga corta unida a placa.

Estos resultados se pueden verificar, desde los archivos del programa presentados en la carpeta “adjuntos” del CD presentado.



2.2.4 DISEÑO REDIMENSIONADO DE VIGAS CORTAS EMPOTRADAS

En el presente ítem se desarrolla el diseño en base al redimensionado de los elementos estructurales de concreto armado, particularmente los elementos críticos identificados anteriormente, como solución, se incrementarán las secciones de los elementos que fallan en el diseño de pre-dimensionamiento, hasta que cumplan, es decir, no se produzca la falla del elemento.

Este diseño se realizó empleándose hojas de cálculo, especialmente para los elementos estructurales críticos, con el fin de justificar el diseño y apreciar más a detalle los procesos de cálculo y modos de falla de los elementos en cuestión. Para los demás elementos se utilizó el software Etabs para acelerar el proceso.

DISEÑO DE VIGAS CORTAS IDENTIFICADAS

El diseño de las secciones de las vigas críticas identificadas, se realizó en sucesivas iteraciones, incrementándose en cada una de ellas la sección hasta conseguir la que definitivamente cumple con todas las condiciones de diseño para las diferentes solicitaciones, sean estas flexión, corte y torsión. El proceso es como se describe:

- Para las secciones de pre-dimensionamiento, con las fuerzas halladas en cada elemento, se diseña y comprueban las secciones, si estas no cumplen, se incrementan, hasta dar con las que cumplan con el diseño.
- Las secciones halladas en el paso anterior son reemplazadas en la estructura y se vuelve a realizar un análisis para hallar nuevamente las fuerzas en cada elemento.
- Se vuelve a repetir el primer paso para las fuerzas halladas por el nuevo análisis, comprobándose las secciones.
- Se repiten los pasos hasta que el diseño esté completado

A continuación, se muestran los resultados del diseño estructural de concreto armado, siendo considerados los de máximos valores en cada caso, los detalles del cálculo de análisis y diseño se detallan en el Anexo I-2: *Diseño de vigas unión rígida*.

1) Eje A, tramo 3-4 nivel 1 (25X90):

- Diseño por flexión:



Tabla 2. 40: Resultado de diseño por flexión en viga B57

Label	Story	Section	Location	(-)	As	(+)	As
				Moment	Top	Moment	Bot
				tonf-m	cm ²	tonf-m	cm ²
B57	Story1	V25x90	End-J	-16.747	7.03	12.358	5.3
B57	Story1	V25x90	Middle	-10.7813	4.61	6.863	2.92
B57	Story1	V25x90	End-I	-3.4384	1.45	1.7192	0.72

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Refuerzo longitudinal:

Arriba: 2 Ø 3/4" + 1 Ø 5/8" As = 7.68 cm²

Abajo: 2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2" As = 5.23 cm²

➤ Diseño por cortante:

Cortante de diseño: Vu = 37.04 tn

Armado de estribos: Ø3/8": 1@0.05, R@0.17.

➤ Diseño por torsión:

Torsión de diseño: Tu = 1.497 tn-m

Acero longitudinal: Al = 6.41 cm²

Armado de estribos: Ø3/8" @ 0.05, R@0.11

Detalle de sección y armado de acero:

La sección utilizada para este caso sería de 25cmx90cm, con acero de refuerzo longitudinal superior: 2 Ø 3/4" + 1 Ø 5/8" y refuerzo longitudinal inferior: 2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2", con armado de estribos Ø 3/8"@0.05, R@0.10.

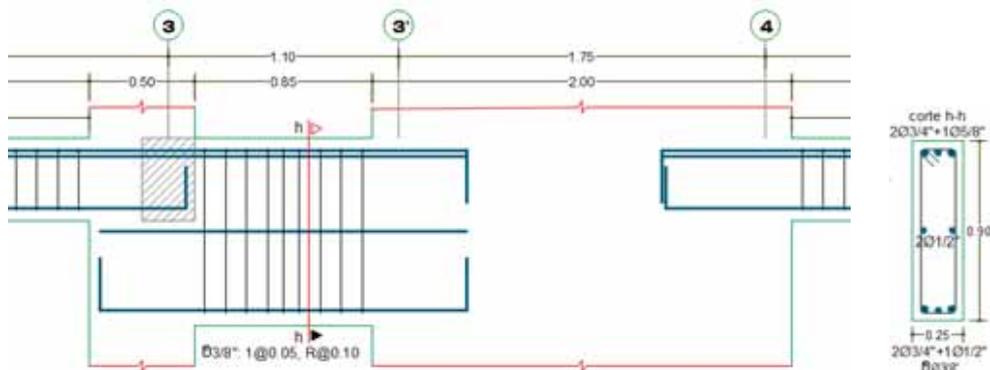


Fig. 2. 12: Detalle viga Eje A, tramo 3-4 con uniones rígidas

2) Eje B, tramo 3-4, nivel 3 (40X40):

➤ Diseño por flexión:

Tabla 2. 41: Resultado de diseño por flexión en viga B8

Label	Story	Section	Location	(-)	As	(+)	As
				Moment	Top	Moment	Bot
				tonf-m	cm ²	tonf-m	cm ²
B8	Story3	V40x40	End-I	-3.1665	3.25	3.43	3.53



B8	Story3	V40x40	Middle	-1.917	1.95	1.5777	1.6
B8	Story3	V40x40	End-J	-3.9531	4.08	1.9765	2.01

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Refuerzo longitudinal:

Arriba: 2 Ø 5/8" $A_s = 3.96 \text{ cm}^2$
 Abajo: 2 Ø 5/8" $A_s = 3.96 \text{ cm}^2$

➤ Diseño por cortante:

Cortante de diseño: $V_u = 6.57 \text{ tn}$
 Armado de estribos: Ø3/8": 1@0.05, 8@0.10, 2@0.15, R@0.20

➤ Diseño por torsión:

Torsión de diseño: $T_u = 3.216 \text{ tn-m}$
 Acero longitudinal: $A_l = 7.04 \text{ cm}^2$
 Armado de estribos: 3/8" 1@ 0.05, R@12

Detalle de sección y armado de acero:

La sección utilizada para este caso sería de 40cmx40cm, con acero de refuerzo longitudinal 2Ø3/4"+1Ø5/8" (debido al incremento por torsión), tanto superior como inferior, con armado de estribos Ø 3/8" 1@0.05, R@0.10.

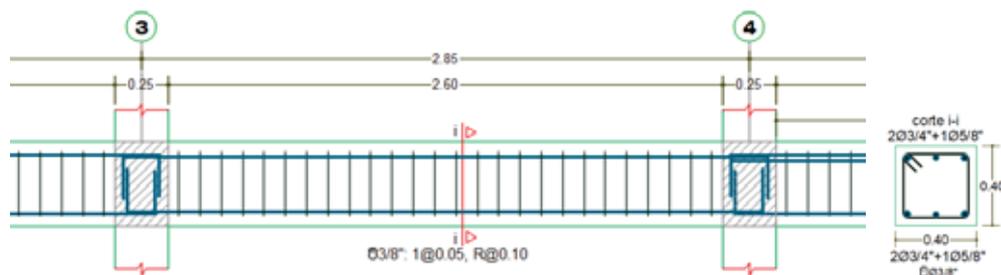


Fig. 2.13: Detalle viga Eje B, tramo 3-4 con uniones rígidas

3) Eje 4, tramo A-B Nivel 2 (25X90):

➤ Diseño por flexión:

Tabla 2. 42: Resultado de diseño por flexión en viga B58

Label	Story	Section	Location	(-)	As	(+)	As
				Moment	Top	Moment	Bot
				tonf-m	cm ²	tonf-m	cm ²
B58	Story2	V25x90	End-I	-39.3324	13.38	32.568	10.92
B58	Story2	V25x90	Middle	-24.6626	8.13	21.2974	7.03
B58	Story2	V25x90	End-J	-3.3339	1.41	2.735	1.15

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Refuerzo longitudinal:



Arriba: $3 \text{ } \varnothing 3/4'' + 3 \text{ } \varnothing 5/8''$ $A_s = 14.49 \text{ cm}^2$
 Abajo: $2 \text{ } \varnothing 3/4'' + 3 \text{ } \varnothing 5/8''$ $A_s = 11.64 \text{ cm}^2$

➤ Diseño por cortante:

Cortante de diseño: $V_u = 38.42 \text{ tn}$
 Armado de estribos: $\varnothing 3/8''$: $1@0.05, 10@0.10, R@0.17$.

➤ Diseño por torsión:

Torsión de diseño: $T_u = 0.818 \text{ tn-m}$
 Acero longitudinal: $A_l = 8.19 \text{ cm}^2$
 Armado de estribos: $\varnothing 3/8'' @ 0.13$.

Detalle de sección y armado de acero:

La sección utilizada para este caso sería de $25\text{cm} \times 90\text{cm}$, con acero de refuerzo longitudinal superior: $3 \text{ } \varnothing 3/4'' + 3 \text{ } \varnothing 5/8''$ e inferior: $2 \text{ } \varnothing 3/4'' + 3 \text{ } \varnothing 5/8''$, con armado de estribos $\varnothing 3/8''$: $1@0.05, R@0.10$.

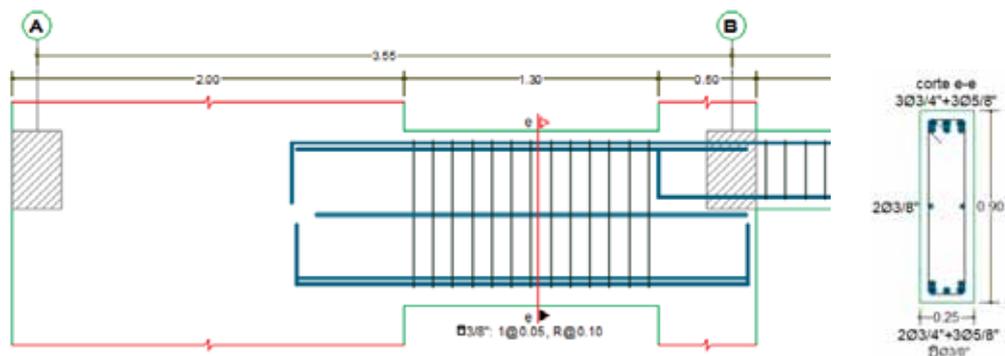


Fig. 2. 14: Detalle viga Eje 4, tramo A-B con uniones rígidas

4) Eje 3', viga conectada a placa, Nivel 4:

➤ Diseño por flexión:

Tabla 2. 43: Resultado de diseño por flexión en viga B17

Label	Story	Section	Location	(-)	As	(+)	As
				Moment	Top	Moment	Bot
				tonf-m	cm ²	tonf-m	cm ²
B17	Story4	V25x30	End-I	-6.8016	7.68	4.0679	4.3
B17	Story4	V25x30	Middle	-3.7002	3.88	2.4843	2.54
B17	Story4	V25x30	End-J	-2.9636	3.06	4.2063	4.46

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Refuerzo longitudinal:

Arriba: $2 \text{ } \varnothing 3/4'' + 2 \text{ } \varnothing 5/8''$ $A_s = 9.66 \text{ cm}^2$
 Abajo: $2 \text{ } \varnothing 5/8'' + 1 \text{ } \varnothing 1/2''$ $A_s = 5.23 \text{ cm}^2$



➤ Diseño por cortante:

Cortante de diseño: $V_u = 10.00$ tn

Armado de estribos: $\varnothing 3/8''$: 1@0.05, 6@0.10, R@0.15.

➤ Diseño por torsión:

Torsión de diseño: $T_u = 0.536$ tn-m

Acero longitudinal: $A_l = 1.79$ cm²

Armado de estribos: $\varnothing 3/8'' @ 0.14$

Detalle de sección y armado de acero:

La sección utilizada para este caso sería de 25cmx30cm, con acero de refuerzo longitudinal superior $2 \varnothing 3/4'' + 2 \varnothing 5/8''$ e inferior $2 \varnothing 5/8'' + 1 \varnothing 1/2''$ con armado de estribos $\varnothing 3/8''$: 1@0.05, 6@0.10, R@0.15.

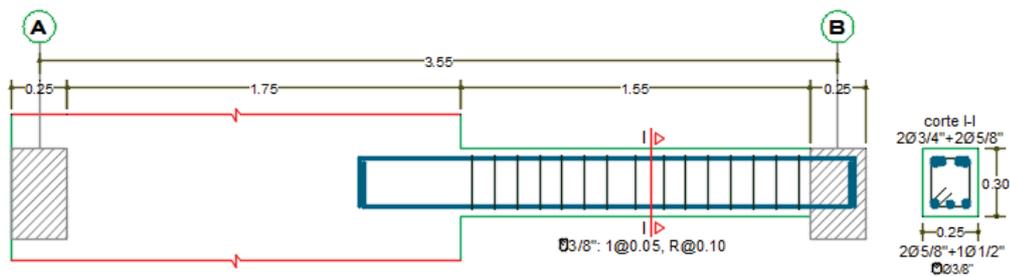


Fig. 2. 15: Detalle viga Eje 3' unida a placa con uniones rígidas

OBSERVACIONES

- ✓ En la mayoría de los casos, cuanto más se incrementa la sección, más se incrementa al valor de las solicitaciones presentes en el elemento, por lo que reiteradamente seguiría incrementándose la sección hasta que esta cumpla con las condiciones de diseño.
- ✓ Al incrementarse la sección, requerirá además mayor acero longitudinal debido a flexión, resultado de que las secciones están afectadas por un momento cada vez mayor en cada iteración.
- ✓ Se tienen secciones grandes y refuerzos altos.

2.2.5 DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

DISEÑO DE COLUMNAS

A continuación, se muestra un resumen de los resultados, las áreas de acero longitudinal calculadas para cada eje por el programa etabs y verificado en hojas de cálculo (Anexo I-3: *Diseño de Columnas, Estructura con vigas de unión rígida*), al igual que el acero por corte que fue calculado de acuerdo a los requerimientos de la norma E.060.



Tabla 2. 44: Resultado de diseño de refuerzo en columnas

Ubicación	As long	Acero longitudinal	Estribos
A-1	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	Ø3/8": 1@5, 5@10, 2@15, R@20
A-2	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	Ø3/8": 1@5, 5@10, 2@15, R@20
A-3	20.21	8Ø3/4"	Ø3/8": 1@5, 5@10, 2@15, R@20
A-5	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	Ø3/8": 1@5, 5@10, 2@15, R@20
A-6	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	Ø3/8": 1@5, 5@10, 2@15, R@20
B-1	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	Ø3/8": 1@5, 5@10, 2@15, R@20
B-2	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	Ø3/8": 1@5, 5@10, 2@15, R@20
B-3	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	Ø3/8": 1@5, 5@10, 2@15, R@20
B-4	20.87	8Ø3/4"	Ø3/8": 1@5, 5@10, 2@15, R@20
B-5	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	Ø3/8": 1@5, 5@10, 2@15, R@20
B-6	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	Ø3/8": 1@5, 5@10, 2@15, R@20
C-1	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	Ø3/8": 1@5, 5@10, 2@15, R@20
C-2	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	Ø3/8": 1@5, 5@10, 2@15, R@20
C-3	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	Ø3/8": 1@5, 5@10, 2@15, R@20
C-4	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	Ø3/8": 1@5, 5@10, 2@15, R@20
C-5	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	Ø3/8": 1@5, 5@10, 2@15, R@20
C-6	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	Ø3/8": 1@5, 5@10, 2@15, R@20
D-1	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	Ø3/8": 1@5, 5@10, 2@15, R@20
D-2	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	Ø3/8": 1@5, 5@10, 2@15, R@20
D-5	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	Ø3/8": 1@5, 5@10, 2@15, R@20
D-6	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	Ø3/8": 1@5, 5@10, 2@15, R@20

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Mayores valores en las columnas con presencia de vigas cortas, en este caso las columnas de la intersección de ejes A-3 y B-4.

En base a los resultados se tienen los detalles de las secciones de las columnas y el armado de acero:

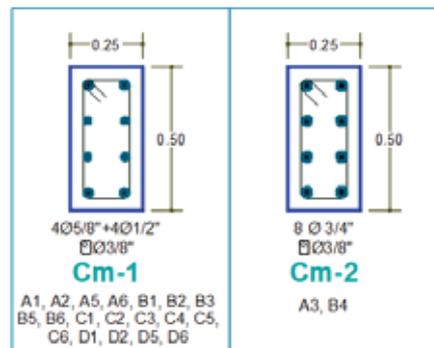


Fig. 2. 16: Detalle de sección y armado de columnas

DISEÑO DE PLACAS Y/O MUROS ESTRUCTURALES

A continuación, se muestra un resumen de los resultados de diseño calculadas por el programa etabs según los parámetros de la norma E.060.

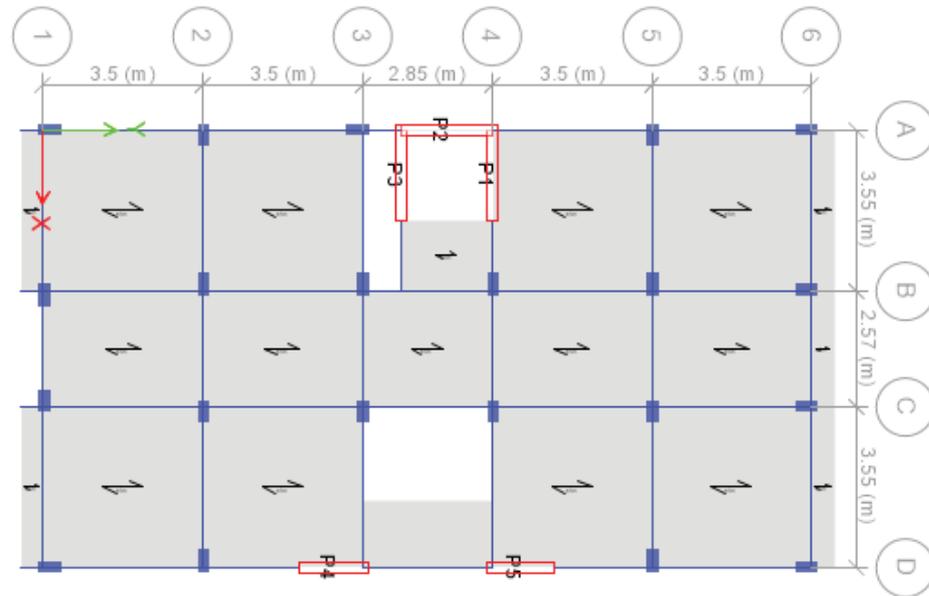


Fig. 2. 17: ubicación de placas (Piers, Etabs 2016)

Tabla 2. 45: Resultado de diseño de refuerzo longitudinal en placas

		Acero Longitudinal (cm ²)				
		P1	P2	P3	P4	P5
Story 7	Top	12.50	12.50	12.50	16.12	16.09
	Bottom	12.50	12.50	12.50	11.62	12.71
Story 6	Top	16.19	16.07	12.77	9.63	9.66
	Bottom	12.50	12.50	12.50	12.07	11.46
Story 5	Top	18.99	17.06	13.41	10.70	9.38
	Bottom	12.50	15.97	12.50	14.85	12.54
Story 4	Top	23.37	19.53	14.16	10.77	9.38
	Bottom	20.07	22.89	14.00	17.29	14.65
Story 3	Top	30.70	25.72	20.94	10.23	9.38
	Bottom	35.02	38.59	25.97	18.91	16.38
Story 2	Top	40.57	40.83	32.74	9.38	9.38
	Bottom	58.11	60.81	52.48	21.25	18.35
Story 1	Top	53.54	63.90	52.56	9.38	9.38
	Bottom	92.10	101.90	93.03	42.86	39.75

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Tabla 2. 46: Resultado de diseño de refuerzo transversal en placas

		Acero Transversal (cm ² /m)				
		P1	P2	P3	P4	P5
Story 7	Top	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
	Bottom	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
Story 6	Top	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
	Bottom	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
Story 5	Top	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
	Bottom	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
Story 4	Top	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
	Bottom	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
Story 3	Top	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25



	Bottom	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
Story 2	Top	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
	Bottom	6.25	7.17	6.25	6.25	6.25
Story 1	Top	6.25	9.93	6.25	6.25	6.25
	Bottom	8.69	12.47	8.05	6.25	6.25

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Se tienen las secciones y armado de acero de los muros:

Placa Ascenso (PL-1)

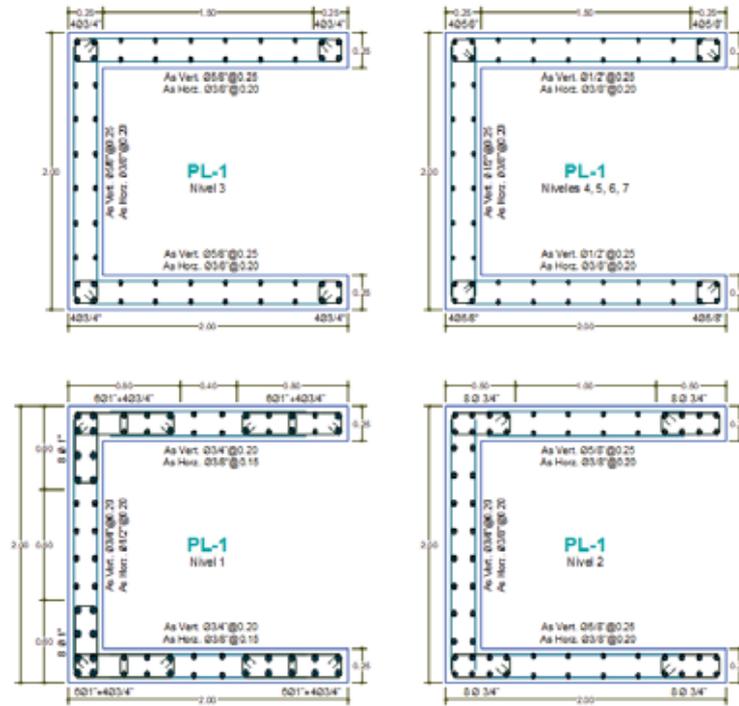


Fig. 2. 18: Detalle de sección y armado de placas PL-1

Placa PL-2

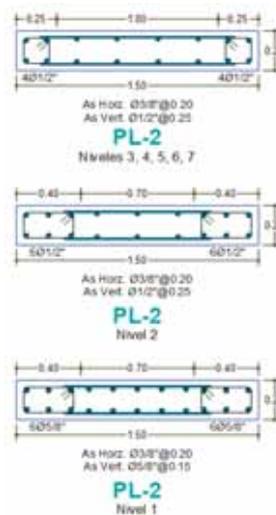


Fig. 2. 19: Detalle de sección y armado de placas PL-2



2.3 IDENTIFICACIÓN Y SELECCIÓN PARA VIGAS ARTICULADAS

Se realiza en base a los criterios mencionados en la metodología del Capítulo I, ítem 1.5.2.1 (párrafos E y F) la identificación de elementos críticos y puntos de falla, para luego hacer una selección de los elementos y zonas que se articularan. Esto con la finalidad de que la nueva estructuración planteada sea eficiente y se justifique adecuadamente el uso de tales articulaciones.

2.3.1 IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE ELEMENTOS CRÍTICOS Y PUNTOS DE FALLA

A continuación se describen las situaciones de cada elemento identificado como crítico y el punto de falla en cada caso. La identificación se hizo de acuerdo a los resultados obtenidos del análisis del último dimensionamiento, es decir cuando se tienen las dimensiones finales de diseño.

Para el caso de las vigas se tienen las vigas cortas y otros casos observados:

A) VIGAS CORTAS:

Se tiene la presencia de vigas cortas, unidas a muros estructurales (placas), a continuación se describe cada uno de los casos particulares:

1) Vigas del Eje A, tramo 3-4

Del análisis:

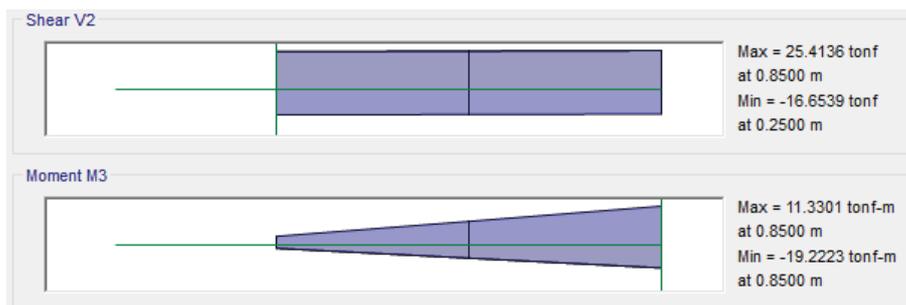


Fig. 2. 20: Diagramas de Cortante y Momento Eje A, tramo 3-4, nivel 2 (captura Etabs 2016)

Valores máximos para cortante:

Tabla 2. 47: Cortantes máximas en vigas B57

Story	Beam	Load Case/Combo	Station	V2
			m	tonf
Story7	B57	ENVOLVENTE Max	0.85	6.8647
Story6	B57	ENVOLVENTE Max	0.85	10.9942
Story5	B57	ENVOLVENTE Max	0.85	15.6519



Story4	B57	ENVOLVENTE Max	0.85	19.6903
Story3	B57	ENVOLVENTE Max	0.85	23.1598
Story2	B57	ENVOLVENTE Max	0.55	25.4136
Story1	B57	ENVOLVENTE Max	0.25	25.1721

Beam Forces (Etabs 2016)

Valores máximos para momento flector:

Tabla 2. 48: Momentos máximos en vigas B57

Story	Beam	Load Case/Combo	Station		M3
			m	tonf-m	
Story7	B57	ENVOLVENTE Min	0.85	-9.3759	
Story6	B57	ENVOLVENTE Min	0.85	-11.88	
Story5	B57	ENVOLVENTE Min	0.85	-14.8079	
Story4	B57	ENVOLVENTE Min	0.85	-17.0719	
Story3	B57	ENVOLVENTE Min	0.85	-18.7269	
Story2	B57	ENVOLVENTE Min	0.85	-19.2223	
Story1	B57	ENVOLVENTE Min	0.85	-18.2685	

Beam Forces (Etabs 2016)

El caso más crítico se tiene en la viga B57, perteneciente al segundo nivel, el momento máximo se encuentra en el extremo unido a la placa (-19.22 tn-m) siendo este el punto crítico.

Del diseño:

Sección del elemento:

Pre-dimensionado:	25x40	el elemento falla
Redimensionado:	25x90	no hay falla

Refuerzo longitudinal:

Arriba:	2 Ø 3/4" + 1 Ø 5/8"	As = 7.68 cm ²
Abajo:	2 Ø 3/4" + 1 Ø 1/2"	As = 6.97 cm ²

Armado de estribos: Ø3/8" 1@0.05, R@0.10

Tabla 2. 49: Análisis viga eje A, tramo 3-4

Criterio	Descripción
Punto de falla	El elemento falla para una sección de 25x40, mediante el redimensionamiento, este logra soportar las solicitaciones cuando se alcanza una sección de 25x90.
Eficiencia	El elemento presenta cantidades moderadas de momento flector y fuerza cortante, conforme se incrementaba la sección hasta alcanzar una sección de 25x90. Por la cantidad de esfuerzos que absorbe, este elemento se convierte en un punto potencial de falla.
Optimización	El diseño el elemento no es óptimo, requiere una sección grande de 25x90.

Elaboración propia



2) Vigas del Eje 4, tramo A-B

Del análisis:

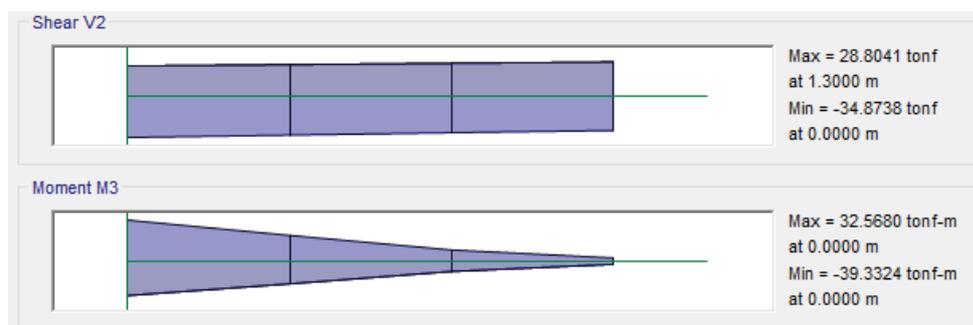


Fig. 2. 21: Diagramas de Cortante y Momento Eje 4, tramo A-B, nivel 2 (captura Etabs 2016)

Valores máximos para cortante:

Tabla 2. 50: Cortantes máximas en vigas B58

Story	Beam	Load Case/Combo	Station m	V2 tonf
Story7	B58	ENVOLVENTE Min	0.4333	-9.8046
Story6	B58	ENVOLVENTE Min	0.4333	-16.414
Story5	B58	ENVOLVENTE Min	0.4333	-21.7322
Story4	B58	ENVOLVENTE Min	0.4333	-27.3587
Story3	B58	ENVOLVENTE Min	0.4333	-31.5641
Story2	B58	ENVOLVENTE Min	0.4333	-32.8807
Story1	B58	ENVOLVENTE Min	0.4333	-26.9888

Beam Forces (Etabs 2016)

Valores máximos para momento flector:

Tabla 2. 51: Momentos máximos en vigas B58

Story	Beam	Load Case/Combo	Station m	M3 tonf-m
Story7	B58	ENVOLVENTE Min	0	-15.1712
Story6	B58	ENVOLVENTE Min	0	-21.3952
Story5	B58	ENVOLVENTE Min	0	-27.8958
Story4	B58	ENVOLVENTE Min	0	-34.204
Story3	B58	ENVOLVENTE Min	0	-38.575
Story2	B58	ENVOLVENTE Min	0	-39.3324
Story1	B58	ENVOLVENTE Min	0	-32.0907

El caso más crítico se tiene en la viga B58, perteneciente al segundo nivel, el momento máximo se encuentra en el extremo unido a la placa (-32.091 tn-m) siendo este el punto crítico.

Del diseño:

Sección del elemento:

Pre-dimensionado:	25x40	el elemento falla
Redimensionado:	25x90	no hay falla



Refuerzo longitudinal:

Arriba: $3 \text{ } \varnothing 3/4'' + 3 \text{ } \varnothing 5/8''$ $A_s = 14.49 \text{ cm}^2$

Abajo: $2 \text{ } \varnothing 3/4'' + 3 \text{ } \varnothing 5/8''$ $A_s = 11.64 \text{ cm}^2$

Armado de estribos: $\varnothing 3/8''$ $1@0.05$, $R@0.10$

Tabla 2. 52: Análisis viga eje 4, tramo A-B

Criterio	Descripción
Punto de falla	El elemento falla para una sección de 25x40, mediante el redimensionamiento, este logra soportar las solicitaciones cuando se alcanza una sección de 25x90.
Eficiencia	El elemento presenta grandes cantidades de momento flector y fuerza cortante, conforme se incrementa la sección hasta alcanzar una sección de 25x90. Por la cantidad de esfuerzos que absorbe, este elemento se convierte en un punto potencial de falla.
Optimización	El diseño del elemento no es óptimo, requiere una sección grande de 25x90, el refuerzo longitudinal y transversal si es excesivo, aunque estos se encuentren dentro de los máximos permitidos por la norma.

Elaboración propia

3) Vigas del Eje 3', viga conectada a placa

Del análisis:

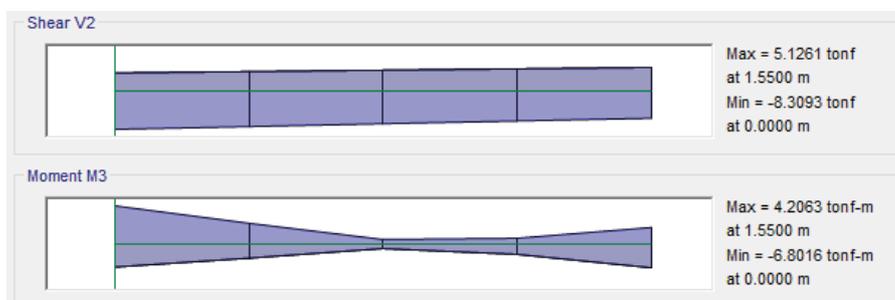


Fig. 2. 22: Diagramas de Cortante y Momento Eje 3', nivel 4 (captura Etabs 2016)

Valores máximos par cortante:

Tabla 2. 53: Cortantes máximas en vigas B17

Story	Beam	Load Case/Combo	Station	V2
			m	tonf
Story7	B17	ENVOLVENTE Min	0	-6.3109
Story6	B17	ENVOLVENTE Min	0	-7.4241
Story5	B17	ENVOLVENTE Min	0	-7.9258
Story4	B17	ENVOLVENTE Min	0	-8.3093
Story3	B17	ENVOLVENTE Min	0	-8.2401
Story2	B17	ENVOLVENTE Min	0	-7.4576
Story1	B17	ENVOLVENTE Min	0	-5.5234

Beam Forces (Etabs 2016)

Valores máximos par momento flector:



Tabla 2. 54: Momentos máximos en vigas B17

Story	Beam	Load Case/Combo	Station	M3
			m	tonf-m
Story7	B17	ENVOLVENTE Min	0	-5.2505
Story6	B17	ENVOLVENTE Min	0	-5.9411
Story5	B17	ENVOLVENTE Min	0	-6.436
Story4	B17	ENVOLVENTE Min	0	-6.8016
Story3	B17	ENVOLVENTE Min	0	-6.7523
Story2	B17	ENVOLVENTE Min	0	-6.0434
Story1	B17	ENVOLVENTE Min	0	-4.2719

Beam Forces (Etabs 2016)

Los valores mayores se tienen en la viga B17, perteneciente al cuarto nivel, el momento máximo se encuentra en el extremo unido a la placa (-6.80 tn-m).

Del diseño:

Sección del elemento:

Pre-dimensionado: 25x20 no hay falla

Redimensionado: 25x30 no hay falla

Refuerzo longitudinal:

Arriba: 2 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8" As = 9.66 cm²

Abajo: 2 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2" As = 5.23 cm²

Armado de estribos: Ø3/8" 1@0.05, R@0.10

Tabla 2. 55: Análisis viga eje 3', unida a placa

Criterio	Descripción
Punto de falla	El elemento no es punto de falla, cumple para una sección de 25x30.
Eficiencia	El elemento es una viga apoyada en una placa en un extremo y en una viga en la otra, está sometido a momentos flectores altos, que los transmite a la viga en la que se apoya (B8-tramo 3-4 del eje B), en forma de momento torsor.
Optimización	El diseño del elemento tiene una sección óptima pero no el refuerzo de acero, que es excesivo para esta sección.

Elaboración propia

OTROS CASOS EN VIGAS:

Estas vigas que se identificaron como elementos críticos, aunque por flexión cuentan con un diseño eficiente, no a si debido a otras solicitaciones, las que se evalúan a continuación.

1) Vigas del Eje B, tramo 3-4

Del análisis:

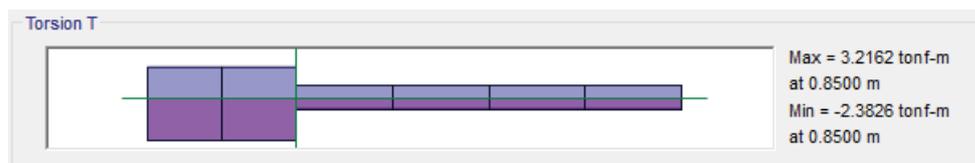


Fig. 2. 23: Diagramas de Momento Torsor Eje B, tramo 3-4, nivel 3 (captura Etabs 2016)

Valores máximos par cortante:

Tabla 2. 56: Cortantes máximas en vigas B8

Story	Beam	Load Case/Combo	Station	V2
			m	tonf
Story7	B8	ENVOLVENTE Max	0.85	4.6147
Story6	B8	ENVOLVENTE Max	0.85	5.7399
Story5	B8	ENVOLVENTE Max	0.85	6.3049
Story4	B8	ENVOLVENTE Max	0.85	6.7039
Story3	B8	ENVOLVENTE Max	0.85	6.5659
Story2	B8	ENVOLVENTE Max	0.85	5.6018
Story1	B8	ENVOLVENTE Max	0.85	3.5606

Beam Forces (Etabs 2016)

Valores máximos par momento flector:

Tabla 2. 57: Momentos máximos en vigas B8

Story	Beam	Load Case/Combo	Station	M3
			m	tonf-m
Story7	B8	ENVOLVENTE Min	2.725	-3.8714
Story6	B8	ENVOLVENTE Min	2.725	-4.1668
Story5	B8	ENVOLVENTE Min	2.725	-4.2106
Story4	B8	ENVOLVENTE Min	2.725	-4.1855
Story3	B8	ENVOLVENTE Min	2.725	-3.9531
Story2	B8	ENVOLVENTE Min	2.725	-3.4
Story1	B8	ENVOLVENTE Min	2.725	-2.3111

Beam Forces (Etabs 2016)

Valores máximos par momento torsor:

Tabla 2. 58: Torsión máxima en vigas B8

Story	Beam	Load Case/Combo	Station	T
			m	tonf-m
Story7	B8	ENVOLVENTE Max	0.125	2.0459
Story6	B8	ENVOLVENTE Max	0.125	2.7117
Story5	B8	ENVOLVENTE Max	0.125	2.9466
Story4	B8	ENVOLVENTE Max	0.125	3.1867
Story3	B8	ENVOLVENTE Max	0.125	3.2162
Story2	B8	ENVOLVENTE Max	0.125	2.9141
Story1	B8	ENVOLVENTE Max	0.125	2.0504

Beam Forces (Etabs 2016)

En el caso de estas vigas no se tienen momentos flectores altos (-4.211 tn-m el mayor valor), pero sí de cortante y torsión, siendo de 6.704 tn en cortante para el 4to nivel y de 3.216 tn-m torsión para el 3er nivel, siendo estos los puntos críticos.



Del diseño:

Sección del elemento:

Pre-dimensionado:	25x40	el elemento falla
Redimensionado:	40x40	no hay falla

Refuerzo longitudinal:

Arriba: $2 \text{ } \varnothing 3/4'' + 1 \text{ } \varnothing 5/8''$ $A_s = 7.68 \text{ cm}^2$

Abajo: $2 \text{ } \varnothing 3/4'' + 1 \text{ } \varnothing 5/8''$ $A_s = 7.68 \text{ cm}^2$

Armado de estribos: $\varnothing 3/8''$ $1@0.05$, $R@0.10$

Tabla 2. 59: Análisis viga eje B, tramo 3-4

Criterio	Descripción
Punto de falla	El elemento falla por cortante y torsión combinadas, para una sección de 25x40, mediante el redimensionamiento, este logra soportar tales sollicitaciones cuando se alcanza una sección de 40x40.
Eficiencia	El elemento recibe los momentos flectores de la viga que se apoya en esta (B17, del eje 3'), en forma de momentos de torsión, lo que le ocasiona un dimensionamiento mayor de su sección.
Optimización	El diseño el elemento no es óptimo, en el sentido que involucra un cambio de sección (ancho) en relación a todo el eje de la estructura.

Elaboración propia

2.3.2 SELECCIÓN DE UNIONES EN VIGAS CORTAS A SER ARTICULADAS.

De acuerdo a la identificación realizada anteriormente, se considera articular las vigas, manteniendo su sección inicial de pre-dimensionamiento.

Las vigas seleccionadas y los criterios considerados se describen a continuación.

1) Vigas del Eje A, tramo 3-4

Viga a ser articulada en ambos extremos.

Justificación:

- ✓ **Viga corta**, se trata de una viga corta unida por un extremo unido a una placa y se encuentra sobre esforzada, presentando grandes sollicitaciones de fuerza cortante y momento flector, lo que lo convierte en un potencial punto de falla.
- ✓ **Elemento de falla**, la viga falla para la sección de pre-dimensionamiento de 25x40, debido a cortante originada por flexión.



- ✓ **Diseño deficiente y poco óptimo**, para las solicitaciones de diseño se requiere de una sección muy grande de 25x90, lo que lo convierte en un diseño poco óptimo.

2) Vigas del Eje 4, tramo A-B

Viga a ser articulada en ambos extremos.

Justificación:

- ✓ **Viga corta**, se trata de una viga corta unida por un extremo unido a una placa y se encuentra sobre esforzada, presentando grandes solicitaciones de fuerza cortante y momento flector, lo que lo convierte en un potencial punto de falla.
- ✓ **Elemento de falla**, la viga falla para la sección de pre-dimensionamiento de 25x40, debido a cortante originada por flexión.
- ✓ **Diseño deficiente y poco óptimo**, para las solicitaciones de diseño se requiere de una sección de 25x90 pero con refuerzos altos de acero longitudinal y transversal lo que lo convierte en un diseño poco óptimo.

3) Vigas del Eje 3', viga conectada a placa

Viga a ser articulada en un extremo, el que está adyacente a la placa.

Justificación:

- ✓ **Viga corta**, se trata de una viga corta unida por un extremo unido a una placa y por el otro apoyado en un punto intermedio de otra viga.
- ✓ **Otras consideraciones**, esta viga transmite momentos flectores a la viga en la que se apoya, en forma de momentos torsores, la colocación de articulaciones, evitaría que se diera esta condición.

2.3.3 PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON ARTICULACIONES

Para definir la condición de uniones articuladas en el modelamiento, se realizaría la liberación de los nudos en relación al momento M3-3, el cual es el que representa en este caso a la flexión principal, para lo cual se deberá calcular las rigideces rotacionales y resistencias de las articulaciones. Todo esto será posteriormente explicado en el capítulo siguiente.

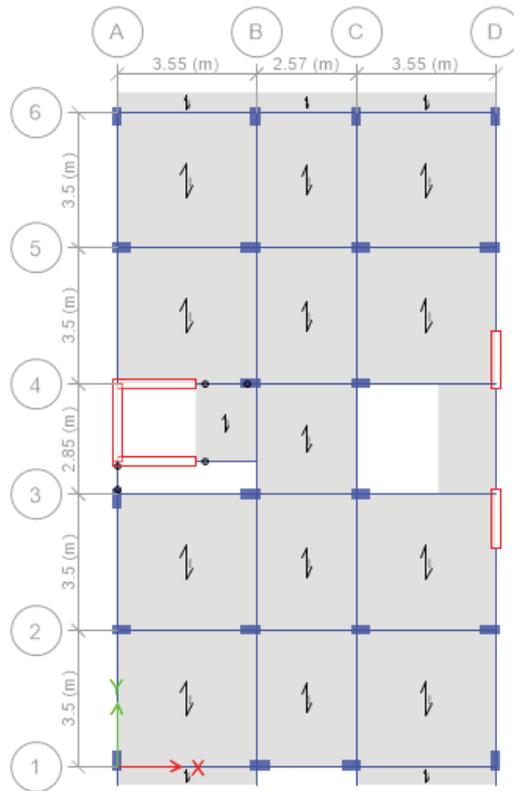


Fig. 2. 24: Vigas cortas articuladas (captura Etabs 2016)



CAPÍTULO III: DESARROLLO Y DISEÑO DE LA ARTICULACIÓN Y DEL EDIFICIO CON VIGAS CORTAS ARTICULADAS

3.1 BASE TEÓRICA

3.1.1 GENERALIDADES

Las características específicas de esta propuesta, son relativamente nuevos en nuestro ámbito geográfico, por la que no se dispone de información detallada con respecto a la metodología de análisis y diseño de estas articulaciones, las presentes en vigas de concreto armado, por lo cual este planteamiento está basado en la información disponible para estructuras metálicas.

En lo que respecta al análisis y diseño de las articulaciones, más específicamente de las conexiones y de sus componentes, será basado en la teoría disponible de uniones, conexiones y anclajes de estructuras metálicas, es así que se utilizó para este fin, la bibliografía concerniente a este tema.

Para el diseño de las uniones, lo que se pretende es que estas sean articulaciones, es decir, no restrinjan la rotación de los extremos de los elementos, sin embargo, con el fin de revisar de manera más precisa el comportamiento de la estructura y además describir a detalle el funcionamiento de la unión, es que se considera la revisión de éstas como elementos semirrígidos.

Es así que se tienen las siguientes consideraciones en cuanto a clasificación de las uniones.

3.1.2 CLASIFICACIÓN DE LAS UNIONES

Para el caso de estructuras metálicas, el AISC (American Institute of Steel Construcción) considera de acuerdo a las especificaciones LRFD o ASD, 3 clases de uniones entre viga y columna. Según la rigidez rotacional de las uniones, es decir la capacidad para permitir o resistir la rotación y de transmitir momentos flectores entre los elementos que concurren a la unión. (Díaz Gómez, 2010)

- **Unión articulada**, permite la rotación total del nudo y no transmite momentos flectores entre los elementos.



- **Unión rígida**, no permite la rotación del nudo y transmite momentos flectores entre los elementos.
- **Unión semirrígida**, permite la rotación parcial del nudo y transmite una cantidad reducida de momentos flectores entre los elementos.

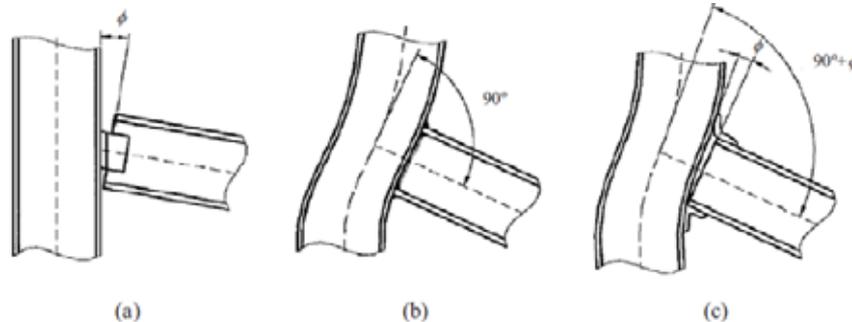


Fig. 3. 1: Clasificación de uniones: (a) articulada, (b) rígida, (c) semirrígida

Para el caso de concreto armado, particularmente la unión de la viga a columnas y/o placas que se pretende plantear, basado en los mismos criterios, se tiene la misma clasificación, con la siguiente descripción:

- **Unión articulada**, permite la rotación total de la viga con respecto a la columna y/o placa a la que se conecta, no permite la transferencia de momentos flectores entre la viga y la columna y/o placa.
- **Unión rígida**, no permite la rotación total de la viga con respecto a la columna y/o placa a la que se conecta, permite la transferencia de momentos flectores entre la viga y la columna y/o placa.
- **Unión semirrígida**, permite una rotación parcial de la viga con respecto a la columna y/o placa a la que se conecta, permitiendo la transferencia de momentos flectores entre la viga y la columna y/o placa, de manera parcial.

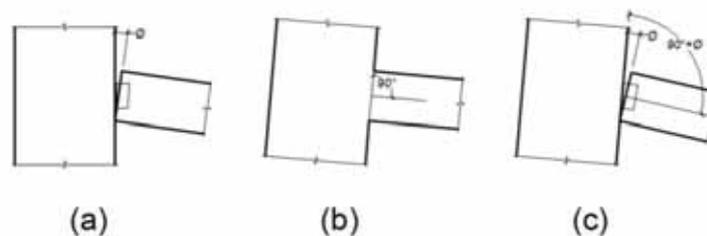


Fig. 3. 2: Clasificación de uniones: (a) articulada, (b) rígida, (c) semirrígida

No se entrará a detalle en lo que respecta a la unión rígida ya que esta se lograría simplemente mediante un vaciado monolítico del concreto de la unión y los elementos, además del hecho de que el estudio se centra en la realización de uniones articuladas en vigas de concreto armado y sus efectos globales en la estructura.



Los límites para la clasificación según la rigidez, establecidos por el EC3-1-8:2005 (Eurocodigo), no aplican para nuestro caso de concreto armado, ya que la norma en mención contempla características de los elementos que concurren al nudo, siendo estos metálicos, de características y propiedades que difieren con las de concreto, por lo que para la propuesta se calculará la rigidez rotación del nudo sin especificar una clasificación precisa, se considerará inicialmente como unión articulada, pero se evaluarán los efectos en la estructura bajo la condición de semirrígido, para tener una apreciación más precisa de estos efectos.

3.1.3 TIPOS DE UNIONES

En lo que respecta a estructuras metálicas existe una vasta cantidad de tipo de uniones entre viga y columna (soldadas y empernadas), mencionarlas todas sería muy extenso, por lo que se mencionarán los que pueden ser aplicables a nuestro caso particular de uniones en concreto armado, en los que se busca la condición articulada o la semirrígida.

Para el caso de uniones articuladas en concreto armado, se considerarán elementos de conexión de acero y pernos de anclaje, con el fin de conectar el acero y el concreto, de ser necesario y según cada caso de unión en particular, se considera utilizar conexiones soldadas o empernadas entre los elementos metálicos.

A continuación se describen 3 de los diferentes tipos de unión que pueden ser aplicables a las uniones articuladas en concreto armado.

1) UNIÓN EMPERNADA Y PLACAS LATERALES

Unión en base a placas de acero conectadas por medio de pernos de anclaje a los elementos de concreto armado a los laterales de la columna o placa y la viga a conectarse. La placa metálica se coloca a ambas caras laterales de la viga y de la columna y/o placa para restringir el desplazamiento lateral y permitir la rotación del nudo, en este caso, la rigidez rotacional dependería principalmente de la rigidez de la placa metálica a la flexión.

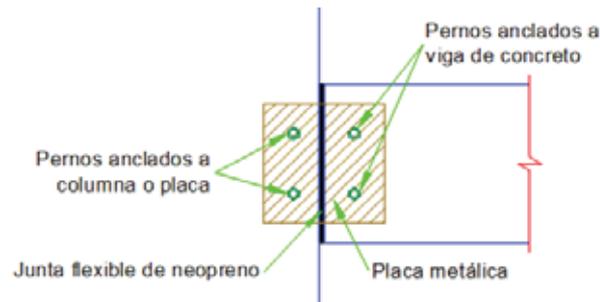


Fig. 3. 3: Unión empernada con placas laterales

2) UNIÓN CON ANGULARES, ASIENTO NO ATIESADO

Unión en base a angulares de acero conectadas por medio de pernos de anclaje a los elementos de concreto armado, se disponen dos angulares, uno en la cara inferior y otro en la cara superior de la viga a conectarse. El angular inferior sirve como elemento de asiento, sobre la que se apoya la viga de concreto (apoyo simple), y el angular superior como elemento de restricción lateral, evitando que la viga se desplace lateralmente y restringiendo la torsión. En este tipo de unión, la rigidez rotacional vendría dada principalmente por la rigidez rotacional de los angulares.

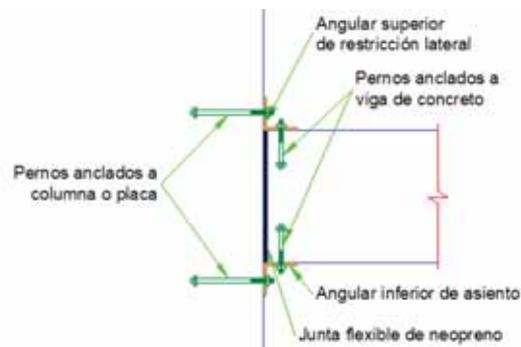


Fig. 3. 4: Unión con angulares de asiento no atiesado

3) UNIÓN CON ASIENTO ATIESADO

Unión en base a una placa inferior atiesada sobre la que se apoya la viga de concreto (apoyo simple), anclada mediante pernos y el un angular metálico superior como elemento de restricción lateral, evitando que la viga se desplace lateralmente y restringiendo la torsión. Este tipo de unión puede ser empleada si se presenta grandes solicitaciones de corte debido a gravedad sobre la viga, ya que la altura del elemento inferior puede extenderse y colocarse una mayor cantidad



de fila de pernos, de acuerdo a como se realice el anclaje con la viga de concreto, se puede obtener mayor rigidez frente a la rotación del nudo.

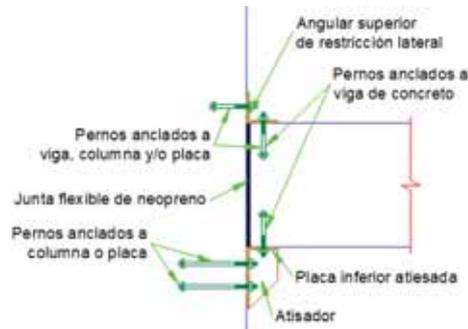


Fig. 3. 5: Unión con angulares de asiento atiesado

3.1.4 CURVAS MOMENTO ROTACIÓN

La curva momento – rotación de una unión, es la gráfica que describe el comportamiento rotacional de una unión en el análisis global de una estructura.

Esta curva relaciona la deformación rotacional de la unión con el momento que la genera, por lo que por medio de esta, puede determinarse la rigidez rotacional de la unión, así mismo, esta puede ser utilizada en el análisis global de la estructura, para determinar la rotación del nudo, dado un momento actuante en él o viceversa. (Díaz Gómez, 2010).

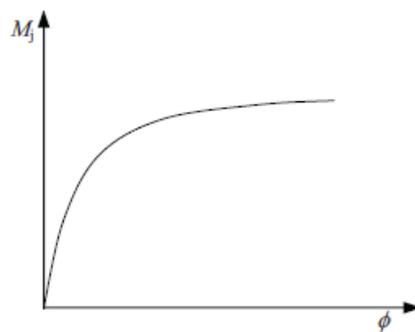


Fig. 3. 6: Curva Momento - Rotación

La importancia de esta curva radica en conocer el comportamiento de la unión, dentro del rango elástico y plástico, con el fin de tener un conocimiento más certero del comportamiento de este frente a las sollicitaciones de diseño.

Sirve también para determinar la clasificación de la unión como articulada, rígida o semirrígida. Las condiciones para cada clase de unión se pueden ver en el Eurocódigo (EC3-1-8:2005).



Para la elaboración de estas curvas, existen diferentes modelos: (Díaz Gómez, 2010).

- Modelos experimentales.
- Modelos empíricos, como los de Frye y Morris, Krishnamurthy, Kukreti, Attiogbe y Morris, Faella, Piluso y Rizzano.
- Modelos analíticos, como los de Chen, Yee y Melchers.
- Modelos mecánicos.
- Modelos numéricos.

El Eurocódigo (EC3-1-8:2005), reconoce un modelo mecánico analítico llamado el método de los componentes, que considera los elementos de la unión como un conjunto de muelles que representan los mecanismos de deformación de la unión.

3.1.5 MÉTODO DE LAS COMPONENTES

Es un método mecánico-analítico considerado por la norma europea, el Eurocódigo (EC3-1-8:2005). El método consiste en dividir los componentes de la unión, considerando de cada uno de ellos, su propia resistencia y rigidez a tracción, compresión, cortante y flexión, siendo la respuesta de cada uno de ellos influyente en el comportamiento global de la unión. (Díaz Gómez, 2010).

Los pasos que involucran la utilización de este método se describen a continuación:

- Elegir del tipo de unión
- Definir la geometría de la unión
- Identificar las componentes de la unión
- Determinar las fuerzas en la unión
- Evaluar la resistencia y rigidez particular de cada componente, siendo el componente con menor resistencia el que determina la resistencia de la unión
- Determinar la capacidad de deformación de cada componente, con lo que determina la ductilidad de la unión
- Comprobar los esfuerzos que soporta la unión

Para nuestro caso en particular, de uniones en vigas de concreto en el que se utilizarán componentes metálicos, se realizarán dentro del rango elástico de cada material empleado con la finalidad de facilitar los cálculos, considerándose además las incursiones en el rango inelástico como condición de falla, todo ello



para garantizar el tipo de falla dúctil de los elementos y por ende de la estructura global.

3.2 METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ARTICULACIÓN

3.2.1 ELECCIÓN DEL TIPO DE UNIÓN

La elección del tipo de articulación empleada se basa en los siguientes criterios:

- Control de la rigidez de la articulación con respecto a la rotación, es decir que la articulación contenga elementos que permitan el control de la rigidez, mediante el dimensionamiento y disposición de los mismos.
- Optimización, con el fin de reducir costos, se considera la cantidad de elementos que componen la articulación y la unión.
- Facilidad de fabricación, con el fin de optimizar costos y tiempos de ejecución.

3.2.2 CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE LAS COMPONENTES

El método empleado para el diseño de las componentes metálicas y la obtención de sus resistencias, será el método LRFD, con consideraciones de la norma E090.

Para el análisis y diseño de las uniones se ha de tener en cuenta las consideraciones particulares para cada elemento, ya sea planchas o elementos metálicos, pernos, concreto, es así que la metodología utilizada para el diseño es la que se muestra a continuación:

DISEÑO DE PLACAS, CARTELAS, CHAPAS Y OTROS ELEMENTOS METÁLICOS

Factores de reducción de resistencia (E.090, 2010):

- Fluencia por tracción en el área bruta: $\phi=0.90$
- Rotura por tracción en el área neta: $\phi=0.75$
- Compresión: $\phi=0.85$
- Rotura por cortante: $\phi=0.75$
- Aplastamiento: $\phi=0.75$
- Flexión: $\phi=0.9$

Resistencia a la fluencia por tracción en el área bruta (Zapata Baglietto, 2013):

$$\phi P_{nf} = \phi * f_y * A_g \quad \text{Ec. 3. 1}$$



Resistencia a la rotura por tracción en el área neta (Zapata Baglietto, 2013):

$$\emptyset P_{nr} = \emptyset * f_u * A_n \quad \text{Ec. 3. 2}$$

Resistencia a la fluencia por cortante (Zapata Baglietto, 2013):

$$\emptyset V_n = 0.6 * \emptyset * f_y * A_v \quad \text{Ec. 3. 3}$$

Resistencia a la flexión (Nuñez C.):

$$\emptyset M_{ni} = \emptyset f_y \frac{t^2 * l}{4} \quad \text{Ec. 3. 4}$$

Dónde:

- f_y : resistencia a la fluencia del acero
- f_u : resistencia a la rotura del acero
- A_g : Área bruta de la sección transversal
- A_n : Área neta de la sección transversal
- A_v : Área efectiva de corte.
- t : espesor de la placa
- l : longitud de la placa

DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE

Factores de reducción de resistencia (E.090, 2010):

- Pernos en tracción: $\emptyset=0.75$
- Pernos en corte: $\emptyset=0.65$
- Aplastamiento (agujeros): $\emptyset=0.75$

Resistencia para pernos en tracción (Zapata Baglietto, 2013):

$$\emptyset R_n = \emptyset f_{bu} A_n = \emptyset f_{bu} (0.75 A_b) \quad \text{Ec. 3. 5}$$

Dónde:

- f_{bu} : resistencia a la rotura del perno
- A_n : área neta del perno en la zona roscada ($A_n=0.75A_b$)
- A_b : área bruta de la sección del perno

Resistencia a cortante en pernos:

Cuando la cortante no atraviesa la zona roscada (Zapata Baglietto, 2013):

$$\emptyset R_n = n * m * A_b (\emptyset * 0.6 f_{bu}) \quad \text{Ec. 3. 6}$$

Cuando la cortante atraviesa la zona roscada (Zapata Baglietto, 2013):

$$\emptyset R_n = n * m * A_b (\emptyset * 0.45 f_{bu}) \quad \text{Ec. 3. 7}$$

Dónde:

- f_{bu} : resistencia a la rotura del perno
- n : número de pernos en la conexión
- m : número de áreas de corte por cada perno



A_b : área bruta de la sección del perno

Resistencia al aplastamiento (agujeros)

Para agujeros estándar, ranurados cortos, distanciados $1.5d$ al borde y $3d$ entre ellos con dos o más pernos en la dirección de la carga (Zapata Baglietto, 2013):

$$\phi R_n = \phi(2.4 * d * t * f_u) \quad \text{Ec. 3. 8}$$

Para agujeros con condiciones similares a la anterior pero ranurados largos perpendiculares a la dirección del esfuerzo (Zapata Baglietto, 2013):

$$\phi R_n = \phi(2.0 * L * t * f_u) \quad \text{Ec. 3. 9}$$

Para el perno más cercano al borde con las mismas condiciones a las anteriores (Zapata Baglietto, 2013):

$$\phi R_n = \phi(L * t * f_u) \quad \text{Ec. 3. 10}$$

Dónde:

f_u : resistencia a la rotura del acero de conexión

d_b : diámetro del perno

t : espesor de la placa de la conexión o del elemento donde se encuentra el agujero para el perno

L : distancia al borde desde el centro del agujero

DISEÑO DE LA INTERACCIÓN CON EL CONCRETO

Para un correcto funcionamiento de la unión, se debe de tener en cuenta los esfuerzos y criterios de falla que se presentan en los elementos de concreto a los que se le practicará la conexión, es así que se tiene:

Factores de reducción de resistencia:

Las mismas que normalmente se usa para el concreto armado, según la norma E.060.

- Compresión: $\phi=0.70$
- Cortante: $\phi=0.85$
- Aplastamiento del concreto: $\phi=0.70$



Resistencia al arrancamiento del concreto (Nuñez C.):

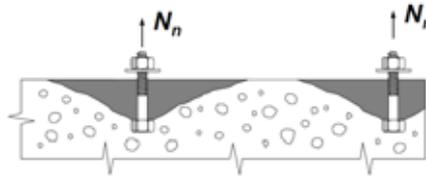


Fig. 3. 7: Arrancamiento del concreto

$$N_n = \frac{A_p}{A_{co}} * K_c * \sqrt{f'_c} * h_{ef}^{1.5} \quad \text{Ec. 3. 11}$$

$$A_{co} = 9h_{ef}^2 \text{ (recomendado)}$$

Dónde:

A_p : Área efectiva proyectada de la superficie de falla, con limitaciones de borde en la superficie de concreto, con lado extendido un valor de $1.5h_{ef}$

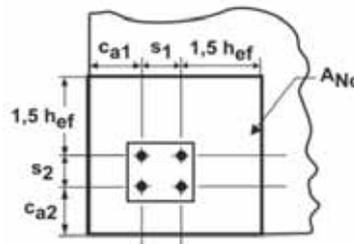


Fig. 3. 8: Áreas para el análisis

A_{co} : Área ideal proyectada del cono de falla en la superficie del concreto

$K_c=10$: para conectores pre instalados

$K_c=7$: para conectores de instalación posterior

h_{ef} : Altura efectiva del perno

Resistencia por deslizamiento del conector (Nuñez C.):

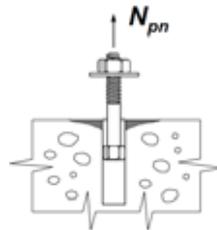


Fig. 3. 9: Deslizamiento del conector

Para pernos encabezados:

$$N_{pn} = 8A_{brg}f'_c \quad \text{Ec. 3. 12}$$

Para pernos en J o L:

$$N_{pn} = 0.9f'_c * e_h * d_o \quad \text{Ec. 3. 13}$$

Dónde:

A_{brg} : Área de aplastamiento, parte de la tuerca en contacto con el concreto

e_h : Longitud del gancho del perno de anclaje



$$3d_o \leq e_h \leq 4.5d_o$$

d_o = diámetro del perno de anclaje

Para pernos o conectores de instalación posterior y otros tipos de elementos de anclaje, revisar las características particulares dadas por el fabricante.

Resistencia por desprendimiento lateral del concreto (Nuñez C.):



Fig. 3. 10: Desprendimiento lateral del concreto

Si: $C_{a1} < 0.4h_{ef}$:

$$N_{sb} = 160C_{a1} \sqrt{A_{brg}} \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. 3. 14}$$

Si: $C_{a2} < 3C_{a1}$ multiplicar por:

$$(1 + C_{a2}/C_{a1})/4 \quad \text{Ec. 3. 15}$$

Dónde:

C_{a1} : Distancia la borde más crítico

C_{a2} : Distancia la borde en la otra dirección

A_{brg} : Área de aplastamiento, parte de la tuerca en contacto con el concreto

h_{ef} : Altura del perno

Resistencia por arrancamiento del concreto, por anclaje sometido a corte (Nuñez C.):

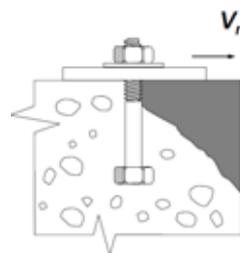


Fig. 3. 11: Arrancamiento del concreto por corte

$$V_n = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} * \varphi_{ed} * \varphi_c * V_b \quad \text{Ec. 3. 16}$$

$$V_b = 7 \left(\frac{l_e}{d_o} \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5} \quad \text{Ec. 3. 17}$$



Dónde:

A_{vc} : Área efectiva proyectada de la superficie de falla, con limitaciones de borde en la superficie lateral del concreto, con lado extendido un valor de $1.5h_{ef}$

Para pernos alineados perpendicular a la superficie de corte, paralelo a la dirección de la carga:

$$A_{vc} = (2 \times 1.5 C_{a1}) h_e$$

Dónde:

C_{a1} : Distancia del entro del hueco al borde del concreto

h_e : Altura del perno

A_{vco} : Área proyectada por rotura del concreto total

$$A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2$$

φ_{ed} : Efectos de borde

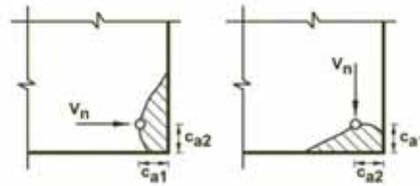


Fig. 3. 12: Efectos de borde

Si $C_{a2} \geq 1.5 C_{a1}$: $\varphi_{ed} = 1.0$

Si $C_{a2} < 1.5 C_{a1}$: $\varphi_{ed} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a2}}{1.5 C_{a1}}$

φ_c : Efectos de agrietamiento, en caso el concreto tenga o no refuerzo de acero

$\varphi_c = 1.0$ sin refuerzo o $<$ varilla $\emptyset 1/2"$

$\varphi_c = 1.2$ con refuerzo o \geq varilla $\emptyset 1/2"$

$\varphi_c = 1.4$ con refuerzo o \geq varilla $\emptyset 1/2"$ dentro de estribos espaciados

V_b : Resistencia básica al arrancamiento del concreto

$L_e = h_{ef}$: considerándose además $L_e \leq 8d_o$

d_b : Diámetro del conector o perno de anclaje

Resistencia al aplastamiento del concreto (Nuñez C.):

Se tiene:

$$\emptyset P_n = 0.85 * \emptyset * f'_c * A_1 \quad \text{Ec. 3. 18}$$

Dónde:

A_1 : Área de la placa en contacto con el concreto



3.2.3 CALCULO DE RESISTENCIA Y RIGIDEZ, UNIÓN SEMIRRÍGIDA

En esta sección se analiza la junta como unión semirrígida, realizándose un análisis de la resistencia de la junta a las tres sollicitaciones básicas, axial, cortante y flexión, presentes en el nudo y también de la rigidez del nudo frente a esas sollicitaciones, en base a las rigideces específicas de cada componente de la conexión.

CALCULO DE LA MÁXIMA RESISTENCIA NOMINAL

Para determinar la resistencia nominal de la unión, frente a cualquier sollicitación (R_n), se considera la menor resistencia nominal de todas las componentes que intervienen como mecanismo de resistencia de la sollicitación en cuestión (R_{ni}), es así que se tiene:

- $C_n = \text{menor}(C_{ni})$, para fuerza axial en compresión.
- $T_n = \text{menor}(T_{ni})$, para fuerza axial en tracción.
- $V_n = \text{menor}(V_{ni})$, para fuerza cortante.
- $M_n = \text{menor}(M_{ni})$, para momento flector.

Adicionalmente para determinar el momento máximo nominal, resistencia a la flexión, se consideran los valores mínimos de T_{ni} y C_{ni} que influyan como fuerzas componentes del momento máximo nominal.

CALCULO DE LA RIGIDEZ ROTACIONAL DE LA UNIÓN

Para determinar la rigidez del nudo, esta se calcula en base a las rigideces particulares de cada componente (método de las componentes), que tiene parte en la deformación (giro) de la unión, frente a cualquiera de las sollicitaciones de diseño.

Todo ello será descrito más detalladamente en el análisis y cálculo de la rigidez del nudo específico para este trabajo, siendo punto de partida para análisis similares.

El método para la determinación de la rigidez global, consiste en determinar las deformaciones probables producidas y relacionadas a la carga global, Momento flector en este caso, y mediante este análisis determinar la deformación global, rotación en este caso, para finalmente tener una expresión de Momento en función de la rotación, del cual se despeje la rigidez.



$$\theta_g = \sum \theta_i \rightarrow M = K_g \theta_g = K_g \sum \theta_i \rightarrow K_g = \frac{M}{\sum \theta_i} \quad \text{Ec. 3. 19}$$

Siendo θ_i dependiente de M , eventualmente, M será eliminado, dejando una expresión de K_g en función de las rigideces de las componentes:

$$K_g = f(k_i) \quad \text{Ec. 3. 20}$$

3.2.4 COMPROBACIONES DE CÁLCULO Y DISEÑO

Estas comprobaciones se realizarán como una secuencia del proceso iterativo de análisis y diseño de la articulación, realizando los procedimientos una vez se tenga calculada la resistencia y la rigidez rotacional de la unión. Se efectúan los siguientes procedimientos:

- Se considera la rigidez rotacional de las uniones y se consigna este dato para el análisis de la edificación, en este caso, se introduce este valor en el programa etabs.
- Realizar el análisis estructural de la edificación, considerándose las rigideces rotacionales de la unión.
- Se calcula las sollicitaciones actuando en la unión (axial, cortante, flexión) y se verifica que estas sean menores a la resistencia calculada de la unión.



3.3 PROPUESTA DE ARTICULACIÓN EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO

3.3.1 DESCRIPCIÓN DE LA PROPUESTA, ELECCIÓN DEL TIPO DE UNIÓN

El tipo de unión elegida es el de **unión con angulares, asiento no atiesado**, que, obedeciendo a los criterios de selección, es el que presenta mejor posibilidad de control de la rigidez, el que menos materiales requiere para su elaboración y mayor facilidad de fabricación.

Se eligió también esta articulación, por ser la más simple, siendo de facilidad para el cálculo en el presente estudio, para otros tipos de unión, se procede de manera similar, considerando todos los componentes de la unión.

3.3.2 COMPONENTES Y DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE LA UNIÓN

Una vez elegido el tipo de unión a emplearse, se procede a la definición de las componentes y al dimensionado de estas, basándose en criterios de las especificaciones AISC-LRFD, para conectores mecánicos y anclajes. Se considera además criterios de dimensionamiento de acuerdo a la facilitación del proceso constructivo y a detalles constructivos en general.

Los componentes con los que se cuentan son:

- Angulares metálicos, superior e inferior
- Pernos de anclaje en columna o placa y viga
- Concreto en columna o placa
- Concreto en viga

Las características de los materiales a emplearse son:

Angulares:

- Tipo: A36
- Resistencia a la fluencia: 2530 kg/cm²
- Resistencia a la rotura: 4080 kg/cm²

Pernos de anclaje:

- Clase: W307
- Tipo: embebido con cabeza roscada
- Resistencia a la fluencia: 4200 kg/cm²



Concreto:

- Resistencia: $f'c=210\text{kg/cm}^2$

Según el dimensionamiento que se llevó a cabo, se tiene:

Angulares:

Las especificaciones AISC-LRFD, recomiendan:

- Distancia de los agujeros a los bordes: $L_{\min}=1.5d_o$
- Separación entre agujeros a los bordes: $S_{\min}=3d_o$

Por criterio constructivo, se requiere que el ancho b , pueda cubrir un mínimo de 5cm al borde del concreto, más la separación de la viga y la placa ($1/2''=1.27\text{cm}$), más una distancia $r1$, mayor a $l=3\text{cm}$, es así que se tiene:

$$b_{\min} = 5\text{cm} + 1.27\text{cm} + 3\text{cm} = 9.27\text{cm}$$

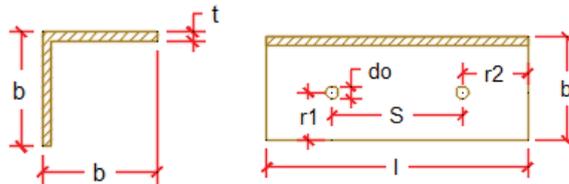


Fig. 3. 13: Dimensiones en los angulares

- Ancho del angular: $b = 10.0\text{ cm}$
- Largo del angular: $l = 23.0\text{ cm}$
- Espesor del angular: $t = 5/16'' = 7.9\text{ mm}$
- Núm. De agujeros: $n = 2$
- Diámetro de agujeros: $d_o = 3/8'' = 0.95\text{cm}$
 $A_o = 0.71\text{ cm}^2$
- Distancia a bordes: $r1 = 4\text{ cm}$
 $r2 = 6.5\text{ cm}$
- Separación de agujeros: $S = 10.0\text{ cm}$

Pernos de anclaje:

Las especificaciones AISC-LRFD, recomiendan:

- Longitud embebida del perno: $h_e = 12d_o$

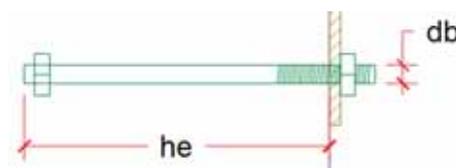


Fig. 3. 14: Dimensiones pernos de anclaje



Se tiene para pernos en vigas

- Diámetro de los pernos: $db = 3/8'' = 0.953 \text{ cm}$
 $Ab = 0.71 \text{ cm}^2$
- Longitud de anclaje (12db): $he = 11.4 \text{ cm} = 4 \text{ 1/2}''$
- Área tuerca de anclaje: $Abrg = 1.05 \text{ cm}^2$

Se tiene para pernos en columnas

- Diámetro de los pernos: $db = 1/2'' = 1.27 \text{ cm}$
 $Ab = 1.27 \text{ cm}^2$
- Longitud de anclaje (12db): $he = 15.2 \text{ cm} = 6''$
- Área tuerca de anclaje: $Abrg = 1.88 \text{ cm}^2$

Concreto armado:

Por datos de la estructura, se tienen 2 secciones de vigas y una de placas:

- Viga de 25x40
- Viga de 25x20
- Muro estructural (placa) de 25cm de espesor

3.3.3 CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE LA UNIÓN DE ACUERDO A COMPONENTES

En esta sección se analiza la junta como unión semirrígida, realizándose un análisis de la resistencia de la junta a las tres sollicitaciones básicas, axial, cortante y flexión, presentes en el nudo y de cada. Para este análisis se realiza primero el análisis particular de cada componente.

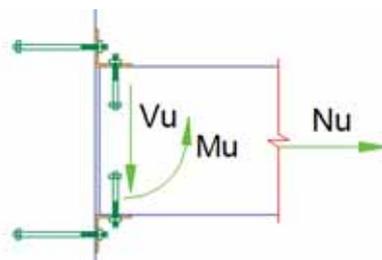


Fig. 3. 15: Axial, cortante y momento presentes en una unión

3.3.3.1 RESISTENCIA DE LOS ANGULARES

Los angulares están sujetos a fuerzas de tensión y momentos provenientes de la viga, desarrollándose en el interior sollicitaciones axiales, de corte y momento flector (como si se tratase de una pequeña viga en voladizo).

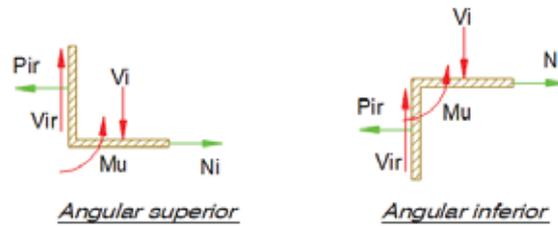


Fig. 3. 16: solicitaciones presentes en los angulares

Para el caso de la flexión, viene dada por:

- Para flexión en general: $\emptyset M_{ir} = \emptyset f_y \frac{t^2 l}{4}$

Para el caso de la tracción, viene dada por:

- Para fluencia en el área total:

$$\emptyset N_{if} = \emptyset f_y A_g = \emptyset f_y * t * l \quad \text{Ec. 3. 21}$$

- Para rotura en el área neta:

$$\emptyset N_{ir} = \emptyset f_u A_n = \emptyset f_u (l - n d_o) t \quad \text{Ec. 3. 22}$$

- Para la flexión generada en el ala vertical, a la altura del perno, debido a la tracción N_i :

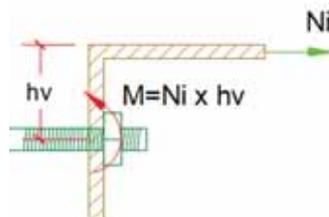


Fig. 3. 17: flexión en el ala vertical del angular

La fuerza N_i , genera un momento flector M , que tiende a hacer fluir el angular debido a flexión en la zona del perno, igualando a la resistencia por flexión, se tiene:

$$N_i h_v = f_y \frac{t^2 l}{4}$$

Para este caso, $l = l_t - n d_o$, utilizando \emptyset y despejando N_i , se tiene:

$$\emptyset N_i = \frac{\emptyset f_y t^2 (l_t - n d_o)}{4 h_v} \quad \text{Ec. 3. 23}$$

La resistencia a la tracción horizontal en el angular, N_i , viene dado por el menor de estos 3 valores.

Para el caso de la cortante, viene dada por:

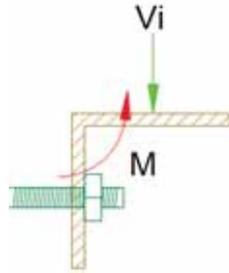
- Para fluencia por corte:

$$\emptyset V_{ir} = 0.45 \emptyset f_y A_v = 0.45 \emptyset f_y t l \quad \text{Ec. 3. 24}$$



Este valor también sirve para el caso de la tracción N_i , ya que en el sentido horizontal, también genera una cortante similar.

- Para la flexión generada en el ala horizontal en el extremo, debido a la cortante V_i :



La cortante V_i , aplicado a la mitad del ala del angular, genera un momento flector M , igualando a la resistencia por flexión, se tiene:

$$V_i * b/2 = f_y \frac{t^2 l}{4}$$

Fig. 3. 18: Flexión en el ala horizontal del angular

Utilizando \emptyset , y despejando V_i , se tiene:

$$\emptyset V_i = \frac{\emptyset f_y t^2 l}{2b} \quad \text{Ec. 3. 25}$$

La resistencia a la cortante vertical en el angular, V_i , viene dado por el menor de estos 2 valores.

Para el caso de aplastamiento en agujeros:

La resistencia al aplastamiento de los agujeros, puede servir tanto para determinar N_i y V_i , y se obtiene del menor de estos 3 valores:

- Para agujeros $1.5d$ al borde y $3d$ entre ellos en la dirección del corte.

$$\emptyset R_n = \emptyset(2.4 * d * t * f_u) \quad \text{Ec. 3. 26}$$

- Para agujeros perpendiculares a la dirección del esfuerzo.

$$\emptyset R_n = \emptyset(2.0 * L * t * f_u) \quad \text{Ec. 3. 27}$$

- para agujeros cercanos al borde.

$$\emptyset R_n = \emptyset(L * t * f_u) \quad \text{Ec. 3. 28}$$

3.3.3.2 RESISTENCIA DE LOS PERNOS DE ANCLAJE

Los pernos están sujetos a fuerzas axial y cortante provenientes de la viga, desarrollándose en el interior sollicitaciones axiales y de corte.

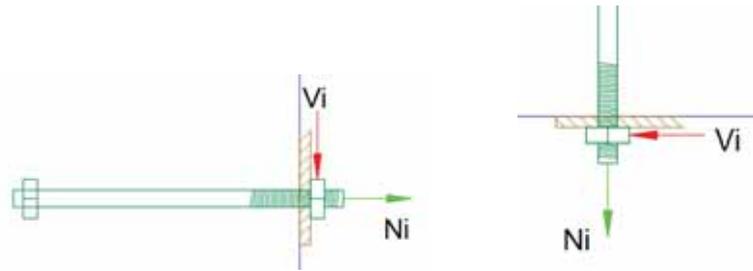


Fig. 3. 19: Tracción y cortante en pernos de anclaje

Como se puede observar, estos valores pueden invertirse, según la disposición del perno, ya sea que se encuentren verticales u horizontales.

Para el caso de tracción en los pernos:

- Fuerza de tracción interna en el perno:

$$\phi N_i = \phi f_{bu} A_n = \phi f_{bu} (0.75 A_b) \quad \text{Ec. 3. 29}$$

Para el caso de cortante en los pernos:

- Fuerza cortante transversal interna en el perno en zona roscada:

$$\phi V_i = A_b (\phi * 0.45 f_{bu}) \quad \text{Ec. 3. 30}$$

3.3.3.3 RESISTENCIA DE LA INTERACCIÓN CON EL CONCRETO

Similar al cálculo de la resistencia de los pernos, los valores pueden invertirse.

Para el caso del arrancamiento del concreto en columna

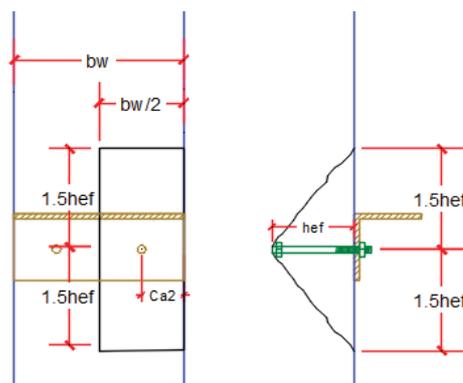


Fig. 3. 20: Arrancamiento el concreto en columna

$$N_i = \frac{A_p}{A_{co}} * K_c * \sqrt{f'_c} * h_{ef}^{1.5} \quad \text{Ec. 3. 31}$$

$$A_{co} = 9h_{ef}^2 \text{ (recomendado)}$$

Dónde: $A_p = (2 * 1.5h_{ef}) * (b_w/2)$ $A_{co} = 9h_{ef}^2$



Para el caso del arrancamiento del concreto en viga:

$$N_i = \frac{A_p}{A_{co}} * K_c * \sqrt{f'_c} * h_{ef}^{1.5} \quad \text{Ec. 3. 32}$$

$$A_{co} = 9h_{ef}^2 \text{ (recomendado)}$$

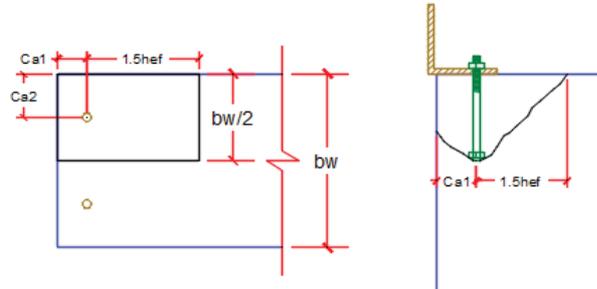


Fig. 3. 21: Arrancamiento el concreto en viga

Dónde: $A_p = (C_{a1} + 1.5h_{ef}) * (b_w/2)$
 $A_{co} = 9h_{ef}^2$

Para el caso de deslizamiento del conector:

- Para perno encabezado:

$$N_i = 8A_{brg}f'_c \quad \text{Ec. 3. 33}$$

Para el caso de desprendimiento lateral del concreto:

- Si: $C_{a1} < 0.4h_{ef}$:

$$\emptyset N_i = \emptyset 160 C_{a1} \sqrt{A_{brg} f'_c} \quad \text{Ec. 3. 34}$$

- Si: $C_{a2} < 3C_{a1}$ multiplicar por:
 $(1 + C_{a2}/C_{a1})/4$

$$\text{Ec. 3. 35}$$

Para el caso de arrancamiento el concreto por cortante:

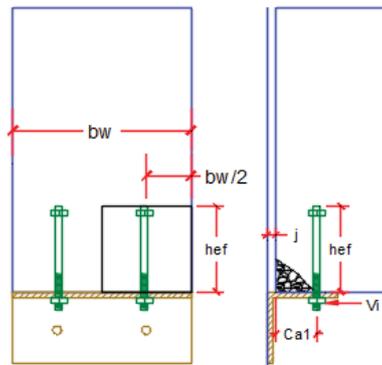


Fig. 3. 22: Arrancamiento del concreto por cortante

$$V_i = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} * \varphi_{ed} * \varphi_c * V_b \quad \text{Ec. 3. 36}$$



$$V_b = 7 \left(\frac{l_e}{d_o} \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5} \quad \text{Ec. 3. 37}$$

Dónde: $A_{vc} = h_{ef} * (b_w / 2)$
 $A_{vco} = 4.5 C_{a1}^2$
 $L_e = h_{ef} \leq 8d_o$

Para el caso del aplastamiento del concreto con los angulares:

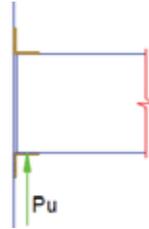


Fig. 3. 23: Aplastamiento del concreto por angulares

La resistencia al aplastamiento viene dada por:

$$\phi P_n = 0.85 * \phi * f'_c * A_1 \quad \text{Ec. 3. 38}$$

La fuerza de aplastamiento P_u , es igual a la cortante actuando en ese punto:

$$P_u = V_u$$

El área de contacto es igual a el ancho en contacto b , menos el espesor de la separación de la junta j :

$$A_1 = (b-j) * l$$

3.3.3.4 RESISTENCIA GLOBAL DE LA UNIÓN

Viene dada por la resistencia de las componentes que tiene el menor valor, según el tipo de sollicitación, considerándose además la cantidad de cada componente y la forma en la que esta participa en la resistencia global.

RESISTENCIA A LA TRACCIÓN

Viene dada por la resistencia a la tracción de las componentes de menor valor.

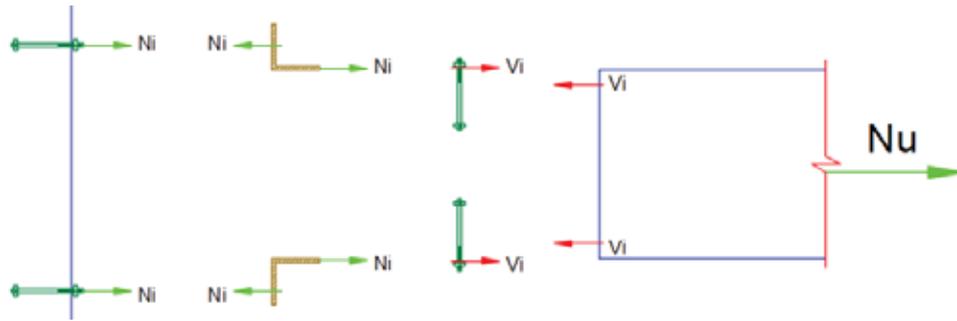


Fig. 3. 24: Resistencia a la tracción por componentes

RESISTENCIA A LA CORTANTE

Viene dada por la resistencia a la cortante de las componentes de menor valor.

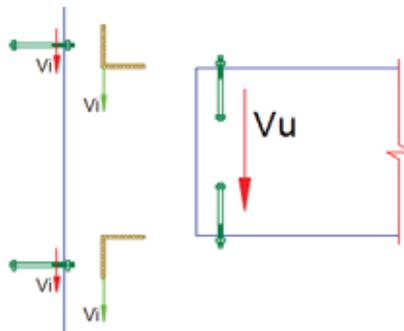


Fig. 3. 25: Resistencia a cortante por componentes

RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

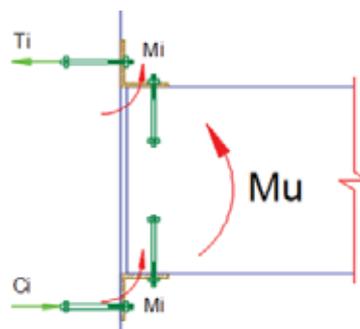


Fig. 3. 26: Descomposición del momento flector

Viene dada por el menor valor de la resistencia de:

- Las flexiones en los angulares dado por el momento M_i .

$$M_n = 2M_i$$

- El momento generado por la tracción en la conexión superior, cuyo brazo es el peralte de la viga:

$$M_n = T_i * h_b$$

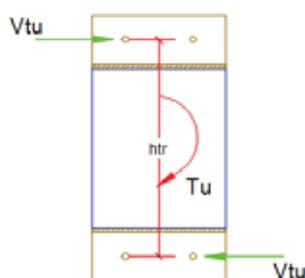


- El momento generado por la compresión en la conexión inferior, cuyo brazo es el peralte de la viga:

$$M_n = C_i * h_b$$

CORTE GENERADO POR TORSIÓN

Se trata de la torsión que puede presentarse en el extremo de la viga y afectar a la unión, esta solicitación se descompone en un par de fuerzas aplicadas a la altura de los pernos, en forma de fuerza cortante, afectando principalmente a los pernos de anclaje, ya sea por corte en los pernos o por la interacción que esta tenga con el concreto.



$$T_u = V_{tu} h_{tr}$$

$$V_{tu} = T_u / h_{tr}$$

Donde:

- \$h_{tr}\$ = altura, distancia entre pernos
- La resistencia final, depende de la resistencia menor dada

Fig. 3. 27: Torsión en la unión

Para realizar los cálculos de resistencia, se utilizaron hojas de cálculo (ver Anexo I-4: *Diseño de uniones*), obteniéndose los siguientes resultados, para cada componente y de manera global:

Tabla 3. 1: Resistencia de unión para vigas de 25x40

RESISTENCIA A LA TRACCIÓN GLOBAL				
Angulares:				
Por fluencia en área total:	ØNif =	41.57 tn	cant:	2
Por rotura en área neta:	ØNif =	49.69 tn	2	99.39 tn
Por flexión en ala vertical:	ØNif =	1.22 tn	2	2.45 tn
Por fluencia por corte:	ØNif =	15.59 tn	2	31.18 tn
Por aplastamiento:	ØNif =	7.40 tn	2	14.81 tn
Pernos				
Por tracción en pernos (en columna):	ØNif =	2.99 tn	4	11.97 tn
Por corte en pernos (viga):	ØNif =	0.88 tn	4	3.50 tn
Interacción perno-concreto				
Arrancamiento del concreto (columna):	ØNif =	2.00 tn	4	8.01 tn
Deslizamiento del conector (columna):	ØNif =	2.68 tn	4	10.72 tn
Arrancamiento por corte (en viga):	ØNif =	2.54 tn	4	10.17 tn

Resistencia a la tracción: ØNn = 2.45 tn

RESISTENCIA A LA FUERZA CORTANTE GLOBAL				
Angulares:				
Por fluencia en área total:	ØVif =	41.57 tn	cant:	2
			2	83.14 tn



Por rotura en área neta:	$\emptyset Vif =$	49.69 tn	2	99.39 tn
Por fluencia por corte:	$\emptyset Vif =$	15.59 tn	2	31.18 tn
Por flexión en ala horizontal:	$\emptyset Vif =$	1.65 tn	2	3.30 tn
Por aplastamiento:	$\emptyset Vif =$	7.40 tn	2	14.81 tn
Pernos				
Por corte en pernos (columna):	$\emptyset Vif =$	1.56 tn	4	6.22 tn
Interacción perno-concreto				
Arrancamiento del concreto (viga):	$\emptyset Vif =$	1.11 tn	4	4.43 tn
Deslizamiento del conector (viga):	$\emptyset Vif =$	2.68 tn	4	10.72 tn
Desprendimiento lateral (viga):	$\emptyset Vif =$	5.67 tn	4	22.69 tn
Arrancamiento por corte (en viga):	$\emptyset Vif =$	2.54 tn	4	10.17 tn
Aplastamiento del concreto (en viga):	$\emptyset Vif =$	25.09 tn	1	25.09 tn

Resistencia a la cortante: $\emptyset Vn = 3.30 \text{ tn}$

RESISTENCIA A LA FLEXIÓN GLOBAL VIGAS DE 25X40

Por flexión en los angulares:		$\emptyset Mi =$	0.08 tn-m
Número de angulares:		m=	2
		$\emptyset Mi =$	0.16 tn-m
Flexión por la tracción en la conexión superior:			
Menor valor de Ti:		$\emptyset Ti =$	0.88 tn
Número de elementos:		m=	2
brazo:		hb=	40.0 cm
		$\emptyset M2 =$	0.70 tn-m
Flexión por la compresión en la conexión inferior:			
Angulares:		<u>cant:</u>	
Por fluencia en área total:	$\emptyset Cif =$	41.57 tn	1
Por rotura en área neta:	$\emptyset Cif =$	51.24 tn	1
Por aplastamiento:	$\emptyset Cif =$	7.40 tn	1
Pernos			
Por corte en pernos (viga):	$\emptyset Cif =$	0.88 tn	2
Menor valor de Ci:		$\emptyset Ci =$	1.75 tn
brazo:		hb=	40.0 cm
		$\emptyset M3 =$	0.70 tn-m

Resistencia a la flexión: $\emptyset Mn = 0.16 \text{ tn-m}$

Tabla 3. 2: Resistencia de unión para vigas de 25x20

RESISTENCIA A LA FLEXIÓN GLOBAL VIGAS DE 25X20

Por flexión en los angulares:		$\emptyset Mi =$	0.08 tn-m
Número de angulares:		m=	2
		$\emptyset Mi =$	0.16 tn-m
Flexión por la tracción en la conexión superior:			
Menor valor de Ti:		$\emptyset Ti =$	0.88 tn
Número de elementos:		m=	2
brazo:		hb=	20.0 cm
		$\emptyset M2 =$	0.35 tn-m
Flexión por la compresión en la conexión inferior:			
Angulares:		<u>cant:</u>	
Por fluencia en área total:	$\emptyset Cif =$	41.57 tn	1
Por rotura en área neta:	$\emptyset Cif =$	49.69 tn	1
Por aplastamiento:	$\emptyset Cif =$	7.40 tn	1
Pernos			
Por corte en pernos (viga):	$\emptyset Cif =$	0.88 tn	2



Menor valor de Ci: $\emptyset Ci = 1.75 \text{ tn}$
 brazo: $hb = 20.0 \text{ cm}$
 $\emptyset M3 = 0.35 \text{ tn-m}$

Resistencia a la flexión: $\emptyset Mn = 0.16 \text{ tn-m}$

Tabla 3. 3: Resistencia a la torsión para vigas de 25x40

RESISTENCIA A LA TORSIÓN VIGAS DE 25X40				
Pernos			<u>cant:</u>	
Por corte en pernos (columna):	$\emptyset Vi = 1.56 \text{ tn}$		2	3.11 tn
Interacción perno-concreto				
Desprendimiento lateral (viga):	$\emptyset Vif = 5.67 \text{ tn}$		2	11.34 tn
Arrancamiento por corte (en viga):	$\emptyset Vif = 2.54 \text{ tn}$		2	5.08 tn
Desprendimiento lateral (viga):	$\emptyset Vif = 5.67 \text{ tn}$		2	11.34 tn
Corte generada por torsión		$Vtu = 3.11 \text{ tn}$		
brazo de momento:		$htr = 50.0 \text{ cm}$		
		Resistencia a la torsión: $\emptyset Tn = 1.56 \text{ tn-m}$		

Tabla 3. 4: Resistencia a la torsión para vigas de 25x20

RESISTENCIA A LA TORSIÓN VIGAS DE 25X20				
Pernos			<u>cant:</u>	
Por corte en pernos (columna):	$\emptyset Vi = 1.56 \text{ tn}$		2	3.11 tn
Interacción perno-concreto				
Desprendimiento lateral (viga):	$\emptyset Vif = 5.67 \text{ tn}$		2	11.34 tn
Arrancamiento por corte (en viga):	$\emptyset Vif = 2.54 \text{ tn}$		2	5.08 tn
Desprendimiento lateral (viga):	$\emptyset Vif = 5.67 \text{ tn}$		2	11.34 tn
Corte generada por torsión		$Vtu = 3.11 \text{ tn}$		
brazo de momento:		$htr = 30.0 \text{ cm}$		
		Resistencia a la torsión: $\emptyset Tn = 0.93 \text{ tn-m}$		

Estos resultados muestran que, para cada solicitud, en este caso en particular, la resistencia depende de:

- Resistencia a la tracción, depende de la resistencia a la flexión en el ala vertical del angular: $\emptyset Nn = 2.52 \text{ tn}$.
- Resistencia a la fuerza cortante, depende de la resistencia a la flexión en el ala horizontal del angular: $\emptyset Vn = 3.30 \text{ tn}$.
- Resistencia a la flexión, depende de la resistencia a la flexión de los angulares: $\emptyset Mn = 0.16 \text{ tn-m}$.
- Resistencia a la torsión, depende de la resistencia a la cortante de los pernos de anclajes de la columna, se tiene: $\emptyset Tn = 1.56 \text{ tn-m}$ para las vigas de 25x40 y $\emptyset Tn = 0.93 \text{ tn-m}$ para las vigas de 25x20.



3.3.4 CÁLCULO DE LA RIGIDEZ DE LA UNIÓN DE ACUERDO A COMPONENTES

Para el cálculo de la rigidez, se consideraron las componentes como muelles que interactúan entre sí, la rigidez global rotacional, se obtiene en base a las rotaciones presentes en las componentes.

La rotación global se puede expresar como la suma de dos rotaciones:

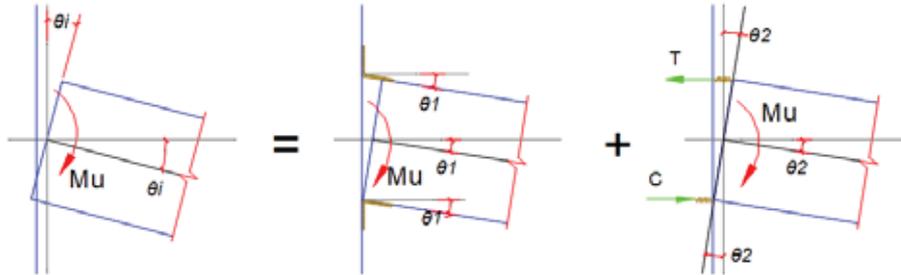


Fig. 3. 28: rotación total descompuesta en dos tipos

$$\theta = \theta_1 + \theta_2$$

- La rotación producida en los bordes inferior y superior, en este caso debido a la flexión en las alas horizontales de los angulares.
- La rotación producida por la deformación en el borde superior, debido a la tracción de sus componentes y en el borde inferior debido a la compresión de sus componentes.

No se considerará las deformaciones debidas a esfuerzo cortante ya que resultan en valores muy pequeños y resulta conveniente obviarlos.

1) Rotación por flexión en los angulares

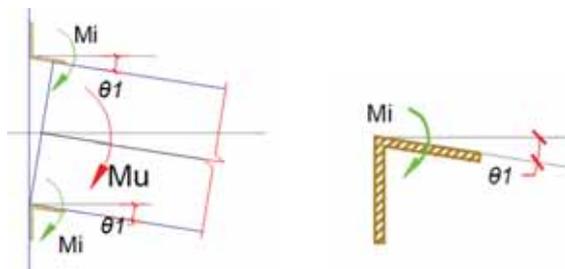


Fig. 3. 29: Rotación por flexión en los angulares

$$M_u = 2M_i$$

De la resistencia de materiales, se tiene que la rotación máxima de elementos sometidos a flexión es:

$$\theta_1 = \frac{Ml}{EI}$$

Ec. 3. 39



Para las alas de los angulares, se tiene:

$$\theta_1 = \frac{M_1 b}{EI} = \frac{12M_i b}{Elt^3} = \frac{6M_u b}{Elt^3} = M_u \left(\frac{6b}{Elt^3} \right) = M_u \left(\frac{1}{k_1} \right)$$

Siendo: $k_1 = \frac{Elt^3}{6b}$

$$\theta_1 = M_u \left(\frac{1}{k_1} \right) = M_u * \alpha$$

Ec. 3. 40

2) Rotación por deformación debido a tracción y compresión

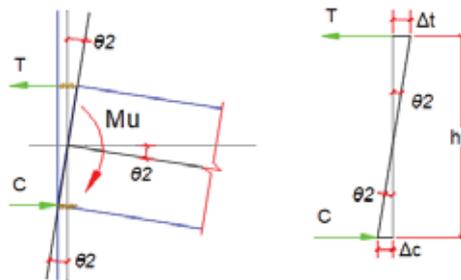


Fig. 3. 30: Rotación debida a deformación por tracción y compresión

La rotación está dada por:

$$\theta_2 = \frac{\Delta_t + \Delta_c}{h_v}$$

Ec. 3. 41

Además: $T = C = M_u / h_v$

Deformación por tracción debida a momento:

La tracción genera deformaciones en las componentes de acuerdo a las sollicitaciones que en ellas ocasiona, es así que se tiene:

- Por tracción en el ala horizontal del angular:

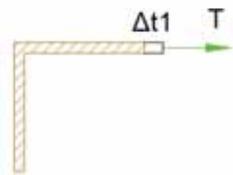
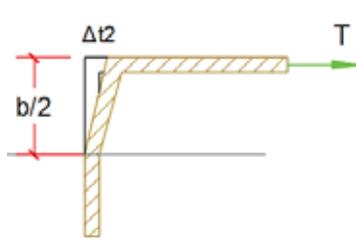


Fig. 3. 31: deformación por tracción en el angular

$$\Delta_{t1} = \frac{Tb}{EA} = \frac{Tb}{Etl} = T \left(\frac{1}{k_{t1}} \right)$$

$$k_{t1} = \frac{Etl}{b}$$

- Por flexión en el ala vertical del angular:



$$\Delta_{t2} = \frac{T(b/2)^3}{3E(lt^3/12)} = \frac{Tb^3}{2Elt^3}$$

$$\Delta_{t2} = T \left(\frac{b^3}{2Elt^3} \right) = T \left(\frac{1}{k_{t2}} \right)$$

Fig. 3. 32: Deformación por flexión en el ala vertical

$$k_{t2} = \frac{2Elt^3}{b^3}$$

- Por tracción en el perno de anclaje:

$$\Delta_{t3} = \frac{Th_e}{EA_b} = T \left(\frac{h_e}{EA_b} \right) = T \left(\frac{1}{k_{t3}} \right)$$

$$k_{t3} = \frac{EA_b}{h_e}$$

La deformación por tracción será igual a:

$$\Delta_t = \Delta_{t1} + \Delta_{t2} + \Delta_{t3} = T \left(\frac{1}{k_{t1}} \right) + T \left(\frac{1}{k_{t2}} \right) + T \left(\frac{1}{k_{t3}} \right)$$

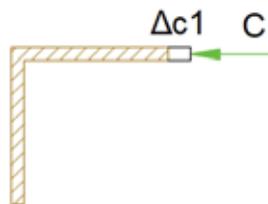
$$\Delta_t = T \left(\frac{1}{k_{t1}} + \frac{1}{k_{t2}} + \frac{1}{k_{t3}} \right) = T * \beta$$

Ec. 3. 42

Deformación por compresión debida a momento:

La compresión genera deformaciones en las componentes de acuerdo a las sollicitaciones que en ellas ocasiona, es así que se tiene:

- Por compresión en el ala horizontal del angular:



$$\Delta_{c1} = \frac{Cb}{EA} = \frac{Cb}{Etl} = C \left(\frac{1}{k_{c1}} \right)$$

$$k_{c1} = \frac{Etl}{b}$$

Fig. 3. 33: Deformación por compresión en el ala del angular

- Por compresión en el perno de anclaje:

$$\Delta_{c2} = \frac{Ch_e}{EA_b} = C \left(\frac{h_e}{EA_b} \right) = C \left(\frac{1}{k_{c2}} \right)$$



$$k_{c2} = \frac{EA_b}{h_e}$$

La deformación por compresión será igual a:

$$\Delta_c = \Delta_{c1} + \Delta_{c2} = C \left(\frac{1}{k_{c1}} \right) + C \left(\frac{1}{k_{c2}} \right)$$

$$\Delta_c = C \left(\frac{1}{k_{c1}} + \frac{1}{k_{c2}} \right) = C * \gamma$$

Ec. 3. 43

Los valores de Δ_t y Δ_c en función de M:

$$\Delta_t = \frac{M_u}{h} * \beta \quad y \quad \Delta_c = \frac{M_u}{h} * \gamma$$

La rotación debido a tracción y compresión:

$$\theta_2 = \frac{M_u}{h^2} * (\beta + \gamma)$$

Ec. 3. 44

Finalmente la rotación total viene dada por:

$$\theta_1 + \theta_2 = M_u * \alpha + \frac{M_u}{h^2} * (\beta + \gamma) = \theta$$

Despejando M_u :
$$M_u = \frac{\theta h^2}{\alpha h^2 + \beta + \gamma}$$

Finalmente siendo $M_u = K_g \theta$, la rigidez global rotacional viene dada por:

$$K_g = \frac{h^2}{\alpha h^2 + \beta + \gamma}$$

Ec. 3. 45

RIGIDEZ TORSIONAL

En la unión se desarrollan esfuerzos debido a torsión, por lo que es necesario también calcular el valor de esta rigidez para la unión. Se tiene como componente directa que resiste la torsión a los angulares metálicos que desarrollaran la misma rotación que la unión.

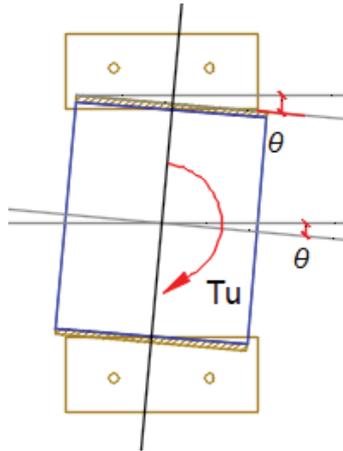


Fig. 3. 34: Rotación por torsión

$$\theta = \frac{T_i L}{GJ} \quad L$$

$$= b \quad \text{para cada angular}$$

Dónde:

G: módulo de elasticidad transversal

J: Momento polar de inercia de la sección de las alas del angular.

$$J = \frac{lt(l^2 + t^2)}{12}$$

$$T_u = 2T_i \quad \theta = \frac{T_u b}{2GJ} \quad T_u = \frac{2GJ}{b} * \theta$$

Siendo: $T_u = K_{tor} \theta$, se despeja:

$$K_{tor} = \frac{2GJ}{b}$$

Ec. 3. 46

Los resultados del cálculo de la rigidez por el método de las componentes son los que se muestran a continuación, fueron realizados en hoja de cálculo (ver Anexo I-5: *Cálculo de rigidez rotacional- de la unión* y Anexo I-6: *Cálculo rigidez torsional de la unión*).

Tabla 3. 5: *Propiedades de los materiales de las componentes*

DEFINICIÓN DE PROPIEDADES DE MATERIALES

ACERO DE ANGULARES O PLANCHAS METÁLICAS

Tipo:	A36
Resistencia a la fluencia: fy =	2530 kg/cm ²
Resistencia a la rotura: fu =	4080 kg/cm ²
Módulo de elasticidad: Ea =	2000000 kg/cm ²

PERNOS METÁLICOS

Clase:	W307
Tipo:	A
Resistencia a la fluencia: fbu =	4200 kg/cm ²
Módulo de elasticidad: Ep =	2000000 kg/cm ²

Tabla 3. 6: *resumen de cálculo de la rigidez rotacional*

RESUMEN CÁLCULO DE RIGIDEZ ROTACIONAL

Por rotación por flexión en los angulares:	K1 = 383405.02 kg-cm
	α = 2.60821E-06
Por tracción en el ala horizontal del angular:	Kt1 = 3651250 kg/cm
Por flexión en el ala vertical del angular:	Kt2 = 38630225 kg/cm
Por tracción en el perno de anclaje:	Kt3 = 166242.5 kg/cm



Por compresión en el ala horizontal del angular: $\beta = 6.31508E-06$
Por compresión en el perno de anclaje: $Kc1 = 3651250 \text{ kg/cm}$
 $Kc2 = 166242.5 \text{ kg/cm}$
 $\gamma = 6.28919E-06$

RIGIDEZ ROTACIONAL VIGAS 25X40

Peralte de viga: $h = 40 \text{ cm}$

$Kg = 382250.5 \text{ kg-cm}$
 $Kg = 3.82 \text{ tn-m}$

RIGIDEZ ROTACIONAL VIGAS 25X20

Peralte de viga: $h = 20 \text{ cm}$

$Kg = 378828.3 \text{ kg-cm}$
 $Kg = 3.79 \text{ tn-m}$

Gráfica Momento-Rotación:

- Vigas de 25x40:

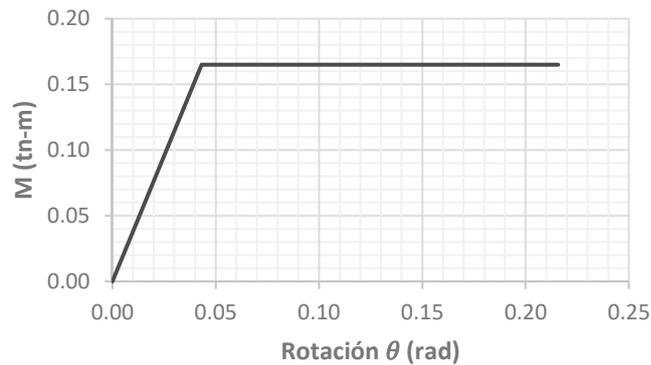


Fig. 3. 35: Gráfica Momento-Rotación para uniones en vigas de 25x40

- Vigas de 25x20:

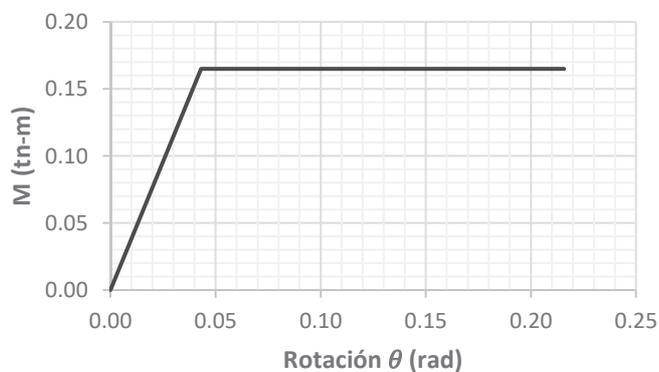


Fig. 3. 36: Gráfica Momento-Rotación para uniones en vigas de 25x40



Nota: La rigidez calculada para este caso en particular, para este trabajo, es muy baja, por lo que la unión es considerada en términos prácticos como unión articulada, por lo que se denominará así, de ahora en adelante.

RIGIDEZ TORSIONAL

Se tiene:

J =	1611.51 cm ⁴
K _{tor} =	257841557.35 kg-cm
K_{tor} =	2578.42 tn-m

3.4 EDIFICIO DE ESTRUCTURA CON VIGAS CORTAS ARTICULADAS

3.4.1 ARTICULACIÓN EN VIGAS CORTAS

Los valores calculados de rigidez rotacional, se introducen como dato en el programa etabs, para volver a efectuar un análisis estructural.

Para vigas de 25x40, ejes A y 4:

	Release		Frame Partial Fixity Springs		
	Start	End	Start	End	
Axial Load	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>			tonf/m
Shear Force 2 (Major)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>			tonf/m
Shear Force 3 (Minor)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>			tonf/m
Torsion	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	2578.42	2578.42	tonf-m/rad
Moment 22 (Minor)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>			tonf-m/rad
Moment 33 (Major)	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	3.82	3.82	tonf-m/rad

No Releases

OK Close Apply

Fig. 3. 37: Asignación de rigideces parciales, rotacional y torsional en vigas extremos de vigas de 25x40 (captura Etabs 2016).



Para vigas de 25x20, eje 3' unida a placa:

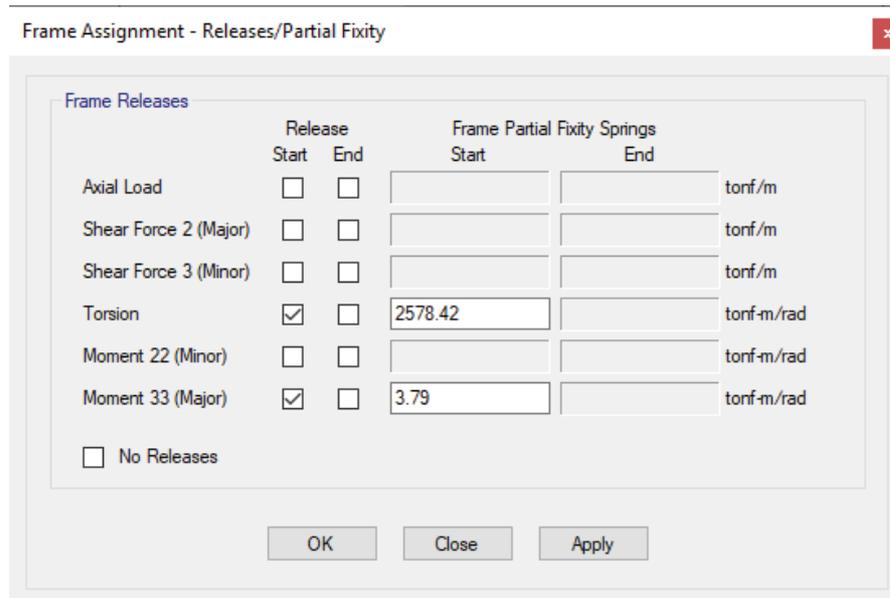


Fig. 3. 38: Asignación de rigideces parciales, rotacional y torsional en vigas extremas de vigas de 25x20 (captura Etabs 2016).

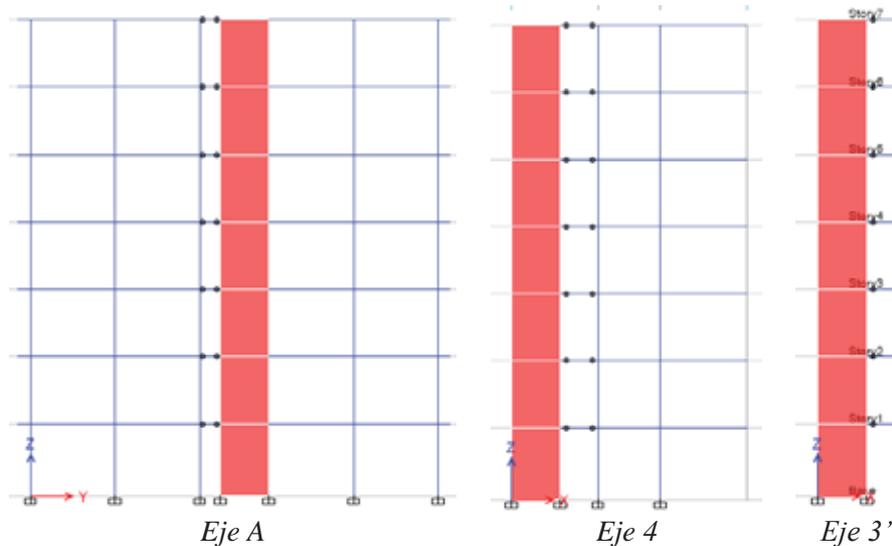


Fig. 3. 39: Vigas cortas articuladas (captura Etabs 2016)

3.4.2 COMPROBACIONES DE CÁLCULO Y DISEÑO DE LA ARTICULACIÓN

En base a los resultados obtenidos de este análisis estructural, se consideran las solicitaciones presentes en estas vigas, más exactamente en los nudos que fueron articulados, se tomará en cuenta las mayores solicitaciones, con la finalidad de uniformizar el diseño para todas las uniones.



Para el diseño se separa la unión en componentes, diseñándose cada una de ellas a fuerza axial, cortante, flexión y torsión, según sea el caso y de acuerdo al comportamiento y función de cada una de ellas.

CONSIDERACIONES DE CARGA

El diseño de los elementos metálicos, pernos y angulares, se realizó considerando los resultados del análisis estructural, para lo cual se utilizó las combinaciones de carga:

- 1.4D
- 1.2D+1.6L
- 1.2D+1.0E+0.5L
- 0.9D+1.0E

Las demás combinaciones dadas por la norma E.090-Estructuras metálicas, no fueron consideradas, ya que en este trabajo no se tienen y no se tomaron en cuenta cargas de nieve o viento.

Para lo cual se hizo las combinaciones de acuerdo a las cargas ya existentes, haciéndose las similitudes entre las nuevas cargas con las actuales:

- $D = PP + CM$
- $L = CV1 + CV2$
- $E = \text{Sismo}$

RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Los resultados para fuerza cortante que se tienen en las vigas que se articularon, en la unión viga-columna son:

Tabla 3. 7: Fuerza cortante máxima en las uniones de vigas articuladas

Viga		V2						
		PP	CM	D	CV1	CV2	L	E
Eje A	B57	0.0842	0.1718	0.2560	0.0043	0.0012	0.0055	0.0622
Eje 4	B58	0.6957	0.9619	1.6576	0.2854	0.2609	0.5463	0.0238
Eje 3'	B17	0.4633	0.3415	0.8048	0.0670	0.2923	0.3593	0.8831

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Para momento flector en los extremos de la viga, se tiene que es igual a cero en todos los casos de carga.



Tabla 3. 8: Momento flector máximo en las uniones de vigas articuladas

Viga	M3							
	PP	CM	D	CV1	CV2	L	E	
Eje A	B57	0.0038	0.0037	0.0075	0.0013	0.0004	0.0017	0.0190
Eje 4	B58	0.0025	0.0013	0.0038	0.0008	0.0006	0.0014	0.0154
Eje 3'	B17	0.0036	0.0021	0.0057	0.0010	0.0011	0.0021	0.0150

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Para momento torsor, en los extremos de vigas se tiene:

Tabla 3. 9: Momento Torsor máximo en las uniones de vigas articuladas

Viga	T							
	PP	CM	D	CV1	CV2	L	E	
Eje A	B57	0.1321	0.0442	0.1763	0.0438	0.0147	0.0585	0.4436
Eje 4	B58	0.0011	0.0067	0.0078	0.0048	0.0034	0.0082	0.3721
Eje 3'	B17	0.0036	0.0071	0.0107	0.0056	0.0030	0.0086	0.2353

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Se tiene como solicitaciones de diseño en base a los valores máximos:

Para vigas de 25x40:

- Fuerza cortante:
 - $V_D = 1.6576 \text{ tn}$
 - $V_L = 0.5463 \text{ tn}$
 - $V_E = 0.0622 \text{ tn}$
- Momento flector:
 - $M_D = 0.0075 \text{ tn-m}$
 - $M_L = 0.0017 \text{ tn-m}$
 - $M_E = 0.019 \text{ tn-m}$
- Momento Torsor:
 - $T_D = 0.1763 \text{ tn-m}$
 - $T_L = 0.0585 \text{ tn-m}$
 - $T_E = 0.4436 \text{ tn-m}$

Para vigas de 25x20:

- Fuerza cortante:
 - $V_D = 0.8048 \text{ tn}$
 - $V_L = 0.3593 \text{ tn}$
 - $V_E = 0.8831 \text{ tn}$
- Momento flector:
 - $M_D = 0.0057 \text{ tn-m}$
 - $M_L = 0.0021 \text{ tn-m}$



- $M_E = 0.015 \text{ tn-m}$
- Momento Torsor:
 - $T_D = 0.0107 \text{ tn-m}$
 - $T_L = 0.0086 \text{ tn-m}$
 - $T_E = 0.2353 \text{ tn-m}$

De acuerdo a las combinaciones de carga, se tiene:

Tabla 3. 10: Combinación de cargas para vigas de 25x40

RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL			
Fuerza Axial (Nu):			
D =	0.00 tn	1.4D:	0.00 tn
L =	0.00 tn	1.2D+1.6L:	0.00 tn
E =	0.00 tn	1.2D+1.0E+0.5L:	0.00 tn
		0.9D+1.0E:	0.00 tn
		Envolvente:	0.00 tn
Fuerza Cortante (Vu):			
D =	1.658	1.4D:	2.32 tn
L =	0.546	1.2D+1.6L:	2.86 tn
E =	0.062	1.2D+1.0E+0.5L:	2.32 tn
		0.9D+1.0E:	1.55 tn
		Envolvente:	2.86 tn
Momento Flector (Mu):			
D =	0.008	1.4D:	0.01 tn-m
L =	0.002	1.2D+1.6L:	0.01 tn-m
E =	0.019	1.2D+1.0E+0.5L:	0.03 tn-m
		0.9D+1.0E:	0.03 tn-m
		Envolvente:	0.03 tn-m
Momento Torsor (Tu):			
D =	0.176	1.4D:	0.25 tn-m
L =	0.059	1.2D+1.6L:	0.31 tn-m
E =	0.444	1.2D+1.0E+0.5L:	0.68 tn-m
		0.9D+1.0E:	0.60 tn-m
		Envolvente:	0.68 tn-m

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Tabla 3. 11: Combinación de cargas para vigas de 25x20

RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL			
Fuerza Axial (Nu):			
D =	0.00 tn	1.4D:	0.00 tn
L =	0.00 tn	1.2D+1.6L:	0.00 tn
E =	0.00 tn	1.2D+1.0E+0.5L:	0.00 tn
		0.9D+1.0E:	0.00 tn
		Envolvente:	0.00 tn
Fuerza Cortante (Vu):			
D =	0.805 tn	1.4D:	1.13 tn
L =	0.359 tn	1.2D+1.6L:	1.54 tn
E =	0.883 tn	1.2D+1.0E+0.5L:	2.03 tn
		0.9D+1.0E:	1.61 tn
		Envolvente:	2.03 tn



Momento Flector (M_u):			
D =	0.006 tn	1.4D:	0.01 tn-m
L =	0.002 tn	1.2D+1.6L:	0.01 tn-m
E =	0.015 tn	1.2D+1.0E+0.5L:	0.02 tn-m
		0.9D+1.0E:	0.02 tn-m
		Envolvente:	0.02 tn-m
Momento Torsor (T_u):			
D =	0.011 tn	1.4D:	0.01 tn-m
L =	0.009 tn	1.2D+1.6L:	0.03 tn-m
E =	0.235 tn	1.2D+1.0E+0.5L:	0.25 tn-m
		0.9D+1.0E:	0.24 tn-m
		Envolvente:	0.25 tn-m

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

COMPROBACIONES DE DISEÑO

Aquí se realiza el diseño según los criterios de falla, dependiendo de las sollicitaciones a las que está sometida directamente

la junta.

Tabla 3. 12: comprobación de diseño unión en V25x40

COMPROBACIONES DE DISEÑO VIGAS DE 25X40			
Comprobación por tracción:			
N_u	\leq	$\emptyset N_n$	
0	<	2.45 tn	ok
Comprobación por cortante:			
V_u	\leq	$\emptyset V_n$	
2.8632	<	3.30 tn	ok
Comprobación por flexión:			
M_u	\leq	$\emptyset M_n$	
0.02885	<	0.16 tn-m	ok
Comprobación por torsión:			
T_u	\leq	$\emptyset T_n$	
0.68441	<	1.56 tn-m	ok

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

COMPROBACIONES DE DISEÑO VIGAS DE 25X40			
Comprobación por tracción:			
N_u	\leq	$\emptyset N_n$	
0	<	2.45 tn	ok
Comprobación por cortante:			
V_u	\leq	$\emptyset V_n$	
2.03	<	3.30 tn	ok
Comprobación por flexión:			
M_u	\leq	$\emptyset M_n$	
0.0229	<	0.16 tn-m	ok
Comprobación por torsión:			
T_u	\leq	$\emptyset T_n$	
0.2524	<	0.93 tn-m	ok

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016



De no cumplir con este diseño, se procede a realizar el redimensionamiento de las componentes de la unión, en este caso sí cumple con el diseño, por lo que la articulación es adecuada.

Los detalles de estos cálculos pueden apreciarse mejor en el Anexo I-4: *Diseño de uniones articuladas*.

3.4.3 COMPROBACIONES DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Los datos resultantes más relevantes de este análisis se mencionan a continuación:

Modos y Periodos de Vibración:

Tabla 3. 13: Participación Modal de masas

Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.763	71.39%	0.02%	71.39%	0.02%
Modal	2	0.645	1.45E-02	1.33%	72.84%	1.35%
Modal	3	0.618	0.10%	72.83%	72.94%	74.18%
Modal	4	0.2	14.59%	0.06%	87.53%	74.24%
Modal	5	0.194	0.44%	3.31%	87.97%	77.56%
Modal	6	0.155	4.42E-05	11.89%	87.98%	89.45%
Modal	7	0.101	3.64E-05	1.51%	87.98%	90.96%
Modal	8	0.09	1.30%	1.55E-05	89.28%	90.96%
Modal	9	0.089	4.73%	1.54E-05	94.01%	90.96%
Modal	10	0.083	0.01%	2.96E-06	94.02%	90.96%
Modal	11	0.081	0.02%	2.87E-06	94.04%	90.96%
Modal	12	0.073	0.02%	4.20E-03	94.05%	91.38%
Modal	13	0.072	0.01%	0.76%	94.07%	92.14%
Modal	14	0.072	2.41E-05	1.28%	94.07%	93.42%
Modal	15	0.071	1.80E-06	0.92%	94.07%	94.34%
Modal	16	0.071	0.00E+00	0.11%	94.07%	94.45%
Modal	17	0.067	1.00E-04	0.03%	94.07%	94.48%
Modal	18	0.066	4.88E-05	0.04%	94.08%	94.52%
Modal	19	0.065	1.00E-04	0.01%	94.09%	94.53%
Modal	20	0.063	7.89E-07	0.05%	94.09%	94.58%
Modal	21	0.062	1.04E-05	0.70%	94.09%	95.28%

Modal Participating Mass Ratios (Etabs 2016)

Se pudo considerar mínimamente hasta el modo 9, se dispuso usarlos todos.

VERIFICACIÓN NORMATIVA EN BASE AL RNE

1) Irregularidad Torsional

Los resultados del programa Etabs 2016, fueron procesados en los siguientes cuadros:



Tabla 3. 14: Irregularidad torsional en X-X

Piso	Desplazamientos máximos de entrepiso		Desplazamientos del Centro de Masas		Δ desp-X/ Δ Ux
	desp-X	Δ desp-X	Ux	Δ Ux	
Piso 7	0.02224	0.00306	0.01957	0.00264	1.159
Piso 6	0.01918	0.00338	0.01693	0.00296	1.142
Piso 5	0.0158	0.0037	0.01397	0.00327	1.131
Piso 4	0.0121	0.00386	0.0107	0.00343	1.125
Piso 3	0.00824	0.0037	0.00727	0.00328	1.128
Piso 2	0.00454	0.00303	0.00399	0.00267	1.135
Piso 1	0.00151	0.00151	0.00132	0.00132	1.144

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Tabla 3. 15: Irregularidad torsional en Y-Y

Piso	Desplazamientos máximos de entrepiso		Desplazamientos del Centro de Masas		Δ desp-Y/ Δ uy
	desp-Y	Δ desp-Y	Uy	Δ uy	
Piso 7	0.01612	0.0025	0.01504	0.00204	1.225
Piso 6	0.01362	0.00217	0.013	0.00212	1.024
Piso 5	0.01145	0.00223	0.01088	0.00233	0.957
Piso 4	0.00922	0.0026	0.00855	0.00255	1.020
Piso 3	0.00662	0.00275	0.006	0.00258	1.066
Piso 2	0.00387	0.00253	0.00342	0.00224	1.129
Piso 1	0.00134	0.00134	0.00118	0.00118	1.136

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Ninguno de los valores excede de 1.20, por lo tanto, se concluye que no existe irregularidad torsional. (E.030, 2017).

2) Irregularidad piso blando

Los resultados del programa Etabs 2016, fueron procesados en los siguientes cuadros:

Tabla 3. 16: Irregularidad piso blando en X-X

Story	Load Case	Shear X	Drift X	Stiffness X	Comparación piso superior	Comparación 3 pisos superiores
		tonf	m	tonf/m		
Story7	Sismo	19.366	0.00277	6983.42601		
Story6	Sismo	38.606	0.00307	12592.8447	180.3%	
Story5	Sismo	53.2984	0.00334	15938.97476	126.6%	
Story4	Sismo	64.9478	0.00342	19018.34001	119.3%	160.65%
Story3	Sismo	73.6673	0.00305	24175.69965	127.1%	152.53%
Story2	Sismo	79.6149	0.0024	33104.90468	136.9%	167.95%
Story1	Sismo	82.1819	0.00132	62029.32389	187.4%	243.89%

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Dentro de los valores mínimos establecidos según la norma E030, por lo tanto no hay irregularidad por piso blando.



Tabla 3. 17: Irregularidad piso blando en Y-Y

Story	Load Case	Shear X	Drift X	Stiffness X	Comparación piso superior	Comparación 3 pisos superiores
		tonf	m	tonf/m		
Story7	Sismo	21.6372	0.00194	11165.9552		
Story6	Sismo	46.0736	0.00224	20574.36531	184.3%	
Story5	Sismo	65.7181	0.00251	26134.55873	127.0%	
Story4	Sismo	81.1292	0.0026	31235.17906	119.5%	161.91%
Story3	Sismo	92.2911	0.00247	37410.00858	119.8%	143.99%
Story2	Sismo	99.2305	0.00224	44289.30119	118.4%	140.19%
Story1	Sismo	101.9756	0.00118	86230.32937	194.7%	229.06%

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Dentro de los valores mínimos establecidos según la norma E030, por lo tanto, no hay irregularidad por piso blando.

3) Fuerza Cortante Mínima en la base

Tabla 3. 18: Fuerza cortante dinámica en la base

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY
			tonf	tonf	tonf
Story1	Sismo Max	Top	51.8874	81.2085	98.8981
Story1	Sismo Max	Bottom	51.9237	82.1819	101.9756

Story Forces (Etabs 2016)

Fuerza Cortante Estática: **V = 141.30 Ton** (Ver sección D.1)

Porcentaje (Din/Est):	58%	72%
Incrementar escala en:	1.376	1.109

4) Verificación de Desplazamientos

Tabla 3. 19: Control de desplazamientos en X-X

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	ΔU_x (m)	Altura h (m)	$\Delta U_x/h$	$R^*(\Delta U_x/h)$	Observ.
								R = 7
Story7	D7	DinX Max	0.0172	0.0023	2.80	0.0008	0.0043	ok
Story6	D6	DinX Max	0.0149	0.0026	2.80	0.0009	0.0049	ok
Story5	D5	DinX Max	0.0123	0.0029	2.80	0.0010	0.0054	ok
Story4	D4	DinX Max	0.0094	0.0030	2.80	0.0011	0.0057	ok
Story3	D3	DinX Max	0.0064	0.0029	2.80	0.0010	0.0054	ok
Story2	D2	DinX Max	0.0035	0.0023	2.80	0.0008	0.0044	ok
Story1	D1	DinX Max	0.0011	0.0011	3.00	0.0004	0.0020	ok

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Tabla 3. 20: Control de desplazamientos en Y-Y

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UY	ΔU_y (m)	Altura h (m)	$\Delta U_y/h$	$R^*(\Delta U_x/h)$	Observ.
								R = 7
Story7	D7	DinY Max	0.0140	0.0018	2.80	0.0006	0.0034	ok
Story6	D6	DinY Max	0.0122	0.0021	2.80	0.0007	0.0039	ok
Story5	D5	DinY Max	0.0101	0.0023	2.80	0.0008	0.0042	ok
Story4	D4	DinY Max	0.0079	0.0024	2.80	0.0009	0.0045	ok



Story3	D3	DinY Max	0.0055	0.0024	2.80	0.0008	0.0044	ok
Story2	D2	DinY Max	0.0031	0.0020	2.80	0.0007	0.0038	ok
Story1	D1	DinY Max	0.0011	0.0011	3.00	0.0004	0.0019	ok

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

5) Diagramas de Fuerza Axial, Cortante y Momento Flector

El programa arroja diagramas basados en todos los casos de carga y combinaciones definidas. Todos estos diagramas se pueden apreciar en el Anexo II-1: *Diagramas etabs para estructura con uniones articuladas*.

3.4.4 DISEÑO DE VIGAS CORTAS DE CONCRETO ARTICULADAS Y OTRAS

A continuación, se muestran los resultados del diseño estructural de concreto armado, siendo considerados los de máximos valores en cada caso, los detalles del cálculo de análisis y diseño se detallan en el Anexo II-2: *Diseño de vigas de unión articulada*.

1) Eje A, tramo 3-4:

Tabla 3. 21: Resultado de diseño por flexión en viga B57

Label	Story	Section	Location	(-)	As	(+)	As
				Moment	Top	Moment	Bot
				tonf-m	cm ²	tonf-m	cm ²
B57	Story7	V25x40	Middle	-0.0261	0.03	0.0287	0.03
B57	Story6	V25x40	Middle	-0.0265	0.03	0.0485	0.05
B57	Story5	V25x40	Middle	-0.0263	0.03	0.0485	0.05
B57	Story4	V25x40	Middle	-0.0251	0.03	0.0485	0.05
B57	Story3	V25x40	Middle	-0.0225	0.02	0.0485	0.05
B57	Story2	V25x40	Middle	-0.018	0.02	0.0485	0.05
B57	Story1	V25x40	Middle	-0.0113	0.01	0.0485	0.05

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Refuerzo longitudinal:

Arriba: 2 Ø 1/2" As = 2.54 cm²

Abajo: 2 Ø 1/2" As = 2.54 cm²

➤ Diseño por cortante:

Cortante de diseño: Vu = 0.41 tn

Armado de estribos: Ø3/8": 1@0.05, 8@0.10, 2@0.15, R@0.20

➤ Diseño por torsión:

Torsión de diseño: Tu = 0.534 tn-m

Acero longitudinal: Al = 2.84 cm²



Armado de estribos: $\varnothing 3/8'' @ 0.05, R@0.20$

Armado final:

Longitudinal superior: $2 \varnothing 5/8'' A_s = 3.96 \text{ cm}^2$

Longitudinal inferior: $2 \varnothing 5/8'' A_s = 3.96 \text{ cm}^2$

Estribos: $\varnothing 3/8'': 1@0.05, R@0.15$

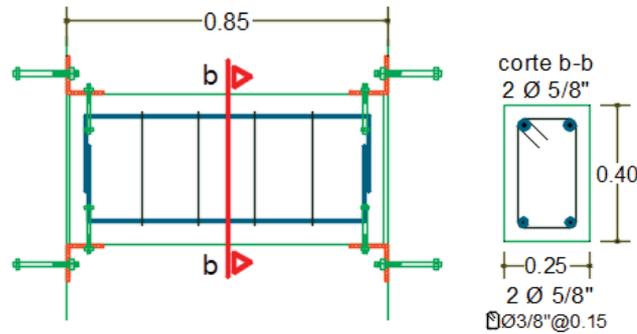


Fig. 3. 40: Detalle viga Eje A, tramo 3-4 con uniones articuladas

2) Eje B, tramo 3-4:

➤ Diseño por flexión:

Tabla 3. 22: Resultado de diseño por flexión en viga B8

Label	Story	Section	Location	(-)	As	(+)	As
				Moment	Top	Moment	Bot
				tonf-m	cm ²	tonf-m	cm ²
B8	Story7	V25x40	End-J	-1.6415	1.68	0.588	0.6
B8	Story6	V25x40	End-J	-2.3182	2.39	1.2804	1.31
B8	Story5	V25x40	End-J	-2.4202	2.5	1.3855	1.41
B8	Story4	V25x40	End-J	-2.4942	2.58	1.4832	1.52
B8	Story3	V25x40	End-J	-2.4455	2.53	1.4719	1.5
B8	Story2	V25x40	End-J	-2.2163	2.28	1.2996	1.33
B8	Story1	V25x40	End-J	-1.6373	1.68	0.8009	0.81

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Refuerzo longitudinal:

Arriba: $2 \varnothing 5/8''$ $A_s = 3.96 \text{ cm}^2$

Abajo: $2 \varnothing 1/2''$ $A_s = 2.54 \text{ cm}^2$

➤ Diseño por cortante:

Cortante de diseño: $V_u = 2.31 \text{ tn}$

Armado de estribos: $\varnothing 3/8'': 1@0.05, 8@0.10, 2@0.15, R@0.20$

➤ Diseño por torsión:

Torsión de diseño: $T_u = 1.125 \text{ tn-m}$

Acero longitudinal: $A_l = 3.69 \text{ cm}^2$



Armado de estribos: $\varnothing 3/8'' @ 0.05, R@0.17$

Armado final:

Longitudinal superior: $2 \varnothing 5/8'' As = 3.96 \text{ cm}^2$

Longitudinal inferior: $2 \varnothing 5/8'' As = 3.96 \text{ cm}^2$

Estribos: $\varnothing 3/8'' @ 0.15$

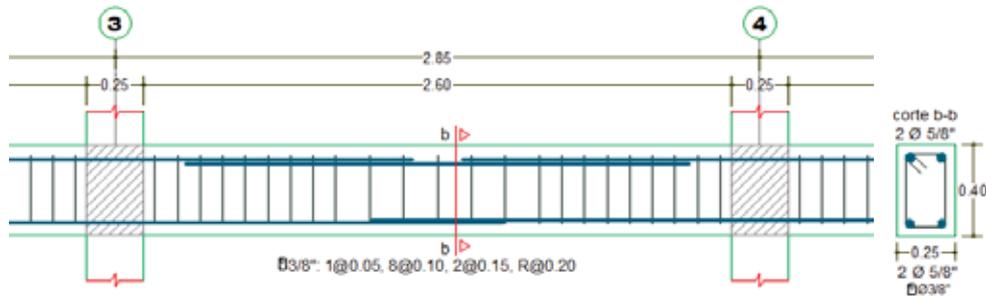


Fig. 3. 41: Detalle viga Eje B, tramo 3-4

3) Eje 4, tramo A-B:

➤ Diseño por flexión:

Tabla 3. 23: Resultado de diseño por flexión en viga B58

Label	Story	Section	Location	(-)	As	(+)	As
				Moment	Top	Moment	Bot
				tonf-m	cm ²	tonf-m	cm ²
B58	Story7	V25x40	Middle	-0.0198	0.02	0.4756	0.48
B58	Story6	V25x40	Middle	-0.0206	0.02	0.9372	0.95
B58	Story5	V25x40	Middle	-0.0212	0.02	0.9369	0.95
B58	Story4	V25x40	Middle	-0.021	0.02	0.9367	0.95
B58	Story3	V25x40	Middle	-0.0196	0.02	0.9363	0.95
B58	Story2	V25x40	Middle	-0.0163	0.02	0.9359	0.95
B58	Story1	V25x40	Middle	-0.0105	0.01	0.9354	0.95

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Refuerzo longitudinal:

Arriba: $2 \varnothing 1/2'' As = 2.54 \text{ cm}^2$

Abajo: $2 \varnothing 1/2'' As = 2.54 \text{ cm}^2$

➤ Diseño por cortante:

Cortante de diseño: $V_u = 3.25 \text{ tn}$

Armado de estribos: $\varnothing 3/8'': 1@0.05, 8@0.10, 2@0.15, R@0.20$

➤ Diseño por torsión:

Torsión de diseño: $T_u = 0.274 \text{ tn-m}$

Acero longitudinal: $A_l = 3.69 \text{ cm}^2$



Armado de estribos: $\varnothing 3/8'' @ 0.05, R@0.20$

Armado final:

Longitudinal superior: $2 \varnothing 5/8'' As = 3.96 \text{ cm}^2$

Longitudinal inferior: $2 \varnothing 5/8'' As = 3.96 \text{ cm}^2$

Estribos: $\varnothing 3/8'' : 1@0.05, R@0.15$

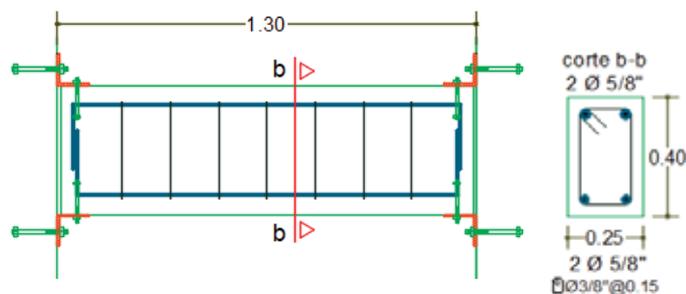


Fig. 3. 42: Detalle viga Eje 4, tramo A-B con uniones articuladas

4) Eje 3', conectada a placa:

➤ Diseño por flexión:

Tabla 3. 24: Resultado de diseño por flexión en viga B17

Label	Story	Section	Location	(-)	As	(+)	As
				Moment	Top	Moment	Bot
				tonf-m	cm ²	tonf-m	cm ²
B17	Story7	V25X20	End-J	-0.7351	1.43	1.5333	2.56
B17	Story6	V25X20	End-J	-0.8994	1.45	1.6201	2.72
B17	Story5	V25X20	End-J	-1.0245	1.67	1.6458	2.76
B17	Story4	V25X20	End-J	-1.1387	1.86	1.625	2.73
B17	Story3	V25X20	End-J	-1.175	1.93	1.4825	2.47
B17	Story2	V25X20	End-J	-1.0824	1.77	1.1728	1.92
B17	Story1	V25X20	End-J	-0.7839	1.43	0.7063	1.43

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Refuerzo longitudinal:

Arriba: $2 \varnothing 1/2''$ $As = 2.54 \text{ cm}^2$

Abajo: $2 \varnothing 5/8''$ $As = 3.96 \text{ cm}^2$

➤ Diseño por cortante:

Cortante de diseño: $Vu = 2.49 \text{ tn}$

Armado de estribos: $\varnothing 3/8'' : 1@0.05, 4@0.10, 2@0.15, R@0.20$

➤ Diseño por torsión:

Torsión de diseño: $Tu = 0.204 \text{ tn-m}$

Acero longitudinal: $Al = 1.46 \text{ cm}^2$



Armado de estribos: $\emptyset 3/8'' @ 0.05, R@0.20$

Armado final:

Longitudinal superior: $2 \emptyset 1/2'' A_s = 2.54 \text{ cm}^2$

Longitudinal inferior: $2 \emptyset 5/8'' A_s = 3.96 \text{ cm}^2$

Estribos: $\emptyset 3/8''$: $1@0.05, 4@0.10, R@0.15$.

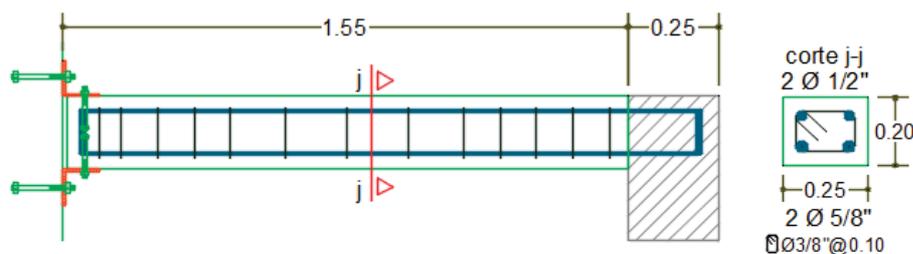


Fig. 3. 43: Detalle viga Eje 3' con uniones articuladas

3.4.5 DISEÑO DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO

A continuación, se muestra un resumen de los resultados, las áreas de acero longitudinal calculadas para cada eje por el programa etabs y verificado en hojas de cálculo (Anexo II-3: *Diseño de Columnas, Estructura con vigas de unión articulada*), al igual que el acero por corte que fue calculado de acuerdo a los requerimientos de la norma E.060.

Tabla 3. 25: Resultado de diseño de refuerzo en columnas

Ubicación	As long	Acero longitudinal	Estribos
A-1	12.50	4 $\emptyset 5/8''$ +4 $\emptyset 1/2''$	$\emptyset 3/8''$: 1@5, 5@10, 2@15, R@20
A-2	12.50	4 $\emptyset 5/8''$ +4 $\emptyset 1/2''$	$\emptyset 3/8''$: 1@5, 5@10, 2@15, R@20
A-3	12.50	4 $\emptyset 5/8''$ +4 $\emptyset 1/2''$	$\emptyset 3/8''$: 1@5, 5@10, 2@15, R@20
A-5	12.50	4 $\emptyset 5/8''$ +4 $\emptyset 1/2''$	$\emptyset 3/8''$: 1@5, 5@10, 2@15, R@20
A-6	12.50	4 $\emptyset 5/8''$ +4 $\emptyset 1/2''$	$\emptyset 3/8''$: 1@5, 5@10, 2@15, R@20
B-1	12.50	4 $\emptyset 5/8''$ +4 $\emptyset 1/2''$	$\emptyset 3/8''$: 1@5, 5@10, 2@15, R@20
B-2	12.50	4 $\emptyset 5/8''$ +4 $\emptyset 1/2''$	$\emptyset 3/8''$: 1@5, 5@10, 2@15, R@20
B-3	12.50	4 $\emptyset 5/8''$ +4 $\emptyset 1/2''$	$\emptyset 3/8''$: 1@5, 5@10, 2@15, R@20
B-4	12.50	4 $\emptyset 5/8''$ +4 $\emptyset 1/2''$	$\emptyset 3/8''$: 1@5, 5@10, 2@15, R@20
B-5	12.50	4 $\emptyset 5/8''$ +4 $\emptyset 1/2''$	$\emptyset 3/8''$: 1@5, 5@10, 2@15, R@20
B-6	12.50	4 $\emptyset 5/8''$ +4 $\emptyset 1/2''$	$\emptyset 3/8''$: 1@5, 5@10, 2@15, R@20
C-1	12.50	4 $\emptyset 5/8''$ +4 $\emptyset 1/2''$	$\emptyset 3/8''$: 1@5, 5@10, 2@15, R@20
C-2	12.50	4 $\emptyset 5/8''$ +4 $\emptyset 1/2''$	$\emptyset 3/8''$: 1@5, 5@10, 2@15, R@20
C-3	12.50	4 $\emptyset 5/8''$ +4 $\emptyset 1/2''$	$\emptyset 3/8''$: 1@5, 5@10, 2@15, R@20
C-4	12.50	4 $\emptyset 5/8''$ +4 $\emptyset 1/2''$	$\emptyset 3/8''$: 1@5, 5@10, 2@15, R@20
C-5	12.50	4 $\emptyset 5/8''$ +4 $\emptyset 1/2''$	$\emptyset 3/8''$: 1@5, 5@10, 2@15, R@20
C-6	12.50	4 $\emptyset 5/8''$ +4 $\emptyset 1/2''$	$\emptyset 3/8''$: 1@5, 5@10, 2@15, R@20
D-1	12.50	4 $\emptyset 5/8''$ +4 $\emptyset 1/2''$	$\emptyset 3/8''$: 1@5, 5@10, 2@15, R@20



D-2	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	Ø3/8": 1@5, 5@10, 2@15, R@20
D-5	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	Ø3/8": 1@5, 5@10, 2@15, R@20
D-6	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	Ø3/8": 1@5, 5@10, 2@15, R@20

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

En base a los resultados se tienen los detalles de las secciones de las columnas y el armado de acero:

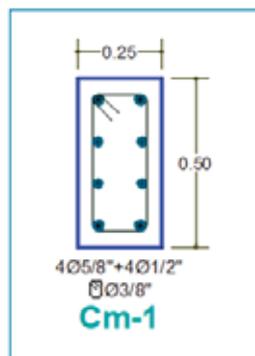


Fig. 3. 44: Detalle de sección y armado de columnas

3.4.6 DISEÑO MUROS DE CONCRETO ARMADO (PLACAS)

A continuación, se muestra un resumen de los resultados de diseño calculadas por el programa etabs según los parámetros de la norma E.060.

Tabla 3. 26: Resultado de diseño de refuerzo longitudinal en placas

		Acero Longitudinal (cm2)				
		P1	P2	P3	P4	P5
Story 7	Top	12.50	12.50	12.50	16.89	17.52
	Bottom	13.37	12.50	12.85	10.51	12.23
Story 6	Top	12.50	19.88	12.70	12.37	12.92
	Bottom	12.50	16.27	13.09	11.73	11.79
Story 5	Top	12.50	20.45	15.72	13.68	13.00
	Bottom	12.50	19.52	12.50	15.28	13.63
Story 4	Top	18.29	18.34	20.59	13.76	11.61
	Bottom	18.27	21.93	20.24	17.99	16.13
Story 3	Top	25.50	23.99	27.69	13.13	9.38
	Bottom	37.32	35.69	37.16	20.31	17.94
Story 2	Top	42.86	40.33	44.12	10.12	9.38
	Bottom	65.54	60.92	64.09	24.02	19.84
Story 1	Top	69.94	65.28	69.74	9.38	9.38
	Bottom	115.02	105.52	111.15	42.40	39.24

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Tabla 3. 27: Resultado de diseño de refuerzo transversal en placas

		Acero Transversal (cm2/m)
--	--	---------------------------



		P1	P2	P3	P4	P5
Story 7	Top	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
	Bottom	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
Story 6	Top	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
	Bottom	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
Story 5	Top	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
	Bottom	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
Story 4	Top	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
	Bottom	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
Story 3	Top	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
	Bottom	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
Story 2	Top	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
	Bottom	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
Story 1	Top	8.89	8.32	8.46	6.25	6.25
	Bottom	8.70	9.92	8.22	6.25	6.25

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Placa Ascensor (PL-1)

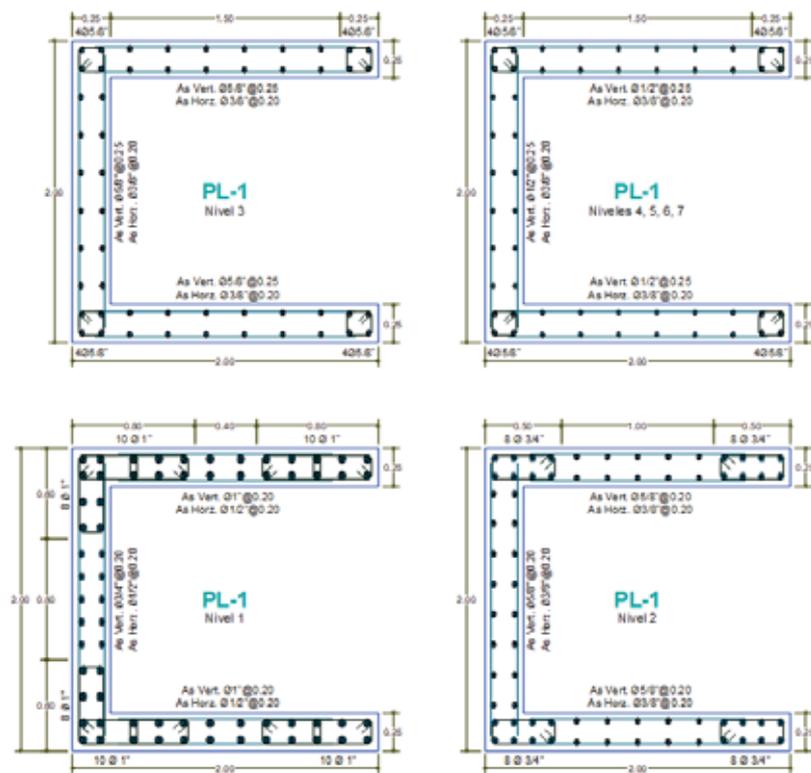


Fig. 3. 45: Detalle de sección y armado de placas PL-1



Placa PL-2

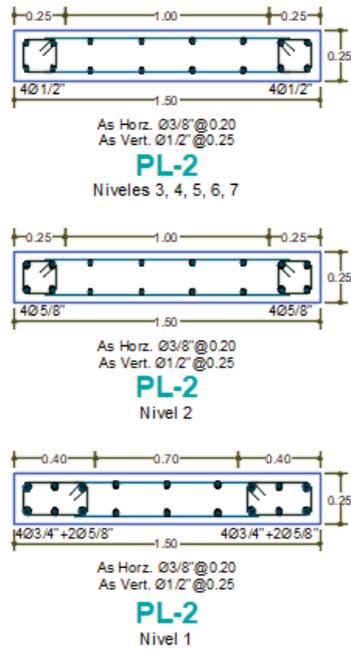


Fig. 3. 46: Detalle de sección y armado de placas PL-2



CAPÍTULO IV: ANÁLISIS COMPARATIVO, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 ANÁLISIS COMPARATIVO CUANTITATIVO

Para este análisis se realiza la comparación de resultados del análisis y diseño estructural de los dos casos planteados, es decir, la estructura con diseño el considerando la unión rígida en vigas cortas y la estructura en la que se utilizaron uniones articuladas semirrígidas, el cual es el diseño final y definitivo de este trabajo.

4.1.1 PARÁMETROS GLOBALES DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

PERIODOS DE MODOS VIBRACIÓN

Se realiza una comparación de los periodos de los modos de vibración de ambos casos.

Tabla 4.1: Comparación de los periodos de vibración

Case	Moda	CON UNIONES RÍGIDAS	CON UNIONES ARTICULADAS
		Period sec	Period sec
Modal	1	0.652	0.763
Modal	2	0.63	0.645
Modal	3	0.551	0.618
Modal	4	0.194	0.2
Modal	5	0.175	0.194
Modal	6	0.143	0.155
Modal	7	0.101	0.101
Modal	8	0.087	0.09
Modal	9	0.082	0.089
Modal	10	0.081	0.083
Modal	11	0.08	0.081
Modal	12	0.072	0.073
Modal	13	0.072	0.072
Modal	14	0.071	0.072
Modal	15	0.071	0.071
Modal	16	0.068	0.071
Modal	17	0.067	0.067
Modal	18	0.066	0.066
Modal	19	0.062	0.065
Modal	20	0.062	0.063
Modal	21	0.062	0.062

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016



Se observa que los periodos de vibración de la estructura con uniones articuladas son ligeramente más largos que los de la estructura con uniones rígidas.

DESPLAZAMIENTOS

Se realiza una comparación del análisis de desplazamientos para ambos casos, considerando los desplazamientos en el centro de masas y su respectivo cálculo según la norma E.030, así también los máximos desplazamientos generados en cada entrepiso, para ambos casos. Se verifica si hubo incremento o reducción cuando se utiliza uniones articuladas en las vigas cortas, considerándose valor positivo para incrementos y valor negativo para reducciones.

Tabla 4.2: Comparación de desplazamiento Centro de Masas

Nivel	CON UNIONES RÍGIDAS (1)		CON UNIONES ARTICULADAS (2)		DIFERENCIA (2)-(1)	
	UX	UY	UX	UY	X-X	Y-Y
	m	m	m	m	m	m
Story7	0.01405	0.01095	0.0172	0.01402	0.00315	0.00307
Story6	0.01221	0.00963	0.0149	0.01221	0.00269	0.00258
Story5	0.01014	0.00809	0.01228	0.01013	0.00214	0.00204
Story4	0.00781	0.00633	0.00939	0.00788	0.00158	0.00155
Story3	0.00535	0.00443	0.00636	0.00548	0.00101	0.00105
Story2	0.00298	0.00254	0.00346	0.00311	0.00048	0.00057
Story1	0.00102	0.00088	0.00114	0.00107	0.0001	0.00019

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Hay incremento en los desplazamientos del centro de masas de cada entrepiso, cuando se utilizan uniones articuladas, pero no es muy considerable para este caso, siendo el máximo de $0.00315\text{m} = 3.15\text{mm}$.

Tabla 4. 3: Comparación de desplazamiento según Norma E.030 (R=7)

Altura h (m)	CON UNIONES RÍGIDAS (1)		CON UNIONES ARTICULADAS (2)		DIFERENCIA (2)-(1)	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
	$0.75R^*(\Delta/h)$	$0.75R^*(\Delta/h)$	$0.75R^*(\Delta/h)$	$0.75R^*(\Delta/h)$		
2.80	0.0035	0.0025	0.0043	0.0034	0.0009	0.0009
2.80	0.0039	0.0029	0.0049	0.0039	0.0010	0.0010
2.80	0.0044	0.0033	0.0054	0.0042	0.0011	0.0009
2.80	0.0046	0.0036	0.0057	0.0045	0.0011	0.0009
2.80	0.0044	0.0035	0.0054	0.0044	0.0010	0.0009
2.80	0.0037	0.0031	0.0044	0.0038	0.0007	0.0007
3.00	0.0018	0.0015	0.0020	0.0019	0.0002	0.0003

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016



Hay incremento en los desplazamientos calculado según norma, en ambos casos se encuentran dentro del máximo (0.007). El incremento máximo es en un valor de 0.0011.

Tabla 4. 4: Comparación de desplazamiento máximo en el entrepiso

Nivel	CON UNIONES RÍGIDAS (1)		CON UNIONES ARTICULADAS (2)		DIFERENCIA (2)-(1)	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
	m	m	m	m	m	m
Story7	0.02021	0.01369	0.02224	0.01612	0.00203	0.00243
Story6	0.01777	0.01224	0.01918	0.01362	0.00141	0.00138
Story5	0.01492	0.01066	0.0158	0.01145	0.00088	0.00079
Story4	0.01165	0.00862	0.0121	0.00922	0.00045	0.0006
Story3	0.00812	0.00623	0.00824	0.00662	0.00012	0.00039
Story2	0.00463	0.00367	0.00454	0.00387	-9E-05	0.0002
Story1	0.00163	0.00129	0.00151	0.00134	-0.00012	5E-05

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Se trata de los máximos valores desplazamiento encontrados en cada entrepiso. Hay incremento en los máximos desplazamientos encontrados en cada entrepiso, cuando se utilizan uniones articuladas, siendo el máximo incremento de 0.00243m = 2.43mm.

4.1.2 FUERZAS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Este es el parámetro más importante, las fuerzas calculadas en cada elemento estructural, nos puede brindar a detalle como es el comportamiento de la estructura cuando se cambia el uso de uniones rígidas por el de articuladas en las vigas cortas elegidas. Los resultados son tomados de las tablas de resultados del programa etabs 2016.

VIGAS CORTAS Y CRÍTICAS

Se analizó de manera comparativa el resultado de fuerzas y momentos en las vigas que fueron articuladas y las vigas del eje B, tramo 3-4, la misma que hay que tener en cuenta en este análisis.



Tabla 4.5: Comparación de Fuerza cortante

Eje Ubicación	Nivel	Viga (label etabs)	CON UNIONES RÍGIDAS	CON UNIONES ARTICULA -DAS	DIFERENCI A
			V2 tonf	V2 tonf	V2 tonf
Eje A - tramo 3-4	Story2	B57	25.4136	0.3769	-25.0367
Eje A - tramo 3-4	Story1	B57	-18.7644	-0.3127	-18.4517
Eje 4 - tramo A-B	Story2	B58	28.8041	3.2365	-25.5676
Eje 4 - tramo A-B	Story2	B58	-34.8738	-3.2494	-31.6244
Eje 3' - unida a placa	Story3	B17	5.4764	1.8694	-3.607
Eje 3' - unida a placa	Story4	B17	-8.3093	-2.2284	-6.0809
Eje B - tramo 3-4	Story4	B8	6.7039	2.248	-4.4559
Eje B - tramo 3-4	Story3	B8	-6.1284	-2.5121	-3.6163

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Tabla 4.6: Comparación de Momento flector

Eje Ubicación	Nivel	Viga (label etabs)	CON UNIONES RÍGIDAS	CON UNIONES ARTICULADAS	DIFERENCIA
			M3 tonf-m	M3 tonf-m	M3 tonf-m
Eje A - tramo 3-4	Story1	B57	12.358	0.0485	-12.3095
Eje A - tramo 3-4	Story2	B57	-19.2223	-0.0265	-19.1958
Eje 4 - tramo A-B	Story2	B58	32.568	0.9372	-31.6308
Eje 4 - tramo A-B	Story3	B58	-39.3324	-0.0212	-39.3112
Eje 3' - unida a placa	Story3	B17	4.404	1.6458	-2.7582
Eje 3' - unida a placa	Story4	B17	-6.8016	-1.175	-5.6266
Eje B - tramo 3-4	Story4	B8	3.4869	1.4832	-2.0037
Eje B - tramo 3-4	Story5	B8	-4.2106	-2.4942	-1.7164

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Tabla 4.7: Comparación de Momento Torsor

Eje Ubicación	Nivel	Viga (label etabs)	CON UNIONES RÍGIDAS	CON UNIONES ARTICULADAS	DIFERENCIA
			T tonf-m	T tonf-m	T tonf-m
Eje A - tramo 3-4	Story3	B57	0.5362	0.3285	-0.2077
Eje A - tramo 3-4	Story7	B57	-2.0783	-0.7179	-1.3604
Eje 4 - tramo A-B	Story3	B58	0.8201	0.3048	-0.5153
Eje 4 - tramo A-B	Story3	B58	-0.8884	-0.3081	-0.5803
Eje 3' - unida a placa	Story4	B17	0.5355	0.2105	-0.325



Eje 3' - unida a placa	Story3	B17	-0.3904	-0.1805	-0.2099
Eje B - tramo 3-4	Story3	B8	3.2162	1.1246	-2.0916
Eje B - tramo 3-4	Story3	B8	-2.3826	-0.7382	-1.6444

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

En todos los casos hubo reducción de fuerzas y momentos en las vigas que fueron articuladas. Para el caso de las vigas del eje B, tramo 3-4, que no fueron articuladas, también se aprecia reducción de fuerzas y de momentos ya que estas vigas están directamente ligadas al comportamiento de las vigas del eje 3' que si fue articulada.

La mayor variación que se observa es en las vigas cortas del eje A, tramo 3-4 y del eje 4, tramo A-B, para las fuerzas cortantes y momentos flectores.

OTRAS VIGAS DE LA ESTRUCTURA

Se analizó de manera comparativa el resultado de fuerzas y momentos máximos presentes en vigas, para este análisis se consideraron las vigas con los mayores resultados de fuerza cortante, momento flector y torsor respectivamente, así como la ubicación de estas vigas.

Tabla 4.8: Comparación de Fuerza cortante

Eje Ubicación	Nivel	Viga (label etabs)	CON UNIONES RÍGIDAS	CON UNIONES ARTICULADAS	DIFERENCIA
			V2 tonf	V2 tonf	V2 tonf
Eje 5 - tramo C-D	Story4	B35	9.8213	10.4785	0.6572
Eje 2 - tramo C-D	Story4	B26	9.7537	9.6845	-0.0692
Eje D - tramo 2-3	Story3	B3	8.8468	8.7908	-0.056
Eje 2 - tramo A-B	Story3	B2	8.8335	8.8722	0.0387
Eje 4 - tramo C-D	Story5	B32	8.6827	9.1592	0.4765
Eje 2 - tramo B-C	Story3	B25	8.6648	8.7081	0.0433
Eje 5 - tramo A-B	Story3	B33	-8.1396	-9.563	1.4234
Eje 3 - tramo B-C	Story4	B28	-8.3574	-8.7858	0.4284
Eje D - tramo 3-4 (Int.)	Story3	B50	-8.4848	-8.1899	-0.2949
Eje 2 - tramo A-B	Story3	B2	-8.5195	-8.9862	0.4667
Eje D - tramo 4-5	Story3	B4	-8.901	-8.5727	-0.3283
Eje 4 - tramo B-C	Story5	B31	-10.5512	-8.9778	-1.5734

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016



Se puede observar tanto incrementos y reducciones en la fuerza cortante, aunque no muy significativos, el mayor incremento se tiene en las vigas del eje 5, tramo A-B (1.42tn) y la mayor reducción en las vigas del eje 4, tramo B-C (-1.57tn).

Tabla 4.9: Comparación de Momento flector

Eje Ubicación	Nivel	Viga (label etabs)	CON UNIONES RÍGIDAS	CON UNIONES ARTICULADAS	DIFERENCIA
			M3 tonf-m	M3 tonf-m	M3 tonf-m
Eje D - tramo 3-4 (Int.)	Story3	B50	9.5447	8.994	-0.5507
Eje D - tramo 3-4	Story2	B30	9.5068	9.024	-0.4828
Eje D - tramo 4-5	Story2	B4	8.166	6.8642	-1.3018
Eje D - tramo 2-3	Story2	B3	8.0915	6.5461	-1.5454
Eje D - tramo 3-4	Story2	B30	-9.8908	-9.65	-0.2408
Eje D - tramo 3-4 (Int.)	Story3	B50	-10.3113	-10.0621	-0.2492
Eje D - tramo 2-3	Story3	B3	-10.4812	-10.4148	-0.0664
Eje D - tramo 4-5	Story3	B4	-10.5487	-10.1239	-0.4248

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Se puede observar mayormente reducciones en el momento flector, siendo la mayor reducción en las vigas del eje D, tramo 2-3 (-1.55tn-m).

Tabla 4.10: Comparación de Momento Torsor

Eje Ubicación	Nivel	Viga (label etabs)	CON UNIONES RÍGIDAS	CON UNIONES ARTICULADAS	DIFERENCIA
			T tonf-m	T tonf-m	T tonf-m
Eje D - tramo 2-3	Story7	B3	0.5848	0.6032	0.0184
Eje 3 - tramo A-B	Story7	B27	0.3022	0.2178	-0.0844
Eje 3 - tramo C-D	Story2	B56	0.2895	0.2646	-0.0249
Eje D - tramo 2-3	Story3	B3	0.2794	0.6032	0.3238
Eje B - tramo 4-5	Story3	B9	-0.2442	-0.1491	-0.0951
Eje 3 - tramo C-D	Story2	B56	-0.2741	-0.2486	-0.0255
Eje 3 - tramo B-C	Story7	B28	-0.3282	-0.117	-0.2112
Eje D - tramo 4-5	Story7	B4	-0.611	-0.6239	0.0129

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Se observa incrementos y reducciones poco importantes, por lo que se puede considerar que técnicamente no hubo variación.



FUERZAS EN COLUMNAS

Se analizó de manera comparativa el resultado de fuerzas y momentos máximos presentes en las columnas, tomándose el máximo valor entre los niveles de cada columna, considerándose para ello cada intersección donde se encuentre una columna.

Fuerza Axial:

Tabla 4. 11: Comparación de Fuerza axial máxima en columnas

Intersección	CON UNIONES RÍGIDAS		CON UNIONES ARTICULADAS		DIFERENCIA
	Columna (label etabs)	P tonf	Columna (label etabs)	P tonf	P tonf
A-1	C1	-63.081	C1	-67.2307	4.150
A-2	C2	-80.3515	C2	-87.5282	7.177
A-3	C3	-80.7798	C3	-64.9847	-15.795
A-5	C5	-80.7447	C5	-86.4432	5.699
A-6	C6	-63.4046	C6	-66.9654	3.561
B-1	C7	-80.3032	C7	-81.1593	0.856
B-2	C8	-107.7633	C8	-109.5399	1.777
B-3	C9	-90.0961	C9	-96.5471	6.451
B-4	C10	-133.0537	C10	-99.7744	-33.279
B-5	C11	-109.5166	C11	-112.8293	3.313
B-6	C12	-85.0372	C12	-85.6338	0.597
C-1	C13	-83.9323	C13	-82.2567	-1.676
C-2	C14	-111.0941	C14	-110.3224	-0.772
C-3	C15	-127.4936	C15	-127.2769	-0.217
C-4	C16	-123.2053	C16	-126.5531	3.348
C-5	C17	-114.3631	C17	-114.6854	0.322
C-6	C18	-86.0253	C18	-86.0794	0.054
D-1	C19	-70.7615	C19	-69.6307	-1.131
D-2	C20	-85.2266	C20	-85.0554	-0.171
D-5	C23	-83.073	C23	-86.3981	3.325
D-6	C24	-65.6852	C24	-70.0124	4.327

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Se aprecia dos grandes reducciones de fuerza axial, en la columna de la intersección A-3 (-15.795 tn) y en la columna de la intersección B-4 (-33.28 tn). Estas columnas son en las que se apoyan las vigas cortas que fueron articuladas, se puede deducir que el uso de uniones articuladas en vigas cortas también influye en el comportamiento de las columnas en las que se apoyan, en este caso produjo una reducción de esfuerzos en estas columnas.

En los demás casos, en la mayoría, se genera incremento de la fuerza axial en columnas.



Fuerza cortante V 2-2:

Tabla 4. 12: Comparación de Fuerza cortante máxima 2-2 en columnas

Intersección	CON UNIONES RÍGIDAS		CON UNIONES ARTICULADAS		DIFERENCIA
	Columna (label etabs)	V2 tonf	Columna (label etabs)	V2 tonf	V2 tonf
A-1	C1	-1.821	C1	-1.8898	0.069
A-2	C2	-3.165	C2	-3.7181	0.553
A-3	C3	2.7265	C3	2.45	-0.277
A-5	C5	-2.9027	C5	-4.022	1.119
A-6	C6	1.8909	C6	2.1494	0.259
B-1	C7	4.5843	C7	3.9574	-0.627
B-2	C8	4.3359	C8	4.3685	0.033
B-3	C9	-4.1534	C9	-4.2283	0.075
B-4	C10	-6.46	C10	-3.1738	-3.286
B-5	C11	4.2342	C11	5.2399	1.006
B-6	C12	1.467	C12	1.6674	0.200
C-1	C13	4.1801	C13	-3.622	-0.558
C-2	C14	3.742	C14	-3.8607	0.119
C-3	C15	-	C15	-16.9361	0.963
		15.9734			
C-4	C16	4.1436	C16	-3.9315	-0.212
C-5	C17	3.843	C17	4.6451	0.802
C-6	C18	1.4944	C18	1.6187	0.124
D-1	C19	-1.844	C19	-1.767	-0.077
D-2	C20	4.1215	C20	3.9683	-0.153
D-5	C23	4.2764	C23	4.6637	0.387
D-6	C24	1.8391	C24	1.8046	-0.035

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Se aprecian tanto incrementos como reducción de la fuerza cortante V2-2, siendo el más importante el de la columna de la intersección B-4 (-3.286tn). Esta columna es una en las que se apoya la viga corta del eje 4, que fue articulada.

Fuerza cortante V 3-3:

Tabla 4. 13: Comparación de Fuerza cortante máxima 3-3 en columnas

Intersección	CON UNIONES RÍGIDAS		CON UNIONES ARTICULADAS		DIFERENCIA
	Columna (label etabs)	V3 tonf	Columna (label etabs)	V3 tonf	V3 tonf
A-1	C1	2.051	C1	2.1158	0.065
A-2	C2	2.436	C2	1.8672	-0.569
A-3	C3	1.1717	C3	1.927	0.755
A-5	C5	-2.2271	C5	-2.2606	0.034
A-6	C6	1.7342	C6	2.2085	0.474
B-1	C7	-0.933	C7	-0.9573	0.024
B-2	C8	-1.2963	C8	-1.3923	0.096
B-3	C9	1.9461	C9	1.51	-0.436
B-4	C10	-0.9491	C10	-1.2961	0.347



B-5	C11	-1.5802	C11	1.4938	-0.086
B-6	C12	-2.5523	C12	-3.0829	0.531
C-1	C13	-0.8885	C13	-0.9263	0.038
C-2	C14	-1.4879	C14	-1.5655	0.078
C-3	C15	-11.6131	C15	-	0.142
				11.7546	
C-4	C16	1.0227	C16	1.161	0.138
C-5	C17	1.467	C17	1.7043	0.237
C-6	C18	-2.1972	C18	-2.73	0.533
D-1	C19	-2.4776	C19	-2.1967	-0.281
D-2	C20	2.8845	C20	2.8605	-0.024
D-5	C23	-2.8812	C23	-2.7603	-0.121
D-6	C24	-2.2725	C24	-2.6224	0.350

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

No se aprecian incrementos ni reducciones considerables en fuerza cortante V3-3, siendo el mayor de ellos el incremento de la columna de la intersección C-3 (0.755tn).

Momento flector M 2-2:

Tabla 4. 14: Comparación de Momento máximo 2-2 en columnas

Intersección	CON UNIONES RÍGIDAS		CON UNIONES ARTICULADAS		DIFERENCIA
	Columna (label etabs)	M2 tonf-m	Columna (label etabs)	M2 tonf-m	M2 tonf-m
A-1	C1	2.858	C1	2.9059	0.048
A-2	C2	3.2175	C2	2.57	-0.648
A-3	C3	1.6131	C3	2.6848	1.072
A-5	C5	-2.9886	C5	-2.9881	0.000
A-6	C6	2.4917	C6	3.0848	0.593
B-1	C7	-1.2247	C7	-1.3107	0.086
B-2	C8	-1.8104	C8	-1.9458	0.135
B-3	C9	2.7128	C9	2.1141	-0.599
B-4	C10	-1.3484	C10	-1.814	0.466
B-5	C11	-2.1735	C11	2.0933	-0.080
B-6	C12	-3.5844	C12	-4.3333	0.749
C-1	C13	-1.2303	C13	-1.2852	0.055
C-2	C14	-2.0667	C14	-2.1745	0.108
C-3	C15	2.4733	C15	2.6926	0.219
C-4	C16	1.4582	C16	1.6428	0.185
C-5	C17	2.045	C17	2.3701	0.325
C-6	C18	-3.0757	C18	-3.8276	0.752
D-1	C19	-3.4607	C19	-3.0658	-0.395
D-2	C20	4.0173	C20	3.9866	-0.031
D-5	C23	-4.0124	C23	-3.845	-0.167
D-6	C24	-3.0796	C24	-3.5328	0.453

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016



No se aprecian incrementos ni reducciones considerables en momento flector M-2-2, siendo el mayor de ellos el incremento de la columna de la intersección A-3 (1.072tn-m).

Momento flector M 3-3:

Tabla 4. 15: Comparación de Momento máximo 3-3 en columnas

Intersección	CON UNIONES RÍGIDAS		CON UNIONES ARTICULADAS		DIFERENCIA
	Columna (label etabs)	M3 tonf-m	Columna (label etabs)	M3 tonf-m	M3 tonf-m
A-1	C1	-2.424	C1	-2.3509	-0.073
A-2	C2	-4.8722	C2	-5.3753	0.503
A-3	C3	4.2145	C3	-2.9857	-1.229
A-5	C5	-4.5168	C5	-5.7359	1.219
A-6	C6	2.4771	C6	2.6251	0.148
B-1	C7	6.6785	C7	5.802	-0.877
B-2	C8	6.2571	C8	6.3454	0.088
B-3	C9	-5.7028	C9	-5.8773	0.175
B-4	C10	-9.1083	C10	-4.5078	-4.601
B-5	C11	6.0839	C11	7.5232	1.439
B-6	C12	2.1832	C12	2.4697	0.287
C-1	C13	6.0298	C13	-5.286	-0.744
C-2	C14	5.2498	C14	-5.6145	0.365
C-3	C15	5.1794	C15	5.6074	0.428
C-4	C16	-5.3898	C16	-5.7117	0.322
C-5	C17	5.236	C17	-6.5792	1.343
C-6	C18	2.4632	C18	2.6787	0.216
D-1	C19	-3.1146	C19	-2.947	-0.168
D-2	C20	5.6124	C20	5.6471	0.035
D-5	C23	5.5099	C23	6.2685	0.759
D-6	C24	3.1722	C24	3.0646	-0.108

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Se aprecia reducción en momento flector M3-3 en la columna de la intersección B-4 (-4.601tn-m), perteneciente a la columna en la que se apoya la viga corta del eje 4 que fue articulada.

FUERZAS EN MUROS DE CONCRETO (PLACAS)

Se analizó de manera comparativa el resultado de fuerzas y momentos máximos presentes en las placas, tomándose el máximo valor entre los niveles de cada placa.



Fuerza Axial:

Tabla 4. 16: Comparación de Fuerza axial máxima en placas

	CON UNIONES RÍGIDAS	CON UNIONES ARTICULADAS	DIFERENCIA
Placa	P	P	P
Pier	tonf	tonf	tonf
P1	-289.299	-308.9637	19.665
P2	-256.7611	-262.5931	5.832
P3	-280.039	-255.8377	-24.201
P4	-151.6641	-150.3134	-1.351
P5	-154.661	-158.0104	3.349

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Se aprecia incrementos y reducciones, siendo el mayor incremento en la placa P1 (19.665tn), y la mayor reducción en la placa P3 (-24.201tn).

Fuerza cortante V 2-2:

Tabla 4. 17: Comparación de Fuerza cortante máxima 2-2 en placas

	CON UNIONES RÍGIDAS	CON UNIONES ARTICULADAS	DIFERENCIA
Placa	V2	V2	V2
Pier	tonf	tonf	tonf
P1	56.675	50.789	-5.886
P2	71.2468	-56.6589	-14.588
P3	51.6001	48.3501	-3.250
P4	-31.464	29.5256	-1.938
P5	-30.1202	29.908	-0.212

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Se aprecia reducción en la cortante V2-2, paralelo al plano, para las placas P1, P2, P3 (Ascensor), siendo el mayor en P2 (-14.588tn).

Fuerza cortante V 3-3:

Tabla 4. 18: Comparación de Fuerza cortante máxima 3-3 en placas

	CON UNIONES RÍGIDAS	CON UNIONES ARTICULADAS	DIFERENCIA
Placa	V3	V3	V3
Pier	tonf	tonf	tonf
P1	-0.822	-0.6127	-0.209
P2	-0.6998	-0.6768	-0.023
P3	0.7423	0.5882	-0.154
P4	-7.1385	-7.1057	-0.033
P5	-6.0772	-6.0964	0.019

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Se aprecia incrementos y reducciones de V3-3, perpendiculares al plano, insignificantes.



Momento flector M 2-2:

Tabla 4. 19: Comparación de Momento máximo 2-2 en placas

	CON UNIONES RÍGIDAS	CON UNIONES ARTICULADAS	DIFERENCIA
Placa	M2	M2	M2
Pier	tonf-m	tonf-m	tonf-m
P1	2.289	2.1856	-0.103
P2	-2.5639	-2.9006	0.337
P3	2.2169	2.1619	-0.055
P4	-6.8282	-6.8587	0.031
P5	-6.2255	-6.6022	0.377

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Se aprecia incrementos y reducciones de M2-2 insignificantes.

Momento flector M 3-3:

Tabla 4. 20: Comparación de Momento máximo 3-3 en placas

	CON UNIONES RÍGIDAS	CON UNIONES ARTICULADAS	DIFERENCIA
Placa	M3	M3	M3
Pier	tonf-m	tonf-m	tonf-m
P1	173.762	192.1549	18.393
P2	168.0937	154.3542	-13.740
P3	169.9949	183.2137	13.219
P4	89.1768	85.5436	-3.633
P5	88.788	85.1553	-3.633

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Se aprecia incrementos y reducciones, siendo el incremento mayor en la placa P1 (18.393tn-m), siendo la reducción mayor en la placa P2 (-13.748tn-m).

4.1.3 RESULTADOS DE DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Este parámetro es el resultado final de ambos casos y nos puede ser útil para tener una idea en cuanto a cantidades de materiales (concreto y acero), que influirán directamente en los costos de la estructura de la edificación. Los resultados son tomados de las tablas de resultados del programa etabs 2016.

VIGAS CORTAS Y CRÍTICAS

Se realizó la comparación de resultados de diseño en las vigas que fueron articuladas y las vigas del eje B, tramo 3-4, la misma que hay que tener en cuenta



Tabla 4. 21: Comparación de sección y acero longitudinal de vigas cortas y críticas

Eje Ubicación	Nivel	Viga (label etabs)	CON UNIONES RÍGIDAS		CON UNIONES ARTICULADAS		DIFERENCIA As long. cm2
			Sección	As longitudinal máximo (cm2)	Sección	As longitudinal máximo (cm2)	
Eje A - tramo 3-4	Story2	B57	V25x90	7.03	V25x40	0.03	-7.00
Eje A - tramo 3-4	Story2	B57	V25x90	4.85	V25x40	0.05	-4.80
Eje 4 - tramo A-B	Story3	B58	V25x90	13.38	V25x40	0.02	-13.36
Eje 4 - tramo A-B	Story3	B58	V25x90	10.92	V25x40	0.95	-9.97
Eje 3' - unida a placa	Story3	B17	V25x30	7.68	V25x20	1.93	-5.75
Eje 3' - unida a placa	Story3	B17	V25x30	4.69	V25x20	2.76	-1.93
Eje B - tramo 3-4	Story3	B8	V40x40	4.36	V25x40	2.58	-1.78
Eje B - tramo 3-4	Story3	B8	V40x40	3.59	V25x40	1.52	-2.07

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

El uso de articulaciones favorece a la reducción de las secciones, es así que se redujeron vigas de 25x90 a 25x40 y vigas de 40x40 a 25x40.

Las áreas de acero se redujeron significativamente en todas las vigas que fueron articuladas.

OTRAS VIGAS DE LA ESTRUCTURA

Tabla 4. 22: Comparación de sección y acero longitudinal en otras vigas

Eje Ubicación	Nivel	Viga (label etabs)	CON UNIONES RÍGIDAS		CON UNIONES ARTICULADAS		DIFERENCIA As long. cm2
			Sección	As longitudinal máximo (cm2)	Sección	As longitudinal máximo (cm2)	
Eje D, tramo 3-4 (int.)	Story3	B50	V25x40	9.22	V25x40	8.82	-0.40
Eje D, tramo 3-4	Story2	B30	V25x40	8.3	V25x40	8.18	-0.12
Eje D, tramo 2-3	Story2	B3	V25x40	8.68	V25x40	8.93	0.25
Eje D, tramo 4-5	Story2	B4	V25x40	8.63	V25x40	8.64	0.01

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Se tienen incrementos y reducciones en el área de acero, pero en valores casi insignificantes.

RESULTADO DE DISEÑO EN COLUMNAS

Se pretende verificar si hubo incrementos o reducciones en las áreas de acero de las columnas.



Tabla 4. 23: Comparación de acero longitudinal en columnas

Ubicación	CON UNIONES RÍGIDAS		CON UNIONES ARTICULADAS		Diferencia cm ²
	As long (cm ²)	Acero longitudinal (armado)	As long (cm ²)	Acero longitudinal (armado)	
A-1	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	0.00
A-2	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	0.00
A-3	20.21	8Ø3/4"	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	-7.71
A-5	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	0.00
A-6	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	0.00
B-1	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	0.00
B-2	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	0.00
B-3	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	0.00
B-4	20.87	8Ø3/4"	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	-8.37
B-5	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	0.00
B-6	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	0.00
C-1	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	0.00
C-2	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	0.00
C-3	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	0.00
C-4	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	0.00
C-5	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	0.00
C-6	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	0.00
D-1	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	0.00
D-2	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	0.00
D-5	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	0.00
D-6	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	12.50	4Ø5/8"+4Ø1/2"	0.00

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Se aprecia reducción en las áreas de acero considerable en las columnas de las intersecciones A-3 (-7.71cm²) y B-4 (-8.37cm²), estas columnas son en las que se apoyan las vigas que fueron articuladas.

RESULTADOS DE DISEÑO EN MUROS DE CONCRETO (PLACAS)

Se pretende verificar si hubo incrementos o reducciones en las áreas de acero de muros estructurales (placas).

Tabla 4. 24: Comparación de acero longitudinal en placas

		Diferencia Acero Longitudinal (cm ²)				
		P1	P2	P3	P4	P5
Story 7	Top	0.00	0.00	0.00	0.77	1.43
	Bottom	0.87	0.00	0.35	-1.11	-0.48
Story 6	Top	-3.69	3.81	-0.07	2.74	3.26
	Bottom	0.00	3.77	0.59	-0.34	0.33
Story 5	Top	-6.49	3.39	2.31	2.98	3.62
	Bottom	0.00	3.55	0.00	0.43	1.09
Story 4	Top	-5.08	-1.19	6.43	2.99	2.23
	Bottom	-1.80	-0.96	6.24	0.70	1.48
Story 3	Top	-5.20	-1.73	6.75	2.90	0.00



	Bottom	2.30	-2.90	11.19	1.40	1.56
Story 2	Top	2.29	-0.50	11.38	0.74	0.00
	Bottom	7.43	0.11	11.61	2.77	1.49
Story 1	Top	16.40	1.38	17.18	0.00	0.00
	Bottom	22.92	3.62	18.12	-0.46	-0.51

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

Sólo en las placas P1, P2 y P3 (del ascensor) se pueden apreciar algunos incrementos en el área de acero longitudinal considerable, siendo el mayor de ellos el del primer nivel en 22.92cm².

Para las placas P4 y P5 (de la escaleras) en la mayoría de los casos se aprecian incrementos, el mayor de ellos se tiene en la placa P5 del quinto nivel (3.62cm²).

4.2 VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS

4.2.1 HIPÓTESIS GENERAL

“El uso de articulaciones reduce en las vigas cortas las solicitaciones de corte y flexión causadas por sismo que puedan causar fallas”

La prueba de la hipótesis se realizó en base la comparación de los resultados obtenidos para ambos casos planteados, con lo que se tiene:

Tabla 4. 25: Comparación de cortante en vigas cortas

Eje Ubicación	Nivel	Load/ Case	CON UNIONES RÍGIDAS	CON UNIONES ARTICULADAS	DIFERENCIA	PORCENTAJE
			V2 (1) tonf	V2 (2) tonf	$\Delta V2$ tonf	$\Delta V2/V2(1)$
Eje A - tramo 3-4 Label etabs: B57	Story7	Sismo Max	1.5488	0.041	-1.5078	-97.4%
	Story6	Sismo Max	3.4379	0.0436	-3.3943	-98.7%
	Story5	Sismo Max	7.2752	0.0448	-7.2304	-99.4%
	Story4	Sismo Max	10.6241	0.0445	-10.5796	-99.6%
	Story3	Sismo Max	13.6116	0.0414	-13.5702	-99.7%
	Story2	Sismo Max	15.8487	0.0345	-15.8142	-99.8%
	Story1	Sismo Max	16.844	0.0227	-16.8213	-99.9%
Eje 4 - tramo A-B Label etabs: B58	Story7	Sismo Max	3.7588	0.0144	-3.7444	-99.6%
	Story6	Sismo Max	7.0502	0.0155	-7.0347	-99.8%
	Story5	Sismo Max	11.8789	0.0165	-11.8624	-99.9%
	Story4	Sismo Max	16.9873	0.0171	-16.9702	-99.9%



	Story3	Sismo Max	21.1828	0.0165	-21.1663	-99.9%
	Story2	Sismo Max	23.2744	0.0142	-23.2602	-99.9%
	Story1	Sismo Max	19.738	0.0093	-19.7287	-100.0%
Eje 3' - conectada a placas Label etabs: B17	Story7	Sismo Max	2.7872	0.4878	-2.2994	-82.5%
	Story6	Sismo Max	3.3645	0.5634	-2.8011	-83.3%
	Story5	Sismo Max	3.8904	0.6051	-3.2853	-84.4%
	Story4	Sismo Max	4.3647	0.6355	-3.7292	-85.4%
	Story3	Sismo Max	4.5317	0.6216	-3.9101	-86.3%
	Story2	Sismo Max	4.1765	0.5396	-3.6369	-87.1%
	Story1	Sismo Max	2.9287	0.3559	-2.5728	-87.8%

Se aprecia una reducción promedio del 99.5% en el valor de la fuerza cortante calculada para la carga de sismo para vigas de 25x40 (articuladas en ambos extremos) y de 85.3% para vigas de 25x20 (articuladas en el extremo unido a la placa)

Tabla 4. 26: Comparación de momento flector en vigas cortas

Eje Ubicación	Nivel	Load/ Case	CON UNIONES RÍGIDAS		DIFERENCIA ΔM3 tonf-m	PORCENTAJE ΔM3/M3(1)
			M3 (1) tonf-m	M3 (2) tonf-m		
Eje A - tramo 3-4 Label etabs: B57	Story7	Sismo Max	3.1551	0.0128	-3.1423	-99.6%
	Story6	Sismo Max	4.5309	0.0133	-4.5176	-99.7%
	Story5	Sismo Max	7.0254	0.0137	-7.0117	-99.8%
	Story4	Sismo Max	9.0362	0.0136	-9.0226	-99.8%
	Story3	Sismo Max	10.6735	0.0126	-10.6609	-99.9%
	Story2	Sismo Max	11.5765	0.0105	-11.566	-99.9%
	Story1	Sismo Max	11.8115	0.0068	-11.8047	-99.9%
Eje 4 - tramo A-B Label etabs: B58	Story7	Sismo Max	6.2823	0.0099	-6.2724	-99.8%
	Story6	Sismo Max	10.0253	0.0103	-10.015	-99.9%
	Story5	Sismo Max	15.9057	0.0111	-15.8946	-99.9%
	Story4	Sismo Max	21.7211	0.0115	-21.7096	-99.9%
	Story3	Sismo Max	26.2625	0.0111	-26.2514	-100.0%
	Story2	Sismo Max	28.1596	0.0095	-28.1501	-100.0%
	Story1	Sismo Max	23.8159	0.0062	-23.8097	-100.0%
Eje 3' - conectada a placas Label etabs: B17	Story7	Sismo Max	2.6248	0.7474	-1.8774	-71.5%
	Story6	Sismo Max	3.0742	0.864	-2.2102	-71.9%
	Story5	Sismo Max	3.5811	0.9277	-2.6534	-74.1%
	Story4	Sismo Max	4.0276	0.9743	-3.0533	-75.8%
	Story3	Sismo Max	4.1925	0.9529	-3.2396	-77.3%
	Story2	Sismo Max	3.8743	0.8272	-3.0471	-78.6%
	Story1	Sismo Max	2.7351	0.5456	-2.1895	-80.1%

Se aprecia una reducción promedio del 99.9% en el valor del momento flector calculado para la carga de sismo, para vigas de 25x40 (articuladas en ambos



extremos) y de 75.6% para vigas de 25x20 (articuladas en el extremo unido a la placa)

Por lo tanto: **El uso de articulaciones si reduce en las vigas cortas las solicitaciones de corte y flexión causadas por sismo que puedan causar fallas, la hipótesis general es aceptada.**

4.2.2 HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

1) “La articulación permite reducir las dimensiones de la sección de las vigas cortas y la cantidad de refuerzo”

La prueba de la hipótesis se realizó en base la comparación de los resultados obtenidos para ambos casos planteados, con lo que se tiene:

Tabla 4. 27: Comparación de secciones en vigas cortas

SECCIONES:		CON UNIONES RÍGIDAS	CON UNIONES ARTICULADAS	OBSERVACIÓN
Eje Ubicación	Nivel			
Eje A - tramo 3-4 Label etabs: B57	Story7	V25x90	V25x40	reducción
	Story6	V25x90	V25x40	reducción
	Story5	V25x90	V25x40	reducción
	Story4	V25x90	V25x40	reducción
	Story3	V25x90	V25x40	reducción
	Story2	V25x90	V25x40	reducción
	Story1	V25x90	V25x40	reducción
Eje 4 - tramo A-B Label etabs: B58	Story7	V25x90	V25x40	reducción
	Story6	V25x90	V25x40	reducción
	Story5	V25x90	V25x40	reducción
	Story4	V25x90	V25x40	reducción
	Story3	V25x90	V25x40	reducción
	Story2	V25x90	V25x40	reducción
	Story1	V25x90	V25x40	reducción
Eje 3' - conectada a placas Label etabs: B17	Story7	V25x30	V25x20	reducción
	Story6	V25x30	V25x20	reducción
	Story5	V25x30	V25x20	reducción
	Story4	V25x30	V25x20	reducción
	Story3	V25x30	V25x20	reducción
	Story2	V25x30	V25x20	reducción
	Story1	V25x30	V25x20	reducción

Elaboración propia en base a resultados del Etabs 2016

En el caso de las vigas de los ejes A, 4, 3' (B57, B58, B17), se pudo reducir las secciones que en el diseño con uniones rígidas hubiesen sido mayores.

En el caso de áreas de acero calculadas por el programa etabs 2016:



Tabla 4. 28: Comparación de acero longitudinal calculado en vigas cortas

Eje Ubicación	Nivel	Ubicación	CON	CON UNIONES	DIFERENCIA	PORCENTAJE
			UNIONES RÍGIDAS	ARTICULADAS		
			AS	As	Δ As	Δ As/As(1)
			cm2	cm2	cm2	
Eje A - tramo 3-4 Label etabs: B57	Story7	Superior	4.00	0.03	-3.97	-99.3%
	Story7	Inferior	1.98	0.03	-1.95	-98.5%
	Story6	Superior	5.09	0.03	-5.06	-99.4%
	Story6	Inferior	2.52	0.05	-2.47	-98.0%
	Story5	Superior	6.39	0.03	-6.36	-99.5%
	Story5	Inferior	3.15	0.05	-3.10	-98.4%
	Story4	Superior	7.03	0.03	-7.00	-99.6%
	Story4	Inferior	3.64	0.05	-3.59	-98.6%
	Story3	Superior	7.03	0.02	-7.01	-99.7%
	Story3	Inferior	4.21	0.05	-4.16	-98.8%
	Story2	Superior	7.03	0.02	-7.01	-99.7%
	Story2	Inferior	4.85	0.05	-4.80	-99.0%
	Story1	Superior	7.03	0.01	-7.02	-99.9%
	Story1	Inferior	5.3	0.05	-5.25	-99.1%
Eje 4 - tramo A-B Label etabs: B58	Story7	Superior	6.55	0.02	-6.53	-99.7%
	Story7	Inferior	3.23	0.48	-2.75	-85.1%
	Story6	Superior	7.03	0.02	-7.01	-99.7%
	Story6	Inferior	4.58	0.95	-3.63	-79.3%
	Story5	Superior	9.26	0.02	-9.24	-99.8%
	Story5	Inferior	6.66	0.95	-5.71	-85.7%
	Story4	Superior	11.51	0.02	-11.49	-99.8%
	Story4	Inferior	7.6	0.95	-6.65	-87.5%
	Story3	Superior	13.1	0.02	-13.08	-99.8%
	Story3	Inferior	9.79	0.95	-8.84	-90.3%
	Story2	Superior	13.38	0.02	-13.36	-99.9%
	Story2	Inferior	10.92	0.95	-9.97	-91.3%
	Story1	Superior	10.75	0.01	-10.74	-99.9%
	Story1	Inferior	9.34	0.95	-8.39	-89.8%
Eje 3' - conectada a placas Label etabs: B17	Story7	Superior	5.7	1.43	-4.27	-74.9%
	Story7	Inferior	3.22	2.56	-0.66	-20.5%
	Story6	Superior	6.56	1.45	-5.11	-77.9%
	Story6	Inferior	3.87	2.72	-1.15	-29.7%
	Story5	Superior	7.2	1.67	-5.53	-76.8%
	Story5	Inferior	4.2	2.76	-1.44	-34.3%
	Story4	Superior	7.68	1.86	-5.82	-75.8%
	Story4	Inferior	4.46	2.73	-1.73	-38.8%
	Story3	Superior	7.61	1.93	-5.68	-74.6%
	Story3	Inferior	4.69	2.47	-2.22	-47.3%
	Story2	Superior	6.69	1.77	-4.92	-73.5%
	Story2	Inferior	4.42	1.92	-2.50	-56.6%
	Story1	Superior	4.54	1.43	-3.11	-68.5%
	Story1	Inferior	3.04	1.43	-1.61	-53.0%
					-83.3%	

Se aprecia una reducción promedio del 83.3% en las áreas de acero requeridas en estas secciones.

En el caso de áreas de acero del armado de las vigas, considerando además el área mínima del acero:



Tabla 4. 29: Comparación de armado de acero en vigas cortas

Eje Ubicación	Nivel	Ubicación	Armado	CON UNIONES RÍGIDAS		CON UNIONES ARTICULADAS		DIFERENCIA	PORCENTAJE
				AS cm2	As cm2	ΔAs cm2	ΔAs/As(1)		
Eje A - tramo 3-4 Label etabs: B57	Story7	Superior	2Ø5/8"	3.96	2Ø5/8"	3.96	0.00	0.0%	
	Story7	Inferior	2Ø5/8"	3.96	2Ø5/8"	3.96	0.00	0.0%	
	Story6	Superior	3Ø5/8"	5.94	2Ø5/8"	3.96	-1.98	-33.3%	
	Story6	Inferior	2Ø5/8"	3.96	2Ø5/8"	3.96	0.00	0.0%	
	Story5	Superior	2Ø5/8"+2Ø1/2"	6.5	2Ø5/8"	3.96	-2.54	-39.1%	
	Story5	Inferior	2Ø5/8"	3.96	2Ø5/8"	3.96	0.00	0.0%	
	Story4	Superior	2Ø3/4"+1Ø5/8"	7.68	2Ø5/8"	3.96	-3.72	-48.4%	
	Story4	Inferior	2Ø5/8"	3.96	2Ø5/8"	3.96	0.00	0.0%	
	Story3	Superior	2Ø3/4"+1Ø5/8"	7.68	2Ø5/8"	3.96	-3.72	-48.4%	
	Story3	Inferior	2Ø3/4"+1Ø1/2"	6.97	2Ø5/8"	3.96	-3.01	-43.2%	
	Story2	Superior	2Ø3/4"+1Ø5/8"	7.68	2Ø5/8"	3.96	-3.72	-48.4%	
	Story2	Inferior	2Ø3/4"+1Ø1/2"	6.97	2Ø5/8"	3.96	-3.01	-43.2%	
	Story1	Superior	2Ø3/4"+1Ø5/8"	7.68	2Ø5/8"	3.96	-3.72	-48.4%	
	Story1	Inferior	2Ø3/4"+1Ø1/2"	6.97	2Ø5/8"	3.96	-3.01	-43.2%	
Eje 4 - tramo A-B Label etabs: B58	Story7	Superior	2Ø3/4"+1Ø1/2"	6.97	2Ø5/8"	3.96	-3.01	-43.2%	
	Story7	Inferior	2Ø5/8"	3.96	2Ø5/8"	3.96	0.00	0.0%	
	Story6	Superior	2Ø3/4"+1Ø5/8"	7.68	2Ø5/8"	3.96	-3.72	-48.4%	
	Story6	Inferior	2Ø5/8"+1Ø1/2"	5.23	2Ø5/8"	3.96	-1.27	-24.3%	
	Story5	Superior	2Ø3/4"+2Ø5/8"	9.66	2Ø5/8"	3.96	-5.70	-59.0%	
	Story5	Inferior	2Ø3/4"+1Ø1/2"	6.97	2Ø5/8"	3.96	-3.01	-43.2%	
	Story4	Superior	2Ø3/4"+3Ø5/8"	11.64	2Ø5/8"	3.96	-7.68	-66.0%	
	Story4	Inferior	2Ø3/4"+1Ø5/8"	7.68	2Ø5/8"	3.96	-3.72	-48.4%	
	Story3	Superior	3Ø3/4"+3Ø5/8"	14.49	2Ø5/8"	3.96	-10.53	-72.7%	
	Story3	Inferior	2Ø3/4"+3Ø5/8"	11.64	2Ø5/8"	3.96	-7.68	-66.0%	
	Story2	Superior	3Ø3/4"+3Ø5/8"	14.49	2Ø5/8"	3.96	-10.53	-72.7%	
	Story2	Inferior	2Ø3/4"+3Ø5/8"	11.64	2Ø5/8"	3.96	-7.68	-66.0%	
	Story1	Superior	2Ø3/4"+3Ø5/8"	11.64	2Ø5/8"	3.96	-7.68	-66.0%	
	Story1	Inferior	2Ø3/4"+2Ø5/8"	9.66	2Ø5/8"	3.96	-5.70	-59.0%	
Eje 3' - conectada a placas Label etabs: B17	Story7	Superior	3Ø5/8"	5.94	2Ø1/2"	2.54	-3.40	-57.2%	
	Story7	Inferior	2Ø5/8"	3.96	2Ø5/8"	3.96	0.00	0.0%	
	Story6	Superior	2Ø3/4"+1Ø1/2"	6.97	2Ø1/2"	2.54	-4.43	-63.6%	
	Story6	Inferior	2Ø5/8"	3.96	2Ø5/8"	3.96	0.00	0.0%	
	Story5	Superior	2Ø3/4"+1Ø5/8"	7.68	2Ø1/2"	2.54	-5.14	-66.9%	
	Story5	Inferior	2Ø5/8"+1Ø1/2"	5.23	2Ø5/8"	3.96	-1.27	-24.3%	
	Story4	Superior	2Ø3/4"+1Ø5/8"	7.68	2Ø1/2"	2.54	-5.14	-66.9%	
	Story4	Inferior	2Ø5/8"+1Ø1/2"	5.23	2Ø5/8"	3.96	-1.27	-24.3%	
	Story3	Superior	2Ø3/4"+2Ø5/8"	9.66	2Ø1/2"	2.54	-7.12	-73.7%	
	Story3	Inferior	2Ø5/8"+1Ø1/2"	5.23	2Ø5/8"	3.96	-1.27	-24.3%	
	Story2	Superior	2Ø3/4"+2Ø5/8"	9.66	2Ø1/2"	2.54	-7.12	-73.7%	
	Story2	Inferior	2Ø5/8"+1Ø1/2"	5.23	2Ø5/8"	3.96	-1.27	-24.3%	
	Story1	Superior	2Ø3/4"+1Ø5/8"	7.68	2Ø1/2"	2.54	-5.14	-66.9%	
	Story1	Inferior	2Ø5/8"+1Ø1/2"	5.23	2Ø5/8"	3.96	-1.27	-24.3%	

Se aprecia una reducción promedio del 41.0% en las áreas de acero diseñadas para estas secciones.



En todos los casos se observa reducción considerable, tanto de las secciones como de los armados de acero.

Por lo tanto: **La articulación si permite reducir las dimensiones de la sección de las vigas cortas y la cantidad de refuerzo, la hipótesis es aceptada.**

2) “La articulación evita el uso de las rótulas plásticas como mecanismo de falla en las vigas cortas”

Al plantearse la propuesta de articulación, se trabajó en el rango elástico, y al lograrse un diseño óptimo en este rango, se está consiguiendo evitar justamente esas incursiones en el rango plástico de los materiales, por lo tanto, no se formarán rótulas plásticas en estas vigas seleccionadas, ni se requerirán direccionar la formación de estas como mecanismo de falla.

Por lo tanto: **la articulación si evita el uso de las rótulas plásticas como mecanismo de falla en las vigas cortas, la hipótesis es aceptada.**

4.3 CONCLUSIONES

4.3.1 CONCLUSIONES GENERALES

- Utilizar articulaciones en las uniones de vigas cortas a muros estructurales (placas), reduce considerablemente, las sollicitaciones de fuerza cortante y de momento flector presentes en estos elementos debido a que se reduce considerablemente la rigidez presente en estos elementos al estar unidos a estos últimos. Para la estructura en particular de este estudio, se redujo en 99.5% en las vigas que fueron articulados en ambos extremos y en 85.3% en las vigas que fueron articuladas en un solo extremo, el que iba unido a la placa. Para otras edificaciones dependerá de las condiciones de su estructura y del tipo de unión elegida (de las 3 planteadas u otras). En este caso los resultados se circunscriben al tipo elegido (conexión con angulares de asiento no atiesado).
- Similarmente para el caso del diseño de estos elementos, vigas cortas de concreto armado, al reducirse las sollicitaciones, se redujeron los requerimientos de diseño, es decir las secciones, de 25x90 a 25x40 y de 25x30 a 25x20, también se redujeron los armados de acero longitudinal y transversal de manera considerable, lográndose que requieran sólo la



cuantía mínima establecida para cada sección, con un armado de $2\text{Ø}5/8''$ (As:3.96cm²) para vigas de 25x40 y $2\text{Ø}1/2''$ (As:2.54cm²) para vigas de 25x20.

- Al articularse la unión de las vigas cortas con los muros y/o placas y columnas, se evita la formación de rótulas plásticas en estos elementos de concreto armado, siendo esta propuesta una alternativa de solución ante esa ocurrencia, así también el empleo direccionado de rótulas plásticas como mecanismo de falla (similar a un fusible) de la estructura.
- La propuesta de articular las uniones de vigas cortas ha funcionado para este caso planteado teóricamente, para otros casos se puede proceder similarmente utilizando la metodología de este estudio y la estructura en particular aquí descrita, como ejemplo o modelo para realizar trabajos similares.
- El sistema está orientado principalmente a edificaciones con sistema estructural dual o de muros estructurales, ya que es en estos casos donde se presentan particularmente el problema planteado en este estudio, el de vigas cortas, acumulación de esfuerzos y requerimiento de secciones y refuerzos grandes.

4.3.2 PARTICULARES DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

- Según el análisis modal, se concluye que el caso de la estructura con vigas cortas articuladas, presenta valores de periodos de vibración ligeramente mayores a los de la estructura con vigas cortas de unión rígida, para el caso del primer modo (modo fundamental), se tiene para el caso de uniones rígidas un periodo $T=0.652\text{s}$ y de $T=0.763\text{s}$ para el segundo caso de uniones articuladas.
- La estructura de la edificación tiende a ser más dúctil cuando se articulan las uniones de vigas cortas, esto se aprecia en el hecho que la estructura que fuer articulada desarrolla mayores valores de desplazamiento. Se tiene:
 - ✓ Para los desplazamientos del centro de masas, se tiene un valor máximo de 1.40cm para el primer caso y de 1.72cm para el segundo caso, ambos en el último nivel, teniéndose una diferencia de 0.32cm como incremento.



- ✓ Para los desplazamientos calculados según la norma E.030, en base a los desplazamientos del centro de masas ($0.75R \cdot \Delta/h$), se tiene un valor máximo de 0.0046 para el primer caso y de 0.0057 para el segundo caso (ambos dentro del valor máximo de 0.007), teniéndose una diferencia de 0.0011 como incremento.
- ✓ Para los desplazamientos máximo de entrepiso, se tiene un valor máximo de 2.02cm para el primer caso y de 2.22cm para el segundo caso, ambos en el último nivel, teniéndose una diferencia de 0.20cm como incremento.
- Mediante el análisis estructural de ambos casos planteados, se pudo apreciar que, al utilizar las uniones articuladas en vigas cortas, se reducen las solicitaciones que actuaban en estas, pero que en algunos casos se incrementaron las solicitaciones en otros elementos estructurales. Por lo tanto, se concluye que las solicitaciones presentes en vigas cortas se dispararon, pero fueron repartidas o transmitidas a otros elementos de la estructura, principalmente a columnas y placas. Esto se puede apreciar más a detalle en el análisis comparativo de los resultados.
- Cuando una viga se encuentra apoyada por uno de sus extremos a un elemento altamente rígido, una placa en este caso, y por el otro se apoya en un tramo intermedio de otra viga, la primera transmitirá los momentos flectores altos que desarrolla, en forma de momento torsor alto a la viga en la que se apoya. Esta situación se hizo presente en el caso de las vigas del eje 3' de 25x20 que se apoyan en los muros del ascensor en un extremo y por el otro en las vigas del eje B, tramo 3-4 de 25x40. Al articularse esta viga, la de 25x20, se consiguió eliminara esta situación.

4.3.3 PARTICULARES DEL DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

- Las vigas cortas de la primera estructura fallan debido a la carga sísmicas, debido a fuerza cortante y torsión combinada, el proceso de falla se describe de la siguiente manera:
 - ✓ Por la acción sísmica se producen solicitaciones de momento flector alto en las vigas cortas, debido a su proximidad con elementos altamente rígidos (placas), que, aunque requieren altas cantidades de acero, no llegan a la condición sobre armada ni hacen fallar la viga por flexión.



- ✓ El momento flector alto, se traduce una fuerza cortante alta, que requiere aumentar la sección y bastante acero transversal, en algunos casos, aunque no hace fallar al elemento.
- ✓ Una pequeña torsión hace fallar al elemento al combinarse con la fuerza cortante alta.

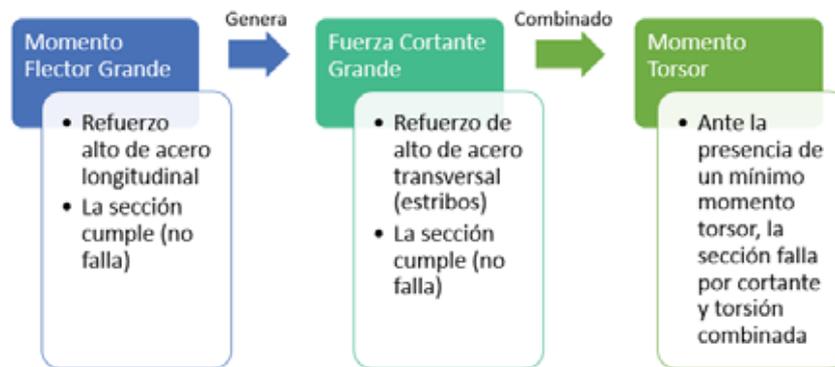


Fig 4. 1: ciclo del proceso de falla de vigas cortas

- Durante el proceso de redimensionado de las vigas cortas, para el primer caso (vigas cortas de unión rígida), en cada iteración se observa que al incrementar la sección del elemento y realizar el análisis, las solicitaciones presentes en estas vigas, también se incrementan con respecto a la iteración anterior, ya que ahora son más rígidos. Esto sucede sucesivamente hasta que el elemento cumpla con el diseño, para algunos casos puede no llegarse a esta situación y se requiere continuar incrementando la sección de la viga, lo que se declara como el fallo de la viga.
- Al diseñarse los elementos estructurales para ambos casos planteados, se aprecia que en el caso de las vigas cortas se redujo secciones y armado de acero, pero en otros elementos estructurales, se aprecian tanto reducciones e incremento en los refuerzos de acero, es así que se tiene:
 - ✓ Reducción en el acero longitudinal de columnas en las que se apoyan las vigas cortas que se articularon. Reducción importante en el área de acero longitudinal en columnas de las intersecciones de ejes A-3 y B-4.
 - ✓ Incremento en el acero longitudinal y transversal de los muros de estructurales (placas) en la mayoría de casos.
- Se puede concluir definitivamente del diseño estructural, que el uso de la articulación en vigas cortas, reduce las secciones y armados en estas, pero incrementa el armado en otros elementos estructurales, por lo que su uso no garantiza la optimización de materiales y por lo tanto la economía de la



estructura. El uso de uniones articuladas, se proyecta más para objetivos funcionales y estéticos de la edificación.

4.3.4 PARTICULARES DE LA PROPUESTA Y DISEÑO DE LA ARTICULACIÓN

- La resistencia de la articulación con respecto al tipo de solicitaciones que se presentan, depende de sus componentes, específicamente de la resistencia del elemento más débil. Particularmente para este caso:
 - ✓ Resistencia a la tracción, depende de la resistencia a la flexión en el ala vertical del angular: $\emptyset N_n = 2.52$ tn.
 - ✓ Resistencia a la fuerza cortante, depende de la resistencia a la flexión en el ala horizontal del angular: $\emptyset V_n = 3.30$ tn.
 - ✓ Resistencia a la flexión, depende de la resistencia a la flexión de los angulares: $\emptyset M_n = 0.16$ tn-m.
 - ✓ Resistencia a la torsión, depende de la resistencia a la cortante de los pernos de anclajes de la columna, se tiene: $\emptyset T_n = 1.56$ tn-m para las vigas de 25x40 y $\emptyset T_n = 0.93$ tn-m para las vigas de 25x20.
- La rigidez rotacional ($K_g=3.82$ tn-m para vigas de 25x40 y $K_g=3.79$ tn-m para vigas de 25x20) calculada para este tipo de unión, es baja, por lo que puede considerarse para términos prácticos como totalmente articulada.
- Las solicitaciones presentes en la unión se reducen conforme se reduzca la rigidez de esta y se incrementan conforme se incremente la rigidez. Por lo que se concluye que su utilización está condicionada en que tanto se desea reducir las solicitaciones presentes en estas uniones partiendo de las que se tienen cuando se considera una unión rígida.
- La resistencia de la articulación, para este tipo de unión elegida, dependen principalmente de la flexión de los angulares y de la interacción de las componentes con el concreto de la viga. Se concluye que son las componentes y situaciones que más hay que tomar en cuenta y prestar atención en el proceso del diseño de la articulación.



4.4 RECOMENDACIONES

4.4.1 PARA LA PROPUESTA Y DISEÑO DE LA ARTICULACIÓN

Para el caso particular del presente trabajo, se eligió un tipo de unión, debido a su sencillez y las particularidades presentes, para otras estructuras y condiciones se puede elegir otro tipo de uniones de las aquí planteadas o nuevas propuestas, para lo cual se deberá tener en cuenta lo siguiente:

- Se deberá considerar que la reducción o incremento de las solicitaciones presentes en las vigas a articularse, se da en función de la rigidez de la unión de acuerdo a sus componentes, por lo que se deberá tenerlo, en la elección del tipo de unión y de las componentes.
- La resistencia de la articulación depende del elemento con la menor resistencia de acuerdo a las solicitaciones, por lo que, al realizar el diseño, se deberá tener en cuenta y prestar mayor atención a estas componentes.
- Se ha observado para este tipo de unión en particular, que la resistencia de la articulación depende principalmente de los angulares y de la interacción de las componentes con el concreto de la viga. Estas dos situaciones son las que hay que controlar en el proceso de diseño de la articulación.
- Al incrementar la resistencia de la articulación, se incrementa también la rigidez de la unión, por lo que se recomienda encontrar un punto adecuado si lo que se pretende es optimizar el funcionamiento de la unión en cuanto a su resistencia y rigidez.

4.4.2 PARA EL PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo de la unión articulada en vigas cortas, particularmente para este proyecto, puede hacerse de dos formas:

- Mediante vaciado del concreto posterior a la colocación de las componentes metálicas (angulares y pernos de anclaje).
- Mediante vaciado del concreto anterior a la colocación de las componentes metálicas (uso de pernos de anclaje de instalación posterior).

Independientemente del método elegido, se deberá de tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Se recomienda que el concreto de las vigas sea mínimo de resistencia $f'_c=210\text{kg/cm}$, siendo mejor si se considera concretos de alta resistencia,



ya que, en la interacción con las componentes metálicas de la unión, principalmente los pernos de anclaje, se generan esfuerzos de corte que pueden hacer fallar el concreto.

- Alejar los pernos de anclaje lo más posible de los bordes de elementos de concreto, para evitar desprendimientos del mismo.
- Se recomienda que los pernos de anclaje se encuentren rodeados de los elementos de refuerzo de las vigas de concreto armado.

4.4.3 PARA FUTURAS INVESTIGACIONES

El presente trabajo, al tratarse de una investigación del tipo teórico, requerirá de posteriores investigaciones del tipo experimental y práctico para su aplicación real en la construcción, tales investigaciones pueden tomar como base el presente trabajo. Para lo cual se deberá tener en cuenta lo siguiente:

- el análisis y diseño de la estructura y de la articulación propuesta, fue realizado en el rango elástico de los materiales, por lo que, para estudios posteriores, ya sean teóricos o experimentales, se deberá tomar en cuenta el análisis plástico, tanto de los materiales de la estructura como de la articulación.
- Mediante uso de la articulación, si bien es cierto si se reduce las dimensiones de las vigas cortas y su refuerzo de acero, con lo que se consigue reducción de costos de materiales; en el caso de otros elementos estructurales, hay variaciones de incremento y reducción de los materiales, verificar el incremento o reducción de costos involucraría otro estudio.



BIBLIOGRAFÍA

Análisis Estructural y Sísmico

- ✓ Edwar L. Wilson. *Análisis Estático y Dinámico de Estructuras*. USA: Traducido por Morrison ingenieros 2008.
- ✓ Luis Enrique García Reyes (1998). *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*. Bogotá: Universidad de los andes, facultad de ingeniería, departamento de ingeniería civil.
- ✓ Reglamento Nacional de Edificaciones (2017). *Norma E.030 Diseño sismo resistente*. Lima: SENCICO.
- ✓ Roberto Aguilar Falconi (2008). *Análisis sísmico de edificios, 1era edición*. Quito: Centro de investigaciones científicas, escuela politécnica del ejército.

Diseño en Concreto Armado

- ✓ Computer and Structure INC. Etabs 2016. *Concrete Frame Design Manual ACI 318-08/IBC 2009 for Etabs 2016*. USA: March 2017.
- ✓ Juan Manuel Chero Damián. *Diseño de pórticos resistentes a momentos en concreto armado (ACI 318-14)*. Perú: JM Structures Ingenieros Estructurales. Recuperado de <https://www.academia.edu>.
- ✓ Reglamento Nacional de Edificaciones (2010). *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima: Editorial Macro.
- ✓ Roberto Morales Morales (2004). *Diseño en Concreto Armado*. Lima: Fondo editorial ICG.
- ✓ Teodoro E. Harmsen (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado, 3era Edición*. Lima: Pontificia universidad católica del Perú, fondo editorial 2002.

Diseño de uniones y conexiones metálicas

- ✓ Luis F. Zapata Baglietto. *Diseño Estructural en Acero (Cap.4 y 9)* Lima – Perú: Edición 2013.
- ✓ Concepción Díaz Gómez. *Diseño Óptimo de Uniones Semirrígidas Mediante Simulación Numérica y Modelos Kriging (Tesis doctoral - Cap. 1, 2 y 3)*. Cartagena, abril de 2010: Universidad Politécnica de Cartagena – Departamento de Estructuras y Construcción.



- ✓ Eduardo Nuñez C. *Manual del Curso de Estructuras Metálicas - Planchas y barras de anclaje*. Lima: DISEPRO – Ingenieros Estructurales.
- ✓ Reglamento Nacional de Edificaciones (2010). *Norma E.090 Estructuras Metálicas*. Lima: Editorial Macro.



ANEXO I: RESULTADOS Y CÁLCULOS ESTRUCTURA CON UNIONES RÍGIDAS

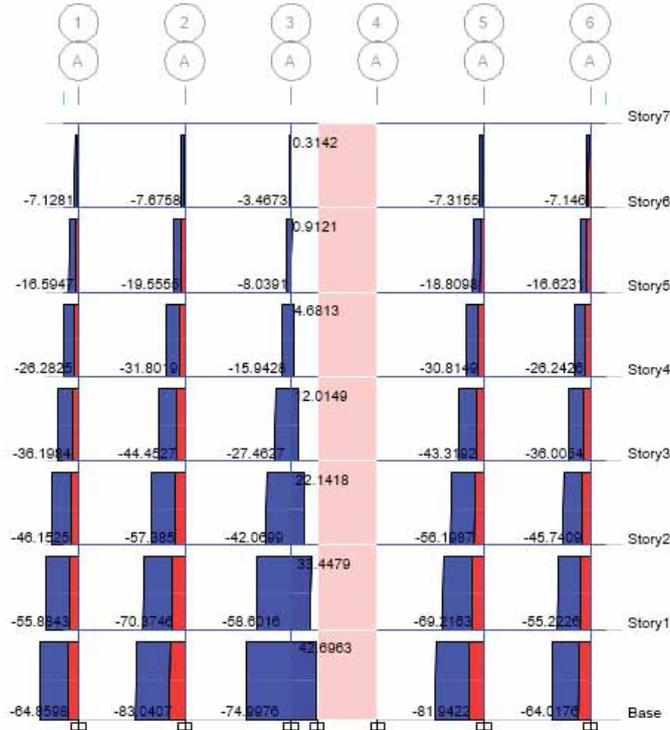




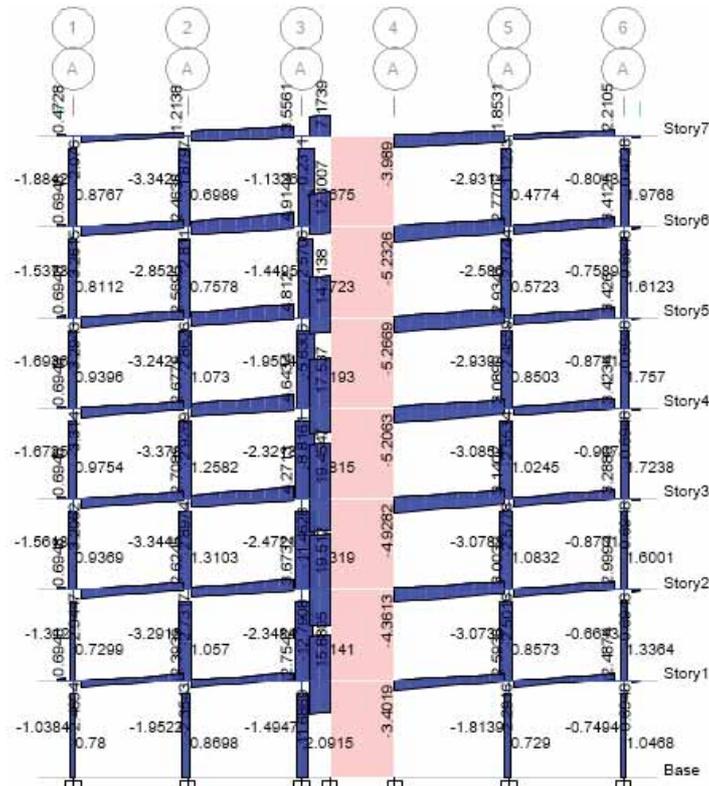
ANEXO I-1: DIAGRAMAS ETABS, ESTRUCTURA CON VIGAS DE UNIÓN RÍGIDA

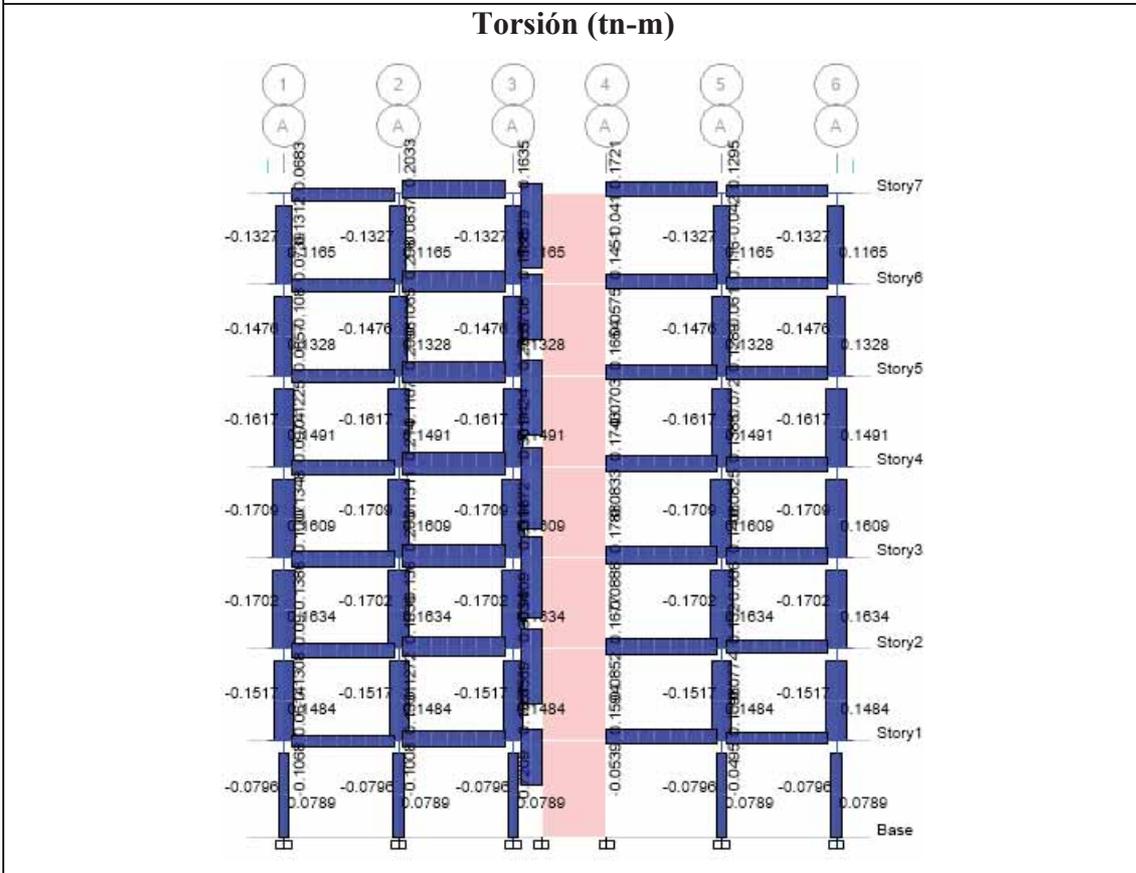
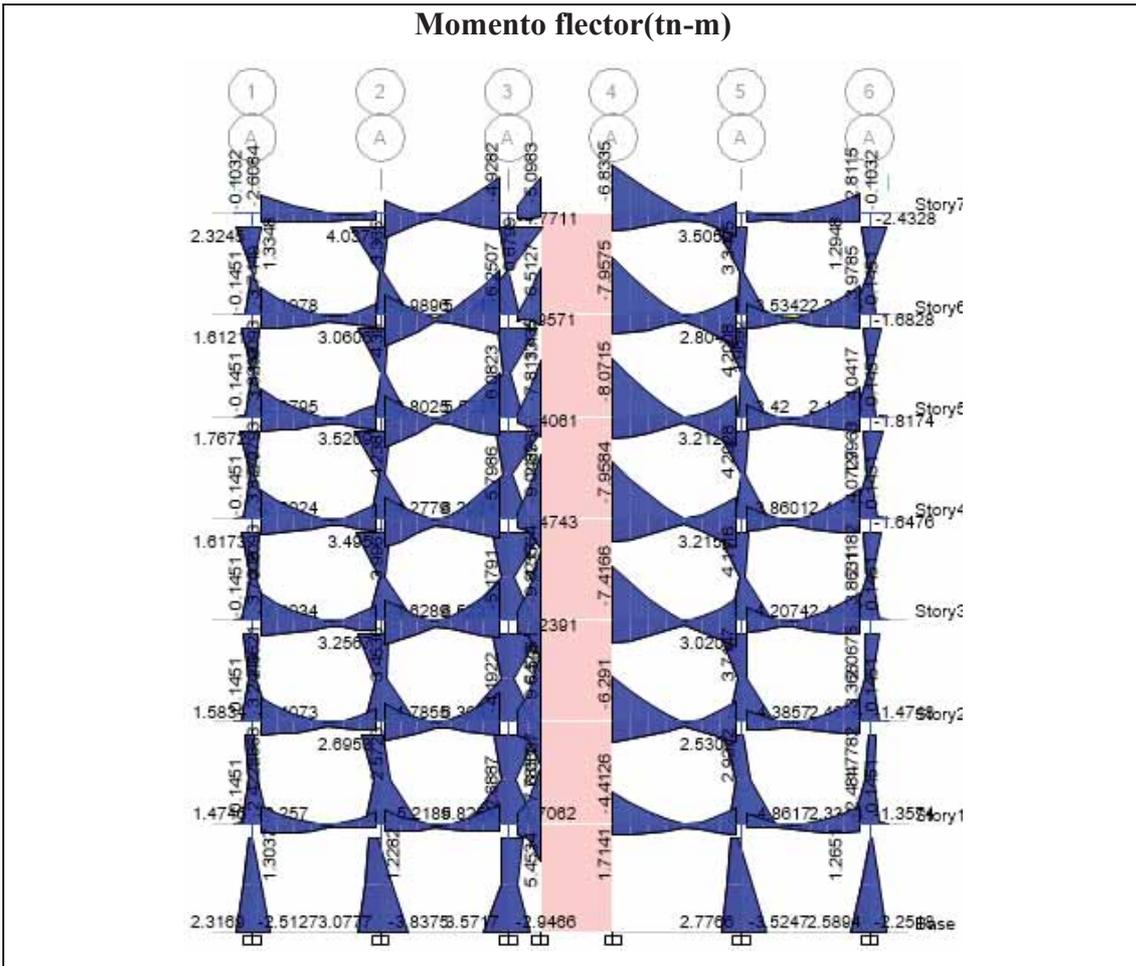
I-1.1: EJE A

Fuerza Axial (tn)



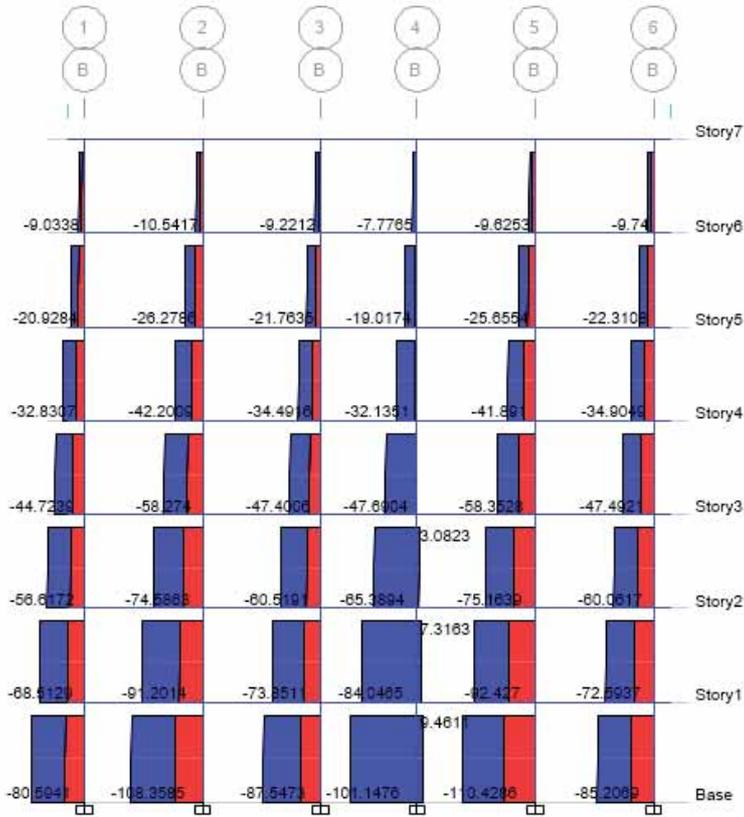
Fuerza Cortante (tn)



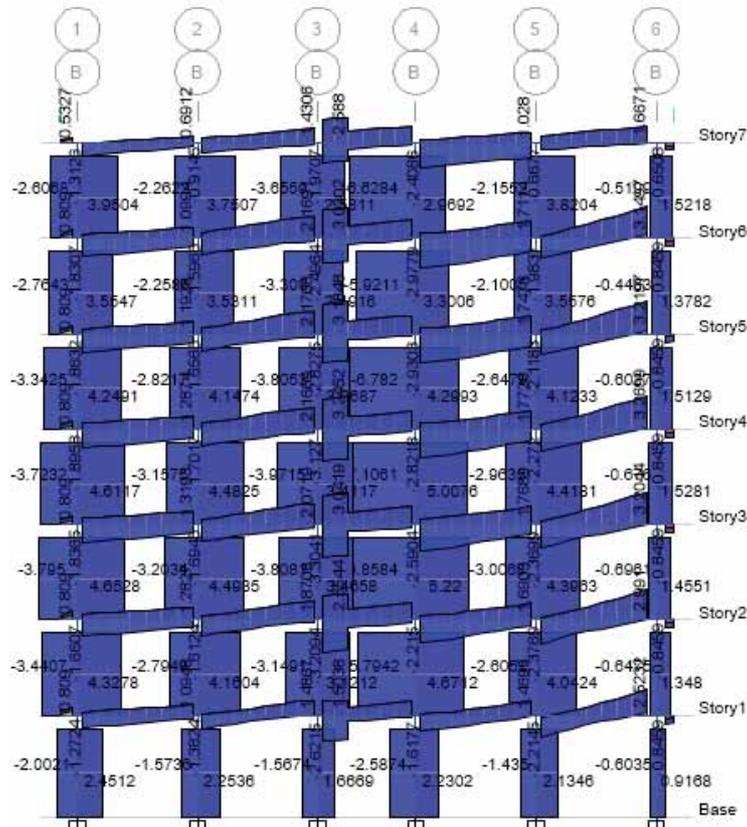




I-1.2: EJE B Fuerza Axial (tn)

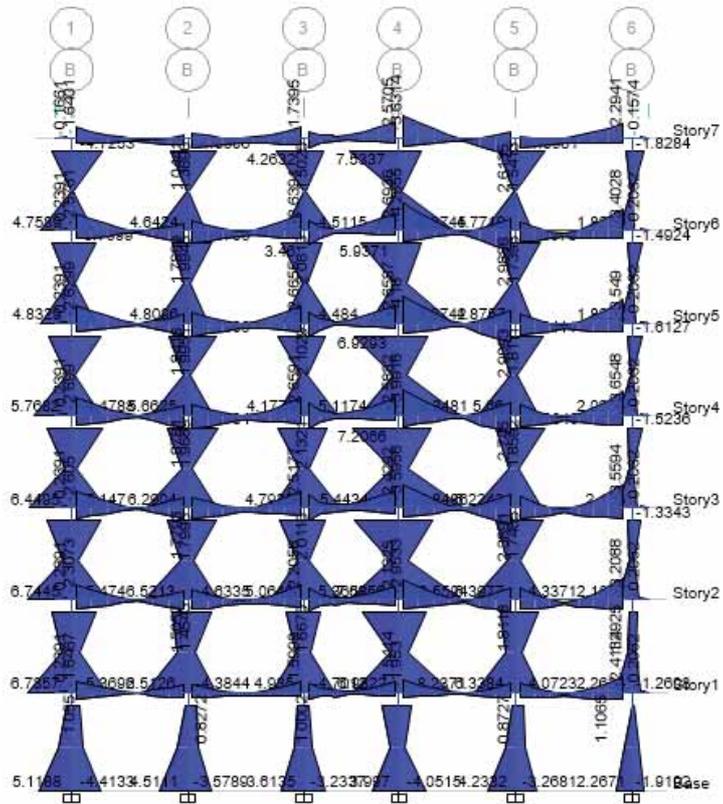


Fuerza Cortante (tn)

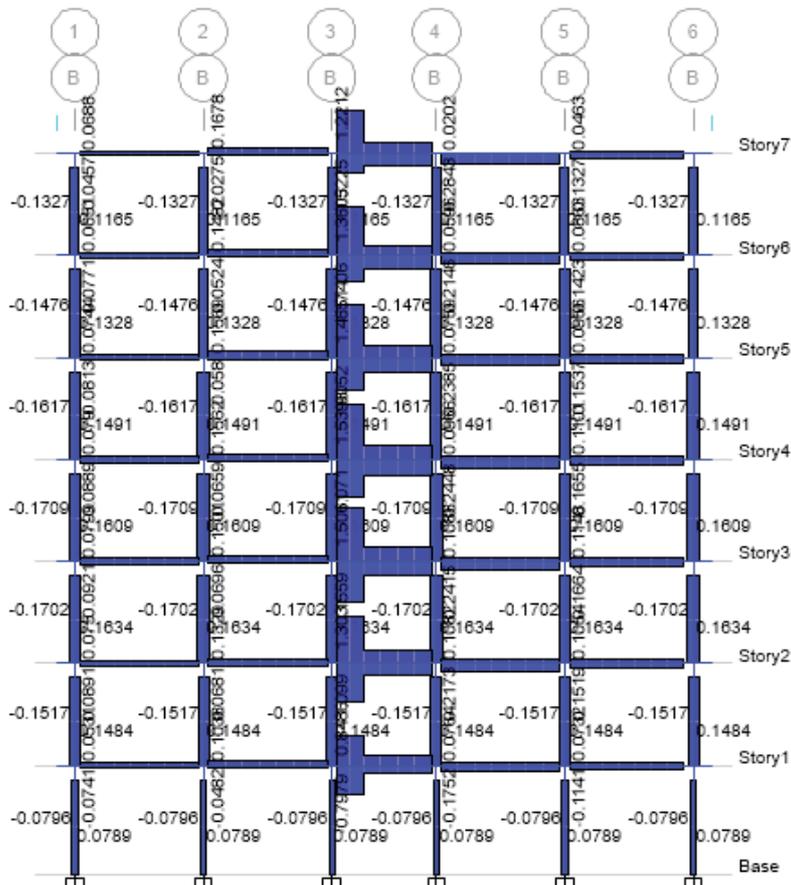




Momento flector(tn-m)

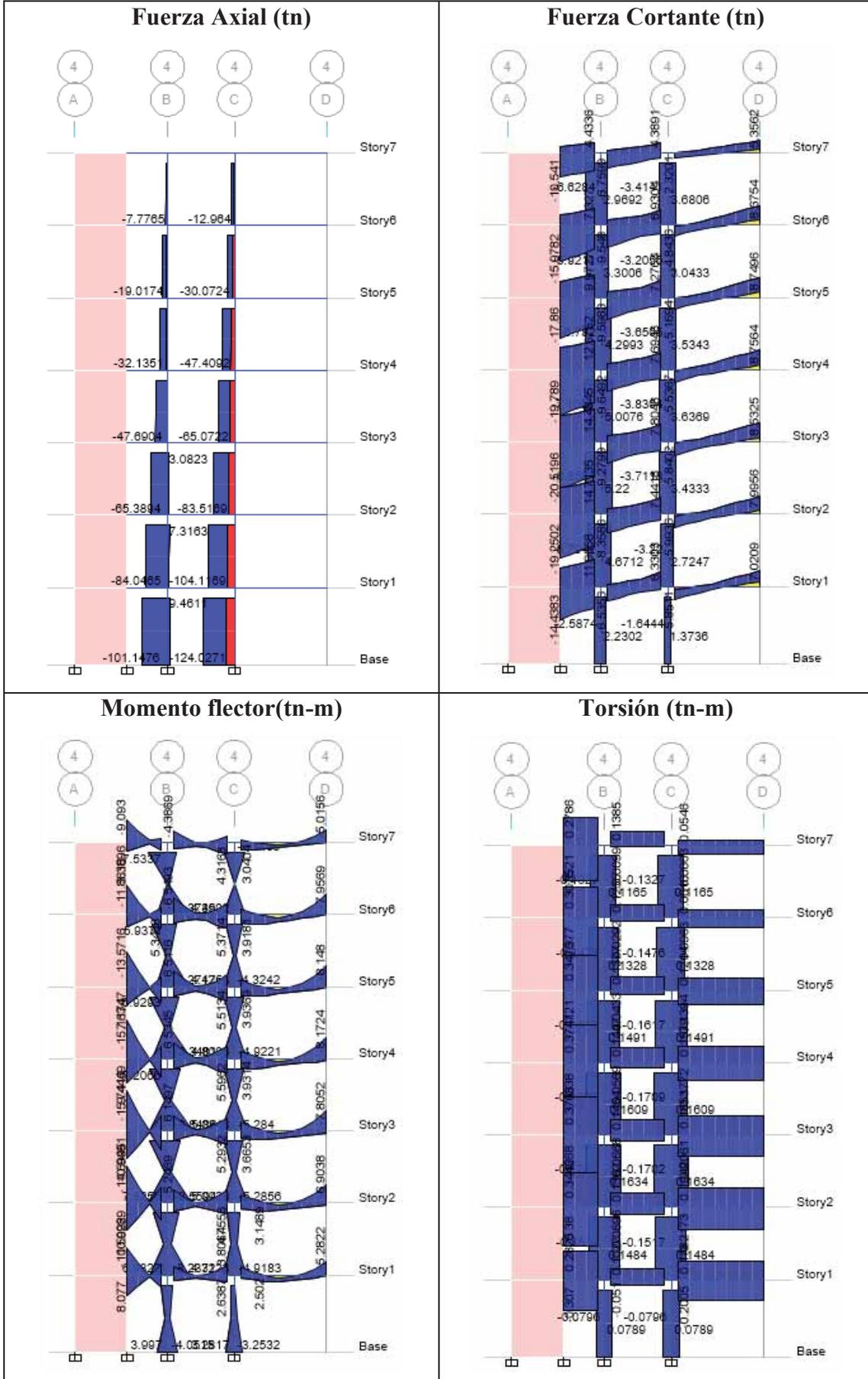


Torsión (tn-m)



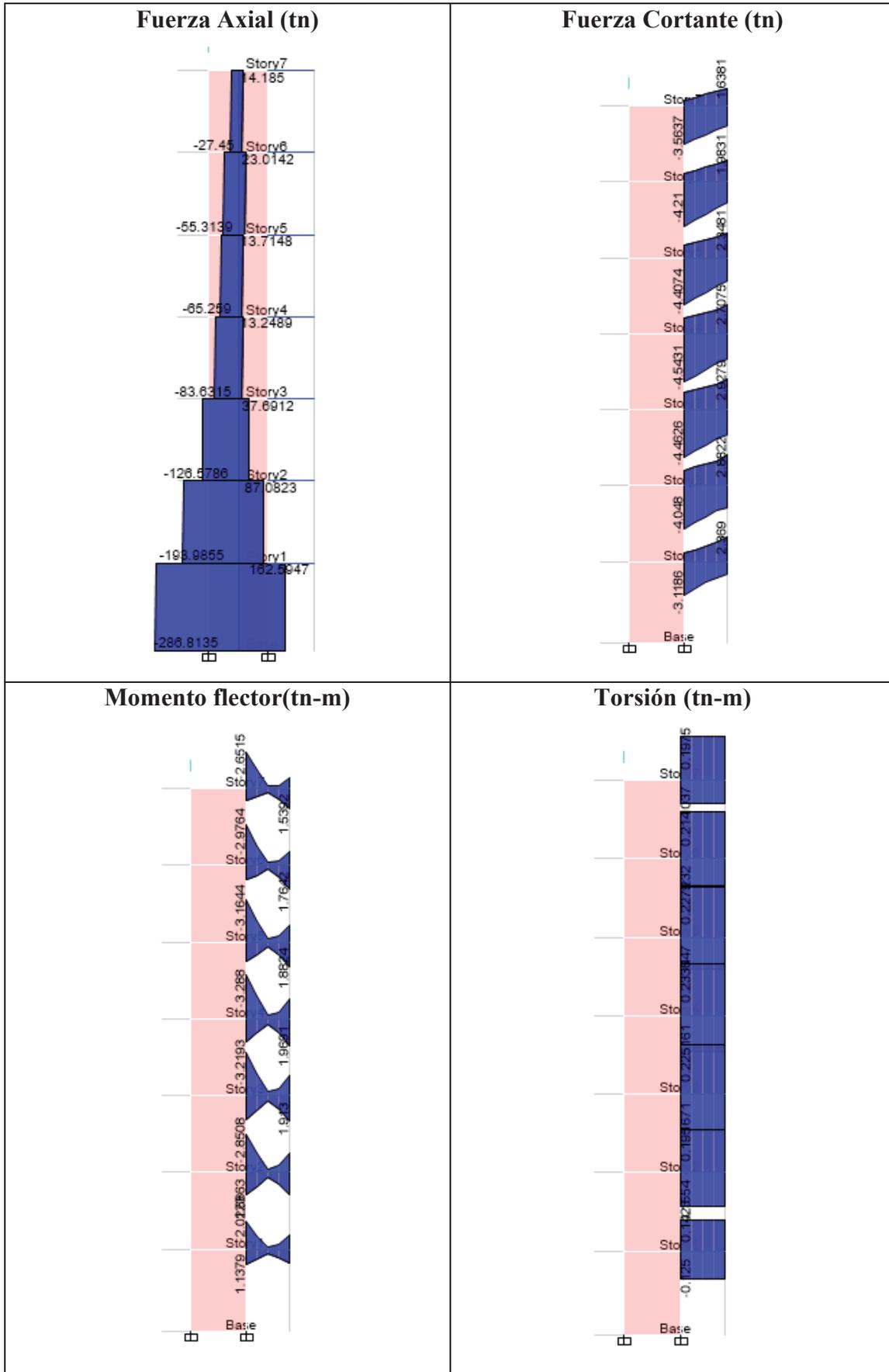


I-1.3: EJE 4





I-1.4: EJE 3' UNIDA A PLACA





ANEXO I-2: DISEÑO DE VIGAS UNIÓN RÍGIDA

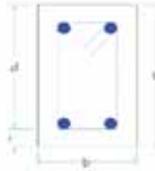
I-2.1: VIGA EJE A TRAMO 3-4, (B57) PISO 1

Propiedades de materiales

$f_c =$	210 kg/cm ²	$E_c =$	217370.7 kg/cm ²
$f_y =$	4200 kg/cm ²	$E_y =$	2000000 kg/cm ²

Propiedades Geométricas

$b =$	25 cm
$h =$	90 cm
$r =$	5.95 cm
$d =$	84.05 cm
r (lat) =	5.00 cm



$A_{smin} =$	5.08 cm ²
$A_{smax} =$	44.65 cm ²

RESULTADOS ETABS

Momentos de diseño:	$M_{max(+)} =$	12.358 Tn-m	zona crítica centro
	$M_{max(-)} =$	-18.269 Tn-m	
Cortante de diseño:	$V_{dis} =$	25.172 Tn	zona crítica centro
	$V_{dis} =$	24.770 Tn	

DISEÑO POR FLEXION

ACERO POSITIVO

Donde:	$\phi = 0.9$		
	$M_u =$	12.36 tn-m	$c_{max} =$ 31.52 cm
	$a =$	3.74 cm	$\beta_1 =$ 0.85
			$a_{max} =$ 26.79 cm
$a < a_{max}$:	Entonces:	$A_s =$	3.98 cm ²

ACERO NEGATIVO

Donde:	$\phi = 0.9$		
	$M_u =$	-18.27 tn-m	$c_{max} =$ 31.52 cm
	$a =$	5.60 cm	$\beta_1 =$ 0.85
			$a_{max} =$ 26.79 cm
$a < a_{max}$:	Entonces:	$A_s =$	5.95 cm ²

FINALMENTE:

	(-)	(+)	
Acero de arriba:	5.95	-	cm ²
Acero en abajo:	-	3.978	cm ²

Usando:

Arriba:	2 ϕ 3/4 "	+ 1 ϕ	5/8 "
	$A_s =$	7.68 cm ²	OK
Abajo:	2 ϕ 3/4 "	+ 1 ϕ	1/2 "
	$A_s =$	6.97 cm ²	OK

DISEÑO POR CORTE

	$\phi = 0.85$	
CORTANTE DE DISEÑO (V_{us}):	$\alpha =$	1 (E060)
M_n :	1.305 tn-m	12.358 tn-m
	3.438 tn-m	18.269 tn-m



$L = 0.60 \text{ m}$	$V_g = 4.418 \text{ tn}$	
$V_{u1} = 32.62 \text{ tn}$	$V_{u2} = 26.33 \text{ tn}$	
$V_{us} = 37.04 \text{ tn}$		
En zona crítica: $V_u = 37.04 \text{ tn}$		
Corte que absorbe el concreto:		
$V_u > \phi V_c$:	Entonces:	$\phi V_c = 13.72 \text{ tn}$ $A_v/S = 0.078$
1) $V_s \leq 1.1 \cdot v_f'c \cdot b_w \cdot d$		
$V_s = 23.32 \text{ tn}$	$< 33.50 \text{ tn}$	
Usando ϕ :	$3/8 \text{ ''}$	$A_v = 1.43 \text{ cm}^2$
$S: \quad d/2 = 40 \text{ cm} \quad 60 \text{ cm} \quad 18 \text{ cm}$		
Diseño Sísmico:		
	$2h = 180 \text{ cm}$	
	$d/4 = 21.0 \text{ cm}$	$\sim 20.0 \text{ cm}$
As Long.:	$3/4 \text{ ''}$	$10 \cdot D_b = 19.1 \text{ cm} \quad \sim 17.5 \text{ cm}$
Estribo:	$3/8 \text{ ''}$	$24 \cdot D = 22.9 \text{ cm} \quad \sim 22.5 \text{ cm}$
$S_o = 18 \text{ cm} \quad n = 10$		
En zona central: $V_u = 37.04 \text{ tn}$		
Corte que absorbe el concreto:		
$V_u > \phi V_c$:	Entonces:	$\phi V_c = 13.72 \text{ tn}$ $A_v/S = 0.078$
1) $V_s \leq 1.1 \cdot v_f'c \cdot b_w \cdot d$		
$V_s = 23.32 \text{ tn}$	$< 33.50 \text{ tn}$	
Usando ϕ :	$3/8 \text{ ''}$	$A_v = 1.43 \text{ cm}^2$
$S: \quad d/2 = 40 \text{ cm} \quad 60 \text{ cm} \quad 18 \text{ cm}$		
Diseño Sísmico:		
	$d/2 = 42.0 \text{ cm}$	$\sim 40.0 \text{ cm}$
$S_o = 18 \text{ cm}$		
Armado de estribos: $1@5, 10@17, 2@17, R@18$		

DISEÑO POR TORSIÓN

Torsión calculada:	$T_u = 1.497 \text{ tn-m}$	$\phi = 0.85$
Propiedades de sección:		
$A_{cp} = 2250.0 \text{ cm}^2 \quad P_{cp} = 230.0 \text{ cm}$ $A_{oh} = 1171.5 \text{ cm}^2 \quad P_n = 186.2 \text{ cm}$ $A_o = 995.8 \text{ cm}^2$		
Torsión crítica: $T_{cr} = 0.732 \text{ tn-m}$ considerar torsión		
Verificando sección, de acuerdo a Cortante y Torsión Combinada:		
$21.293 \text{ kg/cm}^2 < 32.642 \text{ kg/cm}^2$ ok		
Acero transversal por Torsión:		
	$A_t/S = 0.021050$	
	$A_v/S = 0.077728$	
	$(A_v + 2A_t)/S = 0.119827$	
$(A_v + 2A_t)_{min}/S = 0.01725 \quad \text{ó} \quad 0.02083$		
Usando ϕ :	$3/8 \text{ ''}$	$A_v = 1.43 \text{ cm}^2$ $S = 11 \text{ cm}$
Armado de estribos: $1@5, R@11$		
Acero longitudinal por Torsión:		
	$A_l = 3.92 \text{ cm}^2$	
	$A_{lmin} = 6.41 \text{ cm}^2$	$-$
$\text{Acero long. es correcto}$		



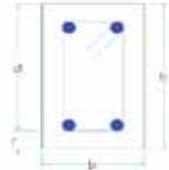
I-2.2: VIGA EJE B TRAMO 3-4, (B8) PISO 3

Propiedades de materiales

$f_c =$	210	kg/cm ²	$E_c =$	217370.7	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²	$E_y =$	2000000	kg/cm ²

Propiedades Geométricas

b =	40	cm
h =	40	cm
r =	4.95	cm
d =	35.05	cm
r (lat) =	4.95	cm



$A_{smin} =$	3.39	cm ²
$A_{smax} =$	29.79	cm ²

RESULTADOS ETABS

Momentos de diseño:	$M_{max(+)} =$	3.430 Tn-m	zona crítica centro
	$M_{max(-)} =$	-3.953 Tn-m	
Cortante de diseño:	$V_{dis} =$	6.566 Tn	zona crítica centro
	$V_{dis} =$	1.983 Tn	

DISEÑO POR FLEXION

ACERO POSITIVO

Donde: $\phi = 0.9$

$M_u =$	3.43 tn-m	$c_{max} =$	13.14 cm
$a =$	1.56 cm	$\beta_1 =$	0.85
		$a_{max} =$	11.17 cm

$a < a_{max}$: Entonces: $A_s = 2.65 \text{ cm}^2$

ACERO NEGATIVO

Donde: $\phi = 0.9$

$M_u =$	-3.95 tn-m	$c_{max} =$	13.14 cm
$a =$	1.80 cm	$\beta_1 =$	0.85
		$a_{max} =$	11.17 cm

$a < a_{max}$: Entonces: $A_s = 3.06 \text{ cm}^2$

FINALMENTE:

	(-)	(+)	
Acero de arriba:	3.06	-	cm ²
Acero en abajo:	-	2.648	cm ²

Usando:

Arriba:	2 ϕ 3/4 "	+ 1 ϕ	5/8 "
	$A_s = 7.68 \text{ cm}^2$	OK	
Abajo:	2 ϕ 3/4 "	+ 1 ϕ	5/8 "
	$A_s = 7.68 \text{ cm}^2$	OK	

DISEÑO POR CORTE

$\phi = 0.85$

CORTANTE DE DISEÑO (Vus): $\alpha = 1$ (E060)

Mn:	3.430 tn-m	1.971 tn-m
	3.167 tn-m	3.953 tn-m



L = 2.60 m Vg = 1.169 tn

Vu1 = 2.84 tn Vu2 = 1.98 tn

Vus = 4.01 tn

En zona crítica: Vu = 6.57 tn

Corte que absorbe el concreto: ØVc = 9.15 tn
 $\varnothing Vc/2 \leq Vus \leq \varnothing Vc$: Entonces: Av/S = 0.033

1) $Vs \leq 1.1 * V_f * c * bw * d$

Vs = 0.00 tn < 22.35 tn —
 Usando Ø: 3/8 " Av = 1.43 cm2

S: 43 cm

Diseño Sísmico: 2h = 80 cm
d/4 = 8.8 cm ~ 10.0 cm
 As Long.: 5/8 " 10*Db = 15.9 cm ~ 15.0 cm
 Estribo: 3/8 " 24*D = 22.9 cm ~ 22.5 cm

So = 10 cm **n = 8**

En zona central: Vu = 4.01 tn

Corte que absorbe el concreto: ØVc = 9.15 tn
 $Vu \leq \varnothing Vc/2$: Entonces: Av/S = 0.000

1) $Vs \leq 1.1 * V_f * c * bw * d$

Vs = 0.00 tn < 22.35 tn —
 Usando Ø: 3/8 " Av = 1.43 cm2

S: —

Diseño Sísmico: d/2 = 17.5 cm ~ 20.0 cm

So = 20 cm

Armado de estribos: **1@5, 8@10, 2@15, R@20**

DISEÑO POR TORSIÓN

Torsión calculada: Tu = 3.216 tn-m Ø = 0.85

Propiedades de sección:

Acp = 1600.0 cm ²	Pcp = 160.0 cm
Aoh = 906.0 cm ²	Pn = 120.4 cm
Ao = 770.1 cm ²	

Torsión crítica: **Tcr = 0.532 tn-m** considerar torsión

Verificando sección, de acuerdo a Cortante y Torsión Combinada:

28.142 kg/cm² < 32.642 kg/cm²
ok

Acero transversal por Torsión: At/S = 0.058492
Av/S = 0.000000
(Av+2At)/S = 0.116983

(Av+2At)min/S = 0.02760 ó 0.03333

Usando Ø: 3/8 " Av = 1.43 cm2
S = 12 cm

Armado de estribos: **1@5, R@12**

Acero longitudinal por Torsión: Al = 7.04 cm²
Almin = 0.30 cm² —

Acero long. es correcto



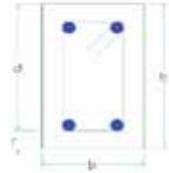
I-2.3: VIGA EJE 4 TRAMO A-B, (B58) PISO 2

Propiedades de materiales

I-2.1: VI	$f_c =$	210 kg/cm ²	$E_c =$	217370.7 kg/cm ²
	$f_y =$	4200 kg/cm ²	$E_y =$	2000000 kg/cm ²

Propiedades Geométricas

b =	25 cm
h =	90 cm
r =	5.95 cm
d =	84.05 cm
r (lat) =	4.95 cm



$A_{smin} =$	5.08 cm ²
$A_{smax} =$	44.65 cm ²

RESULTADOS ETABS

Momentos de diseño:	$M_{max(+)} =$	32.568 Tn-m	zona crítica centro
	$M_{max(-)} =$	-39.332 Tn-m	
Cortante de diseño:	$V_{dis} =$	34.874 Tn	zona crítica centro
	$V_{dis} =$	31.884 Tn	

DISEÑO POR FLEXION

ACERO POSITIVO

Donde: $\phi = 0.9$

$\mu_u =$	32.57 tn-m	$c_{max} =$	31.52 cm
$a =$	10.28 cm	$\beta_1 =$	0.85
		$a_{max} =$	26.79 cm

$a < a_{max}$: Entonces: $A_s = 10.92 \text{ cm}^2$

ACERO NEGATIVO

Donde: $\phi = 0.9$

$\mu_u =$	-39.33 tn-m	$c_{max} =$	31.52 cm
$a =$	12.60 cm	$\beta_1 =$	0.85
		$a_{max} =$	26.79 cm

$a < a_{max}$: Entonces: $A_s = 13.38 \text{ cm}^2$

FINALMENTE:

	(-)	(+)	
Acero de arriba:	13.38	-	cm ²
Acero en abajo:	-	10.918	cm ²

Usando:

Arriba:	3 ϕ 3/4 "	+ 3 ϕ	5/8 "
	$A_s = 14.49 \text{ cm}^2$	OK	
Abajo:	2 ϕ 3/4 "	+ 3 ϕ	5/8 "
	$A_s = 11.64 \text{ cm}^2$	OK	

DISEÑO POR CORTE

$\phi = 0.85$

CORTANTE DE DISEÑO (V_{us}): $\alpha = 1$ (E060)

Mn:	32.568 tn-m	2.735 tn-m
	39.332 tn-m	3.334 tn-m



$L = 1.30 \text{ m}$
 $Vg = 6.061 \text{ tn}$

$Vu1 = 27.62 \text{ tn}$
 $Vu2 = 32.36 \text{ tn}$

$Vus = 38.42 \text{ tn}$

En zona crítica: $Vu = 38.42 \text{ tn}$

Corte que absorbe el concreto: $\emptyset Vc = 13.72 \text{ tn}$
 $Vu > \emptyset Vc$: Entonces: $Av/S = 0.082$

1) $Vs \leq 1.1 \cdot V_f \cdot c \cdot bw \cdot d$
 $Vs = 24.70 \text{ tn} < 33.50 \text{ tn}$
 Usando \emptyset : $3/8 \text{ ''}$ $Av = 1.43 \text{ cm}^2$

S:	d/2 = 40 cm	60 cm	17 cm
----	-------------	-------	-------

Diseño Sísmico: $2h = 180 \text{ cm}$
 $d/4 = 21.0 \text{ cm} \sim 20.0 \text{ cm}$
 As Long.: $3/4 \text{ ''}$ $10 \cdot Db = 19.1 \text{ cm} \sim 17.5 \text{ cm}$
 Estribo: $3/8 \text{ ''}$ $24 \cdot D = 22.9 \text{ cm} \sim 22.5 \text{ cm}$

$So = 17 \text{ cm}$	$n = 10$
----------------------	----------

En zona central: $Vu = 38.42 \text{ tn}$

Corte que absorbe el concreto: $\emptyset Vc = 13.72 \text{ tn}$
 $Vu > \emptyset Vc$: Entonces: $Av/S = 0.082$

1) $Vs \leq 1.1 \cdot V_f \cdot c \cdot bw \cdot d$
 $Vs = 24.70 \text{ tn} < 33.50 \text{ tn}$
 Usando \emptyset : $3/8 \text{ ''}$ $Av = 1.43 \text{ cm}^2$

S:	d/2 = 40 cm	60 cm	17 cm
----	-------------	-------	-------

Diseño Sísmico: $d/2 = 42.0 \text{ cm} \sim 40.0 \text{ cm}$

$So = 17 \text{ cm}$	
----------------------	--

Armado de estribos: $1@5, 10@17, 2@17, R@17$

DISEÑO POR TORSIÓN

Torsión calculada: $Tu = 0.818 \text{ tn-m}$ $\emptyset = 0.85$

Propiedades de sección:

$Acp = 2250.0 \text{ cm}^2$	$Pcp = 230.0 \text{ cm}$
$Aoh = 1179.3 \text{ cm}^2$	$Pn = 186.4 \text{ cm}$
$Ao = 1002.4 \text{ cm}^2$	

Torsión crítica: $Tcr = 0.732 \text{ tn-m}$ considerar torsión

Verificando sección, de acuerdo a Cortante y Torsión Combinada:

19.389 kg/cm^2	$< 32.642 \text{ kg/cm}^2$
--------------------------	----------------------------

ok

Acero transversal por Torsión: $At/S = 0.011432$
 $Av/S = 0.082326$
 $(Av+2At)/S = 0.105190$

$(Av+2At)_{min}/S = 0.01725$	$\text{ó } 0.02083$
------------------------------	---------------------

Usando \emptyset : $3/8 \text{ ''}$ $Av = 1.43 \text{ cm}^2$

	$S = 13 \text{ cm}$
--	---------------------

Armado de estribos: $1@5, R@13$

Acero longitudinal por Torsión: $Al = 2.13 \text{ cm}^2$
 $Al_{min} = 8.19 \text{ cm}^2$

Acero long. es correcto



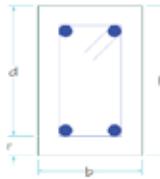
I-2.4: VIGA EJE 3' UNIDAD A PLACA (B17) PISO 4

Propiedades de materiales

I-2.1: Viga	$f_c =$ 210 kg/cm ²	$E_c =$ 217370.7 kg/cm ²
	$f_y =$ 4200 kg/cm ²	$E_y =$ 2000000 kg/cm ²

Propiedades Geométricas

$b =$ 25 cm
$h =$ 30 cm
$r =$ 2.95 cm
$d =$ 27.05 cm
$r \text{ (lat)} =$ 2.95 cm



$A_{smin} =$ 1.63 cm ²
$A_{smax} =$ 14.37 cm ²

RESULTADOS ETABS

Momentos de diseño:	$M_{max(+)} =$ 4.206 Tn-m	zona crítica centro
	$M_{max(-)} =$ -8.309 Tn-m	
Cortante de diseño:	$V_{dis} =$ 8.309 Tn	zona crítica centro
	$V_{dis} =$ 7.099 Tn	

DISEÑO POR FLEXION

ACERO POSITIVO

Donde:	$\phi =$ 0.9	$\mu =$ 4.21 tn-m	$c_{max} =$ 10.14 cm
		$a =$ 4.20 cm	$\beta_1 =$ 0.85
			$a_{max} =$ 8.62 cm
$a < a_{max}$:	Entonces:	$A_s =$ 4.46 cm ²	

ACERO NEGATIVO

Donde:	$\phi =$ 0.9	$\mu =$ -8.31 tn-m	$c_{max} =$ 10.14 cm
		$a =$ 9.22 cm	$\beta_1 =$ 0.85
			$a_{max} =$ 8.62 cm
$a > a_{max}$:	Entonces:	$A_s =$ considerar acero en compresión	
	$C =$ 38.5 tn		$M_{uc} =$ 7.87 tn-m
			$M_{us} =$ 0.44 tn-m
	$f'_s =$ 4200.00 kg/cm ²		
	$A'_s =$ 0.50 cm ²		
luego:	$A_{s1} =$ 9.16 cm ²		
	$A_{s2} =$ 0.48 cm ²		
luego:	Acero en tracción: 9.64 cm ²		
	Acero en compresión: 0.48 cm ²		

FINALMENTE:

	(-)	(+)	
Acero de arriba:	9.64	-	cm ²
Acero en abajo:	0.499	4.460	cm ²

Usando:

Arriba:	2 ϕ 3/4 "	+ 2 ϕ	5/8 "
	$A_s =$ 9.66 cm ²	OK	



Abajo:	2 \emptyset 5/8 "	+ 1 \emptyset	1/2 "
	As = 5.23 cm ²	OK	

DISEÑO POR CORTE

$\phi = 0.85$

CORTANTE DE DISEÑO (Vus): $\alpha = 1$ (E060)

Mn: 4.068 tn-m	4.206 tn-m
6.802 tn-m	2.964 tn-m

L = 1.55 m Vg = 2.902 tn

Vu1 = 4.54 tn Vu2 = 7.10 tn

Vus = 10.00 tn

En zona critica: Vu = 10.00 tn

Corte que absorbe el concreto: $\emptyset Vc = 4.41$ tn

$Vu > \emptyset Vc$: Entonces: Av/S = 0.058

1) $Vs \leq 1.1 * Vt * c * bw * d$

Vs = 5.59 tn < 10.78 tn

Usando \emptyset : 3/8 " Av = 1.43 cm²

S: d/2 = 15 cm 60 cm 25 cm

Diseño Sísmico: 2h = 60 cm

d/4 = 6.8 cm ~ 10.0 cm

As Long. : 3/4 " 10*Db = 19.1 cm ~ 17.5 cm

Estribo : 3/8 " 24*D = 22.9 cm ~ 22.5 cm

So = 10 cm n = 6

En zona central: Vu = 10.00 tn

Corte que absorbe el concreto: $\emptyset Vc = 4.41$ tn

$Vu > \emptyset Vc$: Entonces: Av/S = 0.058

1) $Vs \leq 1.1 * Vt * c * bw * d$

Vs = 5.59 tn < 10.78 tn

Usando \emptyset : 3/8 " Av = 1.43 cm²

S: d/2 = 15 cm 60 cm 25 cm

Diseño Sísmico: d/2 = 13.5 cm ~ 20.0 cm

So = 15 cm

Armado de estribos: 1@5, 6@10, 2@12, R@15

DISEÑO POR TORSIÓN

Torsión calculada: Tu = 0.536 tn-m $\phi = 0.85$

Propiedades de sección:

Acp = 750.0 cm ²	Pcp = 110.0 cm
Aoh = 460.3 cm ²	Pn = 86.4 cm
Ao = 391.3 cm ²	

Torsión crítica: Tcr = 0.170 tn-m considerar torsión

Verificando sección, de acuerdo a Cortante y Torsión Combinada:

19.592 kg/cm² < 32.642 kg/cm²

ok



ANEXO I-3: DISEÑO DE COLUMNAS

I-3.1: COLUMNA Cm-1 DE 25X50: INTERSECCIÓN A-1, PISO 1, LABEL C1

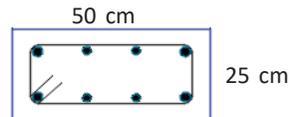
Propiedades de materiales

$f_c =$	210	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²

$E_c =$	217370.7	kg/cm ²
$E_y =$	2000000	kg/cm ²

Propiedades Geométricas

$b =$	25	cm
$h =$	50	cm
$r =$	4.95	cm
$d =$	45.05	cm



Armado: $4\phi 5/8'' + 4\phi 1/2''$

$A_s = 13.00 \text{ cm}^2$

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Diagramas de Interacción Etabs 2015:

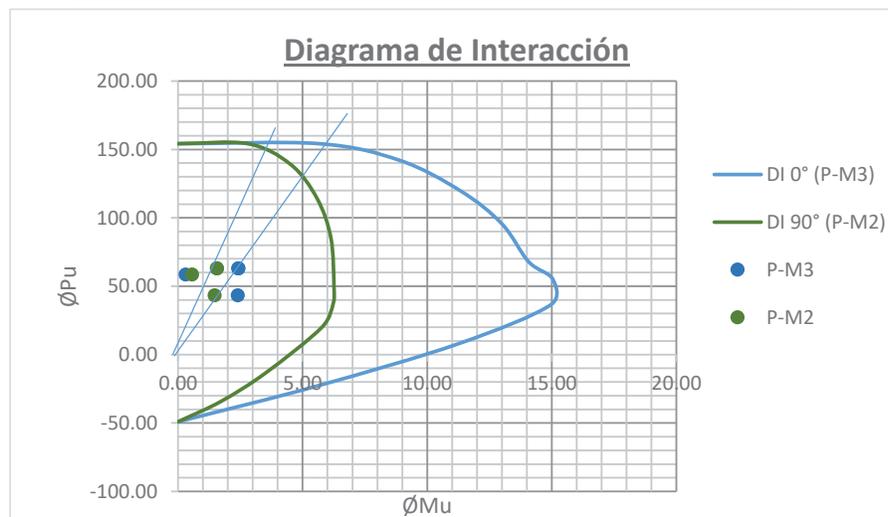
(Interaction Surface for section - Include Phi)

ϕ (comp) = 0.7

ϕ (tens) = 0.9

Para la dirección X-X

Point	Curve #1 0 deg		Curve #7 90 deg	
	P tonf	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m
1.0	154.19	0.00	154.19	0.00
2.0	154.19	5.66	154.19	2.80
3.0	142.12	8.88	139.05	4.52
4.0	119.75	11.33	114.22	5.58
5.0	95.73	12.99	85.04	6.14
6.0	67.92	14.07	49.41	6.26
7.0	55.15	15.04	37.42	6.23
8.0	36.56	14.97	19.92	5.77
9.0	7.88	11.24	-13.09	3.54
10.0	-23.23	5.52	-34.14	1.73
11.0	-49.08	0.00	-49.08	0.00





Solicitaciones de Fuerza Axial y Momento combinados

(De acuerdo a los resultados de Analisis del programa Etabs 2015)

COMBINACION	P	M3	M2
COMB1	58.56	0.306	0.568
COMB2	63.08	2.424	1.557
COMB3	43.39	2.400	1.465
ENVOLVENTE	63.08	2.42	1.56

(Todos los puntos deben estar dentro de la curva de interacción)

Verificación según la ecuación de Bresler:

$$\phi P_{nx} = 150.00 \text{ tn}$$

$$\phi P_{ny} = 154.00 \text{ tn}$$

$$\phi P_o = 154.19 \text{ tn}$$

$$\phi P_i = 149.82 \text{ tn} \quad \text{ok!}$$

$$\frac{1}{\phi P_i} = \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_o}$$

DISEÑO POR CORTE

$$\phi = 0.85$$

Calculo de los Momentos Nominales:

$$V_U = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n}$$

Calculo de la resistencia del Concreto Vc:

$$V_c = 0.54 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{Nu}{140 * A_g} \right) b_w * d$$

Resultados Etabs:

$$M_{ni} = 2.42 \text{ tn-m}$$

$$M_{nd} = 0.43 \text{ tn-m}$$

$$l_n = 2.60 \text{ m}$$

$$V_u = 1.097 \text{ tn}$$

$$b = 25.00 \text{ cm}$$

$$h = 50.00 \text{ cm}$$

$$r = 4.95 \text{ cm}$$

$$d = 45.05 \text{ cm}$$

$$Nu = 63081 \text{ kg}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g = 1126 \text{ cm}^2$$

$$V_c = 13.44 \text{ tn}$$

$$V_{max} = 47.72 \text{ tn}$$

Refuerzo requerido según análisis:

$$\phi V_c = 11.43 \text{ tn}$$

$$\phi V_{max} = 40.56 \text{ tn}$$

$$V_u \leq \phi V_c / 2:$$

$$A_v / S = 0$$

$$(A_v / S)_{min} = 0.0000$$

$$\text{Usando } \phi: 3/8$$

$$A_v = 0.71 \text{ cm}^2$$

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

En zona de confinamiento:

Longitud de zona de confinamiento (Lo)

$$l_n / 6 = 43.3 \text{ cm}$$

$$\text{Max}(b, h) = 50.0 \text{ cm}$$

$$50.0 \text{ cm}$$

$$Lo = 50.0 \text{ cm}$$

Espaciamiento:

- 8 veces el diametro de la barra longitudinal:

$$\text{As long: } 5/8 \text{ ''}$$

$$d_b = 1.6 \text{ cm}$$

$$S1 = 12.7 \text{ cm}$$

- La mitad de la menor dimensión de la sección:

$$S2 = 12.5 \text{ cm}$$

$$S3 = 10.0 \text{ cm}$$

$$n = 5$$

$$S = 10 \text{ cm}$$

Fuera de confinamiento:

- 16 veces el diametro de la barra longitudinal:

$$\text{As long: } 5/8 \text{ ''}$$

$$d_b = 1.6 \text{ cm}$$

$$S1 = 25.4 \text{ cm}$$

$$d/2 = 22.0 \text{ cm}$$

$$S3 = 60.0 \text{ cm}$$

$$S = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Armado de estribos: } 1@5, 5@10, 2@15, R@20$$



I-3.3: COLUMNA Cm-3 DE 25X50: INTERSECCIÓN B-4, PISO 2, LABEL C10

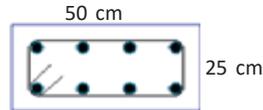
Propiedades de materiales

$f_c =$	210	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²

$E_c =$	217370.7	kg/cm ²
$E_y =$	2000000	kg/cm ²

Propiedades Geométricas

$b =$	25	cm
$h =$	50	cm
$r =$	4.95	cm
$d =$	45.05	cm



Armado: 8ø3/4"

$A_s = 22.80 \text{ cm}^2$

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Diagramas de Interacción Etabs 2015:

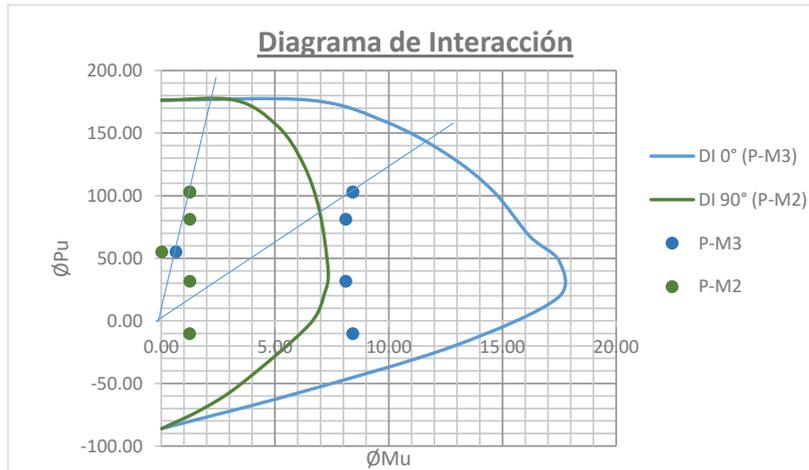
(Interaction Surface for section - Include Phi)

ϕ (comp) = 0.7

ϕ (tens) = 0.9

Para la dirección X-X

Point	Curve #1 0 deg		Curve #7 90 deg	
	P tonf	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m
1.0	176.30	0.00	176.30	0.00
2.0	176.30	6.53	176.30	3.25
3.0	158.79	9.90	155.70	5.11
4.0	132.59	12.61	125.97	6.23
5.0	103.59	14.59	88.90	6.94
6.0	67.60	16.20	39.87	7.34
7.0	47.46	17.50	23.21	7.20
8.0	18.37	17.43	-2.95	6.51
9.0	-20.28	12.83	-50.99	3.46
10.0	-57.86	5.96	-71.50	1.70
11.0	-86.19	0.00	-86.19	0.00



$\phi P_n(\max) = 187.32 \text{ tn}$

Solicitaciones de Fuerza Axial y Momento combinados

(De acuerdo a los resultados de Analisis del programa Etabs 2015)

COMBINACION	P	M3	M2
COMB1	55.09	0.638	0.016
COMB2	102.80	8.412	1.239
	-10.22	8.412	1.239
COMB3	81.19	8.115	1.252
	31.62	8.115	1.252
ENVOLVENTE	102.80	8.41	1.25

(Todos los puntos deben estar dentro de la curva de interacción)



Verificación según la ecuación de Bresler:

$\phi P_{nx} = 176.30 \text{ tn}$
 $\phi P_{ny} = 193.00 \text{ tn}$
 $\phi P_o = 176.30 \text{ tn}$
 $\phi P_i = 193.00 \text{ tn} \quad \text{ok!}$

$$\frac{1}{\phi P_i} = \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_o}$$

DISEÑO POR CORTE

$\phi = 0.85$

Calculo de los Momentos Nominales:

$$V_U = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n}$$

Resultados Etabs:

$M_{ni} = 8.41 \text{ tn-m}$
 $M_{nd} = 2.86 \text{ tn-m}$
 $l_n = 2.40 \text{ m}$

Vu = 4.698 tn

Calculo de la resistencia del Concreto Vc:

$$V_c = 0.54 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{Nu}{140 * A_g} \right) b_w * d$$

$b = 25.00 \text{ cm}$
 $h = 50.00 \text{ cm}$
 $r = 4.95 \text{ cm}$
 $d = 45.05 \text{ cm}$
 $Nu = 102796 \text{ kg}$
 $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $A_g = 1126 \text{ cm}^2$

Vc = 15.86 tn
Vmax = 50.13 tn

Refuerzo requerido según análisis:

$\phi V_c = 13.48 \text{ tn}$
 $\phi V_{max} = 42.61 \text{ tn}$
 $V_u \leq \phi V_c / 2$
 $Av/S = 0$
 Usando ϕ : 3/8
 $(Av/S)_{min} = 0.0000$
 $Av = 0.71 \text{ cm}^2$
S = 100 cm

En zona de confinamiento:

Longitud de zona de confinamiento (Lo)

$l_n/6 = 40.0 \text{ cm}$
 $Max(b,h) = 50.0 \text{ cm}$
 50.0 cm
Lo = 50.0 cm

Espaciamento:

- 8 veces el diametro de la barra longitudinal:
 As long: 3/4 "
 $db = 1.9 \text{ cm}$
 $S1 = 15.2 \text{ cm}$
 $S2 = 12.5 \text{ cm}$
 $S3 = 10.0 \text{ cm}$

n = 5 **S = 10 cm**

Fuera de confinamiento:

- 16 veces el diametro de la barra longitudinal:
 As long: 3/4 "
 $db = 1.9 \text{ cm}$
 $S1 = 30.5 \text{ cm}$
 $d/2 = 22.0 \text{ cm}$
 $S3 = 60.0 \text{ cm}$

S = 20 cm

Armado de estribos: 1@5, 5@10, 2@15, R@20



ANEXO I-4: DISEÑO DE UNIONES

RESISTENCIA DE UNIONES ARTICULADAS SEMIRRÍGIDAS

DEFINICIÓN DE PROPIEDADES DE MATERIALES

ACERO DE ANGULARES O PLANCHAS METÁLICAS

Tipo:	A36
Resistencia a la fluencia:	$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia a la rotura:	$f_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$

PERNOS METÁLICOS

Clase:	W307
Tipo:	A
Resistencia a la fluencia:	$f_{bu} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Tipo A: embebidos
Tipo B: instalación posterior

CONCRETO

Resistencia del concreto:	$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
---------------------------	------------------------------

FACTORES DE RESISTENCIA

ELEMENTOS METÁLICOS (E.090)

Fluencia por tracción en el área bruta:	$\phi = 0.9$
Rotura por tracción en el área neta:	$\phi = 0.75$
Compresión:	$\phi = 0.85$
Rotura por cortante y aplastamiento:	$\phi = 0.75$
Flexión:	$\phi = 0.9$

PERNOS (E.090)

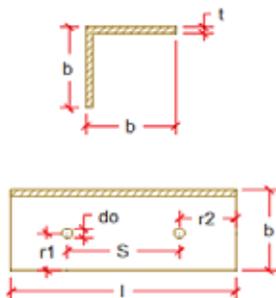
Pernos en tracción:	$\phi = 0.75$
Pernos en corte:	$\phi = 0.65$
Aplastamiento (agujeros):	$\phi = 0.75$

CONCRETO (E.060)

Compresión Y aplastamiento:	$\phi = 0.7$
Cortante:	$\phi = 0.85$

DIMENSIONAMIENTO DE LAS COMPONENTES DE LA CONEXIÓN

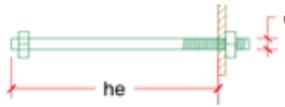
ANGULARES METÁLICOS



Ancho del angular:	$b = 10.0 \text{ cm}$	
Largo del angular:	$l = 23.0 \text{ cm}$	
Espesor del angular:	$t = 7.9 \text{ mm}$	5/16
Núm. De agujeros:	$n = 2$	
Diámetro de agujeros:	$do = 1/2$	1.270 cm
	$Ao = 1.27 \text{ cm}^2$	
Distancia a bordes:	$r1 = 4.0 \text{ cm}$	
	$r2 = 6.5 \text{ cm}$	
Separación de agujeros:	$S = 10.0 \text{ cm}$	



PERNOS EN VIGA



Diámetro de los pernos: $db1 = \boxed{3/8}$ 0.953 cm
 $Ab1 = 0.71 \text{ cm}^2$
 Longitud de anclaje (12db): $he1 = \boxed{11.4 \text{ cm}}$ 4 1/2
 Área tuerca de anclaje: $Abrg1 = \boxed{1.05 \text{ cm}^2}$

PERNOS EN COLUMNA Y/O PLACA



Diámetro de los pernos: $db2 = \boxed{1/2}$ 1.270 cm
 $Ab2 = 1.27 \text{ cm}^2$
 Longitud de anclaje (12db): $he2 = \boxed{15.2 \text{ cm}}$ 6
 Área tuerca de anclaje: $Abrg2 = \boxed{1.88 \text{ cm}^2}$

RESISTENCIA DE LAS COMPONENTES
ANGULARES METÁLICOS

Flexión en general: $\phi M_{ir} = \phi f_y \frac{t^2 l}{4}$ $\phi M_{ir} = 0.082 \text{ tn-m}$

Fluencia en el área total: $\phi N_{if} = \phi f_y A_g = \phi f_y * t * l$ $A_g = 18.3 \text{ cm}^2$
 $\phi N_{if} = 41.57 \text{ tn}$

Rotura en el área neta: $\phi N_{ir} = \phi f_u A_n = \phi f_u (l - nd_o) t$ $A_n = 16.2 \text{ cm}^2$
 $\phi N_{ir} = 49.69 \text{ tn}$

Flexión generada en el ala vertical debido a Ni:

$N_i h_v = f_y \frac{t^2 l}{4}$ $\phi N_i = \frac{\phi f_y t^2 (l_t - nd_o)}{4 h_v}$
 $h_v = 6.0 \text{ cm}$
 $\phi N_i = 1.22 \text{ tn}$

Fluencia por corte: $\phi V_{ir} = 0.45 \phi f_y A_v = 0.45 \phi f_y t l$ $A_v = 18.3 \text{ cm}^2$
 $\phi V_{ir} = 15.59 \text{ tn}$

Flexión generada en el ala horizontal debido a Vi:

$V_i * b/2 = f_y \frac{t^2 l}{4}$ $\phi V_i = \frac{\phi f_y t^2 l}{2b}$
 $\phi V_i = 1.65 \text{ tn}$

Aplastamiento en agujeros debido a Ni y Vi:

$\phi R_n = \phi (2.4 * d * t * f_u)$ $\phi R_{ni} = 7.40 \text{ tn}$
 $\phi R_n = \phi (2.0 * L * t * f_u)$ $\phi R_{ni} = 19.43 \text{ tn}$
 $\phi R_n = \phi (L * t * f_u)$ $\phi R_{ni} = 9.72 \text{ tn}$
 $\phi N_i = \phi V_i = 7.40 \text{ tn}$



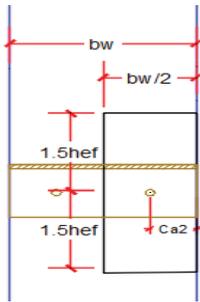
PERNOS DE ANCLAJE

Tracción en los pernos: $\emptyset N_i = \emptyset f_{bu} A_n = \emptyset f_{bu} (0.75 A_b)$
 Pernos de viga: $\emptyset Ni = 1.68 \text{ tn}$
 Pernos de columna y/o placa: $\emptyset Ni = 2.99 \text{ tn}$

Cortante en los pernos: $\emptyset V_i = A_b (\emptyset * 0.45 f_{bu})$
 Pernos de viga: $\emptyset Vi = 0.88 \text{ tn}$
 Pernos de columna y/o placa: $\emptyset Vi = 1.56 \text{ tn}$

INTERACCIÓN CON EL CONCRETO

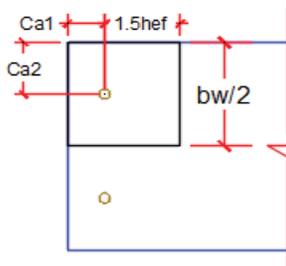
Arrancamiento del concreto en columna:



$$N_i = \frac{A_p}{A_{co}} * K_c * \sqrt{f'_c} * h_{ef}^{1.5}$$

Ancho de la viga: $bw = 25 \text{ cm}$
 Área efectiva proyectada: $Ap = 571.5 \text{ cm}^2$
 Área proyectada del cono de falla: $Aco = 2090.3 \text{ cm}^2$
 Constante: $Kc = 10$
 $\emptyset Ni = 2.00 \text{ tn}$

Arrancamiento del concreto en viga:



Separación de la viga en la junta: $j = 12.7 \text{ mm}$
 Ancho de la viga: $bw = 25 \text{ cm}$
 $Ca1 = b - r1 - j$
 Área efectiva proyectada: $Ap = 273.4 \text{ cm}^2$
 Área proyectada del cono de falla: $Aco = 1175.8 \text{ cm}^2$
 Constante: $Kc = 10$
 $\emptyset Ni = 1.11 \text{ tn}$

Deslizamiento del conector: $N_i = 8 A_{brg} f'_c$ $A_{brg} = 1.88 \text{ cm}^2$
 $\emptyset Ni = 2.68 \text{ tn}$

Desprendimiento lateral del concreto:

$$\emptyset N_i = \emptyset 160 C_{a1} \sqrt{A_{brg} f'_c}$$

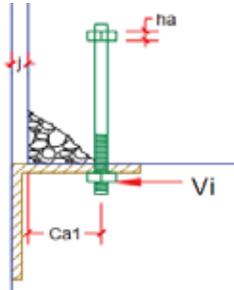
Si: $Ca2 < 3Ca1$ multiplicar por: $(1 + Ca2/Ca1)/4$
 $Ca1 = 4.7 \text{ cm}$
 $Ca2 = 6.5 \text{ cm}$
 $A_{brg} = 1.05 \text{ cm}^2$
 $\emptyset Nsb = 9.56 \text{ tn}$
 0.59
 $\emptyset Ni = 5.67 \text{ tn}$



Arrancamiento del concreto por cortante:

$$V_i = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} * \varphi_{ed} * \varphi_c * V_b$$

$$V_b = 7 \left(\frac{l_e}{d_o} \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5}$$



Ancho de la viga:

Área efectiva proyectada:

Área proyectada rotura lateral:

Efecto de borde:

Efecto de agrietamiento:

le= 7.6 cm

Ca1 = 4.7 cm

bw = 25 cm

Avc = 142.9 cm²

Avco = 100.7 cm²

Ca2=r2= 6.5 cm

φed= 0.974841438

φc= 1.4

Resistencia básica:

Vb= 1.54 tn

ØVi = 2.54 tn

Aplastamiento del concreto:

$$\varnothing P_n = 0.85 * \varnothing * f'_c * A_1$$

A1 = 200.8 cm²

ØPi = 25.09 tn

RESISTENCIA GLOBAL DE LA UNIÓN

RESISTENCIA A LA TRACCIÓN GLOBAL

Angulares:

Por fluencia en área total:

ØNif = 41.57 tn

cant:

2

83.14 tn

Por rotura en área neta:

ØNif = 49.69 tn

2

99.39 tn

Por flexión en ala vertical:

ØNif = 1.22 tn

2

2.45 tn

Por fluencia por corte:

ØNif = 15.59 tn

2

31.18 tn

Por aplastamiento:

ØNif = 7.40 tn

2

14.81 tn

Pernos

Por tracción en pernos (en columna):

ØNif = 2.99 tn

4

11.97 tn

Por corte en pernos (viga):

ØNif = 0.88 tn

4

3.50 tn

Interacción perno-concreto

Arrancamiento del concreto (columna):

ØNif = 2.00 tn

4

8.01 tn

Deslizamiento del conector (columna):

ØNif = 2.68 tn

4

10.72 tn

Arrancamiento por corte (en viga):

ØNif = 2.54 tn

4

10.17 tn

Resistencia a la tracción:

ØNn = 2.45 tn

RESISTENCIA A LA FUERZA CORTANTE GLOBAL

Angulares:

Por fluencia en área total:

ØVif = 41.57 tn

cant:

2

83.14 tn

Por rotura en área neta:

ØVif = 49.69 tn

2

99.39 tn

Por fluencia por corte:

ØVif = 15.59 tn

2

31.18 tn

Por flexión en ala horizontal:

ØVif = 1.65 tn

2

3.30 tn

Por aplastamiento:

ØVif = 7.40 tn

2

14.81 tn



Pernos

Por corte en pernos (columna): $\emptyset V_{if} = 1.56 \text{ tn}$ 6.22 tn

Interacción perno-concreto

Arrancamiento del concreto (viga): $\emptyset V_{if} = 1.11 \text{ tn}$ 4.43 tn
 Deslizamiento del conector (viga): $\emptyset V_{if} = 2.68 \text{ tn}$ 10.72 tn
 Desprendimiento lateral (viga): $\emptyset V_{if} = 5.67 \text{ tn}$ 22.69 tn
 Arrancamiento por corte (en viga): $\emptyset V_{if} = 2.54 \text{ tn}$ 10.17 tn
 Aplastamiento del concreto (en viga): $\emptyset V_{if} = 25.09 \text{ tn}$ 25.09 tn

Resistencia a la cortante: $\emptyset V_n = 3.30 \text{ tn}$

RESISTENCIA A LA FLEXIÓN GLOBAL

Por flexión en los angulares: $\emptyset M_i = 0.08 \text{ tn-m}$
 Número de angulares: $m =$
 $\emptyset M_i = 0.16 \text{ tn-m}$

Flexión por la tracción en la conexión superior:
 Menor valor de T_i : $\emptyset T_i = 0.88 \text{ tn}$
 Número de elementos: $m =$
 brazo: $hb =$
 $\emptyset M_2 = 0.70 \text{ tn-m}$

Flexión por la compresión en la conexión inferior:

Angulares: cant:

Por fluencia en área total: $\emptyset C_{if} = 41.57 \text{ tn}$ 41.57 tn
 Por rotura en área neta: $\emptyset C_{if} = 49.69 \text{ tn}$ 49.69 tn
 Por aplastamiento: $\emptyset C_{if} = 7.40 \text{ tn}$ 7.40 tn

Pernos

Por corte en pernos (viga): $\emptyset C_{if} = 0.88 \text{ tn}$ 1.75 tn

Menor valor de C_i : $\emptyset C_i = 1.75 \text{ tn}$
 brazo: $hb =$
 $\emptyset M_3 = 0.70 \text{ tn-m}$

Resistencia a la flexión: $\emptyset M_n = 0.16 \text{ tn-m}$

RESISTENCIA A LA TORSIÓN

Pernos cant:

Por corte en pernos (columna): $\emptyset V_i = 1.56 \text{ tn}$ 3.11 tn

Interacción perno-concreto

Desprendimiento lateral (viga): $\emptyset V_{if} = 5.67 \text{ tn}$ 11.34 tn
 Arrancamiento por corte (en viga): $\emptyset V_{if} = 2.54 \text{ tn}$ 5.08 tn
 Desprendimiento lateral (viga): $\emptyset V_{if} = 5.67 \text{ tn}$ 11.34 tn

Corte generada por torsión $V_{tu} = 3.11 \text{ tn}$
 brazo de momento: $h_{tr} =$

Resistencia a la torsión: $\emptyset T_n = 1.56 \text{ tn-m}$



COMPROBACIONES DE DISEÑO

Comprobación por tracción:

$$\begin{array}{rcll} \mathbf{Nu} & \leq & \mathbf{\phi Nn} & \\ 0 & < & 2.45 \text{ tn} & \text{ok} \end{array}$$

Comprobación por cortante:

$$\begin{array}{rcll} \mathbf{Vu} & \leq & \mathbf{\phi Vn} & \\ 2.8632 & < & 3.30 \text{ tn} & \text{ok} \end{array}$$

Comprobación por flexión:

$$\begin{array}{rcll} \mathbf{Mu} & \leq & \mathbf{\phi Mn} & \\ 0.02885 & < & 0.16 \text{ tn-m} & \text{ok} \end{array}$$

Comprobación por torsión:

$$\begin{array}{rcll} \mathbf{Tu} & \leq & \mathbf{\phi Tn} & \\ 0.68441 & < & 1.56 \text{ tn-m} & \text{ok} \end{array}$$



ANEXO I-5: CÁLCULO DE RIGIDEZ ROTACIONAL DE LA UNIÓN

CÁLCULO DE LA RIGIDEZ ROTACIONAL

DEFINICIÓN DE PROPIEDADES DE MATERIALES

ACERO DE ANGULARES O PLANCHAS METÁLICAS

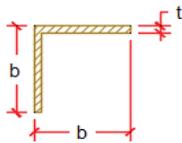
Tipo:	A36
Resistencia a la fluencia:	$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia a la rotura:	$f_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad:	$E_a = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

PERNOS METÁLICOS

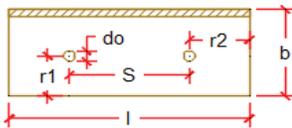
Clase:	W307
Tipo:	A
Resistencia a la fluencia:	$f_{bu} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad:	$E_p = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

DIMENSIONAMIENTO DE LAS COMPONENTES DE LA CONEXIÓN

ANGULARES METÁLICOS

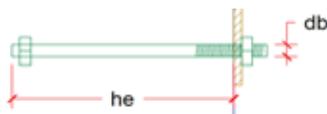


Ancho del angular:	$b = 10.0 \text{ cm}$	
Largo del angular:	$l = 23.0 \text{ cm}$	
Espesor del angular:	$t = 7.9 \text{ mm}$	5/16
Núm. De agujeros:	$n = 2$	
Diámetro de agujeros:	$d_o = 1/2$	1.270 cm



Distancia a bordes:	$r_1 = 4.0 \text{ cm}$	
	$r_2 = 6.5 \text{ cm}$	
Separación de agujeros:	$S = 10.0 \text{ cm}$	

PERNOS

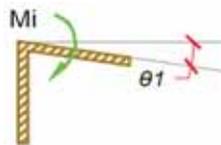


Diámetro de los pernos:	$d_b = 1/2$	1.270 cm
	$A_b = 1.27 \text{ cm}^2$	
Longitud de anclaje (12db):	$h_e = 15.2 \text{ cm}$	6
Área tuerca de anclaje:	$A_{brg} = 0.92 \text{ cm}^2$	

CÁLCULO DE LA RIGIDEZ GLOBAL ROTACIONAL

DEBIDO A ROTACIÓN EN LOS BORDES (ANGULARES)

Rotación por flexión en los angulares:



$$k_1 = \frac{Elt^3}{6b}, \quad \alpha = \frac{1}{k_1}$$

$$K_1 = 383405.02 \text{ kg-cm}$$

$$\alpha = 2.60821E-06$$



DEFORMACIÓN POR TRACCIÓN DEBIDA A MOMENTO

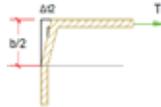
Por tracción en el ala horizontal del angular:



$$k_{t1} = \frac{Etl}{b}$$

$$Kt1 = 3651250 \text{ kg/cm}$$

Por flexión en el ala vertical del angular:



$$k_{t2} = \frac{2Etl^3}{b^3}$$

$$Kt2 = 38630225 \text{ kg/cm}$$

Por tracción en el perno de anclaje en columna:

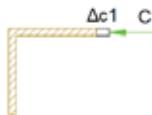
$$k_{t3} = \frac{EA_b}{h_e}$$

$$Kt3 = 166242.5 \text{ kg/cm}$$

$$\beta = 6.31508E-06$$

DEFORMACIÓN POR COMPRESIÓN DEBIDA A MOMENTO

Por compresión en el ala horizontal del angular:



$$k_{c1} = \frac{Etl}{b}$$

$$Kc1 = 3651250 \text{ kg/cm}$$

Por compresión en el perno de anclaje en columna:

$$k_{c2} = \frac{EA_b}{h_e}$$

$$Kc2 = 166242.5 \text{ kg/cm}$$

$$\gamma = 6.28919E-06$$

RIGIDEZ ROTACIONAL

$$K_g = \frac{h^2}{\alpha h^2 + \beta + \gamma}$$

Peralte de viga:

$$h = 40 \text{ cm}$$

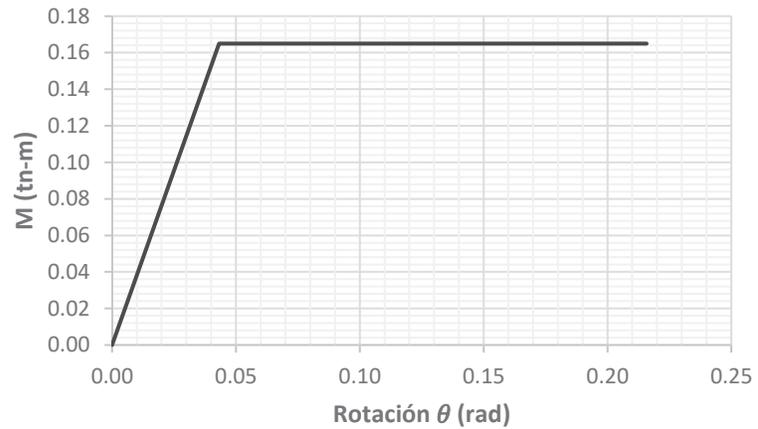
$$K_g = 382250.5 \text{ kg-cm}$$

$$K_g = 3.82 \text{ tn-m}$$



CURVA MOMENTO - ROTACIÓN

M	θ
0	0
0.1650	0.04315989
0.1650	0.21579943



RESUMEN CÁLCULO DE RIGIDEZ ROTACIONAL

Por rotación por flexión en los angulares:

$$K1 = 383405.02 \text{ kg-cm}$$

$$\alpha = 2.60821E-06$$

Por tracción en el ala horizontal del angular:

$$Kt1 = 3651250 \text{ kg/cm}$$

Por flexión en el ala vertical del angular:

$$Kt2 = 38630225 \text{ kg/cm}$$

Por tracción en el perno de anclaje:

$$Kt3 = 166242.5 \text{ kg/cm}$$

$$\beta = 6.31508E-06$$

Por compresión en el ala horizontal del angular:

$$Kc1 = 3651250 \text{ kg/cm}$$

Por compresión en el perno de anclaje:

$$Kc2 = 166242.5 \text{ kg/cm}$$

$$\gamma = 6.28919E-06$$

$$Kg = 382250.5 \text{ kg-cm}$$

$$Kg = 3.82 \text{ tn-m}$$



ANEXO I-6: CÁLCULO RIGIDEZ TORISIONAL DE LA UNIÓN

CÁLCULO DE LA RIGIDEZ TORSIONAL

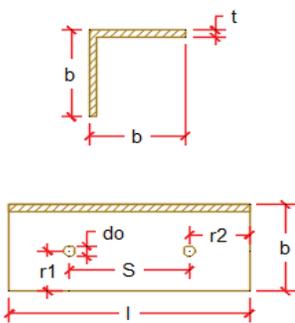
DEFINICIÓN DE PROPIEDADES DE MATERIALES

ACERO DE ANGULARES O PLANCHAS METÁLICAS

Tipo:	A36
Resistencia a la fluencia:	$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia a la rotura:	$f_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad:	$E_a = 2000000 \text{ kg/cm}^2$
Elasticidad Transversal:	$G_a = 800000 \text{ kg/cm}^2$

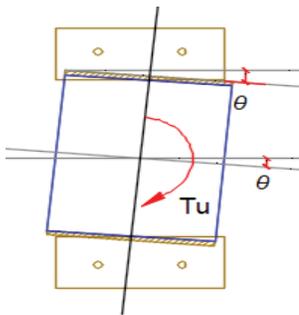
DIMENSIONAMIENTO DE LAS COMPONENTES DE LA CONEXIÓN

ANGULARES METÁLICOS



Ancho del angular:	$b = 10.0 \text{ cm}$	
Largo del angular:	$l = 23.0 \text{ cm}$	
Espesor del angular:	$t = 7.9 \text{ mm}$	5/16
Núm. De agujeros:	$n = 2$	
Diámetro de agujeros:	$do = 1/2$	1.270 cm
	$Ao = 1.27 \text{ cm}^2$	
Distancia a bordes:	$r1 = 4.0 \text{ cm}$	
	$r2 = 6.5 \text{ cm}$	
Separación de agujeros:	$S = 10.0 \text{ cm}$	

CÁLCULO DE LA RIGIDEZ TORSIONAL



$$J = \frac{lt(l^2 + t^2)}{12} \quad K_{tor} = \frac{2GJ}{b}$$

$$J = 1611.51 \text{ cm}^4$$

$$K_{tor} = 257841557.35 \text{ kg-cm}$$

$$K_{tor} = 2578.42 \text{ tn-m}$$



ANEXO II: RESULTADOS Y CÁLCULOS ESTRUCTURA CON UNIONES ARTICULADAS

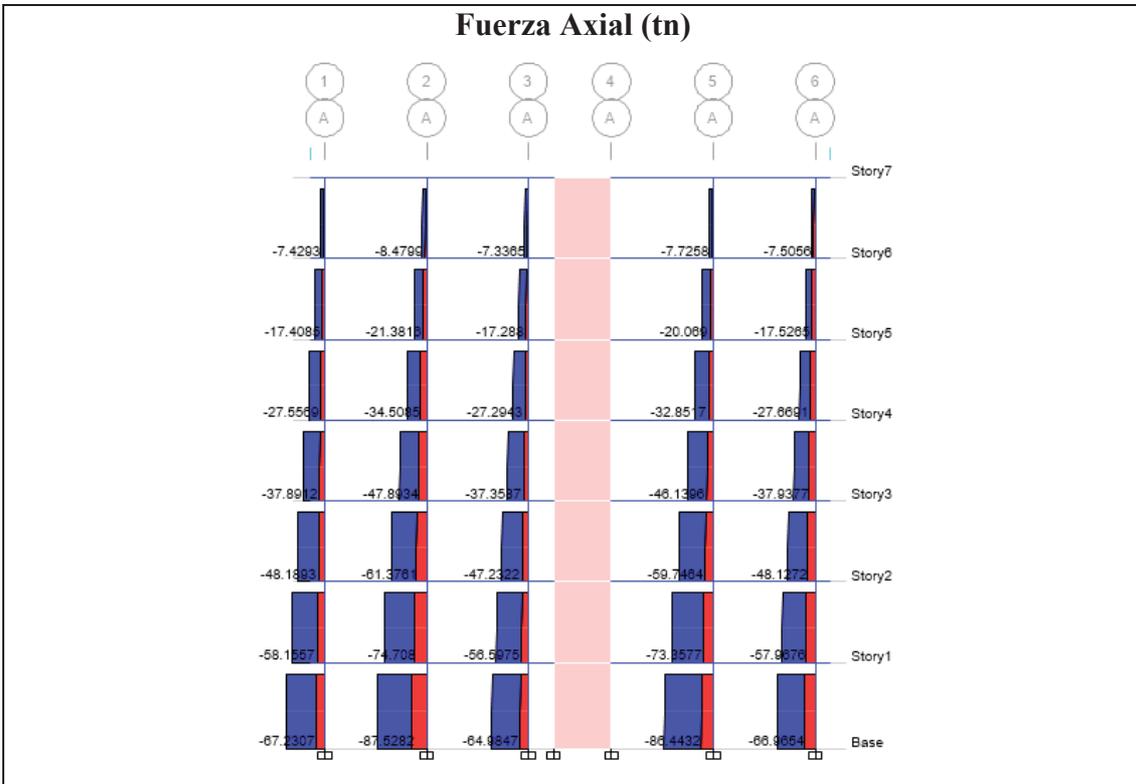




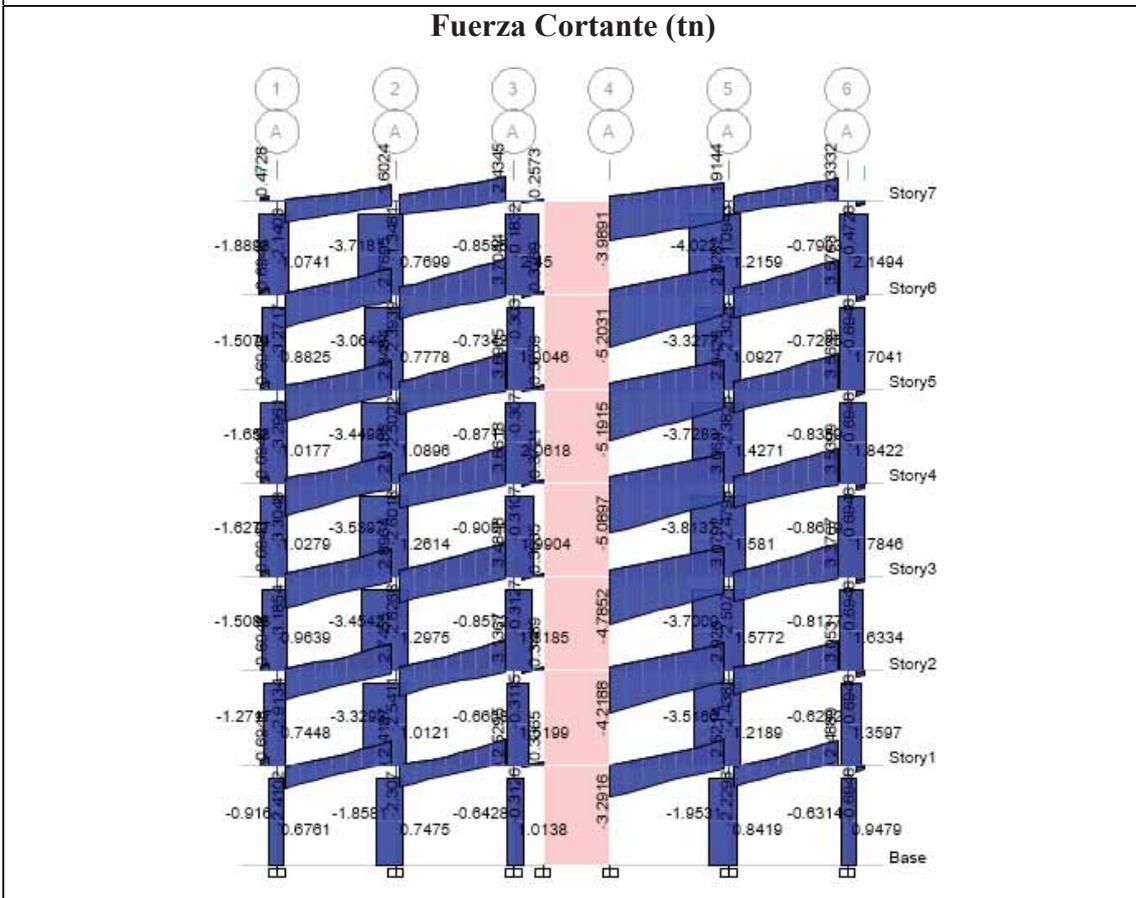
ANEXO II-1: DIAGRAMAS ETABS, ESTRUCTURA CON VIGAS DE UNIÓN ARTICULADA

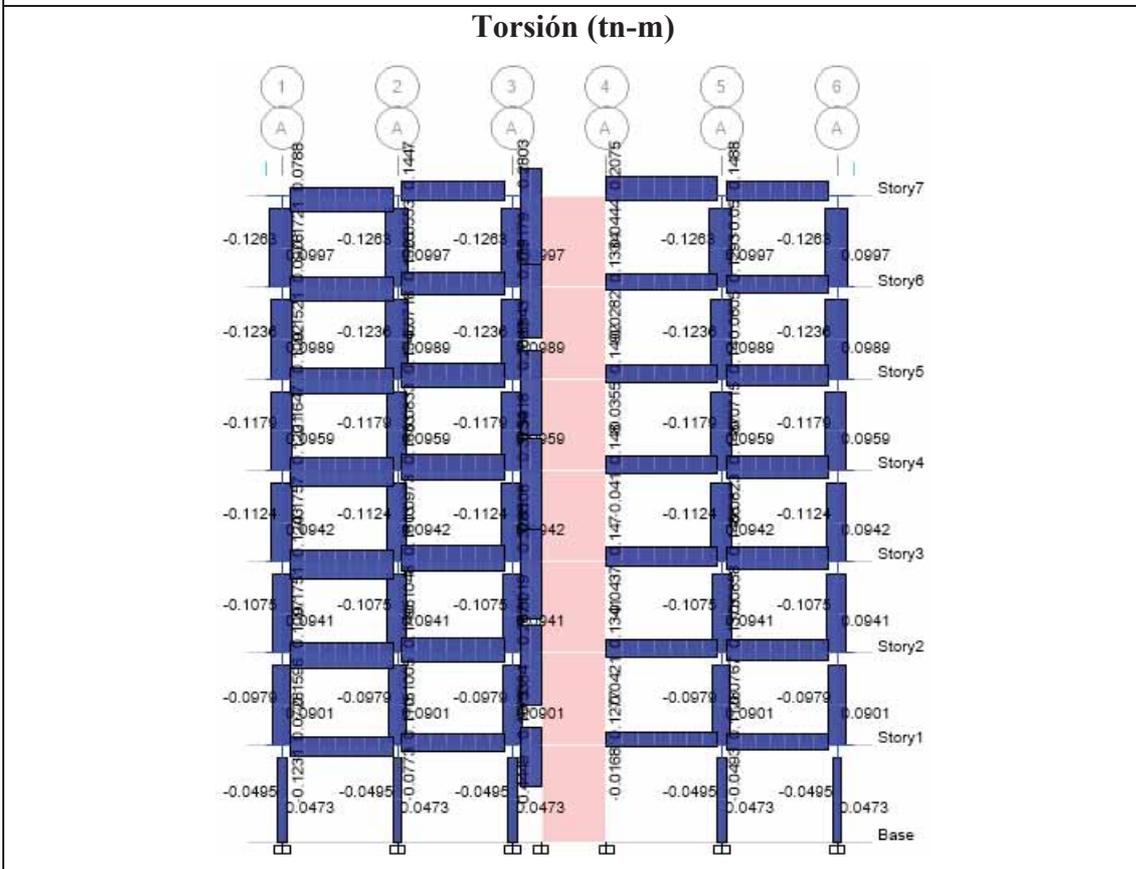
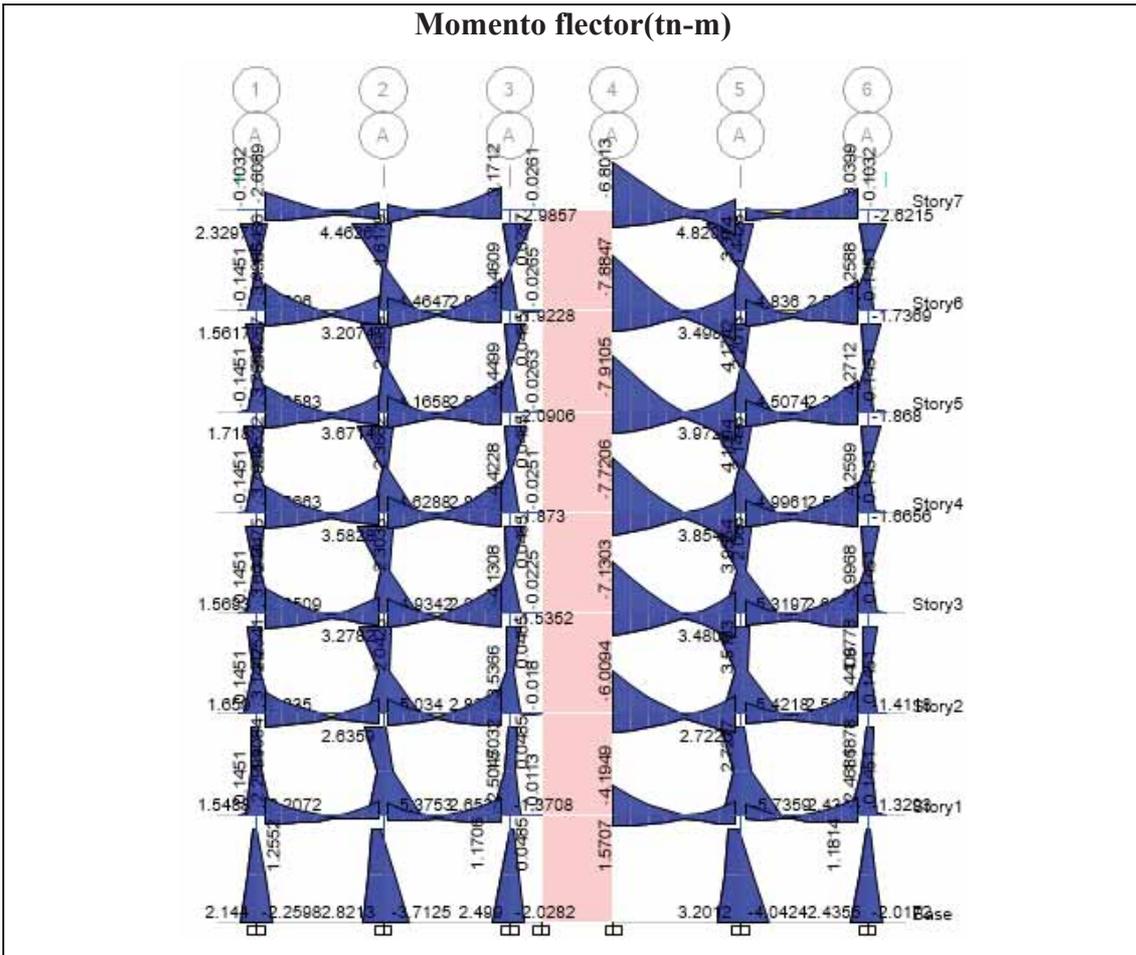
II-1.1: EJE A

Fuerza Axial (tn)



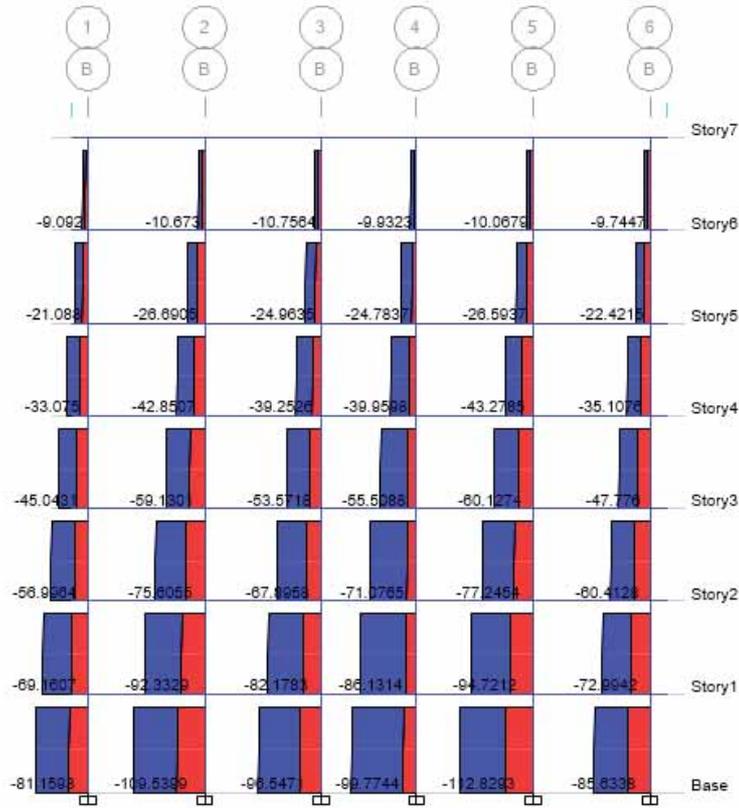
Fuerza Cortante (tn)



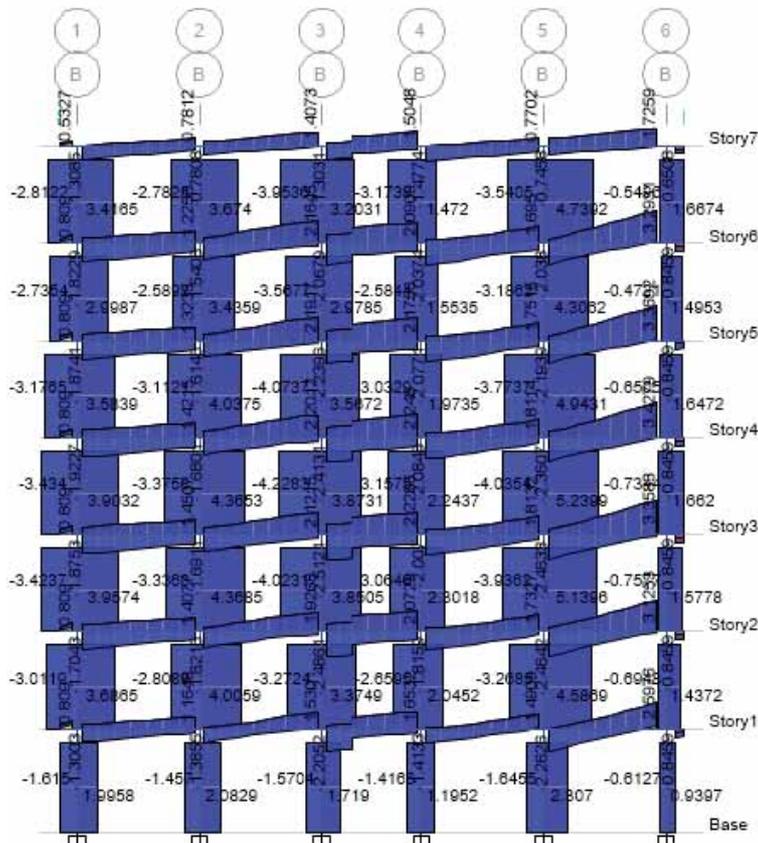




II-1.2: EJE B Fuerza Axial (tn)

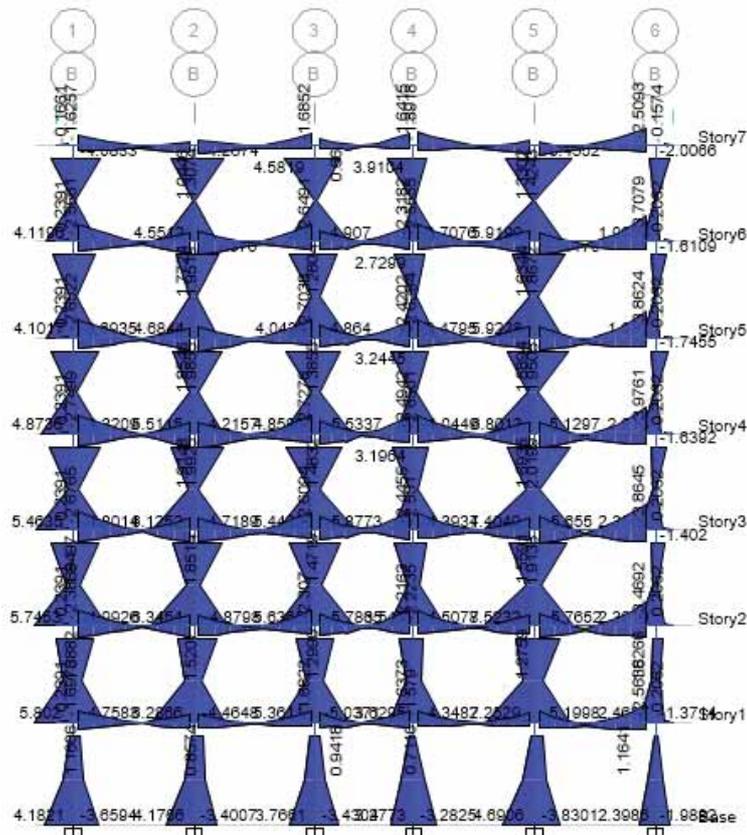


Fuerza Cortante (tn)

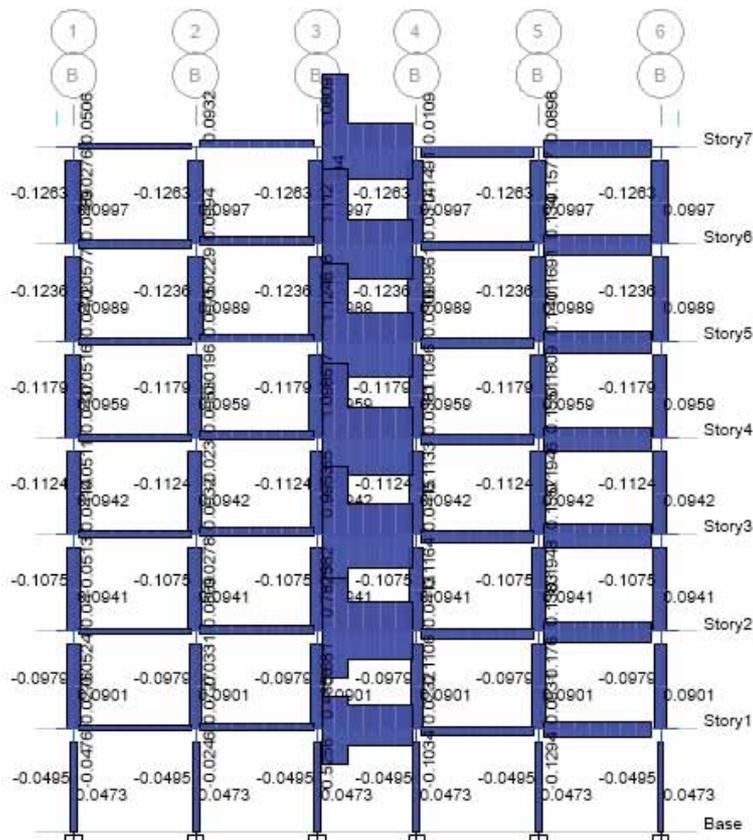




Momento flector(tn-m)

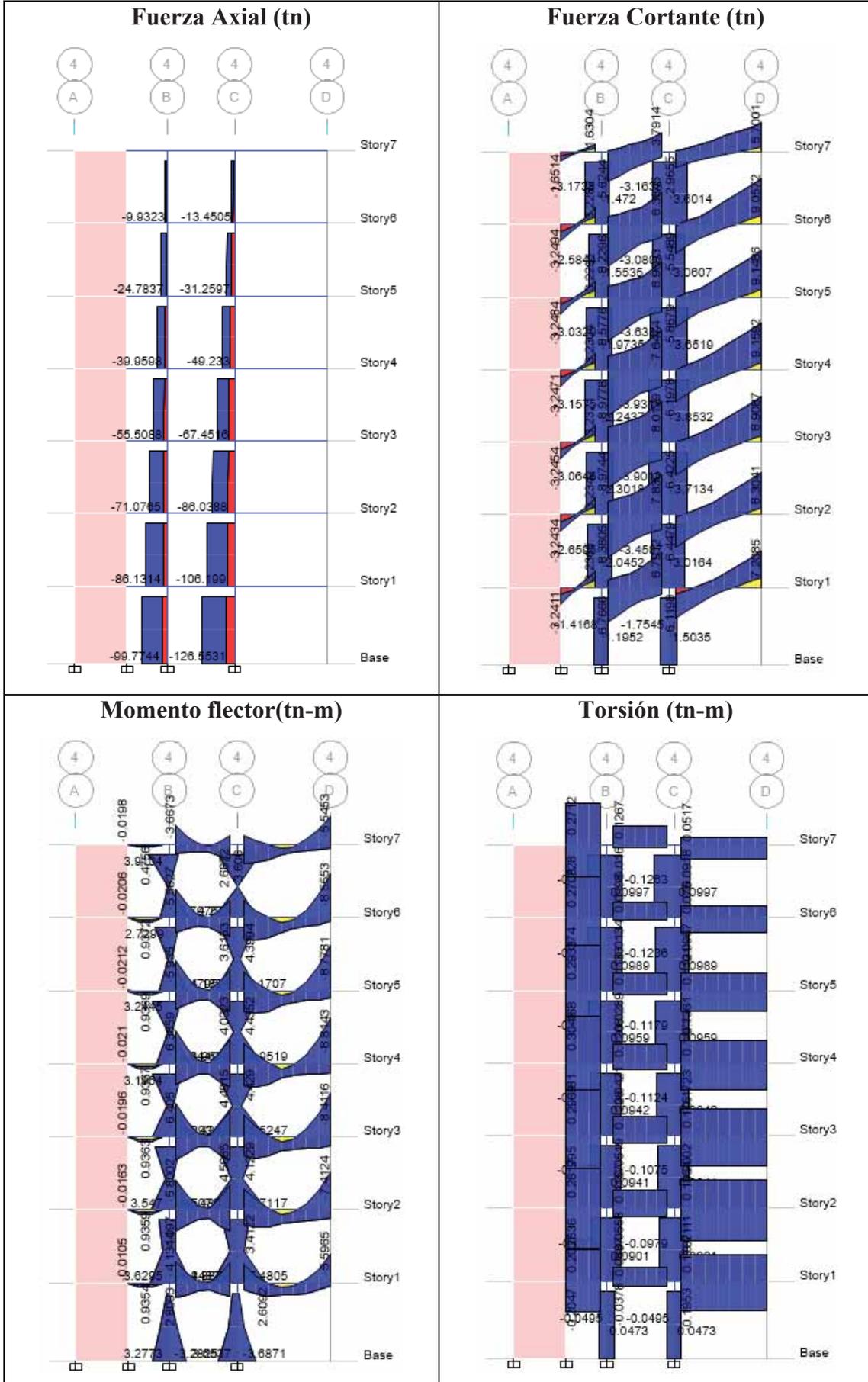


Torsión (tn-m)



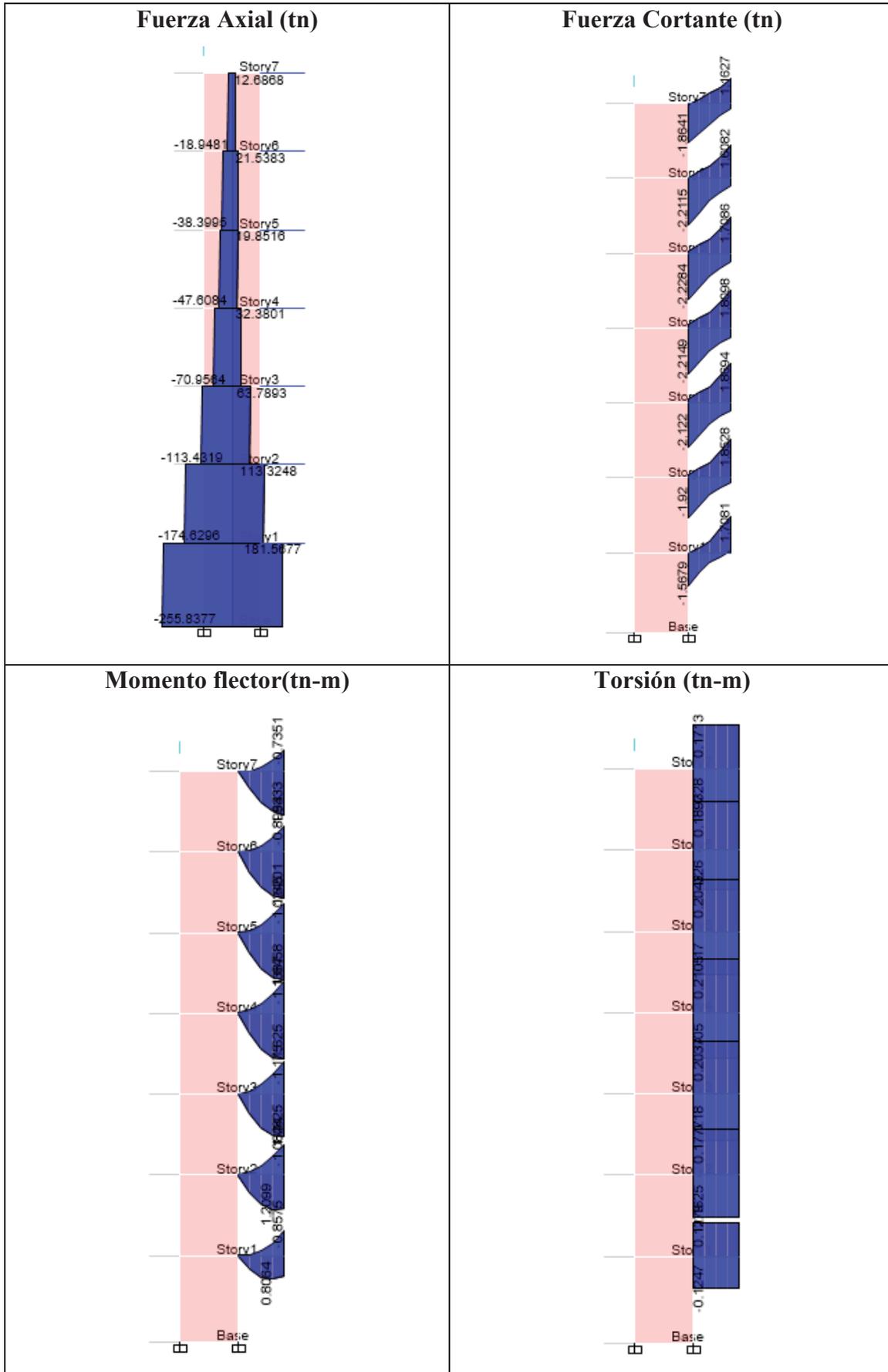


II-1.3: EJE 4





II-1.4: EJE 3' UNIDA A PLACA





ANEXO II-2: DISEÑO DE VIGAS UNÓN ARTICULADA

II-2.1: VIGA EJE A TRAMO 3-4, (B57) PISO 6

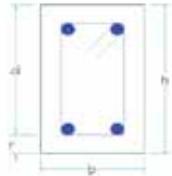
Propiedades de materiales

$f_c =$	210	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²

$E_c =$	217370.7	kg/cm ²
$E_y =$	2000000	kg/cm ²

Propiedades Geométricas

$b =$	25 cm
$h =$	40 cm
$r =$	4.95 cm
$d =$	35.05 cm
$r \text{ (lat)} =$	4.95 cm



$A_{smin} =$	2.12 cm ²
$A_{smax} =$	18.62 cm ²

RESULTADOS ETABS

Momentos de diseño:	$M_{max(+)} =$	0.049 Tn-m	zona crítica centro
	$M_{max(-)} =$	-0.030 Tn-m	
Cortante de diseño:	$V_{dis} =$	0.377 Tn	zona crítica centro
	$V_{dis} =$	0.087 Tn	

DISEÑO POR FLEXION

ACERO POSITIVO

Donde: $\phi = 0.9$

$$M_u = 0.05 \text{ tn-m}$$

$$c_{max} = 13.14 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$a = 0.03 \text{ cm}$$

$$a_{max} = 11.17 \text{ cm}$$

$a < a_{max}$: Entonces: $A_s = 0.04 \text{ cm}^2$

ACERO NEGATIVO

Donde: $\phi = 0.9$

$$M_u = -0.03 \text{ tn-m}$$

$$c_{max} = 13.14 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$a = 0.02 \text{ cm}$$

$$a_{max} = 11.17 \text{ cm}$$

$a < a_{max}$: Entonces: $A_s = 0.02 \text{ cm}^2$

FINALMENTE:

	(-)	(+)	
Acero de arriba:	0.02	-	cm ²
Acero en abajo:	-	0.037	cm ²

Usando:

Arriba: $2 \phi \text{ 5/8"}$
 $A_s = 3.96 \text{ cm}^2$ OK

Abajo: $2 \phi \text{ 5/8"}$
 $A_s = 3.96 \text{ cm}^2$ OK

DISEÑO POR CORTE

$$\phi = 0.85$$

CORTANTE DE DISEÑO (V_{us}): $\alpha = 1$ (E060)

$M_n =$	0.026 tn-m	0.009 tn-m
	0.008 tn-m	0.027 tn-m



$L = 0.60 \text{ m}$
 $V_g = 0.327 \text{ tn}$

$V_{u1} = 0.09 \text{ tn}$
 $V_{u2} = 0.03 \text{ tn}$

$V_{us} = 0.41 \text{ tn}$

En zona crítica: $V_u = 0.41 \text{ tn}$

Corte que absorbe el concreto: $\phi V_c = 5.72 \text{ tn}$

$V_u \leq \phi V_c / 2$: Entonces: $A_v / S = 0.000$

1) $V_s \leq 1.1 \cdot V_t \cdot c \cdot b_w \cdot d$

$V_s = 0.00 \text{ tn} < 13.97 \text{ tn}$

Usando ϕ : $3/8 \text{ ''}$ $A_v = 1.43 \text{ cm}^2$

S:

Diseño Sísmico: $2h = 80 \text{ cm}$

$d/4 = 8.8 \text{ cm} \sim 10.0 \text{ cm}$

As Long. : $5/8 \text{ ''}$ $10 \cdot D_b = 15.9 \text{ cm} \sim 15.0 \text{ cm}$

Estribo : $3/8 \text{ ''}$ $24 \cdot D = 22.9 \text{ cm} \sim 22.5 \text{ cm}$

$S_o = 10 \text{ cm}$
 $n = 8$

En zona central: $V_u = 0.41 \text{ tn}$

Corte que absorbe el concreto: $\phi V_c = 5.72 \text{ tn}$

$V_u \leq \phi V_c / 2$: Entonces: $A_v / S = 0.000$

1) $V_s \leq 1.1 \cdot V_t \cdot c \cdot b_w \cdot d$

$V_s = 0.00 \text{ tn} < 13.97 \text{ tn}$

Usando ϕ : $3/8 \text{ ''}$ $A_v = 1.43 \text{ cm}^2$

S:

Diseño Sísmico: $d/2 = 17.5 \text{ cm} \sim 20.0 \text{ cm}$

$S_o = 20 \text{ cm}$

Armado de estribos: $1@5, 8@10, 2@15, R@20$

DISEÑO POR TORSIÓN

Torsión calculada: $T_u = 0.534 \text{ tn-m}$ $\phi = 0.85$

Propiedades de sección:

$A_{cp} = 1000.0 \text{ cm}^2$	$P_{cp} = 130.0 \text{ cm}$
$A_{oh} = 454.5 \text{ cm}^2$	$P_n = 90.4 \text{ cm}$
$A_o = 386.3 \text{ cm}^2$	

Torsión crítica: $T_{cr} = 0.256 \text{ tn-m}$ considerar torsión

Verificando sección, de acuerdo a Cortante y Torsión Combinada:

$13.762 \text{ kg/cm}^2 < 32.642 \text{ kg/cm}^2$
ok

Acero transversal por Torsión: $A_t / S = 0.019370$

$A_v / S = 0.000000$

$(A_v + 2A_t) / S = 0.038740$

$(A_v + 2A_t)_{min} / S = 0.01725 \text{ ó } 0.02083$

Usando ϕ : $3/8 \text{ ''}$ $A_v = 1.43 \text{ cm}^2$

$S = 36 \text{ cm}$

Armado de estribos: $1@5, R@20$

Acero longitudinal por Torsión: $A_l = 1.75 \text{ cm}^2$

$A_{lmin} = 2.84 \text{ cm}^2$

Acero long. es correcto



II-2.2: VIGA EJE B TRAMO 3-4, (B8) PISO 5

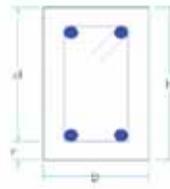
Propiedades de materiales

$f_c =$	210	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²

$E_c =$	217370.7	kg/cm ²
$E_y =$	2000000	kg/cm ²

Propiedades Geométricas

$b =$	25	cm
$h =$	40	cm
$r =$	4.95	cm
$d =$	35.05	cm
r (lat) =	4.95	cm



$A_{smin} =$	2.12	cm ²
$A_{smax} =$	18.62	cm ²

RESULTADOS ETABS

Momentos de diseño:	$M_{max(+)} =$	1.386 Tn-m	zona crítica
	$M_{max(-)} =$	-2.420 Tn-m	
Cortante de diseño:	$V_{dis} =$	2.240 Tn	centro
	$V_{dis} =$	1.786 Tn	

DISEÑO POR FLEXION

ACERO POSITIVO

Donde: $\phi = 0.9$

$M_u =$	1.39 tn-m	$c_{max} =$	13.14 cm
$a =$	1.00 cm	$\beta_1 =$	0.85
		$a_{max} =$	11.17 cm

$a < a_{max}$: Entonces: $A_s = 1.06 \text{ cm}^2$

ACERO NEGATIVO

Donde: $\phi = 0.9$

$M_u =$	-2.42 tn-m	$c_{max} =$	13.14 cm
$a =$	1.76 cm	$\beta_1 =$	0.85
		$a_{max} =$	11.17 cm

$a < a_{max}$: Entonces: $A_s = 1.87 \text{ cm}^2$

FINALMENTE:

	(-)	(+)	
Acero de arriba:	1.87	-	cm ²
Acero en abajo:	-	1.061	cm ²

Usando:

Arriba:	2 ϕ 5/8 "	$A_s = 3.96 \text{ cm}^2$	OK
Abajo:	2 ϕ 5/8 "	$A_s = 3.96 \text{ cm}^2$	OK

DISEÑO POR CORTE

$\phi = 0.85$

CORTANTE DE DISEÑO (V_{us}): $\alpha = 1$ (E060)

$M_n:$	$\frac{1.386 \text{ tn-m}}{1.798 \text{ tn-m}}$	$\frac{1.260 \text{ tn-m}}{2.420 \text{ tn-m}}$
--------	---	---



$L = 2.60 \text{ m}$
 $Vg = 0.844 \text{ tn}$

$Vu1 = 1.46 \text{ tn}$
 $Vu2 = 1.18 \text{ tn}$

$Vus = 2.31 \text{ tn}$

En zona crítica: $Vu = 2.31 \text{ tn}$

Corte que absorbe el concreto: $\emptyset Vc = 5.72 \text{ tn}$

$Vu \leq \emptyset Vc / 2$: Entonces: $Av/S = 0.000$

1) $Vs \leq 1.1 * Vt'c * bw * d$

$Vs = 0.00 \text{ tn} < 13.97 \text{ tn}$

Usando \emptyset : $3/8 \text{ ''}$ $Av = 1.43 \text{ cm}^2$

S:

Diseño Sísmico: $2h = 80 \text{ cm}$

$d/4 = 8.8 \text{ cm} \sim 10.0 \text{ cm}$

As Long.: $5/8 \text{ ''}$ $10 * Db = 15.9 \text{ cm} \sim 15.0 \text{ cm}$

Estribo: $3/8 \text{ ''}$ $24 * D = 22.9 \text{ cm} \sim 22.5 \text{ cm}$

$So = 10 \text{ cm}$
 $n = 8$

En zona central: $Vu = 2.31 \text{ tn}$

Corte que absorbe el concreto: $\emptyset Vc = 5.72 \text{ tn}$

$Vu \leq \emptyset Vc / 2$: Entonces: $Av/S = 0.000$

1) $Vs \leq 1.1 * Vt'c * bw * d$

$Vs = 0.00 \text{ tn} < 13.97 \text{ tn}$

Usando \emptyset : $3/8 \text{ ''}$ $Av = 1.43 \text{ cm}^2$

S:

Diseño Sísmico: $d/2 = 17.5 \text{ cm} \sim 20.0 \text{ cm}$

$So = 20 \text{ cm}$

Armado de estribos: $1@5, 8@10, 2@15, R@20$

DISEÑO POR TORSIÓN

Torsión calculada: $Tu = 1.125 \text{ tn-m}$ $\emptyset = 0.85$

Propiedades de sección:

$Acp = 1000.0 \text{ cm}^2$	$Pcp = 130.0 \text{ cm}$
$Aoh = 454.5 \text{ cm}^2$	$Pn = 90.4 \text{ cm}$
$Ao = 386.3 \text{ cm}^2$	

Torsión crítica: $Tcr = 0.256 \text{ tn-m}$ considerar torsión

Verificando sección, de acuerdo a Cortante y Torsión Combinada:

$29.068 \text{ kg/cm}^2 < 32.642 \text{ kg/cm}^2$

ok

Acero transversal por Torsión: $At/S = 0.040770$

$Av/S = 0.000000$

$(Av+2At)/S = 0.081539$

$(Av+2At)min/S = 0.01725 \text{ ó } 0.02083$

Usando \emptyset : $3/8 \text{ ''}$ $Av = 1.43 \text{ cm}^2$

$S = 17 \text{ cm}$

Armado de estribos: $1@5, R@17$

Acero longitudinal por Torsión: $Al = 3.69 \text{ cm}^2$

$Almin = 0.90 \text{ cm}^2$

Acero long. es correcto



II-2.3: VIGA EJE 4 TRAMO A-B, (B58) PISO 6

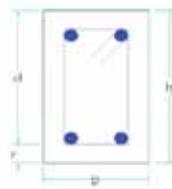
Propiedades de materiales

$f_c =$	210	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²

$E_c =$	217370.7	kg/cm ²
$E_y =$	2000000	kg/cm ²

Propiedades Geométricas

$b =$	25	cm
$h =$	40	cm
$r =$	4.95	cm
$d =$	35.05	cm
r (lat) =	4.95	cm



$A_{smin} =$	2.12	cm ²
$A_{smax} =$	18.62	cm ²

RESULTADOS ETABS

Momentos de diseño:	$M_{max(+)} =$	0.937 Tn-m	zona crítica
	$M_{max(-)} =$	-0.021 Tn-m	
Cortante de diseño:	$V_{dis} =$	3.249 Tn	centro
	$V_{dis} =$	0.310 Tn	

DISEÑO POR FLEXION

ACERO POSITIVO

Donde: $\phi = 0.9$

$\mu_u =$	0.94 tn-m	$c_{max} =$	13.14 cm
$a =$	0.67 cm	$\beta_1 =$	0.85
		$a_{max} =$	11.17 cm

$a < a_{max}$: Entonces: $A_s = 0.71 \text{ cm}^2$

ACERO NEGATIVO

Donde: $\phi = 0.9$

$\mu_u =$	-0.02 tn-m	$c_{max} =$	13.14 cm
$a =$	0.01 cm	$\beta_1 =$	0.85
		$a_{max} =$	11.17 cm

$a < a_{max}$: Entonces: $A_s = 0.02 \text{ cm}^2$

FINALMENTE:

	(-)	(+)	
Acero de arriba:	0.02	-	cm ²
Acero en abajo:	-	0.714	cm ²

Usando:

Arriba:	2 ϕ 5/8 "	$A_s = 3.96 \text{ cm}^2$	OK
Abajo:	2 ϕ 5/8 "	$A_s = 3.96 \text{ cm}^2$	OK

DISEÑO POR CORTE

$\phi = 0.85$

CORTANTE DE DISEÑO (V_{us}): $\alpha = 1$ (E060)

$M_n:$	$\frac{0.011 \text{ tn-m}}{0.021 \text{ tn-m}}$	$\frac{0.019 \text{ tn-m}}{0.011 \text{ tn-m}}$
--------	---	---



II-2.4: VIGA EJE 3' UNIDAD A PLACA (B17) PISO 5

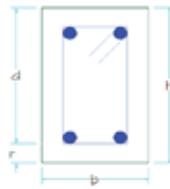
Propiedades de materiales

$f_c =$	210	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²

$E_c =$	217370.7	kg/cm ²
$E_y =$	2000000	kg/cm ²

Propiedades Geométricas

$b =$	25 cm
$h =$	20 cm
$r =$	2.95 cm
$d =$	17.05 cm
r (lat) =	2.95 cm



$A_{smin} =$	1.03 cm ²
$A_{smax} =$	9.06 cm ²

RESULTADOS ETABS

Momentos de diseño:	$M_{max(+)} =$	1.646 Tn-m	zona crítica centro
	$M_{max(-)} =$	-1.025 Tn-m	
Cortante de diseño:	$V_{dis} =$	2.228 Tn	zona crítica centro
	$V_{dis} =$	1.077 Tn	

DISEÑO POR FLEXION

ACERO POSITIVO

Donde: $\phi = 0.9$

$\mu =$	1.65 tn-m	$c_{max} =$	6.39 cm
$a =$	2.60 cm	$\beta_1 =$	0.85
		$a_{max} =$	5.43 cm

$a < a_{max}$: Entonces: $A_s = 2.76 \text{ cm}^2$

ACERO NEGATIVO

Donde: $\phi = 0.9$

$\mu =$	-1.02 tn-m	$c_{max} =$	6.39 cm
$a =$	1.57 cm	$\beta_1 =$	0.85
		$a_{max} =$	5.43 cm

$a < a_{max}$: Entonces: $A_s = 1.67 \text{ cm}^2$

FINALMENTE:

	(-)	(+)	
Acero de arriba:	1.67	-	cm ²
Acero en abajo:	-	2.765	cm ²

Usando:

Arriba:	2 ϕ 1/2 "	$A_s = 2.53 \text{ cm}^2$	OK
Abajo:	2 ϕ 5/8 "	$A_s = 3.96 \text{ cm}^2$	OK

DISEÑO POR CORTE

$\phi = 0.85$

CORTANTE DE DISEÑO (V_{us}):	$\alpha = 1$	(E060)
$M_n:$	$\frac{0.009 \text{ tn-m}}{0.023 \text{ tn-m}}$	$\frac{1.646 \text{ tn-m}}{1.025 \text{ tn-m}}$
$L = 1.55 \text{ m}$	$V_g = 1.412 \text{ tn}$	



ANEXO II-3: DISEÑO DE COLUMNAS

II-3.1: COLUMNA Cm-1 DE 25X50: INTERSECCIÓN A-1, PISO 1, LABEL C1

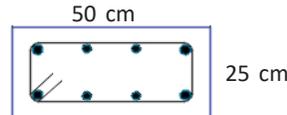
Propiedades de materiales

$f_c =$	210	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²

$E_c =$	217370.7	kg/cm ²
$E_y =$	2000000	kg/cm ²

Propiedades Geométricas

$b =$	25	cm
$h =$	50	cm
$r =$	4.95	cm
$d =$	45.05	cm



Armado: $4\phi 5/8'' + 4\phi 1/2''$

$A_s = 13.00 \text{ cm}^2$

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Diagramas de Interacción Etabs 2015:

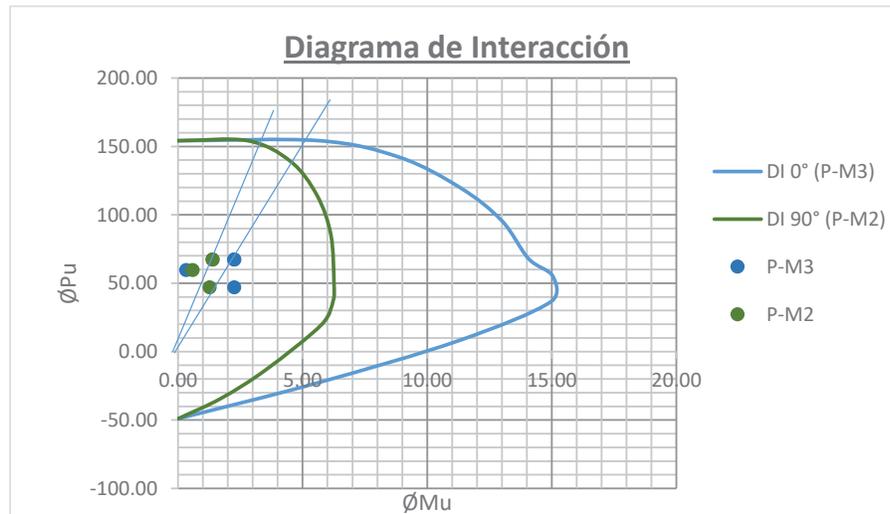
(Interaction Surface for section - Include Phi)

ϕ (comp) = 0.7

ϕ (tens) = 0.9

Para la dirección X-X

Point	Curve #1 0 deg		Curve #7 90 deg	
	P tonf	M3 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m
1.0	154.19	0.00	154.19	0.00
2.0	154.19	5.66	154.19	2.80
3.0	142.12	8.88	139.05	4.52
4.0	119.75	11.33	114.22	5.58
5.0	95.73	12.99	85.04	6.14
6.0	67.92	14.07	49.41	6.26
7.0	55.15	15.04	37.42	6.23
8.0	36.56	14.97	19.92	5.77
9.0	7.88	11.24	-13.09	3.54
10.0	-23.23	5.52	-34.14	1.73
11.0	-49.08	0.00	-49.08	0.00



$\phi P_n(\max) = 163.87 \text{ tn}$



Solicitaciones de Fuerza Axial y Momento combinados

(De acuerdo a los resultados de Analisis del programa Etabs 2015)

COMBINACION	P	M3	M2
COMB1	59.59	0.332	0.584
COMB2	67.23	2.259	1.380
COMB3	47.09	2.260	1.265
ENVOLVENTE	67.23	2.26	1.38

(Todos los puntos deben estar dentro de la curva de interacción)

Verificación según la ecuación de Bresler:

$$\phi P_{nx} = 151.00 \text{ tn}$$

$$\phi P_{ny} = 154.00 \text{ tn}$$

$$\phi P_o = 154.19 \text{ tn}$$

$$\phi P_i = 150.82 \text{ tn} \quad \text{ok!}$$

$$\frac{1}{\phi P_i} = \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_o}$$

DISEÑO POR CORTE

$$\phi = 0.85$$

Calculo de los Momentos Nominales:

$$V_U = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n}$$

Calculo de la resistencia del Concreto Vc:

$$V_c = 0.54 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{Nu}{140 * A_g} \right) b_w * d$$

Resultados Etabs:

$$M_{ni} = 2.26 \text{ tn-m}$$

$$M_{nd} = 0.50 \text{ tn-m}$$

$$l_n = 2.60 \text{ m}$$

$$V_u = 1.062 \text{ tn}$$

$$b = 25.00 \text{ cm}$$

$$h = 50.00 \text{ cm}$$

$$r = 4.95 \text{ cm}$$

$$d = 45.05 \text{ cm}$$

$$Nu = 67231 \text{ kg}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g = 1126 \text{ cm}^2$$

$$V_c = 13.69 \text{ tn}$$

$$V_{max} = 47.97 \text{ tn}$$

Refuerzo requerido según análisis:

$$\phi V_c = 11.64 \text{ tn}$$

$$\phi V_{max} = 40.77 \text{ tn}$$

$$V_u \leq \phi V_c / 2:$$

$$A_v / S = 0$$

$$(A_v / S)_{min} = 0.0000$$

$$\text{Usando } \phi: 3/8$$

$$A_v = 0.71 \text{ cm}^2$$

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

En zona de confinamiento:

Longitud de zona de confinamiento (Lo)

$$l_n / 6 = 43.3 \text{ cm}$$

$$\text{Max}(b, h) = 50.0 \text{ cm}$$

$$50.0 \text{ cm}$$

$$Lo = 50.0 \text{ cm}$$

Espaciamiento:

- 8 veces el diametro de la barra longitudinal:

$$\text{As long: } 5/8 \text{ ''}$$

$$d_b = 1.6 \text{ cm}$$

$$S1 = 12.7 \text{ cm}$$

- La mitad de la menor dimensión de la sección:

$$S2 = 12.5 \text{ cm}$$

$$S3 = 10.0 \text{ cm}$$

$$n = 5$$

$$S = 10 \text{ cm}$$

Fuera de confinamiento:

- 16 veces el diametro de la barra longitudinal:

$$\text{As long: } 5/8 \text{ ''}$$

$$d_b = 1.6 \text{ cm}$$

$$S1 = 25.4 \text{ cm}$$

$$d/2 = 22.0 \text{ cm}$$

$$S3 = 60.0 \text{ cm}$$

$$S = 20 \text{ cm}$$

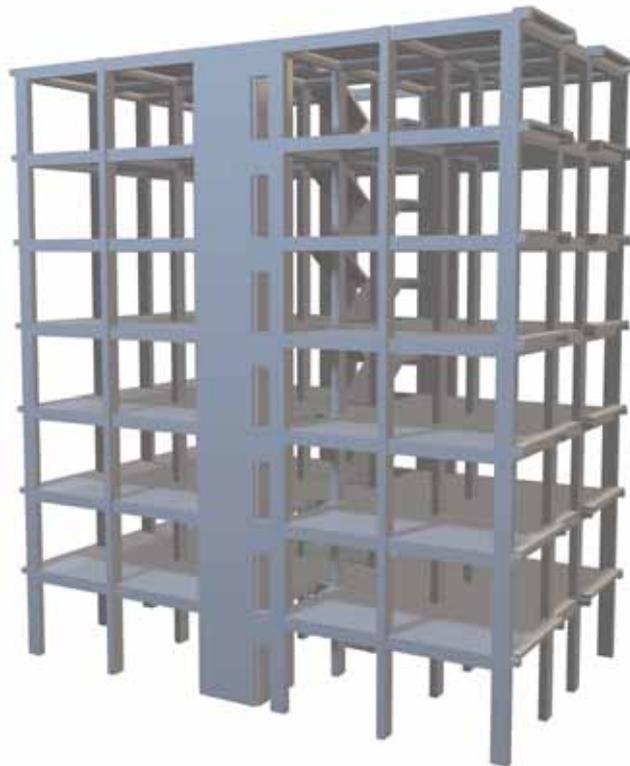
$$\text{Armado de estribos: } 1@5, 5@10, 2@15, R@20$$



PLANOS:

ULP: UBICACIÓN, LOCALIZACIÓN Y PERIMÉTRICO

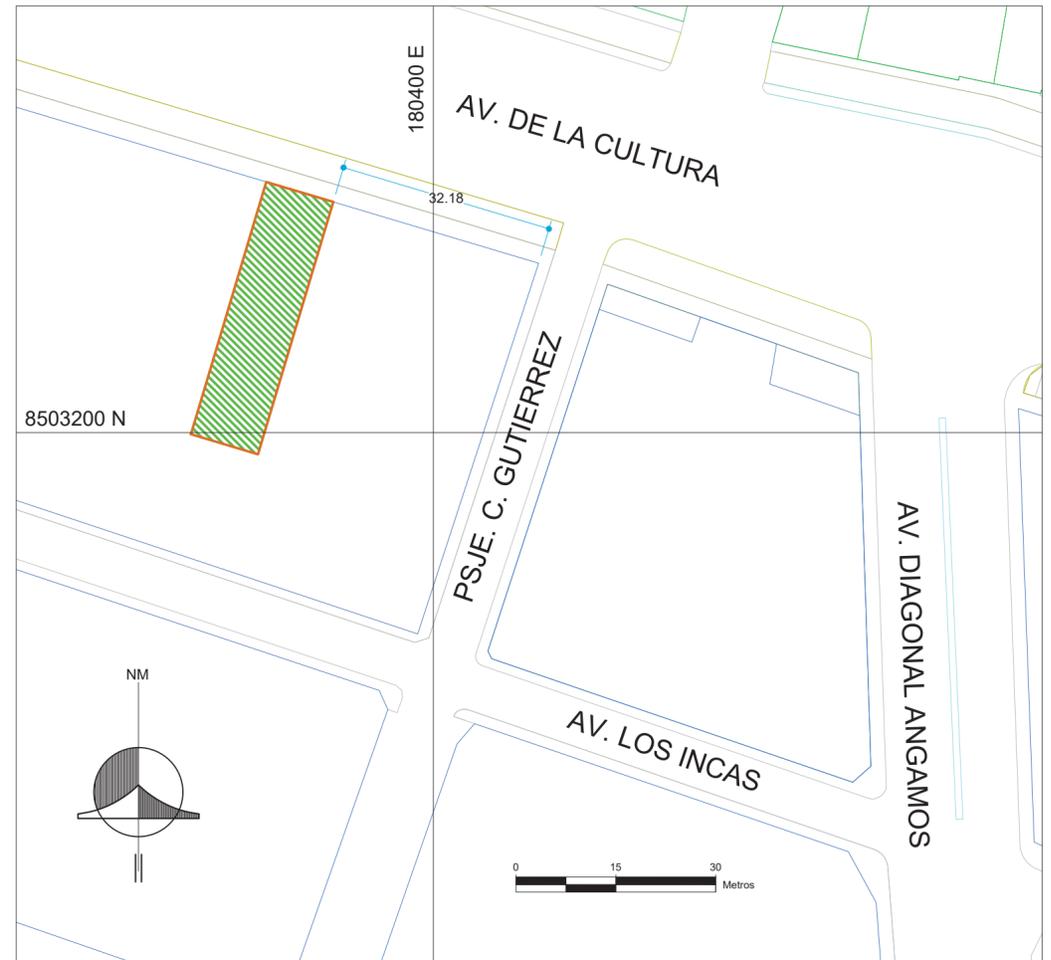
A: ARQUITECTURA





PLANO PERIMÉTRICO
ESCALA: 1/200

CUADRO DE COORDENADAS UTM		
ZONA 19L		
VERTICE	ESTE	NORTE
A	180374.920 E	8503237.602 N
B	180384.989 E	8503234.625 N
C	180371.501 E	8503194.956 N
D	180361.552 E	8503198.314 N

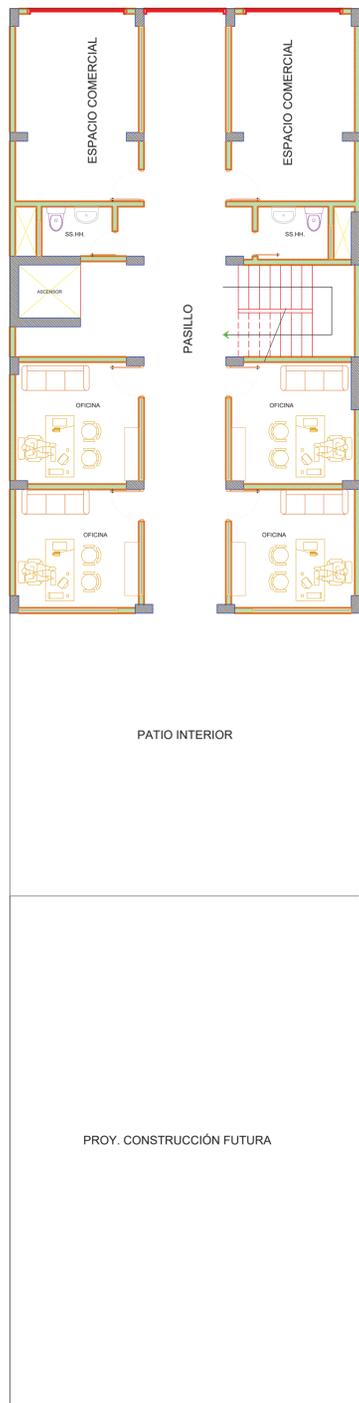


PLANO DE UBICACIÓN
ESCALA: 1/750

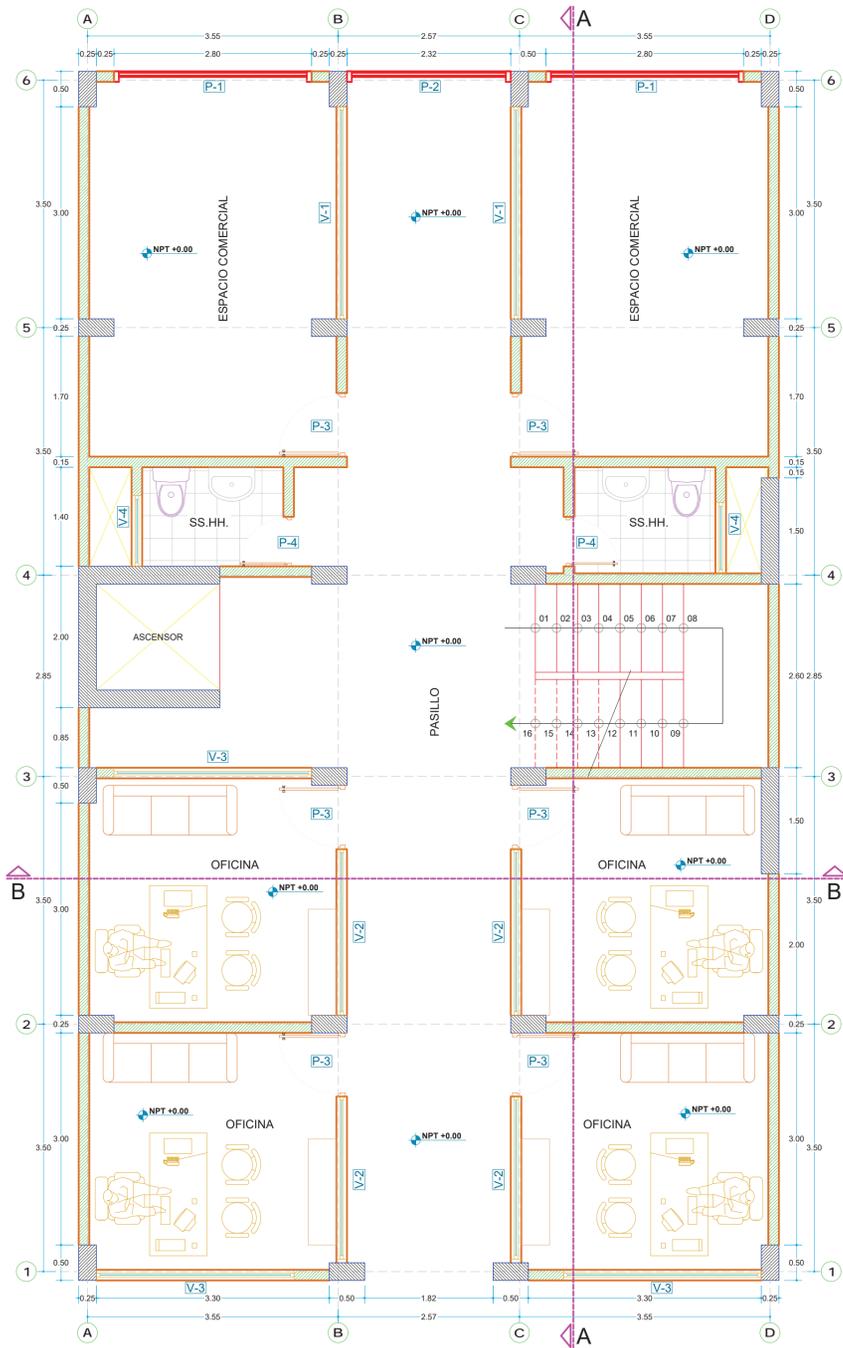


PLANO DE LOCALIZACIÓN
ESCALA: 1/2500

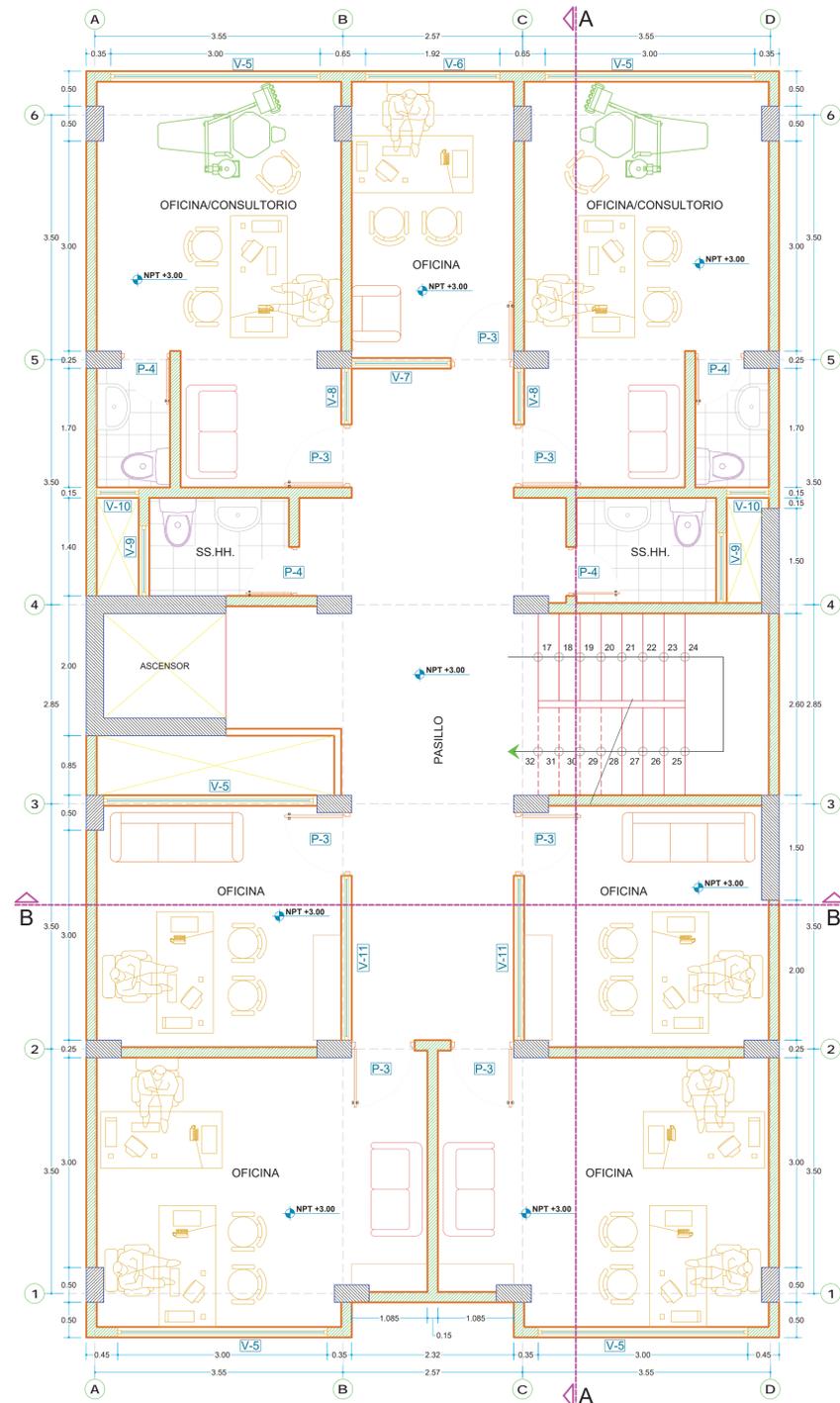
<p>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL</p>		
<p>TESIS: "DESARROLLO DE SISTEMA DE ARTICULACIÓN EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO APLICADO A UN EDIFICIO DE 7 NIVELES, DISTRITO DE WACHAQ, 2017" TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL</p>		
<p>PLANO: UBICACIÓN, LOCALIZACIÓN Y PERIMÉTRICO</p>		
<p>UBICACIÓN:</p> <p>Dirección: Av. cultura 1520-B</p> <p>Distrito: Wachaq</p> <p>Provincia: Cusco</p> <p>Región: Cusco</p>	<p>ASESORES:</p> <p>Dr. Ing. ADRIEL GAMARRA DURAND M.Sc. Ing. JOSÉ FRANCISCO SERRANO FLORES Ing. JOSÉ FELIPE AZPILCUETA CARBONELL</p>	<p>LAMINA</p> <p style="font-size: 2em; font-weight: bold; text-align: center;">ULP</p>
<p>ESCALA: Indicadas</p>		<p>FECHA: Noviembre 2019</p>



DISTRIBUCION - TERRENO
ESCALA: 1/50



DISTRIBUCIÓN - PRIMER NIVEL
ESCALA: 1/50



DISTRIBUCIÓN - 2do al 7mo NIVEL
ESCALA: 1/50

CUADRO DE VANOS				
VENTANAS				
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZER	ORSEVACIONES
V-1	3.00	1.70	0.90	VIDRIO TEMPLADO INCOLORO
V-2	2.30	1.70	0.90	VIDRIO TEMPLADO INCOLORO
V-3	2.80	1.70	0.90	VIDRIO TEMPLADO INCOLORO
V-4	1.00	0.70	1.90	VIDRIO TIPO PERSIANA SSHH
V-5	3.00	1.50	0.90	VIDRIO TEMPLADO INCOLORO
V-6	1.92	1.50	0.90	VIDRIO TEMPLADO INCOLORO
V-7	1.42	1.50	0.90	VIDRIO TEMPLADO INCOLORO
V-8	0.80	1.50	0.90	VIDRIO TEMPLADO INCOLORO
V-9	1.00	0.70	1.70	VIDRIO TIPO PERSIANA SSHH
V-10	0.60	0.70	1.70	VIDRIO TIPO PERSIANA SSHH
V-11	2.35	1.50	0.90	VIDRIO TEMPLADO INCOLORO

CUADRO DE VANOS				
PUERTAS				
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZER	ORSEVACIONES
P-1	2.80	2.20	-	PT. DE METAL ENROLLABLE
P-2	2.32	2.20	-	PT. DE METAL ENROLLABLE
P-3	0.90	2.20	-	PT. DE VIDRIO TEMPLADO
P-4	0.70	2.10	-	PT. DE MADERA UNA HOJA

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO
ABAD DEL CUSCO**
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TESIS:

**"DESARROLLO DE SISTEMA DE ARTICULACIÓN EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO
APLICADO A UN EDIFICIO DE 7 NIVELES, DISTRITO DE WANCHAQ, 2017"**
TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

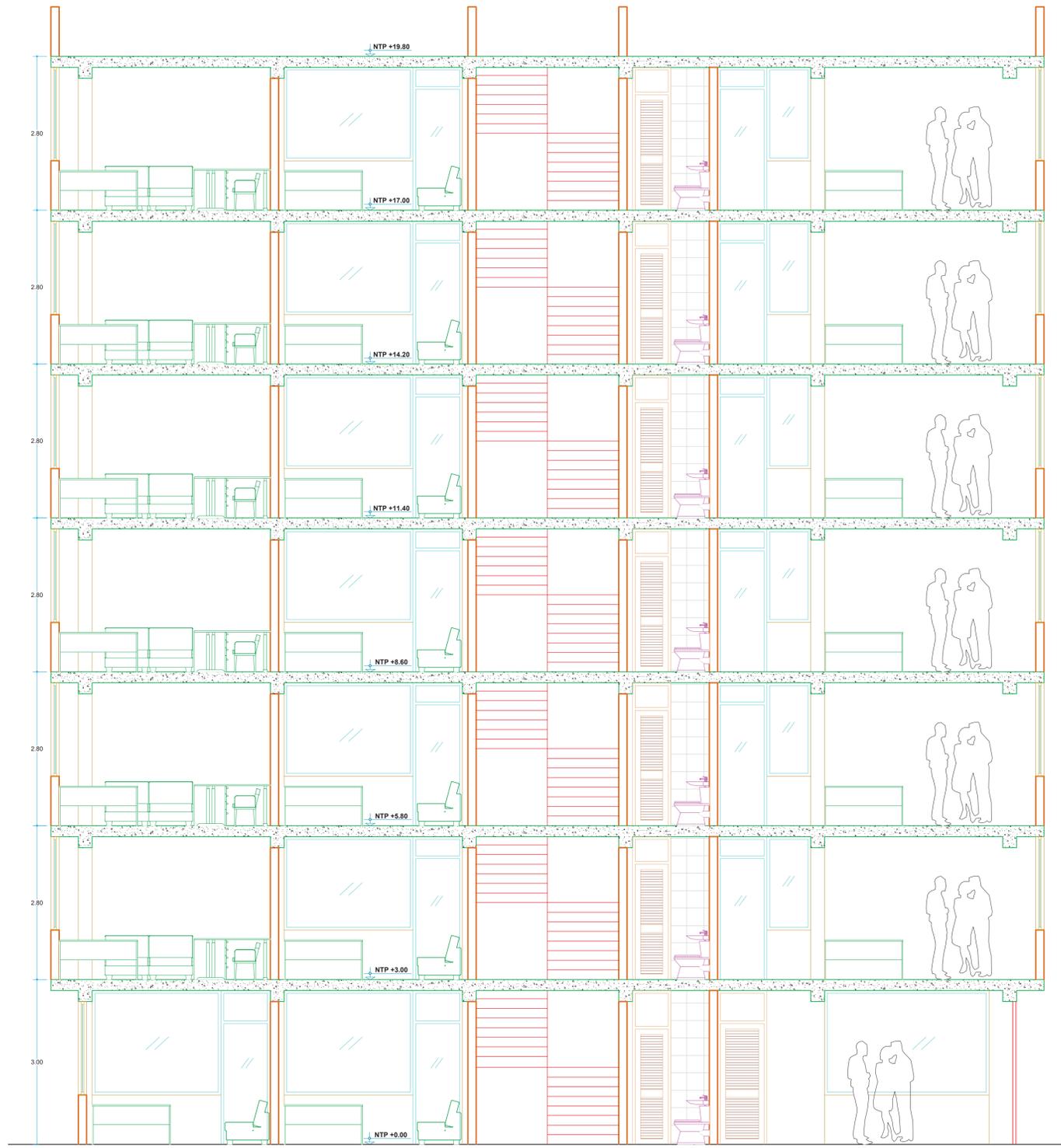
PLANO:

ARQUITECTURA - PLANTA

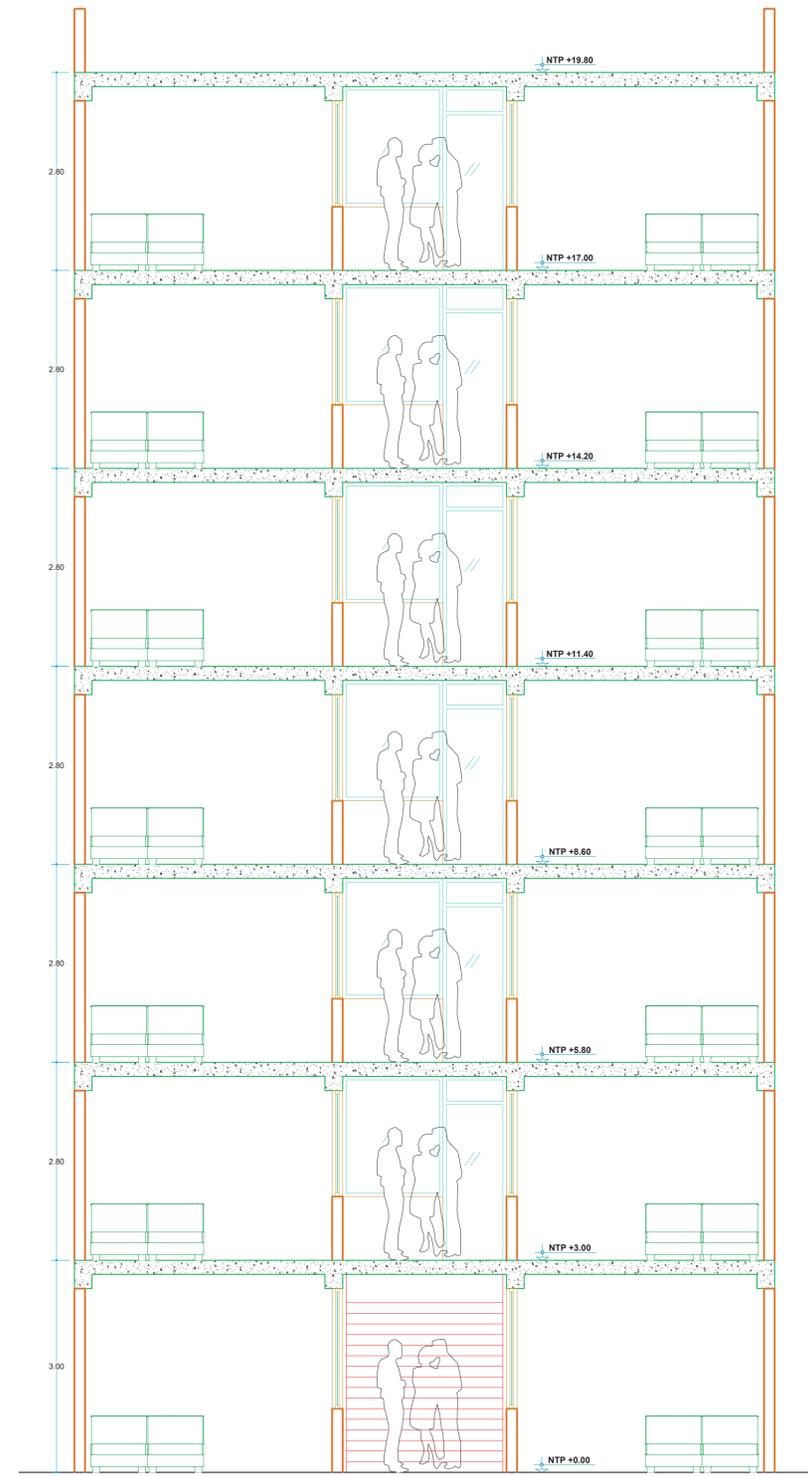
UBICACIÓN: Dirección: Av. cultura 1520-B Distrito: Wanchaq Provincia: Cusco Región: Cusco	ASESORES: Dr. Ing. ADRIEL GAMARRA DURAND M.Sc. Ing. JOSÉ FRANCISCO SERRANO FLORES Ing. JOSÉ FELIPE AZPILCUETA CARBONELL
ESCALA: Indicadas	FECHA: Noviembre 2019

LÁMINA

A-01



ARQUITECTURA - CORTE A-A
ESCALA: 1/50



ARQUITECTURA - CORTE B-B
ESCALA: 1/50

CUADRO DE VANOS				
VENTANAS				
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZER	ORSERVACIONES
V-1	3.00	1.70	0.90	VIDRIO TEMPLADO INCOLORO
V-2	2.30	1.70	0.90	VIDRIO TEMPLADO INCOLORO
V-3	2.80	1.70	0.90	VIDRIO TEMPLADO INCOLORO
V-4	1.00	0.70	1.90	VIDRIO TIPO PERSIANA SSHH
V-5	3.00	1.50	0.90	VIDRIO TEMPLADO INCOLORO
V-6	1.92	1.50	0.90	VIDRIO TEMPLADO INCOLORO
V-7	1.42	1.50	0.90	VIDRIO TEMPLADO INCOLORO
V-8	0.80	1.50	0.90	VIDRIO TEMPLADO INCOLORO
V-9	1.00	0.70	1.70	VIDRIO TIPO PERSIANA SSHH
V-10	0.60	0.70	1.70	VIDRIO TIPO PERSIANA SSHH
V-11	2.35	1.50	0.90	VIDRIO TEMPLADO INCOLORO

CUADRO DE VANOS				
PUERTAS				
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZER	ORSERVACIONES
P-1	2.80	2.20	-	PT. DE METAL ENROLLABLE
P-2	2.32	2.20	-	PT. DE METAL ENROLLABLE
P-3	0.90	2.20	-	PT. DE VIDRIO TEMPLADO
P-4	0.70	2.10	-	PT. DE MADERA UNA HOJA



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO
ABAD DEL CUSCO**
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



TESIS: "DESARROLLO DE SISTEMA DE ARTICULACIÓN EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO APLICADO A UN EDIFICIO DE 7 NIVELES, DISTRITO DE WANCHAQ, 2017"
TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

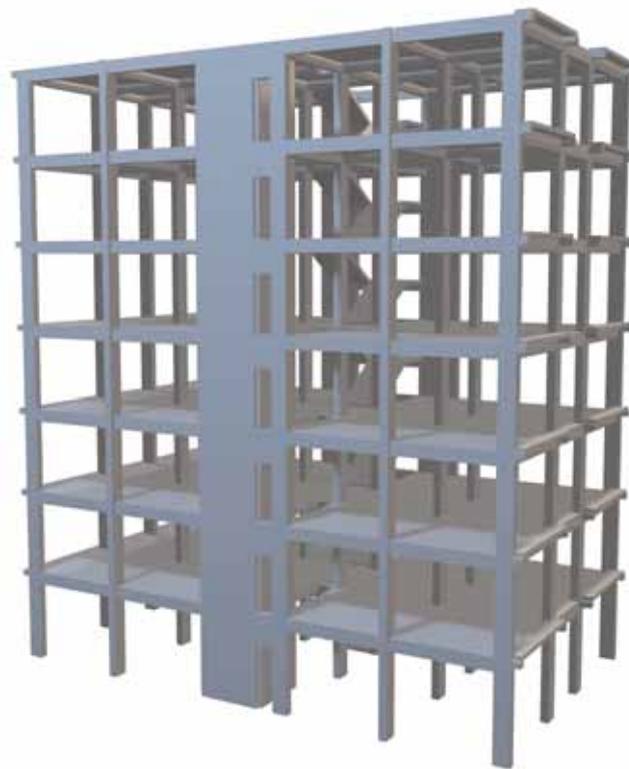
PLANO: **ARQUITECTURA - PLANTA**

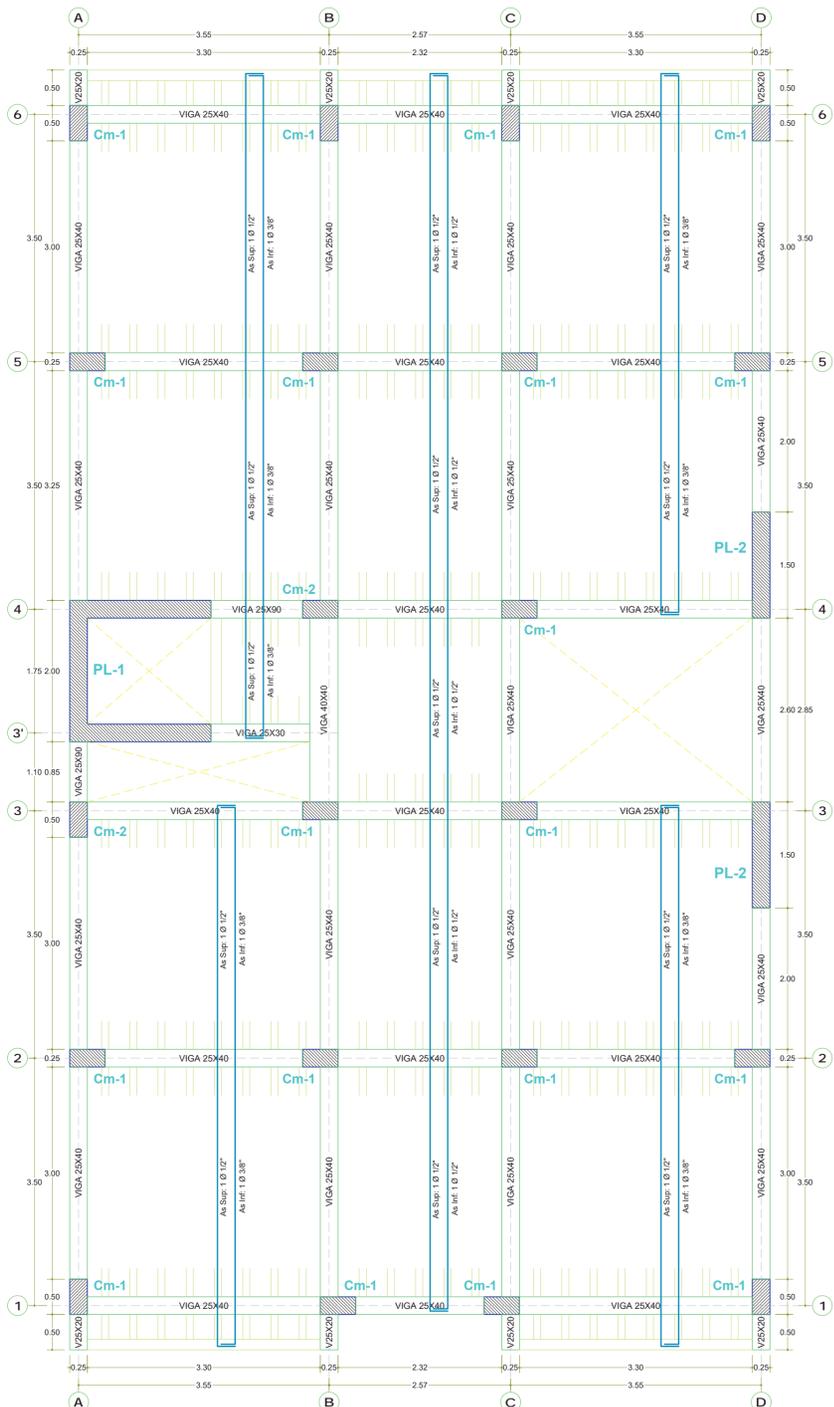
UBICACIÓN: Dirección: Av. cultura 1520-B Distrito: Wanchaq Provincia: Cusco Región: Cusco	ASESORES: Dr. Ing. ADRIEL GAMARRA DURAND M.Sc. Ing. JOSÉ FRANCISCO SERRANO FLORES Ing. JOSÉ FELIPE AZPILCUETA CARBONELL	LAMINA A-02
ESCALA: Indicadas	FECHA: Noviembre 2019	



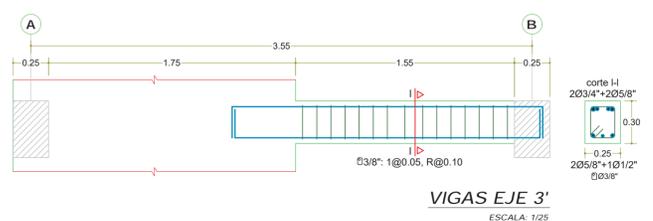
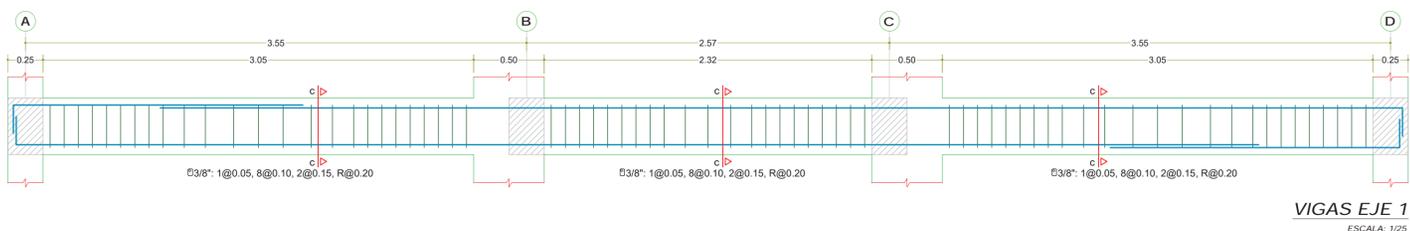
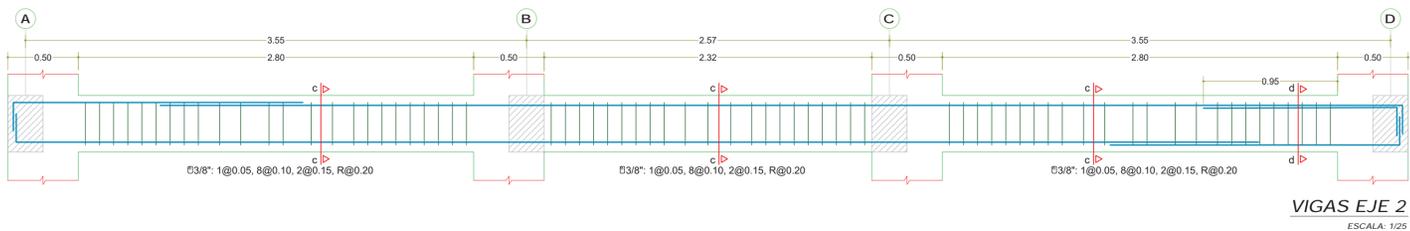
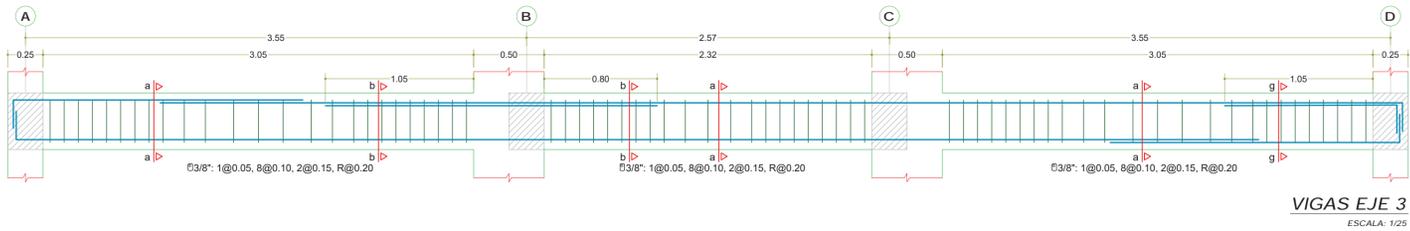
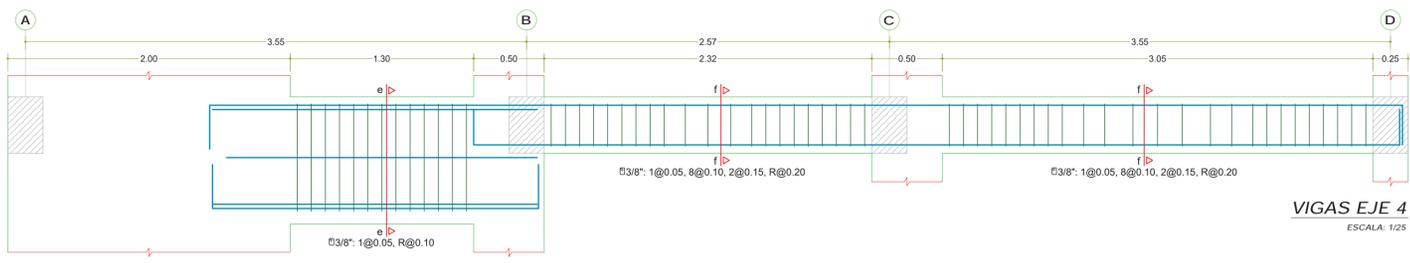
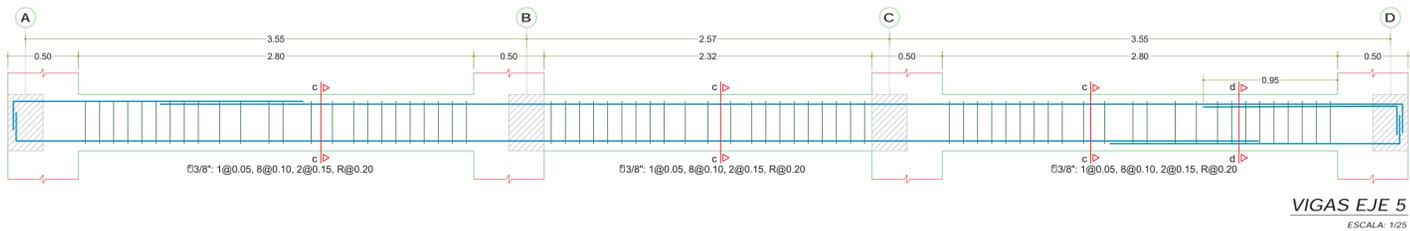
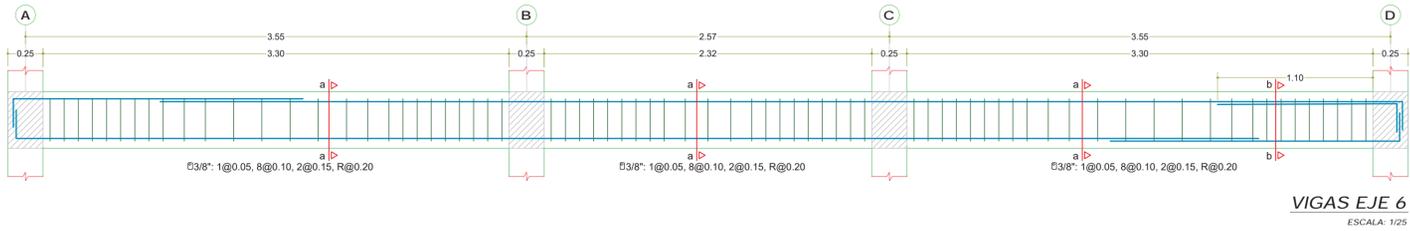
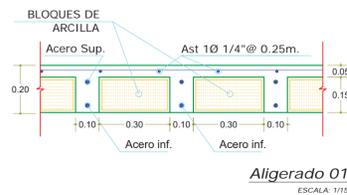
PLANOS E-1: ESTRUCTURAS CASO 1

UNIONES RÍGIDAS

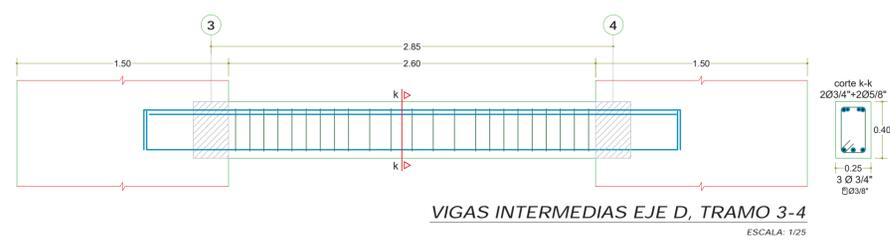
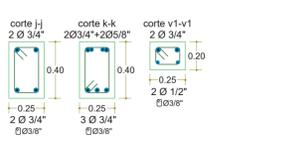
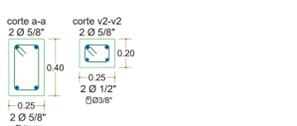
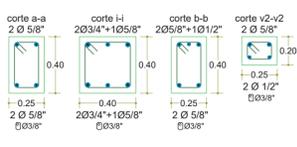
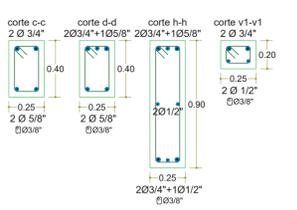
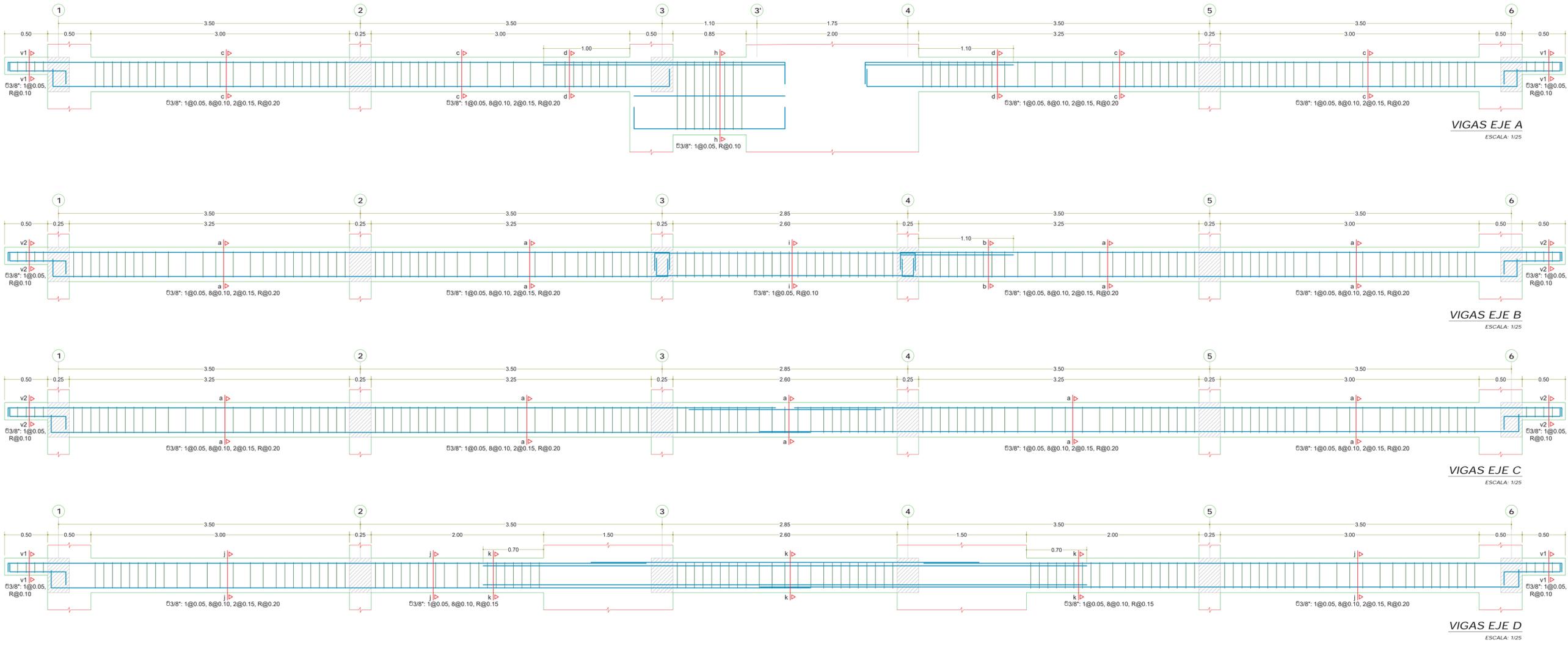




ALIGERADOS NIVEL 1 AL 7 - PLANTA
ESCALA: 1/50



<p>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DELCUSCO FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL</p>	
<p>TESIS: "DESARROLLO DE SISTEMA DE ARTICULACION EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO APLICADO A UN EDIFICIO DE 7 NIVELES, DISTRITO DE WANCHAQ, 2017" TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL</p>	
<p>PLANO: ESTRUCTURAS - CASO 1 - UNIONES RÍGIDAS: ALIGERADO Y VIGAS</p>	
<p>UBICACION: Dirección: Av. cultura 1520-B Distrito: Wanchaq Provincia: Cusco Región: Cusco</p>	<p>ASESORES: Dr. Ing. ADRIEL GAMARRA DURAND M.Sc. Ing. JOSÉ FRANCISCO SERRANO FLORES Ing. JOSÉ FELIPE AZPILCUETA CARBONELL</p>
<p>ESCALA: Indicadas</p>	<p>FECHA: Noviembre 2019</p>
<p>LÁMINA: E-1-1</p>	



LONGITUD DE ANCLAJE Ld (Cm.)

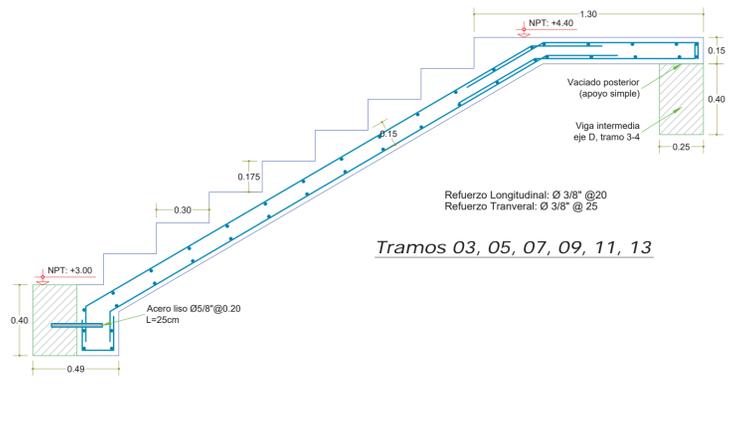
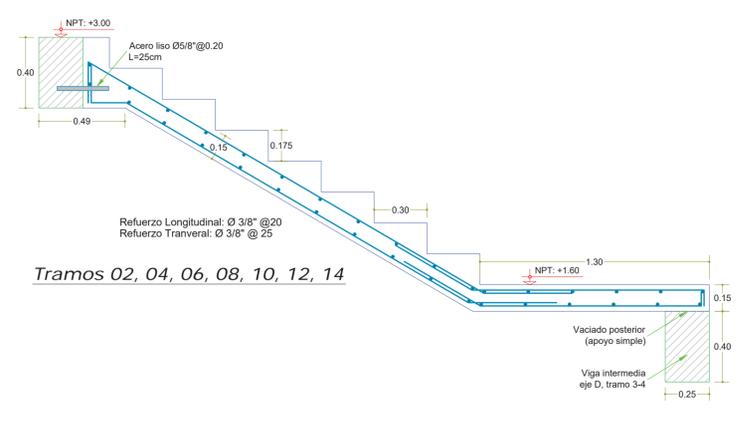
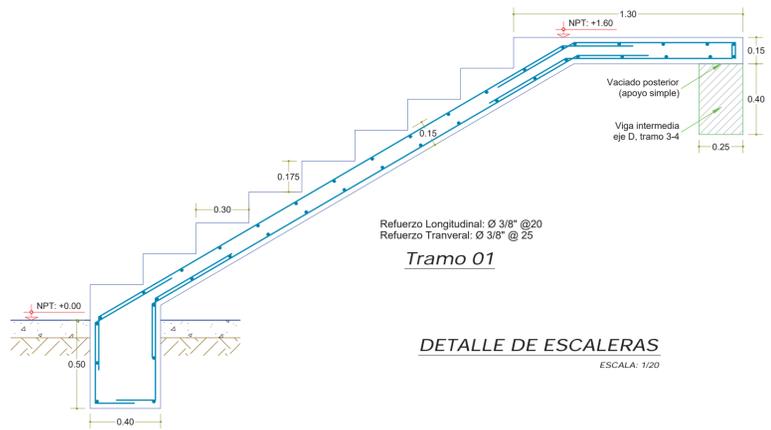
Ø	Fc	175	210	280	Ø	EXT.	12 db
1/2"	30	28	24	1/2"	15		
5/8"	38	35	30	5/8"	20		
3/4"	46	42	36	3/4"	25		
1"	61	56	49	1"	31		

TRASLAPES Y EMPALMES EN VIGAS Y LOSAS

VALORES DE m

Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR	H <= 30	H > 30
3/8"	0.40	0.40	0.45	
1/2"	0.40	0.40	0.50	
5/8"	0.50	0.45	0.60	
3/4"	0.60	0.55	0.75	
1"	1.15	1.00	1.30	

a.- No empalmar mas del 50% del área total en una misma sección
b.- En caso de no empalmarse en las zonas indicadas o con los porcentajes especificados aumentar la longitud de empalme en un 70% ó consultar al proyectista
c.- Para aligerados y vigas chatas, el acero inferior se empalmará sobre los apoyos siendo la longitud de empalme igual a 25 cm para fierro de 3/8" y 35 cm para fierro de 1/2" ó 5/8"



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DELCUSCO
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TESIS: "DESARROLLO DE SISTEMA DE ARTICULACION EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO APLICADO A UN EDIFICIO DE 7 NIVELES, DISTRITO DE WANCHAQ, 2017"

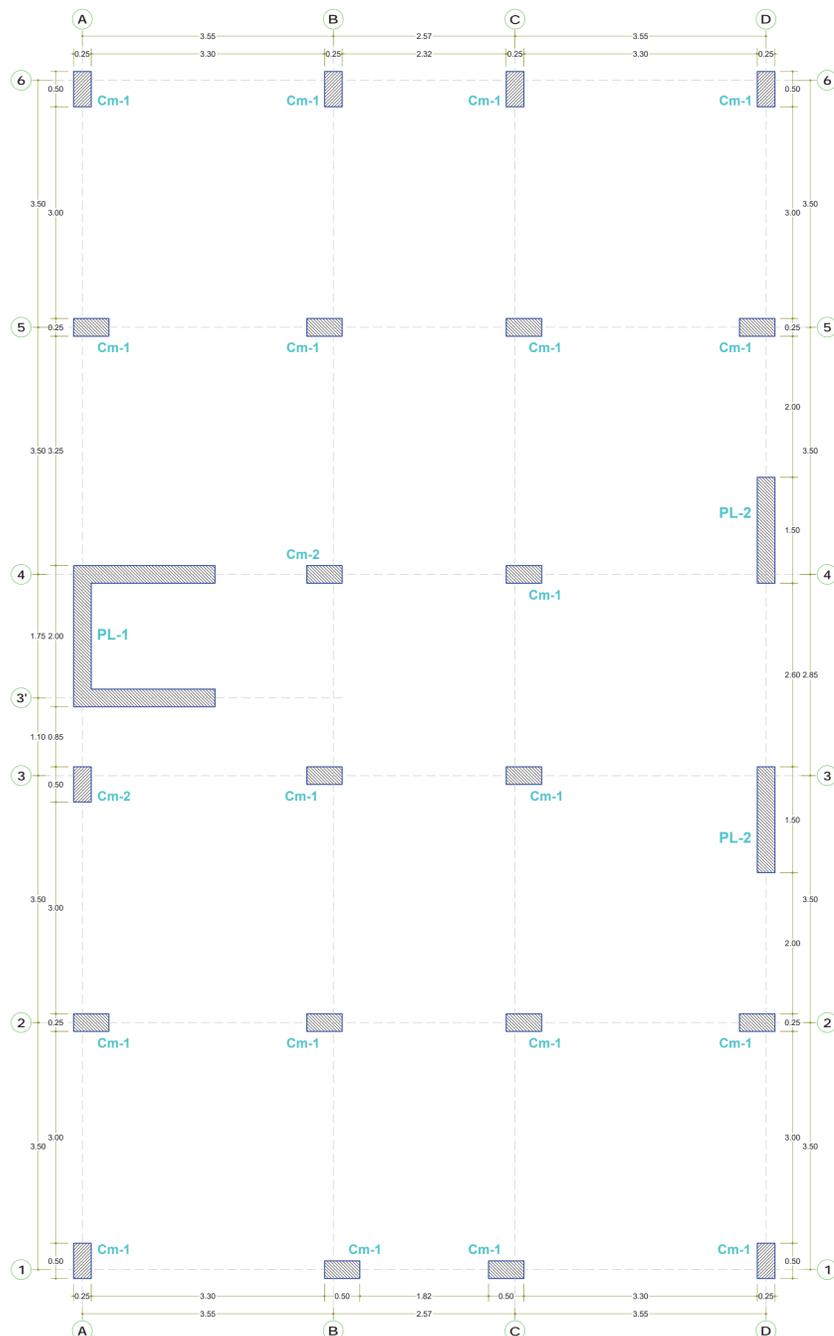
PLANO: **ESTRUCTURAS - CASO 1 - UNIONES RIGIDAS: DETALLE DE VIGAS Y ESCALERAS**

UBICACION: Av. cultura 1520-B, Wanchaq, Cusco, Cusco

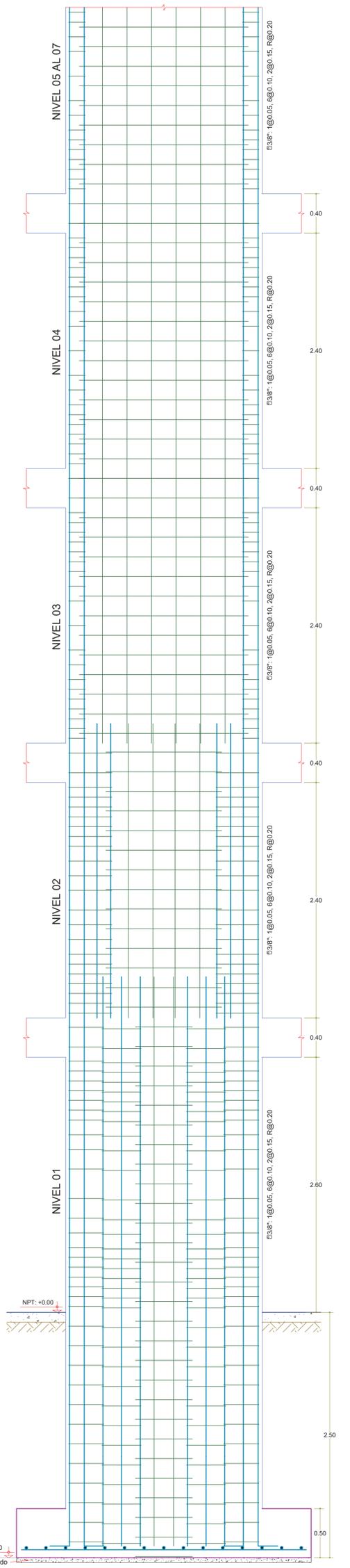
ASESORES: Dr. Ing. ADRIEL GAMARRA DURAND, M.Sc. Ing. JOSÉ FRANCISCO SERRANO FLORES, Ing. JOSÉ FELIPE AZPILCUETA CARBONELL

ESCALA: Indicadas, FECHA: Noviembre 2019

LAMINA: **E-1-2**



COLUMNAS Y PLACAS - PLANTA
ESCALA: 1/50

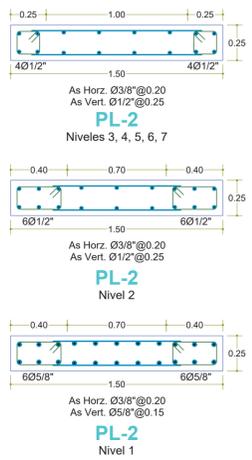
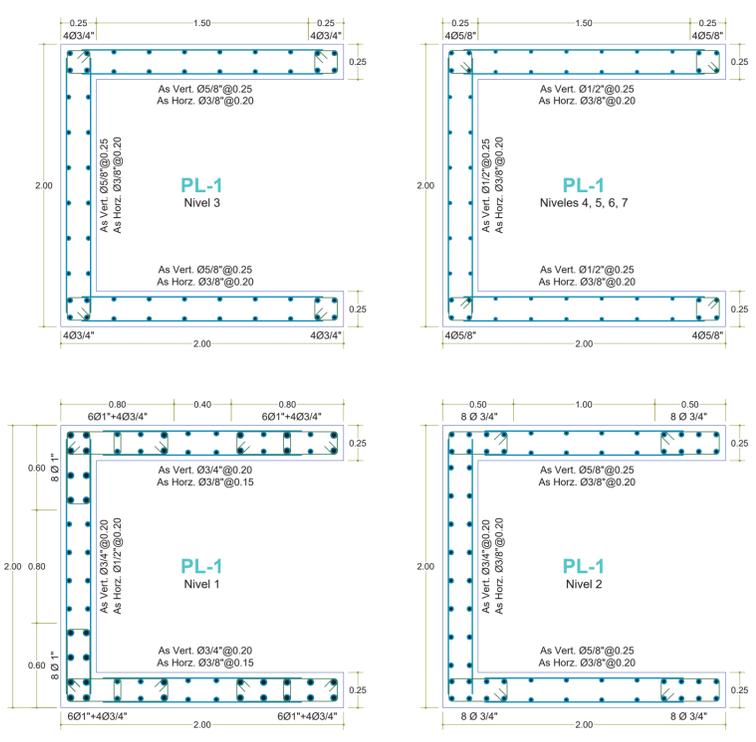
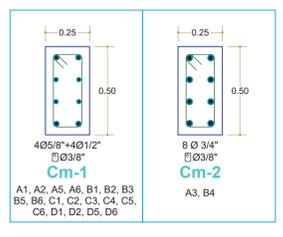


ELEVACION GENERAL DE PLACAS
ESCALA: 1/25

TRASLAPES Y EMPALMES

ZONA DE ESFUERZOS BAJOS		ZONA DE ESFUERZOS ALTOS	
LONGITUD DE EMPALME (L)		LONGITUD DE EMPALME (L)	
Ø	(cm)	Ø	(cm)
3/8"	30	3/8"	40
1/2"	35	1/2"	45
5/8"	40	5/8"	50
3/4"	55	3/4"	70
1"	100	1"	130

Los empalmes L se ubicarán en el tercio central. No se empalmarán más del 50% de la armadura en mismo sector.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TESIS:
"DESARROLLO DE SISTEMA DE ARTICULACION EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO APLICADO A UN EDIFICIO DE 7 NIVELES, DISTRITO DE WANCHAQ, 2017"
TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

PLANO:
ESTRUCTURAS - CASO 1 - UNIONES RIGIDAS: COLUMNAS Y PLACAS

UBICACION:
Dirección: Av. cultura 1520-B
Distrito: Wanchaq
Provincia: Cusco
Región: Cusco

ASESORES:
Dr. Ing. ADRIEL GAMARRA DURAND
M.Sc. Ing. JOSÉ FRANCISCO SERRANO FLORES
Ing. JOSÉ FELIPE AZPILCUETA CARBONELL

ESCALA: Indicadas
FECHA: Noviembre 2019

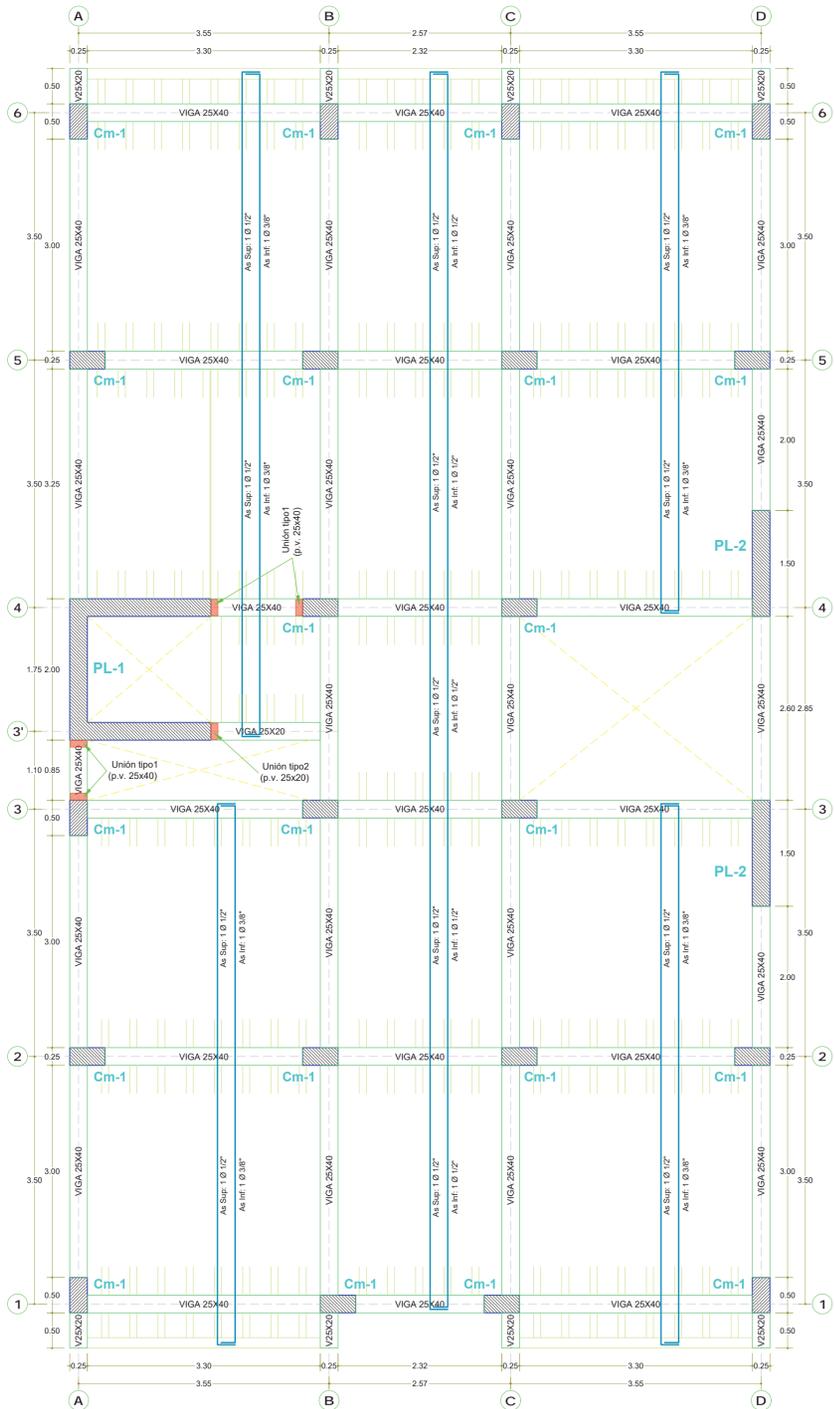
LAMINA:
E-1-3



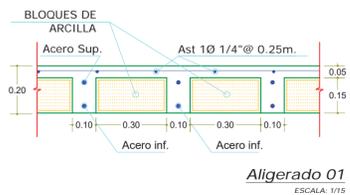
PLANOS E-2: ESTRUCTURAS CASO 2

UNIONES ARTICULADAS

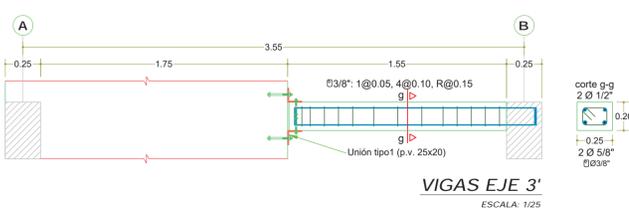
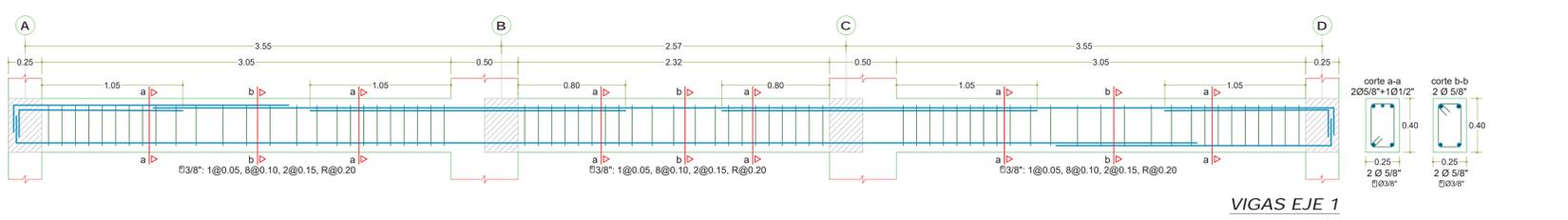
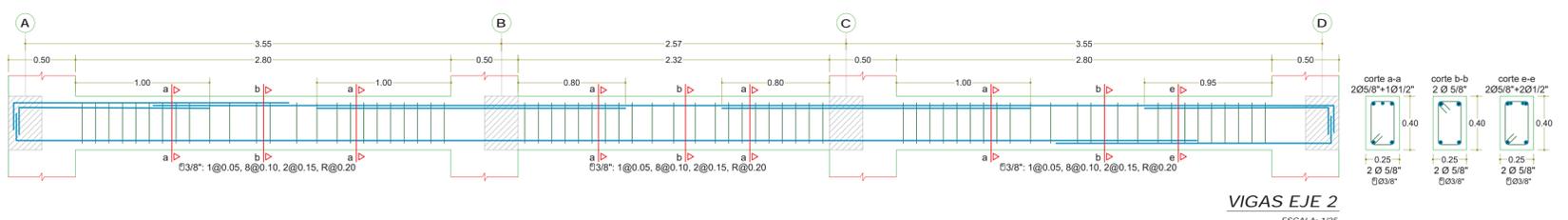
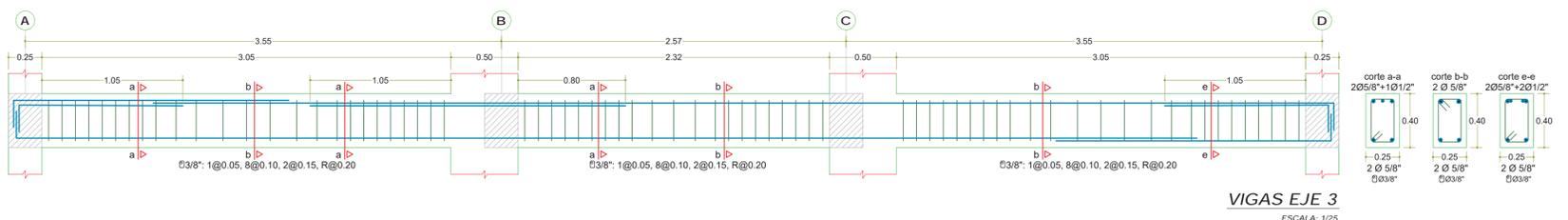
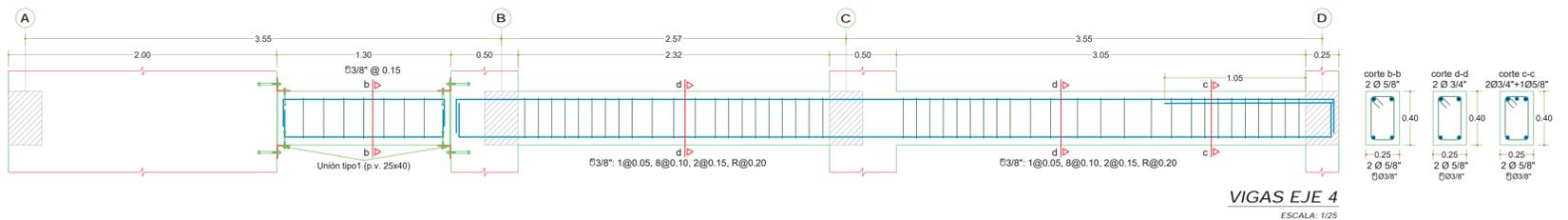
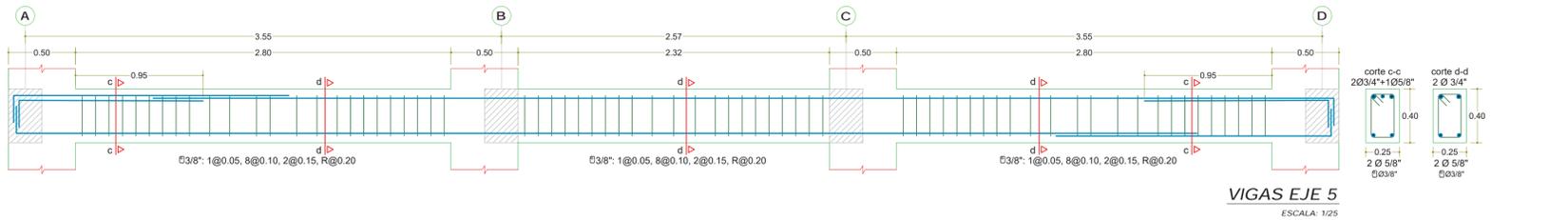
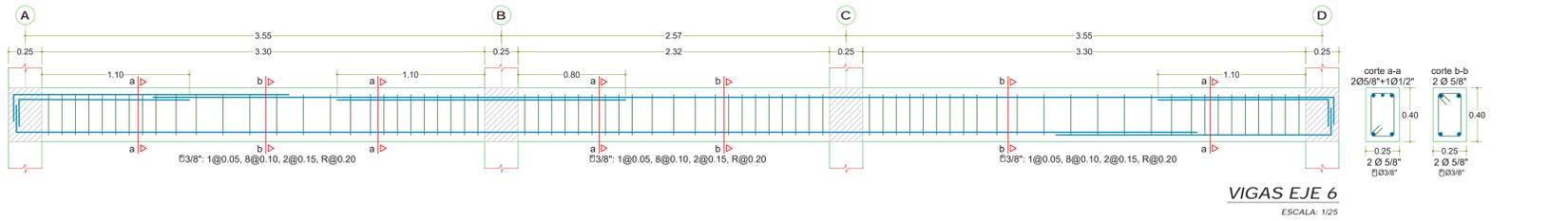




ALIGERADOS NIVEL 1 AL 7 - PLANTA
ESCALA: 1/50



LONGITUD DE ANCLAJE Ld (Cm.)						
Ø	F _c (kg/cm ²)	175	210	280	Ø	EXT. 12 db
1/2"	30	28	24	1/2"		15
5/8"	38	35	30	5/8"		20
3/4"	46	42	36	3/4"		25
1"	61	56	49	1"		31



VALORES DE m			
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR	
	H CUALQUIERA	H ≤ 30	H > 30
3/8"	0.40	0.40	0.45
1/2"	0.40	0.40	0.50
5/8"	0.50	0.45	0.60
3/4"	0.60	0.55	0.75
1"	1.15	1.00	1.30

a.- No empalmar mas del 50% del área total en una misma sección
b.- En caso de no empalmarse en las zonas indicadas o con los porcentajes especificados aumentar la longitud de empalme en un 70% ó consultar al proyectista
c.- Para aligerados y vigas chatas, el acero inferior se empalmará sobre los apoyos siendo la longitud de empalme igual a 25 cm para fierro de 3/8" y 35 cm para fierro de 1/2" ó 5/8"

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DELCUSCO
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TESIS: "DESARROLLO DE SISTEMA DE ARTICULACION EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO APLICADO A UN EDIFICIO DE 7 NIVELES, DISTRITO DE WANCHAQ, 2017"
TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

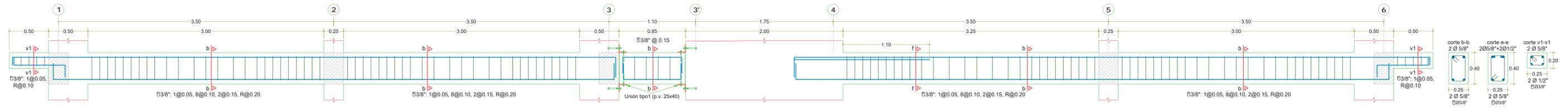
PLANO: **ESTRUCTURAS - CASO 2 - UNIONES ARTICULADAS: ALIGERADO Y VIGAS**

UBICACION: Dirección: Av. cultura 1520-B
Distrito: Wanchaq
Provincia: Cusco
Región: Cusco

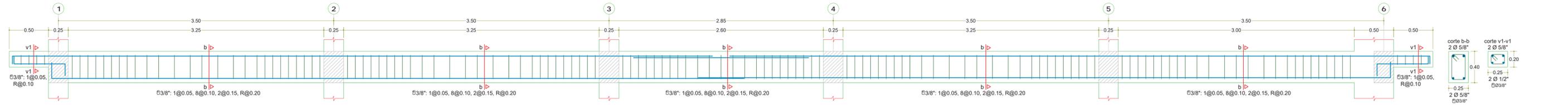
ASESORES: Dr. Ing. ADRIEL GAMARRA DURAND
M.Sc. Ing. JOSÉ FRANCISCO SERRANO FLORES
Ing. JOSÉ FELIPE AZPILCUETA CARBONELL

ESCALA: Indicadas
FECHA: Noviembre 2019

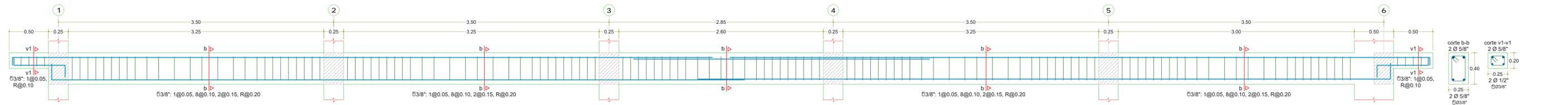
LAMINA: **E-2-1**



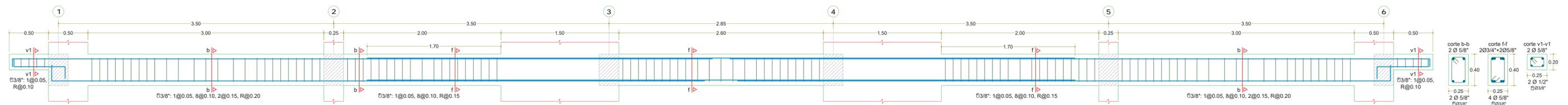
VIGAS EJE A
ESCALA: 1/25



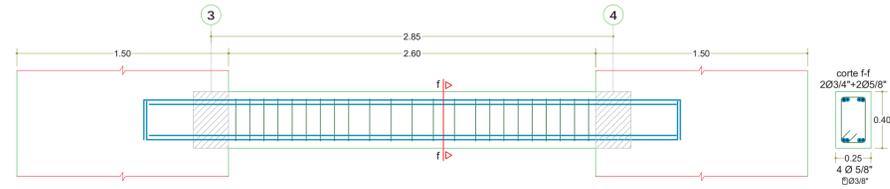
VIGAS EJE B
ESCALA: 1/25



VIGAS EJE C
ESCALA: 1/25



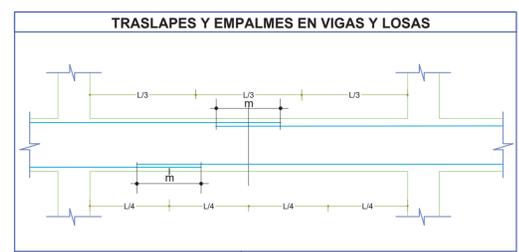
VIGAS EJE D
ESCALA: 1/25



VIGAS INTERMEDIAS EJE D, TRAMO 3-4
ESCALA: 1/25

LONGITUD DE ANCLAJE Ld (Cm.)

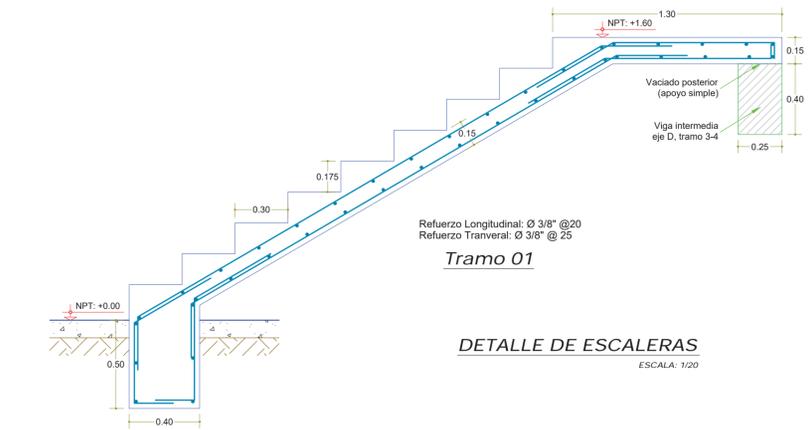
Ø	Fc	175	210	280	Ø	EXT.	12 db
1/2"	30	28	24	1/2"		15	
5/8"	38	35	30	5/8"		20	
3/4"	46	42	36	3/4"		25	
1"	61	56	49	1"		31	



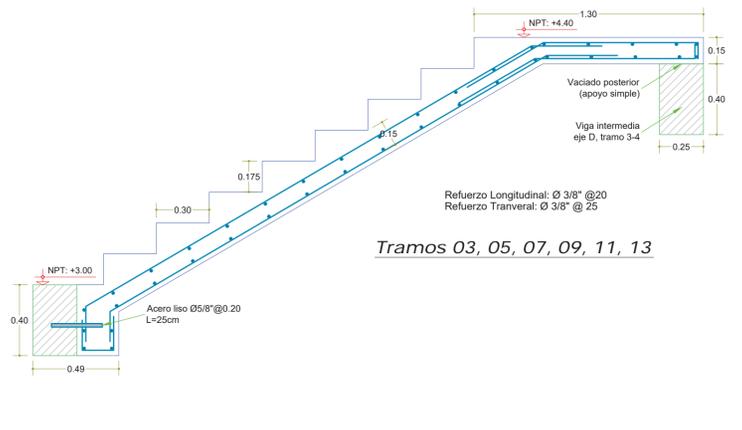
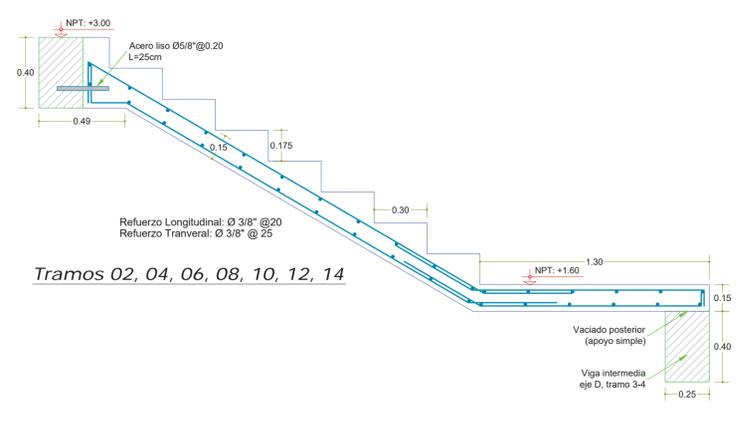
VALORES DE m

Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
	H <= 30	H > 30
3/8"	0.40	0.40 0.45
1/2"	0.40	0.40 0.50
5/8"	0.50	0.45 0.60
3/4"	0.60	0.55 0.75
1"	1.15	1.00 1.30

a.- No empalmar mas del 50% del área total en una misma sección
b.- En caso de no empalmarse en las zonas indicadas o con los porcentajes especificados aumentar la longitud de empalme en un 70% ó consultar al proyectista
c.- Para aligerados y vigas chatas, el acero inferior se empalmará sobre los apoyos siendo la longitud de empalme igual a 25 cm para fierro de 3/8" y 35 cm para fierro de 1/2" ó 5/8"



DETALLE DE ESCALERAS
ESCALA: 1/20



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DELCUSCO
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TESIS: "DESARROLLO DE SISTEMA DE ARTICULACION EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO APLICADO A UN EDIFICIO DE 7 NIVELES, DISTRITO DE WANCHAQ, 2017"

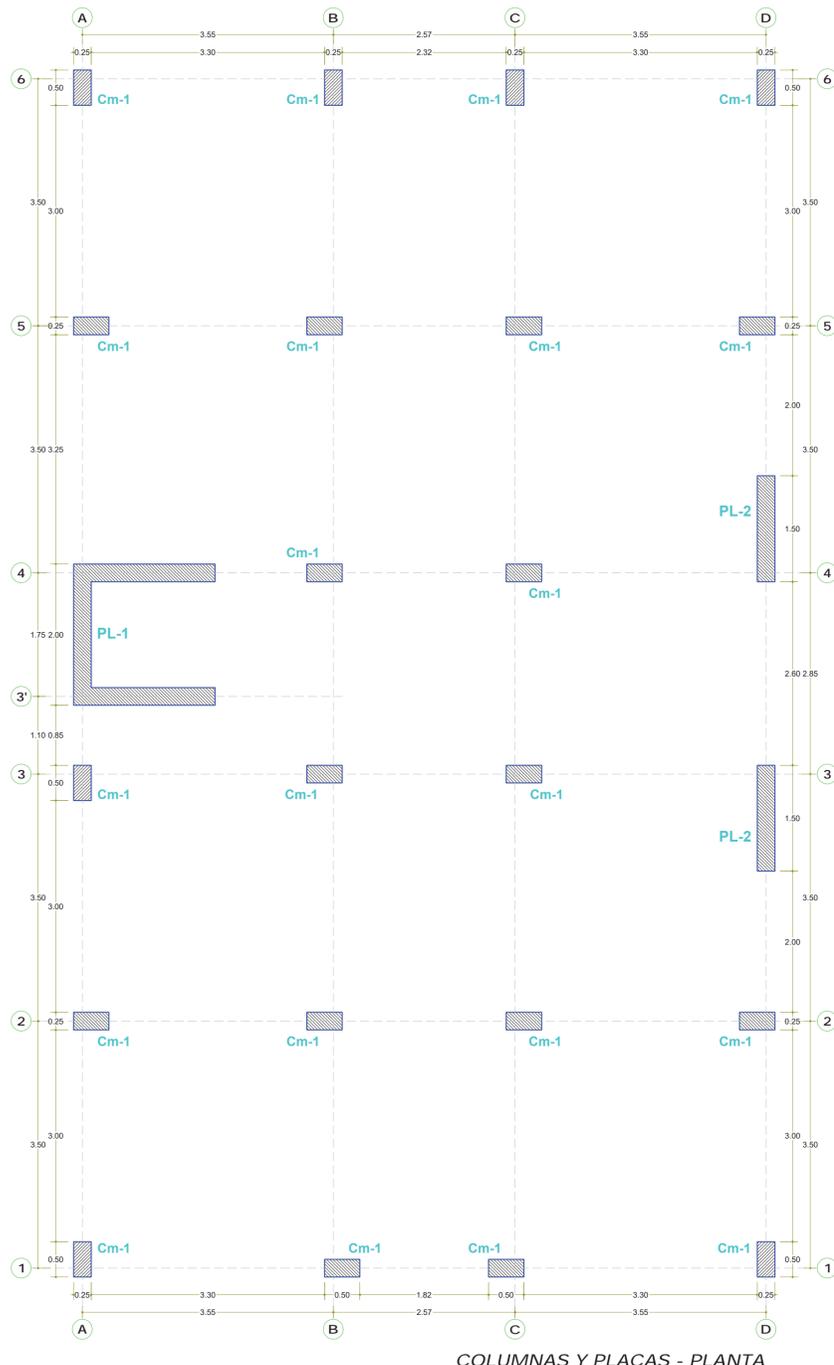
PLANO: **ESTRUCTURAS - CASO 2 - UNIONES ARTICULADAS: DETALLE DE VIGAS Y ESCALERAS**

UBICACION: Dirección: Av. cultura 1520-B, Distrito: Wanchaq, Provincia: Cusco, Región: Cusco

ASESORES: Dr. Ing. ADRIEL GAMARRA DURAND, M.Sc. Ing. JOSÉ FRANCISCO SERRANO FLORES, Ing. JOSÉ FELIPE AZPILCUETA CARBONELL

ESCALA: Indicadas, FECHA: Noviembre 2019

LAMINA: **E-2-2**

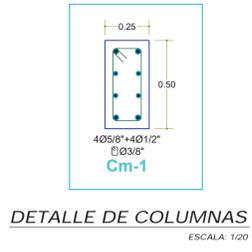


COLUMNAS Y PLACAS - PLANTA
ESCALA: 1/50

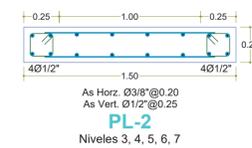
TRASLAPES Y EMPALMES

ZONA DE ESFUERZOS BAJOS		ZONA DE ESFUERZOS ALTOS	
LONGITUD DE EMPALME (L)		LONGITUD DE EMPALME (L)	
Ø (cm)		Ø (cm)	
3/8"	30	3/8"	40
1/2"	35	1/2"	45
5/8"	40	5/8"	50
3/4"	55	3/4"	70
1"	100	1"	130

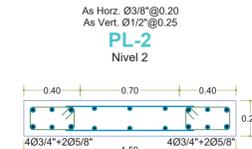
Los empalmes L se ubicarán en el fondo central. No se empalmarán más del 50% de la armadura en misma sección.



DETAIL DE COLUMNAS
ESCALA: 1/20

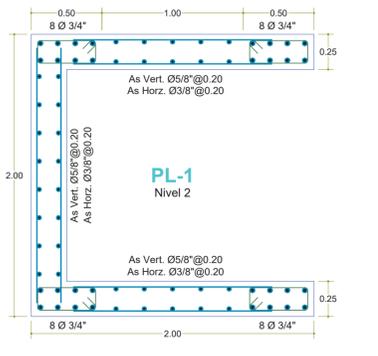
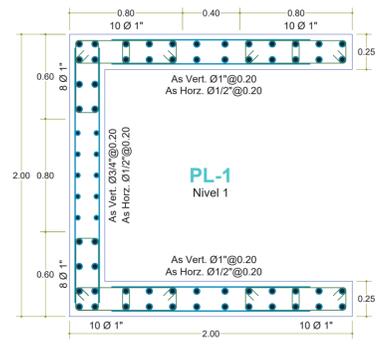
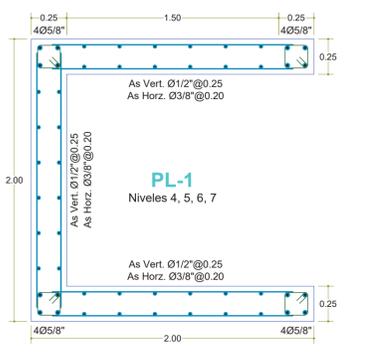
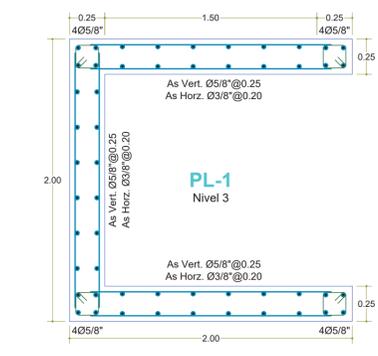


DETAIL PLACAS PL-2
ESCALA: 1/25

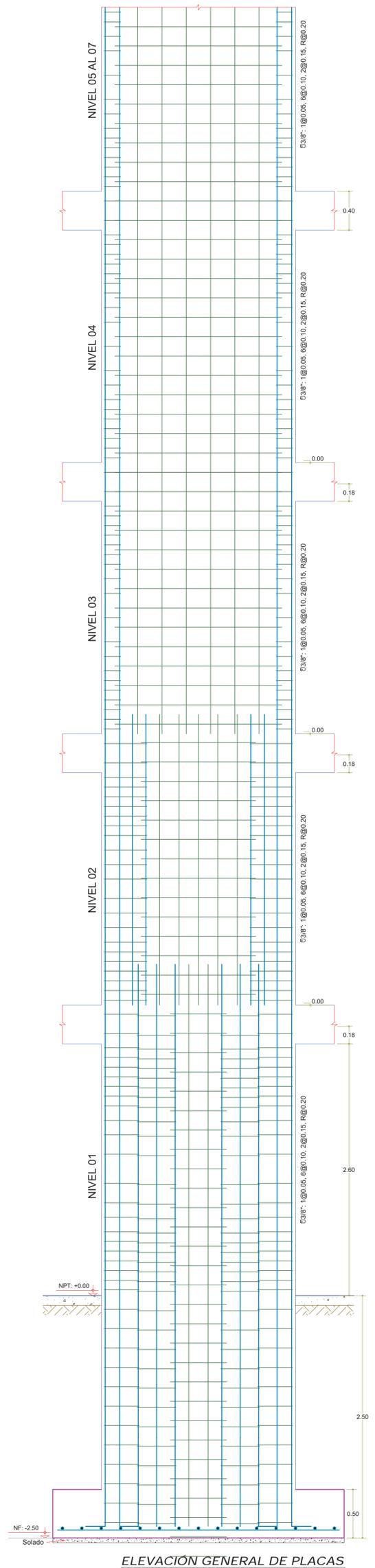


DETAIL PLACAS PL-2
ESCALA: 1/25

DETAIL PLACAS PL-2
ESCALA: 1/25



DETAIL PLACAS PL-1
ESCALA: 1/25



ELEVACION GENERAL DE PLACAS
ESCALA: 1/25

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TESIS: "DESARROLLO DE SISTEMA DE ARTICULACION EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO APLICADO A UN EDIFICIO DE 7 NIVELES, DISTRITO DE WANCHAQ, 2017"
 TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

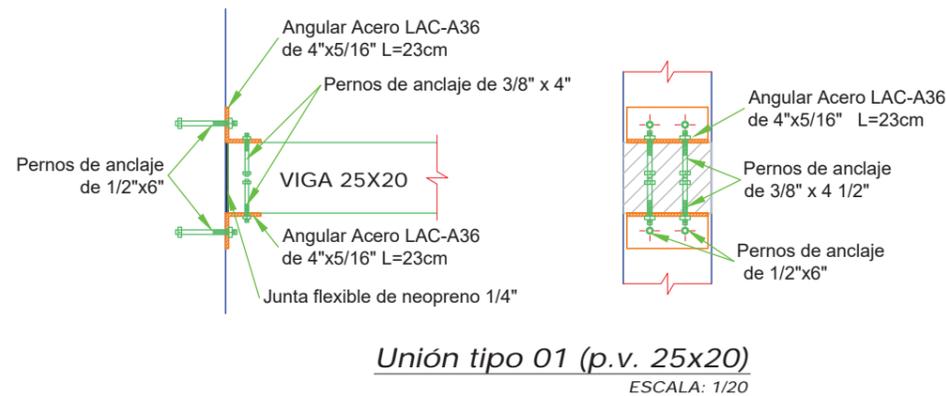
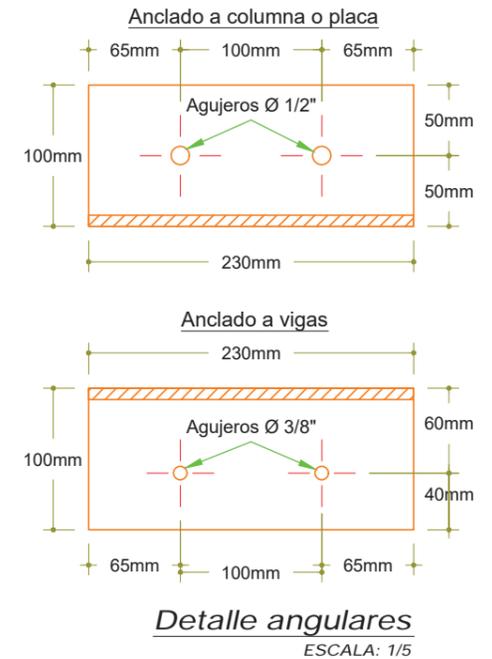
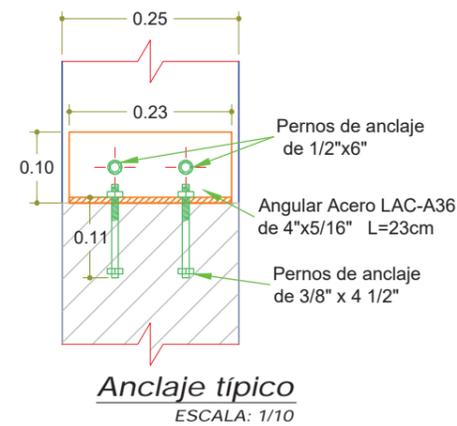
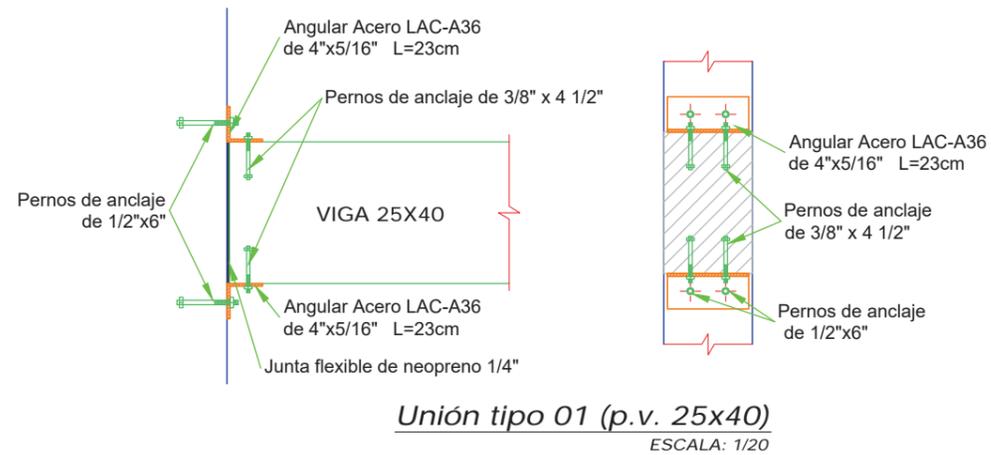
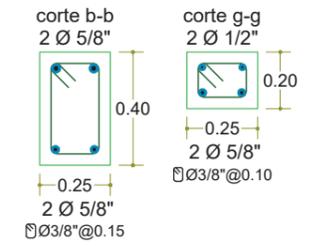
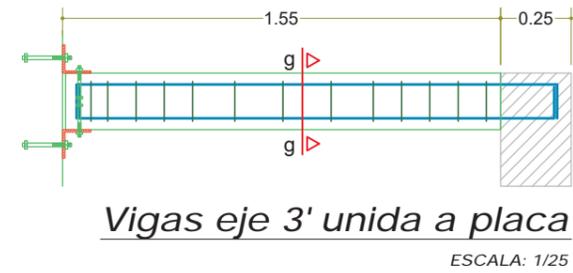
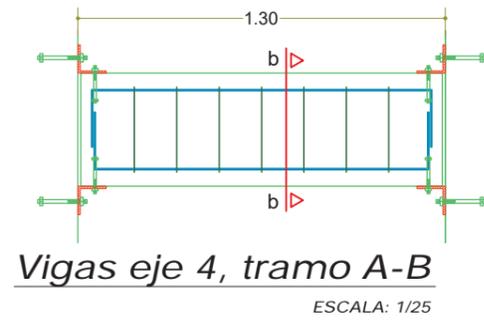
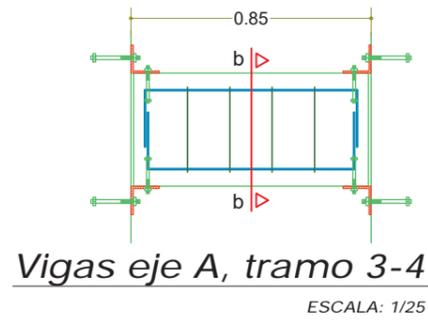
PLANO: **ESTRUCTURAS - CASO 2 - UNIONES ARTICULADAS: COLUMNAS Y PLACAS**

UBICACION: Dirección: Av. cultura 1520-B Wanchaq
 Distrito: Wanchaq
 Provincia: Cusco
 Región: Cusco

ASESORES: Dr. Ing. ADRIEL GAMARRA DURAND
 M.Sc. Ing. JOSÉ FRANCISCO SERRANO FLORES
 Ing. JOSÉ FELIPE AZPILCUETA CARBONELL

ESCALA: Indicadas
 FECHA: Noviembre 2019

LAMINA: **E-2-3**



 <p>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL</p> 	
<p>TESIS:</p> <p style="text-align: center;">"DESARROLLO DE SISTEMA DE ARTICULACIÓN EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO APLICADO A UN EDIFICIO DE 7 NIVELES, DISTRITO DE WANCHAQ, 2017 "</p> <p style="text-align: center;">TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL</p>	
<p>PLANO:</p> <p style="text-align: center;">ESTRUCTURAS - CASO 2 - UNIONES ARTICULADAS: VIGAS ARTICULADAS Y DETALLES DE LA UNIÓN</p>	
<p>UBICACIÓN:</p> <p>Dirección: Av. cultura 1520-B</p> <p>Distrito: Wanchaq</p> <p>Provincia: Cusco</p> <p>Región: Cusco</p>	<p>ASESORES:</p> <p>Dr. Ing. ADRIEL GAMARRA DURAND M.Sc. Ing. JOSÉ FRANCISCO SERRANO FLORES Ing. JOSÉ FELIPE AZPILCUETA CARBONELL</p> <p>ESCALA: Indicadas</p> <p>FECHA: Noviembre 2019</p>
<p>LAMINA:</p> <p style="font-size: 2em;">E-2-4</p>	