

Universidad Católica de Santa María
Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil y del
Ambiente
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



“COMPARACIÓN DEL DISEÑO CONVENCIONAL EN CONCRETO ARMADO DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES RESPECTO A UN DISEÑO IMPLEMENTANDO DISIPADORES DE ENERGÍA TIPO SHEAR-LINK BOZZO MEDIANTE UN ANÁLISIS POR DESEMPEÑO Y SU COMPARACIÓN DE COSTOS”

Tesis presentada por el bachiller:

Romero Yañez, Rodrigo Alexander

Para optar el Título Profesional de

Ingeniero Civil

Asesor:

Mg. Rosas Espinoza, Jorge

Arequipa-Perú

2021

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

INGENIERIA CIVIL

TITULACIÓN CON TESIS

DICTAMEN APROBACIÓN DE BORRADOR

Arequipa, 07 de Febrero del 2021

Dictamen: 000616-C-EPIC-2021

Visto el borrador del expediente 000616, presentado por:

2015101791 - ROMERO YAÑEZ RODRIGO ALEXANDER

Titulado:

COMPARACIÓN DEL DISEÑO CONVENCIONAL EN CONCRETO ARMADO DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES RESPECTO A UN DISEÑO IMPLEMENTANDO DISIPADORES DE ENERGÍA TIPO SHEAR-LINK BOZZO MEDIANTE UN ANÁLISIS POR DESEMPEÑO Y SU COMPARACIÓN DE COSTOS.

Nuestro dictamen es:

APROBADO

**1732 - CHAVEZ VEGA OSCAR FELIX
DICTAMINADOR**

**1887 - GUILLEN MALAGA MILAGROS SOCORRO
DICTAMINADOR**

**2766 - ROSAS ESPINOZA JORGE
DICTAMINADOR**



Dedicatoria

*A mi padre Elmo Adolfo Romero Pomari y a mi madre Alessandra Yamily Yañez Salazar por
siempre creer en mí, por motivarme y por amarme.*



Agradecimiento

A mi familia por su apoyo, en especial a mis Padres y a mi primo Juan Luis quienes siempre supieron aconsejarme.

A todos los docentes de la FAICA por compartir su conocimiento en especial al Ing. Boris Bustamante por proponer el presente tema de investigación y al Ing. Jorge Rosas por asesorar la presente tesis.

Al Ing. Luis Bozzo que estuvo presto a facilitar toda la información necesaria

RESUMEN

En la presente tesis se realiza dos estructuraciones en Concreto Armado. La primera de ellas es una estructuración meramente convencional es decir se hace el uso de elementos típicos como lo son las columnas, vigas, losas, cimentaciones y muros de corte o placas. La segunda de ellas es una estructuración que contempla los elementos antes mencionados y disipadores SLB que estarán unidos a Muros desacoplados.

La arquitectura limita la cantidad de columnas o muros de corte en la dirección corta de la edificación, ya que en el semisótano se tiene un estacionamiento. Esta limitación es ideal para el uso de los muros desacoplados ya que no requiere continuidad vertical.

Para el diseño de ambas estructuraciones propuestas se utiliza la normativa peruana vigente, adicionalmente se hace uso de la norma ACI 318-19 para el diseño de los anclajes de los disipadores.

Una vez diseñadas ambas estructuras se procede a realizar Análisis Push-Over (No lineal - Estático) en ambas direcciones de las edificaciones con el fin de medir su desempeño basados en el documento ATC-40 y siguiendo las recomendaciones del documento FEMA 440.

Finalmente se procede a realizar una comparación entre ambas estructuras en términos de: desempeño, derivas, formación de rotulas, energía en el sistema, distribución de fuerzas, comportamiento modal y su costo (únicamente de los materiales).

Palabras clave:

Concreto Armado, Disipadores SLB, Análisis Estructural, Diseño estructural, Push-Over, Comparación.

ABSTRACT

The present thesis consists in carrying out two structurations in Reinforced Concrete and then making a comparison of them. The first one is a merely conventional structuration, it means that it uses typical elements such as columns, beams, slabs, foundations and shear walls. The second one is a structuration that contemplates the aforementioned elements and SLB energy dissipators that will be attached to decoupled walls.

The architecture limits the number of columns or shear walls in the short direction of the building, since there is a parking lot in the semi-basement. This limitation is ideal for the use of decoupled walls as they do not require vertical continuity.

For the design of both proposed structures, the current Peruvian regulations are used, additionally the ACI 318-19 standard is used for the design of the dissipators anchors.

Once both structures have been designed, Push-Over Analysis (Nonlinear - Static) is performed in both directions of the buildings in order to measure their performance based on the ATC-40 document and following the recommendations of the FEMA 440 document.

Finally, a comparison is made between both structures in terms of: performance, drifts, hinge formation, energy in the system, distribution of forces, modal behavior and their cost (only of materials).

Keywords:

Reinforced Concrete, SLB Dissipators, Structural Analysis, Structural Design, Push-Over, Comparison.

INTRODUCCION

El Perú es un país con alta sismicidad, lo que implica que las edificaciones están en constante peligro. Es por ello que las edificaciones tienen que estar diseñadas para soportar estas demandas, el sistema estructural más usado para este fin es el Concreto Armado, sin embargo, este sistema es bastante típico o dicho de otra manera convencional y además a veces sufre de fallas frágiles. Es por ello que se plantea una estructuración sísmo resistente que incluya dispositivos de control pasivo en este caso Disipadores SLB.

En el Capítulo 1 se plantea el Problema de Investigación definiendo la hipótesis, objetivos, así como las variables presentes en esta investigación.

El Capítulo 2 denominado “fundamento Teórico” establece todos los temas que se requieren conocer para entender esta investigación haciendo énfasis en los disipadores SLB y los requerimientos para el análisis no lineal.

Seguidamente se tiene al Capítulo 3 que establece la metodología que se siguió en esta tesis y la enfoque de la misma.

El capítulo 4 y más extenso de esta tesis es el relacionado a los resultados y procedimientos que se tiene en esta investigación, empezando por la validación del software ETABS para el análisis modal así como para el análisis push over , seguidamente se procede a la modelación de ambos modelos (convencional y el que implementan disipadores SLB) y su posterior análisis y diseño estructural con la normativa peruana vigente hasta el momento y la normativa ACI318-19 para el caso de los disipadores SLB, una vez ya diseñado los elementos estructurales se procede a realizar el Análisis push over para posteriormente medir su desempeño con el método de espectro capacidad propuesto por el ATC-40 y siguiendo las mejores del FEMA 440.

Posteriormente se tiene el capítulo 5 que titula “comparación de ambos diseños”, que compara los diseños en términos de niveles de desempeño, derivas, rotulas plásticas, energía en el sistema, fuerzas internas, comportamiento modal y costo.

Finalmente se tiene el capítulo 6 en el que se definen las conclusiones de la presente investigación y en el capítulo siguiente las recomendaciones de la misma.

Índice de Contenido

DICTAMEN APROBATORIO

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTO

RESUMEN

ABSTRACT

INTRODUCCIÓN

CAPITULO I.....	1
1 Planteamiento del Problema	1
1.1 Formulación del problema	1
1.1.1 Problema General.....	1
1.1.2 Problemas Específicos	1
1.2 Hipótesis:	2
1.2.1 Hipótesis General.....	2
1.2.2 Hipótesis Especificas	2
1.3 Variables	3
1.3.1 Variable Independiente	3
1.3.2 Variable Dependiente.....	3
1.4 Objetivos de la investigación	3
1.4.1 Objetivo general.....	3
1.4.2 Objetivos específicos	3
1.5 Justificación de la investigación.....	5
1.6 Delimitaciones del estudio	6
1.6.1 Alcance.....	6
1.6.2 Limitaciones.....	7
1.6.3 Aporte de la investigación.....	7
CAPITULO II	8
2 Fundamento Teórico.....	8
2.1 Marco teórico.....	8
2.1.1 Movimientos Telúricos	8
2.1.1.1 Ondas Sísmicas	8

2.1.2	Espectro de un terremoto	11
2.1.3	Sistemas de estructuración sismo-resistente	13
2.1.3.1	Dispositivos de control pasivo	14
2.1.3.1.1	Aisladores Sísmicos	14
2.1.3.1.2	Amortiguadores Sísmicos	15
2.1.3.1.3	Disipadores Sísmicos	16
2.1.3.2	Principios Fundamentales de la Disipación de Energía	18
2.1.3.3	Fundamento teórico del disipador SLB.....	19
2.1.3.3.1	Energía disipada por un disipador SLB.	20
2.1.3.3.2	Componentes del disipador SLB.....	20
2.1.3.3.3	Modelo Analítico del Disipador SLB.	25
2.1.3.3.4	Modelo Histerético de los disipadores SLB.....	31
2.1.3.3.5	Criterios de selección y distribución de disipadores SLB.....	32
2.1.3.3.6	Formas de Colocación de disipadores SLB	33
2.1.3.3.7	Características y beneficios del disipador SLB.....	34
2.1.3.3.8	Procedimiento de selección de los disipadores SLB.....	35
2.1.3.3.9	Diseño de Anclajes de Dispositivos SLB.....	36
2.1.4	Procedimientos de análisis estructural	37
2.1.4.1	Procedimientos lineales.....	37
2.1.4.2	Procedimientos no lineales.....	37
2.1.4.2.1	Análisis estático no lineal	38
2.1.4.2.2	Consideraciones de Comisión Visión 2000	43
2.1.4.2.3	Requerimientos del Análisis por Desempeño	46
2.1.4.2.3.1	Curva esfuerzo-deformación de Concreto sin confinamiento	46
2.1.4.2.3.2	Curva esfuerzo-deformación de Concreto con confinamiento	48
2.1.4.2.3.3	Curva esfuerzo-deformación de Acero.....	57
2.1.4.2.3.4	Diagrama momento curvatura	59
2.1.4.2.3.5	Modelos de plasticidad.....	69
2.1.4.2.3.6	Influencia de efecto de corte	70
2.1.4.2.3.7	Influencia de efecto de pandeo en barras longitudinales	74
2.1.4.2.3.8	Consideración para comportamiento Elástico	77
2.2	Antecedentes y Estado del Arte	78
2.2.1	Antecedentes	78
2.2.2	Estado del Arte.....	81

CAPITULO III	86
3 Metodología	86
3.1 Tipo de investigación	86
3.2 Campo de verificación	87
3.2.1 Ubicación	87
3.2.2 Unidad de Estudio	87
3.3 Determinación de la Población, muestra y muestreo	88
3.4 Técnicas e instrumentos para la recopilación de datos.....	88
3.5 Materiales y equipos	89
CAPITULO IV	90
4 Resultados y Procedimientos.....	90
4.1 Validación de Software Etabs	90
4.1.1 Validación de Análisis Modal.....	92
4.1.1.1 Cálculo manual.....	94
4.1.1.2 Cálculo con software Etabs.....	99
4.1.2 Validación de Análisis Push-Over	101
4.1.2.1 Cálculo Manual	102
4.1.2.2 Cálculo con Software Etabs	113
4.2 Modelo de concreto armado convencional.....	120
4.2.1 Modelamiento y Análisis	120
4.2.1.1 Generalidades del Proyecto.....	120
4.2.1.2 Normativa.....	120
4.2.1.3 Estructuración	122
4.2.1.4 Modelo estructural en el Software Etabs.....	123
4.2.1.5 Análisis Sísmico.....	126
4.2.1.5.1 Análisis Estático.....	128
4.2.1.5.2 Análisis Dinámico.....	128
4.2.1.6 Control de derivas laterales.....	131
4.2.1.7 Junta de Separación sísmica.....	132
4.2.2 Diseño de elementos Estructurales.....	132
4.2.2.1 Losas	132
4.2.2.2 Vigas	139
4.2.2.3 Columnas	148

4.2.2.4	Placas	155
4.2.2.5	Cimentación	164
4.2.3	Determinación del desempeño	172
4.2.3.1	Determinación de capacidad	172
4.2.3.2	Determinación de desempeño manual.....	184
4.2.3.3	Determinación de desempeño por medio del software Etabs.....	190
4.3	Modelo con disipadores SLB	194
4.3.1	Modelamiento y Análisis	194
4.3.1.1	Generalidades del Proyecto.....	194
4.3.1.2	Estructuración	195
4.3.1.3	Modelo estructural en el Software Etabs.....	197
4.3.1.4	Análisis Sísmico.....	201
4.3.2	Diseño de elementos Estructurales.....	202
4.3.2.1	Disipadores SLB	202
4.3.2.2	Anclajes de Disipadores SLB.....	203
4.3.3	Determinación del desempeño	216
4.3.3.1	Determinación de capacidad	216
4.3.3.2	Determinación de desempeño por medio del software Etabs.....	218
CAPITULO V
5	Comparación de ambos diseños.....	221
5.1.1	Niveles de desempeño.....	221
5.1.2	Derivas	222
5.1.3	Rotulas plásticas.....	224
5.1.4	Energía en el sistema.....	225
5.1.5	Fuerzas internas.....	226
5.1.6	Comportamiento Modal	228
5.1.7	Costo	230
Conclusiones	231
Recomendaciones	233
Referencias	234
Anexos	237
Cálculo de irregularidades.....		237
Irregularidades de Altura.....		237

Irregularidades en planta	239
Verificación de diseño en vigas	242
Verificación de viga doblemente reforzada	242
Verificación de deflexión máxima	244
Verificación de fisuración	246
Efectos de esbeltez en columnas	247
Iteraciones para selección de disipadores SLB	252
Propiedades de disipadores SLB	254
Planos	255



Índice de Tablas

Tabla 1	Parámetros de los sismos de análisis por el Comité VISION 2000.	44
Tabla 2	Parámetros de los sismos de análisis por investigaciones peruanas.	45
Tabla 3	Distorsiones de Piso máximas por el Comité VISION 2000	45
Tabla 4	Datos de Columna de Ejemplo.	54
Tabla 5	Parámetros de modelo de Mander para columna de Ejemplo	54
Tabla 6	Rigideces agrietadas.	78
Tabla 7	Propiedades disipador SLB20_2	91
Tabla 8	Resultados análisis modal manual	99
Tabla 9	Resultados análisis modal manual y con software Etabs	101
Tabla 10	Parámetros sísmicos	127
Tabla 11	Reacciones en la base debido a Análisis Estático	128
Tabla 12	Participación de modal de masas	129
Tabla 13	Verificación de cortante Basal	130
Tabla 14	Derivas Elásticas	132
Tabla 15	Determinación de Acero	134
Tabla 16	Verificación de confinamiento en placas	158
Tabla 17	Determinación de Cortante ultima debida a sismo.	161
Tabla 18	Modos fundamentales de vibración	179
Tabla 19	Valores para conversión a formato ADRS	185
Tabla 20	Puntos de Push-Over en Formato ADRS	186
Tabla 21	Valores de Espectro de Demanda Elástico del Sismo Ocasional	187
Tabla 22	Desempeño para sismo Ocasional	190
Tabla 23	Parámetros de los sismos de análisis por investigaciones peruanas.	192
Tabla 24	Niveles de desempeño en la dirección X	193
Tabla 25	Niveles de desempeño en la dirección Y	193
Tabla 26	Límites de deformación (ATC-40).	194
Tabla 27	Drifts en Y para el Sismo Ocasional	194
Tabla 28	Verificación de cortante Basal	201
Tabla 29	Participación de modal de masas	201
Tabla 30	Derivas Elasticas	202
Tabla 31	Niveles de desempeño en la dirección X	220
Tabla 32	Niveles de desempeño en la dirección Y	220
Tabla 33	Drifts en Y para el Sismo Ocasional	220
Tabla 34	Niveles de desempeño en la dirección X	221
Tabla 35	Niveles de desempeño en la dirección Y	221
Tabla 36	Niveles de desempeño en la dirección X	221
Tabla 37	Niveles de desempeño en la dirección Y	221
Tabla 38	Drifts para los diferentes niveles de desempeño	222
Tabla 39	Drifts para los diferentes niveles de desempeño	222
Tabla 40	Comparación de drifts	223
Tabla 41	Estado de rotulas	224
Tabla 42	Estado de rotulas	224

Tabla 43 Costos de materiales.....	230
Tabla 44 Costos de materiales.....	230



Índice de Ilustraciones

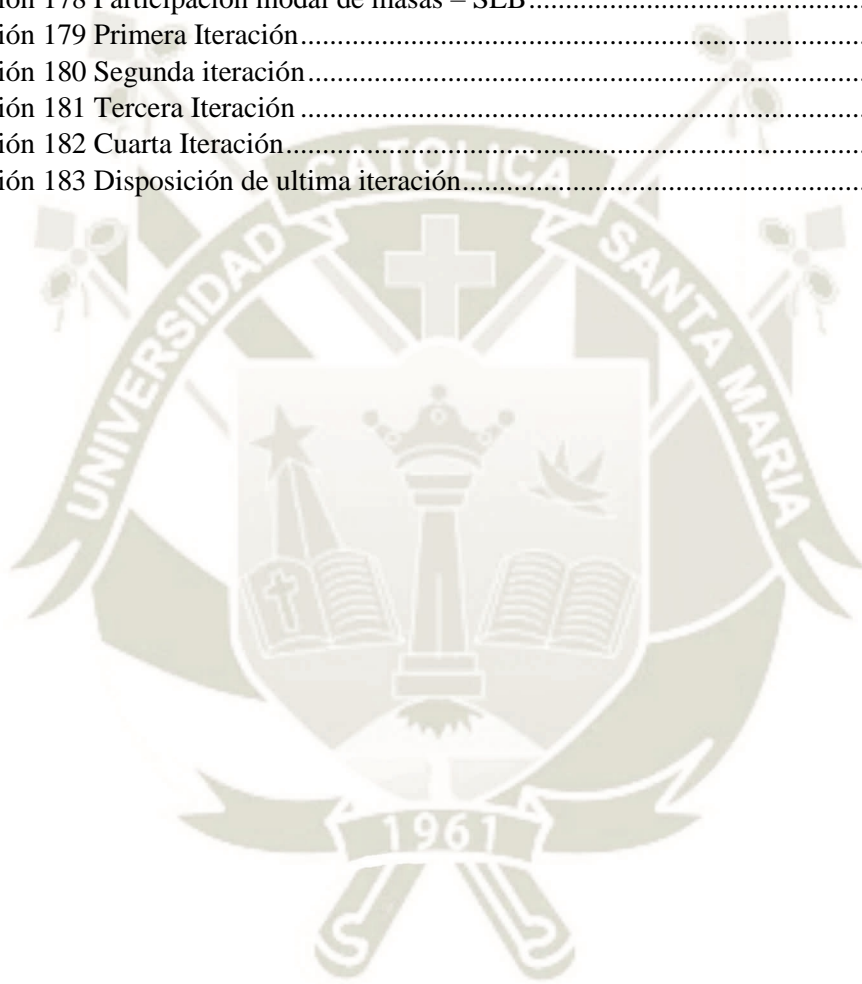
Ilustración 1 Movimiento del suelo para diferentes tipos de ondas sísmicas.....	10
Ilustración 2 Acelerograma para la componente EW del sismo de Perú de 1974.....	12
Ilustración 3 Espectro de respuesta lineal elástico para el terremoto de 1974	12
Ilustración 4 Aislador de base con núcleo de plomo.....	15
Ilustración 5 Partes de un amortiguador viscoso.....	16
Ilustración 6 Edificio sin disipadores y con disipadores de energía.....	16
Ilustración 7 Disipador ADAS y TADAS.....	17
Ilustración 8 Disipador de Energía del tipo Friccionante.....	18
Ilustración 9 Disipador SLB.....	19
Ilustración 10 Diagrama de histéresis bilineal y área sombreada bajo curva.....	20
Ilustración 11 Diagrama esfuerzo-deformación del acero	21
Ilustración 12 Disipador SLB de dos ventanas	22
Ilustración 13 Disipador SLB de cuatro ventanas.....	23
Ilustración 14 Contraviento Chevrón con disipador SLB	24
Ilustración 15 Disipador SLB con conexión tipo peine	24
Ilustración 16 Geometría de disipador SLB.....	25
Ilustración 17 Rigidez de marco y ventana de disipador SLB de 4 ventanas.	28
Ilustración 18 Modelo Bilineal.....	29
Ilustración 19 Modelo Bilineal de disipador SLB.....	30
Ilustración 20 Comportamiento Histerético propuesto por Wen (1980).....	31
Ilustración 21 Geometría y características comerciales del disipador SLB	32
Ilustración 22 Formas de colocación del disipador SLB.....	34
Ilustración 23 Relación cortante basal y desplazamiento.....	39
Ilustración 24 Curva de capacidad	39
Ilustración 25 Espectro de Capacidad.....	41
Ilustración 26 Espectro de demanda elástico	42
Ilustración 27 Curvas para determinar capacidad	43
Ilustración 28 Curva esfuerzo-deformación de concreto no confinado ($f'_c=210$ kgf/cm ²)	48
Ilustración 29 Núcleo de confinamiento efectivo para una sección rectangular	50
Ilustración 30 Nomograma para el cálculo del factor de resistencia por confinamiento en el concreto	53
Ilustración 31 Columna de Ejemplo.....	54
Ilustración 32 Curva esfuerzo-deformación de concreto confinado	56
Ilustración 33 Comparación curva esfuerzo-deformación de concreto confinado y no confinado... ..	56
Ilustración 34 Comparación curva esfuerzo-deformación de concreto confinado con diferente refuerzo transversal	57
Ilustración 35 Curva esfuerzo-deformación de Acero grado 60	59
Ilustración 36 Diagrama de momento curvatura	61
Ilustración 37 Modelo bilineal idealizado mediante áreas iguales.....	62
Ilustración 38 Columna de Ejemplo.....	63
Ilustración 39 Definición de información de sección y detalles básicos del núcleo en software Xtract	63

Ilustración 40 Definición de geometría de la sección en software Xtract.....	64
Ilustración 41 Modelo para Concreto no confinado.....	65
Ilustración 42 Modelo para Concreto confinado.....	65
Ilustración 43 Modelo para Concreto Acero grado 60.....	66
Ilustración 44 Sección final en Xtract.....	66
Ilustración 45 Definición de caso de carga para diagrama momento curvatura en Xtract.....	67
Ilustración 46 Grafica momento curvatura en Xtract.....	67
Ilustración 47 Diagrama de momento curvatura para diferentes cargas axiales	68
Ilustración 48 Tipos de modelos de plasticidad	69
Ilustración 49 Degradación del cortante con el incremento de la ductilidad por rotación.....	71
Ilustración 50 Degradación de la capacidad al corte en columnas.....	71
Ilustración 51 Interacción de capacidad a corte y flexión.....	74
Ilustración 52 Relación de esbeltez y deformación unitaria máxima para considerar efectos de pandeo de barra longitudinal.....	75
Ilustración 53 Relación de Deformación de pandeo y esbeltez	76
Ilustración 54 Diseño experimental	86
Ilustración 55 Imagen satelital de Arequipa.....	87
Ilustración 56 Unidad de Estudio.....	88
Ilustración 57 Sistema estructural a Validar	90
Ilustración 58 Columna típica para validación.....	91
Ilustración 59 Viga típica para validación	91
Ilustración 60 Muro desacoplado para validación.....	91
Ilustración 61 Idealización de estructura para validación de análisis modal.....	92
Ilustración 62 Coeficientes de rigidez a flexión de elementos reticulares	95
Ilustración 63 Idealización de estructura con grados de libertad	96
Ilustración 64 Idealización de masa concentrada en la parte superior de los niveles.....	98
Ilustración 65 Modelo en Etabs para análisis Modal	100
Ilustración 66 Modelo en Etabs para análisis Push Over.....	102
Ilustración 67 Diagrama de Momento-Curvatura para Viga.....	102
Ilustración 68 Diagrama de Momento-Curvatura para Columna.....	103
Ilustración 69 Diagrama de Momento-Curvatura para Muro desacoplado.....	103
Ilustración 70 Diagrama de Fuerza-Desplazamiento para SLB 20_2.....	103
Ilustración 71 Estado de carga para Análisis Push Over.....	104
Ilustración 72 Diagrama de Momento Flector y Fuerza cortante para primer estado de carga.....	105
Ilustración 73 Diagrama de Momento Flector y Fuerza cortante para segundo estado de carga....	106
Ilustración 74 Desplazamiento en ultimo nivel debido a segundo estado de carga	106
Ilustración 75 Liberación de resistencia de momento flector para viga de primer nivel	107
Ilustración 76 Primer estado de carga para nuevo sistema resistente.....	107
Ilustración 77 Diagrama de momento flector para Caso de Carga 3 y 4.....	108
Ilustración 78 Diagrama de fuerza cortante y desplazamiento de nivel 3 para Caso de carga 4....	109
Ilustración 79 Modelo para analizar Caso de carga 5 y 6	110
Ilustración 80 Modelo para analizar Caso de carga 7 y 8	111
Ilustración 81 Modelo para analizar Caso de carga 9 y 10 (Rotula en resorte)	112
Ilustración 82 Curva Push Over manual	113
Ilustración 83 Definición Hinge (M3) para Viga.....	114

Ilustración 84	Definición Hinge (M3) para Columna	114
Ilustración 85	Definición Hinge (M3) para Muro Desacoplado	115
Ilustración 86	Definición Hinge (V2) para Muro Desacoplado	115
Ilustración 87	Definición de Disipador SLB 20_2	116
Ilustración 88	Asignación de Hinges a Modelo para Validación	117
Ilustración 89	Caso de carga para el Análisis Push-Over	117
Ilustración 90	Curvas Push-Over mediante software Etabs y Análisis Manual	118
Ilustración 91	Procedimiento para convertir curva de capacidad	118
Ilustración 92	Curva Push-Over por software Etabs y Análisis Manual	119
Ilustración 93	Vista 3D del modelo en Etabs	125
Ilustración 94	Planta de semisótano en Etabs	126
Ilustración 95	Planta de nivel 1 a 5 en Etabs	126
Ilustración 96	Espectro de Aceleraciones	128
Ilustración 97	Definición de espectros en la dirección X	131
Ilustración 98	Idealización de Viguetas	133
Ilustración 99	Momentos en losas bidireccionales	133
Ilustración 100	Análisis Estructural de Viga T	134
Ilustración 101	Dimensiones de Viga T	135
Ilustración 102	Diagrama de Fuerza cortante	137
Ilustración 103	Distribución de acero en losa	138
Ilustración 104	Cálculo de cortante ultima	141
Ilustración 105	Modelo de Viga 201	141
Ilustración 106	Diagrama de Fuerza cortante (tnf)	142
Ilustración 107	Diagrama de Momento flector (tnf.m)	142
Ilustración 108	Diagrama de momento Torsor (tnf.m)	142
Ilustración 109	Distribución de Acero en Viga 201	147
Ilustración 110	Caso especial para longitud de desarrollo	148
Ilustración 111	Columna C1	149
Ilustración 112	Cargas de diseño en la parte inferior de la columna C1	150
Ilustración 113	Cargas de diseño en la parte superior de la columna C1	151
Ilustración 114	Diagrama de Interacción para caso 1.25(D+L) +Ex(min) del Primer Piso	152
Ilustración 115	Obtención de momento nominal para parte inferior de la columna C1	154
Ilustración 116	Obtención de momento nominal para parte superior de la columna C1	154
Ilustración 117	Distribución de acero en columna C1	155
Ilustración 118	Cargas de diseño en la parte inferior de la placa P1	156
Ilustración 119	Cargas de diseño en la parte superior de la placa P1	157
Ilustración 120	Distribución de Acero de placa P1	159
Ilustración 121	Verificación de diseño a Flexión	160
Ilustración 122	Distribución de acero de placa P1	163
Ilustración 123	Cimentación propuesta	164
Ilustración 124	Verificación de presiones para el segundo cado se carga	165
Ilustración 125	Zapata debajo de P3	169
Ilustración 126	Idealización de muro de sótano	170
Ilustración 127	Muro de Sótano	172
Ilustración 128	Diagrama momento curvatura para V105 (a-a) utilizando Xtract	173

Ilustración 129 Definición de Hinge para Viga 105 (a-a).....	173
Ilustración 130 Definición de curva Esfuerzo Deformación para concreto no confinado (Modelo de Mander).....	174
Ilustración 131 Definición de curva Esfuerzo Deformación para concreto confinado de P2 (Modelo de Mander).....	174
Ilustración 132 Definición de curva Esfuerzo Deformación para acero (Modelo de Andrade Loureiro Pipa).....	175
Ilustración 133 Definición núcleos de placa para P2 (primeros 3 niveles).....	175
Ilustración 134 Definición alma de placa para P2(primeros 3 niveles).....	176
Ilustración 135 Modelo con Hinges Asignado.....	177
Ilustración 136 Modelo con Placas Asignadas.....	178
Ilustración 137 Distribución de Fuerzas en dirección X para Push-Over.....	179
Ilustración 138 Cargas permanentes no lineales.....	180
Ilustración 139 Cargas para caso Push-Over en dirección X.....	181
Ilustración 140 Cargas para caso Push-Over en dirección Y.....	181
Ilustración 141 Pseudo-espectro elástico.....	182
Ilustración 142 Curva Push-Over para dirección X.....	183
Ilustración 143 Curvas de capacidad para direcciones X.....	183
Ilustración 144 Curvas de capacidad para direcciones Y.....	184
Ilustración 145 Curva Push-Over en formato ADRS.....	186
Ilustración 146 Espectro de Demanda Elástico de sismo Ocasional.....	188
Ilustración 147 Posible punto de desempeño.....	188
Ilustración 148 Determinación de desempeño manual en la dirección X.....	190
Ilustración 149 Determinación de Desempeño mediante Etabs en la dirección X.....	191
Ilustración 150 Puntos de desempeño para dirección X.....	192
Ilustración 151 Puntos de desempeño para dirección Y.....	193
Ilustración 152 Disposición de muros desacoplados y disipadores.....	196
Ilustración 153 Definición de disipador SLB2 10_4.....	198
Ilustración 154 Modelo con disipadores SLB.....	199
Ilustración 155 Eje C de modelo con disipadores SLB.....	200
Ilustración 156 Demanda del disipador SLB2 15_3 del primer nivel.....	203
Ilustración 157 Falla a tracción.....	205
Ilustración 158 Flexión debida a compresión.....	207
Ilustración 159 Falla por deslizamiento del anclaje.....	207
Ilustración 160 Falla por desprendimiento lateral.....	208
Ilustración 161 Falla del arrancamiento del hormigón a tracción (concrete breakout).....	210
Ilustración 162 Distribución debido a fuerzas en ambos sentidos.....	210
Ilustración 163 Diagrama de cuerpo libre de Shear Lug.....	211
Ilustración 164 Consideración para el Cono de arrancamiento por corte.....	213
Ilustración 165 Diagrama de cuerpo libre de shear lug y soldaduras.....	214
Ilustración 166 Diseño de anclaje para disipador SLB2 15_3.....	215
Ilustración 167 Modelo SLB con Hinges Asignados.....	216
Ilustración 168 Distribución de Fuerzas en dirección X para Push-Over.....	217
Ilustración 169 Curvas de capacidad para direcciones X.....	218
Ilustración 170 Curvas de capacidad para direcciones Y.....	218

Ilustración 171 Puntos de desempeño para dirección X	219
Ilustración 172 Puntos de desempeño para dirección Y	219
Ilustración 173 Energía acumulada de los componentes	225
Ilustración 174 Energía acumulada de los componentes para modelo con disipadores SLB	225
Ilustración 175 Cortantes para la combinación Envoltente del EJE C	226
Ilustración 176 Cortantes para la combinación Envoltente del EJE C – SLB	227
Ilustración 177 Participación modal de masas	228
Ilustración 178 Participación modal de masas – SLB	229
Ilustración 179 Primera Iteración	252
Ilustración 180 Segunda iteración	252
Ilustración 181 Tercera Iteración	252
Ilustración 182 Cuarta Iteración	253
Ilustración 183 Disposición de ultima iteración	253



Capítulo I

1 Planteamiento del Problema

1.1 Formulación del problema

Gran número de edificaciones en Arequipa, en Perú e incluso en el mundo entero son diseñadas en base a un sistema de concreto armado ya sea a base de Pórticos, Muros de Corte o una combinación de ambas. Estos sistemas estructurales a veces presentan mecanismo de falla frágil, es decir ocurren de manera intempestiva lo que es consecuencia de una baja ductilidad de la estructura (baja capacidad de deformación de una estructura).

Otra situación a destacar es que Arequipa tiene un déficit de Edificaciones destinadas a viviendas, tal como lo evidencia CAPECO en un estudio que muestra que el déficit es de alrededor de ochenta mil viviendas.

1.1.1 Problema General

- ¿Qué tan eficiente es el diseño de la estructura utilizando disipadores SLB respecto a un diseño convencional en concreto armado?

1.1.2 Problemas Específicos

- ¿Cuál es la diferencia o similitudes en parámetros importantes del desempeño sísmico (drifts, periodos y rigidez)?
- ¿Cuánto es la variación del costo (materiales) al implementar en el diseño disipadores SLB con respecto a un diseño convencional?

1.2 Hipótesis:

1.2.1 Hipótesis General

- El uso de Disipadores SLB mejora el desempeño estructural de “Edificio multifamiliar de 6 niveles”, además permite disminuir dimensiones de otros elementos estructurales y/o reducir el número de elementos estructurales.

1.2.2 Hipótesis Específicas

- Las variaciones que se encuentran entre ambos sistemas estructurales son: mejor desempeño estructural en la estructura con Disipadores SLB., menores drifts en la estructura con Disipadores SLB., menores periodos en la estructura con Disipadores SLB, mayor rigidez en la en la estructura con Disipadores SLB., mayor capacidad de ductilidad en la estructura con Disipadores SLB.
- El costo es levemente mayor al implementar los disipadores SLB, con respecto del diseño convencional en concreto armado.

1.3 Variables

1.3.1 Variable Independiente

Variable	Indicadores	Instrumento	Unidad
Variable I Uso de Disipadores SLB	Implementación de disipadores SLB en el diseño	-	Presencia o ausencia.

1.3.2 Variable Dependiente

Variable	Indicadores	Instrumento	Unidad
Variable II Comportamiento de la Edificación	Drifts	Software de Análisis Estructural	Adimensional
	Periodos		Tiempo (s)
	Fuerzas		Fuerza(tnf)
	Rigidez		K(tnf/m)
Variable III Precio de materiales	Cantidad de Concreto	Diseño propio	Volumen (m ³)
	Cantidad de Acero		Peso (kgf)
	Dispositivos SLB		Adimensional

1.4 Objetivos de la investigación

1.4.1 Objetivo general

- Determinar qué tan eficiente es el diseño convencional en concreto armado de “Edificio multifamiliar de 6 niveles” respecto a un diseño que contemple los disipadores Shear Link Bozo.

1.4.2 Objetivos específicos

- Determinar diferencias y similitudes de ambos diseños mediante el Análisis por Desempeño (No lineal- Estático).

- Determinar y comparar el costo de construcción (materiales) del diseño convencional de “Edificio multifamiliar de 6 niveles” con respecto al diseño implementando disipadores SLB.



1.5 Justificación de la investigación

Como bien es sabido Perú es un país que tiene gran cantidad de movimientos telúricos, esto debido a un factor geológico siendo más específicos a la colisión de la placa de Nazca (corteza oceánica) con el borde Oeste de Sudamérica (corteza continental).

En general, la placa de Nazca se desplaza a una velocidad de 8-10 cm/año en dirección NE, siendo una de las placas de mayor velocidad en el mundo, haciendo que las placas de Nazca y Sudamericana soporten una importante deformación produciendo un gran número de sismos de diferentes magnitudes a diferentes niveles de profundidad. (Bernal & Tavera, 2002, pág. 3)

Estos sismos han producido graves daños en las estructuras lo que con lleva pérdidas económicas e incluso humanas. Estas pérdidas no son producto únicamente del sismo, son debido a que las estructuras no cumplen con el criterio de diseño de la seguridad y bienestar de las personas.

Es decir, se requieren sistemas estructurales resilientes, sistemas que puedan absorber la energía producida por los sismos sin generar daños en la estructura principal. Como por ejemplo los disipadores de energía, que son una opción viable para disminuir los daños provocados por temblores (Jara, 1994).

Un tipo de disipadores innovador es el llamado “Shear Link Bozzo (SLB)”, este se caracteriza por la ductilidad de las conexiones SLB, las cuales funcionan como rótulas plásticas, permiten el ideal sismo resistente, es decir, un sistema con el nivel de fuerzas del sistema flexible, pero con el nivel de desplazamientos del sistema rígido, concentrando las demandas de ductilidad en conexiones fabricadas industrialmente y con propiedades mecánicas definidas. (Bozzo & Gaxiola , 2015, pág. 1)

Entonces con el fin de generar una mayor seguridad en las edificaciones y de esta manera salvaguardar de mejor manera la integridad física de las personas es que se plantea la comparación entre un sistema estructural convencional y el sistema estructural con disipadores “Shear Link Bozzo (SLB)”.

Respecto a la justificación por la elección de este proyecto se tuvo en cuenta dos factores. El primero de ellos es fortalecer el significado de nuestra Facultad de Arquitectura de Ingeniería Civil y del Ambiente (FAICA) ya que la propuesta arquitectónica es sacada de la tesis de Juárez Del Carpio, M. (2017). La segunda es que Arequipa cuenta con un déficit de Edificaciones destinadas a vivienda y la propuesta mencionada es una vivienda multifamiliar diseñada para varios usos (“Flexible”) y también tiene en cuenta el área de terreno más típica en la ciudad de Arequipa.

1.6 Delimitaciones del estudio

1.6.1 Alcance

La presente tesis considerara a los elementos de mampostería con fines únicamente arquitectónicos, es decir no se tomará en cuenta su aporte de rigidez a la estructura. Esto está justificado en que su rigidez es muy inferior a la del sistema estructural propuesto. Si se consideraran las cargas muertas que la mampostería aporta.

Por ser un edificio de altura baja-media no se tendrán en consideración los efectos $P-\Delta$ (momentos de segundo orden) para el análisis lineal.

Para el análisis de la estructura se usará el espectro de aceleraciones calculado según la norma E. 030 mas no acelerogramas reales, se realizará un análisis estático no lineal, mas no un análisis dinámico no lineal. En ningún caso se modelará o tomará en cuenta la interacción suelo-estructura.

1.6.2 Limitaciones

Una limitación que supondría esta investigación es que no se realizara un modelo experimental para la comprobación y comparación de resultados, ya que ello implicaría un gran coste y una gran demanda de tiempo.

1.6.3 Aporte de la investigación

Esta investigación pretende comparar el sistema usual de Diseño Estructural, el cual está basado únicamente en elementos de concreto armado (vigas, columnas, muros, losas y placas) con respecto a uno que incorpore disipadores Shear-Link-Bozzo. Para de esta manera ver las bondades y deficiencias de cada sistema estructural. Además, servirá de guía para el diseño de estructuras con el sistema innovador de disipadores SLB. Así mismo se comparará su costo económico refiriéndonos únicamente a los materiales.

Capítulo II

2 Fundamento Teórico

2.1 Marco teórico.

2.1.1 Movimientos Telúricos

Los movimientos telúricos también conocidos como sismos o terremotos son una causa relevante de pérdidas económicas como la destrucción o daño de edificios y aún más importantes pérdidas humanas. Por ello se debe tener en cuenta su efecto en el diseño de los edificios sobre todo en países de alta sismicidad como el Perú, por ejemplo.

Los movimientos telúricos son movimientos o vibraciones repentinas debido a deformaciones de la capa sólida más externa de la tierra, la litosfera. Es por ello que son fenómenos transitorios, estos movimientos generan las ondas sísmicas y estas, al llegar a la superficie, provocan las sacudidas sísmicas del terreno (Instituto Andaluz de Geofísica y Prevención de Desastres Sísmicos, 1994).

2.1.1.1 Ondas Sísmicas

Una de las formas en las que los terremotos disipan la gran energía liberada es mediante las ondas sísmicas. Las ondas sísmicas en su recorrido desde el epicentro del terremoto pueden verse reflejadas, amplificadas o mitigadas dependiendo del suelo en el que se propaguen y su distribución.

Las ondas sísmicas “son de dos tipos: Internas y Superficiales. Internas, que viajan en todas direcciones desde el foco sísmico, y superficiales que se generan por composición de las primeras y que se propagan fundamentalmente en las zonas más superficiales de la Tierra” (Instituto Andaluz de Geofísica y Prevención de Desastres Sísmicos, 1994).

Ondas sísmicas internas: viajan en todas direcciones desde el foco. Son de dos tipos: P y S.

Ondas P: Son ondas longitudinales de naturaleza similar a las ondas sonoras, que producen movimientos de las partículas en la misma dirección de la propagación de la onda y que hacen que la roca se

comprima y dilate a su paso. Son las primeras ondas que llegan, ya que su velocidad de propagación es la mayor.

(Fig. 1)

Ondas S: Son ondas transversales, que hacen vibrar lateralmente la roca a su paso y producen por tanto esfuerzos cortantes. No se propagan en líquidos y fluidos. Son las ondas que llegan en segundo lugar y son de mayor energía que las P. (Fig. 1).

Ondas superficiales: Son ondas que se propagan fundamentalmente por las capas más superficiales de la Tierra (son del mismo tipo que las ondas que viajan por la superficie del agua) y el desplazamiento de las partículas debido a ellas disminuye al aumentar la profundidad. Ambas transportan gran cantidad de energía y pueden provocar serios destrozos. Existen dos tipos de ondas superficiales: Ondas Love y Rayleigh. (Ilustración 1). La velocidad de las ondas sísmicas depende de las densidades de las diferentes capas de roca. (Instituto Andaluz de Geofísica y Prevención de Desastres Sísmicos, 1994, págs. 27-28)

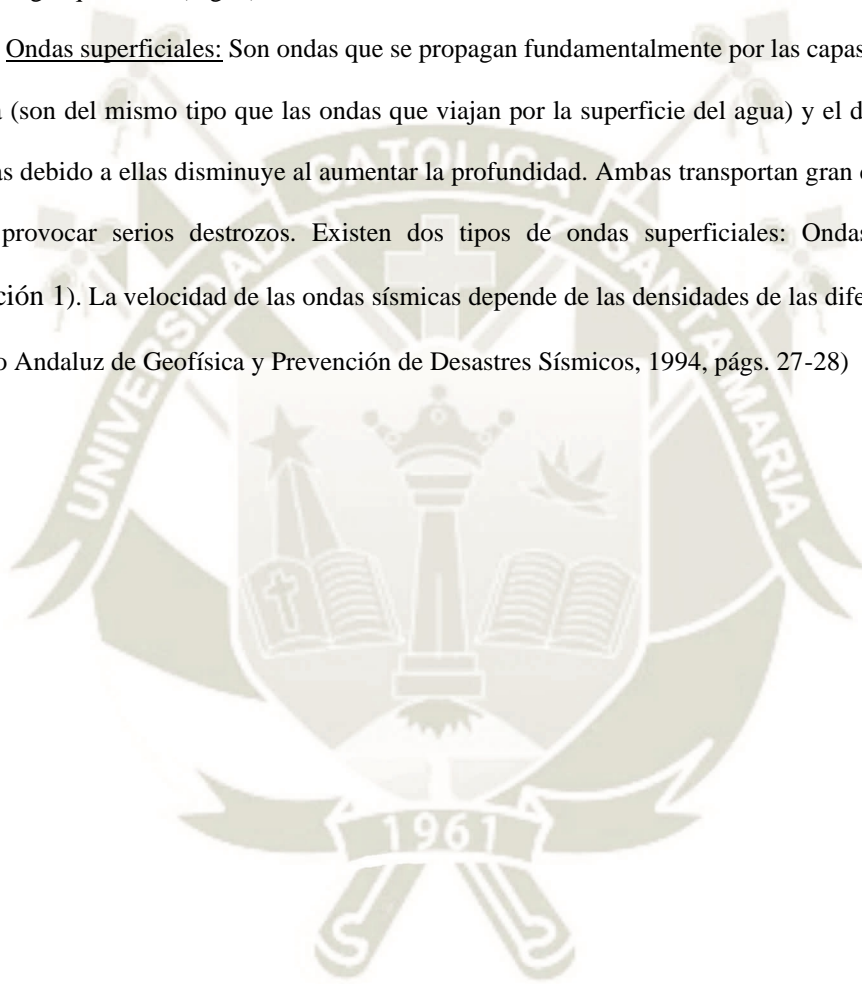
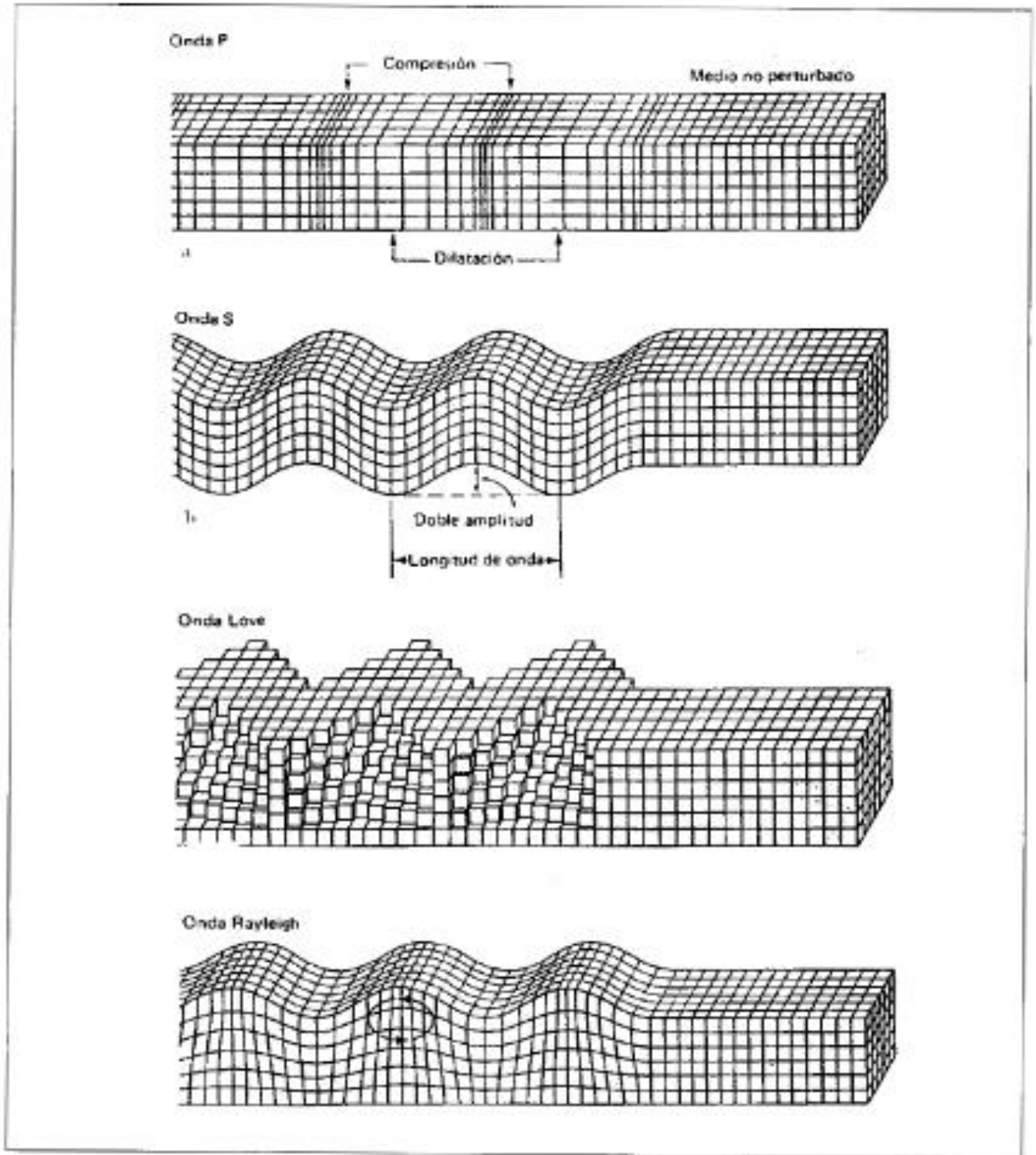


Ilustración 1 Movimiento del suelo para diferentes tipos de ondas sísmicas



Fuente: Bolt (1976)

2.1.2 Espectro de un terremoto

Un espectro muestra la respuesta de una estructura ante la vibración del terreno que la soporta. Existen una gran variedad de espectros según la reacción que se quiere comparar, ya sea espectro de respuesta de velocidad, deformación, aceleración, entre otros. El espectro de aceleración es el más habitual ya que se relaciona al cortante basal originada por el sismo. Y con esta cortante basal se puede comenzar la etapa de análisis estructural.

Normalmente los espectros se generan para estructuras de un grado de libertad pudiendo ser lineales elásticos o no lineales. La ecuación clásica de movimiento para un sistema de un grado de libertad lineal elástico es la siguiente:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = -M\ddot{u}_g(t)$$

Donde:

M: Masa

C: Amortiguamiento

K: Rigidez

$u(t)$: Desplazamiento relativo al suelo

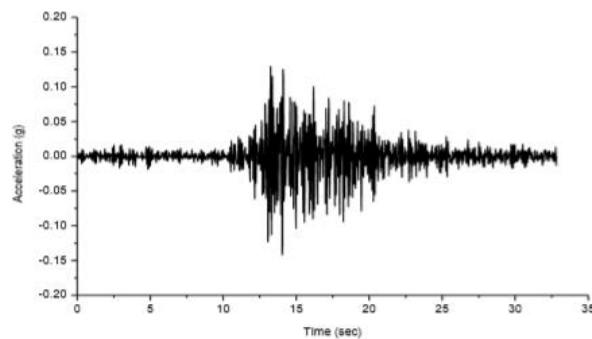
$\ddot{u}_g(t)$: Señal sísmica o aceleración producida por el sismo

Dividiendo esta ecuación por la masa se obtiene:

$$\ddot{u}(t) + \frac{C}{M}\dot{u}(t) + \frac{K}{M}u(t) = -\ddot{u}_g(t)$$

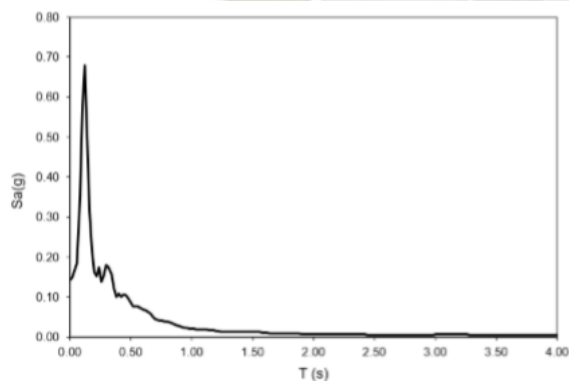
Donde $\frac{C}{M} = 2\rho\omega$ y $\frac{K}{M} = \omega^2$, además ω es la frecuencia circular, relacionada con el período y ρ es el porcentaje de amortiguamiento crítico. Por lo tanto, la respuesta de un sistema con un grado de libertad lineal elástico y, para un determinado registro sísmico, requiere únicamente de estos dos parámetros (Bozzo Fernández, 2018).

Ilustración 2 Acelerograma para la componente EW del sismo de Perú de 1974



Fuente: Bozzo Fernández (2018)

Ilustración 3 Espectro de respuesta lineal elástico para el terremoto de 1974



Fuente: Bozzo Fernández (2018)

Es preciso aclarar que el espectro de diseño propuesto en la norma E.030 representa los puntos máximos de un conjunto de acelerogramas de sismos probables para Perú, dicho de otra manera, es la envolvente de los mismos.

2.1.3 Sistemas de estructuración sismo-resistente

Los sistemas de estructuración que son sismo-resistentes buscan principalmente el comportamiento dúctil ante una falla dicho de otra manera buscan evitar la falla frágil. Es decir que se pierda bruscamente la rigidez ante la aplicación de cargas, en este caso la fuerza sísmica. El uso de la ductilidad es beneficioso ya que contribuye con la disipación de energía.

La falla frágil más común es la falla por cortante, un claro ejemplo de dicha falla se observa en vigas o columnas de longitud reducida. Esto es debido a que estos elementos presentan mucha mayor rigidez que otro de similares características, pero de mayor longitud y por tanto el cortante es mayor. Una posible solución podría darse reduciendo el refuerzo longitudinal de la viga de manera que se asegure el fallo por flexión y no por cortante.

Es importante también tener en cuenta la interacción con el suelo ya que se observa un mayor daño en estructuras flexibles cuando las condiciones locales del suelo corresponden a un suelo blando y, por lo contrario, cuando hay condiciones de suelo firme las estructuras rígidas sufren mayor concentración de daño. Por ejemplo, las condiciones del suelo de Lima son muy rígidas por lo que es recomendable el uso de estructuras aporticadas que no son sólo más económicas, sino que también más dúctiles y flexibles que las de muros de corte. Se ha podido comprobar la utilidad de este sistema durante los terremotos del 1966, 1970 y 1974 aunque en la actualidad son los muros de corte las estructuras utilizadas ya que la norma fija el desplazamiento entre pisos y estos dan mejor resultado. (Bozzo Fernández , 2018, pág. 11)

Como se mencionó anteriormente las vibraciones están determinadas por los parámetros dinámicos (masa, rigidez y amortiguamiento), y es modificando estas características estructurales como se minimiza la respuesta de la edificación (Gomez, Marulanda, & Thomson, 2007). La reducción de la respuesta estructural es el objetivo en el diseño, Ahora bien, existen dos grupos grandes de

dispositivos que reducen o contrarrestan la respuesta del edificio ante la energía proveniente del Sismo. Teniéndose:

2.1.3.1 Dispositivos de control pasivo

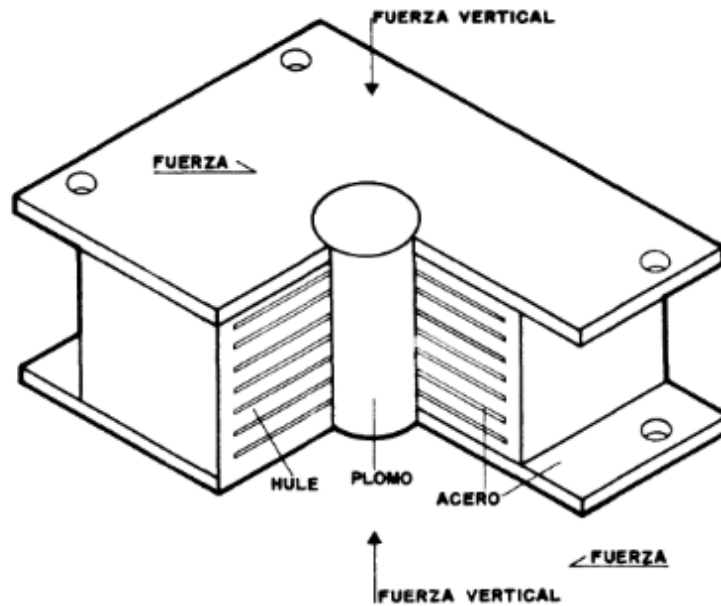
Un sistema de control pasivo no requiere una fuente externa de potencia. Los dispositivos de control pasivo producen fuerzas en respuesta al movimiento de la estructura. La energía total en un sistema estructural controlado pasivamente, incluyendo los dispositivos pasivos, no aumenta por dichos dispositivos (Gomez, Marulanda, & Thomson, 2007). Seguidamente se presentan algunos dispositivos de control pasivo.

2.1.3.1.1 Aisladores Sísmicos

El aislamiento de la base se logra al colocar algún tipo de capa flexible entre la estructura y la cimentación, lo que incrementa el período fundamental de la estructura y lo aleja de los períodos predominantes del suelo. Los cojinetes elastómeros son el sistema más comúnmente utilizado para el aislamiento (Inman, 1989).

Estos sistemas tienen como finalidad aislar la cimentación de la superestructura. Al colocarlos se alarga considerablemente el período fundamental de vibración de la estructura. Se han aplicado fundamentalmente en lugares donde los principales temblores que ocurren tienen gran contenido de frecuencias altas; así, la estructura se aleja de los períodos con amplificaciones importantes del terreno. (Jara, 1994, págs. 53,54)

Ilustración 4 Aislador de base con núcleo de plomo



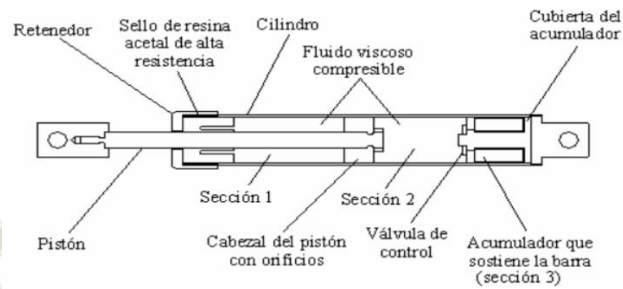
Fuente: Jara (1994)

2.1.3.1.2 Amortiguadores Sísmicos

La reducción de la fuerza sísmica empleando estos dispositivos se basa en el aumento del amortiguamiento estructural (reaccionan ante la velocidad), las demás características del edificio, tales como el periodo fundamental y la rigidez, no cambian significativamente (Bozzo & Barbat, 2000).

Este comportamiento de los amortiguadores puede explicarse mediante el comportamiento de un fluido viscoso, cuya fuerza resistente es directamente proporcional a la velocidad con la que es comprimido el fluido. Por lo tanto, cuando los amortiguadores lleguen a su máxima deformación, la velocidad del pistón y la fuerza de amortiguamiento serán cero; y contrariamente, para una deformación igual a cero, se llegará a la máxima velocidad del pistón y a la máxima fuerza del amortiguamiento.

Ilustración 5 Partes de un amortiguador viscoso

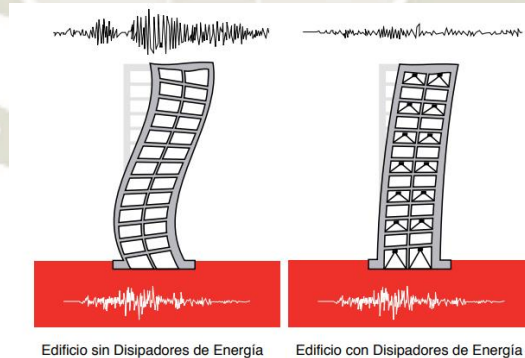


Fuente: *Morales & Contreras (2012)*

2.1.3.1.3 Disipadores Sísmicos

Los disipadores de energía son dispositivos diseñados para absorber la mayor cantidad posible de energía sísmica, evitando así que esta sea disipada mediante deformaciones inelásticas en los elementos estructurales. Esta absorción de la energía se da usualmente mediante la deformación de estos elementos, los más usados son los disipadores de fluencia de metales. La Ilustración 6 muestra la respuesta sísmica de una estructura sin disipadores y con disipadores de energía (Enciso, 2019).

Ilustración 6 Edificio sin disipadores y con disipadores de energía



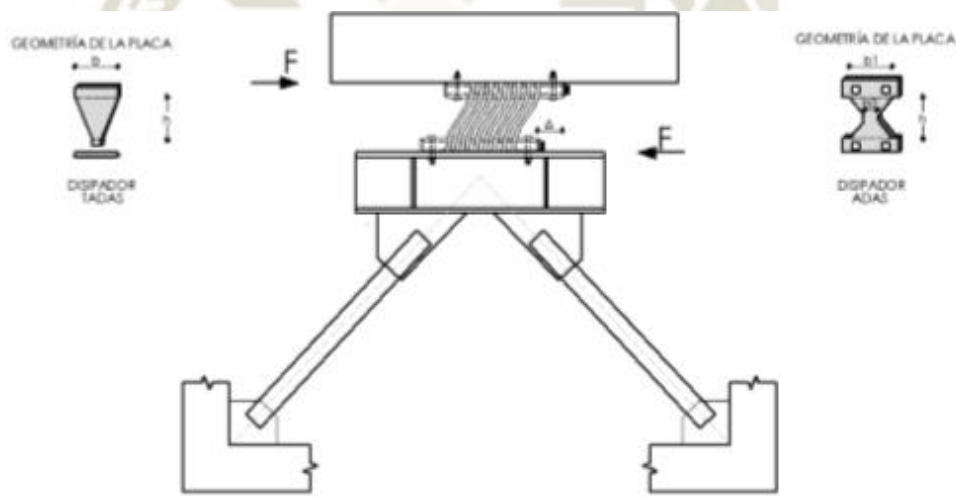
Fuente: *Camara Chilena de la Construccion (2011)*

Los principales tipos de disipadores de energía son los siguientes:

Disipadores por fluencia de metales

Las propiedades de los disipadores de metal están definidas por su geometría, así como por el material de elaboración (definirá módulo de elasticidad y corte). Una de las características más sustanciales de estos dispositivos es que al deformarse, plastifican y cambian las características dinámicas de la estructura, tales como el periodo y la rigidez. Entre los más representativos tenemos los disipadores TADAS y ADAS, ambos son dispositivos compuestos por un conjunto de placas de acero paralelas, de espesor constante y cuya sección transversal es en forma triangular (TADAS) y en forma de X(ADAS) (Aguiar, Rodriguez, & Mora, 2016).

Ilustración 7 Disipador ADAS y TADAS



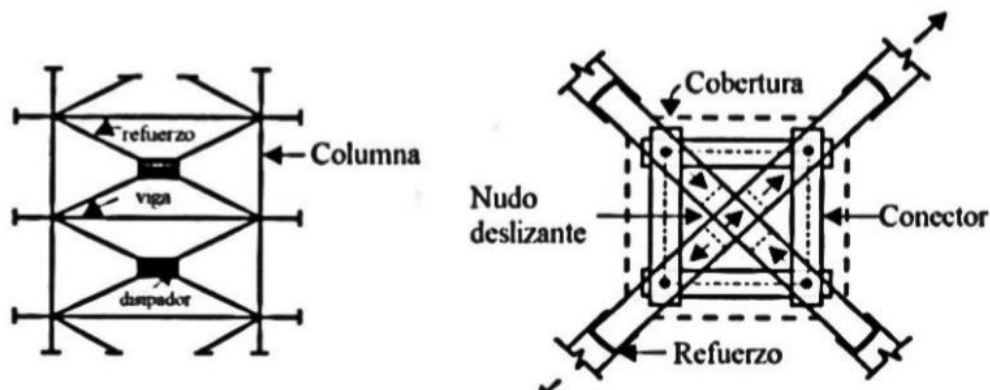
Fuente: Aguilar, Rodriguez, & Mora (2016)

Disipadores por Fricción

La forma de disipación de energía es mediante fuerzas de fricción que se presentan por el desplazamiento relativo entre dos superficies de contacto bajo presión. La fuerza de fricción producida en cada conexión es igual al producto de la fuerza normal por el coeficiente de rozamiento (Villareal & Oviedo, 2009). El mayor inconveniente que presentan estos dispositivos según Bozzo &

Barbat (2000) es que el coeficiente de fricción, durante el desplazamiento, depende de la velocidad, de la presión normal y de las condiciones de las superficies en contacto, debido a esto resulta dificultoso certificar un coeficiente de fricción independiente del tiempo y de las condiciones de los disipadores.

Ilustración 8 Disipador de Energía del tipo Friccionante.



Fuente: Villareal & Oviedo (2009)

2.1.3.2 Principios Fundamentales de la Disipación de Energía

La incorporación de disipadores o amortiguadores de energía en una estructura hace que la respuesta sísmica mejore, debido a que estos dispositivos cambian las características dinámicas de la estructura mediante el incremento de la rigidez o amortiguamiento.

Para edificaciones basadas en concreto armado el amortiguamiento inherente se asume que es de 5% (Norma E030) los amortiguadores pueden incrementar este valor hasta un 20% y 40%, aumento que reduce la pseudoaceleración y por consiguiente la fuerza sísmica. En el caso de los disipadores, estos dispositivos no modifican el amortiguamiento de la estructura, sino que lo rigidizan mucho más, es

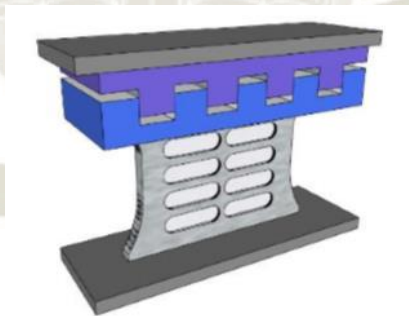
decir modifican los periodos iniciales de la estructura y los desplazamientos laterales, que son sinónimo de daños, se reducen (Bozzo, 2018).

2.1.3.3 Fundamento teórico del disipador SLB

Los disipadores SLB son conexiones metálicas no lineales que se fundamentan en el incremento localizado de la ductilidad del edificio, es decir son disipadores por fluencia de metales. Es el único sistema de disipación de energía con un doble modo de disipación, por corte y flexión, que permite mayor seguridad y capacidad (Bozzo & Barbat, 2000).

Se trata de un dispositivo novedoso, ya que estos disipadores no transmiten fuerza axial, lo que les permite su presencia en cualquier nivel del edificio independientemente de si los elementos son continuos en altura o no. Mediante la incorporación de estos dispositivos se busca unificar los campos de control moderno y diseño clásico de estructuras basados en ductilidad e hiperestatismo (Bozzo & Gaxiola, 2015). La Ilustración 9 muestra el disipador sísmico SLB.

Ilustración 9 Disipador SLB



Fuente: Aguilar, Bozzo, Coyago, & Andino (2016)

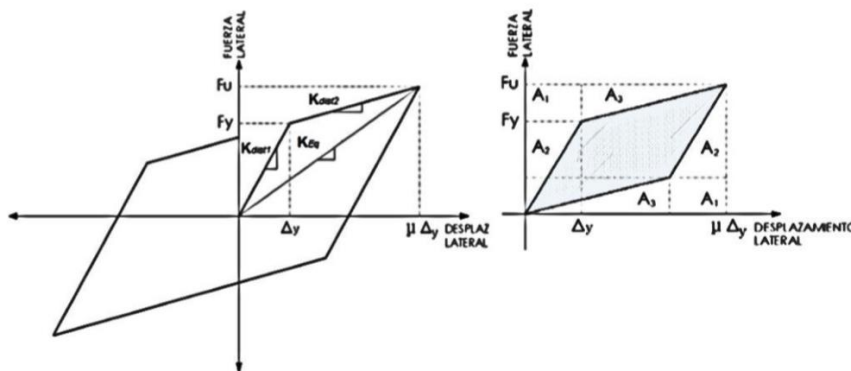
A diferencia de los sistemas convencionales que concentran los daños en los elementos estructurales (vigas, columnas, muros, etc.), las edificaciones con disipadores SLB concentran los daños en dispositivos fabricados industrialmente en condiciones que aseguren un gran grado de calidad (Aguilar, Bozzo, Coyago, & Andino, 2016).

Más que un determinado disipador, la conexión SLB es una rotula plástica que el diseñador puede posicionar según su ingenio y conocimientos. Estos dispositivos presentan un comportamiento totalmente dúctil, de este modo el efecto del movimiento sísmico se desvía de la estructura a estos puntos diseñados especialmente para este fin, evitando daños en la estructura (Hurtado & Bozzo, 2008).

2.1.3.3.1 Energía disipada por un disipador SLB.

La energía disipada (ED) en un ciclo de histéresis, se obtiene evaluando el área bajo la curva histerética representada por el área sombreada (Ilustración 10) y multiplicando el resultado por 4 debido a que esa área representa la cuarta parte del área total de la curva histerética.

Ilustración 10 Diagrama de histéresis bilineal y área sombreada bajo curva



Fuente: Aguiar, Rodriguez, & Mora (2016)

“Para la variedad de disipadores SLB que se fabrican en la actualidad se tiene energía de disipación comprendidas entre 54 kN.cm y 1160 kN.cm” (Hurtado & Bozzo, 2008, p. 8).

2.1.3.3.2 Componentes del disipador SLB

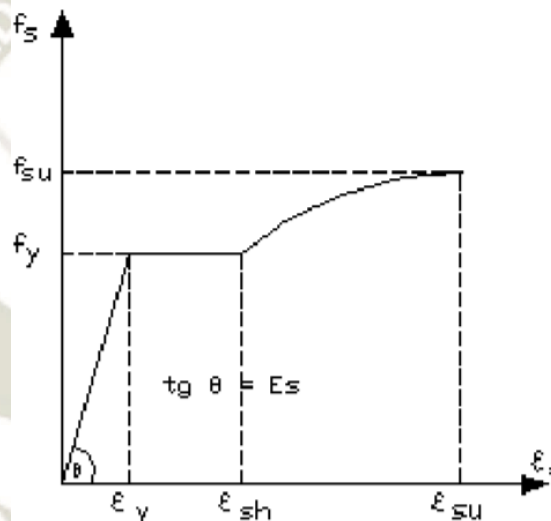
Los componentes del disipador se pueden apreciar en las próximas ilustraciones, sin embargo, todas sus partes están hechas en Acero.

El disipador por plastificación de metales SLB está fabricado en base Acero ASTM A36 ($F_y=2530\text{kg/cm}^2$) o ASTM572 ($F_y=3550\text{kg/cm}^2$) dependiendo de la demanda a la que se someterá.

Comportamiento del acero frente a cargas estáticas

La curva esfuerzo-deformación describe el comportamiento del acero ante ensayo de tensión uniaxial de forma incrementada a una velocidad lenta y controlada hasta que llega su resistencia última (Enciso, 2019).

Ilustración 11 Diagrama esfuerzo-deformación del acero



Fuente: Aguiar R. , *Análisis por desmepeño* (2003)

La Ilustración 11 muestra el comportamiento del acero frente a cargas estáticas, presenta tres regiones definidas. La primera de ellas es la zona elástica o lineal que está definida desde el origen hasta el par ordenado (ϵ_y, f_y) que es el punto de fluencia del acero. La segunda región es la zona perfectamente plástica del acero en el que se producen únicamente deformaciones para el mismo esfuerzo de fluencia hasta llegar a la tercera región a partir del cual inicia una fase de endurecimiento por deformación donde ocurren deformaciones para pequeños incrementos de esfuerzos hasta llegar al par ordenado (ϵ_{su}, f_{su}) donde se genera el esfuerzo último que resiste el acero a partir del cual inicia la región de

estricción caracterizada por una reducción de la sección del espécimen ensayado, en este tramo el acero se va poniendo menos tenso hasta el momento de la rotura (Enciso, 2019).

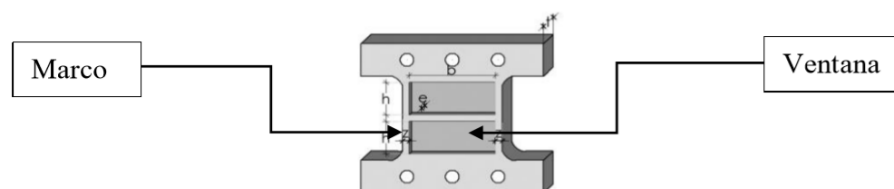
Configuración geométrica y partes del disipador SLB.

El disipador SLB está compuesto por marcos y ventanas que son su mecanismo de disipación de energía, la cantidad de los mismos depende de la fuerza cortante a la que serán sometidos (Ilustración 12), estos últimos son creados mediante un proceso propuesto por Cahis (1998) citado en Hurtado & Bozzo (2008, pág. 2) el cual emplea una fresadora de tal manera que no exista parte soldada entre ambas partes. Las ventanas representan zonas débiles (trabajan por esfuerzo cortante) que se plastifican a medida que va ocurriendo un movimiento sísmico.

Además, acerca de las ventanas Nuzzo, Losanno, Serino, & Bozzo (2015) mencionan que, gracias a sus pequeñas dimensiones transversales, permiten una disipación de energía uniforme para valores muy pequeños de fuerza cortante y como resultado, tienen la ventaja de comenzar a disipar energía para deformaciones muy pequeñas (decimas de milímetro) con el potencial de ir reduciendo derivas.

Los dispositivos deben diseñarse de tal manera que se alcance la fluencia antes que se produzca el pandeo de las ventanas más delgadas, ya que causa una reducción significativa de la capacidad disipativa (Nuzzo, Losanno, Serino, & Bozzo, 2015).

Ilustración 12 Disipador SLB de dos ventanas

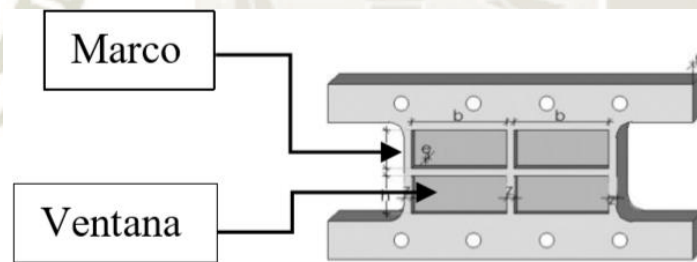


Fuente: Aguiar R. (2015)

Es evidente notar que para mayores fuerzas cortantes de plastificación se requerirán mayores dimensiones en los marcos, así como un mayor espesor en las ventanas. Cabe resaltar que este proceso ya se ha realizado (mediante modelo FEM) por el Ing. Luis Bozzo quien es el creador de estos dispositivos y dueño de la empresa que los fabrica (Postensa S.A.C.), quien nos facilita unas tablas de diseño que están en el Anexo .Existen diferentes configuraciones del disipador SLB, tal como indica Hurtado & Bozzo (2008), el concepto básico detrás del disipador SLB es proporcionar una articulación plástica disponible para diferentes fuerzas y desplazamientos de plastificación.

El dispositivo mostrado en la Ilustración 12 se compone de dos marcos rigidizadores y dos ventanas en la dirección lateral. La Ilustración 13 muestra otro tipo de configuración el cual consiste en cuatro ventanas y tres marcos rigidizadores.

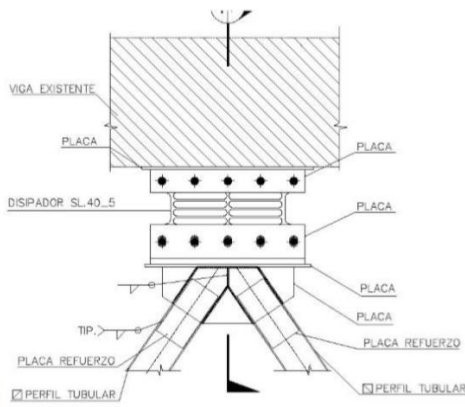
Ilustración 13 Disipador SLB de cuatro ventanas.



Fuente: Aguilar, Bozzo, Coyago , & Andino (2016)

De la Ilustración 13 como indica la parte superior tiene orificios circulares donde van los pernos que unen al disipador SLB con la Viga. En la parte inferior los orificios tienen forma de ovalo donde van los pernos (colisos verticales), los cuales pueden desplazarse verticalmente, de esta manera se evitan transmitir cargas axiales a la estructura inferior usualmente un cortaviento chevrón o un muro desacoplado.

Ilustración 14 Contraviento Chevrón con disipador SLB



Fuente: Aguiar R. (2015)

En el 2017, se incluye nuevas configuraciones de disipadores SLB, los cuales se muestran en la Ilustración 15. El disipador SLB con conexión tipo peine cumple con todos los requerimientos del disipador anteriormente descrito ya que tampoco transmite fuerza axial debido a la separación que se deja entre el peine superior y el peine inferior; sin embargo, presenta una mayor rigidez. (Enciso, 2019, pág. 42)

Ilustración 15 Disipador SLB con conexión tipo peine



Fuente: Enciso (2019)

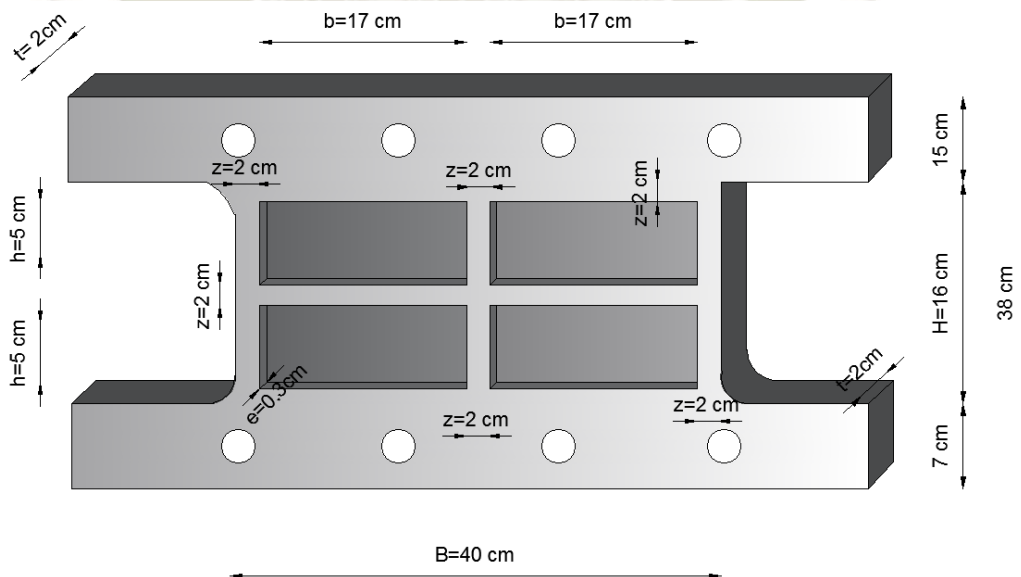
Los dispositivos antes mencionados trabajan ante la presencia de pequeñas deformaciones. pueden llegar a trabajar con deformaciones de decimas de milímetro (Bozzo Fernández , 2018).Adicionalmente Aguiar, Bozzo, Coyago , & Andino (2016) mencionan que los marcos trabajan frente a los de esfuerzo flexión de manera similar a columnas biempotradas mientras que las

ventanas trabajan mediante esfuerzos de corte. Diseñar un dispositivo de disipación de energía SLB consiste en definir una serie de parámetros como las dimensiones y el grado del acero a usar (Nuzzo, Losanno, Serino, & Bozzo, 2015). Para realizar un análisis no lineal se tienen que conocer el comportamiento lineal y no lineal de todos los elementos que conformen la estructura, no es la excepción para los disipadores SLB. Por lo que a continuación se procede a deducir algunas de sus propiedades.

2.1.3.3 Modelo Analítico del Disipador SLB.

El modelo a analizar es un dispositivo compuesto de 3 marcos (similares a columnas) y 4 ventanas, el parámetro a obtener será la Rigidez Lateral del disipador. Seguidamente se muestra la representación matemática del disipador SLB que posee ventanas de 3 mm de espesor y de un marco cuadrado de 2 cm de sección transversal. La configuración geométrica se muestra en la Ilustración 16.

Ilustración 16 Geometría de disipador SLB



Fuente: Aguilar, Bozzo, Coyago, & Andino (2016)

Basándonos en la deducción propuesta en Aguilar, Bozzo, Coyago , & Andino, (2016) los marcos trabajan como columnas biempotradas en sus extremos con rigidez kr y las ventanas trabajan a corte con rigidez k_w (Ilustración 17) .

Rigidez al corte de ventana (k_w):

$$k_w = \frac{nGA_w}{h} \quad (1)$$

$$A_w = be \quad (2)$$

Donde:

- n: Número de ventanas
- A_w : Área de sección que trabaja a corte
- b: Ancho de la ventana
- e: Espesor de la ventana
- G: Módulo de corte del material
- h: Altura de ventana.

Para el ejemplo se tiene (4 ventanas):

$$k_w = \frac{4GA_w}{h} \quad (3)$$

Rigidez a corte del marco (k_r):

$$k_r = np \frac{12EI}{h^3} \quad (4)$$

$$I = \frac{tz^3}{12} \quad (5)$$

Donde:

np: Número de marcos referidos a cada nivel de ventanas

E: Módulo de elasticidad del material

I: Momento de Inercia a flexión.

t: Espesor del marco,

z: Ancho del marco,

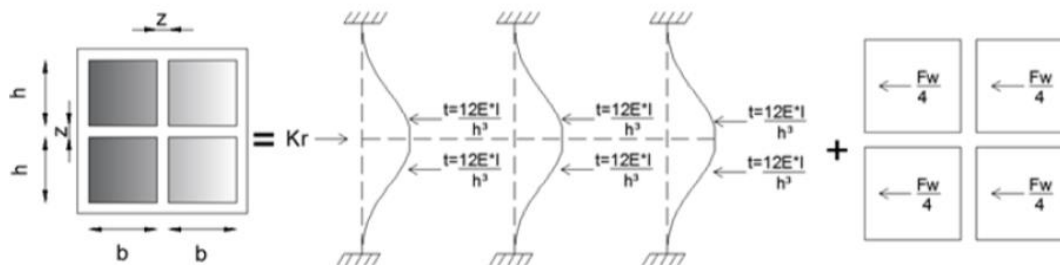
Para el ejemplo se tiene (6 marcos referidos a cada nivel de ventanas):

$$k_r = \frac{72EI}{h^3} \quad (6)$$

Rigidez equivalente de sistema marco-ventana:

Para determinar la rigidez equivalente se tiene que sumar ambas rigideces ya que se considera un sistema de resortes en paralelo (misma deformación lateral para el sistema). La Ilustración 17 muestra el aporte de rigidez de cada elemento del disipador

Ilustración 17 Rigidez de marco y ventana de dissipador SLB de 4 ventanas.



Fuente: Aguilar, Bozzo, Coyago, & Andino (2016)

Por tanto, la rigidez del sistema marco ventana:

$$k_{dist1} = k_r + k_w \quad (7)$$

$$k_{dist1} = n \frac{12EI}{h^3} + n \frac{GA}{h} \quad (8)$$

$$k_{dist1} = \frac{72EI}{h^3} + \frac{4GA}{h} \quad (9)$$

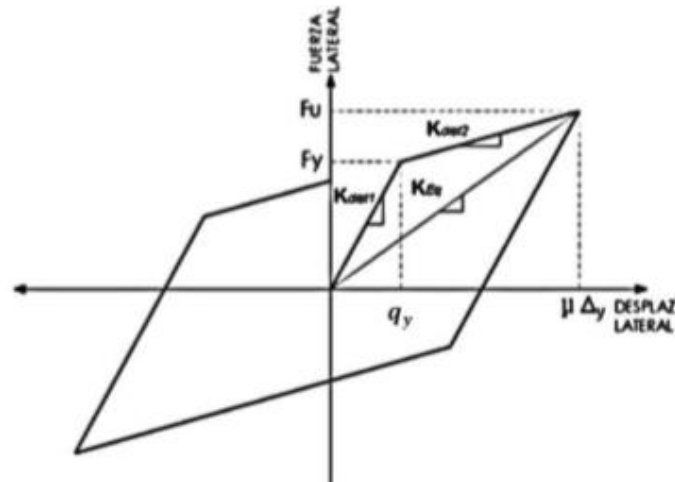
Es interesante resaltar que si se consideran un mayor número de marcos se proporcionará mayor rigidez al dispositivo SLB y esto a su vez conllevará una mayor disipación de energía (Hurtado & Bozzo, 2008), sin embargo, el área de las ventanas se reducirá lo que lo hará menos sensible a deformaciones pequeñas.

Parámetros del modelo bilineal

El modelo bilineal está definido por parámetros como la rigidez elástica ($Kdis1$), la rigidez después de la fluencia ($Kdis2$), el desplazamiento de fluencia (qy) la fuerza de fluencia (Fy), el desplazamiento máximo (μqy) y la fuerza máxima ($Fmax$). Estos parámetros permiten una aproximación correcta al comportamiento real de los dissipadores SLB ya que representan

adecuadamente las propiedades mecánicas de los mismos. El modelo bilineal está representado mediante la Ilustración 18 el cual es un gráfico que representa la curva de histéresis de comportamiento de un disipador frente a la aplicación de fuerzas laterales.

Ilustración 18 Modelo Bilineal



Fuente: Aguiar, Rodriguez, & Mora (2016)

La rigidez K_{dis1} representa el comportamiento lineal del disipador, esto se da para fuerzas cortantes de baja y moderada magnitud. El tramo cuya rigidez está representada por K_{dis2} , denota el comportamiento después de la fluencia del material, el cual se da para fuerzas cortantes más elevadas, es decir, fuerzas que superan el valor de la fluencia del material, este comportamiento se caracteriza por que para pequeños incrementos de carga se tienen grandes deformaciones ($K_{dis1} \gg K_{dis2}$). A partir del punto máximo del diagrama de histéresis, se inicia el proceso de descarga en el disipador, generado por el sismo en sentido opuesto. A Continuación, se mostrará los procedimientos para el cálculo de los parámetros mecánicos lineales y no lineales (Enciso, 2019).

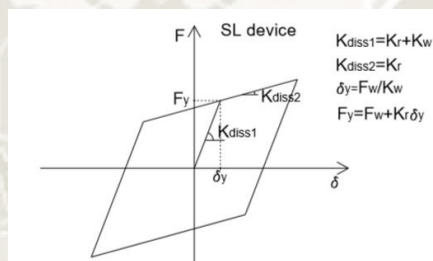
Rigidez post-elástica k_{dist2}

El valor de k_{dis1} es igual a la suma de la rigidez de la ventana más la rigidez del marco definida por la ecuación La rigidez plástica k_{dis2} se determina mediante (1)

$$k_{dist2} = \alpha k_{dist1} \quad (1)$$

Cabe resaltar que para la obtención de k_{dis2} se tiene solo en cuenta el aporte por flexión de los marcos ya que no se considera el aporte de la ventana después del punto de fluencia. Como figura en la Ilustración 19.

Ilustración 19 Modelo Bilineal de disipador SLB



Fuente: Nuzzo, Losanno, Serino, & Bozzo (2015)

2.1.3.3.4 Modelo Histerético de los disipadores SLB

El modelo de plasticidad que representa el comportamiento de los disipadores SLB es el modelo de Wen (1980). Este modelo está compuesto de una fuerza que está en función de dos variables; “x” que representa el desplazamiento y la variable “z” que es adimensional. La siguiente ecuación define el modelo:

$$F_{res}(x, z) = \alpha kx + (1-\alpha)kz$$

La variable “z” está definida por:

$$\dot{z} = A\dot{x} - \beta z|\dot{x}||z|^{n-1} - \gamma x|\dot{z}|^n$$

Donde:

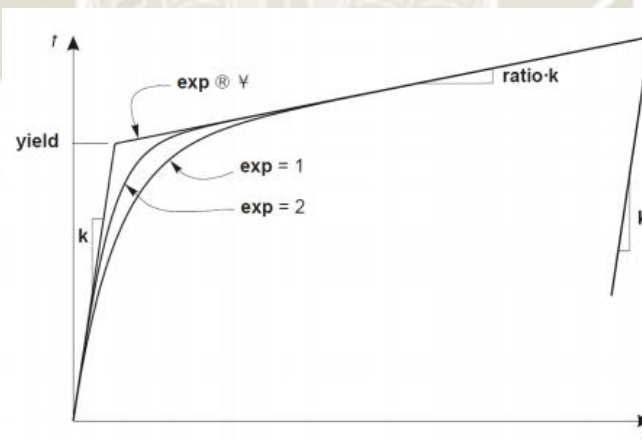
A: Factor de escala general

α : Coeficiente que relaciona rigidez elástica y no elástica

β, γ : Definen la forma de la curva

n: Modula la transición entre la zona elástica y no elástica.

Ilustración 20 Comportamiento Histerético propuesto por Wen (1980)



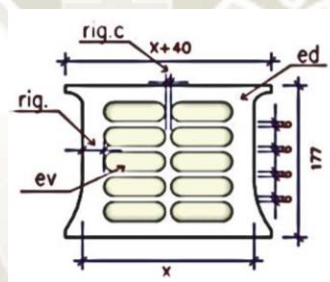
Fuente: Iasevoli (2018)

Según estudios experimentales un valor de n=2 (exp) representa de manera más óptima el comportamiento de los disipadores SLB.

2.1.3.3.5 Criterios de selección y distribución de disipadores SLB

El criterio de selección del disipador SLB es la fuerza cortante que llega al mismo, para mayores fuerzas cortantes se tendrá dispositivos de mayores dimensiones. Para la selección de estos dispositivos (que se encuentran en el mercado) se recurre a una tabla de diseño en el que están definidas características mecánicas y geométricas para determinados rangos de fuerzas cortantes (Anexo). En la Ilustración 21 se muestra un dispositivo SLB con la identificación de sus partes más representativas.

Ilustración 21 Geometría y características comerciales del disipador SLB



Fuente: Hurtado & Bozzo (2008)

La forma en que se denomina a cara disipador SLB es la siguiente:

$SLB (ed)X_Y$

Donde:

X = Ancho del disipador en cm

Y = Espesor de la ventana (ev) en mm

ed = depende del espesor del disipador en mm, ed = 2 para placas de 19 mm, ed = 3 para placas de 25 mm, ed = 4, para placas de 38 mm.

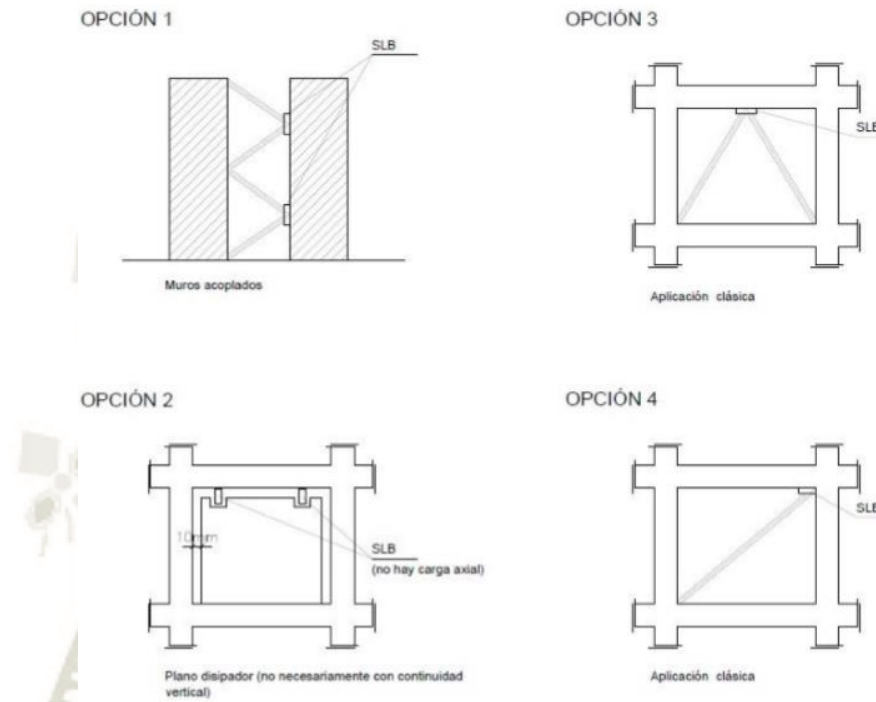
La distribución de los disipadores SLB se da generalmente en zonas donde se quiera aumentar la rigidez y ductilidad de la estructura, se tiene que tener en cuenta que estos no deben colocarse en zonas donde generen excentricidad de rigidez (evitar esfuerzos de torsión). Tal y como recomienda la norma E.030 para cualquier elemento estructural.

2.1.3.3.6 Formas de Colocación de disipadores SLB

Hay gran variedad de aplicaciones de los disipadores SLB, es inventiva del diseñador donde aplicarlos, sin embargo, las más usadas son las mostradas en la Ilustración 22 .

La opción 1 se presenta en muros acoplados, la opción 2 se presenta en muros desacoplados, la opción 3 se presenta en Contravientos Chevron y la opción 4 se presenta con una diagonal simple. En los últimos 3 casos se debe tener en cuenta que no se requiere una continuidad vertical de estos elementos ya que como se mencionó anteriormente estos disipadores no transmiten carga axial.

Ilustración 22 Formas de colocación del dissipador SLB.



Fuente: Bozzo & Gaxiola (2015)

2.1.3.3.7 Características y beneficios del dissipador SLB

Gracias a ensayos experimentales que se hicieron en los laboratorios de ISMES (Italia) y la Pontificia Universidad Católica del Perú, así como su desempeño en edificaciones ya construidas se pueden demostrar las siguientes características y beneficios que provee el dissipador SLB.

- Posee un doble modo de disipación de energía. El primero es disipación por esfuerzos cortantes que aporta la ventana. El segundo es disipación por esfuerzos a flexión que aporta el marco. Esto es sumamente beneficioso ya que se continúa disipando energía una vez que la ventana se degrada. Aunque esta energía disipada no se tiene en cuenta el diseño, es decir solo se tiene en cuenta la energía disipada por el primer modo de funcionamiento (corte). Lo que proporciona un factor de seguridad adicional en el diseño de los mismos. (Hurtado & Bozzo, 2008, pág. 2)

- La disipación de energía es estable y uniforme cuando no se presentan pandeo en la ventana. Condición garantizada para modelos comerciales ya que se sometieron a ensayos.
- Se basan en el principio de ductilidad y plastificación del acero por lo que los modelos de idealización son sencillos. Otros dispositivos como los amortiguadores (influye la temperatura) o los disipadores por fricción (influye la velocidad de aplicación de la carga) requieren modelos complejos (Hurtado & Bozzo, 2008).
- Como presenta ciclos estables de histéresis y gran número de ellos, no es necesario cambiarlo después de un sismo severo, solo es necesario realizar una inspección visual (Hurtado & Bozzo, 2008).
- Modifican el periodo del edificio instantáneamente (Bozzo Fernández , 2018).
- El Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R) puede reducirse ya que se aumenta la ductilidad y rigidez mediante los disipadores SLB.
- El disipador es capaz de absorber la energía generada por un terremoto de grado 8, los disipadores se activan absorbiendo la energía en puntos específicos protegiendo de esta manera el resto de elementos estructurales (Bozzo Fernández , 2018)
- Los disipadores empiezan a proteger la estructura desde derivas de decimas de milímetro (Hurtado & Bozzo, 2008).
- El dispositivo puede ser utilizado para aumentar la resistencia de estructuras existentes o para proporcionar ductilidad a edificios nuevos.
- El disipador SLB no transmite carga axial lo que permite que haya discontinuidad vertical de elementos estructurales como muros (muro desacoplado).

2.1.3.3.8 Procedimiento de selección de los disipadores SLB

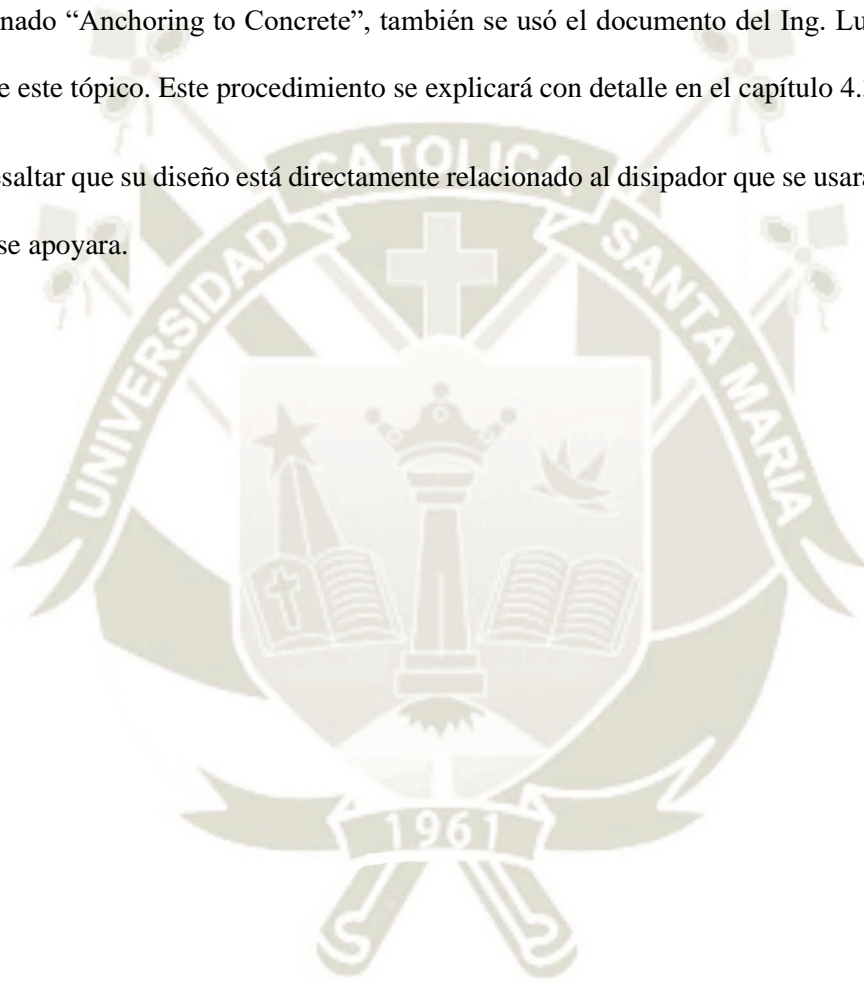
El procedimiento de selección de los disipadores es un proceso de prueba y error propuesto por el Ing. Luis Bozzo, que básicamente buscar iterar el tipo del disipador hasta que este se corresponda con

la fuerza cortante que puede soportar el mismo. Este procedimiento se explicará con detalle en el capítulo 4.3.

2.1.3.3.9 Diseño de Anclajes de Dispositivos SLB

El diseño de los anclajes se basará en la normativa ACI318-19 específicamente en su capítulo 17 denominado “Anchoring to Concrete”, también se usó el documento del Ing. Luis Bozzo en el que habla de este tópico. Este procedimiento se explicará con detalle en el capítulo 4.3.

Cabe resaltar que su diseño está directamente relacionado al dissipador que se usara, así como al muro en que se apoyara.



2.1.4 Procedimientos de análisis estructural

Las edificaciones por su configuración estructural poseen una determinada resistencia ante cargas (gravedad, viento, sismo, etc.). La resistencia de la estructura está directamente relacionada a los materiales que la componen, así como a la geometría de los elementos y su distribución. Existen procedimientos lineales y no lineales (referido a el comportamiento del material), que se pueden aplicar a partir de considerar diferentes modelos de idealización de los grados de libertad (Detallado o completo, sistemas MDOF o sistemas SDOF) así mismo se pueden considerar diferentes formas de someter la estructura a la fuerza sísmica (espectro, registros sísmicos). Se procederá a explicar de manera breve algunos tipos de procedimientos de análisis estructural poniendo énfasis en el método del espectro de capacidad.

2.1.4.1 Procedimientos lineales

Este análisis relaciona las deformaciones y esfuerzos de manera lineal es decir solo considera el comportamiento elástico. Es aconsejable utilizarlos cuando la estructura no posee irregularidades en planta ni en elevación. Los procedimientos lineales se pueden desarrollar en forma estática o dinámica. Entendiéndose por dinámico al análisis en el que las propiedades de la estructura van modificándose en el tiempo, así como las fuerzas externas.

2.1.4.2 Procedimientos no lineales

Estos procedimientos son los más próximos al comportamiento real de la estructura, con este análisis se puede definir los mecanismos de falla (ubicación de rotulas plásticas) y el potencial de un colapso progresivo. Los procedimientos se pueden desarrollar de forma estática o dinámica.

El comportamiento no lineal necesita elementos no lineales, es decir, capaces de tener una curva esfuerzo deformación no lineal, por ende, la rigidez variara según el punto de la curva esfuerzo deformación. Existe una variedad de formas de representar la no linealidad en los elementos

estructurales, la más práctica es mediante la inclusión de rotulas plásticas en los diferentes elementos estructurales.

2.1.4.2.1 Análisis estático no lineal

Cuando las estructuras se someten a cargas de sismo se producen deformaciones en los elementos (especialmente laterales). Para fuerzas cortantes moderadas, las deformaciones en los elementos permanecen en el rango elástico y los daños son mínimos; mientras que para fuerzas cortantes de magnitud considerable las deformaciones en los elementos podrían exceder su capacidad elástica y la edificación tendrá daño. El análisis no lineal permite obtener una mejor respuesta de la estructura ante movimientos sísmicos ya que considera que los elementos estructurales tienen rigidez aun después del punto de fluencia, esto a su vez permite definir el mecanismo de falla, así como las rotulas plásticas que se van formando.

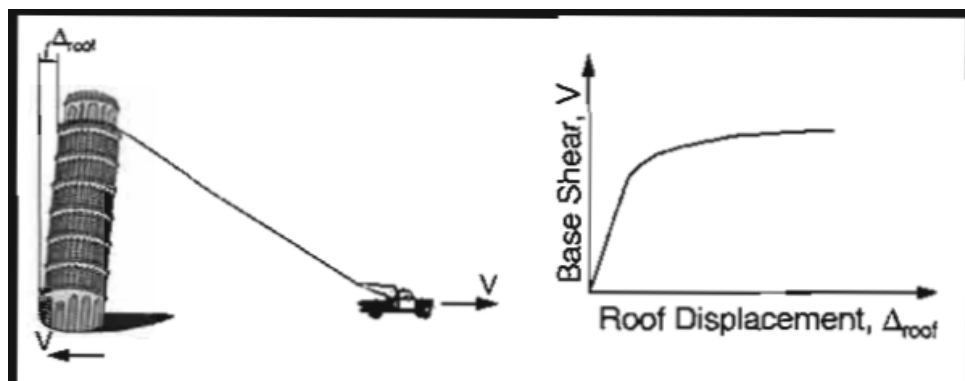
El método usual para evaluar el comportamiento ante cargas laterales es el siguiente:

Análisis de colapso (Push-Over)

Esta metodología permite obtener la capacidad de una estructura, consiste en una fuerza lateral o empuje lateral incremental hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Este procedimiento permite identificar la secuencia de agrietamiento, cedencia y fallo de cada uno de los componentes, estados límites de servicio y el historial de deformaciones (usualmente del ultimo nivel de la edificación) y cortantes en la estructura, que corresponde a la curva de capacidad. Este análisis incorpora las características no lineales de esfuerzo de deformación de los elementos, por lo que requiere que los elementos estructurales estén ya diseñados. La curva de capacidad está asociada a la disminución de la rigidez de la estructura, la cedencia de los elementos y en general al daño ante un sismo. A través de la aplicación de cargas monotónicas crecientes a la estructura y siguiendo un análisis no lineal, en el que la rigidez cambia en función de la deformación de la estructura (lo que

generará rotulas plásticas) se obtendrá la relación entre el cortante basal (V) y el desplazamiento lateral en el tope del edificio (Δ) (Aguiar R. , 2003).

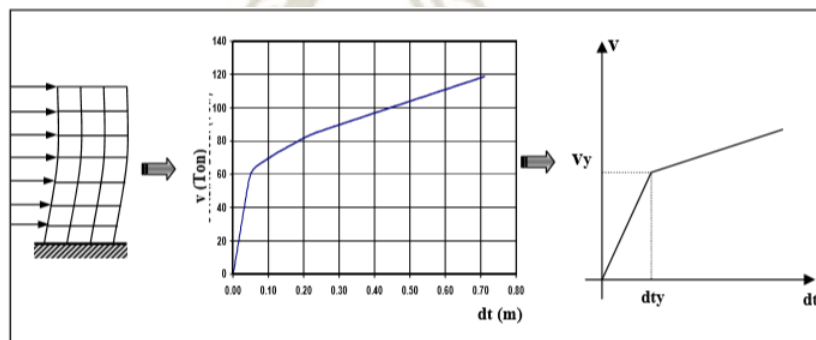
Ilustración 23 Relación cortante basal y desplazamiento



Fuente: Applied Technology Council (1996)

La curva de capacidad tiene una forma suavizada como se muestra en la Ilustración 23, esta misma usualmente se aproxima a una curva bilineal idealizada (el criterio más usado es el de áreas iguales), donde se identifica el punto de fluencia (Δ_y ; V_y). La Ilustración 24 representa la curva de capacidad de la estructura. La pendiente en cualquier punto de la curva es la rigidez lateral del sistema, que disminuye en función a la deformación de la edificación.

Ilustración 24 Curva de capacidad



Fuente: Aguair R. (2003)

Método del espectro de capacidad-demanda

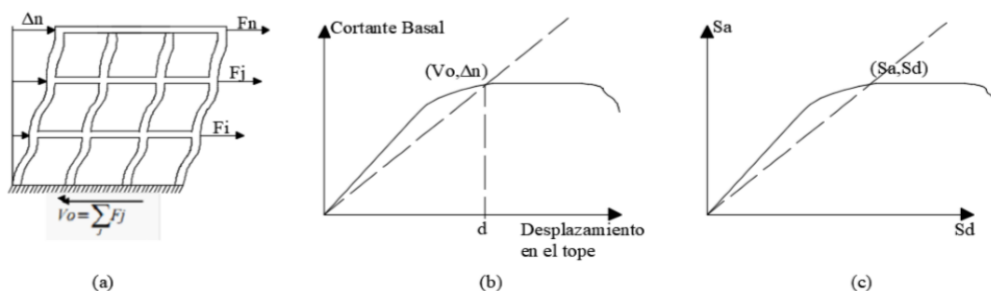
Este método permite definir gráficamente el desempeño sísmico de la estructura a través de la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda. Se tiene que recurrir a una conversión tanto de la curva de capacidad como del espectro de demanda, para que tengan los mismos ejes, esto mediante un Análisis Modal. El método compara el espectro de capacidad estructural con el de demanda sísmica, así se obtendrá el desplazamiento máximo, también llamado punto de desempeño. En el punto de desempeño la demanda y la capacidad son iguales de esta manera se calcula la respuesta máxima del edificio.

Espectro de capacidad

La curva de capacidad (Δy ; V_y) puede ser transformada a un espectro de capacidad (S_d , S_a) mediante sus propiedades modales (usualmente para el primer modo de vibración). El espectro de capacidad relaciona la aceleración con el desplazamiento, representado por la aceleración espectral, S_a , en función del desplazamiento espectral, S_d . Esta conversión define que para cada par ordenado de la curva de capacidad existe un par ordenado en el espectro de capacidad.

El espectro de capacidad se obtiene en función del modelo estructural sometido a un estado de carga incremental (Ilustración 25a), es decir a un análisis Push-Over. Con el cual se obtiene la curva de capacidad (Ilustración 25b) la que nos proporciona la rigidez efectiva relacionada con el desplazamiento (V_o , Δn). Para posteriormente obtener el espectro de capacidad para un período efectivo T (Ilustración 25c). Para realizar esta conversión es necesario recurrir a las ecuaciones de la dinámica estructural, con lo que llegaremos al análisis modal y mediante este arreglo se transforman las coordenadas.

Ilustración 25 Espectro de Capacidad



Fuente: Ramirez (2018)

Espectro de demanda

La demanda sísmica se define a partir del pseudo-espectro de respuesta elástica de aceleración (Ilustración 26a), normalmente definido para el 5% de amortiguamiento en estructuras de concreto armado. El espectro de respuesta elástico (T, S_a) debe ser transformado a un espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (Ilustración 26b). Para obtener el espectro de demanda es necesario convertir cada par ordenado del espectro de respuesta que relaciona el periodo vs la aceleración espectral (T, S_a) en un par ordenado del espectro de demanda (S_d, S_a), definido por:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

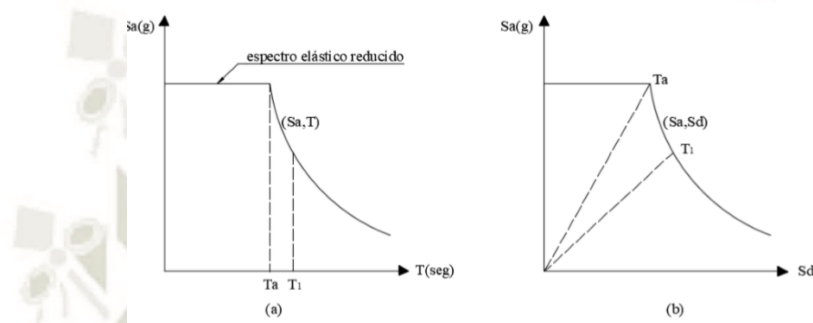
Donde g = Aceleración de la gravedad

El espectro de demanda representa gráficamente la aceleración máxima de respuesta respecto al desplazamiento máximo, para un periodo (usualmente el asociado al primer modo de vibración) y nivel de amortiguamiento dado.

Para altos niveles de deformación se espera alta capacidad de disipar energía, la demanda sísmica inicial debe ser reducida, esto se hace mediante el Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R) que define la norma E030 el cual está asociado al amortiguamiento efectivo y/o a la

ductilidad, de esta manera se obtiene el espectro de diseño inelástico. De igual manera en este método el espectro elástico debe ser reducido a uno inelástico, el método hace uso del amortiguamiento efectivo (función de la ductilidad y el amortiguamiento inherente).

Ilustración 26 Espectro de demanda elástico

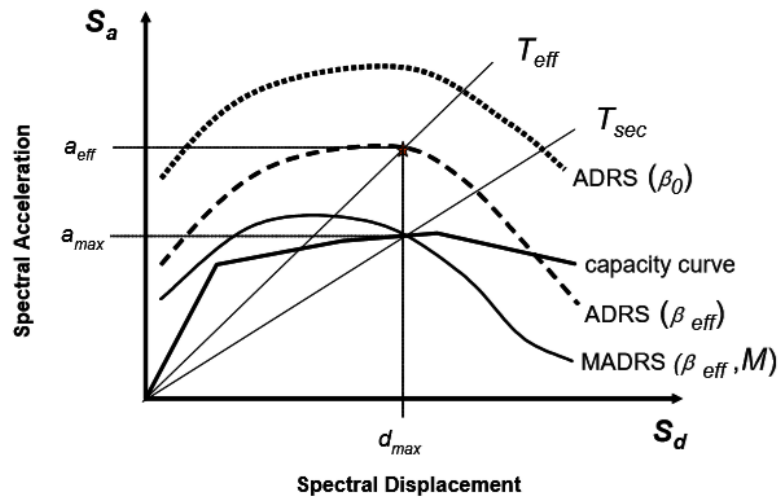


Fuente: Ramirez (2018)

Estimación de la respuesta sísmica máxima

Al incluir al espectro de capacidad y el espectro de demanda sísmica inelástico se puede identificar la intersección de las curvas, definiendo de esta manera el punto de desempeño (A, d), donde se iguala la demanda y la capacidad. Para el cual es necesario transformar el espectro de demanda elástico en inelástico. Este punto define la respuesta en función al modo fundamental de vibración en términos de pseudo- aceleración y pseudo-desplazamiento espectral asociado a un desplazamiento máximo. La Ilustración 27 describe gráficamente el procedimiento para encontrar el punto de desempeño. El procedimiento que se usara en la presente tesis es el propuesto por el ATC 40 y se tendrán en cuenta las mejoras y sugerencias del FEMA 440.

Ilustración 27 Curvas para determinar capacidad



Fuente: (Applied Technology Council, 2005)

El método del espectro de capacidad, nos permite determinar la respuesta estructural máxima del sistema y evaluar el desempeño del edificio durante un movimiento sísmico específico. Este desempeño está directamente relacionado a el desplazamiento que se obtiene de la intersección de las curvas, los límites del desempeño están usualmente en función de la altura máxima de la edificación o drifts máximos

2.1.4.2.2 Consideraciones de Comisión Visión 2000

Si bien es cierto la norma E030 nos propone un espectro de demanda para una *aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años (sismo raro o severo)*, el comité Visión 2000 recomienda que una vez se tenga el diseño para el sismo raro se analice el desempeño de la estructura para los sismos frecuente, ocasional e incluso muy raro (Tabla 1). Esto debido a que se ha visto que algunas edificaciones presentan gran daño para sismos frecuentes y ocasionales.

Tabla 1 Parámetros de los sismos de análisis por el Comité VISION 2000.

Sismo	Vida Útil	Probabilidad De Excedencia	Periodo De Retorno
Frecuente	30 años	50%	43 años
Ocasional	50 años	50%	72 años
Raro	50 años	10%	475 años
Muy Raro	100 años	10%	970 años

Fuente: (Structural Engineers Association of California, 1995)

En este tópico se han realizado investigaciones peruanas (Aguilar R. , 2003) que proponen los niveles de demanda, en función de la demanda de diseño propuesta en la E060 (sismo raro), seguidamente se muestra las propuestas:

Tabla 2 Parámetros de los sismos de análisis por investigaciones peruanas

Sismo	Nivel de demanda	Probabilidad De Excedencia	Periodo De Retorno
Frecuente	$S_{a1} = \frac{S_{ae}}{2}$	69%	43 años
Ocasional	$S_{a2} = 1.25S_{a1}$	50%	75 años
Raro	$S_{a3} = S_{ae}$	10%	475 años
Muy Raro	$S_{a4} = 1.25S_{ae}$	5%	1000 años

Fuente: (Aguir R., 2003)

En esta investigación se calculará el desempeño para estos cuatro niveles de demanda basado en las investigaciones peruanas.

El comité visión 2000 también propone sus niveles de desempeño en función de la distorsión de piso como lo muestra la Tabla 3.

Tabla 3 Distorsiones de Piso máximas por el Comité VISION 2000

Operacional	Inmediatamente Ocupacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso	Colapso
< 0.2% +/-	< 0.5% +/-	< 1.5% +/-	< 2.5% +/-	> 2.5% +/-

Fuente: (Structural Engineers Association of California, 1995)

Sin embargo, se usará el criterio propuesto por el ATC-40 que considera de manera similar las distorsiones o drifts del punto de control del desplazamiento para definir los Niveles de Desempeño.

Tabla 3 Límites de deformación (ATC-40)

Límite de deriva de entrepiso	Nivel de Desempeño			
	Ocupación Inmediata	Control de Daño	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
<i>Máxima deriva total</i>	<i>0.01</i>	<i>0.01-0.02</i>	<i>0.02</i>	<i>0.33(Vi/Pi)</i>
<i>Máxima deriva inelástica</i>	<i>0.005</i>	<i>0.005-0.015</i>	-	-

2.1.4.2.3 Requerimientos del Análisis por Desempeño

Para realizar el análisis por desempeño se requiere de la curva de capacidad. La curva de capacidad mide el desplazamiento del punto de control (usualmente el último piso) con respecto a la cortante basal a la que está asociada, para obtener estas derivas tenemos que conocer la rigidez que aporta cada elemento del sistema estructural en cada estado de carga. Es importante resaltar que por ser un análisis no lineal la rigidez de la estructura ira variando según el daño de los elementos, esta variación de rigidez se obtiene al medir la pendiente del diagrama de momento curvatura. Pero para obtener esa curva se requiere tener la sección del elemento estructural ya diseñada, así como como su curva esfuerzo-deformación de cada material que compone nuestra sección del elemento estructural. Es por ello que a continuación se procede a explicar las curvas esfuerzo-deformación usadas en esta investigación.

2.1.4.2.3.1 Curva esfuerzo-deformación de Concreto sin confinamiento

El modelo que se usara es la propuesta de Mander, Priestley, & Park (1988), este modelo representa el comportamiento del concreto sin confinar ante cargas de compresión uniaxial.

$$f_c = \begin{cases} \frac{(f'_c \cdot x \cdot r)}{r - 1 + x^r} & \varepsilon_c \leq 2\varepsilon_{co} \\ \left(\frac{2r f'_c}{r - 1 + 2r} \right) \left(\frac{\varepsilon_{sp} - \varepsilon_c}{\varepsilon_{sp} - 2\varepsilon_o} \right) & 2\varepsilon_{co} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{sp} \end{cases}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_c}{\varepsilon_{c0}}$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}}$$

Donde:

f'_c = Resistencia a compresión del concreto o arrojado de ensayo uniaxial

ε_{c0} : Deformación unitaria de Aplastamiento (usualmente inicia en 0.002)

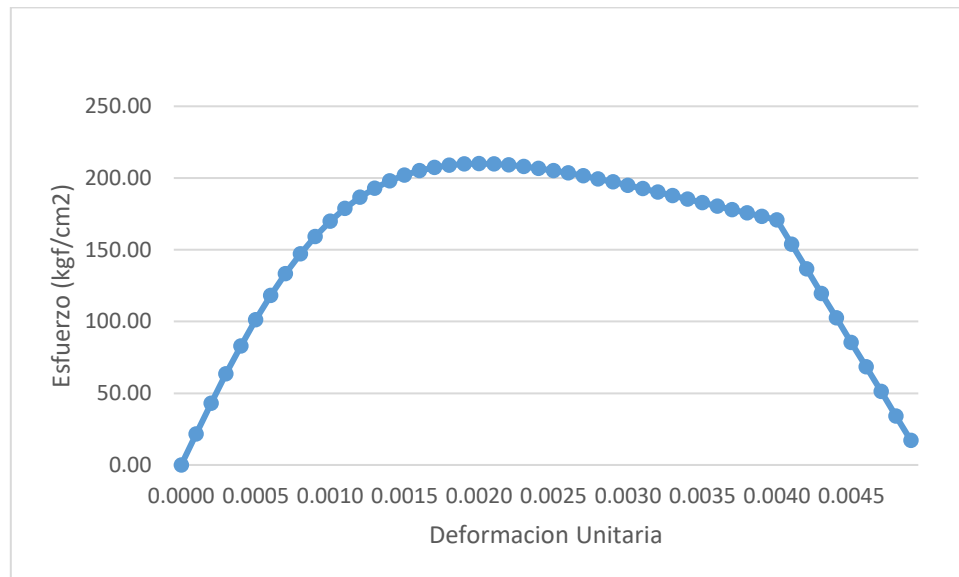
ε_{sp} : Deformación unitaria del desprendimiento del recubrimiento (usualmente 0.005)

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

ε_c : Deformación unitaria de concreto (parametro a variar)

Seguidamente se muestra la curva para un $f'_c = 210 \frac{kgf}{cm^2}$

Ilustración 28 Curva esfuerzo-deformación de concreto no confinado ($f'_c=210 \text{ kgf/cm}^2$)



2.1.4.2.3.2 Curva esfuerzo-deformación de Concreto con confinamiento

La gran mayoría de elementos estructurales tienen un refuerzo longitudinal y/o transversal (estribos), estos refuerzos confieren un confinamiento al concreto que está rodeado por los mismos. Este confinamiento modifica el comportamiento del concreto es decir modifica su curva esfuerzo-deformación, para la representación de esta curva se usará el modelo de Mander. Priestley y Park (1988). El modelo que se presentara es válido para secciones rectangulares y con estribos de la misma forma, es decir no es apta para estribos circulares o en forma de espiral. Si se quiere más información de cómo representar esos casos recurrir a Mander, J., Priestley, M., & Park, R. (1988). *Theoretical Stress-Strain model for confined concrete*. California: ASC.

Este modelo predice el comportamiento del concreto confinado mediante las siguientes formulaciones:

$$f_c = \frac{(f'_{cc} \cdot x \cdot r)}{r - 1 + x^r}$$

Donde:

f'_{cc} = Resistencia a compresión del concreto confinado.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$

ε_{co} = Deformación unitaria del concreto no confinado (0.002)

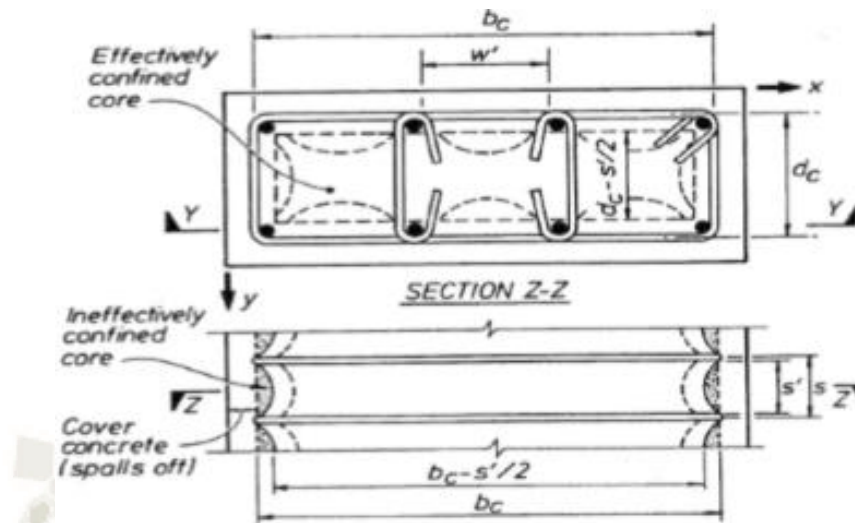
f'_{co} = Resistencia a compresión del concreto no confinado

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

ε_c : Deformación unitaria de concreto confinado (parametro a variar)

Para obtener f'_{cc} (Resistencia a compresión del concreto confinado) se tiene que analizar la influencia de los refuerzos longitudinales y transversales y para ello nos apoyaremos de la Ilustración 29.

Ilustración 29 Núcleo de confinamiento efectivo para una sección rectangular



Fuente: Mander, Priestley, & Park (1988)

Esta ilustración lo que nos quiere decir es que no toda el área dentro de los estribos es la que actúa como confinada. Existen parábolas (extremo inicia a 45°) que no son consideradas confinadas en la sección además de mostrar que a lo largo del elemento (entre los estribos transversales) el área de confinamiento se reduce aún más.

El objetivo es hallar:

$$f'_l = f_l k_e$$

Donde:

f'_l : Presión de confinamiento efectiva

f_l : Presión lateral del refuerzo transversal

k_e : Coeficiente de confinamiento efectivo

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}}$$

A_e : Área efectiva del núcleo de concreto confinado

A_{cc} : Área de concreto dentro de los ejes del estribo

$$A_{cc} = A_c(1 - \rho_{cc})$$

A_c : Área dentro de los ejes del estribo

ρ_{cc} : Relación de área reforzada longitudinalmente y

área del centro de la sección (dentro de eje de estribo)

De la Ilustración 29 se puede obtener la siguiente ecuación:

$$A_e = \left(b_c * d_c - \frac{\sum_{i=1}^n (w'_i)^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)$$

El término $\frac{\sum_{i=1}^n (w'_i)^2}{6}$ representa el área de las parábolas en la sección y los dos términos de la derecha aportan la influencia de la separación de los estribos antes mencionada. Seguidamente:

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{\sum_{i=1}^n (w'_i)^2}{6b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{(1 - \rho_{cc})}$$

Que surge de un remplazo en las fórmulas antes mencionadas.

Seguidamente se procede a obtener f_l (Presión lateral del refuerzo transversal) para cada dirección. Para ello definimos el porcentaje de confinamiento en cada dirección del elemento.

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s d_c}$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{s b_c}$$

Donde:

A_{sx} y A_{sy} : Son el área de los ramales de estribos existentes en cada dirección.

Luego:

$$f_{lx} = \rho_x f_{yh}$$

$$f_{ly} = \rho_y f_{yh}$$

Donde:

f_{yh} : Esfuerzo de fluencia en el acero de refuerzo (4200 kg/cm²).

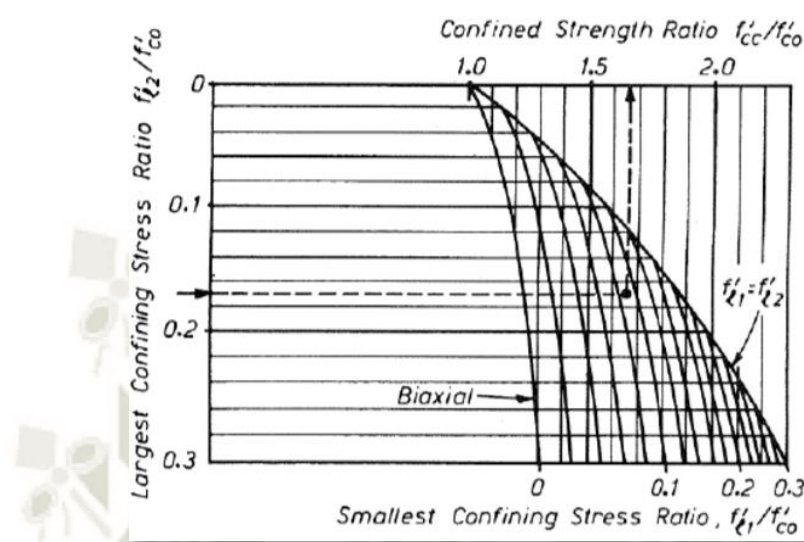
Posteriormente se calcula f'_l (Presión de confinamiento efectiva) para cada dirección.

$$f'_{lx} = f_{lx} k_e$$

$$f'_{ly} = f_{ly} k_e$$

Finalmente, para obtener f'_{cc} (Resistencia a compresión del concreto confinado) tenemos que dividir f'_{lx} y f'_{ly} entre f'_{co} que no es otra cosa que la resistencia a compresión del concreto sin confinar y luego entrar al siguiente nomograma:

Ilustración 30 Nomograma para el cálculo del factor de resistencia por confinamiento en el concreto



Fuente: Mander, Priestley, & Park (1988)

Ahora solo quedaría definir la deformación unitaria ultima, que es la siguiente:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{sm}}{f'_{cc}}$$

Donde:

ε_{sm} : Elongación máxima del acero (usualmente 0.1)

$$\rho_s = \rho_x + \rho_y$$

Ahora para ejemplificar la aplicación del modelo se procede a resolver la siguiente columna, se consideró el refuerzo longitudinal y transversal mínimo propuesto en la norma peruana E.060:

Ilustración 31 Columna de Ejemplo

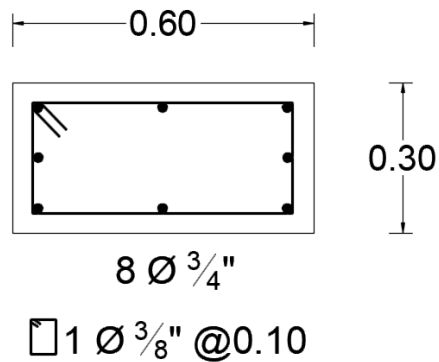


Tabla 4 Datos de Columna de Ejemplo

b=	60.0000	cm		
d=	30.0000	cm		
r=	4.0000	cm		
ϕ estribos=	0.9525	cm	Area ϕ estribo=	0.7126 cm ²
S estribos=	10.0000	cm		
ϕ longitudinal=	1.9050	cm	Area ϕ longitudinal=	2.8502 cm ²

Tabla 5 Parámetros de modelo de Mander para columna de Ejemplo

A_c	=	1074.4223	cm ²
$A_i = \frac{\sum_{i=1}^n (w'_i)^2}{6}$	=	164.1320	cm ²
w'	=	22.1900	cm
A_e	=	651.3107	cm ²
s'	=	9.0475	cm
b_c	=	51.0475	cm
d_c	=	21.0475	cm
k_e	=	0.6127	
ρ_{cc}	=	0.0106	
f_{lx}	=	28.4380	kgf/cm ²
f_{ly}	=	11.7253	kgf/cm ²
A_{sx}	=	1.4251	cm ²
A_{sy}	=	1.4251	cm ²

ρ_x	=	0.0068	
ρ_y	=	0.0028	
f_{yh}	=	4200.0000	kgf/cm ²
f'_{lx}	=	17.4239	kgf/cm ²
f'_{ly}	=	7.1841	kgf/cm ²
$\frac{f'_{lx}}{f'_c}$	=	0.0830	
$\frac{f'_{ly}}{f'_c}$	=	0.0342	
f'_c	=	210.0000	kgf/cm ²

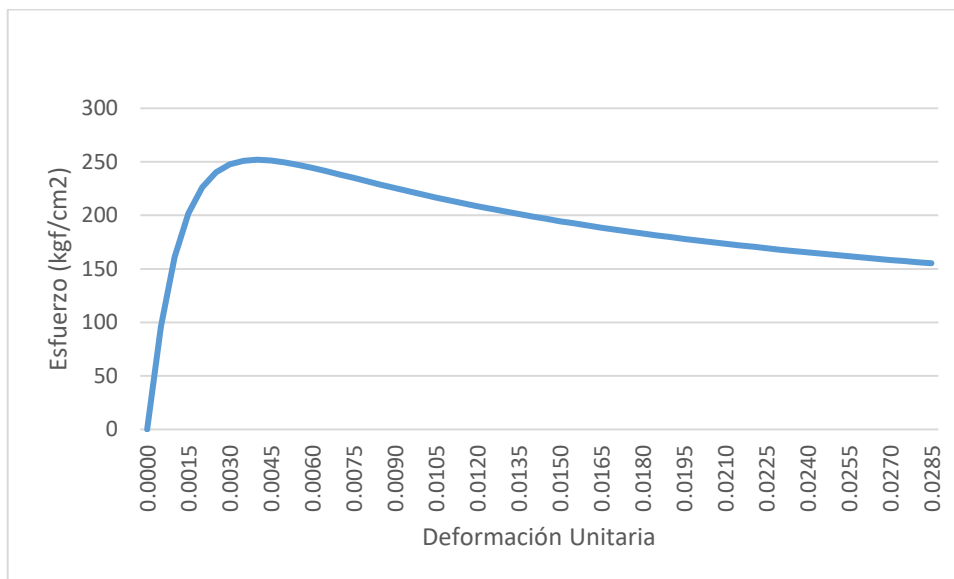
Coef. Nomograma=	1.2
------------------	-----

ε_{cc}	=	0.0040	
ε_{co}	=	0.0020	

r	=	1.4081	
E_c	=	217370.6512	kgf/cm ²
E_{sec}	=	63000.0000	kgf/cm ²
ε_{cu}	=	0.0285	
ε_{sm}	=	0.1100	
ρ_s	=	0.0096	

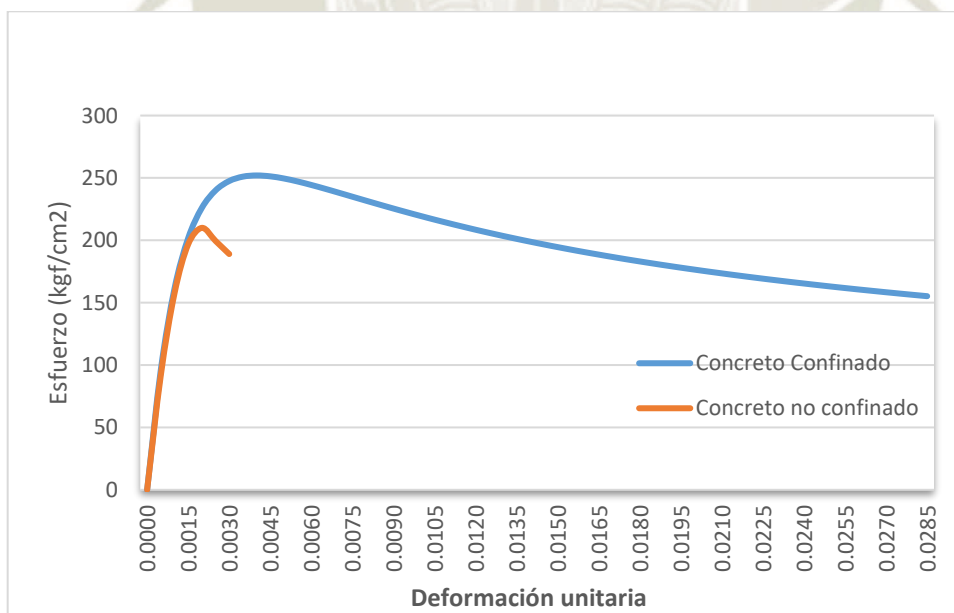
Tabulando los valores de la deformación unitaria se obtiene:

Ilustración 32 Curva esfuerzo-deformación de concreto confinado



Seguidamente se comparará el efecto del confinamiento con la capacidad de soportar esfuerzos.

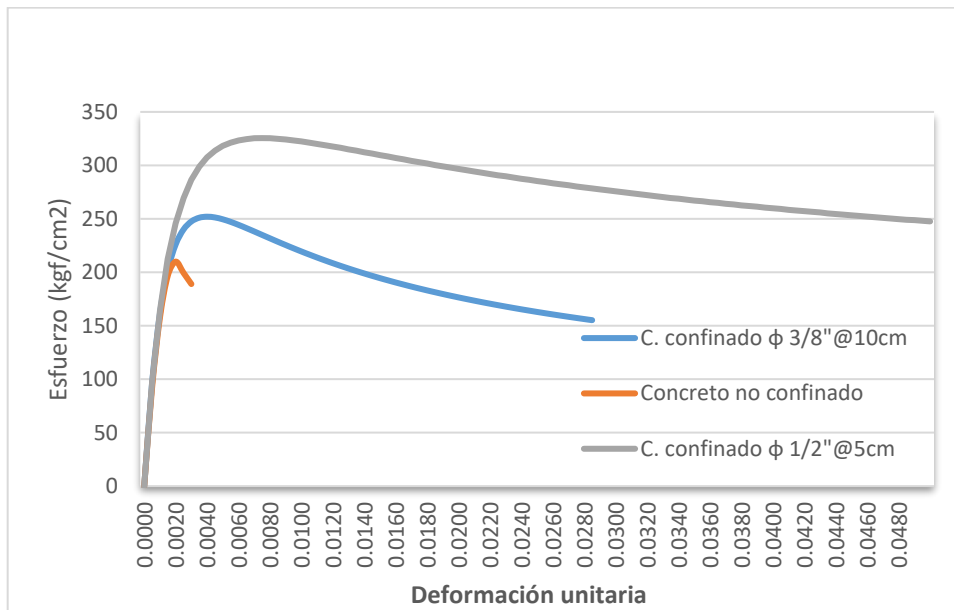
Ilustración 33 Comparación curva esfuerzo-deformación de concreto confinado y no confinado



Como se puede observar el confinamiento le confiere una mayor capacidad de soportar esfuerzos y también le permite deformarse de mayor manera, es decir, posee mayor capacidad de ductilidad.

Finalmente se mostrará el efecto de la cantidad de estribos, así como su diámetro en la capacidad de soportar esfuerzos.

Ilustración 34 Comparación curva esfuerzo-deformación de concreto confinado con diferente refuerzo transversal



Como se puede apreciar el uso del refuerzo transversal es importante a para una correcta respuesta del elemento estructural, esta es una de las razones por las que la norma E.060 limita el espaciamiento máximo entre los mismos y el diámetro mínimo a usar.

2.1.4.2.3.3 Curva esfuerzo-deformación de Acero

El modelo que se utilizara en esta investigación es propuesto por y Andrade Loureiro Pipa que es mostrado en la investigación de Bustamante (2015). Este modelo es uno de los más aproximados al comportamiento real del acero, por encima del modelo trilineal y por supuesto del modelo perfectamente plástico.

Este modelo propone las siguientes formulaciones:

$$\text{Zona elástica } (0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y): \quad f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y$$

$$\text{Zona de fluencia } (\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}): \quad f_s = f_y$$

$$\text{Zona de endurecimiento } (\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}): \quad f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^P$$

Donde Mander nos propone:

$$P = E_{sh} \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \right)$$

Andrade Loureiro Pipa mediante ensayos experimentales nos propone las siguientes expresiones (Bustamante , 2015):

$$\varepsilon_{sh}(\%) = 5.93 - 0.00776f_y$$

$$E_{sh}(\%) = 6.32f_y - 225$$

$$E_{su}(\%) = 23.8 - 0.0244f_y$$

$$f_u = 161 - 0.88f_y$$

Cabe resaltar que las expresiones son deducidas para el esfuerzo de fluencia del acero en unidades de MPa. Con las fórmulas antes mencionadas se obtiene los siguientes valores.:

$$\varepsilon_{sh}(\%) = 0.0273$$

$$E_{sh} = 24250.42 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_{su}(\%) = 0.137$$

$$f_u = 5337.18 \text{ Kg/cm}^2$$

Sin embargo, Aceros Arequipa que es el principal proveedor de acero para construcciones provee algunos valores, siendo los resultados finales estos:

$$\varepsilon_{sh}(\%) = 0.0273$$

$$E_{sh} = 24250.42 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_{su}(\%) = 0.11$$

$$f_u = 6300 \text{ Kg/cm}^2$$

Estos datos son válidos para Acero de grado 60, la gráfica resultante es la siguiente:

Ilustración 35 Curva esfuerzo-deformación de Acero grado 60



2.1.4.2.3.4 Diagrama momento curvatura

Como se indicó anteriormente el diagrama de momento curvatura es esencial para poder determinar el comportamiento no lineal de los elementos que componen nuestro sistema estructural. A continuación, se procede a explicar el procedimiento general para determinar la curvatura de cualquier elemento (Aguiar R. , 2003):

- Tener diseñado nuestro elemento estructural.
- Seleccionar un valor para la deformación unitaria máxima del concreto en la sección ε_c (este es el parámetro a variar), para así obtener un par ordenado del diagrama momento curvatura.
- Imponerse la ubicación del eje neutro c , y en base a esta ubicación trazar el perfil de deformaciones unitarias de la sección.

Se supondrá que las deformaciones varían linealmente, y mediante esta suposición se puede trazar una línea de deformaciones unitarias (uniendo ε_c con la ubicación de c), así es que se determina las deformaciones unitarias en cada fila de acero ε_s , y en general en cualquier parte del hormigón

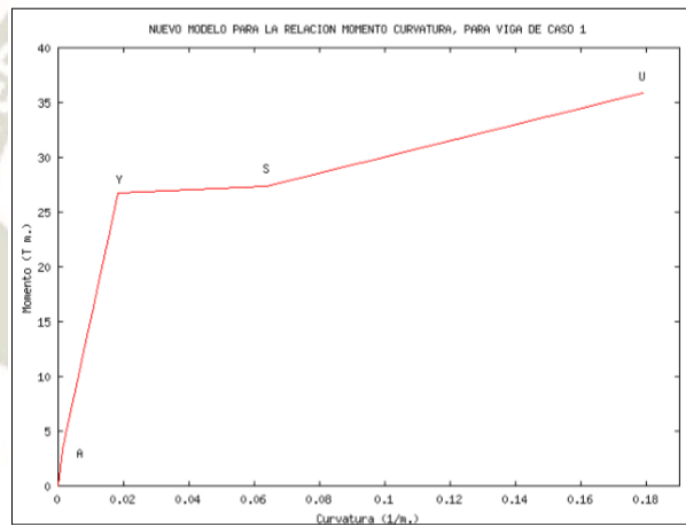
- Como ya tenemos las deformaciones unitarias de cada material se procede a obtener los esfuerzos de los mismos (acero y concreto) en base a las curvas de esfuerzo-deformación de cada material.
- En función de los esfuerzos se determinan las fuerzas (únicamente hay que multiplicar por el área respectiva).
- Seguidamente se procede a comprobar el equilibrio de fuerzas en la sección (se considera la carga axial permanente que llega a la sección). De no haber equilibrio se tiene que aumentar o disminuir la profundidad del eje neutro (según sea el caso) y realizar el mismo procedimiento desde el segundo paso.
- Finalmente, se obtiene el momento flector interno que corresponde a la última ubicación del eje neutro. Se tiene que multiplicar cada fuerza por su brazo de palanca medido desde el eje de referencia al centroide plástico de la sección.

La curvatura resulta de la división de la deformación unitaria del concreto ε_c sobre la distancia del eje neutro “c”.

Cabe resaltar que este procedimiento se basa básicamente en tres principios: compatibilidad de formaciones, equilibrio de fuerzas y equilibrio de momentos. También es importante indicar que el análisis se debe realizar para cada dirección de la sección (a menos que sea simétrica).

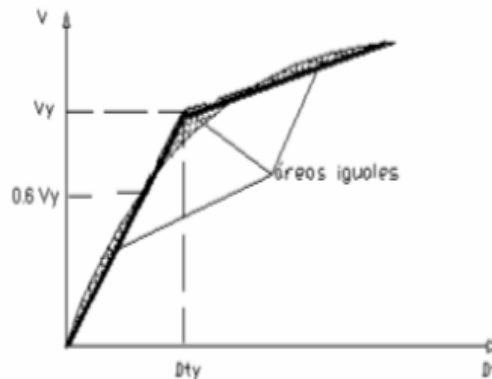
Ahora bien, ya sabemos cómo calcular la curvatura y por ende el diagrama de momento curvatura, el diagrama tiene típicamente la forma de la Ilustración 36 y suele ser idealizado en un diagrama bilineal como el mostrado en la Ilustración 37. El procedimiento más usado para idealizarlo es el de áreas iguales.

Ilustración 36 Diagrama de momento curvatura



Fuente: Aguiar R. , Analisis por desmepeño (2003)

Ilustración 37 Modelo bilineal idealizado mediante áreas iguales



Fuente: Aguiar R. , Analisis por desmepeño (2003)

La importancia de este diagrama radica en que nos permite conocer cómo es que varía la rigidez a flexión (EI) de nuestra sección a en función de los momentos flectores que soporta. Esto mediante la pendiente de la gráfica:

$$Pendiente = \frac{M}{\Phi}$$

También sabemos que:

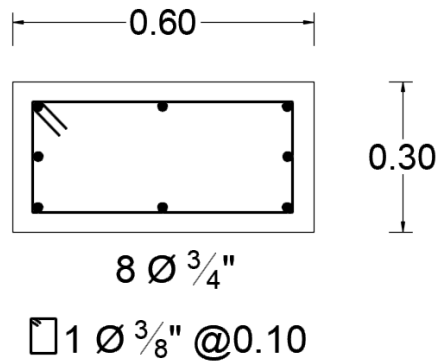
$$\Phi = \frac{M}{EI}$$

Entonces:

$$EI = \frac{M}{\Phi}$$

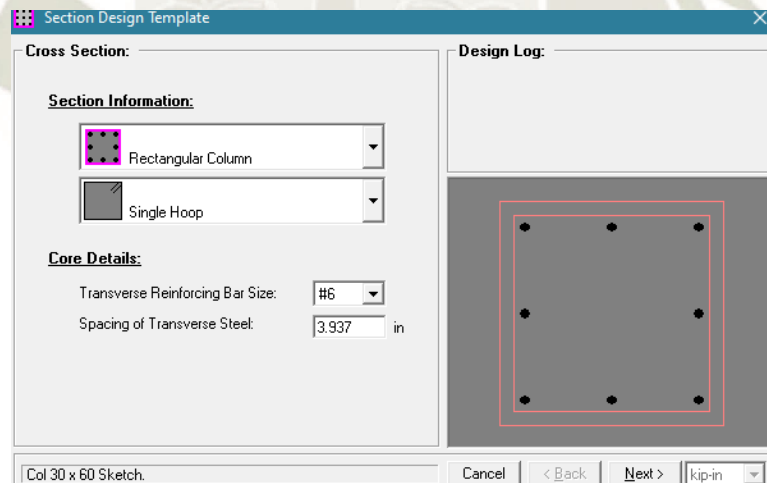
Como se puede observar el cálculo del diagrama momento curvatura es un proceso iterativo y de gran demanda de tiempo, por lo que para realizar estos diagramas se hará uso del software Xtract que es un software especializado en estos gráficos. A continuación, se procede a explicar brevemente el funcionamiento del software con la siguiente sección.

Ilustración 38 Columna de Ejemplo



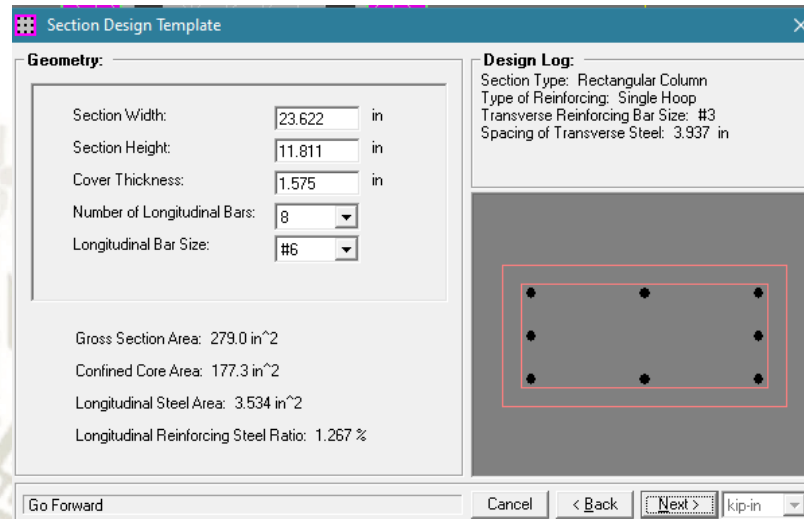
- Definición básica para la sección, el programa Xtract trabaja por defecto en unidades del sistema Ingles.

Ilustración 39 Definición de información de sección y detalles básicos del núcleo en software Xtract



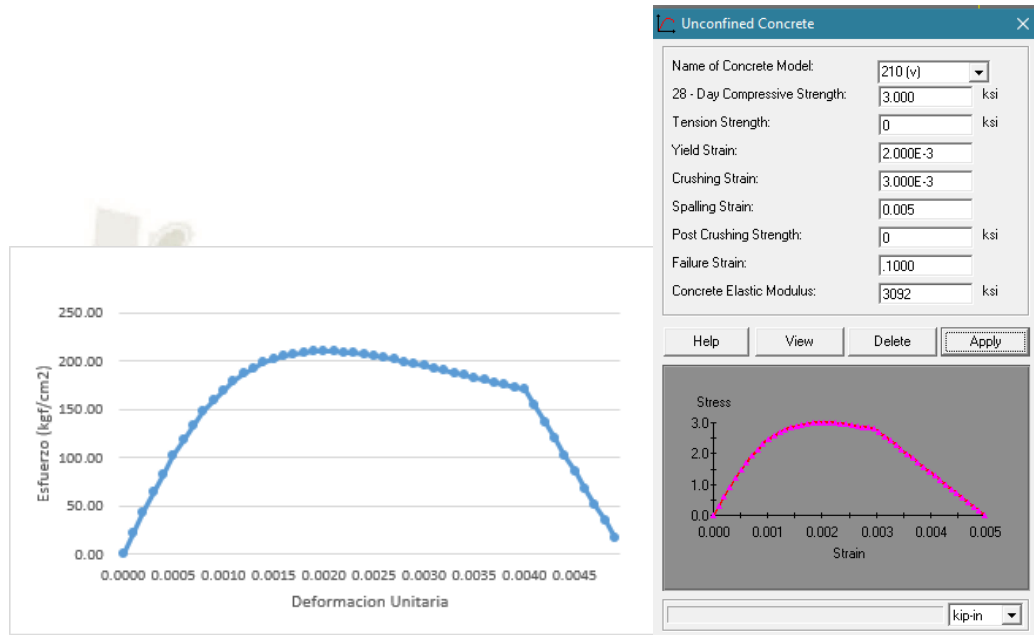
- Definición de geometría de la sección

Ilustración 40 Definición de geometría de la sección en software Xtract



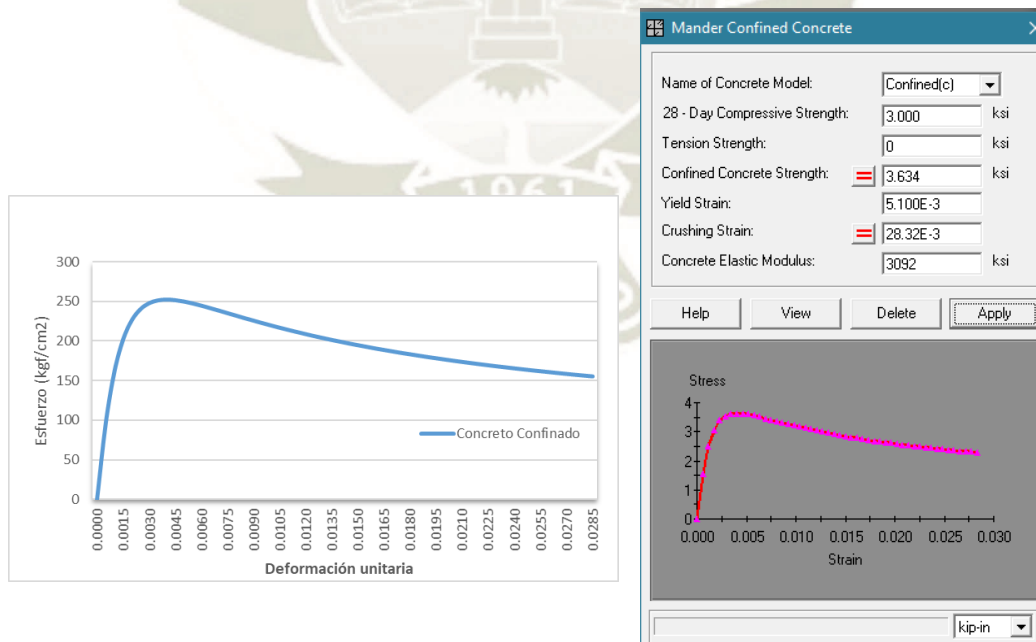
- Asignación de materiales que componen a la sección
 - Concreto no confinado: Como se puede observar la curva es exactamente la misma ya que se usó el mismo modelo esfuerzo-deformación.
También es importante notar que se colocó una deformación estimada máxima de 0.1 muy por encima del usual 0.003, esto para que este material no defina la falla de nuestra sección.

Ilustración 41 Modelo para Concreto no confinado



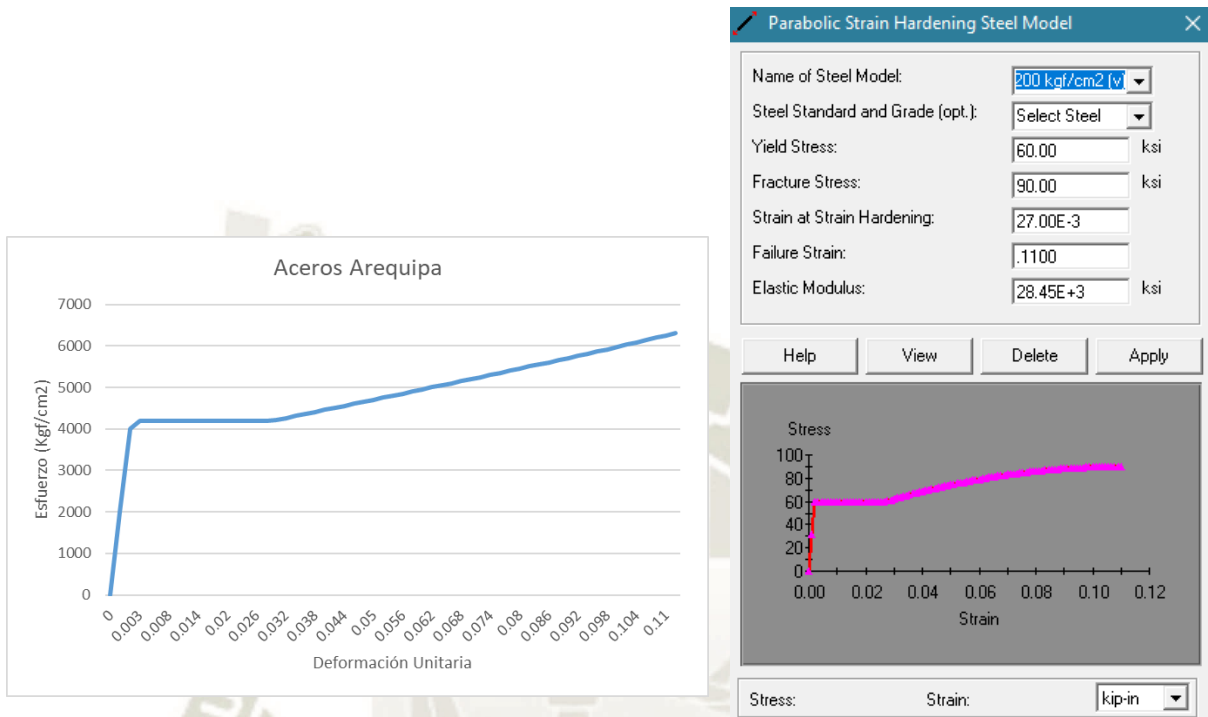
- Concreto confinado: Las gráficas son idénticas ya que se usaron los mismos modelos.

Ilustración 42 Modelo para Concreto confinado



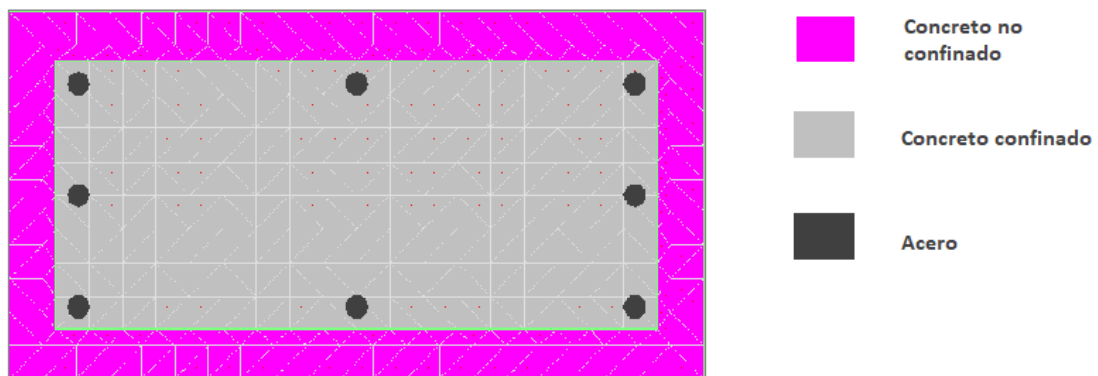
- Acero: Las gráficas son idénticas ya que se usaron los mismos modelos.

Ilustración 43 Modelo para Concreto Acero grado 60



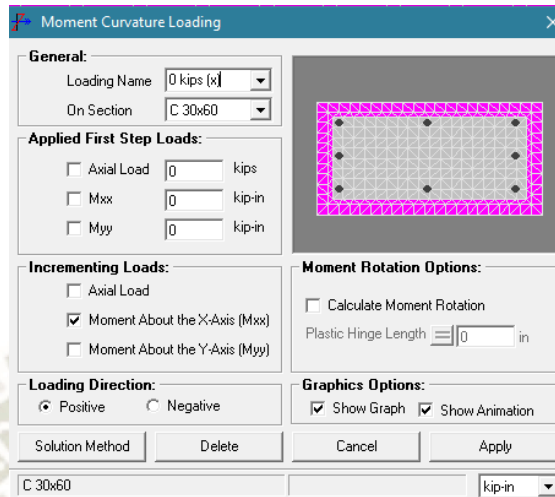
- Una vez definida la geometría y los materiales se obtiene el modelo final:

Ilustración 44 Sección final en Xtract



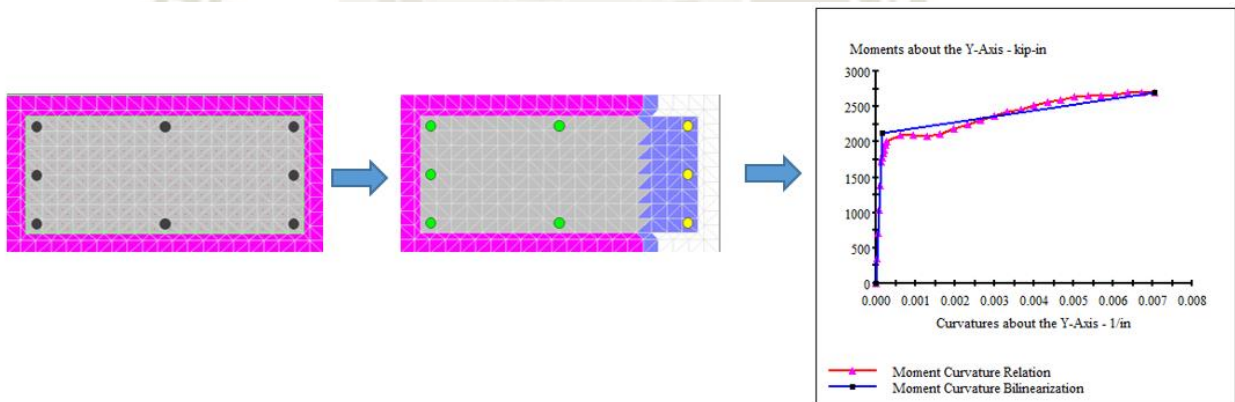
- Finalmente se define el estado de carga para el cual se calculará el diagrama momento curvatura

Ilustración 45 Definición de caso de carga para diagrama momento curvatura en Xtract



- Ahora solo queda visualizar el diagrama momento curvatura para la carga especificada.

Ilustración 46 Grafica momento curvatura en Xtract

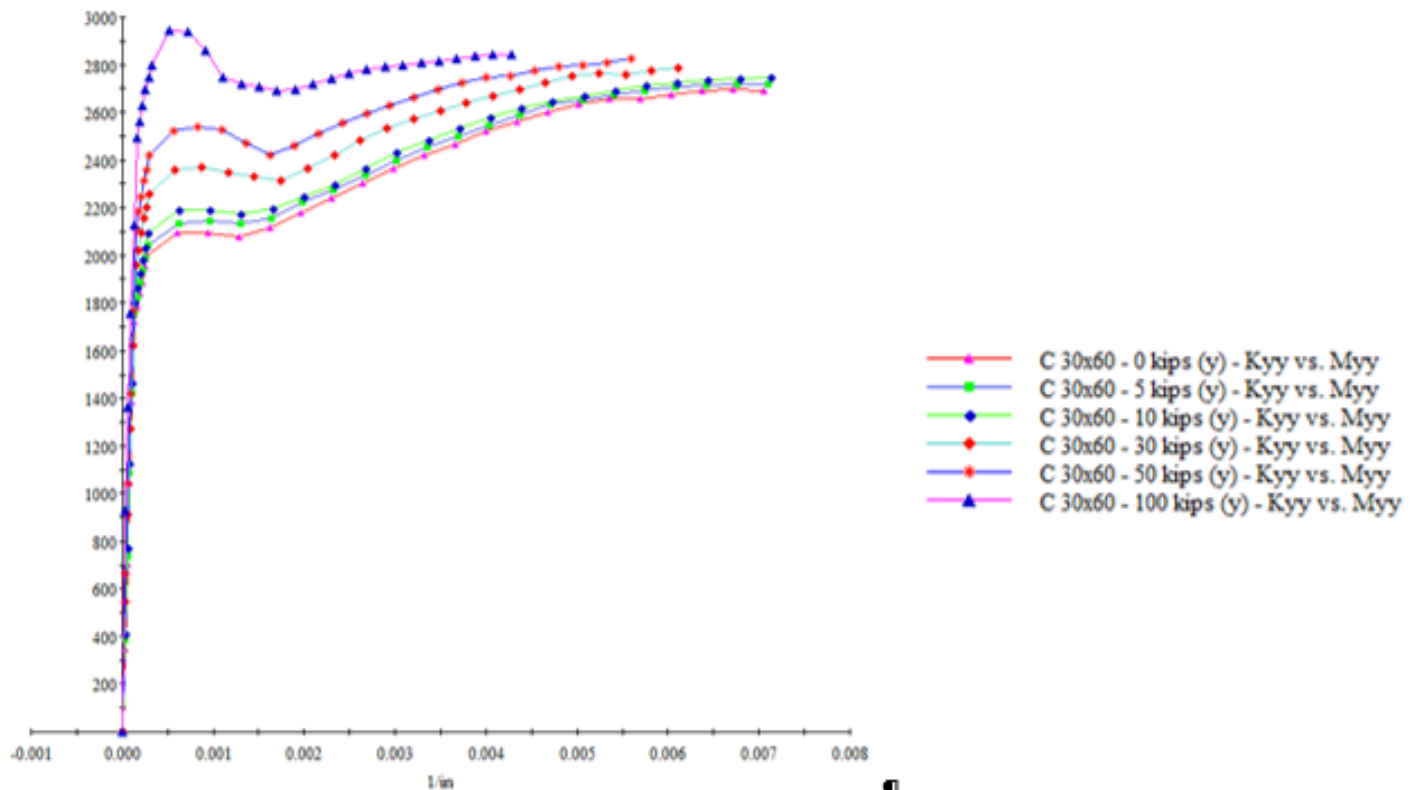


En la Ilustración 46 se observa el procedimiento que se siguió para obtener el diagrama momento curvatura, los colores indican un estado determinado de los materiales.

El color azul oscuro indica que el concreto está en compresión, el blanco indica que el concreto llegó al aplastamiento, el amarillo indica que el acero llegó a la fluencia, el color verde indica que el acero longitudinal llegó al rango de endurecimiento por deformación y finalmente el fucsia y gris indica que no hay deformación o está en deformación por tracción.

La Ilustración 46 muestra el diagrama para una carga axial de 0 (similar al caso en cómo se analizan las vigas), pero realmente las columnas y muros tienen una carga axial constante entonces esta carga se tiene que tomar en cuenta. Seguidamente se mostrará el efecto de esta carga axial en la misma sección mostrada previamente.

Ilustración 47 Diagrama de momento curvatura para diferentes cargas axiales



Como se puede apreciar en la Ilustración 47 en general a medida que aumenta la carga axial se tiene un mayor momento resistente y una menor curvatura. Siendo esto no válido para pequeñas aplicaciones de carga axial como en el caso hasta los 10 kips se tiene un incremento de momento y simultáneamente un incremento de curvatura.

Este fenómeno está relacionado con dos factores. Pero antes recordaremos la definición de curvatura.

$$\varphi = \frac{\epsilon_c}{c}$$

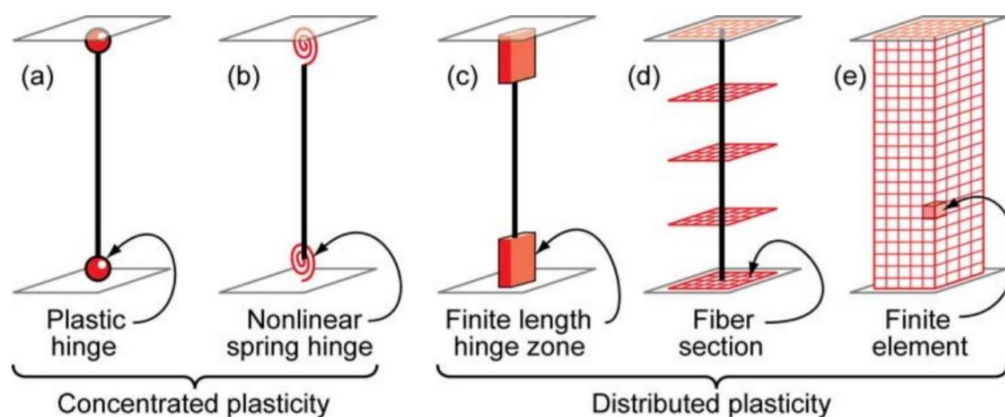
El primero de los factores es que al tenerse una longitud considerable en la dirección perpendicular al análisis con lleva una mayor área para nuestro bloque en compresión lo que a su vez disminuye la distancia del eje neutro (c). El segundo, siguiendo la idea anterior, para secciones que posean un área considerable ante la presencia de cargas axiales bajas no se requiere el máximo de su deformación unitaria para llegar al equilibrio, es decir que para cargas axiales bajas se tiene una menor deformación unitaria del concreto.

Así mismo es importante indicar que una adecuada distribución de acero (acero en los extremos de la sección) provee mayor capacidad de resistir momentos y ductilidad (mayor curvatura), esto debido a un mayor brazo de palanca y un mayor trabajo de los aceros lo que con llevaría una menor distancia del eje neutro.

2.1.4.2.3.5 Modelos de plasticidad

Los modelos de plasticidad son modelos que nos permiten introducir el comportamiento no lineal de los materiales. Existen diversas formas de representar la no linealidad de los materiales como se muestra en la ilustración:

Ilustración 48 Tipos de modelos de plasticidad



Fuente: Deirlein et al (2010)

La forma más usual y recomendada para llevar a cabo el Análisis Push-Over es mediante el uso de rotulas plásticas (Plastis Hinges). Es aquí donde se usará el diagrama momento curvatura, más específicamente el diagrama momento rotación.

Para realizar esta conversión se asume que la curvatura es constante en la zona que incursiona en el rango no lineal, de tal manera que la rotación se obtiene del producto de la curvatura con la longitud de dicha zona. A esta longitud se le conoce como longitud de rotula plástica, una buena aproximación es considera el 50% del peralte para la dirección en que se flexiona la sección en cuestión (Paulay & Priestley, 1992).

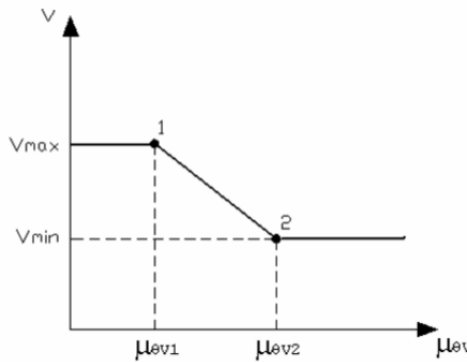
2.1.4.2.3.6 Influencia de efecto de corte

Como se mencionó anteriormente el uso del diagrama momento curvatura nos permite definir los cambios de rigidez en la estructura. Pero este diagrama solo nos muestra el comportamiento a flexión de la estructura. Los elementos estructurales suelen tener un gran aporte de fuerza cortante sobre todo si estarán sometidos a cargas sísmicas. Por lo tanto, puede que el elemento falle por corte antes que por flexión es por ello que es necesario tener en cuenta el efecto de corte. El efecto de falla por corte se presenta en elementos que tienen gran refuerzo longitudinal y poco refuerzo transversal, así mismo también se puede presentar en elementos como columnas cortas.

Las normativas tienen en cuenta este importante comportamiento es por ello que el refuerzo transversal tiene valores mínimos e incluso para el diseño sísmico el refuerzo transversal está condicionado al refuerzo longitudinal. Es decir, las normativas condicionan la falla por flexión antes que por corte y de esta manera nos permiten obviar este cálculo, pero de todas maneras se mostrara el procedimiento.

El procedimiento mostrado a continuación es el propuesto por la normativa Sísmica de Nueva Zelanda, NZS de 1996 que se muestra en la publicación de Aguiar R. (2003).

Ilustración 49 Degradación del cortante con el incremento de la ductilidad por rotación

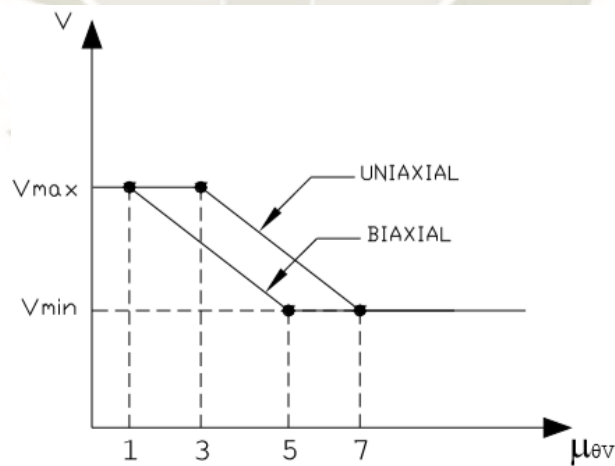


Fuente: Aguiar R. , Analisis por desmepeño (2003)

Los elementos de concreto armado tienen una capacidad máxima de cortante, la cual está definida por los materiales que componen la sección, así como la geometría de la misma y la función que desempeñaran (vigas, columnas con flexo compresión uniaxial o columnas con flexo compresión biaxial)

El modelo propuesto para columnas es el siguiente:

Ilustración 50 Degradación de la capacidad al corte en columnas.



Fuente: Aguiar R. (2003)

En la Ilustración 50 se puede observar la degradación de la capacidad al corte en columnas y lógicamente el proceso de degradación es mayor cuando la columna está sometida a compresión biaxial.

Las formulaciones son las siguientes (Aguar R. , 2003):

$$V_{max} := \phi_r \cdot 0.85 \cdot \left(0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 0.8 \cdot A_g + \frac{A_v \cdot f_{vy} \cdot d''}{s} \cdot \cot\left(\frac{\pi}{6}\right) - N \cdot \tan(\alpha) \right)$$

$$R_{\theta v2} := \frac{0.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 0.8 \cdot A_g + \frac{A_v \cdot f_{vy} \cdot d''}{s} \cdot \cot\left(\frac{\pi}{6}\right) - N \cdot \tan(\alpha)}{0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 0.8 \cdot A_g + \frac{A_v \cdot f_{vy} \cdot d''}{s} \cdot \cot\left(\frac{\pi}{6}\right) - N \cdot \tan(\alpha)}$$

$$V_{min} := R_{\theta v2} \cdot V_{max}$$

Donde:

V_{max} = Cortante máximo que resiste [MN]

V_{min} = Cortante mínimo que resiste [MN]

A_v = Área de un ramal de refuerzo transversal [m]

f_{vy} = Esfuerzo de fluencia del acero [MPa]

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto [MPa]

s = separación del refuerzo transversal [m]

A_g = Área total de la sección [m²]

d'' = longitud del núcleo de concreto confinado (desde estribo)[m]

N = Carga axial en la columna [(+ Tensión)y (– Compresión)][MN]

α = Ángulo entre el eje longitudinal de la columna y la recta que une los puntos del centro donde actúa la fuerza a compresión en el concreto en el nudo inicial y final (Para columnas con mismo momento y axial en el nudo inicial y final es 0).

$\phi_r = 0.85$ (*reduccion de esfuerzos por corte*)

Con respecto al eje de las abscisas en Aguiar R. (2003) se cita a Satyarno (2000) que nos dice que en la en la zona de daño la ductilidad por rotación es aproximadamente igual a la ductilidad por curvatura. Entonces:

$$\mu_{\theta v} = \frac{\theta_i}{\theta_y}$$

$$\mu_{\phi} = \frac{\Phi_i}{\Phi_y}$$

$$\mu_{\phi} = \mu_{\theta v}$$

$$\mu_{\theta v} = \frac{\Phi_i}{\Phi_y}$$

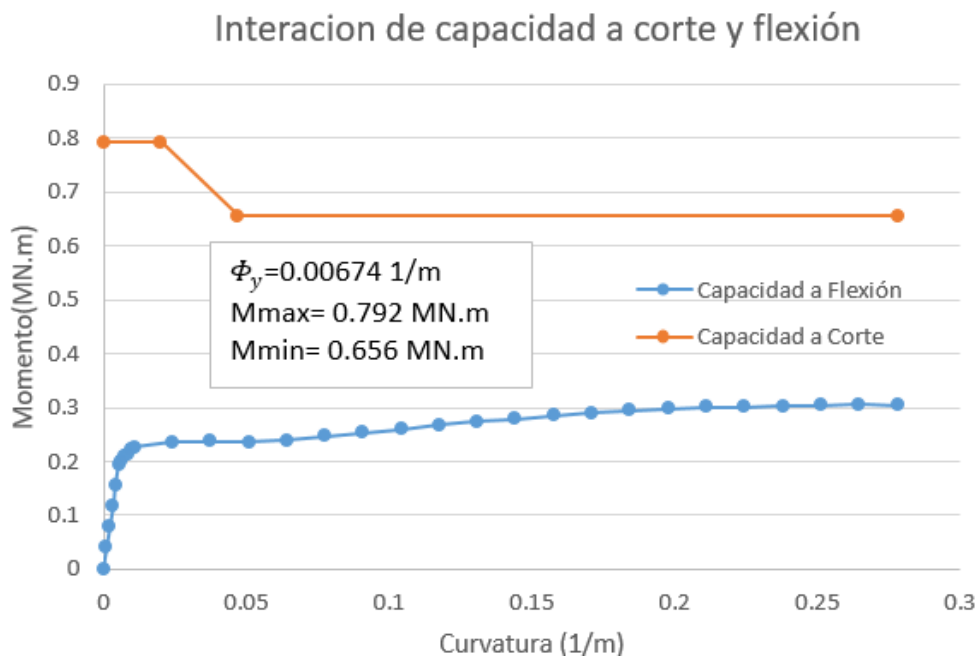
$$\Phi_i = \Phi_y \mu_{\theta v}$$

Respecto a la relación entre el momento a flexión y el cortante está determinado por la luz libre de corte (L^*), que es la distancia en la cual el diagrama de corte es constante. Como aproximación es válido considerar que el punto de inflexión se encuentra en la mitad del elemento. En base a la luz libre de corte se tiene que:

$$M = \frac{L}{2} * V$$

Tomando como ejemplo a la columna (sin carga axial y considerando una longitud de 3 m) ejemplificada con el programa Xtract se tiene:

Ilustración 51 Interacción de capacidad a corte y flexión



En la Ilustración 51 se observa que la capacidad a corte de la columna es mucho mayor que la capacidad a flexión lo que quiere decir que esta columna fallara por flexión antes que por corte. Es interesante resaltar que se consideró el mínimo refuerzo longitudinal y transversal propuesto en la norma peruana E 0.60.

No obstante, habrá casos en los que estas curvas se intercepten definiendo así un nuevo límite de capacidad para la flexión. Inclusive puede que la capacidad a corte sea muy baja dando como resultado que no se intercepten, ello indicaría que la columna fallara por corte y que no es capaz de desarrollar su capacidad a flexión (Aguiar R. , 2003).

2.1.4.2.3.7 Influencia de efecto de pandeo en barras longitudinales

Como se pudo observar previamente el diagrama momento curvatura es función de las curvas esfuerzo deformaciones de los materiales constituyentes y estas a su vez definen la falla de la sección.

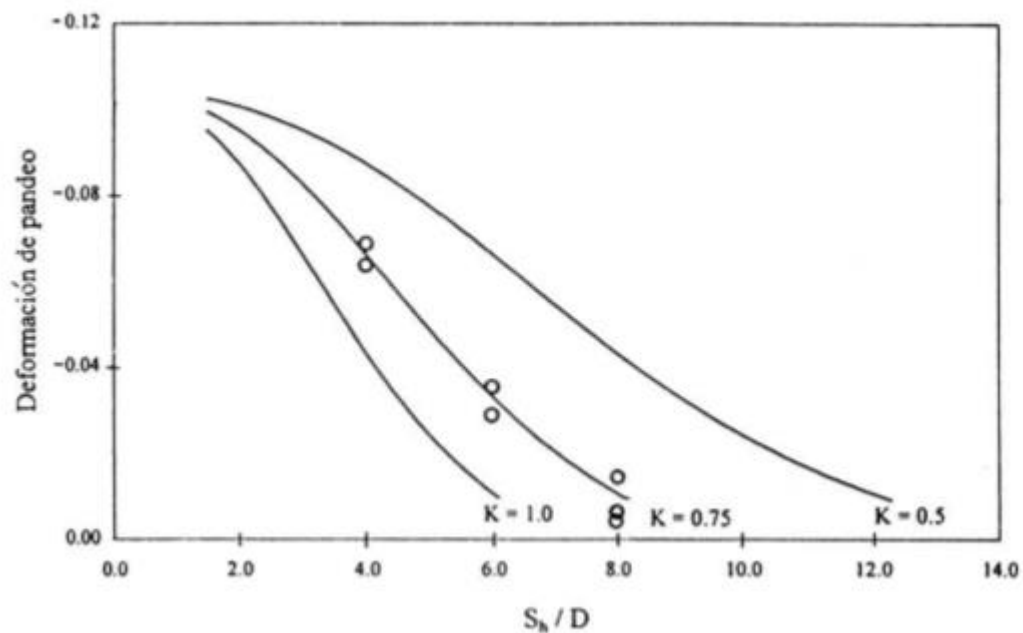
Las que pueden ser:

- Deformación última de concreto confinado
- Deformación última de acero
- Influencia de efecto de corte

Ahora bien, en el apartado del acero se está considerando su comportamiento a tracción, pero diversos ensayos muestran que ante cargas a compresión el acero en la sección compuesta tiende a pandearse. Este pandeo también puede definir una forma de falla para la sección es por ello que será una limitación más.

Para identificar esta falla se tendrá en cuenta el diámetro de la varilla, así como el espaciamiento del refuerzo transversal (Rodríguez & Botero, 1997).

Ilustración 52 Relación de esbeltez y deformación unitaria máxima para considerar efectos de pandeo de barra longitudinal.



Fuente: Rodríguez & Botero (1997)

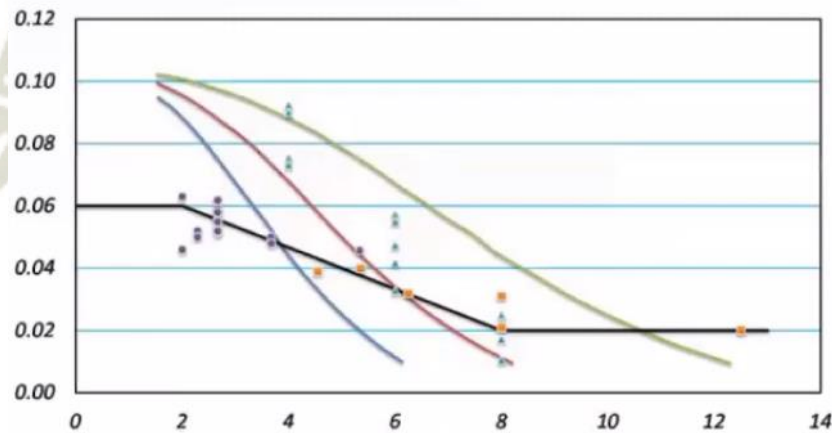
En adición al criterio antes mencionado se tendrá en cuenta otras investigaciones similares compiladas por el Ing. Enriquez, Erly. Las cuales proponen una gráfica trilineal para representar el comportamiento de pandeo en las barras longitudinales.

$$\text{Si } \frac{s}{d_b} \leq 2 : \quad \varepsilon_p^* = 0.06$$

$$\text{Si } 2 < \frac{s}{d_b} \leq 8 : \quad \varepsilon_p^* = \frac{11 - \frac{s}{d_b}}{150}$$

$$\text{Si } \frac{s}{d_b} > 8 : \quad \varepsilon_p^* = 0.02$$

Ilustración 53 Relación de Deformación de pandeo y esbeltez



Fuente: Enriquez, Erly (2019)

Continuando con el ejemplo de la columna del acápite anterior se tendría:

$$\frac{s}{d_b} = \frac{10}{\frac{3}{4} * 2.54} = 5.25$$

$$\varepsilon_p^* = \frac{11 - \frac{s}{d_b}}{150} = 0.038$$

Verificando este valor con las deformaciones últimas de los aceros en compresión de la sección (Xtract), se tiene que la sección no fallo por pandeo de la barra longitudinal.

2.1.4.2.3.8 Consideración para comportamiento Elástico

La rigidez bruta (EI_g) es la forma usual en la que se considera la rigidez en el rango elástico de nuestros elementos estructurales. Sin embargo, para el cálculo de la rigidez se está haciendo uso del Diagrama Momento Curvatura, el cual nos genera una rigidez diferente de la bruta. Para ejemplificar lo antes mencionado se muestra la rigidez de la columna C1 (segundo nivel) y la viga 201 obtenida de ambas maneras:

Columna

$$\frac{EI}{EI_g} = \frac{7045.95 \frac{tnf}{m}}{19104.84} = 0.37$$

Viga

$$\frac{EI}{EI_g} = \frac{1794.18 \frac{tnf}{m}}{4126.65 \frac{tnf}{m}} = 0.43$$

Teniendo también en consideración que cuando se define las rotulas plásticas en el modelo de Etabs no hay forma de indicar esta parte de la curva (limitación inherente al programa) es que se procede a agrietar a las secciones tanto de columnas, vigas y placas.

Los criterios propuestos por la bibliografía son los siguientes:

Tabla 6 Rigideces agrietadas

Elemento	ATC-40	FEMA 356	Norma E-060	Valor Adoptado
Viga	0.5 EI_g	0.5 EI_g	0.35 EI_g	0.35 EI_g
Columna $P_u/A_g f'_c > 0.5$	0.7 EI_g	0.7 EI_g	0.7 EI_g	0.7 EI_g
Columna $P_u/A_g f'_c < 0.3$		0.5 EI_g		0.5 EI_g
Placa no fisurada	0.8 EI_g	0.8 EI_g	0.7 EI_g	0.7 EI_g
Placa fisurada	0.5 EI_g	0.5 EI_g	0.35 EI_g	0.35 EI_g

Cabe resaltar que este proceso solo se realizó para el Análisis No Lineal.

2.2 Antecedentes y Estado del Arte

2.2.1 Antecedentes

Para llegar al desarrollo de los relativamente innovadores disipadores Shear Link Bozzo se tuvo que recorrer un gran camino en estudio de los dispositivos de reducción de energía y en el mundo ingenieril. En el presente apartado se describen breves antecedentes para el desarrollo pleno de los mismos.

Referencia:

Palazzo, G., & Crisafulli, F. (2011). *Evaluación de la eficiencia de disipadores por fluencia usados para la rehabilitación de pórticos.*

- **Resumen:**

En esta investigación se busca determinar la eficiencia de tres tipos de disipadores por fluencia de metales (ADAS, TADAS y UNBONDED BRACE), se analizaron estos tres disipadores ya que los investigadores consideran que son de fácil elaboración y por ende estas tecnologías son accesibles para países en vías de desarrollo.

En la investigación se describen las características principales de los dispositivos considerados, seguidamente se procede a modelar cada uno de los disipadores en pórticos para someterlos a un análisis estructural obtener su respuesta analítica, luego se hacen las

comparaciones con resultados experimentales. En las conclusiones se sintetizan las singularidades de cada dispositivo, y se sugiere el diseño más conveniente para la estructura considerada.

- **Conclusiones:**

- Respecto a los distintos disipadores por fluencia

- ADAS: Su forma (X) permite una distribución adecuada de deformaciones, permitiendo un comportamiento plástico estable. La variación del número de placas que integra cada dispositivo proporciona facilidad al momento de elegirlo según la demanda requerida. La rigidez del dispositivo es muy sensible al ajuste aplicado a los bulones en la conexión ADAS-estructura.
 - TADAS: Su comportamiento es similar al disipador ADAS siendo diferente y ventajoso en que el disipador TADAS está casi totalmente desvinculado respecto al efecto de las cargas verticales de la estructura principal. La desventaja del mismo es el aspecto constructivo ya que la soldadura requerida es complicada de conseguir.
 - UNBONDED BRACES: Dotan de resistencia, disipación de energía y una fluencia bien distribuida a la estructura. Desde el punto de vista constructivo los Unbonded Braces son más simples de materializar que los otros dispositivos, presentando solo dificultad en lo referido a la capa de deslizamiento. El dispositivo consiste en una barra colocada dentro de un tubo relleno de hormigón. Por otro lado, los disipadores ADAS y TADAS, además de las riostras que los conectan con el resto de la estructura, requieren dar una forma especial a las placas. En general el proceso de construcción e instalaciones de ambos es más complicado y sensible debido a los bulones y la conexión soldadas (Palazzo & Crisafulli, 2011).

- Respecto a la respuesta de un pórtico con disipadores

Para el caso considerado se observó que con los Unbonded Braces puede lograrse una respuesta similar a la obtenida con los TADAS, pero con menor cantidad de material. Se concluye que se deben realizar más experimentos para tener en cuenta cambios de periodo y la influencia de los modos de vibración.

Referencia:

Diaz, S. (2016). *Estudio experimental y modelamiento en elementos finitos de muros esbeltos de hormigón armado con discontinuidades tipo bandera*. Santiago de Chile.

- **Resumen:**

En esta investigación se estudia experimental y analíticamente el comportamiento de muros esbeltos de hormigón armado tipo bandera frente a una carga axial constante y un desplazamiento lateral cíclico, para así poder comparar los resultados obtenidos con modelos de elementos finitos o modelos predictivos utilizados en trabajos anteriores (Diaz, 2016).

En general se observa que para aberturas en la zona inferior del muro siempre se tiene una degradación más rápida en esta zona y que tiene un desempeño no tan óptimo como el de un muro rectangular (sección sin reducción).

.

- **Conclusiones:**

A mayor abertura o discontinuidad en los muros se tiene una mayor degradación con respecto al muro sin discontinuidades (se concentran mayores deformaciones en la parte de la discontinuidad del muro)

También se desarrolló y validó un modelo de elementos finitos capaz de reproducir la respuesta de muro con discontinuidad.

Referencia:

Hurtado, F., & Bozzo, L. (2008). Numerical and experimental analysis of a shear-link energy dissipator for seismic protection of building., Beijing.

- **Resumen:**

Esta investigación presenta el análisis numérico y experimental de un disipador de energía basado en la fluencia de metales con el objeto de proteger a los edificios. Más específicamente está orientado a proponer un elemento Shear-Link que presente disipación por fluencia para pequeños desplazamientos. El modelo de disipador está conformado por marcos y ventanas.

- **Conclusiones:**

El dispositivo analizado presenta una excelente capacidad para disipar energía, caracterizado por una distribución de esfuerzos uniformes. Este dispositivo posee un doble modo de disipación el primero es fundamentalmente por corte (aporte de ventas) y el segundo es principalmente por flexión por los marcos una vez la ventana ya se degrado.

El modelo experimental y numérico presentan una adecuada correlación utilizando el modelo IHP (Isotropic Hardening Plasticity) que es un modelo relativamente sencillo comparándolo con los modelos requeridos para disipadores por fricción o amortiguadores.

Todos los dispositivos reaccionan ante desplazamiento pequeños del orden de 0.25mm-0.35mm. La presente investigación también presenta un cuadro de diseño para estos dispositivos.

2.2.2 Estado del Arte

Referencia:

Bozzo, L., & Gaxiola, G. (25-28 de Noviembre de 2015). El concepto "Rigido-flexible-ductil" y las conexiones SLB. *Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Acapulco, Guerrero, Mexico

- **Resumen:**

Esta investigación busca unificar los campos de control moderno y diseño clásico de estructuras mediante la incorporación de los disipadores Shear Link Bozzo. Esto se logra al tener una estructura “Rígida – Flexible - Dúctil”. Al implementar a una estructura completamente flexible los disipadores SLB se le proveerá de rigidez, pero solo a los elementos próximos a los dispositivos SLB, es decir estos elementos absorberán toda la demanda sísmica y a los demás elementos se los puede diseñar únicamente por cargas de gravedad. También al ser propiamente un disipador por fluencia se le confiere ductilidad a la estructura.

- **Conclusiones:**

Las estructuras que presentan disipadores SLB demuestran ser más eficientes y seguras (unificación de diseño clásico y control pasivo). Las siguientes conclusiones son destacadas:

- Sus estudios experimentales comprueban que es posible diseñar estructuras con el nivel de fuerzas de un sistema flexible y a su vez tenga desplazamientos de un sistema rígido.
- Los sistemas estructurales clásicos pueden ser reestudiados teniendo en consideración el uso de los disipadores SLB.
- Los dispositivos SLB son dispositivos de fabricación industrial, y su eventual reemplazo es sencillo.
- Se presentan tres ejemplos de reforzamiento de edificaciones mediante disipadores SLB indicando que se redujo las derivas y aumento la ductilidad. En uno de los proyectos (26 niveles) se indica que el costo del reforzamiento representa el 1.4% del costo total. Sin embargo indica que ese costo podría haberse reducido si se reducían secciones de los otros elementos.

- Menciona que para arquitecturas en los que los primeros niveles restringen la aparición de muros la solución típica son muros discontinuos (muros bandera) sin embargo indica que esta es una solución con potencial falla frágil y ante ello propone los muros desacoplados.

Referencia:

Torres, P., & Matango, A. (Octubre de 2017). Evaluación y comparación del reforzamiento de la PUCE sede bahía, mediante la utilización de disipadores de energía tipo Shear-Link respecto a un reforzamiento con muros de corte. Quito, Ecuador.

- **Resumen:**

En la presente investigación se propone dos reforzamientos después de que una edificación de 4 niveles se vio afectada por un sismo. El primer sistema estructural es de muros de corte y el segundo está basado en disipadores SLB. Se compara el desempeño de las tres estructuras (incluida la real) por medio de un Análisis no Lineal Estático.

- **Conclusiones:**

- Los perfiles que soportan a los disipadores SLB también aportan rigidez a la estructura.
- El sistema de muros de corte presenta unos desplazamientos levemente inferiores al de disipadores SLB sin embargo las derivas máximas inelásticas del sistema de muros de corte es casi la mitad del sistema de disipadores SLB.
- El costo de reparación del sistema de disipadores SLB es mayor en 38% con respecto al de muros.

Referencia:

Ramirez, J. (2018). Uso de disipadores de energía para controlar torsión en planta y mejorar la redundancia estructural, ejemplo de aplicación bloques 4 y 5 del centro de investigaciones de la universidad de las fuerzas armadas ESPE. Sangolquí.

• Resumen:

La presente investigación compara tres diseños de los Bloques 4 y 5 del centro de investigaciones de la universidad de las fuerzas armadas ESPE (4 niveles), uno de la estructura original y los otros con disipadores de energía histeréticos Shear Link Bozzo y TADAS respectivamente. De dicha comparación resaltan los beneficios para mejorar la torsión en planta y la redundancia estructural.

• Conclusiones:

- El uso de los disipadores Shear Link Bozzo y TADAS rigidizan a la estructura e influye la distribución de cargas sobre los elementos.
- Los disipadores reducen la demanda sísmica de los elementos estructurales.
- Los disipadores SLB y TADAS son relativamente económicos en comparación otros disipadores de energía.
- El periodo fundamental de la estructura sin disipadores es de 0.703s, los disipadores de energía SLB aportan un 9.84% de rigidez adicional. Los dispositivos TADAS aportan 9.50% de rigidez a la estructura (Ramirez, 2018).
- Tras el uso de los disipadores las derivas se reducen en un promedio de 15% para los disipadores SLB y 14% para los dispositivos TADAS (Ramirez, 2018).
- Los dispositivos tipo SLB basan su comportamiento histerético en el modelo plástico tipo Wen mientras que los disipadores de energía tipo TADAS se basan en un modelo constitutivo bilineal (Ramirez, 2018).

- Entre ambos disipadores el que genera menor excentricidad es el SLB.
- Cuando se usan disipadores se reducen en promedio las fuerzas axiales en un 39%, cortantes en 68% y momentos 21% de los elementos estructurales.
- Con respecto a la energía de amortiguamiento histerético no lineal, el uso de los disipadores TADAS absorbe una gran energía en el sistema comparado con el SLB (Ramirez, 2018).

Referencia:

Enciso, F. (2019). Análisis comparativo del diseño sísmico de una estructura con muros continuos y con muros desacoplados incorporando disipadores slb en la ciudad de Huancayo . Huancayo.

• **Resumen:**

La presente investigación compara el diseño de un edificio de 11 niveles y un sótano mediante muros continuos de concreto armado y muros desacoplados de concreto armado.

• **Conclusiones:**

- La estructura con muros continuos presenta un aproximado de 26% menos de deriva.
- La estructura con muros continuos presenta aproximadamente un 26% más de cortante basal y un 27% en la reducción de sus periodos.
- La estructura con muros desacoplados presenta un mejor comportamiento en el rango no lineal.

CAPITULO III

3 Metodología

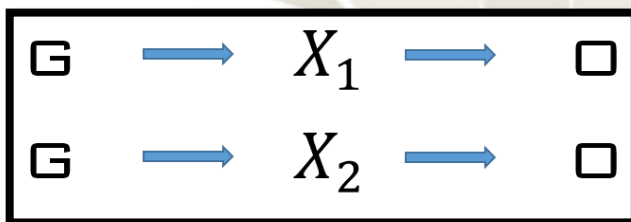
3.1 Tipo de investigación

La presente investigación según su enfoque será *cuantitativa* ya que la comparación de ambos diseños será mediante la medición de propiedades inherentes al comportamiento de los mismos.

A su vez esta investigación según su alcance tendrá el carácter de *descriptiva* porque describirá detalladamente como el uso de los Disipadores SLB inciden en el comportamiento de nuestra edificación en cuestión.

Según su diseño esta investigación será *experimental* ya que la variable independiente (uso de disipadores SLB) se someterá a modificaciones voluntarias por parte del investigador y posteriormente se medirán sus efectos en las variables dependientes.

Ilustración 54 Diseño experimental



Donde:

G: Grupos de sujetos (Edificio multifamiliar de 6 niveles)

X₁ Estimulo 1 (Diseño tradicional o sin presencia de disipadores SLB)

X₂ Estimulo 2 (Diseño con presencia de disipadores SLB)

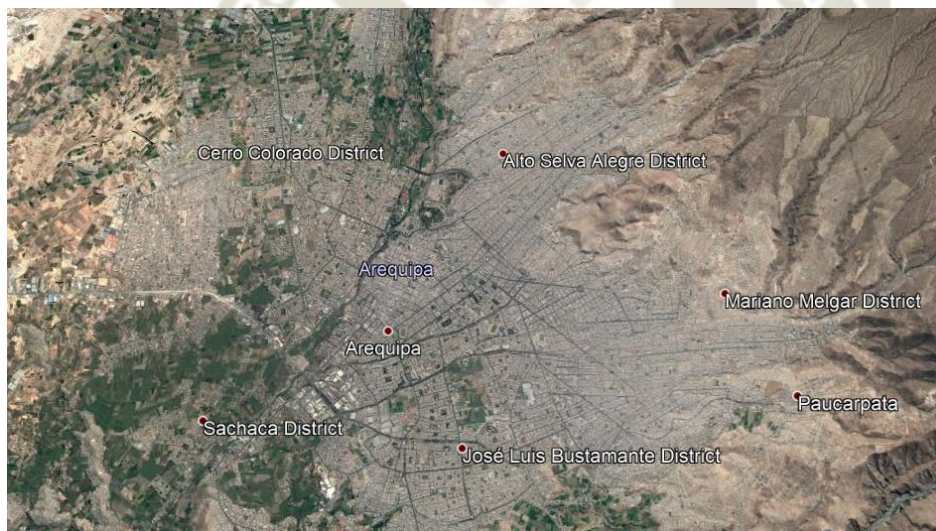
O: Medición de "G" después de estímulos.

3.2 Campo de verificación

3.2.1 Ubicación

La presente ubicación de los diseños estructurales será en la ciudad de Arequipa. No hay una ubicación precisa ya que el proyecto arquitectónico obtenido de la tesis de nuestra casa de estudios “Modelo de vivienda multifamiliar flexible para el estrato socioeconómico medio en Arequipa” (Arq. Juárez Del Carpio, María Belén) propone esta como una solución típica, ya que según datos recolectados de esa tesis hay una gran cantidad de terrenos con la geometría seleccionada y el proyecto es accesible económicamente para el estrato socioeconómico medio.

Ilustración 55 Imagen satelital de Arequipa



Fuente: Google Earth (2021)

3.2.2 Unidad de Estudio

La unidad de estudio será el proyecto arquitectónico propuesto, en la Ilustración 56 se aprecia la misma. Para más detalle sobre la unidad estudio mirar el Anexo.

Ilustración 56 Unidad de Estudio



Fuente: (Juarez del Carpio, 2017)

3.3 Determinación de la Población, muestra y muestreo

La población de esta investigación sería todo aquel proyecto de arquitectura concebido como un edificio de concreto armado, en el que se podría implementar el sistema de disipación SLB.

Respecto a la muestra será *no probabilística* ya que su elección será únicamente por el criterio del que redacta la presente tesis.

3.4 Técnicas e instrumentos para la recopilación de datos

Para la recopilación de datos tendremos como instrumento de medición al Software Etabs y con respecto su cumplimiento de características como instrumento propiamente dicho se tiene:

- **Confiabilidad:** El Software Etabs al ser un programa de computador, es decir un código de programación, es totalmente confiable ya que siempre producirá los mismos resultados para el mismo objeto medido (edificios en este caso).
- **Validez:** El Software Etabs es reconocido a nivel mundial, sin embargo, para confirmar su validez (adecuada medición de variables) se procederá a comparar sus resultados con cálculos manuales.

- Objetividad: El Software Etabs es totalmente objetivo al ser un programa de computador ya que no se ve influenciado por los comportamientos subjetivos del investigador.

3.5 Materiales y equipos

La presente investigación no requerirá ningún material o equipo en particular.



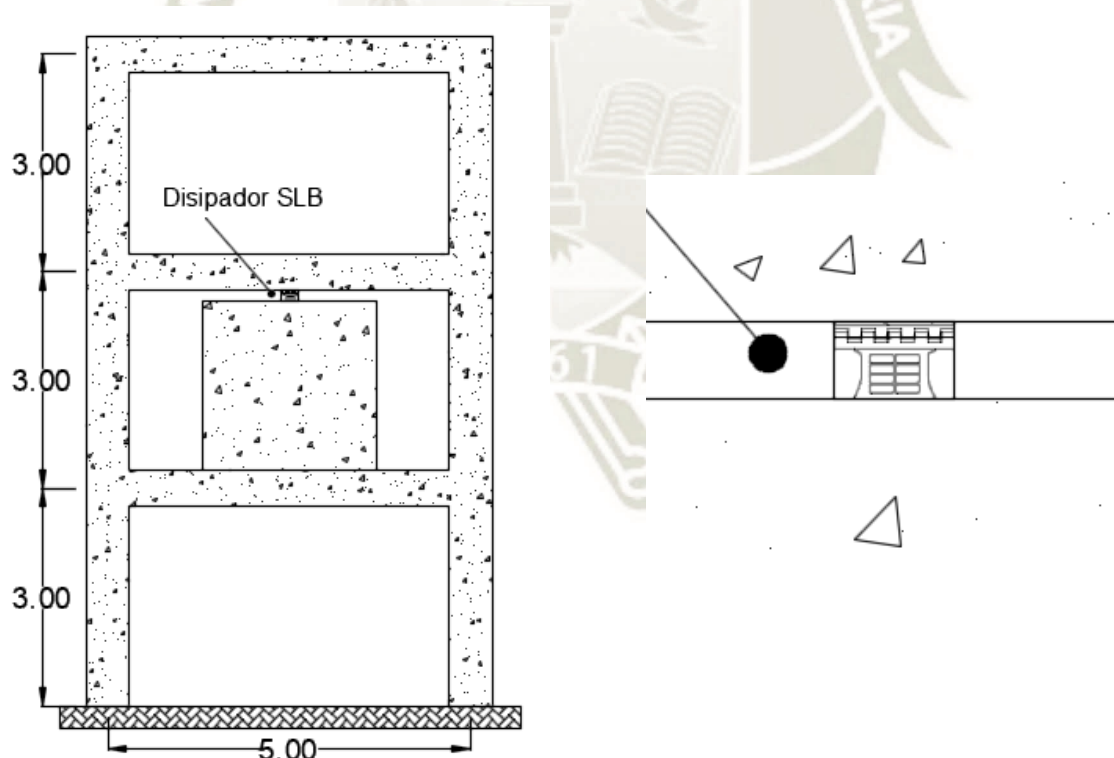
Capítulo IV

4 Resultados y Procedimientos

4.1 Validación de Software Etabs

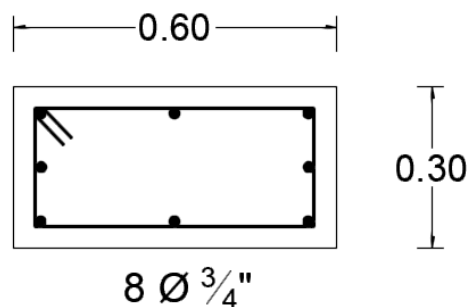
Esta investigación tendrá como herramienta para la obtención de resultados al Software Etabs en su versión 2018, por lo cual se debe verificar el grado de confiabilidad y validez del mismo. Es por ello que se realizara dos comparaciones. La primera de ellas verificara el análisis modal con una idealización basada en elementos reticulares y superficiales. La segunda de ellas verificará el Análisis Push-Over y hará uso de una idealización únicamente basada en elementos reticulares. El sistema estructural a validar es el siguiente:

Ilustración 57 Sistema estructural a Validar



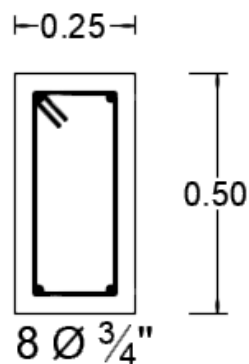
Para las secciones propuestas se consideró como refuerzo transversal y longitudinal el mínimo propuesto en la norma técnica peruana E. 060, las secciones son las siguientes:

Ilustración 58 Columna típica para validación



$\square 1 \text{ } \varnothing \frac{3}{8}''$: $1@0.05, 5@0.10, \text{Rto.}@0.15$

Ilustración 59 Viga típica para validación



$\square 1 \text{ } \varnothing \frac{3}{8}''$: $1@0.05, 5@0.10, \text{Rto.}@0.15$

Ilustración 60 Muro desacoplado para validación

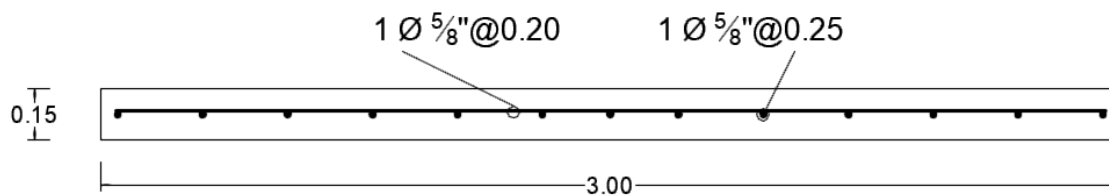


Tabla 7 Propiedades disipador SLB20_2

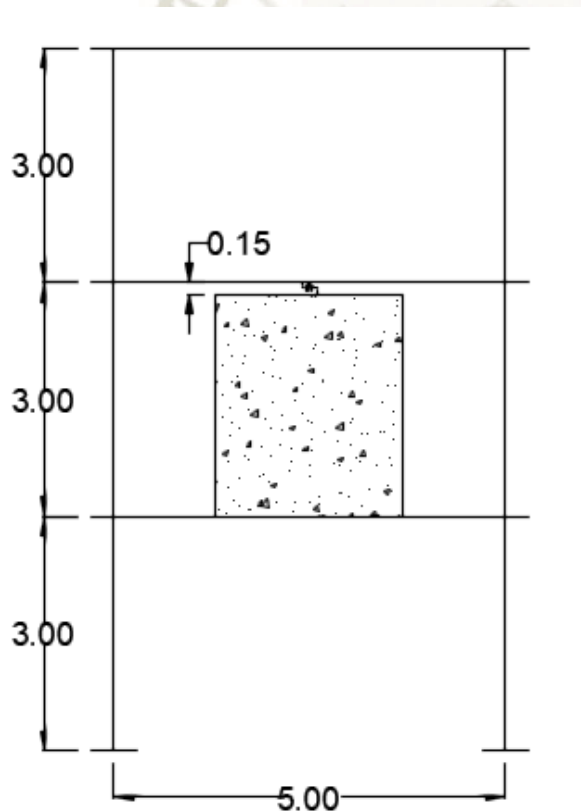
Device	e	K1	K2	f_y	D_y	F_y	F_{max}	D_a	E_d
		(KN/cm)	(KN/cm)	(kN)	(mm)	(kN)	(kN)	(mm)	(kN*cm)
SL20_2	2	2971,2	24,1	74,28	0,536	159,18	195,36	15,96	263

4.1.1 Validación de Análisis Modal

Se realiza esta validación por dos razones. La primera de ellas es que este análisis es necesario para realizar el diseño de elementos estructurales (Análisis modal espectral). La segunda está relacionada con el método Push Over, para estructuras en las que vibren fundamentalmente en el primer modo de vibración se usará este modo para distribuir las cargas incrementales para el método Push-Over.

La comparación será entre el análisis manual y el análisis del software Etabs. En el software Etabs se considerará al muro desacoplado como un elemento tipo Área mientras que a las columnas y vigas como elementos tipo Frame. La idealización que se usará es la siguiente.

Ilustración 61 Idealización de estructura para validación de análisis modal



A pesar de que las estructuras civiles presentan un amortiguamiento, este es usualmente menor al 20% de la relación del amortiguamiento crítico lo que hace que sea despreciable su efecto en términos

de la velocidad angular y periodos (en los modos de vibrar). Es por ello que para sistemas clásicos de amortiguamiento es factible basarnos en la suposición de sistemas sin amortiguamiento o libres (Anil K., 2014).

Para un sistema de vibración libre se tiene:

$$[M][\ddot{u}] + [K][u] = 0 \quad (1)$$

Donde:

$[M]$ = Matriz de masas de la estructura.

$[K]$ = Matriz de rigideces de la estructura.

$[\ddot{u}]$ = Matriz de aceleraciones de la estructura

$[u]$ = Matriz de desplazamientos de la estructura

De la previa ecuación se puede redefinir $[u]$:

$$[u(t)] = q_n(t)[\Phi_n] \quad (2)$$

Luego en base a esta sustitución al resolver la ecuación (1):

$$q_n(t) = A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t$$

Al reemplazar en (2):

$$[u(t)] = [\Phi_n]A_n \cos \omega_n t + [\Phi_n]B_n \sin \omega_n t$$

Luego al sustituir en (1) se obtiene:

$$(-\omega_n^2[M][\Phi_n] + [k][\Phi_n])q_n(t) = 0$$

De donde se tienen dos soluciones la primera de ella con $q_n(t) = 0$ que no nos brinda ninguna información ya que implica que el sistema no tiene movimiento. La segunda de ellas es la siguiente:

$$(-\omega_n^2[M] + [k])[\Phi_n] = 0 \quad (3)$$

Lo que representa el conocido problema de valores propios (ω_n^2) y vectores propios ($[\Phi_n]$) donde de igual manera se nos presentan 2 dos posibles soluciones la primera de ellas trivial $[\Phi_n] = 0$. La otra solución es la siguiente:

$$\det[-\omega_n^2[M] + [k]] = 0$$

Que corresponde a una de deducción matemática (reducción de una dimensión) y de la cual se obtiene un polinomio de valores para ω_n^2 , posteriormente con este valor se obtiene los vectores propios al remplazar en (3).

Como vemos se requiere el cálculo de la matriz de masa y rigidez para obtener estos parámetros de su comportamiento.

4.1.1.1 Cálculo manual

Cálculo de la matriz de rigidez:

Para el cálculo se utilizó:

$$E = 2173706.51 \text{ tnf/m}$$

- *Elemento disipador (SLB20_2)*

El disipador se idealizo como un resorte con su aporte de rigidez únicamente en la dirección horizontal. La rigidez se obtiene de la Tabla 7.

$$k = \begin{matrix} & \begin{matrix} 2 & 3 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 2 \\ 3 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 30287.462 & -30287.462 \\ -30287.462 & 30287.462 \end{bmatrix} \end{matrix} \text{ Tnf/m}$$

- *Elemento muro desacoplado*

Para el muro desacoplado solo se consideró su aporte de rigidez en la dirección horizontal por lo que su comportamiento es similar al resorte antes mostrado. La rigidez se obtuvo con la siguiente formula (Enciso, 2019).

$$k_p = E \cdot t \left(4 \left(\frac{h}{l} \right)^3 + 3 \left(\frac{h}{l} \right) \right)^{-1}$$

Donde:

E: Modulo de Elasticidad

t: Espesor del muro desacoplado (0.15 m)

h: Altura del muro (2.85 m)

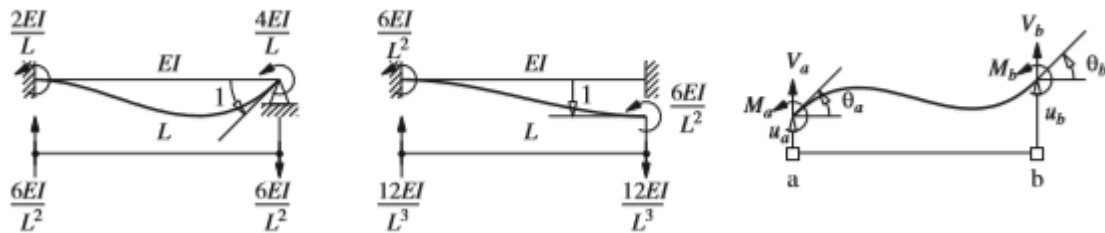
L: Longitudinal del muro desacoplado (3.00 m)

$$k = \begin{bmatrix} 1 & 2 \\ 51923.87559 & -51923.87559 \\ -51923.87559 & 51923.87559 \end{bmatrix} \begin{matrix} 1 \\ 2 \end{matrix} \text{ Tnf/m}$$

- Elementos reticulares (vigas y columnas)

Para el cálculo de la rigidez se usarán los siguientes coeficientes de rigidez a flexión.

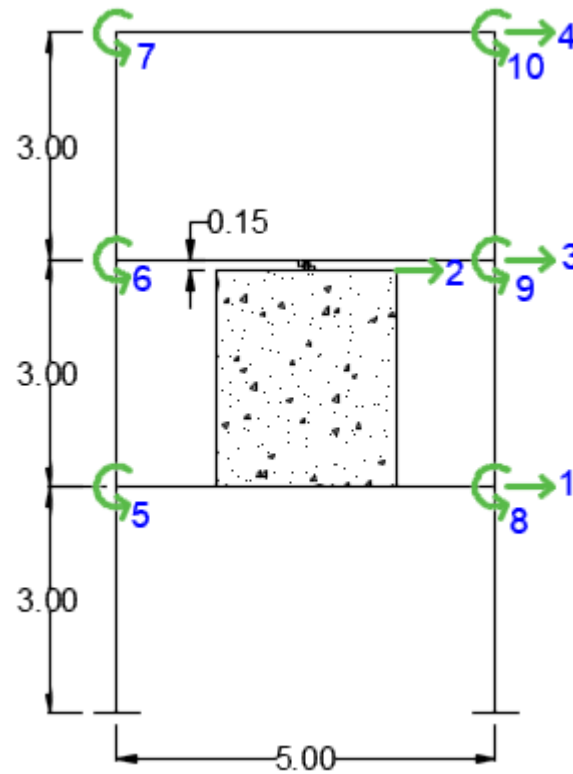
Ilustración 62 Coeficientes de rigidez a flexión de elementos reticulares



Fuente: Anil K. (2014)

Se considerará que los elementos son infinitamente rígidos a axial tanto en el modelo de Etabs como en el cálculo manual. Los grados de libertad para el sistema son los siguientes:

Ilustración 63 Idealización de estructura con grados de libertad



De donde se obtiene la siguiente rigidez que incluye todos los elementos antes mencionados, es decir la rigidez de toda la estructura. Posteriormente se procederá a obtener la rigidez lateral del sistema para simplificar los cálculos (homogenizar dimensiones de matriz de masa y rigidez), este procedimiento se realizará con la condensación estática que básicamente nos permite eliminar los grados de libertad que no son de nuestro interés considerando su aporte a la rigidez (Anil K., 2014). Para ello se usará la siguiente fórmula:

$$\hat{k}_{tt} = k_{tt} - k_{0t}^T k_{00} k_{0t}$$

$$k = \begin{bmatrix} k_{tt} & k_{t0} \\ k_{0t} & k_{00} \end{bmatrix}$$

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
72791.46	-51923.88	-10433.79	0.00	0.00	-7825.34	0.00	0.00	-7825.34	0.00	0.001
-51923.88	82211.34	-30287.46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.002
-10433.79	-30287.46	51155.04	-10433.79	7825.34	0.00	-7825.34	7825.34	0.00	0.00	-7825.343
0.00	0.00	-10433.79	10433.79	0.00	7825.34	7825.34	7825.34	0.00	7825.34	7825.344
0.00	0.00	7825.34	0.00	35829.93	7825.34	0.00	2264.28	0.00	0.00	0.005
-7825.34	0.00	0.00	7825.34	7825.34	35829.93	7825.34	0.00	2264.28	0.00	0.006
0.00	0.00	-7825.34	7825.34	0.00	7825.34	20179.24	0.00	0.00	0.00	2264.287
0.00	0.00	7825.34	0.00	2264.28	0.00	0.00	35829.93	7825.34	0.00	0.008
-7825.34	0.00	0.00	7825.34	0.00	2264.28	0.00	7825.34	35829.93	7825.34	7825.349
0.00	0.00	-7825.34	7825.34	0.00	0.00	2264.28	0.00	7825.34	20179.24	10

$\bar{k}_{tt} =$

69163.55	-51923.88	-9914.10	2362.97
-51923.88	82211.34	-30287.46	0.00
-9914.10	-30287.46	42408.73	-5315.38
2362.97	0.00	-5315.38	3437.81

Tnf/m

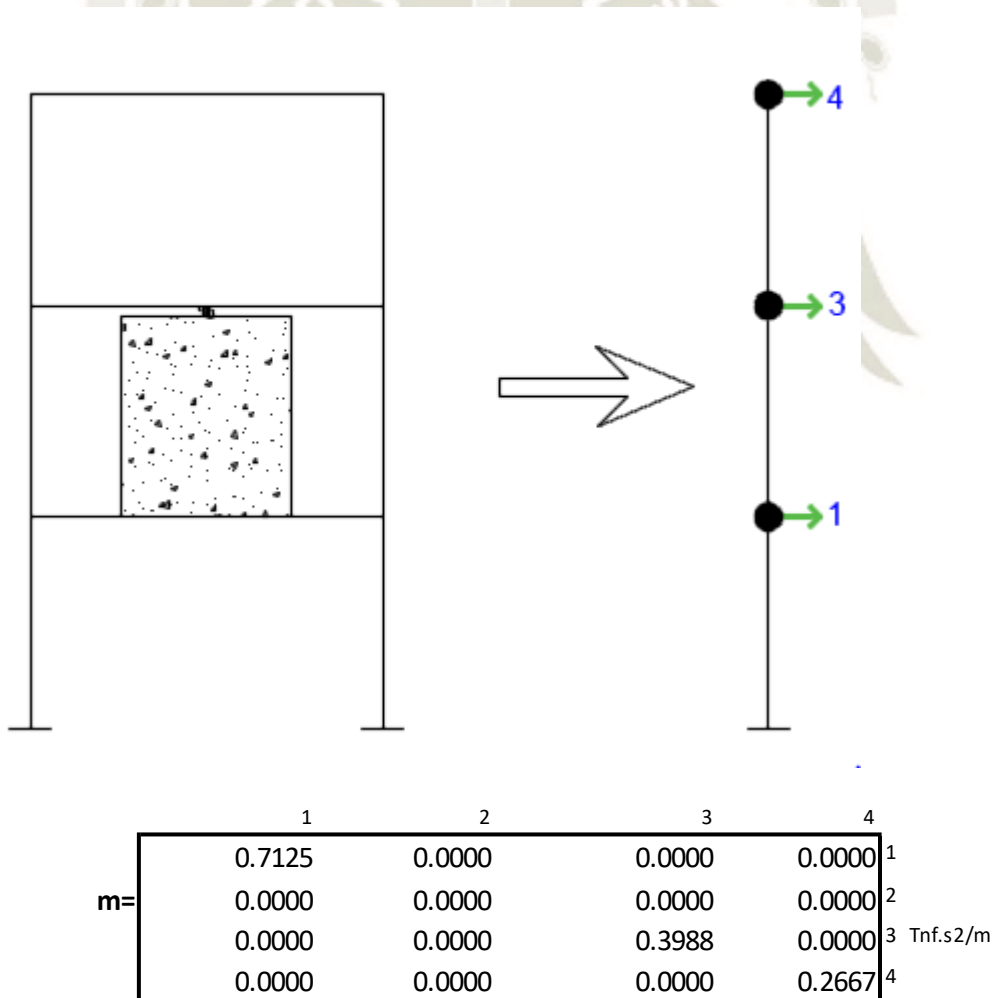
Cálculo de la matriz de masa:

Solo los grados traslacionales poseerán masa (con excepción del grado que contiene al muro y resorte). La distribución de la masa se hizo según alturas tributarias, para el muro desacoplado se consideró que la masa iba al primer piso únicamente.

Para el cálculo se usó:

Peso específico del concreto = $2.4 \text{ tnf}/\text{m}^3$

Ilustración 64 Idealización de masa concentrada en la parte superior de los niveles



Al aplicar la ecuación (3) se tiene:

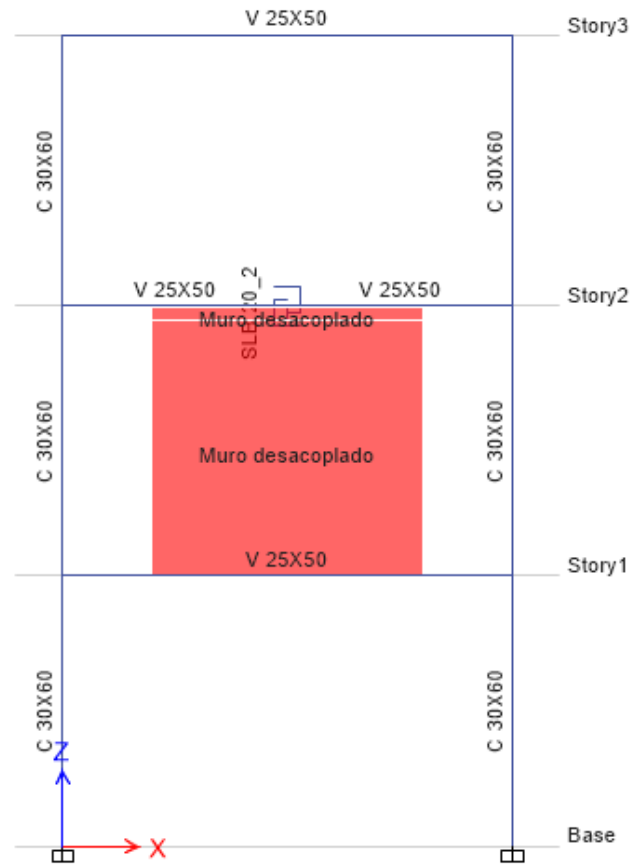
Tabla 8 Resultados análisis modal manual

# Modo	Valores Calculados		Participación de masas (%)
	T (s)	$[\phi_n]$	
Primer Modo	0.103	$\begin{bmatrix} 0.200 \\ 0.223 \\ 0.263 \\ 0.379 \end{bmatrix}$	93.34%
Segundo Modo	0.051	$\begin{bmatrix} 0.239 \\ 0.213 \\ 0.168 \\ -0.511 \end{bmatrix}$	6.09%
Tercer Modo	0.018	$\begin{bmatrix} 0.214 \\ -0.002 \\ -0.372 \\ 0.084 \end{bmatrix}$	0.57%

4.1.1.2 Cálculo con software Etabs

Cabe resaltar que para el modelado del muro se consideró toda la altura entre los ejes ya que al modelarlo así presenta una mayor similitud con su comportamiento real (Bozzo, 2019). Para el modelo también se consideró rigidez axial infinita para elementos reticulares.

Ilustración 65 Modelo en Etabs para análisis Modal



Los resultados son los siguientes, también se presentarán los resultados manuales para apreciar su comparación.

Tabla 9 Resultados de análisis modal manual y con software Etabs

# Modo	Valores Calculados			Valores extraídos de Etabs		
	T (s)	$[\Phi_n]$	Participación de masas (%)	T (s)	$[\Phi_n]$	Participación de masas (%)
Primer Modo	0.103	$\begin{bmatrix} 0.200 \\ 0.223 \\ 0.263 \\ 0.379 \end{bmatrix}$	93.34%	0.101	$\begin{bmatrix} 0.200 \\ 0.227 \\ 0.265 \\ 0.412 \end{bmatrix}$	91.45%
Segundo Modo	0.051	$\begin{bmatrix} 0.239 \\ 0.213 \\ 0.168 \\ -0.511 \end{bmatrix}$	6.09%	0.054	$\begin{bmatrix} 0.239 \\ 0.172 \\ 0.141 \\ -0.477 \end{bmatrix}$	8.26%
Tercer Modo	0.018	$\begin{bmatrix} 0.214 \\ -0.002 \\ -0.372 \\ 0.084 \end{bmatrix}$	0.57%	0.020	$\begin{bmatrix} 0.214 \\ -0.126 \\ -0.407 \\ 0.113 \end{bmatrix}$	0.29%

Como se puede observar el análisis manual es muy similar al análisis computacional lo que nos confirma la validez de este Software. Se presenta una variación de resultados del 5% en los periodos, una variación del 7% en los modos de vibración.

4.1.2 Validación de Análisis Push-Over

El modelo utilizado es el mostrado en la Ilustración 66 como se puede observar el muro se modeló como un elemento tipo frame. Esto se hizo con el fin de definir totalmente sus propiedades no lineales y de esta manera hacer unas simplificaciones en el análisis. Si es que se hubiera usado un elemento tipo Área estas propiedades no se hubieran podido modificar del todo.

Ilustración 66 Modelo en Etabs para análisis Push Over



4.1.2.1 Cálculo Manual

Entiéndase por cálculo manual al análisis lineal realizado en el software cada vez que se presenta un cambio de rigidez en cualquier sección de nuestros sistemas. Seguidamente se presenta los diagramas de momento curvatura considerados para cada elemento estructural. Cabe resaltar que estos diagramas no representan el verdadero comportamiento de estos elementos sin embargo de esta manera se demostrará de una manera más directa el método Push Over (ya que se tendrá menos variaciones de rigideces en cada elemento). También se incluye el comportamiento del disipador SLB 20_2 (Fuerza vs Desplazamiento).

Ilustración 67 Diagrama de Momento-Curvatura para Viga

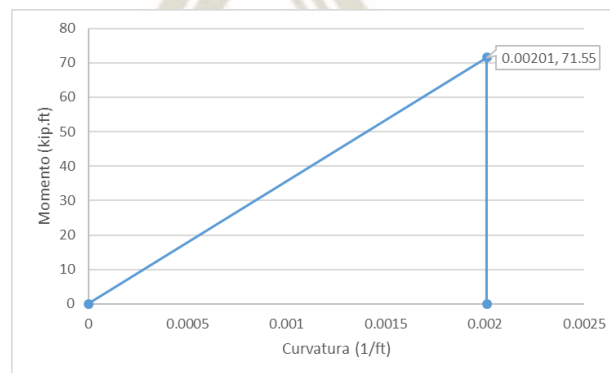


Ilustración 68 Diagrama de Momento-Curvatura para Columna

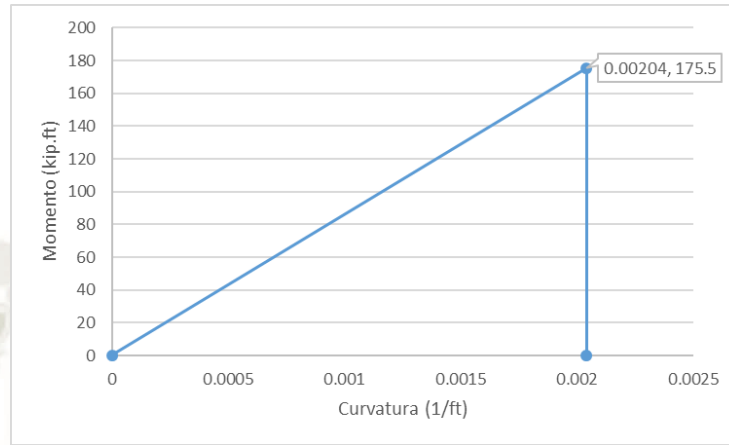


Ilustración 69 Diagrama de Momento-Curvatura para Muro desacoplado

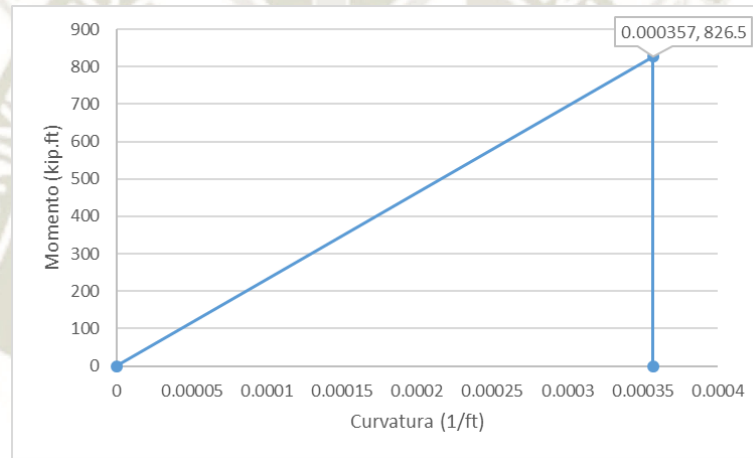
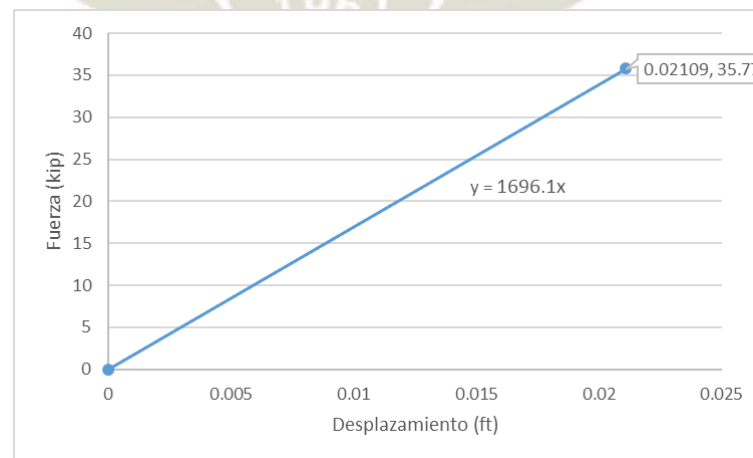
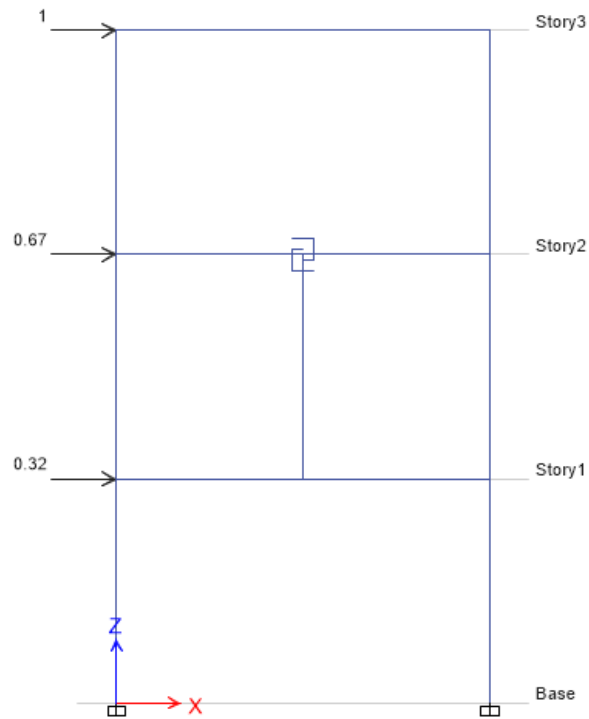


Ilustración 70 Diagrama de Fuerza-Desplazamiento para SLB 20_2



- Ahora se procede a establecer el estado de carga que es el correspondiente al primer modo de vibración, tal como lo recomienda el FEMA 440 para estructuras que vibren fundamentalmente en su primer modo.

Ilustración 71 Estado de carga para Análisis Push Over



- Seguidamente se procede a mostrar los diagramas de momentos flectores y fuerza cortante para el estado de carga inicial para así poder medir los momentos flectores en cada elemento a la altura donde se definirá la rótula plástica ($0.05L$ y $0.95L$ del elemento).

Ilustración 72 Diagrama de Momento Flector y Fuerza cortante para primer estado de carga



De aquí obtenemos cual elemento será el primero en generar una rotula plástica, para ello se tiene que medir los momentos a la altura de la rótula de todos los elementos (para el Disipador se mide la fuerza cortante) y ver qué tan próximos están a alcanzar su momento de fluencia. Por ejemplo, para la viga se tiene:

$$M_y = 71.55 \text{ kip.ft} \qquad M_1 = 3.858 \text{ kip.ft}$$

$$\text{Ratio} = \frac{M_1}{M_y} = 0.05392$$

$$\text{Amplificacion} = \frac{1}{\text{Ratio}} = 18.5458$$

Es decir, se tiene que amplificar las cargas aplicadas 18.5458 veces (valido para comportamiento lineal). Este procedimiento se realiza para cada elemento que tenga las máximas demandas en cada ciclo, como se aprecia en la siguiente tabla:

Elemento	D rótula(ft)	My (kip.ft)	M (kip.ft)	Ratio	Amplificacion
Viga (Piso 1)	0.842	71.550	3.858	0.054	18.546
Columna	0.492	175.500	5.606	0.032	31.306
Muro	0.468	826.500	5.280	0.006	156.534
SLB (kip)	-	35.770	1.073	0.030	33.336

Ilustración 73 Diagrama de Momento Flector y Fuerza cortante para segundo estado de carga

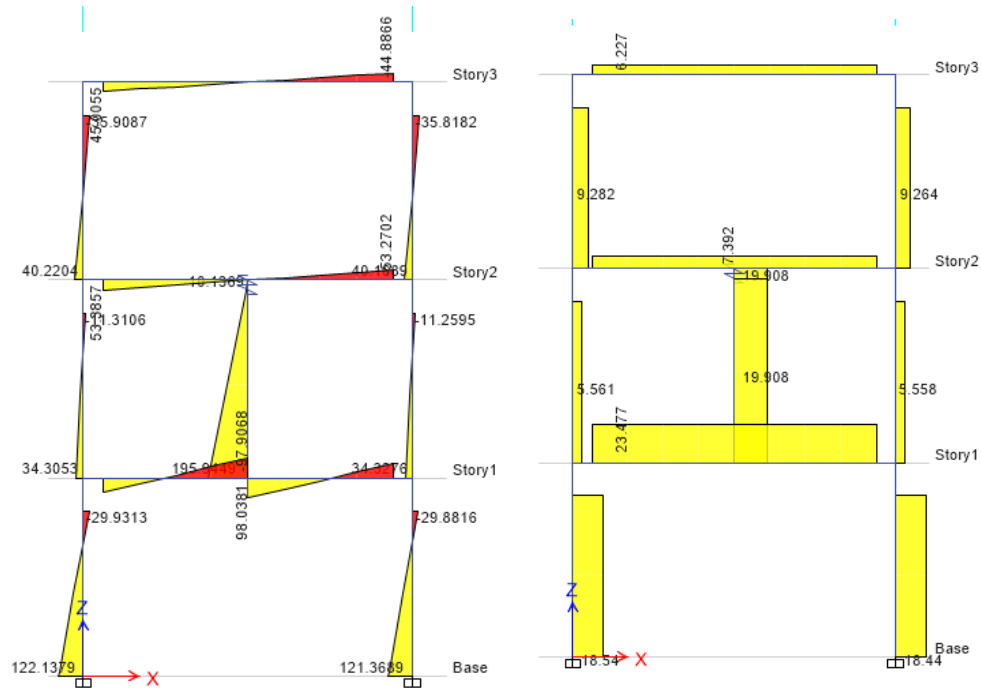
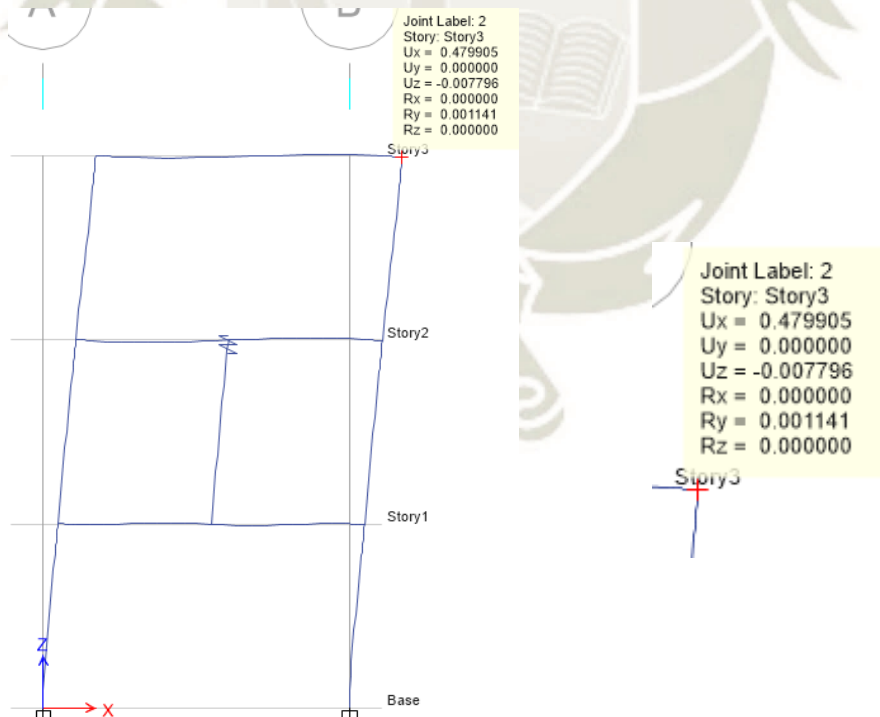


Ilustración 74 Desplazamiento en ultimo nivel debido a segundo estado de carga



Como se puede ver se obtiene nuestro primer punto de la curva Push Over

Desplazamiento(ft)	C. Basal (kip)
0.48	36.98

- Luego se procede a modificar la rigidez del elemento que llego a obtener la rótula, en este caso por cómo se definió los diagramas de momento curvatura se libera totalmente de su capacidad de resistir momento flector.

Ilustración 75 Liberación de resistencia de momento flector para viga de primer nivel

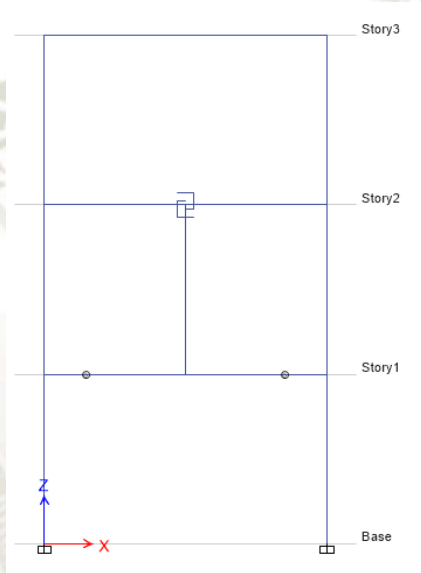


Ilustración 76 Primer estado de carga para nuevo sistema resistente

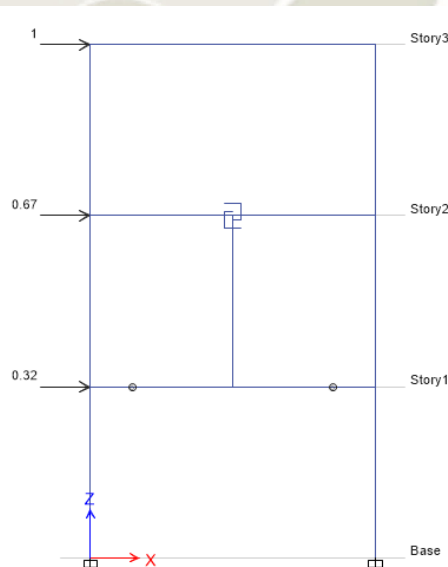
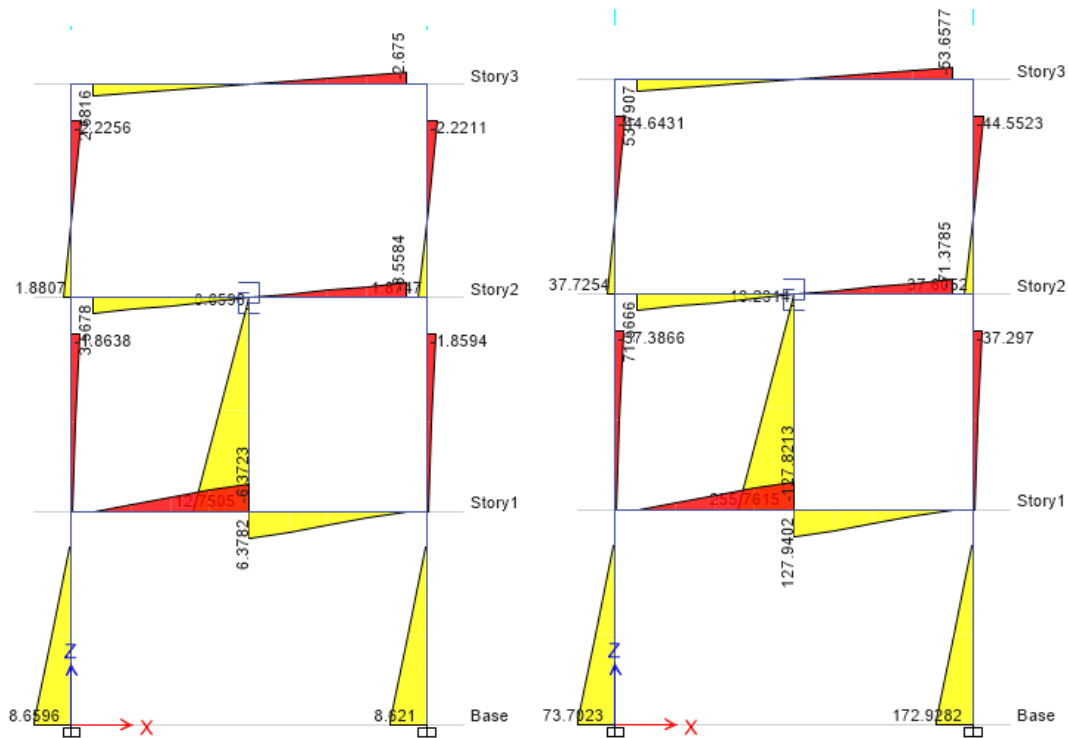
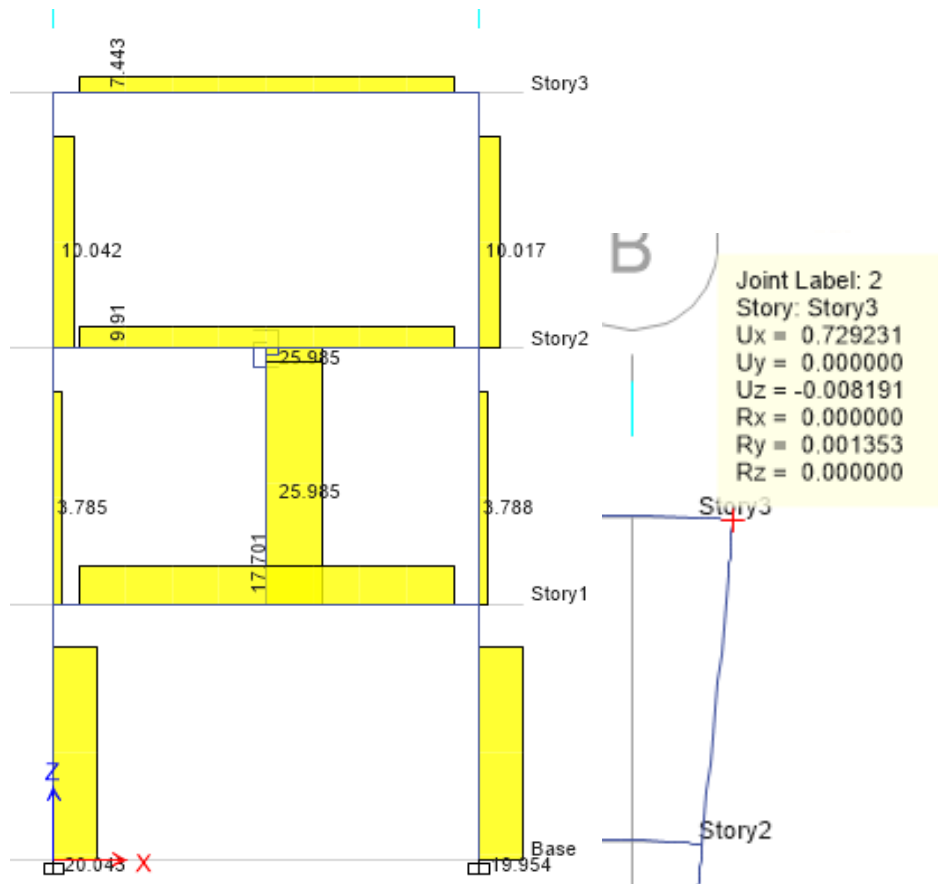


Ilustración 77 Diagrama de momento flector para Caso de Carga 3 y 4



Ciclo 3					
Elemento	D rotula(ft)	My (kip.ft)	M (kip.ft)	Ratio	Amplificación
Viga (Piso 2)	0.842	71.550	3.567	0.050	20.059
Columna	0.492	175.500	7.676	0.044	22.863
Muro	0.468	826.500	7.010	0.008	117.903
SLB (kip)	-	35.770	1.295	0.036	27.622

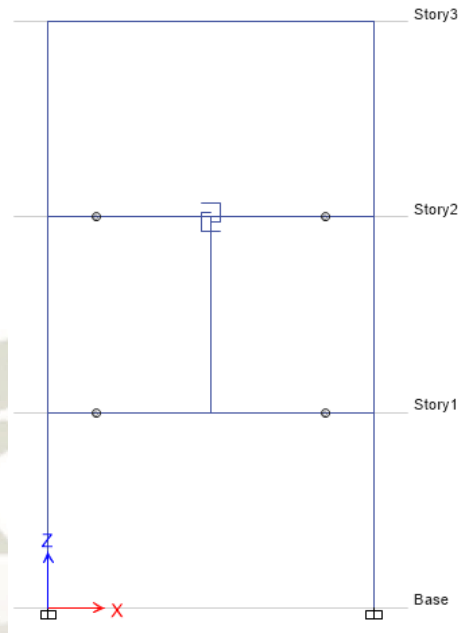
Ilustración 78 Diagrama de fuerza cortante y desplazamiento de nivel 3 para Caso de carga 4



Ciclo 4	
Desplazamiento(ft)	C. Basal (kip)
0.7292	39.999

- Seguidamente se vuelve a realizar los mismos pasos es decir aplicar la carga del primer estado de carga, determinar el elemento más próximo a alcanzar el momento de fluencia (Fuerza cortante para disipador) y posteriormente aplicar el estado de carga determinado y medir la cortante basal y el desplazamiento del ultimo nivel. A continuación, se muestran todos esos pasos resumidos en las siguientes tablas.

Ilustración 79 Modelo para analizar Caso de carga 5 y 6

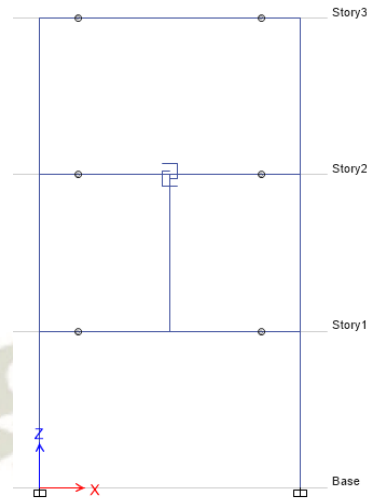


Ciclo 5	
Desplazamiento(ft)	C. Basal (kip)
0.048	1.994

Elemento	D rotula(ft)	My (kip.ft)	M (kip.ft)	Ratio	Amplificacion
Viga (Piso 3)	0.842	71.550	3.864	0.054	18.517
Columna	0.492	175.500	8.120	0.046	21.613
Muro	0.468	826.500	9.210	0.011	89.739
SLB (kip)	-	35.770	1.701	0.048	21.029

Ciclo 6	
Desplazamiento(ft)	C. Basal (kip)
0.8879	36.923

Ilustración 80 Modelo para analizar Caso de carga 7 y 8

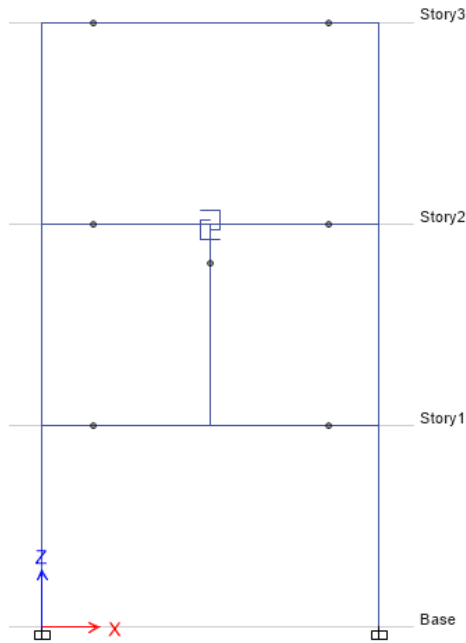


Ciclo 7	
Desplazamiento(ft)	C. Basal (kip)
0.0805	1.994

Elemento	D rotula(ft)	My (kip.ft)	M (kip.ft)	Ratio	Amplificacion
Viga	0.842	71.550	-	-	-
Columna)	0.492	175.500	8.823	0.050	19.891
Muro	0.468	826.500	12.777	0.015	64.687
SLB (kip)	-	35.770	2.360	0.066	15.157

Ciclo 8	
Desplazamiento(ft)	C. Basal (kip)
1.2209	30.223

Ilustración 81 Modelo para analizar Caso de carga 9 y 10 (Rotula en resorte)



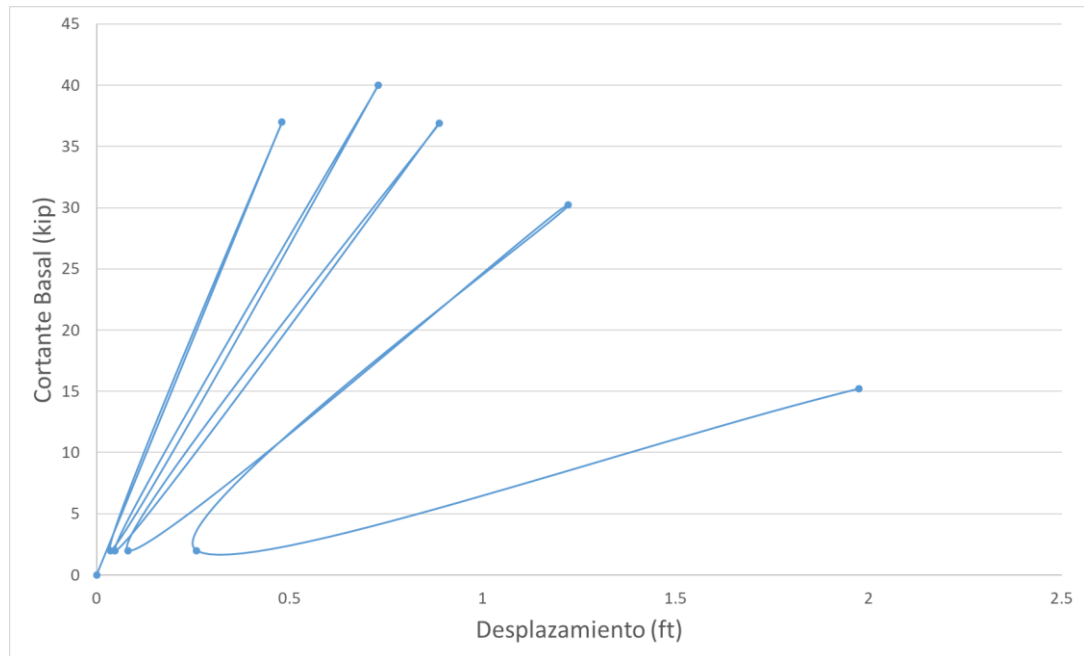
Ciclo 9	
Desplazamiento(ft)	C. Basal (kip)
0.2587	1.994

Elemento	D rotula(ft)	My (kip.ft)	M (kip.ft)	Ratio	Amplificacion
Viga	0.842	71.550	-	-	-
Columna (Base)	0.492	175.500	22.987	0.131	7.635
Muro	0.468	826.500	-	-	-
SLB (kip)	-	35.770	-	-	-

Ciclo 10	
Desplazamiento(ft)	C. Basal (kip)
1.975	15.224

- El cálculo se detiene aquí ya que esto implica una rotula en la base de la columna lo que indicaría que nuestro sistema estructural ya llego a su falla. La curva Push-Over es la siguiente:

Ilustración 82 Curva Push Over manual



4.1.2.2 Cálculo con Software Etabs

Para realizar el análisis Push-Over al programa se le tiene que indicar la geometría de nuestra estructura y también los materiales de los que está compuesto o caso contrario definir Hinges para representar su comportamiento no lineal. Estos Hinges serán en buena cuenta nuestros diagramas de Momento Curvatura propuestos al en el apartado 4.1.2.1.

Ilustración 83 Definición Hinge (M3) para Viga

Hinge Property Data for H-Viga - Moment M3

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	0	-0.00201
D-	-71.55	0
C-	-71.55	0
B-	-71.55	0
A	0	0
B	71.55	0
C	71.55	0
D	71.55	0
E	0	0.00201

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature
Hinge Length: 9.843 in

Relative Length

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

Use Yield Moment

Moment SF: Positive: 1, Negative: 1 kip-ft

Use Yield Curvature (Steel Objects Only)

Curvature SF: Positive: 1, Negative: 1 1/ft

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

Immediate Occupancy

Positive: 0.003, Negative: -0.003

Life Safety

Positive: 0.012, Negative: -0.012

Collapse Prevention

Positive: 0.015, Negative: -0.015

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Ilustración 84 Definición Hinge (M3) para Columna

Hinge Property Data for H-Columna - Moment M3

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	0	-0.00204
D-	-175.5	0
C-	-175.5	0
B-	-175.5	0
A	0	0
B	175.5	0
C	175.5	0
D	175.5	0
E	0	0.00204

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature
Hinge Length: 11.811 in

Relative Length

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

Use Yield Moment

Moment SF: Positive: 1, Negative: 1 kip-ft

Use Yield Curvature (Steel Objects Only)

Curvature SF: Positive: 1, Negative: 1 1/ft

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

Immediate Occupancy

Positive: 0.003, Negative: -0.003

Life Safety

Positive: 0.012, Negative: -0.012

Collapse Prevention

Positive: 0.015, Negative: -0.015

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Ilustración 85 Definición Hinge (M3) para Muro Desacoplado

Hinge Property Data for H-Muro - Moment M3

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	0	-0.000357
D-	-826.5	0
C-	-826.5	0
B-	-826.5	0
A	0	0
B	826.5	0
C	826.5	0
D	826.5	0
E	0	0.000357

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature
Hinge Length: 59.06 in

Relative Length

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

Use Yield Moment

	Positive	Negative
Moment SF	1	1

kip-ft

Use Yield Curvature (Steel Objects Only)

	Positive	Negative
Curvature SF	1	1

1/ft

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	0.003	-0.003
Life Safety	0.012	-0.012
Collapse Prevention	0.015	-0.015

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Ilustración 86 Definición Hinge (V2) para Muro Desacoplado

Hinge Property Data for H-M SLB - Shear V2

Displacement Control Parameters

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	0	-0.02109
D-	-35.77	0
C-	-35.77	0
B-	-35.77	0
A	0	0
B	35.77	0
C	35.77	0
D	35.77	0
E	0	0.02109

Symmetric

Type

Force - Displacement

Stress - Strain
Hinge Length: in

Relative Length

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force

	Positive	Negative
Force SF	1	1

kip

Use Yield Disp (Steel Objects Only)

	Positive	Negative
Disp SF	1	1

in

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	0.003	-0.003
Life Safety	0.012	-0.012
Collapse Prevention	0.015	-0.015

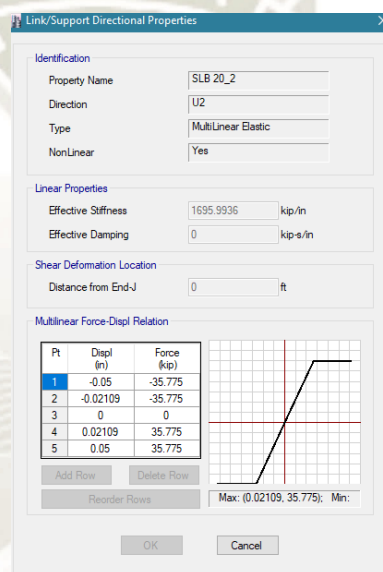
Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Es importante notar dos tópicos. El primero es que Etabs asume la Curvatura de Fluencia como 0 ya que considera que la relación entre esta y la curvatura ultima es muy grande, esta

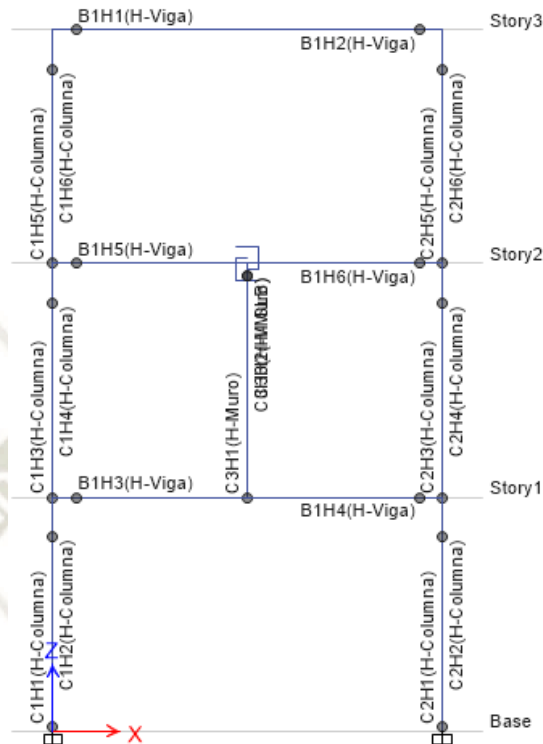
es una razón para fundamentar el uso de las curvas momento curvatura seleccionadas. El segundo asunto está relacionada a la asignación de una rotula por Fuerza cortante en el extremo superior del muro desacoplado, esto con el fin de representar el modelo (lineal) propuesto para el resorte. El disipador SLB está mejor representado por el modelo de comportamiento de Wen, sin embargo, se asumió el modelo lineal por simplicidad para la comprobación del método Push-Over.

Ilustración 87 Definición de Disipador SLB 20_2



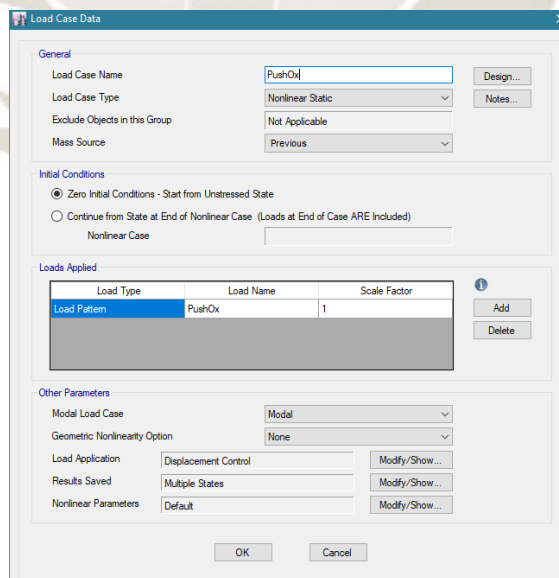
Seguidamente se procede a asignar los Hinges a cada 0.05L y 0.95L de cada elemento tipo frame.

Ilustración 88 Asignación de Hinges a Modelo para Validación



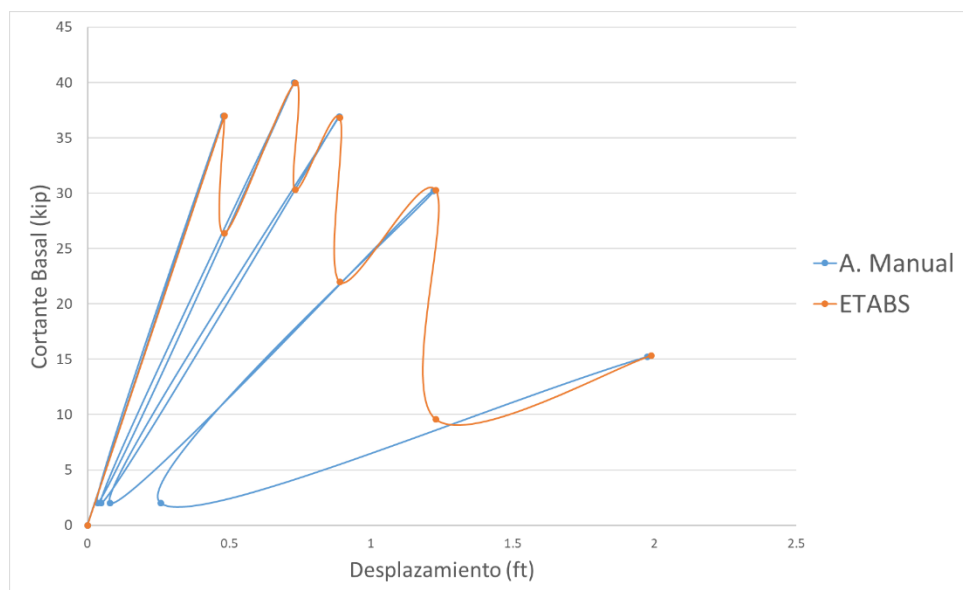
Seguidamente se procede a establecer el caso de carga para el Análisis Push-Over.

Ilustración 89 Caso de carga para el Análisis Push-Over



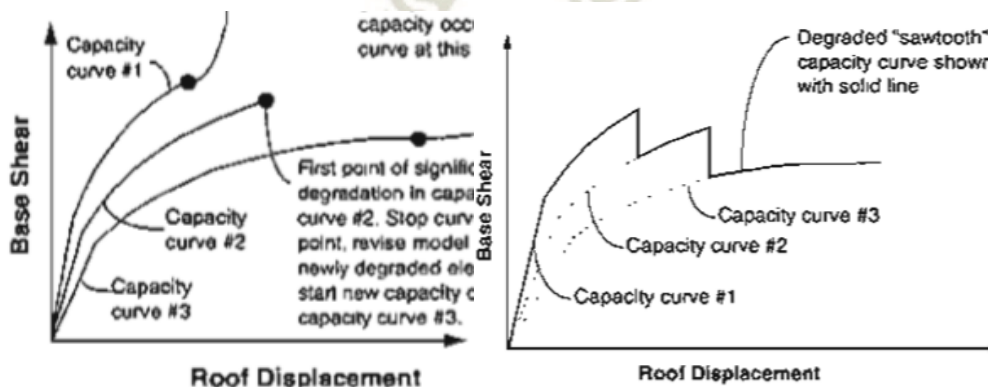
Del cual obtenemos la siguiente curva Push-Over.

Ilustración 90 Curvas Push-Over mediante software Etabs y Análisis Manual



Aparentemente las curvas son diferentes, pero en realidad hace falta hacer un ajuste. El ATC 40 propone el cálculo de estas curvas considerando la capacidad de la estructura incluso después de una degradación considerable en algunos de sus elementos para lo cual vuelve a realizar el cálculo de una nueva curva Push-Over. Posteriormente se procede a unir estas curvas, para ello primero se sigue el recorrido de la primera curva luego se hace una transición suave hasta el punto de degradación de la segunda curva y así con todas las demás curvas (Applied Technology Council , 1996). El procedimiento se ilustra a continuación:

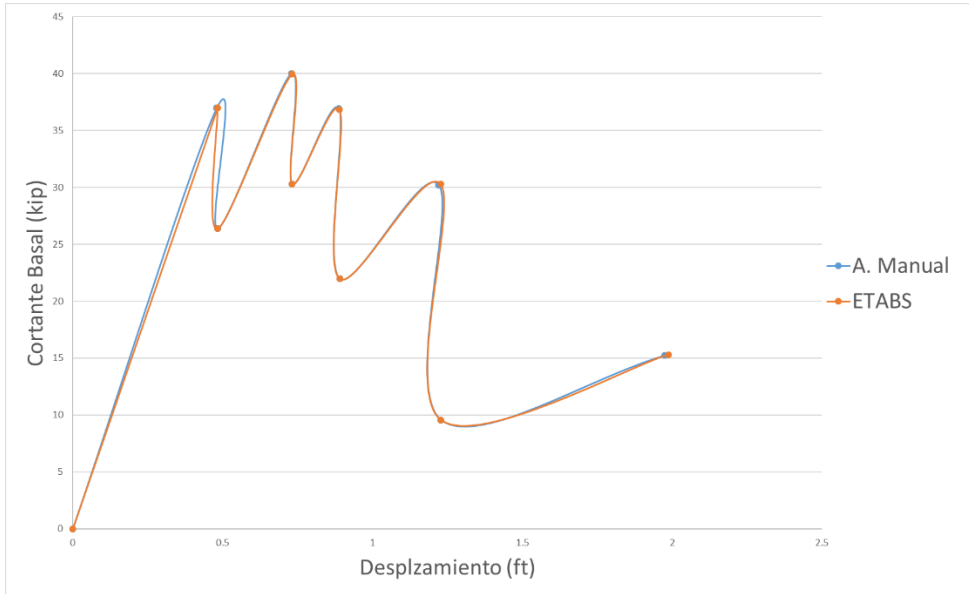
Ilustración 91 Procedimiento para convertir curva de capacidad



Fuente: Applied Technology Council (1996)

Aplicando este procedimiento se tiene:

Ilustración 92 Curva Push-Over por software Etabs y Análisis Manual



Se puede observar que el análisis Manual y mediante el software Etabs es prácticamente idéntico, con lo cual queda validada la utilización de este software.

4.2 Modelo de concreto armado convencional

4.2.1 Modelamiento y Análisis

4.2.1.1 Generalidades del Proyecto

El proyecto elegido es una vivienda multifamiliar de 07 niveles, la distribución de los espacios por planta es la siguiente:

- Nivel 0 (Semisótano): Estacionamiento y cuartos para depósito.
- Nivel 1: Lavandería, cocina, patio, 02 baños y 02 espacios flexibles.
- Nivel 2 a Nivel 5: Lavandería, cocina, 02 baños y 02 espacios flexibles.
- Nivel 6: Cuarto de máquina del ascensor.

Todos los niveles cuentan con acceso al ascensor (2 puertas) que se encuentra aproximadamente en el medio del proyecto. También todos los niveles se encuentran conectados por escaleras, siendo la del semisótano de menores dimensiones.

El área de techado total es 835.70 m², por niveles es de

- Nivel 0 (Semisótano): 167.8 m²
- Nivel 1 a Nivel 5: 132.8 m²
- Nivel 6: Cuarto de máquina del ascensor. 3.9 m²

4.2.1.2 Normativa

Para el análisis lineal y diseño estructural se considerarán las normas técnicas peruanas vigentes, es decir:

- Norma E.020: Cargas
- Norma E.030: Diseño Sismo resistente
- Norma E.050: Suelos y Cimentaciones
- Norma E.60: Concreto Armado

Alguna de las disposiciones más resaltantes de estas normas son las siguientes:

I. Cargas de Diseño

Los elementos estructurales serán diseñados por el método de resistencia, lo que implica que todos los elementos estructurales tienen una resistencia ϕR_n . Donde ϕ es un factor de reducción de resistencia que depende del tipo de carga que soportan los elementos. La resistencia debe cumplir la siguiente relación:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Donde R_u son las resistencias obtenidas con las siguientes amplificaciones de carga.

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm S$$

$$U = 0.9CM \pm S$$

Donde:

- CM: Carga muerta.
- CV: Carga Viva.
- S: Carga sísmica.

Los valores de ϕ utilizados para calcular la resistencia nominal son lo siguiente:

Flexión sin carga axial	$\phi = 0.90$
Carga axial de tracción con o sin flexión	$\phi = 0.90$
Corte y Torsión	$\phi = 0.85$
Flexión con carga axial de compresión (estribos)	$\phi = 0.70$
Aplastamiento del concreto	$\phi = 0.70$

II. Cargas

Las cargas empleadas son las siguientes:

Muertas

- Piso terminado: 100 kgf/m²
- Tabiquería de ladrillo: 712 kgf/m (sobre vigas)
- Tabiquería de ladrillo: 200 kgf/m² (sobre losas)
- Concreto. 2400 kgf/m³

Vivas

- Tabiquería móvil: 100 kgf/m²
- Sobrecarga (Pisos): 200 kgf/m²
- Sobrecarga (Techo): 100 kgf/m²
- Sobrecarga (Escaleras): 250 kgf/m²

III. Materiales empleados

- Concreto:
 - ✓ Resistencia a compresión (no confinada): $f'c=210$ kgf/cm²
 - ✓ Módulo de elasticidad: $E=217370.37$ kgf/cm²
 - ✓ Resistencia a compresión (no confinada): $f'c=280$ kgf/cm²
 - ✓ Módulo de elasticidad: $E=250998.01$ kgf/cm²
 - ✓ Deformación unitaria máxima $\epsilon_{cu} = 0.003$
 - ✓ Módulo de Poisson: $\nu=0.20$
- Acero de refuerzo:
 - ✓ Esfuerzo de fluencia $f_y=4200$ kgf/cm²
 - ✓ Deformación unitaria de fluencia $\epsilon_{cu} = 0.0021$
 - ✓ Módulo de elasticidad: $E=2000000$ kgf/cm²

4.2.1.3 Estructuración

El sistema estructural planteado es de muros de concreto armado ($f'c=280$ kgf/cm² para las placas de los tres primeros niveles), esto con la finalidad de respetar la arquitectura planteada, en la parte del semisótano se usó muros de sótano en el perímetro. Seguidamente se realiza el predimensionamiento de los elementos estructurales propuestos, el cual posteriormente será verificado bajo las acciones propuestas en las normas que figuran en el RNE.

I. Vigas

Para el predimensionado se tiene en cuenta la siguiente expresión para el peralte:

$$\frac{L_n}{12} < h < \frac{L_n}{10}$$

Y para la base se considera aproximadamente la mitad del peralte. Para la viga V106 se tiene:

$$\frac{4.46 \text{ m}}{12} < h < \frac{4.46 \text{ m}}{10}$$

$$0.37 \text{ m} < h < 0.45 \text{ m}$$

Por lo cual se selecciona 0.45 m como peralte y 0.25 m como base. Se trató de considerar el mismo peralte para vigas principales.

II. Losas

A pesar de que varios paños de losas son próximos a ser cuadrados, las dimensiones no son considerables así que se planteó losas unidireccionales, siguiendo el siguiente criterio:

$$\frac{L_n}{24} < e$$

Para el paño más largo se tendría:

$$\frac{4.5 \text{ m}}{24} = 0.188 \text{ m} < e$$

Por lo que se optó por una losa unidireccional de $e=0.20$ m en la dirección corta del edificio. Para las zonas próximas a aberturas se consideró el uso de lozas macizas del mismo espesor, para asegurar una adecuada transferencia de esfuerzos.

III. Columnas

Para el predimensionamiento de columnas se tiene en consideración el área tributaria y las cargas de servicio que reciben. La expresión que se considera es la siguiente:

$$A_{columna} > \frac{P_{servicio}}{0.30 f'c}$$

Para la columna C1 se tiene:

$$P_{servicio} = PPviga + Ppcol + PPaligerado + PPpt + 0.25 SC$$

$$P_{servicio} = (1.49 + 1.26 + 2.16 + 0.72 + 0.54)6 = 37 \text{ tnf}$$

$$A_{columna} > \frac{37}{0.30 * 2100} = 0.06 \text{ m}^2$$

Con lo cual sería necesaria una columna de 0.25m x 0.25m, sin embargo, por requerimientos sísmicos esto no sería suficiente así que se propone 0.25 m x 0.75 m.

IV. Muros

El predimensionamiento de los muros estructurales es algo incierto, por lo que el criterio que se tuvo para el largo de las mismas fueron las limitantes arquitectónicas y para el espesor se consideró de 0.25 m en la dirección X debido a la altura del edificio y en Y un espesor de 0.30 m ya que se cuenta con menos longitud disponible.

En cuanto a la resistencia del concreto se utilizó $f'c=280\text{kgf/cm}^2$ para los tres primeros niveles y para los niveles restantes $f'c=210\text{kgf/cm}^2$.

El uso de los mismos es necesario para controlar los drifts que son limitados por la norma E030.

Para el predimensionamiento de los muros de sótano se consideró 0.20 m.

4.2.1.4 Modelo estructural en el Software Etabs

La versión del software Etabs utilizada es la 18, para realizar el modelo estructural se tuvieron las siguientes consideraciones:

- Las vigas y columnas se modelaron como elementos tipo Frame.
- Las losas se modelaron como elementos tipo Shell, además se asignó diafragmas rígidos para todos los pisos.
- Las cargas se aplicaron directamente sobre las vigas en caso de que estas actúen directamente sobre estas, de no ser el caso se aplicaron distribuidas en el área.
- La masa sísmica se asignó según normativa, es decir se consideró el total de carga muerta más el 25% de la carga viva (vivienda)
- Se definieron las cargas de diseño, el espectro de aceleraciones propuesto por la norma E.030 así como las combinaciones de carga, que serán usadas para el diseño.
- La condición de apoyo para la base se consideró empotrada
- Se consideró la longitud de intersección de los elementos estructurales como brazos rígidos.
- En el modelo se incluyó la escalera para tener una representación más precisa del edificio.
- Adicionalmente se consideró la liberación de giro en ciertas vigas, esto debido a que el acero no lograba su longitud de desarrollo o que a las vigas que cargaban les generan una torsión considerable.
- En el semisótano se colocó muros de sótanos los que están restringidos para desplazamiento en plano XY y rotación en el eje Z.

Ilustración 93 Vista 3D del modelo en Etabs

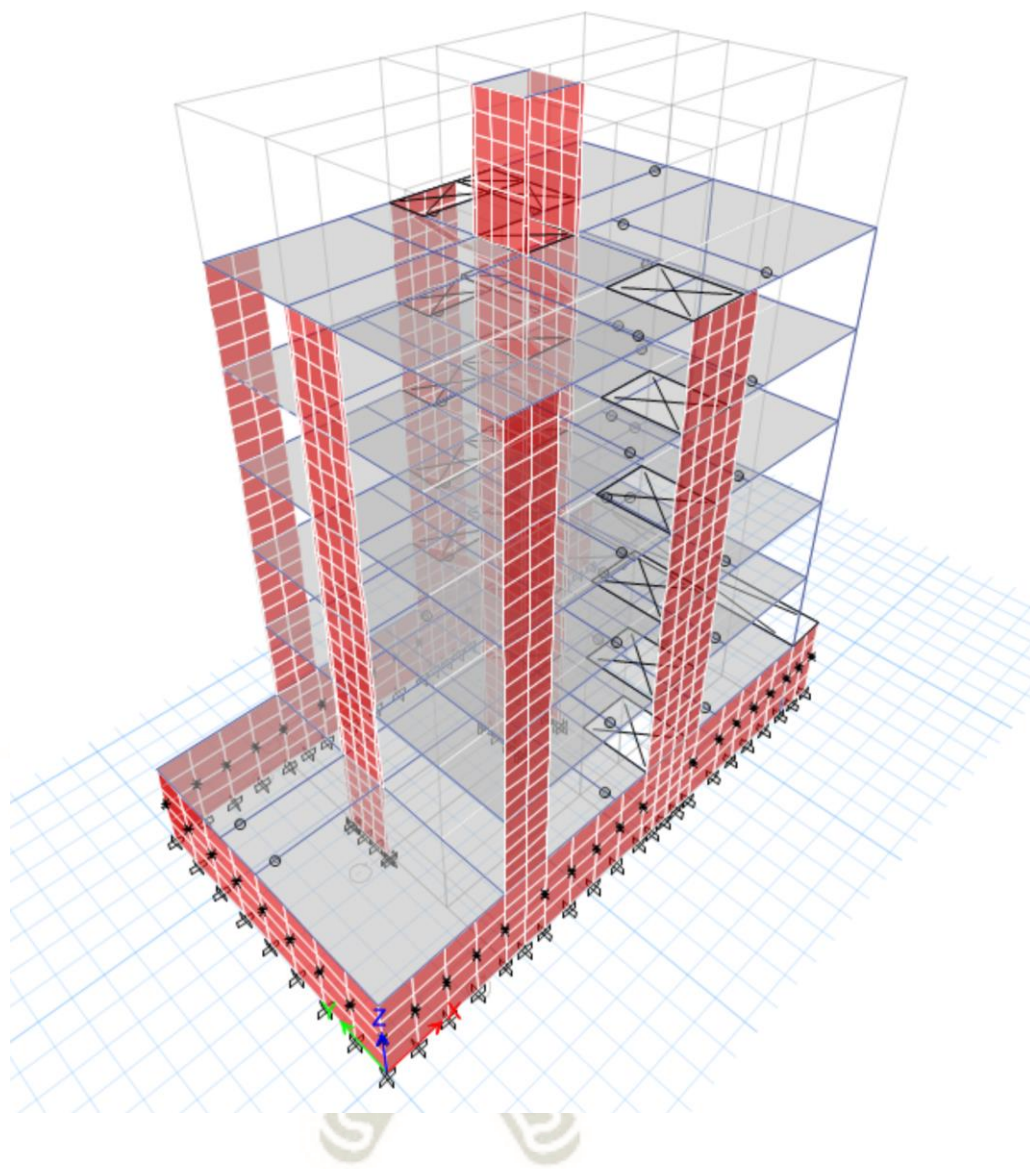


Ilustración 94 Planta de semisótano en Etabs

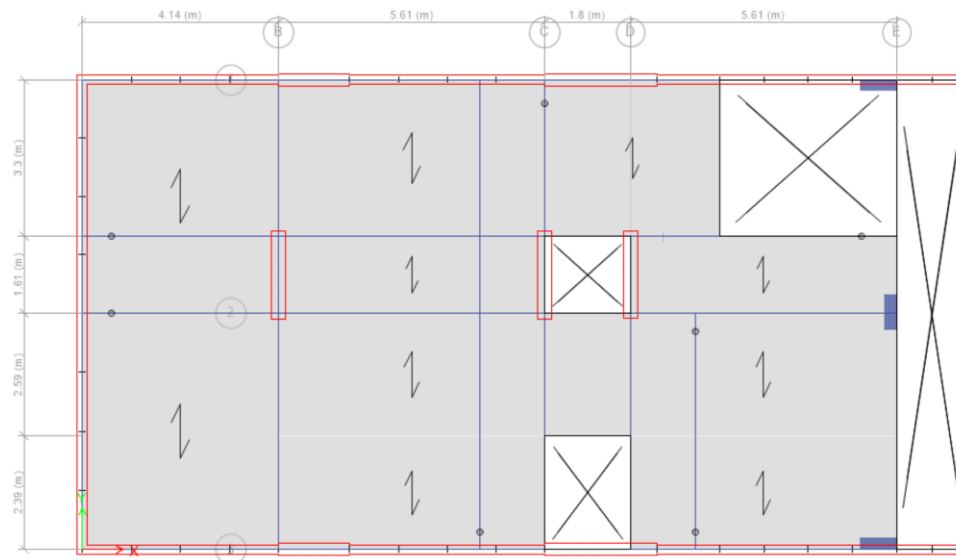
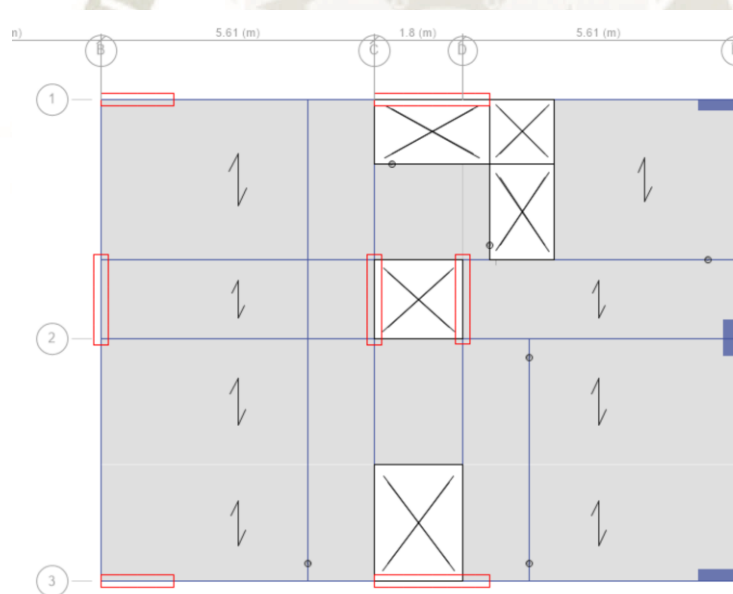


Ilustración 95 Planta de nivel 1 a 5 en Etabs



4.2.1.5 Análisis Sísmico

El Perú al ser un país de alta sismicidad requiere que se estudie el efecto de este fenómeno en las estructuras. Los objetivos de la norma E.030 son los siguientes:

- La estructura ante sismos severos (raro), no deberá colapsar ni causar daños graves a los ocupantes.
- La estructura deberá soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.

El análisis sísmico propuesto por la norma es una análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Los métodos que plantean son el Análisis Estático (Fueras estáticas equivalentes) y el Análisis dinámico Modal Espectral (no siendo dinámico en realidad ya que las propiedades se mantienen constantes).

i. Configuración Estructural

La estructura posee un sistema estructural hecho a base de muros de concreto armado, no posee irregularidades en planta ni en altura para ambas direcciones. Para ver los cálculos ir al Anexo.

ii. Parámetros Sísmicos

Tabla 10 Parámetros sísmicos

EJE X o Y	
CATEGORIA	C (Comunes)
ZONA	Z3
SUELO	S2
SIST. ESTRUCTURAL	3 MUROS ESTRUCTURALES
Ro	6
Irregularidad en planta (Ip)	.-----> 1
Irregularidad en altura (Ia)	.-----> 1
R	6
$R = I_p \times I_a \times R_o$	

Z	0.35		
U	1.00		
S	1.15		
Tp	0.60 s	TL	2
R	6.00		
g	9.81 m/s²		

4.2.1.5.1 Análisis Estático

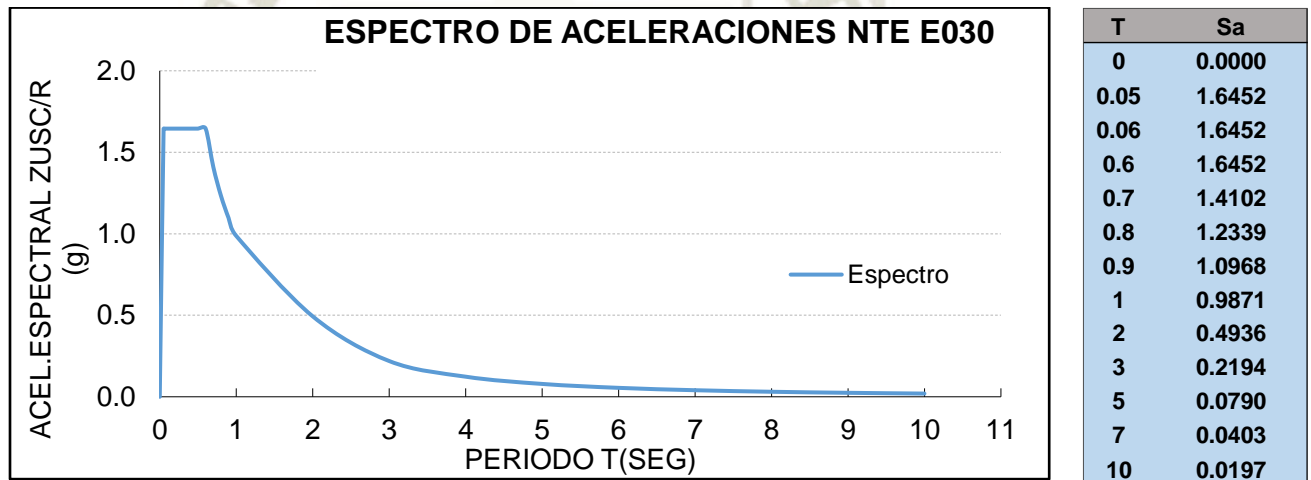
Tabla 11 Reacciones en la base debido a Análisis Estático

Case	Location	P(tnf)	Vx(tnf)	Vy(tnf)
Sx Estatico	Bottom	0	38.5736	0.3324
Sy Estatico	Bottom	0	0.8318	105.24

4.2.1.5.2 Análisis Dinámico

Se define es espectro de pseudo-aceleraciones usado para el análisis espectral.

Ilustración 96 Espectro de Aceleraciones



El resultado del Análisis Modal es el siguiente:

Tabla 12 Participación de modal de masas

Mode	T(s)	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0.463	0.511	0.019	0.055
2	0.433	0.534	0.642	0.072
3	0.375	0.584	0.649	0.544
4	0.141	0.627	0.650	0.544
5	0.130	0.627	0.768	0.555
6	0.107	0.708	0.772	0.575
7	0.097	0.725	0.777	0.658
8	0.068	0.726	0.832	0.661
9	0.049	0.775	0.832	0.664
10	0.046	0.777	0.837	0.692
11	0.044	0.778	0.861	0.692
12	0.042	0.778	0.877	0.705
13	0.033	0.778	0.903	0.710
14	0.030	0.803	0.904	0.710
15	0.028	0.803	0.939	0.712
16	0.026	0.804	0.939	0.730
17	0.024	0.804	0.978	0.730
18	0.022	0.815	0.978	0.730
19	0.020	0.815	0.978	0.740
20	0.013	0.997	0.979	0.745
21	0.012	1.000	1.000	1.000

Del análisis modal se pueden desprender 2 conclusiones:

- La primera es que el edificio vibra predominantemente en la dirección X y Y.
- La segunda es que para los modos 20 y 21 se tiene un aporte relativamente grande de participación en la masa para X y la rotación respecto a Z. Esto se debe a que este modo representa la vibración del Sótano principalmente, y al tener una gran masa influye de esta manera.

Seguidamente la respuesta estructural máxima elástica esperada (r) se calculará con los 21 modos de vibración y teniendo en cuenta la combinación cuadrática completa.

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j}$$

Para la considerar la direccionalidad de las cargas (cargas verticales del sismo) se usará el tipo de combinación Absoluta.

Tabla 13 Verificación de cortante Basal

Case	VX (tnf)	VY (tnf)	80%	Amplificación
Sx Estatico	38.574	0.332	30.859	-
Sy Estatico	0.832	105.236	84.189	-
DIN X	28.649	14.868	-	1.077
DIN Y	4.389	91.218	-	NO

La norma determina que para edificaciones regulares la cortante obtenida por el Análisis Dinámico debe ser por lo menos el 80% de la Cortante basal obtenida con el Análisis Estático. Por lo que para la dirección X se tiene que amplificar el espectro en el factor de 1.077. Esta modificación solo afecta para el cálculo de fuerzas internas, es decir con este factor de modificación no se chequean los drifts máximos permitidos.

Ilustración 97 Definición de espectros en la dirección X

ET Load Case Data

General

Load Case Name: Din X [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (Masa)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Espectro X (R=6)	10591.24
Acceleration	U3	Espectro X (R=6)	7060.82

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: Absolute

Absolute Directional Combination Scale Factor: 1

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

4.2.1.6 Control de derivas laterales

Las derivas laterales elásticas se verifican a partir de las derivas inelásticas. Estas se multiplican por el factor $0.75R$ (4.5), esto se debe básicamente que se está sometiendo a la estructura a espectro elástico de diseño. Las derivas son las siguientes:

Tabla 14 Derivas Elásticas

Story	Drift X	Drift Y
Story6	0.0039	0.0030
Story5	0.0055	0.0034
Story4	0.0061	0.0041
Story3	0.0062	0.0046
Story2	0.0052	0.0046
Story1	0.0030	0.0034
Semi Sotano	0.0001	0.0007

Como se puede observar todas las derivas cumplen con la restricción de 0.007. Siendo la más grande de 0.0062 para la dirección X.

4.2.1.7 Junta de Separación sísmica

La norma E.030 define una distancia mínima de separación (s) entre edificaciones adyacentes:

$$s = 0.006 h \geq 0.03m$$

$$s = 0.006(14) = 0.084m \geq 0.03m$$

Pero no debe ser menor a dos tercios de la distancia máxima calculada en el apartado de desplazamientos elásticos. Que en este caso es 0.037m

Por lo que se adopta:

$$s = 0.05 m$$

4.2.2 Diseño de elementos Estructurales

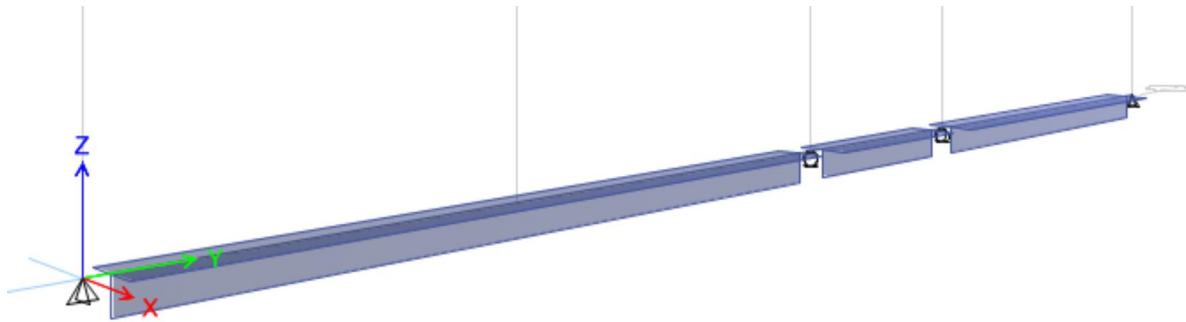
Cabe resaltar que se aplicaran las disposiciones sísmicas del capitulo 21 de la norma E.060 para el diseño de los elementos estructurales, específicamente los referidos al apartado del sistema estructural de muros. Todas las fórmulas presentadas tienen las unidades de cm, kgf, y kgf/cm²

4.2.2.1 Losas

Para el diseño de losas aligeradas se considerará únicamente la primera combinación de carga, ya que estos elementos se diseñan únicamente por cargas gravitacionales.

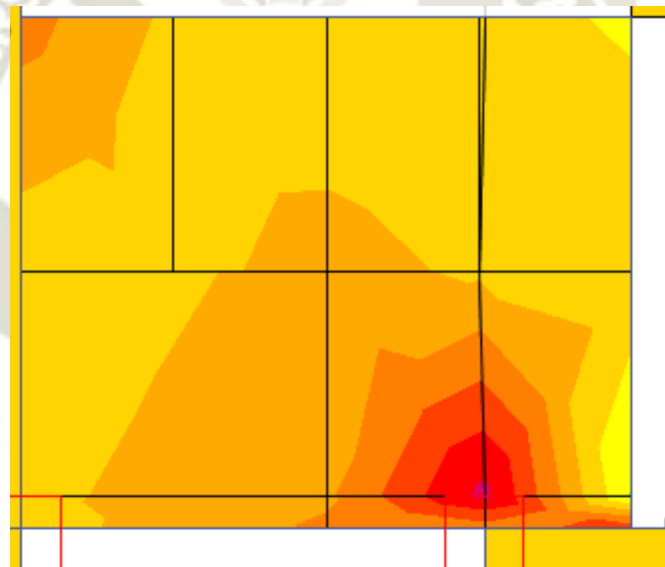
Para el análisis estructural de las mimas se tiene dos casos. El primero de ellos es aplicado al de las losas aligeradas unidireccionales, la idealización es considerar una viga de sección T simplemente apoyada que representaría una vigueta.

Ilustración 98 Idealización de Viguetas



El segundo es el aplicado para las losas macizas, estas son de comportamiento bidireccional por lo que su análisis puede hacerse mediante métodos aproximados o con el método de elementos finitos. Se eligió el segundo por considerarse más preciso.

Ilustración 99 Momentos en losas bidireccionales



a) Diseño por Flexión

La vigueta posee una sección T, sin embargo, para gran mayoría de los diseños esta trabaja como rectangular. Considerando el ancho 10 cm para momentos negativos y 40 cm para momentos positivos.

a. Acero mínimo:

Se tienen dos consideraciones, la primera es la siguiente:

$$\phi Mn \geq 1.2M_{cr} = 1.2 \left(\frac{2\sqrt{f'c} I_g}{Y_t} \right)$$

Donde M_{cr} : Momento de agrietamiento de la sección.

$2\sqrt{f'c}$: Esfuerzo de agrietamiento

I_g : Inercia bruta de la sección

Y_t : Fibra atracción más alejada

Sin embargo, si es que se cumple lo siguiente se puede obviar.

$$A_{scolocada} \geq \frac{4}{3} A_{srequerida}$$

Para losas macizas el acero mínimo es únicamente limitado por el acero por cambios volumétricos, entonces se consideró 0.0018 de cuantía mínima.

b. Acero máximo:

Para el acero máximo se consideró:

$$A_{smax} \leq 0.75 A_{sb}$$

Donde A_{sb} : Área de acero que produce falla balanceada.

Entonces se tendría:

Tabla 15 Determinación de Acero

	Espesor(m)	Mcr (+) tnf.m	Mcr (-) tnf.m	As (+) min cm2	As (-) min cm2	As (+) Max cm2	As (-) Max cm2
Aligerada	0.20	0.259	0.504	0.48	1.01	3.19	3.19
Maciza(m)	0.20	-	-	3.07	3.07	27.17	27.17

Los valores máximos y mínimos de la losa aligerada han sido calculados idealizando su trabajo como viga rectangular. Seguidamente se muestra a modo de ejemplo el diseño de la losa aligerada unidireccional comprendida entre los ejes B y C del semisótano al cuarto nivel.

Ilustración 100 Análisis Estructural de Viga T

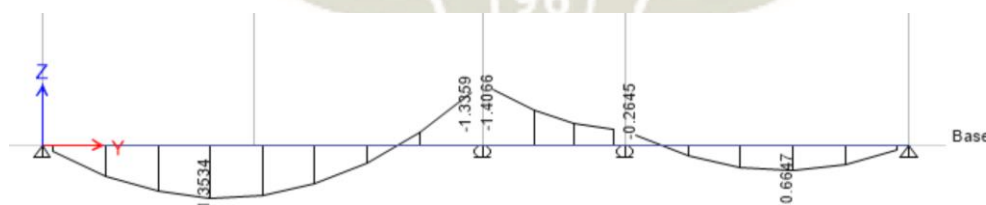
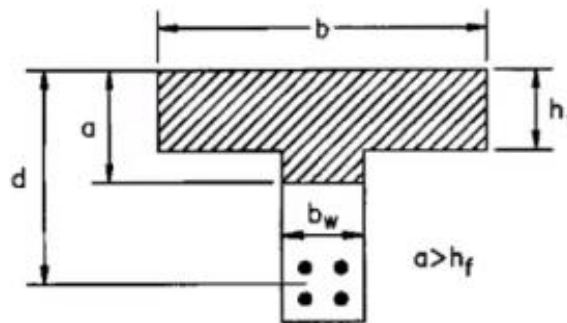


Ilustración 101 Dimensiones de Viga T



01. Datos del Material

$f'c=$ 210 kgf/cm²
 $\beta=$ 0.85
 $f_y=$ 4200 kgf/cm²

02. Dimensiones de la Losa

$b=$ 40.00 cm
 $b_w=$ 10.00 cm
 $h=$ 20.00 cm
 $h_f=$ 5.00 cm
 $d=$ 17.05 cm

03. Cargas Actuante

$M_u=$ -1.41 tnf.m
 $V_u=$ 1.20 tnf

4.0 Diseño

$a=$ 6.32 cm
 $A_s=$ 2.69 cm²

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu^2}{0.85 \phi f'c b}}$$

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

A temperatura= 0.36 cm²/Vigueta
 $S =$ 78.89 cm
 $S_{max}=$ 25.00 cm
 $S=$ 25.00 cm

$A_{acero}=$ \emptyset 3/8" 0.71 cm²

Medio Positivo 1

#	α	Area
1	1/2"	1.29
1	1/2"	1.29
		2.58

Derecha Negativo 1

#	α	Area
1	1/2"	1.29
2	3/8"	1.42
		0
		2.71

Izquierda Negativo 2

#	α	Area
1	1/2"	1.29
2	3/8"	1.42
		0
		2.71

Medio 2

#	α	Area
1	1/2"	1.29
		0
		1.29

Derecha Negativo 2

#	α	Area
1	1/2"	1.29
		0
		1.29

Izquierda Negativo 3

#	α	Area
1	1/2"	1.29
		0
		1.29

Medio Positivo 3

#	α	Area
1	1/2"	1.29
		0
		1.29

Para el cálculo de acero negativo en los extremos se consideró un momento igual a:

$$\frac{w_n l^2}{12}$$

Los cálculos mostrados son para el momento negativo izquierdo del tramo central. EL diseño en flexión para las losas macizas bidireccionales es el mismo, con las diferencias que el acero mínimo solo es condicionado por el acero de temperatura y el diseño es hecho por metro de losa.

b) Verificación por Corte

La resistencia a cortante del concreto para las viguetas es la siguiente:

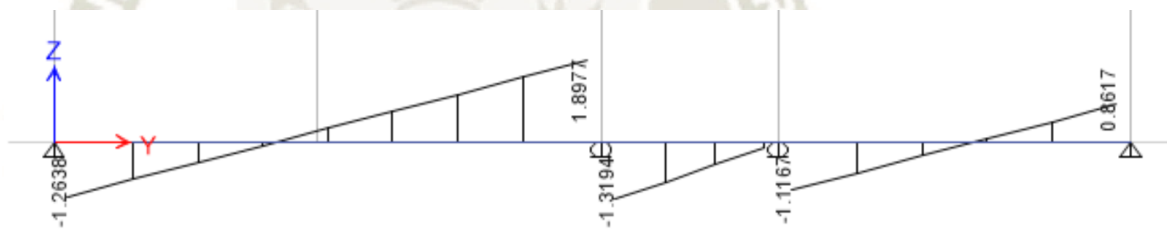
$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 \sqrt{f'c} b_w d$$

Nótese que la resistencia a cortante del concreto esta amplificada en 10% (de acuerdo a norma E.060.). Para la misma vigueta de la sección anterior se tiene:

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 \sqrt{210} * 10 * 17.05 = 1.22 \text{ tnf}$$

$$1.22 \text{ tnf} > 1.20 \text{ tnf} \quad \therefore \text{No requiere ensanche}$$

Ilustración 102 Diagrama de Fuerza cortante



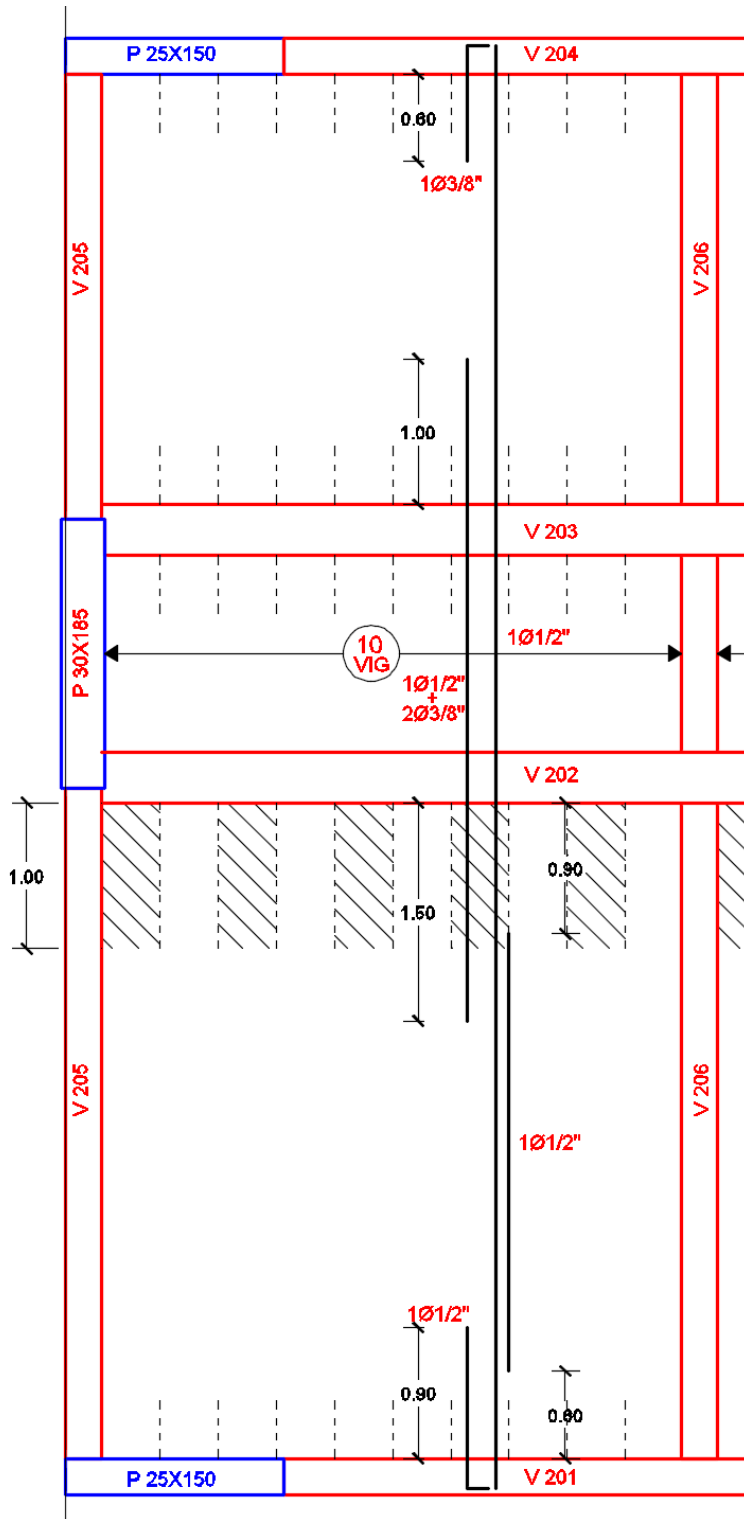
Las cortantes se pueden tomar a una distancia “d” de la cara de las vigas de apoyo. Teniendo esa consideración en cuenta se requería ensanches para el apoyo derecho del primer tramo. Se optará por ensanches alternados ya que el exceso de cortante es poco.

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 \sqrt{210} * 25 * 17.05 = 3.05 \text{ tnf}$$

La longitud de los mismos será de 1m ya que a esa distancia las vigas sin ensanches pueden absorber todo el cortante por sí solas.

Para las losas macizas el proceso es exactamente el mismo, se puede decir que su resistencia a cortante es el mismo que el de losas aligeradas con ensanches corridos.

Ilustración 103 Distribución de acero en losa



4.2.2.2 Vigas

El diseño en flexión de las vigas es prácticamente el mismo en relación al de las losas, sin embargo, el diseño a corte presenta dos variaciones notorias. El primero es que el acero si aporta resistencia a cortante y el segundo que para diseño sísmico el refuerzo transversal de cortante está condicionado al refuerzo longitudinal. También de ser necesario debe realizarse un diseño a torsión.

a) Diseño a flexión

El refuerzo longitudinal mínimo tiene dos restricciones.

La primera indica que el acero mínimo continuo debe ser tal que proporcione:

$$\phi Mn \geq 1.2 \left(\frac{2\sqrt{f'c} I_g}{Y_t} \right) = 1.2 M_{cr}$$

La segunda indica que el acero mínimo para vigas de secciones rectangulares tiene que cumplir:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d$$

Siendo esta condición la que domina el diseño de las secciones propuestas.

En relación al acero máximo se considerara para el diseño sísmico la siguiente expresión:

$$\rho_{max} = 0.5\rho_b$$

Para los materiales utilizados se tiene:

$$\rho_{max} = 0.02125$$

Donde ρ_b : es la cuantía balanceada

En cuanto a la relación de aceros positivo y negativos dentro una misma sección se tiene:

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la tercera parte de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara.

$$Mn_{positivo} \geq \frac{Mn_{negativo}}{3}$$

La resistencia a momento positivo o negativo, en cualquier sección a lo largo del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos

$$Mn \geq \frac{Mn_{max} - nudo}{4}$$

b) Diseño por corte

Para el diseño por corte se tiene que considerar tanto el aporte del concreto como el del acero. Se puede decir que hay 2 diseños, el primero tiene en cuenta el cortante que llega debido a las combinaciones de carga y el segundo es un requerimiento para el diseño sísmico, el cual basa su diseño en el acero en flexión colocado, esto con el fin de evitar una falla por cortante antes que por flexión.

La capacidad de corte de las vigas es la siguiente:

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s)$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Donde: V_c : Capacidad de cortante del concreto

V_s : Capacidad a cortante del acero

Para el cálculo de la separación de los estribos se tiene:

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

Donde: S : separación de estribos

A_v : área de acero transversal que aporta a cortante

Para que en el diseño sísmico la viga sea considerada como tal tiene que cumplir lo siguiente:

$$P_u < 0.1f'_c A_g$$

Las consideraciones que se tienen para el diseño sísmicos son las siguientes:

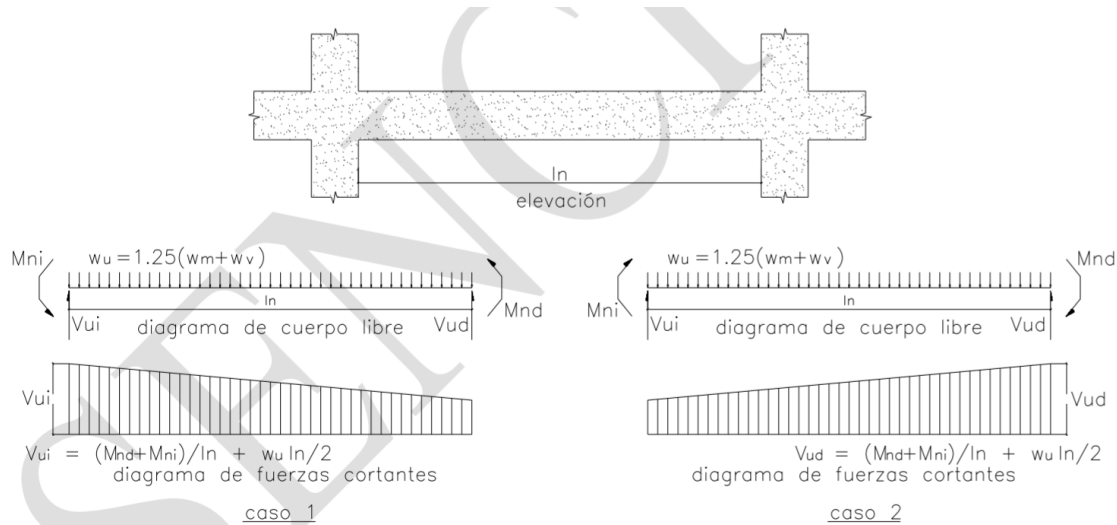
Como se mencionó previamente se busca evitar la falla por corte, dicho de otra manera, se busca una falla dúctil por flexión antes que una frágil por corte. Por ello se limita la máxima separación de estribos en la zona de confinamiento, la cual mide dos veces el peralte del elemento (d) medida desde la cara del mismo, las limitaciones de la separación son las siguientes:

- $d/4$
- 10 db (barra longitudinal de menor diámetro)
- 24 dbt (barra transversal)
- 300 mm

Cabe resaltar que el primer estribo no debe estar situado a más de 10cm y que para varillas longitudinales de hasta 1" de diámetro se usa el estribo de 3/8" de diámetro. Adicionalmente fuera de la zona de confinamiento la separación máxima es de $d/2$.

La otra consideración que se tiene para el diseño sísmico está relacionada a la obtención del cortante último. Las cargas que se utilizan son los Momentos Nominales de las vigas, así como la carga equivalente linealmente distribuida de servicio sobre la viga. Esta consideración tiene dos posibles casos, para un mejor entendimiento se muestra la siguiente imagen:

Ilustración 104 Cálculo de cortante ultima



Fuente: E.060 (2009)

c) Diseño por torsión

El diseño por torsión busca reducir las grietas que se producen por este efecto y evitar de igual manera una falla frágil. Existen dos tipos de solicitaciones de torsión, la primera se le conoce como torsión de equilibrio (el momento torsor es requerido para el equilibrio del sistema) y a la otra se le conoce como torsión de compatibilidad (momento torsor no es necesario para el equilibrio). Para la torsión por equilibrio su diseño se realiza con todo el torque que llega al elemento, mientras que para la torsión de compatibilidad se permite reducir el momento a T_{cr} (momento torsor de agrietamiento), si es que se opta por la reducción del momento torsor se tiene que considerar en el sistema estructural esta redistribución esfuerzos.

El diseño a torsión está sujeto a la fuerza cortante que llega a la sección por lo que se puede decir que ambos diseños son dependientes. Por otro lado, el diseño por cortante en su apartado sísmico requiere del diseño de flexión, haciendo que en buena cuenta los tres diseños sean dependientes entre sí.

Para mostrar el diseño en conjuntos se procede a realizar el diseño de la Viga 201:

Ilustración 105 Modelo de Viga201

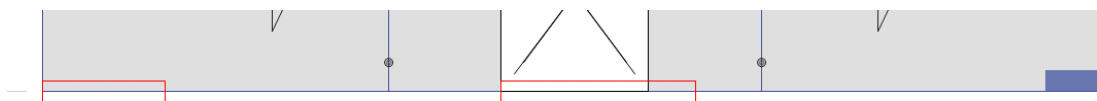


Ilustración 106 Diagrama de Fuerza cortante (tnf)

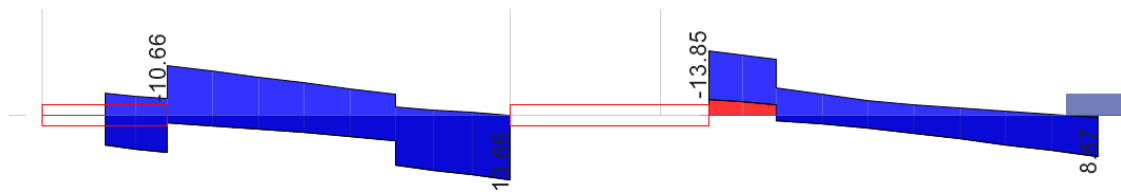


Ilustración 107 Diagrama de Momento flector (tnf.m)

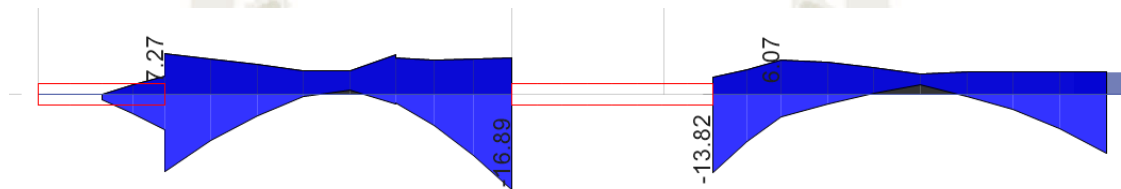
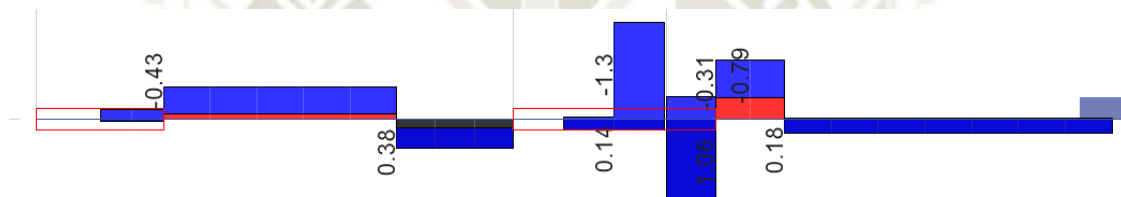


Ilustración 108 Diagrama de momento Torsor (tnf.m)



Para esta viga se consideró el caso de Torsión de compatibilidad, ya que las vigas perpendiculares a esta generaban un gran momento torsor, para ello se les libero de momento flector a las vigas perpendiculares considerando así la redistribución de esfuerzos. La sección a analizar será la extrema derecha del primer tramo.

1.0 Datos de Sección

bw =	25	cm
h=	45	cm
d=	37.19	cm
t _{osa} =	5	cm
f' c=	210	cm
f _y =	4200	cm
Tipo de seccion:=	L	
Ø Estrivo=	3/8"	
Ø Longitudinal=	5/8"	

2.0 Datos Analisis Estructural

T _u =	1.203	tnf.m
V _u =	13.66	tnf
M _u =	16.89	tnf.m

3.0 Momento Torsor de agrietamiento

$A_{cp} =$	1325 cm ²
$P_{cp} =$	215 cm
$A_{cp}^2 / P_{cp} =$	9040.18 cm ³
$A_{cp} =$	1125 cm ²
$P_{cp} =$	140 cm
$\phi T_{cr} / 4 =$	0.301 tnf.m
$\phi T_{cr} =$	1.203

Se requiere Refuerzo Por Torsion

$$\frac{\phi T_{cr}}{4} = \phi 0.27 \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Donde: A_{cp} : área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto

P_{cp} : perímetro exterior de la sección transversal de concreto

Los primeros valores de A_{cp} y P_{cp} son considerando secciones en L, los segundos valores son considerando solo la sección rectangular (valores usados). Se permite ignorar el diseño por torsión siempre el momento torsor sea menor a $\frac{\phi T_{cr}}{4}$.

4.0 Diseño

4.1 Refuerzo Transversal

4.1.1 Torsion

$P_h =$	104.19 cm	
$A_{oh} =$	578.47 cm ²	
$V_c =$	7.14 tnf	
26.48	<=	32.40
kgf/cm ²		kgf/cm ²

Sección Suficiente

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2.1 \sqrt{f'c} \right)$$

Donde: P_h : perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado dispuesto para torsión

A_{oh} : área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo dispuesto para resistir la torsión

Esta condición es la que verifica que las demandas de corte y torsión pueden ser satisfecha por la sección. Seguidamente se procede a determinar el área de acero por torsión por centímetro (solo se considera una rama del estribo), la cual requiere de la siguiente expresión:

$$T_n = \frac{2(0.85 A_{oh}) A_t f_y}{s} \cot(\theta)$$

$T_n =$	1.42 tnf.m
---------	------------

$A_t / s =$	0.034 cm ² /cm	rama de estribos
-------------	---------------------------	------------------

El valor de θ se puede considerar 45° para elementos no preesforzados. Luego se procede a determinar el refuerzo transversal por cortante.

4.1.2 Refuerzo por Cortante

$\emptyset V_c =$	6.07 tnf
$\emptyset V_c / 2 =$	3.03 tnf
$2 \emptyset V_c =$	12.14 tnf
$4 \emptyset V_c =$	24.28 tnf

Caso I

$\emptyset V_s =$	7.59 tnf	
$V_s =$	8.93 tnf	< 28.6 tnf
$s =$	24.84 cm	
$S_{max} =$	18.60 cm	
$A_{vmin} =$	0.39 cm ² /m	
$S_{min} =$	366.55 cm	

$s = 18.60 \text{ cm}$

$A_v / s = 0.057 \text{ cm}^2 / \text{cm}$ 2 ramas de estribos

Ya que se tiene el acero transversal por cortante y torsión se procede a determinar el espaciamiento para cumplir ambos requerimientos.

4.1 Selección de Estribos

$2A_t / s + A_v / s =$	0.126 cm ² /cm	2 ramas de estribos
$(2A_t / s + A_v)_{min} =$	0.208 cm ²	< 1.42 cm ²
$(2A_t / s + A_v) / s_{min} =$	0.021 cm ² /cm	
$s =$	11.30 cm	Espaciamiento entre estribos
$s_{max} =$	13.02 cm	Cumple S_{max}

Cumple Area Mínima

USAR 3/8" @ 10 cm

La norma limita el mínimo acero transversal a la siguiente expresión:

$$(A_v + 2A_t) = 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y}$$

Pero no debe ser menor de:

$$\frac{3.5 b_w s}{f_y}$$

Posteriormente se calcula el acero longitudinal que requiere la sección de viga:

4.2 Refuerzo Longitudinal

4.2.1 Flexión

$$A_l = 14.78 \text{ cm}^2$$

4.2.2 Torsión

$$A_l = 3.57 \text{ cm}^2$$

$$A_t/s_{\text{restrictivo}} = 0.01 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{l_{\text{min}}} = 1.59 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.57$$

Cumple $A_{l_{\text{min}}}$

4.2 Selección de Acero Longitudinal

$A_l =$	14.78 cm ²	$\rho =$	0.0159
$A_t =$	3.57 cm ²	Añadir al Acero de Flexión	
	18.35 cm ²		

4.3 Verificación Acero de Flexión

$$\beta_l = 0.85$$

$$\rho_{\text{min}} = 0.00242 \quad 2.25 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = 0.02125$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.01063 \quad \text{No cumple } \rho_{\text{max}}$$

$$9.88 \text{ cm}^2$$

El cálculo del acero longitudinal por flexión es el mismo que el mostrado en el apartado anterior, por otro lado, el cálculo del acero longitudinal por torsión requiere las siguientes expresiones:

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h \frac{f_y}{f_{yt}} \cot(\theta)^2$$

Donde: f_{yt} : Esfuerzo de fluencia del acero transversal (igual a f_y)

Para el acero longitudinal mínimo por torsión se tiene:

$$A_{l_{\text{min}}} = \frac{1.33\sqrt{f'c}A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{s} P_h \frac{f_y}{f_{yt}}$$

$$\text{Además } \frac{A_t}{s} \geq 1.75 \frac{b_w}{f_{yt}}$$

El acero longitudinal que se coloca es la suma del acero requerido por flexión y torsión. En este caso particular la viga no cumple con la cuantía máxima por lo que se tiene que hacer un diseño doblemente reforzado. Básicamente ese diseño considera el aporte del diseño a compresión y permite que se salve la consideración de cuantía máxima (para vigas simplemente reforzadas). Se muestra este diseño en el Anexo. Finalmente, con la distribución de acero longitudinal final se procede a realizar el diseño por cortante estipulado para el aparato sísmico.

Diseño de refuerzo transversal

4.1 Por Sismo

Sistema: Muros o Dual I
 $P_u = 0$ tnf
 $0.1 f_c A_g = 23.625$ tnf
 Elemento: Viga

a) Amplificación de 2.5

b) M.Nominales y Cargas Servicio

$L_{libre} = 4.1$ m
 $W_d = 1.46$ tnf/m
 $W_l = 0.36$ tnf/m
 $W_u = 2.275$ tnf/m
 $A_{nd} = 5.97$ cm²
 $a_{nd} = 5.62$ cm
 $M_{nd} = 8.22$ tnf/m
 $A_{ni} = 13.64$ cm²
 $a_{ni} = 12.84$ cm
 $M_{ni} = 16.93$ tnf/m
 $V_{ui} = 10.80$ tnf
 $V_s = 12.70$ tnf

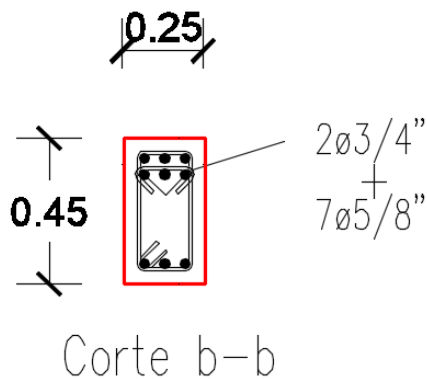
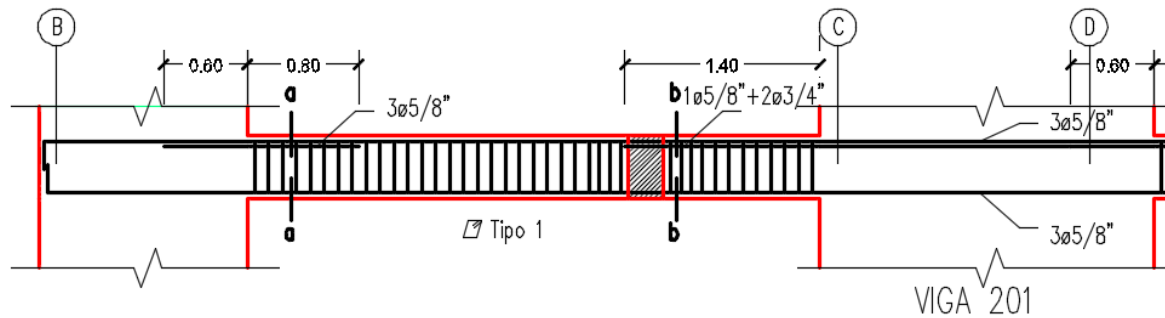
$S = 18.43$ cm	Separacion dentro de Zona de confinamiento
$S_{max} = 9.81$ cm	

$V_{sznc} = 6.66$ tnf	Separacion fuerza de Zona de confinamiento
$S = 35.13$ cm	
$S_{max} = 19.63$ cm	

\square	3/8"	1 @	7 @	Rst @
		5,	10	20

El diseño final para esa sección se muestra a continuación:

Ilustración 109 Distribución de Acero en Viga 201



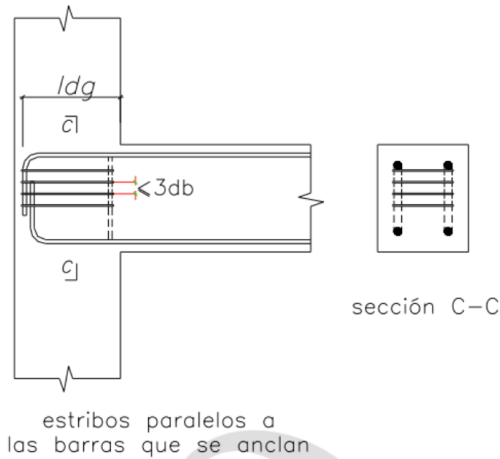
Para el cálculo de las longitudes de desarrollo de los aceros longitudinales se siguió el lineamiento planteado en el capitulo 12 de la norma E.60. a continuación se muestran el cálculo para la sección izquierda de la viga.

Longitud de Desarrollo

$f_c =$	210 kgf/cm ²	Resistencia a la compresión
$f_y =$	4200 kgf/cm ²	Resistencia a la fluencia
$d_b =$	5/8" cm	
$d_b =$	1.5875 cm	Diametro de Barilla
$\psi_t =$	1	Factor de posición
$\psi_e =$	1	Factor de tratamiento
$\psi_g =$	1	Factor de tipo de g
$\lambda =$	1	Factor de tipo de c
Estado:	Tracción	Sin Gancho
$L_d =$	56.1 cm	> 30 cm

Para los casos en los que las vigas llegaban a elementos de 25cm de ancho se optó por la siguiente configuración de armado para la longitud de desarrollo:

Ilustración 110 Caso especial para longitud de desarrollo



Esto permitiría obtener un valor de suficiente longitud como para considerar valida la longitud de desarrollo.

Longitud de Desarrollo

$f_c =$	210 kgf/cm ²	Resistencia a la co
$f_y =$	4200 kgf/cm ²	Resistencia a la flu
$d_b =$	1/2" cm	
$d_b =$	1.27 cm	Diametro de Barilla
$\psi_t =$	1	Factor de posicion
$\psi_e =$	1	Factor de tratamie
$\psi_g =$	0.8	Factor de tipo de g
$\lambda =$	1	Factor de tipo de c
Estado:	Tracción	Con Gancho

$L_d =$	44.9 cm	>	30 cm
$L_{dg} =$	22.1 cm	>	10.2 cm
Doble (cm)			
90°	180°		
15.2 cm	6.5 cm		

Finalmente, la norma indica que se tiene que hacer una verificación de las deflexiones máximas y fisuras en las secciones sometidas a flexión (vigas y losas). Para ver esta verificación ir al Anexo.

4.2.2.3 Columnas

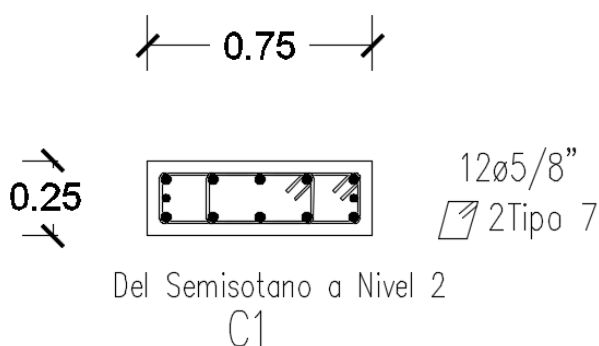
Las columnas son elementos sometidos a carga axial (considerable), momento flector y fuerzas cortantes. El diseño por fuerza cortantes es muy similar al de vigas, incluso en el aspecto sísmico. Sin embargo, para el diseño a flexión se tiene que considerar la influencia de la carga axial, pudiendo ser el caso de flexo compresión uniaxial o flexo compresión biaxial.

a) Diseño a flexión

Para su diseño se tiene que proponer una determinada cantidad de acero y luego comprobar si es que es adecuada esa cantidad de refuerzo. La norma indica que las cuantías deben estar en el rango del 1% al 6%, considerando el área total de la sección.

Para verificar la propuesta de acero se hace uso de los diagramas de interacción, que básicamente son el resultado de cálculos de esfuerzos para diferentes profundidades del eje neutro, así como la dirección del eje neutro, este diagrama relaciona el momento flector y la carga axial que puede soportar la sección. A modo de ejemplo se mostrará el diseño de la columna C1 para los primeros tres niveles.

Ilustración 111 Columna C1



La cuantía propuesta para la sección es de 1.27% ($A_s = 23.88 \text{ cm}^2$) lo que equivale a 12 aceros de Ø5/8". A continuación, se muestran las cargas a las que está sometida la columna.

Ilustración 112 Cargas de diseño en la parte inferior de la columna C1

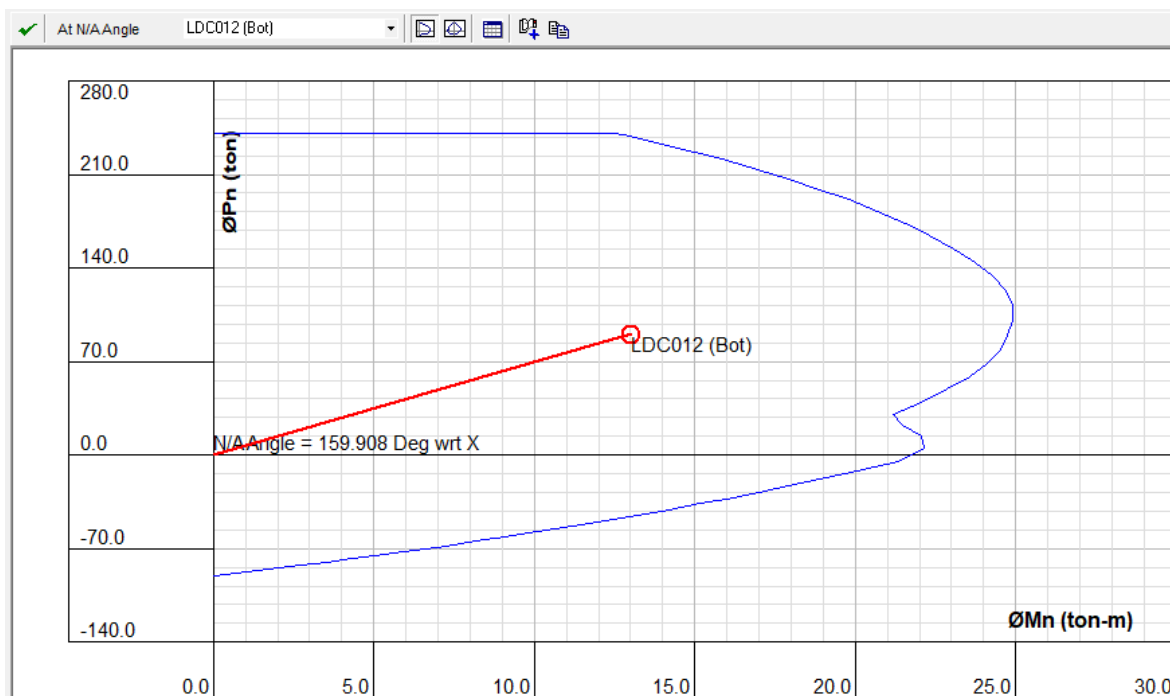
TABLE: Element Forces - Columns					
Story	Output Case	Step Type	P(tnf)	M2 (tnf.m)	M3 (tnf.m)
Story2	1.4D+1.7L		60.19	-3.38	5.54
Story2	1.25(D+L)+Ex	Max	43.39	-1.55	13.69
Story2	1.25(D+L)+Ex	Min	72.22	-5.00	-3.07
Story2	1.25(D+L)+Ey	Max	40.97	-0.13	8.63
Story2	1.25(D+L)+Ey	Min	62.68	-5.62	0.83
Story2	0.9D+Ex	Max	16.48	0.14	11.05
Story2	0.9D+Ex	Min	45.32	-3.32	-5.72
Story2	0.9D+Ey	Max	20.04	1.15	6.57
Story2	0.9D+Ey	Min	41.76	-4.34	-1.23
Story1	1.4D+1.7L		76.17	-2.65	0.83
Story1	1.25(D+L)+Ex	Max	55.61	-1.22	14.04
Story1	1.25(D+L)+Ex	Min	90.30	-3.90	-12.42
Story1	1.25(D+L)+Ey	Max	52.19	-0.11	6.98
Story1	1.25(D+L)+Ey	Min	78.93	-4.40	-5.60
Story1	0.9D+Ex	Max	21.62	0.10	13.55
Story1	0.9D+Ex	Min	56.31	-2.58	-12.91
Story1	0.9D+Ey	Max	25.60	0.91	6.61
Story1	0.9D+Ey	Min	52.33	-3.39	-5.97
Semi Sotano	1.4D+1.7L		24.39	0.22	0.07
Semi Sotano	1.25(D+L)+Ex	Max	16.55	0.35	0.18
Semi Sotano	1.25(D+L)+Ex	Min	29.86	0.09	-0.04
Semi Sotano	1.25(D+L)+Ey	Max	17.64	0.52	0.25
Semi Sotano	1.25(D+L)+Ey	Min	24.44	-0.14	-0.13
Semi Sotano	0.9D+Ex	Max	6.03	0.24	0.14
Semi Sotano	0.9D+Ex	Min	19.34	-0.03	-0.08
Semi Sotano	0.9D+Ey	Max	9.29	0.43	0.23
Semi Sotano	0.9D+Ey	Min	16.09	-0.22	-0.16

Ilustración 113 Cargas de diseño en la parte superior de la columna C1

TABLE: Element Forces - Columns					
Story	Output Case	Step Type	P (tnf)	M2 (tnf.m)	M3 (tnf.m)
Story2	1.4D+1.7L		58.70	3.21	-4.43
Story2	1.25(D+L)+Ex	Max	42.06	4.62	-0.92
Story2	1.25(D+L)+Ex	Min	70.90	1.59	-7.51
Story2	1.25(D+L)+Ey	Max	39.65	5.20	-2.13
Story2	1.25(D+L)+Ey	Min	61.36	0.26	-5.45
Story2	0.9D+Ex	Max	15.53	3.02	1.14
Story2	0.9D+Ex	Min	44.37	-0.01	-5.46
Story2	0.9D+Ey	Max	19.09	3.98	-0.50
Story2	0.9D+Ey	Min	40.80	-0.96	-3.83
Story1	1.4D+1.7L		74.69	2.74	-3.91
Story1	1.25(D+L)+Ex	Max	54.29	3.53	-2.18
Story1	1.25(D+L)+Ex	Min	88.97	1.75	-5.24
Story1	1.25(D+L)+Ey	Max	50.87	3.95	-2.55
Story1	1.25(D+L)+Ey	Min	77.61	0.71	-4.15
Story1	0.9D+Ex	Max	20.67	2.18	-0.40
Story1	0.9D+Ex	Min	55.35	0.40	-3.46
Story1	0.9D+Ey	Max	24.64	2.91	-1.13
Story1	0.9D+Ey	Min	51.38	-0.34	-2.73
Semi Sotano	1.4D+1.7L		40.75	2.02	4.10
Semi Sotano	1.25(D+L)+Ex	Max	26.83	2.60	8.75
Semi Sotano	1.25(D+L)+Ex	Min	51.17	1.29	-0.89
Semi Sotano	1.25(D+L)+Ey	Max	28.48	2.70	6.77
Semi Sotano	1.25(D+L)+Ey	Min	41.62	0.72	0.27
Semi Sotano	0.9D+Ex	Max	8.58	1.57	6.88
Semi Sotano	0.9D+Ex	Min	32.93	0.27	-2.76
Semi Sotano	0.9D+Ey	Max	14.18	1.91	5.31
Semi Sotano	0.9D+Ey	Min	27.33	-0.07	-1.19

Se podría decir que para la mayoría de casos se tiene momentos relativamente significativos en ambas direcciones, por lo que corresponde un diseño en flexo compresión biaxial. La norma E.060 permite realizar este diseño con las fórmulas que aparecen en el acápite 10.18. Sin embargo, en esta investigación se hará directamente con la construcción de los diagramas de interacción para cada caso de carga, esto con la ayuda del software CSI col. Seguidamente se muestra caso de carga más crítico.

Ilustración 114 Diagrama de Interacción para caso 1.25(D+L) + Ex(min) del Primer Piso



Es importante mencionar que antes de iniciar el diseño se realizó una verificación para las columnas por esbeltez, este procedimiento se encuentra en el Anexo.

b) Diseño por cortante

El diseño por cortante en columnas es muy similar al diseño de cortante en vigas (se utilizan las mismas expresiones). Al igual que en vigas se hace un diseño debido a las combinaciones de cargas y el otro debido a las consideraciones sísmicas, y es aquí donde se presentan algunas diferencias.

En primer lugar, se tiene la siguiente condición:

$$P_u \geq 0.1f'c Ag$$

Luego se tiene consideraciones mínimas para el refuerzo transversal, las que aplican en una longitud “Lo” medida desde las caras de los nudos. Adicionalmente se tiene un espaciamiento máximo “So” dentro de la longitud “Lo” (zona de confinamiento).

El espaciamiento So no debe exceder al menor entre:

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento;
- 100 mm.

La longitud Lo no debe ser menor que el mayor entre:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento;
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento;
- 500 mm.

A continuación, se muestra el diseño por corte de la columna C1 para los primeros tres niveles.

1.0 Datos del Material

$f_c =$	210	kgf/cm ²
$f_y =$	4200	kgf/cm ²
$\phi =$	0.85	E.060
\emptyset Estribo=	3/8"	cm ²
\emptyset Longitudinal=	5/8"	cm ²

2.0 Datos de la Geometría

$b_w =$	25	cm
$h =$	75	cm
$r' =$	5.74625	cm
$d =$	69.25375	cm
Area $\emptyset =$	0.71	cm ²
Area A.L.=	25	cm ²

5.0 Verificación

$\rho_{min} =$	0.00242	
$\rho =$	1.44%	Cumple ρ_{max} Cumple ρ_{min}

3.0 Analisis Estructural

$V_u =$	13.78	tnf
---------	-------	-----

4.0 Diseño

4.1 Por Cargas Últimas

$\emptyset V_c =$	11.30	tnf
$\emptyset V_c / 2 =$	5.65	tnf
$2 \emptyset V_c =$	22.61	tnf
$4 \emptyset V_c =$	45.21	tnf

Caso I

$\emptyset V_s =$	2.48	tnf	
$V_s =$	2.91	tnf	< 53.2 tnf
$s =$	141.73	cm	
$S_{max} =$	34.63	cm	
$A_{vmin} =$	0.72	cm ²	< 0.71 cm ² /m

$s =$	34.63	cm
-------	-------	----

Este primer cálculo de la separación del estribo corresponde a las demandas de las combinaciones de cargas. Ahora se hará el cálculo para las disposiciones sísmicas. Por lo que se requiere el momento

nominal de los extremos de las columnas, este dato se obtiene del diagrama de interacción para la combinación con mayor carga axial (que incluya efectos sísmicos).

Ilustración 115 Obtención de momento nominal para parte inferior de la columna C1

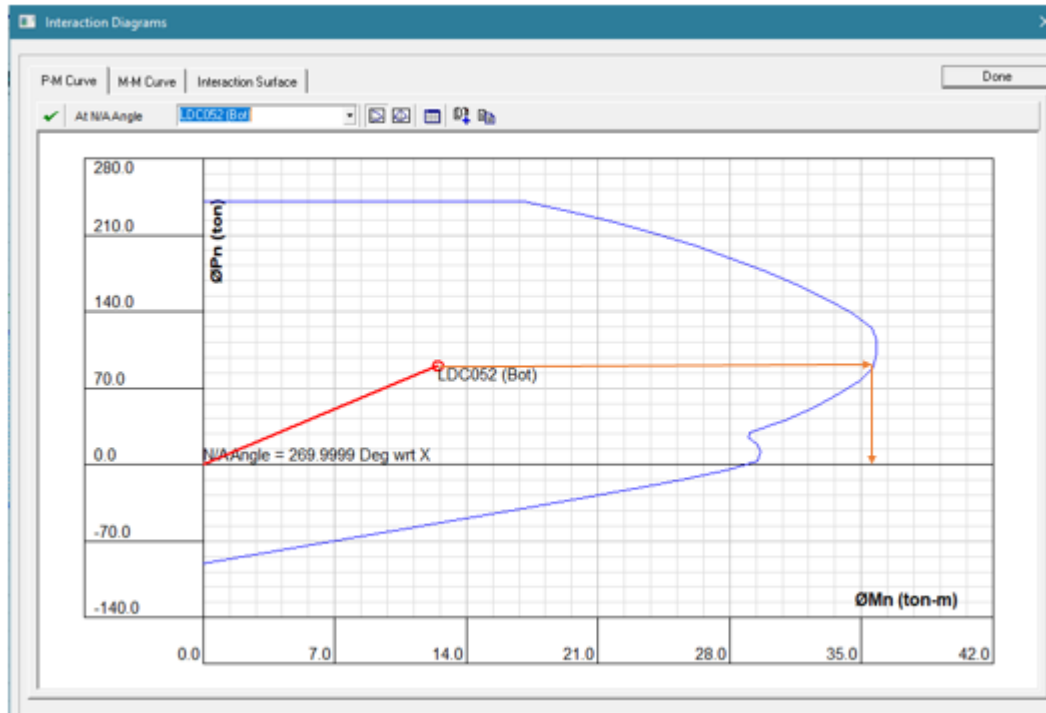
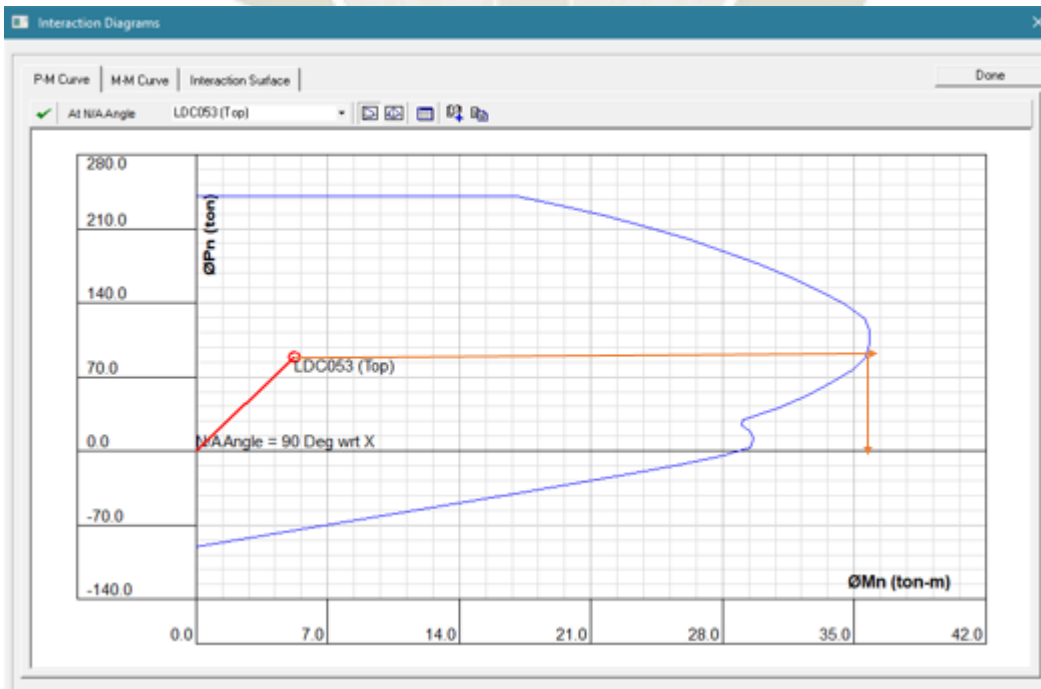


Ilustración 116 Obtención de momento nominal para parte superior de la columna C1



Cabe resaltar que estos momentos son los reducidos por el factor ϕ , por lo que se deben convertir a nominales.

4.1 Por Sismo

Sistema: Muros o Dual I
 $P_u = 50$ tnf
 $D.I f c Ag = 39.38$ tnf
 Elemento: Columna

a) Amplificación de 2.5

b) M.Nominales y Cargas Servicio

$H_{libre} = 2.35$ m
 $M_{n abajo} = 51.00$ tnf/m

$M_{n arriba} = 50.78$ tnf/m

$V_{ui} = 43.31$ tnf
 $V_{s} = 50.95$ tnf

$S = 16.21$ cm
 $S_{max} = 10$ cm

Separacion dentro de L_o

$l_o = 75$ cm
 $V_{sznc} = 15.67$ tnf

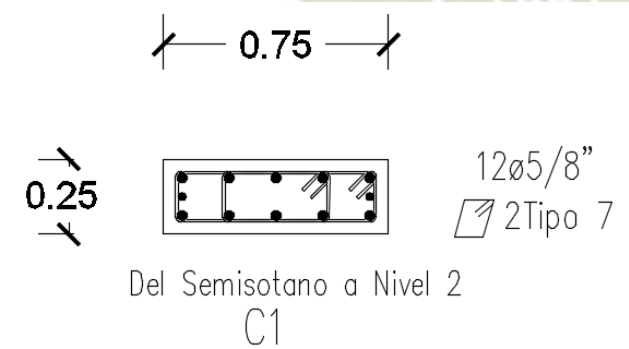
$S = 52.73$ cm
 $S_{max} = 25$ cm

Separacion fuerza de L_o

C2

ϕ	3/8"	1 @	5,	8 @	10 @	Rst @	25
--------	------	-----	----	-----	------	-------	----

Ilustración 117 Distribución de acero en columna C1



4.2.2.4 Placas

El diseño de placas es muy similar al diseño de columnas por lo que se procederá directamente a su ejemplificación con la placa P1 para los primeros 3 niveles de la edificación.

a) Diseño a flexión

Primero se proceden a obtener las cargas de diseño:

Ilustración 118 Cargas de diseño en la parte inferior de la placa P1

TABLE: Element Forces - Walls						
Story	Output Case	Step Type	P(tnf)	M2 (tnf.m)	M3 (tnf.m)	
Story2	1.4D+1.7L		74.45	-3.31	-0.19	
Story2	1.25(D+L)+Ex	Max	50.23	-1.51	34.82	
Story2	1.25(D+L)+Ex	Min	78.64	-4.12	-35.22	
Story2	1.25(D+L)+Ey	Max	58.84	-0.77	7.02	
Story2	1.25(D+L)+Ey	Min	70.04	-4.87	-7.42	
Story2	0.9D+Ex	Max	25.37	-0.26	34.76	
Story2	0.9D+Ex	Min	53.78	-2.87	-35.28	
Story2	0.9D+Ey	Max	33.97	0.49	6.96	
Story2	0.9D+Ey	Min	45.17	-3.62	-7.48	
Story1	1.4D+1.7L		94.76	-2.71	3.65	
Story1	1.25(D+L)+Ex	Max	65.04	-1.21	78.59	
Story1	1.25(D+L)+Ex	Min	98.89	-3.40	-72.49	
Story1	1.25(D+L)+Ey	Max	74.87	-0.01	19.29	
Story1	1.25(D+L)+Ey	Min	89.06	-4.60	-13.19	
Story1	0.9D+Ex	Max	33.21	-0.19	77.05	
Story1	0.9D+Ex	Min	67.07	-2.38	-74.04	
Story1	0.9D+Ey	Max	43.04	1.01	17.74	
Story1	0.9D+Ey	Min	57.24	-3.58	-14.73	
Semi Sotano	1.4D+1.7L		52.40	0.28	-0.03	
Semi Sotano	1.25(D+L)+Ex	Max	37.38	0.33	0.54	
Semi Sotano	1.25(D+L)+Ex	Min	53.34	0.14	-0.60	
Semi Sotano	1.25(D+L)+Ey	Max	41.41	0.63	0.51	
Semi Sotano	1.25(D+L)+Ey	Min	49.30	-0.16	-0.56	
Semi Sotano	0.9D+Ex	Max	19.89	0.23	0.55	
Semi Sotano	0.9D+Ex	Min	35.86	0.04	-0.59	
Semi Sotano	0.9D+Ey	Max	23.93	0.53	0.52	
Semi Sotano	0.9D+Ey	Min	31.82	-0.26	-0.55	

Ilustración 119 Cargas de diseño en la parte superior de la placa P1

TABLE: Element Forces - Walls						
Story	Output Case	Step Type	P(tnf)	M2 (tnf.m)	M3 (tnf.m)	
Story2	1.4D+1.7L		70.9	3.1	4.8	
Story2	1.25(D+L)+Ex	Max	47.1	3.7	11.0	
Story2	1.25(D+L)+Ex	Min	75.5	1.6	-2.8	
Story2	1.25(D+L)+Ey	Max	55.7	4.4	6.3	
Story2	1.25(D+L)+Ey	Min	66.9	0.9	1.9	
Story2	0.9D+Ex	Max	23.1	2.5	9.2	
Story2	0.9D+Ex	Min	51.5	0.4	-4.6	
Story2	0.9D+Ey	Max	31.7	3.2	4.5	
Story2	0.9D+Ey	Min	42.9	-0.3	0.1	
Story1	1.4D+1.7L		91.2	2.6	5.4	
Story1	1.25(D+L)+Ex	Max	61.9	2.7	29.7	
Story1	1.25(D+L)+Ex	Min	95.7	1.7	-20.4	
Story1	1.25(D+L)+Ey	Max	71.7	3.3	9.7	
Story1	1.25(D+L)+Ey	Min	85.9	1.1	-0.5	
Story1	0.9D+Ex	Max	30.9	1.7	27.6	
Story1	0.9D+Ex	Min	64.8	0.7	-22.5	
Story1	0.9D+Ey	Max	40.8	2.3	7.6	
Story1	0.9D+Ey	Min	55.0	0.2	-2.5	
Semi Sotano	1.4D+1.7L		75.2	1.2	0.3	
Semi Sotano	1.25(D+L)+Ex	Max	53.4	1.7	31.1	
Semi Sotano	1.25(D+L)+Ex	Min	76.5	0.4	-30.7	
Semi Sotano	1.25(D+L)+Ey	Max	59.6	2.1	7.7	
Semi Sotano	1.25(D+L)+Ey	Min	70.2	0.0	-7.2	
Semi Sotano	0.9D+Ex	Max	27.9	1.2	30.9	
Semi Sotano	0.9D+Ex	Min	51.0	-0.1	-30.9	
Semi Sotano	0.9D+Ey	Max	34.2	1.6	7.5	
Semi Sotano	0.9D+Ey	Min	44.8	-0.5	-7.4	

Seguidamente se procede a determinar si la placa requiere confinamiento en los bordes, se utiliza la siguiente expresión:

$$c \geq \frac{l_m}{600 \left(\frac{\delta_u}{hm} \right)}$$

Donde: l_m : longitud del muro en el plano horizontal

δ_u : desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño en el nivel más alto del muro

hm : altura total del muro

c : distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro

El valor “ c ” se obtiene con la ayuda del software CSI Col. Para las combinaciones del piso uno se tiene:

Verificación del Confinamiento

l_m	150 cm
δu	1.54 cm
h_m	1700 cm
$\delta u/h_m$	0.0009059 \leq 0.005
C_{lim}	50 cm

Tabla 16 Verificación de confinamiento en placas

Combinacion	Case	c (cm)	$<C_{lim}$
1.25(D+L)+Ex	Max	34.53	SI
1.25(D+L)+Ex	Min	28.38	SI
1.25(D+L)+Ey	Max	39.99	SI
1.25(D+L)+Ey	Min	23.03	SI
0.9D+Ex	Max	27.06	SI
0.9D+Ex	Min	27.78	SI
0.9D+Ey	Max	23.23	SI
0.9D+Ey	Min	21.1	SI

Obedeciendo a lo antes mencionado, nuestra placa no debería de tener núcleos de confinamiento, sin embargo, las bibliografías relacionadas a fallas de edificaciones por sismo nos han enseñado que usualmente las fallas de placas han sido por sus confinamientos, es por esto que se toma la decisión de colocar núcleos de confinamiento.

La norma nos indica que la longitud del núcleo de confinamiento debe ser la mayor de las siguientes expresiones:

$$(c - 0.1l_m)$$

$$\frac{c}{2}$$

Adicionalmente establece que el refuerzo en estos elementos se debe extender una longitud en altura no menor a ninguna de las siguientes expresiones:

$$l_m$$

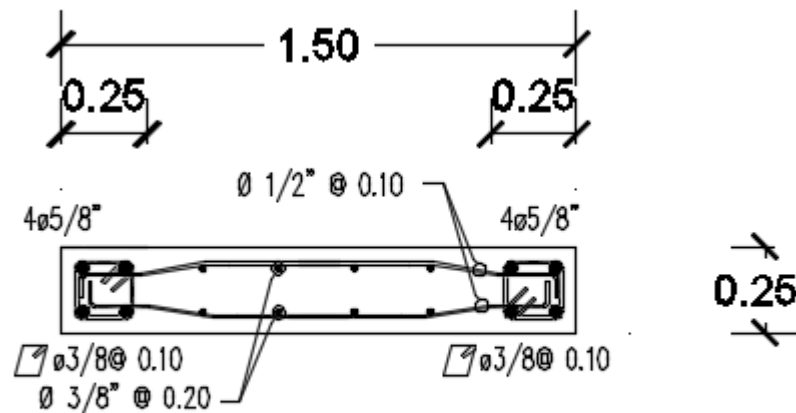
$$\frac{M_u}{4V_u}$$

Entonces:

Lborde= 24.99
Lborde= 20.00
Lborde= 24.99
Lborde= 25 cm

Ahora se procede con la propuesta de la distribución de acero, teniendo en cuenta que la cuantía mínima vertical es 0.0025 y la horizontal 0.0025. La distribución que se propone es la siguiente:

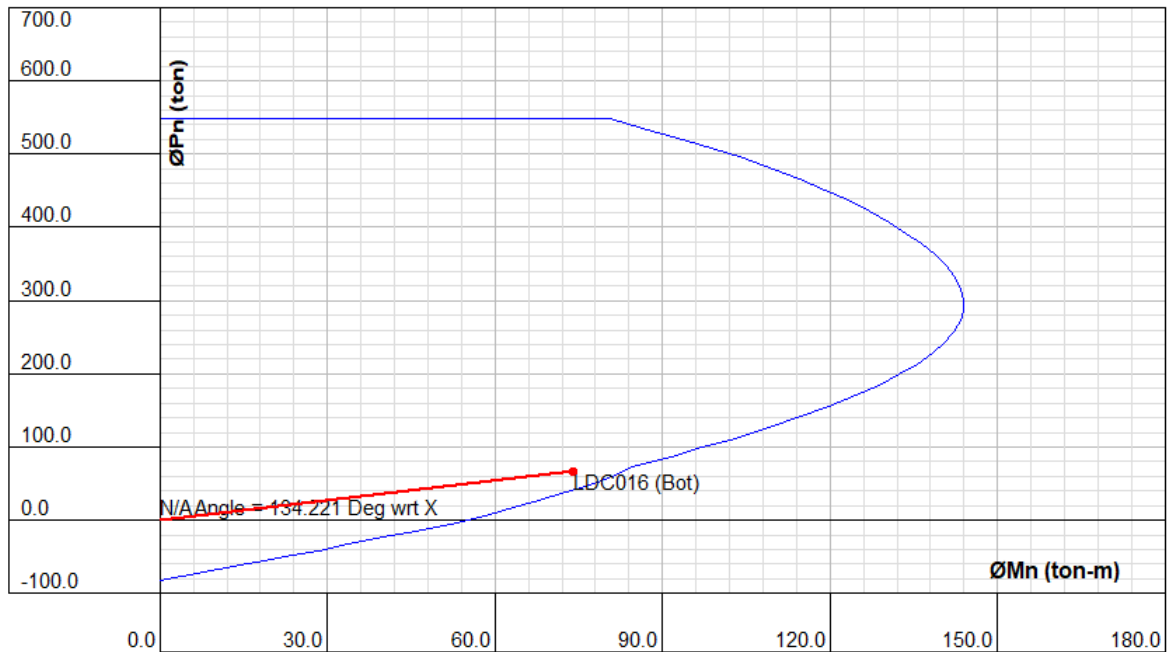
Ilustración 120 Distribución de Acero de placa P1



Del Semisotano a Nivel 2
P1

Y para comprobar el diseño a flexión se muestra uno de los casos de carga más críticos:

Ilustración 121 Verificación de diseño a Flexión



b) Diseño a Corte

Para el diseño por cortante se utiliza la siguiente expresión:

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Donde: V_{ua} y M_{ua} : cortante y el momento amplificados provenientes del análisis
 M_n : momento nominal resistente del muro

El factor $\left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$ no debe tomarse mayor que el coeficiente de reducción (R) utilizado en la determinación de las fuerzas laterales de sismo.

Entonces se tendría:

Tabla 17 Determinación de Cortante ultima debida a sismo

Vu por sismo

R=

6

Bottom

Story	Output Case	Pu (Tnf)	V2 (Tnf)	M3 (Tnf.m)	Mn (Tnf.m)	Mn/M3	Vu (Tnf)	0.25*Mu/Vu (cm)
Story2	1.4D+1.7L	74.45	-1.77	-0.19	129.93	6.00	-10.64	1.00
Story2	1.25(D+L)+Ex	50.23	9.17	34.82	113.85	3.27	29.99	94.92
Story2	1.25(D+L)+Ex	78.64	-12.23	-35.22	113.85	3.23	-39.52	72.03
Story2	1.25(D+L)+Ey	58.84	0.75	7.02	119.72	6.00	4.49	234.52
Story2	1.25(D+L)+Ey	70.04	-3.80	-7.42	127.10	6.00	-22.82	48.80
Story2	0.9D+Ex	25.37	9.78	34.76	95.95	2.76	27.01	88.82
Story2	0.9D+Ex	53.78	-11.61	-35.28	116.29	3.30	-38.28	75.95
Story2	0.9D+Ey	33.97	1.36	6.96	102.31	6.00	8.17	127.84
Story2	0.9D+Ey	45.17	-3.19	-7.48	110.32	6.00	-19.15	58.63
Story1	1.4D+1.7L	94.76	-0.64	3.65	142.38	6.00	-3.83	142.68
Story1	1.25(D+L)+Ex	65.04	17.68	78.59	123.84	1.58	27.85	111.15
Story1	1.25(D+L)+Ex	98.89	-18.80	-72.49	144.80	2.00	-37.54	96.42
Story1	1.25(D+L)+Ey	74.87	3.92	19.29	130.19	6.00	23.52	123.00
Story1	1.25(D+L)+Ey	89.06	-5.04	-13.19	138.98	6.00	-30.23	65.44
Story1	0.9D+Ex	33.21	17.87	77.05	101.75	1.32	23.60	107.78
Story1	0.9D+Ex	67.07	-18.60	-74.04	125.17	1.69	-31.45	99.51
Story1	0.9D+Ey	43.04	4.11	17.74	108.82	6.00	24.69	107.80
Story1	0.9D+Ey	57.24	-4.84	-14.73	118.64	6.00	-29.07	76.04
Semi Sotano	1.4D+1.7L	52.40	-0.32	-0.03	115.34	6.00	-1.91	2.50
Semi Sotano	1.25(D+L)+Ex	37.38	3.20	0.54	104.77	6.00	19.17	4.24
Semi Sotano	1.25(D+L)+Ex	53.34	-3.74	-0.60	115.99	6.00	-22.45	3.99
Semi Sotano	1.25(D+L)+Ey	41.41	0.87	0.51	107.66	6.00	5.21	14.55
Semi Sotano	1.25(D+L)+Ey	49.30	-1.42	-0.56	113.21	6.00	-8.49	9.89
Semi Sotano	0.9D+Ex	19.89	3.31	0.55	91.82	6.00	19.84	4.19
Semi Sotano	0.9D+Ex	35.86	-3.63	-0.59	103.67	6.00	-21.79	4.03
Semi Sotano	0.9D+Ey	23.93	0.98	0.52	94.87	6.00	5.88	13.19
Semi Sotano	0.9D+Ey	31.82	-1.30	-0.55	100.73	6.00	-7.83	10.52

Story	Output Case	Pu (Tnf)	V2 (Tnf)	M3 (Tnf.m)	Mn (Tnf.m)	Mn/M3	Vu (Tnf)	0.25*Mu/Vu (cm)
Story2	1.4D+1.7L	74.45	-1.77	4.78	129.93	6.00	-10.64	67.35
Story2	1.25(D+L)+Ex	50.23	9.17	10.99	113.85	6.00	55.02	29.96
Story2	1.25(D+L)+Ex	78.64	-12.23	-2.84	132.58	6.00	-73.35	5.80
Story2	1.25(D+L)+Ey	58.84	0.75	6.27	119.72	6.00	4.49	209.38
Story2	1.25(D+L)+Ey	70.04	-3.80	1.88	127.10	6.00	-22.82	12.37
Story2	0.9D+Ex	25.37	9.78	9.21	95.95	6.00	58.70	23.55
Story2	0.9D+Ex	53.78	-11.61	-4.61	116.29	6.00	-69.67	9.93
Story2	0.9D+Ey	33.97	1.36	4.49	102.31	6.00	8.17	82.50
Story2	0.9D+Ey	45.17	-3.19	0.11	110.32	6.00	-19.15	0.84
Story1	1.4D+1.7L	94.76	-0.64	5.44	142.38	6.00	-3.83	212.68
Story1	1.25(D+L)+Ex	65.04	17.68	29.66	123.84	4.17	73.80	41.95
Story1	1.25(D+L)+Ex	98.89	-18.80	-20.43	144.80	6.00	-112.77	27.18
Story1	1.25(D+L)+Ey	74.87	3.92	9.69	130.19	6.00	23.52	61.77
Story1	1.25(D+L)+Ey	89.06	-5.04	-0.46	138.98	6.00	-30.23	2.26
Story1	0.9D+Ex	33.21	17.87	27.57	101.75	3.69	65.95	38.57
Story1	0.9D+Ex	67.07	-18.60	-22.52	125.17	5.56	-103.37	30.27
Story1	0.9D+Ey	43.04	4.11	7.60	108.82	6.00	24.69	46.16
Story1	0.9D+Ey	57.24	-4.84	-2.54	118.64	6.00	-29.07	13.13
Semi Sotano	1.4D+1.7L	52.40	-1.50	0.30	115.34	6.00	-9.00	5.07
Semi Sotano	1.25(D+L)+Ex	37.38	20.38	31.13	104.77	3.37	68.60	38.18
Semi Sotano	1.25(D+L)+Ex	53.34	-22.90	-30.67	115.99	3.78	-86.59	33.49
Semi Sotano	1.25(D+L)+Ey	41.41	14.22	7.68	107.66	6.00	85.34	13.49
Semi Sotano	1.25(D+L)+Ey	49.30	-16.74	-7.22	113.21	6.00	-100.44	10.78
Semi Sotano	0.9D+Ex	19.89	21.01	30.92	91.82	2.97	62.38	36.80
Semi Sotano	0.9D+Ex	35.86	-22.27	-30.88	103.67	3.36	-74.77	34.66
Semi Sotano	0.9D+Ey	23.93	14.85	7.47	94.87	6.00	89.11	12.57
Semi Sotano	0.9D+Ey	31.82	-16.11	-7.42	100.73	6.00	-96.67	11.52

hm/lm= 11.33

α_c = 0.53

f'_c = 280 kgf/cm²

V_{cmax}= 33.26 tnf Cortante Maxima que soporta el concreto

V_{nmax}= 163.15 tnf Cortante Maxima que soporta la seccion

V_n= 132.67 tnf Cortante Nominal

CUMPLE

Longitud de zona de confinamiento

L= 234.52 cm

Refuerzo por Cortante

V_{smax}= 131.77 tnf

Acero Horizontal

1/2V _c =	16.94 tnf	<	112.8	ρ H min=	0.0025
ρ H=	0.00631				
∅ AlmaH=	1.29 cm ²	1/2"	Capas		
S=	16.35 cm				
S=	15.00 cm	<	40		
ρ H=	0.00688				
V _s =	108.36 tnf	<	131.77		

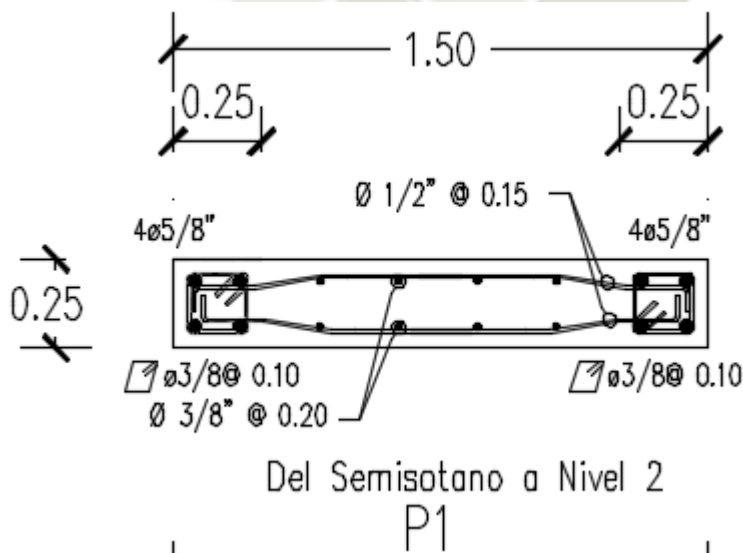
Acero Vertical

ρ V=	0.0025				
∅ AlmaV=	0.71 cm ²	3/8"	Capas		
S=	22.72 cm				
S=	20.00 cm	<	40		
ρ V=	0.00284				

Donde: $\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$

Para de los núcleos confinados se siguió los requerimientos del apartado de columnas.

Ilustración 122 Distribución de acero de placa P1



4.2.2.5 Cimentación

La función de la cimentación es transmitir las cargas de la edificación al terreno. Para ello se requiere ciertas propiedades del suelo, estas propiedades deben provenir del Estudio de mecánica de suelos, en esta investigación se consideraron valores usuales para la ciudad de Arequipa. Los valores necesarios son los siguientes:

$$\text{Capacidad portante: } 3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Profundidad de desplante: 1.2 m

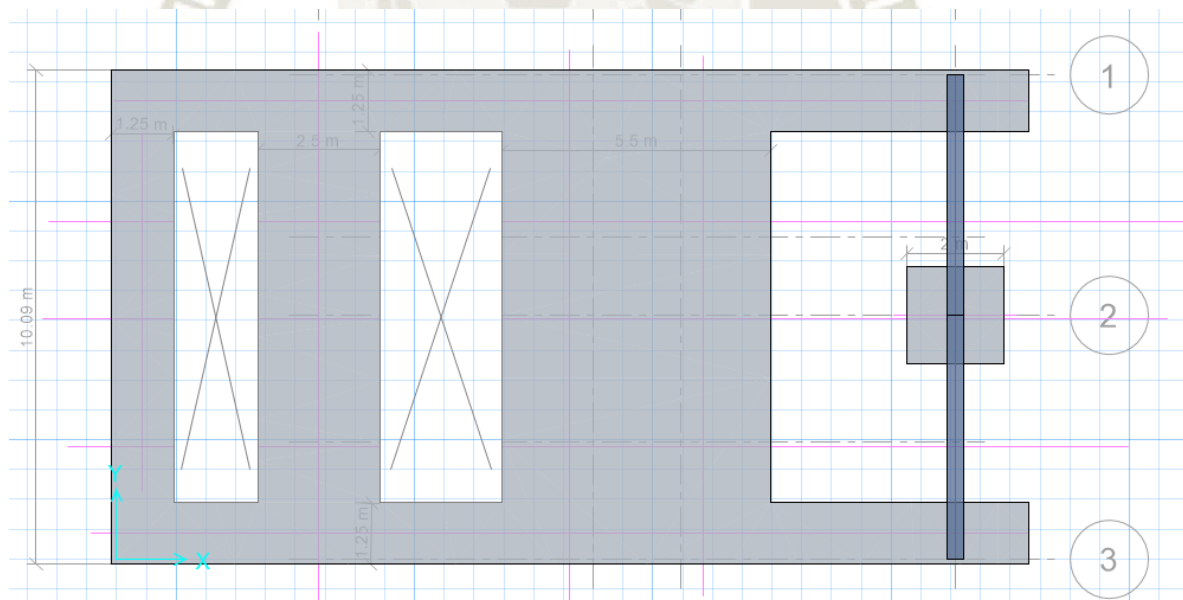
Angulo de fricción : 33°

$$\text{Peso específico del suelo: } 2 \frac{\text{tnf}}{\text{m}^3}$$

Para la cimentación propiamente dicha se consideraron zapatas corridas, combinadas y una viga de cimentación. Cabe resaltar que en este acápite se incluirá a los muros de sótano.

Para realizar el análisis estructural de la cimentación se usará el software SAFE en su versión 2016. Primero se procede a proponer una dimensión para la cimentación.

Ilustración 123 Cimentación propuesta



Seguidamente se procede a verificar las presiones del suelo debido a las combinaciones de carga. Los esfuerzos en el suelo producido por las siguientes combinaciones están limitados a:

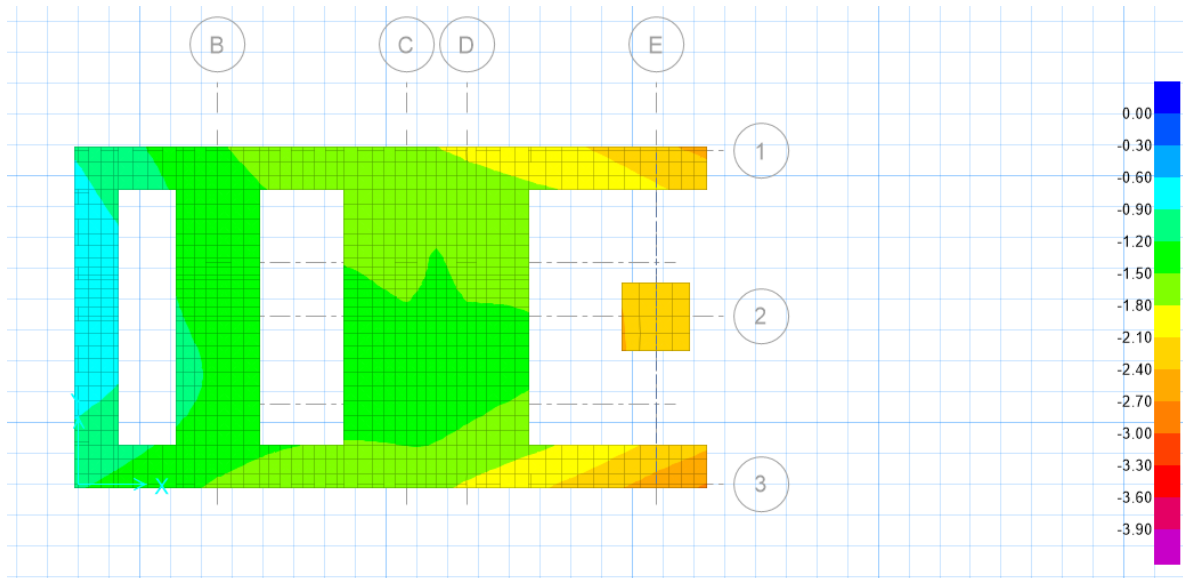
$$D + L + P_{\text{suelo}} \geq 3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$D + L + P_{\text{suelo}} \pm 0.8S_x \geq 3.9 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$D + L + P_{suelo} \pm 0.8S_y \geq 3.9 \frac{kgf}{cm^2}$$

Para las combinaciones que incluyen al sismo se permite considera el 130% de la capacidad portante del suelo.

Ilustración 124 Verificación de presiones para el segundo caso de carga



Posteriormente se procede al diseño de la cimentación, para el diseño se utilizan las mismas combinaciones de cargas usadas en la superestructura. Se ejemplificará el diseño de la zapata corrida ubicada debajo de la placa P3. Se propone un espesor de 70cm y luego se realiza la verificación a corte.

1.0 Datos del Material

$f_c =$	210	kgf/cm ²
$f_y =$	4200	kgf/cm ²
$\phi =$	0.85	E.060
ϕ Estribo =	3/8"	cm ²
ϕ Longitudinal =	5/8"	cm ²

2.0 Datos de la Geometría

$b_w =$	250	cm	$R =$
$h =$	70	cm	
$r' =$	9.0875	cm	
$d =$	60.9125	cm	
Area $\phi =$	0.71	cm ²	

3.0 Analisis Estructural

$V_u =$	34	tnf
---------	----	-----

4.0 Diseño

4.1 Corte

$\phi V_c =$	99.41	tnf
--------------	-------	-----

SI CUMPLE

La capacidad a corte es la misma que se usa para el diseño de vigas.

Es importante resaltar que el concreto debe resistir toda la fuerza cortante. Luego se realiza la verificación por punzonamiento o cortante bidireccional.

2.1 Datos Placa

$b =$	0.3	m
$l =$	1.85	m
Tipo:	Interior	
$\alpha_s =$	40	

4.2 Punzonamiento

$\sigma_u =$	18	tnf/m ²
$B =$	2.5	m
$L =$	7.59	m
Area contacto =	2.24	m ²
$b_o =$	710.00	cm
$V_c =$	439.9	tnf
$V_c =$	919.1	tnf
$V_c =$	664.3	tnf
$V_c =$	439.9	tnf
$\varnothing V_c =$	373.91	tnf
$V_u =$	301.31	tnf

SI CUMPLE

Donde:

$b_o =$ Perímetro de la sección crítica para cortante en losas y zapatas

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 1.26 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$\beta =$ Relación del lado largo al lado corto de la sección de la columna

$\alpha_s = 40$ para columnas interiores, 30 para columnas de borde, y 20 para columnas en esquina

Se selecciona el menor valor de los tres V_c calculados.

De igual manera el concreto tiene que absorber toda la cortante.

La última comprobación será la del aplastamiento.

3.1 Analisis Estructural

$P_u =$	213	tnf
---------	-----	-----

4.3 Aplastamiento

$t =$	1.1	m
$A_1 =$	0.555	m ²
$A_2 =$	10.125	m ²
$(A_2/A_1)^{0.5} =$	2	
$\varnothing P_c =$	1386.95	tnf

SI CUMPLE

Donde:

t: Dimensiones extra que participa para el aplastamiento

A1: Area de la columna o placa

A2: Area considerando *t*

Para el diseño por flexión se sigue el mismo procedimiento que para losas.

01. Datos del Material

$f_c =$	210	kgf/cm ²
$\beta =$	0.85	
$f_y =$	4200	kgf/cm ²

02. Dimensiones de la Viga

$b =$	250.00	cm
$b_w =$	250.00	cm
$h =$	70.00	cm
$h_f =$	70.00	cm
$d =$	60.91	cm

03. Cargas Actuante

$M_u =$	80.26	tnf.m
---------	-------	-------

4.0 Diseño

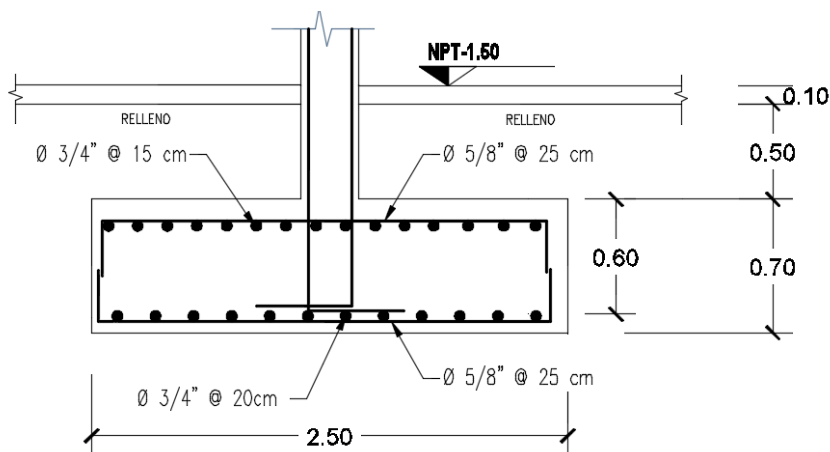
$a =$	3.37	cm	
$A_s =$	35.85	cm ² /b	3/4"
$S =$	19.80	cm	A acero= 2.84 cm ²

5.0 Verificación

$\beta_l =$	0.85		
$A_{\text{temperatura}} =$	18.27	cm ² /b	5/8"
$S =$	27.22	cm	A acero= 1.99 cm ²
$S_{\text{max}} =$	40.00	cm	
$S =$	27.22	cm	

Obteniendo finalmente el siguiente diseño:

Ilustración 125 Zapata debajo de P3



El mismo procedimiento se siguió con todas las demás zapatas. Para el diseño de la viga de cimentación se siguió el mismo procedimiento del apartado de vigas.

Seguidamente se mostrará el diseño de un muro de sótano. Este tipo de muros se caracteriza por que tienen que soportar empujes laterales del suelo. Los empujes laterales del suelo se calculan con la siguiente formula:

$$Es = \gamma Ka h$$

$$Ka = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Donde:

Es: Empuje lateral del suelo

Ka: Coeficiente de empuje activo

γ : Peso específico del suelo

φ : Angulo de fricción del suelo

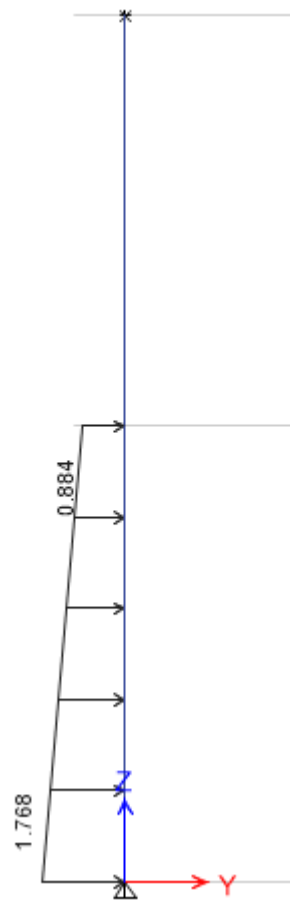
$$Ka = \tan^2 \left(45 - \frac{33}{2} \right) = 0.295$$

$$Es = 2 (0.295)1.5 = 0.884 \frac{tnf}{m^2}$$

También se tendrá en consideración el empuje que podrían generar edificaciones vecinas (1tnf/m2 por piso).

$$Eq = (0.295)3 = 0.884 \frac{tnf}{m^2}$$

Ilustración 126 Idealización de muro de sótano



El procedimiento de diseño por flexión es el mismo al de una losa con un ancho de 1m. Seguidamente se muestran los cálculos.

01. Datos del Material

$f_c =$	210	kgf/cm ²
$\beta =$	0.85	
$f_y =$	4200	kgf/cm ²

02. Dimensiones de la Viga

$b =$	100.00	cm
$b_w =$	100.00	cm
$h =$	20.00	cm
$h_f =$	20.00	cm
$d =$	13.00	cm

03. Cargas Actuante

$M_u =$	1.17	tnf.m
$V_u =$	2.50	tnf

4.0 Diseño

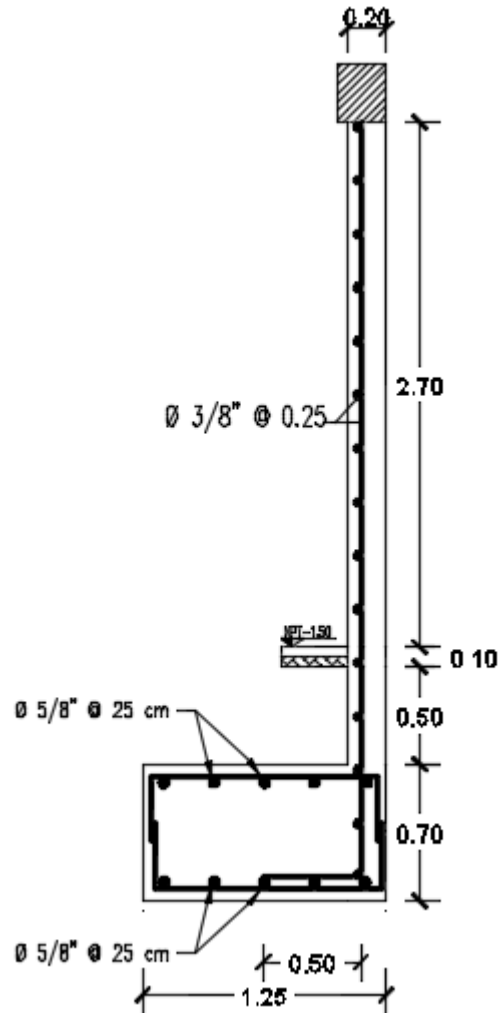
$a =$	0.57	cm	$S =$	29.2	cm
$A_s =$	2.43	cm ² /m			

5.0 Verificación

$\beta_l =$	0.85					
$\rho_{min H} =$	0.00200	2.60	cm ² /m	$S =$	27.3	cm
$\rho_{min V} =$	0.00150	1.95	cm ² /m	$S =$	36.4	cm
$S_{max} =$	60.00	cm	$A_{acero} =$	3/8"	0.71	cm ²
$S_{max} =$	40.00	cm				
$S_{max} =$	40.00	cm				

La fuerza cortante es absorbida en su totalidad por el concreto. Terminando con el siguiente diseño:

Ilustración 127 Muro de Sótano



4.2.3 Determinación del desempeño

4.2.3.1 Determinación de capacidad

Para su obtención se hizo uso del software Etabs en su versión 18. Una vez ya diseñado el Edificio se procede a asignar las propiedades no lineales mediante Rotulas (Hinges) y los materiales con propiedades no lineales.

Los Hinges serán utilizados en elementos columnas y vigas, mientras que para las placas se usarán las propiedades no lineales de los materiales en sus elementos Layered Shell. Esto se debe a que para placas no es posible que el usuario defina todas las propiedades no lineales.

A modo de ejemplificación del proceso se muestra el Hinge para la viga V105 en su sección a-a, también se muestra la definición de la Placa P2.

Ilustración 128 Diagrama momento curvatura para V105 (a-a) utilizando Xtract

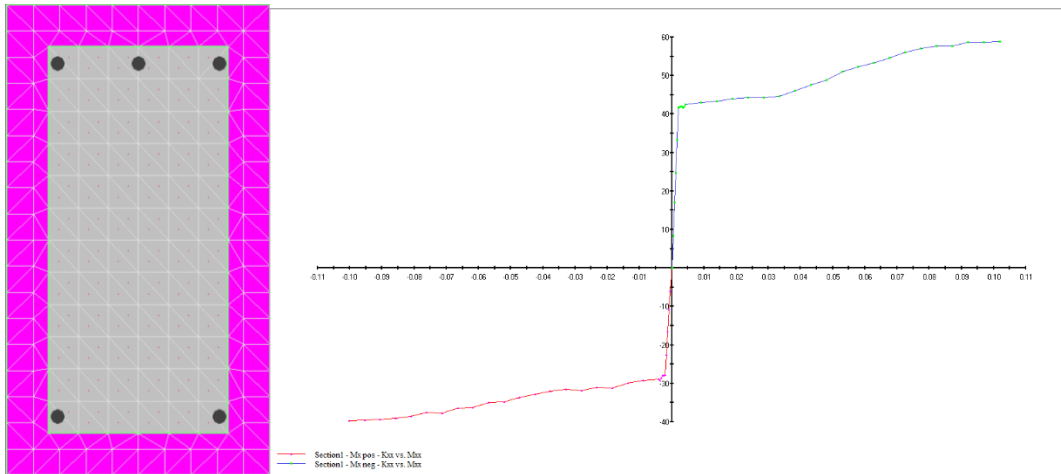


Ilustración 129 Definición de Hinge para Viga 105 (a-a)

ET Hinge Property Data for V105 a-a - Moment M3

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	0	-0.102
D-	0	-0.102
C-	-58.83	-0.102
B-	-42.25	0
A	0	0
B	29.24	0
C	39.66	0.1002
D	0	0.1002
E	0	0.1002

Symmetric
 Additional Backbone Curve Points
 BC - Between Points B and C
 CD - Between Points C and D

Scaling for Moment and Curvature

Use Yield Moment Moment SF Positive: 1 Negative: 1 kip-ft
 Use Yield Curvature Curvature SF Positive: 1 Negative: 1 1/ft
 (Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	0.003	-0.003
Life Safety	0.012	-0.012
Collapse Prevention	0.015	-0.015

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Moment - Rotation
 Moment - Curvature
 Hinge Length: 8.86 in
 Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero
 Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Ilustración 130 Definición de curva Esfuerzo Deformación para concreto no confinado (Modelo de Mander)

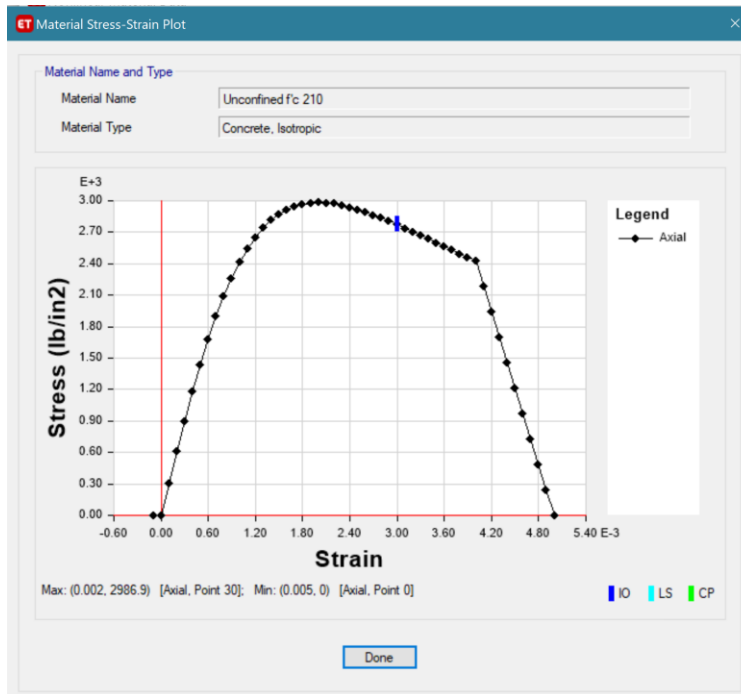


Ilustración 131 Definición de curva Esfuerzo Deformación para concreto confinado de P2 (Modelo de Mander)

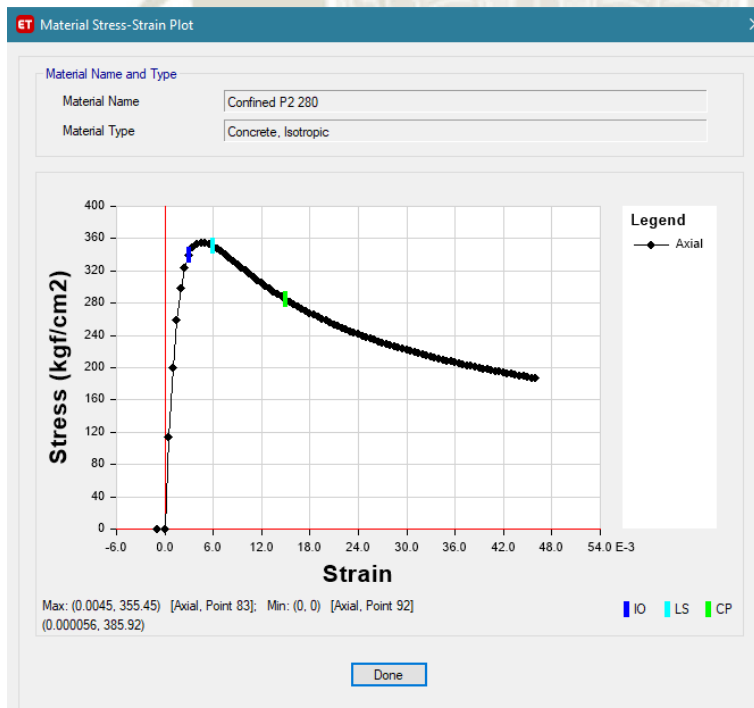


Ilustración 132 Definición de curva Esfuerzo Deformación para acero (Modelo de Andrade Loureiro Pipa)

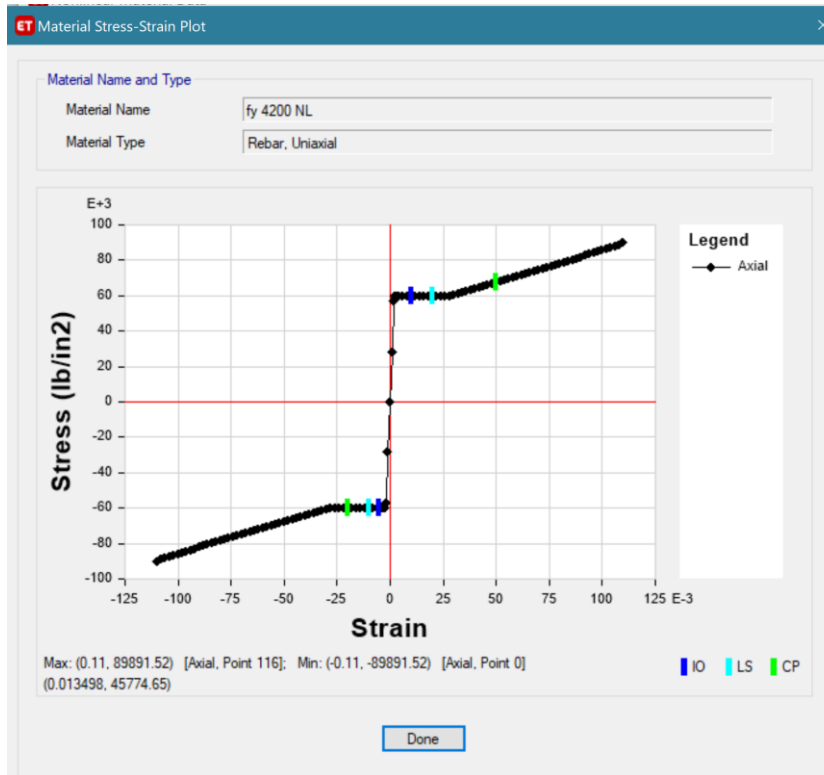


Ilustración 133 Definición núcleos de placa para P2 (primeros 3 niveles)

Layer Name	Distance	Thickness	Modeling Type	Number Integration Points	Material	Material Angle	Material Behavior	Material S11	Material S22	Material S12
ConcM	0	250	Membrane	1	Confined P2 280	0	Directional	Linear	Nonlinear	Linear
Pos3Bar2M	67.5	1.3	Membrane	1	fy 4200 NL	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Linear
Neg3Bar2M	-67.5	1.3	Membrane	1	fy 4200 NL	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Linear
ConcP	0	250	Plate	2	Confined P1 280	0	Directional	Linear	Linear	Linear

Calculated Layer Information
Number of Layers: 4
Total Section Thickness: 250 mm
Sum of Layer Overlaps: 255.3 mm
Sum of Gaps Between Layer: 0 mm

Ilustración 134 Definición alma de placa para P2(primeros 3 niveles)

ET Wall Property Layer Definition Data - P Alma 25cm 280

Layer Definition Data

Layer Name	Distance	Thickness	Modeling Type	Number Integration Points	Material	Material Angle	Material Behavior	Material S11	Material S22	Material S12
ConcM	0	250	Membrane	1	Unconfined f'c 280	0	Directional	Linear	Nonlinear	Linear
Pos3Bar2M	87.5	0.4	Membrane	1	fy 4200 NL	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Linear
Neg3Bar2M	-87.5	0.4	Membrane	1	fy 4200 NL	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Linear
ConcP	0	250	Plate	2	Unconfined f'c 280	0	Directional	Linear	Linear	Linear

Calculated Layer Information

- Number of Layers: 4
- Total Section Thickness: 250 mm
- Sum of Layer Overlaps: 251.4 mm
- Sum of Gaps Between Layer: 0 mm

Cross Section

Highlight Selected Layer

Order Layers

- Order Ascending by Distance
- Order Descending by Distance

Quick Start

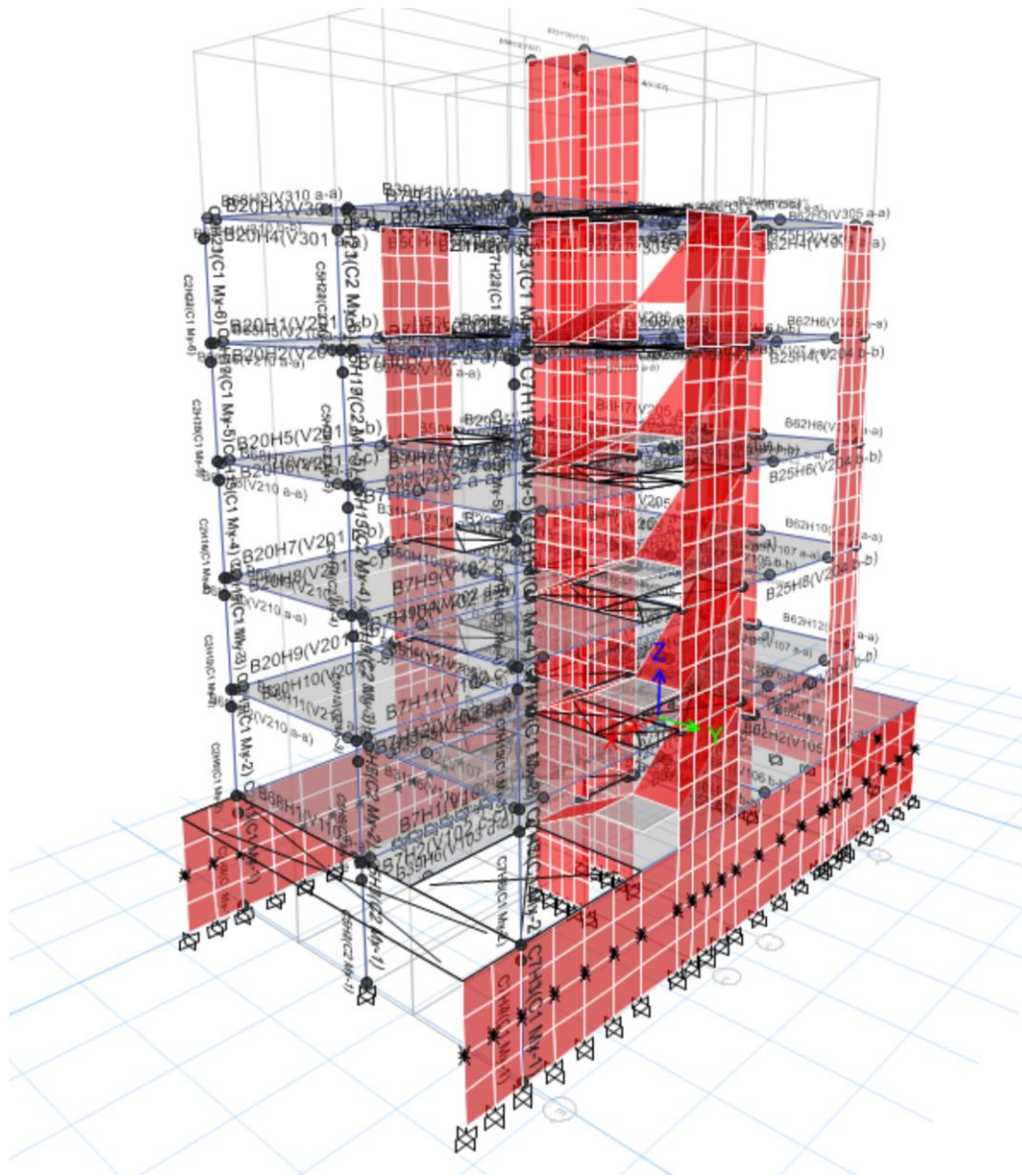
- Parametric Quick Start...

OK Cancel

La segunda columna del cuadro de Layered-Shell hace referencia a la distancia respecto del centro de la sección y la tercera al espesor equivalente para un metro de longitud.

Una vez que ya definieron las rotulas y las secciones de las placas, se procede a aplicarlas en el modelo.

Ilustración 135 Modelo con Hinges Asignado



S

Ilustración 136 Modelo con Placas Asignadas



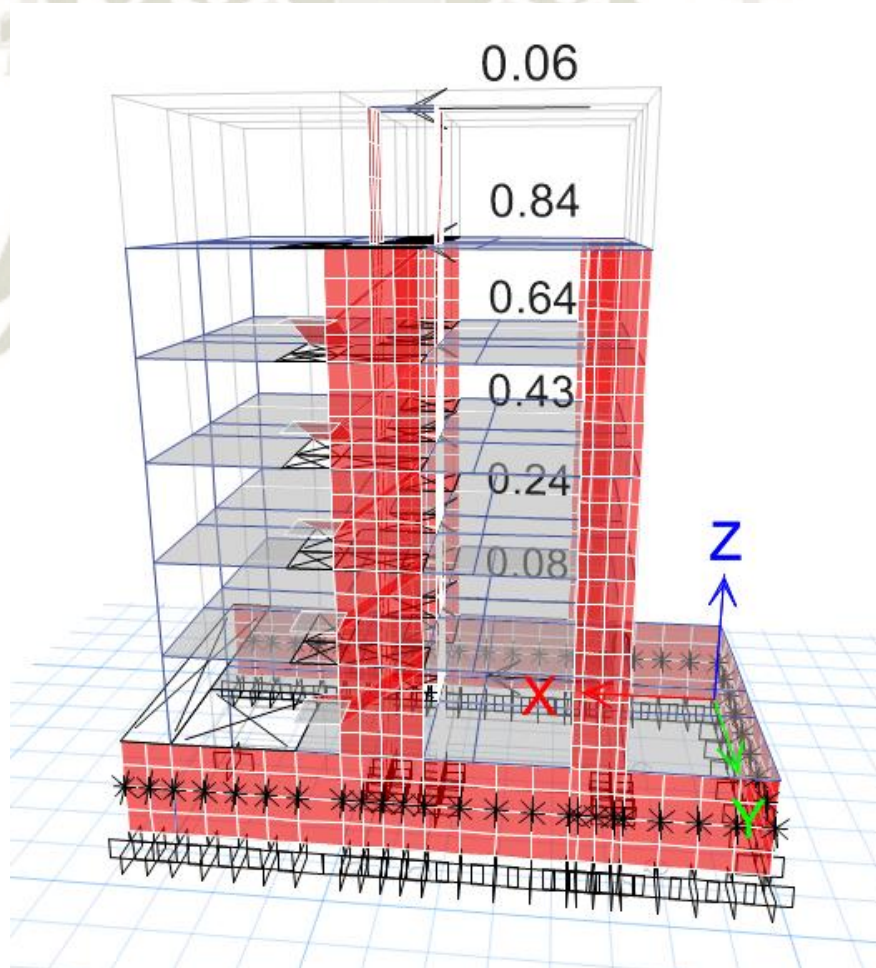
Ya que se tiene asignado el modelo con todas las propiedades no lineales de nuestros elementos estructurales, se procede a definir las cargas con las que se realizara el Análisis Push-Over. El documento FEMA 440 recomienda que para edificios regulares se haga la distribución de fuerzas siguiendo el patrón del modo fundamental de vibración. Sin embargo, para este caso particular seguir esa recomendación seria incurrir en un caso irreal ya que el ultimo nivel cuenta con poca masa y rigidez en relación a los demás, por lo que se distribuirá las fuerzas proporcionalmente al modo de vibración hasta el nivel 6 y para el ultimo nivel se considerará este valor afectado por la relación de masas promedios de los demás niveles y la masa del ultimo nivel (aproximadamente 6%).

El análisis se realizará tanto para la dirección positiva como negativa de los ejes principales.

Tabla 18 Modos fundamentales de vibración

Story	Direccion X-X		Direccion Y-Y	
	Modo 1	Modo 1 Normzalizado	Modo 2	Modo 2 Normzalizad
Semi Sotano	-0.001	0.002	-0.012	0.018
Story1	-0.058	0.085	-0.095	0.139
Story2	-0.165	0.240	-0.210	0.307
Story3	-0.300	0.434	-0.333	0.487
Story4	-0.442	0.640	-0.447	0.654
Story5	-0.580	0.841	-0.549	0.803
Story6	-0.690	1.000	-0.683	1.000

Ilustración 137 Distribución de Fuerzas en dirección X para Push-Over



Seguidamente se procede a generar los casos de carga para las cargas permanentes y las cargas laterales que se usara en el Análisis no Lineal Push-Over. Para el caso de cargas permanentes se consideró el 100% de carga muerta y el 25% de carga viva.

Es importante resaltar que las cargas laterales incrementales se aplicaran después de aplicar las cargas permanentes, también es importante resaltar que el punto de control de desplazamiento se ubicó en el centro de masas del ultimo nivel.

Ilustración 138 Cargas permanentes no lineales

ET Load Case Data

General

Load Case Name: Gravedad NL [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Masa

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Live	0.25

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: P-Delta

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Ilustración 139 Cargas para caso Push-Over en dirección X

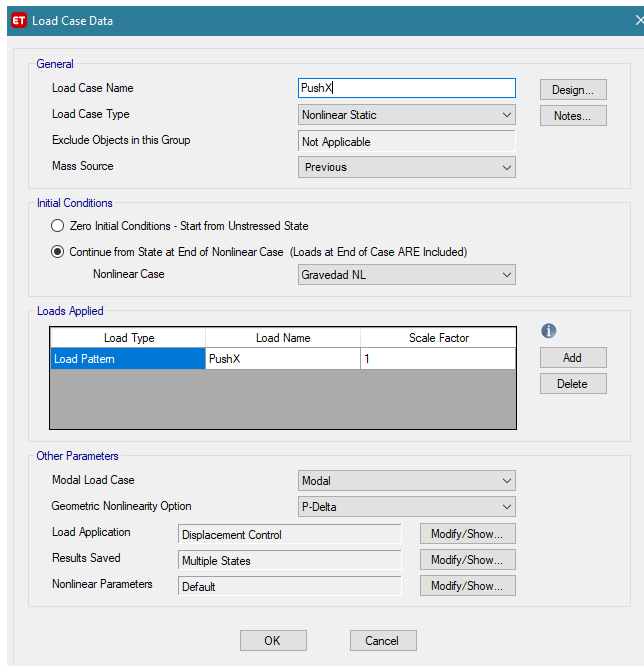
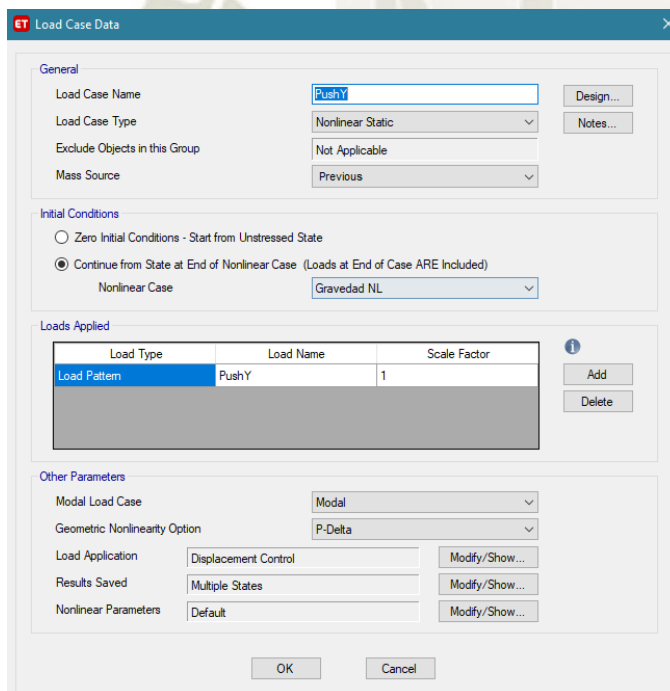
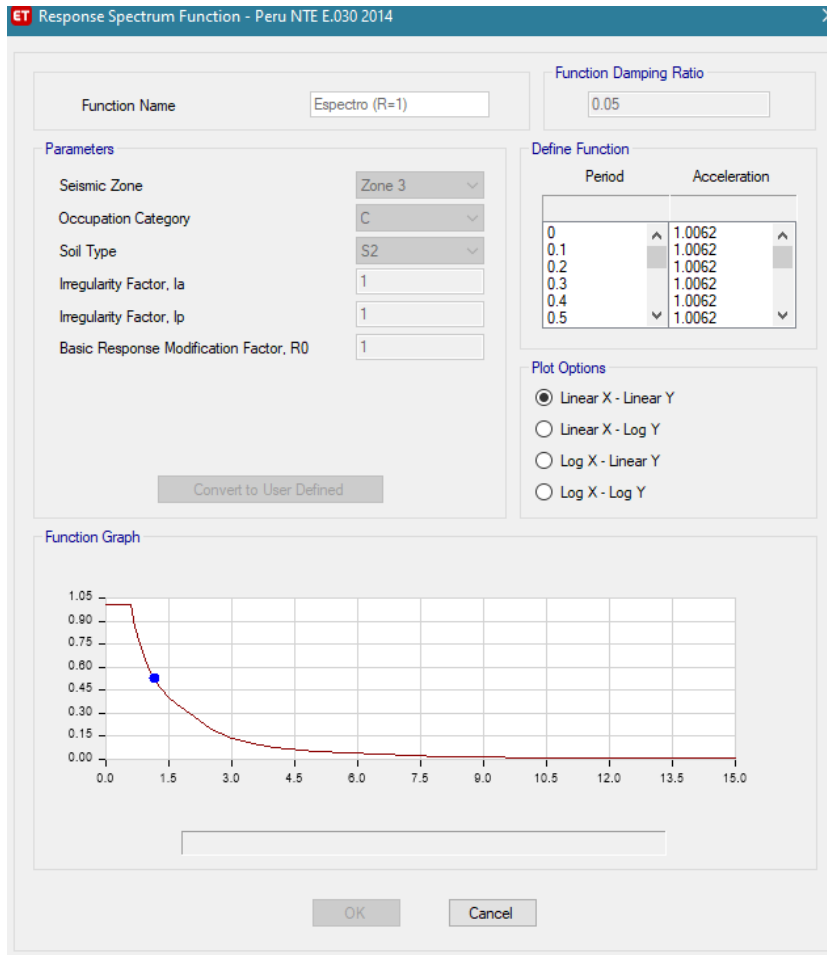


Ilustración 140 Cargas para caso Push-Over en dirección Y



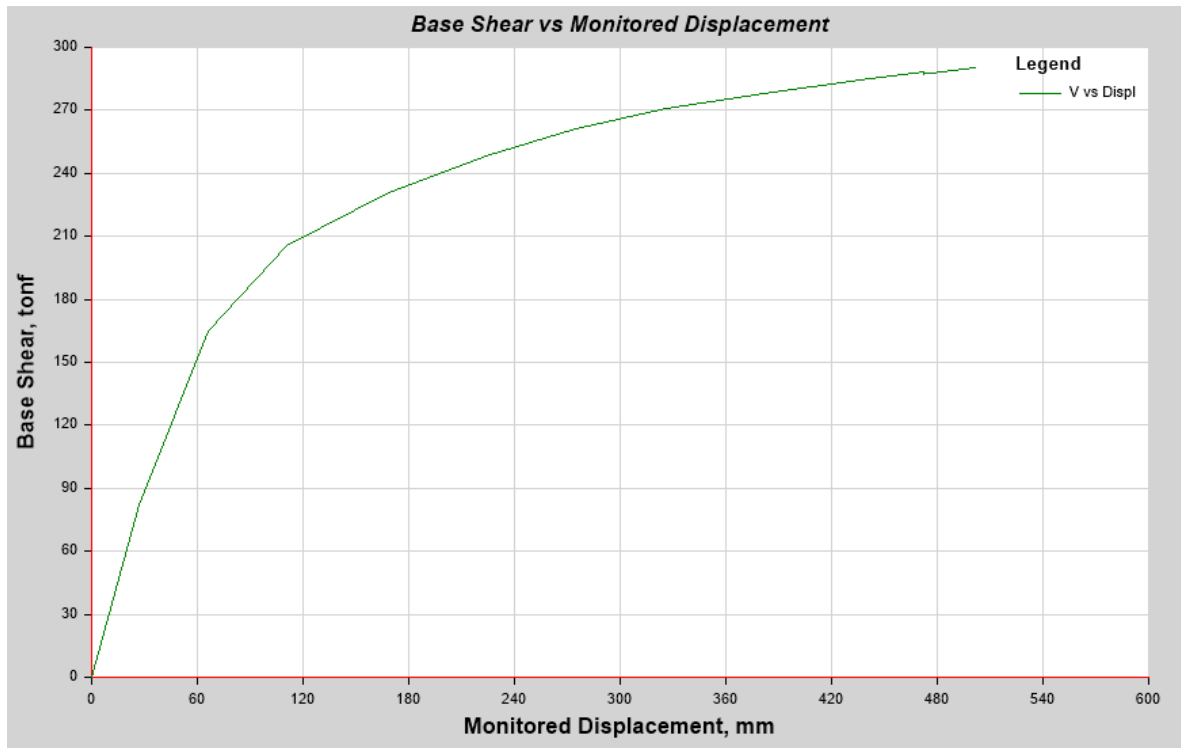
Finalmente se procede a definir el pseudo- espectro elástico ($R=1$) que será el espectro que nos define la demanda a la que estará sujeta nuestra estructura.

Ilustración 141 Pseudo-espectro elástico



Seguidamente se procede a realizar el análisis y se obtendrá las curvas de capacidad de nuestra estructura para cada dirección.

Ilustración 142 Curva Push-Over para dirección X



Curvas de capacidad en las 4 direcciones

Ilustración 143 Curvas de capacidad para direcciones X

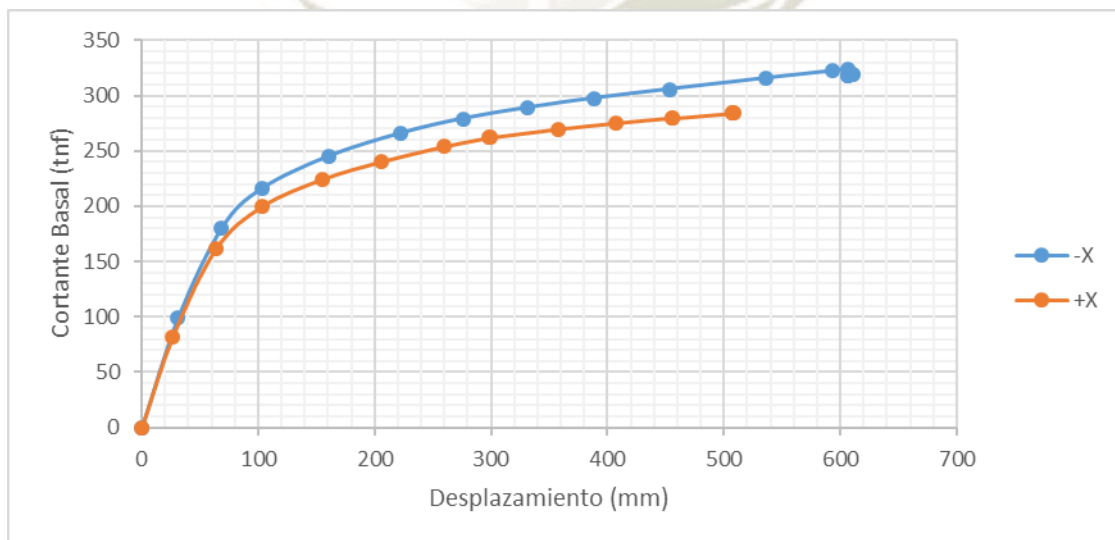
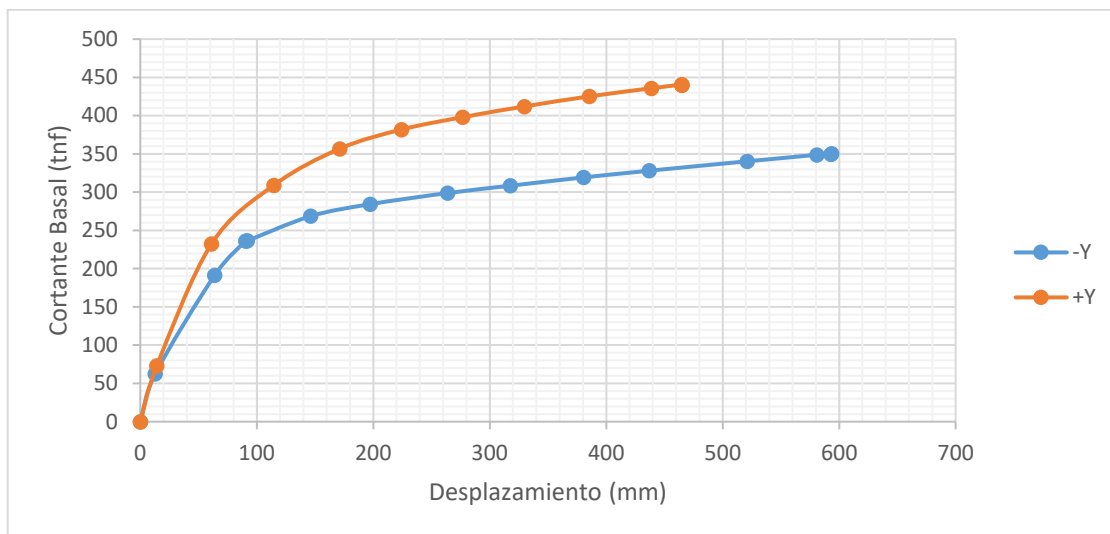


Ilustración 144 Curvas de capacidad para direcciones Y



Para determinar el desempeño de la estructura se considerarán las curvas de capacidad más desfavorables, es decir en la dirección X positiva y Y positiva.

4.2.3.2 Determinación de desempeño manual

El FEMA 440 propone 3 métodos para obtener el desempeño de la estructura mediante el método del Espectro de Capacidad. El software Etabs hace uso del método C denominado “MADRS Locus of Possible Performance Points” el cual consiste básicamente en generar varias gráficas del Modified Acceleration-Displacement Response Spectrum (MADRS) para determinados posibles puntos de desempeño que están asociados generalmente a ductilidades determinadas (1,2,3,4, etc.). Este método es el más automatizado por lo que es el más conveniente en cuanto a programación se refiere.

Para comprobar que el software determina de manera adecuada el punto de desempeño se determinará de manera manual el punto de desempeño.

El método que se usará el B denominado “Intersection with MADRS”. Primero se procederá a convertir la curva de capacidad a su formato ADRS.

Esta conversión requiere de nuestros conocimientos del análisis modal de estructuras, ya que la curva de capacidad está basada en un modelo de cortante (masas concentradas y rigideces de pisos) mientras que el espectro está basado en un sistema de un grado de libertad. Entonces tenemos que convertir nuestra curva de capacidad a una que esté representada por un sistema de un grado de libertad.

Tabla 19 Valores para conversión a formato ADRS

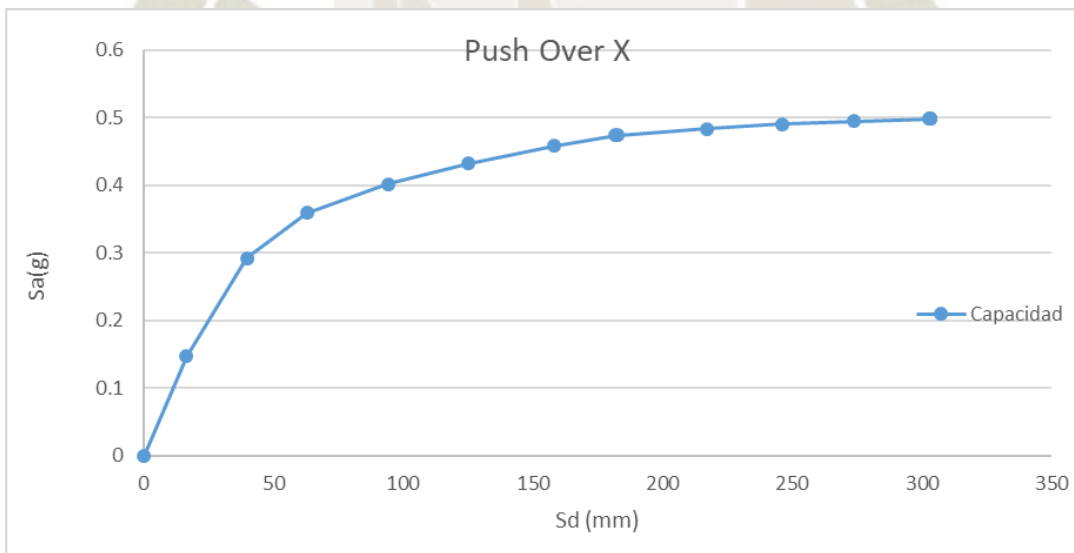
Story	Direccion X-X		Mass tngf.s2/m	Mi*φ1i	Mi*φ1i^2
	Modo 1	Modo 1 Normzalizado			
Semi Sotano	-0.001	0.002	22.894	0.039	0.000
Story1	-0.058	0.085	17.173	1.452	0.123
Story2	-0.165	0.240	17.073	4.096	0.982
Story3	-0.300	0.434	17.066	7.411	3.218
Story4	-0.442	0.640	17.066	10.923	6.992
Story5	-0.580	0.841	12.131	10.202	8.579
Story6	-0.690	1.000	1.042	1.042	1.042
			104.445	35.165	20.936
			α1=	0.633	
			PF1*φ16=	1.728	
			M1=	59.063	tngf.s2/m

Para el desplazamiento se usa el factor de participación modal y el desplazamiento del nivel en cuestión (dividen al desplazamiento) y para las fuerzas asociadas al desplazamiento se utiliza el facto de masa participativa (divide a las fuerzas) para así obtener la aceleración asociada, finalmente la aceleración se expresa en términos de la gravedad y se obtiene la curva de capacidad en formato ADRS.

Tabla 20 Puntos de Push-Over en Formato ADRS

Sd (mm)	Sa (g)
0	0
16.44939	0.146742
39.62921	0.291935
62.80293	0.358527
94.02942	0.401969
124.99656	0.432353
158.15666	0.458396
181.96776	0.473454
182.56553	0.473474
216.88059	0.483662
246.05509	0.490389
273.8676	0.494989
303.01671	0.497722
303.07436	0.497732
303.07439	0.497732
303.40367	0.497782

Ilustración 145 Curva Push-Over en formato ADRS



Luego se procede a obtener el pseudo-espectro elástico de demanda. La norma E030 nos lo brinda en formato periodo-pseudo aceleración espectral. Lo que implica una conversión al formato ADRS, se utiliza la siguiente relación para tal fin:

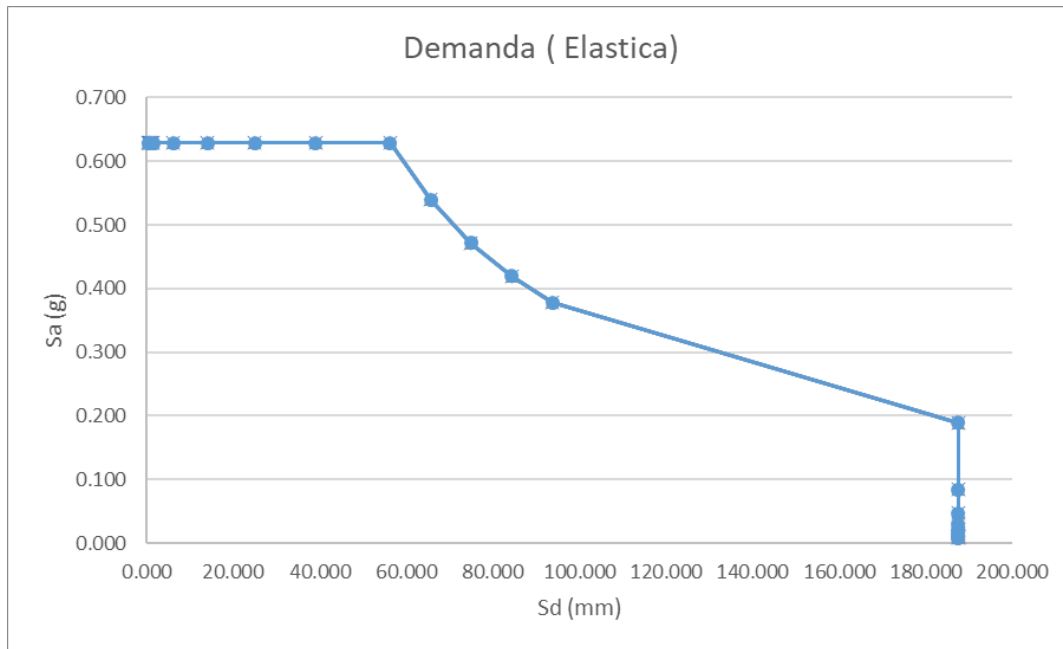
$$S_a = w_n^2$$

$$S_d = \frac{S_a T^2}{4\pi^2}$$

Tabla 21 Valores de Espectro de Demanda Elástica del Sismo Ocasional

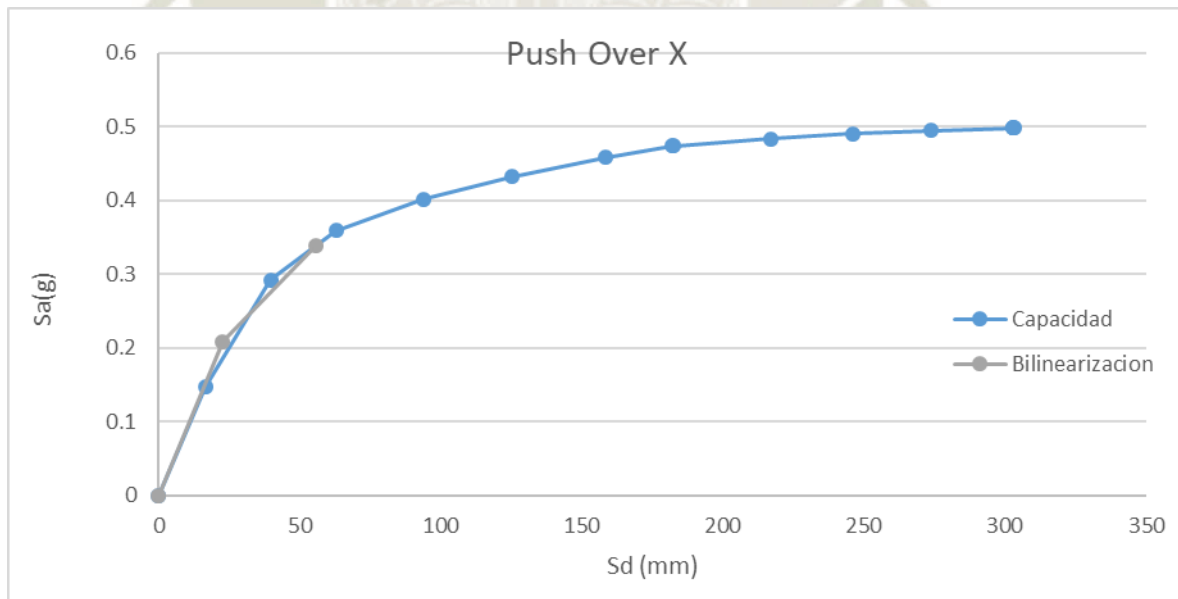
T	Sa (g)	Sd (mm)
0.000	0.000	0.000
0.050	0.629	0.391
0.060	0.629	0.563
0.070	0.629	0.766
0.080	0.629	1.000
0.090	0.629	1.266
0.100	0.629	1.563
0.200	0.629	6.251
0.300	0.629	14.065
0.400	0.629	25.004
0.500	0.629	39.069
0.600	0.629	56.260
0.700	0.539	65.636
0.800	0.472	75.013
0.900	0.419	84.390
1.000	0.377	93.766
2.000	0.189	187.532
3.000	0.084	187.532
4.000	0.047	187.532
5.000	0.030	187.532
6.000	0.021	187.532
7.000	0.015	187.532
8.000	0.012	187.532
9.000	0.009	187.532
10.000	0.008	187.532

Ilustración 146 Espectro de Demanda Elástico de sismo Ocasional



Posteriormente se procede a elegir un posible punto de desempeño y con este punto se realiza la bilinealización de la curva de capacidad. Para la bilinearización se sigue el criterio de área iguales.

Ilustración 147 Posible punto de desempeño



De esta propuesta se obtienen los siguientes datos:

S _{dy}	22.735 mm	S _d de fluencia
S _{ay}	0.198 g	S _a de fluencia
T _o =	0.679	
S _{dpi} =	55.652 mm	S _d de desempeño
S _{api}	0.338 g	S _a de desempeño
α=	48.7%	Pendiente Post-Elastica
ϕ=	2.448	Ductilidad

El código FEMA 440 propone valores mejorados para obtener la demanda inelástica, en relación al ATC-40. Estos valores están en función de la pendiente post-elástica, la ductilidad y el comportamiento histerético de los elementos estructurales. Los valores son los siguientes:

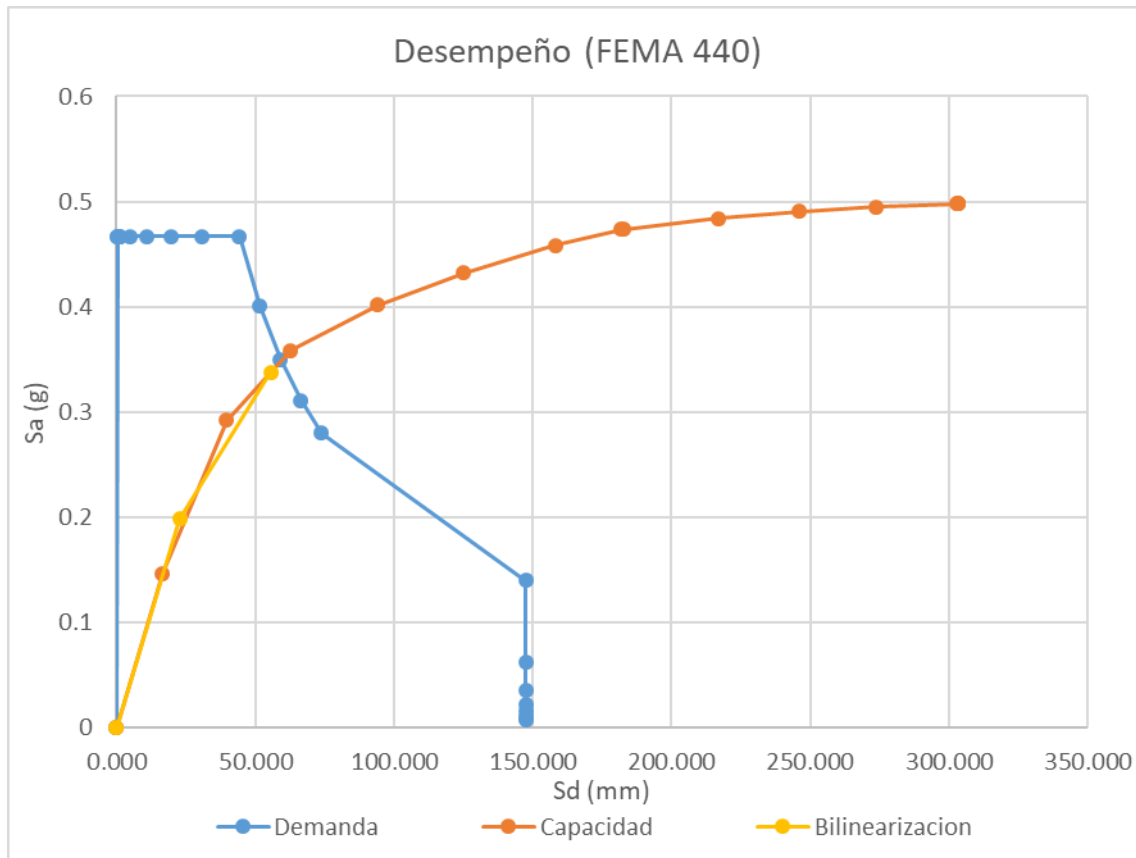
A=	4.6
B=	-0.99
C=	12
D=	1.1
E=	25
F=	0.37
G=	0.1
H=	-0.015
I=	0.17
J=	0.094
K=	0.98
L=	0.2

Con esos valores y considerando un amortiguamiento inherente del 5% se obtiene:

B _{eff} =	11.64	Amortiguamiento Efectivo
T _{eff} =	0.791	Periodo Efectivo
B=	1.272	Coficiente para ajustar demanda elastica
M=	0.944	Coficiente para modificar ADRS inelastico
T _{sec} =	0.814	

El valor B es el que convierte el espectro elástico en inelástico (ajustado por el punto de desempeño propuesto), este factor afecta (divide) tanto abscisas como ordenadas. Posteriormente este espectro inelástico es afectado (multiplica) por el coeficiente M, pero solo a las ordenadas, proveyendo de una representación incluso más visual del resultado ya que el resultado es la intersección directa de ambas graficas (no requiere de proyecciones de periodos).

Ilustración 148 Determinación de desempeño manual en la dirección X



Lo que resta es transformar el punto de desempeño que tiene coordenadas espectrales para ello se utiliza los mismos factores utilizados en la tabla 10 pero los afecta de manera inversa.

Obteniendo el siguiente resultado:

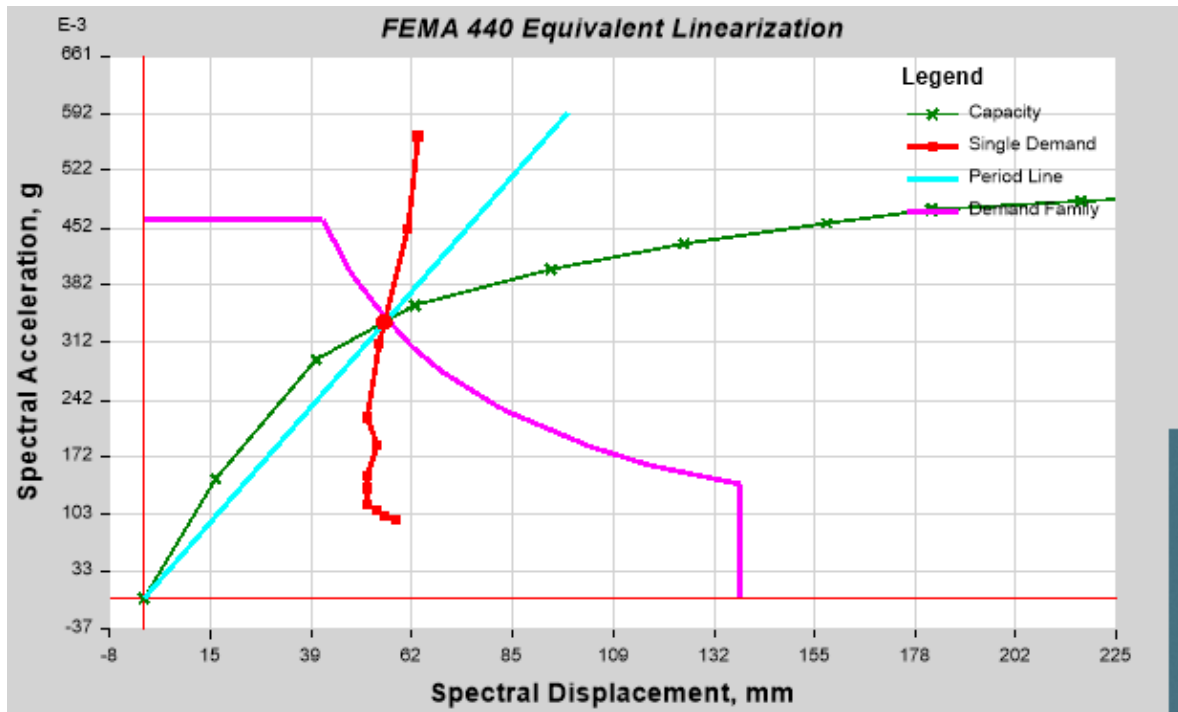
Tabla 22 Desempeño para sismo Ocasional

Demanda	Sd(mm)	Sa(g)	D(mm)	V(tnf)
Sismo Ocasional	55.65	0.34	92.90	196.97

4.2.3.3 Determinación de desempeño por medio del software Etabs

El software Etabs permite calcular el desempeño de la estructura basado en el método propuesto por el FEMA 440. A continuación, se muestra el resultado.

Ilustración 149 Determinación de Desempeño mediante Etabs en la dirección X



Performance Point

Point Found	Yes	T secant	0.809 sec
Shear	188.1665 tonf	T effective	0.782 sec
Displacement	91.06743 mm	Ductility Ratio	2.447842
Sa	0.337978	Effective Damping	0.1164
Sd	55.65193 mm	Modification Factor	0.943962

Como se puede observar el resultado gráfico es exactamente el mismo, en cuanto a los valores numéricos existe una pequeña variación. Esto confirma el correcto funcionamiento del software Etabs. Cabe resaltar que el método B usado en el cálculo manual usualmente requiere un par de iteraciones para que el desempeño propuesto coincida con el calculado, sin embargo, en el cálculo se propuso el valor obtenido por el software Etabs lo que hizo que se requiera solo una iteración. Para mayor información sobre la metodología revisar el documento FEMA 440.

Niveles de desempeño

Para la determinación del punto de desempeño se consideró 4 niveles de posibles demandas, cada una de ellas asociada a un tipo de sismo. Cabe resaltar que el sismo raro es el sismo de diseño que propone la norma E060.

Tabla 23 Parámetros de los sismos de análisis por investigaciones peruanas

Sismo	Nivel de demanda	Probabilidad De Excedencia	Periodo De Retorno
Frecuente	$S_{a1} = \frac{S_{ae}}{2}$	69%	43 años
Ocasional	$S_{a2} = 1.25S_{a1}$	50%	75 años
Raro	$S_{a3} = S_{ae}$	10%	475 años
Muy Raro	$S_{a4} = 1.25S_{ae}$	5%	1000 años

Fuente: (Aguíar R., 2003)

Ilustración 150 Puntos de desempeño para dirección X

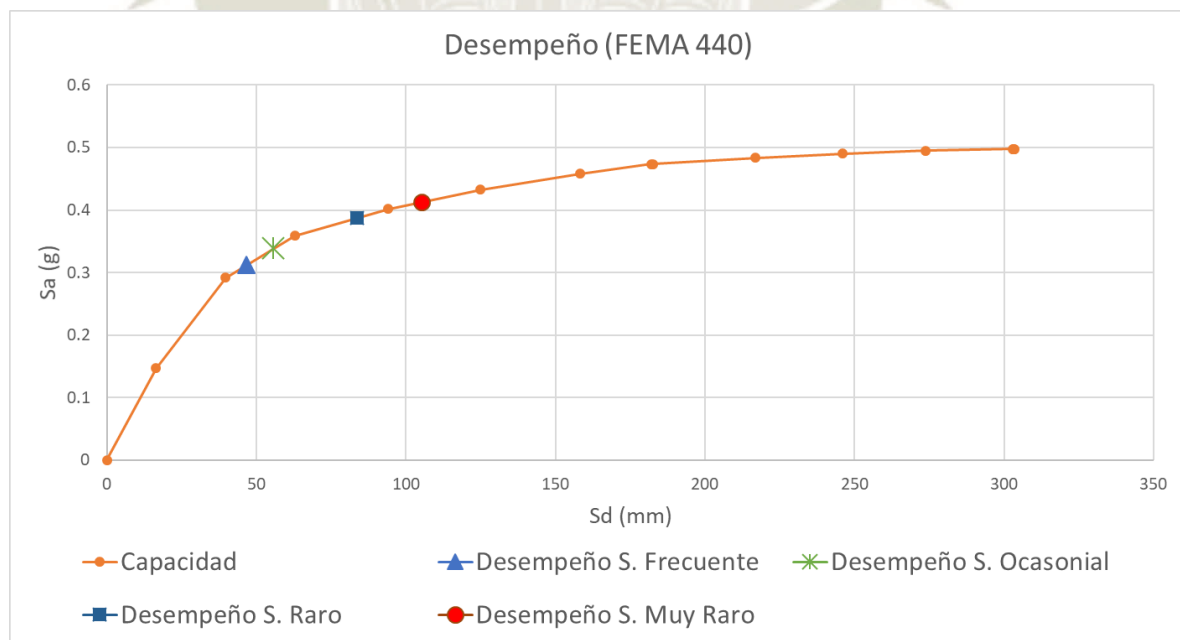
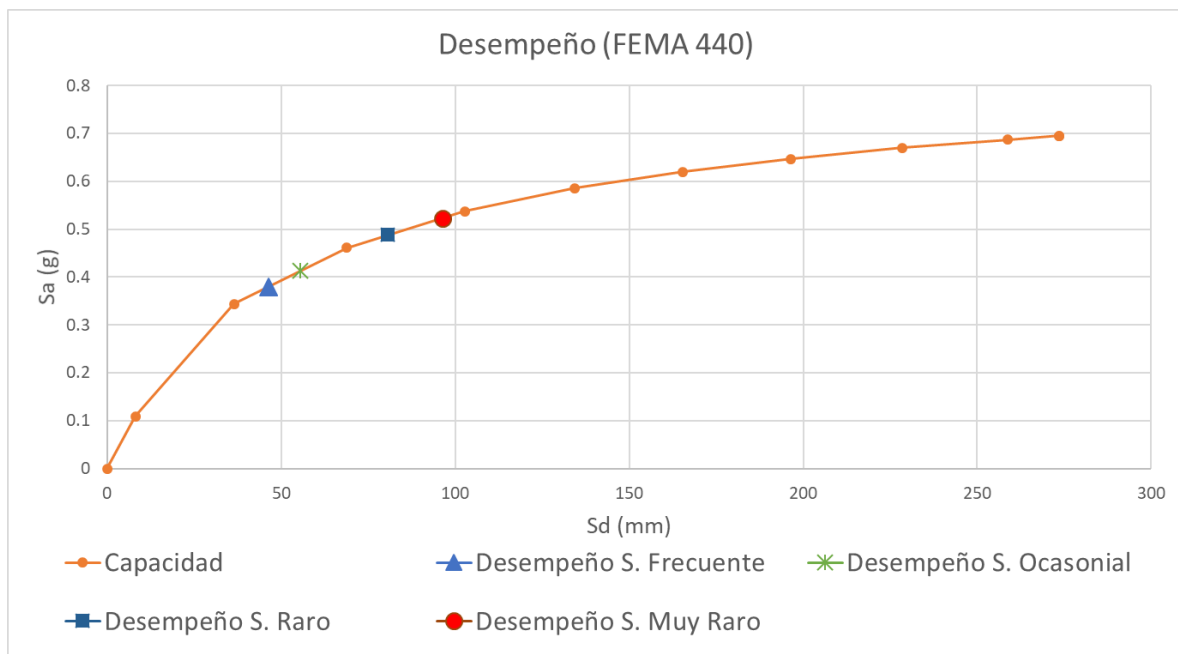


Ilustración 151 Puntos de desempeño para dirección Y



Seguidamente se procede a obtener las fuerzas cortantes y desplazamientos asociados a las mismas, ya que este grafico es la representación de nuestro sistema idealizado de un grado de libertad. Los resultados mostrados en la tabla son los proporcionados por el software Etabs.

Tabla 24 Niveles de desempeño en la dirección X

Demanda	Sd(mm)	Sa(g)	D(mm)	V(tnf)	Nivel de Desempeño
Sismo Frecuente	46.56	0.31	75.55	173.23	Ocupacion inmediata
Sismo Ocasional	55.65	0.34	91.07	188.17	Ocupacion inmediata
Sismo Raro	83.69	0.39	138.08	216.38	Ocupacion inmediata
Sismo muy Raro	105.33	0.41	173.80	230.32	Control de daño

Tabla 25 Niveles de desempeño en la dirección Y

Demanda	Sd(mm)	Sa(g)	D(mm)	V(tnf)	Nivel de Desempeño
Sismo Frecuente	46.36	0.38	77.49	255.76	Ocupacion inmediata
Sismo Ocasional	55.44	0.41	92.49	277.26	Ocupacion inmediata
Sismo Raro	80.73	0.49	134.51	325.79	Ocupacion inmediata
Sismo muy Raro	96.33	0.52	160.59	347.78	Control de daño

Para el cálculo de los niveles de Desempeño se consideró lo propuesto por el documento ATC-40.

Tabla 26 Límites de deformación (ATC-40)

Límite de deriva de entrepiso	Nivel de Desempeño			
	Ocupación Inmediata	Control de Daño	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
<i>Máxima deriva total</i>	<i>0.01</i>	<i>0.01-0.02</i>	<i>0.02</i>	<i>0.33(Vi/Pi)</i>

Para la deriva máxima en el nivel de Estabilidad Estructural se tiene:

$$\frac{0.33(0.35)(1)(2.5)(1.15)}{6} = 0.055$$

A modo de ejemplo se muestra las derivas para la demanda del sismo Ocasional en la dirección Y.

Tabla 27 Drifts en Y para el Sismo Ocasional

Sismo Frecuente	
Story	Drift X
Story6	0.00351
Story5	0.00417
Story4	0.00475
Story3	0.00534
Story2	0.00535
Story1	0.00425
Semi Sotano	0.00021

4.3 Modelo con disipadores SLB

4.3.1 Modelamiento y Análisis

4.3.1.1 Generalidades del Proyecto

En cuanto a la distribución de los ambientes y las áreas techadas se tiene lo mismo. En cuanto a la normativa se añade el ACI318-19, para el diseño de los anclajes de los disipadores SLB.

En relación a los materiales se añade el acero de $F_y=3500$ kgf/cm, de igual manera para el tema de los anclajes.

4.3.1.2 Estructuración

El sistema estructural principal se mantiene (muros estructurales) sin embargo se le añade disipadores SLB en la dirección corta de la edificación y de esta manera se añade más redundancia al edificio, salvando la restricción que nos imponía el semisótano destinado a estacionamientos. Se añaden un total de diez disipadores SLB. Los disipadores serán colocados sobre muros desacoplados de 15cm de espesor de resistencia $f'c$ 280kgf/cm² para el eje C y para el resto se usará una resistencia de $f'c$ 210 kgf/cm². Los disipadores están conectados a los muros desacoplados en su parte inferior y a las vigas en la parte superior. Cabe resaltar que los espesores de los muros estructurales se redujeron en comparación al sistema convencional.

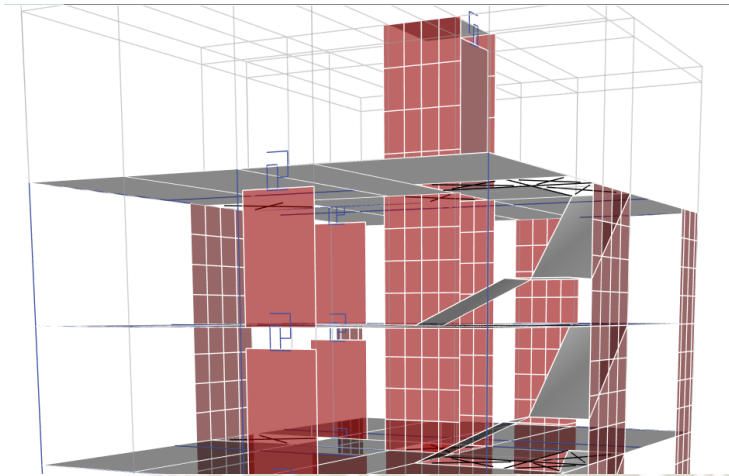
El predimensionamiento seguido es el mismo que para el caso convencional, con dos principales diferencias. La primera es que se redujo el espesor de los muros de la dirección “Y” (corta). La segunda es que ahora se añade la selección de los disipadores SLB, que luego serán verificados con un análisis no Lineal.

I. Disipadores SLB

Para su selección o predimensionamiento, se tiene que tener todos los demás elementos predimensionados. El proceso propuesto por el Ing. Luis Bozzo consiste en una secuencia de prueba y error, proponiendo disipadores y verificando que la fuerza que llega a los mismo sea la adecuada para el tipo de disipador propuesto. A continuación, se muestra la primera y última iteración (de un total de 4).

Primero se propone disipadores SLB2 6_2 para todos los muros desacoplados (ubicados en el eje C, D y uno en 2')

Ilustración 152 Disposición de muros desacoplados y disipadores



ETABS			
Disipador	Fy kN	Fy max kN	
SLB2 6_2	35.60	69.01	
SLB2 6_2	35.60	69.01	
SLB2 6_2	35.60	69.01	
SLB2 6_2	35.60	69.01	
SLB2 6_2	35.60	69.01	
SLB2 6_2	35.60	69.01	
SLB2 6_2	35.60	69.01	
SLB2 6_2	35.60	69.01	
SLB2 6_2	35.60	69.01	
SLB2 6_2	35.60	69.01	

Seguidamente se realiza un análisis Modal Espectral para determinar las fuerzas que llegan realmente a cada disipador. En base a esta fuerza se propone otros disipadores, la fuerza que recibe cada disipador es reducida en un factor de 1.35 para la primera iteración, esto para tomar en cuenta la disminución de su rigidez tras una posible incursión en el rango inelástico que el análisis lineal no considera.

Disipadores SLB			Inicio			
			V kN	Disipador	Fy kN	Fy max kN
EJE C	N1	K1	56.5	SLB2 6_3	41.00	79.21
	N2	K2	83.0	SLB2 8_3	58.00	107.57
	N3	K3	90.3	SLB2 8_4	66.30	120.87
	N4	K4	86.1	SLB2 8_3	58.00	107.57
	N5	K5	78.1	SLB2 8_2	48.10	92.76
EJE E	N2	K6	25.3	SLB2 6_2	35.60	69.01
	N3	K7	19.4	SLB2 6_2	35.60	69.01
	N4	K8	13.9	SLB2 6_2	35.60	69.01
	N5	K9	11.3	SLB2 6_2	35.60	69.01
EJE 2'	N6	K12	32.9	SLB2 6_2	35.60	69.01

Seguidamente se realiza 3 análisis más para llegar al siguiente resultado

Inicio				ETABS			Iteración		
V kN	Disipador	Fy kN	Fy max kN	Disipador	Fy kN	Fy max kN	V kN	D/C	Disipador
56.5	SLB2 6_3	41.00	79.21	SLB2 6_3	41.00	79.21	56.4	1.37	Ok!
83.0	SLB2 8_3	58.00	107.57	SLB2 10_3	81.10	148.63	121.2	1.49	Ok!
90.3	SLB2 8_4	66.30	120.87	SLB2 10_4	93.00	166.26	133.4	1.43	Ok!
86.1	SLB2 8_3	58.00	107.57	SLB2 10_3	81.10	148.63	121.8	1.50	SLB2 10_3
78.1	SLB2 8_2	48.10	92.76	SLB2 10_3	81.10	148.63	109.6	1.35	Ok!
25.3	SLB2 6_2	35.60	69.01	SLB2 6_2	35.60	69.01	25.0	0.70	Ok!
19.4	SLB2 6_2	35.60	69.01	SLB2 6_2	35.60	69.01	19.1	0.54	Ok!
13.9	SLB2 6_2	35.60	69.01	SLB2 6_2	35.60	69.01	13.7	0.38	Ok!
11.3	SLB2 6_2	35.60	69.01	SLB2 6_2	35.60	69.01	11.1	0.31	Ok!
32.9	SLB2 6_2	35.60	69.01	SLB2 6_2	35.60	69.01	32.9	0.92	Ok!

Para las demás iteraciones se considera un factor de 1.5 en la relación demanda-capacidad de cada disipador. Cabe resaltar que cada tipo de disipador tiene definida su fuerza de fluencia y su fuerza ultima. Lo que se busca es que la fuerza (afectada por el factor) en el disipador sea inmediatamente inferior a la fuerza de fluencia del mismo. En el Anexo se muestran todas las iteraciones

4.3.1.3 Modelo estructural en el Software Etabs

Las consideraciones que se tomaron son las mismas usadas para el modelo convencional. Los disipadores SLB se modelaron con elementos tipo Link y el modelo histerético que se usó el de Wen (coeficiente de 2) que según estudios experimentales realizados es el que mejor representa su comportamiento. A continuación, se muestra las propiedades del disipador SLB2 10_4. Es importante notar que estas propiedades están definidas para el eje local 2 paralelo al muro y el resorte está

definido del muro a la viga. Para su modelamiento se consideró una altura de 0.155m es decir no se consideró la altura de la conexión en forma de peine.

Ilustración 153 Definición de disipador SLB2 10_4

ET Link Property Data

General

Link Property Name: SLB2 10_4 Link Type: Plastic (Wen)

Link Property Notes: P-Delta Parameters:

Total Mass and Weight

Mass: 0 kg Rotational Inertia 1: 0 tonf-m-s²

Weight: 0 tonf Rotational Inertia 2: 0 tonf-m-s²

Rotational Inertia 3: 0 tonf-m-s²

Factors for Line and Area Springs

Link/Support Property is Defined for This Length When Used in a Line Spring Property: 1 m

Link/Support Property is Defined for This Area When Used in an Area Spring Property: 1 m²

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...	<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...	<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Stiffness Options

Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases: Effective Stiffness from Zero, Else Nonlinear

Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping: Initial Stiffness (K0)

Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor: 1

ET Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: SLB2 10_4

Direction: U2

Type: Plastic (Wen)

NonLinear: Yes

Linear Properties

Effective Stiffness: 11.72296 tonf/mm

Effective Damping: 0 tonf-s/mm

Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0 m

Nonlinear Properties

Stiffness: 11.72194 tonf/mm

Yield Strength: 9.4834 tonf

Post Yield Stiffness Ratio: 0.019972

Yielding Exponent: 2

ET Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: SLB2 10_4

Direction: U3

Type: Plastic (Wen)

NonLinear: No

Linear Properties

Effective Stiffness: 0.19681 tonf/mm

Effective Damping: 0 tonf-s/mm

Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0 m

Ilustración 154 Modelo con disipadores SLB

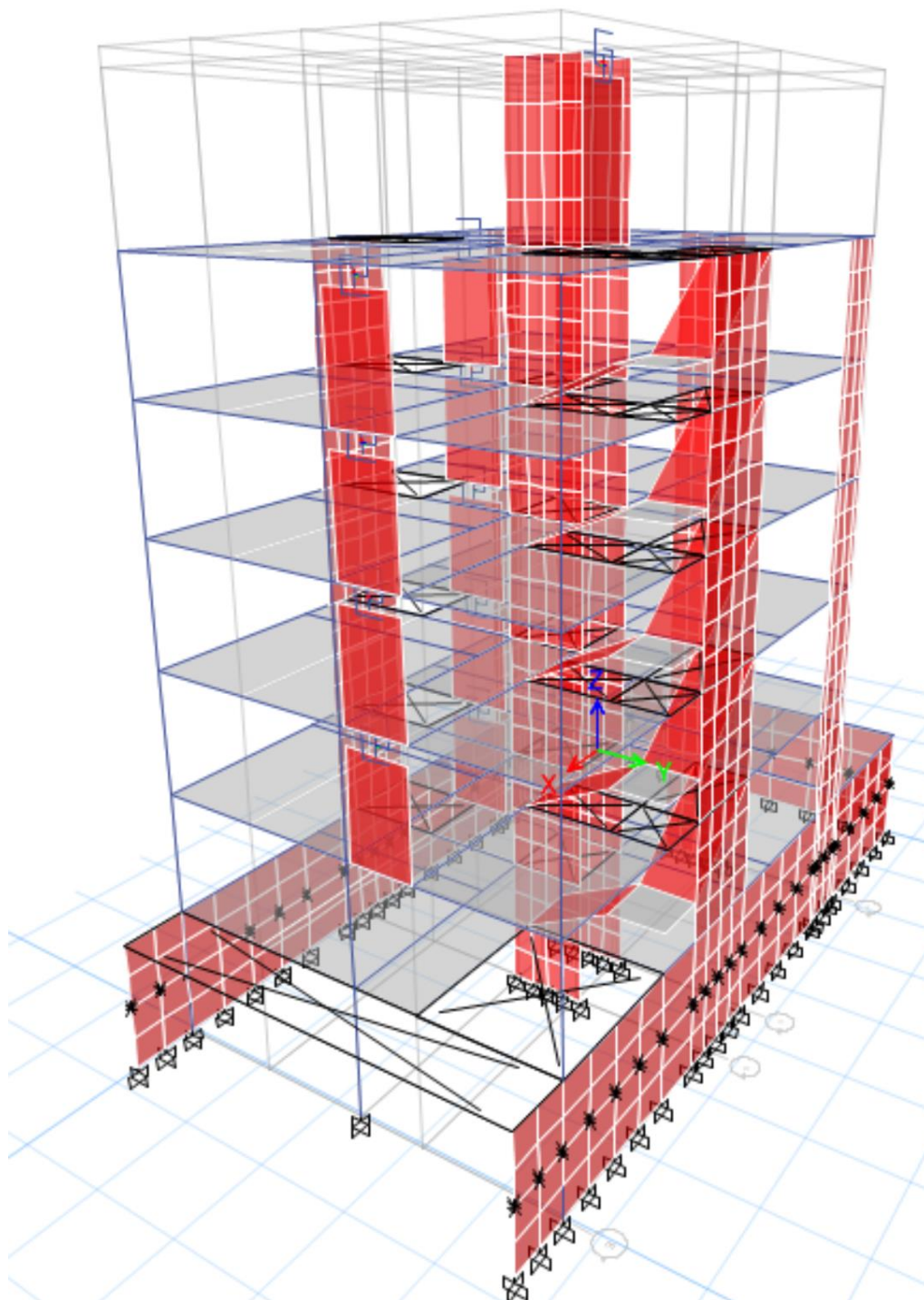
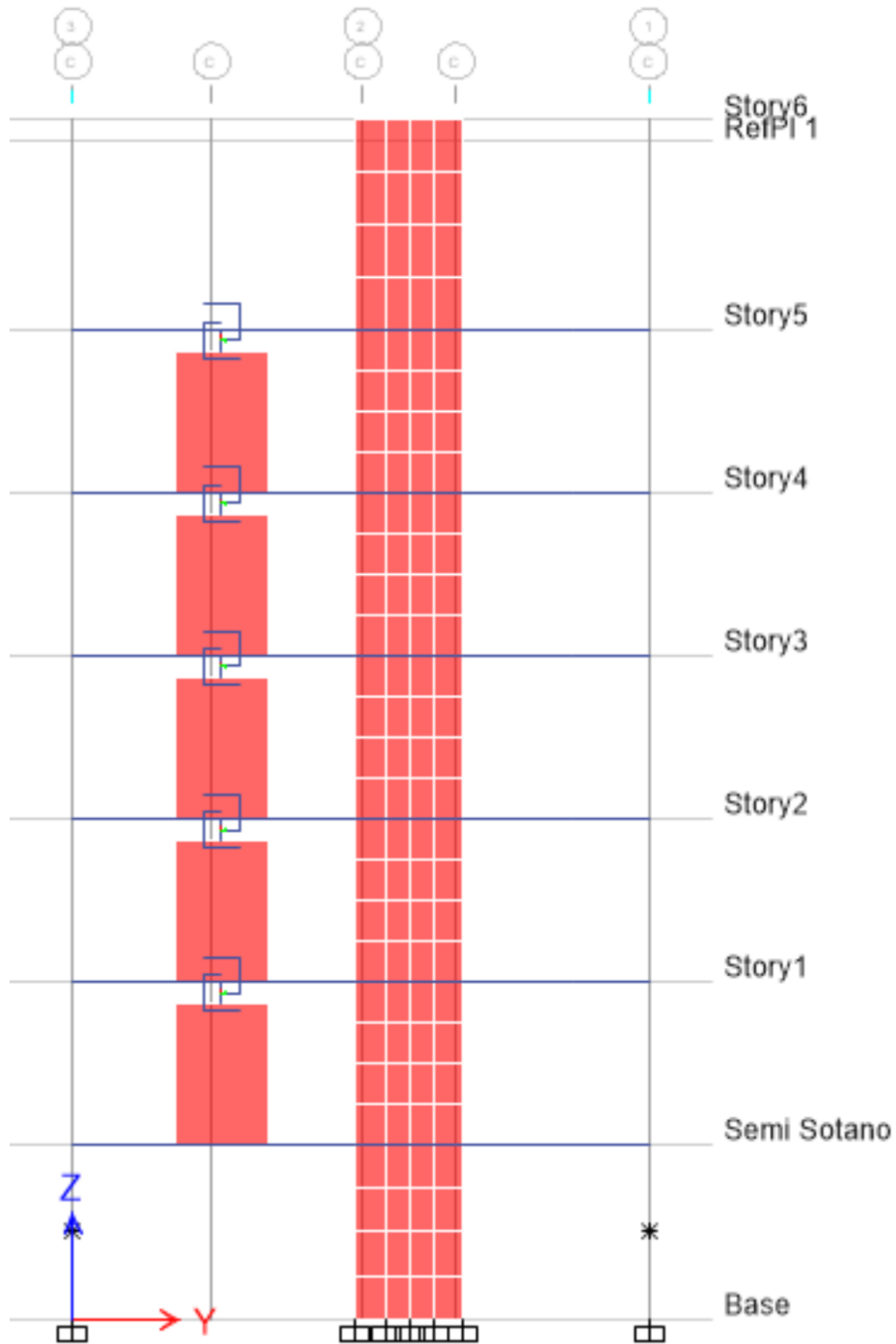


Ilustración 155 Eje C de modelo con disipadores SLB



4.3.1.4 Análisis Sísmico

Se siguió el mismo procedimiento antes mencionado, a continuación, se muestran los resultados más representativos. Cabe resaltar que esta estructuración también es totalmente regular.

Comparación de sismo estático con sismo dinámico:

Tabla 28 Verificación de cortante Basal

Case	VX (tnf)	VY(tnf)	80%	Amplificacion
Sx Estatico	16.609	1.661	13.287	-
Sy Estatico	0.594	77.735	62.188	-
DIN X	12.597	10.514	-	1.055
DIN Y	2.386	68.491	-	NO

Resultado análisis modal:

Tabla 29 Participación de modal de masas

Mode	T(s)	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0.469	0.539	0.015	0.028
2	0.390	0.568	0.577	0.136
3	0.369	0.581	0.665	0.548
4	0.131	0.642	0.668	0.549
5	0.123	0.642	0.771	0.560
6	0.105	0.711	0.773	0.574
7	0.098	0.724	0.778	0.659
8	0.069	0.724	0.826	0.661
9	0.049	0.768	0.827	0.662
10	0.049	0.772	0.827	0.671
11	0.047	0.775	0.850	0.680
12	0.044	0.776	0.865	0.705
13	0.035	0.776	0.894	0.708
14	0.030	0.801	0.896	0.708
15	0.029	0.802	0.926	0.708
16	0.027	0.802	0.927	0.728
17	0.025	0.802	0.977	0.728
18	0.022	0.813	0.977	0.728
19	0.020	0.813	0.978	0.737
20	0.013	0.996	0.978	0.745
21	0.012	1.000	1.000	1.000

Derivas laterales inelásticas:

Tabla 30 Derivas Elásticas

Story	Drift X	Drift Y
Story6	0.0041	0.0021
Story5	0.0055	0.0025
Story4	0.0060	0.0031
Story3	0.0061	0.0037
Story2	0.0051	0.0038
Story1	0.0029	0.0031
Semi		
Sotano	0.0001	0.0006

Como se puede observar todas las derivas cumplen con la restricción de 0.007. Siendo la más grande de 0.0061 para la dirección X.

La junta de separación sísmica permanece igual.

4.3.2 Diseño de elementos Estructurales

Cabe resaltar que se aplicaran las disposiciones sísmicas del capitulo 21 de la norma E.060 para el diseño de los elementos estructurales, específicamente los referidos al apartado del sistema estructural de muros. Todas las fórmulas presentadas tienen las unidades de cm, kgf, y kgf/cm². En adicción se usará la normativa ACI 318-19 para el diseño de los anclajes de los disipadores SLB.

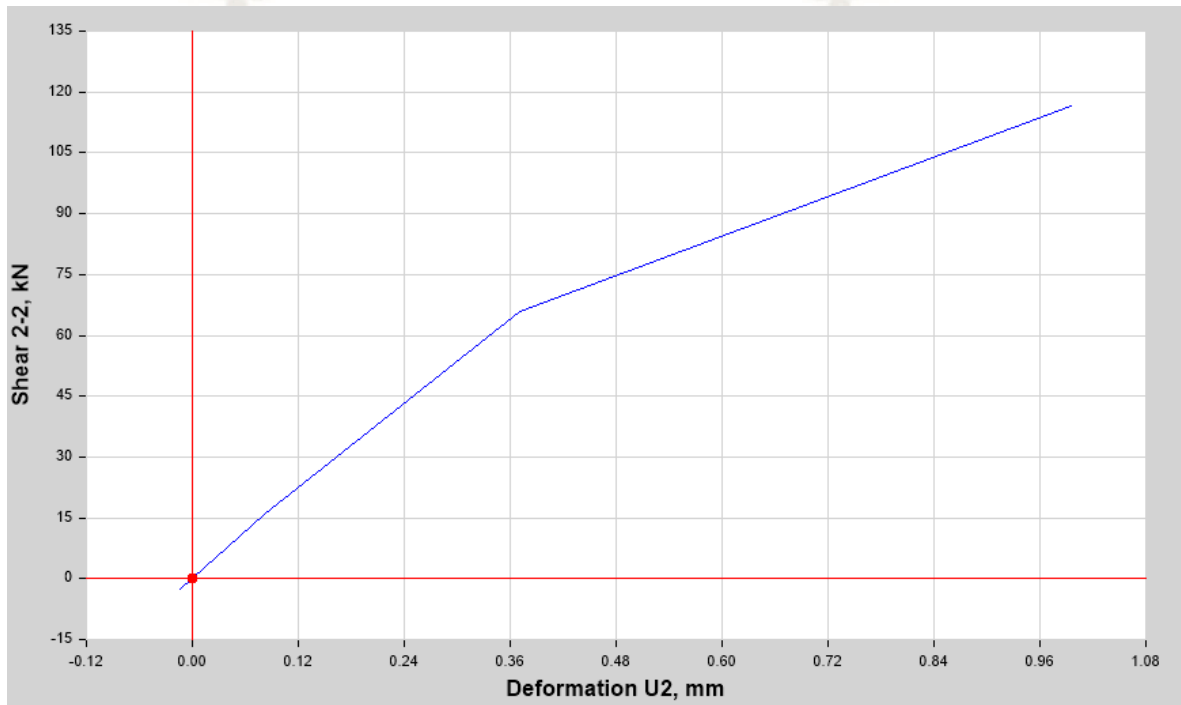
Para el diseño de los elementos estructurales se siguió el mismo procedimiento descrito para el modelo de diseño convencional, por lo que solo se ejemplificara el diseño de los disipadores SLB propiamente dichos. Para el diseño de los muros desacoplados se usaron los mismos lineamientos del diseño de placas.

4.3.2.1 Disipadores SLB

Más que un diseño propiamente dicho es una verificación de la cortante que llega al disipador, esta verificación se realiza mediante un análisis no lineal, en este caso estático. Se busca que la fuerza que llega al disipador sea inmediatamente inferior al F_y del disipador, esta es una recomendación del Ing. Luis Bozzo.

En este caso se pasó de un disipador inicialmente propuesto (Eje C - primer nivel) de SLB2 6_3 a un disipador SLB2 15_3. Esta relativa gran variación se debe a que el análisis no lineal estático no es tan preciso como un análisis Tiempo-Historia. Sin embargo, no es raro realizar un aumento en cuanto a la capacidad del disipador.

Ilustración 156 Demanda del disipador SLB2 15_3 del primer nivel



La demanda del disipador se midió para el sismo Raro, como se puede observar la fuerza cortante es inferior 126.1 kN que es la fuerza cortante de fluencia del disipador.

4.3.2.2 Anclajes de Disipadores SLB

Para el diseño de los anclajes se usó la normativa ACI 318-19, específicamente el capítulo 17 denominado “ANCHORING TO CONCRETE” (Anclaje al hormigón). En buena cuenta se puede decir que el diseño conlleva realizar 14 chequeos o verificaciones. A continuación, se muestra el cálculo de estos para el disipador SLB2 15_3.

1.0 Estimación de las fuerzas a tracción en los anclajes

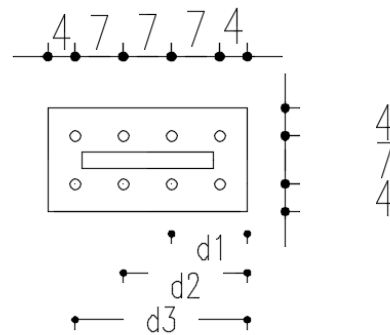
Disipador:	SLB2 15_3	
$F_y =$	126.1 kN	Del disipador
$k_2 =$	37.36 kN/cm	Rigidez post fluencia
$f_c =$	280 kgf/cm ²	Del muro
$B =$	15 cm	Ancho del muro
$drift =$	2 cm	Drift máximo
$V =$	20.479 tnf	Fuerza cortante que demanda la conexión en el muro
$e =$	15 cm	Excentricidad
$M =$	3.072 tnf.m	Momento en anclaje

La fuerza cortante está calculada para el drift máximo que se puede esperar en el disipador. Es decir, tiene un aporte de la rigidez pre fluencia y post fluencia.

Proponer la distribución de pernos o aceros tal que la separación de anclajes sea mayor o igual a 4 veces el diámetro del anclaje.

Iteración para determinar fuerzas actuantes en el disipador SLB

$X =$	7.432 cm	Largo de bloque equivalente de compresión
$F_c \text{ max} =$	17.246 tnf	Fuerzas máxima del concreto
$d_1 =$	11 cm	
$d_2 =$	18 cm	
$d_3 =$	25 cm	
$F_1 =$	1.401 tnf	Fuerza de primera barra en tracción
$F_2 =$	5.749 tnf	
$F_3 =$	10.096 tnf	
$F_{1a} =$	0.701 tnf	
$F_{2a} =$	2.874 tnf	
$F_{3a} =$	5.048 tnf	
$\Sigma F =$	17.246 tnf	Comprobación: = 17.246 tnf
$\Sigma M =$	0.000	CUMPLE CUMPLE



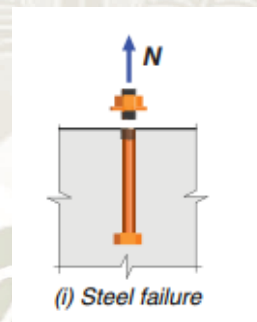
En esta parte se realiza un análisis (rango elástico) de equilibrio de la sección tanto por fuerzas como por momentos.

2.0 Resistencia a tracción del acero del anclaje

$f_y =$	4200	kgf/cm ²	
$\phi =$	1.5875	cm	$\phi 5/8"$
Area $\phi =$	1.979	cm ²	
$\phi N_{sa} =$	6.235	trf	
D/C=	0.810	>	1.000 CUMPLE

En esta parte se verifica la resistencia a tracción para la barra más traccionada.

Ilustración 157 Falla a tracción



Fuente: American Concrete Institute (2019)

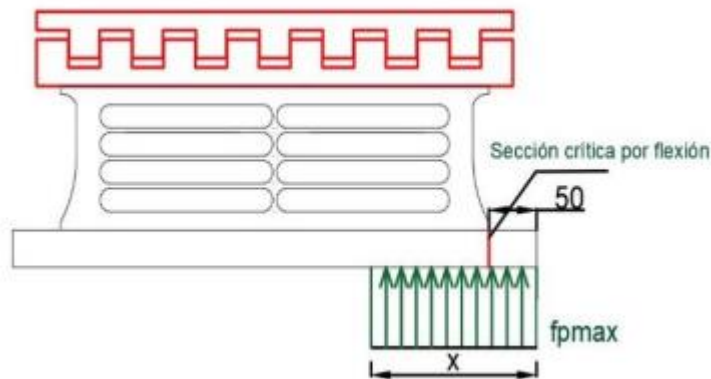
3.0 Cálculo de espesor de placa base

$t_p =$	2.54	cm	Espeso de placa
$f_{yp} =$	3515	kgf/cm ²	Fluencia placa
$H_{dis} =$	19	cm	Largo del disipador
$H =$	29	cm	Largo de la placa
$m =$	5	cm	Largo de voladizo
$M_{maxC} =$	1.934	tnf.m/m	Demanda a flexión en la placa en compresion
$\phi M_n =$	3.402	tnf.m/m	Capacidad elástica de la sección transversal de la placa
$D/C =$	0.568	>	1.000 CUMPLE
$M_{maxT} =$	0.673	tnf.m/m	Demanda a flexión en la placa en traccion
$D/C =$	0.198	>	1.000 CUMPLE

Se calcula la demanda tanto para la flexión debida a la compresión provocada en el concreto como la flexión provocada por la barra en tracción del extremo opuesto. La capacidad de la placa está dada por:

$$\phi M_n = 0.9 \frac{t_p^2}{6} F_{yp}$$

Ilustración 158 Flexión debida a compresión



Fuente: Bozzo (2019)

4.0 Resistencia por deslizamiento del anclaje con cabeza (pullout)

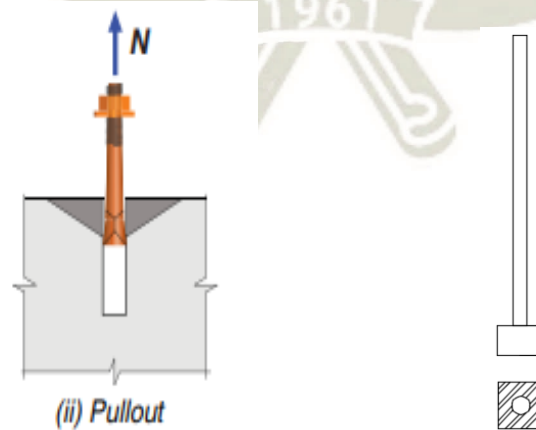
$\psi_{cp} =$	1	Agrietamiento en cargas de servicio
$B =$	4 cm	Base placa soldada
$L =$	4 cm	Largo placa soldada
$A_{brg} =$	14.021 cm ²	Area efectiva de placa soldada
$\phi N_{pn} =$	21.984	
$F3a/0.75 \phi N_{pn} =$	0.306	> 1.000 CUMPLE

Para evitar esta falla se colocan topes soldados en los extremos de los anclajes. Donde:

$$\phi N_{pn} = 0.70 * \psi_{cp} * 8 * f'c * A_{brg}$$

El factor de 0.75 se añade por considerarse una falla frágil.

Ilustración 159 Falla por deslizamiento del anclaje



Fuente: American Concrete Institute (2019)

5.0 Resistencia por desprendimiento lateral (side blow out)

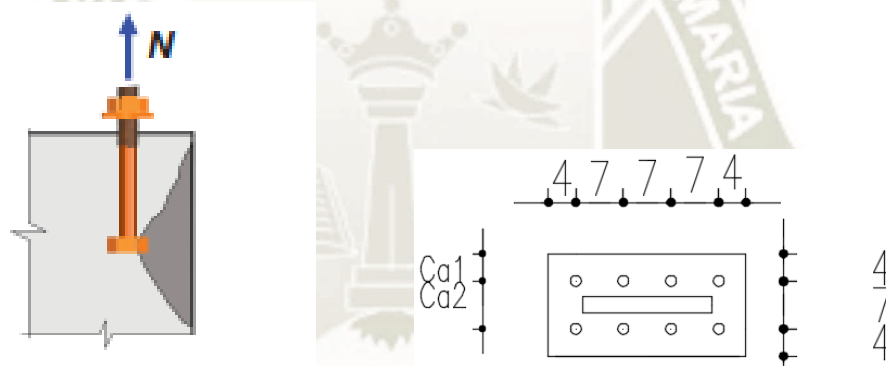
hef=	25	cm	Profundidad de anclaje	0.4 hef	
C _{a1,1} =	4	cm	<	10	Fila susceptible
C _{a1,2} =	11	cm	<	10	Fila no susceptible
s=	21	cm	Separación de entre anclajes mas extremos del mismo lado		
ØN _{sbg} =	13.980	trf	Fuerzas a tracción en un lado		
Demanda=	8.623	trf			
0.75ØN _{sbg} =	10.485				
D/C=	0.822	>	1.000	CUMPLE	

Donde:

$$\phi N_{sbg} = 0.70 \left(1 + \frac{s}{6 C_{a1,1}} \right) * 42.5 * C_{a1,1} * \sqrt{A_{brg}} * \sqrt{f'c}$$

También se considera de reducción de 0.75 debido a que es una falla frágil.

Ilustración 160 Falla por desprendimiento lateral



(v) Side-face blowout

Fuente: American Concrete Institute (2019)

6.0 Revisión del arrancamiento del hormigón a tracción (concrete breakout)

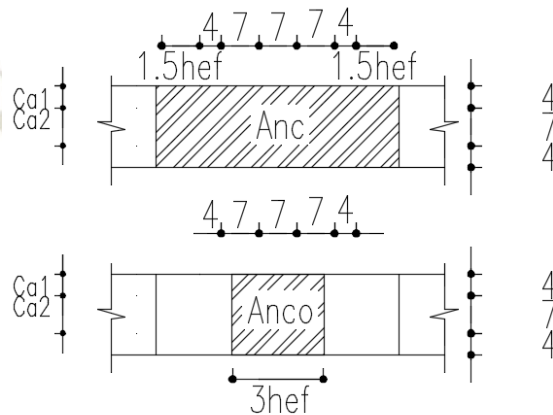
$S_{max} =$	16 cm	Mayor separación entre anclajes traccionado
$n_t =$	6	Anclajes en traccion
$h_{ef}' =$	5.333	
$A_{NCO} =$	240 cm ²	
$A_{NC} =$	450 cm ²	
$N_b =$	2.061 tnf	Fuerza en la que ocurre el concrete breakout
$\Psi_{ec.N} =$	0.806	Factor modificador debido a la excentricidad de la
$e' N =$	1.92 cm	Excentricidad de cargas en traccion
$\Psi_{ed.N} =$	0.85	Factor modificador debido a la distancia a borde
$\Psi_{e.N} =$	1	Factor modificador debido al agrietamiento del hormigó
$\Psi_{cp.N} =$	1	Factor modificador para anclajes post-instalado
$0.75 \phi N_{cbg} =$	1.508 tnf	Capacidad
$T =$	17.246 tnf	Demanda
$D/C =$	11.438	> 1.000 NO CUMPLE

Debido a que el anclaje está limitado en 3 bordes la profundidad del anclaje deber ser limitada a:

$$h'_{ef} = \min\left(\frac{S_{max}}{3}, \frac{S}{3}, h_{ef}\right)$$

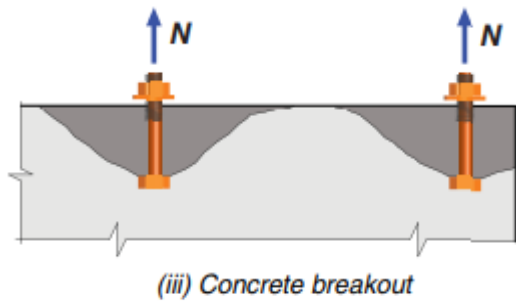
Donde:

$$\phi N_{cbg} = \phi \frac{A_{NC}}{A_{NCO}} * \Psi_{ec.N} * \Psi_{ed.N} * \Psi_{c.N} * \Psi_{cp.N} * b$$



También se afecta por el facto de 0.75 por considerarse una falla frágil.

Ilustración 161 Falla del arrancamiento del hormigón a tracción (concrete breakout)



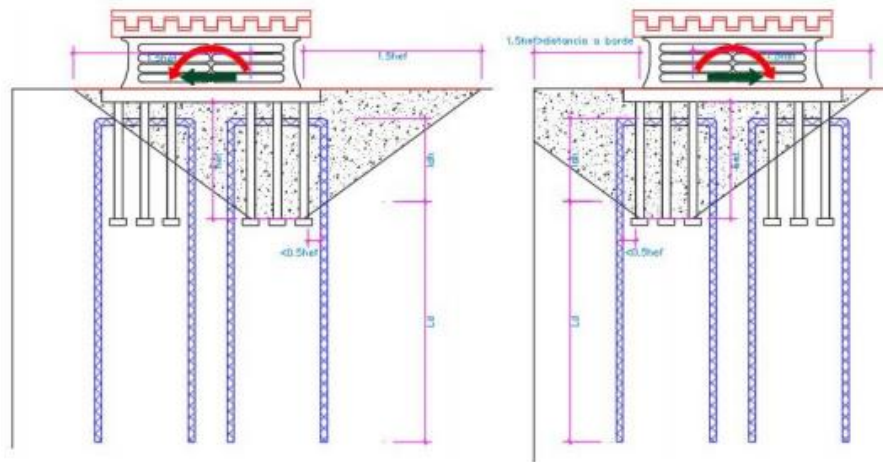
Fuente: American Concrete Institute (2019)

Como se observa no se cumple con la condición por lo que se reforzara con grapas de acero. Es muy común que este chequeo no cumpla y se tenga que optar por el refuerzo con grapas.

Refuerzo con grapas de acero

$A_s =$	5.47 cm ²	
$\phi =$	1.27 cm	$\phi 1/2''$
$n_{\text{grapas}} =$	2.161	Grapas para ambos lados del disipado

Ilustración 162 Distribución debido a fuerzas en ambos sentidos



Fuente: Bozzo (2019)

Es importante notar que el acero que trabaja a flexión del muro también aportara para este refuerzo.

7.0 Diseño de llave de corte (metodología ACI318-19)

tp=	2.54	cm		Esesor de placa
tsl=	1			Nuermo de shear lugs
tsl=	2.54	pl		Esesor shear lug
hsl=	5	cm		Profundidad shear lug
A_{efsl} =	38.1	cm ²		Área efectiva de la shear lug
$\emptyset V_{brg.sl}$ =	11.78814	tnf		Capacidad de las llaves
$\emptyset V_{brg.pl}$ =	5.894	tnf		Capacidad de placa embebida
n=	8			Número de anclajes soldados a la placa
V_{ua} =	1.271	tnf		Cortante que absorve cada anclaje
V_{sl} =	10.315	tnf		Cortante que absorve las shera lugs
Capacidad sl=	17.682			
D/C=	0.583	>	1.000	CUMPLE

Donde:

$$A_{ef.sl} = B * \min (2tsl, hsl)$$

$$\emptyset V_{brg.sl} = 0.65 * 1.7 * f'c * A_{ef.sl}$$

$$\emptyset V_{brg.pl} = 0.65 * 0.85 f'c * tp * b$$

Las barras ancladas y la llave de corte absorben cortante, las magnitudes que absorben están definidas por las siguientes expresiones:

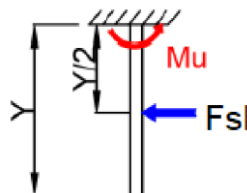
$$V_{ua} = V \left(\frac{2d_a^2}{A_{ef.sl} + 2d_a^2 + tp * B} \right)$$

$$V_{sl} = V - nV_{ua}$$

Revisión a fleixon de llave de corte

Fsl=	11.788	tnf		
Y =	2.5	cm		
M _{usl} =	0.295	tnf.m		Momento ultimo en shera lug
$\emptyset M_{hpsl}$ =	0.765	tnf.m		
D/C=	0.385	>	1.000	CUMPLE

Ilustración 163 Diagrama de cuerpo libre de Shear Lug



Fuente: Bozzo (2019)

Donde F_{sl} viene representado la fuerza máxima que puede absorber la llave de corte, es decir su capacidad.

8.0 Revisión por cortante de llave de corte

$\emptyset V_{npsl} =$	72.318 tnf		Capacidad a corte del acero de la sección transversal de la llave de corte
$F_{sl} =$	11.788 tnf		
$D/C =$	0.163	>	1.000 CUMPLE

Donde:

$$\emptyset V_{npsl} = 0.9 * t_{sl} * B * 0.6 * F_{ypl}$$

9.0 Revisión a cortante en anclajes

$\emptyset V_{sa} =$	5.404 tnf		Capacidad a corte del acero del anclaje de aceros dúctiles soldados a la placa
$V_{ua} =$	1.271 tnf		Cortante que absorbe cada anclaje
$D/C =$	0.235	>	1.000 CUMPLE

Donde:

$$\emptyset V_{sa} = 0.65 * F_{ya} * A_b$$

10. Revisión interacción cortante tracción en anclajes

$U_{tt} =$	0.822		Máxima utilidad a tracción:
$U_{tv} =$	0.235		
$(U_{tt} + U_{tv}) / 1.2 =$	0.881	>	1.000 CUMPLE

Donde:

$$U_{tt} = \max \left(\frac{F_{3a} + F_{2a} + F_{1a}}{0.75 \emptyset N_{nbg}}, \frac{F_{3a}}{0.75 \emptyset N_{pn}}, \frac{F_{3a}}{\emptyset N_{sa}} \right)$$

$$U_{tt} = \frac{V_{ua}}{\emptyset V_{sa}}$$

11.0 Revisión estados límites dúctiles predominantes sobre frágiles considerando un factor de sobre resistencia de 1.2 para el acero del anclaje

$F_{3a} / \emptyset N_{pn} =$	0.230	<	$F_{3a} / 1.2 \emptyset N_{sa} =$	0.675
			CUMPLE	
$(F_{3a} + F_{2a} + F_{1a}) / \emptyset N_{sbg} =$	0.617	<	$F_{3a} / 1.2 \emptyset N_{sa} =$	0.675
			CUMPLE	

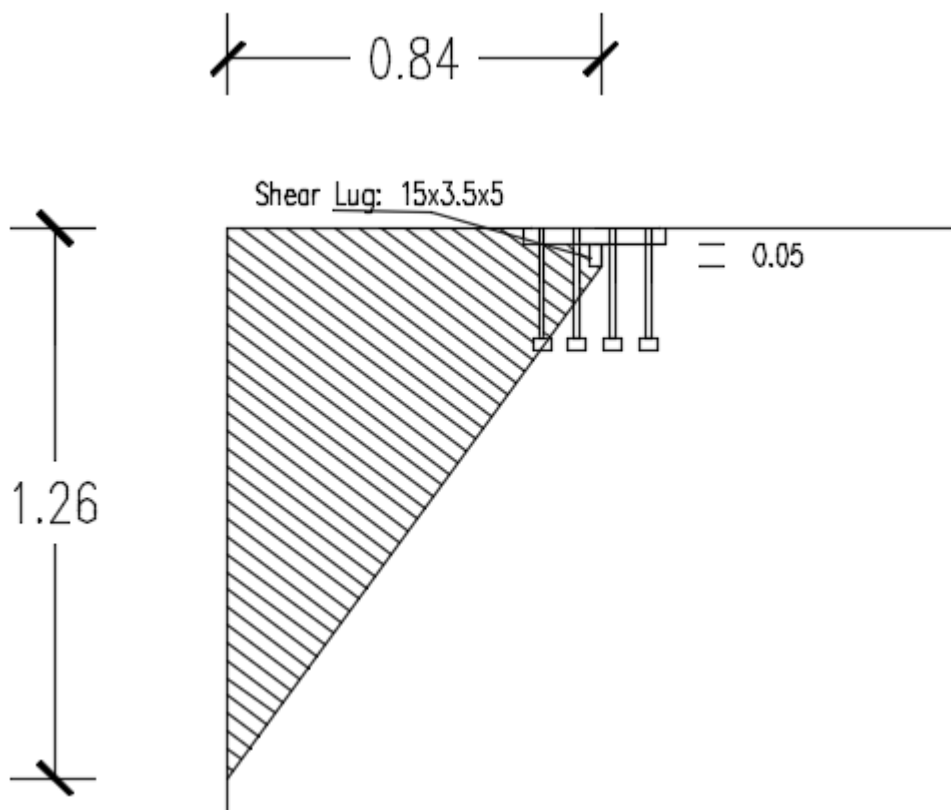
Con este chequeo se busca asegurar que siempre exista una falla dúctil antes que una frágil.

12.0 Revisión del cono de arrancamiento por corte

$V_{sl} =$	10.315 trf	Cortante que absorve las siera lugs
$A_s =$	3.275 cm ²	Acero transversal
$\phi =$	0.9525 cm	$\phi 3/8"$
$n_{grapas} =$	1.7	Numero de grapas a utilizar

Se considera que el cono de arrancamiento por corte inicia desde la llave de corte y se prolonga hasta el extremo más próximo del muro, formando aproximadamente un triángulo notable de 35° (1.5 de relación de lados).

Ilustración 164 Consideración para el Cono de arrancamiento por corte



Lo que indica es que se requiere 1.7 grapas para evitar esta falla, sin embargo, el acero para cortante puesto en el muro desacoplado cubrirá esta demanda.

13.0 Revisión de la soldadura de anclajes

D=	8 mm		Diametro soldadura
f_y =	70 ksi		Resistencia de soldadura
ϕR_{nw} =	6.220 trf		Capacidad
T_{max} =	5.048 trf		Tension maxima en anclaje
D/C=	0.812	>	1.000 CUMPLE

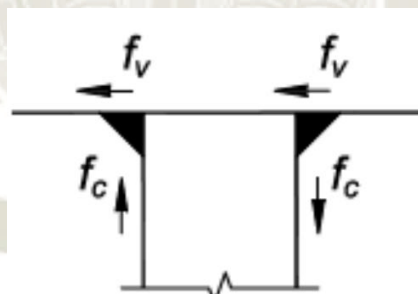
Donde:

$$\phi R_{nw} = 0.75 * 0.60 * f_y * \phi_a * 0.707 * D$$

14.0 Revisión de la soldadura de Shear Lugs

D=	8 mm		Diametro soldadura
f_y =	70 ksi		Resistencia de soldadura
f_v =	5.157 trf		Solicitacion a corte
f_c =	11.603 trf		Solitacion a tracion
T_u =	12.697 trf		Fuerza resultant en Soldadura/Demanda
ϕR_{nw} =	18.707 trf		Capacidad
D/C=	0.679	>	1.000 CUMPLE

Ilustración 165 Diagrama de cuerpo libre de shear lug y soldaduras



Fuente: Bozzo (2019)

Donde:

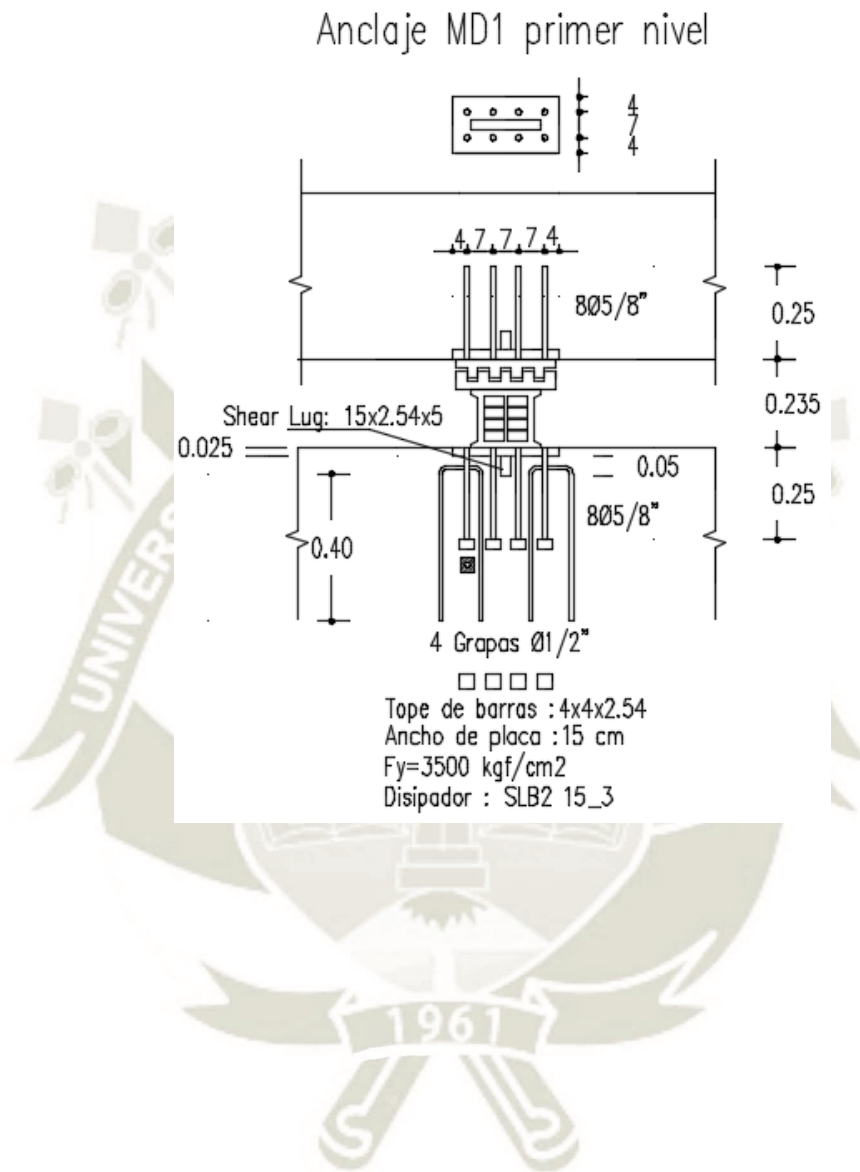
$$f_v = \frac{F_{max}}{2}$$

$$f_c = \frac{M_{usl}}{tsl}$$

$$T_u = \sqrt{f_v^2 + f_y^2}$$

Finalmente se tiene el siguiente diseño:

Ilustración 166 Diseño de anclaje para dissipador SLB2 15_3

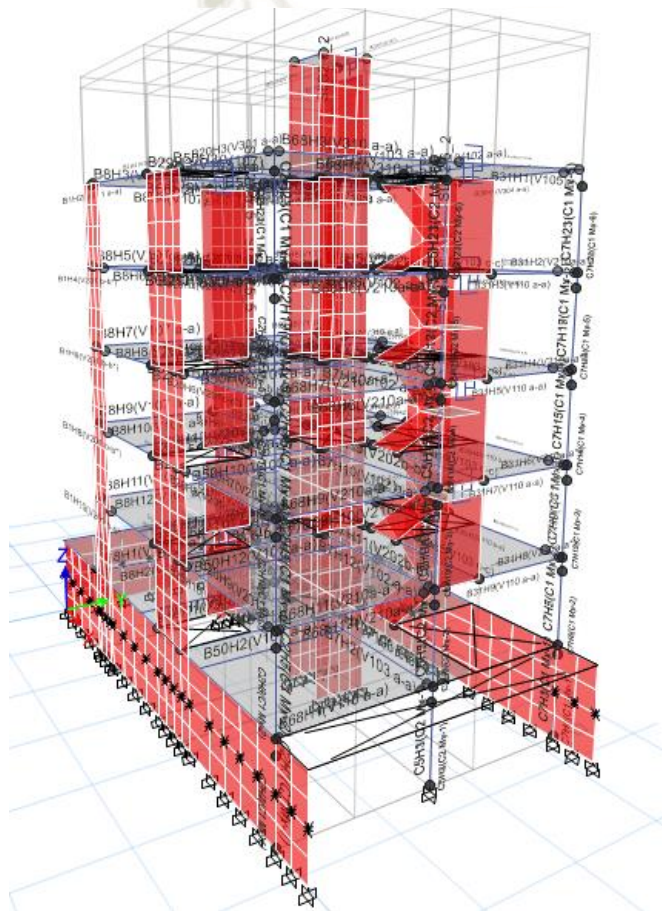


4.3.3 Determinación del desempeño

4.3.3.1 Determinación de capacidad

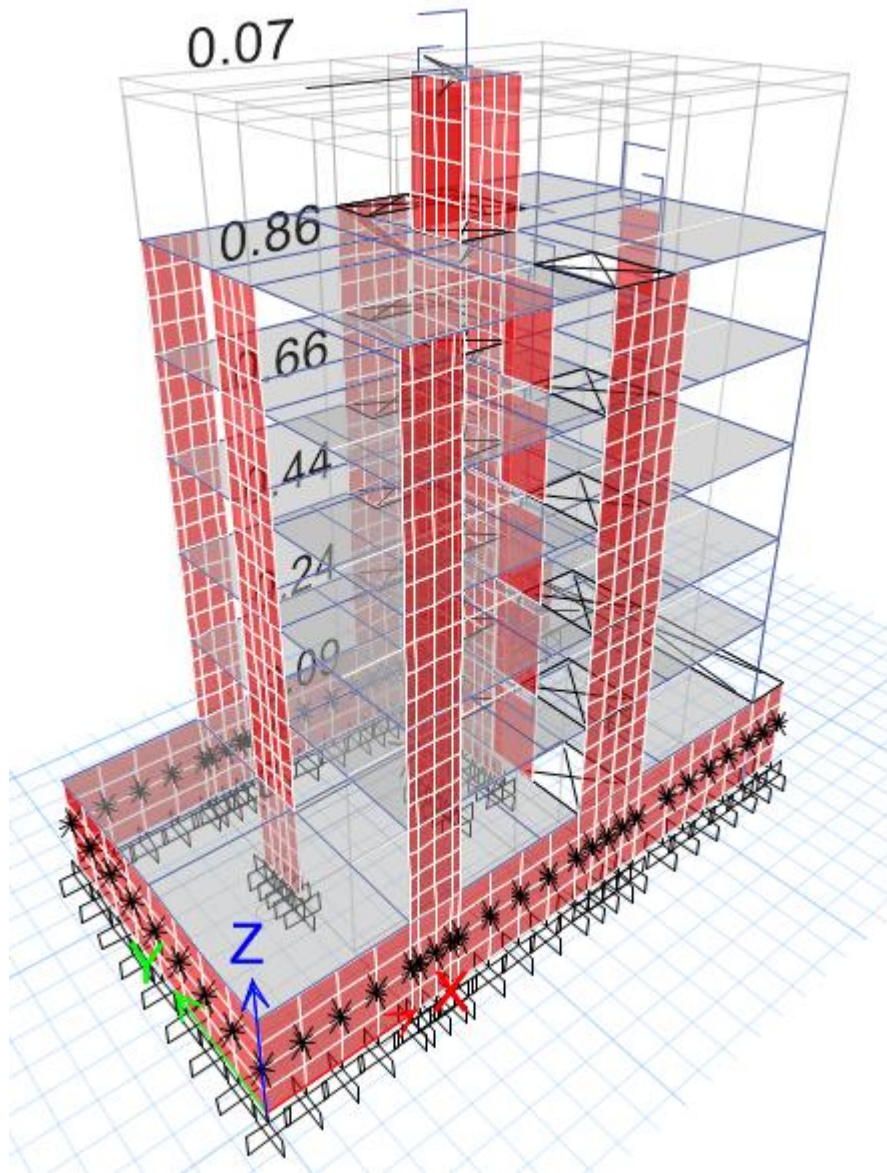
Para su obtención, de igual manera, se hizo uso del software Etabs en su versión 18. Para todos los elementos estructurales se siguió el mismo procedimiento en cuanto a la definición de materiales y propiedades no lineales.

Ilustración 167 Modelo SLB con Hinges Asignados



Para la distribución de fuerzas se siguió el mismo criterio del caso convencional, es decir se siguió la recomendación del FEMA 440 con la modificación de la fuerza en el último nivel para tomar en cuenta la variación de las masas entre niveles.

Ilustración 168 Distribución de Fuerzas en dirección X para Push-Over



De igual manera para el caso de cargas permanentes se consideró el 100% de carga muerta y el 25% de carga viva. El punto de control se ubica en el centro de masas del ultimo nivel.

Curvas de capacidad en las 4 direcciones

Ilustración 169 Curvas de capacidad para direcciones X

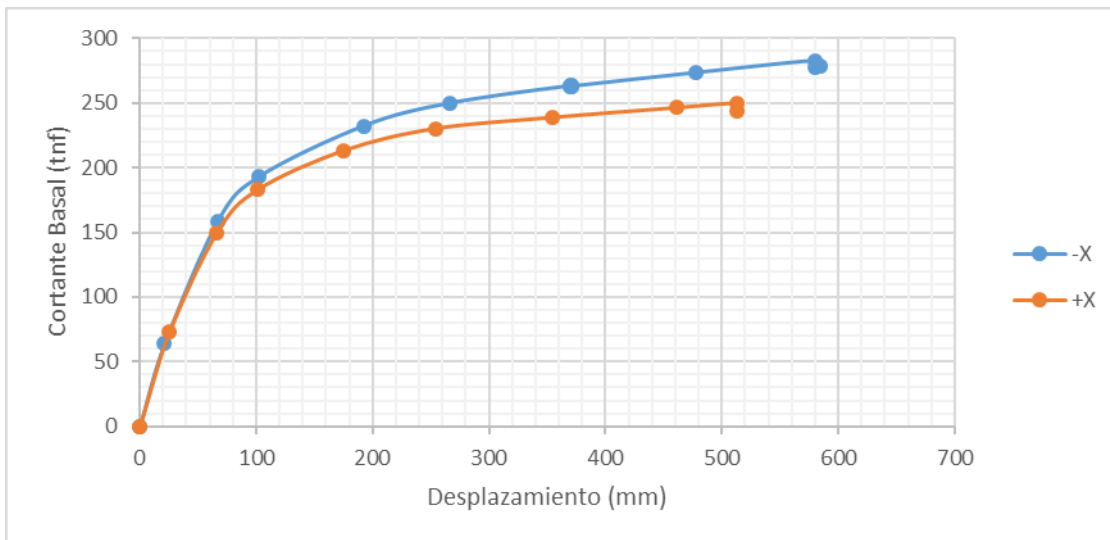
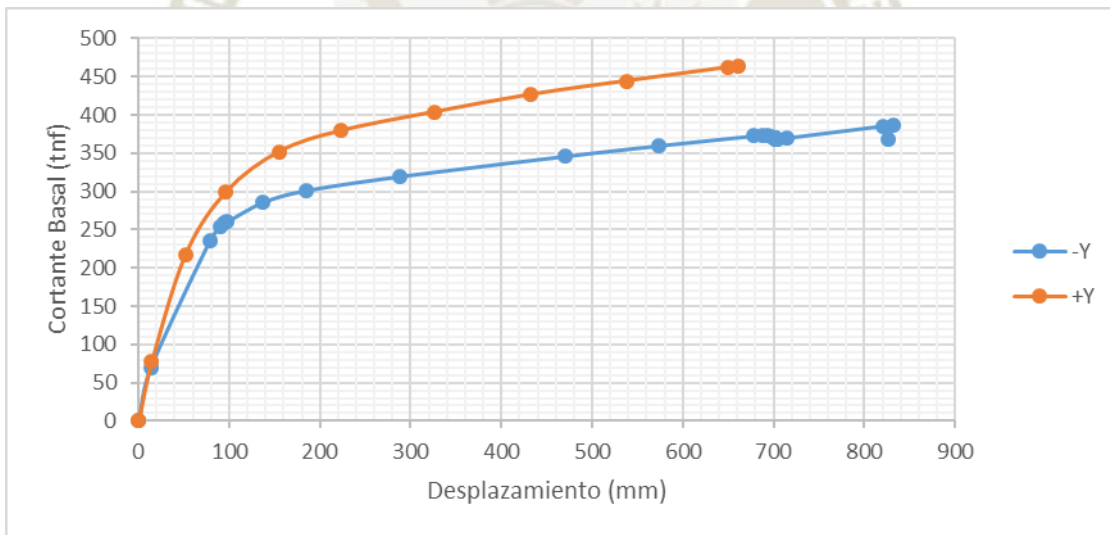


Ilustración 170 Curvas de capacidad para direcciones Y



De igual manera se medirá el desempeño para las direcciones X y Y positivas.

4.3.3.2 Determinación de desempeño por medio del software Etabs

El software Etabs permite calcular el desempeño de la estructura basado en el método propuesto por el FEMA 440. A continuación, se muestra el resultado para ambas direcciones y los cuatro niveles de demanda.

Ilustración 171 Puntos de desempeño para dirección X

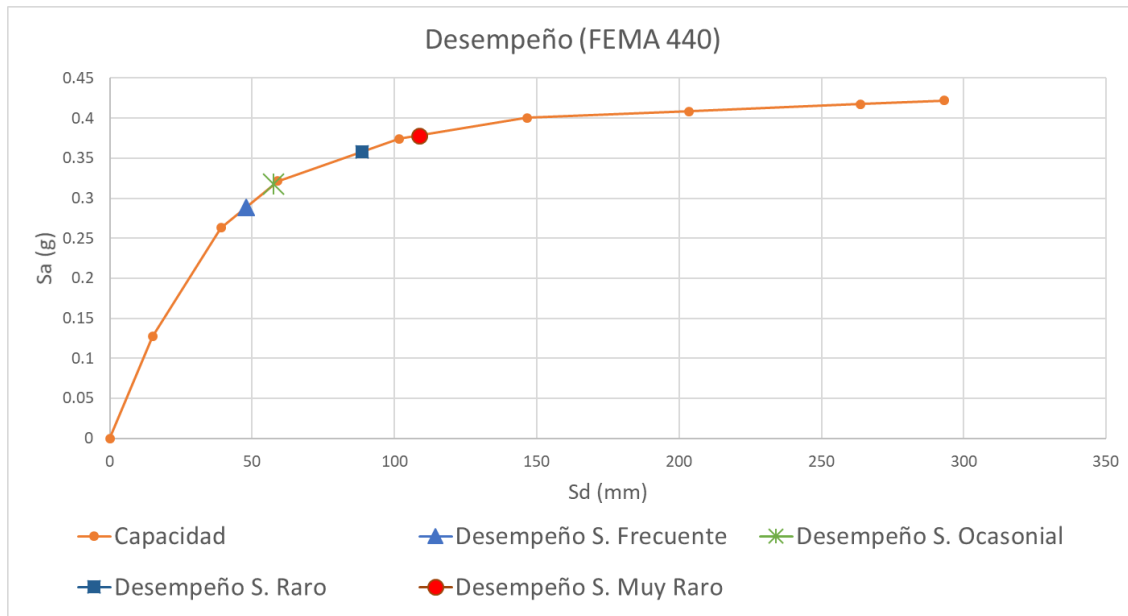
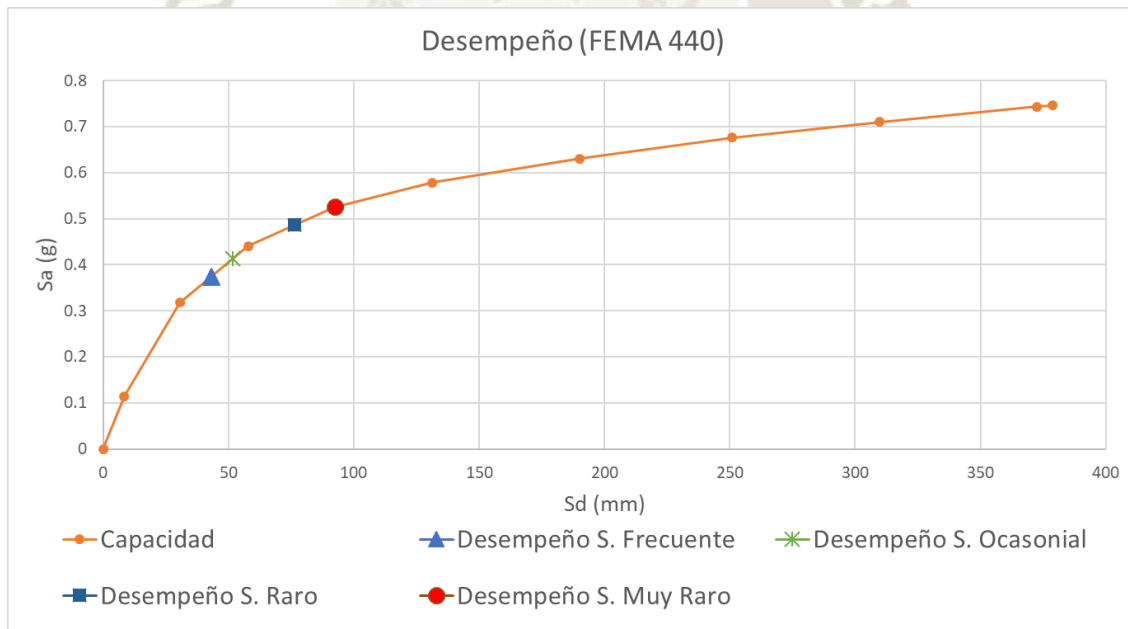


Ilustración 172 Puntos de desempeño para dirección Y



Seguidamente se procede a obtener las fuerzas cortantes y desplazamiento asociados a las mismas, ya que este gráfico es la representación de nuestro sistema idealizado de un grado de libertad.

Tabla 31 Niveles de desempeño en la dirección X

Demanda	Sd(mm)	Sa(g)	D(mm)	V(tnf)	Nivel de Desempeño
Sismo Frecuente	47.91	0.29	81.56	164.54	Ocupacion Inmediata
Sismo Ocasional	57.63	0.32	98.65	180.67	Ocupacion Inmediata
Sismo Raro	88.72	0.36	152.80	204.16	Control de daño
Sismo muy Raro	108.71	0.38	187.66	216.06	Control de daño

Tabla 32 Niveles de desempeño en la dirección Y

Demanda	Sd(mm)	Sa(g)	D(mm)	V(tnf)	Desempeño
Sismo Frecuente	43.08	0.37	72.13	255.39	Ocupacion inmediata
Sismo Ocasional	51.59	0.41	86.20	281.11	Ocupacion inmediata
Sismo Raro	76.25	0.49	127.60	327.86	Ocupacion inmediata
Sismo muy Raro	92.50	0.53	155.03	352.28	Control de daño

Para el cálculo de los niveles de Desempeño se consideró lo propuesto por el documento ATC-40.

Para la deriva máxima en el nivel de Estabilidad Estructural se tiene:

$$\frac{0.33(0.35)(1)(2.5)(1.15)}{6} = 0.055$$

A modo de ejemplo se muestra las derivas para la demanda del sismo Ocasional en la dirección Y.

Tabla 33 Drifts en Y para el Sismo Ocasional

Sismo Ocasional	
Story	Drift Y
Story6	0.00370
Story5	0.00417
Story4	0.00506
Story3	0.00594
Story2	0.00600
Story1	0.00508
Semi Sotano	0.00027

5 Comparación de ambos diseños

5.1.1 Niveles de desempeño

Convencional

Tabla 34 Niveles de desempeño en la dirección X

Demanda	Sd(mm)	Sa(g)	D(mm)	V(tnf)	Nivel de Desempeño
Sismo Frecuente	46.56	0.31	75.55	173.23	Ocupacion inmediata
Sismo Ocasional	55.65	0.34	91.07	188.17	Ocupacion inmediata
Sismo Raro	83.69	0.39	138.08	216.38	Ocupacion inmediata
Sismo muy Raro	105.33	0.41	173.80	230.32	Control de daño

Tabla 35 Niveles de desempeño en la dirección Y

Demanda	Sd(mm)	Sa(g)	D(mm)	V(tnf)	Nivel de Desempeño
Sismo Frecuente	46.36	0.38	77.49	255.76	Ocupacion inmediata
Sismo Ocasional	55.44	0.41	92.49	277.26	Ocupacion inmediata
Sismo Raro	80.73	0.49	134.51	325.79	Ocupacion inmediata
Sismo muy Raro	96.33	0.52	160.59	347.78	Control de daño

SLB

Tabla 36 Niveles de desempeño en la dirección X

Demanda	Sd(mm)	Sa(g)	D(mm)	V(tnf)	Nivel de Desempeño
Sismo Frecuente	47.91	0.29	81.56	164.54	Ocupacion Inmediata
Sismo Ocasional	57.63	0.32	98.65	180.67	Ocupacion Inmediata
Sismo Raro	88.72	0.36	152.80	204.16	Control de daño
Sismo muy Raro	108.71	0.38	187.66	216.06	Control de daño

Tabla 37 Niveles de desempeño en la dirección Y

Demanda	Sd(mm)	Sa(g)	D(mm)	V(tnf)	Desempeño
Sismo Frecuente	43.08	0.37	72.13	255.39	Ocupacion inmediata
Sismo Ocasional	51.59	0.41	86.20	281.11	Ocupacion inmediata
Sismo Raro	76.25	0.49	127.60	327.86	Ocupacion inmediata
Sismo muy Raro	92.50	0.53	155.03	352.28	Control de daño

Para el modelo con disipadores SLB se observa una reducción en su desempeño, sin embargo, luego cuando se analicen las derivas veremos que el modelo convencional estaba muy próximo a entrar a este desempeño (deriva máxima de 0.01). También es importante mencionar que para la dirección “X” no se añadieron disipadores SLB, es más, su estructuración se mantuvo cambiando únicamente las cantidades de acero dispuestas.

5.1.2 Derivas

Convencional

Tabla 38 Drifts para los diferentes niveles de desempeño

Sismo Frecuente			Sismo Raro		
Story	Drift X	Drift Y	Story	Drift X	Drift Y
Story6	0.00402	0.00351	Story6	0.00772	0.00635
Story5	0.00530	0.00417	Story5	0.00927	0.00686
Story4	0.00572	0.00475	Story4	0.00988	0.00794
Story3	0.00567	0.00534	Story3	0.00979	0.00892
Story2	0.00489	0.00535	Story2	0.00857	0.00891
Story1	0.00267	0.00425	Story1	0.00518	0.00685
Semi Sotano	0.00003	0.00021	Semi Sotano	0.00003	0.00049

Sismo Ocasional			Sismo Muy Raro		
Story	Drift X	Drift Y	Story	Drift X	Drift Y
Story6	0.00495	0.00425	Story6	0.00980	0.00769
Story5	0.00629	0.00499	Story5	0.01156	0.00832
Story4	0.00677	0.00568	Story4	0.01223	0.00951
Story3	0.00672	0.00639	Story3	0.01212	0.01062
Story2	0.00579	0.00638	Story2	0.01072	0.01063
Story1	0.00322	0.00504	Story1	0.00677	0.00833
Semi Sotano	0.00003	0.00025	Semi Sotano	0.00004	0.00052

SLB

Tabla 39 Drifts para los diferentes niveles de desempeño

Sismo Frecuente			Sismo Raro		
Story	Drift X	Drift Y	Story	Drift X	Drift Y
Story6	0.00406	0.00312	Story6	0.00907	0.00581
Story5	0.00541	0.00336	Story5	0.01066	0.00601
Story4	0.00576	0.00412	Story4	0.01118	0.00725
Story3	0.00566	0.00490	Story3	0.01099	0.00843
Story2	0.00483	0.00509	Story2	0.00961	0.00863
Story1	0.00260	0.00419	Story1	0.00597	0.00689
Semi Sotano	0.00002	0.00023	Semi Sotano	0.00003	0.00047

Sismo Ocasional			Sismo Muy Raro		
Story	Drift X	Drift Y	Story	Drift X	Drift Y
Story6	0.00438	0.00370	Story6	0.01205	0.00727
Story5	0.00576	0.00417	Story5	0.01368	0.00770
Story4	0.00616	0.00506	Story4	0.01425	0.00914
Story3	0.00606	0.00594	Story3	0.01401	0.01047
Story2	0.00518	0.00600	Story2	0.01246	0.01053
Story1	0.00278	0.00508	Story1	0.00819	0.00779
Semi Sotano	0.00003	0.00027	Semi Sotano	0.00003	0.00054

Tabla 40 Comparación de drifts

Demanda	Reduccion	
	Drift X	Drift Y
Sismo Frecuente	1.2%	7.3%
Sismo Ocasional	10.0%	5.9%
Sismo Raro	-10.9%	6.0%
Sismo muy Raro	-14.2%	3.0%
	-3.5%	5.6%

Como se puede observar para los sismos frecuente y ocasional se tiene una reducción de derivas (ambas direcciones) cuando se implementan los disipadores SLB en la estructuración. Sin embargo, para los sismos raro y muy raro se tiene una reducción de derivas en la dirección Y y un incremento de derivas para la dirección X.

Teniendo en cuenta todos los niveles de demanda y ambas direcciones se puede indicar que se tiene una leve reducción de derivas (1.05%) cuando se implementan los disipadores SLB.

Es de notar que si se tiene en cuenta la norma E.030 que define un drift máximo de 0.007 ninguna de la estructuración cumpliría con este criterio. Sin embargo, desde un punto de vista del desempeño estructural ambas trabajan adecuadamente. Cabe resaltar que el diseño estructural de los elementos principales se realizo con un Análisis Modal espectral y la medición del desempeño con un Análisis No Lineal-Estático.

5.1.3 Rotulas plásticas

En este apartado se mostrará el número de rotulas que ingresan en su rango no elástico, estas están distribuidas en función de los puntos notables de la curva Push-Over. Es importante mencionar que el modelo SLB cuenta con más rotulas asignadas en las vigas

Convencional

Tabla 41 Estado de rotulas

X-X			Y-Y		
Step	Estado Rotulas		Step	Estado Rotulas	
	Elastico	No elastico		Elastico	No elastico
0	328	0	0	328	0
1	328	0	1	328	0
2	304	24	2	299	29
3	270	58	3	243	85
4	245	83	4	224	104
5	231	97			

SLB

Tabla 42 Estado de rotulas

X-X			Y-Y		
Step	Estado Rotulas		Step	Estado Rotulas	
	Elastico	No elastico		Elastico	No elastico
0	335	0	0	335	0
1	335	0	1	335	0
2	321	14	2	300	35
3	299	36	3	248	87
4	264	71	4	229	106
5	242	93			

Se puede observar una disminución en el número de rotulas que ingresan al rango no lineal para la dirección X, pese a que en el modelo SLB se tienen mayor número de rotulas.

Para la dirección Y se tiene un leve incremento en el número de rotulas que ingresan al rango no elástico, pero esa variación está ligada al incremento de las rotulas colocadas en los extremos de los muros desacoplados. Por lo que se podría hablar incluso de una disminución sin tomar en cuenta las mismas.

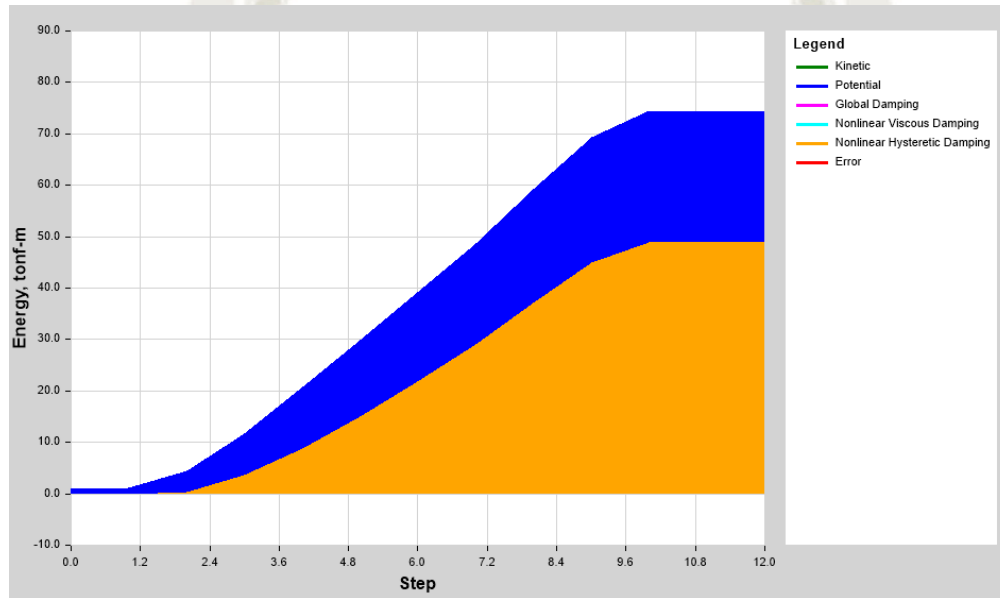
Esto se traduce en menos elementos dañados debido a los eventos sísmicos.

5.1.4 Energía en el sistema

A continuación, se muestra la energía acumulada del sistema para cada paso del análisis Push-Over, las imágenes corresponden al análisis para la dirección Y.

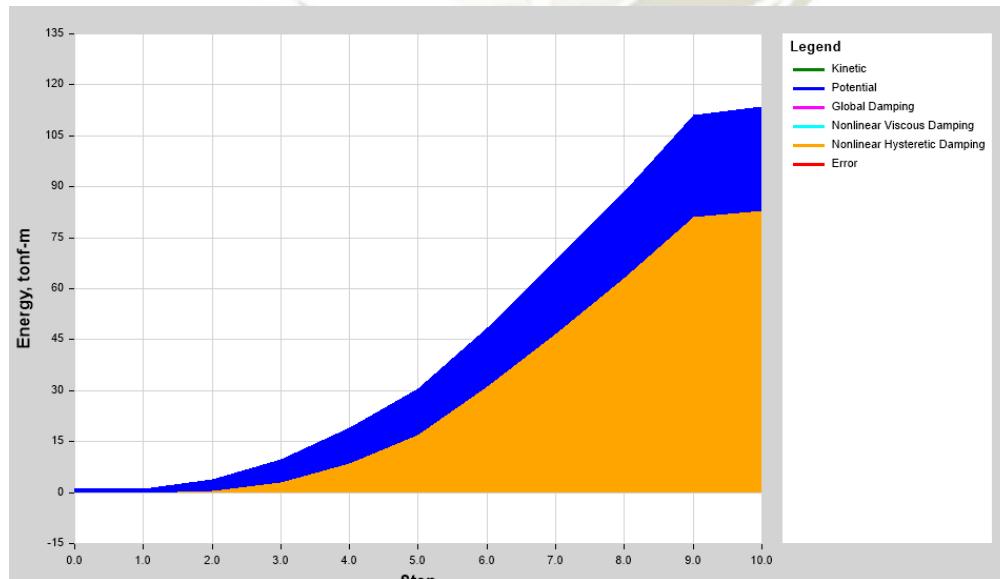
Convencional

Ilustración 173 Energía acumulada de los componentes



SLB

Ilustración 174 Energía acumulada de los componentes para modelo con disipadores SLB



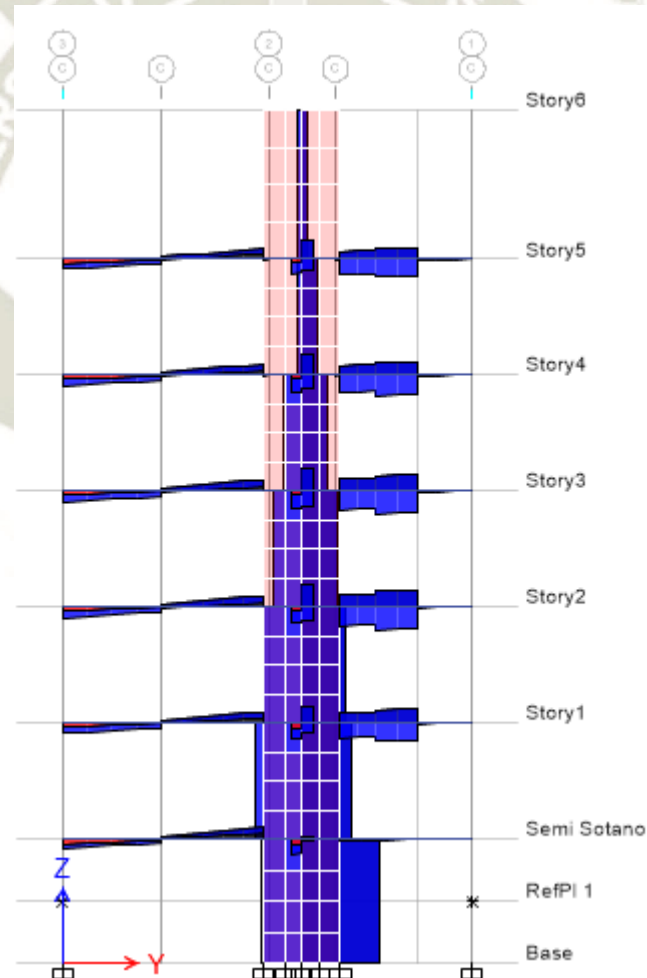
Como se puede observar la energía debida al amortiguamiento por histéresis aumento, esto se debe a la presencia de los disipadores SLB (disipador por fluencia de metales), lo que nos indica que estos dispositivos están absorbiendo la energía de entrada en vez de los elementos estructurales.

Al ser un análisis no Lineal- Estático el software Etabs solo registra la energía Potencial (Energía debida a la recuperación de las deformaciones elásticas, si se retirara las cargas aplicadas) y la Energía debida al amortiguamiento histérico. La suma de todas las energías da como resultado a la energía de entrada.

5.1.5 Fuerzas internas

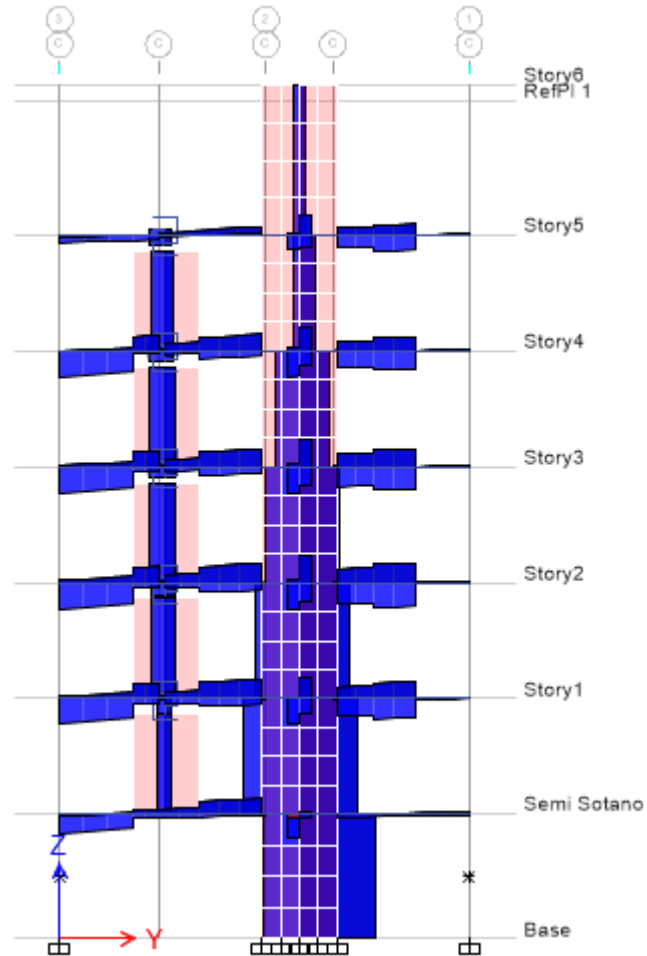
Convencional

Ilustración 175 Cortantes para la combinación Envolvente del EJE C



SLB

Ilustración 176 Cortantes para la combinación Envolvente del EJE C – SLB



Como se puede ver los muros desacoplados absorben parte de las fuerzas cortantes que llegan al sistema, lo que indica que el sistema es más redundante.

5.1.6 Comportamiento Modal

Convencional

Ilustración 177 Participación modal de masas

Mode	T(s)	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0.475	0.518	0.014	0.054
2	0.443	0.535	0.646	0.068
3	0.384	0.587	0.651	0.547
4	0.142	0.633	0.651	0.547
5	0.132	0.633	0.770	0.558
6	0.109	0.709	0.774	0.579
7	0.098	0.728	0.778	0.660
8	0.069	0.728	0.832	0.663
9	0.050	0.776	0.832	0.666
10	0.046	0.778	0.836	0.695
11	0.045	0.778	0.864	0.697
12	0.042	0.778	0.876	0.705
13	0.034	0.778	0.901	0.710
14	0.030	0.802	0.902	0.710
15	0.028	0.802	0.940	0.713
16	0.026	0.802	0.941	0.728
17	0.025	0.802	0.977	0.728
18	0.023	0.810	0.977	0.728
19	0.020	0.811	0.977	0.735
20	0.014	0.998	0.978	0.739
21	0.012	1.000	1.000	1.000

SLB

Ilustración 178 Participación modal de masas – SLB

Mode	T(s)	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0.469	0.539	0.015	0.028
2	0.390	0.568	0.577	0.136
3	0.369	0.581	0.665	0.548
4	0.131	0.642	0.668	0.549
5	0.123	0.642	0.771	0.560
6	0.105	0.711	0.773	0.574
7	0.098	0.724	0.778	0.659
8	0.069	0.724	0.826	0.661
9	0.049	0.768	0.827	0.662
10	0.049	0.772	0.827	0.671
11	0.047	0.775	0.850	0.680
12	0.044	0.776	0.865	0.705
13	0.035	0.776	0.894	0.708
14	0.030	0.801	0.896	0.708
15	0.029	0.802	0.926	0.708
16	0.027	0.802	0.927	0.728
17	0.025	0.802	0.977	0.728
18	0.022	0.813	0.977	0.728
19	0.020	0.813	0.978	0.737
20	0.013	0.996	0.978	0.745
21	0.012	1.000	1.000	1.000

Se puede observar que para la dirección X se obtiene una leve mayor participación modal cuando se usa disipadores SLB, sin embargo, para la dirección Y se tiene lo opuesto (siendo más significativa la variación). Para la rotación es muy similar.

Esta participación modal se pudo mejorar usando disipadores de mayor rigidez en el Eje E, sin embargo, esto hubiera significado un sobredimensionamiento.

5.1.7 Costo

Convencional

Tabla 43 Costos de materiales

	Concreto 210 (m3)	Concreto 280 (m3)	Acero fy 4200 (kg)	
Cimentacion	107.06	0.00	4536.01	
Columnas- Placas	39.91	42.60	10887.82	
Losas	90.19	0.00	4698.38	
Vigas	61.55	0.00	10011.77	
	298.71	42.60	30133.98	
Precios unitarios (S/.)	354.00	402.38	2.89	
Total	105742.43	17139.58	87117.34	
	209999.35			Soles

SLB

Tabla 44 Costos de materiales

	Concreto 210 (m3)	Concreto 280 (m3)	Acero fy 4200 (kg)	Disipadores SLB	
Cimentacion	102.95	0.00	4536.01	-	
Columnas- Placas	36.80	37.73	9826.32	-	
Muros desacoplados.	2.62	2.38	427.50	-	
Losas	90.19	0.00	4698.38	-	
Vigas	62.23	0.00	9856.60	-	
	294.79	40.10	29344.81	-	
Precios unitarios (S/.)	354.00	402.38	2.89	-	
Total	104355.66	16137.35	84835.85	10500.00	
	215828.85				Soles

Al comparar únicamente el precio de los materiales utilizados en la especialidad de estructuras se tiene que el modelo convencional representa un costo de 209999.35 soles y el modelo con disipadores SBL 215828.85 soles, lo que indica un 2.78% de incremento en su costo.

Cabe mencionar que donde se colocaron los muros desacoplados había muros de mampostería, lo que indica que hay un precio no considerado para el modelo convencional.

También es importante mencionar que no se consideraron costos relacionados a mano de obra o los demás costes que indica una partida usual, además que no se tuvo en cuenta las otras especialidades inherentes a todos los proyectos. Se estima que teniendo esas consideraciones el incremento del costo sería incluso menor (1%).

Conclusiones

- Se valida el objetivo general de la presente tesis, ya que se considera que la estructuración con disipadores SLB es más eficiente en contraposición con la estructuración convencional. Las siguientes conclusiones evidencian lo antes mencionado.
- En cuanto a los niveles de desempeño determinados se obtuvo que para la estructuración que presenta disipadores SLB se tiene una reducción de su desempeño con respecto a la estructuración convencional para la dirección X (únicamente para el sismo raro), paso de “Ocupación Inmediata a Control de Daño”.
- Con respecto a las derivas para todas las demandas se obtuvo una mejora en dirección Y. Para la dirección X se obtuvo una mejora para las demandas producidas por los sismos Frecuente y Ocasional, mientras que para las demandas producidas por los sismos raro y muy raro se obtuvo un incremento. Se podría decir que promediando los resultados se obtuvo una mejora del 1.05%.
- Como es de notar la dirección X empeoró su comportamiento, esto se debe a que únicamente se colocó disipadores SLB en la dirección Y (con excepción del último nivel), lo que conlleva de por sí una menor rigidez en la dirección X ya que las placas de la dirección Y al tener mayor espesor aportaban algo de rigidez para esa dirección. Esto se pudo mejorar colocando un par de muros desacoplados en la dirección X.
- En lo referido a la formación de rotulas para la dirección X se tiene una disminución de “Hinges” que entran en el rango no lineal, a pesar de que el modelo SLB cuenta con mayor número de rotulas asignadas. Para la dirección Y se tiene un incremento en los “Hinges” que ingresan al rango no lineal, sin embargo, este aumento se debe al mayor número de rotulas asignadas al modelo.

Lo que nos indica que nuestra estructura sufrirá menos daño ante los posibles sismos de demanda.

- En lo referido a la energía del sistema, se puede apreciar que la estructuración con disipadores SLB posee una mayor participación de la energía histerética, lo que indica que los disipadores están absorbiendo una parte significativa de la energía que entra al sistema.
- La estructuración que tiene disipadores SLB es una estructura más redundante ya que los disipadores en combinación con los muros desacoplados agregan más elementos que absorben cargas en la dirección Y.
- Con respecto al comportamiento modal se observa un leve incremento de la participación de la masa para la dirección X, mientras que para la dirección Y se tiene una reducción de masa participativa. Sin embargo, para ambas estructuraciones se tiene más del 50% de participación para las tres principales direcciones en los primeros tres modos.
- En el aspecto monetario se tiene que el costo de la estructuración convencional es de S/. 209999.35, mientras que para la estructuración con disipadores SLB es de S/. 215828.85 soles, lo que indica un 2.78% de incremento en su costo.

Este cálculo se hizo únicamente considerando el costo de los materiales empleados, si se tendría en cuenta todos los gastos este porcentaje sería incluso menor.

- Como se puede observar el uso de los disipadores SLB mejora el comportamiento de la edificación tanto en términos de derivas como en términos de formación de rotulas plásticas. Lo que indica un mejor comportamiento estructural a un costo prácticamente igual al convencional.

Recomendaciones

- En la presente investigación se utilizó una Análisis no Lineal Push Over como parte de una metodología para determinar el comportamiento de las estructuras, sin embargo, este Análisis no Lineal no están preciso como una Análisis Tiempo Historia.
Por lo que se recomienda usar el Análisis Tiempo Historia.
- Se recomienda tener en cuenta la interacción suelo estructura, ya que el suelo es un factor importante al momento de predecir el comportamiento estructural de una edificación.
- Si es que se quiere tener una mejor estimación del incremento de los costos que conlleva el uso de disipadores SLB se podría realizar un presupuesto completo considerando todas las especialidades y partidas correspondientes.

Referencias

- Aguiar , R. (2015). *Analisis Sismico de Estructuras con Disipadores Shear Link Utilizando CEINCI-LAB*. Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción.
- Aguiar, R. (2003). *Analisis por desmepeno*. CEINCI-ESPE.
- Aguiar, R., Rodriguez, M., & Mora, D. (2016). *Análisis sísmico de estructuras con disipadores de energia ADAS o TADAS*. Barcelona.
- Aguilar, R., Bozzo, L., Coyago , H., & Andino, C. (2016). Seismic analysis for structural block 4 of UFA-ESPE building using Shear Link Bozzo energy dissipators. *CIENCIA*, 123-160.
- American Concrete Institute. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*.
- Anil K., C. (2014). *Dinámica de Estructuras (4ta Edicion)*. Estado de Mexico: Pearson.
- Applied Technology Council . (1996). *Seismic evaluation and retrofit od concrete buildings (ATC-40)*. California: CSSC.
- Bernal , I., & Tavera, H. (2002). *Geodinamica Sismicidad y Enegia Sismica en Perú*. Lima: IGP.
- Bozzo Fernández , G. (2018). Simulación de un ensayo en mesa vibrante de una estructura con dispositivos de disipación sísmica para viviendas de bajo coste. Barcelona.
- Bozzo, L. (2019). *Análisis y diseño utilizando disiapadores sísmico tipo SLB*. Cataluña.
- Bozzo, L. (2019). *Análisis y diseño utilizando disipadores sísmicos tipo SLB*. Luis Bozzo Estruturas y Proyectos S.L.
- Bozzo, L., & Barbat, A. (2000). *Diseño sismoresistente de edificios: Tecnicas convencionales y avanzadas*. España: Reverté.
- Bozzo, L., & Gaxiola , G. (25-28 de Noviembre de 2015). El concepto“Rigido-flexible-ductil”y las conexiones SLB. *Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Acapulco, Guerrero, Mexico.
- Bustamante , B. (2015). *Análisis del factor de reducción sísmica, efectos en el desempeño sísmico y propuesta de valores refinados para edificios duales de 5 a 8 niveles en la ciudad de Arequipa (Tesis de Pregrado)*. Arequipa: UCSM.
- Camara Chilena de la Construcción. (2011). *Proteccion sismica de estructuras-Sistemas de .* Santiago: Corporacion de desarrollo tecnologico.
- CSI. (2017). *ETABS: Integrated Analysis and Design of Building Systems. Version 18*.
- Diaz, S. (2016). *Estudio experimental y modelamiento en elementos finitos de muros esbeltos de hormigón armado con discontinuidades tipo bandera*. Santiago de Chile.

- Enciso, F. (2019). *Análisis comparativo del diseño sísmico de una estructura con muros continuos y con muros desacoplados incorporando disipadores slb en la ciudad de Huancayo (Tesis de Pregrado)*. Huancayo: UNCP.
- Gomez, D., Marulanda, J., & Thomson, P. (2007). *Sistemas de control para la protección de estructuras civiles sometidas a cargas dinámicas*. Colombia: DINÁ.
- Hognestad, E., Hanson, N., & McHenry, D. (1955). *Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design*. ACI.
- Hurtado, F., & Bozzo, L. (2008). Numerical and experimental analysis of a shear-link energy dissipator for seismic protection of building., (pág. 8). Beijing.
- Iasevoli, R. (2018). *The use and design of " Shear Link Bozzo" (SLB) energy dissipation devices for seismic protection of precast R.C. bulidings*. Universita Degli Studi Di Napoli Federico II.
- IGP. (2014). *Zonificación Sísmica - Geotecnica : Ciudad de Arequipa - Cercado*. Lima.
- Inman, D. (1989). *Vibration with control measurement and stability*. New York: Department of Mechanical and Aerospace Engineering State University of New York at Buffalo.
- Instituto Andaluz de Geofísica y Prevención de Desastres Sísmicos. (1994). *Los terremotos y sus causas*. Andaluz.
- Jara, J. (1994). Estado del Arte sobre Dispositivos para Reducir Daños Provocados por Temblores. *Ingeniería Sísmica*, 35-79.
- Juarez del Carpio, M. (2017). *Modelo de vivienda multifamiliar flexible para el estrato socioeconómico medio en Arequipa (Tesis de pregrado)*. Arequipa: UCSM.
- Mander, J., Priestley, M., & Park, R. (1988). *Theoretical Stress-Strain model for confined concrete*. California: ASCE.
- Morales, L., & Contreras, J. (2012). *Protección de una edificación existente con*. Lima: PUCP.
- Nuzzo, I., Losanno, D., Serino, G., & Bozzo, L. (2015). A Seismic-resistant Precast r.c. System equipped with Shear Link Dissipators for Residential Buildings. *International Journal of Civil and Structural Engineering- IJCSE* , 270-275.
- Ortega Garcia, J. (2014). *Diseño de estructuras de Concreto Armado: Tomo I*. Lima: Macro.
- Ortega Garcia, J. (2015). *Diseño de estructuras de Concreto Armado: Tomo II*. Lima : Macro.
- Palazzo, G., & Crisafulli, F. (2011). *Evaluación de la eficiencia de disipadores por fluencia usados para la rehabilitación de pórticos*.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York: Wiley Interscience.
- Poland, C., & Hill, J. (1995). *Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. California: Structural Engineers Association of California.

- Ramirez, J. (2018). *Uso de disipadores de energía para controlar torsión en planta y mejorar la redundancia estructural, ejemplo de aplicación bloques 4 y 5 del centro de investigaciones de la universidad de las fuerzas armadas ESPE (Tesis de Pregrado)*. Sangolquí: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.
- Rodriguez, M., & Botero, J. (1997). Comportamiento de Barras de Refuerzo Sometidas a Cargas Monotonicas y Cíclicas Reversibles Incluyendo Pandeo. *Revista de Ingeniería Sismica*, 9-27.
- SENSICO. (2006). *Norma E.020 Cargas*. Lima.
- SENSICO. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima.
- SENSICO. (2016). *Norma E.030 Diseño Sismoresistente*. Lima.
- SENSICO. (2018). *Norma E.050 Suelos y Cimentaciones*. Lima.
- Structural Engineers Association of California. (1995). *Vision 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings*. Sacramento: Volume I.
- Torres, P., & Matango, A. (2017). *Evaluación y comparación del reforzamiento de la PUCE sede bahía, mediante la utilización de disipadores de energía tipo Shear-Link respecto a un reforzamiento con muros de corte (Tesis de Pregrado)*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Villareal, G., & Oviedo, R. (2009). *Edificaciones con disipadores de energía*. Lima.

Anexos

Cálculo de irregularidades

Irregularidades de Altura

1.1. IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO

SISMO X

NIVEL	RIGIDEZ [Ton/m]	$K_i < 0.7 * K_{i+1}$	$K_i < 0.8 * \left(\frac{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}}{3}\right)$	Irregularidad?	
Semi Sotano	658182.67	7.113	12.572	NO	NO
Story1	92529.33	2.418	3.315	NO	NO
Story2	38268.51	1.457	2.039	NO	NO
Story3	26265.29	1.368	2.491	NO	NO
Story4	19204.14	1.770	-	NO	NO
Story5	10847.55	6.876	-	NO	NO
Story6	1577.63	-	-	NO	NO
Story7	0.00	-	-	NO	NO
Story8	0.00	-	-	NO	NO
Story9	0.00	-	-	NO	NO

SISMO Y

NIVEL	RIGIDEZ [Ton/m]	$K_i < 0.7 * K_{i+1}$	$K_i < 0.8 * \left(\frac{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}}{3}\right)$	Irregularidad?	
Semi Sotano	277197.39	3.474	5.183	NO	NO
Story1	79802.66	1.754	2.222	NO	NO
Story2	45502.30	1.294	1.770	NO	NO
Story3	35155.00	1.299	2.512	NO	NO
Story4	27073.22	1.815	-	NO	NO
Story5	14913.42	71458628510	-	NO	NO
Story6	0.00	-	-	NO	NO
Story7	0.00	-	-	NO	NO
Story8	0.00	-	-	NO	NO
Story9	0.00	-	-	NO	NO

1.5. IRREGULARIDAD DE MASA O PESO

NIVEL	Masa [tonf-s ² /m]	$W_i > 1.5 * [W_{i+1}]$	$W_i > 1.5 * [W_{i-1}]$	Irregularidad?	
Semi Sotano	224166.30	1.334	0.000	NO	NO
Story1	168067.01	1.005	0.750	NO	NO
Story2	167160.62	1.000	0.995	NO	NO
Story3	167160.62	1.000	1.000	NO	NO
Story4	167160.62	1.406	1.000	NO	NO
Story5	118859.08	10.626	0.711	NO	NO
Story6	11185.60	0.000	0.094	NO	NO
Story7	0.00	0.000	0.000	NO	NO
Story8	0.00	0.000	0.000	NO	NO
Story9	0.00	0.000	0.000	NO	NO



Irregularidades en planta

2.1. IRREGULARIDAD TORSIONAL

SISMO X

NIVEL	Desplazamiento A (cm)	Desplazamiento B (cm)	Desplazamiento C (cm)	Desplazamiento D (cm)	Deriva Max Ext. Derecho	Deriva Max Ext. Izquierdo	Prom. Deriv Ext. Derecho	Prom. Deriv Ext. Izquierdo	Max Desplazamiento	50% Desplazamiento Permissible (cm)	¿Requiere Analisis?	$\Delta_{max} \geq 1.3 * \Delta_{prom}$		Irregularidad ?
Semi Sotano	0.0380	0.0380	0.0370	0.0370	0.0380	0.0380	0.0375	0.0375	0.038000	1.0500	FALSO	NO	NO	NO
Story1	0.5440	0.5440	0.8600	0.8600	0.8600	0.8600	0.7020	0.7020	0.822000	0.9800	FALSO	NO	NO	NO
Story2	1.4660	1.4660	2.3360	2.3360	2.3360	2.3360	1.9010	1.9010	1.4760	0.9800	VERDADERO	NO	NO	NO
Story3	2.5110	2.5110	4.0300	4.0300	4.0300	4.0300	3.2705	3.2705	1.6940	0.9800	VERDADERO	NO	NO	NO
Story4	3.5170	3.5170	5.6810	5.6810	5.6810	5.6810	4.5990	4.5990	1.6510	0.9800	VERDADERO	NO	NO	NO
Story5	4.4170	4.4170	7.1680	7.1680	7.1680	7.1680	5.7925	5.7925	1.4870	0.9800	VERDADERO	NO	NO	NO
Story6	7.0276	7.0276	7.1097	5.4090	7.0276	7.1097	6.2183	7.0687	-0.0583	1.2600	FALSO	NO	NO	NO

SISMO Y

NIVEL	Desplazamiento A (cm)	Desplazamiento B (cm)	Desplazamiento C (cm)	Desplazamiento D (cm)	Deriva Max Ext. Derecho	Deriva Max Ext. Izquierdo	Prom. Deriv Ext. Derecho	Prom. Deriv Ext. Izquierdo	Max Desplazamiento	50% Desplazamiento Permissible (cm)	¿Requiere Analisis?	$\Delta_{max} \geq 1.3 * \Delta_{prom}$		Irregularidad ?
Semi Sotano	0.1030	0.2020	0.1030	0.2020	0.2020	0.1030	0.2020	0.1030	0.202000	0.0000	VERDADERO	NO	NO	NO
Story1	0.9220	1.2180	0.9220	1.2180	1.2180	0.9220	1.2180	0.9220	1.016000	0.0000	VERDADERO	NO	NO	NO
Story2	2.0620	2.5510	2.0620	2.5510	2.5510	2.0620	2.5510	2.0620	1.3330	0.0000	VERDADERO	NO	NO	NO
Story3	3.2500	3.8700	3.2500	3.8700	3.8700	3.2500	3.8700	3.2500	1.3190	0.0000	VERDADERO	NO	NO	NO
Story4	4.3380	5.0180	4.3380	5.0180	5.0180	4.3380	5.0180	4.3380	1.1480	0.0000	VERDADERO	NO	NO	NO
Story5	5.2800	5.9730	5.2800	5.9730	5.9730	5.2800	5.9730	5.2800	0.9550	0.0000	VERDADERO	NO	NO	NO
Story6	8.1355	8.2881	8.2881	7.2550	8.2881	8.2881	7.7715	8.2118	2.3151	0.0000	VERDADERO	NO	NO	NO

2.3. ESQUINAS ENTRANTES

		DIRECCION X y Y		1.00	
L1	17.16	m	B1	9.89	m
l1	2.00	m	b1	2.00	m
% (l1/L1)	12%		% (b1/B1)	20%	
$l_1 \geq 0.20 * L1$	NO		$b_1 \geq 0.20 * B1$	SI	
Irregular?	NO				

2.4. DISCONTIUIDAD DE DIAFRAGMA

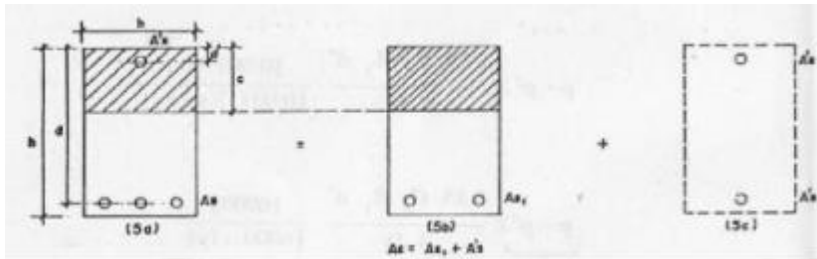
		DIRECCION X		1.00	
A1	1.00	m2	Antotal	9.89	m
A2	0.00	m2	An1	4.57	m
% (l1/L1)	0%		% (b1/B1)	46%	
$l_1 \geq 0.20 * L1$	NO		$b_1 \geq 0.20 * B1$	NO	
Irregular?	NO				
		DIRECCION Y		1.00	
A1	1.00	m2	Antotal	9.89	m
A2	0.00	m2	An1	4.57	m
% (l1/L1)	0%		% (b1/B1)	46%	
$l_1 \geq 0.20 * L1$	NO		$b_1 \geq 0.20 * B1$	NO	
Irregular?	NO				

1. IRREGULARIDADES EN ALTURA	DIRECCION X	DIRECCION Y
1.1. IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO	1.00	1.00
1.2. IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DEBIL	1.00	1.00
1.3. IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ - PISO BLANDO	1.00	1.00
1.4. IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA - PISO DEBIL	1.00	1.00
1.5. IRREGULARIDAD DE MASA O PESO	1.00	1.00
1.6. IRREGULARIDAD GEOMETRICA VERTICAL	1.00	1.00
1.7. DISCONTINUIDAD EN LOS SITEMAS RESISTENTES	1.00	1.00
1.8. DISCONTINUIDAD EXTREMA EN LOS SITEMAS RESISTENTES	1.00	1.00
2. IRREGULARIDADES EN PLANTA	DIRECCION X	DIRECCION Y
2.1. IRREGULARIDAD TORSIONAL	1.00	1.00
2.2. IRREGULARIDAD EXTREMA TORSIONAL	1.00	1.00
2.3. ESQUINAS ENTRANTES	1.00	1.00
2.4. DISCONTINUIDAD DE DIAFRAGMA	1.00	1.00
2.5. SISTEMAS NO PARALELOS	1.00	1.00
	la	1.00
	lp	1.00



Verificación de diseño en vigas

Verificación de viga doblemente reforzada



VIGA 201 (b-b)

Materiales

$$f'c := 210 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$fy := 4200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Es := 2000000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Geometría

$$b := 25 \cdot \text{cm}$$

$$h := 45 \cdot \text{cm}$$

$$As := 13.64 \cdot \text{cm}^2$$

$$As' := 5.97 \text{ cm}^2$$

$$r := 6 \cdot \text{cm}$$

$$d := h - r = 39.00 \text{ cm}$$

$$d' := r = 6.00 \text{ cm}$$

Determinando c

$$fs := 2687 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$c1 := \frac{As \cdot fy - As' \cdot fs}{0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot 0.85} = 10.87 \text{ cm} \quad c2 := \frac{0.018 \cdot \text{cm}}{0.003 - \frac{fs}{Es}} = 10.87 \text{ cm} \quad c := c1$$

Determinando otras variables

$$a := c \cdot 0.85 = 9.24 \text{ cm}$$

$$Mu := \left(0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot a \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) + As' \cdot fs \cdot (d - d') \right) \cdot 0.9 = 17.53 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$



Verificación de deflexión máxima

La norma E.060 permite obviar este cálculo siempre que se cumpla con la siguiente condición

TABLA 9.1
PERALTES O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREENFORZADAS O LOSAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFLEXIONES

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18,5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

La longitud más grande para nuestras vigas y losas (paño de eje D-D') es de 4.50 m. Entonces:

$$\frac{4.50}{18.5} = 0.23 \text{ m}$$

Con lo que podemos omitir el cálculo para las vigas, pero no para la losa. A continuación, se muestran los cálculos

8.0 Agrietamiento POSITIVO

$f_r =$	29.0 kgf/cm ²	Esfuerzo de agrietamiento (tracción)
$I_g =$	11800.59524 cm ⁴	Inercia Bruta
$M_r =$	0.26 tnf.m	
$M_u =$	0.6164 tnf.m	

Se Agrieta

9.0 Verificación de Deflexiones

$A'_s =$	0 cm ²	Area de Acero a Compresion
$A =$	1.98 cm ²	
$n =$	9.20	Relacion de E
$cl =$	3.51 cm	
$I =$	0.00 cm ³	
$I_{cr} =$	3915.23 cm ⁴	Momento de inercia Agrietado
$I_{efectivo} =$	4498.991567 cm ⁴	

8.0 Agrietamiento NEGATIVO

$f_r =$	29.0 kgf/cm ²	Esfuerzo de agrietamiento (traccion)
$I_g =$	11800.59524 cm ⁴	Inercia Bruta
$M_r =$	0.50 tnf.m	
$M_u =$	0.716 tnf.m	

Se Agrieta

9.0 Verificacion de Deflexiones

$A'_s =$	0 cm ²	Area de Acero a Compresion
$A =$	1.98 cm ²	
$n =$	9.20	Relacion de E
$c_l =$	6.27 cm	
$I =$	0.00 cm ³	
$I_{cr} =$	2937.71 cm ⁴	Momento de inercia Agrietado
$I_{efectivo} =$	6029.29 cm ⁴	

$I_{promedio} =$	5009.09 cm ⁴	Esto depende de cada caso que se analize
Factor a modificar Inercia =	0.424	

Deflexion inmediata CM+CV =	0.281 cm	L =	450 cm
Deflexion inmediata CM =	0.209 cm		Deflexion max =
Deflexion inmediata CM+CV =	0.07 cm	<	1.25 cm

El procedimiento básicamente es homogenizar el material, luego se procede a obtener la inercia de agrietamiento y junto con el momento que llega a la sección obtener una nueva inercia efectiva. Esto se hace para las secciones de interés, finalmente se halla la inercia promedio del elemento losa y es con esta inercia que se calcula la deflexión que tiene que ser menor a la establecida en el siguiente cuadro:

TABLA 9.2
DEFLEXIONES MÁXIMAS ADMISIBLES

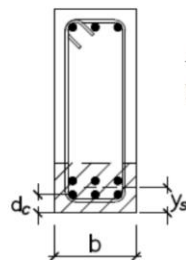
Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/180^*$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$l/480‡$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240§$

Verificación de fisuración

El ancho de grietas queda definido por:

$$Z = f_s^3 \sqrt{d_c A_{ct}}$$

$$f_s = \frac{M_s}{0.9 d A_s}$$



$$A_{ct} = 2 y_s b$$

y_s = Centroide del refuerzo principal de tracción por flexión

Area efectiva de concreto en tracción.

Se analizará la fisuración para la viga 202 ya que es la más crítica.

Fisuración

1.0 Datos de Sección

bw =	0.35	m
h=	0.45	m
Ø Estriv o=	3/8"	
Ø Longitudinal=	1/2"	
Ms=	152.153	KN.m
As=	0.001548	m ²
# Varillas=	9	

2.0 Calculos

d=	0.375	m
fs=	291.172	MPa
dc=	0.056	m
ys=	0.075	m
Act=	0.0058275	cm ²
Z=	20.032	kN.m
		< 26 kN.m

Como se puede apreciar cumple el chequeo de fisuración.

Efectos de esbeltez en columnas

La norma E.060 nos indica que para considerar los efectos de esbeltez de las columnas se tiene que realizar un análisis de segundo orden e incluso se tiene que considerar la no linealidad del material, también nos da la opción de afectar las propiedades de nuestras secciones para tomar en cuenta lo mencionado al principio. Los factores son los siguientes:

- (a) Módulo de elasticidad E_c de 8.5.1
- (b) Momentos de inercia, I
 - Vigas 0,35 I_g
 - Columnas 0,70 I_g
 - Muros no agrietados 0,70 I_g
 - Muros agrietados 0,35 I_g
 - Losas planas sin vigas..... 0,25 I_g
- (c) Área A_g

Realizado el análisis estructural con estas modificaciones se calcula el índice de estabilidad del entrepiso (Q) para cada nivel y se verifica si es que nuestra edificación puede considerarse

arriostrada lateralmente o no. Luego se procede a determinar si es que se pueden obviar los efectos de esbeltez en las columnas (amplificación de momentos flectores).

$$Q = \frac{(\sum P_u)\Delta_o}{V_{us}h_e}$$

Donde:

$\sum P_u$: suma de las cargas amplificadas (sobrecarga utilizada para el cálculo de las fuerzas sísmicas.)

Δ_o : deformaciones relativas de entrepiso

V_{us} : cortante amplificado en el entrepiso

h_e : ltura de entrepiso medida piso a piso

Seguidamente se muestra el cálculo de Q para la dirección X en el primer nivel y caso de carga más crítico:

DRIFTS

Story1	Drift Dinamica	Max	X	0.003897
--------	----------------	-----	---	----------

H= 2.8 m

Story	Output Case	Step Type	Location	P (tnf)	Vx(tnf)
Story1	1.25(D+L)+Ex	Max	Bottom	979.5352	94.5324

$$Q = 0.014 < 0.06$$

Se obtiene que el piso se puede considerarse arriostrado. Ahora se determinará si es que es necesario considerar los efectos de esbeltez. Para ello la norma indica la siguiente condición:

$$\frac{kl_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

Donde: M_1 : menor momento amplificado de uno de los extremos

M_2 : mayor momento amplificado de uno de los extremos, siempre positivo

l_u : longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión

r : radio de giro de la sección transversal

k : factor de longitud efectiva para elementos en compresión

Para el del “ k ” se utilizará el método de Crantson, el cual estipula que la longitud efectiva puede ser considerada como la menor de los siguientes valores:

$$k = 0.70 + 0.05(\psi_A + \psi_B) \leq 1$$

$$k = 0.85 + 0.05(\psi_{min}) \leq 1$$

Donde ψ_x :

$$\psi_x = \frac{\sum EI_{col}/l_u}{\sum EI_{viga}/l_{viga}}$$

Aplicando lo antes mencionado para ambas direcciones de la columna se tiene:

C2- Direccion X

Lu=	2.35 m
k=	0.9
Ic=	0.0088 m ⁴
A=	0.1875 m ²
r=	0.216506351 m
kLu/r=	9.77

C2 - X		My(tnf.m)
1.4D+1.7L	Bot	1.4856
	Top	-4.3745
1.25(D+L)+Ex	Bot	12.7942
	Top	0.5457
1.25(D+L)-Ex	Bot	-11.0119
	Top	-6.227
0.9D+Ex	Bot	12.4815
	Top	1.4591
0.9D-Ex	Bot	-11.3245
	Top	-5.3137

Calculo de K

E=	2173706.512 m ⁴	Iu1=	2.35 m
Ic=	0.0062 m ⁴	Iu2=	2.35 m
Iv=	0.000664453	Iv=	4.28 m

$\Psi_B = 33.73$

$\Psi_A = 1$

$k = 2.44$

$k = 0.9$

$k = 0.9$

C2 - X		
Combinacion	M	M(tnf.m)
1	M1	1.4856
	M2	4.3745
2	M1	0.5457
	M2	12.7942
3	M1	-6.227
	M2	11.0119
4	M1	1.4591
	M2	12.4815
5	M1	-5.3137
	M2	11.3245

kLu/r=		34-12(M1/M2)
	<	29.92
	<	33.49
9.77	<	40.00
	<	32.60
	<	39.63

C2- Direccion Y

Lu=	2.35 m
k=	0.9
l=	0.0010 m4
A=	0.1875 m2
r=	0.072168784 m
kLu/r=	29.31

C2 - Y		
		Mx(tnf.m)
1.4D+1.7L	Bot	-2.7469
	Top	2.8043
1.25(D+L)+Ey	Bot	-0.0218
	Top	2.4897
1.25(D+L)-Ey	Bot	-3.442
	Top	1.0541
0.9D+Ey	Bot	0.5535
	Top	1.9025
0.9D-Ey	Bot	-2.8667
	Top	0.467

Calculo de K

E=	2173706.512 m4	lu1=	2.35 m
lc=	0.0007 m4	lu2=	2.35 m
lv=	0.000664453	lv=	4.28 m

$\Psi_B = 3.75$

$\Psi_A = 1$

k= 0.9

k= 0.9

k= 0.9

C2 - Y		
Combinacion	M	M(tnf.m)
1	M1	-2.7469
	M2	2.8043
2	M1	-0.0218
	M2	2.4897
3	M1	1.0541
	M2	3.442
4	M1	0.5535
	M2	1.9025
5	M1	0.467
	M2	2.8667

kLu/r=	34-12(M1/M2)
	40.00
	<
	34.11
	<
29.31	30.33
	<
	30.51
	<
	32.05
	<

No considerar efectos de esbeltez

Iteraciones para selección de disipadores SLB

Ilustración 179 Primera Iteración

			Inicio			ETABS			
			V kN	Disipador	Fy kN	Fy max kN	Disipador	Fy kN	Fy max kN
EJE C	N1	K1	56.5	SLB2 6_3	41.00	79.21	SLB2 6_2	35.60	69.01
	N2	K2	83.0	SLB2 8_3	58.00	107.57	SLB2 6_2	35.60	69.01
	N3	K3	90.3	SLB2 8_4	66.30	120.87	SLB2 6_2	35.60	69.01
	N4	K4	86.1	SLB2 8_3	58.00	107.57	SLB2 6_2	35.60	69.01
	N5	K5	78.1	SLB2 8_2	48.10	92.76	SLB2 6_2	35.60	69.01
EJE E	N2	K6	25.3	SLB2 6_2	35.60	69.01	SLB2 6_2	35.60	69.01
	N3	K7	19.4	SLB2 6_2	35.60	69.01	SLB2 6_2	35.60	69.01
	N4	K8	13.9	SLB2 6_2	35.60	69.01	SLB2 6_2	35.60	69.01
	N5	K9	11.3	SLB2 6_2	35.60	69.01	SLB2 6_2	35.60	69.01
	EJE 2'	N6	K12	32.9	SLB2 6_2	35.60	69.01	SLB2 6_2	35.60

Ilustración 180 Segunda iteración

			ETABS			Iteración		
			Disipador	Fy kN	Fy max kN	V kN	D/C	Disipador
EJE C	N1	K1	SLB2 6_3	41.00	79.21	57.5	1.40	Ok!
	N2	K2	SLB2 8_3	58.00	107.57	107.0	1.85	SLB2 10_2
	N3	K3	SLB2 8_4	66.30	120.87	119.2	1.80	SLB2 10_3
	N4	K4	SLB2 8_3	58.00	107.57	109.1	1.88	SLB2 10_2
	N5	K5	SLB2 8_2	48.10	92.76	93.5	1.94	SLB2 10_2
EJE E	N2	K6	SLB2 6_2	35.60	69.01	25.1	0.70	Ok!
	N3	K7	SLB2 6_2	35.60	69.01	19.2	0.54	Ok!
	N4	K8	SLB2 6_2	35.60	69.01	13.8	0.39	Ok!
	N5	K9	SLB2 6_2	35.60	69.01	11.2	0.32	Ok!
	EJE 2'	N6	K12	SLB2 6_2	35.60	69.01	32.9	0.92

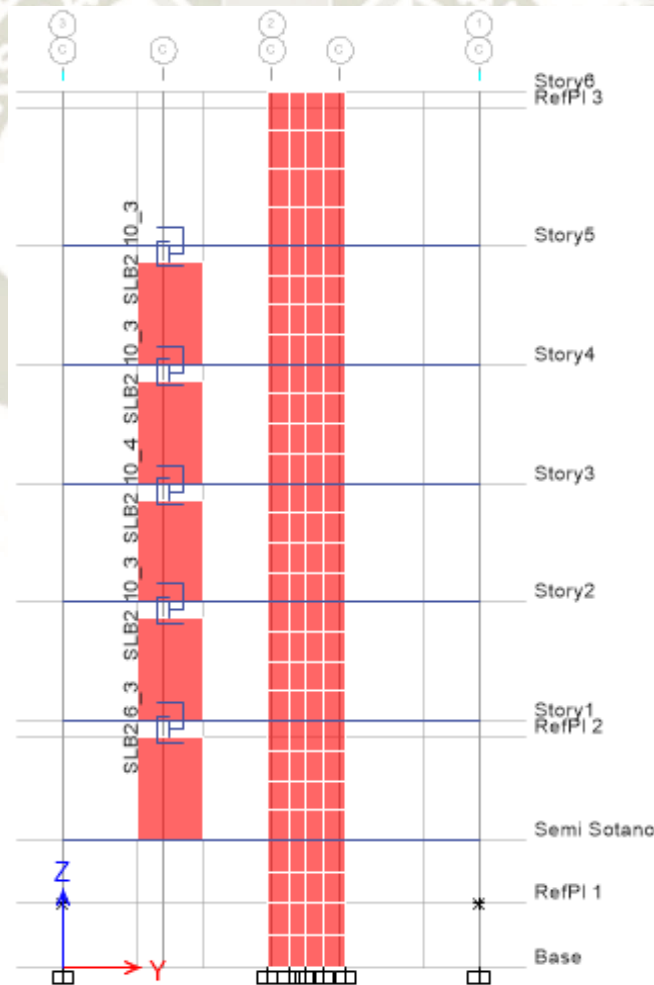
Ilustración 181 Tercera Iteración

Disipadores			ETABS			Iteración		
SLB			Disipador	Fy kN	Fy max kN	V kN	D/C	Disipador
EJE C	N1	K1	SLB2 6_3	41.00	79.21	56.7	1.38	Ok!
	N2	K2	SLB2 10_2	68.00	128.71	116.3	1.71	SLB2 10_3
	N3	K3	SLB2 10_3	81.10	148.63	130.7	1.61	SLB2 10_4
	N4	K4	SLB2 10_2	68.00	128.71	117.3	1.73	SLB2 10_3
	N5	K5	SLB2 10_2	68.00	128.71	105.8	1.56	SLB2 10_2
EJE E	N2	K6	SLB2 6_2	35.60	69.01	25.0	0.70	Ok!
	N3	K7	SLB2 6_2	35.60	69.01	19.1	0.54	Ok!
	N4	K8	SLB2 6_2	35.60	69.01	13.7	0.39	Ok!
	N5	K9	SLB2 6_2	35.60	69.01	11.1	0.31	Ok!
	EJE 2'	N6	K12	SLB2 6_2	35.60	69.01	32.9	0.92

Ilustración 182 Cuarta Iteración

Disipadores		SLB	ETABS			Iteración		
		1	Disipador	Fy kN	Fy max kN	V kN	D/C	Disipador
EJE C	N1	K1	SLB2 6_3	41.00	79.21	56.4	1.37	Ok!
	N2	K2	SLB2 10_3	81.10	148.63	121.2	1.49	Ok!
	N3	K3	SLB2 10_4	93.00	166.26	133.4	1.43	Ok!
	N4	K4	SLB2 10_3	81.10	148.63	121.8	1.50	SLB2 10_3
	N5	K5	SLB2 10_3	81.10	148.63	109.6	1.35	Ok!
EJE E	N2	K6	SLB2 6_2	35.60	69.01	25.0	0.70	Ok!
	N3	K7	SLB2 6_2	35.60	69.01	19.1	0.54	Ok!
	N4	K8	SLB2 6_2	35.60	69.01	13.7	0.38	Ok!
EJE 2'	N5	K9	SLB2 6_2	35.60	69.01	11.1	0.31	Ok!
	N6	K12	SLB2 6_2	35.60	69.01	32.9	0.92	Ok!

Ilustración 183 Disposición de última iteración



Propiedades de disipadores SLB

PARÁMETROS DE DISEÑO PARA LOS DISIPADORES SHEAR LINK BOZZO										
DISPOSITIVO	PROPIEDADES GEOMÉTRICAS				PROPIEDADES MECÁNICAS					
	ed (mm)	er1 (mm)	er2 (mm)	ev (mm)	Rigidez inicial K_1 (KN/cm)	Rigidez post- plastificación K_2 (KN/cm)	Desplaz. de plastificación D_y (mm)	Fuerza de plastificación F_y (KN)	Fuerza máxima F_{MAX} (KN)	Energía disipada E_D (KN.cm)
SLB2 6_2	19.00	13.00	-	2.00	363.33	9.75	0.98	35.60	69.01	87.08
SLB2 6_3 *	19.00	13.00	-	3.00	397.80	10.75	1.03	41.00	79.21	99.25
SLB2 6_4 *	19.00	13.00	-	4.00	421.73	11.65	1.06	44.90	88.58	108.31
SLB2 6_5 *	19.00	13.00	-	5.00	439.60	12.78	1.08	47.40	96.67	115.18
SLB2 8_2	19.00	15.00	-	2.00	592.87	13.86	0.81	48.10	92.76	119.78
SLB2 8_3 *	19.00	15.00	-	3.00	676.27	15.38	0.86	58.00	107.57	141.77
SLB2 8_4 *	19.00	15.00	-	4.00	737.00	16.28	0.90	66.30	120.87	159.39
SLB2 8_5 *	19.00	15.00	-	5.00	784.27	17.43	0.93	72.70	133.29	173.71
SLB2 10_2	19.00	20.00	-	2.00	893.40	19.15	0.76	68.00	128.71	168.89
SLB2 10_3	19.00	20.00	-	3.00	1039.13	21.57	0.78	81.10	148.63	198.84
SLB2 10_4 *	19.00	20.00	-	4.00	1149.53	22.96	0.81	93.00	166.26	224.54
SLB2 10_5 *	19.00	20.00	-	5.00	1237.80	14.93	0.91	112.20	182.26	246.55
SLB2 15_2	19.00	20.00	-	2.00	1571.47	31.17	0.65	101.80	199.61	258.66
SLB2 15_3	19.00	20.00	-	3.00	1961.47	37.36	0.64	126.10	240.45	318.16
SLB2 15_4	19.00	20.00	-	4.00	2290.27	42.03	0.65	149.70	276.57	373.16
SLB2 15_5	19.00	20.00	-	5.00	2575.60	45.69	0.67	172.50	310.13	424.52
SLB2 20_2	19.00	25.00	5.00	2.00	2073.33	37.83	0.60	124.60	243.14	316.64
SLB2 20_3	19.00	25.00	5.00	3.00	2630.13	46.27	0.60	156.90	298.30	396.26
SLB2 20_4	19.00	25.00	5.00	4.00	3105.53	53.03	0.61	188.30	348.53	470.63
SLB2 20_5	19.00	25.00	5.00	5.00	3520.20	58.63	0.62	218.40	395.71	540.18
SLB3 25_2	25.00	30.00	5.00	2.00	3214.07	58.98	0.61	194.80	383.50	494.69
SLB3 25_3	25.00	30.00	5.00	3.00	4046.67	70.69	0.59	238.20	457.15	602.54
SLB3 25_4	25.00	30.00	5.00	4.00	4783.20	81.04	0.58	279.60	526.49	703.70
SLB3 25_5	25.00	30.00	5.00	5.00	5447.47	90.85	0.59	319.00	592.39	799.88
SLB3 25_6	25.00	30.00	5.00	6.00	6064.13	99.65	0.59	357.10	655.63	891.48
SLB3 25_7	25.00	30.00	5.00	7.00	6644.13	107.41	0.59	394.50	716.83	979.51
SLB3 25_8	25.00	30.00	5.00	8.00	7191.47	114.57	0.60	430.70	776.40	1064.12
SLB3 25_9	25.00	30.00	5.00	9.00	7711.07	120.73	0.60	466.40	834.90	1145.71
SLB3 30_2	25.00	30.00	5.00	2.00	3666.73	64.22	0.58	212.10	415.33	539.19
SLB3 30_3	25.00	30.00	5.00	3.00	4717.00	78.76	0.56	265.70	507.23	672.79
SLB3 30_4	25.00	30.00	5.00	4.00	5661.33	92.21	0.56	316.90	594.62	799.16
SLB3 30_5	25.00	30.00	5.00	5.00	6525.67	104.99	0.56	366.10	678.62	920.34
SLB3 30_6	25.00	30.00	5.00	6.00	7336.60	116.45	0.56	414.20	759.77	1036.63
SLB3 30_7	25.00	30.00	5.00	7.00	8106.07	126.92	0.57	461.30	838.79	1149.06
SLB3 30_8	25.00	30.00	5.00	8.00	8840.00	135.98	0.57	508.00	915.50	1257.99
SLB3 30_9	25.00	30.00	5.00	9.00	9542.20	145.74	0.58	552.50	992.12	1363.85
SLB3 40_2	25.00	30.00	5.00	2.00	4571.07	76.44	0.54	248.30	482.60	634.54
SLB3 40_3	25.00	30.00	5.00	3.00	6043.67	97.23	0.53	321.00	609.64	817.79
SLB3 40_4	25.00	30.00	5.00	4.00	7393.67	116.17	0.53	391.60	732.20	993.03
SLB3 40_5	25.00	30.00	5.00	5.00	8650.00	133.79	0.53	460.80	851.48	1162.82
SLB3 40_6	25.00	30.00	5.00	6.00	9843.00	149.92	0.54	528.70	967.95	1327.13
SLB3 40_7	25.00	30.00	5.00	7.00	10988.00	165.19	0.54	595.40	1082.30	1487.36
SLB3 40_8	25.00	30.00	5.00	8.00	12091.27	179.81	0.55	660.90	1195.00	1643.93
SLB3 40_9	25.00	30.00	5.00	9.00	13156.07	194.00	0.55	725.10	1306.30	1797.11
SLB3 50_2	25.00	30.00	5.00	2.00	5479.60	88.67	0.52	284.90	551.27	730.67
SLB3 50_3	25.00	30.00	5.00	3.00	7367.13	114.64	0.51	377.50	713.65	963.00
SLB3 50_4	25.00	30.00	5.00	4.00	9116.00	138.30	0.51	468.10	871.40	1186.77
SLB3 50_5	25.00	30.00	5.00	5.00	10759.13	160.81	0.52	557.00	1025.70	1404.77
SLB3 50_6	25.00	30.00	5.00	6.00	12328.87	181.80	0.52	644.40	1177.30	1616.83
SLB3 50_7	25.00	30.00	5.00	7.00	13844.20	202.03	0.53	730.30	1326.80	1824.36
SLB3 50_8	25.00	30.00	5.00	8.00	15312.67	221.80	0.53	814.70	1474.50	2028.05
SLB3 50_9	25.00	30.00	5.00	9.00	16737.00	241.37	0.54	897.70	1621.20	2228.51

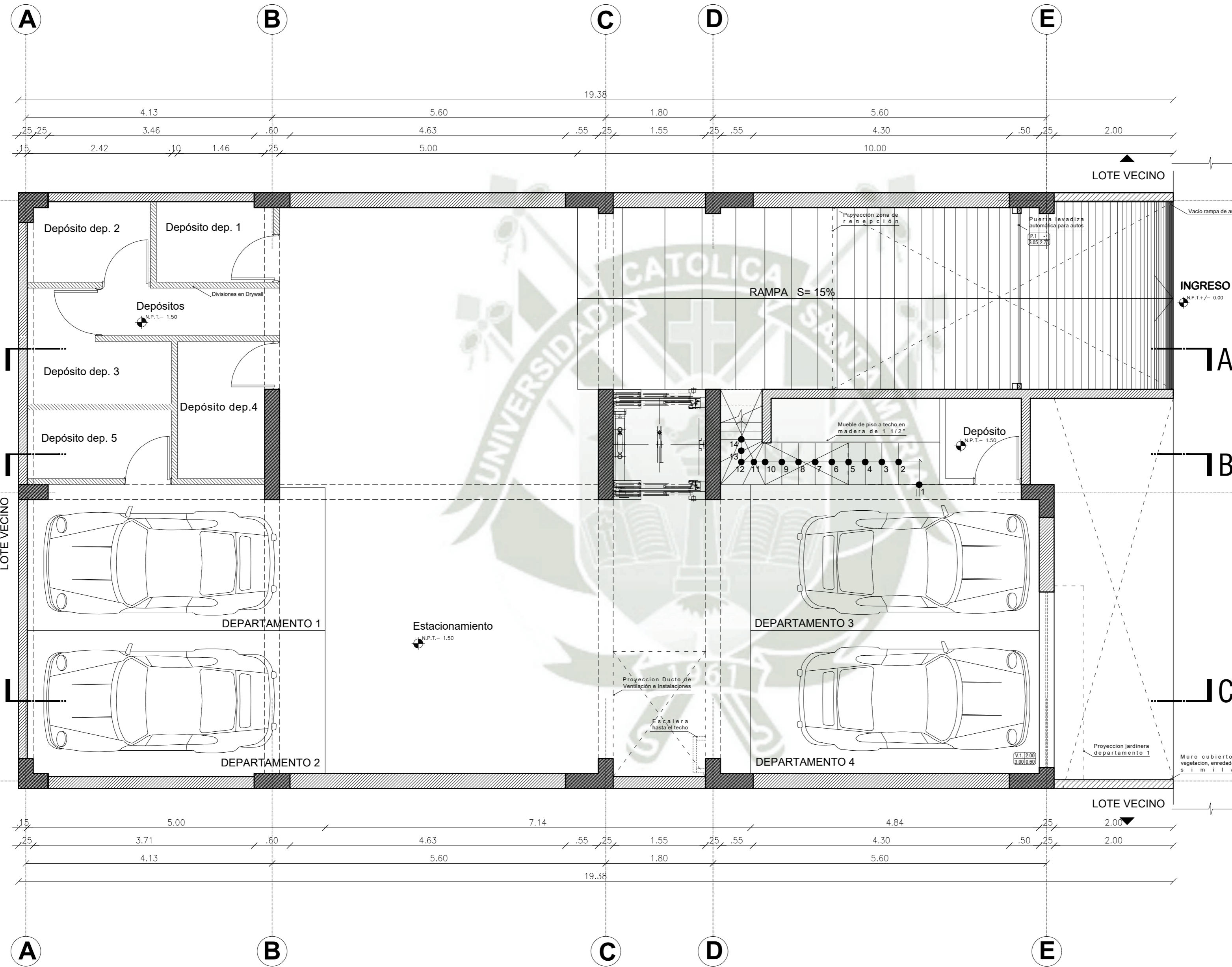
* Estos dispositivos plastifican primero por flexión antes que por cortante

Fuente: Bozzo (2019)

Esta tabla se puede modificar para acero ASTM572 (F_y 3550kg/cm²) multiplicando por 1.40 los valores de F_y y F_{max} . Los dispositivos con acero ASTM572 se denominan igual, pero con la letra E delante. (Bozzo, 2019)

Planos





LEYENDA:

- Columna / Placa
- Mampostería Confinada
- Muro Móvil
- Proyección Estructural
- Proyecciones
- Cambios de nivel/gradas
- Carril Eje de M.Móviles
- Carpintería
- Carpintería Especial
- Muebles Fijos
- Ventanas
- Líneas de Ejes
- Cotas

TESIS:
 "MODELO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR FLEXIBLE PARA EL ESTRATO SOCIOECONÓMICO MEDIO DE AREQUIPA"

DISEÑO PRESENTADO POR:
 Bach. María Belén Juárez Del Carpio

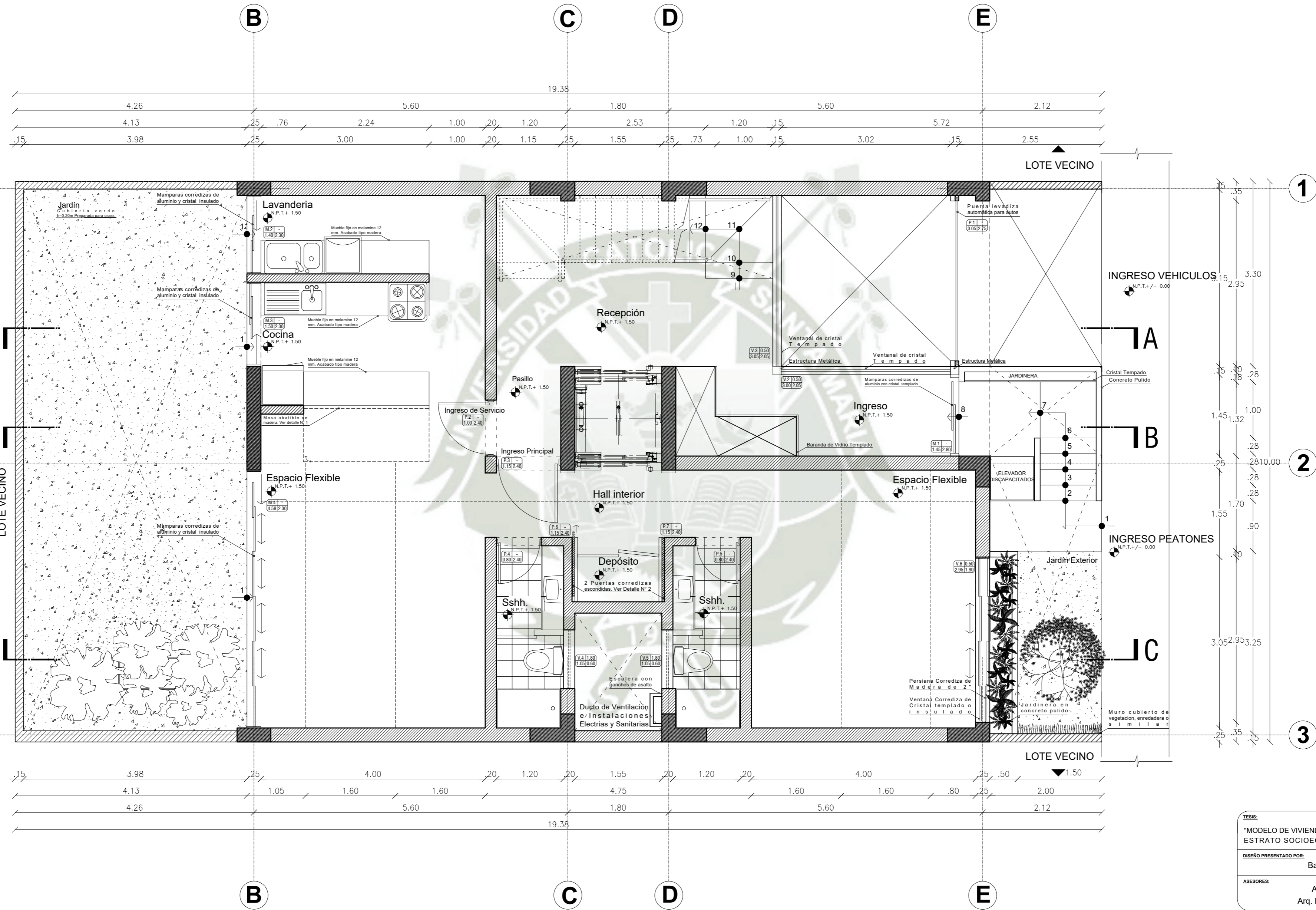
ASESORES:
 Arq. Carlos Didier Rodríguez Quiroz
 Arq. Raul Carlos Javier Damiani Najarro

UNIVERSIDAD:
 "Universidad Católica de Santa María"

FACULTAD:
 Arquitectura e Ingenierías Civil y del Ambiente

PROGRAMA PROFESIONAL: Arquitectura **FECHA:** Arequipa, 2017

PLANO: Plano semisótano **ESCALA:** 1/50 **LÁMINA:** P-02



LEYENDA:

- Columna / Placa
- Mampostería Confinada
- Muro Móvil
- Proyección Estructura
- Proyecciones
- Cambios de nivel/gradas
- Carril Eje de M.Móviles
- Carpintería
- Carpintería Especial
- Muebles Fijos
- Ventanas
- Líneas de Ejes
- Cotas

TEBIS:
 "MODELO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR FLEXIBLE PARA EL ESTRATO SOCIOECONÓMICO MEDIO DE AREQUIPA"

DISEÑO PRESENTADO POR:
 Bach. María Belén Juárez Del Carpio

ASESORES:
 Arq. Carlos Didier Rodríguez Quiroz
 Arq. Raul Carlos Javier Damiani Najarro

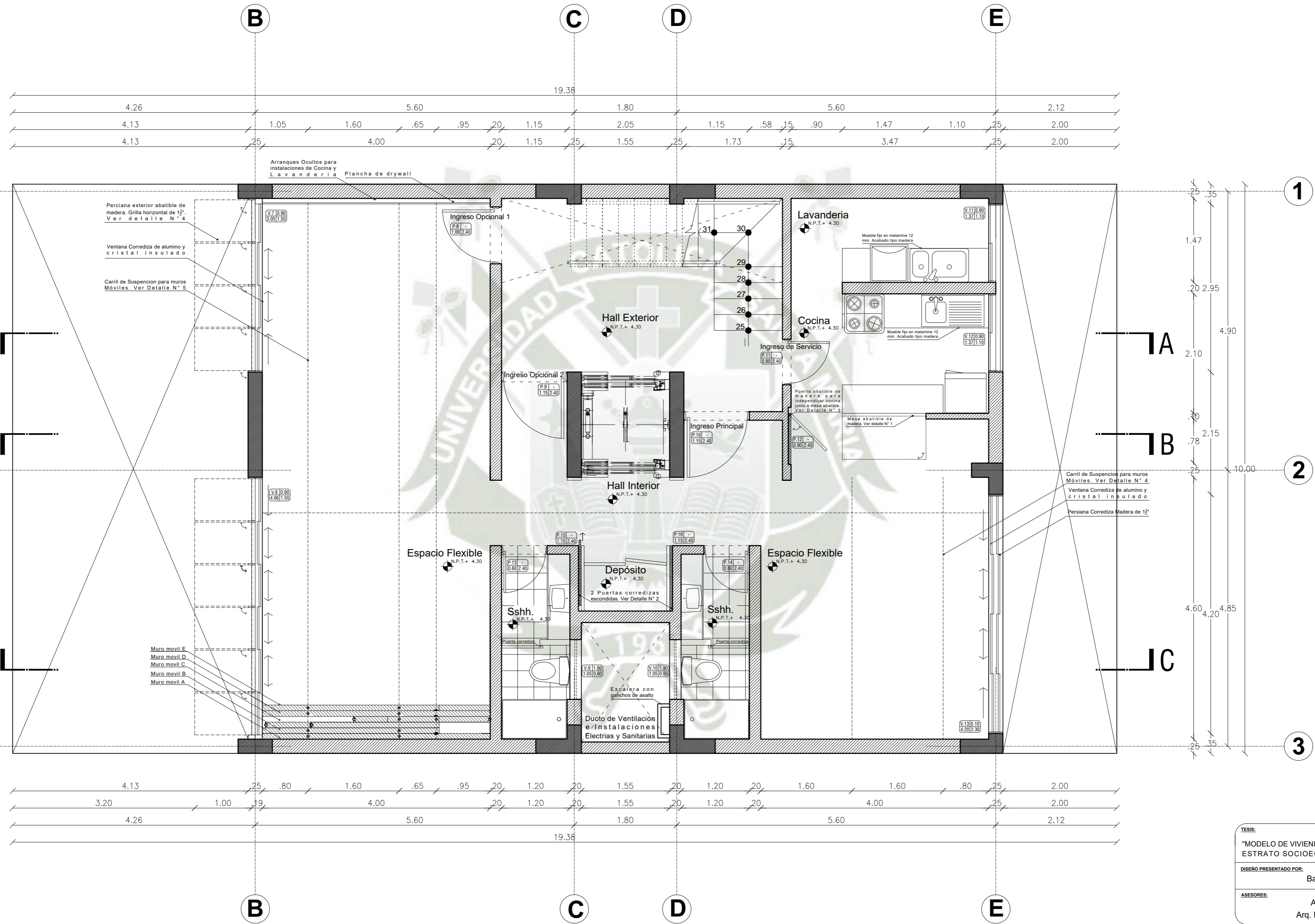
UNIVERSIDAD:
 "Universidad Católica de Santa María"

FACULTAD:
 Arquitectura e Ingenierías Civil y del Ambiente

PROGRAMA PROFESIONAL: Arquitectura **FECHA:** Arequipa, 2017

PLANO: Plano Primer Nivel **ESCALA:** 1/50 **LÁMINA:** P-03





LEYENDA:

- Columna / Placa
- Mampostería Confinada
- Muro Móvil
- Proyección Estructural
- Proyecciones
- Cambios de nivel/gradas
- Carril Eje de M.Móviles
- Carpintería
- Carpintería Especial
- Muebles Fijos
- Ventanas
- Líneas de Ejes
- Cotas

TESIS:
 "MODELO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR FLEXIBLE PARA EL ESTRATO SOCIOECONÓMICO MEDIO DE AREQUIPA"

DISEÑO PRESENTADO POR:
 Bach. María Belén Juárez Del Carpio

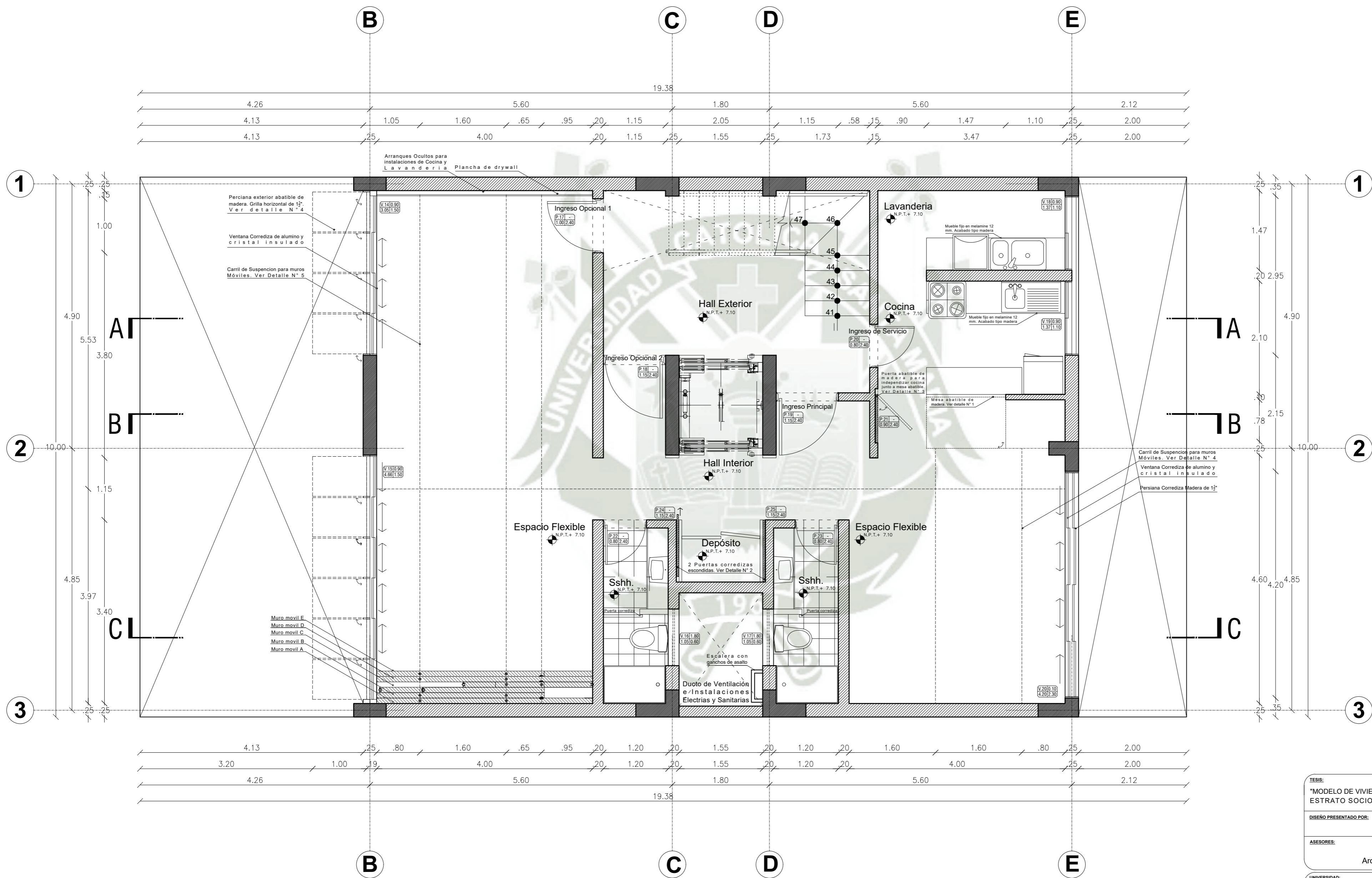
ASESORES:
 Arq. Carlos Didier Rodríguez Quiroz
 Arq. Raul Carlos Javier Damiani Najarro

UNIVERSIDAD:
 "Universidad Católica de Santa María"

FACULTAD:
 Arquitectura e Ingenierías Civil y del Ambiente

PROGRAMA PROFESIONAL: Arquitectura **FECHA:** Arequipa, 2017

PLANO: Plano Segundo Nivel **ESCALA:** 1/50 **LÁMINA:** P-04



TESIS:
"MODELO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR FLEXIBLE PARA EL ESTRATO SOCIOECONÓMICO MEDIO DE AREQUIPA"

DISEÑO PRESENTADO POR:
Bach. María Belén Juárez Del Carpio

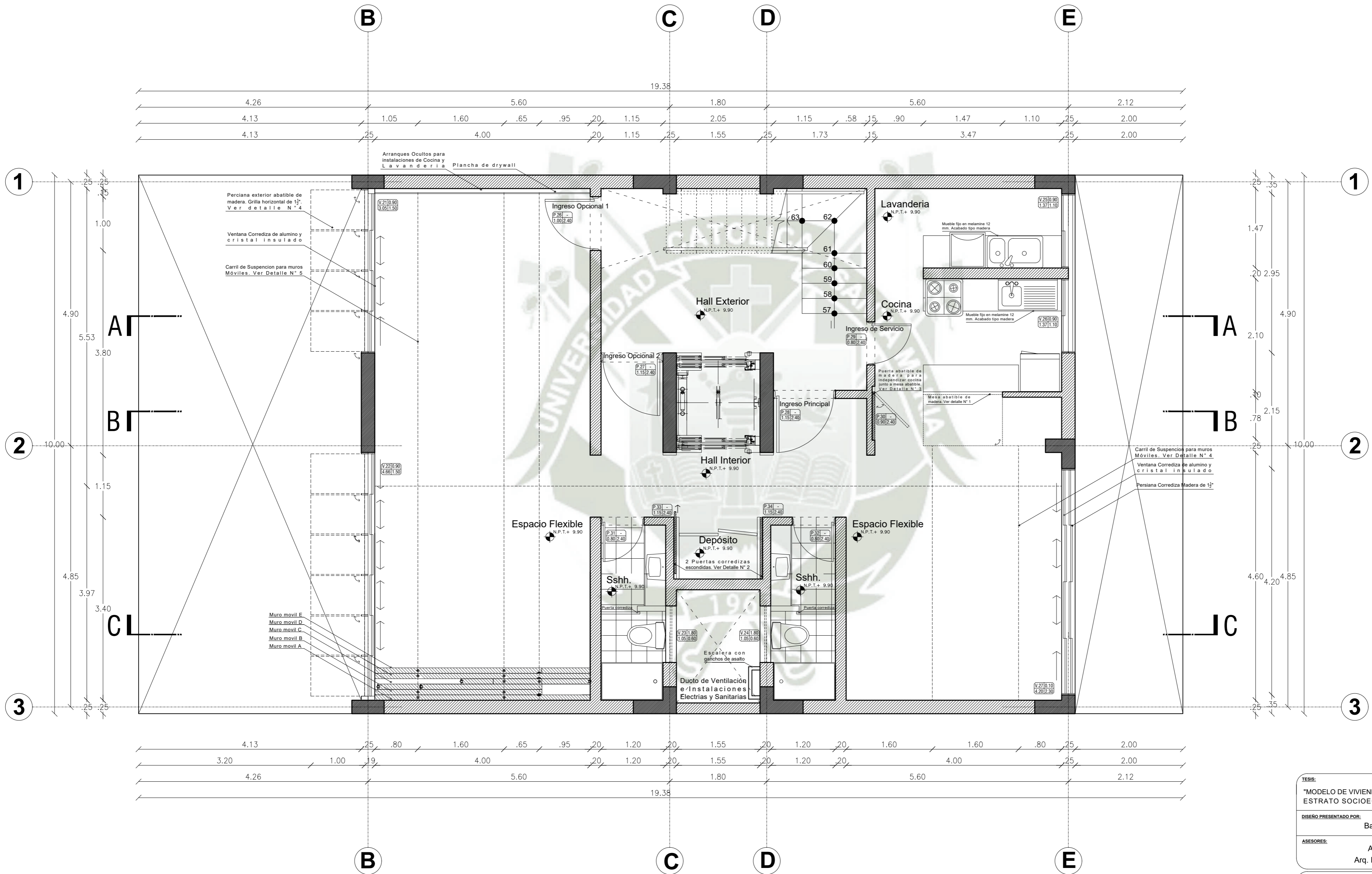
ASESORES:
Arq. Carlos Didier Rodríguez Quiroz
Arq. Raul Carlos Javier Damiani Najarro

UNIVERSIDAD:
"Universidad Católica de Santa María"

FACULTAD:
Arquitectura e Ingenierías Civil y del Ambiente

PROGRAMA PROFESIONAL: Arquitectura **FECHA:** Arequipa, 2017

PLANO: Plano Tercer Nivel **ESCALA:** 1/50 **LÁMINA:** P-05



LEYENDA:

- Columna / Placa
- Mampostería Confinada
- Muro Móvil
- Proyección Estructural
- Proyecciones
- Cambios de nivel/gradas
- Carril Eje de M.Móviles
- Carpintería
- Carpintería Especial
- Muebles Fijos
- Ventanas
- Líneas de Ejes
- Cotas



TEBIS:
 "MODELO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR FLEXIBLE PARA EL ESTRATO SOCIOECONÓMICO MEDIO DE AREQUIPA"

DISEÑO PRESENTADO POR:
 Bach. María Belén Juárez Del Carpio

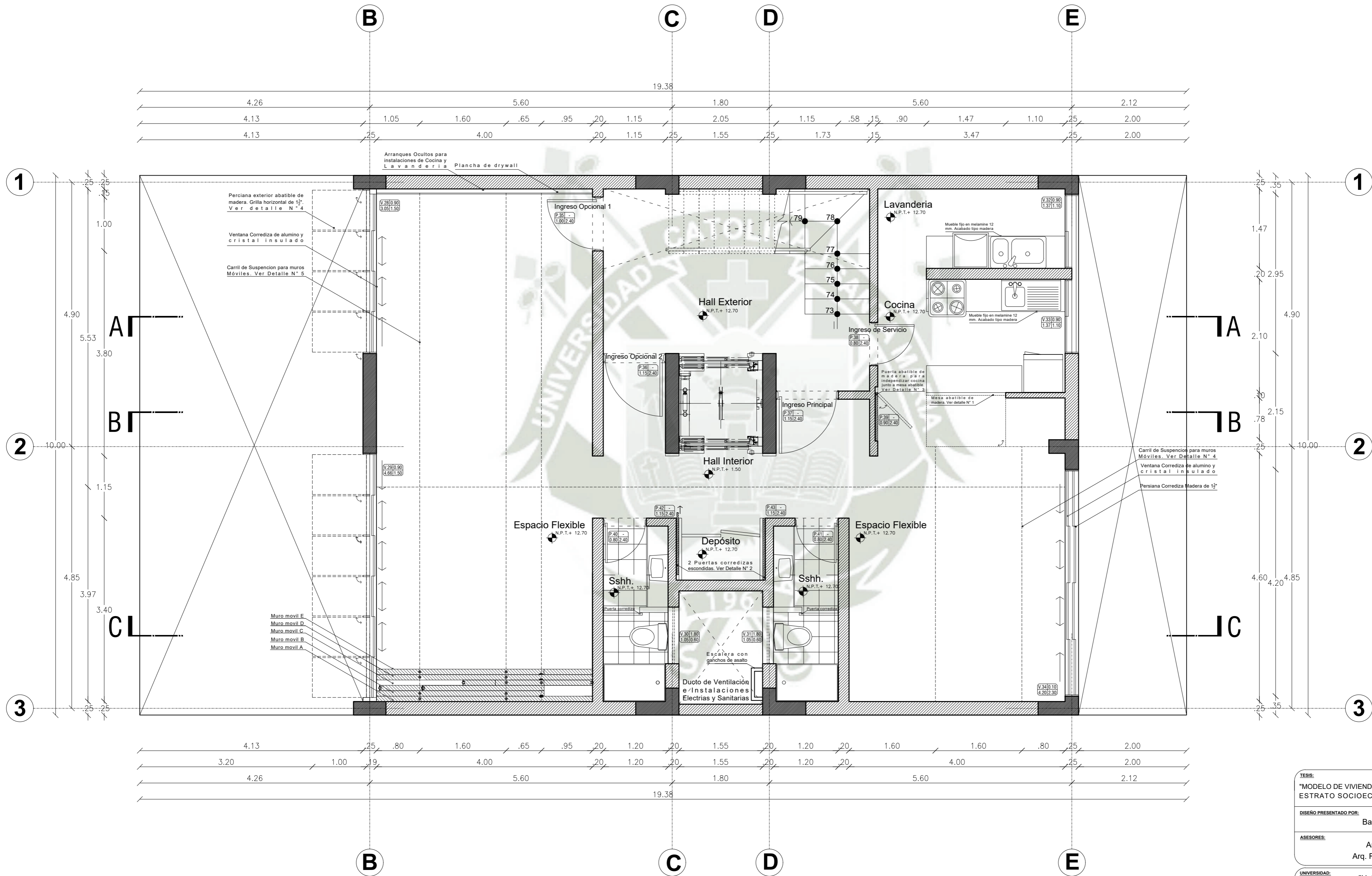
ASESORES:
 Arq. Carlos Didier Rodríguez Quiroz
 Arq. Raul Carlos Javier Damiani Najarro

UNIVERSIDAD:
 "Universidad Católica de Santa María"

FACULTAD:
 Arquitectura e Ingenierías Civil y del Ambiente

PROGRAMA PROFESIONAL: Arquitectura **FECHA:** Arequipa, 2017

PLANO: Plano Cuarto Nivel **ESCALA:** 1/50 **LÁMINA:** P-06



- LEYENDA:**
- Columna / Placa
 - Mampostería Confinada
 - Muro Móvil
 - Proyección Estructural
 - Proyecciones
 - Cambios de nivel/gradas
 - Carril Eje de M.Móviles
 - Carpintería
 - Carpintería Especial
 - Muebles Fijos
 - Ventanas
 - Líneas de Ejes
 - Cotas



TEBIS:
 "MODELO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR FLEXIBLE PARA EL ESTRATO SOCIOECONÓMICO MEDIO DE AREQUIPA"

DISEÑO PRESENTADO POR:
 Bach. María Belén Juárez Del Carpio

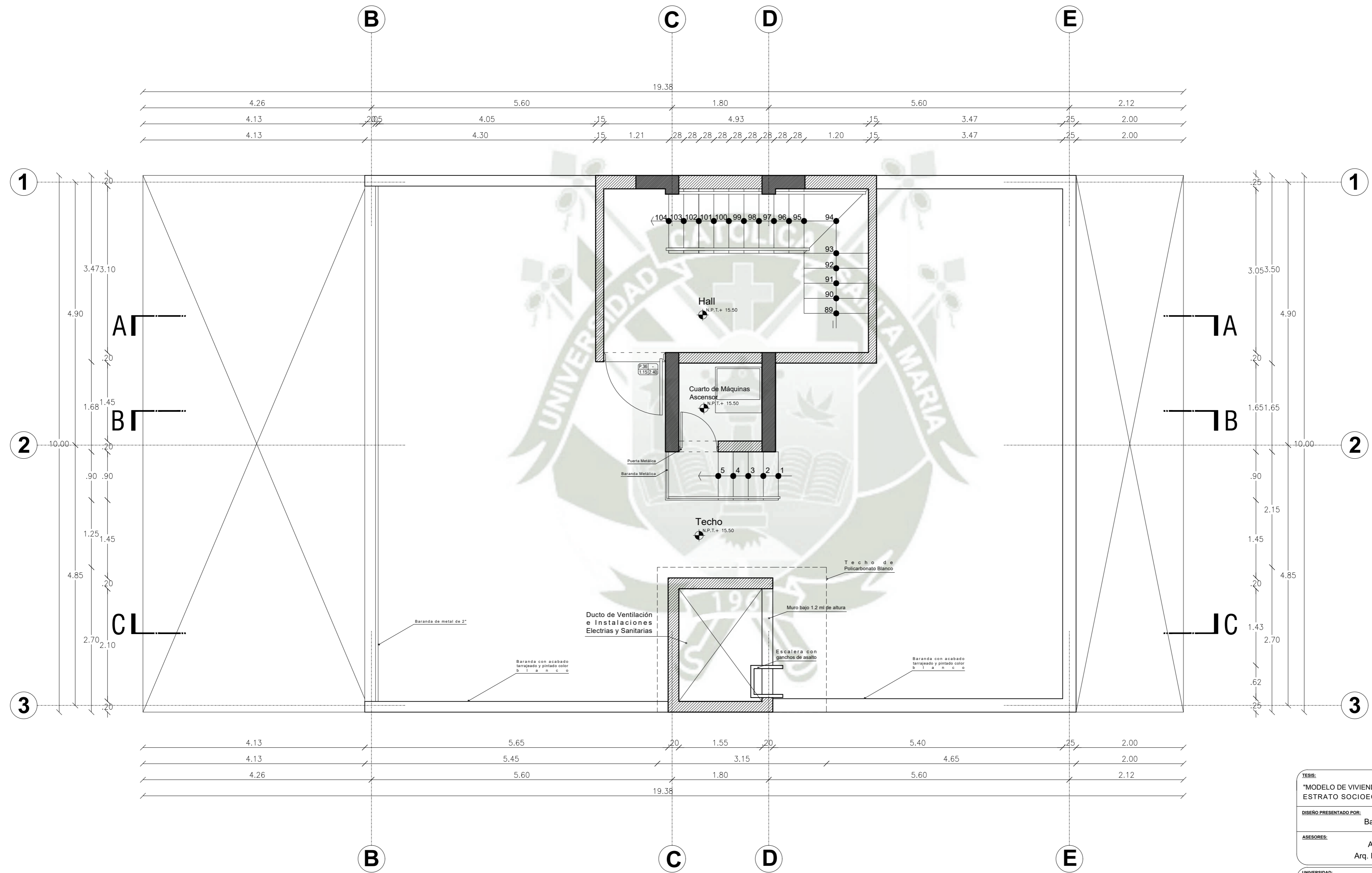
ASESORES:
 Arq. Carlos Didier Rodríguez Quiroz
 Arq. Raul Carlos Javier Damiani Najarro

UNIVERSIDAD:
 "Universidad Católica de Santa María"

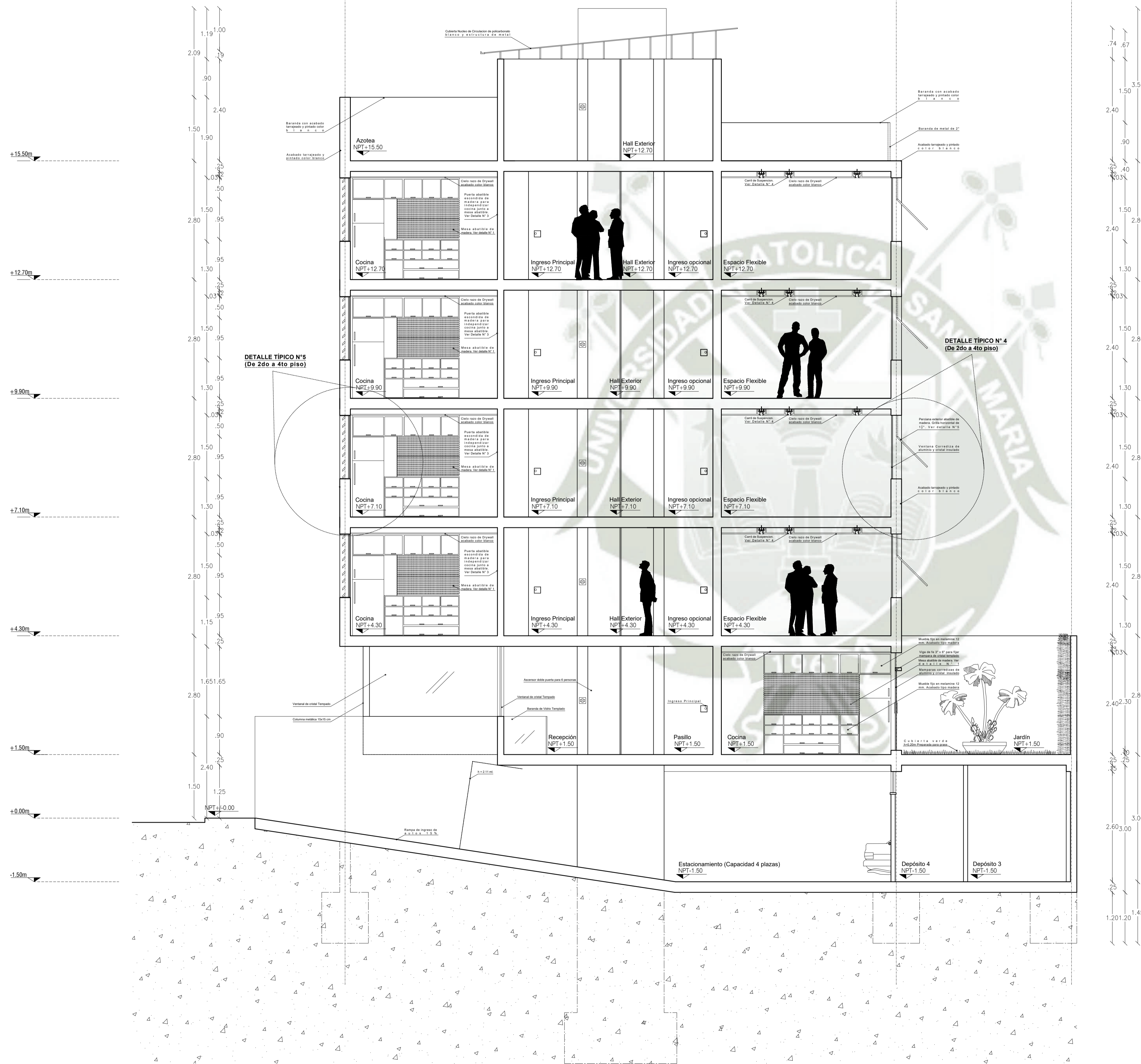
FACULTAD: Arquitectura e Ingenierías Civil y del Ambiente

PROGRAMA PROFESIONAL: Arquitectura **FECHA:** Arequipa, 2017

PLANO: Plano Quinto Nivel **ESCALA:** 1/50 **LÁMINA:** P-07

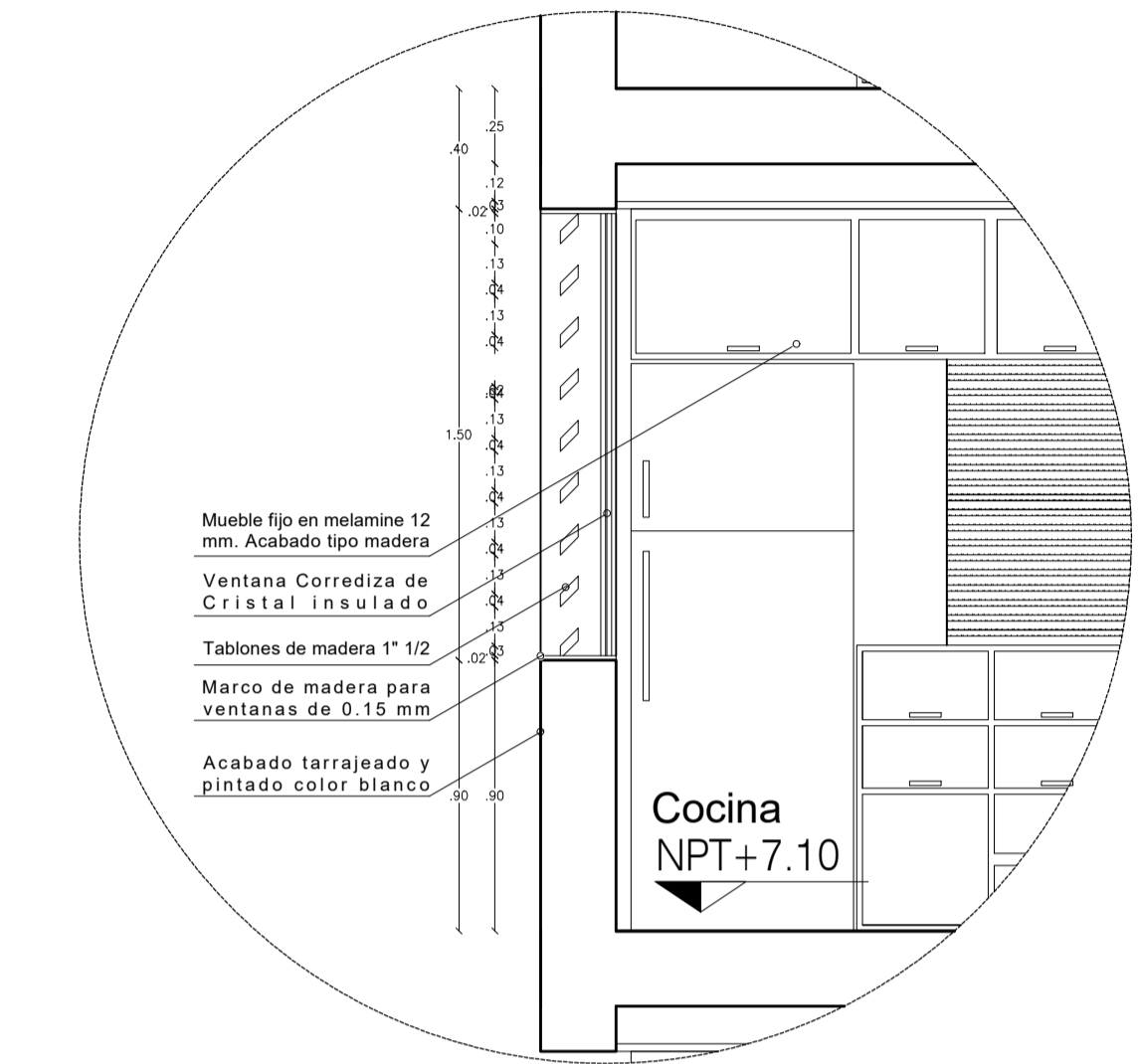


CORTE A - A
ESC. 1/50



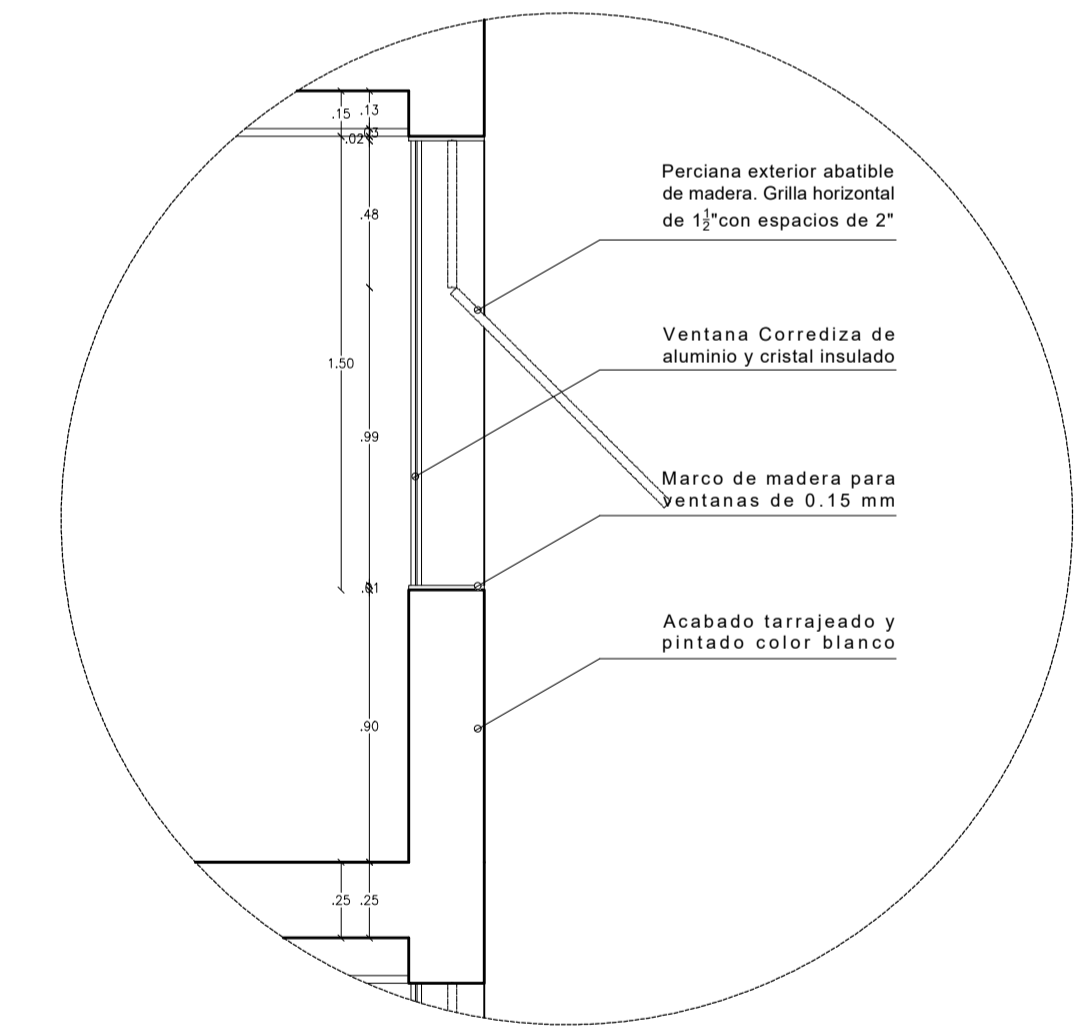
DETALLE TÍPICO "A" (De 2do a 4to piso)

ESC. 1/25



DETALLE TÍPICO "B" (De 2do a 4to piso)

ESC. 1/25

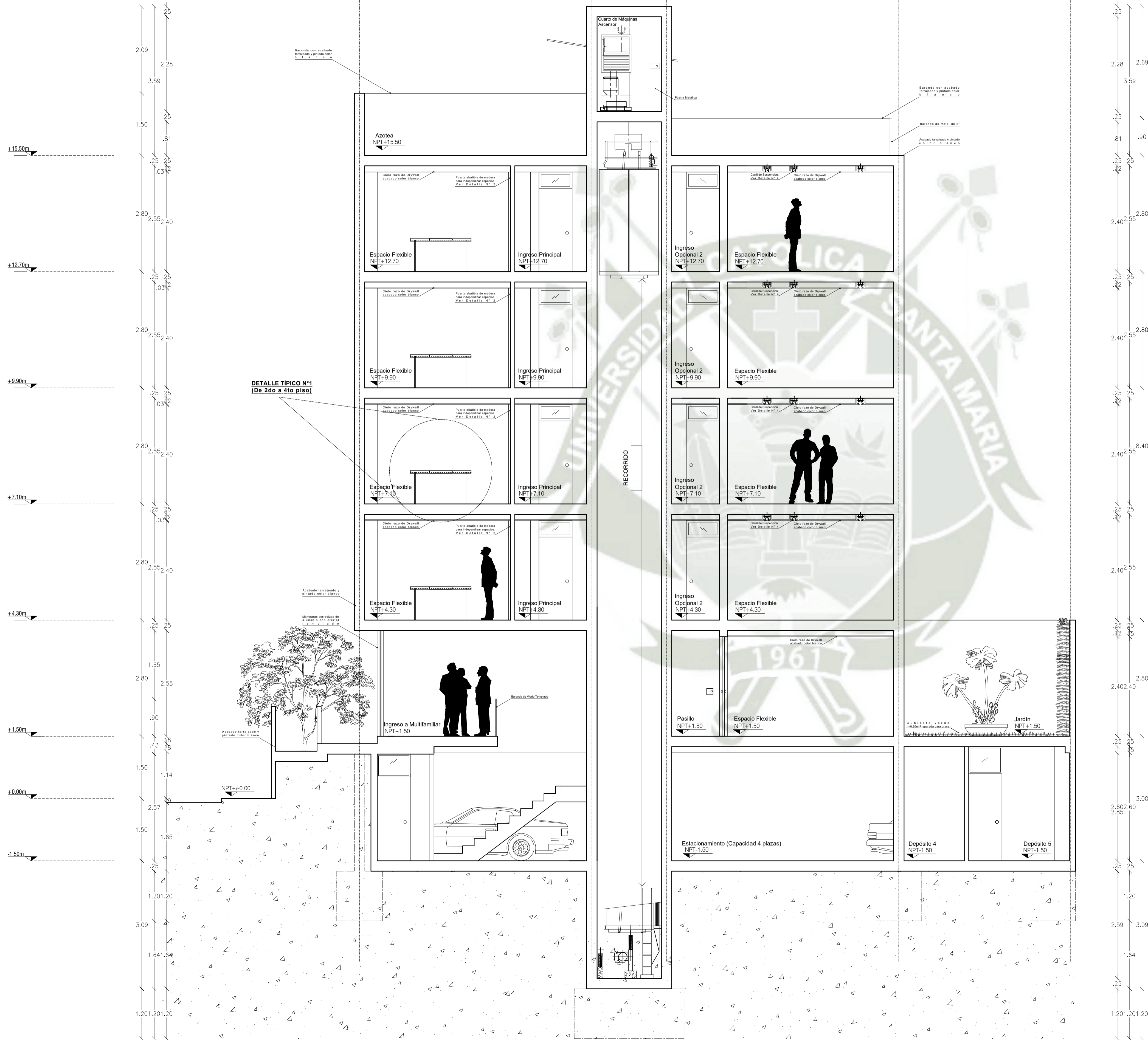


LEYENDA:

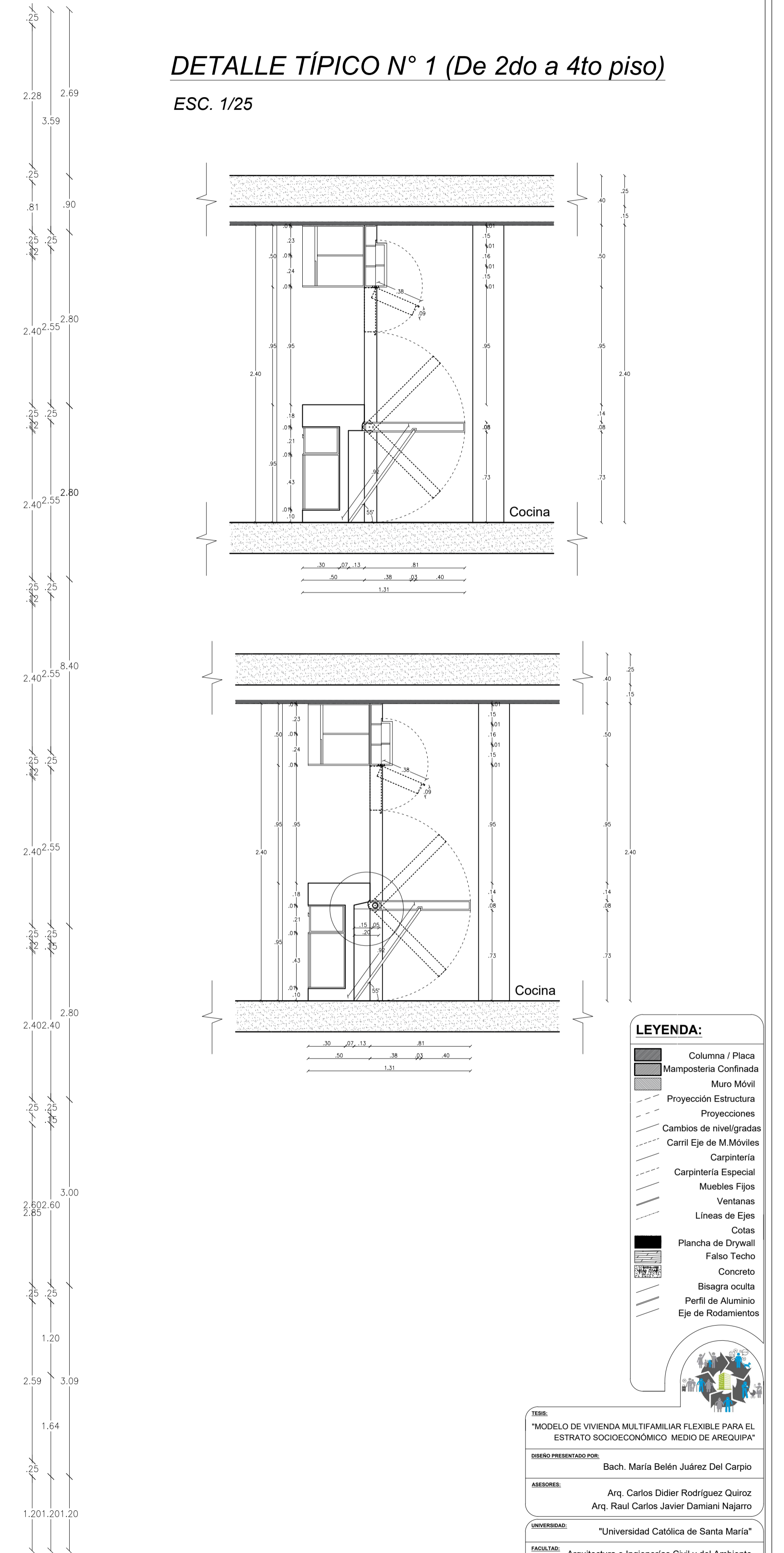
- Columna / Placa
- Mampostería Confinada
- Muro Móvil
- Proyección Estructura
- Proyecciones
- Cambios de nivel/gradas
- Carril Eje de M.Móviles
- Carpintería
- Carpintería Especial
- Muebles Fijos
- Ventanas
- Líneas de Ejes
- Cotas
- Plancha de Drywall
- Falso Techo
- Concreto
- Bisagra oculta
- Perfil de Aluminio
- Eje de Rodamientos

TÍTULO: "MODELO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR FLEXIBLE PARA EL ESTRATO SOCIOECONÓMICO MEDIO DE AREQUIPA"
 DISEÑO PRESENTADO POR: Bach. María Belén Juárez Del Carpio
 AUTORES: Arq. Carlos Didier Rodríguez Quiroz, Arq. Raul Carlos Javier Damiani Najarro
 UNIVERSIDAD: "Universidad Católica de Santa María"
 FACULTAD: Arquitectura e Ingenierías Civil y del Ambiente
 PROGRAMA PROFESIONAL: Arquitectura, TÉCNICA: Arequipa, 2017
 PLANO: Corte A - A, ESCALA: 1/50, 1/25, LÁMINA: C-01

CORTE B - B
ESC. 1/50



DETALLE TÍPICO N° 1 (De 2do a 4to piso)
ESC. 1/25



- LEYENDA:**
- Columna / Placa
 - Mampostería Confinada
 - Muro Móvil
 - Proyección Estructura
 - Proyecciones
 - Cambios de nivel/gradas
 - Carril Eje M.Móviles
 - Carpintería
 - Carpintería Especial
 - Muebles Fijos
 - Ventanas
 - Líneas de Ejes
 - Cotas
 - Plancha de Drywall
 - Falso Techo
 - Concreto
 - Bisagra oculta
 - Perfil de Aluminio
 - Eje de Rodamientos

TEMA: "MODELO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR FLEXIBLE PARA EL ESTRATO SOCIOECONÓMICO MEDIO DE AREQUIPA"

DEBERO PRESENTADO POR: Bach. María Belén Juárez Del Carpio

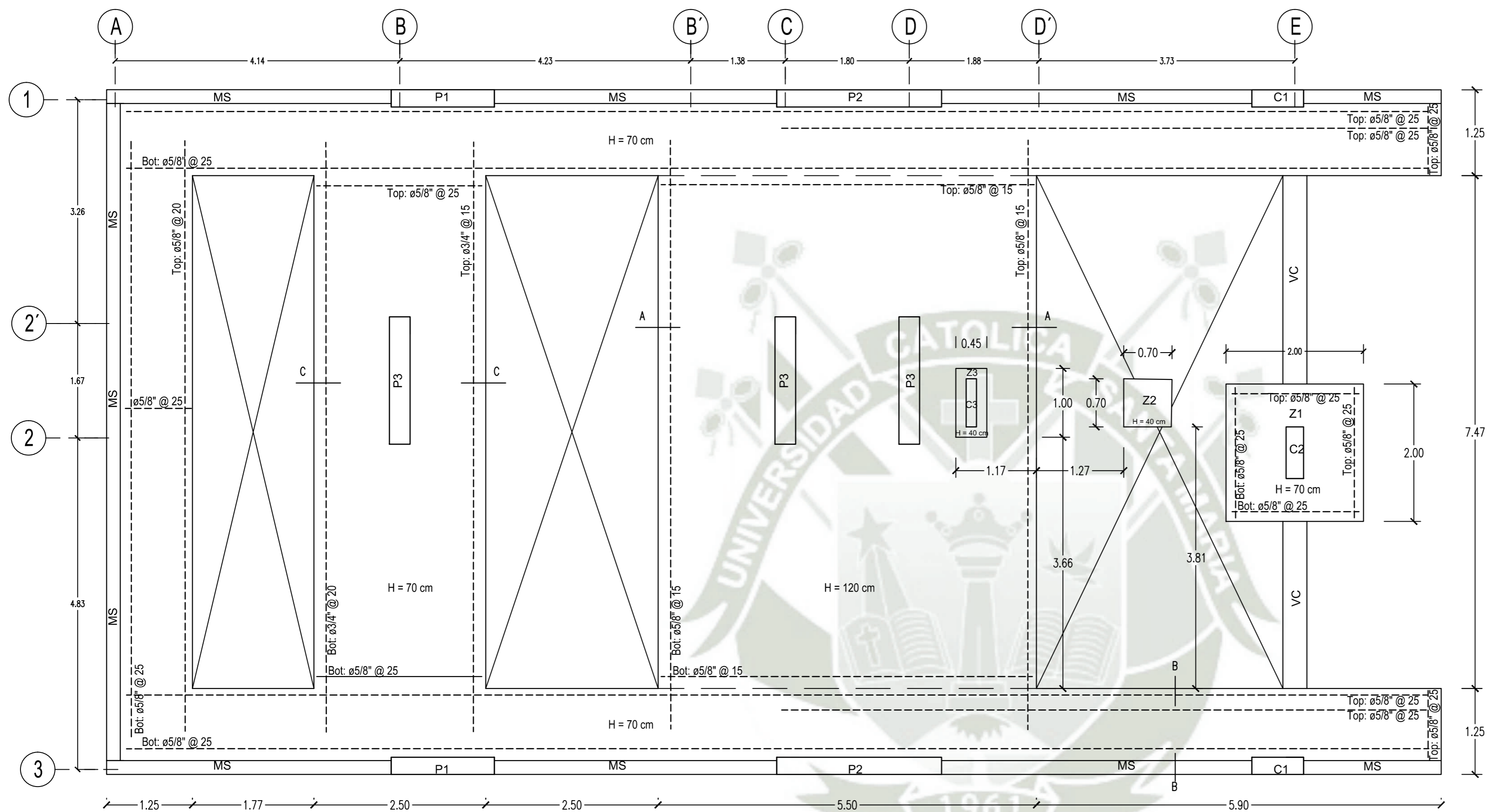
ASERBES: Arq. Carlos Didier Rodríguez Quiroz
Arq. Raul Carlos Javier Damiani Najarro

UNIVERSIDAD: "Universidad Católica de Santa María"

FACULTAD: Arquitectura e Ingenierías Civil y del Ambiente

PROGRAMA PROFESIONAL: Arquitectura TÉCNICA: Arequipa, 2017

PLANO: Corte B - B ESCALA: 1/50, 1/25 LÁMINA: C-02



PARAMETROS SISMICOS

PARAMETROS SISMORRESISTENTE :

- Z=0.35 (ZONA 3)
- U=1.50 (CATEGORIA A)
- C<=2.50
- S=1.15 (S2)
- Tp=0.6s.
- Rx=6 (Muros Estructurales)
- Ry=6 (Muros Estructurales)
- PERIODO EJE X=0.475 seg.
- PERIODO EJE Y=0.443 seg.
- CORTANTE BASAL EJE X=109.13tnf
- CORTANTE BASAL EJE Y=114.30tnf

DISTORSIONES:

Piso	hi mts	Dmax.(X) (0.75xR)	Dmax.(Y) (0.75xR)
6to.	3.60	0.0043	0.0031
5to.	2.80	0.0058	0.0035
4to.	2.80	0.0064	0.0042
3er.	2.80	0.0065	0.0047
2do.	2.80	0.0057	0.0048
1ro.	2.80	0.0032	0.0036
Semi Sot.	3.00	0.0001	0.0007

DERIVA MAX EJE X = 0.0065
DERIVA MAX EJE Y = 0.0048

DISTORSIONES PERMISIBLES: 0.007

CUADRO RESUMEN DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

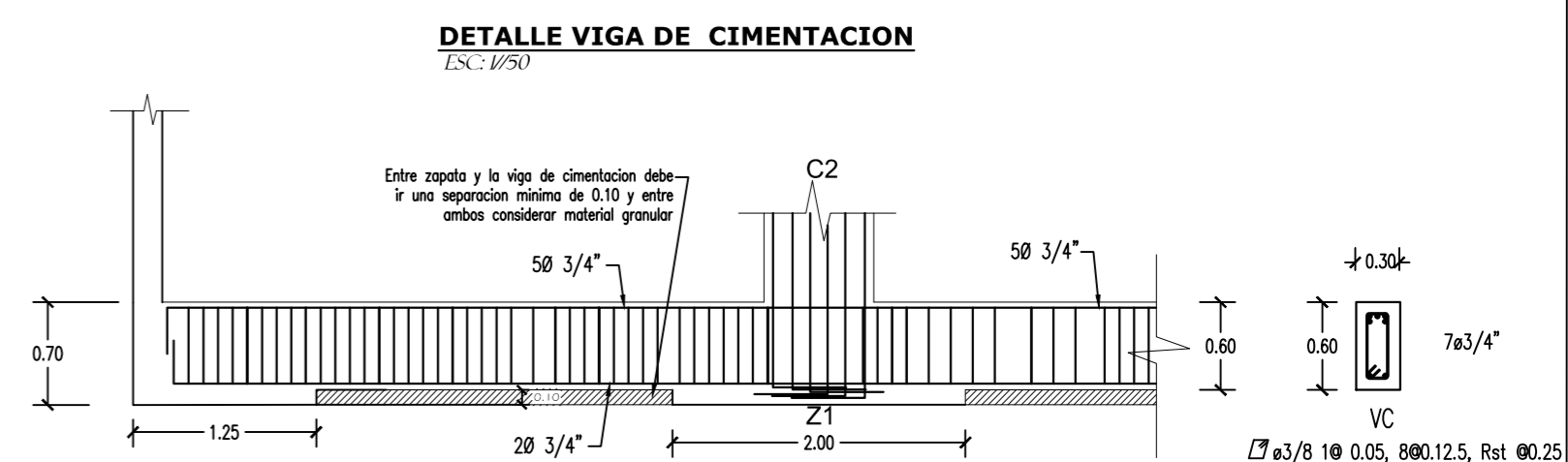
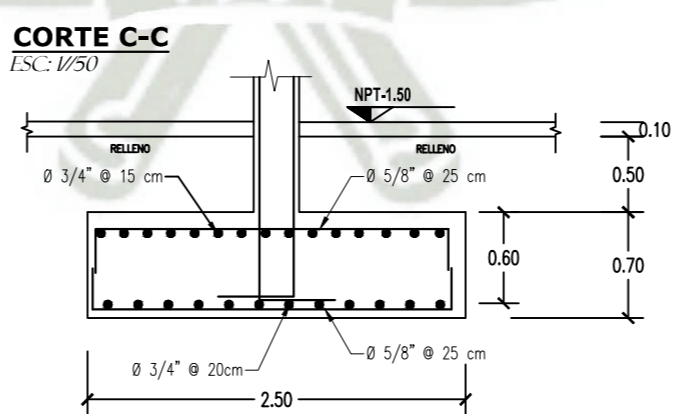
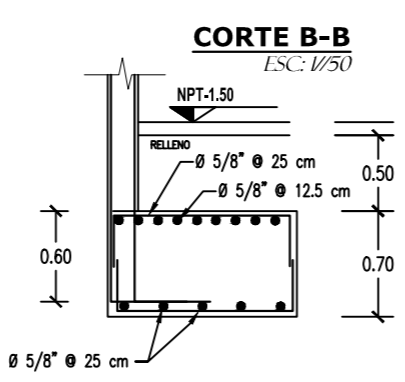
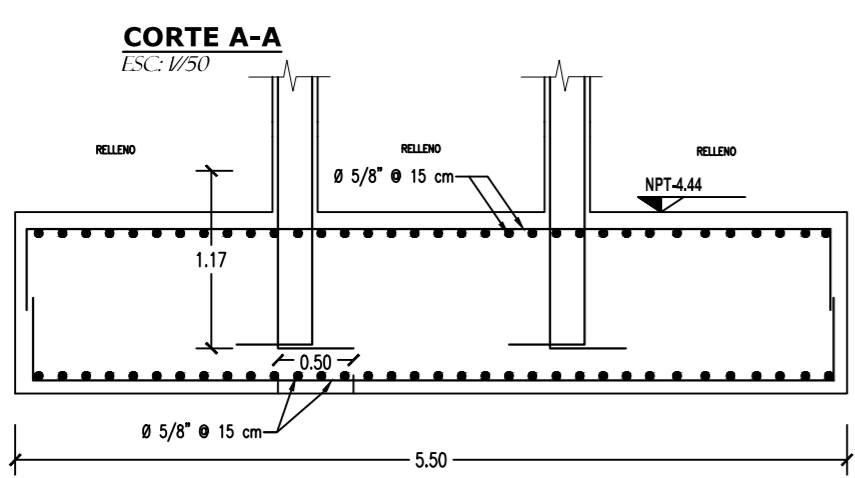
CAPACIDAD PORTANTE DE SUELO: qa=3.00 kg/cm2

TIPO DE CIMENTACION: Superficial (Zapatas)

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (Df): 1.20m

AGRESIVIDAD DEL SUELO: NO PRESENTA

CEMENTO A UTILIZAR: PORTLAND TIPO 1



TRASLAPES Y EMPALMES

Ø	LOSAS VIGAS (cm)	COLUM (cm)	LOSAS Y VIGAS	COLUMNAS
6 mm	30	-		
8 mm	40	30		
1/2"	50	40		
5/8"	60	50		
3/4"	70	60		
1"	120	90		

NO SE PERMITIRAN EMPALMES DEL REFUERZO SUPERIOR (NEGATIVO) EN UNA LONGITUD DE 1/4 DE LUZ DE LA LOSA O VIGA A CADA LADO DE LA COLUMNA O APOYO

LOS EMPALMES L SE UBICARAN EN EL TERCIO CENTRAL NO SE EMPALMARAN MAS DEL 50% DE LA ARMADURA EN UNA MISMA SECCION

ESTRIBOS

Ø	L	Rmax
1/4"	7.5 cm	1.3 cm
3/8"	10 cm	2.0 cm

RECUBRIMIENTOS

CONCRETO VACIADO CONTRA EL SUELO	7 cm
CONCRETO NO EXPUESTO AL AMBIENTE:	
- LOSAS Y ALIGERADOS	2 cm
- MUROS, O MUROS DE CORTE	2 cm
- VIGAS Y COLUMNAS (*), (**)	4 cm
- CÁSCARAS Y LAMINAS PLEGADAS	2 cm

LONGITUD DE DESARROLLO

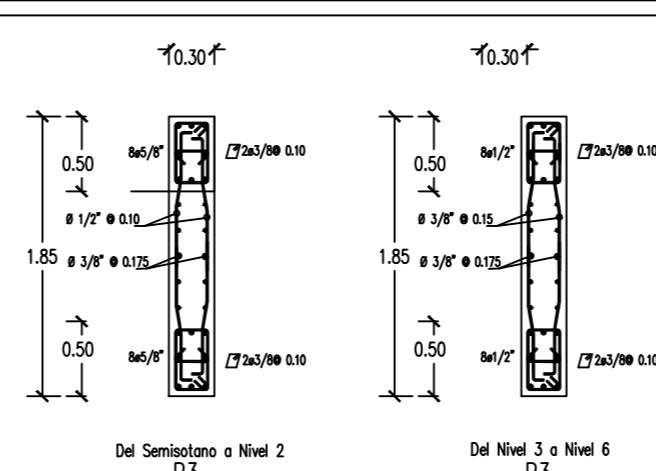
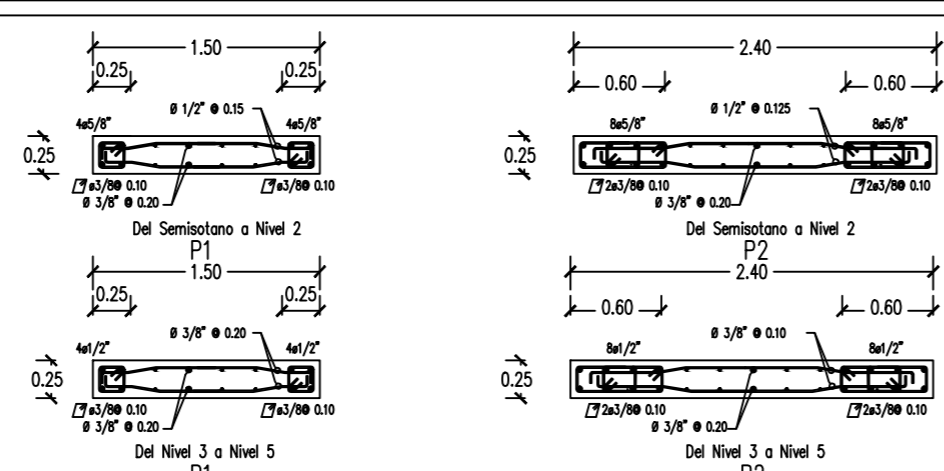
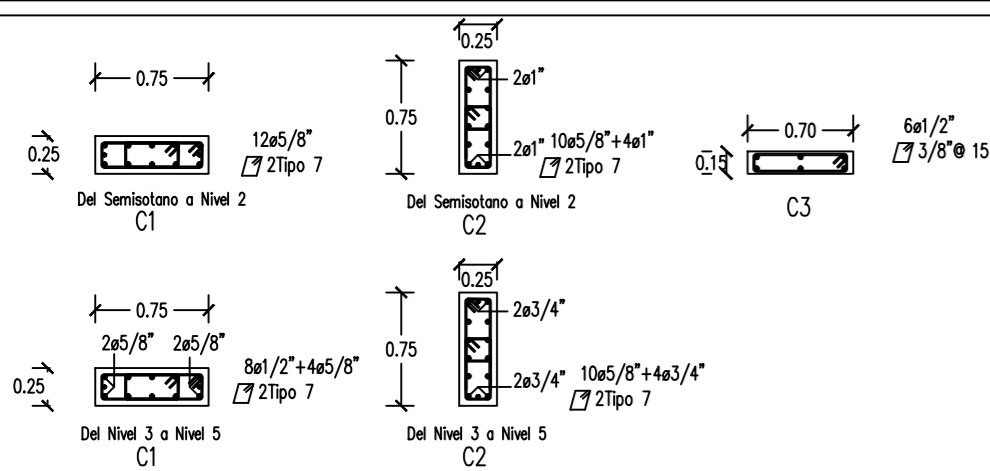
*Ld (cm) para f'c= 210kg/cm2

Ø	Lt (cm) Superior	Lt (cm) Interior	Lc (cm) (*)	b(cm)	Ldg (cm)
3/8"	34	24	22	12	17
1/2"	45	32	29	20	23
5/8"	56	40	37	20	29
3/4"	69	49	44	25	35
1"	114	89	59	35	46

NOTA: EN CASO DE NO PODER DESARROLLAR LA LONGITUD "Ld", LA DIFERENCIA ENTRE "Ld" Y LA LONGITUD DESARROLLADA SE COLOCARA EN "b", SIEMPRE QUE ESTA DIFERENCIA SEA MAYOR QUE "b".

*: PARA BARRAS HORIZONTALES QUE EN EL DESARROLLO DE VIGAS NO TERMINEN EN GANCHO "b".
Además en los nudos de vigas y columnas, se colocarán estribos de 3/8" cada 10 cm

UCSM	EDIFICIO MULTIFAMILIAR CONVENCIONAL DE 6 NIVELES	NOV 2020	CIMENTACION
TESISTA:	RODRIGO ALEXANDER ROMERO YAÑEZ	ESC 1:75	E0



ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO ARMADO :
 $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$; Vigas de Cimentación, Zapatas, Columnas, Vigas, Losas, Cisterna, escaleras y rampas.
 Piedra Chancada - Tamaño Maximo: 3/4"
 Slump: 4"
 Relacion Agua/Cemento : 0.55

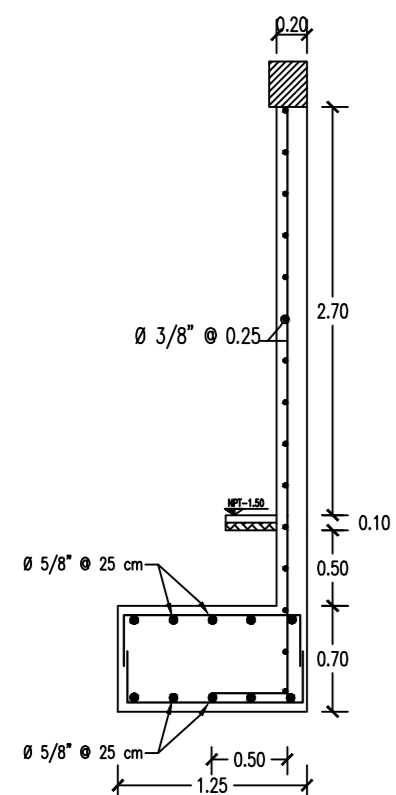
ACERO :
 $f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

ALBAÑILERIA :
 -UNIDADES :13x23x09 (Pandereta)
 -MORTERO :Cemento-Arena (1:4) TIPO :P-1
 -RESISTENCIA DE MURO :f'm = 45 kg/cm2
 -ESPESOR DE JUNTA DE MORTERO :10 a 15 mm.

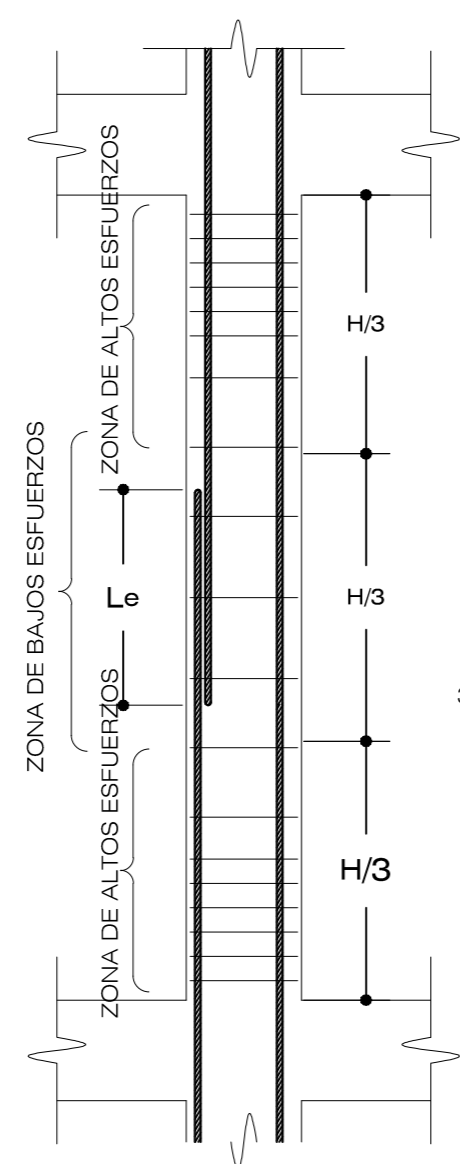
RECUBRIMIENTOS :
 -LOSAS :3.00cm
 -COLUMNAS :4.00cm
 -ZAPATAS :7.50cm
 -VIGAS :4.00cm

SOBRECARGA :
 GENERAL :200 Kg/m2
 ESCALERAS :250 Kg/m2
 TABIQUERIA MOVIL :100 Kg/m2
 ESTACIONAMIENTO :250 Kg/m2

DETALLE DE ESCALERA DE MURO DE SOTANO MS



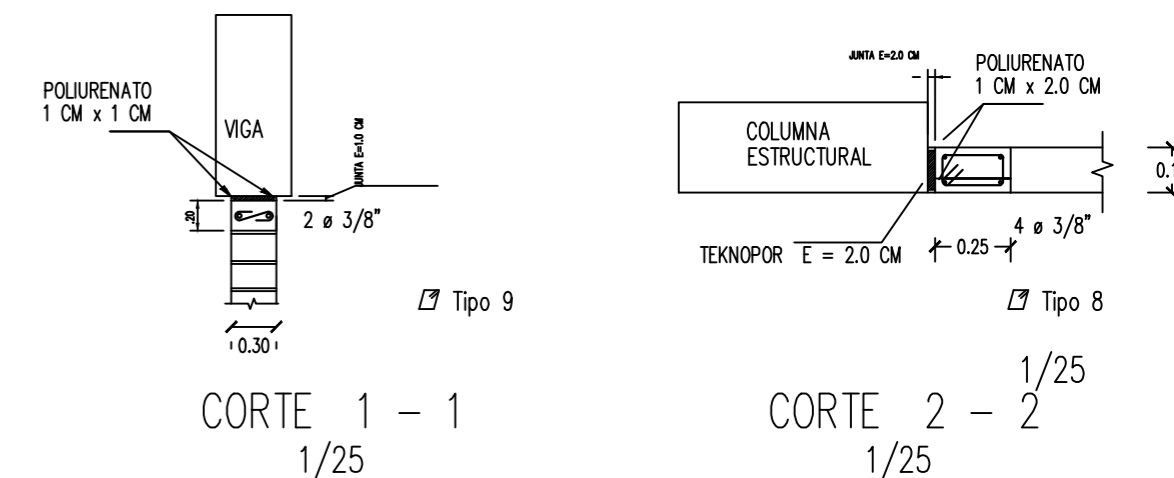
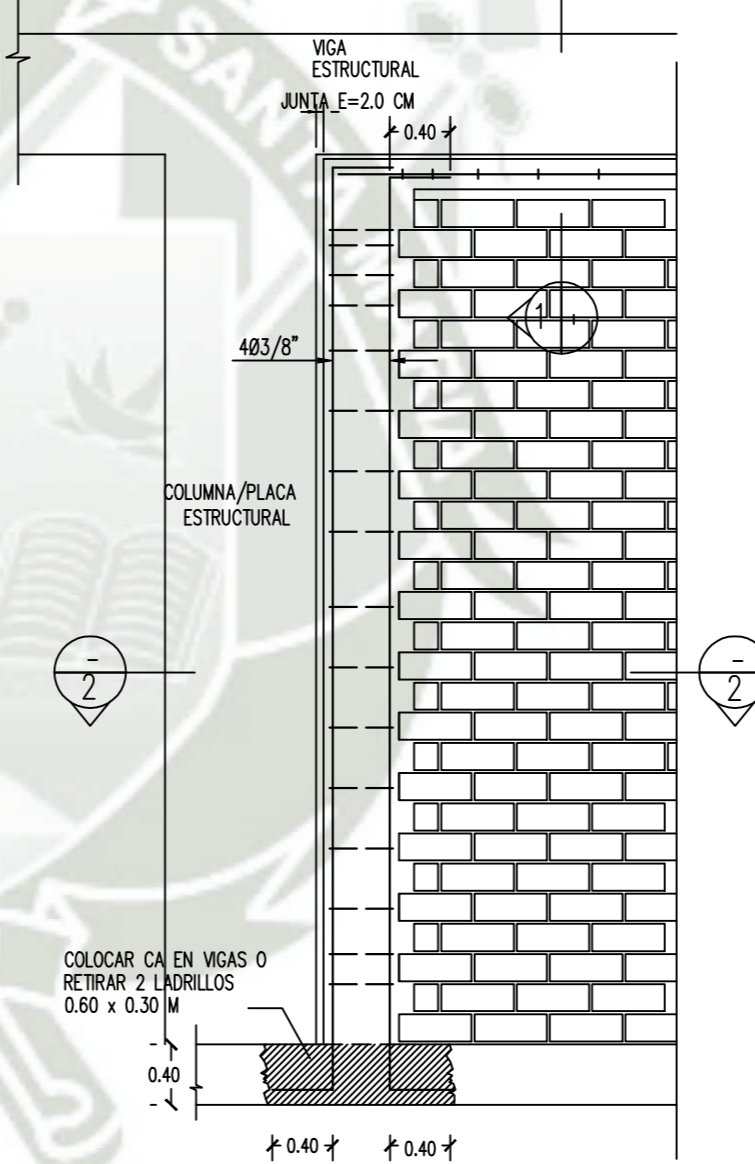
EMPALMES POR TRASLAPE EN COLUMNAS



LONGITUD MINIMA DE ANLAJE Y DE EMPALMES EN COLUMNAS		
ϕ	La (m)	Le (m)
3/8"	0.30	0.40
1/2"	0.35	0.50
5/8"	0.45	0.60
3/4"	0.60	0.80
1"	0.90	1.20

- 1 Realizar los empalmes en el tercio central de la altura de la columna
 - 2 No empalmar más de 50% del área total en una sección
 - 3 En caso de exceder del porcentaje especificado aumentar la longitud de empalme en un 70% o consultar al proyectista.
 - 4 En caso de empalmar más del 30% de área total de una misma sección colocar estribos cerrados a un espaciamiento máximo de 10cm
 - 5 El espaciamiento de estribos en los nudos de vigas y columnas sera $s=10\text{cm}$
- Empalmar en diferentes partes tratando de hacer los empalmes fuera de la zona de confinamiento

DETALLE DE TABIQUERIA



ESPECIFICACIONES DE LOS MUROS DE TABIQUERIA:

- Todos los muros que no se consideraron como muros de corte serán de tabiquería, con ladrillo pandereta de 10 x 13 x 23 cm.
- Se colocará 3 columnetas para longitudes menores de 4.50 m y mayores a 2.50 m y con refuerzo de 2 aceros de 3/8" en columnetas.
- Se colocará 2 columnetas para longitudes menores de 2.50m y refuerzo de 2 aceros de 3/8" en las columnetas.
- Se colocará para alfeizares menores o igual a 0.90 m se coloca refuerzo de 2 aceros de 1/4" en columnetas.
- Se colocará para alfeizares de 1.90 m, un refuerzo de 2 aceros de 3/8" en columnetas.

TRASLAPES Y EMPALMES				ESTRIBOS		
ϕ	LOSAS VIGAS (cm)	COLUM (cm)	LOSAS Y VIGAS	COLUMNAS		
6 mm	30	-				
8 mm	40	30				
3/8"	40	30				
1/2"	50	40				
5/8"	60	50				
3/4"	70	60				
1"	120	90				

NO SE PERMITIRAN EMPALMES DEL REFUERZO SUPERIOR (NEGATIVO) EN UNA LONGITUD DE 1/4 DE LUZ DE LA LOSA O VIGA A CADA LADO DE LA COLUMNA O APOYO

LOS EMPALMES L SE UBICARAN EN EL TERCIO CENTRAL. NO SE EMPALMARAN MAS DEL SOR DE LA ARMADURA EN UNA MISMA SECCION

ϕ	L	Rmax
1/4"	7.5 cm	1.3 cm
3/8"	10 cm	2.0 cm

RECUBRIMIENTOS	
CONCRETO VACIADO CONTRA EL SUELO	7 cm
CONCRETO NO EXPUESTO AL AMBIENTE:	
- LOSAS Y ALGERADOS	2 cm
- MUROS, O MUROS DE CORTE	2 cm
- VIGAS Y COLUMNAS (*), (**)	4 cm
- CÁSCARAS Y LAMINAS PLEGADAS	2 cm

LONGITUD DE DESARROLLO

ϕ	"Ld" (cm) para $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$		Lc (cm) (*)	b(cm)	Ldg (cm)
	L1 (cm) Superior	L1 (cm) Inferior			
3/8"	34	24	22	12	17
1/2"	45	32	29	20	23
5/8"	56	40	37	20	29
3/4"	69	49	44	25	35
1"	114	89	59	35	46

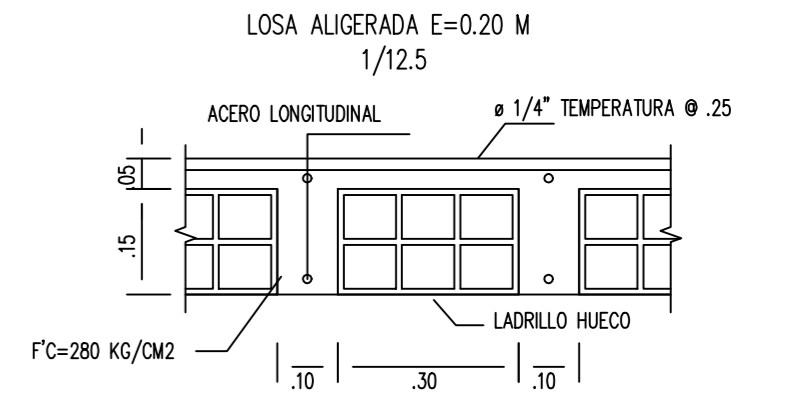
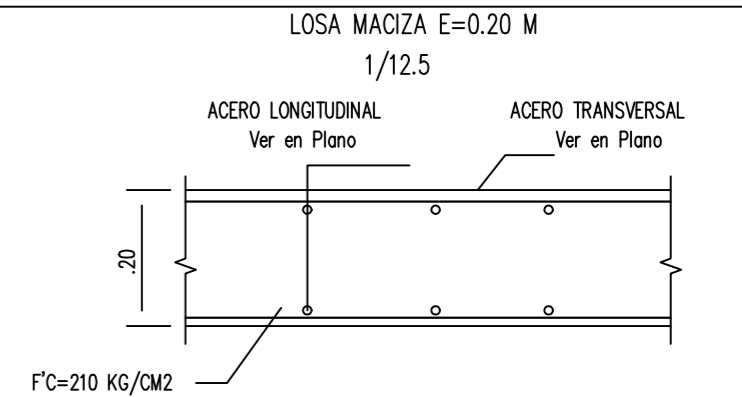
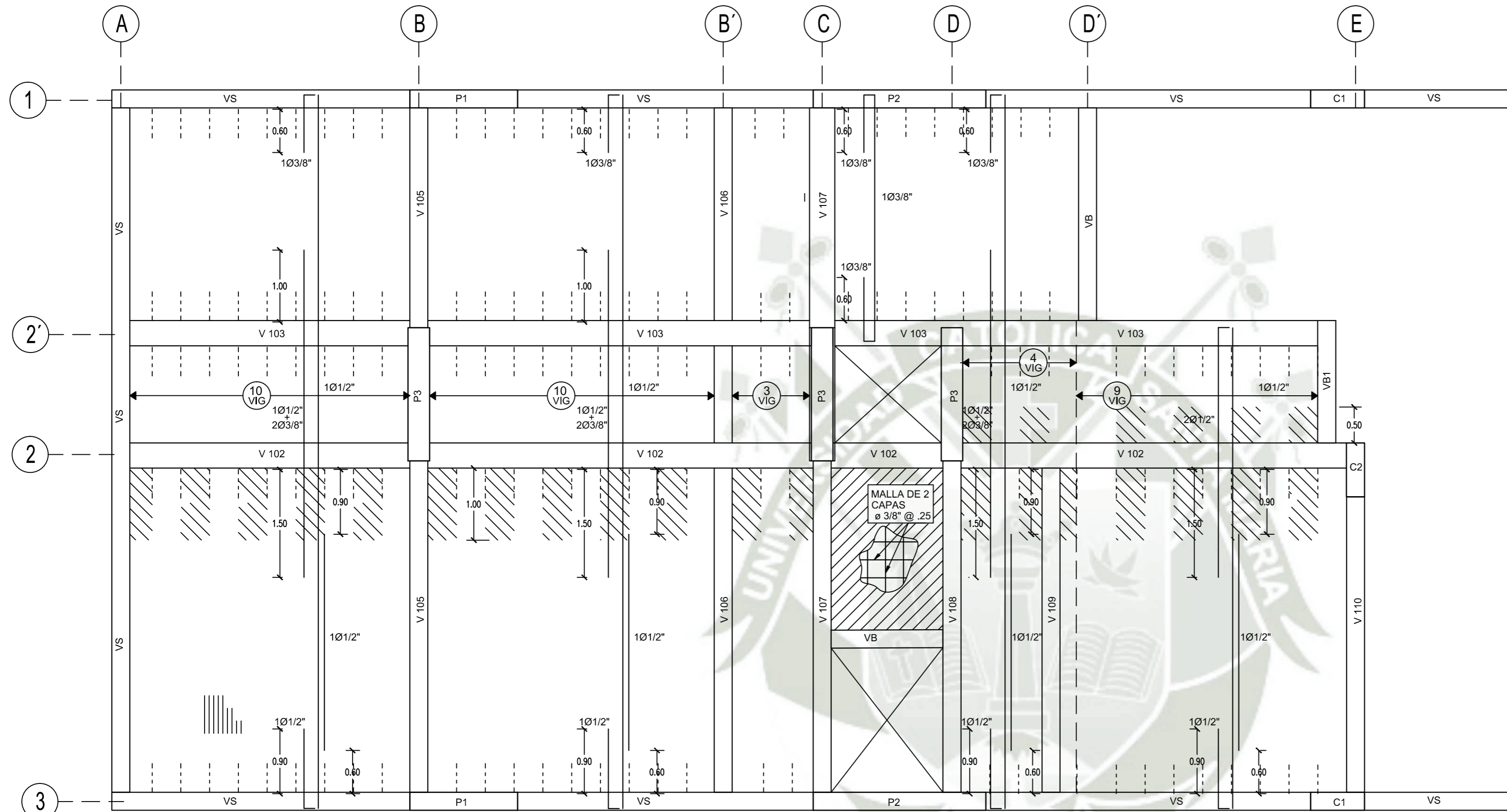
NOTA: EN CASO DE NO PODER DESARROLLAR LA LONGITUD "Ld", LA DIFERENCIA ENTRE "Ld" Y LA LONGITUD DESARROLLADA SE COLOCARA EN "b", SIEMPRE QUE ESTA DIFERENCIA SEA MAYOR QUE "b".

*: PARA BARRAS HORIZONTALES QUE EN EL DESARROLLO DE VIGAS NO TERMINEN EN GANCHO "b".

Además en los nudos de vigas y columnas, se colocarán estribos de 3/8" cada 10 cm

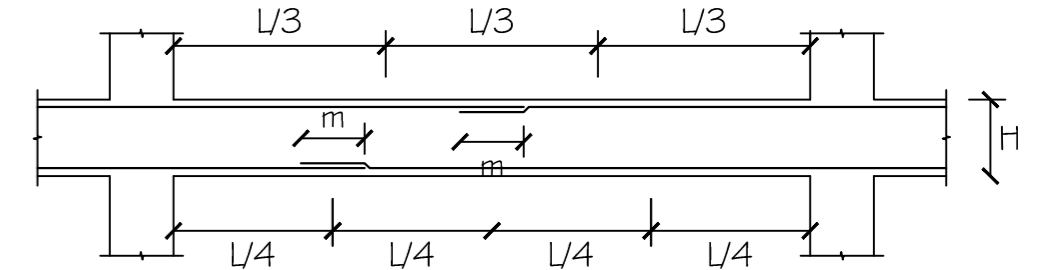
DISTRIBUCION DE ESTRIBOS		
TIPO	ϕ	ESPACIAMIENTO EN CADA EXTREMO (m)
Tipo 1	$\phi 3/8"$	100.05, 700.10, resto 0.10
Tipo 2	$\phi 3/8"$	100.05, 700.10, resto 0.15
Tipo 3	$\phi 3/8"$	100.05, 700.10, resto 0.20
Tipo 4	$\phi 3/8"$	100.05, 700.10, resto 12.5
Tipo 5	$\phi 3/8"$	100.05, resto 7.5
Tipo 6	$\phi 3/8"$	100.05, resto 15
Tipo 7	$\phi 3/8"$	100.05, 800.10, resto 25
Tipo 8	$\phi 1/4"$	100.05, 200.10, 100.15 resto 20
Tipo 9	$\phi 1/4"$	TIPO "S" 100.05, 100.10, 100.15 resto 25

UCSM	EDIFICIO MULTIFAMILIAR CONVENCIONAL	NOV 2020	MUROS Y COLUMNAS
	DE 6 NIVELES		
TESISTA:	RODRIGO ALEXANDER ROMERO YAÑEZ	ESC	E1
		1:75	



LONGITUD DE TRASLAPE EN VIGAS Y LOSAS
VALORES DE MEDIDA

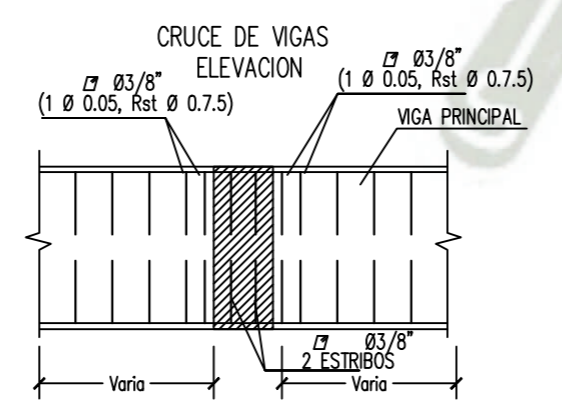
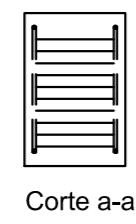
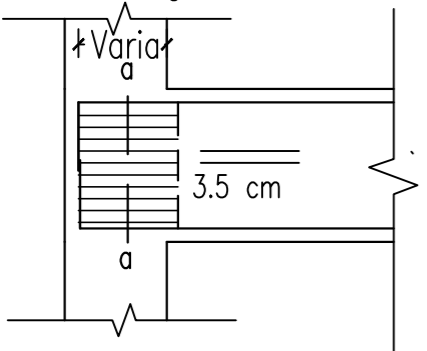
Ø	REFUERZO INFERIOR		REFUERZO SUPERIOR	
	H CUALQUIERA	H<0.30	H>0.30	H>0.30
3/8"	0.40	0.40	0.45	0.45
1/2"	0.40	0.40	0.50	0.50
5/8"	0.50	0.45	0.60	0.60
3/4"	0.60	0.55	0.75	0.75



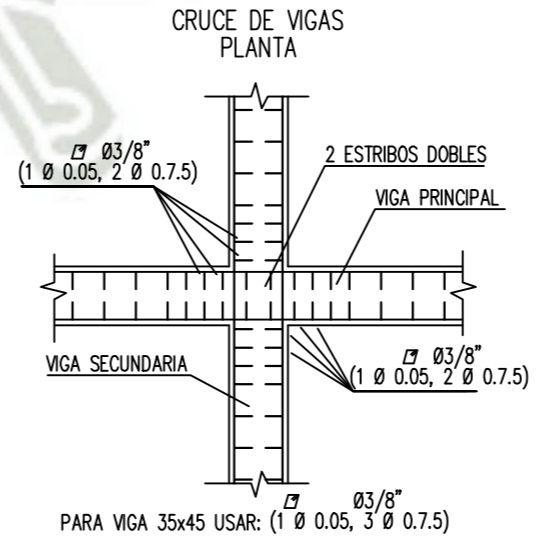
- Nota:
- No empalmar más del 50% del área total en una misma sección.
 - En caso de no empalmarse en las zonas indicadas o con los porcentajes especificados, aumentar la longitud de empalme en un 70% o consultar al proyectista.
 - Para aligerados y vigas chatas, el acero interior, se empalmará sobre los apoyos, siendo la longitud de empalme igual a 25 cm para fierro.

TECHO SEMISOTANO

Para Elementos verticales de:
e=25 cm ; ldg=22 cm
e=30 cm ; ldg=27 cm



VIGA SECUNDARIA DE:
25x20 : d = 10 cm (2 ESTRIBOS)
25x45 : d = 50 cm (6 ESTRIBOS)
35x45 : d = 60 cm (8 ESTRIBOS)



PARA VIGA 35x45 USAR: (1 Ø 0.05, 3 Ø 0.7.5)

RECUBRIMIENTOS

CONCRETO VACADO CONTRA EL SUELO	7 cm
CONCRETO NO EXPUESTO AL AMBIENTE:	
- LOSAS Y ALIGERADOS	2 cm
- MUROS, O MUROS DE CORTE	2 cm
- VIGAS Y COLUMNAS (*), (**)	4 cm
- CÁSCARAS Y LAMINAS PLEGADAS	2 cm

(*) El recubrimiento deberá medirse al estribo
(**) En columnas de E=15 m el recubrimiento será de 2.5 cm.

LONGITUD DE DESARROLLO

Ø	"Ld" (cm) para f'c= 210kg/cm2		Lc (cm)	b(cm)	Ldg (cm)
	Lt Superior	Lt Inferior			
3/8"	34	24	22	12	17
1/2"	45	32	29	20	23
5/8"	56	40	37	20	29
3/4"	69	49	44	25	35
1"	114	89	59	35	46

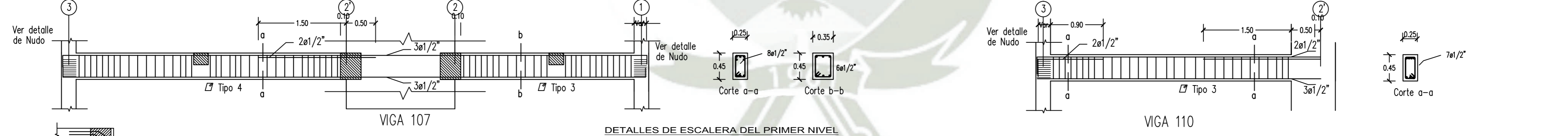
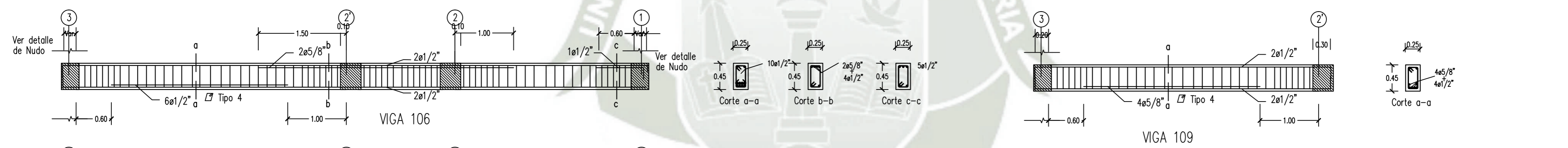
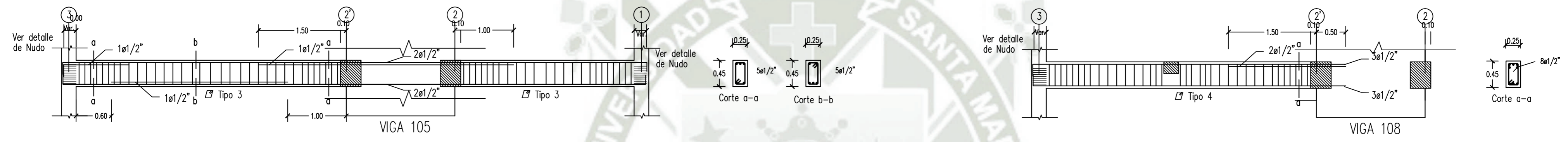
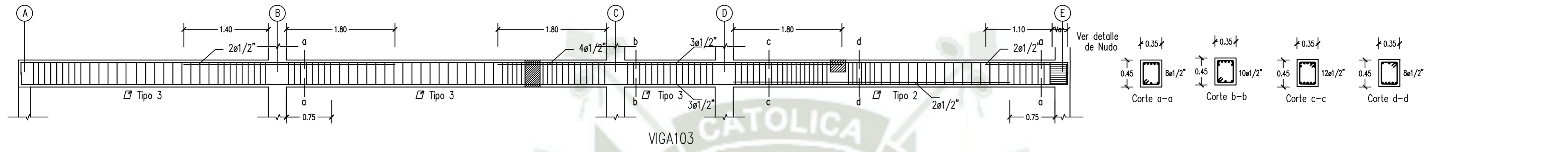
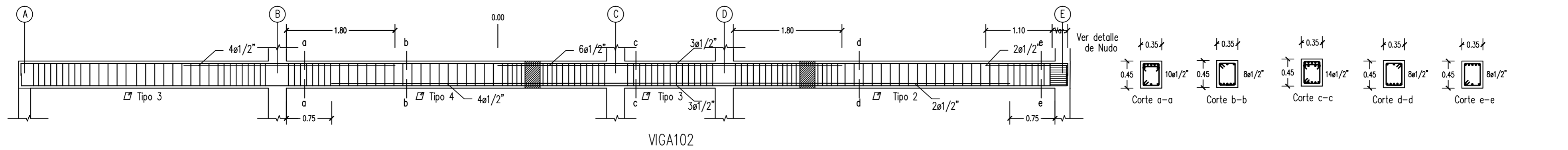
NOTA:
EN CASO DE NO PODER DESARROLLAR LA LONGITUD "Ld", LA DIFERENCIA ENTRE "Ld" Y LA LONGITUD DESARROLLADA SE COLOCARÁ EN "b", SIEMPRE QUE ESTA DIFERENCIA SEA MAYOR QUE "b".
*: PARA BARRAS HORIZONTALES QUE EN EL DESARROLLO DE VIGAS NO TERMINEN EN GANCHO "b".
Además en los nudos de vigas y columnas, se colocarán estribos de 3/8" cada 10 cm

TRASLAPES Y EMPALMES			LOSAS Y VIGAS	COLUMNAS
Ø	LOSAS VIGAS (cm)	COLUM (cm)		
6 mm	30	-		
8 mm	40	30		
1/2"	50	40		
5/8"	60	50		
3/4"	70	60		
1"	120	90		

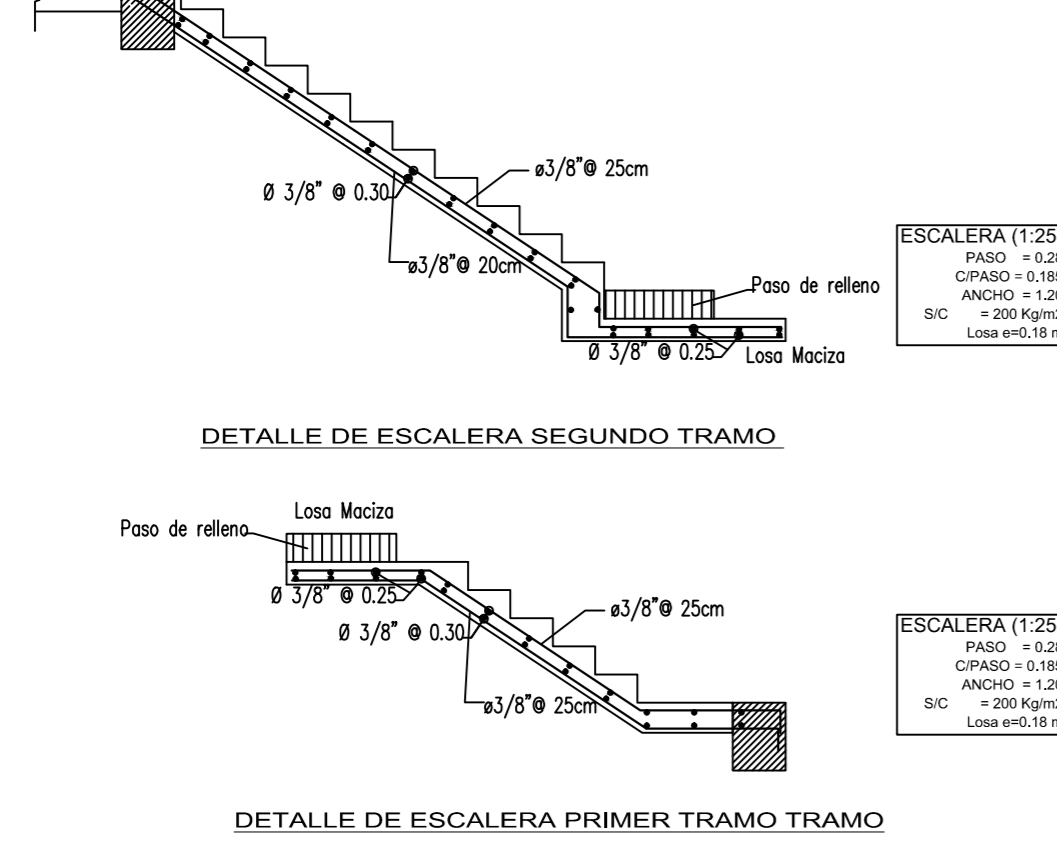
ESTRIBOS		
Ø	L	Rmax
1/4"	7.5 cm	1.3 cm
3/8"	10 cm	2.0 cm

NO SE PERMITIRAN EMPALMES DEL REFUERZO SUPERIOR (NEGATIVO) EN UNA LONGITUD DE 1/4 DE LUZ DE LA LOSA O VIGA A CADA LADO DE LA COLUMNA O APOYO
LOS EMPALMES L SE UBICARÁN EN EL TERCIO CENTRAL NO SE EMPALMARÁN MÁS DEL 50% DE LA ARMADURA EN UNA MISMA SECCIÓN

UCSM	EDIFICIO MULTIFAMILIAR CONVENCIONAL DE 6 NIVELES	NOV 2020	LOSAS Y VIGAS
	TESISTA: RODRIGO ALEXANDER ROMERO YAÑEZ	ESC 1:75	E2



DETALLES DE ESCALERA DEL PRIMER NIVEL

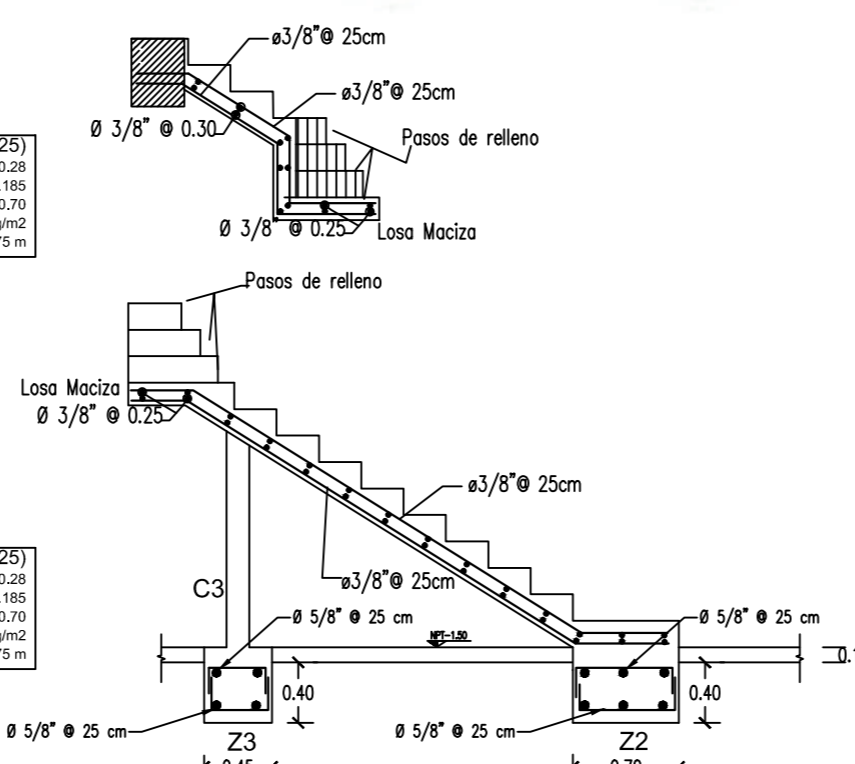


ESCALERA (1:25)
PASO = 0.28
C/PASO = 0.185
ANCHO = 1.20
S/C = 200 Kg/m²
Losa e=0.18 m

ESCALERA (1:25)
PASO = 0.28
C/PASO = 0.185
ANCHO = 0.70
S/C = 200 Kg/m²
Losa e=0.175 m

ESCALERA (1:25)
PASO = 0.28
C/PASO = 0.185
ANCHO = 1.20
S/C = 200 Kg/m²
Losa e=0.18 m

ESCALERA (1:25)
PASO = 0.28
C/PASO = 0.185
ANCHO = 0.70
S/C = 200 Kg/m²
Losa e=0.175 m



LONGITUD DE DESARROLLO

Ø	"Ld" (cm) para f'c= 210kg/cm ²		Lc (cm)	b (cm)	Ldg (cm)
	Superior	Inferior			
3/8"	34	24	22	12	17
1/2"	45	32	29	20	23
5/8"	56	40	37	20	29
3/4"	69	49	44	25	35
1"	114	89	59	35	46

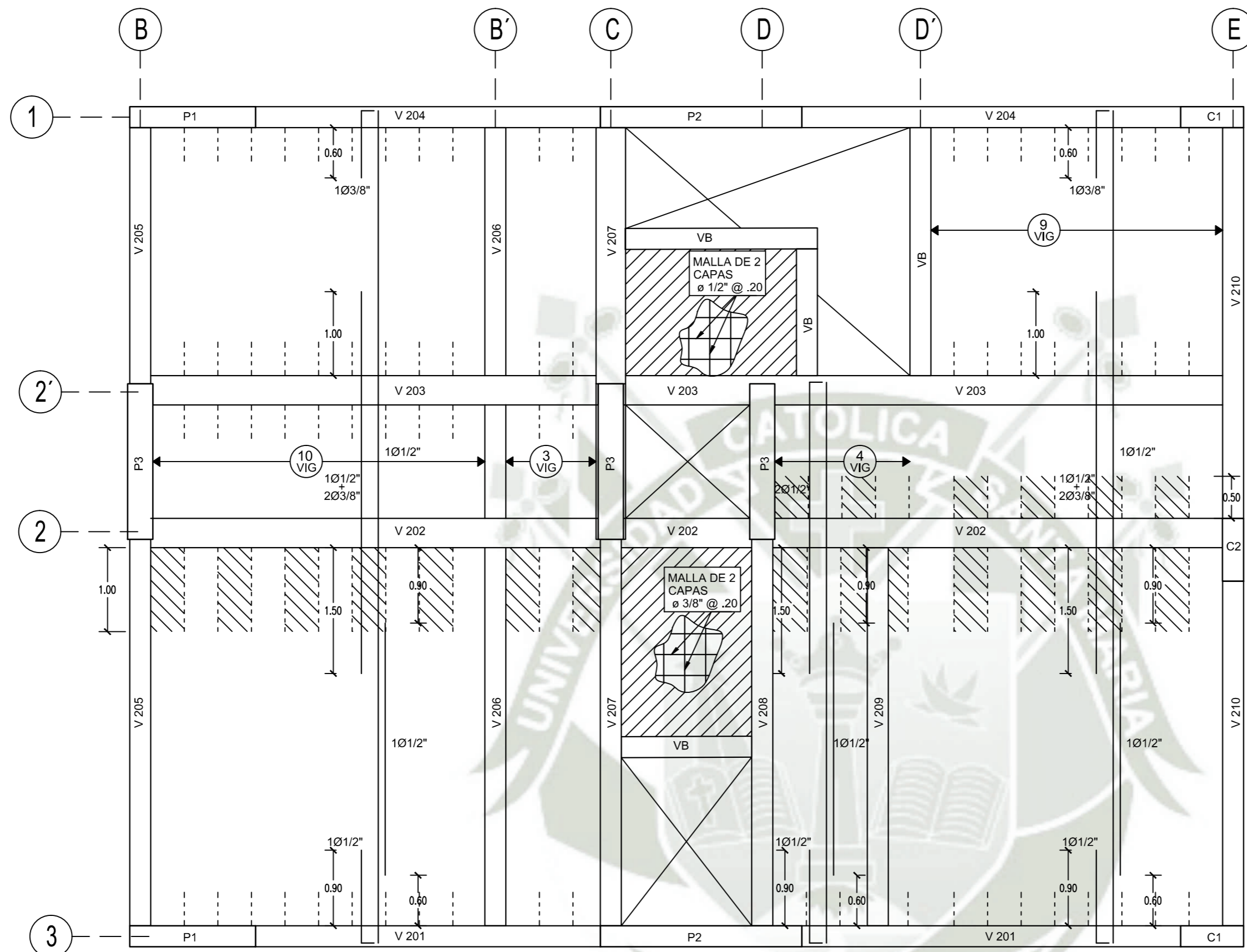
NOTA: EN CASO DE NO PODER DESARROLLAR LA LONGITUD "Ld", LA DIFERENCIA ENTRE "Ld" Y LA LONGITUD DESARROLLADA SE COLOCARA EN "b", SIEMPRE QUE ESTA DIFERENCIA SEA MAYOR QUE "b".

*: PARA BARRAS HORIZONTALES QUE EN EL DESARROLLO DE VIGAS NO TERMINEN EN GANCHO "b".

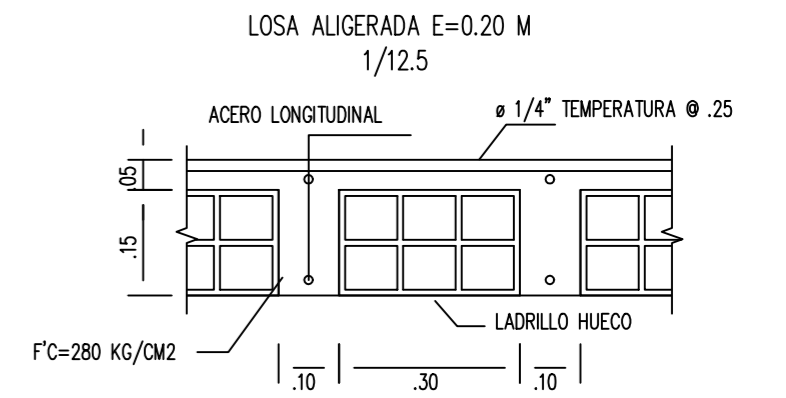
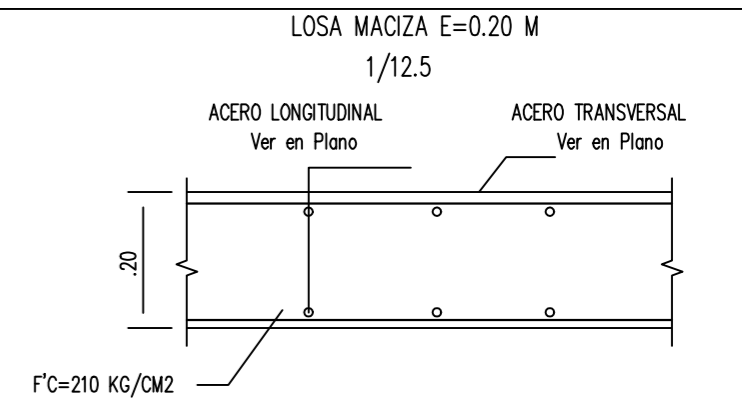
Además en los nudos de vigas y columnas, se colocarán estribos de 3/8" cada 10 cm

DISTRIBUCION DE ESTRIBOS

TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO EN CADA EXTREMO (m)
Tipo 1	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.10
Tipo 2	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.15
Tipo 3	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.20
Tipo 4	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 12.5
Tipo 5	Ø 3/8"	100.05, resto 7.5
Tipo 6	Ø 3/8"	100.05, resto 15
Tipo 7	Ø 3/8"	100.05, 800.10, resto 25
Tipo 8	Ø 1/4"	100.05, 200.10, 100.15 resto 20
Tipo 9	Ø 1/4"	TIPO "S" 100.05, 100.10, 100.15 resto 25

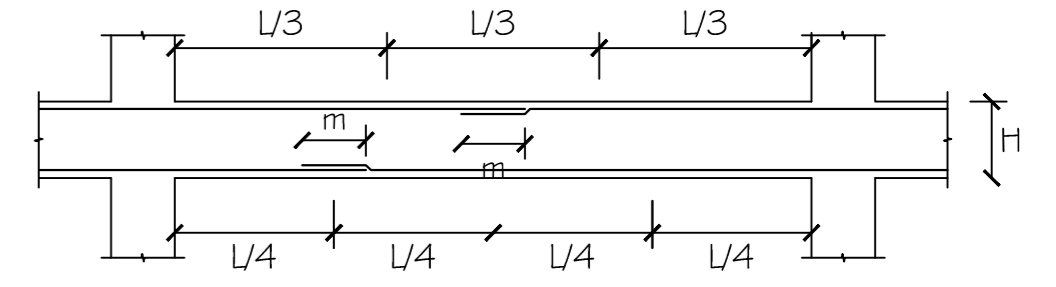


TECHOS DEL NIVEL 1 AL 4



LONGITUD DE TRASLAPE EN VIGAS Y LOSAS
VALORES DE MEDIDA

Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR	
	H CUALQUIERA	H<0.30	H>0.30
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

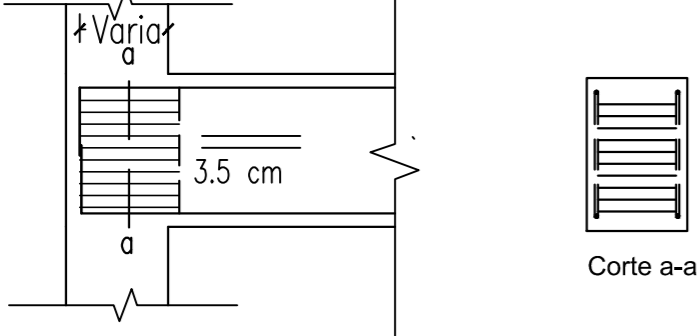


- Nota:
- a) No empalmar más del 50% del área total en una misma sección.
 - b) En caso de no empalmarse en las zonas indicadas o con los porcentajes especificados, aumentar la longitud de empalme en un 70% o consultar al proyectista.
 - c) Para aligerados y vigas chatas, el acero interior se empalmará sobre los apoyos, siendo la longitud de empalme igual a 25 cm para fierro

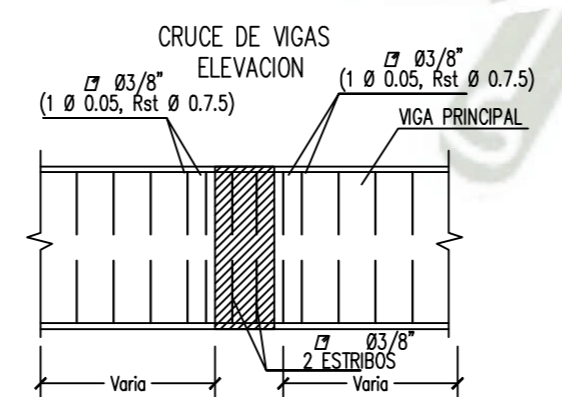
DISTRIBUCION DE ESTRIBOS

TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO EN CADA EXTREMO (m)
Tipo 1	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.10
Tipo 2	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.15
Tipo 3	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.20
Tipo 4	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 12.5
Tipo 5	Ø 3/8"	100.05, resto 7.5
Tipo 6	Ø 3/8"	100.05, resto 15
Tipo 7	Ø 3/8"	100.05, 800.10, resto 25
Tipo 8	Ø 1/4"	100.05, 200.10, 100.15 resto 20
Tipo 9	Ø 1/4"	TIPO "S" 100.05, 100.10, 100.15 resto 25

Para Elementos verticales de:
e=25 cm ; ldg=22 cm
e=30 cm ; ldg=27 cm

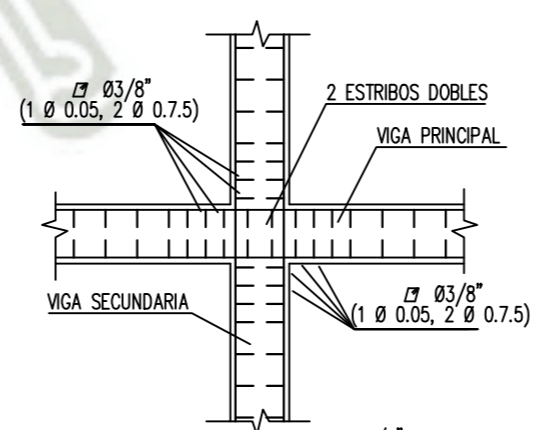


Corte a-a



VIGA SECUNDARIA DE:
25x20 : d = 10 cm (2 ESTRIBOS)
25x45 : d = 50 cm (6 ESTRIBOS)
35x45 : d = 60 cm (8 ESTRIBOS)

CRUCE DE VIGAS PLANTA



PARA VIGA 35x45 USAR: (1 Ø 0.05, 3 Ø 0.75)

RECUBRIMIENTOS

CONCRETO VACIADO CONTRA EL SUELO	7 cm
CONCRETO NO EXPUESTO AL AMBIENTE:	
- LOSAS Y ALIGERADOS	2 cm
- MUROS, O MUROS DE CORTE	2 cm
- VIGAS Y COLUMNAS (*), (**)	4 cm
- CÁSCARAS Y LAMINAS PLEGADAS	2 cm

(*) El recubrimiento deberá medirse al estribo
(**) En columnas de E=.15 m el recubrimiento será de 2.5 cm.

LONGITUD DE DESARROLLO

Ø	"Ld" (cm) para f'c= 210kg/cm2		Lc (cm)	b(cm)	Ldg (cm)
	L1 (cm) Superior	L1 (cm) Inferior			
3/8"	34	24	22	12	17
1/2"	45	32	29	20	23
5/8"	56	40	37	20	29
3/4"	69	49	44	25	35
1"	114	89	59	35	46

NOTA:
EN CASO DE NO PODER DESARROLLAR LA LONGITUD "Ld", LA DIFERENCIA ENTRE "Ld" Y LA LONGITUD DESARROLLADA SE COLOCARÁ EN "b", SIEMPRE QUE ESTA DIFERENCIA SEA MAYOR QUE "b".
* PARA BARRAS HORIZONTALES QUE EN EL DESARROLLO DE VIGAS NO TERMINEN EN GANCHO "b".
Además en los nudos de vigas y columnas, se colocarán estribos de 3/8" cada 10 cm

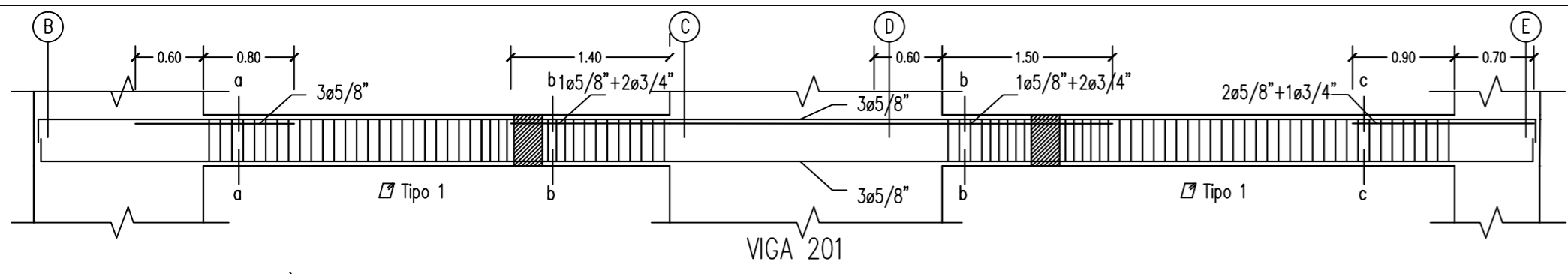
TRASLAPES Y EMPALMES			ESTRIBOS		
Ø	LOSAS VIGAS (cm)	COLUM (cm)	LOSAS Y VIGAS	COLUMNAS	
6 mm	30	-			
8 mm	40	30			
3/8"	40	30			
1/2"	50	40			
5/8"	60	50			
3/4"	70	60			
1"	120	90			

NO SE PERMITIRAN EMPALMES DEL REFUERZO SUPERIOR (NEGATIVO) EN UNA LONGITUD DE 1/4 DE LUZ DE LA LOSA O VIGA A CADA LADO DE LA COLUMNA O APOYO

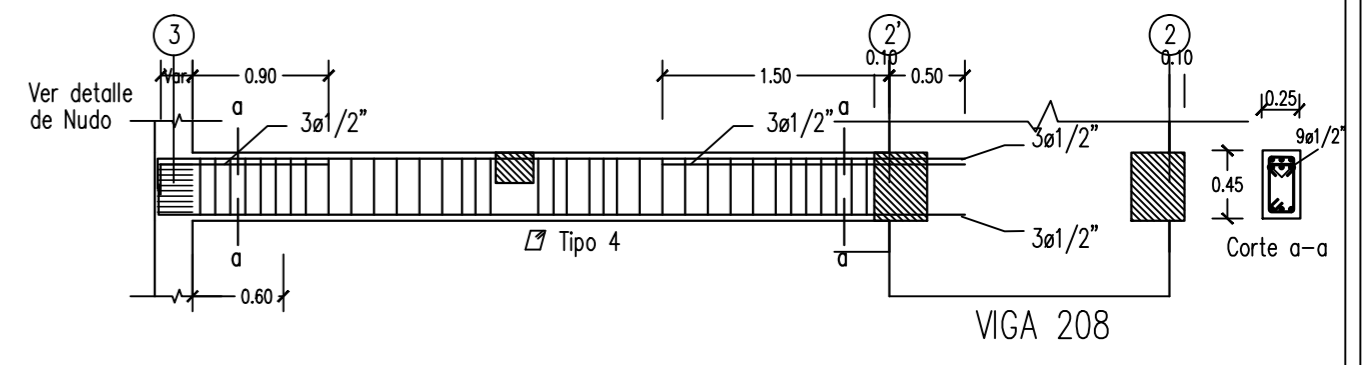
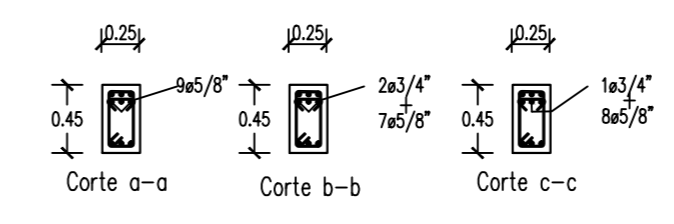
LOS EMPALMES L SE UBICARÁN EN EL TERCIO CENTRAL NO SE EMPALMARÁN MÁS DEL 50% DE LA ARMADURA EN UNA MISMA SECCION

Ø	L	Rmax
1/4"	7.5 cm	1.3 cm
3/8"	10 cm	2.0 cm

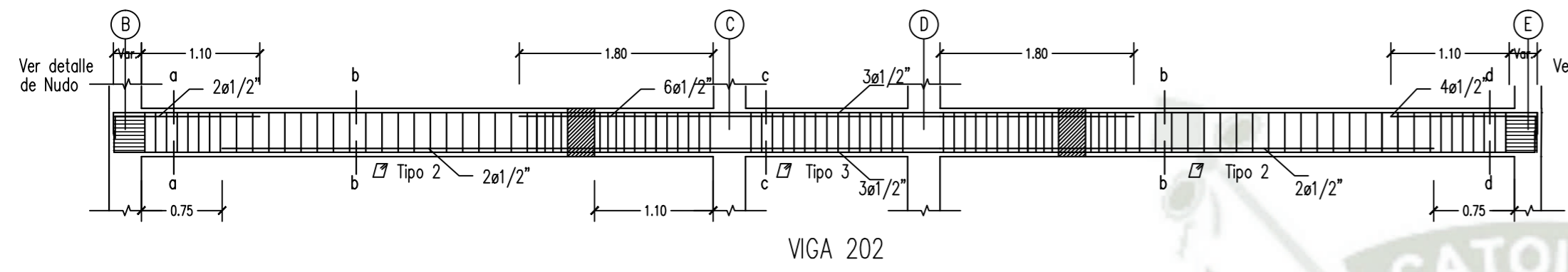
UCSM	EDIFICIO MULTIFAMILIAR CONVENCIONAL	NOV 2020	LOSAS Y VIGAS
	DE 6 NIVELES	ESC 1:75	
TESISTA:	RODRIGO ALEXANDER ROMERO YAÑEZ		E4



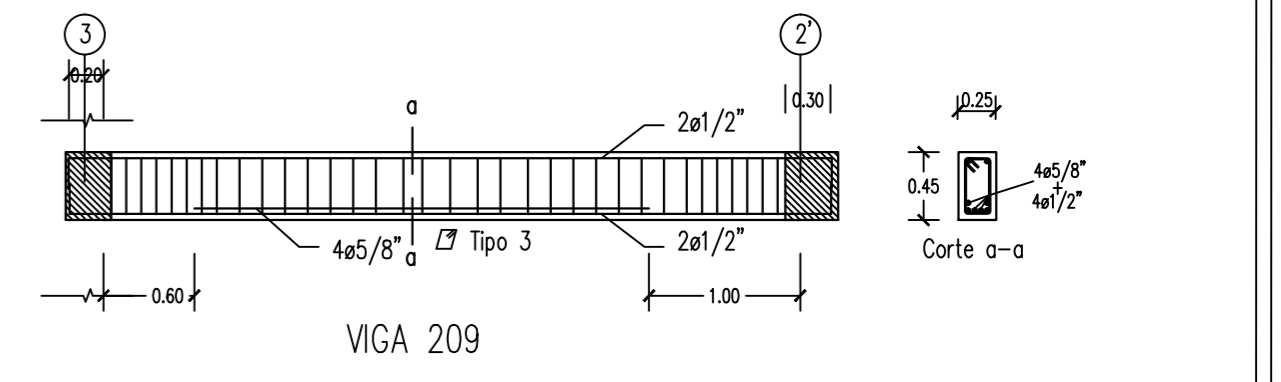
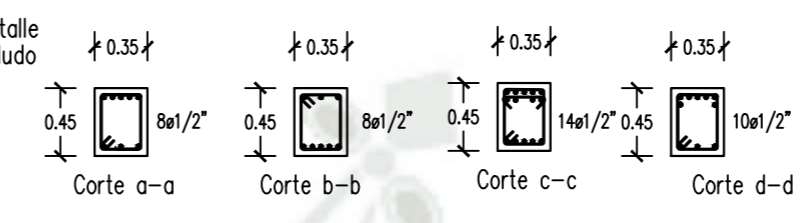
VIGA 201



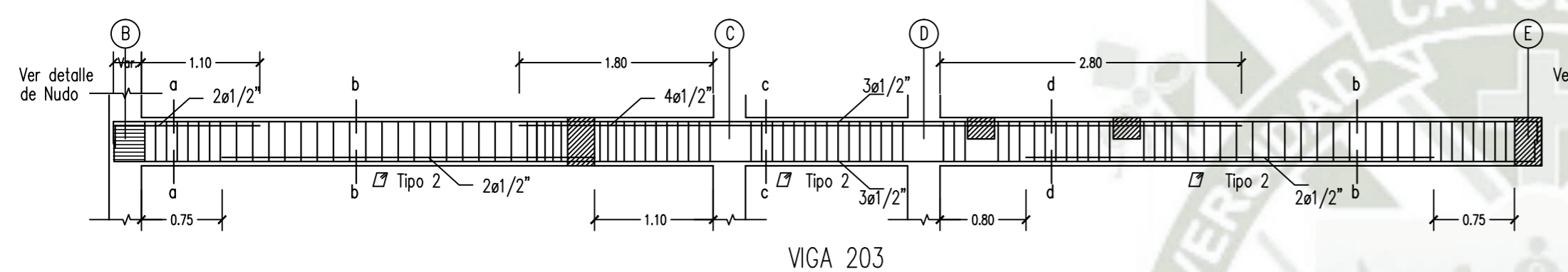
VIGA 208



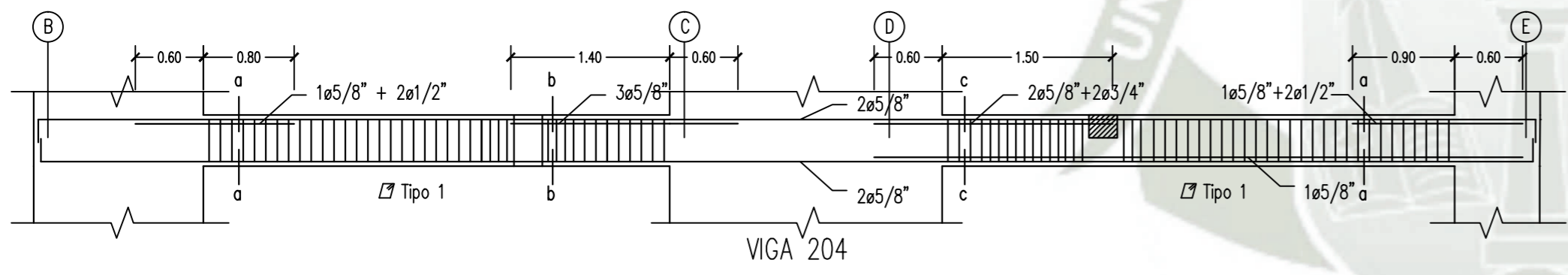
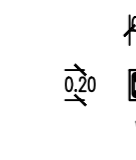
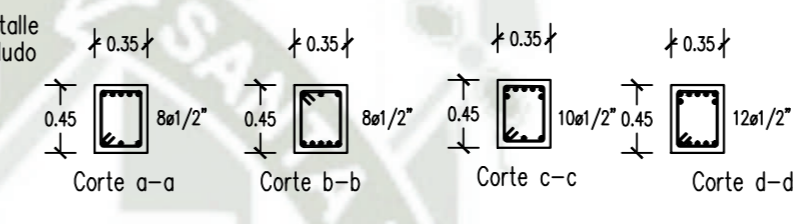
VIGA 202



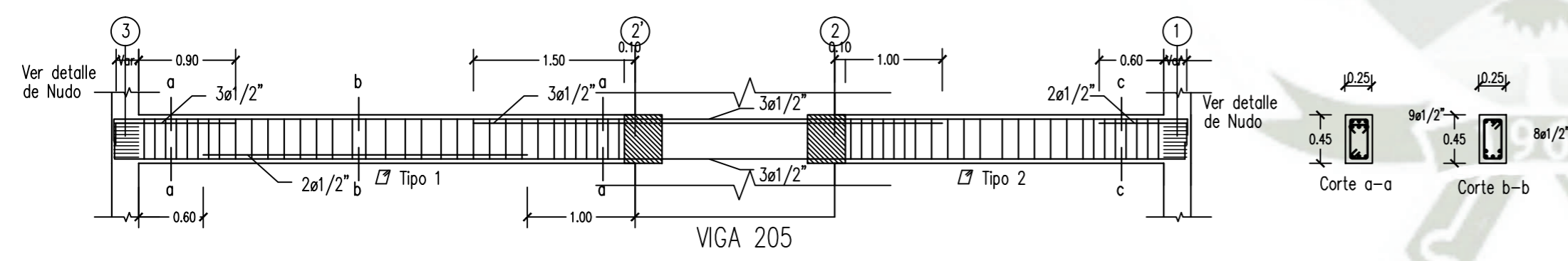
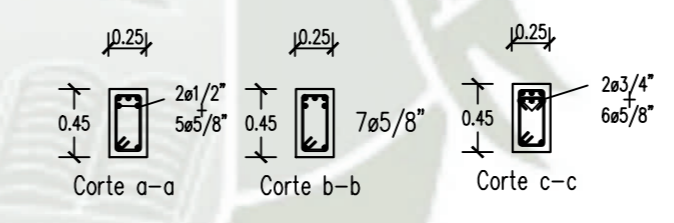
VIGA 209



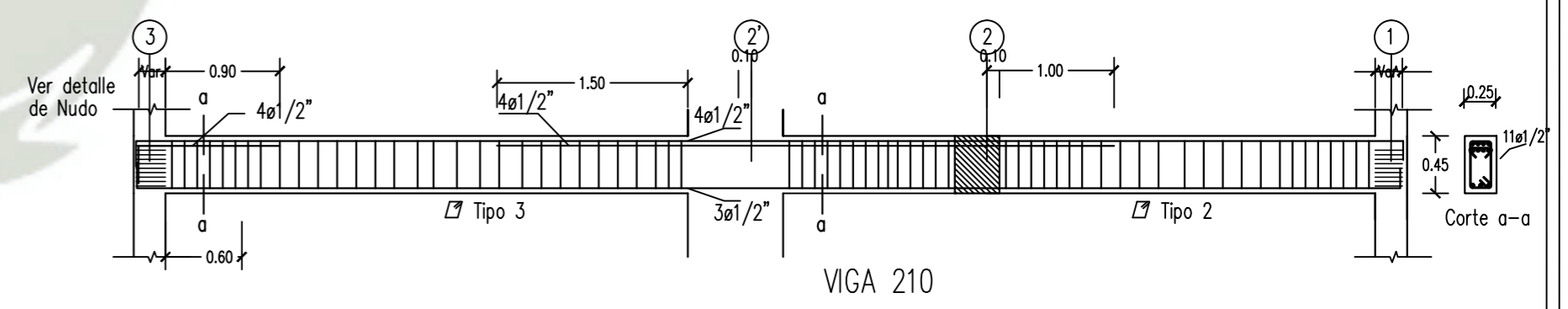
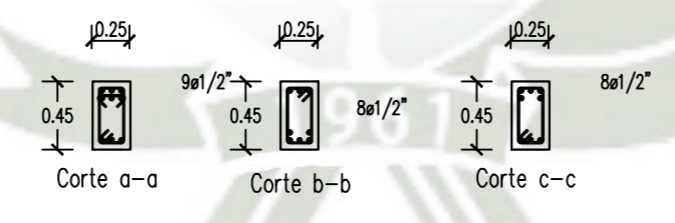
VIGA 203



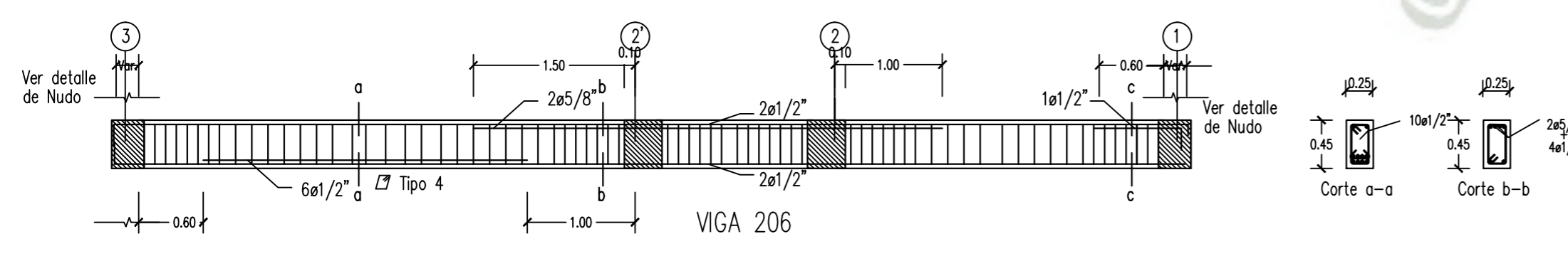
VIGA 204



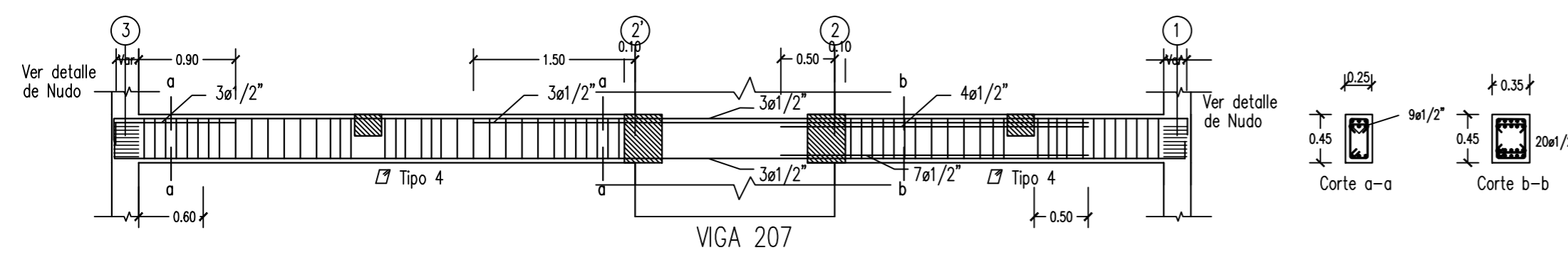
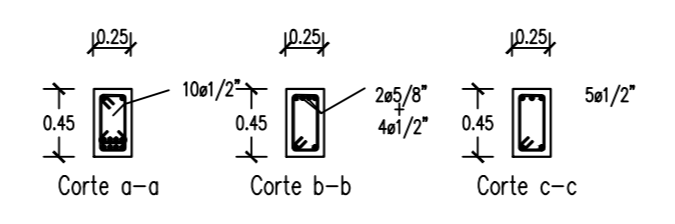
VIGA 205



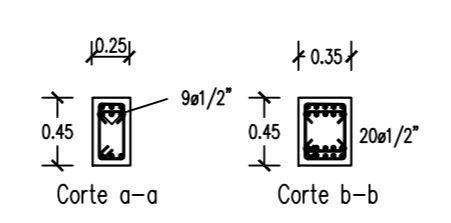
VIGA 210



VIGA 206



VIGA 207



LONGITUD DE DESARROLLO

Ø	"Ld" (cm) para f'c= 210kg/cm2		Lc (cm)	b(cm)	Ldg (cm)
	Superior	Inferior			
3/8"	34	24	22	12	17
1/2"	45	32	29	20	23
5/8"	56	40	37	20	29
3/4"	69	49	44	25	35
1"	114	89	59	35	46

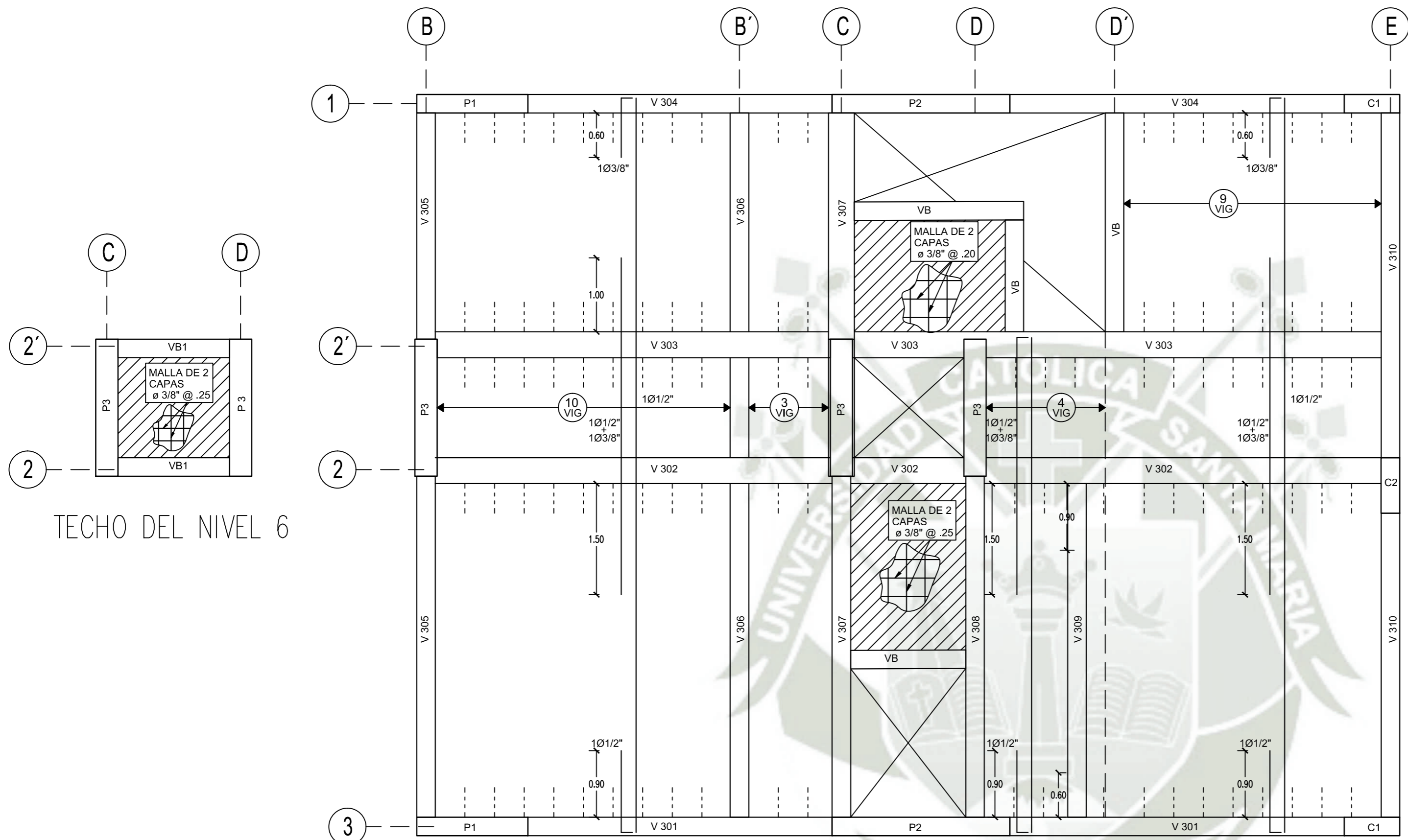
DISTRIBUCION DE ESTRIBOS

TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO EN CADA EXTREMO (m)
Tipo 1	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.10
Tipo 2	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.15
Tipo 3	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.20
Tipo 4	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 12.5
Tipo 5	Ø 3/8"	100.05, resto 7.5
Tipo 6	Ø 3/8"	100.05, resto 15
Tipo 7	Ø 3/8"	100.05, 800.10, resto 25
Tipo 8	Ø 1/4"	100.05, 200.10, 100.15, resto 20
Tipo 9	Ø 1/4"	TIPO "S" 100.05, 100.10, 100.15, resto 25

NOTA: EN CASO DE NO PODER DESARROLLAR LA LONGITUD "Ld", LA DIFERENCIA ENTRE "Ld" Y LA LONGITUD DESARROLLADA SE COLOCARA EN "b", SIEMPRE QUE ESTA DIFERENCIA SEA MAYOR QUE "b".

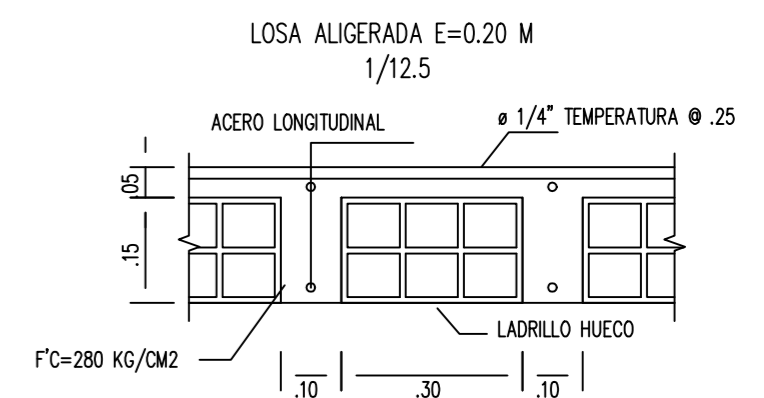
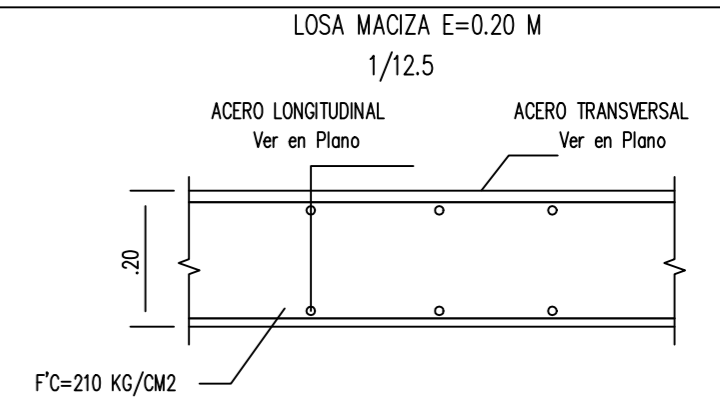
*: PARA BARRAS HORIZONTALES QUE EN EL DESARROLLO DE VIGAS NO TERMINEN EN GANCHO "b".

Además en los nudos de vigas y columnas, se colocarán estribos de 3/8" cada 10 cm



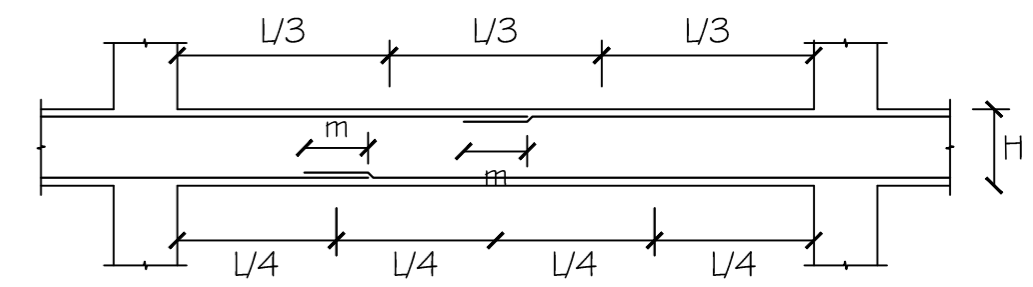
TECHO DEL NIVEL 6

TECHO DEL NIVEL 5



LONGITUD DE TRASLAPE EN VIGAS Y LOSAS VALORES DE MEDIDA

Ø	REFUERZO INFERIOR		REFUERZO SUPERIOR	
	H CUALQUIERA	H<0.30	H<0.30	H>0.30
3/8"	0.40	0.40	0.45	0.45
1/2"	0.40	0.40	0.50	0.50
5/8"	0.50	0.45	0.60	0.60
3/4"	0.60	0.55	0.75	0.75

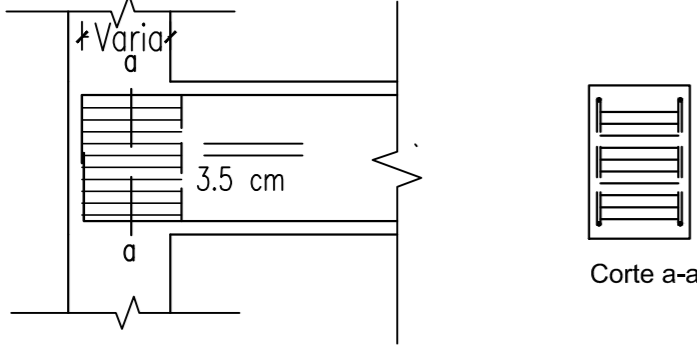


- Nota:
- No empalmar más del 50% del área total en una misma sección.
 - En caso de no empalmarse en las zonas indicadas o con los porcentajes especificados, aumentar la longitud de empalme en un 70% o consultar al proyectista.
 - Para aligerados y vigas chatas, el acero interior se empalmará sobre los apoyos, siendo la longitud de empalme igual a 25 cm para fierro

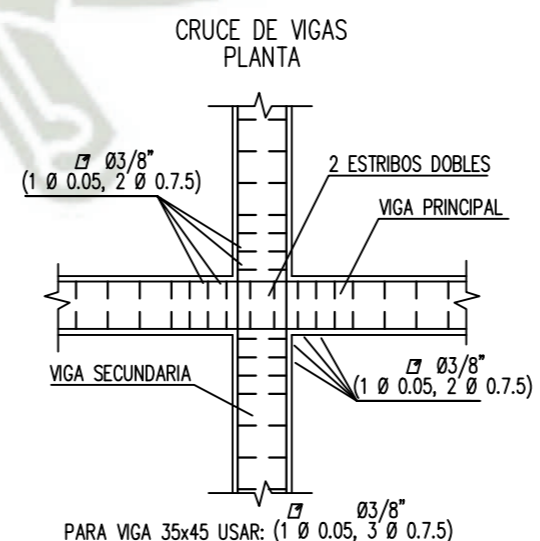
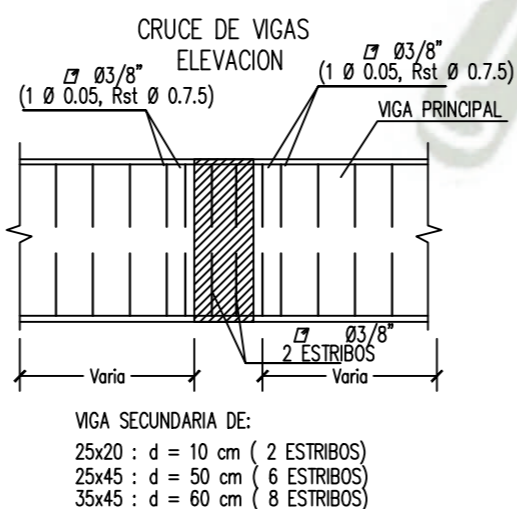
DISTRIBUCION DE ESTRIBOS

TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO EN CADA EXTREMO (m)
Tipo 1	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.10
Tipo 2	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.15
Tipo 3	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.20
Tipo 4	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 12.5
Tipo 5	Ø 3/8"	100.05, resto 7.5
Tipo 6	Ø 3/8"	100.05, resto 15
Tipo 7	Ø 3/8"	100.05, 800.10, resto 25
Tipo 8	Ø 1/4"	100.05, 200.10, 100.15 resto 20
Tipo 9	Ø 1/4"	TIPO "S" 100.05, 100.10, 100.15 resto 25

Para Elementos verticales de:
e=25 cm ; ldg=22 cm
e=30 cm ; ldg=27 cm



Corte a-a



RECUBRIMIENTOS	
CONCRETO VACIADO CONTRA EL SUELO	7 cm
CONCRETO NO EXPUESTO AL AMBIENTE:	
- LOSAS Y ALIGERADOS	2 cm
- MUROS, O MUROS DE CORTE	2 cm
- VIGAS, O COLUMNAS (*), (**)	4 cm
- CÁSCARAS Y LAMINAS PLEGADAS	2 cm

LONGITUD DE DESARROLLO

Ø	"Ld" (cm) para f'c= 210kg/cm2		Lc (cm)	b(cm)	Ldg (cm)
	Superior	Inferior			
3/8"	34	24	22	12	17
1/2"	45	32	29	20	23
5/8"	56	40	37	20	29
3/4"	69	49	44	25	35
1"	114	89	59	35	46

NOTA:
EN CASO DE NO PODER DESARROLLAR LA LONGITUD "Ld", LA DIFERENCIA ENTRE "Ld" Y LA LONGITUD DESARROLLADA SE COLOCARA EN "b", SIEMPRE QUE ESTA DIFERENCIA SEA MAYOR QUE "b".
* PARA BARRAS HORIZONTALES QUE EN EL DESARROLLO DE VIGAS NO TERMINEN EN GANCHO "b".
Además en los nudos de vigas y columnas, se colocarán estribos de 3/8" cada 10 cm

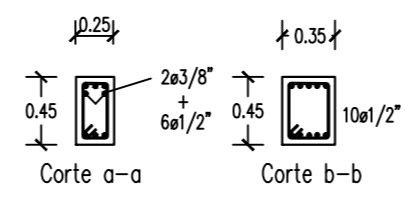
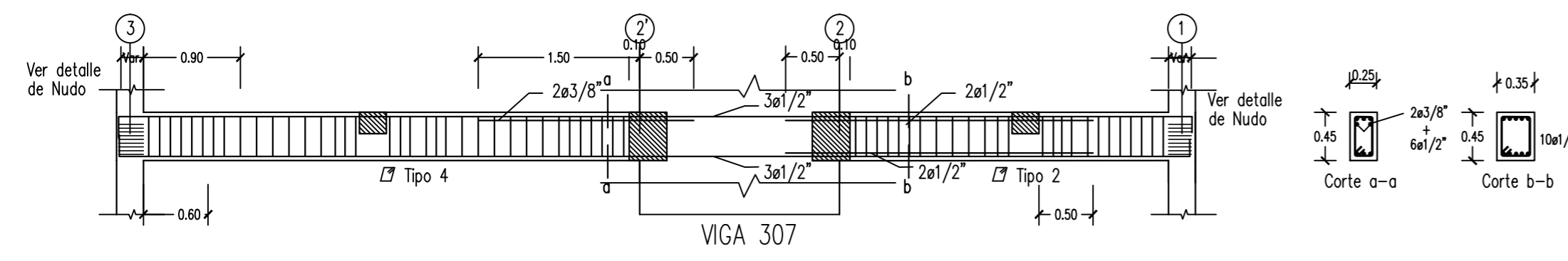
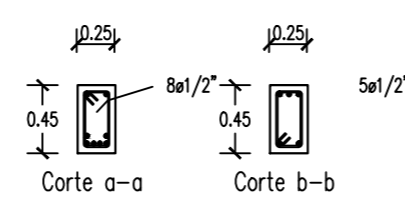
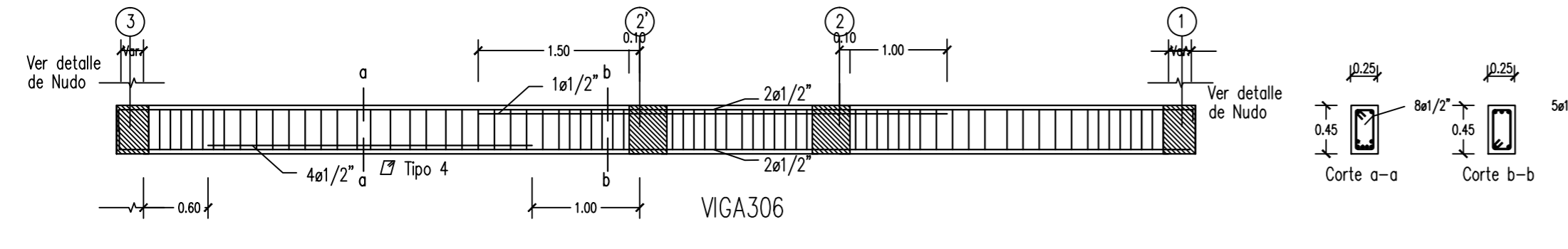
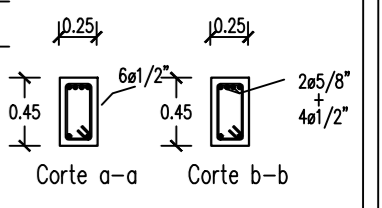
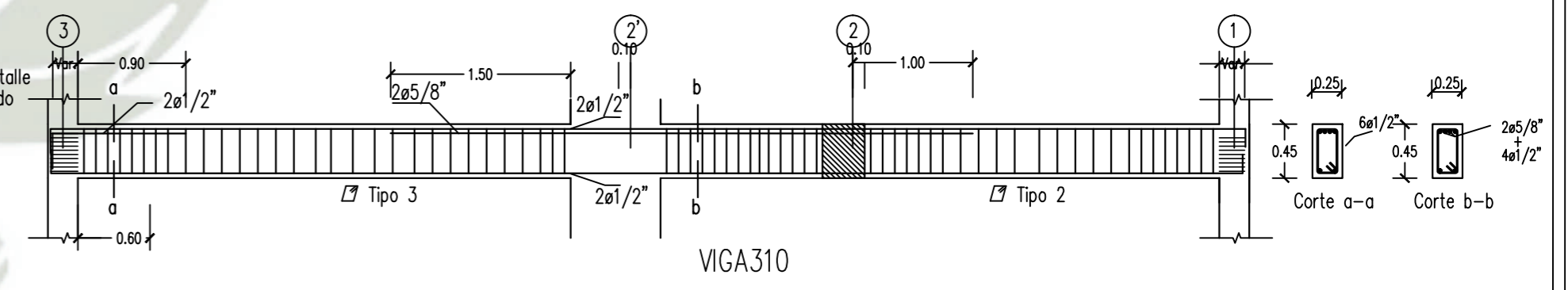
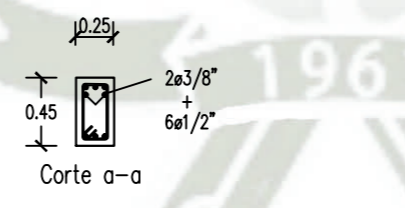
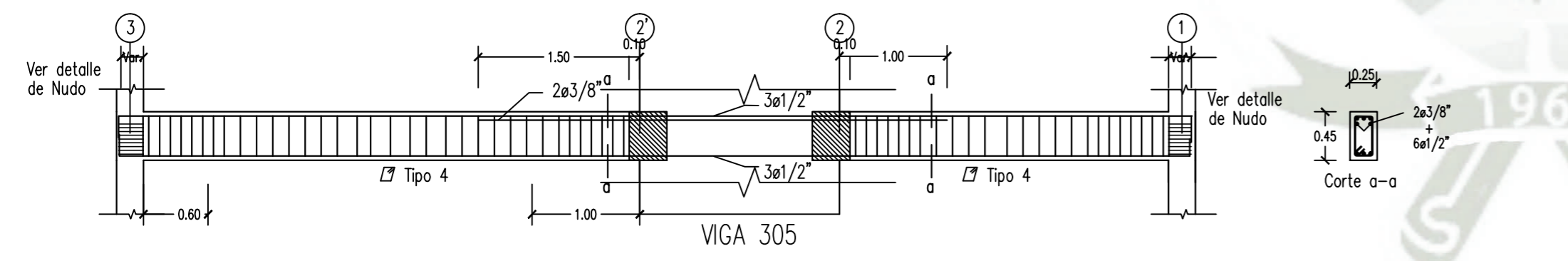
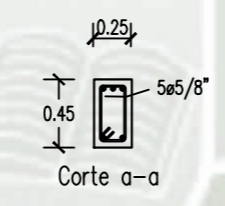
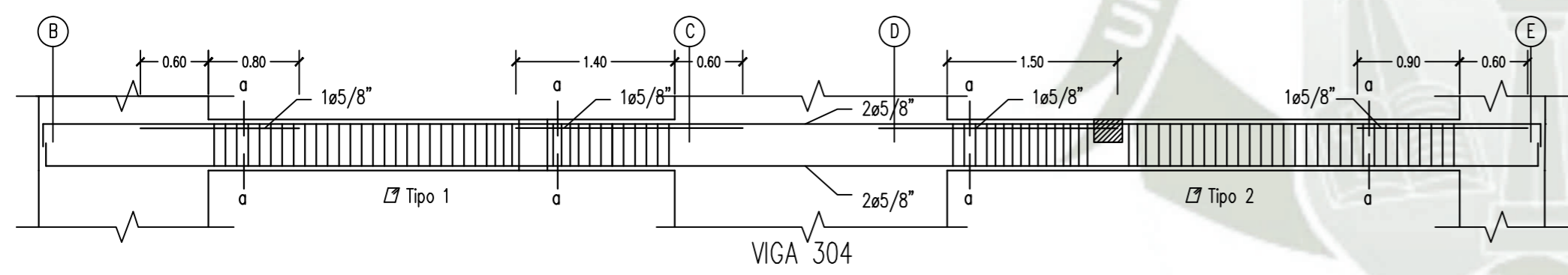
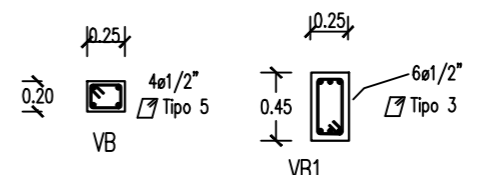
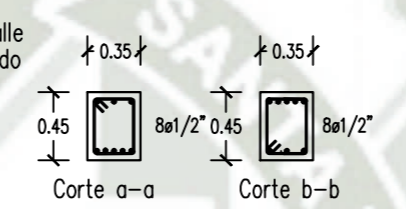
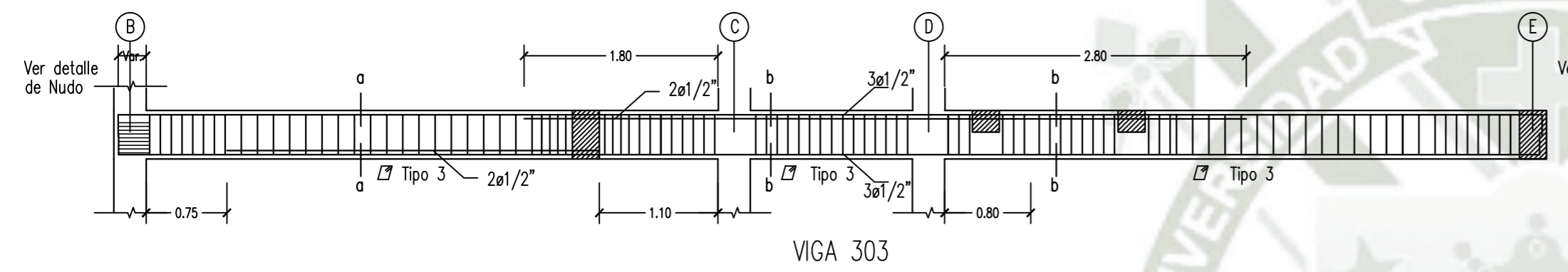
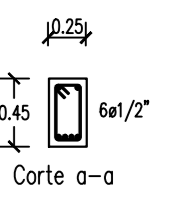
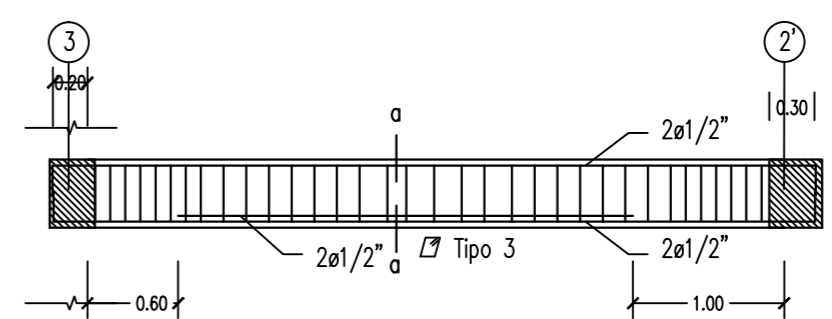
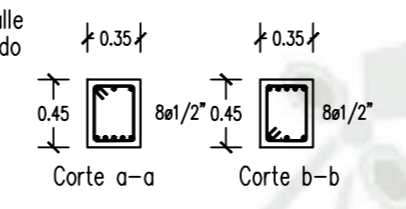
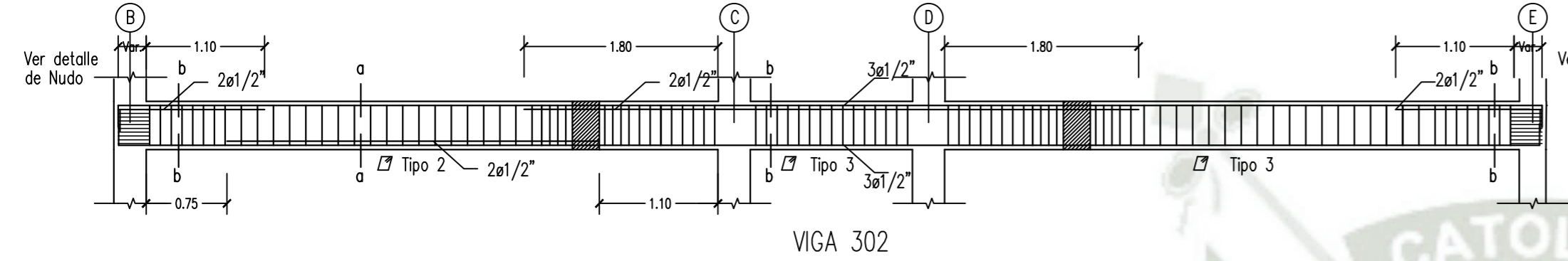
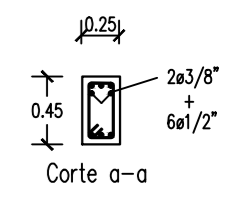
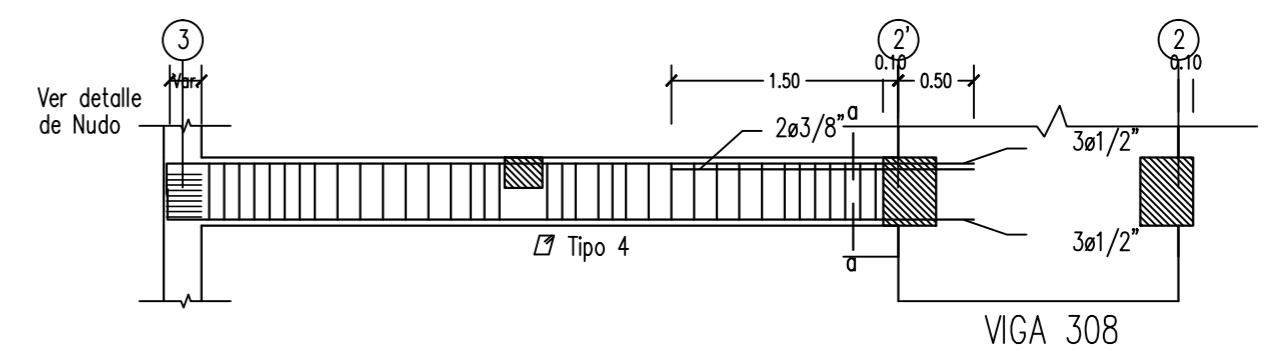
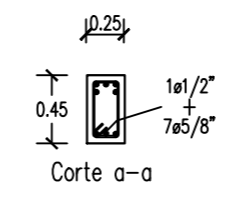
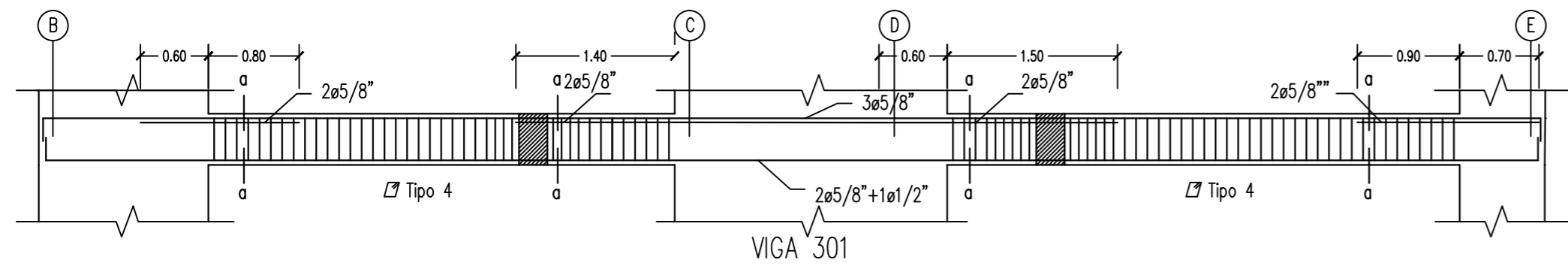
TRASLAPES Y EMPALMES				ESTRIBOS		
Ø	LOSAS VIGAS (cm)	COLUM (cm)	LOSAS Y VIGAS	COLUMNAS		
6 mm	30	-				
8 mm 3/8"	40	30				
1/2"	50	40				
5/8"	60	50				
3/4"	70	60				
1"	120	90				

NO SE PERMITIRAN EMPALMES DEL REFUERZO SUPERIOR (NEGATIVO) EN UNA LONGITUD DE 1/4 DE LUZ DE LA LOSA O VIGA A CADA LADO DE LA COLUMNA O APOYO

LOS EMPALMES L SE UBICARAN EN EL TERCIO CENTRAL NO SE EMPALMARAN MAS DEL 50% DE LA ARMADURA EN UNA MISMA SECCION

Ø	L	Rmax
1/4"	7.5 cm	1.3 cm
3/8"	10 cm	2.0 cm

UCSM	EDIFICIO MULTIFAMILIAR CONVENCIONAL DE 6 NIVELES	NOV 2020	LOSAS Y VIGAS
TESISTA:	RODRIGO ALEXANDER ROMERO YAÑEZ	ESC	E6
		1:75	



LONGITUD DE DESARROLLO

Ø	*Ld (cm) para f _c = 210kg/cm ²		Lc (cm)	b (cm)	Ldg (cm)
	Superior	Inferior			
3/8"	34	24	22	12	17
1/2"	45	32	29	20	23
5/8"	56	40	37	20	29
3/4"	69	49	44	25	35
1"	114	89	59	35	46

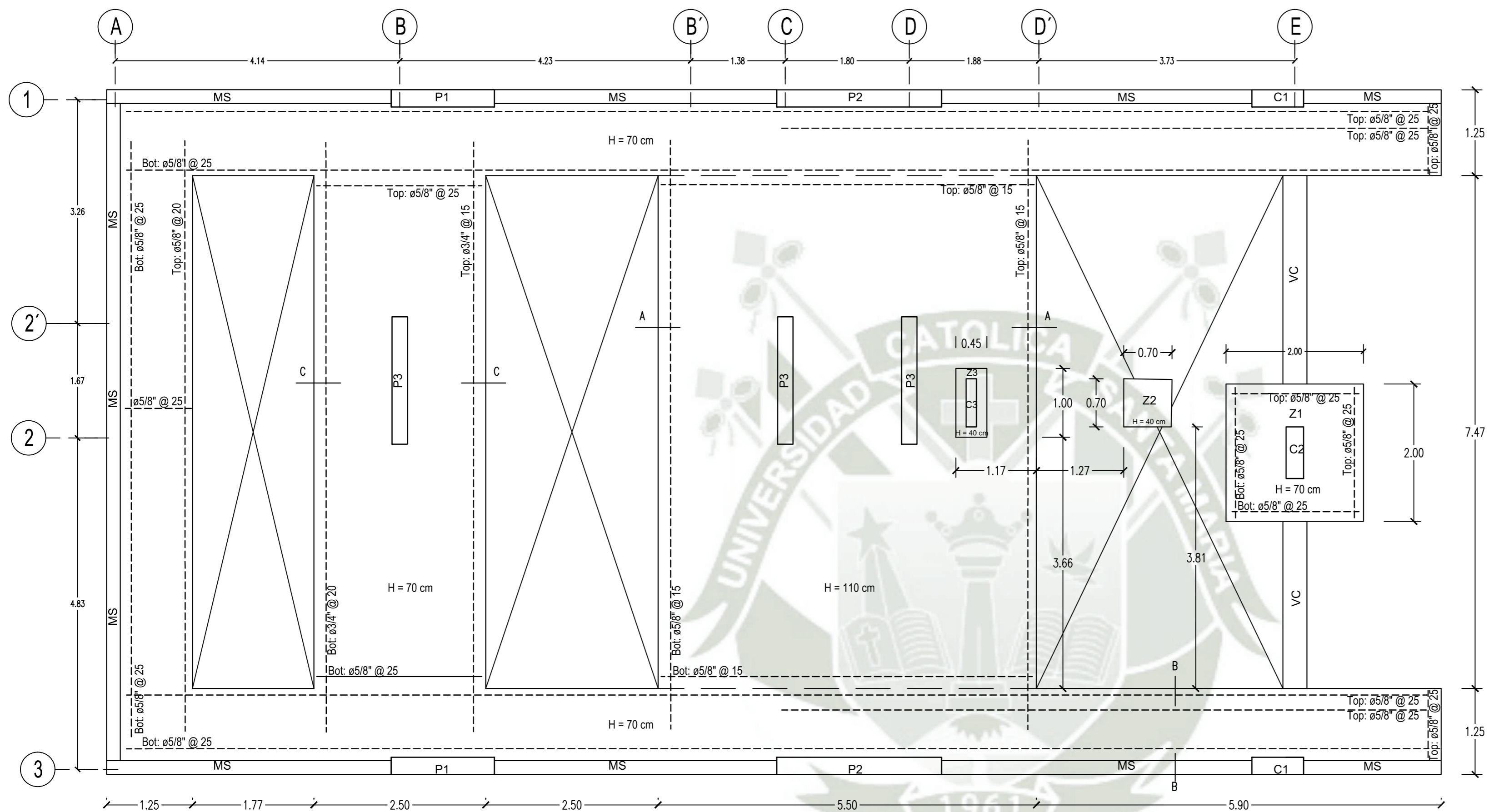
NOTA: EN CASO DE NO PODER DESARROLLAR LA LONGITUD "Ld", LA DIFERENCIA ENTRE "Ld" Y LA LONGITUD DESARROLLADA SE COLOCARA EN "b", SIEMPRE QUE ESTA DIFERENCIA SEA MAYOR QUE "b".

*: PARA BARRAS HORIZONTALES QUE EN EL DESARROLLO DE VIGAS NO TERMINEN EN GANCHO "b".
Además en los nudos de vigas y columnas, se colocarán estribos de 3/8" cada 10 cm

DISTRIBUCION DE ESTRIBOS

TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO EN CADA EXTREMO (m)
Tipo 1	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.10
Tipo 2	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.15
Tipo 3	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.20
Tipo 4	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 12.5
Tipo 5	Ø 3/8"	100.05, resto 7.5
Tipo 6	Ø 3/8"	100.05, resto 15
Tipo 7	Ø 3/8"	100.05, 800.10, resto 25
Tipo 8	Ø 1/4"	100.05, 200.10, 100.15 resto 20
Tipo 9	Ø 1/4"	TIPO *S* 100.05, 100.10, 100.15 resto 25

UCSM	EDIFICIO MULTIFAMILIAR CONVENCIONAL DE 6 NIVELES	NOV 2020	LOSAS Y VIGAS
	TESISTA: RODRIGO ALEXANDER ROMERO YAÑEZ	ESC 1:75	E7



PARAMETROS SISMICOS

PARAMETROS SISMORRESISTENTE :

- Z=0.35 (ZONA 3)
- U=1.50 (CATEGORIA A)
- C<=2.50
- S=1.15 (S2)
- Tp=0.6s.
- Rx=6 (Muros Estructurales)
- Ry=6 (Muros Estructurales)
- PERIODO EJE X=0.475 seg.
- PERIODO EJE Y=0.443 seg.
- CORTANTE BASAL EJE X=109.13tnf
- CORTANTE BASAL EJE Y=114.30tnf

DISTORSIONES:

Piso	hi mts	Dmax.(X) (0.75xR)	Dmax.(Y) (0.75xR)
6to.	3.60	0.0043	0.0031
5to.	2.80	0.0058	0.0035
4to.	2.80	0.0064	0.0042
3er.	2.80	0.0065	0.0047
2do.	2.80	0.0057	0.0048
1ro.	2.80	0.0032	0.0036
Semi Sot.	3.00	0.0001	0.0007

DERIVA MAX EJE X = 0.0065
DERIVA MAX EJE Y = 0.0048

DISTORSIONES PERMISIBLES: 0.007

CUADRO RESUMEN DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

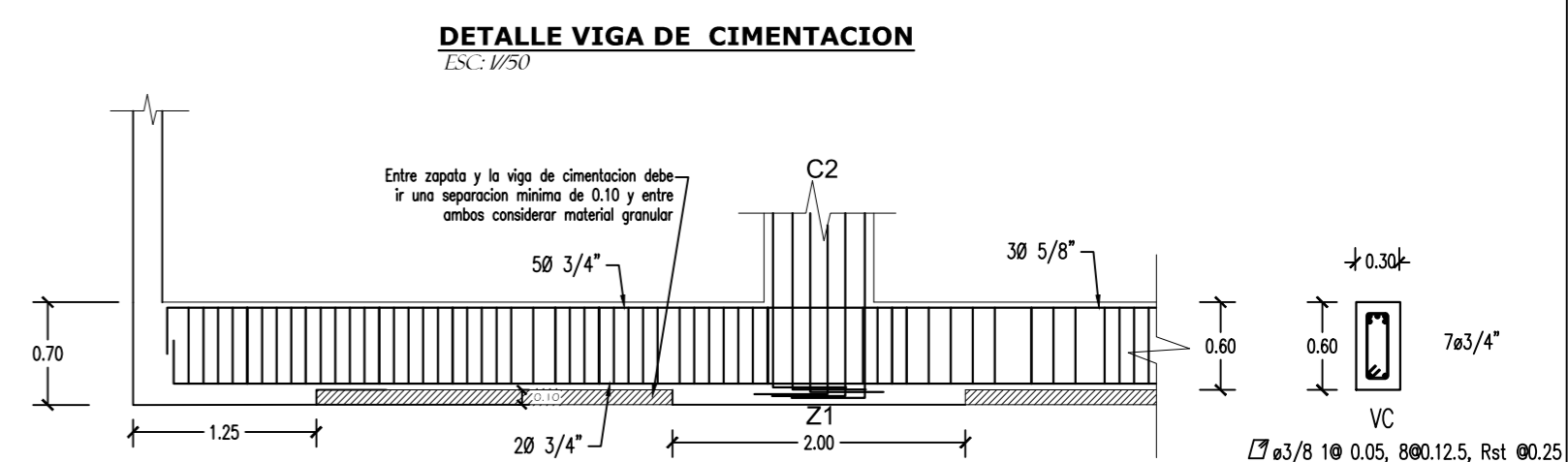
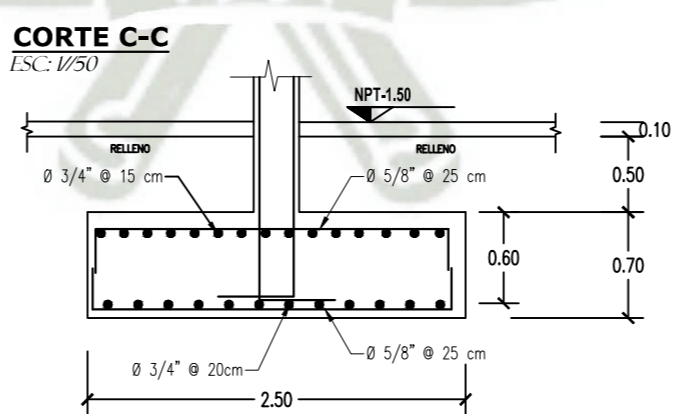
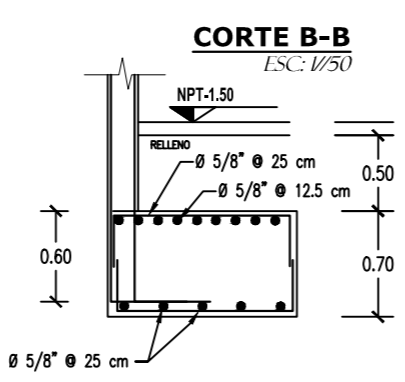
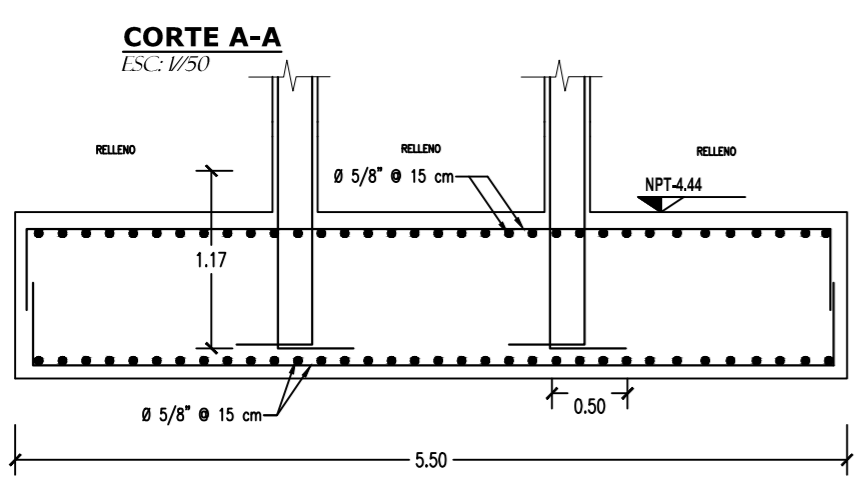
CAPACIDAD PORTANTE DE SUELO: qa=3.00 kg/cm2

TIPO DE CIMENTACION: Superficial (Zapatas)

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (Df): 1.20m

AGRESIVIDAD DEL SUELO: NO PRESENTA

CEMENTO A UTILIZAR: PORTLAND TIPO 1



TRASLAPES Y EMPALMES

Ø	LOSAS VIGAS (cm)	COLUM (cm)	LOSAS Y VIGAS	COLUMNAS
6 mm	30	-		
8 mm	40	30		
1/2"	50	40		
5/8"	60	50		
3/4"	70	60		
1"	120	90		

NO SE PERMITIRAN EMPALMES DEL REFUERZO SUPERIOR (NEGATIVO) EN UNA LONGITUD DE 1/4 DE LUZ DE LA LOSA O VIGA A CADA LADO DE LA COLUMNA O APOYO

LOS EMPALMES L SE UBICARAN EN EL TERCIO CENTRAL NO SE EMPALMARAN MAS DEL 50% DE LA ARMADURA EN UNA MISMA SECCION

ESTRIBOS

Ø	L	Rmax
1/4"	7.5 cm	1.3 cm
3/8"	10 cm	2.0 cm

RECUBRIMIENTOS

CONCRETO VACIADO CONTRA EL SUELO	7 cm
CONCRETO NO EXPUESTO AL AMBIENTE:	
- LOSAS Y ALIGERADOS	2 cm
- MUROS, O MUROS DE CORTE	2 cm
- VIGAS Y COLUMNAS (*), (**)	4 cm
- CÁSCARAS Y LAMINAS PLEGADAS	2 cm

(*) El recubrimiento deberá medirse al estribo
(**) En columnas de E=15 m el recubrimiento será de 2.5 cm.

LONGITUD DE DESARROLLO

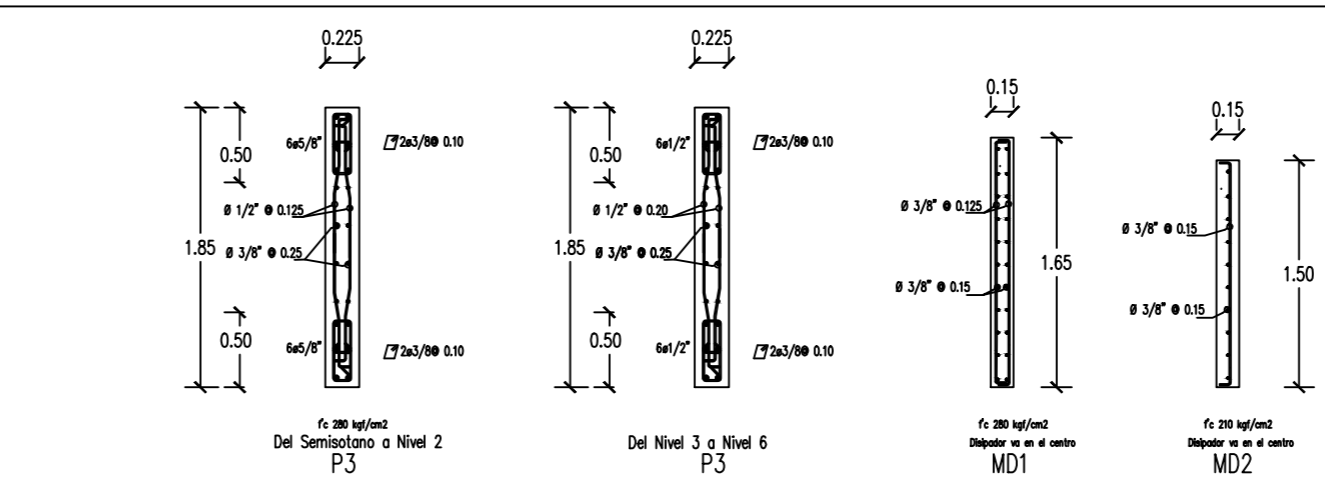
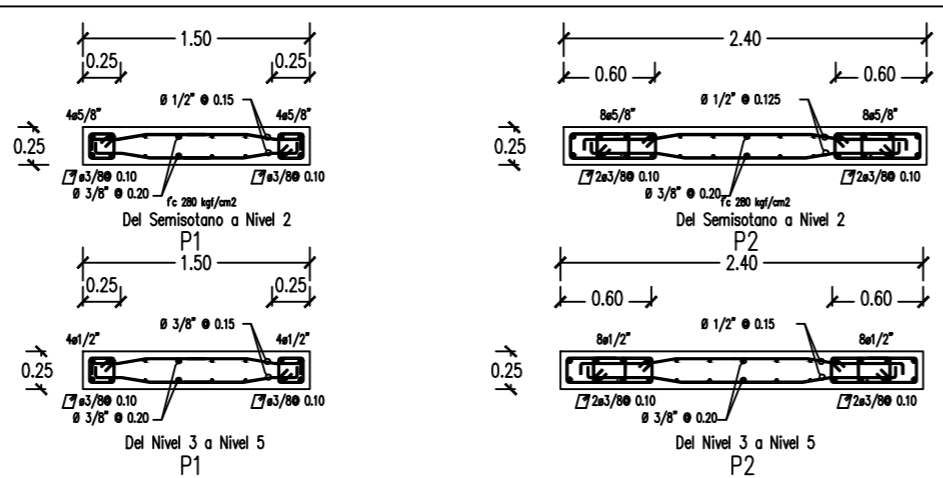
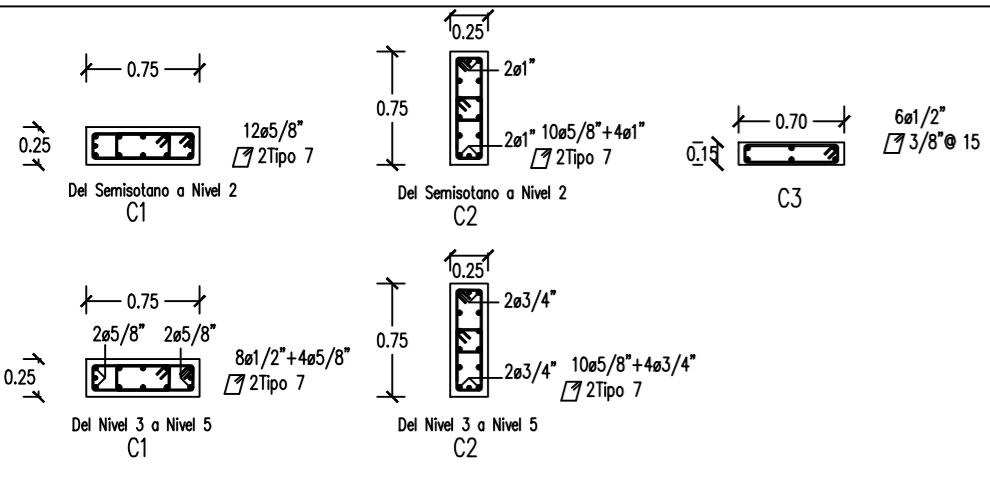
*Ld (cm) para f'c= 210kg/cm2

Ø	Lt (cm) Superior	Lt (cm) Interior	Lc (cm) (*)	b (cm)	Ldg (cm)
3/8"	34	24	22	12	17
1/2"	45	32	29	20	23
5/8"	56	40	37	20	29
3/4"	69	49	44	25	35
1"	114	89	59	35	46

NOTA: EN CASO DE NO PODER DESARROLLAR LA LONGITUD "Ld", LA DIFERENCIA ENTRE "Ld" Y LA LONGITUD DESARROLLADA SE COLOCARA EN "b", SIEMPRE QUE ESTA DIFERENCIA SEA MAYOR QUE "b".

*: PARA BARRAS HORIZONTALES QUE EN EL DESARROLLO DE VIGAS NO TERMINEN EN GANCHO "b".
Además en los nudos de vigas y columnas, se colocarán estribos de 3/8" cada 10 cm

UCSM	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES CON DISIPADORES SLB	NOV 2020	CIMENTACION
TESISTA:	RODRIGO ALEXANDER ROMERO YAÑEZ	ESC 1:75	E0



ESPECIFICACIONES TECNICAS

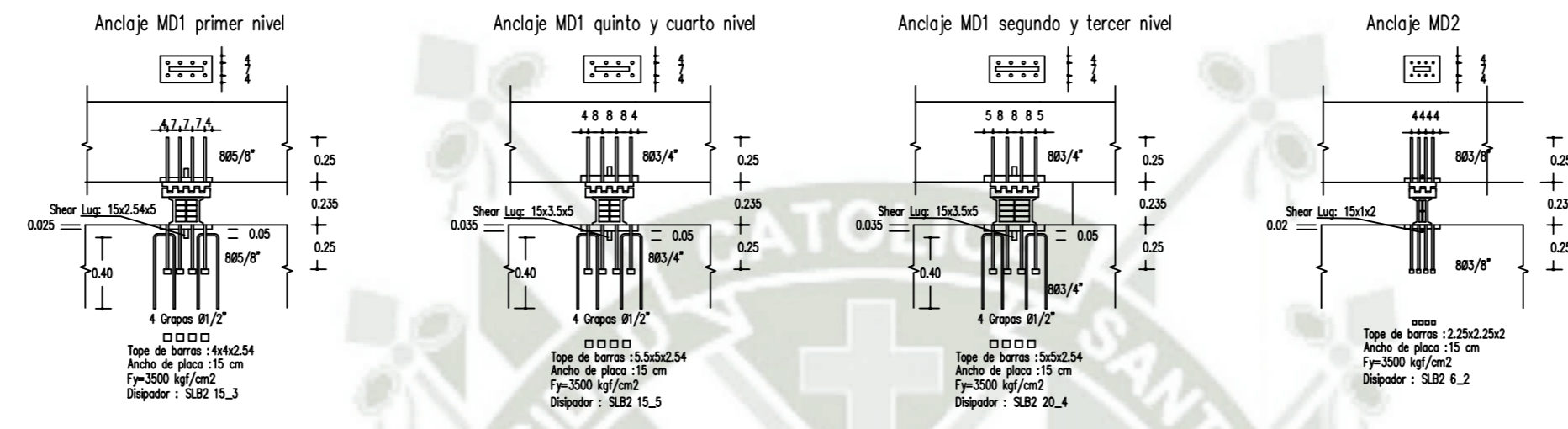
CONCRETO ARMADO :
 $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$; Vigas de Cimentacion, Zapatas, Columnas, Vigas, Losas, Cisterna, escaleras y rampas.
 Piedra Chancada – Tamaño Maximo: 3/4"
 Slump: 4"
 Relacion Agua/Cemento : 0.55

ACERO :
 $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

ALBAÑILERIA :
 -UNIDADES :.13x.23x.09 (Pandereta)
 -MORTERO :Cemento-Arena (1:4) TIPO :P-1
 -RESISTENCIA DE MURO :f'm = 45 kg/cm2
 -ESPESOR DE JUNTA DE MORTERO :10 a 15 mm.

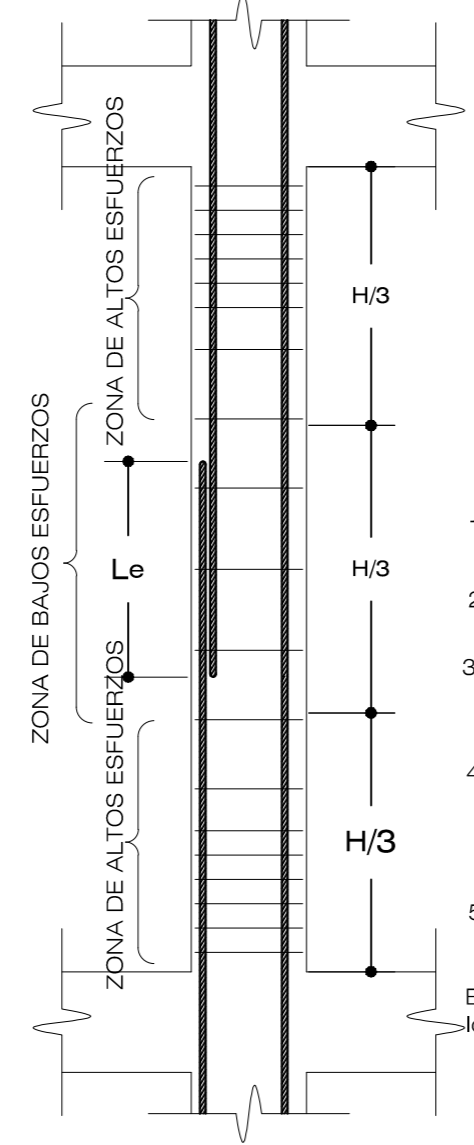
RECUBRIMIENTOS :
 -LOSAS :3.00cm
 -COLUMNAS :4.00cm
 -ZAPATAS :7.50cm
 -VIGAS :4.00cm

SOBRECARGA :
 GENERAL :200 Kg/m2
 ESCALERAS :250 Kg/m2
 TABIQUERIA MOVIL :100 Kg/m2
 ESTACIONAMIENTO :250 Kg/m2



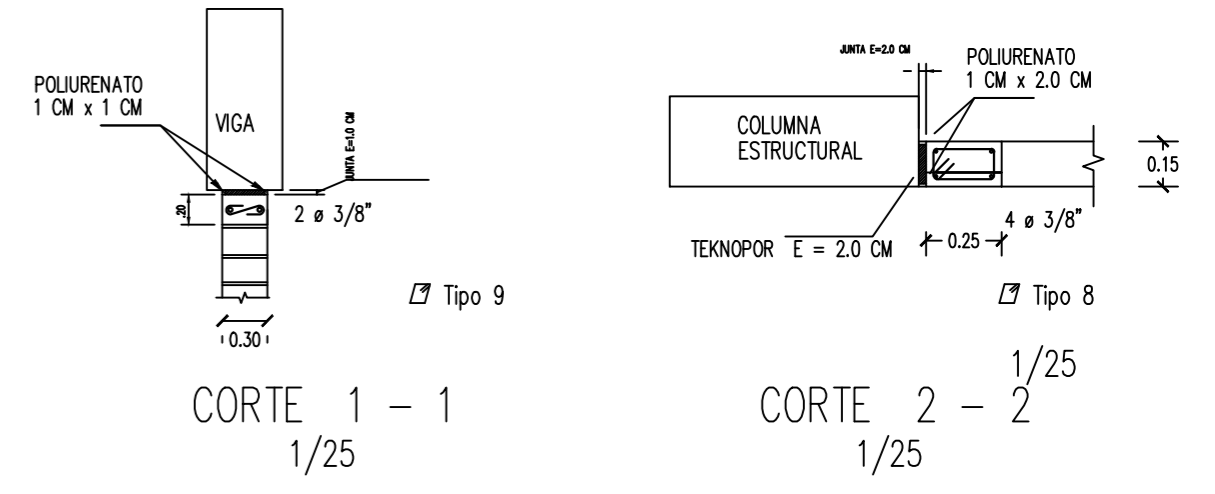
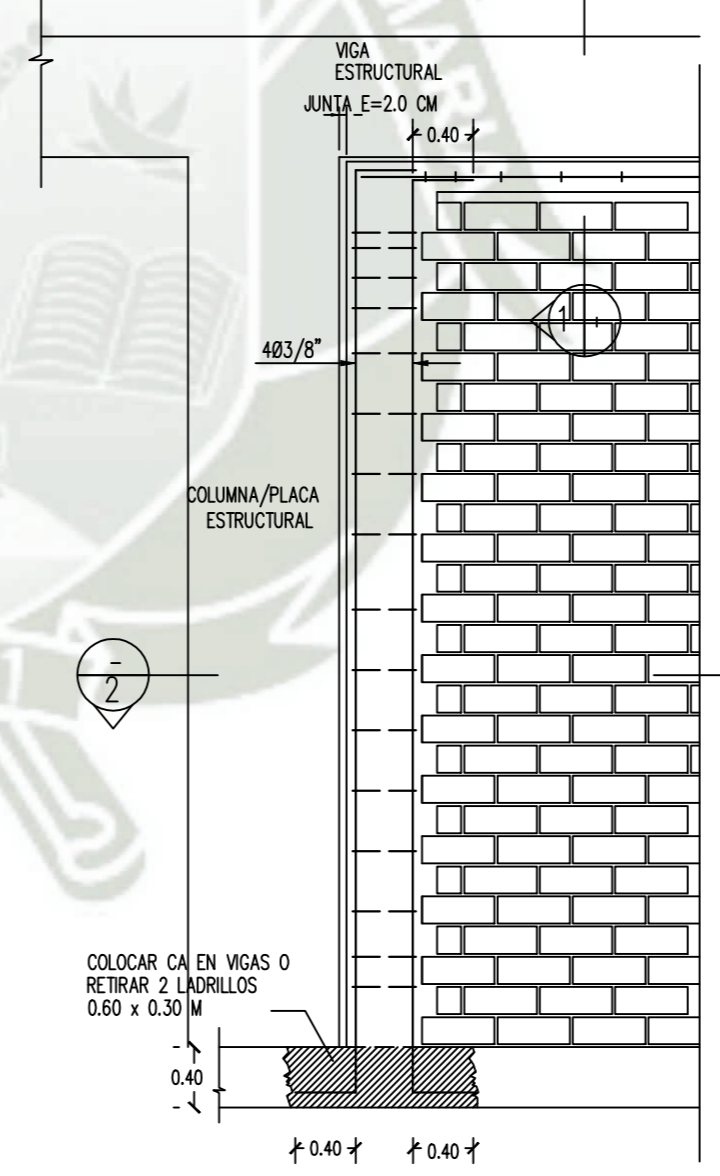
EMPALMES POR TRASLAPE EN COLUMNAS

DETALLE DE TABIQUERIA



Ø	La (m)	Le (m)
3/8"	0.30	0.40
1/2"	0.35	0.50
5/8"	0.45	0.60
3/4"	0.60	0.80
1"	0.90	1.20

- 1 Realizar los empalmes en el tercio central de la altura de la columna
 - 2 No empalmar más de 50% del área total en una sección
 - 3 En caso de exceder del porcentaje especificado aumentar la longitud de empalme en un 70% o consultar al proyectista.
 - 4 En caso de empalmar más del 30% de área total de una misma sección colocar estribos cerrados a un espaciamiento máximo de 10cm
 - 5 El espaciamiento de estribos en los nudos de vigas y columnas sera $s=10\text{cm}$
- Empalmar en diferentes partes tratando de hacer los empalmes fuera de la zona de confinamiento



- ### ESPECIFICACIONES DE LOS MUROS DE TABIQUERIA:
- Todos los muros que no se consideraron como muros de corte serán de tabiquería, con ladrillo pandereta de 10 x 13 x 23 cm.
 - Se colocará 3 columnetas para longitudes menores de 4.50 m y mayores a 2.50 m y con refuerzo de 2 aceros de 3/8" en columnetas.
 - Se colocará 2 columnetas para longitudes menores de 2.50m y refuerzo de 2 aceros de 3/8" en las columnetas.
 - Se colocará para alfeizares menores o igual a 0.90 m se coloca refuerzo de 2 aceros de 1/4" en columnetas.
 - Se colocará para alfeizares de 1.90 m, un refuerzo de 2 aceros de 3/8" en columnetas.

DISTRIBUCION DE ESTRIBOS

TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO EN CADA EXTREMO (m)
Tipo 1	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.10
Tipo 2	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.15
Tipo 3	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.20
Tipo 4	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 12.5
Tipo 5	Ø 3/8"	100.05, resto 7.5
Tipo 6	Ø 3/8"	100.05, resto 15
Tipo 7	Ø 3/8"	100.05, 800.10, resto 25
Tipo 8	Ø 1/4"	100.05, 200.10, 100.15 resto 20
Tipo 9	Ø 1/4"	TIPO "S" 100.05, 100.10, 100.15 resto 25

TRASLAPES Y EMPALMES			ESTRIBOS	
Ø	LOSAS VIGAS (cm)	COLUM (cm)	LOSAS Y VIGAS	COLUMNAS
6 mm	30	-		
8 mm	40	30		
3/8"	40	30		
1/2"	50	40		
5/8"	60	50		
3/4"	70	60		
1"	120	90		

NO SE PERMITIRAN EMPALMES DEL REFUERZO SUPERIOR (NEGATIVO) EN UNA LONGITUD DE 1/4 DE LUZ DE LA LOSA O VIGA A CADA LADO DE LA COLUMNA O APOYO

LOS EMPALMES L SE UBICARAN EN EL TERCIO CENTRAL. NO SE EMPALMARAN MAS DEL 50% DE LA ARMADURA EN UNA MISMA SECCION

RECUBRIMIENTOS

CONCRETO VAGADO CONTRA EL SUELO	7 cm
CONCRETO NO EXPUESTO AL AMBIENTE:	
- LOSAS Y ALJERADOS	2 cm
- MUROS, O MUROS DE CORTE	2 cm
- VIGAS Y COLUMNAS (*), (**)	4 cm
- CÁSCARAS Y LAMINAS PLEGADAS	2 cm

LONGITUD DE DESARROLLO

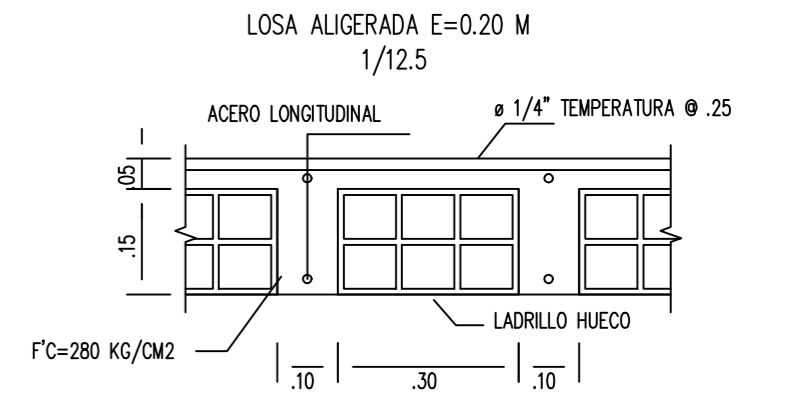
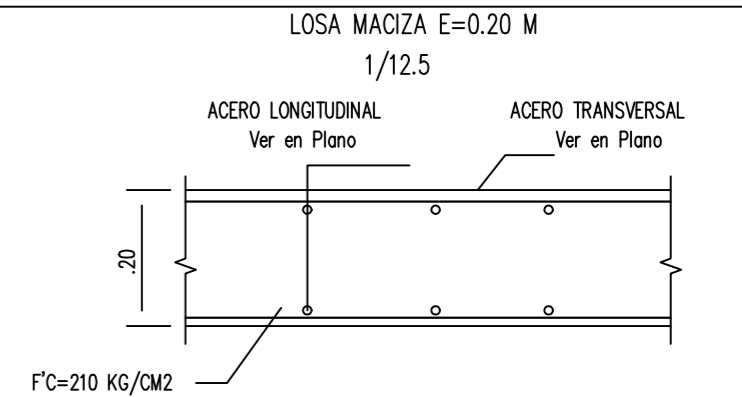
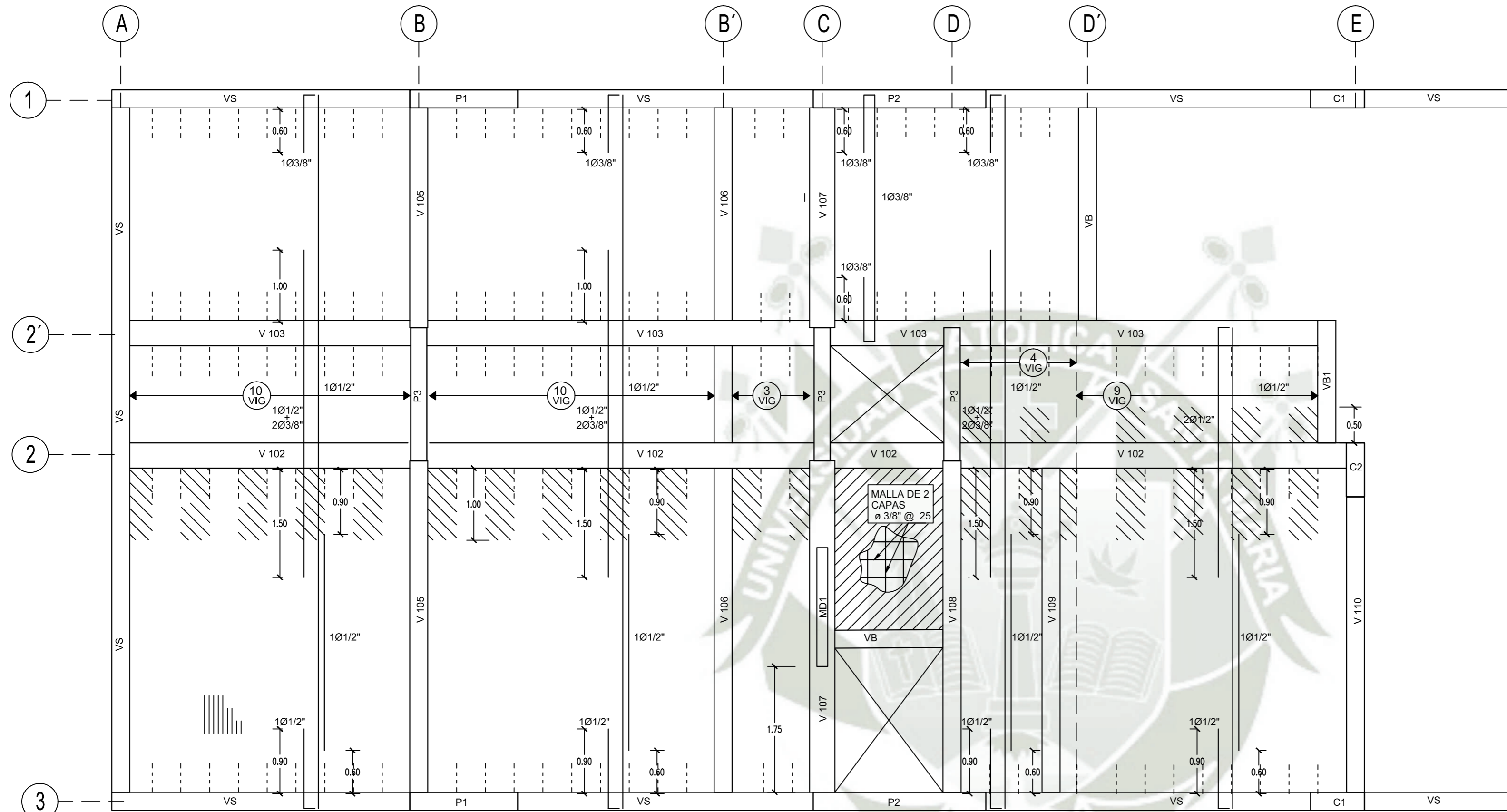
Ø	Lt (cm) Superior	Ll (cm) Inferior	Lc (cm) (*)	l (cm)	Ldg (cm)
3/8"	34	24	22	12	17
1/2"	45	32	29	20	23
5/8"	56	40	37	20	29
3/4"	69	49	44	25	35
1"	114	89	59	35	46

NOTA: EN CASO DE NO PODER DESARROLLAR LA LONGITUD "Ld", LA DIFERENCIA ENTRE "Ld" Y LA LONGITUD DESARROLLADA SE COLOCARA EN "b", SIEMPRE QUE ESTA DIFERENCIA SEA MAYOR QUE "b".

*: PARA BARRAS HORIZONTALES QUE EN EL DESARROLLO DE VIGAS NO TERMINEN EN GANCHO "b".

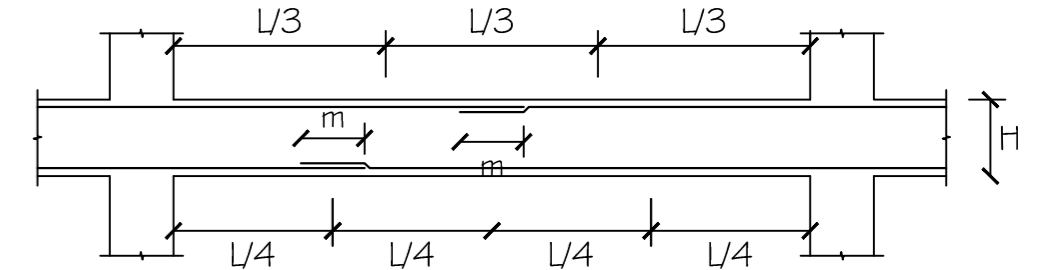
Además en los nudos de vigas y columnas, se colocarán estribos de 3/8" cada 10 cm

UCSM	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES CON DISIPADORES SLB	NOV 2020	MUROS Y COLUMNAS
	TESISTA: RODRIGO ALEXANDER ROMERO YAÑEZ	ESC 1:75	E1



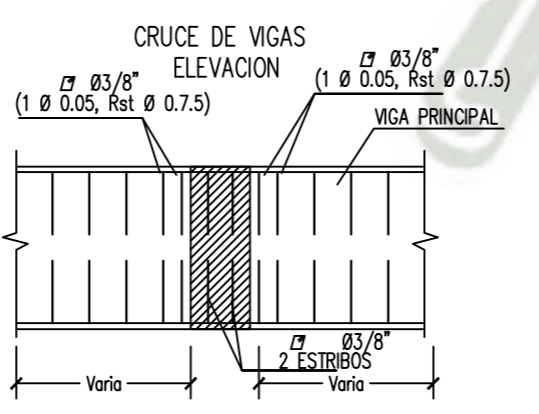
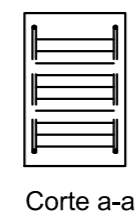
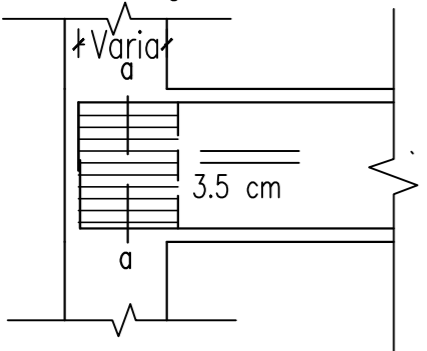
LONGITUD DE TRASLAPE EN VIGAS Y LOSAS
VALORES DE MEDIDA

Ø	REFUERZO INFERIOR		REFUERZO SUPERIOR	
	H CUALQUIERA	H<0.30	H>0.30	
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	

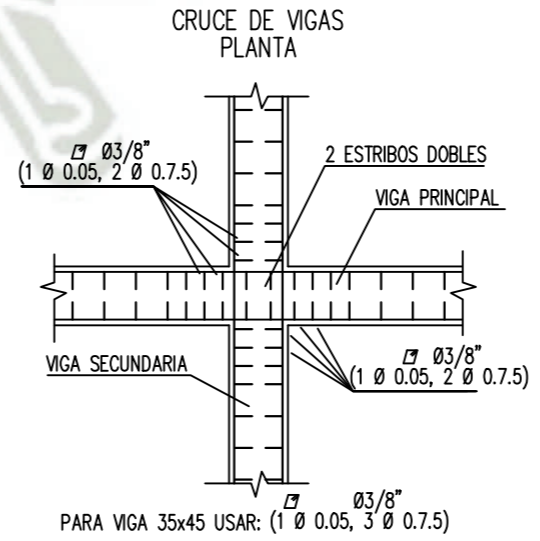


- Nota:
- No empalmar más del 50% del área total en una misma sección.
 - En caso de no empalmarse en las zonas indicadas o con los porcentajes especificados, aumentar la longitud de empalme en un 70% o consultar al proyectista.
 - Para aligerados y vigas chatas, el acero interior se empalmará sobre los apoyos, siendo la longitud de empalme igual a 25 cm para fierro.

Para Elementos verticales de:
e=25 cm ; ldg=22 cm
e=30 cm ; ldg=27 cm



VIGA SECUNDARIA DE:
25x20 : d = 10 cm (2 ESTRIBOS)
25x45 : d = 50 cm (6 ESTRIBOS)
35x45 : d = 60 cm (8 ESTRIBOS)



PARA VIGA 35x45 USAR: (1 Ø 0.05, 3 Ø 0.7.5)

RECUBRIMIENTOS

CONCRETO VACADO CONTRA EL SUELO	7 cm
CONCRETO NO EXPUESTO AL AMBIENTE:	
- LOSAS Y ALIGERADOS	2 cm
- MUROS, O MUROS DE CORTE	2 cm
- VIGAS Y COLUMNAS (*), (**)	4 cm
- CÁSCARAS Y LAMINAS PLEGADAS	2 cm

(*) El recubrimiento deberá medirse al estribo
(**) En columnas de E=15 m el recubrimiento será de 2.5 cm.

LONGITUD DE DESARROLLO

Ø	"Ld" (cm) para f'c= 210kg/cm2			
	Lt Superior (cm)	Lt Inferior (cm)	Lc (*) (cm)	Ldg (cm)
3/8"	34	24	22	12
1/2"	45	32	29	20
5/8"	56	40	37	29
3/4"	69	49	44	35
1"	114	89	59	46

NOTA:
EN CASO DE NO PODER DESARROLLAR LA LONGITUD "Ld", LA DIFERENCIA ENTRE "Ld" Y LA LONGITUD DESARROLLADA SE COLOCARÁ EN "b", SIEMPRE QUE ESTA DIFERENCIA SEA MAYOR QUE "b".
* PARA BARRAS HORIZONTALES QUE EN EL DESARROLLO DE VIGAS NO TERMINEN EN GANCHO "b".
Además en los nudos de vigas y columnas, se colocarán estribos de 3/8" cada 10 cm

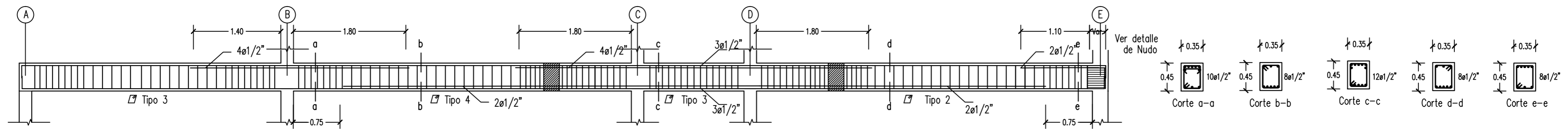
TRASLAPES Y EMPALMES			ESTRIBOS	
Ø	LOSAS VIGAS (cm)	COLUM (cm)	LOSAS Y VIGAS	COLUMNAS
6 mm	30	-		
8 mm	40	30		
1/2"	50	40		
5/8"	60	50		
3/4"	70	60		
1"	120	90		

Ø	L	Rmax
1/4"	7.5 cm	1.3 cm
3/8"	10 cm	2.0 cm

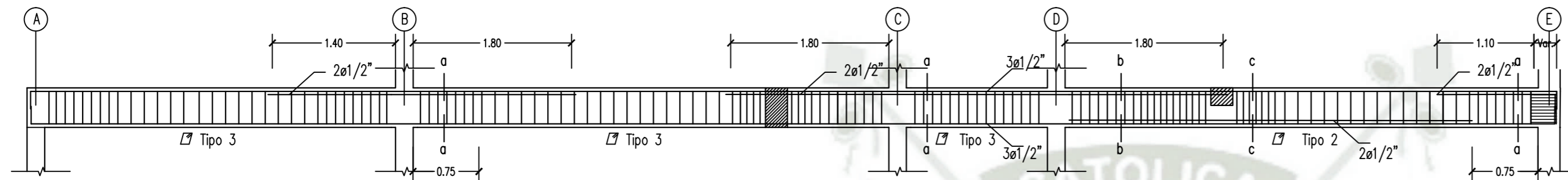
NO SE PERMITIRAN EMPALMES DEL REFUERZO SUPERIOR (NEGATIVO) EN UNA LONGITUD DE 1/4 DE LUZ DE LA LOSA O VIGA A CADA LADO DE LA COLUMNA O APOYO
LOS EMPALMES L SE UBICARÁN EN EL TERCIO CENTRAL NO SE EMPALMARÁN MÁS DEL 50% DE LA ARMADURA EN UNA MISMA SECCIÓN

TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO EN CADA EXTREMO (m)
Tipo 1	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.10
Tipo 2	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.15
Tipo 3	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.20
Tipo 4	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 12.5
Tipo 5	Ø 3/8"	100.05, resto 7.5
Tipo 6	Ø 3/8"	100.05, resto 15
Tipo 7	Ø 3/8"	100.05, 800.10, resto 25
Tipo 8	Ø 1/4"	100.05, 200.10, 100.15 resto 20
Tipo 9	Ø 1/4"	TIPO "S" 100.05, 100.10, 100.15 resto 25

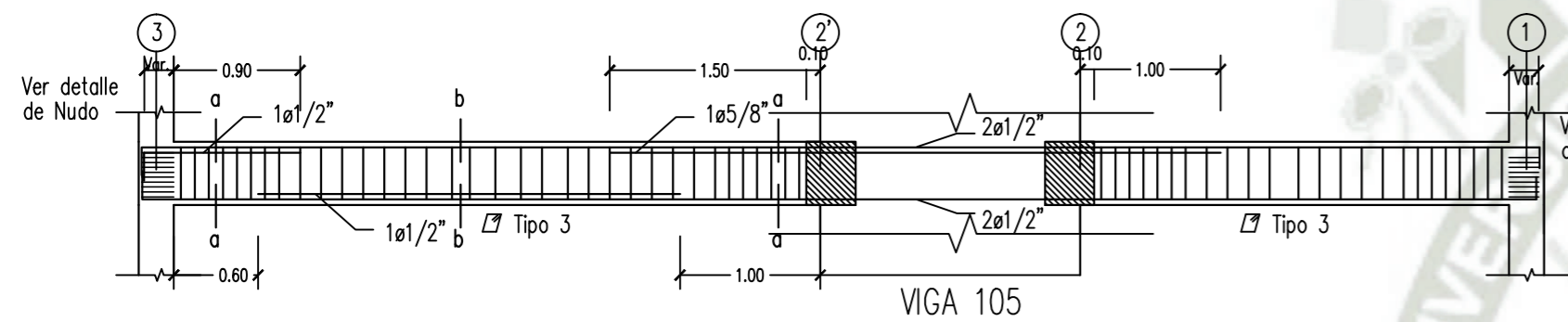
UCSM	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES CON DISIPADORES SLB	NOV 2020	LOSAS Y VIGAS
	TESISTA: RODRIGO ALEXANDER ROMERO YAÑEZ	ESC 1:75	E2



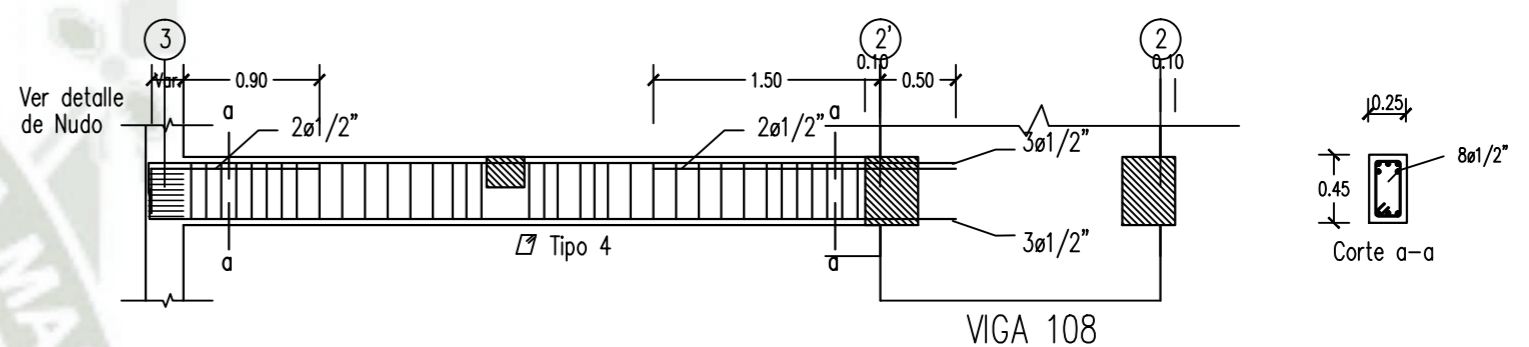
VIGA102



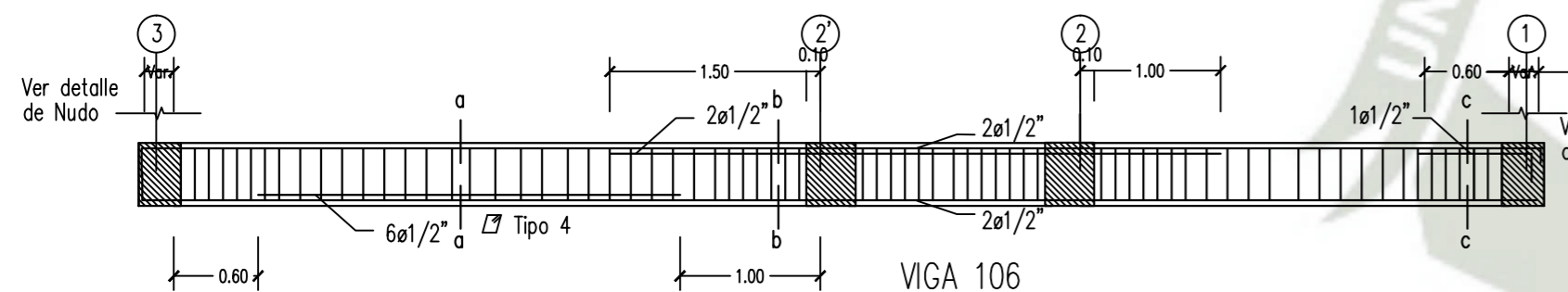
VIGA103



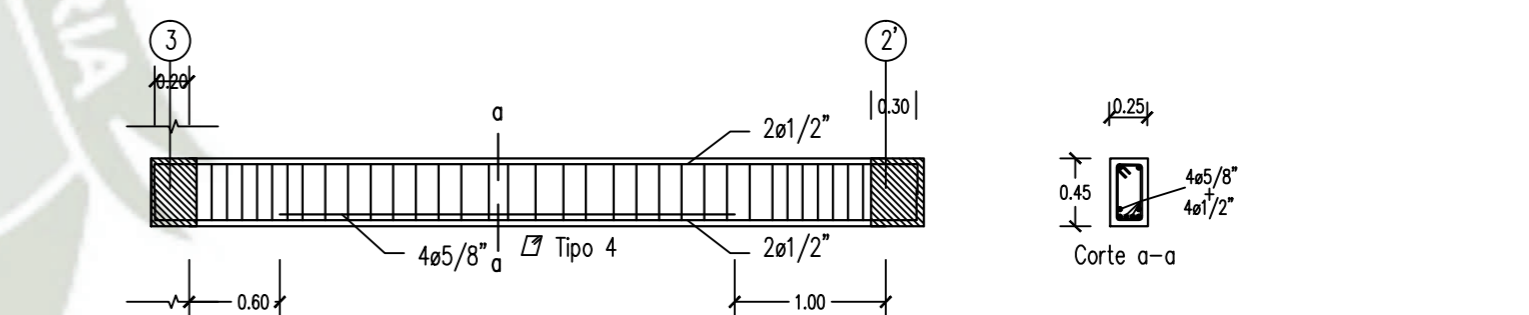
VIGA 105



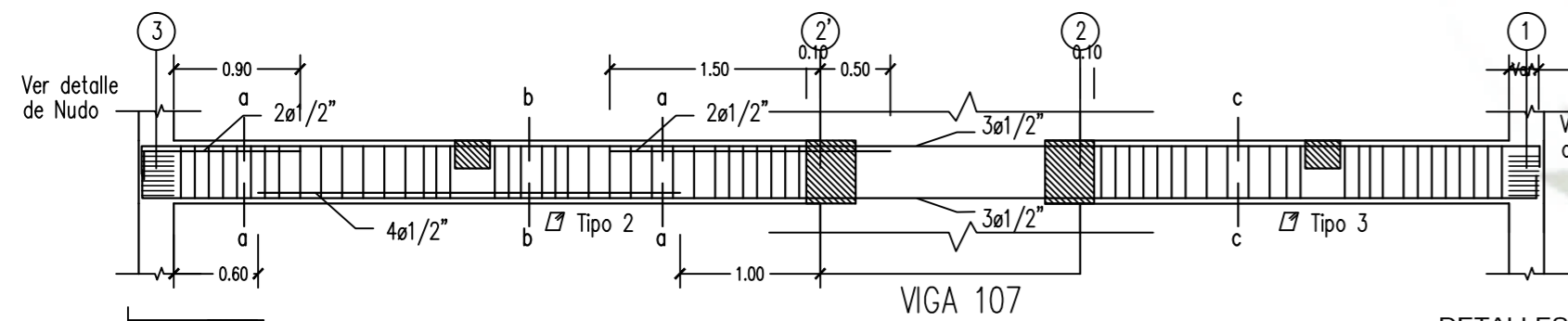
VIGA 108



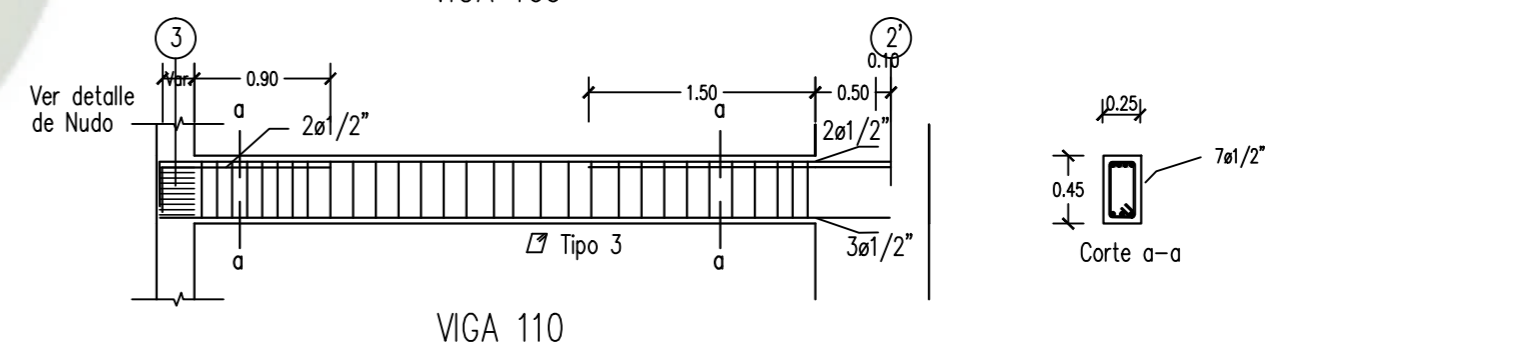
VIGA 106



VIGA 109

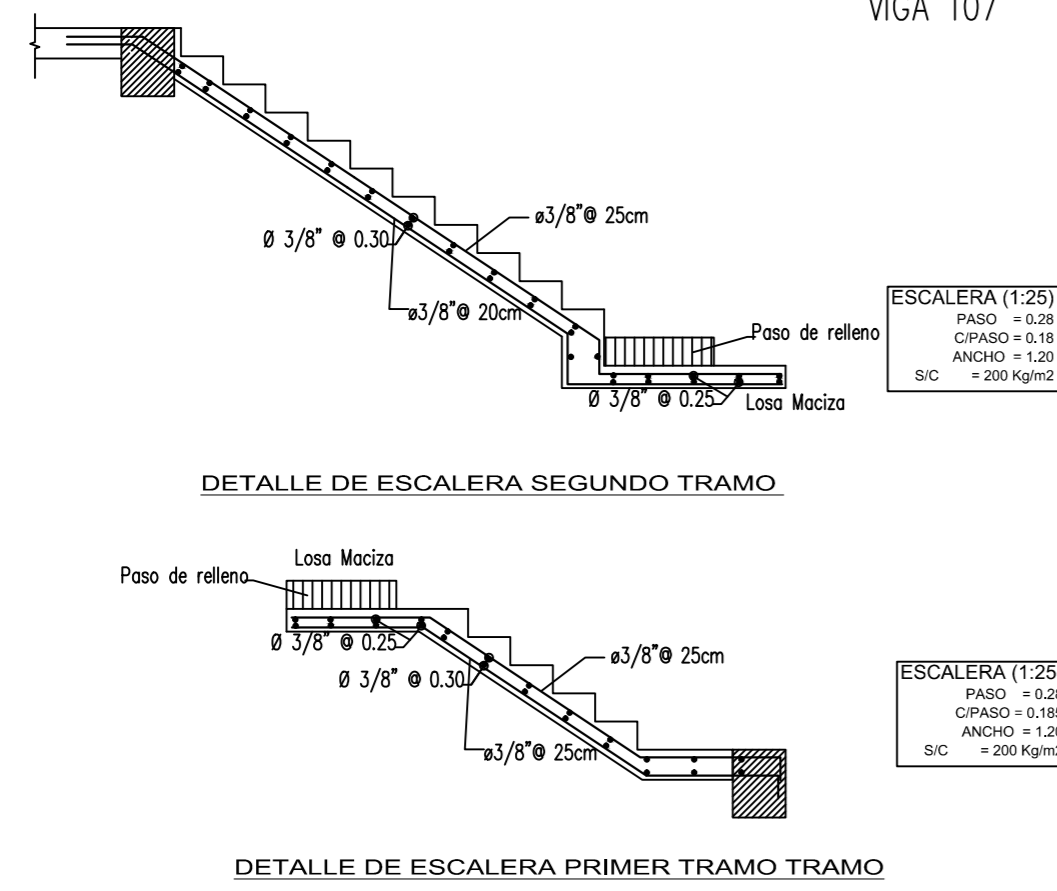


VIGA 107



VIGA 110

DETALLES DE ESCALERA DEL PRIMER NIVEL

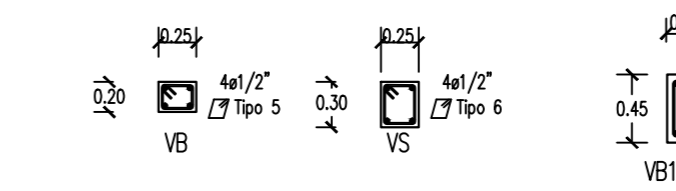
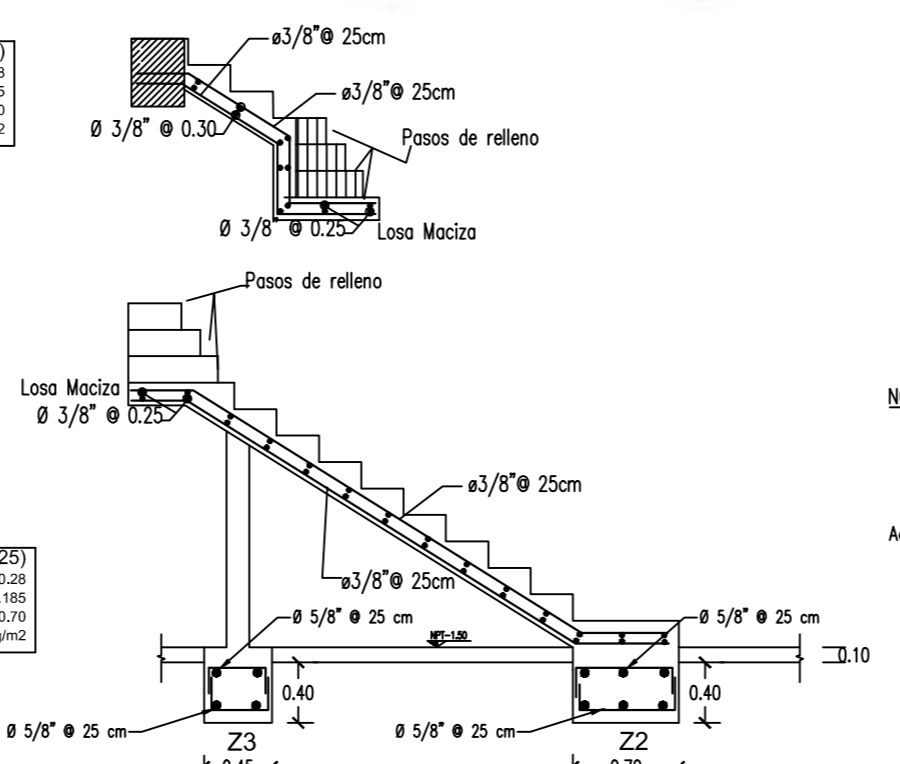


ESCALERA (1:25)
PASO = 0.28
C/PASO = 0.185
ANCHO = 0.70
S/C = 200 Kg/m²

ESCALERA (1:25)
PASO = 0.28
C/PASO = 0.185
ANCHO = 1.20
S/C = 200 Kg/m²

ESCALERA (1:25)
PASO = 0.28
C/PASO = 0.185
ANCHO = 1.20
S/C = 200 Kg/m²

ESCALERA (1:25)
PASO = 0.28
C/PASO = 0.185
ANCHO = 0.70
S/C = 200 Kg/m²



LONGITUD DE DESARROLLO

Ø	"Ld" (cm) para f'c = 210kg/cm ²		Lc (cm)	b (cm)	Ldg (cm)
	Superior	Inferior			
3/8"	34	24	22	12	17
1/2"	45	32	29	20	23
5/8"	56	40	37	20	29
3/4"	69	49	44	25	35
1"	114	89	59	35	46

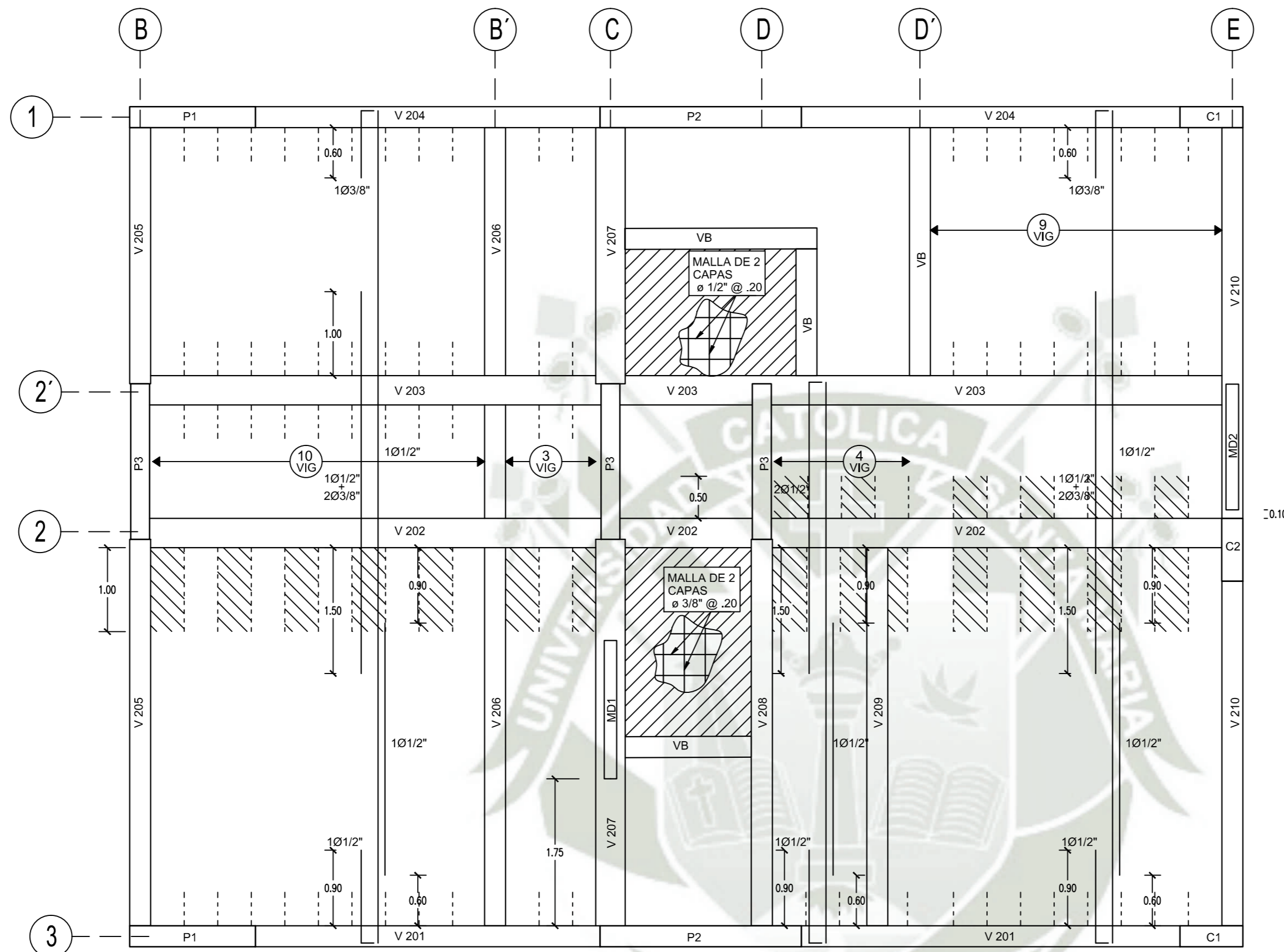
NOTA: EN CASO DE NO PODER DESARROLLAR LA LONGITUD "Ld", LA DIFERENCIA ENTRE "Ld" Y LA LONGITUD DESARROLLADA SE COLOCARÁ EN "b", SIEMPRE QUE ESTA DIFERENCIA SEA MAYOR QUE "b".

*: PARA BARRAS HORIZONTALES QUE EN EL DESARROLLO DE VIGAS NO TERMINEN EN GANCHO "b".

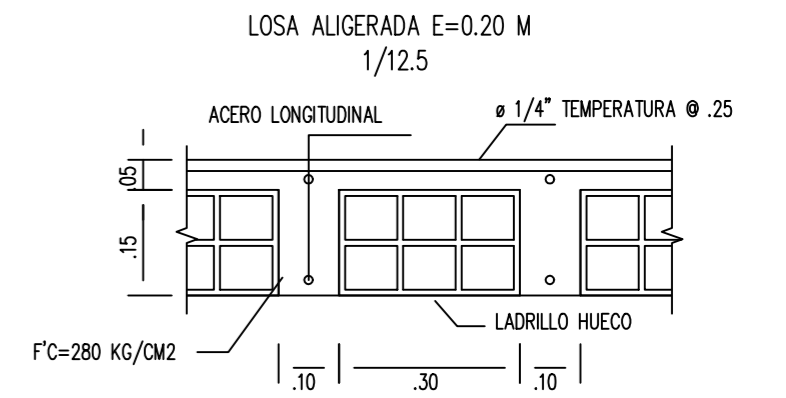
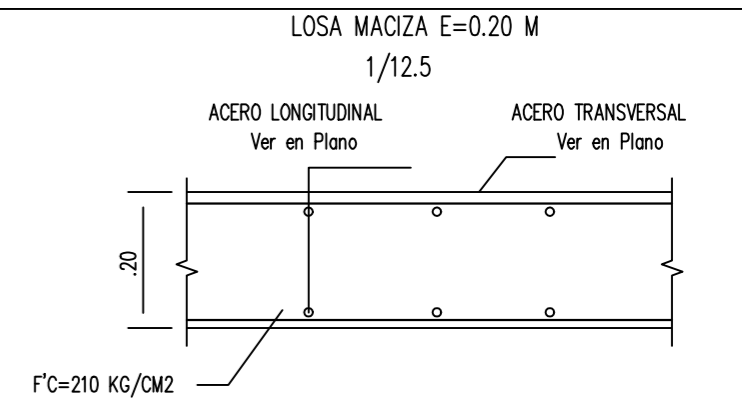
Además en los nudos de vigas y columnas, se colocarán estribos de 3/8" cada 10 cm

DISTRIBUCION DE ESTRIBOS

TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO EN CADA EXTREMO (m)
Tipo 1	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.10
Tipo 2	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.15
Tipo 3	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.20
Tipo 4	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 12.5
Tipo 5	Ø 3/8"	100.05, resto 7.5
Tipo 6	Ø 3/8"	100.05, resto 15
Tipo 7	Ø 3/8"	100.05, 800.10, resto 25
Tipo 8	Ø 1/4"	100.05, 200.10, 100.15 resto 20
Tipo 9	Ø 1/4"	TIPO "S" 100.05, 100.10, 100.15 resto 25

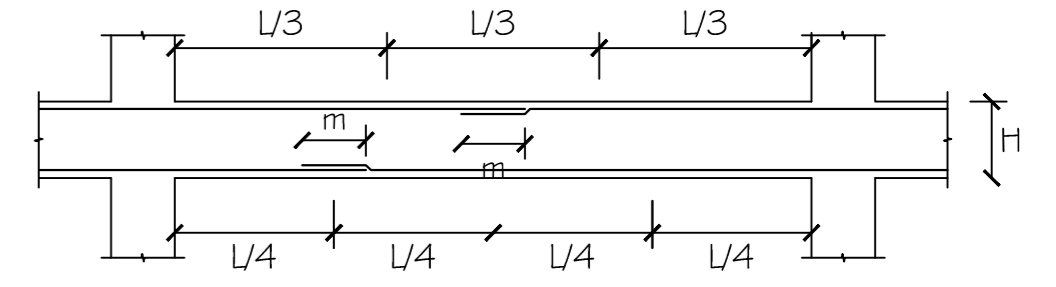


TECHOS DEL NIVEL 1 AL 4



LONGITUD DE TRASLAPE EN VIGAS Y LOSAS
VALORES DE MEDIDA

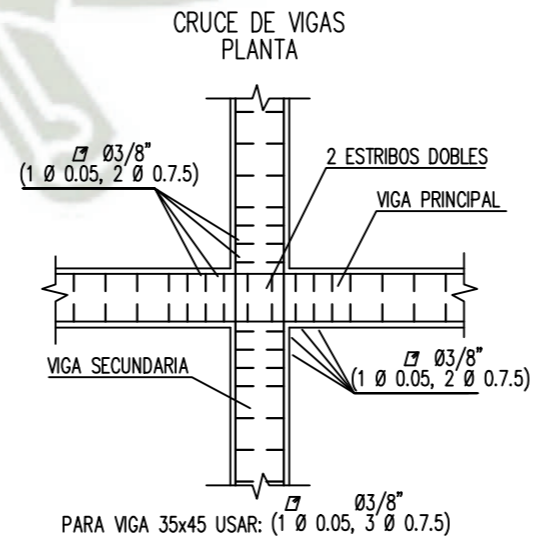
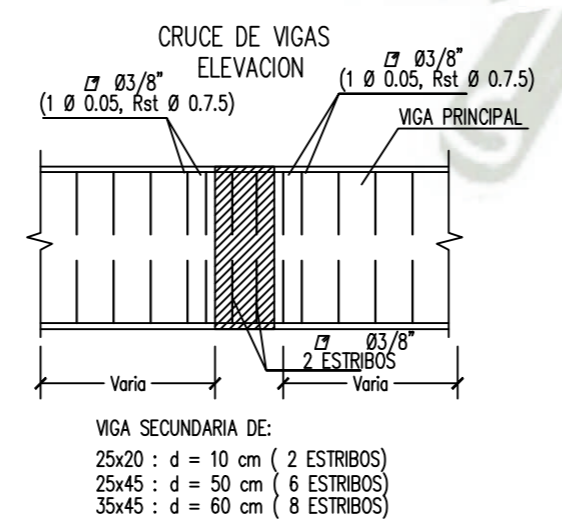
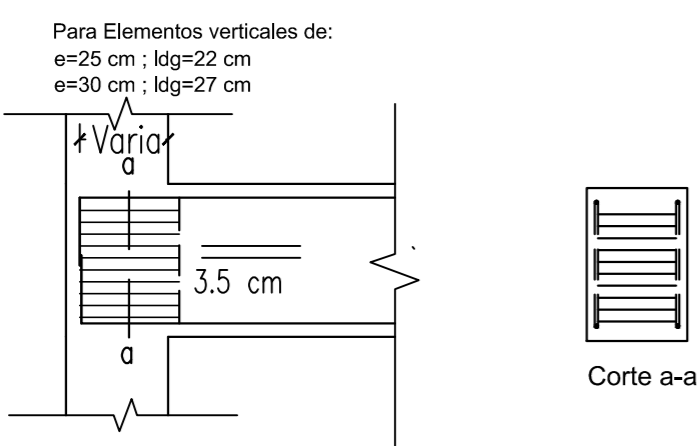
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR	
	H CUALQUIERA	H<0.30	H>0.30
3/8"	0.40	0.40	0.45
1/2"	0.40	0.40	0.50
5/8"	0.50	0.45	0.60
3/4"	0.60	0.55	0.75



- Nota:
- a) No empalmar más 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 % o consultar al proyectista.
 - c) Para aligerados y vigas chatas, el acero interior se empalmará sobre los apoyos, siendo la longitud de empalme igual a 25 cm para fierro

DISTRIBUCION DE ESTRIBOS

TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO EN CADA EXTREMO (m)
Tipo 1	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.10
Tipo 2	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.15
Tipo 3	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.20
Tipo 4	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 12.5
Tipo 5	Ø 3/8"	100.05, resto 7.5
Tipo 6	Ø 3/8"	100.05, resto 15
Tipo 7	Ø 3/8"	100.05, 800.10, resto 25
Tipo 8	Ø 1/4"	100.05, 200.10, 100.15 resto 20
Tipo 9	Ø 1/4"	TIPO "S" 100.05, 100.10, 100.15 resto 25



TRASLAPES Y EMPALMES			ESTRIBOS		
Ø	LOSAS VIGAS (cm)	COLUM (cm)	LOSAS Y VIGAS	COLUMNAS	
6 mm	30	-			
8 mm	40	30			
3/8"	40	30			
1/2"	50	40			
5/8"	60	50			
3/4"	70	60			
1"	120	90			

NO SE PERMITIRAN EMPALMES DEL REFUERZO SUPERIOR (NEGATIVO) EN UNA LONGITUD DE 1/4 DE LUZ DE LA LOSA O VIGA A CADA LADO DE LA COLUMNA O APOYO

LOS EMPALMES L SE UBICARAN EN EL TERCIO CENTRAL NO SE EMPALMARAN MAS DEL 50% DE LA ARMADURA EN UNA MISMA SECCION

RECUBRIMIENTOS

CONCRETO VACIADO CONTRA EL SUELO	7 cm
CONCRETO NO EXPUESTO AL AMBIENTE:	
- LOSAS Y ALIGERADOS	2 cm
- MUROS, O MUROS DE CORTE	2 cm
- VIGAS Y COLUMNAS (*), (**)	4 cm
- CÁSCARAS Y LAMINAS PLEGADAS	2 cm

(*) El recubrimiento deberá medirse al estribo
(**) En columnas de E=.15 m el recubrimiento será de 2.5 cm.

LONGITUD DE DESARROLLO

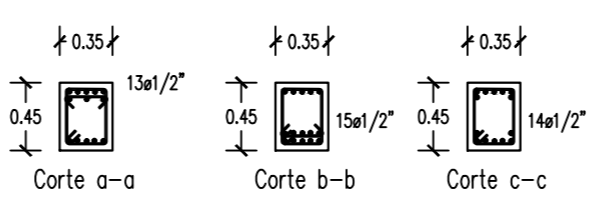
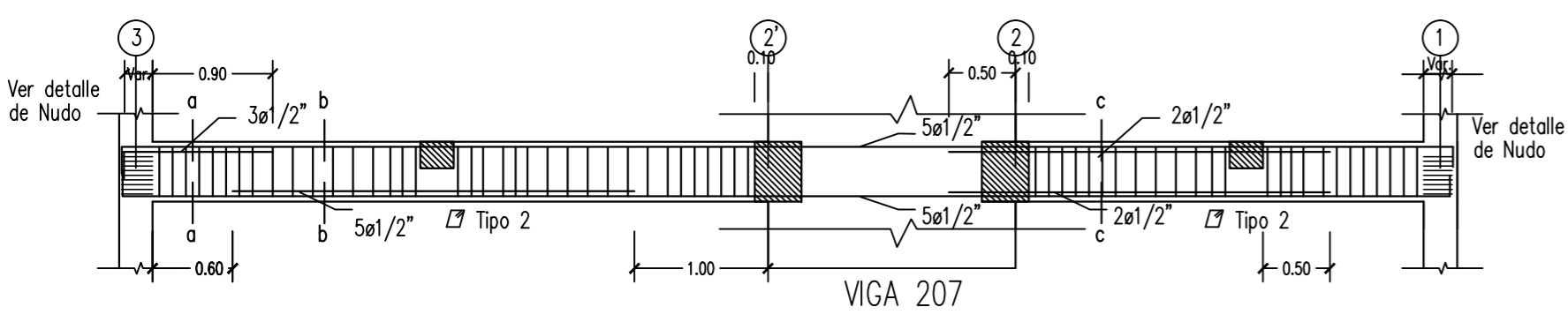
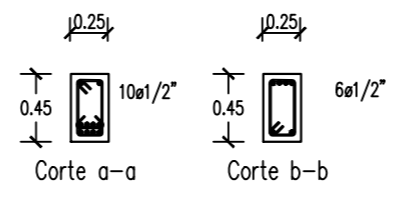
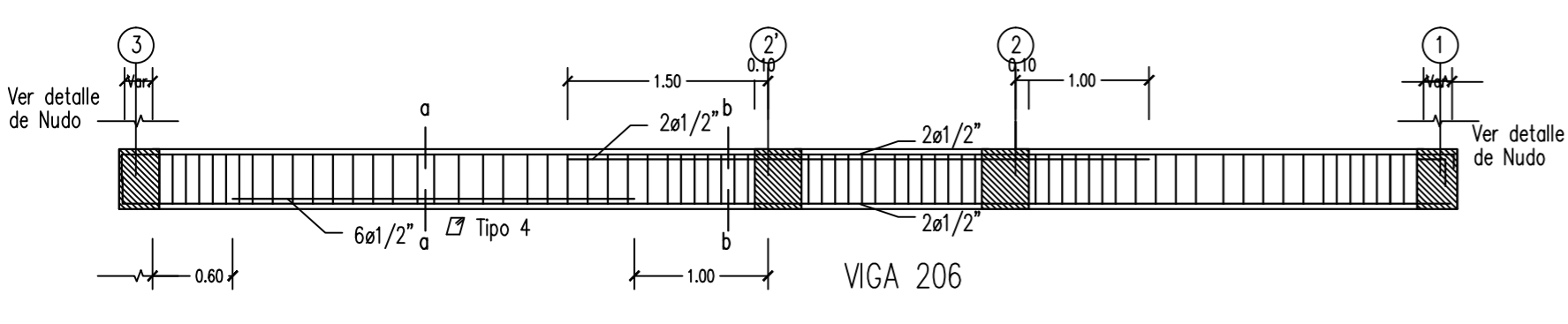
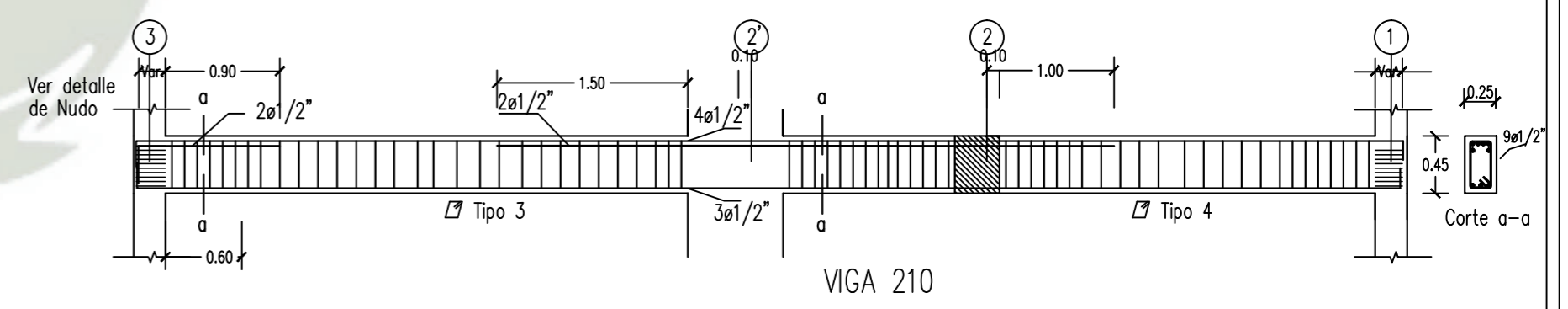
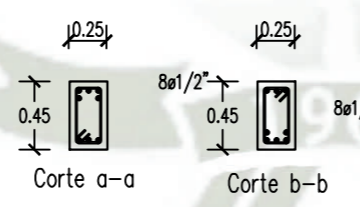
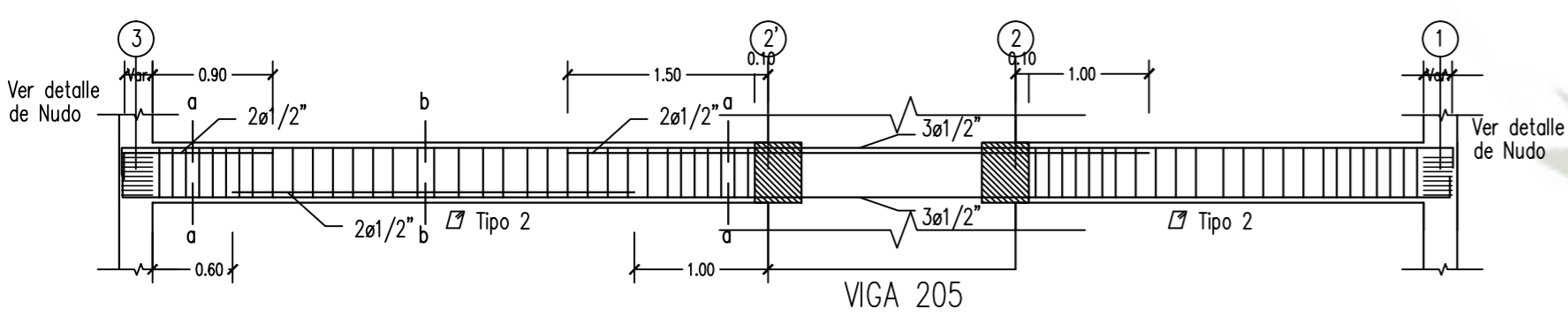
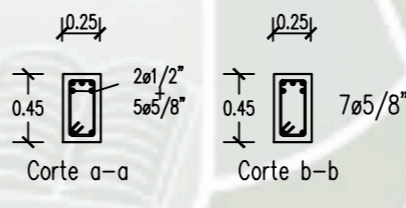
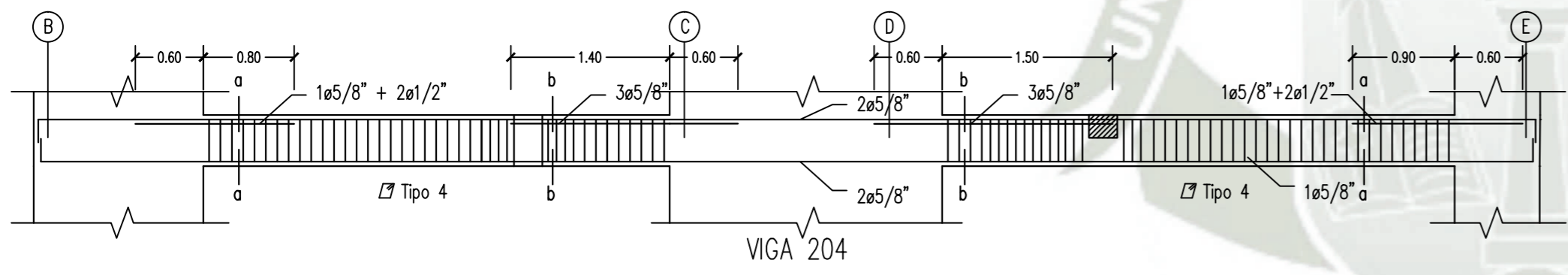
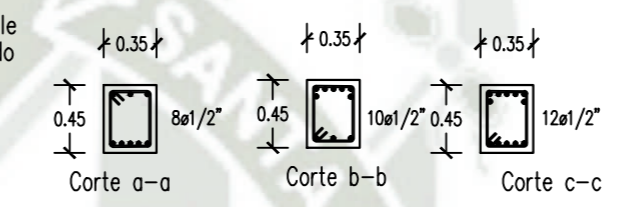
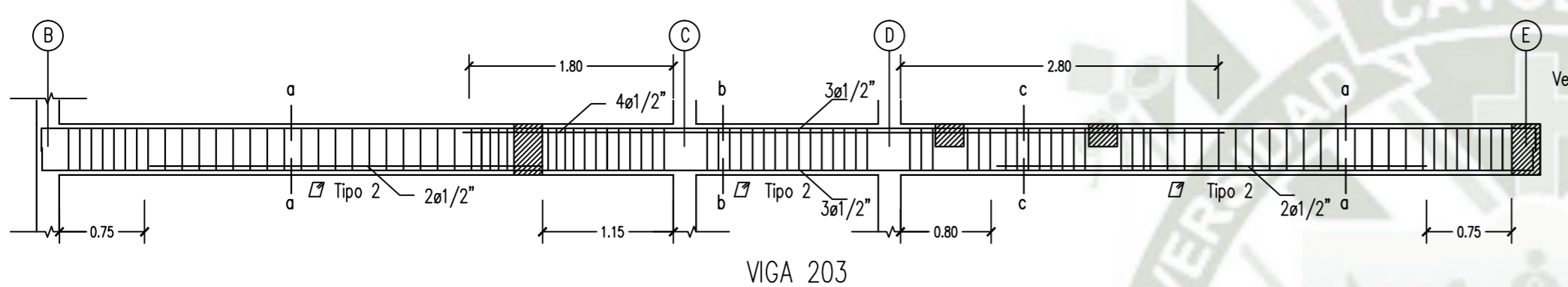
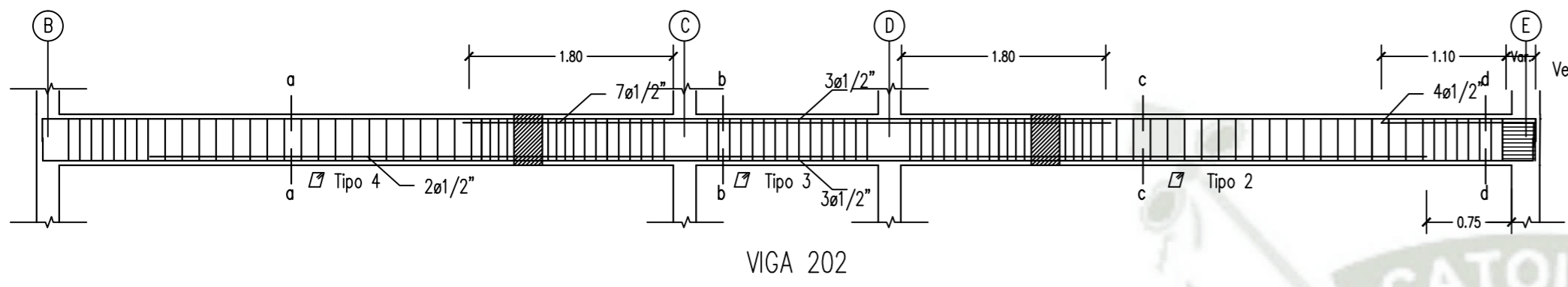
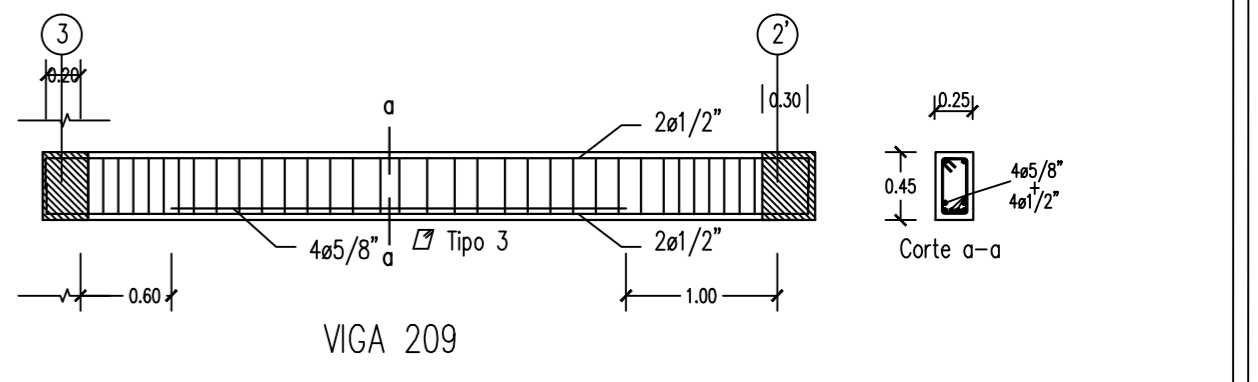
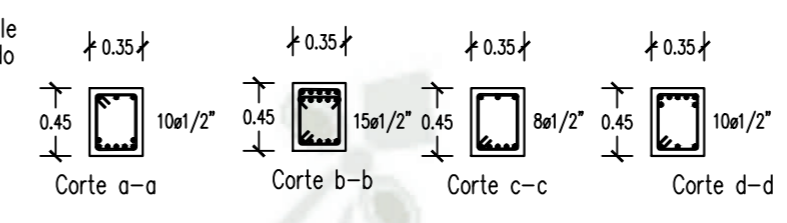
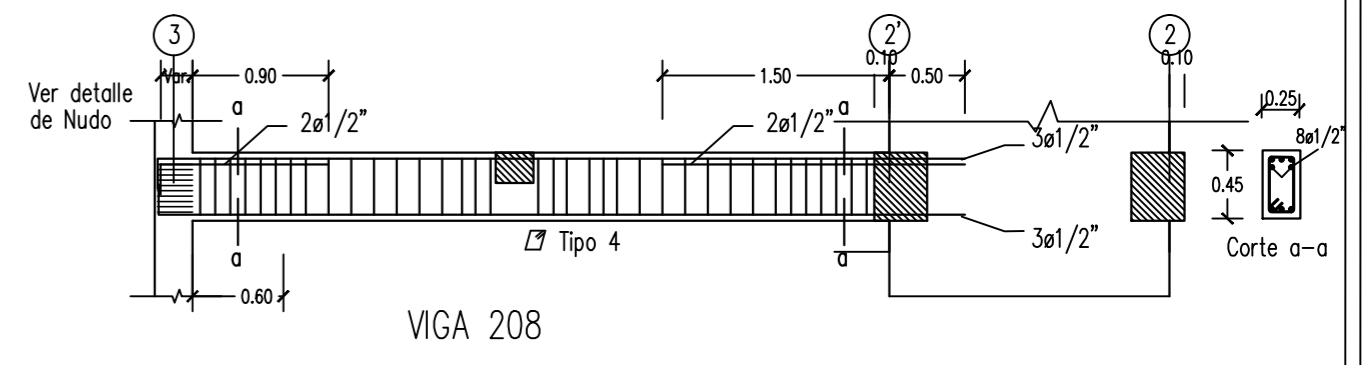
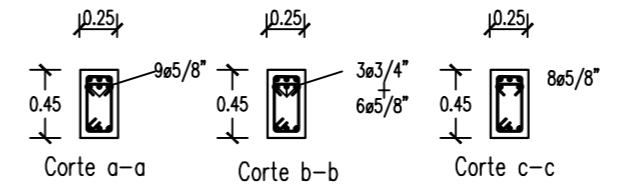
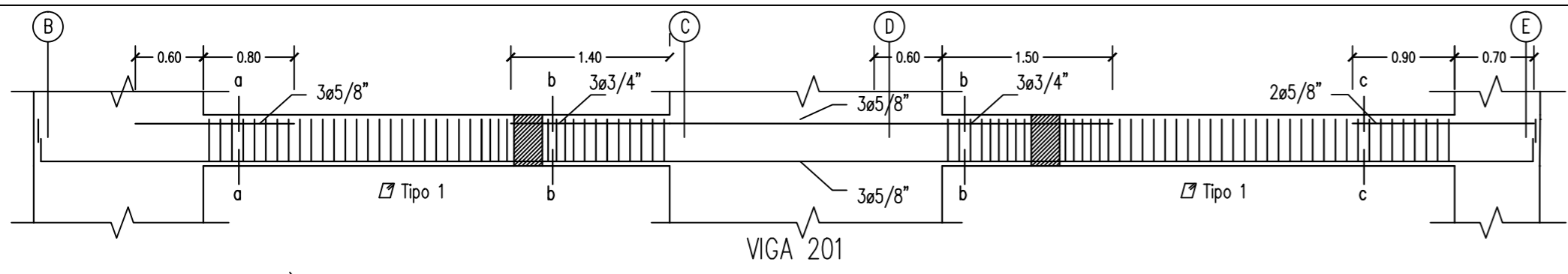
*Ld (cm) para f'c= 210kg/cm2

Ø	L1 (cm) Superior	L1 (cm) Inferior	Lc (cm) (*)	b (cm)	Ldg (cm)
3/8"	34	24	22	12	17
1/2"	45	32	29	20	23
5/8"	56	40	37	20	29
3/4"	69	49	44	25	35
1"	114	89	59	35	46

NOTA: EN CASO DE NO PODER DESARROLLAR LA LONGITUD "Ld", LA DIFERENCIA ENTRE "Ld" Y LA LONGITUD DESARROLLADA SE COLOCARA EN "b", SIEMPRE QUE ESTA DIFERENCIA SEA MAYOR QUE "b".

* PARA BARRAS HORIZONTALES QUE EN EL DESARROLLO DE VIGAS NO TERMINEN EN GANCHO "b".
Además en los nudos de vigas y columnas, se colocarán estribos de 3/8" cada 10 cm

UCSM	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES CON DISIPADORES SLB	NOV 2020	LOSAS Y VIGAS
	TESISTA: RODRIGO ALEXANDER ROMERO YAÑEZ	ESC 1:75	E4



LONGITUD DE DESARROLLO

Ø	"Ld" (cm) para f'c= 210kg/cm2		Lc (cm) (+)	b(cm)	Ldg (cm)
	Superior	Inferior			
3/8"	34	24	22	12	17
1/2"	45	32	29	20	23
5/8"	56	40	37	20	29
3/4"	69	49	44	25	35
1"	114	89	59	35	46

DISTRIBUCION DE ESTRIBOS

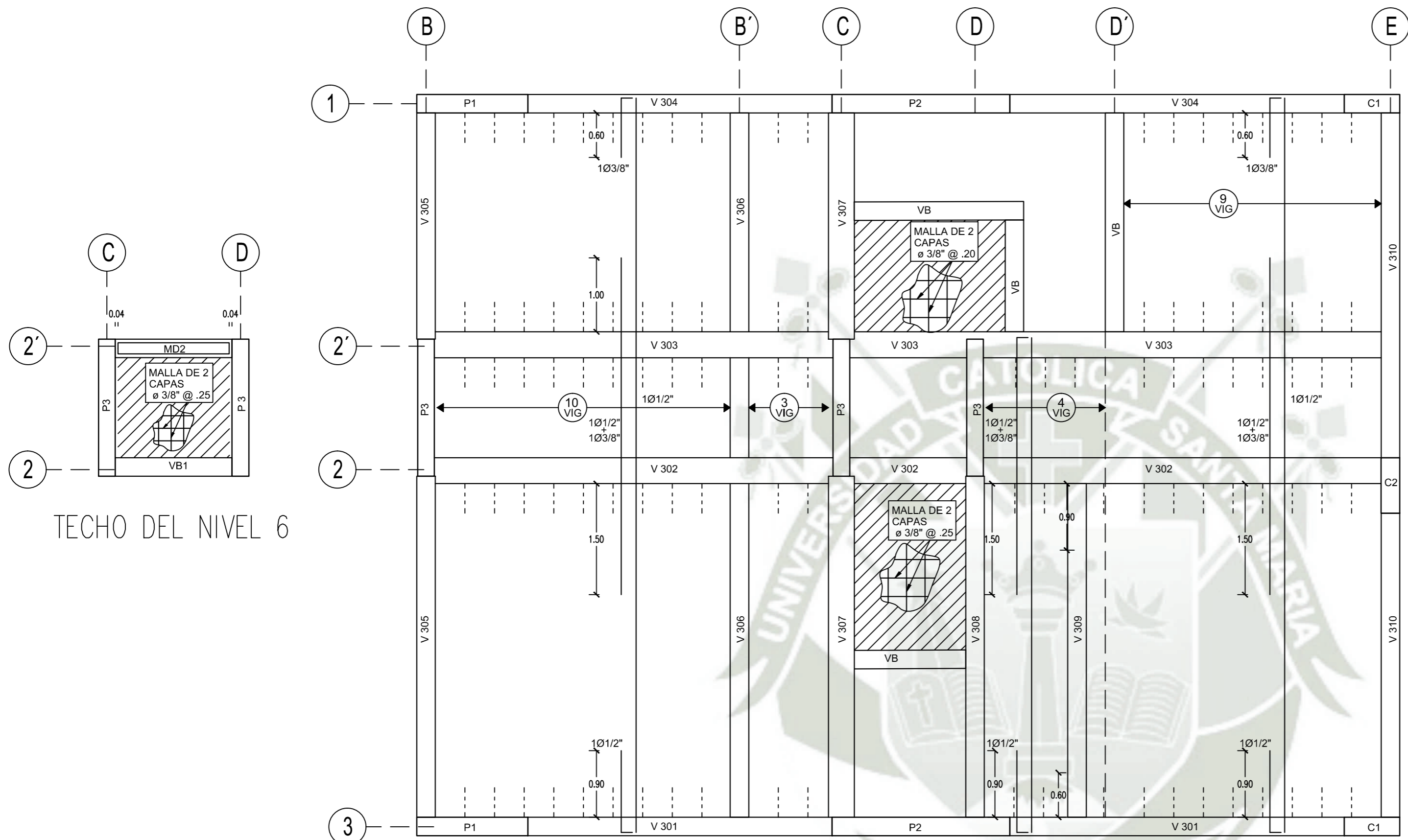
TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO EN CADA EXTREMO (m)
Tipo 1	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.10
Tipo 2	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.15
Tipo 3	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.20
Tipo 4	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 12.5
Tipo 5	Ø 3/8"	100.05, resto 7.5
Tipo 6	Ø 3/8"	100.05, resto 15
Tipo 7	Ø 3/8"	100.05, 800.10, resto 25
Tipo 8	Ø 1/4"	100.05, 200.10, 100.15, resto 20
Tipo 9	Ø 1/4"	TIPO "S" 100.05, 100.10, 100.15, resto 25

NOTA: EN CASO DE NO PODER DESARROLLAR LA LONGITUD "Ld", LA DIFERENCIA ENTRE "Ld" Y LA LONGITUD DESARROLLADA SE COLOCARA EN "b", SIEMPRE QUE ESTA DIFERENCIA SEA MAYOR QUE "b".

*: PARA BARRAS HORIZONTALES QUE EN EL DESARROLLO DE VIGAS NO TERMINEN EN GANCHO "b".

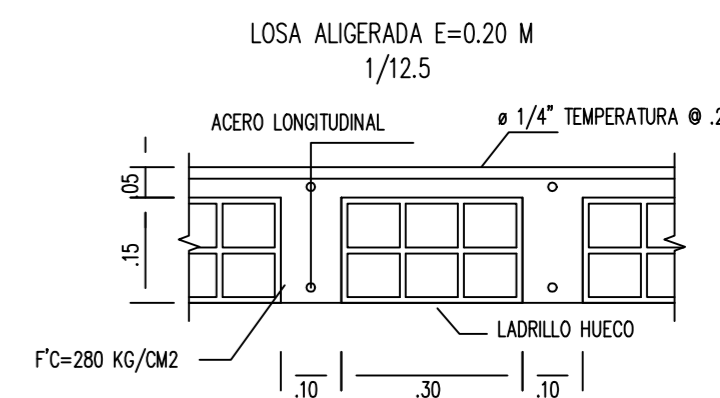
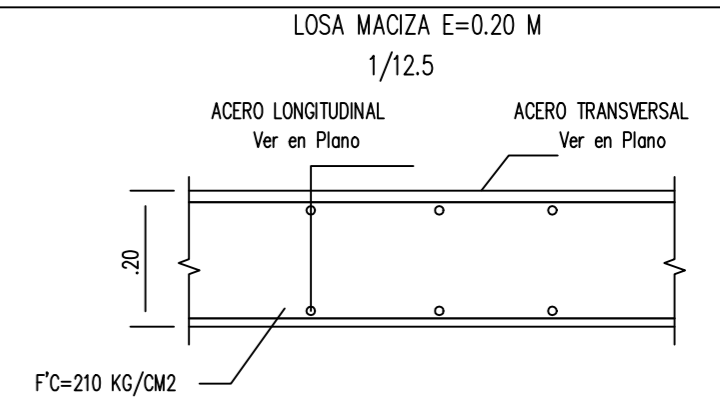
Además en los nudos de vigas y columnas, se colocarán estribos de 3/8" cada 10 cm

UCSM	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES CON DISIPADORES SLB	NOV 2020	LOSAS Y VIGAS
	TESISTA: RODRIGO ALEXANDER ROMERO YAÑEZ	ESC 1:75	E5



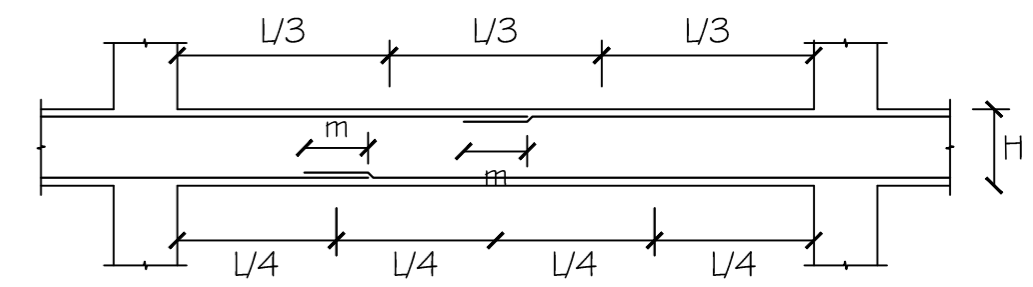
TECHO DEL NIVEL 6

TECHO DEL NIVEL 5



LONGITUD DE TRASLAPE EN VIGAS Y LOSAS VALORES DE MEDIDA

Ø	REFUERZO INFERIOR		REFUERZO SUPERIOR	
	H CUALQUIERA	H<0.30	H>0.30	H>0.30
3/8"	0.40	0.40	0.45	0.45
1/2"	0.40	0.40	0.50	0.50
5/8"	0.50	0.45	0.60	0.60
3/4"	0.60	0.55	0.75	0.75

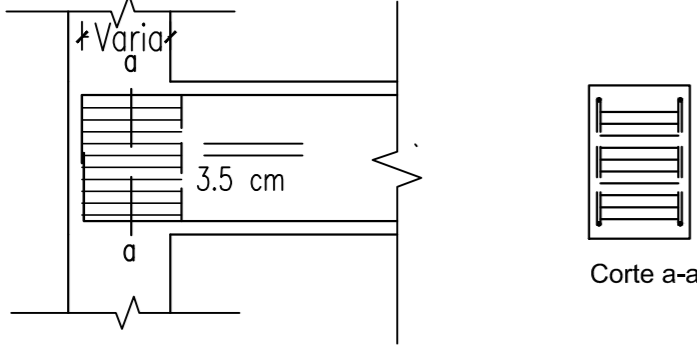


- Nota:
- No empalmar más del 50% del área total en una misma sección.
 - En caso de no empalmarse en las zonas indicadas o con los porcentajes especificados, aumentar la longitud de empalme en un 70% o consultar al proyectista.
 - Para aligerados y vigas chatas, el acero interior se empalmará sobre los apoyos, siendo la longitud de empalme igual a 25 cm para fierro

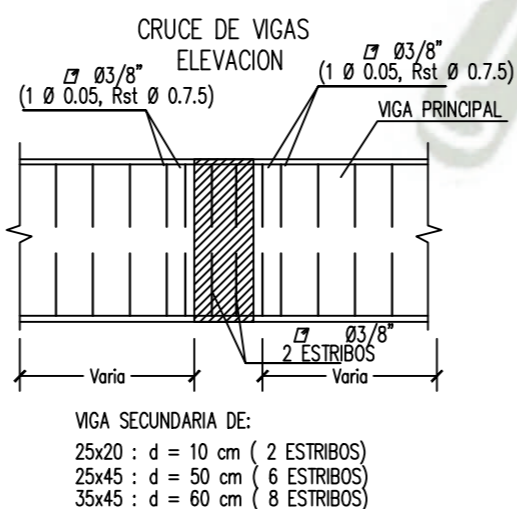
DISTRIBUCION DE ESTRIBOS

TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO EN CADA EXTREMO (m)
Tipo 1	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.10
Tipo 2	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.15
Tipo 3	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.20
Tipo 4	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 12.5
Tipo 5	Ø 3/8"	100.05, resto 7.5
Tipo 6	Ø 3/8"	100.05, resto 15
Tipo 7	Ø 3/8"	100.05, 800.10, resto 25
Tipo 8	Ø 1/4"	100.05, 200.10, 100.15 resto 20
Tipo 9	Ø 1/4"	TIPO "S" 100.05, 100.10, 100.15 resto 25

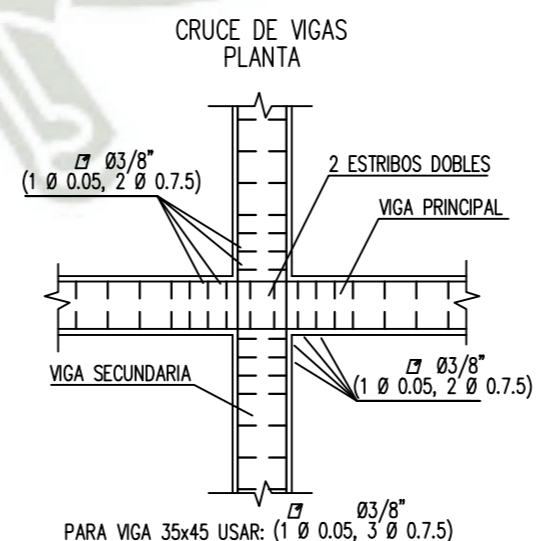
Para Elementos verticales de:
e=25 cm ; ldg=22 cm
e=30 cm ; ldg=27 cm



Corte a-a



VIGA SECUNDARIA DE:
25x20 : d = 10 cm (2 ESTRIBOS)
25x45 : d = 50 cm (6 ESTRIBOS)
35x45 : d = 60 cm (8 ESTRIBOS)



PARA VIGA 35x45 USAR: (1 Ø 0.05, 3 Ø 0.75)

RECUBRIMIENTOS

CONCRETO VACIADO CONTRA EL SUELO	7 cm
CONCRETO NO EXPUESTO AL AMBIENTE:	
- LOSAS Y ALIGERADOS	2 cm
- MUROS, O MUROS DE CORTE	2 cm
- VIGAS, O COLUMNAS (*), (**)	4 cm
- CÁSCARAS Y LAMINAS PLEGADAS	2 cm

(*) El recubrimiento deberá medirse al estribo
(**), En columnas de E=15 m el recubrimiento será de 2.5 cm.

LONGITUD DE DESARROLLO

Ø	"Ld" (cm) para f'c= 210kg/cm2		Lc (cm)	b(cm)	Ldg (cm)
	Superior	Inferior			
3/8"	34	24	22	12	17
1/2"	45	32	29	20	23
5/8"	56	40	37	29	29
3/4"	69	49	44	25	35
1"	114	89	59	35	46

NOTA:
EN CASO DE NO PODER DESARROLLAR LA LONGITUD "Ld", LA DIFERENCIA ENTRE "Ld" Y LA LONGITUD DESARROLLADA SE COLOCARA EN "b", SIEMPRE QUE ESTA DIFERENCIA SEA MAYOR QUE "b".
* PARA BARRAS HORIZONTALES QUE EN EL DESARROLLO DE VIGAS NO TERMINEN EN GANCHO "b".
Además en los nudos de vigas y columnas, se colocarán estribos de 3/8" cada 10 cm

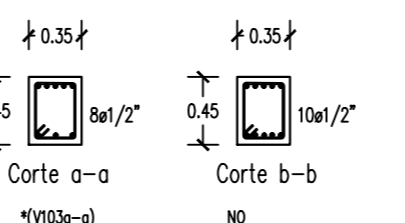
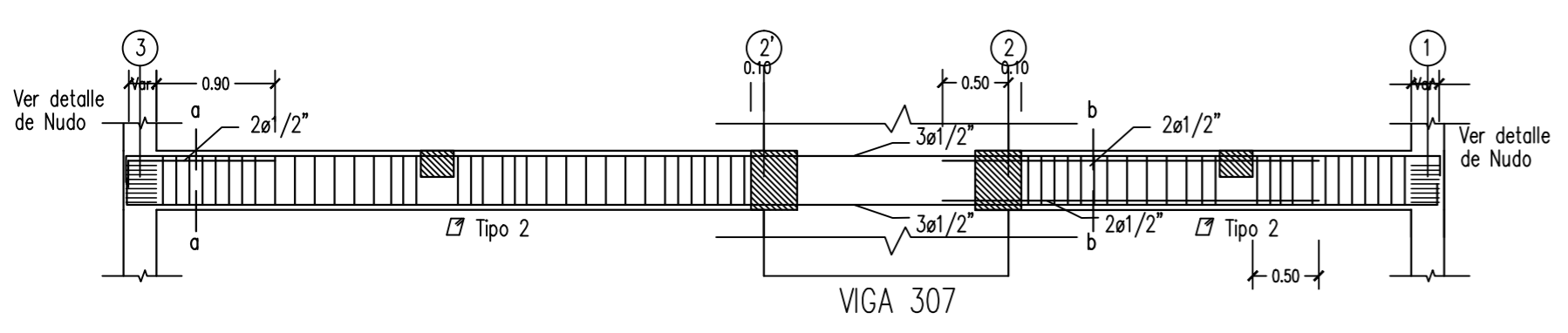
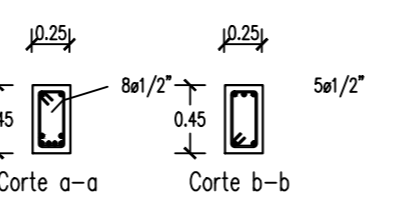
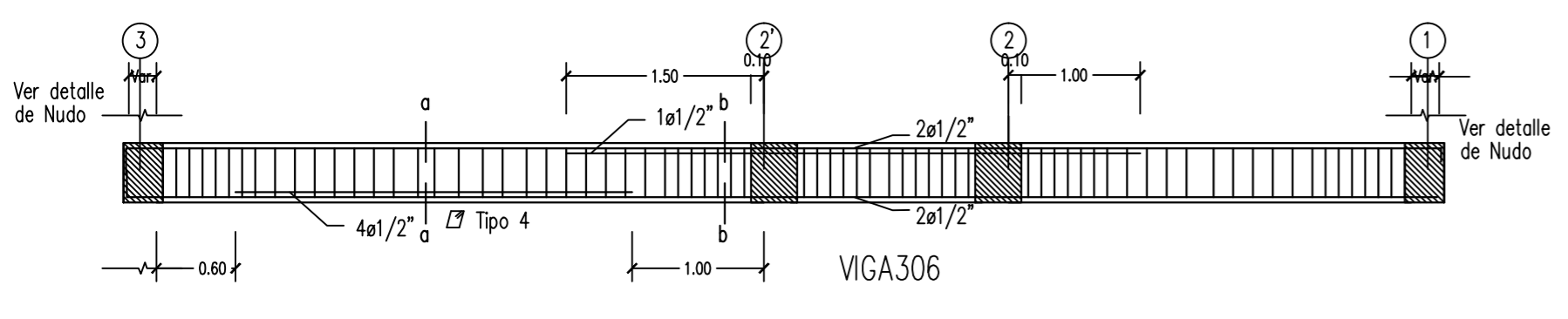
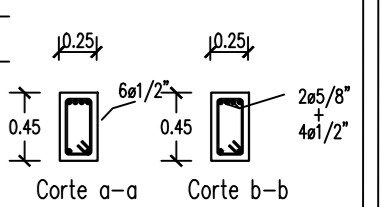
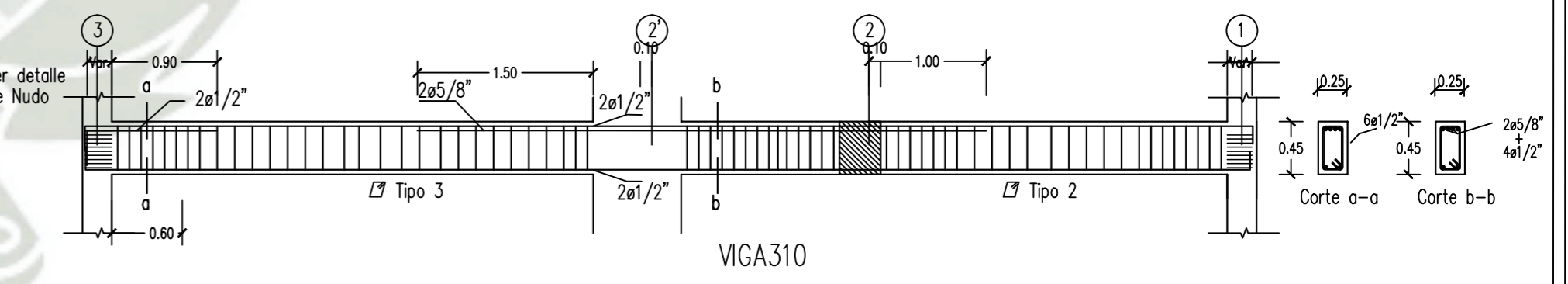
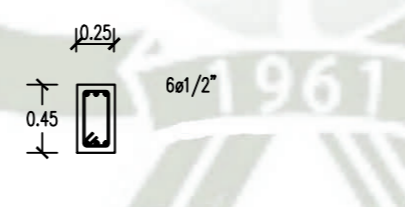
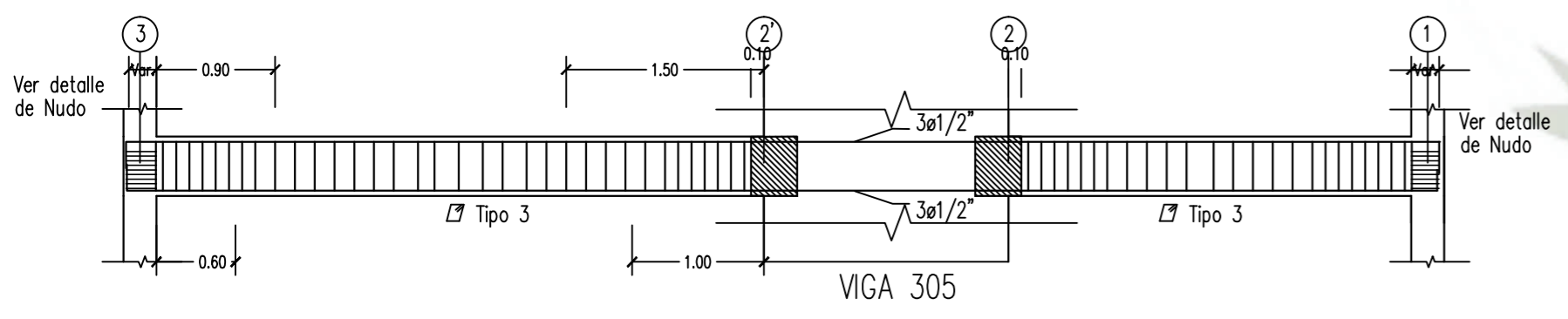
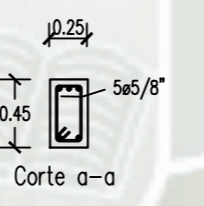
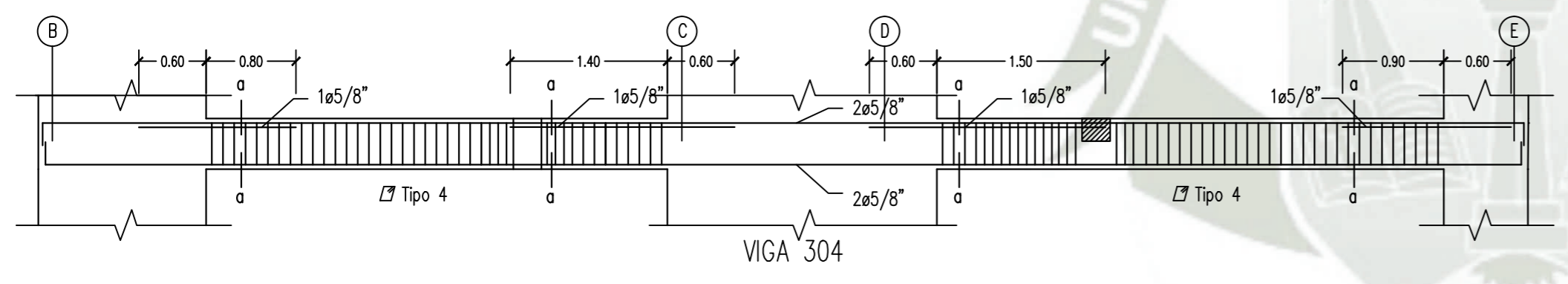
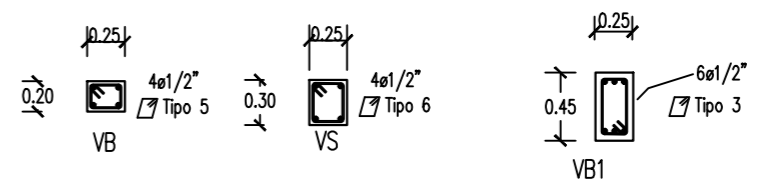
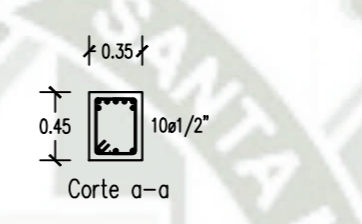
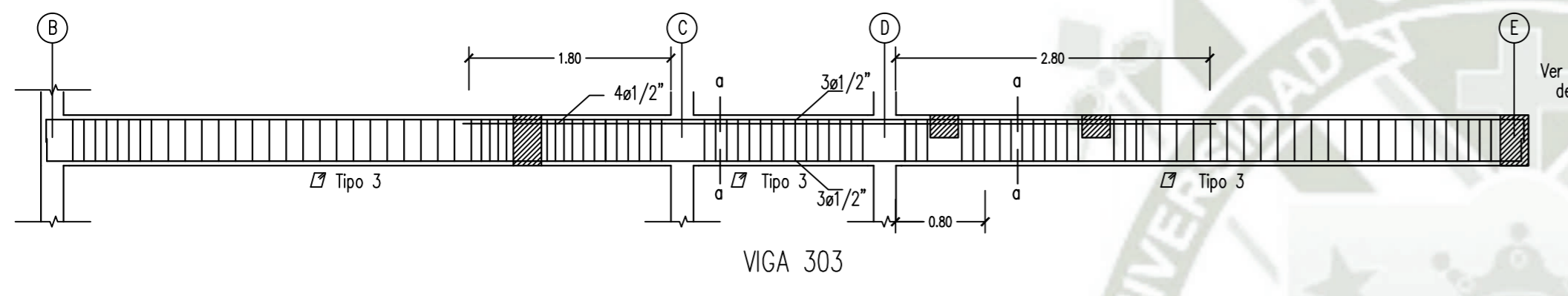
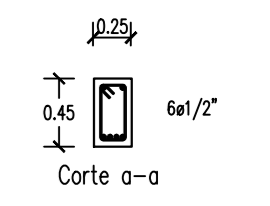
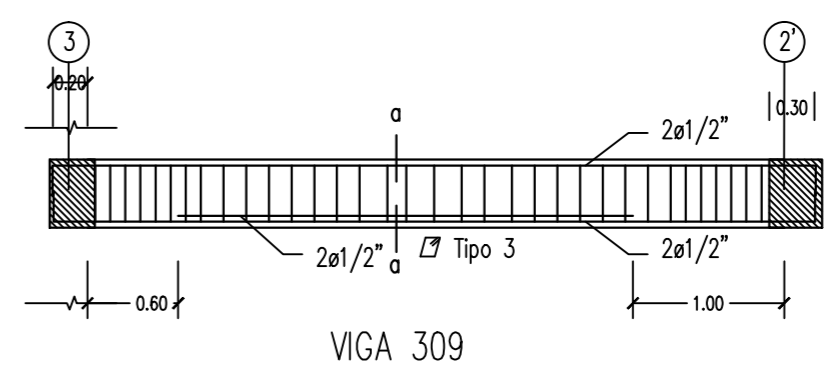
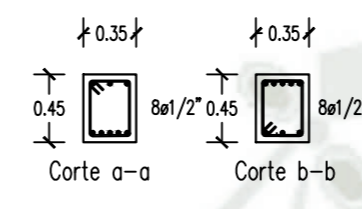
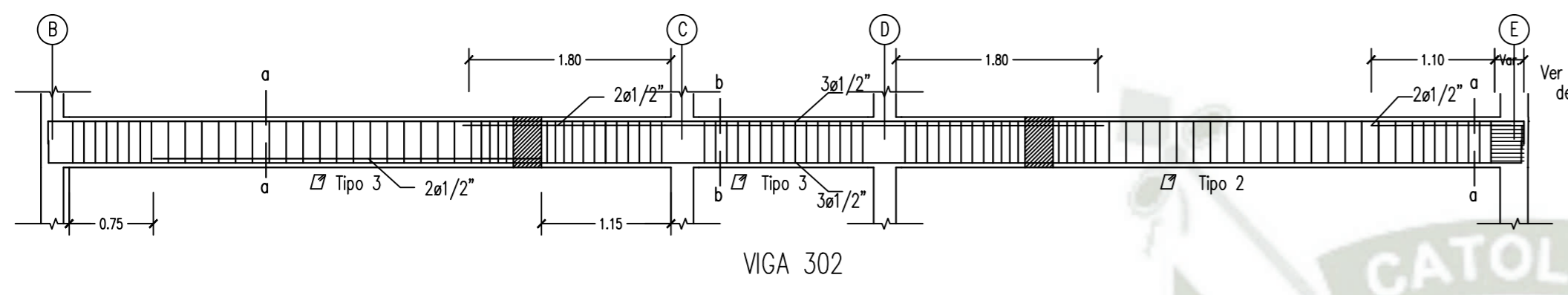
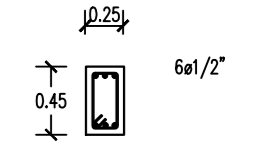
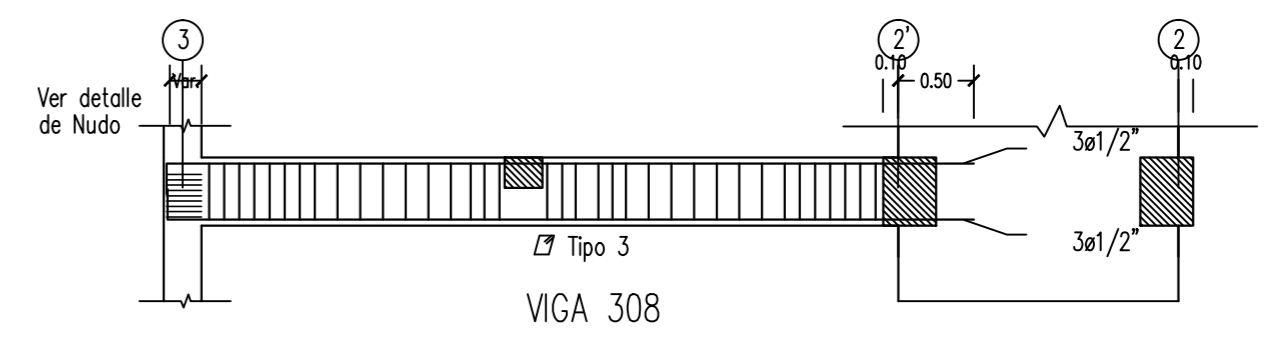
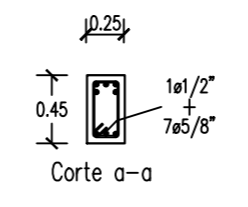
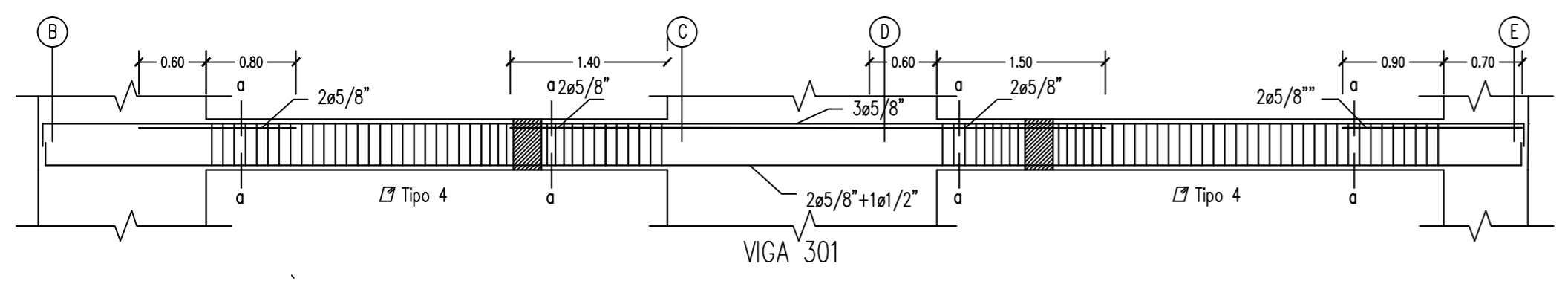
TRASLAPES Y EMPALMES				ESTRIBOS		
Ø	LOSAS VIGAS (cm)	COLUM (cm)	LOSAS Y VIGAS	COLUMNAS		
6 mm	30	-				
8 mm 3/8"	40	30				
1/2"	50	40				
5/8"	60	50				
3/4"	70	60				
1"	120	90				

NO SE PERMITIRAN EMPALMES DEL REFUERZO SUPERIOR (NEGATIVO) EN UNA LONGITUD DE 1/4 DE LUZ DE LA LOSA O VIGA A CADA LADO DE LA COLUMNA O APOYO

LOS EMPALMES L SE UBICARAN EN EL TERCIO CENTRAL NO SE EMPALMARAN MAS DEL 50% DE LA ARMADURA EN UNA MISMA SECCION

Ø	L	Rmax
1/4"	7.5 cm	1.3 cm
3/8"	10 cm	2.0 cm

UCSM	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES CON DISIPADORES SLB	NOV 2020	LOSAS Y VIGAS
TESISTA:	RODRIGO ALEXANDER ROMERO YAÑEZ	ESC	E6
		1:75	



LONGITUD DE DESARROLLO

Ø	*Ld (cm) para f _c = 210kg/cm ²				
	L1 (cm) Superior	L1 (cm) Inferior	Lc (cm)	b (cm)	Ldg (cm)
3/8"	34	24	22	12	17
1/2"	45	32	29	20	23
5/8"	56	40	37	20	29
3/4"	69	49	44	25	35
1"	114	89	59	35	46

NOTA: EN CASO DE NO PODER DESARROLLAR LA LONGITUD "Ld", LA DIFERENCIA ENTRE "Ld" Y LA LONGITUD DESARROLLADA SE COLOCARA EN "b", SIEMPRE QUE ESTA DIFERENCIA SEA MAYOR QUE "b".

*: PARA BARRAS HORIZONTALES QUE EN EL DESARROLLO DE VIGAS NO TERMINEN EN GANCHO "b".
Además en los nudos de vigas y columnas, se colocarán estribos de 3/8" cada 10 cm

DISTRIBUCION DE ESTRIBOS

TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO EN CADA EXTREMO (m)
Tipo 1	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.10
Tipo 2	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.15
Tipo 3	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 0.20
Tipo 4	Ø 3/8"	100.05, 700.10, resto 12.5
Tipo 5	Ø 3/8"	100.05, resto 7.5
Tipo 6	Ø 3/8"	100.05, resto 15
Tipo 7	Ø 3/8"	100.05, 800.10, resto 25
Tipo 8	Ø 1/4"	100.05, 200.10, 100.15 resto 20
Tipo 9	Ø 1/4"	TIPO *S* 100.05, 100.10, 100.15 resto 25